

1 はじめに 都市域の内水解析は、下水管内の貯留、ポンプ容量が支配因子となる。まず下水管網は人工構造物であるが非常に複雑な樹状型をなし、そのため管の結合はランダム現象と見なせる。このことに着目し、自然河川で用いられる河道位数を用いた統計則の適用を試み、下水管網の貯留関数 $S = KQ^p$ を統計則に従って求めた。また幹線下水管の疏通能力を越えるポンプ排水量に対する扱いを検討した。

2 解析の基本方針 本報告では修正 R.R.L.法を基礎として、調査部分を簡略化し、また下水管の疏通能力を越える流量についても流出解析を行なえるようにモデル化した。その特徴は次のとおりである。

- 1) ポンプによる強制排水の考慮
- 2) 高強度の降雨に対する考慮
- 3) 下水管網モデルの作成
- 4) 等到達時間域率直線の使用

以上のことに説明を加える。

1)については下水管網をポンプ影響部と非影響部に分割し、前者では等水深比の仮定を用いポンプ排水量と水位の間に図-1の関係を与える。後者には等流水深の仮定を用いる。管網の分割は位数を利用して行ない、ポンプ場へ直結した最高位数の管路を影響部とする。

2)及び3)は $S \sim Q$ 曲線に関するもので、2)は管の疏通能力を越える流量については流下せず余剰貯留量とする。余剰貯留は管内の堰上げによる貯留と地表面における貯留(静水、動水)を含む。3)について、まず Horton-Strahler の位数を用いた統計則が成立することを明らかにする。河道数則、河道長則、累加長(各位数の河道長の総延長)則、こう配則、管径則の成立を図-2に示す。集水面積則の成立は着るうがすでに報告している。位数1と高位数の諸量を求め上記の法則を適用すれば、その間の位数の管路の平均値を内挿により推定することが可能となる。

4)は流下時間 T を求めることにより、等到達時間域率を簡単に推定できるように用いた。到達時間 t/T と t 分までに到達する面積率 Q_t/A の関係は図-3に示される。この図より次の回帰式を得た。

$$\left. \begin{aligned} Q_t &= 0 & t/T < 0.06 \\ Q_t/A &= 1.39(t/T) - 0.083 & 0.06 \leq t/T \leq 0.78 \\ Q_t/A &= 1 & t/T > 0.78 \end{aligned} \right\} (1)$$

3 $S \sim Q$ 曲線 統計則を用いてモデル化した下水管網に対し、シミュレーションを行ない $S \sim Q$ 曲線を求めた。その結果を図-4に示す。流量が管の疏通能力以下の場合 $S = KQ^p$ とすれば、本報告では $p = 0.69 \sim 0.73$

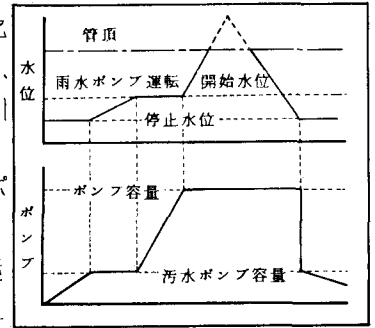


図-1 ポンプ操作

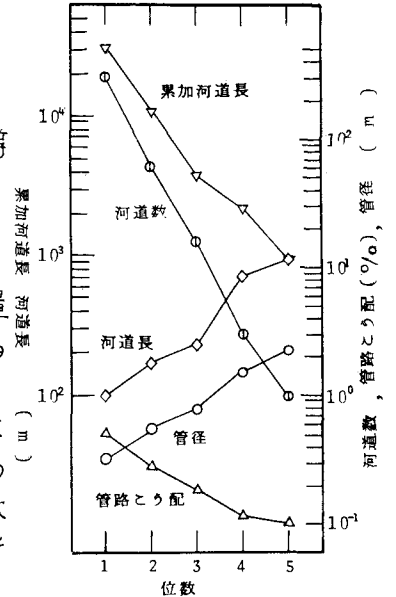


図-2

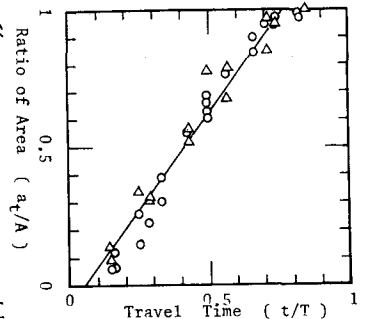


図-3

程度となる。これは山口らによる $p=0.7$ と一致する。
 以下 $P=0.7$ とし、 K の値について検討を行なった。
 但し S 、 Q の単位は m^3 、 $m^3/10min$ とし扱う。

まず1本の管路にマニング公式を適用し、2で述べた統計則((2)式)を用いて管網全体の $S \sim Q$ 関係を求めれば K の値は(3)式で与えられる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{累加長則} \quad T L_u = T L_i R_{ti}^{u-1} \\ \text{集水面積則} \quad A_u = A_i R_a^{k-u} \\ \text{こう配則} \quad I_u = I_i R_i^{u-1} \\ \text{管径則} \quad D_u = D_i R_d^{u-1} \end{array} \right\} \quad (2)$$

但し $1, u, k$ は位数を表わし、 k が最高位数である。

$$K = 0.0183 n^{0.7} T L_i^{-0.35} I_i^{0.13} D_i^{0.7(k-1)} \frac{1-R_a^k}{1-R_a} \quad (3)$$

$$R = R_{TL} \cdot R_i^{-0.35} R_d^{0.13} R_a^{-0.7}$$

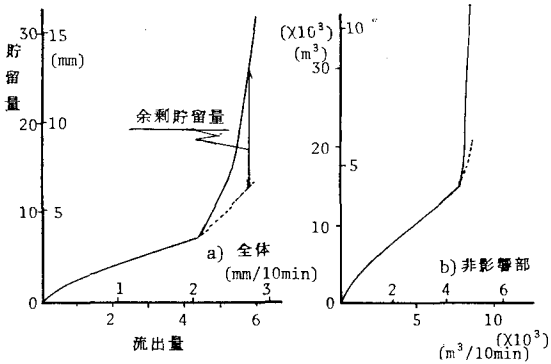


図-4 $S \sim Q$ 曲線(城東)

表-1 集水区全体の K 値比較

集水区	城東	放出	深江	寺方	猪飼野新橋
シミュレーション	20	7.6	20	17	12
(3)式	26	7.9	16	19	13

マニングの粗度係数 $n=0.013$ とし(3)式で得た K の値とシミュレーションによる K の値の比較を表-1に示す。シミュレーションによる結果とほぼ一致する値が得られた。

4 流出計算・考察 寝屋川流域の城東ポンプ場集水区(211.94ha)を対象とし、以下の2方式で流出計算を行なった。①ポンプ影響部と非影響部に分割： $S \sim Q$ 曲線は図-4(b)を使用(モデルⅠ)

②分割せず： $S \sim Q$ 曲線は(4)式を使用(モデルⅡ)

計算条件は $I_{mp}=100\%$ $T=32分$ $\Delta t=10分$ $P_{max}=15.57m^3/s=9340m^3/10min$

$$S = 20 Q^{0.7} \quad S \leq 12,000 \quad ; \quad Q = 9,340 \quad S > 12,000 \quad (4)$$

図-5に計算結果を示す。観測値は実績運転記録及び公称排水量より計算した値を与えた。

モデルⅠとⅡの計算結果は同じになった。一般に計算に用いたような豪雨時には、 $S \sim Q$ 曲線の変化はほとんど流出に影響を与えない。従って単なる流出計算には構造の簡単なモデルⅡが適する。モデルⅠを用いれば、外水位の変動によりポンプ排水量を制御することも可能である。観測値と計算値の立ち上がり部の差は(1)式を用いたためである。ポンプ強制排水下の流速は等流状態より早くなり到達時間は短縮される。

計算に用いた降雨では約20,000 m^3 の湛水が生じた。計算結果より推定すれば地表面における貯留量は27,000 m^3 であった。本解法を用いれば内水災害の予想も可能である。

参考文献 1) 山口・松原・山守 土木技術資料14-11(1971) 2) 室田・神田 第13回自然災害科学総合シンポジウム論文集(1976)

3) 山口・松原・山守 土木技術資料15-7(1973)

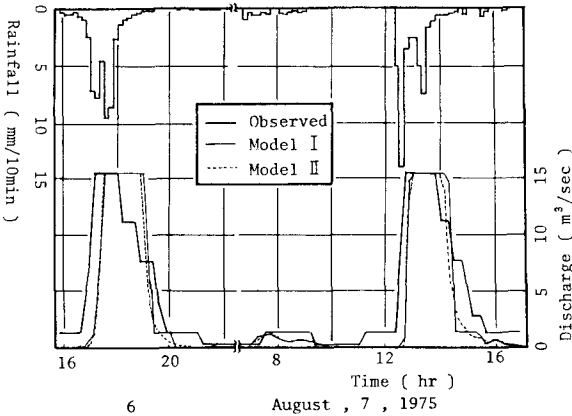


図-5 流出計算結果