

急拡・急縮部を持つ開水路の流れ特性に関する研究

STUDY ON FLOW CHARACTERISTICS IN AN OPEN-CHANNEL WITH A SUDDEN EXPANSION AND A CONTRACTION

呂福祿¹・藤田裕一郎²・鈴木智晴³

¹ 正会員 工博 岐阜大学外国人研究者 工学部土木学科 (〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)

² 正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木学科 (同上)

³ 愛知県・岡崎市役所

In order to clarify variation process of large-scale fluvial geomorphology caused by extreme floods, flow characteristics are studied experimentally and numerically in an open channel with both an expansion and a contraction, just like an elliptic plan-form reach. In this research, two large horizontal circulations spread between both side-walls and the main flow, and small scale eddies appear both sides of the main flow and migrate downstream along it. This flow pattern is simulated well by a numerical model based on 2-D shallow water equations. In turn, fluctuations of water surface levels and flow velocities produced by the numerical model are compared with those measured in the experiments and are proved to have some physical significance, such as seiche and/or shear instability.

Key words: *channel expansion and contraction, flow characteristics, open-channel flow, Surface fluctuation, numerical model*

1. はしがき

河川は、自由にあるいは制限された中で河岸を侵食し、土砂を運搬・堆積して沖積平地を形成してきており、一方、人間は沖積地を主要な活動の場としている。このために、沖積平地はしばしば河川災害の場となってきたが、このような水害の防御には、沖積平地における洪水時の流況や地形の形成過程を明らかにすることが重要である。

周辺の地質・地形条件によって決定される沖積平地の平面形状はさまざまであり、山間の谷底平地のように上下流に急拡・急縮部を有するものもある。このような場における大洪水時の沖積地形の変動特性を明らかにするには、急拡部と急縮部とを同時に含む開水路流れの基本特性を的確に予測する必要がある。

以上より、ここでは、急拡・急縮部を持つ開水路流れに関する固定床の基礎実験を行い、流れの基本特性を把握すると共に、開発している数値シミュレーションモデルの検証データを得て、その妥当性を明らかにした。なお、類似の急拡・急縮部を持つ開水路流れ

について貯水池を対象とした計算結果が報告されているが、そこでは、水平渦による時間的変動は再現されておらず、実測値による検討もなされていない¹⁾。

2. 急拡・急縮部を持つ開水路のモデル化

(1) 開水路モデルの設定

谷底平野のような沖積平地の地形変動に関する流れの基本的特性の把握およびそれを予測するための数値モデルの構築という目的に沿って、ここでの開水路モデルは中央区間が楕円状の平面形をした平坦な河床を持つものとした。

すなわち、河川上流部におけるいくつかの小規模な盆地状の谷底平地の平面形状を地形図や空中写真で検討して設定した既往の水理実験²⁾に合わせて、図-1のように楕円型の長軸と短軸との比を 3:2、流入水路と流出水路の幅は盆地部の流れに変化を与えるために、それぞれ短軸の 1/4 と 1/5 と僅かに変え、それらの長さはいずれも 4m とし、これを幅 1.8m、長さ 17m、勾配 1/160 の鋼製水路中に設置した。急拡・急縮部の側

壁は長さ約 8m, 幅 453mm のトタンを曲げて作成し, 流入・流出水路部の側壁はアルミ角材に透明アクリル板を取り付けたものを用いた。水路の縦断方向を X 軸, 横断方向を Y 軸とし, X 軸の座標値は盆地入り口 A 点を X=2m と設定している。実験区間の上流端 2m の区間は整流区間であり, 整流板を設置し, 計量水槽から流れ落ちる所定流量の水を実験区間にできるだけ静かに供給できるようにしている。

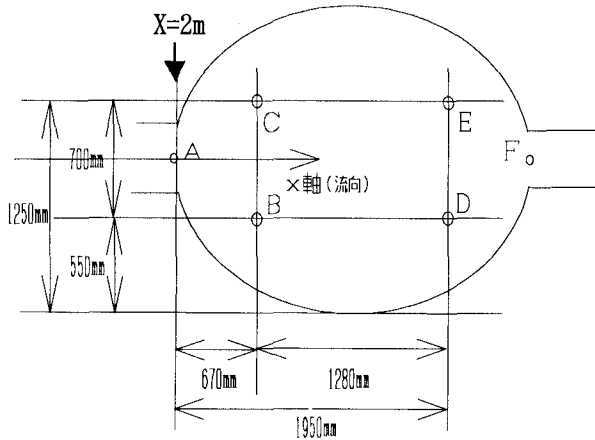


図-1 モデルの平面状と測定点

(2) 固定床実験の概要

楕円形内における流況を把握するための固定床実験では, 路床に両面テープで固定したビニールシートの上に平均粒径約 1.42mm の砂を貼り付けて, 通水流量を 30 l/s, 50 l/s, 70 l/s として流速を測定した。なお, 下流端は鋼板で堰上げるようにし, 各流量における下流一様区間の水深をそれぞれ 17cm, 28cm, 28cm と設定し, 常流条件で実験を行った。

まず, 全体的な流れ特性を把握する為に, X 方向の 25 断面について, それぞれ 5~9 個の測線をとった合計 181 の測線において流速の垂直分布を超小型プロベラ流速計(篠塚製作所製)で測定した。垂直分布の測定的位置は, 各測線の路床から 5cm 上までは 1cm 間隔, それ以上は 2cm 間隔とし, 各点あたり 300 個のデータを 17.8Hz で A-D 変換してパーソナルコンピュータに取り込んだ。ついで, 盆地に発生する逆流域や渦および流入・出部の流況を調べるために, プロベラ流速計と 3 次元電磁流速計および容量式波高計を図-1 に示す 6 点 A~F に設置して流速と水位の時間変動をサンプリング周波数 7.58Hz で測った。

(3) 計算の基礎方程式と差分スキーム

静水圧分布を仮定し, Coriolis 力および水面に作用するせん断力を無視し, Reynolds 方程式を水深方向に積分した, 非定常 2 次元の St. Venant 浅水方程式を基礎方程式とする数値モデルを式(1), (2), (3) のように一般座標系に変換して流れ解析に用いた³⁾。

$$(h/J)_t + (q^x/J)_x + (q^y/J)_y = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} (M/J)_t + & \left[(q^x M/h + \xi_x g h^2 / 2) / J \right]_x \\ & + \left[(g_{11} \varepsilon_x + g_{12} \varepsilon_y + \varepsilon f_{11}) M \right]_x \\ & + \left[(q^y M/h + \xi_y g h^2 / 2) / J \right]_y \\ & + \left[(g_{22} \varepsilon_x + g_{12} \varepsilon_y + \varepsilon f_{22}) M \right]_y \\ = & (\varepsilon g_{11} M)_{xx} + 2(\varepsilon g_{12} M)_{xy} + (\varepsilon g_{22} M)_{yy} \\ & + gh(\xi_x z_x + \eta_x z_y) / J - gh(S^{1f\xi} + S^{1f\eta}) / J \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} (N/J)_t + & \left[(q^x N/h + \xi_x g h^2 / 2) / J \right]_x \\ & + \left[(g_{11} \varepsilon_x + g_{12} \varepsilon_y + \varepsilon f_{11}) N \right]_x \\ & + \left[(q^y N/h + \xi_y g h^2 / 2) / J \right]_y \\ & + \left[(g_{22} \varepsilon_x + g_{12} \varepsilon_y + \varepsilon f_{22}) N \right]_y \\ = & (\varepsilon g_{11} N)_{xx} + 2(\varepsilon g_{12} N)_{xy} + (\varepsilon g_{22} N)_{yy} \\ & + gh(\xi_y z_x + \eta_y z_y) / J - gh(S^{2f\xi} + S^{2f\eta}) / J \end{aligned} \quad (3)$$

ここに, $q^x = \xi_x M + \xi_y N$, $q^y = \eta_x M + \eta_y N$, M , N はそれぞれ x と y 方向の流量フラックスで, $M = uh$, $N = vh$, u, v はそれぞれ x, y 方向流速, h は水深, z は河床高, g は重力加速度であり, ε は動粘性係数で $\varepsilon = \kappa u_* h / 6$, κ はカルマン定数で $\kappa = 0.4$, u_* は次式の摩擦速度である。

$$u_* = n \sqrt{g(M^2 + N^2)} / h^{7/6}$$

当然, 河床摩擦勾配に関する $S^{1f\xi}, S^{1f\eta}$ 項 ($i=1,2$) には Manning 則による次式を用い,

$$S^{1f\xi} = \eta_y n^2 q^x \sqrt{M^2 + N^2} / J h^{10/3},$$

$$S^{1f\eta} = -\xi_y n^2 q^x \sqrt{M^2 + N^2} / J h^{10/3},$$

$$S^{2f\xi} = -\eta_x n^2 q^y \sqrt{M^2 + N^2} / J h^{10/3},$$

$$S^{2f\eta} = \xi_x n^2 q^y \sqrt{M^2 + N^2} / J h^{10/3},$$

ヤコビアン J と形状テンソル g_{ij} , f_{ij} は

$$J = \xi_x \eta_y + \xi_y \eta_x, \quad g_{11} = (\xi_x^2 + \xi_y^2) / J,$$

$$g_{12} = (\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y) / J, \quad g_{22} = (\eta_x^2 + \eta_y^2) / J,$$

$$f_{11} = (\xi_{xx} + \xi_{yy}) / J, \quad f_{22} = (\eta_{xx} + \eta_{yy}) / J,$$

であって, 下付き添え字の t, x, y, ξ, η はいずれもその偏導関数を表す。

本研究で用いた MacCormack 有限差分スキームは陽的な予測子-修正子の 2 段階の組み合わせによって, 時間的にも, 空間的にも, 2 次精度を持たせるようにしたものである。しかし, 2 次精度の MacCormack スキ

ームは境界形状変化の激しい場所を中心に数値的振動を生じるので、適度の振動抑制効果を持つ人工粘性を加える必要がある。この人工粘性は数値的振動と同時に物理的に意味のある変動も抑えてしまう可能性があるため、ここでは導入した流れの変化が滑らかな領域では作用せず、振動の激しい領域でのみ効果を持つ式(4)のJameson⁴⁾による人工粘性を導入した。

$$F_{i,j} = F_{i,j} + \left[\varepsilon_{i+1/2,j}^{\xi} (F_{i+1,j} - F_{i,j}) - \varepsilon_{i-1/2,j}^{\xi} (F_{i,j} - F_{i-1,j}) \right] + \left[\varepsilon_{i,j+1/2}^{\eta} (F_{i,j+1} - F_{i,j}) - \varepsilon_{i,j-1/2}^{\eta} (F_{i,j} - F_{i,j-1}) \right] \quad (4)$$

ここで、

$$\varepsilon_{i+1/2,j}^{\xi} = \alpha \max \left(v_{i+1,j}^{\xi}, v_{i,j}^{\xi} \right),$$

$$\varepsilon_{i,j+1/2}^{\eta} = \alpha \max \left(v_{i,j+1}^{\eta}, v_{i,j}^{\eta} \right),$$

$$\varepsilon_{i-1/2,j}^{\xi} = \alpha \max \left(v_{i-1,j}^{\xi}, v_{i,j}^{\xi} \right),$$

$$\varepsilon_{i,j-1/2}^{\eta} = \alpha \max \left(v_{i,j-1}^{\eta}, v_{i,j}^{\eta} \right),$$

$$v_{i,j}^{\xi} = \frac{|h_{i+1,j} - 2h_{i,j} + h_{i-1,j}|}{|h_{i+1,j}| + |2h_{i,j}| + |h_{i-1,j}|}, \quad v_{i,j}^{\eta} = \frac{|h_{i,j+1} - 2h_{i,j} + h_{i,j-1}|}{|h_{i,j+1}| + |2h_{i,j}| + |h_{i,j-1}|}$$

であり、発散振動の緩和係数 α は、数値振動を抑えられる、できるだけ小さい値が望ましいことから、打ち切り誤差の偏りにくい場合の数回の試行計算によって、 $\alpha=0.1$ と設定した。

3. 実験と計算の結果および検討

(1) 水面形状

図-2に流量が301/s, 501/s, 701/sの場合について、最も変化の激しかった流路中心線に沿った水面縦断形状の実験値と計算値を比較している。同図から、いずれの流量でも水位が上流から盆地の出口にかけて段々と高くなっていき、出口の直上流で最高位に達した後、出口を過ぎて急激に低下し、再び上昇して、徐々に下流端の設定水位に向かうことが判る。このような水位の変化は単に急拡部あるいは急縮部が独立にある場合とは違って、両者が相互に作用した結果である。実験の水面形状は流路の中心線に沿った1縦断面においてポイントゲージで測られたものであって、盆地内に発生した非定常な渦による水面変動による多少の誤差を含んでいるが、計算値とよく合致している。

(2) 水深平均流速の分布

図-3と図-4はそれぞれ流量301/sの場合の実験と計算による水深平均流速の平面分布図であって、ともに、水路中心線に沿って広がっていく主流部の両側に逆流部を持つ循環領域が生成された対称な平面分布を示している。これらでは循環領域の位置等もよく一致しており、数値シミュレーションの妥当性が確認さ

れる。実験中には、上述の大きな水平渦と主流との間に一連の小さい渦が次々に発生し、上流域から流下していったことが観察されていたが、流速ベクトルの瞬間分布を示した図-5には、その状況がよく現れている。その小規模な渦は主流部と循環領域との流速差によるせん断不安定によるものであろう。

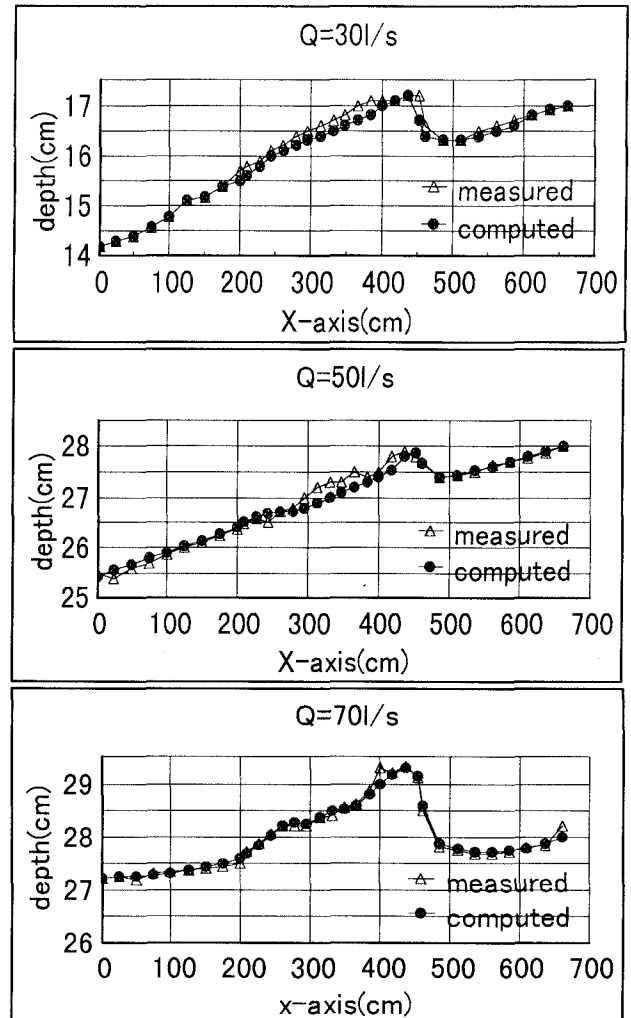


図-2 流路中心線に沿った水位の縦断変化

(3) 水面と流速の変動

下流域に流路中央線に対称に配置されたD点とE点における流量301/sの場合の水位変動を0.66秒に当たる5項で移動平均して、について図-6に示している。この図から、水面は1分間に6個、すなわち、平均周期10秒で変動し、その上にも小さな波が重ねられている。また、両点の変動には逆位相の関係が見られる場合が多く、水面がセイシュ状に横断方向に揺らいでいることが判る。

図-7は流量301/sの場合の水深変動図である。ここでの振動は1分間に5個程度であって、周期は実験値より多少長くなったが、やはりD, E点では振動に逆位相の関係が認められる。

図-8の示した上流部のBとC点における振動は1分間に約19個と約3秒の周期で、下流部のD、E点よりも短く、かつ、振幅も図-6のD、E点と比べて小さくなっている。これらから渦が流下方向に発達していることが推察される。なお両図におけるD、E点間の約0.5cmのの差はキャリブレーション誤差と思われる。

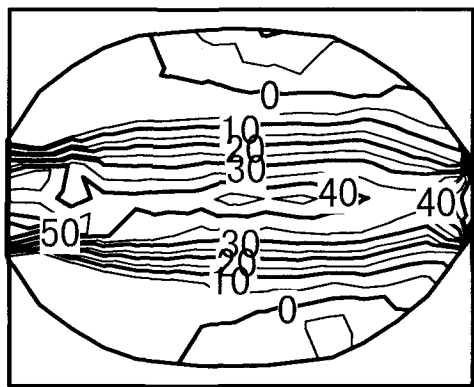


図-3 測定した水深平均流速 ($Q=301/s$, 単位: cm/s)

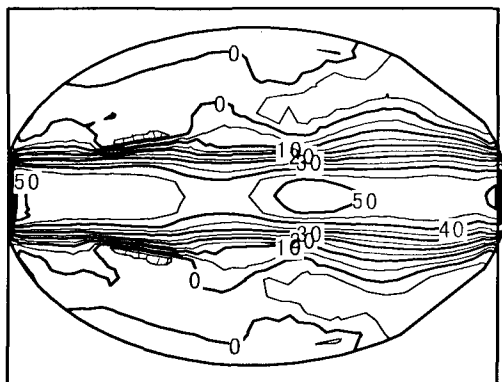


図-4 計算した時間平均流速 ($Q=301/s$, 単位: cm/s)

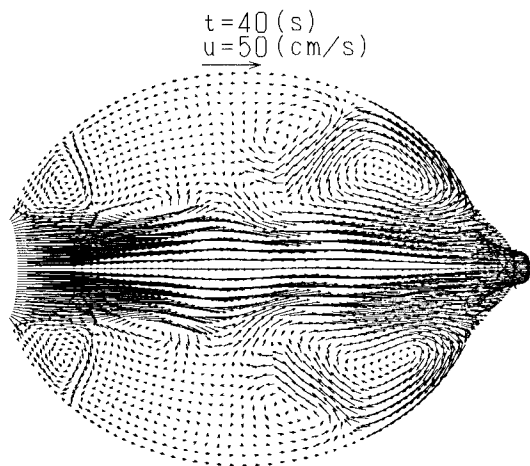


図-5 計算流速ベクトルの瞬間分布 ($Q=301/s$)

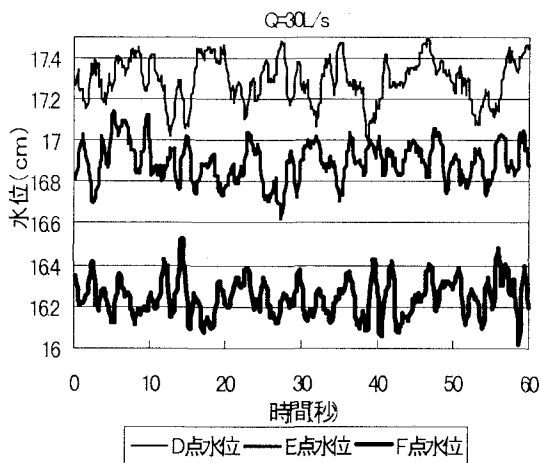


図-6 測定によるD、EとF点の水位変動

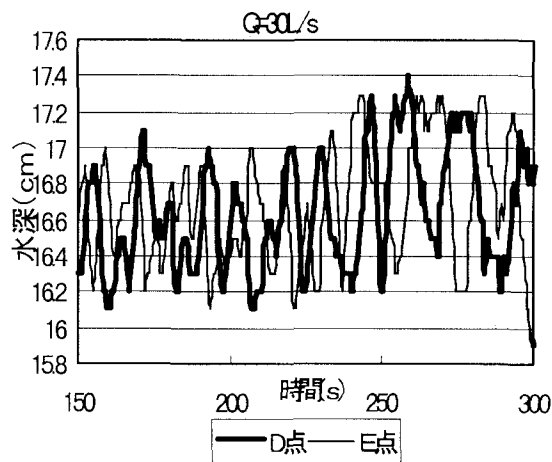


図-7 計算によるDとE点の水位変動

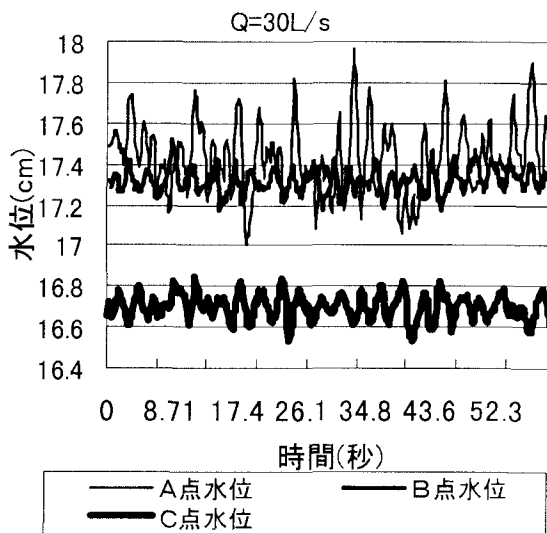


図-8 測定によるA、BとC点の水位変動

図-9と図-10は流量301/s時のそれぞれ下流域のDとE点および上流域のA、BとC点のX軸方向の流速を示している。ここでも、やはり水位変動と同様に上流域の流速の振幅は下流域のものとはるかに小さくなっているが、変動の周期は水位の変動と対応している。

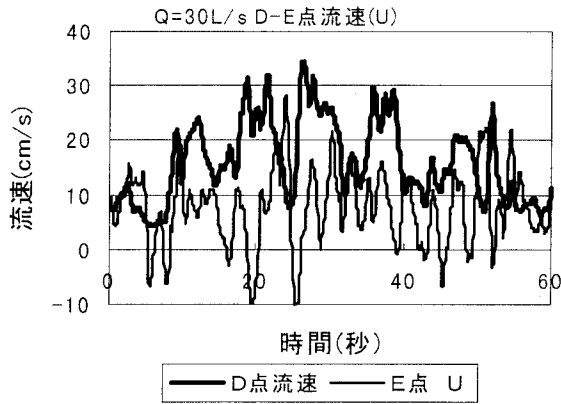


図-9 DとE点における測定流速の変動

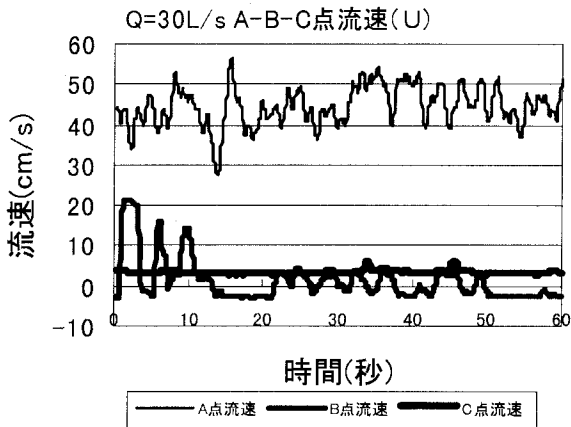


図-10 A, B および C 点の測定流速の変動

(4) 水面変動と流速変動のスペクトル

ここでは、実測と計算による各測点の水位と流速の乱れ成分のパワースペクトルについて比較する。なお、解析は FFT 法により、実測の 270 秒に相当する 2048 個のデータをを用いた。

図-11 には測定水位変動の D 点と E 点におけるスペクトルを示している。それらによると、0.1Hz 付近の滑らかなピークとともに、最も鋭いピークが 0.4Hz にあって、卓越した水面変動の周期は 2.5 秒と、図-6 の状況と一致している。

これらの点について計算結果のスペクトルを示した図-12 では、卓越周波数は 0.25Hz 付近にあって、図-11 の周期よりも長くなっている。一方、2 番目のピークは 0.15Hz 程度にあって、これは図-11 のものとほぼ一致している。

つぎに、E 点における流速変動の測定と計算のスペクトルをそれぞれ図-13 と図-14 に示す。前者では、明確ではないピークが 0.1Hz 付近にあって、同程度のパワーを有する波動が 0.4Hz 回りまで存在した後、ほぼ $-5/3$ 乗で減衰していくことを示している。一方、図-14 では明らかなピークが 0.25Hz 周辺にあって、その高周波側では急激に減衰している。この結果は、

本計算モデルでは、当然乱れ変動を扱うことができないが、セイシュやせん断不安定による流れの変動はかなり再現することができることを示している。

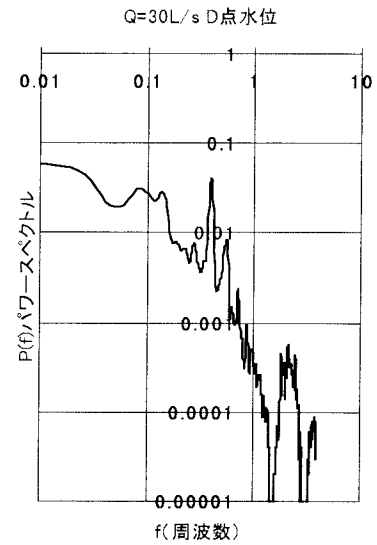


図-11(a) D 点における測定水位のスペクトル

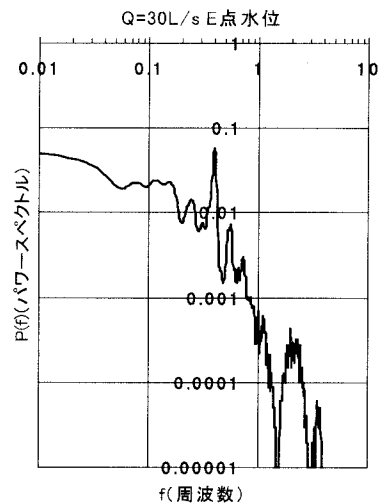


図-11(b) E 点における測定水位のスペクトル

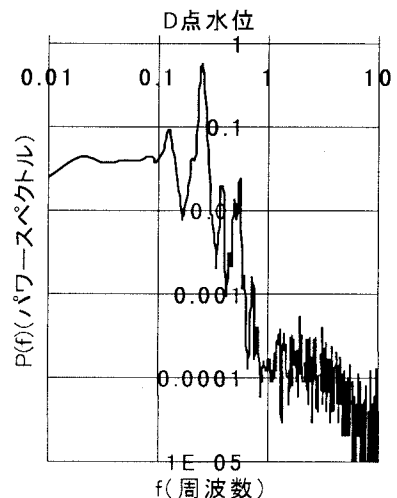


図-12(a) 計算 D 点水位のスペクトル

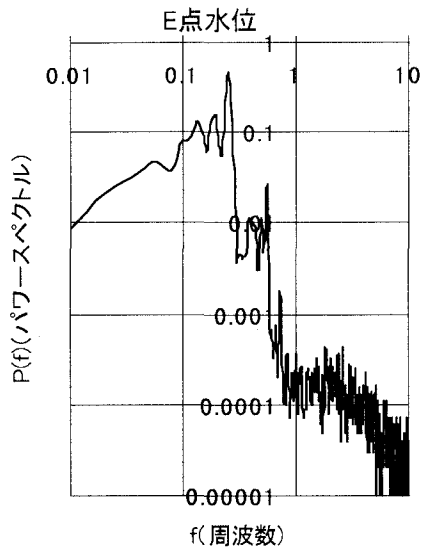


図-12(b) E点における計算水位のスペクトル

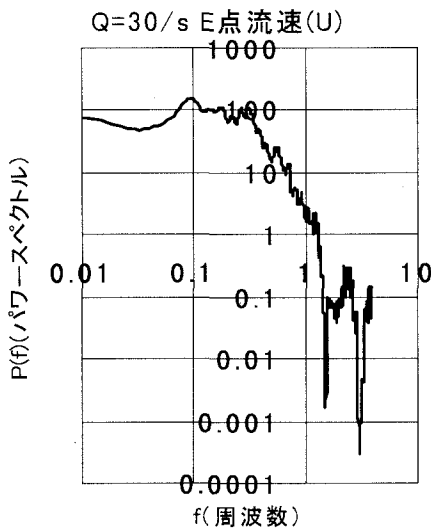


図-13 E点における測定流速 (U) スペクトル

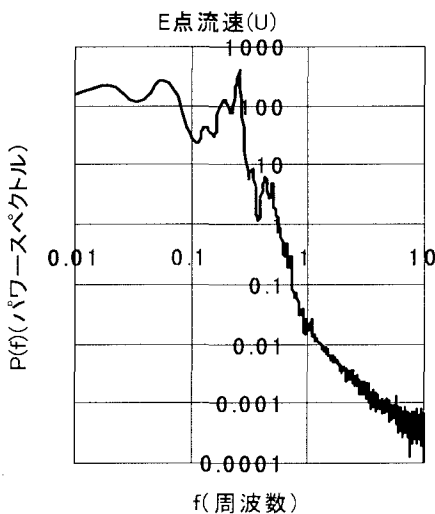


図-14 E点における計算流速 (U) スペクトル

4. 結論

本研究では大洪水における沖積地形の変化プロセスを究明する第一歩として単純なモデルを設定して、固定床の基礎実験を行い、水位と流速分布の詳細な計測に基づいてそれらの基本特性を把握するとともに2次元浅水モデルによる数値シミュレーションを行って、その数値モデルの妥当性・適用性を明らかにした。得られた結果を要約すれば以下の通りである。

開水路楕円形区間の内部では中心線に沿って主流が存在し、その幅は流下するとともに発散して広くなり、逆に、流速は幅の広がりとともに低下していくが、流出水路に入る直後に再び増加して最大値となる。一方、水位は楕円形部の出口に向かって徐々に上昇し出口直前で最高になった後、急に低下する。

主流の両側には、下流区間を中心に2つの大きい水平循環領域が対称に存在し、この領域と主流との間には非定常な一連の渦が発生して上流から下流に移動していった。

楕円形区間の下流部には実験の結果によると中央線に対して逆位相の水位振動が現われ、水面が横断方向に揺られるセイシュの現象が推察されるが、それは計算でも生じていた。実験における振動周期は計算値より大きいであるが、計算結果が実験値を体現していると言える。また、水位変動のワースペクトルも実験と計算で一致した傾向にあって、数値モデルは妥当な結果を当てることが判明した。

今後、計算モデルに流れの3次元性を工夫するとともに、移動床実験を行って、大洪水時の地形変動について検討を加えていきたい。

参考文献

- 1) Borthwick, A.G.L. and Akponasa, G.A.(1997): Reservoir flow prediction by contravariant shallow water equations, J. of Hydraulic Engineering, Vol.123, No.5, ASCE, pp.432-439.
- 2) 藤田裕一郎, 呂 福祿, 細江良太: 洪水による山間盆地の地形変化に関する基礎実験, 土木学会第53回年次学術講演会, pp.438-439, 1998.
- 3) Lu, F.L. and Fujita, Y.(1998): Numerical study on flow in a basin surrounded by mountains, Proc. of the 7th International Symposium on River Sedimentation, HongKong, pp. 357-363.
- 4) Bhallamudi, S.M. and Chaudhry, M.H. (1992): Computation of flows in open-channel transitions, J. of Hydraulic Research, Vol.30, No.1, pp.77-93.

(1999.9.30受付)