

洪水調節とポンプ排水を考慮した 外水処理モデルの六角川流域への適用

ASSESSMENT OF FLOOD CONTROL EFFECTS OF DRAINAGE PUMPS
AND THE MUTABE RETARDING BASIN IN THE ROKKAKU RIVER
BY NUMERICAL ANALYSIS

秋山 壽一郎¹・白石 清隆²・重枝 未玲³・坂田 治義⁴

Juichiro AKIYAMA, Kiyotaka SHIRAIISHI, Mirei SHIGE-EDA and Haruyoshi SAKATA

¹フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学大学院教授 工学研究院建設社会工学研究系
(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²非会員 国土交通省九州地方整備局 武雄河川事務所 (〒843-0023 武雄市武雄町大字昭和745)

³正会員 博士(工学) 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系(同上)

⁴学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻(同上)

A retarding basin is one of the most effective countermeasures to mitigate existing downstream flooding problems. Effectiveness of the basin is strongly dependent on design of an overflow levee. Experimental works have been commonly employed for the overflow levee design. The primary objective of this study is to demonstrate that a numerical model, which are comprised of the distributed hydrological model, the 2D unsteady flow model based on flux-difference splitting scheme as well as unstructured finite-volume method, and operation of drainage system, is an effective tool to evaluate the stage-discharge relationship of the Mutabe retarding basin in the Rokkaku River under the given conditions of rain-fall and tidal level of the Ariake Sea.

Key Words : *retarding basin, numerical model, FDS, distributed hydrological model*

1. はじめに

近年稀に見る甚大な被害となった2000年9月東海豪雨災害以降に発生した主要な豪雨災害には、共通した課題が見られる。その代表的なものが上下流/本支川および内水/外水処理の治水バランスの問題である。この問題の背景には、本支川、内水処理施設、下水道などの施設管理者が異なっているだけでなく、治水安全度やその根拠となっている降雨特性に相違があり、また計画手法や解析手段にも違いがあるなどの理由がある。

筆者は、以上のような課題を踏まえ、任意の降雨外力と本川下流端水位を所与の条件として、支川や下水道から本川への流入、遊水地による洪水調節、ポンプ排水による内水排除等を考慮して内水/外水処理と上下流/本支川の治水バランスを評価できるとともに、本支川の破堤氾濫も同時に取り扱える内外水複合氾濫シミュレータの開発に取り組んでいる¹⁾。

本研究で対象とする六角川水系は、本川六角川と牛津

川等の支川を合わせて佐賀平野を流れる低平地河川で、六角川、牛津川の下流部の各勾配は約1/1500~1/45000、約1/2600~1/5600と極めて緩く、六角川では河口から上流約29km、牛津川では六角川合流点から上流約12kmが感潮区間となっている。そのような自然特性から大雨と潮位の高い時間帯が重なると水位が上昇しやすく、これまで度々内水、外水被害を受けている。

六角川、牛津川の中下流の流域では自然排水が困難なため、六角川・武雄川で36箇所(総排出量約228m³/s)、牛津川で23箇所(総排出量約133m³/s)の排水機場が国、県等により整備(2014年8月時点)されている。現在の整備水準を上回る出水時に継続的にポンプ排水を行うと、外水位が上昇し、破堤の恐れがあることから、2006年6月にポンプ運転調整方針が策定され²⁾、2009年7月出水時には牛津川砥川大橋水位観測所でポンプ運転調整水位に達したため、運転調整が行われている。また、牛津川流域では、既往最高水位を記録した1990年7月出水で内外水被害が発生したことを受け、下流域の洪水被害軽減を目的とした牟田辺遊水地(1/100洪水対応)が2002年6月に完成して



図-1 六角川流域の概要と解析対象領域および境界条件の設定位置

いる。その後も2009年7月、2012年7月(九州北部豪雨災害)に大洪水が発生し、同遊水地の洪水調節機能と牛津川の治水安全度とのバランスが問題となり、発生頻度の高い中規模洪水(計画貯留量を下回るが、水位はH.W.L.を超える規模の1/30)に対して発現効果が期待できる可動堰型越流堤への改築が2013年3月末に完了している。

所定の水位に達した時点で洪水流を横越流させる遊水地は、横越流特性や越流堤付近の河道の状況等が洪水調節効果に影響するため、一般に1/20~1/40縮尺の大型モデルを用いた準定常実験より計画諸元が決定される。しかし、そのような局所的な検討では前述した洪水調節機能と治水安全度とのバランスの問題からもわかるように、例えば計画の想定とは異なる洪水に対する効果の把握が難しいといった問題がある。このような課題を受け、筆者は遊水地の模型実験^{3),4),5)}、実遊水地の縮尺模型実験⁴⁾、実遊水地⁶⁾を対象として、数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の検討と評価を段階的かつ系統的に進めてきた。

本研究は、遊水地の関する以上の課題を踏まえるとともに、前述したシミュレータ開発の一環として降雨外力と河口の潮位を与条件とし、遊水地の洪水調節とポンプ排水を考慮して上下流/本支川と内水/外水処理の治水バランスの検討が可能な“外水処理モデル”(以下「本モデル」という)を新たに構築し、本モデルを六角川水系に適用し、そこでの2009年7月および2012年7月出水時の外水位と牟田辺遊水地の洪水調節量について検討したものである。

2. 六角川流域と解析モデルの概要

(1) 六角川水系と治水施設の概要

図-1に六角川流域の航空写真、雨量、水位、流量の観測所、治水施設(排水機場、牟田辺遊水地)、および解析対象領域と洪水追跡の境界条件の設定位置を、表-1に牟田辺遊水地の諸元と六角川流域の土地利用を示す。

表-1 牟田辺遊水地諸元と流域の土地利用

項目	諸元	備考		
遊水地	洪水調節容量	900千 m^3		
	遊水地面積	53.4ha	計画貯水位による湛水面積	
	計画貯水位	T.P.+12.01m	遊水地下流端の河道H.W.L.	
改良前堰 越流堤	最大越流量	約100 m^3/s	1/100規模	
	天端高	T.P.+11.01m		
	越流幅	70m		
	改良後 (可動堰)	最大越流量	約70 m^3/s	1/30規模
		天端高	T.P.+11.01m	
		改良ゲート高	0.80m	敷高 T.P.+10.21m
	越流幅	70m		
流域の土地利用	種別	割合	備考	
	森林	42%	森林、荒地、田、農地、都市、水域(河川地および湖沼)に細分類	
	田・農地	38%		
	市街地	10%		
荒地	3%			

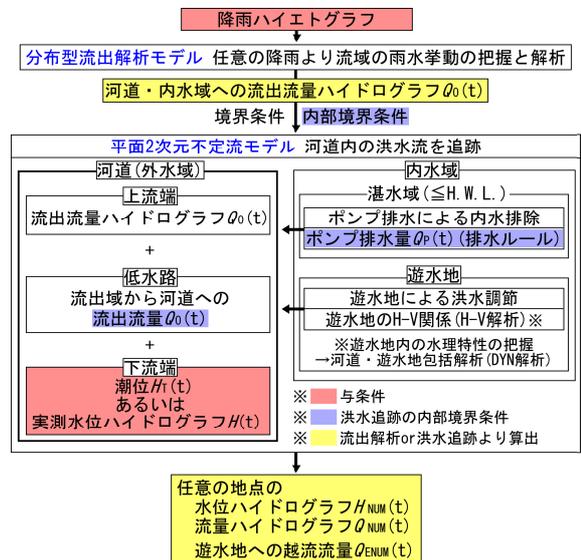


図-2 外水処理モデル計算フロー

(2) モデルの概要

本モデルは、図-2に示した計算フローからわかるように、任意の降雨から分布型流出解析モデル⁷⁾より算定された流出域からの流出流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ を河道の上流端境界条件、潮位 $H_T(t)$ を下流端境界条件として、ポンプの運転操作記録あるいは運転操作ルールに基づくポ

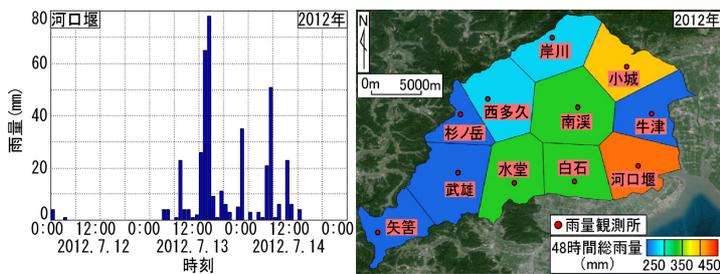


図-3 降雨ハイトグラフの一例と48時間総雨量分布(2012年7月出水)

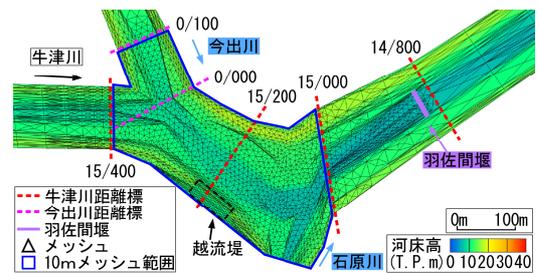


図-4 越流堤付近の河道形状とメッシュ

ンプ排水量 $Q_P(t)$ を考慮して洪水追跡を行い、任意の地点での外水位 $H_{NUM}(t)$ と流量 $Q_{NUM}(t)$ の各ハイドログラフ、遊水地への越流流量ハイドログラフ $Q_{ENUM}(t)$ を算出するものである。なお、洪水追跡は、内外水複合氾濫シミュレータへの拡張を想定して、河川を複数区間に分割して並列計算が可能で、常射混在流が取り扱える平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-2DF model⁶⁾を用いている。

遊水地等の取り扱いの概要は次の通りである。

- ・遊水地による洪水調節：遊水地のH-V関係に基づき、洪水調節流量 $Q_E(t)$ で遊水地に横越流させる(H-V解析)⁵⁾⁶⁾。
- ・ポンプ排水による内水排除：ポンプ運転操作記録あるいは排水機場の施設規模を参考に推定した排水量 $Q_P(t)$ を河道に排水する。排水機場の運転操作記録が不明な場合は、各排水機場が受け持つ内水域のうち、地盤高が計画高水位よりも低い範囲を湛水域とし、ポンプ運転操作ルールに基づき流出解析より得られた内水を河道に $Q_P(t)$ で排水する。

(3) 解析の対象領域と洪水

解析対象領域は、流出解析については図-1の左上に示した流域全体、洪水追跡については六角川では潮見橋水位観測所~河口、牛津川では浦町橋水位観測所~六角川合流地点である。解析対象洪水は2009年7月、2012年7月出水である。各出水時で48時間総雨量が最大となった雨量観測所のうち、2012年7月出水の河口堰雨量観測所の降雨ハイトグラフと、ティーセン分割より得られた総雨量の空間分布の一例を図-3に示す。

(4) 解析データ

a) 分布型流出解析

流出解析の降雨量には図-1に示した各雨量観測所の実績データを、流域の標高と土地利用データには、国土院発行の数値地図10mメッシュ(標高)と100mメッシュで土地利用が数値データ化されている国土数値情報土地利用細分メッシュ(2009年)を、河床高には定期縦断測量結果(2010年)を用いた。

流出解析の解析データは、六角川流域を50mメッシュに分割した各セルに雨量、標高、落水線方向・疑似河道、土地利用を設定し作成した。各セルの雨量はティーセン分割領域内の各雨量観測所の実績降雨量を与えた。各セルの標高には数値地図10mメッシュ(標高)を50mメッ

シュに変換したものを、河道部に位置するセルの標高には縦断測量河床高をそれぞれ与えた。各セルに窪地がある場合は、雨水流の落水線方向が決定できないため、窪地の標高データをGRASS GISを用いて隣接するセルの最も低い標高に置き換え、標高データを修正した。この修正した標高データに基づき、流水解析を行い、落水線方向を隣接8セルの中で雨水が流下する最急勾配方向から、疑似河道を流水解析より得られた流路から決定し、これらを各セルに与えた。各セルの土地利用形態は、100mメッシュ土地利用データを50mメッシュに変換し、表-1に示した六角川流域の土地利用を森林、荒地、田、農地、都市、水域(河川地および湖沼)に再分類し、セル内の最大面積の土地利用とした。なお、流水解析より得られた疑似河道が通るセルは水域に設定した。

b) 平面2次元洪水追跡

洪水追跡の河道データは、堤防と低水路線形については各距離標の横断面図(200mピッチ)(2010年)に基づき、堤防、高水敷、低水路の座標を世界測地系で整理し、各々に対応する座標を距離標間で接続することで作成した。さらに、断面データのない越流堤付近の合流部や蛇行区間の断面に関しては、航空写真から河道線形を定め、縮尺模型実験結果⁸⁾と各距離標の横断面図に基づき補完し作成した。河床高は横断測量結果(2010年)を用い、平面座標とその座標に対応する横断測量河床高で三角形ポリゴンを作成し設定した。各河川の粗度係数は、河道計画に用いられた値を与えた。なお、六角川29k100~30k400、牛津川12k200~21k400の粗度係数は、同区間に存在する堰や高水敷に繁茂するヨシによる外水位の上昇を考慮して設定した。洪水追跡に用いた計算格子は、越流堤付近では合流部の河道と越流堤の形状を再現するために10(m)を、その他の箇所は200(m)を基準にした三角形メッシュで、その総数は合流部で4448個、全体で27373個である。図-4に越流堤付近の河道形状とメッシュを示す。

(5) 解析条件

流出および洪水追跡の解析開始時刻は、2009年7月出水については、降雨ハイトグラフの一山目による浸水状況が不明で、また多数の樋門・樋管等の水路から六角川、牛津川へ流入する流量の把握が困難なため、降雨ハイトグラフの二山目の2009年7月26日0:00とした。降

雨波形が一山の2012年7月出水については、2012年7月13日2:00とした。

流出解析のモデルパラメータ値は、両出水時の実績降雨に対して図-1に示す各観測所地点の実績流量 $Q(t)$ 、実測外水位 $H(t)$ に関する感度解析⁷⁾を行い、各観測所地点の $Q(t)$ 、 $H(t)$ を再現できるように設定した。土層の飽和・不飽和状態については流出量に対する影響が大きい森林のみを考慮した。解析に用いたモデルパラメータ値を表-2にまとめて示す。

本モデルの開発目的を踏まえ、流出解析のモデルパラメータ値は両出水で同一とし、また洪水追跡の境界条件は、上流端には六角川、牛津川、武雄川、今出川のいずれについても流出解析から得られた流量 $Q_0(t)$ を、下流端には六角川河口の潮位 $H_T(t)$ を与えた。六角川に流入する牛津川、武雄川および今出川以外の支川については、流出解析から得られた $Q_0(t)$ を六角川、牛津川および武雄川との合流点に、水路形状等が不明な小規模支川や水路等については、 $Q_0(t)$ を六角川、牛津川、武雄川、今出川の低水路に内部境界条件としてそれぞれ与えた。図-5に下流端境界条件の六角川河口の潮位 $H_T(t)$ を青線で示す。

牟田辺遊水地の越流堤には、図-6に示すH-V曲線(H-V解析)を越流堤裏法尻に境界条件として与えた^{5),6)}。なお、越流堤の諸元は、検討対象洪水の関係から表-1に示した改良前のものを用いた。ポンプ排水量 $Q_P(t)$ は、ポンプ運転操作記録⁹⁾あるいは排水機場の施設規模を参考に推定した排水量を河道に内部境界条件として与えた。排水機場は各出水の発生時点での52ヶ所を対象とし、図-1に示したように排水箇所を上、中、下流に分け、内田らの研究⁹⁾を参考としてポンプ排水区分の範囲を決定し、表-3に示す各区分の代表箇所からまとめて河道に排水させた。洪水追跡の境界条件を表-4に、境界条件を与えた位置を図-1にまとめて示す。

樋門・樋管については、流域内のその数が膨大で操作の把握が困難なものも少なくないことと、一般に出水時の樋門等は逆流防止のために閉じられていることを踏まえ、すべて閉じた状態として取り扱った。なお、内田らの研究⁹⁾は六角川水系を対象として、潮位変動、支川の流入、ポンプ排水を考慮した非定常二次元流解析と、福岡ら¹⁰⁾の水面形時系列データを用いた洪水流解析法により、ポンプ排水量が上下流への水位上昇や洪水流に与える影響を検討したものである。一方、本モデルは遊水地とポンプ排水を含む上下流/本支川の治水バランスの評価検討を目的として、降雨と下流端水位(潮位)から、これらの洪水調節等を考慮した外水位の再現あるいは予測を主眼としたものである。

3. 解析結果と考察

表-2 流出解析に用いたモデルパラメータ

流域界	土地利用									
	森林					田 農地 都市 荒地 水域				
	N	d_s	d_c	k_a	β	N				
浦町橋	0.40	0.02	0	0.030	4.0	3.0	0.30	0.060	0.22	0.020
今出川	0.40	0.10	0	0.030	4.0	2.0	0.30	0.010	0.20	0.030
晴気川	0.80	0.60	0.31	0.020	4.0	3.0	0.40	0.100	0.40	0.040
牛津江川	0.60	0.35	0.10	0.030	4.0	3.0	0.20	0.010	0.40	0.040
六角橋	0.40	0.55	0.20	0.020	4.0	3.0	0.40	0.100	0.30	0.040
新橋	0.60	0.30	0.18	0.030	6.0	3.0	0.30	0.060	0.30	0.040
武雄川	0.75	0.22	0	0.030	6.0	3.0	0.20	0.055	0.40	0.040
一般的なパラメータ値の範囲	0.4-0.8	0-0.6	0-0.6	0.001-0.03	4.0-6.0	1.0-3.0	0.2-0.4	0.01-0.1	0.2-0.4	0.02-0.04

- ・ N = 等価粗度係数 ($m^{-1/3} \cdot s$)
- ・ d_s = 重力水を含めて表層土中に保水しうる最大水深(m)
- ・ d_c = マトリックス部の最大保水量を水深で表した値(m)
- ・ k_a = 重力水が卓越するA層内の透水係数(m/s)
- ・ β = 重力水部と不飽和水部との飽和透水係数の比

表-3 ポンプ排水ブロック区分

河川名	ブロック区分	流入箇所	総排水量 Q_P	排水範囲
六角川	上流ポンプ	25.6k	99.8t/s	24k900~28k170
	中流ポンプ2	22.7k	24.0t/s	22k700~23k050
	中流ポンプ1	19.2k	20.1t/s	16k800~19k800
	下流ポンプ	10.8k	37.5t/s	7k100~13k150
	河口ポンプ	3.2k	42.6t/s	0k000~5k675
牛津川	上流ポンプ	12.2k	17.6t/s	10k100~15k200
	中流ポンプ	7.4k	87.3t/s	5k500~9k053
	下流ポンプ	3.8k	23.6t/s	1k200~3k940

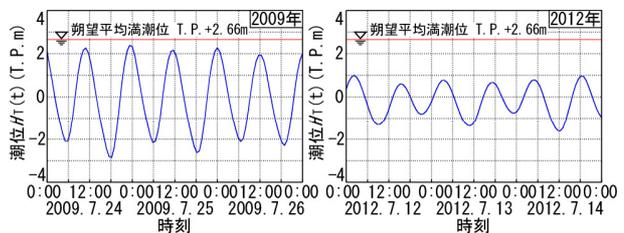


図-5 六角川河口の潮位 (左：2009年7月出水，右：2012年7月出水)

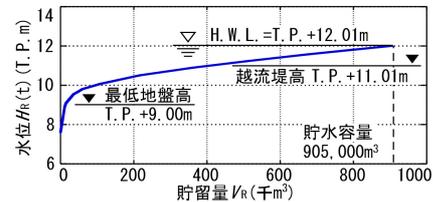


図-6 牟田辺遊水地のH-V曲線

表-4 平面二次元洪水追跡の境界条件

境界条件	位置	2009年7月出水, 2012年7月出水
	境界条件	六角川・武雄川上流端
牛津川上流端		
今出川上流端		
六角川下流端		
内部境界条件	遊水地の越流堤	H-V曲線
	各支川合流点	流出解析から得られた流量 $Q_0(t)$
境界条件	図-1ポンプ排水箇所	ポンプ運転操作記録あるいは排水機場の施設規模を参考に推定したポンプ排水量 $Q_P(t)$

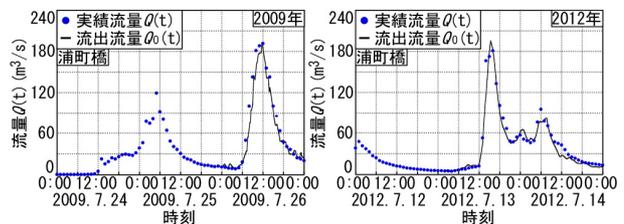
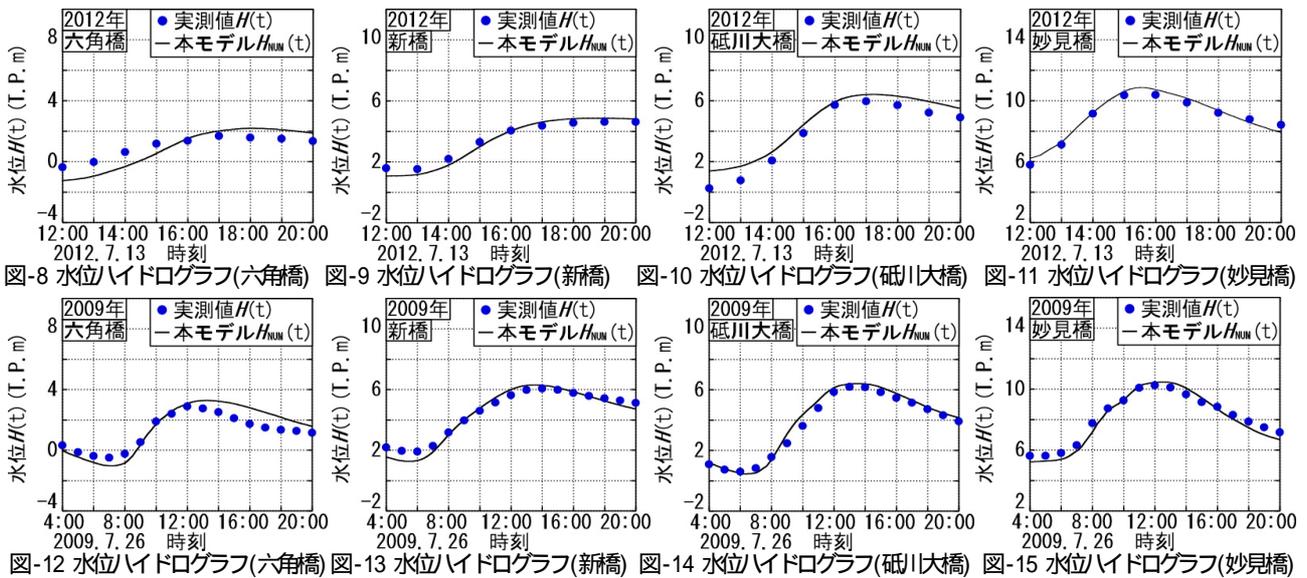


図-7 流出流量ハイドログラフ(浦町橋) (左：2009年7月出水，右：2012年7月出水)

(1) 流出解析

図-7に流出解析から得られた浦町橋水位観測所の流出流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ を黒線で、実績流量 $Q(t)$ を●で示す。これより、両出水のいずれについてもピーク流量



を含めて $Q(t)$ が良好に再現されていることがわかる。

(2) 平面2次元洪水追跡

以下では、各出水における実測外水位 $H(t)$ 、遊水地の越流流量 $Q_E(t)$ ⁸⁾に基づき、本解析より得られた外水位 $H_{NUM}(t)$ 、越流流量 $Q_{ENUM}(t)$ の再現性の検証と誤差の要因について考察する。

a) 六角川・牛津川の外水位 $H(t)$ の検討

図-8~11は2012年7月、図-12~15は2009年7月出水の六角川、牛津川の各水位観測所の $H(t)$ と $H_{NUM}(t)$ との比較結果の一例を示したものである。これから確認されるように、両出水のいずれについても $H(t)$ の全体的な傾向が良好に再現されている。また、図-9, 10, 13, 14から確認されるように、両出水のいずれについても六角川、牛津川のポンプ運転調整の基準地点である新橋、碓川大橋地点のピーク水位は10%以内の誤差で再現されている。

2012年7月出水については、図-8の六角橋地点における12:00~15:00の $H_{NUM}(t)$ が過小評価されている。この理由としては、図-7に示した牛津川上流端境界条件からわかるように同時間帯は出水直後にあたっており、感潮区間にある六角橋、新橋地点の $H(t)$ が図-5に示した同時刻の潮位 $H_T(t)$ よりも高くなっていることから、出水直後の時点では開かれていた樋門等があった可能性が残っている。また、図-8の六角橋地点の16:00~20:00、図-10の碓川大橋地点の16:00~20:00で $H_{NUM}(t)$ がやや過大評価されている。これはポンプ運転操作記録⁸⁾が不明な排水機場があるためである。内田らの研究⁹⁾でも指摘されているように $Q_P(t)$ は排水箇所上流の $H(t)$ に影響を及ぼし、牛津川の $H(t)$ は六角川の $H(t)$ の影響を受けることから、運転操作記録が不明な排水機場のポンプ排水量 $Q_P(t)$ の把握は今後の課題である。

2009年7月出水については、図-12の六角橋地点の4:00~8:00の $H_{NUM}(t)$ が過小評価されているのは、2012年7月出水と同様に樋門・樋管の取り扱いと $Q_P(t)$ の評価によ

る。図-13の新橋地点の下降期の $H_{NUM}(t)$ がやや過小評価されているのは、六角川上流に存在するダム貯留量や放流量等が不明なために、六角川上流端の流量 $Q_O(t)$ が必ずしも適正に評価されていないためと推察される。図-15の妙見橋地点における4:00~8:00と16:00~20:00の $H_{NUM}(t)$ がやや過小評価されているのは、牛津川14k800地点の可動堰の操作が関係している可能性が考えられる。

2009年7月に比べて2012年7月出水の方が全体的に $H(t)$ と $H_{NUM}(t)$ とのピーク水位の誤差が大きくなっている。これは洪水流量 $Q(t)$ のピークと潮位 $H_T(t)$ の関係による。すなわち、図-7, 5に示した牛津川上流端境界条件と潮位 $H_T(t)$ の両出水の解析開始時刻以降からわかるように、2009年7月出水時は干満差が大きく、 $Q(t)$ のピークと満潮が一致している一方で、2012年7月出水時は干満差が小さく、 $Q(t)$ のピークと満潮とが一致していないことから、2012年7月出水時の $H(t)$ は $Q(t)$ や $Q_P(t)$ の影響をより大きく受けており、誤差が大きく表れたと考えられる。

b) 遊水地の洪水調節の検討

図-16~17はそれぞれ2012年7月出水の本モデルによる越流堤地点(牛津川15k200)の外水位 $H_{NUM}(t)$ 、越流流量のハイドログラフ $Q_{ENUM}(t)$ 、貯留関数法による外水位 $H_S(t)$ 、越流流量のハイドログラフ $Q_S(t)$ およびH-V曲線による外水位 $H_{H-V}(t)$ 、越流流量のハイドログラフ $Q_{H-V}(t)$ を、図-18~19はそれぞれ2009年7月出水の $H_{NUM}(t)$ 、 $Q_{ENUM}(t)$ および $H_S(t)$ 、 $Q_S(t)$ を示したものである。

図中の $H_S(t)$ 、 $Q_S(t)$ は、牟田辺遊水地の洪水調節計画に用いられたもので、それぞれ横越流方式の分派モデルを貯留関数モデルに組み込み、本間の台形堰公式より算出されたものである⁸⁾。なお、越流係数は実遊水地の1/25縮尺模型実験より決定されたものである。また、図-16, 17の2012年7月出水の $H_{H-V}(t)$ 、 $Q_{H-V}(t)$ は、それぞれ越流堤地点(牛津川15k200)の実測値、遊水地の実測の水位ハイドログラフ $H_R(t)$ より、図-6に示したH-V曲線を用いて算出されたものである⁸⁾。なお、 $H_S(t)$ 、 $Q_S(t)$ は、越流堤地

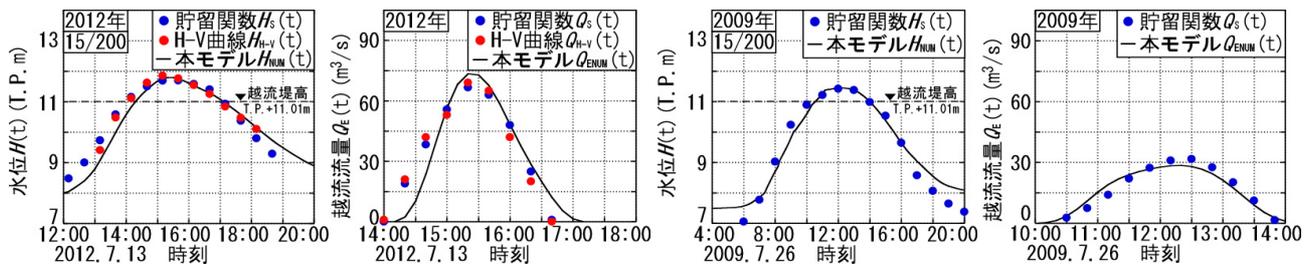


図-16 水位ハイドログラフ(15/200) 図-17 越流流量ハイドログラフ 図-18 水位ハイドログラフ(15/200) 図-19 越流流量ハイドログラフ

点で仮定された外水位 $H(t)$ に基づくH-Q式より得られた越流堤下流側の流量 $Q(t)$ と、上流側の河道流量 $Q(t)$ から台形堰公式より得られた越流流量 $Q_S(t)$ を差し引いた下流側の流量 $Q(t)$ とが等しくなるまで繰返し計算を行い算定されているため、 $H_S(t)$ 、 $Q_S(t)$ のいずれも実測に近い値となっていると推察される。

本解析の $H_{NUM}(t)$ 、 $Q_{ENUM}(t)$ は、図-16、17から確認されるように、2012年7月出水時のピーク値も含めて、 $H_S(t)$ 、 $Q_S(t)$ および $H_{H-V}(t)$ 、 $Q_{H-V}(t)$ と良好に一致している。図-16の上昇期で $H_{NUM}(t)$ がやや過小評価されているのは、今出川に位置する岸川防災ダムや瓦川内川に位置する天ヶ瀬ダムの放流量や操作が不明なために、牛津川上流の各支川の流量 $Q_O(t)$ が必ずしも適正に評価されていない可能性があるためである。また、図-17の上昇期で $Q_{ENUM}(t)$ が過小評価されているのは、 $Q_E(t)$ には $H(t)$ の影響が強く表れることから、前述した $H_{NUM}(t)$ の上昇期の評価によると推察される。

一方、2009年7月出水では牟田辺遊水地の $H_R(t)$ は得られていないが、2012年7月出水で見たように $H_S(t)$ 、 $Q_S(t)$ と $H_{H-V}(t)$ 、 $Q_{H-V}(t)$ とが良好に一致していることを踏まえ、貯留関数法の結果を用いて検討した。

図-18、19からわかるように、 $H_{NUM}(t)$ 、 $Q_{ENUM}(t)$ は、図-18の上昇期と下降期でやや過大評価されているものの、ピーク付近では $H_S(t)$ 、 $Q_S(t)$ と良好に一致していることが確認される。図-18の4:00~7:00と17:00~20:00の $H_{NUM}(t)$ が過大評価されているのは、前述した可動堰の操作によると考えられる。なお、越流堤地点には牟田辺排水機場があるが、同排水機場の $Q_P(t)$ は $5\text{m}^3/\text{s}$ と少ないことから、 $H_{NUM}(t)$ と $H_S(t)$ 、 $Q_{ENUM}(t)$ と $Q_S(t)$ との誤差に及ぼす影響は小さい。

4. まとめ

流域を対象とし任意の降雨外力と本川下流端水位(潮位)を所与の条件として、遊水地による洪水調節と内水域のポンプ排水を取り扱える“外水処理モデル”を構築し、本モデルが六角川で発生した2009年7月および2012年7月出水時の流域各所の外水位のみならず、数値解析では困難とされている河道から遊水地への横越流による洪水調節量を適正に再現できることを示した。なお、前

述した内外水複合氾濫シミュレータへの拡張にあたっては、樋門・樋管からの内水排水量の把握が課題である。

謝辞：本研究を実施するに当たり、国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所より資料提供等、多大なご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 秋山壽一郎：減災型治水に求められる河川技術の展望と課題，第50回水工学に関する夏期研修会 Aコース，2014。
- 2) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所：六角川ポンプ運転調整方針，http://www.qsr.mlit.go.jp/takeo/site_files/file/rokkaku/04ponnputyousei.pdf，2014。
- 3) 秋山壽一郎，重枝未玲，門田竜祐，田島瑞規：数値解析を用いた既設・未設遊水地の機能評価と施設計画の可能性，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.69, No.4, I_1645-I_1650, 2013。
- 4) 秋山壽一郎，重枝未玲，田島瑞規，余田正敏：数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の検討，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.70, No.4, I_853-I_858, 2014。
- 5) 秋山壽一郎，重枝未玲，坂田治義：数値解析を用いた湾曲部に設けられた遊水地の洪水調節効果の検討，土木学会論文集B1(水工学)，vol.71, No.4, I_1411-I_1416, 2015。
- 6) 秋山壽一郎，重枝未玲，田島瑞規：数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の評価—牟田辺遊水地を対象として—，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.70, No.4, I_847-I_852, 2014。
- 7) 重枝未玲，秋山壽一郎，野村心平：実測水位に基づく分布型流出・平面2次元洪水追跡モデルのパラメータ最適化法，河川技術論文集，第18巻，pp.459-464, 2012。
- 8) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所提供資料，1993-2012。
- 9) 内田龍彦，濱邊竜一，福岡捷二：低平地河川におけるポンプ排水が洪水流に与える影響評価：水面形時系列観測データを用いた非定常二次元流解析の活用，水文・水資源学会誌，第25巻，第4号，pp.201-213, 2012。
- 10) 福岡捷二，渡邊明英，原俊彦，秋山正人：水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた洪水流量ハイドログラフと貯留量の高精度推算，土木学会論文集，No.761/ -67, pp.45-56, 2004。

(2015.9.30受付)