

貯留関数法における定数決定の一検討

丹 野 哲 郎

A study on the determination of some parameters in the
Choryu-Kansu method

Tetsuo Tanno

(昭和51年10月31日受理)

1. はじめに

洪水の流出解析法には多くの方法が提案され、研究されてきたが、実用的には今のところ貯留関数法が色々問題点をもちながらも、非常に便利な点から流出計算の主流といってもよい程多く使用されている。

貯留関数法では、いわゆる貯留関数 $S=KOP^P$ における K および P 、遅滞時間 T_ℓ 、一次流出率 f_1 、飽和雨量 R_{sa} の五つのパラメーターの組み合わせにより洪水の再現計算を行い、最も実測ハイドログラフに適合する組み合わせを求める。これらのパラメーターの内飽和雨量 R_{sa} は、降雨開始時の流域の湿潤度により洪水毎変化する値で、その他の四つのパラメーターは流域の定数として取り扱われている。ところが実際は、各洪水毎にこれらの定数を求めてみると大分ばらつきがあるので、これらの平均値など最も適当とおもわれる値をとり、その流域の定数として使用されている。したがって計画では、これらの値を安全側に採用することにより、比較的適正な計画ハイドログラフを得ることができるとは、洪水予測の面では

著しく実際と異ったものとなることが多い。そこでこれらの定数をできるだけ簡単な方法で、実測値と適合性のある値を求め、洪水予測にも十分利用できるようにしたいと考え、先づ大きな影響をもつと思われる一次流出率 f_1 、について、本県で最も資料の多い銚畑ダム流域について検討を試みた。

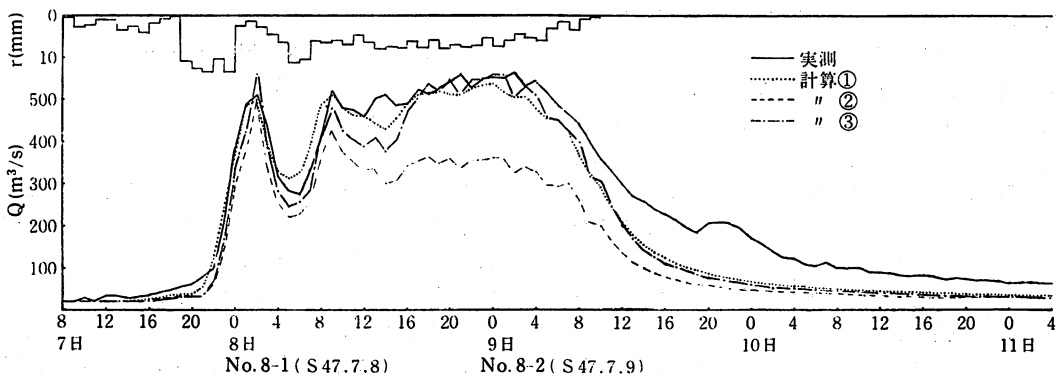
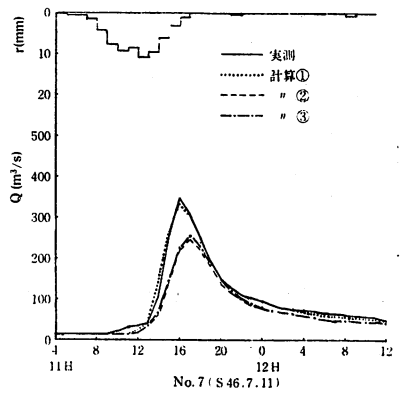
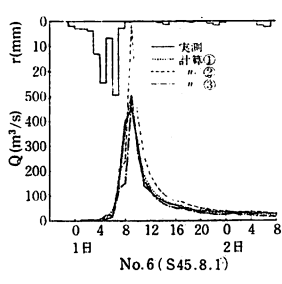
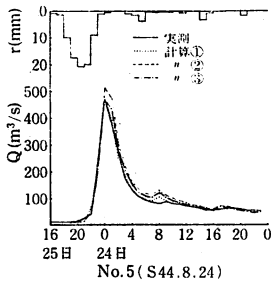
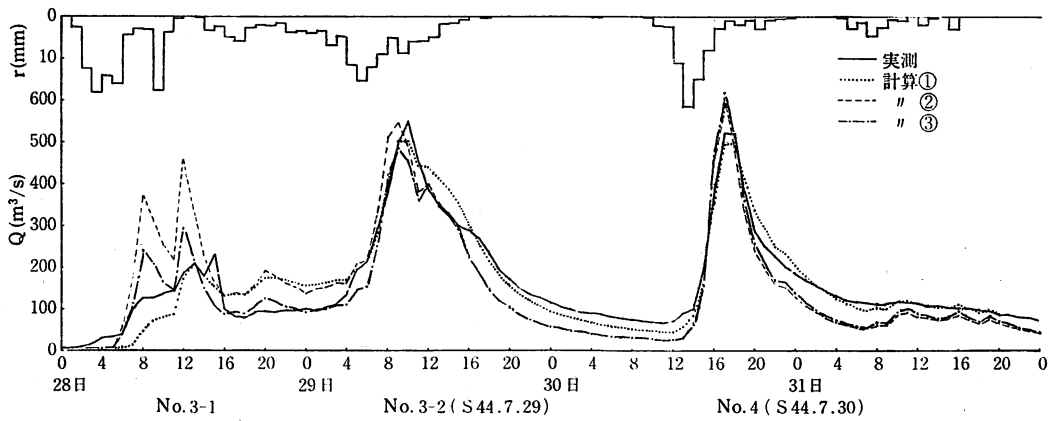
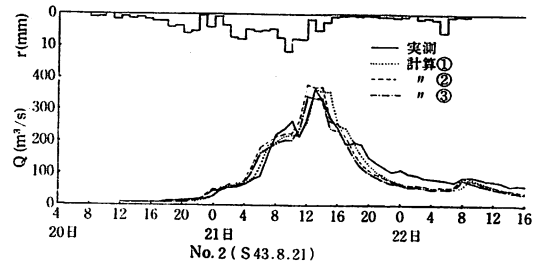
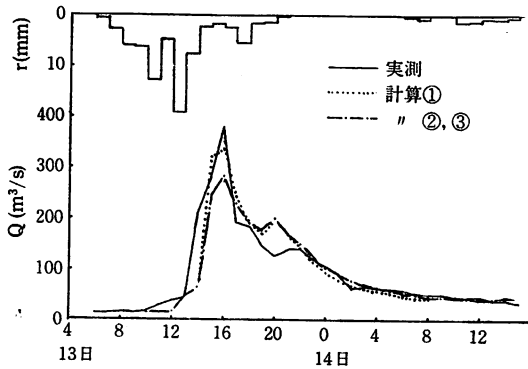
2. 既往洪水の定数解析

銚畑ダム流域は、流域面積 320.3km^2 で、源を八幡平(1614m)、大深岳(1541m)とする流路延長 32km の流域で、計画高水流量は $1200\text{m}^3/\text{s}$ であるが、ダム完成後は大きな洪水の実績がない。したがって洪水調節実績資料より融雪期を除いて、比較的大きな洪水について定数解析し、実績ハイドログラフにできるだけ適合するよう修正して定数を求めると表-1のとおりとなり、再現計算したハイドログラフは図-1中計算流量①である。

ここで表-1中()書は、前の洪水の影響で初期流量が非常に大きいため、基底流量分離に問題があると思

表-1

No.	洪水年月日	総雨量	最大流量	初期流量 Q_b	T_ℓ	K	P	f_1	R_{sa}
1	S42. 8.13	74.9	379.0	14.0	2	30.3	0.234	5.52	—
2	S43. 8.21	133.8	364.0	10.0	3	30.2	0.268	0.505	—
3-1	S44. 7.28	95.6	227.8	6.1					
3-2	" 29	137.4	548.8	8.01	(2.25)	(61.3)	(0.228)	(0.59)	—
4	" 30	100.7	520.5	68.0	(2)	(47.2)	(0.294)	(0.68)	—
5	S44. 8.24	104.2	468.7	12.8	2	25.2	0.319	0.40	—
6	S45. 8. 1	96.9	450.9	3.3	1.5	36.4	0.238	0.44	—
7	S46. 7.11	65.4	346.1	16.0	1	38.7	0.205	0.86	—
8	S47. 7. 8	273.8	564.0	21.0	1.5	30.0	0.334	0.72, 0.81	—
9	S48. 8. 3	101.6	358.0	10.0	2	28.3	0.313	0.43	—
10	" 4	77.0	309.0	52.0	(1.5)	(41.3)	(0.343)	(0.50)	—
	平均				1.85 ≒2	31.3	0.273		



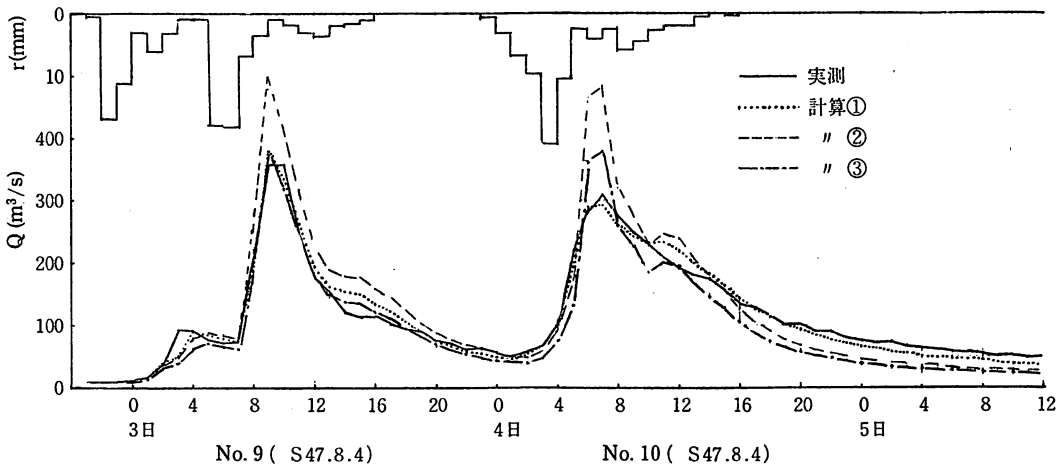


図1

表-2

No.	洪水年月日	T_l	K	P	f_1	Rsa	初期流量	API	f_1'
1	S 42. 8.13	2	31.3	0.273	0.52	〃	14.0	65.9	0.53
2	S 43. 8.21	〃	〃	〃	0.485	〃	10.0	47.8	0.48
3-1	S 44. 7.28	〃	〃	〃	0.32	〃	6.1	20.5	0.34
3-2	〃 29	〃	〃	〃	0.52	〃	80.1	200.0	0.52
4	〃 30	〃	〃	〃	0.58	〃	68.0	269.2	0.58
5	S 44. 8.24	〃	〃	〃	0.47	〃	12.8	48.5	0.48
6	S 45. 8. 1	〃	〃	〃	0.34	〃	3.3	17.2	0.33
7	S 46. 7.11	〃	〃	〃	0.76	〃	16.0	72.7	0.55
8-1	S 47. 7. 8	〃	〃	〃	0.65	〃	21.0	88.0	0.60
8-2	〃 9	〃	〃	〃	0.825	〃	276.0	168.4	0.84
9	S 47. 8. 3	〃	〃	〃	0.40	〃	10.0	32.5	0.40
10	〃 4	〃	〃	〃	0.44	〃	52.0	107.7	0.43
	平均				0.529				

えるので()書とし、平均値算出にはこれを除外した。

3. 一次流出率 f_1 の検討

流出モデルとしての定数は平均値を採用し、 $T_l=2hr$, $K=31.3$, $P=0.273$ として一次流出率 f_1 を再計算すると表-2のとおりとなる。

貯留関数法では有効雨量の考え方として、流域を流出域と浸透域に2分し、降雨の初期には流出域からのみ流出が生じ、流出域では損失を0とし、浸透域は浸透により全部損失し、更に降雨が増大して飽和雨量 Rsa に達すると、瞬間的に浸透域の損失は0となり、全流域から全量流出するものとする。又 Rsa は流域の湿りにより洪水毎に変化し、流出域の面積と全流域面積の割合である一次流出率 f_1 は一定とされている。

洪水時の損失現象は、流域の湿りの度合により洪水毎

に変動することが考えられるので、 f_1 と流域の湿りの度合との関係を検討してみた。流域の湿りの度合の指標としては、簡単なものとして初期流量 Q_B 、前期降雨指数 API を対照として、これらの関係をプロットしてみると図-2～図-4のとおりとなる。

$$ここで \quad API=R_0+kR_1+k^2R_2+\dots\dots\dots+k^nR_n$$

R : 前期降雨 (日雨量)

k : 0.88

とした。

初期流量 Q_B と API とは3-2, 10を除けば、極めて強い相関を示している。そこで Q_B と f_1 の関係をみると、3-2, 4, 10を除けば、多少ばらつきはいるが、 Q_B の増加と共に、 f_1 も増加する傾向がみられる。 API と f_1 の関係では、3-2, 4, 10を除けば、 Q_B と f_1 の関係よりも更にばらつきが少くなり、ほぼ直線で近似さ

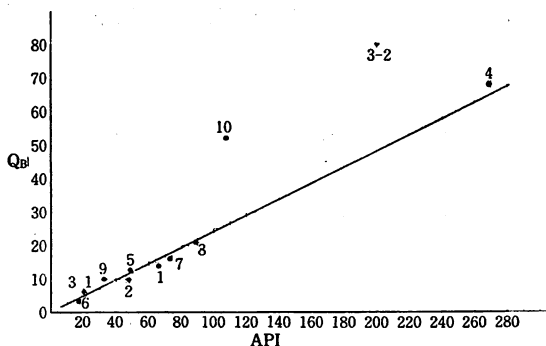


図2 Q_B とAPIとの関係

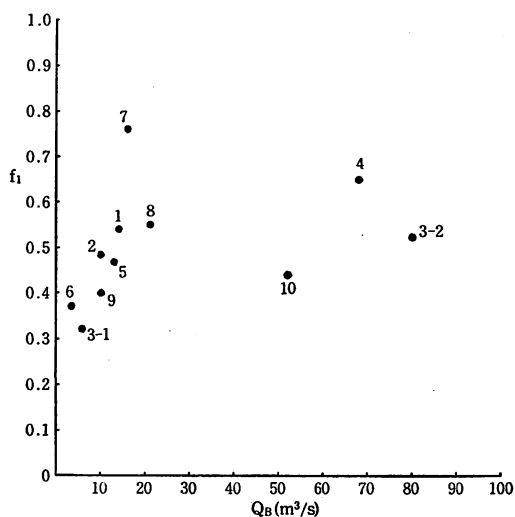


図3 f_1 と Q_B の関係

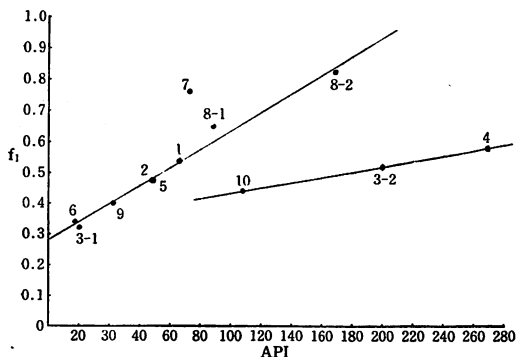


図4 f_1 とAPIとの関係

れ、3-2, 4, 10も別の直線上にあることがうかがわれる。ここで3-2, 4, 10は図-1に示すように、いづれも洪水が接近して起り、前の洪水が減水しきらないうちに起った洪水である。

以上のことから、既往洪水資料よりAPIと f_1 の関係を直線で表わしておけば、降雨の降り始めまでのAPIを知ることににより f_1 を推定できそうである。

4. 既往洪水の再現ヒドログラフ

APIと f_1 の関係直線より f_1' を読み取り(表-2に併記) $T_d=2hr$, $K=31.3$, $P=0.273$ を定数として既往洪水の再現計算を行った結果は図-1中計算流量③で $f_1=0.529$ の定数とした場合(計算流量②)と比較してみると、実測ヒドログラフに対して、 f_1' を用いた方ははるかに適合性がよいことを示している。

5. まとめ

以上のように、一次流出率 f_1 を洪水毎にAPIにより変化させることにより、より適合性の高い予測ができる結果がでた。しかしこれは鑑畑ダム流域についてのみの検討であり、しかも大きな洪水実績がないので、計画高水量の半分以下の中洪水資料によるもので、大洪水について検討がなされていない。また他の流域についても検討する必要がある。更に図-1でわかるように、実測ヒドログラフに対しての適合性が、まだ不十分と思われるものもある点から、 f_1 以外のパラメーターについても検討する必要があるものと思われる。

参考文献

- 1) 木村俊晃：貯留関数法
- 2) 石黒政儀，岩井重久：応用水文統計学
- 3) 岡本芳美：“応用水文学入門講座”河川 No. 354