模型実験を活用した越流堤のコスト縮減

REDUCTION OF THE SIDE WEIR CONSTRUCTION COST BY HYDRAULIC MODEL TEST

土屋大輔¹・松本良一¹・西本直次郎²

Daisuke TSUCHIYA, Ryouichi MATSUMOTO, Naojiro NISHIMOTO

¹正会員 株式会社 建設技術研究所 東京本社水理センター（〒300-2651 茨城県つくば市鬼が窪1047-27）

²熊本県阿蘇地域振興局 土木部（〒869-2612 熊本県阿蘇市一の宮宮地2402）

The ability of flood control in retarding basin depends on side weir, we must take care of river line and the flow of side weir. In other words, when there is curve near the side weir, flood control is depends on submerged overflow, we must decide the size of side weir using for hydraulic model test. In this paper, it is most suitable size of the side weir by hydraulic model test in Okura retarding basin which is planned on river Kurokawa in Kumamoto pref. We decide the best size of the side weir for flood control and decrease flood control capacity 64,000 m³ from the beginning design, in this way reduce the amount of digging and led to a reduction in construction costs.

Key Words : side weirs, hydraulic model test, reduction of construction cost

1. はじめに

近年、河川の越流堤の規模(越流堤位置、越流堤高、堤長)を数値計算による検討が多くなっている。これは、パソコンなどの計算機の向上と、精度の良い水理計算プログラムの開発にある。特に、越流量の推定には本間の式¹⁾やデマルキ式²⁾が利用される。

デマルキ式は一様な長方形水路に横越流堰を設置した状態を想定した式であるため、現実の河川の越流堤ではそのまま利用することができない。理由は次の4つで、①河道断面は長方形ではない。②横越流の流況は天端を斜めに流下して正面越流とは異なる。③河道には湾曲や収縮・拡大があり、主流の偏りや、水位の堰き上げ等があり、正確な越流係数の推定は難しい。④もぐり越流では地内水位の変化で越流水の流向が変化するため、越流係数の推定が難しい。

①と②については、既往の論文において現実に近い状況を再現して行った実験を基にした式が提案されており^{3),4)}、部分的に解決できる。

しかし、③と④については既往の研究は少なく、数値計算では越流係数の精度を確保できない場合が多く、3次元縮尺模型を用いて越流量を把握している。

本稿では、熊本県のカルデラ内を流れる黒川に計画さ

れた小倉遊水地において、3次元縮尺模型を製作した実験から越流堤諸元を提案した成果と掘削量を約64,000m³削減して、建設コストを削減した成果^{5),6)}を報告する。

2. 事業の背景と水面での課題

(1) 小倉遊水地計画の概要

黒川は図-1の赤枠で示す阿蘇カルデラ内の北部を流れる河川である。雨水が集まりやすい地形のため、たびたび浸水被害を繰り返しており、平成2年7月2日の集中豪雨によって多大な被害を受け、国から激甚災害の指定を受けた。小倉遊水地はこの激特事業で計画された7つの遊水地の1つで、最大の治水容量を計画している。

図-1 黒川位置図

表-1 小倉遊水地の計画諸元

項 目	諸元
降雨確率	1/50年
計画高水流量調節前	400m ³ /s
計画高水流量調節後	260m ³ /s
ピークカット量	140m ³ /s
W=1/50治水容量	1,840,000m ³
W=1/10治水容量	355,000m ³

小倉遊水地の計画諸元は表-1 に示すように、上流の河道流量 400m³/s の時に、計画越流量 140 m³/s となっている。また、遊水地は初期湛水地と二次湛水地で構成されており、地役権設定により、洪水確率 10 年(W=1/10)以下は初期湛水地のみに湛水させ、これ以上の洪水確率では、二次湛水地も遊水地として利用する。

(2) 水理面での特徴と課題

小倉遊水地には以下の水理面での特徴と課題がある。

a) 卓越するもぐり越流

図-2に示すように、遊水地下流の河道流量(以降、調節後流量)が最大になるのは、洪水ピークが過ぎた後で、その時の越流状態はもぐり越流である。

そのため、調節後流量が最大となる、もぐり越流の領域では、机上計算により越流量を精度よく推定できない。

b) 河道の湾曲

図-3に示すように、越流堤は河道が大きく湾曲する 16 k 830～16 k 950 の左岸側に計画されており、河道の流向に支配される横越流となる。

そのため、河道の湾曲により主流が左岸に偏り、越流量にも偏りが生じ、越流量を精度よく推定できない。

図-2 洪水調節効果(数値計算による事前検討)

図-3 模型の再現範囲

c) 地役権による治水容量の制限

遊水地は、初期湛水地と二次湛水地を堤高TP.484.20mの仕切り堤によりに区切られており、W=1/10以下の洪水では二次湛水地に流出させない計画である。

3. 実験計画

(1) 実験条件の設定

越流堤規模の提案の精度を高めるため、以下の点に配慮して模型を製作した。

a) 模型縮尺

計画越流水深が0.9mとなっており、模型上で水の粘性が無視できる越流水深3cmを確保するため、模型縮尺を1/25とした。また、模型における水理量の再現にはフルードの相似則を用いた。

b) 模型再現範囲

河道の湾曲による流向の偏りを模型上で再現するために河道幅の10倍程度の河道の縦断距離を再現する必要がある。このため、越流の上下流の河道幅より、図-3に示す16 k 500～17 k 500の1km区間を模型に再現した。

(2) 実験の基本方針

基本方針は、設計原案について検証した後に、その結果を踏まえて、越流堤の高さと長さを組み合わせた実験を行うものとし、以下にその内容を記す。

4. 設計原案

(1) 設計原案の洪水調節機能の検証

設計原案の越流堤規模は図-4に示すように、堤高TP.484.50m、堤長1200mである。

この越流堤について、実験によって、上流流量と下流水位、地内水位の組み合わせを変えながら設計原案の越流特性を求めて、洪水調節機能を検証した。

(2) 洪水調節機能の検証結果

洪水調節機能の検証結果として、図-5に $W=1/50$ の洪水調節効果、図-6に $W=1/10$ の地内水位の変化を示す。

実験結果より、 $W=1/50$ の越流量は計画値の $140.0\text{m}^3/\text{s}$ を上回っており、調節後流量は計画値以下に収まる。しかし、越流量が多いため、 $W=1/10$ のときの総越流量が治水容量を超過しており、越流堤の規模を小さくする必要がある。

図-5より、ピークカット流量と、もぐり越流領域での越流量は、計画値よりも多くなっている。これは、実験の越流係数が理論値より大きいためである。

河道の湾曲は、横断方向の水位にも影響する。

図-9にもぐり越流となる時（上流の河道流量300.0m³/s）の水位縦断を示す。湾曲の影響により左岸水位は中央よりも高くなり、16k900で7cm、16k950で5cmの差になる。また、越流堤下流部(16k850付近)に示すように河道水位が地内水位より0.2m低下しているが、順流のもぐり越流となっている。

これは、河道側のエネルギー水頭が地内側より高いためである。つまり、越流堤下流の流速が図-8に下図に示す横断流速分布から左岸の越流堤側で3.5m/sとなるため、速度水頭は0.63mとなる。そして、このときのエネルギー水頭は左岸側の河道水位に速度水頭を加えてTP.485.68mとなる。一方、地内の速度水頭はほぼ0のため、エネルギー水頭はTP.484.23m程度となり、河道側が高くなる。

さらに、写真-2に示すように、緑色の染料で着色した主流が遊水地に向かっていていることから明確である。

図-9 上流の河道流量300m³/sにおける河道水位（もぐり越流状態）

写真-2 もぐり越流時の流況(右下が河道の上流)

(5) 設計原案の洪水調節機能のまとめ

設計原案の洪水調節機能を実験により求めた結果、ピークカット量を含め、越流量は $W=1/50$ の計画値を大きく上回っている。しかし、 $W=1/10$ のときの総越流量が治水容量を超えて治水容量が不足している。そのため、計画の越流量を確保しつつ、越流堤規模を小さくして治水容量を確保することとする。

5. 越流堤最適案の検討

(1) 越流堤最適案の検討方法

越流堤の最適な規模を次の手順で検討した。

図-10 越流量と越流堤長・堤高の関係の概要

a) ピークカット量を確保できる越流規模の選定

越流堤高は設計原案のTP.484.50mと、建設予定範囲(堤長150.0m)に収容できるTP.484.75mの2種類を設定する。これは図-13に示す。個々の越流堤高において3, 4種類の越流堤長を設定して洪水ピーク流量を通過して、越流堤長と堤高を変えて越流量を測定し、図-10のように、堤長と越流量関係と、堤高と越流量の関係でそれぞれ整理する。整理した2つの関係から越流量が計画越流量(140.0m³/s)になる堤長と堤高の組み合わせを求める。

b) 洪水調節機能の検証

洪水調節機能の検証には、実験で得られる越流特性を適用する。すなわち、地内水位が低く完全越流の状態では、それぞれの越流堤規模において、図-11の左側に示すように、上流の河道流量と越流量の関係を適用する。もぐり越流となる時は、上流の河道流量が同じ場合でも地内水位の変動によって越流量が異なるため、図-11の右側のように、上流の河道流量を一定としながら地内水位を変化させて、越流量の関係を把握する。

図-11 完全越流(左)ともぐり越流(右)の越流特性の整理方法

図-12 洪水調節計算の概要（左、1/50での洪水調節効果、右、1/10の地内水位の変化）

実験で得られた越流特性により、上流の河道流量から越流量を算定できるため、図-12に示すように $W=1/50$ と $W=1/10$ のハイドログラフに適用して、洪水調節計算を行い、調節後流量、越流量、地内水位を求める。

それぞれの越流堤規模について、 $W=1/50$ では黒川の下流の基準点である九電取水口の調節後流量が $670.0\text{m}^3/\text{s}$ 以下となり、小倉での最大調節後流量が $276.2\text{m}^3/\text{s}$ 以下となることを検証し、 $W=1/10$ では調節後流量による制限はなく、初期湛水地の最大水位がTP.484.20m以下となることを検証する。

(2) ピークカット機能を確保できる越流堤規模の選定

越流堤規模とピークカット量の関係について、図-13に越流堤長とピークカット量の関係を示し、それぞれの赤線はピークカット量の計画値を示す。越流堤上流端は建設用地の制約から16k950とした。

実験から、ピークカット量が $W=1/50$ の計画値となる越流堤高と堤長の組み合わせの案は図-13より、越流堤高TP.484.50mの時、越流堤長91.8m、越流堤高TP.484.75mの時、越流堤長138.3mとなった。また、図-14より越流堤長120.0mの時、越流堤高TP.484.68m、越流堤長100.0mの時、越流堤高TP.484.57mとなった。

この4種類の内、越流堤高TP.484.57m、堤長100.0mは、堤高TP.484.50m、堤長91.8mと越流堤規模が同等と見なし、洪水調節機能の検証から除外した。

図-13 越流堤長とピークカット量の関係

図-14 越流堤高とピークカット量の関係

表-2 最適な越流堤規模の選定

越流堤高 (TP. m)	越流堤長 (m)	ピーク カット 流量 (m3/s)	調節後流量 (m³/s)			W=1/10 洪水の 初期湛水地最 大水位 (TP. m)	評 価	評 価
			小倉遊水地下流		九電取水口			
			洪水ピーク時 河道流量	最大調節後 流量				
			260.0 (計画値)		670.0 (計画値)		484.20 (計画値)	
484.50	120.0	143.7	249.2	268.9	659.7	○	484.60	×
484.50	91.8	135.8	257.1	265.1	663.6	○	484.40	×
484.68	120.0	135.6	257.3	260.5	667.2	○	483.80	○
484.75	138.3	135.5	257.4	257.7	668.8	○	483.57	○

(3) 洪水調節機能の検証による越流堤最適案の選定

選定した越流堤規模の組み合わせについてそれぞれ洪水調節機能を確認した結果を表-2に示す。

$W=1/50$ では、どの越流規模でも、調節後流量は計画値以下となり、九電取水口での調節後流量も計画値以下となった。

$W=1/10$ では、越流堤高を設計原案と同じTP.484.50mでは、最高水位が計画水位を越えて治水容量が不足し、洪水調節機能を確保できない。その他の2つは計画値以下となった。

残った2ケースについて、洪水調節機能はほぼ変わらないため、遊水地の整備コストが小さくなる方を最適案とした。

(4) 整備コスト削減のための地内地盤高の見直し

a) コスト削減と地内地盤高の見直しの関係

初期湛水地は掘削して整備するため、図-15に示すように、整備する地盤高が高いほど掘削量が減少し、コストが削減する。このため、 $W=1/10$ において越流量が少ないほど、必要とする治水容量が減少し、コストの削減につながる。

計画の洪水調節機能を確保する2種類の越流堤規模は、両方とも初期湛水地の地盤高の嵩上げが可能であるため、 $W=1/10$ の洪水調節機能を検証して、嵩上げを提案した。

ただし、地内地盤高を嵩上げすると、 $W=1/50$ においてもぐり越流が早まり、洪水調節機能が失われる可能性があるため、 $W=1/50$ の洪水調節機能も検証した。

図-15 初期湛水地嵩上げイメージ

表-3 最適な地内地盤高の選定結果

越流堤高 TP. 484.68m 越流堤長 120.0m						
	初期 湛水地地 盤高 (TP. m)	調節後ピーク流量 (m³/s)		W=1/10 洪水の 地内最大水位 (TP. m)	評価	評価
		小倉 遊水地 下流	九電取水口			
計画値			670.0	484.20		
原案地盤高	481.00	260.5	667.2	483.81	○	○
地盤高+0.5m	481.50	267.3	668.0	484.19	○	○
地盤高+1.0m	482.00	269.6	669.3	484.56	×	×
地盤高+1.5m	482.50	275.5	670.8	484.85	×	×

越流堤高 TP. 484.73m 越流堤長 138.3m						
	初期 湛水地地 盤高 (TP. m)	調節後ピーク流量 (m³/s)		W=1/10 洪水の 地内最大水位 (TP. m)	評価	評価
		小倉 遊水地 下流	九電取水口			
計画値			670.0	484.20		
原案地盤高	481.00	257.7	668.8	483.57	○	○
地盤高+0.5m	481.50	261.5	669.3	484.95	○	○
地盤高+1.0m	482.00	266.8	670.1	484.33	×	×
地盤高+1.5m	482.50	270.2	671.7	484.70	×	×

b) 洪水調節機能の検証

検証結果を表-3に示す。堤高TP.484.68m、堤長120.0mでは、W=1/50で1.0mの嵩上げまでは洪水調節機能を確保できるが、W=1/10では、0.5mの嵩上げが限界となった。また、堤高TP.484.75m、堤長138.3mでは、W=1/50、W=1/10の両方で0.50mの嵩上げが限界となった。

すなわち、どちらの越流堤規模の組み合わせでも、地盤高は設計原案より0.50m嵩上げしたTP.481.50mが最適となり、地内地盤高の嵩上げによるコスト削減量は変わらない。

そのため、越流堤長が短く、越流堤の建設コストが小さい越流堤高TP.484.68m、堤長120.0mとし、初期湛水地の地盤高をTP.481.50mとしてコストを削減できる。

地内地盤高の見直しの結果、最適な越流堤の洪水調節機能について図-16にW=1/50の洪水調節効果を示す。

W=1/50での越流開始流量は173.8m³/sとなり、設計原案の越流開始流量161.0m³/sより大きくなるため、越流頻度が低下し、遊水地の維持管理コストの削減になる。このとき、九電取水口の調節後流量は668.0m³/sで、計画値の670.0m³/sを下回り、計画の洪水調節機能を確保できる。

図-16 W=1/50の洪水調節効果 (最適案)

図-17 W=1/10の地内水位の変化 (最適案)

W=1/10の地内水位は上限となるTP.484.20mに一致し、越流水は初期湛水地内に収まる。

6. 結論と今後の課題

越流堤の最適な諸元を水理実験から定める過程や、結果から以下の知見を得た。

- ①越流堤が河道の外湾側にある場合、もぐり越流領域の越流特性は理論値より大きくなる。今回の実験では理論値よりも15%多い。
- ②河道の湾曲によって主流が越流堤方向に向いているため、越流しやすい。
- ③設計原案は計画越流量を超過しており、過大な規模となっており、特に、W=1/10で治水容量が不足する。
- ④適切な越流堤諸元は越流堤長120.0m、堤高TP.484.67mとなり、初期湛水地の地盤高を計画値より0.50m嵩上げでき、建設コストを削減した。
- ⑤今後は、小倉遊水地だけでなくその他の模型実験について、越流堤区間を含む上下流の河道のフルード数と、湾曲部の曲率が越流係数に与える影響を整理して、机上検討で越流堤諸元を試算する精度の向上に努めたい。

参考文献

- 1) 土木学会編：水理学公式集pp292～pp293, 1985.
- 2) 土木学会編：水理学公式集pp287～pp288, 1985.
- 3) 東幸樹，秋山壽一郎，俣賀円，伊田千尋：台形断面水路に設置された横越流堰の流量式および流量係数，応用力学学論文集, Vol10, pp675～pp682, 2007.
- 4) 鬼東幸樹，秋山壽一郎，俣賀円，伊田千尋：接近流が射流の場合の横越流堰の流量係数，土木学会論文集B, Vol63/No. 2, pp134～pp143, 2007.
- 5) (株)建設技術研究所：平成21年度 広域河川 第1705-0-206号 黒川広域河川改修(小倉遊水地模型実験・実施設計)委託, 2011
- 6) 西本 直次郎，松本良一，土屋大輔，武田秀喜：模型実験を活用した遊水地事業のコスト削減，土木学会全国大会，平成23年度/II-121, 2011.

(2011. 9. 30受付)