

城市供水管网优化设计两步法

张世泽,袁一星,李玉华

(哈尔滨工业大学 市政环境工程学院,哈尔滨 150090, zszhit@163.com)

摘 要: 为改善城市供水管网的设计方案,从经济性和可靠性角度出发,应用数学建模与最优化理论,对城市供水管网优化设计进行系统研究. 提出两步优化的思想,即首先进行供水管网拓扑结构优化,然后进行管径组合方案优化. 供水管网拓扑结构优化以单位流量年计算费用作为管段的权值,采用改进的狄克斯特拉算法进行求解,管径组合方案优化采用遗传算法进行求解. 分别编制相应计算程序,对某一管网进行优化设计. 研究结果表明由该方法产生的优化设计方案在经济性、水力性和可靠性方面均好于传统设计方案,同时两步优化的解无论在收敛速度方面还是在解的优化效果方面都要好于单纯应用遗传算法所求得解.

关键词: 供水管网;优化设计;可靠性;遗传算法;管网拓扑结构;狄克斯特拉算法

中图分类号: TU991.33 **文献标识码:** A **文章编号:** 0367-6234(2009)04-0111-07

A two-step method for optimal design of water distribution system

ZHANG Shi-ze, YUAN Yi-xing, LI Yu-hua

(School of Municipal and Environmental Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China, zszhit@163.com)

Abstract: To optimize the water distribution system (WDS) from the view of economy and reliability, a two-step optimization method is proposed by adopting heuristic-based genetic algorithms (GA) and Dijkstra arithmetic to optimize the network topology to obtain the layout of main pipes. In the first step, the network topology was optimized by the modified Dijkstra arithmetic; in the second step, the layout of main pipes was optimized by genetic algorithms. The corresponding calculation processes were organized respectively and a practical network was designed with the two-step optimization method. The result shows that the proposed approach consistently outperforms the traditional design and the conventional non-heuristic-based GA approach in terms of convergence and calculation efficiency.

Key words: water distribution system; optimal design; reliability; genetic algorithms; network topology; Dijkstra arithmetic

供水管网系统完整的优化过程包括规划、设计、运行管理 3 个阶段^[1]. 其中,供水管网优化设计是优化过程的主要内容,优化设计的效果将直接影响供水管网的运行及管理方式. 供水管网的优化设计应该建立在供水管网拓扑结构优化的基础上,但是目前各种优化设计都是建立在经验定线布置基础之上,这导致优化效果受到影响. 本文提出一种将管网拓扑结构优化及管径组合方案优

化相结合的两步优化方法,即在拓扑结构优化的基础上采用遗传算法 (Genetic Algorithms, 简称 GA) 进行管径的寻优.

1 供水管网拓扑结构优化

以单位供水量年折算费用作为管段的“权”^[2],通过改进狄克斯特拉 (Dijkstra) 算法对管网拓扑结构进行优化,为下一步采用遗传算法对管径最佳组合方案的搜索提供基础. 首先确定供水管网干管布置形式,考虑安全性需要再设置连通管,即可构成环状网.

1.1 管网费用目标函数

管网费用包括建造费 C 和管理费 M . 管网管

收稿日期: 2007-09-10.

基金项目: 黑龙江省自然科学基金 (重点) 资助项目 (ZJGZ0503).

作者简介: 张世泽 (1982—), 男, 博士研究生;

袁一星 (1957—), 男, 教授, 博士生导师.

理费包括折旧大修费 M_1 和供水的动力费用 M_2 , 折旧大修费 M_1 按建造费用的比例计算, 供水动力费 M_2 按水泵供电的电费计算. 各项表达式如下:

$$C = \frac{1}{t} (a + bD_{ij})L_{ij},$$

$$M_1 = \frac{p}{100} (a + bD_{ij})L_{ij},$$

$$M_2 = 87.6 E gQ \left(H_0 + h \right) / \eta.$$

式中: C 为管网建造费用; a, b 为统计常数及指数; D_{ij} 为第 ij 管段的管径; L_{ij} 为第 ij 管段的管长; t 为建设投资回收期; p 为折旧与大修费率; η 为设计年限内供水能量变化系数; E 为电价 (分 / (kW · h)); Q 为进入管网的总流量 (L/s); H_0 为水泵静扬程; h 为从管网起点至最不利点任一条管段路径的总水头损失; η 为水泵站的效率.

由于没有确定管网布置形式, 无法求出管径与水头损失. 考虑到不同流量选择不同的经济管径, 故 D_{ij} 也应是流量的函数. 从而将 W 转化成流量函数公式. 转化公式如下:

海森 - 威廉公式:

$$h_{ij} = k \frac{q_{ij}^n}{D_{ij}^m} L_{ij}$$

经济管径公式:

$$D_{ij} = (fQ q_{ij}^n)^{\frac{1}{m}}$$

式中: f 为经济因素, $f = m P k \left(\frac{p}{100} + \frac{1}{\eta} \right) b$; Q 为输入管网的总流量.

为了便于方案比较, 以单位供水量所需的费用 (单位流量年计算费用) 计算, 得出判别方案的目标函数简化为

$$W_0 = \frac{W}{Q} = A \frac{L_{ij}}{Q} + B \frac{q_{ij}^{\frac{n}{m}} L_{ij}}{Q^{\frac{m}{m}}} + PH_0 + K \frac{q_{ij}^{\frac{n}{m}} L_{ij}}{Q^{\frac{m}{m}}}. \quad (1)$$

1.2 算法的说明

狄克斯特拉 (Dijkstra) 算法^[3]是一种经典的求解网络图最小生成树的方法. 传统算法存在的不足包括: 当从未标记节点集中选定一个节点 k 作为转接点时, 需扫描未标记节点集中的节点 j 并更新其 d_j 值 (其中 d_j 是从起点 s 到点 j 的最短路径长度), 而未标记节点集中往往包含大量与转接节点 k 不直接相连的节点 i (即 $d_{ik} = \infty$); 在未标记节点集中选择一个 d_i 值最小的

节点作为下一个转接节点, 然而下一个转接节点往往是与标记节点集合中的节点直接相连的. 基于上述两点不足, 算法优化思路为: 首先从源点 s 的邻居集合 N_s (与 s 直接相连的节点集合) 中选择距离最小的邻居节点 k 作为转接点, 同时将 k 划归到标识集合 (初始时, 为 $\{s\}$). 然后对 k 的邻居集合与标识集合的差集 $(N_k - S)$ 中节点 j 的 d_j 值进行更新, 从标识集合中所有节点的邻居集合的并集与标识集合的差集 $(\cup N_i - S, i \in S)$ 中选择一个 d_j 值最小的节点作为下一个转接点, 并划归到标识集合. 重复上述过程, 直到所有的节点都被标识过, 算法结束.

计算费用采用式 (1). 式中第 3 项反映水泵的静扬程, 其中 H_0 应是水泵吸水井水位到计算点设计水压标高 (地形标高与服务水头之和) 之差. 考虑到不是要求准确计算费用, 而是进行方案比较, H_0 可以用计算节点与水源节点的设计水压标高差 H 代替. 第 4 项反映水头损失, 不同连接方案中应把第 3 项和第 4 项之和取最大值作为方案所需水泵扬程中的能耗费用值, 目的是反映管网中某一节点造成水泵扬程最大, 其最大值相应节点为该方案的控制点, 这样在计算的最后一步可以得到管网全局控制点. 式 (1) 应改为

$$W_0 = \frac{W}{Q} = A \frac{L_{ij}}{Q} + B \frac{q_{ij}^{\frac{n}{m}} L_{ij}}{Q^{\frac{m}{m}}} + \left[P H + K \frac{q_{ij}^{\frac{n}{m}} L_{ij}}{Q^{\frac{m}{m}}} \right]_{\max}$$

1.3 供水管网拓扑结构优化的步骤

1) 在城市或小区规则基础上确定管网节点, 大用户附近及适当距离的道路交叉点可作为节点, 同时确定水源节点;

2) 按节点之间的可连接情况建立无向图. 如节点之间可连接, 意味着可能 (但不一定) 存在管线. 节点间如为居住区或天然障碍物则不宜连接, 如为城市交通繁忙的干道, 也不宜连接;

3) 根据节点间的距离, 确定无向图可能的连接边长, 并按居住区情况划分各节点的服务范围与面积; 根据各节点服务面积及人口密度、用水标准和工业企业等大用户集中流量, 计算各节点的节点流量;

4) 确定水源节点及其他节点的设计水压标高, 计算各节点要求的设计水压标高与水源节点水位标高差 H ;

5) 应用 Dijkstra 算法进行计算, 确定干管的

布置形式. 计算流程图见图 1.

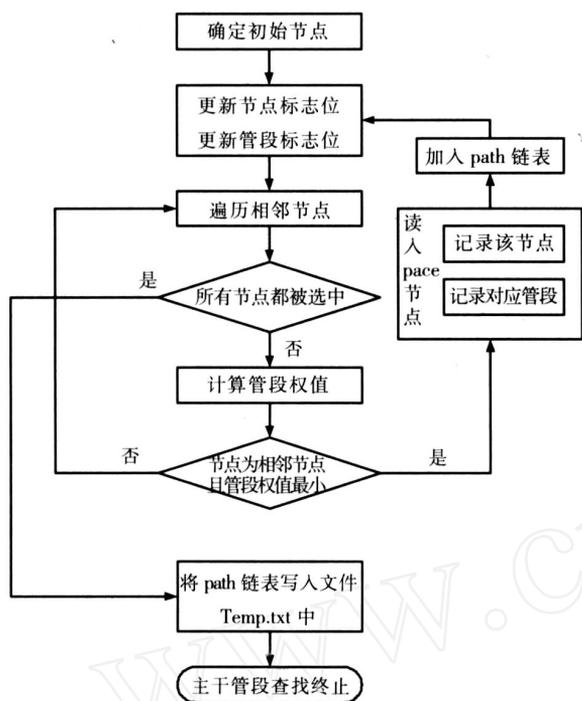


图 1 主干管优化布置计算流程图

2 供水管网管径组合优化设计

2.1 优化设计目标函数

管网管径方案优化设计数学模型采用多目标优化, 目标函数包括两部分:

1) 经济性目标函数: 为管网的年折算经济造价和运行管理费用之和, 用数学模型可表示为

$$\min Z = \left[\frac{1}{t} + \frac{p}{100} \right]_{i=1}^{NP} (a + bD_i) L_i + 0.01 \times 24 \times 365 \times E g Q \left[\right] / .$$

2) 可靠性目标函数: 管网可靠性定义具有多样性^[4,5], 对管网系统可靠性衡量和定义包括:

正常工作条件下的可靠性保证: 管网系统的漏失量、爆管率以及管网中其他组件的故障频率与管网中的水压具有正相关性. 这里引进“节点富余水头”的概念, 节点富余水头指节点自由水头超过节点所要求的最小自由水头的差值. 正常工作条件下的管网可靠性与节点富余水头有负相关性. 每个节点的富余水头为: $I_i = H_i - H_{min}$; $i = 1, 2, \dots, I$. 将管网系统正常工作时的可靠性定义为节点富余水头的加权平均值, 即

$$I_s = \frac{\sum_{i=1}^I Q_i (H_i - H_{min})}{\sum_{i=1}^I Q_i} \quad (2)$$

式中: H_i 为节点自由水头; H_{min} 为节点所要求的

最小自由水压; Q_i 为节点流量.

非正常工作条件下的可靠性保证: 管网中的剩余能量与管网系统在事故时的可靠性成正相关性. 在 2000 年 Todini^[6] 首次提出“管网恢复力的概念, 用以解释环状管网在管段发生故障时增大供水的可靠性问题. 管网恢复力的表达式为

$$I_r = 1 - \left(\frac{P_{in}}{P_{max, in}} \right)$$

式中: P_{in} 为管网中为克服水头损失所消耗的能量; $P_{max, in}$ 为在满足管网用水量和最小水压要求时可以用来在管网中消耗的最大能量; I_r 为管网事故时的恢复力. 假设: P_{tot} 为进入管网的总能量, 即泵站提供的能量 P_p ; P_{ex} 为在节点处通过水量输送给用户的能量, 可以得出

$$\begin{aligned} P_{tot} &= P_{in} + P_{ex}; P_{ex} = \sum_{i=1}^I Q_i H_i, \\ P_{in} &= P_{tot} - \sum_{i=1}^I Q_i H_i, \\ P_{max, in} &= P_{tot} - \sum_{i=1}^I Q_i H_{i, min}, \\ I_r &= \frac{\sum_{i=1}^I Q_i (H_i - H_{i, min})}{\sum_{i=1}^I Q_i (H_i - H_{i, min})} = \frac{\sum_{i=1}^I Q_i (H_i - H_{i, min})}{P_p / \sum_{i=1}^I Q_i H_{i, min} - \sum_{i=1}^I Q_i H_{i, min}} \end{aligned} \quad (3)$$

式中: ρ 为水的密度; Q_p, H_p 分别为泵站的供水量及其扬程.

综上所述, 通过对管网正常工况和事故状态两种情况下的可靠性进行分析, 根据式 (2) 和 (3), 将管网系统可靠性定义为 $\min I_s$ 和 $\max I_r$.

2.2 约束条件及其处理

1) 水力平衡约束: 节点连续性方程, $Aq + Q = 0$; 能量方程, $Lh = 0$; 压降方程, $h = sq^n$; 本文调用 Epanet 水力计算模块进行计算. Epanet 是美国环保局推荐免费使用的管网水力、水质模拟软件. Epanet 不论是求解精确性还是计算速度都是很好的选择, 同时其接口 EN2 toolkit 很通用, 本文采用 EN2 toolkit 作为水力求解器. 用户可以通过 EN2 toolkit 的函数修改输出文件 * inp 中的变量值, 作相应的水力计算. 具体见 Epanet programmer toolkit 的帮助文档^[7].

2) 节点水头及管段流速约束: $H_{max} \leq H_j \leq H_{min}$ ($j = 1, \dots, ND$), $V_i \leq V_{max}$ ($i = 1, \dots, NP$), 由于进行优化计算, 如果流速过小一定是不经济的, 故计算过程中已经蕴含了对最小流速的限制. 该部分约束条件通过构造惩罚函数项加入到目标函数中, 将其转化为无约束问题.

3)可选标准管径约束:由第一步优化得出的干管的管径规格须满足干管标准管径规格,即 D_i (干管) $\{A$ (干管) $\}$. 在干管布置确定的基础上再设置连通管,即可构成环状网. 连通管的管径规格必须满足连通管标准管径规格,即 D_j (连通) $\{A$ (连通) $\}$. D_i (干管)、 D_j (连通) 为管段的管径; $\{A$ (干管) $\}$ 、 $\{A$ (连通) $\}$ 为干管和连通管的标准管径集合. 此约束作为硬约束处理. 构造广义目标函数为

$$\min f(D) = 0.5 \times \left[\sum_{i=1}^{NP} (a + bD_i) L_i + 0.01 \times 24 \times 365 \times E \sum_{i=1}^J g \left(\frac{h}{J} \right) \right] + 0.5 \times \left[\left(Q_p H_p - \sum_{i=1}^I Q_i H_{i, \min} \right) \left(\sum_{i=1}^I Q_i (H_i - H_{i, \min}) \right) \right] +$$

$$\left[\sum_{i=1}^I Q_i (H_i - H_{\min}) \right] / \sum_{i=1}^I Q_i J.$$

式中: H_{\min} 为管网允许最低节点水压列向量; H 为对于一组管径组合方案水力计算所得出的管网节点水压列向量; $\max\{0, (H_{\min} - H)\}$ 为管网中节点欠压值列向量; λ 、 μ 为惩罚因子,其选择应保证使欠压管网、超流速管网的目标函数大于正常管网的目标函数. $\max\{\max\{0, (H_{\min} - H)\}\}$ 为节点欠压值中的最大值; $\max\{0, (V - V_{\max})\}$ 为管段超流速值列向量; $\max\{\max\{0, (V - V_{\max})\}\}$ 为管段超流速值中最大值.

两步优化计算流程图见图 2

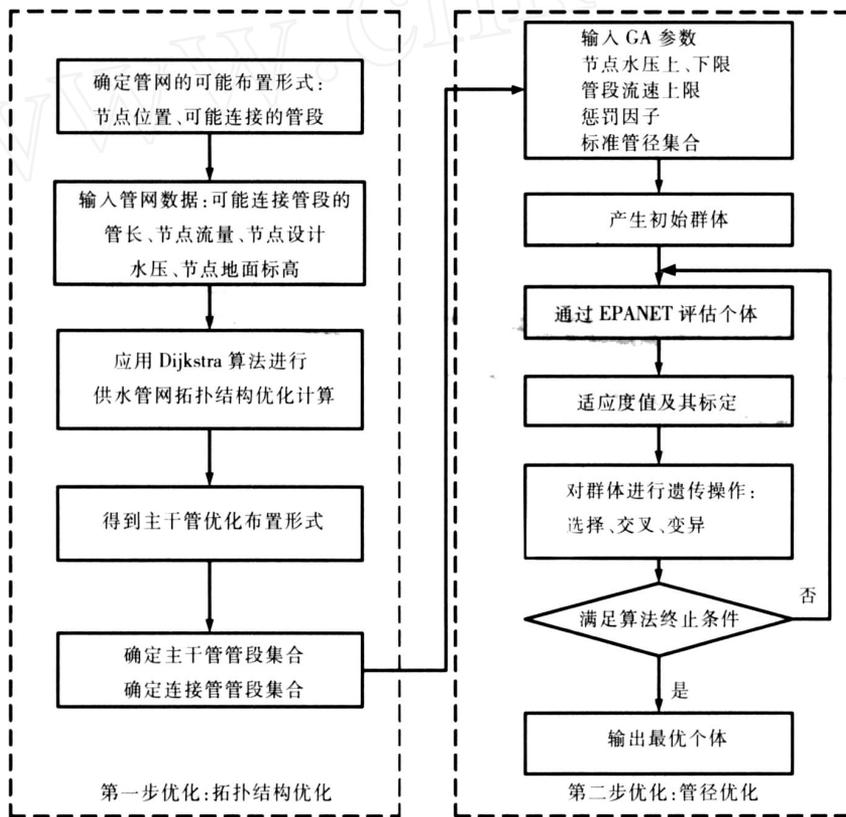


图 2 两步优化计算流程图

3 算 例

管网各节点的关联情况如图 3 所示. 各个节点的节点流量 (居住区用水量和附近大用户用水量)、节点地面标高、设计水压值及与水源节点水位标高差 H 见表 1, 管段信息见表 2

图 4 演示了供水管网主干管的生成过程. 可以很清楚看到, 程序最后找到的是节点 15, 故节点 15 是整个管网的最不利节点.

采用遗传算法 (GA)^[8] 进行求解, 遗传算法

是一种全局性概率搜索算法, 它以一种随机进化机制控制优化过程, 性能上即优于非线性的爬山搜索法, 又具备了枚举法的离散变量组合特性, 对离散管段的组合优化问题尤为适用^[9]. 对算法的具体实现过程如下:

1) 编码方式: 管网中管段可供选择的标准管径规格有 9 种, 分别为 100、150、200、250、300、350、400、450、500. 本例中有 25 个管段的管径需要确定. 首先对管径进行整数编码^[10,11], 本例中要求表示的管径规格有 9 种, 用 1~9 这 9 个数字

依次代表 9 种标准管径,编码后的基因串长为 25 位。

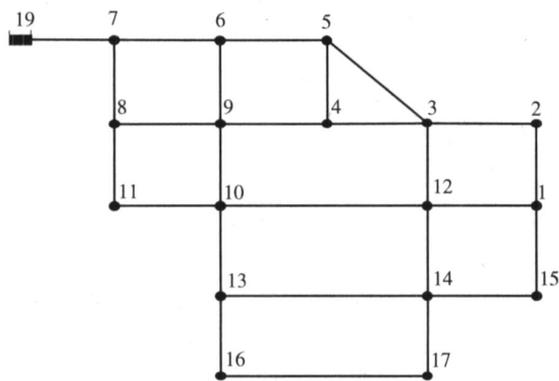


图 3 管网节点关联图

表 1 管网节点信息表

节点编号	地面标高 /m	设计水压 /m	H /m	节点流量 / (L · s ⁻¹)
1	132.0	20	22.0	25.60
2	131.5	20	21.5	22.00
3	132.5	20	22.5	24.00
4	133.0	20	23.0	19.70
5	132.0	20	22.0	18.00
6	131.5	20	21.5	30.00
7	130.0	20	20.0	20.80
8	131.5	25	26.5	40.00
9	132.4	25	27.4	32.80
10	132.0	20	22.0	33.60
11	132.4	25	27.4	19.80
12	132.9	20	22.9	36.80
13	133.2	15	18.2	23.20
14	132.7	15	17.7	35.20
15	132.1	20	22.1	24.20
16	132.4	15	17.4	20.40
17	131.9	15	16.9	33.11
水源	130.0	0	0	- 459.21

表 2 管段信息表

管段编号	起始节点	终止节点	管长 /m	管段编号	起始节点	终止节点	管长 /m
1	1	2	500	14	10	12	1000
2	2	3	850	15	9	10	400
3	3	4	200	16	8	11	400
4	4	5	400	17	11	10	600
5	3	5	600	18	10	13	350
6	5	6	600	19	13	14	1200
7	6	7	850	20	12	14	400
8	7	8	450	21	14	15	850
9	8	9	650	22	1	15	400
10	6	9	500	23	13	16	400
11	9	4	600	24	14	17	350
12	3	12	400	25	16	17	750
13	1	12	900				

2)遗传操作:采用两点交叉、适应度比例选择(赌轮盘)和最佳个体保留策略操作。

3)适应度函数及其标定:将适应度值定义为: $f = 1/Z^2$, 这样个体间适应值差异变大了,算法择优操作变得简单,种群优化速度变快. 初始种群中可能存在特殊个体的适应度值超大,为防止其统治整个群体并误导群体的发展方向而使算法收敛于局部最优解,需限制其繁殖. 在计算临近结束,由于群体中个体适应度值比较接近,造成在最优解附近摆动,此时应将个体适应度值加以放大,以提高选择压力。

$$f = \frac{(f + f_{\min} /)}{(f_{\max} - f_{\min} +)}$$

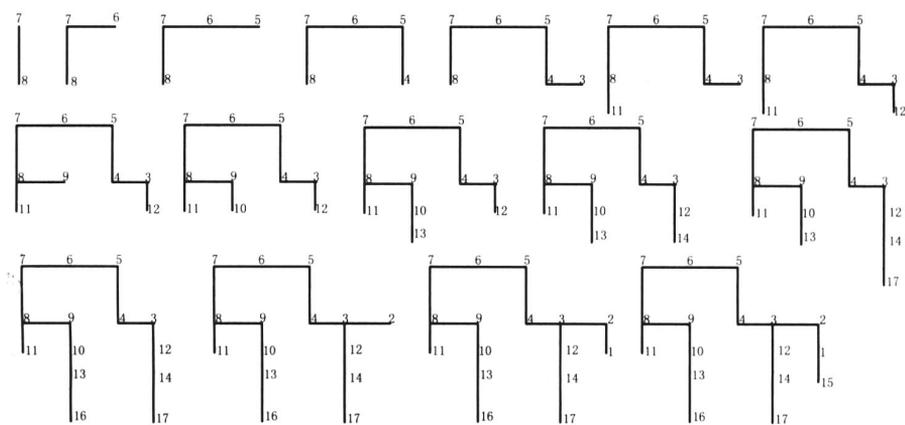


图 4 供水管网干管优化布置生成过程图

式中: f 为标定后的适应度值; f 为原适应度值; f_{\max} 为适应度值的一个上界; f_{\min} 为适应度值的一个下界; 为 $(0, 1)$ 区间内的一个正实数. 若 f_{\max} 未知,可用目前为止群体中的最大值来代替; 若 f_{\min}

未知,可用目前为止群体中的最小值来代替. 取目的是防止分母为零,并且增加遗传算法的随机性. $f_{\min} /$ 是为了保证标定之后的适应度值不出现负值。

4)选择压力调整:适应度比例法是目前遗传算法中最常用的选择方法. 设群体规模为 n , 其中每个个体 i 的适应度值为 f_i , 则个体 i 被选择的概率为 $P_{si} = \frac{f_i}{f_j}$. 定义个体 i 被选择的概率为 $P_{si} = \frac{f_i}{f_j}$, 定义为选择压力因子, 的范围为 $(0, +\infty)$. 值越大, 适应度值高的个体被选择的概率就大; 为零时, 选择算子失去选择能力. 在遗传算法进化初期, 为避免算法的未成熟收敛现象, 值应取得小一些, 使群体的多样性增强; 随着遗传算法的迭代, 群体中个体的适应度值相近, 使算法在最优解附近收敛速度变慢, 这时 值应取得大些, 使计算结果尽快收敛到最优解.

GA 的运行参数设定为: 最大迭代次数 1000, 亲代个体数 64, 变异概率 $P_m = 0.05$, 节点最小水压 $H_{min} = 15 \text{ m}$, 管段最大流速 $v_{max} = 3 \text{ m/s}$, 干管管径集合 $\{200, 250, \dots, 450, 500\}$, 连通管管径集合 $\{100, 150\}$. 计算结果见表 3.

图 5 中, 浅色点是采用两步优化的每代个体平均适应度, 深色点是只采用遗传算法的每代个体平均适应度. 图 6 中, 实线是采用两步优化的最优个体适应度变化曲线, 点划线是采用 GA 的最优个体适应度变化曲线. 由图 6 可以看出, 两步优化的平均适应度和最优个体适应度均高于不使用拓扑优化.

图 5 中, 浅色点是采用两步优化的每代个体平均适应度, 深色点是只采用遗传算法的每代个体平均适应度. 图 6 中, 实线是采用两步优化的最优个体适应度变化曲线, 点划线是采用 GA 的最优个体适应度变化曲线. 由图 6 可以看出, 两步优化的平均适应度和最优个体适应度均高于不使用拓扑优化.

表 3 两步优化与单独采用遗传算法性能比较

	第一次计算		第二次计算		第三次计算	
	遍历个体	迭代次数	遍历个体	迭代次数	遍历个体	迭代次数
两步优化	41883	592	48244	679	26877	389
仅使用 GA	26129	362	49099	688	48483	695

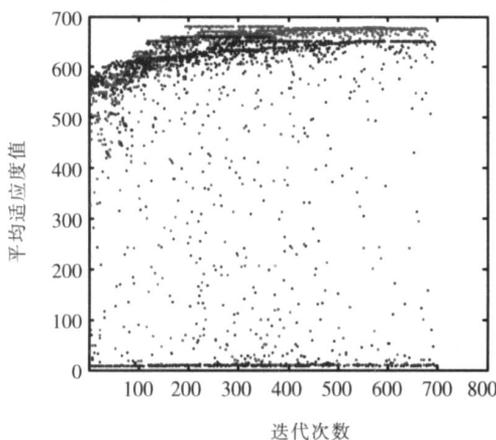


图 5 两步优化和仅使用 GA 平均适应度

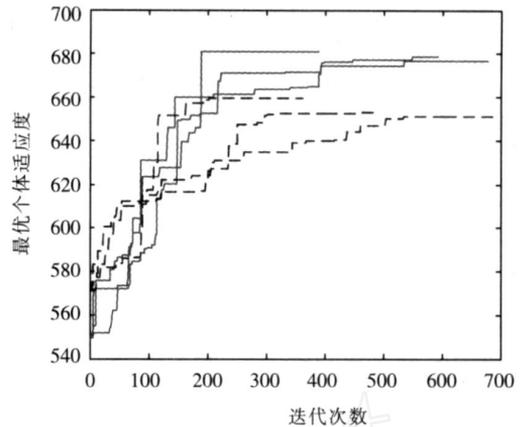


图 6 两步优化和仅使用 GA 最优个体适应度变化的结果, 收敛速度更快. 这是由于拓扑结构优化首先确定管网干管的布置 (确定干管管段集合), 相应确定了解的模式, 对后续遗传算法的初始解有启发作用, 将搜索空间从 $7.1790 \times 10^{23} (9^{25})$ 缩小为 $1.7015 \times 10^{16} (7^{16} \times 2^9)$, 从而提高了算法的收敛速度.

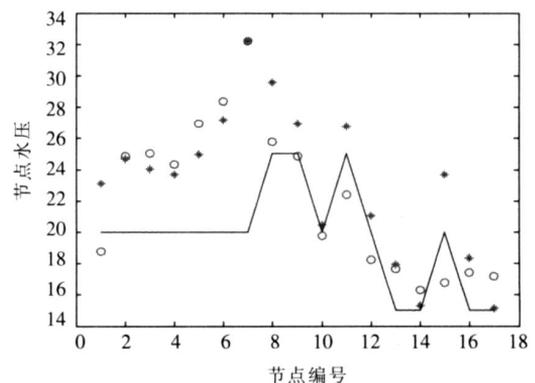
4 讨论与结论

计算得出的优化方案以 Epanet 的 * inp 文件形式输出, 将其进行水力计算便可得出节点水压、管段流量及流速等管网运行参数. 与传统设计方案水力性能和可靠性方面的比较见表 4.

表 4 两步优化得到的解和传统方案的经济性和可靠性比较

计算次数	年运营费用	I_s	I_r	I_r 年造价	目标函数
一	131409.77	7.52	0.29	0.221	121388.17
二	129745.19	7.89	0.30	0.231	121567.64
三	133881.48	6.91	0.31	0.232	121167.56
传统方案	140857.60	10.27	0.31	0.220	132330.58

根据 * inp 文件计算结果, 分别绘制出优化设计和传统设计方案的节点水压分布图 (见图 7).



星号为优化设计节点自由水压, 圆圈为传统设计方案节点自由水压, 折线表示节点设计水压

图 7 节点水压分布图

由图 7 可以看出,优化设计节点自由水压均满足节点设计水压要求,而传统设计方案节点水压在节点 1、9、10、11、12、15 处小于最小设计水压. 根据表 4,可以得出以下结论:

1) 两步优化的目标函数优于传统方案,年运行费用好于传统方案. 这说明 GA 搜索了不到空间 $1/10^6$ 的个体就得到了满意解.

2) 两步优化得出的 I_r 较传统设计方法的低,说明优化的方案在正常工作时具有较高的可靠性.

3) 由于用传统设计方案计算出的管网造价高、管径大、泵站扬程高,故在管网发生故障时保证满足所限制需水量和水压的概率相应较高,即故障时管网可靠性高,传统方案的 I_r 较两步优化的大是合乎客观规律的. 但这种可靠性的提高是以经济性损失为代价的. 以所投入的费用为基准,以单位年造价所产生的系统恢复力(即将 I_r 除以管网年运营费)进行比较,两步优化得出的是 0.232,传统方案是 0.220,说明在相同投入的情况下,前者比后者管网恢复力大.

由以上分析及比较过程容易看出,无论是从管网年造价、管网年管理费用还是管网系统可靠性等方面来衡量,采用的两步优化设计方法都优于传统设计方法.

参考文献:

- [1] 周荣敏,雷延峰. 管网最优化理论与技术[M]. 郑州:黄河水利出版社,2002
- [2] 刘永淞,曹爱国. 供水管网优化布置的探讨[J]. 湘潭大学自然科学学报,1999,7(2): 100 - 105.
- [3] DIJKSTRA E A note on two problems in connection with graphs[J]. Numerische Mathematik, 1959(1): 269 - 271.
- [4] TUNG Evaluation of water distribution networks reliabil-

- ity[J]. Water Resource, 1985(2): 359 - 364.
- [5] TOLSON B A, MA IERL H R, SMPSON A R. Genetic algorithms for reliability - based optimization of water distribution systems [J]. Journal of Water Resources and Management, 2004(1): 66 - 72.
- [6] TOD N I E Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach[J]. Urban Water, 2000(2): 115 - 122.
- [7] ROSSMAN L, EPANET A. User's Manual[M]. U. S. Environmental Protection Agency, 2000.
- [8] GOLDBERG D E. Genetic Algorithms in Search Optimization and Machine Learning [M]. Addison Wesley Publishing Company, 1989.
- [9] TANYMBOH T P, KALUNGIT. Reliability - based optimal design of water distribution network[J]. Journal of Water Resources and Management, ASCE, 2001(4): 272 - 280.
- [10] 李敏强,寇纪淞,林丹. 遗传算法的基本理论与应用[M]. 北京:科学出版社,2006.
- [11] The Math Works User's Guide: Genetic Algorithm and Direct Search Toolbox for Use with Matlab [M]. The Math Works, 2006.
- [12] SHINSTNE D S, AHMED I, LANSEY K E Reliability/availability analysis of municipal water distribution networks: Case studies [J]. ASCE Journal of Water Resources Planning & Management, 2002(128): 136 - 151.
- [13] NEDJAH N, MOURELLE L M. Real-World Multi-Objective System Engineering[M]. New York: Nova Science Publishers, 2005.
- [14] PRAKOTPOL D, SRNOPHAKUN T. GA pinch: Genetic algorithm toolbox for water pinch technology[J]. Chemical Engineering and Processing, 2004(43): 17 - 203.

(编辑 刘彤)