

配水管網内滞留時間と流向変化について

北海道大学工学部 正員 高 桑 哲 男

1. はじめに

配水管網の設計において、水量・水压という水理要素とならんで水質要素の重要性が指摘され、この方面での研究や対策も進行しつつある^{1), 2), 3)}。細菌増殖と赤水に代表される水質障害は、根本的には浄水水質と管材質に帰因するが、滞留時間、流速変化など配水管網の水理特性もまた大きく影響すると考えられる。

細菌増殖については、管内における塩素消費速度と反応時間の関数関係が明らかにされている¹⁾ので、所要残留塩素濃度に対応する滞留時間を許容値 T_a とすれば

$$P_r(T \leq T_a) = r \quad (1)$$

なる形で、滞留時間 T が T_a を超過しない確率 r によって水質の安全性に關する評価が可能となるはずである。そのためには、確率変数である T の分布型が明らかにされねばならない。

ここで注意すべきは、水量・水压の信頼性が直径を大きくする向きへと要求するのに対し、水質の安全性は逆に直径を小さくする向きへと要求することである。両者あいまいなときには、管網規模、取り出し点の数と位置の変更、さらには消火用水道の独立といった、設計手順のうちで管径決定段階に先行する段階における検討に立ち戻らねばならない⁴⁾。

他方、設計段階で赤水防止を打ち出すには、逆流回数、流速変動幅と赤水発生の関係をとらえることが不可欠となるが、これには多大の困難さが予想される。赤水防止のためには、管洗浄や pH 制御などの既設管網管理のほうが効果的と考えられるので、設計段階では、逆流回数が少なく、流速変動幅がより小さくなるような管網を採択するにとどまるのではなかろうか。

本研究の内容はつぎのごとくである。

- (1) 滞留時間を算出するための計算プログラムの開発
- (2) 滞留時間の確率分布型の同定
- (3) 設計因子と滞留時間および逆流頻度の関係を調べること。
- (4) 滞留時間推定式の作成

2. シミュレーション・モデル

2.1 需要水量変動

支管路の水量取り出し点には樹枝状の給水管系が取りつけられ、これに N 個の水栓が接続しているとする。1 個の水栓が開くことによって単位時間あたり x の水量が流出するならば、ある時刻に X 個の水栓が開いたときには Xx の水量が支管路節点から取り出されることになる。 X がいかなる確率分布をなすかについては今後の研究にまたねばならないが、ここでは開栓が発生確率の小さい事象であるとみなし、ポアソン分布を適用することとする。ある時刻における平均開栓率を λ とすれば、平均開栓数 $\lambda = N \cdot \bar{x}$ を母数として、 X 個の開栓が生じる確率は

$$P(X; \lambda) = \lambda^x \cdot e^{-\lambda} / x! \quad (x = 0, 1, 2, \dots) \quad (2)$$

によって与えられる。

なお、ポアソン分布を仮定することの利点をあげれば、

- (1) 正規分布を仮定したときと異なり、 X が負値とならず、また標準偏差を別個に求める必要がない。
- (2) $\zeta = \lambda / N = \text{取り出し水量} / (\theta \cdot N)$ なる関係を用いて、実際の λ を求めうる可能性がある。

- (3) 再生性の定理、すなわち「 $X_1, X_2, \dots, X_n$ が互に独立なポアソン分布 $P(X; \lambda_1), P(X; \lambda_2), \dots, P(X, \lambda_n)$ をなすとき

$$X = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

は $P(X; \lambda_1 + \lambda_2 + \dots + \lambda_n)$ をなす。」を用いることによって、接続水栓数 N が異なったときへの適用が容易である。

2.2 計算手順

計算の全体の流れは図-1に示すごとくである。紙数の関係上、計算プログラムは示さないが、プログラム化にあたっては、つぎのような前提を設けた。

- (1) 南栓数はポアソン分布をなす。
- (2) 管内の流氷は押し出し流れである。
- (3) 与えられた時間間隔の間は定常である。
- (4) 管路は多数個の管路区間に分割でき、氷塊は管路区間から管路区間へと移動する。
- (5) 単位時間間隔に氷塊の移動は三つ以上の管路にまたがらない。
- (6) 管路区間に2個以上の氷塊が存在するときは、それらの滞留時間の算術平均をもつ1個の氷塊に置換しうる。
- (7) 節点から2個以上の氷塊が取り出されるときは、滞留時間が最大のものが取り出される。
- (8) 計算時間の短縮上、流速を K 倍したとき、滞留時間は $1/K$ となる。

2.3 計算対象ならびに計算条件

管網図 — 管路埋設可能路線は100m間隔の正方形格子状をなすとし、これに図-2のごとき管路を配置した場合を基本図とする。管網図(A)に対しては、管路密度を減少させた場合、管路中央部に取り出し点を設けた場合についても計算したが、これらについては後に示す。

管径 — 管径 D_j [m] は、各格子点でいずれも $0.002 \text{ m}^3/\text{sec}$ の水量取り出しがあるとして松田の方法^(4),5)によって流量 Q_j を配分し、これに動水勾配 I_f を代入して次式⁽¹⁾によって算出した。

$$D_j = 26.57^{-0.3792} \cdot Q_j^{0.3792} \cdot I_f^{-0.1943} \quad (3)$$

ただし、 I_f の設定条件は表-1の5とおりであり、条件(C)は等勾配、(a)、(b)で上流側管路ほど大、(d)、(e)はその逆である。(a)、(e)はそれぞれ(b)、(d)よりも急になっている。なお、ここで採用した取り出し水量0.002、基準動水勾配0.005という値は管径決定上の便宜的数値であり、

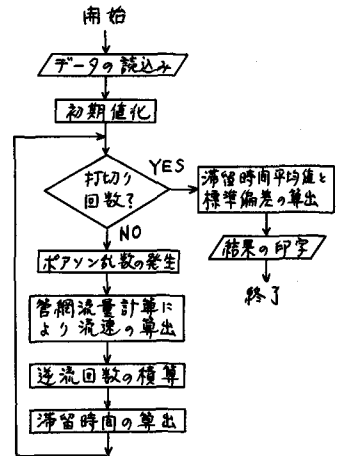


図-1 計算の流れ図

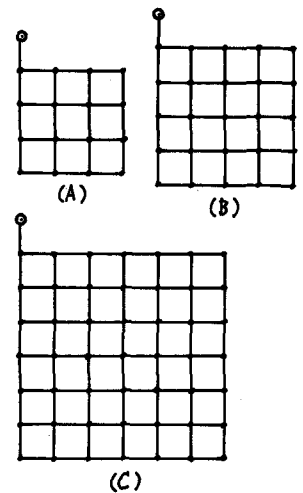


図-2 基本管網図

(3.2) 節で示すように、計算結果の一般性に影響を与えない。

流量計算法 — 節点エネルギー法を未知数とした方法⁷⁾を用い、摩擦損失係数公式には Colebrook-White 公式 (絶対粗度 $\epsilon = 0.001m$) を採用した⁶⁾。

3. 計算結果

3.1 滞留時間の確率分布型

滞留時間 T の確率分布型は、その一例を図-3 に示すように、対数正規分布とみなすことができる。よって、標本数 n としたときの平均値と標準偏差はそれぞれ

$$\log \mu = \sum \log T / n \quad (4)$$

$$\log \sigma = \{ \sum (\log T - \log \mu)^2 / (n-1) \}^{1/2} \quad (5)$$

となり、こゝを用いた標準化滞留時間 Z は

$$Z = (\log T - \log \mu) / \log \sigma \quad (6)$$

となる。したがって、許容滞留時間 T_a が与えられたならば、こゝを式(6)に代入することによって $Z = Z_a$ すなわち式(1)における水質の安全性の示標 R が得られることになる。

式(6)における μ, σ の算出にはモンテカルロ・シミュレーションによらねばならず、大規模

管網に対しては多大な計算時間を必要とする。そこで(3.3)節では設計因子と μ, σ の関係を中心と調べることにする。これはまた、 μ と σ に強く影響する因子を見出し、水質の安全性のより高い管網を追求することに通じる。

3.2 比取り出し水量について

ある時刻、ある節点での取り出し水量は $\beta = X \cdot \beta$ であり、こゝを平均開栓数入で割った値を比取り出し水量 β_s と呼ぶことにする。すなわち

$$\beta_s = \beta / \lambda = X \cdot \beta / \lambda \quad (7)$$

と定義される。この λ の意義は、 λ が 1 以外の値をとったときの計算操作と計算結果の比較を容易にすることであるが、さらには、こゝを用いることにより、 β および管径決定用基準動水勾配の絶対値が滞留時間変動に影響を及ぼさないことを明らかにしうる。

図-2 (B) の管網について、表-1 の動水勾配条件 (C) によって管径決定した場合の結果は表-2

表-1 管径決定用動水勾配条件

条件	式	動水勾配 [‰]						
		管網図 (A) における具体例						
		上流側 →			下流側			
(a)	$I_i = 10(J+1-i)/(J+1)$	8.75	7.5	6.25	5	3.75	2.5	1.25
(b)	$I_i = 5 + (J+1-2i)/4$	6.5	6	5.5	5	4.5	4	3.5
(c)	$I_i = 5$	5	5	5	5	5	5	5
(d)	$I_i = 5 + (2i-J-1)/4$	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5
(e)	$I_i = 10i/(J+1)$	1.25	2.5	3.75	5	6.25	7.5	8.75

注 J は配水基地から末端点にいたる管経路内の管路数。
 i は配水基地から数えた管路順番。

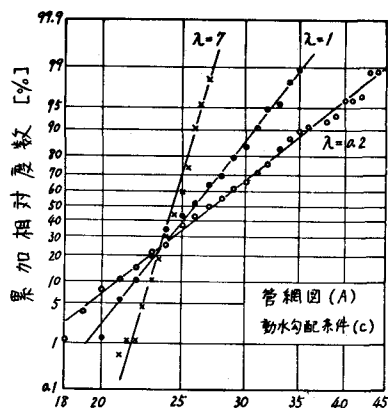


図-3 滞留時間の確率分布

表-2 比取り出し水量の検討

λ	比取り出し水量の場合					実取り出し水量の場合			
	μ [分]	μ' [分]	σ	逆流総数		μ [分]	σ	逆流総数	流速範囲 [m/sec]
0.2	31.44	28.07	1.218	1111		31.64 × 5	1.192	1098	0.061 ~ 0.186
0.5	32.79	"	1.160	592		32.47 × 2	1.165	605	0.155 ~ 0.465
1	30.62	"	1.087	327					0.311 ~ 0.929
3	30.05	"	1.058	87		30.08 × (1/3)	1.057	89	0.938 ~ 2.79
5	29.85	"	1.039	35		29.66 × (1/5)	1.040	35	1.56 ~ 4.65
7	29.67	"	1.036	19		29.88 × (1/7)	1.037	19	2.19 ~ 6.50

のごとくであり、これによって比取り出し水量を用いたときの滞留時間平均値 μ 、標準偏差 σ 、200回のシミュレーション中の逆流総数は、実取り出し水量を用いた場合の結果と同一であるとみなすことができる。したがって、実際の μ は比取り出し水量に対する値の $(1/\lambda)$ 倍となる。さらに、設定値とは5〜7倍の範囲で異なる流量条件に対しても同一の結果が得られたことから、 λ および管径決定用動水勾配の絶対値は任意に設定してもよいといえる。以下では、 λ が異なったときの計算は、比取り出し水量を用いて行なう。

なお、表中の μ' については(3.4)節で説明する。

3.3 滞留時間および逆流頻度と設計因子の関係

3.3.1 管網規模と管径決定用動水勾配の効果

図-2の3とおりの管網規模と表-2の5とおりの動水勾配条件で決定された管径値に対して、 $\lambda=1$ としたときの μ と σ の変化傾向を示すと図-4のごとくである。その特徴点として

- (1) 管網規模の増大につれて μ が大となる。
- (2) 管網規模(A)のときは σ が大となっている。
- (3) 管径決定用動水勾配条件が μ と σ に及ぼす効果は小さい。

なお、図-5は同じく逆流回数と逆流率について調べたもので、管網規模(A)の場合を除くと、動水勾配条件(a)〜(e)の順で減少している。ただし、逆流回数とは逆流総数をシミュレーション回数200で割った値であり、シミュレーション1回あたりの逆流管路数である。また逆流率は逆流回数を(総管路数-配水基地に接続する管路数)で割った値であり、管路数の影響を除くために導入した。

3.3.2 平均雨栓数 λ の効果

管網規模を図-2の3とおりとし、動水勾配条件(C)に対して、 λ を変化させたときの μ と σ を図-6に示す。その特徴点として

- (1) 管網規模が大になると μ も増大するが、各管網規模については λ の μ に及ぼす効果は小さい。
- (2) σ は λ が大きくなるにつれて小さくなる。

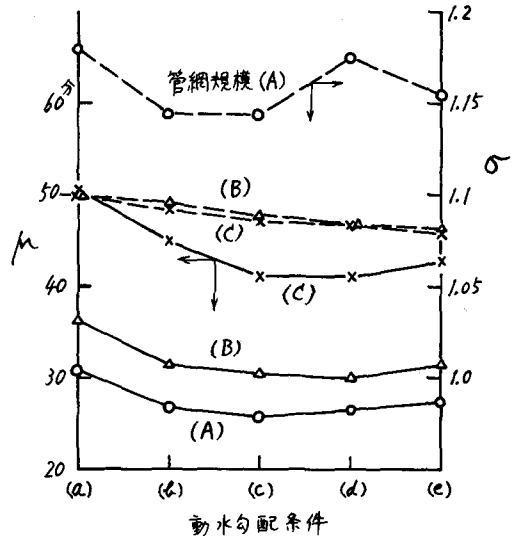


図-4 管網規模、動水勾配条件と μ , σ

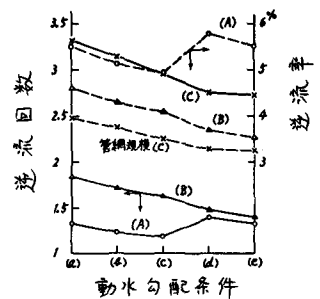


図-5 管網規模、動水勾配条件と逆流頻度、逆流率

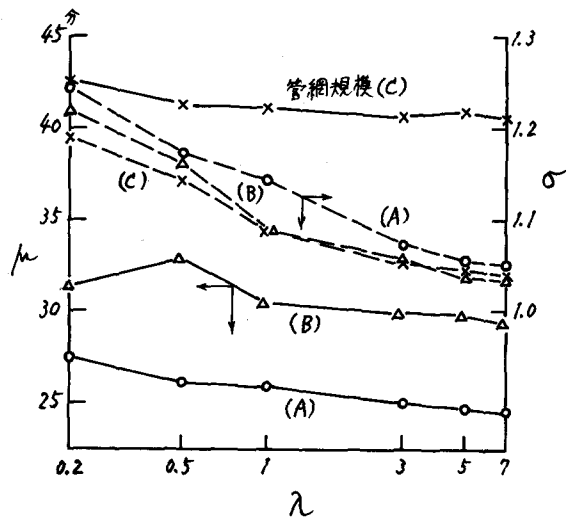


図-6 管網規模、 λ と μ , σ の関係

るが、管網規模の効果を受けない。

図-7 は同じく逆流回数、逆流率と入の関係を示したものであり、いずれも入が大きくなるにつれて減少している。

つぎに、動水勾配条件を表-1 の5 とおりとしたとき、管網図(A) に対する μ , σ と入の関係は図-8 のごとくであり、

(1) $\lambda = 0.2$ で動水勾配条件(a) の場合を除けば、入が μ に及ぼす効果は小さいといえる。とくに、動水勾配条件(b) ~ (e) については、入のいかんによらず μ はほぼ一定とみなされる。

(2) $\lambda \geq 3$ で動水勾配条件(d), (e) の場合を除けば、動水勾配条件のいかんによらず、入の増大につれて σ はほぼ同じ減少傾向を示す。

表-3 は、同じく逆流率と入の関係を示している。いずれの場合も入の増大につれて減少するが、動水勾配条件(d), (e) については、 $\lambda \geq 3$ のときは減少率が小さいのが特徴である。

3.3.3 漏水率の効果

漏水量は地盤上残存水頭にはほぼ比例して増大すると報告されている⁸⁾が、ここでは残存水頭の影響を無視し、漏水を含めた取り出し水量中の一定比率だけが漏水するとして、その影響を調べてみる。

管網図は図-2 (A) とし、動水勾配条件は表-1 の(c) とする。漏水率 0 ~ 90 % に対して $\lambda = 1, 0.5, 0.2$ としたときの μ と σ は図-9 のごとくである。その特徴点をあげれば、

- (1) 漏水率が 80 % 以上では入のいかんによらず μ は一定となっている。漏水率 0 ~ 60 % の領域では、漏水率とともに μ は減少する傾向にはあるが、明瞭でない。
- (2) σ は漏水率の増加につれてほぼ直線的に減少する。
- (3) μ, σ いずれも $\lambda = 0.2$ と $\lambda = 0.5, 1$ の場合とで、その値が大きく異なっている。

図-10 は、漏水率と逆流率の関係であり、漏水率の増大につれて逆流率は減少する。 $\lambda = 1$ のときは漏水率が 80 % 以上、 $\lambda = 0.2$ と 0.5 のときは 90 % 以上で逆流は全く生じていない。

3.3.4 管路密度の効果

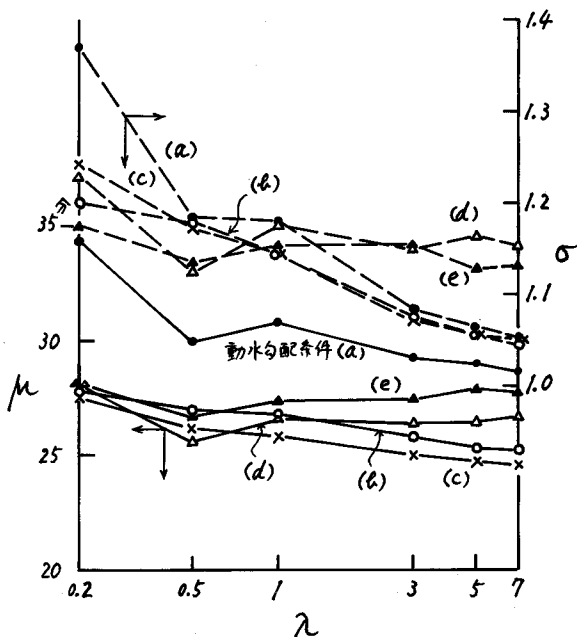


図-8 動水勾配条件、 λ と μ, σ

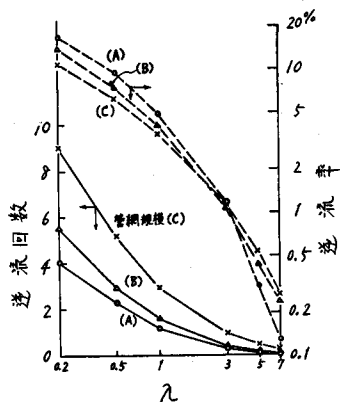


図-7 管網規模、 λ と逆流頻度

表-3 逆流率 [%]

λ	動水勾配条件				
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
0.2	16.9	17.1	16.8	17.5	17.1
0.5	9.8	9.5	9.5	10.3	10.1
1	5.5	5.1	4.9	5.8	5.5
3	2.0	1.3	1.2	3.0	2.8
5	0.7	0.4	0.3	2.1	2.0
7	0.3	0.2	0.1	1.9	1.7

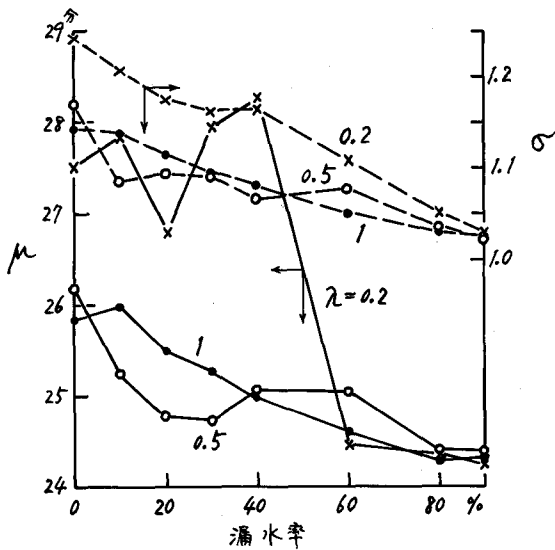


図-9 漏水率と μ , σ の関係

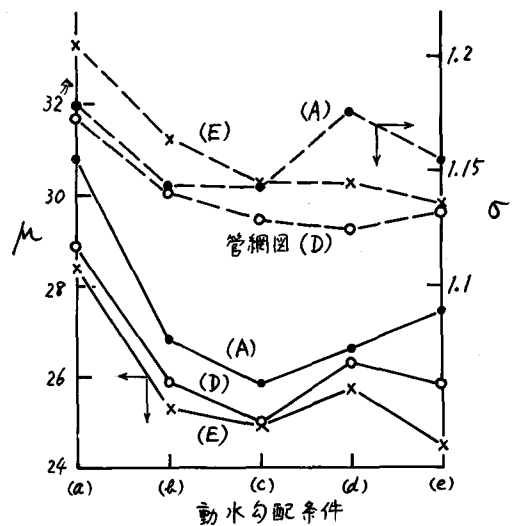


図-12 管路密度と μ , σ の関係

管路密度の効果を見るために、図-2の管網図(A)の管路の一部を除去して、図-11の(D), (E)のごとくにする。管径は表-1の条件によって決定した。管網図と動水勾配条件(a)~(e)に対する μ , σ の関係は図-12のごとくである。ただし、 $\lambda = 1$ とした。この結果、

(1) μ は管路密度が小となるにつれてわずかながら減少している。

(2) σ については、管路密度の効果が明瞭に現れていない。

図-13は逆流回数、逆流率と管路密度の関係であり、管路密度の減少が逆流回数の減少につながっている。これは、末端点近くの管路を除いた効果と考えられる。

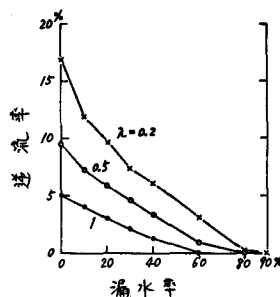


図-10 漏水率と管段数

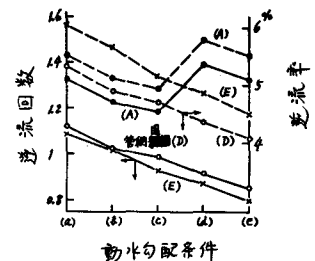


図-13 管路密度と逆流回数

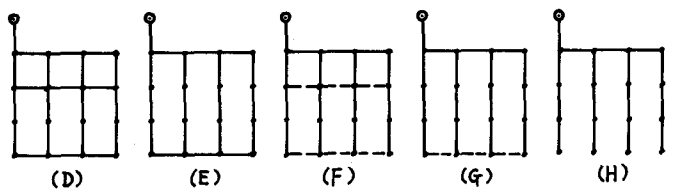


図-11 管網図

表-4 連絡管配置の効果

図	f_d	μ [分]	σ	逆流回数	逆流率 [%]
(F)	0.6	24.73	1.233	502	12.0
	0.4	24.19	1.203	557	13.3
	0.2	24.41	1.267	584	13.9
(G)	0.6	21.98	1.183	337	9.4
	0.4	21.76	1.190	348	9.7
	0.2	21.38	1.219	356	9.9
(H)	0.0	20.18	1.139	0	0.0

つぎに、図-11(H)の樹枝状管網に(F), (G)の破線のごとき連絡管を配置した場合について、同じく管路密度の効果を調べると表-4のごとくである。ただし、管径決定にあたっては、等地面高とし、最長管経路について5%の等動水勾配とし、他の管経路については、残りの水頭分を等動水勾配管路で分担した。また、連絡管径は直上流側管路の算術平均値に連絡管径比 f_d を乗じて求めた。表-4より、つぎのことがいえる。

(1) 表-4における μ の値は図-12の結果と直接は比較できないが、樹枝状または樹枝状に連絡管

を配置することによって μ を小さくしうる。

(2) 管路密度および f_d の差異による σ の変化は小さい。

(3) 管網図(F),(G)については、それぞれ(D),(E)の場合よりも逆流率が著しく増大している。

(4) (H)の樹枝状管網については逆流率を0にしよう。しかしながら、 σ については(D),(E)の場合と大差がない。これは、取り出し水量が0となる管経路が出現し、水流の停滞が生じるためと考えらる。

3.3.5 取り出し点の位置と数の効果

図-2(A)の基本管網図において、さらに管路中央節に取り出し点を設け、取り出し点の位置と

数の効果を調べてみる。対象管網は図-14の(I)~(VI)であり、管路長は50m、管径は表-1の動水勾配条件(c)により、図-2(A)の場合に対して得られた値を用いる。図-14において、●, ○, /印は、それぞれ $\lambda = 1, 0.5, 0$ を表わす。すなわち、 λ を同一とすると、●印節点には、○印節点の2倍の数の給水栓が接続しており、/印節点から取り出しはしない。

結果は表-5のごとくであり、

- (1) (II), (III)の場合と(I)の場合を比較すればわかるように、取り出し点は格子点に集中させたほうが、 μ , σ , 逆流率いずれも小さい。
- (2) (II), (III)と(IV)~(VI)の場合の対比から、格子点を含んで節点数を増加させれば、 σ の減少につながる。ただし、逆流率の減少は見られない。
- (3) (IV), (V)と(VI)の対比から、取り出し点を増加させるときは、末端点付近で多くなるように配置すると μ が減少する。ただし、 σ と逆流率については大差がない。

つぎに、図-14(VII)~(IX)のように、末端点に接続する2本の管路を除去した場合について調べてみると、表-5の(VII)~(IX)'欄のごとくである。ただし、(VII)', (IX)'は、取り出し水量に応じて流量配分をし直してから、動水勾配条件(c)によって管径決定した場合である。(II), (III)と(VII)~(IX)'の場合を比較すればわかるように、格子点で取り出さないときには、末端点を樹枝状として取り出し水量の大きい節点に接続すれば、 μ , σ とも大幅に減少させることができ、格子点集中取り出しの場合とほぼ同一の結果になるといえる。

3.3.6 λ および β の場所的分布の効果

図-2(A)の基本管網図において、 λ と β が場所的に分布しているときの効果を調べてみる。設定

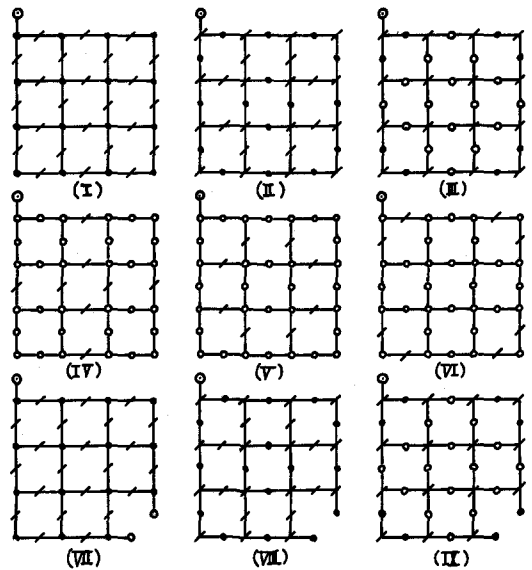


図-14 管網図

表-5 取り出し点の位置と数の効果

図	取出口数	μ [分]	μ' [分]	σ	逆流回数	逆流率[%]
(I)	16	22.24	23.14	1.082	432	4.5
(II)	16	33.29	—	1.486	699	7.3
(III)	24	29.82	—	1.297	642	6.7
(IV)	32	25.03	24.48	1.119	634	6.6
(V)	32	24.22	24.72	1.113	649	6.8
(VI)	32	30.50	25.31	1.106	678	7.1
(VII)	17	20.79	21.12	1.076	449	4.9
(VIII)	16	19.17	24.94	1.113	620	6.7
(IX)	24	19.19	20.73	1.084	554	6.0
(VII)'	16	20.62	21.19	1.096	570	6.2
(IX)'	24	20.04	20.01	1.076	497	5.4

した分布は図-15のごとくであり、●、○、/印は、 λ の分布については、それぞれ $\lambda = 1.8, 1, 0.2$ 、また q の分布については $q = 2, 1, 0 \times$

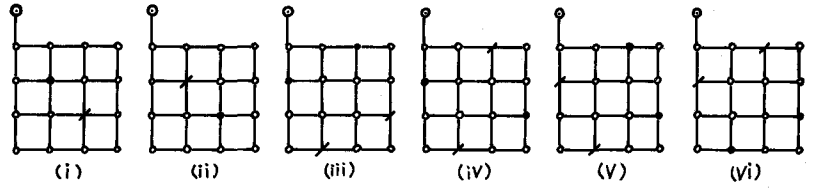


図-15 管網図

表-6 λ の場所的分布の効果

図	μ [分]	μ' [分]	σ	逆流率[%]
(A)	25.86	24.64	1.143	4.9
(i)	25.77	25.91	1.063	5.3
(ii)	24.51	23.59	1.064	4.8
(iii)	29.01	30.45	1.131	7.3
(iv)	25.03	24.35	1.128	4.3
(v)	24.75	24.03	1.115	4.7
(vi)	22.85	21.43	1.094	3.9

表-7 q の場所的分布の効果

図	μ [分]	μ' [分]	σ	逆流率[%]
(A)	25.86	24.64	1.143	4.9
(i)	26.31	26.28	1.090	5.6
(ii)	24.08	23.37	1.083	4.7
(iii)	32.50	33.07	1.171	8.4
(iv)	24.82	24.48	1.144	5.1
(v)	24.44	24.36	1.139	5.8
(vi)	22.29	20.83	1.127	5.0

0.002 m³/secを表わす。この場合、管網全体について平均取り出し水量は図-2 (A)のときと同一である。なお、管径値は、図-2 (A)に対し、動水勾配条件(c)より得られたものを用い、 λ に分布

があるときはすべて $q = 0.002$ m³/sec、 q が分布するときは、すべて $\lambda = 1$ とした。結果はそれぞれ表-6、7のごとくであり、

(1) 図(ii), (iv)のように下流側節点の λ または q が大きいときには、 μ と σ が小さくなる。

(2) 表-6、7の対応する図条件については、 μ 、 σ の値に大差がない。これは、対応する条件に対して $\lambda \cdot q$ の場所的分布がほぼ同一値となるように設定したためと考えられるが、同時に、 λ と q の効果を論議する場合には、 $\lambda \cdot q$ なる積に着目すべきことが示唆される。

(3) 逆流率については、図(i), (ii)のように上流側節点の λ または q が大きいときには増大するようである。

表-8 λ の効果

図	λ	μ [分]	μ' [分]	σ	逆流率[%]
(i)	0.2	29.36	26.28	1.220	18.4
	0.5	27.27	"	1.169	10.5
	1	26.31	"	1.090	5.6
	3	26.58	"	1.072	2.1
	5	26.18	"	1.055	0.7
(vi)	7	26.04	"	1.051	0.4
	0.2	22.06	20.83	1.203	16.1
	0.5	22.57	"	1.183	9.1
	1	22.29	"	1.127	5.0
	3	22.67	"	1.113	2.1
	5	22.34	"	1.085	1.5
	7	22.29	"	1.080	0.7

つぎに、図(i), (vi)の場合について、管網全体の λ が変化したときの効果を調べてみる。結果は表-8のごとくであり、これを(3.3.2)項の結果と比較すると、平均取り出し水量の場所的分布によって μ の大きさが異なっている以外は、(i)の場合は図-8、表-3における動水勾配条件(a)~(c)の場合に近似しており、(vi)については動水勾配条件(d), (e)の場合と同様の特徴を示している。したがって、取り出し水量と管径決定用動水勾配の上・下流分布が滞留時間および逆流率の変動に及ぼす効果には共通性があるといえよう。

3.4 計算結果の総括

3.4.1 平均流速による滞留時間平均値の算出

ここでは、モンテカルロ・シミュレーションによらない滞留時間平均値の算出について考える。

平均流速を V_i とすると、単位管路長についての流下時間は $1/V_i$ であり、総管路数を m とすれば、配水管網全体についての幾何平均値 $\bar{t}$ は

$$\log \bar{t} = -\sum V_i / m \quad (8)$$

となる。配水基地から末端点にいたる管経路長を L_e として

$$\mu' = L_e / \bar{t} \quad (9)$$

より、一種の平均化滞留時間が得られる。 μ と μ' は、表-2、5、6、7、8の結果、および表-4、表-5の(Ⅱ)、(Ⅲ)の場合を除く他の結果から、 λ のいかんによらず、最大で±20%の差異しかないので、式(9)の μ' を μ としてよいであろう。

なお、本法の問題点としては、図-11(F)~(H)のように配水基地と末端点を結ぶ管路に均等な流量配分がなされない場合、また図-14(Ⅱ)、(Ⅲ)のように、格子点または管路点と末端点となっていない場合へ通用しえないことがあげられる。さらに、今回は規則正しい格子状配置を対象としたが、そうでない管網への適用についての検討が必要とされる。

3.4.2 λ と σ の関係

(3.3)節でとりあげた設計因子のうち、 σ に対して最も大きな効果をもつのは λ である。そこで、今回の計算のうち λ を変化させたときの結果をまとめると表-9のごとくである。 $\lambda=3\sim7$ の場合の標準偏差が大となっているが、これは動水勾配条件(d)、(e)のとき、 λ のいかんによらず σ がほぼ一定値となったためである。

λ に対して、表-9における(5-1)の平均を両対数紙上にプロットすると、図-16のように直線となり、両者の関係は

$$\sigma = a \cdot \lambda^b + 1 \quad (10)$$

なる形で表現しうる。本研究では、 $a = -0.363$ 、 $b = 0.127$ であった。

式(6)より得られる

$$T = \mu \cdot \sigma^2 \quad (11)$$

なる関係に式(9)の μ' および式(10)の σ を代入すると、モンテカルロ・シミュレーションをしなくとも、次式によって推定滞留時間 T' が得られる。

$$T' = \mu' \cdot (a \cdot \lambda^b + 1)^2 \quad (12)$$

また、 λ に対して T' を求め、これを式(1)の T_a と比較することによって、水質の安全性に関する概略の評価が可能となる。なお、漏水があるときは、安全側に作用する。

3.4.3 逆流率と λ の関係

図-5、7と表-7の場合について、逆流率と λ の関係も両対数紙上にプロットすると図-17のご

表-9 λ と(5-1)

λ	標本数	平均	標準偏差
0.2	9	0.228	0.057
0.5	9	0.162	0.021
1	30	0.127	0.036
3	9	0.076	0.055
5	9	0.061	0.054
7	9	0.071	0.043

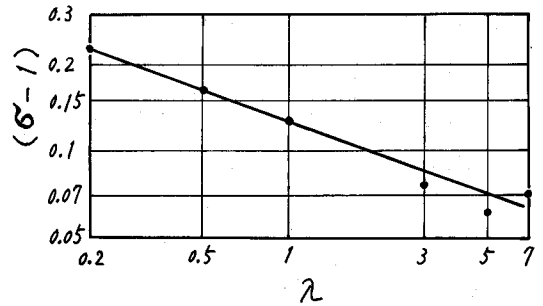


図-16 (5-1)と λ の関係

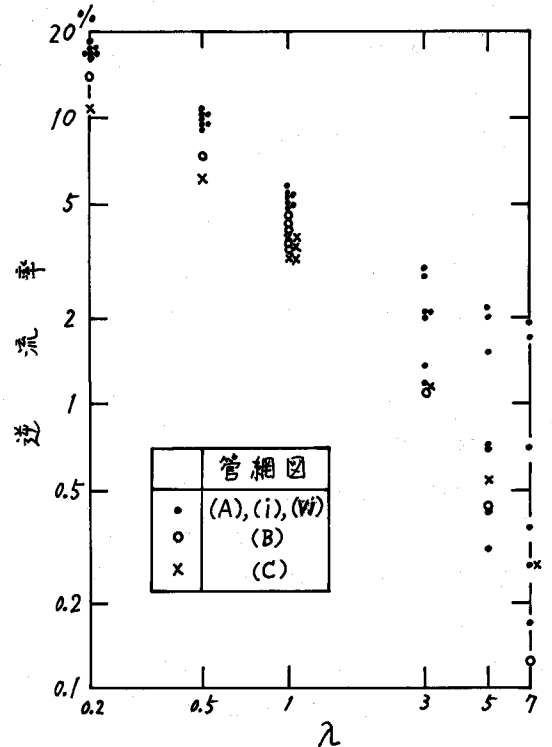


図-17 逆流率と λ の関係

とくである。逆流率で逆流頻度を表示しこもなお管網規模の効果に残っているが、逆流率は入の効果
を強く受けるといえる。

なお、(3・3・3)、(3・3・5)項で示したように、漏水率および取り出し点の位置と数も逆流率へ
の効果が大い。

4. まとめ

閉栓数はポアソン分布をなすとの仮定に立ち、配水管網内の滞留時間の導出法を明らかにすると
ともに、設計因子と滞留時間および逆流頻度との関連を調べた。その要点は

- (1) 滞留時間の確率分布は対数正規分布であるとみなされる。
- (2) 設計因子のうちで滞留時間および逆流頻度に最も大きな効果をもつのは平均閉栓数入と考えら
れるので、取り出し点の数についての考慮が必要である。
- (3) モンテカルロ・シミュレーションによらない滞留時間推定式を提示した。

今後の課題として主要なものに

- (1) 一日の需要水量変動パターンとの重ね合わせ
- (2) 水質の安全性から見た支管網規模の決定
- (3) 滞留時間の許容値および安全性の示標に対する評価

があげられる。

なお、計算には北海道大学大型計算機センターの FACOM 230-60 を利用したことを付記する。

参考文献

- 1) 中西 弘：水道施設の塩素処理に関する研究，水協誌，第386号，pp. 47～60 (1966.11)
- 2) 沢柳六郎ほか：赤水対策に関するシンポジウム，第21回全国水道研究発表会講演集，pp. 290
～299 (1970.6)
- 3) 合田 健，海老瀬清一：上水管理に関する問題の提起と分析(Ⅲ)，水協誌，第429号，pp.
25～32 (1970.6)
- 4) 高桑哲男：配水管網設計法に関する研究(I)，水協誌，第443号，pp. 2～16 (1971.8)
- 5) 松田暢夫：合理的配水管網の設計(Ⅱ)，水協誌，第329号，pp. 25～42 (1962.2)
- 6) 高桑哲男：ユーブルック・ホワイト公式を使用した管網計算，土木学会論文報告集，No. 204，
pp. 51～59 (1972.8)
- 7) 高桑哲男：配水管網流量計算法に関する研究(Ⅲ)，水協誌，第423号，pp. 46～60 (1969.12)
- 8) 末石富太郎，雄倉幸昭：漏水量と水圧の関係，第17回全国水道研究発表会講演集，pp. 118
～119 (1966.5)