

建設省 土木研究所 正員 石川忠晴
同 上 正員 林 正男

1. はじめに

土木研究所河川研究室ではBox型Schemeの陰型式差分不足流計算法による洪水追跡の汎用プログラムを検討中である。将来は複断面河道や分合流点を含む河道に拡張される予定であるが、その前段階として単断面単一河道における現地観測データと比較し計算精度を検討したので報告する。対象河道は琵琶湖出口から瀬田川洗堰までの約5.5kmの区間とした。この河道は琵琶湖を控えているため流況が非常に安定しており、自然的要因によって不足流の生じることはほとんど無い。ここでの不足流は洗堰ゲート操作によって人為的に起こされる。したがってあらかじめ観測態勢を敷いておけば、かなり精度の良いデータが得られるわけである。

2. 計算式の概要

2-1 差分式

図1に示すBox型Schemeで運動方程式と連続式を差分化した。

すなわち物理量 P についての差分表示は、

$$P = \{P(i, j) + P(i+1, j) + P(i, j+1) + P(i+1, j+1)\} / 4 \quad (1)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} = \{P(i+1, j) - P(i, j) + P(i+1, j+1) - P(i, j+1)\} / 2\Delta t \quad (2)$$

$$\frac{\partial P}{\partial x} = \{P(i, j+1) - P(i, j) + P(i+1, j+1) - P(i+1, j)\} / 2\Delta x \quad (3)$$

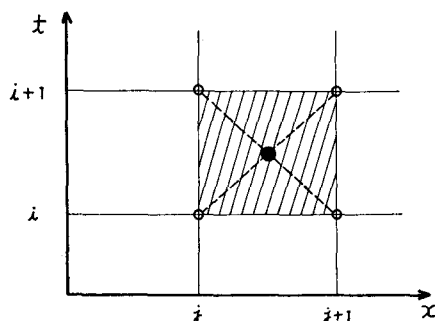


図1 Box型Scheme

となる。これから非線形項を連立方程式を得るが、非線形項については逐次代入法により収束解を求めた。

2-2 境界条件式

不足流の境界条件は一般に水深と流量に関する代数関係式で与えられる。本河道の上流端は琵琶湖につながるため、最上流断面のエネルギー高が琵琶湖水位に等しいものとする。すなわち、

$$H_u + \frac{1}{2g} \frac{Q_u^2}{A_u^2} = E_{\text{binu}} \quad (4)$$

ここに、 H_u = 上流端水深、 Q_u = 上流端流量、 A_u = 上流端断面積

非線形項は逐次代入法により収束させた。一方下流端では洗堰の放流能力特性式が境界条件として与えられる。

これを $Q_d = f(H_d)$ 、ゲート状態と書く。ここに H_d = 下流端水位、 Q_d = 下流端流量である。これを次式のように書き改めて下流端境界条件式とした。

$$\Delta Q_d - \frac{\partial f}{\partial H} \{H_d(t_0) \text{ ゲート状態}(t_0 + \Delta t)\} \Delta H_d = f\{H_d(t_0) + \Delta \tilde{H}_d \text{ ゲート状態}(t_0 + \Delta t)\} - Q_d(t_0) - \frac{\partial f}{\partial H} \{H_d(t_0) \text{ ゲート状態}(t_0 + \Delta t)\} \quad (5)$$

ここに、 ΔQ_d と ΔH_d は時刻 t_0 から $t_0 + \Delta t$ までの間の放流量と越流水位の増分、 $\tilde{H}_d$ は水位増分の仮定値であり、逐次代入法で収束させた。

2-3 河道断面形の表われかた

流水断面積 A および径深 R が次式で表わされるものとし、200 mピッチの横断面図より各断面の z_0 , A_e , A_m , R_e , R_m を求めた。

$$A = A_e (H - z_0) A_m \quad (6)$$

$$R = R_e (H - z_0)^{R_m} \quad (7)$$

3. 計算結果と現地観測データの比較

ゲート操作前に等流状態であったとすると、①その時の下流端水位、②ゲート開閉速度、のみで以後の水力状態はすべて定まる。この条件を表1に示す。Run 1では2度にわたってゲートが開められ、洗堰放流量が450 m³/s程度から約半分に絞られた。Run 2では20分間で全閉とされた。

RUN	初期下流端水位 O.P.m	等流堰取水量 m ³ /s	操作ゲート 門	全閉ゲート 門	下段扉操作範囲 O.P.m	上段扉操作範囲 O.P.m	ゲート操作時間 分
1	84.87	43.3	2 1	1 0	84.95 → 80.80 85.46 → 80.80	89.80 → 84.30 89.80 → 84.30	0 → 30 102 → 138
2	85.41	43.3	10 10	0 0	全 閉	84.81 → 85.23 85.23 → 86.36	0 → 10 10 → 20

図2および図3は、千町(70.7k)、橋本(71.5k)、鳥居川(74.0k)での計算値と実測値を比較したものである。この計算では計算時間間隔を5分、非線形項収束計算の打ち切り誤差を水位について0.5mm、流量について0.002 m³/sとしている。収束のための繰り返し回数、Run 1で1~14回で平均8回、Run 2で6~17回で平均11回となっている。なおCPUタイムはRun 1で6秒、Run 2で7秒であった。

図4と図5は計算時間間隔と精度の関係をみたもので、Run 1では実測値からの標準偏差、Run 2では実測値との相関係数で示している。どちらも計算時間間隔が短いほど誤差が大きくなっているが、これは解の振動を防ぐために空間的に3点平滑化していることが原因と考えられる。この図から計算時間間隔を10分程度としても精度的には問題がないように思われる。平均的な水深を3.5mとすると $K(=\sqrt{gh}/\Delta x/\Delta t)$ の値は約18となる。

図6と図7は収束のための繰り返し計算回数を固定した場合の回数と精度の関係をみたものである。繰り返し回数が10回を越えるとそれ以上精度の向上が見られないことがわかる。

4. おわりに

今回の計算では中央差分を用い、空間的3点平滑化で解を安定させているが、その適否についても検討したいと考えている。また逐次代入法より効率のよい収束法に改良したいと考えている。

参考文献

- Fread, D.L.: W.R.R., Vol. 9,
No. 4, Aug., 1973, P.918~
高畑: 第27回年講, P.293~
神田, 北田: 第30回年講,
P.391~
須賀, 石川, 島西, 林:
土研資料 1759号

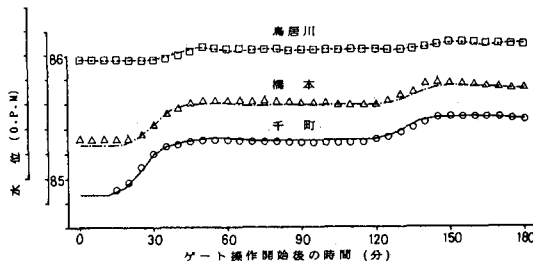


図2 下流端水位変化(RUN 1)

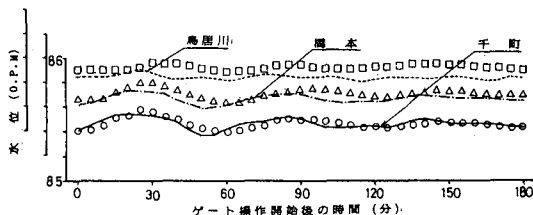


図3 下流端水位変化(RUN 2)

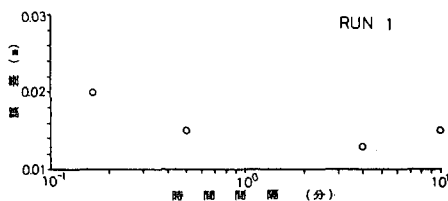


図4 時間ステップと計算誤差(RUN 1)

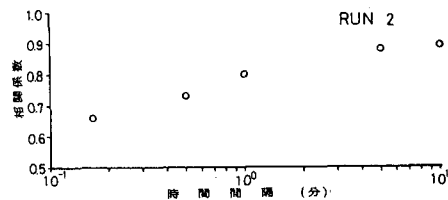


図5 時間ステップと相関係数(RUN 2)

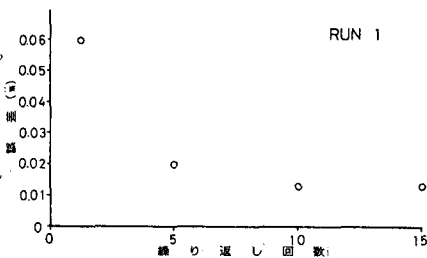


図6 繰返し回数と計算誤差(RUN 1)

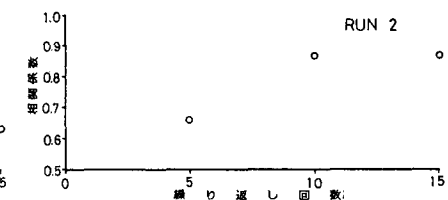


図7 繰返し回数と相関係数(RUN 2)