

令和元年度応用水理研究部会 講演集



令和元年12月7日

ウイנק愛知

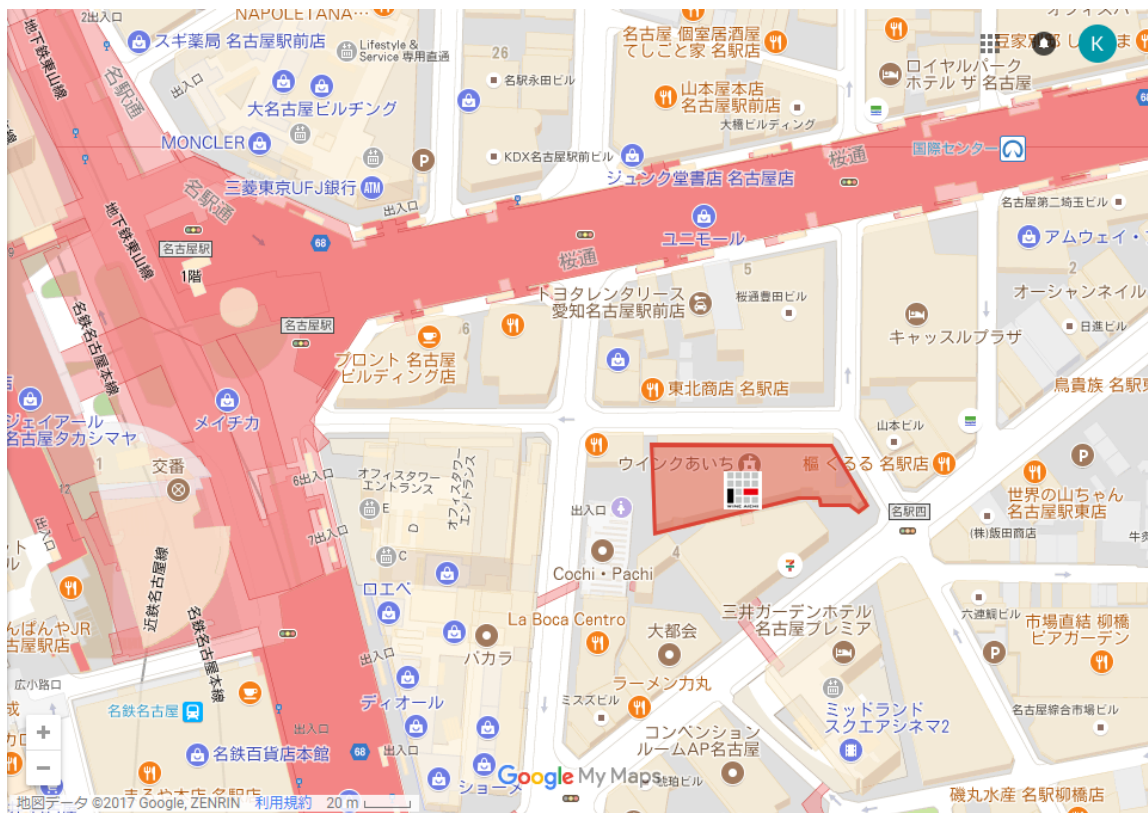
(公社) 農業農村工学会応用水理研究部会

——<<発表者の皆様へ>>——

- ・発表時間は25 分（20 分発表+5 分質疑）です.
- ・PC（Windows10, PowerPoint2016）を準備しておりますが、ご自身のPCをつないで頂くことも可能です.

——<<参加者の皆様へ>>——

会場は愛知県産業労働センター ウィンク愛知 10 階1007 会議室です. JR名古屋駅桜通口からミッドランドスクエア方面徒歩5分です.



令和元年度応用水理研究部会講演会プログラム(於:ウインク名古屋)

開始時刻	内容	講演者／座長	題 目	ページ
10:00	開会挨拶			
	第1セッション	座長:平松 研		
10:10	発表課題1	清水 海斗	水田灌漑労力削減に向けた定量取水口の性能評価	1
10:35	発表課題2	奥村 直人	農業排水地区における予備排水による冠水被害 低減効果の 評価	3
11:00	発表課題3	石川 貴大	深層学習を用いた低平地湖沼への降雨流出解析	5
11:25	発表課題4	市川 康之	印旛沼排水管理システムの構築と運用－経験に依存した管理から予測による判断支援へ－	8
11:50	休息			
	第2セッション	座長:宇波耕一		
13:00	発表課題5	浪平 篤	ポンプ直送式の灌漑システムへの推定末端圧一定制御の導入事例	12
13:25	発表課題6	光安 麻里恵	かんがい用ポンプの推定末端圧力一定制御の水理学的検討	16
13:50	発表課題7	浅田 洋平	管内の圧力変動を利用した漏水検知法の実験的検討	21
14:15	発表課題8	鈴木哲也	3次元画像計測による圧力波に起因する管材変形の非破壊・非接触同定に関する研究	23
14:40	休息			
	第3セッション	座長:木村匡臣		
14:50	発表課題9	福本 大心	減圧弁を用いた樹枝状管路の自励振動的圧力脈動と安全弁による抑制対策	25
15:15	発表課題10	山口 真広	ナツメヤシ灌漑の最適制御問題に向けたLevel Set法の検討	33
15:40	発表課題11	猿渡農武也	二次元不定流モデルによる豪雨氾濫解析	37
16:05	発表課題12	一恩 英二	魚道の傾斜隔壁に取り付けた半球突起物がメダカ類の遡上行動に与える影響	42
16:30	休息			
	第4セッション	座長:一恩英二		
16:40	発表課題13	笠原太一	宮良川における優占魚種および塩分濃度の流呈分布に関する基礎調査	49
17:05	発表課題14	近藤雅人	矢川におけるカワムツの降下・遡上実態の解明	51
17:30	発表課題15	田中智大	超音波多層流向流速計による高解像水理計測に基づく魚類生息環境評価の試み	53
17:55	総合討論			
18:05	閉会挨拶			
18:10	代表幹事会			

水田灌漑労力削減に向けた定量取水口の性能評価

Characterization of constant flow inlet to reduce irrigation labor for rice production farmers

○清水 海斗* 飯田 俊彰* 木村 匡臣* 安瀬地 一作**

○Kaito SHIMIZU* Toshiaki IIDA* Masaomi KIMURA* Issaku AZECHI**

1. はじめに 水田稲作における担い手への圃場の集積が進められており、単位面積当たりの耕作者数は今後さらに減少するといわれている。ICT の発達によって遠隔操作型給水栓などの技術は日々進化しており、省力化した水管理システムが導入され始めている。一方で、機器の費用や通信料金などは依然として高額である。遠隔操作型給水栓一台当たりのコストを下げるための研究が必要であるが、一台の遠隔操作型給水栓によって複数の圃場への給水を管理できるシステムを考案できれば、農家の負担費用を大きく軽減できると考えられる。そこで本研究ではまず、幹線用水路から用水路の分水地点において一台の遠隔操作型水門による流量制御を行い、圃場へ Baffle Distributor (図 1) と呼ばれる取水口を用いて給水することによって、水路に沿って並んだすべての圃場にほぼ一定量の取水ができるシステムを計画した。

(図 2) そしてシステムの実現化のために先行研究を参考にしつつ、Baffle Distributor の取水能力を 1/2 スケールの模型実験によって調査した。Baffle Distributor は上流側の水位変動が所定の範囲内であれば、流入量変動が小さく抑えられる特性がある。また動力が不要なため維持管理が容易である。

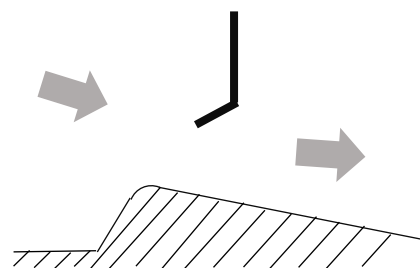


図 1 Baffle Distributor の横断面図

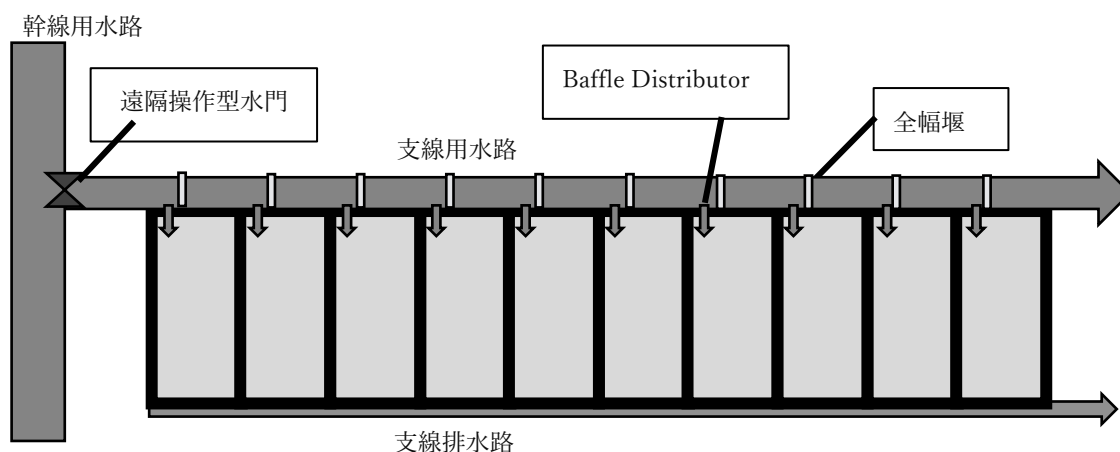


図 2 定量取水システムの概略図

* 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

** 農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究部門 National Institute for Rural Engineering, NARO

2. 研究手法 実験模型水路には図 3 のように支線用水路から直角に分岐した引き込み水路を設置し、その内部に Baffle Distributor が配置した。引き込み水路から流出した水はすべて貯水槽に入る。Baffle Distributor の水位流量曲線を作成するために、上流からの流量や支線用水路の堰板の高さを調節することによって引き込み水路内の水位を変更し、それぞれの流出量を測定した。引き込み水路内の水位は可動式の容量式波高計によって測定した。貯水槽は上流のポンプへと管水路で接続されており水が戻る仕組みとなっているが、測定時には一時的に栓を閉めて水位上昇を圧力計によって記録することで、水路から流れて落ちてくる流量を計測できるようにした。

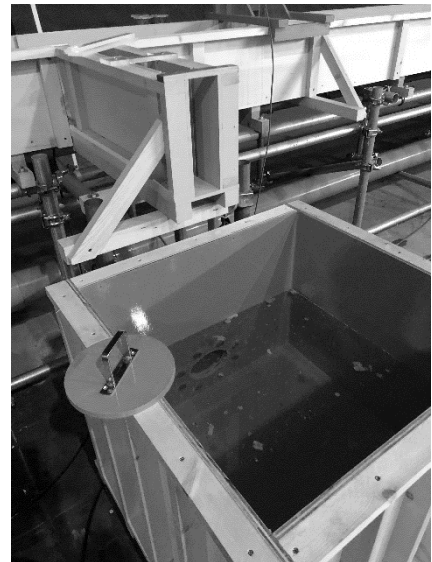


図 3 引き込み水路と貯水槽

3. 結果 図 4 は実験に基づいて作成された Baffle Distributor の HQ 曲線である。横軸は流量で縦軸は山型の堰の頂点からの水位である。プロットが測定結果であり、曲線は便宜上点を結んだものである。0.0028 m³/s を設計流量とすれば、その±10%の流量変動域は塗りつぶした領域であり、おおよそ 6.5 cm から 10 cm の 3.5 cm の水位変動に対応する。そのため現場スケールでは±10%の流量変動を許容するならば、実験値の 2 倍の 7 cm の水位変動に対応すると考えられる。

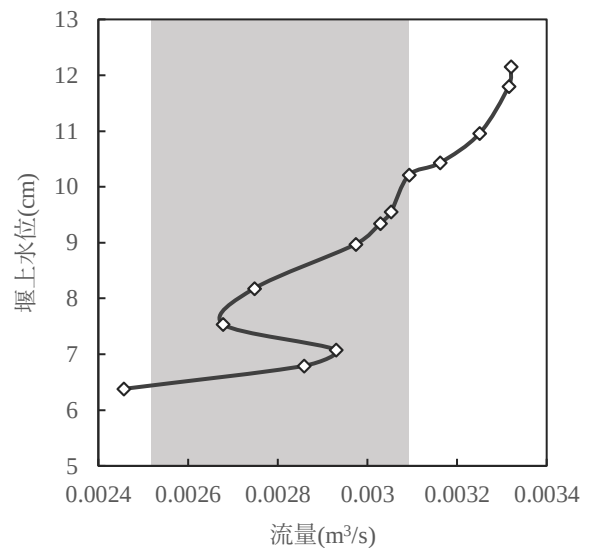


図 4 Baffle Distributor HQ 曲線の実験値

4. まとめ 木材とアクリル板で制作された模型の Baffle Distributor が通常の堰やゲートよりも流量の変動を抑えられるという結果を得た。今後は刃型堰の越流式も利用し、模型全体への適切な配水計算が可能であるかを実験によって検討していく予定である。そして Baffle Distributor を取水口とした配水システムの検討後には田越しサイフォンによる省力型配水システムなどについても検討していく予定である。

参考文献 1) M,G,Boss. (1989) . *Discharge measurement structure*. International Institute for Land Reclamation and Improvement.: <https://www.samsamwater.com/library/pub20.pdf> (2019 年 11 月 29 日参照)

謝辞 本研究の遂行にあたり富山県庁から受託研究費を受けた。

農業排水地区における予備排水による冠水被害低減効果の評価

Evaluation of Effect of Reducing Flood Damage Preliminary Drainage in Agriculture
Drainage District○奥村 直人¹⁾、木村 匡臣¹⁾、安瀬地 一作²⁾、高野 陽平³⁾、吉川 夏樹⁴⁾○Naoto Okumura¹⁾, Masaomi Kimura¹⁾, Issaku Azechi²⁾, Yohei Takano³⁾, Natsuki Yoshikawa⁴⁾

1. はじめに

低平農業地帯では、都市化により農地から宅地への転用が進行している。しかしこのような土地利用変化にも関わらず、雨水対策施設の増強などが遅れている地域も多く、そのような地区では農業用排水施設が農業用水のみならず地域全体の排水も担っている。豪雨時には洪水対策として降水量予測に応じて予め内水位を下げておく予備排水が行われているものの、その判断基準は勘と経験によるところが大きく、予備排水による冠水被害低減効果について評価することが必要である。そこで本研究では、予備排水による冠水被害低減効果について、排水解析シミュレーションを用いて明らかにすることを目的とする。

2. 研究対象地

研究対象地は新潟県新潟市中央部に広がる亀田郷地区(図1)である。亀田郷地区は信濃川、阿賀野川の最末流に位置する輪中で全面積の三分の二が日本海の平均潮位より低く自然排水が困難である。

現在、大半の農地および市街地からの排水は、支線および幹線排水路を経由して調整池の役割を持つ鳥屋野潟に流入し、土地改良区管理の親松排水機場や、大雨時には国土交通省管理の鳥屋野潟排水機場も稼働して信濃川に排水される。両排水機場には複数台の排水

ポンプが備わっており、それぞれ起動および停止の目安となる内水位が段階的に設けられている。

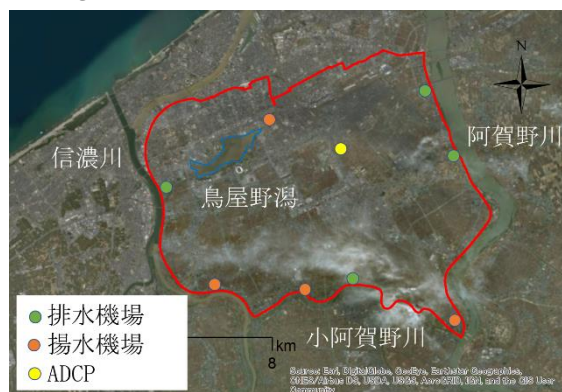


図1 研究対象地

3. 数値シミュレーション

対象地における降雨流出過程を再現するため、地形適合セルを用いた内水氾濫解析モデル¹⁾²⁾を採用した。本モデルは、流域全体を地形適合セルに分割し、地目別流出モデルにより水田、畑地、市街地からの流出量を水収支式から求め、氾濫流モデルによりセル間の氾濫水の移動を平面2次元の局所慣性方程式から求め、河川・排水路の流れには1次元浅水流方程式から数値解を得る。計算対象のセルの総格子幅は200m~600mである。予備排水を実施することによる効果を検証するために降雨開始時に調整池(鳥屋野潟)の管理水位を通常時のT.P. -2.5mからT.P. -3.5mに引き下げて

¹⁾ 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

²⁾ 農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究部門 National Institute for Rural Engineering, NARO

³⁾ (株)ナルサワコンサルタント Narusawa Consultant Co., Ltd

⁴⁾ 新潟大学自然科学系 Institute of Science and Technology, Niigata University

キーワード：排水施設、ポンプ場、予備排水、排水解析、内水氾濫

おき、すべてのポンプの起動・停止水位を一律 1.0m 下げておいた場合(基準水位-1.0m)のシミュレーションも実施した。また 100 年確率の降雨強度曲線から計画降雨(総降水量 259.1mm)を作成し、シミュレーションを行った。

4. 現地観測

本研究で用いる排水解析シミュレーションの検証のため、研究対象地の排水路において、ADCP(多層式超音波ドップラー流向流速計)を用いて水位および流量の観測を行った。測定期間は 2018 年 7 月 31 日～11 月 10 日である。測定期間の中で 8 月 31 日～9 月 1 日のイベントについて実測値と計算結果を図 2 に示す。図 2 から計算結果は実測値を概ね再現できていることがわかる。

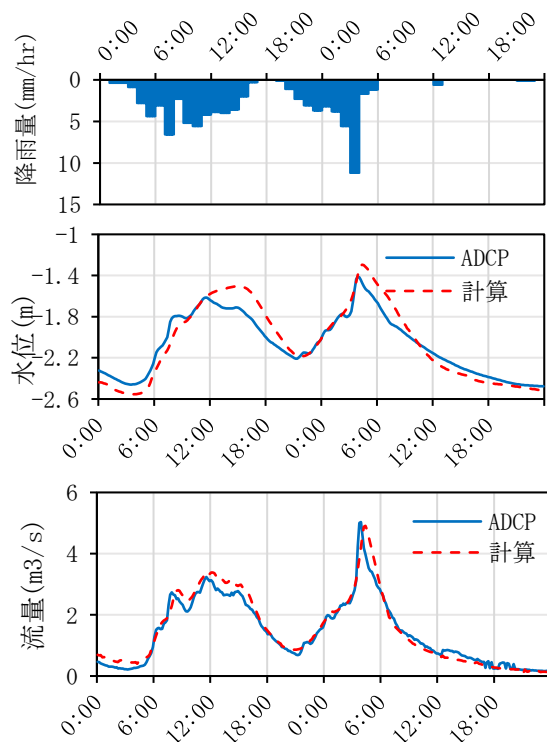


図2 ADCP 設置地点における実測値と計算値(8月31日～9月1日)

5. 予備排水の影響範囲

基準水位-1.0m のイベント中の最大湛水深と水路内の最大水位の低減効果を図 3 に示す。図 3 を見ると最大湛水深の低減効果の分布と水路内の最大水位の分布は対応していることと基準水位変更の影響は鳥屋野潟近辺に限られていることがわかる。よって予備排水の影響は調整池である鳥屋野潟近辺のみにしか及ばないことがわかる。予備排水の影響が限定的であることの原因としては上流部の排水路の通水能不足が考えられる。上流部の被害を低減させるには排水路改良など別の対策が必要になることが示唆される。

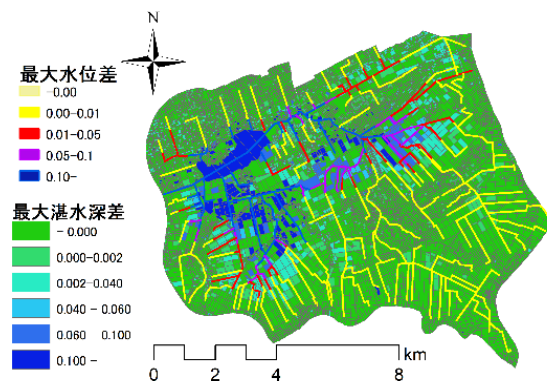


図3 予備排水による最大湛水深、水路内最大水位の低減効果

6. まとめ

排水解析シミュレーションを用いて、排水機場の基準水位を引き下げた場合の影響範囲について明らかにした。予備排水の影響は限定的で鳥屋野潟近辺のみにしか影響が見られないことがわかった。今後は予備排水の影響が及ばない範囲について冠水被害低減について検討を進めていく予定である。

謝辞 本研究は農研機構生研支援センター「イノベーション創出強化研究推進事業」(超過降雨に対応した農業地域の洪水被害を軽減する減災支援技術の開発)の一部として実施された。研究遂行に当たり、亀田郷土地改良区に多大なるご配慮を頂いた。記して謝意を表す。

参考文献 1) 吉川ら (2011), 土木学会論文集 B1(水工学) 67(4), I_991-I996. 2) 宮津ら (2012), 農業農村工学会論文集 80(6), 479-488.

深層学習を用いた低平地湖沼への降雨流出解析

¹⁾石川貴大、¹⁾木村匡臣、²⁾木村延明、²⁾安瀬地一作、¹⁾飯田俊彰

1) 東京大学大学院農学生命科学研究科 水利環境工学研究室

2) 農研機構、農村工学研究部門

1. 背景

(1) 研究対象地

新潟県新潟市にある鳥屋野潟は流域面積 99.8km²、潟面積 1.58km² の湖沼であり、平均水位は標高 - 2.5m と低平地に存在している。低平地に存在するため、湖沼からは常に排水機場によって排水が行われている。しかし、鳥屋野潟の水は農業用水としても使用されており、排水しすぎると用水が不足してしまう。これらの要件を満たした排水機場の運転は機場運転士の勘と経験をもとに行われており、最適な機場運転検討のために降雨流出解析が必要となる。

(2) 深層学習

深層学習は、隠し層を 2 層以上有する ANN モデルであり、近年ライブラリなどが充実し、実装負荷は軽減されてきている。主に画像解析や自然言語処理に用いられる一方で一言・櫻庭(2016)など河川の流出解析に用いられている例も増えてきている¹⁾。しかし、本対象地のような低平地の湖沼への流出解析に用いられた例は筆者が調べた限りでは見つからなかった。

2. 目的

本研究の目的は、鳥屋野潟の降雨流出を最もよく再現するモデルを深層学習を用いて作成することである。本研究では(1)入力値、(2)モデル構造、(3)学習回数について検討を行う。

3. 方法

(1) データ

対象流域には合計 8 つの揚水機場と排水機場が存在し、各機場では降水量・吐き出し流量・内水位・外水位が 1 時間間隔で観測・記録されている。また、鳥屋野潟水位についても同じく 1 時間間隔で観測・記録されている。(図 1)

本研究では、2010 年 3 月～2018 年 11 月までのデータを用いてモデルを構築した。

a) 降雨イベントの抽出

本研究では、得られたデータの中からさら

に降雨イベントを抽出した。降雨イベントについては総降水量が 13mm 以上かつ前後 8 時間以上の無降雨期間が存在するという 2 つの条件を設定して抽出し 1,657 件のイベントを得た。

b) 教師データとテストデータ

本研究では、2011 年 3 月～2018 年 11 月のデータのうち 2011 年 3 月～2017 年 11 月のデータを教師データ、2018 年 3 月～2018 年 11 月のデータをテストデータとしてモデルを作成した。また、降雪の影響を無視するために教師データとテストデータのどちらからも 12 月～2 月のデータは排除している。

c) データセットの作成

出力データは、ある時刻 t における 1 時間当たりの鳥屋野潟への流入高 Q_t (mm/h) とした。 Q_t は、 $t-1$ から t までの鳥屋野潟の水位変化 Δh (m/h) に鳥屋野の潟面積 A_l (km²) を掛け合わせたものと鳥屋野潟から直接排水を行っている 2 つの機場からの吐き出し流量 I_t (m³/h)、さらに流域面積 A_b (km²) を用いて以下の式により算出した。

$$Q_t = \frac{(\Delta h \times A_l \times 1000 + I_t / 1000)}{A_b}$$

入力データについて、なるべく少ない入力値になるようにモデルを作成することを考える。そのため、本研究では、最初に降雨のみを用いた流出解析を考え、その後で排水量を用いた流出解析を考える。

降水量については、時刻 t の流入量を再現するのに時刻 t の降水量とある時刻まで 1 時間ごとさかのぼった降水量を連続的に入力する。例えば、時刻 t から 3 時間前までさかのぼって降水量を入力する際には時刻 t , $t-1$ 時間, $t-2$ 時間, $t-3$ 時間の 4 時間分の降水量を入力とする。ひとつの入力データセットに何時間前までさかのぼって降水量を入力するかを決定する変数を t_r として定義する。つまり、時刻 t の流入量を再現するのに時刻 t , $t-1$ 時間, ..., $t-t_r$ 時間の降水量を入力とする。

排水量についても、降水量と同様に 1 時間

ごとさかのぼって入力データセットに加える。何時間前までさかのぼるのかを決定する変数を t_d として定義し、時刻 t , $t-1$ 時間, ..., $t-t_d$ 時間の排水量を入力とする。

本研究で作成するモデルは最終的には、流入量予測に用いることを目標とする。この際、予測の際には降雨量を予報値に、排水量を計画排水量に置き換え、予測される流入量を算出することを念頭に作成している。

4. 検討と結果

(1) 入力値に関する検討

図 1 は入力に関する検討の結果を示している。**No Drainage** は排水量を含めずに降水量のみを入力とした場合である。排水量を入力に含めないよりも含める場合のほうが **RMSE** は低く実測値をよりよく再現した。また降水量に関しては排水量を含めない場合には $t=8$ 程度から **RMSE** が収束し始めるのに対して排水量を含める場合には $tr=4$ 程度で精度は収束することがわかった。図 2 は排水量を含めた場合と含めなかった場合それぞれについて流入高の実測値と計算値をプロットしたものである。

(2) モデル構造の検討

モデル構造について隠し層 1 層目のノード数を 10、20、30、60、90、2 層目のノード数を 30、60、90 と変更して組み合わせた計 15 ケースのモデルを用意し、ケーススタディを行った。この際、2 層目を削除した 3 層 ANN についても検討を行った。入力値については、排水量を含めないものと含めるものとの 2 種類のものを用意した。

図 3 に結果を示す。隠し層を 1 層だけにした 3 層 ANN モデルと比較すると 3 層モデルのほうではノード数を変えることで精度に多少の影響がある一方で、隠し層 2 層とした深層学習モデルでは排水量を含める場合でも含めない場合でもノード数による精度の差は見られなかった。このことから深層学習モデルは ANN モデルと比較してモデル構造に関する検討時間を少なく実装できると考えられる。

(3) 学習回数の検討

上記検討はすべて学習回数 1~1000 回までの中で最小となった **RMSE** を用いて比較を行っている。**RMSE** が最小となった際の学習回数を確認するとすべて約 600 回程度であった。このことから学習回数については 600~700 回までの学習回数で十分収束すると思われる。

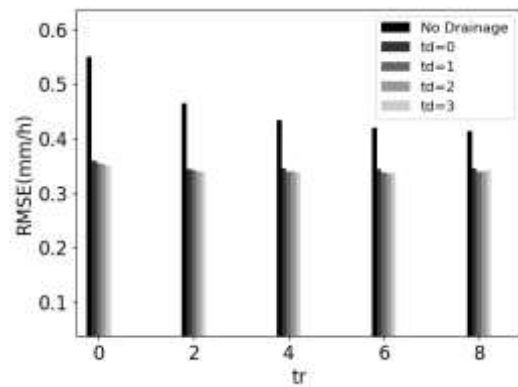


図 1 入力値に関する検討の結果

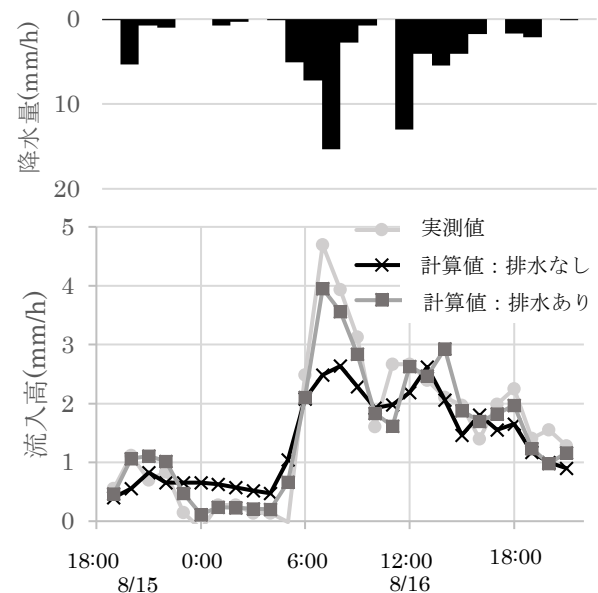


図 2 実測値と計算値

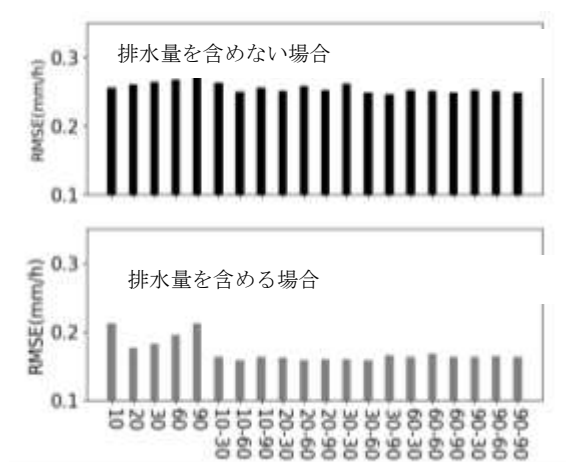


図 3 モデル構造に関する検討の結果

5. 追加検討

(1) 結果を受けた考察

図2で示した結果について、排水量を入力に含めることで精度は向上したが、ピークをとらえきれていないことがわかる。これは、入力しているデータ量に対して高強度降雨のイベントが比率的に少ないことが原因の一つであると考えられる。

(2) 検討と方法

これを検証するために模擬降雨データによる検討を行う。模擬降雨は総降雨量を100 mmから500 mmまで50 mmごとに変化させ、連続降雨時間120時間の中でランダムな降雨波形で作成した。このような疑似降雨イベントを各降水量につき1000件発生させた。作成した降雨データを物理モデルに入力し、1時間ごとの鳥屋野潟の水位と潟から信濃川への直接排水量を出力として得た。これらを用いてモデルを作成する。出力値は排水量と水位から求めた流入量、入力値は4(2)の結果をもとに、 $tr=4$, $td=1$ での降水量と排水量とする。

以上の条件で、訓練データとテストデータを表1の通りにケースごとに入れ替えることで検討を行う。先の検討で実測流入量のピーク値を計算値から下に再現してしまう理由がその実測流入量と同じようなデータが訓練されていないからだとすれば、Case1,3に比べてCase2の精度は低くなるはずである。

また、実測より抽出したイベントは平均降雨時間26時間で131件であったことから、

表1 検討に用いた訓練データとテストデータの組み合わせ

	訓練データ	テストデータ
Case1	500mm 降雨	500mm 降雨
Case2	100mm 降雨	500mm 降雨
Case3	500mm 降雨	100mm 降雨

入力値の総数を合わせるために1000件のイベントからランダムに抽出した60件のイベントを訓練データとした。

(3) 結果

結果を図4に示す。Case1と3は、ほぼ完全に計算値が実測値を再現したが、Case2のみ結果4と同じくピークをとらず、下に再現してしまう。これにより、深層学習モデルを使って流出を再現する際、訓練データにないほどの高強度降雨は再現できないことがわかった。

6. 謝辞

本研究は農研機構生研支援センター「イノベーション創出強化研究推進事業」(超過降雨に対応した農業地域の洪水被害を軽減する減災支援技術の開発)の一部として実施された。

参考文献

- 一言正之, 櫻庭雅明, 清雄一: 深層学習を用いた河川水位予測手法の開発, 土木学会論文集 B1(水工学) Vol.72, No.4, I_187-I_192, 2016

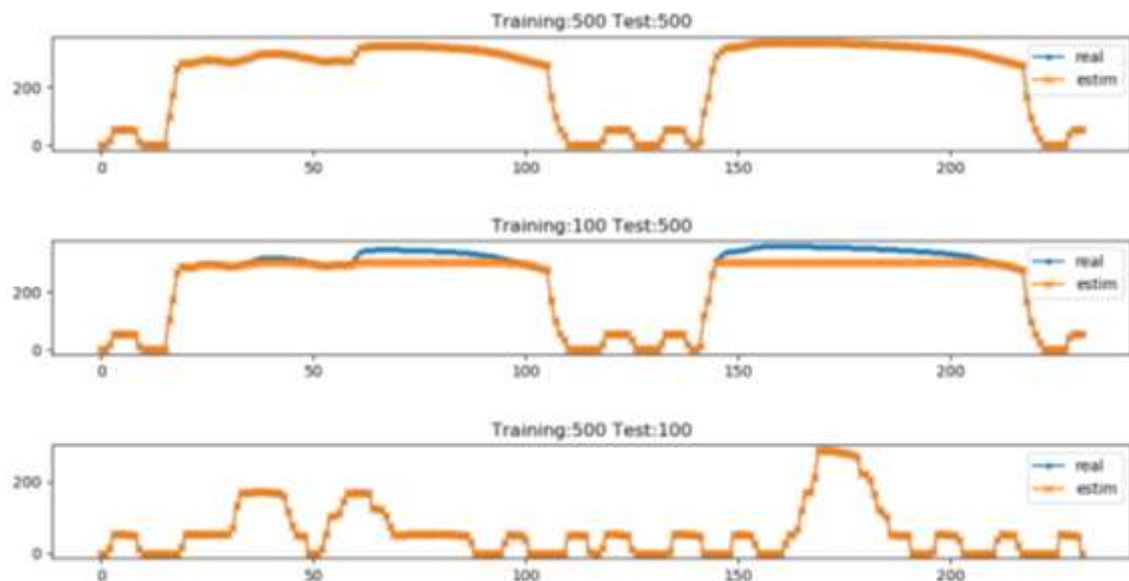


図4 模擬降雨による再現の学習と再現の結果

印旛沼排水管理システムの構築と運用

—経験に依存した管理から予測による判断支援へ—

小川 陽*

市川 康之**

*独立行政法人水資源機構千葉用水総合管理所，〒276-0028 千葉県八千代市村上 3139

**独立行政法人水資源機構千葉用水総合管理所，〒276-0028 千葉県八千代市村上 3139

要 旨

近年、気候変動に伴って短時間で集中的な豪雨に伴う災害の発生など、降雨パターンの変化が顕在化しており、印旛沼開発施設においても平成 25 年の台風第 26 号に伴う出水時に既往最高水位を記録し、堤防の一部区間からの溢水等により、周辺で浸水被害が発生した。この事態を受け、河川管理者や周辺自治体等の関係者で合意形成を図り、ソフト対策として印旛沼の予備排水ルールを平成 27 年に定め、現在試行運用を行っているところである。

その一方で、施設管理者である機構として、よりの確かつ精度の高い水位管理（排水操作）を実現するため、過去の排水操作等の実績を参考にしたこれまでの「経験に頼った管理」から、雨量（実績・予測）に基づく流出予測と各排水機場の操作等に伴う沼水位の変動を予測し、最適な排水操作のための判断支援ツールとなる「排水管理システム」の構築を目指すこととして平成 26 年度から検討を進め、平成 30 年度から運用を開始したところである。

本稿では、本システムの概要及び、運用を開始してからの課題とその対応方針について報告するものである。

キーワード：気候変動、予備排水、排水管理システム、流出予測

1. 排水管理システム開発の背景

印旛沼開発施設については、昭和 44 年以来、水資源機構が沼の水位管理を行ってきたが、近年、沼流域の都市化が進んでおり、流出形態に変化が生じてきている。また、Table 1 に過去の主な洪水実績を示すとおり、総雨量 200mm を超える大雨の発生頻度が、管理開始以降、全 9 回中 7 回が平成以降に生起しているなど、降雨形態もより深刻化してきている。

このような状況において、平成 25 年の台風第 26 号による降雨は流域平均で 264mm を記録し、沼平均水位は、Y.P.+4.17m に達して沼堤防の一部から溢水し、周辺に浸水被害を来す事態となった。これを契機に、印旛沼に係わる関係者が協議して暫定的な予備排水ルールを定めたところである。

一方で、印旛沼からの利水補給のための管理も担っている機構としては、治水面の事情だけで水位管理することはできず、予備排水が空振りとなるリスクも抱える中、治水と利水の両立をいかに的確に実施できるかが喫緊の課題となっていた。

印旛沼開発施設においては、今後、利害関係者間で協議のうえ定めた予備排水ルールを運用しつつ、より精度の高い沼水位管理が求められることとなり、従前のような担当者の経験に基づく排水操作から、各種予測計算に基づいた定量的に根拠のある排水計画の立案が可能となるよう「排水管理システム」を構築・実用化することにより、排水管理の最適化を目指すこととしたものである。

Table 1 過去の主な洪水実績

順位	生 起 年 月		総雨量 (mm)	降雨日数 (日)	沼最高水位 (Y.P.m)
1	平成25年10月	台風26号	264	2	4.17
2	平成 8年 9月	台風17号	250	2	3.97
3	昭和61年 8月	台風10号	225	3	3.83
4	平成 3年 10月	台風21号他	475	11	3.82
5	平成 3年 9月	台風18号	214	4	3.81
6	平成16年10月	台風22号	214	5	3.72
7	昭和46年 9月	台風25号	239	3	3.65
8	平成13年10月	低気圧通過	213	2	3.58
9	平成 15年8月	前線	211	4	3.54
10	昭和60年 7月	台風6号	124	4	3.49

2. システム構築に向けた検討の経過

2.1 既存資料等収集

千葉県が実施している印旛沼の治水に関する検討資料や排水管理システムに関する既存資料の収集、河川管理者等関係機関への聞き取り等の実施により、現状の整理を行った。

2.2 流出解析モデルの選定（適応性の検討）

検討にあたって当初は、地形地質等の基礎データやレーダー雨量観測情報の整備などにより水の流れを物理的に再現でき高精度な流出予測が期待されるとして機構ダム等で導入検討を進めていた「分布型流出モデル」の低平地への応用を目指していた。しかし、検討を進めるにあたり、過去の実績等実情の情報を収集したところ、同モデルは山間部のダムへの流入を想定しており、下流水位上昇による堰上げや逆流、氾濫といった事象の再現には向かず、印旛沼流域のような低平地においては再現精度が悪く、印旛沼への応用は困難であることが判明した。さらに、沼の排水管理システム構築後の実運用を考慮した場合、分布型流出モデルの場合は処理するデータ量が多くなり、汎用 PC では処理能力が劣るため実用には向かないことも判明した。

このため、関係機関における近隣のシミュレーションシステムについて、流出解析モデルと運用時の適応性（再現性）等について聞き取りを行った。その結果、貯留関数法を用いた流出解析は運用時の適応性（再現性）が高いと判断されること、印旛沼水管理システムとの連動性を考慮すると数年単位での改造（使用 OSS のバージョンアップ含む）が必要となることから、比較的簡便である貯留関数法による流出解析を採用することとした。

また、千葉県が実施した印旛沼の治水に関する検討資料で用いられている貯留関数法による流出解析モデルが平成 25 年の台風第 26 号に伴う出水の解析結果から精度の高い再現性が確認されており、今回構築する排水管理システムにも有用であるとの結果が得られた。

2.3 排水管理システムの構築

河川管理者である千葉県の貯留関数法による流出解析モデルを活用して排水管理システムの構築を行うこととし、平成 27 年度から平成 28 年度にかけて排水管理システムを概成させ、試行運用を行いつつ検証作業を並行して実施することとし、その検証結果を踏まえて平成 29 年度末までに本システムを完成させ、平成 30 年度から本格運用を開始したところである。

3. 構築した排水管理システムの概要

3.1 システムの目的と構成

本システムは、雨量、水位情報などの観測データ及び雨量予測データを用いて印旛沼への流入量を算定する「流出計算モデル」と、沼からの排水量や捷水路の移動量等から印旛沼水位を算定する「印旛沼水位計算モデル」から構成されるものである。本システムは、今後の印旛沼水位の変化を予測し、洪水排水に係る施設の操作方針検討の支援を目的とするものであり、多様な操作条件や制約条件に対して精度の高い予測結果を得られるよう以下の 3 つの機能を有するものとした。

(1) リアルタイム洪水予測機能

デフォルトの施設条件で 1 時間毎に印旛沼水位を予測する機能

(2) 条件指定洪水予測機能

実際の洪水時に施設条件を変えて印旛沼水位を予測する機能

(3) シミュレーション機能

洪水後に実績値や任意の値に置き換えての検証や施設条件を変えて印旛沼水位を計算して検証等を行う機能

3.2 流出計算モデル

印旛沼流域からの流出計算モデルは、千葉県が印旛沼周辺の治水に関する検討に使用した貯留関数法による流出解析モデルと不定流ポンドモデルをもとに印旛沼水位の計算モデルを作成しており、流出計算手法は以下に示す理由から、貯留関数法を採用することとした。

○流入河川（鹿島川、高崎川、神崎川、桑納川）の計画に採用されていること。

○流域の市街化による流量変化を表現出来ること。

○流域が緩勾配であるため、貯留現象を考慮出来る計算手法の採用が望ましいこと。

なお、各流域は土地利用別に流出量を算定し、合成することで土地利用面積の変化に対する流出量の変化を表現することとした。また、雨水貯留・浸透モデルを組み込むように考慮し、各流域からの流出量は Fig.1 の流出系統により河道に流入するものとした。

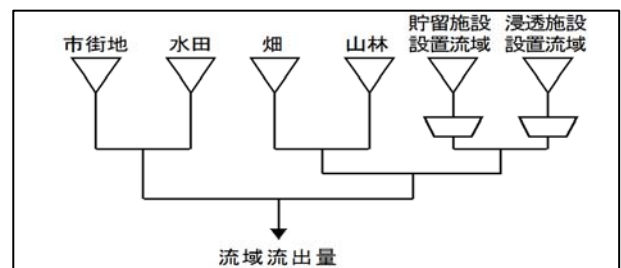


Fig.1 各流域からの流出系統図

3.3 印旛沼水位計算モデル

印旛沼の水位計算モデルは、千葉県における印旛沼周辺の治水に関する検討に用いられているポンドモデル＋不定流河道によるモデルを基本的に踏襲し、以下の計算を行うこととした。なお、計算モデルを Fig.2 に示す。

- (1) 利根川への排水量計算
- (2) 印旛放水路（東京湾）への排水量計算
- (3) 捷水路の移動量計算
- (4) 印旛沼の水位計算

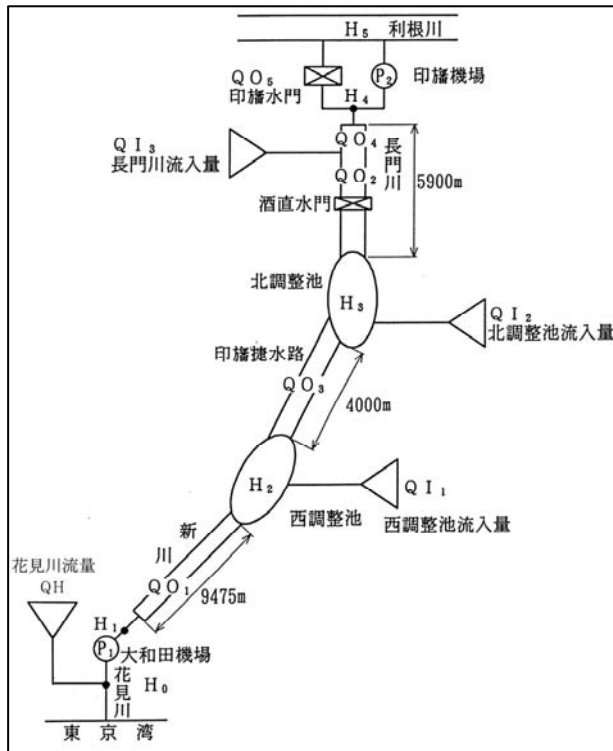


Fig.2 印旛沼水位計算モデル

3.4 利根川水位計算モデル

利根川の水位予測は、印旛水門の閉塞や印旛機場の排水運転等施設操作に直結するものであり、特に重要な事項であるが、広大な流域面積を有し、かつ様々な河川管理施設や水利施設があり複雑な水運用がなされていること、さらには干潮河川であり干満の影響（及び河口堰の開閉操作を含む）を受ける利根川下流部の水位予測を行う事は非常に困難である。

このため、本システムにおいては、利根川の主要な各地点（八斗島、栗橋、取手、布川）と須賀地点における過去の主な洪水時の時差及び相関関係を検討し予測式を作成することとした。

検討の対象とした洪水は、近 10 ヶ年で安食外水位が Y.P.+5.0m を超えた洪水（3 例）に、栗橋地点水位（観測値）が 7m を超えた出水（7 例）を加えた 10 出水を検討対象とした。

本システムに用いる利根川水位の時差と予測式は須賀水位観測所と上流の各観測所の水位を各時差ごとにプロットし、相関係数 R を求め、最もよい相関となる時差と相関式を用いるものとした。

以上より設定した洪水時差を Fig.3 に、相関式を Table 2 に示す。



Fig.3 須賀地点を基準とした洪水到達時間

Table 2 観測所水位(x)から須賀水位(y)への相関式

	八斗島	栗橋	取手	布川
時 差	22時間	12時間	2時間	1時間
相関係数R	0.88	0.96	0.99	0.99
相関式	$y = -0.152x^2 + 14.850x - 355.670$	$y = 0.656x - 5.776$	$y = 0.681x + 0.044$	$y = 0.816x + 0.075$

4. 排水管理システムの活用

4.1 排水管理システムの活用イメージ

従前の印旛沼の排水管理は、過去の降雨による水位上昇に伴い操作した排水実績を元に推定した流入量を参考に排水計画を立案するもので、担当者の「経験」に頼る部分が大きかったが、本検討の成果である「印旛沼排水管理システム」を活用することにより、定量的な根拠データに基づいた、また、個人の技量による差異を排除した最適な排水計画立案に関する支援が可能となり、かつ予測降雨量の変化に伴う排水計画の変更について、より迅速な対応も可能となる。

既存の「印旛沼水管理システム」と「印旛沼排水管理システム」とを接続し、一体的に活用することで、治水と利水の安全度を両立させつつ、印旛沼の排水管理の向上に役立てようとするものである。

本排水管理システムの活用イメージを Fig.4 に示す。

これらシステムの活用によって、以下の二つの効果が得られたと考えられる。

- (1) 豪雨発生時の印旛沼の水位変動を定量的に予測することにより、治水安全度を向上

最適な排水計画を立案し、印旛沼に係る関係者の合意形成を速やかに図ることで、予備排水を早期に開始する

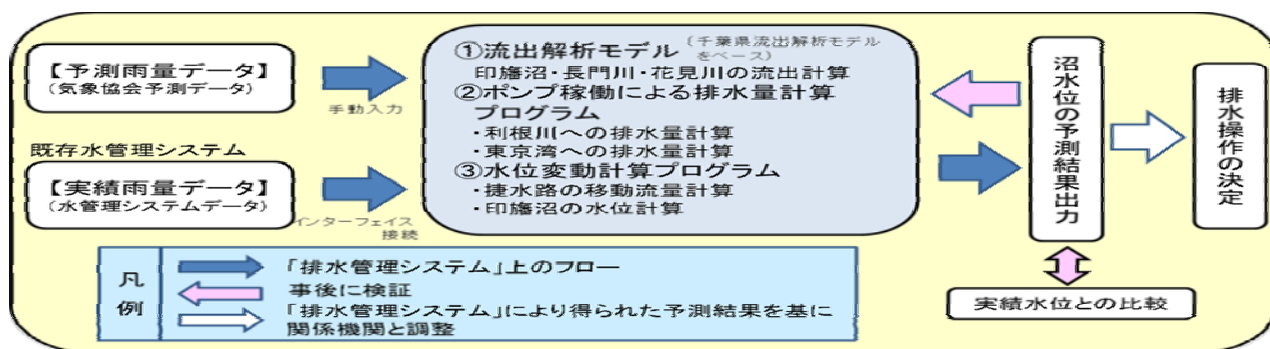


Fig.4 印旛沼排水管理システム活用イメージ図

ことが可能となる。

その結果として、洪水時の沼ピーク水位を低下させることが可能となり、印旛沼周辺で起こりうる浸水等の社会的、金銭的被害の軽減に貢献するものである。

(2) 予備排水時の利水への影響回避の判断を支援

沼水位の変動予測にあたり、刻々と変化する降雨予測に対応して、迅速に見直し計算を行うことで、早期に排水計画の変更を行うことが可能となる。その結果、降雨予測が当初と比べ、大きく減少した場合においては、早期に排水停止の判断が可能となり、水位回復に係るポンプアップ等、管理費の負担軽減が期待できる。

5. 運用開始後に確認された課題とその対応

5.1 利根川水位予測の困難性

本システムは、降雨量（実績・予測）から沼への流入量を予測する流出計算に関する部分と、沼から利根川や印旛放水路への排水や捷水路の移動量等に関する排水計算の部分から沼水位の変動予測を行うものとなっている。

このうち、沼への流入量を予測する部分については、過去の出水実績の検証において、高い精度の再現性が確認されている。

一方で利根川への排水量の予測計算を行う際に重要な要素となる利根川の水位予測については、その精度の向上が大きな課題となった。

(1) 上流基準地点の水位変化の不確実性

印旛沼の水位予測を開始するタイミングは、まだ雨が降り始める前の段階から実施する必要がある、その時点では利根川上流地点の水位上昇も発生していないことから、須賀地点の水位上昇を予測することは不可能である。また、上流地点の水位上昇が生じた以降の予測においても、須賀地点の予測は22時間後（到達時間）までしか予測出来ない。しかし、長期間にわたる予測が必要なため、試行運用のなかで簡易的に累加雨量と須賀地点水位の相関モデルを検討し、本システムに追加したものの、実際には広大な流域に均等に降雨があるわけでは無く予測結

果の精度が確保できない状況となっている。

(2) 潮位の影響

利根川の下流部は干満の影響を受ける干潮河川となっており、上流の水位変化のみでは正確な水位予測が困難な現状となっている。この須賀地点水位の予測は、印旛水門の閉塞や、印旛機場の運転等の排水計画を策定するうえでも特に重要な要素となっており、予測精度の向上が大きな課題となっている。

5.2 課題に対する対応方針

今後、利根川の水位予測の向上に向けては、利根川上流域を大まかな流域ブロックに分割し、簡易なタンクモデルを用いた流出予測ができないか検討を進めることとしたい。併せて、河川管理者と利根川下流域の水位予測に関する検討状況等の情報共有を行うなど、河川管理者との連携強化の取組についても進めていくこととしたい。

また、潮位の影響についても天文潮位や潮位偏差などの各種情報から須賀地点水位に与える影響予測について昨今の技術革新のなかで活用可能な技術の有無など、幅広く検討を進めていくことが必要であり、本システムを更に有効活用出来るよう検討を進めていきたい。

6. まとめ

今回、印旛沼周辺の浸水被害の軽減に向けて、最適な排水管理の支援ツールとして「排水管理システム」を構築し、平成29年度から試行運用、平成30年度から本格運用を開始したところである。この間、システムの検証・改良等を進めているところであるが、これまで大きな洪水の発生が無く、システムの検証に至っていないものの、実運用の中で確認されたシステム上の課題等について、随時改良等を行ってきたところである。

今後も、印旛沼周辺の浸水被害の軽減にむけて、本システムを活用しつつ、利水者を始め、治水関係者や漁業関係者等と協議・調整を図り、適宜合意形成を図りながら進めて行きたい。

ポンプ直送式の灌漑システムへの推定末端圧一定制御の導入事例 Case Study of Introducing Estimated Constant End-pressure Control to Pump Direct Water Supply System at Irrigation

浪平 篤 中矢哲郎

NAMIHIRA Atsushi and NAKAYA Tetsuo

1. 研究の背景と目的

近年の電気料金の高騰は、灌漑や排水にポンプを使用している土地改良区の財政状況に影響を及ぼしている^{1)~4)}。使用電力量の削減のため、節水¹⁾による節電、高効率機器への更新¹⁾やポンプの回転速度制御の導入²⁾等の施設の部分的な改修、用水機場の統廃合等の水利システムの再編^{3), 4)}等が検討もしくは実施されている。全国に数多くあると考えられる低圧受電契約(50kW未満)の規模のポンプ直送式の用水機場を対象とすると、これらの対策のうち水道事業で広く普及しているポンプの回転速度制御^{5), 6)}が最も普及しやすく、かつ、高い効果を発揮すると期待される。本研究では、この制御を導入した現地実証試験について報告を行う。

2. 導入方法

2.1 回転速度制御

ポンプの回転速度の制御方式には、推定末端圧一定制御^{5)~7)}を採用する。本方式は、予め配管の抵抗曲線を求めておくことで、ポンプ吐出点の圧力の測定値から配管末端部の圧力を推定し、この圧力を一定とするようポンプの回転速度を制御するものである。土地改良事業ではポンプの吐出管路に分岐が全く存在しない、もしくは、存在したとしても微小な場合に適用する方式とされているが⁷⁾、水道事業では集合住宅の給水装置の制御方法として普及している⁸⁾。但し、集合住宅の全ての蛇口において圧力を一定とするのは不可能であり、配管の抵抗曲線を求める際に設定した仮定における末端の圧力を

一定にするものと考えられている⁹⁾。従って、抵抗曲線を求める際の仮定を適切に設定すれば、本制御方式をポンプ直送式の用水機場に適用することは可能と考えられる。

2.2 配管の抵抗曲線

水道事業では推定末端圧一定制御は一般的であるものの^{5), 6), 8)}、配管の抵抗曲線の設定方法については報告事例がみられない。そこで、以下のように設定する。

まず、ポンプ直送式の用水機場の配管を対象に、全ての給水栓を全開とし、ポンプ地点では性能曲線に基づく揚程と吐出量の関係を与え、水理解析を行う。水理解析手法は節点水頭法¹⁰⁾とし、支線管路における分岐点から給水栓までのモデル化¹¹⁾を組み入れ、給水栓からの給水量は分岐点の圧力の関数として扱う。揚程と吐出量が計画運転点から外れていれば、配管の流速係数を微調整して解析を繰り返す。最終的に得られた解析結果から、給水栓への分岐点のうち圧力が最小となる地点を選定し、これを当該配管における末端とする。以降では、給水栓への分岐点を便宜的に給水栓と呼ぶ。

次に、末端の給水栓を全開とし、末端以外の給水栓の開閉状況を種々に設定して、ポンプ地点では揚程を後述の値を与え、吐出量は節点の連続式から自動的に求まるようにして、水理解析を行う。ポンプの揚程は、末端の給水栓の圧力が、全ての給水栓を全開としたときと同値となるよう、試行錯誤で求めた値で一定とする。末端以外の給水栓の開閉状況のパターンについ

所属：農研機構 農村工学研究部門, Institute for Rural Engineering, NARO

キーワード：ポンプ、インバータ、回転速度制御、節点水頭法

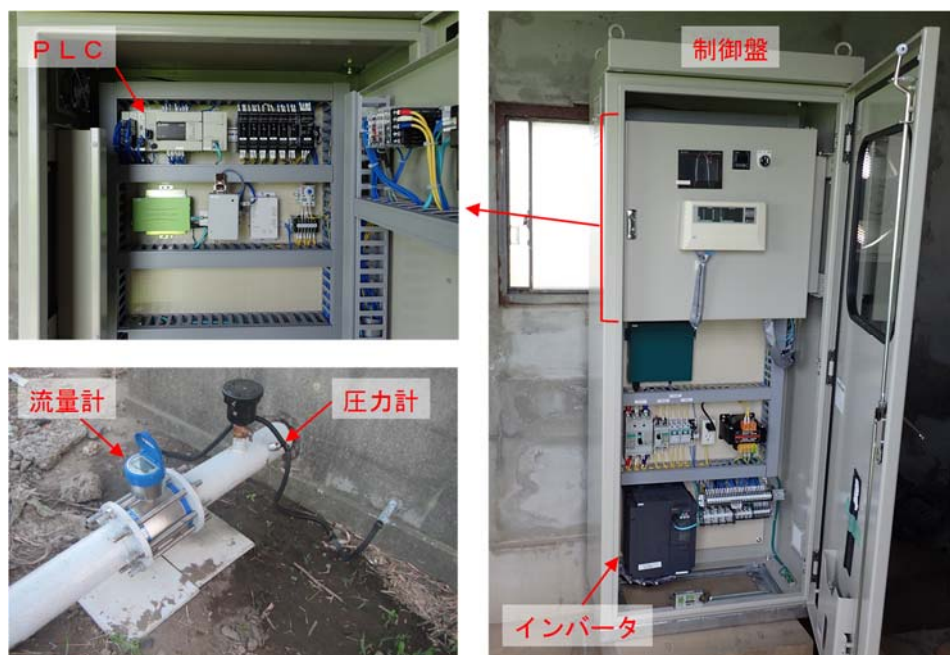


Fig. 1 A 用水機場に導入した機器類

では、このような解析の結果として得られるポンプの揚程と吐出量の関係のプロットが、視覚的な判断ではあるが一様のバラツキとなるよう、試行錯誤で設定する。そしてこのプロットに近似曲線を当てはめ、配管の抵抗曲線とする。

なお、今回は給水栓の開閉状況としては全開もしくは全閉のみとする。

2.3 機器類

ポンプの吐出管路に圧力計と流量計を設置し、それらの測定値をもとに、ポンプを配管の抵抗曲線どおりに自動で稼働させるための制御装置として、PLC (Programmable Logic Controller) を使用する。ポンプの回転速度はインバータによって制御する。これらの制御システム (Fig.1) は、既報¹²⁾で紹介済みのものの一部である。

2.4 導入地区

以上の制御方法を A 用水機場に導入する。A 用水機場の配管と受益地の概要を Fig.2 に、ポンプの性能曲線を Fig.3 に示す。導入前のポンプは ON/OFF 制御、給水栓は全て通常の手動のものであった。導入時に給水栓についても全 29 個のうち 15 個を自動給水栓に替えた (Fig.2)。

3. 結果と考察

3.1 配管の抵抗曲線

全ての給水栓を全開とした水理解析の結果、末端となる給水栓は Fig.2 のように選定された。この給水栓を全開とし、他の各給水栓の開閉状況を任意に設定した水理解析の結果、ポンプの揚程と吐出量の関係は Fig.3 のプロットのように得られ、これに近似曲線を当てはめた配管の抵抗曲線が Fig.3 のとおりである。

3.2 回転速度制御の導入効果

A 用水機場における回転速度制御の導入前後の年間の使用電力量を Fig.4 に示す。使用電力量については、導入前の 2012～2017 年の平均を基準として表示している。導入後の使用電力量には、導入前には存在しなかった PLC やインバータの稼働のための使用分も含まれている。2019 年は夏期に降水量が非常に多く、ポンプの稼働日数が平年と比較して少なかったことから、使用電力量が極端に小さくなっている。このため、導入後については 2018 年によって評価すると、回転速度制御の導入により、ポンプの稼働に必要な年間の使用電力量は 5 割程度に削減されたといえる。

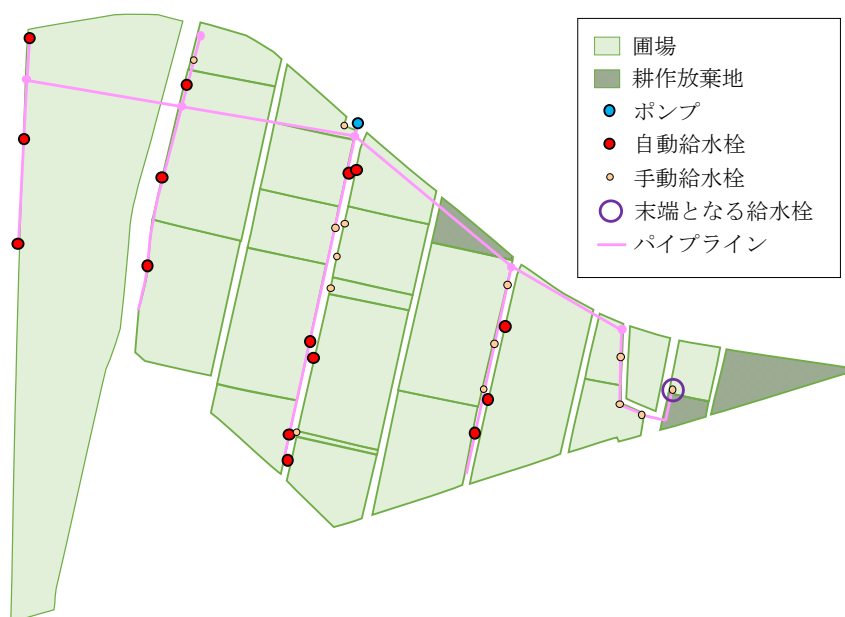


Fig. 2 用水機場の配管と受益地の概要

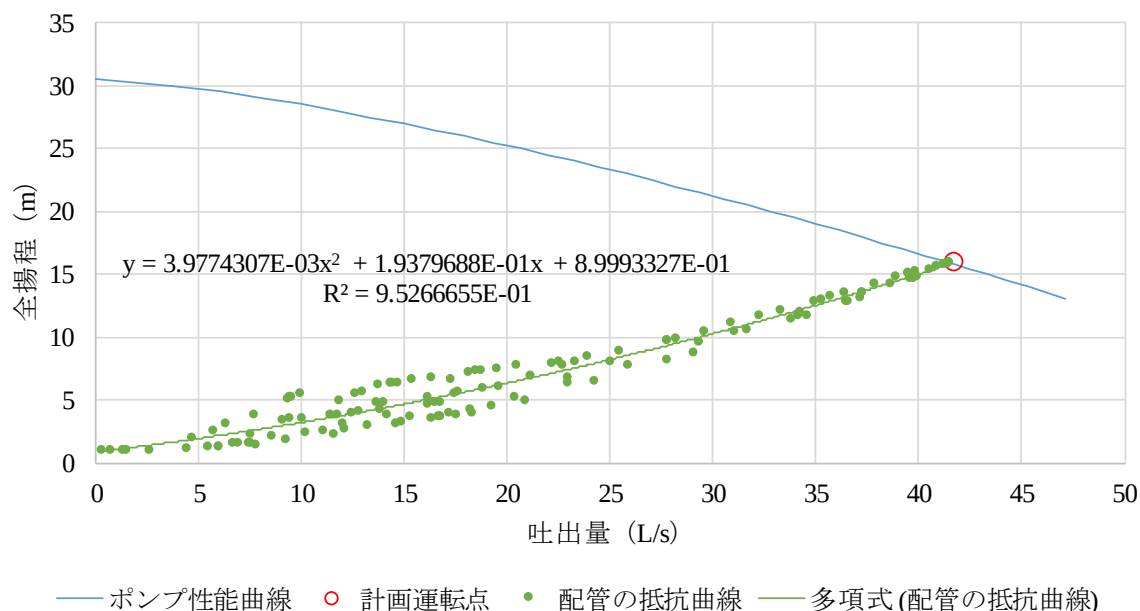


Fig. 3 ポンプ性能曲線と配管の抵抗曲線

但し、前述のように、回転速度制御の導入にあたり、給水栓の約半数を自動給水栓に替えている。これらの自動給水栓による節水の影響がポンプの使用電力量の削減に大きく寄与したと考えられる。

3.3 今後の課題

配管の抵抗曲線を得るための水理解析では、末端の給水栓は常に全開とした。しかしながら、実際には末端が全開となる日も確認された。A

用水機場では、これまでのところ、この配管の抵抗曲線に基づく回転速度制御によって水管理上の問題は生じていない。しかしながら、今後、他地区への適用を考えると、末端が閉じられた場合も対象に水理解析を行い、配管の抵抗曲線を設定する方法を検討しなければならない。

配管の抵抗曲線のもととなる揚程と吐出量の関係のプロットの数、すなわち、末端以外の給水栓の開閉状況のパターンは 132 である。給水栓の数 (29 個) と比較すると十分とはいえない

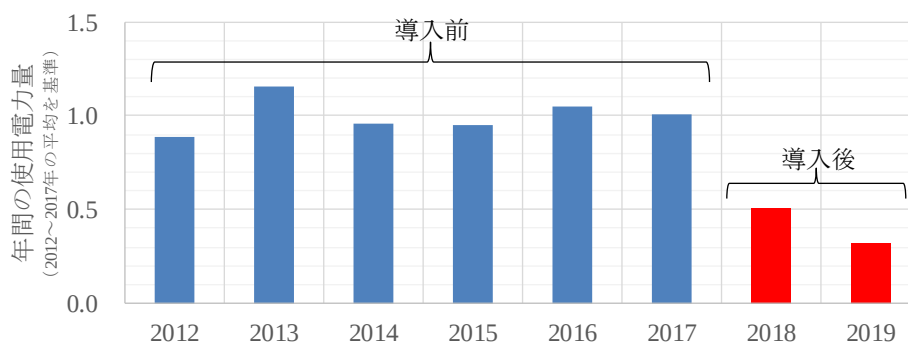


Fig. 3 年間の使用電力量

が、視覚的ではあるが一様のバラツキが得られたと判断できたため、ここで終了した。今後は、開閉状況のパターンの数やバラツキの妥当性の判定指標を検討する必要がある。

ポンプの使用電力量の削減には、給水栓の約半数を自動給水栓に替えたことによる節水の影響が大きいと考えられたが、どの程度の割合の給水栓を自動化しなければ、このような電力削減効果が生じないのか検討する必要がある。その際、給水栓にはどの程度の頻度の開閉が求められるのか、人の手による日ごとの操作であっても効果が生じるのか等の検討も必要である。

謝辞：本研究の一部は、内閣府 戦略的イノベーション創造プログラム (SIP)「次世代農林水産業創造技術」(管理法人：農研機構 生物系特定産業技術研究支援センター)によって実施された。ここに記して深く謝意を表す。

引用文献

- 1) 森川 学 (2016) : 滋賀県の農業水利施設に係る節水およびエネルギー対策, 水土の知, **70**(4), 843-846.
- 2) 鈴木 智 (2016) : インバータや PLC を用いたポンプ制御による省エネ対策, 水土の知, **70**(4), 851-854.
- 3) 吉田修一郎, 中里良一, 阿久津弘幸 (2017) : 手賀沼地域における用水用電力投入の実態とその削減ポテンシャルの検討, 第 68 回 農業農村工学会 関東支部大会講演会 講演要旨, 42-45.
- 4) 光安麻里恵, 浪平 篤, 吉田修一郎 (2019) : 低平地 2 段揚水かんがい地区の水利システム再編に伴うかんがい排水エネルギーの削減可能性, 農業農村工学会論文集, **309**, I_251-I_259.
- 5) 日本水道協会 (2012) : 水道施設設計指針 2012, 544.
- 6) 日本水道協会 (2015) : 水道用ポンプマニュアル 2015, 146.
- 7) 農林水産省農村振興局整備部整備課 監修 (2013) : 水管理制御方式技術指針 (計画設計編), 農業土木機械化協会, 526-531.
- 8) 金田一宏 (2015) (参照 2019.11.14) : 給水装置 品技術紹介—第 4 回 速度制御方式について—, エバラ時報, **248**, (オンライン), 入手先< https://www.ebara.co.jp/about/technologies/abstract/detail/_icsFiles/afieldfile/2016/04/28/248_P30.pdf>
- 9) 中島 薫 (1998) : 直結給水ブースタポンプの制御方法, ターボ機械, **26**(1), 49-54.
- 10) 岩崎和己 (1982) : パイプラインの水力設計 (その 10) 一定常水力計算プログラム—, 農土誌, **50**(7), 615-621.
- 11) 前川勝朗, 岩倉達也 (1984) : 水田パイプラインにおける支線管路の流出特性について, 農土誌, **52**(10), 891-897.
- 12) 中矢哲郎, 樽屋啓之, 浪平 篤, 中田 達, 中 達雄 (2016) : 節水・節電のための圃場と用水機場が連携した灌漑配水システムの試作, 水土の知, **84**(10), 855-858.

かんがい用ポンプの推定末端圧力一定制御の水理学的検討 Hydraulic Study of Estimated Constant Pressure at Critical Point Control Pump for Irrigation

○光安麻里恵* 浪平 篤**

MITSUYASU Marie and NAMIHIRA Atsushi

1. 研究の背景と目的

近年、電気料金の高騰が土地改良区や農家への負担を増加していることから、機場の管理コストの低減が求められている。かんがい用ポンプの維持管理費を低減するための方策としては、回転速度制御を導入する、運転水位を変更する、高効率ポンプに変更するなど様々ある。ポンプの回転速度制御は、これまでも国営や県営事業の対象となるような比較的大規模なポンプに、主に液体抵抗器を用いて実施されてきたが、近年では低圧受電契約相当のインバータであれば安価に入手可能になり、さらに PLC との組み合わせで小規模ポンプでも導入が容易になっている。

本研究ではこの回転速度制御に着目し、そのうちの推定末端圧力一定制御について、水理シミュレーションを用い、特性の把握と効果の評価を行う。

2. ポンプの回転速度制御方法

ポンプの回転速度制御の一つに末端圧力一定制御がある。末端圧力一定制御は、吐出量が増加しても代表点での圧力を一定に保つよう吐出圧力を変化させる制御である。送水損失が実揚程に比べて大きい場合に効果が出やすい。この制御方式は、管路末端を代表する地点での圧力測定値をフィードバックして制御する実測方式と、流量を演算器に入力し、その演算結

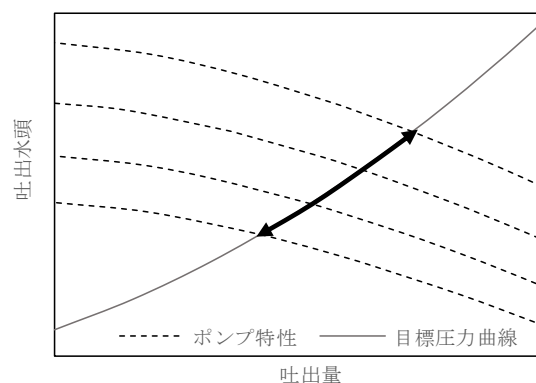


Fig. 1 推定末端圧力一定制御のポンプの稼働範囲
H-Q relationship of estimated constant pressure at critical point control pump

果により末端圧力を所定値に保持する演算方式（推定末端圧一定制御）に区別され、演算方式の方が一般に多く用いられている¹⁾。しかし、水道分野では多くの実績があるものの、かんがい用ポンプでの導入事例は少ない。

推定末端圧力一定制御は、末端での圧力が一定となるよう、ポンプの吐出量と吐出圧力の関係を表す「目標圧力曲線」²⁾を前もって演算器に組み込んで計算させる。Fig. 1のように、ポンプの回転速度を変化させ、ポンプ特性を変えてポンプの運転点を目標圧力曲線上で移動させる。この目標圧力曲線の設定を適切に行えば、かんがい用ポンプへの推定末端圧力一定制御の適用も可能であると考えられる。

3. シミュレーションモデルの概要

3.1. パイプラインシステムのモデル化

*株式会社三祐コンサルタンツ Sanyu Consultants Inc. **農研機構 Institute for Rural Engineering, NARO

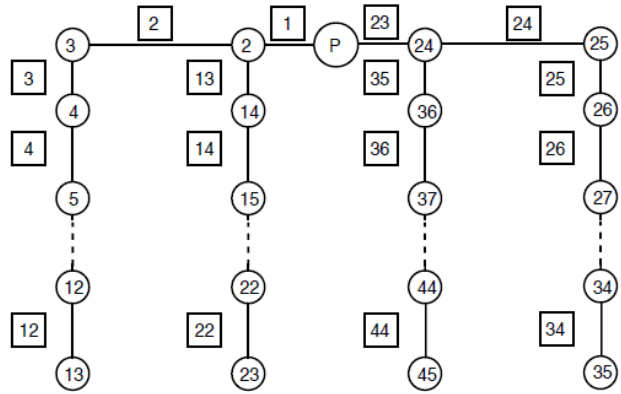
キーワード：かんがい排水エネルギー，機械かんがい，推定末端圧力一定制御

本研究では丸山ら³⁾による既往の研究で検討されたパイプラインシステムを参考にした。ただし、本研究では実際の現場を想定し、配水ブロック内の圧力差を少なくするためのパイプを横断する連絡パイプは設けず、樹枝状パイプラインとする。モデルの構成を **Fig. 2** に示す。推定末端圧力一定制御では、吐出側の必要圧力の変動が大きい場合に省エネルギー効果が出やすいため、ポンプ直送式のシステムを対象にする。低圧受電契約相当の規模となるよう既往研究同様、1筆30aの水田を80筆、計24haで、地形勾配は0とした。給水栓のバルブ定数および管径は代かきピークの用水量35mm/dを想定している。参考としたモデルと同様、給水栓がある場合は節点1につき給水栓が2つ接続しているとした。1つの節点からの計画給水量は2.431 l/sである。最末端の圧力水頭が1.0 mを確保できること、管内流速が0.6 m/s以上かつ全体の平均が1.1 m/s程度になることを条件に、JIS 6741に定められた流速係数Cが150の塩化ビニール管を想定し、ヘーゼン・ウィリアムス公式を用いて管径を選定した (**Table 1**)。このシステムに対し、給水栓を全て開いた状態で節点エネルギー法⁴⁾により配管特性曲線を算出し、ポンプの吐出量がシステム全体の必要水量と一致する点をポンプの計画運転点とした。この点の全揚程は3.22 m、吐出量は97.22 l/sである。このときの各給水栓からの給水量をその給水栓の基準値とした。 **Fig. 3** にその一例を示す。

3.2. ポンプ制御のモデル化

推定末端圧力一定制御において、目標圧力曲線をどのように設定すべきかについての具体的な報告はなされていない。

パイプラインシステムの流下可能量とそのためポンプの吐出圧力の関係を表す配管特性は、給水栓の開閉パターンによって変化する。ある開閉パターンの状態で、開いている給水栓



○は節点番号，□は管路番号

Fig. 2 パイプラインモデル図

Pipeline model

Table 1 モデル諸元

Specification of pipeline model

節点番号	種類
1	ポンプ
2,3,24,25	分岐点
4~23,26~45	給水栓

管路番号	長さ (m)	管径 (mm)
1,23	100	250
2,24	200	200
3,13,25,35	15	150
4~8,14~17,26~30,36~39	30	125
9,10,18~20,31,32,40~42	30	100
11,21,33,43	30	75
12,22,34,44	30	65

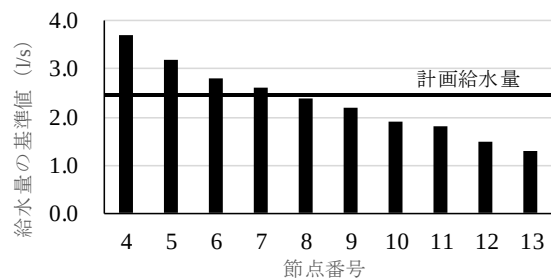


Fig. 3 節点ごとの給水量の基準値

Flow rate from hydrants at pump operating point

のうち、最も給水量の小さな給水栓からの給水量が、その給水栓の基準値となるように制御を行うと、ポンプ地点の吐出量と吐出圧力の関係は1対1に決まる。各給水栓に0～1の乱数を与え、判定指標より小さければ閉じている、以上であれば開いているとして、給水栓の開閉パターンを作成した。判定指標は0.25, 0.5, 0.75の3通りであり、それぞれ開いているバルブの多い場合、中間の場合、少ない場合を表している。以降ではこれらを水需要が多い、中くらい、少ない場合と呼ぶ。各指標で同じパターン数計算し、目標圧力曲線を作成した。プロットされたパターン数分の点を二次曲線によって近似し、このモデルの目標圧力曲線とした(**Fig. 4**)。パターン数を30, 90, 300, 900, 1500で変え、二次曲線の形が大きく変わらないことを確認した上で(**Fig. 5**)、1500パターン計算した時の近似曲線を目標圧力曲線として採用した。

この目標圧力曲線とポンプの回転速度70%～100%の特性曲線が交わる点での圧力が一定となるようにポンプの稼働を変化させる。ポンプの回転速度の下限は、定格の40%程度でも運転されることがあるが⁵⁾、ここでは日本水道協会¹⁾を参考に、ポンプ効率も考慮して60%とし、ポンプの回転速度はこれよりも下回らないようにした。ポンプの特性曲線は、渦巻ポンプの特性曲線グラフ⁶⁾から全揚程と吐出量の値を読み取って使用した。

推定末端圧力一定制御のポンプの動作を**Fig. 6**に示す。計算の手順としては、まず回転速度60%で計算し、①の点の吐出量を超えたら吐出圧力一定の段階②に入る。この範囲も超えたら次の段階、というように順にポンプの吐出圧力を上げていく。回転速度100%と目標圧力曲線の交点③以上の吐出量になったら回転速度100%の曲線に沿ってポンプが稼働する。**Fig. 1**のように目標圧力曲線上をポンプが稼働するように設定すると、吐出圧力を変えれば吐出量

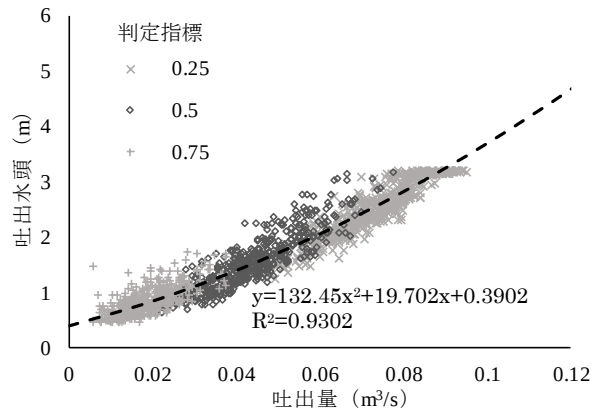


Fig. 4 演算方式の目標圧力曲線

Target pressure curves of pipeline system of estimated constant pressure at critical point control pump

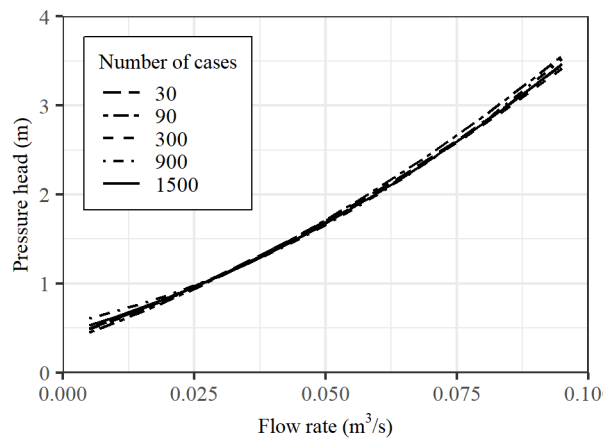


Fig. 5 計算ケース数と目標圧力曲線

Number of calculation cases and target pressure curves of a pipeline system

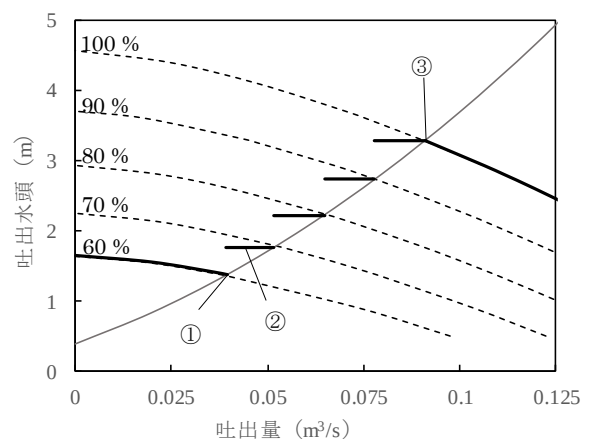


Fig. 6 演算方式のポンプ制御 H-Q

H-Q relationship of estimated constant pressure at critical point control pump

Table 2 最大不足給水栓における配水の不足

Water deficit at maximum deficit flow rate hydrant			
需要	平均不足量 (l/s)	平均不足率 (%)	不足発生 ケース数
多	0.241	7.02	241
中	0.788	20.6	2
少	0.855	22.6	7
全体	0.701	18.6	250

Table 3 最小流量点における配水の不足

Water deficit at minimum deficit flow rate hydrant			
需要	平均不足量 (l/s)	平均不足率 (%)	不足発生 ケース数
多	0.0104	0.80	49
中	0.0308	2.31	94
少	0.0036	0.16	9
全体	0.0149	1.09	152

も変化してしまい、うまく制御できないためこのような階段状の制御を採用した。

4. 結果と考察

開いている給水栓のうち、基準値との差が最大の点でのその差と割合、計算した各 500 パターンのうち、不足が発生したケース数を **Table 2** に示す。需要が多い場合に不足量や不足率が小さくなった。平均で 0.701 l/s 不足し、その割合は 18.6 % である。しかし、不足が発生したケース数については、需要の多い時に多く、中くらい以下ではほとんど発生していない。このとき、基準値から最も差がある給水栓は番号 4, 14, 26, 36 等、ポンプに近く基準値が計画給水量よりも大きい節点である。

次に、開いている給水栓のうち、最も流量の小さい給水栓の基準値との差とその割合、不足が発生したケース数を **Table 3** に示す。需要が中くらいの時に最も不足が多く平均値はそれぞれ 0.0308 l/s, 2.3 % であった。こちらも、需要が少ない場合に不足の発生は少なくなったが、中間くらいの場合が最も多くなった。最小流量となる給水栓は番号 13, 23, 35, 45 等、ポンプから遠く基準値が計画給水量よりも小さいため、不足率も平均約 1 % とかなり小さい。よって配水性については実用上ほとんど問題ないといえる。

Table 4 に水動力を求めた結果を示す。水動力は、以下の式で求められる。

Table 4 平均水動力

Average pump output	
需要	水動力 (kW)
多	2.40
中	0.94
少	0.37
全体	1.23

$$P_w = \rho g Q_p e_p / 1000 \quad (1)$$

P_w : 水動力 (kW), ρ : 水の密度 (1000 kg/m³), g : 重力加速度 (9.8 m/s²), Q_p : ポンプの吐出量 (m³/s), e_p : ポンプの吐出圧力水頭 (m) である。需要が水動力が大きくなる。全体の平均で 1.23 kW であった。なお、計画運転点での水動力は 3.07 kW であるため、6 割程度小さくなった。

5. まとめ

ポンプの推定末端圧力一定制御のシミュレーションを行い、その効果を評価した。

水の出の悪い末端においては、基準値から平均 1 % 程度しか減らず、実用上問題ないことがわかった。一方で水動力は計画運転点よりも 6 割程度下げることができることを明らかにした。ただし、本研究では、給水栓の開閉状態を乱数で決定したため、この方法では支線 1 本だけが開いているもしくは閉まっている状態のような極端なパターンについては捕捉しきれ

ていないことが今後の課題である.

参考文献

- (1) 日本水道協会 (2015) : 水道用ポンプマニュアル.
- (2) 金田一宏 (2015) : 給水装置 製品技術紹介—第4回 速度制御方式について—, エバラ時報, **248**, 30-37.
- (3) 丸山利輔, 藤原直之, 渡辺紹裕 (1986) : 水田パイプラインシステムにおける配水ブロックの規模と配水の均等性, 農土論集, **123**, 65-72.
- (4) 岩崎和巳 (1982) : パイプラインの水力設計 (その 10) 一定常水力計算プログラム一, 農土誌, **50**(7), 59-65.
- (5) 上田 正, 内田悦行, 新宮博康 (2007) : ポンプの機械特性と省エネルギー制御, 電気学会論文誌 B (電力・エネルギー部門誌), **127**(1), 209-215.
- (6) 農林水産省農村振興局整備部設計課 (2018) : 土地改良事業計画設計基準設計「ポンプ場」.

管内の圧力変動を利用した漏水検知法の実験的検討 Experimental study of Leak detection using Pressure transients in Pipeline

○浅田洋平^{*}、木村匡臣^{*}、安瀬地一作^{**}、飯田俊彰^{*}、久保成隆^{*}

○Yohei Asada^{*}, Masaomi Kimura^{*}, Issaku Azechi^{**}, Toshiaki Iida^{*}, and Naritaka Kubo^{*}

1. はじめに

農業用管水路の漏水，破損事故は年々増加傾向にあり，道路や宅地における地盤沈下など二次災害が多発していることから，水管理者の漏水検知への関心はさらに高まっている．そのような状況の中，管路の圧力変動から漏水を検知する方法（Transient Test-Based Technology, 以下TTBTと呼ぶ）が低コスト，少労力で漏水検知を実現できる可能性があることから，今までに数多くの方法が研究されてきている¹⁾．TTBTにはこれまでに様々な方法が研究されているが，管内の圧力波が漏水部を通過すると反射波が生じるという性質を利用し，その反射波のシグナルを圧力計で読み取ることで漏水を検知する方法が最も簡便であり，よく用いられている²⁾．（以下この方法を Reflective wave method と呼ぶ）．しかしながら，この方法は特に小漏水の場合に管路の構造特性に由来する高周波成分の影響によって，漏水による圧力変化が読み取れないという問題があることが明らかになっている²⁾．そこで，本研究では，模型管路を用いて漏水が無い場合とある場合の圧力変動を発生させ，漏水がある場合から漏水が無い場合の圧力変動を差し引くことで，管路特性によるノイズを取り除くことを試みた．本報では，漏水条件の異なるケースについての圧力変動結果及び本手法の適用性について報告する．

2. Reflective wave method

漏水部周りの圧力波の挙動は分岐管と同様に考えることができる．通水中にバルブを閉鎖し，

圧力波を発生させ上流に進む圧力波が分岐に到達した場合を考える（図-1）． F_1 , F_2 , F_3 は本管上流側，下流側，分岐管の進行波の水頭の大きさ（m）を表し， f_1 は分岐からの反射波の水頭の大きさ（m）を示す．下流端バルブの直上流で圧力を計測すると，観測点では圧力波の通過で大きく圧力が上昇した後，反射波が観測点に到達することで観測点の圧力は低下する．この低下する時間を観測することで漏水位置を以下の式のように推定できる．

$$x_L = L - ct_L / 2 \quad (1)$$

x_L は上流端からの漏水位置（m）， c は圧力波の伝播速度（m/s）， t_L は圧力が最初に上昇してから反射波によって圧力が低下するまでの時間（s）， L は管路の全長（m）である．

3. 実験方法

実験装置は図-2に示す50 m間隔で曲がり部を持つ全長900 mのらせん構造を有した模型管路を用いた．材質はステンレス鋼（SUS304）であ

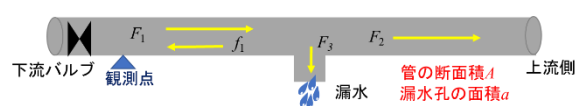


図-1 分岐管における圧力波の挙動

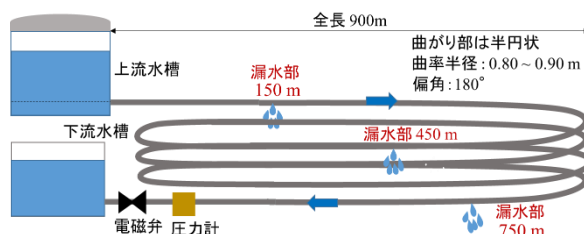


図-2 模型管路の模式図

^{*}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

^{**}農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究部門 Institute for Rural Engineering, NARO

キーワード：流体力学一般、管水路流れ、水理学的波動，漏水検知，反射波

表-1 実験条件, 漏水位置推定結果

Case	1	2	3	4	5	6	7		
漏水位置 x_L (m)	750	450	150	750	450	150	750	450	150
漏水孔の大きさ a/A	0.000707	0.000627	0.000694	0.000321	0.000323	0.000280	0.000287	0.000272	0.000193
圧力伝播速度 c (m/s)	1,357	1,357	1,357	1,362	1,357	1,362		1,335	
推定漏水位置 (m)	743	448	144	747	449	142	735	439	136
推定誤差(%)	0.8	0.2	0.7	0.3	0.1	0.9	1.7	1.3	1.6

り, 管径が 24.2 mm, 管厚が 1.5 mm, 圧力伝播速度が 1330-1360 m/s である. 圧力計は下流端バルブ直上流に設置し, バルブを急閉塞することで圧力波を発生させた. 実験条件は漏水位置 x_L と相対的な漏水孔の大きさ a/A によって 7 パターンを設定した (表-1). 圧力計によって計測した圧力変動からピエゾ水頭変化 ΔH を求め, これを初期ピエゾ水頭上昇量 ΔH_0 で無次元化することで各ケースにおいて漏水がある場合とない場合の圧力変動を比較できるようにした. また, 今回は圧力波が管路を 1 往復する間の圧力変動を比較対象とした.

4. 実験結果・考察

一例として図-3にCase4の結果を示す. 図-3(a)は漏水がある場合とない場合の無次元ピエゾ水頭変化を表しており, 横軸は時間を圧力波が管の全長を進むのにかかる時間で無次元化している. このように, 比較することで漏水により圧力低下していることが見てとれるが, 漏水がある場合の結果だけではノイズの影響で圧

力低下が読み取れないことがわかる. 図-3(b)は図-3(a)の無次元ピエゾ水頭変化の絶対誤差を示しており, 途中で誤差が急激に上昇する箇所が圧力低下時間 t_L となる. また, 絶対誤差が大きく変動しているのに対して, 絶対誤差の上昇箇所を明確化するために, 絶対誤差の $t=0$ から任意の時間 t までの分散をプロットしたところ, 分散の極小値で t_L の位置を判別することができた. 初期段階で絶対誤差が大きくなる原因については圧力上昇のカーブが毎回の実験で多少異なることが原因として挙げられる. 漏水が3つの場合であるCase7についても同様に漏水がある場合とない場合の圧力変動の比較から漏水位置を推定することができた. 各ケースにおいて漏水位置を推定したところ, 全長に対する推定誤差がCase1-6では1%以下, Case7では1%台となり高い精度を示した (表-1). 以上から, 今後, 推定誤差について吟味することで本手法が様々な管路の漏水位置の絞り込みに有用であることが示唆された.

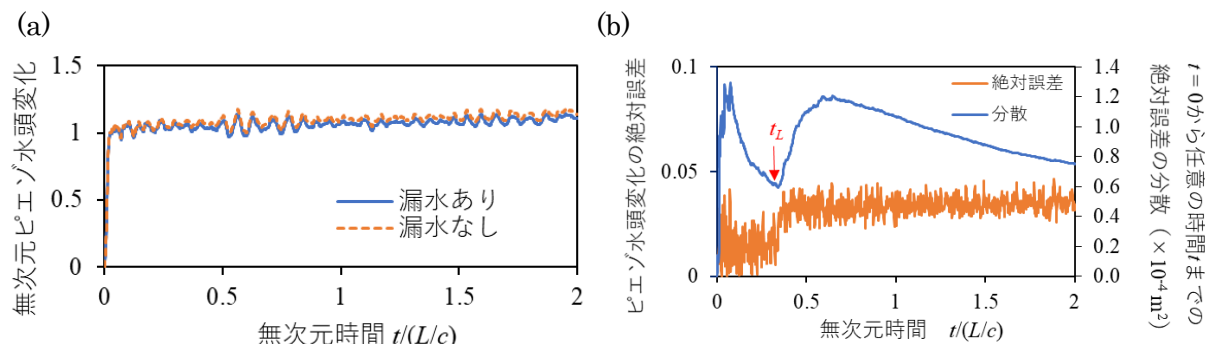


図-3 Case4 の結果

引用文献: 1) Meniconi, S. et al. (2011). *Journal of Hydroinformatics*. DOI: 10.2166/hydro.2011.012 2) Brunone, B. (1999). *Journal of Water Resources Planning and Management*. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1999)125:5(302) 3) Asada, Y. et al. (2019). *Paddy and Water Environment* DOI: 10.1007/s10333-019-00730-5.

3次元画像計測による圧力波に起因する管材変形の非破壊・非接触同定に関する研究 Non-Destructive and Non-Contact Identification of Pipe Material Deformation caused by Water Pressure Wave based on 3D Image Monitoring

○鈴木哲也*・齋藤真歩**・小峯悠汰**・浅田洋平***・木村匡臣***・安瀬地一作****

Tetsuya Suzuki, Maho Saito, Yuta Komine, Yohei Asada, Masaomi Kimura and Issaku Azechi

1. はじめに

長期間供用されている農業用パイプラインでは、管材損傷の蓄積が送配水の安全性や維持管理に影響する。一般的に管材損傷の同定には超音波法などの接触型センサを使用した非破壊検査が適用されることが多いが、点的な試験結果であることから、その精度や配管系全体の評価に拡張できない問題がある。

本研究では、水撃圧を発生させたモデルパイプライン表面の3次元画像解析を試み、管材表面の変形挙動を同定した。管材変形の時系列特性から管軸方向と周方向の応力・変位挙動を解析的に求め、非破壊・非接触による管材変形特性を評価した。そこで、本報では、実験的に求めた水撃圧作用下の管材変形挙動の特性について実証的検討結果を報告する。

2. 実験施設

実験施設の管路延長は 900.43 m、内径 24.3 mm、管種はステンレス鋼（SUS304）である。下流端には電磁弁が取り付けられバルブ閉塞は急閉塞の条件が成立する。計測機器の配置を図-1に示す。図-1の撮影範囲内には、き裂を模した長さ 50 mm のスリットを施した。

3. 実験方法

実験は図-1に示した下流末端弁の閉塞により水撃圧を発生させ、管体応答の計測を試みた。実験では管の内水圧、画像撮影によるひずみ場

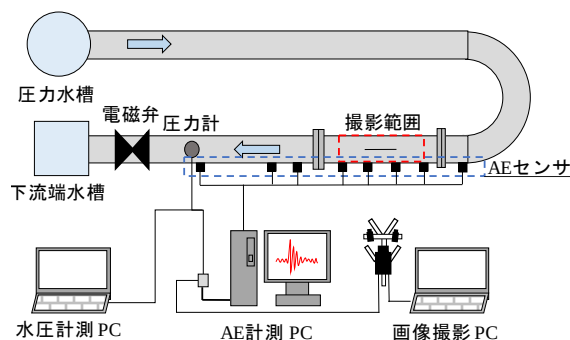


図-1 計測機器配置図

実験条件はスリット深さおよび水撃圧の大きさにより設定した（表-1）。

4. 実験結果・考察

検討結果の一例を図-2に示す。水圧データより管軸に対して周方向応力と軸方向応力を両端閉鎖の厚肉円筒管を仮定して解析的に求めた。その際、3次元画像計測により求めた周方向と軸方向の変位量について時系列データの比較を試みた。Case 1では、画像解析により求めた周方向の変位データに各種振動要素が混在しているのに対して、軸方向変位と応力との明確な関係が明らかになった。数値解析により求めた水撃圧起源の応力値の減衰特性と軸方向変位の傾向がほぼ一致していることが明らかになった。画像解析において軸方向と周方向では解析精度が異なる。管材の場合、部位による曲率の相違が計測時のカメラ間距離の変

*新潟大学自然科学系（農学部） Faculty of Agriculture, Niigata University.

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

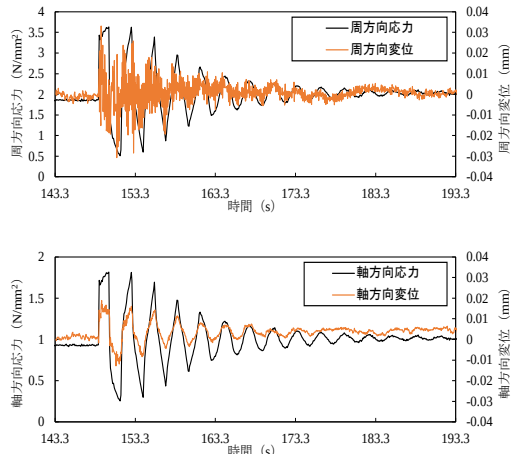
***東京大学大学院農学生命科学研究科 Graduate School of Agricultural and Life Sciences, The University of Tokyo.

****農研機構農業工学研究部門 National Institute for Rural Engineering, NARO.

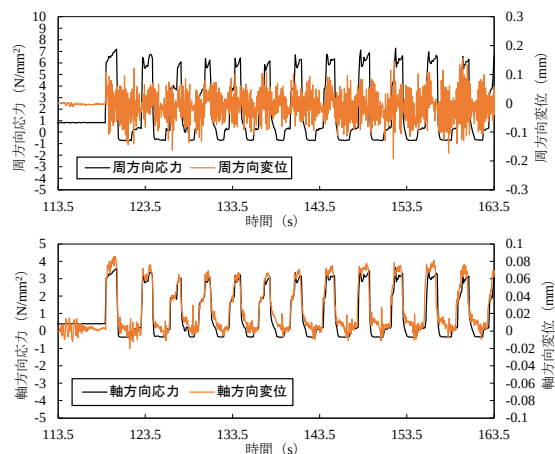
キーワード：モデルパイプライン、圧力波、荷重変位挙動、ヒステリシス、画像解析、非破壊検査

表-1 実験条件

Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9
スリット深さ(mm)	0.5	0.5	0.5	1.0	1.0	1.0	-	-	-
最大圧力(MPa)	0.48	0.74	1.04	0.54	0.74	0.96	0.51	0.89	0.95



Case 1



Case 6

図-2 画像解析による水撃圧作用下の管体変形と作用応力の関係

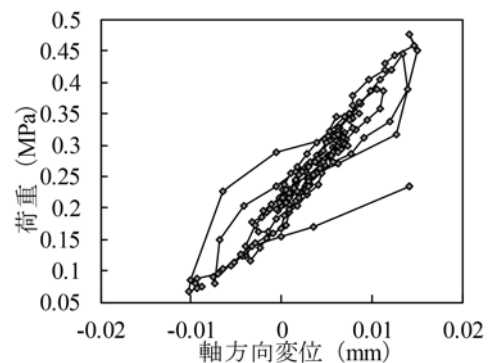
動（誤差）に影響し、軸方向と比較して周方向データに顕著な影響を与えるためであると推察される。同様の検討を Case 2～Case 9 について行い、類似の傾向を確認された。

水撃圧作用下における管材の荷重変位挙動に関するヒステリシスループを図-3 に示す。図-2 に示す Case 1 に関する作用荷重と軸方向変位の関係から、水撃圧作用下において、およそ $-0.01 \text{ mm} \sim +0.01 \text{ mm}$ の範囲で規則的な変形挙動を画像解析により捉えられていることがわかる。Case 6 に示す、圧力波の減衰が十分に確認されなかった検討ケースでは、Case 1 とは異なり、一連の水撃圧伝搬過程における同規模のヒステリシスカーブが確認できる。

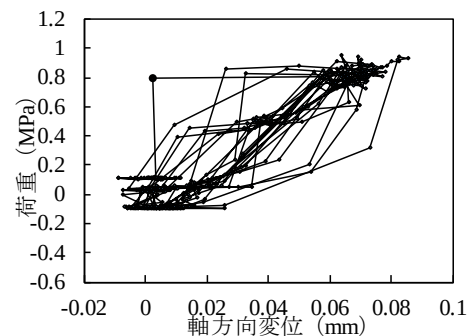
これらのことから、モデルパイプラインにおける水撃作用の異なる 9 ケースの実験的検討を試み、管内水圧の変動特性と非破壊・非接触画像計測により求めた管材変形データとは密接に関連し、提案手法により管外面からの水理データ検出や管材損傷実態の把握が可能であることが示唆されたものと考えられる。

引用文献

- 1) 鈴木哲也, 小峯悠汰, 浅田洋平, 木村匡臣, 安瀬地



(a) Case 1



(b) Case 6

図-3 荷重変位ヒステリシスループ

一作：圧力波伝播に基づくパイプライン欠損の非破壊同定に関する研究，令和元年度農業農村工学会講演会講演要旨集，CD-R，2019。

減圧弁を用いた樹枝状管路の自励振動的圧力脈動と安全弁による抑制対策

○福本大心* 稲垣仁根**

1.はじめに

畑地かんがい地区の自然流下系パイプラインでは、コスト削減の観点から、システムの下流から末端において安価であるが耐圧強度の小さい塩ビ管を安全に使用するために、自動減圧弁を用いた低圧化パイプラインシステムの普及が進んでいる。しかし低圧化パイプラインシステムが導入された地区において、設計時には予測していなかった減圧弁の自励振動が生じて、過大な圧力脈動が減圧弁上流側で発生して減衰せずに継続する事例が発生した（稲垣ら、2006）。このような自励振動的圧力脈動が発生すると、機材の破損など深刻な管路トラブルに繋がる可能性がある。

本研究では、自励振動的圧力脈動に関して、樹枝状管路の圧力脈動発生の過程と安全弁による抑制対策について、現地実測試験と数値モデルによるシミュレーションを用いて検証を行ったので報告する。

2. 樹枝状管路の自励振動的圧力脈動発生の検証

2.1. 樹枝状管路の自励振動的圧力脈動

低圧化パイプラインの自励振動的圧力脈動の発生メカニズムについては、パイプラインの途中に1つの減圧弁が設置された地区において、現地実測試験と数値モデルによる再現計算を用いた検証が行われ、下流側に微小な圧力変動が発生する場合、減圧弁の圧力制御の作動に起因して、減圧弁が圧力変動を増幅して上流側に伝播すること、減圧弁の上下流管路の固有振動周期の比率が奇数倍の関係にある場合には上流側管路において自励振動的圧力脈動が成長する可能性があることが明らかになっている（Akiyoshi et al.,2017;Akiyoshi et al.,2018）。しかし、複数の減圧弁を用いた樹枝状管路では、各減圧弁が相互に干渉しあうことが予想されるため、1つの減圧弁を用いたシステムとは異なる過程で自励振動的圧力脈動が発生すると考えられる。

そこで、現地実測試験と数値モデルによるシミュレーションによって、樹枝状管路における自励振動的圧力脈動発生の検証を行った（福本ら、2019）。

2.2. 現地パイプラインの概要

熊本県 K 地区の自然流下パイプラインは、ファームポンドから約 11km の地点で分岐する分岐側と本線側に規模の大きな分土工が接続されている。両分土工にはそれぞれ減圧弁 I、減圧弁 II が設置され、ファームポンドの管理水位 EL.190.5m を各々の適正圧力まで減圧して、受益地に用水を供給するシステムとなっている。本地区では供用開始後、パイプライン上流部において、極度の圧力変動が認められたことから、現地実測試験が実施された。

* 宮崎大学大学院農学研究科

** 宮崎大学農学部

2.3. 現地実測試験

現地実測試験では、各減圧弁が単独で作動した場合と組み合わせで作動した場合について計測が行われた。

その結果、減圧弁 I および減圧弁 II がともに作動した場合に、図 1 に示すように上流側管路に過大な圧力脈動が発生することが明らかになった。

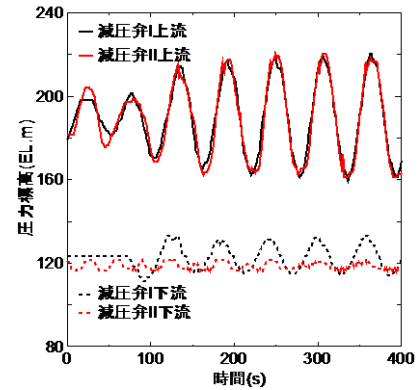


図 1. 圧力標高の時間変化

2.4. 数値モデルによる検証

現地パイプラインを図 2 に示すように、管径や管材の変化や摩擦損失による減衰を考慮しないモデルに簡略化して、自励振動的圧力脈動の発生に関して検証を行う。

減圧弁の作動条件について現地実測試験と同じ条件でシミュレーションを行ったところ、減圧弁 I および減圧弁 II がともに作動する場合に図 3 に示すように過大な圧力脈動が発生し、摩擦による減衰がない本モデルでは時間経過とともに次第に振幅が増大する結果となった。

また減圧弁 I, II がともに作動する条件で、両減圧弁を作動させるタイミングを様々に変化させて解析したところ、どのような場合でも上流側管路では同様の変動特性で圧力脈動が発生する結果となった。

以上の結果から、減圧弁 I および減圧弁 II がともに作動する場合の『上流側管路における自励振動的圧力脈動の発生』は、現地パイプライン固有の現象ではなく、このパイプラインの固有振動周期の組み合わせを有するシステムで必然的に発生する現象である可能性が高いと考えられる。従って、樹枝状管路における自励振動的圧力脈動の発生は、上下流管路の固有振動周期の総合的な組み合わせによって決定されることが考えられる。

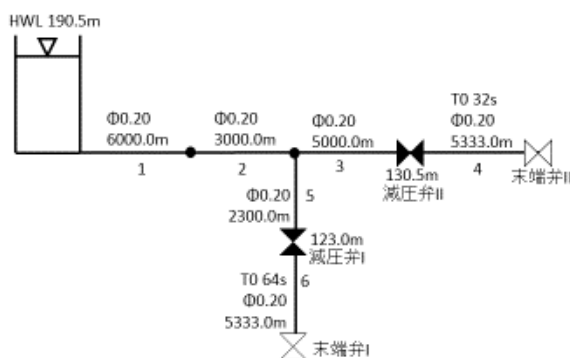


図 2. 現地パイプラインの簡略化モデル

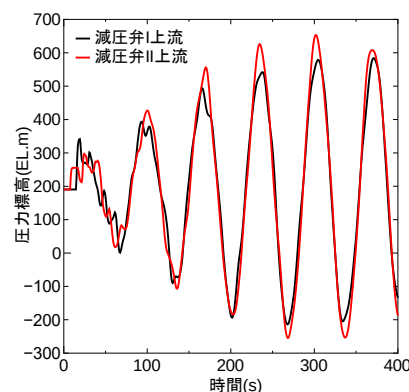


図 3. 圧力標高の時間変化 (簡略モデル)

3. 安全弁による自励振動的圧力脈動対策

3.1. 安全弁による圧力脈動対策

自励振動的圧力脈動抑制の対策としては、減圧弁の上下流管路のどちらか一方にサージタンク等の水撃吸収緩和装置を設置することで、上下流管路の固有振動周期の同期を回避する方法(Akiyoshi et al.,2018)などが考えられるが、確実な効果が期待できるものとして安全弁の設置が検討されることが多い。減圧弁を介して下流側管路から増幅して伝播した過

剰な圧力を減圧弁の上流側に設置した安全弁から系外に放出することによって、管路全体での過大な圧力脈動発生の抑制が可能となる。

このように圧力抑制対策として設置する安全弁は、ある程度の規模を確保しなければ効果が得られないとされる（三野，1975）。

安全弁の規模については、本管口径と同口径あるいは1ランク下程度の口径が適当であるとされる報告（稲垣ら，1999）があるが、現状では安全弁の規模に関する設計基準における明確な記載はない。そのため計画、設計段階において、技術者が現地パイプラインにおける種々の条件を考慮して最適な規模を決定することが求められているが、容易ではない。

システム構成が異なり、各々が固有の特性を持つ現地パイプラインにおける安全弁の最適規模選定の検討には、パイプライン全体のシステムを考慮したモデルに安全弁の機能を組み込んで行うシミュレーションが有効であると考えられる。

そこで、安全弁の機能の数値モデル化を行った。さらに、自励振動的圧力脈動の対策として安全弁が設置された現地パイプラインにおける現地実測試験の結果をシミュレーションによって再現することで、構築した数値モデルの再現性の検証を行った。

3.2. 現地パイプラインの概要

図4に縦断図を示す畑地かんがいパイプラインでは複数の減圧弁を用いた低圧化システムが導入されているが、供用開始後、幹線水路において極度の圧力変動が日常的に発生したことから、現地実測試験が実施された。

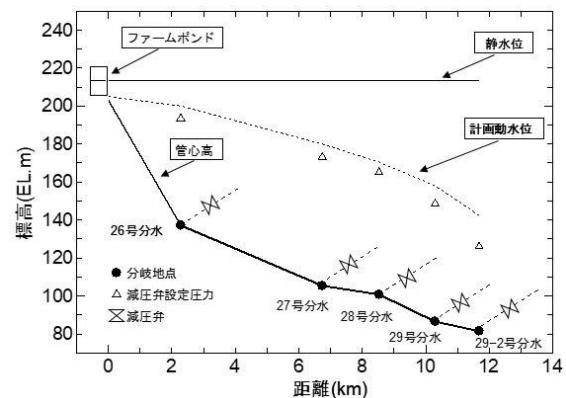


図4. 現地パイプラインの縦断図

3.3. 現地実測試験

28号分水に水利用が生じた時刻に計測された28号減圧弁地点の圧力標高の時間変化を図5に示す。

28号減圧弁の上流側では、末端側の水使用の影響を受けて、圧力差約82mの大きな圧力脈動が発生して減衰することなく継続している。計測した圧力波形にスペクトル解析を適用して周期性を分析したところ、28号減圧弁地点の上下流の圧力振動周期はともに約29秒と一致する結果となった。従って、28号減圧弁上流の圧力脈動は、水利用によって生じた下流側の圧力変動を28号減圧弁が下流側制御のための作動によって上流側に増幅して伝播したものであると考えられる。

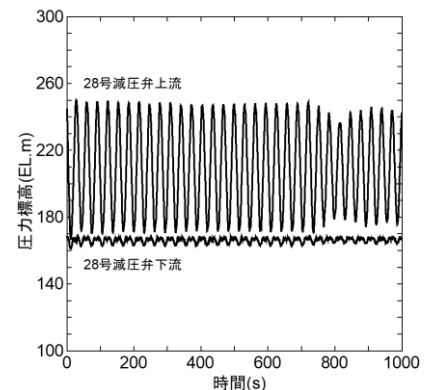


図5. 圧力標高の時間変化
(対策前)

3.4. 安全弁設置による対策後の実測試験

本地区ではその後、圧力抑制対策として、28号減圧弁の直上流に安全弁が設置された。また、その効果を検証するために再度実測試験が行われた。28号分水に水利用が生じた時刻の圧力標高の計測結果を図6に示す。

28号減圧弁の上流側の圧力脈動の圧力差は約30mと対策前の試験と比較して大幅に減少しており，自励振動的圧力脈動の対策として，減圧弁の1次側への安全弁の設置が効果的であることがわかる．

3.5.安全弁の数値モデル化

3.5.1. 解析手法

パイプラインの非定常流況は，管路非定常流れの基礎式を連立して解くことで明らかにできる．本研究では解析手法に特性曲線法を用いるものとした．

管水路非定常流れの運動方程式と連続の式は，次の(1)，(2)式で与えられる．

$$g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{fV^2}{2D} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} + V \left(\frac{\partial H}{\partial x} + \sin \alpha \right) = 0 \quad (2)$$

ここで， g ：重力加速度， a ：圧力伝播速度， H ：圧力水頭， V ：流速， D ：管径， f ：摩擦損失係数， α ：管路勾配， x ：距離， t ：時間である．

(1)，(2)式を特性曲線法により，書き換えると，4個の常微分方程式(3)～(6)式が得られる．

$$C^+ : \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \quad (3)$$

$$C^+ : \frac{dx}{dt} = V + a \quad (4)$$

$$C^- : -\frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} - \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \quad (5)$$

$$C^- : \frac{dx}{dt} = V - a \quad (6)$$

これらの式を図7に示す Δx - Δt グリッドにおける差分式に変換すると，(7)，(8)式が得られる．

$$C^+ : \frac{V_P - V_L}{\Delta t} + \frac{g}{a} \frac{H_P - H_L}{\Delta t} - \frac{g}{a} V_L \sin \alpha + \frac{f}{2D} V_L |V_L| = 0 \quad (7)$$

$$C^- : \frac{V_P - V_R}{\Delta t} - \frac{g}{a} \frac{H_P - H_R}{\Delta t} + \frac{g}{a} V_R \sin \alpha + \frac{f}{2D} V_R |V_R| = 0 \quad (8)$$

さらに，未知の値について線形内挿を行って，管路の圧力水頭および流速を求める．

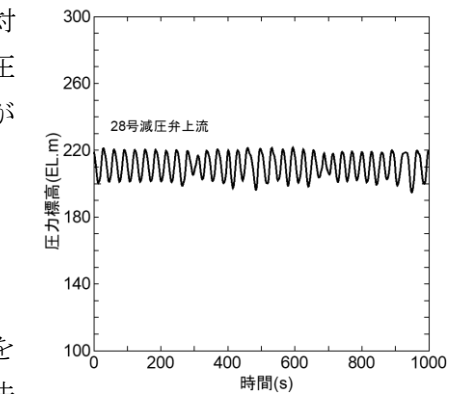


図6. 圧力標高の時間変化
(対策後)

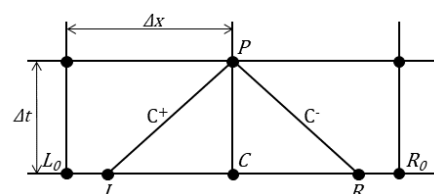


図7. Δx - Δt グリッド

3.5.2. 安全弁のモデル化

安全弁は、設置地点の管路圧力が上昇し、設定した圧力に達すると自動的に弁のダイヤフラムが持ち上がり、吹出口から管内水を放出する機構になっている。

安全弁の吐出量 Q_s は、次式で与えられる。

$$Q_s = C_s A_s \sqrt{2g(H_P - Z_P)} \quad (9)$$

ここで、 C_s : 安全弁の吹出係数、 A_s : 安全弁吹出有効面積、 H_P : 管路圧力水頭、 Z_P : 地盤標高である。

安全弁の作動は、実際には、吹始め、吹出しに応答遅れを生じるため作動が僅かに遅れるが、数値モデルでは、設定圧力で瞬間的に全開すると設定する。また、安全弁は減圧弁の直上流に設置されて減圧弁と一体となって作動するものと、管路の途中に設置されて単独で作動するものの2種類を想定する。

3.5.2.1. 減圧弁+安全弁のモデル

減圧弁の直上流の安全弁は図8に示すようにモデル化を行い、管路1の下流端と管路2の上流端の接合点において減圧弁+安全弁が設置されると設定した。

数値モデルにおいて、減圧弁は瞬間的に適用量だけ作動すると仮定するため、管路2の上流端の圧力水頭 H_{P2} は常に減圧弁の設定圧力 H_{PRV} に維持される。

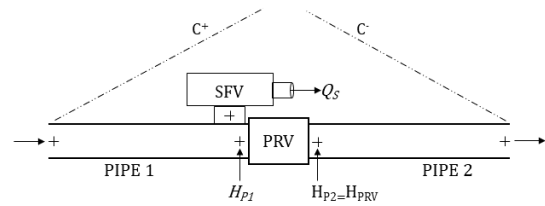


図8. 減圧弁+安全弁のモデル

管路1の下流端では(4)式、管路2の上流端では(5)式の特性曲線が成立する。

従って、(7)、(8)式を整理して、モデルに対応させると次の(10)、(11)式が得られる。

$$C^+: V_{P1} = C_3 - C_4 H_{P1} \quad (10)$$

$$C_3 = V_{L1} + \frac{g}{a_1} H_{L1} - \frac{f_1 \Delta t}{2D_1} V_{L1} |V_{L1}| + \frac{g}{a_1} \Delta t V_{L1} \sin \alpha_1$$

$$C_4 = \frac{g}{a_1}$$

$$C^-: V_{P2} = C_1 + C_2 H_{PRV} \quad (11)$$

$$C_1 = V_{R2} - \frac{g}{a_2} H_{R2} - \frac{f_2 \Delta t}{2D_2} V_{R2} |V_{R2}| - \frac{g}{a_2} \Delta t V_{R2} \sin \alpha_2$$

$$C_2 = \frac{g}{a_2}$$

また、接合点の連続の式から

$$AV_{P1} = AV_{P2} + Q_s \quad (12)$$

の関係が成り立つ。

(12)式に(9)、(10)、(11)式を代入して、 H_{P1} について解くと(13)式が得られる。

$$H_{P1} = \frac{-\lambda_1 \pm \sqrt{\lambda_1^2 - 4A^2 C_4^2 \lambda_2}}{2A^2 C_4^2} \quad (13)$$

$$\lambda_1 = -2A^2(C_3 - C_1 - C_2 H_{PRV})C_4 - K^2$$

$$\lambda_2 = A^2(C_3 - C_1 - C_2 H_{PRV})^2 + K^2 Z_P$$

さらに、 H_{PRV} を(11)式に代入することで V_{P2} が得られる。ここで、吐出量 Q_s の吐出後の流速は

$$V_{P1} = V_{P2} \quad (14)$$

の関係が成り立つ。従って、減圧弁＋安全弁地点における圧力水頭および流速は、(11)、(13)、(14)式によって与えられる。

3.5.2.2. 管路途中の安全弁のモデル

管路の途中に単独に設置する安全弁は図 9 に示すようにモデル化を行う。

減圧弁＋安全弁のモデルと同様に、管路 1 の下流端と管路 2 の上流端の接合点において安全弁が設置されると設定した。

本モデルにおいて接合点の圧力水頭は

$$H_{P1} = H_{P2} = H_{PX} = H_P \quad (15)$$

の関係が成り立つ。従って、(7)、(8)式を整理して、モデルに対応させると(16)、(17)式が得られる。

$$C^+: V_{P1} = C_3 - C_4 H_P \quad (16)$$

$$C^-: V_{P2} = C_1 + C_2 H_P \quad (17)$$

また、連続の式から(12)式の関係が成り立つ。

(12)式に(9)、(16)、(17)式を代入して、 H_P について解くと (18)式が得られる。

$$H_P = \frac{1}{2} \left(\mu_1 \pm \sqrt{\mu_1^2 - 4\mu_2} \right) \quad (18)$$

$$\mu_1 = \frac{2A^2(C_3 - C_1)(C_4 + C_2) + K^2}{A^2(C_4 + C_2)^2}$$

$$\mu_2 = \frac{A^2(C_3 - C_1)^2 + K^2 Z_P}{A^2(C_4 + C_2)^2}$$

さらに(18)式によって得られる H_P を(16)式および(17)式に代入することで、 V_{P1} および V_{P2} が得られる。従って、管路途中の安全弁地点における圧力水頭および流速は、(16)、(17)、(18)式によって与えられる。

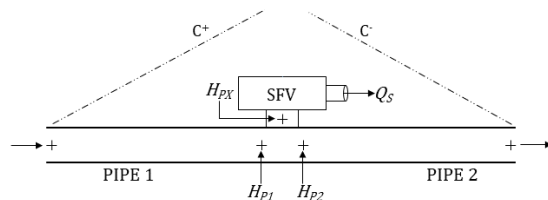


図 9. 管路途中安全弁のモデル

3.6. 数値モデルの再現性の検証

3.6.1. シミュレーションによる検証

現地実測試験を行ったパイプラインについて、数値モデルを作成してシミュレーションを行い、計測試験の結果と比較することで、構築した安全弁の数値モデルを検証する。

3.6.2. 数値モデル

現地パイプラインに基づいて、図 10 に示すように数値モデルを作成した。減圧弁下流側管路については詳細な管路データが存在しないので、疑似的な単一管路として設定して計測値のスペクトル解析により得られた振動周期に相当する管路延長と圧力伝播速度を与えた。

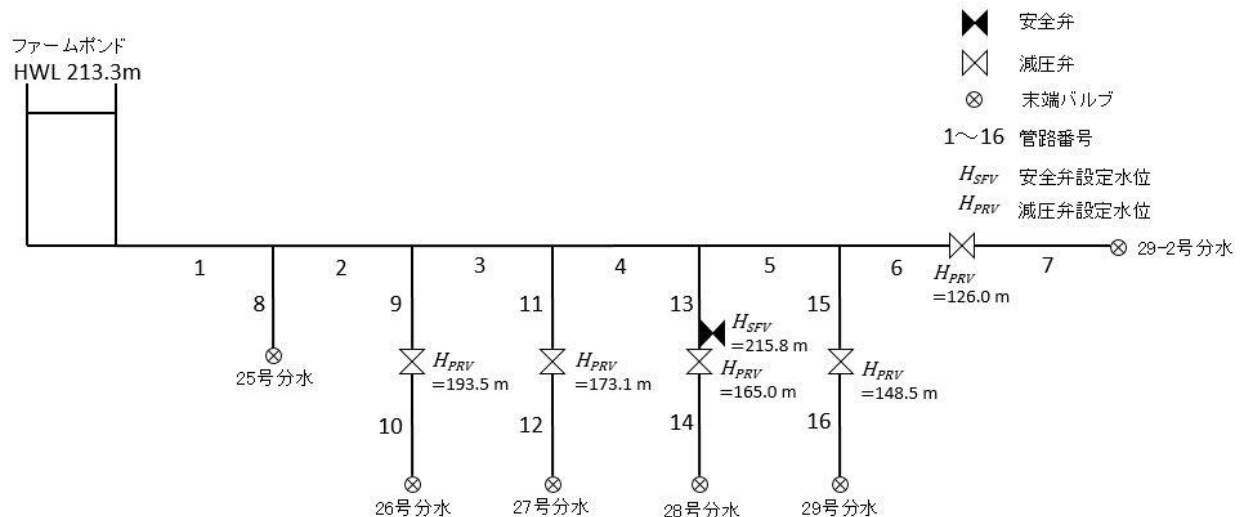


図 10. 現地パイプラインの数値モデル

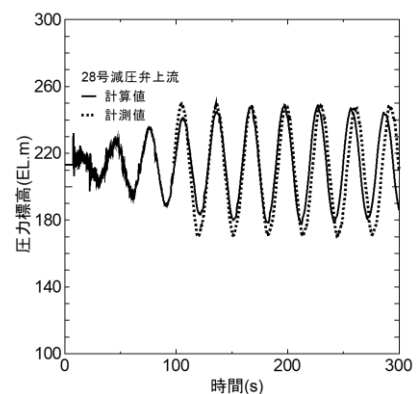
3.6.3. 安全弁設置前のシミュレーション

安全弁設置前の現地実測試験の結果をシミュレーションによって再現した。

28 号分水のみに通水が生じている定常流況から、28 号分水の末端バルブを瞬間的に閉鎖することで、下流側管路に圧力変動を発生させて減圧弁を作動させた。

図 11 に 28 号減圧弁地点の圧力標高の計算値と計測値の時間変化を比較して示す。

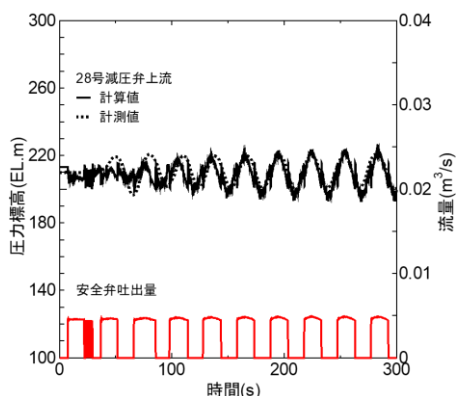
シミュレーションによる計算値の圧力脈動の振幅及び周期は、計測値とほぼ一致しており、解析モデルが現地パイプラインの全体のシステムを考慮したモデルとして妥当であると判断できる。

図 11. 圧力標高の時間変化
(対策前)

3.6.4. 安全弁設置後のシミュレーション

現地パイプラインにおいて安全弁が設置されたのは、28 号減圧弁の直上流である。従って図 10 に示すように、管路 13 の下流端に減圧弁＋安全弁モデルを組み込んでシミュレーションを行った。なお、安全弁の吹出有効面積は 150mm^2 、作動標高は 215.8m、吹出係数は 0.62 とした。

図 12 に 28 号減圧弁地点の圧力の計算値と計測値の時間変化を比較して示す。また併せて安全弁の吐出量の計算値も示している。

図 12. 圧力標高の時間変化
(対策後)

圧力変動に対応して安全弁が間欠的に作動して管内水を吐出していることが確認できる。計算結果の圧力脈動の振幅及び周期は、計測結果と概ね一致しており、安全弁が設置された現地パイプラインにおける現象をシミュレーションによって再現することできており、安全弁の数値モデルが実際の安全弁の機能の再現性を有しているといえる。

3.7.シミュレーションによる安全弁の最適規模の選定

現地計測試験を行った現地パイプラインを対象に、安全弁の数値モデルを用いたシミュレーションによって安全弁の最適規模選定の検討を行った。

3.6.4.の解析条件において、安全弁モデルの吹出有効面積を変化させてシミュレーションを行った。減圧弁上流側で発生する最大圧力と安全弁の吹出有効面積の関係を比較した結果を図 13 に示す。吹出有効面積が大きくなるにしたがって、減圧弁上流側の最大圧力は減少するが、 315mm^2 を境界にして最大圧力は安全弁の作動圧力に一致し、それ以降、最大圧力は減少しない。従って、この場合の安全弁の最適規模は吹出有効面積が 315mm^2 であると考えられる。

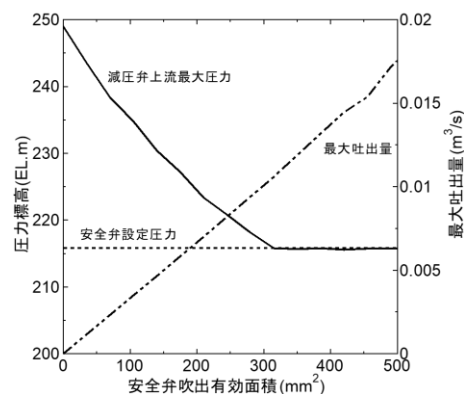


図 13. 安全弁吹出有効面積と最大圧力標高の関係

4.まとめ

樹枝状管路の自励振動的圧力脈動発生の検証を行った結果、樹枝状管路の自励振動的圧力脈動の発生は、上下流管路の固有振動周期の総合的な組み合わせによって決定される可能性が高いことが明らかになった。また、低圧化システムにおける圧力抑制対策として有効である安全弁の数値モデル化を行った。構築した安全弁のモデルを用いた数値シミュレーションによる計算値は、現地実測試験の結果と概ね一致しており、モデルが実際の安全弁の機能の再現性を確保していることが確認できた。さらに、安全弁の数値モデルを用いたシミュレーションによって、安全弁の最適規模選定が可能であることを示した。

引用文献

- [1] 福本大心・稲垣仁根(2019): 複数の減圧弁を用いた分岐管路における自励振動的圧力脈動発生の検証, 第 27 回日本雨水資源化システム学会大会の講演要旨集, pp.17-22.
- [2] 稲垣仁根・斎藤正樹・奈良大和・竹下伸一・秋吉康弘(2006): 自動減圧弁と定流量弁を含むパイプラインシステムにおける自励振動の発生例とその抑制対策, 日本雨水資源化システム学会誌, 11(2), pp.25-37.
- [3] Akiyoshi K., Suzuki Y., Ito H. and Inagaki H. (2017): Self-excited Pressure Vibration in the Low-Pressure Pipe-line: Growth mechanism of self-excited vibrations in the case of installing a pressure-reducing valve at the middle of the pipeline, Journal of Rainwater Catchment Systems, 23(1), pp.1-11.
- [4] Akiyoshi K., Suzuki Y., Ito H. and Inagaki H.(2018): Self-excited Pressure Vibration in the Low-Pressure Pipeline Using an Automatic Pressure-reducing Valve(2)Prediction of Occurrence of Self-excited Pressure Vibration Based on a Period of Water Pressure Oscillation in a Closed Conduit, Journal of rainwater catchment systems 23(2), pp.1-10.
- [5] 三野 徹 (1975): 急傾斜地に設けられたパイプライン中に発生するウォーターハンマー, 農業土木学会誌, 43(12), pp.11-20.
- [6] 稲垣仁根・小倉邦雄・角田範明・近藤文義 (1999): 安全弁による低圧化パイプラインシステムの水撃圧対策, 農業土木学会論文集, 200, pp.93-103.

ナツメヤシ灌漑の最適制御問題に向けた Level Set 法の検討 Validation of the level set method in application to optimal control problems in irrigating date palms

○山口真広¹ 宇波耕一² 藤原正幸²
Masahiro Yamaguchi¹, Koichi Unami², Masayuki Fujihara²

1. はじめに

中東をはじめとした乾燥地域の主要農作物であるナツメヤシは、塩性の高い土壌においても生育するという特性を持つ。また灌漑水や土壌の塩分濃度によって、その成長の挙動が異なることも知られている (Ramoliya and Pandey 2003)。

Unami *et al.* (2018) は、ナツメヤシの灌漑に関して、離散時間での最適化問題の数値解析を行なった。本研究では、このナツメヤシの灌漑における最適化問題に対して、Level Set 法の適用を試みた。Level Set 法は、境界面の移動を表現する方法として、Osher and Sethian (1988) によって導入された。この手法では、次元が一つ高い関数 (Level Set 関数) に、境界面までの距離が情報として埋め込まれる。この関数の値が 0 となる等位集合を追跡することで解を得ることができる (Tsai *et al.* 2003)。また、Hamilton-Jacobi 方程式における粘性解理論より、不連続な点が現れる関数に対しても有用であることが Sethian (1996) によって示されている。

今回は滑らかな初期値を持つ関数に対して、有限階差法と Level Set 法を適用し、その解析結果を比較した。

2. ナツメヤシ灌漑のモデル化

灌漑水の淡水・塩水の選択を示す制御変数を k とし、 $k=0$ は淡水、 $k=1$ は塩水を示すものとする。時刻 s におけるナツメヤシの樹高 x が常微分方程式

$$\frac{dx}{dt} = f(s, x, k) = \begin{cases} f_0 & (k=0) \\ f_1 & (k=1) \end{cases} \quad (1)$$

で示されると仮定する。時刻 s に樹高が x であった場合の、目標樹高 $X=2$ となるまでにかかる最短時間 $\Phi(s, x)$ は、動的計画法の最適性原理によれば

$$\Phi(s, x) = \min_{k \in \{0,1\}} \{ \Delta s + \Phi(s + \Delta s, x + \Delta x) \} \quad (2)$$

に支配される。(1)と(2)より、Hamilton-Jacobi (HJ) 方程式

$$\Phi_s + \min_{k \in \{0,1\}} \{ f(s, x, k) \Phi_x + 1 \} = 0 \quad (3)$$

が導かれる。ここに、下付き添字はその変数による微分を意味する。ここでは、(3)の求解は、 $s=2\pi$ を終端時刻として時間的に逆向きに行う。また、 $\Phi(s, x)$ は目標樹高 X に成長するまでの最短時間であるので、 $\Phi(s, X)=0$ の境界条件が課される。

¹ 京都大学農学部 Faculty School of Agriculture, Kyoto University

² 京都大学大学院農学研究科 Graduate School of Agriculture, Kyoto University

キーワード: Level Set 法, 動的計画法, Hamilton-Jacobi 方程式, ナツメヤシ

3. Level Set 法

3.1 Level Set 法の適用

新たな独立変数を導入し，Level Set 関数 $u = u(s, x, z)$ を

$$u(s, x, z = \Phi(s, x)) = 0 \quad (4)$$

によって定義する．(4)の両辺を s と x で微分することにより

$$\Phi_x = -\frac{u_x}{u_z} \quad (5)$$

および

$$\Phi_s = -\frac{u_s}{u_z} \quad (6)$$

が得られるので，(3)より

$$u_s + \min\{f_0 u_x - u_z, f_1 u_x - u_z\} = 0 \quad (7)$$

が導かれる．ここでは Level Set 関数 u に対する終端条件を $u(2\pi, x, z) = 50z$ ，境界条件を $u(t, X, z) = 50z$ と設定する．

3.2 有限階差法による離散化

風上化有限階差法により，(7)を(8)のように離散化する．

$$u(i\Delta s, j\Delta x, k\Delta z) = \frac{\frac{u(i\Delta s + \Delta s, j\Delta x, k\Delta z)}{\Delta s} + f^* \frac{u(i\Delta s, j\Delta x + \Delta x, k\Delta z) - u(i\Delta s, j\Delta x, k\Delta z + \Delta z)}{\Delta x} - \frac{u(i\Delta s, j\Delta x, k\Delta z + \Delta z)}{\Delta z}}{\frac{1}{\Delta s} + f^* \frac{1}{\Delta x} - \frac{1}{\Delta z}} \quad (8)$$

ここに， f^* は(7)の左辺第二項を最小化する f の値である．

x, z の定義域はそれぞれ $[0, 2]$, $[-4, 4]$ とし，グリッド幅を $\Delta z = \Delta x = 0.02$ とし計算を行った．また，時間に関しては定義域を $[0, 2\pi]$ とし，1 ステップの大きさを $\Delta s = 2\pi \times 10^{-4}$ とした．

3.3 Level Set 関数の再初期化

式(8)の有限階差法により Level Set 関数を更新する場合，更新とともに計算誤差が蓄積される．そのため，安定な解を得るには一定回数更新後にグリッドごとに Level Set 関数の値を再計算し，以降の計算の初期値とする必要がある (Sethian 1996)．今回は Level Set 関数を 12 回更新するごとに再初期化を行い，そのときの $u(s, x, z=4)$ の値を次の再初期化までの境界条件とした．

4. 結果

HJ 方程式(3)を直接有限階差法で計算した場合と Level Set 法にもとづく(8)を用いて計算した場合の比較を行う．Case 1 として

$$\begin{cases} f_0 = 1 \\ f_1 = x \end{cases} \quad (9)$$

Case 2 として

$$\begin{cases} f_0 = 1 \\ f_1 = 2 - 2(1-x)^2 \end{cases} \quad (10)$$

を設定し，定常状態とみなしうる $\Phi(s, x)$ が得られるまで計算した結果を，Figure 1 と Figure 2 にそれぞれ示す．なお，(3)の離散化は以下の式を用い，および計算グリッド幅 Δx , Δs に関しては Level Set 法と同じ値を用いた．また初期条件に関しても，Level Set 法に合わせ $\Phi(0, x) = 0$ とした．

$$\Phi(i\Delta s, j\Delta x) = \frac{\frac{\Phi(i\Delta s + \Delta s, j\Delta x)}{\Delta s} + f^* \frac{\Phi(i\Delta s, j\Delta x + \Delta x)}{\Delta x}}{\frac{1}{\Delta s} + \frac{f^*}{\Delta x}} \quad (11)$$

Figure1 と Figure2 より Level Set 法の解析結果では滑らかでない関数 $\Phi(s, x)$ の数値計算結果が現れたことが分かる．

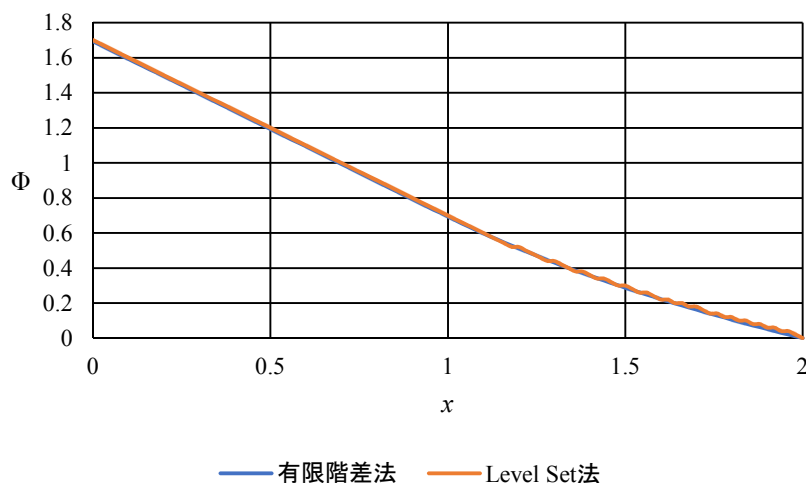


Figure 1 Case 1 に対する HJ 方程式の直接計算と Level Set 法による計算の比較

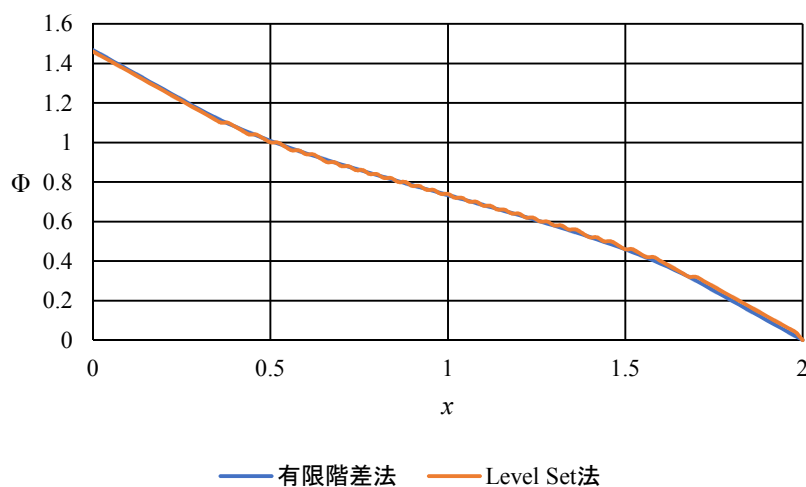


Figure 2 Case 2 に対する HJ 方程式の直接計算と Level Set 法による計算の比較

5. おわりに

今回は、Level Set 関数の x に関する境界条件を z の一次式で表した。この方法では、Level Set 関数が境界面までの最短距離を正しく表現できない場合が出てくる。今後は、境界条件の設定に関して、滑らかでない Level Set 関数を構成できるようにより厳密な方法を考えていく必要がある。また、本研究で仮定した関数 f では、最小値を求める項（ハミルトニアン）が凸関数となる。この場合、局所的最適解と大域的最適解の区別がなく、非常に取り扱いやすいという特徴がある。しかし現実には、凸関数ではない場合の最適制御問題があり、そのような場合には局所最適解が数多く現れることから、大域的最適解を見つけることは一般的に非常に困難である（福島 1996）。今後はこの非凸関数に対する Level Set 法の有用性に関して数値実験を試みる。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 19KK0167 と 16KT0018 の助成を受けたものである。

引用文献

- Osher, S., and J. A. Sethian. 1988. 'Fronts propagating with curvature-dependent speed - algorithms based on Hamilton-Jacobi formulations', *Journal of Computational Physics*, 79: 12-49.
- Ramoliya, P. J., and A. N. Pandey. 2003. 'Soil salinity and water status affect growth of *Phoenix dactylifera* seedlings', *New Zealand Journal of Crop and Horticultural Science*, 31: 345-53.
- Sethian, J. 1996. '*Level Set Methods*'. 1st ed, Cambridge University Press, 218p.
- Tsai, Y. H. R., Y. Giga, and S. Osher. 2003. 'A level set approach for computing discontinuous solutions of Hamilton-Jacobi equations', *Mathematics of Computation*, 72: 159-81.
- Unami, K., Y. Fujikura, M. Arai, and M. Fujihara 2018. 'A discrete time dynamic programming problem for a plant growth model with controlled parameters', 平成 30 年度農業農村工学会応用水理研究部会講演集, 46-47.
- 福島雅夫. 1996. '数理計画入門'. 朝倉書店, 193p.

二次元不定流モデルによる豪雨氾濫解析

Inundation analysis using 2D indefinite flow model

猿渡 農武也*

Nobuya Saruwatari

1. はじめに

2019年10月6日に発生した台風19号は我が国に大量の豪雨災害をもたらした。雨量記録を見るとTable 1.1の通りであり、これは超過確率1/500年をはるかに越える規模に相当する。また、被害状況は、農林関係のみに限ってもTable 1.2のとおりである。そして、これら被災の原因は極端な降雨量の多さにもよるが、ほとんどの被災が豪雨による「内水氾濫」或いは河川堤防の決壊による「外水氾濫」であり、人的・社会的要因により被害が拡大したと推測される。

ところで、平成27年3月に閣議決定された「食料・農業・農村基本計画」では、4つの基本施策（食料の安定供給の確保、多面的機能の発揮、農業の持続的発展、農村の振興）の内、「農業の持続的発展」へ向けて構造改革の加速化や国土強靱化に資する農業生産基盤の整備を掲げ、その具体策として災害リスクの高まりに対応して農業水利施設等の耐震化、洪水被害防止等の対策、地域防災力の強化、等を示している。

これらを踏まえると、農業・農村整備事業の発展に関わる我々コンサルタントの技術者も地域の防災に関心を持ち、防災対策について積極的な発信を行う必要がある。本文は、豪雨氾濫のメカニズムを解明し、災害対策へ向けた地域の施設整備の方策を検討する目的で、二次元不定流による氾濫解析の方法、課題等について報告する。

Table 1.1 台風19号の主な降雨記録

区分	場所	雨量 (mm)	発生時刻
時間雨量	岩手県普代	95.0	13日01:54
	岩手県小本	93.5	13日01:55
	神奈川県箱根	85.0	12日19:21
	岩手県宮古	84.5	13日01:21
24時間雨量	神奈川県箱根	942.5	12日21:00
	静岡県湯ヶ島	717.5	12日18:50
	埼玉県浦山	647.5	12日22:00
	東京都小沢	627.0	12日21:20

国土交通省災害情報（R1.11.3）より

参考:Table 1.1 に示した雨量についてはほとんど実感がないと思われるが、時間雨量50mm/hrの下では、通常、傘がほとんど効かない（傘をさしてもずぶ濡れになる）。これは、近年しばしば都市域で発生するゲリラ豪雨に相当するものであるが、これからすると時間雨量80~95mm/hrはとんでもない多さと言える。また、24時間雨量500~950mm/dayは5~6ヶ月分の雨量に相当する。

Table 1.2 台風19号による農林関係の被害状況

・農林水産関連

区分	被害額 (億円)
農作物等	165.9
農地・農業用施設関連	892.4
林野関連	595.2
水産関係	101.4
計	1,754.8

・河川流域

河川	河川氾濫による被災状況
千曲川	約8千haのリンゴ、米
秋山川	約4千haの米、ハウスイチゴ
越辺川	約3千haの米、ほうれんそう栽培
那珂川	約8千haの肉用牛の飼育、米

農林水産省被害情報（R1.11.3）より

*NTC コンサルタンツ(株), NTC Consultants Co., Ltd

キーワード: 外水氾濫, 内水氾濫, 二次元不定流

2. 氾濫モデル

氾濫解析を行うためのモデルは Table 2.1 に示すように分類される。氾濫モデルは、これらモデル分類の中から解析の目的・要件を満たすモデルを選定する事になる。

ここに、地域の氾濫対策を踏まえた排水路組織整備の方策を検討するに当たってモデルに必要な要件は、“浸水範囲の分布”のみならず以下の機能を有する事が望ましい。

- ・ 外水氾濫の機能
- ・ 水路組織の流下能力機能

(1) 外水氾濫

台風や大雨によって川の水が堤防から溢れたり堤防が決壊する事によって地域内に発生する氾濫を外水氾濫と言う。流路延長の大きな大河川の沿岸

では、たとえ下流域にそんなに雨が降っていなくても上流の山間部で大雨が降って下流域で大きな外水氾濫を引き起こすことがある。今回の台風 19 号による千曲川、その他河川周辺の氾濫は、ほとんどがこのタイプの外水氾濫であった。一方、中小河川の流域でも外水を原因とする氾濫はしばしば発生しており、Fig.2.1 に示す善光寺川流域では河道の流下能力不足に原因する逸水が農地の浸水被害をより拡大させていた。このため、氾濫モデルは外水氾濫のメカニズムを表し得る機能が必要である。

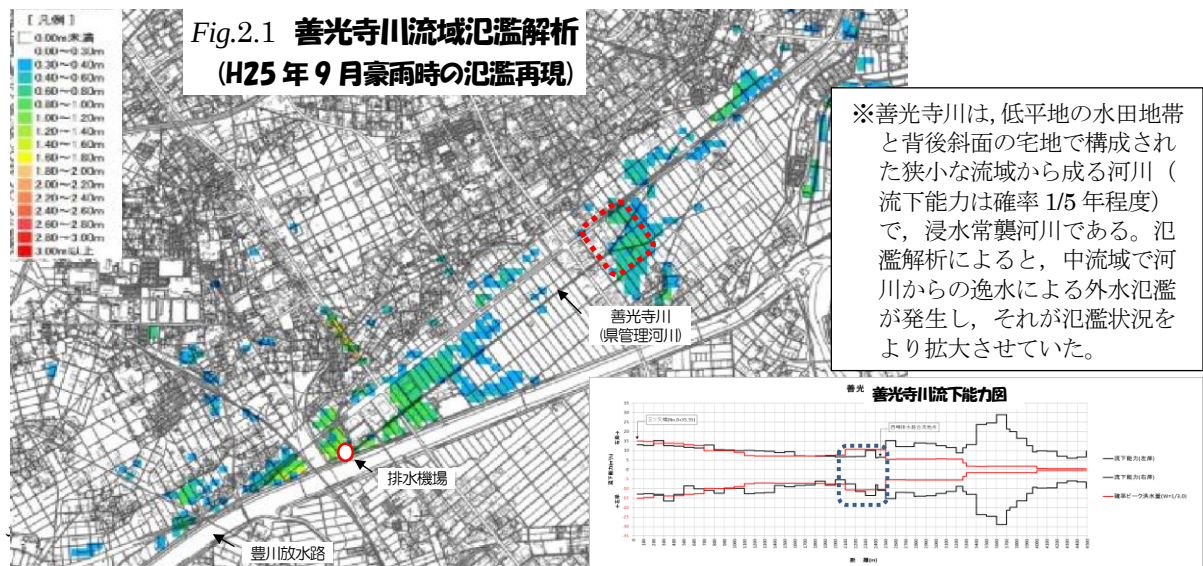
なお、氾濫メカニズムのもう一つの主要な要因として内水氾濫がある。内水氾濫による被害は、地形条件（土地の標高差）が最大の要因となるが、宅地化や市街地化が進展した最近年では、地形標高より以上に水路の通水能力不足が被害の原因となる場合が多い。

(2) 水路組織の流下能力

地域内河川も含めて、水路組織の流下能力は豪雨時の氾濫発生が決定的な要因となる。上記に示した外水氾濫・内水氾濫もその発生原因が水路組織の通水能力不足による場合が多い。このため、氾濫

Table 2.1 氾濫モデルの分類

分類	形式	特徴
ボンドモデル	単一モデル	集中型 氾濫域を一つの遊水池で代表し、背後流域から氾濫域に流入する洪水量と排水樋門や排水ポンプによる遊水池からの排水量との水収支により湛水深や氾濫域の広がりを解説する。
	複合モデル	分布型 氾濫域を複数の遊水池に分割し、背後流域からの排水量と遊水池からの排水量の水収支に加えて複数の遊水池間の氾濫水の流動を考慮する。
雨水流モデル	低平地タンクモデル	分布型 干拓地のような排水路網の流況が内水氾濫の支配要素となるような低平地において、開水路を遊水池と見なして疑似不定流により水路網の流況を解析するもので、以下を求めることができる。 * 最大湛水深の深さ * 湛水深の分布範囲 なお、本モデルは内水氾濫モデルであるが、河道逸水量を境界条件として与える事により外水氾濫についても解析できる。
	2次元不定流モデル	分布型 氾濫域を含む流域を2次元メッシュに分割し（メッシュサイズは概ね25m×25m）、降雨或いは洪水流入による湛水深の面的変動を2次元不定流で解析すると共に、湛水の水路・河道からの流出を1次元不定流（又は簡易不定流）で解析するもので、汎用性が高く以下を求めることができる。 * 最大湛水深の深さ * 湛水深の分布範囲 * 水路・河道の流出ハイドログラフ なお、本モデルは内水氾濫及び外水氾濫の状況を解析できる。



モデルは、水路組織の
流下能力を表し得る機
能が必要である。

(3) 氾濫モデル

の基本構造

上述のモデル要件を
踏まえた氾濫モデルの
基本構造を Fig.2.2 に
示す。モデルは、浸水
範囲の分布状況を解析
する氾濫サブモデルと

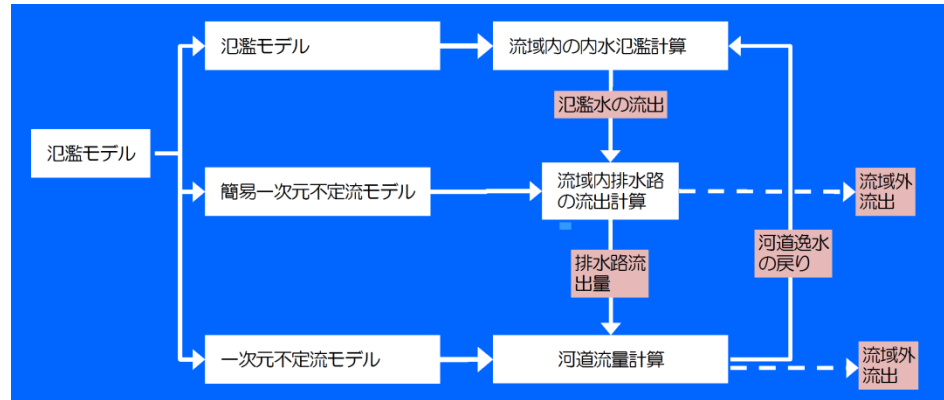


Fig.2.2 氾濫モデルの基本構造

氾濫水の流動を解析する水路サブモデルの2要素で構成される。なお、水路サブモデルは、河川を含む水路の重要度に応じて一次元不定流モデル（河道や主要基幹水路、など）と簡易一次元不定流モデル（ほ場内排水路、など）に分類される。更に、両サブモデルの相互関係には河道若しくは主要基幹水路の逸水による内水域への戻りの機能を有することにより、外水氾濫の影響を解析する。

3. 二次元不定流モデル

二次元不定流モデルは、Fig.2.2 に示した氾濫サブモデルを二次元不定流としたモデルである。

(1) モデルの基礎式

Fig.2.2 に示した基本モデルの基礎式を以下に示す。

■2次元不定流モデル（内水氾濫の演算）

豪雨による流域の内水氾濫及び河道内の洪水の溢水による氾濫の計算は、二次元不定流モデルより求める。二次元不定流の基礎式は、次の連続式と x 方向・ y 方向の2つの運動式より構成される。

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q \quad (\text{連続式}) \\ \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} + gh \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \tau_x(b) = 0 \quad (x \text{ 方向運動式}) \\ \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} + gh \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \tau_y(b) = 0 \quad (y \text{ 方向運動式}) \end{array} \right.$$

ここに、 H および h ：水位及び水深

u および v ： x 方向及び y 方向の流速

g および ρ ：重力加速度及び水の密度

M および N ： x 方向及び y 方向の流量フラックス ($M = u h$, $N = v h$)

$\tau_x(b)$ ： x 方向の底面せん断応力

$\tau_y(b)$ ： y 方向の底面せん断応力

q ：氾濫の外力

底面のせん断応力項は、マニングの粗度係数 n を用いると、以下のようになる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_x(b) = \frac{\rho g n^2 \bar{u} \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \\ \tau_y(b) = \frac{\rho g n^2 \bar{v} \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \end{array} \right.$$

ここに、 $\bar{u}$, $\bar{v}$ ：前時刻と現在時刻の流速の平均（計算安定のため）

上記、各式の演算は、メッシュ平面図上で演算可能な差分式に変換して行う。

■1次元不定流モデル（河道流の計算）

流水の河道内或いは主要基幹水路内の流動は、一次元不定流モデルより求める。一次元不定流の基礎式は次の連続式と運動方程式で構成される。

(運動式)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial H}{\partial x} + i_e \right) = 0$$

(連続式)

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

ここに、 Q ：流量(m^3/s)、 A ：流水断面積(m^2)、 H ：水位(m)、 q ：横流入量(m^3/s)、 g ：重力加速度(m/s^2)。また、 i_e は摩擦勾配で、下記のように表される。

$$i_e = \frac{nQ|Q|}{A^2 R^{4/3}}$$

ただし、 n ：マンニングの粗度係数、 R ：径深(m)

■簡易 1 次元不定流モデル（水路網の流出計算）

流域の内水氾濫によって形成された浸水域からの流出計算は、簡易一次元不定流モデルより求める。簡易一次元不定流の基礎式は、一次元不定流モデルの慣性項を無視して構成する。

(2) 氾濫モデルの基礎条件

■メッシュ図

二次元不定流モデル演算の基礎となるメッシュ図は、解析対象地域をカバーする様に単位メッシュサイズ $25\text{m} \times 25\text{m}$ で構成す

る。なお、メッシュサイズは解析の目的・精度に応じて適切に選定する。

■土地利用と粗度係数

解析対象地域の土地利用に応じて、メッシュ交点上に Table 3.1 に示す粗度係数を与える。

4. 氾濫解析

二次元不定流モデルによる氾濫解析及び課題を以下に示す。

(1) 解析例

氾濫解析の事例を Fig.4.1 に示す。本解析は、H25 年 9 月 15～16 日に発生した台風 18 号による豪雨氾濫（総雨量 276.5mm、24 時間雨量の生起確率 1/242 年）の状況を再現したもので、高い再現性が得られている（地域の評価）。

(2) 課題

最近、頻発する自然災害とそれによる被災状況を受けて、市民生活における防災意識の向上に向けた啓蒙活動が活発に行われるようになってきた。この状況は、公共事業の執行・運営をつかさどる行政及びそれを支援する建設コンサルタントの技術者においても同様に、今後は高い防災意識を持つ必要がある。なぜならば、上述のような国の取り組み・要請に対して、その取り組みのレベルは防災意識の程度によって現れると思われるからである。

しかしながら、現状では防災意識を感じる事は少なく、抜本的な氾濫対策を提案しても、主として予算と地元対策の面から最終的には小手先の対策に終始してしまうことが多い。

今後、国の施策を踏まえ、Table 4.1 に示すような防災・減災への取り組みの強化が望まれる。

Table 3.1 粗度係数

区分	モデル区分	地目	粗度係数	備考
流域	2 次元不定流	農地	0.051～0.060	
		道路	0.047	
		宅地その他	0.048～0.050	
河道	1 次元不定流	善太川河道	0.025	矢板水路
	簡易 1 次元不定流	流域内水路網	0.02	コンクリート三面張水路

Table 4.1 強化すべき取り組み事項

■ 防災・減災総合計画策定

都道府県が策定する「防災減災総合計画」に参画して、専門技術者の立場から技術提案を行うと共に基本計画を策定する。

■ 総合的な防災・減災対策への取り組み

老朽化施設の更新、施設の補修・強化、耐震整備など、既に展開している技術のより一層の強化と、それを有機的に総合化するソフト技術（耐震診断、ハザードマップの作成、情報伝達体制の構築、など）の強化を図る。

、など。

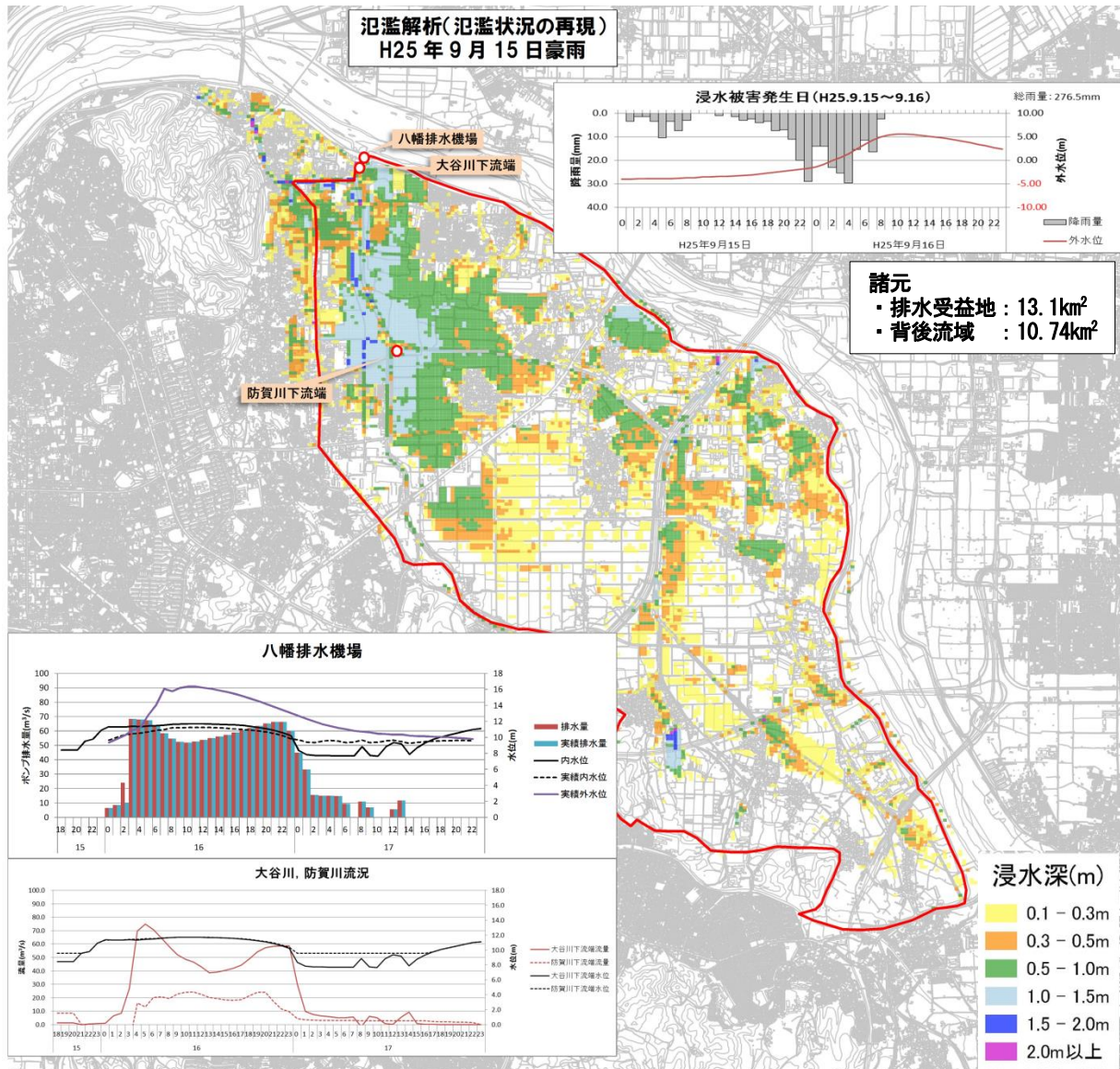


Fig.4.1 氾濫解析

5. 終わりに

地球温暖化の影響拡大など, 地域の自然災害は今後とも激甚化へ向かうことはほぼ間違いない様である (Fig.5.1参照)。

このような状況を踏まえ, 建設コンサルタントは, 地域に偏在する災害に対してハード対策のみならず情報伝達体制の構築など, 総合的な視点からより一層の役割りを果たすことが望まれる。

・時間50mmを超える豪雨の発生頻度は過去20年で1.5倍。



Fig.5.1 豪雨発生状況の変化



魚道の傾斜隔壁に取り付けた半球突起物がメダカ類の遡上行動に与える影響
Effects of Hemispherical Protrusions Attached to Sloped Weirs of Fishway on Medakas' Ascent Behavior

○一恩英二* 土山真衣** 中野光議* 長野峻介* 藤原洋一*

○ICHION Eiji*, TSUCHIYAMA Mai**, NAKANO Mitsunori*, CHONO Shunsuke* and FUJIHARA Yoichi*

1. はじめに

水田、水路、河川等の異なる水域が、人為的あるいは自然の営みによって接続された水域ネットワークを生息場としている魚類が存在する(斉藤ら, 1988). しかし, 近年の圃場整備事業は農業効率を大幅に改善させた一方で, 水田やその周辺に水域ネットワークの分断をもたらした. この結果により, 一時的な水域である水田を産卵場所としていた魚類の生息環境を悪化させ, 生息数の減少を引き起こしたことが報告されている(斉藤ら, 1988).

その水田周辺を生息する魚類の中でも, メダカ類(*Oryzias* spp.)は水域ネットワークの分断の他にも, 水環境の悪化や農村環境の開発, 外来魚類の捕食などの影響を強く受けて, 全国的に激減しており, 環境省のレッドリストにおいて絶滅危惧 II 類(VU)に指定され, 絶滅の危機に瀕している(環境省 2012). 水域ネットワークの保全と圃場整備事業を両立させるため, 遊泳能力の低いメダカなどの水田周辺魚類のための魚道の設置が必要である.

これまでの遊泳能力の低い魚類の遡上に向けた小規模な魚道の開発については, アイスハーバー型(端, 1999), カスケード M 型(鈴木ら, 2001), 千鳥 X 型(鈴木ら, 2001), コルゲート管を用いた魚道(三塚ら, 2005; 佐藤ら, 2008), コルゲート角形 U 字溝に堰板を挟み込んだ魚道(三塚ら, 2005)などがある. また, 一恩ら(2015)は, 上流傾斜隔壁の方が鉛直隔壁と比べて小型魚類(メダカ類, ドジョウ)が遡上しやすいことを示した.

また, 一恩ら(2019)は, 隔壁の天端部分に V 字形の切欠きを設け隔壁全体を傾斜させた形で設置する V 字ノッチ全面傾斜隔壁や, ノッチ角が徐々に大きくなる曲線 V 字ノッチ先端傾斜隔壁, 潜孔付き曲線 V 字ノッチ先端傾斜隔壁の遡上実験で, メダカ類の遡上率が低かったことを報告している.

一方, 粗石付ブロック(板垣ら, 1999), コンクリートブロック(桜井ら, 2000), 粗石付護岸工ブロック(本田ら, 2012)などを用いた魚道の研究が行われてきている. これらの魚道は, 突起物を水路底面に取り付けた水路タイプ魚道であり, プールタイプ魚道においてはプール底面に粗石を配置する実験が行われている(佐合ら, 1998; 鬼束ら, 2016). しかしながら, 隔壁に突起物を取り付けた魚道の研究はこれまでほとんど行われていない.

本研究は, プールタイプの傾斜隔壁に半球突起物を導入した新しいタイプの魚道の開発を目的として, 全面傾斜隔壁魚道の越流面に半球突起物を取り付けた実験装置と取り付けられない実験装置をそれぞれ製作して遡上実験を行い, 半球突起物がメダカ類の遡上行動に与える影響を明らかにすることを試みた.

2. 研究方法

2.1 実験装置

本研究で用いた全面傾斜隔壁を図 1 に示す. 隔壁の長さは 12cm とし, 隔壁の傾斜を 45°, 設置したときの高さと奥行きは 8.49cm, 隔壁

* 石川県立大学生物資源環境学部 Faculty of Bioresources and Environmental Sciences, Ishikawa Prefectural University

** 加賀市役所建設部 Kaga City Office, Construction Department

キーワード: メダカ類, 全面傾斜隔壁魚道, 半球突起物, 一般化線形混合モデル, 変量効果

幅を 28.5cm とした。

これらの隔壁はすべて厚さ 12mm の合板で製作した。隔壁は、供試魚を視認しやすいように黒色の合成樹脂塗料（アサヒペン 水性スーパーコート）で塗装した。隔壁断面形状は、越流部の流れの剥離と供試魚の損傷を防ぐために、半径 $r=24\text{mm}$ の曲面形状とした（図 2）。

また、本研究で用いた半球の突起物の配置を図 3 に示す。全面傾斜隔壁にこの突起物が付いた隔壁と付いてない隔壁の両方を製作した。突起物は直径 2.2cm のスーパーボールを半分に切ったものを用い、接着剤（ボンド ウルトラ多用途 SU）を使って接着した。突起物の配置間隔は、体長約 3cm のメダカ類の尾の振り幅に合わせてすべて 1.5cm の間隔で配置した。

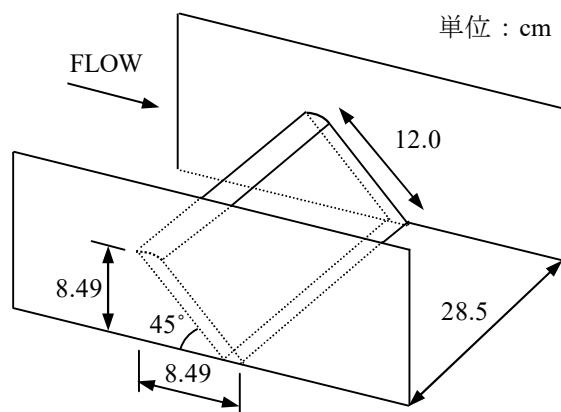


図 1: 全面傾斜隔壁

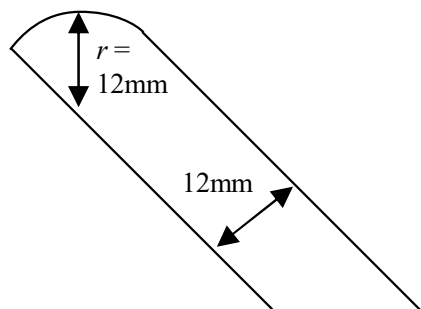


図 2: 隔壁越流部の曲面形状

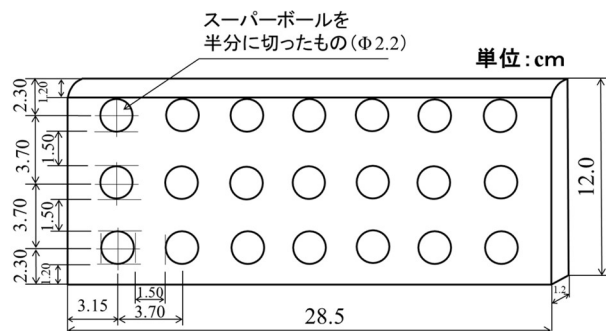


図 3: 半球突起物の配置

実験装置の全体図を図 4 に示す。2 種類の全面傾斜隔壁をそれぞれ 3 枚製作し、奥行 0.29m、幅 0.59m の水槽に設置した。漏水しないように底面および側壁と隔壁のすき間にはシリコンシーラント（ハピオシーラプロ HG クリヤー）を充填した。水槽勾配を 1/5 勾配とし、プール間水位差を 2.35cm、魚道全体の上下流の水位差を 7.05cm とした。隔壁同士の間隔は 12cm とし、3 枚目の隔壁から 14cm 離れたところに、遡上した魚が下流へ戻らないように返し網を設置した。また、実験中は水槽用ヒーター（REI-SEA LX-250ES）を使い、水温が 25℃になるよう設定した。水の循環には観賞魚用電気ポンプ（エーハイム コンパクトオン 1000）を用いた。

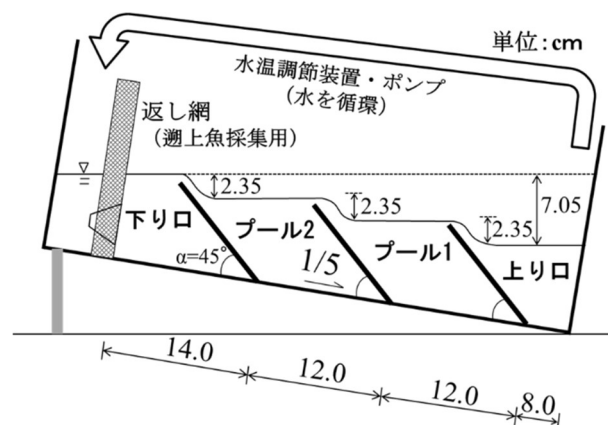


図 4: 実験装置の概要



実験装置（突起物無し）



実験装置（突起物有り）

図 5: 実験装置

2.2 遡上実験

実験に用いたメダカ類は、石川県かほく市内日角の農業水路で採集した。採集した供試魚は室内の水槽で1週間保管した。各実験の条件が同じになるように、メダカの体長は、20mm 以上 22mm 未満の個体を2個体、22mm 以上 24mm 未満を3個体、24mm 以上 26mm 未満を3個体、26mm 以上 28mm 未満を2個体の計10個体で1つのグループとし、実験に用いた。1グループの供試魚を隔壁の突起物が無い場合、有る場合の実験で計2回の実験で用いた。実験開始時（10：00）に1グループの供試魚を取り出し実験に用い、実験終了時（18：00）に遡上した個体としていない個体すべての体長を測定し記録し、遡上率（%）を求めた。実験を終えた段階で実験に用いた供試魚を採集地で放流し、また新たな供試魚の採集を行い、次の実験で用いた。

本研究は、2018年10月15日から12月2

日までの期間に行った。1回の実験時間は8：00 から 18：00 までの8時間とした。すべての実験において水温 25℃、流量は平均 0.15L/s に設定し行った。供試魚の体長のヒストグラムが同じグループを8グループ使用し、2種類の隔壁で実験を行い、計16回の実験を行った。各実験を実験番号1～16とした（表1）。実験中のプール間水位差を2.35cm、魚道全体の上下流の水位差を7.05cmとした。また、1回目の実験に用いた供試体は実験が終わった後は、1日休ませたのち2回目の実験に用いた。3枚目の隔壁まで遡上した個体数を遡上魚、それ以外を非遡上魚とした。

実験開始時（8：00）、実験終了時（18：00）に実験装置内の水温、pH、DO、EC、照度、流量、プール間水位差の測定を環境条件として実施した。流量の測定方法として、水循環ポンプから排出される水が広口瓶1Lに入る時間を測定し、1秒当たりの流量を算出した。環境条件の計測に用いた器具を表2に示す。

表 1: 遡上実験ケース

実験番号	実験日	実験時間(hr)	突起物の有無	グループ
1	2018/10/15	8	無	A
2	2018/10/16	8	有	B
3	2018/10/17	8	有	A
4	2018/10/18	8	無	B
5	2018/10/22	8	無	C
6	2018/10/23	8	有	D
7	2018/10/24	8	有	C
8	2018/10/25	8	無	D
9	2018/11/12	8	無	E
10	2018/11/14	8	有	E
11	2018/11/20	8	有	F
12	2018/11/21	8	無	G
13	2018/11/22	8	無	F
14	2018/11/23	8	有	G
15	2018/11/30	8	有	H
16	2018/12/2	8	無	H

表 2:測定器具

測定項目	使用器具名
水温	(株) 佐藤計量器製作所 デジタル温度計SK-1260 (センサー部: サーマスタセンサ SK-S102T)
pH	(株) 堀場製作所 ポータブル型pHメータ D-71
溶存酸素量	(株) 堀場製作所 ポータブル型溶存酸素計OM-51-2
電気伝導度	(株) 堀場製作所 ポータブル型導電率計 ES-71
照度	コニカミノルタ (株) T-10

2.3 統計解析

本研究における実験結果の分析として、一般化線形混合モデル (GLMM) を用いた回帰分析を行った。各個体の遡上の有無を目的変数として使用し、二項分布を仮定した。説明変数は隔壁のタイプ (突起物が有るか無いか) と各個体の標準体長の 2 要因を使用した。また変量効果をグループとした。総当たり法でモデルを作成し、AIC (赤池情報量基準) に基づいてモデルを序列化した。AIC が最も低かったモデルをベストモデルとし、各モデルとベストモデルとの AIC の差 (ΔAIC) を算出した。また、 ΔAIC に基づいて Akaike's weight を算出した。Akaike's weight は該当のモデルがベストモデルとして選択される確率を示している。

2.4 水理計測

実験装置内の水理特性を調べるために、突起物有り、無しの 2 つの実験装置において、上り口と上り口の直上流のプール 1 の 2 つの断面の流速を、横 5 列、縦 4 列の合計 20 地点の流速をポータブル 3 次元電磁流速計を用いて測定した (図 6)。1 つの断面において 1 地点につき 3 回測定を行い、その 3 回の値を平均したものを流速の結果とした。

また、越流面の水深は鋼尺を用いて 3 枚の隔壁越流部の両端、中央部で測定し、その平均水深と越流幅から流積を算出し、実験流量を除して平均流速を算出した。

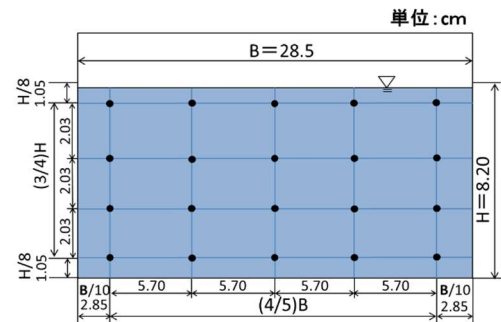
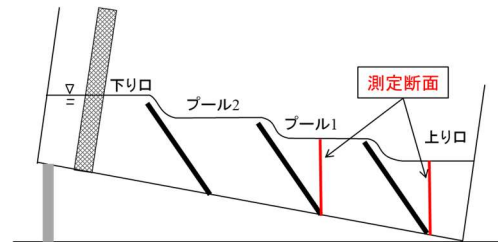


図 6: 上り口とプール 1 の流速測定点

3. 結果・考察

3.1 遡上実験

各グループの遡上実験の結果を図 7 に示す。グループ D, グループ F では突起物無し、有りでの遡上率の違いは見られなかったが、その他のグループでは突起物有りの方が、遡上率が高くなるという結果になった。

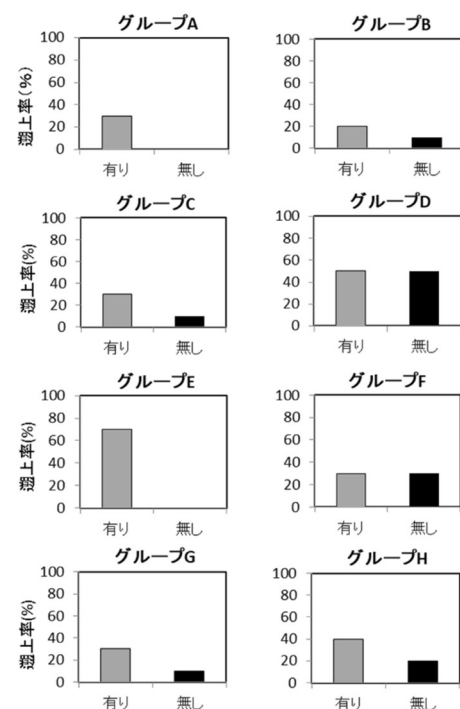


図 7: 遡上実験結果 (各グループ)

また全グループ合計の遡上率は、突起物有りで38%，無しで16%と，突起物有りが大きくなった（図 8）。

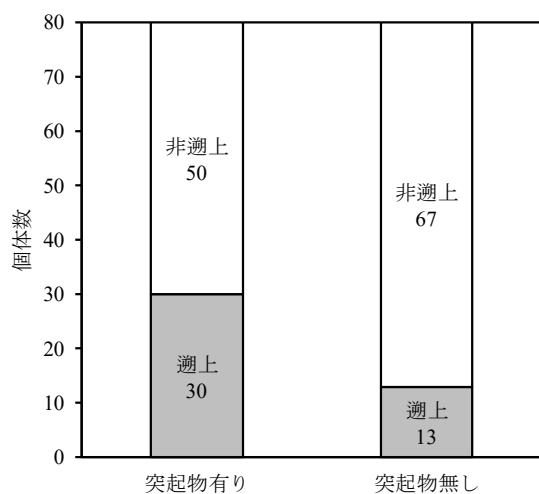


図 8: 遡上実験結果 (合計)

3.2 実験条件

実験条件である水温，水質（DO，pH，EC），照度の平均値を表 3 に示す．実験時の平均水温は 22～24.5℃，水質は DO が 7.24～9.01mg/L，pH が 7.60～7.90，EC が 0.210～0.245mS/cm，照度は 915～1040lux であった．また，各実験のプール間水位差と流量の平均値を表 4 に示す．

表 3: 水温，水質，照度の平均値

実験番号	水温 (℃)	DO (mg/L)	pH	EC (mS/cm)	照度 (lux)
1	24.2	7.58	7.90	0.235	1010
2	23.5	8.30	7.85	0.245	980
3	24.5	8.25	7.85	0.235	995
4	24.1	8.39	7.75	0.250	945
5	23.5	8.49	7.80	0.240	975
6	23.6	8.16	7.80	0.245	945
7	23.9	8.81	7.70	0.245	930
8	23.5	9.01	7.60	0.235	940
9	23.2	7.82	7.75	0.230	1020
10	23.4	7.24	7.70	0.230	1040
11	22.0	7.28	7.85	0.225	975
12	22.0	7.34	7.70	0.210	970
13	21.9	7.80	7.80	0.220	965
14	22.1	7.56	7.70	0.235	915
15	22.4	7.93	7.70	0.235	1010
16	22.2	7.50	7.70	0.235	970
最大	24.5	9.01	7.90	0.245	1040
最小	22.0	7.24	7.60	0.210	915
平均	23.1	7.98	7.76	0.234	974

表 4: 水位差と流量の平均値

実験番号	水位差 (cm)		流量 (L/s)
	プール間	上り口～下り口	
1	2.32	6.95	0.160
2	2.38	7.13	0.164
3	2.35	7.04	0.159
4	2.37	7.09	0.162
5	2.37	7.12	0.157
6	2.37	7.09	0.160
7	2.34	7.03	0.160
8	2.35	7.05	0.149
9	2.33	6.99	0.157
10	2.37	7.10	0.158
11	2.36	7.07	0.158
12	2.36	7.08	0.164
13	2.35	7.05	0.155
14	2.37	7.10	0.160
15	2.38	7.13	0.155
16	2.37	7.10	0.158
最大	2.38	7.13	0.164
最小	2.32	6.95	0.149
平均	2.36	7.07	0.159

3.3 統計解析

一般化線形混合モデル（GLMM）による解析と AIC によるモデル評価の結果を表 5～7 に示す．隔壁の突起物の有無のモデルが他のモデルに比べ AIC が小さく，ベストモデルとなった．2 番目に AIC が小さいモデルは隔壁の突起物の有無に体長を含めたモデルであった．突起物の有無は予測因子としての重要性が高く（0.978），その次に高いものは体長（0.471）であった．

また，突起物の有無のみの場合の p 値が 0.00291 で 0.05 以下であり有意に影響していたが，体長のみの場合では 0.187 であり，有意な影響を確認することができなかった．

これらの結果により，隔壁の半球突起物はメダカ類の遡上に有意に影響していた．

表 5: AICによるモデル評価結果

Rank	説明変数	AIC	Δ AIC	Weight
1	突起物の有無	182.5	0.00	0.517
2	突起物の有無 + 体長	182.7	0.23	0.461
3	Null	190.0	7.54	0.012
4	体長	190.3	7.87	0.010

表 6: 相対的重要度 (RI値)

説明変数	相対的重要性
突起物の有無	0.978
体長	0.471
Null	0.012

表 7: GLM解析結果

Rank	説明変数	回帰係数	SE	p値
1	突起物の有無	1.149	0.386	0.00
2	突起物の有無	1.161	0.388	0.00
	体長	0.122	0.093	0.19
3	Null	-	-	-
4	体長	0.115	0.09	0.20

3.4 水理計測

上り口とプール 1 の流速分布を図 9 に示す。上り口の平均流速は突起物有り無しでそれぞれ 0.0713m/s と 0.0712m/s でほぼ同じだった。プール 1 の平均流速は突起物有りで 0.0607m/s、無しで 0.0683m/s と有りの方が小さくなった。突起物無しの上り口、プール 1 は 0.02~0.04m/s の緩流域から 0.12~0.14m/s の急流域まで階段状に割合が小さくなっているのに対し、突起物有りの上り口、プール 1 ともに緩流域から急流域まで割合が安定しておらず、流れが多様化する傾向が確認できた。

越流面における水深測定の結果、突起物無しの水深が 0.350cm、突起物有りの突起物間の水深が 0.040cm となっていた。これらの水深と流量から越流面の流速は、突起物無しで 0.158m/s、突起物有りの突起物間の流速は最大 0.294m/s と算定された。突起物があることで、突起物間の流速は大きくなり、突起物の下部では流速が緩やかになり、突起物が無い場合に比べて越流面での流速が多様になったと推定された。

実験中の様子を撮影したビデオでメダカの遡上経路を確認したところ、遡上する前に緩流域となる突起物の下部付近で何秒か留まってから勢いよく遡上する様子が見られた。突起物下部の緩流域をメダカが休息、待機場所としていたことが考えられる。

また、本研究では、突起物無しの場合の平

均流速が 0.158m/s、突起物有りの場合の突起物間の平均流速が 0.294m/s と算定されており、泉ら (2018) によるメダカの突進速度 (0.33~0.58m/s) 以下であった。また、小山 (1978) によると、稚アユについては、巡航速度以上で突進速度以下の流速において、流速の増加に伴い遡上欲が増加すると述べられている。メダカ類についても同様の遡上行動の傾向があるとする、突起物間における流速の増加がメダカ類の遡上欲を刺激し、遡上率がより高くなったのかもしれない。

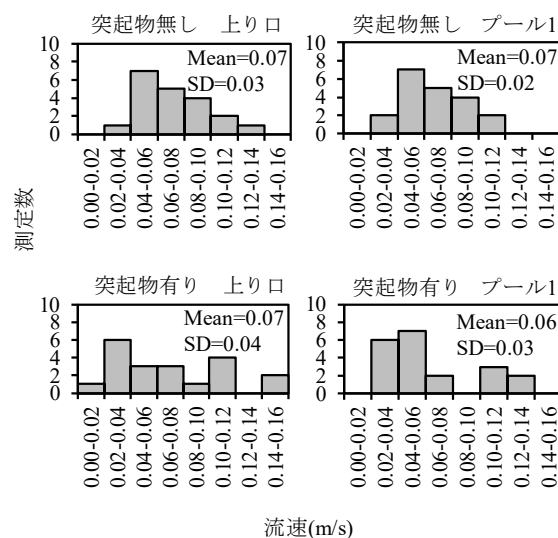


図 9: 上り口とプール 1 の流速分布

4. まとめ

水域ネットワークの保全と圃場整備事業を両立させるため、遊泳能力の低いメダカ類などの水田周辺魚類のための魚道の設置が必要である。本研究では、これまで水路タイプや魚道ブロックタイプの魚道で用いられてきた突起物を使う工法をプール（隔壁）タイプの全面傾斜隔壁に導入した新しいタイプの魚道を開発し、これらの機能を評価するために遡上実験を行った。突起物が付いた隔壁と付いてない隔壁を 3 枚ずつ設置した 2 つの実験装置を製作し、プール間水位差 2.35cm、流量 0.15L/s と固定し計 16 回の実験を行った。GLMM 解析を用いた回帰分析を行った結果、突起物の有無は有意に遡上の有無に影響して

おり、AIC によるモデル評価の結果では隔壁の突起物の有無のモデルがベストモデルに選ばれた。これらの結果から、半球突起物がメダカの遡上率を高めたことが示された。上り口とプール1の流速測定の結果、突起物有りの上り口、プールともに緩流域から急流域までの幅広い流速分布が見られ、流れが多様化する傾向が確認できた。また、越流面の流速は、突起物が無い場合は 0.158m/s、突起物有りの突起物間では 0.294m/s と算出され、有りの方が無しの約 2 倍の流速となった。突起物があることで、突起物間は急流域、突起物下部は緩流域となり、無しの隔壁と比べて流速が多様になったと推定された。

謝辞

本研究では、石川県立大学生物資源環境学部環境科学科学生に加藤絢也、吉本沙織の諸氏に、実験装置の製作や実験全般において、たいへんお世話になった。また、本研究は、平成 27～30 年度日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究（C）課題番号 15K07652）の助成を受けた。ここに記して感謝する。

引用文献

- [1] 泉 完，清水秀成，東 信行，丸居 篤，矢田谷 健一（2018）：ミナミメダカの突進速度に関する実験，農業農村工学会論文集，No. 306（86-1），pp.Ⅱ_1-Ⅱ_7.
- [2] 小山長雄（1978）：アユの生態，中央公論新社，176p.
- [3] 本田 隆秀，浅利 修一，秋野 淳一，高澤 浩二，高島 清光，小林 博（2012）：粗石付護床工ブロックの魚道工への適用と治水機能に関する一考察，環境工学研究論文集 49，pp.Ⅲ227-Ⅲ237.
- [4] 一恩英二，前田恭平，山本秀平，中野秀平，長野峻介，藤原洋一（2015）：上流傾斜隔壁魚道の隔壁遡上率に影響を与える要因，雨水資源システム学会誌，20（2），pp.85-92.
- [5] 一恩英二，中野光議，田中健二，長野峻介，藤原洋一（2019）：V字ノッチ傾斜隔壁魚道の隔壁形状と枚数が魚類の遡上率に与える影響，雨水資源システム学会誌，25（1），ページ未定.
- [6] 板垣 博（1999）：魚道の水理特性に関する研究—粗石付きブロック魚道の水理原型実験—，岐阜大学農学部研究報告，No.64，pp.27-33.
- [7] 三塚牧夫，遊佐隆洋，渡邊 真，大場 喬，結城あゆ美（2005）（参照 2017.10.13）：伊豆沼・内沼周辺における小規模水田魚道の遡上実験，入手先 < <http://soil.en.a.u-tokyo.ac.jp/jsidre/search/PDFs/05/05004-33.pdf> >
- [8] 鬼束幸樹，秋山壽一郎，有須田朋子，定地憲人，緒方 亮（2016）：階段式魚道の底面に設置した粗石の間隔がオイカワの遡上特性に及ぼす影響，土木学会論文集 B1（水工学），pp.I_1135-I_1140.
- [9] 佐合純造，本多卓志，大木孝志，田中直也（1998）：大田原堰魚道におけるアユの遡上実験報告，水工学論文集，42，pp.493-498.
- [10] 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侵入と産卵，日本生態学会誌，38，pp.35-47.
- [11] 桜井 力，柏井条介，佐々木國隆，岡崎克美，進藤邦雄，岡本俊策（2000）：コンクリートブロックを用いた粗石式魚道の水理および遡上特性，水工学論文集，44，pp.1197-1202.
- [12] 佐藤太郎，佐藤 学，板垣政則，佐藤武信，安美千智，土田一也，三沢眞一（2008）：コルゲート管を用いた水田魚道の設置条件および水田の水管理とドジョウの遡上との関係，農村計画学会誌，26（4），pp.434-441.
- [13] 鈴木正貴，水谷正一，後藤 章（2001）：水田水域における淡水魚の双方向移動を保証する小規模魚道の試作と実験，農村計画学会誌，4（2），pp.163-177.

宮良川における優占魚種および塩分濃度の流呈分布に関する基礎調査

Preliminary survey on the longitudinal distribution of dominant fish species and salinity in the Miyara river

○笠原太一¹・福田信二²・木村匡臣³・乃田啓吾⁴

○KASAHARA Taichi, FUKUDA Shinji, KIMURA Masaomi, NODA Keigo

1. はじめに

琉球列島の河川には純淡水魚類よりも周縁性魚類や通し回遊魚の方がはるかに多いという特徴的な魚類群集構造を持つことが報告されている（例えば、神田，2008）．これらの魚類が利用する汽水域は、塩分濃度や温度、流速等の物理環境が潮汐に伴い大きく変動するため、その時空間変動に適応した生活形態・行動特性を有していると考えられる．例えば、井上ら（2016）によると、リボンスズメダイが潮汐に伴って変動する塩分濃度に応じて生息分布を変化させる．また、琉球列島の汽水域では、マングローブ林がみられることもあり、多様な魚類相が発達している（Bell *et al.*, 1984）．一方で、琉球列島では、農業用水や生活用水の確保のために頭首工やダム等が建設されており、これらの構造物とその運用により、汽水域～淡水域の物理環境動態に影響を及ぼしているが、物理環境と魚類の関係性について、水利施設の影響を考慮して調査した事例は少ない．そこで本報では、石垣島南部の宮良湾に流入する宮良川における優占魚種と物理環境の関係および潮汐に伴う物理環境の変動の基礎調査の結果について報告する．

2. 現地調査

石垣島宮良川は河川長約 12 km の島内最大の河川であり、2 つのダムと 2 つの頭首工を有する．本研究では、宮良川に計 98 地点の調査区（区間長約 20 m）を設定し、各地点で魚類採捕調査および物理環境調査を 2019 年 2 月、4 月、10 月に実施した．魚類採捕調査では、各調査区間内でタモ網や投網、刺網等を用いて採捕し、種の同定の後、全長と体長を測定して個体数を記録した．物理環境調査では、各調査地点の水温や塩分濃度、流速、水深、河床材料を測定した．また、河川に対する潮汐の影響を把握するために、4 月（中潮）と 10 月（大潮）の最満潮時前後に潮汐の影響があると考えられる河口から平喜名堰下約 3.3 km まで水温および塩分濃度の流下方向および鉛直方向分布を CTD プロファイラ（CastAway, Xylem 社製）により調査した．

3. 解析方法

計 98 点の調査地点を平喜名堰下、堰間、二又堰上の 3 つの区間に分け（平喜名堰下：48 地点、堰間：17 地点、二又堰上：33 地点）、各区間で計 10 地点以上採捕された魚種を解析の対象とし、魚種の生息分布域と物理環境条件との関連性を調べた．また、水域を Remane *et al.* (1971) らの塩分濃度（単位：pss）の区分に従い、淡水域（0～0.5）、汽水域（0.5～30）、海水域（>30）に分類した．物理環境調査により得られたデータは、R（R Core Team, 2019）のパッケージである akima（Akima and Gebhardt, 2016）によりスプライン補間を行った．

4. 結果と考察

物理環境調査開始時の潮位は、4 月は 1.64 m、10 月は 1.76 m であった．4 月の塩分濃度は河口から上流約 1.5 km までは汽水域であり、1.5 km より上流は淡水域であった（図 1）．一方、10 月の塩

¹ 東京農工大学 Tokyo University of Agriculture and Technology² 東京農工大学大学院農学研究院 Institute of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology³ 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 Tokyo⁴ 岐阜大学応用生物科学部 Faculty of Applied Biological Sciences, Gifu University

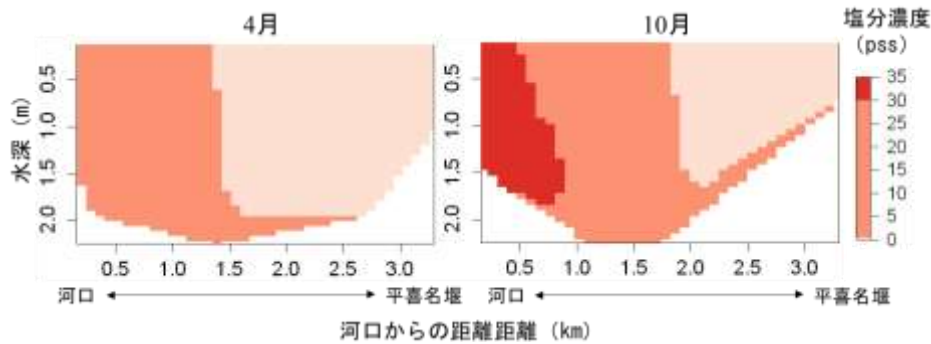


図1 4月（左）と10月（右）における満潮時の塩分濃度の流下方向および鉛直分布

分濃度は河口から上流 0.5 km までは海水域であり、0.5 km から約 1.8 km までは汽水域、約 1.8 km より上流は淡水域であった。また、両調査において、汽水域では塩分濃度の顕著な鉛直分布がみられたが、4月よりも10月の方がより上流まで観察された。以上より、同じ満潮時でも潮位の差に伴い、海水の汽水域への影響に差がみられる可能性が示唆されたが、海水の侵入は河川流量にも影響を受けるため、流量を考慮した評価が必要である。

今回の調査結果から、塩分濃度に応じた魚種の分布特性が明らかになった（図2）。クロヨシノボリは平喜名堰上でのみ確認され、塩分濃度 0.04~0.13 pss の淡水域に生息していた。シマヨシノボリ、ナイルティラピア、ジルティラピア、カダヤシ、ユゴイは平喜名堰下から二又堰上の3つの全ての区間で確認されており、塩分濃度 0.04~0.31 pss の淡水域に生息していた。ヒナハゼは平喜名堰下の感潮域でのみ確認されており、塩分濃度 0.18~0.31 pss の淡水域に生息していた。テンジクカワアナゴは平喜名堰下と堰間で確認されており、塩分濃度 0.12~1.88 pss の淡水域から汽水域に分布していた。ミナミトビハゼとリュウキュウドロクイは平喜名堰下でのみ確認されており、塩分濃度 0.16~27.6 pss の淡水域から汽水域に生息しており、幅広い塩分耐性を有することが示唆された（図2）。

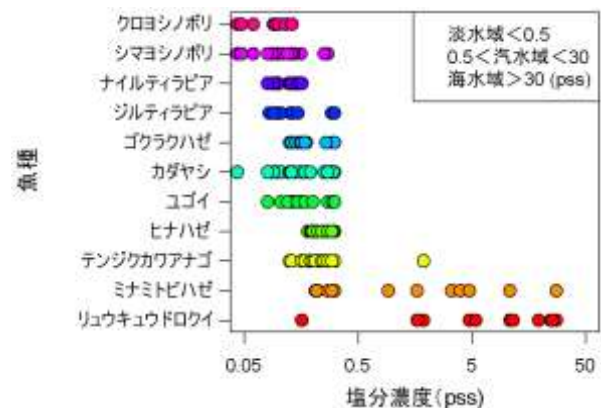


図2 代表種の分布と塩分濃度

5. おわりに

本報では、宮良川での潮汐に伴う塩分濃度分布の変化と魚種の流呈分布に関する基礎調査について報告した。塩分濃度の流呈分布および鉛直分布から海水の汽水域への影響が明らかになった。また、代表魚種の空間分布から、塩分濃度ごとに魚類群集構造が異なることが明らかになった。しかし、特に平喜名堰の上流域では塩分濃度ではなく、流速や水深等の物理環境条件の影響が大きいため、これらの要因も考慮した解析を行っていくことが必要である。

引用文献

- 神田猛ら (2008) : 八重山諸島石垣島の陸水域魚類相. 宮崎大学農学部研究報告, 55, 13-24.
 井上ら (2016) : 西表島網島湾ウダラ川汽水域の潮汐に伴う塩分動態および優先する分布, 土木学会論文集, 72(2), 1087-1092.
 Bell, J.D., *et al.* (1984): Structure of a fish community in a temperate tidal mangrove creek in Botany Bay, New South Wales. *Australian Journal of Marine and Freshwater Research*, 35(1), 33-46.
 Remane, A., *et al.* (1971): *Biology of Brackish Water*, John Wiley & Sons
 Akima H., Gebhardt, A. (2016): akima: Interpolation of Irregularly and Regularly Spaced Data. R package version 0.6-2. <https://CRAN.R-project.org/package=akima>

矢川におけるカワムツの降下・遡上実態の解明 Assessing migration behaviors of *Candidia temminckii* in YAGAWA

近藤雅人¹・福田信二²
KONDO Masato・FUKUDA Shinji

1. はじめに

日本列島にはその成り立ちから多様な動植物が生息しており（環境省，2010；水野ら，1987），淡水魚類についても水系の連結や分断を通して地域ごとの魚類相が成立していた。しかし近年，生息環境の劣化や国内・国外外来種の分布域拡大により，局所的な絶滅や魚類相の均質化が報告され（渡辺・高橋，2010），特に二次的自然を主な生息地とする淡水魚類の保全は，生物多様性・地域社会にとって重要である（環境省，2016）。また，気候変動に伴う短時間強雨の増加・降水日数の減少（環境省，2018）は，増水や瀬切れの発生など河川流量の変化を通して，魚類の生息場選択や降下・遡上行動に影響を及ぼしていると考えられる。本報では，湧水起源で下流端において農業用水に流入する都市小河川における調査結果から，調査対象地域における国内外来種のカワムツ（*Candidia temminckii*）の移動実態把握および降下・遡上と環境要因の関係性について解析する。

2. 方法

2.1 現地調査

東京都国立市を流れる総延長約 1.3 km の矢川は湧水起源であり，青柳崖線下で多摩川左岸から取水する府中用水と合流している。下流端から約 200 m 上流に定置網を設置し，降下・遡上している魚類を採捕した。朝と夕方に網上げと水温測定を行い，採捕された魚類は種同定および全長と体長計測後に，かかっていた網の方向に応じて網から十分離れた水域に放流した。また，調査地点の約 10 m 上流部に計測断面を設定し，水面幅に対して等間隔な 5 点において水深と流速を測定し，流量を計算した。調査は 2018 年 4 月から毎月 6 日間実施した。

2.2 データ解析

カワムツの移動実態と環境要因の関係性解析には，決定木を用いたアンサンブル学習法の一つであるランダムフォレスト（Breiman, 2001）を使用した。日長や月齢（0～28），日降水量（mm），流量（m³/s），水温（℃）を説明変数，カワムツの成魚（全長 70 mm 以上）もしくは未成魚（全長 70 mm 未満）の個体数の対数変換値を応答変数に用いて，変数の重要度と応答曲線に基づいてカワムツの降下・遡上実態の定量評価を試みた。

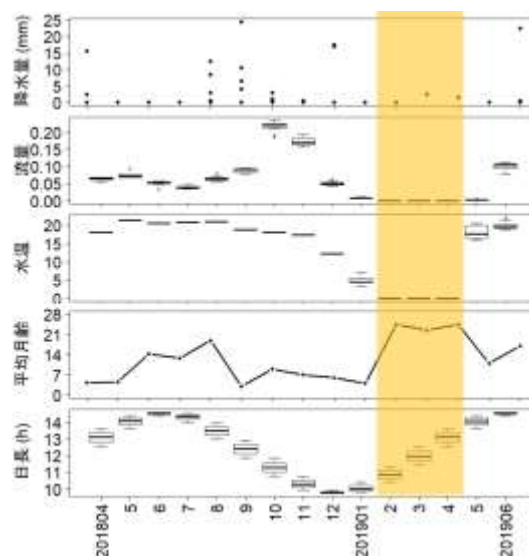


Fig. 1 環境要因の月別変化

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

²東京農工大学大学院農学研究科 Faculty of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology

3. 結果

3.1 変数の重要度と応答曲線

変数の重要度から、カワムツ成魚の遡上は流量および日降水量との関係が示され (Fig. 2), 応答曲線から流量増加に従って遡上ポテンシャルの増大がみられた (Fig. 3-a). カワムツ未成魚は降下・遡上ともに日長との関係が示され (Fig. 2), 応答曲線から約 12 時間以上の日長で降下ポテンシャルの減少がみられた (Fig. 3-c).

4. 考察

流量に関する応答曲線から、成魚の遡上ポテンシャルが増大するのは瀬切れ後の通水再開直後の流量であることや、本種の産卵期が 5 月から 8 月とされていることから、流量増加とともに遡上をはじめ、産卵期後も盛んに遡上することで、矢川中流部での個体数が維持されているものと考えられる。実際に、定置網設置地点の 300 m 上流部に存在する流れの緩やかな淵には、6 月頃から本種をはじめ全長 30 mm 以下のコイ科魚類が多数確認されている。

日長は 9 月から 10 月にかけて 12 時間を下回るようになるが、これは流量の増加する時期と重なっている (Fig. 1)。日長は季節的に変化することから、季節的な環境変化が本種未成魚の降下・遡上による移動分散に影響を及ぼしていると考えられる。

5. おわりに

本研究では、定置網によって捕獲されたカワムツの個体数と環境要因の解析結果について報告した。今回は通過した個体を捕獲しており、その移動距離は未解明であるため、今後は PIT タグなどを用いた追跡調査を併せて行い、移動後の定位場所を明らかにする必要がある。今後、本種の移動分散時期およびその要因に関して定量的な評価を行うことで、矢川のような湧水河川やその他都市河川での渇水時や増水時における本種の分布域予測に役立つと考えられる。

引用文献

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

水野信彦・後藤晃 (1987) 日本の淡水魚類 その分布, 変異, 種分化をめぐって, 東海大学出版会

渡辺勝敏・高橋洋 (2010) 淡水魚類地理の自然史 多様性と分化をめぐって, 北海道大学出版会

環境省 (2010) 日本の生物多様性 自然と人との共生, 平凡社

環境省 (2016) 二次的自然を主な生息環境とする淡水魚保全のための提言, 1-3

環境省ほか (2018) 気候変動の観測・予測及び影響評価統合レポート 2018 ～日本の気候変動とその影響～, 37-38

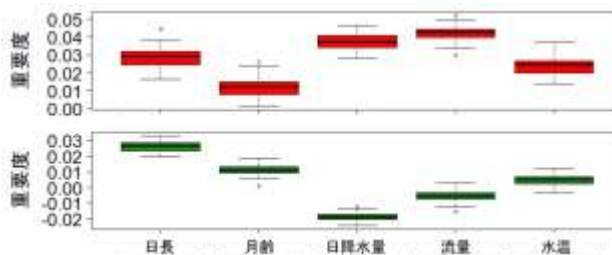


Fig. 2 変数の重要度
(上：遡上成魚；下：降下未成魚)

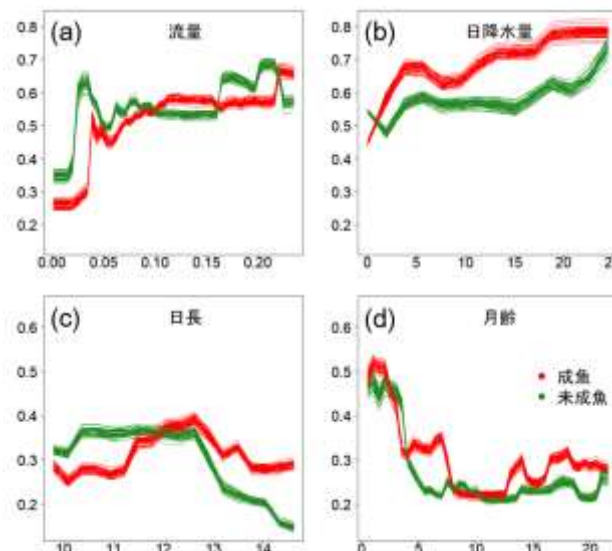


Fig. 3 応答曲線
(上：遡上；下：降下)

超音波多層流向流速計による高解像水理計測に基づく魚類生息環境評価の試み
Preliminary assessment of fish habitat using high resolution hydraulic data surveyed
with acoustic Doppler current profiler (ADCP)

田中智大¹・福田信二²

TANAKA Akihiro・FUKUDA Shinji

1. はじめに

河川や農業水路は利水と治水の目的で利用されているにもかかわらず、動植物にとっても重要な生息場となっていることから、生産性や利便性と併せて、生態系に配慮して持続的な管理や施工を進める必要がある。実際に、頭首工や水路等の水利施設は農業生産性の向上のため、付帯施設である魚道等は生態系との調和のための要となっている。日本では、多自然川づくりの推進や魚ののぼりやすい川づくりの推進により、魚道の新設や改修が進められてきた。しかし、その中には経年劣化に加えて、河川の流況や河床地形等の変化により、土砂の流入や堆積が進行し、遡上しやすい環境が維持されていない魚道も存在している（小坂・青木，2016）。また、魚道は高い機能を有しているにもかかわらず、魚が魚道を見つけられず、利用されないケースがあり、国際的にも広く認識されている課題の一つである。そこで本研究では、魚道を有する頭首工周辺における物理環境特性と魚類の空間分布特性に注目し、高解像度な生態水理データを用いた生息環境評価を試みる。具体的には、超音波多層流向流速計（ADCP）による空間的に連続した水理データに、踏査による河床材料データを追加して物理環境データを整理したうえで、魚類相調査のデータを統合し、生態水理データを構築する。これらの情報を平面図上にマッピングし、可視化するとともに、生態水理環境特性を定量的に評価する。

2. 方法

2.1 現地調査

本研究では、沖縄県石垣市に位置する平喜名堰直下流を対象に、2019年10月5日に断面調査、10月9日にADCP調査を実施し、生態水理データに基づく生息環境評価を試みた。断面調査では、導流壁を中心とする両岸に10断面（区間長32 m）を設定して、魚類の空間分布と物理環境について調査し、前者からは魚類の在/不在データ、後者からは水深（m）、流速（m/s）、河床材料（コンクリート、大礫、中礫、小礫、砂泥、リター）の被覆度（%）のデータを収集した。魚類は、投網やタモ網を用いて、調査区間内をランダムに採捕し、魚種の同定の後に全長と体長を記録して、採捕地点周辺に放流した。物理環境項目は、各断面を4等分する5点の計測点において、水深はコンベックス、流速は一次元電磁流速計（KENEK社、LP30）を用いて計測した。河床材料は、計測地点ごとに目視で観察した。ADCP調査では、断面調査区間を含む水域（区間長70 m）において調査を実施した。水深と流速は、RTK-GPSモジュール付き超音波多層流向流速計（Sontek/Xylem社製、M9）を用いて計測し、その後、専用データ解析ソフト（HydroSurveyor, Sontek/Xylem）に

¹東京農工大学農学部 School of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology

²東京農工大学大学院農学研究院 Faculty of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology

よって平面 2 次元の流水環境マップ（水深および水深平均流速）を作成した．魚類相調査には，断面調査時のデータを使用した．両調査後には，地理情報システムソフト（QGIS）を用いて物理環境調査と魚類相調査のデータを統合した．

3. 結果と考察

ADCP 調査および断面調査から，魚道入口付近の水深が大きくなっていることや，床固工の下流部に形成された中洲周辺の流速が大きくなっていることが分かる（Fig. 1）．断面調査では，堰下流の導流壁で隔てられた左右両断面において左岸寄りの部分が循環流が生じていた．右岸側の断面における循環流現象については，左岸側に附設されている魚道からの流れが右断面における堰からの越流量よりも大きいことに加え，中洲部に流れが衝突することで逆流域が形成されたものと考えられる．断面調査では，逆流域は計測値が負となるため，還流現象が明確に可視化できるが，ADCP 調査では，流速と流向で表現されるため，本可視化手法では，循環流を再現できない．比較的大きな水域を短時間で調査し，高解像度な水理データを入手可能である点（例えば，Fig. 2）は ADCP 調査のメリットだが，可視化手法には工夫が必要である．

本調査では，17 種の魚種を確認することが出来た．オウギハゼなどのカワアナゴ属の底生魚は，川岸や中洲周辺の植生が繁茂している地点で多く確認することができた．一方，アマミイシモチやオオクチコなどの遊泳魚は，堰直下流から魚道入口の区間で多く確認することができた．このように，頭首工下流に形成される複雑な河床地形と水理環境に応じて，魚類が異なる空間を利用していることが明らかになった．

4. おわりに

本研究では，ADCP 調査と断面調査の異なる方法での生態水理調査を実施した．両調査から類似したようなコンター図を作成することができたが，ADCP 調査から作成した断面調査よりも過小評価している領域がみられた．各調査で同程度の時間がかかっているが，Fig. 1 から明らかなように，調査範囲とデータの入手量については，ADCP 調査の方が優れていることが分かる．一方，水深が小さい場合や水中に気泡が多く存在する場合に加え，GPS 情報が不安定な環境下では計測できないことや計測値が不正確になる場合がある．このような問題を認識したうえで，ADCP による高解像度水理計測をより正確にするための工夫が必要である．

引用文献

小坂祐樹・青木宗之（2016）：呼び水式階段魚道における問題点とその対処法について．土木学会論文集 B1(水工学)，72, No.4, I_811-I_816, 2016

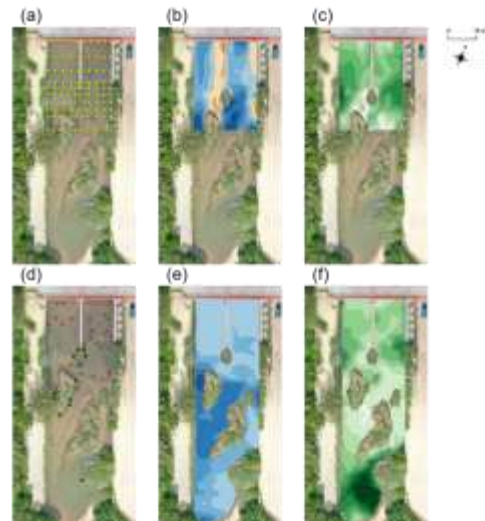


Fig. 1. 断面調査および ADCP 調査結果：(a) 断面調査地点，(b) 流速分布（断面調査），(c) 水深分布（断面調査），(d) 魚類分布，(e) 流速分布（ADCP 調査），(f) 水深分布（ADCP 調査）

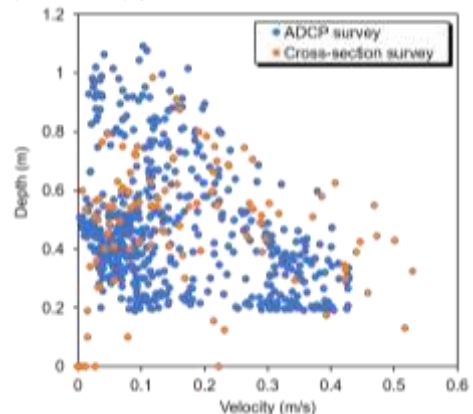


Fig. 2. 断面調査および ADCP 調査で得られた水理データの比較

公益法人農業農村工学会 応用水理研究部会

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

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

事務局：〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1 - 1

宮崎大学農学部 森林緑地環境科学科気付

応用水理研究部会事務局（部会長：稲垣 仁根）