

# 遊水地解析モデルを用いた牟田辺遊水地の洪水調節効果に関する研究

九州工業大学大学院 学生会員 ○田島 瑞規 九州工業大学大学院 フェロー会員 秋山 壽一郎  
九州工業大学大学院 正会員 重枝 未玲

## 1. はじめに

本研究は、任意の降雨外力から既設・未設遊水地の洪水調節効果を評価検討できる手段の開発を目的として、模型実験で検証された遊水地解析モデルを牟田辺遊水地に適用し、その有用性を検討したものである。

## 2. 解析モデルの概要

遊水地解析モデル(以下「本モデル」という)は、①流域の雨水の挙動を予測するセル分布型流出解析モデル、②洪水追跡を行う平面2次元不定流モデルに次のような河道境界条件と遊水地の取り扱いを組み込んだもの<sup>1)</sup>である。

・河道境界条件：①再現解析では、上流端に実績流量ハイドログラフ $Q(t)$ 、下流端に実測水位ハイドログラフ $H(t)$ を与える条件(境界条件 I)、②予測解析では、上流端に任意の流量ハイドログラフ $Q(t)$ 、下流端にH-Q曲線を与える条件(境界条件 II)

・遊水地：①河道と遊水地における水理量を包括的にダイナミック解析する方法(DYN解析)、②任意の遊水地を想定し、そこへ流入した流量よりH-V関係を用いて遊水地内の水位 $H_r(t)$ を計算し、それを越流堤裏法尻に境界条件としてフィードバックする方法(H-V解析)

計算フローとしては、降雨を外力として流出解析モデルを用いて河道への流出流量を算出し、それを平面2次元不定流モデルの境界条件、内部境界条件として洪水追跡を行うことで、洪水流の流量・水位ハイドログラフおよび遊水地への越流流量ハイドログラフ $Q_c(t)$ を算出する。なおここではH-V解析を用いた。

## 3. 解析対象領域の概要と解析条件

牟田辺遊水地は、既往最高水位を記録した1990年7月出水による牛津川流域での外水・内水氾濫等の被害を受け、牛津川下流部の洪水被害軽減を目的として計画され、2002年6月に完成している。解析対象領域は、流出解析では図-1に示す牛津川流域全体、洪水追跡では浦町橋水位観測所~妙見橋水位観測所とし、2009年7月出水(CASE A)、2012年7月出水(CASE B)の再現解析および1990年7月出水(CASE C)の予測解析を実施した。図-2に降雨ハイドログラフと総雨量分布を示す。流出解析のモデルパラメータはCASE A, Bの降雨に対して感度解析を行い、各観測所地点の実績流量を再現できる値とした。一例として浦町橋に関する値を牛津川の概要と合わせて表-1に示す。なお、土層の飽和・不飽和状態については流出に及ぼす影響が大きい森林についてのみ考慮した。洪水追跡では、表-2に示す境界条件を図-3に示す位置にそれぞれ与えた。なお、牟田辺遊水地のH-V曲線は図-4に示す通りである。

## 4. 結果と考察

流出解析結果の一例として、図-5に2009年7月出水時の浦町橋地点における $Q(t)$ を示す。これより、ピーク流量を含め $Q(t)$ が概ね良好に再現されていることが確認できる。解析結果は図-2で示した降雨波形を反映しているが、やや違いが生じている。これは、流域内に存在する小規模な4つのダム貯留量や放流量等が不明であること、二級河川よりも小規模の河川や水路等を考慮していないこと等によるものである。

以下では、本モデルの妥当性の検証を兼ねて、既設遊水地の洪水調節効果の評価検討の観点から既往出水



図-1 牛津川流域の概要

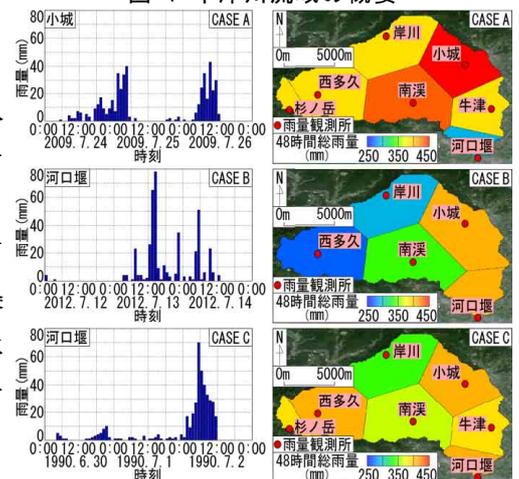


図-2 降雨ハイドログラフの一例と総雨量分布 (左:降雨ハイドログラフ, 右:48時間総雨量分布)

表-1 牛津川の概要とモデルパラメータ

流域延長 (km)	流域面積 (km <sup>2</sup> )	流域の土地利用の割合(%)				
		森林	荒地	田・農地	市街地	
29.1	152	43	4	37	9	
土地利用	$N(m^{-1/3} \cdot s)$	$d_s(m)$	$d_c(m)$	$k_a(m/s)$	$\beta$	
森林	0.7	0.4	0.2	0.02	4	
荒地	0.3					
田	3					
農地	0.3					
市街地	0.055					
水域	0.035					

表-2 平面2次元洪水追跡の境界条件

位置	CASE A	CASE B	CASE C
	牛津川上流端	実測流量	実測水位よりH-Q式を用いて算出した流量
今出川上流端	実測水位よりH-Q式を用いて算出した流量	実測水位	流出解析より得られた流量
牛津川下流端	実測水位	H-Q曲線	H-Q曲線
遊水地	H-V曲線		
内部境界条件	各支川合流点		
境界条件	流出解析より得られた流量		



図-3 地盤高コンターと境界条件の設定

の実績データ<sup>2)</sup>に基づき検討する。

まず遊水地の $H_c(t)$ が得られている2012年7月出水について検討する。図-6に2012年7月出水時の $H(t)$ ,  $Q_c(t)$ をそれぞれ示す。H-V曲線による $Q_c(t)$ は、遊水地の実測の水位ハイドログラフよりH-V曲線を用いて算出した。また貯留関数法による $Q_c(t)$ は、貯留関数法で求めた $H(t)$ から本間の台形堰公式を用いて算出した。同図からわかるように、本モデル、貯留関数、H-V曲線による $H(t)$ ,  $Q_c(t)$ は良好に一致している。ただし、 $Q_c(t)$ の上昇期と下降期でH-V曲線と本モデルに若干の差異がみられる。これは、200mピッチ河道横断面図では合流部の複雑な河道形状を十分に再現できないためである。また、牟田辺遊水地の計画の貯水容量は90万 $m^3$ 、本モデルによる貯留量は56万 $m^3$ で、計画に対して約62%の洪水調節効果となっている。

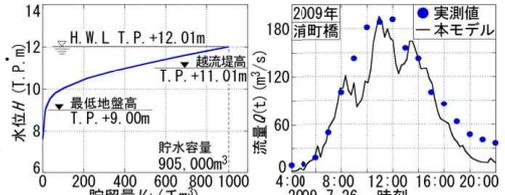


図-4 H-V曲線

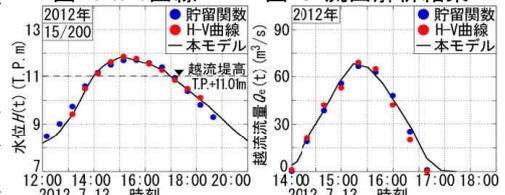


図-5 流出解析結果

2009年7月出水では貯留関数法による $H(t)$ ,  $Q_c(t)$ しか得られていないが、2012年7月出水において貯留関数法とH-V曲線による結果が良好に一致していることを踏まえ、貯留関数法の結果に基づき検討する。

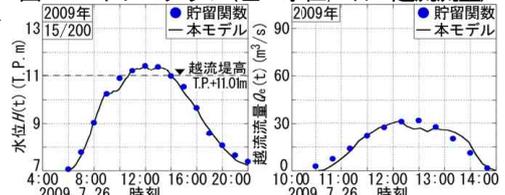


図-6 ハイドログラフ(左:水位, 右:越流流量)

図-7に2009年7月出水時の $H(t)$ ,  $Q_c(t)$ をそれぞれ示す。これより、越流堤地点における $H(t)$ と $Q_c(t)$ が良好に再現されていることが確認できる。なお、 $Q_c(t)$ の下降期や12:30前後の波形に差異がみられるが、この理由としては先述したダムや小水路の影響が考えられる。また、本モデルによる貯留量は28万 $m^3$ で、計画に対して約31%の洪水調節効果となっている。

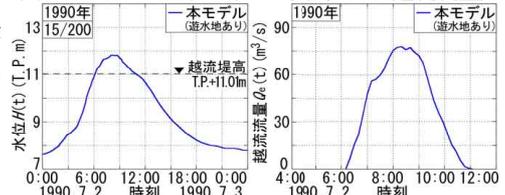


図-7 ハイドログラフ(左:水位, 右:越流流量)

以上の2009年、2012年の検証結果を踏まえ、本モデルを用いて1990年7月出水時に牟田辺遊水地が存在したと想定した場合の洪水調節効果について検討する。図-8は越流堤地点の $H(t)$ ,  $Q_c(t)$ の解析値、図-9は妙見橋地点の $H(t)$ ,  $Q_c(t)$ の実測値と解析値をそれぞれ示したものである。

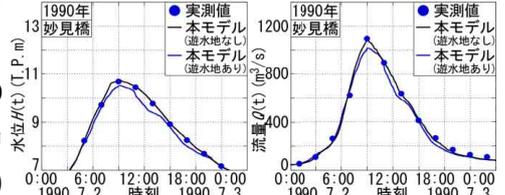


図-8 ハイドログラフ(左:水位, 右:越流流量)

図中の解析値の黒線および実測値は遊水地が未設置であったときの結果で、両者は良好に一致していることが確認できる。一方青線は1990年7月出水時に牟田辺遊水地があったと想定した場合の結果で、本モデルによる貯留量は70万 $m^3$ となっており、計画に対して約78%の洪水調節効果が得られたと推定される。また、本解析によれば、もし1990年7月当時に牟田辺遊水地が設置されていたとすれば、妙見橋地点で約0.17mの水位低下、約7.5%の流量のピークカットが図られていたと推定される。しかしながら、本モデルによる妙見橋地点のピーク流量は1,017 $m^3/s$ であり、妙見橋地点の計画高水流量950 $m^3/s$ を上回っていることから、1990年7月出水に対応するためには牟田辺遊水地だけでは洪水調節量が不足していることが予測できる。

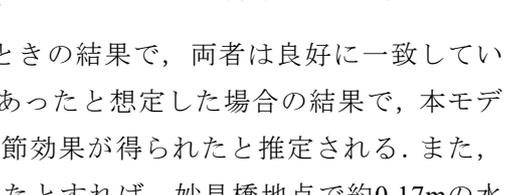


図-9 ハイドログラフ(妙見橋)(左:水位, 右:流量)

5. まとめ

実遊水地として牟田辺遊水地を取り上げ、本遊水地解析モデルにより任意の降雨外力から既設・未設遊水地の洪水調節効果や将来を見据えた治水バランスの検討システムの検討等が可能であることを明らかにした。

参考文献：1) 秋山ら：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, 2014(掲載予定). 2) 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.