

京都大学工学部 正 員 吉川和広
 京都大学工学部 正 員 岡田憲夫
 京都大学工学部 学生員 長野弘通

1 はじめに

本研究では以下のような配水管網布設問題を取り上げてモデル化を行う。

①配水幹線の布設問題を考える。この場合配水幹線としては、300mm以上の管径の配水管路を想定している。

②配水幹線の管路網は、既設あるいは計画上の道路網に沿って地下に埋設するものとし、そのルートは予め決まっているものとする。

③管路網で構成される格子内の配水支管の布設方法は予め決まっているものとし、直接評価の対象としては、取り扱わない。

④格子内の人口分布は既知だと仮定し、1人/日最大給水量を500lとし、人口をかけて格子内の全需要量を算定する。

⑤各格子内の地域の全需要量を、まわりの4本の幹線に分担させる。

⑥格子点での地盤高は決まっている。

⑦目的関数としては、配水管路網の総建設費を取り上げる。

⑧制約条件式としては、(1)流量条件、(2)圧力条件、(3)格子点許容最低水压条件を取り上げて定式化する。

2 モデル化

①制約条件の定式化

(1)流量条件式

格子点*i*における流出入量が等しいことより

$$\sum_{j \in I_i} q_i = Q_i$$

I_i : 格子点*i*に接続する管路を要素とする集合

q_i : 管路*i*に流れる流量(m^3/sec)

Q_i : 格子点*i*における流出流入量(m^3/sec)

(2)圧力条件式

各閉管路網において、損失水頭の総和が0であるか

5

$$\sum_{i \in I_j} h_i = 0$$

$$h_i = h_i c_i d_i^{a_i} q_i^{b_i}$$

$$h_i = 10.666 l_i \quad a = -4.87 \quad b = 1.85$$

c_i : 管路*i*の流速係数

d_i : 管路*i*の管径(m)

l_i : 管路*i*の管長(m)

(3)許容水压条件式

実際問題として各格子点において、適当な最低水压が保証されていることが重要な事件となる。この最低許容水压を P_a とし、格子点最低水压を P_{min} で表すならば

$$P_{min} \geq P_a$$

が成立することが必要である。ここに

$$P_{min} = \min(P_1, P_2, \dots, P_k, \dots, P_m)$$

$$P_k = H_0 - \sum_{i \in R_k} h_i - H_k$$

R_k : 格子点*k*に到るまでの任意のルートに含まれる管路の集合

H_0 : 流入点における水頭(m)

H_k : 格子点*k*における流入点との地盤高低差(m)

②目的関数の定式化

目的関数として管路網全体の総建設費を取り上げるとともに、これを最小にする布設方法を求める。これは

$$Z = \sum_{i=1}^n \alpha_i l_i d_i^{\beta} \rightarrow \min \text{として定式化される。}$$

α, β : 定数

3. モデルの解法に関する検討

上のように本モデルは非線形計画問題として、定式化されるが、解法には最大傾斜法とペナルティ法を併用した手法を用いることにする。ここでは説明を省略し、解法は講演時に説明を加えることにする。

4. モデルの適用と考察

①適用例

(1)標準田字型管路網(1辺2km)図-1

1. 流入点水頭を25mに設定し、流入点流量がそれぞれ0.8 m^3/sec (人口密度34000/km²)、0.72 m^3/sec (30000/km²)、0.64 m^3/sec (27000/km²)、0.48 m^3/sec (20000/km²)に変化した場合の分析を行う。この計算結果を図-4に示す。

2. 流入点流量を0.8 m^3/sec に設定し、流入点水頭を25m

30m, 35m, 40m, と変化させた場合。

ハ流入点流量が $0.72\text{ m}^3/\text{sec}$, $0.64\text{ m}^3/\text{sec}$, $0.48\text{ m}^3/\text{sec}$ のそれぞれの場合を考え、それに対してロと同様の計算を行う。

(2)変形田字型管路網 (1辺 2km) 図-2

(3)流入点を変えた場合。

(4)複雑な管路網。 (1辺 2km) 図-3

(5)平坦とはみなせない地域において、地盤高の変化に即応した管路網を考える場合。

(6)流入点を2か所以上にした場合。

(7)上記のそれぞれの場合を組み合わせた場合。

②適用の目的

(1)の標準田字型管路網はすべてのネットワーク型管路網を形成する基礎的な形態であるので、この場合における、流量及び流入点水頭の変化に対して管路の布設の形態(具体的には、最大管径、最小管径の位置、各管径の大きさの分布など)や布設費用がどのように変化するかを調べる。

(2)変形田字型管路網が(1)の場合及び他の場合とで管路網の布設の形態及び布設費用などが、どのように異なるかを比較を行う。

(3)流入点が変わると、管路の布設の形態及び布設費用がどのように異なるかを比較する。

(4)管路網が複雑になった場合と(1)の場合とを比較する。

(5)管路の布設の形態及び布設費と地盤高の変化との関連を分析する。

(6)流入点が1か所と2か所以上では、どちらの方が合理的であるか、又管路の布設の形態がどのように異なるかを分析する。

(7)以上の条件がそれぞれどのように影響を及ぼすかを検討する。

(8)もう1つの重要な目的として、ここで用いているペナルティ法の有効性とその改善の方法に関する検討を行う。(これは、主として(1)の標準田字型管路網を対象とした分析の際に同時に並行して行う。)

③結果の考察

(1)流入点水頭を固定したまま流入流量を増大させると費用は直線的に増大する

(2)逆に流入点流量を固定したまま流入点水頭を増大させると、費用は直線的に減少する。

(3)すべての場合において、管路④(流入点に接続し当該

管路網の対称軸に相等する管路)が最大管径になり、としている(したが、最大流量を分担する)逆に最小管は①③の管路であり、⑥⑦も最小管径と殆んど変わらない管径になっている。(これらの管路は対称軸に関して対称に位置している。

(4)ペナルティ法の精度、計算時間の長短はペナルティの初期値の設定方法によ、大きく左右される。図-5にその1例を示す。

(5)図-6より明らかなように、流入点水頭が25m, 30m, 40mのそれぞれの場合には最低水圧がほぼ20mになり、ているが、30mの場合には、18.34mであり精度がよい。この場合他の条件は全く同じでありしかもこれは、流入点流量が $0.8\text{ m}^3/\text{sec}$, $0.72\text{ m}^3/\text{sec}$, $0.64\text{ m}^3/\text{sec}$ のいずれの場合にもあてはまる。

(6)その他のケースの説明は講演時に行う。

