平成 24 年度農業農村工学会応用水理研究部会講演会 プログラム

平成 24 年 12 月 8 日 (土) 13:00~9 日 (日) 12:50

京都大学農学部総合館

【12月8日】

- (13:00~13:05) 開会の挨拶
- $(13:05 \sim 13:25)$
- 1. 取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュ事例の分析 ・・・・・1
 - 株式会社アルファ技研 。高井和彦
 - 岩手大学農学部 三輪弌·濱上邦彦
 - 秋田県立大学 永吉武志

 $(13:25 \sim 13:45)$

 取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュに関する水理実験・・・・・・17 岩手大学農学部 ○濱上邦彦・三輪弌

 $(13:45 \sim 14:05)$

- 3. 水路勾配の異なる直角V字型減勢工における減勢効果および流速特性 ・・・25
 - 明治大学大学院農学研究科 o小柳亮
 - 明治大学農学部 小島信彦
 - 長野県佐久地方事務所 阿部剛士

 $(14:05 \sim 14:25)$

- 4. 位置水頭からみた揚水灌漑地区における電力エネルギー縮減可能性の検討・30 独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所
 - o吉本周平・石田聡・増本隆夫

農林水産省 農林水産技術会議事務局 土原健雄

(14:25~14:35) _____<<休憩>>_____

 $(14:35 \sim 14:55)$

5. メダカの臨界遊泳速度に関する実験(予報) ・・・・38 弘前大学農学生命科学部 ○泉完・東信行

 $(14:55 \sim 15:15)$

A stochastic population dynamics model for sustainability assessment in two adjacent
 habitats
 ••••44

Graduate School of Agriculture, Kyoto University

oYosuke Mibuta, Koichi Unami, Masayuki Fujihara

(15:15~15:35)

7. 稲株を考慮した田面水 2 次元流計算の簡便化に関する研究 ・・・・・46 東京大学大学院農学生命科学研究科 ○木村匡臣・纐纈光・飯田俊彰・久保成隆 $(15:35 \sim 15:55)$

8.2次元単層モデルを用いた有明海水産資源の保全に関する研究・・・・・53
 九州大学大学院生物資源環境科学府 ○田畑俊範
 九州大学大学院農学研究科 平松和昭・原田昌佳・福田信二

(15:55~16:05) _____<<休憩>>_____

(16:05~16:45)【特別講演】

9. 南アフリカのオフ・ストリーム・ダムと大規模な流域変更を伴う水資源開発・60 明治大学農学部 小島信彦

(16:45~17:35)【特別講演】

10. 頭首工管理における堆砂障害の軽減対策

・・・・69岩手大学農学部 三輪式

(17:35~18:00)

(18:00~20:00) 情報交換会

【12月9日】

——<<休憩>>———

 $(8:45 \sim 9:05)$

11. 撥水性粒子を含む混合多孔質媒体のぬれ性と水理特性の評価・・・・・86

京都大学農学部 o高橋拓弥

京都大学大学院農学研究科
竹内潤一郎・藤原正幸

(9:05~9:25)

12. 撥水性土壌における動的毛管力を考慮した水動態のモデル化 ・・・・・90
 京都大学大学院農学研究科 ○渡邊貴史・竹内潤一郎・藤原正幸

(9:25~9:45)

13. 間隙ネットワーク流れを考慮した透水係数の推定 ・・・・・92

京都大学農学部 o井尻悠士

京都大学大学院農学研究科 竹内潤一郎·藤原正幸

 $(9:45 \sim 10:05)$

14. 粒子法を用いた間隙内の毛管現象のモデル化 ・・・・・94

京都大学農学部 0上田史織

京都大学大学院農学研究科 竹内潤一郎·藤原正幸

(10:05~10:15) ____<<休憩>>____

 $(10:15 \sim 10:35)$

15.1次元浅水流方程式の数値モデルにおける時間項の離散化手法 ・・・・・96 京都大学大学院農学研究科 ○吉岡秀和・宇波耕一・藤原正幸 $(10:35 \sim 10:55)$

16. 桂地区の農業用排水路システムにおける流れのシミュレーション ・・・・・102京都大学農学部 ○金城信彦

京都大学大学院農学研究科 宇波耕一·藤原正幸

 $(10:55 \sim 11:15)$

17. 輪中における排水ゲート操作戦略の数値流体力学的検討 ・・・・・104
 京都大学大学院農学研究科 ○蘭園・吉岡秀和・宇波耕一・藤原正幸

(11:15~11:35)

18. Navier-Stokes 方程式に基づく浸透とキャビティ流れの同時解析手法の開発・106 京都大学大学院農学研究科 o川並俊輔・藤澤和謙・村上章・宇波耕一・藤原正幸

(11:35~11:45) _____<<休憩>>_____

 $(11:45 \sim 12:05)$

19. Optimal strategies for water pumping from shallow aquifer in Bangladeshi floodplain • 110 Faculty of Agriculture, Kyoto University oRyota Kuwano Graduate School of Agriculture, Kyoto University

Abul Hasan Md Badiul Alam, Koichi Unami, Masayuki Fujihara

 $(12:05 \sim 12:25)$

- 20. An autonomous runoff model using stochastic differential equations •••••112 Graduate School of Agriculture, Kyoto University
- ○Abul Hasan Md Badiul Alam, Misato Ryo, Koichi Unami, Masayuki Fujihara
 (12:25~12:45)
- 21. Stochastic control of micro rainwater harvesting systems
 ····114
 Graduate School of Agriculture, Kyoto University
 ○Misato Ryo, Koichi Unami, Masayuki Fujihara

(12:45~12:50) 閉会の挨拶

-----<<Memorandum>>-----

取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュ事例の分析

Case Studies on Flushing of Sand Deposition by Operating Gates of Diversion Dams

○ 高井和彦*, 三輪 弌**, 濱上邦彦**, 永吉武志***

O TAKAI Kazuhiko*, MIWA Hajime**, HAMAGAMI Kunihiko**, NAGAYOSHI Takeshi***

1 はじめに

頭首工の可動堰ゲート直下およびその上下流区間に堆砂が常態化し,頭首工管理上の大きな支障 になっている事例が多くみられる。本年8月に改定された頭首工の施設管理基準においても,その 技術書で重要な問題として取り上げられた。講演者らは,この堆砂問題の発生メカニズムと対応策 について研究¹⁾を継続してきた。ここでは,堆砂による管理上のトラブルを回避するため,多くの 頭首工管理者が試みるゲート操作による堆砂フラッシュについて,新たにいくつかの事例を調査し, 解析を加えた結果を報告する。

2 北空知頭首工におけるゲート操作による堆砂フラッシュの試み

2.1 北空知頭首工における堆砂の概要

北空知頭首工(石狩川,北海道深川市)は、「国営土地改良事業・北空知地区」によって 1986 年に竣工した全面可動堰(土砂吐ゲート1門:純径間 16.50m×扉高 5.00m,洪水吐ゲート3門: 純径間 38.10m×扉高 4.90m)である。頭首工の左岸に隣接した空知取水工(灌漑面積:4,590ha, 最大取水量:23.315m³/s)と、約 800m上流右岸に設置された深川取水工(灌漑面積:4,780ha,最 大取水量:27.213m³/s)からの両岸取水である。

頭首工は、図・1 に見られるように右に大きくカーブした区間の下流側にあり、右岸側に堆砂が発生しやすい位置にある。図・1 に記載したように、堰の建設時および 1988 年 8 月洪水後に堰の上下流区間のかなり広範囲で河床掘削を実施したが、1990 年 9 月の出水によってまた堰の右岸側上下流の堆砂が復元した。その後、小規模な河床整理や砂礫除去は実施しているものの、大がかりな河



図-1 北空知頭首工の設置位置と建設当初の河床掘削(三輪原図¹⁾)

* (株) アルファ技研 Alpha Technical Consultant, **岩手大学農学部 Iwate Univ., ***秋田県立大学 Akita P. U. キーワード: 取水堰,ゲート操作,堆砂フラッシュ,計画河床高,可動堰ゲート敷高



土砂吐ゲート1門:下段扉ローラーゲート+上段扉フラップゲート,16.50m×5.00m 洪水吐ゲート3門:ローラーゲート,38.10m×4.90m

床掘削は実施されず右岸側の堆砂が常態化している。そのため、可動堰ゲートの操作による堆砂フ ラッシュを実施し、ゲート閉鎖を可能にして取水している。

2.2 ゲート操作による堆砂フラッシュ実施方法

北海道の頭首工は,基本的に冬期の取水がなく可動堰は開放しており,代掻き田植えの直前にゲートを閉鎖して取水を開始する。北空知頭首工では,本年(2012年)4月25日にゲート閉鎖操作 を実施することになったので,頭首工管理者の許可を得て操作の現場に立ち会うことができた。

頭首工周辺には、昨年(2011年)9月の洪水によって、これまで以上に堆砂が発達し、ゲートフ ラッシュ実施前の頭首工横断面における堆砂の概要は、図-2に見られる通りである。2号洪水吐ゲ ートの中央部付近から3号洪水吐ゲート全体に堆砂しており、堆砂の最高点はゲート敷より3.5m 程度も高かった。また、図-3に見られるとおり、堆砂表面に長径20cm程度の石が多数堆積したた め、ゲート操作による堆砂フラッシュが、例年のようにうまく実施できるか懸念されていた。

4月25日の午後,管理人が,頭首工のゲート操作室において遠隔操作によってゲート操作によ る堆砂フラッシュを試みた。その状況は,操作盤モニターに各数値として表示されるので,適宜カ



図-3 北空知頭首工洪水吐ゲート直下の堆砂とゲート下端の損傷の状況 (2011年11月1日 三輪撮影)

表-1 北空知頭首エゲート操作状況と水位変化

2012.04.25 実施

ヰヵ	上流水	下流水	水位差	土砂団	Ŀゲート	洪水吐1号	洪水吐2号	洪水吐3号	
吁刘	位(m) 位(m)	(m)	上段扉 (起立高(m))	下段扉 (開度(m))	ゲート (開度(m))	ゲート (開度(m))	ゲート (開度(m))		
12:46	50.09	49.90	0.19	0.00	2.55	3.50	3.50	3.50	
12:57	50.45	49.79	0.66	1.25	0.00	3.50	3.50	3.50	
13:00	50.56	49.70	0.86	1.48	0.00	2.67	3.50	3.50	
13:03	51.00	49.62	1.38	1.48	0.00	1.86	3.50	3.50	
13:07	51.04	49.53	1.51	1.48	0.00	0.62	3.50	3.50	
13:09	51.28	49.33	1.95	1.48	0.00	0.00	3.43	3.50	
13:11	51.45	49.35	2.10	1.48	0.00	0.00	2.75	3.50	
13:13	51.54	49.36	2.18	1.48	0.00	0.00	2.50	3.34	
13:17	51.71	49.58	2.13	1.48	0.00	0.00	2.50	2.00	
13:19	51.71	49.52	2.19	1.48	0.00	0.00	2.50	1.69	ワイヤーゆるみ
13:23	51.79	49.70	2.09	1.48	0.00	0.00	2.93	1.64	
13:25	51.79	49.74	2.05	1.48	0.00	0.00	3.00	1.50	
13:29	51.76	49.77	1.99	1.48	0.00	0.00	3.50	1.21	ワイヤーゆるみ
13:32 以降			可動堰の近 止め,しばら	くへ移動して現 く様子を見てま	見地で観測。ワィ また閉めることを	イヤーゆるみでな そ繰り返して全閉	デート降下を 引した。		

は、前後からの推定値

メラ撮影と手書きメモによって記録し表-1にまとめた。それを参考にゲート操作による堆砂フラッシュの進行状況を整理すると以下のようになる。

- (1) 土砂吐ゲートの下段扉を閉鎖した後,上段扉(フラップゲート)を起立させる。水位計は,左 岸の護岸擁壁に接近して設置されているので,ゲート操作中の水位差は,各ゲートでの堆砂フ ラッシュ時の水位差を正確には表現していないことに注意が必要である。
- (2) 本頭首工では,洪水吐1号ゲート下には堆砂がないので,次にこのゲートを閉鎖させる。ゲートの降下速度は毎分 30cm 以下と定められているので,全閉するのに 12:57 から 13:09 までの約 12 分かかっている。
- (3) 13:09 には, 洪水吐 2 号ゲートの閉鎖操作が始まっている。13:13 からはゲート開度 2.50m に とどめて, 洪水吐 3 号ゲートを閉鎖し始めている。
- (4) 洪水吐3号ゲートを降下させていくと、13:19 でゲート下端が堆砂面に接触してローラーゲートのワイヤーゆるみが発生し、ゲート降下を止める。3号ゲート直下の堆砂はゲート敷上に3m 程度はあるはずなので、開度1.69mまでは順調に堆砂フラッシュが進んでいたことになる。
- (5) 堆砂面に接触した洪水吐3号ゲートのゆるみをとって,そのまましばらく放置する一方,13:23 からは、堰上流の水位が計画取水位51.80mを上回らないように、2号ゲートの調節を行って いる。
- (6) 洪水吐3号ゲートのゲート流出によって堆砂フラッシュが進行したと判断すれば、またゲート を降下させる一方、2号ゲートを上昇させて、上流側水位を調整するという動作を繰り返す。
- (7) 13:32 以降は、操作室からゲート近くの現場に移動してゲート閉鎖の進行状況を観察した。現

場での観察中にも、ワイヤーゆるみが発 生してゲート閉鎖が停止し、その状態を 保って堆砂フラッシュが進行するのを 待ち、しばらくしてからゲート閉鎖を進 めるという作業を繰り返した。フラッシ ュを実行している様子は図-4 に見られ る通りである。ゲートの上流側が堰上が り、下流側に渦巻いて流出している。ゴ ツゴツとフラッシュされた石がゲート にぶつかっている音も聞こえた。

(8) やがて、下流側への流出が弱くなり、音 もしなくなり、13:50 ゲートが全閉した。

2.3 堆砂フラッシュ後の河床形状

堆砂フラッシュが成功した後の河床形状 は、図-5 に見られるように、上流側・下流 側ともゲートに接近して高い河床面が残っ たままである。ゲート流出流による堆砂のフ ラッシュは、ゲートの極めて近くのみで実行 されている。別報²⁰の模型実験でも同様の結 果が得られている。ただし、下流側の形状は、 下流水位によって異なるが、北空知頭首工の 場合は、下流水位が高くないので、元河床の 上に少し堆積する程度である。



下流側

図-4 北空知頭首工洪水吐3号ゲートに おける堆砂フラッシュの実施状況 (2012年4月25日 三輪撮影)

2.4 本章のまとめと考察

北空知頭首工においては,洪水吐ゲートの高さが 4.9m という高いものである上,ゲート閉鎖 を実施する時期に融雪によって河川流量が比較的大きいため,ゲート操作によって上流側水位を 高くすることが容易である。

ゲート下部の流出速度は、基本的にゲート上下流の水位差によって決まる。表-1をみると、ゲ ートの閉鎖操作中も堰下流の水位はほぼ一定であり、13:17以降のフラッシュ実行中の上流水位 も、計画取水位付近の値でほぼ一定しており、水位差は2m程度も付いている。しかし、図-4か ら、堆砂フラッシュを実施した洪水吐3号ゲート上下流の水位差を概算すると、せいぜい60cm 程度である。右岸側には、ゲート敷上に3m程度の高さの堆砂があるため、下流水位はそれに水 深分を加えた高さになるので、その程度の水位差しか付けられないのであろう。その水位差でも、 北空知頭首工付近の堆砂をフラッシュするには十分な流出流速になっていたと推察される。

堆砂表面には、図-3 に見られていたように、最大長径 20cm 以上の石も多数見られたが、大半 は数 cm 以下の小砂利であるため、順調に堆砂フラッシュが進んでいった。しかし、ゲート下流 面の下端付近には、無数の衝突痕跡(2011 年 11 月時点のもの)が見られる。ゲート流出流によ る堆砂フラッシュの大きな問題点である。





 上流側
 下流側
 図-5 北空知頭首工洪水吐3号ゲートにおける堆砂フラッシュ後の状況 (ゲートの近傍のみフラッシュされている。2012年4月三輪撮影)

3 忠別川第3頭首工におけるゲート操作による堆砂フラッシュの試み

3.1 忠別川第3頭首工における堆砂の概要

忠別川第3頭首工(石狩川水系忠別川,北海道東川町)は、国営かんがい排水事業「忠別地区」 によって全長118.50mの全面可動堰(土砂吐ゲート1門:純径間10.50m×扉高2.50m,洪水吐 ゲート4門:純径間24.50m×扉高1.50m)の近代的な頭首工に全面改築され、2004年度に完成 した。忠別ダムの建設によって水源増強がなされ、新頭首工の灌漑面積は2,086.62ha、最大取水 量は8.373m³/sになった。

第3頭首工が設置されている付近の忠別川は、典型的な扇状地河道であり、幅の広い河道内に 樹林の発達した寄洲や中洲が広がり、平水時のみお筋はおおむね2本に分かれ、分流・合流を繰 り返して流れている。低水流路の水衝部に当たる低水河岸が侵食され、下流に水衝部がずれてい くので、低水流路の2列蛇行のパターンを保持しながら、流路が下流にずれ動いていくという変 化が続いている。第3頭首工の建設に合わせて、頭首工の上下流区間が、低水流路と高水敷部に 区分された複断面河道に整備された。右岸側高水敷は河川公園として利用されている。

現在,中洲が堰の中央部にかかるような位置関係になっているので,2012 年 4 月 28 日のフラ ッシュ試行前には,図-6 に見られるように,頭首工中央部の2 号および3 号洪水吐ゲート上に厚 さ 50cm 程度の堆砂があった。

3.2 ゲート操作による堆砂フラッシュの実施方法と試行の結果

忠別川第3頭首工においても、北空知頭首工と同様に、冬期間開放していたゲートを4月下旬 に閉鎖し5月からの水田耕作に備える。今年(2012年)は、4月28日に可動堰ゲートの閉鎖を 試みた。堰地点での流量が50m³/sになるように忠別ダムからの放流量を増やしてもらっている。

ゲート閉鎖の手順と経過状況は下記のとおりである。

(1) 図-6 で見たように、河道中央のゲート敷上に堆砂があるため、堆砂の見られない右岸側の



図-6 忠別川第3頭首工堆砂フラッシュ試行前の河床横断形概形(2012年4月28日) 土砂吐ゲート1門:下段扉ローラーゲート+上段扉フラップゲート,10.50m×2.50m 洪水吐ゲート4門:ローラーゲート,24.50m×1.50m

土砂吐ゲートと 4 号洪 水吐ゲート, 左岸側の1 号洪水吐ゲートを閉鎖 する。

- (2) 洪水吐 3 号ゲートを降下させる。堆砂面にゲート下面がつかえ,それ以上閉鎖することができなくなる。そのまましばらく様子を見るが,変化しない。
- (3) 次に, 洪水吐2号ゲート を降下させる。これも, 右岸側の堆砂面にゲー ト下面がつかえて閉鎖 できなくなる。
- (4) 2号ゲートをいったん上
 昇させ、土地改良区職員が



 図-7 忠別川第3 頭首工洪水吐3号ゲートに おける堆砂フラッシュ試行後の状況
 (3号ゲートの右岸側堆砂のみフラッシュされている。 2012年4月28日三輪撮影)

昇させ、土地改良区職員がゲートの接触した付近の石礫を人力で取り除こうとするが、閉 鎖することはできなかった。

(5) 図-7は、洪水吐2号ゲートが堆砂面につかえている状況である。洪水吐1号ゲートは閉鎖 できているため、水位が堰上がり、2号ゲートの方に回ってくるような状況になる。その ため、左岸側の堆砂の一部はフラッシュできているが、右岸よりの堆砂面では、ゲート下 面が接触しても上流側が堰上がることはなく、全然フラッシュはできない。左岸側のフラ ッシュされた部分とゲート敷との隙間から水が抜けて流れてしまう。

ゲート上流にいる土地改良区職員の頭の大きさと比較すればわかるように,直径 20cm 程度の石がごろごろしている。北空知頭首工の堆砂に比べてより大きい石礫になっている。

- (6) 洪水吐3号ゲートの方も、4号ゲートを閉鎖することができているので、そちらから回っ てくる流れの影響で右岸よりの堆砂がフラッシュされたが、左岸側の堆砂はフラッシュさ れなかった。
- (7) 結局,ゲート操作によっては、2号と3号の洪水吐ゲートを閉鎖することができなかった ので、重機を現場に運び込み、ゲート戸当たり部の上の砂礫を掘り上げてゲート閉鎖を可 能にし、水田用水の取水開始に備えざるを得なかった。

3.3 本章のまとめと考察

北空知頭首工では,3m 程度の厚さの堆砂があったのにもかかわらず,比較的短時間にゲート 操作によるフラッシュが可能であったのに対して,忠別川第3頭首工では,50cm 程度の堆砂厚 さという小さいものであったのに,フラッシュできなかった。その理由について,現地のフラッ シュ実行時の観察と,水理実験による解析結果 2,3を参考にして以下のように考察した。

(1) ゲート操作によるフラッシュ実行時の流量のちがい

ゲートを降下させたとき,堆砂面にゲート下面が接触する状況はどちらの頭首工でも起 こっている。北空知頭首工では,その結果,上流側水位が堰上がり,下流水位と水位差が つくことによって,ゲート流出流によって堆砂のフラッシュが進行し,ゲート閉鎖が可能 になる。

しかし、忠別川第3頭首工では、堆砂の一部が流出して、ゲート下面と戸当たり部とに 空間部ができ、そこを流下することによって、ゲート上流部での堰上げが発生せず、フラ ッシュできないことになる。実験においても、水路横断面の 1/2 部分にのみ堆砂させた状 態でフラッシュ操作を実行すると、通水流量が小さい場合には、堆砂のない部分から下流 へ流下するために、上流堰上げが発生せずフラッシュできない事態になった。

(2) 堆砂部の河床粒径のちがい

北空知頭首工では,最大粒径でも 20cm 程度で 10cm 以下の石礫が中心である。忠別川 第3頭首工では,10~20cm の石が中心で,30cm 程度の石も多数見られる。洪水吐 2 号, 3 号のゲートにおいて,隣接する閉鎖完了したゲート方向から流れ込んでくる水流によっ て,堆砂の一部がフラッシュされたが,全体のフラッシュにはつながらなかった。河床粒 径が小さければ,堆砂全域でフラッシュされた可能性もある。

(3) 堆砂厚の大きさについて

一般的に言えば、堆砂厚が小さい場合の方が、堆砂フラッシュが容易である。ゲートを 降下させて堆砂面に接触したとき、堆砂がない部分の流下断面が小さく、流下量も少なく なるため、ゲート上流の堰上げが生じてフラッシュが可能になる。忠別川第3頭首工でも、 今回より堆砂厚が小さいときに、フラッシュが可能であった場合もある。

北空知頭首工の場合は、3m もの堆砂厚があったが、フラッシュ可能であった。単に堆砂 厚の大きさだけでは決まらないことが分かる。フラッシュ時の流量と、次に述べるゲート 高が問題になる。

(4) ゲート扉高の大きさについて

ゲート扉高が大きいと堰上流の水位を高くすることができるので、フラッシュが容易に なる。北空知頭首工の場合、土砂吐ゲートと洪水吐1号ゲートを閉鎖して、左岸側の水位 が上がり、中央部の洪水吐2号ゲートに流れ込む流速によって、2号ゲート右岸寄りに堆 砂していた石礫が徐々に流下していたところに、2号ゲートの閉鎖操作によるゲート流出 流によってもフラッシュが進んだ。3号ゲートでは、その上流水位を保ちながら、ゲート 閉鎖によってゲート流出流を生じさせ、堆砂をフラッシュすることができた。洪水吐ゲー トは4.90mの高さがあるので、上流側の水位を高く保つことができる。

これに対し、忠別川頭首工の洪水吐ゲート高は 1.50m であるため、河川流量が小さいこ とも影響して、土砂吐ゲートと 1 号ゲート、4 号ゲートを閉鎖しても十分な水位上昇が得 られなかった。



図-8 六堰頭首工上下流区間の河床形状(地理院 CKT-2009-1-C11-5) (B:堰下流の中州,上流の堆砂と連続した形状。R:名勝「鶯の瀬」)

4 六堰頭首工におけるゲート操作による堆砂フラッシュの試み

4.1 六堰頭首工における堆砂の実態

六堰頭首工(荒川,埼玉県深谷市)は、国営総合農地防災事業によって2003年3月に完成した全面可動堰である。灌漑面積は3,820ha,最大取水量は17.037m³/sである。左岸側から土砂 吐ゲート1門(フラップゲート付きローラーゲート,純径間22.0m×扉高3.05m),洪水吐ゲー ト4門(ローラーゲート,純径間40.75m×扉高2.85m)があり、堰全長は197mである。頭首 工の管理は、農林水産省から委託を受けて埼玉県大里農林振興センターによって行われている。

六堰頭首工と上下流区間の河床形状の概要は,図-8に見られる通りで,左岸側にみお筋が寄っ ていて,河道中央部から右岸側にかけて広く堆砂している。そして,その下流の中央部(R)に 河床の岩盤が広く露出しているのがみてとれる。「鶯の瀬」と呼ばれる名勝地であり,その最高 面は,将来計画河床高より高いが,掘削せず保存する計画となっている。

頭首工の洪水吐部計画敷高は,現況河床の最深河床をもとに計画され,将来計画河床高より 1.065m 低く設定された。堰の敷高と上下流河床高の概要は,図-9 に見られる通りで,新頭首工 の約 100m 上流に位置していた旧六堰頭首工は,全面固定堰であり堰下流河床で河床低下が進行 していたことも考慮された。頭首工の建設と旧堰の撤去の際に,頭首工の上下流でそれぞれ 200m 程度の区間は河床掘削されたが,それより上流・下流の区間はもとの河床のままであるため,新 頭首工の可動堰戸当たり部上に堆砂が生じ,可動堰ゲートが閉鎖できない事態が多く発生するよ うになった。これまでに,表・2 に見られるような堆積砂利の除去が実施されたが,抜本的な解決 に至っていない。荒川に洪水があると,その減水期にゲート操作による堆砂フラッシュが試みら れるが,2011年9月の台風 12 号と 15 号による出水の後,2 度ともゲートを全閉することがで きなかった。



図-9 六堰頭首工上下流の河床縦断図概要 (埼玉県大里農林振興センター提供原図に加筆)

4.2 ゲート操作による堆砂フラッシュの実施方法と試行の結果

出水によって河川流量が 200m³/s を 超えると,左岸側の洪水吐 1 号ゲート から順次開放していく。その際,計画 取水位の 58.10m を維持するようなゲ ート操作を行う。河川流量が 1,000m³/s を超えると全ゲートが開放状態になる。

頭首工地点では,図-8 で見たように, 左岸側にみお筋,中央部から右岸側に 中洲が発達している。左岸寄りの土砂

表-2 六堰頭首工上下流における堆積砂利の除去実績 (埼玉県大里農林振興センター提供資料より)

年度	除去数量(m ³)	実施主体	摘要
2002	75,000	農水省	国営大里農地防災事業
2005	2,500	埼玉県	県管理事業
2006	21,000	農水省	国営大里農地防災事業
2007	9,692	埼玉県	県管理事業
2007	13,500	国交省	
9011	3,875	埼玉県	県管理事業
2011	3,764	国交省	

吐ゲートと隣接の洪水吐1号ゲートの直下には堆砂はなく,スムーズにゲート閉鎖が可能である。 洪水吐2号~4号ゲート直下の戸当たり上に堆砂があるため、ゲート操作によって堆砂フラッシ ュを実行する。

2011 年 9 月の 12 号台風による出水後の報告資料によれば,洪水吐 2 号ゲートと 4 号ゲートに ついては,フラッシュ操作によってゲート閉鎖が可能であったが,洪水吐 3 号ゲートは全閉に至 らず,かなりの水量が漏れる状態になった。堰管理者から聞き取りをした詳細な状況は,以下の とおりである。

- (1) 土砂吐と洪水吐1号,2号ゲートを閉鎖した後,洪水吐3号,4号ゲートのゲートでのフラッシュ操作を実施した。
- (2) 4 号ゲートでは、ゲート開度 40cm まで閉鎖させたとき、ワイヤーゆるみ表示が出て、閉 鎖操作を中止し、そのまま置いておいた後、もう一度閉鎖操作を行って全閉することがで きた。
- (3) 3 号ゲートでは、ゲート開度 1.40m で最初にワイヤーゆるみが表示されたので、しばらく





洪水吐3号ゲート右岸下流側

洪水吐3号ゲート右岸上流側

図-10 六堰頭首工におけるゲートフラッシュ後の河床形状 (2011年9月12号台風による出水の減水後に撮影,埼玉県大里農林振興センター提供)

そのまま様子を見て,また閉鎖操作を実施した。また,ワイヤーゆるみが表示されれば, そのまま放置し,しばらくして閉鎖操作を実施する。このようなゲート操作を繰り返し行 った結果,ゲート開度 7cm までは閉鎖できたが,全閉には至らなかった。

(4) 洪水減水後に撮影されたゲート上下流の様子は、図-10 のとおりである。洪水吐ゲートの 扉高は2.85m であるが、ほぼその高さまで堆砂していることが分かる。ゲートフラッシュ によるによる排砂範囲は、北空知頭首工においてみられたように、ゲートのごく近傍だけ である。特に、下流側はゲートに接近した位置に堆積している。

4.3 本章のまとめと考察

六堰頭首工の特徴は、下流の「鶯の瀬」を温存したために、下流側水位が高くなり、頭首工地点 の河床勾配が 1/200 程度であるにもかかわらず、ゲート流出が、もぐり流出の状態になっている と推察されることである。また、計画河床高より 1.065m 低いゲート敷高になっているため、恒 常的な堆砂障害に悩まされることになる。六堰頭首工におけるゲート操作によるフラッシュの試 行結果を、ゲート流出の実験を参考にして以下のように考察した。

- (1)図・8からわかるように、六堰頭首工地点では、左岸側にみお筋が寄っているため、みお筋部に位置する土砂吐ゲートと洪水吐1号ゲートは容易に全閉することができる。洪水吐2号ゲートについては、ゲート直下に堆砂が存在していても、閉鎖された土砂吐ゲートと洪水吐1号ゲート方向から流れ込んでくる水流と2号ゲートを閉鎖していくときのゲート流出流によって、堆砂フラッシュが可能になりゲートが全閉できる。
- (2) 4 号ゲートは寄洲部の右岸端に当たるので、堆砂した砂礫の粒径が3 号ゲート直下の砂礫 より小さいために、堆砂フラッシュが容易であったと推察される。
- (3) 3 号ゲートは堆砂も高く,砂礫の粒径も大きいことで,排砂が難しかった。堆砂の粒径は, 現地での観察結果から,最大粒径(長径)は 20cm 程度のものもまじって 10cm 以下の玉石 が中心であるとみられる。ゲートを閉鎖していったとき,ゲート開度 1.40m でワイヤーゆ るみが発生した後,放置してまた降下させ,ワイヤーゆるみによって停止,放置,再降下 という作業を繰り返して,開度 7cm まで下げられたが,それ以上の閉鎖はできなかった。 水理実験で同様の結果になったのは、ゲート戸溝に残った砂礫が,最後まで排出しなかっ

た場合である。ここでも戸溝に残った砂礫を噛んでしまって排砂できなかったものと推察 される。

- (4) 六堰頭首工下流の名勝「鶯の瀬」と呼ばれる岩が露出した河床面を保存するために、頭首 工の上下流区間の現況河床が計画河床より高くなっている。その上、可動堰ゲート敷高が 計画河床より 1m 程度低く設定されているから、今後も可動堰ゲート周辺の堆砂によるゲ ート閉鎖障害に悩まされていることになる。
- (5) 抜本的な対策として,頭首工上下流区間において,河床掘削を伴う河川改修工事を先行実施することである。実施すべき区間は,これまでの経験を考慮すれば,上下流とも河道幅の5倍程度は必要である。「鶯の瀬」の岩盤掘削も必要になる。
- (6)河川改修工事を実施しないときの暫定的な対策としては、可動堰戸当たり部に仮設の上げ 越し構造物を設置する方法4がある。3号ゲートにおいて開度1.40mまでは大きな問題な く閉鎖できたことを考慮すれば、上げ越し構造物の天端標高を計画河床高に合わせるよう に、高さ1m程度のマウンド状の構造物を設置すればよい。当面、頭首工地点においては、 左岸側にみお筋、右岸側に寄洲という河床形状を想定しておけばいいので、洪水吐3号ゲ ートと4号ゲートにのみ、上げ越し構造が必要である。ゲート操作による堆砂フラッシュ 作業を併用することで、ゲート閉鎖が可能になると推察される。

5 新田原井堰におけるゲート操作による堆砂フラッシュの試み

新田原井堰(吉井川,岡山県和気町)は、国営吉井川農業水利事業によって1986年3月に竣工 した全長220mの全面可動堰である。左右両岸取水であるため、左右岸に調節吐2門(フラップゲ ート付きローラーゲート:純径間40.4m×扉高8.20m)と中央部に洪水吐3門(ローラーゲート: 純径間40.4m×扉高8.20m)がある。有効貯水量2,000千m³を持つため、ゲート扉高が非常に高 くなっている。

可動堰のゲート敷高は計画河床高に合わせて建設されたが、それに合わせて長大な斜め堰であった旧田原井堰(全長約 600m)を撤去し、堰上流の堆砂の一部が掘削された。新堰の下流側約 200m 区間については、改修計画に基づいて両岸の護岸と河床整理がなされた。しかし供用開始後、出水のたびに頭首工上下流部の堆砂が進行した。

この堆砂は、長年の懸案事項であったが、2001 年度の県営かんがい排水事業によって堰下流区 間の河床掘削が実施された。しかし、2004 年洪水により、再び大量の堆砂が発生したために、2007 年度国営基幹水利施設ストックマネジメント事業によって本格的な河床掘削が実施された。堰の下 流約 250m までの区間において、約 45,000m³の砂礫除去工事がなされた。約 1 億円の経費がかか る大がかりな工事であった。しかし、堰の上流側の掘削は実施されておらず、下流側も河道幅より 少し長い程度の区間であったため、その後の出水のたびに堆砂が復元してきた。図-11 の右図は河 床掘削された堰下流部にふたたび堆砂した状況を示し、左図は 2010 年 7 月出水後の可動堰ゲート 開放時に撮影された上流側の堆砂状況である。堰下流側では全体的に広がった堆砂しているのに対 し、上流側では、右岸側の調節吐と洪水吐 1 門の上流側にうずたかく堆積している。上流の導流壁 の高さ 4.20m から判断すると、上流側の堆砂厚はゲート敷から 3m 程度である。左岸側の調節吐 と洪水吐 2 門の上流に高い堆砂はなく、堰地点付近では、左岸側が淵で、右岸側に寄洲という河床 形状になっていることが分かる。





図-11 新田原井堰(吉井川,岡山県和気町)の堆砂状況 (左図:2010年7月,新田原井堰管理事務所撮影,右図:2011年9月,三輪撮影) 調節吐ゲート2門:下段扉ローラーゲート+上段扉フラップゲート,40.40m×8.20m 洪水吐ゲート3門:ローラーゲート,40.40m×8.20m

洪水減水後の可動堰ゲートの閉鎖方法は,堆砂の少ない左岸側ゲートから順次閉鎖する。堆砂 厚の大きい右岸側のゲートも慎重にゲートを降下させることによって閉鎖可能である。図-11 の 左図を見ると,ゲート直下付近のみ堆砂がフラッシュされていることが分かる。北空知頭首工に おいて,ゲート流出流による堆砂フラッシュ後に見られた形状と同様の形状である。

新田原井堰では、可動堰ゲートの扉高が8.20m と非常に高くて堰上げ水位を高くすることが可 能である上、堰付近に堆積している砂礫が粒径5cm程度の玉石が中心であるために、ゲート流出 による堆砂フラッシュは比較的スムーズに進行するようである。堆砂面にゲート下端が接触しな いようにゲート操作を工夫することで、ゲート下部に石礫が衝突して傷つけることを防いでいる。

6 近文頭首工におけるゲート操作による堆砂フラッシュの試み

近文頭首工(石狩川,北海道比布町)は、国営共栄近文土地改良事業によって1979年3月竣工 の全長129.50m 全面可動堰である。右岸取水であり、右岸側から土砂吐1門(ローラーゲート純 径間20.0m×扉高2.40m)と洪水吐3門(純径間33.5m×扉高2.00m)である。

上川盆地を流れる石狩川は,昭和 20 年代まではほぼ自然河道の状態であったが,徐々に堤防が 設置され,河道中央部に低水路を掘削して複断面化が進められてきた。1975 年と 1981 年に続けて 大きな洪水があり,この区間の石狩川全域において,低水路内での単列砂礫堆の形成と水流蛇行が



図-12 近文頭首工(石狩川,北海道比布町)上流の河床形状と水流蛇行の様子 (B:右岸寄洲,A:左岸水衝部,2011年11月,三輪撮影)



図-13 近文頭首工(石狩川,北海道比布町)の堆砂状況(2011年11月,三輪撮影) 調節吐ゲート1門:ローラーゲート20.00m×2.40m 洪水吐ゲート3門:ローラーゲート,33.50m×2.00m

明確に見られるようになった。低水路の護岸は,重要な橋梁や頭首工の上下流区間くらいにしか設 置されていないので,洪水時に低水路河岸が浸食され,低水流路がゆるく蛇行する状態である。そ して,洪水が出ると,蛇行河道の凹岸下流側の河岸が侵食されて,徐々に下流へずれ動いている。

このように、大局的には単列砂礫堆と水流蛇行のパターンを保持しながら、順次下流へずれ動い ていく動きを見せているが、災害復旧工事によって低水路護岸が設置される区間があったり、河道 掘削がなされる区間があったりするために、個々の地点は少し複雑な変化をする。近文頭首工付近 においては、堰上流部の堆砂除去や移動による人工的な変化も入ってくるので、単純には説明しに くい変化になっている。現在の河道は、図-12のように、堰の右岸上流側に大きな寄洲(B)が発 達し、左岸側にみお筋が寄っている。上流左岸側の低水河岸が水衝部(A)になっていて、河岸侵 食が発生している。その左岸水衝部から堰下流の右岸側に流れが移っていくために、堰地点では、 図-13に見られるように左岸側に寄洲が付いている。

図-13 は 2011 年 11 月に撮影されたもので,同年 9 月の出水によって堆砂した状況である。洪水 吐 2 号ゲートから 3 号ゲートにかけて広く堆砂している。堰下流の導流壁の高さは 1.10m である ので,可動堰ゲート敷上の堆砂は 1.0m程度であることが分かる。

2012年5月1日の通水開始に合わせて可動堰ゲートの閉鎖操作が行われたが,左岸側の洪水吐3号ゲートが堆砂面にぶつかって閉鎖することができなかった。忠別川第3頭首工とほぼ同様の状況である。北空知頭首工の場合に比べると,河床粒径が大きく(10~20cmの大きな石が中心で,それより大きな40cm径のものも混じっている),可動堰ゲートの扉高も2.0mと小さくなっている。さらに,ゲート操作時の流量も小さいために,十分な堰上げ水位が得られなかったと推察される。

頭首工名	道府県	河床勾配	排砂封象粒径	最高	堆砂箭囲	ゲート諸元	ゲートフラッ	
(調査年)	河川名			堆砂高		純径間×扉高	シュの成否	
北空知頭首工	北海道	1/02/	5 am	約 2 0m	4 門中	38.1m×4.90m (3門)	\cap	
(2012)	石狩川	1/934	Jein	#J 9.0III	右岸側2門	16.5m×5.00m(1 門)	\bigcirc	
忠別川第3頭	北海道	1/0.9	20.000	約0.5mg	5門中	24.50m×1.50m (4 門)	×	
首工 (2012)	忠別川	1/90	ZUCM	示J 0.5m	中央部2門	10.50m×2.50m (1 門)	~	
近文頭首工	北海道	1/000	10.000	約 1 0 m	4 門中	33.5m×2.00m(3 門)	×	
(2012)	石狩川	1/223	TOCIII	示J 1.0III	右岸側2門	20.0m×2.40m(1 門)		
赤川頭首工	山形県	1/140	20	约 1 0	5門中	29.7m×3.05m(4 門)	\bigcirc	
(1987)	赤川	1/140	20011	示J 1.0III	左岸側1門	20.0m×3.55m(1 門)	\cup	
阿武隈大堰	宮城県	1/9.020	1.000	約 9.0mm	10 田会田	43.0m×3.80m(7 門)	0	
(1989)	阿武隈川	1/2,030	ICIII	示J 2.0m	10 [.] 王 [.]	43.0m×3.80m(3 門)		
岡本頭首工	栃木県	1/955	20cm	約 1.5m	9門中	40.0m×2.00m(8 門)	×	
(2011)	鬼怒川	1/200			右岸側4門	20.0m×2.05m(1 門)		
六堰頭首工	埼玉県	1/400	1/400 10om		5門中	40.75m×2.85m (4 門)	×	
(2012)	荒川	1/400	10cm	かJ 2.0111	右岸側2門	22.0m×3.05m(1 門)		
森田頭首工	栃木県	1/490	5 am	約 1.5m	9 田今田	23.3m×1.70m (2 門)	×	
(2010)	荒川	1/420	əcm		9 [.]王[.]	10.6m×2.00m(1 門)		
太田頭首工	群馬県	1/1/1	20am	20am 約15m	4 門中	35.0m×2.35m(3 門)	×	
(1990)	渡良瀬川	1/141	200111	жу 1.5III	中央部2門	20.0m×3.15m(1 門)		
邑楽頭首工	群馬県	1/9 700	lam	約 2 0m	9 田今田	40.0m×4.20m (2 門)	\bigcirc	
(1988)	渡良瀬川	1/2,700	ICIII	示り 2.0III	91.1王[1]	40.0m×4.30m(1 門)	\bigcirc	
飯泉取水堰	神奈川県	1/940	10.000	約15mm	7門中	34.0m×2.4m(5 門),3.4m(1 門)	\bigcirc	
(2011)	酒匂川	1/240	10cm	示J 1.5m	右岸側5門	10.0m×3.4m(1 門)	\bigcirc	
淀川大堰	大阪府	1/4 000	lam	約 4 0m	6 明今明	55.0m×7.8m(4 門)	\bigcirc	
(1988)	淀川	1/4,000	10111	がり 4.0 11	011711	40.0m×7.8m(2 門)	\bigcirc	
新田原井堰	岡山県	1/900	5em	約 3 0m	5門中	40.4m×8.20m(3 門)	\bigcirc	
(2011)	吉井川	1/900	ociii	#J 9.011	右岸側3門	40.4m×8.20m (2門)	\bigcirc	

表-3 頭首工における堆砂状況とゲート操作による堆砂フラッシュの結果

上段:洪水吐 下段:土砂吐 or 調節吐

7 その他の頭首工におけるゲート操作による堆砂フラッシュの試み

以上で説明してきた堰を含めて、これまでにゲート操作による堆砂フラッシュについて調査した 頭首工の主要な諸元を整理して表-3に示す。各頭首工の周辺堆砂の粒径と最高堆砂高については、 詳細な測定がされていない場合が多く、現地の観察などによって推定した概数値を記入している。

8 堆砂フラッシュの成否を分ける要因分析

可動堰ゲート操作による堆砂フラッシュがうまく実行できる場合とできない場合のちがいに関係する要素を表-3から抜き出し、成否を分ける要因を分析する。

1) 排砂対象粒径のちがい

堆砂フラッシュが成功している事例には,排砂対象粒径が1cm程度と小さい場合が多い。い ずれも,それぞれの河川の河床勾配が緩やかな区間に設けられた頭首工である。緩勾配区間で は,洪水の減水期にゲート閉鎖操作を実施しても,下流水位が高いために堰の上下流で水位差 はつきにくいが,河床粒子が小さいために少しの水位差があれば堆砂フラッシュが可能になる。 河床粒子の粒径が5cm以上の場合は,他の要因が堆砂フラッシュの成否を分けることになる。

2) 堰周辺の堆砂高と可動堰ゲートの扉高との関係

岡本頭首工では堆砂高約 1.5m に対してゲート扉高は 2.0m しかないし, 森田頭首工におい ても堆砂高 1.5m に対してゲート扉高は 1.7m しかない。このような場合, 堆砂が少ない他の ゲートを閉鎖しても堆砂面より高い水深が得られない。ゲートを降下させて堆砂面に接触させても、ゲート上流の水位を堰上げることができず、ゲート流出流を作り出すことができないので、堆砂フラッシュは成功しない。六堰頭首工と太田頭首工においても、ゲート扉高は堆砂高の1.5倍程度しかなく、ゲート上流の水位を堰上げることができないものと推察される。

これに対して,北空知頭首工や新田原井堰では,最高堆砂高が3mもあり,堆砂範囲も堰横 断の半分もあるのに,フラッシュが可能になっている。どちらもゲート扉高が高くて,堰上流 の水位を高くすることができ,ゲート流出流によって堆砂フラッシュが可能な流速を得ること ができる。

3) 堆砂範囲と堆砂高の大小

赤川頭首工では左岸側の1門だけの堆砂であるため、他のゲートを閉鎖させたあと、このゲート部に流れを集中し、ゲートを閉鎖していけば、フラッシュが可能になる。忠別川第3頭首工や近文頭首工においても、今春(2012年)のゲートフラッシュは不成功に終わったが、堆砂範囲が狭く、堆砂高の低いときにはゲート閉鎖が可能にある。六堰頭首工でも同様である。

飯泉取水堰では,堆砂範囲も広く堆砂高も高い上,河床粒径も大きいし,ゲート扉高もそれ ほど大きいわけではないので,ゲート操作に堆砂フラッシュに非常に苦労しているが,長年の 経験を活かして何とかゲートを閉鎖している。

4) ゲート操作時の流量

全頭首工について提示することが困難であったため、表-3に項目を設けなかったが、本論の 2 北空知頭首工と3忠別川第3頭首工において比較考察したように、ゲートフラッシュ試行時 の河川流量が成否に関係する。水理実験の結果でもはっきりと現れている。特に、降下させた ゲートの下端が堆砂面に接触したとき、堆砂の一部が流出していて、ゲートと戸当たり部に空 間ができると、小さい流量ではその隙間から河川流量が流下してしまって、ゲート上流側の水 位が堰上がらないことになる。流量が多ければ、隙間からの流下だけでは流しきれないので、 上流水位が堰上がり堆砂のフラッシュが可能になる。

9 おわりに

可動堰ゲート直下付近に分厚く堆砂した場合に、ゲート操作による堆砂フラッシュによってゲー ト閉鎖を可能にしようとしている事例を調査分析した。河床粒子の粒径が小さい場合や、可動堰ゲ ート扉高が大きい場合には、ゲート上下流での水位差を得やすく、ゲート流出流によって堆砂フラ ッシュが可能になる。堆砂高が高く、ゲート扉高が小さい場合には、ゲート操作では堆砂フラッシ ュは実行できない場合が多い。しかし、ゲート操作による堆砂フラッシュの実行は、成否にかかわ らず、頭首工の管理者に、時間的にも精神的にも大変な負担を強いるものである。

河川管理者の理解と協力を得て,(1) 堰上下流の河床掘削によって堆砂範囲と堆砂高を減少さ せる方策 ¹⁾や,(2) 暫定的上げ越し構造の設置によってゲート戸当たり部の高さをあげて実質的 な堆砂高を減少させる対策 ⁴⁾を実施することが必要である。

【謝辞】今回の調査にあたり,深川土地改良区・中嶋一隆氏,東和土地改良区・谷光宏氏,大雪土 地改良区・松岡貢氏,埼玉県大里農林センター六堰頭首工管理所・野邉良則氏,吉井川下流土地改 良区・川田泰正氏ほか関係各位にご支援ご協力をいただいた。今年度の調査費用の一部については, 日本工営(株)からの奨学寄付金に依った。記して心からお礼申し上げます。 【参考文献】

- 1) 三輪弌(1991):現河床より低い敷高の頭首工における堆砂の予防対策,農土論集 153, pp.93-100.
- 2) 濱上邦彦, 三輪 弌 (2012): 取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュに関する水理実験, 平 成 24 年度応用水理研究部会講演集, pp.17-24.
- 3) 三輪弌 (1990): 取水堰直下の堆砂のゲート操作によるフラッシュ過程, 水工学論文集 34, pp.247-252.
- 4) 三輪弌 (2012): 暫定的上げ越し構造による頭首工堆砂障害の軽減, 農業農村工学会誌 80(10), pp.791-794.

取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュに関する水理実験

〇 濱上邦彦*, 三輪 弌*, 〇 HAMAGAMI Kunihiko*, MIWA Hajime*

1. はじめに

取水堰の敷高は、洪水の疎通を妨げないように、現況河床より低い計画河床高に合わせて設置さ れている場合が多い.堰の建設にさいして上下流部のある区間について、計画河床高まで掘削され るが、その範囲が狭いために、出水時に堰上下流の掘削部に運ばれた土砂が溜まり、可動堰のゲー ト直下に堆砂する.そのため、洪水減水時のゲート閉鎖の際に、ゲートフラッシュによる排砂が試 みられるが、ゲートが閉鎖できずに、重機等を用いて人為的に土砂を除去する場合も多い.これは 頭首工管理上の大きな支障になっており、本年8月に改定された土地改良施設管理基準一頭首工編 --においても、その技術書で重要な問題として取り上げられた.

講演者らはゲート直下の堆砂がゲート閉鎖の障害となっている事例を調査分析し、ゲート閉鎖の 可否を決める要因として、フラッシュ時の流量、土砂の粒径、ゲート上下流での水位差等が大きく 寄与することを見出した^{1),2)}が、現地調査における特徴的なパターンを実験水路において再現する ことで、フラッシュの進行に伴う砂床形状の変形過程とその相違、さらにフラッシュ可能の限界条 件を詳細に検討した.

2. 実験の概要

2-1. 実験装置

実験装置には、水路長 17m,幅 50cm,高さ 50cm,水平勾配の水路を用い、流下距離 11m 地点 においてゲートを設置した.ゲートの寸法は高さ 50cm,幅 50cm,厚さ 1.6cm であるが、水路側 壁に支柱を取り付けたために径間長は 45cm である.ゲートの上流 60cm,下流 70cm を堆砂領域 とし、粒径 0.2~0.5cm,比重 2.5 の砂礫を堆砂厚 10cm で敷き詰めた(図 1 参照).水路末端の堰高 を調節することで下流水位を変化させることができる.

2-2.実験の水理条件

実験条件を表1に示す.現地調査において堆砂フラッシュの可否に関係する要因として挙げられ た項目について以下のように設定を行った.まず,流量に関しては,通常ゲートフラッシュは洪水 減水時など比較的流量の大きいときに行われるが,しばしば流量が足りずに流出流の速度が小さい 場合がある.本実験ではゲートフラッシュに十分な流量から不十分な流量まで7種類(2,3,4,5, 6,8,10 L/s)の流量とした.

下流河床高が高い場合のゲートフラッシュにおいて、下流水位が高くなることによる排砂過程への影響がしばしば見られたため、本実験ではゲート下流側における水路末端の堰高を2パターン (14.6, 24.6 cm)設定することで下流水位の調整を行った.

また,現地調査において堆砂分布の偏りがゲートフラッシュの可否に影響を及ぼすことが示唆さ れたため,この堆砂分布による影響を検討するために,堆砂形状として,2パターン(全面堆砂,

^{*}岩手大学農学部 Iwate Univ.,

キーワード:水理実験,取水堰,堆砂フラッシュ,ゲート操作,流速分布計測

片側堆砂)を設定した.

2-3.実験の手順

上に述べた水理条件によ って通水を行い、水位が安 定したのちにゲート操作を 行った. ゲート操作はゲー ト開度を6段階(10,8,6, 4,2,0 cm) で下げていき, 砂につかえてゲートが下り なくなった段階で通水を終 了した. ゲート降下の時間 間隔は実験ごとに異なって おり,流量の大きい場合に はすばやく排砂がなされる ために間隔は短いが、流量 の小さい場合には排砂に時 間がかかり,間隔は長くな った. また, いったんゲー ト下面が砂磯につかえても, そのままおいているとフラ ッシュできる場合があり, その場合はフラッシュ可と して続行した.

2-4. 測定項目

測定項目として, Exe.1 ~36では,上下流の水位差 とゲートフラッシュの可否 の関係を調べるために,各 ゲート開度における,上下 流の水位をデジタルカメラ によって右岸側より 10 秒 毎に撮影し,時系列的な変 化を測定した.

Exe.37~50 では,各堰 上げ高および流量における 砂礫の初動流速を比較する ために,ゲートを0.5cm間 隔で下げていき,砂が数個 動いた時点において,水路 中央部のゲート前後での砂



表1 実験条件

史段日め	Eve	流量	下流堰上げ	堆砂	史段日的	Eve	流量	下流堰上げ	堆砂	
天歌日时	Exe.	(L/s)	高さ(cm)	条件	天歌日的	Exe.	(L/s)	高さ(cm)	条件	
	1	5				37	2			
	2	5				38	3			
	3	10				39	4	24.6		
	4	8				40	5			
	5	6	14.6			41	6			
	6	4	14.0			42	8			
	7	3			初動流速	43	10		~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	
	8	2			測定	44	2		ᆂᅖ	
	9	8		全面		45	3			
	10	6				46	4	14.6		
	11	10				47	5			
	12	8				48	6			
	13	6				49	8			
	14	5	24.6			50	10			
	15	4			河床形状 - 測量	51	5			
	16	3				52	8	24.6		
ゲートフ	17	2				53	5		全面	
ラッシュの	18	5				54	8			
777-507	19	8	14.6			55	5			
.11	20	10			法违公左	56	8	24.6	全面	
	21	6				57	8	21.0	Тщ	
	22	5				58	4			
	23	4		71 143	計測	59	5			
	24	10				60	6	14.6	片側	
	25	8	24.6			61	8			
	26	6	21.0			62	10			
	27	5			1					
	28	10			※全面堆	砂:水	路の横腾	「方向に砂礫を	すべ	
	29	8			て敷き詰	めた場	合			
	30	6			× 上個世紀, 水敗の上側に時な去でで載さ					
	31	5	14.6		※/「関連	:Hン ・ /N			万人ご	
	32	4		全面	詰めた後に壁を外して自然な勾配をつけた 場合 ※初動流速測定および河床形状測定は全面					
	33	3								
	34	2								
	35	10	24.6		堆砂の場合のみで行っている					
	36	8	27.0							

18



礫面上約 0.5cm 地点にて流速を測定した.

Exe.51~55 では、下流水位の差異による砂礫面形状の変化を調べるために、各ゲート開度における河床形状の変化をレーザー変位計により測定した.

Exe.56~62 では、フラッシュ時のゲート上流部の流速分布を調べるために、粒径 0.1mm の粒子 (比重約 1.0) をトレーサーとする可視化実験を行い、PIV(粒子画像流速測定法)により解析を行った.

3. 実験結果

3-1. 堆砂フラッシュの進行過程

3-1-1. 全面堆砂

(a)フラッシュがなされた場合

図 2(a)は、Exe.52(流量 8L/s、堰上げ高 14.6 cm)における各ゲート開度での河床形状の変化を示 している.ゲート下端からの流出流によって砂礫面が順次洗掘され、洗掘範囲も広がっていき、水 路床が露出する.ゲートを降下させていくとともに、ゲート上流面の砂は深く掘れるが、その洗掘 範囲はあまり上流側へと延びずに急勾配の砂礫形状が形成される.ゲート下流面においては洗掘範 囲が下流側へと延びていき、巻き上げられた砂が下流側へ運ばれていくことがわかる.

図 2(b) Exe.54(流量 8L/s, 堰上げ高 24.6cm)においては、Exe.52と同流量であるが、下流水位

が高いために、ゲートフラッシュはなされるもの の、砂が下流の砂面上に小山のように堆積するこ とがわかる.なお、図 2(b)における河床形状はレ ーザー変位計での測定のために、実験の各段階に おいて通水を止め排水を行った後の測定結果であ り、実際の通水中には写真1に示すように大量の 砂礫が上層へと巻き上げられ、降下した砂礫が斜 面を下りてゲート直下付近まで落ち、再び巻き上 げられることで、ゲート直後の下流においては砂 礫が循環流のように常に動き続けていた.これは、 実際のフラッシュにおいて、巻き上げられた砂礫 がゲートにぶつかり塗装が傷つく問題に対応して いる.

(b)フラッシュがなされなかった場合

図 2(c)は Exe.53(流量 5L/s, 堰上げ高 14.6cm) の結果を示しており,流量が小さいためにゲート 直下の流速が上がらず,フラッシュを行うのに時 間がかかった.流量が小さい場合にはとくに流量ゲ ート直下の砂礫のほとんどは排砂できても戸溝に残 った砂礫がつかえてゲートが下りないことが多く見 られた(写真2参照).これは実際の現場において もしばしば見られることで,戸溝に詰まったままの 砂礫を人力にて取り除くなどの対応がなされている.

Exe.53 と同流量条件の図 2(d) Exe.55 (流量 5L/s, 堰上げ高 24.6cm) においても排砂が完了しなかっ た.

3-1-2. 片側堆砂

(a)フラッシュがなされた場合

片側堆砂においては、流量の大きい場合では全面 堆砂の場合と変わらず、フラッシュがなされた.こ の際、ゲート下流側の流れにおいて、堆砂部から堆 砂のなかった領域へとむかう流れが起こり、写真3 に示すように、フラッシュ前は完全に片側に分布し ていた砂礫(写真3(a))は、フラッシュ後は全面堆 砂の場合と同じように下流側の全体へと分布した(2



写真1 ゲート直後下流における砂礫の巻き 上げ状況



写真2 戸溝につまった砂礫(Exe.6)



(a) フラッシュ前



(b) フラッシュ後 **写真3 片側堆砂におけるフラッシュ後** の堆砂状況 (Exe. 20)

砂の場合と同じように下流側の全体へと分布した(写真 3(b)).

(b)フラッシュがなされなかった場合

片側堆砂においては、流量が小さい場合、ほとんどの流量が堆砂のない断面を通過してしまい、 堆砂部の流速が上がらず、フラッシュがなされなかった. このときには上下流に水位差がほとんど っかず、砂礫の移動はほとんどおきないため、堆砂部にゲートがつかえてフラッシュが不能であっ た. これより堆砂の横断形状がフラッシュの可否に大きく影響することが伺える. 以上のことから ゲート上下流の水位差が フラッシュの可否に大き く影響することがわかる.

3-2. 堆砂フラッシュ の可否とゲート上下流 の水位差の関係 (a) フラッシュ進行中の

上下流水位差の変化

ゲート上下流の水位差 とフラッシュの可否の関 係を検討するために,図 3 に各ゲート開度におけ るゲート上下流の水位差 の変化を示している.な お水位差 Δh は砂礫粒径 d で除してある.また最 終的なフラッシュの可否 を〇(フラッシュ可), \triangle (戸溝にのみ砂礫が残 る),×(フラッシュ不 可)で示している.



全面堆砂の結果を見ると、堆砂フラッシュの進行(ゲート開度を狭める)とともに水位差が大き くなっている.すなわちフラッシュの進行にともないより大きな掃流力を必要とすることがわかる.

流量が小さい場合に途中でフラッシュ不可となった場合では、全体的な排砂は進むものの、とく に戸溝の排砂がなかなか行われず、ゲートがつかえる様子が観察された.このことから、全面堆砂 においてはとくに戸溝周りの排砂がフラッシュの不可において重要であることがわかる.

図3(a)堰上げ高14.6cmと図3(b) 堰上げ高24.6cmの比較より,同流量条件においても下流水位が高い場合にはより大きな水位差を必要とすることがわかる.なお,いったんゲート下面が砂磯につかえた後,そのままおいているとフラッシュできる場合がある.ゲートと砂礫が接触したためにゲート流出の流下断面が減少し,流下量も減少するので,ゲート上流側の,水位が上昇する.そのために,上下流の水位差が大きくなって,ゲートと砂磯面との隙間を流下する流速が大きくなり,フラッシュ可能になる.この場合においても戸溝での排砂が行われるかが重要で,流量が小さい場合ではやはりここでゲートがつかえる場合が多かった.

片側堆砂においては、流量が大きい場合においてはフラッシュは可能となっているが、全面堆砂 よりも水位差は小さいまま推移している.流量が小さい場合においては、流水はそのほとんどが堆 砂の無い領域を流れるため、水位差は大きくならずフラッシュ不可となっている.そこで、フラッ シュの可否を決定付ける水位差について検討を行う.

(b)フラッシュ可否と上下流水位差との関係

先に述べたように、全面堆砂においては戸溝におけるつまりがフラッシュの可否に大きく影響を

Evo	流量	堰上げ高さ	初動時	初動流逐	初動流速 (cm/s)		Ah/d	
Lxe.	(L/s)	(cm)	ゲート高(cm)	上流	下流	С	⊿n/u	
37	2		11.5	25.1	28.5	3.5	1.4	
38	3		12	23	35.6	3.3	1.4	
39	4		14	18.7	30.3	2.6	0.8	
40	5	24.6	14.5	20.3	33.1	2.9	0.8	
41	6		16	20.8	29.3	2.9	1.0	
42	8		16.5	24.1	34.7	3.4	1.2	
43	10		18	25.1	33.3	3.5	1.4	
44	2		11	26	31.2	3.7	1.2	
45	3		11.5	30.8	33.5	4.4	1.2	
46	4		11.5	33.9	41.8	4.8	2.2	
47	5	14.6	12.5	36.8	41.6	5.2	2.0	
48	6	-	12.5	37.9	47.9	5.4	2.4	
49	8]	16	41.8	43.2	5.9	3.0	
50	10		16	42.5	42	6.0	3.0	

表2 全面堆砂の場合での砂礫の初動流速

及ぼした.この場合においても戸溝部以外では排砂は進行していた.また片側堆砂の場合では戸溝 での問題はあまり起きず、フラッシュの可否は水位差によるところが大きかった.そこで、ここで は排砂が行われるための水位差について検討を行う.

静止した砂磯を始動させるのに必要な流速は、ゲート流出によって砂磯を移動させる場合にも、 砂礫粒子の粒径の平方根にほぼ比例する.すなわち、初動流速v_cは以下のようになる.

 $v_c = C\sqrt{d}$

(1)

ただし、*C*は抵抗係数である. 今回の実験に用いた砂の粒径は 0.2~0.5cm であり、最大粒径 0.5cm 及び下流側流速を用いて算出した抵抗係数は表 2 のようになる. およそ 3~5 の範囲であるが、堰上げ高 14.6cm における流量の大きい場合の抵抗係数は大きくなっている. これは、同条件においてはゲート下端部が水面に触れたときにはある程度大きい流速であるために上流水位が急激に堰上げられて堆砂フラッシュが始まったために、真の初動流速よりも過大に評価しているためであると考えられる. また、ゲート流出流の流速 v'は、基本的にはゲート上下流の水位差の平方根に比例し、以下の式で表される.

 $v' = C_R \sqrt{2g\Delta h}$

(2)

ただし、*C*_Rは流速係数(潜り流出の場合は0.62~0.66程度)、*g*は重力加速度をあらわす. 堆砂フ ラッシュが開始されるためにはゲート直下において $v'>v_c$ となればよいので、これより堆砂フラッ シュに必要となる水位差 Δh_c が算出できる. *C*=4、*C*_R=0.6として求めると $\Delta h/d>2.3$ となり、水位 差がおよそ粒径の2.3倍以上で堆砂フラッシュが開始される計算となる. 表2に砂礫が数個動き出 した時点での $\Delta h/d$ を示している. なお表中に示している流速は電磁流速計を用いて砂礫面上 0.5cmにて測定を行っている. これより、急激に上流水位の上昇した Exe.6、7を除けばおよそ同 式を満たしていることがわかる. 図3に $\Delta h/d=2.3$ を破線で示しており、片側堆砂においてはこ の値がフラッシュの可否をわけるものとなっていることが確認できる.全面堆砂の場合においては、 戸溝のつまりを解消するために2.3よりも大きな水位差を必要とすることがわかる.

3-3. 堆砂フラッシュ形状とゲート流出流の流速分布との関係

図4は, Exe.57(流量 8L/s, 堰上げ高 24.6cm, 全面堆砂)における開度 4cm でのゲート近傍の 流速分布を示している.ゲート手前から集中して潜り込んだ流れは,そのままゲートの下面に並行 して砂面に沿ったまま流れていく.流速はゲート近傍において急激に大きくなり,ゲートの直下で 最大となっている.これは,流速の最も大きい ゲート直下で砂磯面が大きく洗掘されているこ とに対応している.流速が最大となる範囲はゲ ート上下流のごく近傍のみであり,このことが, 下流水位が高く潜り流出となるような場合にお いては,ゲート直下のみが洗掘され,下流側に 砂礫が山のように積みあがる原因であると考え られる.



4.実験結果と諸事例との比較

図4 ゲート上流・直下における流速分布

本実験は、径間長の相対的に短いゲートを用

いた実験ではあったが、実際の取水堰での堆砂フラッシュ現象とフラッシュ実行時のトラブルを、 定性的には再現することができた.ここに、現地で観察した現象²⁾との比較を記す.

(1)堆砂フラッシュ形状

下流水位が高くない場合では、フラッシュの進行に伴って洗掘の範囲が下流へと広がっていく結果となった.これは北空知頭首工(石狩川,北海道深川市)における事例に対応している.北空知 頭首工の特徴として、ゲート高が高くて上流水位を高くすることができるが、堆砂高が高く堆砂範 囲が広い.フラッシュを行った後の砂礫の分布形状は図 2(a)と類似しており、フラッシュ後の洗掘 範囲は下流側へと広がっていた.

下流水位が高い場合の実験結果の特徴としては、洗掘の範囲が狭く、大きな山のような砂礫面形 状が形成されることであった.これは六堰頭首工(荒川、埼玉県深谷市)における事例に対応して いる.六堰頭首工は堰下流に「鶯の瀬」と呼ばれる名勝地があり、これを温存したために下流水位 が高くなり、頭首工地点の河床勾配が1/200程度であるにもかかわらず、もぐり流出となっていた. これはすなわち本実験における水路下端の堰上げ高を大きくした場合に対応しており、フラッシュ を行った後の砂礫の分布形状は図2(d)と類似して、ゲート近傍のみで洗掘が行われ、上下流ともに ゲートに接近して高い河床面が残されていた.

(2) 堆砂の分布形状(片側堆砂)

片側堆砂の場合の実験結果の特徴としては、流量が小さい場合には堆砂のない領域を流水が通過 してしまい大きな水位差を確保できないことであった.これは、忠別川第3頭首工(石狩川水系忠 別川,北海道東川町)における事例に対応している.忠別川第3頭首工は、堆砂が河道中央に集ま っており、堆砂の分布に偏りがあったためフラッシュがなされなかった.実験結果と同様に、通水 流量のほとんどが堆砂のない領域を流れたことが原因である.片側堆砂であっても流量が大きい場 合にはフラッシュはなされるが、忠別川第3頭首工においてはそれほどの流量に達していなかった と考えられる.

以上のように、本実験は現場における現象の再現性が高く、本実験結果が現場におけるゲート操 作など具体的な問題を解決するための材料となることが期待される.

5. まとめ

可動堰ゲート直下周辺の堆砂が,洪水の減水時にゲート下端からの流出流によってフラッシュさ れる現象について,水路を用いた実験により,堆砂フラッシュの進行状況とそのメカニズム,さら には、フラッシュ可能の基本的な限界条件が明らかになり、本実験結果は現場での現象を良く再現 できていることが示された. 堆砂フラッシュの可否を決定付ける要因として、流量、下流水位(堰 上げ高),堆砂分布を変化させて検討を行った結果、

(1)流量が大きい場合においては、他のどの要因にも関わらず堆砂フラッシュがなされた.

(2)下流水位が高い場合においては、ゲート下流側に砂礫が山のように堆積し、砂が大きく巻き上げられることでゲート下流において砂が循環し、フラッシュの可否に影響を及ぼすことが示唆された. (3)片側堆砂においては、流量が小さい場合、ほとんどの流量が堆砂のない断面を通過してしまうために、フラッシュがより難しくなることが示された.

(4)フラッシュが開始されるためには、潜り流出の場合、上下流の水位差が砂の粒径の2.3 倍以上あればよいことが示された. しかし、現場での排砂問題において重要なのはフラッシュが開始される水位差ではなく、フラッシュが完了するための水位差であり、これについてはさらなる検討が必要である.

謝辞

今回の実験にあたり,岩手大学農学部・五十公野太郎氏,大滝光樹氏,小岩ちえみ氏,藤原由貴 氏にご協力をいただいた.また実験費用の一部については、日本工営(株)からの奨学寄付金に依 った.記して心からお礼申し上げます.

参考文献

1)三輪 弌:取水堰ゲート直下の堆砂のゲート操作によるフラッシュ過程,水工学論文集,第34巻, 247-252, 1990.

2) 高井和彦, 三輪 弌, 濱上邦彦, 永吉武志: 取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュ事例の分析, 平成 24 年度応用水理研究部会講演集, 1-16, 2012. 水路勾配の異なる直角V字型減勢工における減勢効果および流速特性

○明治大学大学院農学研究科・小柳亮 明治大学農学部・小島信彦 長野県佐久地方事務所・阿部剛士

1. はじめに

直角 V 字型減勢工 ¹¹は構造がコンパクトかつ簡単であり、建設費が低廉である。また流下水の掃 流力により土砂や石礫の堆積がなく、維持管理が容易な減勢工である。阿部ら²⁰は、上下流水路勾 配 *i*=1/33 である長野県佐久郡軽井沢町の直角 V 字型減勢工を原型に水理模型を製作し、実験を行 った。その結果、水クッション深さ *D*を水クッション突入時の速度水頭の 6 割に設定すると、水 クッションでの水飛沫を効果的に抑制し、7~8 割に設定すると減勢効果が高くなることを明らか にした。筆者ら³⁰は阿部ら²⁰の実験を踏まえ、上下流水路勾配 *i*=1/50 と緩やかにした実験を行っ た。その結果、水クッション深さ *D*を水クッション突入時の速度水頭の 5 割に設定すると、水ク ッションでの水飛沫を効果的に抑制し、減勢効果が高いことを明らかにした。

これら²⁾³⁾の研究の問題点として以下の点が挙げられる。水クッション深さ **D**が水クッション突入流速水頭の **5**割以下となるときの検討を行っていない点、水クッション深さ **D**を決定する際に 用いる水クッション突入流速 V₁のエネルギー損失を考慮した係数αについて検討を行っていない 点である。

そこで、本研究では 1/50 勾配水路において水クッション深さ Dが水クッション突入流速水頭の 4 割のときの減勢効果の検討を行った。次に上下流水路勾配 iが 1/20~1/50 の範囲で水クッション 突入流速 V_1 を測定し、理論値と実測値の比較を行い、エネルギーの損失を考慮した係数 α の検討 を行った。さらに上下流水路勾配を 1/20 とこれまでのもの²⁾³⁾よりも急勾配にしたときの減勢効果 の検討を行った。

2. 実験装置及び方法

図-1 に実験装置概要図を示す。実験装置は長野県佐久郡軽井沢町の直角 V 字型減勢工を原型とし、フルード相似則に基づき 1/10 の縮尺で製作した。水路側壁はアクリル板、水路底面をベニヤ板で製作し、ペンキの塗布により粗度を調整した。実験流量は超音波式流量計を用いて計測した。

減勢効果と水クッション深さ Dの関係を調べるため、ケネック社製容量式波高計(本体部 CH-604、



検出器 CHT6-20 cm、CHT6-40 cm)で上流水深 H₀、下流水深 H₂を測定した。波高計では1回の測 定で 1000 個のデータを取り、最大値、最小値、平均値を算出した。

水クッション突入流速 Vi は図-1の×印の位置にてケネック社製プロペラ式流速計 VR-201 を用いて計測した。この流速計では 1回の測定で 40 秒間の流速の平均値が得られる。本実験ではこれを 10回行った後、Vi の平均値を算出した。

実験条件を表-1 に示す。実験流量 Q(6.8~22.80/s)はそれぞれ、原型の常時計画排水量および 1/10 確率洪水量の 40、60、80、100%にあたる。水クッション深さ Dは特許 ¹⁾に基づき決定すると 150mm となる。一方、水クッション突入流速 Vi がすべて圧力水頭に変化すると仮定すると、水クッション深さ Dは 300mm となる ²⁾³⁾。以上より、水クッション深さ Dは水クッション突入流速水頭の 5 割~10 割(D=150~300mm)の間で検討を行った。 さらに水クッション内の流況を確認するため、 デジタルカメラで撮影し、映像管理・編集ソフトで切り出した。

ただし、1/50 勾配では突入流速水頭の4割(*D*=120mm)を加えて減勢効果の検討を行った。また、 本実験では上下流水路勾配 *i*=1/33 では水クッション突入流速 Vi の計測のみ行った。また水路勾 配に関わらず、上流落ち口部と段落斜面の取り付け部は曲率半径 *R*= W75 とした。

上下流水路勾配/	1/20 1/33		1/50			
流量Q(l/s)		6.8, 9.1, 13.7, 18.2, 22.8				
段落高さW(mm)	275					
水クッション深さD(mm)	150,180,210,240,300	150(<i>V</i> 1の測定のみ)	120、150~300			

表-1 実験条件

3. 実験結果及び考察

<u>3.1 1/50 勾配における水クッション深さ *D*=120mmと 150mm に関して</u>

図-2 は水クッション深さ D=120、150mm に対して流量 Q を変化させたときの上下流水深比 H2/H6を表している。この水深比が大きいほど減勢工で流速が低下して下流水深が増加し、減勢し ていることを示している。この図から D=120mm でも流量に関わらず上下流水深比が常に1を超 えるため、減勢効果があることがわかった。

図-3、4 は水クッション深さ D= 120mm、流量 Q=22.80/s における流況 を示したものである。図-3 では斜面流が 下流へ飛び出してしまっている様子、図 -4 では下流で形成された渦が崩壊する 様子をそれぞれ示している。

これらの図から、直角 V 字型減勢工で は上下流水路勾配 *i*=1/50 程度でも、水 クッション深さ D が水クッション突入 流速水頭の5割未満でも減勢効果はある が、流況が安定せず、現場での施工に問 題があることが明らかとなった。



おける流量 Qと上下流水深比 H2/H0







図-4 D=120mm、Q=22.80/s での流況 (這い上がり端点下流での渦の崩壊)

<u>3.2 水クッション突入流速 ILの理論値と各勾配における実測値に関して</u>

本実験における理論値の水クッション突入流速 V_{*}は限界水深 H_c、上流落ち口部における比エ ネルギー **E** を用い以下のように決定した。ここで、**E** は H_cの 1.5 倍である。

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{B}\right)^2}$$
 (1), $V_{*} = \sqrt{2g(W + E_0)}$ (2)

また、エネルギー損失を考慮した係数αは(3)式に示すように、理論値 V_{**}と実測値 И から算出 した。

$$\alpha = \frac{V_1}{V_*} \qquad (3)$$

図-5 は各水路勾配 iにおける流量 Qとエネル ギー損失を考慮した係数 α の関係を示している。 この図から、各勾配で係数 α は 0.9 以上になる こと、勾配に関わらず係数 α は上に凸の曲線を 描くことがわかった。また、勾配が急になるに つれ、係数 α が大きくなることがわかった。

これまでの直角 V 字型減勢工の研究ではエネ ルギー損失を考慮した係数 α を 0.8 として水ク ッション深さ Dを決定していた。この点は今後、 考慮していくべき課題となった。





3.3 1/20 勾配水路における流況と減勢効果に関して

図-6は各水クッション深さ Dに対して流量 Qを変化させたときの上下流水深比 Hd Hoを表わしている。この図から、1/20 勾配水路では水クッション深さ Dに関わらず流量が増加すると、減勢効果が上昇し、下降するという上に凸な曲線を描くことがわかった。

図-7 は各流量に対して、水クッション深さ *D*を変化させたときの上下流水深比 H₂/H₀を表わしている。この図から段落斜面での流れが斜面流となった *Q*=9.10/s 以下では水クッション深さ *D*の増加に伴い、減勢効果が下降、上昇、下降という S 字曲線を描くことがわかった。一方、段落斜面での流れが落下流となった *Q*=13.70/s 以上では減勢効果は水クッション深さ *D*に因らないことが

わかった。

図-6、7から 产1/20 程度のとき斜面流と落下流 では水クッション深さ D による減勢効果の違い はほとんどないが、水クッション部での減勢の機 構が違うことがわかった。

図-8、9 は水クッション深さ *D*=180mm、流量 *Q*=22.80/s における流況を示している。図-8 では 上流からの流れが飛び出し、落下流となった流況 を示している。図-9 では落下水脈と段落斜面との 間で発生した負圧のため、水面が上昇した流況を 示している。図から *i*=1/20 では水クッション部で の流況が安定しないことも明らかとなった。

以上のことから、水路勾配 产1/20 では上流から の流下水脈の形状が水クッション部での流況と減 勢の機構に影響を与えることは明らかである。この ため段落斜面での流れを斜面流にし、流下水脈の影 響が水クッション部での流況や減勢の機構に出な いようにすることが今後の課題となった。



図-8 *D*=180mm、*Q*=22.80/s での流況 (落下流)







図-7 水クッション深さ D と上下流水深比 Ha/Haの関係



図-9 *D*=180mm、*Q*=22.80/s での流況 (負圧による水面上昇)

<u>4. おわりに</u>

本実験の結果から、1/20 勾配水路では流下水は上流での流速が速いため段落斜面を斜面流ではな く、落下流として流れる場合があることが明らかとなった。本実験では上下流水路勾配に関わらず、 上流側水路と段落斜面との取付け部は曲率半径 *R*= *W*5 とした。今後は、段落斜面での流れを斜面 流にするため、*R*の値を変化させて実験を行うことを検討している。 また、水路勾配と流量によりエネルギー損失を考慮した係数αが変化することが明らかとなった。 今回の結果は今後の直角 V 字型減勢工の設計に影響を与えることは明白である。今後は、画像から 流速を測定し、係数αを求め、今回の結果と比較することを検討している。

既往の研究 2)3)との減勢効果や流況の比較については、講演会当日に行う。

<参考文献>

1) 山本光男、山下欽次、盛田建一(2011):特許第 4723214 号(2011.4.15)

2) 阿部剛士、小島信彦(2010): 直角 V 字型減勢工の水クッション深さに関わる研究、平成 22 年 度応用水理研究部会講演集、34-39

3) 小柳亮、阿部剛士、小島信彦(2012):1/50 勾配水路における直角 V 字型減勢工の減勢効果の検討、第 63 回農業農村工学会関東支部大会講演会 講演要旨、66-69

位置水頭からみた揚水灌漑地区における電力エネルギー縮減可能性の検討

独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所¹
 農林水産省 農林水産技術会議事務局²
 ○吉本周平¹,石田 ¹、土原健雄²、増本隆夫¹

1 はじめに

食料・農業・農村基本計画(農林水産省,2010)では,2020年までに総合食料自給率を50%に 引き上げる数値目標が掲げられている.この達成のためには,水田をはじめとする農地の利用率 の向上が不可欠であり,農業所得の減少が進む現状では管理コストの縮減が喫緊の課題である. また,気候変動への対応の観点からは,我が国の農林水産分野においても温室効果ガスの排出削 減に向けた総合的な取り組みが求められている(農林水産省,2008).

水田農業地域においては,用排水機能の強化のためにポンプが活用されている.特に,河川・ 湖沼等からの揚水によって灌漑されている地域では,維持管理費の低コスト化と温室効果ガスの 排出削減の観点から,ポンプ運用のために消費される電力エネルギーの縮減が望まれている.

揚水灌漑が行われている地区においては、ポンプを用いた湖沼や河川からの取水だけではなく、 ダムや頭首工からの取水や、ため池や井戸など補助的な水源からの灌漑用水の供給もされている. 複数の水源に依存する灌漑地区で最適な用水計画を決定するためには、取水源の取水条件を考慮 した上で取水の順序や量を決定する必要がある. 堀野ら(1995)は、ダム、頭首工、地下水を主 要な水源とする滋賀県愛知川扇状地に対して、線形計画法を用いて取水条件に応じた最適な用水 計画を提示し、現況の水利システムの課題について議論した. 揚水灌漑による用水利用の課題と しては、谷口・佐藤(2006)が茨城県鬼怒川流域の揚水灌漑地区において、ポンプ運転費節減の ための配水量抑制とそれに伴う逆説的な過剰取水の実態を明らかにした. また、田保ら(2001) や高橋ら(1998)は、滋賀県日野川流域で揚水灌漑の実態を踏まえて水循環を定量化し、水質汚 濁への影響を考察した. 加藤・後藤(1992)は、揚水機場を伴う水利システムにおいて必要な調 整容量を議論した. このように、揚水灌漑や複数水源による用水計画の量的な側面からの検討は 既になされている. しかし、エネルギーの観点から用水管理の最適化を試みた事例はまだない.

本研究では、揚水灌漑地区である日野川地区を対象に、現況の用水の需要と供給の空間的分布 と時間的変動を明らかにするとともに、用水供給に必要なエネルギーを位置水頭で評価する.ま た、揚水灌漑における電気エネルギーの縮減方法について、用水需給の分布と変動から読み取ら れる対応策を議論するとともに、ポンプによる揚水と頭首工からの取水による複数の水源に依存 する受益地に対して水源の再配分による用水供給エネルギーの縮減可能性を検討する.

2 調査地区の概要

日野川は,水源である綿向山(標高1,110 m)から琵琶湖に注ぎ 込む延長42.2 kmの河川で,201.7 km²の流域面積を有する(滋賀県, 2011;図1).流域が小さく河川延長も短いため,降水があっても すぐに出水してしまうことから,常時の河川流量は少なく常襲の干 ばつ地帯であった.このため,日野川沿いの近江八幡市,竜王町, 東近江市(旧蒲生町),日野町の水田地帯を対象に,水源対策とし てダム,頭首工,揚水施設を新設する国営日野川農業水利事業が 1974年に着工し,1994年に完了した(日野川農業水利事業所,1994).

国営日野川農業水利事業の受益地(以降,日野川地区)は,計画 時点で 52.1 km² (水田 49.9 km²,畑 2.2 km²)である(日野川農業水 利事業所,1994).日野川地区における水利システムの概要を図 2



図1:日野川流域の位置

に示す.上流部に設置された蔵王ダムは,堤高 56.0 m,堤長 370 m のゾーン型ロックフィルダム で,有効貯水量は 4.6×10⁶ m³である.日野川本川および支流の佐久良川には併せて 9 つの頭首工 が設置されている(うち 5 つは県営事業による).また,既設の井堰や溜池も水源として利用す る.これらでなお不足する用水は,琵琶湖(湖面標高 84.5 m)からのポンプ揚水に依存する.日 野川の河口付近に設置された第1段揚水機場から,管網系と多段系の 2 つの幹線水路によって地 区内に送水される.管網系は近江八幡市内の受益地が対象であり,これらの受益地では他の専ら 揚水灌漑に依存している.一方,多段系の用水は上流の竜王町,東近江市,日野町が対象であり, 第2段,第3段,第4段の揚水機場を経てより上流の受益地へと配水される.この多段系の揚水 システムについては,図3に概要を示す.これら上流の受益地の多くの部分は多段系による揚水 と頭首工(蔵王ダムまたは佐久良川)の両方を水源としている.なお,これらの水利システムは, 現在,日野川流域土地改良区が包括的に管理している.



図2:日野川地区の水利システムの配置(日野川農業水利事業所, 1994を元に作成)



図3:日野川地区の多段系システムの概要(受益地 ID は表1に対応)

3 研究方法

3.1 圃場における水需要の評価

圃場が必要とする水の量とそのポテンシャル(位置水頭)を把握するために、現況の圃場区画 を地理情報システム(GIS)上で整理するとともに、圃場の標高に関する情報を付与する. 圃場 区画は、圃場一筆ではなく、国土地理院の基盤地図情報における「水涯線」「道路縁」でおおよ そ囲まれ、かつ、国土数値情報「土地利用細分メッシュデータ(平成 21 年)」で「田」または「そ の他の農用地」が過半を占めるポリゴンとする. 但し、Bing Maps(http://www.bing.com/maps/) の航空写真を参考に、明らかに農地でない区画は除外し、農地であるものは加える. 作成された 圃場のポリゴンに、ポリゴン内にある基盤地図情報「5 m メッシュ(標高)」または「10 m メッ シュ(標高)」のメッシュ中央点の標高の平均値を付与する. 両方存在する場合は 5 m のものを 使用する. これらの基盤地図情報のない区画では、数値地図「50 m メッシュ(標高)」を用いる.

また,日野川地区計画一般平面図(日野川農業水利事業所,1986)に基づき,各圃場における 水源からの取水様態を表1のように分類し,この分類情報を作成したポリゴンに付与する.

表1:日野川地区における受益地の取水様態の分類

ID	取水様態	ID	取水様態
0	受益地外	9	多段系・原頭首工・杉谷川井堰掛かり
1	第1段揚水機場(管網系)掛かり	10	多段系・小野井堰掛かり
2	多段系祖父川分水工掛かり	11	多段系・奥之池井堰掛かり
3	多段系・名神日野川頭首工掛かり	12	蔵王ダム直接掛かり
4	多段系・蒲生頭首工掛かり	13	小井口頭首工掛かり
5	山之上畑かんポンプ場掛かり	14	鎌掛頭首工掛かり
6	多段系・必佐・別所頭首工掛かり	15	ため池掛かり
7	多段系・蓮花寺頭首工掛かり	16	多段系・野川井堰掛かり
8	多段系・鳥居平頭首工掛かり	17	多段系・奥師井堰掛かり

3.2 現況での水供給の整理

日野川流域土地改良区では、日野川地区の水利システムの管理にあたって、ダムの貯水量や頭 首工、揚水機場の取水量などの推移を管理日報として記録している.本研究では、2009 年度の管 理日報を元に、ダム、頭首工、揚水機場における取水量の時間変化をとりまとめる.また、表 1 の受益地の取水様態の分類ごとに、灌漑水量に占める揚水灌漑への依存割合を算出する.

3.3 水源の再配分によるエネルギー削減効果の評価

上述によって整理された水需要および水供給の現況を踏まえて、受益地の水源を再配分した場合の揚水エネルギー削減効果を検討する.具体的には、各水源から取水できる量を変更しないという条件の下、実現可能性を考慮して次の5パターンの再配分方法を設定する:1)現況のまま、2)多段系の受益地のうち、日野川本川から取水している受益地(ID:3,4+5,6)において揚水灌 漑分を日野川から賄い、浮いた水量を多段系の受益地に上流から順(ID:9→8)に配分、3)原頭 首工に掛かる受益地(ID:9)の水源を全て河川水で賄い、浮いた揚水量を名神日野川頭首工掛か り受益地(ID:3)に配分、4)蓮花寺頭首工に掛かる受益地(ID:7)の水源を全て河川水で賄い、 浮いた揚水量を名神日野川頭首工掛かりに配分、5)別所・必佐頭首工に掛かる受益地(ID:6)の 水源を全て河川水で賄い、浮いた揚水量を名神日野川頭首工掛かりに配分.これらの再配分パタ ーンにおける各圃場の揚水灌漑への依存割合と琵琶湖の水面を基準とした位置水頭を計算し、こ れらに圃場面積を乗じて必要な位置エネルギーとして推算する.なお、簡単のため、河川からの 取水に制限はないと仮定する.受益地4と5は統合して扱い、溜池や井堰からの取水は無視する.

また, 揚水灌漑の電気エネルギーを削減するための一般的な方策についても検討する.
4 結果

4.1 圃場区画の標高と取水様態の分布

調査地区における圃場区画の標高を図4に示す.また,日野川地区計画一般平面図(日野川農 業水利事業所,1986)に基づく圃場の取水様態の分布を図5に示す.



図5:調査地区における圃場の取水様態の分布(取水様態分類 ID は表1に対応)

4.2 各水源からの取水量の変動と各受益地における揚水灌漑への依存割合

蔵王ダムと下流の頭首工における取水量や水位の日変動を図6に示す.8月の出穂期に頭首工 での取水量が増大し,それに伴って蔵王ダムの放流量も増大して水位が低下し,9月には死水面 標高付近まで達している.2009年8月の蔵王ダムおよび下流の頭首工,ならびに第1段揚水機場 における取水量の30分ごとの時間変化を図7に示す.8月前半に取水量が減少する期間ではまと まった降水量が記録されている.8月24日から28日までの間に0.5 mm以上の降水は記録されて いないが,管網系以外の水源からの取水が減少している.これは,登熟期に入り間断灌漑になっ たことや当該期間の気温が比較的低かったことによるとみられる.取水量の多い期間において, 別所,蒲生,名神日野川の各頭首工の取水量は,計画取水量に近い1.0 m³ s⁻¹前後で推移している.

取水様態の分類(表1)ごとに、4月から9月までの灌漑水量に占める揚水灌漑への依存割合 を表2に示す.また、現況(2009年)における揚水灌漑への依存割合の空間分布を図8に示す. 名神日野川、蒲生の両頭首工に掛かる受益地では多段系の水は補助的なものであり、揚水灌漑へ の依存度は低い. 佐久良川の上流にある多段系掛かりの受益地は、揚水灌漑への依存度が高い.





図7:蔵王ダム、下流の主要な頭首工、第1段揚水機場の取水量の時間変化(2009年8月)

表2:揚水灌漑と河川取水の両方に依存する受益地での各水源への依存割合(2009年)

				- 12 (14	
ID	取水総量	揚水	(対象施設)	河川	(対象施設)
3	$9.1 \times 10^{6} \text{ m}^{3}$	0.2%	名神日野川分水工	99.8%	名神日野川頭首工
4+5	$8.8 \times 10^{6} \text{ m}^{3}$	0.4%	竜王・蒲生分水工	99.6%	蒲生頭首工
6	$10.0 \times 10^{6} \text{ m}^{3}$	12.2%	別所第9分水工	87.8%	別所·必佐頭首工
7	$8.8 \times 10^6 \text{ m}^3$	31.6%	第2号吐出工 - 第3号送水系 - 野出系	68.4%	蓮花寺頭首工
8	$4.2 \times 10^{6} \text{ m}^{3}$	37.3%	第3号送水系 - 第3号吐出工	62.7%	鳥居平頭首工
9	$1.3 \times 10^6 \text{ m}^3$	77.0%	第4号送水系	23.0%	原頭首工

表3:水源を再配分した場合の揚水灌漑への依存割合と揚水灌漑に必要な位置エネルギーの総量

ID	パターン1	パターン 2	パターン 3	パターン 4	パターン 5
3	0.2%	0.0%	11.2%	30.9%	13.7%
4+5	0.4%	0.0%	0.4%	0.4%	0.4%
6	12.2%	0.0%	12.2%	12.2%	0.0%
7	31.6%	31.6%	31.6%	0.0%	31.6%
8	37.3%	60.4%	37.3%	37.3%	37.3%
9	77.0%	100.0%	0.0%	77.0%	77.0%
位置エネルギー	$8.07 \times 10^6 \text{ MJ}$	$8.65 \times 10^6 \text{ MJ}$	$5.09 \times 10^6 \text{ MJ}$	$7.11 \times 10^6 \text{ MJ}$	$7.52 \times 10^6 \text{ MJ}$

4.3 水源の再配分による位置水頭総量の変化

再配分パターン1から5までに従って水源を振り分けた場合の揚水灌漑への依存割合と、この 依存割合と水田標高に基づいて推算された揚水灌漑に必要な位置エネルギーの総量を表3に示す. 位置エネルギーの計算においては、1年間に圃場へ供給される用水の量を粗用水量と受益面積(日 野川農業水利事業所、1986)から1,610 mm と仮定している.また、パターン1(現況)とパター ン5の場合において揚水灌漑に必要となる位置エネルギーの分布をそれぞれ図9と図10に示す.



図8:調査地区における圃場の揚水灌漑への依存割合(2009年)

5 考察

5.1 揚水灌漑に係るエネルギー削減の可能性

水源再配分による位置エネルギーの総計の推算結果(表 3)から,同じ水量を揚水によって灌 漑するのであれば下流より上流のほうがエネルギーが必要であることが見てとることができる.





図 10:再配分パターン5の場合の揚水灌漑に必要な位置エネルギーの分布

パターン3は、佐久良川最上流部の受益地の揚水灌漑分を河川水で賄う再配分案であり、大き なエネルギー縮減を見込めるが、当該受益地の流域は非常に小さく現況以上の河川取水は見込め ないため、実際的には困難である.パターン4は、佐久良川が日野川に合流する付近の受益地で 揚水灌漑分を削減する案であり、削減される揚水量が大きいため、それだけの水を佐久良川から 確保できるかが課題となる.パターン5は、日野川中流部の受益地で揚水灌漑分を削減する案で あり、約6.7%のエネルギー削減が見込まれる.しかし、図6に示すように蔵王ダムの放流可能量 には余裕がなく、図7に示すように頭首工の取水量も施設容量の上限近くに達している.更に、 河川取水量の変更については水利権の問題も発生する.このため、即座にはこれらの再配分を実 行できないが、今後の施設更新において考慮することは可能であると思われる.

再配分以外の方策としては,既存の溜池や井堰の積極的利用も有効であると考えられる.また, 老朽化による漏水やエネルギー損失を抑えるためにも施設機能保全は重要である.

5.2 位置水頭による評価の可能性と今後の課題

本研究では、GIS を利用して圃場の標高と水源に関する情報を集約し、それを基に揚水灌漑に 必要な位置水頭を推算して、水源を再配分した場合の揚水エネルギー削減の可能性を検討した. 本研究の方法は、メッシュ標高と農地区画、受益地における各水源への依存割合といった限られ たデータを基にしてGISで統合するもので、揚水エネルギー縮減のための概査として有効であり、 他の揚水灌漑地区にも適用可能であると考えられる.

本研究の方法では, 揚水灌漑に必要なエネルギーを農地標高から見積もっているため, 現実に そぐわない点もある. 例えば, 揚水系統の管路から吐出口を経て開水路に流れ込んでいる場合は 圃場よりも高い地点まで水が汲み上げられていることになる. また, 管水路での損失水頭や上流 の揚水機場の調整池への吐出の影響も考慮されていない. 農地標高に替えて実際に揚水のために 必要な水頭を圃場区画に紐付けして解析することで, より実態に即した揚水エネルギーの算定が 可能になる. さらに, 今回の計算では, 河川からの取水に制限を設けていない. 実際には河川流 量の限界や水利権の問題が関係するので, これらを制約条件として考慮することが必要になる.

6 おわりに

本稿では水源の再配分による揚水エネルギー縮減の評価方法を提示した.管理コストの縮減のためには、エネルギー、水管理、施設管理など複合的な観点から検討することが重要である.

謝辞:本研究の実施にあたり、日野川流域土地改良区には貴重な資料を提供いただくとともに、調査には 森嶋利和参事をはじめ土地改良区の各位に多大なご協力をいただいた.ここに記して感謝申し上げる.

引用文献

日野川農業水利事業所(1986):日野川の農業水利, 8p.

- 日野川農業水利事業所(1994):ひのがわ事業誌,444p.
- 堀野治彦,渡辺紹裕,丸山利輔,青木紀洋(1995):複数水源を持つ水田地帯における再適用水利用計画 ― 愛知川扇状地を事例として―,水文・水資源学会誌,8(1), pp.101–109.
- 加藤敬,後藤眞宏 (1992): 複合水路系の途中に設けられる揚水機場の吸水槽規模の検討. 農業工学研究所技報, 186, pp.55–64.
- 農林水産省(2008):農林水産省地球温暖化対策総合戦略, 41p.
- 農林水産省(2010):食料・農業・農村基本計画, 43p.
- 滋賀県 (2011): 日野川の河川改修工事, http://www.pref.shiga.jp/h/y-doboku/kasensabo/kasen/hinogawa/hinogawa top.html (2012 年 11 月 11 日閲覧)
- 田保雅章, 市川新, 増田貴則(2001): 逆水灌漑地区における流域水循環機構の定量化に関する研究 一琵 琶湖流域・日野川を例として, 水利科学, 45(1), pp.69–114.
- 高橋順二,吉永育生,白谷栄作,森嶋利和(1998):農業水利システムを利用した流域管理,農業土木学会 誌,66(12), pp.1217–1222.
- 谷口智之,佐藤政良(2006):灌漑用水の安定性が末端水田地区における用水の配分と利用に与える影響, 農業土木学会論文集,246, pp.17–23.

メダカの臨界遊泳速度に関する実験(予報) Experiment of Critical Swimming Speed of *Oryzias latipes latipes*

泉 完 東 信行 弘前大学農学生命科学部,〒036-8561 弘前市文京町3

1. はじめに

水田地帯には、ドジョウ(Misgurnus anguillicaudatus),フナ類(Carassius sp),ナマズ(Silurus asotus),メダカ(Oryzias latipes latipe)などの魚類が生息し、水田は用水路や排水路などの農業 水路系を通じてこれらの魚の産卵場や生息場として利用されている.そのため、農村地帯の生態 系を保全するための一つとして水田地帯の農業水路系と水田を繋ぐ水田魚道の役割が注目されて いる.水田魚道内の流れは、水田と水路とに落差が生ずるため基本的に農業水路内の流れと異な る.したがって、水田魚道を遡上できるよう魚道内の流速に関して対象とする魚の遊泳能力を考 慮して設計する必要があり、水田魚道の指針が示されている(農村環境整備センター,2010).一 般に、魚道の水理設計では魚の遊泳能力の中で短時間(1~5秒間)持続して速く泳ぐことができ る突進速度と比較的長時間持続して泳ぐことができる巡航速度が指標として用いられている.

本研究では水田魚道を利用するこれらの魚類のうち,遊泳能力が弱いとされるメダカを対象とした.メダカの遊泳能力に関する研究は,Tsukamoto et al. (1975)の研究,端(1999)による小さな魚道による休耕田への遡上試験,端ら(2001)のメダカの遊泳行動に関する実験,メダカの生息場選好性に関する研究(平松ら,2003;福田ら,2005)がある.これらによると,メダカにとって安全な流速は15~20cm/s程度が限界であることが報告されている.しかしながら,水田魚道を対象とする際のメダカの巡航速度についは解明すべき点がある.

巡航速度は60分間持続して遊泳できる最大の速度として定義され(Brett et al., 1958),60分と いう持続時間は多くの研究例に見られる平均的な測定時間に由来する(Blaxter, 1967).また,巡 航速度の測定については,持続時間の基準を60分間にしているものの,研究者によっては実験方 法が異なっている.この点,Brett(1964)は臨界遊泳速度(Critical Swimming Speed,以下CSSと 称す)を測定している.CSSは,1回の遊泳実験で,魚をある流速から60分間ごとに段階的に泳が せ,魚が流れに耐えきれず,押し流されるときの最大遊泳速度と定義される.CSSの計測は他の 方法に比べて容易であり,中村ら(1991)や泉・加藤(2011)もこの速度を計測している.そこ で,本研究ではメダカのCSSを巡航速度と見なすこととした.本報告はメダカのCSSを定量的に 把握するための遊泳実験を実施し,考察を試みたものである.

2. 実験装置

本実験では,屋内の実験室内で実施した.実験装置は,ヤマメ稚魚の臨界遊泳速度に関する実 験(泉・加藤,2011)と同じものを用いた.余水吐と整流板のあるマノメーター付きの貯水槽(幅 35cm・高さ30cm・長さ55cm)と透明アクリル製の小型長方形水路(幅15cm・高さ15cm・長さ 100cm)(以下,水路と称す)で構成されており,足場用単管で組まれた架台上に台座とともに水 平に設置されている(Fig.1).水路の上流端には整流用の厚さ0.2cm・長さ3.0cmの透明アクリル 板が水路横断方向に2.5cm間隔で5枚,末端部には水深調節用の転倒ゲートがある.また,水路 内の上・下流側に目合い2mm×2mmの仕切網を設け,魚はこの仕切網の50cm区間で遊泳できる. 遊泳中の供試魚の遊泳動態を視認するため,水路の底面と右岸側壁に目盛付きの白色板がある.

実験に用いた水はカルキ抜きした水道水で、水路出口下流の貯水槽から1台の水中ポンプで上



Fig.1 実験装置の概要

流貯水槽に給水され,余水吐で一定水位に保持しながら,動水勾配で水路内を流れ,再び水路下 流部の貯水槽に循環するシステムになっている.

3. 実験方法と実験項目

実験は 2011 年の 11 月上・下旬に水路の流速を変化させて 2 回行った (Table 1). 実験番号は Run で表記した. 設定する流速は 10~30 cm・s⁻¹を想定し, 実験時は水中ポンプの供給量と貯水槽水位, および転倒ゲートで調節して定常流とした.水深について,後述する代表流速の算定のため遊泳 区間の流速をヤマメ稚魚の実験ですでに計測された値を用いて算定するため, 遊泳区間の平均水 深をヤマメ稚魚の実験と同様に 6.5~7.5 cm の範囲とした.実験水温は,メダカの遊泳に支障がな いように 22~25℃に調節して測定した.

遊泳実験は、各実験ともはじめに水路の流速を 2cm・s⁻¹程度にして通水し、供試魚を 6~10 尾 遊泳区間に入れ、数分間程度馴致した.その後、最初に魚を泳がす遊泳段階1回目の断面平均流 速(Table 1、計測方法は後述)になるように、下流の転倒ゲートと貯水槽の余水吐を調節し、流 れを定常状態とし、遊泳させた.供試魚が遊泳段階1回目の流速で 60 分間完泳した場合、段階的 に、断面平均流速を増加させ、これを繰り返した.そして、供試魚が遊泳区間において持続して 遊泳できず、力尽きて下流の網に張り付くまでの各遊泳段階の遊泳時間と断面平均流速を計測し た.

また,水路左岸の側方 1.4m と上方 0.7m の高さに設置したデジタルビデオカメラでメダカの遊 泳動態を 2 次元的に撮影・録画し,各遊泳段階での遊泳区間内における遊泳位置を調べた.各遊 泳段階の断面平均流速は,各段階の遊泳前後に水路末端で容積法によって流量を実測した(1回 につき 5 回測定し,その平均値を用いた).遊泳区間の流れは不等流になるので,遊泳区間の上流・ 中央・下流 3 地点の平均水深から断面平均流速を求めた.力尽きて下流の網に張り付いたメダカ の全長・標準体長(以下,体長と称す)・体高・体幅を測定した.実験に供した個体は 1回限りの 遊泳とした.なお,センサー部 φ5mm の 2 軸電磁流速計(ACM-250-A,アレック電子,測定 精度:±2%)で遊泳中の供試魚遊泳地点の流速も一部測定し,既往の計測値(泉・加藤, 2011) との確認を行った.

4. 供試魚(メダカ)

メダカは本州以南に広く分布している.実験に用いた供試魚(メダカ)は、おおよそ分布の中

	中歐亚	供試魚	(メダカ)	遊泳	k区間	の断面	平均流速	$\vec{E}(V_{\rm m})$ ($cm \cdot s^{-1}$	水温
実験月日	夫 缺 金 	全長	体長			と	遊泳段階	比		平均
	7	(cm)	(cm)	1		2	3	4	5 (回)	(°C)
2011年										
	Run.1-1	2.6	2.2)	_					
	Run.1-2	2.7	2.3))	~			
11日17日	Run.1-3	2.7	2.2	× 10	1)	23.7
11/11/1	Run.1-4	2.7	2.2	(10	• }	18.1	- 28.2	≻ 31 1	363	23.1
	Run.1-5	3.0	2.5				(51.		, 50.5	
	Run.1-6	2.1	2.6)	J	J	J		J	
	Run.2-1	2.6	2.1)						
	Run.2-2	3.2	2.5							
	Run.2-3	2.6	2.2							
	Run.2-4	2.4	2.0							
11日30日	Run.2-5	2.8	2.2	\ 11	5				77 3	
11)130 H	Run.2-6	2.6	2.2		.]	13.8				22.5
	Run.2-7	2.6	2.1		(15.0				
	Run.2-8	2.6	2.1							
	Run.2-9	2.5	2.1							
	Run.2-10	2.5	2.1	J	J					
合	計	16	(尾)							
全 平	立均	2.6	2.2							

Table 1 実験日と実験条件および計測したメダカ

注)1段階の値は、60分間遊泳させた水路断面平均流速を指す.

心(沖縄を除く)の浜名湖への流入河川・水路で採捕されたものを使った.実験では合計 16 尾の メダカを使用した(Table 1).体長サイズは, 2.0~2.6cm(平均体長 2.2cm)である.

5. 臨界遊泳速度(CSS)の算定方法

実験では、**Table 1**に示すように断面平均流速(Vm)10~12cm・s⁻¹から開始し、魚が60分間完泳 できた場合は、さらに流速を14~18、28、30~36cm・s⁻¹の順に増加させた.60分間CSS(V_{60CSS}) は(1)式で算出され(Brett, 1964)、 V_{max60} は60分間完泳できた最大の流速、 V_{max} は V_{max60} より速く、 魚が途中で下流の網に張り付いてしまった流速、Tは V_{max} における遊泳時間(s)である.

60分間CSS=
$$V_{\text{max}60}$$
+(V_{max} - $V_{\text{max}60}$)×T/3,600 (1)

また,(1)式に示すCSSの算定には,*V*mとは別に,同一の実験装置(泉・加藤,2011)で計測されている遊泳域の流速*V*(**Table 2**)を援用した.

実験結果と考察

6.1 遊泳段階の代表流速の算定

遊泳時間内の平均水温は22~24℃であった(Table 1参照).計測したメダカの遊泳区間内の行動 観察から、メダカはVmが10cm・s⁻¹程度では頭を上流に向けて群を形成しながら遊泳区間を自由に 遊泳していたが、底から2cm程度までの比較的水路低層を遊泳する場合もあった.端ら(2001) の分類を参考にすれば、群の形は交互型あるいは縦列型で横一列に並んで遊泳する様子も見られた.これらの遊泳行動は、端ら(2001)のメダカの遊泳行動実験と共通している.一方、Vmがこれより速くなると、それまで遊泳区間を自由に遊泳していたメダカはおもに水路側壁から1.5~2cmまでと水路底から2cm程度までの領域を縦列にあるいは横一列に並んで遊泳していた.その際、時には任意地点である時間定位しながら、あるいは場所を変えながら遊泳した.この遊泳行動の傾向は、竹村ら(2003)のメダカの群泳実験やヤマメ稚魚の臨界遊泳実験(泉・加藤,2011)と共通しており、流速が速いと断面内でも流速が遅い領域を選好し遊泳することがわかる.

そこで、メダカのCSSの算定に用いる魚の遊泳域の流速*V*について. ヤマメ稚魚の実験からすで にメダカのおもな遊泳域の水路両側壁近傍と水路底面近傍を含めた流速分布が求められているの で、これらの流速値と実測した供試魚遊泳地点の流速を用いた. 各遊泳段階の*V*は**Table 2**のよう に10~19cm・s⁻¹となった(**Table 2**).

	水温と代表	遊 泳 段 階				60分間CSS				
実験番号	流速および	1	2	3	4	5	V _{max}	V _{max60}	Т	CSS
	近你时间			(回)			(cm	• s^{-1})	(s)	$(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$
Dun 1	水温(℃)	24.4	23.3	22.4	23.3	25.1				
IXuii. I	$V(\mathbf{cm}\cdot\mathbf{s}^{-1})$	10	11	11	14	19				
Run.1-1		3,016								-
Run.1-2		3,600	3,600	475			11	11		11
Run.1-3	T(s)	3,600	3,600	3,600	3,600	217	14	11	120	11
Run.1-4	1 (3)	3,600	3,600	3,600	3,600	250	14	11	120	11
Run.1-5		3,600	3,600	3,600	3,600	692	19	14	540	15
Run.1-6		3,600	3,600	3,600	3,600	809	19	14	720	15
Run 2	水温(℃)	22.6	22.1							
Kull.2	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	10	11							
Run.2-1		3,600	2,155				10	11	2175	10
Run.2-2		3,600	2,660				11	10	2,640	11
Run.2-3		3,600	3,154				11	10	3,120	11
Run.2-4		3,600	3,154				11	10	3,120	11
Run.2-5	$T_{\rm c}$	3,600	3,154				11	10	3,120	11
Run.2-6	I (S)	3,600	3,154				11	10	3,120	11
Run.2-7		3,600	3,154				11	10	3,120	11
Run.2-8		3,600	3,154				11	10	3,120	11
Run.2-9		3,600	3,154				11	10	3,120	11
Run.2-10		3,600	3,154				11	10	3,120	11

Table 2 60 分間臨界遊泳速度

6.2 臨界遊泳速度(CSS)

Table 2は, **Table 1**の実験番号に対応した合計 16 尾のメダカの遊泳実験の結果を整理したもの である. 表には各遊泳段階の水温も示した. 各遊泳段階と水温は, それぞれ 2~5 段階, 22.1~25.1℃ である.

(1)式から各個体の 60 分間 CSS を算出した(Table 2).本実験で供試したメダカの 60 分間 CSS は, 10~15cm・s⁻¹となり, CSS と体長との関係を Fig.2 に示した.図には,ヤマメ稚魚(泉・加藤, 2011)の結果も合わせて示した.図からメダカの 60 分間 CSS と体長との関係を調べると体長範囲が小さいものの,体長との間に正の関係が見受けられる.端ら(2001)のメダカの遊泳行動実

験から,全長が小さなグループでは 18cm・s⁻¹,大きなグループでは 22cm・s⁻¹程度で避難行動する 傾向が認められ,これよりメダカにとって安全な流速は 15~20cm/s 程度が限界であることが報告 されている. Tsukamoto et al. (1975) は内径 2.2cm の管水路でメダカを遊泳させ,水温 25℃の条件 で平均体長 3.0cm のメダカの巡航速度は 4cm・s⁻¹ であったと報告している. 実験装置や供試魚が 異なるので直接には比較できないが,本実験では Tsukamoto et al.(1975)の実験値に比べて大きな 値となったものの,端ら (2001)の実験および大友 (2007)の資料としての 13cm・s⁻¹ (平均体長 2.7cm,内径 2.5cm の管水路で実験,水温 24.2~24.5℃) に近い値である.

また、CSS は体長(BL: cm)の倍数でも表され、60 分間 CSS を(V_{60CSS}/BL)で表すと、その 速度は 4.3~5.9BL・s⁻¹となった. 全個体の平均体長 2.2cm の V_{60CSS}/BL は 5.1BL・s⁻¹(標準偏差 0.4) であった. 平均体長 5.7cm のヤマメ稚魚(5.5BL・s⁻¹)と体長 5.4cm のギンザケ(*Oncorhynchus kisutch*) (5.5 *BL*・s⁻¹)・6.9cm のベニザケ(*Oncorhynchus nerka nerka*)(5.1*BL*・s⁻¹)(Brett et al., 1958)とほ ぼ同じである.

ただ,計測個体数が少ないので今後とも実験を継続してデータを蓄積する必要がある.また, メダカの成長速度や鰭の発達について,北日本地方と沖縄などの南日本地方では違いが見られる ことも報告されている(Kawajiri, M. et al., 2009).このことから,地方別の遊泳能力の差異につ いても今後検討を加える必要がある.



Fig.2 60 分間 CSS と体長との関係

7. まとめ

メダカを対象魚としたときの水田魚道の設計に資する巡航速度を明らかにすることを目的として、メダカの臨界遊泳速度に関する実験を屋内の実験施設で小型長方形断面水路を用いて行った. その結果、メダカの 60 分間臨界遊泳速度に関する一知見を得ることができた.

(1) 水温 22.1~25.1℃の条件で計測された体長 2.0~2.6cm(平均体長 2.2cm)のメダカの 60 分間臨界遊泳速度は、10~15cm・s⁻¹であった.

(2) 60 分間 CSS を (V_{60CSS} /BL) で表した速度は、4.3~5.9BL·s⁻¹ で、全個体の平均体長 2.2cm の V_{60CSS} /BL は 5.1BL·s⁻¹ (標準偏差 0.4) であった. 平均体長 5.7cm のヤマメ稚魚 (5.5BL·s⁻¹) と体長 5.4cm のギンザケ (*Oncorhynchus kisutch*) (5.5 *BL*·s⁻¹)・6.9cm のベニザケ (*Oncorhynchus nerka nerka*) (5.1*BL*·s⁻¹) (Brett et al., 1958) とほぼ同じであった.

なお,計測個体数が少ないので今後とも実験を継続する予定である.本実験を行うに際し弘前 大学農学生命科学部ゼミ研究室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.

参考文献

Bainbridge, R. (1960) : Speed and Stamina in Three Fish, J. Experimental Biology, 37, 129-153.

- Beamish, F.W.H. (1978) : Swimming Capacity, In: Hoar, W.S. and Randall, D.J. (Eds.), Fish physiology, 7, Academic Press, 101-187.
- Blaxter, J.H.S. (1967) : Swimming Speeds of Fish, Proceedings of the FAO Conference on Fish Behaviour in relation to Fishing Techniques and Tactics, 69-100.
- Brett, J.R., Hollands, M. and Alderice, D.F. (1958) : The effect of temperature on the cruising speed of Young Sockeye Salmon and coho Salmon, J. Fish. Res. Bd. Can., 15, 587-605.

Brett, J.R. (1964) : The respiratory metabolism and Swimming Performance of Young Sockeye Salmon, J. Fish. Res. Bd. Can., 21(5), 1183-1226.

Brett, J.R. (1971) : Energetic response of salmon to temperature: a study of some thermal relations in the physiology and fresh-water ecology of Sockeye Salmon (*Oncorhynchus nerk*), Am. zool., 11, 99-113.

- 端 憲二 (1999):小さな魚道による休耕田への魚類遡上試験,農土誌, 67(5), 19-24.
- 端 憲二, 竹村武士, 本間新哉, 佐藤政良 (2001): 流れにおけるメダカの遊泳行動に関する実験的考察, 農土誌, 69(9), 63-66.
- 平松和昭,福田信二,四ヶ所四男美(2003):ファジィ推論によるメダカの環境応答モデルの開発,農土論集, 228:165-72.
- 福田信二,平松和昭,森 牧人,四ヶ所四男美(2005):農業用水路におけるメダカの生息場選好性のあいまいさ に関する数理表現,農土論集,239:43-69.
- 泉 完,加藤 幸(2011):河川水を用いたヤマメ稚魚の臨界遊泳速度に関する実験,農業農村工学会論文集,273:1-6.
- Kawajiri, M. Kokita, T.and Yamahira, K. (2009) : Heterochronic differences in fin development between latitudinal populations of the medaka *Oryzias latipes*(Actinopterygii:Adrianichthyidae), Biological Journal of the Linnean Society, No. 97,571–580.
- 中村幸雄,渡辺幸彦,土田修二(1991):新しい遊泳能力装置による海産魚類の遊泳能力の評価,海洋 生物環境研究所研究報告, No.91203, 1-33.
- 大友芳成(2007):モツゴ、メダカ、ドジョウの遊泳能力、埼玉県農総研研究報告 資料、(7)、129-131.

水田魚道づくりの指針(農村環境整備センター), 2010.

- 竹村武士,小出水規行,奥島修二,山本勝利,加藤敬(2003):小水路の物理環境とメダカの群泳について(流速と低質を環境因子とした実験から),農工研技報,201,37-45.
- Tsukamoto, K., Kajihara, T. and Nishiwaki, M. (1975) : Swimming Ability of Fish, Bulletin of the Japanese Society of Scientific Fisheries, 41(2), 167-174.

A stochastic population dynamics model for sustainability assessment in two adjacent habitats

(隣接した2生息域の持続可能性評価のための確率論的個体数ダイナミックスモデル)

1. Introduction

Population dynamics in habitats under stochastic disturbances has been discussed in the literature that relates quasi-stationarity to stochastic processes (Nåsell, 2001; Lebreton et al, 2007). However, Unami et al (2012) shows that sustainability of population in habitats is well-defined as stationarity of the stochastic processes over an infinite time horizon, since it is mathematically stated as the existence of a non-trivial steady solution to the Kolmogorov's forward equation (KFE) associated to the governing stochastic differential equations (SDEs). A method is proposed here to compute such a non-trivial steady solution to the KFE for cases of two adjacent habitats. Application to a real world problem is demonstrated, considering Phoxinus oxycephalus jouvi as the target fish species. Field surveys are conducted to identify the values of model parameters. Then, the effect of a hydraulic structure fragmenting habitats is assessed in terms of the steady probability density function.

2. Stochastic population dynamics model

A stochastic model representing population dynamics in two adjacent habitats is given by

$$\begin{cases} dN_{0} = \left\{ r_{0} \left(K_{0} - N_{0} \right) - \mu_{0} + b_{01} \mu_{1} N_{1} \right\} N_{0} dt \\ + \sigma_{0} N_{0} dB_{0} \\ dN_{1} = \left\{ r_{1} \left(K_{1} - N_{1} \right) - \mu_{1} + b_{10} \mu_{0} N_{0} \right\} N_{1} dt \\ + \sigma_{1} N_{1} dB_{1} \end{cases}$$

$$(1)$$

where *t* is the time, subscript *i* represents the habitat *i*, N_i is the population, r_i is the growth rate coefficient of population, K_i is the carrying capacity of the habitat, μ_i is the migration coefficient, b_{ij} is the migration success rate from the habitat *j* to the habitat *i*, σ_i is the volatility, and B_i is the one-dimensional Brownian motion. The growth rate coefficient multiplied by the carrying capacity is an unimpeded growth rate.

Applying the Itô's formula to the logarithm functions

$$X_i = \log N_i, \tag{2}$$

$$\int dX_0 = V_0 dt + \sigma_0 dB_0$$

$$\begin{cases} dX_0 = V_0 dt + \sigma_0 dB_0 \\ dX_1 = V_1 dt + \sigma_1 dB_1 \end{cases}$$
(3)

○Yosuke Mibuta, Koichi Unami, Masayuki Fujihara Graduate School of Agriculture, Kyoto University

where

$$\begin{cases} V_0 = r_0 K_0 - \mu_0 - \frac{\sigma_0^2}{2} - r_0 e^{X_0} + b_{01} \mu_1 e^{X_1 - X_0} \\ V_1 = r_1 K_1 - \mu_1 - \frac{\sigma_1^2}{2} - r_1 e^{X_1} + b_{10} \mu_0 e^{X_0 - X_1} \end{cases}, \quad (4)$$

and (3) is summarized as the system of SDEs

$$\mathbf{dX} = \mathbf{V}dt + \sigma \mathbf{dB}, \qquad (5)$$

where
$$\mathbf{X} = \begin{pmatrix} X_0 \\ X_1 \end{pmatrix}$$
, $\mathbf{V} = \begin{pmatrix} V_0 \\ V_1 \end{pmatrix}$, $\sigma = \begin{pmatrix} O_0 & 0 \\ 0 & \sigma_1 \end{pmatrix}$, and $\mathbf{P} = \begin{pmatrix} B_0 \\ 0 \end{pmatrix}$

 $\mathbf{B} = \begin{pmatrix} B_0 \\ B_1 \end{pmatrix}.$

The probability that **X** is found in a subset *G* of \mathbb{R}^2 provided that $\mathbf{X} = \boldsymbol{\xi}$ is observed at the time $\tau < t$ is denoted by $P = P(\tau, \boldsymbol{\xi}, t, G)$. A probability density function $p = p(\tau, \boldsymbol{\xi}, t, \mathbf{x})$ is defined so as to satisfy

$$P(\tau,\xi,t,G) = \int_{G} p(\tau,\xi,t,\mathbf{x}) d\mathbf{x} .$$
 (6)

Then, the KFE associated with (5) govern p as

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \sum_{i=0}^{i<2} \left(\frac{\partial}{\partial x_i} (V_i p) - \frac{\partial^2}{\partial x_i^2} \left(\frac{\sigma_i^2}{2} p \right) \right) = 0, \qquad (7)$$

which is a parabolic partial differential equation. The stochastic process **X** is stationary provided that the KFE (7) has a non-trivial steady solution in $C_0^{\infty}(\mathbb{R}^2)$. It is sufficient for p to be a steady solution of (7) to satisfy

$$\mathbf{V}p = \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x_0} \left(\frac{\sigma_0^2}{2} p \right) \\ \frac{\partial}{\partial x_1} \left(\frac{\sigma_1^2}{2} p \right) \end{pmatrix}.$$
(8)

Henceforth, σ_i is assumed to be constant. Then, (8) is reduced to

$$\nabla p = \mathbf{U}p = \begin{pmatrix} \frac{2V_0}{\sigma_0^2} \\ \frac{2V_1}{\sigma_1^2} \end{pmatrix} p \tag{9}$$

which can be solved in any direction s as

$$\frac{\partial p}{\partial \mathbf{s}} = \mathbf{s} \cdot \mathbf{U} p \,. \tag{10}$$

3. Application to an agricultural drainage canal

An agricultural drainage canal is considered as a set of fish habitats. A by-pass system fragmenting the canal is temporally installed, to create two adjacent habitats for less migratory fish species such as P. oxycephalus jouyi, whose unimpeded growth rate is assumed to be 0.50 year⁻¹. The upstream and the downstream sides of the by-pass system are referred to as the habitats 0 and 1, respectively. As a result of field surveys, the carrying capacities are estimated as $K_0 = 0.1$ kg and $K_1 = 0.2$ kg. Accordingly, the growth rate coefficients are set as $r_0 = 5.0 \text{ kg}^{-1} \text{year}^{-1}$ and $r_1 = 2.5 \text{ kg}^{-1} \text{year}^{-1}$. It is assumed that the volatilities are constants as $\sigma_0 = \sigma_1 = 0.1$ year^{-1/2}. The upstream end of the canal is a dead end, while its downstream end is connected to a river, whose turbidity is out of the fish species' preference. The by-pass system is assumed not to disturb downstream migration from the habitat 0 to the habitat 1. Therefore, the parameter values dominating migration are set as $\mu_0 = 0.01$ year⁻¹ and $b_{10} = 1.0$, however, two Cases A and B, where the by-pass system is installed or not, respectively, are considered with the parameter values shown in Table 1.

Table 1 Values of μ_1 and b_{01} for two Cases

	$\mu_{_1}$	$b_{_{01}}$
Case A (with by-pass)	0.01	0.0
Case B (without by-pass)	0.02	1.0

For each Case, the ordinary differential equation (10) is numerically solved toward 120 radial directions every 3 degrees, starting from the zero of (4). The results are shown in Figs. 1 and 2 for Cases A and B, respectively. The zeros of (4) are (-2.33, -1.63) and (-2.26, -1.65) for Cases A and B, respectively. Such a situation that population is small in the upstream habitat 0 while it is large in the downstream habitat 1 is more common in Case A. This is in accordance with intuition. However, it seems that the by-pass structure least affects the overall sustainability of the fish population.

4. Conclusions

The stochastic population dynamics model with 10 parameters is proposed to assess sustainability of the fish population in two adjacent habitats. The computational method for the steady probability density function is applicable to analogous problems of higher dimensions, since it does not directly solve a partial differential equation of higher dimensions.





Fig. 2 Distribution of *p* -values for Case B

References

- Lebreton JD, F Gosselin, C Niel (2007) Extinction and viability of populations: Paradigms and concepts of extinction models, *Ecoscience*, 14(4), 472-481.
- Nåsell I (2001) Extinction and quasi-stationarity in the Verhulst logistic model, *Journal of Theoretical Biology*, 211(1), 11-27.
- Unami K, Yangyuoru M, Alam AHMB (2012) Rationalization of building micro-dams equipped with fish passages in West African savannas, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 26(1), 115-126.

稲株を考慮した田面水 2 次元流計算の簡便化に関する研究 On the Simplification of Two-Dimensional Flow Calculation of Paddy Water Surrounding Rice Plants

○木村匡臣 纐纈 光 飯田俊彰 久保成隆 ○KIMURA Masaomi, KOUKETSU Hikaru, IIDA Toshiaki and KUBO Naritaka

1. はじめに

稲作水田における田面水の流れのシミュレーションは,水田内の水温分布の予測や,肥料あるいは小動物などの動態予測のための基礎として重要な役割を持つ.田面水の流れは,水深が数 cm~十数 cm 程度の非常に浅く遅い 2 次元的な流れであり,縦横に規則的に整列する稲株に影響を受けて局所的に蛇行しているという特徴を有する.

田面水の平面2次元流シミュレーションには、計算メッシュの生成方針から見て大きく 2 種類のアプローチ方法があるといえる.まずは、水田内に存在するすべての稲株を計算 メッシュにより円や多角形などで表現し、稲株同士の間の流路を流れの計算対象領域とす るものである.この場合、それぞれの稲株を取り囲む田面水の流れの数値解が得られ、よ どみの生じる範囲や程度、稲株周囲の流速分布などを詳細に把握することが可能である、 しかしながら、計算メッシュ数が非常に多くなり、計算コストが膨大なものとなってしま う.例えば、30aの標準区画水田内に1坪当たり55株の密度で稲が植えつけられている場 合、1筆内の稲株の総数は50,000に及ぶ.これらすべてを計算メッシュで再現し、稲株周 囲の流路の部分をメッシュに分割して流れの数値計算を行うのは、非常に効率が悪いこと は明らかである.

もう1つのアプローチ方法は,直交座標の構造格子を用い,計算メッシュサイズを大き くし(1m四方程度),田面水の流れへ与える稲株の影響をマニングの粗度係数に置き換え て流れ計算を行うものである.こちらの場合には,計算コスト面での問題はほとんど気に する必要はないであろう.ところが,稲株を取り囲む流れの様子を得ることは当然不可能 である.また,水路内の植生による抵抗をマニングの粗度係数に代表させる研究は数多く 存在するが,それらの中からどのモデルを田面水の流れ解析に適用すれば良いのか,さら には,稲株の整列する方向と,田面水の大局的な流れの方向によって,粗度係数をどのよ うに変化させる必要があるのか,といった点が不明であり,課題である.

すなわち,水田1筆内の田面水の細かな流況を数値シミュレーションにより把握するためには,上に挙げた2種類のアプローチのどちらも不可欠である.本研究では,2種類の 方法それぞれの特長を活かし,以下のような手順の計算手法を提案し,検証を試みる.

①3m 四方程度の領域を想定し、計算領域内のすべての稲株を計算メッシュにより表現して計算を行う(小メッシュ計算).ここでは三角形メッシュを用い、非構造格子有限体積法により計算を行うものとする.定常数値解が得られた後に、計算領域中央の1m四方の範囲に注目し、水深および2方向の流速の平均値、水位勾配を算出し、これらの値を基に2方向のマニングの粗度係数を計算する.以上の操作を、流量、稲株の整

東京大学大学院農学生命科学研究科 Graduate School of Agricultural and Life Sciences, The University of Tokyo キーワード:田面水,平面2次元流数値計算,有限体積法,流束差分離法(FDS法)

列の方向を数パターンに変化させて行い,1m四方の領域における流速および流向と粗 度係数の関係を得る.

- ②1 筆の水田領域を 1m 四方程度の構造格子メッシュに分割し、各メッシュでは①で得られた結果を基に、流速および流向に応じて粗度係数を変化させながら計算を行う(大メッシュ計算).この計算により、流向が粗度係数に及ぼす影響が考慮された、水田内の大局的な流れの分布が得られる.
- ③②の計算で生成した大メッシュの中から,注目したいメッシュを任意に1つ選定する. 注目メッシュにおける水深および流速の②による計算結果を基に、ダミー領域を付け加えた 3m 四方程度の領域で小メッシュ計算を行う.この計算により、任意に選定した1m 四方領域内の、稲株周囲の流れの分布の詳細が推定できる.

2. 基礎方程式

本研究では、田面水の平面2次元流れを表す方程式として、(1)式の浅水流方程式を採用 する. なお、以下では水田内の底勾配は微小であるものとし、水平床における流れを仮定 する.

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \mathbf{S} = \mathbf{0}$$
(1)

Uは保存量ベクトル, Eはx方向流束ベクトル, Fはy方向流束ベクトル, Sは湧き出し項 ベクトルであり, それぞれは次式に示す成分を持つ.

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \\ uvh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ ghS_{fx} \\ ghS_{fy} \end{pmatrix}$$
(2)

ここで、hは水深、uはx方向流速、vはy方向流速、gは重力加速度、 S_{fx} 、 S_{fy} はそれぞれ x、y方向の摩擦勾配であり、マニング式を用いて以下のように評価する.

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}, \quad S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}$$
(3)

nはマニングの粗度係数である.

(3)式を任意の検査体積 Ω で積分し、ガウスの発散定理を用いると、次式の積分型方程式 が得られる.

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \mathbf{U} dS + \oint_{\partial \Omega} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL + \int_{\Omega} \mathbf{S} dS = \mathbf{0}$$
(4)

ここで、 $\partial\Omega$ は検査体積 Ω の境界線、dS は Ω 内の微小面積、dL は $\partial\Omega$ 上の微小線分長さ、 **n** = (n_1 , n_2)は dL に対する外向きの単位法線ベクトルである. **G** · **n** は $\partial\Omega$ を法線方向に通過 する流東ベクトルを示しており、次式のように表される.

$$\mathbf{G} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{E} \cdot n_1 + \mathbf{F} \cdot n_2 \tag{5}$$

また,流束ベクトル **G**・n のヤコビ行列 **C**_nは(6)式のように表され,その固有値 $\lambda^{1,2,3}$ と固有 ベクトル $e^{1,2,3}$ は,波速 $c = (gh)^{1/2}$ を用いてそれぞれ(7),(8)式のように表される.

$$\mathbf{C}_{n} = \frac{\partial (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n})}{\partial \mathbf{U}} = \mathbf{A} \cdot n_{1} + \mathbf{B} \cdot n_{2}$$
(6)

$$\lambda^{1} = un_{1} + vn_{2} + c, \quad \lambda^{2} = un_{1} + vn_{2}, \quad \lambda^{3} = un_{1} + vn_{2} - c$$
(7)

$$\mathbf{e}^{1} = \begin{pmatrix} 1\\ u + cn_{1}\\ v + cn_{2} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{e}^{2} = \begin{pmatrix} 0\\ -cn_{2}\\ cn_{1} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{e}^{3} = \begin{pmatrix} 1\\ u - cn_{1}\\ v - cn_{2} \end{pmatrix}$$
(8)

ここで、A、Bはそれぞれ以下に示すようなEとFのヤコビ行列である.

$$\mathbf{A} = \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \mathbf{U}} = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -u^2 + c^2 & 2u & 0 \\ -uv & v & u \end{pmatrix}, \quad \mathbf{B} = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{U}} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 \\ -uv & v & u \\ -u^2 + c^2 & 0 & 2v \end{pmatrix}$$
(9)

3. 非構造格子有限体積法

ここでは、主に小メッシュ計算で用いる離散化手法である、流束差分離法(FDS法)を 用いた非構造格子有限体積法(例えば、秋山ら、2002)について、その原理およびアルゴ リズムを簡単に述べる.このスキームは、さまざまな条件、流況に対して数値実験、およ び模型実験との比較が行われており、その有効性が示されている(アキレスら、2000;重 枝ら、2001;秋山ら、2002;前野ら 2003).

・有限体積法による離散化

Fig. 1に示すような,計算対象領域を分割した微小三角形セル領域を Ω_j とし,セルjにおける U の平均値を U_j,セルjの面積を S_jとすると,検査体積 Ω_j における(4)式は次のようなものとなる.

$$\frac{\partial}{\partial t} (\mathbf{U}_{j} S_{j}) + \oint_{\Omega_{j}} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL + \int_{\Omega_{j}} \mathbf{S} dS = \mathbf{0}$$
⁽¹⁰⁾

時間積分に Euler 陽解法を用いると、(10)式は(11)式のように離散化される.

$$\mathbf{U}_{j}^{n+1} = \mathbf{U}_{j}^{n} - \frac{\Delta t}{S_{j}} \left\{ \oint_{\Omega_{j}} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL + \int_{\Omega_{j}} \mathbf{S} dS \right\}$$
(11)

n は時間ステップ番号、 Δt は時間刻み幅である.さらに、(11)式中のセル境界線を流出入 する流東ベクトルの和は、数値流束 $\mathbf{G}_{\mathbf{k}}^* \cdot \mathbf{n}_{\mathbf{k}}$ を用いて次式のように離散化される.

$$\oint_{\partial \Omega_j} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL = \sum_{k=1}^3 \left\{ L_k \left(\mathbf{G}_k^* \cdot \mathbf{n}_k \right) \right\}$$
(12)

k (=1,2,3)はセル j を構成する境界線を示す番号である. ・流束ベクトルの離散化

本研究では,(12)式中の数値流束 G^{*}_k・n_kの評価 に,高解像度風上解法の1つである FDS 法(Roe, 1981)を利用する.計算対象セルを L,隣接する セルを R で表すと,数値流束を求める式は次のよ うになる.

$$\mathbf{G}_{k}^{*} \cdot \mathbf{n}_{k} = \frac{1}{2} \left(\mathbf{G}_{R} + \mathbf{G}_{L} \right) \cdot \mathbf{n}_{k} - \frac{1}{2} \widetilde{\mathbf{R}}_{k} \left| \widetilde{\mathbf{A}}_{k} \right| \widetilde{\mathbf{R}}_{k}^{-1} \left(\mathbf{U}_{R} - \mathbf{U}_{L} \right)$$
(13)

ここで、**R**は**C**_nの固有ベクトル $e^{1,2,3}$ を列成分と して持つ右固有行列、 $|\Lambda|$ は**C**_nの固有値 $\lambda^{1,2,3}$ の絶 対値を対角成分に持つ対角行列である.記号[~]を



Fig.1 検査体積 Ω_j

付した変数は、セルL, Rの境界部における値を意味し、以下の Roeの平均値を用いて計算する.

$$\widetilde{u} = \frac{\sqrt{h_L}u_L + \sqrt{h_R}u_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}}, \quad \widetilde{v} = \frac{\sqrt{h_L}v_L + \sqrt{h_R}v_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}}, \quad \widetilde{c} = \sqrt{g\frac{h_L + h_R}{2}}$$
(14)

・湧き出し項ベクトルの離散化

(11)式中の左辺第3項の計算は、次式のように、セル境界部における摩擦勾配 \tilde{S}_{fx} 、 \tilde{S}_{fy} を用いて行う.

$$\int_{\Omega_{j}} SdS = \sum_{k=1}^{3} \frac{S_{j}}{3} \widetilde{S}_{fk} = \frac{S_{j}}{3} \sum_{k=1}^{3} \begin{pmatrix} 0\\ g\widetilde{h}\widetilde{S}_{fx}\\ g\widetilde{h}\widetilde{S}_{fy} \end{pmatrix}_{k}$$
(15)

 $\Box \Box \nabla, \quad \overline{h} = (h_L + h_R)/2 \quad \nabla \delta \delta.$

·境界部計算

セル境界線 k が計算領域の境界上に存在し,境界線 k を介して隣接する計算セルがない 場合,以下に示すような方法で外部の仮想セル R に変数を与えて計算を行うものとする. (a) 流出入境界

田面水の平面 2 次元流は、常に常流であると考えて良いため、流入境界条件、流出境界 条件ともに、水深、または単位幅流量、あるいは両者の関係式のいずれかを与える必要が ある.水深 h_n が与えられた場合には、(16)式をもとにセル R の流速 $u_R = (u_R, v_R)$ を決定す る.

$$h_{\rm R} = h_n, \quad \mathbf{u}_{\rm R} \cdot \mathbf{n}_{\rm k} = \mathbf{u}_{\rm L} \cdot \mathbf{n}_{\rm k} + 2(c_{\rm L} - c_{\rm R}) \tag{16}$$

流入単位幅流量 q_n が与えられた場合には、(16)式と c_R^2 の積である(17)式を数値的に解くことにより、水深と流速を求める.

$$c_{\rm R}^{3} - \left(\mathbf{u}_{\rm L} \cdot \mathbf{n}_{\rm k} + 2c_{\rm L}\right)c_{\rm R}^{2} - gq_{n} = 0 \tag{17}$$

水深と単位幅流量の関係式が与えられた場合には、(16)式と合わせて解くことにより、セルRの水深と流速が得られる.

(b) 壁面境界

Non-Slip 壁面境界の場合には(18)式, Slip 壁面境界の場合には(19)式によりセル Rの水深 と流速を与えるものとする.

$$h_{\rm R} = h_{\rm L}, \quad \begin{pmatrix} u_{\rm R} \\ v_{\rm R} \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} u_{\rm L} \\ v_{\rm L} \end{pmatrix}$$
(18)

$$h_{\rm R} = h_{\rm L}, \quad \begin{pmatrix} u_{\rm R} \\ v_{\rm R} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -n_{\rm l}^2 + n_{\rm 2}^2 & -2n_{\rm l}n_{\rm 2} \\ -2n_{\rm l}n_{\rm 2} & n_{\rm l}^2 - n_{\rm 2}^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_{\rm L} \\ v_{\rm L} \end{pmatrix}$$
(19)

4. 解析条件

第1章で提案した計算手順のうち,①で述べた小メッシュ計算の解析条件について説明 する. **Fig.2** に示すような縦 (y軸方向) 3m,横 (x軸方向) 4mの矩形計算領域を設定し,



Fig.2 矩形計算領域



Fig.3 計算領域中央の 1m 四方領域

内部に稲株を想定した,内接円の直径が 0.1m である正八角形を 0.2m 間隔で正方配置し, 稲株が整列する方向を ξ - η 軸と定義する.矩形計算領域から稲株領域を除いた,流路とな る計算領域を基本メッシュサイズ 2cm の三角形メッシュに分解する.矩形計算領域の左端 (x = 0m)を上流端流量境界 ($q_n = 0.0001, 0.0005, 0.001m^2/s$),右端 (x = 4m)を下流端水 位境界 ($h_n = 0.1$ m),上端 (y = 3m)および下端 (y = 0m)を Slip 壁面境界,稲株領域との 境界を Non-Slip 壁面境界とする.計算の初期条件には、すべてのセルにおいて水深 $h_0 =$ 0.1m,および流入単位幅流量 q_n に相当する流速 $u_0 = q_n / h_0$ を与えておき、マニングの粗度 係数 n = 0.05,時間刻み幅 $\Delta t = 0.0025s$ で流れが定常になるまで計算を行った.

計算終了後,矩形計算領域中央の ξ - η 軸に沿った 1m 四方の領域(Fig.3)に注目し,こ の領域内の平均水深 \overline{h} ,平均x方向流速 \overline{u} ,平均y方向流速 \overline{v} ,および ξ 軸方向水深勾配 I_{ξ} , η 軸方向水深勾配 I_{η} を算出した.ここで,平均流速ベクトル $\overline{\mathbf{u}} = (\overline{u}, \overline{v}) と \xi$ 軸の成す角を流向 α (0 $\leq \alpha \leq 90$) [deg]と定義する.その後,(20)式を用いて ξ - η 軸方向のマニングの粗度係数 n_{ξ} , n_{η} を求めた.

$$n_{\xi} = \overline{h}^{2/3} \sqrt{\frac{I_{\xi}}{\left|\overline{\mathbf{u}}\right| \left(\overline{u}\cos\alpha - \overline{v}\sin\alpha\right)}}, \quad n_{\eta} = \overline{h}^{2/3} \sqrt{\frac{I_{\eta}}{\left|\overline{\mathbf{u}}\right| \left(\overline{u}\sin\alpha + \overline{v}\cos\alpha\right)}}$$
(20)

以上の手順を, x 軸と ζ 軸の成す角を 6 種類に変化させて行い, 流向と粗度係数との関係を調べた. x 軸-ζ 軸の成す角と, 矩形計算領域内の節点数および要素数を Table 1 に示 す. なお, Fig.2 および Fig.3 に示した計算メッシュは, x-ζ 軸の成す角が 10 度のときのも のである.

	x 軸-ζ 軸の成す角 [deg]	節点数	要素数
(a)	0	27,308	48,304
(b)	5	27,067	47,822
(c)	10	27,074	47,836
(d)	20	26,904	47,518
(e)	30	27,148	47,984
(f)	45	27,250	48,254

Table 1 x 軸- く 軸の成す角と、矩形計算領域内の節点数および要素数

5. 結果および考察

 $q_n \ge 0.001 \text{m}^2$ /s としたときの定常解における,矩形計算領域中央の 1m 四方領域周辺の流速ベクトル u の分布の様子を Fig.4 に示す. $x \equiv -\zeta \equiv 0.001 \text{m}^2$ /s なるに従い,局所的な流れは稲株を迂回し,大きく蛇行している様子がうかがえる.



(a) 0 度



(c) 10 度



(e) 30 度



(b) 5 度



(d) 20 度



(f) 45 度



Table 2 x 軸-ζ 軸の成す角が 0 度であるときの流入単位幅流量と粗度係数

$q_{\rm n} [{\rm m}^2/{\rm s}]$	\overline{h} [m]	\overline{u} [m/s]	$I_{\check{\epsilon}}$	n_{ξ}
0.0001	0.10000104	9.772E-04	6.342E-07	0.175
0.005	0.10002550	4.888E-03	1.579E-05	0.175
0.001	0.10010160	9.772E-03	6.276E-05	0.175

Table 3 流入単位幅流量が $q_n = 0.001 \text{ m}^2/\text{s}$ であるときの $x = -\xi$ 軸の成す角と粗度係数

<i>x</i> -ξ [deg]	\overline{h} [m]	\overline{u} [m/s]	\overline{v} [m/s]	α [deg]	I_{ξ}	I_{η}	n_{ξ}	n_{η}
5	0.10010090	9.48E-03	3.81E-04	87.3	7.57E-06	6.06E-05	0.288	0.177
10	0.10010770	9.33E-03	-8.83E-05	79.5	1.68E-05	6.82E-05	0.221	0.193
20	0.10012250	9.33E-03	-1.08E-04	69.3	2.98E-05	6.62E-05	0.212	0.194
30	0.10012010	9.12E-03	-8.18E-05	59.5	3.72E-05	5.45E-05	0.202	0.188
45	0.10012420	9.94E-03	1.76E-04	46.0	6.24E-05	4.83E-05	0.206	0.178

x 軸-ζ 軸の成す角が 0 度であるときの, 1m 四方領域内の平均水深, 平均流速, 粗 度係数と流入単位幅流量との関係を Table 2 に示す.これより, 1m 四方領域内の粗度 係数は, 流速によってほとんど変化してい ないことがわかる.

流入単位幅流量を $q_n = 0.001 \text{m}^2$ /s とした ときの, $x 軸-\xi 軸の成す角と \xi-\eta 軸方向の$ $マニングの粗度係数 <math>n_{\xi}$, n_{η} の関係を Table 3 に示す.また, Fig.5 は流向 $\alpha \ge n_{\xi}$, n_{η} の 関係を表している.流向が変わると, 2 方 向の粗度係数は若干変化する様子が見られ



Fig.5 流向 α と粗度係数 n_{ξ} , n_{η}

た.しかしながら、 $\alpha = 45$ 度を中心とする対象性を満足していないなど、粗度係数の算出 方法の課題も見つかった.

今後は、メッシュ生成の方法および流出入境界条件の与え方を検討し、Table 2、Table 3 に示した結果を検証する. さらに、得られた結果をもとに、流向によって粗度係数を変化 させながら大メッシュでの流れ計算を行い、1 筆水田内の大局的な流れの分布を求める予 定である.

参考文献

- 秋山壽一郎ら(2002):非構造格子を用いた有限体積法に基づく1次および2次精度平面2次元洪水流 数値モデル,土木学会論文集,705,31-43.
- アキレス クマール ジャら(2000): FDS 法を用いた洪水流の数値モデル,土木学会論文集,656,73-82. 重枝未玲ら(2001):非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面 2 次元洪水流数値モデル,水工学論 文集,45,895-900.

前野詩朗ら(2003):非構造格子有限体積法による水利構造物周辺流れの数値計算,応用力学論文集,6, 857-864.

Roe, P. L. (1981): Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference schemes, J. Comput. Phs., **43**(2), 357-372.

2 次元単層モデルを用いた有明海水産資源の保全に関する研究 Study on Fishery Resources Conservation in the Ariake Sea Using a Two-Dimensional Convective-Dispersion Model

〇田畑俊範*, 平松和昭**, 原田昌佳**, 福田信二**
 Toshinori Tabata, Kazuaki Hiramatsu, Masayoshi Harada and Shinji Fukuda

1. はじめに

九州西部に位置する有明海は、広大な干潟が豊かな生態系を形成し、豊饒の海と呼ばれている. 有明 海では、様々な漁業活動が営まれており、特にノリの養殖やアサリ、タイラギ等の二枚貝の漁獲が盛ん に行われている.しかし、近年その海域環境の異変が大きな社会問題となっており、有明海において漁 場環境の再生・安定化が求められている.有明海の環境異変が原因の深刻な漁業問題として、ノリの色 落ちに代表される品質の低下と、二枚貝漁獲量の経年的な減少が挙げられる.

一般的に、良質なノリの生育には、潮流速の確保および栄養塩の供給が重要であるといわれている. ところが、現在の有明海沿岸には、ノリ養殖施設が高密度に設置されている領域が存在し、このような 高密度配置が潮流速確保や河川起源の栄養塩供給の妨げとなり、不作年の出現に拍車をかけていること が指摘されている.そこで、栄養塩の供給源である河口から離れた地点においても十分な潮流速・栄養 塩が確保されるノリ養殖施設の最適配置について水理モデルを用いて検証を行った.

一方,二枚貝は有明海の主要水産物であることに加えて,水質浄化機能や底質中の好気的分解の活性 化という重要な役割を担っており,海域環境の保全を考える上で二枚貝資源の再生は急務である.特に, 近年のタイラギ漁獲量の減少は底質の悪化に起因していることが指摘されており(伊藤, 2004),有明海 の底質環境の改善は喫緊の課題といえる.そこで,タイラギ資源の回復に向けた効率的な底質環境の改 善に資するための数値シミュレーションとして,タイラギ浮遊幼生の着底場予測を行った.

2. 数値シミュレーションモデル

2.1 2次元単層モデル

本研究では2次元単層モデルを用いた.同モデルの支配方程式は3次元 Reynolds 方程式および3次元 乱流拡散方程式を水深方向に積分することにより,以下のように示される.

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ U(h+\eta) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ V(h+\eta) \right\} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = fV - g \frac{\partial \eta}{\partial x} + v_{\rm h} \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial^2 y} \right) + \frac{1}{h + \eta} \left(\frac{\tau_{\rm sx}}{\rho} - \frac{\tau_{\rm Lx} A_{\rm net}}{\rho} - \frac{D_{\rm px} A_{\rm pole}}{\rho} \right)$$
(2)

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -fU - g \frac{\partial \eta}{\partial y} + v_{\rm h} \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial^2 y} \right) + \frac{1}{h + \eta} \left(\frac{\tau_{\rm sy}}{\rho} - \frac{\tau_{\rm Ly} A_{\rm net}}{\rho} - \frac{D_{\rm py} A_{\rm pole}}{\rho} \right)$$
(3)

$$(h+\eta)\frac{\partial S}{\partial t} + U(h+\eta)\frac{\partial S}{\partial x} + V(h+\eta)\frac{\partial S}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left\{(h+\eta)K_{\rm h}\frac{\partial S}{\partial x}\right\} + \frac{\partial}{\partial y}\left\{(h+\eta)K_{\rm h}\frac{\partial S}{\partial y}\right\}$$
(4)

ここで, *h* は水深 (m), η は水位 (m), *t* は時間 (s), *U*, *V* は*x*, *y* 方向の単位幅流速 (m/s), ρ は流 体密度 (kg/m³), *f* はコリオリ係数 (s⁻¹), *g* は重力加速度 (m/s²), $\tau_s = (\tau_{sx}, \tau_{sy})$ は水面せん断応力 (N/m²),

^{*}九州大学大学院生物資源環境科学府/Graduate School of Bioresource and Bioenvironmental Sciences, Kyushu University

^{**}九州大学大学院農学研究院/Faculty of Agriculture, Kyushu University

キーワード:有明海湾奥部,数値流体力学,ノリ養殖施設,タイラギ浮遊幼生

たりの流体抵抗 (N/m^2) , $D_p = (D_{px}, D_{py})$ は一本の支柱 による抵抗力 (N) である. ノリ養殖施設の流体抵抗は, ノリ網とそれを支える支柱の抵抗から構成され, τ_L およ び D_p は次式により算定できる.

$$\tau_{\rm L} = \frac{1}{2} \rho C_{\rm f} W^2 \tag{5}$$
$$D_{\rm p} = \frac{1}{2} \rho C_{\rm d} d\Delta z W^2 \tag{6}$$

ここで、 C_f はノリ網抵抗係数、Wは潮流速(= $\sqrt{U^2 + V^2}$ m/s)、 C_dは円柱抵抗係数、dは支柱の直径(=0.05m)、 Δz は支柱 の水中長(m)であり $h+\eta$ に相当する、ノリ網抵抗係数 はノリの葉長により異なり、八木ら(2004)によれば葉 長 85mm と 280mm に対してそれぞれ C_f =0.01、0.021であ る、しかしながら、ノリの成長度合いはその時々で全域 にわたってまちまちであるため、シミュレーション期間 に該当する時期に福岡県水産海洋技術センター・有明海 研究所のり養殖課が19箇所で各5回実施したノリ葉長の 調査結果を基に、その平均値の160mmに対するノリ網抵 抗係数を線形補間により求め、 C_f =0.014 と設定した、一 方、円柱抵抗係数は、レイノルズ数との関係により、 C_d =1.1 と設定した.

支配方程式の数値解法として,水理量をスタッガード メッシュ系に配置させた有限差分法を採用した.連続の 式および運動方程式の差分展開については Leap Frog 法 による完全陽解法に基づいた.一方,塩分の移流分散方 程式の数値計算には,移流項と分散項を分離して取り扱 う split-operator approach を導入し,これらの差分スキーム としてそれぞれ UTOPIA 法と ADI 法を用いた.また,陸 域境界条件として,塩分については陸域境界の垂直フラ ックスをゼロとする Neumann 型を,流速についてはノン スリップ条件をそれぞれ用いた.浅海域潮汐流場の解析 の際に必要となる干潟処理には,内山(2004)による wet-and-dry scheme に Land Mask 関数を導入する手法を用 いて移動海岸線の追跡を行った.さらに計算条件として, 海底地形,河川流量,風速,潮汐調和定数,およびノリ 養殖施設の区画漁場の各データを使用した.モデルの検



Fig.1 2008 年 11 月 29 日 3:20 (最干潮時) の干潟域および潮流ベクトル図



Fig.2 潮流速・流向の再現性(大潮時)



証には、福岡県および佐賀県の研究機関による 18 地点の観測結果を用いた.

2008年11月28日3:20(大潮最干潮時)の干潟域および潮流ベクトルをFig.1に示す.wet-and-dry scheme により再現された干潟域は、計算潮位と海底地形から判断される干潟域を良好に再現している.Fig.2は 11月28日9:00~11月29日8:00(大潮時)における実測値と計算値の潮流速および流向を比較したもの である.概ね良好な再現性が得られた.また、Fig.3に同期間の塩分(psu)の実測値と計算値の時間変 化を示す.塩分についてもすべての地点において良好な再現性が得られた.以上より、干潟の発生箇所、 潮流ベクトルおよび塩分拡散に関して再現性の高いシミュレーションモデルが構築できた.

2.2 ノリの窒素同化速度

ノリの不作の原因の一つとして,海水中の DIN(溶存態無機窒素濃度)の低下が挙げられる.現場で 測定するノリの色落ちの指標として L^{*}値があり,この値が小さいほどノリの色落ちは少ないとされ,L^{*} 値は海水中の DIN に対して負の相関を示す(池浦ら,2007).そのため,ノリの色落ちの回避には窒素 が重要であることが分かる.そこで,馬場・宮崎(1983)によるノリの窒素同化速度と海水中の DIN C_{DIN} (μmol/l)の関係式を導入し、ノリの良好な成長度合いの指標として用いた.

 $\frac{1}{N}\frac{dN}{dt} = 9.95 \times 10^{-2} C_{\rm DIN}^{0.31} W^{0.15}$

ここで、Nはノリの窒素含有量(g)、tは時間(s)、Wは潮流速(m/s)を示す.有明海湾奥部での海水中の DIN と塩分は良好な相関を示す(池浦ら、2007).そこで、2次元単層モデルで得られた塩分の計算値から DIN を推定し、計算潮流速と併せて式(7)から窒素同化量を算出した.

2.3 タイラギ浮遊幼生の追跡

タイラギの浮遊幼生は、孵化後ある浮遊期間を経て海底に着底し、その着底地点がタイラギ稚貝・成

体の生息場となる.本研究では, Euler-Lagrange 法を用 いその浮遊幼生の追跡を行った.すなわち,2次元単層モ デルによる Euler 的な流動場のデータから,中立浮遊粒子 とみなしたタイラギの浮遊幼生を Lagrange 的に追跡した. この場合, (n+1)時間ステップにおける中立浮遊粒子の 位置 $(x^{(n+1)}, y^{(n+1)})$ は (n)時間ステップにおける位置 $(x^{(n)}, y^{(n)})$ を用いて次式で表される.

$$x^{(n+1)} = x^{(n)} + U^{(n)}dt + \alpha\sqrt{2Ddt}$$
(8)

$$y^{(n+1)} = y^{(n)} + V^{(n)}dt + \beta\sqrt{2D}dt$$
(9)

ここで、 $U, V \dashv x, y$ 方向の潮流速 (m/s)、 $\alpha, \beta \dashv N(0, 1)$ の正規乱数、 $D \restriction t$ 乱流拡散係数 (m²/s) である. 乱流拡散 係数Dの算定にはSmagorinsky モデル(Smagorinsky, 1963) を用いた. 浮遊開始地点ならびに浮遊期間を設定し、上 式より浮遊幼生の座標位置を追跡することで、孵化した 幼生の着底地点を推定することが可能となる.

3. ノリ養殖施設の最適配置の提言

有明海湾奥に広がるノリ区画漁場を Fig.4 に, そのノリ 網の配置密度を Fig.5 に示す. 同図中の農区と有区はそれ ぞれ農林水産大臣, 県知事の認可の区画漁場である. Fig.5 より有明海のノリ区画漁場のうち福岡県側のノリ養殖施



(7)

Fig.4 有明海湾奥に広がるノリ区画漁場



Fig.5 ノリ網の配置密度(m²/10,000m²)

設の配置密度が明らかに高いことが分かる. ノリの養殖において、十分な潮流速の確保と栄養塩の供給

という視点に立つと、このようなノリ養殖施設の高密度 配置は少なからずノリの生育に対して負の影響を及ぼす ものと考えられる. 福岡県側の領域は, 佐賀県側に比べ ノリ養殖施設への河川流入量が大きいため、栄養塩の供 給が多くノリの色落ちが発生しにくい領域だと考えられ ている.しかしながら,近年福岡県側においてもノリの 色落ち被害が発生しており、こうしたノリ養殖施設の高 密度配置が原因となっていることが考えられる. そこで、 福岡県側を対象としたノリ養殖施設の配置方法として 5 つのシナリオを作成し、現況からの窒素同化量の増加率 を式(7)で求め、ノリ養殖施設の最適配置方法について 定量的に検討した. まず, Case1 では, Fig.6 に示すよう に福岡有区の領域においてノリ漁場区画間の潮通しの幅 を広くとり、潮通しの方向を筑後川河川流の流下方向に 合わせ、河川流入水の移流分散を促す配置へと変更を行 った. ところで、佐賀県側のノリ養殖ではノリ網が1小 間あたり 4 列張りに配置されているのに対して、福岡県 側では 5 列張りに配置されている. ここで, 小間とは, ノリ網を4列もしくは5列に配置したノリ漁場の基本単 位である. そこで, Case2 では, 福岡県側において1小間 5列張りから4列張りへの変更を行った.また, Case3 で は Case2 と同じ領域で小間数を現況から 10%削減した. さらに、Fig.4 に示す福岡有区 50 間潮通し以南, ならび に20間潮通し以南の小間数を30%削減した場合をCase4, Case5 とした.また、海域の領域ごとの特徴を抽出するた めにノリ区画漁場を Fig.7 に示す7つのエリアに分類し、 エリアごとの窒素同化量の現況からの増加率を求めた.

Fig.8 に Case2 における窒素同化量増加率の分布を示す. また, Table 1 に Fig.7 のエリアごとにまとめた各ケース の窒素同化量増加率を示す.計算結果より,ノリ養殖施 設の配置密度を低減させることによるノリの窒素同化量

の増加が見られ、ノリ養殖施設の高密度配置 による品質への負の影響が確認できた.また、 Table 1 から、Case2 の窒素同化量増加率が一 番大きく、ノリ養殖施設は1小間4列張りが ノリの成長により適した配置方法であるこ とが示された.全体として窒素同化量増加率 は微小である.しかし、ノリの良好な生育に 果たす生体内窒素の役割は大きいにもかか







Fig.8 Case2 窒素同化量增加率

-2%

Table 1 各水域における窒素同化量増加率

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
Area1	-1.16%	0.16%	0.09%	-0.76%	-0.29%
Area2	-0.20%	-0.38%	-0.21%	0.68%	-0.10%
Area3	-0.11%	1.54%	0.85%	-0.07%	0.07%
Area4	-0.02%	0.97%	0.50%	-0.06%	0.08%
Area5	-0.14%	-0.16%	-0.11%	-0.09%	-0.01%
Area6	-0.12%	-0.09%	-0.07%	-0.09%	-0.07%
Area7	-0.03%	-0.06%	-0.03%	-0.01%	0.00%
平均	-0.15%	0.09%	0.04%	0.01%	-0.01%

わらず、これまでその生体内窒素量と品質・収量に関する定量的研究はない.その一方、佐賀県では1 小間4列張りへの変更が完了し品質改善効果が出ており、ノリ養殖施設の高密度配置がノリの色落ちに 影響していたことが認められている.以上から、5列張りから4列張りへの変更によりノリの色落ちの 発生を抑えられ、品質の向上に貢献できると考えられる.

4. タイラギ浮遊幼生の着底場予測

タイラギ資源の減少要因の一つとして、底質環境の悪化による生息可能領域の縮小が挙げられる.しかしながら、広大な有明海全域における底質環境の改善は困難である.本研究では、どの地点の底質環境の改善を行った場合に有明海全域におけるタイラギ資源の回復が期待できるかという視点から研究を行った.そこで、これまで確認されたタイラギ成体の生息地点、および福岡県が新たな漁場として覆砂を計画している地点をタイラギ浮遊幼生の浮遊開始地点として、Fig.9 に示す14 地点を設定し、浮遊幼生の着底場予測を行った.その着底分布から、効率的な底質環境改善の地点を算定した.14 地点それぞれに浮遊幼生を模擬した中立浮遊粒子を500mメッシュ内に10,000 個等間隔に配置し、式(8)、(9)のEuler-Lagrange 法により挙動追跡を行った.夏季に孵化したタイラギの浮遊幼生移行期・着底期と潮汐の関係についての生態学的知見は無い.そこで本研究では、その着底の特徴をつかむために、浮遊開始時刻は2010年8月10日14:00(大潮干潮)、20:00(大潮満潮)の2つ、着底時刻は9月9日14:00(大潮干潮)、20:00(大潮満潮)の2つ、着底時刻は9月9日14:00(大潮干潮)、20:00

果とした.タイラギの浮遊幼生には着 底位置の選択性が無く、その資源量は 着底した環境に依存する.タイラギの 生息する水深は2~20mに集中してお り、また、秋元ら(1994)によると底 質の中央粒径値(Md ϕ)が4以下の環 境が適していると言われている.そこ で、近藤ら(2003)による有明海91地 点の底質調査結果のデータを基に、逆 距離加重法を用いて有明海全域におけ る Md ϕ の分布を導出し、Fig.9に示すタ イラギの生息可能領域(水深:2<h<20 m、中央粒径値: Md ϕ <4)を定義し、

この領域に着底する中立浮遊粒子の数を算出した.

計算結果として、Table 2 に生息可能領域への着 底数を出発地点(No.1~14)ごとに記す.また、 Figs.10~12 に No.13(農区第 210 号)および No.1

(沖神瀬), No.8 (小長井沖)を出発地点とした 浮遊粒子の着底地点の分布を示す. Table 2 より福 岡県側,特に No.13 (農区第 210 号)を出発した 浮遊粒子が生息可能領域に多く着底しているこ とが分かる.一方,佐賀県側を出発した浮遊粒子



Fig.9 タイラギ生息地点および生息可能領域

Table 2	各水域におけ	るタイ	'ラギ浮遊幼生着底数
---------	--------	-----	------------

		生息地点			生息可能領域への着底数
1.	沖	神		瀬	492.7
2.	太	良		沖	396.7
3.	大	牟	田	沖	1062.2
4.	\equiv	池		島	1450.1
5.	峰	の		洲	1024.8
6.	ガ	ン	Р	ウ	893.0
7.	竹	ハ		ゼ	1333.6
8.	小	長	井	沖	274.9
9.	荒	尾	地	先	564.6
10.	有	区 第	4	号	393.3
11.	有	区 第	29	号	799.3
12.	有	区 第	31	号	977.8
13.	農	区 第	210	号	1649.6
14.	峰	の洲南	覆 砂	堿	1015.4

の生息可能領域への着底は少なかった.また,諫 早湾内の地点 No.8 (小長井沖)を出発した浮遊粒 子の生息可能領域への着底は最も少なくなった. ところで,有明海には反時計回りの潮汐残差流が 存在し,湾口からの潮流は熊本県沿岸から福岡県 沿岸を通り,佐賀県沿岸,諫早湾,湾口へと流れ ていることが知られている.そのため,浮遊粒子 もこの潮汐残差流の影響を受け,福岡県側を出発 した浮遊粒子は有明海全体に着底,佐賀県側を出 発した浮遊粒子は西側へ着底,諫早湾を出発した 浮遊粒子の着底はほとんど見られなかった

(Figs.10~12). このように, 浮遊粒子は潮汐残 差流の影響を大きく受けていることが示された. 諫早湾を出発した浮遊粒子の生息可能領域への 着底はほとんど見られなかったが, その潮汐残差 流の影響によりこの領域は他の出発地点からの 浮遊粒子が多く着底していることが示された. そ のため, 諫早湾の領域が生息可能領域となればタ イラギ資源の回復につながることが推察される.

以上より, No.13 (農区第 210 号)の地点およ び諫早湾の領域において底質環境の改善を行な った際に,有明海全域におけるタイラギ資源の回 復が見込め,効率的な底質環境改善であると推察 された.

5. おわりに

有明海を対象として、ノリ養殖施設の最適配置、 およびタイラギ資源回復に向けた効率的な底質 環境改善の地点を算定した.その結果、ノリ網の 1小間4列張りへの変更がノリの窒素同化量を一 番増加させる配置方法であることが示された.ま た、タイラギの資源回復のためには、福岡県側に 位置する農区第210号の地点、および諫早湾の領 域における底質環境の改善がなされた場合に期 待できることが示された.本研究により有明海水 産資源の保全に関する提言を行うことができた. 今後は、根本的な有明海環境異変の問題解決に向 け、湾内の3次元的な流動場・栄養塩収支の再現 のため、3次元生態系モデルの構築を目指す.







Fig.11 1.沖神瀬を出発地点とした浮遊粒子の着底 地点の分布



Fig.12 8.小長井沖を出発地点とした浮遊粒子の着 底地点の分布

謝辞

本研究の一部は、平成23年度九州農政局有明海特産魚介類生息環境調査(福岡県沖)事業、平成24~

26 年度日本学術振興会研究拠点形成事業 (B.アジア・アフリカ学術基盤形成型),および JSPS 科研費 (課題番号:23380144,241526)の支援を受けた.記して謝意を表する.

参考文献

秋元恒基,相島昇,林宗徳,渡辺裕介(1994):有明海におけるタイラギ生息分布と環境との関係,福岡県水産海洋技術センター研究報告,2,79-83

馬場浴文,宮崎征男(1983):ノリの成長と窒素代謝におよぼす栄養と流速条件の影響,佐賀県有明水産 試験場研究報告,8,1-19

池浦繁,太刀山透,藤井直幹(2007)河川水によってノリ養殖漁場に運ばれる栄養分の平面的な広がり や持続性の把握,平成 19 年度新たなノリ色落ち対策技術開発事業河川水最適利用技術の開発報告書, 15-21

伊藤史郎 (2004): 有明海における水産資源の現状と再生, 佐賀県有明水産振興センター研報告, 22, 69-80 近藤寛, 東幹夫, 西ノ首英之 (2003): 有明海における海底堆積物の粒度分布と CN 組成, 長崎大学教育 学部紀要, 68, 1-14

Smagorinsky. J., (1963) : General circulation experiments with the primitive equations, Monthly Weather Review, **91**, 99-164

大橋智志,藤井明彦,鬼木浩,大迫一史,前野幸男,吉越一馬(2008):タイラギ浮遊幼生および着底稚 貝の飼育(予報),水産増殖,56(2),181-191

内山雄介(2004):海底面の力学過程を考慮した冠水・干出スキームの開発と三次元σ座標系海洋流動モ デルへの適用, 51, 351-355

八木宏,石田大暁,高橋亜衣,灘岡和夫,田村仁,小谷正幸(2004):ノリ養殖施設の流体抵抗と潮流・ 浮泥輸送への影響,海岸工学論文集,**51**,1026-1030

明治大学農学部 小島 信彦

1 まえがき

筆者は 2012 年 4 月 20 日より 9 月 30 日まで,南アフリカ共和国フリー・ステート州の州都(司 法の首都でもある) Bloemfontein にあるフリー・ステート大学に滞在した。同大学の Faculty of Natural and Agricultural Sciences の Centre for Environmental Management に所属して水環 境の研究者とともに研究を進めてきた。本報告では先駆的な水制度である「Free Basic Water」 とオフ・ストリーム・ダムを伴う水資源開発である「Caledon - Modder Water Transfer」, 「Lesotho Highlands Water Project」についてまとめたものである。資料の整理が不十分であり

2 南アフリカの概要

南アフリカは, 面積約 122 万 km², 人口約 5,000 万人の 9 つの州からなる共和国である(図1)。 GDP が世界で 30 位前後のアフリカ大陸南部の大国である。1991 年のアパルトヘイト廃止後(現 地では, アパルトヘイト後とは 1994 年の普通選挙の後からを指すのが一般的である), 政治的な

平等を得た。しかし,黒人の中産階級が生まれ た一方,プアホワイトと呼ばれる白人の貧困層 も生まれ,経済格差は拡大している。後ほど触 れるように,この国の統計はあてにならないこ とも多いが,失業率は25%に及ぶといい,500 万人以上ともいわれる不法入国者の存在も経済 的・社会的不安の一つとなっている。

説明不足の点もあると思うが、その点はご容赦願いたい。

アパルトヘイト廃止後は、英語、アフリカー ンス語のほか、黒人系 9 言語の 11 言語が公用 語とされている。しかし、結局のところ英語が 話せるかどうかが人生を左右するようである。 小学生の就学率は 95%以上あり、また、原則、 40 人学級ということであるが、現地の報道によ ると教員不足による定員オーバーや教科書の遅 配も生じている。また、理数系の教員が不足し



図1 南アフリカ全図

ていることも大きな問題となっている。フリー・ステート大学においても理数系のレベルの低下 が懸念材料となっていた。いわゆる文科省が初等教育と高等教育とに分かれており、初等教育に 重点的に予算を配分した結果、高等教育へ影響が出ているという。理工系の教育については、日 本の JABEE にあたる ECSA (Engineering Council of South Africa) があり、ワシントンアコ ードにも 1999 年に加盟している。したがって、エンジニアリング課程の卒業生の質の保証はさ れている(実際に現地調査で説明をしてくれた、Bloemwater (Water Board)の若い技術者(黒 人)は、十分な能力を有していると見受けられた)はずだが、そもそもエンジニア系の大学が少 ないこと(文系を合わせても大学数は少ない)、優秀な技術者が国内の経済や社会情勢への不安か ら国外へ流出してしまうことが課題となっている。

3 南アフリカの水文環境

国土の大部分は高原地帯であり沖積平野は少ない(図2)。レソトおよびその周辺では² 3,000m級の山脈が横たわる。西部の海岸地域 を除くとほとんどの地域で夏が雨期,冬が乾期 である。降水量はレソトおよびその周辺では²⁴ 1,000mmを超えるところもあり,降雪もある が,西に向かうにつれて少なくなり,年平均降 水量は495mm¹⁾である(図3)。全体として蒸³³ 発量が大きく,年平均流出率は降水量のわずか 8.6%という³⁾。**写真1**のような季節河川も少な くないので,筆者の所属した研究室ではこのよ うな河川の水環境が大きなテーマの一つとなってい た。一人あたりの年間再生可能水資源量は約 1,000m³といわれている¹⁾。



この国の中央を長さ約 2,200km の Orange 川 (レソトでは Senqu という)が、レソトを水源 として西流し大西洋へ流れている。国土の約半分が流域に含まれる最大の河川であるとともに最 も重要な河川である。最大の支流は Vaal 川で、プレトリア (行政の首都)・ヨハネスブルグを中 心とした首都圏の一部がこの川の流域に含まれる。また、レソトに加えてボツワナとナミビアを 流域に含む国際河川である。

河川流量が少ないこととも関連して,水質の悪化も大きな問題となっている。生活排水のほか 鉱山廃水(重金属・放射性物質)や塩分濃度の高い河川水の灌漑への影響等がみられる。



図3 降水量分布2)



写真1 季節河川(乾期)

4 Free Basic Water

国連によると南アフリカにおいて安全な飲料水にアクセスできる人口の割合は91%,基本的な 衛生施設にアクセスできる人口の割合は77%とされている¹⁾。ここでは,飲料水に絞ってその実 態について述べたい。

南アフリカでは、旧被差別層へ対して生活に必要不可欠な水や電気等について配慮した法律や 規定が整備されている。水に関しては、Water Service Act (Act No.108, 1997)の第3条(1)には、

「Everyone has a right of access to basic water supply and basic sanitation.」とあり、具体的

には、2001 年の National Free Basic Water Strategy において、すべての家庭を対象に「1 給水 栓あたり 6m³までの水道料金は無料」とされている。

このサービスの実施状況は, DWA (Department of Water Affairs) の 2012 年 5 月 31 日付の 発表では**表 1** のようになっている ⁴⁾。給水栓あたりが対

象であるのでここでは世帯数の表で示す(人口で見ても ほとんど変わらない)。国連のいう 91%には及ばなくて も、86%を超える高い値を示している。ちなみにこの表 における Poor は、月収 800 ランド(約 8000円)以下を 指す。しかし、現実にはいくつかの問題がある。

表 1 Free Basic Wa	ater の 実 思
-------------------	------------

Households	Total	Poor
Tota	13,106,206	5,839,848
Served	11,284,325	5,054,454
%	86.10%	86.55%

(1) サービスの水準

サービスは以下の4段階に区分されている4)。

Above RDP : Household have access to `in-house` or `in-yard` water supply connections.

- at RDP : The infrastructure necessary to supply 25 litres of potable water per person per day supplied within 200 metres of a household and with a minimum flow of 10 litres per minute (in the case of communal water points) or 6 000 litres of potable water supplied per formal connection per month (in the case of yard or house connections).
- Below RDP : Household have access to infrastructure but at a BELOW RDP standard e.g.Standpipe > 200m
- No Infrastructure : Household have no access to any infrastructure i.e. those people that still drink unsafe water from a dam, spring, river or receives water from vending (e.g. trucking) projects.

遠くから水タンクを運んでもアクセスできるというのは、サービスされているというべきなの か、遠くてもきれいな水が入るからよい、というべきなのか、考えさせられる。また、給水の基 本単位が一人一日当たり 25 リットルとされており、決して十分な量とはいえない。一方、水の 需給がひっ迫しておりこれ以上、無料の供給量を増やしたくないというのが政府側の本音のよう である。

(2) 実際に給水されているかどうか

2003年には家庭の37%への給水が複数日にわたり中断されているとの報告もある 5。最近でも給水パイプが何年間も壊れたままであるとのレポート 6や新聞報道がある。原因としては技術的な理由(施設の状態と管理の両方)が挙げられている。この問題については資金不足だけではなく,水管理に関わる技術者(排水処理を含む)の80%の能力不足も問題であるとの指摘もある。しかも水関連の技術者数も Financial Mail の6月1日号 7 によると、南アの公共部門(官庁および公益事業会社)のエンジニアは5515人しかいない。そのうち ESKOM(南アの発電,送電,供給の95%を握る,アフリカ最大の電力会社,現在は民営化)の技術者が3348人を占めており,水関連はたった252人しかいないとされる。

このほか、無料分以上の使用に対しての料金は毎年値上げされており(Free Basic Water 以上の使用に対しては汚染者負担の原則が法にも明記されている),他の公共料金等の値上げも伴い家計を圧迫しており、このことが近年の多くのストライキにつながっていると思われる。また、黒人には公共サービスへ料金を支払う文化がないとの指摘もあり⁶⁰、公共料金の未払い→収入不足→管理費不足→公共料金の値上げ、という悪循環に陥っている面もある。

5 Caledon - Modder Water Transfer

Bloemfontein およびその周辺地域の水需給がひっ迫してきたため,Orange 川上流部最大の支流である Caledon 川からの流域変更による分水が計画された。概要は図4のとおりである⁴。





まず, 1973 年に総貯水量 1 億 1,400 万 m³の Welbedacht Dam が Caledon 川に建設された。ダ ム下流で取水された水は, ダムサイトにある浄水 場で浄水され, 115km のパイプラインによって Bloemfontein へと導水されている。最大流量は 1.157m³/s である。

Caledon 川は土砂濃度が高いため、急激に堆砂 が進んだ(図5)。当初から十分な堆砂容量も見 込んでおらず(わずかに100万m³!),ダムサイ トから上流42kmにあったJim Forchè Bridge(写 真2)も、ダム建設前は水面までの高さが10m以 上あったが、ダム建設後、河床が上昇し、通水 断面が不足するだけでなく、雨期には障害物と なって洪水を引き起こすようになり、近年架け 替えられた。上流の土壌浸食が大きな原因であ る。Caledon 川の上流は南アフリカとレソトと の国境を流れるが、レソト側の地形が急峻であ ることや過放牧等もあり膨大な土砂が流出して いる。写真3はレソトにおける土壌浸食の一例 であるが、幅10m以上、高さ数mにおよび崖 のギリギリまで耕作しているのが見てとれる。

その後の水需要の増加ならびに Welbedacht ダムの貯水量の低下に対応するために, Caledon川の支流に Knellpoort ダム(高さ 50m, 総貯水量1億3,700万m³,世界で最初の RCC で建設された重力式アーチダム)が1988年に 建設された。同ダムは Caledon川の流量の多い ときに Welbedacht ダムの堤体から21km上流 に設けられた Tienfontein ポンプ場より揚水し て2km の導水路を経て貯水するというオフ・ ストリーム・ダムである。Modder 川下流のダ ムの貯水容量を見ながら,貯水池の上流に設け られた Novo ポンプ場より Modder 川の上流へ 導水している。また,Welbedacht Damの貯水 容量が不足する場合には、ダムより放流するこ ととなっている。



図5 Welbedacht ダムの堆砂割合



写真 2 Jim Forchè Bridge



写真3 土壤浸食 (Maseru 近郊, レソト)

写真4は Tienfontein ポンプ場であるが、ポンプの前に土砂が堆積して運用できない状態が半年以上続いている。洪水時にはゲートを閉鎖して土砂の侵入を防ぐことになっているようであるが、その運用はなされていないようである。写真5は Tienfontein ポンプ場から Knellpoort ダムへの導水路に設けられた沈砂池である。非常に細かい土砂が堆積し、通常のヘッドの利用ではほとんど排砂がでないため機械的除去に頼っている。また、写真6はダム周辺の様子である。実はフェンスの内側(草のない方)がダムの管理区域である。このように違法放牧も行われており、

見事なまでのコントラストからも土壌浸食の進行,引いてはダムへの流入が懸念される。本ダムの堆砂容量は 660 万 m³あるが,現在,計画と同等かやや早いペースで堆砂が進行している。

図6は Modder 川上流部の流量の変化である。ダムからの取水を止めると急激に流量が低下している。写真7,8はダムからの取水の停止前と後のものである。今年は例年より乾期の雨が多いので自然流量も多いとのことであるが、分水が河川環境に与える影響は大きい。



写真4 Tienfontein ポンプ場



写真5 導水路沈砂池の排砂作業



写真6 違法放牧(D.Reynolds 氏提供)



図6 Modder 川流量 (at Diepwater)⁴⁾



写真7 Modder 川(取水あり)



写真8 Modder 川 (取水なし,水はほとんど停滞)

6 Lesotho Highlands Water Project (LHWP)





図7に LHWP の概要図および主要施設の諸元 を示す。工事は 1991 年に開始され, 1998 年に Phase1A, 2002 年に 1B が完成した(図8)。本 プロジェクトはレソト国内の Orange 川の水を流 域変更をして Vaal 川流域へ分水し, ヨハネスブ ルグを中心とした首都圏へ水を送ると同時にレソ トにおける電力の確保, 農村地域の生活改善を図 るというものである。



首都圏の人口は全人口の3割を超える経済活動の中心であるが、慢性的に水需給がひっ迫している。なお、この首都圏の一部が Vaal 川の流域であり、給水にあたってはさらに流域変更が必要となる。

Phase1A ではこの開発の要となる Katse ダム(アーチ式)と南アフリカへの導水トンネルお よび水力発電所が建設された。Phase1B では、Katse ダムの貯水量を増強するために Mohale ダ ム(コンクリート表面遮水方式ロックフィル)および Matsoku 堰(コンクリート重力式)が建 設された。同プロジェクトは現在、Phase 2のダムの位置を Orange 川本流の上流部へと変更し て(Polihali ダム)して、環境アセスメントに入っている。Polihali ダムからの導水にあたって は、Matsoku 堰を経て Katse ダムへ導水することになっている。Matsoku 堰から Katse ダムへ の導水トンネルもこの容量を見込んだ断面で施工された。また、Katse ダムから南アフリカへの 導水には新しいトンネルも建設する。

(1) Katse Dam (写真9)

現地ではオフ・ストリーム・ダムとは呼ばれ ていないが、Orange 川本流ではなく支流に設 けられたこと、他流域から導水して取水量を増 強していることから、オフ・ストリーム・ダム として評価すべきである。また、地域の電力確 保のためにダムを下池とした揚水式発電所が計 画されている。



写真9

Katse ダム

(2) Mohale Dam (写真 10)

本ダムは環境維持流量 IFR(Instream Flow

Requirements)を確保するための取水口を設けている。筆者が訪れた冬期にはドレーン排水量だけで IFR を確保することができるということでダムからの直接の取水は行われていなかった。

(3) Matsoku Weir (写真 11)

堰上流部への堆砂を防ぐため(Phase2 でも利用するため),排砂ゲートを設けている。堰下流 部には排砂されたと思われる土砂が堆積しており現在のところ機能しているようである。

(4) Ash Outfall (写真 12)

導水トンネルから Vaal 川流域の Ash 川への放流口である。大流量が流れ元の河川の面影は全 くなくなり、環境への影響が非常に大きいものとなっている。Modder 川の比ではない。Phase2 が完成すると流量は 2 倍になるが、果たして Ash 川がその流量を受け入れられるか懸念される。



写真 10 Mohale ダム



写真 11 Matsoku 堰

(5) その他

写真 13 はレソトの伝統的家屋である。建物の裏のコンクリートの構造物はトイレ,後ろの水面は Mohale ダムである。ダム関連の工事に関係した地域では衛生施設の整備が飛躍的に進んだようである。一方, Phase1 の開発電力は発電周辺ではなく都市部に送られており, Phase2 では地元への送電も計画されている。





写真 12 Ash Outfall

写真13 伝統的家屋とトイレ

7 あとがき

この国では様々な先進的な法制度,基準が設けられていて,非常に驚かされた。一方,それを 実現していくための困難な道のりも感じた。筆者の研究テーマの一つであるオフ・ストリーム・ ダムについても,ダム適地の減少,堆砂への対応から積極的に導入が進められており,また本報 では触れなかったが,農業分野でも,限られた水資源を有効に使用するために灌漑施設を組み合 わせた積極的な Water harvesting の導入方法の研究など,興味深い取り組みが行われていた。

この報告によって、南アフリカに多少なりとも興味を持っていただければ幸いである。 **謝辞** フリー・ステート大学ならびに同大学 Centre for Environmental Management のセンタ ー長シーマン教授をはじめとするみなさまの多大なる援助を受けた。とくにレイノルズ博士には 調査時のアレンジ並びに同行と多くの時間を割いていただいた。心より感謝いたします。

<引用文献>

1) UNEP(2010):African Water Atlas p.284-285 http://www.unep.org/pdf/africa_water atlas.pdf

- 2) M.F. Viljoen et al.(2006): Multi-Dimensional Models for the Sustainable Management of Water Quality and Quality in the Orange-Vaal-Riet Convergence System, Report No.1352/1/06, Water Research Commission, p.12
- 3) B.R.Davies et al.(1992): Viewpoint: An assessment of the ecological impacts of interbasin water transfer, and their threats to river basin integrity and conservation. Aquatic conservation: Marine and freshwater ecosystems 2 p.325-349
- 4) Department of Water Affairs ホームページ http://www.dwaf.gov.za/
- 5) Development Bank of Southern Africa(2006): Infrastructure Barometer, p.121-122
- 6) Thomas Kruchem(2012): Orange~Senqu, Brandes&Apsel
- 7) Jump-Starting Growth(2012), Financial Mail June 1, p.34
- 8) S.Wallis(1993):Lesotho Highlands Water Project Volume2
- 9) R.Hirji and P.L. Watson(2007):Environmental Flow Policy Development and Implementation, 10th International River Symposium & Environmental Flow Conference
頭首工管理における堆砂障害の軽減対策

Measures to Reduce Sand Deposition Problems of Diversion Dams

三輪 弌(MIWA Hajime)

1. はじめに

頭首工管理において,頭首工の上下流区間に常態化した堆砂によって,可動堰ゲートの閉鎖に支 障を生じている事例が数多く見られる。本年(2012 年)8月に改定された土地改良施設管理基準 -頭首工編-においても,その重要性が指摘されている。みお筋変動による堆砂によって取水口が 閉塞したり,洪水中に転倒させた転倒堰の上に分厚く堆砂したために転倒堰を起立させられなかっ たりする事例は,従来から数多く見られていたが,近年の堆砂障害は,河川整備計画に合わせて, 現況より低い計画河床高にゲート敷高を合わせて頭首工が建設されたことによってより広範に発 生している。

頭首工の堆砂問題の発生は、河床の3次元的な凹凸形状と洪水による形状変化に対する実態認識 が、頭首工の計画や設計にうまく反映されていないことに原因の一つがあると言える。本論では、 頭首工周辺堆砂の発生メカニズムを、主として、河床形状とその変化という観点から分析し、堆砂 障害の軽減対策を提案する。

2. 河床の凹凸形状と砂礫堆形成との関係

2.1 直線水路における砂礫堆の形成と水流蛇行

河川は、淵と瀬を交互に繰り返しながら、河道内を左右に 大きく蛇行して流れている。この瀬・淵の連続による水流蛇 行は、「砂礫堆」と呼ばれる河床形態が上下流に連なって、 河道と河床を形成しているために生じている。河川洪水流の 基本的特性は、河道幅に対して水深がその数十分の1以下と 非常に浅いことである。その浅い流れにおいて河床面の砂礫 が激しく流動している。

このような特性を持った流れは、河川や水路の規模を問わ ず、砂礫堆の連続した河床形状を形成し、左右に大きく蛇行 して流れる。河道がまったくの直線河岸であっても、砂礫堆 形成と水流蛇行は見られる。水路幅 20cm という小規模な直 線実験水路における形成例を図-1に示す。洪水流は水路全 面が冠水して流下しているが、洪水の減水によって、河岸沿 いの狭くて深い淵から浅く広がった瀬を経て対岸の淵に至 り、淵と瀬を繰り返す蛇行水流になる。左右岸交互に寄洲が 広がり、一つの砂礫堆は、淵と瀬、洲をひとまとまりとする 河床形状であり、その形状を左右反転しつつ上下流に連続し



図-1 直線水路における砂礫堆の 形成と水流蛇行 (洪水減水後の状況に相当,水路幅:20cm, 流量:0.6L/s,水路勾配:1/100,砂粒径: 0.8mm,砂比重:2.49)

*岩手大学農学部 Iwate Univ.

キーワード:頭首工管理,堆砂,河川構造令,計画河床高,可動堰ゲート敷高,ゲート閉鎖操作



て河道を構成する。

砂礫堆を形成して流下する洪水流も,左右に大き く揺れ動きながら流下する。各横断面の高流速部を 連ねた洪水時主流線は,図-2のように,左右岸交 互に河岸に接近し,洪水水衝部が現れる。護岸の損 壊や河岸侵食などの河川災害が発生する箇所である。

2.2 砂礫堆の下流への移動

洪水水衝部河岸は,河床が深く掘れた淵から瀬と 洲に移り変わる付近にあり,前面の河床の砂礫が下 流に運び出される。運ばれた砂礫は,瀬と洲の河床 の高まり部分を通り過ぎて,砂礫堆前縁(上下流の 砂礫堆の境界線で小さな崖の底部を連ねた線。一つ の岸から斜めに対岸下流方向に向かう。)の直下流全 域に堆積する。その結果,崖下流への堆砂が全体と して進行するので,砂礫堆前縁がその形を保持しな がら下流方向にずれ動くことになる。

この砂礫堆前縁の下流へのずれ動きは、上下流す べての砂礫堆でほぼ均等に起こるため、砂礫堆の形 状と接続パタンーンが温存されたまま、全体として 下流へ移動する。砂礫堆の形状によって決まってい る淵の位置や洪水水衝部、蛇行している平水時のみ お筋もそっくりそのまま下流へずれ動くことになる。

2.3 蛇行河道における砂礫堆位置の安定化

自然河川では、水衝部河岸が侵食されるので、河 道そのものが蛇行するようになり、河岸侵食を伴い ながら、主として下流へずれ動く変化が継続して起 きる。一方、人工的な改修工事に伴う堤防や護岸に よって(あるいは天然の強固な岩盤によって)水衝 部河岸が侵食されない場合、蛇行した河道の形状は 固定化する。河道の蛇行や湾曲が緩やかな直線に近 い河道では、直線河道と同様に、砂礫堆は下流に順 次移動する。



砂礫堆前縁



図-3 屈折蛇行水路における砂礫堆の位置と 形状の安定化

(水路幅:13cm,水路蛇行半波長:55cm,蛇行角:24°, 流量:0.25L/s,水路谷勾配:1/40,砂粒径:0.8mm, 砂比重:2.49,停水後減水中の様子,白色域が水域) しかし、河道の蛇行角がある限界角を超えて大き くなると、砂礫堆の移動を抑えることができる。図 -3 は、水路幅 13cm の蛇行水路において、蛇行半 波長 55cm、蛇行角 24°に設定した場合であり、限 界に近い蛇行角で砂礫堆の移動を抑えている ¹⁾。こ のように砂礫堆の移動を蛇行水路によって完全に抑 止した場合、砂礫堆の位置が安定化するだけではな く、砂礫堆の凹凸形状もほぼ安定化する。通水停止 時に白色絵具溶液を流し込んでいるので、水域は白 く写し込まれている。砂礫堆の先端部を通る横断測 線 2 においては、比較的水平な横断形になっている が、測線 3~11 の横断測線上の河床横断形は、上か らの写真に対応して、淵部で深くなり、寄洲部で高 まっている。取水堰と砂礫堆との位置関係によって、 河床横断形が大きく異なることの認識が重要である。

3. 堆砂による各種の取水障害

3.1みお筋変動による取水口閉塞

天然の強固な岩盤や人工護岸によって河道が固定 化された蛇行河道においては,河道の蛇行角がある 限度を超えて大きくなると,図-3 で見られたよう



図-4 旧三栗谷堰(渡良瀬川)における 導水路掘削による取水状況 (1974年当時:地理院撮影CKT-74-19, C8-22)

に,常に安定した河岸範囲にみお筋が寄ってくる。古来の多くの取水堰において,同じ取水口位置 から安定して取水できているのは,このように砂礫堆の移動が抑止され,みお筋が安定化している 地点をうまく選んで設置されたからである。

ところが,河道の蛇行や湾曲がゆるくて,砂礫堆の下流への移動が見られる地点に取水口が設け られた場合には,洪水のたびにみお筋が変化し,取水口が堆砂によって閉塞することになる。また, 砂礫堆形成による凹凸形状に対する配慮が足りず,寄洲の側に取水口を設置したために上流みお筋 まで掘削した導水路が洪水のたびに埋没して,取水不能になる事例もある。

平水時のみお筋が2本に分かれ、分流と合流を繰り返す2列蛇行の場合や、みお筋が何本にも分かれて網流状態になっている場合には、砂礫堆の挙動を制御することはできないので、洪水のたびにみお筋が大きく変動する²⁰。図-4は、渡良瀬川の旧三栗谷堰(栃木県足利市)の取り入れ状況である。取水口前に広く寄洲が広がっており、上流のみお筋に向かって導水路を掘削している。

3.2 転倒堰の起立障害

河道を直角に横断して取水堰が建設された場合,砂礫堆の移動が抑えられた蛇行河道の場合でも, 横断河床形状を見れば,取水口側にみお筋が寄った地点は,図-3の横断測線 3~10の左岸側に当 り,河道中央から対岸側にかけての河床は高く,寄洲部分が堰にかぶってくる。

昭和40年(1965年)ころ、多くの転倒堰が建設されたが、このように寄洲の河床高まり部分が 転倒堰の上にかぶってくると、転倒堰が起立できないことになる。堆砂高が小さい場合には、完全 ではなくても何とか起こせる場合もあるが、ある程度以上の厚さで堆砂すると起立不能になる。図 -5の栢山頭首工(神奈川県酒匂川・小田原市)の例では、左側写真の平成2年(1990年)8月時



不完全な起立状況 (1990年8月17日三輪撮影)



図-5 栢山頭首工(神奈川県酒匂川)における 転倒堰の起立障害

河道中央部2門の起立不能状況 (1990年10月29日三輪撮影)

点では何とか転倒ゲート起こすことができたが,同年10月には,河道中央部2門のゲートを起立 させることができなくなった。栢山頭首工では,昭和46年(1971年)の建設以降,何度も堆砂に よって起立不能になり,人工的に堆積砂礫を除去して取水している。

ゴム堰においても,洪水中に倒伏させた袋体の上に堆砂が生じ,洪水後に起伏できない場合がある。平成19年(2007年)9月出水による滝名川中央頭首工(岩手県紫波町)の事例³⁾が報告されている。

3.3 可動堰ゲートの閉鎖障害

昭和 40 年代以降は、洪水流を安全に流下させるため、引き上げ式ゲートをもつ全面可動堰が建 設されるようになる。平水時は、ゲートを下ろして堰上流に湛水させ取水するが、洪水に見舞われ ると可動堰ゲートを引き上げ、必要な流下断面を確保して洪水を安全に流下させる。

全面可動堰においては、洪水吐ゲートの敷高を同じ高さに水平に設定されることが多いので、図 -3に見られるように、河床横断形がみお筋と寄洲による凹凸形状となる地点に堰を建設した場合、

洪水吐ゲート戸当り部上に堆砂が見 られ、ゲート閉鎖に支障を生じる場合 がある。図-6は、石狩川に設置され た近文頭首工(北海道比布町)におい て、平成23年(2011年)9月の洪水 後に左岸側の洪水吐ゲート部に広く 堆砂が発生した状態を示している。堆 砂の高さは1m程度もあり、平成24 年(2012年)5月1日の取水開始日 に、左岸沿いの洪水吐ゲート1門が閉 鎖できなかった。

近年では,河川管理施設等構造令に 基づいて,取水堰の可動堰ゲートの敷 高を,現況河床より低い将来計画河床 高に合わせて建設される場合が多く,



図-6 近文頭首工(北海道石狩川・比布町)における 洪水吐ゲート敷上の堆砂 (2011 年 11 月 2 日三輪撮影)

ゲート直下およびその近傍に堆砂が常態化して, 頭首工管理上の大きな問題になっている。この問 題については,本論5において詳述する。

4. 堰下流河床洗掘に伴う河川災害の発生

4.1 堰体の損壊

第2次大戦終戦後,多くの堰でコンクリート製の固定堰に改築されたり,補強されたりして頑丈 な構造物になっていった。一方で,経済成長に伴って建設材料としての河床砂利の利用が進められ, 日本全国の河川で,砂利採取が盛んになされるようになった。特に,昭和30~40年代に盛んに実 施されたため,河床低下が進行し,橋脚や護岸の根元が損壊する被害が頻発した。取水堰において は,堰本体は頑丈なコンクリート構造物になっているので,簡単には破壊されなくなっていたが, 堰下流河床の局所的な洗掘によって,堰の下流側水叩き工や護床工が損壊して危険な状態になった 堰が多数ある。

図-7は、平成10年(1998年)8月豪雨によって、穴堰(福島県阿武隈川・白河市)の下流護 床工が大きく沈下流失した状態である。堰の本体(A)が破壊されるまでには至らなかったが、堰 下流の河床低下が進行しており、洪水によって下流護床工の下流河床(B)が洗掘され、護床工が 沈下・流失した上に、護床工が置かれた地盤の砂礫が吸い出されて流出し、図-7に見られるよう に、護床工(C)が全面的に沈下した。固定堰の中央部では堰本体の下部が露出してしまっている。

4.2 堰取付け部河岸の侵食

固定堰下流の河床低下が進行している場合に、堰取付け部の河岸や堤防の侵食被害が数多く発生している。図-7の穴堰の場合にも、右岸の堰取付け部の堤防と高水敷が大きく侵食され、写真中



図-7 穴堰(福島県阿武隈川・白河市)における固定堰下流護床工の損壊と流亡 (1998 年 12 月 4 日三輪撮影)



図-8 旧北空知頭首工(北海道石狩川・深川市)における昭和56年8月豪雨災復旧計画概要図⁴⁾ (堰右岸取付け部河岸の侵食と広範囲の農地流亡)

央部上方(D)に見ることができるように,護岸も壊されている。堤防決壊寸前の危険な状態である。堰取付け部河岸の損壊メカニズムとしては,(1)堰下流河床の局所洗掘によって,堰の直下流 護岸が破壊される場合や,(2)高水敷上を流下してきた水流が,堰下流低水路に落下することによって護岸が破壊される場合,(3)高水敷下部に嵌入した固定堰端部周辺の砂礫が長年の水圧で徐々 に流出し,空洞化してパイピングを起こした場合などが考えられる。

図-8は、旧北空知頭首工(北海道石狩川・深川市)において、昭和56年(1981年)8月洪水 によって、堰右岸の地盤が大きく侵食された状況である。堰右岸の上流河岸740m、下流河岸274m にわたって最大幅130mの堤内地地盤(図中の水色の範囲)が侵食された。流出土砂の総量は25 万m³にも及んだが、河岸の決壊が始まってからわずか5時間で流失した。

災害発生から被害拡大する状況を詳細に観測することは不可能であるため,災害後の状況から推 察するしかないことが多く,当該施設の被災メカニズムを特定することはなかなか難しい問題であ る。いずれにしてもこのタイプの災害が発生すると,昭和49年(1974年)9月に起きた多摩川宿 河原堰での災害(東京都狛江市)のように,堤内地地盤の侵食にまで発展し,大きな災害につなが る危険性が高い。

5. 河川管理施設等構造令の制定と頭首工堆砂管理との関係

5.1 計画流下断面と堰構造との関係

取水堰における河川災害は,昭和 30~40年代の砂利採取を主たる原因とする河床低下によって 頻発していることが明らかであったので,多くの河川で,河道内の砂利採取を禁止したり,大幅に 規制したりする対策がとられた。それと同時に,河川管理の責任者である建設省(当時)は,昭和 51年(1976年)に河川管理施設等構造令を制定・施行し,河川の将来河道計画に適合した構造物 としての計画・設計の基準を明らかにした。

河川管理施設等構造令(以下,「河川構造令」という)では,堰高の高い固定堰が,河川洪水の 安全な流下の障害になっているとの判断から,河川構造令第37条に「可動堰の可動部以外の部分 及び固定堰は,流下断面内に設けてはならない。」と定めた。第37条にいう流下断面には,河川改



図-9 堰建設時河床掘削と現況河床との関係概略図50

修計画にある計画横断形に係る流下断面を含み, 堰の敷高は, 一般に計画河床と一致させるとした。 固定堰の天端を現況あるいは計画の河床高に合わせると, 必要な取水位が得られないので, 取水堰 は, 原則的には全面可動堰として計画されることになった。

河川管理者は、治水安全度を高めるため、将来河道計画として、現況より大きな計画洪水流量を 流下させる計画流下断面を設定していることが多い。流下断面を大きくする方法としては、堤防の 嵩上げや引き堤も考えられるが、どちらも用地取得が必要になり実行は難しい。そのため、低水路 の河床掘削によって計画河床高を下げるという計画が立案される場合が多くなる。この低く設定さ れた計画河床高に適合した取水堰と現況及び計画河床との関係は、図-9のようである。将来河川 改修計画はあっても、堰の本体と上下流水たたき、護床工などの堰の占用区域についてのみ、先行 的に計画断面に改修される形になることが多く、取水堰の建設に合わせて、計画河床高以上の河床 砂礫は掘削除去され、上流・下流の元河床にすりつけられる。

可動堰のエプロンの長さは、堰体上下流部の洗掘防止と浸透水によるパイピング防止という機能 の必要上から決められ、護床工については河床の局所洗掘防止の必要から決められる。そのような 設計上の基準や類似の設計事例を参照して、建設された多くの頭首工構造を概観すれば、堰の占用 区域の河道距離は100~200mであり、頭首工設置地点の河道幅程度かそれ以下である場合が多い。 したがって、建設後にひとたび洪水に見舞われると、掘削河床区間に砂礫が堆積し、可動堰ゲート の閉鎖操作に支障が生じることになる。

5.2 洪水による元河床の復元と堆砂障害

可動堰のゲート直下周辺部の堆砂によって、ゲート閉鎖に苦労している頭首工は、日本全国に数 多く存在するが、岡本頭首工(栃木県鬼怒川・宇都宮市)は、森田頭首工(栃木県荒川・芳賀町) や六堰頭首工(埼玉県荒川・深谷市)と並んで、関東地方ではよく知られている事例である。岡本 頭首工は、鬼怒中央農業水利事業によって、全長 367mの全面可動堰(左岸から土砂吐1門:純径



図-10 岡本頭首工地点の元河床と可動堰敷高との関係(下流からの正面図⁶⁾)



図-11 岡本頭首工における仮設砂利堤の設置による取水機能維持 (A:吊り上げ状態の洪水吐6号ゲート,B:仮設砂利堤,2012年1月31日三輪撮影)

間 20m×扉高 2.05m, 洪水吐 8 門:純径間 40m×扉高 2.0m)として昭和 60 年(1985 年)度に 完成した。建設前の元河床と可動堰敷高との関係は、図-10 の通りであり、右岸側に寄洲が広が っていて,洪水吐 4 門がこの寄洲部に位置している。左岸側に河床の高い範囲があるが、ここは高 水敷化していた河床部で、改修計画の流下断面を確保するため、大きく掘削された部分である。

岡本頭首工では,昭和62年(1987年)の供用開始後,洪水に見舞われるたびに堆砂によるゲー ト閉鎖障害に悩まされ,頭首工上下流の砂礫除去が繰り返し実施された。とくに平成13年(2001 年)洪水後には,国土交通省下館河川事務所によって約15万m³もの砂礫が除去され,下流左岸 の災害復旧に活用された。その後も出水のたびに,頭首工上下流区間の堆砂により苦しめられてき たが,平成23年(2011年)9月の台風15号による出水によって,洪水吐6号ゲート直下に1.5m 厚の堆砂が発生し,ゲートの閉鎖ができなくなった。堰上下流の右岸側に広がっていた寄洲のうち, 堰近傍については繰り返し掘削され,除去されているが,全体としては低水路内の中水敷のような 形態で安定的に存在している。出水がない場合は,人工掘削の状態が維持されるので,ゲートの開 閉に大きな支障はないが,今回のような大きな洪水に見舞われると,掘削部に砂礫が流れ込んでき てゲート閉鎖が不可能になってしまうのである。

左岸側の土砂吐ゲートと洪水吐ゲート5門は閉鎖可能であったので,図-11に見られるように, やむを得ず洪水吐6号ゲート(A)から8号ゲートの3門を釣り上げ状態に保ち,仮設砂利堤(B) を築いて取水する態勢をとっている。さいわい,今年(2012年)は,大きな洪水がなかったので, 仮設砂利堤が侵食されることもなく,取水を継続することができた。

なお、岡本頭首工の上下流区間では、左岸から河道中央部が実質的な低水路になっている。その 低水路内で上流からの砂礫堆の移動が見られ、堰の直上流部に中洲が発達してきており、左岸側で もゲート開閉に支障が出るのではないかと対応に苦慮している ⁷。



図-12 加古川大堰における河床高変化 (平成19年度加古川大堰定期報告書より)

6. 堆砂障害の軽減対策

岡本頭首工をはじめとして, 頭首工における堆砂管理に苦しめられている多くの頭首工がある一 方で, 同じような時期に同じような形式で建設された頭首工でも, 堰周辺堆砂によるゲート操作に 大きな問題が生じていない場合もある。この違いが生じる要因を比較・分析することによって, 障 害軽減の対策を検討したい。

6.1河川改修工事の並行的実施(長区間の河床掘削)

加古川水系工事実施基本計画が,昭和57年(1982年)に策定され,治水安全度を向上させるた め,計画高水流量が従来の4,450m³/sから7,400m³/sに改定された。この計画高水流量の増加に対 応して,河道の拡幅や掘削,護岸整備などの河道改修のほか,流下能力阻害の原因になっている農 業用水固定堰(五ヶ井堰,上部井堰)を撤去することにした。そして,改修流下断面に適合した全 面可動堰として,加古川大堰(兵庫県加古川・加古川市)が計画・設計された。堰の全長は273.6m あり,調節ゲート左右1門ずつ(純径間50.2m×扉高5.3m(うちフラップゲート1.2m)),洪水吐 ゲート3門を(純径間50.2m×扉高6.0m(うちフラップゲート1.1m))を備えている。昭和59 年(1984年)に堰本体が完成し,平成元年(1989年)に供用開始された。

堰の建設工事に並行して,建設省(当時)による河道掘削などの河川改修工事が実施された。改修 工事の範囲は,堰の上流側約4km,下流側約3kmの区間であり,低水路河道幅の10倍以上の長 さの区間である。堰の供用開始後の河床高変化は,図-12の通りであり,改修区間の上流域で徐々 に堆砂(平成18年(2006年)度までに13万m³)が進行しているが,可動堰ゲート直下の堆砂に は至っておらず,ゲート操作に大きな問題は発生していない。ただし,堰の下流護床工区間におい ては,計画河床高以上の堆砂が見られ,樹木が繁茂する状況になったため,伐採管理が必要になっ ている。この堰下流堆砂については,河川改修工事を実施した堰下流区間全体の河床高変化も併せ て検討すべき今後の課題である。

忠別川第2頭首工(北海道石狩川支流忠別川・東川町)は,昭和44年(1969年)に完成した全長 63m の全面可動堰である。供用開始当初,可動堰ゲート直下の堆砂によってゲート閉鎖に支障 があり,大きな問題になった。しかし,昭和56年(1981年)8月の洪水に見舞われるまでに,堰 下流側約 1km 区間において河川改修工事が完了しており,堰上流側には砂礫堆の移動によって大

量の砂礫が堆積したが,可動堰ゲート 敷上への堆砂はなく,ゲート閉鎖に支 障はなかった。その後も改修工事が少 しずつ進行して,全体的な河床低下が 進行した結果,現在では,堆砂による ゲート閉鎖障害は見られなくなった。

岡島頭首工(岐阜県揖斐川・大垣市) は,昭和50年(1975年)に完成した 頭首工である。左岸側に延長69mの 固定堰を持ち,右岸側には土砂吐1 門・洪水吐2門の全長90mの可動堰 を備えている。可動堰部分は改修複断 面河道の低水路部分に当たっている。 洪水吐の敷高は計画河床高に合わせ



て設定され,元河床に比べて2.0m程度も低くなっていた。建設時に堰の上流側250m・下流側150mの区間で河床掘削がなされたが,完成した直後の昭和50年(1975年)9月の洪水によって,掘削区間の河床高河床形がほぼ復元する形になり,洪水吐ゲートが閉鎖不能になった。

しかし、その後、堰の約400m下流にあった床止め工の頂部が計画河床高まで大きく切り下げら れたことにより、岡島頭首工地点の河床も計画河床高近くまで低下した。現在では、堆砂によるゲ ート閉鎖障害は発生しなくなっている。

以上のように,取水堰の上下流区間で,将来河道計画による改修工事が進展させることによって, 大きな問題発生を予防することができる。

6.2継続的な河床掘削

+分に長い区間における河川改修工事の進展が望めない場合,堰の近傍のみであっても河床掘削 を継続することは,可動堰ゲート直下付近への堆砂を減少させる効果がある。

飯泉取水堰は、神奈川県内広域水道企業団の取水堰として、昭和49年(1974年)に運用開始さ れた。将来河道計画は未策定であったが、取水堰地点付近の改修流下断面を先行的に決定し、その 計画河床高に合わせるように、可動堰の敷高を決めたとされている。堰全長は342.5mあり、左右 両岸端に洪水吐ゲートとしてフラップゲート1門ずつ(純径間36.0m×扉高1.7m)を持つほか、 左岸側フラップゲートに続いて土砂吐ゲート1門(純径間10.0m×扉高3.4m)と洪水吐ゲート6 門(5門:純径間34.0m×扉高2.4m,1門:純径間34.0m×扉高3.4m)を備えている。堰建設当 初の河床高変化は、図-13の通りであり、運用開始に合わせて河床掘削された河床上にその年の 11月には大量の堆砂が発生している。堰の直上流で河床が急激に低下しているのは、ゲート操作 による堆砂フラッシュによって、その区間のみ砂礫がフラッシュされた状況を示している。

酒匂川でも、低水路護岸などの河川改修工事は少しずつ進展しているが、大幅な河床掘削は実施 されておらず、飯泉取水堰の上下流区間の河床は、計画河床より高い状態が続いていた。そのため、 企業団の飯泉取水管理事務所では、堰上流の砂礫除去作業を繰り返し実施し、平成2年(1990年) 度からは、冬期の非洪水期に毎年15,000~20,000m³の砂礫の除去を実施するようになった。平成 12年(2000年)度からは海岸養浜事業と関連付けて実施しているが、毎年約3,000万円程度の費 用がかかっている。堰の建設後から現在までの堰上下流区間の堆砂量(計画河床高を基準として計 算)と上流中洲の掘削土砂量との関係は、図-14の通りである。平成 10 年(1998 年)以降,10 月測量の堆砂量が翌年 6 月の堆砂量より規則的に減少しているのは、冬期の河床掘削作業の結果が 現われている。この継続的な河床掘削によって、平成 22 年 6 月までは堰上下流とも堆砂量が 10 万 m³程度にとどまっていた。

そして,平成22年(2010年)9月台風9号の伴う集中豪雨によって,酒匂川では,観測史上過 去最大流量である3,300m³/sに見舞われた。飯泉堰上流湛水域においては,約23,000m³の堆砂量 増加があったが,可動堰ゲートの閉鎖は何とか可能であった。継続的な河床掘削を実施してきた効 果が発揮されたと評価できる。

この集中豪雨によって,酒匂川の山地流域において多数箇所で山地崩壊が発生し,富士山の火山 噴出物由来のスコリアと呼ばれる黒色の砂が,酒匂川下流域まで流れ込んできた。このスコリアは 粒径 1mm 程度の細砂であるため,小出水時さらには平水時の水流によっても移動し,飯泉堰の上 流湛水域に大量に流れ込み堆積した。図-14 において平成 22 年 10 月から 23 年 6 月までの非洪 水期に約 70,000m³の堆砂量増加が見られたのは,スコリアの流入・堆積による。9 月の洪水によ る堆砂面の上に堆砂し,左岸取入れ口の前面にも堆砂した。飯泉取水堰の取水量は毎秒 18m³程度 であるが,この取水流速によってもスコリアが移動するため,大量の砂を取り込んで沈砂池を埋め つくす事態になった。

なお,このスコリア堆砂は,平成23年の3度の出水によって大半が下流へ流れ去ったので,今後は,通常の砂礫の堆積に対処するため,これまで通り河床掘削を継続的に実施することが重要である。

6.3 ゲート操作による堆砂フラッシュ

洪水後,可動堰直下付近に堆砂が発生した場合,多くの堰でゲート操作によってゲート流出流を 発生させ,その水流で堆砂をフラッシュする作業を行っている。全国の頭首工においてゲート操作 による堆砂フラッシュの実施例を調査した結果を表-1にまとめた。

これを見ると、淀川大堰や阿武隈大堰のように、緩流部にあって河床粒子が1mm 程度の細砂で ある場合には、フラッシュが可能であることが分かる。ゲート操作による堆砂フラッシュは、ゲー





ト上下流の水位差によって発生するゲート流出流の水流が堆砂をフラッシュすることで可能にな る。このときのフラッシュに必要な流速は、水理実験によって粒径の大きさに関係し、粒径の5倍 程度もあれば十分であることが確かめられている⁸。したがって、砂河川に位置する頭首工では、 ゲート下端と堆砂面の隙間を確保するようにゲート操作をすることで、スムーズなゲート閉鎖が可 能である。マニュアル通りの閉鎖操作ではなく、巧みに実行している堰におけるゲート操作のノウ ハウを共有することで、堆砂障害を軽減することができる。

一方, 堰近傍の河床砂礫の粒径が大きい場合は, 堰の構造(とくに扉高)やフラッシュ実行時の 流量などのちがいによって堆砂フラッシュの成否が分かれている。

飯泉取水堰の上流・下流の区間に,計画河床高以上の砂礫の堆積が見られているということは, 洪水中には,可動堰ゲート直下の戸当たり部上にも堆砂していることを意味している。飯泉取水管 理事務所では,洪水の減水期に,巧みなゲート操作管理によって堆砂フラッシュを実施し,ゲート

頭首工名 (調査年)	道府県 河川名	河床勾配	排砂対象 粒径	最高 堆砂高	堆砂範囲	ゲート諸元 純径間×扉高	ゲートフ ラッシュ の成否
北空知頭首工 (2012)	北海道 石狩川	1/934	5cm	約 3.0m	4 門中 右岸側 2 門	38.1m×4.90m(3 門) 16.5m×5.00m(1 門)	0
忠別川第 3 頭首工 (2012)	北海道 忠別川	1/98	20cm	約 0.5m	5 門中 中央部 2 門	24.50m×1.50m(4 門) 10.50m×2.50m(1 門)	×
近文頭首工 (2012)	北海道 石狩川	1/223	10cm	約 1.0m	4 門中 右岸側 2 門	33.5m×2.00m(3 門) 20.0m×2.40m(1 門)	×
赤川頭首工 (1987)	山形県 赤川	1/140	20cm	約 1.0m	5門中 左岸側1門	29.7m×3.05m(4 門) 20.0m×3.55m(1 門)	\bigcirc
阿武隈大堰 (1989)	宮城県 阿武隈川	1/2,030	1cm	約 2.0m	10 門全門	43.0m×3.80m(7 門) 43.0m×3.80m(3 門)	0
岡本頭首工 (2011)	栃木県 鬼怒川	1/255	20cm	約 1.5m	9門中 右岸側4門	40.0m×2.00m(8 門) 20.0m×2.05m(1 門)	×
六堰頭首工 (2012)	埼玉県 荒川	1/400	10cm	約 2.0m	5門中 右岸側2門	40.75m×2.85m(4 門) 22.0m×3.05m(1 門)	×
森田頭首工 (2010)	栃木県 荒川	1/420	5cm	約 1.5m	3門全門	23.3m×1.70m(2 門) 10.6m×2.00m(1 門)	×
太田頭首工 (1990)	群馬県 渡良瀬川	1/141	20cm	約 1.5m	4 門中 中央部 2 門	35.0m×2.35m(3 門) 20.0m×3.15m(1 門)	×
邑楽頭首工 (1988)	群馬県 渡良瀬川	1/2,700	1cm	約 2.0m	3門全門	40.0m×4.20m(2 門) 40.0m×4.30m(1 門)	\bigcirc
飯泉取水堰 (2011)	神奈川県 酒匂川	1/240	10cm	約 1.5m	7門中 右岸側5門	34.0m×2.4m(5 門),3.4m(1 門) 10.0m×3.4m(1 門)	\bigcirc
淀川大堰 (1988)	大阪府 淀川	1/4,000	1cm	約 4.0m	6 門全門	55.0m×7.8m(4 門) 40.0m×7.8m(2 門)	\bigcirc
新田原井堰 (2011)	岡山県 吉井川	1/900	5cm	約 3.0m	5 門中 右岸側 3 門	40.4m×8.20m(3 門) 40.4m×8.20m(2 門)	\bigcirc

表-1 頭首工における堆砂状況とゲート操作による堆砂フラッシュの結果

上段:洪水吐

下段:土砂吐 or 調節吐

閉鎖を可能にしている。堆砂の少ないゲートを先に閉鎖した後,堆砂が厚い部分のゲートの閉鎖操 作を工夫して,堆砂のフラッシュを行っている。

北空知頭首工(北海道石狩川・深川市)において,平成24年(2012年)4月下旬に実施された ゲート操作による堆砂フラッシュの実行過程については,高井らの詳細な報告のがある。それによ れば,4門の可動堰のうち,堆砂がない左岸側の2門を完全に閉鎖して,上流側の水位を高めた後, 残りのゲートの閉鎖操作を実施している。堆砂厚が大きく範囲も広い右岸側のゲートについては, ゲートを降下させていったさい,ゲート下端が堆砂面に接触してワイヤゆるみが生じるとゲート降 下を停止し,そのまま放置して堆砂フラッシュの進行を待ち,改めて降下させるという操作を繰り 返し行って全閉させた。

これに対し,同時期に忠別川第3頭首工(北海道石狩川水系忠別川・東川町)においても堆砂フ ラッシュが試行されたが,排砂可能な流速を得ることができず,ゲートの閉鎖が不能であった。近 文頭首工(北海道石狩川・比布町)においても同様である。

北空知頭首工においては、ゲート閉鎖は可能であったが、フラッシュ実行中に石礫がゲートのぶ つかる音が聞こえていた。ゲート閉鎖操作前の調査で、ゲート下部に衝突痕も認められた。

以上を勘案すれば、河床粒径が10cm以上もある礫床河川の取水堰では、ゲート操作による堆砂 フラッシュは、やむを得ず試行せざるを得ないとはいえ、対策としてはあまり望ましいものではな く、上下流の河床掘削や次に述べる暫定的上げ越し構造物の設置を検討すべきである。

6.4 暫定的上げ越し構造物の設置

河川改修計画において,治水安全度を向上させるため,現況河床高より低い将来計画河床高まで 河床掘削を実施することになっている場合に,財政上の問題などで改修工事が実施される見通しが 立たないこともある。このような河川に取水堰が建設されたさい,恒常的な堆砂によって管理上の 支障が生じることが予想される。この問題を回避する方法として,河川管理施設等構造令第37条 の解説¹⁰に,「可動堰の可動部が引上げ式の堰にあっては,暫定的な上げ越し構造(ゲート戸当り 部のゲタばき構造)とすれば通常支障は生じない。」と記載されている。

新潟県関川の関川頭首工(新潟県上越市)と十ヶ字頭首工(新潟県妙高市)は、ともに平成7年 (2005 年)災害を契機とした河川改修工事によって全面改築された。そのさい、暫定的な上げ越 し構造が設置された。関川の災害復旧工事は「災害復旧助成事業」として実施され、通常の災害復 旧費に助成費を加えて実施する改良事業である。一定計画の下に5カ年で完成させる事業であるた め、将来計画ではなく、暫定的な助成事業計画による洪水流量を流下させる断面として助成河床高 が設定された。堰の本体は、将来河道計画に適合するような構造になっているが、ゲート戸当り部 に助成河床高に見合った上げ越し構造物を追加設置し、堆砂によるゲート閉鎖トラブルの発生を回 避しようとした。可動堰ゲートについても、上げ越し構造を前提として取水に必要な水位を確保で きる高さに抑えている。河川改修工事が進展して、上げ越し構造を撤去する際には、ゲートも扉高 の高いものに取り換える必要がある。

どちらの頭首工においても,完成後 10 年余りが経過したが,堆砂によるゲート閉鎖への支障は 生じていない^あ。

埼玉県元荒川に設置された三ツ木堰(埼玉県鴻巣市)も建設当初から暫定的上げ越し構造物(嵩 上げコンクリート)が設置された。三ツ木堰は県営ため池等整備事業(用排水施設整備,平成5~ 15 年度)によって老朽化した旧堰を全面改修した。元荒川の改修工事が,当面,暫定計画によっ て進められることから,図-15 に見られるように,堰地点の将来計画河床高と暫定計画河床高と



図-15 三ツ木堰における暫定的上げ越し構造(嵩上げコンクリート)と河床高との関係 (埼玉県資料より)

の高さの差 1.8m に等しい高さを持つ嵩上げコンクリートを設置した。可動堰ゲートは、その分低 い高さになっている。堰の全長は 30.8m で、可動堰ゲート 2 門(純径間 12.4m×扉高 3.40m)で ある。助成河床高は現況河床高より低く設定されていたため、頭首工の建設後、上下流区間で河床 掘削を実施した。堰上流は約 40m の区間で掘削深 0.7m、堰下流側は約 90m の区間で掘削深 2.5m の河床掘削である。

平成24年(2012年)1月の調査時には,掘削区間全域にすでに堆砂が進んでおり,可動堰ゲート直下にも,1m近くの堆砂が発生していた。埼玉県の担当者からの聞き取りで,ゲート操作による堆砂フラッシュによって可動堰ゲートは閉鎖可能であることを確認している。

かりに、嵩上げコンクリートが設置されていなかった場合には、堆砂厚は 2.5m 以上に達する。 堆砂している砂礫の粒径は大きなものでも 5mm 程度であるから、ゲート操作による堆砂フラッシ ュは不可能ではないが、現状より難しいものになる。とくに、元荒川の場合は、内水河川であるた め、灌漑初期の流量が少なく、ゲート上下流の水位差をつけにくいという事情がある。嵩上げコン クリートの設置によってゲート直下の堆砂厚が 1.8m 減少していることは、ゲート操作管理の上で 大きな効果をあげている。

新潟県加治川の加治川第二頭首工(新潟県新発田市)は,昭和42年(1967年)羽越災害を契機 とした河川改修事業との共同事業によって建設された。頭首工本体は,可動堰ゲートを含めて将来 河道計画に適合するように建設されたが,河川改修工事が暫定計画によって進められたことから, 暫定的な上げ越し構造として「ゲタ」が設置された。H型鋼に角材を差し込んだ簡単な壁構造を上 下流に配置し,その間にコンクリートを流し込んで作った簡単な構造物である。

ゲタの高さは 1.55m あり、その分ゲート戸当り部が高くなっている。ゲート直下の堆砂が防が れてゲート閉鎖に支障は生じていない。ただし、ゲート下端とゲタ構造との間の止水が完全ではな いことや、可動堰ゲートの上部 1.55m 分が常に空中にあって日射の影響を受けやすいことなどの マイナス面がある。

そのようなマイナス面を考慮しても、恒常的な堆砂によってゲート閉鎖が困難な頭首工において は、障害の軽減対策として検討すべき方法であると言えよう。



図-16 皆瀬頭首工正面図 (元河床面と堰の横断形状との比較、平鹿平野農水事業所資料より)

6.5 現地河床形状に配慮した堰構造の設計

河道の蛇行や湾曲によって、砂礫堆の移動が抑えられた場合や、寄洲上に樹林が繁茂し高水敷化 して安定してきている場合などでは、堰横断のどちらかの岸にみお筋があって河床が低くなってい るのに対し、対岸側には寄洲があって河床は高くなっている。そのように、大局的な河床形状とみ お筋配置が安定化している場合には、現地の河床形状に配慮して堰の敷高を柔軟に設定できれば、 可動堰ゲート直下と近傍の堆砂を減少させることができ、ゲート操作管理が容易になる。

皆瀬頭首工(秋田県雄物川・横手市)においては,環境配慮の目的もあって,2タイプの魚道を 持つ複合堰(可動堰と固定堰からなる形式)として建設された。河川構造令の施行以来,重要な河 川に新規に建設される頭首工については,全面可動堰にするのが原則とされてきたが,新たな可能 性がうかがえる事例である。皆瀬頭首工は,国営かんがい排水事業「平鹿平野地区」によって平成 20年(2008年)度に完成した。堰の構造と敷高,建設前の河床形状との関係は図-16の通りで, 右岸の取り入れ口側から,土砂吐1門,洪水吐ローラーゲート1門,洪水吐ゴム堰3門,広幅斜路 式魚道,固定堰となっている。堰の左岸側上流に長年安定した寄洲があるために,左岸側に固定堰 を配したものである。

河川管理者においても、今後は、計画河床横断面を画一的な定規断面ではなく、河道の平面形状 や砂礫堆形状とその変化、淵と瀬の配置などに配慮した断面設定を検討していくと思われる。その さい、堰の構造についても柔軟な対応をとる方向に進んでほしい。

7. おわりに

可動堰ゲート直下周辺への堆砂によるゲート閉鎖障害や取水口前面への堆砂による問題など,堆 砂による機能障害への対策は,多くの頭首工において管理上の重要な問題である。とくに,洪水時 には,通常のゲート管理操作の上に,減水時の堆砂フラッシュ操作やその後の応急的な砂礫の除去 などの作業が加わり,頭首工管理者にとって精神的にも財政的にも負担の大きいものである。

河川が自ら形作る特有の3次元的な河床形状とその変化について,基本的な性質をよりくわしく

理解して,取水堰の計画・設計に活かしていくことができれば,完成後に堆砂や洗掘による機能障 害の発生に悩まされることが少なくなる。また,現在すでに問題を抱えている頭首工においても, その問題発生のメカニズムと原因を解明し,問題の軽減対策を検討する上で,強力な武器になる知 見である。治水上安全で利水上の機能を十分発揮できる取水堰の設計と管理の在り方について,今 後とも具体的で実現可能な提案をできるように研究を継続していきたい。

【謝辞】

本研究の遂行にあたっては、河川研究の基本をご教授下さった木下良作先生と問題の所在や解決 の方向性をご指導くださった岡本雅美先生をはじめ、現地調査においてお忙しい業務の中で親切に 対応してくださった上、貴重な資料や情報を提供していただいた国や県、土地改良区の担当者の 方々、夏休み返上で水理実験に携わってくれた三輪研究室の専攻学生たちなど、多くの方からご支 援をいただきました。また、日本学術振興会科学研究費補助金や河川環境管理財団の研究助成、(株) 建設技術研究所や日本工営(株)などからの奨学寄付金など、財政的な援助をいただくこともでき ました。この場を借りて改めて厚くお礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) 木下良作・三輪 弌(1974): 砂レキ堆の位置が安定化する流路形状,新砂防 94, pp.12-17.
- 2) 三輪 弌(1980):扇状地河道の複列砂レキ堆と頭首工の設置位置,農土論集 90, pp.41-47.
- 3) 桜庭主盛・三輪 弌(2008): H19.9 豪雨による中央頭首工(岩手県滝名川)ゴム堰起立不能 障害,東北地域災害科学研究44, pp.109-114.
- 4) 北海道空知支庁北部高地出張所(1982):昭和 56 年 8 月豪雨災・農業用施設災害復旧事業概要書
 北空知地区・北空知第2地区.
- 5) 三輪 弌(2012):暫定的上げ越し構造による頭首工堆砂障害の軽減,農業農村工学会誌 80(10), pp.791-794.
- 6) 農業農村整備情報総合センター(1996): 鬼怒潤郷(鬼怒中央農業水利事業誌),関東農政局鬼 怒中央農業水利事業所発行
- 7) 三輪 弌・濱上邦彦(2012)岡本頭首工における堆砂障害の軽減対策,H24 農業農村工学会 大会講演会講演要旨集, pp.350-351.
- 8) 三輪弌(1990): 取水堰直下の堆砂のゲート操作によるフラッシュ過程,水工学論文集 34, pp.247-252.
- 9) 高井和彦・三輪 弌・濱上邦彦・永吉武志 (2012): 取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュ 事例の分析,平成 24 年度応用水理研究部会講演集,(掲載予定).
- 10) 財団法人国土技術研究センター編(2010):改定 解説・河川管理施設等構造令,改定16刷 p.191,社団法人日本河川協会.

-----<<Memorandum>>-----

撥水性粒子を含む混合多孔質媒体のぬれ性と水理特性の評価

Measurements of wettabilities and hydraulic properties of WRP-mixed porous media

京都大学農学部 高橋 拓弥

京都大学大学院農学研究科 竹内 潤一郎 · 藤原 正幸

1 はじめに

これまで,豊浦標準砂(以下,標準砂)にフッ化炭素 化合物(CF₃(CF₂)₈(CH₂)₂SiCl₃)を用いて撥水処理した もの(撥水砂)と標準砂を様々な割合で混合した多孔質 媒体(以下,混合砂)に対して,水滴浸入時間,見かけ の接触角,水浸入圧の3つのぬれ性指標と,飽和透水 係数,水分保持特性の2つの水理特性の測定を行って きた^[1].ここでは,標準砂の代わりにモデル化が容易な 球形のガラスビーズ(GB)を試料として上記のぬれ性指 標や水理特性の測定を行う.

2 試料

標準砂の粒径は 212~250µm とされており^[2], それに 近い粒径 200µm のガラスビーズ(以下, 標準 GB)を用 いた. 標準 GB にフッ化炭素化合物を用いて撥水性を 付与したものを撥水 GBとする. この撥水 GBと標準 GB との質量混合率が 0%(標準 GB), 25%, 50%, 75%, 100%(撥水 GB)の混合 GB を作成し, 以下の実験を行 う. その際, 充填密度を表1のように設定する.

表1:混合率と密度

混合率 (%)	0	25	50	75	100
密度 (g/cm ³)	1.60	1.58	1.58	1.56	1.54

3 測定項目

3-1 水滴浸入時間

水滴浸入時間とは試料表面に滴下した水が浸入す るまでに要した時間であり, 撥水性の程度を表す指標と 考えられている.また水と接触すると物質の溶解等によ り撥水性が変化することもあり, 水滴浸入時間は撥水性 の安定性を示す指標としても使われる.本試験で撥水 処理のために用いたフッ化炭素化合物はガラスビーズ の表面と化学的に結合しているため, 撥水性の時間変 化はないと考えられている.

Dekker・Ritsema(2000)は、水滴浸入時間によって撥 水性の程度を以下の5つに分けている^[3].

- (1) 5s 未満: wettable
- (2) 5-60s: slightly water-repellent
- (3) 60-600s: strongly water-repellent
- (4) 600-3600s: severely water-repellent
- (5) 3600s 以上: extremely water-repellent

内径 4.8 cm 高さ 2.0 cm のアクリル円筒に, 乾燥した 試料を充填し表面を平らにした後, マイクロシリンジを用 いて 50µl の水を 3 か所に滴下する. それぞれの水滴が 浸入するまでの時間を測定し, その中央値を水滴浸入 時間とする.

3-2 見かけの接触角

接触角は平らな固体の表面上の固相と液相表面が成 す角度のことをいう.水との接触角が90°より小さいとそ の物質は親水性,90°より大きいと疎水性といわれる. 砂のような粉粒体の場合,個々の粒子表面の接触角で はなく,粉粒体全体としての見かけの接触角が測定され, ぬれ性の指標とされる.見かけの接触角を測定する方 法には,Sessile Drop法や90°表面張力法,毛管上昇法 があるが,ここでは,Sessile Drop 法を用いて見かけの 接触角を測定する.

Sessile Drop 法では、平らなアクリル板に両面テープ を張り、乾燥した試料を 2-3 cm³の面積に播き、3-5 秒 間軽く押さえ、付着していない粒子を取り除く.この作業 を2回行い、両面テープ上に試料の砂粒子が一層分付 着したものを作成する.そして、マイクロシリンジで重力 の影響を無視できる 50µl の水を滴下し、真横からデジ タルカメラで撮影した画像を用いて、見かけの接触角を 測定する.

また, 安中 (2006) によると, 異なる接触角 θ_1 , θ_2 を有 する 2 種類の砂粒子が混合割合 *m* %で存在するときの 見かけの接触角 θ は Cassie 式を用いて, 式(1)のように 表せることが報告されている^[4].

$$\cos\theta = \left(1 - \frac{m}{100}\right)\cos\theta_1 + \frac{m}{100}\cos\theta_2 \tag{1}$$

3-3 水浸入圧

撥水性土壌では,通常の土壌のように自発的な浸入 は起こらず,十分な圧力をかけると浸入が発生する.こ の水の浸入が発生する閾値を水浸入圧といい、この概 念は、通常の土壌にも拡張できる.すなわち、通常の土 壌の場合、水浸入圧は負圧となり、撥水性土壌は正圧 となる.ここでは、正圧で浸潤が発生する場合の水深を 測定し、水浸入圧とする.自発的な浸潤が発生する試 料は、後述の水分特性曲線から水浸入圧を推定する.

通気性を確保した底面を持つ内径 1.7cm のアクリル 円筒に, 試料を 5~10cm 充填し, 水を注いだ時に試料 表面が乱されないようにペーパーフィルターで覆う. そ して, 水深を徐々に上昇させていき, 水浸入が起こった 水深を水浸入圧とする.

3-4 水分保持特性

乾燥状態の試料への給水過程と飽和状態からの排水 過程に関する水分特性を砂柱法で測定する.内径が 4.8 cm 高さ4.0 cm のアクリル円筒をビニールテープを 用いて最大80 cm 積み重ね,試料を充填する.吸水過 程では,撥水性に応じて試料円筒を最大24cm まで水 中に入れる.排水過程では,脱気水を用いて真空法で



図 1: GB の水分特性曲線

混合率	水滴浸入時間 (s)	見かけの接触角 (°)	水浸入圧 (cm)	飽和透水係数(10 ⁻² cm/s)
0%	0	38.7±5.8	-24	1.97 ± 0.006
25%	>3600	72.6±1.7	-5	1.91 ± 0.010
50%	>3600	104.6 ± 5.7	10.3	1.68 ± 0.010
75%	>3600	110.5 ± 3.7	10.5	1.63 ± 0.010
100%	>3600	119.8±2.8	14.5	1.71 ± 0.014

表 2: GB のぬれ性指標と飽和透水係数の実測値

試料を飽和した後,定水位を保つようにして排水させる. 定常に達した後,試料円筒をばらし,炉乾前後の質量 を測定し含水量を求める.

3-5 飽和透水係数

間隙が水で飽和された多孔質媒体の水の見かけの 流速vは,水理水頭h (=圧力水頭+位置水頭)の勾 配に比例するという Darcy 則を用いて以下のようにモデ ル化される.

$$v = -K_{\rm S} \nabla h \tag{2}$$

ここで, 飽和透水係数 K_s は式(2)の比例係数である. 脱気水を用いて真空法で試料を飽和した後, 定水位法 で飽和透水係数を測定する.

4 測定結果

給水過程と排水過程の水分特性曲線を図1に, ぬれ 性指標と飽和透水係数の結果を表2に示す.ただし,



水浸入圧が負の値になるもの(0%, 25%)は吸水過程の 水分特性曲線において体積含水率が2%を超えたとき の圧力水頭の値を水浸入圧とした.

水滴浸入時間からは混合 GB は全て extremely water-repellent に分類されるが,見かけの接触角,およ び水分特性の吸水過程から混合率 50%以上が撥水性 を示すことが分かる.見かけの接触角が大きくなるにつ れて,水浸入圧も増加しており撥水 GB の混合率が増 せば撥水性が強まることが分かる.撥水性の有無の境 目は 25%と 50%の間にあることが分かる.

混合率 50%と 75%に着目すると, 見かけの接触角, 水浸入圧が近い値を示しており, これは吸水過程の水 分特性曲線の結果とも対応している.

水分特性曲線を見ると吸水過程では混合率が増すと 明確に撥水性を示しているが,脱水過程では混合率 50%以上のものでも水分を保持していることが分かる. これは吸水過程と脱水過程では関係する接触角が異な るためと考えられている[4].

飽和透水係数は撥水性にほとんど影響されないことが 分かる.

5 標準砂との比較

撥水処理が同手段であり,標準砂を用いた竹内ら (2011)の実験結果^[1]と今回の結果を比較してみると,い くつかの相違点があることが分かる.

竹内ら(2011)の実験データを図2と表3に示す.標準 砂を用いた場合は混合率 50%と 75%の間に撥水性の 有無の境目があると報告されているが,今回のガラスビ ーズを用いた実験では 25%と 50%の間に存在する.ガ ラスビーズの方が撥水性を示す境界の混合率が低いの は,撥水性粒子を含まない 0%での見かけの接触角が 標準砂より大きく,ガラスビーズは標準砂に比べて親水 性が小さいことが原因であると推測される.



図 2: 水分特性曲線(竹内ら, 2011)

混合率	水滴浸入時間 (s)	見かけの接触角 (°)	水浸入圧 (cm)	飽和透水係数(10 ⁻² cm/s)
0%	0	14.8 ± 1.9	-31.8	1.93 ± 0.14
25%	>3600	56.4 ± 0.9	-23.7	1.89 ± 0.56
50%	>3600	73.8 ± 3.7	-13.2	1.97 ± 0.50
75%	>3600	106.0 ± 0.6	7.0	2.02 ± 0.53
100%	>3600	119.7±2.3	12.0	1.91 ± 0.21

表 3:標準砂のぬれ性指標と飽和透水係数の実測値(竹内ら, 2011)

Cassie 式(1)を用いて混合 GB の接触角を推定すると 表 4 のようになる.標準砂を用いた実験では Cassie 式 (1)によって接触角が精度よく推定されているが,ガラス ビーズでは,実測値と推定値には大きな差があることが 分かる.これは,表面に細かい凹凸が存在する砂粒子 と比較的滑らかな表面をもつ GB の表面構造に起因す るものと考えられる.

	G	В	標準砂		
混合率	実測値(°)	推定值(°)	実測値(°)	推定值(°)	
0%	38.7	38.7	14.8	14.8	
25%	72.6	62.5	56.4	53.1	
50%	104.6	81.8	73.8	76.4	
75%	110.5	100.2	106.0	97.5	
100%	119.8	119.8	119.7	119.7	

表 4: Cassie 式による接触角の推定

排水過程に関して,標準砂では混合率に関係なく 同様の水分保持曲線が得られたが,GB では混合率 に依存した水分保持曲線が得られることが分かった.

飽和透水係数に関しても、標準砂ではほぼ一定で あるのに対して、GBでは混合率が増加するにつれて、 透水係数が減少する傾向がみられた.また、標準砂 では、透水係数の標準偏差は比較的大きかったが、 GBではばらつきはほとんど見られなかった.

6 まとめ

ガラスビーズに撥水処理を行ったものを試料として用 いて、多孔質媒体のぬれ性指標と水理特性を測定した. 見かけの接触角から撥水性有無の境目は混合率 25% と 50%の間にあることが示された.これは、給水過程に おける水分特性の結果とも一致する.

無処理のガラスビーズは標準砂に比べて親水性が小 さいことから,混合率がより小さい場合でも撥水性を示 すことが分かった.しかし見かけの接触角において Cassie の式の推定値と一致しないことが分かった.また, GB では,排水過程における水分保持特性や透水係数 は,混合率に依存することが示唆された.

参考文献

- [1] 竹内潤一郎ら(2011) フッ化炭素系撥水砂のぬれ
 性指標と水理特性, H23 農業農村工学会大会講
 演会講演要旨集, pp.164-165
- [2] 細野ら(2009) 豊浦砂の粒度分布,土木学会第 64 回年次学術講演会,pp335-336
- [3] Dekker, L. W. and C. J. Ritsema (2000) Wetting patterns and moisture variability in water repellent Dutch soils, Journal of Hydrology, 231-232, pp.148-164.
- [4] 安中武幸(2006) 撥水性砂層のぬれ性指標と水 分特性, 土壌の物理性, 102, pp.79-86.

京都大学大学院農学研究科 ○渡邊 貴史 · 竹内 潤一郎 · 藤原 正幸

1はじめに

撥水性土壌の存在は世界各地で報告されており,低 い水分保持能力による作物の生育障害や低い浸透能 による過度の表面流出などが問題となっている.ま た,撥水性土壌内への水浸透においては,特異な状態 であるフィンガー流が形成されることが知られてお り,肥料成分の溶脱による地下水汚染が問題となって いる^[1].

一般に,土壌などの多孔質媒体中の浸透流を表 す支配方程式には Richards 式が,補助式として土 壌水理特性(水分保持特性と不飽和透水係数)には Brooks・Corey モデルや van Genuchten・Mualem モ デルなどが用いられることが多い.しかし,これらの 土壌水理特性に関するモデルは熱力学的に均衡状態, つまり定常状態における圧力水頭との関係式であり, これらのモデルでは乾燥状態の多孔質媒体の固体表 面の一部が液体・固体界面でおきかえられていく動的 なぬれ現象を表すことはできないと言われている^[2]. とくに,乾燥状態で自発的な浸透現象が生じない撥水 性土壌では,拡張ぬれに必要な仕事は通常の土壌のそ れより大きいため,フィンガー流をモデル化するに は,熱力学的な現象を考慮することが必要である^[3].

乾燥した多孔質媒体への浸透,すなわち粒子表面に おける拡張ぬれ現象は,熱力学的にみると不均衡に よって生じる.多孔質媒体内の不均衡状態を表すた めに,Hassanizadeh・Gray (1993)によって,毛管圧 と飽和度の関係として動的毛管圧の概念が提案され ている.この概念には,固体表面の一部分が液体・固 体界面に置き換えられるぬれの現象が起きる際に必 要となるヘルムホルツ自由エネルギーが考慮に入れ られている.ここでは,撥水性土壌中の水動態を表す 支配方程式として動的毛管圧を考慮した Richards 式 を用いて,数値モデルの定式化を行う.

2 支配方程式

2-1 動的毛管圧

動的毛管圧はマクロな観点から飽和度の時間変化 を用いて表されることが示されている (Hassanizadeh *et al.*, 2002).

$$\tau \frac{\partial s}{\partial t} = \psi - p \tag{1}$$

ここで、 τ は緩和係数, s は飽和度, t は時間, ψ は 動的毛管圧, p は均衡状態にあるとしたときの圧力水 頭であり、従来の van Genuchten モデルなどの毛管 圧-飽和度の関係式によって表される. 緩和係数 τ は Hassanizadeh *et al.* (2002) や Dautov *et al.* (2002), DiCarlo *et al.* (2008) などによって様々な関数形が 提案されているが, ここでは Dautov *et al.* (2002) の関係式を採用する.

$$\tau = \tau_0 [\psi - \psi_0]^{\gamma}_+ \tag{2}$$

ここで, τ_0 , ψ_0 , γ はそれぞれ土壌特有のパラメータであり, ψ_0 は水侵入圧に相当する.また, $[\cdot]_+ = \max(\cdot, 0)$ である.

2-2 Richards 式

多孔質媒体内の飽和-不飽和浸透流は,Darcyの法則を不飽和流れにまで拡張した修正Darcy則を用いて,次のRichards式で表される.その鉛直一次元モデルは以下のようになる.

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial\psi}{\partial z} \right) - \frac{\partial K}{\partial z} \tag{3}$$

ここで, θ は体積含水率, z は鉛直方向の座標, K は 不飽和透水係数である.通常の Richards 式との違い は,圧力水頭に動的毛管圧を用いている点である.

撥水性土壌の水分保持特性は, 脱水過程では通常 の土壌の脱水過程と同様で, 吸水過程では水浸入が 正圧で生じるという特徴があることが分かっている ^[7].そこで, 均衡状態の毛管圧-飽和度の関係は脱水 過程は van Genuchten モデルを用いる.また, 吸水 過程の水分保持特性は, 同等の粒径分布を持つ通常 の親水性土壌と撥水性土壌の見かけの接触角から, van Genuchten モデルを用いて表すことが竹内・河 地(2010)によって示されている.

• 脱水過程

$$s_d(p) = \frac{1}{(1 + (\alpha_d |p|)^{n_d})^{m_d}}$$
(4)

• 吸水過程

$$s_w(p) = 1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\alpha_w |p|\right)^{n_w}\right)^{m_w}} \left(\frac{\cos\theta^L}{\cos\theta^B}p\right) \quad (5)$$

ここで、 s_d は脱水過程における飽和度、 s_w は吸水過 程における飽和度、 θ^L は親水性土壌の見かけの接触 角、 θ^B は撥水性土壌の見かけの接触角、 α_* 、 n_* 、 m_* はそれぞれ van Genuchten モデルのパラメータであ る.下付き文字の * は脱水過程 d または吸水過程 wを表す.

不飽和透水係数には、以下の Mualem モデルを採 用する.

$$K = K_S k_r \left(s_e \right) = s_e^{1/2} \left\{ 1 - \left(1 - s_e^{1/m_*} \right)^{m_*} \right\}^2$$
(6)

$$s_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \tag{7}$$

ここで、 s_e は有効飽和度、 θ_r と θ_s はそれぞれ残留体 積含水率、飽和体積含水率である.

以上の式に加えて,領域の上端と下端に対象とする 現象に応じた境界条件と領域全体に対する初期条件 を与える.

3数値モデル

以下に,動的毛管圧の式(1)と Richards 式(3) を連立して解いていく手順を示す.式(3)は,未知 変数として動的毛管圧と体積含水率を含む混合型 Richards 式であるので, Celia *et al.* (1990)による 修正 Picard 法によって,時間方向は完全な陰的差分 法,空間方向には有限差分法で離散化する.この手法 により,質量保存に関する計算誤差が軽減されること が示されている.

ある時刻 t における体積含水率 θ^t と動的毛管圧 ψ^t , 全水頭 $H^t = \psi^t - z$ が既知であるとし,時刻 t+1 のそれらの変数を求めるときの Picard 法にお ける計算の繰り返し回数を m とする.以下では,あ る変数 f に対して, $f^m \equiv f^{t+1,m}$ とする.離散化さ れた Richards 式 (3) は,係数行列 A を用いて次のよ うに表せる.

$$\frac{\boldsymbol{\theta}^{t+1} - \boldsymbol{\theta}^t}{\Delta t} + A(\boldsymbol{\theta}^{t+1})\boldsymbol{H}^{t+1} = 0$$
(8)

ここで, *θ*, *H* は体積含水率と全水頭に関するベクト ルである. また, 式 (1) を式 (4), (5) の関係式を用 いて,

$$\tau' \frac{\partial p}{\partial t} = \psi - p \tag{9}$$

のように変形しておく.ここで、 $\tau' = \tau'(p,s)$ となる.

•STEP 1

式 (9) より, p^{m+1} を以下のように陰的に求め, 式 (3), (4), (7) から θ^{m+1} をえる.

$$\tau'(p^m, s^m) \frac{p^{m+1} - p^t}{\Delta t} = \psi^m - p^{m+1}$$
(10)

 $\bullet \text{STEP } 2$

次の線形方程式を **H**^{m+1} について解く.

$$A(\theta^{m+1})\boldsymbol{H}^{m+1} + D^{m+1}\boldsymbol{H}^{m+1}$$
$$= D^{m+1}\boldsymbol{H}^{t} - \frac{\boldsymbol{\theta}^{m+1} - \boldsymbol{\theta}^{t}}{\Delta t}$$
(11)

ここで, D^{m+1} は ψ についてのベクトル値 ($\theta^{t+1} - \theta^t$)/(Δt) の導関数の近似である.

$$D^{m+1} = \frac{s_*(p^{m+1})}{\Delta t} \frac{d}{d\psi} \left(\frac{\psi \Delta t + \tau(\theta^{m+1})p^t}{\tau(\theta^{m+1}) + \Delta t} \right) \Big|_{\psi^m} (12)$$

以上の手順を収束条件を満たすまで繰り返し計算を 行う.繰り返し中は吸水過程,脱水過程の切り替えは 行わない.各節点で, $|\theta^{t+1,m+1} - \theta^t| > 10\epsilon$ ならば, その節点でのヒステリシスが切り替えるものとする.

<u>4まとめ</u>

撥水性土壌における動的毛管力を考慮した水動態 のモデルの定式化を行った.ここでは,親水性土壌に 用いられる緩和係数 r を採用したが,撥水性土壌に対 しても有効であるか数値実験を通して見極めていく 必要がある.

参考文献

- DeBano, L.F. (2000) Water repellency in soils: a histrical overview, Journal of Hydrology, 231-232, pp.4-32.
- [2] Hassanizadeh, S., and W. Gray (1993) Thermodynamics Basis of Capillary Pressure in Porous Media, Water Resour. Res.,44,W02406.
- [3] Nieber, J., A. Sheshukov, A. Egorov, and R. Dautov (2003) Non-equilibrium model for gravity-driven fingering in water repellent soils, Soil Water Repellency, chap.23, pp.245-257.
- [4] Hassanizadeh, S.M., M.A. Celia, and H.K. Dahle (2002) Dynamic effect in the capillary pressuresaturation relationship and its impacts on unsaturated flow, Vadose Zone Journal, 1, pp.38-58.
- [5] Dautov, R.Z.,A.G. Ggorov, J.L. Nieber, and A.Y. Sheshukov (2002) Simulation of twodimensional gravity-driven unstable flow, Proc.CMWR2002 Conf., 1, pp.9-16.
- [6] DiCarlo, D. A., R. Juanes, T. Laforce, and T.P. Witelski (2008) Nonmonotonic traveling wave solutions of infiltration in to porous media, Water Resour. Res., 39(9), pp.1483-1496.
- [7] Ninomiya, N. (2010) Fundamental Hydraulic Properties of Water Repellent Sand, Graduate thesis of WRE, Kyoto Univ.
- [8] van Genuchten, M.T. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil. Sci. Soc. Am. J., 44, pp.892-898.
- [9] Takeuchi, J. and T. Kawachi (2010) A functional model for soil water characteristics of hydrophobic porous media, Procs. 18th Annual Congress of Japan Rainwater Catchment Systems, pp.31-32 (in Japanese).
- [10] Celia, M.A., E.T. Bouloutas, and R.L. Zarba (1990) A General Mass-conservative Numerical Solution for the Unsaturated Flow Equation, Water Resour. Res., 26(7), pp.1483-1496.

1 はじめに

透水係数はあるまとまった体積の多孔質媒体が有 する特徴量であり、それには空間的な平均化が暗に 含まれている.これまで、マクロな視点で透水係数 に関する研究は多くなされている^[1].一方、計算機 器や手法の発達、x線などの観察機器による間隙構 造の解析がなされるようになり^[2]、よりミクロな視 点で、間隙内の流れを直接計算する研究も行われる ようになってきた^[3].従来のマクロなものと近年の ミクロなものをつなぐ中間的なスケールのモデルと して、ネットワークモデルがある^[4].

ネットワークモデルは多孔質媒体中の複数の土壌 粒子の非接触部によって形成される間隙や間隙間を つなぐ通路を微小な管水路網により再現したもので あり、多孔質媒体中における透水係数の推定および 毛管現象や水分保持特性を再現するモデルとして用 いられてきた. 既往のネットワークモデルは間隙サ イズや土粒子のぬれ性を考慮して水分保持特性を再 現するとともに気相,液相の二相間に生じる毛管圧 を駆動力とした水の移動に注目して透水係数を推定 するものである^[5].本来なら、管水路網流れは分合 流点における質量保存と損失水頭を考慮して流量を 計算すべきものであるが、そのような取り扱いはな されていない. そこで、本研究では間隙ネットワー クにおいて微小管内における管水路流れを考慮した モデルを用いて、 変分原理に基づき実際に各管ごと の流量を求めることで透水係数を推定する.

<u>2 間隙ネットワークモデル</u>

2-1 管水路格子

本研究では、後述する流れに関する定式化を単純



図1:間隙ネットワークのモデル化

京都大学農学部 〇井尻 悠士 京都大学大学院農学研究科 竹内 潤一郎 · 藤原 正幸

化するため土壌間隙を全て直管であると仮定し,さらに格子状に結合した立方体の集合とした間隙ネットワークモデルを採用する(図1).また,モデルへの流入および流出は立方体に直管の延長として配置した流入管および流出管を通して行われるものとする.

2-2 管水路流れにおける変分原理と汎関数

自然現象の多くは変分原理で説明できるとされ る.変分原理を上述の間隙ネットワークモデルを構 成する管路の流れに拡張すると管路流れの要素であ る摩擦,流出,流入の各要素について流量を状態変 数とした部分汎関数を得ることができ,これらの和 として管路流れにおける汎関数φを得ることができ る^[6].

$$\phi = \phi_{\rm B} + \phi^{\rm OUT} + \phi^{\rm IN} \tag{1}$$

ここで、 $\phi_{\rm B}$ は摩擦部分汎関数、 $\phi^{\rm OUT}$ は流出部分汎 関数、 $\phi^{\rm IN}$ は流入部分汎関数である. このようにして 得られた ϕ を最小にするような流量を求めることで 定常状態でのモデルを構成する各管の流量を決定で きる.

摩擦部分汎関数 ϕ_B は Darcy-Weisbach の式によっ て求められる各管における摩擦損失水頭の総和であ る.ここでは、水路の拡張や収縮による損失水頭は 考慮しないものとする.

$$\phi_{\rm B} = \sum_{i} \frac{1}{3} \kappa_i |q_i| q_i^2 \tag{2}$$

ここで.

$$\kappa_i = \frac{8\lambda_i L_i}{g\pi^2 d_i^5}, \quad \lambda_i = \frac{64}{R_{\rm ei}} \tag{3}$$

であり、 λ_i は管 *i* における摩擦損失水頭係数であり、 管内の流れは層流であるとしている. $d_i(=2r_i)$ は 管径、 L_i は管の長さ、 q_i は流量、g は重力加速度、 $R_{ei}(=q_iL_i/\pi r_i^2\nu)$ はレイノルズ数である.

流出部分汎関数 ϕ^{OUT} は自然流出に伴う水頭損失の和である.

$$\phi^{\rm OUT} = \sum_{j} h_j^{\rm OUT} q_j^{\rm OUT} \tag{4}$$

ここで、 h_j^{OUT} は流出管jの流出部における全水頭、 q_i^{OUT} は流出流量である.

流出部分汎関数 φ^{IN} は自然流入に伴う流入水頭の 和である.

$$\phi^{\rm IN} = \sum_k h_k^{\rm IN} q_k^{\rm IN} \tag{5}$$

ここで、 h_k^{IN} 流入管kの流入部おける全水頭、 q_k^{IN} は流入流量である.

2-3 分合流点における連続式

各分合流点 i において,以下の質量保存則が成り立つ.

$$\sum_{j} q_{ij}^{\rm in} = \sum_{k} q_{ik}^{\rm out} \tag{6}$$

ここで, q_i^{in} は分合流点 *i* への流入流量, q_i^{out} は分合 流点 *i* からの流出流量である.

2-4 最小化問題の解法

一般に,管水路ネットワークは,連続式と管網内 の任意の閉回路における水頭差の和は0になるとい う Kirchhoff の法則から,非線形連立方程式を作成 する Hardy Cross 法を用いられることが多い.間隙 ネットワーク流れでは,多孔質媒体にかかる圧力水 頭やその変化の履歴によってネットワークが変化す ることと,ネットワークが大規模になることから,上 述のような汎関数を用いる方法を採用する.すなわ ち,間隙ネットワーク流れは,各管の流量 q_iを未知 変数として,制約条件 (6)のもとで汎関数 (1)を最 小化する最適化問題となる.ここでは,この制約条 件付きの最適化問題をラグランジュ未定乗数法を用 いて求解する.

2-5 透水係数の推定

定常状態における透水係数 K_S と間隙ネットワークを流れる流量 Q の関係は、以下のようになる.

$$\frac{Q}{A} = -K_{\rm S} \frac{\Delta H}{\Delta L} \tag{7}$$

ここで,

$$Q = \sum_{j} q_{j}^{\text{OUT}} \left(= \sum_{k} q_{k}^{\text{IN}} \right), \quad \Delta H = h^{\text{OUT}} - h^{\text{IN}}$$
(8)

であり、*Q*は定常状態でのモデル全体への流出量(流入量),*A*は多孔質媒体の断面積、Δ*H*は流出口と流入口の水頭差であり、多孔質媒体にかかる水頭差に相当する. Δ*L*は流入口と流出口の距離であり、多孔質媒体の長さである.

3 適用例

標準砂(粒径約 0.2 mm)を多孔質媒体の対象試 料とし,管長が 0.2 mmの単純立方格子型の間隙ネッ トワークを作成する.また,試料の大きさは,1辺 2 mmの直方体とする.管の半径は平均 r_{mean} ,標 準偏差 $\sigma_{std}(=\alpha r_{mean})$ の正規分布に従うと仮定し, Box-Muller法によって生成する.ここでは,管径の 平均に関して,0.020 mmから0.050 mmまで増分 0.005 mmで変化させた7通りと,標準偏差に関し て, α を0.0から0.5まで0.1ずつ増やした6通り の,計42通りの半径と標準偏差の組み合わせで計 算を行う.各組み合わせにおいて,10回の試行を行 い,透水係数の平均と標準偏差を求める. 計算の結果得られた透水係数の平均と標準偏差を図 2,3に示す.管の半径が大きくなるにつれて,透水係 数も大きくなることが分かる.管径が小さい(0.035 mm以下)ときは,管径のばらつきの影響はほとん ど受けないが,管径が大きくなるとばらつきの影響 が比較的大きく生じていることが分かる.対象とし た標準砂の透水係数は,1.93×10⁻² cm/s である^[7] ことから,本モデルから推定される管の等価半径は 0.035 から 0.040 mm 程度であるといえる.



図2:透水係数の平均



図3:透水係数の標準偏差

4 まとめ

多孔質媒体の間隙内の飽和流れを管水路ネット ワーク流れとしてモデル化した.間隙ネットワーク 流れは,質量保存則を制約条件とし汎関数の最小化 問題として定式化し,ラグランジュ未定乗数法で求 解する.このモデルを用いて,標準砂の透水係数を 再現できることが示された.不飽和流れに対しても, このモデルを適用していくことが課題である.

参考文献

 van Genuchten (1980) Soil Sci. Soc. Am. J., 44, pp.892-898.
 Peng et al. (2012) J.Hydrology, 472-473, pp.254-261.
 Hiopert (2011) WRR, 47, W09508.
 Reeves and Celia (1996) WRR, 32, pp.2345-2358.
 Joekar-Niasar and Hassanizadeh (2012) Science and Technology, 42, pp.1895-1976.
 坂東 (2008) Excel で 解く配管とポンプの流れ,工業調査会.
 竹内ら (2011) 平 成 23 年度農業農村工学会大会講演会要旨集, pp.164-165.

1はじめに

一般に, 土壌などの多孔質媒体の底面を水につけ ると間隙内で毛管現象が発生する.この現象は間隙内 において固相,液相及び気相の三相の界面の相互作用 により発生する現象である.

これまで,筆者らは疎水性粒子を含む多孔質媒体の 透水係数の推定に関して,CA (Cellular Automaton) モデルを用いて円管モデルである Kozeny-Carman の方法を拡張した定式化を行ってきた^[1].一方,よ り物理的なモデルとして,LB (Lattice Boltzman) 法や粒子法などを用いて間隙スケールでの水の流れ を計算する研究が行われてきている^[2,3].しかしなが ら,それらは飽和流れを対象としており,界面の扱い が必要である不飽和流れを対象としたものはほとん ど見られない.本研究では,粒子法のMPS (Moving Particle Semi-implicit)法^[4]を用いて,不飽和流れ を再現することを目的とする.

粒子法で多孔質媒体内の混相流を検討するにあたっ て表面張力と間隙内における壁面のぬれ性が重要と なる.自由表面をもつ流れの計算において,表面張力 に関しては CSF (Continuum Surface Force) モデル が提唱されており^[5],粒子法でも定式化が提案され ている^[6].しかし,CSF モデルでは壁面のぬれ性を 表現できないことや,法線ベクトルおよび水面の曲率 の計算が複雑になることが指摘されている^[7].また, 粒子間ポテンシャルを用いて表面張力や壁面のぬれ 性をモデル化する方法も提案されており,毛管現象の 再現がなされている^[8].

ここでは表面張力およびぬれ性を粒子間ポテンシャルを用いる手法を採用し、水分保持特性のヒステリシス現象の一因となっている多孔質媒体の間隙内の毛管現象を再現することを目標とする.

2モデル

2-1 支配方程式

多孔質媒体の間隙中の流れは非圧縮性流れとみな すことができ、支配方程式は以下のよう連続式と表面 張力項を含めた運動量保存則で表される.

$$\frac{D\rho}{Dt} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{D\boldsymbol{u}}{Dt} = -\frac{1}{\rho}\nabla p + \nu\nabla^2 \boldsymbol{u} + \boldsymbol{g} + \frac{1}{\rho}\sigma\kappa\delta\boldsymbol{n}$$
(2)

ここで、 ρ は密度、tは時間、uは流速ベクトル、pは 圧力、 ν は動粘性係数、gは重力加速度ベクトル、 σ 京都大学農学部 〇上田 史織

京都大学大学院農学研究科 竹内 潤一郎 · 藤原 正幸

は表面張力, κ は水面の曲率, δ は表面張力が表面の みに働くことを示すためのデルタ関数, n は表面と垂 直な方向の単位ベクトルである.また, D/Dt は実質 微分であり, ラグランジュ法である粒子法では, 粒子 自体の移動を計算するので移流項を明示的に扱う必 要はない.

2-2 MPS 法

MPS 法において, 粒子*i*における変数 *φ* の勾配とラ プラシアンは以下のように表される.

$$\langle \nabla \phi \rangle_{i} = \frac{d}{n^{0}} \sum_{j \in \Omega_{i}} \frac{\phi_{j} - \phi_{i}}{|\mathbf{r}_{ij}|^{2}} \mathbf{r}_{ij} w_{ij}$$
(3)

$$\langle \nabla^2 \phi \rangle_i = \frac{2d}{\lambda n^0} \sum_{j \in \Omega_i} (\phi_j - \phi_i) w_{ij}$$
 (4)

ここで,

$$\boldsymbol{r}_{ij} = \boldsymbol{x}_j - \boldsymbol{x}_i \tag{5}$$

$$w_{ij} = w(|\mathbf{r}_{ij}|) = \begin{cases} \frac{r_e}{|\mathbf{r}_{ij}|} - 1 & (0 \le |\mathbf{r}_{ij}| < r_e) \\ 0 & (r_e \le r) \end{cases}$$
(6)

$$\lambda = \frac{\sum_{j \in \Omega_i} |\mathbf{r}_{ij}|^2 w_{ij}}{\sum_{j \in \Omega_i} w_{ij}}$$
(7)

であり、dは空間次元数、 Ω_i は粒子iの影響半径 r_e 内の領域、jはその中に含まれる粒子で、ただし、i自身は除くものとする. x_i は粒子iの座標、w(r)は重み関数、 n^0 は規定粒子数密度で、一般に初期配置時の水面や壁面から十分離れた位置の粒子数密度を用いる. 粒子iの粒子数密度 n_i は以下のように表わされる.

$$n_i = \sum_{j \in \Omega_i} w(|\mathbf{r}_{ij}|) \tag{8}$$

この式によると,粒子数密度は水面や壁付近の粒子で は内側の粒子と比べて小さくなる.そこで,壁を固定 粒子を用いて表したり,壁重み関数を定義することに より,壁面からの粒子数密度への寄与分を考慮するこ とで,壁付近でも内側と同等の粒子数密度となるよう にする.これにより,以下の式のように係数 β(< 1) を用いて,粒子 *i* が水面にあるかどうかを判定するこ とができる.

$$n_i < \beta n^0 \tag{9}$$

2-3 粒子間ポテンシャルカ

表面張力や壁面のぬれ性を表現するために, 粒子間 に導入するポテンシャル Φ として以下の式を用いる.

$$\Phi(r) = \frac{1}{3} \left(r - \frac{3}{2}r^0 + \frac{1}{2}r_{\rm e}^{\rm pt}\right) \left(r - r_{\rm e}^{\rm pt}\right)^2 \tag{10}$$

ここでrは粒子間距離, r^0 は初期粒子間距離, $r_{\rm e}^{\rm pt}$ は 粒子間ポテンシャルの影響半径である。粒子iが、粒 子間ポテンシャルによって粒子jから受けるポテン シャル力は、以下のように表される。

$$\boldsymbol{F}_{ij} = -C_{\rm ff} \frac{d\Phi(\boldsymbol{r}_{ij})}{dr} \boldsymbol{n}_{ij}$$
(11)

ここで,

$$\boldsymbol{n}_{ij} = \frac{\boldsymbol{r}_{ij}}{\mid \boldsymbol{r}_{ij} \mid} \tag{12}$$

であり, *C*_{ff} は流体粒子間のポテンシャル係数である. 粒子 *i* が周囲の粒子から受けるポテンシャル力は,式 (11) の合力であり,以下のように表される.

$$\boldsymbol{F}_i = \sum_{j \in \Omega_i} \boldsymbol{F}_{ij} \tag{13}$$

表面張力 σ は単位表面積あたりの自由エネルギー とみなすことができる.つまり,表面に蓄えられるエ ネルギーは表面を作るのに必要なエネルギーであり, これは粒子を引き離すのに必要な仕事と同等である. 本モデルの場合,ポテンシャル力に逆らって行う仕事 が表面を作るのに必要なエネルギーとなることから, ポテンシャル係数と表面張力の関係を導くことがで きる. $r^*(< r_e^{\text{pt}})$ 離れた位置にある粒子 i と粒子 j を 引き離すのに必要な仕事 W_{ij} は,

$$W_{ij} = \int_{r^*}^{\infty} \boldsymbol{F}_{ij} dr = C_{\rm ff} \Phi(r^*)$$
(14)

であることから,断面積Sの液体を引き離すのに必要な仕事 $W_{\rm ff}$ は,表面をはさんだ両側の領域をそれぞれ $\Omega_{\rm X}$, $\Omega_{\rm Y}$ とすると,

$$W_{\rm ff} = \sum_{i \in \Omega_{\rm X}} \sum_{j \in \Omega_{\rm Y}} W_{ij} = 2S\sigma_{\rm f} \tag{15}$$

であり,これは表面積 2S に蓄えられる自由エネル ギーに相当する.これより,ポテンシャル係数は以下 の式で求めることができる.

$$C_{\rm ff} = \frac{2S\sigma_{\rm f}}{\sum_{i\in\Omega_{\rm X}}\sum_{j\in\Omega_{\rm Y}} \Phi(\mid \boldsymbol{r}_{ij}\mid)}$$
(16)

2-4 壁面のぬれ性

表面張力 σ と接触角の関係は Young の式によって表される.

$$\sigma_{\rm s} - \sigma_{\rm fs} - \sigma_{\rm f} \cos \theta = 0 \tag{17}$$

ここで $\sigma_{\rm s}$, $\sigma_{\rm fs}$, $\sigma_{\rm f}$ はそれぞれ固体の表面張力,固体-液体間の表面張力,液体の表面張力である.

式 (15) と同様にして, 断面積 *S* の固体-液体界面を 引き離すのに必要な仕事 *W*_{fs} は,

$$W_{\rm fs} = (\sigma_{\rm f} + \sigma_{\rm s} - \sigma_{\rm fs})S \tag{18}$$

となる. Young の式 (17) と式 (15)・(18) から, W_{ff} と W_{fs} の関係が以下のように得られる.

$$\frac{W_{\rm fs}}{W_{\rm ff}} = \frac{1}{2} (1 + \cos\theta) \tag{19}$$

ここで,固体-液体間のポテンシャル係数を $C_{\rm fs}$ とすると, $C_{\rm ff}$ と $C_{\rm fs}$ の関係は以下のようになる.

$$\frac{C_{\rm fs}}{C_{\rm ff}} = \frac{1}{2} (1 + \cos\theta) \tag{20}$$

2-5 時間進行

SMAC (Simplified MAC) 法と同様な半陰的な解 法を採用する.すなわち,運動量保存則(2)の粘性 項,重力項,表面張力項から,仮の流速を陽的に計算 し,粒子の仮の位置を求める.質量保存則と圧力勾 配項から導出される圧力のポアソン方程式を陰的に 解くことによって,速度の修正量を計算し,速度と粒 子の位置を更新する.以上の手順を繰り返すことに よって,時間進行を行う.

3まとめ

多孔質媒体における不飽和流れを MPS 法で計算 するために,表面張力や壁面のぬれ性を考慮した定式 化を粒子間ポテンシャルを用いて行った.今後は,イ ンクボトル効果などの毛管現象が再現できることを 確認した上で不飽和流れの計算を行い,透水係数や水 分保持特性などのマクロな特性の再現を目指す.

参考文献

[1] 伊藤, 竹内, 河地, 脇田, 美濃 (2011) 撥水性混合多孔質 媒体の透水性に関する CA を用いたモデル化, 平成 23 年応 用水理研究部会講演集, pp.22-23.

[2] Hilpert (2011) Determination of dimensional flow fields in hydrogeological settings via the MRT lattice-Boltzman method, WRR, 47, W09508.

[3] Hu and Adams (2006) A multi-phase SPH method for macroscopic and mesoscopic flow, J. Comp. Physics, 213, pp.844-863.

[4] 越塚誠一 (2005) 粒子法, 丸善, p.144.

[5] Brackbill, Kothe, and Zemach (1992) A continuum method for modeling surface tension, J. Comp. Physics, 100, pp.335-354.

[6] Nomura, Koshizuka, Oka and Obata (2001) Numerical analysis of droplet breakup behavior using partiacle method, J. Nucl. Sci. & Tech., 38, pp.1057-1064.

[7] 近藤, 越塚, 滝本 (2007) MPS 法における粒子間ポテンシャル力を用いた表面張力モデル, Trans. JSCES, 0021.
[8] 室園, 渡邊, 塚越 (2009) MPS 法による毛細管現象解析,

日本機械学会計算力学講演会論文集, 22, No.613.

1次元浅水流方程式の数値モデルにおける時間項の離散化手法

京都大学大学院農学研究科 〇吉岡秀和・宇波耕一・藤原正幸

1. はじめに

地表流における水質指標や水生生物の輸送現象を定量的に評価・予測するためには,流れ場の入力 が必要となる.地表流は自由表面乱流であり,現象の詳細な記述には非静水圧を仮定した流れ解析 モデルの適用が望ましい (Koh et al, 2012; Park et al, 2009).ところが,そうしたモデルは膨大な数 値計算コストを要するため,汎用性を欠く.一方,流れ場が水平方向に卓越する場合には,静水圧 を仮定した浅水流方程式 (SWEs)の適用が効果的である.とりわけ,河川や用排水路網のように, 特定の主流方向を有しネットワーク状の構造を呈する流れの解析に対しては,1次元のSWEs (1-D SWEs) で十分な解析が行えることが多い.しかしながら,1-D SWEs の数値計算では,常射流混在流れ,静水 状態の維持,非矩形・非一様断面,水路の湾曲や屈曲,水路網の分合流,逆流,水際境界,各種輸 送方程式との連成など数多くの困難が伴う.これまで,1-D SWEs の数値計算に対しては,有限差 分法(FDM) (Garcia-Navarro et al, 1999),有限体積法(FVM) (Toro and Garcia-Navarro, 2007),有限要素 法(FEM) (Knock and Ryrie, 1994),格子 Boltzmann法 (Van Thang et al, 2010) や粒子法 (Chang et al, 2011)など,様々な解析手法が開発されてきた.著者らは,連続方程式に標準 Galerkin FEM,運動 方程式に風上 FVM を適用した数値モデル (FEVM モデル) (Unami and Alam, 2012),双対格子に基づ いた FVM モデル(DFVM モデル)(吉岡・宇波, 2012)を開発し,各種の浅水流解析に適用してきた.

本研究では、1-D SWEs に対する汎用的な数値モデルの開発に向けて、DFVM モデルの拡張について検討する.とくに、数値モデルの安定性や波速の計算精度を考える際に重要となる連続方程式の時間項の離散化手法について、テスト問題により検証する.

2. 1 次元浅水流方程式

2.1 支配方程式

分合流のない水路を流下する1次元的な浅水流れは1-D SWEs (Cunge et al, 1980) で記述される. 1-D SWEs は, 連続方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{1}$$

ならびに運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) = -gA \frac{\partial \eta}{\partial x} - gAS_{\rm f}$$
⁽²⁾

から構成される. ここに, t は時刻, x は水路に沿った 1 次元座標, A は通水断面積, Q は流量, q は 水路単位長さあたりの横流出入量, η は水位, β は Coriolis 係数, g は重力加速度, S_f は Manning の摩擦勾配項である. ここでは, 運動方程式(2)において横流出入による生成項 (Morris, 1979) は考 慮しない. 水路網に生じる浅水流れにも対応した質量保存則を考えた場合には, 分合流点を一貫し て扱うために, 微分型の連続方程式(1)ではなく積分型

$$\int_{\Omega \cap B(y,r)} T \frac{\partial \eta}{\partial t} dx + \sum_{j=1}^{\nu} \sigma_j Q_{r,j} + \sum Q_{\rm B} = \int_{\Omega \cap B(y,r)} q dx \tag{3}$$

を用いる方が適切である.ここに, Ω は連結グラフとして与えられる局所 1 次元開水路網 (Yoshioka et al, 2012), $T = \frac{\partial A}{\partial \eta}$ は水面幅, B(y,r)は $y \in \Omega$ のr-近傍 (図 1) であり, B(y,r)の境界はいずれの 分合流点も含まないものとする.また, vは水路網とB(y,r)の交差点の総数, $Q_{r,j}$ はj番目の交差 点での流量, $\sum Q_B$ は領域 $\Omega \cap B(y,r)$ に含まれる境界点で指定される流量の総和, σ_j は各水路に沿 う x座標の向きを示すパラメータであり, j番目の交差点でx座標がB(y,r)の外向きである場合は $\sigma_j = 1$, それ以外では $\sigma_j = -1$ とする.水路の分合流がない場合には, (3)は(1)に帰着される.連続 方程式(3)で用いた積分型の定式化は,移流分散方程式 (Yoshioka, 2012) などの幅広い保存型の偏微 分方程式に対しても有効である.



2.2 DFVM モデル

連続方程式(3)と運動方程式(2)から構成される 1-D SWEs の数値計算には,DFVM モデルを適用 する.本モデルでは水位ηと流量Qを未知変数とし,連続方程式(3)は双対格子(Voronoi diagram) (Mishev, 1998)上で,運動方程式(2)は通常格子上で離散化する.水位ηは大域的に連続な区分1次 関数,流量Qは区分定数関数とする.通水断面積Aは各通常格子内で1次関数かつ各通常格子界面 では不連続を許容する.連続方程式には一切の風上化を施さない.運動方程式には局所的な Froude 数の値を考慮した風上化を施す.Tseng (1999)にならい,摩擦項には水深が非常に小さい流れに対 する安定性を確保するための半陰的な離散化を施す.時間進行には4次精度 Runge-Kutta 法による 完全陽解法を適用する.なお,本モデルでは Total Variation diminishing (TVD) 化処理を行わない.

DFVM モデルについては、標準ダム崩壊問題、標準バンプ問題、実験用水路でのダム崩壊問題 (U.S. Corps of Engineers, 1960; Bellos et al, 1992)、天水稲作農地に広がる多重連結型水路網に生じる地 表流 (Unami and Alam, 2012) などの各種問題に対する良好な再現性が確認されている.また、吉岡 ら (Submitted) は、DFVM モデルにおける運動量フラックスの評価手法について、斜面上のダム崩 壊問題に基づいた検討を行っている.本研究では、DFVM モデルに加え、連続方程式の時間項を集 中化しない数値モデル (DFVM2 モデル) について検討する.この場合は、陽解法でありながら各 時間ステップに線型連立1次方程式を解く必要がある.Donea et a. (1987) は、標準 Galerkin FEM に おいて双曲型方程式の時間項を非集中化すると、集中化した場合と比較して正確な波速が得られる と報告している.DFVM2 モデルについても同様の効果が得られるものと考えられる.

3. テスト問題

数値モデルの各種浅水流れ解析への適用性について,三角形水路に生じるダム崩壊問題,射流を 遡上する段波をもとに検討する.

3.1 三角形水路に生じるダム崩壊問題

Sanders (2001) が示すように、非矩形断面水路では水面幅 T が水位 η に依存し、矩形断面水路の 場合と比較して数値計算が困難となる.とくに、三角形断面水路では水面幅 T が水深に比例するた め、水際境界において数値計算が不安定となりやすい.ここでは、長さ 2000 (m)の摩擦のない水平 な直線水路でのダム崩壊問題を考える.水路断面は長辺が水平な直角 2 等辺三角形とする.水路中 央部分にダムが存在するものとし、ダム上流側水深を 10 (m)とする.ダム下流側水深としては、1 (m) (Case DB-W) と 0 (m) (Case DB-D) の 2 通りを考える.格子間隔は $\Delta x = 1$ (m)、時間差分間隔は $\Delta t = 0.01$ (s)と十分に小さく設定する.図 2 は、各 Case における水面形と断面平均流速の数値解と 解析解 (Chen *et al*, 2012) を示す.得られた数値解は、解析解を良好に再現している.とくに、DFVM モデルの数値解は TVD 化を行っていないにも関わらず数値振動を含まない.また、Case DB-W で は確かに DFVM2 モデルの方が衝撃波を精度良く補足している.しかしながら、Case DB-D では計 算初期において DFVM2 モデルによる数値解の水際境界で数値振動が発生し、数値計算の破綻が生 じた.数値振動の原因は、DFVM2 モデルでは連続方程式の時間項にかかる質量行列が非対角型か つ正定値であり、その逆行列の単調性が必ずしも維持されないためであると考えられる.同様に非 集中化された質量行列を有する FEVM モデルを Case DB-D に適用した場合にも、数値計算の破綻 が生じた.なお、矩形断面水路に生じるダム崩壊問題に対しては、DFVM2、FEVM モデルともに 大きな問題なく数値解を算出した.

っぎに、水路に摩擦がある場合について、DFVM モデルに関してのみ検討する.初期条件は Case DB-D と同一とし、格子間隔は $\Delta x = 10$ (m)とする. Manning 係数 *n* としては、0.01 (s/m^{1/3})、0.02 (s/m^{1/3})、0.03 (s/m^{1/3})、0.04 (s/m^{1/3})の 4 通りを考える. ここでは、 $\Delta x = 1$ (m)とした数値解を解析解とみなす. 図 3 に、各 *n* の値に対する時刻 10 (s), 20 (s), 30 (s), 40 (s), 50 (s)での水面形の数値計算結果を示す. 得られた数値解はフロント部分が若干拡散されているが、数値振動を含まず水深の非負性を完全に 満足している. また、矩形断面水路の場合 (Szymkiewicz, 2010; Delestre *et al*, in press) と同様に、 Manning 係数 *n* が大きくなるほどフロント部分の速度が低下し水面勾配が急峻となる. なお、摩擦 項を陽的に離散化した場合には、水際境界で数値振動が発生して数値計算が破綻する. 以上から、 非矩形断面かつ水際境界を有する流れに対する、連続方程式の時間項を集中化した離散化手法の有 効性ならびに摩擦項の半陰的な離散化手法の必要性が示された.

3.2 射流を遡上する段波

これまで、様々な浅水流れに対する 1-D SWEs の数値計算例が報告されているが、逆流、とくに 射流を遡上する段波に関する報告例は少ない (Yost and Rao, 1998; Bourdarias and Gerbi, 2007). ここ では、実験用の一様矩形断面水路において、等流状態にある射流の下流端を急閉塞することで生じ た遡上段波 (Unami and Alam, 2012) に対する再現性から、FEVM を含む各モデルの適用性を検討す る.水路の幅は 0.600 (m)、長さは 20 (m)、勾配は 0.01 (m/m)である. Manning 係数は 0.01 (s/m^{1/3})と 推定されている.格子間隔は $\Delta x = 0.01$ (m)、時間差分間隔は $\Delta t = 0.005$ (s)とする.初期状態を水深 0.026 (m) の等流とし、初期時刻 t = 0 (s)に水路下流端を急閉塞する.図4は、各モデルによる水面 形の計算結果を示す.DFVM2 モデル、FEVM モデルとも段波フロントの位置を良好に再現してい る.DFVM モデルでは格子を細分化しても領域下流端部で水深が負値を取り、数値計算の破綻が生 じた.なお、ほぼ常流かつ逆流を有する各種潮汐の問題 (Bellemare *et al*, 1990; Bermudez and Vazquez, 1993) についても検討を行ったが、各モデルとも良好な数値解を与えた.以上から、射流を遡上す る段波に対する、連続方程式の時間項を非集中化する離散化手法の有効性が示された.



図 2: 摩擦のない水路におけるダム崩壊問題の計算結果 (上段; Case DB-W, t=50 (s), 下段; Case DB-D, t=30(s))



図3: 摩擦のある水路におけるダム崩壊問題の計算結果 (上段左; n=0.01 (s/m^{1/3}), 上段右; n=0.02 (s/m^{1/3}), 下段左; n=0.03 (s/m^{1/3}), 下段右; n=0.04 (s/m^{1/3}))



図4:射流を遡上する段波の数値計算結果

4. おわりに

本研究では、DFVM モデルの拡張や各種浅水流れ解析への適用性について、1 次元的な問題に焦 点を絞った検討を行った.その結果、連続方程式の時間項に集中化を施すか否かにより、数値解の 性質が本質的に異なったものとなることが示された.とくに、水路断面が非矩形かつ水際境界を有 する流れに対しては連続方程式の時間項の集中化が、逆流を有する射流に対しては非集中化が有効 であることが示唆された.また、水路断面が非矩形かつ水際境界を有する流れに対する摩擦項の半 陰的な離散化手法の必要性が示された.同様のことが、開水路網における浅水流れについてもいえ るものと考えられる.

1-D SWEs と各種輸送方程式を連成する場合には、水深の非負性や単調性が要求される.そのため、DFVM モデルに基づいた連成解析を行う場合、とりわけ本研究で対象としたように流れ場が急変流となるような場合には、連続方程式の時間項に対する慎重な取り扱いが必要となるものと考えられる.実用上は、局所的な水深や流速を考慮した選択的な集中化アルゴリズム (Kawahara *et al*, 1982; Yue, 1989)を確立すれば、DFVM モデルの効率性を損なうことのない汎用化が期待される.また、DFVM モデルは水平 2 次元の SWEs へと拡張でき、現在は 1 次元的な流れのみではなく水平 2 次元の流れに関する検討も行っている.

引用文献

- [1] Bellos CV, Soulis JV, Sakkas JG (1992) Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flow. *J Hydraulic Res*, 30(1), 47-63.
- [2] Bermudez A, Vazquez ME (1993) Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms. *Comput Fluid Mech*, 23(8), 1049-1071.
- [3] Chang TJ, Kao HM, Chang KH, Hsu MH (2011) Numerical simulation of shallow-water dam break flows in open channels using smoothed particle hydrodynamics. *J Hydraul*, 408, 78-90.
- [4] Chen Y, Wu C, Wang B (2012) Similarity solution of dam-break flow on horizontal frictionless channel. *J Hydraulic Res*, 49(3), 384-387.
- [5] Cunge JA, Holly FM, Verwey A (1980) Practical Aspects of Computational River Hydraulics, Pitman.
- [6] Delestre O, Lucas C, Ksinant PA, Darboux F, Laguerre C, Vo TNT, James F, Cordier S (in press) SWASHES: a compilation of shallow water analytic solutions for hydraulic and environmental studies. *Int J Numer Methods Fluids*.
- [7] Donea J, Quartapelee L, Selmin V (1987) An analysis of time discretization in the finite element solution of hyperbolic problems. *J Comput Phys*, 70(2), 463-499.
- [8] Garcia-Navarro P, Fras A, Villanueva I (1999) Dam-break flow simulation: some results for one-dimensional models of real cases. *J Hydrol*, 216(3-4), 227-247.
- [9] Kawahara M, Hirano H, Tsubota K (1982) Selective lumping finite element method for shallow water flow. *Int J Numer Methods Fluids*, 2(1), 89-112.
- [10] Knock C, Ryrie SC (1994) A varying time step finite-element method for the shallow water equations. *Appl Math Model*, 18(4), 224-230.
- [11] Koh CG, Gao M, Luo C (2012) A new particle method for simulation of incompressible free surface flow problems. *Int J Numer Eng*, 89(12), 1582-1604.
- [12] Mishev ID (1998) Finite volume methods on Voronoi meshes. *Numer Methods Partial Differ Equat*, 14(2), 193-212.
- [13] Morris EM (1980) The propagation of waves in shallow water flow with lateral inflow. *Hydrological-Sciences-Bulletin-des Sciences Hydrologiques*, 25(1), 25-32.
- [14] Park IR, Kim KS, Kim J, Van SH (2009) A volume-of-fluid method for incompressible free surface flows. *Int J Numer Fluids*, 61(12), 1582-1604.
- [15] Sanders BF (2001) High-resolution and non-oscillatory solution for the St Venant equations in non-rectangular and non-prismatic channels. *J Hydraulic Res*, 39(3), 321-330.
- [16] Szymkiewicz R (2010) Numerical modeling in open channel hydraulics, Springer.
- [17] Tseng MH (1999) Explicit finite volume non-oscillatory schemes for 2D transient free-surface flows. *Int J Numer Methods Fluids*, 30(7), 831-843.
- [18] Toro EF, Garcia-Navarro P (2007) Godunov-type methods for free-surface shallow water flows: A review. *J Hydraulic Res*, 45(6), 736-751.
- [19] Unami K, Alam AHMB (2012) Concurrent use of finite element and finite volume methods for shallow water equations in locally 1-D channel networks. *Int J Numer Methods Fluids*, 69(2), 255-272.
- [20] U.S. Corps of Engineers (1960) Floods resulting from suddenly breached dams. *Miscellaneous Paper* No.2-374. 180 pp.
- [21] Van Thang P, Chopard B, Lefèvre L, Ondo DA, Mendes E (2010) Study of the 1D lattice Boltzmann shallow water equation and its coupling to build a canal network. *J Comput Phys*, 229(19), 7373-7400.
- [22] Yoshioka H (2012) Parabolic equation models for stochastic transport phenomena in surface water flows. Master thesis, Kyoto University, 57 pp.
- [23] Yoshioka H, Unami K, Kawachi T (2012) Partial differential equation model for spatially distributed statistics of contaminant particles in locally one-dimensional open channel networks. *Proceedings of Tenth International Conference on Hydroscience and Engineering*, 24pp.
- [24] 吉岡秀和・宇波耕一 (2012) 局所 1 次元開水路網流れ解析のための双対格子に基づいた有限体 積法スキーム. 第 69 回農業農村工学会京都支部研究発表会講演要旨集, 2pp.
- [25] 吉岡秀和・宇波耕一・藤原正幸 (Submitted). 一般断面を有する多重連結型開水路網に生じるダ ム崩壊問題に対する双対格子に基づいた有限体積モデル. 第 62 回理論応用力学講演会論文集.
- [26] Yost SA, Rao PMSV (1998) A non-oscillatory scheme for open channel flows. *Adv Water Resour*, 22(2), 133-143.
- [27] Yue J (1989) Selective lumping effects on depth-integrated finite element model of channel flow. *Adv Water Resour*, 12(2), 74-78.

-----<<Memorandum>>-----

京都大学農学部 〇金城 信彦 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

農業用排水路は,単なる水利施設としてのみで はなく多様な水生生物の生息場としても機能 する.しかしながら,近年の農業用排水路の整 備により流れの単調化や落差工の設置による 生息場の分断により,水生生物の生息場として の価値は損なわれつつある. Mibuta et al. (2012) は確率論的個体群ダイナミックスモデルを用 い, 生息域を分断する水理構造物の有無による 魚類個体群の持続可能性について論じている. 本研究では, 滋賀県高島市今津町桂区において, 農業用排水路の落差工に角型フリュームを設 置して水生生物の退避域を創出し、ひとつの多 重連結型1次元開水路網となる農業用排水路シ ステムを構成する. この農業用排水路システム における流れについて,水田からの横流入も考 慮し, Unami and Alam (2012)による数値手法に もとづいて定常ならびに非定常のシミュレー ションを行う.

2. 数値計算手法

河川や農業用排水路のように卓越した主流方 向を有する流れの解析には,静水圧分布を仮定 した1次元浅水流方程式の適用が有効である.1 次元浅水方程式は,連続方程式と運動方程式か ら構成される.連続方程式は弱形式

$$\int_{\Omega} \varphi T \frac{\partial \eta}{\partial t} dx - \int_{\Omega} \frac{\partial \varphi}{\partial x} Q dx = \int_{\Omega} \varphi q dx - \left[\varphi Q \right]_{\Gamma} \quad (1)$$

で与えられる.ここに、 η は水位、Q は流量、 q は単位長横流入流量、 Ω は多重連結型1次元 開水路網の領域、T は水面幅、 Γ は Ω の境界で、 φ は $H^1(\Omega)$ 級の任意の重みである.運動方程式 は

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) = -gA \frac{\partial \eta}{\partial x} - gAS_f$$
(2)

で与えられる.ここに、 β は運動量補正係数、 Aは通水断面積、 S_f は摩擦勾配である.シミ $\neg \nu -$ ションは、(1)には有限要素法を、(2)には 有限体積法を適用して実行する.なお、節点に おける横流入は(1)の右辺の流量Qを直接的に 与える.

3. 数値計算

3.1 計算領域

対象とする農業用排水路システムは、下流端に おいて上郷(えいご)川に合流している.合流 点の位置座標をx=0とし、水路上流方向にxの 正方向をとる.計算領域は264 < x < 582 の部分 とする. この部分において元の水路は幅1.70 m の矩形断面を有する.水路は一筆排水方式の水 田20筆からの排水を受けている.各筆の面積は 1.000 m²から6.270 m²であり、計算領域より上流 にある水田の面積は合計29,940 m²である.計算 領域の下流端には、木製の堰が設置されている. 排水路の標高は85.46 mから86.68 mである. ま た,水田の標高は一律87.00 mとする.地点 x=482には落差0.35mの落差工があり、そこか ら下流側へ向けて全長4m,幅0.60mの角型フリ ュームを勾配0.033となるように設置する.また, 落差工には流水がすべて角型フリュームへ流 入するようコンクリートブロックを積み上げ る. これらの構造物位置の左岸側には雨量計が 設置されており、0.2 mmの降水毎にその発生時 刻を記録している.計算領域より上流側の水路 には湧水があり、その流量は0.04 m³/sと推定さ れている.

3.2 計算条件

まず,計算メッシュについて説明する.角型フ リュームが設置されていない場合,すなわち, 元の水路の状態においては,単一の水路として 要素分割する.角型フリュームが設置されてい る場合は,角型フリュームの側方および下部の バイパス領域に対し図1に示すように節点を配 置する.



--- Bypass region

図1:角型フリューム付近の計算格子

次に,水田からの横流入について説明する. 各水田の水収支は,常微分方程式

$$\frac{dh}{dt} = R - \frac{1}{A_{pad}} Q_{pad} \tag{3}$$

に支配されるとする.ここに、hは水田の水深、 Rは降雨強度、 A_{pad} は水田の面積、 Q_{pad} は水田 からの排水流量で堰公式から算出される.流れ のシミュレーションで対象とする計算時間は 高々数時間程度であるため、蒸発散と地中浸透 については無視する.水路のManning係数は、 排水路で0.025 s/m^{1/3}、角型フリュームで0.016 s/m^{1/3}、バイパス領域で0.030 s/m^{1/3}とする.定常 流れのシミュレーションでは無降雨状態を仮 定し、水田の水深を一定値0.05 mとする.また、 上記の定常流れを初期条件として与え、集中的 な降雨が観測された2012年7月20日12時30分か ら同日15時30分までの180分間における非定常 のシミュレーションを行う.この間に観測され た降雨量は、最大で1.1 mm/minである.時間差 分間隔 Δt は0.01 sとする.

3.3 数値計算結果

図2に、定常水面形を示す.角型フリュームがある場合、直上流側で水路の狭窄により水位が 上昇している.角型フリューム下*x*=482.084で は流量が10⁻⁷ m³/s程度で死水域となっている.

また,角型フリューム内の流れは射流であり, 直下流では跳水が発生している.これは,角型 フリュームの下流側から上流側への水生生物 の移動が困難であることを示唆している.以上 は,現地にて観測される現象と一致している. 図3に,実測降雨強度,ならびに,角型フリュ ーム直下流と領域下流端における流量の時間 変化を示す.降雨ピークの大きな減衰は水田の 貯留効果によるものと考えられる.なお,角型 フリュームの有無は流量にはほとんど影響し ていない.

4. おわりに

多重連結型1次元開水路網としてモデル化される農業用排水路システムにおける流れのシミュレーションを行った.その結果示される死水域や

跳水などの発生状況は、現地での観測状況と一致 した.しかしながら、本研究では水路内の水位上 昇時に発生する水路から水田への逆流を考慮し ていない.今後はこれを適切に含めるよう横流入 量のモデル化手法の改良を行っていきたい.



引用文献

- [1] Mibuta Y, Unami K, Fujihara M (2012) A stochastic population dynamics model for sustainability assessment in two adjacent habitats. 平成24年度農業農村工学会応用水 理研究部会講演集.
- [2] Unami K, Alam AHMB (2012) Concurrent use of finite element and finite volume methods for shallow water flows in locally 1-D channel networks. *International Journal for Numerical Methods in Fluid*, 69(2): 255-72.



図3:実測降雨強度、ならびに、角型フリューム直下流と領域下流端における流量の時間変化

輪中における排水ゲート操作戦略の数値流体力学的検討

京都大学大学院農学研究科 ○蘭園・吉岡秀和・宇波耕一・藤原正幸

1. はじめに

大河川の河口域を開発する際には,豪雨や高潮 の際に湛水被害を防ぐことが重要な課題とな っている.世界の各国において,河口域の中洲 を堤防で囲うことにより, 歴史的に輪中あるい はポルダーが発達している例が散見される.現 在のところ、低開発国ではポンプによる排水施 設が整備されていない輪中がほとんどであり, 湛水被害の低減にむけて効率的な手法の確立 が期待されている。ここでは、輪中堤内と堤外 を接続する水路に排水ゲートを設置すること により、どの程度の湛水被害の低減が可能とな るかを,数値流体力学的モデルを用いて検討す る. すなわち, 輪中を擁する大河川と輪中内の 水路を多重連結型1次元開水路網としてモデル 化し,浅水方程式に対する数値手法に基づいて 解析する. 高潮による海水面の上昇は計算領域 全体の境界条件として,排水ゲートによる流れ の制御は内部境界条件として取り扱う.

2. 流れの計算手法

1次元浅水方程式は、質量の保存則を記述する 連続方程式、および、運動量の保存則を記述す る運動方程式によって構成される.連続方程式 は弱形式

$$\int_{\Omega} \varphi T \frac{\partial \eta}{\partial t} dx - \int_{\Omega} \frac{\partial \varphi}{\partial x} Q dx = \int_{\Omega} \varphi q dx - \left[\varphi Q \right]_{\Gamma}$$
(1)

で表される.ここに、 η は水位、Qは流量、qは単位長横流入流量、 Ω は多重連結型1次元開 水路網の領域、Tは水面幅、 Γ は Ω の境界で、 φ は $H^1(\Omega)$ 級の任意の重みである.多重連結型 とは、1でない経路数(0でもよい)によって連 結される2点を領域内に含むことを意味する.2 以上の境界点が重複している点は内部境界と 称する.運動方程式は

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) = -gA \frac{\partial \eta}{\partial x} - gAS_f$$
(2)

で与えられる.ここに、 β は運動量補正係数、 Aは通水断面積、 S_f は摩擦勾配である.(1)な らびに(2)の求解には、Unami and Alam (2012)に よる数値手法を適用する.本手法の精度や安定 性については、各種ベンチマーク問題や実際の 浅水流れ解析への適用により、十分な検証がな されている.本研究では、内部境界条件を含め、 節点における水の出入りは、(1)の右辺に現れる 流量Qを、直接的あるいは水位などの関数とし て与えることにより指定する.運動方程式に関 しては壁境界条件を課す.

実問題への適用

3.1 対象領域

上記の計算手法を利用して,南アジアの実在輪中を参考に設定した仮想的な河口域輪中における排水ゲート操作戦略について検討する.図1に,輪中を擁する大河川と輪中内の水路からなる多重連結型1次元開水路網の計算領域を示す.大河川の水路底標高は-10 mとし,輪中内の水路底標高は-4 mから0 mの範囲にある.したがって,豪雨による輪中内水路の水位上昇と高潮による大河川の水位上昇が重なった場合,大規模な湛水被害に加えて洪水後も塩害が継続する可能性がある (Debsarma, 2009).

3.2 計算条件

図1に示すように、計 9_{π} 所の内部境界G-0から G-8に排水ゲートが存在するものとする.計算 領域全体の境界であるB-0とB-1では、境界流量 $Q_{\rm F}$ を外水位 $\eta_{\rm F}$ の関数として

$$Q_{\rm E} = T \left| \eta - \eta_{\rm E} \right| \sqrt{2g \left| \eta - \eta_{\rm E} \right|} \tag{3}$$

と与える. 高潮を表す外水位 $\eta_{\rm E}$ は,時刻t=0h で0m,時刻t=12hで5m,時刻t=24hで0m を線形に補間したものを用いる. 初期条件は時 刻t=0hで $\eta=0$ かつQ=0とする. また,各節 点では降雨による流入量0.3m³を与える. これ はおおむね10mm/hの降雨強度に相当する. 運 動量補正係数とManning係数は計算領域全体で一 定値とし、それぞれ1.1ならびに0.035 s/m^{1/3}とする. 排水ゲート操作戦略としては、Case 0からCase 3 の計4通りを考える. Case 0では排水ゲート全開, Case 1では排水ゲート全閉, Case 2では排水ゲ ートを1m開口, Case 3では排水ゲートを時刻 t=0hからt=18hまで全閉しておきその後2 m開口とする.

3.3 計算結果

図2から図5に、各Caseにおける排水ゲートG-6と G-1(内側)ならびに輪中中央部C-0での水位、境 界B-0とB-1での流量、各排水ゲートでの流量を示 す.潮位上昇時に排水ゲートを開放するCase 0と Case 2では、大河川に発生する水位の振動現象が 輪中内水位へも影響している.一方、排水ゲート 全閉操作を含むCase 1とCase 3では、湛水状況が各 地点で大きく異なっている.しかしCase 3では、 排水ゲート開放操作により、輪中中央部などでは 湛水被害を低減することに成功している.ただし、




4. おわりに

数値流体力学的モデルに基づいた解析手法によ り,輪中の湛水被害軽減のための排水ゲート操作 戦略に関して基礎的な検討を行った.その結果, 高潮と堤内地湛水の状況から判断して適切なゲ ート操作を行えば,効率的に排水がなされうるこ とが示唆された.今後は,ゲートの操作コストを 考慮にいれた,より詳細な検討を行っていきたい. 引用文献

Debsarma SK: Simulations of storm surges in the Bay of Bengal. *Mar Geod* 32(2):178-198, 2009.

Unami K, Alam AHMB: Concurrent use of finite element and finite volume methods for shallow water flows in locally 1-D channel networks. *Int J Numer Meth Fluid*, 69(2): 255-72, 2012.

Navier-Stokes 方程式に基づく浸透とキャビティ流れの同時解析手法の開発 Development of a simultaneous analysis method for seepage and cavity flows based on Navier-Stokes equations

京都大学大学院農学研究科 〇川並俊輔,藤澤和謙,村上章,宇波耕一,藤原正幸

1. はじめに

地盤の内部に空洞や水みちが存在する場合,それらが地盤に与える水理学的影響を知る には、Darcyの法則に基づく浸透流解析に加えて空洞部分における層流の解析を行う必要が ある。しかし、間隙の大きさに応じて層流解析と浸透流解析とを別々に行うと、境界にお ける保存則を満たすことが難しく、計算に時間がかかってしまう。一方で、浸透流解析に おいても、慣性項を考慮すれば Navier-Stokes 方程式と同様の方程式を得ることができる。 この性質を利用し、層流解析と浸透流解析を同時に行う手法を提案する。本報では、非圧 縮性粘性流体について用いた数値解析手法を説明し、ベンチマーク問題として行ったキャ ビティ流れ及びバックステップ流れに関する数値シミュレーションの結果を紹介する。ま た、キャビティ領域内に多孔質体を想定して層流と浸透流の同時計算を実行し、考察を加 える。

2. 数值解析手法

非定常非圧縮性粘性流体について,非構造格子を用いた時間二次精度の有限体積法 (FVM)¹⁾を用いて解析を行った。支配方程式には,式(1)で表される連続式と,Navier-Stokes 方程式に間隙率や透水係数を考慮した式(2)で表される浸透流方程式を適用する。

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0,\tag{1}$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{u_i u_j}{\varepsilon} \right) = -\frac{\varepsilon}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial}{\partial x_j} \frac{\partial}{\partial x_j} u_i - \frac{\varepsilon g}{k} u_i, \qquad (2)$$

ここで、 x_i は直交座標、 u_i は対応する Darcy 流速である。また、 ρ は密度、pは圧力、vは動粘性係数、 ε は間隙率、kは透水係数である。格子系には、計算アルゴリズムが容易である、変数 $\varphi(=u_i,p)$ をセル重心に定義した非スタガード格子を適用する。しかし、この格子系は流速と圧力が影響し数値振動を起こしやすいため、セル表面に表面法線流速 $U(=(u_i)_{face}n_i)$ を加えることで、アルゴリズムの容易さを保ちつつ、数値振動を抑制して計算の精度を高めた。ここで、 $(u_i)_{face}$ 、 n_i はそれぞれセル表面での流速と外向き法線ベクトルである。

支配方程式の時間積分には, Fractional Step 法²⁾を用いる。初めに,式(2)について,保存型を保つために,右辺第 3 項を式(3)に示すように完全陰解法を用いて離散化を行う。次に,式(2)の粘性項と対流項はクランク・ニコルソン法³⁾を用いて解くことで,式(4)から式(8)が得られる。

$$\frac{u_i'-u_i^n}{\Delta t} = -\frac{\varepsilon g}{k} u_i', \tag{3}$$

$$\frac{\delta \hat{u}_i}{\Delta t} + \frac{1}{A} \oint_l \frac{1}{2\varepsilon} (U^n \delta \hat{u}_i + u_i' n_j \delta \hat{u}_j + 2u_i' U^n) dl = -\frac{\varepsilon}{\rho A} \int_A \frac{\partial p^n}{\partial n} dA + \frac{v}{A} \oint_l \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial n} (\delta \hat{u}_i + 2u_i') dl, \quad (4)$$

$$u_i^* - \hat{u}_i = \frac{\varepsilon}{\rho} \Delta t \frac{\partial p^n}{\partial x_i},\tag{5}$$

$$\frac{\varepsilon}{\rho A} \oint_{l} \frac{\partial p^{n+1}}{\partial n} dl = \frac{1}{A \Delta t} \oint_{l} U^{*} dl, \qquad (6)$$

$$u_i^{n+1} - u_i^* = -\frac{\varepsilon}{\rho} \Delta t \frac{\partial p^{n+1}}{\partial x_i},\tag{7}$$

$$U_i^{n+1} - U_i^* = -\frac{\varepsilon}{\rho} \Delta t \frac{\partial p^{n+1}}{\partial n}, \tag{8}$$

ここで、 Δt と上付き文字 *n*は計算時間間隔と時間ステップであり、 u_i' 、 \hat{u}_i 及び u_i^* は Fractional Step 法で仮定した中間変数である。また、 $\delta \hat{u}_i = \hat{u}_i - u_i'$ であり、 $\partial/\partial n$ はセル表面 での外向き法線微分、*1*はセル境界周囲である。

これらの式から次ステップの流速および圧力を求めるが,式(4)と式(6)の積分を行う際, 各セル表面の中心点 P_f での変数値 $\varphi(=u_i,p) \ge \partial \varphi/\partial n \varepsilon$,隣接値 (φ_1,φ_2) を使って評価する。 その際に,隣接するセル同士で透水係数の値が異なる場合,圧力では,透水係数の値が大 きいセルで変化が大きく,小さいセルで変化が小さくなる。一方で,流速では,その反対 のことが考えられる。そのため,隣接セルでの透水係数の影響を考慮すると,圧力と流速 の表面値はそれぞれ,以下のように内挿を行い求める。

$$\left. \frac{\partial p}{\partial n} \right|_{P_f} = \frac{p_2 - p_1}{\delta_1 + \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \delta_2}, \quad p_f = \frac{\gamma_1 \delta_1 p_2 + \gamma_2 \delta_2 p_1}{\gamma_1 \delta_1 + \gamma_2 \delta_2}, \tag{9}$$

$$\frac{\partial(u_i)}{\partial n}\Big|_{P_f} = \frac{(u_i)_2 - (u_i)_1}{\delta_1 + \frac{\gamma_2}{\gamma_1}\delta_2}, \quad (u_i)_f = \frac{\gamma_2 \delta_1(u_i)_2 + \gamma_1 \delta_2(u_i)_1}{\gamma_2 \delta_1 + \gamma_1 \delta_2}, \tag{10}$$

ここで、 δ_i, γ_i (*i* = 1,2) はそれぞれ各セル重心から表面までの垂直距離と透水係数の逆数である。しかし、この内挿方法は、現段階では長方形セルのみに対応しているため、複雑な形状をした物を対象にする際に有効な三角形セルを用いるためにも、その適用について考慮する必要がある。

圧力勾配項 $\partial p/\partial x_i$ は式(11)で評価でき、境界においては、 $\partial p/\partial n = 0$ と仮定し、セルの中 心での圧力値を線形補正することで内部圧力値を外挿し、時間ステップの更新を行う。

$$\frac{\partial p}{\partial x_i} = \frac{1}{A} \int_A \frac{\partial p}{\partial x_i} dA = \frac{1}{A} \oint_I p n_i dl.$$
(11)

3. 天井駆動キャビティ流れ

図-1 (a)に示すような一辺の長さLの正方キャビティについて、レイノルズ数 Re= U_1L/v =1,000 における流速計算を行った。領域について、x方向及びy方向の刻み幅



図-1 キャビティ領域と境界条件

 Δx , Δy をそれぞれ 0.025 *L*とし,分割数を 40×40として,速度の境界条件については,上部 境界面に $u = U_1 = 1.0$ (m/s),左右及び下部壁面において接線方向にすべりなし条件 $u_i = 0$ を 与えた³⁾。また,時間幅 $\Delta t = 0.001$ としており,粘性流体について考えるため,間隙率,透 水係数はそれぞれ $\varepsilon = 1.0$, $k = \infty$ (m/s)とした。図-2 は, Re = 400, 1,000 での領域中心線で の各速度を Ghia et al. (1982)⁴⁾の解析結果と比較したものであるが,精度良く値を得ること ができた。

また、図-1 (b)に示すように領域の中央に多孔質体を想定し、浸透流及び層流について同時解析が可能かどうかの検証を行った。レイノルズ数 Re = 1,000 とし、多孔質体領域における間隙率、透水係数はそれぞれ ε = 0.7、k = 1.0×10⁻⁴ (m/s)とした。また、領域の分割数及び時間幅は先ほどと同様である。図-3 は流速分布の時間変化を示したものであるが、流れにくい多孔質体を避けるように流体が流れており、また、多孔質体内においても流速を確認でき、定性的に妥当な結果を得ることができた。

4. バックステップ流れ

先に示した浸透流計算について,比較となるものがないため得られた結果を考察するためにも,既往の文献などから比較できる対象について考える必要がある。そのための前段





図-5 再付着点長さ; ●, present study; ○, Erturk (2008)⁵⁾

階として、図-4 に示すようなバックステップ流れについて、 Re = $U_{avg}(2h)/\nu$ = 200, 400, 600, 800, 1,000 における流速計算を行った。時間幅 Δt = 0.001 としており、領域については 5,400 個の長方形セルを用いた。また、流入条件には放物線流れを与えている。図-5 は再付 着点 X_r を Erturk (2008) ⁵⁾の解析結果と比較したものである。 Re = 200, 400 においては精度 よく得られているが、 Re ≥ 600 において値が小さくなっている。この原因については、 5,400 セルというメッシュの粗さやプログラミングの際の流入出条件の与え間違いが考えら れる。

5. おわりに

新たに浸透流方程式を適用し,層流のキャビティ流れについて,精度のよい結果を得た。 また,領域内に多孔質体を想定した場合においても,層流と浸透流の同時計算を確認でき, 定性的に妥当な結果を得ることができた。しかし,定量的な議論を行うためには,より多 くの対象について解析を行う必要がある。そのためにも,バックステップ流れについてよ り精度の高い結果を出し,浸透流計算につなげる必要がある。

引用文献

- 1) D. Kim and H. Choi: A second-order time-accurate finite volume method for unsteady incompressible flow on hybrid unstructured grids, J. Comput. Phys. 162, 411-428 (2000).
- 2) 佐藤祐子・水上洋子・河村哲也:重合格子法を用いた回転物体周りの二次元流れの数値 解析,数理解析研究所講究録,1539巻,pp.201-206,2007.
- 3) 梶島岳夫: 乱流の数値シミュレーション, 養賢堂, 1999.
- 4) U. Ghia, K. N. Ghia and C. T. Shin, High-Re solutions for incompressible flow using the Navier-Stokes equations and a multigrid method, *J. Comp. Phys.* 48, 387 (1982).
- 5) E. Erturk, Numerical solutions of 2-D steady incompressible flow over a backward-facing step, Part 1: High-Reynolds number solutions, *Comps. Fluids.* 37, 633-655 (2008).

Optimal strategies for water pumping from shallow aquifer in Bangladeshi floodplain

(バングラデシュの氾濫原における浅層地下水の最適揚水戦略)

ORyota Kuwano, *Faculty of Agriculture, Kyoto University* A.H.M.B. Alam, K. Unami, M. Fujihara, *Graduate School of Agriculture, Kyoto University*

1. Introduction

Floodplains are extending over the most part of Bangladesh, where the contrast between wet and dry seasons is significant. Submergence of vast areas is the common phenomena during the wet seasons, while there is almost no natural surface water available during the dry seasons. Though the recent introduction of groundwater irrigation using shallow tube wells has dramatically increased agricultural production in dry seasons, groundwater depletion and resulting hazardous problems have been reported (Shahid and Hazarika, 2010; Rahman and Mahbub, 2012). The over-exploitation of groundwater is also suspected to be one of the main causes of deteriorating floodplain ecosystems, which are the habitats for fish being the major protein-source for the inhabitants (Mamun, 2010).

To establish sustainable groundwater irrigation in the dry seasons of Bangladesh, it would be advisable that operation of irrigation pumps should follow scientifically rationalized rules feeding back monitored groundwater levels. Here, based on the framework of stochastic control, optimal strategies maximizing the quantity of irrigation water without causing water hazards are deduced. A stochastic differential equation (SDE) model is proposed for the groundwater level of an ideal aquifer, and a performance index evaluating the quantity of irrigation water is set up. Then, the Hamilton-Jacobi-Bellman (HJB) equation governing the optimal rate of pumping that maximizes the performance index becomes a parabolic partial differential equation (Øksendal, 2007). The HJB equation is numerically solved with the upwind finite element scheme proposed by Unami et al (2010).

2. Formulation of stochastic control problem

The ordinary differential equation describing the level h of groundwater is conventionally given as

$$\frac{dh}{dt} = (h_0 - h) - u \tag{1}$$

with the domain constraining the range of h as

$$h_{\min} < h < h_{\max} \tag{2}$$

where h_{max} is the maximum ground water level not causing flooding, h_{min} is the minimum groundwater level that the pump can operate, h_0 is the equilibrium level of groundwater, and u is the pumping rate. Then, the stochastic counterpart of (1), considering *h* evolving with the time as a stochastic process $h = h(t) = h(t, \omega)$ for an event ω , is written as a SDE

$$dh = b(t, h, u)dt + \sigma(t, h, u)dB_t$$
(3)

where b is the drift coefficient, σ is the volatility, and B_t is the one-dimensional Brown motion, implying that the pump discharge rate of flow is also regarded as a stochastic process u on the same probability space. The drift coefficient b and the volatility σ are assumed to be of the forms

 $b(t,h,u) = (h_0 - h) - u(t,h)$ (4) and

$$\sigma(t,h,u_t) = \sigma(t,h)e^{\sqrt{u(t,h)}}$$
(5)

respectively. Another two-dimensional stochastic process $X_t = (s + t, h(s + t))$ is governed by

$$\mathbf{dX}_{t} = \begin{pmatrix} \mathbf{d}t \\ b\mathbf{d}t + \sigma\mathbf{d}B_{t} \end{pmatrix}$$
(6)

with $\mathbf{X}_0 = \mathbf{x} = \begin{pmatrix} s \\ h(s) \end{pmatrix}$. For a fixed bounded two dimensional domain *C* containing *x*, the first

two-dimensional domain G containing **x** , the first exit time τ_g is defined as

$$\tau_g = \inf\{t \mid t > 0, \mathbf{X}_t \notin G\} .$$
(7)

Then the performance index $J^{u}(\mathbf{x})$ to be maximized is set as

$$J^{u}(\mathbf{x}) = E^{\mathbf{x}} \left[\int_{0}^{\tau_{G}} f(\mathbf{X}_{t}, u_{t}) \mathrm{d}t \right]$$
(8)

where f is the profit rate function in G, and $E^{\mathbf{x}}$ represents the expectation with respect to the probability law of B_i starting at the point where $\mathbf{X} = \mathbf{x}$. The stochastic control problem is to find an optimal control $u^* = u^*(\mathbf{x}, \omega)$ in a set \mathcal{A} of admissible control such that

$$\Phi(\mathbf{x}) = \sup_{u \in \mathcal{A}} J^u(\mathbf{x}) = J^{u^*}(\mathbf{x}).$$
(9)

If the control u is restricted to Markov controls which are of the form $u = u(t, h(t, \omega))$, then the HJB equation gives the optimal control u^* as

$$f(\mathbf{x}, u^*) + L^{u^*} \Phi = \sup_{u \in \mathcal{A}} \left\{ f(\mathbf{x}, u) + L^u \Phi \right\} = 0$$
(10)

where the operator L^{u} is defined as

$$L^{u} = \frac{\partial}{\partial s} + b(\mathbf{x}, u) \frac{\partial}{\partial h} + \frac{1}{2} \sigma^{2} e^{u} \frac{\partial^{2}}{\partial h^{2}}.$$
 (11)

3. Computational examples

A test case is formulated with $\frac{-h}{h}$

$$f(x,h) = f(h) = he^{\frac{-n}{h_0}} = he^{\frac{-n}{1}},$$
 (12)

$$\mathcal{A} = [0, Q_{max}] = [0, 0.1], \tag{13}$$

and

$$G = (0,T) \times (h_{\min}, h_{\max}) = (0,20) \times (0,10).$$
(14)

The volatility σ is assumed to be a constant unity. To fulfill (10), u^* and Φ have to satisfy

$$\frac{\partial \Phi}{\partial s} + (h_0 - h - u)\frac{\partial \Phi}{\partial h} + \frac{1}{2}\sigma^2 e^u \frac{\partial^2 \Phi}{\partial h^2} + h e^{-\frac{h_0}{h}}$$
(15)
= 0

and

$$u^{*} = \begin{cases} Q_{\max} & \left(C > 0, \frac{\partial \Phi}{\partial h} \le 0\right) \\ 0 & \left(C < 0, \frac{\partial \Phi}{\partial h} > 0\right) \\ \log\left(\frac{1}{C} \frac{\partial \Phi}{\partial h}\right) & (Otherwise) \end{cases}$$
(16)

where

$$C = \frac{\sigma^2}{2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial h^2} \,. \tag{17}$$

For the parabolic partial differential equation (15), the terminal condition

$$\Phi|_{s=T} = 0 \tag{18}$$

and the boundary conditions

$$\Phi(h_{\min}) = \Phi(h_{\max}) = 0 \tag{19}$$







Fig. 2 Supremum values of the performance index

The numerical results are shown in Figs. 1 and 2. The subdomain of the groundwater level where the pump should operate expands as the time evolves. Almost equal values of the performance index can be achieved unless the groundwater level does not fall below the equilibrium level h_0 .

4. Conclusions

The optimal strategies for pumping rate are numerically obtained with the achieved performance index. The model parameters are going to be identified in the context of a study site in the northern part of Dhaka Division, Bangladesh.

References

- Mamun A (2010) Understanding the value of local ecological knowledge and practices for habitat restoration in human-altered floodplain systems: a case from Bangladesh, *Environmental Management*, 45:922-938.
- Øksendal B (2007) *Stochastic Differential Equations*, 6th Edition, Springer-Verlag, Berlin, 237-261.
- Rahman MM, 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.
- Shahid S, Hazarika MK (2010) Groundwater Drought in Northwestern Districts of Bangladesh, *Water Resources Management*, 24:1989-2006.
- Unami K, Abagale FK, Yangyuoru M, Alam AHMB, Kranjac-Berisavljevic G (2010) A stochastic differential equation model for assessing drought and flood risks, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 24(5), 725-733.

An autonomous runoff model using stochastic differential equations

 Abul Hasan Md Badiul Alam, Misato Ryo, Koichi Unami, Masayuki Fujihara Graduate School of Agriculture, Kyoto University

1. Introduction

Conventional hydrology considers runoff processes in a basin as the input-output relationship generating water flows from the precipitation, which is stochastic. An alternative novel approach is to model the output water flows exclusively, so that the statistics of the runoff processes are well reproduced. An autonomous runoff model is developed here to represent the level of stored water in a micro rainwater harvesting system. The model consists of two stochastic differential equations (SDEs), so that a zero-reverting process triggers events of rainwater harvesting. Chiang et al (1995) gives an analogous example of a couple of SDEs where one stochastic process unilaterally affects the other. The model parameters are identified from the data observed in the micro rainwater harvesting system.

2. Micro rainwater harvesting system

The micro rainwater harvesting system is a field plot developed in the water resources engineering experimental station of Kyoto University. The

station is located at the coordinates 35 29 23 N 135 21 57 E on Maizuru Bay, the Sea of Japan. The system is circular in horizontal shape, and its vertical cross section is shown in Fig. 1. A plastic bucket filled with gravel is buried at the center to collect rainwater, which is harvested by an inclined water repellent sand (WRS) layer. The water stored in the plastic bucket can be withdrawn from an outlet located at the level of datum. A drain, which is a steel pipe, is installed at the top of the plastic bucket, which is located 0.15 m above the outlet. A water level sensor is set at the bottom of the plastic bucket. Saltwater is introduced from the sea to surround the system, so that salinity serves as a tracer. Withdrawn water from the system is stored in a tank to be readily available for irrigation of plants grown on the system.

The level of the stored water was logged every 10 minutes during the period from 13:00 June 25th, 2012 through 11:10 October 23rd, 2012. There were 16 rainfall events that recharge the plastic bucket. The stored water was completely withdrawn every seven days interval.



Fig. 1 Vertical cross-section of the micro rainwater harvesting system

3. Model description

The autonomous runoff model, which govern two stochastic processes X_t and Y_t , consists of two SDEs

$$dX_t = r(X_t, Y_t)X_t dt + \sigma_x dB_t^x$$
(1)

and

$$dY_t = -Y_t dt + \sigma_y dB_t^y$$
(2)

with

$$r(X_t, Y_t) = -\alpha - \beta \max(X_t - K_x, 0) + \tilde{\gamma} \max(|Y_t| - K_y, 0)$$
(3)

and

$$\tilde{\gamma} = \gamma \operatorname{sgn}(X_t) \chi_{\{X_t < X_{\max}\}}$$
(4)

where α , β , γ , K_x , K_y , X_{max} , σ_x , and σ_y are constant parameters, B_t^x and B_t^y are independent Browninan motions, sgn denotets the signum function, and χ denotes the indicator function. The stochastic process X_t represents the level of the stored water and exerted by the stochastic term $\sigma_x dB_t^x$ of the SDE (1). Decay of X_t due to evapotranspiration is dominated by the parameters α and β when X_t is small and large, respectively, and the parameter K_x is their threshold. The parameter X_{max} is the upper limit of X_t , which is prescribed by the level of the drain. The other stochastic process Y_t is zero-reverting and exerted by the stochastic term $\sigma_y dB_t^y$ of the SDE (2). Water recharge occurs when Y_t is situated outside of the domain $\left(-K_y, K_y\right)$.

4. Identification of model parameters

The value of the parameter X_{max} is identified as 0.15 (m) that is the level of the drain.

A dry spell in the model is defined as a period such that $|Y_t| < K_y$. From the observed data, it can be seen that the decay process of X_t is dominantly deterministic during the dry spells. Therefore, the volatility σ_x is chosen as small as 10^{-3} (m·day^{-1/2}). Then, the parameters α , β , and K_x are identified as follows, neglecting the stochastic term $\sigma_x dB_t^x$ of the SDE (1). When $X_t \le K_x$, the SDE (1) results in the ordinary differential equation

$$\frac{\mathrm{d}X_t}{\mathrm{d}t} = -\alpha X_t. \tag{5}$$

On the other hand, when $X_t > K_x$, assuming that β is significantly larger than α , the SDE (1) results in the ordinary differential equation

$$\frac{\mathrm{d}X_{t}}{\mathrm{d}t} = -\beta \left(X_{t} - K_{x} \right) X_{t} \tag{6}$$

from which

$$\log \left| \frac{1 - K_x / X_t}{1 - K_x / X_0} \right| = -\beta K_x t \tag{7}$$

is obtained. Application of the least square method to the observed data yields the best fitting to (7) when $K_x = 0.055$ (m) and $\beta = 6.0$ (m⁻¹·day⁻¹). Since the decay rate $-dX_t/dt$ is estimated at 4.02×10^{-3} (m·day⁻¹) when $X_t = K_x = 0.055$, the parameter α is identified as 0.073 (day⁻¹).

The basic properties of SDEs are summarized in the textbook by Øksendal (2007) and utilized here. The SDE (2) is the Langevin equation, and it is known that $E[Y_t] = \exp(-t)Y_0$ and $Var[Y_t] = \frac{\sigma_y^2}{2}(1 - \exp(-2t))$. The first exit time τ from the

domain $\left(-K_{v}, K_{v}\right)$ is expected to be

$$\mathbf{E}[\tau] = \frac{2}{\sigma_{y}^{2}} \left(\varphi \left(K_{y} \right) - \varphi \left(Y_{0} \right) \right)$$
(8)

where

$$\varphi(y) = \int \exp\left(\frac{y^2}{\sigma_y^2}\right) \left(\int \exp\left(-\frac{y^2}{\sigma_y^2}\right) dy\right) dy .$$
 (9)

In the observed data an event R_i of recharge is

defined as the period starting at $t = T_i$ and lasting for the duration D_i . The stochastic process Y_t hits the boundary of the domain $\left(-K_y, K_y\right)$ at each T_i from the inside of it. At $t = T_i + D_i$, Y_t is about to leave the boundary that it hit at $t = T_i$, though it obeys to

$$\mathbf{E}\left[Y_{T_i+D_i}\right] = \exp\left(-D_y\right)K_y \tag{10}$$

and

$$\operatorname{Var}\left[Y_{T_i+D_i}\right] = \frac{\sigma_y^2}{2} \left(1 - \exp\left(-2D_i\right)\right). \tag{11}$$

Therefore,

$$E\left[\left(\left(1 - \exp\left(-D_{i}\right)\right)K_{y}\right)^{2}\right]$$

$$= \frac{\sigma_{y}^{2}}{2}\left(1 - \exp\left(-2D_{i}\right)\right)$$
(12)

and thus the parameters K_{v} and σ_{v} are related as

$$\frac{\sigma_{y}^{2}}{K_{y}^{2}} = E\left[\frac{2(1 - \exp(-D_{i}))^{2}}{1 - \exp(-2D_{i})}\right]$$
(13)

For the series $T_0, ..., T_N$, the expectation $E[\tau]$ of the first exit time from any initial time is evaluated as

$$E[\tau] = \frac{1}{\sum (T_i - T_{i-1})} \sum_{T_{i-1}}^{T_i} \tau dt$$

$$= \frac{1}{T_N - T_0} \sum_{T_i} \frac{(T_i - T_{i-1})^2}{2}$$
(14)

which is equated as

$$\frac{2}{\sigma_{y}^{2}}\left(\varphi(K_{y})-\varphi(0)\right)=\frac{1}{T_{N}-T_{0}}\sum_{y}\frac{\left(T_{i}-T_{i-1}\right)^{2}}{2}$$
 (15)

assuming that Y_t starts from the origin at the initial time. From the observed data, the right hand sides of (13) and (15) are statistically evaluated as 0.343 and 6.24, respectively. Using the bisection method, (13) and (15) are computed as $(K_y, \sigma_y) = (3.14, 1.84)$.

5. Conclusions

The developed autonomous runoff model provides a base for stochastic control of withdrawal strategy. The identification procedures for the model parameters are mathematically rational. However, the parameter γ is yet to be identified.

References

- Chiang R, Liu P, Okunev J (1995) Modelling mean reversion of asset prices toward their fundamental value. *Journal of Banking and Finance*, 19(8): 1327–1340.
- Øksendal B (2007) Stochastic Differential Equations, Springer-Verlag.

Stochastic control of micro rainwater harvesting systems (小規模雨水ハーベストシステムの確率制御)

1. Introduction

Rainwater harvesting (RWH) systems are expected to drastically improve agricultural productivity in semi-arid regions, where irregular precipitation and prolonged dry spells are the major constraint (Pachpute et al, 2009). Scientifically rationalized water management strategy is prerequisite for a successful RWH system, and the stochastic control theory can provide efficient and sustainable operational rules for water withdrawal (Unami et al, in press).

A micro RWH system has been experimentally developed, and an autonomous runoff model for its micro hydrological processes has been established with stochastic differential equations (SDEs) (Alam et al, 2012). Here, optimal strategies for water withdrawal from the micro RWH system, to maximize the performance index, which is defined as the expected total amount of withdrawn water. The OMisato Ryo, Koichi Unami, Masayuki Fujihara Graduate School of Agriculture, Kyoto University

Hamilton-Jacobi-Bellman (HJB) equation governing the optimal rate of water withdrawal and the maximum performance index is numerically solved with the upwind finite element scheme proposed by Unami et al (2010). It is shown that the strategy actually taken place is in accordance with the computationally deduced one.

2. Operation of the micro RWH system

The micro RWH system was operated from 13:00 June 25th, 2012 through 11:10 October 23rd, 2012, with the operational strategy that the stored water be completely withdrawn every Monday. Rainfall intensity and the level of the stored water were observed as shown in Fig. 1. The expectation of the first arrival time of a recharge event from any initial time is estimated at 6.24 days. The water level gradually recedes after each event of recharge because of evapotranspiration.



Fig. 1 Hyetograph and the level of stored water data observed in the micro RWH system

3. Formulation of stochastic control problem

The dynamics of rainwater harvesting system is described by the stochastic model consisting of the two SDEs

$$dX_t = \left\{ r(X_t, Y_t) X_t - u \right\} dt + \sigma_x dB_t^x$$
(1)

and

$$dY_t = -Y_t dt + \sigma_y dB_t^y$$
(2) with

$$r(X_{t}, Y_{t}) = -\alpha - \beta \max(X_{t} - K_{x}, 0) + \tilde{\gamma} \max(|Y_{t}| - K_{y}, 0)$$
(3)

and

$$\tilde{\gamma} = \gamma \operatorname{sgn}\left(X_{t}\right) \chi_{\{X_{t} < X_{\max}\}}$$
(4)

where the stochastic process X_t represents the level of the stored water, Y_t is a zero-reverting stochastic process, u is the control which is the rate of water withdrawal, α , β , γ , K_x , K_y , X_{max} , σ_x , and σ_y are constant parameters, B_t^x and B_t^y are independent Browninan motions, sgn denotets the signum function, and χ denotes the indicator function. Some of these model parameters have been identified from the physical dimensions of the system and the observed data as shown in Table 1, while it is deduced that γ should be sufficiently large and σ_x should be sufficiently small.

 Table 1
 Model parameters identified from the observed data

α	β	K_{x}	K_{y}	$X_{\rm max}$	σ_{y}
0.073	6.0	0.055	3.14	0.15	1.84

A temporal domain (0,T) is the presumed period of a dry spell, during which the stored water can be withdrawn. A spatial x - y domain of the stochastic processes (X_t, Y_t) is set as $G = \Omega_x \times \Omega_y =$ $(0, X_{\max}) \times (-K_y, K_y)$. For the bounded domain G, the first exit time τ_G is defined as

$$\tau_G = \min\left(\inf\{t \mid t > 0, (X_t, Y_t) \notin G\}, T\right).$$
(5)

Then the performance index $J^{u}(x, y)$ to be maximized is set as

$$J^{u}(x,y) = E^{x,y} \left[\int_{0}^{\tau_{G}} u \, \mathrm{d}t + X_{\tau_{G}} \right]$$
(6)

where $E^{x,y}$ represents the expectation with respect to the probability law of the stochastic processes starting at the point (x, y).

The control u is supposed to be constrained in the set $[0, Q_{\max}]$ of admissible control. Here, the maximum rate Q_{\max} of withdrawal is set as

$$Q_{\max} = \begin{cases} X_{\max} / 1\min & (T - 1\min < t < T) \\ 0 & (t \le T - 1\min) \end{cases}.$$
(7)

The maximum Φ of $J^{u}(x, y)$ and the optimal control u^{*} are governed by the HJB equation

$$\frac{\partial \Phi}{\partial s} + \left(r\left(x, y\right) - u^*\right)\frac{\partial \Phi}{\partial x} - y\frac{\partial \Phi}{\partial y} + \frac{\sigma_y^2}{2}\frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \qquad (8)$$
$$+ u^* = 0$$

with the terminal and boundary conditions

$$\Phi|_{s=T} = 0, \quad \Phi|_{s=C} = x,$$

fulfilling

$$u^* = \begin{cases} Q_{\max} & (\partial \Phi / \partial h < 1) \\ 0 & (\partial \Phi / \partial h \ge 1) \end{cases}.$$
(10)

4. Computational results

The computed optimal control u^* is equal to Q_{\max} for any (x, y). This is the operational strategy which is actually performed in the micro RWH system. The supremum values of the performance index at the time T-6 days are plotted in Fig. 2.

Those values are smaller at an earlier time, because the receding water level reduces the chance of withdrawing the stored water.



Fig. 2 Supremum values of the performance index at the time T - 6 days.

5. Conclusions

The optimal strategy for the rate of water withdrawal from the micro RWH system is numerically obtained with the achieved performance index. It is proved that the actual strategy was appropriate in the context of stochastic control. If the control affects the stochastic term as well, then the optimal control behaves in a quite different manner (Kuwano et al, 2012).

References

- Alam AHMB, Ryo M, Unami K, Fujihara M (2012) An autonomous runoff model using stochastic differential equations, 平成 24 年度農業農村工学会応用水理研究 部会講演集.
- Kuwano R, Alam AHMB, Unami K, Fujihara M (2012) Optimal strategies for water pumping from shallow aquifer in Bangladesh floodplain, 平成 24 年度農業農村工学会 応用水理研究部会講演集.
- Pachpute JS, Tumbo SD, Sally H, Mul ML (2009) Sustainability of rainwater harvesting systems in rural catchment of Sub-Saharan Africa. *Water Resources Management* 23(13):2815–2839
- Unami K, Abagale FK, Yangyuoru M, Alam AHMB, Kranjac-Berisavljevic G (2010) A stochastic differential equation model for assessing drought and flood risks, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 24(5), 725-733.
- Unami K, Yangyuoru M, Alam AHMB, Kranjac-Berisavljevic G (in press) Stochastic control of a micro-dam irrigation scheme for dry season farming, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 13pp.

(9)

-----<<Memorandum>>-----