

平成 25 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 25 年 12 月 7 日(土)13:00～8 日(日)12:00

京都大学農学部総合館 W106

【12 月 7 日】

(13:00～13:05) 開会の挨拶

部会長 藤原正幸

座長：小島信彦（明治大学農学部）

(13:05～13:25)

1. メダカの臨界遊泳速度（巡航速度）に関する実験 1
弘前大学農学生命科学部 ○泉完・東信行
八戸市役所 大塚勇介
弘前大学大学院農学研究科 清水秀成

(13:25～13:45)

2. 堆砂に悩む堰の管理と改築計画 9
岩手大学名誉教授 ○三輪弼

(13:45～14:05)

3. 巨石河床の砂礫堆形成と堆砂による取水口閉塞 29
～篠ヶ川原頭首工（葛根田川・岩手県雫石町）の被災～
岩手大学農学部 ○濱上邦彦
秋田県立大学生物資源科学部 永吉武志
岩手大学名誉教授 三輪弼

(14:05～14:25)

4. 可動堰可動部の径間長と流木集積との関係に関する実験的研究 36
秋田県立大学大学院生物資源科学研究科 ○佐々木達夫
秋田県立大学生物資源科学部 永吉武志・佐藤照男・神田啓臣・嶋田浩・柿崎杏奈

(14:25～14:35)

————<<休憩>>————

座長：永吉武志（秋田県立大学生物資源科学部）

(14:35～14:55)

5. 直角 V 字型減勢工の水クッション深さの決定に向けた研究 43
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

(14:55～15:15)

6. 開水路漸縮部の流れに関する実験的研究 50

(株) 三祐コンサルタンツ ○藤山宗

(独) 農研機構・農村工学研究所 中田達・樽屋啓之

(15:15～15:35)

7. 補修パイプラインの通水試験における非破壊水密性照査に関する研究 54

新潟大学農学部 ○鈴木哲也

東京大学大学院農学生命科学研究科 久保成隆・飯田俊彰

(15:35～15:55)

8. 技術革新による農業水利サービスの向上

ーA 用水の上下流水位制御ゲート導入を事例としてー 58

東京大学大学院農学生命科学研究科 ○久保成隆・飯田俊彰・木村匡臣

(15:55～16:05)

————<<休憩>>————

座長：藤原正幸（京都大学大学院農学研究科）

(16:05～16:50) 【特別講演】

9. 農業用水資源としての地下水および湖水における物質動態に関する研究 . . . 68

鹿児島大学農学部 靱井和朗

(16:50～17:35) 【特別講演】

10. 河川環境学に向けて 72

山形大学農学部 大久保博

(17:35～18:00)

————<<休憩>>————

(17:40～18:00) 代表幹事会

水資源利用工学セミナー室

(農学部総合館 S150)

(18:00～20:00) 情報交換会

地域環境科学専攻大会議室

(農学部総合館 S174)

【12月8日】

座長：濱上邦彦（岩手大学農学部）

(8:45~9:05)

11. 大規模降雨時における植生を有する農業用排水路の連成浅水流動解析・・・89

京都大学農学部 ○若園絢香

京都大学大学院農学研究科 日本学術振興会特別研究員 DC 吉岡秀和

京都大学大学院農学研究科 金城信彦・宇波耕一・藤原正幸

(9:05~9:25)

12. 水平2次元有限要素体積モデルに基づいた小規模閉鎖性水域の吹送流解析・・・92

京都大学農学部 ○高木健司

京都大学大学院農学研究科 日本学術振興会特別研究員 DC 吉岡秀和

京都大学大学院農学研究科 宇波耕一・藤原正幸

(9:25~9:45)

13. 稲株を考慮した田面水の2次元流れ計算に関する研究・・・96

東京大学大学院農学生命科学研究科 ○木村匡臣・飯田俊彰・久保成隆

東京都 瀬瀬光

(9:45~10:05)

14. 海底底上げにともなう流況変化と底質への影響・・・103

愛媛大学大学院農学研究科 ○金口嵩明

愛媛大学農学部 泉智揮・大上博基

京都大学大学院農学研究科 藤原正幸

(10:05~10:15)

—————<<休憩>>—————

座長：木村匡臣（東京大学大学院農学生命科学研究科）

(10:15~10:35)

15. Relevant internal boundary conditions for the partial differential equations
in locally one-dimensional open channel networks・・・108

Graduate School of Agriculture, Kyoto University

○Hidekazu Yoshioka, Koichi Unami and Masayuki Fujihara

(10:35~10:55)

16. 低水頭小規模ドリップ灌漑システムの水理モデル・・・114

京都大学農学部 ○海野優介

京都大学大学院農学研究科 宇波耕一・藤原正幸

(10:55～11:15)

17. 二成分粒子を充填した混合多孔質媒体の水理特性の評価 116
京都大学農学部 ○神崎慧大
京都大学大学院農学研究科 竹内潤一郎・藤原正幸

(11:15～11:35)

18. 気液界面の曲率を考慮した毛管束モデル 120
京都大学大学院農学研究科 竹内潤一郎・○北村直己・藤原正幸

(11:35～11:55)

19. 広見川流域における代かき・田植えに起因する SS 負荷量の一推定 126
愛媛大学農学部 ○泉智揮・小林範之・垣原登志子
愛媛県東予地方局 森貞陽介
京都大学大学院農学研究科 藤原正幸
College of Agriculture, Mindanao State University Lapong R. Edward
岩手大学農学部 濱上邦彦

(11:55～12:00) 閉会の挨拶 部会長 藤原正幸

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

泉 完* 大塚勇介** 清水秀成*** 東 信行*

*弘前大学農学生命科学部，〒036-8561 弘前市文京町3

**八戸市役所，〒031-8686 八戸市内丸一丁目1番1号

***弘前大学大学院農学研究科，〒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 latipes*) などの魚類が生息し、水田は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（例えば、斉藤ら（1988）、湯浅・土肥（1989）、端（1998）、田中（1999）、細谷（2000））。そのため、農村地帯の生態系保全の一つとして水田地帯の農業水路系と水田を繋ぐための水田魚道が開発されている（鈴木ら，2000）。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る。最近では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、魚道の水利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）、半円形のコルゲート管に隔壁を取り付けた魚道での遡上実験（田中ら，2007）がある。これらによると、普段の生活域の流れ環境は1～3 cm・s⁻¹、メダカにとって安全な流速は15cm・s⁻¹、限界は20cm・s⁻¹程度であることが報告されている。しかしながら、メダカを水田魚道で遡上させる観点で指標となる突進速度や巡航速度については定量化されておらず、解明すべき事項である。

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分間に行っているものの、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、押し流されるときに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2011年に引き続きメダカの遊泳実験を実施し、メダカの体長とCSSとの関係について検討を加えたものである。

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

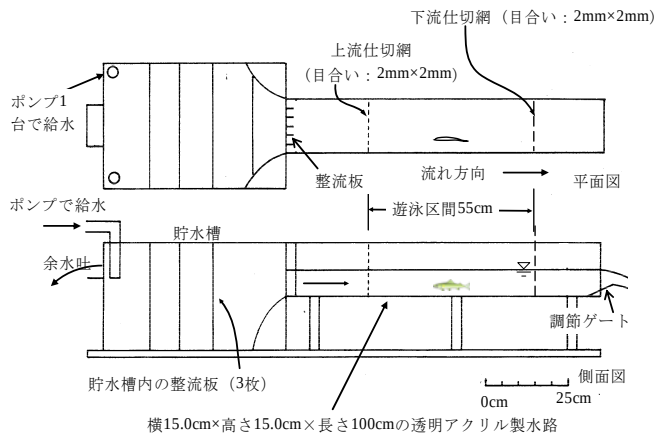


Fig.1 実験装置の概要

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 の金網にナイロンネット (2mm×3mm) で覆った仕切網を設け、供試魚はこの仕切網の 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 2012 年の 10 月下旬～11 月上旬に水路の流速を変化させて 4 回行った (**Table 1**)。Table 1 には 2011 年のデータも加え示した。実験番号は Run で表記した。設定する流速は $5 \sim 25 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 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。遊泳区間の平均水深はヤマメ稚魚の実験と同様に 6.5～7.5cm 程度とした。実験水温は、メダカの遊泳に支障がないように $23 \sim 24^\circ\text{C}$ に調節して測定した。

遊泳実験は、各実験ともセンサー部 $\phi 5 \text{ mm}$ の 2 軸電磁流速計 (ACM-250-A, アレック電子, 測定精度: $\pm 2\%$) を遊泳区間に設置して水路の流速をモニターしながら $2 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 程度に通水し、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、最初に魚を泳がず遊泳段階 1 回目の断面平均流速 (V_m) (**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、流出する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。流出の判断は、供試魚 (メダカ) が力尽きて下流の網に張り付いた時点とした。

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・

Table 1 実験日と実験条件および計測したメダカ

実験月日	実験番号	供試魚（メダカ）		遊泳区間の断面平均流速（ V_m ）（ $\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ ）					水温 平均 （ $^{\circ}\text{C}$ ）	
		全長 （cm）	体長 （cm）	と 遊泳段階						
				1	2	3	4	5（回）		
2011年										
11月17日	Run.1-1	2.6	2.2	10.1	18.1	28.2	31.1	36.3	23.7	
	Run.1-2	2.7	2.3							
	Run.1-3	2.7	2.2							
	Run.1-4	2.7	2.2							
	Run.1-5	3.0	2.5							
	Run.1-6	2.1	2.6							
11月30日	Run.2-1	2.6	2.1	11.5	13.8				22.3	
	Run.2-2	3.2	2.5							
	Run.2-3	2.6	2.2							
	Run.2-4	2.4	2.0							
	Run.2-5	2.8	2.2							
	Run.2-6	2.6	2.2							
	Run.2-7	2.6	2.1							
	Run.2-8	2.6	2.1							
	Run.2-9	2.5	2.1							
	Run.2-10	2.5	2.1							
2012年										
10月29日	Run.3-1	2.1	1.7	4.8	9.7				24.0	
	Run.3-2	1.6	1.3							
	Run.3-3	2.0	1.6							
	Run.3-4	2.0	1.6							
	Run.3-5	1.8	1.5							
	Run.3-6	2.1	1.7							
10月30日	Run.4-1	1.9	1.6	5.0	9.8		17.6		24.0	
	Run.4-2	2.0	1.6							
	Run.4-3	2.0	1.6							
	Run.4-4	2.2	1.9							
	Run.4-5	1.9	1.6							
	Run.4-6	2.1	1.8							
	Run.4-7	2.0	1.7							
	Run.4-8	2.0	1.7							
10月31日	Run.5-1	1.9	1.6	4.9	10.1		15.5	20.1	23.6	
	Run.5-2	2.1	1.8							
	Run.5-3	2.1	1.8							
	Run.5-4	2.0	1.7							
	Run.5-5	1.9	1.5							
	Run.5-6	1.9	1.5							
	Run.5-7	2.0	1.7							
	Run.5-8	2.0	1.7							
	Run.5-9	2.0	1.7							
	Run.5-10	1.9	1.6							
11月1日	Run.6-1	3.3	2.8	9.5	16.6	21.4	25.9		23.6	
	Run.6-2	3.3	2.7							
	Run.6-3	3.3	2.7							
	Run.6-4	3.4	2.8							
	Run.6-5	3.1	2.6							
	Run.6-6	3.0	2.4							
	Run.6-7	3.3	2.6							
合 計		47	（尾）							
全 平 均		2.6	2.2							

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。

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。

さらに、各遊泳実験時の水理条件を再現させて、通水断面内の流速分布を詳細に調べた。計測にはφ6mmのピトー管と30°傾斜マノメータを用いて測定した。流速計測点は、遊泳区間55cmの中央部横断面で水路側壁近傍と下層近傍を密にして、横断方向11点×水深方向7点の合計77点である。

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31尾のメダカを使用した（Table 1）。体長サイズは、1.3～2.8cm（平均体長1.9cm）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（ V_m ）5～10cm・s⁻¹から開始し、魚が60分間完泳できた場合は、さらに段階流速を5cm・s⁻¹台に増加させた。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。

$$60\text{分間CSS} = V_{max60} + (V_{max} - V_{max60}) \times T / 3,600 \quad (1)$$

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）で同じ V_m の条件で計測されている遊泳域の流速 V 、および遊泳行動観察後にピトー管で計測した遊泳域の流速 V （Table 2、計測方法は後述）を利用した。

6. 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23～24℃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 V_m が5～10cm・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内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、 V_m 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 については、ヤマメ稚魚の実験と同様にメダカのおもな遊泳域である水路両側壁近傍と水路底面近傍の流速を用いた。各遊泳段階の V はTable 2（Run.3-1～Run.6-7）のように5～21cm・s⁻¹である。

6.2 臨界遊泳速度（CSS）

Table 2 60 分間臨界遊泳速度

実験番号	水温と代表 流速および 遊泳時間	遊 泳 段 階					60分間CSS			
		1	2	3 (回)	4	5	$V_{\max}$ ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	$V_{\max 60}$	T (s)	CSS ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)
Run.1	水温($^{\circ}\text{C}$)	24.4	23.3	22.4	23.3	25.1				
	V ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	9	11	11	14	19				
Run.1-1		3,016								-
Run.1-2		3,600	3,600	475			11	11	475	11
Run.1-3	T (s)	3,600	3,600	3,600	3,600	217	19	14	217	14
Run.1-4		3,600	3,600	3,600	3,600	250	19	14	250	14
Run.1-5		3,600	3,600	3,600	3,600	692	19	14	692	15
Run.1-6		3,600	3,600	3,600	3,600	809	19	14	809	15
Run.2	水温($^{\circ}\text{C}$)	22.6	22.1							
	V ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	10	11							
Run.2-1		3,600	2,155				11	10	2,155	11
Run.2-2		3,600	2,660				11	10	2,660	11
Run.2-3		3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.2-4		3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.2-5	T (s)	3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.2-6		3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.2-7		3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.2-8		3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.2-9		3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.2-10		3,600	3,154				11	10	3,154	11
Run.3	水温($^{\circ}\text{C}$)	23.8	24.2	23.9						
	V ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	5	9	10						
Run.3-1		3,600	76				9	5	76	5
Run.3-2		3,600	328				9	5	328	5
Run.3-3	T (s)	3,600	2,728				9	5	2,728	8
Run.3-4		3,600	2,728				9	5	2,728	8
Run.3-5		3,600	3,600	1,158			10	9	1,158	9
Run.3-6		3,600	3,600	1,838			10	9	1,838	10
Run.4	水温($^{\circ}\text{C}$)	23.6	24.3	24.4						
	V ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	5	9	16						
Run.4-1		3,600	1,074				9	5	1,074	6
Run.4-2		3,600	1,430				9	5	1,430	7
Run.4-3		3,600	1,729				9	5	1,729	7
Run.4-4	T (s)	3,600	1,729				9	5	1,729	7
Run.4-5		3,600	3,600	97			16	9	97	9
Run.4-6		3,600	3,600	129			16	9	129	9
Run.4-7		3,600	3,600	193			16	9	193	9
Run.4-8		3,600	3,600	235			16	9	235	9
Run.5	水温($^{\circ}\text{C}$)	22.0	23.8	24.3	23.6	23.7				
	V ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	5	9	13	14	15				
Run.5-1		3,600	54				9	5	54	5
Run.5-2		3,600	403				9	5	403	5
Run.5-3		3,600	464				9	5	464	6
Run.5-4		3,600	1,573				9	5	1,573	7
Run.5-5	T (s)	3,600	1,589				9	5	1,589	7
Run.5-6		3,600	1,589				9	5	1,589	7
Run.5-7		3,600	3,600	1,523			13	9	1,523	11
Run.5-8		3,600	3,600	2,989			13	9	2,989	12
Run.5-9		3,600	3,600	3,600	1,801		14	13	1,801	14
Run.5-10		3,600	3,600	3,600	3,600	1,592	15	14	1,592	14
Run.6	水温($^{\circ}\text{C}$)	23.0	23.8	23.8	23.8					
	V ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	9	15	16	21					
Run.6-1		3,600	38				15	9	38	9
Run.6-2		3,600	1,709				15	9	1,709	12
Run.6-3		3,600	3,600	1,308			16	15	1,308	15
Run.6-4	T (s)	3,600	3,600	3,600	404		21	16	404	17
Run.6-5		3,600	3,600	3,600	543		21	16	543	17
Run.6-6		3,600	3,600	3,600	850		21	16	850	17
Run.6-7		3,600	3,600	3,600	2,161		21	16	2,161	19

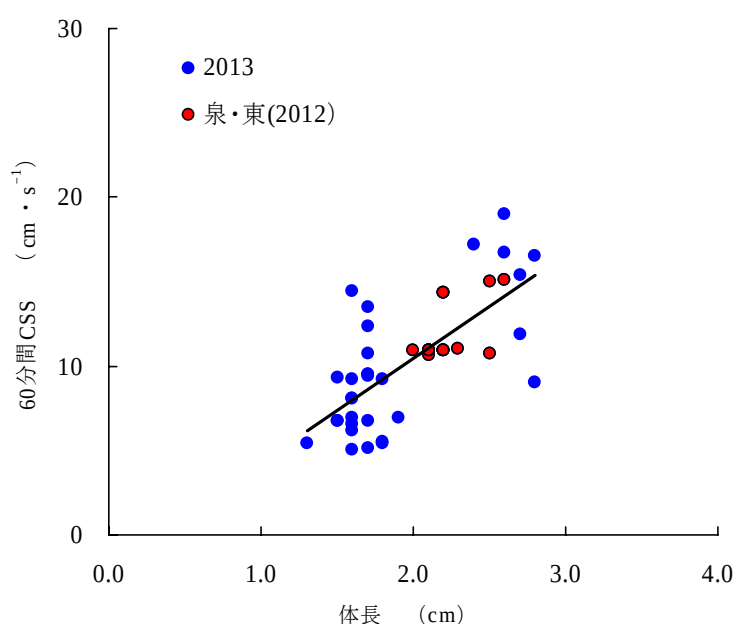


Fig.2 60 分間 CSS と体長との関係

Table 2 は、**Table 1** の実験番号に対応した合計 31 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（2～5 時間）から、22.0～24.4℃である。

(1) 式から各個体の 60 分間 CSS を算出した (**Table 2**)。また、CSS と体長との関係を **Fig.2** に示した。本実験で供試したメダカの 60 分間 CSS は $5 \sim 19 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ となった。図から 2012 年の供試魚サイズの範囲は 2011 年の実験より広い 1.3～2.8cm であるので、メダカの 60 分間 CSS と体長との関係を調べると、ばらつきがあるものの体長との間に正の関係が見受けられる。いま、仮に回帰直線から体長 1.5cm、2.8cm の 60 分間 CSS を求めると、それぞれ $7 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ と $15 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ となる。体長サイズが 2cm より小さくなると臨界遊泳速度は概ね $10 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 以下である。

端ら (2001) のメダカの遊泳行動実験では、全長が小さなグループでは $18 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 、大きなグループでは $22 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 程度で避難行動する傾向が認められ、前述したようにメダカにとって安全な流速は $15 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ と程度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 $4 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ であったと報告している。大友 (2007) の資料として $13 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ (平均体長 2.7cm、内径 2.5cm の管水路で実験、水温 24.2～24.5℃) の報告もある。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、本実験では供試魚サイズと巡航速度との関係をより明瞭に示している。

幅 60cm (切り欠き幅 30cm)、長さ 80cm、段差 10cm の小さな魚道を用いた休耕田への遡上試験 (端, 1999) によれば、魚道プール内の非越流部下流部で $5 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 程度の流速域があり、体長 3cm のメダカが遡上可能であると記している。また、フィールド調査の結果によるメダカの生息場選好性 (平松ら, 2003 ; 福田ら, 2005) では $2.4 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 以下の流速領域を選好することも報告されている。この点、魚道内の流れはメダカが生活する生息場環境とかなり異なるので、遡上させるメダカのサイズに応じて休息域の流速を設定する必要がある。

一方、CSS は体長 (BL : cm) の倍数でも表され、60 分間 CSS を ($V_{60\text{CSS}}/\text{BL}$) で表すと、その

速度は $3\sim 9\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$ となった。合計 46 個体の平均体長 2.0cm の $V_{60\text{CSS}}/\text{BL}$ は $5.2\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$ (標準偏差 1.3) であった。平均体長 5.7cm のヤマメ稚魚 ($5.5\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$) と体長 5.4cm のギンザケ (*Oncorhynchus kisutch*) ($5.5\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$)・6.9cm のベニザケ (*Oncorhynchus nerka nerka*) ($5.1\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$) (Brett et al., 1958) とほぼ同じである。

メダカのような遊泳能力が小さな魚を本実験の方法で遊泳させる場合、遊泳段階の流速増分の大小によって供試魚の持続可能な遊泳能力全体に影響があることも考えられる。この点、今回の遊泳段階の増分は、 $5\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ 程度としたので、今後これより小さな遊泳段階で実験を行ってさらに検討する必要がある。また、本実験では本州の中心に位置するメダカを供試したが、メダカの成長速度や鰭の発達に関しては、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)。この点についても今後検討する必要がある。

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 $22.1\sim 25.1^{\circ}\text{C}$ の条件で計測された体長 $1.3\sim 2.8\text{cm}$ (平均体長 1.9cm) のメダカの 60 分間臨界遊泳速度は、 $5\sim 19\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$ であった。60 分間 CSS と体長との関係は、ばらつきがあるものの体長との間に正の関係がより明瞭に示された。

(2) 60 分間 CSS を ($V_{60\text{CSS}}/\text{BL}$) で表した速度は、 $3\sim 9\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$ で、46 個体の平均体長 2.0cm の $V_{60\text{CSS}}/\text{BL}$ は $5.2\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$ (標準偏差 1.3) であった。平均体長 5.7cm のヤマメ稚魚 ($5.5\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$) と体長 5.4cm のギンザケ (*Oncorhynchus kisutch*) ($5.5\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$)・6.9cm のベニザケ (*Oncorhynchus nerka nerka*) ($5.1\text{BL}\cdot\text{s}^{-1}$) (Brett et al., 1958) とほぼ同じであった。

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学生の阿部千明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 nerka*), Am. zool., 11, 99-113.
- 端 憲二 (1998) : 水田灌漑システムの魚類生息への影響と今後の展望, 農土誌66(2), pp. 15-20.
- 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.
- 細谷和海 (2000): メダカの生息状況と保護, 水環境学会誌23, pp. 7-11.
- 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.
- 泉 完, 東 信行 (2012): メダカの臨界遊泳速度に関する実験 (予報), 平成 24 年度農業農村工学会応用水理研究部会講演集, 38-43.
- 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.
- 斉藤憲治, 片野修, 小泉顕雄 (1988): 淡水魚の水田周辺における一時的水域への進入と産卵, 日本生態学会誌38, pp. 35-47.
- 鈴木正貴, 水谷正一, 後藤章 (2000): 水田生態系保全のための小規模水田魚道の開発, 農業土木学会誌68 (12), pp. 1263-1266.
- 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.
- 田中道明 (1999): 水田周辺の水環境の違いがドジョウの分布と生息密度におよぼす影響, 魚類学雑誌46, pp. 75-81.
- 田中雄一, 加藤宏明, 渡部 勉, 宮本 晃 (2007): 水田生態系ネットワークを再生する魚道の開発及び遡上特性の解明, 愛知県農業総合試験場研究報告, 41, 47-54.
- Tsukamoto, K., Kajihara, T. and Nishiwaki, M. (1975): Swimming Ability of Fish, Bulletin of the Japanese Society of Scientific Fisheries, 41(2), 167-174.
- 湯浅卓雄, 土肥直樹 (1989): 岡山県における水田および水田に類似した一時的水域で産卵する淡水魚群, 淡水魚保護89, pp. 120-125.

堆砂に悩む堰の管理と改築計画

三輪 弼
(岩手大学名誉教授)

1. はじめに

河川に設置される取水堰は、取水口の位置と堰構造が固定化される。洪水に見舞われた時、これらの構造物は、洪水時の水流とそれによって激しく移動する流砂にさらされる。洪水による河床砂礫の移動は、河床形状とみお筋の変化・変動をもたらす。固定構造物である取水堰においては、そのような変化・変動の結果、取水口の閉塞や可動堰ゲートの閉鎖不能などの堆砂による障害と、堰下流河床の局所洗掘による堰本体の損壊や堰取付け河岸の浸食などの災害を受けることになる。

講演者は、これまでも河床変動に伴う堰の堆砂と洗掘による諸問題に取り組んできた。今年度新たに調査した事例を加え、堆砂に悩む堰の問題を調査・分析して、管理上の適切な対応と大幅な改築を行う場合の計画に当たっての留意点を提言する。

2. 取水口の閉塞

(1) 取水口閉塞の様子

河川からの取水地点が多い平野部の河道区間では、河道幅一杯に左右に大きく蛇行するみお筋をもつ単列砂礫堆が形成されている。砂礫堆は、上下流に連なった接続パターンと特有の3次元的な河床形状を保ったまま、洪水のたびに下流にずれ動くことが多い。そのため、取水口前に位置していたみお筋が下流へ移動して、取水口前に砂礫が堆積し、取水不能になる場合がある。上流みお筋まで臨時導水路を掘削したり、取水口を移転させたりする必要がある。

平野部河道のなかでも、天竜川や鬼怒川、渡良瀬川など、扇状地河川の多くでは、単列砂礫堆が横断方向にも隣り合って並ぶ複列砂礫堆が形成され、みお筋が幾筋にも分かれている。洪水によるみお筋変化が激しく、取水に苦労してきた堰が多い。

平成25年は、全国各地で集中的な豪雨に見舞われた。岩手県葛根田川（雫石町）の篠ヶ川原頭首工においては、9月の台風18号による出水で左岸側上流にあった寄洲が下流に移動してきて、図-1に見られるよ



図-1 篠ヶ川原頭首工の取水口閉塞状況（2013年10月7日撮影）



図－2 篠ヶ川原頭首工付近の砂礫堆形成状況（2013年10月7日撮影）

うに取水口に砂礫が堆積し閉塞した。

（2）砂礫堆の形成と移動による堆砂

篠ヶ川原頭首工付近の葛根田川は、差し渡し1m程度もある巨石や上流左岸の被災した護岸コンクリートも散在した河床であるが、砂礫堆が形成され、それによって、みお筋が左右に大きく蛇行する形態になっている。堰によって上下流河床に段差がついているが、砂礫堆の形状は堰上下流で連続する。図－2に見られるように、中央部から右岸側の固定堰部分をみお筋が通過し、左岸取り入れ口に寄洲が覆いかぶさっている。取水口前の砂礫の堆積によって閉塞した様子もよく分る。

（3）土砂吐によるみお筋誘導効果の困難性

篠ヶ川原頭首工のように、固定堰の取水口側に土砂吐を備えることで、取り入れ方向にみお筋を誘導することを意図して、このタイプの取水堰が多く建設された。しかし、堰上下流区間の砂礫堆形状を変化させることは出来ない。

図－3は、砂礫堆が形成され、みお筋が左右に大きく蛇行する河川を水路上に再現して水路を横断する堰を設置した実験例である。直線水路であるため、通水によって砂礫堆は上下流の接続パターンとそれぞれの形状を保持したまま下流にずれ動く。左岸の土砂吐部分に砂礫堆の寄洲部



図－3 土砂吐によるみお筋誘導困難を示す実験例

A:埋没した土砂吐部，2010年8月に実施した水路実験結果



図－４ 山城堰頭首工（秋田県雄物川，横手市）上流の導水路自然形成

B：固定堰上流沿いの保護ブロック，2010年10月25日撮影

が覆いかぶさった位置関係になった時，通水を停止した。右岸側の固定堰部分のみお筋が通過するため，固定堰は完全に露出しているが，土砂吐水路部分には砂礫堆先端部の寄洲が位置し，すっかり埋もれている。基本的には，土砂吐によるみお筋誘導効果は期待できないことが分る。

（４）取水口への導水が可能な場合

取水口側に寄洲が位置し閉塞するはずであるのに，対岸側のみお筋から固定堰上流の堰沿いに導水路が自然に形成され，取水が可能になる場合がある。その１例として，図－４に秋田県雄物川筋の山城堰頭首工を取り上げる。

山城堰頭首工上下流の雄物川においては，砂礫堆形成に伴ってみお筋が左右に大きく蛇行する形態となっている。ほぼ直線的な河道であるため，砂礫堆は洪水のたびに少しずつ下流へ移動している。図－４に見られるように，山城堰頭首工は固定堰中心の堰であって，左岸側取水口前に土砂吐ゲート１門と洪水吐ゲート１門を備えている。砂礫堆が移動する区間に頭首工が位置しているため，取水口側に一定してみお筋が寄った状態を維持できていない。現状でも，みお筋が完全に取水口対岸の右岸側に移っていて，左岸側上流に広く寄洲が広がっている。

堰と砂礫堆との位置関係から見れば，図－３の同様に土砂吐と洪水吐に寄洲が覆いかぶさる状態である。しかし，実際には，右岸側みお筋から固定堰に沿って自然に導水路が形成され，取水可能になっている。固定堰上流沿いの導水路形成は，次のような条件がすべて満たされたとき可能になると推察される。

- ① 可動堰部に砂礫堆先端の寄洲部がかぶさってくるような位置関係になっても，堰の上下流河床に落差が付いている場合は，土砂吐水路や洪水吐部を通過する高流速流れが維持されるため，上下流水叩き部分が露出して砂礫の堆積を防ぐことができる。
- ② 洪水の減水期に，可動堰部を高流速で流下する流れに引っ張られて，固定堰上流に沿ってある程度の流速を持った流れが発生する。固定堰上流に堆積した砂礫があまり小さくなく，その流速によって移動可能である場合，堰に沿った導水路が自然に形成される。
- ③ 土砂吐ゲートと洪水吐ゲートの直下に堆砂はなく，ゲート閉鎖に支障がなければ，取水可能になる。



図－5 新田原井堰（岡山県吉井川，和気町）取水口前の堆砂

C:取水口，D:堆砂，2010年7月16日撮影，新田原井堰管理事務所提供

このような堰上流沿いの導水路自然形成は，鬼怒川筋勝瓜頭首工（栃木県真岡市）や旭川合同堰（岡山県岡山市）においても見られている。取水機能が維持できる利点はあるが，固定堰上流側河床の洗掘が進行する。図－4 にも見られるように，洗掘防止のための保護ブロックが投入されていることから，堰体の安全性の点で問題のあることが分る。

（５）全面可動堰の場合

全面可動堰の場合は，洪水時にゲートを全開して洪水を流下させる。流れの障害となるのは堰柱だけであり，洪水の流下と土砂移動にほとんど影響を及ぼさない。堰上下流の河床形態も，堰なしの場合と同じとみておけばいい。

吉井川筋新田原井堰は，昭和 61 年 3 月に完成した全面可動堰である。旧来の田原井堰は，右岸取り入れ口側から左岸上流方向に長く伸びた湾曲斜め堰（全長約 500m で河道幅の 3 倍以上の長さ）であった。位置の安定した砂礫堆上に設置されており，上流右岸の淵から対岸に向かって広がって浅瀬になった部分で流れをせき止めるように斜め堰が設けられている。取り入れ口の位置は，右岸上流の深い淵から河床が浅くなった付近に位置していた。新田原井堰においては，左右両岸の取水に変わっているが，右岸側の取水口は，ほぼ旧来の位置を踏襲している。

堰上下流の砂礫堆形状と新堰は，砂礫堆の前縁が左岸上流から右岸下流方向に横断する位置関係になっている。堰の横断で見ると，左岸側が淵部に当たり河床が低くなっているのに対し，中央部から右岸側にかけて寄洲部分になるために河床が高くなっている。右岸取水口の前面付近に

は、図－5に見られるように高い堆砂域が広がっている。取水口前面の堆砂高は4m近くもあるが、新田原井堰は貯水容量を持つため可動堰ゲート高が8.2mと非常に高く、ゲート閉鎖ができさえすれば、取り入れ水深が確保できるので、何とか取水は可能である。

(可動堰部のゲート敷高が現況河床より低い計画河床高になっているため、堰の下流側にもひろく堆砂し、土砂吐の機能を全く果たしていない。ゲート高が高いので、洪水減水期のゲート操作によってゲート周辺部の堆砂フラッシュは可能であり、ゲートは閉鎖できている。しかし、このような広範な堆砂は、ゲート操作や取水上、さらに貯水容量の確保という点でも大きな支障がある。堰下流堆砂の掘削・除去事業を繰り返し実施せざるを得ない状況にある。)

次章で述べるように、可動堰ゲート直下の堆砂によってゲート閉鎖に支障をきたしている頭首工が数多くあるが、何とかゲートの閉鎖が可能であれば、取水は可能になる。ただし、淵部に取水口が位置していれば、全面可動堰においても、取水上大きなメリットがある。安定した淵に面した位置に取水口を設けることは非常に重要な選択課題である。

3. 可動堰ゲートの閉鎖障害

(1) 堰構造と流下断面との関係

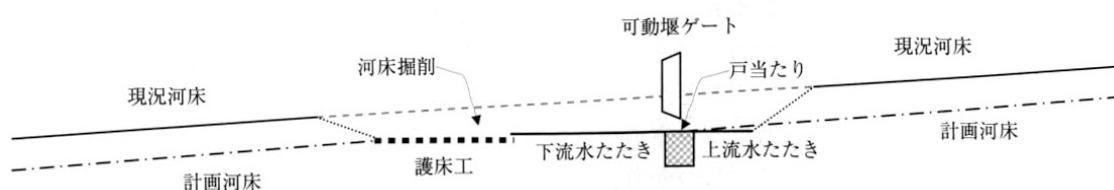
昭和51年に施行された「河川管理施設等構造令」第37条に、堰高の高い固定堰が河川災害の原因になるとの判断から、「可動堰の可動部以外の部分及び固定堰は、流下断面内に設けてはならない。」との規定が盛り込まれた。この流下断面には、河道計画における計画横断面に係る流下断面が含まれる。この第37条の規定により、堰の敷高(又は固定部)は、一般に計画河床と一致させるものとなった。

多くの河川で河道計画において、治水安全度を高めようとする、現況流下断面を拡大する必要がある。流下断面を拡大するためには、堤防のかさ上げや引き堤をいう方法もあるが、いずれも新堤防建設のための用地取得が必要になる。長い区間の堤防建設は、費用がかさみ、実施可能な場合が多い。流下断面の拡大の現実的な方法として、現況河床を切り下げた計画河床を設定し河床を掘削する河道計画が採用される。

河川構造令施行後の取水堰においては、一般に現況河床より低い計画河床に堰の敷高を一致させて計画・建設される。堰の建設に当たっては、図－6のように、堰の上下流占用区域において河床掘削が実施されるが、それより上下流は、河川改修工事が完了するまでの間、ほぼ現況河床を維持することになる。したがって、堰の建設後に洪水に見舞われると、上流から掃流されてきた砂礫が堰上下流の河床掘削区間に堆砂し、可動堰ゲート閉鎖に支障が生じることになる。

(2) ゲート直下の堆砂による可動堰ゲート閉鎖障害

那珂川支流の荒川に建設された森田頭首工(栃木県那須烏山市)は、国営芳賀台地農業水利事業



図－6 堰建設時河床掘削と現況河床との関係概略図



図－7 森田頭首工（那珂川支流荒川，栃木県那須烏山市）における可動堰ゲート閉鎖障害

E:河道中央部の堆砂，F:土砂吐ゲートのワイヤゆるみ，2012年1月31日撮影

によって平成11年6月に完成したが，それ以降，洪水のたびに可動堰ゲートの閉鎖障害に苦しめられている。図－7において，河道中央部の洪水吐ゲートが閉鎖できないのに加えて，右岸側の土砂吐ゲートも下端が堆砂につかえて片釣り状態になり閉鎖不能になっている。森田頭首工では，ゲート閉鎖を可能にするための河床掘削も何度も実施しているが，掘削の範囲と量が限られるため，出水によって可動堰ゲートを開放するたびにゲート直下に堆砂し，ゲート閉鎖不能という事態が繰り返されている。

森田頭首工と同様に洪水のたびに可動堰ゲートの閉鎖に支障をきたしている頭首工としては，岡本頭首工（鬼怒川，栃木県宇都宮市）や六堰頭首工（荒川，埼玉県深谷市），忠別川第3頭首工（北海道石狩川支流忠別川，東川町），近文頭首工（石狩川，北海道比布町）などがある。

また，転倒堰やゴム堰では，洪水中に堰体を転倒あるいは平伏させるが，同様に洪水によって運ばれてきた砂礫が堰体の上に堆砂し，起立不能になる事態が発生する。転倒堰の例としては，栢山頭首工（酒匂川，神奈川県開成町）があり，ゴム堰の例としては，滝名川中央頭首工（北上川支流滝名川，岩手県紫波町）が知られている。

（3）可動堰ゲートの閉鎖断念

鬼怒川筋岡本頭首工は，左岸取水口に隣接した土砂吐ゲート1門のほか，洪水吐ゲート8門を備える全面可動堰である。堰地点上下流に河道中央部から右岸側にかけて広い寄洲が広がっているため，昭和62年の供用開始以降，洪水のたびに右岸側洪水吐ゲート直下付近に堆砂し，ゲート閉鎖に支障をきたしてきた。ゲート閉鎖を可能にするため，可動堰周辺のみならず，堰の上下流区間においても幾度も河床掘削が実施されているが，事態は一向に改善されず，平成23年9月の出水による堆砂によってゲート閉鎖が出来なくなってから，右岸側の洪水吐ゲート3門（6号～8号ゲート）のゲート閉鎖を断念し吊り上げた状態にしている。

図－8において，ゲート直下付近の堆砂状況と吊り上げられた6号洪水吐ゲート，6号ゲート堰柱から上流側に設けられた仮設砂利堤を示す。砂利堤によって右岸側への水の流入を防ぎ，左岸側の取水口から取水している。岡本頭首工では，左岸側から取水した後，一部を堰体内サイフォンによって右岸に導水している。管理事務所が右岸側に設けられているので，対岸にある取水口



図－8 岡本頭首工（栃木県鬼怒川）におけるゲート吊り上げと仮設砂利堤による取水態勢

G:砂礫の堆積, H:吊り上げ状態の6号洪水吐ゲート, I:仮設砂利堤, J:左岸取水口, 2012年1月31日撮影

の操作管理は不便な点も多いが、右岸取水あるいは両岸取水としていた場合には、右岸取水口前面への広範な堆砂によって取水上の障害になっていたことが予想される。左岸からの片岸取水という取水方法は適切であったといえる。

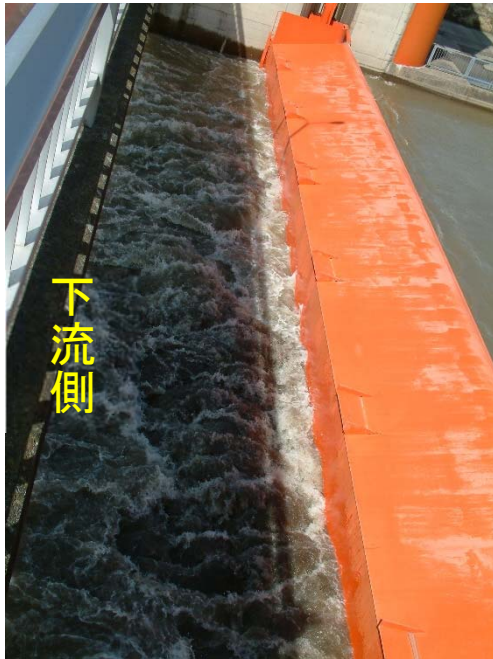
（４） ゲート閉鎖操作による堆砂フラッシュ

洪水が減水してくると、取水堰では開放していた可動堰ゲートを閉鎖し、取水態勢に移行する。可動堰ゲート直下に堆砂が見られる場合、ゲート閉鎖操作による堆砂フラッシュが実行される。堆砂フラッシュがスムーズに進行してゲート閉鎖が可能になる場合と、ゲート下端が堆砂につかえて閉鎖できない場合に分かれる。

（a） 堆砂フラッシュが可能な場合

堆砂フラッシュが可能な事例として、石狩川筋北空知頭首工（北海道深川市）を取り上げる。北空知頭首工は、昭和61年完成の全面可動堰で左岸側土砂吐1門のほか、洪水吐3門を備えている。右にカーブした湾曲部の下流に位置しているため、左岸側みお筋・右岸側寄洲という河床形状で安定している。洪水吐ゲートの敷高を計画河床高に一致させているため、河道中央から右岸側の寄洲部の河床高に比べて低い敷高になっている。建設当時から右岸側の洪水吐ゲート敷上への堆砂が懸念されており、国営事業完了時には上下流河床の砂礫除去も実施された。しかし、その掘削範囲が狭いため、右岸側に寄洲が発達する河床形状が復元し、右岸側の洪水吐ゲート直下には堆砂が見られる状態が継続している。

その堆砂にもかかわらず、洪水減水期および春の取水開始時において、ゲート閉鎖操作によって堆砂フラッシュを実行し、全ゲートを閉鎖することができている。平成24年4月下旬にゲート



(a) フラッシュ実行中のゲート流出流



(b) 堆砂フラッシュ完了後の堆砂形状

図－9 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（2012年4月25日撮影）

閉鎖を実行したさい、実態を詳細に調査することができた。

北海道では、一般に9月になると鮭の遡上障害にならないように取水堰のゲートを全開放する。冬期取水はないことが多いので、代掻き田植えに向けて4月下旬から取水準備を進め、可動堰ゲートの閉鎖操作を行う。北空知頭首工では、堆砂のない左岸側土砂吐ゲートからゲート閉鎖操作を開始する。左岸側に安定した淵があるため、左岸寄りの土砂吐と1号洪水吐ゲートは順調に閉鎖することができる。この後は、2号と3号の洪水吐ゲートを上げ下げしながら、ゲート流出流によってゲート直下堆砂のフラッシュを実行していく。3号ゲートは下端が堆砂面に接触したら少し上昇させてゲート下端と砂面に隙間を空けてゲート流出流によってフラッシュする。図－9(a)はフラッシュ実行中の様子で、この操作を繰り返してゲートを全閉した後の様子が同図(b)である。ゲートの直下流に堆砂が認められ、フラッシュ可能な範囲が非常に狭いものであることが分る。

(b) 堆砂フラッシュが不可能な場合

ゲート操作による堆砂フラッシュが実行できなかった例としては忠別川第3頭首工（北海道東神楽町）がある。忠別川第3頭首工は平成16年度に完成し、右岸側から土砂吐1門と洪水吐4門を備えている。建設当初から可動堰ゲート直下上下流の堆砂に悩まされてきた。平成23年9月の出水により中央部の2号及び3号洪水吐ゲートの敷上に50cm程度の堆砂が生じた。ここでも9月以降は、可動堰ゲートを全開放し、翌年4月下旬に代掻き・田植えに向けて取水の準備を進める。平成24年4月28日にゲート閉鎖操作による堆砂フラッシュが試みられた。

堰付近には河道中央部に中洲があり、最初に、堆砂のない右岸側の土砂吐と4号洪水吐ゲート、さらに左岸側の1号洪水吐ゲートを閉鎖した。2号ゲートと3号ゲートを上げ下げしながら、堆砂のフラッシュが試みられたが、ゲート上流側の水位を堰き上げることができず、堆砂フラッシュは進まなかった。2号ゲートでは、左岸側の1号ゲートに堰き止められて回り込んでく



図-10 忠別川第3頭首工（北海道東神楽町）2号ゲートが閉鎖できなかった様子（2013年4月28日撮影）

る水流によって、左岸寄りの一部堆砂は流亡したが、図-10に見られるように、3号ゲート寄りの堆砂は流し去ることは出来ず、ゲート閉鎖はかなわなかった。左岸側の堆砂が排除されたことで、ゲート下端と戸当たり部との間にできた隙間から堰上流の水が流下し、ゲートでの堰き上げはほとんど見られず、堆砂フラッシュはできなかった。同様に、3号洪水吐ゲートにおいても2号ゲート側の堆砂をフラッシュすることができなかった。

（c）堆砂フラッシュ可否の要因分析

上記2例は北海道の頭首工であるため、取水期間に入るための準備として4月下旬にゲートの閉鎖操作を行って堆砂フラッシュを試みた。一般には、洪水中に開放していたゲートを減水期に閉鎖操作を行う。高井・三輪による多数事例の調査結果（表-1）と濱上・三輪のゲート流出流による堆砂フラッシュの水理実験結果から、堆砂フラッシュの成否を分ける要因は以下のとおりである。

- ① **排砂対象粒径の違い** 表-1を見ると、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。緩勾配区間の頭首工では、洪水減水期にゲートの閉鎖操作を行ってもゲートの上下流水位差はつきにくい。砂粒径の10倍程度の水位差があれば堆砂フラッシュが可能になる。河床粒径が5cm以上になると他の要因が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扉高との関係** H頭首工においては堆砂高1.5mに対してゲート扉高は2.0m、I頭首工でも堆砂高1.5mに対してゲート扉高1.7mしかない。堆砂

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						
頭首工名 (調査年)	計画河床勾配	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
A頭首工 (2012)	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)	○
B頭首工 (2012)	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)	×
C頭首工 (2012)	1/400	10cm	約2.0m	5門中 右岸側2門	40.75m×2.85m (4門) 22.00m×3.05m (1門)	×
D頭首工 (2011)	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)	○
E頭首工 (2012)	1/223	10cm	約1.0m	4門中 左岸側2門	33.5m×2.00m (3門) 20.0m×2.40m (1門)	×
F頭首工 (1987)	1/140	20cm	約1.0m	5門中 右岸側1門	29.7m×3.05m (4門) 20.0m×3.55m (1門)	○
G頭首工 (1989)	1/2,030	1cm	約2.0m	10門全門	43.0m×3.80m (7門) 43.0m×3.80m (3門)	○
H頭首工 (2011)	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)	×
I頭首工 (2010)	1/420	5cm	約1.5m	3門全門	23.3m×1.70m (2門) 10.6m×2.00m (1門)	×
J頭首工 (1990)	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)	×
K頭首工 (1988)	1/2,700	1cm	約2.0m	3門全門	40.0m×4.20m (2門) 40.0m×4.30m (1門)	○
L頭首工 (2011)	1/240	10cm	約1.5m	7門中 右岸側5門	34.0m×2.4m (5門) 34.0m×3.4m (1門) 10.0m×3.4m (1門)	○
M頭首工 (1988)	1/4,000	1cm	約4.0m	6門全門	55.0m×7.8m (4門) 40.0m×7.8m (2門)	○

注) 可動堰ゲートの閉鎖方法に、規則との関係で微妙な問題を含んでいるので、実名を避けた。ゲート諸元: 上段に洪水吐, 下段に土砂吐

が少ない他のゲートを閉鎖した後、ゲート閉鎖操作を行ってもゲート上流の水位を堰き上げることができず、堆砂フラッシュは成功しない。

- ③ **堰全長に対する堆砂の範囲** F 頭首工のように堆砂範囲が堰全長に対して狭い場合は、他のゲートを閉鎖させた後、このゲート部に流れを集中させ閉鎖操作を行うとフラッシュが可能になる。
- ④ **ゲート操作時の河川流量** 降下させたゲートが堆砂面に接触した時、堆砂の一部がすでに流亡していて、ゲートと戸当たり部の間に空間ができると、その隙間から上流の水は流下する。河川流量が小さいと、流量の大半がその隙間から流下し、ゲート上流の水位は堰き上がらない。流量が大きいと、隙間からの流下だけでは流し切れないので、上流水位が高くなりフラッシュが可能になる。
- ⑤ **戸溝部に堆積した石礫** ゲート直下の堆砂はフラッシュできても、堰柱戸溝に入り込んだ石礫がフラッシュできない場合がある。ゲート流出流に十分な流速があれば、戸溝部に生じるらせん流によって砂礫が掻き出されるが、戸溝幅と同じくらいの大きな石や上流から流れてきた護岸ブロックが戸溝に挟まった場合や、ゲート上下流の水位差が十分に取れず、フラッシュ流速が不十分な場合には、戸溝部に石礫が残り、ゲートの閉鎖ができなくなる。



図－11 矢筈堰（岩手県葛根田川）低水路取水口付近の堆砂による導水阻害（2013年10月7日撮影）

4. 堤外導水路の閉塞

複断面河道区間の頭首工では、低水路に堰が設けられ、低水路河岸から取水後、高水敷部の堤外水路によって堤内地に導水される。洪水時の疎通障害になるため、低水路からの取り入れ部に取水扉門を設けておらず、導水後、堤防付近に設けられた取水扉門によって取水流量を調節して堤内地に取り込まれる。平水時、取水路には水だけが流入してくるが、増水時や洪水時には濁水を取り入れるので、水路敷に堆砂が生じる。

図－11は、北上川支流葛根田川筋矢筈堰（岩手県雫石町）の堤外水路取水口付近に見られる堆砂である。固定堰の左岸取付け部の直上流に取水口があり、高水敷を河道に直角方向に約20mの堤外水路で導水したあと、堤防前面に設置された水門ゲートで取水量を調節して堤内地に取水している。低水路河岸の取水口から水路部分に出水のたびに堆砂し、何度も砂礫の除去が必要になっている。低水路取水部に取水ゲートを設置すれば、取水路への砂礫の流入は防ぐことができる。しかし、洪水の疎通障害になるし洪水時のゲート管理上困難な面も多いので、設置はむづかしいと言える。

平成25年9月の台風18号による武庫川（兵庫県）の洪水では、洪水主流が高水敷に乗り上げた個所において、高水敷表面の洗掘被害が見られた。図－12の旭正橋（兵庫県宝塚市）直下流では、高水敷表面で洗掘された砂礫が、百間樋井堰の取水路と魚道に大量に堆積した。堤外水路は河道の直角方向に曲げられた後、右岸堤防に沿って約50m流下した地点で取水調節ゲートにより



図-12 百間樋井堰（兵庫県武庫川，西宮市）上流の高水敷表面の洗掘と取水路および魚道への堆砂

K:転倒堰の堰柱, L:魚道, M:取水路, 2013年9月18日撮影

所要の取水量が堤内地に取り入れられる。取水量以上の余水は、斜め下流方向に向けた余水吐水路によって低水路に戻される。

また、洪水時に高水敷面上に乗り上げた水流は多量の浮遊土砂を含んでいる。水流が弱くなった高水敷部分に堆砂が見られるが、以上のような堤外水路敷部にも大量堆積し導水の障害になる。

5. 平水時の堆砂進行と砂流入

河床の砂礫は、主として洪水時に上流から流送され河床形状を作り出す。しかし、山腹崩壊や山崩れなどで多量の土砂が上流域に流れ込んでいる場合、小出水時でも小粒径の砂分が掃流される。多数の山地崩壊地があると降雨のたびに浮遊土砂を含んだ濁水が流下する場合もある。

酒匂川筋飯泉取水堰（神奈川県小田原市）は神奈川県内広域水道企業団の取水堰（土砂吐1門、洪水吐8門の全長342.5mの全面可動堰）として昭和49年に供用開始されている。建設時の現況河床より低く設定された計画河床に一致させるように可動堰のゲート堰高が設定されたため、可動堰ゲート直下および上下流の堆砂に悩まされてきた。堆積砂礫の定期的な除去とゲート操作による堆砂フラッシュによって何とか対応してきた。

ところが、平成22年9月の台風9号による大雨で大量の砂礫が堆積したうえに、スコリアと呼ばれる細砂や泥が洪水の減水後もいつまでも流れ込んできた。富士山山系の鮎沢川流域において多数の山腹崩壊や土石流が発生したためである。飯泉堰のゲート閉鎖による湛水域において砂礫堆積面の上に、上流から流入してきた砂や泥が堆積した。洪水減水後、可動堰ゲートを閉鎖して取水を継続していたが、取り入れ水流によって多量の土砂が流入するため、平成23年1月に左岸



図-13 飯泉取水堰（神奈川県酒匂川，小田原市）上流の H. 22. 09 洪水後の堆砂状況

N:堆砂面，O:ゲート直上流沿いの流路，P:作業中の重機とダンプ，2011 年 1 月 25 日撮影

取り入れ口前の堆砂除去作業を実施した。図-13 は，作業中の堰直上流域の堆砂状況である。土砂吐ゲートを開放しているので，堰上流水位が低下し堆砂面が露出している。黒っぽい堆砂はスコリアと呼ばれる富士山の火山岩由来のもので，粒径 1mm 程度（比重：2.70）であるため，小出水時でも移動可能で，湛水域全体で砂礫面の上に部厚く堆積している。堆積砂面高は可動堰ゲート天端に匹敵するほどの高さである。

図-13 では，左岸取り入れ口側の土砂吐ゲートが開放されていて，ゲート上流に沿った溝のような流路での流れが見られる。この流路は，平常時のゲート閉鎖時に左岸取水口に向かう流れによって形成されている。この流れによって取水は可能になるが，スコリアを移動可能な流速を持っているので，砂流入が避けられず，沈砂池に大量のスコリアが堆積した。

渋海川頭首工（新潟県信濃川支流渋海川，長岡市，（可動堰 3 門，全長 87.4m））においても同様の細砂や泥の堆積が見られた。頭首工近傍の河道は，河道計画に基づいた河道断面に改修され，頭首工も計画断面に合致するように可動堰ゲート敷高が設定された。しかし，頭首工近接区間を除くと，従来の河道断面であり，平成 13 年の供用開始後，ゲート直下周辺の堆砂に苦しめられてきた。平成 21 年度に頭首工の上下流区間において約 6,000m³ の河床掘削を実施したが，23 年 7 月の集中豪雨による出水によって掘削量を上回る堆砂が発生した。23 年 3 月 12 日に発生した長野県北部地震によって渋海川山地流域の多数箇所でも山地崩壊が発生し，それら崩壊地から大量の土砂礫が流出してきたものと推察される。そして，この 7 月洪水による堆砂面上に，その後の出水の

たびに流れ込んできた細砂や泥が堆積した。酒匂川筋飯泉取水堰のスコリア堆積と同様の現象である。堰の管理者によれば、細砂や泥の堆積は最大 1m 以上に及んだとのことである。

なお、細砂や泥は取水口に向かう流れによっても移動し、水路へ流入が避けられなかった。流入した砂は、流速のある水路には堆積せず、揚水機場の汲み上げ水槽などで沈降・堆積し、大きな障害となった。

6. 管理上の対応

堆砂による不都合が発生した時、とり得る対応とその評価を以下にのべる。

(1) 臨時的導水路の掘削

取水口前の堆砂によって、取水口が閉塞し取水不能になった場合、とりあえず上流のみお筋に向かって臨時の導水路を掘削する必要がある。関東地方や北陸地方、静岡県などで広大な水田地帯を抱える扇状地河道では、河道幅が広く、大きな寄洲や中洲が発達し、取水口前の堆砂によって取水不能に陥っている場合が多い。図-14 は、渡良瀬川筋旧待矢場堰（群馬県太田市）において、取水口が堆砂によって閉塞したために、右岸上流のみお筋まで導水路が掘削された様子を示している。上流に向けた導水路から必要な流量を取水した後、余水が生じる場合があるので、下流に向けた水路も掘削されている。

しかし、この臨時的導水路は、出水のたびに土砂が流れ込んできて簡単に埋没してしまうから、そのたびに掘削の必要がある。現在であれば、重機による掘削



図-14 渡良瀬川筋旧待矢場堰（群馬県太田市）における取水口の閉塞と臨時導水路掘削

Q:臨時導水路, R:取水口, S:用水路, T:余水路, 1974年撮影国土地理院写真

も可能であるが、重機の使用が自由でなかった頃は、取水維持のために多大な労力が必要であった。待矢場堰については、下流の三栗谷堰と統合した太田頭首工によって取水する体制に変更され、長年の不安定な取水から解放された。

（２） 堤外導水路の砂礫除去

高水敷部に設けられている取水路と導水路および魚道などについては、低水路を越流して高水敷を流下する出水があるたびに砂礫の堆積が発生する。図－12に見られたような高水敷面の洗掘によって多量の土砂が流入する場合には、さらに被害が拡大する。高水敷面の洗掘は、主として洪水主流部が乗り上げた個所で発生するので、重要な取水施設の上流部の該当箇所は、高水敷表面の保護工などの設置が必要であろう。

高水敷に溢れてくる洪水流に含まれている浮遊土砂の堆積は防ぎようがないので、洪水後に水路に堆積した土砂を除去するという方法に頼らざるを得ない。

（３） 可動堰ゲート操作による堆砂フラッシュ

現況河床より低く設定された計画河床高に、可動堰ゲート敷高を合致させた頭首工では、戸当たり部周辺の堆砂によって、ゲート閉鎖が不能になる場合がある。

ゲート高が高く、閉鎖操作中に上流水位と下流水位に差がつけやすい場合や、河床粒径が小さくてゲート流出流による排砂が容易な場合、堆砂高が低くて排砂が可能な場合などでは、ゲート閉鎖操作によってゲート直下の堆砂フラッシュが可能になり、ゲートの全閉も可能になる。ゲートフラッシュの実行中に、ゲート下端が堆砂面に接触したり、石礫が巻き上がってゲート下流側塗装面に傷をつけたりする問題を抱えてはいるが、堰管理者としては今後ともトライしてみるしかないであろう。

（４） 可動堰ゲート直下堆砂の部分的除去

可動堰ゲートの閉鎖操作によって、堆砂フラッシュがうまく実行できない場合は、ゲート直下の砂礫除去を実施せざるを得ない。応急対策としてはゲート直下周辺のための除去にならざるを得ないが、出水時にゲートを開放すれば、また堆砂してしまう。堆砂と除去作業の繰り返しになる。

図－15 鬼怒川筋岡本頭首工において、6号洪水吐ゲート直下の堆砂を除去してゲートを閉鎖した様子を示す。ゲート直下周辺のための砂礫除去であるため、平成23年9月の出水によってこのゲート周辺に大量の砂礫が堆積した。従来は、そのような砂礫を早々に除去してゲート閉鎖が可能なように対応していたが、今回、堰の管理者は、ゲートの閉鎖を断念して、図－8において見てきたように、6号洪水吐ゲートを吊り上げ状態に保ち、このゲートの左岸側ピアか



図－15 岡本頭首工 6号洪水吐ゲートにおいて堆砂除去によってゲート閉鎖した状態（2010年7月28日撮影）

ら上流側寄洲まで砂利を積み上げた仮堤を設けて取水する態勢をとった。砂利堤を越流するような出水があれば取水できなくなる可能性は高いが、6号ゲートと右岸の7号、8号ゲートの3門を吊り上げ状態にしておくことによって、洪水時のゲート開閉操作を実施しなくてよくなる。非常に異例な対応であるが、それだけ堰の管理において、堆砂障害のストレスが大きかったことを表している。

一般的には、洪水によってゲート閉鎖不能になれば、ゲート直下の砂礫を除去してゲート閉鎖する必要がある。重機を持つ業者の手配など、早急な対応が可能になるような体制づくりが必要である。

なお、堰の上下流の広い範囲で河床掘削が実行できれば、小出水での堆砂を免れる可能性も高くなるし、仮に堆砂しても堆砂高を低くできた場合は、ゲート操作による堆砂フラッシュが可能になる場合も出てくる。河床掘削範囲の拡大について、粘り強く、河川管理者との協議を続ける必要がある。

(5) 堰上下流堆砂域の河床掘削

我が国の多くの頭首工で、可動堰ゲート直下周辺の堆砂に悩まされているのは、現況河床に比べて低く設定された計画河床高に、可動堰ゲート敷高を一致させているからである。計画河床高を現況より低く設定するのは、洪水流下断面を大きくして治水安全度を高める目的である。その将来河道計画に向けて、河川改修工事が順調に進捗すれば、頭首工堆砂問題の大半は解決する。ところが、主として財政上の問題から改修工事が進行せず、現況河床の切り下げが実現しないのである。

頭首工の建設と並行して、上下流の長い河道区間について河川改修工事を実施した貴重な事例として、加古川大堰（兵庫県加古川市）がよく知られている。加古川大堰は、昭和59年に本体が完成し、平成元年に供用開始された全面可動堰（可動堰5門、全長273.6m）である。昭和57年に策定された加古川水系工事实施基本計画において、計画高水流量が従来の $4,450\text{m}^3/\text{s}$ から $7,400\text{m}^3/\text{s}$ に改定された。計画流下断面の確保のため、全面固定堰であった「五ヶ井堰」と「上部井堰」を撤去統合して加古川大堰（農業用水、工業用水、上水道の多目的取水堰）が建設された。通常は、堰の上下流に設けられる占用区間についてのみ計画河道断面になるような河川工事を先行させるが、堰上流の貯水容量確保と堆砂問題軽減をはかるため、堰の建設に並行して、堰の上流側4km、下流側3kmという広範囲での河川改修工事を実施した。

加古川大堰を直轄管理している国交省姫路河川国道事務所の報告書によれば、堰建設後の河床高変化は、図-16に見られるとおりである。

測量区間は、堰の上流側で貯水区間の最上流まで4.4km、下流は堰から400mまでの区間である。上流湛水域の堆砂量変動を見ると、増減を繰り返しながらも大局的には増加し、平成18年度測量では当初から13万 m^3 の増加である。横断側線平均河床高で見ると、湛水域の上流区間で上昇していることが分る。堰の下流では、ゲート敷高に合わせた下流護床工上に1m程度の堆砂が見られている。下流堆砂部は、通常時水面上にあり、樹木が繁茂するようになってきたので、平成21、22年に樹木の伐採と堆砂上部の掘削を実施した。

下流中洲の掘削前でも、可動堰ゲートの閉鎖操作には大きな問題はなかった。加古川大堰が供用開始されてから約25年が経過したが、堰の建設に並行して長区間の河道掘削を実施した効果が

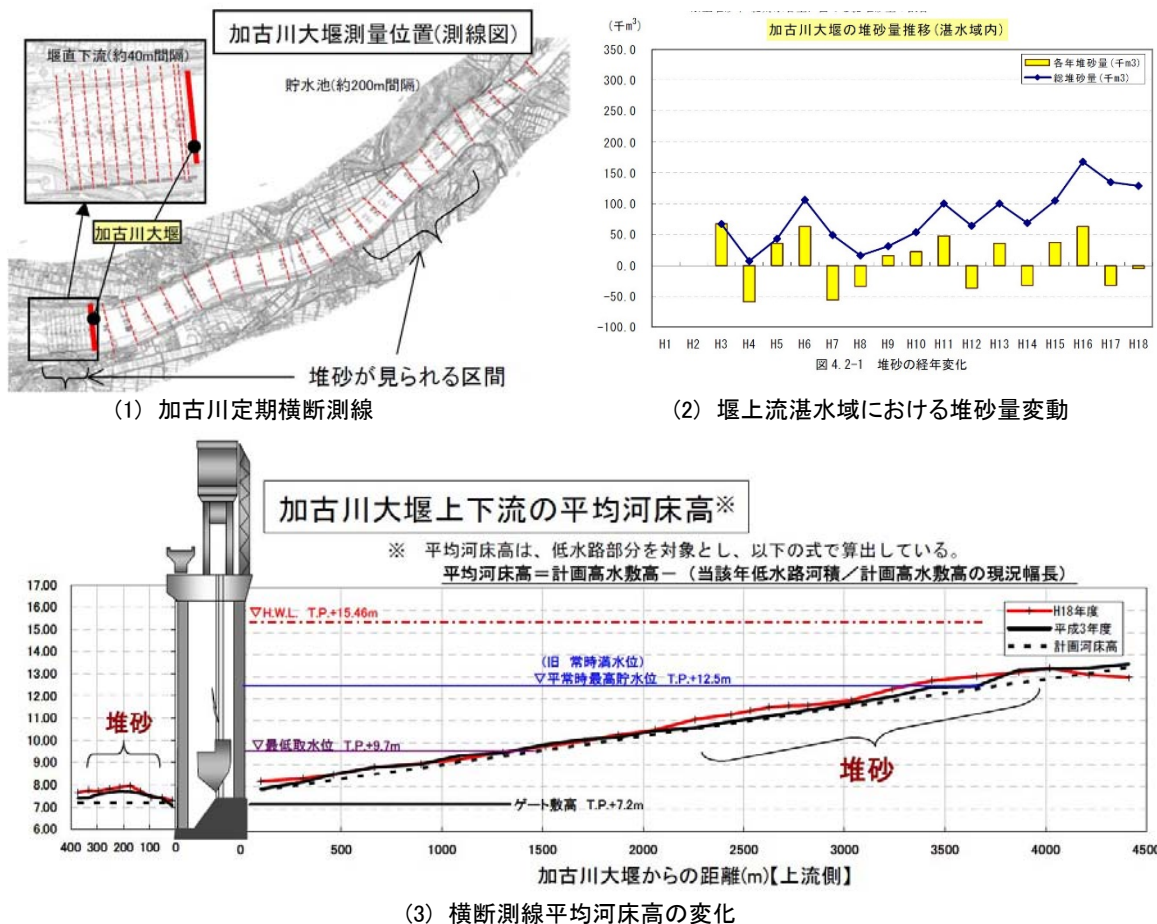


図-16 加古川大堰建設後の河床変動の概略(平成19年度加古川大堰定期報告書より)

維持されている。

吉井川筋新田原井堰では、堰の建設に合わせて、長大な旧斜め堰の撤去がなされ、さらに昭和62年の供用開始までに堰上下流の河床掘削が実施された。その掘削範囲は300m程度で、河道幅220mを少し上回る程度であり、徐々に堰上下流の堆砂が進行した。平成10年洪水によって堆砂が大きく進行したため、13年度に県営かんがい排水事業によって、堰下流域の堆砂の掘削・整理がなされた。しかし、平成16年の洪水によって再び大量の堆砂が見られたため、平成19年度に基幹水利施設ストックマネジメント事業によって、約1億円の費用をかけて約45,000 m^3 の砂礫撤去作業が実施された。

しかし、新田原井堰では平成23年9月の台風12号による出水などで、堰下流の河床掘削域に、また堆砂が進行した。平成24年度から2ヵ年かけて再度大掛かりな砂礫除去工事を実施せざるを得なくなった。新田原井堰で繰り返し実施されている河床掘削は、堰の下流300mまでの範囲であり、河道幅の1.5倍程度の区間である。堰の上流側にも堰敷高より3m以上も高い堆砂域が広がっている。河床掘削によって可動堰ゲート操作に支障がないように対応するためには、上流・下流の両方において掘削区間を拡大する必要がある。

(6) 仮設上げ越し構造物の設置

頭首工地点の河床高と河床形は、対象河川の頭首工上下流区間の大局的な河道全体から決まってくる。したがって、現況河床より低く設定された計画河床高に合致するように可動堰敷高が定

められた頭首工において、ゲート敷上に砂礫が堆積し、ゲートの閉鎖操作に支障が生じることは、ある意味で避けられない事態である。堰の建設に合わせて、あるいは恒常的な堆砂障害に対処するため、河道掘削が実施されるとしても、その掘削範囲は非常に狭く、ひとたび洪水に見舞われれば、簡単に埋め戻されて、ゲート敷上への堆砂が復元する。

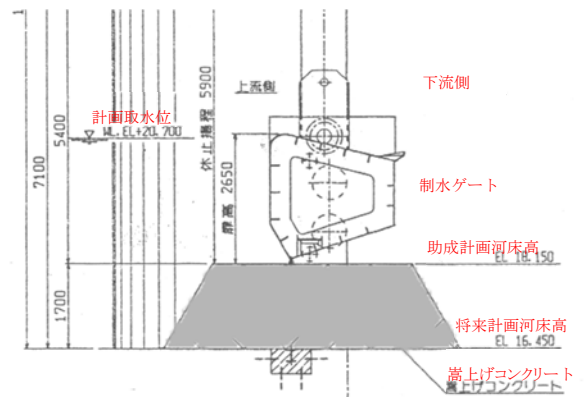


図-17 関川頭首工制水ゲートの暫定的
上げ越し構造
(信濃川水系土地改良調査管理事務所提供資料より)

当該河川の工事実施基本計画に盛り込まれた計画河床高・河床形は、将来の河川改修工事が完成した時に実現すべきものである。しかし、その実現までに長年月を要するため、平成9年の河川法改正によって、当面（20～30年）、早急に進める内容を河川整備計画として定めるようになっている。永久構造物として位置づけられる頭首工においても、河川整備計画に適合した構造として対応することが可能である。

関川頭首工や十ヶ字頭首工（いずれも新潟県関川）、三ツ木堰（埼玉県元荒川）などで頭首工の全面改築に当たって採用された暫定的上げ越し構造物の設置である。平成12年に発行された改定版「解説・河川管理施設等構造令」においても、関連の河川改修工事を促進する必要性を認めたうえで、改修工事が著しく遅れる場合には「可動堰の可動部引上げ式の堰にあつては、暫定的な上げ越し構造（戸当たり部のゲタばき構造）とすれば通常支障は生じない」と記述されている。

関川頭首工（可動堰3門、全長102.0m）は、平成7年の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。関川の災害復旧工事は「災害復旧助成事業」として実施された。この事業は災害復旧事業費に助成費（改良費）に加えて一定計画の下、5ヵ年で完成させるという改良事業であり、将来改修計画ではなく、暫定的な助成事業計画に見合う堰構造が採用された。「助成河床高」と呼ばれる暫定的な計画河床高が設定され、図-17に見られるような上げ越し構造物が設置された。堰本体のゲート敷高を将来計画河床高に合わせて建設したうえで、助成計画河床高までの高さで、暫定的な嵩上げコンクリート構造物を設置している。

十ヶ字頭首工（可動堰3門、全長90.0m）でも、ほぼ同様の暫定的上げ越し構造を設置した。どちらの頭首工も制水ゲートと調節ゲートによって計画取水水位まで堰き上げる構造になっている。可動堰ゲートは、本来備えるべきゲートよりは上げ越し構造の高さ分低くなっている。将来、暫定的上げ越し構造物を撤去するためには、可動堰ゲートをすべて取り換える必要がある。

両方の頭首工について、現況の堰下流河床は、どちらも上げ越し構造の天端付近までの堆砂高になっている。上げ越し構造がなければ、可動堰ゲート直下周辺への堆砂を生じているはずである。上げ越し構造の設置は、ゲート操作管理の上で非常に効果的であったことが分る。

三ツ木堰についても同様の構造を持つ嵩上げコンクリート（高さ1.8m）が設置されている。現況では、それでも可動堰ゲート敷上に約70cm厚の堆砂が広がっている。緩勾配河道区間に位置

し、堆砂の構成粒子は細砂とシルトであるため、ゲート操作による堆砂フラッシュが可能である。しかし、上げ越し構造がなければ、併せて 2.5m もの堆砂になるので、堆砂フラッシュに苦勞するであろう。ここでも、上げ越し構造は極めて効果的であった。

7. 改築計画に当たっての留意点

以上見てきたように、堆砂に悩む取水堰の大きな問題は、自然取水や固定堰における取水口閉塞と全面可動堰におけるゲート閉鎖困難である。

(1) 自然取水や固定堰における取水口閉塞問題の軽減のために

全国の中小河川には多数の固定堰が設置されているが、堰高が高く、洪水の流下を阻害し、堰の上流での破堤の原因になっている場合も少なくない。局所的な集中豪雨による中小河川での災害を減少させるためには、現況固定堰の統合と改築が必要である。そのさい、建設後の取水管理が容易になる配慮が必要である。

そのためには、みお筋の安定した地点に取水口を選定することが最も重要である。みお筋の安定地点は、河道の適度な蛇行によって砂礫堆の移動が抑えられている。河道の横断河床形状も、みお筋部では河床が深く掘れ、寄洲部では高くなった形状として安定した地点である。そのような安定した河床形状に合わせて、寄洲部に固定堰を配し、みお筋側に取水口と土砂吐ゲート部を配した一部可動堰形式の堰として設置すれば、取水口の閉塞という問題は発生しない。

やむを得ず、砂礫堆が移動する地点に堰を設置しなければならない場合は、取水口側に寄洲が寄っている期間については、臨時導水路の掘削などの維持管理作業を覚悟しておく必要がある。

(2) 全面可動堰におけるゲート閉鎖困難の軽減のために

全面可動堰の場合は、洪水減水期に可動堰ゲートを順調に閉鎖できることが重要である。ゲート閉鎖が可能であれば、取水口側にみお筋が寄っていなくても取水は可能になるし、取水口を堰位置から少し上流側に移動させて対応することも可能である。

現在、全面可動堰において問題になっているゲート閉鎖困難は、現況河床より低く設定された計画河床高に、可動堰ゲート敷高を合致させて建設されているために生じている。河川管理施設等構造令によって、河道計画における流下断面内にも固定構造物を配置できないことから、堰の構造は、原則として全面可動堰になり、ゲート敷高は計画河床高に合わせたものになる。しかし、現実の河床高は、計画河床より高いところにあるために可動堰ゲート直下周辺の堆砂によってゲートの閉鎖操作に支障が生じている頭首工が数多く存在している。

このような堆砂問題を抱えている頭首工は、建設後、すでに 30 年以上経過しているものも多く、第 2 期の国営農業水利事業の対象になっている場合も多い。鉄筋コンクリートと鋼鉄製のゲートを備えた頭首工の場合、全面改築ではなく、改修か補修の対象になるものと思われる。そのさい、可動堰ゲート直下の堆砂に悩まされている頭首工では、関川頭首工や三ツ木堰などの先行事例を参考にして、暫定的上げ越し構造の設置を検討すべきであろう。

頭首工上下流の河床掘削によって対応しようとしても、吉井川筋新田原井堰の例に見られるように、ひとたび洪水に見舞われれば、掘削区間に堆砂して、元の河床高に戻ってしまうので、効果的な対策にならないのである。

8. おわりに

頭首工を間近に見れば大きな構造物であるが、河川全体から見れば点に過ぎず、河道の特性や河床形状とその変化などをよく理解した上で、計画・設計されるべきものである。現在、多くの頭首工で堆砂に悩まされているものにも、その理解が不十分な場合も多くみられる。

また、取水の対象となる河川ごとに流路形状や河床形状にそれぞれ特徴があるため、一般的な解答はなく、個別に詳細な具体的検討が必要である。本報が少しでもそのような検討の参考になれば幸いである。

これまで、筆者は全国各地の多くの頭首工において調査に当たってきたが、国や県、土地改良区などの関係各位に計り知れない多大なご支援とご協力をいただいた。改めて心からお礼申し上げます。

[参考文献]

三輪 式：砂レキ堆とわん曲斜め堰，水利科学 85，pp.77-95，1972 年．

木下良作，三輪 式：砂レキ堆の位置が安定化する流路形状，新砂防 94，pp.61-66，1974 年．

三輪 式：将来計画河床高に敷高を合わせた頭首工の河床掘削計画－S 用水 O 頭首工の事例－，水と土 48，pp.39-44，1982 年．

三輪 式：現河床より低い敷高の頭首工における堆砂の予防対策，農業土木学会論文集 153，pp.93-100，1991 年．

三輪 式：頭首工の改築における河川水理学上の問題点と対策，農業土木学会誌 62(5)，pp.421-426，1994 年．

三輪 式，永吉武志：実験蛇行水路における交互砂洲の移動抑止限界，自然災害科学 17(4)，pp.361-370，1999 年．

三輪 式，杜 河清：砂礫堆相似による河川小型模型実験－新潟県羽越荒川を例として－，農業土木学会論文集 73(4)，pp.563-570，2004 年．

近畿地方整備局：平成 19 年度加古川大堰定期報告書，近畿地方整備局，2008 年．

財団法人国土技術研究センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令，社団法人日本河川協会，東京，2010 年．

三輪 式：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「水土の知」80(10)，pp.791-794，2012 年．

高井和彦，三輪 式：取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュ事例の分析，農業農村工学会誌「水土の知」81(9)，pp.733-736，2013 年．

濱上邦彦，三輪 式：可動堰敷上堆砂のゲートフラッシュに関する水理実験，東北地域災害科学研究 49，169-174，2013 年．

巨石河床の砂礫堆形成と堆砂による取水口閉塞

～篠ヶ川原頭首工（葛根田川・岩手県雫石町）の被災～

Formation of Alternate Bars along the Reach of Huge Gravel Bed River and Obstruction of Intake Caused by Gravel Deposition

～Disaster on the Shinogakawara Headworks (Kakkonda River, Iwate Prefecture)～

○濱上 邦彦*, 永吉 武志**, 三輪 弼***

○HAMAGAMI Kunihiro*, NAGAYOSHI Takeshi**, MIWA Hajime***

1. はじめに

岩手県雫石川流域は、平成 25 年に 2 度の大きな出水に見舞われ、甚大な被害を被った。8 月 9 日の岩手県・秋田県における豪雨では、雫石町において 12 時 02 分までの 1 時間に 78.0 mm という統計開始以来で最大の記録を更新する猛烈な雨となった。9 月 16 日の台風 18 号による大雨は、葛根田川流域で豪雨となり、葛根田川においてピーク時には計画高水流量（1,400m³/s）を超える大出水になった。2 度の豪雨による主な被害は農地の斜面崩壊・土砂流入や水路への土砂流入、農道の斜面崩壊などであり、雫石町土地改良区管轄における被災箇所は 1800 箇所以上にも上った。

葛根田川の河川災害としては、護岸の損壊や低水河岸の浸食など多数箇所で被害が発生した。篠ヶ川原頭首工においても、取水口前面に大きな石や礫が堆積し、取水不能になる被害が発生した。頭首工上下流の河道区間では、差し渡し 1m もある巨石や被災した護岸コンクリートの大きな塊などが散乱しているにもかかわらず、砂礫堆形成による水流蛇行が見られる。土砂吐を備えた頭首工において、取水口閉塞被害が発生したメカニズムについて考察し、とりあえずとらざるを得ない当面の対策について言及する。

2. 砂礫堆形成と堰との関係

砂礫堆が形成され、みお筋が左右に大きく蛇行する河道に、河道を直角に横断する堰が設けられたとしても、堰によって砂礫堆形成が分断されることはなく、上下流区間での連続性が保たれる（三輪，1982）。Fig.1 は、実験水路において堰の上下流で砂礫堆が連続して形成されている様子を示している。このような直線水路においては、砂礫堆はその形状と上下流の配置を温存したまま、ずれ動くように下流に移動する。堰があっても、砂礫堆の移動は継続する。堰の上下流河床に段差がある場合でも、形状の連続性と移動性は保持される。

篠ヶ川原頭首工は、Fig.2 に見られるとおり、固定堰

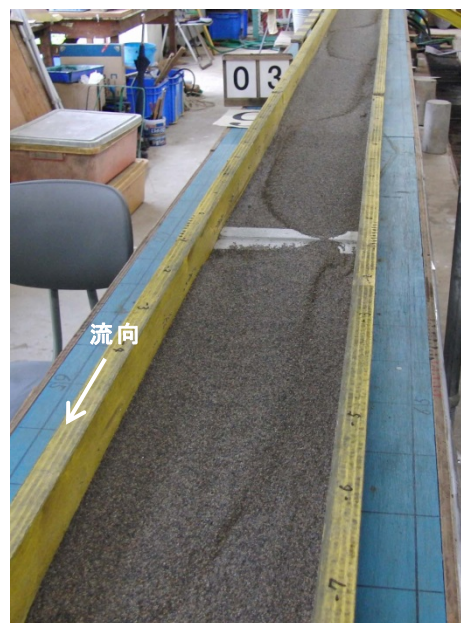


Fig.1 堰の上下流で形状が連続する砂礫堆の形成
(2009 年 7 月 29 日撮影)

*岩手大学 Iwate Univ., ** 秋田県立大学 Akita Prefectural Univ., ***岩手大学名誉教授 Professor Emeritus of Iwate Univ. キーワード：頭首工，砂礫堆，巨石河床，取水口閉塞，土砂吐効果

に短径間の土砂吐をもつ一部可動堰である。土砂吐部分は固定堰天端より低くなっており、取水口上流から下流水叩き下端までの土砂吐水路は、排砂のために急な勾配がつけられている。しかし、この写真からでも、土砂吐側に砂礫の堆積が見られ、固定堰を越えるようにみお筋が配置し、堰の横断的な構造より、上下流区間の砂礫堆形成による河床形状が優先している様子がうかがえる。



Fig. 2 篠ヶ川原頭首工の概況
(2013 年 10 月 7 日撮影)

3. 巨石河床における砂礫堆形成

葛根田川は、北上川水系雫石川の左支川であり、岩手山と秋田駒ヶ岳に挟まれた約 180km² の流域面積をもつ河川である。上流部では数 10cm の粒径，下流部でも 10cm 程度の粒径の石が多数混じっている砂利河川である。Fig.3 は、2012 年 6 月に撮影された航空写真であるが、このように巨石・礫および砂で構成される河床においても、Fig.1 の実験水路で形成されているような明瞭な砂礫堆が形成されていることが認められる。

砂礫堆が形成される水理条件として、三輪(1983)は、水流蛇行力に関する次元解析の結果から、 $Ki = (v^2 / gh) \times (B / h)$ というパラメータが重要であることを明らかにしている。ここに、 v : 平均流速、 g : 重力加速度、 h : 平均水深、 B : 河道幅である。一方、河床砂礫が移動する条件は、無次元掃流力 $\tau_* = hI / sD$ の値が 0.05 程度以上の必要がある。ここに、 I : 河床勾配、 s は河床粒子の水中比重、 D は河床粒子の平均粒径である。篠ヶ川原頭首工の上下流付近における葛根田川では河床勾配 1/50~1/120 の急勾配扇状地河道であるが、河床勾配を $I=1/100$ とし、巨石の水中比重を一般的な石の水中比重 $s=1.65$ と仮定すると、粒径 $D=0.5m$ 程度の巨石が移動するためには、水深 $h=4.1m$ が必要となる。このとき、河道幅 $B=30m$ とし、また葛根田川の H-Q 曲線より求めた流量を用いて算出した平均流速 v を用いると $Ki=38$ となり、砂礫堆が形成される水理条件を満足する。

国土交通省水文水質観測所情報（葛根田川岩持



Fig. 3 篠ヶ川原頭首工付近の航空写真
(2012 年 6 月撮影, NTT 空間情報)

観測所)の2000年以降のデータによると、葛根田川では年に1~2回程度水深2m級の出水が起こっており、このときに粒径0.2~0.3m程度の大きな石の移動が起こっていると考えられる。今回の台風18号による大出水では、それより大きい巨石も移動し、全体的な掃流砂量も増大した。

4. 篠ヶ川原頭首工における堆砂による取水口閉塞状況

篠ヶ川原頭首工は固定堰に加え左岸に一部可動堰(土砂吐)を有しており、1988年(昭和53年)に竣工した。取水口は左岸にあり、土砂吐の上下流には取水口前の排砂を可能にする目的で土砂吐水路が設置されている。竣工以降、平成24年までは取水口が堆砂により閉塞することはほとんどなく、篠ヶ川原頭首工上下流において砂礫の除去作業等は行われていない。

本年(平成25年)9月の台風18号ではピーク時に計画高水流量($1,400\text{m}^3/\text{s}$)を超える出水となり、Fig.3のAにおいては護岸コンクリートがおよそ60mにわたって崩壊・流亡し、その欠片が頭首工上下流において散在していた。

Fig.4は取水口の閉塞状況を示している。2門あるうちの上流側1門は粒径50cmを超える巨石・コンクリート片を含む巨礫および砂礫で完全に埋まっている。

出水のあった9月16日は灌漑期を過ぎていたため、出水後再び土砂吐ゲートを閉鎖する必要がなく、11月現在、頭首工周辺の土砂および崩壊した護岸は手付かずの状況である。土砂の除去作業に関する発注はすでにかかっているものの、被災箇所の多さのため順次行われていく予定である。

5. 篠ヶ川原頭首工上下流の砂礫堆形成状況

Fig.5とFig.6は、台風18号による出水後の篠ヶ川原頭首工上下流の砂礫堆形成状況を示している。上下流ともに頭首工近傍にまで巨礫や護岸コンクリート片が散在して堆積している。堰の上流において、左岸に



Fig. 4 篠ヶ川原頭首工取水口の堆砂による閉塞状況(2013年10月7日撮影)



Fig. 5 台風18号による出水後の篠ヶ川原頭首工砂礫堆形成状況(上流側, 2013年10月7日撮影)



Fig. 6 台風18号による出水後の篠ヶ川原頭首工砂礫堆形成状況(下流側, 2013年10月7日撮影)

砂礫堆先端部の寄洲が大きく張り出している。その最先端部は、Fig.6の下流側写真にみられるように、頭首工下流護床工の先にまで到達している。その下流側護岸前面に淵が形成されている。その下流でみお筋は瀬をなして右岸側に移っている様子が見られる。淵の手前の右岸側には広い寄洲が存在している。このように、篠ヶ川原頭首工の上下流において明瞭な単列砂礫堆が連続した形態で形成されており、みお筋が左右交互に蛇行している。頭首工の上下流にまたがるように左岸に寄洲が位置しているために、取水口の閉塞が起こったものと考えられる。

Fig.6にみられるように、台風18号の出水により、堰の河道中央部付近において、堰下流水叩きの下流側に設置されている護床ブロック部分の河床低下が顕著である。洪水時の主流部が、ちょうど堰の中央部を流下していることを示している。護床ブロック下の河床砂礫が吸出され、ブロックが沈下した。これについては早急の対策が必要であろう。

6. 平成25年台風18号出水による砂礫堆の移動

篠ヶ川原頭首工建設当初の1987年（昭和62年）に撮影された頭首工上流側の砂礫堆形成状況は、Fig.7のとおりである。左岸上流部の淵から斉内川の合流地点付近の右岸にみお筋は蛇行している。頭首工直上流では、右岸より左岸へ流れる瀬が明瞭に見られ、左岸側の頭首工取水口付近において再び淵になっている。Fig.8に見られるように、土砂吐水路にも砂礫の堆積がほとんど見られず、円滑な取水が行われていた。

平成24年に撮影されたFig.3の航空写真においても、頭首工上流側の左岸沿いの寄洲は、取水口より上流に位置していて、取水口前の淵が安定して存在し、堆砂による閉塞という問題はなかったことが分る。

直線的な河道に形成された砂礫堆は、その形状や接続パターンを保ちながら下流へずれ動いていくのに対し、左右に次々に湾曲する蛇行河道では、ある限度以



Fig. 7 篠ヶ川原頭首工建設当初における上流側の堆砂状況（1987年8月20日撮影）



Fig. 8 篠ヶ川原頭首工建設当初における上流側の土砂吐水路（1987年8月20日撮影）



Fig. 9 台風18号による出水後の館篠橋下流（2013年10月7日撮影）

上の蛇行角を持っている場合、砂礫堆の移動が抑えられる（三輪・永吉，1999）。篠ヶ川原頭首工上流の館篠橋上流区間の流路形状は、Fig.3に見られるとおり、左右に蛇行し、蛇行角も 30 度程度となっているので、砂礫堆の移動が抑えられている。館篠橋下流区間は直線的な流路形状になっているが、上流の砂礫堆移動が抑えられているので、顕著な移動はなかった。

ところが今回は、計画高水流量を超えるような大洪水となったため、Fig.9に見られるように、館篠橋下流右岸の河岸が大きく浸食され、流路そのものが下流にずれてきた。その結果、ここより下流の水衝部が順次下流に移動し、砂礫堆の位置も下流へずれ動くことになった。篠ヶ川原頭首工上流の左岸寄洲の先端部は、平成 24 年までは土砂吐水路の上流にあったが、今回の洪水によって下流にずれ動き、取水口の閉塞に結びついたのである。

7. 一部可動堰における土砂吐の効果

篠ヶ川原頭首工は、Fig.2 で見たように固定堰と土砂吐という一部可動堰として構成されている。固定堰を主とする堰では取水位をある高さに維持するため、堰の高さが現況の平均河床高よりも高いのが一般的である。この場合でも河床形は砂礫堆の形状によって決まり、堰の上下流で砂礫堆の形状は連続し、移動も継続する。

取水口前に可動堰をもった土砂吐を設ける時、取水口前に堆砂が発生しても排砂できるように堰上下流の落差を利用して急勾配の土砂吐水路を備えることが多い。そのさい、水路勾配としては、堰地点付近の砂礫の掃流が可能な流速が得られるように設定する。しかし、砂礫堆が下流に移動してきて、寄洲先端部が土砂吐水路に覆いかぶさるようになると、完全な排砂は難しい。特に、今回の大洪水によって、50cm 以上もある巨石も移動してきて土砂吐水路に堆積したので、排砂できるだけの流速は到底得られなかった。

堰上流に堆積する河床粒子が砂や小礫である場合には、洪水減水期や可動堰ゲートを開放している冬期間において、洪水吐や土砂吐を流下する流れによって砂礫の移動が可能になり、固定堰の上流で堰に沿った導水路が自然形成される。取水口前の堆砂も排砂され、取水が可能になる。

そのような頭首工の一例に、雄物川筋山城堰頭首工（秋田県横手市）がある。山城堰頭首工は、固定堰に加え、左岸側に洪水吐 1 門、土砂吐 1 門を有する一部可動堰である。平成 19 年に撮影された Fig.10 の航空写真をみると、きれいな単列砂礫堆が形成され、左右交互にみお筋が蛇行している。直線的な河道区間で、砂礫堆が下流に移動してくるため、みお筋の変化に悩まされてきた。平成 22 年当時の堰上流部の河床形状とみお筋は、Fig.11 のようになっていて、頭首工取水口の左岸上流には大きな寄洲が広がっている。全面固定堰であれば、取水口前にも堆砂して取水口が閉塞している状況である。ところが、固定堰上流側の河床が堰に沿って洗掘され、左岸の可動堰部分に向かう流れが形成されている。これにより、取水口



Fig.10 山城堰頭首工付近における砂礫堆と固定堰に沿う流れの形成状況
（提供：湯沢河川国道事務所，2007 年撮影）

の堆砂が排除され、安定した取水を行うことが可能になっている。

固定堰上流に沿う流れは、洪水減水期や冬期の小出水時の流量によって可動堰部を流下する流れに引っ張られるように堰上流の砂礫が掃流されて形成される。篠ヶ川原頭首工のように、巨石が堆積している場合には、このような堰上流沿いの流路形成は不可能である。堰の上下流落差が大きい場合には、可動堰ゲート付近や土砂吐水路全体に堆砂するため、やはり、固定堰沿いの流路は形成されない。

固定堰に沿った流路の形成は、堰本体の安全にとっては不都合なもので、Fig.11にも写っているように、洗掘防止のための保護ブロックが多数投入されている。砂礫堆が移動する地点に位置する頭首工において、取水口前に寄洲が来るような配置になっている期間は、取水上の必要からこのような堰上流沿いに形成される流路を利用していけばよい。しかし、堰直上流の河床洗掘は、堰体下のパイピング発生の恐れもあり、洗掘防止のための保護ブロック設置や矢板の打ち込みなどの災害防止対策が必要である。

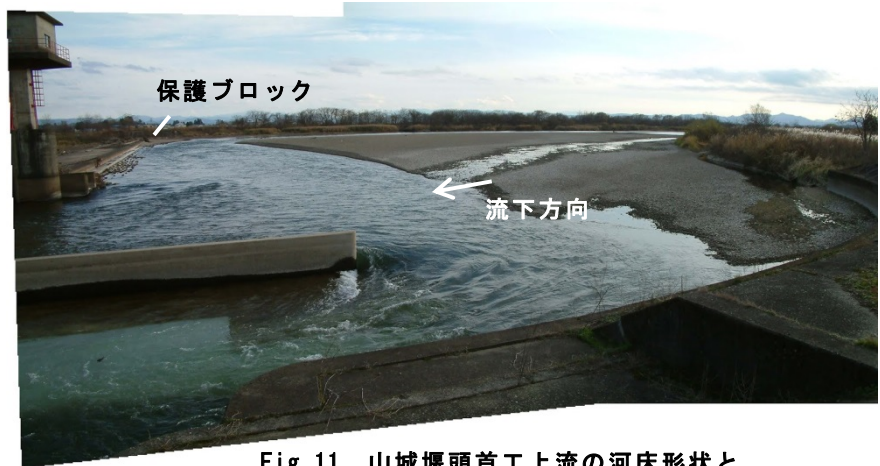


Fig. 11 山城堰頭首工上流の河床形状と堰上流沿いの流路形成（2010年11月25日撮影）

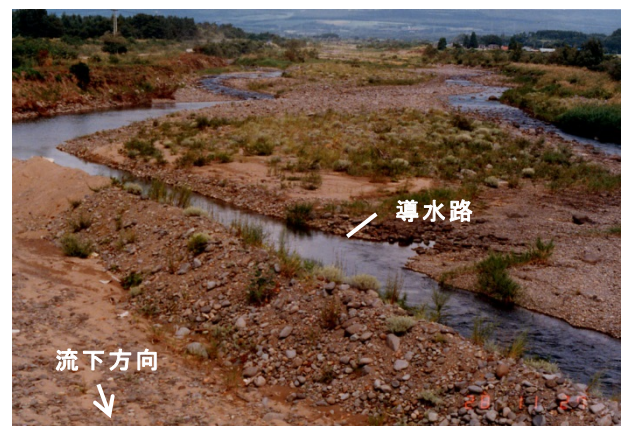


Fig. 12 葛根田川筋矢筈堰における上流側の導水路掘削状況（1985年8月28日撮影）

8. 取水を可能にするための当面の対策

篠ヶ川原頭首工では、現在閉塞している取水を可能にする当面の対策が必要となる。最も簡単な方法としては取水口近辺のみを掘削し、そこまでの仮設導水路を掘削することである。Fig.12は葛根田川筋矢筈堰（岩手県雫石町）における上流の導水路掘削の様子である。左岸側に取水口があるのに、みお筋が右岸側に移ってしまったため、左岸取り入れ口方向に導水路を掘削したのである。もちろんこれは恒久的な対策にはなっておらず、再び大きな出水に見舞われれば元に戻ってしまう。

篠ヶ川原頭首工付近の葛根田川においては、河床の大量の巨石の移動は、今回のような大洪水においてのみ起こる現象である。当面の対策として、砂礫の除去範囲を広げて左岸上流寄洲全体の掘削を行うことが望まれる。中小洪水では掘削した寄洲はただちに復元せず、大洪水に見舞われない限りは、取水可能な状態が維持されるであろう。

9. おわりに

河川の砂礫堆形成とそれに伴う水流蛇行現象は、流路幅に対して水深が浅い河川洪水流によって河床粒子が掃流される場合に発生する普遍的な自然現象である。岩手県雫石川流域葛根田川に設置されている篠ヶ川原頭首工の上下流区間は、粒径 50cm 以上の巨石が主要な河床構成粒子になっているが、平成 25 年 9 月 16 日の台風 18 号による大洪水によって大量の巨石が移動し、砂礫堆が大きく下流に移動した。砂礫堆の形成は従来から見られていたが、台風 18 号における洪水はピーク時に計画高水流量を超える流量にも達したため、広範囲の河岸浸食が発生し、それに伴って砂礫堆が大きく下流に移動した。篠ヶ川原頭首工では、これまではみお筋が取水口前に寄っていて、ほとんど問題になることがなかったが、砂礫堆移動によって取水口付近に寄洲が発達し、堆砂によって取水口が閉塞した。

河床粒子が小さい場合は、一部可動堰における土砂吐を流下する流れによって、固定堰に沿う流路が自然形成され、取水可能になる場合もあるが、篠ヶ川原頭首工上流の河床は巨石に覆われ、そのような流路の形成は望めない。当面の対策としては、取水口前の堆砂の除去に加えて、左岸上流寄洲全体の掘削が必要である。

謝辞

今回の調査にあたり、岩手県県土整備部河川課河川開発担当主査 菊地博氏、および雫石町土地改良区事務局長 星征一氏、国土交通省東北地方整備局湯沢河川国道事務所 調査第一課専門官 猿田誠氏に貴重な情報と資料の提供にご協力をいただきました。記して心からお礼申し上げます。

引用文献

- 1)三輪 弌(1982)：取水堰付近の堆砂問題とその対策，水理講演会論文集 26，pp.69-74.
- 2)三輪 弌(1983)：模型砂レキ堆を河川砂レキ堆に相似させるための実験則，水理講演会論文集 27，pp.733-740.
- 3)三輪 弌，永吉武志(1999)：実験蛇行水路における交互砂州の移動抑止限界，自然災害科学，17(4)，pp.361-370.

可動堰可動部の径間長と流木集積との関係に関する実験的研究

Experimental Study on accumulation of driftwood on the gated weir pier

○佐々木達也*, 永吉武志**, 佐藤照男**, 神田啓臣**, 嶋田浩**, 柿崎杏奈**

SASAKI Tatsuya, NAGAYOSHI Takeshi, SATO Teruo, KANDA Hiroomi, SHIMADA Hiroshi and KAKIZAKI Anna

1. はじめに

近年、流木が関与した河川災害が増加しており、その多くが山腹崩壊による倒木や伐採後の放置材木ならびに洪水による河川敷内に植生している樹木等の流下によって発生している。山間部の河川に架かる橋においては、流木による河道閉塞によって橋脚や橋台等が損壊または流出する事例が報告されており、この原因としては大雨による水位上昇や土砂崩れ等で発生した流木を橋脚や欄干が捕捉してしまうことが挙げられる。農業水利施設の1つである頭首工もまた、橋と同様に河道を横断するように設置される構造物であり、洪水や流木の流下に対して障害物となることは否めない事実である。実際に流木等が頭首工の可動部付近に集積することによるゲート開閉の障害例も多く報告されており、このような災害の危険に常にさらされている状況にあるといえる。

可動堰形式の頭首工（以下、可動堰という）の計画・設計に関しては、河川管理施設等構造令（以下、構造令という）に「径間長は、河積の阻害を小さくするため、また、堰柱によって流木等の閉塞が生じ、それが原因で災害が発生するようなことがあってはならないのであって、そのためにはできるだけ大きい径間長としなければならない。」との考え方が示されている。したがって、可動堰を計画・設計する際には、これらの点にも留意しながら堰可動部の諸元を検討する必要がある。可動堰の径間長に関しては、構造令の中で計画高水流量に応じた値が規定されており、計画高水流量が多い河川に設置される可動堰ほど、大きい径間長を採用することになっているが、橋の場合よりも河積阻害率（堰柱等の総幅が川幅に占める割合）が緩和されているほか、土砂吐や舟通し等、橋との構造的な違いに配慮した径間長の特例措置も設けられている。しかしこれは、視点を変えて考えると、可動堰には橋以上に流木が集積し得る要素が多いということにもなり、とくに計画高水流量が少ない中小河川に設置される可動堰ほど、流木等の閉塞による災害発生の危険性が高いとも捉えられる。

橋の流木災害に関しては、1950年代の後半から水理実験や現地調査等様々な研究^{1)~8)}が行われてきており、その実態が明らかになりつつある一方で、可動堰の流木災害に関する研究はそれほど進展していないのが現状である。中小河川に架かる橋が以前よりも大きい径間長を採用した橋へと順次改修されてきている現在、その下流に可動堰が設置されている場合には、これまで以上の流木集積や災害の危険性が懸念される。

本研究では、可動堰の流木災害に関する基礎的知見を得ることを目的として、様々な条件下での流木の集積特性を水理実験によって検討する。

* 秋田県立大学大学院 生物資源科学研究科 Graduate School of Bioresource Sciences, Akita Prefectural University

** 秋田県立大学 生物資源科学部 Faculty of Bioresource Science, Akita Prefectural University

キーワード：可動堰、流木、径間長

2. 実験方法

実験には、幅 0.4m、高さ 0.5m、長さ 10.0m の Fig.1 のような可変斜水路を用いた。水理条件は、流量や水路床勾配等の組み合わせを違えた Table 1 の 3 通りを選んだ。堰柱模型は、幅 0.8cm、流下方向の長さ 5.0cm の細長い楕円形（小判型）柱を実験水路の下流に設置した。また、古典的な橋にみられる流木避けを可動堰に適用した場合の効果についても検討するために、上流側の傾斜角度が異なる Fig.2 のような 3 種類の堰柱模型を製作した。流木模型は、直径 2mm の木製丸棒を用い、堰柱純径間長（隣合う堰柱の内面間の距離）の 0.25 倍、0.50 倍、0.75 倍、1.00 倍、1.25 倍となる 5 種類を各 400 本用意した。各水理条件において、所定の長さの流木模型を流木塊の積み方や 1 回の投入本数を変化させて流し、堰柱模型への集積傾向を比較検討した。流木模型の投入については専用の投入装置を用い、流木塊流下時の上方からの水平投影面積が毎回一定となるようにした。堰柱に集積せずに流下した流木は、水路下流端に設置した捕集用ネットで回収した。なお、実験は同じ条件において、堰柱上流側の側面形状が 90° （以下、 90° 堰柱という）の場合に 10 回繰り返し、 60° （以下、 60° 堰柱という）と 45° （以下、 45° 堰柱という）の場合に 5 回繰り返した。

Table 1 水理条件一覧

水理条件	水路床勾配	水深 cm	流量 l/s	流速 cm/s	フルード数
I	1/200	2.0	2.65	33.13	0.75
II	1/200	3.0	5.30	44.17	0.81
III	1/400	3.0	3.54	29.50	0.54

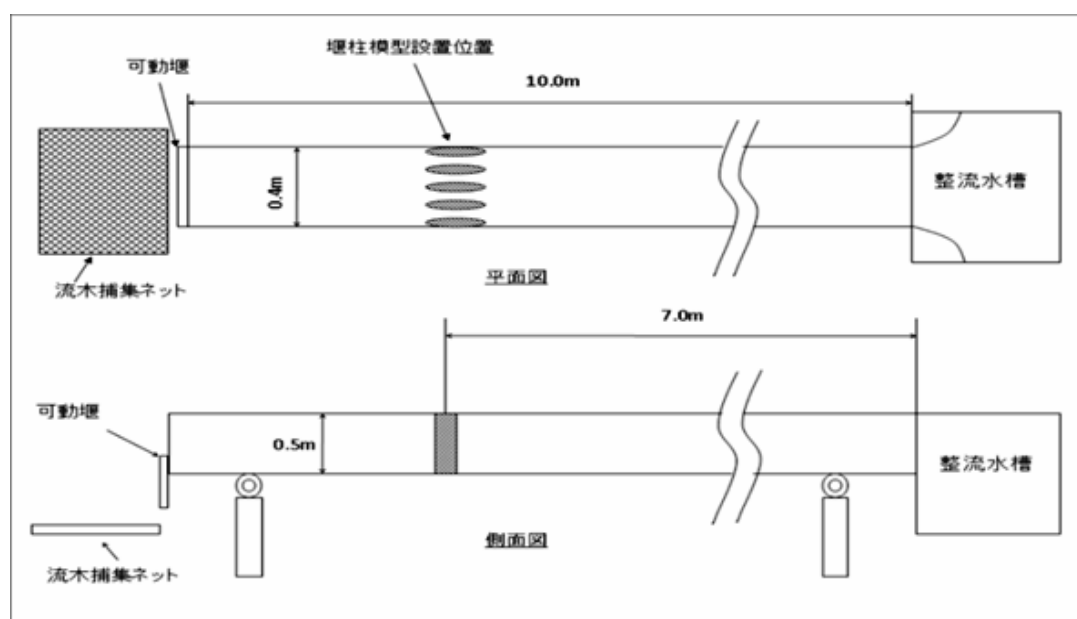


Fig. 1 実験水路

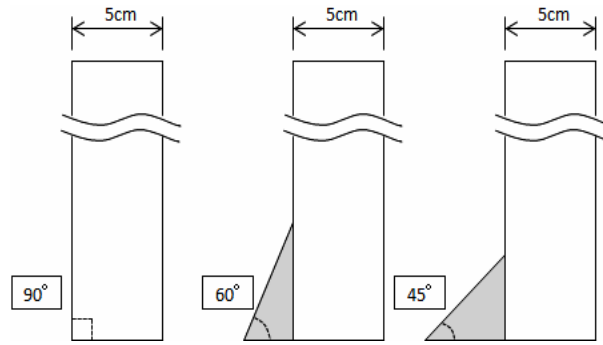


Fig. 2 堰柱模型の側面形状

3. 結果と考察

実験結果を流木模型の集積率と純径間比（流木長/純径間長）との関係でまとめ、Fig.3 ～Fig.5 に示す。流木の集積率は、乱積み状態と平積み状態の両方において純径間比が大きくなるほど高くなっており、純径間比 1.00 と 1.25 の場合には、平積みよりも乱積みの方が高い集積率を示した。乱積みは平積み比べて流木塊の強度が強く塊が崩れにくいため、このような傾向になったものと考えられる。一方で純径間比が 0.5 以下の場合には、流木の積み方や投入本数、水理条件の違いに関わらず流木は集積しなかった。1 回あたりの投入本数の違いによる集積率の変化を比較すると、少投入本数よりも多投入本数の場合の方が集積率は高くなる傾向があり、塊を形成する流木の本数が多いほど集積率も高くなることがわかった。また、水理条件の違いによる集積率の変化を比較すると、乱積み、平積みともに純径間比 1.00 までは水理条件Ⅰに比べてⅡの方が低い集積率を示した。これは水理条件ⅠよりもⅡの流速が速く、流木塊が堰柱に衝突した際に塊が崩れやすくなったためではないかと考えられる。一方で平積みにおいては水理条件Ⅲが最も低い集積率を示した。これは平積みの場合、流木塊の強度が弱いため、流速の遅い条件では流下中に個々の流木が分散しやすくなったからではないかと考える。

堰柱上流側の傾斜角度の違いによる集積率の変化を比較すると、乱積み、平積みともに角度の緩い 60° 堰柱や 45° 堰柱で集積率がやや高くなる傾向を示しており、とくに平積みにおいては、少投入本数の条件においても高い集積率となった。この理由として、堰柱上流側の傾斜角度を緩くしたことで、流木塊が衝突した際の衝撃が小さくなったことや少投入本数の条件ほど堰柱との衝突による影響を受けやすいことなどが考えられる。なお、乱積みにおいては水理条件Ⅰに比べてⅡの方が低い集積率を示しており、これらの傾向は堰柱上流側の傾斜角度の違いによらず同様に認められた。

可動堰可動部の径間長と流木集積との関係は、流木の純径間比が大きくなるほど集積傾向が強くなるが、流木塊の形成の仕方や流下本数、水理条件、堰柱上流側の傾斜角度の違いによっても集積率に違いがみられる結果となった。この理由としては、流木塊の強度、投影面積ならびに流下速度などが関係しているものと推察された。構造令においては計画高水流量の多い河川に設置される可動堰ほど可動部の径間長を大きくするように規定しているが、今回の実験結果では流量が少ない条件で集積率が高くなる傾向を示した。

今後は堰体構造の違いが流木集積に及ぼす影響や新たな水理条件下での流木集積の傾向についても詳細に追求していきたい。

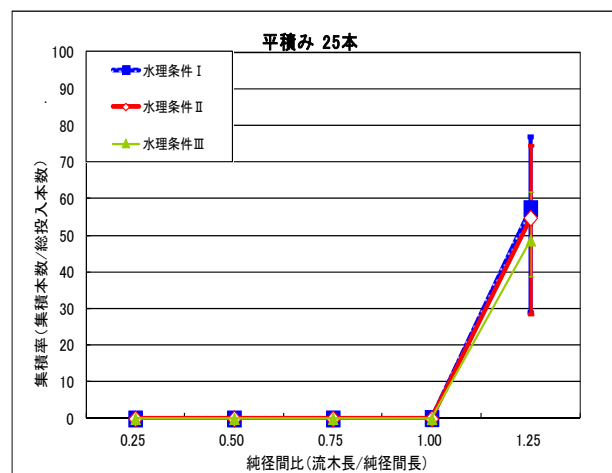
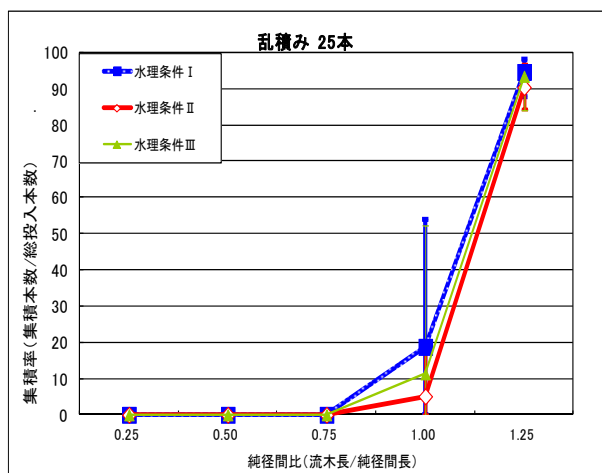
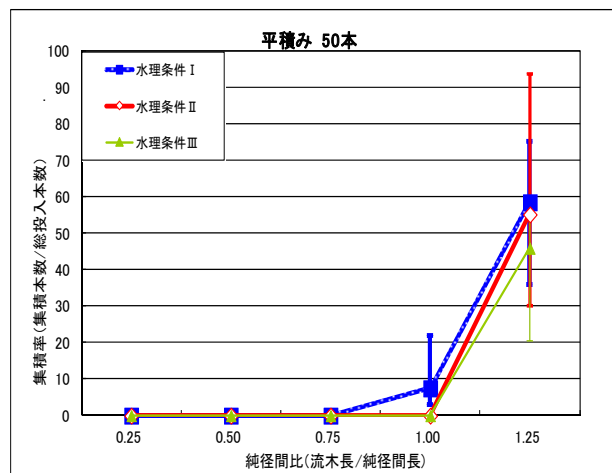
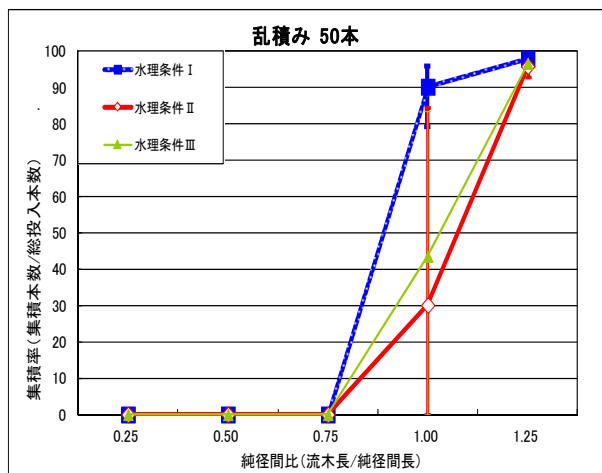
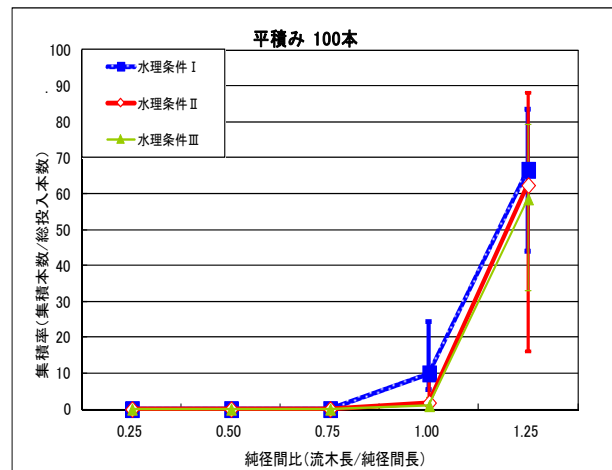
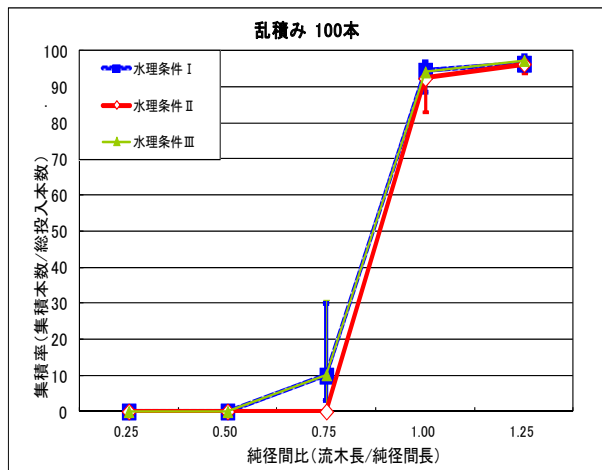


Fig. 3 堰柱模型における流木の集積率と純径間比との関係 1
(上流側の傾斜角度：90°)

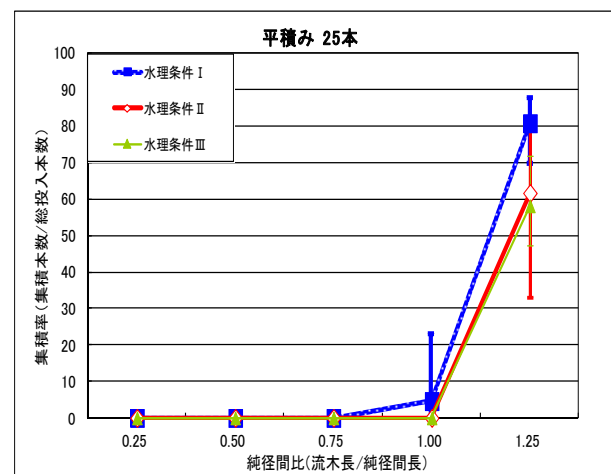
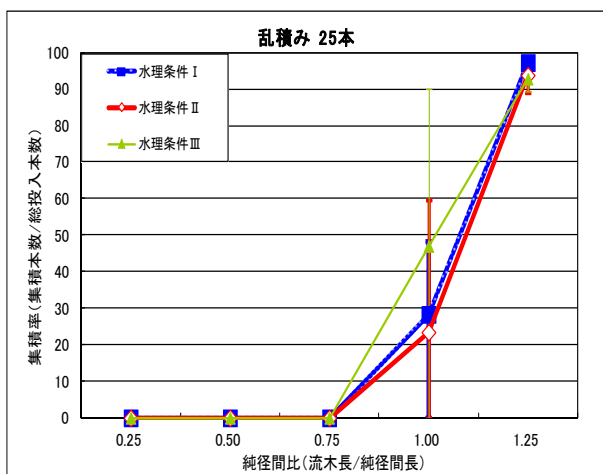
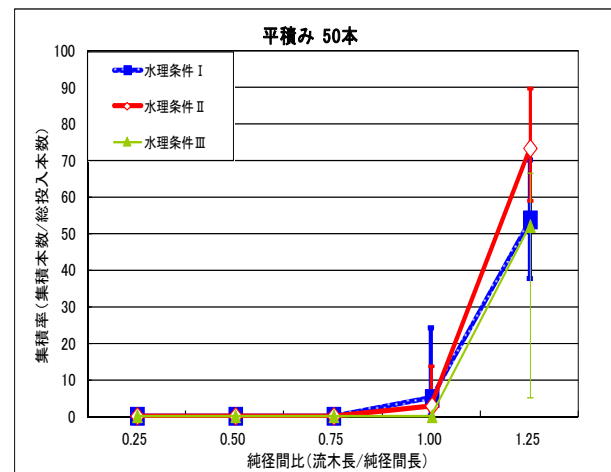
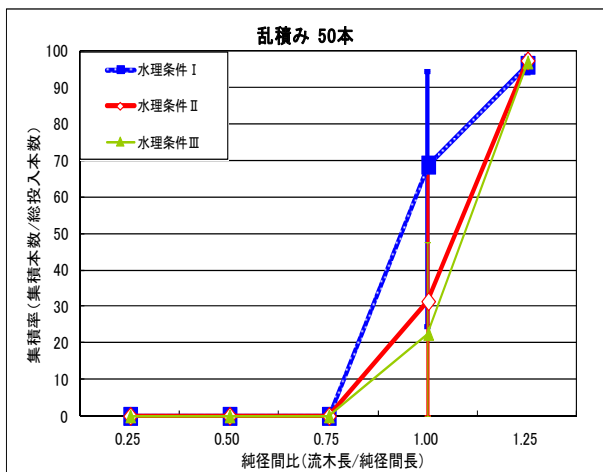
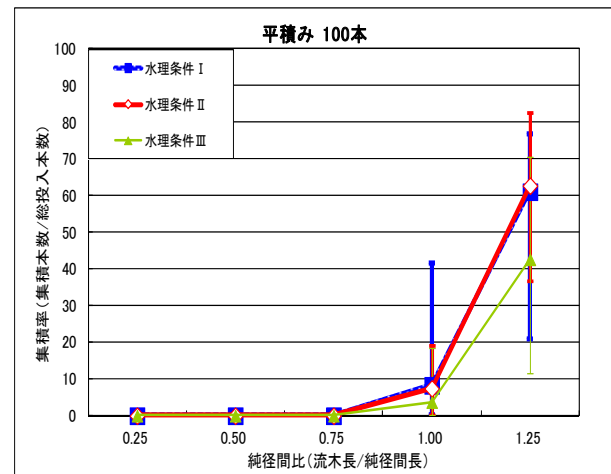
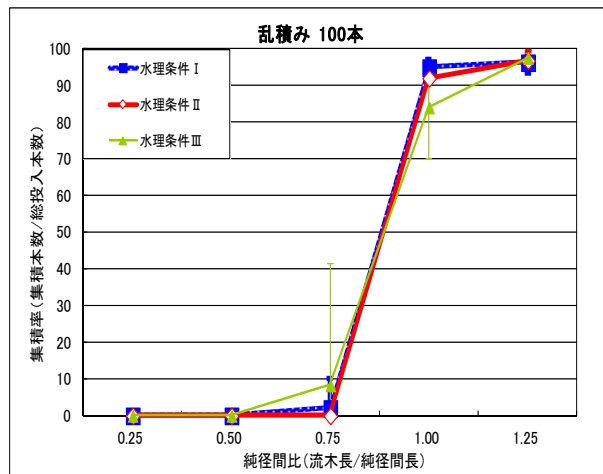


Fig. 4 堰柱模型における流木の集積率と純径間比との関係 2
(上流側の傾斜角度：60°)

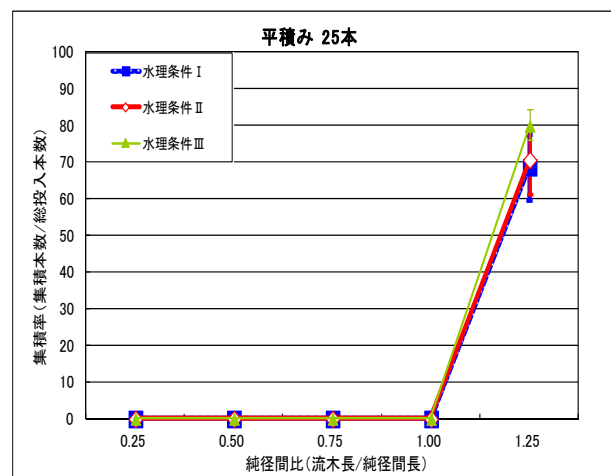
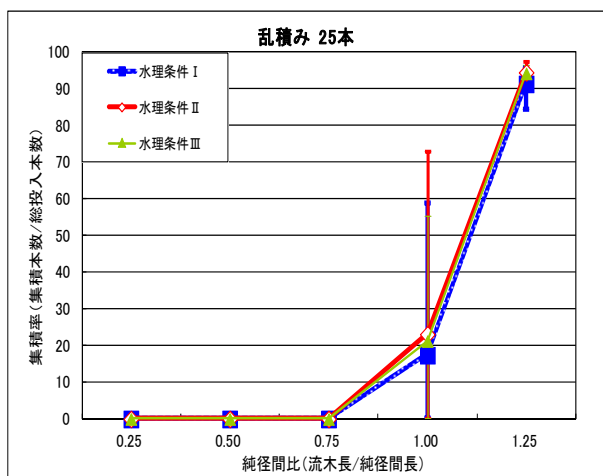
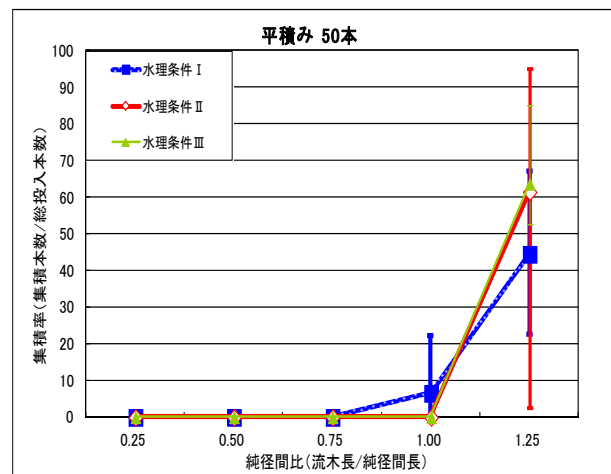
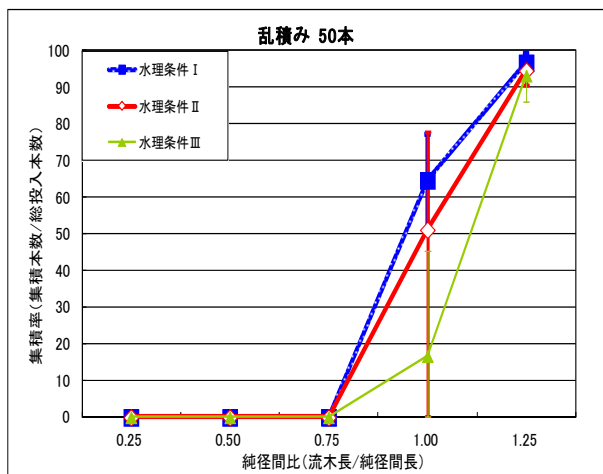
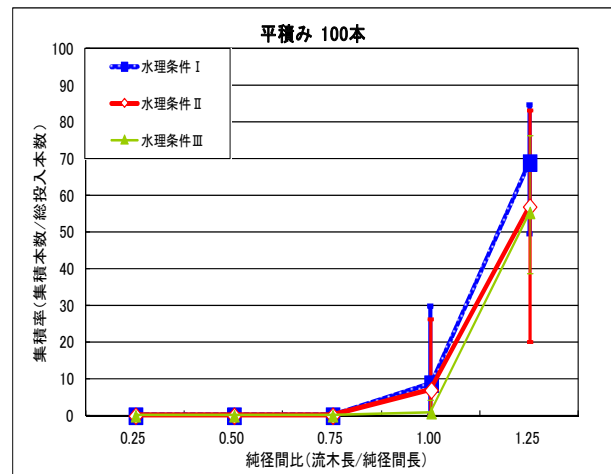
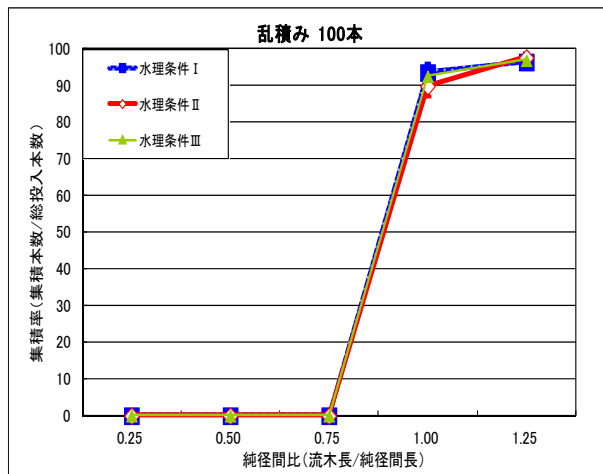


Fig. 5 堰柱模型における流木の集積率と純径間比との関係 3
(上流側の傾斜角度: 45°)

参考文献

- 1) 足立昭平・大同淳之：流木に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 1, pp. 41-48, 1957.
- 2) 米本卓介：洪水時に流木が橋梁及び堤防に及ぼす影響と対策, 早稲田大学理工学部研究所報告, 17, pp. 1-14, 1961.
- 3) 中川一・井上和也・池口正晃：流木群の流動に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 35, B-2, pp. 249-266, 1992.
- 4) 中川一・井上和也・池口正晃：流木群の流動に関する研究(2), 京都大学防災研究所年報, 36, B-2, pp. 487-498, 1993.
- 5) 中川一・井上和也・池口正晃：流木群の流動に関する研究(3)－流木の回転運動を考慮した解析－, 京都大学防災研究所年報, 37, B-2, pp. 1-15, 1994.
- 6) 奥澤豊：流木の流下と集積に関する研究, 河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集, 第4回, pp. 141-146, 1998.
- 7) 松本健作・小葉竹重機・清水義彦・石田和之・近内壽光：Ioakim Ioaki：流木塊の橋脚への集積に関する研究, 水工学論文集, 45, pp. 925-930, 2001.
- 8) 永吉武志：橋脚における流木集積に関する研究, 東北地域災害科学研究 第39巻, pp. 147-152, 2003.

直角 V 字型減勢工の水クッション深さの決定に向けた研究

○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¹⁾は水クッションを用いた減勢工の 1 つである。この減勢工は高水時の掃流力により土砂や石礫の堆積が少なく維持管理が容易である。また構造がコンパクトであり工事費を抑えることができ、普及の期待できる減勢工である。実際に長野県では設置事例が増えてきている²⁾。

これまで直角 V 字型減勢工の水理諸元の決定方法として山本ら³⁾が特許を取得した段落斜面流下角度 45° かつ、この斜面と這い上がり斜面との間に挟まれる角度が 90° の直角 V 字型減勢工のものが示されている。この減勢工は山本ら³⁾の水クッション型溪流取水工のデフレクター這い上がり高さの式をもとにした設計方法がとられている。

山本らの特許では直角 V 字型減勢工の上流で限界水深が生じる流れを想定している。しかし実際の水路では直角 V 字型減勢工の上流が射流となる場合が考えられる。そのため直角 V 字型減勢工の上流での流れを射流とした研究が行われた⁴⁾⁵⁾。

筆者らは射流を想定した直角 V 字型減勢工の水クッション深さ決定を目的に、長野県佐久郡軽井沢町に施工された直角 V 字型減勢工(図-1)を対象とし研究を行ってきた⁶⁾⁷⁾。既往研究から、直角 V 字型減勢工の上流水路の勾配を変化させると減勢効果に大きな変化が出ることがわかった。

しかし、これまで行われた直角 V 字型減勢工の水理模型実験では上流の水路が $1/20^6)$ 、 $1/33^5)$ 、 $1/50^7)$ と急勾配水路であった。そこで本研究では水路勾配を $1/100$ と既往研究より水平に近い条件にし、減勢効果を検討した。またこれまでの研究⁵⁾⁶⁾⁷⁾では直角 V 字型減勢工の上流と下流の水深比で減勢効果を評価していたが、流量の変化に対する減勢効果の変化が各水路勾配で大きく異なり水クッション深さ決定に利用することが難しかった。そこで本研究では減勢効果の評価方法を見直し、フルード数を用いて検討を行った。



図-1 長野県佐久郡軽井沢町に設置された直角 V 字型減勢工

2. 実験装置および実験方法

図-2 に実験装置概要図を示す。実験装置は図-1 に示した長野県佐久郡軽井沢町の直角 V 字型減勢工を原型として、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。実験流量は電磁流量計を用いて計測、調整した。

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 CHT6-20cm、CHT6-40cm)で上流水深 H_0 、下流水深 H_2 を測定した。下流水深の位置は水クッション部から水路幅の 10 倍以上離れた位置に設定した。波高計はサンプリングレートを 20Hz、サンプリングデータ数を 1000 として最大値、最小値、平均値を算出した。減勢効果を評価するためのフルード数は H_0 と H_2 の平均値を用い、以下の式で算出した。

$$V_0 = \frac{Q}{BH_0}, F_0 = \frac{V_0}{\sqrt{gH_0}}, V_2 = \frac{Q}{BH_2}, F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{gH_2}}$$

V_0 : 上流における流速(cm/s), F_0 : 上流におけるフルード数, g : 重力加速度(9.8 m/s²)

V_2 : 下流における流速(cm/s), F_2 : 下流におけるフルード数

実験条件を表-1 に示す。実験流量 Q (6.8~22.8ℓ/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 を山本らのデフレクター高さの式²⁾をもとに決定すると水クッション深さ D は 150mm となる。一方、図-2 の水クッションに上流からの流れが突入する際の流速 V_1 (以後、水クッション突入流速と呼ぶ)がすべて圧力水頭に変化したと仮定すると、水クッション深さ D は 300mm となる⁵⁾。水クッション深さ D は水クッション突入流速水頭の 50%から 100%の間(150mm~300mm)で検討を行った。水路勾配 i は 1/100 とし、水クッション内の流況を確認するため流況を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。

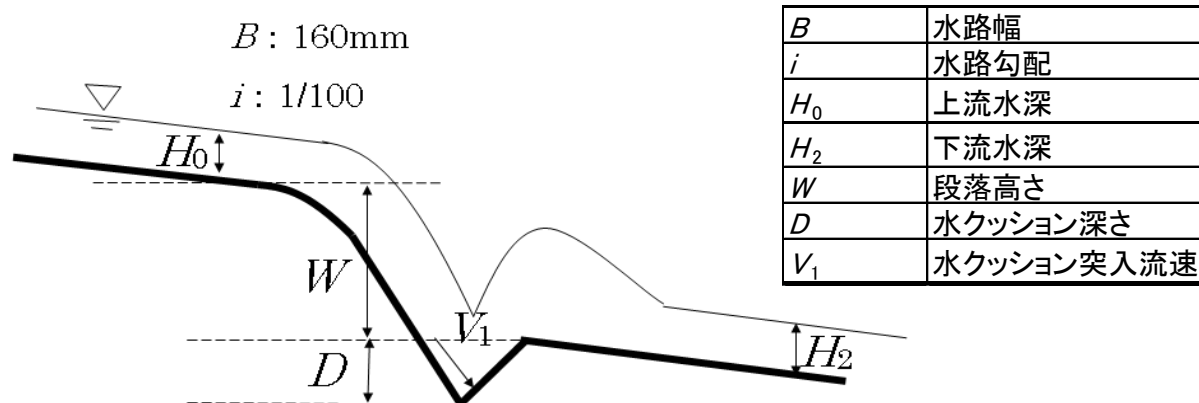


図-2 実験装置概要図

表-1 実験条件

流量 Q (ℓ/s)	6.8、9.1、13.7、18.2、22.8
水クッション深さ D (mm)	150,180,210,240,300
段落高さ W (mm)	275(一定)

3. 実験結果および考察

図-3 は上流水深 H_0 と下流水深 H_2 からそれぞれ算出したフルード数の比(F_2/F_0)と最大流量に対する流量の比($Q/Q_{\max}$)の関係を示したものである。図-3 では上流のフルード数 F_0 に対して下流のフルード数 F_2 が小さくなる場合を水クッション部による減勢の効果であると判断した。

図-3 から各水クッション深さにおいて流量の増加に伴い、上下流のフルード数比が大きくなり減勢効果が低下していることがわかる。これは流量が増加に伴い水クッション部での減勢効果が低下したため上流のフルード数 F_0 と下流のフルード数 F_2 に差がなくなったと考えられる。

また各水クッション深さでみた場合、 $D=300\text{mm}$ のとき流量に関わらず減勢効果が最も高い。図-4 は水路勾配 1/100、流量 22.8ℓ/s、水クッション深さが 150mm の流況を示している。水路勾配 1/100 では図-4 に示すように水クッション部下流水路で渦の形成が見られた。図-5 は水路勾配 1/100、流量 22.8ℓ/s、水クッション深さが 300mm の流況を示している。図-5 から水クッション部の水面変動が小さく、また水クッション部で気泡を多く巻き込み減勢している様子が確認できる。

図-4、5 から水クッション部下流水路で形成される渦の大きさは水クッション深さの増加に伴い小さくなった。本実験結果から水クッション部下流における渦の形成ではなく水クッション部における渦の形成が減勢効果を高めると考えられる。

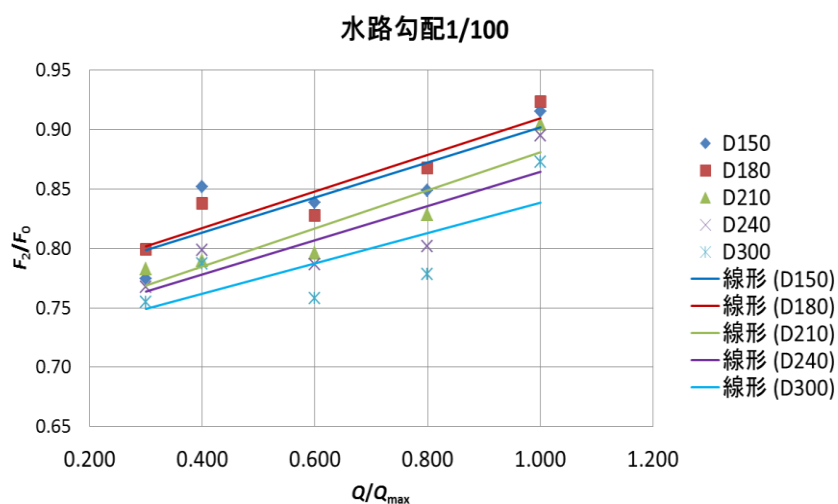


図-3 上下流のフルード数比と流量比



図-4 $i=1/100$ 、 $Q=22.8\text{L/s}$ 、 $D=150\text{mm}$ における流況



図-5 $i=1/100$ 、 $Q=22.8\text{L/s}$ 、 $D=300\text{mm}$ における流況

4. 既往研究との比較

4.1 水路勾配 1/50 の実験結果

図-6 は水路勾配 1/50 の実験から求めた上下流のフルード数比と流量比の関係である。

水路勾配 1/100 の結果とは異なり、水クッション深さで傾向が異なる。 $D=150$ から 210mm では流量の増加に伴い減勢効果が低下した。しかし $D=240\text{mm}$ と $D=300\text{mm}$ では流量の増加に対して減勢効果がほぼ一定となった。また、減勢効果も高いことがわかる。水路勾配 1/50 でも水路勾配 1/100 と同様に水クッション部下流で渦の形成が見られた。 $D=240$ と 300mm の高い減勢効果は水クッション部で渦がよく発達し、下流で形成された渦が小さいことによるものであると考えられる。

水路勾配 1/50 では水路勾配 1/100 と同様に $D=300\text{mm}$ が最も高い減勢効果を示すことが明らかとなった。

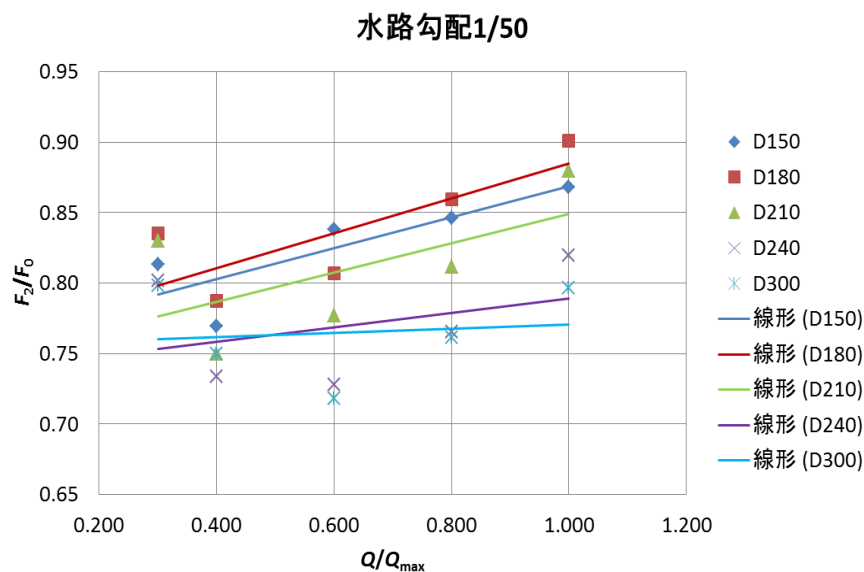


図-6 上下流のフルード数比と流量比の関係

4.2 水路勾配 1/33 の実験結果

図-7 は水路勾配 1/33 の実験⁵⁾から求めた上下流のフルード数比と流量比の関係である。水路勾配 1/100 と 1/50 と異なり、水クッション深さにより 3 種の傾向がある。 $D=150$ では流量の増加に伴い、減勢効果が上昇する。 $D=210、240$ では流量の増加に伴い減勢効果が低下する。 $D=180、300$ では流量の増加に関わらず、減勢効果がほぼ一定である。また水路勾配 1/33 では $D=300\text{mm}$ の減勢効果が最も高く、次に $D=180\text{mm}$ が高い。

阿部らの実験結果から水路勾配 1/33 では水クッション部だけでなく水クッション部下流での渦の形成がみられたことが報告されていた⁵⁾。水路勾配 1/33 における水クッション部下流水路で形成される渦には水路勾配 1/100 や 1/50 とは異なった特徴がある。それは水クッション部下流水路で形成される渦が発達と崩壊を繰り返すことである。この渦の発達と崩壊により水路勾配 1/33 における減勢効果の傾向が 3 種に分けられたものと考えられる。

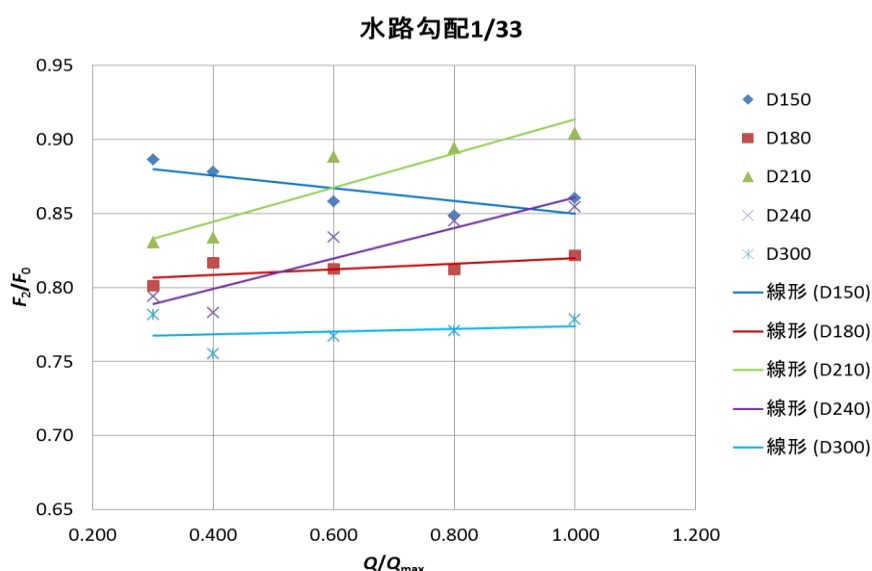


図-7 上下流フルード数比と流量比の関係

4.3 水路勾配 1/20 の実験結果

図-8 は水路勾配 1/20 の実験結果⁶⁾から求めた上下流のフルード数比と流量比の関係である。

水路勾配 1/20 では各水クッション深さにおいて流量の増加に伴い減勢効果が上昇する。これは既往研究⁶⁾にあるように水路勾配 1/20 では他の勾配と異なり上流からの流下形態が落下流となり、水クッション部での渦が不規則な動き⁶⁾となり減勢効果を高めたと考えられる。

水路勾配 1/20 では $D=180、240\text{mm}$ と大きな違いはないが、 $D=300\text{mm}$ が最も高い減勢効果を示す結果となった。

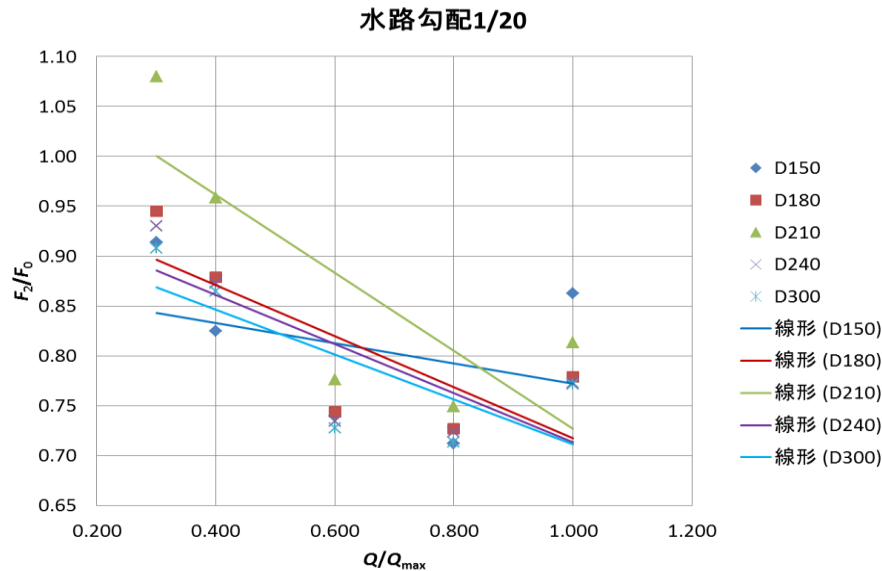


図-8 上下流のフルード数比と流量比の関係

4.4 $D=300\text{mm}$ における各水路勾配による減勢効果の傾向

これまでの実験結果から各水路勾配で $D=300\text{mm}$ が最も減勢効果が高いことがわかった。図-9 は $D=300\text{mm}$ における各水路勾配による減勢効果の傾向を表している。この図から水路勾配の増加に従って、流量の増加に対する減勢効果も増加することがわかる。

水路勾配が 1/100 のとき本実験結果から減勢効果は流量の増加に伴い低下することがわかった。このことから水路勾配が 1/100 以上に緩やかな条件においても、本実験結果と同様の減勢効果の傾向が得られると考え緩勾配水路における水クッション深さの設計は水路勾配 1/100 の実験結果をもとに行うものとする。

また水路勾配が 1/33 や 1/50 では流量の増加に対し、ほぼ一定の減勢効果が得られることがわかる。水路勾配 1/100 と水路勾配 1/33、1/50 において減勢効果の傾向が異なるのは水クッション部における減勢の機構が異なるためだと考えられる。水路勾配 1/100 に水クッション部の流況は水クッション内で気泡を巻き込み、水面変動が小さなものだった。水路勾配 1/33 の水クッション部の流況は水クッション部の渦とその下流水路に渦の発達と崩壊が見られた。しかし水路勾配 1/50 では水クッション内の流況は水路勾配 1/100 との大きな違いを見ることができなかった。各勾配で減勢機構を精査することは減勢効果の増加に重要であると考えられるが、本研究では水路勾配による減勢効果の変化をもとに水クッション深さを決定することを目的としているのでこの点に関する検討を行わない。

水路勾配 1/20 では落下流として水クッションに突入し水クッション部における渦が不規則な動きとなりエネルギーが散逸しやすくなったため減勢効果が流量の増加に伴い増加したと考えられる。水クッション部への流下形態が落下流となった水路勾配 1/20 と斜面流となった水路勾配 1/33、1/50 の結果から急勾配水路では水クッションへの流下形態により、減勢効果の傾向が把握できると考えられる。

以上の結果より、水路勾配による減勢効果の傾向が変化することを明らかにでき、急勾配水路に

において直角 V 字型減勢工が有効であることが示せた。

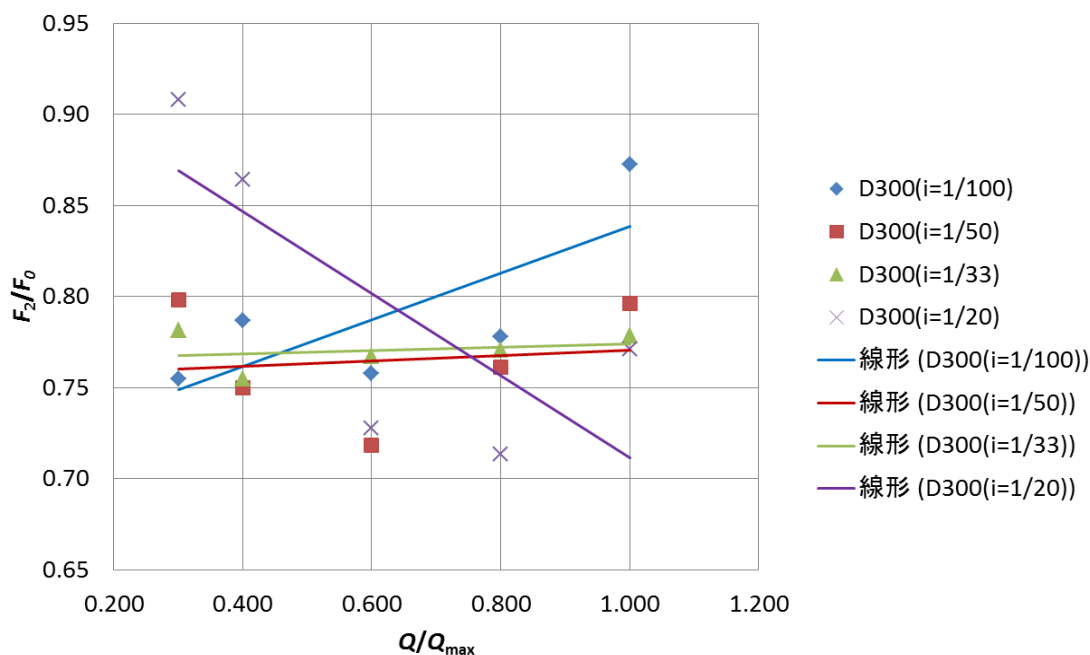


図-9 $D=300\text{mm}$ における各水路勾配による減勢効果の傾向

5. おわりに

本実験結果からどの水路勾配であっても $D=300\text{mm}$ が最も減勢効果が高いことがわかった。これは $D=300\text{mm}$ のとき水クッション部の体積が最大となるため水クッション部で気泡をよく巻き込み、気泡がエネルギーを散逸させるためであると考えられる。このことから水クッション突入流速がすべて圧力水頭に変化すると仮定し水クッション深さ D を決定する方法は有効であると考えられる。また水路勾配により、3 種の減勢効果の傾向があることがわかった。

今後は直角 V 字型減勢工の設計に資するため、目標とする減勢効果(F_2/F_0)を設定し水クッション深さを決める設計フローを検討する。

<引用文献>

- 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、遠藤竜政、上野美穂、山田武広(2012)：長野県佐久地域における直角 V 字型減勢工の実施例、農業農村工学会誌 第 80 巻 第 11 号、877-880
- 3)山本光男、細野正夫(1977)：水クッション溪流取水工のデフレクターはい上がり高さ、農業土木学会論文集 Vol.1977、No.67、45-50
- 4)阿部剛士、小島信彦(2011)：V 字型減勢工における流下角度・開度による減勢効果の違い、農業農村工学会論文集 No.274、67-68
- 5)阿部剛士、小島信彦(2013)：急勾配水路に設置された直角 V 字型減勢工の水クッション深さに係る実験的研究、農業農村工学会論文集 No.283、81-86
- 6)小柳亮、小島信彦、阿部剛士(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、平成 24 年度応用水理研究部会講演要旨、25-29
- 7)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

開水路漸縮部の流れに関する実験的研究

Experimental Study on Flow Behaviours in the Gradually Contracted Open Channel

○藤山 宗*・中田 達**・樽屋啓之**

FUJIYAMA So, NAKADA Toru, TARUYA Hiroyuki

1. はじめに

農業用水路（開水路）は，上流から下流に向けて水路幅を狭めていく過程で，サイホン前後あるいは，台形断面（土水路等）から矩形断面（コンクリート水路等）への移行部等において，開水路縮小部の流れが生じる．開水路における水理設計をおこなう際，断面縮小に伴う損失係数を現地に即して，精度良く見積もることが重要となる．

急縮および漸縮を含めた縮小した開水路の流れについては，数多くの研究成果^{1)～6)}が得られているが，これらの研究成果の内，農業用水路にて大部分を占める常流の水理条件下での，開水路漸縮部の流れを取り扱っているものは，数少ないのが現状である．

本研究では，流れの状態が常流の水理条件下における，開水路漸縮部の流れに関する基礎的知見を得ることを目的とし，室内実験による検討をおこなう．

2. 実験方法

2.1 実験水路概要

図-1 は，実験水路の概要を示す．実験水路は，水路延長 $L=10\text{m}$ ，水路壁高 $H=17\text{cm}$ ，水路幅 $B_1=15\text{cm}$ ，水路勾配 $I=1/1,000$ のアクリル水路である．上流端から $350\text{cm}\sim 366.5\text{cm}$ の $L_2=16.5\text{cm}$ 区間にて，水路幅の縮小区間を設けており，最下流部には，自由に水位調整が可能な転倒ゲートが設置されている．

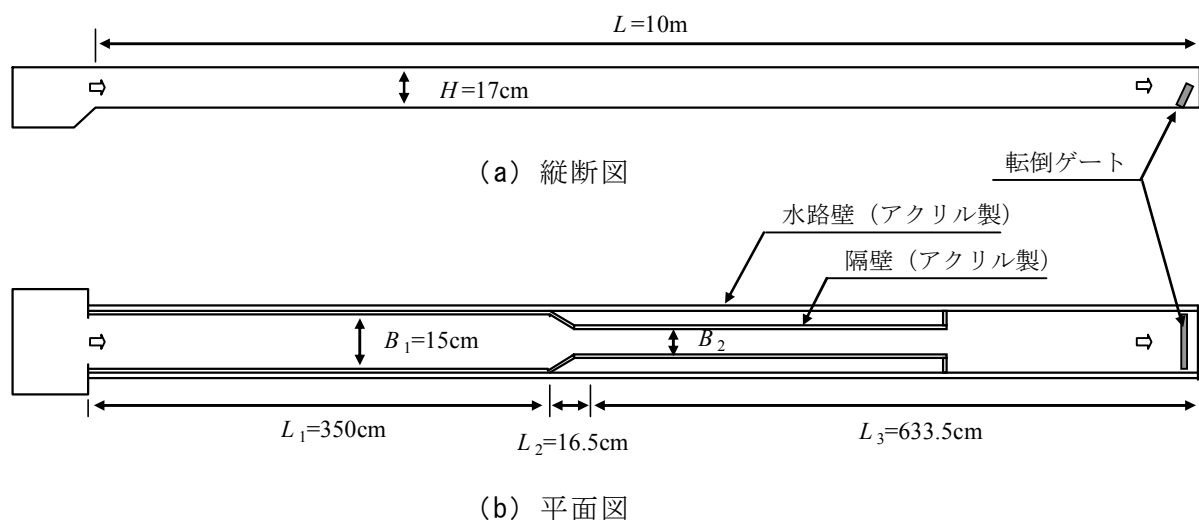


図-1 実験水路の概要

* (株) 三祐コンサルタンツ Sanyu Consultants Inc. ** (独) 農研機構・農村工学研究所 National Institute for Rural Engineering キーワード：開水路，漸縮，損失係数，縮小角度，水路幅縮小比

2.2 実験方法

図-2 は、水深の計測位置を示す。水深の計測位置は、No.1～No.15 の 1.4m 区間にて、10cm 間隔を基本とし、断面縮小に伴う水面変動が見られる No.6(漸縮開始点)～No.9 区間では、2cm 間隔とし、計 27 点とした。水深の計測方法は、サーボ式水位計（ケネック社製、本体部型式 NS-101, 検出部型式 NST-30)による自動計測(サンプリング周波数 10Hz)にておこなった。また、流量の計測においては、最下流部転倒ゲートの越流量を、秤とストップウォッチにより手測りした。

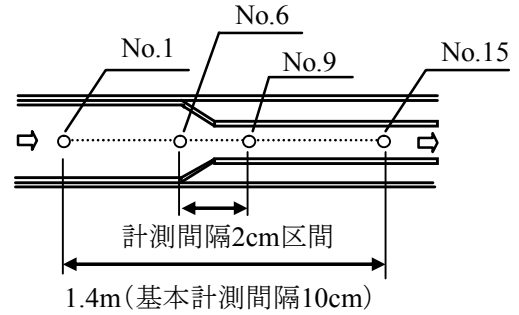


図-2 水深の計測位置

2.3 実験条件

図-3 は、断面縮小部の概要を示す。実験条件は、水路幅縮小比（断面縮小部の下流水路幅 B_2 /上流水路幅 B_1) 0.5 と 0.7 の 2 ケース、縮小角度 $\theta=12.5^\circ$, 30° , 45° , 60° , 75° の 5 ケースの組み合わせとした。

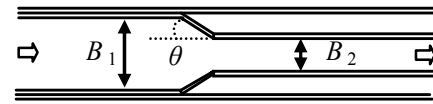


図-3 断面縮小部の概要

流量は、2～5L/s 程度であり、最下流部の転倒ゲートを用いた水位調整により、フルード数 F_r を 1.0 未満とし、流れの状態を概ね常流の範囲にて調整した。

3. 漸縮による損失係数の算出方法

漸縮による損失係数 f_b （以降、「漸縮係数」と称する）は、断面縮小部の上流および下流の水深、最下流部における流量の計測結果をもとに、式(1)を用いて算出した。なお、式(1)にて用いる断面縮小部の上下流の水深は、平均的な水深である必要があるため、それぞれ、上流では 5 点（図-2 に示す、No.1～No.5 区間）、下流では 6 点（図-2 に示す、No.10～No.15 区間）の算術平均値（それぞれ、 h_1 , h_2 ）を採用した。

$$\Delta h_b = \left(f_b \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + h_f + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \frac{V_1^2}{2g} \quad (1)$$

$$h_f = \frac{Q^2 \cdot l}{2} \left(\frac{n_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right)$$

ここで、 Δh_b ：水位変化量（m）（ h_1 と h_2 の差より算出）、 f_b ：漸縮係数、 V_1 ：断面縮小部の上流における流速（m/s）（ Q , h_1 , B_1 より算出）、 V_2 ：断面縮小部の下流における流速（m/s）（ Q , h_2 , B_2 より算出）、 g ：重力加速度（m/s²）（=9.81）、 h_f ：摩擦損失水頭（m）、 Q ：流量（m³/s）、 A_1 , A_2 ：断面縮小部の上下流の通水断面積（m²）、 l ：対象区間長（m）（水路縦断距離 0.95m を採用）、 n ：マンニングの粗度係数（0.009 を採用）、 R_1 , R_2 ：断面縮小部の上下流の径深（m）（= A/P ）、 P ：潤辺（m）である。

4. 結果と考察

4.1 縦断水面形状とフルード数 Fr

図-4 は、実験条件【水路幅縮小比 $B_2/B_1=0.5$ ，縮小角度 $\theta=45^\circ$ 】における実験結果（縦断水面形状，フルード数 Fr ）を示す．図-4 (a) より，断面縮小部の上下流水位差が大きくなるにつれて，落下位置（最小水深となる位置）は下流に移動し，落下高（断面縮小部の上流水深と最小水深の差）は大きくなることがわかった．また，断面縮小部にて発生した交叉波に伴う衝撃波（定常流）は，落下高が大きくなるほど，下流へと伝播する距離が長くなった．図-4 (b) より，落下高が大きくなるにつれて，落下位置において，フルード数 Fr が変化し，流れの状態が常流から射流に移行することがわかった．

4.2 漸縮係数 f_b

4.2.1 下流フルード数 Fr_2 との関係

図-5 は，下流フルード数 Fr_2 と漸縮係数 f_b の関係を示す．ここで指標とする，下流フルード数 Fr_2 は，図-2 に示す No.10 ～No.15 区間（6 点）のフルード数 Fr の算出平均値である．図-5 より，漸縮係数 f_b の大小は，下流フルード数 Fr_2 よりも，縮小角度 θ に影響を受けることがわかった．縮小角度 $\theta=75^\circ$ の時，漸縮係数 f_b （0.2 ～0.4 の範囲）が最大となり，縮小角度 $\theta=12.5^\circ$ の時，漸縮係数 f_b （0.0～0.2 の範囲）は最小となった．現行の水路工設計基準⁷⁾では，開水路漸縮部の設計時には，縮小角度 $\theta=12.5^\circ$ の実験結果に基づき，縮小角度 θ は 10° 以下とすることが望ましく，その時の漸縮係数 f_b は 0.1 を用いることができるとの記載があるが，その適用範囲が不明確であった．しかし，本実験結果より，この漸縮係数 f_b （0.1）が概ね常流状態（ $Fr_2=0.3\sim0.8$ 程度）の流れで適用できることを確認した．なお，図-5 に示したように，本実験で得られた漸縮係数 f_b には，縮小角度 θ 毎でばらつきが見られるが，その理由としては，水深および流量の計測精度の問題，断面縮小部の上下流の水位変化量から断面縮小に伴う損失水頭と摩擦損失水頭を分離する精度の問題が

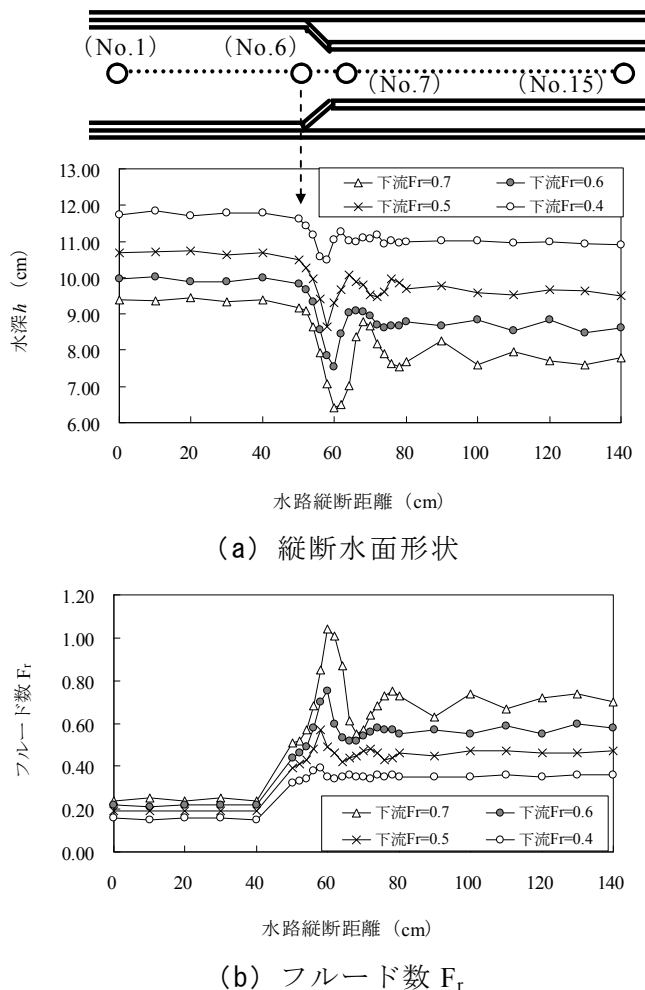
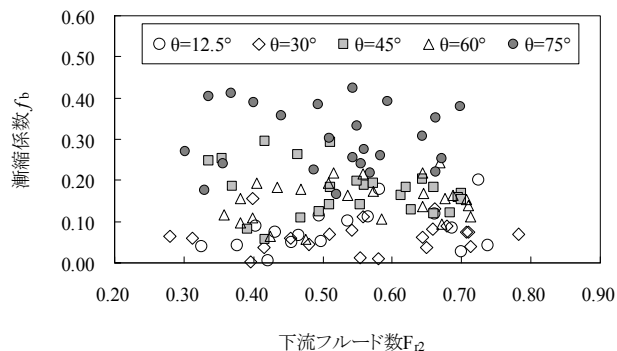


図-4 実験条件【水路幅縮小比 $B_2/B_1=0.5$ ，縮小角度 $\theta=45^\circ$ 】における実験結果



挙げられる。

4.2.2 縮小角度 θ との関係

図-6 は、縮小角度 θ と漸縮係数 f_b の関係を示す。図中には、図-5 にてプロットした縮小角度 θ 毎の漸縮係数 f_b の算術平均値を示すとともに、水路幅縮小比 $B_2/B_1=0.7$ の実験結果も併せて示している。図-6 より、漸縮係数 f_b の大小は、前述の縮小角度 θ に加えて、水路幅縮小比 B_2/B_1 にも影響を受けること、また、水路幅縮小比 B_2/B_1 が小さいほど、漸縮係数 f_b は大きくなることがわかった。

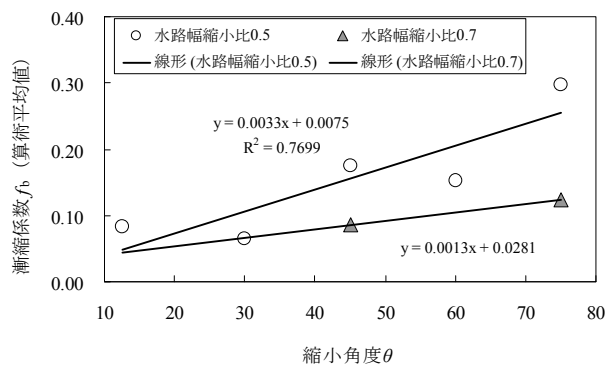


図-6 縮小角度 θ と漸縮係数 f_b の関係

5. おわりに

本研究では、流れの状態が常流の水理条件下における、開水路漸縮部の流れに関する基礎的知見を得ることを目的とし、室内実験による検討をおこない、断面縮小部の上下流水位差により、落下位置、落下高およびフルード数 F_r が変化すること、また、漸縮係数 f_b の大小は縮小角度 θ と水路幅縮小比 B_2/B_1 に影響を受けること等が明らかとなった。

今後は、状況に応じて、本研究に用いた模型水路よりも大きな現地水路（あるいは模型水路）における本研究成果の妥当性の検証をおこなうとともに、現行の水路工設計基準の改定を視野に入れた研究成果の取りまとめをおこなう予定である。

【参考文献】

- 1) J. Hinds(1928) : The Hydraulic design of flume and siphon transitions, Trans. of ASCE, **92**, 1423-1459.
- 2) A.T. Ippen and J.H. Dawson(1951) : Design of channel contraction, Trans. of ASCE, **116**, 326-346.
- 3) G. Formica(1955) : Esperienze preliminari sulle perdite di carico nei canali, dovute a cambiamenti di sezione, L'Energia Elettrica, **32**, 554-567.
- 4) 松下 玄(1963) : 漸縮開水路の流れ (Ⅱ) —実験結果—, 農業土木研究別冊, **6**, 22-26.
- 5) 石原藤次郎, 志方俊之(1967) : 開水路急縮部の水理学的性状に関する研究, 土木学会論文集, **138**, 30-38.
- 6) 鬼束幸樹, 浦勝, 秋山壽一郎, 坂本 真(1996) : 開水路漸縮部における流況について, 水工学論文集, **40**, 767-772.
- 7) 農林水産省農村振興局 (2001) : 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」基準書・技術書, 188-189.

補修パイプラインの通水試験における非破壊水密性照査に関する研究

Evaluation of Water-Tightness in Repaired Pipeline using Non-Destructive Inspection Method

○ 鈴木哲也*・久保成隆・飯田俊彰

Tetsuya SUZUKI*, Naritaka KUBO and Toshiaki IIDA

1. はじめに

農業用パイプラインの老朽化は、漏水事故により顕在化する。その補修・改修効果の検証は、地中に埋設されている構造的特性から、十分に行われていないのが現状である。農業用パイプラインの水密性は、付帯工位置での内水圧と定常水理解析による評価値との比較から、漏水の有無や安全性が照査されている^{1), 2)}。この方法論の問題点は、水理条件が非定常状態の場合、流況により内水圧の時間スケールでの変動が大きく、計測値と解析値との比較検討に十分な評価精度が保てない点にある。

筆者らは、農業用パイプラインの構造的特性を考慮し、通水試験において発生する弾性波の検出に基づく非破壊計測法を開発している^{3), 4)}。特に AE (Acoustic Emission) 法と超音波計測を組み合わせた AU (Acousto-Ultrasonic) 法を用いた検討を進めており、検出波のパラメータ処理により評価可能であることを明らかにしている。

本論では、漏水事故により補修工事が実施された既設農業用パイプラインの補修後通水試験において実施した AE 計測結果から、提案手法での非破壊水密性照査の有効性と課題を検討した結果を報告する。



写真-1 空気弁位置での漏水



写真-2 補修工事（掘削状況）

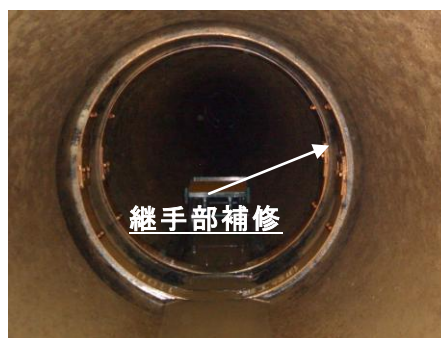


写真-3 管内補修（継手部）

2. 計測施設および方法

計測対象施設は、管径 1,500～450mm、総延長 約 20.9km の幹線用水路である。管種は PC 管、石綿セメント管、鋼管で構成さ

れている。計測区間は、漏水事故が発生した PC 管 φ 500 区間である（写真 - 1）。計測時の通水量は、 $0.16\text{m}^3/\text{s}$ である。計測条件

* 新潟大学農学部, Faculty of Agriculture, Niigata University

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 農業用パイプライン, 通水試験, 水密性, 非破壊検査

は、補修工事を行っていない漏水時（Case 1）、補修工事のために配管内を排水している段階（Case 2）および補修後充水している段階（Case 3）である（写真 - 2～3）。

AE 計測は、漏水が確認されている空気弁側面部（漏水部）にセンサを設置し、30（秒/計測）を 15 分間隔で行った（写真 - 4）。AE 計測は、漏水部の対象区として、通常管理下で不具合が生じていないマンホール位置（通常部）においても同一条件で計測を行った。計測条件は、しきい値 45dB、プリアンプとメインアンプで 60dB の増幅を行い、150kHz 共振型センサを用いて行った。

空気弁の構造的特色は、内部に設置されている浮球が水圧により上下し、空気の排除・供給を行なうものである。配管内の内水圧が設計値に達すると、空気弁の浮球は上昇し固定され、管内の水密性が確保されることになる。排水や漏水など比較的規模の大きな圧力低下現象が生じた場合、管内には自由水面が生じ、浮球が空気弁内を低下する。本研究では、既設空気弁において AE 計測を行なうことにより、管内流況に加えて、空気弁浮球挙動のモニタリングを行なうことにより、水密性評価を試みた。

3. 結果および考察

（1）流況の異なる条件下での AE 特性

AE 計測は、漏水が発生している段階（Case 1）で実施した後に、補修工事のために管内を排水している段階を計測した（Case 2）。Case 2 が終了した時点で補修工事が実施され、補修後充水過程に再度 AE 計測を試みた（Case 3）。

Case 1 では、漏水部での AE 発生頻度が 142.2～175.3（Hits/s）を記録し、健全な状態である通常部での計測値の 7.8 倍を記録した（図 - 1）。エネルギーは、漏水部において 1,336～1,673 を記録した。ここで示す AE エネルギーとは、10V のピーク値が 1ms 継続

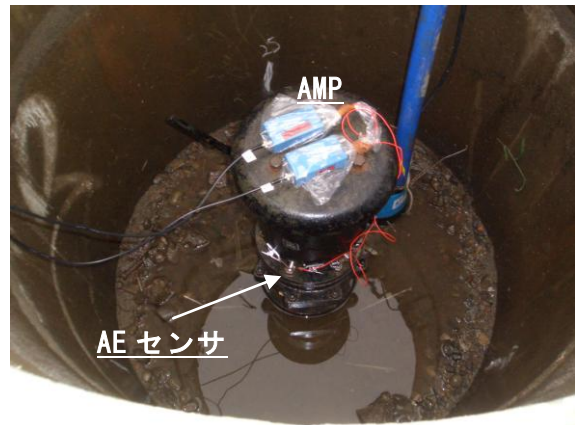


写真-4 AE 計測状況（空気弁工）

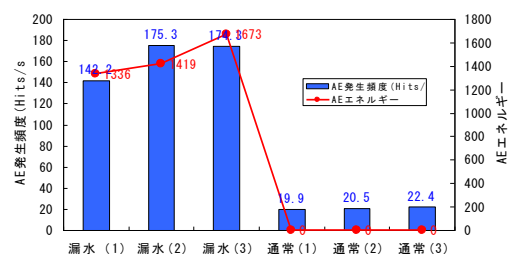


図-1 AE 発生頻度とエネルギーの関係（漏水部と通常部の比較, Case1）

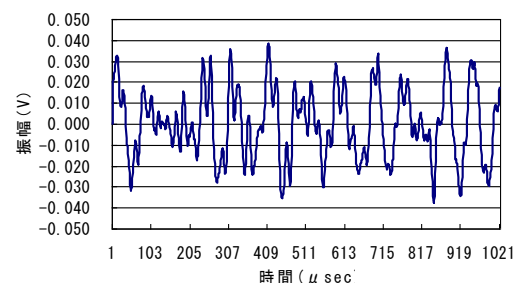


図-2 通水状態で検出された漏水波

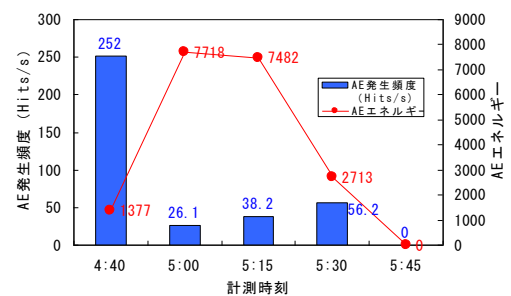


図-3 AE 発生頻度とエネルギーの関係（強制排水時, Case2）

した時に 1,000 カウントエネルギーを持つと定義された相対値である。漏水部での検出波の一例を図 - 2 に示す。

Case 1 終了後、補修工のための排泥工からの強制排水段階 (Case 2) での AE 計測結果は、計測当初、漏水の影響により AE 発生頻度が Case 1 と同様の傾向が確認された (図 - 3)。強制排水が開始された後に水位低下に伴う AE 発生頻度の低下が確認された。エネルギーは約 7,000 を記録し、強制排水に伴う配管内に排水音や振動の伝播が示唆された。空気弁の浮球が低下し、排水が完了した時点では AE ヒットおよびエネルギーともに 0.0 となった。

補修作業が完了し、再充水する段階で再度 AE 計測を行った (Case 3)。充水作業の開始直後 (8:45p.m.) から 0:30a.m. までの計測位置まで管内水位が上昇していない段階では、AE は確認されなかった。管内水位が空気弁近傍まで上昇した 0:30a.m. から空気弁が完全に充水された 1:10a.m. の時間帯に特徴的な変化が確認された (図 - 4)。空気弁浮球が水位の上昇に伴い固定される 0:30a.m. から 1:01a.m. までは AE 発生頻度およびエネルギーが急上昇した。その後、AE 発生頻度は急激に減少するが、空気弁浮球が完全に固定される段階で、エネルギー値の高い金属の摩擦音に起因すると考えられる AE が確認された。

(2) AE パラメータ解析による充水過程の定量的評価

パイプラインの補修効果を照査するためには、補修工事が終了した後に行われる充水作業 (通水試験) において、再び漏水が発生するか否かが重要な検証課題となる。本研究では、図 - 4 に示す補修後充水過程で検出された AE の特性を RA 値と平均周波数の関係⁵⁾ から考察した。

漏水が発生している配管内では、平均周波数約 30kHz 以下、RA 値 3s/V 以下に計測値が集中していた (図 - 5)。既往の研究で

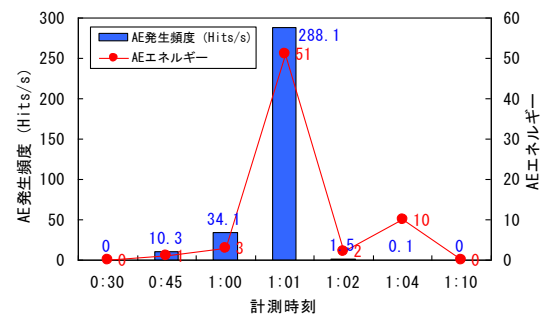


図-4 AE 発生頻度とエネルギーの関係 (補修後充水時, Case3)

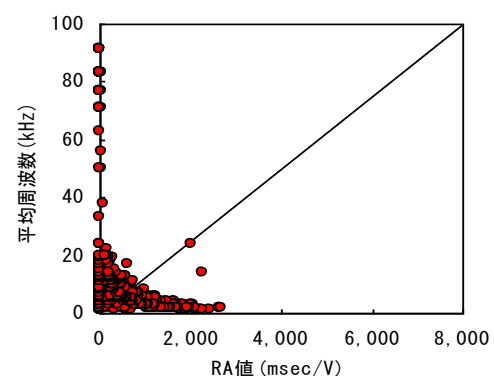


図-5 RA 値と平均周波数の関係 (図 - 1, 漏水部計測データ)

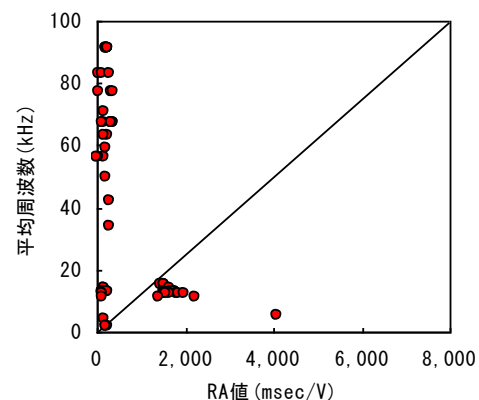


図-6 RA 値と平均周波数の関係 (図 - 4, 0:45a.m. 計測データ)

は、RA 値と平均周波数の関係から漏水現象と環境ノイズとの分離を試みていおり、

両指標値の範囲は漏水規模や部位・計測方法により異なるが、漏水現象では図 - 5 とほぼ同様の傾向が認められている⁶⁾。

補修工事後の充水過程では、計測位置で水位が観測された 0:45a.m.において、約 2 s/V 以下の RA 値を示す AE が計測された（図 - 6）。充水過程が進行した結果、AE 発生頻度の増加と、指標値の計測範囲の拡大が確認された（図 - 7）。これは、配管内の自由水面挙動が影響しているものと考えられる。充水が完了し、空気弁浮球が固定された段階では、平均周波数 約 10kHz、RA 値 1~7s/V を示す AE が 3 ヒットのみ計測され（図 - 8）、図 - 5~7 とは異なる傾向が確認された。

4. まとめ

本研究では、農業用パイプラインの補修効果の検証（水密性照査）を既設 PC 管φ500 の漏水事故に伴う補修工事に AE 計測を導入し、異なる水理条件下での AE 発生挙動の観点から定量的評価を試みた。検討の結果、AE 発生頻度とエネルギー値の関係は、通常部と比較して漏水部位での増加傾向が顕著になった。検出波の特徴を AE パラメータである RA 値と平均周波数の関係から検証した結果、漏水現象と補修後充水過程とでは特性が異なり、管内流況を AE 法による弾性波検出により適切に評価できる可能性が明らかになった。

以上のことから、既設配管施設の水密性能評価へ AE 計測を適用した場合、補修後の通水試験における充水過程評価が可能となり、現在十分に行なわれていない補修工事の効果検証が AE 法により可能となることから、本研究結果から示唆されたものと考えられる。

引用文献

- 1) (財) 水道管路技術センター：鋳鉄管・鋼管・塩

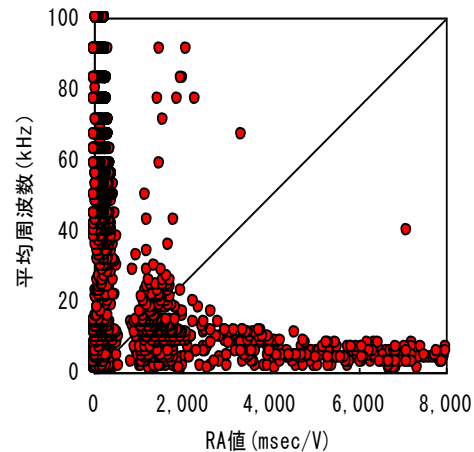


図-7 RA 値と平均周波数の関係
(図 - 4, 1:01a.m. 計測データ)

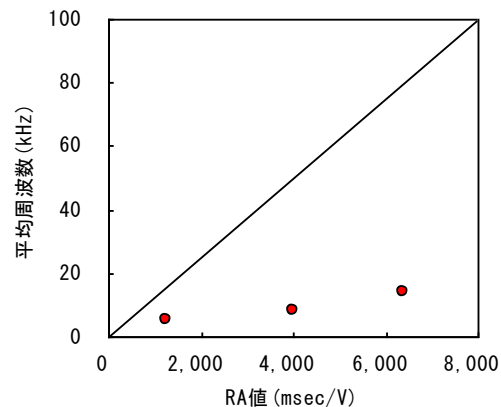


図-8 RA 値と平均周波数の関係
(図 - 4, 1:04a.m. 計測データ)

化ビニル管診断手法の開発調査報告書, 1994.

- 2) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」技術書, pp.445-449, 1998.
- 3) 鈴木哲也：非破壊モニタリングによる農業用パイプラインの水理機能評価, 平成 20 年度農村工学研究所施設資源研究会, pp. 5-9, 2009.
- 4) 鈴木哲也, 中達雄, 樽屋啓之：弾性波を用いた農業用パイプラインの非破壊水密性照査法の開発, ARIC 情報, 102, pp. 35-40, 2011.
- 5) (社) 日本建材産業協会：コンクリートの非破壊検査方法, pp.47-64, 2003.
- 6) 鈴木哲也, 大津政康：非破壊弾性波モニタリングに基づく埋設型配管施設の通水性能評価に関する研究, 農業土木学会材料施工研究部会誌「材料と施工」, 45 巻, pp.41-48, 2007.

技術革新による農業水利サービスの向上

— A 用水の上下流水位制御ゲート導入を事例として —

久保成隆^{*}, 飯田俊彰, 木村匡臣

要約

農業用水の多くは、従来から上流水位一定制御チェックゲート(以下 UC check)を用いた供給主導型の配水方式を採用してきたが、末端利用者からの自由度の高い水利用の要望に応じて管路化を行う事例が出てきた。A 用水では、二期事業で農水専用区間の支線水路を管路化し、支線レベルの配水方式を需要主導型へ転換する試みがなされた。ただし、開水路と管路を接続するには、その接続部にバッファ容量が必要であるため、上下流水位制御チェックゲート(以下 UDC check)を導入して、幹線水路内の貯留量を活用する方法が採用された。しかし、完全な需要主導型の配水を行うだけの容量は得られないので、支線水路への配水は、時間制限付きの需要主導型配水となった。

本研究では、この UDC check という技術革新によって、需要者と供給者の双方にとって、配水の利便性がどの程度向上したかを、数値シミュレーションによって検討する。先ず、需要者側の利便性を評価するために二つの指標を提案する。分水充足率(F rate)と超過時間率(O rate)である。次いで UDC check の性能と比較するため、UC check と下流水位一定制御チェックゲート(以下 DC check)の 3 種類のチェックゲートの特性を整理する。一方、水供給者側の利便性という観点から、4種類の用水供給パターンを検討する。事前の水需要情報に基づいて用水到達時間を考慮して用水供給を行うパターン(S pattern)、おおよその水需要情報に基づいて用水供給を行うパターン(P pattern)、事前情報無しに現時点の水需要に基づいて用水供給を行うパターン(D pattern)、それに、DC check の場合には、上流端の水位一定に基づく供給パターン(H pattern)の4種類である。利便性は、3種類のチェックゲートと4種類の供給パターンを組み合わせ、二つの指標によって評価する。

その結果、UDC check 導入によって、水供給者と水需要者の双方にとり、配水の利便性が著しく向上すること等が確認できた。同時に、3 種類のチェックによる制御での配水方式の長短および限界が明らかとなった。更に、A 用水では F rate と O rate の和が、およそ 100%になることが見出された。

Department of Biological and Environmental Engineering, Graduate School of Agricultural and Life Sciences, the University of Tokyo, 1-1-1, Yayoi, Bunkyo-ku, Tokyo, 113-8657, Japan

Tel & Fax: 03-5841-5346(Kubo), Tel: 03-5841-5347(Iida)

* Corresponding and presenting author, anakubo@mail.ecc.u-tokyo.ac.jp

1. はじめに

農業水利システムにおける伝統的な課題は、限られた水資源を効率的にかつ公平に分配することである。最近はそのに加え、如何にすれば農業水利の利便性を向上させられるかという新しい課題が加わり、サービスとしての農業水利が研究課題に上って来ている。農業水利サービスは、幹線から支線

への分水、支線から3次水路への分水、3次水路から末端圃場への配水と重層的である。この研究では、幹線から支線レベルへの分水における農業水利サービスの利便性を研究対象とする。この場合の利便性の享受者は幹線レベルの水供給者と支線レベルの水需要者である。

水利サービスにおける需要者の利便性は、主に適時性と適量性という二つの要素の充足度によって計測可能と考える。適時性は水利用のタイミングに関する合致度で、適量性は水の利用可能量に関する合致度である。必要な時に必要な水量が利用できれば、水利サービスの利便性は高いと考える。家庭用の水道はこれに当たる。農業水利の場合には水道に比べて利用者数は少なく、逆に、各利用者の使用水量は大きい。このため大きな需給ギャップが生じ適時性と適量性を同時に満足させることは難しくなる。水量に余裕がある場合には、水量でもって需給ギャップを埋めることができるが、水量に余裕がない場合には調整池などの中間貯留施設が必要である。

本研究で対象とする A 用水では、二期事業において農業専用区間の支線水路が管路化され、支線レベルでの配水を需要主導型へ転換する試みがなされた。ただし、開水路と管路を接続するには、その接続部にバッファ容量が必要である。A 用水では水量に余裕がなくまた、接続部にバッファ Pond¹⁾ を造ることも困難であったため、下流水位自動制御チェックゲート(以下 UDC check)²⁾ により、水路内貯留をバッファとして活用すること方法が採用された。この UDC check は、従来の上流水位一定制御チェックゲート(以下 UC check)と下流水位制御チェックゲート(以下 DC check)の両者の長所を生かし、短所を補完する目的で考案されたゲートである。同様な上下流自動制御ゲートの動作特性に関しては、Ludovic³⁾らの研究があるが、幹線水路系に UDC check を連続配置して、それらによる水位制御による配水特性を研究した例は見られない。

本研究では、筆者らが開発してきた UIWDC model^{4),5)} を活用して、数値シミュレーションによって、この UDC check の導入が農業水利サービスの利便性をどの程度向上させるかを、従来の UD check と DC check との比較によって検討する。ただし、この研究では数値モデル上の地形情報などは A 用水のものをを用いるが、チェックゲートや分水装置に関する機能・性能や用水の供給・分水ルールは、この研究で独自に設定したものをを用い、現在、A 用水で用いられているものと同一ではない。

2. 研究の方法

適時性と適量性を同時に満たすことは難しい。そこで、一方を満足させた場合に片方がどの程度満足されるかを百分率で表し、それを指標として農業水利サービスの利便性を計測するという方法をとる。指標としては2種類を考えることができる。適時性を満足させた場合の分水充足率(Off-take fill rate, 以下 F rate)と、適量性を満足させた場合の超過時間率(Overtime rate, 以下 O rate)で、これらの指標が利便性の計測に用いられる。ただし、これらは利便性を定量的に表現するものではなく、指標値の 10%の変化が利便性の 10%の変化に対応するわけではない。

以下に数値モデルの概要を示す。モデル上の幹線水路系(実際のものと完全に同一ではない)は、開水路(総延長:約 29km)、チェックゲート(11 基)、分土工(51 基)、サイホン(11 箇所)、余水吐(3 箇所)から構成される。幹線水路は 58 個のリーチ(途中でチェックゲートや分土工などを含まない通常水路とトンネルからなる開水路区間)に分割される。これらのリーチは、2 個の外部境界条件(上流端と下流端)と 57 個の内部境界条件で再接続されて幹線水路系を構成する。外部境界には 1 個の条件(流量、水位、或いは、水位-流量関係)が与えられ、内部境界には 2 個の条件(連続条件とエネルギー条件)が与えられる。このモデルで用いた内部境界条件の種類は 8 種類で、それらは ①サイホン、②分土工、③チェックゲート、④分土工+サイホン、⑤余水吐+チェックゲート、⑥分土工+チェックゲート、

⑦チェックゲート+サイホン、⑧分土工+余水吐+チェックゲート+サイホンである。「+」の意味は一つの内部境界条件によって、複数の装置や施設の機能を表すことを意味する。

支線水路は管水路で、支線水路への分水はポンプによる圧送や自然圧を利用して行われるため、実際には分水流量は水位によって変動する。しかし、モデル上では分水は計画分水量(一定値)で分水できると仮定する。また、分水可能な幹線水路水深は 30cm 以上と仮定する。この水深は実際に分水が可能な水深より相当に低い。

利便性を判断するための数値シミュレーション期間は 3 日間とする。或るパターンの用水の供給と需要を 3 日間繰り返し、2 日目と 3 日目の現象が同一ならば、3 日目以降も周期的に繰り返されると判断する。ただし、1 日目に限っては、水路は空であるので、水路の凹部やチェックゲート上流部に水を溜める目的で、初期に追加的な用水供給を行う。**Figure 1** は A 用水の水路縦断面図(水路底:黒、水路天端:ライム)と、空の水路への用水供給後の 20 分毎の水面形である。

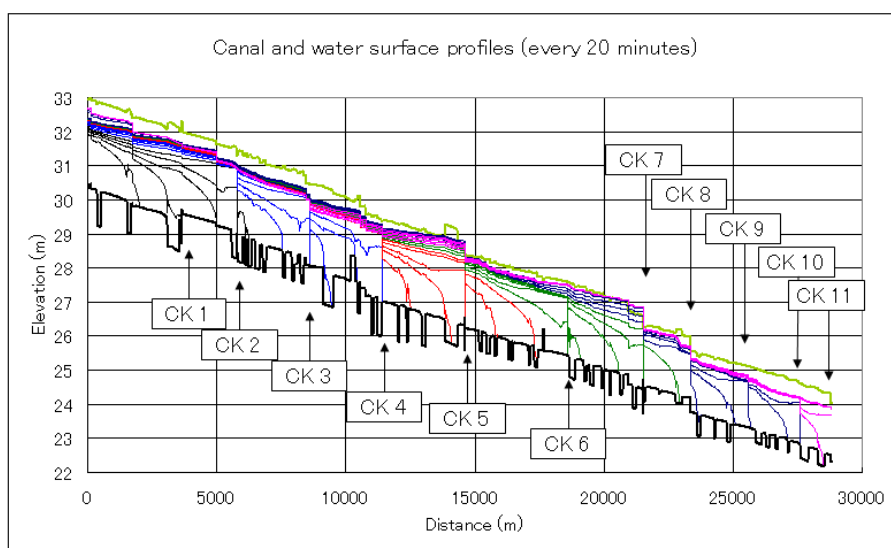


Figure 1 Canal and water surface profiles (every 20 minutes)

3. 利便性評価の指標

分水充足率(F rate):当該分土工において、計画分水時間内に実際に分水を行った実時間の計画分水時間に対する割合で定義する。例えば、午前 8 時から午後 6 時まで連続して 10 時間で分水することを計画した場合、途中で水深低下などによって分水を中断し、実際には 8 時間しか分水できなかった場合は、分水充足率は 80%となる。

$$8 \text{ 時間} \div 10 \text{ 時間} \times 100\% = 80\%$$

超過時間率(O rate):当該分土工において、計画分水時間内に計画分水量を分水できない場合、計画量を分水するのに必要な超過時間の計画分水時間に対する割合で定義する。前例と同じく、午前 8 時から午後 6 時まで連続して 10 時間の分水を行いたい場合、計画分水量を分水するのに、午後 8 時までかかったとすれば、分水業務に 2 時間の超過時間を必要としたことになる。そこで超過時間率は 20%となる。

$$(12 \text{ 時間} - 10 \text{ 時間}) \div 10 \text{ 時間} \times 100\% = 20\%$$

分水充足率が 100%の時、超過時間率は必然的に 0%となり、適時性と適量性が同時に満足される。

4. チェックゲートの特性

現在、ほとんどの幹線水路で利用されているチェックゲートは、手動、自動、電動、と様々な種類があるが、UC check である。このチェックゲートは供給主導的な配水に用いられる。一方、DC check は需要主導的な配水に適すると言われるが、地形条件や施設規模の関係から、その様なチェックゲートを採用している幹線水路系は限られる。以下では、まず、UC check による上流水位一定制御方式と DC check による下流水位一定制御方式の特性と長短を整理し、次いで、UDC check の設計コンセプトを記す。

4.1 UC check

このチェックゲートは、供給主導型の配水を行う場合に使用され、ゲート地点の直上流水位を一定に保つように操作される。ゲート上流側の水位が上昇した時、ゲートの開操作が行われ、ゲート通過流量を増やすことで上流水位の低下が図られる。水位が低下した場合は逆の閉操作が行われる。UC check では、下流域での水需要の変動が上流側に伝達されることはないので、分水は上流側からの用水の到達を待って変更される。このため、UC check による配水方式は供給主導型といわれる。

UC check のもう一つの特徴(長所)は、大流量がゲートを通過できる点にある。水路は、通常、上流側ではその水路底標高が高いので、静水状態のとき、ゲート地点の水深が、上流プール(2箇所のチェックゲートに挟まれた水路区間)内で最大となる。このため、ゲート地点で溢水が起これなければ、他の地点で溢水は起これない。結果として水路規模に比して大流量を通過させることができる。

4.2 DC check

このチェックゲートは、需要主導型の配水を行う場合に使用され、ゲート地点の直下流水位を一定に保つように操作される。ゲート下流域で水需要が発生するとゲート直下流水位は低下する。その場合、水位が設定水位に回復するように、ゲートの開操作が行なわれる。直下流水位が設定水位以上になれば、逆の閉操作が行われる。下流側での水需要の変動は、DC check を通じて順次上流側に伝達され、最終的には水路の最上流端に到達し、取り入れ流量が調整される。このため、この様な配水方式は需要主導型と言われる。

DC check ゲートのもう一つの特徴(短所)は、ゲート通過流量が施設規模に比べて小さいことである。静水時に水面は水平となり、ゲート地点の水深は下流プール内で最小となる。このため、静水時の溢水を防ぐにはゲートの下流設定水位を低くせざるを得なくなる。DC check では下流水位が上昇すると、下流水位を一定に保つようにゲートの閉操作が行われるので、上流側から大流量が供給されても、その流量を通過させるようにゲートが開操作される機構が備わっていない。このため、DC check が幹線水路に用いられることは稀である。

4.3 UDC check の設計コンセプト

UDC check の設計コンセプトは、「チェックゲート下流側プールで、不測の水需要により水位が異常に低下したとき、DC check としての機能を發揮して、上流側プールから用水を補給し下流プールの水位低下を緩和する。ただし、DC check では需要に見合う通水能が得られないので、通水能を増やすため UC check の機能を併せ持たせる。」と言うことができる。UDC check は、基本的には調整器としてプール貯留量を融通しあって平滑化し、用水到達までの時間稼ぎをするものである。プールからの分水を中断することなく円滑に実施するためには、チェックゲートだけに頼ることなく、需要に対応した迅速な用水供給が必要である。

UDC check の基本操作は、ゲートの上流水深(H_u)、下流水深(H_d)と、上流設定水深(H_1)、下流設定水位(H_2)との大小関係から以下の様になる。

- ① $H_u > H_1$:開操作 (H_u の低下を図る)
 ② $H_u < H_1$ & $H_d > H_2$:閉操作 (H_u の上昇を図る)
 ③ $H_u < H_1$ & $H_d < H_2$:開操作 (H_d の上昇を図る)

基本操作③では、ゲート下流水位 H_d の低下を防ぐためにゲートが開操作される。この操作は、同時に、 H_u を低下させるので危険な操作になる可能性を持つ。しかし、 H_u の低下は上流側ゲート群の連鎖的な開操作を誘発するので、一連の開操作が、各プールの貯留量に与える影響は状況により異なる。一般的には、用水路では上流側ほど流積・通水能が大きいので、仮に開操作によって同程度の動水勾配が形成された場合は、ゲート通過流量は上流側ほど大きく、プール貯留に寄与するように作用する。

4.4 チェックゲートの位置と制御水位

Table 1 に、チェックゲートの位置(上流端からの距離)と制御水位を示す。表中の UWL は UD check や UDC check を設置した場合の上流設定水位で、DWL は DC check や UDC check を設置した場合の下流設定水位である。チェックゲートの設置位置は A 用水に準じているが、UD check や DC check は A 用水には設置されておらず、また UDC check は A 用水のものに準じているが設定水位などは異なる。

Table 1 Check gates (location and controlling water levels)

Check	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
Distance (m)	3,677	5,790	8,591	11,393	14,609	18,567	21,524	23,375	25,584	27,613	28,810
UWL (m)		31.160	30.222	29.149	28.380	27.310	26.370	25.696	24.870	24.420	23.840
DWL (m)	31.530	30.210	29.122	28.169	27.286	26.240	25.568	24.797	24.390	23.756	
UWL: Upstream set up Water Level											
DWL: Downstream set up Water Level											
C1 Check is fully opened when UD or UDC Check is used											

5. 用水需要・供給パターン

幹線系での供給主導的な水管理と支線系での需要主導的な分水が行われると、需給にギャップが生じる。このギャップは農業用水では大きいので、それを縮めるために供給者と需要者間で何らかの譲歩が必要である。例えば、水需要者に対しては、分水可能な時間帯を制限するものの、その時間帯内では需要主導的な分水を保証するというような分水ルールである。そのような分水ルールが合意されれば、供給者はそれを実行するため、用水到達時間を考慮して用水供給の開始時刻を早め、用水が到達するまでプール内の貯留量を活用するという方法をとることになる。その際、プール内の貯留量が大きいほど、プール間での水の融通が円滑に行われるほど、更に、プール内での用水の伝達速度が速いほど、用水供給の操作は容易に、即ち、供給者側の利便性が増加する。

5.1 計画分水量

幹線水路から分水するため 58 箇所に分水工が設置されているが、近接する分水工は併せて扱ったのでモデル上は 51 箇所である。また、分水量は幹線水路の水位変動などによって変動するが、ここでは、全てが計画分水量で分水が行われると仮定した。**Table 2** に各プールの最下流に位置するチェックゲート毎に、分水工の計画分水量を示す。

5.2 用水需要のタイプ

実際の分水はそれぞれの事情に応じて個別に行われるが、ここでは、水利サービスの利便性を評価

するために、以下の2つのタイプの分水が行われると仮定する。また、何れの場合にも、分水地点の幹線水路水深が 30 cm 以下となれば分水を中断すると仮定する。

T type: 分水充足率 (F rate) を求めるため、分水可能時間帯を定める分水タイプ。ここでは分水開始時刻を 8:00、終了時刻を 17:00 とする。このタイプは分水の時刻 (time) を重視するので **T type** と表す。

Q type: 超過時間率 (O rate) を求めるため、総分水時間を定める分水タイプ。この場合は分水開始時刻と総分水時間が必要で、ここでは分水開始時刻を 8:00、総分水時間を 9 時間とする。このタイプの分水では水量 (quantity) を重視するので **Q type** と表す。

Table 2 Off-take works and design diversion discharges (m³/s)

Check	Off-take Work	Off-take Discharge	Check	Off-take Work	Off-take Discharge	Check	Off-take Work	Off-take Discharge
C1	O1	0.153	C5	O20	0.234	C9	O38	0.136
	O2	0.088		O21	0.011		O39	0.081
	O3	0.131		O22	0.158		O40	0.128
	O4	0.341		O23	0.114		O41	0.269
	O5	0.106		O24	0.126		O42	0.128
	O6	1.171		O25	0.283		O43	0.063
C2	O7	0.179	C6	O26	0.207	C10	O44	0.066
	O8	0.354		O27	0.483		O45	0.158
C3	O9	0.119		O28	0.279		O56	0.01
	O10	0.08		O29	0.042		O47	0.064
	O11	0.983	C7	O30	0.184		O48	0.084
	O12	0.094		O31	0.092	C11	O49	0.144
	O13	0.206		O32	0.053		O50	0.077
	O14	0.331		O33	0.227		O51	0.364
C4	O15	0.108		O34	0.212	for downstream		0.602
	O16	0.117	C8	O35	0.308			
	O17	0.009		O36	0.06			
	O18	0.031		O37	0.057			
	O19	0.156						

5.3 用水供給パターン

UC check や UDC check を採用する場合は、上流端は流量境界となるので上流端流量は能動的に決めなければならない。一方、DC check を採用する場合は、上流端は水位境界となり上流端流量は下流での需要情報に基づいて受動的に決まる。

S pattern: 用水到達時間を考慮した用水供給パターン。各分木工での分水開始時刻が既知の場合、各分木工に用水が到達するのに要する時間と分水量を考慮して、上流端からの供給流量の時系列を決めることができる。**Figure 2 (1)** は用水の到達速度を 2.0 m/s と仮定して求めた 3 日分の供給流量の時系列である。1 日目は空の水路に通水するので 8.5 m³/s を追加している。なお、4 日目以降は 3 日目と同じ供給パターンが繰り返される。このような供給パターンは、事前に水需要者が分水予定を通知する場合や、水供給者が分水可能時間帯を指定する場合に起こり得る。この供給パターンでは、分水開始前に用水供給が始まっているので途中での分水変更は許されない。その意味から、このパターンを供給主導的な供給パターン **S pattern (Supply oriented supply pattern)** と呼ぶ。

D pattern: 用水到達時間を考慮しない用水供給。各分木工での分水スケジュールが事前に全く分

からず、水需要者の需要情報が同時進行で得られる場合、供給者としては現在の水需要量に等しい量を供給するのが最善の策である。途中で分水量が変更された場合には、それに応じて同時的に供給量も変更される。**Figure 2 (2)** は水供給者が水需要者の同時並行的な需要情報(この例では、全分土工での分水希望時間が 8:00~17:00)に基づいて供給した流量時系列である。その意味から、このパターンを需要主導的な供給パターン **D pattern** (**Demand oriented supply pattern**)と呼ぶ。

P pattern: 予測判断に基づく用水供給。**S pattern** の様に、用水需要に関する情報が事前に完全に把握することは難しく、逆に、**D pattern** の様に事前情報が全くないことはない。当日の大よその需要量の予測がつく。また、**S pattern** では需要開始の 4:00 より用水供給を開始しなければならず、また、供給流量を徐々に増加させ徐々に減少させるという細やかな操作が必要とされる。その様な水利操作は供給者側の利便性を損なう。そこで現実には、例えば、需要開始の 2 時間前から予測需要量の半分程度の流量を供給し、供給終了 2 時間前に事前供給量に相当する量を減らすと言う様な供給パターンが、供給者の利便性を増す供給パターンと思われる。**Figure 2 (3)** は、分水開始の 2 時間前から需要量の 40% 程度の流量で供給を開始し、8:00 以降は水需要者の需要情報を考慮して分水終了の 2 時間前から送水量を減らして需要量と供給量を一致させている。需要予測と分水希望量に基づいて用水供給行うので、このパターンを予測的供給パターン **P pattern** (**Predictive supply pattern**)と呼ぶ。

H pattern: **DC check**を採用する場合、上流端は水位境界としなければならない。このため、上流端流量は受動的に決まる。**Figure 2 (4)** は上流端水深を 1.8 m と固定した場合の上流端の流量時系列の一例である。一日の総供給量が他の場合より少ないことが分かる。

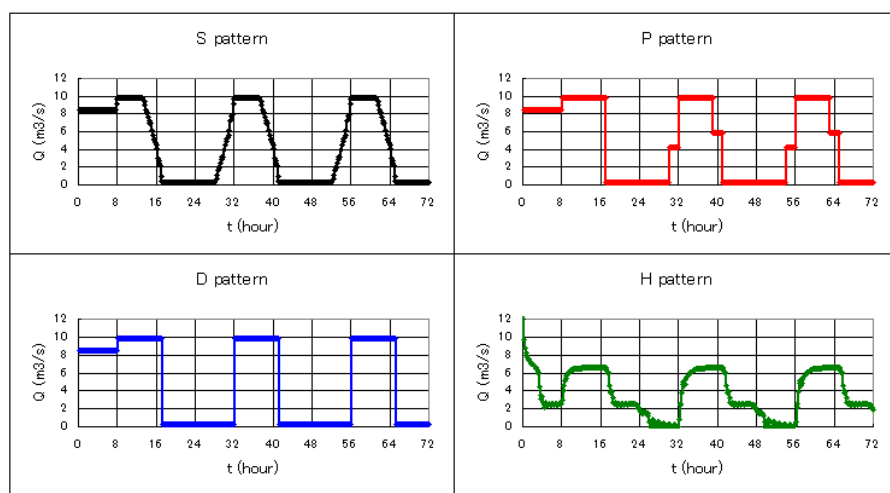


Figure 2 Supply patterns (S, D, P and H patterns)

6. 結果と考察

6.1 シミュレーション結果

数値シミュレーションは、チェックゲート、需要条件、供給条件を組み合わせを行い、水需要者の利便性を **F rate** で評価した。チェックゲートは **UC check**、**DC check**と **UDC check** の3種類、需要条件は **T type**と **Q type** の2種類、供給条件は **UC check**と **UDC check** の場合は、**S pattern**、**D pattern**と **P pattern** の 3 種類、**DC check** の場合は **H pattern** である。

Figure 3 にシミュレーション結果の一例として、3 日目の AM 8:00 (黒)、AM 11:00 (青)と PM 2:00 (赤)時点における水面形を示す。図中のライム色の線は水路の天端である。Figure 3 (1) は UC check、Figure 3 (2) は DC check、Figure 3 (3) は UD check による制御で、需要条件は全て T type で、供給条件も全て P pattern である。

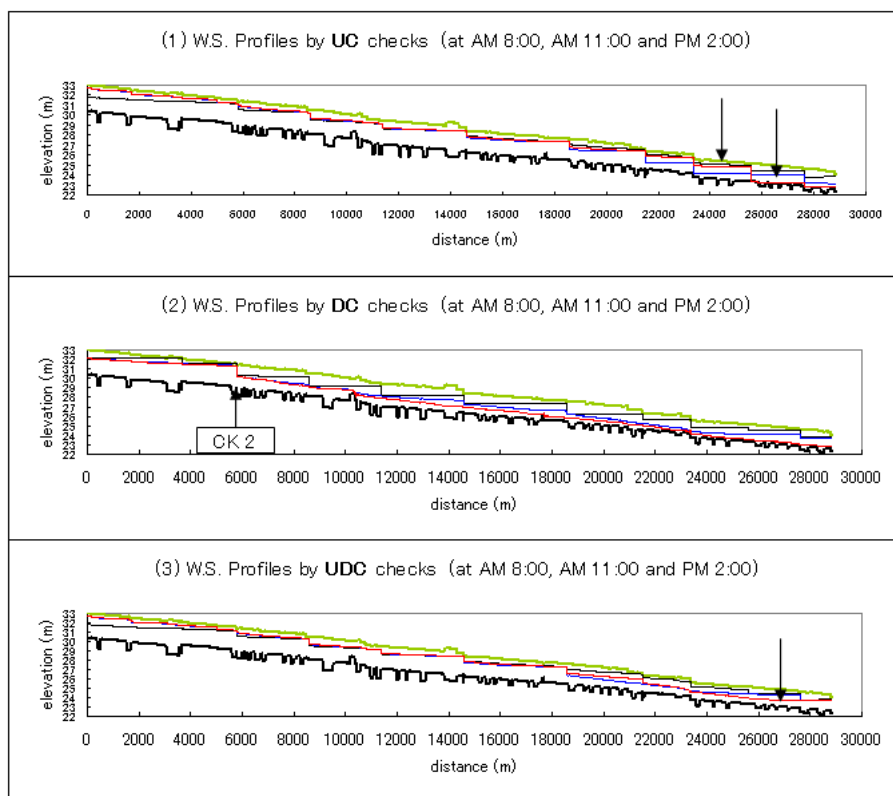


Figure 3 Water surface profiles at AM 8:00, AM 11:00 and PM 2:00

Figure 4 に、各組合せに対する F rate を O29～O51 の分土工に対して示す。なお上流側に位置する O1～O28 の分土工では、全ての組合せに対し、F rate が 100%であったので省略する。

A 用水の場合には、 $F\ rate + O\ rate \div 100\%$ という関係が見られたので、O rate は省略している。これは、A 用水では予定時間内で分水の中断を余儀なくされた場合、計画分水量を分水するためには中断時間とほぼ同じ超過時間が必要なためである。しかし、一般的には、F rate と O rate の和が 100%になると言う保障はない。

6.2 各チェックゲート制御による配水特性

UD checkは供給主導的な配水を目的に設置されている。もし需要主導的な分水が行われた場合、プール内の貯留水で需要を賄っている時間内に用水が到達しなければ分水不能状態に陥る。

Figure 3 (1) は PM 2:00 の時点(赤)における水面形である。矢印部分の2つのプールでの貯留量を比べれば、上流側のプールには既に用水が到達しているが、下流側のプールでは貯留水を使い尽くし、水位は分水不能の状態にまで低下している。Figure 4 (1) からも分かるように、下流に位置する分土工への F rate は、供給パターンが D→P→S の順に向上していく。これは、需要情報を予め知って用水到達時間を考慮して供給すれば、或いは逆に、供給情報に従って時間遅れを伴った分水を行え

ば、下流分水工でも F rate をほとんど 100% にまで引き上げられることを意味する。

DC check は需要主導的な配水を目的に設置される。Figure 3 (2) に示されるように、需要発生後短時間のうちに、順次、上流側に需要発生が伝達され、上流域のプールから下流域のプールへと用水補給が行われる。しかしながら、水路の通水能力がゲート地点で制限されるため、需要量に見合う流量を供給できない。特に、CK 2 地点では水深が低く抑えられる。このため、水路系全域において水位低下が起き、やがて、広域において分水不能な事態に陥る。Figure 4 (2) では、O29～O51 までの分水工において F rate が 50% 前後に留まっている。即ち、DC check では、上流端に十分な容量の貯水施設があれば、各分水工での計画分水量が 60～70% 程少ない場合か、逆に、計画分水量が同じなら施設規模が 50% 程度大きい場合に、完全な需要主導型の配水が可能になる。

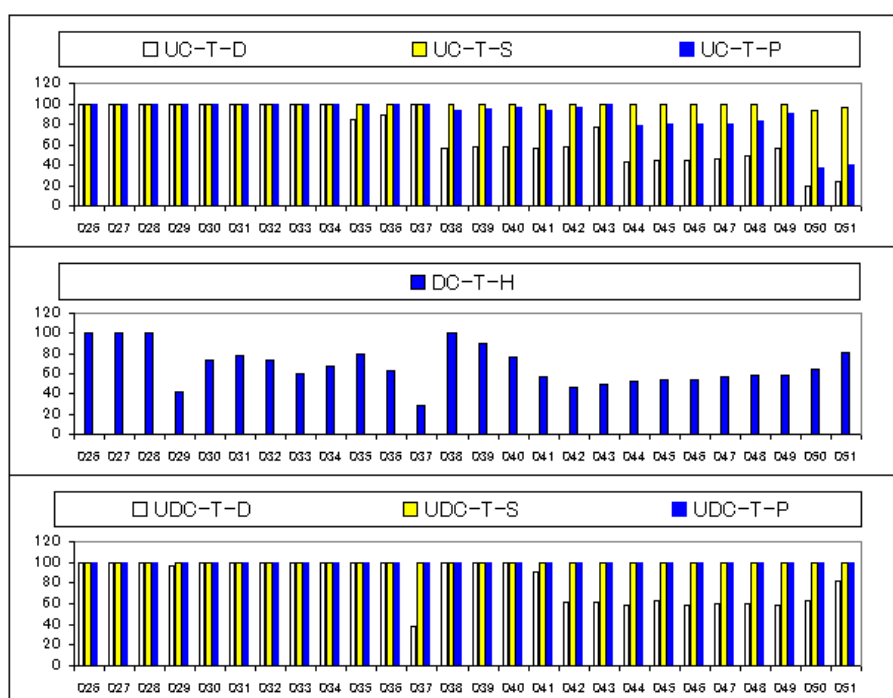


Figure 4 Irrigation service conveniences by F rate for 3 Checks

UDC check は、UC check の大きな通水能という利点と、DC check の水路系全域での水の融通という利点を併せ持つ。Figure 3 (3) の PM 2:00 の時点(赤)では、水深の分布は UC check の場合と比べ上下流で均等化されている。このことは下流域への用水到達の早期化が、上流域全域での貯留量の有効活用によって実現されることを意味する。Figure 4 (3) において、供給パターンが P pattern の場合も S pattern の場合も F rate が全分水工で 100% を達成している。これは UDC check の場合は、水路系自体が持つ調整を活用することが可能なため、おおよその需要情報に基づいて用水供給を行えば、用水需要を満たすことが可能なこと、或いは、水需要者が、急遽、需要量を変化させた場合にも、その変動量が小規模なものであれば、対応可能であることを意味する。即ち、UDC check は供給者、需要者の双方に対して用水利用の利便性を向上させる。ただし、D pattern に見られるように、需要の事前情報がない場合には、下流水路系内で水を融通し合って用水の到達を待っても、間に合わない事態になる場合もある。

7. 結論

本研究では、貯留施設の増設などの物理的手段に拠らず、UDC check という技術革新による農業水利サービス向上の可能性の検討を行った。サービスの向上を評価するため、UC check と DC check による制御の場合と比較するという手法を採用した。また利便性を評価するために二つの評価指標 (F rate と O rate) を考案した。以上を用いて UDC check 導入に伴う利便性の向上を評価したところ、以下の結論を得ることができた。

1. UC check による制御では、需要者の利便性を最大限にするために、供給者側の細心の準備と送水操作が必要とされること。しかし、施設規模は最小限で済むこと。
2. DC check による制御では、供給者側は供給量を制御する手段を持たず、用水需要に応じて受動的に供給量が決まること。その意味では、供給者・需要者の利便性は最大となる。ただし、需要量を完全に満足させるためには、現在よりも遥かに (50%程度) 大きな施設規模が必要なこと。
3. UDC check による制御では、現状の施設規模でもって、供給者側の多少の準備と同時進行的な需要量情報があれば、需要者の要求を完全に満たし余水発生を抑えられること。即ち、UDC check という技術革新によって物理的施設の相当部分を代替できること。
4. A 用水においては2つの指標 (F rate と O rate) の間に補完的關係が認められること。ただし、この關係がどのような条件で成立し得るかは今後の課題として残る。

謝辞

なお今回の研究は JST のサービス科学農業水利サービス研究の一環として行った。研究遂行に当たって水資源機構中部支社と愛知用水土地改良区の職員の方々から多大なご協力を頂いた。ここに記して謝辞とする。なお今回のシミュレーションは実際の愛知用水の管理規定に基づいて行ったものではない。

引用・参考文献

- 1) 吉野秀雄, 小山潤, 岩崎和己, 中達男, 井上京 (1986) 開水路流れと管路流れの移行現象のシミュレーション手法の開発について、農業土木学会論文集, 126, pp99-103
- 2) 稲垣仁根, 井爪宏, 益田和範 (2011) 数値モデルを用いた開水路チェックゲートの機能評価ーそのII: フロート式上下流水位一定ゲートの場合ー, 日本雨水資源化システム学会 Vol.17, No.1: pp33-42
- 3) Ludovic C, Jean P B, Gilles B, Xavier L, Pierre-Olivier M, Hydraulic modeling of a mixed water level control hydro-mechanical gate, ASCE Journal of Irrigation and Drainage Engineering (to be published soon)
- 4) Wongtragoon U, Kubo N, Tanji H (2009) Performance diagnosis of Mae Lao Irrigation Scheme in Thailand. (I) Development of unsteady irrigation water distribution and consumption model, Paddy Water Environ 8(1):1-13
- 5) Wongtragoon U, Kubo N, Tanji H (2012) Performance diagnosis of Mae Lao Irrigation Scheme in Thailand. (II) Application of the UIWDC model for water distribution system analysis, Paddy Water Environ 10(4):322-332

農業用水資源としての地下水および湖水 における物質動態に関する研究

地下水 [1] 地下水中での水と溶質輸送

- ・ 農業土木学会論文集 (1999), (2003)
- ・ 地下水学会誌 (1986)
- ・ Hydrological Processes (2005), Journal of Hydrology (2009), Ground Water (2011)

湖水 [2] 湖の水および熱収支

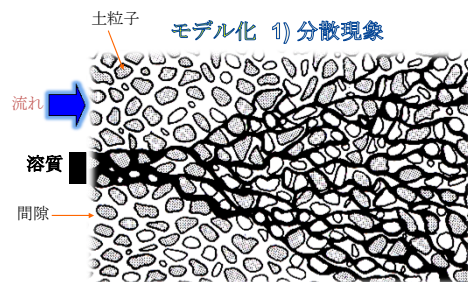
- ・ 農業土木学会論文集 (2006, 2007), 農業農村工学会論文集 (2010)
- ・ 水文・水資源学会 (2003)
- ・ Journal of Hydrology (2008), Agricultural Water Management (2009)

今後の展開 観測, モデル, シミュレーションによる解析

- ・ [地下水] 地表面からの海水の侵入
- ・ [湖水] 地域温暖化傾向と湖水質

梶井 和朗
鹿児島大学

[1] 地下水中での水と溶質輸送

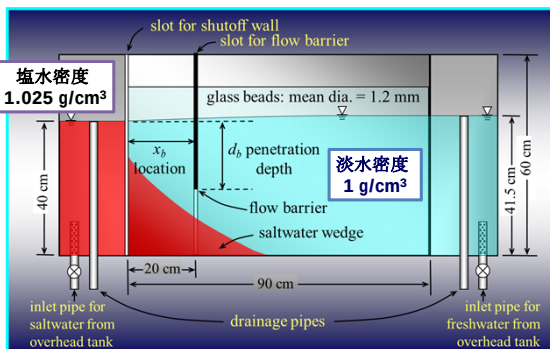


2) 化学反応, 3) 生物分解, 4) 非一様性

図: *Groundwater* R. A. Freeze and J. A. Cherry (1979)より引用, 加筆

実験装置(断面2次元)

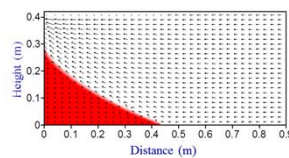
実験モデル Physical Model



実験 と 数値モデル

海水侵入と地下遮水壁設置

- ・ 流速依存型分散
- ・ 密度効果



Numerical Model



Physical Model

海水侵入解析

従来の「溶質」輸送解析と類似の分散解析
流速依存型分散係数

従来の「溶質」輸送解析との相違
「密度変化」

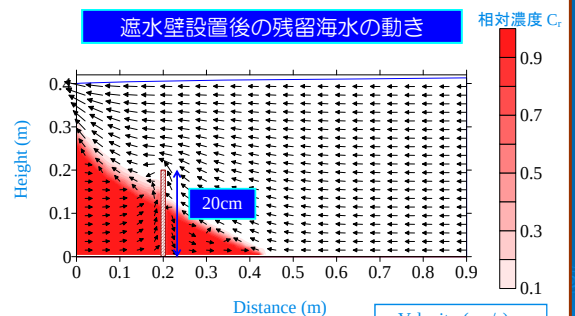
流体の密度変化を考慮したダルシーの法則

$$v = -\frac{k}{\mu} (\nabla p + \rho g \nabla z)$$

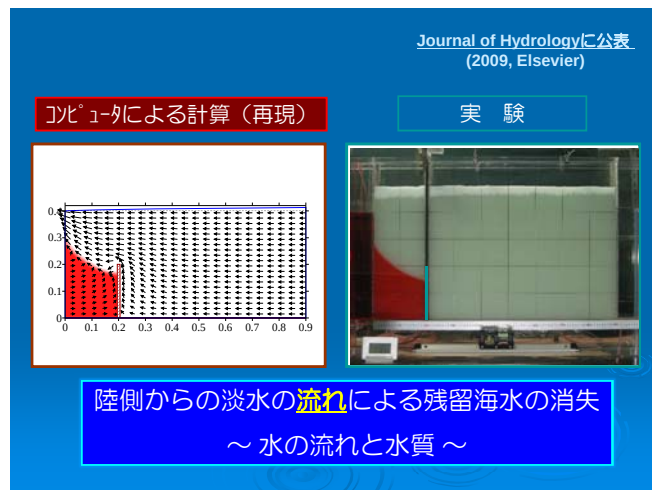
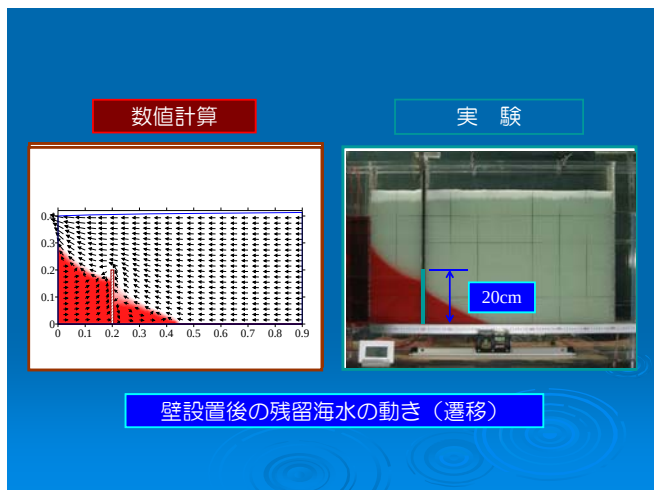
流速 $\rho(C)$ $\longleftrightarrow$ 溶質濃度 C $\longleftrightarrow$ 分散 D

数値シミュレーション

遮水壁設置後の残留海水の動き



Elapsed time: 0 sec

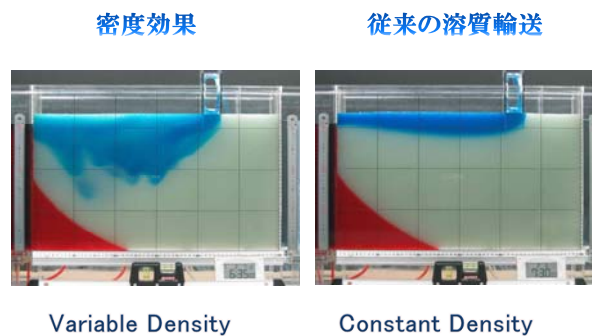


今後の展開

2004年12月 東南アジア
2011年3月 日本

大津波
地表面での海水の氾濫

その後の地下水の塩水化
↓
地域の貴重な地下淡水資源の喪失



今後の展開

農業農村工学
水土の知

「**実験**」と「数値」モデルによるアプローチ
Physical Model & Numerical Model

津波が海岸地下水に及ぼす負のインパクト
および
修復に関する科学的知見

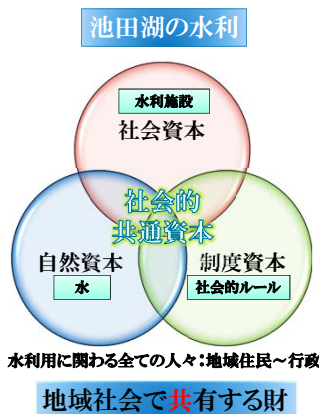
[2] 湖の水 および 熱収支

地球規模の視点
循環する水・・・健全な水循環系の構築

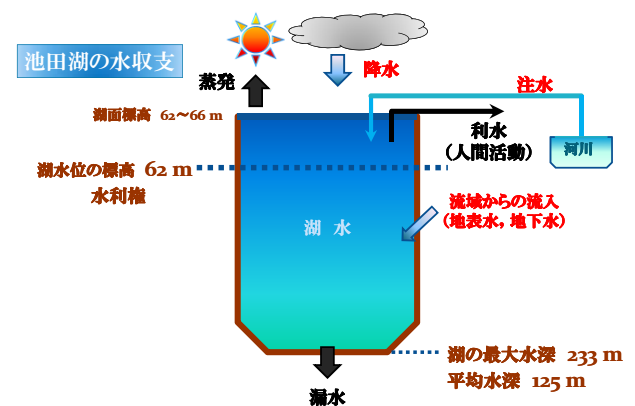
地域の視点
水土の知で対象とする水 = 地域の貴重な水資源

『たからもの地域の共通の財』

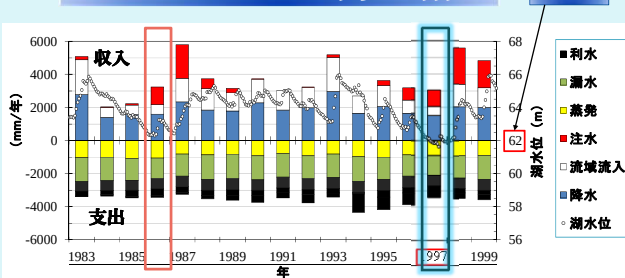
次世代に良好な状態（水質、水量、自然生態系）で継承
地域社会の幸福実現



湖の水収支・熱収支

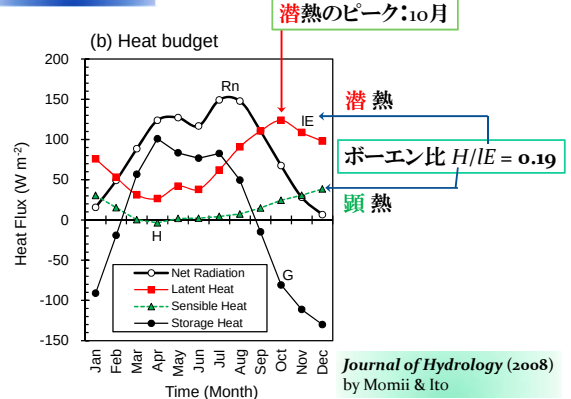


池田湖の水位変化と水収支 (1983年~1999年)



過去の湖水位の変化を、これからの水資源管理に役立てる

池田湖の熱収支



Impact ☆

WATER RESOURCES RESEARCH, 48 (2012)

Water and heat budgets of a shallow tropical reservoir, by Xing, Z. et al.

1. Introduction

[2] Constructing and closing a water budget is a useful method to describe the hydrology of lakes and reservoirs [Assouline, 1993] and has been widely applied as such. Water residence time, for example, can be derived from the water budget and used to explain the variability of thermal stratification and primary production in lakes and reservoirs [Monsen et al., 2002; Ruoda and Cowen, 2005]. Similarly, a heat budget is important in studying the variability in the thermal structure and mixing dynamics in a lake or reservoir during both shorter and longer time scales. Determining how surface heating and cooling and the advective heat transferred by inflows and outflows change the lake heat content are essential for understanding the vertical and horizontal thermal stratification and mixing in a lake or reservoir [Lewis, 1983a; Talling and Lemoalle, 1998].

[3] However, in water budget studies of lakes and reservoirs, there are often constraints of economics and resources for carrying out detailed measurements of each component in the water balance equation. It is not uncommon that unmeasured or neglected terms exist for closing the water budget [Winter, 1981; Assouline, 1993]. Moreover, studies on lake water budgets typically focus on longer time scales from monthly [e.g., Myrup et al., 1979; Assouline, 1993; LaBough et al., 1997] to annual [e.g., Lewis, 1983b; Claessens et al., 2006; Shanahan et al., 2008].

[4] Similarly, heat budget studies for lakes and reservoirs are often restricted by unmeasured or inadequate data for evaluating some of the important terms [Myrup et al., 1979]. Earlier studies of lake heat budgets focus primarily on the surface heat fluxes, with one-dimensional vertical heat flux models being applied to numerous lakes for describing the overall heat balance [e.g., Eggers and Teitzloff, 1978; Spence et al., 2003; Benjamin et al., 2006; Momii and Ito, 2008]. The advective heat associated with inflows and outflows was often considered as a minor source of heat or not measured because of difficulties encountered in assessing this term and thus neglected in the heat budget calculations [e.g., Keijman, 1974; Colomer et al., 1996; Rouse et al., 2003; Benjamin et al., 2006; Momii and Ito, 2008], though Tamir et al. [2011] noted its possible significance. Although the findings of many studies of lake heat budgets show that the input and output of heat energy are dominated by surface heat fluxes including radiation fluxes, latent heat flux and sensible heat flux [e.g., Myrup et al., 1979; Lewis, 1983a; Livingstone and Imboden, 1989; Colomer et al., 1996; Oswald and

Impact ☆☆

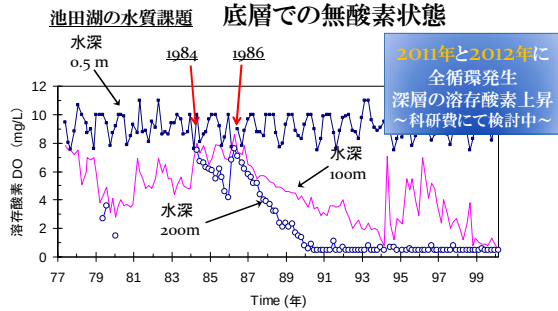
HYDROLOGICAL PROCESSES, 24 (2010)

Energy balance and evaporation loss of an agricultural reservoir in a semi-arid climate (south-eastern Spain), by B. Gallego-Elvira et al.

Sensible heat flux and Bowen ratio. The sensible heat flux was relatively small compared with the other components (annual mean = 10.6 W m^{-2} , Table II), with a maximum in July (17.1 W m^{-2}) and a minimum in February (-0.1 W m^{-2}). Except for the last value, the Bowen ratio was quite stable throughout the year, varying in the range 0.10–0.20 (Figure 5). β was close to 0.10 during the warm season, with only very small variations, while greater variability was observed in the winter months. This was due to the occurrence of negative values for β , corresponding to very cloudy conditions and low available energy. The order of magnitude of β agreed well with previous published estimations for β in small water storages in semi-arid locations and flooded fields. The annual mean of β was found to be 0.07 for a small pond in Badakhra watershed in India (4700 m², depth 2–75 m) (Ali et al., 2008). For larger and deeper water bodies under different climatic conditions, higher annual values of β have been documented: 0.19 for Lake Ikeda in Japan (10–62 km², mean depth 125 m) (Momii and Ito, 2008), 0.21 for Lake Titicaca in South America (8560 km², mean depth 105 m) (Delclaux et al., 2007) and 0.23 for Sparkling Lake in USA (0.64 km², mean

サイエンス
Agricultural Sciences
としての
成果・発信

今後の展開



湖の水質に及ぼす地域温暖化の影響(?)
水環境の悪化 ～ モニタリングの重要性

農業農村工学における水・物質循環系の研究

「観測」「モデル」「シミュレーション」の三位一体の研究

『流域環境学』, 京都大学学術出版会 (2009) より

農業農村を巡る「水」をテーマに
さらなる研究の展開を目指して

平成25年度農業農村工学会応用水理研究部会
京都大学農学部
平成25年12月7日

参考論文

- 1) 不飽和領域を考慮した海岸自由地下水の塩水の侵入・分散の数値解析. 地下水学会誌, 28, 103-112 (1986), 神野健二, 上田年比古, 伊藤敏朗, 細川士佐男, 平野文昭と共著
- 2) ボーリング孔内の地下水流れに関する実験的検討. 地下水学会誌, 31(1), 13-18 (1989), 神野健二, 上田年比古, 本村浩志, 平野文昭, 本田保と共著
- 3) 円盤状回折格子と光電子計数法によるLDV信号処理を用いた微速度測定法. 計測自動制御学会論文誌, 25 (11), 1156-1163 (1989), 平野文昭, 神野健二, 本村浩志と共著
- 4) Laboratory studies on a new laser Doppler velocimeter system for horizontal groundwater velocity measurements in a borehole. Water Resources Research, 29(2), 283-291 (1993), Jinno, K., Hirano, F.と共著
- 5) 化学反応を考慮した地下水における物質輸送解析. 地下水学会誌, 38(2), 113-125 (1996), 神野健二, 塩崎功, 和田信一郎と共著
- 6) Reactive solute transport with a variable selectivity coefficient in an undisturbed soil column. Soil Science Society of America Journal, 61(6), 1539-1546 (1997), Hiroshiro, Y., Jinno, K., Berndtsson, R.と共著
- 7) 非混合アプローチによる琉球石灰岩沿岸帯水層への海水侵入解析. 農業土木学会論文誌, 201, 59-66 (1999), 小路順一, 藤野和徳, 國武昌人と共著
- 8) 沿岸帯水層における海水侵入と分散の数値解析. 農業土木学会論文誌, 204, 159-166 (1999), 小路順一, 神野健二, 國武昌人と共著
- 9) 大域的探索手法を用いた反応系溶質輸送解析. 地下水学会誌, 44(3), 213-226 (2002), 中川啓, 和田信一郎と共著
- 10) 池田湖の蒸発量の推定. 水文・水資源学会誌, 16(2), 142-151 (2003)
- 11) 地下水涵養を考慮した非混合アプローチによる海水侵入解析. 農業土木学会論文誌, 224, 81-87 (2003), 小路順一, 中川啓, 神野健二と共著
- 12) Observations and modeling of seawater intrusion for a small limestone island aquifer. Hydrological Processes, 19, 3897-3909 (2005), Shoji, J., Nakagawa, K.と共著
- 13) 池田湖水位の推定モデル-水資源としての湖の水収支に関する研究-. 農業土木学会論文誌, 243, 65-72 (2006), 伊藤祐二, 中川啓, 高木東と共著
- 14) 現地観測に基づく池田湖の熱収支. 農業土木学会論文誌, 247, 103-111 (2007), 伊藤祐二と共著
- 15) Heat budget estimates for Lake Ikeda, Japan. Journal of Hydrology, 361, 362-370 (2008), Ito, Y.と共著
- 16) Modeling the water budget in a deep caldera lake and its hydrologic assessment: Lake Ikeda, Japan. Agricultural Water Management, 96, 35-42 (2009), Ito, Y., Nakagawa, K.と共著
- 17) Laboratory-scale saltwater behavior due to subsurface cutoff wall. Journal of Hydrology, 377, 227-236 (2009), Luyun Jr., R., Nakagawa, K.と共著
- 18) 気象変化が深い湖の湖面蒸発量, 水温, 熱収支に及ぼす影響-鹿児島県池田湖の事例-. 農業農村工学学会論文誌, 269, 93-103 (2010), 伊藤祐二と共著
- 19) Modelling reactive solute transport from groundwater to soil surface under evaporation. Hydrological Processes, 24, 608-617 (2010), Nakagawa, K., Hosokawa, T., Wada, S.-I., Jinno, K., Berndtsson, R.と共著
- 20) Effects of recharge wells and flow barriers on seawater intrusion. Ground Water, 49(2), 239-249 (2011), Luyun Jr., R., Nakagawa, K.と共著

河川環境学に向けて

— 学生(卒論)との足跡をたどる —

山形大学農学部
 大久保 博

自己紹介

<略歴>

昭和47年, 九州大学農工学科卒業
 昭和47年, 日本技術開発(株)入社
 昭和53年, 東京大学大学院(修士・博士課程)
 昭和61年, 博士号取得
 昭和61年, 太陽コンサルタンツ(株)入社(主幹)
 昭和63年, 北里大学常任講師
 平成4年, 山形大学農学部 河川環境研究室 赴任, 現在に至る

平成4年(1992)に改組により, 農業土木は2つの学科に分散。
 河川環境研究室は生物環境学科地域環境科学講座(森林・経済・農業水利)。
 現在は再度改組によって, 食料生命環境学科土環境科学コース

山形大学に赴任するまでは, 農業水利の分野

山形大学「河川環境研究室」以後の卒論を思い起こしながら特に河川環境学への取り組みを振り返りたい。煩雑で入り乱れた資料だご容赦ください。

以下, 括弧内の数字は卒論に付した番号

「環境」前夜 「親水」「水質」「景観」から始まる。(生産・生活環境)

平成6年

1. 1994年(角本勝弘)溜め池水質の完全混合から水質profileの形成過程に関する基礎的研究 — 玉川溜め池を事例にして —
2. 1994年(高橋大始)複数水源をもつ水田灌漑地区の最適利用優先順位に関する研究 — S土地改良区を事例にして —
3. 1994年(今泉直樹)落下流水音の伝播特性に及ぼす地形・地表面の影響

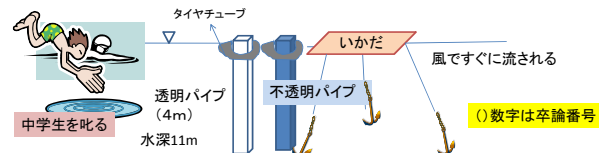
4. 1995年(斎沢宗一)水辺環境整備への住民の関わりと方と管理形態に関する調査研究
5. 1995年(斎藤千秋)高温時掛け流し灌漑の効果に関する試験的研究
6. 1995年(小林義和)コイ科魚類を対象とした湖沼の釣り場整備に関する研究
7. 1995年(鈴木啓一)ため池有光層の溶存酸素の鉛直分布に関する実験的研究

8. 1996年(渡邊一哉)釣り場の最適配置に向けた貯水池の利用圏と評価に関する研究
9. 1996年(深野良夫)静止画における水域の特徴と水際線の判別に関する基礎的研究
10. 1996年(大岩重矢)ため池有光層における溶存酸素の挙動に関する研究

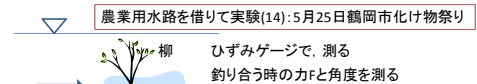
当時の「環境」とくに「水環境」については、「親水」「水質」「景観」などからの調査研究が主だった。魚類「コイ科」という言葉がここから現れる。河川法改訂(平成9年)以前に、関与したものは「魚の登り易い河川づくり事業」, 「八面川のイバトミヨの保全」

「景観」: 「視点場」「ビューポイント」「借景」など目新しさ。土木空間デザインがあると面白い

操作実験(7,10)は, ため池有効層のプランクトンによる影響をしらべるために開始。



11. 1997年(阿部智哉)風向・風速の溶存酸素鉛直分布への影響に関する研究
12. 1997年(高橋一彦)出作・入作の状況と水管理システムの評価に関する研究
13. 1997年(小笠原亮子)水面を含む画像に関する研究・・・水面の揺らぎの模様
14. 1997年(鈴木美智子)流水における柳の曲げモーメントと抵抗係数に関する実験的研究



ひずみゲージで, 測る
 釣り合う時の力Fと角度を測る
 (現地)赤川上流河川の柳の形状から
 水が受ける抵抗力ではなく、「環境の中心」となる柳が受ける力と曲げモーメントを考える

「川」(溪流河川)に踏み込む

平成10年

15. 1998年(安部祐一)溪流における落葉の流出と河道内への堆積に関する研究
16. 1998年(新田真二)風の影響による湖水流動と水温・DOに関する研究

溪流河川を調査対象にしたキッカケ(「その内役に立つ時がくる」)

平成7・8年頃 宇都宮大の非常勤の先生と渡邊一哉現准教授と溪流釣りへ
 その後, 溪流に通う。溪流釣りは狩りである。イワナのある溪流に行かねばならぬ。
 山形の美しい溪流を学生に知ってもらいたい。山大の演習林に近い。農学部の利点。

溪流河川や源流部に立ち入るには
 相応の知識や技術が必要である。

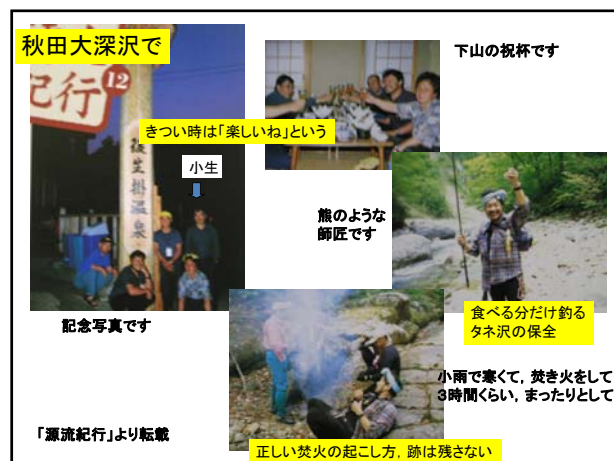
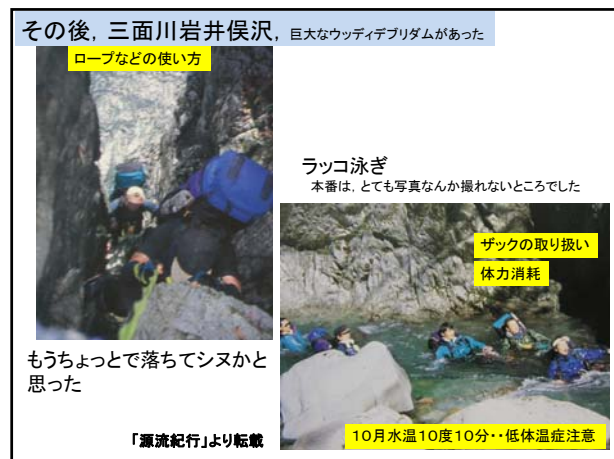
師匠を探して, 出会った。

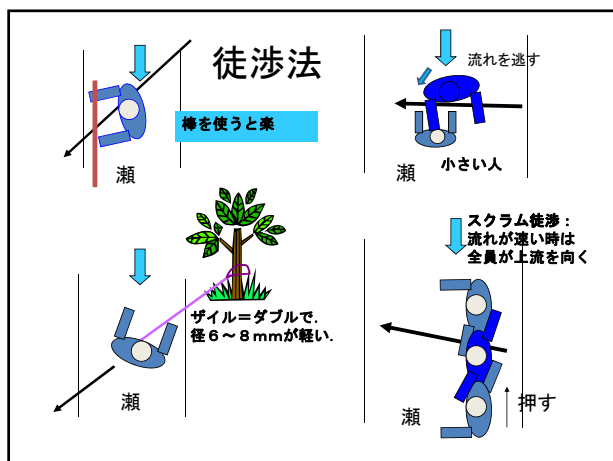
夜行バスで東京・鶴岡を通い訓練
 (埼玉・東京・栃木の現地へ)



深瀬信夫 氏







注意点

1. 非常時: 2リットルのペットボトル入りジュースなど活用して
2. 10月の水温(10度前後)では10分が限度
3. アンパンといなり寿司の効用(でんぷん質の行動食)
4. **安い作業着が一番(化繊100%), 綿はダメ**
5. 車に3時までは戻る
6. **雨上がりのスズメバチ**
7. **手は意外と不注意**
8. 上がったら下りない、下りたら上がらない
9. 登るときは降りること、降りるときは登ることを考える
10. 沢水は飲まない
11. 跡を残さない
12. **アブはきれいな溪流に多い(8月はアブの季節)**
13. 山や溪流は2人以上で行く
14. 飲料水を忘れない

装備

- 1) 服装について 濡れることを想定し、乾かすことを考える
綿入りは乾燥が遅い。100%化繊のものを着用。
安価な作業着。ジャージ。
下着も同様。ポリエステル、ネオプレーン製のもの。
クロロファイバー(North Cape社、大倉商会)など保温性
速乾性に優れたものが市販されている。
カッパは水中でも保温効果がある。
その他、ネオプレーン製のアユタイツやドライスーツ
- 2) 行動食・非常食・十分な水
- 3) カッパは常に持参
- 4) 靴: フェルト底のものが必要
・アユ足袋(ザックが軽量の場合): 通常の調査。3種類くらいあり
・ウェーダーシューズ(10数キロ~20数キロ)、ソールが硬い
ソールを交換できるものもある。登山・沢登用品店で。
・ウォーターパッツ: すねの保護・保温・砂の侵入防止。
- 5) 胸長靴: 水深が深く流速が速いと危険。水温の低い時期は快適。

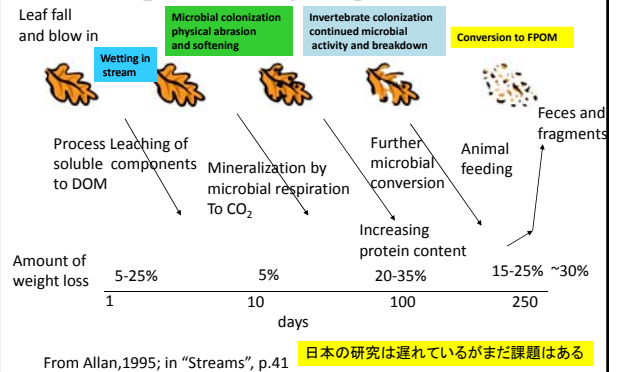
カナダにはこんな大学もある



当時(15)は3人で、その後実験実習で落ち葉を採取



Leaf processing sequence



イギリス留学の友人からの土産
2冊の本との出会い

.....20~30年の遅れ

1. Methods in Stream Ecology: F. Richard Hauer (1996)
2. The Biology of Streams and Rivers: Paul S. Giller (1998)



講義「河川環境調査論」の始まり

河川環境の研究の枠組みを示すことが急務
パラメトリックからノンパラへ
当初は、「仮説・検証」への違和感

17. 1999年(金道めぐみ) 落葉の流出堆積過程に与える砂防ダムの影響
18. 1999年(松田芳臣) 早田川における水生昆虫の生息と流下への状況に関する研究
19. 1999年(星野正人) 河床空隙に着目した溪流河川の特徴に関する研究.....バケツと秤
20. 1999年(眞真七) 自然河道内における落葉の流出と堆積

水生昆虫のDrift

By 松田
(18~修論)

やる気になった学生の力

流下に関しての我が国での研究は、当初魚類の餌、土砂運搬の研究から発展し(大串1963)、国内では日周変化の研究を中心に田中(1959)、大串(1963)、御勢(1979)等により、関西地方の中・下流域を中心に行われている。海外では日周変化など(Waters 1965; Elliott 1967; Anderson 1968)にとどまらず、野外実験による水生昆虫群集の動的な見方が実証的に展開され(林1991)、流下距離の測定がWaters(1965)、Elliott(1971)等によって行われている。一方Anholt(1995)はシミュレーションにより流下の生活史の上での意味を検討し、上流域に対する個体数の補償を行う必要はないことを指摘しているが、一般的には、下流への流下を捕獲する上流域への成虫の移動という視点は重要である。これらに関する研究については、Allanが詳しく紹介している(1995)。

An introduction to the aquatic insects of North America (1996).

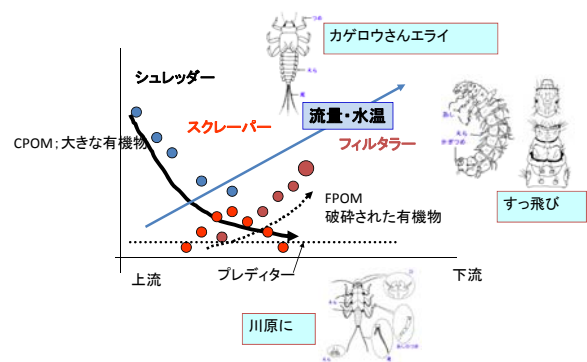
河床の砂礫(河床の状態)分布の計測・(19)・・・写真測量、空隙量で評価できないか

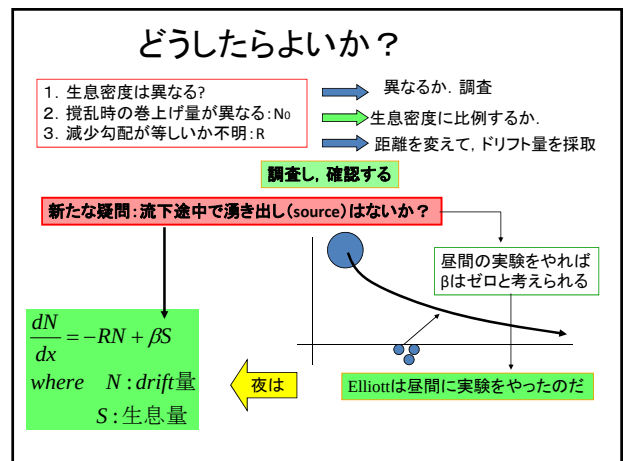
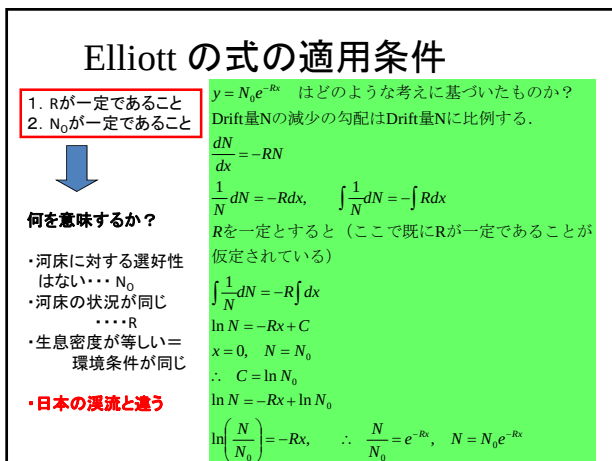
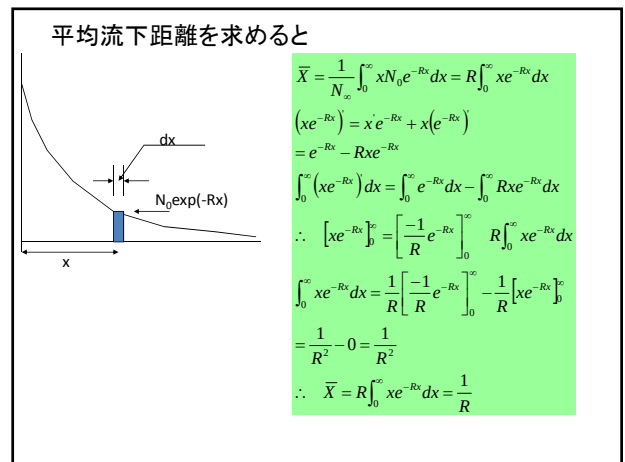
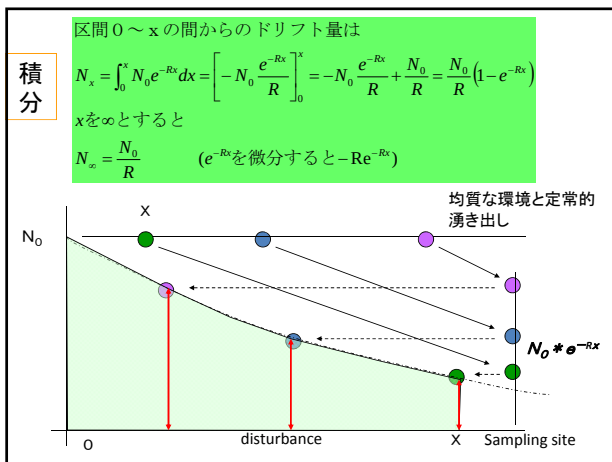
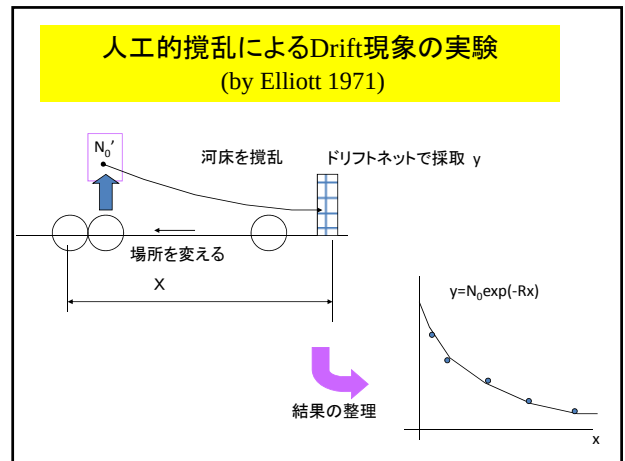
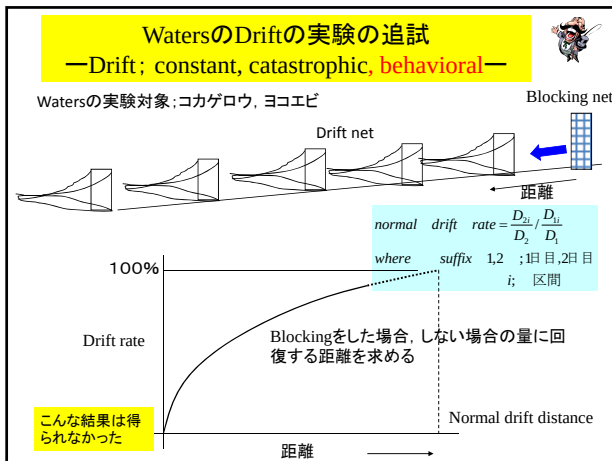
Functional feeding groups of aquatic larval stages and adults and their dominant food.
From An introduction to the aquatic insects of North America (1996).

Trophic group (摂食グループ)	Food	Feeding mechanism
Shredders (シュレッダー)	Leaf detritus, wood, living aquatic plants	Chewing of detritus and macrophytes, mining of macrophytes, and gougers of wood
Collectors (コレクター)	Fine particle organic matter (FPOM)	Suspension feeding (filterers), deposit feeding (deposit collectors/gatherers)
Scrapers (スクレイパー)	Attached algae and biofilm	Grazing/scraping of mineral and organic surfaces
Macrophyte piecers	Cell and tissue fluids of living plants	Piercing and fluid sucking
Predators (プレデター)	Tissue of living animals	Engulfing, piercing
Parasites (パラサイト)	Tissue and fluids of living animals	Internal and external parasitism

河川の連続体仮説: Vannote (1980)の基本

有機物(落葉)は水生昆虫のエサ (河川の連続体仮説)





魚・河床環境・水質へ (落葉・水生昆虫に加えて)

- 21.2000年(後藤伸一)砂防ダム上下流における水生昆虫生息分布の差異に関する研究
- 22.2000年(広瀬徹)溪流魚の遡上と沢の環境要因との関係について魚類
- 23.2000年(佐藤愛子)砂防ダム内の地形の変遷と水質への影響に関する研究
- 24.2000年(大庭大祐)写真測量を用いた溪流河川の3次元的特徴の把握に関する研究
- 25.2000年(渡邊みどり)農業水利系の多面的利用に向けた現代的課題と展開方向

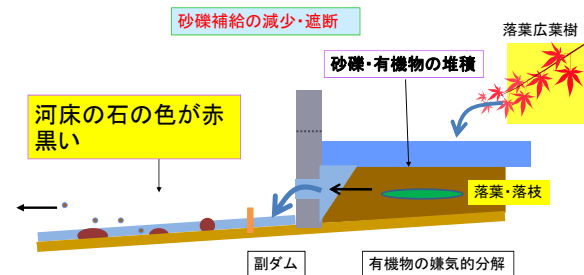
溪流魚の支流への遡上を増やす(22).....生息域の拡大.....漁獲量の減少

遡上数は合流部の条件で重帰帰があふ。しかし、流積の比率でもかなり説明可:魚の頭脳
砂防ダムの影響下で、多様性が増すことがある。シナリオが重要。(21)

- 26.2001年(高野亮)溪流河川流積断面内におけるLPOMの流下分布に関する研究
- 27.2001年(渋谷繁雄)イワナの支流への遡上と環境変化に関する研究
- 28.2001年(西野充輝)砂防ダム流入部における中洲の河床間隙水と粗粒状有機物の関係についての考察
- 29.2001年(北野実紀)山地溪流河道の落葉の堆積特性に関する研究

落葉の流れ方(26)、溜まり方、河道への滞留時間(29)、河床間隙水と透水係数(28)、
穴を掘って少し塩を流す。ECメータで測る。

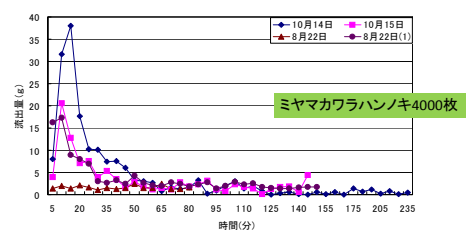
仮説:水質への影響(鉄)



鉄の溶出がよく分かる砂防堰堤(後年)



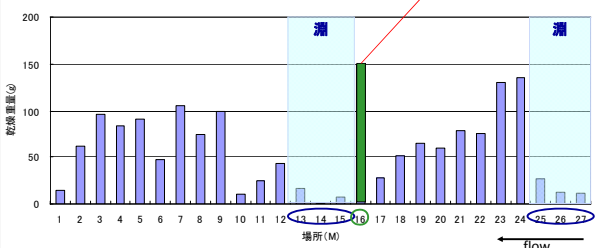
落葉流出の特徴(流下試験)(26,29)



流下試験における流出量

15分前後でピーク。
その後減少し、60分以降はほぼ収束傾向⇒河床に滞留したものからの流出

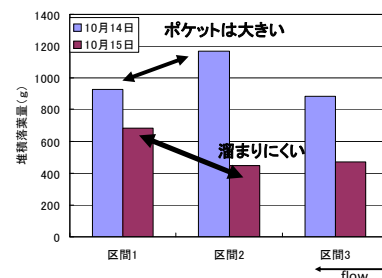
日滞留落葉量(29) 5mごとに採取



日滞留落葉量(10月15日)

<岸ら(1999)による北海道の幌内川で行われた研究>
⇒瀬における捕捉効果よりも瀬における堆積効果の方が滞留機構として有効
後に現地を訪ねた。川の勾配が異なる。

滞留落葉の全量(29)



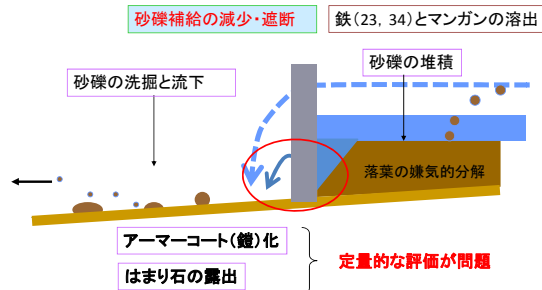
滞留落葉量の比較

全区間の滞留量
(乾燥重量)
10月14日:2976g
3.4g/m²
10月15日:1600g
1.8g/m²

推定回収率:平均60%
補正無し

溜まるところはほぼ同じ:堆積の履歴が大事

- ・砂防ダムの下流は歩きづらい……下流の土砂礫
- ・砂防ダムの下流の石は赤黒い……水質への影響
- ・石表面に微小な粒径のものが付着……流出の遅延



砂防ダム下流への影響はいつまで続くか

ダム上下流の全鉄濃度の差

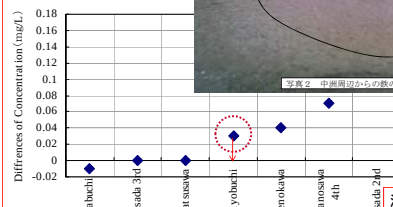


Fig.5 Differences of the concentration of total Fe between upper and down site at each dam

浮遊砂・攪乱・バイオアッセイ・SSの遅延流出 コンクリート幹線水路

30. 2002年(岡田祥一)用排水路系における除草管理の軽減に関する研究
31. 2002年(工藤貴沙子)溪流河川における堆砂特性に関する研究
32. 2002年(須藤哲平)河床攪乱直後の水生昆虫の定着に関する試験的研究
33. 2002年(櫻井紀子)ミジンコを用いた河川水の評価に関する基礎的研究
34. 2002年(土屋梨恵紗)防ダム上下流間の水質の差異に関する研究
35. 2002年(藤井睦人)溪流魚の遡上に関する環境要因の検討

浮遊砂(31), Wash Load

出水後の堆積場所(31, 36)

生物への影響(バイオアッセイ): 24時間程度の暴露では結果はでない・長期の飼育(33・修6) 河川中のSSには、無機物だけでなく有機物(餌)も含まれる。両者の複合的影響。飼育水の調整(OECDクライテリア)と適する餌の試験を実施。オオミジンコは国環研から。

36. 2003年(郡司卓)出水終期における砂防ダム上下流の浮遊物質濃度に関する研究
37. 2003年(国分竜太)用排水路系法面保護工の効果に関する研究
38. 2003年(坂口裕子)平瀬における水生昆虫定量採取方法に関する検討
39. 2003年(石川良太)幹線用水路系における魚類の生息状況に関する調査研究
40. 2003年(相内美恵子)早田川支流における流下水生昆虫の構成と流下距離について
41. 2003年(藤原郁子)山地溪流における落葉の流出と流域特性に関する研究

コンクリートの3面張り、かつ大流量の幹線水路には魚はいないか？

統計的な検定が必要だ。

幹線水路105地点で、実際に探ってみた。生物拡散・移動路としての役割が大きい。(39)

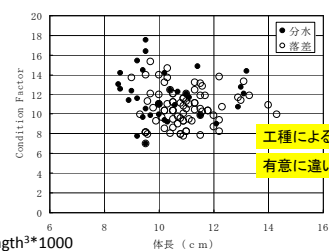
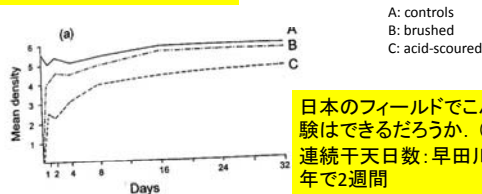


図2 分水工と落葉工における肥満度(アユ)

水路による優占種が異なること、工種の差があることから、コントロールの可能性あり

Recolonization of macroinvertebrates on stones

攪乱の研究例: 水生昆虫の定着に関連して



中規模攪乱仮説: Connel 1978



ロジスティック曲線による検討(32～修論)

$$\frac{dN}{dt} = -a(RN)^2 + b(RN) \quad \dots(1)$$

$$= bRN \left(1 - \frac{N}{b/aR}\right) \quad \dots(2)$$

マルサス係数

環境収容力k

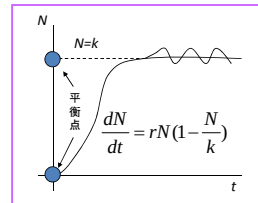


Table 1 河床材料ごとの攪乱時の環境収容力 K
Carrying capacity of the each size of substrate in the flood event

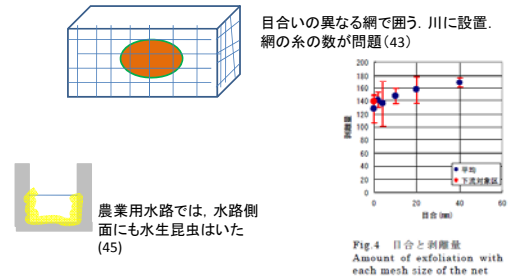
	a	b	k=b/aR	bR
大礫	1E-09	0.00010	503	0.0199
降雨「大」礫	3E-09	0.00020	335	0.0398
砂	2E-09	0.00009	226	0.0179
降雨「中」礫(122)	4E-08	0.00280	574	0.3416

河床基質と個体数について

Abundance and species diversity of aquatic insects in five habitats in Quebec stream. (Annual average)
From Mackay *et al.*, 1969

habitat	Abundance (No.m ⁻²)	No. of species	diversity
sand	920	61	1.96
gravel	1300	82	2.31
Cobbles, pebbles	2130	76	2.02
leaves	3480	92	2.40
detritus	5680	66	1.73

42. 2004年(小松美香子)砂防ダムにおける河床間隙水に関する研究
一 堆積上層における透水係数を中心として—
43. 2004年(菅原秀之)掃流砂による~~藻類~~の剥離に関する研究(水理・実験)
44. 2004年(湯本宏紀)早田川砂防ダム流入部の水生昆虫に関する研究
45. 2004年(鈴木雅人)農業用水路における水生昆虫の生息と流下に関する研究



現地で堆積砂(フロント部)の透水係数を測る(42)



沖縄からの相談: 堰堤下流部の石が黒い



下流は赤い河床・黒い河床に

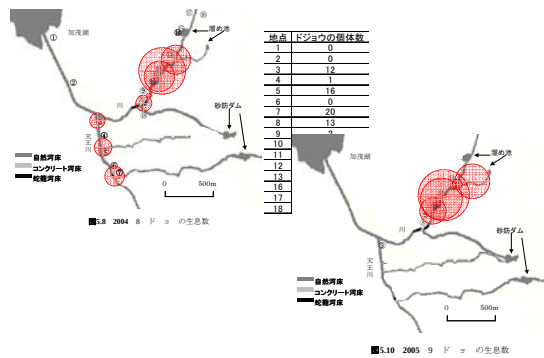


水中の岩盤を削ってみた



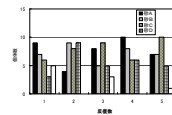
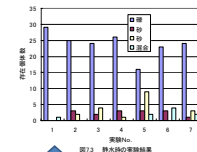
EPMA(理学部)による表面の成分分析……鉄とマンガン

46.2005年(伊藤修一)佐渡島天王川流域のドジョウの生息分布について



ドジョウはどこにいるか。現地調査。・・・新潟大学(三沢・有田先生, 秋田県立大近藤さん)

ドジョウの河床基質への選好性: 礫河床を好む結果, 蛇籠による保全



各部屋に有意な差がないことを確かめた後に、河床材料を変えて実験。



蛇籠に入れる礫の大きさを検討。河床の礫サイズを変えて、実験。流速～残存個体数から礫サイズごとの環境収容力を求めた。

指数に度のを入れると

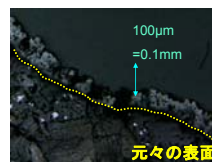
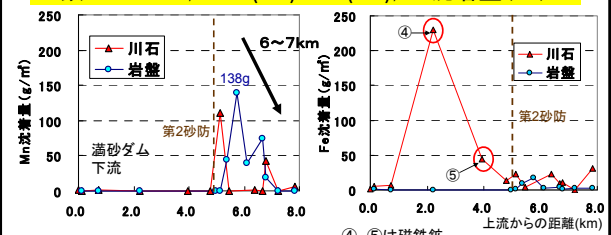
$$\frac{dx}{dt} = r(1 - \frac{x}{K})x$$
 環境収容力K

表7.2 イのー

	環境収容力K	自然増加率r	初期個体数
礫20	25	200	3
礫30	22	80	1
礫40	30	45	2

- 47.2006年(岩渾智子)早田川支流サガミ沢における倒流木とWoody debris damの特性
 48.2006年(佐藤英世)砂防ダム下流部における降海型サケ科魚類の産卵環境
 49.2006年(矢口敏幸)複数の砂防ダムを有する山地溪流の河床におけるMnとFeの沈着—早田川における事例—

鉄とマンガン, $MnO(OH) \cdot FeO(OH)$, の沈着量 (49)



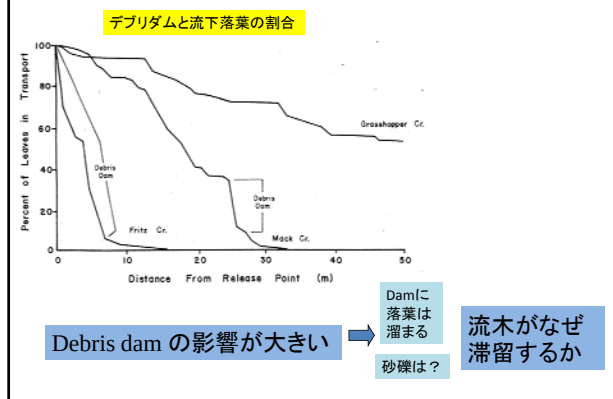
流木の影響



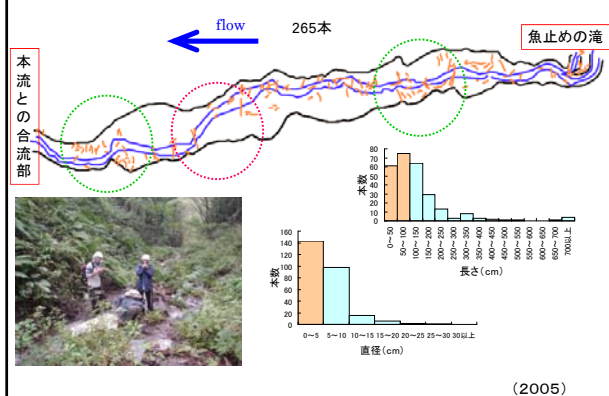
流木による砂防ダムの閉塞状況



落葉の流下試験研究例(Speaker et al.1984)



倒流木の滞留状況(サガミ沢:175m区間)(47)



Woody debris dam での水生昆虫の採取

摂食型の比率から何が分かるか

仮説:デブリダム上流は砂礫が平坦に堆積し、河床は安定している。

スクレイパーの比率(対シュレッダー+コレクター):独立栄養/従属栄養

シュレッダーの比率(対全コレクター):CPOM対FPOM

フィルタリングコレクターの比率(対ギャザリングコレクター):流下FPOM対堆積FPOM

スクレイパー+フィルタリングコレクターの比率(対シュレッダー+ギャザリングコレクター):河床の安定性>0.50

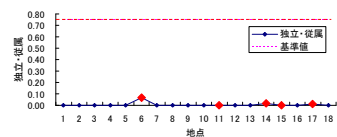
プレディターの比率(対他のグループ合計):プレディターの影響

By Richard W. Merritt and Kenneth W. Cummins(1996)

摂食型の比率による環境把握

独立栄養/従属栄養

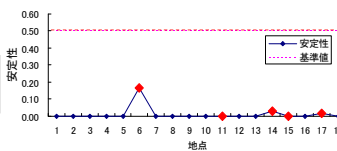
刈取/破碎+採取>0.75=生食連鎖



河床の安定性

刈取/破碎

>0.5=安定した河床である

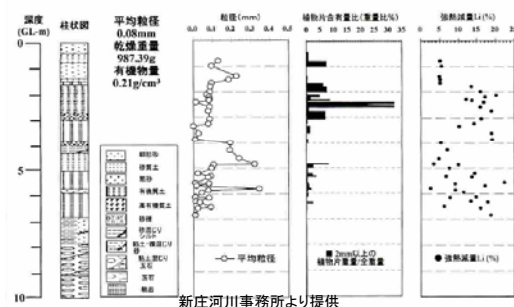


- 50.2007年(高梨志健)最上川におけるアユ産卵床分布域の物理特性
→立谷沢川・相沢川を事例に→
- 51.2007年(坂本珠美)砂防ダム堆積土層内におけるマンガンと鉄の溶出
- 52.2007年(松本善史)woody debris dam上流における水生昆虫の分布特性
→芦沢を事例に→
- 53.2007年(露木健)砂防ダム堆積上層の鉛直分布と流出に伴う影響

- 54.2008年(古野智也)水田地帯におけるファームボンドの施設計画と水収支法による利用実態
- 55.2008年(江口憲)非灌漑期におけるドジョウの濁水攪乱回避施設(マスキ)に関する実験
- 56.2008年(高橋宣裕)ヨコエビの生息環境における空隙について
- 57.2008年(高橋邦彦)アユの卵の河床への付着性と調査方法への応用
- 58.2008年(星野幸広)河床砂礫を用いた砂防ダムにおける水質改善に関する検討

ボーリング調査(53):3か所、第1砂防2本、第2砂防1本、深さ約9m。コア採取して、層毎の有機物量を調べる。

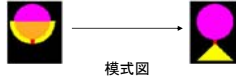
砂防ダム堆積帯での有機物の鉛直分布



アユ(50)の産卵場の特徴について(57)

既往の研究の流速条件に差があり過ぎる(0.2~1.6m/s).

- ・卵は薄い黄色で、直径は1mmほどである。⁶⁾
- ・水に触れると付着膜が反転し、粘着性が現れる。⁵⁾



模式図

- ・河床の砂礫などの固形物に付着する。⁷⁾



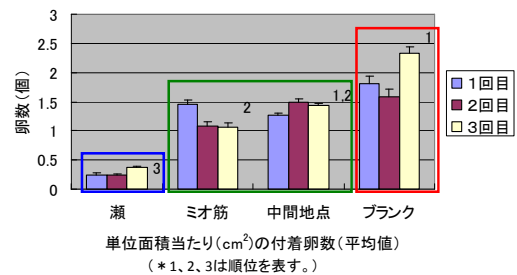
アユの卵



石に付着している様子

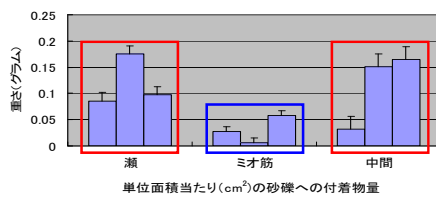
仮説: 石の付着物と粘着性との関係・・・研究結果の差違となった

結果 (57)



相沢川産卵場の概略横断

石表面の付着物量



流速の違いにより、石表面の付着物が異なり、付着物量に差があった。流速による付着物の剥離も同様。

調査への応用

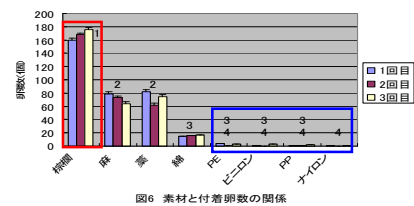


図6 素材と付着卵数の関係



付着している様子

棕櫚などの天然素材を実際の河川に設置

産卵場確認調査が容易に

星野卒論(58)での問題点

河床砂礫を用いた砂防ダムにおける水質改善に関する検討

実験は標準液(0.05)に河床の砂礫を加えた後の濃度変化

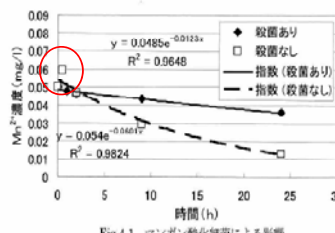


Fig.4.1 マンガン酸化菌による影響

マンガンはpH9以下では、化学的酸化はない
仮説: マンガンの酸化は、マンガン酸化菌による

殺菌120℃、20分では不十分

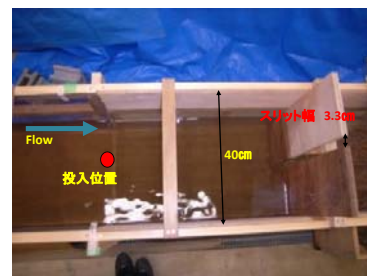
実験区では標準液の濃度を超過している

T-Mnだけでなく溶存態を分析する必要がある

現在進行中

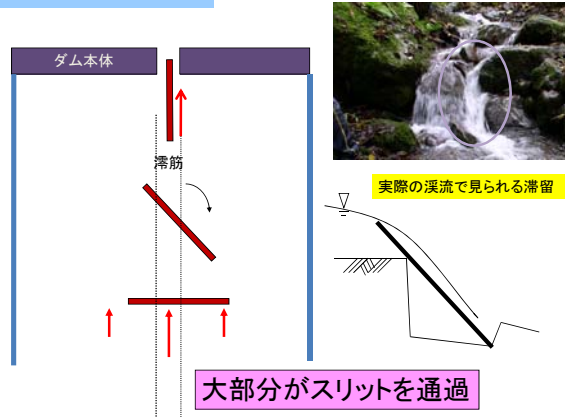
流木はなぜ捕捉されるのか(52~修論)

流木(表面防水した竹串)長さ16.7cm、直径0.3cm
板を設置した1m上流地点から水面に垂直になるように投入。50本を3反復行なった。(意味ないが一応縮尺 1/30)

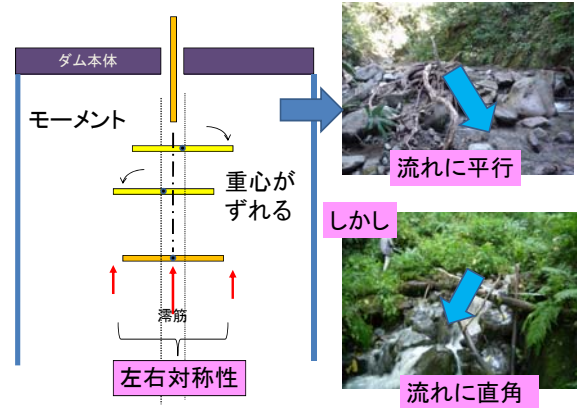


捕捉されない、流木は通過

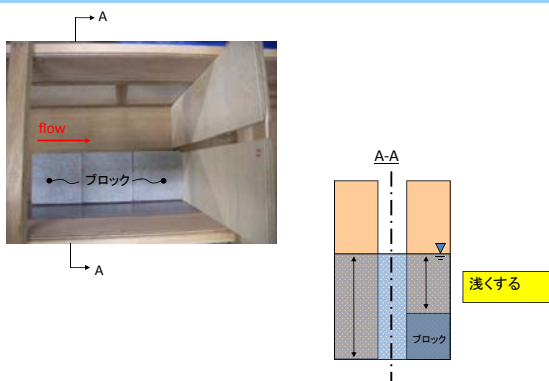
流木の通過



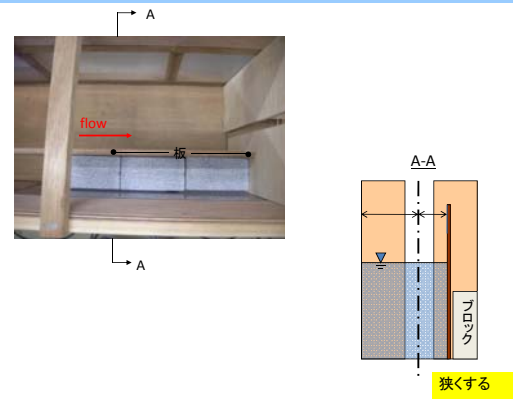
なぜスリットは通過するのか



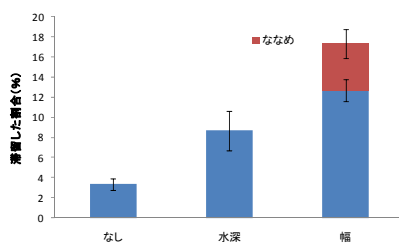
右岸側の水深を浅くした場合：対象性を崩す①



右岸側の幅を狭くした場合：対象性を崩す②



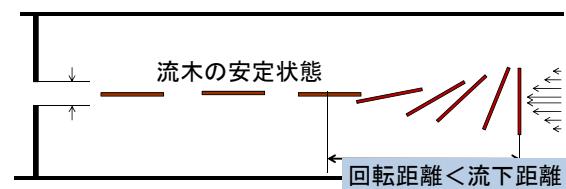
結果



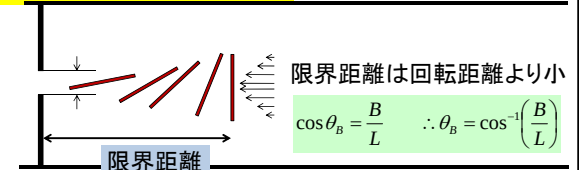
左右対象性を崩した場合の方が滞留する割合は大きい

上流の河道の状態が寄与する 残された課題は多い

回転距離＜流下距離、の場合



砂防ダムのスリット幅がある



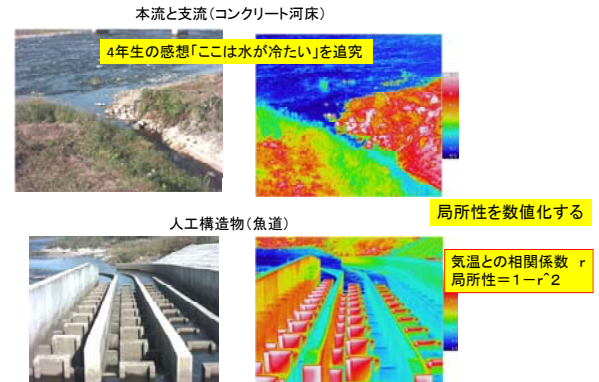
59.2009年(照沼雄太)山地溪流における放流魚の移動分散
 60.2009年(須藤宏)ヤマトヨコエビの生息条件としての河床材料の構成
 61.2009年(田中陽平)水田ファームポンドの調整機能・ピーク配水量の分析と節水運用シミュレーション

62.2010年(小澤峻)スリットダム上流部の流木の流下と滞留に関する研究
 63.2010年(仁科裕介)山形県戸沢村土地改良区の水利に関する現状と課題
 64.2010年(萩原智恵)丘陵地における農業用水のポテンシャルエネルギー—山形県戸沢村土地改良区の実例—
 65.2010年(平間ひとみ)山形県におけるカワネズミの分布及び生息環境に関する研究

66.2011年(安喰行舟)河道における流木の動態と滞留……(河床に触れた場合)
 67.2011年(齋藤彩)サーモグラフィと水温計測からみた河川水温の局所性
 68.2011年(佐木亮祐)砂防ダムスリット化後の河床変動とサクラマス産卵環境
 69.2011年(鳥山允瑠)渓流域におけるイワナ放流魚のハビタットの造成

70.2012年(佐々木孝徳)砂防ダムによる河床の色変化とカジカの体色への影響について
 71.2012年(橋谷田恵司)芋川に分布するイワナの尾ひれ長の特徴

水温の局所性(大方は気温に左右されるが)(67)

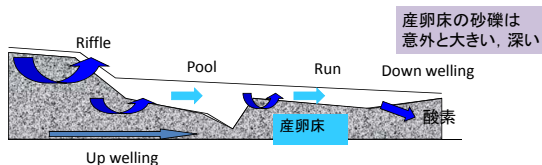


不透過型砂防ダムのスリット化



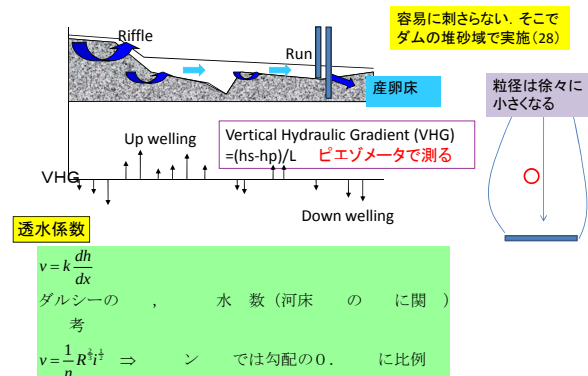
水の交換域: 河床間隙水域: 河床の砂礫量との関わり Hyporheic Zone(ハイポレイック ゾーン)

ギリシャ語: 「hypo」=「下の」、「rheo」=「流れ」; Orghidan(1959)
 「溪流生態砂防学」では、河床間隙水域(表流水の交換域)

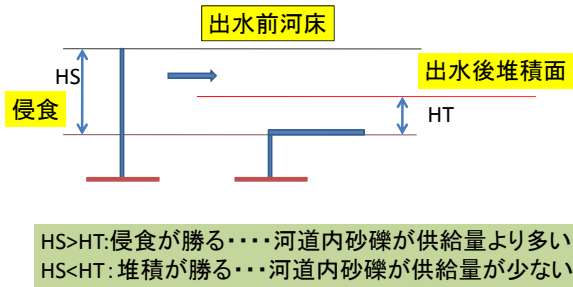


日本での既存研究; 河川の浄化作用に関わっての研究事例がある

Hyporheic Zoneでの流れを測る

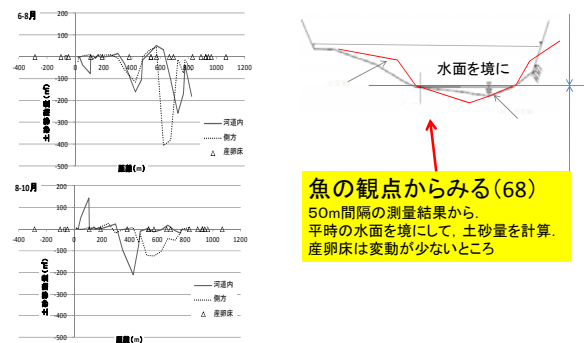


失敗例



現在:再チャレンジ中

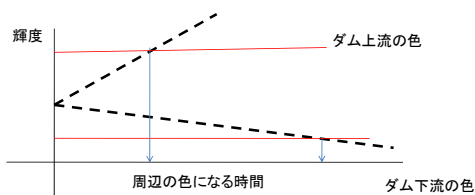
スリット化直後の産卵床と河床変動(68)



砂防ダムの影響(70) 影響の新たな捉え方の新たな試み

カジカは体色を変化させることで知られる:捕食からの回避と考える
白い河床への変化と黒い河床への変化速度を調べた

黒い河床への変化速度は、白い河床への変化速度より遅い



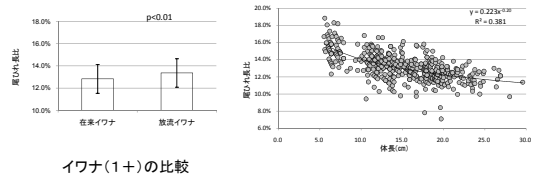
黒い河床区間にカジカが入ると被捕食の機会が増える

イワナの尾びれ長比(対標準体長)(71)

八久和川のイワナの尾びれは大きい。

意外にも、1年魚以上になると放流魚のほうが尾びれ長比は
在来魚より大きい。
成長とともに、尾びれ長比は小さくなっていく。

魚道の設計に関わる問題はないか



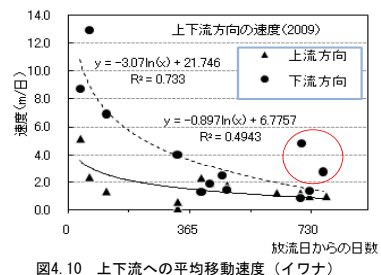
修士課程

- 1.1998年(渡邊一哉) 内水面域の生態学的管理に関する研究
ー釣り場の創設と放流管理ー
- 2.2002年(松田芳臣) 早田川における水生昆虫の流下に関する研究
- 3.2003年(後藤伸一) 水生昆虫から見た砂防ダムの影響評価に関する研究
ー庄内地方の山地溪流を事例にしてー
- 4.2003年(北野実紀) 溪流河道による落葉の滞留作用に関する研究
- 5.2004年(須藤哲平) 早田川において洪水攪乱が水生昆虫に及ぼす影響
- 6.2004年(櫻井紀子) 微小浮遊物質がオオミジンコ *Daphnia Magna* の生活史に与える影響
- 7.2004年(土屋梨恵) 砂防ダム湛水域内の水質変化に関する研究
- 8.2006年(湯本宏紀) 護岸材料の材質および表面粗さと水生昆虫の移動・定着
- 9.2007年(伊藤修一) 中山間地溪流掛かり水田水利系統のドジョウの生息環境
- 10.2009年(長谷川瑛一) 禁漁区設定後のイワナ個体群の動態
- 11.2009年(露木健) 砂防ダム堆積上層内部における二価鉄・二価マンガンの溶出
- 12.2010年(松本) 山地溪流及びスリットダムにおける有機物の滞留特性
- 13.2010年(照沼雄太) 砂防ダム群を有する山地溪流における溪流魚の動態
- 14.2010年(花房哲一朗) 粗石付き魚道工の粗石配置と改良に関する研究
- 15.2013年(Susan Praise) 在学中

〈修8〉表面粗さ: サンドブラストでコンクリート版表面の粗さを変える。

〈修13〉川の合流点から魚止めの滝まで、本流・支流を遡上しながら電気ショックで採捕

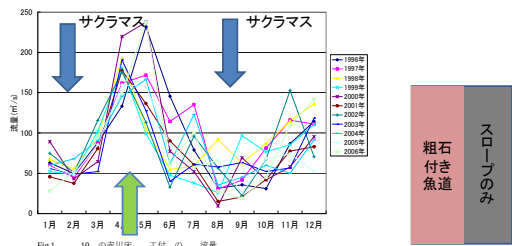
(修13) 砂防ダム群を有する山地溪流における溪流魚の動態



サクラマス(ヤマメ)放流魚は、イワナよりも早く上流へ移動するが、次年度には上流部にはほとんど留まらない。

技術改良を行うには・・・相反する局面を見出す

魚道設計時のジレンマの解消(修14)



稚アユ

2つの魚道の組み合わせ

鉄とマンガンの溶出について (由来)(修11, 修7)

土砂落のみのしたム
実験を行い溶出来について検討した。
 Fe^{2+} は土砂のみ、 Mn^{2+} は土砂落から溶出があった。地においての落は水溶性成分が溶出し化した分性物のにからのFe, Mn溶出はどなく、表における規落をから溶出すると考えられる。



Fig.2.2 鉄とマンガン溶出実験装置概略図

現在は、マンガンの溶存態と懸濁態の挙動について、取り組んでいる(修15)

最後に「スケール」

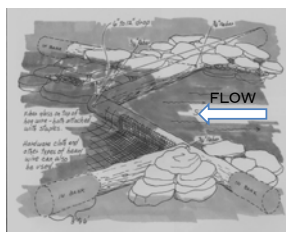
Divided six general categories
by Allan,1995; in "Streams"

空間						Stream system
10^3						
$10^2=100m$					Segment system	
10^1				Reach system		
$10^0=1m$			Pool/riffle system			
10^{-1}		Microhabitat system				
$10^{-2} \sim 10^{-3}$	Particle system					
m	$10^{-3} \sim 10^{-1}$	$10^{-1} \sim 10^0$	$10^0 \sim 10^1$ =1年~10年	$10^1 \sim 10^2$	$10^3 \sim 10^4$	$10^5 \sim 10^6$
year						時間

公共事業の領域と短期的研究領域

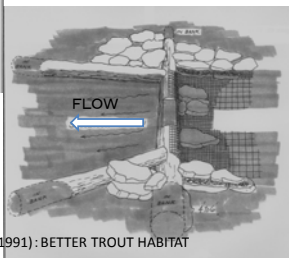
空間					河川
1km					上流域・中・下流
100m					複数の瀬と淵
10m					通常のフィールド調査
1m					微生物場
10cm					河床基質・材料
$10^{-2} \sim 10^{-3}$					魚の命は短い
m					
year	~1ヶ月	~1年	~10年	~100	時間

市民による取り組み:アメリカ ジョージア州 (69で渓流魚)



← ウエッジダム

- ・上流に尖ったV字型構造物。
- ・2本のメインログは川の流れに対して45度で上流に向き、補強材は90度で鉄筋でメインログに固定。



K-ダム→

- ・ダムはプールや低流速の休息エリアを提供するのに最も効果的。

Christopher J. Hunter(1991): BETTER TROUT HABITAT



K-ダム

トラウト ストリーム セラピー





←デフレクター
 ・側面を洗堀させ、ブルルや蛇行した形状、しなやかなチャンネルの造成が目的。
 ・直径14～20インチのニセアカシアや、ナラ、イエローボブ、東部ツガ、ホワイトバインなどのログ(丸太)を使用

デフレクター&カバーログ→
 ・カバーログはカバーと土手の保護の2つの役割を果たす。



Monte E Seehorn(1992):Stream habitat improvement Handbook

YELLーStream(エールストリーム)
Yamagata Environmental Linkage of Life with Stream
人と川環境連携

山形大学:河川研究室
山形県内水面水産試験場
 修10, 修13が共同研究のきっかけ

砂防ダム群を有する河川でのイワナ・ヤマメ放流魚の動態
サクラマス産卵状況と市民による産卵場造成

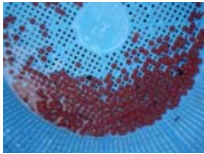
公共事業を補完する、市民による、マイクロハビタットの創出を目指した、ストリームセラピー技術の開発



世代から世代へ繋ぐ連携

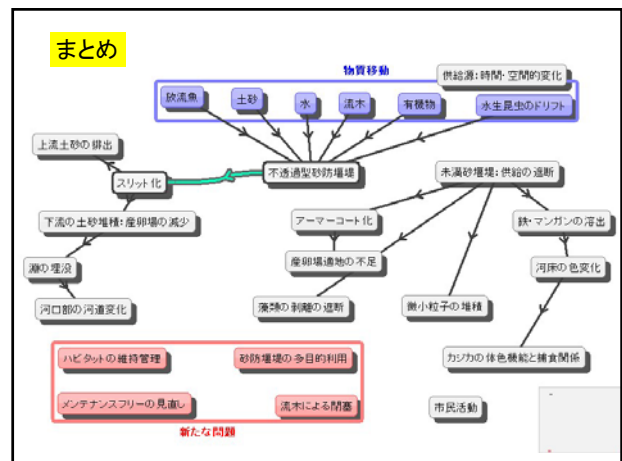


2010年

芋川では産卵場造成地に形成された産卵床で調査を実施し、水面から32cm(河底からは約19cm)の場所で卵が見つかり、採集した卵の数は204粒、重量は21.3gであった(死卵は20粒)

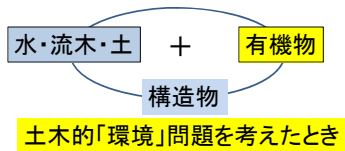
卵は孵化盆に入れて埋め戻す



最後に、矢野勝正の言葉

矢野勝正：内務省の後に**京都大学教授**
防災研究所所長（昭和26年）
・農学部所蔵：洪水特論，理工図書，昭和33年
「計画洪水流量（水）」ではなく「**計画洪水破壊力（水・流木・土）**」を基準に考えるべきである（p.2）

昭和24年衆議院建設委員会にて，赤川河水統制計画について，内務省建設技官として答弁している。
（別途資料「赤川放水路開削を巡る諸関係」参照）



山地・上流は，普通河川・準用河川が多く，データが非常に少ない



お世話になった方々に深謝

新庄河川事務所・赤川漁協・山形県内水面試験場
コンサルタント会社・卒業生諸兄

大規模降雨時における植生を有する農業用排水路の連成浅水流动解析 Coupled shallow water flow analysis for a vegetated agricultural drainage canal during a heavy rainfall event

京都大学農学部 ○若園 絢加
京都大学大学院農学研究科 日本学術振興会特別研究員DC 吉岡 秀和
京都大学大学院農学研究科 金城 信彦・宇波 耕一・藤原 正幸

1. はじめに

農地を取り巻く水理・水文現象の定量的な評価を行ううえで、地表水の流れ解析はその根幹を担う。とりわけ、河川や農業用排水路などの開水路における流れは流下方向に卓越し、水の非圧縮性ならびに静水圧の仮定に立脚した1次元浅水流动方程式(1-D SWEs)により合理的に記述される。こうした流れを考えるにあたり、農地からの流出流量が顕著となる大規模降雨時を想定した解析を行うことの環境工学的な意義は大きい。その際には、農地からの流出寄与を1-D SWEsへの外部入力として与えた連成浅水流动モデルの適用が効率性の観点から有効である[1]。また、我が国の農村地域ではとくに水路に植生が繁茂することが多く、その影響を考慮したモデルとすることが望ましい。

本研究では、実際の大規模降雨期間を対象とした滋賀県高島市今津町桂地区にある農業用排水路の連成浅水流动解析を行う。すなわち、各水田の水収支を非線型常微分方程式(NODE)モデル[1]により、水路内の流れを1-D SWEsにより記述する。とくに、本年9月に甚大な豪雨災害をもたらした平成25年台風第18号による降雨期間を対象とする。また、本解析では排水路内における植生の繁茂状況に関する簡便な感度解析を実施し、その存在が流れに与える影響の評価を試みる。

2. 浅水流动方程式(1-D SWEs)

単一開水路に沿った水の流れを記述する1-D SWEsは、連続方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1)$$

および運動量方程式

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

により構成される。ここに、 t は時刻、 x は各水路に沿った1次元座標、 A は通水断面積、 Q は流量、 q は横流入流量、 η は水位、 $\beta(=1.1)$ は運動量補正係数、 g は重力加速度、 S_f は摩擦勾配、 S_v は植生による抵抗をあらわす[2]。 S_f および S_v はそれぞれ

$$S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} \quad (3)$$

および

$$S_v = \frac{C_d a Q |Q|}{2gA^2} \quad (4)$$

で与えられる。ここに、 n はManning係数、 R は径深、 C_d は抵抗係数、 a (m^{-1}) は植生密度である。横流入量 q にはKinjo *et al.* [1]によるNODEモデルを用いる。1-D SWEs(1)-(2)の数値求解にはDual Finite Volume Method(DFVM)を適用する[3]。DFVMは水位 η と流量 Q を支配変数とし、双対格子[4]に基づいたStaggered的な変数配置ならびに局所Froude数に依存した風上化手法の併用により安定かつ精緻な数値解を算出する。その適用範囲は、各種ベンチマーク問題から多重連結型水路網に生じる水際境界や水路の屈曲を含む常射流混在流れまで、多岐にわたる[5]。

3. 適用対象

本研究で対象とする農業用排水路は滋賀県高島市今津町桂地区の水田低平地域に存在し、計44筆の水田から排水が流入する(図1)。本水路は全長586.0 (m)、幅1.7 (m)のコンクリート製矩形水路である。灌漑期である2013年6月18日に、本水路を対象とした水田からの横流入水量および水路内水面形の実測を行った。水路上流側には定常的な湧水[1]が存在する。調査時には、水路沿いにある14筆の水田に灌水が行われていた。各水田への灌水はほぼ一定であったことから、得られた水面形の定常性を仮定する。図2は水路に沿った標高データおよび植生が確認された区間を示す。植生のほとんどはミクリ科(*Sparganium sp*)であった。また、一部コカナダモ(*Elodea nuttallii*)の繁茂も確認された。

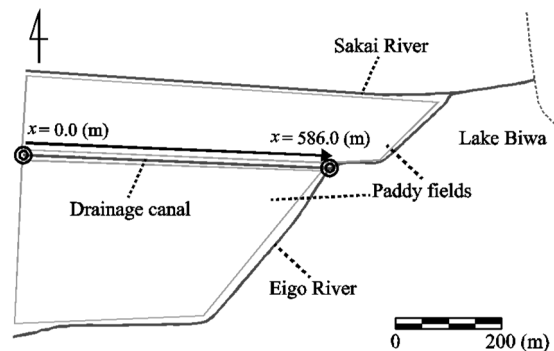


図1: 研究対象地の概要

研究対象地域を含む滋賀県高島市は、本年9月15日から16日にかけて、平成25年台風第18号により176棟の床下浸水、109棟の床上浸水、および農地の大規模な湛水などの被害を受けた[6]。今津町では該当する2日間において200mm超の降雨量が観測された[6, 7]。

4. 数値解析

数値解析を行うにあたり、対象水路を区分1次元的なJordan曲線とみなし、607節点および606要素により分割する。各水田からの横流入は節点に集中したDirac's deltaと理解する。ただし、水路より上流にある水田16筆からの流入については水路上流端の境界条件として取り扱う。下流端では堰公式[1]による境界条件を課す。時間差分間隔は0.025 (s)である。Manning係数は $0.025 \text{ (s/m}^{1/3}\text{)}$ とする。抵抗係数 C_d および植生密度 $a \text{ (m}^{-1}\text{)}$ については実測が困難であったため、本研究ではその積 $b = C_d a \text{ (m}^{-1}\text{)}$ を単一パラメータとみなす。また、その値については各植生群落間で共通と仮定する。

まず、実測データに基づいた水路内の定常水面形の応答について検討する。図3は実測水位ならびに水深0.2 (m)の静水状態を初期条件として得られた定常水面形を示す。図3からは、植生密度の変化による明確な水面形変化が確認される。実測データの不足および不確実性から b の厳密な最適値の算出は大きな意味をなさないが、 $b = 5 \text{ (m}^{-1}\text{)}$ 程度が実測水位分布を良好に再現する。

つぎに、各パラメータ b の値に対し、水路内における流れの非定常降雨入力に対する応答について検討する。ここでは、上述の平成25年台風第18号による降雨が確認された期間(2013年9月15日0時0分から同年9月16日24時00分の48時間)を解析の対象とする。初期条件には水田からの横流入を無視した定常流れを用いる。降雨入力にはア

メダス今津観測所における10分間降雨時系列[7]を用いる。水田内の水は全て落水口から逆流なしに排水されるものと仮定する。

図4は、水路下流からの流出流量が最大となる時刻(9月16日06時40分)における水路内の水面形を示す。図5は、水路下流端における流出流量時系列を示す。図4からは、水路内の水位は植生密度に対して鋭敏に変化することが示される。その一方で、図5からは、流出流量は水路内の植生密度の変化に対して緩慢に応答することが示される。パラメータ b の値に関する不確実性の存在は否めないが、植生の繁茂が一切ない場合($b = 0$)においてさえ最大水深は0.5 (m)を超過する。

5. おわりに

本研究では単一の排水路を対象としたが、DFVMは水路網の流れ解析にも適用可能である。今後の研究課題のひとつとしては、計算領域の桂地区に広がる排水路網への拡張が挙げられる。

謝辞 本研究の一部は日本学術振興会の特別研究員奨励費(課題番号25・2731)の援助を受けた。

引用文献 [1] Kinjo, N., Yoshioka, H., Unami, K., and Fujihara, M. (2013) Simulation of water flows in an agricultural drainage system with hydraulic structures. *Proc. 2013 IAHR World Congress*, A10717, 8pp. [2] Nepf, H.M. (1999) Drag, turbulence, and diffusion in flow through emergent vegetation, *Water Resour. Res.*, 35(2), pp.479-489. [3] 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集, pp.114-115. [4] Mishev, I.D. (1998) Finite volume methods on Voronoi meshes, *Numer. Methods Partial Differ. Equat.*, 14(2), pp.193-212. [5] Yoshioka, H., Unami, K. and Fujihara, M. (2013) Hyperbolic dual finite volume models for shallow water flows in multiply-connected open channel networks, *Proc. 27th CFD Symposium*, Paper No. B07-1, 10pp. (to appear) [6] 滋賀県高島市 (2013) 広報たかしま: 台風18号災害特集号, 7pp. [7] 気象庁(2013) URL: <http://www.jma.go.jp/jp/amedas/>

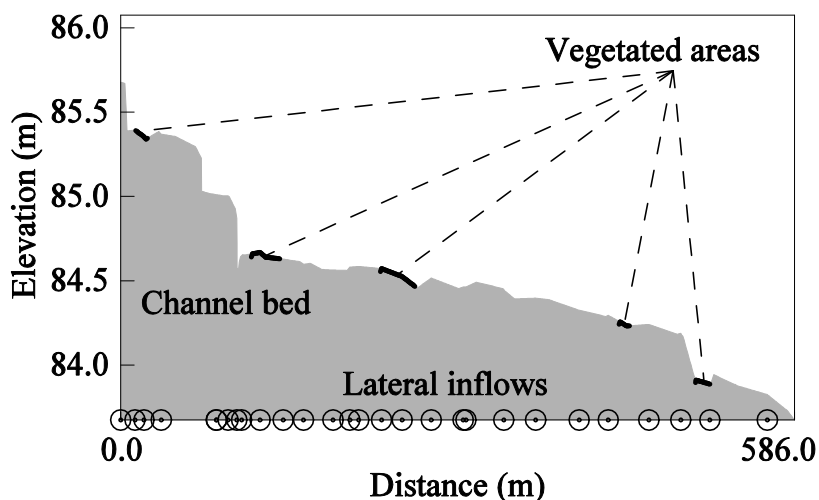


図2: 対象水路の標高データおよび植生分布

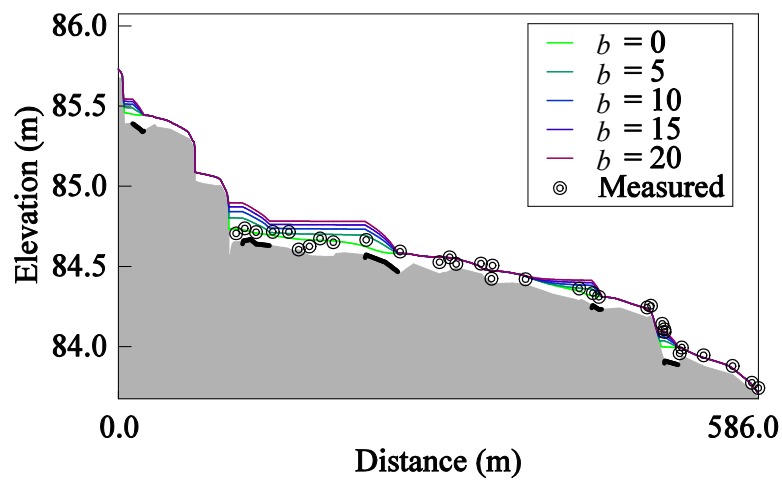


図3: 各 b の値に対する定常水面形

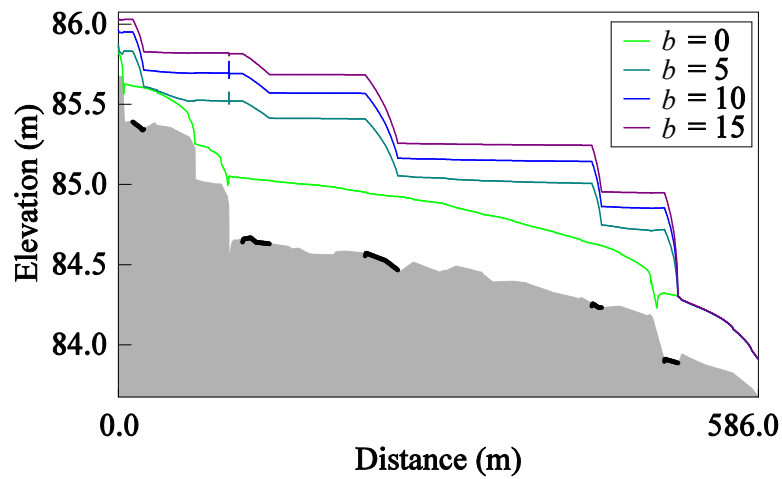


図4: 流出流量最大時刻付近(9月16日06時40分)における水路内の水面形

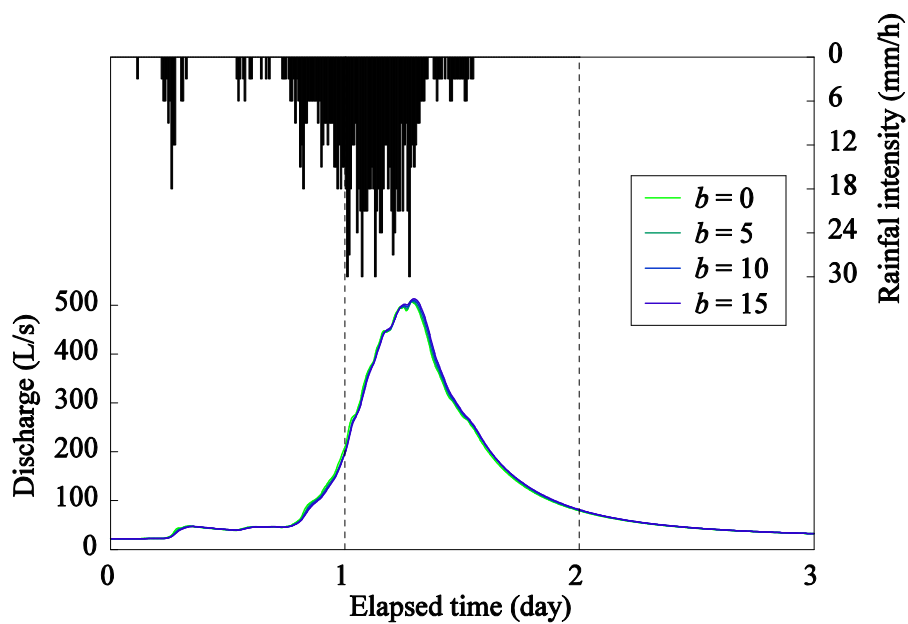


図5: 各 b の値に対する水路下流端における流出流量時系列

水平 2 次元有限要素体積モデルに基づいた小規模閉鎖性水域の吹送流解析 Wind-induced flow analysis for small closed water bodies based on a horizontally two-dimensional Finite Element/Volume Model

京都大学農学部 ○高木健司

京都大学大学院農学研究科 日本学術振興会特別研究員 DC 吉岡秀和
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

内湖や農業用ため池などの小規模な浅水域における流れ解析は、その水質動態を定量的に把握するうえで必要不可欠である。こうした浅水域においては流れが水平方向に卓越する。とりわけ、水域の閉鎖性が強い場合には水面に作用する風応力が水平方向の流れを駆動する。こうした流れは吹送流と呼ばれる。浅水域に生じる吹送流の主要な制御因子は風応力、摩擦応力および圧力勾配であり、その巨視的な動態は水平 2 次元の浅水流方程式(2-D SWEs)により合理的に記述される[1,2]。また、浅水域には水生植物の繁茂がみられることが多い[3]。水生植物は、水域内における水の流れや物質循環に多大な影響を与えることが確認されている[4,5]。しかしながら、その水環境学・生態学的重要性の指摘があるにもかかわらず[6]、内湖の吹送流を対象とした研究は著者らによる解析例を除いてほとんどない[7]。

本研究では、2-D SWEs の有限要素体積モデル(2-D FEVM)[7]を用い、琵琶湖北西部に位置し水生植物の繁茂する内湖の吹送流解析を行う。とくに、我が国に甚大な豪雨・暴風被害を及ぼした平成 25 年台風第 18 号の上陸時を対象とする。

以下ではまず、本研究で用いる 2-D SWEs および 2-D FEVM について説明する。つぎに、仮想的な閉鎖水域における吹送流解析を行い、抽水植物群落が流れに与える影響について検討する。最後に、台風上陸時の風速時系列データに基づいた内湖の吹送流解析を行う。

2. 2 次元浅水流方程式

有界な水平 2 次元領域における 2-D SWEs は、連続方程式

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

ならびに運動量方程式

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} + f_x \right) = F_x \quad (2)$$

および

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + gh \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} + f_y \right) = F_y \quad (3)$$

で与えられる[5]。ここに、 t は時刻、 (x, y) は水平 2 次元直交座標、 η は水位、 h は水深、 p と q は

x 方向と y 方向の線流量、 g は重力加速度、 (f_x, f_y) は乱流による運動量損失および壁面摩擦による摩擦勾配で、拡張 Manning 式により与える[8]。 (F_x, F_y) は水面に作用する風応力および植生の抵抗力である。植生としては抽水植物を仮定し、その抵抗力には Wu and Marsooli [9] によるモデルを用いる。すなわち、 (F_x, F_y) は

$$F_x = \frac{\tau_{sx}}{\rho_w} - \frac{1}{2} C_d \frac{d}{L^2} \frac{p \sqrt{p^2 + q^2}}{h} \quad (4)$$

および

$$F_y = \frac{\tau_{sy}}{\rho_w} - \frac{1}{2} C_d \frac{d}{L^2} \frac{q \sqrt{p^2 + q^2}}{h} \quad (5)$$

で与えられる。ここに、 (τ_{sx}, τ_{sy}) は水面に作用する風応力、 ρ_w は水の密度、 C_d は抗力係数、 d は植生の直径、 L は植生間隔である。本研究では Rossby 数の大きい小規模浅水域における流れのみを対象とし、Coriolis 力は考慮しない。なお、渦動粘性項については、2-D SWEs を双曲型ではなく放物型方程式として解釈することとなり、因果律を満足しないため導入しない。

2. 数値手法

本研究では 2-D FEVM により 2-D SWEs を離散化する[10]。本数値手法では、連続方程式(1)には区分一次的な基底関数による標準 Galerkin 有限要素法を、運動量方程式(2)-(3)には局所的な Froude 数を用いた風上化手法セル中心型有限体積法を適用する。2-D FEVM の精度および安定性に関しては、標準ダム決壊問題、斜め跳水、円形湖沼に生じる吹送流などの標準ベンチマーク問題、実験水路における遡上段波などの水面が不連続となる非定常な常射流混在流れにより十分な検証がなされている[10]。

2-D FEVM の検証例として、円形湖沼に生じる吹送流[11]の数値計算結果を示す。湖沼の半径は 194 (m)、その静水状態における水深 h_s は

$$h_s = \frac{1}{1.3} \left(\frac{1}{2} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{r}{R} \right)^2} \right) \quad (6)$$

である。ここに、 R は湖沼の半径、 r は湖沼の中心からの距離である。ただし、本問に限っては

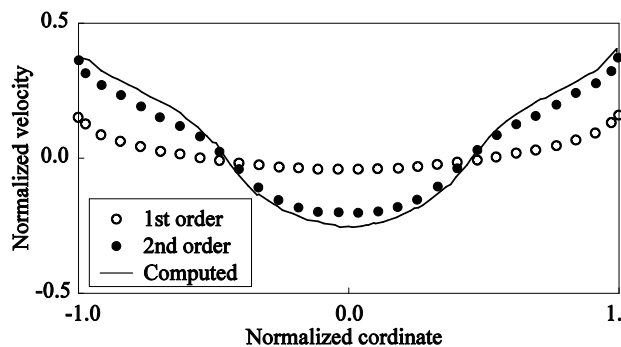


図 1：湖沼の南北中心線に沿った流速分布

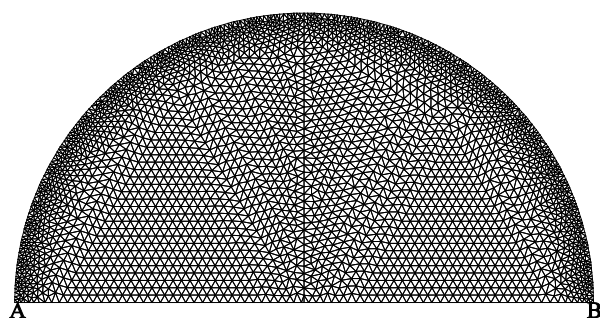


図 2：領域の要素分割

対数則に基づいた摩擦勾配[11]を用いる。

図 1 は、水面上 10 (m) に東向きの風(水面での風応力 $(\tau_{sx}, \tau_{sy}) = (0.02, 0)$ (N/m^2)) が一様に作用する場合における、湖沼の南北中心線上での定常水深平均流速分布を示す。図 1 から、2-D FEVM Godunov 型 1 次精度解法およびその高解像度版[12]と比較して、急峻に変化する流速分布を良好に再現することが確認される。

3. 仮想水域における問題

ここでは、仮想水域における問題として、植生を有する円形湖沼における吹送流の数値解析を行う。とくに、植生の存在が流れに与える影響について検討する。解析に用いる湖沼の幾何形状、風速、風向および初期条件は前述の円形湖沼に生じる吹送流[11]と同一とする。ここでは南北方向に関する流れの対象性を仮定し、図 2 に示す湖沼の北半分のみを計算領域とする。領域は 3,006 節点および 5,663 要素により分割する。Manning 係数は $0.035 (\text{s/m}^{1/3})$ とする。植生群落の配置としては、植生のない場合(Case 0)、植生が東側半分に分布する場合(Case 1)、西側半分に分布する場合(Case 2)および中央部に帯状に分布する場合(Case 3)を対象とする。植生はヨシであるとし、その直径 d は 6 (mm)、植生間隔 L は 0.1 (m) とする。壁面境界(弧 A-B)は不透過としすべり条件を課し、その他の境界(弦 A-B)では対称条件を課す。時間進行には 4 次精度 Runge-Kutta 法を用いる。時間差分間隔は 2 (s) とする。

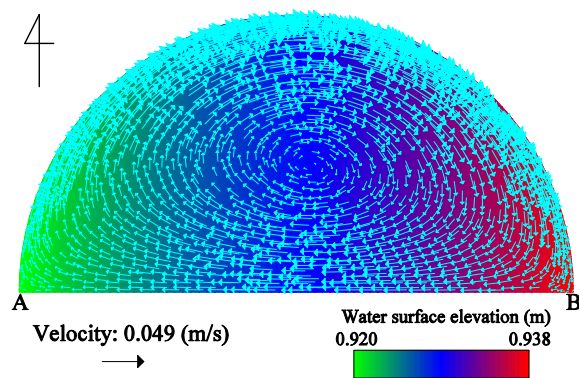


図 3：Case 0(植生なし)の流れ場

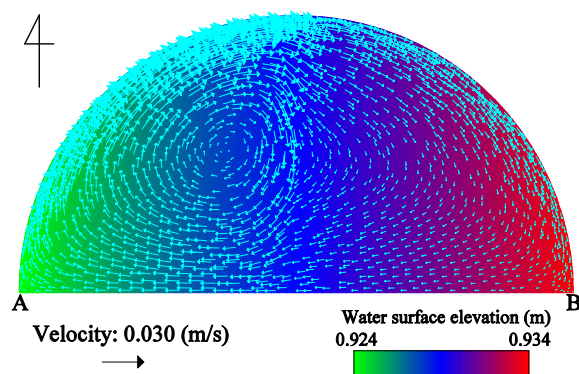


図 4：Case 1(東半分に植生)の流れ場

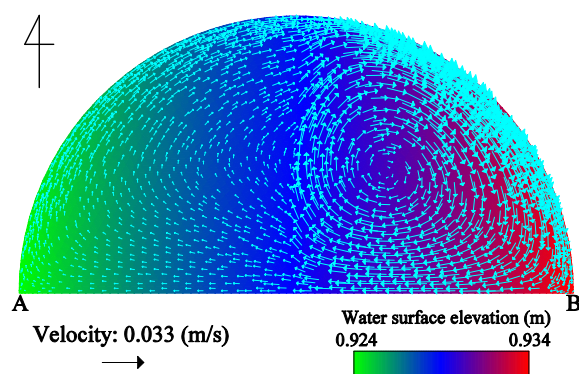


図 5：Case 2(西半分に植生)の流れ場

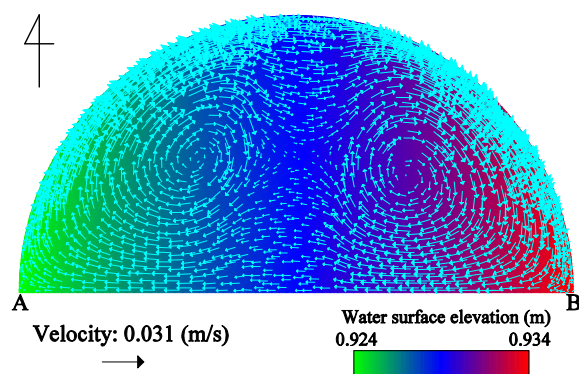


図 6：Case 3(中央に植生)の流れ場

図 3 から図 6 は、各 Case における静水状態を初期条件として最終的に得られた定常数値解を示す。図中では水位は最深部の標高を 0 (m) として表示する。数値計算結果からは、いずれの Case においても非植生領域では水平循環流が生じ、植生領域ではその位置によらず流速の明確な減衰が生じることが示される。ただし、水深の比較的浅い壁面境界近傍では、植生領域においても非植生領域と同様に高速域が生じている。また、水域内に植生がない Case 0 における最大水位と最小水位の差が 1.8 (cm) であるのに対して、植生が分布している Case 1 から Case 3 の全てにおいて 1.0 (cm) 程度であり、水位変動の抑制が確認されている。

4. 内湖に生じる吹送流

2-D FEVM を用い、実在した台風の風速および風向データに基づいた吹送流解析を行う。ここでは、滋賀県高島市桂地区に位置し、琵琶湖に隣接する内湖のひとつである貫川内湖(南湖)を対象とする。明治、大正時代には浜堤で琵琶湖と区切られていた内湾が、戦後の干拓・改修を経て貫川内湖(北湖・南湖)となった。さらに、1980 年代後半に創設された、琵琶湖の水質汚染対策、景観保全およびレクリエーションを目的とした土地改良関連保全事業により、1989 年に本湖はほぼ現在の状態となった[6]。図 7 は、実測により推定された貫川内湖の地形形状を示す。ただし、図中では最浅部の標高を 0 (m) としている。本湖には上郷川ならびに周辺農業用排水路からの排水が流入し、水質浄化池としての役割を担う。また、本湖には水質浄化機能の強化を目的とした人工的なヨシ帯が設けられている。こうしたヨシ帯が流れに与える影響については研究例がほぼない。

ここでは、実測データの不足から内湖を外部との質量交換が生じない完全な閉鎖性水域として近似的に取り扱うこととし、非定常の風応力を入力として与えた場合における流れ場の応答について検討する。とくに、湖内にヨシ帯がない場合(Case NV)とある場合(Case V)の双方について数値解析を行い、それらの差異について検討する。ヨシ帯の存在範囲については現地調査および滋賀県の資料に基づいて決定している。検証問題と同様に、ヨシの茎直径 d は 6 (mm)、植生間隔は 0.1 (m) とする。風速データとしては、平成 25 年度台風第 18 号上陸時におけるアメダス今津観測所のもの(9 月 15 日 0 時 10 分から 9 月 16 日 24 時 0 分)を用いる(図 8)。また、バルク式

$$(\tau_{sx}, \tau_{sy}) = \rho_a C_f \sqrt{U_{10x}^2 + U_{10y}^2} (U_{10x}, U_{10y}) \quad (7)$$

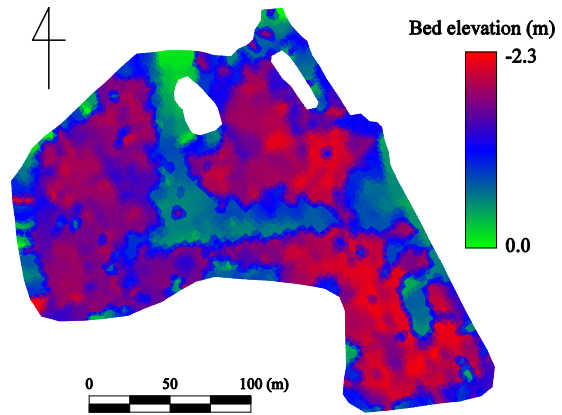


図 7：貫川内湖の地形形状

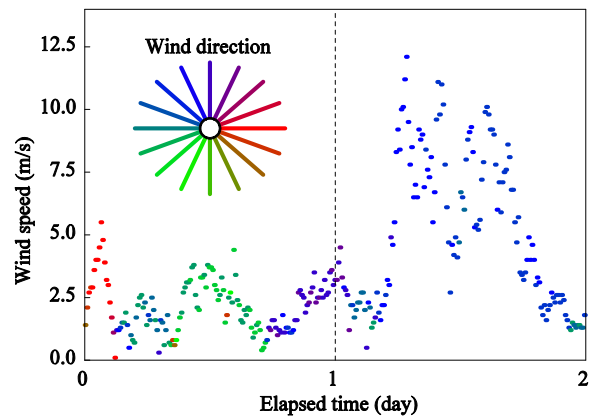


図 8：アメダス今津観測所での風速および風向

に基づいて風速時系列から水面におけるせん断応力を算出する。ただし、 ρ_a は空気密度、 C_f は水・空気界面間の抵抗係数、 (U_{10x}, U_{10y}) は水面上 10 (m) における風速である。抵抗係数 C_f は経験公式

$$C_f = (0.8 + 0.065 U_{10}) \times 10^{-3} \quad (8)$$

にしたがい決定する[3]。計算領域は内湖全体とし、それを 4,209 節点および 7,809 要素によりほぼ一様に分割する。時間進行には 4 次精度 Runge-Kutta 法を用いる。時間差分間隔は 0.25 (s) とする。各 Case の初期条件としては、平均水深 1.8 (m) となる静水状態を用いる。

図 9 と図 10 は、最大風速時(9 月 16 日 7 時 5 分)での、各 Case における流れ場を示す。ただし、図中の水位は最浅部の標高を基準としている。植生がない場合(Case NV)においては、該時刻における最大水位と最小水位の差が 7 (cm) であるのに対し、植生がある場合(Case V)にはその差が 1 (cm) 未満である。したがって、このような強風時においても植生領域は湖内の水位変動を抑制することが示される。両 Case と

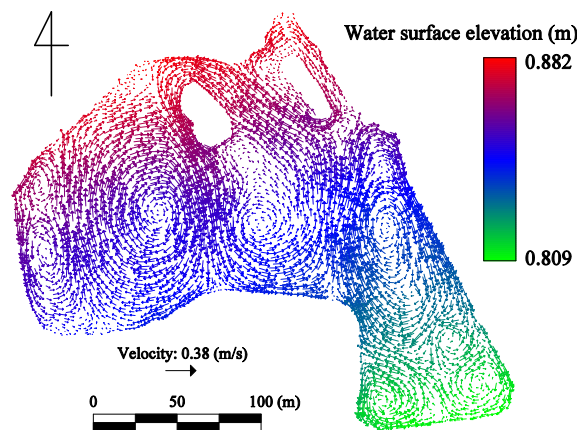


図 9：最大風速時刻における流れ場(Case NV)

もに複数個の 10 (m)オーダーの水平循環流が確認されるが、これは内湖の複雑な地形形状に起因するものであると考えられる[10]。また、Case V では前述の検証問題の場合と同様に植生領域では流れが減衰している。以上から、植生の有無により内湖に生じる吹送流の水平構造が大きく変化することが示された。

5. おわりに

本研究では、仮想的な閉鎖性水域ならびに実在する内湖を対象とした吹送流解析を行った。抽水植物群落の存在により流速の減衰および水位変動の抑制が生じることが示された。また、非植生領域における流れは、地形形状に依存した複雑なものとなることが示唆された。

本研究で得られた知見は、閉鎖性水域における吹送流の水平構造の定性的評価に資するものと考えられる。しかしながら、今後検討すべき課題も多く残る。まず、水域を完全な閉鎖性水域として取り扱うことは外部との質量および運動量の交換の無視に相当する。例えば、本研究で対象とした貫川内湖では琵琶湖水位に大きく依存した接続河川との質量交換が生じうる。また、灌漑期には農業排水の流入がある。今後の研究課題のひとつとして、これらの影響について考察することが挙げられる。加えて、水平循環流の位置や強度は地形形状に依存する[13]。このことは、実水域における吹送流解析を行う際に用いる地形形状への誤差の混入やその平滑化により、算出される流れ場が大きく変化しうることを示唆する。Tsubaki *et al.* [14]が示すように、2-D SWEs による流れ場は地形形状に対して鋭敏に変化する。吹送流解析を対象とした検討例は確認されていないため、これに関しても今後検討を行う余地がある。水面に植生の繁茂がある場合の解析[15]についても検討を行いたい。因果律を満足した渦動粘

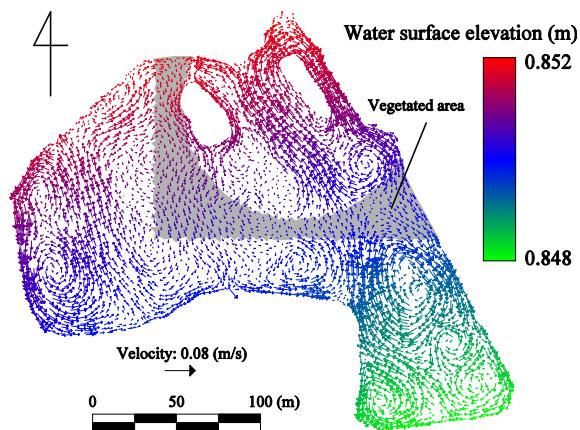


図 10：最大風速時刻における流れ場(Case V)

性項のモデル化手法についても模索する。

謝辞

本研究の一部は日本学術振興会の特別研究員奨励費(課題番号 25・2731)の援助を受けた。

引用文献 [1] Csanady G.T. (1973) Wind-induced barotropic motions in long lakes. *J. Phys. Oceanogr.* 429-438. [2] Mathieu P.P., Deleersnijder E., Roisin B.C., Beckers C.M., Bolding K. (2002) The role of topography in small well-mixed bays, with application to the lagoon of Mururoa. *Cont. Shelf. Res.* 22(9), 1379-1395. [3] Krámer T., T., Józsa, J. (2007) Solution-adaptivity in modelling complex shallow flows. *Comput. Fluids*, 36(3), 562-577. [4] Su T.M., Yang S.C., Shih S.S., Lee H.Y. (2009) Optimal design of hydraulic efficiency performance of free-water-surface constructed wetland. *Ecol. Eng.* 35(8), 1200-1207. [5] Williams C.F., Nelson S.D. (2011) Comparison of Rhodamine-WT and bromide as a tracer for elucidating internal wetland flow dynamics. *Ecol. Eng.* 37(10), 1492-1498. [6] 西野麻知子, 浜端悦治 (2005) 内湖からのメッセージ. サンライズ出版. [7] 高木健司, 吉岡秀和, 宇波耕一, 藤原正幸 (2013) 水生植物の繁茂する閉鎖性水域における吹送流解析モデル. 第70回農業農村工学会京都支部講演発表要旨集, 2pp. [8] Brufau, P., Garcia-Navarro, P. (2002) Two-dimensional dam break flow simulation, *Int. J. Numer. Methods Fluids*, 33(1), 35-57. [9] Wu W., Marsooli R. (2012) A depth-averaged 2D shallow water model for breaking and non-breaking long waves affected by vegetation. *J. Hydraul. Res.* 50(6), 558-575. [10] 吉岡秀和, 高木健司, 宇波耕一, 藤原正幸 (2013) 有限要素法と有限体積法を併用した水平 2次元浅水流モデル. 第70回農業農村工学会京都支部講演発表要旨集, 2pp. [11] Kranenburg C. (1992) Wind driven chaotic advection in a shallow model lake. *J. Hydraul. Res.* 30(1), 29-46. [12] Rogers B., Fujihara M., Borthwick A.G.L. (2001) Adaptive Q-tree grids Godunov-type scheme for shallow water equations. *Int. J. Numer. Methods Fluids*, 35(3), 247-280. [13] 宇野木早苗 (1993) 沿岸の海洋物理学. 東海大学出版会, 235-280. [14] Tsubaki R., Kawahara, Y. (2013) The uncertainty of local flow parameters during inundation flow over complex topographies with elevation errors. *J. Hydrol.*, 486, 71-87. [15] 吉岡秀和, 濱上邦彦, 森健, 平井康丸 (2010) 低レイノルズ数型 $k-\epsilon$ 乱流モデルを用いた吹送流の三次元数値解析. 九州大学農学芸誌, 65(1), 1-11.

稲株を考慮した田面水の 2 次元流れ計算に関する研究

On the Two-Dimensional Flow Calculation of Paddy Water Surrounding Rice Plants

○木村匡臣*, 瀨瀬 光**, 飯田俊彰*, 久保成隆*

○Masaomi KIMURA*, Hikaru KOUKETSU**, Toshiaki IIDA*, and Naritaka KUBO*

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メッシュを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や抵抗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や抵抗係数に代表させることを目指した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、粗度係数や抵抗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。

Step1: 3m 四方の領域を想定し、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 x ,

* 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 ** 東京都 Tokyo Metropolitan Government

キーワード：田面水、平面 2 次元流数値計算、有限体積法、流束差分法 (FDS 法)

y 軸方向の抵抗係数を計算する．以上の操作を，流量，流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抵抗係数の関係，および，各流況パターンにおける稲株周囲の流れの詳細を得る．

Step2: 1筆の水田領域を1m四方程式程度の構造格子メッシュに分割し，各メッシュではStep1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，流向が抵抗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．

Step3: Step2 の計算で生成した大メッシュの中から，注目したい計算メッシュを任意に1つ選定する．注目する計算メッシュにおける流向および流速を基に，Step1 で得られた稲株周囲の流況を当てはめることにより，1 筆の水田領域全体の任意の場所の流れの詳細を得ることができる．

2. 基礎方程式（Step1）

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．

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} - \nu \frac{\partial^2 \mathbf{D}}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 \mathbf{D}}{\partial y^2} + \mathbf{S} = \mathbf{0} \quad (1)$$

$\mathbf{U}$ は保存量ベクトル， $\mathbf{E}$ は x 方向流束ベクトル， $\mathbf{F}$ は y 方向流束ベクトル， $\mathbf{S}$ 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．

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \\ uvh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ \tau_{0x}/\rho \\ \tau_{0y}/\rho \end{pmatrix}, \quad \mathbf{D} = \begin{pmatrix} 0 \\ uh \\ uv \end{pmatrix} \quad (2)$$

ν は動粘性係数， 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， ρ は水の密度， τ_{0x} ， τ_{0y} はそれぞれ x ， y 方向の底面におけるせん断応力であり，流れが層流の場合，以下のように表される．

$$\frac{\tau_{0x}}{\rho} = \frac{3\nu u}{h}, \quad \frac{\tau_{0y}}{\rho} = \frac{3\nu v}{h} \quad (3)$$

n はマン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．

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

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， $\mathbf{n} = (n_1, n_2)$ は dL に対する外向きの単位法線ベクトルである． $\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}$ は $\partial\Omega$ を法線方向に通過する流束ベクトルを示しており，次式のように表される．

$$\mathbf{G} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{E} \cdot \mathbf{n}_1 + \mathbf{F} \cdot \mathbf{n}_2 \quad (5)$$

$\mathbf{D}_n \cdot \mathbf{n}$ は $\partial\Omega$ 上のベクトル $\mathbf{D}$ の法線方向の勾配を示しており，次式のように表される．

$$\mathbf{D}_n \cdot \mathbf{n} = n_1 \partial \mathbf{D} / \partial x + n_2 \partial \mathbf{D} / \partial y \quad (6)$$

また、流束ベクトル $\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}$ のヤコビ行列 $\mathbf{C}_n$ は(7)式のように表され、その固有値 $\lambda^{1,2,3}$ と固有ベクトル $\mathbf{e}^{1,2,3}$ は、波速 $c = (gh)^{1/2}$ を用いてそれぞれ(8), (9)式のように表される。

$$\mathbf{C}_n = \frac{\partial(\mathbf{G} \cdot \mathbf{n})}{\partial \mathbf{U}} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{n}_1 + \mathbf{B} \cdot \mathbf{n}_2 \quad (7)$$

$$\lambda^1 = un_1 + vn_2 + c, \quad \lambda^2 = un_1 + vn_2, \quad \lambda^3 = un_1 + vn_2 - c \quad (8)$$

$$\mathbf{e}^1 = \begin{pmatrix} 1 \\ u + cn_1 \\ v + cn_2 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{e}^2 = \begin{pmatrix} 0 \\ -cn_2 \\ cn_1 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{e}^3 = \begin{pmatrix} 1 \\ u - cn_1 \\ v - cn_2 \end{pmatrix} \quad (9)$$

ここで、 $\mathbf{A}$, $\mathbf{B}$ はそれぞれ以下に示すような $\mathbf{E}$ と $\mathbf{F}$ のヤコビ行列である。

$$\mathbf{A} = \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \mathbf{U}} = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -u^2 + c^2 & 2u & 0 \\ -uv & v & u \end{pmatrix}, \quad \mathbf{B} = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{U}} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 \\ -uv & v & u \\ -u^2 + c^2 & 0 & 2v \end{pmatrix} \quad (10)$$

3. 非構格子有限体積法

ここでは、小メッシュ計算で用いる離散化手法である、流束差分法（FDS 法）を用いた非構格子有限体積法（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 $\mathbf{U}$ の平均値を $\mathbf{U}_j$ 、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。

$$\frac{\partial}{\partial t} (\mathbf{U}_j S_j) + \oint_{\partial \Omega_j} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL + \int_{\Omega_j} \mathbf{S} dS - \nu \oint_{\partial \Omega_j} (\mathbf{D}_n \cdot \mathbf{n}) dL = 0 \quad (11)$$

時間積分に Euler 陽解法を用いると、(11)式は(12)式のように離散化される。

$$\mathbf{U}_j^{n+1} = \mathbf{U}_j^n - \frac{\Delta t}{S_j} \left\{ \oint_{\partial \Omega_j} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL + \int_{\Omega_j} \mathbf{S} dS - \oint_{\partial \Omega_j} (\mathbf{D}_n \cdot \mathbf{n}) dL \right\} \quad (12)$$

n は時間ステップ番号、 Δt は時間刻み幅である。さらに、(12)式中のセル境界線を流出入

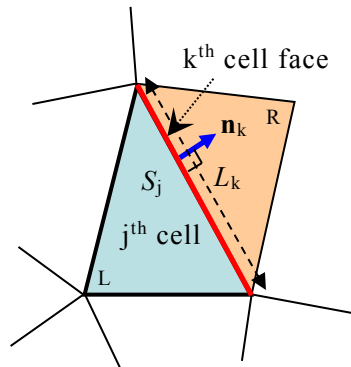


Fig.1 検査体積 Ω_j

する流束ベクトルの和は、数値流束 $\mathbf{G}_k^* \cdot \mathbf{n}_k$ を用いて次式のように離散化される。

$$\oint_{\partial\Omega_j} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL = \sum_{k=1}^3 \{L_k (\mathbf{G}_k^* \cdot \mathbf{n}_k)\} \quad (13)$$

$k (=1,2,3)$ 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、(13)式中の数値流束 $\mathbf{G}_k^* \cdot \mathbf{n}_k$ 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。

$$\mathbf{G}_k^* \cdot \mathbf{n}_k = \frac{1}{2} (\mathbf{G}_R + \mathbf{G}_L) \cdot \mathbf{n}_k - \frac{1}{2} \tilde{\mathbf{R}}_k |\tilde{\Lambda}_k| \tilde{\mathbf{R}}_k^{-1} (\mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L) \quad (14)$$

ここで、 $\mathbf{R}$ は $\mathbf{C}_n$ の固有ベクトル $\mathbf{e}^{1,2,3}$ を列成分として持つ右固有行列、 $|\Lambda|$ は $\mathbf{C}_n$ 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 $\sim$ を付した変数は、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。

$$\tilde{u} = \frac{\sqrt{h_L} u_L + \sqrt{h_R} u_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}}, \quad \tilde{v} = \frac{\sqrt{h_L} v_L + \sqrt{h_R} v_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}}, \quad \tilde{c} = \sqrt{g \frac{h_L + h_R}{2}} \quad (15)$$

・湧き出し項ベクトルの離散化

(12)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水深と流速を用いて行う。

$$\int_{\Omega_j} \mathbf{S} dS = \sum_{k=1}^3 \frac{S_j}{3} \tilde{\mathbf{S}}_{fk} = \frac{S_j}{3} \sum_{k=1}^3 \begin{pmatrix} 0 \\ 3v\tilde{u}/\tilde{h} \\ 3v\tilde{v}/\tilde{h} \end{pmatrix}_k \quad (16)$$

ここで、 $\tilde{h} = (h_L + h_R)/2$ である。

・拡散項の離散化

(12)式中の左辺第 4 項の拡散項は、次式のように中心差分の形を用いて評価する。

$$\nu \oint_{\partial\Omega_j} (\mathbf{D}_n \cdot \mathbf{n}) dL = \nu \sum_{k=1}^3 \{L_k (\mathbf{D}_{nk}^* \cdot \mathbf{n}_k)\} = \nu \sum_{k=1}^3 L_k \begin{pmatrix} 0 \\ n_1 \Delta(uh)/\Delta x_{LR} + n_2 \Delta(uh)/\Delta y_{LR} \\ n_1 \Delta(vh)/\Delta x_{LR} + n_2 \Delta(vh)/\Delta y_{LR} \end{pmatrix}_k \quad (17)$$

ここで、 $\Delta(\cdot) = (\cdot)_R - (\cdot)_L$ 、 Δx_{LR} 、 Δy_{LR} はセル LR の重心間の x 、 y 方向距離である。

・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、(18)式のようにセル R の流速 $\mathbf{u}_R = (u_R, v_R)$ を与える。

$$h_R = h_n, \quad \mathbf{u}_R = \mathbf{u}_L \quad (18)$$

流入単位幅流量 q_n が与えられた場合には、(19)式のようにセル R の流速を与える。

$$h_R = h_L, \quad \mathbf{u}_R = -q_n \mathbf{n}_k \quad (19)$$

水深と単位幅流量の関係式が与えられた場合には、(17)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(20)式, Slip 壁面境界の場合には(21)式によりセル R の水深と流速を与えるものとする．

$$h_R = h_L, \quad \begin{pmatrix} u_R \\ v_R \end{pmatrix} = -\begin{pmatrix} u_L \\ v_L \end{pmatrix} \quad (20)$$

$$h_R = h_L, \quad \begin{pmatrix} u_R \\ v_R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -n_1^2 + n_2^2 & -2n_1n_2 \\ -2n_1n_2 & n_1^2 - n_2^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_L \\ v_L \end{pmatrix} \quad (21)$$

4. 解析条件

第 1 章で提案した計算手順のうち, Step1 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) 3m の矩形計算領域を設定し, 内部に稲株を想定した, 外接円の直径が 0.1m である正三十二角形 (**Fig. 3**) を 0.2m 間隔で正方配置する．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 1cm の三角形メッシュに分割する．初期水深を $h_0 = 0.1\text{m}$, 初期流速を 0 とし, 矩形計算領域の周囲では流量境界 ($q_n = 0.001\text{m}^2/\text{s}$) を与える．流量境界で与える流速の向きを変更することにより, 任意の流向の流れの様子を求めることができるようにした．稲株領域との境界を Non-Slip 壁面境界とし, 時間刻み幅 $\Delta t = 0.002\text{s}$ 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 1m 四方の領域に注目し, この領域内の平均水深 $\bar{h}$, 平均 x 方向流速 $\bar{u}$, 平均 y 方向流速 $\bar{v}$, および x 軸方向水深勾配 I_x , y 軸方向水深勾配 I_y を算出した．ここで, 平均流速ベクトル $\bar{\mathbf{u}} = (\bar{u}, \bar{v})$ と x 軸の成す角を流向 α ($0 \leq \alpha \leq 90$) [deg] と定義する．その後, (22)式を用いて x, y 軸方向の抵抗係数 C_{fx} , C_{fy} を求めた．

$$C_{fx} = \frac{2g\bar{h}I_x}{\bar{u}\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}, \quad C_{fy} = \frac{2g\bar{h}I_y}{\bar{v}\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}} \quad (22)$$

以上の手順を, 流量境界における設定流向と x 軸との成す角を 0, 2.5, 5, 10, 20, 30, 45 度の 7 種類に変化させて行い, 流向と抵抗係数との関係を調べた．

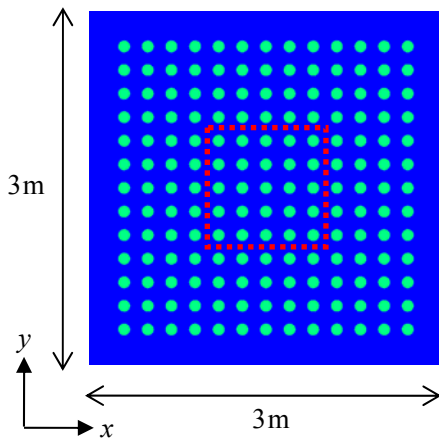


Fig.2 矩形計算領域

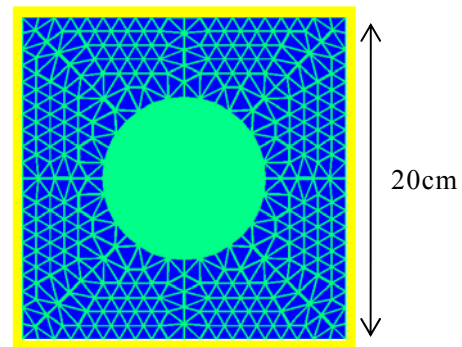


Fig.3 稲株周囲の計算メッシュ

5. 結果

矩形計算領域中央の 0.4m 四方領域周辺の流速ベクトル $\mathbf{u}$ の分布の様子を **Fig.4** に示す. 流向 α が大きくなるに従い, 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.

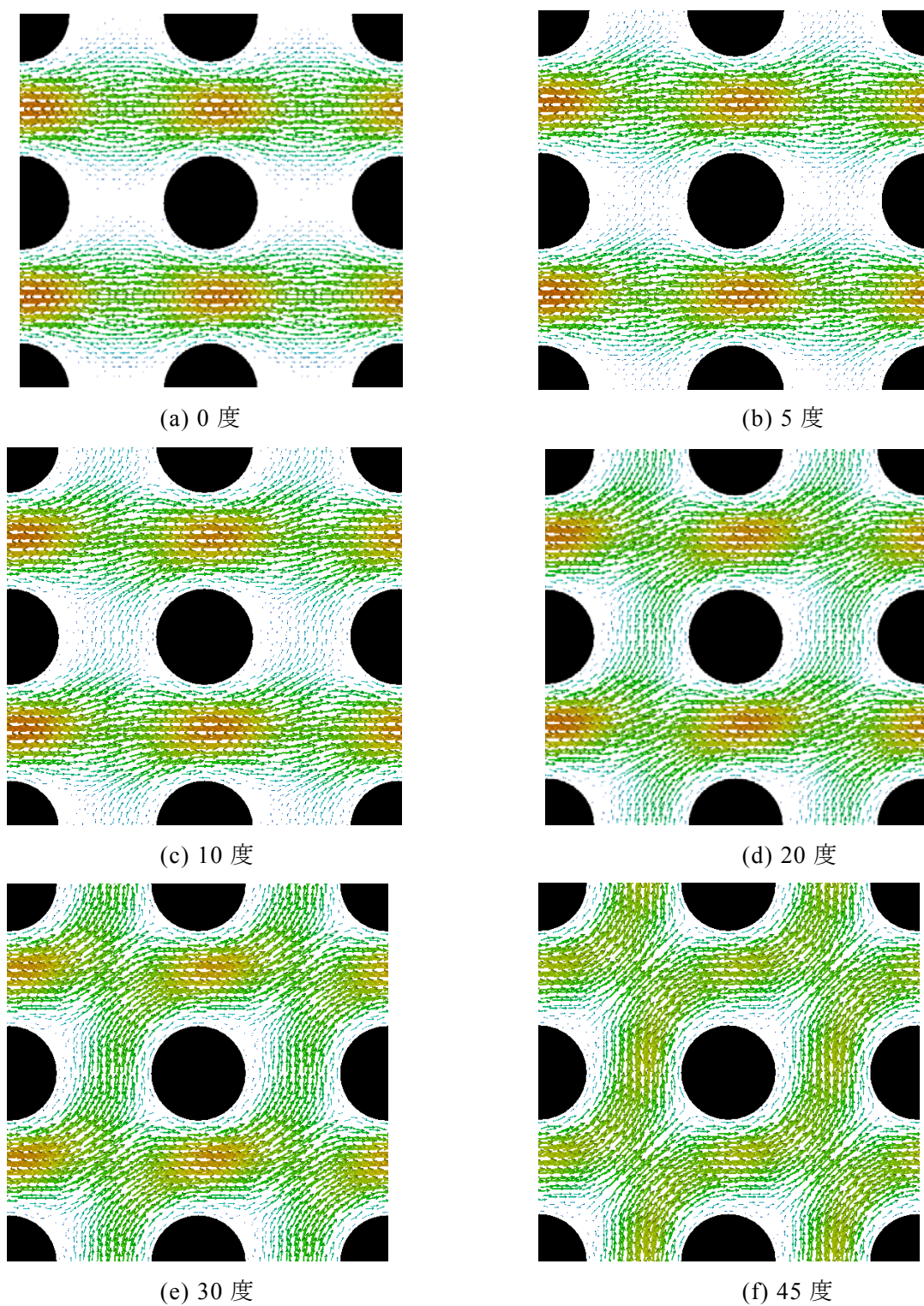


Fig.4 計算領域中央の流速ベクトル分布

流れの流入角度と流速，水位勾配，流向，抵抗係数の計算結果を **Table 1** に示す．また，**Fig.5** は流向 α と抵抗係数 C_{fx} ， C_{fy} の関係を表している．流向が変わるに従い，2 方向の抵抗係数が若干変化する様子が見られる．これは，稲株の配置に対する流れの向きによる，各方向の流れやすさの変化を表していると考えられる．

今後は，Step1 で得られた結果をもとに，流向によって抵抗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，小メッシュ計算による計算結果との比較をすることにより，精度の検証を行う予定である．

Table 1 計算結果 (Step1)

流入角度	u (m/s)	v (m/s)	I_x	I_y	$(u^2+v^2)^{0.5}$ (m/s)	α	I の角度	C_{fx}	C_{fy}
0	6.32E-03	0	1.24E-04	0	6.32E-03	0.0	0.0	6.08	
2.5	6.32E-03	3.39E-04	1.24E-04	7.14E-06	6.33E-03	3.1	3.3	6.08	6.52
5	6.31E-03	6.77E-04	1.24E-04	1.43E-05	6.35E-03	6.1	6.5	6.08	6.50
10	6.29E-03	1.34E-03	1.25E-04	2.83E-05	6.43E-03	12.0	12.8	6.07	6.43
20	6.15E-03	2.60E-03	1.26E-04	5.53E-05	6.68E-03	22.9	23.6	6.04	6.25
30	5.85E-03	3.70E-03	1.24E-04	7.97E-05	6.92E-03	32.3	32.7	6.00	6.09
45	5.01E-03	5.01E-03	1.08E-04	1.08E-04	7.09E-03	45.0	45.0	5.99	5.99

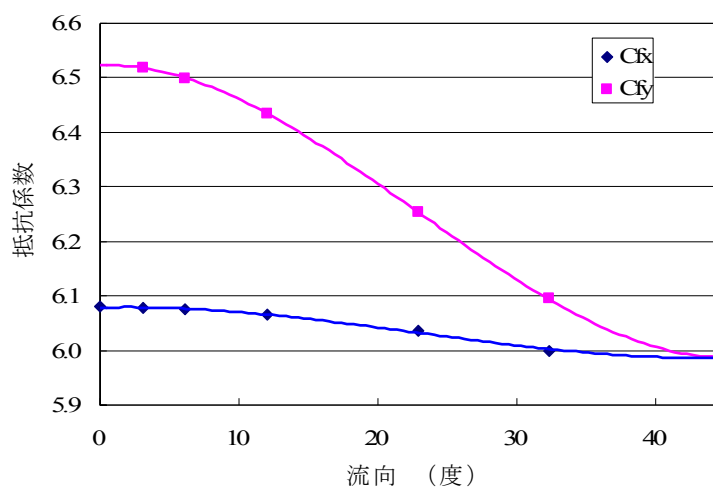


Fig.5 流向 α と抵抗係数 C_{fx} ， C_{fy}

参考文献

- 秋山壽一郎ら(2002)：非構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. Phys.*, **43**(2), 357-372.

海底底上げにともなう流況変化と底質への影響

愛媛大学大学院農学研究科
愛媛大学農学部
京都大学大学院農学研究科

○金口 嵩明
泉 智揮・大上 博基
藤原 正幸

1. はじめに

瀬戸内海の海峡部における海底には、海釜（かいふ）と呼ばれる局所的な窪地が各地に存在している。このようなタイプでは、泥状物質が堆積することにより、小型定置網などの漁業活動が困難となる場合がある。また、海域によっては硫化物や貧酸素水塊の発生源となる場合もあり、周辺環境への影響が懸念されている（中村，2010）。このような海域の環境改善策の一つとして、窪地を埋戻し、人為的に海底を浅くする海底底上げが挙げられる。しかしながら、海底地形が変化することで、流況変化など海洋環境や底生生物の生息環境に影響を与えることが予測される。そこで本研究では、ある海釜地形での海底底上げを想定し、流況解析モデルを用いて海底地形変化による流況変化を定量的に把握するとともに、浅海域に生息する底生生物への影響を検討するため、解析結果に限界掃流力理論を適用し、底質移動を評価する。

2. 数値モデル

2.1 流況解析モデル

流況解析には、静水圧近似を仮定したマルチレベルモデルを採用する（藤原ら，1997）。運動方程式、連続式、自由表面の式、水温および塩素量の拡散方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla_h \cdot (\mathbf{u}\mathbf{u}) + \frac{\partial(\mathbf{u}w)}{\partial z} + f\mathbf{k} \times \mathbf{u} = -\frac{1}{\rho} \nabla p + \nabla_h \cdot (\nu_h \nabla_h \mathbf{u}) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu_v \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial z} \right) \quad \cdots(1)$$

$$\nabla_h \cdot \mathbf{u} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \cdots(2) \quad p = \int_z^\eta \rho g dz \quad \cdots(3) \quad \frac{\partial \eta}{\partial t} + \nabla_h \cdot \int_{-H}^\eta \mathbf{u} dz = 0 \quad \cdots(4)$$

$$\frac{\partial T}{\partial t} + \nabla_h \cdot (\mathbf{u}T) + \frac{\partial(wT)}{\partial z} = \nabla_h \cdot (K_{Th} \nabla_h T) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{Tv} \frac{\partial T}{\partial z} \right) \quad \cdots(5)$$

$$\frac{\partial Cl}{\partial t} + \nabla_h \cdot (\mathbf{u}Cl) + \frac{\partial(wCl)}{\partial z} = \nabla_h \cdot (K_{ch} \nabla_h Cl) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{cv} \frac{\partial Cl}{\partial z} \right) \quad \cdots(6)$$

ここで、 $\mathbf{u}$ は水平二次元流速ベクトル、 w は鉛直流速、 t は時間、 z は上向きが正の鉛直軸、 f はコリオリ係数（ 8.13×10^{-5} /s）、 T は水温、 Cl は塩素イオン濃度、 ρ は海水の密度、 η は静水面を基準とした自由水面位置、 g は重力加速度（ 9.8 m/s^2 ）、 H は静水面からの水深、 ∇_h は水平微分演算子、 $\nu_h \cdot \nu_v$ は水平・鉛直渦動粘性係数、 $K_{Th} \cdot K_{Tv}$ は水温に関する水平・鉛直乱流拡散係数、 $K_{ch} \cdot K_{cv}$ は塩素量に関する水平・鉛直乱流拡散係数、 $\mathbf{k}$ は鉛直単位ベクトルである。また、密度に関する状態方程式には Knudsen の式を用いる。これらの基礎方程式をスタッガードメッシュの有限差分法により離散化する。

2.2 限界掃流力理論

海底の侵食・堆積に大きく関わる掃流力は、以下の限界掃流力理論を用いる（岩垣，1956）。

$$F = \frac{\rho}{2} C_t \mathbf{u}_b^2 \frac{\pi}{4} d^2 \quad \cdots(7) \quad R = \frac{\pi}{6} d^3 (\rho_p - \rho) C_s g \quad \cdots(8)$$

$$C_t = \frac{K}{Re^m} \quad \cdots(9) \quad Re = \frac{\mathbf{u}_b d}{\nu} \quad \cdots(10) \quad \mathbf{u}_b = 0.1 \times \mathbf{u} \quad \cdots(11)$$

ここで、 F は底質粒子に働く掃流力、 R は底質粒子に働く摩擦抵抗力、 d は砂粒子の粒径、 C_s は砂粒子の摩擦係数（1.0）、 ρ_p は砂粒子密度（ 2.65 g/cm^3 ）、 Re はレイノルズ数、 ν は海水の動粘性係数（ $0.0109 \text{ cm}^2/\text{s}$ ）。

u_b は海底直上の水平二次元流速ベクトル, C_l は砂粒子の抵抗係数である. (9)式で与えられる砂粒子の抵抗係数 C_l は, レイノルズ数の値に応じて定数 K と m が実験的に求められており, ここでは高橋ら (2002) にならない以下の値を用いる.

- 1) $Re < 1$: $K=24.00$, $m=1.0$
- 2) $1 < Re < 10^3$: $K=12.65$, $m=0.5$
- 3) $10^3 < Re < 10^5$: $K=0.40$, $m=0.0$

海底直上の水平二次元ベクトル u_b は, Yanagi and Inoue (1995) にならない, (11)式で表わすように流況解析モデルで計算された最下層の流速の 0.1 倍であると仮定する.

粒径 d の砂粒子は, $F < R$ のとき海底に留まり, $F > R$ のとき移動する. $F=R$ のとき限界掃流力となるので, (7)と(8)式を連立させて粒径 d について解くことで, 再懸濁可能な最大粒径を求めることができる.

3. 対象海域の概要と流況の解析条件

対象海域の底上げ前と底上げ後の深浅図を図 1 に示す. 底上げ前の対象海域には, 島と陸地の海峡部に最大水深 27 m 程度の海釜地形が存在する. 本研究では, 海釜地形を, 島側で水深 5 m, 陸側で水深 9 m まで底上げすることとする.

解析領域は対象海域を含む東西 10 km×南北 6 km の領域とする. 計算格子分割は水平方向に 50 m 間隔, 鉛直方向に水深 10 m までを 2 m 間隔, 26 m までを 4 m 間隔, 26 m 以深を 1 層として分割する. 春季の大潮時における観測結果をもとに, 境界条件として, 西側開境界に潮流振幅 (0.68 m/s) を与え, 水温, 塩分に関しては観測結果から鉛直的にほとんど変化は見られないので, 一様な値とし, 水温 (15.0 °C), 塩分濃度 (33.6 psu) を与える. また, 東側開境界に自由流出を仮定する. 解析領域北側の仮想境界と陸地境界にはノンスリップ条件を課す. 解析に用いるパラメータとして, 海底には海底摩擦を考慮し, 海底摩擦係数により以下の(12)式で評価する.

$$\nu_v \frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_b^2 u |u| \quad \cdots (12)$$

ここで, γ_b^2 は海底摩擦係数である. また, 水平渦動粘性係数と水平乱流拡散係数は, 計算格子サイズを基準とした Richardson の 4/3 乗をもとに算定する. さらに, 鉛直渦動粘性係数と鉛直乱流拡散係数は, 現況海域での観測結果を再現するように決定する. これらのパラメータは表 1 のとおりである.

4. 流況変化

ここでは, 海底底上げ前と底上げ後における表層 (水深 1 m) と底層 (海底付近) を対象に, 春季の大潮上げ潮最大流況時・下げ潮最大流況時の流況特性を把握し, 海底地形変化による流況変化を検討する. ここで, 海峡部の海釜地形を形成している箇所を中央部, 中央部から北西方向に位置する箇所を北西部, 南東方向に位置する箇所を南東部と称し, 以降, この 3 箇所に注目して考察する.

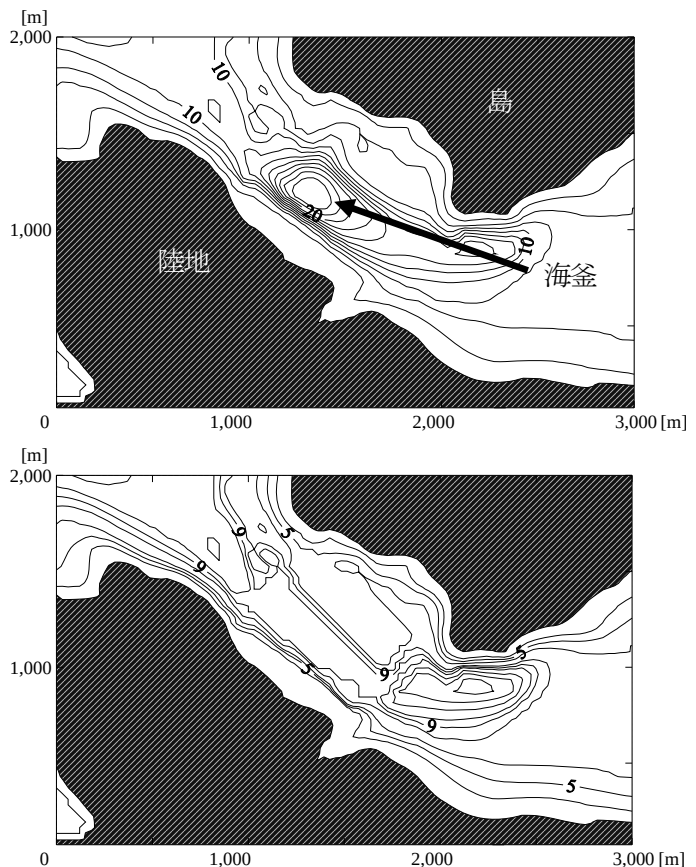


図 1 : 対象海域 (上図 : 底上げ前, 下図 : 底上げ後)

表 1 : 解析パラメータ

海底摩擦係数	0.0026
水平渦動粘性・乱流拡散係数	1.0 m ² /s
鉛直渦動粘性・乱流拡散係数	0.2 m ² /s

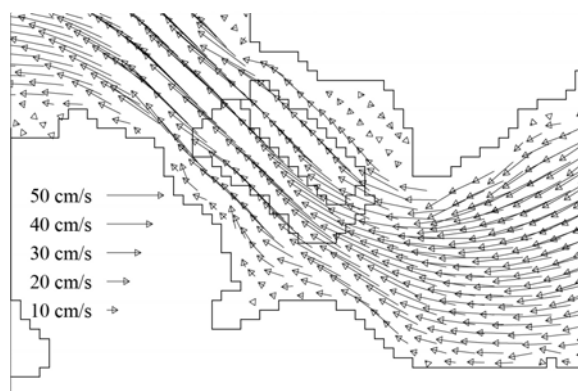
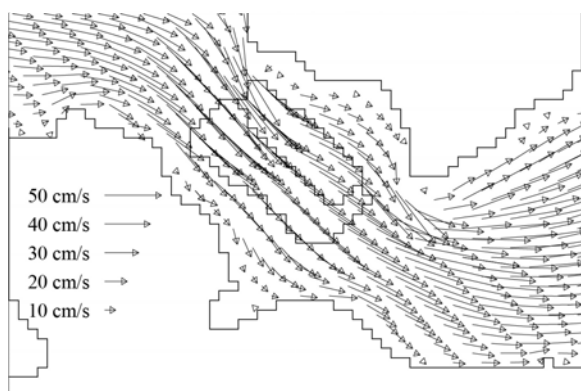


図2：底上げ前における表層の最大流速ベクトル（左図：上げ潮時，右図：下げ潮時）

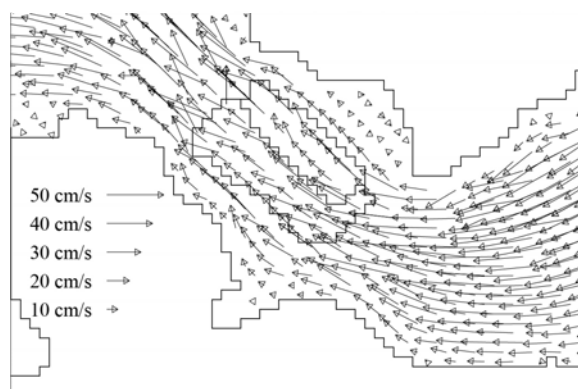
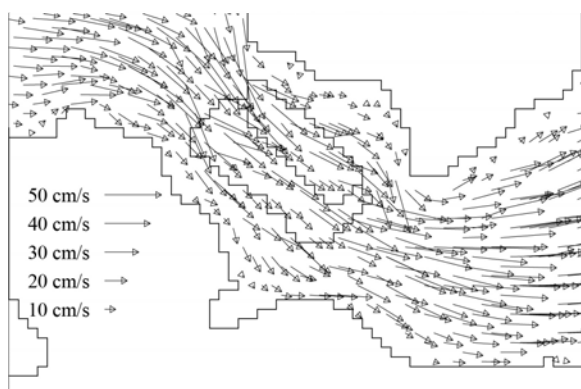


図3：底上げ前における底層の最大流速ベクトル（左図：上げ潮時，右図：下げ潮時）

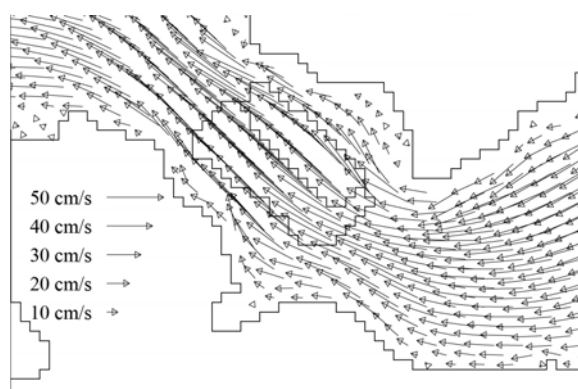
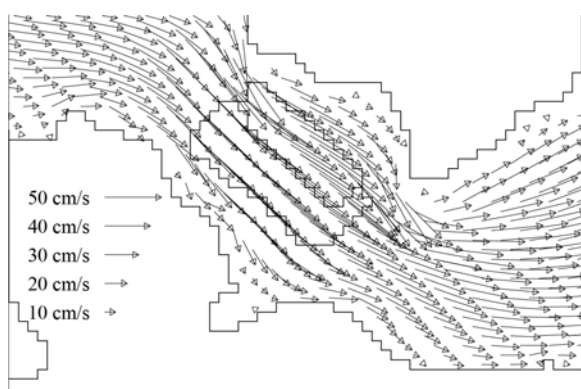


図4：底上げ後における表層の最大流速ベクトル（左図：上げ潮時，右図：下げ潮時）

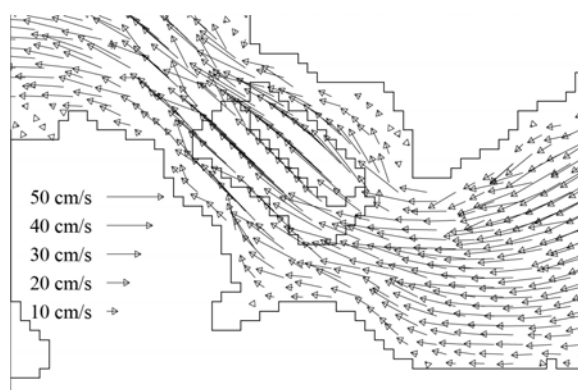
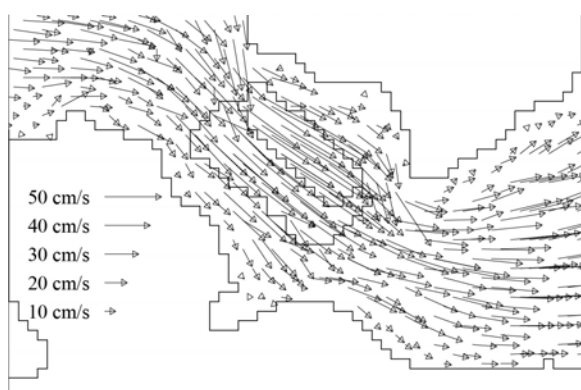


図5：底上げ後における底層の最大流速ベクトル（左図：上げ潮時，右図：下げ潮時）

4.1 底上げ前における流況特性

底上げ前における表層の上げ潮最大流速ベクトル、下げ潮最大流速ベクトルを図2に示す。まず、上げ潮最大時の流向は南東方向であり、海峡部へ進入する北西部においては最大流速 40 cm/s ~50 cm/s 程度の流れが卓越しており、海峡部を抜ける南東部においては最大流速 40 cm/s 程度の流れが卓越する。中央部においては流速が減少し、30 cm/s 程度の流れとなることがわかる。また、下げ潮最大時の流向は北西方向であり、海峡部へ進入する南東部においては最大流速 40 cm/s 程度の流れであり、海峡部を抜ける南東部においては最大流速 40 cm/s ~50 cm/s 程度の流れとなる。中央部においては流速が減少し、20 cm/s ~30 cm/s 程度の流れとなることがわかる。

次に、底上げ前における底層の上げ潮最大流速ベクトル、下げ潮最大流速ベクトルを図3に示す。上げ潮最大時の流向は南東方向であり、海峡部へ進入する北西部と海峡部を抜ける南東部においては最大流速 30 cm/s ~40 cm/s 程度の流れが卓越しており、海釜が存在する中央部においては流速 10 cm/s ~30 cm/s 程度の流れが生じているが、水深が最も深い箇所では 10 cm/s 未満となる。また、下げ潮最大時の流向は北西方向であり、海峡部へ進入する南東部においては最大流速 30 cm/s ~40 cm/s 程度の流れであり、海峡部を抜ける北西部においては最大流速 30 cm/s ~50 cm/s 程度の流れである。海釜が存在する中央部においては流速 10 cm/s ~30 cm/s 程度の流れが生じているが、水深が最も深い箇所では 10 cm/s 未満となる。

したがって、底上げ前の流況特性として、海峡部の出入り部で流れが最も卓越し、海釜地形が存在する中央部において流速が顕著に減少することがわかる。これは中央部において、通水断面積が著しく増加するために生じると考えられる。

4.2 底上げ後における流況特性

底上げ後における表層の上げ潮最大流速ベクトル、下げ潮最大流速ベクトルを図4に示す。上げ潮最大時の流向は南東方向であり、海峡部へ進入する北西部、底上げされた中央部、海峡部を抜ける南東部においては最大流速 40 cm/s ~50 cm/s 程度の流れが卓越する。また、下げ潮最大時の流向は北西方向であり、海峡部へ進入する南東部、底上げされた中央部、海峡部を抜ける北西部においては最大流速 30 cm/s ~50 cm/s 程度の流れが卓越する。

次に、底上げ後における底層の上げ潮最大流速ベクトル、下げ潮最大流速ベクトルを図5に示す。上げ潮最大時の流向は南東方向であり、海峡部へ進入する北西部においては最大流速 30 cm/s 程度の流れであり、底上げされた中央部においては最大流速 40 cm/s 程度の流れが卓越する。海峡部を抜ける南東部においては最大流速 30 cm/s 程度の流れが卓越する。また、下げ潮最大時の流向は北西方向であり、海峡部へ進入する北西部においては最大流速 30 cm/s 程度の流れであり、海峡部を抜ける南東部、底上げされた中央部においては最大流速 30 cm/s ~50 cm/s 程度の流れとなる。

したがって、底上げ後の流況特性として、海釜地形を底上げすることで海底が比較的平坦な地形となり、海峡部の流れは一様になることがわかる。

4.3 海底地形変化による流況変化

前節の結果から、底上げ前と底上げ後の流向を比べると、表層、底層ともに上げ潮時、下げ潮時において流向パターンに大きな変化は無いことがわかる。そこで、底上げによる海底地形変化についての流速変化について考察する。まず、表層における上げ潮最大時の流速変化では、中央部において流れが 10 cm/s ~20 cm/s 程度大きくなり、海峡部を抜ける南東部において流れが 10 cm/s 程度大きくなる。また、下げ潮時最大時の流速変化では、海峡部へ進入する南東部において流れが 10 cm/s 程度大きくなり、中央部において流れが 10 cm/s ~30 cm/s 程度大きくなる。

次に、底層における上げ潮最大時の流速変化では、海峡部へ進入する北西部において流れが 10 cm/s 程度小さくなり、中央部において流れが 10 cm/s ~20 cm/s 程度大きくなり、海峡部を抜ける南東部において流れが 10 cm/s 程度小さくなる。また、下げ潮時最大時の流速変化では、海峡部へ進入する南東部において流れが 10 cm/s 程度小さくなり、中央部において流れが 10 cm/s ~20 cm/s 程度大きくなる。

したがって、底上げにより、表層では流速は大きくなり、底層では中央部において流速は大きくなり、北西部及び南東部において流速は小さくなることがわかる。

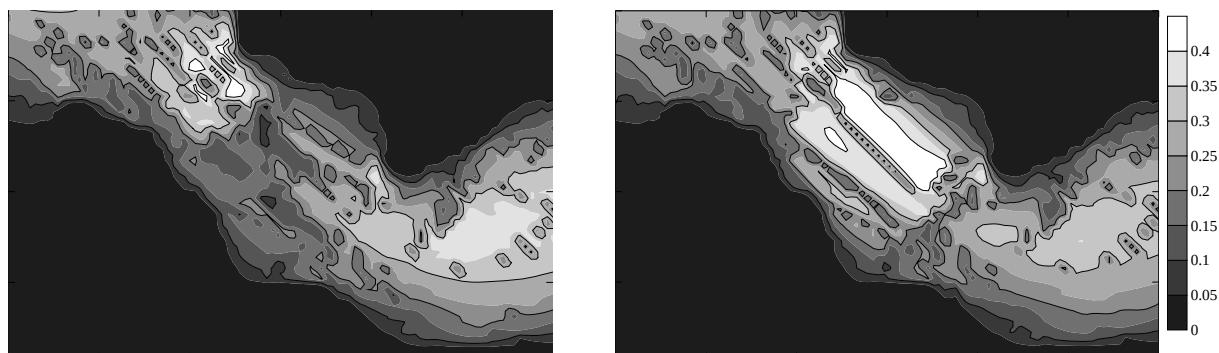


図6：再懸濁可能な最大粒径（左図：底上げ前，右図：底上げ後）

5. 再懸濁可能な最大粒径

ここでは、最も流れが大きくなる大潮上げ潮最大流況時における底質移動を検討する。底上げ前と底上げ後における再懸濁可能な最大粒径の分布を図6に示す。底上げ前においては、北西部では粒径0.3 mm~0.4 mm程度、中央部では粒径0.1 mm~0.2 mm程度、南東部では粒径0.2 mm~0.35 mm程度の砂粒子が再懸濁可能な領域である。これに対して、底上げ後においては、北西部及び南東部では粒径0.2 mm~0.3 mm程度、中央部では粒径0.2 mm~0.4 mm程度の砂粒子が再懸濁可能な領域となっている。したがって、底上げにより流速変化の影響にともない、当該海峡部における限界掃流力は変化し、再懸濁可能な最大粒径は変化することが予測される。

次に、流況観測と同時期に実施された底質の粒度試験をもとに、底上げ後における限界掃流力理論から求めた再懸濁可能な最大粒径と底質との関係を考察する。現況海域における海峡部の中央粒径 (D_{50}) は、北西部では0.31 mm、南東部では0.024 mm、中央部では0.0067 mmである。なお、測定箇所の水深はそれぞれ、北西部で17.8 m、南東部で13.2 m、中央部で28.6 mである。北西部の底質は広い範囲の粒径が含まれているが、南東部及び中央部の底質は細粒分を多く含み、シルト・粘土分が90 %以上を占めている。そのため、南東部及び中央部においては限界掃流力理論の適応外である。そこで、北西部についてのみ検討すると、再懸濁可能な粒径は底上げ後では、0.1 mm~0.2 mm程度小さくなるため、砂粒子に対する侵食傾向が弱くなり、堆積傾向が強まることで、底質環境に影響を及ぼす可能性が示唆される。

さらに、底上げのための埋戻しの際には、中央部における底上げ後の再懸濁可能な最大粒径は0.2 mm~0.4 mmであることから、0.4 mmより大きな粒径の砂粒子土砂を投入することで、砂粒子が海底に堆積しやすくなり、周囲に拡がらないことで、周辺環境への影響を軽減できることが示唆される。

6. おわりに

海域の環境改善策の一つとして、海釜地形での海底底上げを想定し、数値解析により海底地形変化による影響について検討した。その結果、海峡部における流速変化を定量的に求めることができた。さらに、限界掃流力理論を用いて、再懸濁可能な最大粒径の変化を確認し、底上げにより海峡部の北西部において再懸濁可能な最大粒径が小さくなることで、底質環境に影響を及ぼす可能性が示唆された。また、環境に配慮した埋戻しを行うために、砂粒子土砂の投入に関する提言を行うことができた。

引用文献

- [1] 中村由行 (2010) : 全国の浚渫窪地の現況と三河湾における埋め戻し修復, 水産工学, Vol.46, No.3, pp.229-233.
- [2] 藤原正幸・末永慶寛・中田英昭・永澤亮・山田東也 (1997) : オイラー・ラグランジュ法によるマガレイ卵・仔魚輸送の数値実験, 水産工学, Vol.34, No.2, pp.147-154.
- [3] 岩垣雄一 (1956) : 限界掃流力に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.41, pp.1-21.
- [4] 高橋暁・湯浅一郎・村上和男 (2002) : 瀬戸内海芸予諸島周辺海域の海砂採取が流況に与えた影響, 沿岸海洋研究, Vol.40, No.1, pp.81-90.
- [5] Yanagi, T. and K. Inoue (1995) : A Numerical Experiment on the Sedimentation Processes in the Yellow Sea and the East China Sea, Journal of Oceanography, Vol.51, pp.537-552.

Relevant internal boundary conditions for the partial differential equations in locally one-dimensional open channel networks

(邦題: 局所1次元開水路網における偏微分方程式に対する適切な内部境界条件)

○Hidekazu Yoshioka^{1,2}, Koichi Unami¹ and Masayuki Fujihara¹

¹Graduate School of Agriculture, Kyoto University

²Research Fellow of Japan Society of the Promotion of Science

1. Introduction

Water flows and solute transport in open channel networks are reasonably described with partial differential equations (PDEs) in connected graphs (locally 1-D open channel networks (Yoshioka *et al.*, 2012)). A connected graph consists of a number of reaches attached via junctions. Solving a PDE in a connected graph requires the use of appropriate internal boundary conditions (IBCs) at each junction. For example, an IBC of a mass conservation law shall be specified at a junction. The authors derived consistent IBCs for the conservative and non-conservative parabolic PDEs of solute transport in locally 1-D open channel networks, utilizing appropriate weak forms as the starting points (Yoshioka *et al.*, 2013a-b, Yoshioka *et al.*, accepted). An IBC for nonlinear parabolic PDE has also been presented (Yoshioka *et al.*, 2013c).

For some PDEs in applications, to choose an appropriate IBC is not always an easy task. The 1-D SWEs, a nonlinear system of hyperbolic PDEs for mass and momentum balance laws of water in open channels, serve as a reprehensive example. An IBC for the continuity equation at a junction is specified naturally as a mass conservation law based on inflow and outflow discharges. A difficulty arises when specifying an IBC for the momentum equation. Literatures suggested that an energy balance law derived on the basis of the Hamilton's principle (Leugering and Schmidt, 2002; Gugat *et al.*, 2004) should be specified at a junction. However, as Schmidt (2005) points out, this approach has a significant drawback; such an IBC cannot accurately handle flow diversion at a junction because it does not account for geometrical connections of the intersecting channels. IBCs based on the characteristics theory have also been developed (Zhu *et al.*, 2011; Herty and Seaid, 2012), but encounter a similar drawback. Many researchers consider that water flows around a junction are inherently multi-dimensional (Ashida and Kawai, 1979; Gurram *et al.*, 1997) and development of a 1-D model that consistently deal with such flows is difficult (Sanders *et al.*, 2011; Ghostine *et al.*, 2013; Koseki *et al.*, 2013). Indeed, flows around a junction is well resolved by a multi-dimensional model, such a model is not suited to analyze flows in large open channel networks that have complex topographies due to high computational costs (Takeuchi *et al.*, 2010; Imagawa *et al.*, 2011; Hodges, 2013). Some researchers developed empirical weir type IBCs. Nevertheless, its application is limited to the flows with right-angled junctions (Kesserwani *et al.*, 2010; Shinha *et al.*, 2012). The authors recently found that an IBC for the momentum equation can be developed if a balance law of the momentum flux is specified considering contact angles of reaches meeting at a junction as well as discharge ratios, which overcome the difficulty in handling water flows around junctions that the conventional models encounter (Yoshioka *et al.*, in press).

The purpose of this paper is to review and investigate the properties of IBCs for the PDEs in locally 1-D open channel networks. A mathematical analysis on the IBCs of the momentum equation is carried out to demonstrate adequacy of one of the momentum flux evaluation scheme that the authors proposed.

2. Mathematical models

2.1 Water flows

The 1-D SWEs (Unami and Alam, 2012) for flows in an open channel consist of the continuity equation

$$T \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

and the momentum equation

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (2)$$

with the momentum flux defined as

$$F = \frac{\beta Q^2}{A} \quad (3)$$

where t is the time, x is the 1-D abscissa taken along the channel, T is the top width of the water surface, η is the water surface elevation, Q is the discharge, β is the momentum coefficient, A is the cross-sectional

area of flow, g is the gravitational acceleration and S_f is the friction slope given by the Manning's formula (Yen, 2002). The 1-D SWEs are a system of hyperbolic PDEs with source terms, which can be used both for gradually and rapidly varied flows (Lai *et al.*, 2002; Góńiorowski, 2013). The water surface elevation η is assumed to be continuous at a junction.

For flows in open channel networks, the continuity equation (1) is defined via a weak form (Unami and Alam, 2012) or via a local integral form (Yoshioka and Unami, 2012), leading to the following IBC of mass conservation at a volume-less junction

$$\sum Q_{out} - \sum Q_{in} = 0 \quad (4)$$

where $\sum Q_{in}$ and $\sum Q_{out}$ represent the inflow and outflow discharges at the junction, respectively. For a junction with a finite volume, the continuity equation (1) is rewritten as

$$\left(T + \delta_j \frac{dV}{d\eta} \right) \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5)$$

leading to the IBC as

$$\frac{dV}{dt} + \sum Q_{out} - \sum Q_{in} = 0. \quad (6)$$

where δ_j is the Dirac's Delta (Salsa, 2009) concentrated on the junction and $V = V(\eta)$ is the volume of the junction as a uni-variate function of η . The IBCs (4) and (6) are identical in steady flows.

The momentum equation is defined in the reaches because the discharge Q cannot be uniquely determined at a junction. In this case, an IBC that describes a balance law of the momentum flux F is required to be specified at a junction.

2.2 Solute transport

Solute transport in an open channel network is described in the context of longitudinal dispersion phenomena (Yoshioka and Unami, 2013; Yoshioka *et al.*, 2013b), leading to the following parabolic PDEs

$$\frac{\partial}{\partial t}(AC) + \frac{\partial f(C)}{\partial x} + RAC = s_c \quad (7)$$

with

$$f = AaC + \frac{\partial}{\partial x}(AbC) \quad (8)$$

and

$$\frac{\partial u}{\partial s} + a \frac{\partial u}{\partial x} + b \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - Ru = s_u \quad (9)$$

where C is the cross-sectionally averaged solute concentration, u is a statistical property (such as the probability density function, survival probability, escape probability, and spatially-distributed statistics), f is the solute flux, a is the drift, b is the dispersivity, R is the reaction coefficient and s_c and s_u represent sources. The PDEs (7) and (9) are derived from the Kolmogorov's forward (KFE) and backward equations (KBE) for stochastic particles transport, respectively. Both of the equations have been applied for longitudinal dispersion phenomena of passive, dissolved matters and movements of aquatic species (Unami *et al.*, 2010).

Consistent IBCs at a junction for the PDEs (7) and (9) are derived as

$$\sum f_{out} - \sum f_{in} = s_c^* \quad (10)$$

and

$$\sum \left[b \frac{\partial u}{\partial x} \right]_{out} - \sum \left[b \frac{\partial u}{\partial x} \right]_{in} = s_u^* \quad (11)$$

where s_c^* and s_u^* are functional that account for the source s_c and s_u at the junction. The IBC (10) is a mass conservation law of the solute at a junction, while the IBC (11) is not a conservation law but a balance law of the variable u around the junction. According to Yoshioka *et al.* (in press), for the longitudinal transport phenomena in open channel networks, the IBC (10) admits physically and mathematically more adequate solutions than the following conventional, loadings based counterpart (Basha and Malaeb, 2007; Zhang *et al.*, 2010)

$$\sum [CQ]_{out} - \sum [CQ]_{in} = 0, \quad (12)$$

the latter does not necessarily admit well-posedness of the problem.

Consistent IBCs for the hyperbolic longitudinal equations of solute (Yoshioka *et al.*, 2014) in the flux form analogous to (10) are also derived with an appropriate local integration technique.

3. Internal boundary condition for the momentum equation

This section reviews and carries out a mathematical analysis on the momentum flux evaluation schemes, which are M1 (Ishida *et al.*, 2011), M2 (Unami and Alam, 2012) and M3 schemes (Yoshioka *et al.*, in press), serving as IBCs at junctions for the momentum equation (2).

3.1 Momentum flux evaluation schemes

Without loss of generality, details of the M1 through M3 schemes are explained focusing on the flows around a junction J, which attaches m inflowing computational reaches (R_1 through R_m) and n outflowing reaches (R_{m+1} through R_{m+n}) as shown in **Figure 1**. It is assumed that the direction of the flow is same with that of the x abscissa. The downstream nodes of the inflowing reaches and the upstream nodes of the outflowing reaches fall on J. Let $\theta_{i,j}$ be the contact angle between the outflowing reach R_i ($m+1 \leq i \leq m+n$) and the inflowing reach R_j ($1 \leq j \leq m$). The absolute value of $\theta_{i,j}$ is assumed to be smaller than 90 degrees.

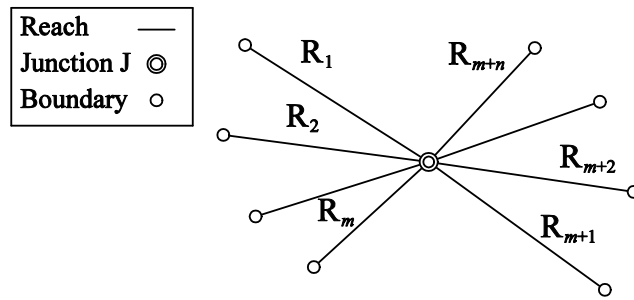


Figure 1: Sketch of reaches meeting at a junction.

3.1.1 M1 scheme

Let the subscripts $\uparrow$ and $\downarrow$ represent the values evaluated at the upstream and downstream nodes of a reach, respectively. The M1 scheme evaluates the flux $F_{i,\uparrow}$ by simply summing up the fluxes $F_{j,\downarrow}$ as

$$F_{i,\uparrow} = \sum_{j=1}^m F_{j,\downarrow} \quad (m+1 \leq i \leq m+n). \quad (13)$$

As shown in (13), the M1 scheme does not consider the contact angles of the reaches in evaluating the flux $F_{i,\uparrow}$.

3.1.2 M2 scheme

Being different from the M1 scheme, the M2 scheme evaluates the flux $F_{i,\uparrow}$ by considering the contact angles $\theta_{i,j}$ of the reaches meeting at a junction. The M2 scheme evaluates the flux $F_{i,\uparrow}$ as

$$F_{i,\uparrow} = \sum_{j=1}^m F_{j,\downarrow} \cos \theta_{i,j} \quad (m+1 \leq i \leq m+n). \quad (14)$$

This scheme assumes that the cosine of $\theta_{i,j}$ contributes to $F_{i,\uparrow}$, which is considered valid in view of the classical momentum balance principle in continuum mechanics.

3.1.3 M3 scheme

The M3 scheme evaluates the flux $F_{i,\uparrow}$ by considering the contact angles $\theta_{i,j}$ of the reaches as in the M2 scheme, but distributes $F_{i,\uparrow}$ according to the discharge ratios of the downstream reaches. Let κ_i be the discharge ratio for the outflowing reach R_i , defined as

$$\kappa_i = \frac{Q_i}{\sum_{k=m+1}^{m+n} Q_k} \quad (m+1 \leq i \leq m+n), \quad (15)$$

which is taken as 0 if its denominator equals to 0. The discharge ratio κ_i is bounded as $0 \leq \kappa_i \leq 1$ by the definition. Summing up each κ_i yields the partition of unity condition

$$\sum_{i=m+1}^{m+n} \kappa_i = 1. \quad (16)$$

The M3 scheme evaluates the flux $F_{i,\text{up}}$ as

$$F_{i,\text{up}} = \kappa_i \sum_{j=1}^m F_{j,\text{down}} \cos \theta_{i,j} \quad (m+1 \leq i \leq m+n). \quad (17)$$

This scheme assumes that the cosine of $F_{j,\text{down}}$ with multiplied by the discharge ratio κ_i contributes to $F_{i,\text{up}}$. This assumption is heuristic; however it is reasonable to consider that the net distributed flux for an outflowing reach decreases as the number of the outflowing reaches increases. The M2 and M3 schemes are equivalent for the flows around a channel bend ($m = n = 1$ and $\theta_{1,1} \neq 0$) (Ishida *et al.*, 2012).

3.2 Mathematical analysis

This subsection carries out mathematical analysis on the momentum variation at the junction J for the M1 through M3 schemes. The three schemes are represented with the weight $w_{i,j}$ as

$$F_{i,\text{up}} = \sum_{j=1}^m w_{i,j} F_{j,\text{down}} \quad (m+1 \leq i \leq m+n), \quad (18)$$

with

$$w_{i,j} = \begin{cases} 1 & \text{(M1 scheme)} \\ \cos \theta_{i,j} & \text{(M2 scheme)} \\ \kappa_i \cos \theta_{i,j} & \text{(M3 scheme)} \end{cases}. \quad (19)$$

The following equation of the momentum variation ΔF at the junction J holds:

$$\begin{aligned} \Delta F &= \sum_{i=m+1}^{m+n} F_{i,\text{up}} - \sum_{j=1}^m F_{j,\text{down}} \\ &= \sum_{j=1}^m \left(\sum_{i=m+1}^{m+n} w_{i,j} - 1 \right) F_{j,\text{down}} \end{aligned}, \quad (20)$$

From a physical point of view, the variation ΔF must not increase at the junction J because its increase means the existence of an external force at J. A momentum flux evaluation scheme should therefore guarantee non-increase of the variation ΔF .

Since the flux $F_{j,\text{down}}$ is non-negative by the definition, substituting the weight $w_{i,j}$ for the M1, M2 and M3 schemes into (20) yields the inequalities

$$\begin{aligned} \Delta F_{\text{M1}} &= \sum_{j=1}^m \left(\sum_{i=m+1}^{m+n} 1 - 1 \right) F_{j,\text{down}} \\ &= (n-1) \sum_{j=1}^m F_{j,\text{down}}, \end{aligned} \quad (21)$$

$$\begin{aligned} &\geq 0 \\ \Delta F_{\text{M2}} &= \sum_{j=1}^m \left(\sum_{i=m+1}^{m+n} \cos \theta_{i,j} - 1 \right) F_{j,\text{down}} \\ &\leq \sum_{j=1}^m \left(\sum_{i=m+1}^{m+n} 1 - 1 \right) F_{j,\text{down}} \\ &= \Delta F_{\text{M1}} \end{aligned} \quad (22)$$

and

$$\begin{aligned} \Delta F_{\text{M3}} &= \sum_{j=1}^m \left(\sum_{i=m+1}^{m+n} \kappa_i \cos \theta_{i,j} - 1 \right) F_{j,\text{down}} \\ &\leq \sum_{j=1}^m \left(\sum_{i=m+1}^{m+n} \kappa_i - 1 \right) F_{j,\text{down}}, \\ &= \sum_{j=1}^m (1-1) F_{j,\text{down}} \\ &= 0 \end{aligned} \quad (23)$$

respectively, indicating that only the M3 scheme unconditionally guarantees the non-increase of ΔF at J, the others do not satisfy the condition. The M1 scheme does not decrease ΔF in particular. The M2 scheme does not

increase ΔF if

$$\sum_{i=m+1}^{m+n} \cos \theta_{i,j} \leq 1, \quad (24)$$

is satisfied. The analysis results show that the M3 scheme is the most relevant choice among the three schemes in the sense that it does not increase ΔF at a junction.

4. Concluding remarks

IBCs for parabolic and hyperbolic PDEs were reviewed and the properties of that for the momentum equation of the 1-D SWEs were mathematically analyzed in particular. The analysis results showed that a physically relevant momentum flux evaluation scheme (M3 scheme), that does not increase the differences of the momentum flux and energy at a junction, can be developed. The M3 scheme has already been applied to numerical simulations of test problems (Yoshioka *et al.*, in press), experimental flows (Ashida and Kawai, 1979), and real problems of the flows in multiply-connected open channel networks in tidal and hydromorphic environments (Yoshioka *et al.*, 2013d).

Acknowledgement

This study is financially supported by the JSPS under grant 25•2731.

References

- [1] Ashida, K. and Kawai, S. (1979) Hydraulic behaviors of dividing flow around junctions, *Disaster Prevention Research Institute Annuals*, 55, pp. 491-506. (in Japanese)
- [2] Basha, H.A. and Malaeb, L.N. (2007) Eulerian-Lagrangian method for constituent transport in water distribution networks, *J. Hydraul. Eng.*, 133(10), pp. 1155-1166.
- [3] Gńorowski, D. (2013) Balance errors generated by numerical diffusion in the solution of non-linear open channel flow equations, *J. Hydrol.*, 476, pp. 384-394.
- [4] Ghostine, R., Vazquez, J., Terfous, A., Riviere, N., Ghenaïm, A. and Mose, R. (2013) A comparative study of 1D and 2D approaches for simulating flows at right angled dividing junctions, *Appl. Math. Comput.*, 219(10), pp. 5070-5082.
- [5] Gugat, M., Leugering, G. and Schmidt, E.J.P.G. (2004) Global controllability between steady supercritical flows in channel networks, *Math. Meth. Appl. Sci.*, 41(1), pp. 164-180.
- [6] Gurram, S.K., Karki, K.S. and Hager, W.H. (1997): Subcritical junction flow, *J. Hydraul. Eng.*, 123(5), pp. 447-455.
- [7] Herty, M. and Seaid, M. (2012) Assessment of coupling conditions in water way intersections, *Int. J. Numer. Methods Fluids*, 71(11), pp. 1438-1460.
- [8] Hodges, B.R. (2013) Challenges in continental river dynamics, *Environ. Model. Software*, 50, pp. 16-20.
- [9] Imagawa, C., Takeuchi, J., Kawachi, T., Ishida, K., Chono, S. and Buma N. (2011) A hydro-environmental watershed model improved in canal-aquifer water exchange process, *Paddy Water Environ.*, 9(4), pp. 425-439.
- [10] Ishida, K., Yangyuoru, M., Unami, K. and Kawachi, T. (2011) Application of shallow water equations to analyze runoff processes in hilly farmlands, *Paddy Water Environ.*, 9(4), pp. 393-401.
- [11] Ishida, K., Unami, K. and Kawachi, T. (2012): Application of one-dimensional shallow water model to flows in open channels with bends, *J. Rainwater Catchment Syst.*, 17(2), pp.15-23.
- [12] Kesserwani, G., Vazquez, J., Rivière, N., Liang, Q., Travin, G. and Mose, R. (2010) New approach for predicting flow bifurcation at right angled open-channel junction, *J. Hydraul. Eng.*, 136(9), pp. 662-668.
- [13] Koseki, H., Hoshino, T. and Yasuda, H. (2013) Study on distribution ratio in bifurcation of response to down stream boundary condition, *J. JSCE, Ser. B1*, 69(4), pp. I_601-I_606. (in Japanese)
- [14] Lai, C., Baltzer, R.A. and Schaffranek, R.W. (2002) Conservation-form equations of unsteady open-channel flow, *J. Hydraul. Res.*, 40(5), pp. 567-578.
- [15] Leugering, G. and Schmidt, E.J.P.G. (2002) On the modelling and stabilization of flows in networks of open canals, *SIAM. J. Control Optim.*, 41(1), pp. 164-180.
- [16] Sanders, B.F., Green C.L., Chu A.K. and Grant S.B. (2011) Case study: Modeling tidal transport of urban runoff in channels using the finite volume method, *J. Hydraul. Eng.*, 127(10), pp. 795-804.
- [17] Salsa, S. (2009) *Partial Differential Equations in Action*, Springer, pp.39-41.
- [18] Schmidt, G.E.J.P. (2005) On junctions in a network of canals, *Control Theory of Partial Differential Equations*, Chapman & Holl/CRC, pp. 207-212.
- [19] Shabayek, S., Steffler, P. and Hicks, F. (2002) Dynamic model for subcritical combining flows in channel junctions, *J. Hydraul. Eng.*, 128(9), pp. 821-828.
- [20] Shinha, S., Liu, X. and Garcia, M.H. (2012) Three-dimensional hydrodynamic modeling of the Chicago

- River, Illinois, *Environ. Fluid Mech.*, 12(5), pp. 471-494.
- [21] Takeuchi, J., Imagawa, C., Kawachi, T., Unami, K., Maeda, S. and Izumi, T., (2010) A refined hydro-environmental watershed model with field-plot-scale resolution, *Paddy Water Environ.*, 8(2), pp. 176-187.
 - [22] Unami, K., Ishida, K., Kawachi, T., Maeda, S. and Takeuchi, J. (2010) A stochastic model for behavior of fish ascending an agricultural drainage system, *Paddy Water Environ.*, 8(2), pp.105-111.
 - [23] Unami, K. and Alam, A.H.M.B. (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), pp.255-272.
 - [24] Yen, B.C. (2002) Open channel flow resistance, *J. Hydraul. Eng.*, 128(1), pp. 20-39.
 - [25] Yoshioka, H. and Unami, K. (2012) A dual grid-based finite volume scheme for analysis of shallow water flows in locally one-dimensional open channel network flows, *Proc. the 69th Japanese Society of Irrigation, Drainage and Rural Engineering, Kyoto Division*, pp. 114-115. (in Japanese)
 - [26] Yoshioka, H., Unami, K. and Kawachi, T. (2012a) Partial differential equation model for spatially distributed statistics of contaminant particles in locally one-dimensional open channel networks, *Proc. Tenth International Conference on Hydrosience and Engineering*, 24pp.
 - [27] Yoshioka, H., Kinjo, N., Unami, K. and Fujihara, M. (2013a) Application of a conforming Petrov-Galerkin finite element scheme to analysis of longitudinal dispersion phenomena in open channel networks, *Proc. 35th IAHR WORLD CONGRESS*, Paper No. A10491, 12pp.
 - [28] Yoshioka, H., Kinjo, N., Unami, K. and Fujihara, M. (2013b) A conforming finite element method for non-conservative advection-diffusion equations on connected graphs, *J. JSCE., Ser. A2 (Applied Mechanics)*, 69(2), pp. I_59-I_70.
 - [29] Yoshioka, H., Unami, K. and Fujihara, M. (2013c) Burgers equation type models on connected graphs and their application to open channel hydraulics, *Proc. RIMS conference: Mathematical Aspects and Applications of Nonlinear Wave Phenomena*, 12pp. (to appear)
 - [30] Yoshioka, H., Unami, K. and Fujihara, M. (2013d) Hyperbolic dual finite volume models for shallow water flows in multiply-connected open channel networks, *Proc. The 27th Computational Fluid Dynamics Symposium*, Paper No. B07-1, 10pp. (to appear)
 - [31] Yoshioka, H., Yoshioka, H., Kinjo, N., Mabaya, G., Unami, K. and Fujihara, M. (2014) A hyperbolic longitudinal dispersion model of contaminant in open channel networks, *Proc. The 7th International Symposium on Environmental Hydraulics*, 4pp. (Accepted).
 - [32] Yoshioka, H., Unami, K. and Fujihara, M. Internal boundary conditions for solute transport equations in locally one-dimensional open channel networks, *J. Rainwater Catch. Syst.* (in press)
 - [33] Yoshioka, H., Unami, K. and Fujihara, M. Comparative numerical analysis on momentum flux evaluation schemes for shallow water flows in open channel networks, *J. Rainwater Catch. Syst.* (in press)
 - [34] Zhang, W., Wang, Y., Peng, H., Li, Y., Tang, J. and Wu, B. (2010) A coupled water quality-quantity model for water allocation analysis, *Water Resour. Manage.*, 24(3), pp. 485-511.
 - [35] Zhu, D., Chen, Y., Wang, Z. and Liu, Z. (2011) Simple, robust, and efficient algorithm for gradually varied subcritical flow simulation in general channel networks, *J. Hydraul. Eng.*, 137(7), pp. 766-774.

低水頭小規模ドリップ灌漑システムの水理モデル

京都大学農学部 ○海野優介

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

標準的な畑地灌漑においては、ポンプによる圧送水やスプリンクラーによる散水が行われるため、揚水コストや水損失の抑制が求められることが多い。近年、途上国などにおける小規模園芸農業では、圃場内に設置されたタンクから重力によりドリップチューブへ送水する、水頭数 m 以下の低水頭ドリップ灌漑システムが普及しつつある(Miller 1990, Ngigi 2008)。しかし、そのような灌漑システムに関して、灌漑水の動的挙動を詳細に計算した例は見当たらない。そこでここでは、低水頭小規模ドリップ灌漑システムを水理学的手法によりモデル化し、タンクの水位変化を含め流況を計算機上で再現することを目的とする。ドリップチューブ内の流れは管水路定常流として取り扱い、Newton-Raphson 法による求解を行う。とくに、層流と乱流の遷移領域の流れに対応するため、Reynolds 数を用いて記述される一次補間式を導入する。

2. 水理モデル

低水頭小規模ドリップ灌漑システムとして、Ngigi et al (2005)の提案するものを対象とする。図 1 に示すように、水平な圃場に並行に設置された各 7.5 m 長の 4 本のドリップチューブに、高さ 0.8 m の位置に設置された容量 20L のタンクから重力給水する。タンクから各ドリップチューブに至る送水管も、ここでは便宜的にドリップチューブと称する。

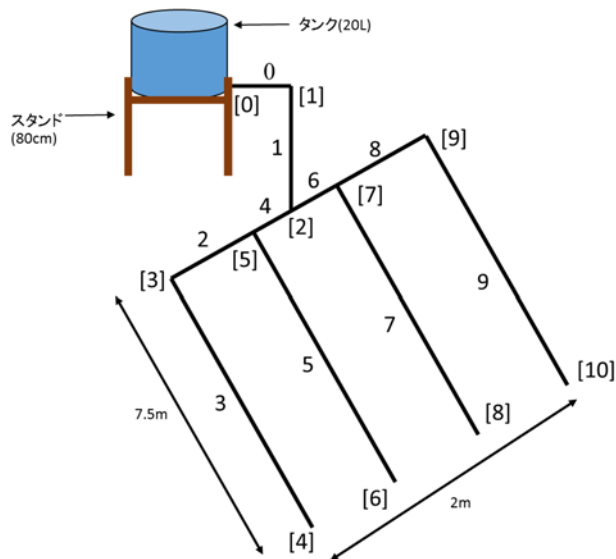


図 1: 低水頭小規模ドリップ灌漑システムの概要

ドリップチューブ内の灌漑水の流れは、管水路定常流であると仮定する。層流、乱流それぞれにおける摩擦損失係数 f_{lam} , f_{tur} は、

$$f_{lam} = \frac{64}{Re} \quad (1)$$

$$f_{tur} = \frac{8\sqrt[3]{4gn^2}}{\sqrt[3]{D}} \quad (2)$$

で与えられるものとする。ここに、 g は重力加速度、 n は粗度係数、 D は管の直径、 Re はレイノルズ数であり、

$$Re = \frac{D|V|}{\nu} = \frac{D|Q|}{\nu A} \quad (3)$$

で定義される。ここに、 ν は灌漑水の動粘性係数、 V は断面平均流速、 A は断面積、 Q は流量である。長さ方向に一様なドリップチューブの区間(長さ L)において、摩擦損失水頭 h_f は

$$h_f = f_{lam/tur} \frac{L}{D} \frac{V|V|}{2g} = f_{lam/tur} \frac{L}{D} \frac{Q|Q|}{2gA^2} \quad (4)$$

であるので、層流、乱流それぞれにつき

$$h_f = \frac{64\nu L}{2gAD^2} Q \quad (5)$$

$$h_f = \frac{8\sqrt[3]{4gn^2L}}{D\sqrt[3]{D}} \frac{1}{2gA^2} Q|Q| \quad (6)$$

となる。各区間に対し、定数、 C_2 を、

$$C_1 = \frac{64\nu L}{2gAD^2} \quad (7)$$

$$C_2 = \left(K_e + \frac{8\sqrt[3]{4gn^2L}}{D\sqrt[3]{D}} + K_o \right) \frac{1}{2gA^2} \quad (8)$$

とおく。ここに、 K_e , K_o は、それぞれ、管の入口、出口における形状損失係数である。したがって、区間両端における水頭を η_l と η_r で表せば、流れが完全に層流である場合には

$$\eta_l - C_1 Q - \eta_r = 0 \quad (9)$$

完全に乱流である場合には

$$\eta_l - C_2 Q|Q| - \eta_r = 0 \quad (10)$$

となる。層流と乱流の遷移領域を表すため、(9)と(10)を一次補間式

$$(1-\theta)C_1 Q + \theta C_2 Q|Q| + \eta_r - \eta_l = 0 \quad (11)$$

によって連結する。ここに、 θ は重みであり、臨界

Reynolds 数の下限 Re_{inf} と上限を用いて

$$\theta = \max \left(0, \min \left(1, \frac{Re - Re_{inf}}{Re_{sup} - Re_{inf}} \right) \right) \quad (12)$$

で定義する. ここでは, 遷移領域は $Re_{inf} = 2000$ および $Re_{sup} = 4000$ によって与える.

ドリップチューブ区間の端点を節点と考えれば, 質量保存則による連続式は

$$\sum_k \sigma_{ik} Q_{ik} = q_i = K_i \sqrt{g \eta_i} \quad (13)$$

となる. ここに, Q_{ik} は第 i 節点に k 番目に接続するドリップチューブ区間の流量 Q , σ_{ik} は第 i 節点に k 番目に接続するドリップチューブ区間の局所座標の方向を示す絶対値 1 の実整数, q_i は第 i 節点におけるエミッターからの流出流量であり第 i 節点の圧力水頭 η_i の平方根に比例すると仮定している (比例定数 K_i). なお, タンクに相当する節点 (図 1 の [0]) は, タンク水位 H を指定する圧力境界として取り扱う.

タンク水位 H についての連続式は,

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{Q_0}{a} \quad (14)$$

となる. ここに, t は時間, a はタンク断面積 (= 185 (cm²)), Q_0 はタンクに接続するドリップチューブ区間の流量である. 常微分方程式 (14) は, 初期値問題が適切である.

3. 計算手法

管水路定常流については, 各区間での支配式 (11) および各節点での支配式 (13) を併せ, 区間数 + 節点数の非線型代数方程式で記述されるのに対し, 同数の未知数, すなわち, 各区間での流量と各節点での水頭が存在する. よって, 十分正解に近い初期解から出発すれば, Newton-Raphson 法によって反復求解が成功する可能性がある. しかしながら, 実際に収束が保証される支配式の正則性 (Saaty and Bram, 1981) は全く満たされていない. 管水路定常流についての Newton-Raphson 法による反復求解を敢えて行いつつ, 常微分方程式 (14) については, 4 次精度の Runge-Kutta 法を用いて時間方向に計算を進める. なお, 計算領域については, 節点と区間の番号を図 1 に示している.

4. 計算結果

比例定数 K_i は全節点で等しい値 K であるとし, $K = 0.01, 0.005, 0.0001$ (cm²) の場合についてそれぞれ初期タンク満水位 108.3 (cm) から 120 分間分の計算を実行したところ, 図 2 に示すようなタンク水位の経時変化計算結果が得られた. なお, ドリップチューブの粗度係数 n は, 0.013 (m^{-1/3}s) = 0.060 (cm^{-1/3}s) としている. タンク水位が下がるに

従って, タンク水位低下が緩やかになること, すなわち, 灌漑強度が低下することがわかる.

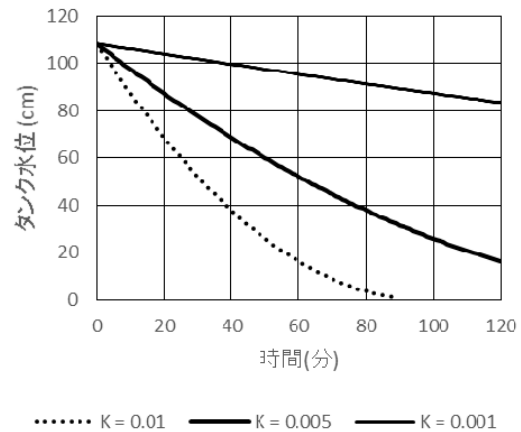


図 2: タンク水位の経時変化

5. おわりに

自律分散型灌漑農業の発展のために普及が期待される, 低水頭小規模ドリップ灌漑システムに関し, 灌漑水の動態を定量的に把握するための水理モデルを開発した. 収束条件を満たさない不完全なモデルであるため, 任意のシステム構成条件に適用しうる状態に至っていない. 実際, 7.5 m 長のドリップチューブは, 30 cm 間隔で 1 本につき 25 個のエミッターを有しており, これらすべてを節点とみなして計算に取り入れる必要があるが, ここで提示した手法では収束解を得ることができなかった. 軟化子を用いて支配式の十分な正則性を確保し, 時間方向の計算間隔を適切に小さくするなど, 改善対策を進めている. 一方, 多重連結型の管網については, 特別な取り扱いを行うことなく適用が可能である. ドリップチューブを多重連結型に接続した場合の効果について, この水理モデルを用いて検討を行う予定である.

引用文献

- [1] Ngigi SN, Savenije HHG, Thome JN, Rockström J, De Vries FWTP (2005) Agro-hydrological evaluation of on-farm rainwater storage systems for supplemental irrigation in Laikipia district, Kenya, *Agricultural Water Management*, 73(1), 21-41.
- [2] Ngigi SN (2008) Technical evaluation and development of low-head drip irrigation systems in Kenya, *Irrigation and Drainage*, 57(4), 450-462.
- [3] Miller E (1990) A low head drip irrigation system for smallholdings, *Agricultural water management*, 17, 37-47.
- [4] Saaty TL, Bram J (1981) *Nonlinear Mathematics*, Dover Publications Inc., 56-70.

二成分粒子を充填した混合多孔質媒体の水理特性の評価 Hydraulic properties of binary-particle porous media with mixed wettabilities

京都大学農学部 神崎 慧大

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、著者らは疎水化した粒子を混合した多孔質媒体のぬれ性や水理特性の評価を行ってきた^{[1],[2]}。竹内ら(2011)は標準砂にフッ化炭素化合物($\text{CF}_3(\text{CF}_2)_8(\text{CH}_2)_2\text{SiCl}_3$, FAS)で疎水化した粒子を用いて、高橋ら(2012)はガラスビーズ(以下, GB)に炭化水素化合物($\text{CH}_3(\text{CH}_2)_7\text{SiCl}_3$, OTS8)で疎水化した粒子を用いて、それぞれ元の粒子との様々な割合で混合した多孔質媒体を試料として使用していた。標準砂は粒径がおよそ 0.212mm~0.250mm といわれており^[3]、ほぼ同程度の粒子の大きさといえる。また、高橋ら(2012)は単一粒径の GB を用いていた。現地の土壌や砂を疎水化して使用することを想定した場合、粒子の粒径はある程度分布しているのが一般的である。また、疎水化に使用する化学物質の費用対効果の観点から、すべての粒径の粒子を疎水化するか、ある特定の粒径の粒子を疎水化するかなど様々なオプションが考えられる。そこで、ここでは、粒径の異なる 2 種類の GB を使い、小さいほうの粒子、あるいは大きいほうの粒子、またはその両方を疎水化した場合の多孔質媒体の水理特性の測定を行い、疎水化の効果の検証を行う。

2 試料

粒径 0.1mm, 0.2mm, 0.4mm, 0.6mm の GB を親水性試料として用いる。ここでは、粒径が標準砂と同程度の 0.2mm のものを軸に、(0.1, 0.2), (0.2, 0.4), (0.2, 0.6) の 3 つの組み合わせとする。田中ら(1982)^[4]の二成分粒子系多孔質媒体の最密充填を実現する混合割合を参考にして、ここでは小さいほうの粒子と大きいほうの粒子の混合比を質量ベースで 1:3 とする。それぞれの組み合わせに対して、①いずれの GB も疎水化しないもの、②小さいほうの GB を疎水化したもの、③大きいほうの GB を疎水化したもの、④両方の GB を疎水化したものの 4 種類の試料を作成する。すなわち、小さいほうの粒子と大きいほうの粒子が親水性であるか、疎水性であるかを示すと、①(親水, 親水)、②(疎水, 親水)、③(親水, 疎水)、④(疎水, 疎水)となり、疎水化した粒子の混合割合は質量ベースで、それぞれ 0%, 25%, 75%,

100%となる。

3 測定項目

3-1 水分保持特性

乾燥状態の試料への浸潤過程と飽和状態からの排水過程に関する水分特性を土柱法で測定する。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 まで積み重ね、試料を均一に充填する。浸潤過程では、撥水性に応じて試料円筒を最大 50cm 程度まで水中に入れ、定水位を保ち水を底から浸入させる。排水過程では、脱気水を用いて真空法で試料を飽和した後、定水位を保ち排水させる。それぞれ、定常に達した後、試料円筒を速やかにばらし、各アクリル円筒の炉乾前後の質量を測定する。

3-2 飽和透水係数

間隙が水で飽和された多孔質媒体の単位断面積当たりの流量 q 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表される。

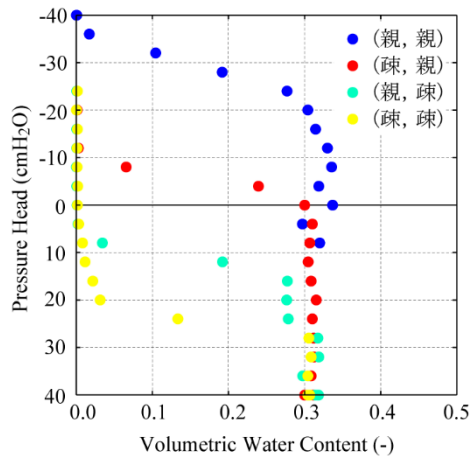
$$q = -K_s \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (1)$$

ここで、 K_s は飽和透水係数であり、式(1)の比例係数である。 Δh と Δl は、対象とする試料の両端の水理水頭の差と試料長である。測定は、脱気水を用いて真空法で試料を飽和した後、大起理化工業製 DIK-4012 を用いて定水位法で行う。

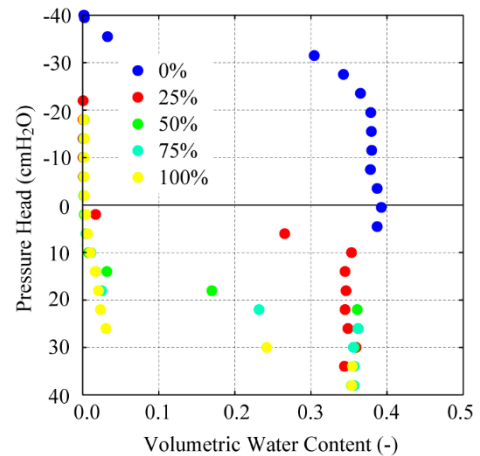
4 測定結果

上述の粒径組合せ(0.1, 0.2), (0.2, 0.4), (0.2, 0.6)の浸潤過程と排水過程の水分特性曲線をそれぞれ図 1, 2 の (a) から (c) に示す。また、比較のために単一粒径の 0.1mm, 0.2mm, 0.4mm の GB の水分保持特性の測定結果^[2]も (d) から (f) に示す。

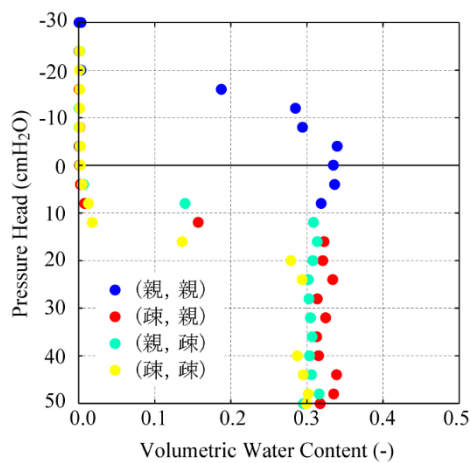
単一粒径の測定結果より、浸潤過程・排水過程のいずれにおいても、水分保持特性は疎水性粒子の混合割合に依存しており、また、粒径が大きくなるほど、0% (親水性粒子のみ)と 100% (疎水性粒子のみ)の差が



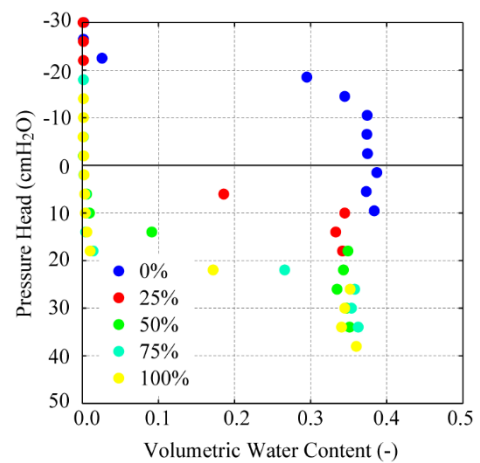
(a) 粒径組合せ(0.1mm, 0.2mm)



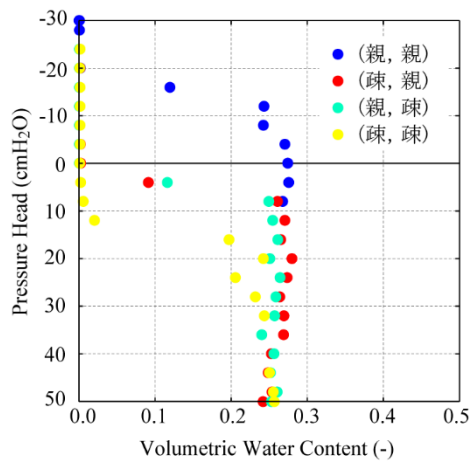
(d) 単一粒径 0.1mm



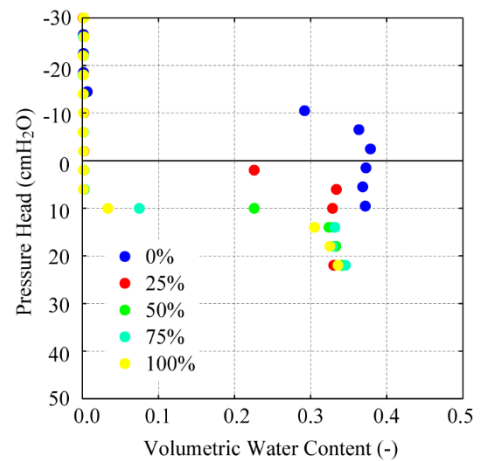
(b) 粒径組合せ(0.2mm, 0.4mm)



(e) 単一粒径 0.2mm



(c) 粒径組合せ(0.2mm, 0.6mm)



(f) 単一粒径 0.4mm

図 1： 浸潤過程の水分保持特性

小さくなっていることが分かる。これは、粒径が大きくなるにつれ間隙が大きくなるためである。また、浸潤過程では、いずれの粒径においても、疎水性粒子を 25%以

上混合すると、圧力水頭が 0cmH₂O のときに体積含水率がほぼ 0%であることから、自発的な浸透が起こらないことが分かる。

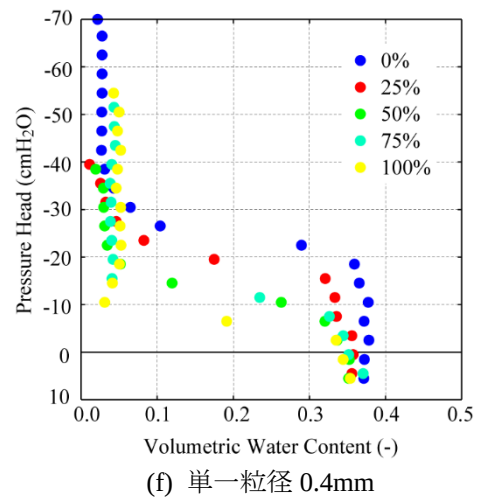
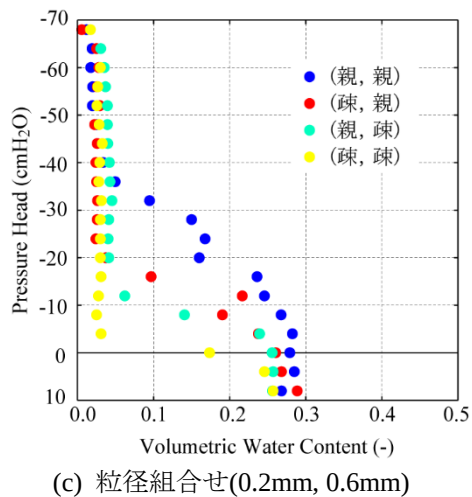
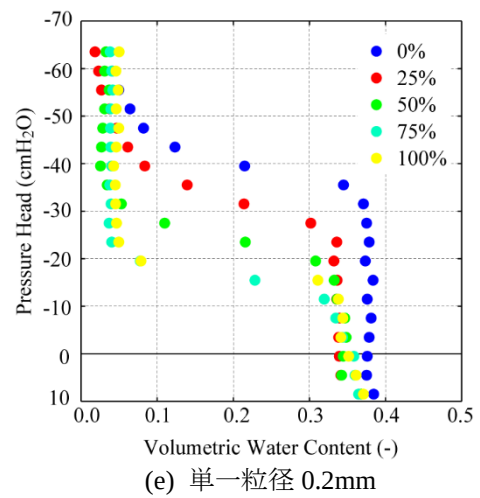
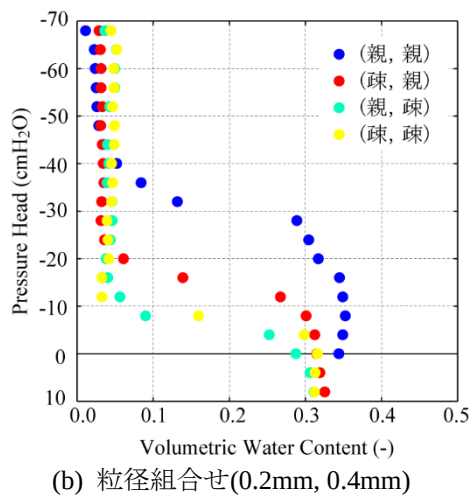
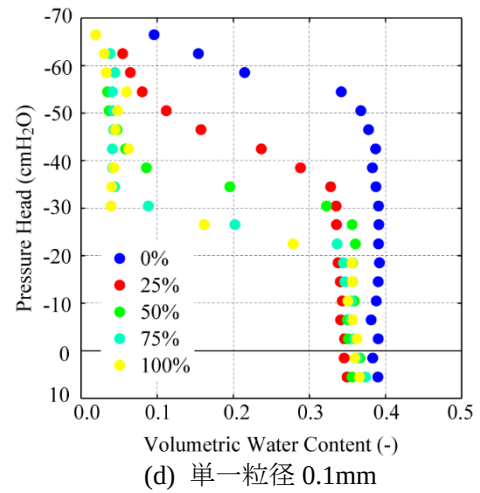
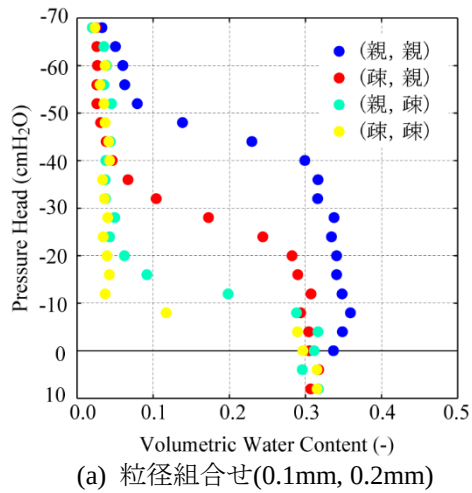


図 2 : 排水過程の水分保持特性

異なる粒径の粒子を混合したものは、単一粒径のものに比べて、間隙率が減少していることが分かる。これは、大きな粒子の隙間を小さな粒子が埋めるためで、こ

こでは、粒径の差が最も大きい(0.2mm, 0.6mm)の組合せが最も間隙率が小さくなっている。また、浸潤過程、排水過程ともに、(親水, 親水), (疎水, 疎水)の組合せ

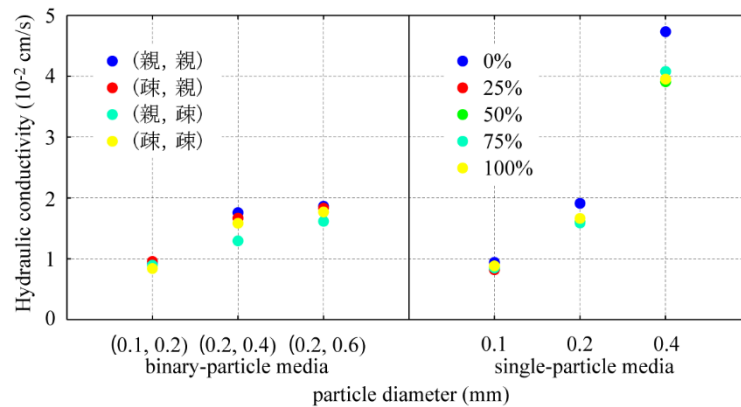


図 3: 透水係数と粒径の関係

では、小さいほうの粒子と大きいほうの粒子の、それぞれの単成分多孔質媒体の中間的な特性を示すことが分かる。

(疎水, 親水)の組み合わせは、質量混合割合は25%となるが、単一粒径における25%混合よりも、(0.1mm, 0.2mm)をのぞき、水分保持特性を降下させる効果は大きいことが分かる。また、(親水, 疎水)では、単一粒径の75%混合よりも効果は小さい。これらは、親水性の場合は小さい間隙に水は保持され、疎水性の場合は小さい間隙により水浸入が阻止されることにより、水分保持特性に与える影響が大きいためである。

飽和透水係数の測定結果を、単一粒径のものとあわせて図3に示す。これより、2成分系の試料では飽和透水係数は粒径の小さいほうの粒子に規定されていることが分かる。また、単一粒径のものと同様に、透水係数は疎水性粒子の有無には依存しないことが分かる。

5 まとめ

異なる粒径のガラスビーズを2種類混合した2成分系の多孔質媒体について、①疎水处理をしないもの、②小さいほうの粒子を疎水化したもの、③大きいほうの粒

子を疎水化したもの、④両方の粒子を疎水化したものの4種類の親水性-疎水性粒子の混合試料を作成し、水分保持特性と飽和透水係数の水理特性を測定した。2成分系試料の水分保持特性は、含まれる粒子の単一粒径の水分保持特性のおおむね中間的な値を示したのに対し、飽和透水係数は小さいほうの粒径の粒子に依存していた。また、小さいほうの粒子を疎水化する方が、多孔質媒体の水分保持特性を変化させる効果が高いことが示唆された。

参考文献

- [1] 竹内ら(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要旨集, pp.164-165.
- [2] 高橋ら(2012), 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, H24 応用水理研究部会講演集, pp.86-89.
- [3] 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, pp.335-337.
- [4] 田中ら(1982), 2成分系粒子群における充てん率の変化について, 粉体工学会誌, pp.457-462.

気液界面の曲率を考慮した毛管束モデル

Bundle of Capillary Tubes Model Considering Curvature of Air-Water Interface

京都大学大学院農学研究科 竹内 潤一郎・○ 北村 直己・藤原 正幸

1 はじめに

水分保持特性は、多孔質媒体のマクロな特性であり、間隙の構造(形状や間隙どうしのつながり)や構成粒子の接触角といったミクロなスケールの物理特性から決まるものである^[1]。一般の土壌粒子は親水性であるが、疎水性粒子を含む土壌が世界各地で報告されており、低い浸透性や保水性が問題となっている^[2]。

これまで、我々は疎水性粒子を含む多孔質媒体のぬれ性や水理特性の測定やモデル化を行ってきた。実験からは、疎水性粒子の混合割合によって水分保持特性が大きく変化することが分かっている^{[3][4]}。モデル化では、毛管束モデルや間隙ネットワークモデルを用いて、疎水性粒子を含む多孔質媒体の水理特性の再現を試みてきた^{[5][6]}。また、球状粒子から構成される多孔質媒体の見かけの接触角をモデル化した研究からは、粒子と液体の界面の関係が重要な役割を果たしていることが分かっている^[7]。ここでは、この関係を毛管内の等価接触角の推定に応用する。そして、毛管束モデルを用いて多孔質媒体の水分保持特性のモデル化を行う。

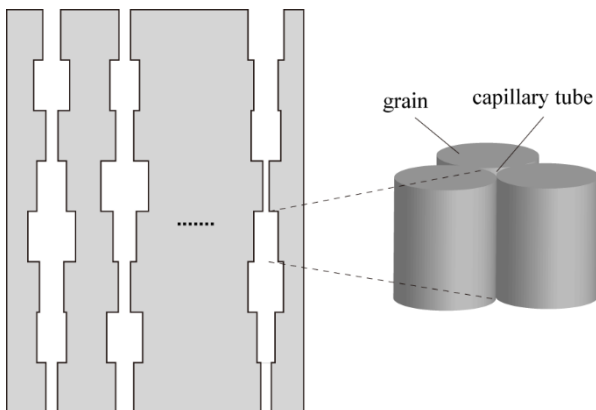


図 1: 毛管束モデル

2 毛管束モデル

竹内ら(2013)の提案した毛管束モデルに基づいて、毛管の等価接触角の推定方法に関して改良を行う。毛管束モデルは、多孔質媒体の間隙を多数の平行な管の集まりとしてモデル化したもので、本モデルでも Wyllie・Gardner(1958)^[1]が用いたような、管径が区間ごとに変化するタイプのものを用いる(図 1)。

2-1 毛管内の等価接触角のモデル化

毛管束モデルにおける各区間は図 1 のように径が等しい 3 つの円柱から構成されるものとし、ある区間の内壁の等価接触角 θ_e は Cassie 式を用いて以下のように表されるものとする。

$$\cos \theta_e = \frac{l_D}{l_w} \cos \theta_D + \frac{l_P}{l_w} \cos \theta_P \quad (1)$$

ここで、 θ_D と θ_P はそれぞれ親水性粒子の接触角と疎水性粒子の接触角であり、 $l_w (=l_D + l_P)$ 、 l_D 、 l_P はそれぞれ、潤辺の長さ、潤辺のうち親水性粒子と接している部分の長さ、疎水性粒子と接している部分の長さである。竹内ら(2013)のモデルでは、毛管を構成する粒子が親水性粒子であるか疎水性粒子であるかに関わらず、以下のように構成する粒子数のみに依存するものとしていた。

$$l_D = 2N_D l_e, \quad l_P = 2N_P l_e \quad (2)$$

ここで、 N_D と N_P はそれぞれ毛管を構成する親水性粒子と疎水性粒子の数で、 $N_D + N_P = 3$ をみたす非負の整数であり、 $l_e (= \pi r_g / 6)$ 、 r_g は粒子の半径)は図 2 に示される弧 QR の長さである。また、通水断面積 A_w に関しても、竹内ら(2013)のモデルでは、以下のように、圧力に関わらず粒径に応じた値をとるものとしていた。

$$A_w = 6A_e \quad (3)$$

ここで、 A_e は図 2 の OUV の部分の面積であり、

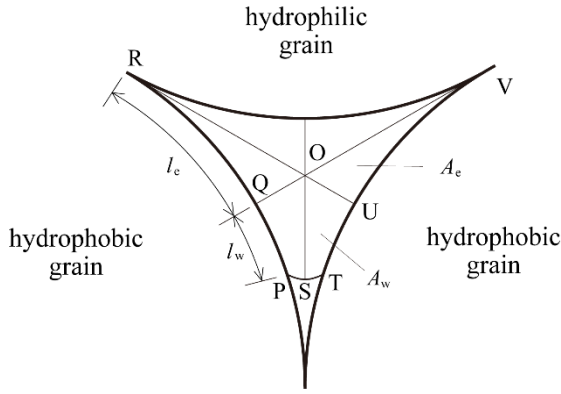


図 2：毛管の横断面

$$A_e = \left(\frac{1}{2\sqrt{3}} - \frac{\pi}{12} \right) r_g^2 \quad (4)$$

である。

本モデルでは、親水性の粒子間と親水性と疎水性の粒子間ではこれまでと同様に、隙間の奥（図 2 の頂点 R や V）まで水が浸入するものとするが、疎水性粒子間の隙間においては、水浸入の程度は接触角と毛管圧力に応じて決まるとする（図 2）。すなわち、毛管を構成する粒子の組成により、以下のような 4 つの組合せが存在する。ここで、毛管を構成する親水性粒子と疎水性粒子の数の組合せを (N_D, N_P) のように記述すると、 l_D, l_P, A_w は以下のように表される。

(1) 組合せ (3, 0) の場合

$$l_D = 6l_e, l_P = 0, A_w = 6A_e \quad (5)$$

(2) 組合せ (2, 1) の場合

$$l_D = 4l_e, l_P = 2l_e, A_w = 6A_e \quad (6)$$

(3) 組合せ (1, 2) の場合

$$l_D = 2l_e, l_P = 2l_e + 2l_w, A_w = 4A_e + 2A_w \quad (7)$$

(4) 組合せ (0, 3) の場合

$$l_D = 0, l_P = 6l_w, A_w = 6A_w \quad (8)$$

ここで、 l_w は図 2 に示される弧 PQ の長さであり、 A_w は図 2 の OSTU で表される部分の面積であり、これらは、毛管圧力と粒径、粒子の接触角の関係から求める。(1)から(4)の組み合わせの存在割合は、多孔質媒体に含まれる疎水性粒子の混合割合を p とすると、以下のような二項分布で表される。

$$P(N_P) = {}_3C_{N_P} p^{N_P} (1-p)^{N_D} \quad (9)$$

本モデルでは、局所的に力学的な平衡状態が成

り立っているものと仮定する。すなわち、粒子（固相）と水－空気（気相－液相）界面のなす角が疎水性粒子の接触角 θ_p となるとする（図 2 の頂点 P と T）。また、毛管圧と気液界面の関係は、ラプラスの定理より以下のように表される。

$$\Delta p = \sigma \left(\frac{1}{r_w} + \frac{1}{r_z} \right) \quad (10)$$

ここで、 $\Delta p (= p_w - p_a)$ 、 p_w と p_a は界面付近の水の圧力と空気の圧力）は毛管圧、 σ は水の表面張力、 r_w と r_z はそれぞれ水平面と鉛直面における界面の曲率半径である。ここで、鉛直方向は曲率 0 である ($r_z = \infty$) とする。また、大気圧は一定であり、かつ基準 ($p_a = 0$) とし、水の圧力は以下のように静水圧であるとする。

$$p_w = \rho g h_d \quad (11)$$

ここで、 ρ は水の密度、 g は重力加速度、 h_d は水面からの深さである。これらより、界面の曲率半径は、

$$r_w = \frac{\sigma}{\rho g h_d} \quad (12)$$

と表すことができる。

次に、界面と粒子の関係を表すために、図 3 に示すような局所座標系を考える。上述の仮定から、気液界面を表す円と粒子を表す円の交点における接線のなす角度が θ_p となる。この図形は y 軸に対して対称なので、ここでは、第一象限のみを取り

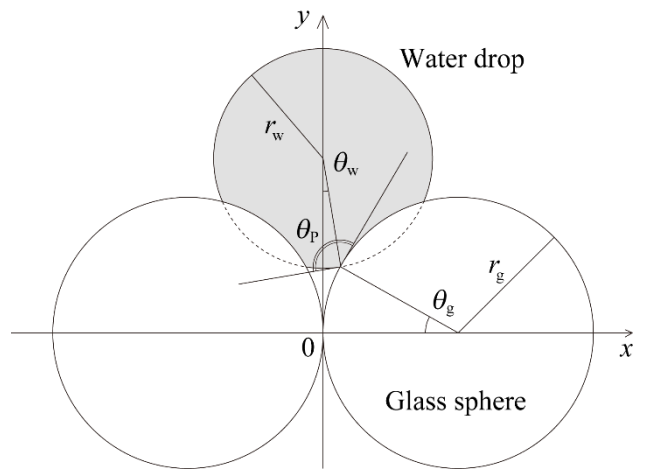


図 3：局所座標系における液滴と粒子

扱う．気液界面と粒子を表す円は， y を独立変数として，それぞれ，

$$x_1 = \left\{ r_w^2 - (y - y_w)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

$$x_2 = r_g - \left(r_g^2 - y^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

と表される．ここで， y_w は気液界面を表す円の中心の y 座標である．これらの円の交点のうち， y 座標が小さいほうのものを $(x_c, y_c)^T$ とすると， x_c と y_c は，

$$x_c = \left\{ r_w^2 - (y_c - y_w)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

$$x_c = r_g - \left(r_g^2 - y_c^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

をみtas. また，交点 $(x_c, y_c)^T$ におけるそれぞれの接線ベクトルを $\mathbf{v}_1$ ， $\mathbf{v}_2$ とすると，

$$\mathbf{v}_1 = \left(-\frac{dx_1}{dy}(y_c), -1 \right)^T \quad (17)$$

$$\mathbf{v}_2 = \left(\frac{dx_2}{dy}(y_c), 1 \right)^T \quad (18)$$

と表すことができる．ここで，

$$\frac{dx_1}{dy}(y) = -\frac{y - y_w}{\sqrt{r_w^2 - (y - y_w)^2}} \quad (19)$$

$$\frac{dx_2}{dy}(y) = \frac{y}{\sqrt{r_g^2 - y^2}} \quad (20)$$

である． $\mathbf{v}_1$ と $\mathbf{v}_2$ のなす角が θ_p となることから， $\mathbf{v}_1$ と $\mathbf{v}_2$ は以下の関係をみたしている．

$$\mathbf{v}_1 \cdot \mathbf{v}_2 = |\mathbf{v}_1| |\mathbf{v}_2| \cos \theta_p \quad (21)$$

以上より，疎水性粒子間における気液界面の平衡状態を求める問題は，3 つの未知変数 x_c ， y_c ， y_w に関する式(15)，(16)，(21)の非線形連立方程式へと帰着する．なお，この非線形連立方程式は， $(x_c, y_c)^T \rightarrow (0, 0)^T$ のときの $\mathbf{v}_1$ と $\mathbf{v}_2$ のなす角は $\pi/2$ となり，式(13)と式(14)が接するときの $\mathbf{v}_1$ と $\mathbf{v}_2$ のなす角は π となる．その範囲内で， $\mathbf{v}_1$ と $\mathbf{v}_2$ のなす角は単調増加することから， θ_p が $\pi/2 < \theta_p < \pi$ のとき，この連立方程式には唯一の

解が存在する．

図3に示すように，粒子を表す円の中心 $(r_g, 0)^T$ と交点 $(x_c, y_c)^T$ を結ぶ線と x 軸のなす角を θ_g とし，液滴を表す円の中心 $(0, r_w)^T$ と交点 $(x_c, y_c)^T$ を結ぶ線と y 軸のなす角を θ_w とすると， l_w と A_w は，

$$l_w = \left(\frac{\pi}{6} - \theta_g \right) r_g \quad (22)$$

$$A_w = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sqrt{3}} - \frac{\pi}{6} - \theta_g + \sin \theta_g \cos \theta_g \right) - \frac{1}{2} (y_w^2 - y_c^2) \tan \theta_w - \frac{\theta_w}{2} r_w^2 \quad (23)$$

となる．ここで，

$$\theta_g = \cos^{-1} \left(\frac{r_g - x_c}{r_g} \right) \quad (24)$$

$$\theta_w = \cos^{-1} \left(\frac{y_w - y_c}{r_w} \right) \quad (25)$$

である．

2-2 水分保持特性の推定

気液界面が毛管のある区間に侵入するか，あるいは保持されずにその区間から降下するか判定するために，区間に特有の物理的な指標として，毛管内における力のつりあいから導出される毛管上昇位 h_{ij} を以下のように定める．

$$h_{ij} = \frac{\sigma \cos \theta_{e,ij}}{\rho g R_{ij}} \quad (26)$$

ここで，

$$R_{ij} = \frac{A_{w,ij}}{l_{w,ij}} \quad (27)$$

であり， R_{ij} は毛管の径深であり，下付き文字 i ， j は区間を識別する番号で，毛管 i の区間 j を示している．なお，前節では煩雑さを避けるため，毛管と区間の識別番号 i ， j を表記せずに記述していたので，適宜補って参照されたい．

水分保持特性を推定するには，まず毛管の下端に圧力 p_w^b をかけた際の，それぞれの毛管における界面が上昇，あるいは降下する高さを求める．下端に課す圧力 p_w^b とある高さ z における圧力の関係は，静水

圧を仮定して以下のようになる.

$$p_w = p_w^b - \rho g z \quad (28)$$

浸潤過程では, すべての区間は水を含まない状態を初期状態として, 以下の関係を最初にみたす区間まで, 気液界面をモデルの下端から上昇させる.

$$h_i(z) \geq -\frac{p_w}{\rho g} \quad (29)$$

排水過程では, 初期は満水状態として, 以下の関係を最初に満たす区間まで気液界面を降下させる.

$$h_i(z) \leq -\frac{p_w}{\rho g} \quad (30)$$

ここで, $h_i(z)$ は, 毛管 i 区間 j における毛管上昇位 h_{ij} を z の関数と見なしたものであり, 他の変数についても同様の取り扱いを行うことがある.

界面の高さが定まった後, 以下のように, 高さ z におけるすべての毛管の断面積 $A_{E,ij}$ ($=6A_{e,ij}$) と水を含む毛管の通水断面積 $A_{W,ij}$ を積算することによって, 飽和度を求め, 水分保持特性の推定を行う.

$$s_w(z) = \frac{\sum_{i=1}^{N^{\text{tube}}} w_i(z) A_{W,ij}(z)}{\sum_{i=1}^{N^{\text{tube}}} A_{E,ij}(z)} \quad (31)$$

ここで, $s_w(z)$ は高さ z における飽和度で, ここでは毛管束モデルの下端を基準 ($z=0$) とし, 鉛直上向きを正の方向とする. $w_i(z)$ は対象としている毛管 i において, 位置 z が気液界面より上であるか下であるかを示す係数で,

$$w_i(z) = \begin{cases} 1 & \text{if } z \leq z_{s,i} \\ 0 & \text{if } z_{s,i} < z \end{cases} \quad (32)$$

と表される.

3 圧力-界面-粒子の関係の検証

ここでは, 2-1 節で定式化した気液界面と粒子の関係に関して, 数値計算を用いて検証を行う. 粒径が 0.05mm から 1.0mm の球形ガラスビーズを, octyltrichlorosilane ($\text{CH}_3(\text{CH}_2)_7\text{SiCl}_3$, OTS8), octadecyltrichlorosilane ($\text{CH}_3(\text{CH}_2)_{17}\text{SiCl}_3$, OTS18), perfluorooctyl ethyl trichlorosilane ($\text{CF}_3(\text{CF}_2)_8(\text{CH}_2)_2\text{SiCl}_3$, FAS) で疎水化したものを対象とする. これらの疎水化剤により被覆された平板の接触角を Nick 製 LSE-ME3 で測定したところ, 表 1 のようになった. フッ素系化合物である FAS で疎水化されたものの接触角が最も大きく, 次いで接触角が大きいのは炭化水素系のなかで疎水鎖の長い OTS18 となり, 最も接触角の小さいものは OTS8 であった.

上述の非線形連立方程式(15), (16), (21)を Newton-Raphson 法で求解して得られた解から計算した l_w と A_w の, l_e , A_e との比を図 4 に示す. ま

表 1: 接触角

coating	OTS8	OTS18	FAS
contact angle [deg]	98.65	108.68	121.08

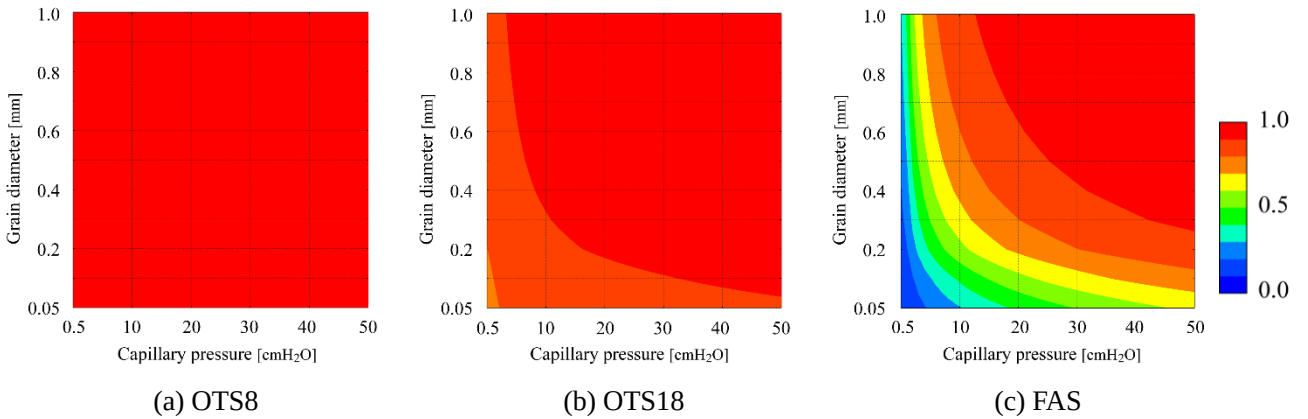


図 4 : A_w / A_e

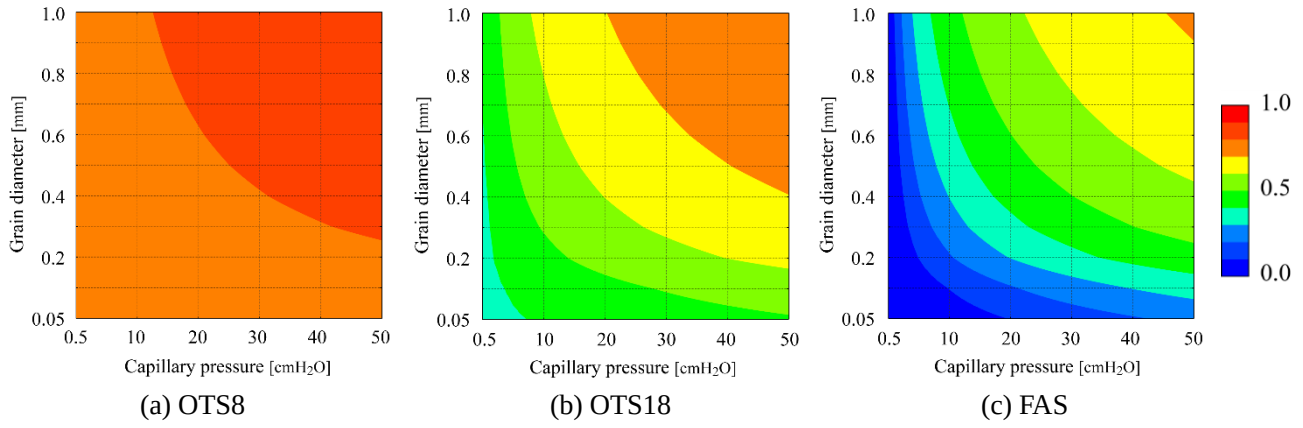


図 5 : l_w / l_e

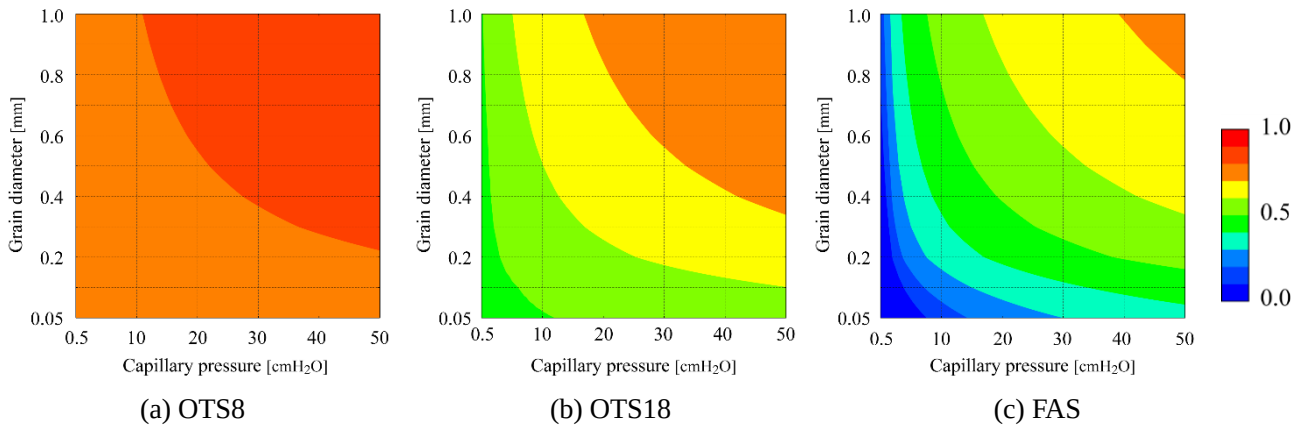


図 6 : h / h^{pre}

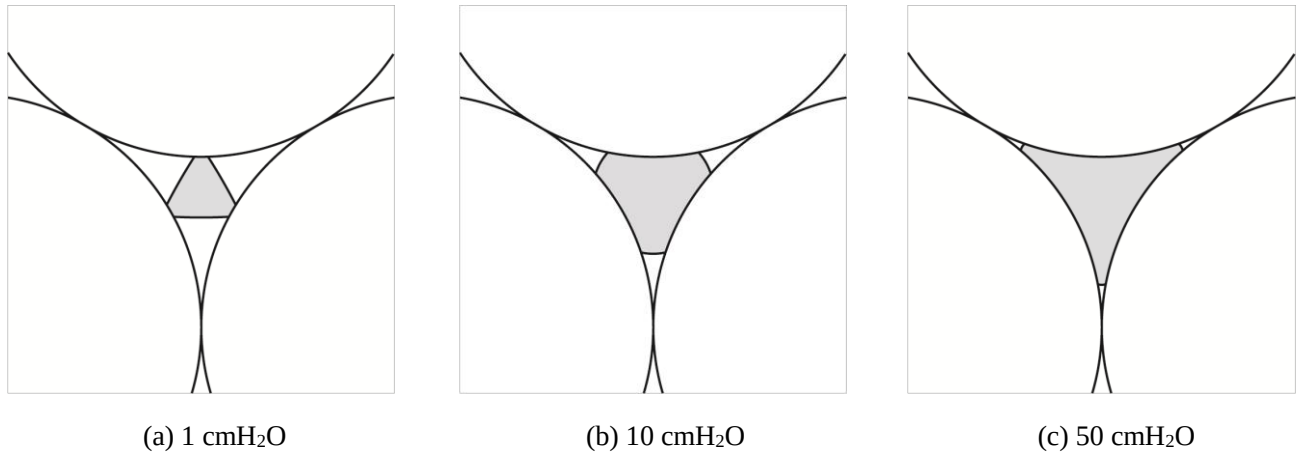


図 7 : 様々な圧力下における気液界面と粒子の関係 (粒径 0.6mm, FAS)

た、竹内ら (2013) のモデルで用いられていた毛管上昇位 (ここでは h^{pre} とする) と本モデルの毛管上昇位 h の比 h / h^{pre} を図 6 に示す。また、図 4 から 6 における最小値と最大値を表 2 に示す。図 7 には FAS で疎水化された粒径が 0.6mm のガラスビーズの、様々な圧力下における気液界面と粒子の

様子を示す。

図 4 と表 2 から、最も接触角の小さい OTS8 では、水圧が小さい (水面下 5mm) 場合でも、 A_w / A_e は 0.97 であることから、間隙の大部分に水が浸入していることが分かる。しかし、 l_w / l_e は最大でも 0.87 であることから、間隙の奥まで水が浸入する

表 2：最小値・最大値

		OTS8	OTS18	FAS
$\frac{A_w}{A_e}$	min	0.97	0.79	0.00
	max	0.998	0.99	0.98
$\frac{l_w}{l_e}$	min	0.71	0.38	0.00
	max	0.87	0.79	0.72
$\frac{h}{h^{pre}}$	min	0.71	0.38	0.00
	max	0.87	0.79	0.73

には 50cmH₂O より大きな圧力が必要であることが分かる。また、 h/h^{pre} も 0.71 から 0.87 であることから、竹内ら (2013) のモデルでは毛管上昇位を過大に評価していたことになる。それに対して、FAS では圧力に応じて A_w/A_e や l_w/l_e は大きく変化している。また、最小値が 0.00 であるというのは、毛管内に水柱が形成されないことを意味している。 h/h^{pre} も、0.0 から 0.73 と大きく変化しており、前モデルでは毛管上昇位を過大に評価していたことが分かる。

4 まとめ

円柱に囲まれた隙間を毛管と見なした毛管束モデルにおいて、毛管内の気液界面の形状を考慮したモデルの定式化を行った。具体的には、界面の曲率と粒子の接触角を考慮して、幾何学的な形状から界面の形成される位置を特定するモデルを作成した。

粒径や毛管圧を変化させた検証結果からは、改善前の毛管内の界面を考慮していないモデルでは、毛管上昇に関する指標を過大に推定していたことが示された。今後は、本モデルを用いて疎水性粒子を含む多孔質媒体の水分保持特性の推定を行う。

参考文献

- [1] Bear (1988), Dynamics of Fluids in Porous Media, Dover Pub., pp.162-165.
- [2] DeBano (2000), Water repellency in soils: a historical overview, J.Hydrol., 231-232, pp.4-32.
- [3] 竹内ら (2011), フッ化炭素系撥水砂のぬれ性と水理特性, H23 JSIDRE 大会講演会講演要旨集, pp.164-165.
- [4] 高橋ら (2012), H24 JSIDRE 応用水理研究部会講演集, pp.86-89.
- [5] 竹内ら (2013), 毛管束モデルによる疎水性粒子を含む多孔質媒体の水分保持特性のモデル化, H25 JSIDRE 大会講演会講演要旨集, pp.404-405.
- [6] 竹内ら (2013), 間隙ネットワークを用いた混合多孔質媒体の浸透現象のモデル化, JRCSA 第 21 回研究発表会講演要旨集, pp.11-12.
- [7] 北村ら (2013), 疎水性ガラスビーズからなる多孔質媒体の見かけの接触角の推定, JSIDRE 京都支部第 70 回研究発表会講演要旨集, pp.192-193.

広見川流域における代かき・田植えに起因する SS 負荷量の一推定

○泉智揮¹・森貞陽介²・藤原正幸³・Lapong R. Edward⁴・濱上邦彦⁵・小林範之¹・垣原登志子¹

¹愛媛大学農学部, ²愛媛県東予地方局, ³京都大学大学院農学研究科

⁴Department of Agricultural Engineering, College of Agriculture, Mindanao State University, ⁵岩手大学農学部

1. はじめに

「最後の清流」として知られる四万十川では、広見川流域の水田から排出される濁水が問題となっている。水田から排水される濁水の中で特に影響が大きいと考えられるのは、代かき・田植えに起因する濁水である。この濁水の問題に関しては、平成 18 年 5 月に開催された愛媛・高知交流会議において、高知県から愛媛県に対して広見川からの濁水流入に関する改善要望があり、その対策が検討・実施されている。

そこで著者らは、広見川流域から排出される濁水が四万十川へ与える影響について検討するために、広見川流域を流れる H 川、M 川、N 川の 3 河川における代かき・田植えに起因する濁水について調査を実施した。この調査結果をもとに、藤原ら (2012) は、灌漑期と非灌漑期のそれぞれにおける SS 負荷量と流量の関係について $L-Q$ 式を用いて明らかにし、それらの差から代かき・田植えに起因する SS 負荷量を推定している。しかしながら、あくまでも一つの推定値であり、実際の代かき・田植えに起因する SS 負荷量を推定するためには、複数の推定方法により検討する必要がある。そこで本研究では、平均 SS 濃度を基準とする推定方法により代かき・田植えに起因する SS 負荷量を算定し、その推定結果について、藤原ら (2012) の方法によるものと比較する。

2. 対象流域と調査地点の概要

広見川は、四万十川の支流の中で 2 番目に長く、愛媛県鬼北町地藏山の標高 1,100 m に源を発する全長約 68 km、流域面積 367 km² の河川であり、四万十川には、その河口から 47 km 上流に位置する四万十市江川崎で合流する。広見川には、M 川（全長約 17 km、流域面積 76 km²、そのうち水田面積 5.56 km²）が流入し、さらに M 川には、N 川（全長約 8 km、流域面積 25 km²、そのうち水田面積 0.88 km²）が流入している。そしてここでは、M 川が合流する地点より上流の広見川を H 川とする。H 川は、流路長 35 km、流域面積 186 km²、そのうち水田面積 2.00 km² である。これら 3 河川と調査地点の位置関係を図 1 に示す。

また、この 3 流域の代かき・田植え時期は、H 川流域では 5 月上旬、M 川流域では 4 月～6 月、N 川流域では 4 月下旬である。

3. 調査方法

調査期間は、2008 年 4 月から 2012 年 6 月までである。調査地点は、図 1 において●で示した地点で、H 川では、上流側にロガー付水位計 (DL/N70)、M 川との合流直前 (下流側) に自動採水器 (ISCO Midel 3700) を、M 川と N 川では、ロガー付水位計と自動採水器を、江川崎では自動採水器を設置した。

水位は、1 時間間隔で測定し、2～3 週間間隔で実施する現地の流量観測結果と対応させて水位－流量曲線を作成した。採水は、灌漑期の 4 月から 8 月までは 12 時間間隔、非灌漑期の 9 月から 3 月までは 24 時間間隔で実施した。採水したサンプルは、濾過法 (Whatman ガラス繊維濾紙、粒子保持能: 1.0 μm) により SS を測定した。雨量は、最寄りの AMeDAS (愛媛県鬼北町近永) のデータを用いた。

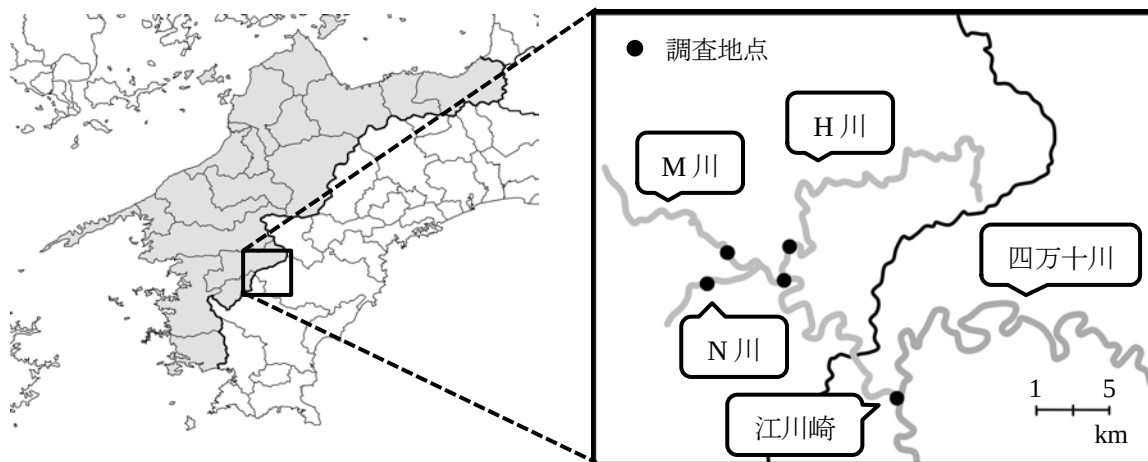


図 1：対象流域と調査地点

4. 代かき・田植えに起因する SS 負荷量の推定

測定された SS のうち代かき・田植えに起因するものを推定するために、代かき・田植えの影響であると判断するための基準値を次のように設定する。

(a) 代かき・田植え期（4 月～6 月）の無降雨日の平均 SS 濃度

(b) 非代かき・田植え期（7 月～3 月）の無降雨日の平均 SS 濃度

この基準値をもとに、代かき・田植え期の無降雨日においてこの基準値を上回る値を、代かき・田植えの影響が現れているものと判断する。

以上のような方法により、H 川、M 川、N 川における代かき・田植えに起因する SS 負荷量の推定値について、SS 負荷量のデータが得られた日数（実測日数）、実測総負荷量、平均流量、合計雨量、基準値、無降雨日において基準値を上回った日数（基準超日数）、負荷量の割合とともにまとめ、それぞれ、表 1-1～3-2 に示す。

4.1 H 川における推定結果

H 川における基準(a)、基準(b)をもとにした SS 負荷量の推定結果は、それぞれ、表 1-1、表 1-2 に示すとおりである。

実測日数は 2011 年で少なくなっている。また、平均流量・合計雨量ともに 2010 年、2011 年、2009 年の順で小さくなっていることから、この期間ではこの 2 項目の関連性は高いと考えられる。さらに、2011 年は欠測が多いことから、実測総負荷量が 2009 年および 2010 年とほぼ同じ値となっているが、実際の総負荷量は実測よりも大きい値になることが推測される。

4.1.1 基準(a)を用いた推定結果

2009 年と 2010 年の推定負荷量は同程度、2011 年は実測日数が少ないにもかかわらず高い値を示している。また、負荷量の割合についても推定負荷量と同様の傾向がみられる。したがって、この期間における代かき・田植え期間の日数の 8 割以上で観測値がある 2009 年および 2010 年のデータより、代かき・田植えに起因する SS 負荷量は $2.3 \times 10^4 \sim 3.6 \times 10^4$ kg と見積もられる。

4.1.2 基準(b)を用いた推定結果

2010 年は小さい傾向にあり、2009 年は無降雨日数・負荷量の割合ともに大きく、2011 年は無降雨日数が少ないにもかかわらず負荷量の割合が大きくなっていることがわかる。したがって、この期間における代かき・田植え期間の日数の 8 割以上で観測値がある 2009 年および 2010 年のデータをもとに、代かき・田植えによる SS 負荷量は、 $2.5 \times 10^4 \sim 1.2 \times 10^5$ kg と見積もられる。

表 1-1 : H 川における SS 負荷量の推定値 (基準(a))

期間	実測 日数	実測総負荷量 (kg)	平均流量 (m ³ /s)	合計雨量 (mm)	基準値 (mg/L)	基準超 日数	推定負荷量 (kg)	負荷量の 割合
2008 年 4/1-5/31	0							
2009 年 4/1-5/31	60	2.5×10 ⁵	2.13	113.5	28.83	17	3.3×10 ⁴	13%
2010 年 4/1-5/31	53	2.9×10 ⁵	6.88	501.5	7.25	3	2.3×10 ⁴	8%
2011 年 4/1-5/31	36	2.2×10 ⁵	4.19	341.5	11.22	6	8.8×10 ⁴	40%

表 1-2 : H 川における SS 負荷量の推定値 (基準(b))

期間	実測 日数	実測総負荷量 (kg)	平均流量 (m ³ /s)	合計雨量 (mm)	基準値 (mg/L)	基準超 日数	推定負荷量 (kg)	負荷量の 割合
2008 年 4/1-5/31	0							
2009 年 4/1-5/31	60	2.5×10 ⁵	2.13	113.5	8.87	39	1.2×10 ⁵	51%
2010 年 4/1-5/31	53	2.9×10 ⁵	6.88	501.5	6.44	3	2.5×10 ⁴	9%
2011 年 4/1-5/31	36	2.2×10 ⁵	4.19	341.5	8.55	9	1.3×10 ⁵	43%

4.2 M 川における推定結果

M 川における基準(a), 基準(b)をもとにした SS 負荷量の推定結果は, それぞれ, 表 2-1, 表 2-2 に示すとおりである。

実測総負荷量は 2008 年, 2009 年, 2010 年はほぼ同じ値である。2011 年に関しては実測日数が少ないにもかかわらず, 実測総負荷量は 2008 年, 2009 年, 2010 年よりも大きな値である。また, 平均流量は合計雨量が多くなるについて大きくなっている傾向にある。2009 年 6 月 30 日において, 68.34 m³/s という流量が観測されているが, この日を除いて平均流量を計算すると, 0.46 m³/s となる。

4.2.1 基準(a)を用いた推定結果

推定負荷量は, すべての年でほぼ一定である。したがって, この期間における代かき・田植えによる SS 負荷量は, 代かき・田植え期間の日数の 8 割以上で観測値がある 2009 年および 2010 年のデータから, 3.4×10⁴~3.5×10⁴ kg と見積もられる。

4.2.2 基準(b)を用いた推定結果

2009 年, 2010 年, 2011 年は同程度の推定負荷量となっているが, 無降雨日数の少ない 2008 年の推定負荷量は少なくなっている。負荷量の割合については, 2010 年で低くなっている。2009 年において他の年に比べ観測日数が多くなっているのは, 無降雨で流量が少ない日であっても, SS 濃度が高い値

を示していたためである。したがって、この期間における代かき・田植えによる SS 負荷量は、代かき・田植え期間の日数の 8 割以上で観測値がある 2009 年および 2010 年のデータから、 $5.8 \times 10^4 \sim 6.9 \times 10^4$ kg と見積もられる。

表 2-1 : M 川における SS 負荷量の推定値 (基準(a))

期間	実測 日数	実測総負荷量 (kg)	平均流量 (m ³ /s)	合計雨量 (mm)	基準値 (mg/L)	基準超 日数	推定負荷量 (kg)	負荷量の 割合
2008 年 4/1-6/30	50	2.1×10^5	1.66	662.5	22.06	18	3.1×10^4	15%
2009 年 4/1-6/30	84	2.4×10^5	1.21	354.0	60.59	23	3.4×10^4	14%
2010 年 4/1-6/30	73	2.3×10^5	5.86	827.5	25.73	10	3.5×10^4	1%
2011 年 4/1-6/30	44	4.2×10^5	6.58	915.0	40.57	10	2.4×10^4	6%

表 2-2 : M 川における SS 負荷量の推定値 (基準(b))

期間	実測 日数	実測総負荷量 (kg)	平均流量 (m ³ /s)	合計雨量 (mm)	基準値 (mg/L)	基準超 日数	推定負荷量 (kg)	負荷量の 割合
2008 年 4/1-6/30	50	2.1×10^5	1.66	662.5	19.39	20	3.6×10^4	18%
2009 年 4/1-6/30	84	2.4×10^5	1.21	354.0	35.01	44	5.8×10^4	24%
2010 年 4/1-6/30	73	2.3×10^5	5.86	827.5	14.06	29	6.9×10^4	3%
2011 年 4/1-6/30	44	4.2×10^5	6.58	915.0	9.55	26	7.4×10^4	18%

4.3 N 川における推定結果

N 川における基準(a), 基準(b)をもとにした SS 負荷量の推定結果は、それぞれ、表 3-1, 表 3-2 に示すとおりである。

N 川では、すべての年で 8 割以上の実測日数がある。平均流量と合計雨量では、どちらも 2010 年が高くなっている。また、合計雨量がほぼ同じ値である 2008 年と 2011 年は平均流量に関しても似た値となっている。2009 年に関しては平均流量・合計雨量ともに他の年に比べて低くなっている。これより、この 2 項目は関係が高いと考えられる。総負荷量に関しては、合計雨量の多い 2010 年は小さくなっているものの、合計雨量の近い 2008 年と 2011 年では同じような総負荷量を取っていることがわかる。また、2009 年に関しては総負荷量が他の年に比べて低くなっている。これは、この年の流量がきわめて低くなっており、その結果 SS 負荷量も小さくなったからである。

4.3.1 基準(a)を用いた推定結果

推定負荷量は、2009 年が最も小さい。2010 年はほかの 3 年に比べて高くなっている。これは、2010 年 4 月 12 日に 39 mm の降雨があり、翌日の 4 月 13 日には流量 $4.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 、SS 濃度が 75 mg/L と突出して高くなっており、無降雨日にもかかわらず SS 負荷量 $2.4 \times 10^4 \text{ kg}$ を示したためである。以上のことと、この期間はどの年においても代かき・田植え期間の日数の 8 割以上で観測値があることから、代かき・田植えによる SS 負荷量は、 $4.7 \times 10^2 \sim 3.5 \times 10^4 \text{ kg}$ と見積もられる。

4.3.2 基準(b)を用いた推定結果

推定負荷量は、2009 年と 2011 年では同程度であるが、2010 年では、他の 3 年に比べて大きな値となっている。また、2010 年と 2011 年では、無降雨日数が同じでも、推定負荷量には大きな差があることがわかる。2009 年において推定負荷量が小さい値を取っているのは、その年の総負荷量が小さいからであると考えられる。また、2011 年において推定負荷量が小さい値を取っているのは、代かき・田植え期間である 4～6 月の平均 SS 濃度が 7.97 mg/L であるのに対して、期間外の平均 SS 濃度は 14.75 mg/L と約 2 倍の開きがあることが原因である。このことにより、代かき・田植えに起因する SS 負荷量が低くなったことが考えられる。以上のことと、この期間は、どの年においても代かき・田植え期間の日数の 8 割以上で観測値があることから、代かき・田植えによる SS 負荷量は、 $2.8 \times 10^2 \sim 3.2 \times 10^4 \text{ kg}$ と見積もられる。

表 4-1 : N 川における SS 負荷量の推定値 (基準(a))

期間	実測 日数	実測総負荷量 (kg)	平均流量 (m^3/s)	合計雨量 (mm)	基準値 (mg/L)	基準超 日数	推定負荷量 (kg)	負荷量の 割合
2008 年 4/1-5/31	59	5.4×10^4	1.14	375.0	12.31	19	8.2×10^3	15%
2009 年 4/1-5/31	55	7.4×10^3	0.14	113.5	16.24	9	4.7×10^2	6%
2010 年 4/1-5/31	56	2.1×10^5	1.88	501.5	12.56	11	3.5×10^4	17%
2011 年 4/1-5/31	51	4.0×10^5	1.24	341.5	7.97	9	1.4×10^3	4%

表 4-2 : N 川における SS 負荷量の推定値 (基準(b))

期間	実測 日数	実測総負荷量 (kg)	平均流量 (m^3/s)	合計雨量 (mm)	基準値 (mg/L)	基準超 日数	推定負荷量 (kg)	負荷量の 割合
2008 年 4/1-5/31	59	5.4×10^4	1.14	375.0	13.13	19	7.5×10^3	14%
2009 年 4/1-5/31	55	7.4×10^3	0.14	113.5	18.88	8	3.2×10^2	4%
2010 年 4/1-5/31	56	2.1×10^5	1.88	501.5	15.18	5	3.2×10^4	15%
2011 年 4/1-5/31	51	4.0×10^5	1.24	341.5	14.75	4	2.8×10^2	1%

4.4 推定結果のまとめ

以上の推定結果と藤原ら（2012）による推定結果を表5にまとめる．まず，基準(a)と基準(b)による結果を比較すると，H川およびN川については，ほぼ同等の推定結果となっている．しかしながら，M川については，基準(a)は基準(b)より小さい．ここで，代かき・田植えに起因するSS負荷量の影響について，より現実的な推定結果と考えられるのは，7月～3月までの無降雨日の平均SS濃度を基準とする基準(b)であると考えられる．そこで，基準(b)を用いた推定結果をここでの推定結果とする．

次に，基準(b)による結果と藤原ら（2012）の推定結果を比較する．基準(b)による推定結果は，H川においては2倍から10倍程度大きく，M川においてはやや小さく73%～86%程度，N川においては藤原ら（2012）の推定値を含む結果となっている．したがって，H川においては一致しているとはいえないものの，M川，N川についてはおよそ一致するといえる．

したがって，異なる推定方法を用いてもほぼ同様の推定値が得られることから，より確からしい代かき・田植えに起因するSS負荷量を推定していると考えられる．

表4：推定SS負荷量の比較

	基準(a)を用いた推定	基準(b)を用いた推定	藤原ら（2012）による推定
H川	$2.3 \times 10^4 \sim 3.3 \times 10^4 \text{ kg}$	$2.5 \times 10^4 \sim 1.2 \times 10^5 \text{ kg}$	$1.0 \times 10^4 \text{ kg}$
M川	$2.4 \times 10^4 \sim 3.5 \times 10^4 \text{ kg}$	$5.8 \times 10^4 \sim 6.9 \times 10^4 \text{ kg}$	$8.0 \times 10^4 \text{ kg}$
N川	$4.7 \times 10^2 \sim 3.5 \times 10^4 \text{ kg}$	$2.8 \times 10^2 \sim 3.2 \times 10^4 \text{ kg}$	$4.0 \times 10^3 \text{ kg}$

5. まとめ

本研究では，広見川流域における代かき・田植えに起因するSS負荷量を推定するために，(a) 代かき・田植え期の無降雨日の平均SS濃度と(b) 非代かき・田植え期の無降雨日の平均SS濃度を代かき・田植えによる影響と判断するための基準値とし，これらの基準値を上回るSS負荷量を算定した．その結果，代かき・田植えに起因するSS負荷量は，H川では $2.5 \times 10^4 \sim 1.2 \times 10^5 \text{ kg}$ ，M川では $5.8 \times 10^4 \sim 6.9 \times 10^4 \text{ kg}$ ，N川では $2.8 \times 10^2 \sim 3.2 \times 10^4 \text{ kg}$ と推定された．これらの結果は，既往の推定方法であるL-Q式を用いた推定結果ともおおよそ整合するため，より確からしい代かき・田植えに起因するSS負荷量を推定していると考えられる．

引用文献

- [1] 藤原正幸・ラボン エドワード・泉 智揮・濱上邦彦・小林範之・垣原登志子（2012）：四万十川支流広見川のSS負荷量とそれに及ぼす水田農業の影響，土木学会論文集B1（水工学），68（4），pp.I_631-I_636.

——<<Memorandum>>——