

平面2次元数値モデルによる 急流都市河川の流況解析

NUMERICAL SIMULATION OF FLOW IN URBAN RIVER WITH STEEP SLOPE

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・鬼束 幸樹³・白川 寛樹⁴

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Kouki ONITSUKA and Hiroki SHIRAKAWA

¹正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒 804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

²正会員 博士 (工学) 九州工業大学 工学部建設社会工学科 日本学術振興会特別研究員 (同上)

³正会員 博士 (工学) 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (同上)

⁴学生会員 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (同上)

A two-dimensional numerical model, which is particularly designed for simulating the flow of a steep river with complicated geometry and hydraulic structures, is developed. The model is based on finite-volume method with unstructured grid and flux-difference splitting. Firstly, the model is verified against the existing experimental data of the supercritical flow in converging channel and sub-/super-critical flow with hydraulic jump in diverging channel. Secondly, the model is applied to a steep urban river, and the dangerous zones of inundation from the river are specified. It shows that the numerical simulations by the model are useful in the examination of flood control functions of the urban river with steep slope.

Key Words : urban river, steep slope, numerical simulation, FDS, FVM

1. はじめに

近年, まちづくりと連動して, 各地で中小都市河川の再生事業が計画あるいは実施されている。中小都市河川の再生事業は, まちづくりの中核として行われる場合が多く, その計画策定には, 地域住民により, 景観, 親水や環境面での配慮が強く要望される。このため, 再生事業後の河川では, 瀬と淵, ワンド, 植生, 階段護岸などの様々な水理構造物やモノが比較的短い区間の河道内に空間的に配置されるとともに, 水際の形状が複雑となる場合が多い。

一般に, 中小都市河川の計画規模は小さく, 大河川に比べ洪水が発生する可能性は高い。これに加え, 上記の水理構造物, 複雑な水際等は, 流れの集中や偏流, 常流と射流とが混在した流れを生じさせ, 場合によっては不自然な流況を引き起こすこともまれではない。さらに, これらの構造物等は流水抵抗として働くため水位上昇をもたらし, 氾濫を引き起こす危険性を孕んでいる。特に近年では時間降雨 75mm 以上の集中豪雨の発生頻度が急増し, 都市型水害が頻発している。したがって, 中小都市河川の再生事業計画では, 超過洪水

時に都市部で生じる現象を想定し, ハザードマップ, 避難警報体制の強化等のソフト面での対策や遊水地によるハード面での対策などの治水対策とまちづくりとを一体となって策定することが求められる。しかし, その検討を行う上での技術については, 谷岡と福岡の研究¹⁾が唯一存在する程度であり, その手法は未だ確立されていない。そのため, 河道計画の基本としては依然として1次元不等流解析等の従来の手法が用いられている²⁾のが実情である。

本研究は, 以上のような背景を踏まえ, 超過洪水時の河道流れと流域での氾濫を包括的にシミュレートし, そこでの治水対策が検討可能な平面2次元モデルの構築を目的としたものである。ここでは, その第一歩として河道流れを対象にモデルの適用性について検討する。中小河川の流れの特徴として, 河道の縦横断, 平面形状が短区間で変化すること, 出水時のハイドログラフが先鋭的なことなどが挙げられる^{3), 4)}が, まず, 流れ方向に平面形状が変化する常射混在流れの既存の実験結果に基づき, モデルの予測精度の検証を行う。次に, 現在施工中の急流都市河川に計画高水流量以上の流量が流れた場合を想定し, 平面2次元流況解析を実

施し、その治水機能について検討を加えた。

2. モデルの概要

数値シミュレーションには、著者らが氾濫解析用に開発した FUF-2DF モデル^{5),6),7)}を用いた。FUF-2DF モデルは参考文献 5), 6), 7) と同様であるので、ここではモデルの概要を簡単に示す。

a) 基礎方程式

基礎方程式は 2 次元浅水流方程式であり、 $\mathbf{U}$ を保存量ベクトル、 $\mathbf{E}$ と $\mathbf{F}$ をそれぞれ x と y 方向の流束ベクトル、および $\mathbf{S}$ を発生項・消滅項ベクトルとすると、式 (1) で表される。

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} + \mathbf{S} = 0 \quad (1)$$

$$\mathbf{U} = (h, uh, vh)^T; \mathbf{E} = (uh, u^2h + 1/2gh^2, uvh)^T;$$

$$\mathbf{F} = (vh, uvh, v^2h + 1/2gh^2)^T;$$

$$\mathbf{S} = (0, -gh(S_{ox} - S_{fx}), -gh(S_{oy} - S_{fy}))^T$$

ここに、 h は水深、 u と v はそれぞれ x と y 方向の流速、 g は重力加速度、 S_{ox} と S_{oy} はそれぞれ x と y 方向の地盤高勾配、および S_{fx} と S_{fy} はそれぞれ x と y 方向の摩擦勾配である。摩擦勾配 S_{fx} と S_{fy} は、Manning の公式で計算される。

b) 数値解析法

式 (1) の離散化は有限体積法 (FVM) に基づき行う。時間積分には Euler の陽解法を、空間積分には流束差分法 (FDS)⁸⁾を用いる。発生・消滅項については、河床勾配のように空間微分を含む場合は、Glaister⁹⁾や Bermudez and Vazquez et al.¹⁰⁾が提案するように、流束ベクトルと同様な手法で風上化を行う。一方、摩擦勾配のように空間微分を含まない項については、計算メッシュ重心で定義される保存量 (h , uh , vh) に基づき計算を行う。流れの状態により水没・非水没状態となる河床については、参考文献 11) で提案したドライベッド条件を適用した。

3. モデルの検証

上述したように、中小河川における流れの特徴の一つとして、河道の縦・横断面、平面形状が短区間で変化することが挙げられる。そのため、流況予測を行う数値モデルには、縦・横断面形状や平面形状等の変化が流れに及ぼす影響を取り扱えることが求められる。

流れ方向に縦断面形状が変化する場合については、FUF-2DF モデルは、堰を越える流れの実験結果¹⁴⁾との比較から、跳水発生箇所を除いては、その流れを十分な精度で再現できることがわかっている¹⁵⁾。そこで、以下では、流れ方向に平面形状が変化する開水路流れの実

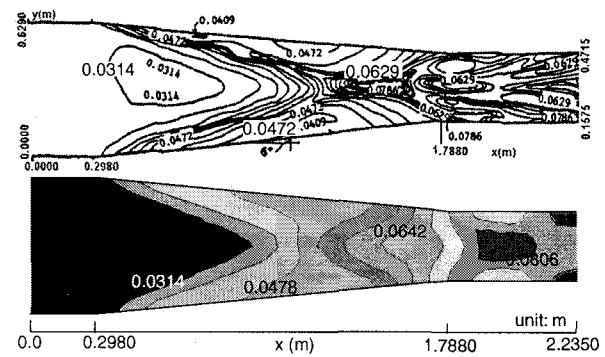


図-1 漸縮水路における射流の水深コンターの実験結果¹²⁾と計算値との比較

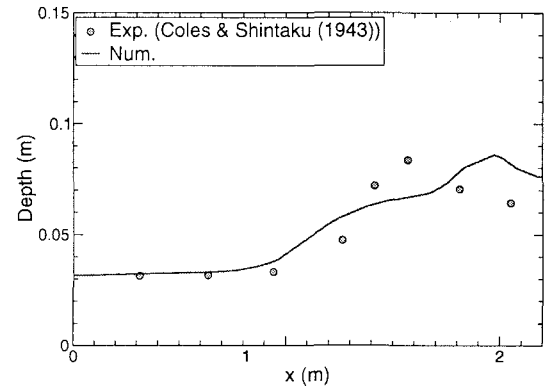


図-2 漸縮水路中心軸上における水面形の実験結果¹²⁾と計算値との比較

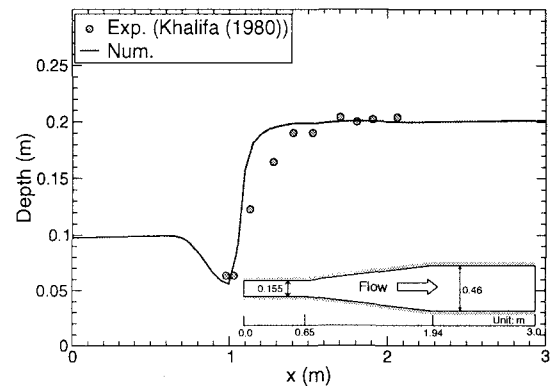


図-3 漸拡水路中心軸上における水面形の実験結果¹³⁾と計算値との比較

験結果^{12),13)}に基づき、FUF-2DF モデルの適用性について検討する。

はじめに、漸縮水路における射流の実験結果¹²⁾に基づき検討を行う。実験は、水平水路で行われており、上流端から射流状態で $0.0451 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が流入されている。計算の境界条件として、上流端には水深 $h=0.0314 \text{ m}$ と流速 $u=2.283 \text{ m/s}$, $v=0.0 \text{ m/s}$ を与えた。下流端では流れの状態は射流となり、計算領域内の水深と流速により計算が実行されるので、境界条件は特に与えていない。初期条件には、上流端の境界条件と同様な一定水深と流速を与えた。Manning の粗度係数 n については、報告されていないので、 $n=0.0 \sim 0.01$ を変化させた数値実験に行い推定した。その結果、 n の違いは解析結果に大きな影響を及ぼすことなく、例えば、 $n=0.0$ と

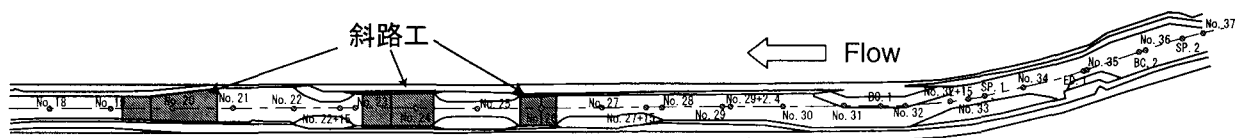


図-4 A 川平面図

$n=0.01$ との解析結果の差は最大で 1 割程度であった。ここでは、 $n=0.009$ の場合の結果を示す。図-1 は、水深コンターの実験結果と計算値を比較したものである。これらの図から、側壁の影響により衝撃波が発生し、それらが互いに干渉することで非常に複雑な流れが生じている様子が確認できる。また、計算値は、漸縮部中央付近で発生している水面上昇を再現できていないものの、全体的な傾向を再現していることがわかる。図-2 は、水路中心軸での実験結果と計算値との比較を行ったものである。これより、上述した漸縮部中央付近の水面上昇は再現できていないものの、全体的には実験結果を再現していることがわかる。このような結果は、他のモデルにおいても同様な報告^{16),17)}がなされている。したがって、このような差異が生じた理由としては、側壁の影響により発生した衝撃波が相互干渉することで、鉛直加速度の影響が顕著になる浅水流方程式では再現できない流れが生じていることが考えられる。

次に、漸拡水路における跳水の実験結果¹³⁾に基づき検討を行う。実験は、アクリル製の水平水路で行われており、上流端から射流状態で $0.029(\text{m}^3/\text{s})$ の流量を流入させ、水路漸拡部に跳水を発生させている。計算では境界条件として、上流端には水深 $h=0.0976\text{m}$ と流速 $u=1.94(\text{m/s})$ 、下流端には水深 $h=0.20\text{m}$ を与えた。初期条件として、水深 h には上下流端水深から線形補間した値を与え、流速 u, v には $0(\text{m/s})$ を与えた。また、Manning の粗度係数 $n=0.01$ とした。流れが定常状態に達したのを確認したうえで計算を終了した。図-3 に水路中心軸上における水深 h の実験結果と計算値との比較を示す。これより、計算値は跳水の発生位置やその高さを良好に再現していることも確認できる。

以上のように、本数値モデルは、側壁の影響により発生した衝撃波が互いに干渉する流れや跳水現象など、鉛直加速度の影響が顕著になる場合を除いては、縦断や平面形状が複雑に変化する場での全体的な流れが良好に再現できることがわかる。

4. 急流都市河川への適用

北九州市の副都心である B 地区中心部を貫流する A 川に FUF-2DF モデルを適用し、A 川の治水機能について考察を加える。

A 川は、延長 $4,165\text{m}$ 、流域面積 3.6km^2 、河床勾配 $1/60 \sim 1/40$ の急流都市河川である。出水時の流れの減勢を目的として、治水面での配慮から、斜路と減勢区

間とで構成される斜路工が比較的短い区間に多数設置された改修計画となっている。加えて、親水環境面への配慮から複雑な形状の水際や浅瀬等が設けられている。

今回の解析対象区間は、図-4 に示す A 川平面形状の測点 No.19 から No.37 までの約 360m の区間である。A 川の基本計画では、解析対象区間の最大水深は減勢区間を除き 1.25m であり、最大流速は斜路区間を除き 4.0m/s である。また、計画高水流量 Q_0 は $26.0\text{m}^3/\text{s}$ であり、治水上十分な河積が確保されている。表-1 に各測点と各測点の距離の和で表される追加距離との関係を示す。各測点における平面形状および河床形状の計算用データは、解析対象区間の縦断形状と横断形状に基づき作成した。また、これらを線形補間することで、各測点間の計算用データを作成した。なお、斜路工の減勢区間に設置される段上がりについては、平面 2 次元解析は同一座標で異なった河床高を与えることができないので、図-5 に示すように $1:1$ の河床勾配として取り扱うことで処理した。なお、後に示す解析結果からわかるように、段上がり部近傍では計画高水流量時の水位が計画高水位程度であることから、この取り扱いにより水位が安全側に算出されている可能性は小さいと推測される。以上のような手順に基づき、作成された A 川の平面形状および河床高コンター図を図-6 に示す。

本解析では、対象区間での流量ハイドログラフが不明であるため、 Q_0 を a 倍 (a は整数) することで、計画高水流量 ($a=1$) と計画高水流量を超える流量 ($a=2, 3$) を設定した。境界条件として、上流端には流量 $a \cdot Q_0$ に基づく単位幅当たりの流量を、下流端には自由流出条件を与えた。ここで、自由流出条件とは境界と隣接するセルと同じ水深を境界条件として与えるものである。その他の境界には閉境界条件を与えた。Manning の粗度係数 n には、基本計画で用いられた値である $n=0.035$ を与えた。計算の初期条件として、水深 $h=h_v (=0.00001\text{m})$ および流速 $u=v=0$ を与え、各時間における計算結果の比較から流れが定常状態になったと判断された時点で計算を終了した。 a を変化させた解析を行った結果、 $a=3$ すなわち流量が計画高水流量の 3 倍で、左岸近傍の水位が堤防高より高くなる箇所が存在することがわかった。ここでは溢水に伴う氾濫解析までは目的としないので、河道の水位が堤防高より小さくなり、溢水が発生しない場合 ($a=1, 2$) の解析結果についてのみ示し、これに基づき A 川の治水機能について検討する。なお、A 川では巨石が河道内に多数配置されているが、

表-1 追加距離と測点との関係

No	追加距離(m)	No	追加距離(m)	No	追加距離(m)
No.19	380	No.24	480	No.30	600
+3.8	383.8	+5.00	485	No.31	620
+9.35	389.35	No.25	500	BC.1	631.82
+13.00	393	+13.20	513.2	No.32	640
No.20	400	+16.80	516.8	No.32+15.0	655
+15.00	415	No.26	520	No.33	660
No.21	420	+5.00	525	SP.1	665.727
No.22	440	No.27	540	No.34	680
No.22+15.0	455	No.27+15.0	555	EC.1	699.634
No.23	460	No.28	560	No.35	700
+2.60	462.6	No.29	580	BC.2	717.927
+7.15	467.15	No.29+2.4	582.4	No.36	720
+12.00	472	+13.00	593	SP.2	732.848
		+18.00	598	No.37	740

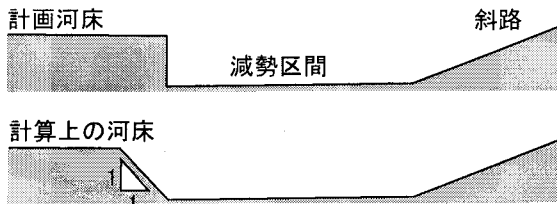


図-5 平面2次元解析における斜路工減勢区間に設置される段上がり部の取り扱い

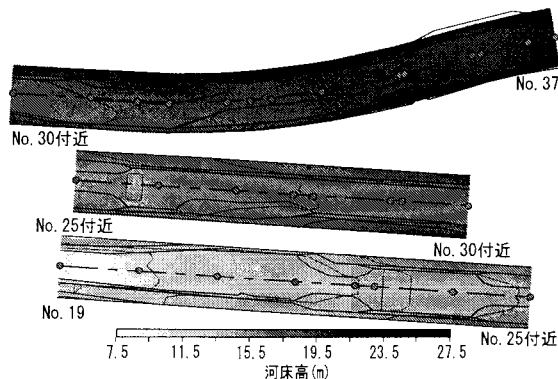


図-6 A川の平面形状と河床高コンター図(計算)

本解析では巨石が流れに及ぼす影響は考慮していない。この点については、平面2次元モデルのフレームワークにおける巨石の取り扱いも含め今後検討する予定である。

計画高水流量(Q_0)を与えた場合の河道中心線上、右岸側および左岸側の水位の解析結果を図-7に示す。ここで、右岸、左岸側の水位は、各横断面において、水深 h が h_v よりも大きく、両岸に最も近い計算セルでの水位である。なお、図中の追加距離と測点の関係はそれぞれ表-1に示す通りである。河道中心線上での解析結果から、(1) 測点 No.22+15.0, No.23, No.23+2.6, No.25+13.20, No.32, No.32+15.0, および No.35 においては、水位が計画高水位と同程度になること、(2) 他の測点では、水位が計画高水位よりも小さくなることを確認できる。右岸側および左岸側の水位の解析結果から、(1) 右岸および左岸側のいずれの水位も計画両岸高より小さくなること、(2) 右岸側では測点 No.19+13.0, No.20, No.22, No.24, No.26, No.27, No.28, および SP.2 で、左岸側では測点 No.19+13.0, No.20, No.22, No.24+12, No.26, No.28, No.29+2.4, No.35, No.36, および SP.2 で、水位が河道中心線上での解析結果よりも大きく上回ること、(3) いずれ測点においても、河道

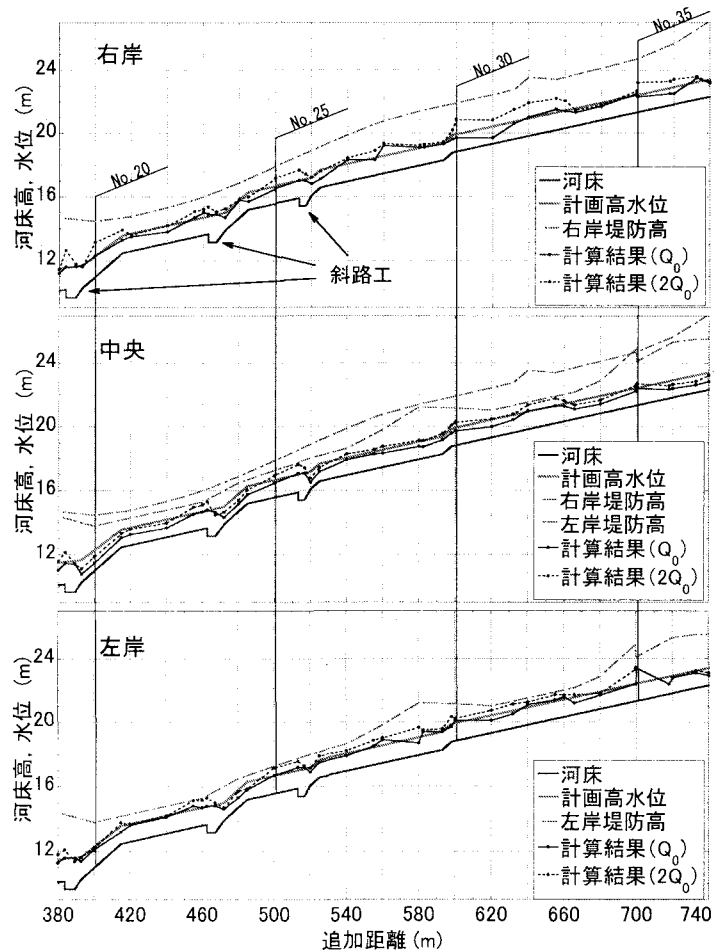


図-7 計画高水位、右岸・左岸堤防高と河道右岸側・中心線・左岸側における水位の解析結果の比較

中心線上の水位は計画高水位程度であり、両岸の水位は計画両岸高よりもはるかに小さいこと、などが確認できる。

次に計画規模以上の流量($2 \cdot Q_0$)を与えた場合の解析結果について考察する。図-8から図-11は、それぞれ水深、流速、フルード数および底面または壁面せん断応力に関する解析結果の平面図を示したものである。なお、底面および壁面せん断応力の判別は、縦・横断面図、平面図に基づき行った。

水深の解析結果から、(1) 水深は減勢区間で最大になること、(2) 水深がドライベッド状態を示す閾値 h_v よりも大きくなる箇所が、両岸にまで及んでいること、(3) 以上の(1)および(2)より、流れが計画高水流量を与えた場合には生じなかった No.19 左岸の高水敷にまで及ぶこと、などが確認できる。

流速の解析結果に着目すると、(1) 斜路で流速は最大となり、その値は7.0m/s程度であること、その他の区間では流速が5.0m/s以下であること、(2) 側点 No.32 および No.32+15 付近で、水際が河道の中心線上に偏ることに加え、河道が湾曲しているために、左岸近傍まで流れが及ぶこと、(3) 斜路工下流の測点 No.22+15 付近では、横断面変化により川幅が漸縮する箇所水

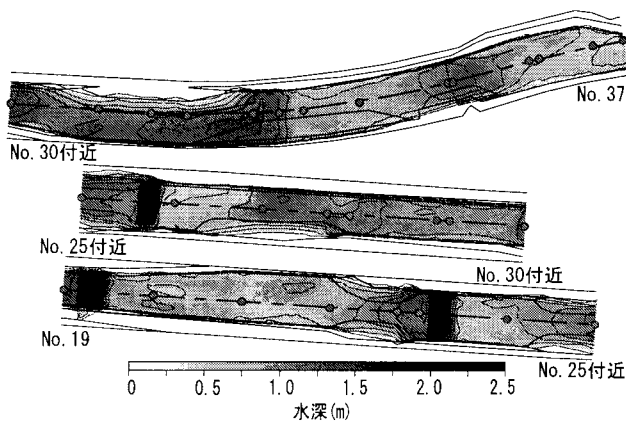


図-8 水深の解析結果 (計画高水流量の2倍の流量を与えた場合)

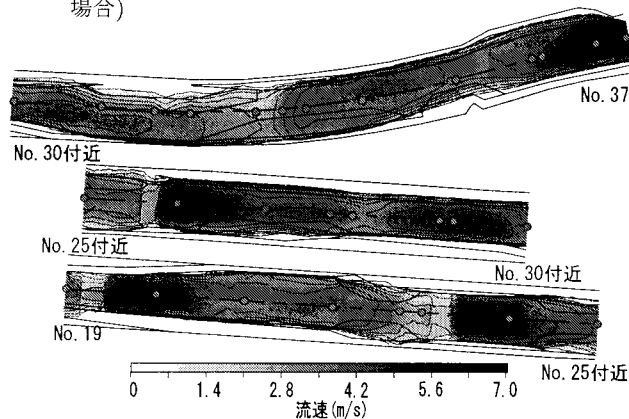


図-9 流速の解析結果 (計画高水流量の2倍の流量を与えた場合)

深が増加し、そのため、左岸近傍まで流れが及ぶこと、(4) No.19 左岸の高水敷にまで、流れが及ぶこと、などが確認できる。

フルード数の解析結果から、(1) ほとんどの区間でフルード数が1以上であり流れの状態は射流であること、斜路でフルード数が最大となること、減勢区間付近でフルード数が1以下に変化していることから、そこで跳水が発生していること、また、測点 No.35 付近では、計画高水流量では常流であったが、流れが射流に変化していること、などが確認できる。

底面または壁面せん断応力の解析結果から、(1) せん断応力は斜路区間で最大となり、減勢区間およびその下流の近傍で最小となること、(2) 斜路工と斜路工の間では、流下に伴いせん断応力が大きくなること、(3) 川幅が漸縮する区間では、せん断応力が大きくなること、などがわかる。また、計画高水流量を与えた場合に比べ、せん断応力は平均で1.6倍程度、大きな箇所では2倍程度大きくなった。

河道中心線上、右岸側および左岸側の水位の解析結果をそれぞれ図-7に示す。河道中心線上での解析結果から、(1) 計画高水流量を与えた場合に比べ、水位は平均0.35m程度上昇すること、(2) 計画高水流量を与えた場合に比べ、著しく水位が上昇する測点は、減勢区間およびその下流の測点 No.19, No.19+3.8, No.22+15,

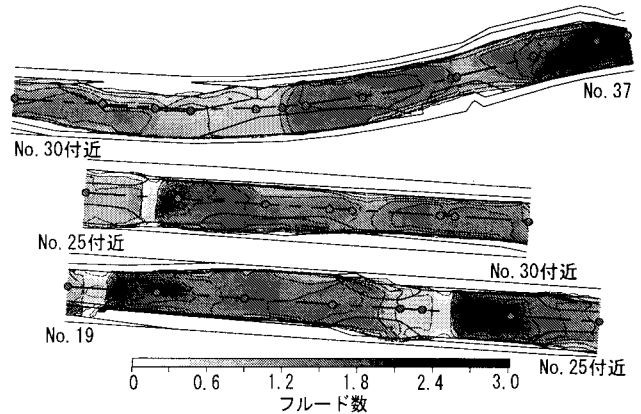


図-10 フルード数の解析結果 (計画高水流量の2倍の流量を与えた場合)

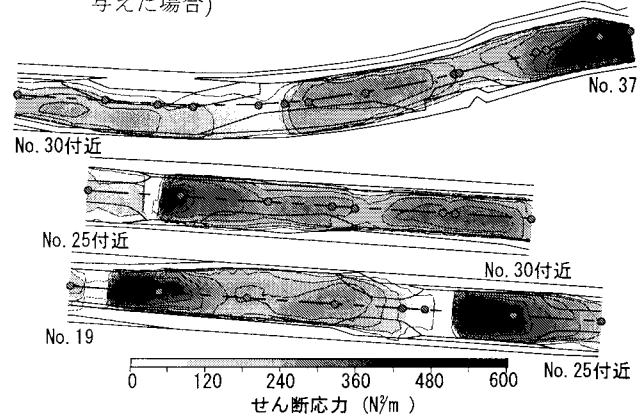
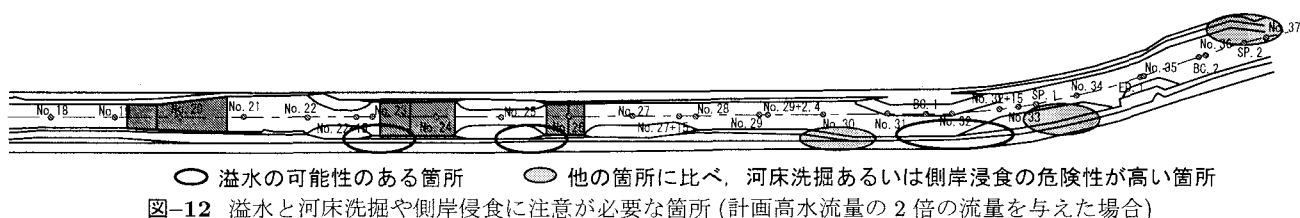


図-11 底面または壁面せん断応力の解析結果 (計画高水流量の2倍の流量を与えた場合)

No.23, No.23+2.6, No.25, No.25+13.2や、水際の変化により川幅が漸縮となる区間の測点 No.29+18, No.30, No.31, や漸縮に加え河道が湾曲する区間の測点 No.32+15であること、など確認できる。右岸側および左岸側の水位の解析結果から、(1) 計画高水流量を与えた場合に比べ、水際は兩岸側に近づくので、水位は右岸側で平均0.45m程度、左岸側で0.3m程度上昇すること、(2) 計画高水流量を与えた場合に比べ、著しく水位が上昇する測点は、右岸側では斜路工付近の測点 No.19+3.8, No.20+15, No.23+12, No.25, No.25+13.2, 川幅が漸縮となる区間の測点 No.27+15, No.29+18, No.30, BC.1, No.32, No.32+15, No.33, No.35, No.36 であること、左岸側では斜路工付近の測点 No.19, No.20+15, No.21, No.22+15, No.23, No.23+2.6, No.25, No.25+13.2, 水際の変化により川幅が漸縮となる区間の測点 No.29, No.29+18, No.31, BC.1, No.32, No.32+15, SP.1, EC.1, 漸縮に加え河道が湾曲する区間の測点 No.32+15であること、(3) 右岸側は、いずれの測点においても、水位は計画右岸高より低いこと、(4) 左岸側では減勢区間下流の No.22+15, No.23, No.23+2.6, また、No.25, No.25+13.2, および漸縮やそれに加え河道が湾曲する区間付近の測点である BC.1, No.32, No.32+15 で水位が計画左岸高と同程度となっていること、など確認できる。



以上の解析結果に基づき、計画高水流量を超える流量 ($2 \cdot Q_0$) が流れた場合の改修後の A 川の治水機能について検討を加える。最大水深は減勢区間を除き 1.75m 程度であり、計画高水位より 0.5m 高く、最大流速は斜路部を除き 5.0m/s 程度であり、計画最大流速より 1.0m/s 大きい。また、底面および壁面せん断応力は計画高水流量の場合に比べ最大で 2 倍程度増加する。斜路工を除く他の区域に比べ、No.37 の右岸付近、湾曲部付近の測点 SP.1 周辺や斜路 (減勢区間設置されていない) が設けられている測点 No.30 周辺の左岸付近では、大きな底面および壁面せん断応力が生じているので、河床洗掘や側岸浸食には注意が必要であると考えられる (図-12)。また、減勢区間下流の測点 No.22+15, No.23, No.23+2.6, また、No.25, No.25+13.2, および漸縮やそれに加え河道が湾曲する区間付近の測点である BC.1, No.32, No.32+15 の左岸側では、水位が計画左岸高と同程度となっている。このため、これらの測点付近で溢水が生じる可能性が高いと考えられる。特に、No.22+15 では水位と計画左岸高の差が最も小さくことから、溢水が最も発生しやすい区間であると考えられる (図-12)。これに加え、流量の変化に伴い水位が著しく上昇する斜路工付近や測点や水際の変化により川幅が漸縮となる区間、および漸縮に加え河道が湾曲する区間でも、溢水に対する十分な注意を払う必要があると考えられる。

5. おわりに

本研究では、複雑な河道や水理構造物を有する中小河川の流況予測を目的とした平面 2 次元数値モデルを開発した。まず、その基本性能を既存の実験結果に基づき検証した。次に、本モデルを水際が複雑で複数の水理構造物が設置された河川再生事業後の A 急流小河川に適用し、計画規模を超えた流量が流れた場合の治水機能について検討を加えた。一般に、中小都市河川の改修事業では河川空間の制約や、親水・環境機能が考慮されるため複雑な河道を有することが多い。このような中小都市河川の改修計画を検討する上で、本平面 2 次元数値モデルは有用であると考えられる。

謝辞: 北九州市の河川課より資料の提供等の援助を受けた。また、本研究を遂行するにあたり、本学学部 4 年生の池村 剛宜君の協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 谷岡康, 福岡捷二: 都市中小河川・下水道の連携した治水計画-台地部既成市街地を対象として-, 土木学会論文集, No. 633/II-63, pp. 21-35, 2003.
- 2) 中小都市河川検討会: 中小河川計画の手引き (案), 1999.
- 3) 藤堂正樹, 浜口憲一郎, 福岡捷二: 先鋭的な出水特性をもつ中小河川の水利現象, 河川技術論文集, 第 8 巻, pp. 539-544, 2002.
- 4) 藤堂正樹, 浜口憲一郎, 福岡捷二: 断面の急変する急流河川に先鋭な流量ハイドログラフが流下した場合の水利現象, 河川技術論文集, 第 9 巻, pp. 219-224, 2003.
- 5) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 浦 勝, 有田由高: 非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面 2 次元洪水流数値モデル, 水工学論文集, 第 45 巻, pp. 895-900, 2001.
- 6) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 浦 勝: 非構造格子を用いた有限体積法に基づく 1 次および 2 次精度平面 2 次元洪水流数値モデル, 土木学会論文集, No. 705/II-59, pp. 31-43, 2002.
- 7) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 浦 勝, 小林俊彦: 洪水氾濫流と構造物に働く流体力の数値シミュレーション, 水工学論文集, 第 46 巻, pp. 833-838, 2002.
- 8) Roe, P. L.: Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes, *Journal of Computational Physics*, Vol. 43, pp. 357-372, 1981.
- 9) Glaister, P.: Approximate Riemann solutions of shallow water equations, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 26, pp. 293-306, 1988.
- 10) Bermudez, A. and Vazquez, M.: Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms, *Computers & Fluids*, Vol. 8, No. 8, pp. 1049-1071, 1994.
- 11) 重枝未玲, 秋山壽一郎: 複雑な地形起伏を有する場における氾濫流の数値シミュレーション, 水工学論文集, 第 47 巻, pp. 871-876, 2003.
- 12) Coles, D. and Shintaku, T.: Experimental relation between sudden wall angle changes and standing waves in supercritical flow, B.S. Thessi, Lehigh University, Pennsylvania, U.S.A., 1943.
- 13) Khalifa, A. M.: *Theoretical and experimental study of the radial hydraulic jump*, PhD thesis, University of Windsor, Canada, 1980.
- 14) Fritz, H. M. and Hager, W. H.: Hydraulics of Embankment Weirs, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 9, pp. 963-971, 1998.
- 15) 重枝未玲, 秋山壽一郎: 流束差分法に基づく有限体積数値モデルの堰を越える流れへの適用性について, 土木学会第 56 回年次学術講演会, pp. 302-303, 2001.
- 16) Molls, T. and Chaudhry, M. H.: Depth-averaged open-channel flow model, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 6, pp. 453-465, 1995.
- 17) Kim, C., Yoon, T., Cho, Y. and Kim, S.: A two-dimensional conservative finite difference model in nonorthogonal coordinate system, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 41, No. 4, pp. 395-403, 2003.

(2003.9.30受付)