

排水機場前池容量に関する基礎的研究

近森 秀高・角屋 睦

FUNDAMENTAL STUDY ON FRONT-POND SCALE OF PUMP STATION

By *Hidetaka* CHIKAMORI and *Mutsumi* KADOYA

Synopsis

How to estimate the optimum volume of the front-pond at a pump station is a fundamental but unresolved problem in the optimum design of drainage systems. The role of the front-pond to regulate the difference between the rates of inflow and outflow through pump station and to mitigate the intermittent pump operation, is being more important to cope with the increase of pumping capacity caused by urbanization or conversion of paddy field to upland field in a low-lying basin.

This paper deals with the optimal design of front-pond volume considering two components V_F and V_R . In which V_F is the maximum volume to be stored before pump operation, and V_R is the allowable maximum volume to be stored after pump operation. These volumes are discussed using mass-curves for inflow and outflow to propose a simple method under the condition of non-intermittent pump operation. This method is examined using hydrographs obtained by applying the mathematical models of kinematic wave for non-inundated area and dynamic wave for inundated area.

As the result, it has been proved that it is almost impossible to completely prevent intermittent pump operation for all hydrographs of various scales and the intermittent pump operation containing a proper rest time must be allowed.

1. ま え が き

都市の近郊では、水害危険度の高い低平地でも近年都市化の進展が著しく、それに対応するために排水機の大容量化が目立つようになってきた。一方、農地でも、昨今の社会的情勢の変化に伴って田畑輪換が進み、洪水時湛水時間の短縮のため従来よりも大容量の排水機が備えられるようになってきている。しかし、このような排水機の大容量化は、流出量、河川疎通能、排水機容量の間のアンバランスを招き、かなり激しい間欠運転を余儀なくされている地域もいくつか見られるようになってきている。

このような現象を軽減するためには、排水機場に導水された水を一時的に遊水させておく前池が必要であるが、その容量については、古くからその必要性が指摘されながらほとんど研究されておらず、経験的に決められているのが現状である。

ここでは、その適正容量決定の第一歩として、いくつかの一山波形降雨を想定して得られる排水機場への累加流入量曲線を基に前池容量を決定する方法を考案し、その妥当性をシミュレーション的に検討した結果について報告する。

2. 前池容量の計算法

2.1 前池容量の具備すべき条件

前池容量を決定するための基本的手法を考察するために、ここではとりあえず排水機容量 p_0 は一定、降雨開始時刻を時間原点 ($t=0$) として、排水機の間欠運転をさせない目標時間を T とする。すなわち Fig. 1 に示すように、時間 T の間では排水機の運転開始操作は（したがって停止操作もまた）高々1回に止めるものとする。この間における前池水位は (Fig. 1) 許容上下限水位内で変化し、必要とされる前池容量 V は次式で表される。

$$V = V_F + V_R \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 V_F : 前池で排水機の運転停止水位 (H_{stop}) から運転開始水位 (H_{act}) までに貯留される容積、 V_R : 運転開始水位から前池の上限水位 (H_{lim}) までの容積。これらの V_F , V_R は間欠運転はしない、前池水位は上限水位を越えないという条件から定められることになり、両者の和の最小値をいかに探索するかが課題である。

いま降雨開始時刻 ($t=0$) の前池の水位を H_0 、貯留量を V_0 とすると、多くの場合、 H_0 は排水機の運転開始水位 H_{act} 以下であり、 $t=0$ において $H_0 = H_{act}$ であることはほとんど考えられない。また、 $H_0 = H_{stop}$ のときの貯留量を $V=0$ と表現すると $0 \leq V_0 \leq V_F$ である。

また、時刻 t における前池への流入量を $q(t)$ 、累加流入量を $Q(t)$ 、排水量を $p(t)$ 、累加排水量を $P(t)$ とすると、排水機の運転開始時点では、

$$Q(t) + V_0 = V_F, \quad H(t) = H_{act} \quad \dots\dots\dots (2)$$

排水機運転中では、 $q > p$ ならば水位上昇、 $q < p$ となると水位は低下を始め、

$$Q(t) \leq P(t) \quad \text{になって} \quad H(t) \leq H_0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$Q(t) = P(t) - V_0 \quad \text{になると} \quad H(t) = H_{stop} \quad \dots\dots\dots (3)'$$

このときの t を t_s とする。したがって、少なくとも時間 T 以内では間欠運転をしないという条件では、

$$Q(T) - Q(t_s) \leq V_F \quad \dots\dots\dots (4)$$

あるいはこれを書き直すと、

$$Q(T) - V_F \leq P(T) - V_0 \quad \dots\dots\dots (4)'$$

ただし、排水機の運転時間を τ とすると、

$$P(T) \equiv P(t_s) = p_0 \tau \quad \dots\dots\dots (5)$$

である。また、

$$P_*(t) = P(t) - V_0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

を定義すると、間欠運転をしないという条件 (4) 式は、

$$Q(T) - V_F \leq P_*(T) \quad \dots\dots\dots (7)$$

となる。Fig. 2 はこれらの関係を示したものであるが、いまだ少し具体的に検討してみる。

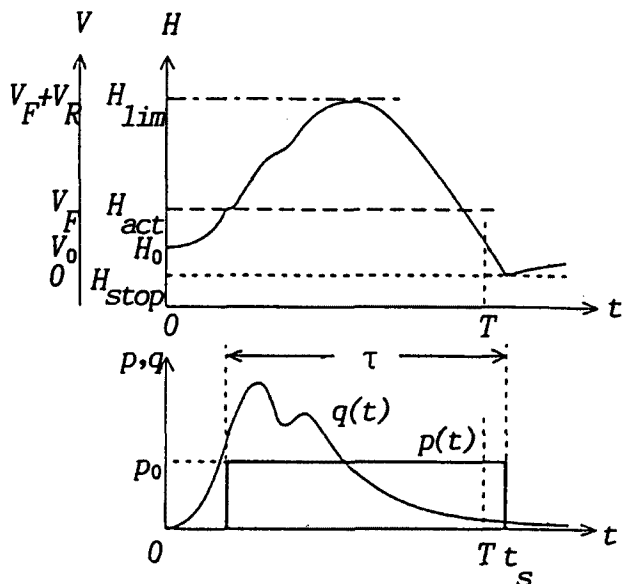


Fig. 1. Schematic illustration of hydrographs at a pump station, where H : water level, V : volume, p : outflow, and q : inflow.

2.2 排水機の運転開始条件

関数 $P_*(t)$ は、排水機停止時は t 軸に平行な直線、運転時は傾き p_0 の直線（直線 l_0 ）となる。降雨開始後、前池の水位が上昇して H_{act} に達し、排水機が運転を始めたとき、貯留量は V_F になっている。このことは Fig. 2 では $P_*(t)$ と $Q(t)$ の縦距が V_F になること、言い換えると、降雨開始直後、 t 軸に平行な直線で表される $P_*(t)$ と曲線 $Q(t) - V_F$ との交点が排水機運転開始時刻を意味する。

ここで次の二つの関数、

$$\left. \begin{aligned} F_Q(t) &= Q(t) - p_0 t \\ F_P(t) &= P_*(t) - p_0 t \end{aligned} \right\} \dots\dots (8)$$

を定義し、上述の関係をこの $F_Q(t)$ 、 $F_P(t)$ の関係で表すと、Fig. 3 のようになる。Fig. 3 で $F_P(t)$ は、排水機停止時は傾き $-p_0$ の直線で、運転時は t 軸に平行な直線になる。Fig. 2 で $P_*(t)$ は、 $t=0$ で $-V_F \leq P_*(0) \leq 0$ を出発する t 軸に平行な直線であったが、Fig. 3 では $t=0$ で $-V_F \leq F_P(0) \leq 0$ を出発する傾き $-p_0$ の直線になる。また、Fig. 3 で排水機が運転を始めることは、 $t=0$ から傾き $-p_0$ で出発した直線が曲線 $F_Q(t) - V_F$ に交わることにあたる。

2.3 排水機の連続運転を可能にするための条件

とりあえず、一度運転を始めた排水機が時間 T 内に停止しない、すなわち、時間 T 内に前池の水位が H_{stop} に達しない条件を考える。時刻 t に前池に貯留されている水量は $Q(t) - P_*(t)$ で表されるから、Fig. 2 では、時間 T 内に $Q(t)$ が $P_*(t)$ と交わらない、すなわち直線 l_0 は常に $Q(t)$ 以下でなければならない。ここで、 $Q(t) - V_F$ と t 軸が交わる点を t_1 として、同じことを Fig. 3 で考察する。曲線 $F_Q(t) - V_F$ と直線 $F = -p_0 t$ は $t=t_1$ で交わることになるが、排水機の運転は曲線 $F_Q(t) - V_F$ の $0 \leq t \leq t_1$ の部分から出発する t 軸に平行な直線によって表されるから、この直線が時間 T 内に $F_Q(t)$ を越えなければよい。この条件を満たすためには、この直線の出発点が $F_Q(t)$ の最小値よりも下にあ

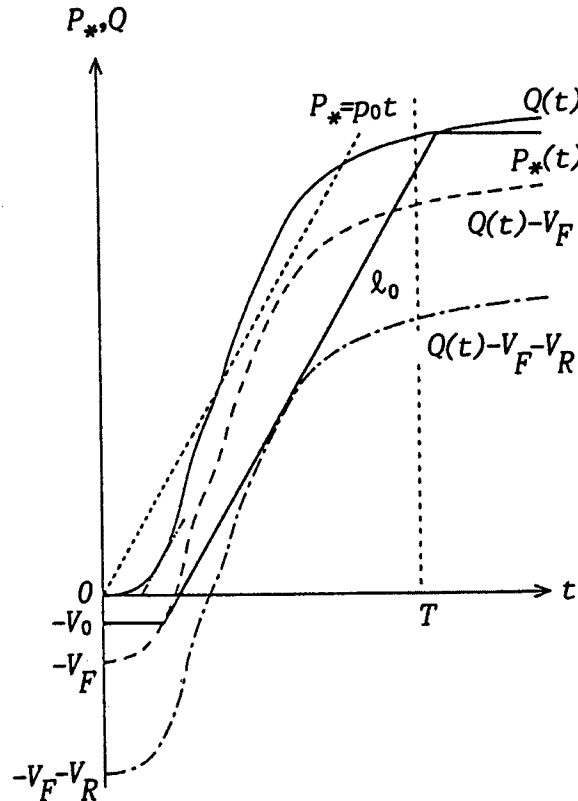


Fig. 2. Inflow and outflow mass-curves.

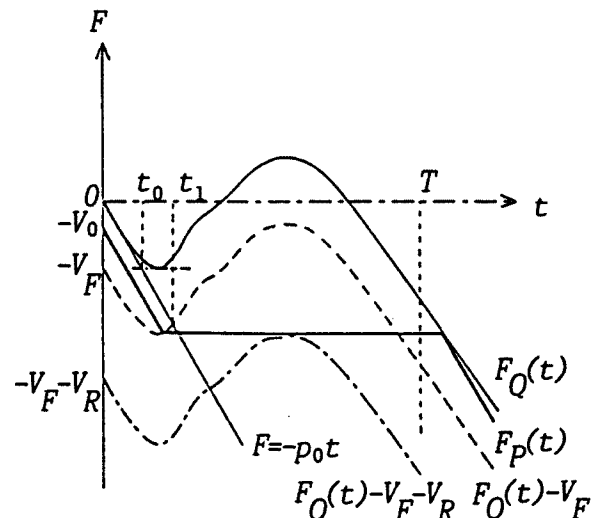


Fig. 3. Curves for $F_Q(t) = Q(t) - p_0 t$ and $F_P(t) = P_*(t) - p_0 t$, in which $Q(t)$: cummlated inflow, $P_*(t) = P(t) - V_0$, $P(t)$: cummlated outflow, and V_0 : initial storage in front-pond.

ればよい。これを式で表すと次のようになる。

$$F_Q(t) - V_F \leq F_{Qmin} \quad \text{for} \quad 0 \leq t \leq t_1 \quad \dots\dots\dots (9)$$

ただし, $F_{Qmin} = \min_{0 \leq t \leq T} F_Q(t)$

このときの t を t_{min} とする。

ところで, Fig. 3 で $F_Q(t)$ の最小点を通る t 軸に平行な直線と $F = -p_0 t$ との交点を t_0 とすると, $t \geq t_0$ で $F = -p_0 t$ は F_{Qmin} 以下であることから,

$$F_Q(t) - V_F \leq F_{Qmin} \quad \text{for} \quad t_0 \leq t \leq t_1 \quad \dots\dots\dots (10)$$

が常に成り立つ。したがって, (9), (10)式から排水機が時間 T 内に停止しないための条件は,

$$F_Q(t) - V_F \leq F_{Qmin} \quad \text{for} \quad 0 \leq t \leq t_0$$

よって, V_F が満たすべき条件は,

$$V_F \geq F_Q(t) - F_{Qmin} \quad \text{for} \quad 0 \leq t \leq t_0$$

すなわち,

$$V_F \geq \max_{0 \leq t \leq t_0} F_Q(t) - F_{Qmin} \quad \dots\dots\dots (11)$$

となる。

2.4 前池の水位が上限を越えないための条件

時間 T 内に前池の水位が上限を越えないためには, 前池貯留量が $V_F + V_R$ を越えないようにすればよい。これは Fig. 3 では $0 \leq t \leq t_1$ で曲線 $F_Q(t) - V_F$ 上を出発した t 軸に平行な直線が時間 T 内に曲線 $F_Q(t) - V_F - V_R$ より上にあることを意味する。これを式で表すと,

$$F_Q(t) - V_F \geq F_Q(s) - V_F - V_R \quad \text{for} \quad 0 \leq t \leq t_1, t \leq s \leq T \quad \dots\dots\dots (12)$$

(12) 式をさらに書き換えると,

$$F_Q(t) \geq F_Q(s) - V_R \quad \text{for} \quad 0 \leq t \leq t_1, t \leq s \leq T$$

$$\min_{0 \leq t \leq t_1} F_Q(t) \geq \max_{t \leq s \leq T} F_Q(s) - V_R$$

$$V_R \geq \max_{t_{min1} \leq s \leq T} F_Q(s) - F_Q(t_{min1}) \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\text{ただし, } 0 \leq t_{min1} \leq t_1 \text{ で } F_Q(t_{min1}) = \min_{0 \leq t \leq t_1} F_Q(t)$$

となる。

この (11), (13)式を用い, 排水機容量 p_0 と V_F , V_R との関係を求めることができる。

2.5 V_F , V_R の簡単な計算法

(11), (13)式の関係は, 排水機容量が一段階で, ハイドログラフが一山の場合, 次のように考えることができる。

まず, (11)式において, $0 \leq t \leq t_0$ で F_Q が最大になるのは $t = 0$ の時である。したがって (11)式は次のように書き換えることができる。

$$V_F = -\{F_Q(t_{min}) - F_Q(0)\}$$

$$= -\left\{ \left[\int_0^{t_{min}} q(t) dt - p_0 t_{min} \right] - \left[\int_0^0 q(t) dt - 0 \right] \right\}$$

$$= \int_0^{t_{min}} \{q(t) - p_0\} dt \quad \dots\dots\dots (14)$$

また, V_R について, (13)式は次のように書き換えられる。

$$V_R = F_Q(t_{max}) - F_Q(t_{min1})$$

$$= \int_{t_{\min 1}}^{t_{\max}} \{q(t) - p_0\} dt \dots\dots\dots (15)$$

ただし, $F_Q(t_{\max}) = \max_{t_{\min 1} \leq s \leq T} F_Q(s)$

この (14), (15) 式の関係から, ハイドログラフ上で V_F , V_R は Fig. 4 のようになる。

3. 水田流域からの流出と前池の必要容量

3.1 水田流域からの流出

前池容量の具体的計算法を考察するため, まず, Fig. 5 に示すような, 総面積 1.5 km² の水田地帯を考える。この流域は, 面積 10 ha, 欠口幅 12 m の水田 15 区画, 長さ 1000 m の支線排水路が 3 本と, 排水機場につながる長さ 2000 m の幹線排水路 1 本で構成されており, 水田は 1 本の支線排水路に 5 区画ずつつながっている。ここで, 水田 1 区画は, いくつかの水田と末端排水路からなる系を単純化したものを想定している。幹支線排水路の勾配はそれぞれ 1/5000, 1/2000, Manning の粗度係数は共に 0.03, 断面形は矩形で, ピーク流量を疎通する断面を持つものとする。

この流域に対して, 京都気象台の降雨データに Talbot 型降雨強度式を用いて作成した 10 年確率, 5 年確率の単峰型波形降雨を想定して 30 分単位の柱状図を作り, 流出量を計算する。この 10 年確率・5 年確率の降雨強度式は, それぞれ次式で表される¹⁾。

$$10\text{年確率: } i = \frac{210.9}{t+4.72}, \quad 5\text{年確率: } i = \frac{173.9}{t+4.72} \dots\dots\dots (16)$$

有効降雨の計算には京都南部巨椋低平地流域の累加雨量～累加保留量曲線を用いる。水田欠口から排水路への流出は, 完全越流と潜り越流の形態があるが, 前池容量の計算では, 常に完全越流であるとして後述の (20) 式を用いる。また, 排水路内での洪水伝播時間はほとんど無視でき, 水田からの流出は, すぐ前池に流入するものと仮定する。

3.2 排水シミュレーションの数理モデル

前池容量の計算では河道の洪水伝播時間を無視しているが, シミュレーションによる検討ではこれを考慮するため不定流計算を行う。

排水路内の不定流の計算には, 次の基礎式 (17), (18) 式を Leap-Frog 法で離散化した式を用いる。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \right) + g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} = 0 \dots\dots\dots (17)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (18)$$

ここに, Q : 河道流量, h : 水深, A : 流水断面積, R : 径深, n : Manning の粗度係数, z : 河床標高。

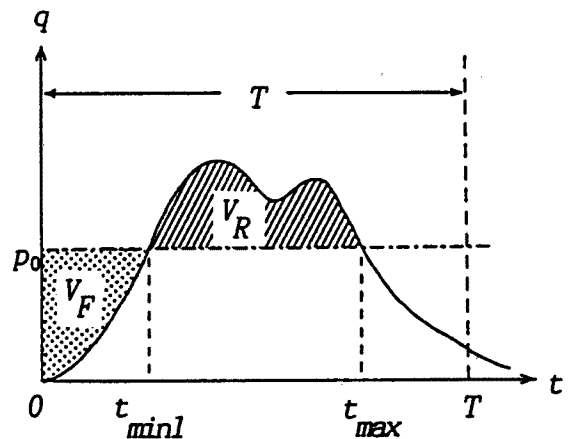


Fig. 4. Inflow hydrograph and front-pond volume $V = V_F + V_R$.

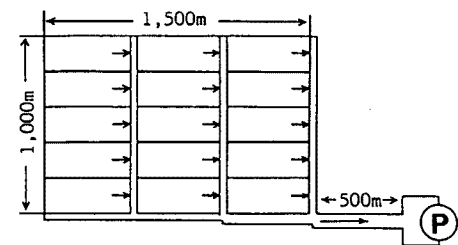


Fig. 5. A model of paddy fields.

また、水田から排水路への流入出は、次式を用いて計算する。

$$\frac{dh_s}{dt} = r_e - \frac{q_s}{A_s} \quad (19)$$

$h_c < h_s$ のとき

$$h_c \leq \frac{2}{3}h_s : q_s = C' h_s^{3/2}, C' = CB_s \sqrt{2g} \quad (20)$$

$$h_c > \frac{2}{3}h_s : q_s = C'' h_c \sqrt{h_s - h_o}, C'' = 2.6 C' \quad (21)$$

ここに h_o , h_s は、それぞれ堰頂から測った排水路、水田の水位、 A_s は水田の面積、 q_s は水田から排水路への流出量、 r_e は有効降雨、 B_s は堰幅、 C は越流係数である。

$h_c > h_s$ のときは、(20)、(21)式中の h_c , h_s が入れ代り、 q_s の符号は－になる。

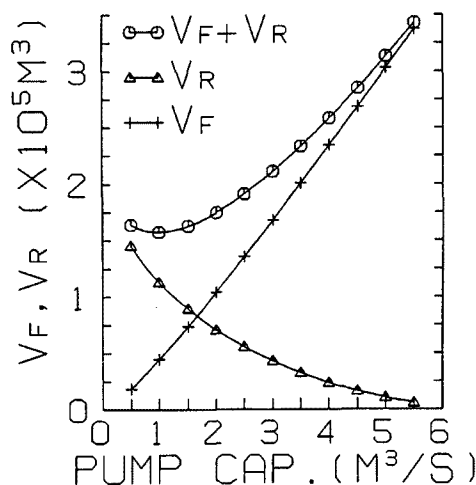


Fig. 6. The relation between pumping capacity and front-pond volume.

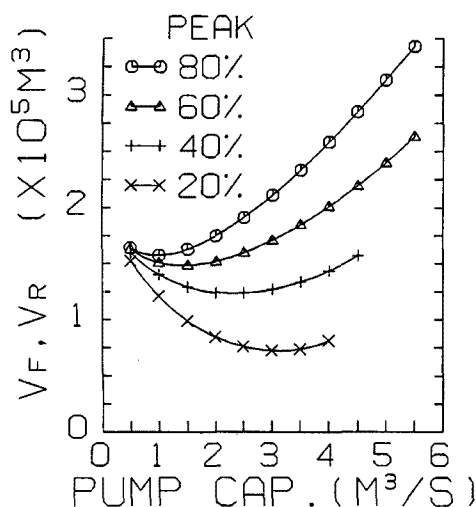


Fig. 7. Effects of the hyetograph shape on front-pond volume.

3.3 間欠運転を許容しない場合の前池容量と排水機の運転状況

(1) 排水機容量と前池容量

Fig. 5 の水田流域に 10 年確率の単峰型波形降雨を与えたときに、排水機が時間 T の間、間欠運転を起こさないような前池容量を求める。

いま、 $T = 48$ 時間としたときの 10 年確率後方主山型 (降雨継続時間 24 時間、ピーク位置 80%) に対する V_F , V_R の値を、種々の排水機容量について計算した結果を Fig. 6 に示す。この図は、排水機容量が増えるにしたがって、 V_F は増加、 V_R は減少すること、 $V = V_F + V_R$ が最小となる p_0 が存在することを示している。

(2) 降雨波形のピーク位置の変化と前池容量

10 年確率の単峰型波形降雨のピーク位置を変えて、水田からの流出量を計算し、 $T = 48$ 時間としたときの $V_F + V_R$ の変化を Fig. 7 に示す。これより、どのような p_0 に対しても、 $V_F + V_R$ は後方主山型波形降雨 (80%) の場合に最大になっている。そこで、排水機容量と前池容量にはこの後方主山型波形から得られた排水機容量 $p_0 = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ 、前池容量 $V_F = 44700 \text{ m}^3$, $V_R = 113000 \text{ m}^3$ を最適値とする。

(3) 10 年確率降雨に対する排水機の運転状況

Fig. 5 の水田流域に 10 年確率の単峰型波形降雨を与え、排水機の運転状況を考察する。

目標時間 T は 48 時間とし、排水機容量・前池容量は 3.3(2) における計算値を用いる。ここで、前池の上限水位を 2 m、排水機の運転停止水位 H_{stop} を 0.5 m とすると、 V_F , V_R の関係から、前池の面積は 105000 m^2 、排水機の運転開始水位は 0.93 m となる。

初期水位を変えてシミュレーションを行ったが、時間 T 内に、前池水位が最低になった場合と、最高になった場合

の水位ハイドログラフを Fig. 8 に示す。前池初期水位を運転開始水位に等しくとった場合、前池水位はもっとも低下した。このときの最低値は 0.53 m で、排水機の停止水位近くまで下がったが、排水機の間欠運転は起こらなかった。また、初期水位が 0.82 m のとき、前池の水位は最も上昇し、1.88 m となったが、上限水位を越すにはいたらなかった。また、ピーク位置が 20% に位置する、前方主山型波形降雨についても同様のシミュレーションを行ったが、前池水位は上限を越えることはなく、また、間欠運転も起こらなかった。

Fig. 8 の結果を見ると、前池水位の変動にはまだ余裕があり、前池の面積は、まだ小さくすることができるものと思われる。これは、水田からの流出水を排水機場へ導く排水路が、一部、前池の役割を果たしているためと考えられる。そこで、前池の水面積から、排水路内の水位が排水機の停止水位に等しいときの水面積を差し引き、同じように初期水位を変えてシミュレーションを行った。その結果、前池の水位が上限を越すことはなかったが、排水機が間欠運転を起こすケースが見られた。

この理由としては、次のようなことが考えられる。前池の計算では、水田からの流出水は、流出と同時に前池に流入するものと考え、排水路内での伝播時間は考慮しなかった。しかし実際は、排水路から前池への流入量のピークには遅れがあるはずである。水田から流入した洪水は、排水路を伝播することにより、ピークが遅れ、また、ピーク流量も減少するものと考えられる。Fig. 4 上で考えると、一山のハイドログラフについて、ピークが遅れることによって V_F は大きくなり、ピーク流量が小さくなることによって V_R は小さくなることが予想される。このため、排水路を前池の一部として考慮した場合、 V_R については問題がなくても、 V_F については過小に見積ってしまうことがあるのではないと思われる。

なお、ここでは、排水路内で前池容量の役割を果たす部分として、排水路内の水位が排水機の停止水位に等しいときの水面積を考えた。しかし排水路が受け持つ容量は、当然のことながら、排水路の疎通能力や降雨波形、排水機容量、排水機の運転状況などによって変わってくることが予想され、現時点では、この容量を定量的に評価することは難しい。治水安全上からも、前池容量の一部として排水路を見込むことは危険ではないかと考えられるため、本論文では、以後、前池の容量には排水路の容量を考慮しないことにする。

(4) 5 年確率降雨に対する排水機の運転状況

3.3(3) と同じ条件で、Fig. 5 の水田流域に 5 年確率の単峰型波形降雨を与え、排水機の運転状況を観察した。

その結果、初期水位が高い場合に排水機が間欠運転を起こすケースがみられた (Fig. 9)。

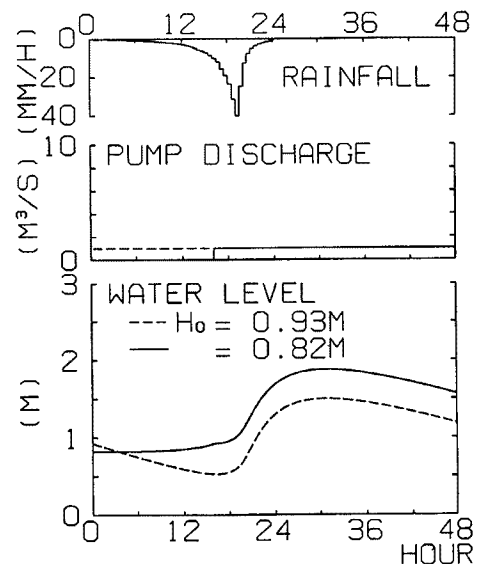


Fig. 8. Examples of water level hydrograph at the pump station.

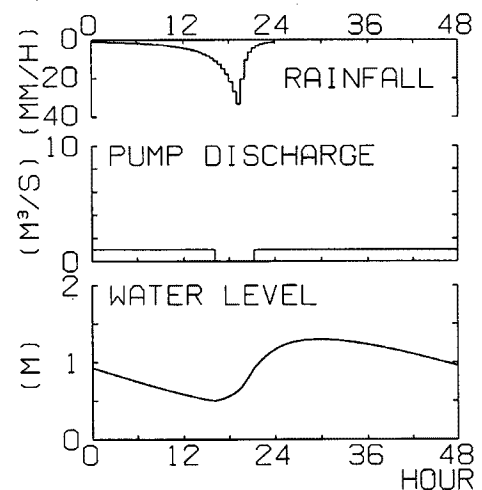


Fig. 9. An Example of water level hydrograph at the pump station. The case of 5 years return period.

3.4 間欠運転を許容する場合の前池容量と排水機の運転状況

3.3のように前池容量を設定した場合、排水機は、10年確率の単峰型降雨に対してはピーク位置に関わらず間欠運転を起こさなかったが、10年確率より小さい降雨（例えば、5年確率降雨）に対しては、初期水位によっては間欠運転を起こした。

また、3.3で設定した前池面積は約0.1 km²で、全流域面積1.5 km²の約1/15と、かなり大きい。前池容量を計算する際、Fig. 6を見ても分かるように、排水機容量を大きくして前池を小さくしようとしても、排水機容量の増加に伴う V_F の増加がかなり激しく、排水機容量をあまり大きくできない。

この V_F の激しい増加は、10年確率降雨に対して、排水機の間欠運転を認めないことによるものである。しかし、3.3(4)で5年確率の降雨に対して間欠運転が避けられなかったことから考えて、ある特定の降雨波形に対して、間欠運転を全く認めないのは非現実的であるし、また、無意味とも思われる。

そこで、排水機場の管理に支障をきたさない程度に間欠運転を許容することにし、前池容量を縮小することを試みる。

排水機の管理上、間欠運転で問題になるのは、間欠運転の間隔、すなわち、排水機が連続して運転、または停止できる時間である。そこで、前池への流入が0のとき、排水機が N 時間連続して運転できる V_F を設けることにする。すなわち、

$$V_F = 3600 \cdot N \cdot p_0 \quad \dots\dots\dots (22)$$

とする。 V_R には(13)式から計算される値を用いることにし、 $V_F + V_R$ が最小になる p_0 、 V_F 、 V_R を求めて、これを、与えられた流入量曲線と設定した連続運転可能時間 N に対する排水機、前池容量の適正規模と考えることにした。

10年確率の後方主山型波形降雨（ピーク位置80%）に対する水田からの流出について、排水機容量 p_0 と前池容量 $V_F + V_R$ との関係を求めた結果をFig. 10に示すが、 N を小さくすれば、前池容量をかなり小さくできることが分かる。

ここで設定すべき排水機の連続運転可能時間 N は、排水機の実操作に最低でも必要と考えられる時間を設定すればよいが、その具体的な値は排水機場の管理状況、排水機特性にも左右されることが考えられる。

ここでは、とりあえず $N=3$ とし、Fig. 5の水田流域について、10年確率後方主山型波形降雨について前池容量を計算したが、その結果、 $p_0 = 4.9$ m³/s、 $V_F = 52900$ m³、 $V_R = 11600$ m³となり、 $V_F + V_R$ は間欠運転を許容しなかった場合の約40%になっている。

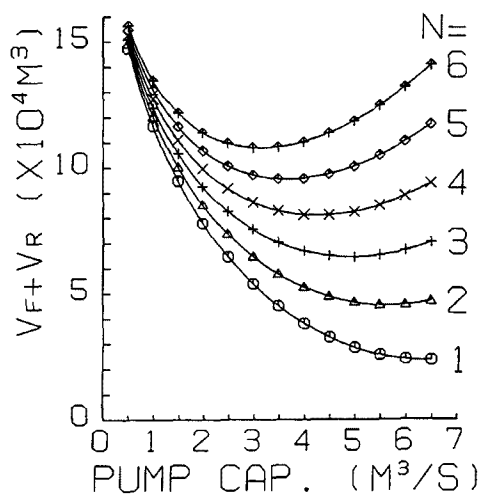


Fig. 10. Effects of pumpable duration on the relation between pumping capacity and front-pond volume.

これらの p_0 、 V_F 、 V_R を用いて排水シミュレーションを行ったが、排水機は10年確率・5年確率の単峰型波形降雨に対して、ピーク位置に関わらず、 N 時間以下の運転・停止を起こさなかった。

3.5 考 察

水田地帯の排水計画で、水田面上での湛水がある程度許容して、排水機容量をかなり小さくできる場合は、排水機の連続運転可能時間もある程度の長さが確保できるため、間欠運転はあまり問題にならない。Fig. 6, 10で言えば、排水機容量 p_0 は $V_F + V_R$ の最小値より左側の V_R が卓越する領域にあると考えられる。また、この方式のもとでは、前池容量として必要な V_F 、 V_R の一部は、水田面上の湛水によって確保されていると考えることもできる。しかし、畑作等の導入により、農地の湛水を認めず、排水機容量を従来よりも大きく取るようになると、 p_0 はFig. 6, 10の

$V_F + V_R$ の最小値より右側の V_F の卓越する領域になる。また出水時、前池容量の一部としての役割を果たしてきた田面貯留量も減少するため、前池として必要な貯留量が確保されず、排水機の間欠運転が問題になると考えられる。

次に前池容量について、Fig. 4 で V_R はハイドログラフの排水機容量を越える部分となるが、これは、遊水池の必要容量に関する従来の考え方と同じである。間欠運転の回避に必要な V_F についてはこれまで論じられたことはないが、(11)式によって求めた V_F に対して行った排水シミュレーションでは、単峰型降雨に対してピーク位置に関わらず間欠運転は起こらなかった。しかし、(11)式によって算出された V_F は、前池容量の計算に用いたものよりも規模の小さい降雨に対して間欠運転の回避を保証できない。しかもこの V_F は、排水機容量が大きくなると前池容量の中でかなりの割合を占めることになり (Fig. 6)、前池容量を過大評価してしまう原因ともなっている。

ここでは、 V_F の別の算定法として、間欠運転の制約条件に排水機の連続運転時間を考慮する方法について検討したが、(11)式に比べて前池容量はかなり減少した。これは、間欠運転の評価方法によって前池容量が大きく変わることを示しており、今後、間欠運転の評価そのものをさらに検討していく必要があると思われる。

4. 市街地流域からの流出と前池の必要容量

ここでは、水田流域が市街地化された場合、排水機や前池に必要な容量がどのように変化するかについて検討した。

4.1 市街地流域からの流出

Fig. 11 のような水田流域が市街地化された状態を想定し、この流域の排水計画を考えるにあたって必要となる前池容量の変化について考察する。この流域から排水路への流出は、Kinematic 流出モデルで計算し、排水路から前池・排水機場へいたる流出計算は、水田流域の場合と同じく不定流モデルを用いる。流域の都市化は、斜面の等価粗度の変化と、有効降雨の変化で表すことにする。等価粗度は、水田流域のとき 1.8、市街地化された後は 0.01 として計算する。また、有効雨量の算定には、3. の場合と同じく、京都南部巨椋低平地流域の累加雨量～累加保留量曲線を用いる。なお、市街地化された後の舗装率は 60% とした。

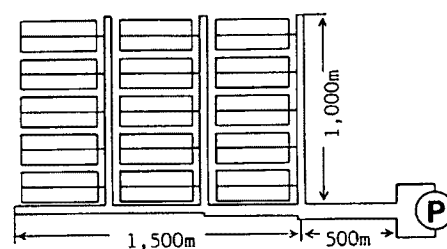


Fig. 11. A model of urbanization area.

4.2 前池の必要容量と排水機容量

前池容量の計算では、3. の水田流域の場合と同様に排水路内での伝播時間はほとんど無視できるものとし、15 区の市街地流域からの流出は、すぐ前池に流入するものとしてハイドログラフを求める。

10 年確率後方主山型の降雨波形に対して間欠運転を許容しないと、排水機容量と (11)、(13) 式によって求めた前池容量との関係を、水田流域の場合を Fig. 12(a)、市街地流域の場合を Fig. 12(b) に示す。水田流域でも市街地流域でも、排水機容量 p_0 が増えるにしたがって V_F は増加、 V_R は減少しており、 $V_F + V_R$ が最小となる p_0 が存在していることが分かる。両者を比較すると、市街地流域では、ピーク流量が大きくなるため V_R は大きくなるが、ピークが早くなるため V_F は減少している。このため、ピーク流量が大きくなるにも関わらず、同じ排水機容量に対して必要な前池容量は水田流域の場合よりも小さくなっている。

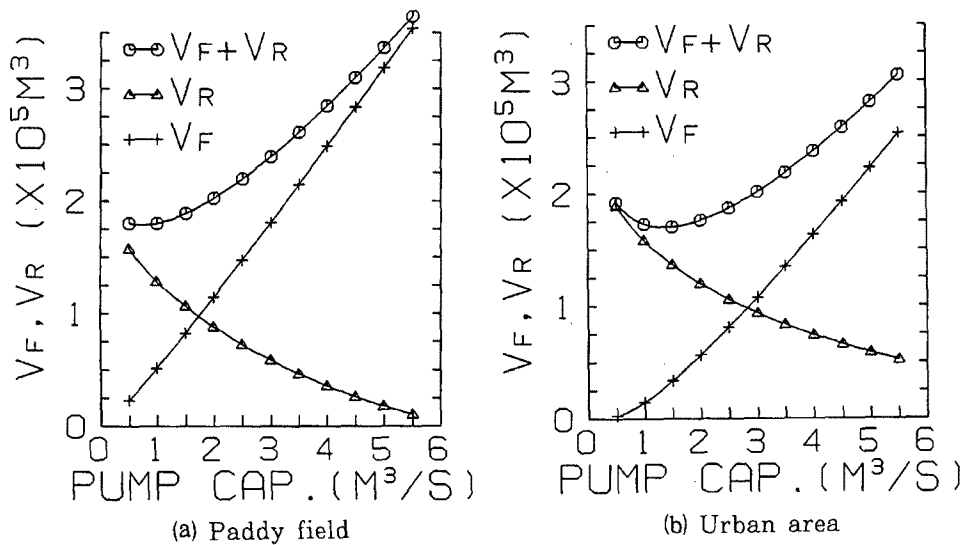


Fig. 12. Urbanization effects on the front-pond volume, when the value V_F is estimated by Eq. (11).

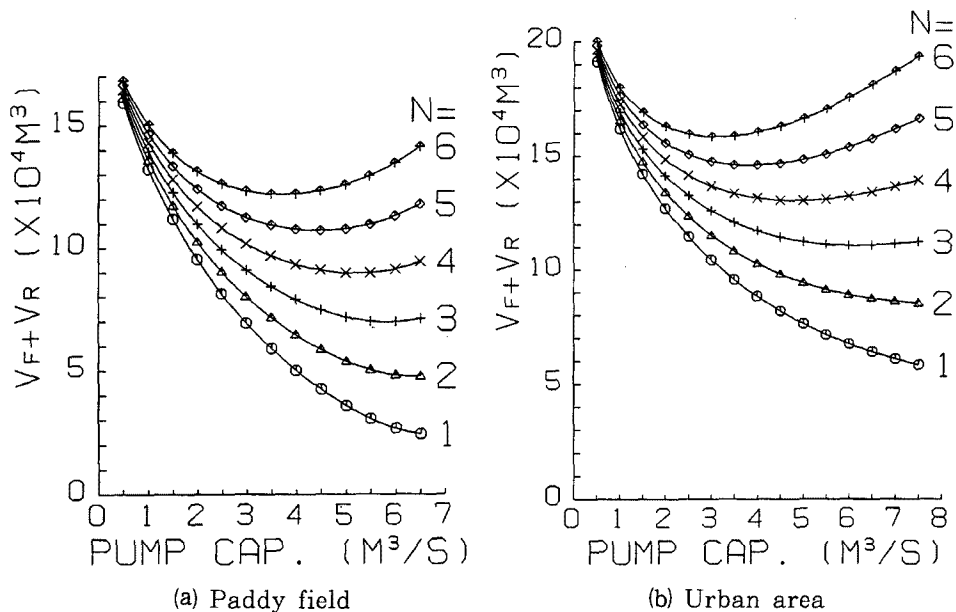


Fig. 13. Urbanization effects on the front-pond volume, when the value V_F is estimated by Eq. (24).

間欠運転をある程度許容して、排水機の連続運転可能時間を短縮した場合の排水機容量・連続運転可能時間に対する前池容量の変化を、水田流域の場合を Fig. 13(a)、市街地流域の場合を Fig. 13(b) に示す。この場合、市街地流域で必要な前池容量は、水田流域の場合に比べてかなり大きくなっており、間欠運転を許容しない場合とかなり異なった結果になっている。これは、 V_F に排水機の連続運転可能時間で制約を加える場合、 V_F の大きさは排水機容量の1次関数となるため、水田流域と市街地流域の場合とで変わらず、前池容量の大小には V_R の変化のみが影響するようになるためである。

このように、水田流域が市街地化された場合の前池の必要容量の増減は、間欠運転に対する二つの考え

方の間で全く逆の結果が得られた。両者を比較した場合、間欠運転をある程度認める方が現実的であるといえることから、水田流域が市街地化された場合、前池の必要容量は増えると考えてよさそうである。しかし、この二つの結果の相違は、間欠運転評価法の重要性を改めて示しているといえよう。

5. む す び

本論文では、排水計画において考慮されるべき前池容量の計算法について検討した。ここでは、ある降雨波形による流出に対し、

①排水機は、降雨開始時刻 ($t=0$) からある目標時間 ($t=T$) の間に一度も間欠運転しない、

②前池水位はこの時間 T 内に上限水位を越えない、

という条件を設定し、前池への累加流入量と累加排水量との関係から前池容量の計算を行った。単峰型波形降雨に対して、この計算法によって前池容量を求め、この前池を用いていくつかの排水シミュレーションを行ったが、排水機の運転状況は、計算に用いた降雨波形に対しては、与えられた条件を満足するが、中小規模の降雨に対しては、間欠運転は避けられなかった。また、この計算法で求められた前池容量は、かなり大きなものになり、実用上問題になるものと思われた。

この結果から考えて、前池容量の設定にあたっては間欠運転をある程度許容せざるを得ないと考えられる。間欠運転をどこまで許容するかについては、本論文では排水機の連続運転時間を、管理上問題とならない程度に確保するという考え方を採り、前池容量の大きさ、排水機の運転状況ともに満足のいく結果が得られた。この確保すべき連続運転時間は、排水機場の管理状況、排水機の運転特性、流域の流出特性などによって変わってくるはずであり、この設定法については今後の検討課題である。

また、間欠運転の許容基準としても、例えば、ピーク付近での間欠運転の回数を制限する、あるいは、目標時間 T をもっと短くとして、その期間内の間欠運転を許容しない等、連続運転時間以外を基準にとる方法も考えられる。これらの中からどれを選ばよいかについては、やはり、各排水機場の事情によって変わってくるものと思われ、今後検討を進めて行きたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水(5) —出水規模を考慮した洪水対策試案一、京大防災研究所年報、第25号B-2、1982、pp.269-285.