

平成21年度応用水理研究部会

講演集



平成21年12月7日～8日

於 弘前大学創立50周年記念会館

(社) 農業農村工学会応用水理研究部会

平成 21 年 12 月 7 日～8 日

農業農村工学会応用水理研究部会 研究発表会 講演プログラム

【12月7日】

開会の挨拶

---

(14 時 00 分～15 時 30 分)

1. 水路実験による堰下流護床工の洗掘軽減効果の検討 ----- 1  
岩手大学農学部 ○三輪 式  
岩手大学大学院連合農学研究科 高井和彦
2. 水生植物のある閉鎖性水域における吹送流場の数値解析 ----- 7  
九州大学農学部生物資源環境学科 ○吉岡秀和  
九州大学大学院農学研究院 濱上邦彦・森 健・平井康丸
3. 複数の生息域間で移動する生物個体群に関する確率過程モデル -----15  
京都大学大学院農学研究科 ○室井洋佑  
京都大学大学院農学研究科 宇波耕一・河地利彦
- 

(休憩：15 時 30 分～15 時 45 分)

---

(15 時 45 分～17 時 15 分)

4. 決壊した小規模ダムに対する環境水理的復旧対策 -----19  
京都大学大学院農学研究科 ○宇波耕一・河地利彦  
京都大学大学院農学研究科 室井洋佑
5. 乾季の広域灌漑システムにおける水配分に関する考察—タイ国メラオ灌漑システムを対象として—  
-----21  
東京農工大学農学府  
久保成隆
6. 河川におけるスタミナトンネルを用いたヤマメ稚魚の尾ひれの動きと遊泳速度 -----35  
弘前大学農学生命科学部 ○泉 完・加藤 幸
- 

平成 21 年度農業農村工学会応用水理研究部会第 2 回幹事会 (17 時 15 分～17 時 30 分)

---

情報交換会 (17 時 45 分～19 時 30 分)

---

【12月8日】

---

(9時00分～10時30分)

7. Temporal Variation, Assessment and Estimation of Suspended Sediment Load in Small Perennial Rivers

-----45

愛媛大学農学部 ○Masayuki Fujihara・Edward Lapong・Toshiko Kakihara・Noriyuki Kobayashi

8. スリットダムでの流木の通過と停滞

-----53

山形大学大学院農学研究科 松本善史

山形大学農学部 ○大久保博

9. 水クッション側方取水方式溪流取水工の開発に関する予備実験

-----55

明治大学農学部 ○小島信彦・菅田龍太郎

---

閉会の挨拶



# 水路実験による堰下流護床工の洗堀軽減効果の検討

## Experimental Study on Effects of Bed Protection Works against River-bed Scour at the Downstream Area of Diversion Dam

○ 高井和彦\*, 三輪 弌\*\*

○ TAKAI Kazuhiko\*, MIWA Hajime\*\*

### 1. はじめに

昭和 30, 40 年代に盛んに実施された砂利採取によって平野部河道区間の河床低下が進行し、当時設置された多くの取水堰で、下流河床の局所洗堀に悩まされ続けている。堰の上下流河道区間では、砂礫堆が形成され、洪水時の水流が集中・発散を伴った蛇行流になることが多い。そのため、堰下流河床の局所洗堀の範囲と大きさは、堰と砂礫堆との位置関係に強く影響される。(今回、改訂された「頭首工」設計基準・付録技術書<sup>1)</sup>においてもこの点の重要性が取り上げられた。)

堰下流河床の局所洗堀現象を、全体的な河床低下と3次元形状を持つ砂礫堆との2方面からの関係によって考察したうえで、下流護床工設置によって局所洗堀を軽減させることができるか、昨年の2種類の護床工<sup>2)</sup>に加えて、今年度は3種類の護床工について水路実験を実施した。それらの結果をまとめて整理・分析したので、報告する。

### 2. 瀬・淵が交互に連続する河床形状と砂礫堆形成との関係

平水時のみお筋は、岸沿いの「淵」から斜め下流に広がって「瀬」をなし、対岸の「淵」に落ち込んでいく。このみお筋形態は、洪水流によって形成される「砂礫堆」形状に関係する。砂礫堆は、幅1km以上の大河川から、幅10cm程度の実験水路において共通して形成され、その形状と水流の蛇行パターンは河川規模の大小を問わず、同一である。図-1に20cm幅の実験水路に形成された砂礫堆の一例を示す。砂礫堆が形成されたあとの停水時に白色絵の具溶液を流し込んでいるので、岸沿いの淵が白く、水深が浅い瀬と洲が黒っぽく写っている。

### 3. 堰敷高と河床高の高低関係と下流河床洗堀

直線水路の砂礫堆は、洪水のたびに下流に移動する。砂礫堆の移動によって堰との位置関係が変化し、堰下流の河床洗堀位置や形状が変化する。通水前の初期砂床高が堰の天端高に合致している場合でも、水路側壁沿い淵部と蛇行水流の水衝部との関係により、堰下流に深掘れが生じ、図-1の矢印付近におかれた堰位置の場合に、堰下流での洗堀が最も大きくなる。河床低下が進行した状態を想定して堰下流の河床高を切り下げて実験してみると、堰下流の深掘れは全体的に大きくなるものの、砂礫堆は堰上下流の

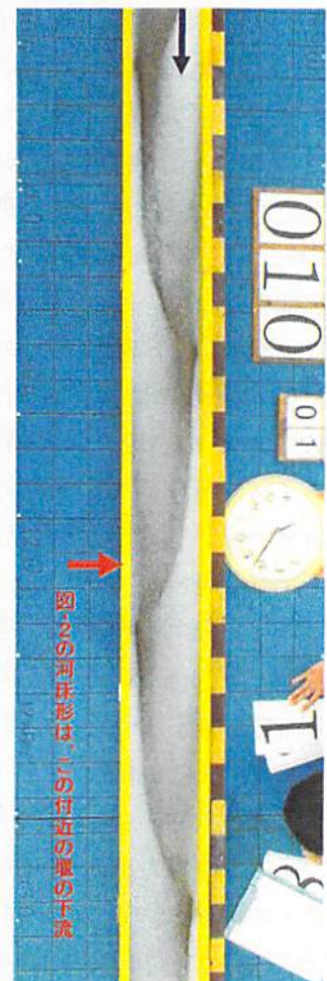


図-1 直線水路での砂礫堆形成  
(水路幅 20cm, 水路勾配 1/70,  
流量 0.6L/s, 砂 0.8mm 粒径)

\*岩手大学大学院連合農学研究科(社会人学生:アルファ技研勤務) U.G.S.A.S. Iwate Univ., \*\*岩手大学農学部 Faculty of Agric., Iwate Univ.

キーワード: 取水堰, 砂礫堆, 河床低下, 局所洗堀, 護床工, 災害防止対策



段落差にかかわらず、堰の上下流でその形状の連続性は維持され、砂礫堆はその形状と接続パターンを保持しながら下流へ移動する。初期砂床高を変化させた実験について、最大深掘れが発生する位置関係(図-1の矢印の位置)での堰下流の洗掘形状を比較した結果が図-2である。下流からみた横断面図になっていて、淵部にあたる左岸側で深掘れが生じている。堰天端と同高の砂床高の場合でも淵部では大きく洗掘されている。そして、河床低下とともに洗掘は全体的に増大する。

初期砂床高による直線水路下流深掘れ形状比較

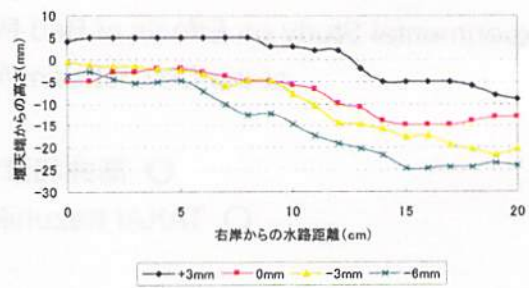


図-2 初期河床高による堰下流深掘れ形状比較 (下流からみる)

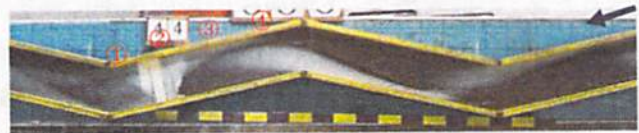


図-3 蛇行水路と堰③護床工付の配置

蛇行半波長:86cm, 蛇行角:24度, 水理条件は、図-1の直線水路と同じ

#### 4. 護床工設置効果の実験的検討

堰下流の河床洗掘は、堰本体の損壊及び取付け河岸の浸食災害につながるため、洗掘防止を目的として下流護床工が設置される。その効果を検討するため、砂礫堆の長さにあわせて次々に左右に蛇行させた図-3のような水路(砂礫堆の移動を抑えることができる蛇行水路。水路幅:20cm, 蛇行半波長:86cm, 蛇行角:24度, 水路全長:約8m(2008, 2009年度, 2007年度は全長16mの水路), 図-1の直線水路で明瞭な砂礫堆が形成される場合と同じ水理諸量の組み合わせ)において水路実験を行った。砂礫堆が移動する直線水路では、堰と砂礫堆の位置関係が次々に変化し、下流護床工の洗掘軽減効果を評価することがむづかしいためである。砂礫堆の位置が安定化した蛇行水路では、堰との位置関係をそろえて実験できるため、護床工の設置効果をより正確に評価できる。

堰下流河床洗掘に関する実験は、2007年度から継続して実施してきた。当初は手作業によって砂床形状を測量していたが、2008年度に科学研究費補助金の援助を得て、Keyence社製のレーザー砂面計を使用できるようになり、詳細かつ正確な砂床形状測量が可能になった。堰下流の局所洗掘範囲は、縦断方向に1cmおきの横断測線をとり、横断方向には5mm間隔で測量した。

##### 4-1 堰と護床工の設置位置および構造

堰の設置位置を変えると、下流洗掘形状が変化する。図-3の①~④の4箇所(凹岸底点から水路側壁距離で22cmおき)それぞれに堰を配置し、下流洗掘状況を調べてみると、堰③位置のとき、下流洗掘が最も大きくなる(洪水主流の最速部分が堰にかかるため、直線水路の実験での図-1の矢印の位置関係と同じ)。図-4のように堰の下流に護床工を配置してその効果を調べることにした。堰と護床工の構造は、図-5に示した通りで、(a)水叩き付き堰の下流に、(b)階段式護床工、(c)斜路式護床工、(d)短-8mm下がり、(e)短-4mm下がり、(f)長-8mm下がり の5種類の護床工を配置して、堰下流の河床洗掘軽減効果を比較した。

##### 4-2 堰下流河床洗掘の発達と安定化

河床低下の進行を想定して、堰下流の初期河床高を低下させると、河床洗掘の範囲と深さが大きくなる。ここでは、堰上流区間は堰の天端高、下流区間は堰天端から6mm下げて砂床を平坦に敷均した状態か



(a)直角堰



(b)直角堰+階段式護床工  
図-4 直角堰の構造

天端幅:40mm, 水路底からの高さ:52mm, 水叩き:幅40mm, 堰天端から4mm下げ, 階段式護床工:図-5(b)



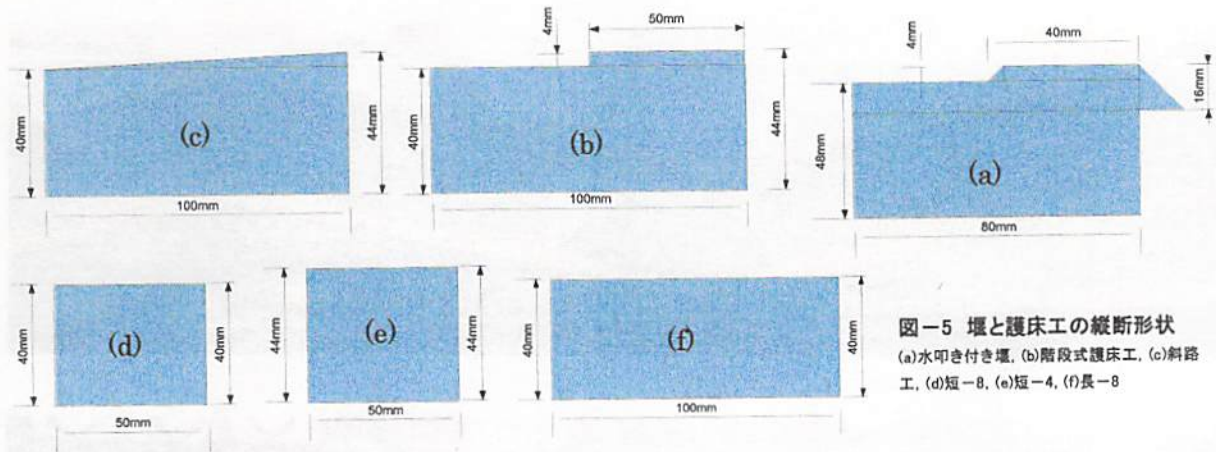


図-5 堰と護床工の縦断形状  
(a)水叩き付き堰, (b)階段式護床工, (c)斜路工, (d)短-8, (e)短-4, (f)長-8

ら通水した。通水と同時に堰下流において河床洗堀が進行するが、水路上に砂礫堆が発達し、下流に移動してくることによって洗堀形状が変化する。今回の実験水路の場合、砂礫堆の先端は、蛇行屈折部凹岸底点を過ぎたあたりまで移動してくるが、その先への移動はなく、図-3にみられるようにほぼ全区間で左右岸交互に寄洲が発達し、水流が淵と瀬を交互に繰り返しながら左右に蛇行する形態で安定化する。堰③は右岸側の淵の下流域に位置するため、図-4にも見られるように堰下流の右岸側において河床洗堀が生じる。

#### 4-3 護床工なしの場合の流量変化の影響

直線水路において、図-1のような明瞭な砂礫堆が形成される水理条件においては、流量を大小変化させて通水しても、ほぼ同様な形状の砂礫堆が形成される。流量のちがいがいによる堰下流洗堀形状のちがいを比較したのが図-6(水路幅 20cmのうち右岸側の10cm 区間を表示)である。流量の増大とともに堰下流洗堀範囲が拡大し、掘れも大きくなる。堰下流の初期河床は、堰天端から6mm 下がりであるのに、0.8L/s 通水の場合、局所洗堀深はその5倍の30mm を越える深さになっている。

#### 4-4 堰周辺河床形状と表面流況

堰のみの場合と2段の階段式護床工を設置した場合について、通水中の堰周辺の河床形状と表面流況を比較したのが図-7である。水路上流でパンチくずを散布しており、スローシャッターで流し撮りをしているので、流向を読み取ることができる。下流河床が低下したことを想定した堰が設

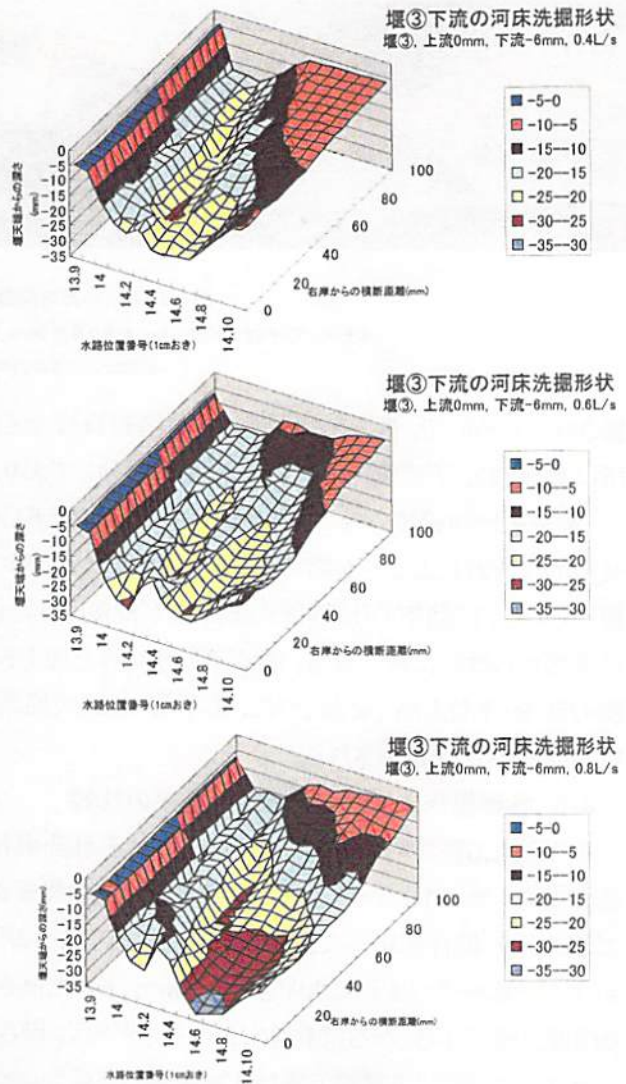


図-6 堰下流の深掘れ形状(3通りの流量)

蛇行水路堰③下流の河床洗堀範囲。上方から0.4L/s, 0.6L/s, 0.8L/sの通水。  
0-6mm 砂床。Excelによる3次元表現。



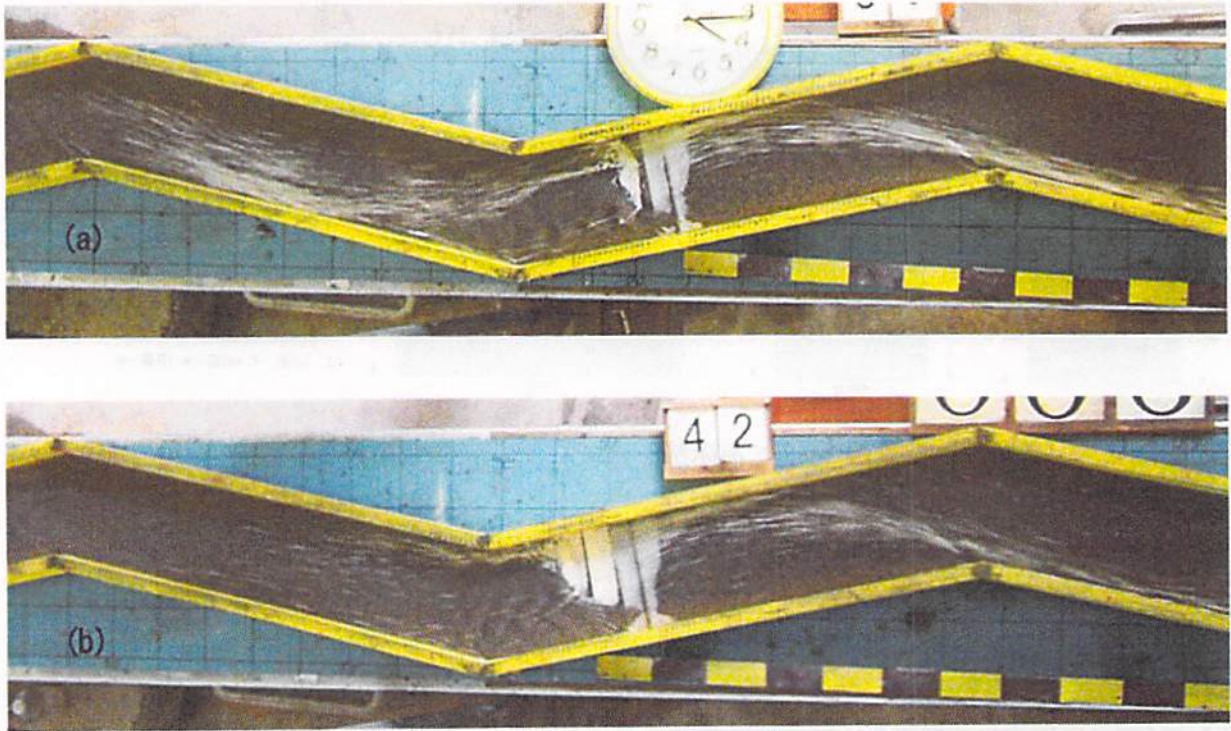


図-7 通水中の堰周辺河床形状と表面流況

水表面にパンチくず散布。B=20cm, 蛇行半波長:86cm, 蛇行角:24度, 水理条件は, 図-1の直線水路と同じ

(a)堰のみ, (b)堰の下流に階段式護床工配置

置されているので, 堰とその直下の水叩きはほぼ全面的に露出しているが, 流れが右岸側に集中する箇所にあるため, 下流護床工では左岸側に堆砂しており, 洗堀は右岸側のみで生じている。

図-7上の(a)堰のみの場合は, 堰を越えて落下した流れが下流河床の洗堀したあと, 流れの一部はらせん的な流れによって上部で堰方向に逆流する。そのため, 大量のパンチくずが堰下流の深掘れ部に滞留している。同図下の(b)階段式護床工が配置された場合は, 水流は順次護床工表面を流れ下り, 2段目の末端から砂床に流入する。堰直下の水叩きを加えると, 4mm ずつ3段(計 12mm)流下しており, 下流側の砂床・水位も高くなるために, 落下流ではなく掃流状態での洗堀になる。そのために, 大きな洗堀は生じていないものと推察される。

#### 4-5 各種護床工による洗堀軽減効果の比較

堰下流に5種類の護床工を配置し, それぞれ洗堀軽減効果を発揮するか実験した。洗堀範囲の中での最深値を, 表-1によって一覧してみると効果の概要がわかる。(1)効果の差はあるものの, ほとんどの場合で堰のみの場合に比べて深掘れ値が小さくなる。(2)階段式護床工において軽減効果が大きい。(3)流量が大きい場合に, 堰下流水叩きから8mm下げた高さに配置した護床工の効果が大きく, 流量小の場合より深掘れ値が小さくなる。(4)護床工の長さが短く, 深さが小さい「短-4」の護床工での効果が少ない。

堰のみの場合と5種類の護床工を配置した場合について, 流量0.6L/sを通水して下流洗堀形状を比較したのが図-8である。いずれの場合も, 淵部の下流で, 洪水の主流が流下する右岸側において洗堀しているが, 堰のみの場合に比べると, どの護床工でも洗堀の範囲と深さが小さくなっていることがよくわかる。なかでも階段式護床工の場合に洗堀軽減効果が顕著に認められる。しかも表-1にみられるように, 3通りの流量すべてにおいて深掘れが軽減している。

堰のみにおいては, 流量が増大した場合(大きな洪水に見舞われた場合)に, 堰下流河床洗堀が拡大



表-1 堰下流洗堀部における深掘れ最深値一覧

実験年度	実験番号	護床工タイプ	流量(L/s)	最大深掘れ値(mm)
2008	37	(a)堰のみ	0.4	-26.2
	36		0.6	-25.6
	38		0.8	-32.7
2008	43	(b)階段式	0.4	-18.3
	42		0.6	-20.0
	44		0.8	-20.3
2008	46	(c)斜路式	0.4	-22.6
	45		0.6	-23.0
	47		0.8	-22.1
2009	56	(d)短-8	0.4	-23.3
	55		0.6	-22.0
	54		0.8	-17.7
2009	53	(e)短-4	0.4	-23.7
	52		0.6	-23.6
	51		0.8	-25.2
2009	36	(f)長-8	0.4	-31.0
	35		0.6	-27.9
	34		0.8	-20.1

するために、災害に結び付いているのに対し、適切な護床工の配置することによって、流量増大にもかかわらず、河床洗堀が拡大しないという望ましい結果が得られた。

そのなかでも、(f)長-8mm 下りの護床工において、流量小の場合により大きな洗堀を生じる一方で、流量大でそのような局所的な洗堀が解消しているし、(d)短-8mm 下りの護床工でも同様の結果となっている。これに対し、(e)短-4mm 下りの護床工ではどの流量でも軽減効果が見られていない。これらのちがった結果が得られる原因とメカニズムをあわせて検討して、階段式護床工において各流量で大きな差がなく洗堀が軽減する理由の分析を進めていきたい。

## 5. おわりに

堰下流河床洗堀の実態解明と護床工による洗堀軽減効果の検討に関する一連の実験は、水路幅20cmという小規模な水路において実施してきた。そのさい、堰が設置されることが多い平野部河道区間において、河床形状と水流蛇行を基本的に支配する「砂礫堆」を再現できる水理諸量の組み合わせを選んで実験した。水路形状は、直線水路と屈折蛇行水路(蛇行波長と蛇行角をそろえた水路)という単純な基本水路であるが、淵や瀬、洲という河床形状と洪水時の集中・発散を伴った水流蛇行を再現させているため、深掘れメカニズムや深掘れ形状特性を適切に再現した実験になっている。

なお、現地頭首工の調査<sup>3)</sup>を並行して行っており、水路実験における結果の信頼性を検証し、実用化するにあたっての問題点の解明を急いでいる。

実験の遂行にあたっては、科学研究費補助金・基盤研究(C)のご援助とともに、平成19~21年度三輪研究室学生たちのご尽力をいただいた。記して心から謝意を表する次第である。

【参考文献】

- 1) 農林水産省農村振興局設計課監修 (2008)：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」付録技術書，農業農村工学会。
- 2) 高井和彦，三輪式 (2008)：堰下流護床工の災害防止効果に関する実験的検討，平成 20 年度応用水理研究部会講演集，農業農村工学会応用水理研究部会，pp. 5-12.
- 3) 高井和彦，三輪式 (印刷中)：堰下流河床洗掘の発生メカニズムと深掘れ軽減対策，農業農村工学会誌.

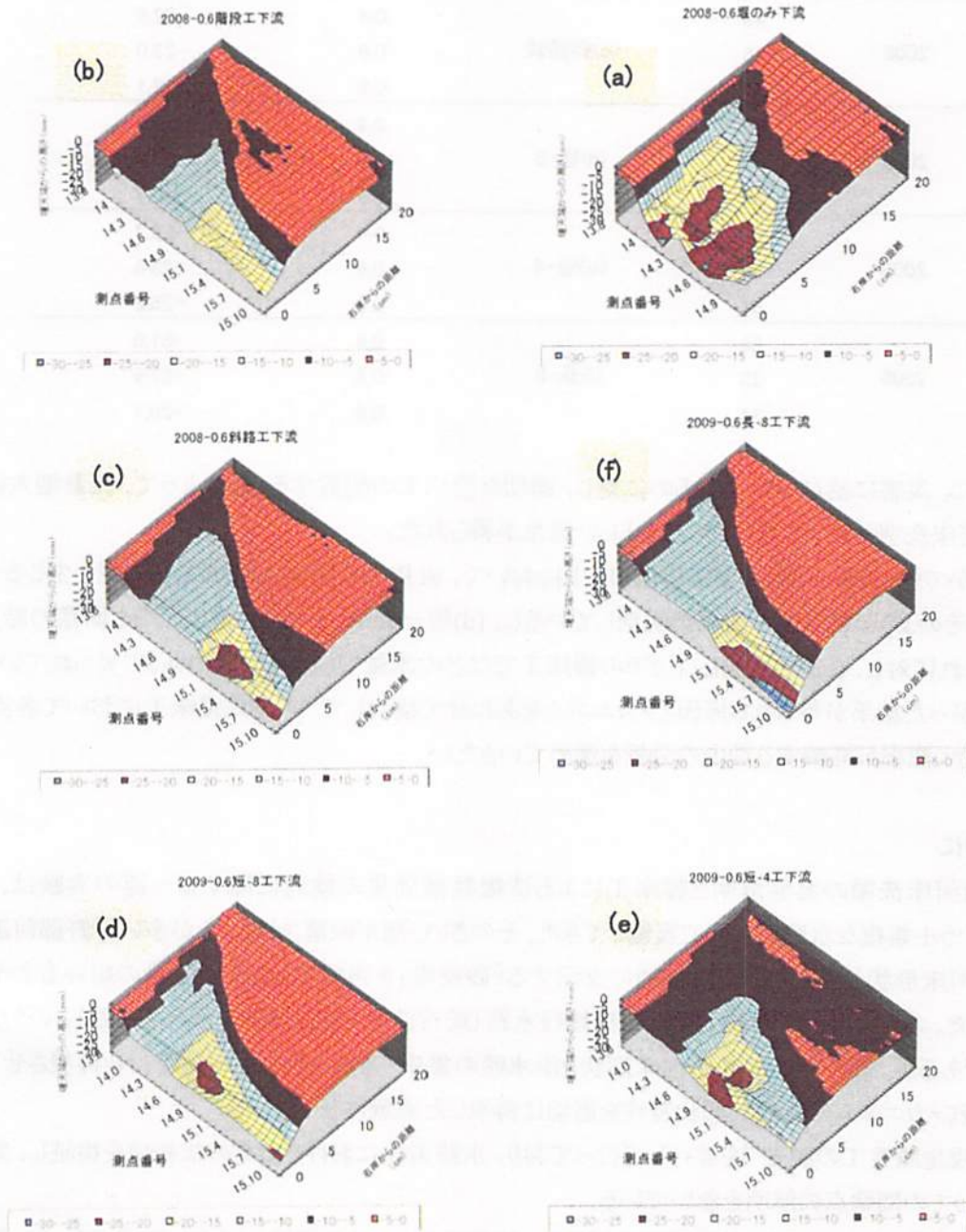


図-8 堰下流洗掘形状の比較( $Q=0.6L/s$ の場合)  
 (a)水叩き付き堰、(b)階段式護床工、(c)斜路工、(d)短-8、(e)短-4、(f)長-8

水生植物のある閉鎖性水域における吹送流場の数値解析  
 Numerical Analysis of the Wind Induced Flow in the closed water body  
 with aquatic plants

九州大学農学部生物資源環境学科 ○吉岡 秀和  
 九州大学大学院農学研究院 濱上 邦彦, 平井 康丸  
 前九州大学大学院農学研究院教授 森 健

1 はじめに

農業用ため池等の閉鎖性水域における流れの主要な駆動力は、水面における熱フラックスや風応力に基づく外的擾乱である。とくに、風応力により生じる流れである吹送流は閉鎖性水域での密度界面の挙動や物質の輸送に大きく関係している。閉鎖性水域での吹送流を考える場合には、水生植物の存在も重要である。一般に、農業用ため池等の閉鎖性水域では水生植物が繁茂しており、その存在が風的作用を妨げるために流れ場に大きな影響を与えると考えられる。しかし、水生植物の存在する場合の吹送流場の三次元流動に着目した研究は見当たらない。そこで、著者らは水生植物の繁茂する農業用ため池等の閉鎖性水域を対象として、吹送流の三次元乱流構造の解明に取り組んでいる。ここでは、矩形水域における吹送流の三次元数値解析を行い、水面に繁茂する水生植物の存在が吹送流の乱流特性におよぼす影響について検討を行う。

2 モデルと計算手法

2-1 乱流モデル

本研究において考える水域の概要を図1に示す。計算領域を矩形とし、水面において風が定常的に一方向に作用する場合を考え、流れ場として単相・非圧縮性を仮定している。x,y,zは位置座標(m)であり、xが風向、yが風向に直交する方向、zが鉛直上向きを示している。また、各x,y,z方向の流速成分をu,v,w (m/s)とした。ここで、水域の大きさはL=6.0(m), B=0.3(m), H=0.4(m)である。乱流モデルとし

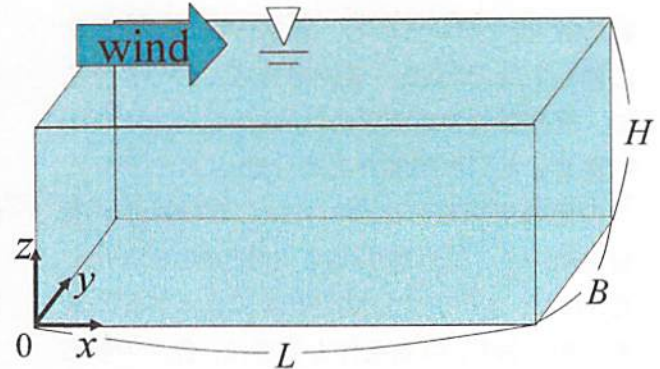


図1 計算対象水域

ては、RANS モデルである低レイノルズ数型  $k-\varepsilon$  モデルを適用した。低レイノルズ数型  $k-\varepsilon$  モデルについては既往の研究により様々な形式が提案されているが、本研究においてはモデル関数中に位置に関する情報を含まず、複雑な計算領域にも容易に対応できる Shimada-Nagano モデルを用いた。モデルの基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \nu \left( \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} - \overline{u_i' u_j'} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial \bar{k}}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{k}}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial \bar{k}}{\partial x_i} \right) + P_k - \varepsilon \quad (3)$$

$$\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x_i} \right) \quad (4)$$

$$+ \frac{\varepsilon}{k} (C_{\varepsilon 1} f_1 P_k - C_{\varepsilon 2} f_2 \varepsilon) + f_w \nu \nu_t \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j \partial x_m} \quad (5)$$

$$P_k = \nu_t S^2, \quad \nu_t = C_\mu f_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$$

ここに、 $i, j = 1 \sim 3$  であり、 $(x_1, x_2, x_3) = (x, y, z)$ ,  
 $(u_1, u_2, u_3) = (u, v, w)$ ,  $\nu$  は水の動粘性係数 ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  
 $\nu_t$  は渦動粘性係数 ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $P_k$  は乱れの生成項



( $\text{m}^2/\text{s}^3$ )である。また、 $f_1, f_2, f_\mu, \sigma_k, \sigma_\epsilon$  はモデル関数、 $C_{\epsilon 1}, C_{\epsilon 2}, C_\mu$  はモデル定数である。(詳細は *Shimada et al.*(1996) を参照。)

## 2-2 計算手法

計算スキームとしては、スタガード格子上での有限体積法を用いており、各輸送方程式を TDMA 法で解いている。輸送方程式の離散化に関しては、スカラー量の移流項にはべき乗法を、流速成分の移流項には Hayase *et al.*(1992) の提案した三次精度風上差分 QUICK を用いた。その他の空間差分については二次精度中心差分を用いた。圧力解法には SIMPLEC 法を用いた。なお、本研究では定常計算によって流れ場を求めており、収束条件としては、各々の輸送方程式を解いた際の残差が設定した閾値に達するときとした。

## 2-3 初期条件・境界条件

### (1) 初期条件

計算領域内部の流速成分は全て 0 とした。また、乱れエネルギー  $k$  とエネルギー散逸  $\epsilon$  に関しては水面での境界条件と同じ値を与えた。

### (2) 水面の境界条件

簡単のため、風は一定の風速で常に  $x$  方向に一樣に吹き続けるものとし、摩擦速度を一定として扱った。したがって、水面での流速  $u$  の境界条件を(6)式を用いて陰的に与えた。

$$u_{*w}^2 = (\nu + \nu_t) \frac{\partial u}{\partial z} \quad (6)$$

ここに、 $u_{*w}$  は水の摩擦速度 ( $\text{m/s}$ ) である。また、流速の鉛直成分  $w$  の境界条件に関して 鶴崎ら(2004)を参考に以下のように与えた。

$$w_s = \frac{3}{2} u_{*w} \frac{u_{*w}^2}{gH} \quad (7)$$

ここに、 $w_s$  は水面での鉛直方向流速 ( $\text{m/s}$ )、 $u_{*w}$  は水面での水平方向流速 ( $\text{m/s}$ )、 $g$  は重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ ) である。なお、 $\nu$  の水面境界条件はノイマン条件とした。

乱れエネルギーに関しては、大気境界層で一般に境界条件式として用いられる以下の式を用いた。

$$k_s = \frac{u_{*w}^2}{\sqrt{\alpha}} \quad (8)$$

ここに、 $k_s$  は水面での乱れエネルギー ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ )、 $\alpha$  ( $= 0.046$ ) は無次元定数である。

エネルギー散逸の水面境界条件に関しては明確な指標を得ることが難しい。したがって、本研究では試行錯誤的に次式で与えた。

$$\epsilon_s = \frac{k_s^{1.5}}{\lambda_\epsilon H} \quad (9)$$

ここに、 $\epsilon_s$  は水面でのエネルギー散逸 ( $\text{m}^2/\text{s}^3$ )、 $\lambda_\epsilon$  ( $= 0.075$ ) は無次元定数である。

### (3) 壁面の境界条件

壁面の境界条件としてはエネルギー散逸に関して以外では滑りなし条件を与えた。エネルギー散逸に関しては、 $n$  を壁方向に垂直な座標とし、次式であらわされる壁面境界条件を与えた。

$$\epsilon_w = 2 \left( \frac{\partial \sqrt{k}}{\partial n} \right)^2 \quad (10)$$

ここに、 $\epsilon_w$  は壁面でのエネルギー散逸 ( $\text{m}^2/\text{s}^3$ ) である。

## 3 モデルの妥当性の検討

まず、前述した低レイノルズ数型モデルに関して、既往の吹送流に関する実験結果との比較を行い、閉鎖性水域の吹送流場に対するモデルの妥当性を検討する。なお、既往の成果との比較を行うため、以下のような無次元化を行った。

$$\hat{u} = \frac{u}{u_{*w}}, \quad \hat{x} = \frac{x}{H}, \quad \hat{k} = \frac{k}{u_{*w}^2}, \quad \hat{\epsilon} = \frac{\epsilon}{u_{*w}^3/H} \quad (11)$$

上記以外の流速成分、位置座標に関しても同様である。ここで、 $\hat{\quad}$  (ハット) は無次元化を表す。なお、レイノルズ平均を示す  $\bar{\quad}$  (バー) を省略している。以下の記述では無次元量を表す  $\hat{\quad}$  を省略する。

表 1 に、モデルの再現性の検証に使用する既往の研究における、水深  $H$  および水の摩擦速度  $u_{*w}$  を示している。比較検討には鶴谷ら(1983)、杉原ら(1999)、山下ら(2003)の結果を用いた。

### 3-1 時間平均水平方向流速の鉛直分布の妥当性検討

まず、吹送流場における水平方向流速  $u$  の鉛直分布に関して鶴谷らの実験との比較を行った。計算対象とした矩形水域の中央部においては吹送流が十分に発達しているとし、その地点の分布について比較を行った。図2は水域中央部における水平方向流速  $u$  の鉛直分布について、鶴谷らの実験結果および本モデルによる計算結果を示している。水平方向流速が0となる流向反転の位置に関し、計算値は実験値と良く一致しており、水面付近では実験値に近い値となっている。しかし、水平方向流速  $u$  が負になる水域下部の戻り流の大きさを過大評価していることがわかる。

### 3-2 乱流特性量の鉛直分布の妥当性検討

つぎに、乱流特性量の鉛直分布に関して実験結果との比較を行う。図3は山下ら(2003)の実験結果および計算結果における乱流特性量である乱れエネルギー  $k$ 、エネルギー散逸  $\varepsilon$ 、および乱れエネルギーの生成項  $P_k$  の鉛直分布

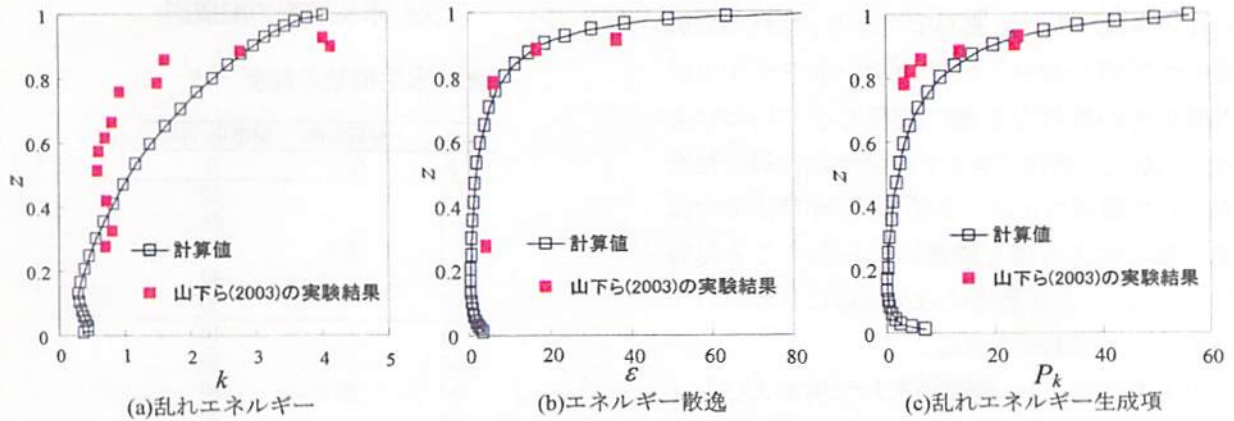


図3 乱流特性量の鉛直分布

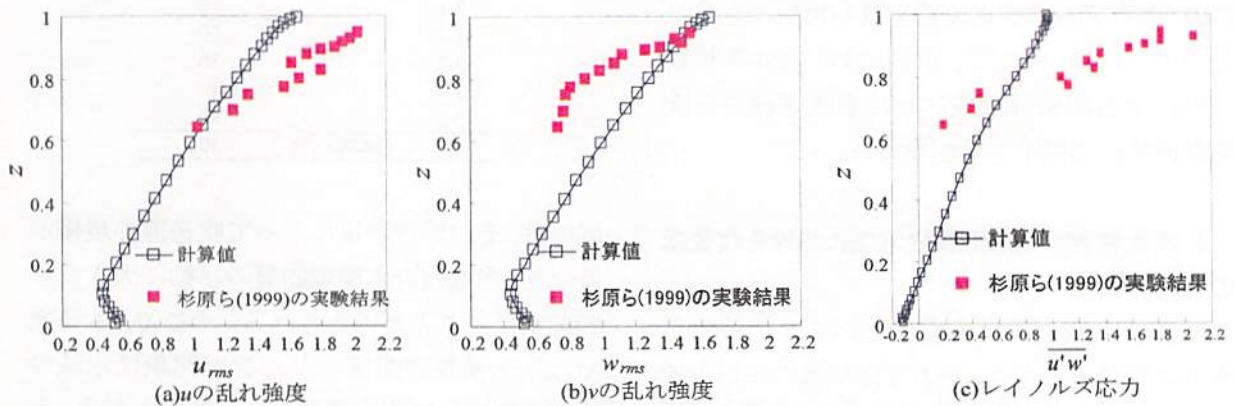


図4 乱れ成分の鉛直分布

表1 既往の研究における水深と摩擦速度

比較対象	$H(\text{cm})$	$u_{*w}(\text{cm/s})$
鶴谷ら	15	0.93
杉原ら	39	1.11
山下ら	41	2.09

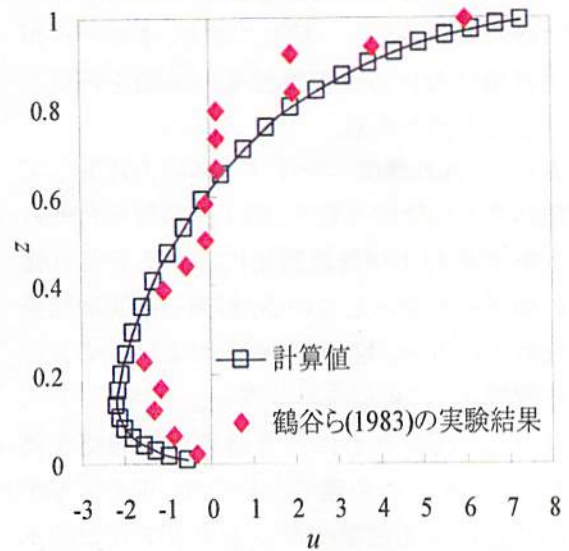


図2 水平方向流速の鉛直分布



を示している。図 3(a), (c)より、水面付近において乱れエネルギーが生成されることがわかる。また、図 3(b)より、吹送流により発生した乱れエネルギーが下層へと輸送されるためにエネルギー散逸量が水面付近において大きくなることわかる。図 3(a)~(c) に関しては、いずれの計算結果における鉛直分布もその傾向は概ね実験結果と一致しており、本モデルが吹送流場における乱流特性量の挙動を再現していることがわかる。

さらに、乱れ強度とレイノルズ応力に関して実験結果との比較を行う。図 4 は杉原ら (1999) の実験結果および計算結果における各乱れ強度の鉛直分布を示している。杉原らの実験結果と比較を行うと、図 4(a), (b), および(c)の  $u$  の乱れ強度  $u_{rms}$ ,  $w$  の乱れ強度  $w_{rms}$ , およびレイノルズ応力  $\overline{u'w'}$  とともに計算結果は実験値を再現していない。この理由としては、本モデルが風の吹送による波動やセットアップなどの水面変動を考慮に入れていないことが挙げられる。一般に、吹送流場では水面に生じる風波が乱れの生成に大きく寄与しており、乱れの波動成分の影響を取り入れていない本モデルでは水面付近の乱れを正確に表現できていないと考えられる。また、本モデルは乱れの等方性を仮定した線形モデルであるため、非等方的な乱流となる吹送流場を厳密にあらわすことは難しく、これにより乱流成分が適切に評価されていないことが考えられる。

以上の結果より、流速の乱れ強度およびレイノルズ応力に関しては若干の不一致があるものの、本モデルは吹送流場を概ね再現できることが示された。そこで、次節において水生植物の繁茂する閉鎖性水域における吹送流の三次元乱流特性に関する検討を行う。

#### 4 水生植物のある閉鎖性水域における吹送流の三次元構造

閉鎖性水域の吹送流場において水生植物が水面に繁茂するとき、その存在が風の作用を遮断するため、その繁茂領域では風の摩擦応力が減衰する。これにより水生植物のある閉鎖性水

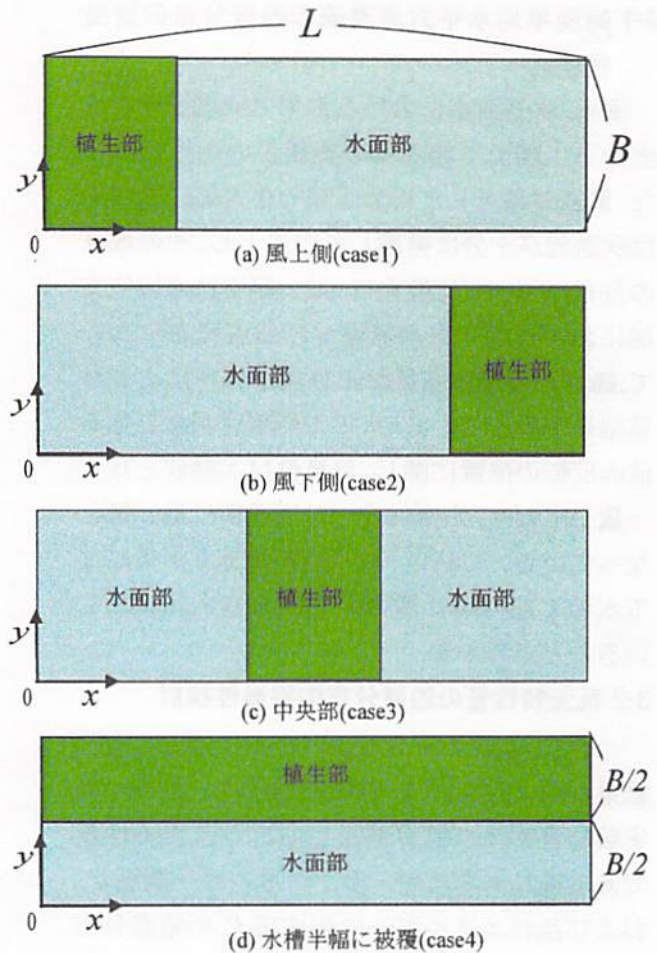


図5 水生植物の配置図

表2 水生植物の配置パターン

case	配置箇所	被覆率 (%)
0	なし	0
1-1	風上	10
1-2		20
1-3		30
1-4		40
1-5		50
2-1	風下	10
2-2		20
2-3		30
2-4		40
2-5		50
3-1	中央	10
3-2		20
3-3		30
3-4		40
3-5		50
4	水槽半幅	50

域では、その繁茂状況によって吹送流の規模が異なり、水域内の水環境物質の挙動に大きな影響を及ぼすことが考えられる。そこで、本研究では水生植物の配置パターンが閉鎖性水域の吹送流場に及ぼす影響について検討を行う。水生植物の水面境界としては、簡単のために水生



植物の存在する領域で風応力が完全に遮断されていると仮定し、壁面境界条件を用いた。本研究において計算を行った水生植物の配置概要を図5、数値計算を行った水生植物の配置パターンを表2に示す。case1では風上側(図5(a)), case2では風下側(図5(b)), case3では水槽中央部(図5(c))において、水生植物が $y$ 方向に一樣に繁茂するとした。各caseにおいて、 $x$ 方向に被覆率を10%刻みで50%まで変化させた。また、case4は水生植物が水槽半幅50%(図5(d))を $x$ 方向に一樣に覆っている場合である。なお、図中において水生植物の繁茂する領域を植生部、水生植物の繁茂しない領域を水面部とする。計算の際には、水面部と植生部の境界付近において計算精度を上げるために格子を集中させる処理を施した。

#### 4-1 断面内流速ベクトル分布図

まず、水生植物が風向に対し横断方向に一樣に繁茂する場合における流速ベクトルの鉛直分布について検討を行う。図6は、水生植物が繁茂しない場合および水生植物が50%繁茂した場合について、水槽幅方向の中心 $y = 0.375$ での $x-z$ 断面内の流速ベクトル分布を示している。図6(a)より、水面に水生植物が繁茂しない場合では、水域全体に渡り水面付近において風向に沿って吹き寄せられ(吹き寄せ流)、下層においては逆向きの流れ(戻り流)が生じている。これにより水域内に大きな循環流が形成される。これに対し、水面に水生植物が繁茂する場合には水域内の流れは異なる結果を示した。図6(b)に示す水域の風上側に水生植物が存在する場合は、植生部ではどの水深においても流速が小さく、水面部の領域のみで循環流が形成されていることがわかる。この傾向はいずれの被覆率においても同様であった。また、図6(c)に示す水域の風下側に水生植物が存在する場合においても植生部における流速は小さく、水面部との境界付近において下降流を生じ、水面部における循環流を形成している。しかし、この下降流は植生部に侵入する形をとっており、

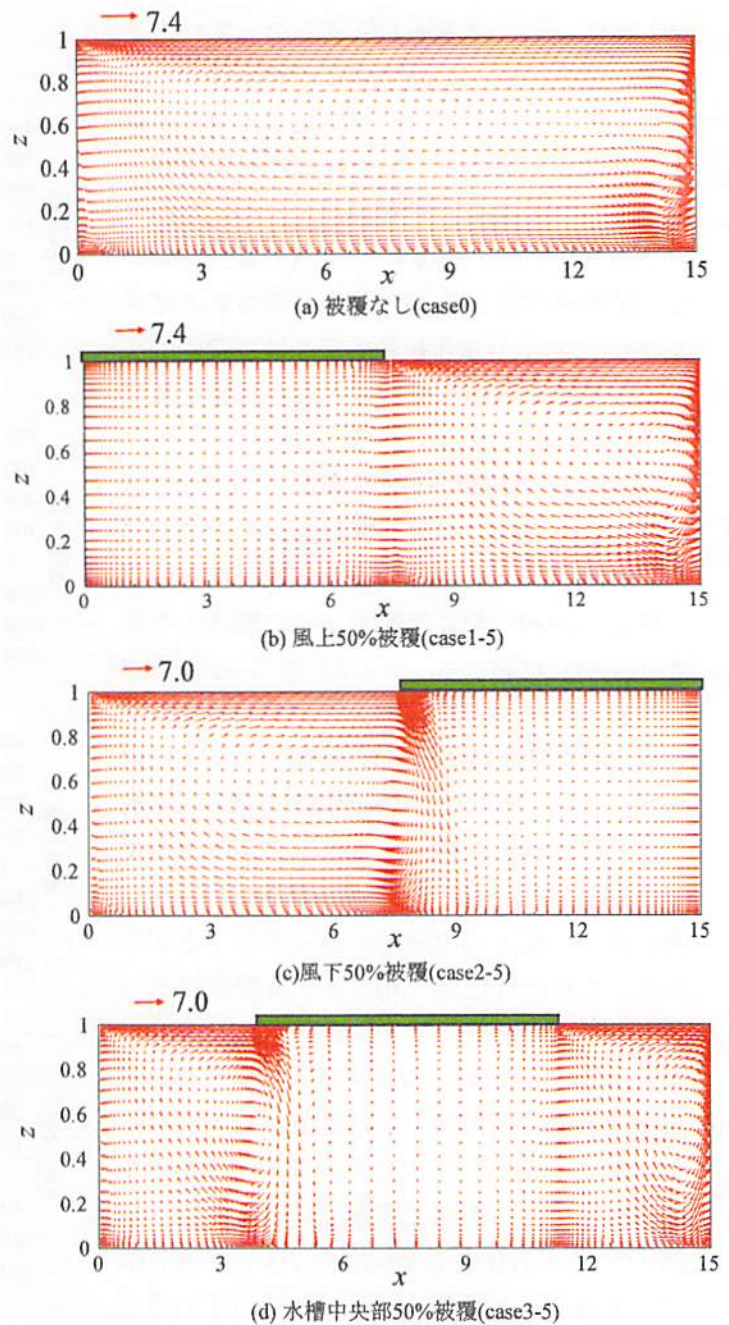


図6  $x-z$ 断面内流速ベクトル分布図

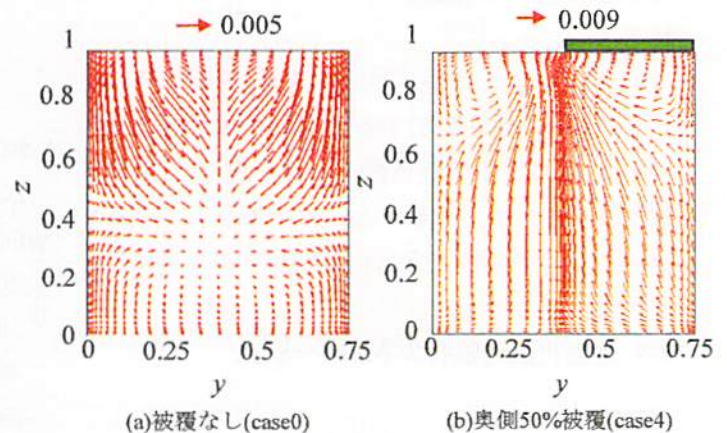


図7  $y-z$ 断面内流速ベクトル分布図



植生部の一部は循環流の領域となっていることがわかる。さらに,図 6(d)に示す水域の中央に水生植物が存在する場合には,風上側および風下側の水面部においてそれぞれ循環流が形成されており,水域内の循環流が二つに分断される形となった。被覆率が 10%の場合においても循環流は風上側,風下側に分断される結果となり,これより水生植物の存在は被覆率が小さくとも水域内の水循環に大きな影響を及ぼすことがわかる。

つぎに,水生植物が風向の横断方向に非一様に分布した場合における横断面の流速分布について検討を行う。図 7は水生植物が繁茂しない場合 (case0) および奥側 50%に繁茂した場合 (case4) における,  $x = 7.5$ での  $y-z$  断面内の流速ベクトル分布を示している。図 7(a)に示す水生植物繁茂がない場合,断面内の流速は対称な分布をしており,上層では下降流が,下層では上昇流が生じている。いずれの流れも水槽の中心部へ向かっており,横断方向に対称な分布を持つ三次元的な流動が存在することがわかる。これに対し,図 7(b)に示す水槽奥側 50%に水生植物が繁茂している場合では,断面内の流速は非対称な分布となっている。植生部と水面部の境界付近において植生部から水面部へ向かう流れがあり,すなわち水面の一部を水生植物が繁茂することで横断方向に大きな流速差が生じ,それによる摩擦応力によって植生部から水面部へと流れの連行が起こっていると考えられる。これにより,境界部付近においては活発な運動量輸送が行われていると考えられる。

閉鎖性水域における吹送流は乱流場であるため,その特性を解明するには平均流速分布とともにその乱流特性に関して検討を行う必要がある。そこで,水面付近における乱れエネルギーの輸送方程式における各項の寄与率に関して検討を行う。

#### 4-2 水面付近の乱れエネルギー収支

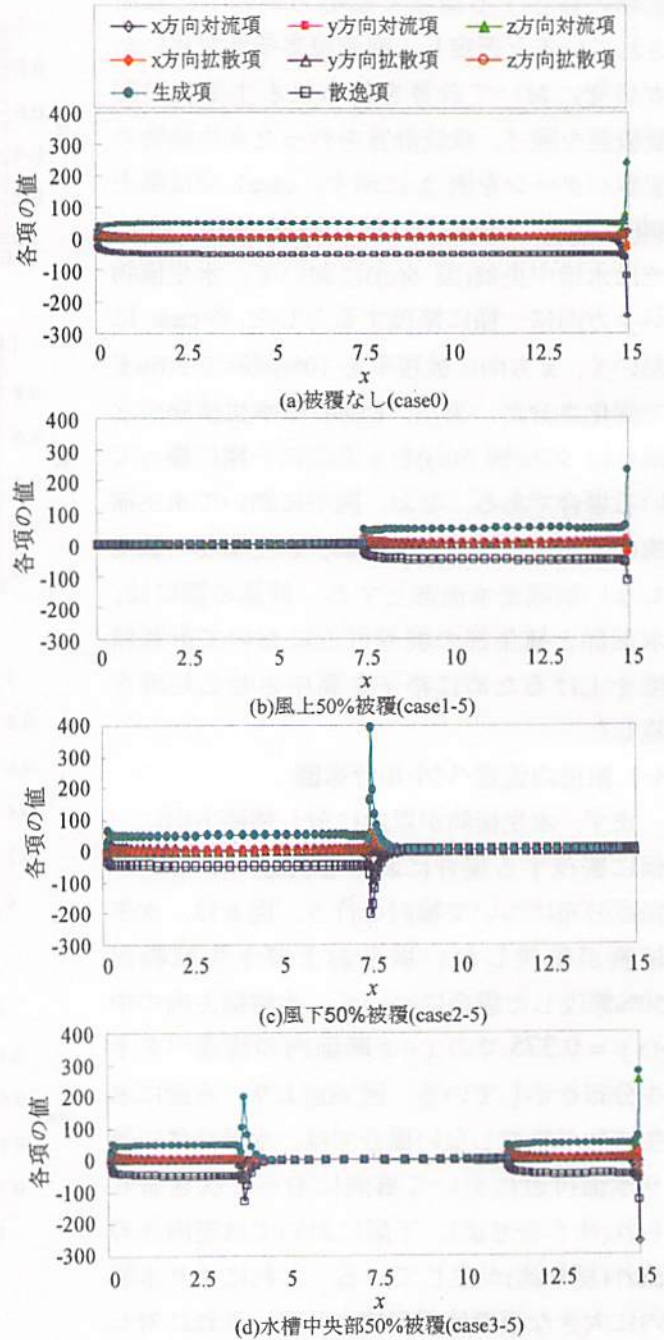


図8  $x$ 方向における乱れエネルギーの収支

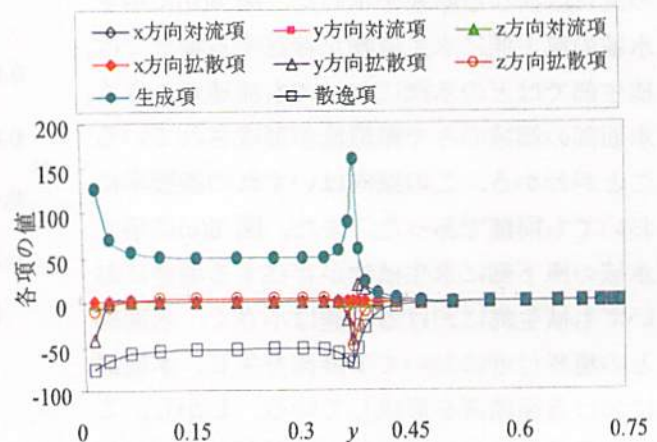


図9  $y$ 方向における乱れエネルギーの収支(case4)



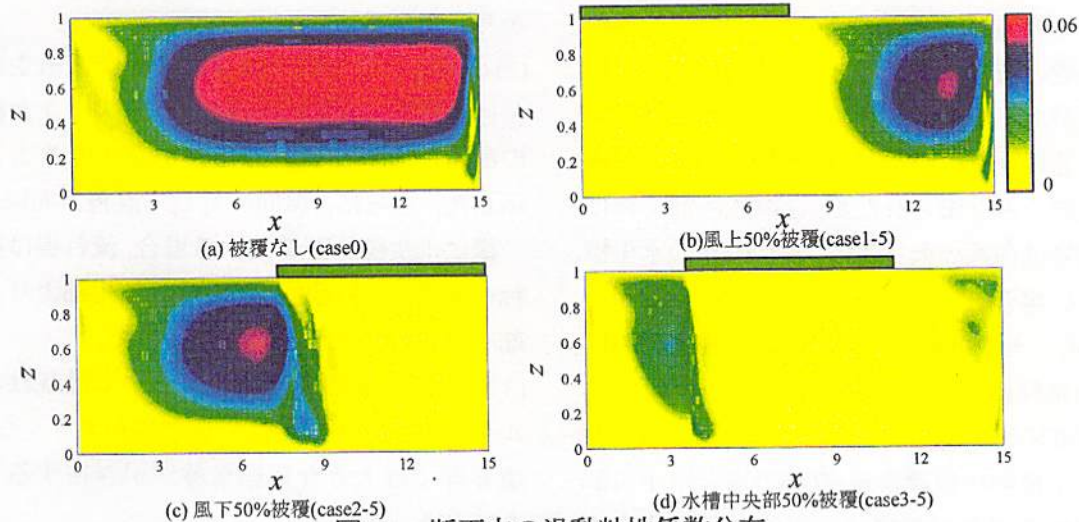


図10 x-z断面内の渦動粘性係数分布

図8は、水生植物が繁茂しない場合および水生植物が50%繁茂した場合について、水面付近( $z=0.94\sim 0.99$ )における、 $y=0.375$ での(3)式の各項の収支を示している。図8(a)の水生植物が繁茂しない場合では、壁面付近以外では乱れエネルギーの生成項と散逸項が卓越し、対流項と拡散項の寄与率は小さいことがわかる。水槽風下側の壁面付近においては各項の絶対値が急激に増大しているが、この原因としては流れが風下側の壁面に衝突していること、風による水面のセットアップに基づく圧力変動を考慮していないことが挙げられる。図8(b)の水槽風上側50%に水生植物が存在する場合は、植生部においては各項の値は小さく、乱れは発生していないことがわかる。また、図8(c)の水域風下側50%に水生植物が存在する場合でも同様に水面部においてのみ大きな乱れが発生しているが、水面部と植生部の境界において各項の値が急激に大きくなっていることがわかる。これは、水生植物が風下に繁茂する場合においては発達した吹送流が植生部へ侵入する形となり、図6(c)で示したように急激な下降流を生じる。このために境界部付近において大きな乱れが発生しているものと考えられる。図8(d)の水槽中央部50%に水生植物が存在する場合は、風上側の境界部では図6(c)と同様、風下側の境界部では図6(b)と同様の乱流特性が見られた。

つぎに、図9は水槽奥側50%に水生植物が

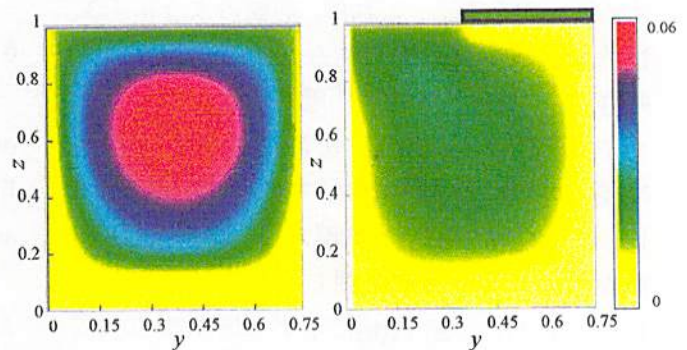


図11 y-z断面内の渦動粘性係数分布

繁茂する場合の $x=7.5$ における水面付近での(3)式の各項の収支を示している。図より、水域半幅に水生植物が存在する場合には水面部と植生部の境界においてy方向の拡散項が大きくなっていることがわかる。すなわち、図7(b)で述べたように水生植物が横断方向に非一様に繁茂するために境界部付近において連行による運動量輸送が行われていると考えられる。とくに、境界部におけるy, z方向の拡散が大きくなっており、摩擦応力により境界部の水面付近で生成された乱れが下層および植生部に輸送されていることがわかる。

#### 4-3 渦動粘性係数の断面内分布

図10は、水生植物が繁茂しない場合および水生植物が50%繁茂した場合について、 $y=0.375$ でのx-z断面内における渦動粘性係数の分布を示している。同図より、植生の配置によらず、水域に生じた循環流の中心付近において渦動粘性係数の値が大きくなっており、植生下部では小さな値となっている。また、水



水生植物の被覆位置が異なる場合について渦動粘性係数の値を比較すると、図 10(b)の風上側に被覆がある場合および図 10(c)の風下側に被覆がある場合では、渦動粘性係数が大きい領域は水面部のみと限られたが、循環流内部における渦動粘性係数の大きさは、図 10(a)の水生植物のない場合と同程度となっている。しかし、図 10(d)の水槽中央部に被覆がある場合における渦動粘性係数は風上側および風下側いずれの水面部においても小さくなっている。すなわち、水生植物の被覆率が 50%の場合は中央部に位置する場合が循環流の規模を最も小さくすることがわかる。これは、前述のように水生植物が水域中央に繁茂することで水面部が分断され、それぞれの吹送距離が小さくなったためであると考えられる。また、図 11 は  $y$ - $z$  横断面内の渦動粘性係数の分布を示す。図 11(a)に示す水生植物による被覆のない場合には、渦動粘性係数は  $y$  方向に関して対称に分布している。しかし、図 11(b)に示す水槽奥側 50%に水生植物が繁茂する場合には、水生植物が横断方向に非一様に分布するために渦動粘性係数の分布が非対称となっており、図 11(a)と比較して渦動粘性係数の値が小さい。とくに、植生部において渦動粘性係数が小さな値となっており、この部分では乱流拡散が抑制されていると考えられる。

## 5 結論

水生植物の繁茂する閉鎖性水域における吹送流場の三次元乱流構造について検討するため、乱流モデルを用いた三次元数値解析を行った。得られた結果を以下に示す。

(1)既往の研究との比較から、本モデルは吹送流場の解析に適用できることを示した。しかし、乱れ強度およびレイノルズ応力については、十分な再現性が得られなかった。その理由としては、本モデルが線形モデルであること、および、風の作用に基づく波動を考慮していないこと

が考えられる。

(2)水面に水生植物が繁茂する場合、植生部における流れは非常に小さくなること、また植生の配置により循環流の規模が変化することを示した。さらに、風向に対して直角方向に、非一様に水生植物が繁茂する場合、流れ場は非対称性を示し、水面付近において植生部より水面部への連行が生じることを示した。

(3)植生部と水面部の境界においては乱れエネルギーの生成項、散逸項、拡散項が大きくなり、境界部では大きな運動量輸送が存在することを示した。

## 6 参考文献

Shimada, M. and Nagano, Y., A (1996): Two-Equation Turbulent Model for Complex Flows in Engineering, *Engineering Turbulence Modeling and Measurements*, 3:111-120

Hayase, T., J.A.C. Humphery and R. Grieff (1992): A Consistently Formulated QUICK Scheme for Fast and Stable Convergence Using Finite-volume Iterative Calculation Procedures, *JOURNAL OF COMPUTATIONAL PHYSICS*, 98:108-118

杉原裕司・高崎敦彦・松永信博(1999): 風波下における乱流境界層の構造, *海岸工学論文集*, 46:96-100

鶴谷広一・中野 晋・加藤 始・一戸秀久(1983): 吹送流に関する風洞実験-吹送流の発生に及ぼす逆流の効果, *港湾技術研究所報告*, 22:127-161

鶴崎賢一・松永信博(2004): ラングミュアー循環流の形成機構に関する 3 次元 LES, *海岸工学論文集*, 51:86-90

山下裕之・長谷部純(2003): 風波下の乱流の相似構造と乱流エネルギーの生成・散逸に関する研究, *水工学論文集*, 50:76-80

# 複数の生息域間で移動する生物個体群に関する確率過程モデル

京都大学大学院農学研究科 ○室井 洋佑・宇波 耕一・河地 利彦

## 1 はじめに

生物個体群の保全や持続的利用を目的として、生息域間移動経路の確保や捕獲規制のような対策がなされることが多い。そのような対策の有効性を保証するには、対象とする生物個体群に関する適切な数理モデルに基づいて、個体数の挙動について議論しておくことが必要である。とりわけ、個体数の確率的な時間的変動を考慮することは、生態系構造の急変や個体群の絶滅を論じる際には本質的である。Takimoto (2009) は、系外からの個体移入項を含む個体数確率過程モデルを用い、複数の平衡状態間における遷移過程を論じている。Hakoyama and Iwasa (2000) は、個体群絶滅のリスクに関する正準モデルを示し、琵琶湖における漁業データからモデルパラメータの推定を行っている。また、Hakoyama and Iwasa (2005) においては、この正準モデルが2個体群の場合に拡張されている。ここでは、室井ら (2009) の単一生息域に関するモデルを拡張し、複数の生息域間を移動する生物個体群について各生息域における個体数飽和度を支配する確率微分方程式を導く。そして、随伴する Kolmogorov 後退方程式の Dirichlet 境界値問題の解が生物個体群の絶滅確率となっていることを示す。絶滅確率が定常状態において1未満となるような個体数飽和度領域が存在すれば、それは個体群が持続可能であることを意味する。実際、単純な2生息域系に対する有限要素法数値解析によって、そのような状況が起こりうることを示唆する。

## 2 個体数ダイナミックスのモデル

生物個体群成長を記述する古典的なモデルとして、個体数  $N$  が Verhulst 方程式

$$\frac{dN}{dt} = r(K - N)N \quad (1)$$

に従うことを仮定したロジスティックモデルが知られている。ここに、 $t$  は時間、 $r$  は個体数の内的増加率、 $K$  は環境収容力である。しかしながら、非抑圧条件下での自己増加率  $\alpha$  を考えれば

$$\alpha = \lim_{N \rightarrow +0} \frac{\partial}{\partial N} \frac{dN}{dt} = \lim_{N \rightarrow +0} \frac{\partial}{\partial N} r(K - N)N = rK \quad (2)$$

となり、最小個体数倍増時間  $T$  とは

$$\alpha = \frac{\ln 2}{T} \quad (3)$$

によって関連づけられるので、 $\alpha = rK$  を各個体群に固有なパラメータとして捉えることがより妥当である。なお、 $\alpha$  の次元は [時間<sup>-1</sup>] である。

複数の生息域の間を移動する生物個体群に対して (1) を拡張すれば、各生息域における生息数  $N_i$  に関するモデル

$$\frac{dN_i}{dt} = r_i(K_i - N_i)N_i - \mu_i N_i + \sum_j b_{ij} \mu_j N_j - \varphi_i N_i \quad (4)$$

が得られる。ここに、添字  $i$  は第  $i$  生息域を表し、 $\mu$  ( $\geq 0$ ) は移出係数、 $b_{ij}$  は第  $j$  生息域から  $i$  生息域への移動成功率、 $\varphi$  ( $\geq 0$ ) は捕獲係数である。個体数飽和度  $X_i$  を

$$X_i = \frac{N_i}{K_i} \quad (5)$$

で定義すれば、(4) は自己増加率  $\alpha$  を用いて

$$\frac{dX_i}{dt} = V_i(\mathbf{X}) = \alpha(1 - X_i)X_i - \mu_i X_i + \sum_j \kappa_{ij} \mu_j X_j - \varphi_i X_i \quad (6)$$



のように正規化される。ここに、 $\mathbf{X}$  は第  $i$  成分を  $X_i$  とする個体数飽和度ベクトル、 $\kappa_{ij} = b_{ij}\mu_j \frac{K_j}{K_i}$  である。(6) は決定論的な常微分方程式系であり、個体数の一時的な増減や個体群の絶滅を表わすことができない。個体数の確率論的な変動を考慮するためには、(6) を確率微分方程式

$$d\mathbf{X} = \mathbf{V}(\mathbf{X})dt + \sqrt{2D}dB \quad (7)$$

へ拡張することが必要である。ここに、 $\mathbf{V}(\mathbf{X})$  は第  $i$  成分を  $V_i(\mathbf{X})$  とする移流係数ベクトル、 $D$  はボラティリティ行列、 $\mathbf{B}$  は  $B_i$  を第  $i$  成分とするブラウン運動ベクトルである。なお、伊藤の公式  $dB_i dB_j = dt$  より、 $D$  の各成分の次元は [時間<sup>-1</sup>] であることがわかる。

### 3 個体群の絶滅確率

いま、確率過程である個体数飽和度ベクトル  $\mathbf{X}$  の領域  $\Omega$  が与えられているものとする。過去の時刻  $t(< 0)$  において、 $\mathbf{X} = \mathbf{x} \in \Omega$  であったとする。現在時刻  $t = 0$  までに、確率過程  $\mathbf{X}$  が  $\partial\Omega$  に達する確率  $u = u(t, \mathbf{x})$  は、 $\Omega$  内での終端条件

$$u(0, \mathbf{x}) = 0, \quad (8)$$

ならびに、 $\partial\Omega$  上での境界条件

$$u(t, \mathbf{x}) = 1 \quad (9)$$

を課した、(7) に随伴する Kolmogorov 後退方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \mathbf{V}(\mathbf{x}) \cdot \nabla u + D \nabla \cdot \nabla u = 0 \quad (10)$$

に支配されることが知られている (Øksendal, 2006)。この確率  $u(t, \mathbf{x})$  は、現在の個体群が個体数飽和度ベクトル  $\mathbf{x}$  で表される場合の、時間  $-t = |t|$  以内における個体群の「絶滅確率」として解釈することができる。個体群が持続可能であるためには、無限時間後における絶滅確率  $\lim_{t \rightarrow -\infty} u(t, \mathbf{x}) = 0$  となるような部分領域が  $\Omega$  内に存在することが必要である。

移流係数ベクトル  $\mathbf{V}(\mathbf{x})$  は、

$$\mathbf{V}(\mathbf{x}^*) = 0 \quad (11)$$

となる平衡点  $\mathbf{x}^*$  のまわりに局所線型化し、

$$\mathbf{V}(\mathbf{x}) = A(\mathbf{x} - \mathbf{x}^*) \quad (12)$$

と近似する。行列  $A$  が

$$\Lambda = P^{-1}AP \quad (13)$$

のように固有値  $\lambda_i$  を対角成分とする対角行列  $\Lambda$  へ対角化可能であれば、

$$\mathbf{x} - \mathbf{x}^* = P\tilde{\mathbf{x}} \quad (14)$$

の局所座標変換によってデル演算子は

$$\nabla = (P^{-1})^T \tilde{\nabla} \quad (15)$$

と変換され、移流演算子は

$$\mathbf{V}(\mathbf{x}) \cdot \nabla = A(\mathbf{x} - \mathbf{x}^*) \cdot \nabla = PAP^{-1}(P\tilde{\mathbf{x}}) \cdot (P^{-1})^T \tilde{\nabla} = \Lambda\tilde{\mathbf{x}} \cdot \tilde{\nabla} \quad (16)$$

と変換される。したがって、(10) は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \Lambda\tilde{\mathbf{x}} \cdot \tilde{\nabla} u + \tilde{D}\tilde{\nabla} \cdot \tilde{\nabla} u = 0 \quad (17)$$

の形になる。ここに、 $\bar{D} = D(P^{-1})^T P^{-1}$ である。固有値 $\lambda_i$ がすべて負である場合には、

$$|\xi_i| = |\bar{x}_i|^{-\lambda_i}, \quad \xi_i \bar{x}_i \geq 0 \quad (18)$$

を満たす変換によって

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \xi \cdot \nabla_{\xi} u + D_{\xi} \nabla_{\xi} \cdot \nabla_{\xi} u = 0 \quad (19)$$

が得られる。ここに、 $\xi$ は $\xi_i$ を第 $i$ 成分とするベクトル、 $\nabla_{\xi}$ は $\xi$ に関するデル演算、 $D_{\xi}$ は $\bar{D}$ から変数変換によって生成される行列である。

#### 4 単純な2生息域系に対する検討

もっとも単純な場合として、捕獲係数 $\varphi$ が等しい2つの生息域に対して検討を行う。生物個体の移動は第1生息域から第2生息域に向かってのみ起こるものとする。したがって、

$$V(x) = \begin{pmatrix} \alpha(1-x_1)x_1 - \mu x_1 - \varphi x_1 \\ \alpha(1-x_2)x_2 + \kappa\mu x_1 - \varphi x_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\alpha(x_1 - x_1^*)x_1 \\ -\alpha(x_2 - x_2^{*-}) (x_2 - x_2^{*+}) + \kappa\mu(x_1 - x_1^*) \end{pmatrix} \quad (20)$$

となる。ここに、平衡点は

$$x^* = \begin{pmatrix} x_1^* \\ x_2^{*\pm} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 - \frac{\mu + \varphi}{\alpha} \\ \frac{\alpha - \varphi \pm \sqrt{(\alpha - \varphi)^2 + 4\kappa\mu(\alpha - \mu - \varphi)}}{2\alpha} \end{pmatrix} \quad (21)$$

であるが、 $\alpha > \mu + \varphi$ の条件下で $0 < x_1^*$ 、 $x_2^{*-} < 0 < x_2^{*+}$ となるので $x_2^{*+}$ のほうを採択する。その結果、

$$A = \begin{pmatrix} -2\alpha x_1 + \alpha - \mu - \varphi & 0 \\ \kappa\mu & -2\alpha x_2 + \alpha - \varphi \end{pmatrix} \quad (22)$$

となる。この行列 $A$ は

$$2\alpha(x_2 - x_1) - \mu \neq 0 \quad (23)$$

のとき対角化可能で、

$$\Lambda = \begin{pmatrix} \lambda_1 & 0 \\ 0 & \lambda_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -2\alpha x_1 + \alpha - \mu - \varphi & 0 \\ 0 & -2\alpha x_2 + \alpha - \varphi \end{pmatrix}, \quad (24)$$

$$P = \begin{pmatrix} \cos \psi & 0 \\ \sin \psi & 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{\cos \psi} & 0 \\ -\tan \psi & 1 \end{pmatrix}^{-1}, \quad (25)$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\kappa\mu}{2\alpha(x_2 - x_1) - \mu} \quad (26)$$

となる。

いま、正実数 $\rho$ により、

$$D_{\xi} = \begin{pmatrix} \rho^2 & 0 \\ 0 & \rho^2 \end{pmatrix} \quad (27)$$

と表されるものと仮定する。また、平衡点 $x^*$ を含み条件(23)を常に満たす領域 $\Omega$ を、 $\xi$ -座標系に写したものが半径 $\rho$ の円となるように設定する。極座標系への変換

$$\begin{cases} \xi_1 = \rho z \cos \theta \\ \xi_2 = \rho z \sin \theta \end{cases} \quad (28)$$



により, (19) は  $z$  の領域  $(0, 1)$  において

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \left(\frac{1}{z} - z\right) \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0 \quad (29)$$

となる. 個体群の持続可能性を保証するためには, (29) の定常版

$$\frac{d^2 u}{dz^2} + \left(\frac{1}{z} - z\right) \frac{du}{dz} = 0 \quad (30)$$

が境界条件

$$u(1) = 1 \quad (31)$$

のもとで自明な解  $u \equiv 1$  以外に解を持ち,  $u(z) = 0$  となる部分領域が  $(0, 1)$  内に存在しなければならないことを意味する. そのような解は,  $u$  の連続性を仮定した変数分離法によっては得られないことが容易にわかる. よってここでは, 有限要素法を用いた数値手法によって弱解を近似的に求めるものとする. 境界条件として, (32) に加えて

$$u(0) = 0 \quad (32)$$

を課し, 等間隔格子状において標準的 Galerkin 法で離散化した (30) を数値的に解く. 格子数  $n$  を 1,000, 2,500, 10,000 に取った場合の計算結果を図 1 に示す.  $n=10,000$  の場合は, 自明でない解を良好に近似しているものと考えられる. 実際,  $\alpha = 1$  および表 1 に示す  $\mu, \kappa, \rho \leq \bar{\rho}$  の値に対しては, すべての要件を満たす領域  $\Omega$  の設定が可能である. なお,  $\mu, \varphi, \rho$  のスケーリングにより,  $\alpha = 1$  として一般性を失わない. 設定可能な  $\rho$  の最大値は,  $\mu = 0.10$  付近で極大となる.

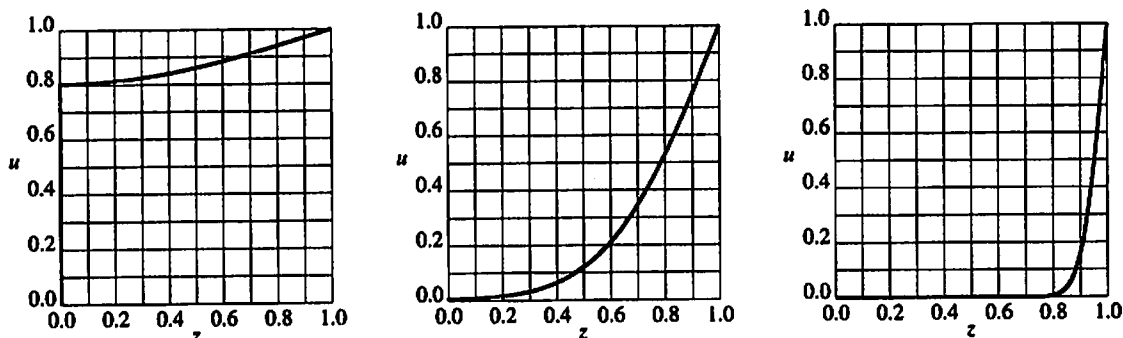


図 1: 自明でない絶滅確率へ収束する数値計算結果:  $n=1,000$ (左),  $n=2,500$ (中央),  $n=10,000$ (右)

表 1: 個体群が持続可能となるパラメータ値の例 ( $\alpha = 1$ )

$\mu$	$\kappa$	$\varphi$	$\bar{\rho}$	$\mu$	$\kappa$	$\varphi$	$\bar{\rho}$	$\mu$	$\kappa$	$\varphi$	$\bar{\rho}$
0.01	0.2	0.01	0.006	0.10	0.2	0.01	0.040	0.30	0.2	0.01	0.010
0.01	0.2	0.10	0.003	0.10	0.2	0.10	0.025	0.30	0.2	0.10	0.003
0.01	0.8	0.01	0.009	0.10	0.8	0.01	0.041	0.30	0.8	0.01	0.010
0.01	0.8	0.10	0.005	0.10	0.8	0.10	0.025	0.30	0.8	0.10	0.004

## 5 おわりに

確率微分方程式に基づいた個体数飽和度のモデルを用いることにより, 個体群の絶滅確率が矛盾なく定義できることを示した. 極座標系における絶滅確率の数値計算結果が, 実際の自明でない弱解を近似していることの証明が必要である. また, 例示したパラメータ値およびそれらによって規定されるポラティリティ行列  $D$  の現実的妥当性について検証を行っていく予定である.

## 引用文献

- [1] Hakoyama, H., Y. Iwasa (2000): Extinction risk of a density-dependent population estimated from a time series of population size, *Journal of Theoretical Biology*, 204, 337-359.
- [2] Hakoyama, H., Y. Iwasa (2005): Extinction risk of a meta-population: aggregation approach, *Journal of Theoretical Biology*, 232, 203-216.
- [3] 室井洋佑・宇波耕一・河地利彦 (2009): 魚類個体数の確率論的ダイナミクスに関する 2 パラメータモデル, 農業農村工学会京都支部第 66 回研究発表会講演要旨集, 6-27-6-28.
- [4] Øksendal, B. (2002): *Stochastic Differential Equations*, Springer, Sixth Edition, 175-190.
- [5] Takimoto, G. (2009): Early warning signals of demographic regime shifts in invading populations, *Population Ecology*, 51, 419-426.

# 決壊した小規模ダムに対する環境水理学的復旧対策

京都大学大学院農学研究科 ○宇波耕一・室井洋佑・河地利彦

## 1. はじめに

西アフリカのギニアサバンナ気候区においては、内陸谷(inland valley)の地形が発達する地域を中心に、もっぱら天水に依存した自給的農業が営まれている(ILRI, 1993). この地域においては、小規模ダムが多数建設され、農村集落レベルにおける管理のもとで様々な目的に利用されている。しかしながら、乾季の極端な乾燥とともに雨季の洪水も頻発する地域であるため、小規模ダムの決壊事故が後を絶たない。ガーナ国では、洪水年であった2007年には120件のダム決壊が発生したとされる。2009年9月には、著者らが従来より調査、水理水文解析を行ってきているGbullung-West(GbW)内陸谷に位置する6基の小規模ダムのうち1基が決壊している。ここでは、そのダム決壊の経緯を示すとともに、環境水理学的視点から復旧対策について考察する。

## 2. GbW内陸谷と小規模ダムの概要

GbW内陸谷は、ガーナ国北部州トロン・クンブング郡のボンタンガ川流域に位置する。居住地と焼畑農地は高地に分布し、低地は雨季後半に一時的湿地帯となって稲作に利用されている。1990年代に建設されたと思われる6基ある小規模ダム(標高の低いほうから順にダム0~5とする)は、いずれも低地部に位置し、ダム2~5には、コンクリート製の洪水吐が設置されている。水平2次元流の数値解析結果より、これらの洪水吐の能力は不十分であり、ダム群の連鎖決壊が発生しうることが示唆されている(Unami et al., 2009). GbW内陸谷の概略地図を図1に示す。

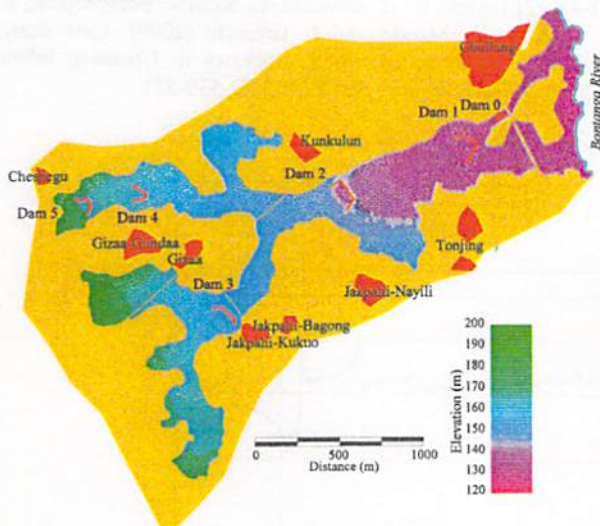


図1: GbW内陸谷の概略地図

ダムの貯留水は、生活用水、家畜の飲用を主体に利用され、灌漑農業は例外的にのみ行われている。ダム2, ダム3, ダム5は生活用水源として位置づけられ、家畜の侵入を防ぐ鉄条網が設置されているが、実際には十分機能していない。一方、今回決壊したダム4は家畜専用とされている。なお、ダム0は2005年以前にすでに決壊し、修繕がなされていないが、決壊口以深の貯留水が現在も利用されている。

小規模ダムの副次的機能として、水生生物生息域の創造、移動経路の障害、漁撈活動の発達が挙げられる。ダム2に隣接するKunkulun集落には、抽出アンケート調査において職業を漁業と回答した住民が存在し、様々な漁法による漁獲が確認されている(写真1)。最上流部に位置するダム5においては、底曳網調査の結果魚類が生息することが明らかになっているが、漁撈活動は行われていない。一方、ダム2およびダム3の洪水吐においては、遡上を試みるが水深の浅い射流に阻まれて失敗する多数の魚類が観測されている。ダム3洪水吐の越流状況を、写真2に示す。なお、ダム2で漁獲されている魚類は、ナイルティラピア (*Oreochromis niloticus*), 各種バルブ (*Barbus sp.*), ヒレナマズ (*Clarias anguillaris*)など、少なくとも6種に及んでおり、際立った優先種がない状況であるが、ダム5の調査で捕獲された魚類はほとんどがナイルティラピアで、個体のサイズも小さいものであった。



写真1: ダム2で漁獲, 調理された魚類



写真2: 魚類の遡上を障害し、洪水処理能力にも問題があるダム3の洪水吐



### 3. 2009年9月のダム4決壊

ダム4においては、15分毎の水位自動観測を行っており、水位観測結果と隣接するGizaa-Gundaa集落住民の証言結果を照合してダム決壊の経緯を確認した。また、GPS測量の結果、ダム堤体の左岸側に設けられたコンクリート洪水吐越流頂よりも、ダム堤体右岸側終端部の標高が64cm低いことが判明している。2009年7月20日から9月10日までの水位観測結果を、約8km離れたGung雨量計における降雨強度観測データならびに重要な標高値とともに図2に示す。7月21日9:30より右岸側からの越流が始まった。62.0mmの降雨事象後の9月1日16:30に、洪水吐越流頂+9cmの部分から決壊し、水位は一気に低下した。なお、ダム堤体からの越流は、これ以前に複数個所で発生していた模様である。また、洪水吐からの越流は、のべ5時間に満たない。翌9月2日には、Gizaa-Gundaa住民全員による応急補修が行われ、水位は徐々に回復した。ところが、9月6日から8日に3回の降雨事象があり、9月9日4:30に補修箇所が決壊した。その後は、もとの水位への回復を意図した補修は行われず、雨季が終了したとみなされた後に小規模な堰き止め工事が施された。10月10日に撮影された決壊個所の状況を写真3に示す。決壊口左岸側(写真右手側)に、住民による応急補修の痕跡が認められる。



写真3：ダム4決壊個所の状況(2009/10/10現在)



図2：2009年雨季後半における降雨強度およびダム4の水位

一方、ダムへの流入部、ならびに、ダムサイトより1kmほど下流側の流水により破壊された幹線道路付近において、漁具が設置されていることが確認された。これは、ダム2とダム4、ダム5の間を移動する魚類の存在と、地域住民の漁撈活動への意思を示唆するものと考えられる。

### 4. 復旧対策

ダム4は、構造緒元の設計自体の問題、堆砂、家畜の往来による堤体の摩耗、決壊防止措置の欠落が重なり、とくに異常ではない洪水によって決壊に至ったと考えられる。ダム本来の機能を回復させるために復旧を行うのであれば、これらの要因をすべて除去する工事を行い、決壊の危険がある場合には必要な個所に土嚢を積む体制を整備することが必要である。実際、ダム1は、適切に土嚢を積むことにより決壊を防いでいる。しかしながら、地域全体の魚類相ならびに漁撈活動の現況を考慮すれば、そのような対策により魚類の移動経路を遮断することになるので、加えて適切な魚道を整備することも検討すべきである。その是非を判断するためには、複数の生物生息域間で移動する生物個体群に関するモデルを構築し、持続可能性の見地から検討していくことが必要である。

### 5. おわりに

GbW内陸谷の概要、ならびに、2009年9月のダム4決壊の経緯を分析し、復旧対策について検討した。ガーナ国では生態系に配慮した土木事業は一般的ではないが、生態系保全全般については関心が高まっており、環境水理学的アプローチも今後重要性を増してくると考えられる。

引用文献 [1] International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI) (1993). Inland valleys in West Africa: An agro-ecological characterization of rice-growing environments. ILRI Publication, 52, P. N. Windmeijer and W. Andriess, eds., 37-44. [2] Unami, K., T. Kawachi, G. Kranjac-Berisavljevic, F. K. Abagale, S. Maeda, and J. Takeuchi (2009). Case study: Hydraulic modeling of runoff processes in Ghanaian inland valleys, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 135(7), 539-553.

# 乾季の広域灌漑システムにおける水配分に関する考察 —タイ国メラオ灌漑システムを対象として—

久保成隆, Unggoon Wongtragoon, 浦谷 修司  
東京農工大学 農学府

## I はじめに

東南アジア諸国では、一年を通じて気温が高く、乾季においても灌漑水を確保できれば水稻栽培が可能である。雨季と乾季の差が明瞭な地域では、乾季の灌漑は完全灌漑である。限られた水資源を有効利用する際に、システム全体としての経済性と配分の平等性をどのように調和させるかは難しい問題である。

北タイのチェンライ南部に展開するメラオ灌漑システムは、雨季の連続灌漑を前提に設計されたものであるが、近年、メラオ川上流にメスイワイダムが築造され、このダム貯水池からの放流によって、乾季にも灌漑水を給水できるようになった。しかしながら、貯水量が限られているため、灌漑可能面積も制限され、灌漑水の配分方法に関しては試行錯誤が繰り返されている。

当初は雨季と同じく連続灌漑による配水が実施されたが、下流域では用水不足が深刻で平等性が著しく損なわれた。そこで右岸は、地区を3ブロックに分割したローテーション灌漑方式に変更された。その結果、取り敢えず、灌漑水は下流域のブロックにまで到達するようにはなったが、依然として、下流域では水不足は深刻である。

メラオ灌漑システムでは、貯水池の貯水量を勘案して、乾季灌漑が開始される前に配水計画が立案され、計画上は過不足なく灌漑予定地に水が届けられることになっている。しかし、現実には下流域では水不足が起こる。この原因としては、施設の管理、施設の機能、規則の遵守などに問題があると言われている。しかし、これらの原因が、どの程度、どの様に関係しているかは良く分からない。灌漑システムが広大に地域に展開しており、主要地点での流量観測が行われておらず、灌漑システムにおける配水状況を俯瞰的に捉えることが難しいためである。

本研究グループでは、以上の様な問題を解決する手段として、空間的、時間的な水の動きを俯瞰的に再現できる非定常モデルが有効と考え、これまで、UIWDC Modelの開発を進めてきた。そこで、今回は、このUIWDC Modelをメラオ灌漑システムに適用し、以上の様な諸問題の解決に活用することを試みる。ただし、ここでは、先ず、当初試みられた連続灌漑の配水方式、特に、「計画段階の配水」に焦点を絞って、この配水方式に内包される問題点の検討することとする。ここでは、計画段階の配水を「静的な配水」、実施段階の配水を「動的な配水」と呼ぶこととする。なお、「動的な配水」の解析は、今回は行わない。



## II メラオ灌漑システムの概要

メラオ灌漑システムは、メコン川水系のcock川支流のメラオ川のメラオ堰から取水し、メラオ川兩岸の水田地帯を灌漑する北タイチェンライ南方部に展開する大規模灌漑

システムである。この灌漑システムは、1960年代に完成した比較的初期の灌漑システムで、完成当時、水路は素掘水路であった。しかし、近年、水路は幹線から末端に至るまで完全にライニングされ、今年（2009年）からは、水路系の主要地点の水位を時々刻々と中央へ送信できるテレメータシステムが導入され、施設の近代化が図られている。

メラオ川左岸側は、幹線水路長が 24.32km、最大流量は 8.50m<sup>3</sup>/s、受益面積 5,600 haで、右岸側は、幹線水路長が 49.48km、最大流量は 26.70m<sup>3</sup>/s、受益面積 18,000 haである。今回、研究対象とするのは右岸側で、支線水路が 23本（総延長 90.09km）、支支線水路 21本（総延長 70.29km）、圃場内水路 71本（総延長 70.28km）から構成されている。Fig. 1は、メラオ灌漑システムの地図である。

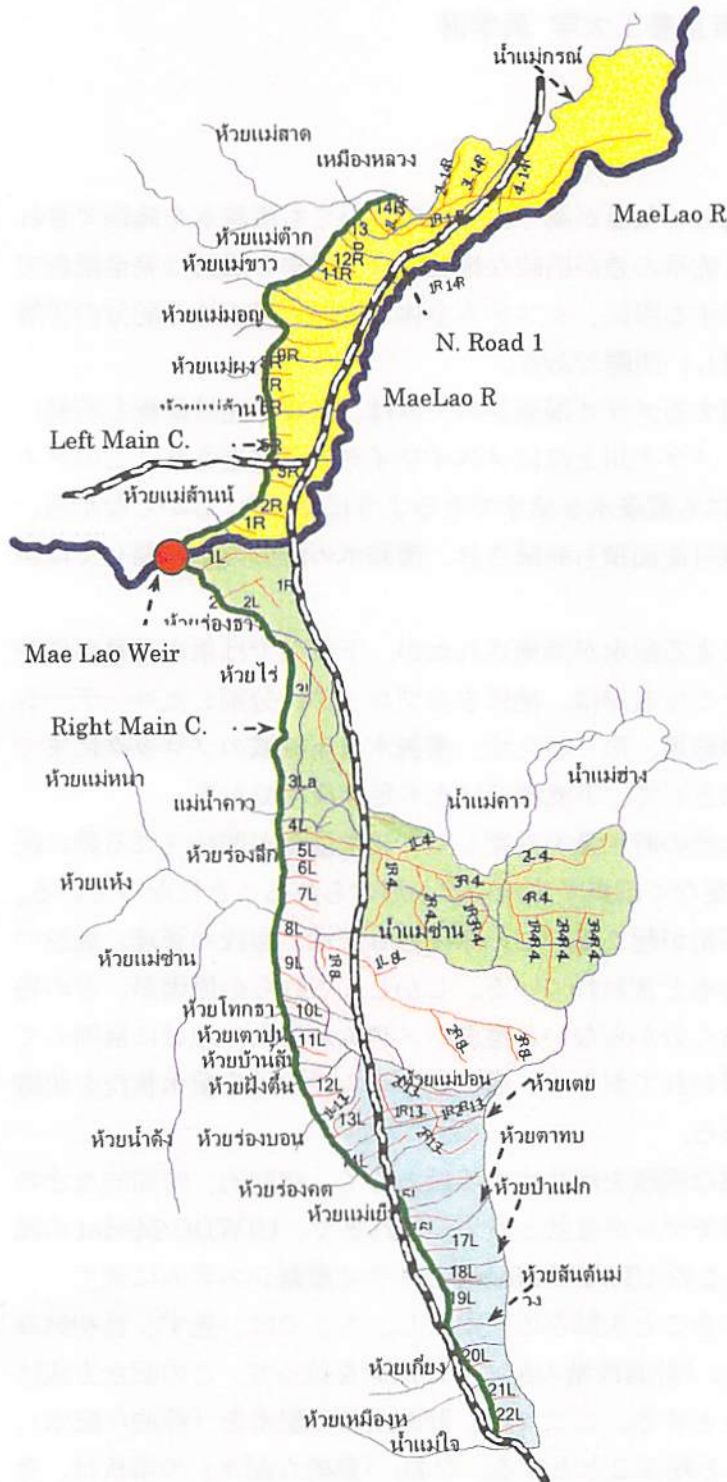


Fig. 1 Map of the Mae Lao Irrigation System (from RID)

### III UIWDC Model<sup>1)</sup>の概要

UIWDC Model は、Unsteady Irrigation Water Distribution and Consumption Model の略称である。このモデルの基本構造は、灌漑水を配分するための樹枝状の開水路網と、配水された灌漑水を消費する多数の水田タンクモデルから成っている。

水路内での水の流れは非定常で、その流れを記述する支配方程式は、横流出を考慮した Saint-Venant 方程式である。Saint-Venant 方程式は、2 step Lax-Wendroff 法をベースに用いた陽差分法によって離散化され数値計算される。このモデルでの水路内での非定常流計算の特徴としては4つある。第1は、陽差分であるため演算が単純という長所と、CFL 条件のため演算時間が長くなるという短所を持つこと。第2は、水路が空の状態から注水される現象と、逆に、水路内から水が排水されて空になる現象に対処できること。第3は、水路網はその内部に境界条件を含まないブランチと、それらのブランチを繋ぎ合わせる内部境界から構成されていること。ブランチ内での格子間隔は各ブランチで CFL 条件を侵さない範囲で任意に与えられ、内部境界での計算は、Newton-Raphson 法を用いて陰的に行われる。第4は、水路から FTO (Farm Turn Out) に配水される過程は横流出によって行われること。これは、FTO の数が多いことと、各 FTO を内部境界として扱うには、FTO 間の間隔が CFL 条件を侵す程に狭い場合が多々あることによる。

一方、水田タンクモデルは、灌漑地区内の複数の耕区（水田群）を代表し、そこでの水の消費と流出と浸透を計算するモデルである。水田群を単位とするのは、この地区では田越し灌漑方式が採用され、同じ配水系統に属する水田群を一体のものとして扱うのが合理的と考えられるためである。ただし、その規模として、現在は、25ha を用いているが現地調査によって決めたものではない。およそ、1つの FTO が支配する面積に相当するのではないかと考えている。なお、メヲオ川右岸の全灌漑面積は 18,000ha で、約 470 個の FTO が存在するので、1つの FTO の平均的な支配面積は約 40ha である。水田タンクモデルは、3段のタンクから構成され、上段タンクは水田の地表部の湛水状況を、中段タンクは水田の作土層内の含水量を、下段タンクは地下水の存在状況を表す。中段タンク内の水深は上限値を持ち、これは作土層の飽和状態に対応する。一つの水田タンクモデルは、側孔や浸透孔の係数を表す個別の係数セットにより特徴付けられる。これらの係数セットは、灌漑地区全体を1つの水田タンクモデルで代表し、水収支計算を行って得られる標準的な係数を基に算出される。即ち、各係数は、標準的な係数の値に対して、その値を平均値、その値の 20% を標準偏差とする正規乱数で与えることで算出される。これによって、各水田タンクモデルで個別的な水消費が行われ、全体としては水消費が平滑化することが期待される。なお、標準偏差が平均値の 20% というのは仮定である。

### IV 研究の目的と方法

#### 研究の目的

乾季において灌漑を要望する水田面積に対して、その全ての要望面積を灌漑するに足



る水資源がない場合、水資源を適切に配分せざるを得ない。長大な水路系において水輸送を行うと、その過程で水路底からの浸透や余水吐からの漏水など、様々な原因によって水の損失が起こる。その損失水量は、水路の総延長やライニングの有無などによって異なり、全送水流量の7%~66%に及ぶとの報告<sup>2)</sup>もある。

水資源を圃場を送るという効率性のみを考えれば、出来るだけ取水口（頭首工）に近いFTOに集中的に配水するのが、その様な水損失を抑える上で有利な配分方法ということになるが、一方、受益者の利益の平等性を考えれば、全ての圃場に均等に配水する配分する方法が望ましい。また、これらの配分方法の採択は、利用可能な水資源量によっても異なると考えられる。例えば、水資源量が極端に少ない場合は全圃場に均等配水（各圃場の灌漑率は低い）しようとしても、全送水量の殆どが水路底からの浸透によって失われる（浸透量は、第一近似として、水と接する水路底面積に比例すると考えられる）ため、その様な配分は現実的でない。一方、水資源が十分に豊富な場合は、全圃場に均等に配分するのが合理的であろう。では、水資源量が極端に少なくはないが十分に豊富でもない場合、どの様な配分方法が合理的なのであろうか。

本研究ではこれらの課題に応えるため、限られた水資源を限られた圃場に分配する場合、その配分方法と灌漑率の関係を UIWDC Model を用いて検討し、併せて、検討対象とするメラオ灌漑システムの持つ施設機能の長短を診断することを研究の目的とする。

## 研究の方法

先ず、配分方法を特徴付ける EQTY なる指数を定義する。この指数は、TIR（灌漑システム内に存在する全水田面積に対する灌漑面積の割合）と、二つの階層別の灌漑率を表す RBIR（給水予定のブランチの面積ベースでの割合）と RAIR（給水予定のブランチ内の水田面積に対する灌漑面積の割合）とを関係付けるもので以下の式で定義される。

$$EQTY = \frac{\log(RAIR)}{\log(TIR)}$$

上位の階層は「頭首工から各ブランチまで」、下位の階層は「ブランチから各水田ブロックまで」である。地区全体へ均等配分（EQTY=1.0, RBIR=1.0 for all branches）は、この上位階層内での均等配分を意味し、下位階層内の水田ブロックへの配水量は減少する。一方、上流優先（EQTY=0.0, RAIR=1.0 for branches to be supplied, RAIR=0.0 for branches not to be supplied）は、上位階層内で上流側に位置するブランチへの優先配分を意味し、優先配分されたブランチでは 100%の水田ブロックが給水されるが、優先配分されないブランチでは給水されない。

EQTY と TIR, RBIR, RAIR との関係を Fig. 2 に示す。4つの図は、EQTY の値に対応した配分状況（青色の長方形）を示したもので、青色長方形の縦が RAIR を、横が RBIR を、面積が TIR を表す。また、短冊状長方形は各ブランチを表し、短冊状長方形

の横（短辺）は、全水田面積に対する当該ブランチ内の水田面積の割合を表す。

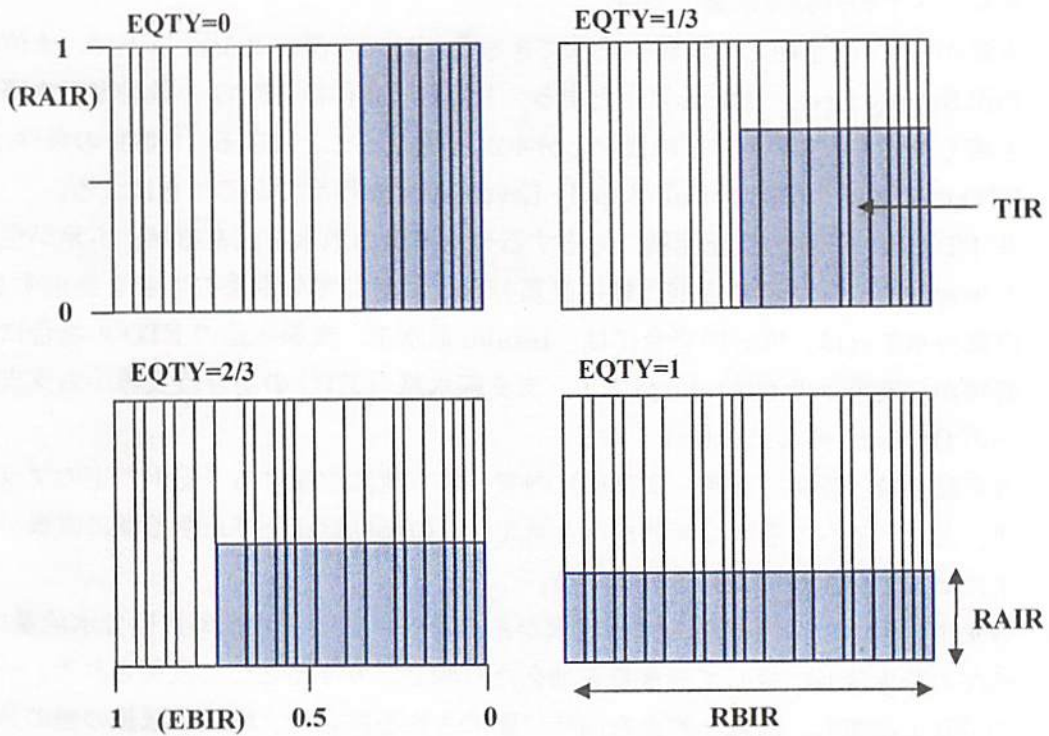


Fig. 2 Concept of EQTY (Index of equity for water distribution)

- TIR: Total irrigation ratio  $=RAIR \times RBIR$
- RBIR: Ratio of branch to be irrigated  $=TIR/RAIR$
- RAIR: Ratio of area to be irrigated in branch  $=TIR \wedge EQTY$

Fig. 3 に EQTY の値に対応する RBIR, RAIR を示す。

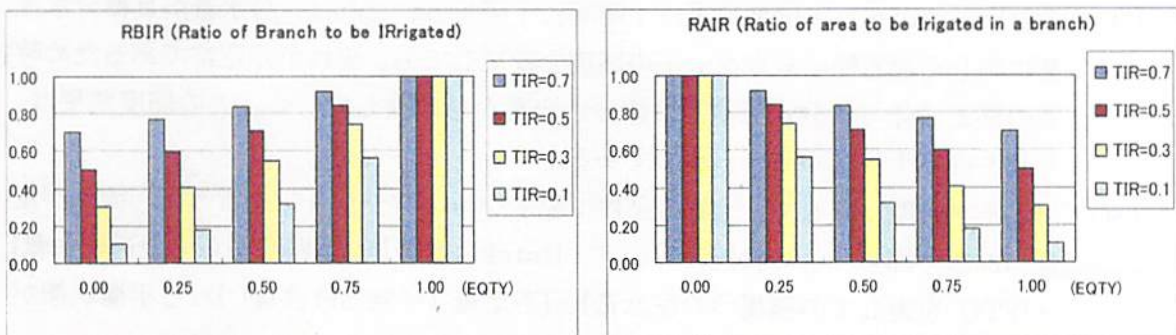


Fig. 3 RBIR and RAIR vs. EQTY for given TIR

次に、FTO への配水に際しての水利施設の操作方法を述べる。水利施設は、実際には絶えず操作され、それが原因で需要と供給量は変動するが、ここでは理想的な条件で水が静的に配分される場合を考える。そのため、以下の条件を設定する。



- (1) 水田ブロックでの需要量を一定値の 14.7mm/day に固定する。14.7mm/day は圃場レベルでの計画要水量である。
- (2) 水路から FTO を通じて圃場へ配水できる条件は、水深が 2.5cm 以上で、水位が Full Supply Level-80cm 以上とする。1 番目の条件は、FTO の敷居高が水路底と等しくても、水深が非常に浅いと分水が困難であることによる。2 番目の条件は、FTO の敷居高の標高が Full Supply Level-80cm 程度であることによる。
- (3) 各 FTO は、その支配面積に対応する分水流量の取水を試みるが、不足が生じた場合は、その不足量を補う様に直属分水工に対して分水量の増量を要求する。直属分水工とは、直分の場合には、Intake 取水工、支線水路の FTO の場合には幹線から支線への Off-take 分水工、支支線水路の FTO の場合は支線から支支線への Off-take 分水工を意味する。
- (4) 各水路系統（幹線、支線、支支線）内で、最下流に位置する「配水予定のブランチ」より下流への送水は無効放流と考え、その無効放流を停止する様に直属分水工に対して分水量の減量を要求する。
- (5) 分水工に対して分水流量の増減要求がある場合、その分水工の目標分水流量は、現在の分水流量に対して要求量を加えたり減じたりすることで変更される。一つの分水工に対し、増量と減量を同時に要求される場合は、増量と減量の差の分だけ変更を行う。平衡状態に達した場合には増量と減量が等しくなる。
- (6) 当該分水工に対する分水流量の増減要求は、上位レベルの分水工の増減要求となって上位に伝えられ、最終的には取水工での Intake 流量の増減要求となる。また、増減要求量に応じて各レベルでの目標分水量を変更する。
- (7) 目標取水量・目標分水量の変更は 1 日に 1 回行う。これは、メラオ灌漑システムが長大であるため、Intake 流量を変更するような操作を行う場合、流れが定常に近づくのに 1 日程度の時間を要することによる。
- (8) 各分水工でのゲート開度変更は 1 時間に 1 回行う。これは、分水量が目標分水流量に等しくなる様に分水ゲートの開度を変更しても、流れが非定常であるため時間の経過に伴って分水流量が目標分水流量から乖離していく。この開度変更は、それを修正するために行うものである。
- (9) およそ 7 日間に亘って、上記の条件で配水シミュレーションを行うと、流れが定常になる。即ち、この状況において、 $[\text{Intake 流量}] = [\text{水路底からの浸透損失量}] + [\text{FTO を通じての圃場への配水量}] + [\text{不足量 (= 無効放流量)}]$  なる平衡状態が達成される。

Fig. 4 は、灌漑システムでの配水状況と、平衡状態（静的な配水）を達成するため、施設操作に必要とされる情報の流れを示したものである。

#### 計算の条件

主要な計算条件を以下に記す。

- (1) 水路での距離格子間隔  $\Delta x$  は原則的に 100m 程度で、水深が浅く勾配の急な小水路の場合には 40m 程度としている。格子間隔はブランチ毎に設定している。
- (2) 時間の格子間隔  $\Delta t$  は 10.0 sec と固定している。
- (3) 水路の粗度係数は、コンクリートライニング水路ではあるが、法面への土砂の堆積が見られる箇所があることなどを勘案して、0.018 を与えている。
- (4) 水路底からの浸透量は、潤辺に比例するとして、タイ国内での同様の規模の灌漑システムにおける実測報告例 (30%の送水ロス) を参考に、 $8.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$  を与えている。ただし、FAOのレポート<sup>3)</sup>によれば、ライニング水路からの浸透量は  $5.8 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$  以下との報告がある。両者の間には 10 倍以上の差があることから、実測報告例は、送水過程の種々の損失を含んだものと考えるのが適当である。メラオ灌漑システムの場合にも、途中の多数の Spill Way から相当量の水漏れが確認された。
- (5) 水路システムは、196 本のブランチで構成され、各ブランチは内部境界条件によって接続されている。

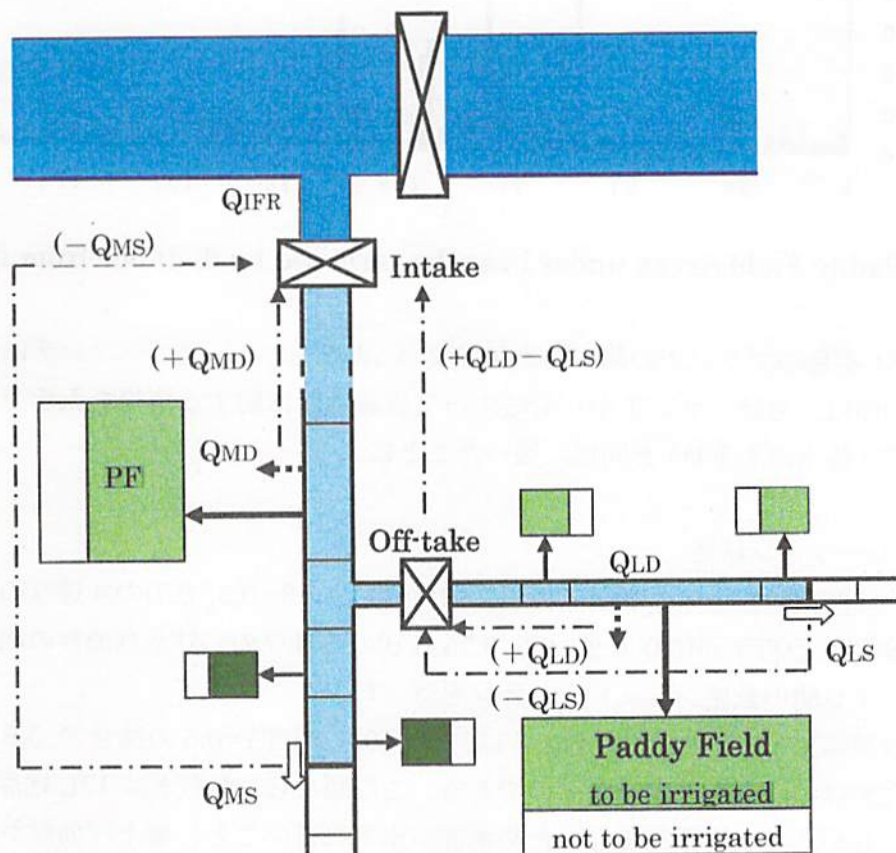


Fig. 4 Schematization of water distribution and information flow for adjusting inflow rate and off-take gate openings of secondary and tertiary canals

$Q_{IFR}$ : Intake flow rate,  $Q_{MS}$ : Spillage from Main Canal,

$Q_{MD}$ : Water Demand in Main Canal,  $Q_{LS}$ : Spillage from Lateral Canal, and

$Q_{LD}$ : Water Demand in Lateral Canal



(6) 各ブランチには複数個の FTO が設置されて取水を行っているが、ブランチからの取水は、複数個の FTO からの合計取水量を均等に格子点に配分して横流出として扱う。優先配分を行う場合、ブランチへの順位付けは頭首工から当該ブランチ中央部のまでの距離の順とする。

Fig. 5 は、196 本のブランチを頭首工から近い順に並べ、そのブランチの支配面積を示したものである。

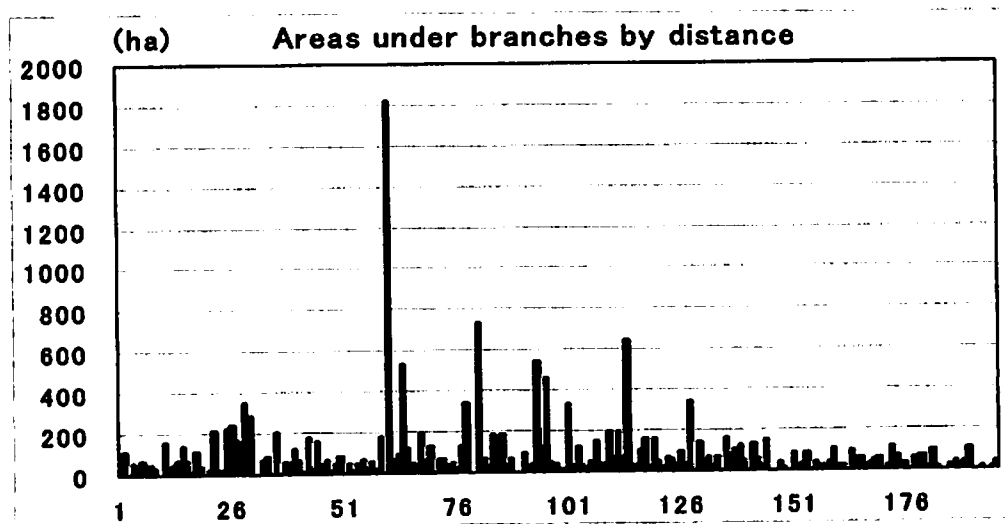


Fig. 5 Paddy Field Areas under branches ordered by distance from intake

図中で 61 番目のブランチの属する水田面積が 1818 ha と、他のブランチに比べて異常に大きいのは、当該ブランチから分岐する支支線水路に関する情報を入手できなかったため、支支線水路を FTO と同様に扱ったことによる。

#### IV シミュレーション結果

右岸メラオ灌漑地区全体の灌漑面積率 TIR が(0.1, 0.3, 0.5, 0.7)の 4 通りの場合に対して、均等指数 EQTY が(0.0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0)の 5 通りの、計 20 通りの組み合わせに対して、7 日間の数値シミュレーションを行った。

以下に計算結果の一例を示す。Fig. 6 は、TIR=0.3, ERTY=0.5 の場合の 5.6 時間毎の幹線水路における水面形を示したものである。この図から、灌漑水は 13L 地点までしか到達していないこと、流量が少ないため水面が水平に近いこと、堰上げ効果が小さく、特に、Check gate から離れた地点では Full Supply Level から水面が相当に低くなっていることが分かる。

Fig. 7 の左側は幹線水路 (RMC) と主要支線水路 (4L, 8L, 13L) の取入口地点での流量の時系列を、右側は小規模支線水路 (1L, 3L, 7L, 9L) での取水口地点の流量時系列を示したものである。比較的早い段階 (2 日程度) で流量はほぼ一定となり、その後は微調整されていることが分かる。また 13L への配水がないことも分かる。

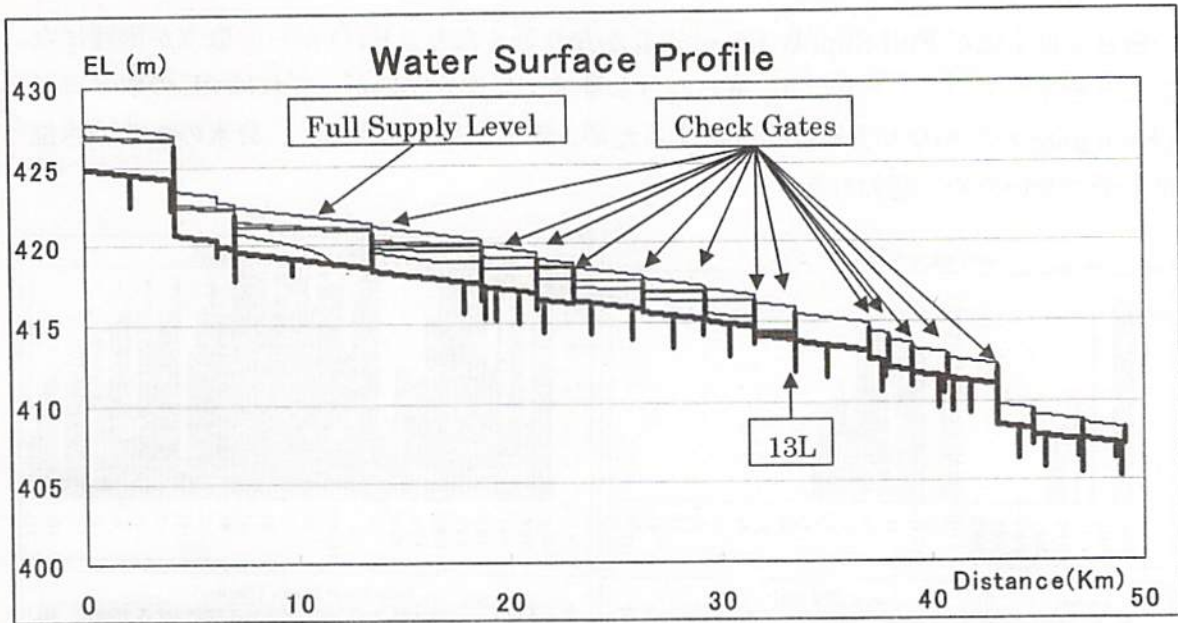


Fig. 6 Water Surface Profiles along Main Canal every 5.6 hours  
(TIR=0.3, EQTY=0.5)

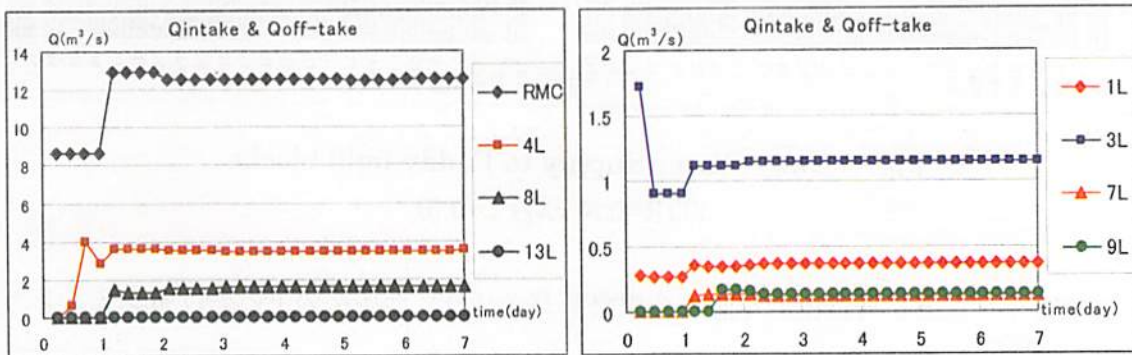


Fig. 7 Intake discharge and Off-take discharges for 7 days  
(TIR=0.3, EQTY=0.5)

Fig. 8 は給水対象となった branch に属する水田ブロックへの給水状況を示したものである。RMC と記されたものは幹線水路からの直分によって給水される水田ブロックを指し、他の 1L や 2L 等は支線水路や支支線水路から給水される水田ブロックを指す。左上図は、給水開始から 1 日が経過した段階の日給水量で、上流側から順に給水されているが、何れの水田ブロックも予定量の  $14.7 \text{ mm/day}$  には達していない。右上図は、2 日経過した段階での給水状況、左下図は 3 日経過した段階の給水状況、右下図は 7 日経過した段階の給水状況である。3 日が経過した後は給水量に大きな変化は見られない。7 日が経過した段階で、幹線水路からの直分で比較的上流部に位置する水田ブロックへの給水量が少ないことが分かる。これは幹線水路上流域では水路断面が大きく、流量が少な



い場合には水位が Full Supply Level よりかなり低くなり、FTO からの取水が困難になることを示している。また、9L 等への分水量ははかなり少ないが、これは 9L の取水口が Check gate からかなり上流側に位置するため、堰上げ効果が小さく、分水のための水位が十分でないためと思われる。

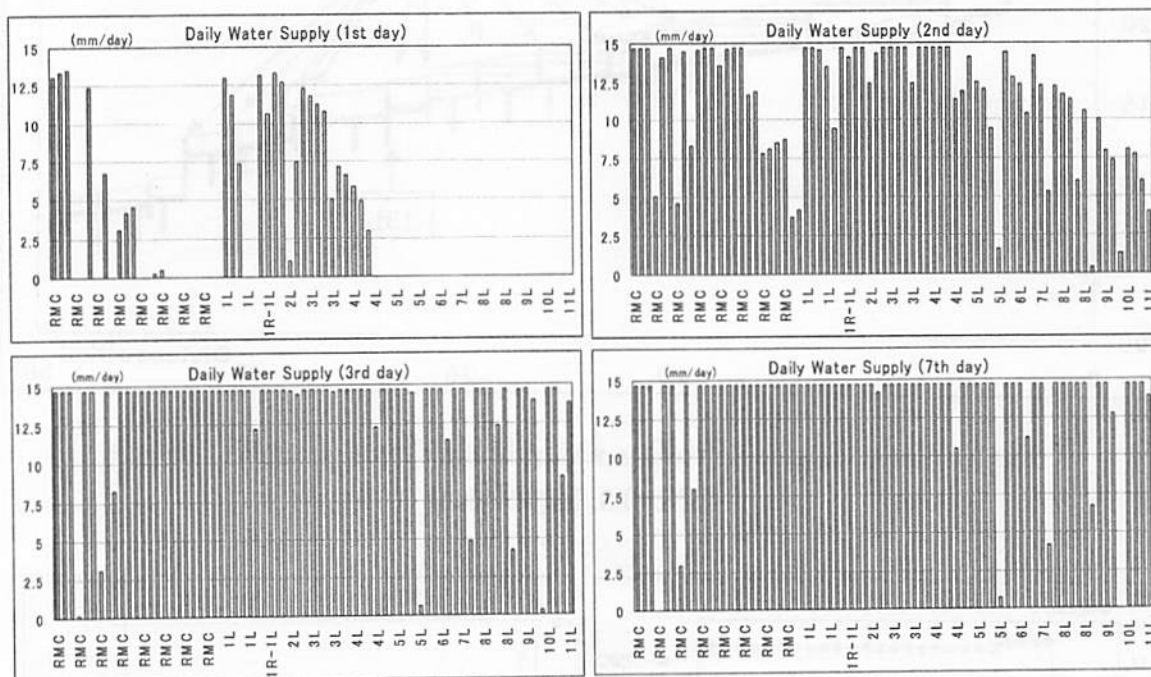


Fig. 8 Daily Water Supply to Paddy field blocks  
(TIR=0.3, EQTY=0.5)

以下に、20通り (TIR が4通り×EQTY が5通り) の条件の下におけるシミュレーション結果を示す。

Table 1 の QIFR は、送水開始7日後に、水需給が平衡状態に達したと思われる段階での頭首工地点における Intake 流量である。この流量 QIFR は、FTO に達するまでに送水路の水路底から浸透によって失われる浸透損失 Seep、FTO から取水され、圃場レベルで消費される有効配水流量 Qeffect、送水予定地点よりも下流側へ流れ去る無効放流量 Spill の和である。

Table 2 の Spill は全ての幹線水路と支線水路における無効放流量の合計である。TIR と EQTY が小さい場合に無効放流量が増えている様子が分かる。この Spill (m<sup>3</sup>/s) の値は、平衡状態においては、FTO で予定通りに取水ができなかった不足量の合計でもある。

Table 3 は、送水区間内での水路底からの浸透による損失量 Seep (m<sup>3</sup>/s) である。この値は、Intake 流量 QIFR から要水量の合計 WR を差し引いて得られる。TIR が小さく、EQTY が大きい場合に浸透量が大きくなること分かる。

Table 4 は、現在の管理・施設レベルで FTO から取水可能な有効配水流量 Qeffect (m<sup>3</sup>/s) で、要水量 WR から無効放流量 Spill を差し引くことで得られる。

**Table 1 Intake Flow Rate (QIFR)**

QIFR		EQTY					WR
		0.000	0.250	0.500	0.750	1.000	
TIR	0.700	25.304	25.610	26.089	26.463	27.100	20.117
	0.500	18.428	18.955	19.385	20.125	21.062	14.370
	0.300	11.865	11.833	12.538	13.609	15.035	8.622
	0.100	4.301	5.037	5.927	6.751	8.873	2.874

QIFR: 頭首工地点での取水流量 (m<sup>3</sup>/s), WR: 水田での要水量 (m<sup>3</sup>/s) の合計

**Table 2 Ineffective water spillage at present managing level (Spill)**

Spill		EQTY				
		0.000	0.250	0.500	0.750	1.000
TIR	0.700	0.457	0.680	0.097	0.031	0.001
	0.500	0.793	0.511	0.271	0.009	0.008
	0.300	1.455	0.817	0.557	0.119	0.009
	0.100	1.613	1.039	0.543	0.308	0.055

Spill: 現在の管理レベルで無効に放流される流量 (m<sup>3</sup>/s)

**Table 3 Seepage loss from canal bottom (Seep)**

Seep		EQTY					WR
		0.000	0.250	0.500	0.750	1.000	
TIR	0.700	5.187	5.493	5.972	6.346	6.983	20.117
	0.500	4.059	4.586	5.015	5.755	6.693	14.370
	0.300	3.243	3.212	3.916	4.988	6.413	8.622
	0.100	1.427	2.163	3.053	3.877	5.999	2.874

Seep: 送水区間内での水路底からの浸透による損失量 (m<sup>3</sup>/s)

**Table 4 Effective distribution flow at present managing level**

Qeffect		EQTY				
		0.000	0.250	0.500	0.750	1.000
TIR	0.700	19.660	19.437	20.021	20.086	20.116
	0.500	13.577	13.859	14.099	14.360	14.362
	0.300	7.167	7.805	8.065	8.503	8.613
	0.100	1.261	1.835	2.331	2.566	2.819

Qeffect: 現在の管理レベルでの有効灌漑流量 (m<sup>3</sup>/s)



## V 考察

以上のシミュレーション結果に基づき、本研究の目的である「配分方法と灌漑率の関係」と、「メラオ灌漑システムの施設機能」の診断を試みる。

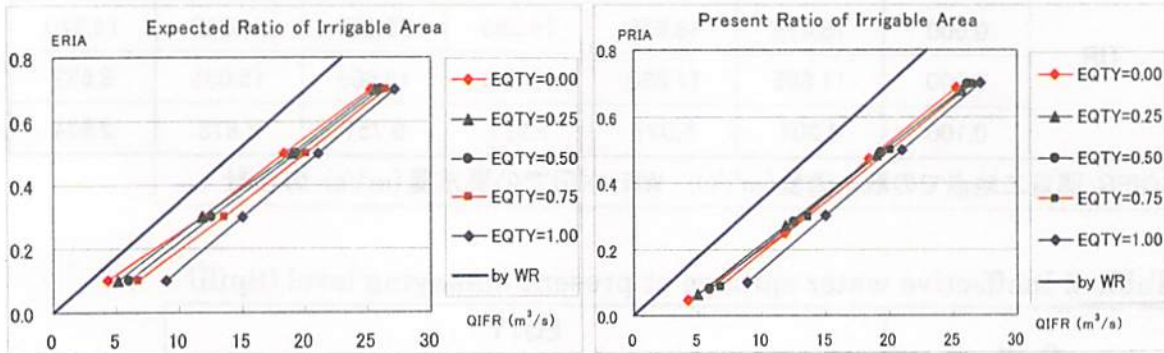


Fig. 9 Irrigable Area vs. Intake Flow Rate QIFR

Fig. 9 は頭首工地点での取水流量 QIFR と灌漑可能面積率 (Ratio of Irrigable Area) の関係で、左図は無効放流が無く有効に使われた場合を、右図は現在の施設レベルでの場合を示している。青線 (by WR) は圃場での要水量で、これと各関係線との水平方向の間隔が、左図では浸透損失、右図では浸透損失と無効放流である。

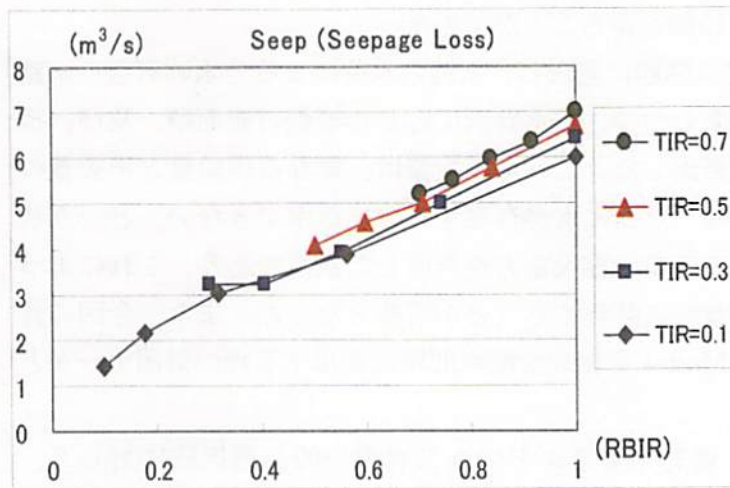
左図において、青線 (by WR) と EQTY=1.0 の線は平行に近いことから、灌漑水を全域に均等に配水する場合には浸透損失は QIFR によらずほぼ一定であることが分かる。また、浸透損失は EQTY に大きく依存し、QIFR が少ない場合には灌漑地区を上流域に集中させる有利性を定量的に知ることができる。

一方、右図においては、左図との比較から QIFR が少ない場合に無効放流量が大きいことが分かる。これは、流量が少ない場合には、たとえ check によって堰上げが行われても、堰から離れた地点では堰上げ効果が小さく、支線水路への分水や FTO からの取水が困難になるためと思われる。しかしながら、これらの無効放流量は施設の改良や取水努力によって減らすことが可能である。現地調査の際に、FTO へバーチカルポンプによって汲み上げている現場や、幹線水路を横切る橋の橋脚に板を取り付け (illegal)、臨時に堰上げしている現場を目撃した。

Fig. 10 は、灌漑システム全域での浸透損失量 Seep とブランチへの灌漑率 RBIR の関係を見たものである。この図から、Seep は TIR による差は小さく、むしろ RBIR、即ち、灌漑予定地の平面的広がり依存すると言える。

Fig. 11 は、TIR と EQTY のパラメータの組み合わせに対し、頭首工地点での取水流量 QIFR がどのように消費されたかの内訳を示したものである。TIR=0.7 の場合には、EQTY による差は僅少であるが、TIR=0.1 の場合には、浸透損失と無効放流の割合が大きく異なる。浸透損失の差が灌漑予定地の平面的な広がり起因することは先に見た通りである。一方、無効放流の多寡は、灌漑システムの設計において、そもそも乾季の小

流量時の配水を考慮に入れて設計されてなかったのが原因ではないかと考えられる。支



線水路の取水口敷居高は Full Supply Level から決められ、小流量時には堰上げ効果が効かず、また、支線水路が check の遥か上流から分岐している場合にはその影響が顕著になること、などが原因と考えられる。これは、このメラオ灌漑システムの持つ施設機能の特徴である。

Fig. 10 Seepage Loss vs. Ratio of branch to be irrigated

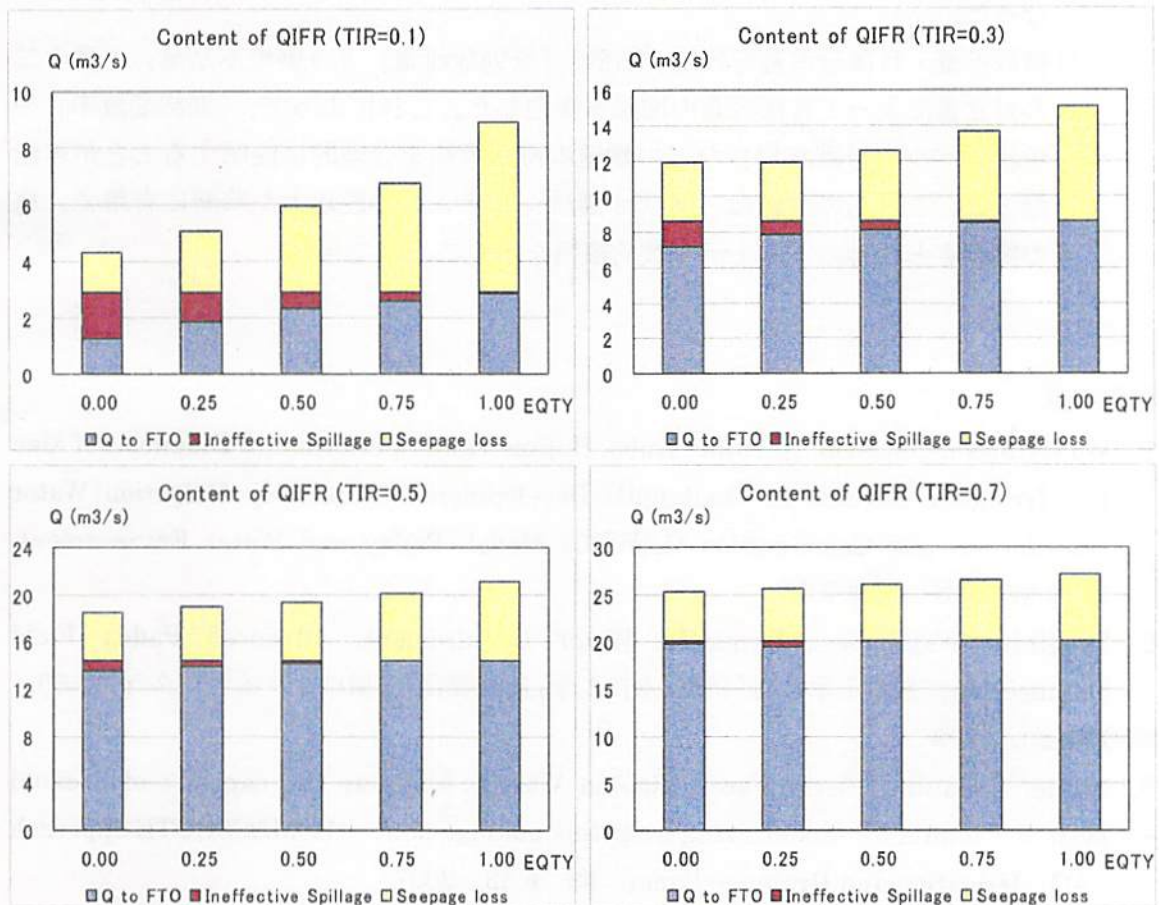


Fig. 11 Content of Intake Flow Rate for FTO, Seep and Spill

## VI 結論

本研究を通じて、以下のような結論を得ることができた。

1. UIWDC Model を静的な配水問題に適用し、水路内水位による分水の可否や水路底からの浸透損失などを考慮しつつ、配水計画に応じた灌漑可能面積、及び、損失水量や無効放流量などを算出した。これらの数量は、単なる供給量と消費量のバランスモデルでは不可能な「水路に水が存在するのに取水できない」という状況を再現した上での灌漑システムの施設能力を考慮した数値であり、これによって、配水計画を現実的に定量的に評価することが可能となった。また、今回の算出結果は、今後、UIWDC Model を動的な配水問題に適用する際の対照データとなる。
2. 平等性と経済性のどちらを優先させるかという二者択一的な選択肢に対して、EQTY という指標を導入することで、中間的な配水方法が存在しうることを示した。これにより、今後、平等性と経済性の効用を数値化して、全体としての効用を最大化する方法で、配水方法の決定問題を最適化問題に帰着させることが可能となった。
3. 目標取水量・目標分水量を設定する際、「無効放流量」と「圃場不足量」と言う二つの対立量によって目標流量の増減を決定した。これによって、「期待灌漑率」や「現状レベルでの灌漑率」などの数値の持つ意味を合理的に説明することが可能となった。これらの数値は、メラオ灌漑システムの施設能力を診断に有用で、施設の問題点と改善の方向を示す数的根拠を示すことができた。

## 引用文献

1. Wongtragoon Unggoon, Naritaka Kubo, Hajime Tanji : Performance Diagnosis of Mae Lao Irrigation Scheme in Thailand(I) Development of Unsteady Irrigation Water Distribution and Consumption (UIWDC) Model, Paddy and Water Environment, 2010年3月号に掲載予定
2. Tsugihiko Watanabe : Irrigation Water Requirement, Advanced Paddy Field Engineering, 農業土木学会「新編・水田工学」編集委員会、信山社サイテック, p.31-50, Feb.20, 1999
3. Daniel Renault, Thierry Facon, Robina Wahal : Mapping the capacity of a canal system (Chapter 5), Modernizing irrigation management—the MASSCOTE approach, FAO Irrigation and Drainage Paper, 63, p.53, 2007



# 河川におけるスタミナトンネルを用いたヤマメ稚魚の尾ひれの動きと遊泳速度 Movement of Tail beat and Swimming Speed of Fingerling Masu salmon, *Oncorhynchus masou masou*, with Stamina Tunnel in River

泉 完 加藤 幸  
Izumi Mattashi Kato Koh

## 1. はじめに

最近では魚道の水理設計の際に指標となる遊泳魚の突進速度を実証的に解明するため、現地河川の魚道中にスタミナトンネルを設置したウグイ(*Tribolodon hakonensis*)、オイカワ(*Zacco platypus*)、アユ(*Plecoglossus altivelis altivelis*)、アブラハヤ(*Phoxinus lagowski steindachneri*)、ヤマメ稚魚(*Oncorhynchus masou masou*)などの遊泳実験が実施されている(泉ら, 2006a, 2007, 2008, 2009a, 2009b; 泉・矢田谷, 2007)。一方、実験室内の長方形断面の開水路流れでのオイカワの突進速度に関する実験もなされており(鬼束ら, 2008), Blaxter and Dickson (1959) や Bainbridge (1960), 塚本・梶原 (1973) の研究に加え、淡水魚の突進速度について数々の新たな知見が実験的に得られてきている。

一方、中・高速で泳ぐ魚はアジ型に分類され(Breder, 1926)、紡錘型の魚体の1/3を振動させて尾ひれによって前方への推進力を得て、遊泳速度を発揮することが古くから知られている(例えば, Gray, 1957, Bainbridge, 1958, 1963)。遊泳魚の尾の運動に関する研究は, Bainbridge (1958), Magnuson and Prescott (1966), Yuen (1966), Hunter and Zweifel (1971), 流体力学的な運動解析のLighthill(1960)によっておもに行われている。最近では梨本(1980a, 1980b,)のニジマス(*Salmo gairdnerii irideus*)、徐ら(1988)のマアジ(*Trachurus japonicus*)の遊泳速度の測定、平山ら(2000)による海洋の高速遊泳魚を対象にした運動解析などの研究が行われている。しかしながら、魚道のように淡水魚が局所的に速い流れ場を突進速度に近い高速で遊泳する際の尾部の運動能力については、依然として不明な点が多い。

そこで、本報告は高速度カメラを用い、未だ計測されていない河川溪流魚のヤマメ稚魚(*Oncorhynchus masou masou*)が高速で遊泳する際の尾部の運動と遊泳速度との関係について考察を試みたものである。

## 2. 実験場所と実験装置・方法・項目

遊泳速度の計測には種々の方法がある(奈良迫, 1969)。この中で、本実験では泉ら(2006)の実験のように現地魚道内を流下する自然河川水をそのままスタミナトンネルに通水させて満流の管内に一定流速を与え、その管内において供試魚が一定距離を一気に前進する速度とその動きを計測するフィールド的観測方法を採用した。

実験場所は、青森県二級河川蟹田川の高石股沢川床固め工内粗石付斜路型魚道地内(幅2.0m, 勾配1:22.5, 長さ25m)で(Fig.1参照)、ヤマメ稚魚の突進速度の実験(泉ら, 2009b)が実施された地点でもある。

実験は2008年の当該河川での地元河川漁協によるヤマメ稚魚の放流時期と同じ7月初旬の短期間にスタミナトンネル内の流速を変化させて合計2回、午前10時~午後5時の間に行った(Table

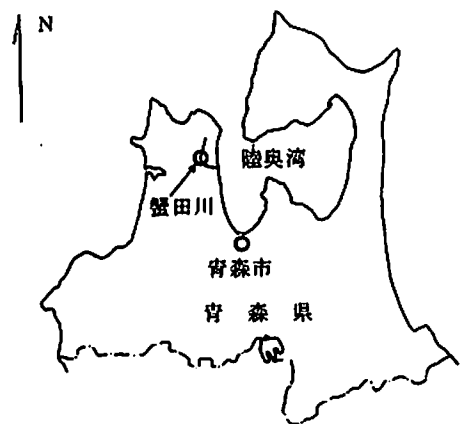


Fig.1 実験場所

The point of experimental station

Table.1 実験日と実験条件

Experimental days and conditions, Number of measured Fingerling Masu salmon

実験月日	実験番号	天気	計測ヤマメ				管内代表流速		水温	DO	pH	EC	SS	照度	
			(尾)	平均全長 (cm)	S.D. (cm)	平均体長 (cm)	S.D. (cm)	V (cm·s <sup>-1</sup> )							S.D.
2008年															
7月4日	Run.1	曇り	5	5.5	0.4	4.7	0.3	55	0	17.4	7.8	7.3	78	2	23900
	Run.2		3	5.2	0.2	4.5	0.1	49	0						
		計	8	5.4	0.3	4.6	0.3								

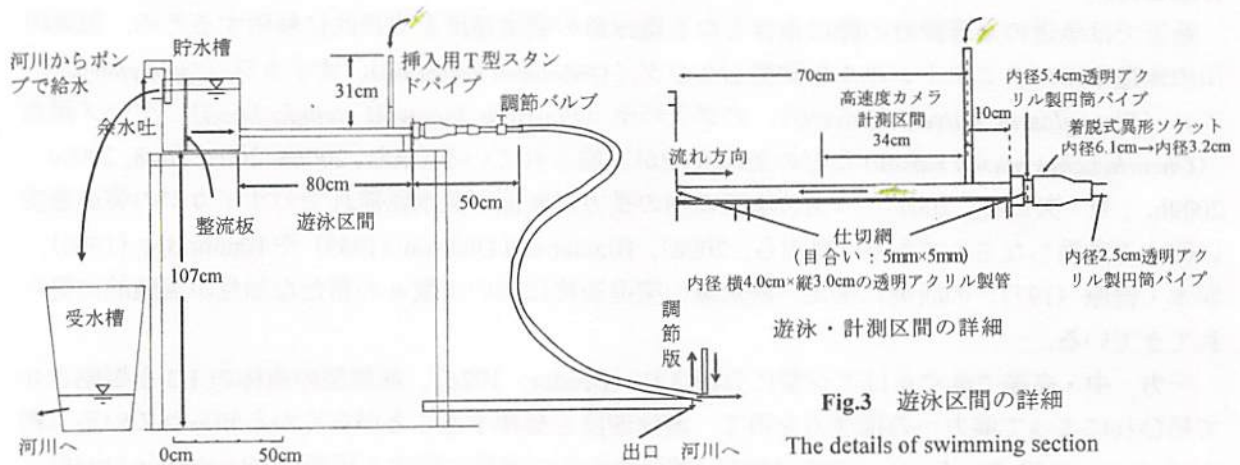


Fig.2 実験装置の概要

An overview of the stamina tunnel experimental

1 参照).

スタミナトンネルは、上方からの高速度カメラによる魚の遊泳動態が視認し易いように透明アクリル製の長方形断面とし、実験装置は、フィールドでの計測がし易い可搬型タイプを考案した。長方形パイプの長さについては、魚道の越流部・潜孔などの局所的に速い流れ場で 50cm の距離を遊泳できれば遡上できると考えられているので(泉ら, 2003, 2009a, 2009a), その長さを 80cm, 内径を横 4.0cm×縦 3.0cm とした。Fig.2 に示すように余水吐と整流板のあるマンメーター付きの貯水槽 (縦 35cm・横 55cm・高さ 30cm), 長方形パイプ, 供試魚を長方形パイプ内に挿入する T 型スタンドパイプ (高さ 31cm) と流速調節用バルブ, フレキシブルホース (φ2cm) から構成されている。貯水槽と長方形パイプは架台の上に水平に置かれている。また、供試魚は T 型スタンドパイプから挿入され、両端に目合い 5mm の仕切網が施された長さ 80cm の区間を遊泳できるようになっている。さらに、長方形パイプの末端部は遊泳後の供試魚を採捕するため脱着式の円形の異形ソケットに連結され、遊泳区間では長方形パイプの底面に目盛付きの白色版が取り付けられている。

河川水は、Fig.2 のように魚道から直接水中ポンプで貯水槽に給水され、余水吐で一定水位に保持しながら、長方形パイプ末端に接続されているフレキシブルホースの出口から再び河川に還流するシステムになっている。実験時は、長方形パイプ内を満流状態で貯水槽の水位を実験中一定とし、設定する管内流速は 50cm·s<sup>-1</sup> 前後を想定しバルブで調節した。他に気象条件と河川水質を測定した。

遊泳実験は、ウグイとオイカワ、ヤマメ稚魚の実験(泉ら, 2006, 2007, 2008, 2009b)と同様な方法で行った。はじめに、フレキシブルホースの出口の流速調節板(設定した定常状態の管内

流速になる前に魚を泳がすための流速調節用の板)をわずかに開放してあらかじめ管内に流れを与えておき、その後、ヤマメ稚魚を1尾ずつ挿入パイプに入れ、ヤマメ稚魚がその流れに定位し自発的に上流へと泳ぎはじめるのを見計らって一気に出口の調節版を全開にした。そして、供試魚の遊泳速度の測定は、長方形パイプの上方に高速度カメラ(素子解像度512×480ピクセル)とデジタルビデオカメラをそれぞれ設置して、遊泳区間内の供試魚の遊泳動態を同時に撮影・録画した。高速度カメラの録画速度は1/250秒とした。高速度カメラの計測区間の長さは34cmで、供試魚の尾ひれが明確に識別できる(Fig.3参照)。

また、供試魚は遊泳の際のストレスを考慮して遊泳後に脱着式の長方形管水路末端部で採捕し、体幅をノギスで測定・写真撮影した。供試魚の全長・体長・体高は、写真画像から正確に計測した。実験に供した個体は1回限りの遊泳とし、流量を1回ごとに出口部で5回実測した。T型スタンド内の水位は上方ビデオカメラで視認できるようになっている。

### 3. 供試魚(養殖産ヤマメ稚魚)

実験に用いた供試魚は、当該河川に放流されている養殖産ヤマメ稚魚(青森県川内町産、以後単にヤマメ稚魚と称す)で、前年の10月下旬~11月上旬にかけて孵化したものである。ヤマメ稚魚は実験初日の前日に当該魚道まで搬入され、河川水に馴らすため河川内に設置された生簀で蓄養した。実験で測定したヤマメ稚魚はTable 1に示すように8尾、平均全長5.4cm、平均体長4.6cmである。また、尾ひれの振れ幅と体高の影響については、体幅が長方形パイプの幅4cmの1/3以下、体高が長方形パイプの高さ3cmの1/2以下でそれぞれの影響がない条件に合致していた(塚本ら, 1973, 久保田ら, 2000)。なお、生簀で蓄養されたヤマメ稚魚1個体(全長:6.3cm, 体長:5.3cm)を流水中の側面から尾ひれを張った状態で写真撮影して、尾ひれの高さや尾ひれの面積を測定し、尾ひれのアスペクト比(尾ひれの高さの2乗/尾ひれ面積)を求めた。アスペクト比の値は2.7で、東(1985)のウグイ2.5やサケ2.9の値に近似していた。

### 4. 供試魚の運動の解析方法と管内代表流速の算定方法

はじめに、計測した供試魚は高速度カメラの計測区間からスタミナトンネル内の遊泳区間を流れに逆らい遊泳し、遊泳区間の最上流端まで一気に遊泳するケースと一気に遊泳するも最上流端まで達せず途中で流れに負けるケースがあった。

そこで、高速度カメラによる供試魚の魚体運動の追跡については、つぎの方法で解析した。すなわち、高速度カメラの計測区間をいずれのケースも流れが定常状態に移行したと判断された時点での供試魚の遊泳地点を計測開始地点とし、その地点から前進していった動画を1/250秒間隔で1コマずつ再生し、二瓶ら(2004)や鬼東ら(2008)が魚体の位置を追跡したように供試魚の尾ひれの先端と吻端の2点をトレースした。そのデータからそれぞれ一定距離を進んだ振数と時間、平均振幅、一振りあたりの長さ、平均周期、高速度カメラ計測区間を前進した対地速度を求めた。さらにこの区間の遊泳速度は、この対地速度に後述する管内代表流速値を加え算出した。また、供試魚の尾ひれの振動数(Hz)は振数から1秒間あたりに換算し求めた。

さらに、一部の個体については魚体の運動を調べるため、一連の運動画像を1/250秒間隔の連続写真に変換し、魚体の動きの特徴点として吻端から全長の40%と70%の長さに相当する2箇所の部位地点を選定して、その2点をデジタルプラニメータで1枚ずつ測定・転写、トレースした。

定常状態の判断は、流速調節版を一気に開放した際にT型スタンドパイプ内の水面が一定となった時点とし、上方ビデオカメラで確認した。貯水槽の水位をマンオメータでも確かめた。

管内の代表流速値の算定方法については、実測流量を求めているので、通水断面積から供試魚



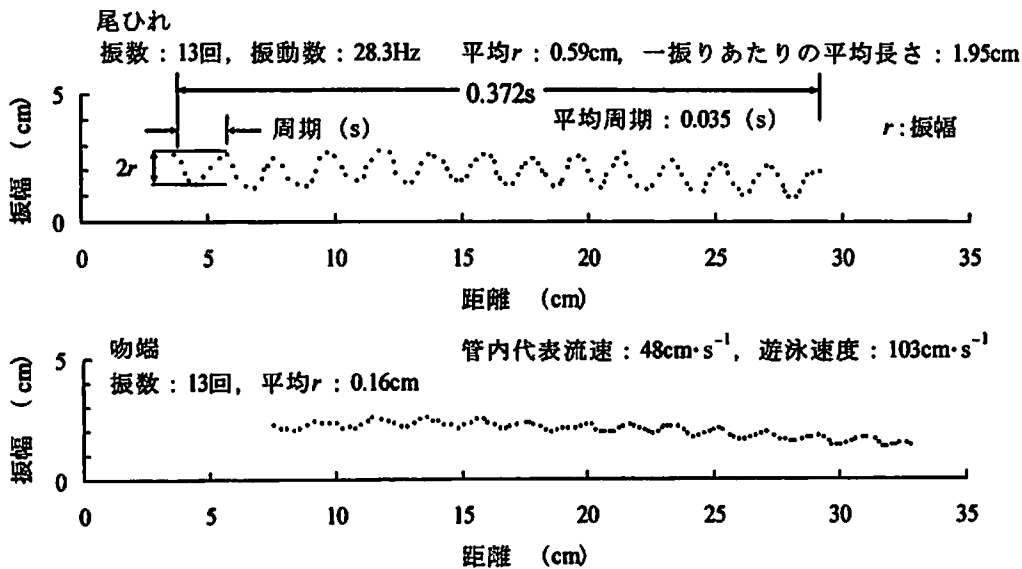


Fig.4 尾ひれと吻端の振幅

The amplitude of tail beat and the tip of the snout

の流れに直交する最大横断面積分を差し引いた面積で断面平均流速を求め、これを管内代表流速値とした。ヤマメは紡錘型の魚に分類されるので、魚の最大横断面積は、体高と体幅から紡錘型の魚が楕円に近似するものとして求めた（神田，1953，梨本，1980a，1980b）。なお，Table 1 の管内代表流速の S.D. は実測流量から得られた 5 回の平均値の標準偏差である。

Table.2 魚体の各部の振幅

The amplitude at any parts of the fish

全長：5.1cm  
管内代表流速：48cm·s<sup>-1</sup>，遊泳速度：103cm·s<sup>-1</sup>

魚体の部位	$l/L$	平均振幅 $r$ (cm)	吻端基準 の振幅比
吻端	0.0	0.16	1.0
吻端から40%の位置	0.4	0.22	1.4
吻端から70%の位置	0.7	0.39	2.4
尾ひれの先端	1.0	0.59	3.7

注)  $l$  : 吻端からの距離,  $L$  : 全長

## 5. 実験結果と考察

実験時の天候は，Table 1 に示されるように曇り（照度 23900lx）であった。実験時における河川水温と水質は，水温：17.4℃，pH：7.3，DO：7.8 (mg/l) である。

Fig.4 は，高速度カメラで記録したヤマメ稚魚（全長 5.1cm・体長 4.4cm）の動きを吻端と尾ひれの軌跡で表した 1 例である。1 プロットの間隔は 1/250 秒である。管内代表流速は 48cm·s<sup>-1</sup> で計測区間を 103cm·s<sup>-1</sup> の速度で遊泳していった個体である。尾ひれの計測区間での振数は 13 回，振動数 28.3Hz，平均振幅 0.59cm，一振りあたりの平均長さ 1.95cm，平均周期：0.035 (s) で，吻端の振数は尾ひれと同じ 13 回，平均振幅 0.16cm である。

Fig.4 に示すように，ヤマメ稚魚の遊泳時の動きは，頭部の吻端を左右にやや振動させるとともに尾ひれを正弦波のように左右に振動している。また，Fig.4 に示すこの個体の吻端から全長の 40%と 70%の長さに対応する 2 箇所の部位地点の平均振幅を調べると，Table 2 のようにそれぞれ 0.22cm と 0.39cm であった。吻端と尾ひれの平均振幅が 0.16cm と 0.59cm であるので，吻端の平均振幅と各部位の平均振幅との比は 1.4 倍，2.4 倍，3.7 倍と次第に大きくなっている。このことは，魚体の頭部から尾部へ向けて波動のように体をくねらせ，後方の部位ほど振幅を増大させながら尾部を振動させて遊泳していることをよく示している。また，この動きは Gray (1968) が調べたコダラ (*Gadus merlangus*) の遊泳形態と同じである。田中・永井 (1996) は，Gray (1968)

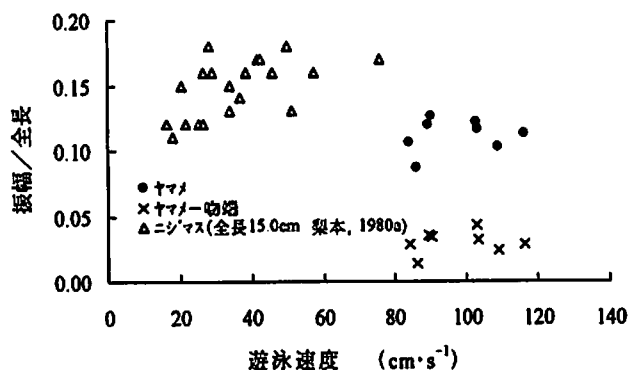


Fig.5 振幅と遊泳速度との関係

The relationship between amplitude and swimming speed

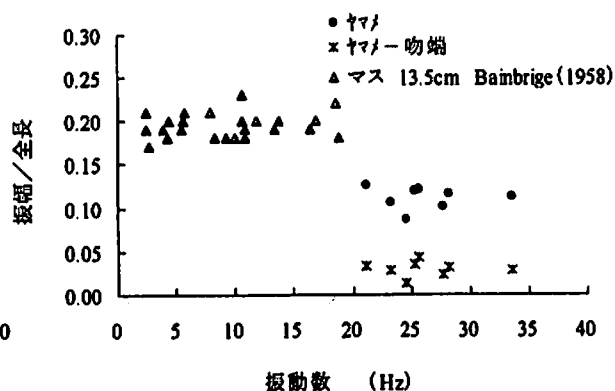


Fig.6 振幅と振動数との関係

The relationship between amplitude and frequency

のコダラの遊泳形態を、魚体の後方部の左右運動が前方部分のそれより位相が少し遅れて動き頭部から尾部への進行波を形成すると指摘しているが、Table 2 はこのことをよく表している。なお、この尾部の動きは流体力学的に一点または二点ヒンジの扇の動きに近似できるとしている (東, 1985)。

Fig. 5, Fig. 6 はそれぞれ吻端と尾ひれの振幅と遊泳速度、および振動数との関係を示したものである。ここで Bainbridge (1958) は、尾ひれの振幅と振動数との関係を魚の吻端から尾ひれの最も後方の先端部の長さ (全長) を用いて整理しているため、いずれも縦軸は振幅と全長との比で表した。図には、梨本 (1980a) のニジマス (*Salmo gairdnerii irideus*)、回転式円形水槽による Bainbridge (1958) のマス (*Salmo irideus*) の結果も 1 例として示した。遊泳速度は、ニジマスより速い  $84\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}\sim 116\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 、振動数はマスより多い  $21.1\text{Hz}\sim 33.5\text{Hz}$  である。Bainbridge (1958) は、尾ひれの振動数が 5 回以上では振幅/全長の値は全長によらず遊泳速度や振動数が変化してもほぼ一定であり、ウグイ (*Leuciscus leuciscus*)・マス・金魚 (*Carassius auratus*) の 3 魚種平均値で 0.18、ニジマス (梨本, 1980a) では 0.15 であったとしている。

図からヤマメ稚魚の振幅/全長の値は、Bainbridge (1958) や梨本 (1980a) の実験と同様に遊泳速度や振動数が変化してもほぼ一定の傾向を示したが、その値は平均 0.11 でニジマスに近い結果となった。ただ、Bainbridge (1958) の実験は上述した回転式円形水槽実験で、直線水路と異なりこの円形水槽で泳ぐ魚に対する遠心力の作用を考慮せずに整理していることも指摘されており (千田, 1983)、実験環境などが影響しているものと考えられる。一方、吻端の振幅/全長の値は平均 0.029 と尾ひれの 1/4 でかなり小さい。魚の吻端の振幅は体長比で 0.015~0.030 程度であるとの報告 (梨本, 1983) がある。本実験の体長比では 0.034 であり、これらと一致している。

また、尾ひれの平均周期は、 $0.030\text{s}\sim 0.047\text{s}$  と極めて短時間の周期で尾ひれを振動させて前進していることがわかった。

ここで、尾ひれの振動数  $F$  と遊泳速度  $V$  との間には魚の全長との関係で比例関係があることが Bainbridge (1958) によって実験的に明らかにされ、(1) 式で示されている。また、Hunter and Zweifel, (1971) は、魚の最小遊泳速度のときの尾ひれの振動数を最小振動数と定義して (1) 式を拡張して (2) 式を示した。

$$V = k_1 L(F - \alpha) \text{ ---- (1) } \quad (\text{Bainbridge, 1958})$$

$$V = k_2 L(F - F_0) + V_0 \text{ ---- (2) } \quad (\text{Hunter and Zweifel, 1971})$$

$V$ : 遊泳速度,  $V_0$ : 尾ひれの最小振動数のときの遊泳速度,  $k_1 \cdot k_2 \cdot \alpha$ : 係数,  $L$ : 全長,  $F$ : 尾ひれの振動数,  $F_0$ : 尾ひれの最小振動数

遊泳速度と尾ひれの振動数との関係を Fig.7 に示す. 縦軸は, 遊泳速度と全長との比で表している. 図には, ヤマメ稚魚と全長が類似するウグイ (全長 5.2cm) とマス (全長 4.0cm) (Bainbridge, 1958) の結果も示した. 図に示されるように一気に遊泳したヤマメ稚魚の遊泳速度は, 全長の 14 倍~20 倍で, 振動数とともにウグイとマスのデータより測定値が大きく, 遊泳速度と振動数との間には個体差のためばらつきが見られるものの, 比例関係が認められる. ウグイ・マス・金魚 (Bainbridge, 1958) の 3 魚種平均の (1) 式は, 図中のように  $k_1=0.75$  ( $\alpha=4/3$ ), マアジ (*Trachurus japonicus*) (徐ら, 1988) で 0.73 ( $\alpha=2.02$ ) (ただし,  $L$  は尾叉長を用いている), (2) 式の  $k_2$  値はカリフォルニアマアジ (*Trachurus symmetricus*) (Hunter and Zweifel, 1971) で 0.83 が得られている.

一方, 梨本 (1980a) は尾部の運動を魚体の重心を中心とした単振動と見なして力学的考察を行い, 遊泳速度は (3) 式の全長 ( $L$ ) と尾ひれの振動数 ( $F$ ) との積で表せるとしてそれらの関係を調べている. Fig.8 にヤマメ稚魚の遊泳速度と全長×振動数の実験値を示す.

$$V=KLF \quad \text{---} \quad (3) \quad K: \text{係数}$$

図には梨本 (1980a) のニジマス (平均全長 19.5cm, 振動数の範囲: 1.7Hz~6.0Hz) と Fig.7 の Bainbridge (1958) のウグイ (全長 5.2cm) およびマス (全長 4.0cm) の結果も整理して示した. 梨本 (1980a) は, 図のように遊泳速度と振動数×全長との関係が力学的考察から得られた (3) 式と異なり原点を通らず, Bainbridge (1958) の (1) 式とほぼ同じ形になることを示している. しかし, ニジマスの場合, (1) 式の  $k_1$  値は 0.92 ( $\alpha=1.3$ ) で, 上述したようにウグイ・マス・金魚 (Bainbridge, 1958) の平均値 0.75 とやや異なっている. この違いは魚種による体型や肥満度の違いであると指摘し, (2) 式の  $k_2$  に体型の要素を加味した式を提案している (梨本, 1980a). ただ, 図から本実験のヤマメ稚魚を見るとニジマスの遊泳速度より速い範囲では, ニジマスの実験式の延長上よりやや下方にある傾向が窺える.

そこで, 前述のように魚は頭部から尾部へ向けて波動のように体をくねらせ尾部を振動させて

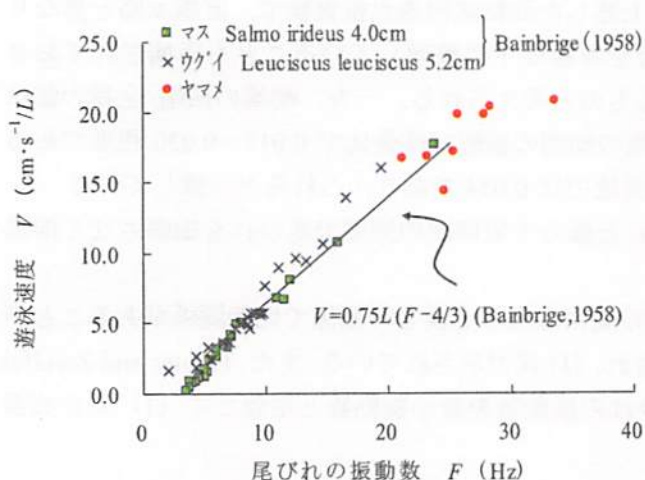


Fig.7 遊泳速度と尾ひれの振動数との関係

The relationship between frequency of tail beat and swimming

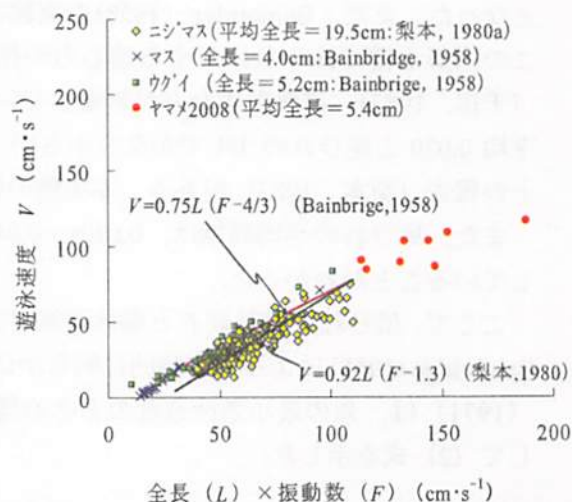


Fig.8 遊泳速度と  $F \cdot L$  の関係

The relationship between  $L \cdot F$  and  $V$



遊泳しているが、魚体の重心を中心とした単振動と見なした力学的考察(梨本, 1980a)からも(2)式が示されるので, Hunter and Zweifel (1971) にならって魚が尾ひれを振って泳ぐことができる最小振動数と最小遊泳速度の考え方を導入した(2)式について調べた。Hunter and Zweifel (1971) は Bainbridge (1958) のデータを用い, 魚種別に  $V_0$  と  $F_0$  をそれぞれ全長  $L$  の  $2/3$  乗,  $-1/3$  乗に比例するとして計算し, 再整理している。ヤマメ稚魚と同じ魚種科目のマスの  $V_0$  と  $F_0$  の実験式は(4)式で示されている。

$$\text{Salmo gairdnerii} \quad V_0 = 0.52L^{2/3} \quad F_0 = 2.81L^{-1/3} \quad \text{----} \quad (4)$$

本実験では  $V_0$  と  $F_0$  を計測していないので各ヤマメ稚魚の  $V_0$  と  $F_0$  を同じサケ科マスの(4)式より援用・試算し, Hunter and Zweifel (1971) が再整理したデータと合わせ Fig.9 に示した。図において全長 4.0cm のマスは記号を別に示したが,  $(V-V_0)/L$  と  $(F-F_0)$  で再整理した Bainbridge (1958) のマス(全長 4.0cm~29.3cm)の  $k_2$  値は Hunter and Zweifel (1971) によれば 0.64 であるとしている。図から Fig.7 と同様に本実験値の範囲では振動数と遊泳速度との間にややばらつきが見られるが比例関係が認められ, ヤマメ稚魚の  $k_2$  の平均値は上述したマスの  $k_2$  値 0.64 より大きい 0.73 となった。

魚の最大遊泳速度を発揮するときの尾ひれの振動数について, 梨本(1980a)や徐ら(1988)は Blaxter (1967) の定義による体長の 10 倍に相当する突進速度で推定している。そして, この突進速度を得るための尾ひれの振動数は, 平均全長 19.5cm のニジマスの場合で 12Hz, 尾又長 18cm のマアジで 14.1Hz が必要であると推定している。本実験の場合, 平均全長 5.4cm のヤマメ稚魚は, 体長の 22 倍に相当する速度で遊泳しており体長の 10 倍に相当するとした突進速度に比較してかなり速い遊泳速度を発揮している。

円形スタミナトンネル内の滴流の中を遊泳したヤマメ稚魚の突進速度に関する実験(泉ら, 2009b)によると, 遊泳速度は  $66\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$  (管内代表流速:  $64\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ ) ~  $257\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$  (管内代表流速:  $218\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ ) の範囲で, 塚本・梶原(1973)の遊泳曲線から体長別の(5)式の  $a$  値が求められている。

$$Vt^m = a \quad \text{----} \quad (5)$$

$V$ : 遊泳速度 ( $\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ ),  $t$ : 遊泳時間 (s),  
 $a$ : 1 秒間持続できる遊泳速度 ( $\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ ),  
 $m$ : 定数 ( $0 < m < 1$ )

これによると 1 秒間持続できる遊泳速度は, 体長 4cm 台で  $a=181\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ , 体長 5cm 台  $a=203\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$  が得られており, 体長の倍数で表すと 37 倍~40 倍でかなり速い。このことは, ウグイやオイカワ, アユ, アブラハヤなどの突進速度も体長の 10 倍を大きく超える速度で泳ぐことが実証的に明らかにされており

(泉ら, 2006a, 2007, 2008, 2009a; 泉・矢田谷, 2007, 鬼東ら, 2008), 本実験でのヤマメ稚魚が一気に泳ぐ遊泳速度もこれらの傾

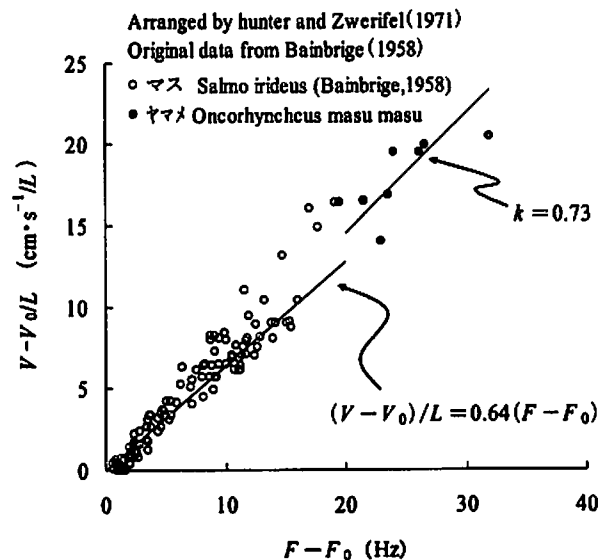


Fig.9  $F-F_0$  と  $(V-V_0)/L$  の関係  
 The relationship between  $F-F_0$  and  $(V-V_0)/L$

向に一致している。

本実験のヤマメ稚魚では、全長が類似している Bainbridge (1958) のウグイ (全長 5.2cm) の遊泳速度より速く泳ぐ条件で 21.1Hz~33.5Hz の振動数を発揮して泳ぐ結果が得られ、遊泳速度と振動数とに比例関係が認められた。ただ、データ数が少ないことに加え、本実験のように体長が小さな個体ほど尾ひれを振る回数を多くしないと速く泳ぐことができない。また、梨本 (1980a) も指摘するように尾部を規則的に振動させ得る最大限界振動数が存在することも考えられる。

現在、データの蓄積をさらに図るためにヤマメ稚魚とイワナ稚魚の実験を継続しており、魚種や体長範囲を広げて高速で遊泳する条件も含めて実験を進める予定である。

謝辞：本実験を行うに際し、蟹田川漁業協同組合の越田氏、若山氏、肥田氏にはご便宜をいただいた。研究室ゼミの瀬川みなみ君、佐伯宜昌君、水沢茂樹君の学生諸氏からは協力をいただいた。ここに記して心より感謝致します。また、本研究の一部は文科省科学研究補助金(基盤研究(C)課題番号 20580259, 代表：泉 完)を受けている。

#### 引用文献

- 東 昭 (1985) : 生物の泳法, 日本航空宇宙学会, 33, 617-625.
- Breder ,C.M.. (1926) : The locomotion of Fishes, *Zoologica* ( scientific contributions of the New York Zoological Society) , 4(5), 159-297.
- Bainbridge,R (1958) : The Speed of Swimming of Fish as related to Size and to the Frequency and Amplitude of the Tail Beat, *Experimental Biology*, 35, 109-133.
- Bainbridge,R (1963) : Caudal Fin Body Movement in the Propulsion of Some Fish, *Experimental Biology*, 40, 23-56.
- Blaxter,J.H.S and W.Dickson (1959) : Observations on the Swimming Speeds of Fish, *J.Conseil Permanent International pour Exploration de la mer* (Bureau du Conseil) , 24, 472-479.
- 千田哲資 (1983) : 魚類の遊泳研究前史, 海洋科学, 15 (4) ,180-183.
- Gray,J. (1957) : How Fishes Swim, *Scientific American*, 197, 48-54.
- Gray,J. (1968) : *Animal Locomotion*, Weidenfeld & Nicolson, London, 22-23
- 平山元朗, 永松哲郎, 上田耕平 (2000) : 高速遊泳魚の尾鰭の運動解析, 鹿児島大学水産学部紀要, 49, 17-25.
- Hunter,J.R. and Zweifel,J.R. (1971) : Courtship, Locomotion, Feeding, And Miscellaneous Behaviour og Pacific Bonito(*SARDA CHILIENSIS*), *Animal behaviour*, 14, 54-67.
- 泉 完, 高屋大介, 工藤 明, 東 信行 (2003) : 赤石第 2 頭首工のアイスハーバー型魚隔壁における魚類の遡上行動, 水工学論文集, 47, 763-768.
- 泉 完, 矢田谷健一, 東 信行, 工藤 明 (2006) : 河川流下水を用いたスタミナトンネルによるウグイの突進速度について, 農業土木学会論文集, 244, 171-178.
- 泉 完, 矢田谷健一, 東 信行, 工藤 明, 加藤 幸 (2007) : 自然河川流下水を用いたスタミナトンネルによるオイカワの突進速度に関する現地実験, 水工学論文集, 51, 1285-1290.
- 泉 完, 矢田谷健一 (2007) : 河川における自然誘導式スタミナトンネルを用いた野生魚の突進速度に関する実験, 農業土木学会論文集, 249, 115-116.
- 泉 完, 山本泰之, 矢田谷健一, 神山公平 (2008) : 河川における挿入式スタミナトンネルを用いた高速流条件でのウグイの突進速度, 農業農村工学会論文集, 256, 65-66.
- 泉 完, 山本泰之, 矢田谷健一, 神山公平 (2009a) : 河川における自然誘導式スタミナトンネルを用いた高速流条件での野生魚の突進速度, 農業農村工学会論文集, 261, 73-82.
- 泉 完, 山本泰之, 矢田谷健一, 神山公平 (2009b) : 河川における挿入式スタミナトンネルを用いたヤマメ稚魚

の突進速度に関する実験, 農業農村工学会論文集, 262, 103-109.

徐 剛, 有元貴文, 井上 実 (1988) : マアジ *Trachurus japonicus* の遊泳速度の測定, 日本水産学会誌, 54 (9), 1493-1497.

神田献二 (1953) : 網地の縮結と網目の通過について - I, 日本水産学会誌, 18 (8), 365-372.

久保田哲也, 中西 章, 谷口政由貴 (2000) : 砂防施設の斜路式魚道における溪流魚の遡上水理条件, 砂防学会誌, 53 (2), 48-56.

Magnuson, J.J. and Prescott, J.H. (1966) : Swimming speed, Tail Beat Frequency, Tail Beat Amplitude, And Size in Lack Mackerel, *Trachurus symmetricus*, And Other Fishes, *Fishery Bulletin*, 69 (2), 253-266.

梨本勝昭 (1980a) : 魚の尾の動きと遊泳速度との関係, 日本水産学会誌, 46 (3), 307-312.

梨本勝昭 (1980b) : 魚の体型の違いによる遊泳速度と尾部の振動数との関係, 日本水産学会誌, 46 (6), 675-679.

梨本勝昭 (1983) : 魚の遊泳速度と尾部の振動数, 海洋科学, 15 (4), 184-188.

奈良迫嘉一 (1969) : 魚の抵抗について, 日本造船学会誌, 477, 20-25.

二瓶恭雄, 福永健一, 小澤喜治 (2004) : 実際の魚体運動を反映した魚周辺の流動シミュレーション, 土木学会論文集, 768/II-68, 55-66.

鬼東幸樹, 秋山壽一郎, 山本晃義, 飯國洋平 (2008) : 流速および体長別のオイカワの突進速度, 水工学論文集, 52, 183-1188.

田中一郎, 永井 實 (1996) : 抵抗と推進の流体力学 - 水棲動物の高速遊泳能力に学ぶ -, 扇興社, 12-13.

塚本勝巳, 梶原 武 (1973) : 魚類の遊泳速度と遊泳能力, 水産土木, 10 (1), 31-36.

Yuen, H.S.H. (1966) : Swimming speeds of Yellowfin and Skipjack Tuna, *Trans. American Fisheries Society*, 95, 203-209.



# Temporal Variation, Assessment and Estimation of Suspended Sediment Load in Small Perennial Rivers

Masayuki Fujihara<sup>1</sup>, Edward R. Lapong<sup>2</sup>, Toshiko Kakihara<sup>1</sup>, Noriyuki Kobayashi<sup>1</sup> and Tomoki Izumi<sup>1</sup>

## I Rationale

Suspended sediment is one of the major pollutants in streams and has been described as the most abundant. It largely determines the physical quality and affects the biological state of water bodies as it carries nutrients and constituent loads that can heavily affect aquatic ecosystems. However, since its effects are seen as less dramatic than those of other more toxic pollutants, its impacts go partially unrecognized, even though its valuated economic damage is huge.

Particularly, suspended sediment is the most visible pollutant originating from agricultural areas- both point and non-point sources. It is also the primary transport medium of fertilizers, pesticides and other agricultural chemical particulates that contribute much to both organic and inorganic pollution of water bodies (Calow and Petts, 1992). Because of this, suspended sediment, together with turbidity, are two of the most important water quality parameters to be monitored in rivers and other water bodies. Likewise, they are important problems to be addressed, especially in areas with high agricultural activity and soil erosion rate.

## II Research Site

The research study area includes the three river tributaries of the Shimanto River located within Ehime Prefecture: the Nara, Mima, and Hiromi Rivers. The rivers drain relatively small watersheds with an area of 25.4, 75.9 and 185.6 km<sup>2</sup>, respectively. Actually, the Nara River is a tributary of the Mima River; and the Mima River is a tributary of the Hiromi River.

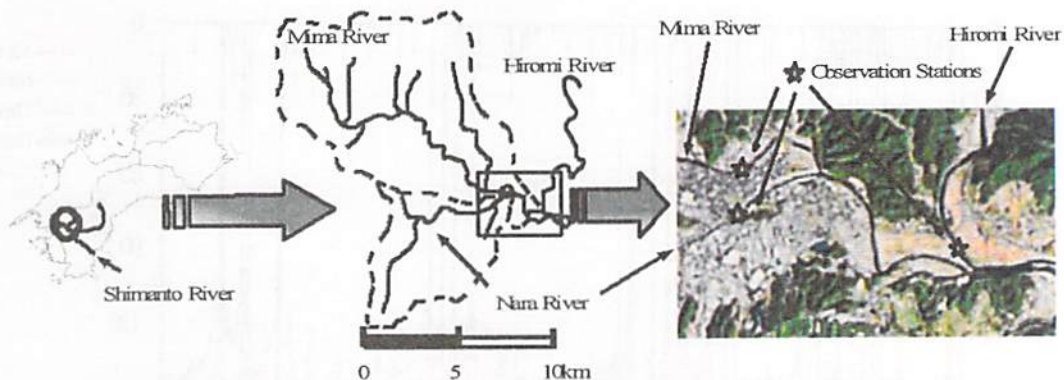


Figure 1: Study site's relative location in Shikoku, river network and location of observation stations

The towns of Mima, Kihoku and Matsuno where the Mima, Nara and Hiromi Rivers run through are basically agricultural communities with a significant land area devoted to paddy rice production. Areas of paddy field in watersheds of the Mima, Nara and Hiromi Rivers are 557 ha, 88 ha and 200 ha, respectively. These rivers, as observed, have high turbidity and sediment during high flow and rice production months while relatively clean during low flow and other months. As such, it yields significant amount of sediment especially during rice planting season which is presumed likely to contribute much to the sediment load and turbidity of the rivers.

<sup>1</sup> Faculty of Agriculture, Ehime University, <sup>2</sup> Graduate School of Agriculture, Ehime University

Keywords: Suspended sediment load, Water quality, Tributaries of Shimanto River, Perennial river

It should be noted that the water quality in the Shimanto River, located in Kochi Prefecture and referred to as “the last clear stream in Japan”, is at risk of deterioration mainly due to the high sediment-laden water from its tributaries- one of the biggest of which is the Hiromi River. Thus, this research is being undertaken to determine the contribution and possible significant impact of the sediment load and turbidity of the river-study sites to the Shimanto River.

### III Methodology

The rivers were monitored from April 2008 to September 2009. Discharge (water level) is monitored every hour by data loggers. Water samples were collected by an ISCO automatic water sampler- twice a day during rice production season (April-August) and once a day on the other months. Laboratory analysis was done to determine the turbidity and sediment concentration of the samples.

River discharge, turbidity, sediment concentration and sediment discharge were evaluated during the duration of the study and its temporal variation assessed. Erratic and unusual fluctuations were noted and general evaluation of the parameters was done.

The sediment load was estimated using the power and detransformed logarithmic function models. And the more appropriate model for the data of each river was determined using some statistical techniques such as regression analysis and Nash-Sutcliffe model efficiency.

### IV Preliminary Results

#### 1. Temporal Variation and Assessment

##### 1) Precipitation and Discharge

The discharge hydrographs in Figure 2 show the Hiromi River having the highest flow, followed by the Mima and Nara Rivers, with peak flows directly corresponding to precipitation of high amount and intensity. Generally, peak flows occurred during rainy season (June-July) and typhoon season (August-October), with few others on other months.

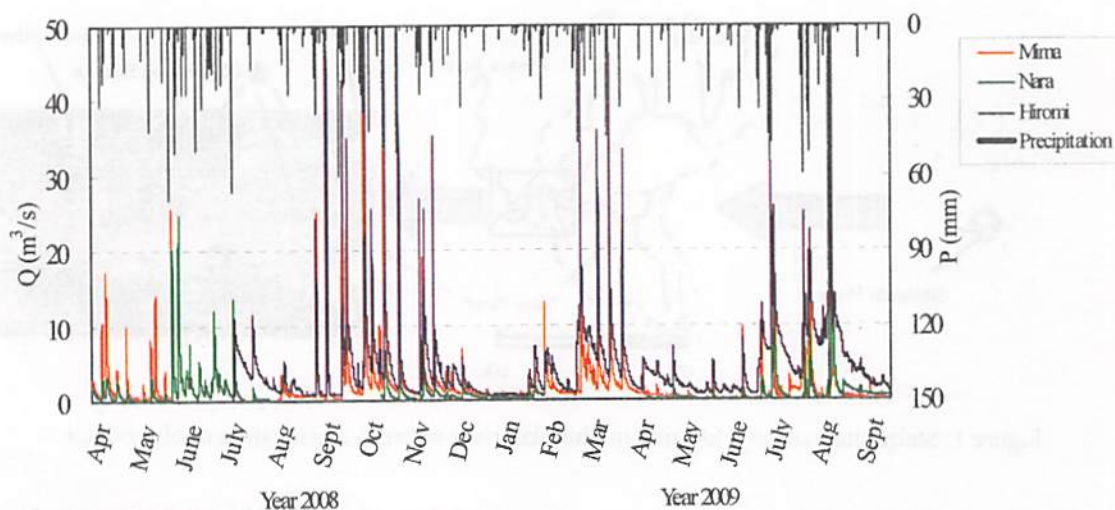


Figure 2: Discharges of the three rivers and precipitation from April 2008 to September 2009

##### 2) Turbidity and Suspended Sediment Concentration

Figures 3 and 4 show that the Mima River has the highest turbidity (T) and suspended sediment concentration (SC) during most of the monitoring period, despite that it has lower discharge and watershed area than Hiromi. Likewise, Nara River has also higher T and SC than Hiromi River in several months. But particularly, these rivers have higher T and SC during April-July which corresponds to the rice planting



season with evident erratic and unporportionate fluctuation compared to the discharge.

During the rice planting season, the sediment concentration is relatively high and frequently rises even with low, decreasing or normal discharge. These unproportionate fluctuations of sediment concentration as compared to the discharge apparently translate into a very poor correlation between the two parameters. (refer to Figures 5(a) and 5(b))

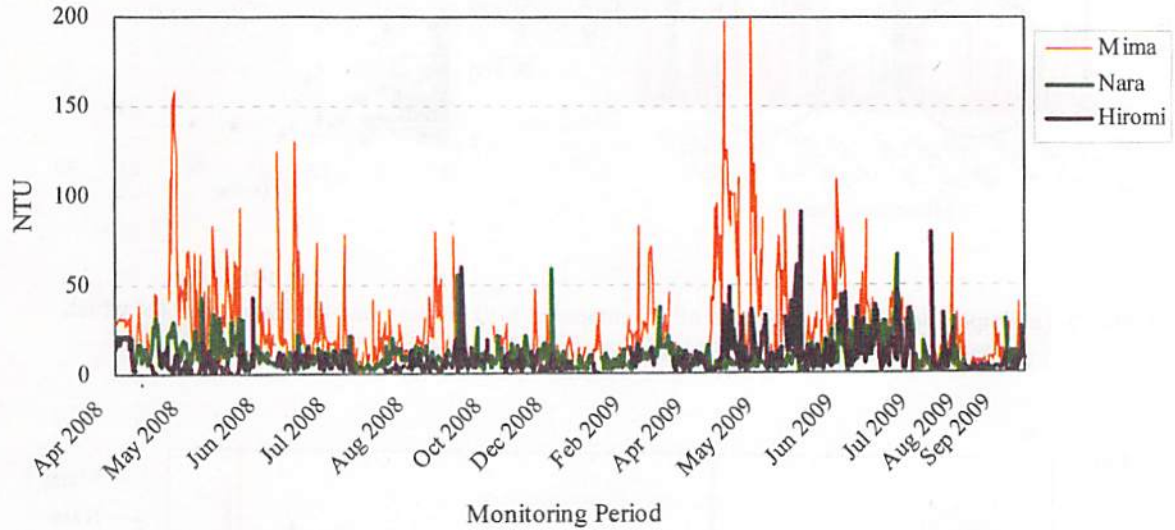


Figure 3: Turbidity temporal variation from April 2008 to September 2009

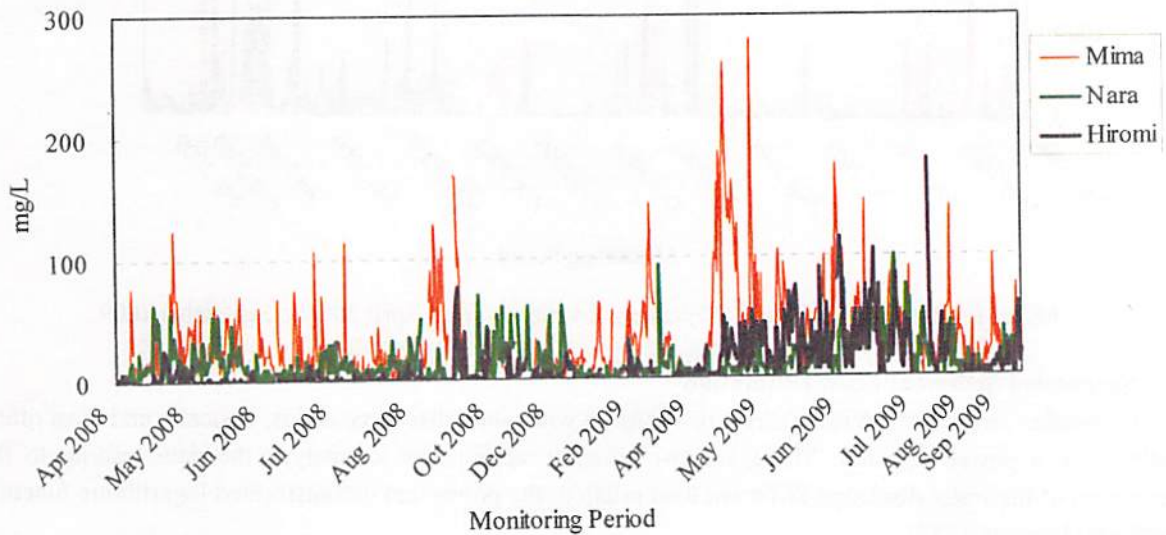


Figure 4: SC temporal variation from April 2008 to September 2009

### 3) Sediment Discharge

Sediment discharge (SD), being a function of streamflow, generally increases as the streamflow increases. Thus, sediment hydrograph in Figure 6 shows the Hiromi River with higher sediment discharge than the Mima and Nara Rivers during most time in the monitoring period. The Mima River has higher sediment discharge than the Hiromi River in some months, particularly during rice planting season when the sediment concentration outweighs the streamflow as a factor in sediment discharge.



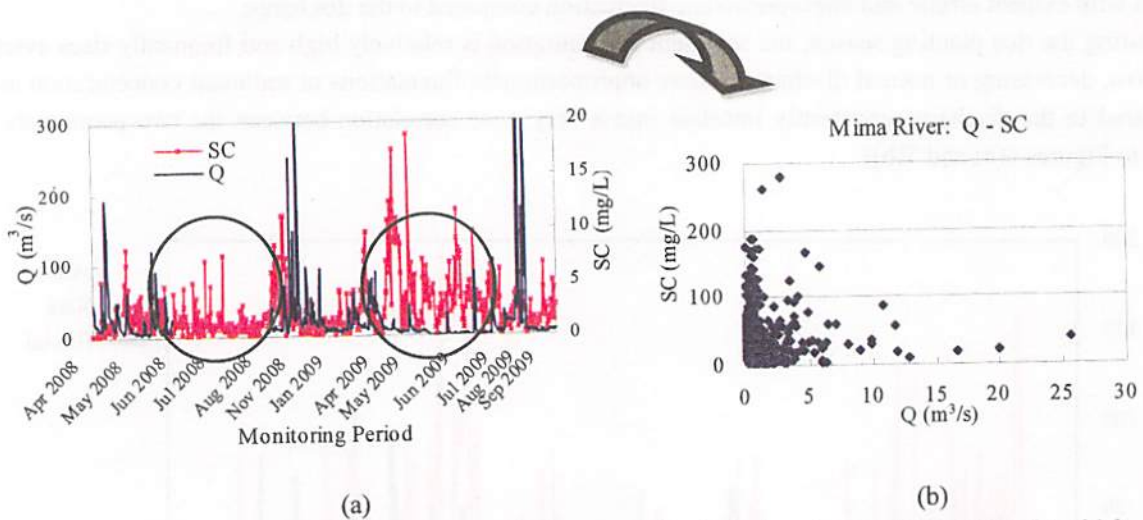


Figure 5: (a) Unproportionate fluctuations of SC compared to Q during rice planting season, (b) which translate to a very poor correlation between the two parameters.

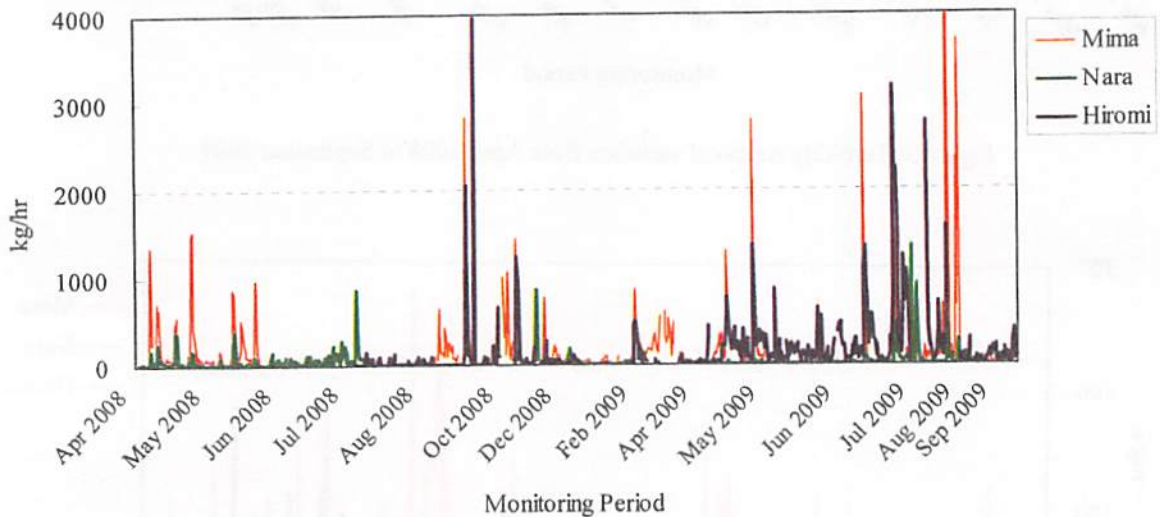


Figure 6: Sediment discharge (SD) temporal variation from April 2008 to September 2009.

## 2. Suspended Sediment Load Estimation

Suspended sediment load has a direct relationship with water discharge and is, basically and most often, defined by a power equation. There are two possible approaches to analyze the data leading to the derivation of the water discharge-sediment load relation: the power and detransformed logarithmic function methods (Jansson, 1985).

While the two are fundamentally the same as they result to a power equation, they differ as regards to the residual term as it is additive in power function model but multiplicative in the logarithmic function model. Moreover, when discharge is stratified, the mean values within the discharge classes are arithmetic means in power function model but geometric means in detransformed logarithmic function model. (Jansson, 1995)

Power Function Model

$$L = aQ^b \quad \text{With residuals: } L = \alpha_1 Q^{\beta_1} + \epsilon$$

Detransformed Log Function Model

$$\log L = a + b \log Q \rightarrow L = 10^{\log a} Q^b$$

$$\text{With residuals: } L = \alpha_2 Q^{\beta_2} \cdot \zeta$$

$$\log L = \log \alpha_2 + \beta_2 \log Q + \log \zeta$$

where  $L$  is the sediment discharge,  $Q$  the streamflow/discharge,  $a$  &  $b$  the constants and  $\varepsilon$  &  $\zeta$  the residuals (curve fitting error).

The predictive power of both models was tested through the Nash-Sutcliffe Model Efficiency Coefficient, which is used to describe the predictive accuracy of hydrologic models (Coffey, *et al.*, 2004). In this study, it is given as,

$$E = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (SD_o^t - SD_m^t)^2}{\sum_{t=1}^T (SD_o^t - \overline{SD_o})^2}$$

where  $E$  is the Nash-Sutcliffe coefficient,  $SD_o$  the observed sediment discharge,  $SD_m$  the modeled sediment discharge,  $SD_o^t$ ,  $SD_m^t$  the observed and modeled  $SD$  at time  $t$ , respectively, and  $\overline{SD_o}$ , the mean observed sediment discharge. The numerator and denominator terms represent the residual and data variances, respectively.

### Mima River

The data were preliminarily analyzed to determine the correlation among streamflow/discharge, sediment concentration, sediment discharge and turbidity. It showed no good relationship between the discharge and sediment concentration as equally high discharges have very wide range of sediment concentration, even nil in several periods (Figure 7). This is also true between discharge and turbidity. This is one difference in sediment transport between small and large rivers. Large rivers, generally, show good correlation between its discharge and sediment concentration while small rivers usually don't; and if unstratified, correlation is inexpressible in power function because of the presence of nil values.

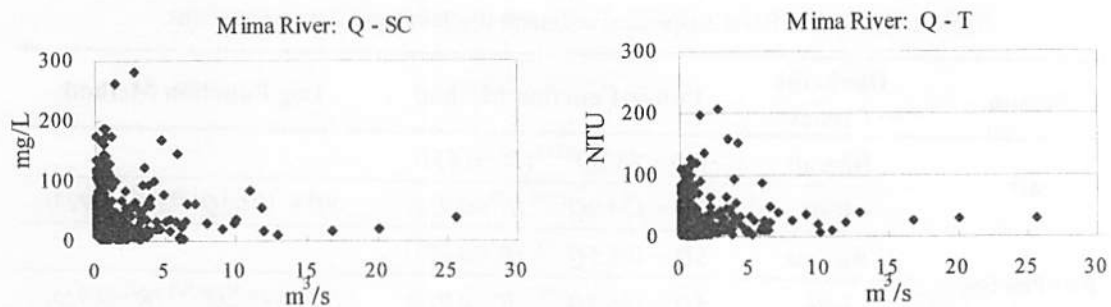


Figure 7: Discharge against sediment concentration and turbidity

On the other hand, there is good correlation between streamflow and sediment discharge. Thus, in this study, sediment discharge is used to describe the sediment transport. Likewise, there is good correlation between turbidity and sediment concentration. (Figure 8)

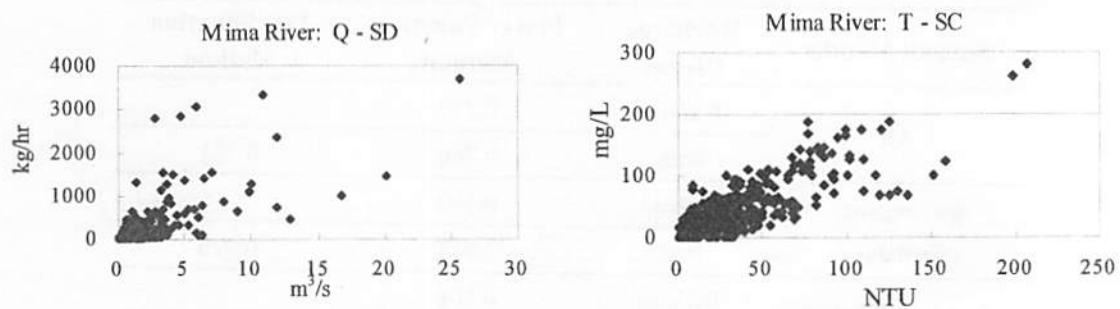


Figure 8: Discharge against sediment discharge and turbidity against sediment concentration

Moreover, through trial and error method, the data were tested to be better correlated when seasonally grouped- that is, April-June which is the rice transplanting season and July-March which is the non-transplanting season. Particularly for  $Q$ - $SD$  correlation, the grouping was used to derive the prediction models and to estimate the total annual sediment load. Hence, in this case, there were two prediction models- one in each seasonal group.

Also, the discharge was stratified into appropriate classes and its corresponding sediment computed to account for discharges with nil  $SC$  and achieved a better prediction model. Based on the magnitude and range of data, the stratification into data classes are as follows;

Table 1: Data seasonal group and discharge classes

Season	Months	No. of Discharge Classes
All	January - December	17
Rice transplanting	April - June	13
Non-transplanting	July - March	15

The power function method was done by plotting the mean of the discharge classes against the corresponding mean of sediment load in a normal scale. Then, the power equation is derived from the corresponding trend line. The detransformed logarithmic function method was done by plotting the mean of the logarithms of the classes' discharge and sediment load in a normal scale. A linear regression equation is developed using least square method. Then, the resulting log-linear equation is retransformed to yield a power equation.

Table 2: The Mima River suspended sediment discharge prediction equations

Season	Discharge Classes	Power Function Method	Log Function Method
All	Without	$SD = 88.2Q^{0.882} (R^2=0.651)$	
	With	$SD = 124.0Q^{1.080} (R^2=0.939)$	$SD = 131.3Q^{1.04} (R^2=0.923)$
Rice Planting	Without	$SD = 108.5Q^{0.902} (R^2=0.707)$	
	With	$SD = 146.9Q^{0.951} (R^2=0.919)$	$SD = 149.2Q^{0.921} (R^2=0.915)$
Non-Rice Planting	Without	$SD = 72.4Q^{1.039} (R^2=0.577)$	
	With	$SD = 100.0Q^{1.189} (R^2=0.943)$	$SD = 101.0Q^{1.200} (R^2=0.940)$

Table 3: The Mima River SD prediction equations' Nash-Sutcliffe coefficient

Season/ Months	Discharge Classes	Power Function Method	Log Function Method
All	Without	0.210	
	With	0.766	0.731
Rice Planting (April-June)	Without	0.390	
	With	0.943	0.929
Non-Rice Planting (July-March)	Without	0.308	
	With	0.850	0.873



The regression analysis result in Table 2 shows that grouping the data into classes resulted to a better correlation. And, generally, power function method resulted to a better correlation than logarithmic function method, though the difference is apparently not significant.

In Table 3, the Nash-Sutcliffe model efficiency coefficients show that power function method has a higher predictive accuracy than the logarithmic function method. Though, like in the regression analysis, the difference seems not significant. However, indeed, grouping the data into two seasons contributes to a much higher predictive accuracy of the models.

Table 4: The Mima River Suspended Sediment Load (SL) in Kilogram  
(April 2008 – September 2009)

Season	Discharge Classes	Power Function Method	Log Function Method
All	<i>Without</i>	$1.99 \times 10^6$	
	<i>With</i>	$4.12 \times 10^6$	$3.99 \times 10^6$
Seasonal ( <i>Apr-Jun, Jul-Mar</i> )	<i>Without</i>	$2.24 \times 10^6$	
	<i>With</i>	$4.02 \times 10^6$	$4.08 \times 10^6$

The computed suspended sediment load of the Mima River shows that grouping the data into classes gives a higher SL estimate (refer to Table 4). Likewise, grouping the data into two seasons as distinguished by rice transplanting season, also generally yield a higher estimate. However, like in the regression and Nash-Sutcliffe Efficiency analyses, the difference between the estimated sediment load for both power and logarithmic function method is not significant.

Table 5: The Mima River average  $Q$ ,  $SC$  and  $SD$

Months	$Q$ ( $m^3/s$ )	$SC$ ( $mg/L$ )	$SD$ ( $kg/hr$ )
April-June	0.88	42.5	147
July-March	1.96	26.1	393

The average river discharge, sediment concentration and sediment discharge shown in Table 5 implied the apparent significant contribution of the rice planting activities in the sediment load of Mima River. During the months of April-June or the rice planting season, the average river discharge is  $0.88 m^3/s$  which is less than half of the average discharge during the months of July-March. Yet, the average sediment concentration is  $42.5 mg/L$  which is very high compared to the corresponding average concentration during July-March.

However, as to average sediment discharge, the months July-March posted a value more than twice that of during April-June. This is basically expected as sediment discharge ( $SD$ ) is a function of river discharge ( $Q$ ). And, since, July-March includes both the rainy and typhoon seasons  $Q$  is resultantly higher; and this contributes much to the natural soil erosion and sediment transport.

The probable contribution of rice planting related activities was estimated by using the derived seasonal group equations to compute the sediment load during April-June. The result in Table 6 showed that, considering  $Q \leq 10 m^3/s$ , the rice planting related activities contributed approximately 18% of the sediment drained and transported in the Mima River. This is shown in Figure 9(b) as represented by the difference in the area under the curves. Likewise, when the sediment load for  $Q \leq 10 m^3/s$  is computed as a fraction of the total sediment load at all flow, the rice planting related activities contributes as much as 16% to the sediment yield.

Table 6: The Mima River Suspended Sediment Load ( April-June )

	Equations	SL ( $\times 10^5$ kg)
Power	RPS Equation	9.94
	NRPS Equation	7.55
	% Difference	24%
Logarithmic	RPS Equation	9.20
	NRPS Equation	7.58
	% Difference	18%

RPS – Rice Planting Season; NRPS – Non- Rice Planting Season

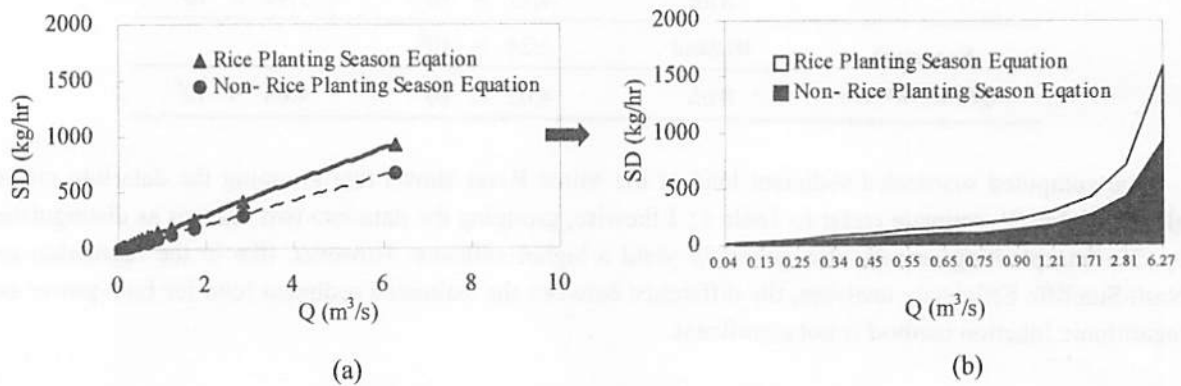


Figure 9: Sediment discharge (in classes) during April-June considering  $Q \leq 10 \text{ m}^3/\text{s}$   
 (a) using two different equations and (b) the translated area under the curves

## V Conclusion

The suspended sediment temporal variation in a small perennial river was observed and sediment load was estimated using the power and detransformed logarithmic regression analysis. Stratification of discharge into classes in the analyses proved to be very apt as small rivers tend to have untraceable or nil sediment concentration during some periods. The stratification also reduces the regression and curve-fitting errors, thus, improving the predictive capability of the derived model equations. Both the power and the detransformed logarithmic models are suitable to the data as it resulted to approximately the same total sediment load. Also, the rice planting related activities during the months of April-June was found to be a significant contributor of sediment.

### References:

- Calow, Peter and Jeffrey Petts, Eds. (1992): *The Rivers Handbook Vol. 1*. Blackwell Scientific Publications, Oxford England.
- Coffey, M.E., et al. (2004): Statistical Procedures for Evaluating Daily and Monthly Hydrologic Model Predictions. *Transactions of the ASAE*, 47 (1), 59-68.
- Jansson, Margareta B. (1985): A Comparison of Detransformed Logarithmic Regressions and Power Function Regressions. *Geografiska Annaler*, 67A 1-2, 61-70.
- Jansson, Margareta B. (1996): Estimating a Sediment Sating Curve of the Reventazon River at Palomo using Logged Mean Loads within Discharge Classes. *Journal of Hydrology*, 183, 227-241.

# スリットダムでの流木の通過と停滞 Driftwoods Running through and Retaining at the Slit of Sabo Dam

松本善史\* ○大久保博\*\*

MATSUMOTO Yoshifumi, OKUBO Hiroshi

**1 はじめに** 山地溪流における外来性有機物（落葉・落枝・流木・倒木・陸生昆虫など）は生態系環境の大きな要因であるが、なかでも倒流木は下流への流下の途中で一時河床に堆積し、ウディデブリダムを形成したり、ダム湖内に流れ込む。ダム管理において流木対策は必須の事項となっている。さらに上流域では流木を流下させないための透過型砂防ダムが設置されることもある。一方、魚類の遡上など河川の上下流の連続性が議論される地域ではスリット型の砂防ダムが建設されたり、既存の不透過型コンクリート砂防ダムの中央部にスリットを入れる改良がなされている。スリット型の砂防ダムでは連続性の確保という点から、流木や流砂がむしろ下流に流れていき、滞留してスリットをふさいでしまうことがないほうがよい。ところが実際には流木の滞留によって、スリットがふさがっている事例が見られる。人工構造物であるスリットダムでの流木によるスリットの閉塞、溪流河道における大礫や巨礫間のウディデブリダムの形成の両現象には共通する水理学的な原因があるのではないかと、ということが本研究の出発点である。

本報告では、スリットダムのスリットでの流木の滞留（捕捉）状況について事例を紹介するとともに、現地の観察および定性的な水理実験からスリットと河道形状との関係に起因する滞留仮説について報告する。

**2 現地の概要** 写真1は、山形県内の某砂防ダムであるが、2箇所スリットが入っており、左岸側には副ダムとの間に魚道が設置されていることから魚類の遡上に配慮していることがわかる。しかし、スリット部は2箇所とも流木と土砂にふさがれ、その機能は果たされていない。また、2か所のスリットの閉塞の仕方は向かって右側のほうが激

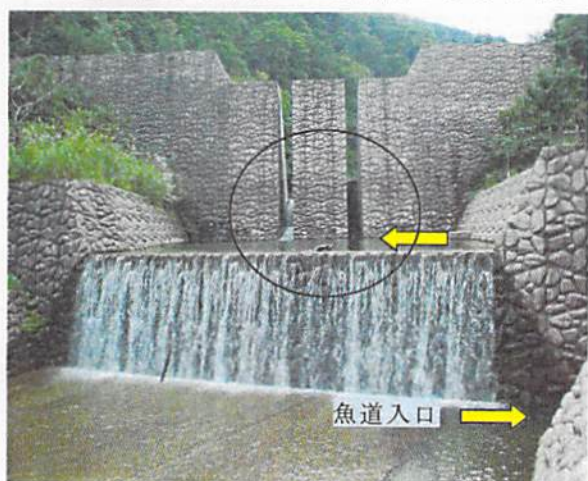


写真1 スリット部の閉塞状況

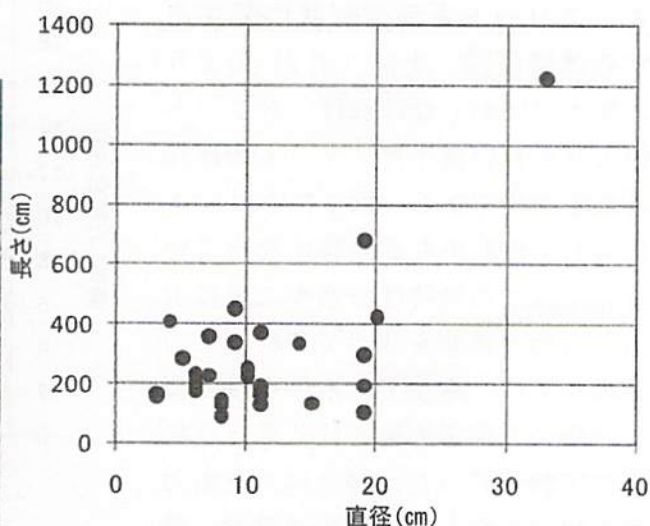


図1 河道内(上流60m区間)に滞留している流木

\*山形大学大学院 \*\*山形大学農学部 Faculty of Agriculture, Yamagata University.

キーワード：スリット型砂防ダム，流木の通過，流木の滞留，左右対称性，滞留仮説



しい。写真2はダムの背面から撮影したものであるが、流木がスリットをふさいでいる様子がわかる。図1は堤体から上流60m区間の河道内(inactiveも含む)に滞留している流木である。スリット幅(1m)を超えるものが多く、増水時に流下したともと思われる。

**3 流木の滞留実験** 上記の砂防ダムを例にして、縮尺1/30水路、流木模型(長さ16.7cm 直径0.3cmの竹串(表面防水), 50本)を用いて、堤体上流1m地点から水面に垂直になるように投入してスリットに捕捉される流木の本数の割合を求めた(3反復)。流木は流れに平行の場合はそのまま流れて、スリットを通過する。投入された結果流れに直行した場合には、中央部の流速が速いので、モーメントが生じ、流木は回転して流れに平行になりスリットを通過する(図2)ことが多い。

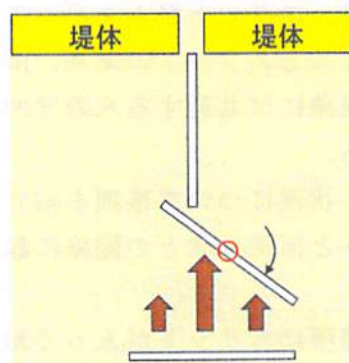


図2 流速分布による回転

注) 左図○印は重心の位置



写真2 堤体背面の流木



写真3 実験水路の概要

#### 4 スリットと河道形状に関する滞留仮説

上記(図2)のように流木が回転しなければ、スリット幅よりも長い流木はスリットに捕捉されるはずである。図2はスリットに対して流れが左右対称になっているので、この対称性を崩すことによって右側の流速を速めてやればよい。そのために、右側で、水深を浅く変えた場合と河道の幅を狭く変えた場合の実験を行った。図3は、左右対称の場合も含んだ実験の結果で、滞留する流木の本数の比率を示している。

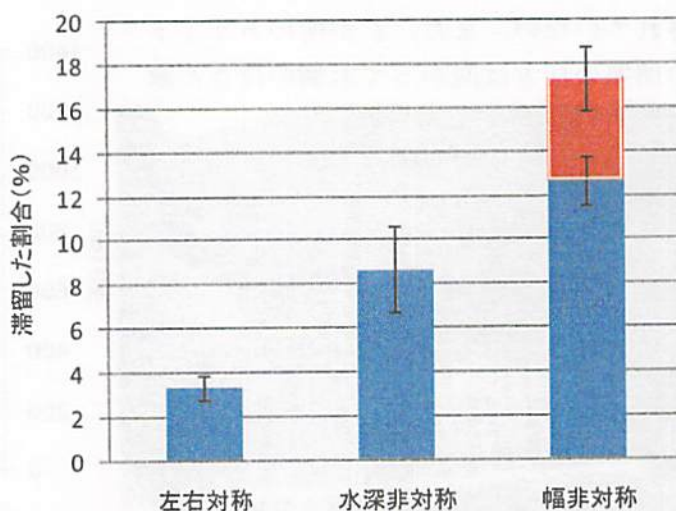


図3 実験結果

滞留する流木の本数の比率を示している。左右の対称性が崩れた場合が明らかに滞留割合が大きくなっている。さらに川幅の対象性が崩れる場合のほうがさらに滞留の割合が大きい。言い換えれば、流木をスリットから通過させるには、スリットに対して川幅・水深などの左右対称性を継続して保持できるようにすることが有効であると考えられる。

# 水クッション側方取水方式溪流取水工の開発に関する予備実験

明治大学農学部 小島信彦 菅田龍太郎

## 1 まえがき

溪流取水工は図-1に示すように、流況や計画取水量に応じて様々な構造のものが開発されてきた<sup>1)</sup>。そのうち水クッション方式に分類されている、水クッション側方取水方式取水工(図-2)やスクープタイプ取水工は、平水時には水クッション内を常流に保ち安定した取水が保証されるが、洪水時に水クッション内が射流になると水クッション内の堆砂礫は掃流されるが、取水口は露出して取水が停止するとされていて<sup>1)</sup>、研究例・施工事例も少ない<sup>2)</sup>。

ところが最近、全3段の床固めカスケード方式溪流取水工(図-3)の3段目に側方取水用のパイプを設置したところ、洪水時に2段目に設置したバースクリーンに目詰まりが生じ取水量が低下した際に、側方取水により取水量を補給できることが明らかにされた<sup>3)</sup>。

そこで、本研究では、水クッション側方取水方式溪流取水工の水理諸元の解明と実用化の可能性を明らかにするための第一歩として、現地調査と予備水理模型実験を行った。

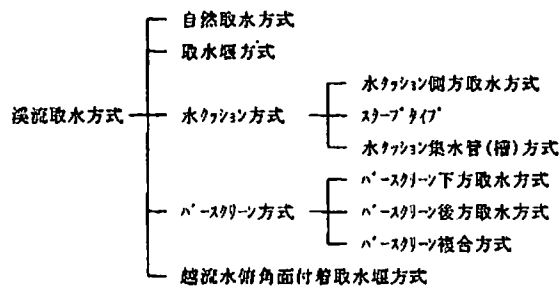


図-1 溪流取水工の型式<sup>1)</sup>

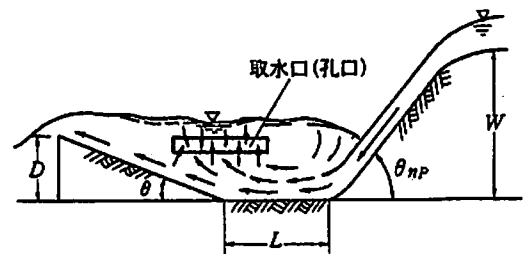


図-2 水クッション側方取水方式溪流取水工<sup>1)</sup>

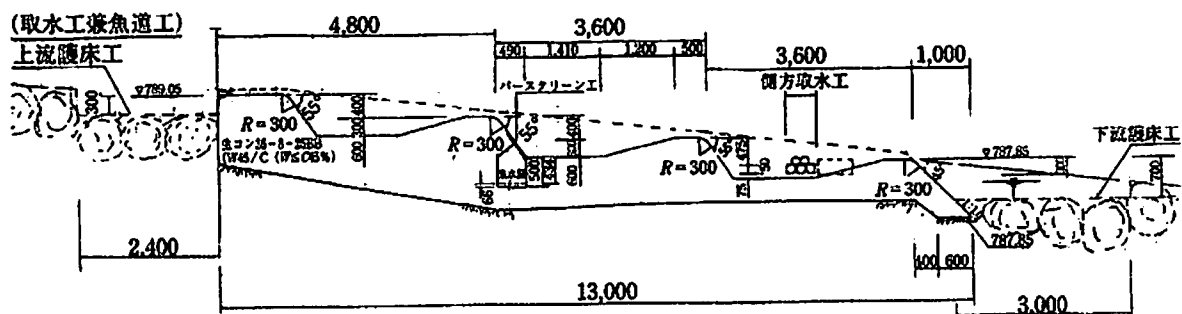


図-3 床固めカスケード方式溪流取水工(安曇野市・栗尾沢堰)縦断面図<sup>3)</sup>



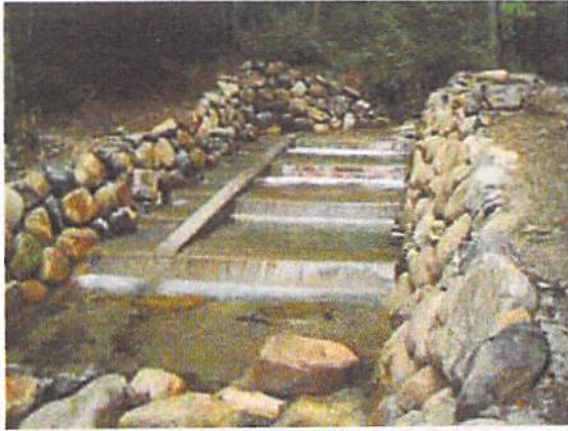


写真-1 栗尾沢堰



写真-2 側方取水用パイプ

## 2 現地調査

### 2.1 床固めカスケード方式溪流取水工

図-3 に長野県安曇野市に施工された床固めカスケード方式溪流取水工の縦断面図を示す<sup>3)</sup>。カスケードは3段からなっており、2段目はバースクリーンによる取水、3段目に水クッション側方より取水する方式が採用された。水深 300mmの水クッション左岸側壁に、底面から 75mmの位置に設けた孔口（ $\phi 150\text{mm}$ の鋼管 5本を下 3本、上 2本で横引き）から、流下水とは直角の左岸側へ取水する構造となっている。ただし、側方取水はあくまで予備的なもので、通常、側方取水の取水ゲートは閉じられており、バースクリーンによる取水のみが行われている。写真-1 は取水工の全景、写真-2 は側方取水口部である。

### 2.2 現地調査

2009年7月4日に現地調査を行い、河川流量と側方取水口からの取水量を計測した。その結果、河川流量  $0.314\text{m}^3/\text{s}$  に対し、取水量は  $0.130\text{m}^3/\text{s}$  であった。側方取水の取水ゲートは全開とした。このとき、バースクリーンの取水ゲートを全開すると全量取水となったのでバースクリーンと同等の取水量を確保するためには、それに応じた構造が必要であることがわかった。ただし、当該取水工の普通期の水利権量は  $0.134\text{m}^3/\text{s}$  であるので予備的なものとしてはこのままでも支障がないといえる。

このほか、目視により以下のことが観察された。

- ・水面変動が激しいこと（とくに取水口付近）
- ・パイプがすべて水面下とならず、もぐり流出とはならないこと
- ・取水口付近に渦ができ、流れが複雑になること
- ・水クッションの右岸側と左岸側（取水口側）とで水深に差が見られないこと
- ・通水を続けていると、流木や落ち葉などが取水口に引き寄せられること

また、他の数回の現地調査により、洪水時を除き、側方取水口が完全に水没してもぐり状態とならなかったことを観察した。



### 3 水理模型実験

#### 3.1 実験装置・実験方法

図-4 に実験装置の寸法図を示す。

実験装置はカスケード部の水路幅 500mm のアクリル製で、2 段のカスケードからなり、1 段目の水クッション左岸側壁に側方取水口を設けた。取水口の形状は、図-4 の A-A 断面に示すような台形とした。側方取水された水は取水導水路を経て取水孔より流出し、取水されなかった水は 2 段目カスケード下流の排水槽に設けられた排水孔から流出する構造となっている。

水クッション底床が水平であると側方取水口へ向かう流れが生じにくく、取水量が少なくなると考え、 $s = 1/250$  の勾配を設けた。

水の供給は水道の蛇口からホースを用いて給水槽へ給水し、取水孔、排水孔から流出した流量をそれぞれ容積法によって計測した。実験流量は 0.1～0.7 l/s とした。

写真-3、4 に実験装置の写真を示す。

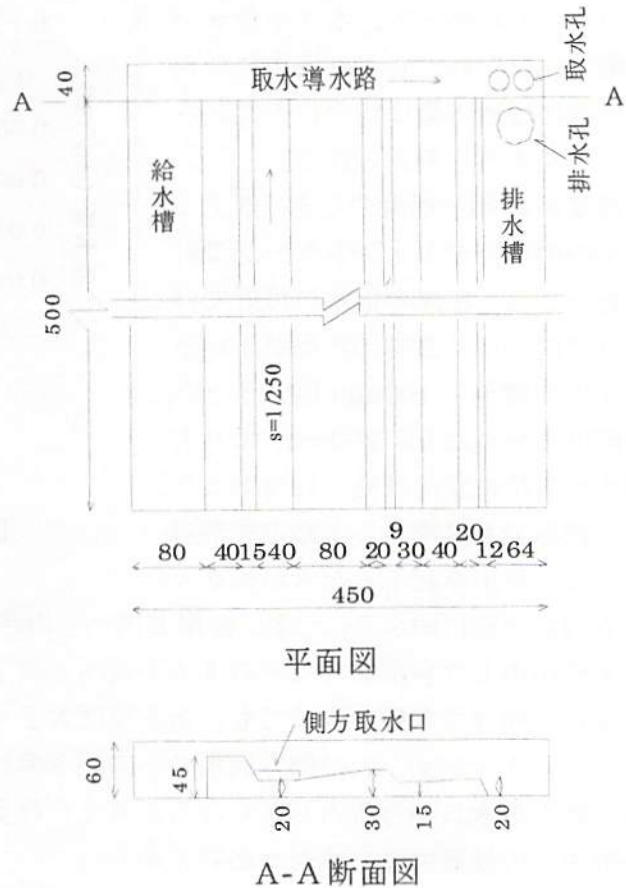


図-4 実験装置寸法図



写真-3 実験装置図 (下流上方から)

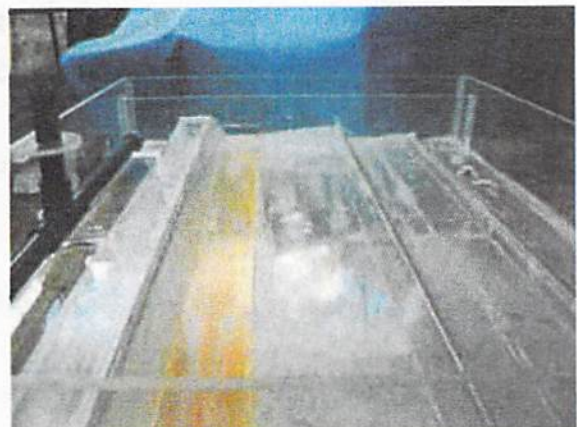


写真-4 実験装置図 (右岸側から)

#### 3.2 実験結果・考察

図-5 に全流量と取水量との関係を示す。全流量の増大に伴い取水量が増加した。最大流量通水時にも取水口がもぐり状態になったり、水クッションが射流になったりすることは

なかった。したがって、水クッション内が常流に保たれ、もぐり流出にならない場合には取水量は取水口の大きさによって決まると考えられる。

全流量が 0.3 l/s 程度するとき、水クッション内の水位をポイントゲージで計測したところ、左岸の取水口付近では取水口に向かって急激に水面が下がるが、左岸側壁から 100mm 離れると水面勾配は小さくなり、200mm より右岸側では水位に変化は見られなかった。

流況の観察でも左岸から水路中央部付近までは、斜面を流下した水が水ク

ッション内を下流に向かうにつれ、左岸方向へと向きを変えていった（左岸に近いほど顕著）が、水路中央より右岸側ではそのまま下流へと流下した。したがって、水クッション底床に取水口に向けて勾配を設けても、ある程度大きくしないと効果が小さいと思われる。

一方、水クッション内の側方取水口へ向かう流れが強くなると、土砂礫や落葉などの浮遊流下物も取水口から流入し易くなると考えられるので、その点も考慮した底床勾配の設定や取水口の設置位置の検討が必要である。

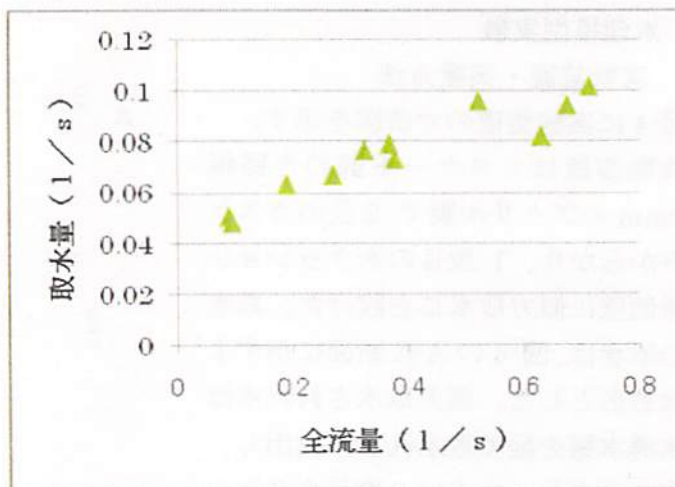


図-5 全流量と取水量との関係

#### 4 あとがき

現地調査および予備水理模型実験の結果、水クッション側方取水方式溪流取水工は安定した取水量を確保できる可能性のあることが明らかになった。今後は、取水口の大きさと設置位置、水クッション底床の勾配について、縮尺の大きな水路によって検討を進める予定である。最終的には水理諸元決定方法の確立を目指したい。

本研究の実施にあたり、山本光男先生には研究アイデア・実験装置製作において大きな援助を得た。また、現地調査にあたっては、長野県赤羽昭彦氏、阿部剛士氏、中信平右岸土地改良区小穴義彰氏の補助を得た。ここに記して、心より謝意を表す。

#### <引用文献>

- 1) 農林水産省農村振興局: 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」, pp.573~595 (2009)
- 2) たとえば、E.B.Wilson, J.A.Stevenson: Side Stream Intakes for Hydro Power in Scotland, Proceedings of the A.S.C.E., Vol 92 No.PO 1, pp.1~14 (1966)
- 3) 赤羽昭彦, 小穴善彰: 安曇野市穂高における床固めカスケード方式溪流取水工, 水知, 77(5), pp.54~55 (2009)