

貯水池に流入する洪水の挙動について
ON THE BEHAVIOR OF FLOOD WAVE PASSING THROUGH A RESERVOIR

(財)電力中央研究所 正 員 ○尾崎幸男・秋元 保

1. はじめに

洪水が貯水池に流入した場合、その挙動は自然河道を流下する洪水の挙動とは大きく異なっている。また、洪水がダムから自由越流する場合と、ゲート操作によって流量あるいは水位を制御する場合とでもその特性はかなり違ったものとなる。このことは、著者の一人(秋元)の一連の研究によってかなりの程度明らかにされてきたものと思われる。しかし、ダムにおける洪水放流操作を最適に行うに当って、必要となるその一般的特性は未だ説明されてはいないようである。

本報告は、理論的研究を行って貯水池内の洪水の挙動の一般的特性を出来るだけ明確にしようと試みたものである。さらに、実験値との比較を行い本理論結果の妥当性を確認した。

2. 貯水池内の洪水流の基礎方程式

自然河川を流下する洪水は流れと波動の二つの性格を持つものであるが、この流れが貯水池内に流入すると流れの性格よりも波動性が強くなり、貯水池内に定常波が生ずるようになる(図-1, 図-2)。

これらの現象を解明するために、図-2(湛水池領域)に示すような貯水池において基礎方程式をたてると以下になる。但し、湛水池長 L 、貯水池幅 b 、底勾配 S_b は一定と考える。

運動方程式:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{1}{2} f \frac{u^2}{y - y_0} = 0 \quad \cdots \cdots (1)$$

連続の式:

$$\frac{\partial (y - y_0)}{\partial t} + \frac{\partial u (y - y_0)}{\partial x} = 0 \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、 u : 流下方向の流速(いわゆる bulk velocity),
 y : datum line から水面までの高さ、 y_0 : datum line から水路底までの高さ、 $y - y_0$: 局所水深、 f : 摩擦抵抗係数。

ここで、

$$\left. \begin{aligned} y - y_0 &= \underbrace{\frac{h(x)}{\text{定常時局所水深}}}_{\text{流動成分}} + \underbrace{\frac{\Delta h(x, t)}{\text{洪水による上昇水位}}}_{\text{流動成分}} + \underbrace{\frac{\eta(x, t)}{\text{波動成分}}}_{\text{波動成分}} \\ &= \underbrace{\frac{\bar{h}(x, t)}{\text{流動成分}}}_{\text{流動成分}} + \underbrace{\frac{\eta(x, t)}{\text{波動成分}}}_{\text{波動成分}} \\ u &= \underbrace{\frac{V(x, t)}{\text{流動成分}}}_{\text{流動成分}} + \underbrace{\frac{v(x, t)}{\text{波動成分}}}_{\text{波動成分}} \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (3)$$

とおき、 $\eta < \bar{h}$ 、 $v \ll V$
と見なせるものとする。そこで、基礎方程式から流動成分と波動成分についての支配方程式を導くと次のようになる。

洪水流の支配方程式は

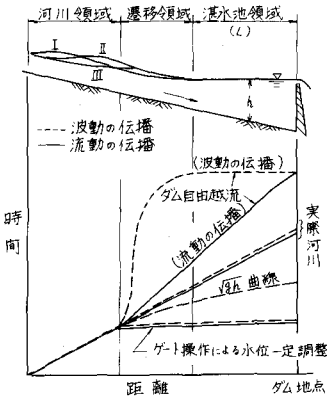


図-1 貯水池内の洪水の伝播

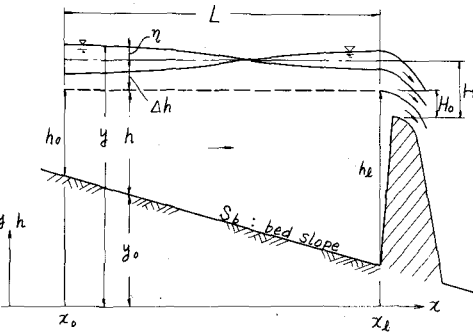


図-2 座標と記号の定義

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} - g S_b + \frac{1}{2} f \frac{V^2}{\bar{h}} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} + \frac{\partial V \bar{h}}{\partial x} = 0 \quad (5)$$

また、波動成分の支配方程式は、高次の微小項を無視すると

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial V v}{\partial x} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{2} f \frac{V^2}{\bar{h}} \left(2 \frac{v}{V} - \frac{\eta}{\bar{h}} \right) = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial v \bar{h}}{\partial x} + \frac{\partial V \eta}{\partial x} = 0 \quad (7)$$

以上の式(4)～(7)が貯水池内の洪水流と定常波を解析するための基礎方程式である。

3. 貯留方程式による洪水流の解析

周知の通り、洪水追跡 (Flood routing) とは、上流の1地点における洪水曲線を知って、下流地点の洪水曲線を求めることである。この洪水追跡の方法は次の三つに大別されると考えられる。即ち、

- (i) 水流の連続の式のみを用いる方法、
- (ii) 水流の連続の式と運動方程式を用いる方法、
- (iii) 洪水曲線の水位の相関を利用する方法、

である。本節で対象としている貯水池内の洪水追跡 (Reservoir routing) は、貯水池の湛水池領域に限って行うものとする以下に示すとおり (i) の方法が適用できる。

洪水流の基礎方程式(4)、(5)式を単位幅当りの流量 $\bar{q} = V \cdot \bar{h}$ で書き直すと、

$$\frac{\partial \bar{q}}{\partial t} + 2 \frac{\bar{q}}{\bar{h}} \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} + \left(g \bar{h} - \frac{\bar{q}^2}{\bar{h}^2} \right) \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} - g \bar{h} S_b + \frac{1}{2} f \frac{\bar{q}^2}{\bar{h}^2} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} = 0 \quad (9)$$

となる。(8)および(9)式から次式を得る。

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial x} = S_b \frac{1 - \frac{1}{2} f \frac{(\bar{q}/\bar{h})^2}{g \bar{h} S_b} + 2 \frac{\bar{q}/\bar{h}}{g \bar{h} S_b} \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} - \frac{1}{g \bar{h} S_b} \frac{\partial \bar{q}}{\partial t}}{1 - \frac{(\bar{q}/\bar{h})^2}{g \bar{h}}} \quad (10)$$

湛水池領域においては、

$$O \left(\frac{1}{2} f \frac{\bar{q}^2/\bar{h}^2}{g \bar{h} S_b} \right) \sim O \left(2 \frac{\bar{q}/\bar{h}}{g \bar{h} S_b} \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} \right) \sim O \left(\frac{1}{g \bar{h} S_b} \frac{\partial \bar{q}}{\partial t} \right) \quad (11)$$

であることが知られている (例えば、矢野・芦田・高橋, 1965)。また、 $\bar{q}/\bar{h}$ は貯水池内の流速であるから、

$$(\bar{q}/\bar{h})^2 / g \bar{h} \ll 1 \quad (12)$$

が十分成り立つと考えられる。

ここで、(10)式の分子第四項について考えてみると、そのオーダーは次のように表わされる。

$$O \left(\frac{1}{g \bar{h} S_b} \frac{\partial \bar{q}}{\partial t} \right) \sim O \left(\frac{q_p}{t_{pi}} \frac{L}{g h m^2} \right) \quad (13)$$

ここに、 q_p ：流入量のピーク流量 (単位幅)、 t_{pi} ：上流端におけるピーク流量の発生時間、 L ：貯水池長 (湛水池領域の長さ)、 $h m$ ：貯水池平均水深。

いま、洪水の流入曲線が貯水池内の波動の往復に要する時間に比べて緩やかに変化し、また、(12)式が成り立てば、

$$O\left(\frac{tp_i}{L/\sqrt{ghm}}\right) > O(1), \quad O\left(\frac{qp/hm}{\sqrt{ghm}}\right) \ll O(1) \quad (14)$$

となる。従って、このとき、

$$\frac{tp_i}{L/\sqrt{ghm}} \gg \frac{qp/hm}{\sqrt{ghm}} \quad (14.a)$$

即ち、次式が成り立つ。

$$O\left(\frac{1}{ghS_b} \frac{\partial \bar{q}}{\partial t}\right) \ll O(1) \quad (14.b)$$

そこで、(11)、(12)および(14.b)式を考慮すると、結局(10)式は次のように近似できることになる。

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial x} \cong S_b : \text{constant.} \quad (15)$$

(14.b)式は貯水池湛水池領域における洪水流は準定常と見なしうることを示している。このとき(15)式から湛水池領域では水位がほぼ水平となることがわかる。

さらに、秋元等(1968)は貯水池内の水位が一様に変動する条件として実験結果から次式を導いている。

$$\frac{\text{洪水の継続時間}}{\text{貯水池内の波動の往復時間}} = \frac{T}{2L/\sqrt{ghm}} \geq K \quad (16)$$

ここに、 $K = 4.5 : \text{constant.}$

この条件を参考にすると、(14)式において、

$$\left. \begin{aligned} O\left(\frac{tp_i}{L/\sqrt{ghm}}\right) &\sim O(1) \sim O(10) \geq O(1) \\ O\left(\frac{qp/hm}{\sqrt{ghm}}\right) &\sim O(10^{-2}) \sim O(10^{-1}) \ll O(1) \end{aligned} \right\} \quad (14.c)$$

と考えられるので、貯水池において、(16)式の条件を満たす限り(14.a)あるいは(14.b)式は十分成り立つものと思われる。この場合、貯水池内の洪水追跡は、水流の連続の式を書き直した以下の貯留方程式のみで行うことができる。

さて、貯水池に流入する支川等はないものとし、(9)式を x_0 から x_ℓ まで x で積分すると次式となる。

$$\frac{dL \cdot \Delta \bar{h}(t)}{dt} + \bar{q}_{out} - \bar{q}_{in} = 0 \quad (17)$$

ここに、

$$\Delta \bar{h}(t) = \frac{1}{L} \int_{x_0}^{x_\ell} \Delta h(x, t) dx \quad (17.a)$$

(17)式の両辺に水面幅 b を掛けると貯留方程式(18)を得る。

$$\frac{d \Delta C(t)}{dt} + \bar{O}(t) = \bar{I}(t) \quad (18)$$

ここに、 $\Delta C(t)$: 貯水池内の貯留量、 $\bar{O}(t)$: ダムからの越流量(または放流量)、 $\bar{I}(t)$: 貯水池への流入量。定常時流量(あるいは基準流量)を Q_0 とし、貯水池の表面積を F とかけば、

$$\left. \begin{aligned} \Delta C(t) &= L \cdot b \cdot \Delta \bar{h}(t) = F \cdot \Delta \bar{h}(t) \\ \bar{O}(t) &= Q_0 + b \cdot \bar{q}_{out} = Q_0 + O(t) \\ \bar{I}(t) &= Q_0 + b \cdot \bar{q}_{in} = Q_0 + I(t) \end{aligned} \right\} \quad (18.a)$$

また、越流量は次式で示される。

$$\bar{O}(t) = \text{func.}(H) = \varphi(H) \quad (19)$$

ただし、 H は越流水深である(図-2)。

(19)式を定常時(あるいは基準)越流水深 H_0 のまわりに展開する。

$$\begin{aligned}\bar{O}(t) &= \varphi(H_0) + \left(\frac{d\varphi}{dH}\right)_{H_0} \Delta h + \frac{1}{2} \left(\frac{d^2\varphi}{dH^2}\right)_{H_0} \Delta h^2 + \dots \\ &= \varphi(H_0) + \left\{ \left(\frac{d\varphi}{dH}\right)_{H_0} + \frac{1}{2} \left(\frac{d^2\varphi}{dH^2}\right)_{H_0} \Delta h + \dots \right\} \Delta h \\ &= Q_0 + \alpha \Delta h \dots \dots \dots (20)\end{aligned}$$

ここに、 α は越流係数で、

$\Delta h < H_0$ ならば、

$$\alpha \cong \left(\frac{d\varphi}{dH}\right)_{H_0} = \text{func.}(H_0) : \text{constant} \dots \dots \dots (21.a)$$

$\Delta h \geq H_0$ ならば、

$$\begin{aligned}\alpha &= \left(\frac{d\varphi}{dH}\right)_{H_0} + \frac{1}{2} \left(\frac{d^2\varphi}{dH^2}\right)_{H_0} \Delta h + \dots \\ &\cong \{ \text{func.}(H_0, \Delta h) \}_{\text{mean}} : \text{constant} \dots \dots \dots (21.b)\end{aligned}$$

で与えられる値を用いるものとする。

(18.a) と (20) 式を (18) 式に代入すると次式を得る。

$$\frac{dO(t)}{dt} + kO(t) = kI(t) \dots \dots \dots (22)$$

ここに、 $k = \alpha / F$ 。

(22) 式を、初期条件 $t = 0$ で $O(0) = 0$ の許に解くと、流出量 $O(t)$ は次のように表わされる。

$$O(t) = k e^{-kt} \int_0^t e^{kt} I(t) dt \dots \dots \dots (23)$$

流入量 $I(t)$ は洪水曲線次第で種々変わることが予想されるが、ここでは以下の関数で近似できるとしたときの流出のピーク流量の遅れ時間および低減率を求め、その一般的特性を明らかにするとともに同じ流入曲線での実験結果との比較を行う。

(a) 流入量が正弦波で近似できる場合

流入量を次式で表わす。これは、流入量を Fourier 級数で表わすときの第 1 成分でもある。

$$\left. \begin{aligned} I_*(t_*) &= I(t) / Q_p = \sin(\pi t_* / 2) & 0 \leq t_* \leq 2 \\ &= 0 & 2 \leq t_* \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24)$$

ここに、 $Q_p : \max \{ I(t) \}$, $t_* = t / t_{pi}$, t_{pi} : 上流端におけるピーク流量の発生時間。

(24) 式を (23) 式に代入して流出量を求めると、

$$\begin{aligned} O_*(t_*) &= O(t) / Q_p \\ &= \frac{1}{1 + (\pi \zeta / 2)^2} \left\{ \sin\left(\frac{\pi}{2} t_*\right) - \frac{\pi}{2} \zeta \cos\left(\frac{\pi}{2} t_*\right) + \frac{\pi}{2} \zeta e^{-t_* / \zeta} \right\} \\ &= \frac{\pi \zeta / 2}{1 + (\pi \zeta / 2)^2} (e^{2/\zeta} + 1) e^{-t_* / \zeta} \end{aligned} \left. \begin{aligned} &0 \leq t_* \leq 2 \\ &2 \leq t_* \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (25)$$

ここに、

$$\zeta = \frac{1}{k t_{pi}} = \frac{F}{\alpha} / t_{pi} \dots \dots \dots (25.a)$$

ここでは、無次元量 ζ を貯水池係数と呼ぶことにする。この貯水池係数 ζ をパラメーターとして、流入量と流出量の関係を示すと図-3(a) のようになる。

さて、流出のピーク流量の遅れ時間 Δt (図-3(a)) は、流出量のピーク時間 $t_{po} = t_{pi} + \Delta t$ において、

(25)式で

$$\left[\frac{dO(t)}{dt} \right]_{t=t_{po}} = 0 \quad \dots\dots\dots (26)$$

とおいた条件から求められ、次式を満たす。

$$\frac{\pi}{2} \zeta \cos \left(\frac{\pi}{2} \frac{dt}{t_{pi}} \right) - \sin \left(\frac{\pi}{2} \frac{dt}{t_{pi}} \right) - \exp \left\{ -\frac{1}{\zeta} \left(1 + \frac{dt}{t_{pi}} \right) \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (27)$$

(27)式からわかるように無次元遅れ時間 dt/t_{pi} は貯水池係数 ζ のみの関数となる。(27)式の dt/t_{pi} と ζ との関係を図示し、実験値との比較をしたのが図-4の曲線(I)である。

次に、流出のピーク流量の低減率 r (図-3) を求める。 r を次式で定義する。

$$r = \frac{\bar{O}_{max}}{I_{max}} \cong \frac{O_{max}}{I_{max}} = \frac{O(t_{po})}{Q_p} \quad \dots\dots\dots (28)$$

ここで、流出量のピーク時には(26)式が成り立つから(21)式より

$$O(t_{po}) = I(t_{po}) \quad \dots\dots\dots (21.a)$$

となり、従って

$$r = \frac{I(t_{po})}{Q_p} = \sin \left(\frac{\pi}{2} \frac{t_{po}}{t_{pi}} \right) = \cos \left(\frac{\pi}{2} \frac{dt}{t_{pi}} \right) \quad \dots\dots\dots (29)$$

を得る。遅れ時間 dt/t_{pi} は貯水池係数 ζ のみの関数であるので、低減率 r も ζ のみの関数となる。(29)式を図示し、実験値と比較すると図-5の曲線(I)のようになる。

(b) 流入量が指数分布で近似できる場合

流入量を指数分布として次の二つの場合を考える。

$$1) I_*(t_*) = t_*^2 e^{2(1-t_*)} \quad \dots\dots\dots (30.a)$$

$$2) I_*(t_*) = t_* e^{(1-t_*)} \quad \dots\dots\dots (30.b)$$

以下、途中計算は省略し、結果のみを示すと、流出量、遅れ時間および低減率はそれぞれ次のように求まる。

流出量:

$$1) O_*(t_*) = \frac{\zeta^2}{(1-2\zeta)^3} \left[\left\{ \left(\frac{1-2\zeta}{\zeta} \right)^2 t_*^2 - 2 \left(\frac{1-2\zeta}{\zeta} \right) t_* + 2 \right\} e^{2(1-t_*)} - 2 e^{2-(t_*/\zeta)} \right] \quad \dots\dots\dots (31.a)$$

$$2) O_*(t_*) = \frac{\zeta}{(1-\zeta)^2} \left\{ \left(\frac{1-\zeta}{\zeta} t_* - 1 \right) e^{1-t_*} + e^{1-(t_*/\zeta)} \right\} \quad \dots\dots\dots (31.b)$$

(30.a)と(31.a)式は図-3(b)に、(30.b)と(31.b)は図-3(c)に示した。

遅れ時間 dt/t_{pi} を求める式:

$$1) \left(\frac{dt}{t_{pi}} \right)^2 + \frac{1-4\zeta}{1-2\zeta} \left(\frac{dt}{t_{pi}} \right) - \frac{\zeta(1-4\zeta)}{(1-2\zeta)^2} - \frac{\zeta}{(1-2\zeta)^2} e^{-(1-2\zeta)/\zeta} e^{-\{(1-2\zeta)/\zeta\} dt/t_{pi}} = 0 \quad \dots\dots\dots (32.a)$$

$$2) \frac{dt}{t_{pi}} - \frac{1}{1-\zeta} \left\{ \zeta - e^{-(1-\zeta)/\zeta} e^{-\{(1-\zeta)/\zeta\} dt/t_{pi}} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (32.b)$$

(32.a)式は図-4の曲線(II)、(32.b)式は曲線(III)であり、実験値との比較もかなり良いといえる。

低減率 r :

$$1) r = \left(1 + \frac{dt}{t_{pi}} \right)^2 e^{-2dt/t_{pi}} \quad \dots\dots\dots (33.a)$$

$$2) \quad r = \left(1 + \frac{dt}{t_{pi}}\right) e^{-dt/t_{pi}} \dots\dots\dots (33.b)$$

上式は、それぞれ図-5の曲線(Ⅱ)，(Ⅲ)で示され、実験値と比較すると良い一致をみせている。

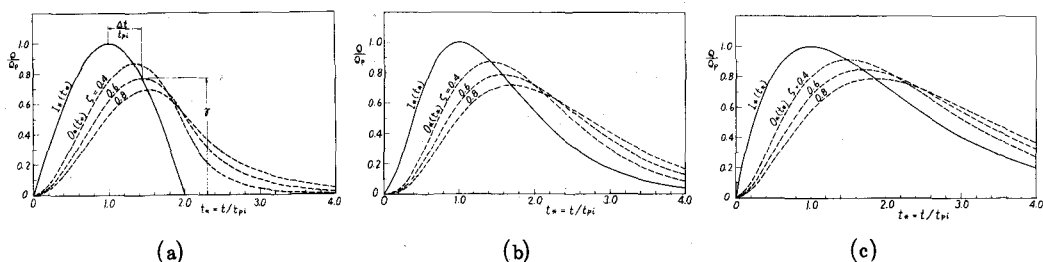


図-3 流入量と流出量

以上(a), (b)は、流入量を関数近似した場合の遅れ時間 dt とピーク流量の低減率 r を求めたものである。その結果、無次元遅れ時間 dt/t_{pi} と低減率 r はともに貯水池係数 $\zeta (=F/\alpha/t_{pi})$ のみの関数となることが明らか

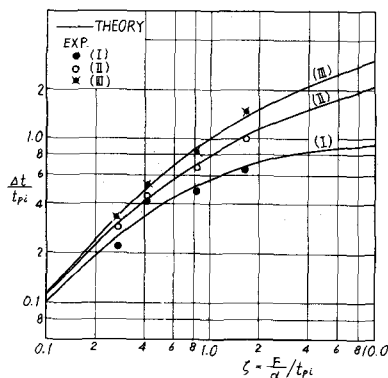


図-4 遅れ時間

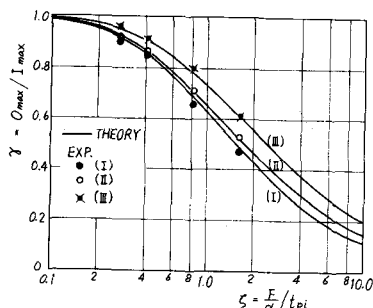


図-5 低減率

になった。従って、流入量曲線が推定でき、 ζ が決まれば dt/t_{pi} と r を求めることができる。しかし、この際注意すべき点は、計算から求まる遅れ時間 dt は貯留方程式の考え方に基づくものであり、実際の遅れ時間は dt に洪水が貯水池上流端から下流端まで伝播に要する時間（平均的に $L/\sqrt{ghm}$ ）を加えたものとなることである。即ち、図-3(a), (b), (c)において、実際の流出量曲線は、 $(L/\sqrt{ghm})/t_{pi}$ 程度右側に shift されると考えられる。図中の実験値は、この点が考慮されたものである。

ところで、それぞれの流入曲線の違いが遅れ時間および低減率に及ぼす影響は、貯水池係数 ζ が大きいほど顕著となる（図-4，図-5）。このことは、流入量の逡減部の違いが第一の要因と思われるが、この点を明らかにするために流入量を次のように近似して考察を行う。

(c) 流入量の立上り曲線または逡減曲線の違いが遅れ時間，ピーク低減率に与える影響

流入量を次式で近似する。但し、ここでは $n=1$ または 2 の場合を考察する。

$$\left. \begin{aligned} I_n(t_*) &= t_*^n & 0 \leq t_* \leq 1 \\ &= e^{\beta(1-t_*)} & 1 \leq t_* \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (34)$$

1) $n=1$ の場合

流出量，遅れ時間および低減率はそれぞれ以下のようになる。

$$\left. \begin{aligned} O_*(t_*) &= t_* - \zeta + \zeta e^{-t_*/\zeta} & 0 \leq t_* \leq 1 \\ &= (1-\zeta)e^{(1-t_*)/\zeta} + \zeta e^{-t_*/\zeta} \\ &\quad + \frac{1}{1-\beta\zeta} \{e^{\beta(1-t_*)} - e^{(\beta-t_*)/\zeta}\} & 1 \leq t_* \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (35)$$

(35)式の一例 ($\beta = 0.4$) を示すと図-6(a)のようである。

遅れ時間 dt/t_{pi} を求める式：

$$\exp\left\{\beta\left(1-\frac{1}{\zeta}\right)\frac{dt}{t_{pi}}\right\} - \frac{\beta}{+(1-\zeta\beta)(1-e^{-1/\zeta})} = 0 \dots\dots\dots (36)$$

(36)式から求める dt/t_{pi} と ζ との関係を図-7(a)に示した。

低減率 r ：

$$r = \exp(-\beta dt/t_{pi}) \dots\dots\dots (37)$$

(37)式を図-8(a)に示した。

2) $n = 2$ の場合

流出量：

$$\left. \begin{aligned} O_*(t_*) &= t_*^2 - 2\zeta t_* + 2\zeta^2 - 2\zeta^2 e^{-t_*/\zeta} & 0 \leq t_* \leq 1 \\ &= (1-2\zeta+2\zeta^2)e^{(1-t_*)/\zeta} - 2\zeta^2 e^{-t_*/\zeta} \\ &\quad + \frac{1}{1-\zeta\beta} \{e^{\beta(1-t_*)} - e^{(\beta-t_*)/\zeta}\} & 1 \leq t_* \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (38)$$

一例 ($\beta = 0.4$) を図-6(b)に示す。

遅れ時間 dt/t_{pi} を求める式：

$$\exp\left\{\left(\beta - \frac{1}{\zeta}\right)\frac{dt}{t_{pi}}\right\} - \frac{\beta}{2+\beta-2\zeta\beta-2\zeta(1-\zeta\beta)(1-e^{-1/\zeta})} = 0 \dots\dots\dots (39)$$

低減率 r ：

$$r = \exp(-\beta dt/t_{pi}) \dots\dots\dots (40)$$

ここで、立上りの同じ ($n = 1$) 場合の図-7(a)および図-8(a)をみると、通減部を決める β の値の違いによる遅れ時間と低減率に与える影響は貯水池係数 ζ の広範囲にわたっている。また、両図から、流入曲線の通減が緩やかなほど (β が小さいほど) 遅れ時間と低減率が大きいことがわかる。ところで、低減率 r には次のような性質がある。即ち、 β が同じで dt/t_{pi} が大きいほど r は小さくなり、 dt/t_{pi} が同じで β が小さいほど r は大きいという性質である。しかし、上述の結果によると、 r に与える影響のうち、 dt/t_{pi} を介しての β の間接的な影響よりも、 β の直接的な影響の方がはるかに大きいといえる。

次に、図-7(b)と図-8(b)は、流入曲線の通減部が同じ ($\beta = 0.4$) で立上りのみ異なる場合の dt/t_{pi} と r を比較したものである。これらの図から、立上りが急なほど (n が大きいほど) 遅れ時間が大きくなり、従って、当然の結果として低減率が小さくなっていることがわかる。

なお、ダム地点でゲート操作によって生ずる定常波の諸特性に関する解析結果も得られており、実測値との比較も良好であるが、発表は別の機会に譲りたい。

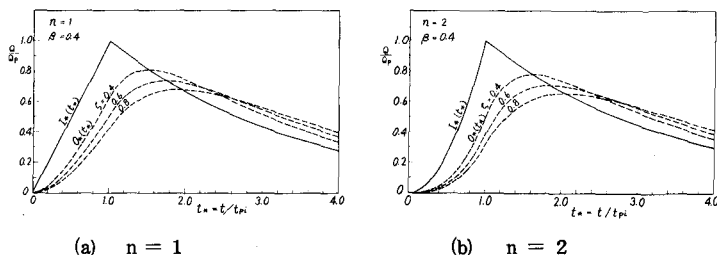
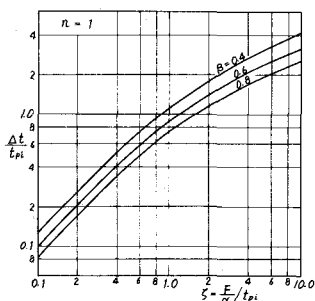
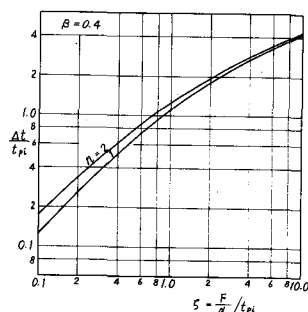


図-6 流入量と流出量

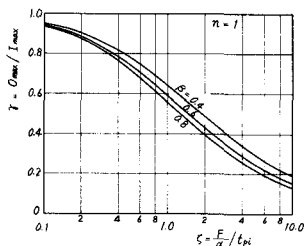


(a) $n = 1$

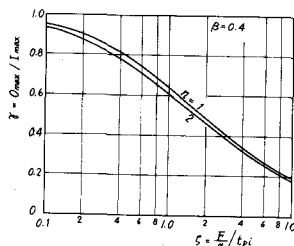


(b) $\beta = 0.4$

図-7 遅れ時間



(a) $n = 1$



(b) $\beta = 0.4$

図-8 低減率

付 記

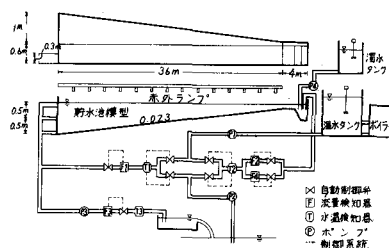
本研究で行った実験の概要を述べると以下のとおりである。

実験装置は付図-1に示した長さ40m、底面幅0.6m、底勾配0.023、左岸は底面に直角のガラス張り、右岸は底面に45度の角度をもつ三次元貯水池模型である。また、この装置では周期が6通りの任意プログラム設定器が付いており水理量はすべて自動制御でき、流入量曲線を任意に与えることができる。下流端越流幅は0.3mで、越流ゲートを最大水位(下流端水深1m)から0.1m下げたときの越流水深H(cm)と越流量Q(ℓ/s)との関係は付図-2のようである。この図から本研究の定義(21.b)による越流係数 α_{mean} を0.220(m²/s)とした。

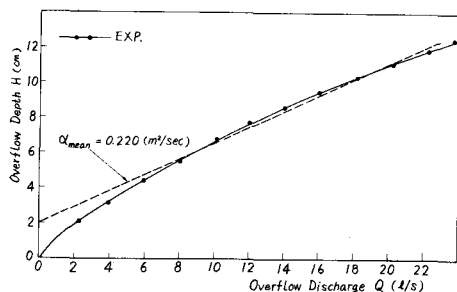
実験は流入量曲線を(24),(30.a)および(30.b)式で与え、このときの最大流入量を2.2(ℓ/s)、定常時流入量を2.2(ℓ/s)、ピーク流量発生時間 t_{pi} を2, 4, 6, 12分の4通りとした。越流量は測定した越流水深から付図-2の実験曲線を用いて求めた。貯水池表面積Fは最大水位のときの値42.7m²とした。

参 考 文 献

- 1) Gilcrest, B.R.: Engineering Hydraulics, edited by Hunter Rouse, John Wiley & Sons, 1949, pp.635-710.
- 2) 矢野勝正・芦田和男・高橋 保: 境界条件による洪水流の変形に関する研究, 第9回水理講演会, 1965年2月.
- 3) 林 泰造: 河川の不定流について, 水工学に関する夏期研修会講義集(A), 土木学会水理委員会, 1966年8月.
- 4) 秋元 保・丸岡 計: 貯水池内における洪水伝播の解析とダム放流操作に関する考察, 第12回水理講演会, 1968年2月.



付図-1 実験装置



付図-2 越流水深と越流量