

河道網構造を考慮した河川流域 の出水解析法に関する研究

高 棹 琢 馬・池 淵 周 一・椎 葉 充 晴

A STUDY ON THE FLOOD RUNOFF ANALYSIS IN A RIVER BASIN TO CONSIDER THE EFFECT OF THE STREAM NETWORK STRUCTURE

By *Takuma* TAKASAO, *Shuichi* IKEBUCHI and *Michiharu* SHIBA

Synopsis

The rainfall-runoff problem in a river basin has been one of the main subjects in hydrology for a long time, however, the problem is not solved sufficiently as yet. One of the reasons for it is that the basin geometry making the rainwater flow field is too complicated and large to be modeled easily.

The authors have developed the methods for analyzing the network structure of the basin geometry and making the fundamental structure of the runoff model to consider the effect of the basin geometry. In this study, by combining those methods with the runoff calculation method based on the kinematic wave method, the runoff model to consider the effect of the basin geometry is developed.

1. まえがき

1.1 研究の概要

本研究の基本的目的は、河川流域における降雨から流出への変換過程を電子計算機によって追跡する技術を構築することである。

河川流域における降雨流出問題は、古くから水文学の中心テーマであったが、未だ十分解決されているとは言えない。その理由の一つとして、雨水の流動場である流域地形が複雑で大規模なことがあげられる。

筆者らは、河川流域の複雑な地形構造をネットワーク構造とみなして解析し、河川流域の地形構造を組込んだ流出モデルの基本的枠組みを構成する方法をすでに示している¹⁾。本研究は、この方法と、Kinematic wave 法を基礎とする流出計算法とを結合して、河川流域の地形構造を考慮した流出計算法を構築しようとするものである。

1.2 モデルの概要

河道網は流域地形の骨格であり、流域のモデル化の基本である。そこで、河道区分（水源または合流点から、合流点または流域末端までの河道部分）と、河道区分に接続する斜面とをまとめて、「流域単位」とよぶことにすると、河川流域は Fig. 1 に示すような流域単位群のネットワーク（流域単位網）として表現される。

個々の流域単位は、そこへの降雨と上流からの流入とを入力とし、その流域単位からの流出を出力とする

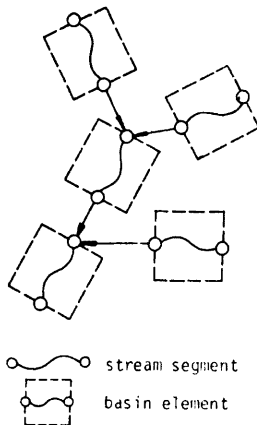


Fig. 1. Network representation of a river basin

一つのシステムと考えることができる。このように考えると、河川流域の流出モデルを構成する際に問題となるのは、次の二つの問題、すなわち、(i)流域単位網の構造を解析して電子計算機による流出計算構造に変換する問題と、(ii)流域単位のシステムモデルを構成する問題との二つである。

以下、2 でこの(i)の問題を、3 で(ii)の問題を議論し、4 において2, 3 で展開される議論を実流域に適用して結果を考察する。

2. 流域単位網の追跡

2.1 流域単位網の追跡構造

本節では、流域単位網の追跡構造について述べよう。

Fig. 1 に示したような構造をもつダイナミックなシステムを追跡する場合、計算の進め方としては次の二つのタイプが考えられる。一つは、各時間ステップごとに全流域単位の流出を計算し、次の時間ステップに進むというやり方であり、もう一つは、ある計算順序を定めておいて、その順で各流域単位ごとに全期間の流出系列を計算し、次の流域単位の流出計算に進むというやり方である。採用する流域単位のシステムモデルの性質によって、いずれの計算の進め方が適切であるかが決まるわけであり、たとえば Kinematic wave 法による流出計算を考える場合は後者の計算の進め方が適している。後で構築する流域単位のシステムモデルは、基本的には Kinematic wave 法によっているので、本研究では後者の計算の進め方を考えることにする。

さて、与えられた流域単位網の追跡構造を述べる前に以下に述べる準備をしておこう。

- (i) 各流域単位にある計算順位を与える。以後、第 i 位に計算する流域単位を e_i と表わす。
- (ii) 流域単位の流出系列の記憶場所として、大きさが $l \times m$ の 2 次元配列 Q を用意する。ただし、 l はある自然数、 m は流出系列の長さ（時間ステップ数）である。以後 l を流出記憶の単位数とよぶ。
- (iii) 各流域単位 e_i に整数 N_i, I_i^1, I_i^2 を対応させる。ただし、 $1 \leq N_i \leq l$ であって、 e_i の流出系列は、 $Q(N_i, 1), Q(N_i, 2), \dots, Q(N_i, m)$ に記憶される。また、 e_i の上流にある流域単位を e_{i_1}, e_{i_2} とすると、 $I_i^1 = N_{i_1}, I_i^2 = N_{i_2}$ であり、 e_i の上流に流域単位が無いときは、 $I_i^1 = I_i^2 = 0$ である。以後、 N_i を e_i の流出の記憶場所とよび、 I_i^1, I_i^2 を e_i の流入の記憶場所とよぶ。

そうすると、流域単位網の追跡構造は、Fig. 2 に示すように基本操作の n 回の繰り返し過程になる。ここに、 n は流域単位の個数である。

上述した準備、すなわち、計算順位、自然数 l 、各流域単位 e_i の流入・流出の記憶場所 I_i^1, I_i^2, N_i の決定法について次節で述べる。

2.2 計算順位・流入・流出の記憶場所の決定

計算機内で使われる記憶量をできるだけ小さくするという要請のもとで最適な流域単位の計算順位、流入・流出の記憶場所を決定する方法は、すでに前掲の文献 1) で展開している。それで、ここではその概略だけを述べておこう。

計算順位は、各流域単位にラベルとよぶ k 次元ベクトル (k は流域最下流の河道区分の Strahler 方式による位数²⁾) を対応させ、このラベルを各流域単位について比較することによって決定するとよい。詳細は文献 1) を参照されたい。この計算順位のもとでは、前述した配列 Q の大きさは $k \times m$ (すなわち、 $l=k$) としておけば十分である。

また、各流域単位 e_i の流入系列の記憶場所 I_i^1, I_i^2, N_i は Fig. 3 に示すフローチャートにしたがって与えるといふ。

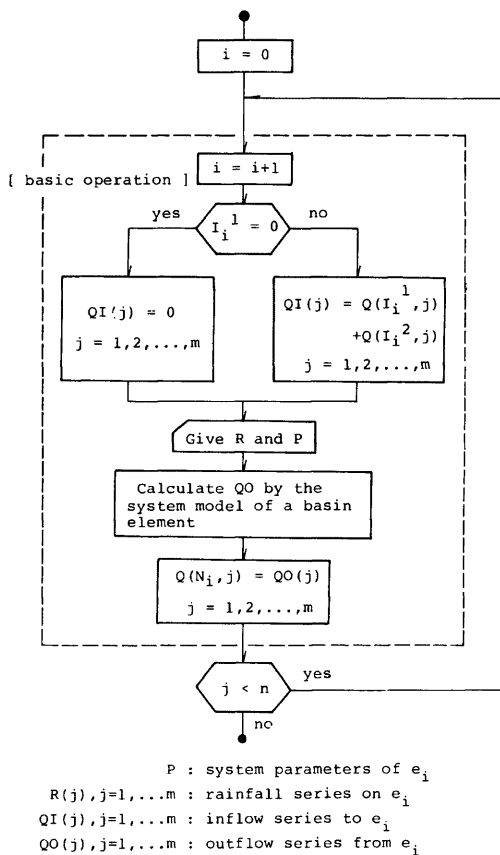


Fig. 2. Framework of flow routing in the network of basin elements

3. 流域単位のシステムモデル

3.1 場のモデル化

流域単位内の雨水の流動場は斜面と河道とに分類される。この斜面と河道のモデル化について述べよう。一次元的な取扱いを可能にするために、斜面については、勾配が θ_s で斜面幅が B の平面でモデル化し、河道については、勾配が θ_c で、河道区分の水平面への投影長が L の直線でモデル化する。

斜面要素と河道要素の接続は以下のようにする。すなわち、流域単位の面積を F 、河道面積を C 、降雨強度を r 、単位面積あたりの斜面流出強度を q とするとき、河道の単位幅あたりの横流入 q^* を、

$$q^* = [q \cdot (F - C) + r \cdot C] / (L \cdot \sec \theta_c) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

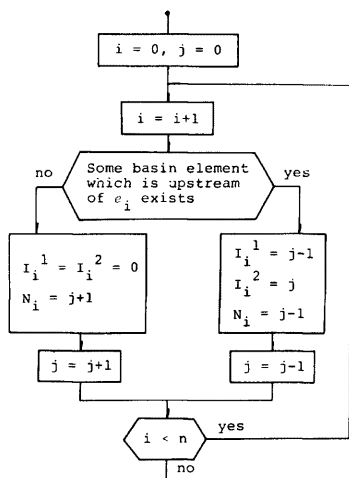


Fig. 3. Decision procedure of the addresses of the memory spaces for the inflow and outflow series

である。ただし、 q は斜面単位輻流量、 a は通水断面積、 r_f は流れへの雨水の供給強度、 p は浸透強度、

として計算する。

3.2 流れのモデル化

本研究では、部分システムとして、遮断システム、A層＋地表面システム、水みちシステム、土層システム、河道システムを考え、全体として Fig. 4 に示すような構成の流れシステムを考える。以下、各部分システムのモデルについて略述する。

(1) 遮断と初期損失

降雨は地表面に達するまでに樹葉によってその一部が遮断される。本研究では、降雨が一定の遮断量 l_i を満たすまで降雨系列から遮断による損失を差引く。

その後、降雨は地表面に落下することになることになるが、A層域では雨水はさらに表土層の土湿不足を補うために、一部が損失として失なわれる。これも遮断と同様に、遮断後の降雨系列から一定量 l_a を差引く。

(2) 直接流出—水みち・A層域からの流出

直接流出は Kinematic wave 法を基礎として計算する。

Kinematic wave 法の基礎式は、

$$\text{連続式: } \partial g / \partial x + \partial a / \partial t = r_f - p \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\text{運動式: } g = f(a) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

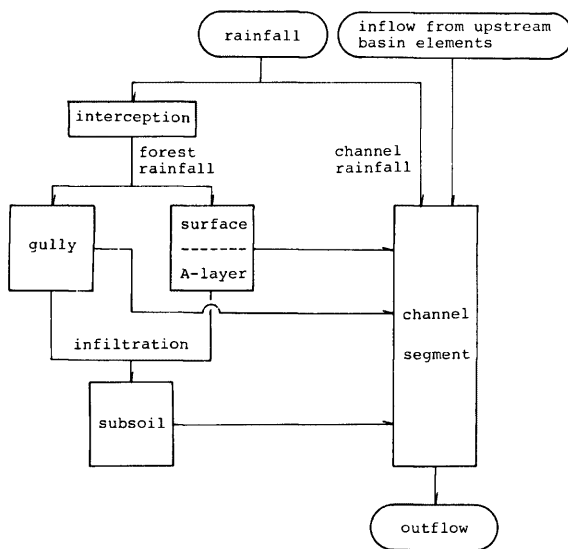


Fig. 4. Framework of the system model of a basin element

は流れが定常等流としたときの q と a の関係式, t は時間, x は距離である。

(3.2) 式, (3.3) 式を解くことは, 特性微分方程式

$$\frac{dx}{dt} = \frac{df}{da}, \quad \frac{da}{dt} = r_f - p \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

を解くことと同値である。

(3.4) 式の積分を容易にするために, 従来, 以下の仮定をおいている。

- (i) r_f は t のみの関数である。
- (ii) p は浸透能 i_f を用いて, $p = \min(r_f, i_f)$ として求められる。
- (iii) f は a の指数関数である。

以上のうち, (ii), (iii) の仮定ないし制限はもう少し緩和することができる。

まず, 浸透の計算について述べよう。本研究では, p は,

$$\begin{cases} a > 0 \text{ のとき} & p = i_f \\ a = 0 \text{ のとき} & p = \min(r_f, i_f) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

として求める。これは, 浸透能に見合う雨水の補給が可能なときは浸透能で浸透し, そうでないときは可能な分だけが浸透するとするもので, 浸透能の本来の意義に合致するものである。

(3.5) 式によって p を計算する場合の特性曲線の追跡法について述べよう。いま, ある時間ステップ (j ステップとする) で, ある特性曲線 (l 番目の特性曲線とする) を追跡するとし, その x 座標を $x_l(t)$, 通水断面積を $a_l(t)$ と表わそう。また, j 期の流れへの雨水の供給強度を $r_{f,j}$, 浸透能を $i_{f,j}$ とする。従来の追跡法³⁾と異なるのは, $a_l(t_1) > 0$, $r_{f,j} - i_{f,j} < 0$, $a_l(t_1) + (r_{f,j} - i_{f,j}) \Delta t < 0$ である場合だけであるから, この場合について説明しよう。ただし, Δt は計算時間間隔であり, $t_1 = (j-1)\Delta t$ である。

この場合, 特性曲線は, $t_1 < t_0 < t_2 = t_1 + \Delta t$ となるある時刻 t_0 で通水断面積が初めて 0 となり, 時刻 t_0 以後 t_2 まで通水断面積が 0 のまま進むことになる。このとき特性基礎曲線上の $t_1 < t < t_0$ の部分で $p = i_{f,j}$, $t_0 < t < t_2$ の部分で $p = r_{f,j}$ となるわけである。この時刻 t_0 と, その時の位置 $x_l(t_0)$ は (3.4) 式から,

$$\begin{cases} t_0 = t_1 - a_l(t_1) / (r_{f,j} - i_{f,j}) \\ x_l(t_0) = x_l(t_1) - f(a_l(t_1)) / (r_{f,j} - i_{f,j}) \end{cases}$$

として求められる。 $x_l(t_2)$ は,

$$x_l(t_2) = x_l(t_0) + f'(0)(t_2 - t_0)$$

として求められる。もちろん, $a_l(t_2) = 0$ である。

Fig. 5 は j 時間ステップについて, 各特性曲線 (太実線) を上記のようにして追跡する様子を, 模式的に描いたものである。図中, 一点鎖線は流れが開始する地点を結んだ曲線で, この曲線より上流側では $p = r_{f,j}$, 下流側で $p = i_{f,j}$ となる。破線 $P_5HP'_0$ はこの曲線を推定するもので, P'_0 は P_3 と P_4 との間で通水断面積が直線的に変化するとして求めた時刻 t_2 での流れの開始地点である。したがって, j 時間ステップの斜面単位幅あたりの浸透強度 P_j は,

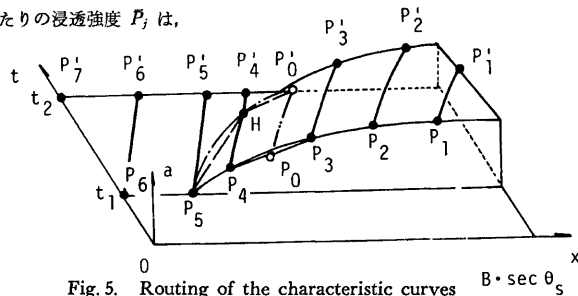


Fig. 5. Routing of the characteristic curves B · sec θ_s

$$P_j = \{r_{f,j}A_j + i_{f,j}(\Delta t B \sec \theta_s - A_j)\} / \Delta t$$

として近似的に求められる。ただし、 A_j は線分 $\overline{P_0P_1}$, $\overline{P_1P_2}$, $\overline{P_2P_3}$, $\overline{P_3P_4}$, $\overline{P_4P_5}$ の囲む多角形の面積である。

次に、山の f の関数型について考えよう。本研究では、水みち域では従来通り指数関数 $\alpha_a a^{m_a}$ とし、A 層域では

$$\begin{aligned} 0 \leq a \leq rD \text{ のとき } & f(a) = (k_a \sin \theta_s / \gamma) a \\ a \geq rD \text{ のとき } & f(a) = (k_a \sin \theta_s / \gamma) a \\ & + \alpha_a (a - rD)^{m_a} \end{aligned}$$

とおく。ただし、 γ は有効空隙率、 D は A 層厚、 k_a は透水係数、 α_a , m_a , α_a , m_a は定数である。

このように、流れが A 層厚を超えるとときとそうでないときとで、 $f(a)$ を区分的に定義しておくことによって、A 層内流れと地表面流との共存関係を統合した一つの式で取扱うことが可能となる。

(3) 浸透能と間接流出—土層からの流出

浸透能 i_f は土層の水分量に依存するとして、

$$i_f = c_1 (S_m - S_b) + i_{fc} \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

とする。ただし、 c_1 , S_m , i_{fc} は定数であり、 S_b は斜面単位幅あたりの土層の貯水量である。(2) で述べた特性曲線の追跡計算のときには、第 j ステップの期首の S_b の値をもとに、(3.6) 式から $i_{f,j}$ を計算するのである。

土層からの斜面単位幅あたりの流出量 Q_b は、斜面単位幅あたりの土層の貯水量 S_b の二次関数

$$Q_b = c_2 S_b^2 + c_3 S_b \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

とする。ただし、 c_2 , c_3 は定数である。この式の一次の項は、指数関数的なてい減をする被圧地下水流出に対応する項、二次の項は、分数関数的なてい減をする自由地下水流出⁴⁾に対応する項である。

土層からの流出過程は (3.7) 式と連続式

$$dS_b/dt = c_a P_a + c_g P_g - Q_b$$

とによって追跡される。ただし、 P_a , P_g はそれぞれ、A 層域での斜面単位幅あたりの浸透強度、水みち域での斜面単位幅あたりの浸透強度、 c_a , c_g は A 層域、水みち域の面積率で、 $c_a + c_g = 1$ である。

以上のようにして、斜面単位幅あたりの直接流出および間接流出が算定されるので、両者の和を斜面幅 B で除すことによって、単位面積あたりの斜面流出強度 q が得られる。

(4) 河道流

河道流については、基本的には Kinematic wave 法により、流量 Q が通水断面積 A の指数関数 $\alpha_c A^{m_c}$ (α_c , m_c は定数) で表わされるとするが、この場合は特性基礎曲線が交わることもある (Kinematic Shock wave の発生) ので、本研究では Fig. 6 に示すような多段貯水池モデルで算定する。すなわち、上流から順に、貯水量を S_1 , S_2 , ..., S_N (N はある自然数) とし、流れを連立常微分方程式

$$\begin{cases} dS_i/dt = q^* \Delta x + Q_{i-1} - Q_i, & i=1, 2, \dots, N \\ Q_0 = QI \\ Q_i = \alpha_c (S_i / \Delta x)^{m_c}, & i=1, 2, \dots, N \end{cases}$$

で近似する。ただし、 $\Delta x = (L \cdot \sec \theta_s) / N$, QI は上流からの流入量、 q^* は (3.1) 式で求められる河道単位幅横流入量である。そうすると、流出量 QO は、 $QO = Q_N$ として求められる。

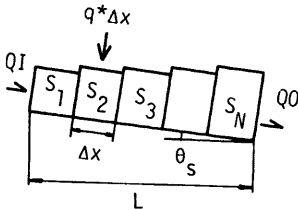


Fig. 6. Channel flow routing model

4. 実流域への適用と考察

4.1 荒倉流域への適用

由良川上流荒倉流域（流域面積 159km²）に本研究で展開した

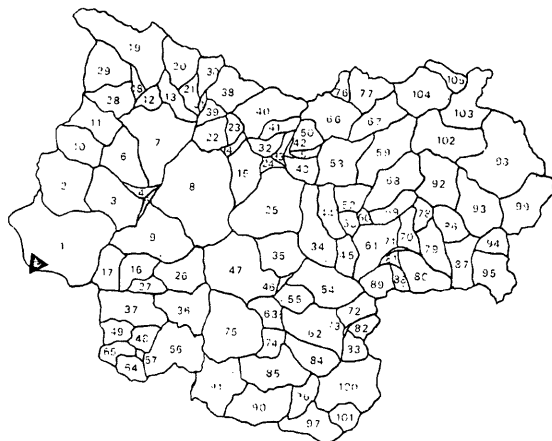


Fig. 7. Dividing of the Arakura Basin into the basin elements

流出シミュレーションモデルを適用する。

国土地理院発行の5万分の1の地形図での河道表示によると、同流域は105個の流域単位に分割される。各流域単位に識別のための番号を付して、この分割を示したのが Fig. 7 である。また、各流域単位の結合状態を示したのが Table 1 である。Strahler 方式によるこの流域の最大位数は4であり、流出記憶の単位数、ラベルの次元は4となる。各流域単位にラベルをつけて計算順位を決定し、各流域単位の流入・流出の記憶場所を求めたものを Table 2 に示す。また、各流域単位における流域面積 (F)、河道区分の水平面への投影長 (L)、河道勾配 (θ_c) を Table 3 に示す。その他の地形量、すなわち、斜面幅、斜面勾配、河道面積率、水みち面積率は、全流域単位で一律に、300m, 30°, 1%, 5% とした。

対象とした出水は、昭和40年9月16日から18日までの3日間の出水で、関西電力によって荒倉地点で観測された時間降雨データと時間流量データ (Fig. 8) を使った。

このデータを検討した結果、流出量が降雨量に比して大きすぎ、観測の精度に問題があることがわかったので、計算流量と観測流量とで流量の時間的配分ができるだけ近くなるように各パラメータの値を試行錯誤によって定めた。Table 4 にこれらのパラメータの値を示す。Fig. 9 が計算流量と観測流量との流量配分の比較図である。ただし、参考のために計算流量、観測流量の大きさを示す座標目盛を付してある。

Fig. 10 は、河道効果を無視した場合の荒倉地点流出量と、3.2(4)の方法により河道効果を導入した場合の荒倉地点流出量（いずれも計算値）とを比較した図である。河道の効果によってピーク流量で約30%程度減少しているのがわかる。

さて、以上の計算では、全流域単位の流出系列を逐一計算したのであるが、電子計算機 FACOM. M-190 で約40秒の計算時間を要した。シミュレーションモデルとしては計算時間が短い程望ましいので、この点について次節で検討しよう。

Tab 1. Connectivity of the basin elements
 ID...identification number of a basin element shown in Fig. 7
 IN...identification numbers of upstream basin elements

ID	IN	ID	IN	ID	IN
1	2, 3	36		71	80, 81
2		37	48, 49	72	
3	4, 5	38		73	82, 83
4	6, 7	39		74	84, 85
5	8, 9	40		75	
6	10, 11	41		76	
7	12, 13	42	50, 51	77	
8	14, 15	43		78	
9	16, 17	44	52, 53	79	86, 87
10		45		80	
11		46	54, 55	81	88, 89
12	18, 19	47		82	
13	20, 21	48	56, 57	83	
14	22, 23	49		84	
15	24, 25	50		85	90, 91
16	26, 27	51		86	92, 93
17		52	58, 59	87	94, 95
18	28, 29	53	60, 61	88	
19		54		89	
20		55	62, 63	90	96, 97
21	30, 31	56		91	
22		57	64, 65	92	
23		58	66, 67	93	98, 99
24	32, 33	59		94	
25	34, 35	60	68, 69	95	
26		61	70, 71	96	
27	36, 37	62	72, 73	97	100, 101
28		63	74, 75	98	102, 103
29		64		99	
30		65		100	
31	38, 39	66	76, 77	101	
32	40, 41	67		102	
33	42, 43	68		103	104, 105
34	44, 45	69		104	
35	46, 47	70	78, 79	105	

4.2 河道網構造による集中化計画

各流域単位について、その流域単位より上流の河道網構造を考え、その河道網構造が同一である流域単位群はほぼ同様の出水形態を有するとの予測のもとで、河道網構造を集中糸群に置換えて流出計算する方法をすでに文献 1) において展開している。

Table 2. Calculation order and addresses of the memory spaces of the inflow and outflow series

i	I_i^1, I_i^2	N_i	F (10^3 m^2)	L (m)	θ_s (rad)
1	0, 0	1	1525	1109	0.1500
2	1, 1	2	790	850	0.0780
3	1, 2	3	1578	1650	0.0460
4	3, 1	4	1682	2040	0.0220
5	1, 4	5	786	1000	0.0210
6	5, 2	6	1257	900	0.0389
7	1, 5	7	780	900	0.0168
8	7, 3	8	1965	2300	0.0108
9	2, 8	9	396	1000	0.0201
10	4, 9	10	1072	1600	0.0063
11	10, 1	11	2224	1500	0.0099
12	5, 1	12	977	1350	0.0090
13	3, 12	13	912	1500	0.0250
14	1, 13	14	132	200	0.0099
15	14, 1	15	1906	3000	0.0117
16	11, 15	16	4281	4100	0.0094
17	2, 3	17	232	700	0.0485
18	17, 16	18	1685	1800	0.0033
19	2, 18	19	6644	4300	0.0037
20	12, 1	20	3341	3000	0.0295
21	19, 20	21	139	200	0.0075
22	3, 4	22	3865	3700	0.0159
23	2, 22	23	253	400	0.0127
24	23, 21	24	2529	2300	0.0047
25	1, 24	25	6659	4300	0.0049

前節で述べた流出計算では、全ての流域単位の流出系列を逐一求めているので、その結果を河道網構造に基づいて分類・整理したところ、この予測は妥当であることがわかった（後出の Fig. 11 参照）。

そこで、各流域単位について、それより上流の河道網構造に対して河道配置数を計算し、その差異によって前述の荒倉流域の105個の流域単位群を分類したものが、Table 5 であり、全部で25個に分類された。ただし、前節で決定した計算順位（Table 2 参照、以後この計算順位のつけ方を（ φ . 105）と表わす）を用いて分類を表わしている。たとえば、分類番号5の欄に、9, 49, 80とあるのは、（ φ . 105）で9, 49, 80の計算順位をもつ流域単位が分類番5号をもつ同一の分類に属することを示している。なお、この分類の基準とした河道配置数とは、河道網構造を一意的に表現する2進整数である¹⁾。

流域単位群をこの分類にしたがって集中化することとし、集中化された流域単位群の計算順序（ i ）、流入・流出の記憶場所（ I_i^1, I_i^2, N_i ）、流域単位の面積（ F ）、河道区分の水平面への投影長（ L ）、河道勾配（ θ_s ）を示したのが Table 6 である。ここで示した計算順位のつけ方を以後（ φ . 25）と表わす。前掲の Table 5 の分類番号は、あらかじめ、この（ φ . 25）による計算順位と一致するようにつけておいた。

Table 6 に示した以外のパラメータについては、前節におけるパラメータと同一とする。

こうして流出計算を行い、荒倉地点の流出量について、前節の計算結果と本節のそれとを比較したものが、Table 7 である。これから、両者の計算結果はほとんど同じと言ってよい。また、Table 5 の分類

Table 3. Topographic features of the basin elements

i	F ($\times 10^3 \text{m}^2$)	L ($\times 10^3 \text{m}$)	θ_c (rad)	i	F ($\times 10^3 \text{m}^2$)	L ($\times 10^3 \text{m}$)	θ_c (rad)	i	F ($\times 10^3 \text{m}^2$)	L ($\times 10^3 \text{m}$)	θ_c (rad)
1	2213	17	0.0293	36	575	3	0.2133	71	6644	43	0.0037
2	728	6	0.0499	37	678	3	0.2450	72	664	2	0.0749
3	2100	19	0.0183	38	44	1	0.0499	73	647	3	0.1813
4	2780	20	0.0175	39	929	8	0.0997	74	86	2	0.1244
5	4998	45	0.0257	40	2408	23	0.0522	75	2607	18	0.0721
6	2296	15	0.1651	41	2970	24	0.0604	76	653	9	0.0443
7	2267	23	0.0239	42	715	5	0.1096	77	719	6	0.0997
8	2233	20	0.1218	43	1552	25	0.0239	78	2210	16	0.0250
9	1046	16	0.0126	44	884	5	0.1096	79	1976	14	0.0712
10	727	5	0.3278	45	2380	24	0.0188	80	580	8	0.0250
11	1798	10	0.1780	46	2481	16	0.0873	81	1716	9	0.1107
12	1383	11	0.0862	47	2013	33	0.0258	82	1113	16	0.0106
13	1257	9	0.0389	48	1438	15	0.2135	83	1147	7	0.1377
14	553	4	0.2915	49	733	6	0.0250	84	3341	30	0.0295
15	780	9	0.0168	50	3802	15	0.2135	85	139	2	0.0075
16	372	6	0.3660	51	820	11	0.0091	86	1284	8	0.1342
17	936	7	0.1419	52	912	15	0.0099	87	1949	6	0.0466
18	289	4	0.1733	53	2414	23	0.0932	88	306	5	0.0340
19	1791	13	0.1974	54	132	2	0.0250	89	3791	34	0.0515
20	31	1	0.1489	55	4127	16	0.0625	90	498	8	0.0024
21	1965	23	0.0108	56	1906	30	0.0117	91	1744	8	0.0499
22	2031	21	0.2485	57	4281	41	0.0094	92	478	5	0.1780
23	877	13	0.2773	58	2447	20	0.0948	93	92	2	0.0649
24	205	4	0.0749	59	596	6	0.3367	94	845	9	0.1792
25	396	10	0.0201	60	611	8	0.0375	95	624	8	0.0276
26	440	5	0.0997	61	892	9	0.2080	96	1508	10	0.0649
27	1438	8	0.0625	62	223	8	0.3367	97	965	13	0.0138
28	2055	11	0.0817	63	82	1	0.1974	98	3865	37	0.0159
29	1486	11	0.1974	64	847	7	0.3555	99	1627	10	0.0400
30	2291	26	0.0307	65	315	5	0.0599	100	1532	11	0.1265
31	2371	28	0.1138	66	232	7	0.0485	101	2003	21	0.0532
32	953	17	0.0236	67	1685	18	0.0033	102	253	4	0.0127
33	1072	16	0.0063	68	1037	7	0.1419	103	2529	23	0.0047
34	795	8	0.2450	69	466	10	0.1974	104	3188	20	0.0099
35	2224	15	0.0099	70	258	5	0.0599	105	6659	43	0.0049

で同一の分類に属する流域単位群のハイドログラフがほとんど同一であることも確認された。例として、分類番号 5 に分類されている流域単位、すなわち (φ , 105) で計算順位 9, 49, 80 を持つ流域単位からの流出ハイドログラフと、(φ , 25) で計算順位 5 を持つ流域単位からの流出ハイドログラフとの比較を Fig. 11 に示しておく。

この集中化計算では、計算時間は約10秒で、前節の場合のその 1/4 になる。

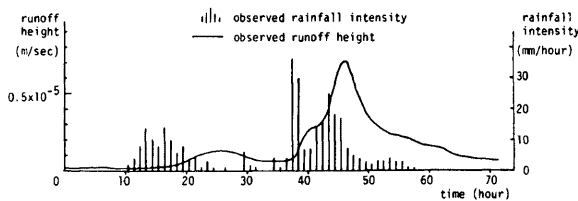


Fig. 8. Rainfall and stream runoff data

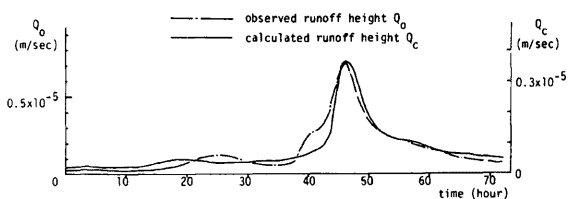


Fig. 9. Comparison between observed and calculated hydrographs in shape

Table 4. The values of the parameters

parameter	value	dimension
l_t	0.002	m
l_a	0.115	m
$k_a \sin \theta_s / \gamma$	0.439×10^{-3}	m sec^{-1}
γD	0.210	m
α_a, α_g	1.067	sec^{-1}
m_a, m_g	2.0	-
c_1	0.487×10^{-6}	$\text{m}^{-1} \text{sec}^{-1}$
i_{fc}	0.750×10^{-7}	m sec^{-1}
c_2	0.140×10^{-7}	$\text{m}^{-2} \text{sec}^{-1}$
c_3	0.0	sec^{-1}
m_c	1.45	-
n_c (channel roughness)	0.04	$\text{m}^{-1/3} \text{sec}$

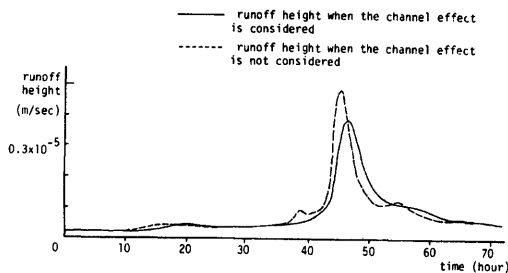


Fig. 10. Comparison between the hydrograph obtained by considering the channel effect, and that obtained by not considering the channel effect

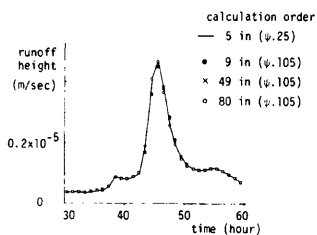


Fig. 11. Comparison among the calculated hydrographs of the basin elements having the same stream network number

Table 5. Classification of the basin elements by their stream structures

J...classification number by stream network number
I...calculation orders of basin elements

J	I
1	1,4,6,8,10,11,14,16,17,19,22,23,26,27,29,31,34,36,37,39,41,42,44,46,48,50,53,55,58,59,61,62,64,68,69,72,73,75,77,79,81,83,86,87,89,91,92,94,96,99,100,104
2	3,12,18,24,28,38,43,60,63,70,74,88,93,101
3	5,20,30,40,45,65,76,90,95
4	7,32,47,78,97
5	9,49,80
6	13
7	15
8	21
9	25
10	33
11	35
12	51,82
13	52
14	54
15	56
16	57
17	66
18	67
19	71
20	84
21	85
22	98
23	102
24	103
25	105

5. むすび

本研究では、河道網構造を考慮した河川流域の降雨流出モデルを構成し、荒倉流域に適用して若干の考察

Table 7. Comparison between the calculated runoff-height obtained in section 4.1 and that obtained by the lumped calculations

 Q_{105} ...calculated runoff height when the basin is divided into 105 basin elements Q_{25} ...calculated runoff height when the 105 basin elements are lumped into 25 basin elements

time (hour)	Q_{105} (10^{-6} m/sec)	Q_{25} (10^{-6} m/sec)	time (hour)	Q_{105} (10^{-6} m/sec)	Q_{25} (10^{-6} m/sec)
1	0.213	0.214	37	0.420	0.422
2	0.226	0.226	38	0.486	0.490
3	0.227	0.226	39	0.628	0.636
4	0.224	0.221	40	0.723	0.733
5	0.219	0.215	41	0.777	0.785
6	0.215	0.213	42	0.827	0.832
7	0.214	0.213	43	0.901	0.907
8	0.216	0.216	44	1.26	1.28
9	0.220	0.220	45	2.52	2.59
10	0.225	0.226	46	3.70	3.79
11	0.232	0.233	47	3.85	3.88
12	0.240	0.241	48	3.29	3.28
13	0.254	0.254	49	2.60	2.57
14	0.283	0.285	50	2.04	2.00
15	0.328	0.332	51	1.65	1.62
16	0.368	0.372	52	1.39	1.37
17	0.403	0.407	53	1.24	1.23
18	0.428	0.432	54	1.18	1.17
19	0.438	0.440	55	1.16	1.16
20	0.435	0.436	56	1.17	1.16
21	0.423	0.422	57	1.14	1.13
22	0.407	0.405	58	1.06	1.06
23	0.389	0.387	59	0.954	0.946
24	0.375	0.372	60	0.852	0.843
25	0.362	0.361	61	0.774	0.765
26	0.353	0.352	62	0.718	0.712
27	0.347	0.346	63	0.682	0.678
28	0.344	0.343	64	0.656	0.654
29	0.344	0.344	65	0.636	0.634
30	0.351	0.351	66	0.618	0.616
31	0.358	0.359	67	0.601	0.599
32	0.363	0.364	68	0.584	0.582
33	0.366	0.366	69	0.567	0.565
34	0.367	0.367	70	0.550	0.548
35	0.373	0.373	71	0.533	0.531
36	0.388	0.389	72	0.515	0.514

Table.6 Calculation order, addresses of the memory spaces and topographic data in the lumped system by the stream network structure

ID...identification number of a basin element shown in Fig.7

i	ID	I_i^1, I_i^2	N_i	i	ID	I_i^1, I_i^2	N_i	i	ID	I_i^1, I_i^2	N_i
1	104	0, 0	1	36	82	0, 0	2	71	8	2, 1	1
2	105	0, 0	2	37	83	0, 0	3	72	64	0, 0	2
3	103	1, 2	1	38	73	2, 3	2	73	65	0, 0	3
4	102	0, 0	2	39	72	0, 0	3	74	57	2, 3	2
5	98	2, 1	2	40	62	3, 2	2	75	56	0, 0	3
6	99	0, 0	2	41	100	0, 0	3	76	48	3, 2	2
7	93	1, 2	1	42	101	0, 0	4	77	49	0, 0	3
8	92	0, 0	2	43	97	3, 4	3	78	37	2, 3	2
9	86	2, 1	2	44	96	0, 0	4	79	36	0, 0	3
10	94	0, 0	2	45	90	4, 3	3	80	27	3, 2	2
11	95	0, 0	3	46	91	0, 0	4	81	26	0, 0	3
12	87	2, 3	2	47	85	3, 4	3	82	16	3, 2	2
13	79	1, 2	1	48	84	0, 0	4	83	17	0, 0	3
14	78	0, 0	2	49	74	4, 3	3	84	9	2, 3	2
15	70	2, 1	1	50	75	0, 0	4	85	5	1, 2	1
16	88	0, 0	2	51	63	3, 4	3	86	28	0, 0	2
17	89	0, 0	3	52	55	2, 3	2	87	29	0, 0	3
18	81	2, 3	2	53	54	0, 0	3	88	18	2, 3	2
19	80	0, 0	3	54	46	3, 2	2	89	19	0, 0	3
20	71	3, 2	2	55	47	0, 0	3	90	12	2, 3	2
21	61	1, 2	1	56	35	2, 3	2	91	38	0, 0	3
22	68	0, 0	2	57	25	1, 2	1	92	39	0, 0	4
23	69	0, 0	3	58	40	0, 0	2	93	31	3, 4	3
24	60	2, 3	2	59	41	0, 0	3	94	30	0, 0	4
25	53	2, 1	1	60	32	2, 3	2	95	21	4, 3	3
26	76	0, 0	2	61	50	0, 0	3	96	20	0, 0	4
27	77	0, 0	3	62	51	0, 0	4	97	13	4, 3	3
28	66	2, 3	2	63	42	4, 3	3	98	7	2, 3	2
29	67	0, 0	3	64	43	0, 0	4	99	10	0, 0	3
30	58	2, 3	2	65	33	3, 4	3	100	11	0, 0	4
31	59	0, 0	3	66	24	2, 3	2	101	6	3, 4	3
32	52	2, 3	2	67	15	2, 1	1	102	4	3, 2	2
33	44	2, 1	1	68	22	0, 0	2	103	3	2, 1	1
34	45	0, 0	2	69	23	0, 0	3	104	2	0, 0	2
35	34	1, 2	1	70	14	2, 3	2	105	1	2, 1	1

を加えた。

得られた結果を次に要約する。

- i) 荒倉流域 (面積 159km²) で、河道効果はピーク流量が約30%の減少をきたす程度である。
- ii) 河道網構造が同一である部分流域からの出水特性はほとんど同一と考えてよく、河道網構造を基準として集中化計算を行なって十分である。

なお、観測流量の再現という点では、観測精度の問題を考慮しても、まだ問題があるようであり、流域単位のシステムモデルに検討の余地があると思われる。

また、河道網構造を基準とした集中化よりも、さらに集中化の程度を粗くすることが当然考えられるわけ

であり、その方式と流出計算の精度について今後検討する必要がある。

最後に、資料の整理・計算等で御協力載いた京都大学水工計画学研究室の諸兄に深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 高棹琢馬・椎葉充晴：河川流域の地形構造を考慮した出水系モデルに関する研究，土木学会論文報告集，第248号，1976，pp. 69-82.
- 2) Chow, V.T.: *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill Book Company, 1964.
- 3) 土木学会編：土木工学における数値解析／流体解析編，サイエンス社，1974，pp. 98-107.
- 4) 高木不析：低水流出の低減特性に関する研究，土木学会論文報告集，第128号，1966，pp. 1-11.