計画高水流量の二変数確率論的研究

石原　安雄・長尾　正志

APPLICATION OF TWO-DIMENSIONAL PROBABILITY IN DETERMINING DESIGN FLOOD

by Dr. Eng. Yasuo ISHIHARA and Masashi NAGAO

Synopsis

It is one of the most urgent problem in Japan to prevent and decrease the damages resulting from disastrous floods. To achieve this end, the reasonable programs of flood-protection must be established, as well as the phenomena of flood runoff must be studied scientifically. This paper describes the availability of two-dimensional probability in determining the design flood and the several computational examples. That is, the estimations of probability of flood flows in the cases where a river system is composed by two tributaries and one main stream channel and where a reservoir for flood control exists upstreams in a river are discussed. In the former, the flood flows in both tributaries are taken as two variables to determine the probability of the flood flows in these tributaries and the resulting one in a main stream channel and, in the latter, the peak discharge and the duration time of inflowing flood flow to a reservoir as two variables to determine the probability in estimating the resultant effect of flood control. The computational examples for the Yodo River show that this approach is useful in these problems.

1. 概　　説

わが国において洪水災害の防止軽減が緊急を要する重要問題であることはいまさらいうまでもない。このためには，洪水流出の実態を科学的に究明しなければならないことは当然であるが，それとともに水系を一貫した思想の下で合理的な治水計画を立案しそれを強力に実行していくことが肝要である。さらに，治水計画の根幹をなすものは計画高水流量であるので，結局計画高水流量の策定を合理的に行なわねばならないわけである。

計画高水流量の策定に際しては，洪水の生起確率が重要視され，多くの研究が行なわれてきたことは周知のとおりである。しかしながら，これらの研究の大部分は一変数の確率であるが，これに対して，水系を一貫して考えたときに逢偶する支川の取り扱いや洪水調節池の調節効果の評価などでは，多変数（多次元）の確率問題として取り扱わなければならない。その必要性については米田博士らが指摘され[1),2)]，最近利根川の遊水池計画に際して研究が行なわれているようである。これらの研究で必ずしも十分な考察が行なわれているとはいえず，残された問題が少なくない。本文は，米田博士の研究と同様な２つの支川を有する場合の洪水の生起確率と，さらに上流部に洪水調節池を有する場合の洪水調節効果の確率的評価の問題を具体例として，水系を一貫とした高水流量の確率評価の問題を究明しようとしたものである。

2. 確率評価の基準

周知のように，わが国は国土が狭小のうえに人口が大であり，古来河川流域の開発がかなり進んでいる。河川の下流部，中流部，上流部を問わず平坦部には必ずといつていいほど村落が発達し，そのために流域内のどの地域で氾濫しても洪水災害を伴なう。とくに，第2次大戦後は毎年のように豪雨があり，各所で大水害が発生した。その原因については当時盛んに議論され，あるいは天災といわれ，あるいは人災といわれたのであるが，防災工学上の目的はいうまでもなくこうした洪水災害を防止軽減することである。そのためには治水の基本となる考え方がもつとも重要となるわけであつて，とくに水系を一貫とした治水対策ということが強調されたが，この考え方は今日においてもそのまま正しいものである。

ところで，水系を一貫とした治水対策ということにおいて，何を基として水系を一貫としてみるかが問題である。前述したように河川は多くの支川をもつており，各支川が貫流する平坦部の大部分のものは防災対象地区である。また最近の治水対策では本川堤防のみならず，洪水調節ダムなどによつて洪水を調節する方策も盛んに実用されている。このような河川構造物の中で，少なくともわが国においては古来堤防第一主義であつたために，防災対象地区を直接防護しているものは河川堤防である。堤防さえ決潰しなかつたら洪水災害はほとんど発生しないはずである。したがつて，治水計画の主要な目標は堤防の決潰を防止することであるといつてよいであろう。すなわち各所に設けられている堤防の決潰防止を基準として水系全体の治水を考えるのがもつとも合理的と考えられる。

さらに，河川堤防が破堤するかどうかは，ほぼ河道を流下する洪水の最大流量によつてきまると考えてよい。したがつて，結局のところ支川や洪水調節池などにおける計画高水流量の策定に当つては，水系内の防災対象地区を直接防護している河川堤防の破堤の確率を基準とすればよいことになる。以下においてはこうした見地に立つて合流河道の場合と洪水調節池の問題を論じていくつもりである。

3. 二 変 数 確 率

一変数確率の水文量への適用に関しては詳細な研究が行なわれ，多くの水工計画に応用されているが，二変数確率に関する一般理論はいまだ確立されていないようである。しかし同時分布が二元正規分布である場合にはかなり有用であつて，本文においてもそうした場合を対象とした。その理由は水文量の多くが対数変換によつて近似的に正規化することができるからである。つぎに説明の都合上，同時分布が二元正規分布をなす場合の諸関係について述べる。

同時に生起する二つの変量を規準正規化した確率変数をそれぞれ x_1 および x_2 とすると，確率密度関数 $f(x_1, x_2)$ は次式で与えられる。

$$f(x_1, x_2)=\frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}}\exp\left\{-\frac{x_1^2-2\rho x_1x_2+x_2^2}{2(1-\rho^2)}\right\}\cdots\cdots(1)$$

ここに，ρ は x_1 と x_2 の母相関係数である。さらに上式において，

$$x_1^2-2\rho x_1x_2+x_2^2=(1-\rho^2)X^2\cdots\cdots(2)$$

とおくと，これは，いま X を定数とすれば，$x_1\sim x_2$ 平面において $x_1=x_2$, $x_1=-x_2$ を対称軸とする長円を表わす。この長円は x_1, x_2 の同時生起に関する等確率密度線となつている。この長円の内部の面積は $A=\pi\sqrt{1-\rho^2}X^2$ であるから，その中で x_1 と x_2 が同時に生起する確率 $P_r(X)$ はつぎのようになる。

$$P_r(X)=\frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}}\int_0^X\exp\left(-\frac{X^2}{2}\right)\cdot dA=1-\exp\left(-\frac{X^2}{2}\right)\cdots\cdots(3)$$

（3）式によつて種々の X に対して $P_r(X)$ の値を計算しておけば，$x_1\sim x_2$ 平面における任意の領域に対応する生起確率を計算することができる。さらに，（1）式の周辺分布関数は，

$$f(x_1)=\int_{-\infty}^{\infty}f(x_1, x_2)dx_2=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{x_1^2}{2}\right)\cdots\cdots(4)$$

同様に，

$$f(x_2)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{x_2^2}{2}\right) \cdots\cdots(5)$$

で与えられ，普通の正規分布となる。

さらに，（1）式の分布を実際問題に適用するに当つては，分布のあてはめを合理的に行なうことはかなりむずかしい。そこで実際のあてはめに当つては，まず（4）および（5）式で与えられる周辺分布関数が適用されるように同時生起の二つの変量を別々に正規確率変数 x_1 および x_2 に変換する。ついでこうして正規化された同時生起の変数 x_1, x_2 を用いていわゆる標本相関係数 r を計算し，近似的に（1）式中の母相関係数 ρ とするという方法がとられる[3]。

4. 合流河道における計画高水流量の評価

2本の支川が合流して1本の本川となつており，各支川および本川に沿う堤内地がそれぞれ防災対象地区である場合を考えよう。支川1および2を流下する洪水の最大流量をそれぞれ Q_1 および Q_2, それらが合流して本川を流下するときの最大流量を Q とする。よつて，Q_1 および Q_2 が同時に生起する確率は二変数確率の問題として取り扱うことができる。さらに，本節の問題を厳密に取り扱う場合には，各支川における最大流量をそれぞれ一定としてもそれらの生起時刻が相対的に変化すれば合流後の最大流量が変わるので，三変数の確率問題と考えなければならない。しかしながら，ここでは後述の例のように合流時差の影響が小さくて，近似的に，

$$Q=a_1Q_1+a_2Q_2+a_3 \cdots\cdots(6)$$

で表わせる場合を取り扱つた。ここに，a_1, a_2 および a_3 は定数である。

さて，この問題に二変数確率を適用するに当つては確率変量 Q_1 および Q_2 を正規変量に変換しなければならない。このためには，（4）および（5）式で示されているように周辺分布関数も正規分布とならねばならないという性質を利用して，標本値 Q_1 および Q_2 のそれぞれについて普通の方法で正規化，すなわち対数変換を行なえばよい[4]。

（1）確率評価と計画高水流量

Fig. 1 は横軸および縦軸を規準正規化した変量 x_1 および x_2 として表わしたもので，図中の長円の一部を表わす曲線群は（2）式で与えられる等確率密度曲線を示す。また，以下の説明では規準正規化した変量でいうべきであるが，簡単のためにもとの変量すなわち流量を用いることとする。

さて，支川1，2および本川における計画高水流量をそれぞれ Q_{10}, Q_{20} および Q_0 とすると，直線 AB_1C_1, 直線 AB_2C_2 および（6）式を表わす曲線 $D_2B_2B_1D_1$ をそれぞれ支川1，2および本川の計画高水流量を越す可能性がある限界線と考えてよい。したがつて，折線 $C_1B_1B_2C_2$ の右上側の領域においては，対象とする河道のどこかで堤防を溢流する可能性があると考えてよいから，河道のいかなる地点においても堤防を溢流しない確率はこの折線の内側にある確率密度曲面下の体積として表わされる。また，たとえば，図形 $C_1B_1D_1$ の内部は，本川および支川2は安全であるが，支川1が堤防の溢流を起す可能性があるような洪水に対応した領域である。他の領域も同様である。

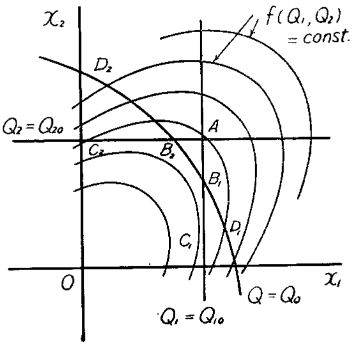

Fig. 1 Two-dimensional probability for estimation of design floods in a river channel system

つぎに，計画高水流量の策定に当つては，Q_{10}, Q_{20} および Q_0 をどのような基準にたつて定めるかが問題となる。民生の安定という点からして，ある地区を防護している堤防のみが溢流し他の地区が安全である場

合の被害の期待値がそれぞれの地区に対して等しくなるように定めるものとしよう。AB_1B_2, $C_1B_1D_1$, $C_2B_2D_2$ の内部に対応する確率が，それぞれの地区の被害に相応しているから，w, w_1, w_2 でダメジポテンシャルのような各地区の重要度を表わす要素とすれば，

$$w\iint_{AB_1B_2} f(x_1, x_2)dx_1dx_2 = w_1\iint_{C_1B_1D_1} f(x_1, x_2)dx_1dx_2 = w_2\iint_{C_2B_2D_2} f(x_1, x_2)dx_1dx_2 \cdots\cdots(7)$$

を満足し，しかも上述した水系全体としての溢流被害を起さない確率が所定の値となるように，Q_{10}, Q_{20} および Q_0 を定めるのが合理的といえよう。

（2）淀川への適用例

以上述べた考えに基づいて淀川水系の現況を検討してみる。淀川流域の概略は **Fig. 2** のとおりである。対象地域としては，支川1，2に対応して木津川（流量観測地点，加茂），桂川（羽束師），合流後の本川に対応して淀川（枚方）である。水文資料としては，大正元年より昭和36年までの年最大洪水の記録を用いた。

さて，岩井法によつて加茂，羽束師地点における洪水の最大流量 Q_1, Q_2（m^3/sec 単位）を規準正規化すると，x_1, x_2 はつぎのようになる。

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= \frac{\log(Q_1-262)-3.100}{0.5355}, \\ x_2 &= \frac{\log(Q_2-113)-2.884}{0.4524} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(8)$$

つぎに，x_1 と x_2 との相関係数は，

$$r=-0.11$$

となるが，この値は小さく，危険率5％の z 検定を行なつた結果 $\rho=0$ と仮定して以後の計算を進めてよいことがわかつた。

さらに本川流量と支川流量の関係を求めねばならないが，淀川には木津川，桂川の他に宇治川が合流しているので，単純には2支川の最大流量のみをもつて淀川本川の最大流量を論じるわけにはいかない。しかし，宇治川は洪水時に南郷の洗堰を全閉して洪水調節を行なうから，その影響は平均的に（6）式の右辺第3項の定数 a_3 として表わしうると考えてよいであろう。最小二乗法によつて，係数 a_1, a_2 および a_3 を定めると，m_3/sec の単位で次式のようになる。

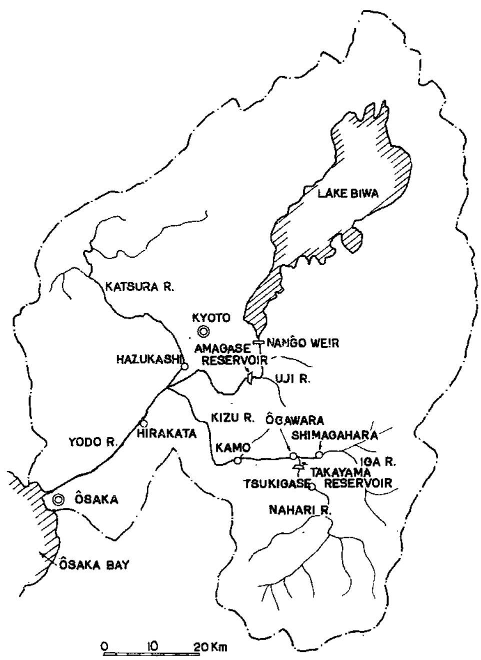

Fig. 2 Map of the Yodo River system

$$Q=0.884Q_1+1.035Q_2+70 \cdots\cdots(9)$$

以上によつて必要な関係式がえられたので，現在の淀川水系改修基本計画について検討してみよう。この計画では，計画高水流量をつぎのように定めている[5]。

1. 本川，枚方地点で 8,650 m^3/sec とするが，高山ダム築造後は 6,950 m^3/sec とする。
2. 木津川，加茂地点で 5,900 m^3/sec とするが，高山ダムで調節し 4,650 m^3/sec とする。
3. 桂川，羽束師地点で 2,850 m^3/sec とする。
4. 宇治川，宇治地点で 900 m^3/sec とするが，観月橋以下では 835 m^3/sec とする。

こうした堤防計画の対象となる計画高水流量と，各領域における洪水生起の確率を確率密度曲面下の体積

として計算した数値を百分率で示したものとが **Fig. 3** に記されている。これをみると，高山ダムの完成していない現状では，水系全体で計画高水流量を超える確率は 11.4%，すなわち，平均的にみて，ほぼ10年に1度位の割合でどこかの河道で計画高水流量を越える可能性があると考えられることになる。また，この水系内での木津川，桂川および本川がそれぞれ単独に計画高水流量をこす確率を比較すると，木津川および桂川がそれぞれ3.9%および3.2%でほぼ同程度であるが，合流後の本川は 0.1% で支川に比して極端に小さい値を示している。

最後に，木津川水系においては高山ダムによつて洪水を調節し，調節後の流量が加茂地点で 4,650 m³/sec，枚方地点で 6,950 m³/sec となるように計画されている。したがつて，この計算例で示した数値は高山ダム完成までの状態を表現したものである。

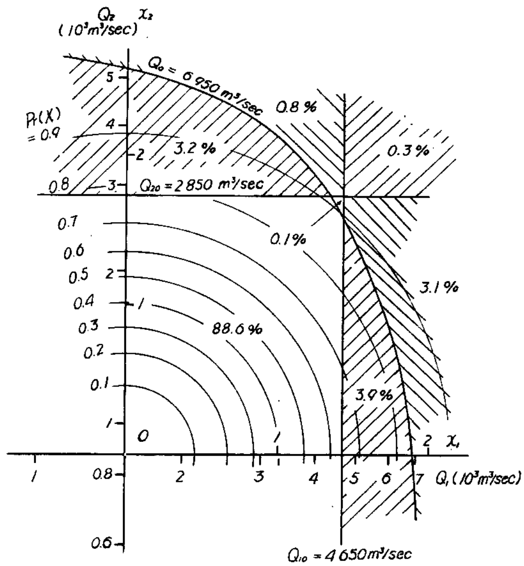

Fig. 3 Numerical example for the channel system of the Yodo River

5. 洪水調節池における調節効果の評価

(1) 一般的考察

洪水調節池はその有効な洪水調節用貯水容量を十分に活用して洪水を調節し，下流における洪水被害の防止または軽減を目的としていることはいうまでもない。この場合，洪水調節池の効果を合理的に評価するためには，主としてつぎの二つの方向から考察を進める必要があろう。

第一は洪水調節池の主目的に対するものであつて，調節後の放流量に着目して，調節池からの放流量と残流域からの合流量が下流の計画高水流量を越すおそれがあるかどうかということである。この放流量は残流域からの出水とも関連するが，主として有効な調節用貯水容量と調節方式とによつて定められるはずである。第2は洪水調節池そのものに対するものであつて，洪水調節池に貯水される水量に着目して，たとえば洪水調節容量決定の基準となつた洪水以上のピーク流量を持たないにしても，その継続時間が長いために所期の洪水調節が不可能となるおそれがあるかどうかということである。この場合には，貯水量は貯水池に流入する洪水の規模と調節方式によつて規定されるはずである。

さて，以下の考察を明確にするために，調節方式をつぎのように仮定して考えることにする。すなわち，洪水の流入量をある基準量 Q_0 からは調節率 p で調節し，流入洪水がピーク流量 Q_p に達した後は，$(1-p)Q_p$ の一定量放流を採るものとする。また，このような調節によつた場合の洪水の規模は，**Fig. 4** に示すように近似的に流入洪水のピーク流量が一定流量 Q_0 をうわまわるとき，その差 $Q'=Q_p-Q_0$ と，Q_0 以上の流入量の継続時間 T によつて表現できるであろう。

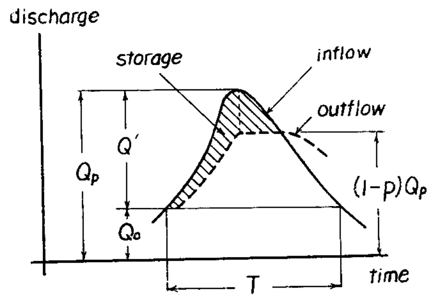

Fig. 4 Rule curve for a flood-control reservoir and notations

したがつて洪水生起の確率密度関数 f は，Q' および T を二つの変数として，

$$f=f(Q',T) \quad \cdots\cdots(10)$$

と書くことができるだろう。一方，調節率 p で洪水調節を行なつた場合，下流における洪水のピーク流量 Q_d および最大貯水量 V_f はそれぞれ，

$$Q_d=Q_d(p\,;\,Q',\,T) \quad \cdots\cdots(11)$$

$$V_f=V_f(p\,;\,Q',\,T) \quad \cdots\cdots(12)$$

と表わすことができる。よつて，二変数確率密度関数 $f(Q', T)$ を表わした **Fig. 5** の平面において，Q_d=const.，V_f=const. はそれぞれ曲線で示されることになる。一般にこのような二つの曲線によつて，$Q'\sim T$ 平面は四つの領域に分けられる。つぎに，Q_d および V_f としてそれぞれ下流部における計画高水流量および最大有効貯水容量（洪水調節容量）に選び，さらに調節率を一定値 $p=p_1$ とした場合に，これらの領域のもつ実際的な意味について考えよう。

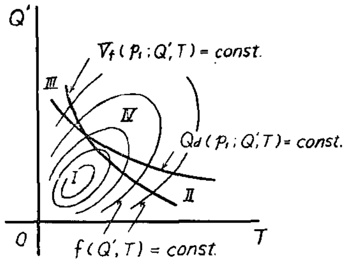

Fig. 5　Two-dimensional probability for estimation of the effect of flood control by reservoir

まず，Ⅰの領域は，$p=p_1$=const. の所定の洪水調節を行なつた場合に，下流部でのピーク流量がその地点の計画高水流量より小さく，かつ貯水池に貯留される水量が有効貯水容量以下となるような領域，すなわち調節後の放流洪水および調節時の貯水量の両面からみて安全であるような貯水池への流入洪水に対応する。Ⅱの領域は調節後の放流量の面からは下流は安全であるが，貯水量が洪水調節容量を超え，所定の調節が不可能となるような流入洪水に対応する。Ⅲの領域は貯水池にはまだ貯水できる余裕があるが，所定の調節による放流量が下流の計画高水流量以上になるような流入洪水に対応する。Ⅳの領域は放流量からも，洪水調節容量からも危険となるような流入洪水に対応する。以上の各領域に対応する流入洪水の生起確率は，それぞれの領域内の確率密度曲面下の体積を計算することによつて求められる。結局，調節率が $p=p_1$ という一定率調節である限り，Ⅱ，ⅢおよびⅣの領域では下流に対して危険を生ずるおそれがあり，Ⅰはそうでない領域を表わしているわけである。

（2）調節率の評価

上述した領域は，調節率 p を変えることによつて変化する。たとえば，Q_d および V_f を一定とし，p_1 を $p_2(p_2>p_1)$ に変えた場合，下流のピーク流量が計画高水流量 Q_d に等しくなるような貯水池への流入洪水は，**Fig. 6** の $Q_d(p_2)$=const. の曲線に対応し，貯水量が洪水調節容量に等しくなるのは $V_f(p_2)$=const. の曲線に対応している。したがつて，調節率を p_1 から p_2 に変えることによつて，放流量と洪水調節容量の両面から考えて安全であるような流入洪水の生起に対応する領域が，**Fig. 6** に示すようにⅠよりⅠ＋Ⅱ′－Ⅲ′に変化する。同様に，Ⅱ～Ⅳの領域もそれぞれ変化することは図から明らかである。したがつて，$p=p_2$ とした場合に，下流部が安全である確率およびどこかで不都合が生ずる確率は，前述したようにそれぞれの領域に属する確率密度曲面下の体積を計算することによつて求められる。

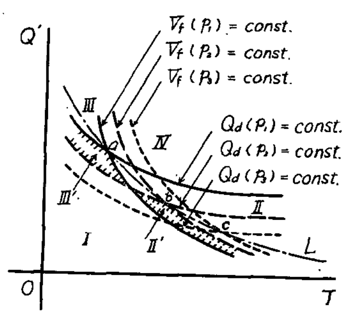

Fig. 6　Illustration when the ratio of flood control p is varied

以上のようにして種々の調節率 p に対して，どこかで不都合を生ずる確率，換言すると下流部で計画高水流量以上の洪水となつたり段波を生じたりして破堤する可能性がある確率を求めることができる。こうした結果を利用することによつて，下流部での計画高水流量が定められているとき，所定の洪水調節容量を利用して洪水調節を行なう場合，もつとも妥当な調節率の決定が可能となる。すなわち，上述した破堤の確率が最小となるような調節率を採用すればよいはずである。

つぎに，**Fig. 6** において，Q_d=const., V_f=const. の交点は調節率を p_1, p_2, p_3,…… と変えることによつて，a, b, c,…… と移動する。この交点を結ぶ曲線 L の意味を考えると，L より上の領域では，いかに調節率を変えても調節不可能な洪水の生起に対応している。逆に，L より下の領域では，調節率を変えることによつて調節時の貯水量を洪水調節容量以下におさえ，しかも放流量を計画高水流量以下にすることが可能であるような洪水に対応している。したがつて，洪水調節が合理的に行なわれた場合の下流の無受害確率は，この L 曲線の下側の確率密度曲面下の体積として計算される。よつて，正確な洪水予報ができれば，適当な調節率を採択することによつて，無受害確率をこの値に近づけることができ，調節方式を変えない限りはこれ以上の洪水調節効果をあげることは不可能である。

（3）計 算 例

以上の考え方を木津川水系名張川筋に建設中の高山ダムに適用した計算例を示そう（**Fig. 2** 参照）。洪水資料としては，ダム地点より約 4 km 上流にある月ケ瀬水位観測所の昭和24年以後の出水記録を用いた。

まず，基準流量 Q_0 としては，それより洪水被害の生ずるおそれのある流量の指標と考えられる指定水位に対応する流量 330 m³/sec を用いた。したがつて，Q' は Q_p-330 (m³/sec)，T は 330 m³/sec 以上の流入量の継続時間 (hr) となる。これらはほぼ対数正規分布に従うと考えられたので，それぞれ規準正規化した変数を前例と同様に，x_1, x_2 とすると次式のようになる。

$$x_1=\frac{\log(T+30)-1.663}{0.0583},\qquad x_2=\frac{\log(Q'+234)-3.058}{0.294}\quad\cdots\cdots(13)$$

ここに，Q' は m³/sec, T は hr の単位とする。また，x_1 と x_2 の相関係数は $r=0.69$ と計算された。したがつて，洪水生起の確率密度関数は，（1）式によつて，つぎのようになる。

$$f(Q',T)=0.580\exp\{-0.955(x_1^2-1.38x_1x_2+x_2^2)\}\cdots\cdots(14)$$

ところで，高山ダムのある名張川は，すぐ下流で伊賀川（島ケ原水位観測所）と合し，木津川（大河原水位観測所）となつている。そこで下流の計画高水流量 Q_d として，大河原について考えることにした。さて，月ケ瀬流量 Q_1 と島ケ原流量 Q_2 との間には相関が強くて，ほぼ $Q_2=0.76Q_1$ の関係が認められる。また，上記３地点における洪水時の最高水位生起時刻を比較すると，ほとんどの場合月ケ瀬の最高水位は島ケ原，大河原より１時間早いかまたは同時刻である。さらに実際に，大河原水位はほぼ Q_1+Q_2 によつて定められることが過去の資料よりわかつた。そこで大河原の計画高水流量となる場合に対して，上流２地点における流量を調べたところ，平均として $Q_1+Q_2=$ 4,540 m³/sec となるので，この関係を流量の上限の条件として採用することにした。また高山ダムは合流点の直ぐ上流にあり，上述の特性をも考慮すると高山ダムで洪水調節を行なつた場合でも上述の制限条件には大きな違いが生ずるとは考えられない。したがつて放流量に対する許容限界を示す式 $Q_d(p;Q',T)$=const. は，m³/sec の単位を用いて，

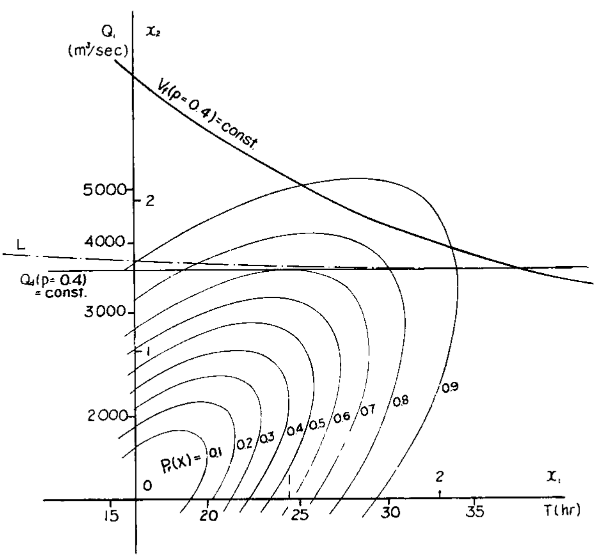

Fig. 7 Numerical example for the multiple-purpose reservoir of Takayama in the Yodo River

$$(1-p)Q_1+Q_2=(1.76-p)(Q'+330)=4{,}540 \quad \cdots\cdots(15)$$

で与えられることになる。つぎに洪水の規模が Q' と T によつて決まるとしているから，貯水池に貯留される水量も，これらによつて定まるが，その関係は種々試行した結果，$\alpha(Q'T)^{\beta}$ の形で表わされるようである。ここに α, β は p によつて決まる定数である。一方，高山ダムの洪水調節容量は $V_f=3.54\times10^7\mathrm{m}^3$ であるから，次式が貯水量に対する許容限界を与える。

$$\alpha(Q'T)^{\beta}=3.54\times10^7 \quad \cdots\cdots(16)$$

以上，（1）式に対応する（13）式と許容限界を示す（14）および（15）式が決定されたので，それらを用いて計算することによつて高山ダムによる洪水調節の確率評価を行なうことができる。その結果が **Fig. 7** に示されている。すなわち，大河原において洪水被害を生ずるような確率が最小となるような調節率を試算によつて求めた結果，$p=0.4$ となり，またそのときの確率は5.2%である。

つぎに所定の洪水調節容量 $V_f=3.54\times10^7\mathrm{m}^3$ を常に最大限に利用するよう調節率を適宜変化させた場合の結果は図中鎖線 L で示されている。これに対して前と同様の意味における確率は4.6%となる。この結果からすると，二山洪水の場合は別として一山洪水の場合に対しては流入洪水によつて調節率を変えて調節効果をあげようとしても，最適の調節率（一定）に対する効果を比較してそう大きく変化しないことがわかる。このことは，前者の場合には調節率の選定を誤まればかえつて調節が不可能になる危険があり，出水が比較的早くて的確な洪水予知がむずかしいわが国の現状からして，後者の場合に対応する調節方式を定め一定の操作規則に従つて洪水を調節しようとする常用の方法の妥当性を示すものと考えてよいであろう。

6. 結　　論

合流河道と洪水調節池の場合を例として，二変数確率論の治水計画への応用について論じたのであるが，明らかになつた諸点を列挙すればつぎのとおりである。

1. 治水計画とくに計画高水流量の策定に当つては，水系を一貫した思想の下に行なわなければならないことは当然である。それはあくまで流域内の防災対象地区を直接防護している河川堤防の安全性に対する確率としてすべての計画の評価を行なつて，確率の調和を計ることによつて達成される。

2. 多くの水文量は適当な対数変換によつて近似的に規準正規化することができるので，二変数確率密度関数としてもつとも理論体系の整つている二元正規分布関数を適用することができる。

3. 合流河道における計画高水流量は，洪水の合流関係が一定であるならば，二変確率分布を適用して各河道における被害の期待値を等しくすることを条件として合理的に決定することができる。なお水系全体としての計画基準は全国的な視野に立つて決定すべきことは当然である。

4. 洪水調節池における調節率は，下流部における非安全性の確率が最小となるように決定すべきで，そのためには貯水池への流入洪水の生起確率を二変数確率の問題として取り扱うことによつて可能となる。

5. 一定の操作規則を定めて洪水調節を行なう現用の方法は，流入洪水が一山である限り妥当なものと考えられる。

最後に，本研究が昭和37年度文部省科学試験研究費による研究の一部であり，5節の計算例に際しては大学院学生川口毅君の労を煩わしたことを記して，謝意を表するものである。

参　考　文　献

1） 米田正文：計画高水論，昭31.3，pp. 249—256.
2） 長沢敏夫：複合確率と河川工事計画におけるその応用について，建設省直轄工事第14回技術研究報告，昭35，pp. 791—796.
3） たとえば，統計科学研究会編：新編統計数値表，昭27.6，pp. 66—78.
4） たとえば，山本三郎：河川工学，昭33.12，pp. 125—133.
5） 玉井正彰：淀川の河川計画と水管理の研究，昭36.3，pp. 65—69.