

36. 桂沢ダム洪水流入量の解析について

石狩川治水事務所 辻 内 弘

1. ま え が き

最近各種ダムの増加につれ洪水時のゲート操作について、色々問題が生じその運営について慎重な考慮を払う必要が再認識されている。しかしながら、ダムはその特性上一般河川と異なりダムの設置目的により差があるが、貯水能力を備えており洪水に対する判断を誤る時は洪水を助長する可能性も多分に含んでいる。

現状では洪水原因たる降雨についての予報はまだ詳細なものでなく、単に広域的な可能性を予報している程度で、ダム操作には入手し得る水文的条件によって判断しなければならない。このためにはダム地点の流入解析を行ない、その特性を十分知っておかねばならぬ。当桂沢ダムにおいても多目的ダムとして昭和32年竣工以来5箇年を経過したが、昭和36年7月の集中豪雨、昭和37年8月の台風による出水はいずれも計画洪水総量を上回る大洪水であったが、良くその効果を発揮し幾春別川流域の洪水を防止した。

しかしながら、操作当事者にとって流入量の予知ができぬことは非常な不安と疲労の原因となったので、既往の洪水について解析を試み、さらにダム操作への実用的使用方法を求めんとしたものである。

現段階ではまだ十分満足すべき結果ではなく、実用段階についても、考察を進めていないので中間報告とする。

2. 桂沢ダムの特性

桂沢ダムの要目は表36-1のようで、集水面積の不足を補うため芦別川上流に取水ダムを築設して最大18.0 m³/secの補水を行なっている。

このダム操作に当たり洪水解析を必要とする水文的要素は次のとおりである。

1) 幾春別川流入量の直接観測が困難である。

図36-1の平面図からも解るとおり貯水池はヒトデ状をなし、本川および多くの大支流があるため1箇所の観測では全体の推定が不正確となる。このため、現在幾春別川流入量は逆算方式を採っているため将来流入の予想は面倒である。

幾春別川流入量 Q m³/sec-hr とすると

表36-1 桂沢ダム要目表

河川名	芦別川	幾春別川
流域面積	147.5 km ²	151.20 km ²
湛水面積	0.210 km ²	4.99 km ²
有効貯水量	206 ¹⁰ m ³	81,800 ¹⁰ m ³
満水位標高	335.00 m	187.00 m
利用水深	1.00 m	29.00 m
堰堤高	22.80 m	63.60 m
堰堤長	99.50 m	334.25 m

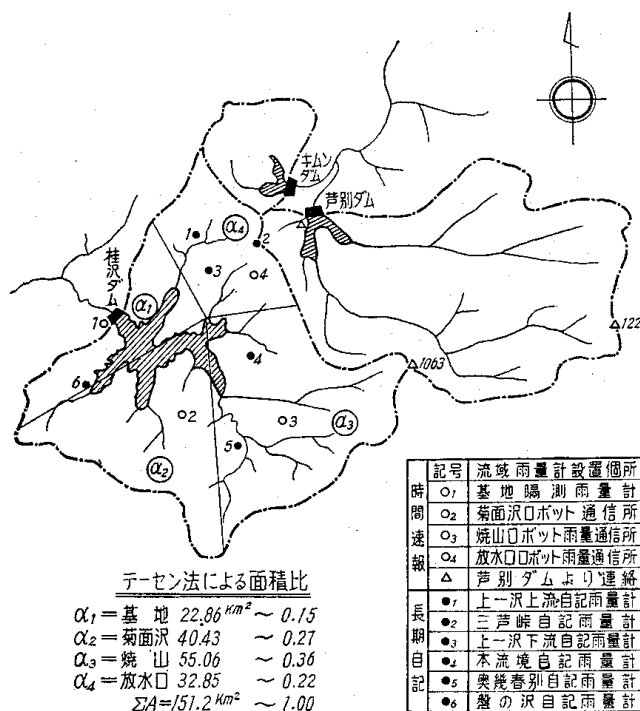


図36-1 流域区分図および雨量計設置箇所

$$Q = S + Q_E + Q_W - Q_A + \alpha \quad (1)$$

S: 貯水増減量

Q_E : 発電使用量

Q_W : 水道使用量

Q_A : 芦別川よりの流入量

α : ゲート放流量

2) 逆算流入量の精度が悪い

表 36-1 よりもわかるように、桂沢ダムはその流域面積に比較して貯水能力が大きく有効貯水量は流域雨量 540 mm に達するため、水位差 1 cm で洪水待機水深、あるいは満水位付近では、11.8~13.9 m³/sec-hr の動きがあるため、10~20 m³/sec の計算誤差は避けられず、その調整は後刻でなければ不可能である。ダムの水位容量曲線は図 36-2 のとおりである。

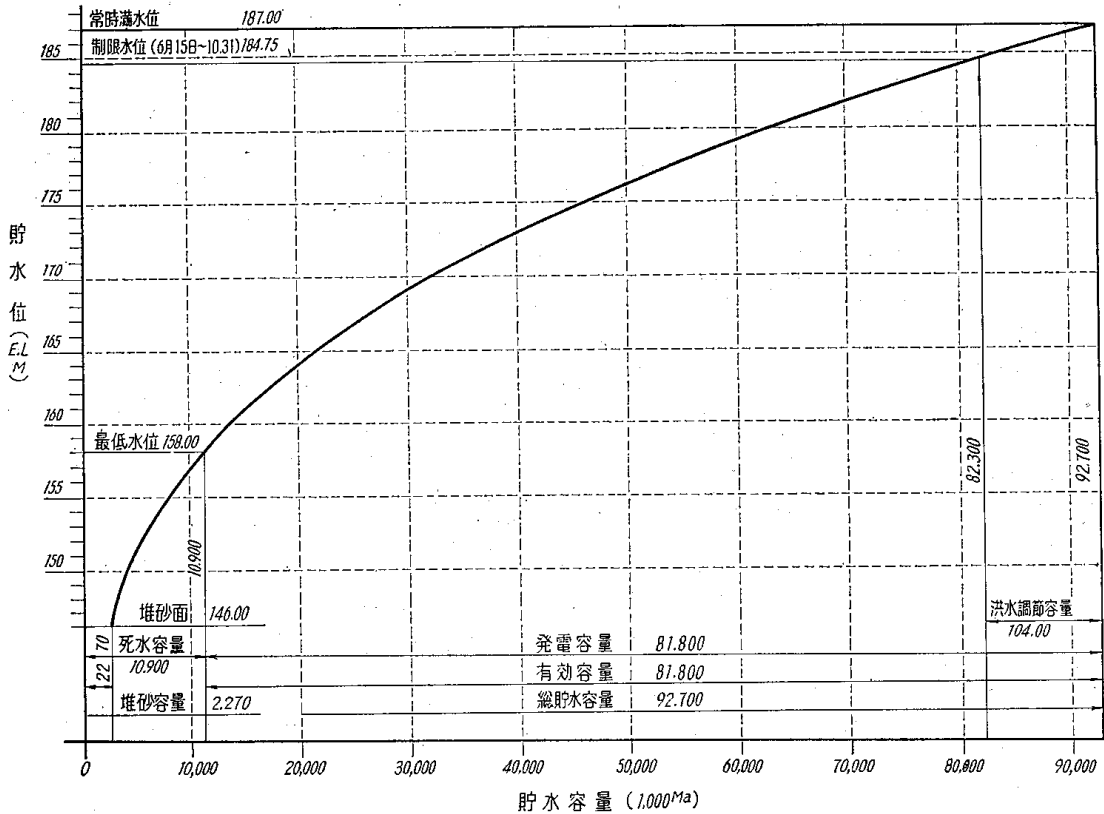


図 36-2 貯水池水位—容量曲線

次に洪水解析の結果を利用することの有利な要素として

(1) 貯水容量の大きいこと

先の流入量精度の逆に水位上昇が緩やかであるから、流入予想に相当の誤差があっても操作作業が対応しうること。

(2) 降雨観測が容易なこと

流域面積が比較的小さく、かつ観測点が多いので、観測精度は比較的高いものと考えられる。

(3) 発電使用水と芦別流入量の活用ができる

流入予想によってクレストゲートよりの無効放流を極力避けるため、芦別流入量の制限時期および発電放流による水位調節が楽に実施できる。

3. 桂沢ダムの洪水調節

ダムによる洪水調節の方法としては種々の形が探られているが、桂沢ダムにおいては制限水位、一定放流法

でありその概要は

洪水期間	6月15日～10月31日
制限水位	184.75 m
調節容量	1,040 万 m ³
洪水量	70 m ³ /sec 以上
最大	550 m ³ /sec
放流量	70 m ³ /sec

であってさらに詳細な操作要領が定められているので、降水予報が細部に涉らぬ限り、流入予想をたてて判断を決めなければならぬ事項が多く含まれている。

4. 洪水解析

前述のように操作の適切を図るのが主目的であり、特に流出の特性および総流量の推定が主体となるので、この点に特に注意をしたが流入資料の信頼度が低く、かつ時間ごとの資料入手が容易でない点から、今回は昭和36年7月の集中豪雨(A洪水と称す)および昭和37年8月の台風9号(B洪水と称す)の2者を中心として解析を行なったが、種々の仮定条件について十分満足のいく結果は得られていないが、両洪水とも代表的な大洪水でありおおむねその傾向を知り得るものと思う。

1) 降雨について

雨量観測所は図36-1に示すとおり、基地観測所を中心として、ロボット雨量計をはじめ多くの自記雨量計を配置しており、流域面積に比較して十分信頼しうるものと思う。この中刻々資料を入手しうるのは、流域内4箇所(基地、菊面沢、放水口、焼山の各ロボット)と近辺で幾春別気象通報所および芦別ダムの2箇所であり、流域内平均雨量として前記4箇所を使用しテーセン法により決定する。

ただし、ロボット故障の場合の解析には近辺の自記記録を代用したが、A洪水は7月24日21時から7月26日13時まで40時間で213.08 mm、B洪水は8月2日22時から8月4日13時まで39時間に181.69 mmを記録したが、いずれも桂沢基地が最大を示し、 $R_A=227.0$ mm、 $R_B=208.5$ mmで平均雨量との差は5~10%程度である。

この降雨分布についてはさらに他の降雨についても調べる必要があるが、最悪の場合直接観測している桂沢芦別の値のみで計算してもさして大きな差がないように思われる(平均降雨分布は図36-8,9)。

2) 流出係数について

この場合の流出係数は全流出について考えているが、A、B両洪水について前記平均雨量と流出量を比較した結果図36-3のとおりであるが、降雨継続中の流出率はその時間までの累計雨量に対する流出量の見掛けの流出率である。

この図より解るとおり両者の降雨量、降雨時間などが似ているのに流出形態、流出率にはかなりの差が見られるが、この原因は前期降雨の関係によるもので、A洪水については前5日以内に5 mm内外の降雨があった程度で、B洪水については7月29、30、31日に70 mmあまりの降雨があったためである。

これより図36-6のとおりに流出係数を1、2、3の3種類でも行なったが、この有効雨量曲線は便宜上定めたもので、小洪水、中洪水についても細かく資料を採り検討すべきもので、今回は両洪水に見合うように適宜に仮決定した。

この際前期降雨の条件をいかに加味するかが問題であり、洪水初期の流量が前述のように正確に判定し難いので、雨量勾配(仮称)として考えた。この考えは前期降雨による影響が流出係数を決定するものとしたのである。このようにすれば、例えば以前24~36 hr間に20 mmの降雨があった場合、雨量勾配 $i = \frac{29}{36} \div 0.56$ 、60~72 hr間に20 mmの場合、 $i = \frac{20}{72} \div 0.28$ となり、前者は2の係数表、後者は1の係数表を使用することとなる。もち

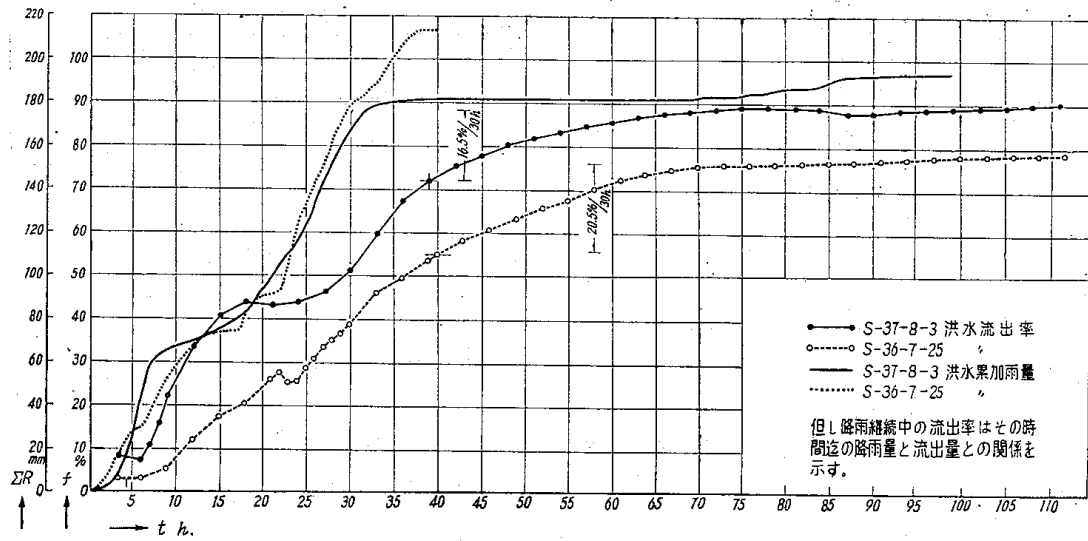


図36-3 流出係数比較図

	ΣR	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	条件
1	ΣRe	1.5	3.5	6.0	9.0	13.0	18.0	24.0	31.0	39.0	48.0	58.0	68.0	78.0	88.0	98.0	108.0	118.0	128.0	138.0	148.0	雨量勾配 0.3以下
	f%	15.0	20.0	25.0	30.0	40.0	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0	100.0	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
2	ΣRe	2.5	6.0	10.5	15.5	21.0	27.0	34.0	42.0	52.0	62.0	72.0	82.0	92.0	102.0	112.0	122.0	132.0	142.0	152.0	162.0	〃 0.3~0.6
	f%	25.0	35.0	45.0	50.0	55.0	60.0	70.0	80.0	100.0	100.0	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
3	ΣRe	3.0	7.0	12.5	19.0	27.0	37.0	47.0	57.0	67.0	77.0	87.0	97.0	107.0	117.0	127.0	137.0	147.0	157.0	167.0	177.0	〃 0.6以上
	f%	30.0	40.0	55.0	65.0	80.0	100.0	100.0	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	

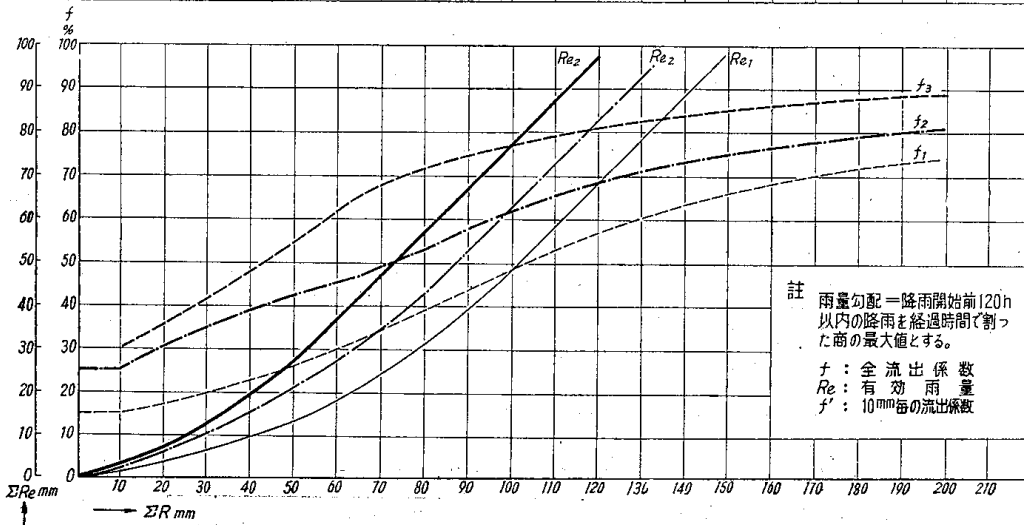


図36-4 桂沢ダム流出係数

るんこの値の可否についてもさらに検討を要するが、降雨開始に当たっての洪水流出率への一指標となるように思う。

3) 単位図について

単位図の決定に当たり減衰部の形が逆算より明確に出ないため、試算の便宜上算式を以ってすることとしたが、今流入流域の形状を検討すると図36-5のように湛水末端近くに重心を有する梯形に近い形であるので、流出波形に特異な現象はないと考えて良いので次の算式によることとした。

ただし、この式は T_g 時間の均等降雨による流出式であるが、算出に当たり T_g 時間 T_g mm (毎時/mm) の算出、波の $1/T_g$ を以って単位時間/hr, 単位降雨/mm の単位図とし T_g をピークの遅れ時間として考えた。

$$(1) t = Q \sim T_g, Q_1 = 0.2778 \cdot A \cdot f \cdot r (1 - l - at)$$

A: 流域面積 km² r: $1/T_g$ mm f: 100% 流出係数

$$(2) t > T_g \quad Q_2 = Q_{T_g} l^{-a(t-T_g)}$$

T_g : ピークの遅れ時間 hr

a : 流域係数 $\div 1/T_g$ とする

この算式において f は仮定により 100%, A は既知量, a は当ダム流入の減水部が不明確なので $1/T_g$ とする。関係雨量 $r = 1/T_g \times T_g \text{ hr} = 1 \text{ mm}$ であるから最大流量の増大につれて早くなることは容易に想像がつくが、いずれにしても洪水総量は降水量によって定まるものであるから、その流出経過にしたがって種々の T_g の値をもった洪水波の集合が単位流出となる。この集合洪水波個々の全体量に対する比率は、また降雨条件や地形、地質の影響により変化することが考えられるのでこの点について、2, 3 気付いた点を記すと、

降雨初期には、常識的な初期損失がみられこの状態が終わると次第に地中への浸透が進むが、この進行速度は抵抗が大きいため降雨強度が大なる時は浸透不能分が表面流出となって現われる。また連続降雨量が多くなるに従って次第に地下水層が飽和され、また流下能力に抑えられ途中より表面流出に変わるものもでてきて見掛けの表面流出が増大する。両者の流出速度には相当大きな差が存在すると思われる。

この点を考慮し今回の計算には、 $T_g = 2.5 \text{ hr}$ の直接流出波と $T_g = 12 \text{ hr}$ の間接流出波の 2 波の組合わせにより単位図を想定し降雨条件を考慮に入れて、下記のとおり組合わせてみた。

$f < 100\%$, $r_e < 7 \text{ mm}$, $f = 100\%$, $r_e < 3 \text{ mm}$ のとき

$$q = T_{g=2.5} \times 0.55 + T_{g=12} \times 0.45 \quad (1)$$

$f < 100\%$, $r_e > 7 \text{ mm}$, $f = 100\%$, $3 \text{ mm} < r_e < 5 \text{ mm}$ のとき

$$q = T_{g=2.5} \times 0.60 + T_{g=12} \times 0.40 \quad (2)$$

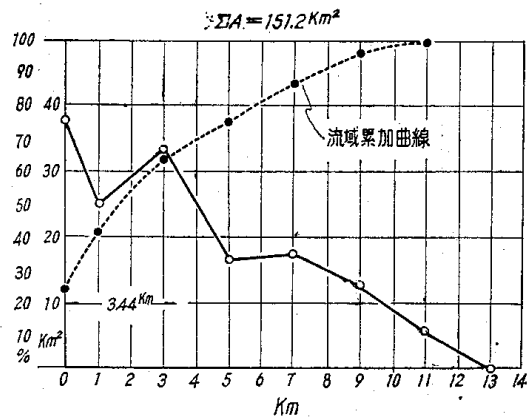


図 36-5 流域形状図

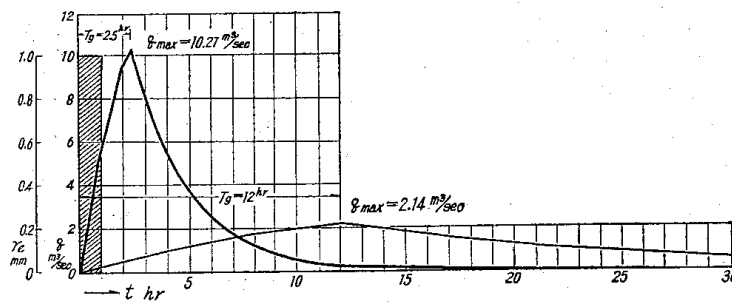


図 36-6 単位図基本図

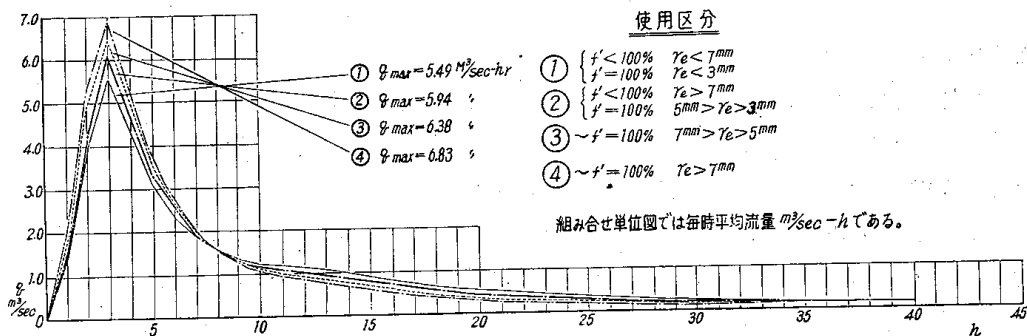


図 36-7 組合わせ単位図

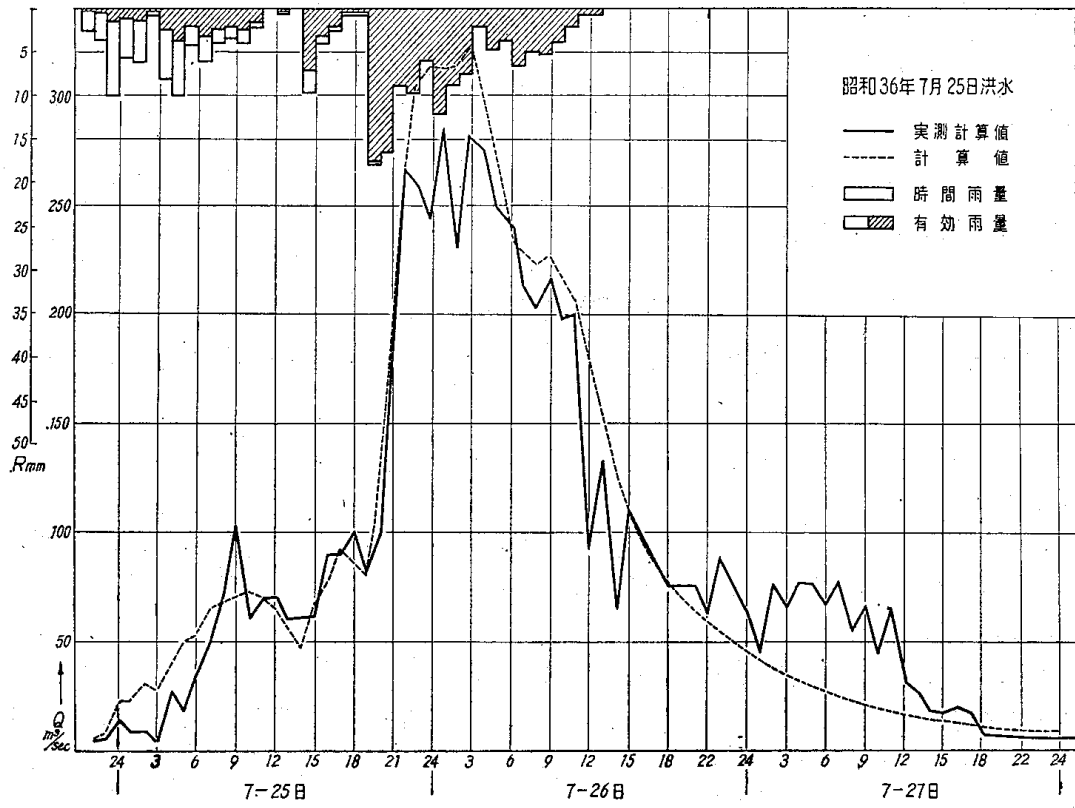


図36-8 桂沢ダム流量比較図

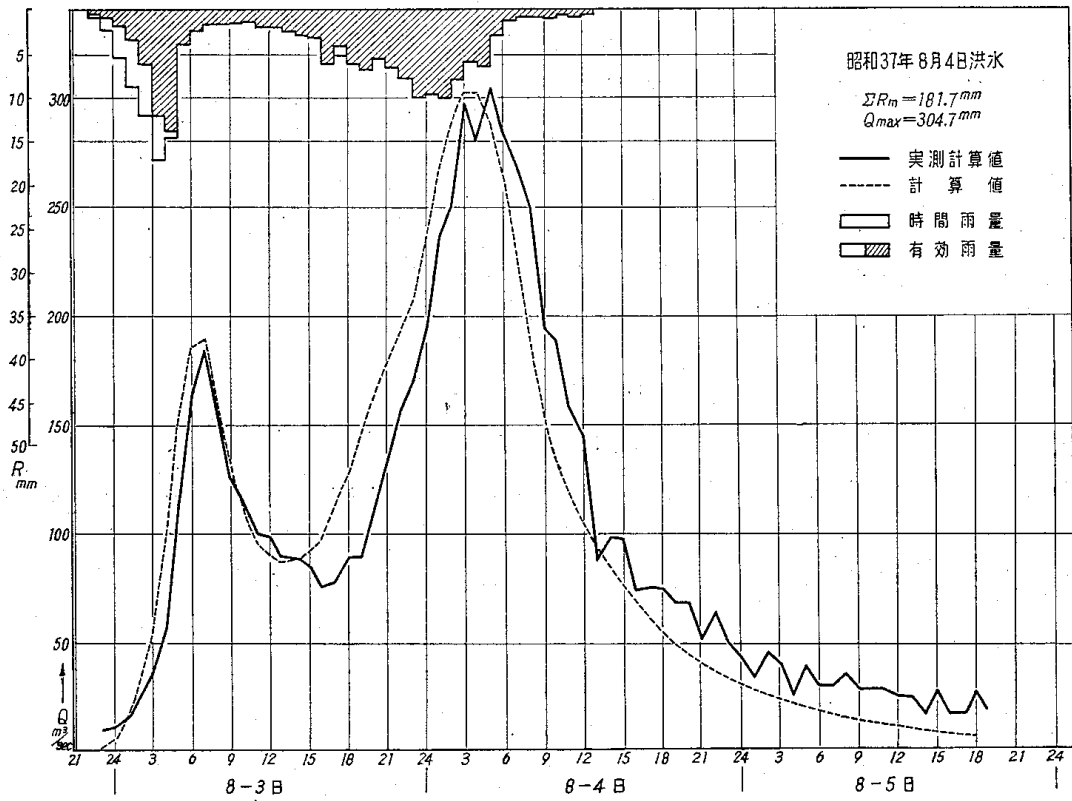


図36-9 桂沢ダム流量比較図

$f=100\%$, $5\text{ mm} < r_e < 7\text{ mm}$ のとき

$$q = T_{g=2.5} \times 0.65 + T_{g=12} \times 0.35 \quad (3)$$

$f=100\%$, $r_e > 7\text{ mm}$ のとき

$$q = T_{g=2.5} \times 0.70 + T_{g=12} \times 0.30 \quad (4)$$

$T_g=2.5\text{ hr}$, $T_g=12\text{ hr}$ の基本単位図は 図 36-6, 組合わせ単位図は 図 36-7 のとおりである。

5. 解析結果と検討

前記単位図によりそれぞれの条件どおりに計算の結果は, A 洪水は 図 36-8, B 洪水は 図 36-9 のとおりである。

1) 結果の検討

A. 洪水について

流出波形は比較的良く合っているがピーク付近で実流出は不規則変化をし, かつ減水部分に大きな流出があるがこの原因についてはまだ明確でなく, 自記水位の記録が不規則でありさらに調べる必要がある。

B. 洪水について

形は A 同様似ておりピーク流量も良いが全般に流出が早い結果となったが, これらの点は次に述べるが計算流出と実流出の誤差は流出最大時付近では 10% 前後となり, この方法をさらに修正して行けば実用上支障ない程度まで発展させ得ると思う。最大誤差は貯水池位にして 50 cm 程度であり流出末期はほとんど差がないので, ダム操作への目安には使用できるものと思う。

2) 解析結果の反省と今後の修正点

実測値の形からみて B 洪水のほうが A 洪水より信頼性があり, この点を中心として見ると主洪水波の上昇部が早くなっているが, これは実流出では r_e 5 mm 以上から増大しているのに計算は $r_e=2\text{ mm}$ 以上から増加し (2) の $f=100\%$ の条件が大き過ぎることおよび直接流出の $T_g=2.5\text{ hr}$ だけ使用することが不適当なためと見られる。また, 間接流出についても全量がやや不足気味で $T_g=12\text{ hr}$ より長い波および直接流出との中間的条件を一項入れるほうが良いようである。

なお, 今回は組合わせ単位図の適用条件として r_e (有効雨量) を指標としたが, 間接流出の指標として流域飽和状態になった以後は一定量 (例えば毎時 3~5 mm 位) で, 残りは強度により直接流出および中間流となるよう考えるほうがより適切であるかも知れず, さらに今後試算を行なう必要がある。

6. 結 語

以上解析結果も不十分でありダム操作への具体的応用方法についても述べることができなかったが, 要はさらに過去の資料から降雨とダム流入との関連を求め, その時間的変化の概要を予見して操作上の時間的余裕と, 精神的不安を解消することに役立たせたいためであり, より適切な方法について先輩諸氏の御指導を御願い申し上げるとともに, 資料解析に助力を戴いた管理所職員各位に感謝の意を表して中間報告といたしたい。