

合理式の総合化に関する研究 Study on Utilization of Rational Formula

建設省土木研究所 正員 佐合純造
 " 正員 山内 博
 " 正員 古畑広樹
 建設省木曾川下流工事 正員 石崎勝義

1. まえがき

中小河川の洪水流量計画を策定する場合でも、できうる限り多くの洪水データを用いて計画規模を決定することが望ましいが、残念ながら、既成データは限られており、また観測期間も短い。このため、一般に、中小河川の計画では、あまり複雑な洪水流出モデルは用いられず、合理式によって計画ピーク流量を推定することがほとんどである。しかし、合理式においても、洪水到達時間や流出係数の決定いかんで、推定値が大きく異なり、また本川の計画流量と不整合をきたすこともありうる。また、中小河川では、流域の開発の影響もうけやすく、このための予測も重要である。本研究は、建設省において、これまで約10年余にわたって、全国に設置されてきた流出試験地で観測されたデータを主に用いて、合理式を利用する際の実状に合ったパラメータの推定手法や標準的な値について検討を行ったものである。

2. 合理式とその問題点

合理式の基本式は、よく知られているように次式で表わされる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f_p \bar{r} A \quad (1)$$

ここで、 Q_p ; ピーク流量 (m^3/s), \bar{r} ; 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/hr), A ; 流域面積 (km^2)
 f_p ; ピーク流出係数である。

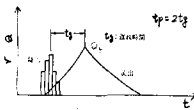
A は既知量であるため、一般には $f_p \bar{r}$ をいかに決定するかが重要な問題である。通常、洪水到達時間 (t_p) の概念を用いて、洪水ピーク流量に集中する降雨期間を推定し、この間の雨量を平均することにより $f_p \bar{r}$ を求める方法をとる。この際、洪水到達時間とピーク流出係数の推定方法は、相互に従属する関係にあるためそれぞれ、独立の定義によって求められた推定結果ではあまり意味がない。

3. 洪水到達時間 (t_p) に関する検討

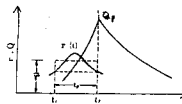
洪水到達時間の推定方法には従来よりおくれ時間 (t_g ; 雨量ピークから流量ピークまでの時間) の2倍を洪水到達時間にとる方法がしばしば

用いられてきたが¹⁾、高棹、角屋らの研究によって、kinematic wave理論から、より物理的な推定方法が提示されている²⁾³⁾ (図1参照)。

これらの方法による結果を比較した例を図2に示す。これによれば、両者の相関はあまりよくない。前者は取扱いが容易である反面理論的根拠がないため、今回は後者 (



① 遅れ時間 (t_g) の2倍を洪水到達時間 (t_p) とする



② 高棹、角屋らによる推定方法

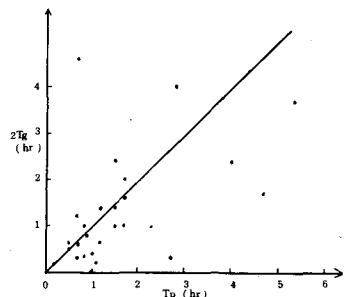


図1(2) $t_p \sim 2t_g$ の関係

図1(1) 洪水到達時間の実用的推定方法

また主な洪水到達時間の実用推定式を表1に示すがそのほとんどが経験式である。しかしこのうち、角屋らの式は、kinematic wave 理論と実測データから、表中の式を導いており、特に、この式は洪水規模を表現しうる示標である $\bar{r}e$ (洪水到達時間内有効降雨強度) を含んでおり、また、流域特性を C 及び流域面積で代表させた点で特色をもった式である³⁾。特に、この式を利用することにより、合理式でも非線形効果を加味することができるため、きわめて前進的であるが、適用時に、他の推定式と異なり、次のような扱いにくい面が有している。すなわち、 $\bar{r}e$ が洪水到達時間式及び合理式中 ($\bar{r}e = fp\bar{r}$) に含まれているため、直接ピーク流量を求めることができず作図または試行錯誤的に t_p または $\bar{r}e$ を求めていかざるを得ない。しかし、洪水規模による洪水到達時間の変化を評価する項として、 $\bar{r}e$ に変えて、最大 n 時間降雨強度 (r_p) におきかえることにより、より実用的な推定式を得ることができる。すなわち、角屋らの式 (2) 及び降雨強度式 (シャーマン式) (3) を用いて、以下のようにこれらの式を展開する。

$$t_p = C \cdot \bar{r}e^{-0.85} \cdot A^{0.22} \quad (2)$$

$$r = \frac{\beta}{t^\alpha} \quad (\text{シャーマン式}) \quad (3)$$

ここで、 r ; 降雨強度 (mm/hr)、 t ; 降雨継続時間 (min)、 α 、 β は定数、である。ここで、特に α は、全国調査によると、図2のようになり、全国的にはほぼ 0.6 に近い⁴⁾。このため $\alpha = 0.6$ とおいて、

$$r_p = \frac{\beta}{n^{0.6}} \quad \bar{r}e = \frac{fp\beta}{t_p^{0.6}} \quad \text{より}$$

$$\bar{r}e = \left(\frac{n}{t_p}\right)^{0.6} \cdot fp \cdot r_p \quad (4)$$

式 (4) を式 (2) に代入し、式を整理することにより、下式 (5) を得る。

$$t_p = C_n \cdot r_p^{-0.44} \cdot A^{0.28} \quad (5)$$

なお、 $C_n = n^{-0.27} \cdot fp^{-0.44} \cdot C^{1.27}$ となり、流域特性とくに開発の影響を表現する定数である。ここで、 n をいくらにとるかが問題となるが、今回は、 r_p を最大 1 時間降雨強度にとり $n=60$ とした。また、本式の実測データへの適合性及び C_n 値等の検討結果については 6 で述べることにする。以上の結果により、推定式中に最大時間降雨強度を示標にもった洪水到達時間式を導くことができ、流量計画で合理式を適用する場合角屋らの式を生かした上で、扱いやすい形式を得ることができる。すなわち、 T 年確率の最大時間降雨強度 (r_p)、流域面積 (A)、流域開発状況 (C_n) を用いて式 (5) より t_p を求め、これと T 年確率降雨強度式より、 r が求まり、これと fp を用いて、合理式から洪水規模の効果をもった T 年確率ピーク流量 (Q_p) を求めることができる。

4. ピーク流出係数 (fp) に関する検討

ピーク流出係数は実測 Q_p と実測 \bar{r} の比から求められる。この標準値は、水理公式集等にも標準値がみられる。しかしこれは洪水到達時間の定義によって変化するため、降雨及び流域特性との関連性のほか洪水到達時間との関係も明確にしておく必要がある。

提案者	公 式	提案者	公 式
おくれ時間に 関するもの(46)		洪水到達時間に 関するもの(t_p)	
Linsley et al	$t_g = C \left(\frac{L}{V} \right)^n$	Kirpich	$t_p = 0.00032 \left(\frac{L}{V} \right)^{0.57}$
Snyder	$t_g = C (L/L_c)^{0.8}$	土木研究所	$t_p = 0.0167 \left(\frac{L}{V} \right)^{0.7}$ (自然流域) $= 0.00034 \left(\frac{L}{V} \right)^{0.7}$ (都市化流域)
Anderson	$t_g = 0.0345 \left(\frac{L}{V} \right)^{1.40}$ (自然流域) $= 0.0013 \left(\frac{L}{V} \right)^{1.52}$ (都市化流域)	東大演習棟(電知)	$t_p = 0.00033 L^{0.53}$
中 安	$t_g = 0.00027 L^{0.7}$	Kraven	$t_p = L/W + (20 \sim 30 \text{ min})$
Chow	$t_g = 0.005 \sqrt{\frac{L}{V}}^{0.64}$		$\begin{cases} 1/100 & 1/100 \sim 1/200 \\ \text{以上} & 1/200 \\ & \text{以下} \end{cases}$
(注)	C, n は定数	角屋・福島	$t_p = C \bar{r}e^{-0.85} A^{0.22}$
	L : 主経路長 (m)		$\bar{r}e$: 洪水到達時間内有効降雨強度
	L_c : 主経路に沿って測った 流域重心までの長さ (m)		A : 流域面積 (km^2)
	V : 流路の勾配		C : 定数

表-1 洪水到達時間式の例

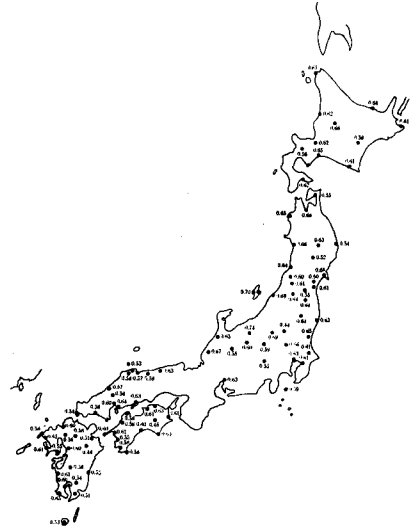


図2 α の全国分布 ($T = 3$ 年の場合)

すなわち合理式に利用されるピーク流出係数は、洪水の総流出率とは異なり、次式で定義される。

$$f_p = \frac{Q_p}{r} \quad (6)$$

この際 降雨継続時間が t_p より小さいときには、ピーク流量に寄与する流域範囲は、全流域の一部となり、この面積率 (α ; $\alpha \leq 1$) を含んだものとなる。

$$f'_p = \alpha f_p \quad (f'_p \leq f_p) \quad (7)$$

この他、流域中の降雨分布がかたよったものであるときも、本来の流出係数とは異ってあらわれる可能性がある。また、同一流域、同一洪水でも、洪水到達時間 (t_p) の推定方法または値が異なれば、 f_p は異ってくる。図3は t_p と f_p の関係を2~3の流出試験地を例にとり整理したものである。

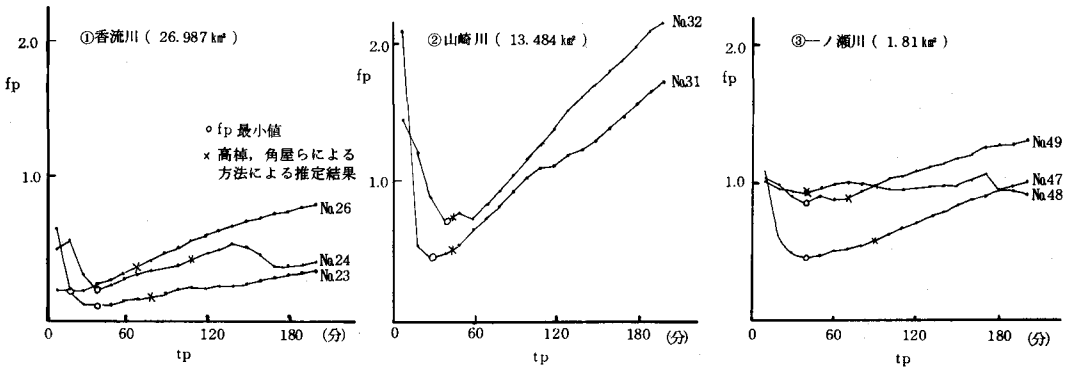


図3 ピーク流出係数 (f_p) と洪水到達時間 (t_p) の関係

f_p は、洪水ごとにかなり異なること。また、一つの洪水では、高棒らの定義により求められた洪水到達時間推定値による f_p は、 f_p が最小値をとる時間より長くなっていることがわかる。また、この前後の時間で安定した値を示す場合は、問題ないが、大きな変動がある場合は利用上問題となるほか、モデル上も好ましくないと考えられ、今後の検討課題である。

このように、ピーク流出係数 (f_p) は、あいまいな面も多く、他の流出パラメータとの関連性を検討しておくことも意義深い。ここでは、比較的定義が明確な洪水総流出率 (f) との関連性を検討した。今回の主要洪水について、洪水総流出率とピーク流出係数の関係を取り図4に示す。ここで洪水総流出率は基底流量を水平分離法により求めたものである。 f と f_p には明確な相関が見られるが、かならずしも、 $f_p > f$ の傾向はない。特に f が小さいときには、 $f_p < f$ の傾向もあり、これは文献⁵⁾ に述べられている理由のほか洪水規模が小さいために f_p が正しく求められていないことによる可能性もある。しかし、おおよその傾向として、次の関係をつかむことができる。

$$f_p = (1.0 \sim 1.4) f \quad (8)$$

合理式に適用する場合、上記の関係を利用すれば f 値から流域特性や降雨特性などの効果を取り込むことができるほか、他の流出解析法との整合するピーク流量推定値を得ることが可能となる。

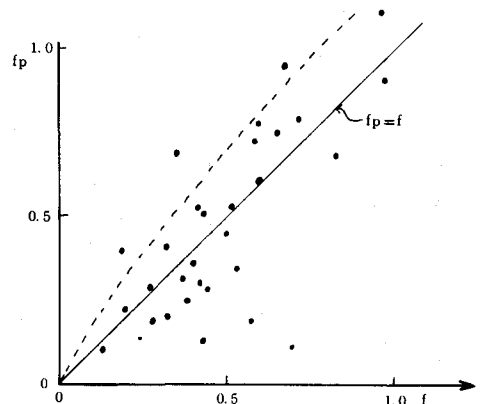


図4 ピーク流出係数 (f_p) と洪水総流出率 (f) の関係

5. 解析適用データ⁶⁾⁸⁾

今回検討に用いた資料は、建設省土木研究所及び各地建が設置した、全国流出試験地において観測されたものの一部である。これらの流出試験地は、全国で13試験地30観測所であり、その名称、流域諸元、流域の開発状況及び地質の浸透性は表-2に示す通りである。表中の「開発状況」は、山林、原野の面積率が70%を超えるものを自然流域(N)とし、宅地の面積率が20%を超えるものを市街化流域(U)とし、両流域以外を開発途上流域(P)と定義して分類した。「流域の浸透性」は、流域の大半が関東ルーム、第四紀火山岩又は風化花崗岩で覆われている流域を浸透流域(H.P.)とし、それ以外の流域を非浸透流域(L.P.)と定義して分類する。このうち、(2)式のパラメータCについては、すでに検討を行っておりこの結果については以下で説明する。また(5)式のパラメータ解析のために、自然流域、開発途上流域、自然流域それぞれ3流域を選んだ。これらの流域の詳細な特性について、表-3に示す。表の数値は、それぞれ山地・原野、田畑・湖沼、宅地・工場、(下水道等の整備済)都市公園・ゴルフ場の面積百分率を示しており、このカテゴリー区分は、特にこれによる必要はないが、今回は、ゴルフ場等の面積率が多かったため、このような形に分類して検討を行った。なお今後の検討によっては、都市公園は、市街地に含んでもよいと考えられる。

流出試験地	河川	流量観測所	流域面積(km ²)	開発状況	流域の浸透性	
北広島	輪厚川	輪厚川	24.0	P	H.P.	
	音江別川	音江別川	9.7	P	H.P.	
筑川	筑川	鉤取川	6.37	N	L.P.	
		ひより台	0.32	U	L.P.	
		佐保山	1.97	N	L.P.	
中川	中川	倉田	224.6	P	L.P.	
鹿曲川	鹿曲川	天神	50.0	N	L.P.	
黒部川	黒部川	弥太蔵谷	18.2	N	L.P.	
庄内川	庄内川	香流川	猪子石	26.99	P	L.P.
		植田川	植田	17.99	U	L.P.
		山崎川	山崎	13.48	U	L.P.
		植田川	町田	9.40	P	L.P.
平城 N.T.	平城 N.T.	山松川	Na 1	1.87	N	L.P.
		Na 2	2.56	N	L.P.	
		Na 3	1.91	N	L.P.	
		Na 3'	1.75	N	L.P.	
		Na 5	0.36	U	L.P.	
高陽N.T.	諸木川	諸木	1.24	N	H.P.	
奥野井谷川	奥野井谷川	大内	8.0	N	L.P.	
敷戸 N.T.	敷戸 N.T.	Na 1	1.81	N	L.P.	
		Na 2	0.26	N	L.P.	
		Na 3	0.47	N	L.P.	
		Na 4	0.15	U	L.P.	
多摩 N.T.	多摩 N.T.	大皇川	別所	0.93	N	H.P.
		南大沢	0.97	N	H.P.	
		七田川排水路	永山	0.03	U	H.P.
石神井川	石神井川	根村橋	47.98	U	H.P.	
		上石神井	16.48	U	H.P.	
裏筑波	裏筑波	山口川	山口	3.12	N	H.P.
		山口川右支川	祖父ヶ峰	0.16	N	H.P.

(N:自然流域, P:開発途上流域, U:市街化流域, H.P.:浸透流域, L.P.:非浸透流域)

表-2 全国流出試験地一覧表

6. 合理式におけるパラメータの定量化

(1) 洪水到達時間(tp)

角屋らによれば洪水到達時間tpは、(2)式によって計算することができる。この場合、定数Cは、流域の開発状況を表わすパラメータであることが知られており、この標準値に対する検討が、すでに多く報告されている。建設省全国流出試験地において、22箇所の各観測所で、比較的大きな出水時のデータを扱い、Cの値を計算した。表-4にこの結果を示す。この調査で得られた係数Cの値を各分類流域ごとに平均してみると、単純平均値で、自然流域C≒180 開発途上流域C≒80、市街化流域C≒70となり角屋らが提示している値に比べ小さい結果となった³⁾なお市街化流域のC値は、自然流域の約1/2.5倍となっているが、市街化流域と開発途上流域との違いはあまり見られなかった。次に、(5)式におけるCnについて検討を行った。この場合も、Cの場合同様にCnの値を計算した。表-5にこの結果を示す。各流出試験地ごとに

流域分類	観測所名	土地利用別面積百分率			
		山地・原野	田・畑・湖沼	宅地・工場	都市公園・ゴルフ場
都市化流域	永山	100			
	山崎	0.6			2.5
	平城N.T. No 5	13.2			83.7
開発途上流域	輪厚	47.1			12.9
	音江別	50.8			23.5
	猪子石	30.0	18.8		29.0
自然流域	南大沢	68.6			2.6
	鹿曲川	78.4			19.0
	奥野井谷川				100

表-3 土地利用種別分類一覧表

かなりばらついたため、単に平均せず、各分類流域ごとの3流域ごとに、 $rp = 50 \text{ mm/hr}$ となる tp を計算し、 $A-tp$ 相関図を得る(図-5)。この図で、各分類流域ごとの中央値を通る場合を平均的な $A-tp$ 直線とし、(5)式を変形した次式によって C_n を逆算した。但し、 $rp = 50 \text{ mm/h}$, tp は図-5から求めた。

$$C_n = tp \cdot rp^{0.44} \cdot A^{-0.28} \quad (5)'$$

この結果を表-6に示す。この場合は各分類流域ごとの違いがはっきりと表われている。また単純平均してみると、自然流域 $C_n \cong 520$ 、開発途上流域 $C_n = 310$ 、市街化流域 $C_n = 160$ となり、市街化流域の値は、自然流域の約 $1/3.2$ 倍となっている。これは、式(5)が洪水到達時間と無関係な rp を用いており、(2)式の C の場合と異なり C_n だけで土地利用形態の違いを表現することになるため、両者の結果には矛盾はないものと考えられる。

	試験地名	Cの値
自然流域	黒部川	140
	奥野井谷川	130
	裏筑波(山口川)	180
	筑川(佐保山)	260
	諸木川	100
	筑川(鉤取橋)	360
	鹿曲川	300
	平城 N. T. (No.3)	180
	多摩 N. T. (別所)	130
	" (南大沢)	110
	平城 N. T. (No.1)	180
	" (No.2)	180
	" (No.3)	180
	裏筑波(祖父ヶ峰)	200
敷戸 N. T. (No.2)	110	
開発途上流域	北広島(輪厚川)	70
	庄内川(猪子石)	90
	北広島(音江別川)	70
市街化流域	庄内川(植田川)	80
	平城 N. T. (No.5)	50
	石神井川(上石神井)	80
	石神井川(根村橋)	80
	庄内川(山崎川)	70
	多摩 N. T. (永山)	40
	筑川(ひより台)	50
	敷戸 N. T. (No.4)	80

表-4 角屋式による定数Cの値

	観測所名	C_n
都市化流域	永山	380
	山崎	160
	平城 N. T. No.5	100
開発途上流域	輪厚	450
	音江別	290
	猪子石	180
自然流域	南大沢	510
	鹿曲川	150
	奥野井谷川	560

表-5 パラメータ C_n

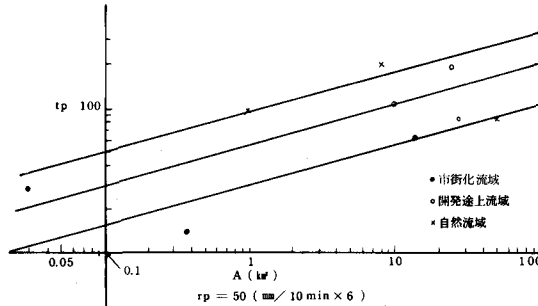


図5 A- rp 相関図

	観測所名	C_n
都市化流域	永山	167
	山崎	162
	平城 N. T. No.5	164
開発途上流域	輪厚	310
	音江別	308
	猪子石	311
自然流域	南大沢	530
	鹿曲川	505
	奥野井谷川	515

表-6 パラメータ C_n (修正後)

次に実際に(2)式または(5)式によって洪水到達時間を求めた合理式を利用する場合でも、土地利用形態が混在する流域でパラメータ C , C_n の値にどの程度の値をつかうべきか、迷うことも少なくない。また、流域ごとにおけるパラメータの値の違いも、各流域の土地利用形態のばらつきも関係するものと考えられる。そこで、各対象流域の土地利用形態をおおきく4つに分け、この土地利用別のパラメータの定量化をはかる

定量化するカテゴリーとして、対象流域の特性を考慮し、次の4つに分割する。

- ①山野・原野 ②田畑・湖沼 ③宅地・工場 ④都市公園・ゴルフ場(下水施設完備)

また、(5)式における、 C_n を表わす一次回帰式として、(9)式を得る。

$$C_n = C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2 + C_3 \cdot A_3 + C_4 \cdot A_4 \quad (9)$$

但し、 $C_1 \sim C_4$: 土地利用別パラメータ

$A_1 \sim A_4$: 土地利用別面積率

表-7の土地利用別面積率を用いて、最小二乗法によって $C_1 \sim C_4$ を計算すると、(10)式を得る。

$$C_n = 538 A_1 + 255 A_2 + 140 A_3 + 176 A_4 \quad (10)$$

A_1 : 山野・原野面積率

A_3 : 宅地・工場面積率

A_2 : 田・畑・湖沼面積率

A_4 : 都市公園・ゴルフ場面積率

この場合 (10)式の右辺の各項にかかる定数は、それぞれ、山野・原野、田・畑・湖沼、宅地・工場、都市公園・ゴルフ場における C_n の値になっているはずである。

したがって、流域における土地利用別面積率 $A_1 \sim A_4$ が求まれば、(10)式により、 C_n が計算でき、これを(5)式に代入すれば、容易に t_p が計算される。

(2) ピーク流出係数 (f_p)

土地利用状況・表層地質などの流域特性や降雨特性によるピーク流出係数の差異を検討するために、さきに述べた定義にもとづいてピーク流出係数値を算定した結果、図-6に示す結果を得た。⁸⁾ 図-6からは、自然流域、開発途上流域、市街地流域に分類した場合の明確な差異は認められない。しかし、図中、浸透流域(黒印)と非浸透流域(白印)で差異がみられ、このことをさらに明確にするため、図-7に示すような分類によって定量化を行った。⁷⁾ ここで、20%値、80%値とは、資料のパラッキが大きいので、それぞれ、全資料中の上位20%及び80%の値をとったものである。浸透流域においては、市街地流域は自然流域の

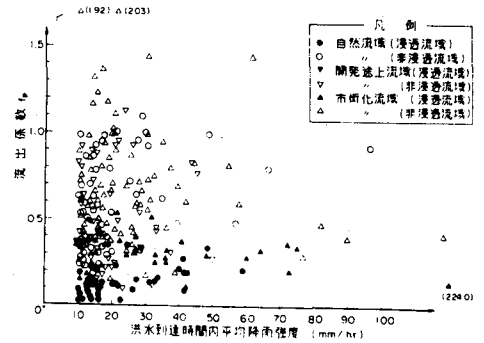


図6 ピーク流出係数(1)

2倍近い値となる。しかし、非浸透流域の場合、顕著な差異はみられない。また、非浸透流域は浸透流域に比較して全体に大きめの値が得られた。これらより、ピーク流出係数の値はまず表層地質が決定要因となるが、浸透流域においては、流

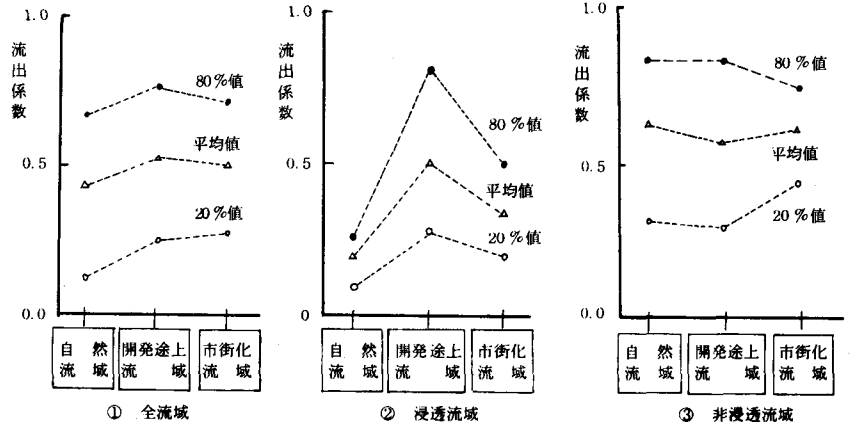


図7 ピーク流出係数(2) (総雨量50mm以上)

域の土地利用状況、特に市街化により、さらに地が変化することを示している。

7. 検証

次に今回提案した(5)式、(10)式を用いて、適用計算を行った。検証に用いた流域の特性について表-7、また洪水について表

観測所名	山地・原野		田・畑・湖沼				宅地・工場		都市公園・ゴルフ場	
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
町田	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
根村橋	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	2.6	4.4	56.5				16.9		26.6	
	2.6		56.5				16.9		26.6	
	4.4		56.5				16.9		26.6	
	2.6		56.5				16.9		26.6	
	4.4		56.5				16.9		26.6	
	2.6		56.5				16.9		26.6	
	4.4		56.5				16.9		26.6	

表-7 検証流域土地利用種別一覧表

表-8に紹介する。それによると、町田 $C_n = 384$ 、根村橋 $C_n = 156$ 次に(5)式により町田 $t_p = 110$ (分)、根村橋 $t_p = 100$ (分)となる。この間の降雨量は、町田 14.5mm、根村橋 47mm、したがって洪水到達時間の平均降雨強度

\bar{r} は、町田 7.9 mm/hr、根村橋 23.5 mm/hr となる。さらに、ピーク流量は、町田 13.6 m³/s (実測 8.4 m³/s)、根村橋 109.6 m³/s (実測 111.4 m³/s) となる。町田では実測値との間にかなりひらきがあったが、根村橋ではよく一致している。これは、町田の降雨波形が尖形波形であるため、tp が異常に小さく、このためと考えられる。

観測所名	ピーク年月日 年・月・日	総雨量 (mm)	ピーク時 洪水波形	ピーク流出高 (mm/hr)	備考
根村橋	41.6.28	268.0	山形	8.36	S33~S49で総雨量第2位、ピーク流量第1位
町田	52.6.23	103.0	尖形	20.33	S49~S52で総雨量第5位、ピーク流量第5位

表-8 検証洪水諸元一覧表

8. まとめ

今回、合理式を利用する場合にあいまいとなっている洪水到達時間と流出係数の考え方について、総合的な検討を行った。

洪水到達時間については、角屋らの式の考え方にシャーマン式を導入することにより、利用する場合の単純化をはかり、土地利用別にパラメータを定量化することにより、土地利用変化を考慮する場合の流量計画案の理論的かつ簡易な方法を提案することを試みた。これについては、理論式の特徴を生かしつつ、一元的に洪水到達時間を算出する方法を提案することができたと考えている。

また、流出係数については、洪水到達時間との関係を考慮しつつ、流出率との関連性を検討し、その関係を求めることを試みた。この結果、ある条件のもとで、流出率と流出係数の関係を求めることが出来、今後の検討によりさらに明確な関係づけができると思われる。

以下に、今後検討が必要と思われることについて、簡単に述べる。

- ① 今回の検討に用いたデータについて、洪水規模の小さいものも多く、今後の調査により、大洪水データを加えることにより、式(5)の適用性の検討や信頼性を向上させてゆく必要があると考えられる。
- ② 土地利用別パラメータの定量化については、今回4つに分類した土地利用種別の組み合わせ等をかえることにより、さらに合理的な分類をはかるべきであると考えられる。
- ③ 現在、用いられている他の流出モデルとの整合性をはかることにより、流量計画策定の際に、合理式より効果的な運用を行なえるようなパラメータ設定方法を確立する必要がある。

以上、最後になりましたが、本研究で利用した全国流出試験地における調査に御尽力頂いている、全国の流出試験地担当者の方々に感謝いたします。

参考文献

- 1) たとえば吉野文雄, 米田耕蔵; 合理式の洪水到達時間と流出係数 土木技術資料 15-8 (1973)
- 2) 石原藤次郎, 高棹琢馬; 単位図法とその適用に関する基礎的研究 土木学会論文集 60-3-3 (1959)
- 3) 角屋睦; 流出解析手法(その8)-洪水到達時間と合理式- 農業土木学会誌 48(8) (1980)
- 4) 建設省河川計画課, 土木研究所; 計画降雨に関する研究; 建設省技術研究会報告
- 5) 青木佑久; 洪水流出率とラショナル式の流出係数 土木技術資料 13-2 (1971)
- 6) 青木, 岸井, 石崎; 全国流出試験地調査による洪水流出率及び貯留関数の定数の検討 第34回年講(1979)
- 7) 青木, 岸井, 石崎; 全国流出試験地調査による洪水到達時間及び流出係数の検討 第34回年講(1979)
- 8) 建設省河川局, 土木研究所 流出試験地調査成果報告書(その4) (1980)