

低平地における内水流出解析に関する一研究

STUDY ON RUNOFF ANALYSIS IN LOW-LYING LAND

鈴木正勝*・西畑勇夫**
By Masakatu Suzuki and Isao Nishihata

1. 緒言

一般に、新しく開発された低平地における排水系統は、網目をなす末端排水路の水を主要排水路に集めて流下させている。とくに、低平地では土地が平坦であるため、流域に降った雨水はすぐには排水路に流出せず、流域内に一時貯留された後、かなりの時間遅れて主要排水路に流出してくる。さらに、排水路が自然的なものであっても、人工的なものであっても、低平地ではこう配が小さく、よほど通水断面が大きくない限り一般に疎通能力はあまり大きくない。したがって、外水位の上昇あるいは上流からの流出水にともなう湛水によって、主要排水路の水位が下流部で上昇すると、その背水の影響は主要排水路上流部へ、さらに末端の排水路網にまでおよび、いわゆる湛水現象が流域の下流部の相当の面積にわたって生ずるようになる。とくに極端な低平地においては、相当量の降雨があっても、主要排水路の水位が下がらぬ限り、雨水は流域一帯に貯留されてほとんど流出をみない。

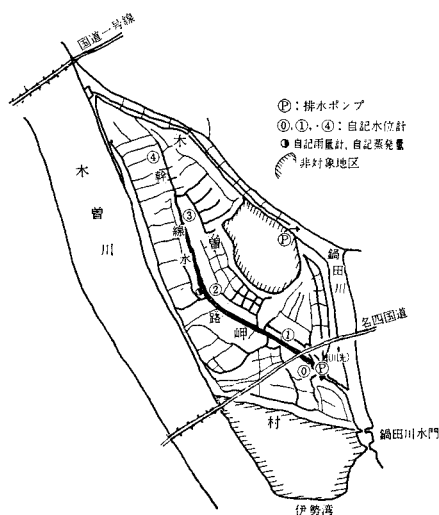
以上のように、低平地における流出の特徴^{1),2)}は、湛水現象とそれによる流出機構の変化にあるものと考えられ、低平地での流出解析には、かかる諸特性を十分考慮せねばならない。しかしながら、従来の内水流出の解析研究^{2),3),4),5),6)}に用いられてきた方法の多くは、下流端の条件が必ずしも低平地に適合せず、貯留湛水の変化についての吟味も十分とはいえない。

本研究では、対象流域に極端な低平地である木曾岬村(三重県)を選び、その内水流出を従来の方法の一つである特性曲線法⁷⁾によって解析を試み、その結果の問題点をあげ、ついで、現象論的に低平地での流出状況を検討し、その特性を考慮して、タンクモデルによる解析を行なった。この方法で得た一応の成果は、低平地にお

る内水流出解析法を確立するうえで一つの指針となるであろう。

2. 対象流域の概要

対象とした流域は、木曾川河口部左岸に、木曾川と鍋田川とに囲まれた輪中地木曾岬村である。流域はおおむね平坦で、宅地、道路など一部の高地を除いては、その標高は T.P. $-1.0\text{m} \sim -1.2\text{m}$ で、流域のほとんどを水田が占める低湿地帯であり、排水は全くポンプに依存している。



図一 流域の概要図

流域内の排水系統は、北部と南部に大別され、北部の排水面積は全体の76%を占め、これを2カ所の排水設備で排水している。流出解析の対象区域はこの北部の主要部分を占め、その排水面積は 5.522km^2 である。

図一にみるように、この流域のほぼ中央に主要排水路(以下、幹線水路とよぶ)が南北に走り、これにいくつかの小排水路が注いでいる。幹線水路の上流端は鍋田

* 正会員 工修 (株)間組 技術局

** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学教室

川に通ずる水路に接続しているが、毎年しろかき期（4～5月）以外ではしゃ断されて、幹線水路へ鍋田川から水が流入することはない。したがって対象流域は一つの孤立した流域と考えられる。

幹線水路の下流端（川先地区）には3台の排水ポンプ（200 IP 1台、250 IP 2台、いずれも平均排水量 2.3 m³/sec）が設置され、域内の雨水を鍋田川に通ずる水路に排水している。

域内の雨水は上記の排水ポンプによって排水されるが、流域が平坦であり、水路こう配も小さく、水路の整備も不十分（水路のり面などに葎が繁茂している）であるため、その疎通能力は小さく、したがって田面から幹線水路への流出量がポンプ排水におよばず、連続したポンプ排水は不可能で、断続的に作動している現状である。

3. 観測資料とその整理

(1) 観測資料の概要

図-1 に示したように、幹線水路の下流より…、①、②、③、④の5地点に自記水位計および量水標を設置して水位観測を行なった。各水位計間距離は①～②：448 m、①～③：1 265 m、②～③：979 m、③～④：977 m である。

流域内の雨量、蒸発量および幹線水路の水位の観測は、昭和39年7月から同40年11月まで連続して毎時間観測されたが、本研究では、そのうちの各資料がよく整っている昭和40年7、8、9月のものを用いた。そのほか、幹線水路で流速測定も行なったが、10 cm/sec 以下の微流速であるため信頼しうる結果が得られなかった。なお、水位についても水面こう配が1/3 000～1/20 000で、観測誤差が大きく影響する。

(2) 観測資料の整理（水位記録からの流出量の算定方法）

対象流域からの流出量、すなわち、田面域から幹線水路への流出量を算定するにはつぎのようにした。

ポンプを作動させた場合の幹線水路最下流点（③地点）と上流点（④地点）での水位変化の時間的遅れは1～1.5時間程度であり、その時の最大水面こう配は1/6 000程度で、河床こう配（1/4 500）より小さいので、幹線水路を貯水池として扱い、小排水路を通じて田面域から幹線水路への流出量（以下、田面流出量とよぶ）を、毎時間の観測資料からつぎのようにして求めた。

いま、 t 時における①、 $(j+1)$ 地点での幹線水路の水位、および水面幅をそれぞれ $H_j(t)$ 、 $H_{j+1}(t)$ 、 $B_j(t)$ 、

$B_{j+1}(t)$ 、また $(t+1)$ 時におけるそれらの値をそれぞれ $H_j(t+1)$ 、 $H_{j+1}(t+1)$ 、 $B_j(t+1)$ 、 $B_{j+1}(t+1)$ とし、①～① $(j+1)$ 間の距離を l_j とすれば、 $(t) \sim (t+1)$ の1時間に貯留される量 ΔS_j は

$$\Delta S_j = \left[\frac{\{H_j(t+1) - H_j(t)\} \cdot \{B_j(t+1) + B_j(t)\}}{2} + \frac{\{H_{j+1}(t+1) - H_{j+1}(t)\} \cdot \{B_{j+1}(t+1) + B_{j+1}(t)\}}{2} \right] \times \frac{l_j}{2} \dots\dots\dots (1)$$

である。

したがって、 $(t) \sim (t+1)$ 間のポンプ排水量を P_t とすれば、この1時間に幹線水路（ただし、図-1において、④地点より上流は田面域と考える。以下同様とする）に貯留される量 S_t は

$$\text{ポンプ停止時：} S_t = \sum_{j=0}^3 \Delta S_j \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{ポンプ運転時：} S_t = P_t + \sum_{j=0}^3 \Delta S_j \dots\dots\dots (3)$$

である。ただし、 P_t は④地点の水位 $H_0(t)$ と $H_0(t+1)$ の平均を用いて、ポンプの特性曲線より求めた。

4. 特性曲線法による内水流出の解析とその問題点

従来より、内水流出解析にも特性曲線法⁷⁾、単位図法⁸⁾、貯留関数法⁹⁾などが用いられてきている。

本章においては、特性曲線法^{8)、10)}によって木曾岬村の内水流出解析を行ない、この方法を低平地の内水流出解析に用いる場合の問題点を具体的に指摘するとともに、解析上考慮すべき諸点を明らかにしようと思う。

(1) 特性曲線法

末石⁷⁾らの示した実用法では、一般断面流路において、横からの流入量があっても、それが、雨水の場合は、雨水の運動におよぼす影響は小さく、流れは等流に近く Manning の抵抗則にしたがうものとして、運動および連続の方程式をつぎのように表わした。

$$A = K \cdot Q^P \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $P=3/(2 \cdot Z+3)$ 、 $K=(n/\sqrt{\sin \theta} \cdot K_1^{2/3})^P$ 、 n ：Manning の粗度係数、 A 、 Q ：流積（m²）および流量（m³/sec）、 $\sin \theta$ ：流路こう配、 K_1 、 Z ：径深 R を $R=K_1 \cdot A^Z$ とおいた場合の定数、 q ：流路への横流入量（m³/sec）

式(4)、式(5)より得られる特性方程式は

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dA/dQ} = \frac{dt}{P \cdot K \cdot Q^{P-1}} = \frac{dQ}{q} \dots\dots\dots (6)$$

である。これより同時に満足されるべき3つの方程式は

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q^{1-P}}{P \cdot K} \text{ 上において}$$

$$q \cdot dt = P \cdot K \cdot Q^{P-1} \cdot dQ \dots\dots\dots(6.1)$$

$$q \cdot dx = dQ \dots\dots\dots(6.2)$$

である。

したがって、流下距離 $x=0$ 、流下時間 $t=0$ より出発する特性曲線は式 (6.1) より、 $q \cdot t = K \cdot Q^P$ 、または

$$\log t = \log K - \log q + P \cdot \log Q \dots\dots\dots(7)$$

式 (6.2) より、 $q \cdot x = Q = K \cdot Q^P \cdot x/t$ 、または

$$\log t = \log K + \log x + (P-1) \log Q \dots\dots\dots(8)$$

である。

横流入量 $q=0$ の場合は、特性曲線 $dx/dt = Q^{1-P}/P \cdot K$ 上において、 $A = \text{const}$ 、 $Q = \text{const}$ 。したがって、 $x = Q^{1-P} \cdot t / P \cdot K$ または

$$\log t = \log K + \log x + \log P + (P-1) \log Q \dots\dots\dots(9)$$

となる。

水路における式 (4) の定数 P, K が定まれば両対数紙上において、式 (7) は横流入量 q をパラメーターとするこう配 P の直線であり、式 (8) は流下距離 x をパラメーターとする、こう配 $(P-1)$ の直線である。したがって横流入量 q を与えれば、この両対数紙上で水路の懸案地点 $x=L$ における流量 Q とその時刻を求めることができる。また、流下途中で $q=0$ になる場合はその地点の Q を式 (9) に代入すれば、流下時間 t と x との関係が求められる。

(2) 流域のモデル化と諸水理量

前節の方法を木曾岬村に適用するためには、まず流域の形状、水路断面とこのこう配および流路延長を定め、さらに P, K, n などの諸水理量を定めて、水路への横流入量を与えねばならない。

対象流域はよく区画整理され(図-1 参照)、さらに幹線水路は流域のほぼ中央を走っている。また、この対象流域の中には宅地、道路あるいは若干の畑地なども含まれているが、それらの占有面積は小さく、またそれら高地、畑地に降った雨水は直接小排水路へ流出するか、あるいは、いったん、水田へ流出した後、小排水路へ流出すると考えられるので、対象流域はすべて水田および水路であるとみなした。

以上のような現状と、一様性を考慮して、対象流域をつぎのように区画モデル化した。

(i) 幹線水路の延長は 3660 m (⑩~④間) とする。

(ii) 幹線水路の両側に等間隔に 1本ずつ、最上流に 1本、計 13 本の主要小排水路(以下二次水路とよぶ)

が流入し、各 1本の延長は 1396 m とする。

(iii) 上記二次水路 1本の両側に 115 m 間隔で末端小排水路(以下一次水路とよぶ)が計 24 本流入し、その 1本の長さは 147.9 m、その支配田面積は 17008.5 m² とする。

(iv) 排水路の断面は、おおそ台形形であるが、夏期には植物が繁茂し、その通水断面はかなり小さい。したがって、ここでは近似的に図-2 に示すような長方形断面を仮定した。こう配は実測値である。

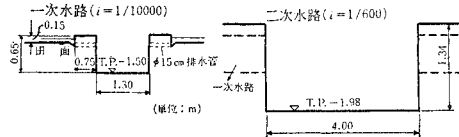


図-2 小排水路の断面とこう配

(v) 田面から一次水路への流出は排水管およびあぜ浸透であり、排水管の大部分は図-2 に示したような構造である。この排水管は、現地では田面積 1000~1500 m² に 1個の割合で存在するが、その多くは人為的もしくは自然的に泥土で埋まり、中には破壊しているものも多い。したがって、本研究では、田面積 20000 m² につき径 15 cm の排水管(流量係数 $C=0.25$ と仮定)が、図-2 に示した位置に 1個存在するものとして、次式によってその流出量 q_0 を算出した。

$$q_0 = C' \cdot a_0 \sqrt{2g(h+0.075)} = 0.0194(h+0.075)^{1/2} (\text{m}^3/\text{sec}) \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 C' : 排水管の流量係数(=0.25)

a_0 : 排水管断面積 (m²)

h : 田面湛水深 (m)

これを支配田面積 20000 m² の 1時間あたりの湛水深の変化で表わせば、

$$q_0 = 0.0194(h+0.075)^{1/2} \times \frac{3600 \times 1000}{20000} = 3.528(h+0.075)^{1/2} (\text{mm}/\text{hr}) \dots\dots\dots(11)$$

となる。

あぜ浸透におよぼす一次水路水位、田面湛水位の影響を無視すれば、あぜ浸透量 q_s は

$$q_s = a' \cdot K' \cdot I = 1.792 \cdot a' \times 10^{-5} (\text{m}^3/\text{sec}) \dots\dots(12)$$

となる。

ここに、 a' : 浸透面積 (m²) で、田面水深 (m) × 幅 (m) と考えている。

K' : 透水係数 (=5.6 × 10⁻⁵; 調査による)

I : 浸透こう配 (=0.32; 仮定)

これを一次水路単位長 (m) 当りの田面湛水深に換算すれば

$$q_s = 1.792 \cdot a' \times 10^{-5} \times \frac{3600 \times 1000}{57.5} = 1.120 \cdot a' (\text{mm}/\text{hr} \cdot \text{m}) \dots\dots\dots(13)$$

となる。

(vi) 水理量 n, P, K の決定

(a) n : 各水路とも、その流速は非常に小さく、その正確な値を測定することは困難であったので、これらの粗度係数はつぎのように推定した。

$$\text{Manning 式 } n = \frac{A}{Q}$$

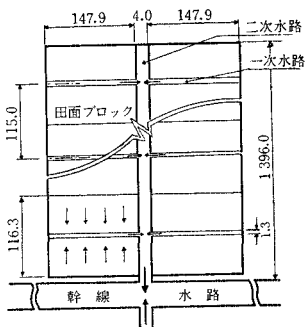


図-3 流域区画モデルの概略図

$R^{2/3} \cdot i^{1/2}$ より n を求めるため、 Q にはポンプ作動時の実田面流出量を幹線水路水位計地点の集水面積であん分したものをを用いた。 R および A には、各水位観測地点における幹線水路の径深および流積を採用し、 i としては、各水位観測点の上下流の水位観測点間の水面こう配を用いた。ただし、④地点での i は③~④間の水面こう配を代用した。

以上により、いくつかの n を計算し、一次水路の粗度係数 n_1 には、水路状態が比較的よく似ている④地点での n の平均値を、二次水路の n_2 には、①~④地点で求めた n の平均値をそのまま用いることにした。その値は $n_1=0.508, n_2=0.271$ である。

(b) P, K : 上記の n_1, n_2 を用い、Manning 式において、 Q, A を種々に変えて図上検定によって P, K を求めた。

一次水路 : $K_1=1.405, P_1=0.700$

二次水路 : $K_2=0.797, P_2=0.630$

(3) 流出有効雨量と一次水路への横流入量の算定

対象とした流域では、降雨のほとんどが一時的に田面に貯留されるので、降雨開始前と排水機による排水作業終了後で、幹線水路の水位が一致する期間における累加降雨量と累加ポンプ排水量との差を無効雨量として図示したものが図-4である。図-4により有効降雨量を推定することとした。

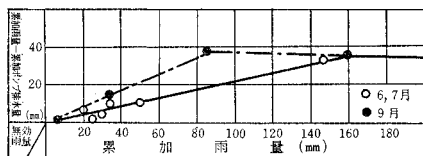


図-4 無効雨量図

この流出有効雨量は、あぜ浸透と排水管により一次水路に流出するが、任田³⁾も指摘するように、田面湛水位と合じ水位の一次水路の通水量以上にはならず、これを超過する場合には田面上に貯留湛水されるものとして、物部法¹¹⁾によって、田面から一次水路への横流入量を算

定する。

すなわち、流出有効雨量の時間的変化は、田面湛水量の変化と一次水路への流出量の時間的変化の和に等しい。それぞれの量を田面湛水深に換算したものをを用いるとつぎのようである。

$$r_e \cdot dt = dV + O \cdot dt \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 r_e : 流出有効雨量 (mm/hr)

V : 田面湛水深 (mm)

O : 田面から一次水路への流出量 (mm/hr)

式 (14) を t_1 から t_2 まで積分すれば

$$\int_{t_1}^{t_2} r_e \cdot dt - (V_2 - V_1) = \int_{t_1}^{t_2} O \cdot dt \dots\dots\dots(15)$$

$dt=1 \text{ hour}$ として上式を差分表示すれば

$$V_1 - \frac{O_1}{2} + r_{e1-2} = V_2 + \frac{O_2}{2} \dots\dots\dots(16)$$

となる。この関係は図-5のようにして図式解法によって解くことができ、一次水路の横流入量が各時刻について求められる。

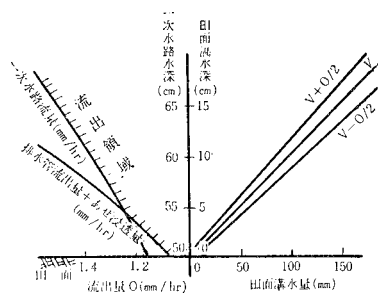


図-5 雨水流出量算定図

二次水路の横流入量としては、一次水路からの流入量を、田面ブロックの二次水路に沿う長さで除して、これを単位長当りの横流入量とした。

(4) 結果とその考察

一次水路、二次水路の横流入量が各水路の水流の運動におよぼす影響は小さく、各水路での流れは等流に近いものとして、図-3の区画モデルにおいて、前節までに述べた方法により、田面域の雨水の流出を二次水路下端まで追跡し、幹線水路全体に田面域から流出してくる

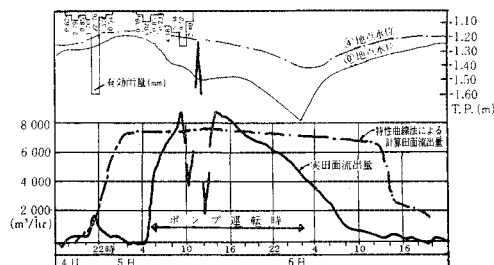


図-6 特性曲線法による計算結果

量を求めた。

図-6 は、昭和 40 年 7 月 4 日～5 日の降雨に適用して得た計算結果である。

図-6 から明らかなように、田面雨水の流出は最初の強い雨によってうながされ、一次水路の通水能力までは割合に急上昇するが、その後は降雨があっても田面に貯留され、流出量は緩やかな変化をたどり、田面の湛水位が小さくなると急激に減少している。この理由は、解析方法が田面の水深の変化を重視し、排水路に出た雨水の運動が Manning の抵抗則のみにしたが、湛水による影響を考慮しない方程式を使用したことにあるといえる。したがって解析計算による流出量が幹線水路の水位、すなわちポンプの作動に関係がないような結果となる。

また、観測値から算出した流出総量と、上記解析による流出総量の相違は、前者が一次、二次水路内の貯留量を流出量から除外しているのに対し、後者はこの部分の貯留量も流出量に加わるためと思われ、実際はポンプ運転をくり返すことによって流出を促している。したがって流出曲線は初期と減衰部において大きく相違し、水田表面および平坦水路における微流速運動に対して、上記の基礎方程式が不十分であると考えざるを得ない。また計算に用いた諸水理量および流域モデルの決定法にも問題があるといえよう。

ただし、ポンプ排水の初期で各排水路の流れがいっせいに発生する時点では、上記の特性曲線法に仮定する条件に近いいためか、その流出が比較的实际の流出に近似していることが認められよう。

実際の田面からの流出は流域にかなりの降雨があっても、幹線水路の水位が下がらなければほとんど流出せず、ポンプが運転されてはじめて本格的な流出を見る。ポンプを停止すると幹線水路の水位は復元しはじめるが、その復元とともに流出量は減少し、やがて停止する。一方、図-6 に見られるように、田面流出量は、幹線水路の水位が下がればそれだけ多く流出するというものでもない。これは田面の貯留水の流出機構の問題と小排水路の摩擦抵抗ならびに、交差点における水流のかく乱現象など、流出を制御する作用が働いていることが考えられる。

しかしながら、流域の一様性を考えれば、この差異の大きな要素は、田面貯留水の流出機構および小排水路内の貯留水の扱い方、および下流部の湛水による背水の影響にあると推定され、これらを基礎方程式としてどのように表現し、扱うかが問題である。

5. タンク モデルによる内水流出解析

前章 4.(4) において述べたように、低平地における

流出解析では、外水位あるいは下流水位の上流におよぼす影響、さらに田面あるいは小排水路内での貯留の効果を無視しては実際の流出の解明ができない場合のあることを指摘した。

本章では、流域からの流出を現象論的立場から検討するため、田面、小排水路などにおける貯留の効果および下流水位の条件をも含む流出解析の方法として、流域を水位差によって水が移動する単純なタンクモデルに置き換えて内水流出の解析を試みた。これは、内水流出の運動機構を直接扱うものではないが、内水の流出成分の実態を明らかにしようとするものである。

(1) 流域のモデル化と諸水理量

図-7 は、木曾岬村における通常の降雨時のポンプ作動による典型的な田面流出量を、幹線水路の平均水位(①～④地点の水位の平均)と合せて示したものである。

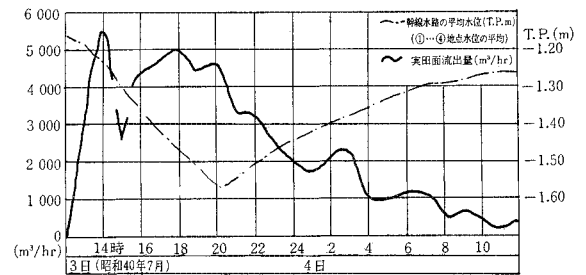


図-7 木曾岬村における典型的なハイドログラフ

この図によれば、ポンプが運転されて幹線水路の水位が下がり始めると、ただちに本格的な流出をみ、その後はポンプ作動によって幹線水路の水位が低下しても、流出は一定あるいはむしろ減少している。この事実はつぎのように考えられる。すなわち、幹線水路水位の低下の初期においては、幹線水路下流域で、しかも湛水が比較的大きな田面からの雨水、あるいは小排水路に貯留されている雨水の一部など、比較的流出しやすい成分が流出してくる。これは、とくに流域の下流部が輪中堤防などの構造物によってシャ断されて生じた湛水の区域では顕著にみられる。その後、さらに幹線水路の水位が低下すると、田面から小排水路に流入した雨水は小排水路の抵抗に影響されて遅滞しながら幹線水路へ流出してくるものと考えられる。一方、幹線水路の水位が上昇し始めると、図-7 にも見られるように、さらに田面流出量は減少し、幹線水路の水位の上昇にもなって低減し、やがて事実上停止している。これは、幹線水路水位の上昇とともに、その水位の影響が小排水路を通じて上流田面にまでおよび、それによって小排水路での流れはいちだんと緩慢になり、田面および小排水路においてかなりの湛水現象が生ずるためであろう。

以上の諸点を考慮し、さらに 4.(2) に記したように、この対象流域は水路と田面から成るものとし、小排水路網の水路面積と、幹線水路の支水路と考えられる水路（図-1 に太線で示した水路）および幹線水路下流域の比較的湛水の大きい区域の面積を推定し、それぞれを 1 つのタンクと考慮してモデル化する。さらに現地測量の結果を参照して、実情に合うように各タンクから幹線水路へ、あるいは田面域から各タンクへと雨水を供給する経路、その構造と断面、その他諸水理量を決定した。

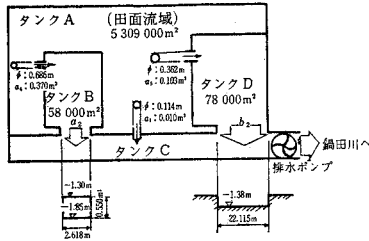


図-8.1 流域の区画モデル

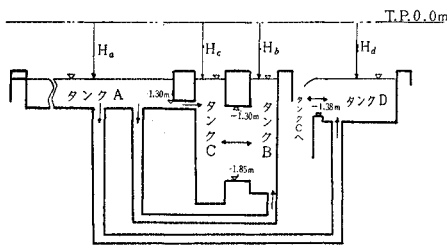


図-8.2 流域のタンクモデル

図-8.1 にこの流域の区画モデルを、図-8.2 にそのタンクモデルを示す。

各タンク間の雨水の移動はオリフィスまたはせきを通して行なわれるが、その係数はつぎのように仮定した。

- オリフィス、および潜りぜきの場合：

$$\text{流量係数 } C = 0.610$$
- 完全越流ぜきの場合：完全越流係数 $m = 0.235$

つぎに、各タンクの流出におよぼす役割について述べる。

タンク A：流域の大部分を占める田面域であり、他のタンクの雨水の供給源である。

タンク B：タンク A とはオリフィスを通じて連結され、小排水路群を代表するものである。ポンプが運転される初期の段階においては、タンク D とともに本格的な流出をタンク C（幹線水路）に与える。タンク C の水位がさらに低下した場合は、タンク A からの雨水をいったんここに受け入れ、貯留した後タンク C へ流出する。ポンプが停止されて、タンク C の水位が上昇してゆく段階になると、タンク A からの雨水をここでかなり顕著に貯留すると同時に、一部をタンク C に流出する。

タンク C：幹線水路を代表するものである。

このタンクの水位を変動させることによって、他のタンクからの流出を生じさせる。したがって、このタンクの水位は観測資料から与えられるものとする。

タンク D：幹線水路の支線とも考えられる排水路、および幹線水路下流域の湛水が比較的大きい区域を代表するものである。このタンクはポンプ作動の初期の段階では、タンク B とともに、雨水をすみやかに流出して、タンク C（幹線水路）に本格的な流出を与える。また、幹線水路水位の上昇の末期においては、タンク A から供給される雨水とタンク C から逆流してくる雨水によって、このタンク D 内では大きな湛水現象を生ずる。

(2) タンクモデルによる解析

各タンクの水位の正負は、図-8.2 に示すように、T.P. ±0.00 m 線より下向きに正をとり、かつ、一タンク内では水位はどこも一様であるとすれば、各タンクにおける連続式はつぎのようである。

$$A \cdot \frac{dH_a}{dt} = Q_{ab} + Q_{ac} + Q_{ad} - \{r(t) - E(t)\} \cdot A \dots\dots\dots (17)$$

$$B \cdot \frac{dH_b}{dt} = Q_{bc} - Q_{ab} - \{r(t) - E(t)\} \cdot B \dots\dots\dots (18)$$

$$D \cdot \frac{dH_d}{dt} = Q_{dc} - Q_{ad} - \{r(t) - E(t)\} \cdot D \dots\dots\dots (19)$$

ここに、A, B, D: 各タンク A, B, D の面積 (m²)

Q_{ij} : タンク i からタンク j への流出量 (m³/sec)

$r(t)$: 降雨量 (m/sec), ただし損失は考えない。

$E(t)$: 蒸発量 (m/sec)

流域から幹線水路への流出量、すなわち各タンク A, B, D からタンク C への流出量 Q_T は

$$Q_T = Q_{ac} + Q_{bc} + Q_{dc} \dots\dots\dots (20)$$

である。

各タンクの雨水の流出経路の構造はオリフィスまたはせきとし、その断面は図-8.1 に、その位置は図-8.2 に示したとおりである。オリフィスから潜りぜきへ、潜りぜきから完全越流ぜきへの遷移領域は考えず、タンク A から各タンク B, C, D への流出は常にオリフィスで、タンク B からタンク C の流出は、 H_b が 1.30 m 以下ならばオリフィス、それ以上ならば潜りぜき（図-8.2 に示すように H_c が 1.85 m 以上ならば完全越流ぜきであるが、 H_c が 1.85 m を越えることはまれであるため省略する）、タンク D からタンク C への流出は、 H_c が 1.38 m 以下ならば潜りぜき、それ以上ならば完全越流ぜきとすれば、各 Q_{ij} はつぎのようになる。

$$Q_{ac} : \begin{cases} H_c < 1.30 \text{ m} : \\ Q_{ac} = C_1 \cdot a_1 \cdot \sqrt{2g(H_c - H_a)} \dots\dots\dots (21.1) \\ H_c \geq 1.30 \text{ m} : \\ Q_{ac} = C_1 \cdot a_1 \cdot \sqrt{2g(1.30 - H_a)} \dots\dots\dots (21.2) \end{cases}$$

$$Q_{bc} : \begin{cases} H_b < 1.30 \text{ m} : \\ Q_{bc} = C_2 \cdot a_2 \cdot \sqrt{2g(H_c - H_b)} \dots\dots(22.1) \\ H_b \geq 1.30 \text{ m} : \\ Q_{bc} = C_2 \cdot b_2 \cdot (1.85 - H_c) \cdot \sqrt{2g(H_c - H_b)} \\ \dots\dots\dots(22.2) \end{cases}$$

$$Q_{dc} : \begin{cases} H_c < 1.38 \text{ m} : \\ Q_{dc} = C_3 \cdot b_3 \cdot (1.38 - H_c) \cdot \sqrt{2g(H_c - H_d)} \\ \dots\dots\dots(23.1) \\ H_c \geq 1.38 \text{ m} : \\ Q_{dc} = m_3 \cdot b_3 \cdot (1.38 - H_d) \cdot \sqrt{2g(1.38 - H_d)} \\ \dots\dots\dots(23.2) \end{cases}$$

$$Q_{ab} = C_1 \cdot a_1 \cdot \sqrt{2g(H_b - H_a)} \dots\dots\dots(24)$$

$$Q_{ad} = C_3 \cdot a_3 \cdot \sqrt{2g(H_d - H_a)} \dots\dots\dots(25)$$

$$\Delta H_a : \begin{cases} H_c < 1.30 \text{ m} : \Delta H_a = \frac{C\sqrt{2g}}{A} \{a_1(H_c - H_a)^{1/2} + a_4(H_b - H_a)^{1/2} a_5(H_d - H_a)^{1/2}\} \Delta t - r(t) \cdot \Delta t \\ \dots\dots\dots(26.1) \\ H_c \geq 1.30 \text{ m} : \Delta H_a = \frac{C\sqrt{2g}}{A} \{a_1(1.30 - H_a)^{1/2} + a_4(H_b - H_a)^{1/2} a_5(H_d - H_a)^{1/2}\} \Delta t - r(t) \cdot \Delta t \\ \dots\dots\dots(26.2) \end{cases}$$

$$\Delta H_b : \begin{cases} H_b < 1.30 \text{ m} : \Delta H_b = \frac{C\sqrt{2g}}{B} \{a_2(H_c - H_b)^{1/2} - a_4(H_b - H_a)^{1/2}\} \cdot \Delta t - r(t) \cdot \Delta t \dots\dots\dots(27.1) \\ H_b \geq 1.30 \text{ m} : \Delta H_b = \frac{C\sqrt{2g}}{B} \{b_2 \cdot (1.85 - H_c) \cdot (H_c - H_b)^{1/2} - a_4(H_b - H_a)^{1/2}\} \cdot \Delta t - r(t) \cdot \Delta t \\ \dots\dots\dots(27.2) \end{cases}$$

$$\Delta H_d : \begin{cases} H_c < 1.38 \text{ m} : \Delta H_d = \frac{C\sqrt{2g}}{D} \{b_3(1.38 - H_c)(H_c - H_d)^{1/2} a_5(H_d - H_a)^{1/2}\} \cdot \Delta t - r(t) \cdot \Delta t \dots\dots(28.1) \\ H_c \geq 1.38 \text{ m} : \Delta H_d = \frac{\sqrt{2g}}{D} \cdot \{m \cdot b_3 \cdot (1.38 - H_d)^{3/2} - C \cdot a_5 \cdot (H_d - H_a)^{1/2}\} \cdot \Delta t - r(t) \cdot \Delta t \dots\dots(28.2) \end{cases}$$

ただし、 $r(t) \cdot \Delta t$ は Δt 時間の降雨量 (m) である。式 (21.1)~式 (23.2) を式 (20) に代入して、 Δt 時間における各タンク A, B, D からタンク C への流出量 Q_{T0} 、すなわち流域から幹線水路への流出量を求めるとつぎのようになる。

$$H_c < 1.30 \text{ m}, H_b < 1.30 \text{ m} : \\ Q_{T0} = C \cdot \sqrt{2g} \cdot \{a_1 \cdot (H_c - H_a)^{1/2} + a_2 \cdot (H_c - H_b)^{1/2} + b_3 \cdot (1.38 - H_c) \cdot (H_c - H_d)^{1/2}\} \cdot \Delta t \dots\dots\dots(29)$$

$$1.30 \text{ m} < H_c < 1.38 \text{ m}, 1.30 \leq H_b : \\ Q_{T0} = C\sqrt{2g} \cdot \{a_1 \cdot (1.30 - H_a)^{1/2} + b_2 \cdot (1.85 - H_c) \cdot (H_c - H_b)^{1/2} + b_3 \cdot (1.38 - H_c) \cdot (H_c - H_d)^{1/2}\} \cdot \Delta t \\ \dots\dots\dots(30)$$

$$1.38 \text{ m} \leq H_c : \\ Q_{T0} = \sqrt{2g} \cdot \{C \cdot a_1 \cdot (1.30 - H_a)^{1/2} + C \cdot b_2 \cdot (1.85 - H_c) \cdot (H_c - H_b)^{1/2} + m \cdot b_3 \cdot (1.38 - H_d)^{3/2}\} \cdot \Delta t \dots\dots\dots(31)$$

以下、 H_c が観測資料より与えられる場合の実際の計算上の問題について述べる。

タンク A の面積は、対象流域の大部分を占め、その貯水量は他のタンクのそれに比して非常に大きく、 Δt を 1 時間以内にとる限りにおいては ΔH_a は非常に小さい (本計算例においても $\Delta H_{a\max} = 0.7 \text{ mm}$ である)。

ここに、

$C_1 \sim C_5$: オリフィスまたは潜りぎでの流量係数

m_3 : 完全越流係数

$a_1 \sim a_5$: 図-8.1 に示した各タンク間を結ぶオリフィスの断面積 (m²)

b_2, b_3 : オリフィス a_2, a_3 で潜りぎになった場合のせき幅 (m)

g : 重力の加速度

いま、 $C_1 = C_2 = \dots = C_5 = C$, $m_3 = m$ として、蒸発量を無視し、式 (21.1)~式 (25) を式 (17)、式 (18) に代入し、差分表示によって、 Δt 時間での各タンク A, B, D の水位変動 $\Delta H_a, \Delta H_b, \Delta H_d$ を示せば、

したがって、 ΔH_a は Δt 時間中一定として計算してよい。一方、 Δt をよほど小さくとらねば、式 (27.1)~式 (28.2) における $\Delta H_b, \Delta H_d$ はかなり大きく振動する。したがって Δt をかなり大きくとる (たとえば $\Delta t = 3600 \text{ sec}$) 場合は試算的に $\Delta H_b, \Delta H_d$ を求める必要がある。以下、 $\Delta t = 1$ 時間として、 t 時におけるタンク A, B, D の水位を $H_a(t), H_b(t), H_d(t)$ とし、 $t, t + \Delta t$ 時におけるタンク C の水位を $H_c(t), H_c(t + \Delta t)$ とした場合、 $t + \Delta t$ 時での H_a, H_b, H_d 、および Δt 間のタンク C への流出量 Q_T を求めるため、つぎの操作を行なう。

(1) $H_c = \{H_c(t) + H_c(t + \Delta t)\} / 2$ を計算する。

(2) $H_a = H_a(t) = \text{const}$ (以下同様) として、上記 (1) の H_c 、および、 $H_b = H_b(t)$ を式 (27.1) に代入して、 ΔH_b を計算し、それを ΔH_{b1} とする。

(3) $H_b = H_b(t) + \Delta H_{b1} / 2$ を再度式 (27.1) に代入して、 ΔH_b を計算し、それを ΔH_{b2} とする。

(4) ΔH_{b1} と ΔH_{b2} の平均を $\Delta H_{b1}'$ とし、上記 (3) と同様の操作を行ない、 ΔH_b を求める。

(5) ΔH_{b2} と ΔH_{b3} の平均を $\Delta H_{b1}''$ として、上記 (3)、(4) と同様の操作を行ない、 ΔH_b が一定値に収束するまで反復して ΔH_b を求める。

(6) 式 (28.1) において、上記 (1)~(5) の操作によって、 ΔH_d を求める。

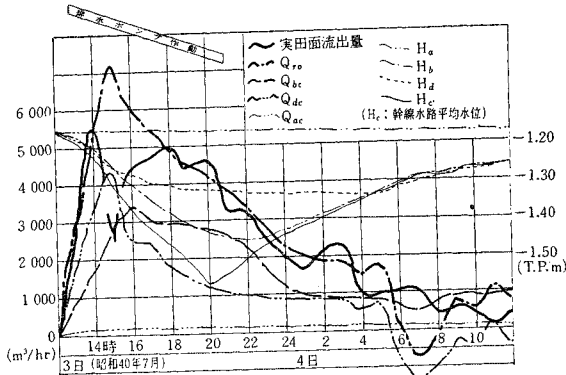


図-9 タンクモデルによる解析例

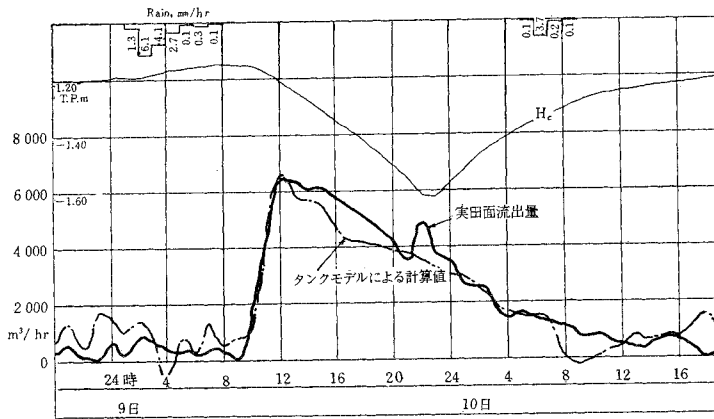


図-10

(7) 上記(5)と(6)の $\Delta H_b, \Delta H_d$ により $H_b = H_b(t) + \Delta H_b/2, H_d = H_d(t) + \Delta H_d/2$ を計算する。

(8) H_a, H_b, H_c, H_d を式(29)に代入して Q_T を求める。

(9) H_b, H_c, H_d を式(26.1)に代入して、 Δt 時間後の ΔH_a を求める。

(10) Δt 時間後の水位は、それぞれ $H_a(t + \Delta t) = H_a(t) + \Delta H_a, H_b(t + \Delta t) = H_b(t) + \Delta H_b, H_d(t + \Delta t) = H_d(t) + \Delta H_d$ である。

図-9は、以上の方法を、木曾岬村における昭和40年7月3日～4日の降雨および幹線水路平均水位に適用して得られたものである。なお、この計算における初期条件としては、幹線水路の水位が十分安定している7月3日12時の幹線水路の平均水位を H_c にとり、この時刻においては流域内に水の移動はなく、各タンクの水位は一致しているとした。

図-10は、図-9と同じ初期条件で7月9日～10日の流出を計算した結果である。

(3) 解析結果とその考察

強降雨でない場合、あるいは強降雨であっても数回の

ポンプ作動によって流域内の雨水が減少している場合は、図-9および図-10に示したように、タンクモデルによる計算値は、観測資料より得た田面流出量とかなりよく一致した結果を得た。しかし、流域がかなりの降雨中である場合の田面流出は、通常の降雨の場合とはかなり異なり、したがって、本研究で用いたタンクモデルによる計算結果もその特性をとらえることはできなかった。これは、実在の水路には、せきもあり、田面水の排水量の調節など、かなりの人為的操作が加えられ、流出機構が変化し、単純な流出条件でないことによるものと考えられる。

したがって、以下図-9、図-10の結果から、流域内の水の挙動について考察する。

図-9を参照しながら結果を列記すると、

(1) ポンプが作動してタンクCの水位 H_c が下がり始めると、ただちにタンクDからの流出が全流出の主成分を構成する。

(2) タンクDの越流水深が約10cm以下となり、タンクDからの流出が低減し始めると、タンクBからの流出が全流出の主成分を構成する。

(3) その後、 H_c が増加し、それにつれて H_b が増大して、タンクAとタンクBとの水位差が大きくな

っても、タンクBからの流出はゆるやかに減少し、 H_b の増加も緩慢になる。

(4) ポンプが停止されて、 H_c が減少し始めると、タンクA、Bの間にはまだかなりの水位差があるにもかかわらず、タンクBからの流出は急速に減少している。すなわち、タンクAからの流出雨水はタンクB内でかなりの量が貯留される。また、この貯留によって、 H_b が減少し、タンクAからの流出も緩慢になる。

(5) H_c の回復の末期、すなわち、 H_c がT.P.-1.38mを越えるあたりから、タンクD内にタンクCから逆流してくる成分とタンクAからの流出成分によって洪水現象が顕著に現われ、全流出はさらに低減している。

(6) Q_{ac} は幹線水路に沿う水田面からの直接流出であり、量は少なく、ほとんど一樣な流出を示している。

以上を、現地の実態によみかえてみれば、

ポンプが運転されて幹線水路の水位が低下すると、まず流域下流部および幹線水路の支線とも考えられる断面のかなり大きな水路に貯留されていた雨水が、多量かつ

短時間に流出し、ついで小排水路内に貯留されていた雨水が、幹線水路水位の低下とともに流出してくる。その後の小排水路を通じての流出は、ポンプ排水による幹線水路水位の低下があっても、低減して、田面からの雨水を幹線水路に供給する。ポンプが停止されて、幹線水路水位が上昇し始めると、その影響をうけて、田面からの雨水の多くは小排水路内に貯留されて、その一部のみが幹線水路へ流出する。さらに幹線水路水位が上昇してゆくと、流域下流部に幹線水路から逆流してくる雨水によつて顕著な湛水を生じ、やがて流出は終了し、幹線水路水位も安定する。なお Q_{ac} に見られるように、水田面からの直接流出量は、ほぼ一様で大きな変化がない。

以上のような流出状況は、木曾岬村の内水流出の実態をかなり忠実に表現していると考えられ、極端な低平地における内水の流出成分とその流出の大きさ、および変化の経過をよく説明していると思われる。

ただし、低平地流域をタンクモデルに置き換えることにより、一応の結果を得たが、単一の水量より成るタンクモデルでは、実際の現象をすべてにわたって説明することはできない。前述のとおり、大降雨に際しては、水路途中のせきの操作や、排水管の断面調節などの人為的操作、あるいは大幅の湛水などが加わるのが実情であり、これらの因子の影響を検討する必要がある。

6. 結 語

本研究では、内水流出を従来の方法の一つである特性曲線（末石の実用式）を用いて解析した結果の問題点を指摘し、さらに、低平地における内水流出成分の性質を把握することに重点をおいて、流域を簡単なタンクモデルにおきかえて解析した結果、ほぼその性状を明らかにすることができた。

タンクモデル解析の結果得られたもののうち、流域下流部の湛水区域を象徴するタンクDにつき、若干考察を加えれば、つぎの点が指摘される。

タンクDに象徴される流出成分は、流域下流部に生ずる湛水地区からの流出であって、排水の初期において多量に、しかも短時間に流出するもので、従来の解析では捉えられなかったものであり、注目すべき特性である。

したがって、低平地に排水区域を分離するような目的で堤防などを設ける場合は、排水路の最下部には、このような流出成分が新たに生ずる可能性があることを十分考慮せねばならない。

また、このような内水地区に排水ポンプを設ける場合、排水区域全体については、流出の遅滞成分が存在すると同時に、排水の初期には、上述の大きな流出成分のあることを考慮すべきであろう。

しかしながら、きわめて複雑な挙動を示す低平地の内水流出を把握するには、本研究の範囲では、定性的にも定量的にもまだ不十分であり、タンクモデルの諸水量を理論的に求める方法についても研究が必要である。

また、流域をタンクモデル群におきかえている限りでは、流出内部における水の挙動を説明することはできないうえ、このタンクモデルの適用範囲を決定する方法についても問題は残っている。

以上のような未解決の問題は多いが、タンクモデルによる解析の結果、低平地内水流出の各成分を分離し、その実態を明らかにし得たことは、今後の研究のうえで一つの指針となるものと思う。

参 考 文 献

- 1) 豊国永次：低平地の流出；水理学，水文学における最近の進歩，土木学会関西支部，中部支部，昭 42.3，pp. 132-147
- 2) 西畑勇夫：内水の流出解析，土木学会 1967 年度水工学に関する夏期研修会講義集，pp. 04-1~04-29.
- 3) 任田新治：木曾川下流域の排水計画に関する研究，昭 36. 8.
- 4) 豊国永次・角屋 睦・大橋行三：以江干拓地区の内水問題，京大防災研究所年報第 8 号，昭 40.3，pp. 280~289.
- 5) 豊国永次・角屋 睦・大橋行三：山科川流域の流出特性について，京大防災研究所第 7 号，昭 39.3，pp. 72-86.
- 6) 豊国永次・角屋 睦：水田地帯の流出解析について，京大防災研究所年報第 9 号，昭 41.3.
- 7) 末石富太郎：特性曲線法による出水解析について，土木学会論文集第 29 号，昭 30.12，pp. 72~86.
- 8) 石原藤次郎・高棹琢馬：単位図とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集第 60 号別冊 (3-3)
- 9) 尊田継明：加瀬川下流部の内水調査，土木技術資料，Vol. 7-7 号，昭 40.7
- 10) 岸 力・中尾欣四郎：豊平川の洪水解析，北海道大学工学部研究報告，第 28 号，昭 37.3，pp. 52~58
- 11) 水理公式集：土木学会，昭 38. pp. 99~101

(1968.7.1・受付)