

洪水調節池を対象とした出水予知の研究

石原安雄・奥村忠敬

A STUDY ON FLOOD FORECASTING AT FLOOD CONTROL RESERVOIR

By Yasuo ISHIHARA and Tadayosi OKUMURA

Synopsis

As one of the flood-protection works, many reservoirs for flood control have been constructed in Japan. The highly accurate flood forecasting is desired very strongly in order to regulate the flood flow efficiently, because their drainage areas are relatively small, several hundreds sq. kilometers.

Flood runoff consists of three components, groundwater runoff, interflow and surface runoff, which show different behaviors respectively in a runoff process. It was disclosed, after separating a flood hydrograph by the use of a new method proposed here, that groundwater runoff appears late during a flood and scarcely affects on the main part of a flood hydrograph, that interflow is characterized by the so-called simple capacitance delay process, and that surface runoff by both of the same as that of interflow and the simple delay process. The practical technique of flood forecasting was presented under considering these characteristics, from the viewpoint that such a forecasting must be based upon the simple delay time and the deformation of waveforms.

It was found as a result that there is such a flood control reservoir as the flood forecasting based upon the observed rainfalls is essentially impossible because of short delay time. Finally, the utilization of a radar for rainfall observation was emphasized in order to forecast a flood and to regulate the flood flow effectively, especially at these reservoirs.

1. ま え き が

洪水時の災害を防止・軽減する方策の一つとして、昭和30年の水防法改正によって洪水予報業務が制度化され、筑後川、淀川、木曾川、利根川、北上川、石狩川などわが国における主要な18河川を洪水予報河川に指定し、建設大臣が気象庁長官と共同して、これら河川の特定の区間における水位または流量の予報を行なっている。これらは流域面積がかなり大きく、対象区間が河川の下流部であるので、いわゆる気象法、雨量法、水位法などが各段階の予報技術に適用でき、洪水予報の効果が期待されるわけである¹⁾。すなわち、降雨後の洪水の到達時間が十数時間であり、その時間的余裕が有効に利用できるのである。

これに反して、中小河川や洪水調節用貯水池地点を対象とするときには、集水面積が数百 km² で洪水の到達時間が数時間であるので、大河川におけるものと同じ予知法を用いたのでは予知期間が短かくて、洪水予報の効果があがらない場合が多い。とくに、洪水調節池においては、調節容量に限界があるので、かなり

確実な出水予知を行わなければ効果的な洪水調節ができにくいばかりでなく、かえって下流部洪水を増大させる危険性がある。

こうした意味において、本文は洪水調節用貯水池を対象として出水予知を行なうときの問題点について検討するとともに、雨量法を用いる場合の適用限界を洪水時の流出成分ごとに考究し、さらに実用的な出水予知法を示そうとしたものである。

2. 洪水調節池における問題点

一般に、災害現象の予知の効果は、予知の精度と予知期間との積で表現することができる²⁾。いくら高精度の予知であっても、予知してから実際に現象が起るまでの期間が短かければ、効果的な予知とはいえないし、逆に、予知精度があまりよくなるとも予知期間が十分にあって防災対策をたてるに必要な時間的余裕があるならば、かなりの予知の効果をおげることができるはずである。洪水調節池における出水の予知も全く同様に考えることができるが、最小限の予知期間として調節操作に必要な時間的余裕を考えねばならないし、また調節容量には限界があるので、ある精度以上の予知でなければ洪水調節の実があがらない。

(1) わが国における洪水調節池の特徴

わが国は地形が急峻で面積がせまいうえに、流域の開発が非常に進んでいるために、大容量の洪水調節用貯水池というものがほとんどない。換言すると、容量的に余裕のある貯水池がなく、洪水調節操作をかなり要領よく行なわないと調節効果があがりにくいという環境にある。

Fig. 1 はわが国に築造された多目的ダムの洪水調節用容量 V と集水面積 A との関係を示した図であって、横軸には $A(\text{km}^2)$ 、縦軸には $V/A(\text{mm})$ をとって示した³⁾。この図から、わが国の大部分の洪水調節池の集水面積は $80\sim 400 \text{ km}^2$ であり、中には数十 km^2 のものもあってかなり小さく、調節容量は、流域平均雨量に換算して、たかだか 200 mm であって、大部分は 100 mm 以下であることがわかる。一方、洪水調節が必要とされるような出水をもたらすときの降雨量は、この程度の流域面積の場合には $200\sim 500 \text{ mm}$ 以上に達するはずであるから、調節池の規模がそんなに大きいものでないことが知れよう。

つぎに、これらの洪水調節池において実際に発生した出水について、最強雨量強度生起時刻と最大流出量

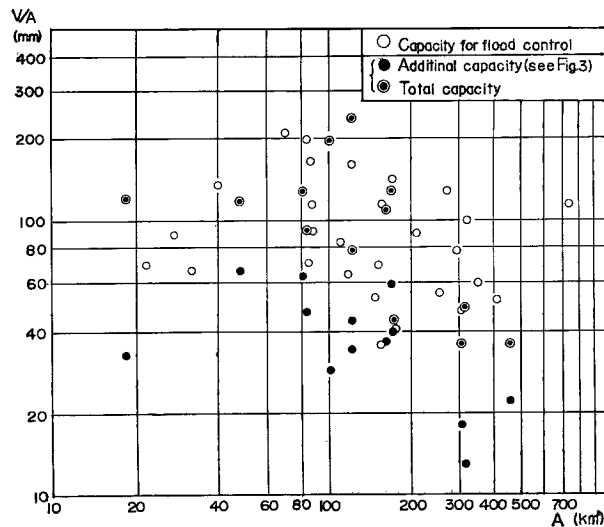
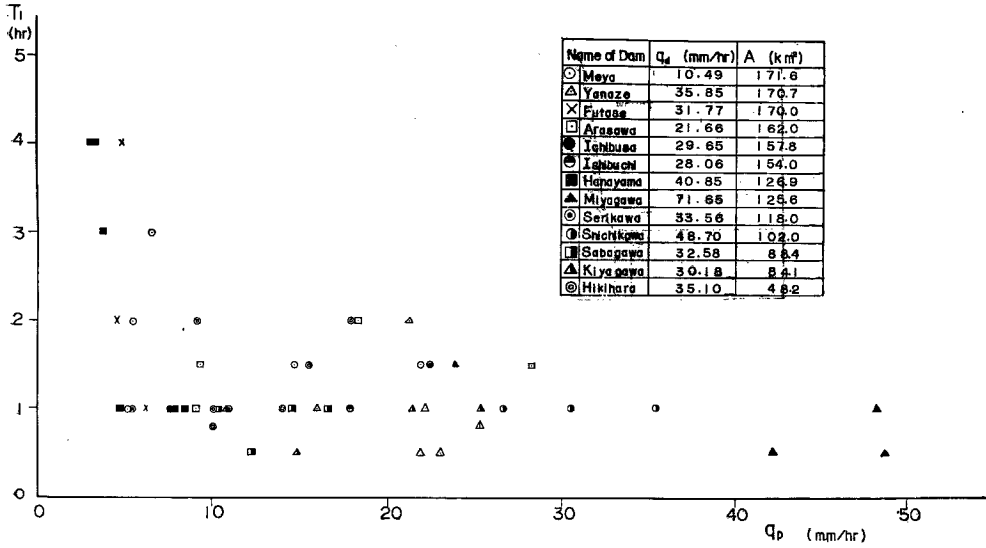


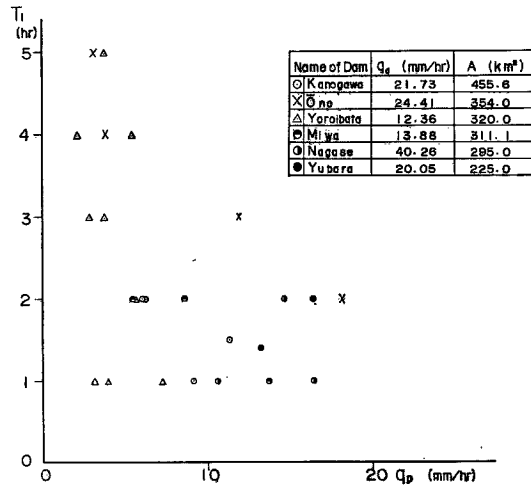
Fig. 1 The relation between area of drainage basin, A , and capacity of reservoir for flood control, V , in Japan.

生起時刻との時差 T_i (hr) と最大流出高 q_p (mm/hr) との関係を示したものが Fig. 2 である。また、(a) 図は集水面積 A が $A < 200 \text{ km}^2$ 、(b) 図は $A > 200 \text{ km}^2$ のものを示し、図中 q_a はダム地点における流入洪水の計画高水流量を流出高で示したものである。 $A < 200 \text{ km}^2$ の (a) 図の場合には、小出水を除くと、遅れ時間 T_i は 1 hr 前後であって、雨量などの情報集めや予知計算に要する時間を考慮すると、水位法はもちろんのこと、雨量法に基づく出水予知もむずかしいように思われる。一方、 $A > 200 \text{ km}^2$ の (b) 図の場合には、 T_i が 1~2 hr 程度であるので、雨量法による出水予知の効果があるであろう。

わが国における洪水調節池は上述のような環境にあり、しかも大部分のものが利水をかねた多目的である。そこで、洪水調節の失敗ができるだけ少なく、かつ調節効果が確実に発揮できるように、Fig. 3 に示



(a) $A < 200 \text{ km}^2$



(b) $A > 200 \text{ km}^2$

Fig. 2 The relation between lag time, T_i , and maximum height of discharge, q_p , during a flood.

すような調節方法をとっているものが多い。すなわち、まず洪水が発生しそうな気象条件となったときに予備放流を行なって洪水調節容量を確保しておく（ただし、Fig. 1 において予備放流容量を示したものについてだけである）。ついで出水状態となったときには、増水期に対しては、貯水池への流入量に一定の比率を乗じた流量を放流するいわゆる一定率調節を、減水期に対しては、流入量がピークのときの放流量をそのまま保持するいわゆる一定量調節を行なう。さらに洪水がすんだときには、つぎの出水に備えて貯溜された水をできるだけ早く放流するようにするのである。

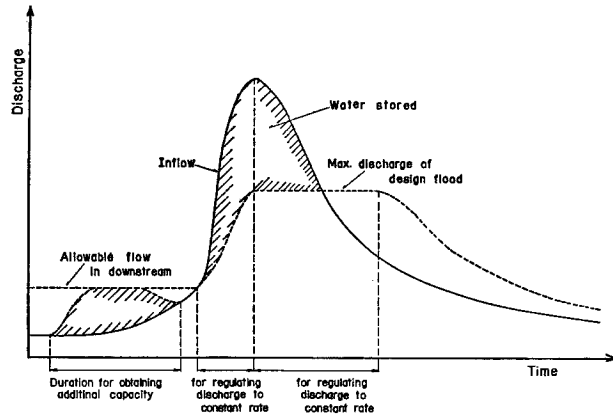


Fig. 3 Typical method of flood control in a reservoir in Japan.

(2) 出水予知に対する条件

わが国における洪水調節用貯水池は上述のような状況にあり、その操作はつぎの2段階に分けることができる。すなわち、予備放流操作と洪水調節操作である。したがって、出水予知もこの2つの操作を対象として考えればよいこととなる。つぎに、それぞれの操作において要求される出水の予知精度と予知期間について考えよう。

a) 予備放流操作に対して： 予備放流は多目的ダムであるために通常は利水の目的で使用していた容量を、洪水時に洪水を調節するために、出水前に放流を行なって空にすることである。したがって、予備放流を行なった後で、もし洪水が発生しないと、利水用の水を無駄に放流したこととなって、それだけ損失となる。わが国の多目的ダムにおいては、Fig. 1 に示したように流域平均雨量にして 40~50 mm に相当する容量が予備放流としてとられている。

また、これだけの水量を放流するに要する時間は、雨も降っていないのに河川の水量をあまり増大さすと利水上および河川の諸種の工作物の管理上いろいろと問題があるので、通常警戒水位をこえない程度で放流し、10 hr 前後を要する。

このように予備放流は、少なくとも主出水前 10 hr 頃から始めなければならないので、大きな出水が生起する 10 hr 以前にはそれを予知しなければならぬ。しかし、そのときには出水をもたらす主降雨は未だ降っていないだろう (Fig. 2 参照)。よって、当然のことながら雨量法や水位法を使用することができず、気象法によって洪水の主因である主降雨を予知することになる。しかしながら、予備放流によってえられる容量は 40~50 mm の程度であるから、損失降雨を考慮して 100~150 mm の総雨量があれば、たとえ大出水がなくても予備放流によって無効に放出した利水用の水を回復させることができ、利水上の損失はそう大きなものとならない。したがって、予知の精度としては、100 mm 程度以上の降雨が $\pm 20\%$ 程度の誤差で確実に予知できればよいこととなる。

結局のところ、主降雨前 10 hr 程度の予知期間と、 $\pm 20\%$ の誤差の予知精度が要求されることとなる。こ

うした予知は、いうまでもなく気象学的に行なわれ、気象統計的手法、気象力学的手法（数値予報）などが使われようが、雨量レーダーも有力な方策として大いに活用すべきものとするものである。

b) 洪水調節操作に対して：主降雨の発生前に気象法によって、降雨の時間的分布までかなりの精度で予知することができれば、Fig. 3 に示した調節方法をとらず、いわゆるピーク・カット方式の調節ができる。しかし、現存のところ、このような予知を期待することは困難なようで、前述のような調節方法をとらざるをえない。

Fig. 3 に示した調節方式、すなわち、増水期は一定率、流入量がピークを示した後の減水期は一定量、という方法において、調節効果のうから考えて一定率の比率の大きさ、または一定量の流量の大きさをいくらにとればよいかももっとも重要である。現存の多くのダムにおいては操作規定があって、一定率をいくらにすべきかが決められているのである。しかし、Fig. 3 で減水期に流入量と放流量とが等しくなった時刻において貯水量が最大となるはずであるから、このときの貯溜量が丁度洪水調節用貯水容量に等しくなるように、一定率または一定量を選ぶことができればもっとも有効なわけである。とくに、一定量放流の大きさが下流部洪水の最大流量に直接影響するので、その大きさの決定が最重要となる。

なお、計画高水をごえるような大規模な出水の場合には、規定どおりの一定量放流を行っていると貯水池が満水となって、それ以降では調節能力が皆無で流入量と等しい流量を放流しなければならないこととなり、下流部の洪水を急増させる結果となる。こうした状態は、たとえ計画以上の出水があったとはいえ、甚だ好ましくないものであって、一定量放流の流量を予め増しておくのが良策と考えられる。

このように、一定量の放流量を出水の規模に応じて決定するためには、貯水池への流入洪水のハイドログラフにおいて、少なくともピークをはさんで数時間のものを予め知ることが要求される。また、貯水容量や河川堤防の高さなどは10%前後の余裕がとられているので、上記の予知精度も少なくとも誤差 $\pm 10\%$ でなければならない。すなわち、洪水調節を効果的に行なうために要求される出水予知の条件としては、予知期間が数時間、予知精度が誤差 $\pm 10\%$ 程度ということになる。

もし、雨量法によって、このような出水予知が不可能であれば、洪水調節池における出水予知はもっぱら気象法によらなければならないことになる。このような意味で、以下では、京都府北部を流れ日本海に注いでいる由良川に設置された大野ダムを例にとり、雨量法による出水予知がどの程度可能であるかを検討する。

3. 流出成分の分離

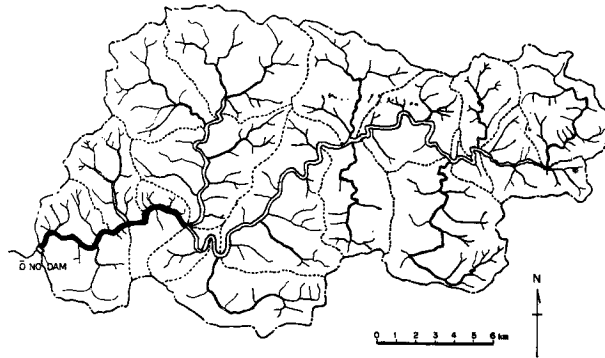
雨量法によって出水を予知することを原理的に検討すると、出水現象は大気圏から降ってきた雨水が懸案地点まで集まってくる過程を指すのであるが、降雨を入力、懸案地点のハイドログラフを出力と考えると、入力と出力との間の変形および伝播を利用することである。すなわち、予知精度は主として変形の評価、予知期間は変形および伝播によって生ずるおくれ現象の評価によって決定されるといえる。雨水の流出過程において、入力がどのような変形を受け、伝播過程が存在するかどうかを調べれば、出水予知の可能性が判明するとともに、出水予知の方法も明らかになるわけである。

ところで、出水時の洪水流出には、地下水流出成分、中間流出成分、および表面流出成分の3成分が存在し、それぞれの流出成分の流出過程が異なっていることは周知のとおりである。したがって、出水予知を考える場合に、全部の成分を一括して、単位図法や流出関数法を用いることは問題である。たとえば伝播現象を伴なう成分と伴わない成分があるならば、それらを一括して取り扱うことは合理的でない。出水時の流出成分に3成分があり、それぞれの流出過程が異なるのであるから、まず、成分ごとの特性を調べるのが重要となる。

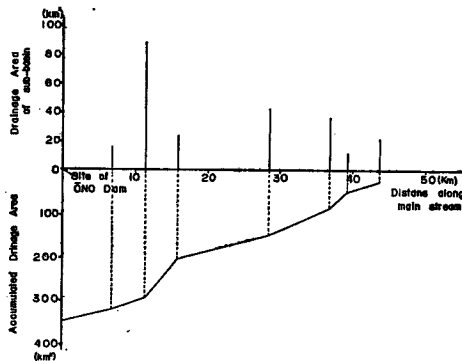
流出成分の分離法には Barnes の提案したものが有名であるが、その合理性に関しては疑問の点が多い。以下では、最近その特性が明らかにされた中間流出成分を主体として、地下水流出および表面流出の各成分を、観測されたハイドログラフから分離する方法、並びにそれぞれの成分の特性について検討する。

(1) 中間流出と地下水流出の分離

対象とした流域は大野ダム上流の流域であり、集水面積 354 km²、流路延長約 60 km で、その平面形状、主流路に沿う流域面積の増加および各支川の集水面積を示したものが、Fig. 4 (a) および (b) である。すなわち、ほぼ羽毛状に発達した流域であって、主流路に沿う集水面積の変化は、流下方向にほぼ直線的に増大していることがわかる。



(a) drainage net



(b) distribution of drainage area

Fig. 4 Drainage characters of Yura river basin.

さて、まず中間流出成分と地下水流出成分との分離を考えるために、表面流出成分が現われていないと考えられる小出水時のハイドログラフを対象とした。中間流出成分の流出特性はいわゆる線型貯溜型の特徴をもっている⁴⁾。すなわち、流域平均の貯溜高を s_2 、有効降雨量を r_2 、流出高を q_2 とすると次式で表わされる。

$$ds_2/dt = r_2 - q_2 \dots\dots\dots(1)$$

$$q_2 = \lambda_2 s_2 \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 λ_2 は流域固有の定数で、中間流の発生場である多孔質な表層の性質によって定まる。つぎに、小出水の場合の中間流出成分に対する有効降雨は、Fig. 5 に示したように、ハイドログラフの立上り時刻以前の降雨を初期損失とし、および立上り時刻以降は最終浸透能 $f_c = 0.27$ mm/hr を浸透損失として観測降雨から差引くことによって与えられる。また、この降雨によって生じた流出の増分は、上記の立上り時刻以降において、それ以前の流出量の自然で減状態を延長することによって分離することができる。したがって、中間流出に対する有効降雨 q_2 を (1) および (2) 式によって計算し、上述の分離によってえられた

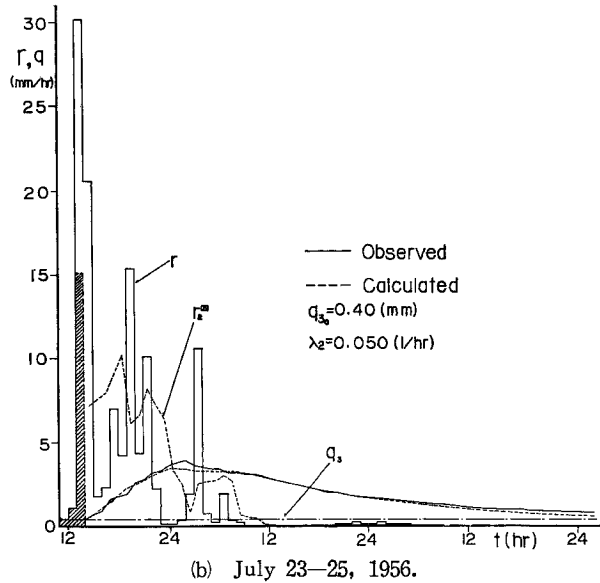
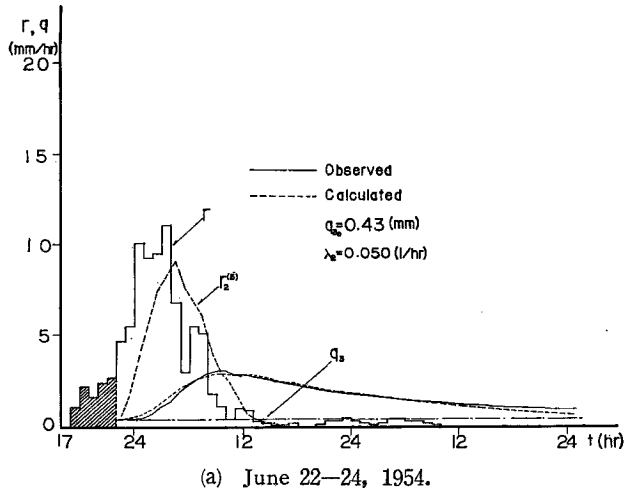


Fig. 5 Separation of interflow and groundwater runoff.

ハイドログラフとの差を求めれば、地下水流出成分を分離することができるはずである。

しかしながら、実際の流域ではかなりの平面的な広がりがあるので、上流地区で発生した中間流と下流地区のそれとが懸案地点に現われる時刻に差異がある。換言すると、ある時刻に懸案地点に現われる流量に対しては、近くの小流域においてはほぼ同時刻の降雨が貢献しているが、遠いところにある小流域においてはそれより数時間前の降雨が貢献することとなる。したがって、(1)および(2)式の q_2 を懸案地点、すなわち大野ダムにおける中間流出流量と考えるときには、(1)式中の r_2 としては、各小流域の面積を重みとして到達時間内の有効降雨を加重平均したものを採用しなければならない。

ところで、この流域の集水面積の構成は、Fig. 4 (b) に示すように、大局的に主流路に沿ってほぼ直線的に増大している。したがって、上述の重みは1としてよいと考えられる。

つぎに、到達時間を何時間とするか、すなわち平均化の時間を何時間を選ぶかということが問題となる。それには上流地点で測定されたハイドログラフがあれば、それとダム地点のハイドログラフを比較すればよいであろう。普通の場合には、そのような記録はほとんどなく、しかもこの解析では(1)および(2)式の成立を前提条件としているので、つぎのような方法をとるのが好都合である。

(1) および(2)式が成立するときには、 q_2 の最大が発生している時刻、すなわち、 $dq_2/dt=0$ においては $r_2=q_2$ とならなければならない。Fig. 5の図についていえば、 q_2 が最大の点を $r_2 \sim t$ 曲線が通らねばならない。したがって、ある時刻より T_a 時間前までの有効降雨を T_a で平均してえられるものをその時刻の降雨強度とすると、上述の条件を満足するような T_a を求めればよいことになる。いまの場合、試算によって求めた T_a は5hrであり、変換されは有効雨量分布は $r_2^{(5)}$ として破線で示されている。

r_2 の代わりに $r_2^{(5)}$ を用いて、(1)および(2)式によって中間流出量を計算した結果がFig. 5に示されている。観測値と計算値とはハイドログラフのてい減部の後半において差異が現われている。この差が対象とした降雨によってもたらされた地下水流出の増加分であるわけで、図からわかるように、地下水流出がダム地点に現われるのは、降雨開始後35~40hr程度たってからであり、その流量はあまり大きくない。また、Fig. 5において地下水流出を除いて考えると、 $r_2^{(5)}$ と(1)および(2)式を用いて計算した中間流出量は観測値と非常によく一致しており、中間流出に対する上述の取扱いの妥当性を示すものと考えてよいだろう。

(2) 中間流出と表面流出の分離

大出水時のハイドログラフには、地下水流出、中間流出、および表面流出の3成分が含まれる。まず、(1)の場合と同様に、降雨の初期損失と浸透損失を除くと、中間流出および表面流出の2成分に対する有効降雨がえられる。また、ハイドログラフの立上り点から自然てい減曲線を用いて基底流量を差引くと、対象としている降雨による流出量の増分がえられる。このようにして分離したハイドログラフには当然地下水流出の増加分も含まれるが、上述の結果から考えて、それはてい減部の後半に現われるはずである。

Fig. 6はこのようにして分離した有効降雨およびハイドログラフを示したものであるが、この降雨の中に、中間流出に対する降雨分および表面流出に対する降雨分がどのような割合で含まれているかが問題である。表面流出は、山腹斜面の下端部において中間流が飽和したとき、換言すると多孔質な表層がその表面まで飽和したときに、その上を流れる地面流によって形成される。強い強度の降雨が継続すると、地面流の発生場が次第に広がって、表面流出強度が大きくなるわけで、その変化の様子はかなり複雑である。

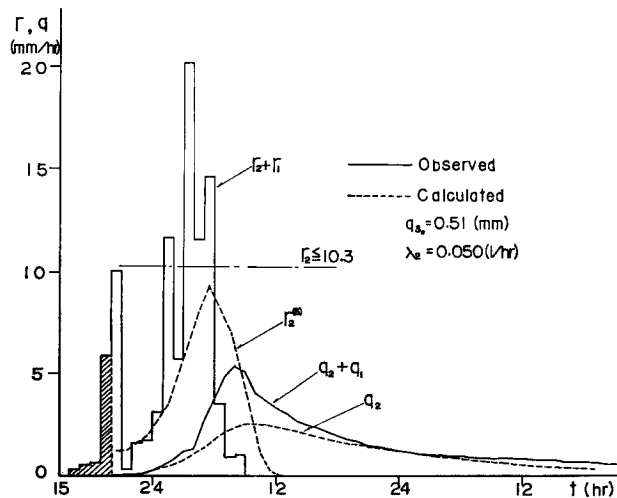


Fig. 6 (a) June 28—30, 1954.

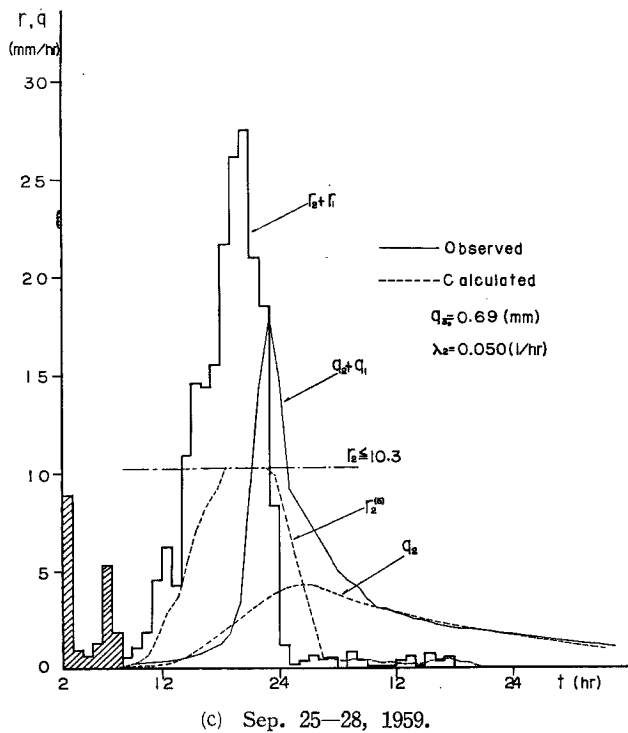
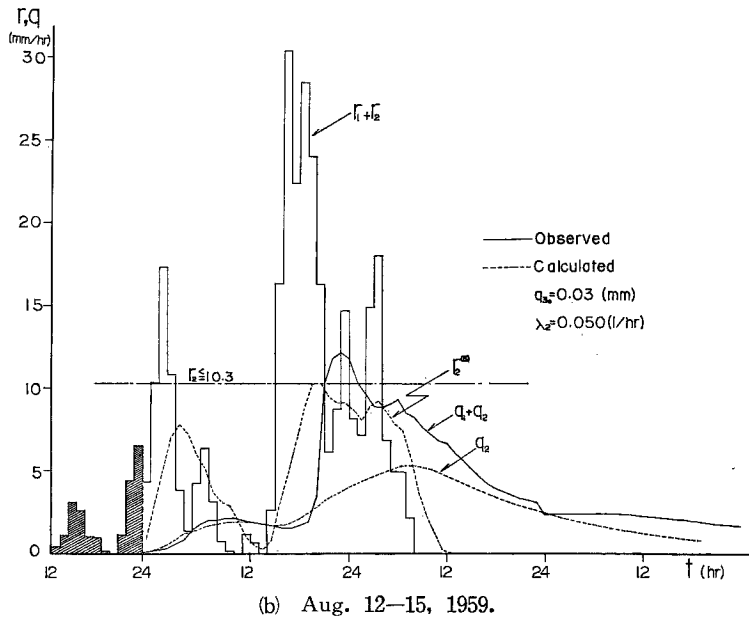


Fig. 6 Separation of interflow and surface runoff.

一方、中間流出に着目すると、表層が全流域にわたって表面まで飽和したときに最大となることが推測されるから、中間流出強度には飽和状態が存在するであろう。一方、非常に強い強度の雨があると、中間流出強度が飽和状態にならなくとも、表面流出が発生することは、上述の表面流発生機構から明らかである。すなわち、表面流出の発生条件はかなり複雑であって、それを一義的に決めることは厳密にはできない。しかし、強い雨のときには、山腹斜面の下端部において地面流が発生する可能性があることから、近似的取扱として、中間流出への有効な降雨強度には一定の上限が存在し、それ以上の降雨分が表面流出への有効降雨となると仮定しよう。

中間流出に対する有効降雨強度に上限が存在すると考えると、中間流出が表面流出に先行して発生し、また長時間続くという事実を利用して、その上限を求めることができる。すなわち、有効降雨の時間的分布曲線において、ある強度以下の降雨分を用い、前項で述べた方法によって中間流出を計算し、その結果が観測ハイドログラフの立上り部および減部においてもっともよく合うように、試算的に上限の降雨強度を求めればよい。試算の結果、上限の降雨強度 r_{max} は 10.3 mm/hr となったが、この値を用いて中間流出分を計算して観測ハイドログラフと比較したものが Fig. 6 に示されている。これらの図において、減部においては観測ハイドログラフの方が大きくなっているが、これが地下水流出分を示すことはいうまでもない。

このようにして中間流出分が計算されたので、表面流出とそれに対する有効降雨を分離することができる。分離した結果を図示したものが Fig. 7 である。

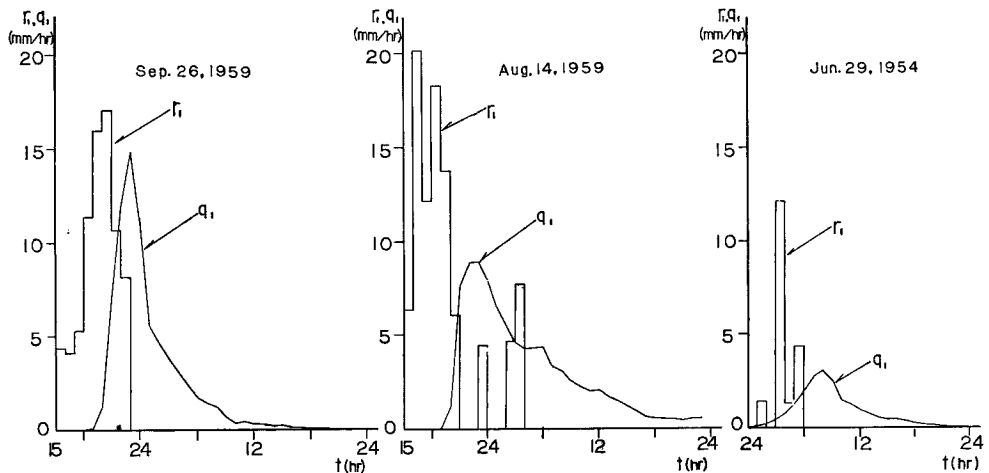


Fig. 7 Separated component of surface runoff.

これらの図をみてすぐ気がつくことは、有効な降雨があるにもかかわらず、すぐには表面流出が現われず、2~3 hr 経過後においてはじめて発生していることである。すなわち、入力と出力との間に明らかな遅れが存在しているわけで、伝播過程の存在を示すものと考ええることができる。

山腹斜面単位巾当たりの地面流の流量を q_1 、水深を h_1 とし、流下方向に x をとると、その発生場において次式が成立する^{(4), (5)}。

$$\partial h_1 / \partial t + \partial q_1 / \partial x = r_1 \dots\dots\dots (3)$$

$$h_1 = k q_1^p \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 r_1 は降雨強度、 k および p は定数である。流域内における山腹斜面の存在状態は非常に複雑であり、また地面流の発生場も時間的に変化するので、上式を厳密に計算することはかなり面倒である。しかし

ながら、(3)および(4)式で表わされる現象は kinematic wave といわれており、遅れと変形の両方の性質をもつ。そこで、(3)および(4)式を厳密に計算する代りに、実用的な意味において遅れと変形が大略どのようなになっているかを、普通の貯溜関数法と同じ方法で調べてみた。

すなわち、いま仮想的な表面流出強度を q_1' 、貯溜量を s_1 、てい減係数を λ_1 として、

$$ds_1/dt = r_1 - q_1', \quad q_1' = \lambda_1 s_1 \dots\dots\dots(5)$$

$$q_1(t+t_i) = q_1'(t) \dots\dots\dots(6)$$

と仮定して、遅れ時間 t_i と λ_1 がどのようになるかを調べたわけである。Fig. 8 は $t_i=2$ hr としたときの q_1' と s_1 との関係を調べた図である。

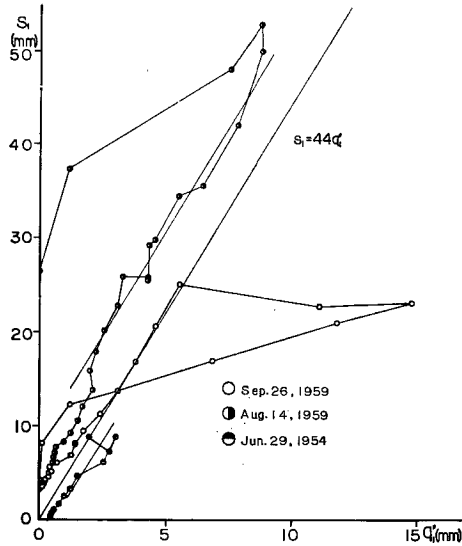


Fig. 8 The relation between q_1' and s_1 for surface runoff.

この図においては3例が示されており、 q_1' と s_1 との関係が必ずしも明確であるとはいえないが、各出水ごとにほぼ直線的な関係があり、しかもそのこう配が等しいことがわかる。また、この図において、1959年9月の出水と1959年の8月の出水で、上述の直線関係からかなりはずれた点がある。Fig. 7において両者を比較すると、降雨の規模から考えて、1959年9月のものではピーク流量が大き過ぎるし、1959年8月のものでは逆に小さ過ぎるように思われる。その原因が降雨観測の誤差によるものか、流量観測の誤差によるものか不明であるが、いずれにしてもこうした点を考慮すると、Fig. 8において q_1' と s_1 とがほぼ直線関係にあると考えてよいものと思われる。

4. 雨量法による出水予知

以上、出水時の各流出成分の分離とそれぞれの流出特性について述べよのであるが、それらを要約するとつぎのようである。

a) 出水時における地下水流出成分は、降雨開始後かなりおくれで発生し、大野ダム地点に対しては約40 hr であり、しかもその強度は大きくないので、出水時のハイドログラフの主体部に対しては影響が少ない。したがって、自然てい減曲線を利用して基底流を分離することによって、中間流および表面流の流出成分の主要部を求めることができる。

b) 中間流出成分は、表面流出より早く現われ、しかも長時間続くが、河道におけるおくれを考慮すると

(1) および(2)式で表わされる線型貯溜型の特性をもっている。したがって、おくれを考慮して平均した有効降雨を入力と考えるときには、おくれはなくいわゆる容量変形をするだけである。また、中間流出に対する有効降雨には一定の上限があると考えることができ、大野ダムの例では10.3 mm/hrであり、対象とした降雨によって生ずる中間流出の最大強度は約5 mm/hrであった。

c) 表面流出成分はかなり複雑な挙動をされると考えられるが、実用的見地から、単純なおくれと線型貯溜との組合せによって表わされるとして、それぞれの特性値を調べよところ、(5)および(6)式がほぼ成立することが大野ダムを対象とした解析結果によって確かめられた。

こうした特性を出水予知の観点からすると、地下水流出は除外してよく、中間流出と表面流出とが問題となる。中間流出は容量変形、表面流出は遅れと容量変形である。しかも中間流出量の時間的変化は、Fig. 5, 6 からわかるようにあまり急激ではない。したがって、出水を予知するときにもっとも大きな役割を果たす成分は表面流出といえる。そのうえ、Fig. 3 の洪水調節操作法と、Fig. 6 の中間流出と表面流出の分離線を比較してみると、丁度調節操作で貯水される水がほぼ表面流出成分に対応している。

これらの事情を考慮すると、洪水調節池を対象として出水予知を行なうときには、表面流出成分の予知がもっとも重要となる。表面流出は遅れを伴うので、この遅れの時間、換言すると現象の伝播時間を利用することによって、出水予知が可能となるわけである。大野ダムの例では遅れ時間が2 hrであったので、まず2 hr程度の予知期間が期待されることとなる。

一方、予知精度は直接的にはハイドログラフの計算精度ともいえる。上述の解析を逆用すればよいのであるが、中間流出と表面流出とを分離して計算し、しかも中間流出の計算には誤差が入りにくく、誤差が表面流出の計算に集約されているようになっているので、表面流出とそれに対する有効降雨との関係をできるだけ詳しく調べるようにすれば、全体としての予知精度が向上するはずである。

なお、Fig. 2 (a) で示したような小流域をもつ洪水調節池を対象とするときには、表面流出の遅れ t_d が1 hr、あるいはそれ以下となると考えられる。したがって、こうした小流域の場合には、雨量法による出水予知は無理であって、降雨予知、すなわち気象法との併用を考えねばならないと考えられる。

5. む す び

洪水調節を対象として出水予知を行なう場合の問題点を指摘するとともに、由良川大野ダムを例にとって、合理的な出水予知法のあり方について検討したのであるが、えられた成果を要約するとつぎのとおりである。

- (1) わが国に築造されている洪水調節用貯水池は、その集水面積が小さく、貯水容量も大きくない。
- (2) 洪水調節を行なう際に、予備放流を行なって予め調節容量を確保することがあるが、それに必要な出水予知は気象法によらざるをえない。そのときの誤差は予備放流によって確保すべき容量が雨量に換算して50 mm程度のものが多いので、100 mm以上で±20%程度の確からしさがあればよく、予知期間は10 hr以上が要求される。
- (3) 出水後の調節操作のためには、少なくとも予知期間2 hr、予知精度±10%程度が要求される。
- (4) 雨量法によって出水予知を行なうに当っては、流出成分に分解して考えると有効であって、大野ダムを例にとって成分分離の具体的方法を明らかにした。
- (5) 出水予知という観点から各流出成分の特性を検討した結果、中間流出成分は線型貯溜型であり、表面流出成分は単純遅れと線型貯溜との組合せによって示されることがわかった。
- (6) 出水予知は表面流出成分の単純遅れ時間を利用し、それに線型貯溜型の変形を計算することによって、かなり効果的に行なうことができる。
- (7) この場合、集水面積が小さいと遅れ時間が小さいので、雨量法による出水予知が原理的に困難となる。このようなときは気象法との併用が肝要となる。

しかしながら、Fig. 2 からわかるように、わが国の大部分の洪水調節池においては、遅れ時間が数時間

でそんなに大きくないので、原理的に雨量法による出水予知がむずかしい場合が多いといえよう。最近、レーダー雨量計の開発が進み、かなり精度のよい雨量予測が可能となっているようであるので、洪水災害の防止・軽減に重要な役割をはたす洪水調節貯水池の操作に際して大いに利用すべきであろう。すなわち、レーダー利用による降雨予測と雨量法による流出計算とを組み合わせることによって、かなり効果的な出水予知が期待される。

最後に、本研究に際して出水資料を提供して頂いた多くの多目的ダム管理事務所に対して、深甚なる謝意を表すものである。

参 考 文 献

- 1) 防災ハンドブック，河川防災，枝報堂，昭39.12，pp. 446—478.
- 2) 佐々憲三：災害の予知問題，第1回災害科学総合講演会講演要旨，昭39. 9，pp. 199—200.
- 3) 多目的ダム管理年報，第6回，建設省河川局，昭37.
- 4) 石原藤次郎・石原安雄・高棹琢馬・頼千元：由良川の出水特性に関する研究，京大防災研，年報第5号A，昭37. 3，pp. 147—173.
- 5) Ishihara, Y.: Hydraulic Mechanism of Runoff, Proc. of the 1st Australasian Conference on Hydraulics and Fluid Mechanics, 1962, pp. 173—190.