

平成28年度応用水理研究部会 講演集



平成28年12月3日

岐阜市文化センター

(公社) 農業農村工学会応用水理研究部会

――<<発表者の皆様へ>>――

- ・発表時間は20 分(15 分発表+5 分質疑)です.
- ・PC (Windows10, PowerPoint2016) を準備しておりますが、ご自身のPCをつないで頂くこ とも可能です.

-----< <参加者の皆様へ>>-----

会場は岐阜市文化センター(第一会議室)です.名鉄岐阜駅及びJR岐阜駅から徒歩7分で す.バスを利用される場合は、以下のバスをご利用ください.また、岐阜市文化センター の駐車場はご利用になれません.お車の方は近隣の民間駐車場をご利用ください.

・岐阜バス

※JR岐阜駅バスターミナル
10番「旦の島」「南柿ヶ瀬」,11番「市内ループ右まわり」で岐阜市文化センター金
神社前下車徒歩1分
※名鉄岐阜駅バスターミナル
5番「旦の島」「南柿ヶ瀬」で岐阜市文化センター金神社前下車徒歩1分

oバス利用の場合は、所要時間約5分



平成28年度応用水理研究部会講演会プログラム(於:岐阜市文化センター)

開始 時刻	内容	講演者/座長	題目	ページ
9:00	開会挨拶			
	第1セッション	座長:仲村渠将		
9:10	発表課題1	竹内潤一郎・〇辻英剛・藤原 正幸	排水過程における侵入浸透確率	4
9:35	発表課題2	○久保成隆・Unggoon WONGTRAGOON・丹治肇	土砂を多量に含む河川水取水における土 砂吐の活用に関して - タイ国メラオ用水を対象にして-	7
10:00	発表課題3	○一恩英二・隅山佳輝・山本 潤一・中野光議・田中健二・ 長野峻介・藤原洋一	V 字ノッチ全面傾斜隔壁における魚類の 遡上率に影響を与える要因と遡上経路に ついて	18
10:25	休憩			
	第2セッション	座長:一恩英二		
10:40	発表課題4	○福田信二	府中用水における流況および魚類相の季 節変化に関する報告	24
11:05	発表課題5	○松澤優樹・青木興成・福田 信二	臨界遊泳速度に基づくホトケドジョウの 生息環境条件の解明	26
11:30	発表課題6	○川畑誠・竹内潤一郎・橋本 大志・藤原正幸	地下水環境への塩水浸入によって生じる 密度流の振動現象の再現実験	28
11:55	休憩			
	第3セッション	座長:武馬夏希		
12:55	発表課題7	⊖Abul Hasan Md Badiul Alam ∙ Koichi Unami ∙ Masayuki Fujihara	Rural Water Quality Mangement in Small Watersheds	32
13:20	発表課題8	○増田重明・宇波耕一・藤原正幸	定量的補助金制度設計に向けた貯留系の 水質動態モデル	36
13:45	発表課題9	⊖Yamato Fujikura ∙ Hidekazu Yoshioka ∙ Koichi Unami ∙ Masayuki Fujihara	Mathematical analysis of a primitive dynamic programming problem	40
14:10	休憩			
	第4セッション	座長:竹内潤一郎		
14:25	発表課題10	○松田亮二・田中良和・浪平篤・中田達・樽屋啓之・猪迫耕二	止水バンド施工による損失水頭の評価方 法について	45
14:50	発表課題11	○中矢哲郎・桐 博英・武馬 夏希・中達雄	可動式水制をともなう垂直軸揚力型水車 による小水力利用手法	50
15:15	発表課題12	 ○武馬夏希・中矢哲郎・樽屋 啓之 	農業用パイプライン配水系におけるバル ブの自動制御を用いた ローテーション 灌漑の数値シミュレーション	53
15:40	閉会挨拶			
15:50	代表幹事会			

排水過程における侵入浸透確率

京都大学大学院農学研究科 竹内 潤一郎・○辻 英剛・藤原 正幸

1 はじめに

土壌は農作物の生産基盤としてだけでなく、多くの動植物の生活基盤としても重要である. 土壌がこのよう な役割を果たすのは、間隙構造を有するためで、間隙内に水や空気のほかに、窒素やリンなどの栄養塩を保 持できるためである. 作物が適切に生育するためには、適切な施肥管理のほかに、土壌が適度な保水性と透 水性をもつ必要がある.

また、土壌の保水性や透水性は、水や溶質の移動を扱う上で不可欠なファクターであり、これまで多くのモ デルが提案されている. van Genuchten-Mualem モデル^{[1][2]}に代表される水分保持特性や透水性に関する関 数モデルは並行管モデルに基づいているが、必ずしも想定した仮定を満たしていないことが指摘されている ^{[3][4]}. より実際の状況に近いモデルとして、筆者らは間隙をネットワークとみなした間隙ネットワークを用いて、 浸潤過程や排水過程、透水性についてモデル化を行ってきた^{[5][6]}. また、パーコレーション理論を用いた解 析では、浸透確率を用いて、間隙のネットワークとしての特性を明らかにしてきた^[7]. さらに、浸入浸透確率と いう新たに提案された観点から浸潤過程を見ると、同種の(次数分布が同じ)間隙ネットワークでは、間隙の大 きさの頻度分布によらず、累積分布確率が浸透閾値を超えると水浸入が始まり、水が浸入する間隙の割合は 同一となることが示された^[8]. 一方、排水過程は、浸潤過程のように同一の曲線上にのらないことが示されて いる^[9]. ここでは、疎水性粒子が混入した多孔質媒体で扱った間隙ネットワークのように、pore body(PB)・pore throat (PT)とサイト・ボンドの解釈を変えたネットワークを用いて排水過程の侵入浸透確率について検討する.

2 数値実験

2.1 間隙ネットワーク

個別要素法を用いて単一粒径の球状粒子をランダム充填した多孔質媒体モデルから, 修正 Delaunay 分割法^[10]で間隙ネットワークは抽出される. 間隙ネットワークは, 比較的大きな間隙である PB とそれらをつなぐ 比較的小さな間隙である PT で構成される. これまでは, 図 1(a)のように, PB をサイト, PT をボンドとしたネッ





トワークとして扱ってきたが、ここでは PB と PT ともにサイトとして扱う図 1(b)のようなネットワークを考える. それぞれの浸透確率(サイト過程)は図 2 のようになる^[11]. 間隙の大きさの頻度分布を、図 3 に示すように、平均を移動させたものや標準偏差を変化させたものを用いて数値実験を行う.

2.2 排水過程

排水過程として,飽和した間隙ネットワークの底を水につけ,底にかかる水の圧力を下げていくという状態を想定する.間隙ネットワークからの水の排水過程(空気の侵入過程)は,時間的空間的な離散モデルである 侵入パーコレーションに基づいて計算する^[11].各間隙は水か空気のどちらかに占有され,ある間隙の手前ま で空気が侵入してきた場合,その間隙に空気が侵入する(水が排水される)かどうかは,気液界面における毛 管圧に対して,間隙が十分大きいかどうかによる.また,侵入パーコレーションでは,侵入流体である空気と被 侵入流体である水がそれぞれほかの間隙を通して外部ソースとつながっていることを条件とする連続性ルー ルが課せられる.また,1時間ステップで空気が侵入する間隙数の上限値(N^{PP})を変えることで,選択的な侵 入や一様侵入など様々な侵入モードに対応できる.ここでは,N^{PP}を 10,5000 とし,それぞれ選択的侵入と 一様侵入に対応している.図4には排水過程の結果得られた水分保持時性は様々に変化することがわかる.

2.3 侵入浸透確率

侵入浸透確率は、侵入パーコレーションで間隙ネットワークに空気を侵入させたのちに、全体の間隙数に 対する、空気が侵入した間隙で形成される最大のサブネットワークを構成する間隙数の割合として定義される. 図5に、ネットワーク2において、サイト過程として評価した侵入浸透確率を示す.また、比較のために、 Takeuchi et al. (2016)¹⁹¹が求めた侵入浸透確率を図6、7に示す.図6には、ネットワーク1においてボンド過 程として評価した排水過程の侵入浸透確率を、図7には同じくネットワーク1においてサイト過程として評価し た浸潤過程の浸入浸透確率を示す.いずれの結果においても、N^{IP}=10で侵入可能な間隙の割合が増えて も侵入浸透確率が増加しないのは、排水過程においては残留水が、浸潤過程において残留空気が存在して いることを表している.図7の浸潤過程においては、間隙分布によらず浸入浸透確率は同一の曲線で表され ている.これは、間隙分布によって水分保持特性はさまざまに変化しているようにみえるが、ネットワークへの 浸入現象としてとらえると、本質的には同じものであることを意味している.図5、6の排水過程では、ネットワ





ーク1のボンド過程として評価した場合は特に浸透閾値付近の立ち上がりにばらつきがみられるが(図6),ネットワーク2のサイト過程として評価した場合は、N^{IP}=10の最終的に侵入する割合に多少ばらつきがみられるものの,立ち上がりはいずれの間隙分布においても一致している.これらのことから,排水過程はネットワーク2を用いて評価したほうがよいといえる.

また、この侵入浸透確率の立ち上がりは、空気侵入圧に相当している。一般に、空気侵入圧は、多孔質媒体内の最大の間隙の空気侵入圧として理解されている^[12]が、侵入浸透確率からはおよそ 4 割の間隙が侵入可能となると、侵入可能な間隙のつながりが形成され、空気侵入が起こるということを意味している。

3 まとめ

排水過程の侵入浸透確率に関して、PB をサイト、PT をボンドとみなした間隙ネットワークでは、浸潤過程 のように間隙サイズによらず浸入浸透確率が一致することがなかった. そのため、ネットワークを PB と PT とも にサイトとみなしたものとして、排水過程の侵入浸透確率の再評価を行った. その結果、従来のものより、間隙 サイズの分布によらず侵入浸透確率は一致することが示された.

参考文献

[1] Van Genuchiten (1980), Soil Sci. Soc. Am. J., 44(5), 892-878. [2] Mualem (1976), Water Resour. Res., 12(3), 513-522. [3] Raoof, and Hassanizadeh (2012), Warer Resour. Res., 48, W01514. [4] Takeuchi et al. (2016), Int. J. GEOMATE, 11(24), 2241-2247. [5] Takeuchi et al. (2015), Proceedings of GEOMATE 2015, 5190. [6] Takeuchi et al. (2015), Proceedings of SEE 2015, 1192. [7] 竹内・藤原 (2015), 第 23 回日本雨水資源化システム学会研究発表会講演要旨集, 63-64. [8] 竹内・藤原 (2016), 第 24 回日本雨水資源化システム学会研究発表会 講演要旨集, 1-2. [9] Takeuchi et al. (2016), Proceedings of ETAE, in print. [10] Al-Raoush et al. (2003), Soil Sci. Am. J., 1687-1700. [11] Odagaki, 2008, Introduction to Percolation Physics, Shokabo, 2008, p.131. [12] 社団法 人農業農村工学会 (2007), 改訂 5 版農業土木標準用語事典, 143.

土砂を多量に含む河川水取水における土砂吐の活用に関して

ータイ国メラオ用水を対象にしてー

久保 成隆(東京大学 大学院農学生命科学研究科 生物・環境工学専攻) Unggoon WONGTRAGOON (Rajamangala University of Technology Lanna.) 丹治 肇(北里大学 獣医学部 生物環境科学科)

Abstract

メラオ用水は、チェンライ県南部の水田地帯(受益面積が23.735ha)を灌漑する大規模灌漑シ ステムで、用水はメラオ川(メコン川の支流の支流)を横断するメラオ堰(固定ゼキ)によって 両岸取水される。この用水のO&Mにおける問題の一つは、幹線水路への大量の土砂流入で、土 砂排除のため多大な維持管理費が必要である。土砂流入の原因は、メラオ堰には土砂吐はあるも のの活用されず、また、幹線水路には沈砂池が設置されていないためである。2014年、RID(王 立灌漑局)は、幹線水路への土砂流入を防ぐ目的で、幹線水路上流端に Sand Trap(日本では沈砂 池は Settling Basin という)を設置した。しかし、この Sand Trap は、その構造的欠陥のため土砂 を排除することが出来ず、Sand Trap は満砂状態になり、結局、土砂の幹線水路への流入を食い止 めることはできなかった。この様な事態に対処するため、著者らは、既存の土砂吐の活用を提案 し、現地実験によってその効果を調べることになった。2016年3月、土砂吐の水路底が20cmの 厚さのコンクリートで補強(以前は玉石が敷き詰められていた)された。2016年8月より現在 (11月)まで、土砂吐ゲートは、原則、毎週、排砂操作を行い、堆積土砂厚は、原則、毎日、土 砂吐水路の両岸に沿って計測を行っている。排砂実験では、土砂吐の操作時間と排砂効果の関係 を検討しているが、操作時間が長いほど排砂効果が高いわけではなく、排砂時の流量と水深に関 係するようである。これは、土砂吐水路の断面が複断面になっているためと考えられる。そこ で、実験結果から、排砂効率を高める操作方法を考察すると同時に、土砂吐水路の改修方法に関 する改修案を提案した。

1. はじめに

日本では頭首工の設計は土地改良事業計画設計基準によって詳細に定められており、土砂礫の 流下が多い急流河川においてもミオ筋が安定した地点から取水ができ、灌漑水路への土砂流入を 防ぐことができる。タイ国でも同様の設計基準は存在すると思われるが、地形条件が日本に近い 北タイ河川の堰を日本のものと比べると、位置、構造、付帯施設などが大きく異なることに気づ く。主な相違点は、①堰が河川の直線部に設置されている、②同一地点から両岸取水されてい る、③固定ゼキである、④土砂吐水路が極めて浅い、⑤沈砂池がない、等である。これらの特徴 が地域の自然条件に合致したものなら問題はないが、実際には、幹線水路へ膨大な量の土砂が流 入し O&M に支障を来たしている。

メラオ用水は1960年代に開発された灌漑用水で、2000年代に入り、ダム貯水池(メスワイダム、総貯水容量7000万トン)の新設、チェックゲートの更新、幹線・支線水路のライニングなどの工事を行い、灌漑システム全体が近代化された。水路への土砂流入は、改修前から多かったと考えられるが、問題が深刻化したのは最近である。これは水路のライニングとも関係する。東南アジアの国々では、土水路が一般的である。土水路の場合、土砂の堆積のほか、水路法面が崩落したり、草が茂ったりするため、非灌漑期には水路の補修を行わなければならない。農民が自

主的に「水路浚え」を行う体制ができていたり、人件費が安い場合には、土水路を管理できる が、そうでない場合には水路をライニングしてランニングコストを削減する方が有利である。メ ラオ用水の場合は、2000年代に入り、その様な段階に達したと考えられる。土水路で「水路浚 え」を行っている段階では、堆積土砂の問題は深刻ではなかったが、ライニング水路に土砂が堆 積するようになって問題が顕在化するようになった。水路はライニングされて新式になったもの の、取水堰は「水さえ取れればよい」という設計思想で設計された旧式であるために生じた矛盾 であると見ることができる。

この矛盾を解決する目的で、2014年に幹線水路上流端に北タイ初のSand Trap が設置されるこ とになった。著者らは、建設直前にSand Trap の設計図を入手して、その構造と機能を検討し た。日本の沈砂池(Settling Basin)では、池に沈積させた土砂を排砂水門操作によって排砂する が、Sand Trap という名称から、Vortex Tube Sand Trap¹⁾と同様の設計思想で、通水時に同時排砂 する方式かと考えた。しかし、結局のところ操作方法は理解できず、後日、日本の沈砂池と同様 に沈積させた土砂を排除する方式であることが分かった。また後日、このSand Trap には排砂能 力が全くなく、パワーショベルによって堆積土砂を除去するより他に方法がないことも判明し た。しかし、パワーショベルによる土砂排除は通水停止と操作費用が必要で、また頻繁に排除す ることが難しいため、現状では、Sand Trap は満砂し、流入土砂はSand Trap を通過して幹線水路 に流入している。

この様な状況に対して、著者らは土砂吐の活用を提案した。Sand Trap を日本流の Settling Basin 方式に改修するには、巨費を投じて Sand Trap を造った直後であるため理解が得られそう にないこと、また、そもそも、取水口からの土砂の流入が多過ぎるため、それを防ぐのが先決で あると考えたためである。当時、土砂吐は、ほとんど使用されていなかった。理由は不明である が、設計図によれば土砂吐水路(高さ 1m×幅 6m×長さ 65m×2 門)の水路底は水平で、土砂吐 ゲートの前後 20m 区間以外は、コンクリート節約のため、コンクリート枠に玉石を敷き詰めた 構造になっている。土砂吐というより、時々、操作してミオ筋を確保するのが設置目的と思われ る。2016 年 2 月の調査時には、砂吐水路は満砂に近い状態であった。このため、流入土砂は土 砂吐を通過して全て幹線水路に流入したものと考えられる。2016 年 3 月に堰の大改修が行われ

た。これまで堰の上下流部も、コンクリート枠に玉石を 敷き詰めた構造であったが、それらを厚さ 20cm の鉄筋 コンクリートで覆ったのである。土砂吐水路は、水路底 を厚さ 20cm のコンクリートで覆ったため、高さは 80cm に減少したものの、水平で滑らかな水路となり、以後、 ゲートの電動化と相俟って、土砂吐操作が容易になっ た。

2. 幹線水路の堆砂状況と Sand Trap

メラオ用水の概要図を Fig.1 に示す。メラオ川はメコ ン川の支流のコック川の支流で、用水はメラオ堰によっ て取水される。受益地はメラオ川の左右両岸に展開し、 右岸幹線水路(RMC)の灌漑面積、水路長、最大取水量 は、各々、18,106ha、49.48km と 26.7m³/s、左岸幹線水路 (LMC)の場合は、5,628ha、24.32km、8.532m³/s であ る。受益地は西側の丘陵から流下する多数の渓流扇状地

が連続した地形で標高は400m程度である。幹線水路の



Fig.1メラオ用水

勾配は 1/6000 で等高線に沿って流れ、支線水路は等高線に直交して流下する。今回、検討対象 とするのは「RMC の土砂吐」と「メラオ堰と RMC 第1 チェックゲート間の 4km 区間」であ る。第1 チェックゲートの下流は段落ちになっていて、ゲートの全開放時には限界流となるた め、チェックゲート周辺には土砂は堆積しない。

2013年4月に、ブランチ1のWater Master にイン タビューしたところ、「幹線水路入口付近では1.8 m も堆積し、水路断面の半分が堆砂で埋まる。また4km 区間の堆砂量は40,000m³で、この年は浚渫のために 予算要求を行ったが認められなかった。」とのことで あった。幹線水路の最大水深は2.8mであるので、こ れほどの堆砂があれば、最大取水可能量が大幅に低下 することが容易に推測できる。一方、ブランチ2での インタビューでは、堆積泥量は2年間で40~50cm 程 度で、2年毎に予算要求をしているとのことであ った。

Photo1は、2013年12月の通水停止時における RMCの上流端付近の堆砂状況である。また、Fig.2 は同時期に実測した RMC上流4km区間の堆砂厚 の縦断図で、この時の堆砂量は約16,000m³であっ た。水路の左岸側での計測であるため、水路屈曲 部での洗掘と堆積による変動が大きいものの、上 流端から下流端の段落部にかけて堆砂厚が直線的 に減少している様子が分かる。



Photo 1 RMC 上流端付近の堆砂状況



Fig.2 RMC 上流 4km 区間の堆砂厚







右: 排砂ゲート

が設計図(平面図)、中央が取水堰から撮影した幹線水路と Sand Trap、右が Sand Trap の左岸末 端部に設置された排砂ゲートである。Sand Trap 部は、幹線水路部(水路底幅は 5m、法面勾配は 1:1.5、水路底から天端までは 3.3m、最大水深は 2.8m、余裕高は 0.5m)に比べ、底の標高が 1m低く、水面幅は 4m 広い。全体写真から見て分かるように、幹線水路流積に比べ Sand Trap 流 積はあまり大きくなく、最大水深時においては 1.726 倍しかない。このため、流速の低下は僅か である。堆砂の排除に関しては、先ず、4km 下流のチェックゲートを全閉し、次いで、排砂ゲ ートを全開し、最大流量を流せば、排砂水路を通じて Sand Trap 内の堆砂を除去することが可能 であると想定していたようである。この様な操作によって排砂が可能か否かを調べるために、 2015年の9月6日に現地実験が実施された。なお、この実験に先立ち、2015年5~6月の通水停止期(乾季作と雨季作の間)に幹線水路はパワーショベルによって浚渫された。このため、排除対象となったのは、現地実験までの3ケ月間に堆砂した土砂である。現地実験では、Photo2に



Photo 2 左: 堆砂形状の測定、中央: 排砂ゲートの開放、右: 排砂ゲートからの放流状況

示すように、先ず、排砂操作前の堆積土砂の形状が計測され、次いで、排砂操作が1時間行われ、最後に操作後の形状が計測された。**Fig.4**は排砂操作前後の堆砂形状の比較である。図から



Fig.4 Sand Trap の排砂操作前後の堆砂の縦断形状

明白なように、操作前後における堆砂形状にほとんど差がなく、排除された土砂の体積は 4.3m³ であった。即ち、全く排除できなかったと言える。

3. 土砂吐の効果を調べる予備実験

土砂吐を用いるとその間、取水が中断されるので、RID 上層部はその活用に難色を示していた が、Sand Trap に排砂能力がないことが実証され、土砂吐を活用することに活路を見出すことに なった。2016年2月、土砂吐の性能を調べる目的で現地実験が実施された。実験は、Sand Trap の場合と同様、操作前に土砂吐水路内の堆砂形状を測定し、土砂吐操作を行い、操作後の土砂吐 水路内の堆砂形状を測定するという方法である。土砂吐操作は、①取水ゲートを全閉する。②土 砂吐ゲートを開放する。③土砂吐ゲートを所定時間、開放状態で維持する。④土砂吐ゲートを全 閉する。⑤取水ゲートを所定の開度に戻す。という一連の操作から成る。なお、ゲート操作によ り、ゲートが水面を離れ、土砂吐水路内の流れがゲートによって堰上げされない状態にある時間 を、以後、**操作時間**と呼ぶこととする。

Photo 3 の左側は、堆砂形状を測定している様子で、土砂吐水路(幅 6m×長さ 30m)の左 側、中央部、右側の 3 箇所で 5m 間隔で堆砂厚を計測している。なお、水路底と導流壁上端との 距離は 3.5m である。中央の写真は排砂中の土砂吐水路の様子で、水路底から右岸の取入庭まで の高さは 1.0m である。この時の水深は 0.8~0.9m で、流量は 10m³/s 程度である。土砂吐水路下 流部はコンクリート敷であるが、上流部はコンクリート枠に玉石を詰めたもので粗度が大きい。 また、水路は水平で流れは射流になっていない(水平水路における射流の場合、流下するにつれ



Photo 3 左:土砂吐水路の堆砂形状測定、中央:排砂中の土砂吐水路、 右:開放中の土砂吐ゲート

てエネルギを失い水位は増加するが、写真から判断して水位は低下している)。右側の写真は土 砂吐水路、土砂吐ゲート、取水庭(手前)である。

Fig.5 に土砂吐操作前後の堆砂形状を示す。左上図は土砂吐の平面図で、Station 1 は最も上流 部、Station 7 は最も下流部の観測点で、各 Station の間隔は 5m である。Station 1~7 までの図は 上流側から見た土砂吐水路の横断図で、左端は導流壁で、Station 1~3 の右側は斜面、Station 4~ 7 までは取水庭になっている。操作前の堆砂形状である青破線は、Station 1~6 の全てにおいて 右側の斜面、或いは取水庭の高さに達している。このことは、堆砂形状が平衡状態に達し、取水 時には、土砂吐水路に流入した全ての土砂は堆砂面を這い上がり、取水庭・取水ゲートを通過し て幹線水路に流入していたことを意味する。一方、操作後の堆砂形状である赤実線は、Station 1 ~3 では形状は変化したものの、断面積はあまり変化していない。一方、Station 4~6 では水路 内の土砂はかなり排除された。これは、Station 1~3 では水路底がコンクリートの枠に玉石を詰 めたものであり、Station 4~6 では水路底がコンクリートであるため、粗度の違いが影響したも のと推測される。しかし、Station 4~7 のコンクリート底の水路においても、完全に排除できて いないのは、流れが射流にならず掃流力が弱かったのが原因と思われる。なお、この操作による 排砂量は 21.2m³であった。土砂吐水路が水平であることと、上流部の粗度が大きいことが、こ の土砂吐の欠点と言える。ちなみに、工事誌²⁾ によれば、利根大堰の土砂吐水路は勾配が 1/114 で、排砂時には土砂吐水路と取水庭間に転倒ゲートを起立させ、射流を助長させる構造になって



Fig.5 土砂吐水路内の操作前後の堆砂横断図(青破線:操作前、赤実線:操作後)

いる。

2016年3月、メラオ堰の改修が行われ、堰の上下流部、約70mの玉石部が厚さ20cmのコン クリートで覆われた。堰下の浸透を抑制するためと、土砂吐水路の粗度を小さくし、水路底を補

強するためである。ただし、 この工事によって、土砂吐水 路の水路底が20cm高くな り、取水庭との標高差が 80cmになった。即ち、土砂 が取水庭に流入し易くなっ た。Photo4は改修工事時の 写真である。左側は、既存の 土砂吐水路の上に鉄筋を組 み、コンクリートを注入して いる様子である。右側の写真 で、上流部は既にコンクリー トの打設が完了し、下流部で は鉄筋が組まれている。



Photo 4 メラオ堰の改修工事 左:左岸土砂吐水路下流部、右:固定堰上下流部

4. 土砂吐の効果を調べる本実験

これまでの予備実験の結果を踏まえ、また、改修後の土砂吐の排砂能力を調べる目的で、2016 年8月28日より本実験を開始した。

4.1 実験方法

<u>堆砂形状の測定</u>:土砂吐は堰の両側にあるが、右岸側の土砂吐のみを対象に、土砂吐水路内の 堆砂形状を測定している。測定間隔は原則と1日であるが、洪水時は測定を行っていない。測定 方法に関しては、Photo3の左のような測定は正確であるが、流れを完全に遮断する必要があ り、また観測に要する時間も長くなるので簡易な方法を採用している。即ち、土砂吐水路中央部 での測定はあきらめ、左岸部では流導壁の上から標尺を垂直に入れ、右岸部では斜面犬走りより 斜めに標尺を入れ、堆砂部までの深さを測定している。なお、流導壁と斜面犬走りの標高は共に 海抜 428.5m で、水路底標高は海抜 425.0m(改修後は 425.2m)である。

<u>土砂吐の排砂操作</u>:実験であると同時に左右幹線水路への土砂流入を防ぐための O&M の一環 として、左右両岸の土砂吐の排砂操作を行っている。最初に右岸側の排砂操作を行い、右岸での 一連の操作終了後に、左岸で同様の排砂操作を行う。操作間隔は原則として1週間である。排砂 操作は、先に述べたが、①取水ゲートの全閉、②土砂吐ゲートの開放、③土砂吐ゲートの開放維 持、④土砂吐ゲートの全閉、⑤取水ゲートの所定開度への復帰、の5過程から成る。排砂効果を

検討するため、③の土砂吐ゲート開放維持時間(操作時間)を20分~80分まで変化させて実験を行った。 実験の様子はビデオ撮影し、You Tube で公開してい る。これは、ファイルのサイズが大きく添付ファイル として伝送することが難しいためである。ただし、ビ デオ撮影では、流況は克明に記録されているが、水位 は、直接、計測されていないので、周囲の構造物との 比較によって間接的に推定する以外に方法がない。例 えば、Photo 5 は土砂吐ゲート直上流部を撮影したも



Photo 5 水位の推定方法

ので、青矢印の標高は 428.5m、白矢印の標高は 428.2m であることが設計図から分かっている。 そこで、矢印間の距離を写真上で計測することで、黄矢印の水面標高は 426.76m と推測でき、 この時の水深は 426.76m-425.2m=1.56m と推測できる。

<u>幹線水路での水位観測</u>:土砂吐での排砂操作中は幹線水路への用水供給は中断される。雨季灌 漑期は水量に余裕があるが、乾季灌漑期は用水供給中断の影響が大きい。そこで影響を評価する ため、幹線水路の2地点(堰の下流約350m地点と堰の下流約4kmのチェックゲート地点) で、HOBO水位計により、1分間隔で水位観測を行っている。乾季灌漑中は5日:5日:5日 のローテーション灌漑が行われ、最初の2日間は最上流部を灌漑するため、4km下流のチェッ クゲートが閉じられる。この時、背水の影響を受けて河川からの取水量が減少する。そこで、こ の時期に排砂操作を行えば、最上流部への配水は水路内貯留量により賄うことができ、また、貯 留量の減少は排砂操作終了後の取水量増大(水位低下により背水の影響が小さくなり取水量が増 大する)により、埋め合わせることができると考えたためである。

4.2 実験結果

排砂実験は、これまでに8回行った。

<u>操作時間</u>:各実験の操作時間は、

①9/1:20分、②9/8:20分、③9/29:30分、④10/6:40分、⑤10/13:50分、

⑥10/20:60分、⑦10/27:70分、⑧11/3:80分

である。

<u>土砂吐ゲート上下流側の水深</u>:ゲート上流側水深に関しては、Photo 5 に示した方法で水深を推定した。下流側水深に関しても同様の方法を採用したが、写真が鮮明でなく、また、比較対象を 土砂叶ゲートと壁の模様

としたため精度は低い。

Table 1 は以上の様な方 法によって得られた推定 水深である。ゲート上流 側水深は比較的精度は高 いが、下流側水深の精度 は低い。ただし、水深の

Table 1 ゲート上下流の推定水深

					,		
ゲート上流側水深 (m)							
測定日	9月1日	9月8日	9月29日	10月13日	10月20日		
水深 h	1.75	1.76	1.83	2.27	1.56		
		$\tau -$	トト流側水浴	禾(m)			
測定日	9月29日	10月6日	10月13日	10月20日	10月27日	11月3日	
水深 h	1.69	1.74	2.16	1.18	2.23	1.94	

大小関係に関しては、以上の結果から、ある程度推定できる。即ち、

Table 2 流量の推定

(1)10/27 > (2)10/13 > (3)11/3 > (4)10/6 > (5)9/29 > (6)9/8 > (7)9/1 > (8)10/20

となる。また、仮 に、ゲート下流部 でのフルード数が 0.8 と仮定すれば、 流量は **Table 2** の様 に推定できる。

	流量(ゲート下流側でのフルード数を0.8と仮定)								
測定日	9月29日	10月6日	10月13日	10月20日	10月27日	11月3日			
√gh	4.07	4.13	4.60	3.40	4.67	4.36			
V	3.25	3.30	3.68	2.72	3.74	3.49			
Q	32.98	34.51	47.68	19.24	49.90	40.67			

<u>土砂吐水路内の堆砂形状</u>: Fig. 6 に、導流壁側で実測した堆砂形状を示す。図では排砂操作前の 堆砂形状は破線で、排砂操作後の形状は実線で示し、特に、操作直前日は**太い黒破線**で、操作 直後は太い赤実線で示している。なお、堆砂厚は改修前の水路底標高からの値であるため、実 際より 20cm 厚い値となっている。①9/1 の実験では、操作日前に堆砂フロントが前進している 様子と、排砂操作によって堆砂がほぼ完全に排除されたことが分かる。②9/8 の実験では、 元々、堆砂が少ない状態で排砂操作が行われたにもかかわらず、あまり排除されておらず、その 後は、堆砂が進行していないことが分かる。③9/27 の実験は3週間ぶりに行われた。この間、



Fig.6 堆砂形状の日変化(黒破線:操作前、赤実線:操作後)

北タイに低気圧が接近し、降雨によって河川流量が増加し実験を行えなかった。土砂吐水路内は ほぼ満砂状態になり、排砂操作により、大部分は排除されたが、まだ相当量が残されている。ま た、排砂後、堆砂フロントが急速に前進している様子が分かる。河川流量が増えたため、土砂の 輸送量が増えたためと思われる。④10/6の実験では、殆どの堆砂は除去されたが、下流部に少 量の堆砂が残された。操作後、堆砂フロントが急速に前進している様子が分かる。⑤10/13の実 験では、10/6の実験と同様に堆砂は殆ど除去され、下流部に少量が残された。操作後、急速に 堆砂フロントが前進し、以後、形状変化がなくなった。⑥10/20の実験では、堆砂形状は変化し たものの、除去量は少なく、操作後、堆砂形状の変化が止まった。⑦10/27の実験では、堆砂が ほぼ完全に除去された。操作後は堆砂フロントは現れず、水路内に堆砂がない状態が続いた。⑧ 11/3の実験は、そもそも、堆砂がない状態から排砂操作を行ったものである。操作後、堆砂が急 速に進んだ。

<u>堆積土砂量の増減</u>: Fig.7 に観測期間中の土砂吐水路内の堆積土砂量の時系列を、Fig.8 に増減 を示す。堆積量は堆砂形状が水路内の横断方向に変化がないと仮定して計算した。これらの図か ら、堆砂量の変化が殆ど無い時期と増加の大きい時期が見られる。Fig.8 で、濃青は洪水時のも ので左側(9/17)は4日間の変動量を、右側(9/22)は5日間の変動量である。赤色は排砂操作 による変動量であるが、排砂効果の大きいものと小さいものが見られる。11/3の場合などは、 元々、堆砂がなっかたので、その効果を知ることはできないが、効果を確認できるものだけを挙

げれば、以下の様に

効果が非常に大きいもの:9/1 (20分、流量不明)と10/27 (70分、50m³/s 程度) 効果が大きいもの:10/6 (40分、35m³/s 程度)と10/13 (50分、48m³/s 程度) 効果が中のもの:9/29 (30分、33m³/s 程度)

効果が少ないもの:10/20(60 分、19m³/s 程度)

と整理することができる。9/1 の実験に関しては流量が不明であるが、**Table 1** の 9/29 と 10/20 の 実験流量の間で、9/29 により近いと推測できる。



Fig.7 堆積土砂量の時系列



Fig.8 堆積土砂量の増減(薄青:自然変動、濃青:洪水時の変動、赤:操作による変動)

これまでの8回の実験を見れば、①操作時間が長いほど排砂効果が高いとは言えない、②流量が 大きいほど排砂効果が高いとは言えない、という結果が得られる。この結果をどの様に解釈し て、次の実験に活かすかが課題であるが、以下のような仮説を持っている。先ず、操作時間に関 しては、「20分程度で十分なのではないか」、「操作時間を増やしても、20分程度で流況に応じた 堆砂形状が形成され、それ以上には変化しなくなるのではないか」と考えている。流量に関して は、土砂吐水路が単断面であれば流量が多いほど掃砂能力は大きいと思われるが、水位が高い場 合には、「流れが取水庭に及ぶ複雑な流れとなって流況に応じた堆砂形状が形成されるのではな いか」と考えている。

<u>幹線水路における水位観測</u>: Fig.9 に、9月29日の実験時の幹線水路の No.1 地点(堰下流350 m)と No.2 地点(堰下流4km でチェックゲートの直上流)における水位変動を示す。水位は共に No.2 地点の水路底を基準としている。上図は、9月29日の AM 0:00~PM 12:00 までの24 時間における水位変化で、下図は、同日の AM 9:00~PM 0:00 までの3 時間である。一連の排



Fig.9 幹線水路の水位変化(青: No.1 地点、赤: No.2 地点)

砂操作は9時30頃から開始されたが、土砂吐ゲートが完全に水面を離れた時刻はAM9:40、再 度接したのはAM10:10、であるため操作時間は30分である。以下に、特徴的な水位変化に関し て、現象の解釈を示す。

(a) 取水ゲートが閉じられて<u>進行負段波</u>が発生し No.1 地点を通過する。負段波の通過に伴い、 波高に相当する分だけ水位が低下する。

(b) 負段波が No.2 地点に到着し、チェックゲートで反射して<u>逆行負段波</u>となって遡上を始める。No.2 地点の水位が高いことから、チェックゲートは殆ど閉じられていたと推測される。このため、チェックゲートは閉端となって負段波の反射に際して位相変化を起こさなかった。

(c) 遡上してきた逆行負段波が No.1 地点を通過して水位低下を起こす。また、逆行負段波は取水ゲート地点で反射して、位相変化を起こさず、進行負段波となって水路を流下する。

(d) 負段波が No.2 地点に到着・反射して水位低下を起こす。

(e) 排砂実験が終了して、取水が再開され、流量増によって<u>進行正段波</u>が形成されて No.1 地点 を通過する。この際、水位上昇が起こる。

(f) 正段波が No.2 地点に到着し、チェックゲートで反射し、<u>逆行正段波</u>となって遡上する。その際、水位上昇が起こる。

(g) 遡上してきた正段波が No.1 地点を通過し、水位上昇が起こる。また、正段波は取水ゲート 地点で反射する。

(h) 流下した正段波によって水位上昇が起こるが、この頃には負段波と正段波が干渉し合って水 位変動が複雑になる。

このように、排砂実験は午前9時半頃に開始して約1時間後に終了するのであるが、幹線水路

の水位が回復するのは午後2時頃であり、実験による取水停止の影響が大きい。ただし、この水 位低下時において、No.1とNo.2地点間の4km区間において、分水量がどの程度減少したかは 検討を要する。No.2地点での水位(水深)変化を見た場合、当初2.7mであった水深が最大で 2.3mにまで低下している。このため、支線水路への分水量の減少は避けがたいが、分水が停止 することはない。なお、この幹線水路区間の最大水深は2.8mである。

5. おわりに

北タイは山地に囲まれた盆地が連なる中山間地域で、古くより灌漑開発が進み、農民組織によって自主的に灌漑施設が運営管理されてきた。また、RIDによる水利開発も進み、東南アジアでは最も灌漑施設が整備され、組織的な灌漑管理がなされている。しかしながら、水利施設を見れば、細部においては、日本の水利施設とは相当な相違がある。その相違が地域の自然環境から発し、自然環境に適合したものであるなら問題ないが、技術的検討不足が原因であるなら、大いに改善の余地があり、日本の技術と経験を役立てることが可能である。

チェンライ県のメラオ用水の場合、幹線水路への多量の土砂流入が問題になっている。土砂吐 の活用が不活発なことと、そもそも、沈砂池が設置されていないことが、その原因である。この ため、北タイで初めてという Sand Trap が建設されたものの、全く排砂機能がなく、たちまち満 砂状態になって機能を喪失した。日本においては沈砂池の設計方法は確立されて久しく、何故、 日本の技術が活用されなかったのか、むしろ不思議である。一方、メラオ堰は 1960 年頃に完成 した固定堰であるが土砂吐が備わっている。しかし、土砂を排除する目的で、この土砂吐を積極 的に活用する動きが見られない。メラオ堰の設計者の意図が、50年の間に忘れ去られてしまっ たのではないかと疑われるほどである。

著者等の積極的な提案に基づいて、土砂吐の性能と土砂吐操作の影響を調べる実験が開始され た。これまでの8回に実験結果から、以下のような結論と提案ができるように思う。

①土砂吐水路で射流を発生させて、堆積土砂を掃流する構造になっていない。また、取水庭と土 砂吐水路底の標高差が 80cm しかなく、多量の水を流すと水深は 2m ほどになって、取水庭上の 水の動きが土砂吐の掃流能力に影響を与える。

②土砂吐水路内の流れを整えるため、水路と取水庭間に転倒ゲートを設置することを提案する。
 ③8回の実験では河川流況が同一でないため、操作時間の長短の影響が不明である。そこで、5分間隔で排砂操作を中断して、その都度、堆砂形状を測定して操作時間と土砂除去の関係を調べることを提案する。これによって、最適(最短)な操作時間を知ることができる。

④土砂吐水路の断面が複断面であるため、流量が多くなれば掃流力を高まるとは限らない。むしろ、少ない流量で土砂吐水路から取水庭に溢れない程度の流量の方が、掃流力が大きい可能性がある。そこで左右両岸の土砂吐を同時に操作して、流量を半減させて掃流力を調べることを提案する。同時操作を行えば、操作時間が短縮され、取水停止時間が短縮されるとメリットもある。
 ⑤最適な土砂吐操作時機を検討する必要がある。特に、乾季には河川流量が少なく、ローテーション灌漑が行われている。幹線水路最上流部が分水の番になっている時と、そうでない時とでは、取水量と分水量に与える影響が異なる。

References

- A.R. Robinson, Vortex Tube Sand Trap, Journal of the Irrigation and Drainage, Proceedings of ASCE, pp1-34, December 1960
- 2. 利根川取水施設 合口連絡水路工事誌、水資源開発公団利根道水路建設局、pp295-299、1969

V字ノッチ全面傾斜隔壁における魚類の遡上率に影響を与える要因と遡上経路について

Factors that Affect Upstream Migration Rates and Upstream Migration Routes of Fishes

in Inclined Plank Weir with V-shaped Notch

○一恩英二* 隅山佳輝* 山本潤一* 中野光議** 田中健二* 長野峻介* 藤原洋一*

○ICHION Eiji*, SUMIYAMA Yoshiteru*, YAMAMOTO Junichi*, NAKANO Mitsunori**, TANAKA Kenji*,

CHONO Shunsuke^{*} and FUJIHARA Yoichi^{*}

1.はじめに

近年,水田周辺の魚類が減少しており,そ の理由として圃場整備による水田-水路間, 水路-河川間および水路内の水域ネットワー クの分断が挙げられる(片野ら, 2001).この 水域ネットワークの分断を緩和するために, 様々な魚道隔壁の開発がこれまでに行われて きた. 最近では, 鉛直隔壁ではなく, 台形断 面型(安田, 2011)のように隔壁越流面を傾 斜させたものや、ハーフコーン型(松田ら、 2005) や双翼型(田谷, 2006) のように隔壁 越流面を曲面にしたものが開発される傾向が ある。しかしながら、越流面を傾斜させたり, 曲面にした魚道は、設置により大きなスペー スやコンクリート量が必要になる傾向があり, 水田周辺の魚類に対する適用事例は今のとこ ろまだ少ない状況である.

そのような状況において,一恩ら (2015) は、水田周辺の小規模魚道に用いる比較的低 コストで省スペースな魚道隔壁として,3 つ の上流傾斜隔壁(タイプ1:長方形断面水平 天端傾斜隔壁,タイプ2:長方形断面傾斜天 端傾斜隔壁,タイプ3:台形断面水平天端傾 斜隔壁)を考案し,鉛直隔壁を対照タイプと してメダカとドジョウを用いた遡上実験を実 施した.その結果,3 つのタイプの上流傾斜 隔壁魚道は鉛直隔壁より魚類の遡上率におい て優れており,特にタイプ2の天端傾斜隔壁 がメダカとドジョウの2魚種に対して安定し た遡上率が発現することが明らかになった. 本研究は、一恩ら(2015)に基づいて、新 たに V 字ノッチ全面傾斜隔壁を考案し、その 隔壁のノッチ(切り欠き)角や傾斜角を変化 させて、メダカ、ドジョウ、フナ類を用いた 遡上実験を行い、(i)高い遡上率が得られる 隔壁傾斜角やノッチ角および流量、(ii)隔壁 越流面において魚類が選択している遡上経路 を明らかにすることを目的とした.

2. 研究方法

本研究で用いたV字ノッチ全面傾斜隔壁を Fig. 1 に示す.隔壁天端にV字の切り欠きを 設けることで,流れを水路中央部に集中させ, 水路側壁部に緩流域を設けて,魚類の休息場 所を確保する設計とした.隔壁傾斜角 α は30°, 45°,60°の3段階,天端ノッチ(切欠き)角 β は5°,30°,60°に,隔壁の長さは傾斜角に応 じて高さ0.30mになるように設定した.また, Fig. 1 に示す隔壁天端の水平部分の幅wは,角 β が5°と30°の場合は0.00 m,60°の場合は0.12 mとした.これらの隔壁はすべて厚さ24mm の合板で製作した.隔壁は,供試魚を視認し やすいように黒色の合成樹脂塗料(株式会社 カンペパピオ)で塗装した.

隔壁は、石川県立大学水理実験棟内の幅 0.50mの実験水路に、漏水しないように水路 底面および水路側壁と隔壁の接触部分にはシ リコンシーラントを充填して設置した(Fig. 2).設置した隔壁位置の上流側1.00mの地点 には遡上魚を捕獲するための定置網を設置し、 下流側1.00mの地点には供試魚の流失を防ぐ

^{*} 石川県立大学生物資源環境学部 Faculty of Bioresources and Environmental Sciences, Ishikawa Prefectural University ** 金沢大学環日本海域環境研究センター Institute of Nature and Environmental Technology, Kanazawa University キーワード:フナ類,ドジョウ,メダカ,プールタイプ魚道,遡上率

ための仕切り網を設置した. 隔壁の上下流水 位差Δ*h*は端(1999)を参考にドジョウやメダ カの遡上が可能とされる 0.10m に設定した.

供試魚はフナ類, ドジョウ, メダカの3種 を8~11個体ずつ実験に用いた. 遡上実験は, 微小1.58~1.98 L/s,小5.09~5.37 L/s,中9.24 ~9.54 L/s,大14.35~14.43 L/sの4段階の流 量を設定し,ノッチ角5°の隔壁には微小~大 の4段階の流量を用いて,ノッチ角5°以外の 隔壁には微小~中の流量を用いて計30回の 実験を行った(Table 1).1回の実験時間は供 試魚の遡上行動が活発になる時間を考慮し, 19:00から翌16:00の計21時間に設定した. 測定項目は遡上個体数,供試魚の体長,越流 面の遡上距離のほか,環境条件として水温, pH, DO, EC,照度の測定を実施した.

隔壁越流部を遡上する魚類の遡上行動を 分析するために,水路の上方と側方にカメラ (スマカメ ナイトビジョン, CS-QR20)を設 置し,隔壁に垂直な面と横方向からの映像を 撮影した.





Inclined plank weir with V-shaped notch





Table 1	遡上実験ケース
Table I	西上夫駅ケーク

List of upstream migration experiments

釆		1	[[[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]]][[]][[]]][[]]][[]]][[]][[]]][[]][[]]][[]]][[]][[]]][[]][[]]][[]][[]]][[][]	法量
甲	一 天 秋 年 日 日	ノン) 缶 (º)	桶型阀杆	(I /a)
 	十万日	<u> </u>		1.59
1	2015/9/10	5	43	1.38
2	2015/9/12	5	43	5.09
3	2015/9/14	5	45	9.48
4	2015/9/15	5	45	14.42
2	2015/10/5	2	60	1.98
6	2015/10/6	5	60	5.21
7	2015/10/7	5	60	9.54
8	2015/10/8	5	60	14.43
9	2015/10/15	5	30	1.83
10	2015/10/16	5	30	5.23
11	2015/10/17	5	30	9.46
12	2015/10/18	5	30	14.35
13	2016/8/29	30	45	1.84
14	2016/8/31	30	45	5.20
15	2016/9/1	30	45	9.48
16	2016/9/5	30	60	1.70
17	2016/9/6	30	60	5.15
18	2016/9/8	30	60	9.50
19	2016/9/12	30	30	1.85
20	2016/9/13	30	30	5.29
21	2016/9/14	30	30	9.50
22	2016/9/24	60	45	1.77
23	2016/9/25	60	45	5.37
24	2016/9/26	60	45	9.43
25	2016/10/1	60	60	1.97
26	2016/10/2	60	60	5.24
27	2016/10/3	60	60	9.51
28	2016/10/10	60	30	1.93
29	2016/10/11	60	30	5.20
30	2016/10/13	60	30	9.24

各供試魚に最適なノッチ角,隔壁傾斜角, 流量を明らかにするために重回帰分析を行っ た.遡上実験の結果から,重回帰分析の目的 変数は遡上率,説明変数はノッチ角,隔壁傾 斜角,流量,水温とした.ノッチ角,隔壁傾 斜角,流量はカテゴリーデータに変換して分 析を行った.多重共線性を避けるため,カテ ゴリー化した変数では説明変数を一つ減らし て分析を行った.

また,魚類の遡上行動の映像から、魚類の 遡上経路について分析を行った.

3. 結果および考察

遡上実験の結果を Fig. 3 に示す.メダカの 遡上率が最大になったのは、 α =45°、 β =30°、 流量小のケースで 30%であった. β =30°と $\beta = 60^{\circ}$ では流量大の実験は行っていないので、 流量微小~中のすべての実験を通じて、隔壁 傾斜角ごとにメダカの遡上数を比較する.流 量微小~中の範囲では、 $\alpha = 30^{\circ}$ でメダカは 1 個体のみ遡上したのに対して、 $\alpha = 45^{\circ}$ は 5 個 体、 $\alpha = 60^{\circ}$ は 4 個体と、 $\alpha = 30^{\circ}$ がやや不利であ る結果になった.次に、ノッチ角に着目して 流量微小~中の範囲で比較すると、 $\beta = 5^{\circ}$ と $\beta = 30^{\circ}$ で 5 個体、 $\beta = 60^{\circ}$ で 0 個体で、 $\beta = 60^{\circ}$ がメダカの遡上に不利という結果になった. また、流量ごとにメダカの遡上数を分類する と、流量微小0 個体、流量小6 個体、流量中 4 個体、流量大 3 個体 ($\beta = 5^{\circ}$ のみ)で、流量 微小ではメダカは遡上しなかった.

ドジョウの遡上率も、メダカと同様に、流 量微小~中の範囲の実験で比較すると、 $\beta=5^{\circ}$ で 14 個体、 $\beta=30^{\circ}$ で 41 個体、 $\beta=60^{\circ}$ で 12 個 体で、ドジョウは $\beta=30^{\circ}$ で遡上数が多くなる 傾向があると考えられる.メダカと同様に、 $\beta=5^{\circ}$ の流量微小の実験ではドジョウは遡上 をしていないが、 β =30°と β =60°では、 α =30°、 β =60°の実験ケースを除いて流量微小でドジョウ の遡上がみられている.次に、隔壁傾斜角ごとに、 流量微小~中のすべての実験で遡上数の比較 を行うと、 α =30°で 17 個体、 α =45°で 25 個 体、 α =60°で 25 個体で、 α =30°がやや少ない 結果となった.

最後に、フナ類は、メダカやドジョウと比較して、遡上数が多いという特徴があった. また、フナ類においても、流量微小では遡上数が減少する傾向があり、特に $\beta=5^\circ$ でその傾向が顕著であった.流量微小~中の範囲の実験でノッチ角ごとのフナ類の遡上数を比較すると、 $\beta=5^\circ$ で 50 個体、 $\beta=30^\circ$ で 84 個体、

 $\beta = 60^{\circ}$ で 71 個体の遡上が確認された. $\beta = 5^{\circ}$ がやや少ない結果であった.同様に,隔壁傾 斜角ごとのフナ類の遡上数を,流量微小~中 の範囲の実験で比較すると, $\alpha = 30^{\circ}$ で 65 個体, $\alpha = 45^{\circ}$ で 66 個体, $\alpha = 60^{\circ}$ で 74 個体の遡上が 確認された. $\alpha = 60^{\circ}$ がやや多い結果であった.



Fig.3 遡上率 Upstream migration rate

実験条件である水温,水質,照度の平均値 を Table 1 に示す.水温はすべての実験で20℃ 以上が確保されたが,実験水温は 21.9~ 28.5℃の間で変動していた.一恩ら (2015) に おいて,3 タイプの上流傾斜隔壁と対象タイ プである鉛直隔壁を用いて得られた遡上率に 影響する要因を重回帰分析によって明らかに しているが,メダカとドジョウの両方の解析 において,水温が遡上率に影響する説明変数 として選択されている.このため,本研究に おいても,メダカ,ドジョウ,フナ類の遡上 率は,水温に影響を受けている可能性が高い と考えられる.

日本水産資源保護協会(2005)によれば, DOは6mg/L以上, pHは6.7~7.5という水産 用水の基準が設けられている.各実験で測定 された DOは4.93~8.17 mg/L, pHは7.6~8.6 で, DOは水産用水基準に一部不適, pHは全 実験を通じて基準を超過した値となっていた. また, ECは0.22~0.29 mS/cm, 照度は839~ 1,100 lux と, その変動の幅は特に大きいもの ではなかった.

以上の実験で得られた水温,水質,照度より,水質(DO・pH・EC)と照度は遡上率に大きな影響を与えていないと判断して,隔壁傾斜角 α ,ノッチ角 β ,流量に水温のみを説明変数として追加して分析を行った.

実験 1 から 30 について,メダカ,ドジョ ウ,フナ類の遡上率を目的変数に,前述の説 明変数をすべて用いて重回帰分析を実施した. 重回帰分析した結果を AIC の値によって変数 選択を行って,最終的に最適化されたモデル を Table 2 に示した.

メダカの解析では,決定係数が 0.06 の有意 でないモデルしか得られなかった.説明変数 としては, $\beta = 5^{\circ}$ や $\beta = 30^{\circ}$ が選択された.

ドジョウの解析では,決定係数が 0.73 の有 意なモデルが得られた.説明変数としては, $\beta = 30^{\circ}$ や水温,流量小が選択された.とりわ け, $\beta = 30^{\circ}$,水温は有意で標準偏回帰係数の

Average values of water temperatures, water

	qualities and illuminances						
実験	水温	DO	pН	EC	照度		
番号	(°C)	(mg/L)		(mS/cm)	(lux)		
1	23.1	5.21	7.7	0.22	1,024		
2	25.4	5.36	7.7	0.22	954		
3	26.9	5.27	7.9	0.23	1,056		
4	27.2	5.30	7.9	0.24	1,015		
5	22.3	5.24	7.6	0.22	990		
6	24.5	5.44	7.6	0.22	1,061		
7	25.3	5.15	7.9	0.23	888		
8	25.8	5.30	7.9	0.22	972		
9	21.9	5.29	7.8	0.25	970		
10	24.2	4.93	7.9	0.23	976		
11	23.5	5.53	7.6	0.23	839		
12	24.3	5.30	7.6	0.22	940		
13	23.8	6.33	7.6	0.27	870		
14	25.4	7.02	8.2	0.26	1,015		
15	26.5	7.00	8.5	0.26	1,065		
16	27.7	6.39	8.4	0.27	920		
17	28.5	6.86	8.5	0.27	1,100		
18	27.9	5.42	8.4	0.27	960		
19	26.6	7.11	8.5	0.25	880		
20	27.1	7.98	8.5	0.27	905		
21	27.4	8.13	8.4	0.27	985		
22	24.6	7.13	8.6	0.28	965		
23	26.1	7.44	8.6	0.28	855		
24	27.0	7.47	8.6	0.28	985		
25	25.4	7.27	8.4	0.28	985		
26	26.8	7.44	8.5	0.28	910		
27	27.1	7.49	8.6	0.29	925		
28	22.6	7.11	8.5	0.29	1,010		
29	22.5	8.17	8.6	0.29	1,035		
30	22.7	7.93	8.5	0.29	1,065		
最大	28.5	8.17	8.6	0.29	1,100		
最小	21.9	4.93	7.6	0.22	839		
平均	25.3	6.43	8.2	0.26	971		

Table 2 AICによって最適化されたモデル

Optimized model by AIC						
説明変数	標準偏回帰	標準誤差	<i>t</i> 値	<i>p</i> 值		
	係数					
(メダカ):	調整済み決定	(係数 R2 = 0.0	p = 0.1	6		
切片	0.00	0.18	0.00	1.00		
$\beta = 5^{\circ}$	0.41	0.21	1.91	0.07		
$\beta = 30^{\circ}$	0.32	0.21	1.49	0.15		
(ドジョウ)	:調整済み決	定係数 $R^2 =$	0.73, p = 0.73	0.00^{***}		
切片	0.00	0.09	0.00	1.00		
$\beta = 30^{\circ}$	0.45	0.11	4.04	0.00^{***}		
水温	0.51	0.11	4.62	0.00^{**}		
流量小	0.19	0.10	2.02	0.05		
(フナ類):	調整済み決定	K係数 $R^2 = 0.5$	59, $p = 0.0$	0***		
切片	-0.00	0.12	0.00	1.00		
$\beta = 30^{\circ}$	0.37	0.18	2.11	0.05^{*}		
$\beta = 60^{\circ}$	0.29	0.14	2.02	0.06		
水温	0.32	0.16	1.99	0.06		
流量小	0.40	0.15	2.67	0.01^{*}		
流量中	0.54	0.16	3.42	0.00^{**}		
流量大	0.43	0.16	2.76	0.01^{*}		
* $n < 0.05$	** n < 0.0	1 ***· n~	0.001			

値が大きい説明変数で、ドジョウの遡上率に 影響が大きい変数であると考えられた.

フナ類の解析では、決定係数が 0.59 の有意 なモデルが得られた.モデルでは、 $\beta = 30^\circ$ 、 $\beta = 60^\circ$ 、水温、流量小、流量中、流量大が変 数として選択された.特に、 $\beta = 30^\circ$ 、流量小 ~大は有意で標準偏回帰係数の値が大きい変 数であると考えられた.

次にノッチ角 β に関して考察を行う.メダ カの遡上率に対して、ノッチ角 $\beta = 5^{\circ} < b =$ 30°が説明変数に選択された.また、ドジョウ では $\beta = 30^{\circ}$ 、フナ類では $\beta = 30^{\circ} < b = 60^{\circ}$ が説 明変数に選択された.このようにメダカ、ド ジョウ、フナ類で遡上に好ましいノッチ角に 違いがあるのは、体高や遊泳能力がドジョウ よりフナ類が異なっているためだと推測され る.

流量が遡上率に与える影響は,魚種ごとに 異なっていた.メダカの遡上率に影響を与え た流量は解析結果から明らかにならなかった が、ドジョウの遡上率には流量小が,フナ類 の遡上率には流量小~大が影響を与えていた.

重回帰分析の結果から、メダカ、ドジョウ、 フナ類の遡上率に関するモデルには、隔壁傾 斜角αの変数は含まれなかった.

最後に, α = 45°, β = 30°, 流量微小の実験 ケースの魚類の遡上行動の動画から, ドジョ ウの遡上経路とフナ類の遡上・降下経路を Fig. 4 にとりまとめた.メダカは, 体が小さ いため, 動画の中で遡上行動を判別するのが 難しく,経路分析が行うことができなかった. Fig. 4 に示したように, ドジョウは 2 個体と も越流部の端を遡上経路に選んでいるのに対 し, フナ類は越流幅全体を遡上・降下経路と して選んでいる.

この実験ケースでは、フナ類は7個体しか 遡上していないが(遡上率 70%)、動画の解 析から、定置網に入らずに、同じ個体が隔壁 周辺で遡上と降下を繰り返していたことが明 らかになった.





Upstream and downstream migration paths on overflow surface of plank weir

4.まとめ

水田周辺に生息する魚類のために、V字ノ ッチ全面傾斜隔壁を開発し、隔壁傾斜角、ノ ッチ角、流量を変化させて遡上実験を実施し た.実験結果に基づいて、重回帰分析を行っ た結果、(i)メダカの遡上率に影響している 可能性があるのは、ノッチ角 $\beta = 5^{\circ} \ge \beta = 30^{\circ}$ であり、(ii)ドジョウの遡上率に有意に影響 しているのは、ノッチ角 $\beta = 30^{\circ} \ge x$ 温であり、 (iii)フナ類の遡上率には、ノッチ角 $\beta = 30^{\circ}$ と流量小~大が有意に影響していることが明 らかになった.これらのことから、メダカ、 ドジョウ、フナ類の3種を対象とするV字ノ ッチ全面傾斜隔壁では、ノッチ角は $\beta = 30^{\circ}$ を、 流量は小を選択しておくのが良いと推定され る.特に,流量微小においては,ノッチ角β= 5°では3種とも遡上率は低いが,ノッチ角を 大きくすることで遡上率を高めるが,大きす ぎるとメダカやドジョウでは遡上が難しくな ることが推測された.また,最適な隔壁傾斜 角αについては,(i)ノッチ角ごとや流量ごと に重回帰分析を実施する,(ii) 遡上率に影響 を与える可能性のある水質項目を含めた重回 帰分析を実施することなどで,今後検討を実 施する予定である.

引用文献

- 端 憲二 (1999): 小さな魚道による休耕田への魚類 遡上試験, 農業土木学会誌, 67(5), pp.19-24.
- 一恩英二・前田恭平・山本秀平・中野秀平・長野峻 介・藤原洋一 (2015):上流傾斜隔壁魚道の隔壁遡 上率に影響を与える要因, Journal of Rainwater Catchment Systems, 20(2), pp.85-92.
- 片野 修・細谷和海・井口恵一朗・青沼佳方 (2001):
 千曲川流域の3タイプの水田間での魚類相の比較,
 魚類学雑誌,48(1), pp.19-25.
- 松田寛志・倉田貴文・渡辺 仁・今村史子 (2005): 人 にもやさしいハーフコーン型魚道-魚がのぼるだ けでなく安全で維持管理の容易な魚道-, 多自然 研究, 121, pp.8-13.
- 日本水産資源保護協会 (2005): 水産用水基準 (2005 年版), http://ay.fish-jfrca.jp/kiban/kankyou/hourei/ suisan kijyun.html.
- 田谷哲也 (2006): 傾斜隔壁越流型小規模魚道におけ る隔壁断面形状の研究, 平成18年度農業土木学会 大会講演要旨集, pp.296-297.
- 安田陽一 (2011): 技術者のための魚道ガイドライン -魚道構造と周辺の流れからわかること-, コロ ナ社, pp.34-42.

府中用水における流況および魚類相の季節変化に関する報告 Preliminary report on the seasonal flow conditions and fish fauna in Fuchu Yosui

○福田 信二¹ ○FUKUDA Shinji

1. はじめに

小河川や農業水路から形成される水域ネットワークは、一時的な水域を含めて、水圏生態系 にとって重要な生息環境を提供している(皆川ら,2014).しかしながら、都市化や圃場整備、 水質汚濁等に起因する在来淡水魚類の減少とともに、近年の外来種問題の深刻化により、在来 生物の生息環境の保全・修復に向けた取り組みが喫緊の課題となっている.一般に、農業水路 やため池が構成する農業水路ネットワークに生息する淡水魚類は、灌漑等による流況変化の影 響を強く受けるため、その保全にはネットワーク内の流況の季節変化(農業由来と自然由来の 両方)を考慮する必要がある.これまで、灌漑期と非灌漑期の生息環境の変化や非灌漑期の通 水の有無の影響などによって示されてきたが、河川からの取水や湧水あるいは分水によって生 じる異なる流況との関連性はほとんど検討されていないため、流況に伴って変化する水深や流 速、土砂移動といった生息環境構造の変化に対する魚類群集の応答を明らかにする必要がある. そのため、農業水路ネットワークにおける生態系保全を議論する際には、水利工学と生態学の 融合が必要不可欠であり、継続的なモニタリングに基づく実証的研究が強く求められる.そこ で本報では、通年通水と季節通水が混在する農業水路における物理環境特性と魚類相の定期調 査の結果から、流況と魚類相の季節変化について検討した結果を報告する.

2. 方法

東京都国立市に位置する府中用水およびその流入小河川(多摩川中流域)において,区間長 10 mの調査区間を14地点設定し(Fig.1),2014年5月~2016年10月に毎月現地調査を実施した. 調査では,流水環境特性(水深,流速,水面幅,河床材料,植生被度)および魚類相について 調査した.流水環境調査は5 mおきに実施し,魚類の採捕は,タモ網,投網,定置網を用いて, 1区間2人×10分の努力量で行った.水深と流速の測定には,それぞれ金尺と電磁流速計(KENEK, LP30・LPT-325)を使用した.河床材料および植生被度は,目視により定量した.

3. 結果と考察

本調査では、計26種の淡水魚が採捕され、府中用水には未定着であると考えられる外来淡水 魚4種が確認された.採捕される魚種の傾向が調査年度ごとに異なっていることから、取水口周 辺の魚類相の影響を強く受けているものと考えられる.



Fig. 1 Survey points in the Fuchu Yosui irrigation system.

¹東京農工大学大学院農学研究院 Institute of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology.



Fig. 3 Scatter diagrams of the number of species against velocity, depth and discharge.

各調査地点における流量の変化は灌漑の有無に大きな影響を受けており,ST3とST4の湧水の 流入により恒久的に水が流れる地点が存在する(Fig.2).一方,2014年の灌漑期終了後にはST3 ~ST8を除く地点では全く水が流れておらず,その後の魚類相に大きな変化がみられた.府中 用水の魚類相は,灌漑に伴う多摩川からの魚類の移入があるため,流量と魚種数の強い関係が 予想されるが,魚種数と物理環境の関係(Fig.3)から,流量よりも水深や流速等の環境条件に よって特徴づけられていることがうかがえる.物理環境と魚類相の関係の理解深化のためには, 種ごともしくは生息環境特性等の生態が類似した種群ごとに,複数の環境要因による複雑な相 互影響について解析する必要がある.

4. おわりに

2年以上の定期調査から、魚類相の変化には通水状況によって異なる季節性があり、また同程度の流量であっても区間内の水理条件が異なることで、魚類の生息状況が異なることが確認できた.既往の研究には、魚類等の生息に配慮した工法であっても、流況によってはその効果が小さいという報告もあるため(西田ら、2011)、今後の農業水路の多様な利用形態と異なる流況を考慮し、魚類群集の保全のあり方について議論する必要がある.

引用文献

皆川明子・西田一也・西川弘美 (2014): 通水状況の違いが農業水路の魚類相に及ぼす影響. 農工論 集, 294, 93–99.

西田一也・満尾世志人・皆川明子・角田裕志・西川弘美・大平 充・庄野洋平・千賀裕太郎 (2011): 農業排水路の生態系配慮工法区間における魚類相と水路環境の推移. 農工論集, 79(2), 45-53.

臨界遊泳速度に基づくホトケドジョウの生息環境条件の解明

Assessing habitat conditions of Lefua echigonia based on critical swimming speed

松澤優樹¹・青木興成²・福田信二³ MATSUZAWA Yuki · AOKI Kosei · FUKUDA Shinji

1. はじめに

ホトケドジョウ(Lefua echigonia)は、日本固有種でタニノボリ科の純淡水魚である.主 に、丘陵や台地の谷戸の流れの緩やかな細流に生息するが、圃場整備や河川改修、湧水の 枯渇などの影響により個体数が減少し,環境省のレッドデータブックでは絶滅危惧種 IB に 分類されている.著者らは、ホトケドジョウの保全策の検討を目的とし、東京都国立市を 流れる都市小河川(矢川)において、同種の流程分布に関する現地調査を実施してきた. その中で、40 mm 未満の個体を未成魚と定義し、成魚と未成魚で個別に解析することによ り、成長段階ごとの生息環境条件を評価した.生息環境評価の結果、流速に関する生息環 境条件が不明瞭であったため、本報では、室内開水路実験により臨界遊泳速度(CSS: Critical Swimming Speed)を定量化し、生息環境の評価結果を検証した.

2. 方法

2.1 現地調査

本研究では、矢川全体におけるホトケドジョウの流程分布の把握と生息環境解析のための網羅調査を行った.調査は、2015年6月から2016年5月まで毎月1回実施した.具体的には、矢川の最下流部から最上流部まで、タモ網でホトケドジョウを採捕し、採捕個体の全長と体重を記録した後、採捕地点を含む断面において物理環境条件を測定した.また、約30m間隔で任意の調査断面を設置し、同種の不在地点についても調査した.

2.2 生息場モデリング

ここでは、網羅調査のデータにランダムフォレスト(Breiman, 2001)を適用し、ホトケ ドジョウの生息環境条件を評価した.ランダムフォレストは、決定木法を用いたアンサン ブル学習法の一つであり、各決定木の多数決により最終的に分類するクラスを決定する. 本解析では、応答変数にホトケドジョウの在/不在、説明変数に環境条件の計測値を利用し、 同モデルから得られる応答曲線に基づいて、ホトケドジョウの生態学的特徴を可視化した.

2.3 室内開水路実験

生息場モデリングの結果,成魚・未成魚ともに,50 cm/s 以上の流速において生息ポテン シャルが高くなっている(Fig.1).ホトケドジョウの生息には緩流域が重要であることが 報告されており(満尾ら,2007),長時間にわたって流速 50 cm/s 以上の条件で遊泳し続け ることは困難であると考えられる.そこで,同種の遊泳能力を定量的に評価するために, 清水ら(2016)を参考に,室内開水路実験を行い,長時間持続できる限界の遊泳速度とし て,60分間の臨界遊泳速度を測定した.具体的には,試供魚は体長26 mm~53 mmの個体 とし,10 cm/s,20 cm/s,30 cm/sを代表流速とする3段階の実験条件を設定した.

¹東京農工大学大学院農学府 Graduate School of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology 2東京農工大学農学部 School of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology

3. 結果

3.1 応答曲線

応答曲線から,成魚では流速と 水深,未成魚では流速や水深,水 面幅,植生被度,水温で特徴的な 傾向がみられた(例えば,Fig.1). 成魚および未成魚の生息環境の共 通点として,10 cm以下の水深で生 息場ポテンシャルが高いことや30 ~40 cm/s の流速で同ポテンシャ ルが低いことなどがあげられる.



Fig. 1 Response curves for *Lefua echigonia*: (top) adult and (bottom) young-of-the year (YOY)

3.2 室内開水路実験

水路実験から、30 cm/s の代表流速で 60 分間完泳でき た個体は観察されなかった(Table 1). 体長 2.6~3.3 mm の個体は 20 cm/s で脱落するなど,体長による遊泳能力の 違いがみられた.結果として,本研究で供試したホトケド ジョウの臨界遊泳速度は 30 cm/s 以下(代表流速値)であ り,体長の 4~9 倍程度の遊泳速度であった.これらの実 験値は,代表流速に基づいて計算したものであり,過大評 価している可能性がある.

4. 考察

流速と水深に関する応答曲線は,採捕個体数が多い最 上流部と下流部付近の環境を反映しており,水理特性に よってホトケドジョウの生息環境を特徴づけられること が明らかになった.また,室内開水路実験のように底面 粗度が小さい場合,流速 30 cm/s 以上の環境下での生息

Table 1 60	minutes critical
swimming	speed (CSS)
Body	

Body length (cm)	CSS (cm/s)	CSS (BL/s)
2.6	14.0	5.38
2.7	22.5	8.33
3.3	15.2	4.60
3.4	29.8	8.77
3.4	21.3	6.27
4.0	20.3	5.08
4.0	20.7	5.17
4.2	20.3	4.84
4.3	20.3	4.73
4.3	20.5	4.77
4.8	20.3	4.24
4.8	24.3	5.07
5.0	21.0	4.20
5.1	21.2	4.15
5.3	22.2	4.18
Mean	20.9	5.32

は困難であることが示唆された.応答曲線では,流速が 50 cm/s 以上で生息場ポテンシャルが高くなっているが,これは礫やリターなどの堆積物で構成される微小スケールの空間において流速が低減されたことにより,良好な生息環境が形成されたものと考えられる.

5. おわりに

本研究では、ホトケドジョウの流程分布や同種の生息環境条件(特に,60分間遊泳可能 な流速)について報告した.より効果的な保全のためには、同種が定位できる環境条件を 整えたうえで、流域内での生息環境条件や移動分散特性(例えば、移動時期や駆動要因な ど)等の生態学的知見の定量化と可視化が必要である.これにより、保全すべき場所の特 定やゾーニング、実質的な保全のための数値目標の策定が可能になると考えられる.

引用文献

Breiman (2001) Random Forests, Machine Learning, 45, 5-32.

満尾ら(2007)谷津水域におけるホトケドジョウの生息環境に関する研究,農工論集, 250,99-105.

清水ら(2016) ミナミメダカの臨界遊泳速度に関する実験,農工論集,302, II-11-II-18.

地下水環境への塩水浸入によって生じる密度流の振動現象の再現実験

京都大学大学院農学研究科 ○川畑誠, 竹内潤一郎, 橋本大志, 藤原正幸

1. はじめに

さび形の海水浸入が生じたり、島嶼部では淡水レン か、また比較的高いレイリー数の条件下での振動現 ズが生じることが知られている[1].これらは、一般に 象が発生するかどうかを検証する. 静的な現象であるのに対し, Elder 問題や Benard 対流,塩水の鉛直浸入において,ある特定の条件 2. 実験方法 下では振動現象や不規則な流れが発生することが 2.1 実験装置 知られている^{[2],[3]}.本研究では、実験の容易性から、 塩水浸入に伴う振動現象を対象とし、その発生メカ 53.5cm, 奥行き 8cm のアクリル製の水槽で, 水で ニズムを明らかにすることを目的としている.

下向きの塩水浸入を対象とし、数値実験により、振 実験装置の概観を示す.装置中央部の水槽には粒 動現象の発生は、レイリー数をパラメータとした分岐 径2mmのガラスビーズが高さ40cmまで充填され、 現象であるだけでなく、地下水の流れと塩水の浸入 水を飽和させることで飽和帯水層を再現している. 量に依存することを明らかにしてきた[4].しかし、こ 左右には流入水槽(左)と流出水槽(右)が付帯して れまでのところ,振動現象の発生の有無は数値実おり,中央水槽と左右水槽の境界には金網の仕切 験でしか確認されておらず,実現象としての再現性 りがついており,ガラスビーズの漏れを防いでいる. についての検証がなされていない、そこで、ここでは 装置左下部の流入パイプを通して水道水の流入、

室内規模での同現象の再現実験を行い、レイリー 海水と淡水の濃度差によって、沿岸帯水層ではく 数の違いによる塩水浸入の挙動が変化するかどう

本研究に用いた実験装置は、横幅 167cm, 高さ 飽和したガラスビーズ層に浸入する塩水の可視化 これまで筆者らは, 流れのある地下水への鉛直 を目的とする. 図1に実験装置の概念図を, 図 2 に



図1 実験装置の概念図



図2 実験装置の概観

装置の左右にある排水パイプによって,水位の調節 と排水が行われる. 左右の水位差を調節することで 水平方向の流速の調節が可能である.

ガラスビーズ層の上面には、塩水流入タンクと加 圧板としてアクリル製の蓋が取り付けられ,中央部の 水深は40cmに固定され、被圧状態となる、アクリル 製の蓋には一定間隔で複数の穴があり、穴に電気 2.2 実験手順 伝導度計を通すことで装置内の塩分濃度の測定を 行う.

塩水タンク内にも水槽と同様の粒径 2mm のガラ スビーズが充填されている. 塩水タンクの底面は直 径 3mm のパンチングが施され,底面の上には不織 布を敷き、ガラスビーズの漏れを防ぐと同時に、塩 水の流出を可能にしている. 塩水タンクは二種類あ り、それぞれ底面のパンチング部の広さが 10cm×3cm, 15cm×3cmとなっている. 塩水タンク上 面には気泡抜きのバルブと、マリオットタンクに繋が れたチューブがついており、マリオットタンクから一 定流量で塩水が供給される. マリオットタンクの水槽 からの相対高さを変えることで,流入流量は調節を 行う. 真水には水道水, 塩水には水道水に食塩と食 紅(キリヤ化学, 食用赤色 102 号)を溶かしたものを 用い,塩水浸入を可視化する.

図1における h_{i} , h_{i} , ΔL はそれぞれ流入部の 水位, 上蓋からマリオットタンクの自由水面の高さ, 塩水タンクの底面のパンチング部の長さを表す.本 実験ではこれらのパラメータとマリオットタンク内の塩 水の密度 ρ. の任意の組み合わせで実験条件を与 える.

装置に水を入れた状態でガラスビーズを高さ 5cm の層ごとに充填させる. 使用したガラズビース の接触角が大きく、空気を含んで沈降したため、界 面活性剤を入れることで気泡の混入を防止した.な お、ガラスビーズ充填後に水を十分流すことにより、 界面活性剤は洗い流した. 各層を充填するたびに 混ぜ棒で層を撹拌し、上から均一に押し固めること で,ガラスビーズ層の均質性を確保する.高さ 40cm まで真水とガラスビーズで満たされたら, アク リル板の蓋と空の塩水タンクを取り付け、隙間をパテ でうめる. 流入側と流出側の排水パイプの水位を調 節し、マリオットタンクをラボジャッキの上に置いて、 高さを変えることにより塩水の流入量の調節を行う. 塩水が一定の流量で塩水タンクから流出しているこ とが確認できたら,実験装置正面をインターバルカ メラで撮影し、塩水の様子を観察する.



図3 塩水の流れ($h_1 = 1.6$ cm, $h_2 = 15.5$ cm, $\Delta L = 15$ cm, (上) $\rho_s = 1.06$ g/cm³(下) $\rho_s = 1.006$ g/cm³)

今回は, 塩分濃度 p, が1.06 g/cm³と1.006 g/cm³ の2種類の塩水を用意して実験を行う.水槽のサイ ズや透水係数などから換算すると, それぞれレイリ ー数は約94と9.4に相当する.また,上流端と下流 端の水位差h,は1.6 cm,マリオットタンクの基準線 とガラスビーズ層上面との差Δh,は15.5 cm,塩水タ ンクの浸入口の幅 AL は15 cm とし、これらは各濃 4. おわりに 度共通とする.

3. 実験結果

塩水浸入開始後十分な時間が経過したときの塩 水の流れの様子を図3に示す.塩水の密度が大き い場合,塩水が波状に広がる様子がわかる.また, 早送りの動画でみると、振動しながら塩水が浸入し ていくのが確認された. 一方, 塩水の密度が小さい 場合,塩水が上下に撹拌されずに滑らかに広がる 様子がわかる.実験と同様の境界条件を与えて数 引用文献 値計算した結果を図4に示す. これらより, それぞれ [1] Diersch H.-J.G and Kolditz O. (2002): Variable-

の濃度において定性的に同等の現象が生じている ことがわかる. すなわち, レイリー数の違いにより塩 水浸入の挙動に変化が生じており、レイリー数が低 い場合は安定解に収束し、レイリー数が大きい場合 は振動解となっている.

本研究では,流れのある地下水への鉛直下向き の塩水浸入を想定した再現実験を行い, レイリー数 の違いによる塩水浸入の挙動の変化,およびそれ に伴う振動現象を確認した. レイリー数だけではなく, 流速や塩水の浸入量などのパラメータによっても流 れの様子が分岐することが数値計算の結果から示 唆されているので,実験で検証していくことが今後 の課題である.



図4 塩水の流れの計算結果((上) Ra=100(下) Ra=10)

Resources, 25, pp.899-944.

[2] Takeuchi J, Kawabata M, and Fujihara M. (2015): 70 回研究発表会講演要旨集, pp.140-141. Numerical analysis on occurrence of thermal [4] Kawabata M., Takeuchi J., and Fujihara M. (2015): convection in a flowing shallow groundwater, International Journal of GEOMATE, 11, 27, pp. 2688-2694.

density flow and transport in porous media: [3] 吉村悠太郎,竹内潤一郎,藤原正幸 (2013): approaches and challenges, Advances in Water 浸透水によって生じる密度流が地下の水環境に与 える影響の数値解析,農業農村工学会京都支部第

> Numerical Analysis of Density-Driven Fluctuation in Groundwater Caused by Saltwater Intrusion, Jurnal Teknologi, 76, 15, pp.7-12.

Rural Water Quality Management in Small Watersheds

OAbul Hasan Md Badiul Alam¹, Koichi Unami¹, Masayuki Fujihara¹ ¹Graduate School of Agriculture, Kyoto University

1. Introduction

Rural water resources in Monsoon regions are diversely used for agricultural and economic purposes due to variations of their nature and water availability. Optimum distribution of waters in terms of both quantity and quality in such cases is a complex issue involving hydrology, hydraulics, economics and ecology. In this regard, integrated irrigation-aquaculture (IIA) offers an excellent opportunity to make efficient use of land and water resources in farming systems [1]. Though this technique is not new, fish farming within IIA has not expanded equally to the increased irrigation facilities due to lack of a complete scientific framework. Hence, scientific methodologies are developed and considered to promote water quality management for rice-fish culture at rural community levels. Contrasting field studies were conducted in study sites of Japan and Bangladesh to formulate abstract mathematical optimization problems.

The concept of Markov decision processes can be applicable to find the optimal actions for sustainable rural development involving water quality management. It is shown that the different practical problems in two study sites can be dealt with in the same mathematical framework. Dynamics of water storage, rice growth, and fish growth are modelled to determine transition probabilities for spatio-temporally discrete processes. The Bellman equation, which is a recursive formula, is used for computing optimal policies based on the principle of dynamic programming.

2. Field Studies

2.1 Description of study sites

Field studies were conducted in Site-I and Site-G of Japan and Bangladesh, respectively. The first study site is a Japanese small watershed, which is referred to as Site I, located in Imago of Shiga Prefecture, Japan [2,3]. Forests, paddy fields, tea plantations and irrigation tanks are the dominant land uses in the site. The upland tea plantations are being the major source of nitrate pollution to the downstream water bodies because of heavy application of fertilizers. Utilizing the paddy fields and the irrigation tanks as buffer of polluted water from the tea plantations is a feasible option, but it risks vulnerable aquatic life as well as ecosystems [3].

Another study site is a Bangladeshi small watershed, which is referred to as Site G, located in rural area of Godashimla, Jamalpur District, Bangladesh. This is chosen in the Brahmaputra-Jamuna river floodplains with double-cropping paddy rice system. The dry season paddy irrigation for boro rice in the floodplains has deteriorated groundwater resources [4,5]. While, artificial ponds in countless the rural communities are used for domestic, homestead vegetable gardening, animal watering and fishery purposes. Introduction of comparatively warm and less polluted groundwater into the artificial ponds during winter seasons may accelerate growth of fishes, which have high economic values. However, groundwater depletion during the following boro rice irrigation seasons is still the major concern.

2.2 IIA in Japanese irrigation tanks

Japanese irrigation tanks are mostly used for rice cultivation during the summer seasons from April through September. However, it also used to be a common practice to rear edible fish species in these tanks [6]. Different hydro-environmental aspects have been studied in Site-I, where four irrigation tanks are found, but none of them is currently used for aquaculture. However, presence of some fish species has been confirmed in the irrigation tanks, paddy fields and drainage canals. Nitrate concentrations that have highly influence on fish mortality rates were measured in different water bodies distributed in the site, using simplified on-site water quality pack tests (Kyoritsu Chemical Check Laboratory Corporation, Tokyo, Japan). Imago irrigation tank with catchment of tea plantation is one of the four irrigation tanks. From the test results contrasting catchment areas without and with tea plantation coverages, it is inferred that tea plantations are the sources of high nitrate concentrations. Therefore, practice of IIA for rearing profitable fish in Imago irrigation tank is a challenging enterprise, as the water quality and the irrigation demand are the critical constraints.

2.3 Aquaculture in Bangladeshi floodplains

Rural environmental characteristics of winter season in Bangladesh (from mid-December to mid-February) are low air temperature, less precipitation, high but declining groundwater table and less farming activities [7]. The temperature of groundwater is almost stable throughout the year. In order to confirm these characteristics, field measurements using Decagon ECRN-50 raingauge and HOBO U20 pressure/temperature data logger were conducted from September 9, 2012 through September 24, 2014 in Site-G, where aquaculture of carp species is an emerging enterprise, substituting for traditional fishery in natural rivers and wetlands [8,9]. However, inadequate supply of fingerlings due to low growth rate of fish during the winter season is the major constraint [10]. Rainfall, air temperature, groundwater level and temperature, and water depth and temperature of a fish pond are measured and recorded. The fish pond is connected to an irrigation canal, whose water source is pump lifted groundwater. It can be hypothesized that introduction of the relatively warm groundwater into fish ponds to produce off-season fingerlings will yield livelihood benefits and high income for farmers, provided that it will not dry up the aquifer during the following rice irrigation season.

3. Mathematical Approach

3.1 Markov decision processes

A Markov decision process is a spatio-temporal discrete process $X_t \in \Omega$, with which the operator chooses a decision $a_t = a$ from a finite set of decisions A to transit the state from X_t to X_{t+1} according to the transition probabilities

$$P_{ij}(a) = P\{X_{t+1} = j | X_t = i, a_t = a\}.$$
 (1)

If the decision $a \in A$ is chosen for the state *i*, then the cost f(i,a) is incurred. A policy Π is a map from Ω to *A*. The expected value of the total cost incurring from the current time *s* until a prescribed terminal time *T* is denoted by

$$V^{\Pi}(s,i) = E^{\Pi} \left[\sum_{t=s}^{t < T} f(X_t, a_t) \middle| X_s = i \right]$$
(2)

and the policy Π^* is said to be optimal if

$$V^{\Pi^{*}}(s,i) = \inf_{\Pi} V^{\Pi}(s,i)$$
(3)

for any time s and any state i. From the principle of dynamic programming, the Bellman equation

$$V^{\Pi^*}(s,i) = \min_{a \in A} \left\{ f(i,a) + \sum_{j} P_{ij}(a) V^{\Pi^*}(s+1,j) \right\}$$
(4)

is deduced and solved with the terminal condition

$$V^{\Pi'}(T,i) = 0, \quad \forall i \in \Omega,$$
(5)

to determine the value function $V^{\Pi^*}(t,i)$ as well as the optimal policy Π^* [11].

3.2 Problem formulation

The practical rural water quality management problems posed for Site-I and Site-G are formulated as a unified optimization problem for Markov decision processes. The state x of water storage commonly represents the storage volume of Imago irrigation tank in Site-I and that of the aquifer in Site-G. The capacity of the water storage is normalized as unity. The governing equation of x is the water balance equation

$$\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}t} = Q - u \tag{6}$$

where Q is the uncontrollable water balance, and u is the intake discharge as the decision variable. The states y and z are considered for the growth levels of rice and fish, respectively. The dynamics of the states y and z are assumed to be represented by the common logistic equations

$$\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}t} = r_y \left(K_y - y \right) y, \quad \frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}t} = r_z \left(K_z - z \right) z \tag{7}$$

where r_y and r_z are the growth rates, and K_y and K_z are the carrying capacities for y and z, respectively. Maturity of rice and fish is also normalized as unity. Then, the x - y - z domain $(0,1)^3$ is discretized into $n_x \times n_y \times n_z$ sub-cubes. The $i_x - i_y - i_z$ sub-cube is indexed as $i = i_x n_y n_z + i_y n_z + i_z$ to constitute the domain Ω of a Markov decision process. Only two options are considered for decisions: to intake water at a prescribed rate (a = 1) or not to intake water at all (a = 0). Therefore, the set of decisions is $A = \{0,1\}$. The time domain is commonly set as [0,T] = [0,180] (days). The cost function, which is also the same for the two sites, is prescribed as

$$f(i,a) = a \exp\left(-\frac{i_x}{n_x}\right) - 5\chi_{i_y,n_y-1}$$
$$-\left(1 + \cos\left(\frac{\pi t}{T}\right)\right)\chi_{i_z,n_z-1}$$
(8)

where $\chi_{i,k}$ is the indicator function which is equal to 1 when i = k, and is equal to 0 otherwise. Table 1 shows the parameters specified for Site-I and Site-G.

Table 1.	Paramete	ers set for	the study sites
Parameters	Site-I		Site-G
Q	1/30		-1/30
и	$\begin{cases} 0\\ 2/30 \end{cases}$	$\begin{pmatrix} a=0 \\ (a=1) \end{pmatrix}$	$\begin{cases} 0 & (a=0) \\ 1/30 & (a=1) \end{cases}$
r,	∫ 0	(a=0)	0 for $t < 60$, $\int 1/30 (a = 0)$
y	[3/30	(a=1)	$\left(\frac{3}{30} (a=1)\right)$
K_{y}	1		1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
r _z	2/30		$\begin{cases} 0 & (a=0) \\ 5/30 & (a=1) \\ \text{for } t < 60 \\ \end{cases}$
K _z	$\frac{i_x}{n_x}$		0 for $60 \le t$

 Table 1. Parameters set for the study sites

The transition probabilities are calculated so that the drift of the state accord with the dynamics specified above. However, stochastic diffusion is inevitably included due to spatio-temporal discretization. The diffusion effect is intentionally taken larger for the fish growth, since aquaculture is assumed to be more risky enterprise than rice cultivation in both of the two sites.

4. Computational Results

The value functions $V^{\Pi^*}(t,i)$ as well as the optimal policies Π^* for rural water quality management in Site-I and Site-G are obtained as the numerical solutions for the Bellman equation with $n_x \times n_y \times n_z = 10 \times 10 \times 10 = 1,000$ states. Figure 1 shows the computational results at t = 30. The difference between Site-I and Site-G is significant in the early stages of rural water quality management. This is because rice cultivation has already started in Site-I but only fish rearing is practiced in Site-G. Figure also shows the complex dependency of the optimal decision a on three states i_x , i_y and i_z in Site-I. In contrast, a is a monotone function of i_z in Site-G.



Figure 1. Value functions and optimal policies at t = 30 for Site-I (left panel) and Site-G (right panel). Circles of larger sizes represent the larger profit (negative cost). Filled circles represent a = 0, and white circles represent a = 1.

Rice growth in Site-I and fish growth in Site-G are substantially in juvenile stages. Therefore, securing enough initial water storage is necessary for successful rice-fish culture. Similar distribution of the optimal decision a is observed for higher t values in both the sites except rice maturity stage. Rice growth dominantly determines the optimal decision a, however, irrigation should be suspended when both of water storage and rice growth are at low levels.

5. Summary

Motivated by the two contrasting sites in Monsoon Asia, the optimization problem for Markov decision processes was formulated to address active water quality management for potential rice-fish culture. The three state variables considered were the volume of water stored in the irrigation tank or in the aquifer, the growth level of rice, and the growth level of fish. These were discretized and integrated as the single spatio-temporally discrete process. The water quality items to be managed were the nitrate concentration in Site-I and the water temperature in Site-G, and those actual data were collected in the field studies. The decisions made at rural community levels were the simplest water intake operations of bang-bang type. The cost function did not include discount rate but considered a fixed terminal time. Consequently, the optimal policies were time dependent. Computational loads for numerical solution of the Bellman equation were minimum due to a band-width limiting discretization scheme for calculation of the transition probabilities. The obtained optimal policies were intuitively reasonable, even though hypothetical values were used for the parameters. Explicitly including stochastic dynamics of the states will improve validity of the mathematical approach.

Acknowledgements

This research is funded by grants-in-aid for scientific research No.26257415, 16K15005, and 16K15007 from Japan Society for the Promotion of Science (JSPS). The authors also thank Imago Water Association, Koka City, Shiga Prefecture, Japan, and Godashimla Community and Regional Agricultural Research Station, Bangladesh Agricultural Research Institute, Jamalpur District, Bangladesh for their valuable supports during the field studies.

References

- [1] Phong LT, van Dam AA, Udo HMJ, van Mensvoort MEF, Tri LQ, Steenstra FA, van der Zijpp AJ (2010) An agro-ecological evaluation of aquaculture integration into farming systems of the Mekong Delta, *Agriculture, Ecosystems and Environment*, 138(3-4), 232-241.
- [2] Hiramatsu K, Itagaki H, Sato A, Kawachi T (2003) Nutrient residual in an irrigation pond: a case study of Higashiike, *Proc. of the 11th International Rainwater Catchment Systems Conference*, Texcoco, Mexico.
- [3] Mabaya G, Unami K, Yoshioka H, Takeuchi J, Fujihara M (2016) Robust optimal diversion of agricultural drainage water from tea plantations to paddy fields during rice growing seasons and non-rice growing seasons, *Paddy and Water Environment*, 14(1), 247-258.
- [4] Shahid S, Hazarika MK (2010) Groundwater drought in Northwestern Districts of Bangladesh, *Water Resources Management*, 24, 1989-2006157–174.
- [5] Rahman M, Mahbub AQM (2012) Groundwater depletion with expansion of irrigation in Barind Tract: a case study of Tanore Upazila, *Journal of Water Resource* and Protection, 4(8), 567-575.
- [6] Tamura T (1961) Carp cultivation in Japan, *Fish as food*, G. Borgstrom, ed., Academic Press, New York, 103-120.
- [7] Shankar B, Halls A, Barr J (2004) Rice versus fish revisited: on the integrated management of floodplain resources in Bangladesh, *Natural Resources Forum*, 28, 91-101.
- [8] Mamun AA, Mahmud AI (2014) Study on the growth performance and production of juvenile Indian major carps (*Catla catla*, *Labeo rohita* and *Cirrhinus cirrhosus*) and their hybrids, *Journal of Fisheries and Aquatic Science*, 9(3), 92-108.
- [9] Craig JF, Halls AS, Barr JJF, Bean CW (2004) The Bangladesh floodplain fisheries, *Fisheries Research*, 66, 271-286.
- [10] Sarker MA, Chowdhury AH, Itohara Y (2006) Entrepreneurships barriers of pond fish culture in Bangladesh - a case study from Mymensingh District, *Journal of Social Sciences*, 2(3), 68-73.
- [11] Ben-Tal A, El Ghaoui L, Nemisroviki A (2009) *Robust optimization*. Princeton Series in Applied Mathematics, Princeton, USA.

京都大学農学部 〇増田重明

京都大学大学院農学研究科 宇波耕一·藤原正幸

1. はじめに

溜池,水田,取水工などは,流水の一時的貯留機能があり,栄養塩類なども滞留させることになる ため,それらの生物生産機能や下流側の水環境に対する水質浄化機能を評価する上で水質動態を理 解することは極めて重要である.また,日本や欧州においては,農薬や施肥の削減といった環境保 全型農業に対する補助金制度が設立されている(農林水産省,2014;農林水産省,2016). 蓮川ら (2009)は,滋賀県の推奨する取り組みを行った環境保全型水田からの汚濁負荷流出に関して定量的 評価を試みている.補助金制度は,そのような評価手法のみならず,制御工学的方法論にももとづ いて合理的に設計されるべきである(Mabaya et al, 2016). ここでは,貯留系における水質動態を記 述するモデルを導出し,滋賀県甲賀市に実在する溜池での実測データを参照しつつ,定量的補助金 制度設計への適用可能性について検討する.

2. 水質動態のモデル化

貯留系における水収支式および物質収支式として

$$\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t} = Q_{\mathrm{in}} - Q_{\mathrm{E}} - Q_{\mathrm{out}} \tag{1}$$

および

$$\frac{\mathrm{d}M}{\mathrm{d}t} = C_{\mathrm{in}}Q_{\mathrm{in}} - C_{\mathrm{out}}Q_{\mathrm{out}} - S + R \tag{2}$$

を考える.ここに、tは時間、Vは水貯留量、 Q_{in} は流入流量、 Q_{E} は主に蒸発による水面積 A_{s} に比例した物質を含まない損失流量、 Q_{out} は流出流量、Mは物質滞留量、 C_{in} は流入水の物質濃度、 C_{out} は流出水の物質濃度、Sは物質の沈降や分解などによる消失率、Rは物質の巻き上げや溶出などによる生成率である.物質の平均濃度Cを

$$C = \frac{M}{V} \tag{3}$$

により定義する. 貯留系内において,水は迅速に混合し, $C_{out} = C$ を仮定できるとする. また, Q_E と $S \ge R$ を併せ,平衡値が C_e で比例定数がKであるような, $A_s C$ の一次関数であると仮定する. こ のとき, Cの支配式として

$$\frac{dC}{dt} = -\left(\frac{\underline{Q}_{in}}{V} + \frac{KA_s}{V}\right)C + \frac{C_{in}\underline{Q}_{in}}{V} + \frac{KA_sC_e}{V}$$
(4)

が導かれる.

3. 対象地域概要

滋賀県南部の甲賀市水口町今郷及び甲賀市土山町大野にまたがる丘陵地帯では,高位部は茶園と山 林,低位部は水田が主な土地利用となっている.明治期に建設されたと思われる溜池として,東池 と西池が存在する.さらに,甲蒲地方土地改良事業により今郷ダム,および,甲賀市土山町頓宮に 位置する大日ダムからの導水路が建設され,渇水時には東池と西池に灌漑用水を補給することが可 能となっている.一方,茶園を集水域に有する水体においては,窒素肥料由来の硝酸態窒素の濃度 が高い.東池の集水域は山林,耕作放棄地,水田からなり,茶園は含まない.しかし,渇水時に補 給を受ける場合は,茶園を集水域に有する今郷ダムを経由するため,高硝酸態窒素濃度の水が流入 する可能性がある.東池では,2000年から2006年にかけて水位を自動観測していたが,2016年4 月 19日に新たに雨量計と水位計を設置しなおして 10分毎データをロガーに記録している.また, 東池には自動採水器も設置し、その他の水体からのマニュアルサンプリングと併せて水質環境のモ ニタリングを行っている.

4. 東池への適用

東池を対象とする場合、ロガーに記録している 10 分毎データより、V と水深hの挙動については かなりの情報が得られる.降雨強度r と Q_nの動的関係については、導水路からの補給を考慮しな ければ、流出モデル

$$\frac{\mathrm{d}Q_{\mathrm{in}}}{\mathrm{d}t} = \frac{1}{\alpha} \left(-Q_{\mathrm{in}} + C_{\mathrm{r}} A r \right) \tag{5}$$

を用いることができる(Unami and Kawachi, 2005). ここに, α は減衰係数, C_r は流出係数, A は 集水域面積であり,規範値がそれぞれ 80 (min), 0.61, 66250 (m²)と推定されている. また,水質環 境のモニタリングにより, $C \geq C_{in}$ の挙動の一端を知ることができる. したがって, $C_e \geq K$ は, そ の他の変数の挙動と整合するように推定すべきモデルパラメータとなる. *V-h* 曲線については, 2000 年から 2006 年にかけての観測時には

$$V = 113.1(h - \Delta h)^{2} + 2350(h - \Delta h) + \Delta V$$
(6)

を用いていた (単位は m³-m). ここに、 Δh は底樋入口底から当時の水位計までの高さ、 ΔV は $h = \Delta h$ のときの V である. 当時の水位計は 2016 年に設置した水位計よりも 0.25 m 低い位置にあったこと が観測データ上の余水吐標高の比較から判明しているが、 Δh と ΔV が実際にどれだけであるかは これまで調べられていなかった. ところが、2016 年 8 月 11 日に、貯留水の全量取水が行われたた め、底樋を小オリフィスとみなすことにより Δh と ΔV の推定が可能となった. すなわち、 $Q_{\rm in} = 0$ 、5 (mm/day)相当の $Q_{\rm E}$ 、および

$$Q_{\rm out} = C_{\rm d} \sqrt{2gh} \tag{7}$$

を仮定して(1)に代入し、その結果得られる

$$\left(\frac{\partial V}{\partial \hat{h}}\frac{\mathrm{d}\hat{h}}{\mathrm{d}t} + Q_E\right)^2 = 2gC_{\mathrm{d}}^2\hat{h} + 2gC_{\mathrm{d}}^2\Delta\hat{h}$$
(8)

に最小自乗法を適用することによって $C_d \sqrt{2g} = 0.019 (m^{1/2}/s)$ および $\Delta \hat{h} = 0.31 (m)$ を得た.ここに、 C_d

は流積を考慮した流量係数, g は重力加速度, $\Delta \hat{h}$ は底樋入口底から 2016 年に設置した水位計まで の高さ, $\hat{h} = h - \Delta \hat{h}$ である. この全量取水によって東池の水位は水位計の位置より低くなり, 実際 の水深が測定できなかったが, その期間のうち水位低減部については(1)と(7)を用いて水深変化を 推定するものとした. また, 8 月 29 日に発生した豪雨による水位回復時に関しては, 流出係数 C_r のみ規範値の 0.59 倍の値を用いれば, (5)が良好な結果を与えることを確認した. ただし, 水深が Δh 以下の場合における水面積は水深に比例すると仮定している. 以上により再現した 4 月 19 日か ら 10 月 23 日までの東池水深の時間変化を,降雨強度とともに図 1 に示す. 7 月 29 日から 8 月 8 日 までの期間は,相当な蒸発が生じる条件下であるにも関わらず貯留量がほとんど変化していないこ とから,導水路からの補給が行われているものと推測される.



図1:東池における観測された降雨強度と再現された水深の時間変化

流入流量*Q*_{in} とその物質濃度*C*_{in} の間における相関関係については、水質環境モニタリングにもとづいたモデル化を試みている段階である。その結果を用いて、モデルパラメータ*C*_eと*K*の推定を行っていく予定である。

5. 水質動態モデルの特性

Cの支配式(4)は、各水質項目に関して異なった C_{in} 、 C_{e} 、Kを有し、さらにそれらが互いに依存している連立微分方程式系となる。Kがすべて正の値をとれば C_{e} への平均回帰型となるが、すべての変数は確率論的な挙動を示すことに注意すべきである。また、 Q_{in} 、h、Vが0に近づく渇水状況下ならびに回復時の系の挙動については慎重な検討を要する。環境保全型農業は、(4)の右辺に現れる変数を操作することによってCに望ましい変化を与えることであり、確率論的現象のリスクを対象とした最適化問題や最適制御問題に定式化して最適管理戦略を検討することが可能である。

6. おわりに

定量的制度設計への適用を指向した,貯留系の水質動態モデルを導出した.東池の場合には,水質 浄化機能を有するのか,あるいは,汚濁負荷源となっているのかが現在のところ不明であり,集水 域および下流側の農地における環境保全型農業の取り組みが定量的に評価できていない.補助金の 妥当性評価や,取り組み内容自体の再検討などが,本モデルの応用によって可能になるものと期待 される.

引用文献

- [1] 農林水産省 (2014) EU の農業政策,
 <u>http://www.maff.go.jp/j/kokusai/kokusei/kaigai_nogyo/k_seisaku/eu.html</u>
- [2] 農林水産省 (2016) 環境保全型直接支払い交付金実施要綱, http://www.maff.go.jp/j/seisan/kankyo/kakyou chokubarai/pdf/28 youkou.pdf
- [3] 蓮川・芝原・駒井・水谷・大林・藤井・須戸 (2009) 環境こだわり農業の取り組みによる水稲作 付期の流出負荷低減効果,滋賀県農業技術振興センター研究報告, 48, 1-21.
- [4] Mabaya G, Unami K, Yoshioka H, Takeuchi J, Fujihara M (2016) Robust optimal diversion of agricultural drainage water from tea plantations to paddy fields during rice growing seasons and non-rice growing seasons, *Paddy and Water Environment*, 14(1), 247-258.
- [5] Unami K, Kawachi T (2005) Systematic assessment of flood mitigation in a tank irrigated paddy fields area, *Paddy and Water Environment*, 3(4), 191-199.
- [6] Sato H (2002) Phosphorous and Nitrogen Circulation in an Irrigation Tank –A Case Study in Higashiike–, Master's Thesis, Kyoto University.

Mathematical analysis of a primitive dynamic programming problem for water reservoirs (貯水池運用の単純な動的計画問題に対する数学解析)

○Yamato Fujikura¹, Hidekazu Yoshioka², Koichi Unami³, Masayuki Fujihara³ ¹Faculty of Agriculture, Kyoto University ²Faculty of Life and Environmental Science, Shimane University ³Graduate School of Agriculture, Kyoto University

1. Introduction

Most water resources systems involve natural or artificial water reservoirs such as storage tanks and aquifers. The fundamental modelling principle for water reservoirs is the conservation law of water mass, which is in general written as a water balance equation. To consider optimal operational rules for water reservoirs, mathematical control theories are applicable to water balance equation, while management practices based on empirical knowledge are still dominant in the real world.

Dynamic programming (DP) is the universal and rigorous framework to deduce optimal strategies in terms of minimization of a performance index. The minimized performance index is referred to as the value function, which is governed by the Hamilton–Jacobi–Bellman (HJB) equation. In application, strong nonlinearity of the HJB equations has hindered development of control models for water reservoirs based on DP. Few examples of numerical solutions of the HJB equations for water management problems are Unami et al. (2013), Unami et al. (2015), and Sharifi et al. (2016).

This paper addresses mathematical issues intrinsic to a primitive deterministic DP problem appearing in operation of stand-alone small-scale water reservoirs, such as rainwater harvesting tank. The concept of viscosity solution is a clue to understanding nonlinear partial differential equations including the HJB equations (Crandall and Lions 1992). The DP problem dealt with here is to make a decision on the intake discharge from a water reservoir. A candidate of the viscosity solution of the HJB equation is heuristically obtained, which is approximated by a numerical solution. Then, it is shown that the heuristic solution is indeed the viscosity solution. A comparison principle proves uniqueness of the viscosity solution.

2. Formulation of a primitive problem

A primitive problem for a water reservoir without any inflow and outflow is formulated as follows (Sharifi et al., 2015). This is indeed the case for a well-sealed rainwater harvesting tank during a dry spell. Let (0,T] be the period of dry spell with the terminal time T. The storage volume x of the water reservoir having a capacity V and the intake discharge u is governed by

$$\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}t} = -u \tag{1}$$

where t is the time. The optimal strategy for the intake discharge u, which is considered as the control variable, minimizes the performance index

$$J^{u} = J^{u}(s, x) = \int_{s}^{T} |u - q| dt$$
(2)

where s is the current time, and q (>0) is the water demand which is equal to the target intake discharge. The performance index (2) evaluates the total deviation of the actual intake discharge from the target as a penalty. The above defined three parameters T, V, and q are assumed to be well-designed so that V = qT. The optimal intake discharge u^* achieves the infimum $\Phi(s, x)$ of $J^u(s, x)$ as

$$\Phi(s,x) = J^{u^*}(s,x) \le J^u(s,x)$$
(3)

for any admissible *u*. This $\Phi = \Phi(s, x)$ is referred to as the value function.

3. HJB equation

3.1 Dynamic programming principle

The dynamic programming principle (Fleming and Soner, 2006) deduces that the HJB equation governing $\Phi(s,x)$ and u^* in (0,V) is

$$\frac{\partial \Phi}{\partial s} - u^* \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \left| u^* - q \right| = \inf_{u \in U} \left\{ \frac{\partial \Phi}{\partial s} - u \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \left| u - q \right| \right\} = 0$$
(4)

where U is the set of admissible control prescribed as

$$U = \begin{bmatrix} 0, q_{\max} \end{bmatrix}$$
(5)

where $q_{\max} (\geq q)$ is the maximum intake discharge. Considering the cases that the dry spell is over and that the water reservoir becomes empty, the terminal condition

$$\Phi(T,x) = 0 \tag{6}$$

and the boundary condition

$$\Phi(s,0) = (T-s)q \tag{7}$$

are imposed.

3.2 Hamiltonian

The original HJB equation (4) is rewritten as

$$\frac{\partial \Phi}{\partial \tau} + H\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x}\right) = \frac{\partial \Phi}{\partial \tau} + \sup_{u \in U} \left\{ u \frac{\partial \Phi}{\partial x} - \left| u - q \right| \right\} = 0$$
(8)

where $\tau = T - s$, and the Hamiltonian H = H(p), which is a scalar function that characterizes nonlinearity of the HJB equation, is introduced as

$$H(p) = \sup_{u \in U} z(p, u)$$
(9)

with

$$z(p,u) = \begin{cases} (p-1)u + q & \text{in } u > q \\ pq & \text{on } u = q \\ (p+1)u - q & \text{in } u < q \end{cases}$$
(10)

By (9) and (10), H is expressed as

$$H(p) = \begin{cases} -q & \text{in } p \le -1 \\ pq & \text{in } -1 (11)$$

which turns out to be nondecreasing and Lipschitz continuous with respect to $p \in \mathbb{R}$.

3.3. Heuristic solution and numerical approximation

A continuous solution $\Phi = \Phi(s, x)$ to the HJB equation (4) with (5) and (7), as well as a resulting class of u^* , is heuristically obtained as

$$\begin{cases} \Phi = 0 & \text{if } x \ge q(T - s) \\ u^* = q, & \text{if } x \ge q(T - s) \\ \Phi = -x + q(T - s) & \text{if } x < q(T - s) \\ 0 \le u^* \le q & \text{, if } x < q(T - s) \end{cases}$$
(12)

which satisfies

$$\frac{\partial \Phi}{\partial s} - q \frac{\partial \Phi}{\partial x} = 0 \tag{13}$$

in the classical sense except for along the line L: x - q(T - s) = 0. The heuristic solution (12) where q = 1 is

plotted in Fig. 1. The optimal intake discharge u^* is arbitrary when the water stored in the reservoir is empty (x = 0). A finite difference scheme is developed to compute (13) with (6) and (7). For discretization in the x direction, the first-order upwind finite difference scheme is used. Then, the fully implicit finite difference scheme is employed for backward discretization in the s direction. The numerical solution well approximates the heuristic solution (12) where q = 1, as shown in Fig. 2.





Fig. 1. Bird's eye view of the heuristic solution (12) of the HJB equation system

Fig. 2. Bird's eye view of the numerical solution of (13) with (6) and (7)

3.4. Viscosity solution

Let Ω be $(0,T] \times (0,V)$. Not being differentiable on L, (12) is not a classical solution of (13) in Ω . A weak formulation using the concept of viscosity solutions is widely applied to nonlinear degenerate elliptic partial differential equations such as the HJB equations appearing in DP problems, in order to guarantee uniqueness of continuous solutions. A continuous function is a viscosity solution of a partial differential equation if it is both a viscosity sub-solution and a viscosity super-solution (Fleming and Soner, 2006). Indeed, a direct verification against the condition for viscosity solutions shows that (12) is a viscosity solution of (13) in Ω .

3.5. Comparison theorem

A brief sketch of a comparison theorem to show uniqueness of bounded and uniformly continuous viscosity solutions to the HJB equation is presented. Let $\Gamma = \Gamma_1 \cup \Gamma_2$ be a part of the boundary of Ω where

$$\Gamma_{1} = \{\tau = 0\} \cap \{0 \le x \le V\} \text{ and } \Gamma_{2} = \{0 \le \tau \le T\} \cap \{x = 0\} \text{ . In addition, let } \Omega = \Omega - \Gamma \text{ . We show}$$
$$\sup_{\overline{\Omega}} (v_{1} - v_{2}) = \sup_{\Gamma} (v_{1} - v_{2}) \tag{14}$$

with the proof by contradiction where v_1 and v_2 are viscosity sub-solution and super-solution to the HJB equation, respectively.

Set the auxiliary function

$$\Psi(\tau, x, \sigma, y) = v_1(\tau, x) - v_2(\sigma, y) - \frac{1}{2\varepsilon} |x - y|^2 - \frac{1}{2\delta} |\tau - \sigma|^2 - \varphi(\sigma, y)$$
(15)

where $\varphi \in C_0^{\infty}((0,\infty) \times (0,\infty))$ with $\frac{\partial \varphi}{\partial \tau} > 0$ and $\frac{\partial \varphi}{\partial x} > 0$ in $\hat{\Omega}$. Assume that Ψ is maximized at

 $(\overline{\tau}, \overline{x}, \overline{\sigma}, \overline{y}) \in \hat{\Omega} \times \hat{\Omega}$, which follows

$$\Psi(\bar{\tau}, \bar{x}, \bar{\sigma}, \bar{y}) \ge \Psi(\bar{\sigma}, \bar{y}, \bar{\sigma}, \bar{y}).$$
(16)

Then, (15) and (16) lead to the upper bounds of $|\overline{\tau} - \overline{\sigma}|$ and $|\overline{x} - \overline{y}|$ as

$$\left|\overline{\tau} - \overline{\sigma}\right| \le \sqrt{K_1 \delta} \text{ and } \left|\overline{x} - \overline{y}\right| \le \sqrt{K_1 \varepsilon}$$
 (17)

with a positive constant K_1 . Set $\theta = \theta(\tau, x) = \frac{1}{2\delta} |\tau - \overline{\sigma}|^2 + \frac{1}{2\varepsilon} |x - \overline{y}|^2$ to have $v_1(\tau, x) - \theta(\tau, x) = \Psi(\tau, x, \overline{\sigma}, \overline{y}) + v_2(\overline{\sigma}, \overline{y}) + \varphi(\overline{\sigma}, \overline{y}).$

$$\Psi_{1}(\tau, x) - \theta(\tau, x) = \Psi(\tau, x, \overline{\sigma}, \overline{y}) + v_{2}(\overline{\sigma}, \overline{y}) + \varphi(\overline{\sigma}, \overline{y}).$$
(18)

By (18), $v_1(\tau, x) - \theta(\tau, x)$ in $\hat{\Omega}$ has the maximum at $(\bar{\tau}, \bar{x})$. The function θ therefore satisfies the condition of test functions for viscosity sub-solutions at $(\bar{\tau}, \bar{x})$ and gives

$$\frac{\partial \theta}{\partial \tau} + H\left(\frac{\partial \theta}{\partial x}\right) \le 0 \quad \text{at} \left(\overline{\tau}, \overline{x}\right). \tag{19}$$

On the other hand, set $\hat{\theta} = \hat{\theta}(\sigma, y) = -\left(\frac{1}{2\delta}|\overline{\tau} - \sigma|^2 + \frac{1}{2\varepsilon}|\overline{x} - y|^2 + \varphi(\sigma, y)\right)$ to have

$$v_{2}(\sigma, y) - \hat{\theta}(\sigma, y) = -\Psi(\overline{\tau}, \overline{x}, \sigma, y) + v_{1}(\overline{\tau}, \overline{x}).$$

$$(20)$$

By (20), the function $v_2(\sigma, y) - \hat{\theta}(\sigma, y)$ in $\hat{\Omega}$ has the minimum at $(\overline{\sigma}, \overline{y})$. The function $\hat{\theta}$ therefore satisfies the condition of test functions for viscosity super-solutions at $(\overline{\sigma}, \overline{y})$ and gives

$$\frac{\partial \hat{\theta}}{\partial \sigma} + H\left(\frac{\partial \hat{\theta}}{\partial y}\right) \ge 0 \text{ at } \left(\bar{\sigma}, \bar{y}\right).$$
(21)

Combining (19) and (21) with the Lipschitz continuity of the Hamiltonian H leads to

$$0 < H\left(\frac{\partial \hat{\theta}}{\partial y}\right) - H\left(\frac{\partial \theta}{\partial x}\right) = H\left(\frac{1}{\varepsilon}(\overline{x} - \overline{y}) - \frac{\partial \varphi}{\partial y}\right) - H\left(\frac{1}{\varepsilon}(\overline{x} - \overline{y})\right) \le 0, \qquad (22)$$

which is a contradiction. Therefore, $(\overline{\sigma}, \overline{y}) \in \Gamma$.

Now, we prove

$$\sup_{\hat{\Omega}} \left(v_1 - v_2 \right) \le \sup_{\Gamma} \left(v_1 - v_2 \right).$$
(23)

Assume that (23) is not true. Then, there exists $(\tau_{M}, x_{M}) \in \hat{\Omega}$ such that

$$v_{1}(\tau_{M}, x_{M}) - v_{2}(\tau_{M}, x_{M}) = \sup_{\hat{\Omega}} (v_{1} - v_{2}) > \sup_{\Gamma} (v_{1} - v_{2}).$$
(24)

Assume

$$\Psi(\bar{\tau},\bar{x},\bar{\sigma},\bar{y}) = \sup_{\bar{\Omega}\times\bar{\Omega}} \Psi(\tau,x,\sigma,y).$$
(25)

By (17), for every $\rho > 0$, there exist ε and δ such that $\left|\overline{\tau} - \overline{\sigma}\right|^2 + \left|\overline{x} - \overline{y}\right|^2 \le \rho$. Then, the inequality

$$v_1(\overline{\tau},\overline{x}) - v_2(\overline{\sigma},\overline{y}) \le \sup_{\Gamma} |v_1 - v_2| + \alpha$$
(26)

follows for every $\alpha > 0$ with some $\rho > 0$. Combining (25) and (26) shows

$$\Psi(\overline{\tau}, \overline{x}, \overline{\sigma}, \overline{y}) \leq \sup_{\Gamma} |v_1 - v_2| + \alpha - \frac{1}{2\varepsilon} |\overline{x} - \overline{y}|^2 - \frac{1}{2\delta} |\overline{\tau} - \overline{\sigma}|^2 - \varphi(\overline{\sigma}, \overline{y}) \leq \sup_{\Gamma} |v_1 - v_2| + \alpha.$$
(27)

On the other hand,

$$\Psi(\tau_{\rm M}, x_{\rm M}, \tau_{\rm M}, x_{\rm M}) = \sup_{\hat{\Omega}} (v_{\rm I} - v_{\rm 2}) - \varphi(\tau_{\rm M}, x_{\rm M}) = \sup_{\hat{\Omega}} (v_{\rm I} - v_{\rm 2}) - \frac{1}{2} \beta(\tau_{\rm M} x_{\rm M})^2$$
(28)

with $\varphi = \frac{1}{2}\beta\tau^2 x^2$ and $\beta > 0$. As $\alpha, \beta \to +0$, the inequality

$$\Psi(\bar{\tau}, \bar{x}, \bar{\sigma}, \bar{y}) < \Psi(\tau_{\rm M}, x_{\rm M}, \sigma_{\rm M}, y_{\rm M})$$
⁽²⁹⁾

follows from (27) and (28). However, (29) contradicts (25). Therefore, (23) is true, which consequently leads to (14). Thus, Φ in (12) is the unique viscosity solution to the HJB equation in Ω .

4. Conclusions

Optimal operational strategies for water reservoirs have been discussed in the framework of DP. The DP problem considered here is primitive in application, though it is still interesting that the optimal intake discharge is arbitrary when the water storage is insufficient under that zero-balance condition. Existence and uniqueness of the value function solving the HJB equation have been demonstrated with the rigor of viscosity solution. The HJB equation is indeed the first order equation having Lipschitz continuity, which is violated when the set of admissible control is unbounded. The procedure implemented in that mathematical analysis affords rigorous methodology to guarantee optimality of any operational strategies, which may be computationally deduced or empirical knowledge based. Further researches on different problems under stochastic environments in the real world are being undertaken. Development of numerical schemes for HJB equations in higher dimensions is also an interesting topic.

Acknowledgements

This research is funded by grants-in-aid for scientific research No.26257415, No.16KT0018, and 15H06417 from the Japan Society for the Promotion of Science (JSPS).

References

- Crandall M. G., and Lions P. L. (1992). "Viscosity solutions of Hamilton-Jacobi equations." T. Amer. Math. Soc., 277(1), 1–42. Fleming, W. H., and Soner, H. M. (2006). Controlled Markov Processes and Viscosity Solutions, Springer Science+Business
- Media, New York.
- Sharifi, E. (2016). "Stochastic modeling of hydrological events for better water management." PhD thesis, Kyoto Univ., Kyoto, Japan.
- Sharifi, E., Unami, K., Yangyuoru, M., and Fujihara, M. (2016). "Verifying optimality of rainfed agriculture using a stochastic model for drought occurrence." Stoch. Environ. Res. Risk. Assess., 30(5), 1503–1514.
- Sharifi, E., Unami, K., Yoshioka, H., and Fujihara, M. (2015). "The viscosity solution solving a primitive optimal control problem for an irrigation tank." Proceedings of the 23rd Annual Congress of JRCSA, Nagoya, Japan, 51–52.
- Unami, K., Mohawesh, O., Sharifi, E., Takeuchi, J., and Fujihara, M. (2015). "Stochastic modelling and control of rainwater harvesting systems for irrigation during dry spells." J Clean Prod., 88, 185–195.
- Unami, K., Yangyuoru, M., Alam, A. H. M. B., and Kranjac-Berisavljevic, G. (2013). "Stochastic control of a micro-dam irrigation scheme for dry season farming." Stoch. Environ. Res. Risk. Assess., 27(1), 77–89.

止水バンド施工による損失水頭の評価方法について

○松田亮二*・田中良和**・浪平篤**・中田達**・樽屋啓之**・猪迫耕二*** MATSUDA Ryoji・TANAKA Yoshikazu・NAMIHIRA Atsushi・NAKADA Toru TARUYA Hiroyuki・INOSAKO Koji

1. はじめに

止水バンド工法は、管径 φ800mm 以上のパイプラインに対し、厚さ 13~21mm 程度の止 水バンドを管内面に施工することで、継手部の止水補修をする工法である.バンド施工に よる通水断面の減少がわずか数%であることから、バンド単体での損失水頭は無視しても 許容できる程度に小さいと考えられる.しかし、複数個のバンドが連続的に施工される事 例があり、その場合は施工前に比べて大きな損失水頭が発生する可能性がある¹⁾.そこで、 バンドによる損失水頭の評価方法の確立が求められている.複数個の損失水頭の計算方法 としては、単純にバンドー箇所あたりの損失水頭を設置箇所数倍する方法が考えられるが、 各バンドによる圧力変動が相互に干渉している場合には適用できない可能性がある.

本研究では、複数個の止水バンド施工による損失水頭の扱い方を検討することを目的とし、水理模型実験を行った.

2. 実験方法

2.1 概要

Fig.1に実験模型の概要を示す.本工法の 最少適用径 800mm での実験は困難であ るため、1/8 サイズの縮尺模型によって 実験を行った. 管径 *D*=100mm のアクリ ル製の円管をフランジ継手で接続した. 水平な直線管路の全長は 15m である.

実験用水は、研究所内の定圧ヘッドタ ンクから供給し、管路への供給量と、下 流端のバルブ開度の操作よって流量を調 整した.流量は、末端の三角堰により測 定した.管路中央には止水バンド設置区 間を設け、Fig.2 に示すとおりアクリル 製のリングによって模擬した止水バンド を設置した.助走区間は測定方法によっ て異なるが 50D 以上である.

2.2 測定方法

管路上にはピエゾ管を複数箇所設置



^{* (}株)三祐コンサルタンツ Sanyu Consultants Inc.

^{**} 農研機構農村工学研究部門 Institute for Rural Engineering, NARO (NIRE)

^{***} 鳥取大学農学部 Faculty of Agriculture, Tottori University

キーワード:パイプライン,水理模型実験,損失水頭,損失係数

し、マノメータによってピエゾ水頭を測 定した.測定箇所及びバンドの設置箇所 は測定方法によって異なる.測定方法1, 2は Fig.3 に示すとおりであり、この図 は Fig.1 の止水バンド設置区間を示して いる.バンド設置区間のフランジ継手部 5 箇所に止水バンドを設置した.バンド の設置間隔 *i* は、実スケールで 4m 間隔 の PC 管継手と、2.43m 間隔の RC 管を想



定し, 縮尺比から測定方法 1 では 500mm (5D), 測定方法 2 では 300mm (3D) とした. ピ エゾ水頭測定箇所のうち A, B を代表点とし, それぞれのピエゾ水頭を h_A, h_B (mm) と する.

測定方法 3 は Fig.4 に示すとおり、1 箇所のみバンドを設置した. バンドの上下流に設置 したピエゾ管を①~⑳とし、それぞれのピエゾ水頭を $h_1 \sim h_{20}$ (mm) とする.

また、すべての測定方法において、流速を約 4.2m/s 以下で段階的に変化させながらピエ ゾ水頭を測定した.

2.3 バンド形状

バンド形状は Table 1 に示すとおりである.本実験で
 は形状の異なる 3 つのバンドを使用し、それぞれの
 違いはバンド厚さ h である.

測定方法とバンド形状の組み合わせは Table 2 の とおりであり, Case1 と Case6 ではバンドを設置し ていない.

3. 結果と考察

3.1 バンド厚さ及び設置間隔の影響

Fig.3に Case1~5における損失水頭と流速 の関係を示す. Δh は, Fig.1における A 区間(距 離 2,500mm)の損失水頭を示しており, $\Delta h = h_A$ - h_B である. 流速は, 流量から求めた断面平 均流速(m/s)である. Case2~4では, バンド 厚さが1mm ずつ増しており, それに応じて損 失水頭も大きくなった. Case1の損失水頭を基 準とすると, 流速約 4.0m/s における Case4 の損 失水頭は, Case2の約3倍である. よって, バ



 $(Case1 \sim 5)$

ンド厚さの違いが損失水頭へ与える影響は無視できない範囲にある.また, Case4 と Case5 では Δh にほぼ差はなく,設置間隔を 500mm から 300mm 縮めたことによる損失水頭への 影響はないといえる.

3.2 損失係数

複数個のバンドによる損失水頭がバンド毎で独立していると仮定すると、A区間における損失水頭は(1)式となる.

46

 $\Delta h = h_f + h_b \times バンド数$ (1) ここで、 $\Delta h : A 区間での損失水頭、h_f : 摩$ 擦損失、 $h_b : バンド1 個あたりの損失水頭、$ $である. Case 1 においては <math>\Delta h = h_f \ge 0$ 、(1) 式より Case2~4 における $h_b \ge x$ める. ただ し、本実験模型では各ケースにおいて全く同 じ流速を再現することは困難であるため、 Fig.1 に示した $\Delta h \ge x$ 流速の関係から近似 式を求め、流速 1.0~4.0m/s における 0.5m/s ご この $\Delta h \ge t$ 推定し、 $h_b \ge t$ 出し た. 結果は Fig.6 のとおりである. 流速 $\ge h_b$ は正の相関性が高い.

Case 2~4 における,止水バンド単体で の損失係数 f_b (= $h_b \times 2g / V^2$) と Re (=D



Fig.7 損失係数とレイノルズ数の関係

×V/v)²⁾の関係を **Fig.7** に示す.ここで、V:管内流速、g:重力加速度、D:管径、v:動 粘性係数である.本実験の Re領域は、縮尺模型を使用していることから、実物より低い Re領域ではあるが、Reの増加とともに f_b 値は一定値に近づいている.よって、本実験で 得られた f_b の傾向から、実スケールでの f_b を推定することが可能である.

3.3 バンド前後の圧力変動

Fig.8に測定方法3によって求めた Case6~8におけるバンド前後の圧力分布を示す. Δh_u はバンド上流の①地点を原点とした場合の各地点での損失水頭を示しており, $\Delta h_u(n) = h_{(n)}$ - $h_{(1)}(n=2,...,20)$ である. 横軸は, ①地点を原点とした流れ方向の距離 x である. (a)では バンドを設置していないため, 摩擦損失により一定勾配で Δh_u が減少するはずであるが, 圧力分布は滑らかな形状を示していない. これは, 各地点のピエゾ管のわずかな形状の違 いによる影響だと考えられる. (b), (c)では, バンドの影響により, バンド直上流で圧力が 増加し, 直下流で減少している. 特に(c)では, 直上流に比べ, 直下流での圧力変動が大き くなった.

Fig.9に **Fig.8**の結果から求めた各地点における Δh_u と流速の関係を示す. バンド直上流の(b)では, Case6 に対して Case7, 8 の Δh_u は, 流速が大きくなるにつれて差が大きくなっている. しかし, バンド上流端から 67mm(約 0.7D)離れた(a)では, すべての流速で Δh_u はほぼ同じ値を示している.

Fig.10に**Fig.8**の結果から求めた各地点における Δh_d と流速の関係を示す. Δh_d はバンド下流の⑩地点を原点とした場合の各地点での損失水頭を示しており, $\Delta h_d(m) = h_{(m)} - h_{(20)}$ (*m*=1,…,19)である. バンド直下流の(a)では, Case6 に対して Case8 の Δh_u は, 流速が大き くなるにつれて差が大きくなっている. しかし, バンド下流端から 47mm (約 0.5D)離れた(b)では, すべての流速で Δh_d はほぼ同じ値を示している.

以上の結果から、バンドによる圧力変動は上下流合わせて 1.2D の範囲に影響し、この影響範囲は流速が大きくなっても広がらないことがわかった.そして Fig.5 においてバンド 設置間隔が 3D と 5D の場合に損失水頭に影響がなかったのは、1.2D 以上の間隔があった からだと考えられる.





4. おわりに

本実験では、1/8 サイズの縮尺模型を用い、最大流速は約 4.2m/s であった.よって実ス ケールより低い Re 領域での実験ではあったが、実験により得られた止水バンドによる損 失係数 f_bは一定値に近づいており、実用に供するものであった.また、バンドによる圧力 変動の影響範囲は、バンドの上流側 0.7D、下流側 0.5D 以内であり、流速が大きくなって も影響範囲は広がらないことがわかった.よって、設置間隔が 3D 以上であれば実スケー ルでも(1)式により複数個の止水バンド施工による損失水頭を求められると考えられる.

今後は止水バンドによる損失係数 *f*_bの算定方法を確立するため、より多様な止水バンド 形状による実験が必要である.

参考文献

1.野村栄作他(2015):農業用パイプラインの補修・補強工法の現状と水理学的課題,平成 27 年度農業農村工学会大会要旨集, pp.76-77

2. 土木学会(2010):水理公式集,土木学会, pp.373-375

可動式水制をともなう垂直軸揚力型水車による小水力利用手法 Utilization of Small hydro power by vertical axis lift type hydro turbine with movable spur dike

○中矢哲郎* 桐 博英* 武馬夏希* 中達雄* NAKAYA Tetsuo KIRI Hirohide BUMA Natsuki NAKA Tatsuo

1. はじめに

水路における流水エネルギーは、得られる電力が数kW以下で低いことや、売電収入が見込めないことなどにより小水力発電の対象にならず、ほとんど未利用で残されている.しかし小規模の電源でも農村地域においては、1kWhの充電で走行可能なEVや、水管理システムの電源、災害時の非常用電源など多くの使用用途が存在する.低流速下の流水利用発電手法として、垂直軸揚力型水車であるダリウス水車について、水理特性、発電特性が検討されている¹⁾.今回は可動式水制により流れを制御することで、ダリウス水車の発電に必要なエネルギーを効率的に得る手法を、水理模型実験から検討した.

2. 可動式水制による流水エネルギー取得方法

流水から効率的にエネルギーを得る方法として,図1に示すように水車前面にヒンジにより水制幅を変化させることができる可動式の水制を設置し,せき上げを生じさせることで流速エネルギーの他に圧力エネルギーを取り出す.ここで,有効落差 He は図1より圧力エネルギーの差と速度エネルギーの差の合計となる.よって水車の出力P(W)は次式で求まる.

<i>H</i> _e =	Pr_1	Pr_2	V_1^2	V_{2}^{2}	(1)
	ρg	ρg	2g	$\overline{2g}$	(1)
P =	$\rho g Q$	H_{e}			(2)

ここで、Q:流量($m^3 \cdot s^{-1}$)、 ρ :水の密度($kg \cdot m^{-3}$)、Pr: 圧力(Pa)、V:流速(m/s)、 H_e : 有効落 差(m)、である.下流水位を H_3 とすると跳水によるエネルギー損失を有効落差として見積もり、入 力として過小評価することになるため、下流水位を水車直下の H_2 とする.可動式水制近傍は水制角 度の変化により水制幅のみでなく流向も変化するがダリウス水車は流れの方向に依存しないため に、可動式水制が効率的に発電に寄与することが期待できる.



図1 可動式水制を伴う水車周辺の流れの概要 Water surface profile around Darrieus-type hydro turbine with movable spur dike



写真1 ダリウス水車装置の概要 Outline of the Darrieus-type hydro turbine system

^{*}国立研究開発法人 農研機構 農村工学研究部門 National institute for rural engineering, NARO キーワード:小水力,流水エネルギー,ダリウス水車,水制

CASE		無負荷時			
No	水車径	流速	水制幅	水制幅/	回転数※2
NO.	(m)	(m/s)	SB(m)	水路幅	(rpm)
01	0.5 ソリディ ティ:0.25 ※1	0.9	<i>†</i> >1		0
02		1.0	ふし		276
11		0.8			0
12		0.9	0.1	0.11	0
13		1.0			280
21		0.8	0.2	0.22	0
22		0.9			290
23		1.0			330
31		0.5	0.3		0
32		0.6			33
33		0.7		0.33	52
34		0.8			303
35		0.9			333
36		1.0			365





※1:水車の掃過面積に対するロータブレードの全投影面積の比 ※2:4倍増速機で水車の回転数をあげた後の発電機の回転数



3. 実験方法

実験には、幅 90cm,長さ 12m の設定流速の変更が可能な回流水槽を用い、図 1 に示す水車周辺の地点で、流速および水深を測定した後、発電機の回転数を測定した.発電機は、直径 20cm 厚さ3cm の小型のコアレスモーターを採用した(株式会社スカイ電子、SKY-HR200).設定した水制幅は 10cm, 20cm, 30cm,設置なしの4種類とした.実験ケースは表1に示すように、回流水槽の設定流速を変えたケースとした.ダリウス水車は写真1に示すような4枚ブレードで、弦長 10cm,高さ 15cm で、翼面形状は NACA0018 と呼ばれる航空機の翼面で使用されるものを用いた.

4. 実験結果及び考察

回転開始時および得られた最大の回転数の結果を表1に示す.水制なしでは流速1m/s で最大の回 転数を得られたが、1m/s 以下では回転数が得られなかった.水制幅を大きくするほど低流速域で発 電に必要な回転が得られている.水制幅が0.3mの場合が最大回転数が最も大きく、また0.8m/sの 低流速域でも発電に必要な回転数が得られている.

各水制幅の最大回転数が得られたケースにおける図1の計測点における流況を図3に示す.水制 幅が大きいほど堰上げ効果が大きくなり、その直下で水位が低下し大きな圧力エネルギーが得られ ている.流速は堰上げ水位から水位低下部分で最大値を示し、水車直下で大きく減少している.

今回用いた可動式水制は堰部分が斜めであるため堰板に沿って大きな流速が生じるが堰板背後で は死水域に近い状態になっている.この大きな流速の向きが今回のように水車の回転方向と一致し ていれば(図3の左のケース),高回転数が得られるが,流れの向きと逆の場合(羽の向きを逆に取 り付け図3右のように時計回りにした場合)は,回転数が大きく減じる効果が確認された.特に水 制幅が拡がるほどこの回転数が減少する効果は顕著に表れた.

今後は,可動式水制の自動化を行い,低流速下であっても自律的に流水を制御し発電に必要な流 況を創出する発電システムの開発につなげてゆきたい.

1)低流速下における垂直軸揚力水車の利用手法:中矢哲郎,安瀬地一作,桐 博英:水工論文集,土木学会論 文集B1(水工学)71(4)、 I_547-I_552, 2015



図3 回転方向と流れ方向の関係 Relation between the direction of rotation and a flow direction



写真 2 ダリウス水車の形状 Form of the Darrieus-type hydro turbine



写真3 可動式水制近傍の流況 Flow condition around the movable spur dike

農業用パイプライン配水系におけるバルブの自動制御を用いた

ローテーション灌漑の数値シミュレーション

Numerical Simulation of Rotational Irrigation

in an Agricultural Pipeline Distribution System with Automated Valves

○武馬夏希[†]・中矢哲郎[†]・樽屋啓之[†]

OBUMA Natsuki, NAKAYA Tetsuo, TARUYA Hiroyuki

1 はじめに

日本の水田においては、水稲に加え圃場の汎用化による麦・大豆、野菜等への転換が今 後更に増加し、加えて、担い手への農地集積が加速するものと予想される。政府は、平成 28年度からの5年間における政策目標として、水田における高収益作物への転換や担い手 への農地集積率の向上を掲げている^[1]。

大規模経営の担い手が増加することによって、これまでの農家単位よりも大量の用水量 を少数の担い手で取り扱うこととなる。印藤(2015)は、水管理を省力化・効率化し、か つ担い手の農業経営戦略に基づく水の弾力的な利用を可能とする「次世代型の農業水利シ ステム」が今後必要となると指摘している^[2]。

中矢ら(2014)は、パイプラインのバルブや用水機場などの水利施設を自律分散制御可能な灌漑排水制御システムを開発した^[3]。中矢・樽屋(2015)は、農業用パイプライン系 をモデル化した模型にこのシステムを適用し、幹線・支線・末端バルブが連携して自律開 閉する運用実験を通じて、システムが安定的に動作することを確認している^[4]。

大規模なパイプライン配水地区においては、上流側給水栓と下流側給水栓とで圧力差に 由来する流量の不均衡が生じる。この差を解消するための手法として各バルブの開度調整 があるが、対象となるバルブが多数ある場合、均等な水配分を行うために適切な開度を決 定することは困難である。

この問題に対処するため、これまで開発されてきた灌漑排水制御システムを用いて均等 に用水を配分する方法を検討する。各圃場における積算給水量を判断指標としてローテー ション灌漑を行うことにより、末端給水栓からの流量が異なる圃場間においても、均等な 用水配分を実現することが期待できる。本稿では、幹線・支線・末端の階層を有する農業 用パイプライン系においてバルブの自動制御により行われるローテーション灌漑につい て、数値シミュレーション結果を報告する。

2 数理モデル

本研究で用いる1次元管水路非定常流の支配方程式は、下に示す運動方程式および水の 圧縮性を考慮した連続式である^[5]。

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{g}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v^2}{2}\right) + \frac{\partial h}{\partial x} + I + \frac{n^2|v|}{\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}}v = 0$$
$$\rho g \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{K}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここで、vは流速、hは圧力水頭、Iは管路勾配、Qは流量、Dは管径、Aは管の断面積、nは Manning の粗度係数、 ρ は水の密度、gは重力加速度、K (= ρc^2) は水の体積弾性係数、cは 水中の弾性波伝播速度である。

これらの方程式を、図1に示すようなスタッガード格子において、空間方向には中心差 分法、時間方向には Euler 陽解法を用いて計算する。



図1 スタッガード格子

3 モデルの適用





図2 対象領域

計算の対象領域を図 2 に示す。中矢・樽屋(2015)によって実験が行われた硬質ポリ塩 化ビニル管製のパイプライン模型をモデル化したもので、1 本の幹線水路(D = 0.1m、 L=16m)、3本の支線水路(D = 0.05m、L=1.6m)、また支線水路ごとに2本の末端水路(D = 0.025m、L=0.8m)を持つ。幹線水路上流には用水機場からの水を貯留する高架水槽があり、 パイプライン内の水は高架水槽から自然圧で流下する。

上流端および末端水路の下流端はゴーストセルを用いた圧力境界とし、ゴーストセル値 にはそれぞれ高架水槽水位および大気圧を与える。末端水路以外の下流端は流量境界とし、 いずれも流量 0 を与える。セル長Δxは 0.1m、時間ステップΔtは1×10⁻⁴sec とした。

局所損失は図 2 の流速計算点において発生しているとし、その損失水頭は 2 節で示した 運動方程式の右辺より、空間方向に離散化した形式で減ぜられる。

2

分流における損失水頭は、農林水産省農村振興局(2009)が示す下式^[6]を用いる。

$$\Delta h_b = f_b \frac{v_a}{2g}$$

$$\Delta h_c = f_c \frac{v_a^2}{2g}$$

$$f_b = 0.95(1 - q_b)^2 + q_b^2 \left(1.3 \cot\frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4 - 0.1\phi}{\phi^2}\right) \left(1 - 0.9\sqrt{0.05/\phi}\right)$$

$$+ 0.4q_b(1 - q_b) \left(1 + \frac{1}{\phi}\right) \cot\frac{\theta}{2}$$

$$f_c = 0.58q_b^2 - 0.26q_b + 0.03$$



ここで、 Δh_b および Δh_c はそれぞれ図3に 示す管a-b間および管a-c間の損失水頭、 f_b および f_c は損失係数、 v_a は管aの流速、 q_b は 管aと管bの流量比、 θ は管aと管bの交角 (= $\pi/2$)、 ϕ は管aと管bの断面積比(= 1/4) である。

幹線水路内の3箇所と、各支線水路始点、および各末端水路下流端にバルブが設置されている。バルブによる損失水頭Δh_vは損失係数f_vと速度水頭の積として下式で与えられる^[7]。

$$\Delta h_{\rm v} = f_{\rm v} \frac{v^2}{2g}$$

バルブ損失係数f_vは経験的な値の例がバルブの種類ごとに示されており(e.g. 農林水産省 農村振興局,2002)^[7]、実験やメーカー資料等によって個々のバルブごとに決定されるべき であるが、ここでは簡単のため下式のようにバルブ開度に応じて指数関数的に変化すると 仮定する。

$$f_{v} = \alpha^{(1-O_{v})\cdot\beta} + \gamma$$
ここで、 O_{v} はバルブ開度 ($O_{v} = 1$ で全開、 $O_{v} = 0$ で全閉)、 α 、 β 、 γ はパラメータである。

3.2 模型実験との比較

バルブ箇所		バルブ開度(%)						
		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	
幹線バルブ	1	100	100	100	100	100	60	
	2	100	100	100	100	40	40	
	3	100	100	100	100	20	20	
	1	100	0	0	100	100	100	
支線バルブ	2	0	100	0	100	100	100	
	3	0	0	100	100	100	100	
	11	100	0	0	100	100	100	
	12	0	0	0	100	100	100	
十世、シュー	21	0	100	0	100	100	100	
木师ハルノ	22	0	0	0	100	100	100	
	31	0	0	100	100	100	100	
	32	0	0	0	100	100	100	

表1 模型実験との比較のためのバルブ開度

モデル検証のため、表1に示す6ケースについて計算流量と実測流量の比較を行った。 実験模型において高架水槽より末端圃場まで水を流下させ、圃場水位を観測してその水位 変化より実測流量を算定した。計算値と実測値の比較に基づき、モデルパラメータの値を試 行錯誤的に同定した。なお、水中の弾性波伝播速度cは400 m/secとした。

同定後のパラメータ値およびそのときの計算値をそれぞれ表 2 および図 4 に示す。パラ メータのうち末端出口損失係数が大きな値になっているが、これは実験模型の末端給水口 における、管の屈曲等による損失水頭を反映しているものと考えられる。

表2 パラメータ同定値					
パラメータ		値			
Manning の粗度係数	n	0.012			
末端出口損失係数		6			
	α	4.9			
バルブパラメータ	β	5			
	γ	-1			



図4 パラメータ同定後の計算流量と実測流量の比較

3.3 ローテーション灌漑

ローテーション灌漑の数値シミュレーションに際しては、圧力低下に由来する流量の不 均衡が支線 1~3 への分水流量に生じている状況を想定した。大規模なパイプライン系にお ける損失水頭を模すため、幹線バルブ 1、2、3 の開度をそれぞれ 100%、40%、20%と設定 した。また、末端バルブ開度は全て 100%で固定した。

圃場 1、2、3 でのローテーションは支線バルブ 1、2、3 の開閉によって行われる。バル ブを開ける(閉める)操作は、開度を 0%から 100%へ(100%から 0%へ)10 秒かけて線 形に変化させることで表現する。

同時に開ける支線バルブの数が 1、2、3 箇所の 3 ケースについてシミュレーションを行った。それぞれのケースにおけるバルブ操作の手順を図 5 および 6 に示す。



同時に開ける支線バルブの数が3箇所の場合(図5)、圃場への積算給水量があらかじめ 設定した用水量に達したらその圃場へと通じる支線バルブを閉じ、全ての支線バルブが閉 まるまでこれを繰り返す。全てのバルブが閉まれば積算給水量をリセットし再び支線バル ブを全て開ける。

同時に開ける支線バルブの数が1または2箇所の場合(図 6)、圃場への積算給水量が設 定した用水量に達したらその圃場へと通じる支線バルブを閉じ、そのときに閉まっている 他の支線バルブ1箇所を開ける。この操作を繰り返す。

バルブ閉塞の判断指標とする設定用水量は、短時間でのローテーションを確認するため ここでは全ての圃場で1m³とした。計算結果を図7から9に示す。各図-(a)において、積算 給水量が増加しているとき支線バルブが開いていることを意味する。3ケース全てにおいて、 各圃場へと均等な水量が灌漑されていることが分かる。

57

各図-(b)に示す幹線水路上流端の流量をみると、同時に開くバルブ数を減らすことによっ て瞬間流量と時間平均流量が低減している。高架水槽への補給水量がこれらの流量を上回 っていれば、水槽が空にならず安定して灌漑が継続できることを意味する。高架水槽の容量 が小さい場合、水槽への補給水量は、各図-(b)における瞬間流量の最大値以上でなければな らない。高架水槽の容量が十分であれば、補給水量は時間平均流量以上であればよい。







図8 支線バルブ2箇所を同時に開ける場合のローテーション灌漑計算結果



図9 支線バルブ1箇所を開ける場合のローテーション灌漑計算結果

4 おわりに

弾性体モデルによる1次元管水路非定常流の数値解析を、実験模型をモデル化した領域 に適用した。圃場への積算給水量を判断指標として用いたローテーション灌漑をシミュレ ーションすることにより、各圃場へ均等に配水することができた。このような配水管理手法 は、大規模なパイプライン配水地区において上流側給水栓と下流側給水栓で発生する配水 量の不均衡を解消する手段として有用であると考えられる。またローテーション灌漑にお いて同時に開くバルブの個数を変化させることにより、渇水時等における番水管理にも対 応できることが示された。

ここで示したシミュレーション結果のような頻繁なバルブ操作は、人力によって実現す ることは困難であるが、AI等を用いた自動制御システムの適用により実現できる可能性が ある。今後、計算対象をより現実の配水地区に近づけ、またローテーションを行う支線・末 端水路の数を増やす予定である。加えて、シミュレーション結果を実際に制御システムの実 機上で再現する手法を検討する。

参考文献

[1]土地改良長期計画, pp.19-24, 2016.

- [2]印藤久喜:次世代型の農業水利システムへの転換に向けて,水土の知,83(4), pp.257-258, 2015.
- [3]中矢哲郎, 桐博英, 安瀬地一作: SCADA (監視制御・データ収集システム) による用排水 管理の高機能化, ARIC 情報, **114**, pp.26-33, 2014.
- [4]中矢哲郎, 樽屋啓之: SCADA システムを用いた圃場 支線連携水管理システム開発の展望, JACEM, **61**, pp.15-24, 2015.
- [5] 岩崎和巳: パイプラインの水理設計(その12), 農業土木学会誌, 50(9), pp.785-794, 1982.
- [6]農林水産省農村振興局整備部設計課:土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計

「パイプライン」技術書, pp.187-188, 2009.

[7]農林水産省農村振興局整備部設計課: バルブ設備計画設計技術指針, pp.8-13, 2002.

公益法人農業農村工学会 応用水理研究部会

本研究部会は、応用水理に関する学理と応用についての科 学的研究を推進し、農業農村工学分野の学術・技術の振興 と社会の発展に寄与することを目的としています.

http://www.jsidre.or.jp/ouyousuiri/

事務局:岐阜市柳戸1-1

岐阜大学応用生物科学部水資源環境学研究室気付 応用水理研究部会事務局(部会長:平松 研)