

1. はじめに; 合流部を通過する洪水流解析において、従来ポイントタイプと呼ばれる取り扱い方法を用いる場合が多い。これは図-1(a)に示すように直接水路と水路を結びつけるもので、条件式は次のようである。

$$h_0 = h_1 = h_2, \quad Q_0 = Q_1 + Q_2$$

それぞれ (1), (2)

この方法は計算の容易さという利点は認められるが、合流に伴うエネルギー損失、合流角等の幾何学的特性などの効果を無視していることから物理的に不合理である。特に合流角直下流は現象が複雑でありまた現時点では内部機構の定量的な表現が困難であるから、直接水路をつなぐよりも、図-1(b)に示すように control volume として合流部をとらえる方が妥当であると考えられる¹⁾。

本研究は、実験的知識と、各特性すなわち接合部の幾何学的効果、非定常な滞留効果、およびエネルギー損失効果の導入を考慮し、単純な合流部モデルを対象として解析法の検討を行なうものである。

2. 実験; 実験模型は、図-1(b)に示すものと同様直線の矩形断面の本川水路に横から支川が合流するもので、合流角は $\pi/2$ および $2\pi/3$ 、水路幅比は $1/2$ および 1 にできる。洪水流は、基準流とは別に、ボールバルブをとりつけたパイプを高水槽と三角堰の池に接続して発生させた。ボールバルブはレバーを 90° 手動で回転させてこれにより、ほぼ瞬間的に全開および閉鎖を行なうことができる。全開中は一定流量が三角堰の水槽に供給され、定常にならないうちに徐々に増加する流量が水路に流入する。適当な断面の中心で静水圧計を用いて水面の変動を計測した。測点は合流角直上流および下流側断面間隔は水路幅の3倍として計4点とした。実験結果の概要は以下のようである²⁾ ①水深の変動範囲は図-2に示すように、基準流時の定常な水面形と最終定常のものとの間である。2次の変動成分をのぞけば水面はこの範囲を越えることはない。すなわち非定常においても水面形は定常流とよく似た形状を呈しており、ポイントタイプによる解析結果とは明らかに異なるものであることが推定できる。2次の水面の変動は、支川側流量が大きい程、またそのとき合流角に近い程顕著であり、定常時にもその傾向がみられる。②本川および支川の直上流の水深は、時間変化および大きさともほとんど一致している。これは洪水の始発が本川、支川にかかわりなくみられるが、距離が近いため時間の精度上誤差はあるかもしれない。

3. 合流部の条件式; まず合流角直下流部に control volume を仮定する。未知量は各水路に接する volume 両端における水深と流量であるが、非定常の場合内部の水深と流量の代表値が必要となるため計8つである。これに対して、各水路から4つを1つの条件式、volume に適用する連続方程式と2つの運動方程式、および内部の代表値と両端における他の関係式をそれぞれ1つにより、7式で満たされると考えられる。

こゝでは式の複雑さを避けるため単純モデルとして本実験装置を解析の対象としている。変量は一般的表現法ではないが、下に示すように本川水路幅 B および重力の加速度 g によって2次元表示あることにする。

$$X \equiv z/B, \quad H = h/B, \quad T = t/\sqrt{B/g}, \quad \text{および} \quad E = Q/\sqrt{gB^5} \quad (3)$$

こゝに z : 流れ方向長さ, t : 時間, h : 水深, および Q : 流量である。水路からの条件は特性曲線によって示される。

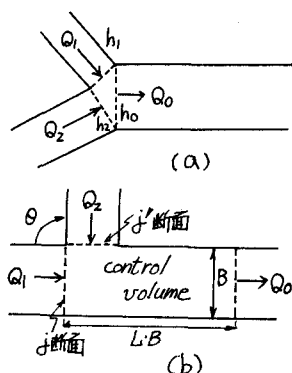


図-1. 合流部模式図

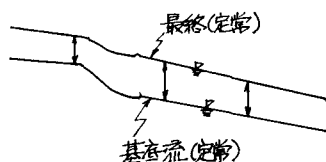


図-2 水深変動範囲

$$dX/dT = E/H \pm \sqrt{H}, H^2 dE + H(H dX/dT - 2E) dH + fE^2(H + 1/2) \quad \text{それそれ(4), (5)}$$

ニニにf: 摩擦損失係数である。連続方程式はvolumeの体積を必要とするから、 $V_k = L \cdot H_k$ とした。ニニに V_k : 無次元体積, L : 体積の水路長方向の無次元長さ, および H_k 代表水深である。ニニによつて,

$$E_1 + E_2 - E_0 - L \cdot dH_k/dT = 0 \quad (6)$$

で表わされる。赤字は図-1(b)のものに一致させている。Z方向の運動量方程式ではcontrol volumeの代表流量 E_k を用いて非定常項 $(\partial u/\partial t) dV$ を簡単に表現して、まとめると下のようになる。

$$L \left(\frac{dE_k}{dT} - \frac{E_k}{H_k} \frac{dH_k}{dT} \right) - \sum_{i=0}^2 \left(\frac{|E_i| E_i}{k_i H_i} + \frac{k_i}{2} H_i^2 \right) \cos \theta_i = 0 \quad (7)$$

ニニに k_i : 各水路の本門に対する水路幅比, および θ_i : 各水路の本門水路軸となす角で, 特に $\theta_0 = \pi$ である。残り1つの運動方程式は、いま便宜上実験から推定される下の関係を用いる。

$$H_1 = H_2 \quad (8)$$

volumeの代表量は両端の値とのみ関係すると考えられるから、次の一式を仮定する。

$$H_k = \sum \alpha_i H_i, \quad E_k = \sum \beta_i E_i \quad \text{それそれ(9), (10)}$$

4. 解析例: 以上の条件式はせいぜい常微分方程式であり、前進差分をとるニニによって計算は非常に容易である。計算例は図-3に示す。ニニは、定常流の結果を参考に $L=3$, また式(9), (10)の係数は赤字の α と β の他は $1/4$ とした。水路の初期条件は不等流水面形の式を用いたが、時に H_1 と H_0 の関係は下式によつた。³⁾

$$H_1/H_0 = 2G \cos \left[\left\{ \pi - \cos^{-1} \left(\eta/\eta_k \right) \right\} / 3 \right], \quad \eta_k = G^2/f^2, \quad G = ((H+2f^2)/3), \quad \eta = (i + (1-i)^{2/3})^{3/2} \quad (11)$$

ニニに f : 0断面のフルード数, および i : 流量比である。⁽¹¹⁾ 水路の不定流は特性曲線法を用いた。下流端は既知水深; 上流端は流量を与える。

図-3は $\Delta X=3$ の各点の H の時間変化を示している。 $t=0$ で実験水面形と合うのは当然であるが、最終の定常状態も理論水面と良く一致している。また非定常時においても特徴的な形状を保っており実験事実を再現していると考えられる。

5. おわりに: 3で示した条件式は種々の仮定が含まれているが、少なくとも2の実験的特性①が再現されているニニは基本的には大きな過誤は少ないと思われる。またポイントタイプと比較しても計算はそれ程の量でもない。しかしまだ問題も残っており、実験結果の他との詳細な比較検討が必要であると考えている。さらに、トレーサー実験によって確かめられたが、本実験装置では支流から流入する排水量によって断面の水面の急高時に本川上流側に逆流が生じる。この現象は別に検討を要すると思われる。

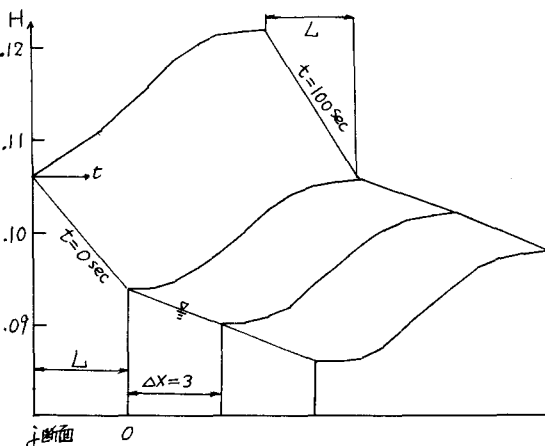


図-3 解析例

以上本研究は昭和56年度文部省科学研究費、自然災害特別研究(代表者: 徳島大学・端野道夫助教授)の援助を受けた。また室田明教授には常に御指導を賜っている。記して謝意を表します。実験・解析に際して、本校技師、阪本吉一氏、および電機開発、蟹田正、堀川工務店、嶋川忠一両氏の援助を得たことを感謝致します。

参考文献

- 1) 河西・玉井・大西: 分・合流部における非定常流の解析—支配体積による方法—, 第4回年講, 1979, 10月
- 2) 多田・嶋川・蟹田: 模型実験における合流点を通る排水流の特性, 関西学講, 1982, 6月
- 3) 室田・多田: 開水路合流部の水面形計算接続法に関する研究, 第25回水講, 1981, 2月