

合流部における不定流の一次元数値解析法について

大阪府立工業高等専門学校 正員 野田博登
豊橋技術科学大学 学生員 岡元俊美
神田佳一

1. はじめに；近年，流域の開発に伴う洪水流量の増加によって，複雑な河川網を形成している都市近傍の低平地河川の洪水災害が問題となっている。開水路の不定流計算における分，合流点の取扱方法として従来，相接する水路の水位が等しいこと，および流量の連続によって接続するいわゆるポイントタイプが広く用いられてきた。これは計算は容易であるが，特に合流部では，①水路の幾何学的条件の効果，②エネルギー損失効果，③非定常効果および貯留効果という各効果を無視しているという物理的に不合理な面がある。またそのために生じる計算誤差はまだ評価されていない現状である。以上のようなことから本研究は，図-1に示すように，control volumeとして合流部をとらえ，物理的意味をもつ数値解析法を提案し，これを実験水路に適用して，計測値と計算値の比較から妥当性を確かめるものである。

2. 合流部の条件式¹⁾；図-1によって合流部の条件をのべる。まず合流部直下流部にcontrol volumeを仮定する。変量は各水路 i に接するvolume両端における水深 H_i と流量 Q_i の6個，およびvolume内の水深と流量の代表量 H_* ， Q_* の2個，計8個である。これに対する条件として，各水路からは例えば特性曲線法によ

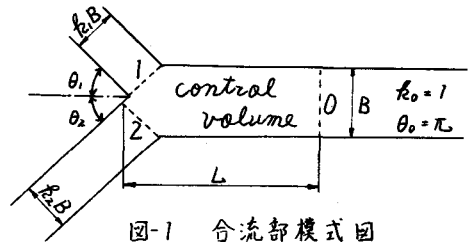


図-1 合流部模式図

て示される保存式が3個，volumeに適用する連続方程式とx軸方向の運動量方程式，実験から推定されたvolume上流側の本川と支川断面の水深が等しいという条件，および内部の水深と流量の代表値と両端との関係式それぞれ1個の計8個である。最後の2個は線型関係式を仮定する。以上の条件式を前進差分に置き換え，時刻 $t=0$ においては水深 h_i ，流量 q_i は既知であり，時刻 $t=\Delta t$ における未知量としての水深 H_i ，流量 Q_i を求めるスキームを作成した。これを以下にマトリクス表示する。条件式は上に述べた順に示している。

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & a_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & a_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & a_2 & 0 & 0 \\ 1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & c \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -e \\ 0 & 0 & 0 & \alpha_0 & \alpha_1 & 0 & -1 \\ \beta_0 & \beta_1 & \beta_2 & 0 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_0 \\ Q_1 \\ Q_2 \\ H_0 \\ H \\ Q_* \\ H_* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ d \\ f \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

ここに $H = H_1 = H_2$ ， $a_i = -2g_i/h_i + k_i B \cdot dx_i/\Delta t$
 $b_0 = a_0 \cdot \hat{h}_0 + \hat{q}_0 - f(\hat{h}_0 + B/2) \Delta t \cdot |\hat{q}_0| \cdot \hat{q}_0 / (k_0 B \hat{h}_0^2)$
 $c = BL/\Delta t$ ， $d = c h_*$ ， $h_* = \sum a_i h_i$ ，
 $e = g_*/h_*$ ， $g_* = \sum \beta_i g_i$ ，および
 $f = \frac{\Delta t}{L} \left\{ \frac{g}{2} B(h^2 - h_0^2) + \sum_{i=0}^2 \frac{g_i^2}{k_i B \hat{h}_i} \cos \theta_i \right\}$
 g ：重力加速度である。また $\hat{\cdot}$ は特性曲線出発点を表わしている。(図-2参照)

Hiroto TADA Toshimi OKAMOTO Keiichi KANDA

結局、 ΔT 後の各点の水理量は、下記のように求まる。

$$H_0 = \frac{R_1 \cdot P_2 - R_2 \cdot P_1}{\bar{O}_1 \cdot P_2 - \bar{O}_2 \cdot P_1}, \quad H = \frac{\bar{O}_1 \cdot R_2 - \bar{O}_2 \cdot R_1}{\bar{O}_1 \cdot P_2 - \bar{O}_2 \cdot P_1} \quad (2), (3)$$

$$Q_i = b_i - a_i H_i, \quad i = 0, 1, 2 \quad (4)$$

ここに $\bar{O}_1 = C\alpha_0 - a_0$, $\bar{O}_2 = -C\alpha_0 - \beta_0 a_0$, $P_1 = C\alpha_1 + a_1 + a_2$, $P_2 = -C\alpha_1 - a_1\beta_1 - a_2\beta_2$, $R_1 = d - b_0 + b_1b_2$ および $R_2 = f - \sum b_i\beta_i$ である。

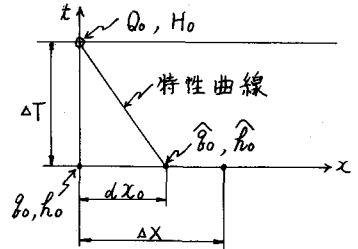


図-2 特性曲線法

3. 解析例；上記合流条件の妥当性はこれを用いた数値解析結果と実験結果との比較によって確かめなければならない。ここでは府立高専の模型実験水路を対象とした。実験水路は前講²⁾に示すとうりである。実験条件と計算条件は同一にし、また洪水流は増水洪水、減水洪水および山形洪水を用いた。また数値解析において合流部の条件ではし、 a_i および β_i の値を与えなければならない。しは定常流の結果を参考に $3 \times B$ に等しいとした。 d_0 および β_0 は簡単に添字0を $1/2$ 、その他は $1/4$ とした。計算ステップは $\Delta T = 0.2$ 、および $\Delta x = 3 \times B$ である。初期条件は、各水路に適当な水値を与え、これと所定の境界条件のもとで不定流計算によって徐々に定常な不等流水面形に変化させて得たが特に h_0 と h の関係は下式による。

$$h_0/h = 2G \cos \{ \{ \pi - \cos^{-1}(\eta/\eta_*) \} / 3 \} \quad (5)$$

$$\eta_* = G^3/F^2, \quad G = \{ (1 + 2F^2) / 3 \}^{1/2}, \quad \eta = i^2 + (1-i)^2 \cos \theta / k$$

ここに F ；0断面のフルード数、および i ；流量比である。水路の不定流は特性曲線法を用い、下流端は限界水深、上流端は流量を与える。図-3は増水洪水の実験結果(破線)に同一条件の解析結果(実線)をトレースした例で、水路各測点の初期水面からの水深の時間的変動を示している。

図からわかるように、曲線形状および全水深変動量とも実験曲線と解析はほぼ同一であり、2で示した条件式は種々の仮定が含まれているが実験事実を忠実に再現している

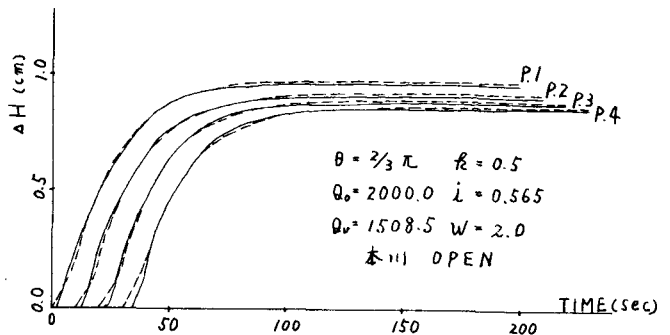


図-3 水深変動量の実験値と計算値の比較

と考えられる。 a_i , β_i は種々に変化させても結果にはほとんど差異は見られなかった。特に i が小さい場合、支川からの洪水流によって本川上流側に逆流が生じた。これは実験でも確かめられていることから、非定常な合流部付近の流れの一特性として取り扱って差しつかえないと考えられる。

4. おわりに；以上は減水洪水および山形洪水の場合にもいえることであり、矩形断面の実験水路においては、本解析法の妥当性は認められた。実際河川に生ずる洪水をどのように評価し、本解析法を適用するかは今後の課題である。本研究は文部省科学研究費、自然災害特別研究(代表者：北宅、岸力教授)の援助を受けた。記して謝意を表します。

参考文献 1) 94田；合流部を通過する洪水流の解析；年講 1982 10月

2) 室田，94田；開水路合流部の水面形計算接鏡法に関する研究；水講 1981 2月