

越流型水制の周りにおける流速分布 ～現地観測と数値シミュレーション～

VELOCITY DISTRIBUTION AROUND SUBMERGED SPUR DIKES — FIELD OBSERVATION AND NUMERICAL SIMULATION

青木政一¹・吉村亮¹・玉井信行²・河原能久³・石川浩⁴・安田実⁵

Masakazu AOKI, Makoto YOSHIMURA, Nobuyuki TAMAI, Yoshihisa KAWAHARA,
Yutaka ISHIKAWA and Minoru YASUDA

¹正会員 アジア航測株式会社 ウォーターリッジデザイン部 (〒243-0016 神奈川県厚木市田村町13-16)

²フェロー会員 工博 東京大学工学系研究科 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

³正会員 工博 香川大学工学部安全システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町1-1)

⁴正会員 建設省大臣官房 (〒100-8944 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

⁵正会員 建設省河川局防災・海岸課 (〒100-8944 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

At meander concave bank, Spur dike is appropriate for protecting bank from erosion and control bed topography. But the flow around spur dike are occur transverse component of spiral current. The meanders zone is expended to overcome the frictional resistance of the channel boundary in case during floods. So, without designing spur dike by more carefully using detail survey, numerical simulation and laboratory experimentation test, the scour and deposition of sediment occur a undefined and unexpected place by the stream flow variations caused by flood.

Numerical simulation a two-layer model was developed as the extension of the two-dimensional flow model could get good result, comparing with field measurement distributions of velocity around spur dikes in Ushizu River, Saga Prefecture Kyushu region. The field observation continued from 1994 to 1996 covering the pre-and past-construction periods of the spur dikes. The characteristics of physical current at low and high water have been studied through field measurement and numerical simulation using two dimensional flow models. At result of spiral current, primary and intermittent vortex deflected current could define by numerical simulation. This basic equations are constructed by the finite element method to be appropriate for complicated topography like around spur dikes.

Key Words: Spur dike, spiral current, primary and intermittent vortex, two-dimensional flow model, two-layer model, finite element method

1. はじめに

水制周辺の流れは非常に複雑な挙動を示し、流れの影響によって局所的に土砂が堆積したり、洗掘したりする。また、水制によって生じた流れが下流の対岸に影響を与えたりもする。このようなことから水制設置に当っては流れの挙動がどのように変化するかを十分に調査・予測を行い、周りに悪影響を与えないような設計を図らなくてはならない。

本研究では、水制周りの流れを予測するための平面2次元多層モデルを作成し、佐賀県六角川支流牛津川下流域の水衝部に、攻撃面 (concave bank) の側岸・河床洗掘を防止するために設けられた7基の内5基の水制を対象に数値計算を行い、現地で観測された流速分布に対して検証を行った。そして、良好な結果を得たので報告する。

水制周りの数値解析は数多く行われ (Klingeman 1984¹⁾, 河原1993²⁾, Olsen1985³⁾, 他)、その多くが差分モデルによる平面2次元単層モデルである。しかし、今回は複雑な地形と水制周辺の流れを詳細に解析する手法として向いている有限要素法による数値モデルを利用した。また洪水時において水制を越流する上層の流れと、水制に衝突して3次元的に移動する下層の流れを解析できるように多層構造モデルとした。

現地で平水時と大、中、小3ケースの規模洪水を対象に電磁流速計とビデオによる流速の観測を行うと共に、水準測量による水際線の水位観測、河床測量と河床材料調査を実施した。これらの観測データに基づき、水制周辺の流れの特徴を捉えるとともに、平面2次元多層モデルの計算を行い、水制周辺の流れの挙動についての特徴を得た。その結果、平水時の流れの計算結果では水制間の循環流が良好に算出されることを確認した。また、洪

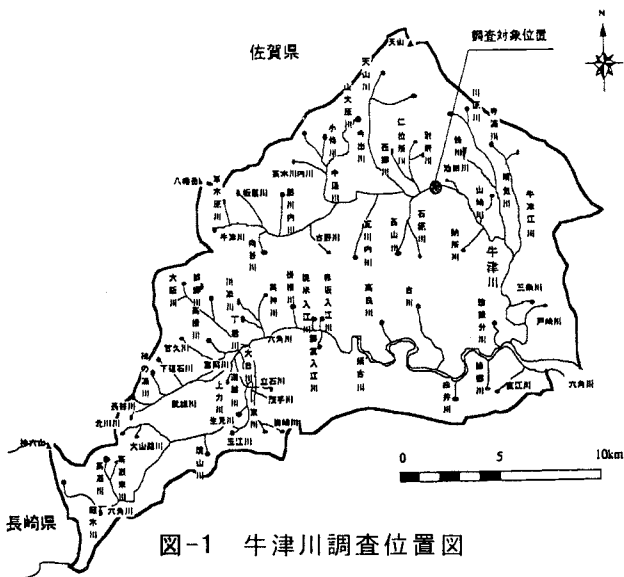


図-1 牛津川調査位置図

水時の流速分布の解析も観測結果をほぼ再現することを明らかにした。さらに、本モデルを用いて、水制の高さを変化させた計算を行い、高さが洪水流に及ぼす影響についても検討した。

2. 研究対象地域

(1) 牛津川の河川特性

佐賀県六角川の支流である牛津川中流域で、沖積層蛇行区域に当たり、全域が軟弱地盤で、河床材料はシルトから砂質の容易に洗掘を受ける区間である。そのため、水衝部では側岸と河床浸食を防止するためにコンクリート護岸と水制工が設けられており、今回の研究はこの水制工周りの流れがどのような挙動を示しているかを把握し、今後の水制工設置に当たっての参考資

表-1 牛津川対象地点の河道特性

特性	数値	
流域面積	165.5 km ²	
河口からの距離	15.3 km	
蛇行半径	176 m	
河床材料粒度組成	d ₁₀	0.002~0.51
	d ₅₀	0.011~0.65
	d ₉₀	0.018~0.77
河床勾配	1/700	
流量	計画高水	1,150 m ³ /s
	平水流量	0.4 m ³ /s
水深	計画高水	Max=8m
	平水位	Max=1m

料とするものである。河道特性としては河口から15.3km、河床勾配1/700、流域面積165.5km²と小規模流域で計画高水流量が1,150m³/sの沖積層軟弱地盤の割には急流の一気に流出する短時間洪水の多い河川である。

(2) 水制工の特性

牛津川の水制工は左岸側水衝部の湾曲開始部から22m間隔で7本設置されている(図-2~3参照)。本水制は河床にコンクリートの根固工を設けその上部に一部練り石、一部捨石の構造で、法線に対して直角方向に設けられた長さ4m、高さ最大2mの不透過水制である。

3. 現地観測

現地観測は洪水時のそれぞれの計算に最も重要である流速観測を電磁流速計とビデオ観測によって実施し、また河床変動計算に必要となる河床形状測量を洪水前後に実施すると共に、河床材料調査(粒度分析)も1回実施した。この他に建設省武雄工事事務所の基準点(約100m上流:支川流入なし)で連続流量観測(建設省、1994~1996¹⁾)が行われていた。

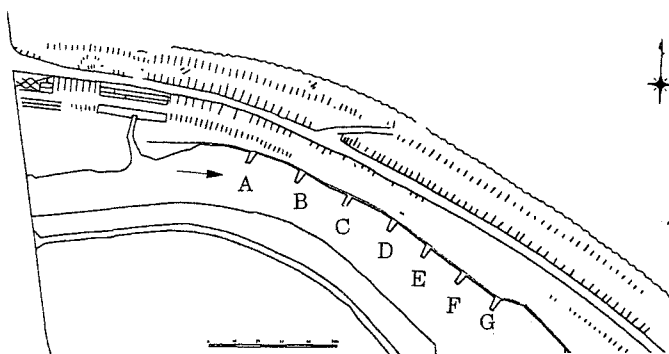


図-2 水制工分布図

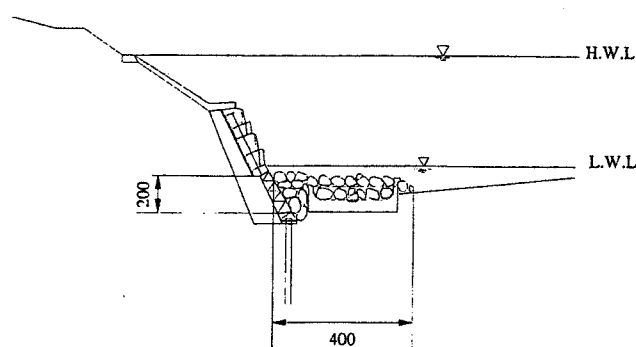


図-3 水制工図

表-2 調査項目

流量値 (m ³ /s)		1994	1995										1996	備考	
日程		10/17	1/14	1/17	1/25	7/11	7/12	7/25	8/4	9/24	9/25	10/8	1/11		
流量値 (m ³ /s) *		0.4	0.4	0.5	0.4	212.0	38.0	2.5	4.3	18.8	7.7	4.9	0.6	既存基準点	
調査項目	流速観測			◎		◎	◎			◎	◎		◎	大規模洪水	
	水位観測			◎		◎	◎				◎		◎	≥200m ³ /s	
	河床材料調査								◎					>中洪水	
	河床形状測量	◎	◎					◎				◎	◎	≥10m ³ /s	
	数値計算			◎		◎	◎				◎			>小洪水	
既存基準点観測		約100m上流点の建設省基準点水位観測所 (連続観測) : 3行目*の流量値はH-Q換算したもの													≥1 m ³ /s
															>平水流量

(1)流速観測

3軸式の流速電磁流速計とビデオ画像による流速観測を図-2に示す水制工A～BとD～Eの間で観測を行った。電磁流速計は河床高に相応した変換点での観測を行い、その地点の位置を明確にするため、GPS測量をおこなった。電磁流速計による観測はEuler的観測で任意の点の値がかなり正確に得られるのに対し、ビデオ観測はLagrange的観測であることから、任意の点の正確性は期待出来ないものの、流れの移動の追跡がかなり正確に測定できた。

その結果、水制工周辺の流れ特性は以下の通りである。

- ・平水時、小規模洪水（9月25日洪水、水制工上部10cm程度越流）：水制工頭部を通過する流れは3方向に分かれ、1つは水制工を離れ流心方向に移動する流れ、2つ目は下流側の水制工に向かい、衝突して跳ね返り上流に向かう流れ、3つ目は水制工の下流幹部（護岸と水制工の付根）で渦を描く流れがある。
- ・中規模洪水（7月12日洪水、水制工上部1.1m程度越流）：1つの流れは水制工を越流し、蛇行部の流れとして水衝部の護岸を攻撃し、法面に跳ね返る流れ、2つ目は水制工の先端を屈折し、流心方向に向かう流れがある。
- ・大規模洪水（7月11日洪水、水制工上部3.3m程度越流）：表層流に限るなら水制工の影響を受けることなく、大きく蛇行することなく、縦断方向に直線的に流れている。

(2)河床形状測量

一般に河床形状を把握する方法としては横断測量が常である。しかし水制工周辺の微妙な変化を面的に把握するには河床の変換点の座標値を細かく求める方が適切である。そのため、GPSにより細部にわたり、変換点を面的に測定し座標を得た。計測は水制工建設前（建設省、1994⁵⁾）と後に実施されたことから、水制工による河床の変化が明確となった。図-4は河床の経年変化を示したものであるが、建設前が単純な形状を示しているのに対し、建設後の地形が非常に複雑なものと成っていることが良く分かる。水制工周りは施工された空石積とそれにそって堆積した土砂によって、地盤が高くなっているが、その外側は水制工先端部と下流部の背面部で洗掘傾向が生じ、前面部や水制工間には堆積して盛り上がった部分が生じている。しかし、表-3が示すように全体的にはもともと低かった箇所は堆積し、D水制工周辺のようにもともと盛り上がっていた部分は侵食され逆に低くなっている。

4. 数値解析

低水時には水制工の上部が水面に出ている。この流れを解析するために浅水方程式を用いた平面2次元単層モデルを開発した。

一方洪水時には水制工は水面下に没し、水制工周辺の流速分布は強い3次元を呈するようになる。現象の再現を図るには、少なくとも水制工前後での上昇流や下降流

表-3 河床変動の経年変化（標高値：m）

位置		建設前	建設後			
		1994年	1995年		1996年	
		10月	1月	7月	10月	1月
A	前面	1.3	1.6	2.0	2.1	2.2
	先端	1.3	2.0	2.0	2.2	2.0
	背面	1.1	2.0	2.5	2.2	2.0
B	前面	1.0	2.0	2.1	2.1	2.1
	先端	1.0	2.0	2.0	2.2	2.0
	背面	1.0	2.0	2.5	2.3	2.0
C	前面	1.0	1.8	2.1	2.0	1.9
	先端	1.4	1.8	1.9	1.8	1.9
	背面	1.0	1.6	2.0	1.9	1.9
D	前面	2.2	1.4	1.5	2.0	1.2
	先端	2.2	1.7	1.8	1.6	1.5
	背面	2.2	1.5	2.0	1.6	2.0
E	前面	1.7	1.1	0.8	1.6	1.6
	先端	1.7	1.4	1.4	1.6	1.6
	背面	1.7	1.8	1.2	1.6	2.0

<Pre-construction>

10 October 1994

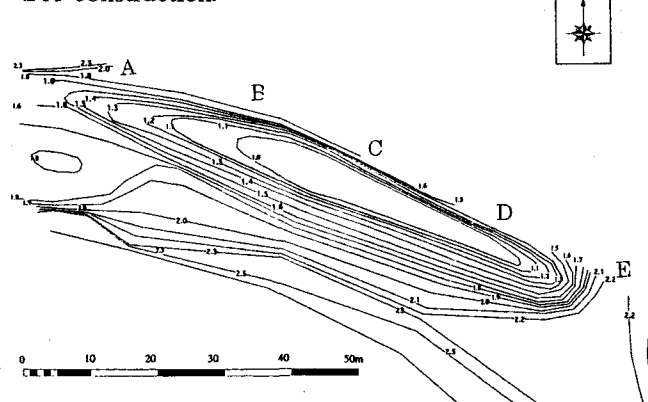


図-4(1) 河床の変化図（建設前）

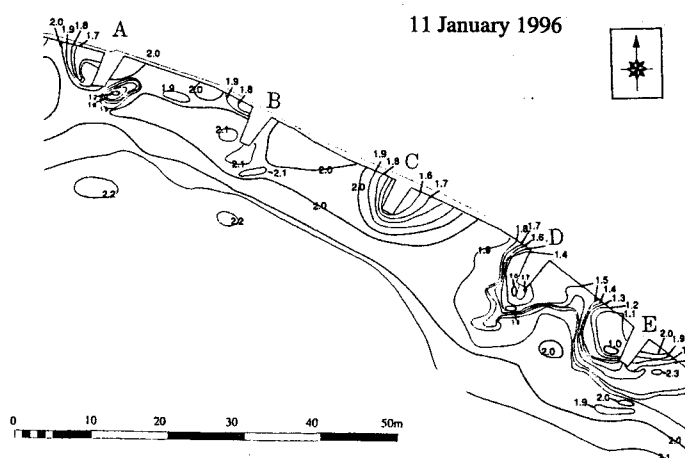


図-4(2) 水制工建設後の河床変化図

を考慮した解析が不可欠である。そこで、単層モデルを改良し、水制工高を境界層とし、上層の流れと下層の流れに分けて解析する平面2次元2層モデルを開発した。また、水制工の周辺は流れが複雑になるため、細かく分割できる有限要素法を適用した。

(1)基礎方程式(平面2次元2層モデル)

未知量は水深 h と x, y 方向の単位幅流量 $M=uh, N=vh$ である。基礎式は連続方程式と運動方程式であり以下のようにあらわされる。また、流れを水制工の高さで上層と下層に分けた。上層、下層の水理量をそれぞれ添字1,2を付けて表す。

$$\begin{aligned}\frac{\partial \zeta}{\partial t} &= w_m - \frac{\partial u_1 h_1}{\partial x} - \frac{\partial v_1 h_1}{\partial y}, \\ w_m &= -\frac{\partial u_2 h_2}{\partial x} - \frac{\partial v_2 h_2}{\partial y}, \\ \frac{\partial u_1 h_1}{\partial t} + \frac{\partial u_1^2 h_1}{\partial x} + \frac{\partial u_1 v_1 h_1}{\partial y} &= -g h_1 \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{\tau_{mx}}{\rho} \\ &+ D_m h_1 \left(\frac{\partial^2 u_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_1}{\partial y^2} \right) + w_m u_m, \\ \frac{\partial v_1 h_1}{\partial t} + \frac{\partial u_1 v_1 h_1}{\partial x} + \frac{\partial v_1^2 h_1}{\partial y} &= -g h_1 \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{\tau_{my}}{\rho} \\ &+ D_m h_1 \left(\frac{\partial^2 v_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_1}{\partial y^2} \right) + w_m v_m, \\ \frac{\partial u_2 h_2}{\partial t} + \frac{\partial u_2^2 h_2}{\partial x} + \frac{\partial u_2 v_2 h_2}{\partial y} &= -g h_2 \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \\ &+ D_m h_2 \left(\frac{\partial^2 u_2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_2}{\partial y^2} \right) - w_m u_m, \\ \frac{\partial v_2 h_2}{\partial t} + \frac{\partial u_2 v_2 h_2}{\partial x} + \frac{\partial v_2^2 h_2}{\partial y} &= -g h_2 \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \\ &+ D_m h_2 \left(\frac{\partial^2 v_2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_2}{\partial y^2} \right) - w_m v_m\end{aligned}$$

ここで ζ は水位、 D_m は有効な粘性係数である。 τ_{bx}, τ_{by} は河床での剪断応力であり、以下の用に表される。

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{gn^2}{h^{4/3}} \sqrt{u^2 + v^2} M, \quad \frac{\tau_{by}}{\rho} = \frac{gn^2}{h^{4/3}} \sqrt{u^2 + v^2} N$$

また、 w_m は両層の境界での鉛直方向の流速であり、添字 m は両層の境界での水理量であることを示している。

(2)計算手法と計算条件

基礎方程式の離散化には複雑な形状を表現するために図-5に示す通り、有限要素法を用いた。また、解析対象は洪水期における非定常状態の流れ場であり、非定常計算を採用した。境界条件として上流端にて流量を、下流端にて水位を指定した。

(3)モデルの検証

2層モデルの解析は7.7、38.0、212 m^3/s を対象とした。図-6(a)は38.0 m^3/s の洪水において、電磁流速計とビデオ測定を用いて測定した流速ベクトル図をA、B水制工の周辺に関して示したものである。また図-6(b)

、(c)は同じ38.0 m^3/s の2層モデルによる計算結果で、上層と下層の流速ベクトルを示したものである。さらに(d)は両層の境界面での鉛直方向の流速の分布を示したものである。また、図-7(1)は同洪水時の上層における109地点の現地流速計測定結果(横軸)と計算結果(縦軸)をプロットした相関図である。図-7(2)は下層における21点の相関図である。

図-7が示すように現地観測結果と計算結果流速の相関は0.978、0.980と非常に良い結果を得た。しかし、流向については図-6が示すように、現地調査で得た水制工を越流し、蛇行部の流れとして水衝部の護岸を攻撃し、法面に跳ね返る流れを計算結果からは得ることが出来なかった。また212 m^3/s についても同様の手法により、図-8に流速ベクトル図を、図-9に相関図を示した。その結果流向、流速ともに、大きく異なるものが生じた。

これは規模の大きな洪水時であり、現地観測時の位置座標と計測に不備があったことから、必ずしも数値解析に問題があったとは言えない。また、河床変動による境界条件の設定に問題があったことも考えられる。

しかし、全体的には図-9が示すように、上層において相関係数0.92と良い結果を得たが、下層においては0.83であった。

(4)水制工周りの流れの挙動

1) 水制工前面の流れの挙動

図-10は7.7 m^3/s 時における水制工A、B、Cの流れを示したものであるが、この結果水制工A、B前面においては水制工に衝突した流れは迂回し、数 m 上流に堰上げしているものの上流からの流れに阻まれ消滅している。また、水制工C前面については水制工に衝突した流れは迂回し、上流のB水制工まで到達していることが分かった。しかし、38.0、212 m^3/s の洪水については図-6,8(d)に示すように水制工に衝突した流れは上昇流として水制工を越流していることが分かった。

これらのことは(3(1)参照)と類似する結果を示す。

2) 水制工先端の流れの挙動

水制工の先端においては7.7、38.0、212 m^3/s の洪水ともに上流から回り込んでくる流れが認められる。また、図-11(a)に示すように特に水制工D、Eの先端部付近で下降流が卓越しているところであり、下降流が卓越している先端部では図-11(b)に示した河床図において、局所洗掘を受けている個所と対比できた。

3) 水制工背面の流れの挙動

7.7 m^3/s 時における水制工の背面については、水制工を越流し下降する流れ、先端部から入り込む流れ、下

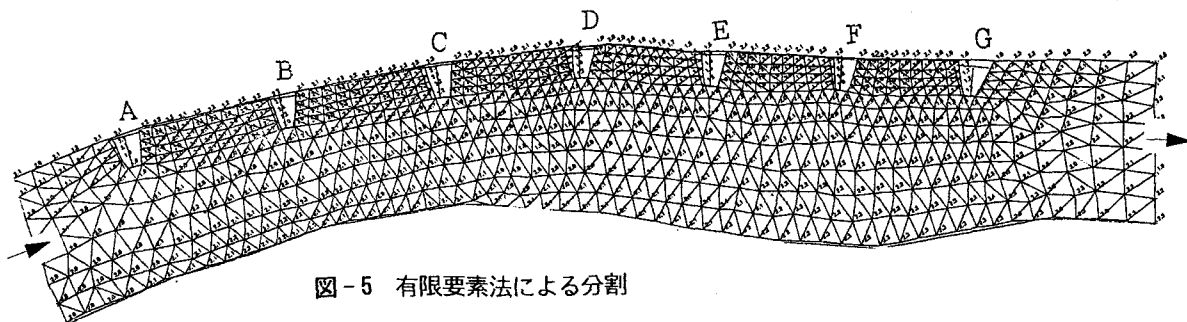
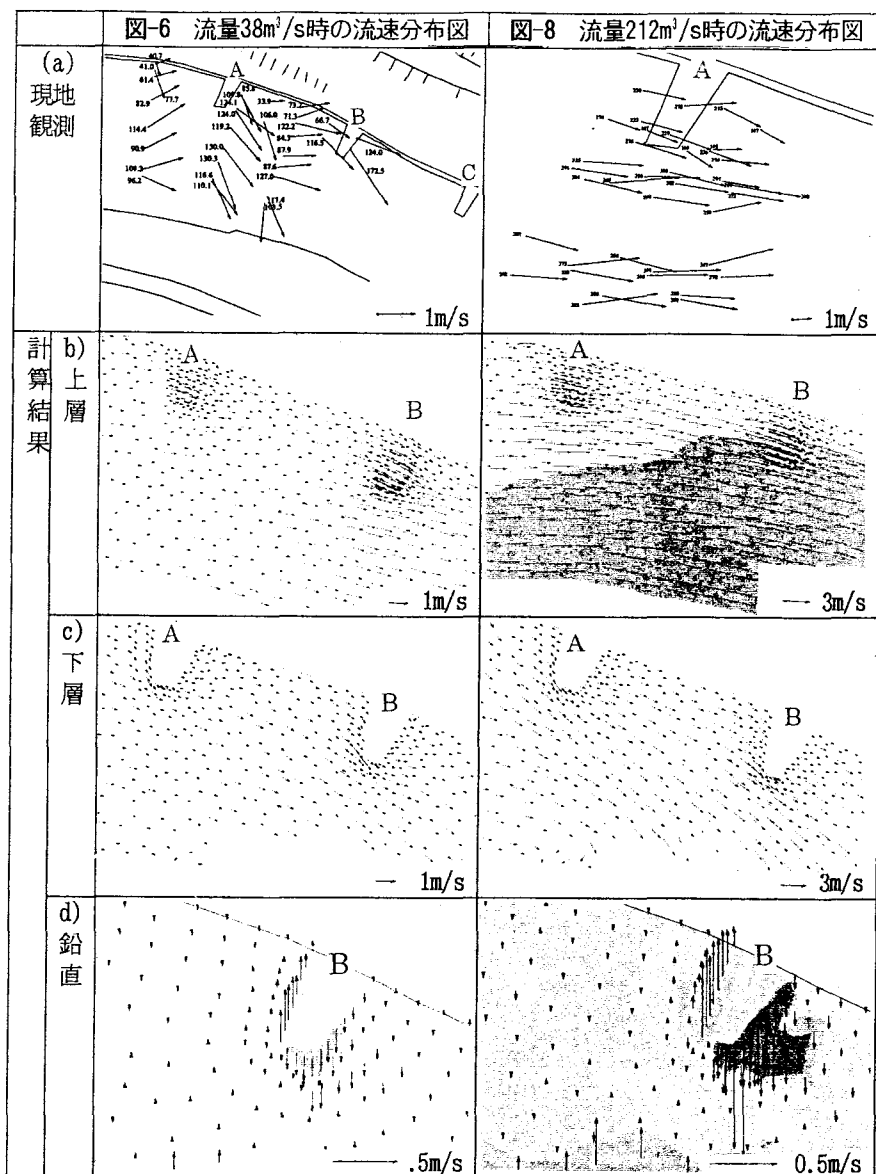
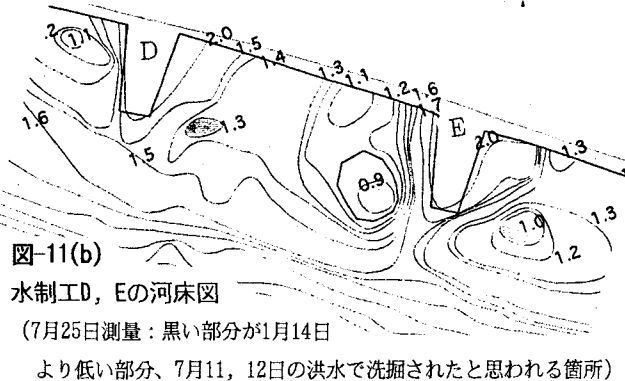
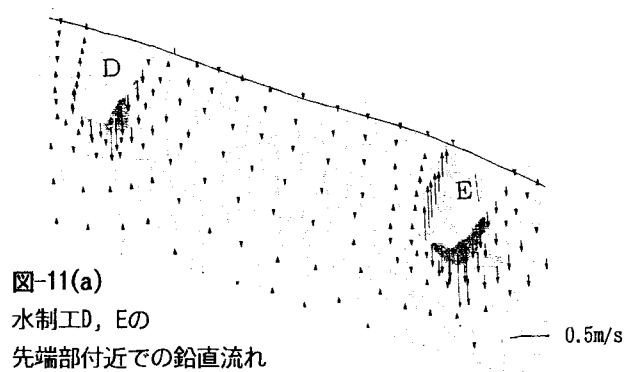
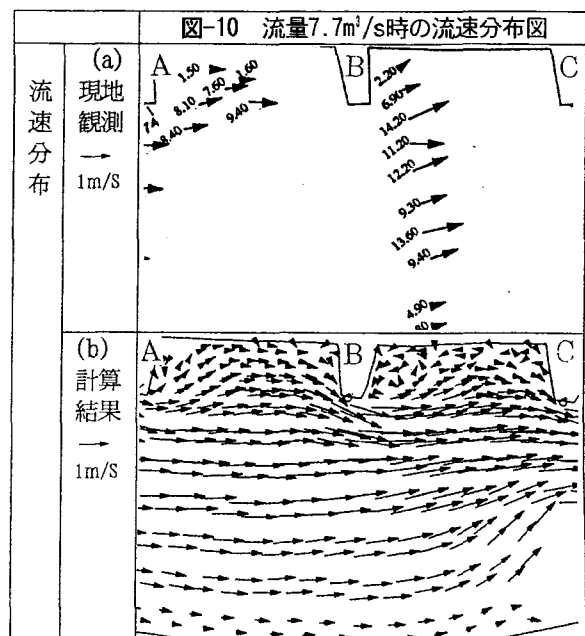
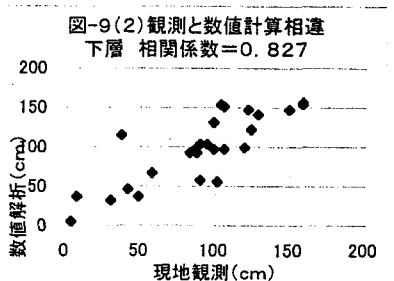
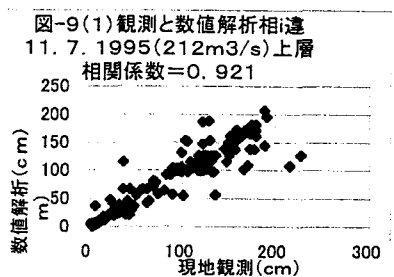
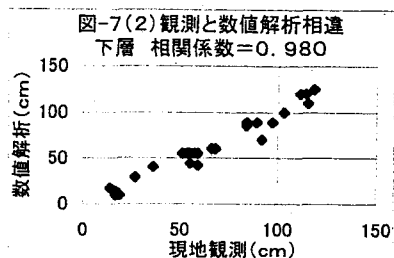
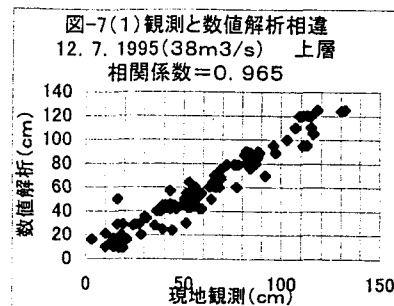


図-5 有限要素法による分割



(注) 上：上昇流の卓越する部分、下：下降流の卓越する部分



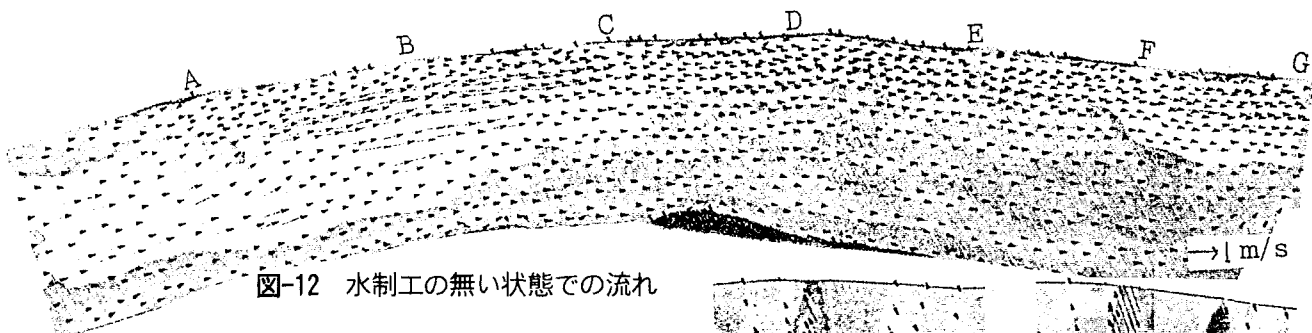


図-12 水制工の無い状態での流れ

流の水制工からはね返ってきた流れが合流し、循環流が生じている箇所である。この現象は $38.0\text{m}^3/\text{s}$ の洪水時についても規模が小さいものの、ほぼ同様の現象が現れている。しかし $212\text{m}^3/\text{s}$ の洪水時は現れていない。

このことは流れが急激になると2次流よりも直線流が優先することによる。この計算結果は現地観測と類似し、再現性を得た。

(5)水制工を無くした場合と高さを変えた場合の計算

1)水制工建設前の流れ

水制工建設前においては水制工D付近の河床高は他の箇所と比較して高い形状を示していた(表-3参照)。そこで、数値計算によって建設前の当地点における流れの現象がどのようなであったかを再現した。図-12は $7.7\text{m}^3/\text{s}$ 洪水時の流れの分布を示したものであるが、もともとB～C地点が水衝部であり、B～C地点が最も早い流れを呈している。その下流であるD地点の流れは小さくB～C地点の洗掘箇所に対し、D付近は堆積箇所であったことが推定できる。

2)水制工の高さを変えた場合

数値モデルを利用し、水制工の高さや角度を変えることにより、流れがどのように変化するかを解析し、適切な水制工の形状を検討した。今回はそのうち高さの変化によって流れがどのように変わるかを報告する。不透流水制工においては洪水時に越流が生じ、背面下流側で落下する鉛直流が生ずる。図-13は洪水時 $212\text{m}^3/\text{s}$ を対象に、水制工の高さを現状高の2mとした場合と、さらに2m加えた4m高の水制工において比較したものである。その結果、当然ではあるが2m高の水制工よりも4m高の水制工の方が落下する速度が大きいことが分かった。すなわち同じ水位でも水制工高さが高いほど落下速度は大きい。このことは水制工が高いほど背面の河床掘削が大きいことが推定される。

しかし、水制工先端部や側岸部の堆積効果を考えると、低くすることは効果的でない。また水制工の高さは水制工間との関係で決まる場合も多く、水制工の高さを決定するには非常に難しい問題を抱えている。

5. まとめ

以上の結果をモデルの精度と実用化の面からまとめる。

(1)河川計画に対する数値解析の適応

今回は水制工設置に当たっての設計検討のために水理解析を実施することになった。そのため、計算結果と既設の水制工周りの流れ計測を比較し良い結果を得た。また、さまざまな水制工周りの流れの挙動現象を再現することが出来た。

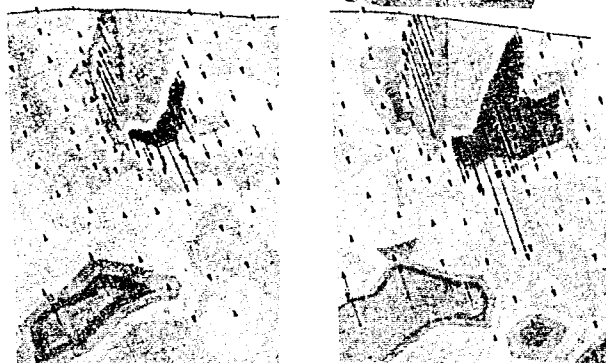


図-13 水制工の高さを変える事による鉛直流の変化

(2)問題点と課題

<数値解析上の問題>

洪水時は非定常状態であり、常に境界条件に変化がある。特に水位の変化については現地観測結果と一致しているかを検証しなくてはならない。また、水位の変化に応じた三角メッシュの作成が必要となり、テクニックが必要となる。洪水期間中の河床変動については今回の対象からはずした。実際の水制工周りにはかなりの変化が推測され、計算上に誤差が生じているものと考えられる。

<計測上の問題、現地の問題>

今回の河床形状を把握する方法として、従来の横断測量ではなく、面的分布を捉えたいことから、詳細に変換点の座標値を計測した。また、モデルの検証として流速観測も細かく測定した。今回は対象区間がわずか50m(川幅)×150m未満(延長)の箇所であることから、容易に計測が出来たが、延長距離が長くなると過大な労力が要する。今回は河床変動解析にまでは到らなかった。

平面2次元多層モデルがある程度の成果を得たことから、今後土砂輸送や流れの3次元性を取り入れた数値解析法の発展に結びつけたい。

参考文献

- 1)Klingeman, Bradley : Willamette River Basin Streambank Stabilization by Natural Means 1984.
- 2)河原能久 : 複雑な境界形状をもつ開水路流れの高精度数値解析法の開発 平成4年科研費 平成5年3月.
- 3)Nils R. B. Olsen, Hilde M. Kjellesvig: Three-dimensional numerical flow modelling for estimation of spillway capacity J. of IAHR 5 Volume 36-1998.
- 4)建設省 : 流量観測資料1994、1995、1996.
- 5)建設省 : 牛津川水制工測量調査報告書1994.

(2000.4.17受付)