

1はじめに

洪水の流れの基礎となる方程式は、開水路の不定流の連続方程式および運動方程式である。洪水の現象を正しく把握するためには、連続方程式および運動方程式をそのまま使用することが望ましい。しかし、これらの方程式は非線形であるため、厳密解を得ることは困難である。このような非線形問題を扱うには特性曲線法が有力である。本研究は特性曲線法を用いて洪水追跡を行った結果と実測資料に照合して、その精度を検討した。

2 実験概要

洪水実験は図-1に見るように、天竜川の二俣地点で取水し約600mの暗渠をへて、静岡県浜北市付近において整正断面の開水路となつて馬込川に至る延長約6kmの渓谷用水路において行われた。河道側壁は、一部石積みされ箇所を除き、全面コンクリート張の天端幅約12m、河床幅約7m、側面こう配約1:1の台形水路である。

実験方法は二俣取水口に設けられた水門を密閉の状態から一定速度0.2m/分で0.2mだけ上昇させ、その開度を2分間保つ。その後開度を更に0.2mだけ増大させるという操作の繰り返しを最大値1.60mまで行い、最大開度1.60mでは30分間固定させる。その後は上昇の時と同じ操作を繰り返して密閉状態に至るまで水門刃先を下降させる。以上のような操作によって、上記の開水路内に人工的な洪水を起させ、水路の各地点で洪水の発生時から減水曲線の特性が十分把握できると判断される時間まで水深および流速を観測した。

観測方法は、各観測地点の橋上より2個のフライス式流速計をそれぞれが左右の分割断面を代表しうるような位置に挿入し、橋の中央から水面まで下垂させたN型水位計の読みに応じ常に水深の6割の点の流速を観測するように操作した。水深観測は約300m間隔、流速観測は約600m間隔で、全長約3kmにわたり、1分おきに行なった。本研究に使用した実測資料は最近3ヵ年すなわち昭和49年10月21日～26日、昭和50年10月19日～24日および昭和51年9月20日～25日めに延べ約540名を動員して同じ上記の区間にかけて得られたものである。

上記の実測資料に基づき種々の洪水特性について解析した結果を以下に示す。

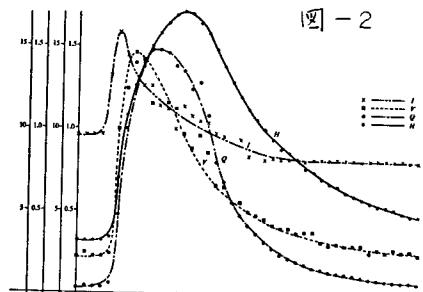


図-2

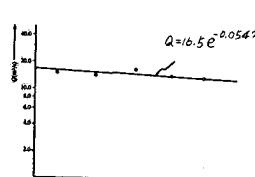


図-3

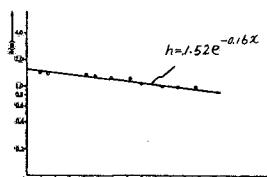


図-4

(i) 1地点における水文量の最大値の生起する順序は、水面こう配、平均流速、流量および水位の順である(図-2参照)。

(ii) 尖頭流量の距離的変化は指数関数的に逆減する(図-3参照)。

(iii) 最大水位の距離的変化も指数関数的に逆減する(図-4参照)。

3 特性曲線法による洪水追跡

開水路の不定流の連続方程式および運動方程式を解くことにより次の特性曲線が得られる。

$$\text{特性曲線 } C_1^+; \frac{dx}{dt} = U + C \text{ 上において}, \frac{d}{dt}(U + 2C) = g(i - 1f) \quad (1)$$

$$\text{特性曲線 } C_2; \frac{dx}{dt} = U - C \text{ 上において, } \frac{d}{dt}(U - 2C) = g(i - I_f) \quad (2)$$

ただし x ; 距離, t ; 時間, C ; 波速, U ; 流速, i ; 河床こう配とし,

$$C = \sqrt{g \cdot h}, \quad I_f = \frac{n^2 U^2}{R^{4/3}} \quad h; \text{水深, } R; \text{径深, } n: \text{粗度係数} \text{ とする。}$$

$U < C$ の場合 図-5において P_1 および P_2 点での U および C の値は既知とする。 P_1 点および P_2 点を出た特性曲線 C_1 , C_2 が P 点で交わる時, P 点での流速 U および波速 C を求めるために、(1)式および(2)式を階差式に直し、計算の簡易化のために $dt_1 = dt_2 = dt$ とし、 dx および dt を求める手順を経過して次式(3)および(4)が得られる。

$$C = -\left(\frac{1}{g}\right)(U_1 - U_2) + \frac{1}{2} / \left\{ \frac{3}{4}(U_1 - U_2) + (C_1 + C_2) \right\}^2 + dx(AK_1 - AK_2) \quad (3)$$

$$U = \frac{R^{4/3}}{g n^2 dt} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2g \cdot n^2 dt}{R^{4/3}}} \{ U_1 + 2(C_1 - C) + (\frac{g}{2} + AK_1) dt \} \right] \quad (4)$$

$$\text{ただし } AK_1 = \left(i - \frac{n^2 U_1^2}{R^{4/3}} \right), \quad AK_2 = \left(i - \frac{n^2 U_2^2}{R^{4/3}} \right)$$

4 計算の実際手順

通常の計算では特性曲線網を作りつつ、順次計算を行えばよい。しかし、この方法ではエーテルが規則的な配列をせず非常に不便である。この点を解決するために以下のようないくつかの計算手順を取る。図-6において、 a 点における流速および水深を U_a および h_a (以下 (U_a, h_a)) とする洪水波が dt_3 だけ経過した後に下流側の e 点で (U_e, h_e) となり、 x 軸上では (U_b, h_b) と変化した。次に b 点から (U_b, h_b) の波が下流側に、 e 点からは (U_e, h_e) の波が上流側に伝播して、 dt_6 を経過した後に d 点で交わると考える。これを図-7 で説明する。 $i-2, i-1, i, i+1, i+2 \dots$ の点には、 $x(0)$ 上での境界条件として、 $U = f(t)$, $h = F(t)$ が与えられている。オホス(0)上の $[i, i+1]$ 区間に特性曲線 C^+ が、 $[i+1, i+2]$ 区間に特性曲線 C^- が存在し、それらの曲線が d 点で交わるよう dx や dt を定める。今回の解析では $dt = 30 \text{ sec}$ とし、 dx は以下により求められる。 $x(0)$ 点では洪水波の伝播していく前に、流れは等流であったとして (U_0, C_0) とする。次に $\frac{dx}{dt} \leq U_0 - C_0$ を満たす dx を定める。更に d 点の (U_d, C_d) の求め方について以下に述べる。 i 点と $i+1$ 点との U および C の差を一定時間間隔 dt で分割する。 dt を i から d まで変化させ、それぞれの時の流速 U および波速 C を求める。その時の特性曲線の傾きは $\frac{dx}{dt} = \frac{dx}{dt_6} - dt$ であり、 $|\frac{dx}{dt_6} - (U + C)|$ の値が最小となるような dt_7 を求めることにより b 点の位置および U_b, C_b を求めることが出来る。次に e 点での流速 U_e および水深 $h_e = \alpha \cdot U_a$ および $h_e = \beta \cdot h_a$ として、上記と同様の手順で $|\frac{dx}{dt_6} + (U_e - C_e)|$ を最小とするような特性曲線 $[i-2, b]$ と $[i-2, d]$ の区間に求めることにより、 b 点の位置および (U_b, C_b) を求めることが出来る。

この方法により昭和51年9月に行なった洪水実験の資料を用いて、

すなわち、見積橋地点での流速および水深を境界条件として、解析した結果と実測値との比較を行なったのが、図-8 および図-9 である。

5 まとめ

今回の解析では $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.997$ および $n = 0.017$ として計算を行なったが、河床状態の悪化する、 $x = 1.5 \text{ km}$ 地点を境にして、 $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.99$ および $n = 0.020$ と変化させることにより、一層よい結果が得られた。なお $dt = 30 \text{ sec}$, $dx = 35 \text{ m}$, $i = 2.0 \times 10^{-4}$ として、東京電機大学理工学部、電子計算機センターの FACOM M-M160 を使用して計算を行なった。

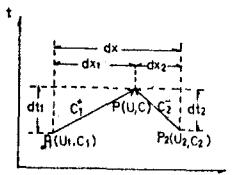


図-5

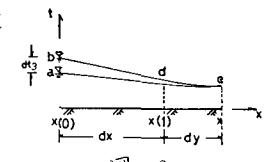


図-6

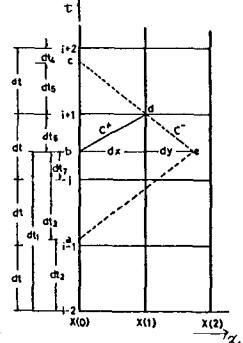


図-7

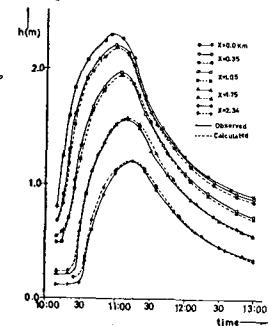


図-8

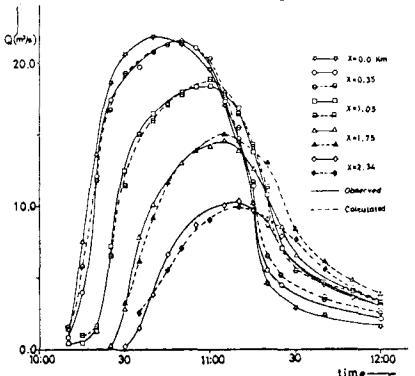


図-9