

最短路問題としての配水管網設計法について

IMPROVED DESIGN OF DISTRIBUTION PIPENETS THROUGH MINIMUM ROUTE PROBLEMS

中 島 重 旗*

By Shigeki Nakajima

1. ま え が き

配水管網の流量計算には、現在までのところ 1936 年に発表されたクロス法が実用上最良のものとして使用され、その後数多くの研究により計算の簡易化、電子計算機の利用等が考案されている。理論的には配水管網はいくつかの閉管路の集合と考え、各閉管路は構成する各単一管路の損失水頭の総和が 0 になる、すなわち $\sum h=0$ と、各分岐点における流入、流出量の和が 0 になる、すなわち $\sum Q=0$ との 2 つの条件を満足するよう、分布流量 Q と損失水頭を求めることである。したがってこれは配水管網に対する流量および水圧の連続条件を満足する一つの解を示しているにすぎない。各管路の管径を変えるごとに別の解をうることはいうまでもない。したがって管径を直接の未知数にとれば一般に数多くの解が存在し、これらの解はそれぞれ異なった結果を示す。管径を任意に仮定して管網流量計算を行ないながら、合理的な配水管網をうるために繰返し計算を行なうことは容易ではない。現状では合理的配水管網を設計するには、設計の当初に種々の条件を考慮して、各管路の管径を決定しなければならない。

配水管網の合理的設計には、1) 水圧分布、2) 流量分布、3) 経済性、の 3 つの条件を考慮しなければならない。合理化の目標のうち経済性以外を設計要素に直接結びつけることは困難であるので、結局合理的設計の試みも定められた管網に対して、水理条件を満たしつつ管布設工事費が最小になるよう管径を決定する方法が主になっている。従来、配水管網の合理的設計についてはいくつもの研究¹⁾がなされている。

青木^{2), 3), 4), 5)} は配水管網を本管路と連絡管路に分類して別々に取扱っている。まず本管路の設計で合理化の目標を水圧分布の均等化におき、本管路の動水勾配が地表

面勾配の向と一致するよう管径を決定するのが望ましいとし、規格管径を使用して試算的に設計を行なっている。次に横の連絡管径を緊急時に対処できる限度に小さくしてそうし、管網にしている。最初に与える直線動水勾配や連絡管径比の決定に経験や別の計算を必要とするが、管網の流量計算はただ一度ですむ。

松田^{6), 7), 8)} は合理的配水管網の設計を分布流量の均等化においている。同一長さの 2 つの径路があるとき、当然どちらかに流量を集中するのが経済的であるが、管網構成の意義を重視して、これらに均等に流量を分担させても、管布設工事費の増加はわずかであるとしている。この方法でも通常の管網流量計算は 1 回だけでよいが、管径を決定する計算の方がはるかに複雑で時間がかかる。

Tong⁹⁾ はまず固定した管網路線の起点・終点間に直線の損失水頭分布を与える。次に各閉管路ごとに流向を考慮して正負を区別した等値管長の総和が 0 になる条件を導入して流量分布の仮定値を逐次修正し、最終的に経済的分布流量にしたがって経済的口径を求めている。

本文では、合理的配水管網の設計の目標を経済性において、輸送における OR 技法のうち、ネットワーク計画法の最短路問題を応用して、配水管網の合理的組織を選定し、その規格管径を簡単に求める方法について述べる。さらに管網の流量分布を考慮した管網管路の連絡管の設計についても考察を加える。

2. 管網基礎配水管路

配水管は一般に都市の街路に沿って布設されるから管網組織は街路網組織に支配されることが多い。また街路の条件によって管布設の可能な路線は一般に決められているのが普通で、本文では配水管網路線がすでに確定されている場合について考察する。管網配管が樹枝状配管に比して水理的に有利であると同時に、管路の部分的閉

* 正会員 (株) 日本水道コンサルタント水道部課長

塞および使用量の不測の変化に対して一層有利であるから、できるだけ全給水区域を一つの管網組織に包含せしめるのがよい。しかし管網配管は水理的にはともかく、経済的には樹枝状配管より有利であるとは限らない。松田^{(6),(7),(8)}の研究でも理論的に証明されているが、むしろ並列管路より単一管路に全流量を流す方が経済的である。輸送理論からも各流出点に至る最短距離の単一管路線で水輸送するのが最も経済的である。必然的に各流出点、すなわち管網になる各節点を包含して連結する櫛型、または樹枝状の配管をもとめることができる。これを基礎配水管路とすると、この樹枝状配管の相対する末端流出点を連絡する管路をそう入することにより完全な配水管網になる。したがって、そう入する連絡管の本数は配水管網数に等しい。配水管網の合理的設計の目標をまず全分岐点で許容最小水圧を保持させつつ総管布設工事費の最小化をはかることにするとすれば、各流出点までの最短路線を求め、その各管路について単一路線として、経済的理論動水勾配より途中各分岐点動水頭が許容最小水頭に等しいか、それ以上になるよう規格管口径を設計すればよい。いま単一管路について管口径 D 、流量 q 、動水勾配 i とすれば、Hazen & Williams 公式より次の関係がある。

$$D=1.6258 c^{-0.38} q^{0.38} i^{-0.205} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 c は流速係数で同一管種では同じである。この管の延長 l についての管布設工事費 e は一般に、

$$e=(\alpha D^\beta+r)l \dots\dots\dots(2)$$

と表わされる¹²⁾。 α 、 β 、 r は定数で、管種、工法、管布設街路の条件によって異なる値をとる。また、分岐点①から分岐点②に至る管路について考えると、各路線はすでに確定されているが、管口径は任意に選定できる。この場合、管布設工事費 e におよぼす要因について考察すると、まず分岐点①から②に至る間の動水勾配 i は、

$$i=h/l \dots\dots\dots(3)$$

で表わされる。ここに h は分岐点①から②に至る間の許容損失水頭で、この間の各管路線については一定である。また分岐点①と②の間の分岐点から流出入流量がなければ q は一定で、したがって式 (1) に式 (3) を代入して整理すれば、

$$D=1.6258 c^{-0.38} q^{0.38} h^{-0.205} l^{0.205} \dots\dots\dots(4)$$

となり、式 (2) より管布設工事費 e は、

$$e=Kl^{0.208\beta+1}+rl \dots\dots\dots(5)$$

と表わされる。ここに K は一定数であるから、管布設工事費 e は管の延長 l だけの関数になる。換言すれば、管延長 l を最短にすれば管布設工事費 e が最小になることを意味する。分岐点①から②に至る最短路線がきまれば、管路線の途中分岐点に流出入流量があっても、式 (5) より管布設工事費が最小なる最短路線は、分岐点①

から分岐点②の路線にあることは明確である。したがって、理論的な経済的基礎配水管路は各分岐点を包含して、最短路で連絡する樹枝状管路であるといえる。次にこの基礎配水管路の最短路線を簡単に選定する方法について述べる。

3. 最短路問題

最近 OR 的手法が種々の土木工学系の計画・設計に用いられるようになってきた。OR そのものが最適化の理論であり、かつ方法でもある。新しい工程計画・管理手法として、一部実用化されているのがネットワーク計画法を導入した PERT, CPM システムである。ネットワーク計画法の最短路問題は工学的にも応用範囲は広いと考えられている^{10),(11)}、配水管網における経済的基礎管路の選定も、ネットワーク計画法の概念を導入した最短路問題と考えることができる。

一般的に、ネットワーク計画法の最短路問題は節点接続行列の形式で、距離行列をつくり、これを基礎にあらゆる節点対の間の最短路を求めることになる。ここでは、距離行列 D' (n 行 n 列) からすべての 2 節点間の最短路を計算する一方法について述べる。

D' の要素 l_{ij}^1 は節点 i から節点 j に至る管の長さを表わし、直接連結する管がない場合はその値を ∞ とする。したがって、 D' は管 1 本だけを經由した路の最短路と考えることができる。 D' を利用して次式によって計算される l_{ij}^2 を要素とするマトリックス D^2 を求める。

$$l_{ij}^2=\min k(l_{ik}^1+l_{kj}^1), k=1, 2, \dots, n, \dots\dots(6)$$

で、 k はすべての節点をとるから、すべての可能な組合せの中の最小値を求めているから、 D^2 は管路 2 本以内を經由した場合の最短路を表わしている。同様にして高次のマトリックスは、

$$\left. \begin{aligned} l_{ij}^{m+1} &= \min k(l_{ik}^m + l_{kj}^m), k=1, 2, \dots, n \\ l_{ij}^{m+1} &= \min k(l_{ik}^m + l_{kj}^m), k=1, 2, \dots, n \\ l_{ij}^{2m} &= \min k(l_{ik}^m + l_{kj}^m), k=1, 2, \dots, n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

などの行列演算によって求められる。高次のマトリックスが得られるにしたがって、任意の 2 点間の最短路は改善され、だんだんと短い路が発見されていく。この行列演算は (7) の 3 式のうち最後の式で行なえば改良が早く行なわれ、 D^1 から D^2 、 D^2 から D^4 、 D^4 から D^8 と倍々に進んでいく。このような行列演算は、

$$D^m = D^{2^m}, \text{ (または } D^m = D^{m+1}) \dots\dots\dots(8)$$

$$m \geq n-1 \dots\dots\dots(9)$$

の条件のどちらか一方でも成り立てば、 D^m はそれ以上改良される余地はなくなり、解行列 D^8 となる。ただ

⑩の列をみてこの列にある値と、その行にある l_j^m との和を調べる。

$$\left. \begin{aligned} l_{13}^m + l_{13-19} &= 2330 + 55 = 2385 \\ l_{18}^m + l_{18-19} &= 2535 + 665 = 3200 \end{aligned} \right\}$$

$$l_{19}^m = \min[\text{⑩} - \text{⑭}] = 2385$$

したがって、 l_{19}^m は 2385 m で、起点 $j = \text{⑩}$ から分岐点 $i = \text{⑭}$ に至る最短管路の距離を示し、分岐点 ⑭の1つ前の分岐点は $j = \text{⑬}$ であることを意味し、 $i = \text{⑭}$ の列と $j = \text{⑬}$ の行の交わる枠内の数値、すなわち l_{13-19} を太字でかいておく。表一1の管網距離表において、たとえば $j = \text{③}$ の行で、 $i = \text{⑫}$ と ⑬の距離が太字でかかれていることは、分岐点 $j = \text{③}$ で最短管路は節点 $i = \text{⑫}$ と ⑬に分岐することを意味する。表一1の管網距離表の計算結果より、図一1に太線で示す樹枝状の基礎配水管路が選定された。

連絡管については、閉管路の数と同じで 図一1の配水管網の場合は7管路になる。ここで、節点に出入する管路の数 $l(n_i)$ が $l(n_i) \leq 2$ の節点を含めて最短路を考えると、2節点間の連絡管は容易に選定できる。たとえば、分岐点 $j = \text{③}$ と ⑦の間で、表一1の管網距離表より、 $l_2^m = 2040$ 、 $l_7^m = 2435$ であるから、容易に節点 $j = \text{④}$ と ⑤の間の管路 l_{4-5} が連絡管になることがわかる。他の6か所の連絡管についても同じようにして求めることができる。図一1に点線で示す管路が連絡管である。

4. 基礎配水管路の経済的規格管口径

ネットワーク計画法の技法で最も経済的な基礎配水管路を選定した。この樹枝状管路を構成する各単一管路線については、経済的理論動水勾配線¹²⁾を基準にして経済的な規格管口径を求める。

一般的な 図一2 に示す起点 ⑩、末端 ⑳の単一配水管路において、その間の落差 $h(m)$ 、距離 $l(m)$ 、 n 個の分岐点がある場合について考える。起点⑩から各分岐点 ①、②、...、 $(n-1)$ 、⑳に至る距離を $f_1 l, f_2 l, \dots, f_{n-1} l, f_n l$ (ただし $0 < f_n \leq 1$)、各分岐点の動水頭を起点⑩の水平面から下に $x_1, x_2, \dots, x_{n-1}, x_n$ とする。各分岐点間 ⑩—①、①—②、...、 $(n-1)$ —⑳の管流量を $q_1, q_2, \dots, q_{n-1}, q_n$ とし、その口径を $D_1, D_2, \dots, D_{n-1}, D_n$ とする。また、各分岐点間の動水勾配を $I_1, I_2, \dots, I_{n-1}, I_n$ とし、各分岐点間の管布設工事費を e_1, e_2, \dots, e_n とする。いま、 j 番目の区間管路の口径を D_j とすると、単位長あたりの管布設工事費 e_j は一般に

$$e_j = \alpha D_j^\beta + r \dots \dots \dots (10)$$

で表わされる。 α, β, r は定数で管種、工法、街路の状況によって異なった値をとり、物価の変動にしたがって変動する。そのうち、 β の値については、扇田¹²⁾は東京

都水道局使用の標準一位代価表より給水管も消火栓もとりにけない口径 400 mm 以上の管路について、土かぶり標準 2.1 m、普通地盤、砂利道で復旧費を見込んで、次のように最小自乗法により β の値を求めている。

昭和 11 年	$\beta = 1.62$
昭和 17 年	$\beta = 1.68$
昭和 25 年	$\beta = 1.71$
昭和 28 年	$\beta = 1.77$

また、松田⁷⁾ は昭和 34 年 4 月 1 日現在の物価を代入して東京都水道局におけるソケット継手水道用立型鑄鉄管 (JIS G 5521) を使用した場合の β を、

管口径 75 mm~350 mm,	$\beta = 1.494$
管口径 400 mm~1500 mm,	$\beta = 1.935$

と算出している。東京都水道局においては口径 75 mm~350 mm を配水小管、400 mm 以上を配水本管と呼んで標準埋設深さ等を異にしているの、 β の値は管口径が 75 mm~350 mm と 400 mm 以上との範囲で異なる値になっている。

本文では中小規模の水道を対象に考察しているので、管種、工法、街路の状況等東京都水道局の場合と異なる。したがって、対象とする管網ごとに β の値を算出する必要があるが、本文では設計計算の簡略化と経済比較の目標年度を勘案して、一般的な場合として $\beta = 1.8$ を採用する。

配水管路 ⑩—⑳の総管布設工事費 E は、

$$E = \sum_{j=1}^n e_j l_j = \sum_{j=1}^n (\alpha D_j^\beta + r)(f_j - f_{j-1}) l \dots (11)$$

によって求めることができる。また、Hazen-Williams 公式は、

$$D_j = K q_j^{0.38} I_j^{-0.205} \dots \dots \dots (12)$$

で、ここに K は流速係数を含み、同一管種で一定である。

また、区間 $(j-1)$ — j 間の動水勾配 I_j は、

$$I_j = (x_j - x_{j-1}) / (f_j - f_{j-1}) l \dots \dots \dots (13)$$

で表わされる。いま式 (10) の β を 1.8 として式 (12)、(13) を式 (11) に代入して整理すれば、総管布設工事費 E は、

$$E = \sum_{j=1}^n [A q_j^{0.684} (f_j - f_{j-1})^{1.369} (x_j - x_{j-1})^{-0.369} + B (f_j - f_{j-1})] \dots \dots \dots (14)$$

となり、ここに A, B は同一管種では定数である。経済的配水管路の設計とは管布設工事費 E が最小となるように管口径を選定することで、その条件を求めるために

$$\frac{\partial E}{\partial x_j} = 0 \text{ において整理すれば,}$$

$$x_j = \frac{\{q_j^{0.5} (f_j - f_{j-1}) x_{j+1} + q_{j+1}^{0.5} (f_{j+1} - f_j) x_{j-1}\}}{\{q_j^{0.5} (f_j - f_{j-1}) + q_{j+1}^{0.5} (f_{j+1} - f_j)\}} \dots \dots \dots (15)$$

表-3 経済的管路

分 岐 点	A 管 路									摘 要
	①	②	③	⑬	⑰	⑳	㉑	㉒		
管 流 量 q_j (l/sec)	142.36	91.31	84.19	68.94	51.84	47.58	24.34	5.14		
分 岐 点 間 距 離 l_j (m)	1170	500	370	290	55	185	380	1335		
始点からの許容動水頭 H_j (m)	24.45	23.26	24.71	24.45	24.38	24.20	23.50	23.30		
$a_j = q_j^{0.5} l_j / \Sigma q_j^{0.5} l_j$ (%)	44.86	15.36	10.91	7.74	1.27	4.10	6.02	9.74		
$h_j = a_j \times h$ (m)	10.45	3.57	2.54	1.80	0.29	0.95	1.40	2.26		$h = 23.30$
Σh_j (m)	10.45	14.02	16.56	18.36	18.65	19.50	21.00	23.26		$\Sigma h_j < H_j$
i (‰)	8.93	7.14	6.86	6.20	5.27	5.13	3.68	1.69		
$D_j(1)$ (mm)	300	250	250	250	200	200	200	125		
$h_j(1) = I_j(1) \times l_j$ (m)	14.04	6.50	4.07	2.32	0.74	2.18	1.33	2.53		$\Sigma h_j(1) = 33.71$
$D_j(2)$ (mm)	350	300	300	300	250	250	250	150		
$h_j(2) = I_j(2) \times l_j$ (m)	6.78	2.65	1.73	0.95	0.24	0.74	0.45	1.06		
$\Delta h_j = h_j(1) - h_j(2)$ (m)	7.26	3.85	2.34	1.37	0.50	1.44	0.88	1.47		
$\Delta \text{dep} l_j$	3533	1320	976	766	124	416	1045	1335		
$\Sigma \Delta h_j^*$		3.85	2.37	1.37	0.50	1.44	0.88			
D_j (mm)	300	300	300	300	250	250	250	125		

*: $\Delta \text{dep} l_j$ の小さい区間から規格管口径を一段大きくして行くが、その作業は Δh_j の和が対象する区間の $\Sigma h_j(1) - \Sigma h_j$ より大きくなるまで続け

表-4 連絡管口径をかえた

節 点	連絡管口径 (mm)		基礎配水管路			$\phi 50$			$\phi 75$			I
	距 離 (m)	口 径 (mm)	I	Q	H	I	Q	H	I	Q	H	
0-1	1170	300	12.30	142.30	25.01	12.30	142.36	25.01	12.30	142.36	25.01	12.30
1-2	500	300	5.44	91.31	21.10	5.54	92.19	21.05	5.59	92.63	21.02	5.60
2-3	370	300	4.68	84.19	20.81	4.76	84.93	20.74	4.80	85.33	20.70	4.82
3-4	370	100	4.07	4.33	20.11	4.86	4.77	19.74	5.52	5.10	19.46	5.84
3-13	290	300	3.23	68.94	19.66	3.32	69.91	19.56	3.36	70.34	19.51	3.39
13-14	455	125	2.92	6.51	19.83	2.52	6.01	19.82	2.14	5.50	19.94	1.94
14-15	430	100	5.59	5.14	17.33	4.63	4.64	17.82	3.73	4.13	18.33	3.28
13-19	55	250	4.64	51.84	19.29	4.88	53.31	19.17	5.05	54.25	19.11	5.16
19-22	185	250	3.96	47.58	18.37	4.13	48.67	18.23	4.18	49.00	18.16	4.15
22-23	410	150	1.30	6.79	19.84	1.52	7.41	19.60	1.73	7.94	19.45	1.87
23-24	325	100	2.70	3.47	15.00	3.66	4.09	14.45	4.58	4.62	14.00	5.22
22-21	380	250	1.14	24.34	17.24	1.18	24.81	17.08	1.17	24.62	17.01	1.12
21-27	1120	150	1.92	8.39	18.62	2.06	8.72	18.31	2.09	8.79	18.20	2.07
21-29	1335	125	1.88	5.14	14.52	1.88	5.14	14.36	1.88	5.14	14.29	1.88
2-11	705	75	4.00	2.01	15.68	4.53	2.15	15.25	4.65	2.18	15.14	4.55
3-12	705	150	2.68	10.05	15.91	2.36	9.38	16.06	2.19	9.02	16.14	2.04
12-18	160	125	3.29	6.94	15.84	2.84	6.41	16.06	2.57	6.08	16.18	2.28
18-20	510	125	0.91	3.47	15.30	0.84	3.33	15.55	0.98	3.60	15.61	1.20
1-10	170	250	4.01	47.95	25.01	3.88	47.07	25.03	3.81	46.63	25.04	3.79
10-9	115	250	3.54	44.83	24.61	3.42	43.95	24.65	3.35	43.51	24.66	3.34
9-8	580	250	3.29	43.09	22.89	3.17	42.21	23.03	3.11	41.77	23.06	3.09
8-28	980	100	2.70	3.47	19.02	2.70	3.47	19.27	2.70	3.47	19.32	2.70
8-7	400	200	7.88	38.37	21.30	7.55	37.49	21.54	7.39	37.05	21.66	7.34
7-6	160	125	5.44	9.11	20.58	4.97	8.67	20.90	4.62	8.34	21.07	4.45
6-5	155	100	4.02	4.30	19.40	3.29	3.86	19.83	2.78	3.53	20.09	2.55
7-17	330	200	4.77	29.26	20.15	4.64	28.82	20.44	4.61	28.72	20.57	4.62
17-16	220	200	2.06	18.58	19.87	1.97	18.14	20.17	1.95	18.04	20.31	1.95
16-26	280	150	4.77	13.72	18.93	4.18	12.78	19.40	3.82	12.17	19.63	3.68
26-30	745	125	4.28	4.45	17.60	4.28	4.45	18.07	4.28	4.45	18.30	4.28
26-25	300	100	4.98	4.83	17.43	3.34	3.89	18.40	2.43	3.28	18.90	1.99
連絡管												
4-5	520					1.71	0.44	19.83	0.68	0.77	20.09	0.24
11-12	1080					0.21	0.14	16.06	0.04	0.17	16.14	0.01
15-16	340					2.20	0.50	20.17	1.11	1.01	20.31	0.43
18-19	665					1.33	0.38	19.17	1.06	0.98	19.11	0.81
20-21	480					0.22	0.14	17.08	0.02	0.13	17.01	0.09
24-25	530					3.23	0.62	18.40	1.41	1.15	18.90	0.56
27-25	775					0.99	0.33	18.40	0.21	0.40	18.90	0.03

注：I：動水勾配 (‰)， Q：流量 (l/sec)， H：残存水頭 (m)

設計計算表

B 管 路									C 管 路				
⑩	⑨	⑧	⑦	⑬	⑫	⑪	⑩	⑨	摘 要	⑫	⑬	⑭	摘 要
47.95	44.83	43.09	38.37	29.26	18.58	13.72	4.45			10.05	6.94	3.47	
170	115	580	400	330	220	280	745			705	160	510	
11.09	11.10	11.30	12.86	13.29	13.46	13.86	15.72			3.28	3.74	3.66	
8.67	5.68	28.04	18.25	13.15	6.99	7.64	11.59			61.99	11.67	26.32	
1.36	0.89	4.41	2.87	2.07	1.10	1.20	1.82	$h=15.72$		2.26	0.42	0.96	$h=3.66$
1.36	2.25	6.66	9.53	11.60	12.70	13.90	15.72	$\Sigma h_j < H_j$		2.26	2.68	3.64	
8.00	7.74	7.60	7.18	6.27	5.00	4.29	2.44			3.20	2.62	1.88	
200	200	200	200	150	150	125	100			125	125	125	
2.02	1.20	5.80	3.20	6.27	1.76	3.27	3.27	$\Sigma h_j(1)=26.79$		4.93	0.52	0.45	$\Sigma h_j(1)=5.90$
250	250	250	250	200	200	150	125			150	150	150	
0.71	0.40	1.91	1.04	1.55	0.44	1.26	1.04			2.11	0.22	0.20	
1.31	0.80	3.89	2.16	4.72	1.32	2.01	2.23			2.82	0.30	0.25	
943	638	3219	2220	1501	1001	691	745			705	160	510	
1.31	0.80			4.72	1.32	2.01	2.23			2.82	0.30	0.25	
250	250	200	200	200	200	150	125			150	125	125	

る。こうすれば簡単に $\Sigma h_j \leq H_j$ を知ることができ、このときの管口径が求める管路の経済的規格管口径である。

A 市配水管網流量計算表

流速係数 C=130

φ100		φ125			φ150			水量の融通性を目的とする口径 (mm)				節 点
Q	H	I	Q	H	I	Q	H	口径 (mm)	I	Q	H	
142.36	25.01	12.30	142.36	25.01	12.30	142.36	25.01		12.30	142.35	25.01	0-1
92.76	21.02	5.61	92.79	21.01	5.61	92.80	21.01		5.58	92.59	21.03	1-2
85.49	20.68	4.82	85.56	20.68	4.83	85.60	20.68		4.80	85.33	20.70	2-3
5.26	19.33	5.96	5.32	19.28	6.00	5.34	19.26		5.93	5.31	19.31	3-4
70.69	19.49	3.42	71.06	19.47	3.45	71.38	19.46		3.37	70.48	19.51	3-13
5.22	20.00	1.86	5.11	20.02	1.83	5.07	20.03		1.94	5.22	20.02	13-14
3.85	18.59	3.11	3.74	18.69	3.04	3.70	18.72		3.28	3.85	18.61	14-15
54.88	19.49	5.24	55.36	19.07	5.30	55.72	19.05		5.12	54.67	19.11	13-19
48.82	18.14	4.09	48.44	18.13	4.04	48.09	18.12		4.11	48.58	18.17	19-22
8.27	19.37	1.93	8.41	19.34	1.95	8.46	19.32		1.74	7.95	19.45	22-23
4.95	13.71	5.50	5.09	13.59	5.60	5.14	13.54		4.61	4.63	13.99	23-24
24.10	17.01	1.08	23.58	17.02	1.04	23.18	17.03		1.13	24.18	17.04	22-21
8.71	18.24	2.03	8.66	18.27	2.03	8.64	18.29		2.11	8.83	18.21	21-27
5.14	14.29	1.88	5.14	14.30	1.88	5.14	14.31		1.88	5.14	14.31	21-29
2.16	15.20	4.42	2.12	15.30	4.30	2.09	15.38		4.52	2.15	15.23	2-11
8.66	16.23	1.88	8.31	16.34	1.76	8.01	16.42		2.04	8.68	16.24	3-12
5.70	16.33	2.00	5.31	16.48	1.78	4.98	16.60		2.29	5.71	16.34	12-18
4.03	15.63	1.47	4.50	15.64	1.71	4.88	15.64		1.22	4.07	15.63	18-20
46.50	25.04	3.79	46.50	25.04	3.79	46.46	25.05		3.82	46.67	25.04	1-10
43.38	24.67	3.33	43.35	24.67	3.33	43.34	24.67		3.36	43.55	24.66	10-9
41.64	23.04	3.09	41.61	23.08	3.09	41.60	23.08		3.11	41.81	23.05	9-8
3.47	19.34	2.70	3.47	19.34	2.70	3.47	19.34		2.70	3.47	19.32	8-28
36.92	21.69	7.33	36.89	21.70	7.33	36.88	21.71		7.40	37.09	21.65	8-7
8.18	21.13	4.40	8.12	21.15	4.38	8.10	21.16		4.41	8.13	21.09	7-6
3.37	20.18	2.48	3.31	20.21	2.45	3.29	20.22		2.49	3.32	20.16	6-5
28.75	20.60	4.63	28.77	20.61	4.63	28.78	20.61		4.68	28.95	20.53	7-17
18.07	20.34	1.96	18.09	20.34	1.96	18.10	20.34		2.00	18.27	20.26	17-16
11.92	19.71	3.63	11.83	19.73	3.61	11.79	19.73		3.80	12.12	19.60	16-26
4.45	18.37	4.28	4.45	18.39	4.28	4.45	18.40		4.28	4.45	18.27	26-30
3.03	19.07	1.99	2.94	19.13	1.94	2.90	19.15		2.37	3.23	18.89	26-25
0.93	20.18	0.09	0.99	20.21	0.04	1.01	20.22	100	0.26	0.98	20.16	4-5
0.15	16.23	0.00	0.11	16.34	0.00	0.08	16.42	75	0.03	0.14	16.24	11-12
1.29	20.34	0.17	1.40	20.34	0.07	1.44	20.34	125	0.15	1.29	20.26	15-16
1.80	19.08	0.56	2.66	19.07	0.36	3.37	19.05	100	0.83	1.83	19.11	18-19
0.56	17.01	0.10	1.03	17.02	0.07	1.41	17.03	125	0.04	0.60	17.04	20-21
1.48	19.07	0.22	1.62	19.13	0.10	1.67	19.15	75	1.44	1.16	18.89	24-25
0.32	19.07	0.01	0.27	19.13	0.00	0.25	19.15	75	0.24	0.44	18.89	27-25

で表わされるが $D_j(2)^{1.8} - D_j(1)^{1.8}$, $D_m(2)^{1.8} - D_m(1)^{1.8}$ は規格管口径の種類が少ないので表-2のように簡単に示される。

図-2を参照して、単一管路の経済的規格管口径を求める一般的设计法について述べる。

まず各分岐点間の管流量 q_1, q_2, \dots, q_n , 管距離 l_1, l_2, \dots, l_n および起点①の水平面から各分岐点の許容最小動水位に至る落差 H_1, H_2, \dots, H_n を表にし、この表より口径が任意に選ばるとしたときの損失水頭を式(16)を用いて計算する。

ここで区間損失水頭の和 $\sum_{j=1}^j h_j$ と許容落差 H_j とを比較して、 $\sum_{j=1}^j h_j \leq H_j$ であれば規格管口径の選定を行なう。

最初に求める規格管口径 D_j は流量表より求めると簡単であるが流量 q_j を流す規格管の動水勾配が経済的理論動水勾配 $i_j = h_j/l_j$ より大きい規格管口径を選定する。

この規格管で流量 q_j を流す動水勾配より損失水頭 h_j を計算し、 $\sum_{j=1}^j h_j$ と H_j とを比較する。 $\sum_{j=1}^j h_j > H_j$ のときは表-2より、各分岐点間の管口径に対する単位長当り管布設工事増加費 Δe_{D_j} をとり出し、 $\Delta e_{D_j} l_j$ を計算してその小さい区間から順次規格管口径を一段大きくし、新しい口径の動水勾配より損失水頭 h_j を計算し、 $\sum_{j=1}^j h_j \leq H_j$ となれば、このときの規格管が最も経済的に設計された管路といえる。

起点①と終点②の管路について経済的理論動水勾配を求めるが、 $\sum_{j=1}^j h_j > H_j$ のときは、まず分岐点①と②の区間および①と②の区間でそれぞれ経済的理論動水勾配を再計算し、おのおのの区間について上記の手順をくりかえせば、規格管口径を用い、各分岐点の制約条件を満足する経済的配水管路が設計できる。

図-1のA市配水管網において、最短路問題として求めた3本の基礎配水管路について、管の流速係数 $C=130$ として設計する。表-3はその計算例であるが、経済的理論動水勾配 i_j より、規格管口径を求める。

このとき規格管の動水勾配 I_j が、 $I_j > i_j$ にある規格管口径 $D_j(1)$ と $I_j < i_j$ にある規格管口径 $D_j(2)$ を「管の流量表」より求める。表-2より管口径 $D_j(1)$ に対する単位長当り管布設工事増加費 Δe_{D_j} をピックアップして $\Delta e_{D_j} l_j$ を計算して表-3に記入する。この値 $\Delta e_{D_j} l_j$ の小さい区間から順次規格管口径を一段大きくして $D_j(2)$ を採用し、採用した規格管口径 $D_j(1)$ または $D_j(2)$ に対する動水勾配より各分岐点間の損失水頭を計算する。 $\sum_{j=1}^j h_j < H_j$ になったとき、その管径 D_j が求める管路の経済的規格管口径である。

5. 基礎配水管路の流量計算

基礎配水管路の経済的規格管口径が計算できたので、あらためて電子計算機を使用して樹枝状管路で、単一管路の行き止り管として計算した。摩擦損失水頭公式には、Hazen-Williams 公式を用い、流速係数 $C=130$ で各節点の動水頭を求める。結果は表-4に示すが、基礎配水管路のうち支配管路の支配節点 $j=29$ の動水頭は 14.52 m で、許容最小水頭 15 m を下まわるが許容範囲である。これで合理的基礎配水管路がネットワーク計画法の最短路問題として求められ、その経済的口径は単一管路の経済的理論動水勾配をもとにして、規格管を用いる方法で設計される。次に基礎配水管路を連絡管をそう入して管網に形成する方法について述べる。

6. 合理的配水管網の設計

最短路問題として、経済的な基礎配水管路とその規格管口径を求めてきた。この樹枝状基礎配水管路を水理的にも、また管路の部分的閉塞および使用水量の不測の変化に対しても一層有利な管網にする必要がある。

基礎配水管路の規格管口径をきめるとき考慮しなかった連絡管路について考察する。連絡管をそう入することによって基礎配水管路は配水管網を形成する。図-1のA市配水管網において、基礎配水管路に連絡管7路線を考え、規格管の最小口径 50 mm をそう入した場合、それより一段大きい口径の 75 mm, さらに 100 mm, 125 mm, 150 mm をそれぞれ連絡管に使用して管網を形成したときの流量計算結果を表-4に示す。流量計算はHardy-Cross法で電子計算機を用いて繰返し計算した。計算結果を比較検討すれば明らかなように、連絡管の口径を大きくすれば支配節点 $j=29$ の残存水頭は低下する。これは輸送理論より当然考えられることで、樹枝状基礎配水管路において最短路の送水を計画したが、連絡管のそう入によって流量分布がかわり、流量の一部が迂回して配水されていることを示す。連絡管の口径を大きくすればするほど、迂回する流量が増加し、したがって損失水頭も増加して支配節点 $j=29$ の動水頭は減少する。しかし連絡管の口径をある口径以上に大きくしても、基礎配水管路の口径がきめられているので、連絡管を迂回する流量は一定値に近づき、各節点の残存水頭は基礎配水管路のみの場合のそれに近づく傾向がみられる。理論上も当然考えられることであるが、これらを基にして合理的な連絡管口径の設計について検討してみよう。

7. 水量分布の均等性に関する考察

配水管を管網として組織することは、水圧分布の均等化のほかに、水量分布の融通性、特に緊急時の対処に便ならしめるのが目的である。管網の合理的条件である水量分布の均等化は、基礎配水管路を選定するときに考慮しなければならない。配水管網は給水区域全体にわたって必要な水量を円滑に供給することを目的として設けられるものであるから、一般にかなり密に組織される。しかし、管網を構成する管路は、すべて水理的に同程度の働きをなすものでないから、水理的効果が小さいと考えられる管路は無視し、骨格のみを残して簡略化した基礎配水管網を選定する。配水管は一般に都市街路に沿って布設されるから、配水管網もまた街路網にしたがって組織されることになる。また配水管網は最小の規模で最大の効果を発揮するよう組織することが理想であるので、配水管網における基礎配水管路線の配置は、管網構成上の重要問題である。しかし、配水管網の構成には設計基準がないので、都市によって著しく相違しており、また同一都市でも給水区域の形状、規模および地形等に支配されるのが実状である。基礎配水管網の組織をつくる問題は、管網計算の経済的考察に先行する重要問題であり、これを解決せずには配水管網の合理的設計は完成されない。図-1のA市配水管網において、節点 $j=①$ から $j=⑳$ の配水本管 A、節点 $j=①$ から $j=⑧⑩$ の配水本管 B、節点 $j=③$ から $j=⑳$ に至る配水本管 C は、それぞれ給水区域のある部分の需要者の必要水量を分担し、配水本管 A、B、C で給水区域全体にわたって必要水量を円滑に供給する。単一管路の送水管と異なり、配水本管網は平面的な広がり、給水区域全体に給水するので、基礎配水管路を組織する段階で、各配水管路の流量分布について考慮する必要がある。

すなわち、基礎配水管路 A、B、C を選定するときに、各管の分担する輸送水量はそれが包括する区域内の需要者数によって固定される。したがって、この基礎配水管路に連絡管を挿入して管網を形成し、基礎配水管路による流量分布を変えると、迂回路を輸送することになり経済的管口径でなくなる。流量分布の均等化に関する限り、合理的配水管網の設計は基礎配水管路の選定にある。

この問題については、従来システムティックな研究があまりなされていないが、松田⁹⁾は簡単な田型管網について、各節点からの流出量が等しく、かつ地盤が全面的に平坦であると仮定して比較考察しているが、一般には、流出量、地盤高は千差万別である。以上の考察から、合理的配水管網の設計には基礎配水管路の配置が一

番影響の大きいことが知られる。

8. 連絡管に関する考察

基礎配水管路およびその口径が設計された場合、連絡管をそう入して管網を組織するのは水圧分布の均等化・連続化と水量分布の融通性を目的としている。図-1のA市配水管網において、基礎配水本管に連絡管として規格管口径 50 mm, 75 mm, 100 mm, 125 mm, 150 mm をそう入した場合、それぞれの流量計算結果を連絡管による水圧分布の均等化の面から検討してみよう。

表-5 連絡管口径による管網各節点水圧の平均値とバラツキ

連絡管口径	基礎配水管	φ50	φ75	φ100	φ125	φ150	水量の融通性を目的とする口径
節点残存水頭の平均値(m)	19.21	19.28	19.33	19.35	19.37	19.38	19.35
分散	7.67	7.83	8.00	8.06	7.98	7.96	7.89
標準偏差	2.77	2.80	2.83	2.84	2.82	2.82	2.81

連絡管に採用した規格管の各口径ごとに、表-4の管網の流量計算結果より、管網各節点の水圧分布について、平均値とバラツキを計算し表-5に示す。この表から連絡管口径を大きくすると、管網各節点水圧の平均値は大きくなるが、水圧のバラツキを示す標準偏差は連絡管口径を 100 mm にしたときが一番大きい、その差はわずかである。すなわち、連絡管口径が管網各節点の水圧におよぼす影響は非常に小さいことを示している。このことは、管網を組織する連絡管の口径が管網の水圧分布の均等化を目的に設計されるのではなく、むしろ、水量分布の融通性、すなわち、管路に事故のある場合または将来節点の水需要に変動のある場合を想定して、連絡管口径を動的に設計すべきことを明示している。計算例のA市配水管網において、基礎配水管路に採用する連絡管の口径を水量分布の融通性のうち、管路に事故のあった場合について設計する。基礎配水管路の各末端②と⑦の間に連絡管 D_{ij} をそう入して閉管路を組織する。表-4の基礎配水管路の流量計算表から連絡管両端節点②または⑦の動水頭より、動水勾配 I_{ij} を計算し、節点の流出流量 q_i または Q_j を I_{ij} で流下さ

表-6 A市配水管網の連絡管口径の計算

節点①-⑦	$\frac{dh}{h_j}$ (m)	I_{ij} (m)	I_{ij} (%)	Q_j (l/sec)	D_{ij} (mm)	節点②への流入管口径 (mm)	採用した連絡管口径 (mm)
4-5	1.69	520	3.25	4.30	100	100	100
11-12	0.81	1080	0.75	3.11	125	75	75
16-15	0.94	340	2.77	5.14	125	200	125
19-18	1.23	665	1.84	3.47	100	250	100
21-20	0.62	480	1.30	3.47	125	250	125
24-25	3.23	530	6.09	3.37	75	100	75
27-25	2.05	775	2.64	1.46	75	150	75

表一 管布設工事費の比較

節 点	距 離 (m)	従来方法による設計		最短路としての設計	
		口 径 (mm)	比較管布 設工事費	口 径 (mm)	比較管布 設工事費
0-1	1170	400	7885.80	300	3966.30
1-2	500	300	1695.00	300	1695.00
2-3	370	300	1254.30	300	1254.30
3-4	370	200	802.90	100	451.40
3-13	290	250	809.10	300	983.10
13-14	455	150	737.10	125	646.10
14-15	430	150	696.60	100	524.60
13-19	55	250	153.45	250	153.45
19-22	185	200	401.45	250	516.15
22-23	410	100	500.20	150	664.20
23-24	325	100	396.50	100	396.50
22-21	380	200	824.60	250	1060.20
21-27	1120	100	1366.40	150	1814.40
21-29	1335	125	1895.70	125	1895.70
2-11	705	125	1001.10	75	705.00
3-12	705	50	578.10	150	1142.10
12-18	160	100	195.20	125	227.20
18-20	510	75	510.00	125	724.20
1-10	170	200	368.90	250	474.30
10-9	115	200	249.55	250	320.85
9-8	580	200	1258.60	250	1618.20
8-28	980	75	980.00	100	1195.60
8-7	400	150	648.00	200	868.00
7-6	160	100	195.20	125	227.20
6-5	155	150	251.10	100	189.10
7-17	330	150	534.60	200	716.10
17-16	220	150	356.40	200	477.40
16-21	280	150	453.60	150	453.60
26-30	745	100	908.90	125	1057.90
26-25	300	100	366.00	100	366.00
連絡管					
4-5	520	150	842.40	100	634.40
11-12	1080	100	1317.60	75	1080.00
15-16	340	100	414.80	125	482.80
18-19	665	50	545.30	100	811.30
20-21	480	75	480.00	125	681.60
24-25	530	75	530.00	75	530.00
27-25	775	75	775.00	75	775.00
計			33179.45		31779.25

註：口径 75 mm の単位長あたり工事費を 1 としたときの比較工事費

せるに必要な連絡管の規格管口径 D_{ij} を算定する。 D_{ij} の計算は表一6に示すが、連絡管口径は計算した口径と D_{ij} に接続する流入管口径とを比較して、小さい方の口径を採用した。さらに動的設計については研究の要がある。基礎配水管路に以上のような水量分布の融通性を目標に連絡管の口径を算定し、これをそう入して組織した配水管網の流量計算結果は表一4に示す。また、表一4には、連絡管口径に規格管口径 50 mm, 75 mm, 100 mm, 125 mm, 150 mm および水量分布の融通性を目標に設計した口径を採用した配水管網の流量計算による連絡管の動水勾配と流量を示す。ここに太字で示されている数字の口径が水量分布の融通性を目標に設計した連絡管の口径に一致するが、表より $\frac{dQ}{dI}$ がほぼ最大になる傾向を示している。すなわち、経済的に妥当な連絡

管口径が設計できたことを意味する。

なお、A市配水管網について、従来方法による設計と、本文における最短路としての設計とを、管径および管布設工事費について比較し、表一7に示す。従来方法による設計では口径が 50 mm から 400 mm であるが、最短路としての設計では、口径が 75 mm から 300 mm で、かつ管布設工事費で 4.22% 減である。

9. む す び

配水管網の流量計算は電子計算機の利用で、ほぼ完成されている。しかし、これは配水管網に対する流量および水圧の連続条件を満たす一つの解にすぎない。したがって、合理的配水管網を設計するには、まず水圧分布、流量分布が均一で、経済的な規格管口径を求めることが先決である。

本文はそのような方向で、経済的な基礎配水管路をネットワーク計画法の最短路問題として設計し、各管路を単一管路として、経済的理論動水勾配より規格管口径を求める方法について述べた。さらに水理的に有利な配水管網を組織する連絡管設計の一方法についても述べた。

本文では街路の条件によって路線の確定した管網を、経済性を目標に水圧分布の均等化をはかる設計法について検討したが、流量分布の均等化については、管網路線の選定が重大な影響を与える。したがって、各基礎配水管路が分担する給水区域の分割方法については、さらに研究を進める必要がある。また、連絡管は水量分布の融通性を目標に、または節点水需要の変動に対処することを目標に、動的に設計¹³⁾すべき示唆を与えている。さらに、火災時の設計については、水理的に火点を何処にとるべきかは基礎配水管路の概念より明らかである。それだけに火災時の設計が管口径に与える影響が大きいので、火災発生の確率等を考慮に入れた設計基準を再検討する必要がある。

本文作成にあたり、終始ご親切に指導していただいた京都大学工学部衛生工学教室末石富太郎教授に対して深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 末石富太郎：配水管網計画最適化の理念と最大傾斜法の応用，水道協会雑誌，379号，p. 2，昭和41年
- 2) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究（I）—配水管網の構成—，水道協会雑誌，310号，p. 43，昭和35年
- 3) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究（II）—配水管網の合理的条件—，水道協会雑誌，314号，p. 32，昭和35年
- 4) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究（III）—配水管網の基本設計法—，水道協会雑誌，320号，p. 28，昭和35年
- 5) 青木康夫：上水道の配水管網の設計法に関する研究（IV）

- 配水管網の経済的設計法—, 水道協会雑誌, 32号, p. 10, 昭和36年
- 6) 松田暢夫: 合理的配水管網の設計に関する研管(I)配水管網における主幹線の配置, 水道協会雑誌, 328号, p. 31, 昭和37年
- 7) 松田暢夫: 合理的配水管網の設計に関する研究(II)経済的配水管網の設計, 水道協会雑誌, 329号, p. 25, 昭和37年,
- 8) 松田暢夫: 合理的配水管網の設計に関する研究(III)等圧配水管網および合理的配水管網の設計, 水道協会雑誌, 330号, p. 21, 昭和37年
- 9) A.L. Tong, T.F. O'Connor, D.E. Stearns, W.O. Lynch: Analysis of Distribution Networks by Balancing Equivalent Pipe Length, Jour. A.W.W.A., Vol. 53, p. 192, 1961.
- 10) 吉川和広: 土木計画とOR, 丸善, 昭和44年.
- 11) 毛利正光, 西村 昂: 土木技術者のための新数学講座, グラフの理論, 土木学会誌, 昭和45年4月号と5月号,
- 12) 扇田彦一: 分岐または合流する流量のある送配水管の経済的設計, 水道協会雑誌, 226号, p. 26, 昭和28年.
- 13) 末石富太郎: システム工学の手法を用いた集配水管理, 土木学会誌, 昭和45年2月号

(1970.11.7・受付)