

北広島流出試験地における流出特性 (2)

Runoff Characteristics at the Kita-Hiroshima Experimental Basin (2)

本間 隆* 星 清** 村上 泰啓***

Takashi HONMA, Kiyoshi HOSHI and Yasuhiro MURAKAMI

貯留関数法は、計算の簡便さから洪水流出解析に広範に用いられている。しかしながら、モデルパラメータの物理的な意味が明確でないといった指摘がなされている。また、貯留関数法に限らず、有効降雨の算定に検討すべき点が残されている。すなわち、有効降雨を厳密に算出しようとすれば、流出率は時間の関数と考えるのが妥当である。

本報告は、有効降雨の算出に保水能分布モデル^{1), 2)}を用い、流出解析精度の向上を目指し検討を行ったものである。なお、流出解析手法には、星らによって提案された貯留関数法を用いた³⁾。

〈貯留関数法；流出解析；保水能分布；有効降雨〉

The storage function model has been almost exclusively used for flood runoff analysis in Japan, because of its computational simplicity. Two difficulties are usually encountered when applying the storage function model to rainfall-runoff analysis. First, there is no explicit relationships between model parameters, and rainfall and geophysical parameters. Second, the storage function model requires an estimate of the effective rainfall. To overcome such difficulties, this paper attempts to integrate the kinematic wave model into the storage function model where accurate linkages are maintained between the parameters of the two models. The applicability of the retention storage curve was examined to estimate time dependent runoff coefficients.

The present study dealt with flood runoff data from the Kita-Hiroshima basin. The results clearly show that the use of retention storage curves provides better reproduction of flood peaks than the constant-rate runoff coefficient.

Keywords: flood runoff, storage function model, retention storage curve, effective rainfall.

1. はじめに

わが国で多用されている貯留関数法は、1960年代の前半に木村によって提案された代表的な洪水流出解析法のひとつである。本手法は、降雨流出現象の非線形性を簡単な構造式で表現でき、比較的計算が簡便なことから流出解析に最もよく用いられている。しかしながら、そのモデルパラメータの物理的な意味が明確でないといった問

題点が指摘されている。その解決策として、近年、準物理モデルといわれている等価粗度モデルのパラメータを貯留関数モデルのパラメータに集中化する研究が盛んに行われている。もうひとつの問題点として、有効降雨の見積り方があげられる。有効降雨の算出方法としては、飽和雨量を境にして流出率を変えて求める方法や一定率および一定量損失雨量法などがある。有効降雨の算出は、

*環境研究室員 **前河川研究室長 現局長官房技術開発室長 ***河川研究室員

直接解析精度に影響を及ぼす事項であり、慎重に行う必要がある。しかしながら、有効降雨の算定は必ずしも降雨損失の実態に即しているとはいえない。なぜならば、降雨初期では損失雨量が多く流出率は小さいものの、時間の経過とともに流域は湿潤さを増し、流出率が増加していくことが容易に想像されるからである。

本報告は、有効降雨の算出方法として、より実態に即していると考えられる保水能モデルの適用を試みたものである。流出モデルとして、モデルパラメータと流域特性値、降雨特性値との相互関係が明確な貯留関数モデルを採用した。保水能モデルによる有効降雨の有効性を確認する意味で、一定率損失雨量法との比較も行った。計算には、北広島流出試験において観測された洪水データを用いた。

2. 採用モデル

2-1 保水能分布モデル^{1), 2)}

流域内に降った雨には、直接流出には寄与しない損失が生じる。雨水はある一定量に達するまで土壌の毛管力に支えられて保水されたり、表面の窪地に貯留される。このときの保水可能な量を保水能と呼ぶことにする。保水能は流域の地被状態や土壌によって変化する。保水能を、図-1に示すようなタンクに見たてて考えることにする。今、流域に総雨量 r の降雨があったと仮定する。

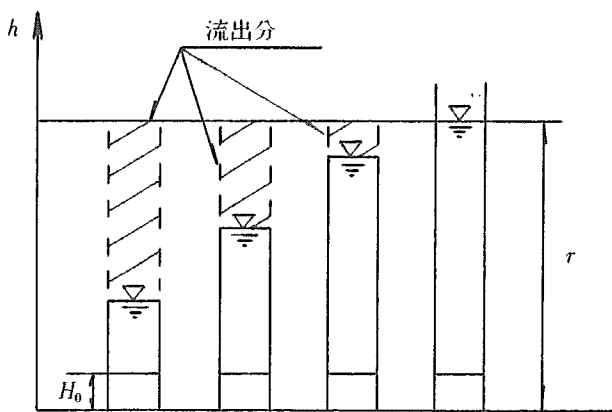


図-1 保水能の概念図

このとき、流出に寄与するのは保水能 h が総雨量 r よりも小さいタンクからで、同図中の斜線で示した部分である。ある保水能 h が流域全体に占める分布の割合を保水能分布 $S(h)$ として定義すると、総降雨量 r と総損失雨量 $f(r)$ の関係は次のように表わされる。

$$f(r) = r - \int_0^r (r-h) S(h) dh \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $(r-h)$ とはある保水能 h から溢れでる量、すなわち流出成分を表わし、 $S(h) \cdot \Delta h [= S(h)(h_2-h_1)]$ とはある保水能 h が $h_2 \sim h_1$ に存在する割合を示す。

本報告では、総損失雨量 $f(r)$ 、総雨量 r の関係を次式で近似した。

$$f(r) = a \cdot \tanh(br) \quad \dots\dots\dots (2)$$

(2)式を(1)式に代入して整理すると、保水能分布 $S(h)$ は次式で表わされる。

$$S(h) = \frac{2ab^2 \cdot \sinh(bh)}{\cosh^3(bh)} + (1-ab) \delta(h) \quad \dots (3)$$

(3)式中の $(1-ab)$ は保水能 = 0、すなわち不浸透部分(正確には川とその周辺なども含む)の面積率を表わしている。

次に、保水能分布の概念を用いて有効降雨を算出する方法を以下に示す。 t 時刻までの累加雨量を $R(t)$ とすると、保水能分布の考え方より流出に寄与するのは流域に降った雨のうち、保水能 h が $R(t)$ よりも小さい部分である。保水能が $R(t)$ 以下の面積割合は、保水能分布 $S(h)$ を $0 \sim R(t)$ の範囲で積分することによって求めることができる。したがって、 t 時刻における有効降雨を $u(t)$ 、実測雨量を $r(t)$ とすると、有効降雨は次のようになる。

$$u(t) = r(t) \int_0^{R(t)} S(h) dh \quad \dots\dots\dots (4)$$

ただし、(4)式は流域が乾燥状態にある場合にのみ適用可能である。多くの場合、流域は大なり小なり湿潤状態にあるので、これを考慮して保水能の初期水分量を H_0 とすると、(4)式は次のように書き改められる。

$$u(t) = r(t) \cdot \int_0^{R(t)+H_0} S(h) dh \quad \dots\dots\dots (5)$$

なお、有効降雨の算出にあたっては、流量および降雨データからあらかじめ(2)式の係数 a 、 b を求め、保水能 h と保水能分布 $S(h)$ の関係を明確にしておく必要がある。もしくは、今後、土地利用区分ごとの保水能 h を明確にすることができれば、地被状態を調査するだけでその関係を推定することも可能である。

2-2 流出モデル

前述したように、流出解析モデルはそれに含まれるモデルパラメータの物理的根拠が明確でなければならない。パラメータをどのような因子で説明づけるかという点、流域特性値(流域面積、地被状態など)や、降雨特性値(降雨強度、ピーク雨量、継続時間など)であろう。

最近、貯留方程式の再構築やモデルパラメータを物理量で関係づける努力が、多くの研究者によってなされている^{3), 4)}。星らは等価粗度法による解から貯留量～流量

の関係を表現する方程式として、次式が最適であるとしている⁶⁾。

$$s = k_1 q^{p_1} + k_2 \frac{d}{dt} (q^{p_2}) \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{ds}{dt} = r - q \dots\dots\dots (7)$$

$$p_1 = 0.6 \dots\dots\dots (8)$$

$$p_2 = 0.4648 \dots\dots\dots (9)$$

$$k_1 = 2.8235 f_c A^{0.24} \dots\dots\dots (10)$$

$$k_2 = 0.2835 k_1^2 \bar{r}^{-0.2648} \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 s ：貯留高 (mm)、 q ：流出高 (mm/hr)、 r ：有効雨量 (mm/hr)、 t ：時間 (hr)、 k_1 、 k_2 、 p_1 、 p_2 ：モデルパラメータ、 n ：等価粗度、 i ：斜面勾配、 A ：流域面積 (km²)、 f_c ： $(n/\sqrt{i})^{0.6}$ で表わされる未知定数。

(10)式で与えられる k_1 は、木村によって提案された総合貯留関数法の貯留係数に対応する。なお、当然のことながら、ファクター $f_c = (n/\sqrt{i})^{0.6}$ の値が減少するにつれてピーク流量は増大し、ピーク生起時刻が早まる。

また、採用貯留関数モデルは全道小流域洪水例99ケースに適用し、実用上十分な精度を持つことが確認されて

いる。

3. 適用例

解析対象流域は、札幌市の南東約20kmに位置する広島町における輪厚川流域および音江別川流域である。観測施設は水位2カ所、雨量4カ所、地下水位1カ所、総合気象1カ所である。流域概要と観測施設の位置を図-2に示す。また、対象流域の諸元を表-1に示す。

解析対象洪水の特性を表-2に示す。貯留関数法では、表面流出(早い中間流出を含む)を対象としているため、大きな出水ほど計算結果の適合度がよく、ピーク比流量 $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$ 以上が一応の目安である。本報告においては、ピーク比流量 $0.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$ 以上を選定の基準とした。直接流出量は、ハイドログラフを片対数紙上にプロットし、低減部の第2折点と流量たち上がり点を結んで算出した。

表-1 流域諸元

	流域面積	流路長	流路勾配
輪厚川	24.0km ²	9.9km	1/100
音江別川	9.7km ²	6.0km	1/120

表-2 解析対象洪水の特性

河川名	洪水番号	洪水生起時間	ピーク比流量 (m ³ /s/km ²)	初期損失雨量 (mm)	総雨量 (mm)	降雨継続時間 (h)	平均降雨強度 (mm/h)	初期流出高 (mm/h)	総流出高 (mm)	流出率	平均有効雨量強度 (mm/h)
輪厚川	1	1972/5/20 16時	0.88	2.0	53.0	16	3.3	0.06	29.7	0.56	1.86
	2	1972/9/24 1時	1.80	0.5	65.3	12	5.4	0.03	45.6	0.70	3.80
	3	1973/10/13 10時	1.06	3.5	52.8	16	3.3	0.11	33.2	0.63	2.08
	4	1974/6/6 12時	0.54	8.8	39.5	14	2.8	0.23	14.6	0.37	1.04
	5	1975/7/26 3時	1.50	1.5	80.9	19	4.3	0.02	29.8	0.37	1.57
	6	1976/10/15 1時	0.76	1.3	45.3	13	3.8	0.03	14.6	0.32	1.21
	7	1977/8/5 18時	2.00	3.3	70.8	7	10.1	0.08	31.7	0.45	4.53
	8	1977/8/9 1時	0.90	3.8	62.1	13	4.8	0.06	25.2	0.41	1.94
	9	1979/9/30 20時	1.31	0.3	98.1	17	5.8	0.14	35.4	0.36	2.08
	10	1982/9/12 23時	0.61	1.7	106.0	20	5.6	0.06	19.9	0.19	1.05
	11	1985/9/1 8時	2.44	0.0	124.0	10	12.4	0.10	61.3	0.49	6.13
	12	1986/9/21 17時	0.63	(8.4)	38.4	14	2.7	0.40	13.7	0.36	0.98
	13	1987/8/26 3時	3.92	0.5	200.2	19	10.5	0.03	130.7	0.65	6.89
音江別川	14	1972/9/16 24時	0.79	23.2	86.5	14	6.0	0.24	18.3	0.22	1.31
	15	1972/9/24 4時	0.62	5.0	60.3	8	7.5	0.22	14.3	0.24	1.79
	16	1977/8/5 20時	1.22	5.7	68.4	5	13.7	0.20	17.0	0.25	3.40
	17	1979/10/19 4時	0.71	0.4	143.5	27	5.3	0.35	20.4	0.14	0.75
	18	1982/9/12 1時	1.46	1.3	105.8	19	5.6	0.17	33.1	0.31	1.74
	19	1985/9/1 8時	1.97	0.0	124.0	10	12.4	0.27	52.9	0.43	5.29
	20	1986/9/3 18時	1.68	0.5	117.8	15	7.9	0.11	38.8	0.33	2.59
	21	1986/9/8 11時	1.55	0.0	39.5	5	7.9	0.15	17.0	0.43	3.41
	22	1986/9/21 11時	0.74	0.0	47.0	20	2.4	0.16	18.3	0.39	0.92

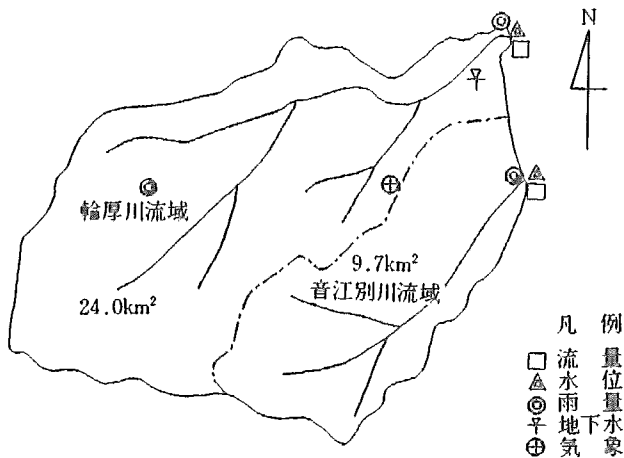


図-2 対象流域図

流出率は、総直接流出量を流量たち上がり以降の総降雨量で割ることによって算定した。洪水No12は初期損失雨量および初期流出高が他の洪水に比べて大きくなっている。これは流量たち上がり付近のデータが欠測で、データが得られた時点を流量のたち上がりとみなしたことに起因する。洪水No21は音江別川流域に局地的に降った

雨で、総降雨量39.5mmのうち37.0mmは1時間内に記録されたものである。洪水No13は観測開始以来、当該流域において観測された最大の出水である。

(8)式~(11)式を用いた $f_c (= (n/\sqrt{i})^{0.6})$ の1次元探索⁶⁾ による流出計算結果を、表-3に示す。表中のRMSE (Root mean square error) は、誤差の程度を示す指標で次式で定義される。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (q_j^* - q_j)^2} \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 q_j^* ：サンプリング時刻 j における実測直接流出高、 q_j ：計算直接流出高、 N ：流量系列の標本数。

ピーク流量の生起時間差において、プラスは計算のピーク生起時刻が実測よりも遅いことを示す。なお、表-3の計算結果に用いた有効降雨は、実測降雨量に流出率(表-2参照)を一率に乗じる一定率法によって求めた。

既往の研究成果⁶⁾ より f_c 値のオーダーは1~2であることが知られているが、この表の結果からもほとんどのケースにおいて、その範囲内に収まっていることがわかる。計算結果のピーク流出高とその生起時間差は、 f_c の1次元探索であるにもかかわらず十分な精度を有していると考えられる。

表-3 一定率法による有効降雨を用いた流出計算結果

洪水番号	f_c	k_1	k_2	RMSE	実測ピーク流出高 (mm/h)	計算ピーク流出量 (mm/h)	ピーク流出高生起時間差 (h)
1	1.40	8.474	17.279	0.2132	3.08	2.74	+1
2	1.60	9.685	18.675	0.4099	6.38	5.92	0
3	1.60	9.685	21.910	0.2817	3.53	2.75	0
4	1.40	8.474	20.137	0.1718	1.61	1.16	0
5	1.20	7.264	13.273	0.4049	4.37	2.69	0
6	0.80	4.842	6.451	0.4266	2.72	2.44	0
7	1.00	6.053	6.964	1.1347	6.53	7.17	0
8	1.20	7.264	12.557	0.4047	3.04	2.46	0
9	1.40	8.474	16.762	0.4141	4.47	4.09	+1
10	1.20	7.264	14.979	0.4152	2.04	2.00	+2
11	1.80	10.895	20.820	0.7970	8.19	9.21	+1
12	0.62	3.753	4.024	0.2200	1.89	1.86	0
13	2.01	12.168	25.180	1.4417	13.93	15.22	+1
14	1.20	5.844	9.019	0.4940	2.19	2.11	+1
15	1.40	6.818	11.299	0.8033	1.87	1.79	+6
16	0.60	2.922	1.751	1.1386	3.41	4.98	+1
17	1.00	4.870	7.245	0.3728	2.06	2.46	+1
18	1.20	5.844	8.357	0.5546	4.68	3.43	+1
19	2.00	9.740	17.301	0.9693	6.17	8.37	+1
20	1.38	6.722	9.959	1.1683	5.81	6.98	+2
21	0.71	3.458	2.450	3.0871	5.41	9.33	+5
22	0.96	4.676	6.345	0.3473	2.40	1.78	+1

次に、保水能モデルによる有効降雨を用いて貯留関数モデルパラメータの最適化を f_c の1次元探索手法を用いて行った。そのためには、まず(3)式に示した保水能分布 $S(h)$ と保水能 h の関係を明確にしておく必要がある。図-3は、輪厚川流域および音江別川流域の総雨量と総損失雨量の関係プロットしたものである。図中に示した回帰曲線は(2)式で表わされる式形で、パラメータ a 、 b については非線型最適値問題の代表的な解法のひとつであるダビドン法によって求めた。このとき、得られるパラメータ a 、 b の最適値を表-4に示す。表-4の結果を(3)式に代入し、保水能分布 $S(h)$ と保水能 h の関係を表わしたものが図-4である。この図ではピークが尖鋭化し、その位置がゼロに近づくほど流域に不浸透域部

分が多いことを示す。ここでは、輪厚川流域が保水能 $h=100\text{mm}$ 付近でピークを示しているのに対し、音江別川流域では $h=180\text{mm}$ 付近でピークを示している。前報による解析では⁷⁾、不浸透域の面積率は輪厚川流域では15.95%、音江別川流域では28.19% (昭和59年度調査) という結果が得られている。一方、音江別川流域は砂利採取場を有し、流域の約12%がそれで占められている。両流域において、逆の傾向が表われたのは音江別川流域が都市化の影響よりも砂利採取場による貯留効果の影響を強く受けたものと思われる。このようにして求められた保水能分布 $S(h)$ を(5)式に代入すれば、有効雨量を求めることができる。なお、(5)式において H_0 は総直接流

表-4 パラメータ a 、 b の最適値

	パラメータ	
	a (mm)	b (mm^{-1})
輪厚川	94.871	0.00680
音江別川	204.264	0.00364

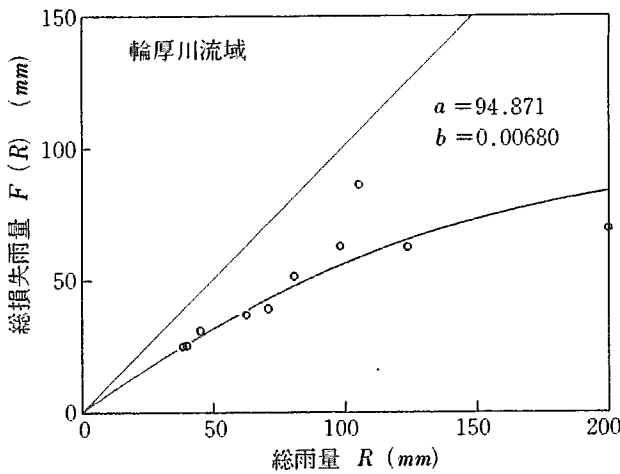


図-3(a) 総雨量-総損失雨量

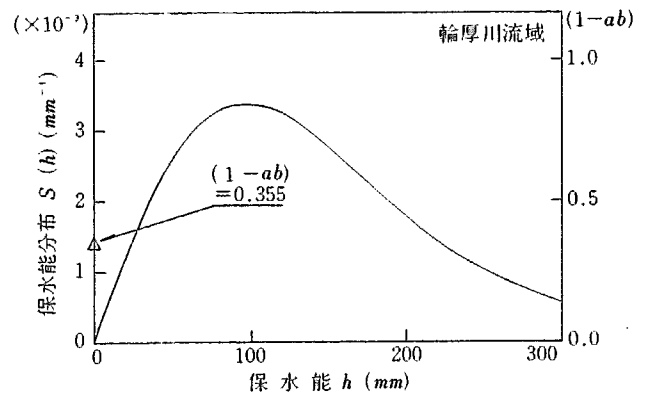


図-4(a) 保水能分布-保水

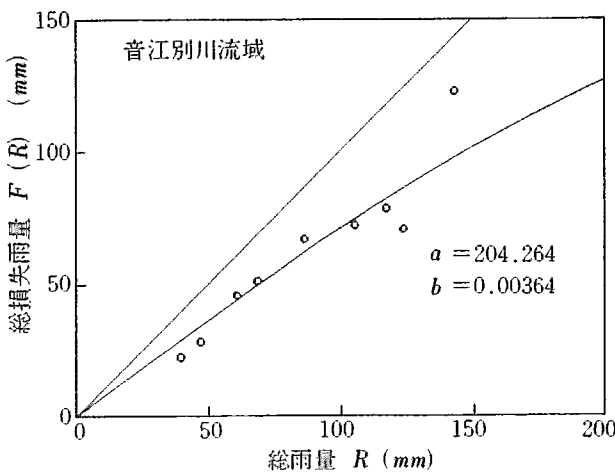


図-3(b) 総雨量-総損失雨量

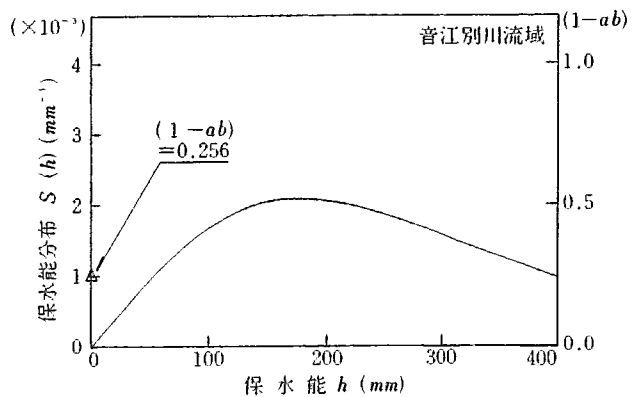


図-4(b) 保水能分布-保水能

出量が有効雨量と合うように試行錯誤によって求めた。図-5は、洪水No.13に保水能モデルを適用して有効降雨を算出したハイトグラフの例である。この図からは、流出率が時間の経過とともに増加していることがわかる。表-5は、保水能モデルによる有効降雨を用いて、貯留関数モデルパラメータ f_c の1次元探索を行った結果である。

この結果、保水能モデル法において、一定率法よりも解析精度の向上が図られた ($RMSE$ が小) ケースは20ケースであり、残りのケースでは精度が落ちた。水工計画上、重要な課題のひとつとしてピーク流量とその生起時刻を予測することがあげられる。図-6(a)は一定率法による計算ピーク流出高と実測ピーク流出高の比較を行ったもので、図-6(b)は保水能モデル法を用いた計算ピーク流出高と実測ピーク流出高の比較を行ったものである。この結果、一定率法に比べ、保水能モデル法の方がピーク流出高の適合度は良好なものが得られている。一定率法も適合度が悪いわけではないが、ピーク流出高が小さめに見積られる傾向がみられる。このような結果は、水工計画上危険側といわざるを得ない。一方、保水能モデル法においてはほぼ実測ピーク流出高が再現され

ていることがわかる。保水能モデル法のもうひとつの特長としては、ピークが2山の洪水において精度が向上したことがあげられる。洪水ピークが2山、もしくはそれに類似する洪水例8, 10, 12, 14, 18, 22の6ケース中、洪水例10を除く5ケースについて精度の向上がみられた。図-9~14は、計算と実測のハイドログラフを一定率法と保水能モデル法で比較を行ったもので、2山の洪水例

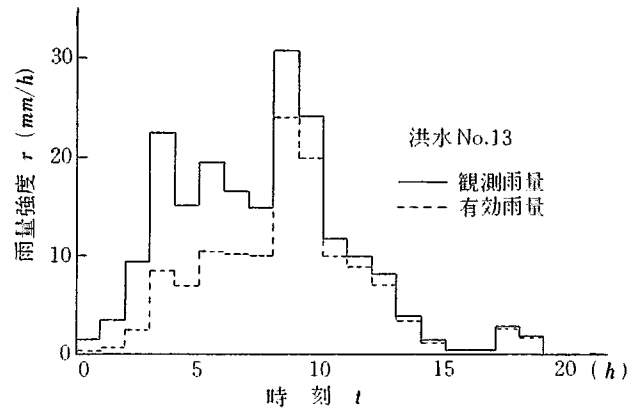


図-5 保水能を用いた有効降雨

表-5 保水能モデルによる有効降雨を用いた流出計算結果

洪水番号	f_c	k_1	k_2	$RMSE$	実測ピーク流出高 (mm/h)	計算ピーク流出高 (mm/h)	ピーク流出高生起時間差 (h)
1	1.30	7.870	14.877	0.1392	3.08	2.92	1
2	1.62	9.807	19.161	0.2798	6.38	5.87	0
3	1.53	9.263	20.042	0.2123	3.53	2.81	0
4	1.30	7.870	17.392	0.1282	1.61	1.22	0
5	0.90	5.449	7.473	0.2383	4.37	3.24	0
6	0.83	5.025	6.926	0.3185	2.72	2.37	0
7	0.90	5.449	5.643	0.7148	6.53	7.49	0
8	1.09	6.599	10.365	0.3069	3.04	2.66	0
9	1.14	6.902	11.123	0.1513	4.47	4.71	0
10	0.73	4.419	5.529	0.2344	2.04	2.71	0
11	1.71	10.352	18.780	0.6552	8.19	9.89	0
12	0.60	3.632	3.761	0.2290	1.89	1.88	0
13	1.59	9.626	15.768	1.1823	13.93	17.16	1
14	0.99	4.822	6.141	0.6779	2.19	2.20	1
15	1.37	6.673	10.815	0.7807	1.87	1.80	6
16	0.60	2.923	1.754	0.9827	3.41	4.98	1
17	0.66	3.215	3.158	0.3695	2.06	2.83	0
18	0.78	3.799	3.535	0.3940	4.68	3.87	0
19	2.02	9.839	17.650	0.8098	6.17	8.27	1
20	1.39	6.771	10.101	0.8479	5.81	6.96	2
21	0.70	3.410	2.387	1.9766	5.41	9.32	5
22	0.85	4.140	4.980	0.3622	2.40	1.87	1

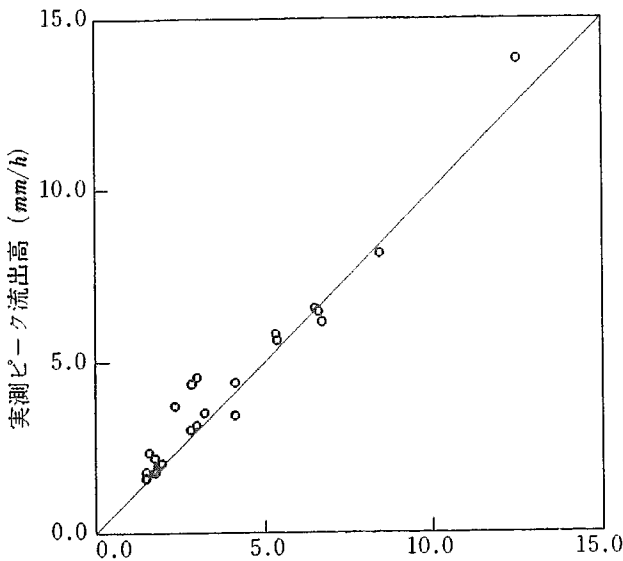


図-6 (a) 一定率法計算ピーク流出高 (mm/h)

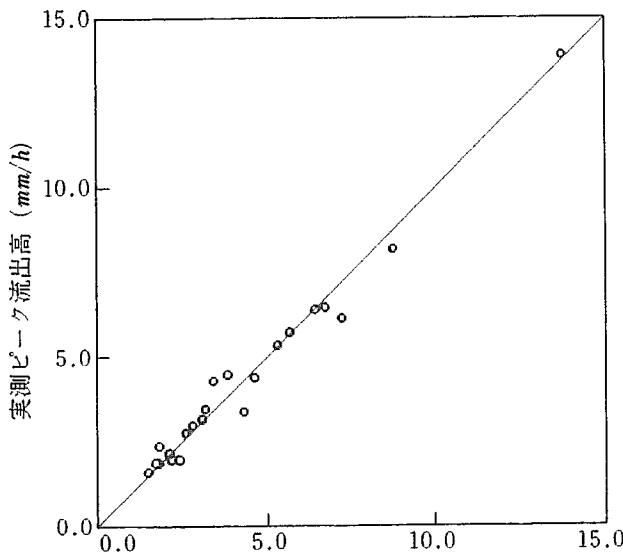


図-6 (b) 保水能モデル法計算ピーク流出高 (mm/h)

についてのみ掲載した。

次に、保水能モデル法の二次元探索の結果得られたパラメータ最適値と(10)、(11)式の相互関係を調べてみた。一定率法の場合の相互関係は、既往の研究結果⁶⁾からパラメータ k_1 については良好なものが得られている。図-7は、保水能モデル法の最適化 k_1 と(10)式の比較を行ったもので、相互関係は良好であるといえよう。パラメータ k_2 の最適値と(11)式の比較を行ったものを図-8に示す。一定率法の場合もそうであるが、パラメータ k_2 は k_1 に比べてバラツキが大きい。その原因としては、(11)式の導出にあたっての降雨波形の単純化による影響が大きいと考え

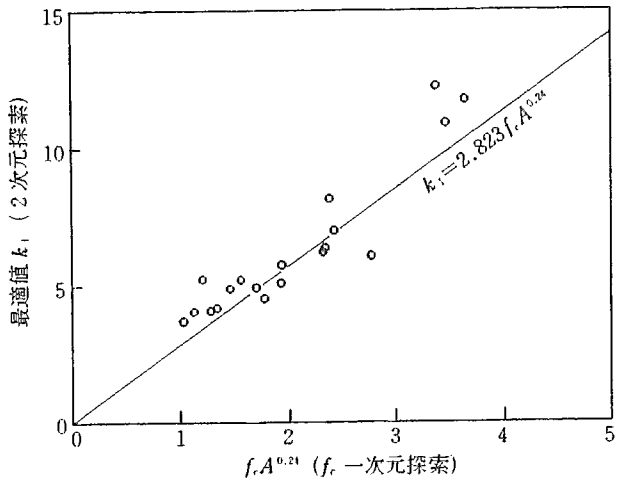


図-7 一次元探索 f_c 最適値と二次元探索 k_1 最適値の関係

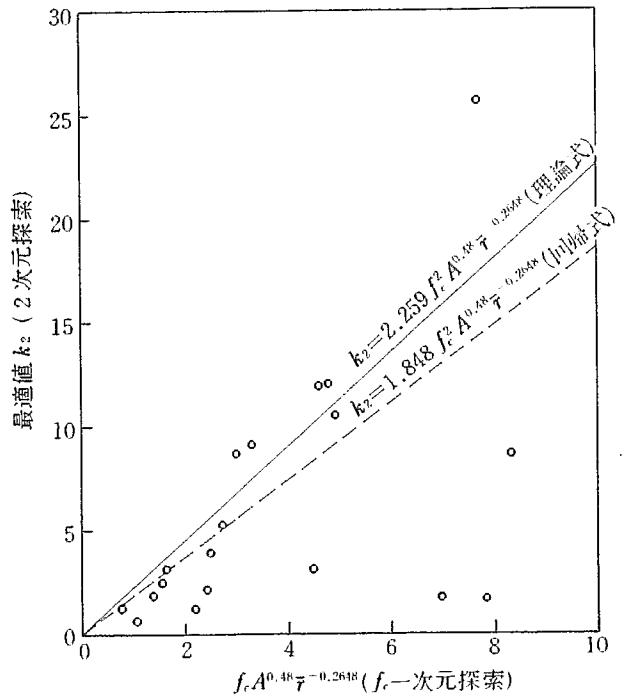


図-8 一次元探索 f_c 最適値と二次元探索 k_2 最適値の関係

られる。図-8の関係を最小2乗法によって回帰式を求めたのが次式である。

$$k_2 = 1.848 f_c^2 A^{0.88} \bar{\tau}^{-0.2648} \dots\dots\dots (13)$$

係数が理論式での2.259に対し1.848と若干小さく見積られているが、全体として理論式の傾向を再現しているものといえよう。

4. おわりに

本報告では、主として保水能モデル法による有効降雨の有効性と総合貯留関数法の検討を行ってきた。その結果、保水能モデル法による有効降雨を用いた流出解析結果では、一定率法の場合に比べてピーク流量の適合度がよくなることが確かめられた。ピーク流量は、水工計画上重要な要素であり、これは意義ある研究成果といえる。今後は解析例をふやして、保水能モデルの有効性を検証していく必要がある。

図-3の結果は、総雨量と総損失雨量の関係を洪水データについてのみプロットしたが、小さな出水についてもプロットすればもう少し精度の向上が図られるものと考えられる。

最後に、本報告で適用した保水能モデルに関しては、北海道大学工学部土木工学科 山田 正助教授に御教示いただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 岸 力, 藤田睦博, 中尾欣四郎; 河川の機能に関する基礎的研究, 昭和61年度北海道大学委託研究報告, 昭和62年3月.
- 2) 藤田睦博, 山田 正, 佐々木啓文; 北広島流出試験地における保水能分布とその経年変化に関する研究, 昭和61年度土木学会北海道支部年次技術研究発表会論文報告集, 1987.
- 3) 星 清, 山岡 勲; 雨水流出と貯留関数との相互関係, 第26回土木学会水理講演会論文集, 1982.
- 4) 高棹琢馬, 室 馨, 楠橋康広; 貯留関数型洪水流出モデルの比較評価, 第29回土木学会水理講演会論文集, 1985.
- 5) 角屋 睦, 福島 晟; 中小河川の到達時間, 京都大学防災研究所年報(第19号), 1976.
- 6) 河川研究室; 実用的な洪水流出計算法
- 7) 星 清, 本間 隆, 西村 豊; 北広島流出試験地における流出特性, 土木試験所月報第392号, 1986.

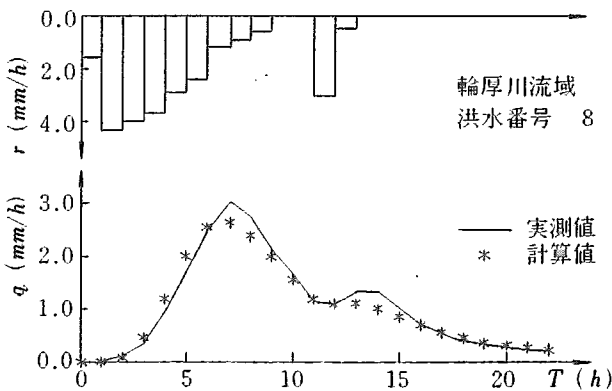


図-9(a) 一定率法 (f_c 一次元探索)

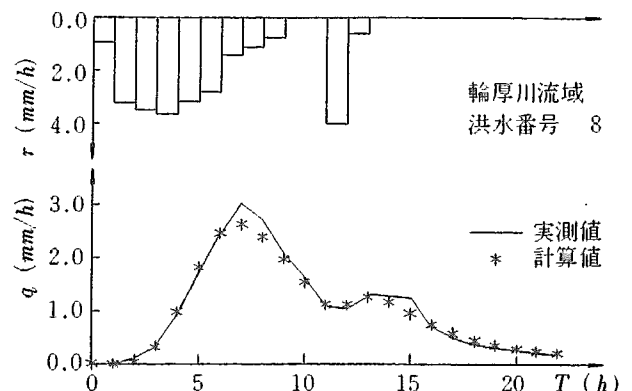


図-9(b) 保水能法 (f_c 一次元探索)

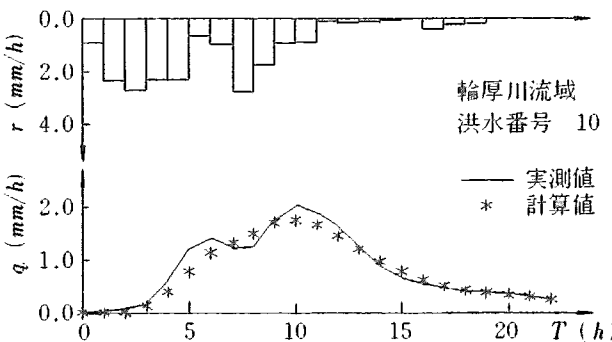


図-10(a) 一定率法 (f_c 一次元探索)

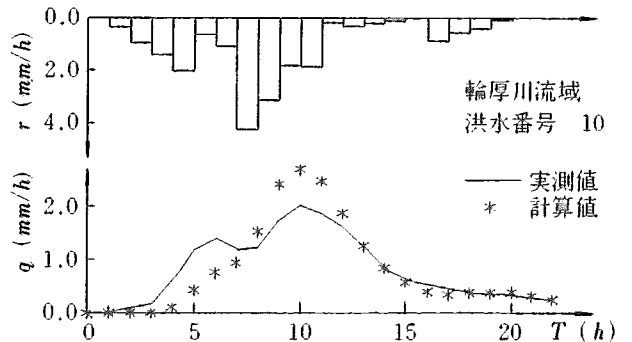


図-10(b) 保水能法 (f_c 一次元探索)

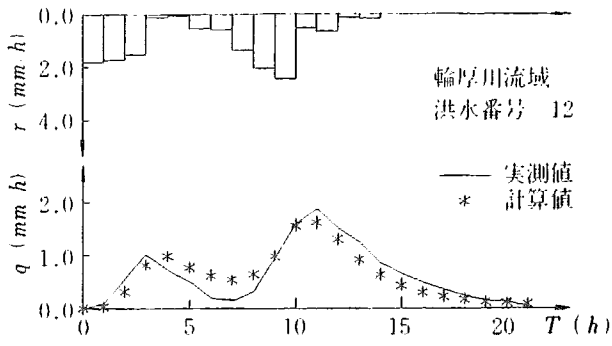


図-11(a) 一定率法 (f_c -次元探索)

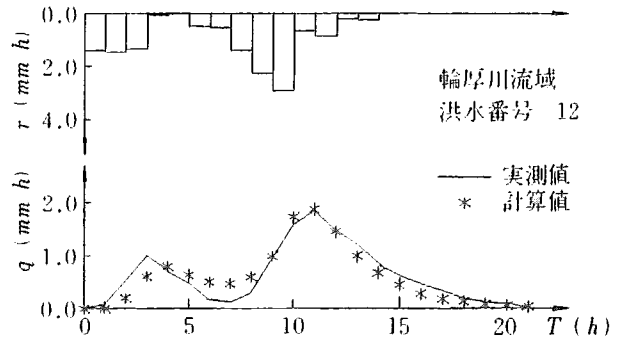


図-11(b) 保水能法 (f_c -次元探索)

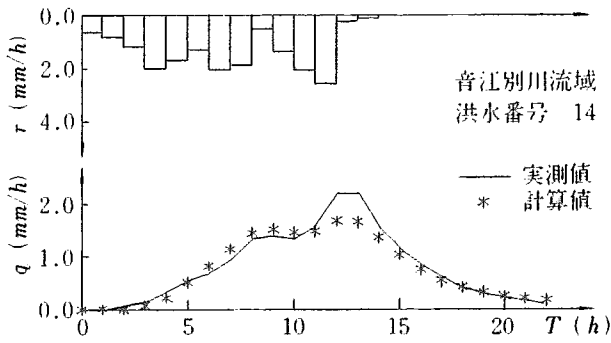


図-12(a) 一定率法 (f_c -次元探索)

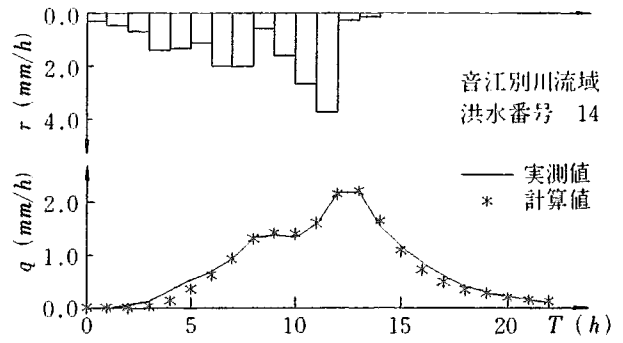


図-12(b) 保水能法 (f_c -次元探索)

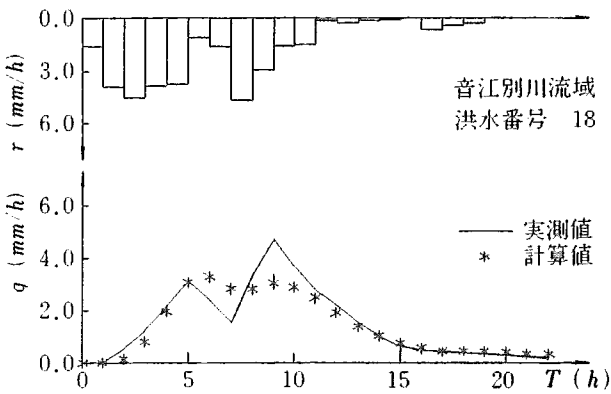


図-13(a) 一定率法 (f_c -次元探索)

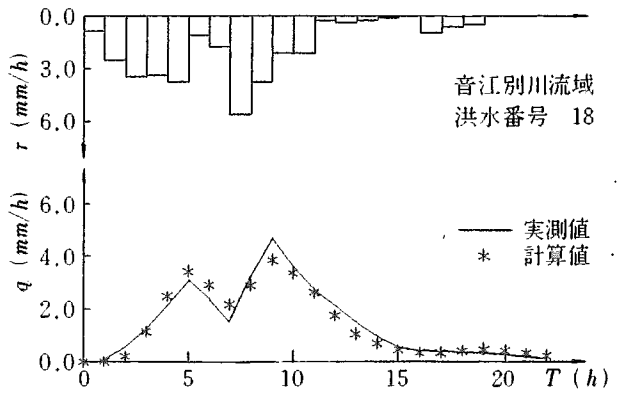


図-13(b) 保水能法 (f_c -次元探索)

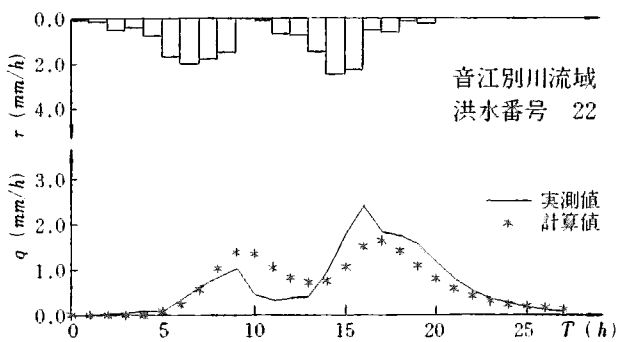


図-14(a) 一定率法 (f_c -次元探索)

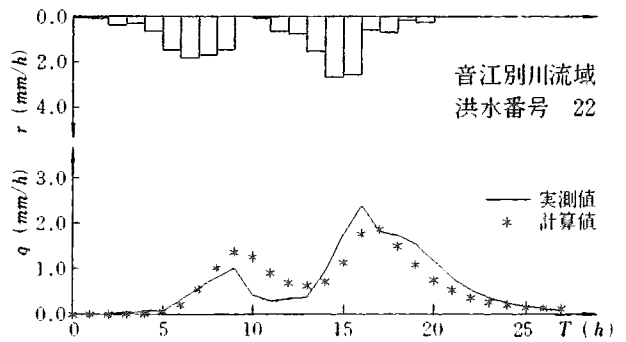


図-14(b) 保水能法 (f_c -次元探索)