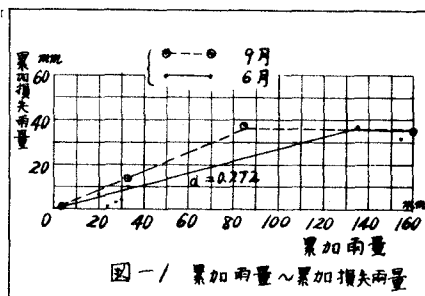


名古屋大学工学部 正員 西畑勇夫

1. 概要: 前年について木曾岬村において雨量、水位、蒸発、ポンプ運転状況を現地調査し、その資料から内水の流出を特性曲線法を主として、解析した結果を考察するものである。この方法はすでに試みられているものであるが、排水機場に集まる流水が、きわめて平坦な水田農地から流出するという特性をもつ場合であつて、結果として満足すべきものではないが、内水解析の上の問題点の一部と一応明らかにしておくものと考え、ここに報告するものである。

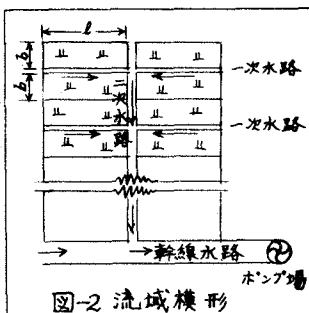
2. 有効雨量: 降雨量とポンプ排水量の相関から、累加雨量と累加損失雨量を算定し、降雨にともない図-1 のように累加損失が発生するものと考え、有効雨量と分離した。

3. 流出区域の模形化: 木曾岬村は田面標高ほぼ1.00 mの平坦な輪中地区で、自然排水が不可能なため、すべてポンプ排水に依存している。



水田は規則正しく整理されているので、排水系統を考慮するにあたり、現地の状況からみて長方形単位地区を想定し、水田面よりの流出経路は水田にそうオ一次水路(幅1.30 m, 深さ0.63 m, $i = \frac{1}{10,000}$)を通じてオ二次水路(幅4.0 m, $i = \frac{1}{1300}$)に流出し、さらに排水幹線水路(幅25.0 m, 深さ1.70 m)に流出するものと考え、なお幹線排水路はポンプ排水用の貯水池であると仮定する。(図-2 参照)

4. 流出の解析: (a), 田面貯留: 水田はきわめて平坦で、一次水路に向つては約1,000 m²毎に管または欠口により排水されるほか、畦畔浸透による流出も考えられるが、これを検討してみると、田面よりの流出はすべて一次水路の通水能力に支配される。したがつて、 $(2b \times l)$ と一々の田面貯留単位と考え、オ一次水路の末端条件だけでオ二次水路に流出する貯水池とみなし、その流出量と物部の図式解法より求める。この場合オ一次水路末端の流出量はManningの等流則に従うものとし、また田面よりの地下浸透はないものと仮定する。したがつて、流出量は次式で求められる。



$$(V_n - \frac{q_n}{2}) + r_{n,n+1} = (V_{n+1} + \frac{q_{n+1}}{2}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに V_n = 時刻 n のときの湛水深 (mm) = 湛水量, q_n = 時刻 n のときの流出量 (mm)

$r_{n,n+1}$ = 時刻 n より $(n+1)$ までの有効雨量 (mm)

(b), 二次水路: 一定間隔 ($2b = 116.0$ m) 毎に、一次水路より流量 q_n m³/sec が水路両側より流入するとし、これと $2q_n/116.3$ m³/sec/m の一様な横流入をもつ水路と考える。時間毎に横流入量の変化するとして、これに特性曲線法と適用し、水路末端における流出量を求める。

この場合、末石の対数図式法によることとした。すなわち、二次水路における流水の運動および、連続の方程式が次式で表わされるとすると、

$$A = K Q^p \quad \dots\dots\dots (3), \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \dots\dots\dots (4)$$

特性方程式は $\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dA/dQ} = \frac{dt}{p K Q^{p-1}} = \frac{dQ}{q} \quad \dots\dots\dots (5)$

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次のようになる。

$$\log t = \log K - \log q + p \log Q \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\log t = \log K + \log x + (p-1) \log Q \quad \dots\dots\dots (7)$$

(6), (7) 両式より図式で流量 Q と求まるものである。

(C). 流出量：以上の解析法を昭和40年7月4日、5日の降雨に適用した結果が図-3である。

ただし、灌漑期であるので水田には常時5cmの湛水深が維持されるものと仮定している。

図-3において、a-曲線は、一次水路の粗度係数 $n_1 = 0.508$ 、二次水路の粗度係数 $n_2 = 0.346$ とする場合であり、b-曲線は、 $n_1 = 0.43$ 、 $n_2 = 0.245$ とした場合であり、曲線cはポンプの排水量と、幹線水路の水位変化から計算によって求めた単位模形区域からの流出量である。

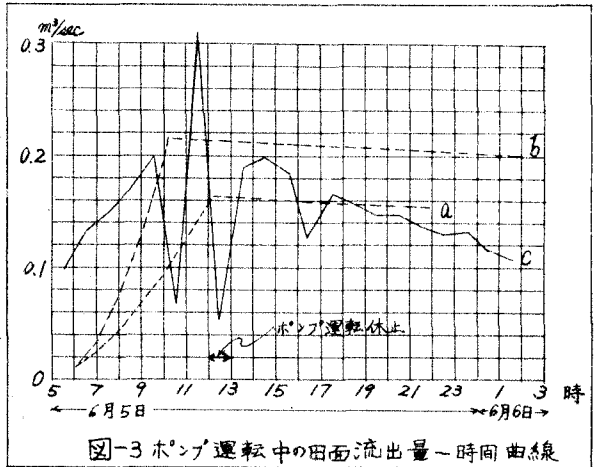


図-3 ポンプ運転中の田面流出量-時間曲線

5. 内水流出とその考察。

(i). 現在施設：木曾岬村のこの対象地域の現排水施設は、日雨量200mmと48時間排除とした計画によるもので、毎秒 2.3 m^3 の排水能力をもつポンプ3台が備えられているが、実際の流出能力はこの計画量と比べると下まわっている。この原因は、一次、二次各水路とも流水条件がきわめて不良であるほか、きわめて平坦な水田面からの流出の特性が加わっているものと考えられる。すなわち、水路の整備を行なっても、この計画に見合う流出量は期待し難いであろう。

(ii). この流出解析法は、流域の模形化の方法がいろいろ考えられ、現実の姿を忠実に模写することが困難であるほか、水路の粗度係数の値の選定も困難である。

(iii). 図-3にみられるように、ポンプ排水初期の流出量は、水位資料より求めた値より、上の解析法による値の方が少く、これは実際には一次、二次水路とも田面水位に等しい湛水状態にあり、ポンプ運転開始に伴い水路内の水が流出するものと考えられるが、上の解析法は田面水の流出により二次水路の水位は順次上昇すると考えることによる差違が現れてくるものと推定する。

(iv). この解析法による流出量は、水路最遠点より到達後の流量でい減量が少く、かなり持続するものとなるに対し、実際は減量が相当大きい。この原因は、田面雨水の流出は水深が小さく、貯水池の流出と同等でないと考えられるところにあると思われる。

(v). ポンプ休止後の田面雨水の流出については、別の流出機構と考える必要があり、今後の研究にまかたい。