

## 都市流域の洪水流出解析

1. はじめに
2. キネマティック・ウェーブ法の概要
3. 谷端川上流域の洪水流出解析
4. 谷端川下流域の洪水流出解析
5. 結論と今後の課題

安藤義久\*  
鍋山隆\*\*  
西島滋\*\*\*

### 要 約

都市水害は重要な社会的問題の一つである。都市水害を防ぐには、都市流域における洪水流出解析ができることが必須条件である。

本研究では、キネマティック・ウェーブ法を降雨分布を考慮した分布型の物理的洪水流出モデルとして用い、その都市流域（谷端川上流域と谷端川下流域）への適用可能性を示している。すなわち、谷端川上流域（流域面積 $1.09\text{km}^2$ ）では、降雨分布が一樣とみなし1ブロックとしてキネマティック・ウェーブ法を適用し、洪水流出量の再現性が高いことを示している。そして、谷端川下流域（ $5.42\text{km}^2$ ）では、降雨分布を考慮して流域を12ブロックに分割してキネマティック・ウェーブ法を適用し、洪水流出量の再現性が高いことを示している。

### 1 はじめに

近年、都市水害が重要な社会問題の一つとなっている。都市水害という災害を防ぐには都市流域の洪水流出解析が肝要である。

従来、洪水流出解析をおこなう場合の降雨の扱いは、対象流域内のどの地点でも一樣の降雨があるとしている場合が多い。

しかし、厳密には一つの流域内においても観測地点の位置によって、降雨の状態も様々である。そして、このような降雨域の分布の変化が、流域の洪水流出に影響することが考えられる。

したがって、このような降雨域の分布を考慮した洪水流出解析を行うことが、重要となってくる。

また、都市域における河道改修、流出抑制施設などの計画をたてる場合、雨水の物理的挙動を把握するために物理的流出モデルが、必要となる。

\*東京都立大学工学部

\*福岡県庁土木部

\*水計画研究所

そこで、本研究では従来から用いられている物理的洪水流出モデルであるキネマティック・ウェーブ法を、降雨分布を考慮した分布型の物理的洪水流出モデルとして用い、その実流域への適用可能性について検討する。

## 2 キネマティック・ウェーブ法の概要

一つの流域内における降雨の状況は、都市河川のような小流域であっても、観測地点によって大きく変化している。したがって、雨水の流出現象も降雨分布によって、左右されることが考えられる。それゆえ、本研究では、流域内の降雨分布の変化に対応可能で、しかも、流域内の土地利用条件の変化にも容易に対応しうる分布型の洪水流出モデルとして、キネマティック・ウェーブ法（以下KW法）を用い、谷端川試験流域の洪水流出解析を行う。

以下、解析の手順に従い概要を説明する。

### 2.1 有効降雨の算定

本研究の対象となるような降雨強度の大きな雨の場合、不浸透域（屋根、コンクリート、アスファルト等）からの流出以外にも、民家の間地、公園、運動場等の浸透域からの流出も考慮する必要がある。そこで、本研究では、不浸透域については、凹地貯留のみを、浸透域については、凹地貯留と浸透損失による損失を考慮する。

即ち、不浸透域については、初期損失  $L_{imp}$  のみを損失降雨と設定する。ここで、降雨の時系列を  $R(t)$ 、不浸透域における有効降雨の時系列を  $R_{imp}(t)$  とすると、不浸透域の有効降雨は、次のようになる。

$$R_{imp}(t) = \begin{cases} 0 & \Sigma R(t) \leq L_{imp} \\ R(t) & \Sigma R(t) > L_{imp} \end{cases}$$

よって、不浸透域の流出特性の概念図は図2-1のようになる。

また、浸透域については、土地利用  $(k)$  ごとに初期損失  $L^{(k)}$  と、終期浸透能  $IC^{(k)}$  を設定する。ここで初期損失  $L^{(k)}$  は、浸透能が終期浸

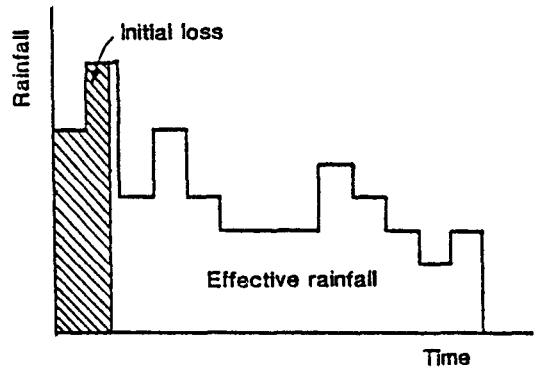


図2-1 不浸透域の流出特性の概念図

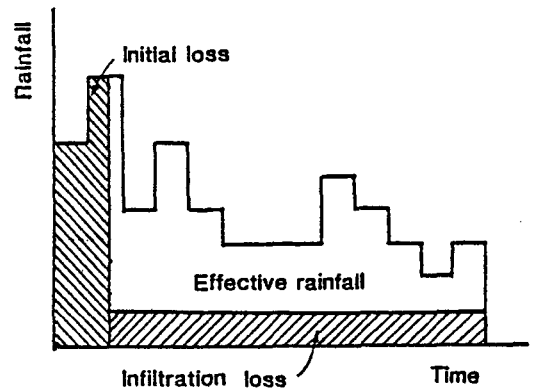


図2-2 浸透域の流出特性の概念図

透能に達する以前の降雨初期の浸透による損失と凹地貯留による損失の和に相当し、初期損失終了後の降雨が終期浸透能を超える分が有効降雨となる。したがって、土地利用  $(k)$  における有効降雨の時系列  $Rep^{(k)}(t)$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} \Sigma R(t) \leq L^{(k)} & \quad \text{ならば} \quad Rep^{(k)}(t) = 0 \\ \Sigma R(t) > L^{(k)} & \quad \text{ならば} \end{aligned}$$

$$Rep^{(k)}(t) = \begin{cases} 0 & R(t) \leq IC^{(k)} \\ R(t) \leq IC^{(k)} & R(t) > IC^{(k)} \end{cases}$$

よって、浸透域の流出特性の概念図は図2-2のようになる。

### 2.2 流域のモデル化

実際の河川流域は、地形の変化が大きく土地利

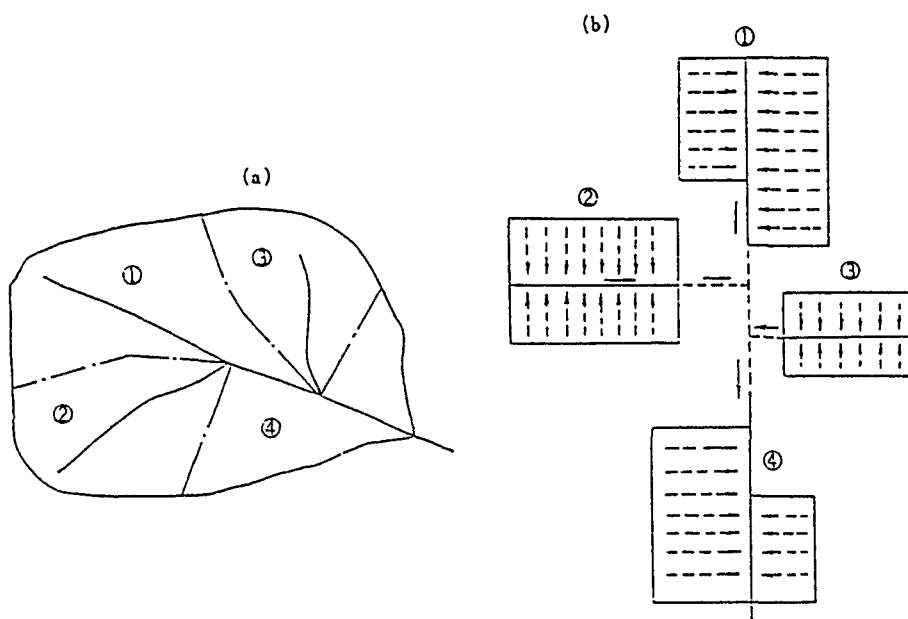


図 2-3 流域のモデル化<sup>1)</sup>

用の状況も様々である。雨水の流出解析を行う場合、計算の煩雑をさけるためにこのように複雑な地形の流域を単純なモデルへ、置き換えることが必要である。

KW法を用いる場合には、実際の流域をいくつかのブロックに分割し、図 2-3 に示すように矩形斜面の斜面モデルと、その片側に付随し、斜面を流化してきた雨水を集水していく河道モデルの、2つのモデルに単純化できるものとする<sup>1)</sup>。また、一斜面、一河道においては、流れの定数は一定であるものとする。

なお、実流域のモデル化の手順は、以下のようなものである。

- 1) 実流域を流路に対する分水嶺、土地利用などの表層条件が急変するような地点を境界として、いくつかのブロックに分割する。
- 2) 分割された各ブロックについて、地形図から河道長L、流域面積Aを決定し、斜面長bを次式より求め、各ブロックを矩形の斜面モデルへと置き換える。

$$b = A / L$$

- 3) 斜面勾配、河道勾配を地形図より決定する。

## 2. 3 流出解析の基礎条件

### 2. 3. 1 解析の基礎式

洪水流出の構造は、斜面モデルの雨水流と、それらを集水して流下する河道流の組合せと考えることができる。このような流出現象を表現するものとして、次の基礎式が与えられる。

斜面流：

$$q = \frac{1}{N} h^{5/3} s^{1/2} \dots \dots \dots (2-1)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \dots \dots \dots (2-2)$$

河道流：

$$A = K Q^p \dots \dots \dots (2-3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots \dots \dots (2-4)$$

ここに、

t : 時間      x : 距離      h : 雨水流の水深  
 q : 斜面単位幅流量      r : 有効雨量強度

A : 河道の流水断面積 Q : 流量  
k, K, p, P : 定数

(2-1)(2-3)式は、運動の式である。  
本来、開水路の場合、運動の式は(2-5)式のような複雑な形をしている。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - S + \frac{|u|}{C^2 R} u = 0$$

..... (2-5)

しかし、河床勾配がおおむね、1/1000より大きい場合には、マンニングの式で十分な精度が得られることが、示されている<sup>2)</sup>。したがって、本研究でも開水路河道の流出解析には、(2-6)のようなマンニングの式を用いることとする。

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{..... (2-6)}$$

また、(2-2)(2-4)式は、連続の式である。

本研究では、計算手法として、これらの条件式をつぎのような差分式に直したものを、基礎条件式とする。

斜面流 :

$$q(i, j) = \frac{1}{N} h(i, j)^{5/3} s^{1/2}$$

..... (2-7)

$$h(i+1, j) = h(i, j) - \frac{\Delta t}{\Delta x} (q(i, j) - q(i, j-1)) + \Delta t r(i) \quad \text{..... (2-8)}$$

河道流 :

$$Q(i, j) = \frac{1}{n} A(i, j) R^{2/3} S^{1/2}$$

..... (2-9)

$$A(i+1, j) = A(i, j) - \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q(i, j) - Q(i, j-1)) + \Delta t q(i) \quad \text{..... (2-10)}$$

ここに、

$\Delta t$  : 時間ステップ       $\Delta x$  : 距離ステップ  
h : 雨水量の水深      q : 斜面単位幅流量  
r : 有効雨量強度      s : 斜面勾配  
N : 等価粗度  
A : 河道の流水断面積      Q : 流量  
R : 径深  
n : マニングの粗度係数      S : 河道勾配

つまり、(2-7)(2-8)式を連立方程式として解くことで、各時間ごとの斜面下流端での流入量を計算する、同様に、(2-9)(2-10)式から、各時間ごとの河道下流端での流出量を計算するのである。

### 2. 3. 2 初期条件と境界条件

先に挙げた条件式を解く場合には、適当な初期条件と境界条件を与える必要がある。

初期条件としては、各断面で流量(水深)がすべて等しいとするのが、最も簡単なものである。また、境界条件には、斜面あるいは河道の上流端での流量を与える。

本研究では、各断面での水深が0であることを初期条件として与え、境界条件としては、上流ブロックからの流入がない河道流、あるいは、斜面流の解析を行う場合は、流入量を0とし、上流ブロックからの流入がある場合には、その流入量を与える。

## 3 谷端川上流域の洪水流出解析

### 3. 1 対象流域の概要

本研究の対象とする流域は、豊島台に位置する谷端川上流域で、流域面積は、1.09km<sup>2</sup>である。

流域内の主な土地利用は、宅地、民家の間地、運動場、公園、道路等である。(図3-1参照)

### 3. 2 終期浸透能の代表値の設定

有効降雨の算定を行う場合に、土地利用別の終期浸透能が、重要な意味を持つことになる。

本研究では、土地利用の分類を運動場、民家の間地、不浸透域の3分類とする。そして、それぞ

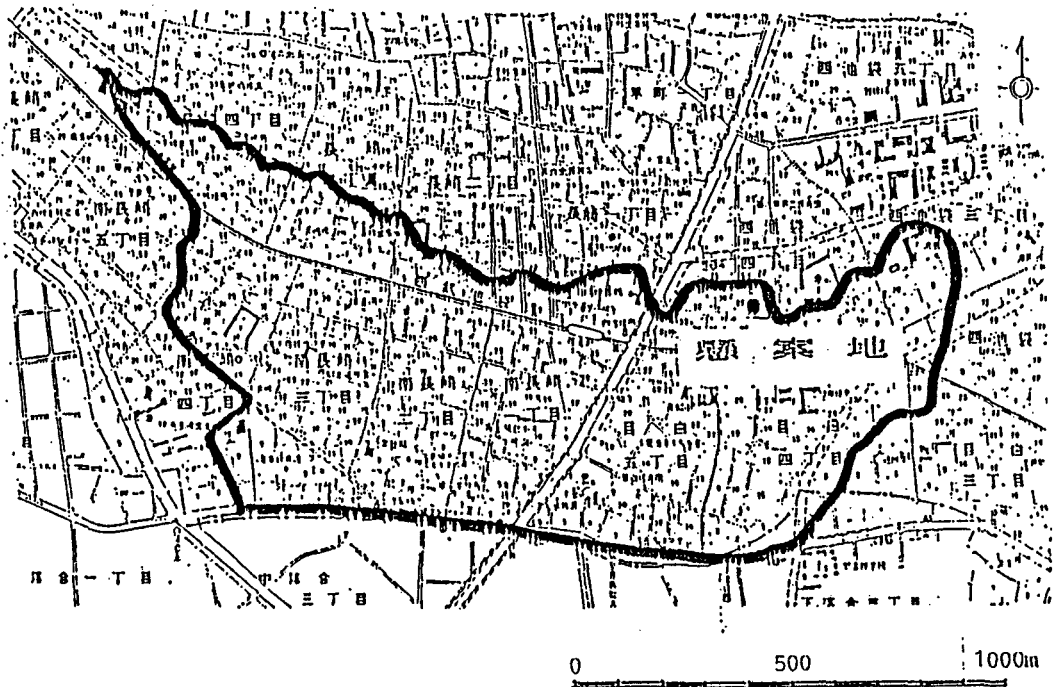


図3-1 対象流域

表3-1 終期浸透能

土地利用	終期浸透能 (mm/h)				中央値
	1	2	3	平均値	
運動場	0	7.3	3.8	3.7	3.8
民家の間地	13.5	11.3	5.3	10.0	11.3

れの終期浸透能の代表値は、不浸透域については、0 mm/hとする。他の2分類については、それぞれの地域において、表3-1の中央値をもって終期浸透能の代表値とする。

### 3.3 初期損失の設定

まず、不浸透域の初期損失については、TholinとKeifer<sup>3)</sup>により、約1.6mmであることが示されているが、山口・松原・山守<sup>4)</sup>は、約2mmという値を示しており、また、安藤・虫明・高橋<sup>5)</sup>によって行われた多摩ニュータウン地域の測定においても同様に、約2mmという値が得られている。

したがって、本研究においても不浸透域の初期損失量を2mmとする。

浸透域の初期損失については、先行降雨のデータその他、日射量、気温等の気象条件や、土質条件のデータ等が必要である。現段階では、これらの要因をすべて考慮して初期損失を求めることは、不可能といってよい。したがって、本研究では、実測ハイドログラフのピーク流量と計算ハイドログラフのピーク流量が、近い値を示すように10~70mmの範囲で初期損失量を設定することにする。

### 3. 4 等価粗度と河道の粗度係数の設定

KW法では、実際の流域をいくつかのブロックに分割し、それぞれのブロックをモデル化して解析を行うため、斜面流の計算に用いる(2-7)式のNの値は、本来のマニングの粗度係数の値とはまったく異なったものとなる。そこで、このNのことを等価粗度とよびマニングの粗度係数とは、区別している。

等価粗度は、解析の過程で試算によって修正していく必要があるが、等価粗度の標準的な値として表3-2<sup>6)</sup>が示されている。この表では、市街地流域での等価粗度の値は、 $N=0.01\sim 0.04$  ( $s/m^{1/3}$ ) となっている。しかし、永井・角屋<sup>7)</sup>による天神川市街地流域の流出解析においては、最下流斜面で $N=0.004$  ( $s/m^{1/3}$ )、その他の斜面でも $N=0.006$  ( $s/m^{1/3}$ ) という値を用いており、また、本研究においても、試算の結果で $N=0.008$  ( $s/m^{1/3}$ ) が、最適値と判断されたため、等価粗度の値は、 $N=0.008$  ( $s/m^{1/3}$ ) とする。

一方、河道の粗度係数については、対象流域の

表3-2 等価粗度の標準値<sup>6)</sup>

表層条件	N( $s/m^{1/3}$ )
山地	1.0~1.2
丘陵林地	0.6~1.2
牧場 ゴルフ場 畑地	0.3~0.5
市街地	0.01~0.04
水田地帯	2.0~3.0

表3-4 対象洪水

No.	洪水年月日	総雨量 (mm)	総流出量 (mm)
1	1972. 7.11.	145.4	62.7
2	1973.10.13.	66.6	38.3
3	1973.11. 9.	78.1	33.4
4	1974. 7.20.	64.9	33.5
5	1974. 8. 1.	59.9	25.3

河道が、コンクリート張りの矩形断面水路なので粗度係数の値は、 $n=0.02\sim 0.03$  ( $s/m^{1/3}$ ) の範囲から試算の結果、 $n=0.02$  ( $s/m^{1/3}$ ) とした。

### 3. 5 $\Delta t$ と $\Delta x$ の設定

差分式を用いる流出解析では、 $\Delta t$ 、 $\Delta x$  に適当な値を与える必要がある。ただし、この $\Delta t$ 、 $\Delta x$  にはどのような値を用いてもよいというものではない。

本研究では、次式を満たすような値を $\Delta t$ 、 $\Delta x$  に与える。

(表3-3参照)

$$(5/3)v < (\Delta x / \Delta t) \dots \dots (3-1)$$

この式のvは、マニング式より求めたものである。

(3-1)式の意味は、計算として追跡していく領域の広がり速度( $\Delta x / \Delta t$ )がKleiz-Seddonの公式でいわれる洪水波の伝播速度より速くなければならないことを示す。<sup>2)</sup>

### 3. 6 洪水流出解析

#### 3. 6. 1 対象洪水

本研究の対象とする洪水は、1972年7月から1974年9月までにおきた洪水から、RRL法との比較の意味も含めて、RRL法による解析でも扱った表3-4に示す5洪水とする。

表3-3  $\Delta t$ 、 $\Delta x$ の値

計算区分	$\Delta t$ (Sec)	$\Delta x$ (m)
斜面	15.0	10.0
河道	15.0	100.0

また、今回使用したデータは、図3-1に示した水文観測点での水位データから水位を5分間隔で読み取り、流出量に換算されたものを用いる。また、降雨データについては、流域内の各降雨観測点で観測された5分間の降雨データを、ティーセン法によって平均降雨強度になおしたものをを用いることとする。<sup>8)</sup>

3. 6. 2 対象流域のモデル化

流出計算を行う前に、対象流域をモデル化する必要がある。モデル化の要領は、第2章で述べた通りである。ただし、本研究では、解析の計算式を差分化しているため、流域モデルの斜面長および河道長が、それぞれ差分式の距離ステップ(Δx)の整数倍になるように修正する必要がある。

図3-2に流域モデルの概要を示すが、対象流域である谷端川上流域は、本川に流入する支川もなく、地形や表層条件に大きな変化がみられないため、流域をブロックに分割せずに、流域全体を一つのブロックとしてモデル化してある。

3. 6. 3 流出計算

流出計算には、(2-7)～(2-10)のような差分化した計算式を用いる。そして、その計算の流れは次の通りである。

いま、運動の式を

$${}_iQ_j = F({}_iH_j) \dots\dots\dots(3-2)$$

連続の式を

$${}_{i+1}H_j = g({}_iH_j, {}_iQ_j, {}_iQ_{j-1}) \dots\dots\dots(3-3)$$

とする。

$$1 \leq j \leq j_e \text{ で 初期条件 } {}_iH_j$$

$$1 \leq i \leq i_e \text{ で 境界条件 } {}_iQ_0$$

を与えると、(3-2)(3-3)より

$$1 \leq i \leq i_e \quad 1 \leq j \leq j_e \quad \text{において、}$$

$${}_1Q_1 = f({}_1H_1) \quad {}_2H_1 = g({}_1H_{1,1}, {}_1Q_{1,1}, {}_1Q_0)$$

$${}_1Q_2 = f({}_1H_2) \quad {}_2H_2 = g({}_1H_{2,1}, {}_1Q_{2,1}, {}_1Q_1)$$

⋮  
⋮

$${}_1Q_{j_e} = f({}_1H_{j_e}) \quad {}_2H_{j_e} = g({}_1H_{j_e,1}, {}_1Q_{j_e,1}, {}_1Q_{j_e-1})$$

となり、i=1の場合の各断面での流量Q(1, j)と、次の時間ステップi=2の場合の各断面での水深H(2, j)がもとまる。次に、このH(2, j)から時間ステップi=2での各断面の流量Q(2, j)が、さらに、i=3での各断面の水深H(3, j)がもとまる。以下同様に計算を行い、各時間ステップにおける流量Q(i, j)と水深H(i, j)を求めていくのである。

また、対象流域の河道は、矩形断面の開水路なので河道流の計算式には、次のように書き換えられたものを用いる。

$$Q(i, j) = \frac{1}{n} (BH(i, j))^{5/3} (B + 2H(i, j))^{2/3} S^{1/2}$$

北側斜面		
斜面面積	-----	0.252km <sup>2</sup>
土地利用別面積率		
不浸透域	-----	38.5%
グラウンド	-----	1.5%
浸透域	-----	60.0%
勾配	-----	5.8% °
斜面長	-----	130.0m
河道長		----- 1900.0m
南側斜面		
斜面面積	-----	0.838km <sup>2</sup>
土地利用別面積率		
不浸透域	-----	41.9%
グラウンド	-----	1.6%
浸透域	-----	56.5%
勾配	-----	5.4% °
斜面長	-----	450.0m
勾配		----- 2.8% °

図3-2 流域モデル

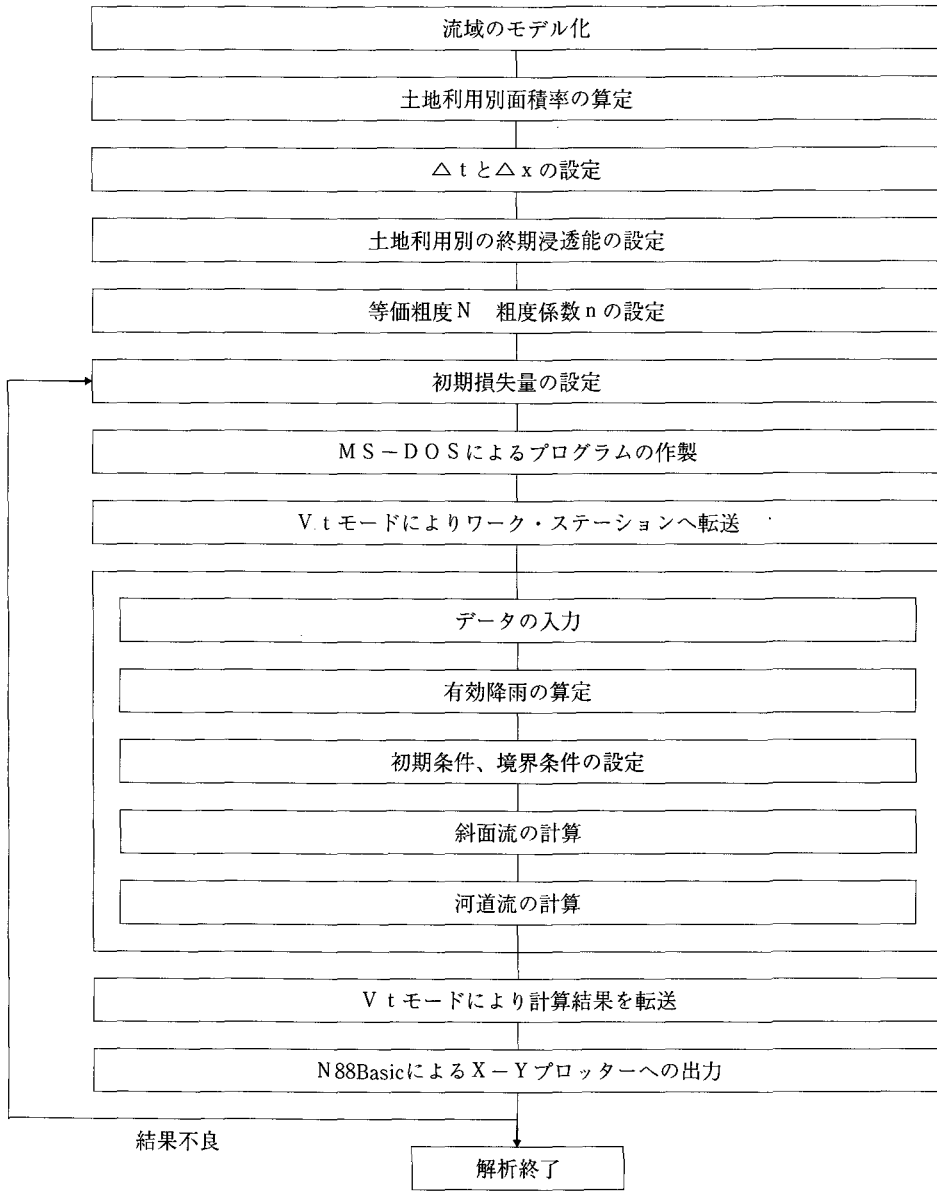


図3-3 計算手順の流れ(1)

$$H(i+1, j) = H(i, j) - \frac{\Delta t}{\Delta x} B(Q(i, j) - Q(i, j-1)) + \frac{\Delta t}{\Delta x} q(i)$$

ここに、B河道の幅

なお、図3-3にこれまでの解析の手順をフロー・チャートにしてしめす。

### 3.7 結果と考察

本研究で扱った洪水数は、5つとややすくなめではあるが、これら5洪水についてRRL法によ



る流出解析の結果との比較をおこないながら、流出の特性等について検討する。

(表3-5, 3-6参照)

本研究では、ピーク流量の実測値と計算値ができるだけ近似するように、初期損失を設定している。そのため、ピーク流量の相対誤差は最大でも

表3-5 総流出量

1. キネマティック・ウェーブ法の計算結果

No.	実測値 (mm)	計算値 (mm)	相対誤差 (%)	初期損失 (mm)
1	62.7	74.3	18.5	68.5
2	38.3	36.0	- 6.0	34.0
3	33.4	40.0	20.0	41.5
4	33.5	31.7	- 5.4	47.5
5	25.3	28.0	10.7	31.5

2. RRL法による計算結果<sup>10)</sup>

No.	実測値 (mm)	計算値 (mm)	相対誤差 (%)	初期損失 (mm)
1	62.7	74.1	18.2	70.0
2	38.3	35.6	- 7.0	34.0
3	33.4	38.7	15.9	46.0
4	33.5	29.4	-12.2	53.0
5	25.3	28.0	10.6	36.7

表3-6 ピーク流量

1. キネマティック・ウェーブ法の計算結果

No.	実測値 (mm/h)	計算値 (mm/h)	相対誤差 (%)
1	29.3	27.5	- 6.1
2	34.9	33.2	- 4.9
3	34.9	34.7	- 0.8
4	34.3	34.7	1.2
5	24.1	24.5	1.5

2. RRL法による計算結果<sup>10)</sup>

No.	実測値 (mm/h)	計算値 (mm/h)	相対誤差 (%)
1	29.3	33.1	13.0
2	34.9	35.7	2.3
3	34.9	35.9	2.9
4	34.3	33.3	- 2.9
5	24.1	26.7	10.8

No. 1 の-6.1%でありすべての洪水で、10%未満におさえられている。一方、総流出量の相対誤差については、No. 3 (20.0%)、No. 1 (18.5%) で比較的大きめの数値を示している。しかしながら、いずれも20%以下におさえられており、RR L法による解析結果と比較しても高い精度を示しているといえる。

また、洪水ごとに設定した初期損失量が、No. 2を除いた4洪水でいずれも、RR L法の場合より小さい値となっていることが、注目される。

次に、実測ハイドログラフと計算ハイドログラフの波形を比較した場合についてであるが、図3-4に示すようにおおむね実測ハイドログラフと

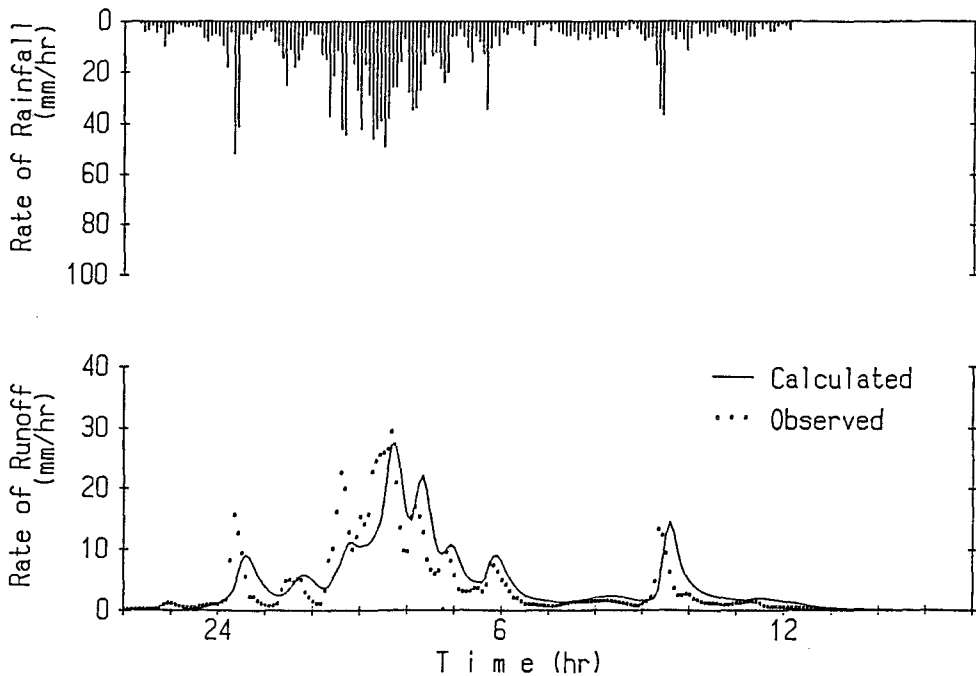
よく近似しているといつてよい。ただし、No. 1のように複数のピークをもつ複雑な波形をした洪水では、最大ピーク付近においては比較的近い波形を描いているが、その前後の小さなピークに対する反応がやや鈍くなっている。このような場合、計算式の時間ステップ $\Delta t$ あるいは、等価粗度 $N$ を小さくすることでより実測ハイドログラフに近い波形を描くことができるのではないと思われる。

以上のことから考えれば、本研究における洪水流出解析の計算ハイドログラフは、実測ハイドログラフと比較的よく一致しており、その流出再現性は、良好といえる。

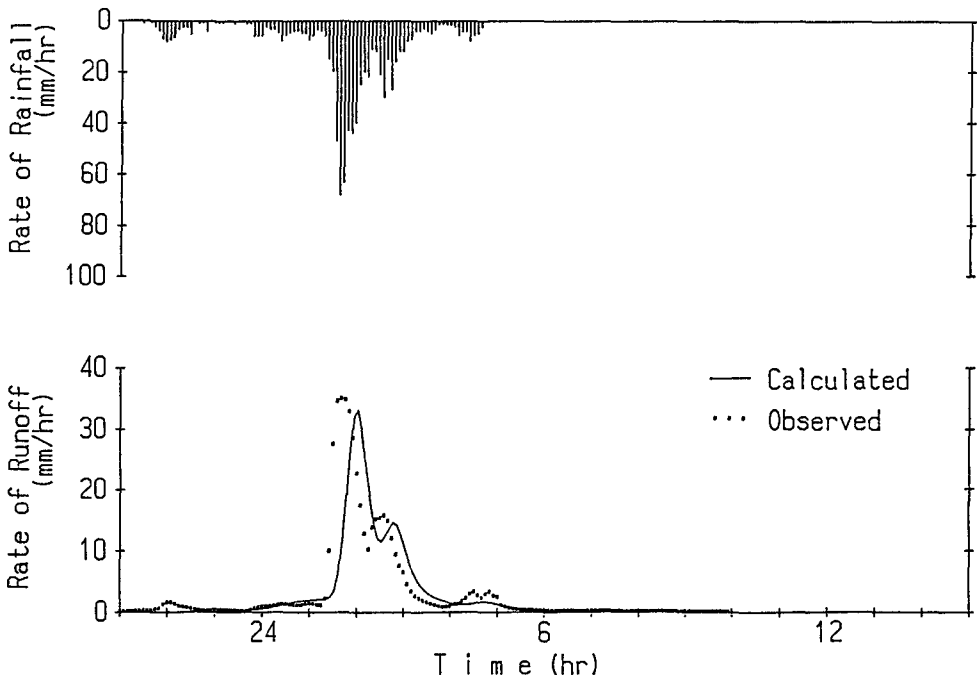
(a)

11th July, 1972

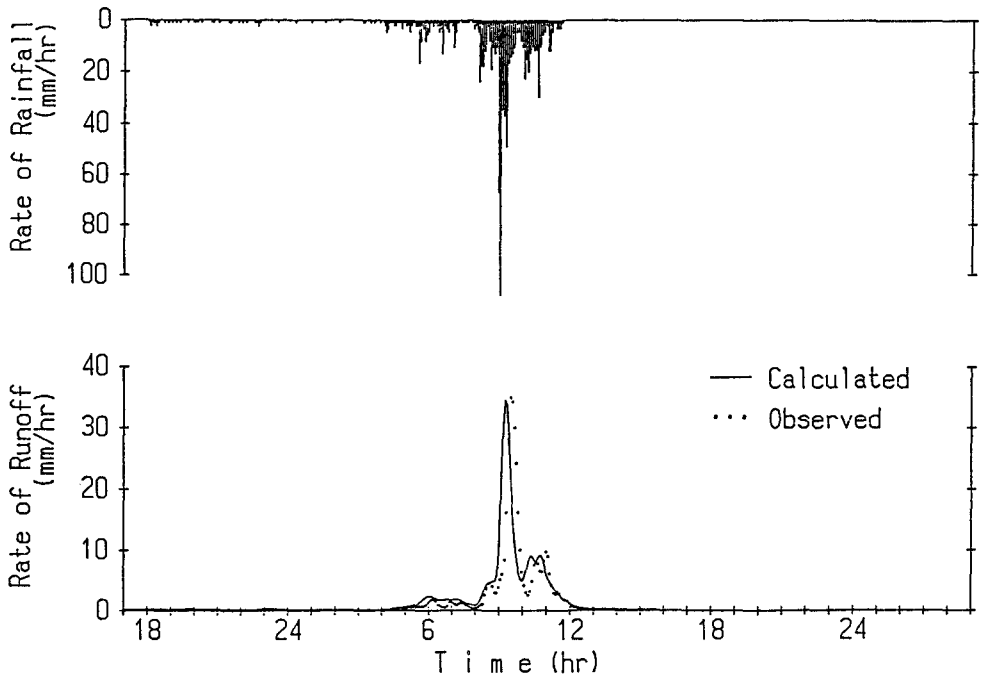
No. 1



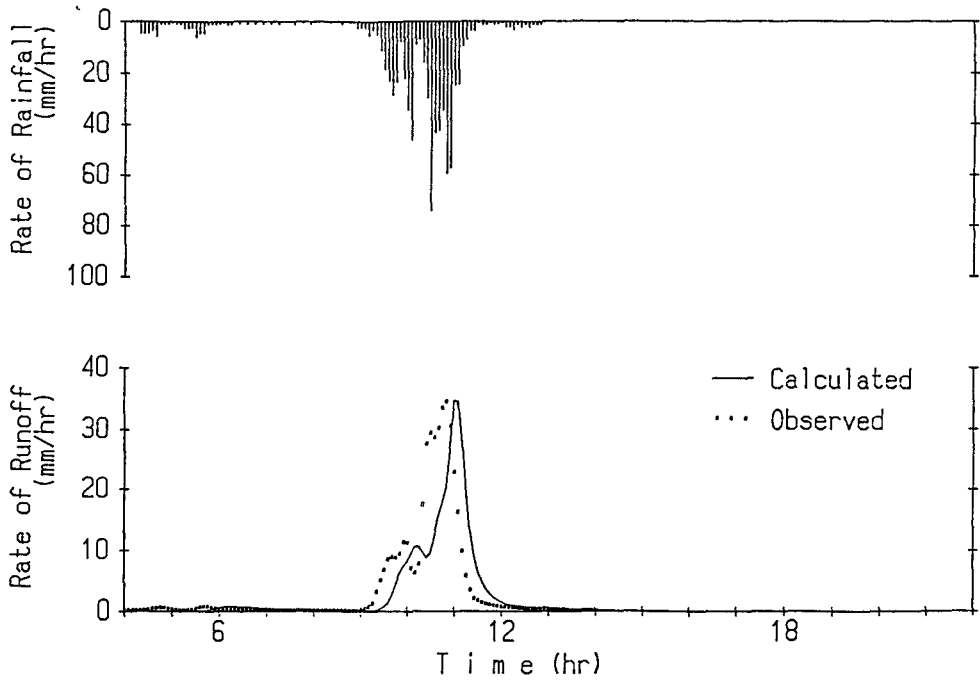
(b) 13th October, 1973 No. 2



(c) 9th November, 1973 No. 3



(d) 20th July, 1974 No. 4



(e) 1st August, 1974 No. 5

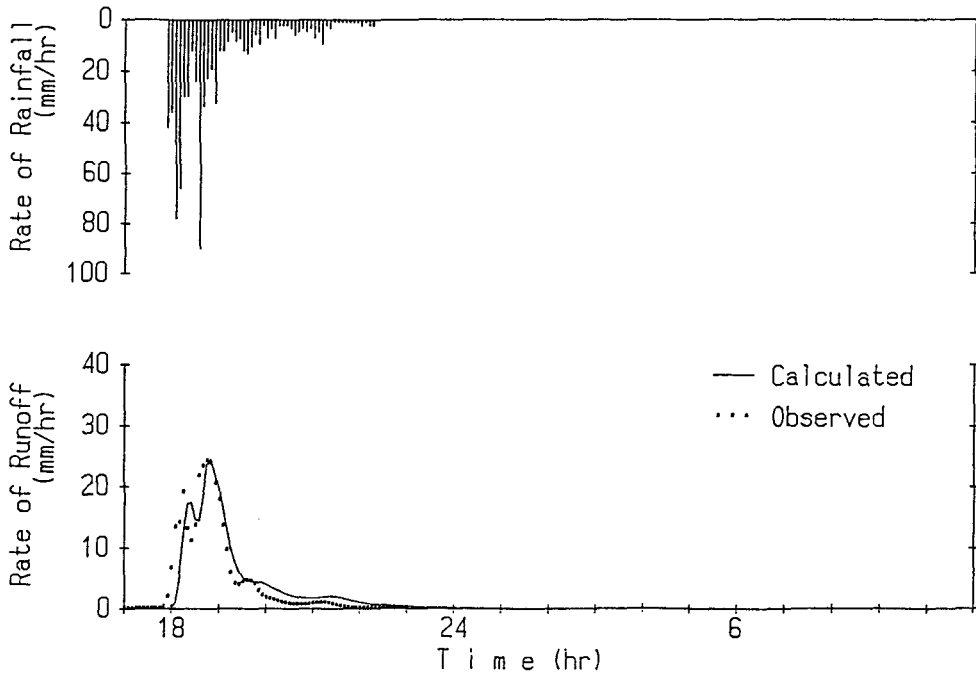


図3-4 谷端川上流域の実測ハイドログラフと計算ハイドログラフの比較

#### 4 谷端川下流域の洪水流出解析

ここでは、分布型洪水流出モデル（KW法）を用いて谷端川下流域の洪水流出解析を行う。

解析手法はおおむね上流域の場合と同じである。

したがって、ここでは、第3章で述べたことと重複する部分については、説明を省き上流域の解析とは異なる次の4点について述べることにする。

- 1) 対象流域の概要
- 2) 対象洪水と降雨データの扱い方

3) 流域のモデル化

4) 洪水流出計算

##### 4.1 対象流域の概要

本研究で対象とする流域は、谷端川流域のうちで第3章で扱った上流域よりも下流に位置する、谷端川下流域である。

対象流域の流域面積は、5.42km<sup>2</sup>（ただし上流域1.09km<sup>2</sup>を含む）流域内の主な土地利用は、上流域の場合と同様に、宅地、民家の間地、運動場、公園、道路等である。（図4-1<sup>8)</sup>参照）

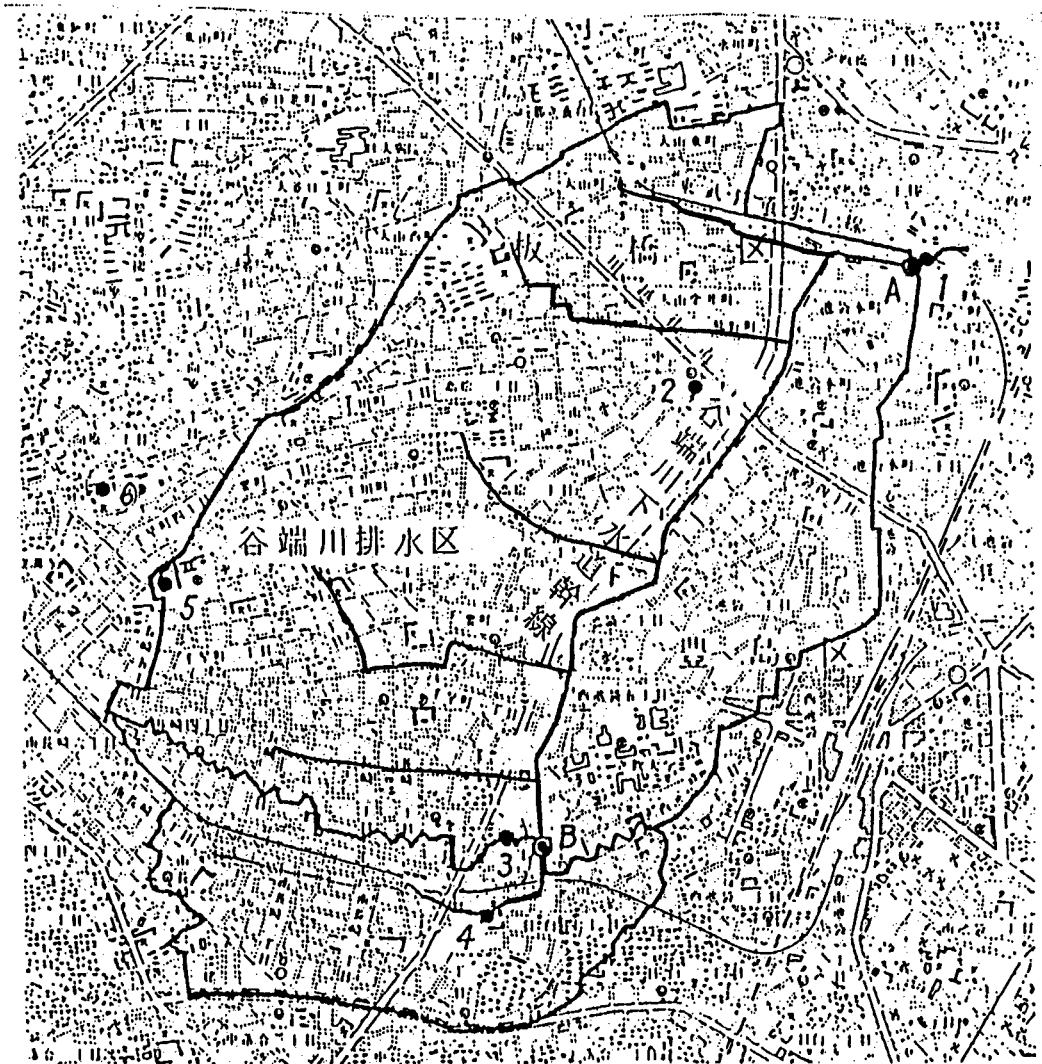


図4-1 対象流域（谷端川下流域）<sup>8)</sup>

4. 2 洪水流出解析

4. 2. 1 対象洪水と降雨データの扱い方

本研究では、上流域の解析で扱った5洪水のうち、観測データに、異常がみられた2洪水（1972年7月11日、1974年8月1日）を除いた3洪水を対象とする。

また、今回使用した流量データは、上流域の場合と同様に図4-1に示した水文観測地点での水位データから水位を5分ごとに読み取り、それを流出量に換算したものをを用いる。

一方、降雨データについては、ティーセン法を用いずに図4-1に示した各雨量観測点（1～6、A）のうち、2～3点で観測された5分ごとの降雨データを、洪水ごとに各流域ブロックに割り当てることとする。これにより、降雨域の分布を考慮した洪水流出解析をおこなう。

4. 2. 2. 対象流域のモデル化

流域のモデル化は、上流域の場合と同様の方法でおこなうのだが、谷端川下流域においては、西側から谷端川本川に流入する下水道が存在するため、流域をモデル化するためには、本川の西側の流域をいくつかのブロックに分割する必要がある。流域の分割は、第2章で説明した要領でおこなう。

本川への下水道の流入は、本川の西側からのみであるので東側については、斜面に降った雨水が、そのまま本川に流入するものとする。ただし、計算の便宜を計るために、東側は1つの斜面とはせず、本川と下水道の合流点を境界とはせず、本川と下水道の合流点を境界としていくつかのブロックに分割する。

以上の要領でモデル化された、流域モデルを図4-2に示す。

また、各流域ブロックごとの状況を表4-2に

示す。

4. 2. 3 洪水流出計画

(1) 降雨データの各ブロックへの割当

本研究では、降雨域の分布を考慮して洪水流出

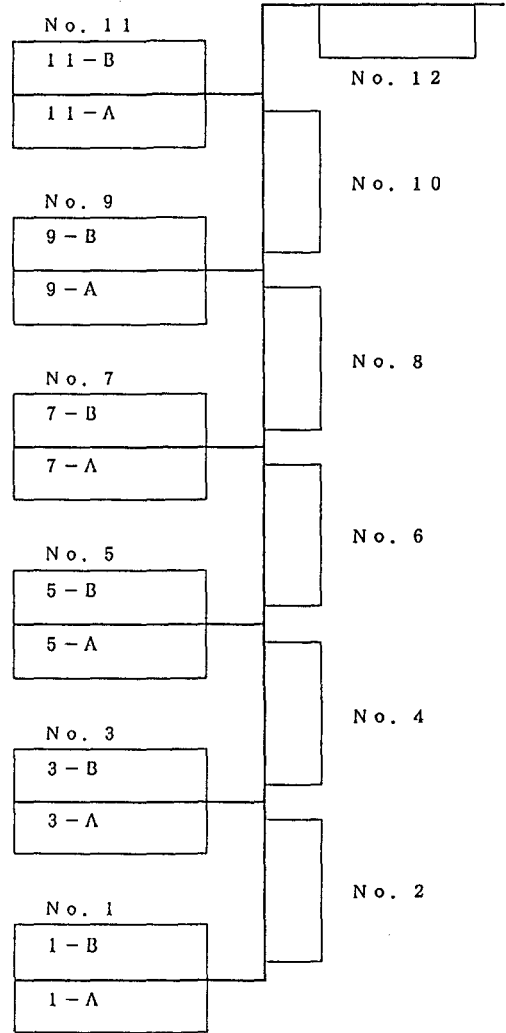


図4-2 流域モデル

表4-1 対象洪水

No.	洪水年月日	総雨量 (mm)	総流出量 (mm)	降雨観測地点
1	1973.10.13	74.3	44.1	3, 5, A
2	1973.11. 9	74.1	47.5	5, 2, A
3	1974. 7.20	73.0	34.7	4, 6

表 4-2 流域ブロックの概要

ブロック No.	斜面面積 (km <sup>2</sup> )	土地利用別面積率 (%)			斜面勾配 (%)	斜面長 (m)	河道勾配 (%)	河道長 (m)
		不透透域	グラウンド	浸透域				
2	0.090	50.7	15.4	33.9	9.6	450.0	1.6	200.0
3-A	0.326	45.1	7.8	47.1	3.1	180.0	6.1	1800.0
3-B	0.338	51.8	0.0	48.2	6.1	190.0		
4	0.192	43.5	14.5	42.0	6.6	640.0	1.6	300.0
5-A	0.414	57.7	3.9	38.4	6.9	220.0	2.4	1900.0
5-B	0.349	56.4	1.3	42.3	5.2	180.0		
6	0.329	52.7	0.7	46.6	5.6	550.0	1.6	600.0
7-A	0.238	65.1	6.8	28.1	4.8	180.0	4.0	1300.0
7-B	0.352	60.5	2.6	36.9	5.8	270.0		
8	0.377	60.7	1.2	38.1	9.7	420.0	1.6	900.0
9-A	0.194	59.4	0.0	40.6	7.8	130.0	4.1	1500.0
9-B	0.581	60.3	2.0	37.7	6.0	390.0		
10	0.051	50.8	0.0	49.2	6.6	170.0	1.6	300.0
11-A	0.199	56.0	2.3	41.7	9.2	170.0	4.7	1200.0
11-B	0.234	57.9	3.0	39.1	4.9	190.0		
12	0.065	49.1	0.0	50.9	10.2	220.0	1.6	300.0

解析をおこなう。そのためには、各雨量観測点で得られた雨量データを、先に分割した各流域ブロックへ適当に割り当てる必要がある。

割り当ての方法は、観測点に近いブロックから順次割り当てることとする。

表 4-3 に各ブロックへ割り当てた雨量観測点の番号を示す。

(2) 流出計算

流出計算の手順は、斜面流においては、上流域の場合と同じであるが、河道流の計算でいくつかの相違点がある。まず、本川河道の境界条件として、上流域を含む各支川ブロックからの流入量を与える。また、下水道である支川は、断面が円管状であるために河道の粗度係数の値は、 $n = 0.013$ とし、計算式には、次式を用いることとする。

$$Q(i, j) = KA(i, j)^p \dots \dots (4-1)$$

表 4-3 対象降雨の割当

ブロックNo.	1973.10.13.	1973.11.9.	1974.7.20.
2	3	5	4
3	5	5	4
4	3	5	4
5	5	5	6
6	3	2	4
7	5	2	6
8	3	2	4
9	5	2	6
10	A	A	4
11	A	A	6
12	A	A	4

$$A(i+1, j) = A(i, j) - \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q(i, j) - Q(i, j-1)) + \Delta t q(i) \dots (4-2)$$

K, P: 定数

ここで、計算を開始するまえに2つの定数K, Pの値を決定する必要がある。

K, Pの決定は、まず実際の河道断面、河道勾配、粗度係数から任意の水深における流量Q, 流水断面積Aを計算する。ついで、その結果を図4-3のように縦軸に流量Q, 横軸に流水断面積Aをとった両対数グラフにプロットし、各点を直線近似する。そうして得られた直線のA=1に対するQの値からKの値を、また、その直線の傾きからPの値を決定する<sup>1), 6)</sup>。このような方法で、各支川ブロックについて、それぞれK, Pの値を決定する。(表4-4参照) また、解析の手順を図4-4のフローチャートに示した。

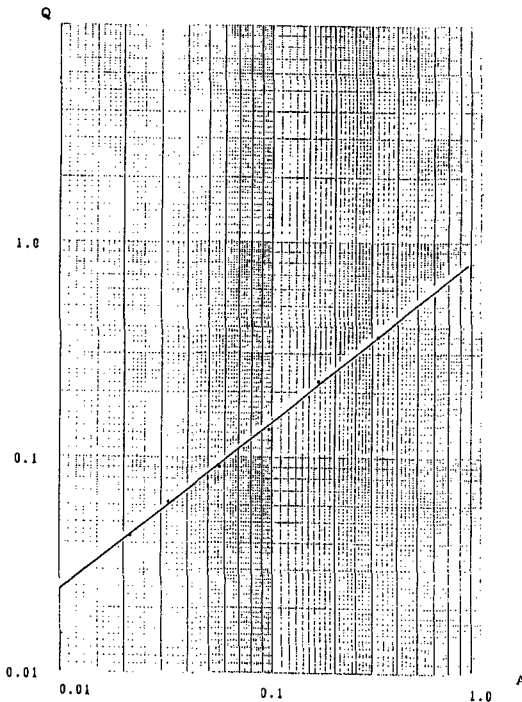


図4-3 両対数グラフへのプロット

表4-4 支流の河道定数

ブロックNo.	P	K
3	1.41	3.47
5	1.42	1.98
7	1.41	2.80
9	1.41	2.63
11	1.41	3.00

#### 4.3 結果と考察

本研究では、解析の対象となった洪水が3つと少ない。しかしながら、これら3洪水について降雨分布を考慮した分布型洪水流出モデル(KW法)の流出特性を検討する。

本研究における各洪水の総流出量の相対誤差は、すべて10%未満におさえられ(最大でNo.2の-5.7%)非常に高い精度を示しているといえる。一方、ピーク流量の相対誤差も、最大でNo.1の10.5%であり、比較的良好な結果といえる。しかしながら、上流域の解析結果と比較してみると、かなり相対誤差が大きくなっていることがわかる。これは、上流域における降雨データには、ティーンセン法による平均降雨強度を使用しているのに対して、下流域の流出解析では、降雨域の分布を考慮するために、各雨量観測点での観測データをそのまま各流域ブロックへ、割り当てることにしているのだが、流域ブロックの数が上流域を含めて12ヶ所あるのに対して、観測点の数が2~3ヶ所と少ないこと、また、観測点が流域内の偏った場所にあることなどによって、各流域ブロックに対して十分な降雨域の割り当てが、できなかったためではないかと思われる。

次に、実測ハイドログラフと計算ハイドログラフの比較についてである。図4-5に実測ハイドログラフと計算ハイドログラフを示すが、No.3の場合、ピーク流量への到達がやや遅れているが、計算ハイドログラフに比較的よく近似しているといえる。これは、流域のモデル化が良好であったためと思われる。

これらの事柄をふまえて考えると、対象洪水は



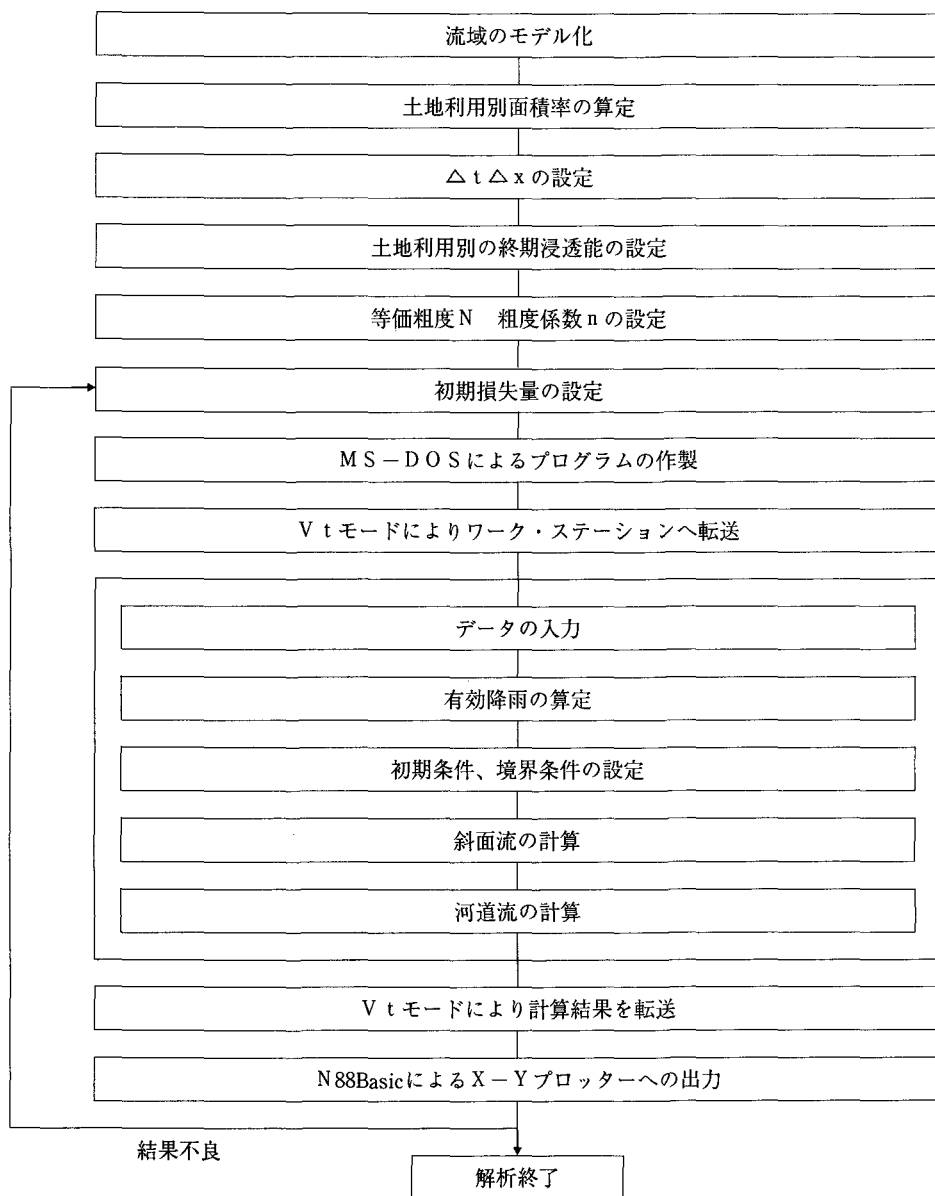


図 4-4 計算手順の流れ (2)

表 4-5 総流出量

No.	実測値(mm)	計算値(mm)	相対誤差(%)	初期損失(mm)
1	44.1	46.2	4.8	34.0
2	47.5	44.8	-5.7	41.5
3	34.7	36.1	4.0	70.0

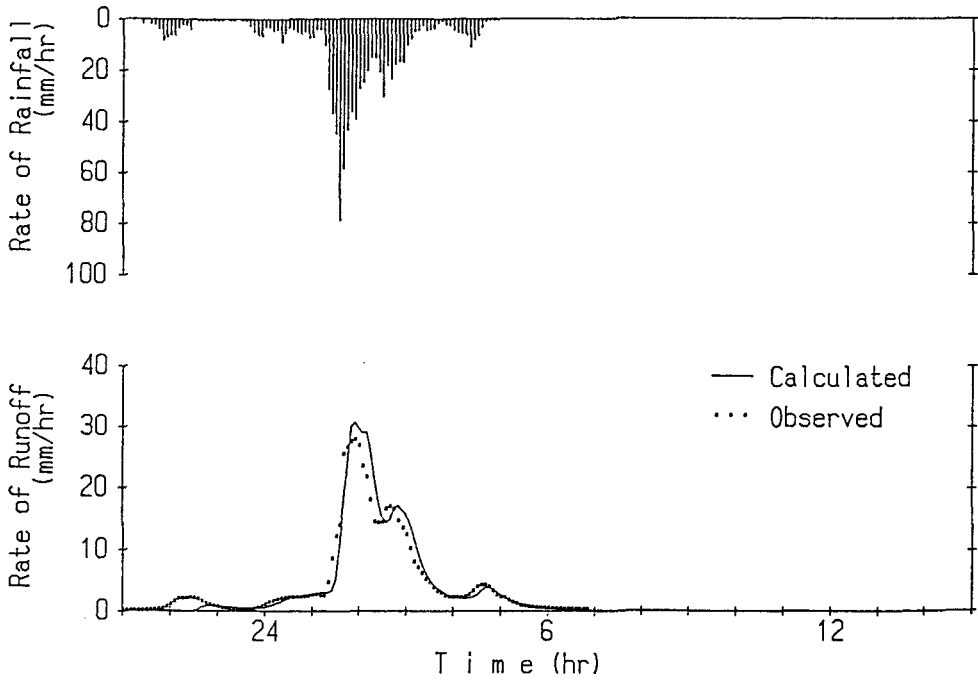
表 4-6 ピーク流量

No.	実測値(mm/h)	計算値(mm/h)	相対誤差(%)
1	27.7	30.6	10.5
2	38.3	35.5	- 7.9
3	23.8	26.2	10.0

(a)

13th October, 1973

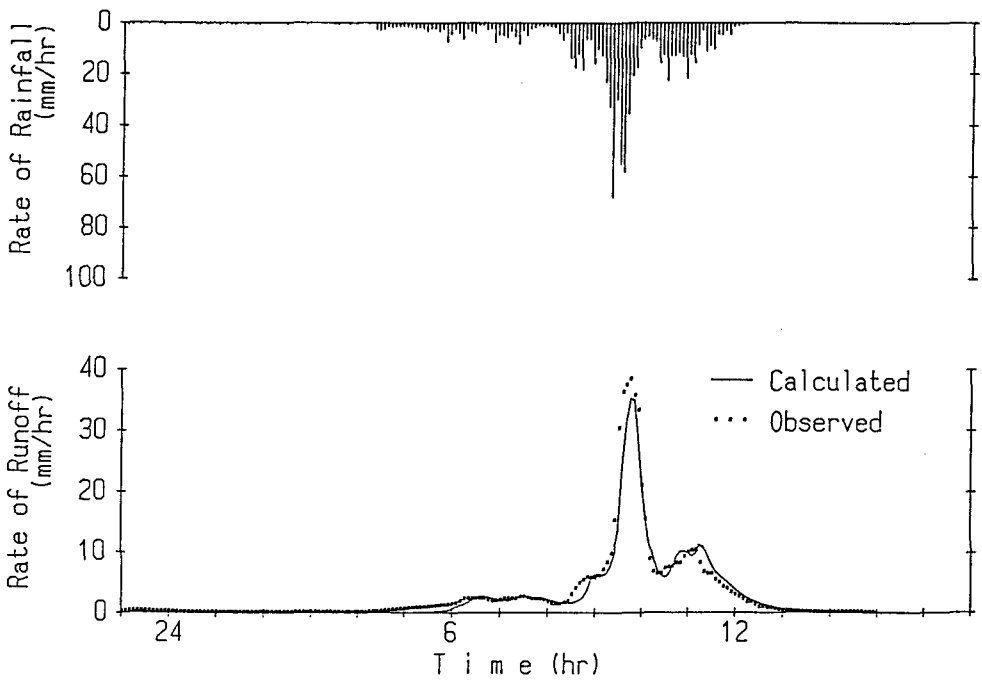
No. 1



(b)

9th November, 1973

No. 2



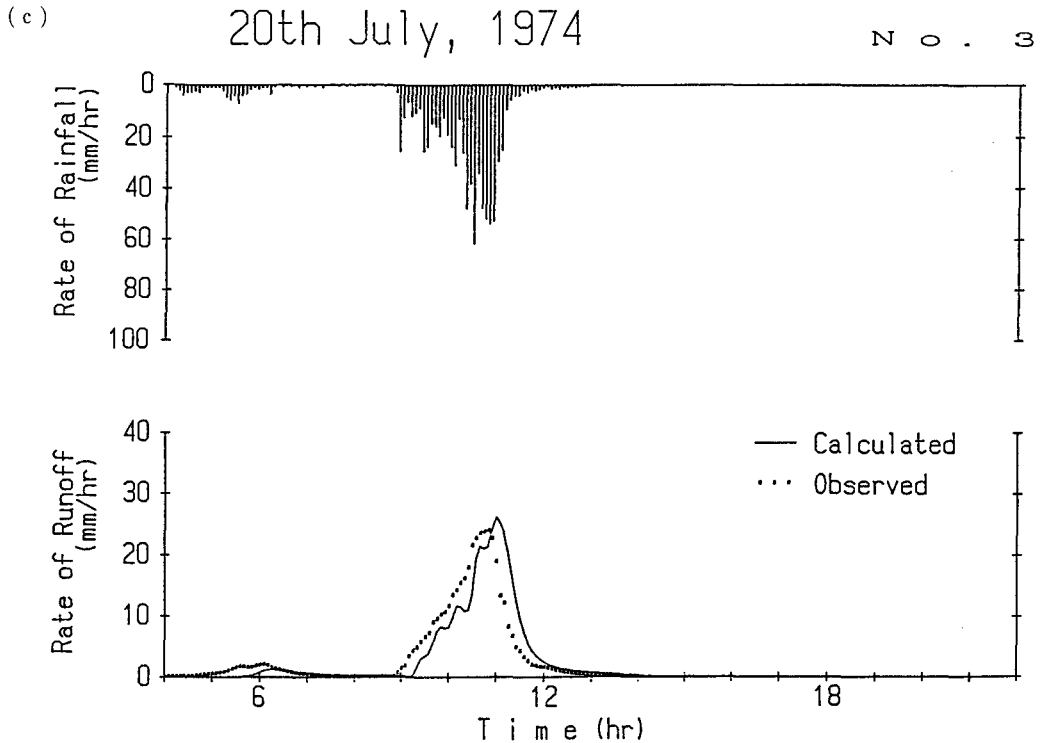


図4-5 実測ハイドログラフと計算ハイドログラフの比較

3洪水と少なかったが、本研究における降雨分布を考慮したKW法による計算ハイドログラフは、実測ハイドログラフとよく一致しており、その流出再現性は高いといえる。

## 5 結論と今後の課題

### 5.1 結論

本研究では、谷端川上流域においては、降雨が一様なものであるとして、また、下流域においては降雨域の分布を考慮してそれぞれ流出解析をおこなったが、ともに良好な再現結果を得ることができた。

したがって、本研究で用いた降雨域の分布を考慮した洪水流出モデル(キネマティック・ウェーブ法)が、実際の都市河川流域における洪水流出解析に適用が可能であることが示された。

### 5.2 今後の課題

今回、降雨域の分布を考慮する際に降雨観測点数が、2~3ヶ所では流域ブロックの分割数と比較してあまりにも少ない。したがって、今後の課題としては、現在、谷端川流域に6ヶ所設置してある雨量計の観測データを用いるなどして、実際の降雨分布により近い状態で各流域ブロックに降雨データを与えるが必要になると思われる。また、将来的には、レーダー雨量計による観測データを使用し、その適用性について検討することも考えられる。

#### 注

- 1) 佐藤勝夫：洪水流出計算法、第2章 代表的流出計算法、PP.234-247,1982.
- 2) 木下武雄：不定流計算への道、数値解析の応用と基礎(アテネ出版)、PP143-175,1971.
- 3) Tholin, A.L., and C.J. Keifer: The hydrology of

- urban run-off, Trans. Am. Soc. Civil Eng., Vol.125,1960
- 4) 山口高志・松原重昭・山守隆・都市における降雨流出調査第2報—修正RRL法による流出推定—、土木技術資料、Vol.14 No.11,PP.34-39,1972.
  - 5) 安藤義久・虫明功臣・高橋裕：丘陵地の水循環機構とそれに対する都市化の影響、第25回水理講演会論文集、PP.197-208,1981.
  - 6) 角屋睦：雨水流法—表面流出モデルによる洪水流出解析—、農業土木学会誌、第48巻第6号、流出解析手法（その6）、PP.419-425,1980
  - 7) 永井明博・角屋睦：洪水流出モデルの適用比較—丘陵山地流域及び市街地流域を対象として—、京都大学防災研究所年報、第21号B-2,PP.235-249,1978
  - 8) 都内谷端川・桃園川排水区水文観測資料（昭和47年～昭和49年）建設省土木研究所
  - 9) 角屋睦・岡太郎：市街地域の雨水流出特性、京都大学防災研究所年報、第14号B、PP.143-155,1971
  - 10) 安藤義久・尾崎厚司：土地利用別の浸透能を用いた都市流域の洪水流出解析、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集、第2部、PP.148-149,1989

#### Key Words (キー・ワード)

Urban (都市)、Stormwater (洪水)、Runoff Analysis (流出解析)

A STUDY ON URBAN STORMWATER RUNOFF ANALYSIS

Yoshihisa Ando \*, Takashi Nabeyama \*\* and Shigefumi Nishijima \*\*\*

\*Center for Urban Studies, Tokyo Metropolitan University

\*\*Fukuoka Prefecture

\*\*\*Institute of Water Planning

*Comprehensive Urban Studies*, No.41, 1991 pp. 69-89

Urban flooding is a serious social problem. Urban stormwater runoff analysis is essential in order to solve urban flooding problems. In this study, a kinematic wave method is adopted as the distributed physical stormwater runoff model, and its applicability to real basins is shown.

A kinematic wave method has been applied to the upper basin of the Yabata river (the catchment area =1.09 square kilometers). The upper basin includes a one block area where rainfall is uniform. It is shown that the applicability is rather high. The kinematic wave method for the lower basin of the Yabata river (with a catchment area of 5.42 square kilometers) was applied to 12 block. Applicability is also high for the lower basin.