



Y1833180

原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的科研成果。对本文的研究作出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者：李京京

日期：2010.5.22

学位论文使用授权声明

本人在导师指导下完成的论文及相关的职务作品，知识产权归属郑州大学。根据郑州大学有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留或向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅；本人授权郑州大学可以将本学位论文的全部或部分编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或者其他复制手段保存论文和汇编本学位论文。本人离校后发表、使用学位论文或与该学位论文直接相关的学术论文或成果时，第一署名单位仍然为郑州大学。保密论文在解密后应遵守此规定。

学位论文作者：李京京

日期：2010.5.22

摘要

城市给水系统是由取水工程、水处理工程、泵站、输配水工程(输水管道、配水管网、调节构筑物)等组成的一整套工程设施。给水管网是城市给水系统的重要组成部分，其投资往往占整个给水系统工程总投资的 60%~80%，而且运行期间每年还需投入庞大的运行动力费及管理维修费。

目前各城市给水管网一般均具规模，由于管网系统运行到一定年限出现了供水效益低、管网二次污染严重、管道爆管漏损率高、运行管理不科学等一系列问题。针对这些问题，需对现有给水管网进行改扩建优化设计。改扩建优化设计就是在改造现有旧管网、挖掘旧管网的输水能力基础上，决定如何经济合理的增敷新管，协调新旧管网功能，使新旧管网在满足用户要求的水量、水压、水质的前提下保证安全性、可靠性，并使改扩建的费用最低。

通过对已有的管网改扩建优化模型的研究，本文建立了一种更全面的管网改扩建优化设计模型，并对模型中涉及的各个经济技术参数进行了研究。建模时，将系统可靠性定义为节点可靠度及管网可靠度进行衡量，并作为约束条件；并考虑水击及水质的定性约束；在管网改扩建优化设计基础上进行供水设施的优化改造，以期得到最经济的管道建设费用及管理运行费用下的管网布置方案。

由于所建模型为非线性模型，通过对常用的给水管网优化模型算法如非线性规划法、动态规划法、神经网络、遗传算法、蚁群算法等的分析比较，提出了采用基于整数编码的改进遗传算法对所建模型求解。在进行环状管网的遗传优化设计过程中选择用节点水头法进行水力平衡计算，直接利用所计算出的节点压力来确定个体适应度的高低，提高了计算速度，减少了计算工作量。

最后，以一个具有代表性的给水管网改扩建工程实例进行优化设计，对所建模型采用基于整数编码的改进遗传算法求解，并将优化结果与传统模型得到的结果进行比较，充分说明了该模型及算法在工程实际中有重要的理论和应用价值。在管网改扩建优化设计基础上对水厂加压泵站进行优化选型及调度，进一步减少了改扩建运行费用，节省了能耗。

关键词：给水管网 改扩建优化设计模型 改进遗传算法

Abstract

Urban water supply system is a set of engineering facilities, which is composed of water intake units, water treatment structures, pumping stations, pipes (water distribution network) and so on. Water supply network is an important part in urban water supply system, for its investment is often accounted for 60% to 80% of the total investment of the entire water supply system project, during the operation and also needs to put into a huge power expense and management and maintenance fees each year.

At present the water supply system of each city is of sufficient size in general. Because of pipe network system is running up to a certain number of years, it appears such problems: the low efficiency of water supply, serious secondary pollution of pipe network, high rate of pipe burst and leakage, unscientific operation and management .etc. Therefore, it is necessary to optimize rehabilitation and expansion of the existing water supply network. Optimal design of reconstruction and extension is to tap water supply capacity and transform of the old pipe, to decide how to lay new pipe economic and reasonable, to coordinate the old and new pipe network, which should meet user requirements in the amount of water, water pressure, water quality, safety and reliability, and the lowest cost of reconstruction and extension.

Through the research of existing pipe network optimal renovation and expansion model, this paper presents a more comprehensive model which involved in a variety of economic and technical parameters. In this model, system reliability is defined as the node and pipeline reliability; to consider the qualitative constraints of water hammer and water quality; to combine the optimal selection and scheduling of pumps with the optimal expansion design so that the cost of pipeline construction, operation and management is the most economical.

Through the analysis and comparison on the common algorithms for water distribution network optimization model such as non-linear programming, dynamic programming, neural networks, genetic algorithms, ant colony algorithm, an

Abstract

improved genetic algorithm basing on an integer code is proposed to solve the non-linear model. During the process, choose the node-formula (a hydraulic calculation method) to calculate and combine with genetic algorithm. This method can use the node pressures calculated directly to determine the level of individual fitness, improve the computing speed and reduce the amount of calculation.

Finally, this model is verified by its application on a representative reconstruction and extension of water distribution network optimization engineering example, using improved genetic algorithm. Comparing the optimal results to the results with the traditional design method, it fully illustrates that there are important theoretical and application value of the model and algorithm in engineering practice. Optimizing the selection and scheduling of the pump station based on the optimal design of water supply network can reduce the reconstruction and extension operating costs further and save energy.

Key Words: Water supply network; optimal design model of reconstruction and extension; improved genetic algorithm

目录

| | |
|--------------------------------|----|
| 1 绪论..... | 1 |
| 1.1 课题研究背景及意义 | 1 |
| 1.2 国内外给水管网优化设计研究进展 | 2 |
| 1.2.1 国内外给水管网优化设计模型研究进展 | 2 |
| 1.2.2 给水管网优化设计模型求解算法研究进展 | 4 |
| 1.3 本课题主要研究内容 | 6 |
| 2 给水管网改扩建优化设计理论及建模 | 8 |
| 2.1 给水管网水力计算理论 | 8 |
| 2.1.1 管网水力计算的基础方程..... | 8 |
| 2.1.2 水头损失计算..... | 9 |
| 2.1.3 给水管网水力计算方法 | 10 |
| 2.2 常用给水管网改扩建优化设计模型 | 14 |
| 2.2.1 优化设计目标..... | 14 |
| 2.2.2 约束条件..... | 15 |
| 3 给水管网改扩建优化设计模型若干问题研究 | 16 |
| 3.1 管道建造费用模型 | 16 |
| 3.1.1 管材选择..... | 16 |
| 3.1.2 管道造价 C | 19 |
| 3.1.3 管道造价模型 | 19 |
| 3.2 目标函数中其他经济技术参数的研究 | 24 |
| 3.2.1 资金时间价值..... | 24 |
| 3.2.2 时间 T | 25 |
| 3.2.3 管网折旧及大修费用 | 26 |
| 3.2.4 供水能量不均匀系数 γ | 26 |
| 3.3 旧管道阻力系数模型 | 27 |

目录

| | |
|---------------------------------------|----|
| 3.3.1 管道阻力系数的影响 | 27 |
| 3.3.2 管道内部粗糙系数的测试原理及方法 | 28 |
| 3.3.3 管道阻力系数模型 | 30 |
| 3.4 管网改扩建的可靠性约束 | 31 |
| 3.4.1 管网可靠性与经济性的矛盾协调 | 31 |
| 3.4.2 管网系统可靠性度量 | 32 |
| 3.5 考虑水击的定性约束 | 34 |
| 3.6 管网水质问题 | 34 |
| 3.7 管网改扩建优化设计模型中供水设施的优化改造 | 35 |
| 3.7.1 现有供水设备节能改造 | 35 |
| 3.7.2 水泵优化选型及运行调度方案 | 35 |
| 3.8 修正后的给水管网改扩建优化设计模型 | 37 |
| 4 给水管网改扩建优化设计模型求解 | 41 |
| 4.1 基于整数编码的改进遗传算法 | 41 |
| 4.1.1 整数编码 | 41 |
| 4.1.2 创建初始种群 | 42 |
| 4.1.3 适应度函数设计 | 42 |
| 4.1.4 遗传算子设计 | 42 |
| 4.1.5 最优个体保留 | 43 |
| 4.1.6 算法的终止条件 | 44 |
| 4.1.7 控制参数设定 | 44 |
| 4.1.8 管网水力计算方法的选择 | 44 |
| 4.1.9 环状管网改进遗传算法优化设计的主要步骤 | 46 |
| 4.2 管网优化设计的计算机程序实现 | 46 |
| 5 工程实例 | 48 |
| 5.1 工程概况 | 48 |
| 5.2 管网改扩建优化设计模型有关问题及数据准备 | 49 |
| 5.3 管网改扩建优化设计 | 51 |
| 5.3.1 用改进遗传算法对修正后的模型进行管网改扩建优化设计 | 51 |

目录

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| 5.3.2 用改进遗传算法对传统模型进行管网改扩建设计 | 52 |
| 5.3.3 结果比较 | 53 |
| 5.4 管网改扩建优化设计模型中供水设施的优化改造 | 53 |
| 5.4.1 现有水泵运行工况校核 | 53 |
| 5.4.2 水泵优化选型节能改造方案 | 54 |
| 5.5 小结 | 56 |
| 6 结论与展望 | 57 |
| 6.1 结论 | 57 |
| 6.2 展望 | 58 |
| 参考文献 | 59 |
| 附 录 | 62 |
| 个人简历 | 70 |
| 致 谢 | 71 |

插图清单

| | |
|-----------------------------|----|
| 图 2.1 解节点方程法计算流程图..... | 11 |
| 图 2.2 解节点方程法计算流程图..... | 12 |
| 图 2.3 解节点方程法计算流程图..... | 13 |
| 图 3.1 各种管材事故分布图..... | 17 |
| 图 3.2 不同管材的生存函数曲线图..... | 18 |
| 图 3.3 Matlab 遗传算法运行界面..... | 21 |
| 图 3.4 模型一遗传算法求解过程图像..... | 22 |
| 图 3.5 模型一拟合后曲线..... | 23 |
| 图 3.6 模型二遗传算法求解过程图像..... | 23 |
| 图 3.7 模型二拟合后曲线..... | 24 |
| 图 3.8 三压力表法示意图..... | 29 |
| 图 3.9 可靠性与经济性关系图..... | 32 |
| 图 3.10 泵站节能优化运行调度系统..... | 37 |
| 图 4.1 两点式杂交示意图..... | 43 |
| 图 4.2 节点水压法的管网计算程序框图..... | 45 |
| 图 4.3 环状网改进遗传算法计算流程图..... | 47 |
| 图 5.1 河南省某城市给水管网改扩建示意图..... | 49 |

附表清单

| | |
|---------------------------------------|----|
| 表 3.1 建设项目概算投资计算公式..... | 19 |
| 表 3.2 单位长度管道新建及改造除价表(承插球墨铸铁管) | 19 |
| 表 3.3 两种造价公式得出的结果及精度比较..... | 24 |
| 表 3.4 斜率 k 与公称直径的关系..... | 30 |
| 表 3.5 砂浆内防腐铸铁管系数 C 实测数据..... | 31 |
| 表 5.1 不同时段用电价格..... | 50 |
| 表 5.2 事故工况下断开各主干管控制点所需水压..... | 52 |
| 表 5.3 传统模型及修正后模型用改进遗传算法优化设计的费用比较..... | 53 |
| 表 5.4 现有水泵设计工况下运行参数..... | 54 |
| 表 5.5 现有水泵平均工况下运行参数..... | 54 |
| 表 5.6 优化选型水泵设计工况下运行参数..... | 55 |
| 表 5.7 优化选型水泵平均工况下运行参数..... | 55 |
| 附表 1 现状管网管长、管径及管段粗糙度系数..... | 62 |
| 附表 2 各节点流量及地面标高..... | 63 |
| 附表 3 传统模型优化设计的水力计算结果表..... | 64 |
| 附表 4 传统模型优化设计的的节点水压表..... | 65 |
| 附表 5 修正后模型优化设计的水力计算结果表 | 66 |
| 附表 6 修正后模型优化设计的节点水压表 | 67 |
| 附表 7 修正后模型优化设计平均工况下水力计算结果表..... | 68 |
| 附表 8 修正后模型优化设计平均工况下节点水压表..... | 69 |

1 绪论

1.1 课题研究背景及意义

城市给水系统是由取水工程、净水工程、输配水工程(包括输水管道、配水管网及调节构筑物)、泵站等组成的^[1]。输配水管网(以下简称给水管网)是其中的重要组成部分，它负责把处理过的满足用户水量、水压、水质要求的水安全可靠的输送至用户，它的投资往往占给水系统工程总投资的 60%~80%，而且运行过程中每年还需投入庞大的运行动力费及管理维修费。因此，对给水管网系统进行优化设计显得尤为重要。

目前，我国各城市给水管网都已达到一定规模，管网运行到一定年限会出现外壁腐蚀、内壁结垢、爆管漏损率高、二次污染严重等问题；同时，由于城市的快速发展、规划方案的变更，旧城区需要拆迁、改造或扩建，使现有管网系统的部分管道无法满足当前或规划期内的供水需求；由于城市街道的拓宽、其他管线的施工等原因，使现有管道位置、埋深需做相应的调整而改建。上述诸方面的原因^[2]使给水系统处于不断更新和发展中，给水管网设计更多的是对现有管网系统的改扩建设计。

给水管网系统改扩建优化设计在一些方面不同于新建管网的优化设计，它是在改造现有旧管网、发挥旧管网输水能力的基础上，决定如何经济合理的增敷新管，协调新旧管网功能，使新旧管网在满足用户要求的水量、水压、水质的前提下保证安全性、可靠性，并使改扩建后的系统建造和运行年折算费用最低。目前给水管网改扩建优化设计方面存在的问题也较多，主要表现在：

(1) 管网改扩建优化设计数学模型中的一些问题考虑的不够全面也不切合实际。管网的改扩建是在旧管网的基础上进行的改造和扩建，因此需要考虑旧管网运行现状及其阻力系数的变化对管网输水能力、安全性、可靠性以及水质要求的制约等问题。

(2) 管网改扩建优化设计在工程实际中未广泛应用和推广。长期以来，我国大多数给水管网在建设初期就缺乏系统的合理规划，更谈不上合理的改扩建。尽管许多学者对管网优化进行了研究，但我国中小城市依然根据经验确定管网的改扩建，大城市未充分考虑旧管网存在的一些问题，在工程实际中未实现最

优化。

(3) 缺乏管网改扩建优化设计与水厂泵站节能改造和运行优化调度的结合研究。管网改扩建优化设计受现有水厂供水能力的制约，现有水泵机组能否发挥管网优化设计的经济效果尚需进行分析，而常见的管网优化设计模型和方法只是单独研究管网的优化设计，如何在管网改扩建优化设计基础上充分发挥现有机组供水能力，而且最大程度地达到节能降耗的效果等问题尚需进一步研究。

因此，建立一个全面、统一的给水管网改扩建优化设计模型，运用现代算法，在满足用户对水量、水压、水质要求的前提下，寻求经济合理的改扩建方案，对于节约投资、降低能耗、提高经济效益和社会效益有重要的现实意义。

1.2 国内外给水管网优化设计研究进展

给水管网优化设计的研究包括管网优化设计模型和优化算法两个方面，优化设计模型需要相应的优化算法进行求解。随着计算机的出现及其应用软件的开发，两者在理论和工程实际的应用上都逐渐成熟，应用比较广泛。

1.2.1 国内外给水管网优化设计模型研究进展

给水管网优化设计模型是进行优化设计的基础，其优劣程度决定优化设计是否成功。因此，所建模型必须真实地反映管网运行特征及管理要求。其模型的发展经历单目标函数和多目标函数两个阶段。

上世纪 40 年代，前苏联学者罗巴乔夫和莫希宁首次在管网设计中引入了经济性的概念，提出以管网建造费用与运行费用之和为目标函数，以水力平衡关系为约束的环状管网优化模型。该模型比较粗糙，实用价值不大，但具有开创意义。

1968 年，Karmei et al、Schaake Lai 先后提出了针对树状网的优化设计模型，能得到全局最优解。随后，Alperovits 提出了第一个环状管网线性模型，他以管段建造费用为目标，同时满足水力约束条件。该模型所得结果管径直接为标准尺寸；1985 年，Morgan 建立的模型以管段建造费用为目标函数，假设每根管线由两个管段组成，并对各个管段引入权重来反映各管段尺寸的变化对节点压力的影响，同时考虑水力约束。该模型没考虑泵站的运行管理费用；随后，Lancey 等人在总结以前优化模型的基础上，提出了适用于树状、环状管网的模型^[3]。

1 绪论

随后越来越多的研究者进行管网优化设计模型的研究。1999年, Hyun-Gon shin 通过对给水管网连接特点的分析, 建立了以管段基建费用最小为目标的数学模型^[4]; 2005年, Z.Y.WU 等人建立了以管网建造费用(包括管段、水箱、阀门和泵站)最小和节点自由水头为目标函数的改扩建管网的优化设计模型^[5]。

上世纪 50 年代后, 国内的研究者开始对管网优化设计模型研究, 取得一定成果的有同济大学、哈尔滨工程大学等。国内研究者一般都以管网年费用折算值最小为目标函数建立管网优化设计数学模型, 例如: 吉灯才以管网年费用为目标函数建立了供水管网优化设计非线性数学模型^[6]。

以上模型都没有考虑管网的可靠性约束。随着研究的深入和实践证明, 人们逐渐认识到若仅以经济性作为管网优化设计的目标函数与工程实际相比存在某种欠缺和不足, 还需要考虑系统可靠性这一因素。目前, 关于给水管网可靠性的衡量标准还没有统一的指标^[7]。

可靠度是对管网可靠性的度量。对于如何在管网优化模型中加入可靠性因素, 研究者做了大量研究。2002 年, Tanyimboh 建立的模型以管网建造费用和管网信息熵为目标函数, 通过管网信息熵度量管网可靠性。通过该模型可以实现给水管网布局的优化, 但是该模型未考虑管网的运行费用^[8]。之后, Prasad 以管网建造费用为目标函数, 管网可靠度采用节点剩余能量与整个管网的供入能量和节点所需能量(此时要满足节点最小水压要求)的差值之比度量^[9]。该模型不能很好地反映管网可靠度和建造费用之间的关系。

2006 年, 储诚山提出了以经济性和可靠性为目标的多目标优化数学模型, 将经济性定义为管网年折算费用, 可靠性定义为节点富余水头加权平均值和管网恢复力^[10]。蒋怀德提出了以管网总费用年折算值最小、管网供水可靠度及供水均匀性为目标的多目标优化设计模型^[11]。采用管网节点可利用水量作为可靠度指标、管网熵值指数度量管网流量分配均匀程度。管网可靠度的定义还有^[12]: 以管网水压满足最低水头限制的概率来表示管网可靠度。该方法以管网各组分的故障概率为基础, 因此在实际中难以实现。以上分析看出, 管网优化设计模型的建立尚存在较多争论, 特别是将管网可靠性因素引入优化设计模型的时候。

尽管一些模型中考虑了水质约束和安全性约束, 但未充分考虑旧管网和新管网的不同特性, 约束或模型不尽合理。

1.2.2 给水管网优化设计模型求解算法研究进展

在给水管网优化设计模型建立以后，需要用合适的算法去求解相应的模型，以得到模型的最优解或较优解。给水管网优化设计模型的求解方法主要经历了拉格朗日函数优化法、数学规划法(线性规划法、动态规划法和非线性规划法)和随机搜索算法(遗传算法、模拟退火法、蚁群算法、神经网络法)三个阶段。本文着重介绍目前常用的几种算法^[13]。

(1) 拉格朗日函数优化法

该方法主要用于求解以管径和水头损失为变量的单目标单工况优化设计模型。应用拉格朗日未定系数法，将目标函数进行转换，然后用计算机进行求解。但是由于管径为离散变量，应用此法求得的管径需要进行圆整，化为市售管径，这在某种程度上破坏了解的最优性。该算法目前应用较少。

(2) 数学规划法

1) 线性规划法

线性规划法是在一组线性约束条件下，求某个线性目标函数的最小值(最大值)。该方法只能解决树状管网的优化设计，因此该算法应用较少。

2) 动态规划法

动态规划法是一种求解多阶段决策过程最优化方法。该法对模型中的目标函数和约束条件的形式要求不高，以标准管径为变量计算结果不需要调整。1971年，Liang 采用动态规划法对模型进行求解，所建模型以建造运行费用和整个系统的效率为目标函数，以管径为决策变量。随后，Kwang 等人在树状管网的优化设计中采用了动态规划的数学模型求解，取得了一定的成功。魏永曜、刘子沛先后用动态规划法求解简单环状管网的优化模型。

因此，该方法对小型树状管网能得到最优解；对于简单的环状管网，需预先假设一组管径并进行初始流量分配，将环状网化为树状网；对于复杂管网应用该法不能得到最优解。

3) 非线性规划法

非线性规划法是在一组非线性约束条件下，寻求非线性目标函数的最大值或最小值。在管网优化设计中，目前所建的模型基本都是非线性模型，因为此种模型能更好的反映管网系统各因素之间的关系，因此该方法能提高计算精度。

最早将非线性规划法用于给水管网优化设计的是 Jacoby，他采用数值梯度技术对简单环状管网的非线性模型进行求解。1987 年，Su 采用简约梯度法对以

可靠性为约束的环状管网非线性模型进行求解。随后，Lansey 用非线性规划法进行管网优化布置和设计。国内方面，1983 年，魏永曜利用微分法对树状管网非线性规划模型进行求解。俞国平提出用广义简约梯度法求解环状管网非线性规划模型，且无需预先分配管段流量。随后刘子沛、杨开林等人进行了改进，采用线性规划法将各管段管径取整。

非线性规划法能较好的反映管网系统的本质，但也存在一些问题：设计变量为连续型，所得管径结果需进行二次圆整，圆整后的管径难以保证是最优方案；对初始值依赖性较强；一般只能得到局部最优解。

(3) 随机搜索优化方法

1) 神经网络算法

神经网络算法是将优化问题的目标函数和约束条件映射到神经网络动力系统，利用人工神经网络的动力系统演化机制，搜索到局部最优解，将最优解映射为动力系统平衡点。

19 世纪 80 年代，Hopfield 成功将神经网络应用在组合优化问题中。之后国内外学者将神经网络应用于给水管网优化中。2002 年，周荣敏^[16]用神经网络进行重力树状管网优化设计。目前将神经网络算法用于环状管网方面的研究较少。

2) 蚁群算法

蚁群算法(ACOAs)是由意大利学者 Dorigo 于 1996 年提出的一种模拟蚂蚁寻食行为的算法^[17]。其基本原理是基于蚂蚁能找到在他们的巢穴和食物源之间的最短的线路。该算法能够智能搜索、全局优化，且易与其它算法结合。但有以下缺点：1)当规模较大时，算法效率下降得很快，需要较长的搜索时间；2)容易出现停滞现象，即搜索到一定程度后，所有个体所发现的解完全一致，不能对解空间进一步进行搜索，不利于发现更好的解，从而容易陷入局部最优。

3) 遗传算法

遗传算法(GA)近年来被认为是管网优化技术的飞跃，它通过模拟自然界生物种群的遗传和自然选择机制，随机搜索最优解。1975 年，Holland 提出了遗传算法的概念和方法，1987 年，Goldberg 将这一算法应用于管网优化设计中。

上世纪末以来，Murphy 和 Simpson 等人先后将遗传算法用于管网优化设计问题，以费用最低为目标函数，用标准管径作为决策变量，采用二进制编码方式。国内方面，王文远^[18]、吕鑑^[19]、邹林和马光文^[20]、周荣敏^[21]等人于 2000 年前后先后以标准管径为决策变量，采用遗传算法进行环状管网优化设计计算。

因此，遗传算法是以标准管径为决策变量的，对其采用一定的编码方式，通过选择、交叉和变异等操作，求得最优解。它的优势主要在于：1) 该算法不受可微、可导、连续等数学处理方式的限制；2) 以离散的标准管径为决策变量避免了非线性规划法需对连续管径进行“圆整”带来的偏差；3) 该算法是一种随机搜索过程，不会形成局部最优解；4) 用该算法进行管网优化设计时，一次可以得到几种不同的接近最低造价的方案，可再根据其他要求选取合适的方案。该算法也存在一些缺陷，如遗传算法的早熟现象、适应度值难以标定、接近最优解时收敛很慢等。

常用基本遗传算法进行管网优化设计时，通常采用二进制编码，这种编码方式存在编码冗余的缺点，且在水力计算时需进行译码，影响算法的性能和实用性。为了避免这种问题，采用基于整数编码和实数编码的改进的遗传算法。改进后的遗传算法寻优能力有较大提高。周荣敏采用基于整数编码的改进遗传算法对环状管网优化模型求解^[22]，既避免了编码冗余问题还在较大解空间范围内获得最优管径组合方案从而实现尽可能小的管网投资。廖青桃和俞国平采用改进遗传算法通过引入启发式的选择、交叉和变异算子，提高了求解效率，改善了求解结果^[23]。但这些环状管网优化的遗传算法存在的最大问题是还没有对初始流量进行优化分配。

4) 模拟退火算法

模拟退火算法(SA)是 Kirkpatrick 于 1983 年提出的一种模拟金属退火，并将物理退火过程与组合优化相结合的一种随机迭代寻求最优结果的算法。对于给水管网的优化设计问题，模拟退火算法理论上可以找到整体最优解。但实际运用中，由于控制参数值的选定至今还没有一个比较成熟可靠的标准，对优化结果影响较大。

目前将模拟退火法与其他方法结合使用是一种新趋势，典型的是与遗传算法结合形成遗传退火算法。它兼顾了遗传算法的启发式搜索和退火算法的接受逆优化解的寻优特点，使得计算过程更加智能化，是未来优化方法的发展方向。但目前应用还不够成熟。

1.3 本课题主要研究内容

(1) 建立全面的给水管网改扩建优化设计模型

管网改扩建优化设计模型中的多个经济技术参数的确定直接影响优化结果。因此，应从实际出发综合分析，合理确定多个参数，其中包括提出新的管道造价模型、资金时间价值的考虑、年费用折算值中的时间 T 的讨论、管网折旧及大修费用的确定以及供水能量变化系数的确定。本文还考虑了管道造价、电费、旧管网阻力系数等因逐年发生变化对模型的影响。

(2) 分析并改造旧管道与扩建管道统一进行优化

对现有的旧管道进行分析，若旧管道规划设计不合理或因使用年限较长、内外壁腐蚀严重则需进行优化改造。在旧管网基础上扩建新管网，考虑旧管网阻力系数的变化对新建管网的制约。通过考虑各种因素建立起符合工程实际的管网改扩建优化设计模型，使管网扩建后整个管网系统相互影响、相互制约，统一协调运行。

(3) 将管网改扩建优化设计与水厂泵站节能改造和优化运行调度相结合

管网改扩建优化设计受到现有水厂供水能力制约，现有水泵机组能否发挥管网优化设计的经济效果尚需进行分析，因此需构建一个完善的管网改扩建优化设计模型，使得在管网改扩建优化设计基础上充分发挥现有机组供水能力，而且最大程度地达到节能降耗的效果。

(4) 充分考虑新旧管网不同的约束要求，并完善约束条件。

管网的改扩建是在旧管网的基础上进行的改造和扩建，因此需要考虑旧管网运行现状特性对整个管网的安全性、可靠性以及水质要求的制约等问题，区别旧管网和新扩建管网的不同要求。

(5) 合理选用管网改扩建优化设计模型的求解算法

本文在总结前人给水管网优化算法的基础上，采用基于整数编码的改进遗传算法对给水管网管径进行优化。该算法可以避免编码冗余问题，使算法更加简便易用，且计算效率较高。实际应用该算法时为保证得到最优结果，采用随机数产生不同的变异率，选取管网造价最低且水力性能较优的最佳管径组合方案作为最终改扩建设计方案。

2 给水管网改扩建优化设计理论及建模

2.1 给水管网水力计算理论

给水管网水力计算是进行管网优化设计的依据以及对管网运行时的各种工况进行分析的基础^[45]。水力计算是在管网布置方案确定后，对管段流量、流速、管径及水头损失等的计算。树状管网水力计算方法比较简单，而环状管网水力计算方法很多，且比较复杂，但都是基于管网水力计算基础方程。

2.1.1 管网水力计算的基础方程

设 P 为管网管段数， S 为水源数， J 为节点数， L 为基环数，则未知量为 P 个管段流量 q_{ij} 和水头损失 h_{ij} ， S 个水源供水量和 J 个节点水压 H_i 。管网水力计算的基础方程有节点连续方程、压降方程、能量方程。

(1) 节点连续方程

节点流量平衡条件为：对任一节点，流入该节点的流量等于流出该节点的流量。连续性方程规定，流向节点的流量为负，流出为正。表示为：

$$Q_i + \sum (\pm q_{ij}) = 0 \quad (2.1)$$

式中： Q_i ——节点 i 的流量(m^3/s)；

q_{ij} ——管段 $i-j$ 间的流量(m^3/s)。

由于管网总用水量已知并等于供水量，所以连续性方程中有一个方程为恒定。节点数为 J 的管网，可写出 $J-1$ 个节点连续性方程。

(2) 压降方程

压降方程又叫水头损失方程，表示管段水头损失与其两端节点水压的关系。根据能量守恒定律，管线两端节点间的水头损失等于该管段两端节点水压差。管网计算时，一般不计局部水头损失。若只计沿程水头损失，管段流量 q_{ij} 和水头损失 h_{ij} 的关系表示如下：

$$h_{ij} = H_i - H_j = S_{ij} q_{ij}^n \quad (2.2)$$

式中： h_{ij} ——管段水头损失(m)；

H_i ， H_j ——分别为管段两端节点 i 、 j 的水压高程(m)；

S_{ij} ——管段摩阻;

$n=1.852\sim 2$, 对于较光滑的钢管取 $n=1.852$; 对于旧钢管和铸铁管取 $n=2$ 。

水压高程 H_i 确定方法如下: 控制点的水压高程等于该点最小自由水压加地面高程, 然后根据管段水头损失推出其余节点的水压高程。

管网压降方程数等于管段数 P 。

(3) 能量方程

能量方程是环状管网闭合环的平衡方程, 指环状管网每个环中各管段水头损失之和等于零。任一环中, 取顺时针流向的管段水头损失为正, 逆时针为负, 可写为:

$$\left[\sum h_{ij} \right]_L = 0 \quad (2.3)$$

式中: h_{ij} ——属于某基环的管段水头损失(m);

L ——基环数, 若管网有 L 个基环, 则有 L 个能量方程。

这时管段流量和水头损失可由这些方程组求出。

2.1.2 水头损失计算

管网的水力计算需考虑管线的水头损失, 包括沿程和局部水头损失。在给水管道中, 沿程水头损失往往远大于局部水头损失, 所以计算时, 一般将局部水头损失转换成等效长度的沿程水头损失。局部水头损失通常取沿程水头损失的 15%~25%。

由于管材不同, 管网水头损失的计算公式也不同, 常用公式有:

(1) 巴甫洛夫斯基公式

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (2.4)$$

式中: C ——谢才系数($m^{0.5}/s$);

n ——管壁粗糙系数, 一般为 $0.013\sim 0.014$, 水泥砂浆内衬时为 0.012 ;

y ——指数, $y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75(\sqrt{n} - 0.10)\sqrt{R}$, 当 $n < 0.02$ 时, $y = 1/6$;

R ——水力半径(m)。

上式一般用于混凝土管、钢筋混凝土管水头损失的计算, 适用于 $R=0.1\sim 0.3m$, $n=0.011\sim 0.014$ 的阻力平方区。

(2) 舍维列夫公式

当 $v \geq 1.2m/s$ 时, 旧铸铁管和旧钢管的计算式如下:

$$h = alq^2 = \frac{0.001736}{d^{5.3}} lq^2 \quad (2.5)$$

在 $v < 1.2m/s$ 时的旧铸铁管和旧钢管计算式如下：

$$h = \frac{0.00148}{d^{5.3}} [1 + \frac{0.688 d^2}{q}]^{0.3} lq^2 \quad (2.6)$$

式中： v ——流速(m/s)；

a ——比阻。

(3) 海曾-威廉公式

$$h = \frac{10.667l}{C^{1.852} d^{4.87}} q^{1.852} \quad (2.7)$$

式中： C ——海曾-威廉系数。

该式广泛用于给水管网的设计计算。

(4) 柯尔勃洛克-维特公式

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{e/D}{3.76} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (2.8)$$

式中： λ ——阻力系数；

e ——当量粗糙度。

该式适用范围广，且较接近于实际，但它是隐函数式，运算较复杂，适用于计算机求解。

使用上述水头损失计算公式时，由于公式本身的缺陷以及系数选用的差异，各式的计算结果有时差别较大。究竟选用哪种公式，系数如何确定，应参照实际管材等确定。

2.1.3 给水管网水力计算方法

给水管网水力计算的实质是联立求解连续性方程、能量方程和压降方程。现已有多种水力计算程序，可分为解节点方程法、解环方程法和解管段方程法。

(1) 解节点方程法

解节点方程法是把以管段流量为自变量的节点方程转换为以节点水压为自变量的表达式并将其线性化。首先任意假定满足能量方程的节点水头，由于由此经压降方程算出的管段流量不满足连续性方程，因此需要反复迭代修正节点

2 给水管网改扩建优化设计理论及建模

水头，同时修正管段流量，使其满足连续性方程。其计算程序流程图见图 2.1。

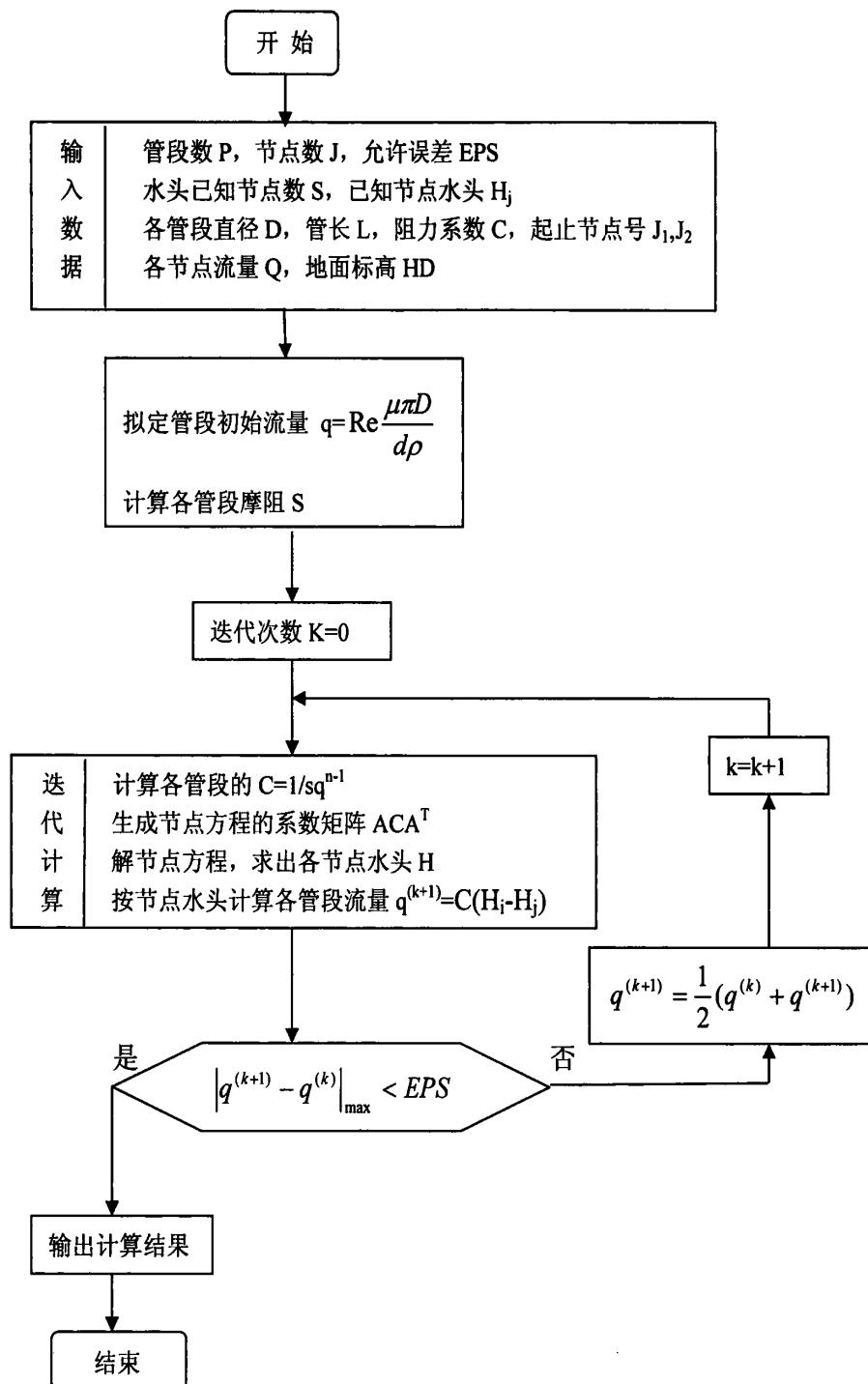


图 2.1 解节点方程法计算流程图

该方法的优点是输入数据少，大部分工作可由计算机程序自动完成，能自动生成系数矩阵，不需要回路矩阵。因此使用很方便，且便于与优化算法相结合使用，是目前应用最广的一种计算方法。

(2) 解环方程法

解环方程法是在满足连续性方程的前提下，通过迭代逐步修正管段流量减小环闭合差，从而满足能量方程。在拟定初始流量和逐步迭代中均保证满足连续性方程，在求解环校正流量时将压降方程结合进去，因此只须检验是否满足能量方程即可。其计算流程图如图 2.2。

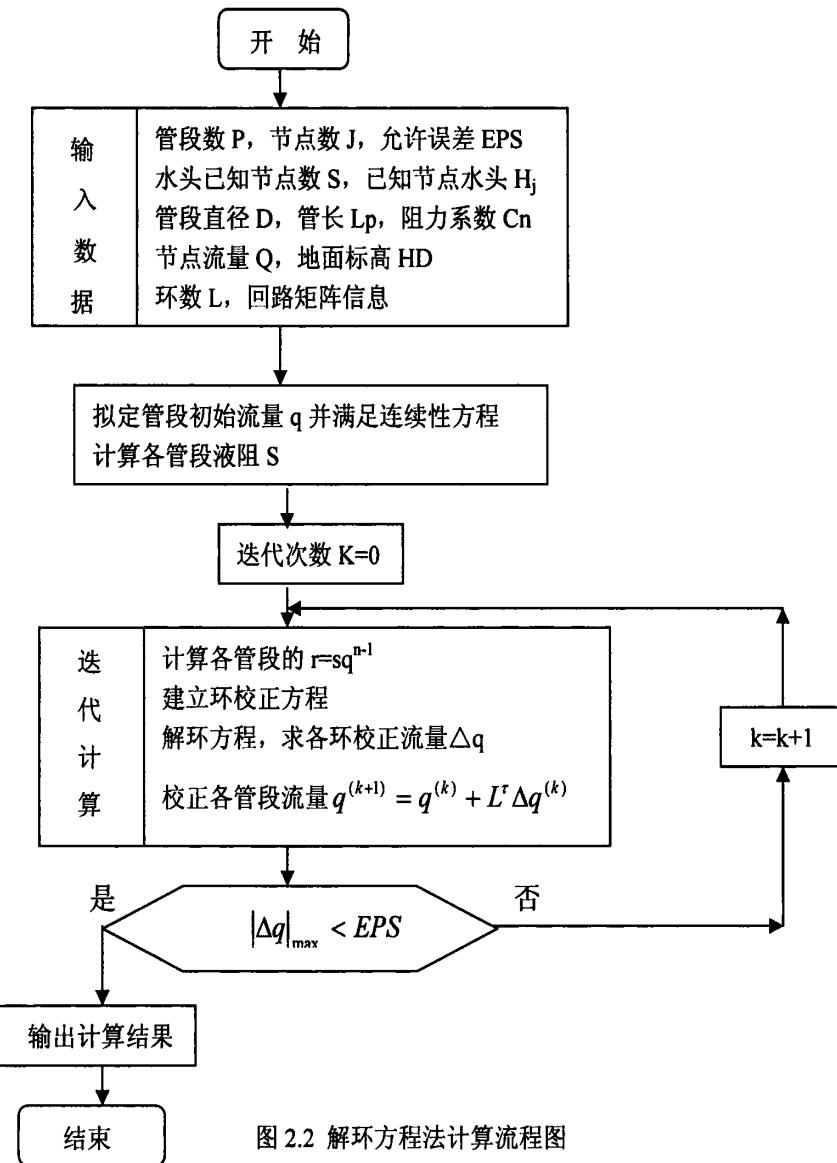


图 2.2 解环方程法计算流程图

该方法的关键是：拟定管段初始流量、计算环校正流量、修正管段流量。其优点是方程数较少，但需拟定初始流量，且输入管网的回路信息较麻烦。

(3) 解管段方程法

解管段方程法是通过直接联立求解连续性方程和能量方程，求得各管段的流量和水头损失，再从已知节点水压求出其余各节点水压。计算流程如图 2.3。

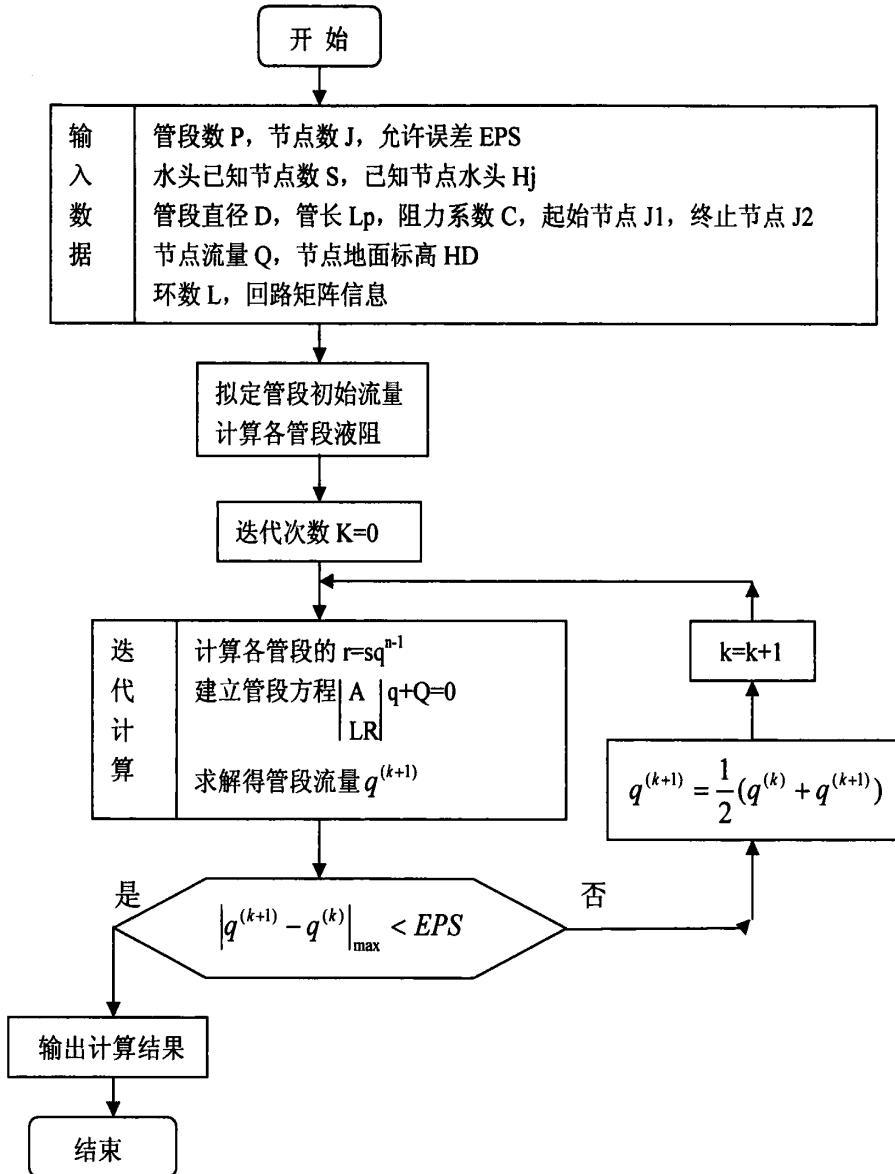


图 2.3 解管段方程法计算流程图

该方法生成系数矩阵的方法很简单，但需输入衔接矩阵、回路矩阵，因而输入信息较多，方程数也较多。

2.2 常用给水管网改扩建优化设计模型

给水管网改扩建设计应在对现有管网的正确分析、评价的基础上进行，因此，要对现有管网系统进行实地调查、现场检测。然后对管网运行工况进行建模并分析现有管网的运行状况，找出水压过大或不足的管段。根据用户情况，确定水源流量分配、节点流量、设计流量，最终确定改扩建管段的经济管径。

进行给水管网改扩建优化时，管网布置是根据城市发展要求、城市道路规划发展格局、城市地形等确定的。因此，给水管网改扩建优化设计是在管网已定线的前提下进行的。

2.2.1 优化设计目标

管网优化设计要考虑四个方面：水量、水压的保证性；水质的合格性；供水的安全、可靠性；经济性。在给水管网改扩建优化设计时，经济性就是在管网改扩建建造费用和年运行费用尽量少的前提下最大限度的满足供水的综合效益。需考虑以下方面：1) 使管网供水压力分布尽量合理，减少漏损及爆管事故的发生，减轻管网二次污染；2) 通过改善加压泵站与管网、水塔等的联合工作效率，减少电能消耗，从而降低管网运行费用，减少投资。

目前，通常以经济性为目标函数，将其余作为约束条件，建立表达式，对设计方案进行优化。常用于给水管网优化设计的经济性目标函数通常用年费用折算值表示，具体表示为^[46]：

$$\min \quad W = \frac{C}{T} + Y_1 + Y_2 \quad (2.9)$$

$$= \left(\frac{1}{T} + \frac{p}{100} \right) \sum (a + bD_i^\alpha) L_i + 0.01 \times \frac{86\gamma E}{\eta} \sum_{j=1}^n Q_j H_j \quad (2.10)$$

式中：
 C ——管网总建造费用；

T ——投资回收期；

Y_1 ——折旧大修费；

Y_2 ——动力费；

p ——管网折旧和大修费率(以管网总建造费用的%计)；

a 、 b 、 α ——系数；

D_i ——管径；

L_i ——管长；

E ——电价;

Q_j ——最高时用水量;

H_j ——最高用水时泵站扬程;

η ——最高用水时泵站供水总效率;

γ ——供水能量不均匀系数。

该式中有些概念、参数需要进一步研究确定，详见第3章。

2.2.2 约束条件

给水管网改扩建优化设计模型目标函数是以约束条件为基础的，应满足的约束条件有：

(1) 节点流量连续性约束

节点流量应满足连续性方程，同式(2.1)。

$$Q_i + \sum \pm q_{ij} = 0 \quad (2.11)$$

(2) 能量平衡约束

环内各管段水头损失应满足能量方程，即管网各环内的管段水头损失代数和为零。同式(2.3)，则有

$$\sum_{j=1}^{n_j} h_{ij} = 0 \quad (2.12)$$

(3) 节点水压约束

任一节点的自由水压应大于最小允许自由水压，小于最大允许水压：

$$H_{j\min} \leq H_j \leq H_{j\max} \quad (2.13)$$

(4) 最小管径及标准管径约束

$$d_i \geq d_{\min} \quad d_i \in D = \{D_1, D_2, \dots, D_z\} \quad (2.14)$$

(5) 水流流速约束

管线中水的流速如果太大，会发生爆管、水击等事故。为尽量减少事故发生率对所有的管线规定一个流速上限。即：

$$v_i \leq v_{i\max} \quad (2.15)$$

3 给水管网改扩建优化设计模型若干问题研究

3.1 管道建造费用模型

管道建造费用包括管材及其附件费用和挖土、运土、回填、试件安装、试压、管线消毒冲洗等施工费用。管道造价与其他构筑物(泵站、水塔或水池等)相比，在整个输配水系统中所占比重最大，且其与管径变化密切相关，因此在管网优化设计时一般只计管道造价。

当管段的长度已定，构建准确的管道建造模型关键在于合理选用管材、科学确定管道造价、精确的管道造价和管径关系模型。管材选用以及不同管径管道造价不仅对模型本身的精确性有影响，而且对管网改扩建优化设计及管网安全可靠性有重要影响，而管道造价模型的精确性直接关系到管网优化计算的合理性及科学性，因此，应对管材选用、管道造价问题足够重视和科学合理的确定，并寻求更为精确的管道造价模型。

3.1.1 管材选择

管材价格是决定管网建造费用的主要因素，而且合适的管材不仅可以减轻管道引起的二次污染，还能减少爆管、水击等事故的发生。因此，选取适当的管材是给水管网优化设计的首要任务。

常用室外给水管道管材主要有^[47]：球墨铸铁管、钢管、塑料管、灰口铸铁管、预应力钢筋混凝土管等。预应力钢筋混凝土管由于其管质性能太差、耐压力低易引起爆管等事故，目前新设计或改扩建工程中已不再使用。城市给水管网管材一般根据供水水质、水压要求确定。

3.1.1.1 常用管材特点

(1) 铸铁管

按材质不同可分为灰口铸铁管和球墨铸铁管两种。普通铸铁管能承受较大的工作压力、耐腐蚀，且内壁涂沥青后较光滑，阻力系数小，被广泛用于给水管中。其缺点是质硬而脆，重量较大，施工较困难。

球墨铸铁管同灰口铸铁管相比，强度高、韧性大、抗弯、延伸率及耐冲击性等方面的性能好，安装施工方便等，球墨铸铁管逐渐成为灰口铸铁管的替代

产品。在耐腐蚀性及使用寿命方面球墨铸铁管大大优于钢管，减轻管材引起的水质二次污染。常用于室外的实际建设选用规格有：DN200-DN1000。

球墨铸铁管采用柔性接口，具有良好的密封性和可挠性，水温变化引起的伸缩不会导致接口漏水，抗震性能良好。由于管材本身延伸率较大，管道具有较好的柔性，因此，在室外埋地时能够接受少量的不均匀沉降。目前广泛应用于城市室外给水管网中。

(2) 钢管

钢管强度较高，耐压性好，可塑性较好，不含有害物质，热胀冷缩系数小，抗高温及严寒，适合输送热水，抗老化，不会被有机物软化，不会被有害气体或液体渗透。但是易腐蚀、寿命短，且由于其废料值偏高，易被盗窃。适用于水压要求较高的关键管网处，如过河管道等。

(3) 硬聚氯乙烯(UPVC)塑料管

硬聚氯乙烯管是由硬聚氯乙烯(PVC)塑料在一定温度下添加某些金属化合物作为稳定剂熔融而成的。该管材不导热、不导电、阻燃、耐腐蚀性强且质量轻，施工安装方便，突出应用于高腐蚀性水质的管道输送。但管道初次使用有重金属析出。管材主要规格有 DN15—DN700，可承受压力为 0.4—1.6MPa。由于 UPVC 采用原料全部国产，造价低，国内市场较大。主要用于小城镇室外供排水系统及大城市的支管或管网末梢。

3.1.1.2 管材的事故统计及累积生存率比较

如图 3.1 所示为某市 2002-2004 年室外给水管网管材爆管事故的历史数据统计^[48]，采用折线图表示。

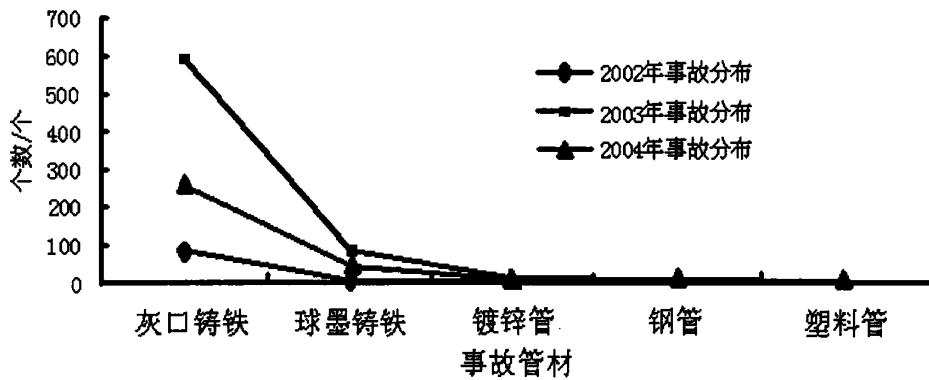


图 3.1 各种管材事故分布图

由图 3.1 可知：每年发生事故的管材分布差别不大，灰口铸铁管发生事故占总事故的绝大部分，而钢管和塑料管发生事故较少。可见，在进行城市管网改扩建时要逐步改造不能满足供水要求的、易出事故的灰口铸铁管而采用质量相对较高的球墨铸铁管或钢管替换。

管道的生存时间(管道寿命)为管道自安装年起到发生第一次事故所在年经历的时间($t \geq 0$)。有些管道能观测到事故的发生，有些管道在观测期观测不到事故的发生，前者观测到的数据称为完全数据，而后者观测不到的数据记为“该管段的生存时间不小于某个数值”，这类数据称为截尾数据。

对某市^[49] 常用的灰口铸铁管、球墨铸铁管和钢管 3 类管材的管道 5 年间生存数据资料应用统计软件进行分析，得到不同管材的生存函数曲线如图 3.2 所示。

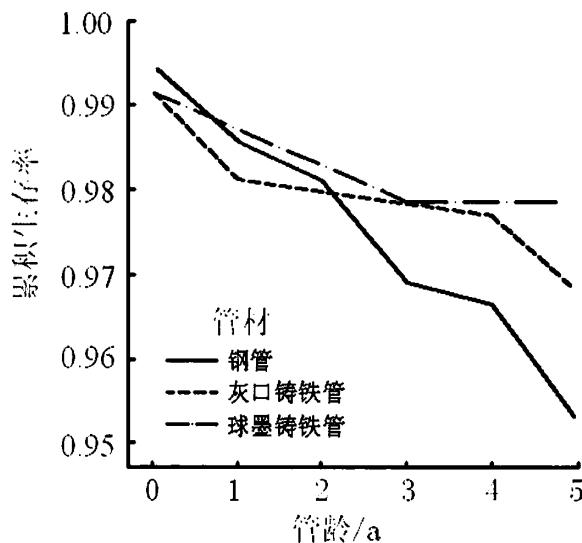


图 3.2 不同管材的生存函数曲线图

注：由于管道在安装当年可能发生事故，故管龄为 0 时存在累积生存率不为 1 的情况。

由图 3.2 可以看出钢管的生存率下降得最快，灰口铸铁管次之，而球墨铸铁管情况最好。

综上所述，球墨铸铁管价格适中，具有良好的性能，是城市室外给水管网改扩建设计的首选管材。

3.1.2 管道造价 C

根据投资估算方法运用材料价格及概预算指标可计算各种管材标准管径单位长度建造费用，其值是否准确，直接影响优化精度及系数的取值。因此，应按最新的材料价格，按照国家定额及标准进行计算，计算方法见表 3.1。

表 3.1 建设项目概算投资计算公式

| | |
|--------------|---|
| 人工费小计① | =指标人工工日数×人工单价 |
| 材料费小计② | =主要材料费+其它材料费 |
| 机械使用费小计③ | =指标机械使用费× 调整后的(人工费小计+材料费小计) 指标(人工费小计+材料费小计) |
| 指标基价④ | =①+②+③ |
| 其他工程费⑤ | =④×其他工程费费率 |
| 综合费用⑥ | (④+⑤) ×综合费用费率 |
| 建筑工程安装工程费(一) | ④+⑤+⑥ |
| 设备工器具购置费(二) | (原价+运杂费) ×(1+采保费率) |
| 工程建设其他费用(三) | [(-)+(二)] ×工程建设其他费用费率 |
| 基本预备费(四) | [(-)+(二)+(三)] ×10% |
| 指标总造价(五) | (一)+(二)+(三)+(四) |

按照上述管网工程造价计算程序，根据郑州市实际情况并咨询厂家最新材料价格，按照该市建设工程预算定额得管道埋深 1 米时承插球墨铸铁管单位长度管道造价估算指标，见表 3.2。

表 3.2 单位长度管道新建及改建造价表(承插球墨铸铁管)

| 管径(mm) | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 |
|-----------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| 新建费用(元/m) | 373 | 455 | 743 | 986 | 1212 | 1567 | 1909 | 2289 | 2607 | 3037 |
| 改建费用(元/m) | 552 | 667 | 964 | 1164 | 1466 | 1777 | 2184 | 2548 | 2903 | 3362 |

3.1.3 管道造价模型

3.1.3.1 构造新的管道造价模型

关于管道造价模型，我国多沿用苏联的公式，如下式^[51]:

$$C = a + bD^{\alpha} \quad (3.1)$$

式中： C ——管径为 D 的单位长度管道造价值(元/m)；

D ——管径(mm)；

a 、 b 、 α ——系数，与多种因素有关，一个城市或地区有其特定值。

由于新型管材的不断出现以及近年来物价不断上涨等多种因素的影响，上述公式的精度不是太理想。对参数曲线拟合的研究较多，其中利用 Matlab 遗传算法工具箱进行曲线拟合的精度较其他算法高。因此根据近十年管道造价与管径的关系进行相关分析，本文采用 Matlab 遗传算法工具箱对管道造价与管径的关系进行多种曲线拟合，提出了精度较高的新的管道造价公式，即：

$$C(D) = b_1 D^3 + b_2 D^2 + b_3 D + b_4 \quad (3.2)$$

式中： C ——管径为 D 的单位长度管道造价值(元/m)；

D ——管径(mm)；

b_1 、 b_2 、 b_3 、 b_4 为系数，与多种因素有关，一个城市或地区有其特定值。

3.1.3.2 Matlab 遗传算法工具箱简介及其应用

MATLAB7.0^[55]以上版本包含一个专门设计的遗传算法工具箱(Genetic Algorithm Toolbox)，它是一系列函数的集合，能处理传统优化技术难以解决的问题，比如目标函数不连续、不可微或具有高度非线性，问题较难定义或难以建立数学模型等。

遗传算法工具箱函数^[56]可通过命令行和图形用户界面(GUI)两种方式使用。使用命令行时，通过一定的语句调用遗传算法函数 ga，进行计算。使用 GUI 时，在命令行输入 gatool，打开界面设置相应窗格中的参数，进行运算。

(1) 适应度函数的确定

运用遗传算法进行非线性曲线拟合，不受函数性质的影响，且简单方便。根据概率统计随机变量的数字特征理论，均方差、相关系数都可以作为衡量拟合精度的标准。但实践发现，当采用相关系数作为遗传算法的目标函数进行拟合计算时，优化计算得出的结果，即相关系数值超过 1，与数学定义相矛盾，无法使用。因此采用均方差作为遗传算法参数拟合的目标函数。

在遗传算法工具箱中按适应度函数最小处理，即参数拟合的均方差值越小越好。则适应度函数 (Fitness function) 为：

$$F(X) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (c_i - \bar{c})^2}{N}} \quad (3.3)$$

式中: c_i ——概算指标基价表中估算的给管道费用值;

c ——造价公式计算的费用值;

N ——给管道费用总项数。

(2) 通过GUI使用遗传算法

在 Matlab 工作窗口键入如下命令>>gatool, 或通过 Start 打开其下子菜单 Genetic Algorithm Tool。运行界面如图 3.3。然后在相应的窗格选择相应的选项。其中 fitnessfun 窗格为适应度函数, 填写格式为@fitnessfun, Number of variable 窗格为变量个数。其它窗格参数根据情况填入。填好各窗格内容, 单击界面内 Start 按钮, 运行遗传算法。

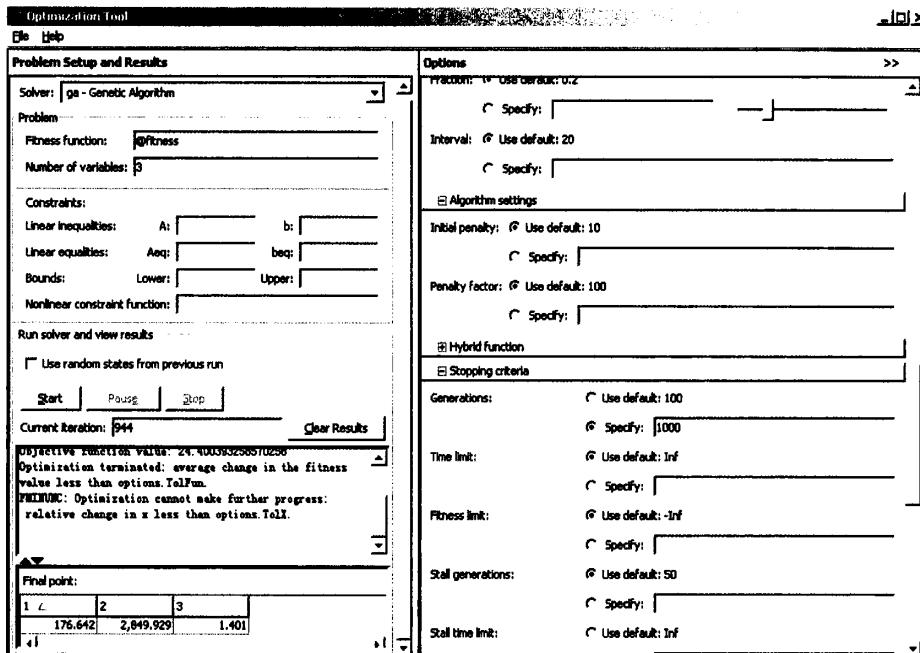


图 3.3 Matlab 遗传算法运行界面

先编写适应度函数, 以文件名fitnessfun.m存盘(以模型一新建管线为例):

```
function y=fitnessfun(x)
C=[373 455 743 986 1212 1567 1909 2289 2607 3037 ];
D=[0.15 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0];
y=0;
for i=1:10
    y=y+(C(i)-(x(:,1)+x(:,2)*D(i).^x(:,3))).^2;
end
```

```
y=(y/10)^0.5;
```

```
end
```

打开遗传算法的 GUI。在 Fitness function 窗格中输入@fitnessfun, 在 Number of variables 窗格中输入数字 3, 参数一般取默认值, 几个特定参数通过多次调试并参照以往经验, 比较计算结果, 最终设置如下:

Population Size(种群大小):1000;

Creation Function(创建函数):@uniform;

Mutation Function(变异函数):@mutation gauss;

Hybrid Function(混合函数):@fmin search;

Generations(进化代数):1000;

Stall Time Limit(适应度停滞限制):100;

Plot Interval(绘图间隔):2;

Display(显示级别):' final' ;

Plot Functions(绘图函数):@best fitness & @distance。

然后单击 Start 运行遗传算法。对于管网改造常用的球墨铸铁管, 利用表 3.2 单位长度管道新建及改建造价表中数据, 计算所得结果见表 3.3。求解过程图像及拟合后曲线见图 3.4、3.5。

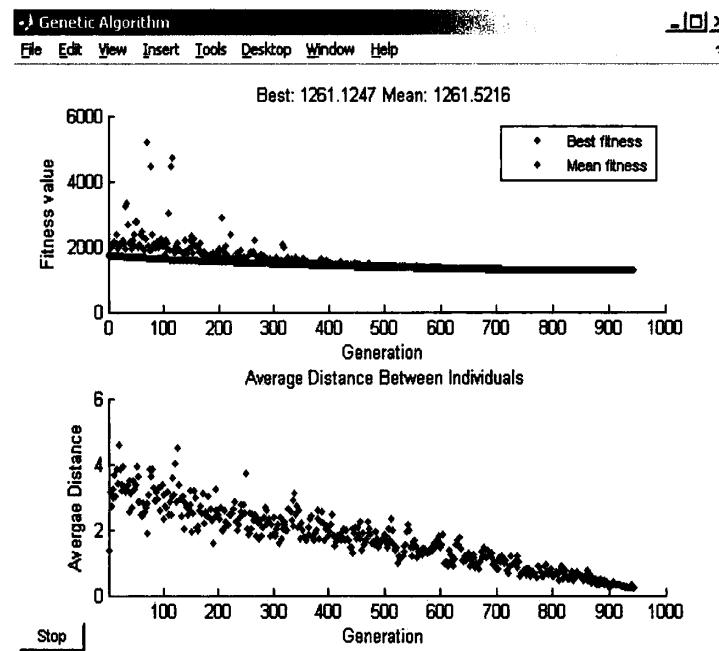


图 3.4 模型一遗传算法求解过程图像

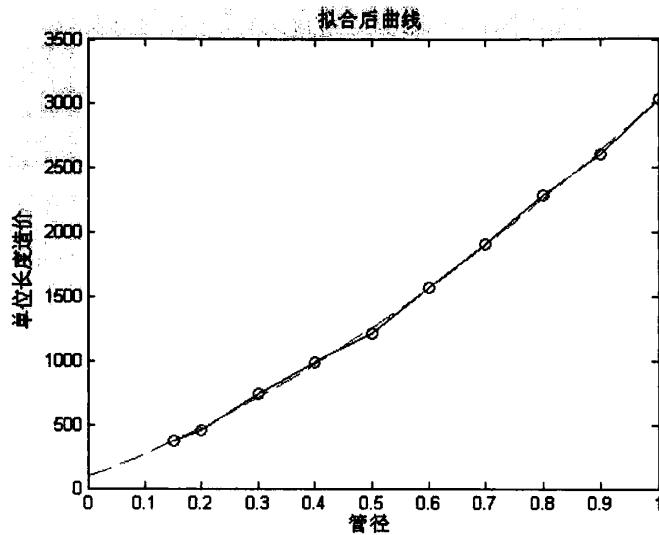


图 3.5 模型一拟合后曲线

用上述方法对模型二进行曲线拟合求解结果见表 3.3。运行过程图像及拟合后曲线如图 3.6、3.7。

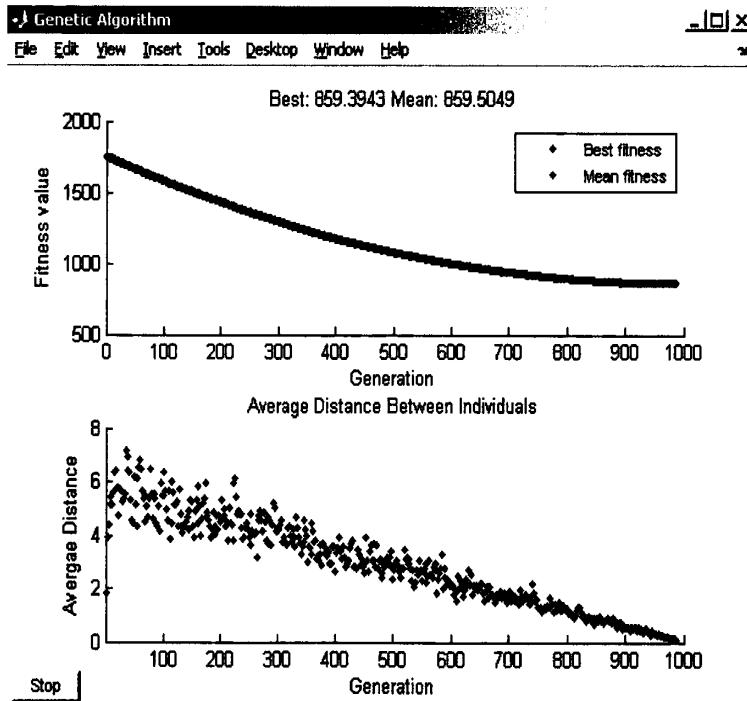


图 3.6 模型二遗传算法求解过程图像

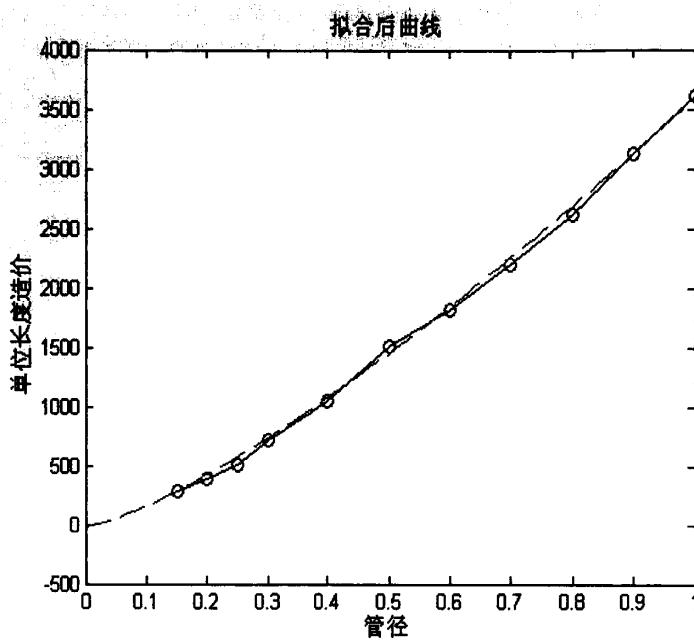


图 3.7 模型二拟合后曲线

3.1.3.3 两种管道造价模型计算结果比较

表 3.3 两种管道造价模型计算结果及精度比较

| 模型 | 结果 | 均方差 | R ² |
|--|--|------|----------------|
| $C = a + bD^\alpha$ | $C=176.64+2849.93D^{1.4}$ | 26.4 | 0.996 |
| $C(D) = b_1 D^3 + b_2 D^2 + b_3 D + b_4$ | $C=-180.411D^3+1489.305$ $D^2+1630.377D+92.314$ | 23.7 | 0.999 |

由表 3.3 可以看出, 模型二相关系数较大, 均方差较小, 故曲线实际值吻合程度较高。因此, 本文工程实例管道造价模型采用模型二。

3.2 目标函数中其他经济技术参数的研究

3.2.1 资金时间价值

财务数学认为, 资金是与时间有关的, 因此要考虑资金的时间价值, 即建立动态费用模型。于是在比较不同时期的资金流时, 需要用利率进行校正。

因此, 在式(2.10)中, 考虑动态利率 i_0 的作用, 取代静态费用模型中的 T ,

将管网建造费用折算成年度等值。于是，目标函数的第一项改为：

$$C \times (A/P, i_0, T) \quad (3.4)$$

$$\text{其中: } (A/P, i_0, T) = \frac{i_0(1+i_0)^T}{(1+i_0)^T - 1} \quad (3.5)$$

式中： $(A/P, i_0, T)$ —— 资本回收系数；

i_0 —— 年利率；

T —— 投资回收期(年)；

A —— 年值；

P —— 现值。

3.2.2 时间 T

在以往的管网优化设计模型中，年费用折算值表达式中的时间 T 有的称为投资偿还期，有的称为投资回收期^[57]。

投资偿还期常用于方案比较，反映各方案之间的相对效益。它指一个方案比另一个方案多追加的投资，用两个方案年经营费用的节约额去补偿所需的时间。如果 T 值代表投资偿还期，则年费用折算值表示任一方案在标准投资偿还期内每年的费用。

投资回收期表示通过国民经济积累，回收基建投资的年限。动态投资回收期是把投资项目各年的净现金流量按基准收益率折成现值之后，再来推算投资回收期。该指标显示资本的周转速度，周转愈快，回收期越短，风险越小，盈利越多。若 T 值代表投资回收期，则年费用折算值表示任一方案在标准投资回收期内每年的费用。

从优化计算的概念出发，管网年费用折算值中的 T 应采用投资回收期。目前，国家还没有明确规定管网投资回收期，实际工程中，往往将投资回收期与工程设计年限相一致。 T 值的选取对管网优化结果会产生影响， T 值过小，管网建造费用在管网年折算费用中的比值过大，管网优化结果造成管径过小，管段流速大，管网运行费用加大。 T 值过大，管网建造费用在管网年折算费用中的比重变小，管网优化结果造成管径过大，给水系统处于负荷不足的状态，不能发挥投资的最大效益。一般采用 15~20 年。

3.2.3 管网折旧及大修费用

管网年费用折算值表达式中的 p 值, 为每年需投入的折旧大修费用。根据《城市公用事业企业固定资产管理规定》(1986)的规定: 凡实行提取“管道线网基金”的固定资产, 不再计提折旧及大修理基金。“管道线网基金”的提存率, 应按 7%掌握。因此, 式(2.10)中 p 值改作“管道线网基金”提存率, 以管网建造费用的 7%计。

3.2.4 供水能量不均匀系数 γ

由式(2.10)可知, γ 值的确定直接影响动力费用的大小。

供水能量不均匀系数, 就是在设计年限内平均时用水能耗 P_0 与最高时用水能耗 P_{\max} 之比。在常见资料中^[58], γ 值的确定过于简化, 一般未考虑以下因素对 γ 的影响: ①静扬程 H_0 ; ②用水量变化曲线; ③实施峰谷电价。

因此本文考虑静扬程 H_0 的影响, 根据用水量变化曲线, 以及峰谷电价曲线, 将一天 24h 分成 3 个时段(用电高峰期、低高峰期、正常期), 各时段长度为 T_n ($n=1, 2, 3$), 近似表示用水量变化过程。设 γ_n 为第 n 时段单位小时能耗与最高时能耗的比值, 作出以下修正^[59]:

(1) 无水塔给水管网系统

$$\gamma_n = Q_n \frac{H_0 + S_c Q_n^2}{Q_{\max} (H_0 + S_c Q_{\max}^2)} = \frac{1}{\alpha_{cn}} \times \frac{K + \frac{1}{\alpha_{cn}^2}}{K + 1} \quad (3.6)$$

$$\text{其中: } K = \frac{H_0}{S_c Q_{\max}^2}, \quad \alpha_{cn} = \frac{Q_{\max}}{Q_n} = K_y K_d K_h, \quad (3.7)$$

式中: S_c ——管道的综合摩阻;

Q_{\max} ——最高时用水量(L/s);

Q_n ——第 n 时段用水量(L/s);

K_d , K_y , K_h ——用水量逐年、逐日、逐时变化系数;

H_0 ——静扬程(m)。

$$\text{由于: } \sum_{n=1}^3 \gamma_n T_n = 24\gamma, \quad \text{因此: } \gamma = \sum_{n=1}^3 \gamma_n T_n / 24 \quad (3.8)$$

(2) 设网前水塔的给水系统

这种给水系统，输水管由泵站供水，而管网由水塔和泵站共同供水，因此两种管道的 γ 值分别计算。

$$\text{输水管: } \gamma = \frac{1}{\alpha'_{cn}} \left(\frac{K' + A'}{K' + 1} \right) \frac{\frac{1}{(\alpha'_{cn})^2}}{\frac{1}{K' + 1}}, \quad (3.9)$$

$$\text{其中: } A' = K_1^3 \frac{\Delta t_1}{24} + K_2^3 \frac{\Delta t_2}{24} \quad (3.10)$$

式中: K_1 , K_2 ——分别为一日内泵站的两种供水状态下时供水量与平均时供水量之比;

Δt_1 , Δt_2 ——分别为一日内两种供水状态的时间。

管网:

水塔后面的管网，其供水压力受网前水塔高度的限制。当水塔确定后，供水水压不变。当用水量及管网水头损失发生变化时，不影响水泵扬程。因此：

$$\gamma = \frac{1}{K_p K_d K_h} \quad (3.11)$$

(3) 对置水塔给水系统

该系统存在两种供水状态，统一的能量变化系数较难确定，因此将设计年限内的供水时间划分成两部分，即由泵站及水塔共同供水状态所占时间和转输状态所占时间分别计算 γ_1 、 γ_2 的值。

3.3 旧管道阻力系数模型

3.3.1 管道阻力系数的影响

给水管网中，管道阻力系数的大小影响水力计算中管道水头损失的大小，而管道水头损失影响管网系统的运行费用，因此，在进行给水管网改扩建优化设计模型中，必须考虑管道的实际阻力系数。它反映给水管道的水力特性及运行现状，是进行给水管网改扩建优化设计时重要的参数。

(1) 粗糙度影响过水能力

给水管网运行时，管道内壁受微生物腐蚀、化学腐蚀和沉淀等因素的影响，随着时间的增长，会逐渐形成下部较厚、上部较薄的锈垢，这种锈垢会缩小管道的有效过水面积，增加管道内部粗糙系数，从而降低管道的输水能力。如对

东北某市的给水管网进行分析，发现年代久的铸铁管，其有效管径仅为新管径的30%—50%；上海安装的一条DN1200的铸铁输水管，仅使用两年，因管内积垢，粗糙系数n值从0.013增大到0.023，管径缩小到900mm。

(2) 粗糙度影响管网运行费用

管网运行费用，即为加压泵站的能量费用。随着管网投入运行时间的延长，管道内部粗糙系数逐渐增大，给水管网的低压区越来越大。目前许多城市都采用增大水泵扬程的方法解决低压问题，而扬程的增加将导致运行费用的提高。

由实测资料可知，对于相同年代铺设的管段，管道粗糙系数与管径有关，对于某个管径的管段，取经验值与实测C值对管道水头损失计算结果差别是显而易见的。如对于DN500的管段，流量与管长相同条件下利用海曾—威廉公式进行计算，经验值与实测值的水头损失前者比后者大：

$$\begin{aligned} & (h - h') / h' \\ & = \left(\frac{1}{95.4^{1.852} \times 0.48^{4.87}} - \frac{1}{100^{1.852} \times 0.5^{4.87}} \right) / \frac{1}{100^{1.852} \times 0.5^{4.87}} \\ & = 32\% \end{aligned} \quad (3.12)$$

可见，在进行给水管网改扩建优化设计时，旧管道实际的阻力系数对水头损失结果影响很大，同时也影响管网优化模型，因此需要考虑旧管网阻力系数的变化对优化结果的影响。

3.3.2 管道内部粗糙系数的测试原理及方法

城市给水系统旧管道内部粗糙系数的资料很少，由于给水管道管材、管径、水质、使用年限、水压及流速等不同，给水管道内部粗糙系数的变化差异很大。对于改扩建管网水力计算，常用的处理旧管网内部粗糙系数的方法有：①取经验值：海曾-威廉系数新铸铁管取120，旧铸铁管取100；②通过实测得旧管道粗糙系数。本文通过实测资料建立供水管网旧管道阻力系数模型。

(1) 给水管道内部粗糙系数的测试原理

水力学中水头损失计算公式为：

$$\text{达西——谢才公式: } i = \frac{h}{l} = \frac{64}{\pi^2 c^2 D^2} Q^2 = aQ^2 \quad (3.13)$$

$$\text{海曾——威廉公式: } i = \frac{h}{l} = \frac{10.667 Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.87}} = aQ^{1.852} \quad (3.14)$$

$$\text{于是: } i = \frac{h}{l} = aQ^\alpha, \text{ 即 } a = \frac{i}{Q^\alpha} \quad (3.15)$$

式中: i —水力坡度;

α —指数, 1.852~2;

a —比阻, 即单位长度管道摩阻。

式(3.15)特别之处在于: 它避开了旧管道的管壁粗糙度、实际管径等不确定的、模糊的因素, 通过对水力坡度和管段流量的测定得旧管道阻力系数。

(2) 管道粗糙系数测定方法(三压力表法)

对于相同管径、管材、水质、铺设年代的管段 1-2-3, 如图 3.8 所示。

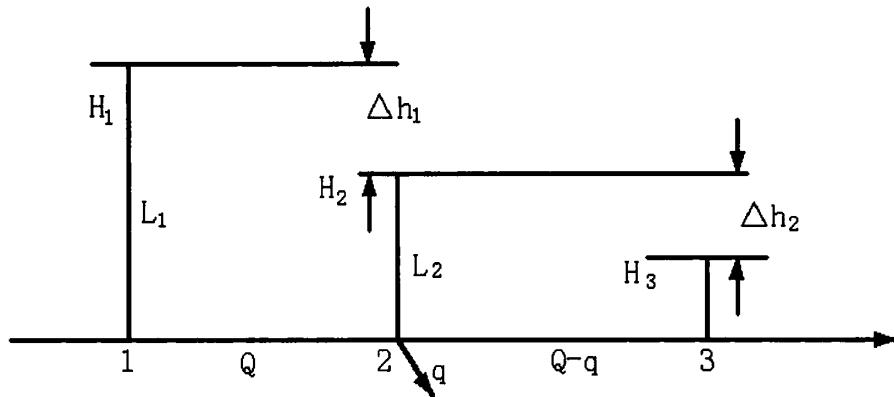


图 3.8 三压力表法示意图

$$Q = \left(\frac{i_1}{a}\right)^{\frac{1}{\alpha}} = \left(\frac{h_1}{al_1}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (3.16)$$

$$Q - q = \left(\frac{i_2}{a}\right)^{\frac{1}{\alpha}} = \left(\frac{h_2}{al_2}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (3.17)$$

$$\text{式(3.16)代入上式得: } -\left(\frac{i_1}{a}\right)^{\frac{1}{\alpha}} + \left(\frac{i_2}{a}\right)^{\frac{1}{\alpha}} + q = 0 \quad (3.18)$$

$$\text{解得: } a = \left(\frac{i_1^{\frac{1}{\alpha}} - i_2^{\frac{1}{\alpha}}}{q}\right)^\alpha \quad (3.19)$$

$$\text{当 } \alpha=2 \text{ 时, 得公式: } a' = \left(\frac{\sqrt{i_1} - \sqrt{i_2}}{q}\right)^2 \quad (\text{s/L})^2 \quad (3.20)$$

式中: q ——支管 2 的流量(L/s);

a' ——实测比阻(s/L)²;

i_1, i_2 ——管段水力坡度, 且:

$$i_1 = \frac{h_1}{l_1}, \quad i_2 = \frac{h_2}{l_2} \quad (3.21)$$

h_1, h_2 ——相应管段的水头损失(m), 由压力表测量, 并据下式计算:

$$h_1 = 0.101(H_1 - H_2) + \Delta h_1 \quad (3.22)$$

$$h_2 = 0.101(H_2 - H_3) + \Delta h_2 \quad (3.23)$$

H_1, H_2, H_3 ——3 只压力表的读数(kpa);

$\Delta h_1, \Delta h_2$ ——第 1 和第 2 以及第 2 和第 3 压力表的轴心高差(m)。

压力表分别安装在被测管段的起端、末端和支管接出处。测定时, 两压力表之间的管段上所有用户全部断水。支管流量 q 应大于干管流量 Q 的 10~15%。干管流量按下式计算:

$$Q = \sqrt{\frac{i_1}{a'}} \text{ (L/s)} \quad (3.24)$$

确定现有管段的水力阻力时, 较困难的是测定支管中的流量, 常用的方法有: 水池容积法、消防龙头出水法或者直接用毕托管测定管段中的流量。

工程实践证明, 在相同水质、管材和内防腐条件下, 管道运行时间对阻力系数的影响最大。对于城市管网, 管段数极多, 不可能逐一进行实测, 如何根据实测阻力系数求出整个管网各管段的阻力系数, 是在管网建模时的关键问题。

本文根据海曾—威廉公式 $a = \frac{10.667}{C^{1.852} D^{4.87}}$ 推求整个管网各管段阻力系数。对旧管道而言, 该公式中管径 D 不再是简单参数, 由于使用年限、结垢情况不同较难确定。根据文献^[61], 旧管道有效管径的近似计算公式为(斜率 k 与公称直径的关系见表 3.4):

$$D' = D - \text{运行年数} \times k - (2 \sim 3) \quad (3.25)$$

表 3.4 斜率 k 与公称直径的关系

| 管径 | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 斜率 k | 0.60 | 0.80 | 0.86 | 0.88 | 0.90 | 0.92 | 0.94 | 0.96 | 0.98 |

3.3.3 管道阻力系数模型

由于管段数较多, 管线连接复杂, 只实测部分管段, 原则为: ①不同管材管段; ②不同管径管段; ③不同敷设时间管段; ④不同位置管段。根据以上原

则,以河南省某市给水管网为例于2005年前后实测了管道粗糙系数。管材均为砂浆内防腐铸铁管,管道铺设年代均为上世纪80年代。实测结果资料见表3.5。

表3.5 砂浆内防腐铸铁管系数C实测数据

| 管径D(mm) | 实测C值 | 管径D(mm) | 实测C值 |
|---------|-------|---------|-------|
| 200 | 93.50 | 600 | 95.80 |
| 300 | 94.40 | 700 | 96.10 |
| 400 | 94.90 | 800 | 96.40 |
| 500 | 95.40 | 900 | 96.70 |

注:该市管网铺设年代大致相同,因此管道服役时间不作自变量研究。

根据经验公式,利用MATLAB最小二乘原理建立管道阻力系数模型:

$$C = 2.097 \ln D + 96.873 \quad (3.26)$$

式中:D——管径(m)。

注:不同城市的给水管网由于管材、敷设年代等不同,不同管径的管道实测C值也不相同,因此模型中的参数应根据不同城市具体情况求得。

经模型精度检验,最大相对误差为0.90%,相关系数R为0.999,满足工程要求。

3.4 管网改扩建的可靠性约束

管网改扩建设计时,现有城区供水管网由于旧管道日益老化,加之用户用水量增加,管网敷设范围扩大,用水高峰期时,管网最不利点水压可能不能满足用户需求,管网可靠性降低,因此本文引入管网可靠性约束。

3.4.1 管网可靠性与经济性的矛盾协调

保证供水系统可靠性是给水设计的任务之一,近年来考虑可靠性的给水管网优化设计已引起人们的关注。工程设计中考虑到可靠性,会减少事故引起的经济损失和维修费用,然而提高管网的可靠性,要通过增加投资来实现,从而导致管网的经济性降低;反之,在提高经济性的同时管网的可靠性会降低。因此必须协调管网可靠性与经济性,找出最优方案,使经济性和可靠性都能为管网投资者和用户所接受。其关系如图3.9所示。

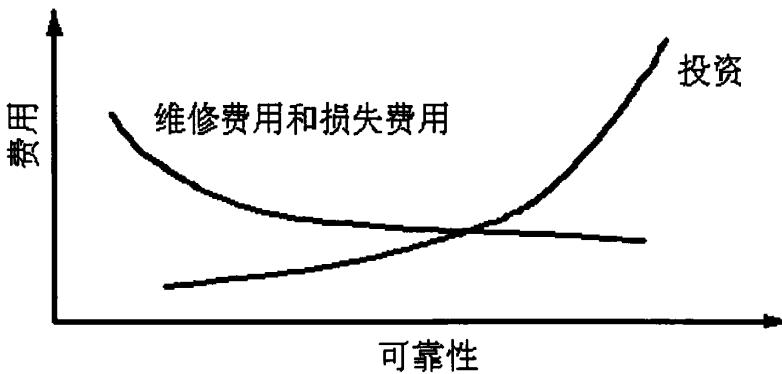


图 3.9 可靠性与经济性的关系图

3.4.2 管网系统可靠性度量

给水系统可靠性的度量，通常有两种方法^[62]：(1) 用给水系统随机发生的故障导致的事故概率和正常运行概率表示可靠度。该方法需要进行大量的系统模拟，将可靠性与水力计算、优化模型相结合，计算复杂，应用较少。(2) 引入可靠性代用指标。管网改扩建优化设计考虑现有管网的实际运行情况，本文采用第二类方法，引入节点可靠度及管网可靠度衡量给水系统可靠性。

(1) 节点可靠度

节点可靠度 r_i 定义为节点可利用水量 Q_i^{avl} 与节点需水量 Q_i^{req} 的比。其中，节点需水量为用户实际需要的水量；节点可利用水量为管网运行时实际提供给用户的节点流量，其大小与节点水压有关，表示为：

$$H_i = H_i^{\min} + K_i(Q_i^{avl})^n \quad (3.27)$$

式中： H_i ——节点 i 水压(m)；

H_i^{\min} ——节点 i 所需最小水压(m)，管网节点压力低于该值时，流量为 0；

Q_i^{avl} ——节点 i 可利用水量(m^3/s)；

K_i ——节点 i 阻力系数；

n ——常数，一般取 2。

从式(3.27)看出，管网正常运行时，节点水压包括节点最小水压和维持用户需要的水量而另外增加的压力。

由式(3.27)可得节点实际流量为：

$$Q_i^{avl} = \left(\frac{H_i - H_i^{\min}}{K_i} \right)^{1/n} \quad (3.28)$$

所以节点需水量和节点服务水压之间的关系可表示为：

$$Q_i^{req} = \left(\frac{H_i^{des} - H_i^{\min}}{K_i} \right)^{1/n} \quad (3.29)$$

式中： Q_i^{req} —— 节点需水量；

H_i^{des} —— 节点期望水压，即保证节点用水量时需提供给节点的最小水压。

因此节点可靠度为：

$$r_i = \begin{cases} 1 & , H_i > H_i^{des} \\ \left(\frac{H_i - H_i^{\min}}{H_i^{des} - H_i^{\min}} \right)^{1/n} & , H_i^{\min} \leq H_i \leq H_i^{des} \\ 0 & , H_i < H_i^{\min} \end{cases} \quad (3.30)$$

本文通过限制节点可靠度为 1 的节点占总节点的 80% 进行约束。

(2) 管网可靠度

在节点可靠度基础上，将管网可靠度定义为管网系统提供的总水量和用户所需水量的比值，即式(3.31)，从该式可以看出，R 值越大管网可靠性越高。

$$R = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i^{avl}}{\sum_{i=1}^N Q_i^{req}} \quad (3.31)$$

运用上式时由于很难将每户用水量准确对应到管网模型的每个节点，通常的做法是将一个小区或街区的居民用水量通过统计方式全部累加到管径大于或等于 200mm 的配水管道节点上，所以实际计算中存在一定的误差。

因此在管网改扩建优化设计时加入可靠性约束条件：

$$R \geq R_{\min} \quad (3.32)$$

式中： R —— 管网可靠度；

R_{\min} —— 可靠度下限 (0.8-1)。

3.5 考虑水击的定性约束

给水系统运行时，由于阀门突然关闭、水泵机组突然停车等原因，导致管网流速突然变化，从而引起管道内部压强急剧升高和降低的交替变化，这种水力现象称为水击(水锤)。水击引起压强大幅度波动，高的可达管道正常工作压强的几十倍甚至几百倍，有时还出现负压。这种现象在产生噪音的同时引起给水管道的强烈振动，致使阀门破坏、管道接口断开，甚至造成爆管等重大事故，因此其危害性很大。给水管道系统的水击现象是很难避免的，因此在给水管网的改扩建设计时，应考虑水击作用的影响从而降低水击发生管道破坏的概率。

给水系统发生水击的原因有很多，可从内外因两方面考虑：外因是(1)水泵的突然启动和停止；(2)阀门的快速开启和关闭；(3)突然出现故障时，例如停电、操作人员的误操作及机械故障等工况。内因是水流的可压缩性和惯性。

针对水击发生的原因，目前研究者已提出了一系列的防护措施^[64]，但对配水管网水击的定量研究较少，由于时间及篇幅所限，本文在建立管网改扩建优化设计模型时只考虑水击的定性约束即采取适当加大管径的措施，限制流速以减小水击强度。

一般情况下，为防止管网因水击现象发生事故，水流最大速度一般不超过 2.5m/s ~ 3.0m/s 。作者认为，鉴于城市管道材质一般较差，管网老化而且腐蚀严重，承压力较低，再者，考虑现有水厂及加压设施供水能力的约束，在管网改扩建时要充分考虑到旧管网对扩建管网的约束，流速不宜过高。根据有关国内外对水击研究成果建议，为减小管网水击对管道破坏作用，管道最大流速应限制在 2.0m/s 以下。

另外，在管网改扩建时，选用强度高，延性良好，接头柔性较好的管材，可以减小水击压力，提高供水的安全性，承插式球墨铸铁管具有上述特点，优选采用。

3.6 管网水质问题

在进行给水管网优化设计研究时，很难定量表示水质安全性指标。目前，国内研究者基本没有将水质因素作为优化设计的目标函数或约束条件，而国外方面，Ostfeld 采用将节点的出水余氯浓度控制在一个范围的方法在约束条件中加入水质约束，但实际上各节点的出水余氯并不相同甚至差别很大。理由如下：

净水厂处理过的出厂水都能达到《水质标准》要求，但出厂水通过管网系统输送至用户，水厂至用户要经过上百公里的管线，水在管网中往往停留数日，会发生复杂的物理、化学、生物变化使水质发生变化，即常见的管网二次污染，因此，各节点的出水余氯并不相同。

水质安全性指标，可以用管网末端余氯浓度超过某一设定的值衡量。由于余氯衰减模型已定及管段流量一定，要提高管网末端余氯浓度就必须通过提高管网水流速度来减小余氯在管网中的衰减量，缩小管径可实现增大流速，这样也降低了管网的造价，即其与管网的经济性目标相一致。

一般对于新建管网，由于其内壁光滑，水质最小限速为 $0.4\sim0.5\text{m/s}$ 。对于改扩建管网，旧管道老化腐蚀严重，内部粗糙系数加大，流速不宜过小，本文建议管段最小流速为 0.6m/s 。

3.7 管网改扩建优化设计模型中供水设施的优化改造

3.7.1 现有供水设备节能改造

传统管网设计，一般按最高日最高时工况设计，校核消防工况和事故工况。实际运行中，给水系统的用水量是不断变化的，管网在设计工况下运行的时间相对较少，绝大部分时间是在平均流量附近运行，这种情况下，管网中流量远小于设计流量，在管径一定的条件下水头损失降低，要求的水泵扬程也相应降低，由于水泵规格有限，受工况调节措施和方法限制，此时水泵工作点容易偏离水泵高效区，水泵机组效率低，能耗较大。

在进行管网改扩建优化设计以后，除了校核现有水厂供水设施的供水能力外，还应针对管网改扩建优化设计成果，对现有水泵机组进行节能改造，使水厂供水设备不但供水能力与管网改扩建优化设计要求相匹配，而且真正达到节能降耗的目的，使管网改扩建优化设计成果落到实处，这是一般管网改扩建优化设计所欠缺的。

因此，作者提出，结合管网改扩建优化设计模型，建立水泵优化选型和运行调度模型。

3.7.2 水泵优化选型及运行调度方案

《泵站设计规范》规定：

- (1) 满足泵站设计流量、设计扬程及不同时期供水要求；
- (2) 泵站平均扬程时，水泵应在高效区运行；在泵站最高或最低扬程时，水泵能安全、稳定运行；
- (3) 有多种泵型可供选择时，应选择综合指标优良的水泵；
- (4) 根据供水对象对供水可靠性的要求选用一定数量的备用泵。

在进行管网改扩建时，除了对现有水泵机组进行设计工况、消防工况和事故工况校核外，还应着重进行管网运行平均工况下水泵运行状态的校核，通过水泵优化选型和运行调度方案的优化，对现有水泵机组进行节能改造，使各台水泵在平均用水量工况下在高效区工作，达到节能降耗的目的。

可通过两种途径进行水泵机组的节能改造：一是现有水泵机组满足管网改扩建后的供水要求，应充分利用现有设施，制定水泵优化调度方案，采取优化水泵组合运行方案、采用水泵调速或换轮运行等措施以达到提高水泵机组效率、降低制水成本的目的；二是通过水泵优化选型全部更新或部分更新现有水泵机组。

根据水泵选型原则，在制定了初步水泵选型方案以后，还需通过制定优化运行方案进行进一步比较确定。本文将水泵优化选型及运行调度与管网改扩建优化设计结合起来，建立在满足需水流量和水压条件下的以能源单耗最小为目标的数学模型^[63]。

某一时段供水需求目标：

$$|Q_{\text{总}} - Q_T| / Q_{\text{总}} \leq E \quad (3.33)$$

式中： $Q_{\text{总}}$ 、 Q_T ——总供水量、需水量(m^3/s)；

E ——相对误差(%)。

单位能耗目标函数：

$$E_{\min} = \min\{E_i\} \quad (3.34)$$

$$E = 1000N / (3600\eta \times Q \times H_0) \quad (3.35)$$

式中： E_{\min} ——水泵最小能源单耗($\text{kwh}/\text{km}^3 \cdot \text{m}$)；

E_i ——某种水泵组合运行方案各台水泵加权能源单耗($\text{kwh}/\text{km}^3 \cdot \text{m}$)；

E ——水泵能源单耗($\text{kwh}/\text{km}^3 \cdot \text{m}$)；

N 、 Q ——分别为水泵轴功率(kw)和流量(m^3/s)；

H_0 、 η ——水泵静扬程(m)及电机效率。

单泵或多泵并联运行时特性方程采用三点二次方程插值:

$$H = A_0 + A_1 Q + A_2 Q^2 \quad (3.36)$$

$$\text{水泵装置特性曲线方程: } H = H_{ST} + S Q^2 \quad (3.37)$$

该模型作为管网改扩建优化设计模型的补充。根据所建模型, 采用编制好的优化运行调度软件进行泵站的优化调度。其主要运算结构流程见图 3.10。

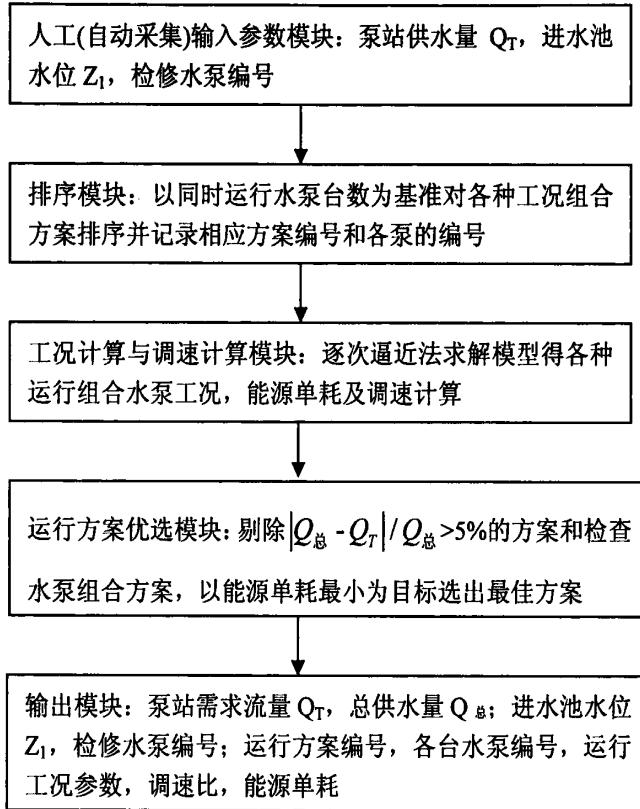


图 3.10 泵站节能优化运行调度系统

3.8 修正后的给水管网改扩建优化设计模型

通过以上修正, 管网费用目标函数为:

(1) 管网建造费用年折算值

$$W_1 = C \times (A/P, i_0, T) \quad (3.38)$$

$$\text{其中 } C = \sum_{i=1}^N (b_1 D^3 + b_2 D^2 + b_3 D + b_{44}) Y_i x_i, \quad (A/P, i_0, T) = \frac{i_0 (1+i_0)^T}{(1+i_0)^T - 1}$$

式中: D_i ——第*i*管段的管径(m);

l_i ——第*i*管段管长(m);

i_0 ——基准收益率(%);

T ——投资回收期(年)。

$$x_i = \begin{cases} 1 & \text{第 } i \text{ 管段改扩建} \\ 0 & \text{第 } i \text{ 管段未改扩建} \end{cases}$$

(2) 大修费用

大修费按投资现值的百分率计, 即:

$$Y_1 = \frac{p}{100} \sum_{i=1}^N (b_1 D^3 + b_2 D^2 + b_3 D + b_4) l_i x_i \quad (3.39)$$

式中: p ——管道线网基金提存率(%).

(3) 年平均动力费

由于目前大多数城市的用电收费体制已由原来的单一价格改为多种价格组成的复合价格, 而复合价格体制是根据不同时段用电负荷的不同而实施不同的电费价格。与这种电费价格体制相适应的供水年平均动力费用可表示为:

$$Y_2 = 3.58 \sum_{i=1}^3 (\gamma_i E_i T_i) \sum_{j \in n} \frac{Q_{i,j} \left(H_0 + \sum_{j \in LM} h_i \right)}{\eta_{i,j}} \quad (3.40)$$

式中: γ_i ——*i*时段供水能量变化系数;

E_i ——*i*时段电费价格(元/Kwh);

T_i ——*i*时段供水时间(h);

$Q_{i,j}$, $\eta_{i,j}$ ——第*j*个泵站机组*i*时段的供水量(L/s) 及泵站效率(%);

H_0 ——泵站静扬程(m);

$\sum_{j \in LM} h_i$ ——泵站到控制点的任一条管线上所有管段水头损失之和(m)。

$$i = \begin{cases} 1 & \text{表示用电高峰期} \\ 2 & \text{表示用电低峰期} \\ 3 & \text{表示用电正常期} \end{cases}$$

管网改扩建年折算费用值目标函数即为 W_1 、 Y_1 和 Y_2 的和, 即为

$$\min W = \left[\frac{i_0 (1+i_0)^T}{(1+i_0)^T - 1} + \frac{p}{100} \right] \sum_{i=1}^N (b_1 D^3 + b_2 D^2 + b_3 D + b_4) l_i x_i +$$

$$3.58 \sum_{i=1}^3 (\gamma_i E_i T_i) \sum_{j \in n} \frac{Q_{i,j} \left(H_0 + \sum_{j \in LM} h_j \right)}{\eta_{i,j}} \quad (3.41)$$

上述目标函数当中包含管道建设造价模型（式 3.2）和旧管道阻力系数模型（式 3.26）。

约束条件为：

$$Q_i + \sum q_{ij} = 0 \quad (3.42)$$

$$\sum_{j=1}^{n_i} h_{ij} = 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (3.43)$$

$$H_{i,\min} \leq H_i \quad j \in J \quad (3.44)$$

$$d_i \geq d_{\min} \quad d_i \in D = \{D_1, D_2, \dots, D_z\} \quad (3.45)$$

$$v_{\min} \leq v_i \leq v_{\max} \quad (3.46)$$

$$R \geq R_{\min} \quad (3.47)$$

对于重力给水管网系统，没有动力费用一项；对于多水源压力供水系统，由于存在水源之间的流量分配问题，因此要考虑水源的水量约束条件；对于设加压泵站的管网，目标函数中还要考虑加压泵站的动力费用；对于设置水塔(高位水池)的给水系统，存在两种给水状态：高峰用水时和最大转输时。两种工况下能耗与 γ_1 、 γ_2 有关，因此目标函数调整为：

$$W' = W_1 + Y_1 + 0.01 \times \frac{86E}{\eta} \left(\frac{T_1}{T} \gamma_1 \sum_{j=1}^n Q_j H_j + \frac{T_2}{T} \gamma_2 \sum_{j=1}^n Q'_j H'_j \right) \quad (3.48)$$

式中： T_1 ， T_2 ——分别为共同供水时间及转输时间；

Q_j ， H_j ， Q'_j ， H'_j ——分别为泵站高峰用水时及最大转输时流量及扬程。

关联模型：水泵优化选型及运行调度模型。

泵站单位能耗目标函数：

$$E_{\min} = \min\{E_i\} \quad (3.49)$$

$$E = 1000N / (3600\eta \times Q \times H_0) \quad (3.50)$$

式中: E_{\min} ——水泵最小能源单耗(kwh/km³.m);

E_i ——某种水泵组合运行方案各台水泵加权能源单耗(kwh/km³.m);

E ——水泵能源单耗(kwh/km³.m);

N 、 Q ——分别为水泵轴功率(kw)和流量(m³/s);

H_0 、 η ——水泵静扬程(m)及电机效率。

某一时段供水需求目标:

$$|Q_{\text{总}} - Q_T| / Q_{\text{总}} \leq E \quad (3.51)$$

式中: $Q_{\text{总}}$ 、 Q_T ——总供水量、需水量(m³/s);

E ——相对误差(%)。

在进行管网改扩建优化设计时, 管网优化结果个别管段可能不符合实际情况, 因此, 应根据管网优化结果结合改扩建现状进行调整, 调整原则为: 在各水源供水分界区域, 一般处于城市中心区, 旧管道管径本身较大, 而管段设计流量可能特别小, 不符合实际情况, 选择管径时要适当放大, 因为当各水源供水流量比例变化时, 这些管段可能需要输送较大的流量; 管网主干管的连通管, 管径也应适当放大。

4 给水管网改扩建优化设计模型求解

给水管网改扩建优化设计模型的解法有很多，绪论中已有详细综述。本文建立的给水管网改扩建优化设计模型为非线性模型，传统的解非线性模型的算法局限性较多：应用时假设管径是连续变量；求解时须对目标函数进行求导；只能得到局部最优解等。遗传算法则是从一组随机生成的初始解出发，通过模仿生物进化优胜劣汰的过程，逐步进化各组解，从而获得全局最优解。而且遗传算法以标准管径为变量，无需对结果圆整。

近年来，葛琳^[65]、况青松^[66]等应用遗传算法进行环状管网优化设计的研究已取得一定成果。但是，应用遗传算法进行管径优化设计时，通常采用二进制编码，存在编码冗余的缺点并且在管网水力计算过程中需要进行译码，影响算法的性能和实用性。为了避免这个问题，本文采用一种基于整数编码的改进遗传算法求解环状管网改扩建优化设计模型。

4.1 基于整数编码的改进遗传算法

遗传算法有五个基本要素^[67]：(1) 参数编码；(2)初始种群设定；(3)适应度函数设计；(4)遗传算子设计；(5)控制参数设定。

4.1.1 整数编码

目前应用遗传算法进行管网优化设计，较多的是采用二进制编码即用一定长度的二进制字符串表示管径组合方案。采用二进制编码时， L 位二进制字符串能表示 2^L 个(L 为整数)标准管径种数。如 1 个 4 位的二进制字符串最多只能表示 $2^4=16$ 种标准管径。实际应用中，可用标准管径规格数目常出现如 10、13 或 18 种等情况，这时就出现管径规格的编码冗余问题。多余的编码需要指定相应的管径规格，使得标准管径与二进制字符串一一对应，这种方法导致优化设计的管径组合方案增多，同时使不可行方案增多。当管网规模较大、管段数目较多时，采用这种编码方式会大大增加遗传操作的难度，并且在进行管网水力计算时，二进制串需要还原为相应的管径，加大了计算工作量。

为改进和提高遗传算法的可操作性和实用性，解决二进制编码存在的上述

问题，采用整数编码的改进遗传算法求解管网优化设计模型。假设管网有 10 个管段、9 种标准管径规格，分别为 2 cm、3cm、4 cm、5 cm、6 cm、7 cm、8 cm、9 cm、10cm，则可用整数{1,2,3,4,5,6,7,8,9}一一对应表示这 9 种标准管径。对于 1 种可能管径组合方案{5 cm、4 cm、7 cm、3 cm、8 cm、9 cm、2 cm、5 cm、4 cm、6 cm}，用整数编码可表示为{4,3,6,2,7,8,1,4,3,5}。由此可见，采用整数编码避免了编码冗余问题，缩短了表示一种管径组合方案的编码长度，程序实现也比较方便。本文采用整数编码，编码串长度 L 与决策变量的个数 n 相等。

4.1.2 创建初始种群

遗传算法搜索寻优的第一步是创建初始种群，一般采用随机方法产生。由于本文采用的是整数编码方法，且染色体的基本字符与标准管径一一对应，因此需用某一基本向量对染色体基因位的基本字符进行限制。产生初始种群时，设 M 为种群大小，表示种群中个体的个数， L 为变量长度，则产生的初始种群为 $M \times L$ 的二元矩阵，且能满足基本向量的约束要求。

4.1.3 适应度函数设计

适应度函数又称为评价函数，是根据目标函数确定的用于区分群体中个体好坏的标准，是进行自然选择的唯一依据。任何情况下，它总是非负的，且都希望其值越大越好，而目标函数有正有负。因此需在目标函数和适应度函数之间进行变换。常用的转换方法有三种，根据管网改扩建优化设计的目标函数为求 W 的最小值，因此，本文由目标函数式(3.41)定义适应度函数 F 为：

$$F = \frac{1}{W} \quad (4.1)$$

4.1.4 遗传算子设计

遗传算法中主要采用选择算子、交叉算子和变异算子三种遗传算子进行遗传进化操作来获得最优个体。

(1) 选择算子

选择运算是指在群体中选择生命力强的个体产生新的群体。遗传算法使用选择算子进行优胜劣汰：根据个体适应度大小选择，适应度较高的个体遗传到下一代的概率较大，适应度较低的个体遗传到下一代的概率较小。该操作的策略与编码方式无关。现常用的选择方法有轮盘赌法、随机竞争法、最佳保留法、

无回放随机选择法等。本程序采用一种基于种群的按个体适应度大小排序的选择算法，将当前种群中适应度最高的两个个体，直接保留到待配种群中。

(2) 交叉算子

交叉运算是对两个相互配对的染色体按某种方式交换部分基因，从而形成两个新的个体。它是产生新个体的主要方法，直接影响算法的性能。

交叉方式主要有点式交叉、均匀交叉和算术交叉。研究表明两点交叉方式有利于保护优良模式，破坏概率较小且适用于较大群体规模，使用最多。本文交叉算子采用两点交叉，即根据个体适应度的高低，从遗传群体中选择两个父代个体，随机设置两个交叉点，使两个父代个体字符串在选取的两个交叉位置之间互相交换，产生两个新的子代个体。如图 4.1 所示。

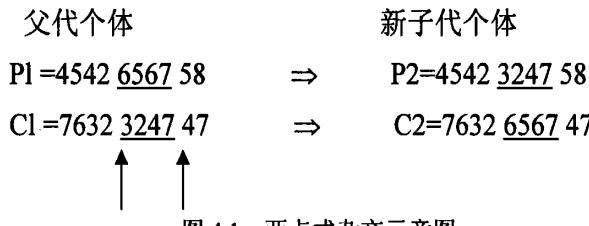


图 4.1 两点式杂交示意图

(3) 变异算子

变异运算是将个体的染色体基因位用该染色体的其他等位基因替换，以形成新个体。该算法是一种随机搜索，但与选择和交叉运算相结合能避免某些遗传信息丢失，是产生新个体的辅助方法。常用的变异操作有：基因位变异、均匀变异、非均匀变异等。由于本优化算法采用整数编码方式，为保证染色体基因位与标准管径一一对应，这就要求变异后产生的基因位仍然是一定范围内的整数，因此采用单点变异方式，按一定的变异概率 p_m 执行。

4.1.5 最优个体保留

最优个体保留就是当前群体中适应度最高的个体不参与交叉、变异运算，而是用它替换掉本代群体中经交叉、变异等操作后所产生的适应度最低的个体。该方法避免当前群体中适应度最高的最优个体被随机进行的选择、交叉、变异操作破坏掉，从而保证最优个体能够保留到下一代，使计算过程中不会产生最优解适应度值降低现象。但该方法容易使某个局部最优个体不被淘汰掉而降低全局搜索能力，因此要严格限制保存的最优解的个数。本文将当前群体中适应

度最高的一个直接保留到下一代。

4.1.6 算法的终止条件

遗传算法运行时，当算法进行到某种程度得到最优解时，需终止算法。然而，实际应用遗传算法时问题的最优解通常并不知道，因此需设置一定的条件来终止算法。常用的终止条件有：事先给定一个最大遗传代数、给定问题一个下界或者以每代群体适应度平均值连续几代是否进化到一个更好的解进行控制。本文采用最大遗传代数法(T)，通过控制参数 T 使遗传算法运行到指定的进化代数之后停止运行，并将当前群体中的最优个体作为所求问题的最优解输出。该方法应用简单且能得到较理想的结果。一般 T 建议的取值范围是 100~1000。

4.1.7 控制参数设定

遗传算法中控制参数的选择非常关键，控制参数的不同对遗传算法的收敛性有较大的影响。这些参数包括：种群规模、交叉概率、变异概率等。

种群规模的大小直接影响遗传算法的收敛性或计算效率。种群规模 M 越大，搜索的范围就越广，但是每代的遗传操作的时间相应就越长，计算效率降低；反之， M 越小，运行时间缩短提高了算法的运行速度，然而搜索空间也越小，降低了群体的多样性，容易收敛到局部最优解。一般建议的取值范围是 10-200。

交叉运算是遗传算法中产生新个体的主要方法，交叉概率 P_c 控制着交叉算子。较大的交叉概率可使各代充分交叉，但可能会破坏群体的优良模式，以致使搜索走向随机化；若取值过小，产生新个体的速度较慢，可能使搜索陷入停滞状态。一般建议的取值范围是 0.4-0.99。

变异概率 p_m 控制着变异操作被使用的频度。若取值过大，虽然能够产生较多的新个体，但会破坏优良模式，使得遗传算法退化为随机搜索算法；若取值太小，则会影响各进化搜索区域的范围，变异操作抑制早熟现象和产生新个体的能力就会变差。一般建议取值范围是 0.0001-0.1。

4.1.8 管网水力计算方法的选择

环状管网的遗传算法优化设计过程中，须对每种管径组合方案进行水力分析计算，评价其水力性能。所选用的管网水力计算方法对遗传算法的速度和计算工作量影响很大。目前常用的环状管网水力计算方法很多，其中以管道流量

4 给水管网改扩建优化设计模型求解

为未知量的计算方法需求解的方程数目较多，计算工作量大，速度慢；以节点水压为未知量的计算方法，求解方程数目相对较少，求解速度较快，其中节点水压法仅需少量的迭代，即可得到满意的节点压力值。

由于在环状管网的遗传算法优化设计时个体水力性能的好坏用管网节点欠压值来衡量，因此，选择节点水压法进行水力计算，可直接利用节点水压法计算出的节点压力确定个体适应度的高低，可以提高计算速度，减少计算工作量。

节点水压法的管网计算程序框图见图 4.2。

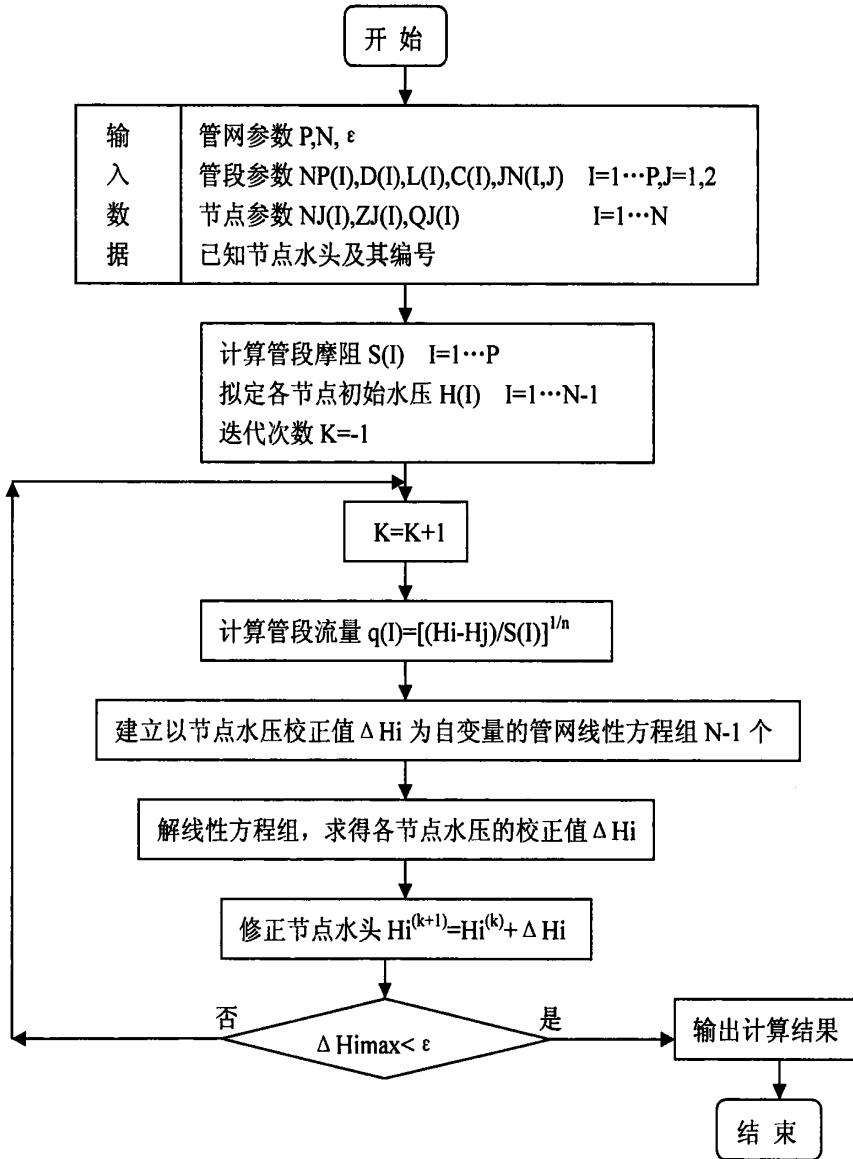


图 4.2 节点水压法的管网计算程序框图

4.1.9 环状管网改进遗传算法优化设计的主要步骤

- (1) 准备管网基本参数数据：可选标准管径、管长、节点流量、节点地面标高、最低自由水头、标准管径单位长度造价等。
- (2) 建立环状管网管径优化设计的模型，包括目标函数和约束条件。用整数编码形式将可用的标准管径表示为遗传算法染色体串；
- (3) 确定改进遗传算法的各种基本参数，如群体规模(M)、最大遗传代数(T)、交叉概率 p_c 、变异概率 p_m 等，随机产生一定规模的初始种群；
- (4) 将已定义的适应度函数与节点水压法相结合，对遗传群体中每个个体进行管网水力计算和管网年费用折算值计算。在初始种群中，根据适应度函数计算每个个体的适应度值，按其大小进行排序，同时将适应度最大的两个个体作为当前代最优个体保存下来；
- (5) 按个体所处的位置确定变异概率并变异；按优良个体复制 4 份，劣质个体不复制的原则；
- (6) 从复制组中随机选择两个个体，对这两个个体进行多次交叉，从所得结果中选择一个最优个体遗传至下一代；
- (7) 重复步骤 5 和 6，直至满足算法终止规则(最大遗传代数)；
- (8) 当进化到最大遗传代数时，算法结束，从最终的遗传群体中输出最优个体作为管网优化设计方案。

4.2 管网优化设计的计算机程序实现

Matlab^[55]是 Mathworks 公司推出的一种高性能的数值计算和可视化软件。它集数值分析、矩阵运算、信号处理和图形显示多种功能于一体，构成一个方便、友好的用户界面环境。Matlab 强大的科学运算、灵活的程序设计流程、高质量的图形可视化与界面设计、便捷的与其他程序和语言的接口等功能，使之成为当今世界最有活力和最具影响力的可视化软件。

本文在编写管网优化设计计算程序时即是采用 Matlab7.0 程序语言。根据基于整数编码的改进遗传算法进行管网优化设计的原理与步骤，编写了管网优化设计计算的主程序，并与节点水压法水力计算程序相结合，且能实现事故工况、消防工况及经济运行工况的校核。在程序的编写中还运用了 Matlab 自带的一些函数语句和遗传算法的工具箱函数。

程序的流程图见图 4.3。

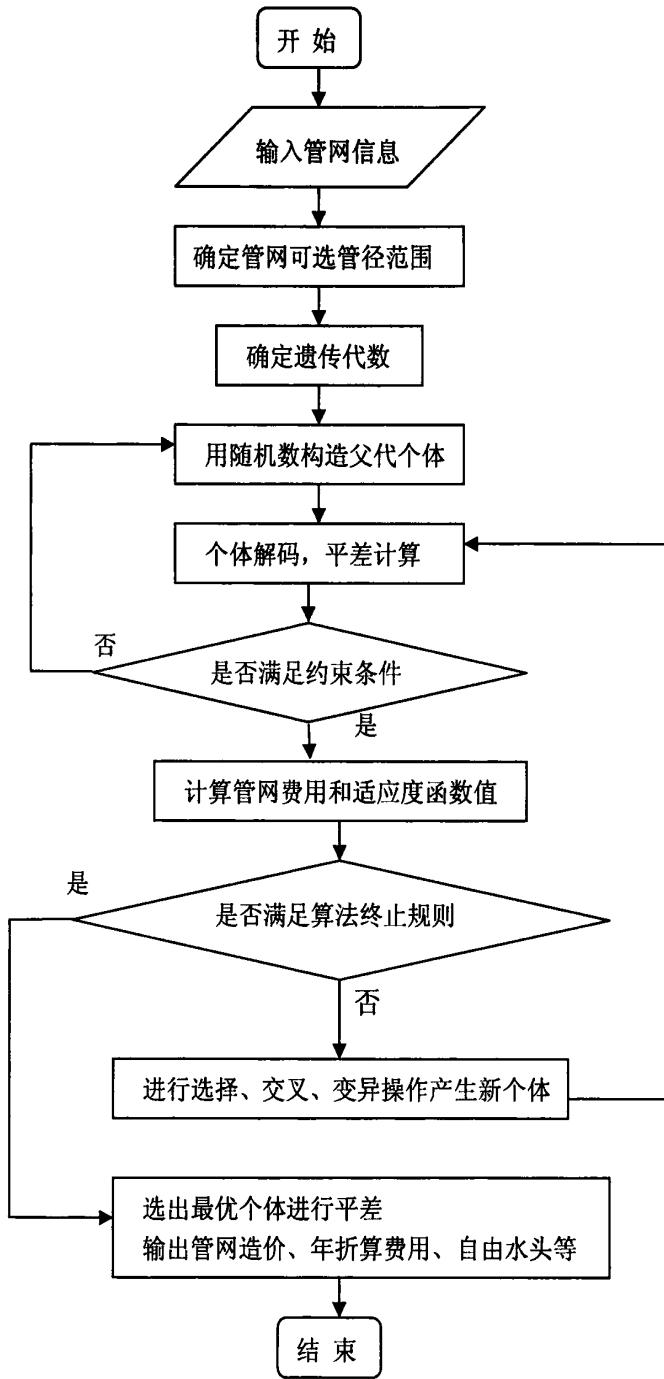


图 4.3 环状网改进遗传算法计算流程图

5 工程实例

为验证本文所建立的给水管网改扩建优化设计模型在工程实际中的应用情况，用基于整数编码的改进遗传算法对河南省某市给水管网进行改扩建优化设计，就模型及相关研究问题，与选用相同参数的传统模型结果进行对比分析。

5.1 工程概况

本工程为河南省某城市给水管网改扩建设计。该市城区给水管网及泵站是上世纪 80 年代以来铺设的，2005 年对水厂进行了改扩建，可满足 2015 年供水需求，供水现状为：城市的东、西两边各有一水厂形成对置供水，东边水厂(以下称一水厂)以地表水为水源，经长距离输水管送至水厂，处理合格后经加压泵站供给用户，供水规模为 11 万 m^3/d ；西边水厂(以下称二水厂)以地下水为水源，经加压泵站直接供用户使用，供水规模为 4 万 m^3/d ；给水管网管材均为球墨铸铁管。随着城市经济的发展和人口的不断增长，近年来该市供水的供求矛盾日益突出，加之该城区的某些局部地区或旧城区，经常出现水压不足、爆管等问题，迫切需要对现有供水管网进行改造。

主要问题有：①目前，给水管网的压力分布不均匀，由于管网未得到及时改造，造成水厂供水能力过剩；②管道锈蚀、结垢严重，管内二次污染严重，管道漏损率较高，运行至今多次发生爆管等事故，影响了供水的安全可靠性；③随着城市不断向北发展，工业及居民生活用水量不断增大，郊区管网已不能满足用户水量及水压要求。

因此考虑城市的远期发展，对该城市给水管网进行改扩建优化设计及水厂水泵机组供水能力进行校核和节能技术更新改造，并制定优化运行方案。根据规范：给水工程应按远期规划、近远期结合、以近期为主的原则进行设计。本次改扩建管网设计采用以现状管网为基准，近期设计年为 2015 年，对管网系统 2015 年的用水需求进行预测。根据规划资料，2015 年城市规划人口为 50 万人。根据设计规范，结合日变化系数 1.3，可求出 2015 年规划最高日用水量为 15 万 m^3/d 。因目前两水厂供水能力满足近期规划要求，因此本文不进行管网水源流量的优化分配及管网的优化布置，而是在管网定线的前提下对旧管线的改建及新

5 工程实例

建管线的管径进行优化设计，在此基础上对水厂水泵机组进行配套节能改造。

对管段作出以下调整：该市给水管网旧城区敷设年代较早，使得管网老化，对于漏损严重的管道，采用新管代替之，由于旧管线走向布置较为合理，改建管线仍沿道路铺设；几十年来，居民人口的增加和生活水平的提高使得用水量增长很快，相应支管的管径也应调整；城区北部为新城区，需要新建管段，新敷设的管网位置应根据城市 2015 年规划成果及现状情况沿道路进行铺设，其干管新敷设后，相应的支管的管径可以变大，否则新敷设的干管得不到有效利用。根据对现状给水管网(图中实线)各管段的水力分析及规划要求，该城市给水管网改扩建设计布置图形如图 5.1 所示，其中实线为现状管线，虚线为新建管线，改造管段待定。

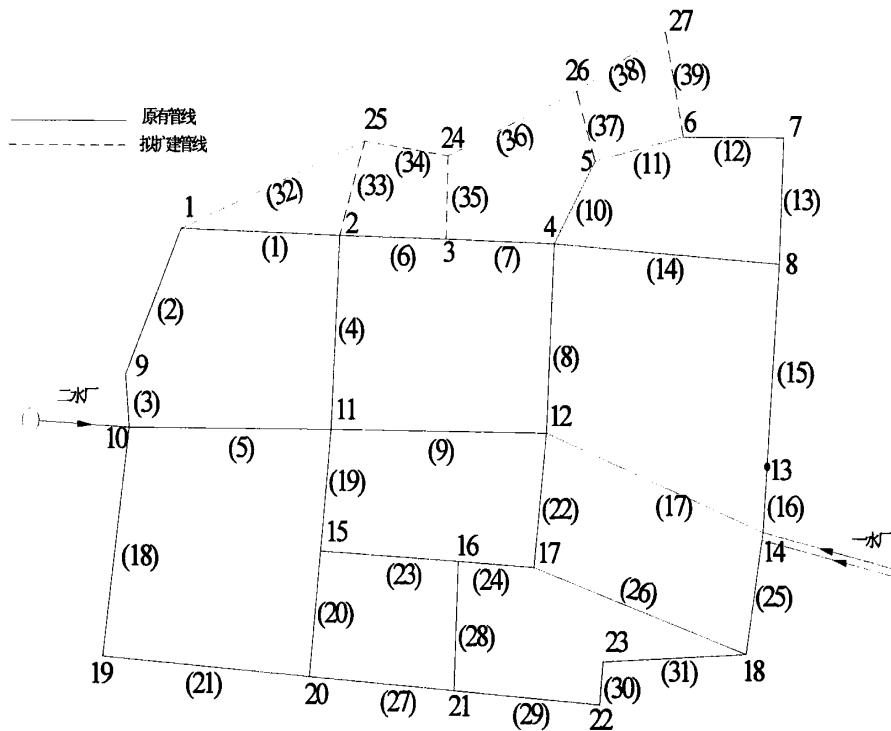


图 5.1 河南省某城市给水管网改扩建示意图

5.2 管网改扩建优化设计模型有关问题及数据准备

(1) 管网改扩建优化设计模型

5 工程实例

采用本文研究的修正后的管网改扩建优化设计模型：目标函数(式 3.41)，约束条件(式 3.42~3.47)，水泵机组节能改造优化运行关联模型(式 3.49~3.51)。

(2) 管材选用

球墨铸铁管具有良好的性能，是城市室外管网改扩建设计的首选管材，本工程改扩建管段均选用球墨铸铁管。

(3) 旧管道阻力系数模型

采用公式(3.26)，新建管段的粗糙度系数均取 120。

(4) 管道建造模型

根据相关数据，通过不同管径单位管长的建造价格，得出新建管道费用公式和管道改建费用公式分别为：

$$C = -180.411D^3 + 1489.305D^2 + 1630.377D + 92.314$$

$$C = 375.244D^3 + 2972.095D^2 + 1.43D - 31.882$$

(5) 管网基础数据

图(5.1)中，(32)-(39)为新建管段，2、3、8、10、12、13、15、16、17、18、21、25、29、30、31 为改建管段。管长、管网管径和管段粗糙度系数等数据见附表 1，地面标高、节点流量见附表 2。

(6) 管网建设的有关数据

如投资回收期、基准收益率等：投资回收期取 20 年，年利率按 $i_0=8\%$ ，则资金回收系数为 10.19%。而管道基金提存率按 7% 考虑。

(7) 供水电费

电价按一般工商业用电，不同时段用电价格(1-10KV)见表 5.1。

表 5.1 不同时段用电价格

| 用电时段 | 电费(元/kwh) |
|-------------------------------|-----------|
| 用电高峰期(7:30-11:30,13:00-17:00) | 1.2733 |
| 用电正常期(其他时间) | 0.8247 |
| 用电低谷期(22:00-6:00,12:00-13:00) | 0.5086 |

(8) 水厂泵站现状

一水厂泵站供水现状为 6 台 12Sh-9 型水泵，五用一备；二水厂泵站现状为 3 台 12Sh-9 型水泵，两用一备。管网所需最高日最高时流量为：6153.23m³/h，其中一水厂，地面高程为 11.8m，清水池最低水位 8.8m，二水厂地面高程为 3.0m。

(9) 管网最小服务水头

管网水力计算在设计工况(最高日最高时流量)下、平均工况(平均日平均时流量)下及事故工况下,由于该市为中等城市,郊区建筑一般为六层楼,因此最不利点的最小服务水头按满足六层楼正常供水的水压要求,即按28m进行设计及校核。

5.3 管网改扩建优化设计

用基于整数编码的改进遗传算法分别对传统模型及修正后的模型进行给水管网改扩建优化设计。本文在管线确定的前提下,用两种模型求各管段管径及年费用折算值,进行分析比较。改进遗传算法遗传算子的设计为:采用按个体适应度大小排序的选择算法,两点交叉,单点变异。采用的控制参数为:群体规模为50,最大遗传代数为500,交叉概率为0.5,变异概率为0.05。

5.3.1 用改进遗传算法对修正后的模型进行管网改扩建优化设计

对该实例管网采用修正后的模型进行改扩建优化设计,其求解算法采用基于整数编码的遗传算法,根据已知数据,可得管网最优布置方案及相应的水力计算结果、节点水压等数据。

按照设计要求,要对优化设计结果进行校核,本文进行经济运行工况、消防工况和事故工况三种工况下的水量及水压校核。

(1) 经济运行工况校核

经济运行工况,又叫平均工况,即为管网长期运行时所处的工况。由于管网运行时大多数情况下并非以最高日最高时流量运行,而是以平均日平均时流量运行,因此有必要以平均时流量进行校核。由于日变化系数为 $K_d=1.3$,时变化系数为 $K_h=1.5$,因此,设计工况下节点流量是该工况下流量的1.95倍,控制点为27节点,节点水压不得低于28m。用遗传算法对经济运行工况进行校核,得控制点27节点的自由水压为34.27m,满足最小服务水头要求。

(2) 消防工况校核

以最高用水时确定的管径为基础,按最高用水时另行增加消防时流量进行分配。根据该市人口,按《建筑设计防火规范》(GBJ16-87,2001),应考虑同一时间内有两处失火的可能性,每处用水量为75L/s。从经济性和安全性等方面

考虑，将消防流量一处放在控制点即节点 27，另一处放在靠近大用户的节点处即节点 20。在节点 20、27 分别加上 75L/s 的消防用水量。控制点的最小服务水头取为 10m。用遗传算法在已定管径下求消防工况下的节点水头，控制点 27 的水压不满足最小服务水头。将 39 管段管径由 DN200 调整为 DN300mm。此时控制点 20、27 的自由水压分别为 20.37m、24.48m，满足最小服务水头要求。

(3) 事故工况校核

事故校核指管网主要管线损坏时必须及时抢修，在抢修时段内供水量允许较少。一般按最不利管段损坏而需断水检修的条件，核算事故时的流量和水压否满足要求。事故时应有的流量为设计用水量的 70%，控制点的水压不得低于 28m。在消防校核基础上对事故工况进行校核。连接一水厂的干管有 16、17、25 三条管段，连接二水厂的干管有 3、5、18 三条管段，分别断开进行计算，结果见表 5.2。

表 5.2 事故工况下断开各主干管控制点所需水压

| 断开管段 编号 | 控制节点 编号 | 控制点所需水压 (m) | 断开管段 编号 | 控制节点 编号 | 控制点所需水压 (m) |
|------------|------------|----------------|------------|------------|----------------|
| 16 | 27 | 52.84 | 3 | 27 | 54.86 |
| 17 | 20 | 46.88 | 5 | 27 | 51.59 |
| 25 | 20 | 51.03 | 18 | 20 | 50.24 |

通过对结果分析，确定断开 3 管段为最不利工况，此时的节点流量为最高用水时的节点流量的 70%，控制点为 27 节点，此时，控制点 27 节点自由水压不满足要求，需将 33 管段调整为 DN300mm，此时控制点自由水压为 28.35m，满足最小服务水头要求。

5.3.2 用改进遗传算法对传统模型进行管网改扩建设计

对该实例管网采用传统模型即为第二章中式(2.9~2.15)，进行求解。设计工况下，控制点最小服务水头取 28m，流速范围取为 $v < 2.5 \text{ m/s}$ ，其计算结果见附表 3、4。满足消防工况及事故工况下的水量及水压要求。其经济性目标函数值见表 5.3。

5.3.3 结果比较

对调整后的管网布置方案重新进行经济性计算及水力计算，其设计工况下的水力计算结果及节点水压见附表 5、6，经济运行工况下的水力计算结果及节点水压见附表 7、8。将目标函数值与传统模型进行比较，见表 5.3。

表 5.3 传统模型及修正后的模型用改进遗传算法优化设计的费用比较

| 所用模型 | 管网年造价(万元) | 管网年运行费(万元) | 管网年费用折算值(万元) |
|-------|-----------|------------|--------------|
| 修正后模型 | 420.12 | 341.09 | 761.21 |
| 传统模型 | 443.65 | 372.83 | 816.48 |

比较两种模型结果可知，改进遗传算法结合修正后的模型进行优化设计的管网布置方案相比传统模型管网建造费每年节约费用 23.53 万元，即前者比后者约节省投资 5.6%，年运行费用每年节约 31.74 万元，即前者比后者节约 9.3%。且能满足经济运行工况、消防工况及事故工况下的水量及水压要求，表明本文建立的给水管网改扩建优化设计模型结合相应的算法是有效且可行的，其经济效益也是显著的。

但管网的年运行费用是在现有水泵扬程基础上计算的，本文在管网布置方案确定的前提下进一步对供水设施进行优化改造，以进一步减少运行费用，达到节能降耗的目的。

5.4 管网改扩建优化设计模型中供水设施的优化改造

在管网改扩建优化设计成果基础上，一方面需要对现有水泵供水能力进行匹配校核，另一方面，通过水泵优化选型及运行方案优化调度数学模型进行计算，制定基于满足管网用水需要和节能降耗的水厂送水泵站主机组设备改造及优化运行调度方案。

5.4.1 现有水泵运行工况校核

(1) 设计工况

管网设计流量为 $6153.23\text{m}^3/\text{h}$ ，其中一水厂供水流量为 $1245.45\text{L}/\text{s}$ ，安装 6 台 12Sh-9 型水泵，五用一备，二水厂供水流量为 $463.78 \text{ L}/\text{s}$ ，安装 3 台 12Sh-9 型水泵，两用一备。现有水泵机组供水能力与改扩建优化设计后的管网进行匹配计算，经计算满足管网所需供水流量和水压要求，水泵运行参数见下表 5.4。

5 工程实例

表 5.4 现有水泵设计工况下运行参数

| 运行方案 | 水泵流量 m ³ /s | 水泵扬程 m | 效率% | 能源单耗 kw/km ³ .m |
|--------------|------------------------|--------|-----|----------------------------|
| 12sh-9 (一水厂) | 0.249 | 55.15 | 80% | 6.08 |
| 12sh-9 (一水厂) | 0.249 | 55.15 | 80% | 6.08 |
| 12sh-9 (一水厂) | 0.249 | 55.15 | 80% | 6.08 |
| 12sh-9 (一水厂) | 0.249 | 55.15 | 80% | 6.08 |
| 12sh-9 (一水厂) | 0.249 | 55.15 | 80% | 6.08 |
| 12sh-9 (二水厂) | 0.232 | 57.89 | 83% | 6.35 |
| 12sh-9 (二水厂) | 0.232 | 57.89 | 83% | 6.35 |

(2) 平均工况

取时变化系数 1.5, 日变化系数 1.3, 管网平均流量为 3155.5m³/h, 其中一水厂供水流量为 638.69L/s, 二水厂供水流量为 237.83 L/s, 经计算满足管网所需供水流量和水压要求, 水泵运行参数见表 5.5。

表 5.5 现有水泵平均工况下运行参数

| 运行方案 | 水泵流量 m ³ /s | 水泵扬程 m | 效率% | 能源单耗 kw/km ³ .m |
|--------------|------------------------|--------|------|----------------------------|
| 12sh-9 (一水厂) | 0.213 | 60.7 | 83.5 | 6.52 |
| 12sh-9 (一水厂) | 0.213 | 60.7 | 83.5 | 6.52 |
| 12sh-9 (一水厂) | 0.213 | 60.7 | 83.5 | 6.52 |
| 12sh-9 (二水厂) | 0.238 | 56.96 | 82.0 | 6.27 |

(3) 消防工况校核

开 7 台泵, 控制节点 27 水压 28.04m 大于消防水头 10m; 消防点 20 水压 39.01m 大于消防水头 10m, 满足要求。

(4) 事故工况校核

开 6 台泵, 事故流量不小于设计流量的 70%, 管网控制节点 27 水压 35.87 大于服务水头 28m, 满足要求。

5.4.2 水泵优化选型节能改造方案

经现有水泵机组各种工况计算校核, 现有水泵机组满足管网改扩建后的供水要求, 但管网压力偏高, 平均工况下控制节点自由水压 53m, 远大于需要水头 28m, 考虑到为中远期管网用水的增加及水压的变化留有余量, 应充分利用

5 工程实例

现有设施，比较可行的改造措施：一是可采用水泵调速或换轮运行以达到提高水泵机组效率；二是通过水泵优化选型部分更新现有水泵机组。

最简单易行而且经济的改造措施是采用切削水泵叶轮的办法，即水泵可换轮运行，改造成本可忽略不计。具体改造措施是将一水厂 5 台 12sh-9 水泵中的两台泵叶轮更换为 12sh-9A 型水泵叶轮，二水厂 3 台 2sh-9 水泵中的一台泵叶轮更换为 12sh-9A 型水泵叶轮。更新改造后的水泵各种工况计算结果见表 5.6、5.7。

表 5.6 优化选型水泵设计工况下运行参数

| 运行方案 | 水泵流量 m ³ /s | 水泵扬程 m | 效率% | 备注 |
|--------------|------------------------|--------|-----|------------------------------|
| 12sh-9（一水厂） | 0.282 | 49.3 | 76 | 控制节点水压 |
| 12sh-9（一水厂） | 0.282 | 49.3 | 76 | 33.83m 大于最小服务 |
| 12sh-9（一水厂） | 0.282 | 49.3 | 76 | 水头 28m。综合能源 |
| 12sh-9A（一水厂） | 0.2 | 44.06 | 82 | 单耗 5.73kw/km ³ .m |
| 12sh-9A（一水厂） | 0.2 | 44.06 | 82 | |
| 12sh-9（二水厂） | 0.275 | 50.61 | 77 | |
| 12sh-9A（二水厂） | 0.19 | 50.41 | 83 | |

表 5.7 优化选型水泵平均工况下运行参数

| 运行方案 | 水泵流量 m ³ /s | 水泵扬程 m | 效率 % | 备注 |
|--------------|---------------------------|-----------|---------|---------------------------------|
| | | | | |
| 12sh-9（一水厂） | 0.27 | 51.25 | 78 | 控制节点水压 44.34m |
| 12sh-9A（一水厂） | 0.1836 | 51.05 | 82 | 大于最小服务水头 28m，综 |
| 12sh-9A（一水厂） | 0.1836 | 51.05 | 82 | 合能源单耗 5.92kw/km ³ .m |
| 12sh-9（二水厂） | 0.238 | 56.96 | 82 | |

消防工况校核：一水厂开 5 台泵，二水厂开 2 台泵，控制节点 27 水压 26.64m 大于消防水头 10m；消防点 20 水压 28.23m 大于消防水头 10m，满足要求。

事故工况校核：一水厂开 3 台 12sh-9 型泵和 1 台 12sh-9A 型泵，二水厂开 2 台泵，事故流量不小于设计流量的 70%，管网控制节点 27 水压 31.72m 大于服务水头 28m，满足要求。

比较现有水泵机组和改造后的水泵机组各种运行工况计算结果可知，在满足用水要求的情况下，水泵经优化选型改造和制定优化运行调度方案后，泵站在平均工况下综合能源单耗降低 9%，管网压力降低有利于管网安全运行，而且

更换叶轮是在现有设备的基础上进行的，较易实施，成本极低。因此选用第二种水泵优化选型方案，此时，泵站在设计工况下的年运行费用为 293.45 万元，比未进行泵站优化选型与调度时的年运行费用 341.09 万元，每年节约 47.65 万元，即前者比后者每年节约 16.2%。

因此，在管网改扩建优化设计成果基础上，应制定基于满足用水需要和节能降耗的水厂送水泵站主机组设备改造及优化运行调度方案。

5.5 小结

本章利用前面建立的城市给水管网改扩建优化设计模型及用基于整数编码的改进遗传算法的 Matlab 程序，对河南省某城市给水管网改扩建设计进行了应用实践，列出了优化设计的结果。在管网改扩建优化设计成果基础上，通过水泵优化选型及运行方案优化调度数学模型进行计算，制定了水厂送水泵站主机组设备改造及优化运行调度方案。实例证明，该模型能较全面的反映改扩建管网的实质，且应用改进的遗传算法求解能得到比传统模型更满意的结果。在管网优化的基础上进行泵站供水设施的优化改造，能更进一步减少管网运行动力费用，实现节能降耗的目的。

6 结论与展望

6.1 结论

(1)、构建了新的管网改扩建优化设计模型和水厂水泵优化选型及运行调度模型，将二者有机结合起来，完善了管网改扩建优化设计模型，使管网改扩建设计更加合理，充分利用现有水泵机组并发挥管网优化设计的经济效果，最大程度地达到节能降耗的目的。

(2)、对模型中的各个经济技术参数进行了探讨。本文提出新的管道造价公式并应用拟合性能较好的 Matlab 遗传算法工具箱进行拟合分析，得出了更符合工程实际的管道造价模型。本文合理确定了资金的时间价值、确定了年费用折算值中的时间 T、管网折旧及大修费用以及供水能量变化系数。

(3)、考虑了旧管道阻力系数对优化模型结果的影响。由于旧管道已运行多年，管道粗糙系数与新敷设管段相差较大不能直接用于水力计算。本文根据实测数据，采用给水管网系统内部粗糙系数的模拟方法及参考相关文献，通过统计软件得出准确的模型参数，建立了管道粗糙系数与管径的相互关系模型，为管网改扩建优化设计奠定了技术基础。

(4)、充分考虑了新旧管网不同的约束要求，并完善约束条件。模型中考虑了新旧管网水击及水质的不同影响，并对可靠性进行定量约束。本文通过对产生水击的原因分析提出了降低管道最大流速限制、适当扩大管径的措施以降低水击发生的概率。对于管网水质而言，本文提出通过提高管网最小水流速度来减小余氯在管网中的衰减量，从而保证水质的安全性。对于可靠性目标，目前没有统一的标准，本文采用节点可靠度及管网可靠度进行定量约束。

(5)、在总结前人给水管网优化算法的基础上，选用基于整数编码的改进遗传算法对模型求解。该编码方式不仅操作简便，同时可在解的表现型上直接进行遗传操作，算法的收敛性和收敛速度大大提高。实例表明，用该算法对本文建立的给水管网改扩建优化模型进行求解是有效且可行的，其经济效益也是显著的。

6.2 展望

由于实际给水管网的复杂性，给水管网改扩建优化设计是一个复杂的非线性系统工程问题，约束条件较多，难度很大。本文通过阅读大量文献并对理论和工程实践进行研究，取得了一定成果，并有所创新和突破。但是，仍有一些问题有待于进一步深入研究：

1、水源流量分配优化、管网最优管径的确定、加压泵站扬程和流量优化三者是相互关联的，本文是在水源流量已分配的前提下进行管径最优化确定的，增加了人为因素。若要得到更满意的优化结果，应将两者结合考虑，同时优化。

2、管网微观模型是管网改扩建优化建模的基础，有利于全面分析管网的现状工况，由于资料有限，无法全面收集和整理管网系统的基础数据，理论与实际研究尚存一定的差距。因此，可将管网系统与 GIS 相结合，建立全面的管网系统数据库，以便于进行管网的改扩建及运行管理的改进。

3、对于水击及水质的约束，目前还没有深入的研究，本文只是从限制流速范围的方式定性约束，若有条件还应做深入研究。

4、目前还没有通用的管网优化设计程序，为方便用户使用，应该编制易于使用的用户界面，使优化模型能够被管网工程的设计人员接受，应用到实际的工程设计中。

参考文献

- [1] 汪溯.给水排水管网工程[M].北京:化学工业出版社, 2006, 7~10
- [2] 傅金祥, 李彤岩.我国城镇供水水质安全面临的问题与保障决策[J].给水排水, 2003, 29(1):35~39
- [3] 王晓峰.给水管网优化设计研究综述[J].陕西工学院学报, 1999, 15 (2): 46~49
- [4] Hyun-Gon shin, Heekyung Park, An Optimal Design of Water Distribution Networks with Hydraulic Connectivity and the Genetic Algorithm[J]. Journal of Hydraulic Engineering,1992,15(10):401~418
- [5] Z.Y.WU, A.R.Simpson. Competent Genetic-Evolutionary Optimization of Water Distribution Systems[J], Journal of Water Resources and Management, April 2005:89~101
- [6] 吉灯才.变频泵供水方式下环状给水管网优化设计[J].广州建筑, 2005, 12(5):38~40
- [7] 陈海荣, 纪昊鹏, 白志伟等.水分配系统可靠性研究综述[J].河北建筑工程学院学报, 2002, 20(4):8~10
- [8] Tiku T,Tanyimboh,C.S. A Maximum Entropy Based Approach to the Layout Optimization of Water Distribution Systems[J]. Civil Engineering and Environmental Systems.2002 , 19(3):223~253
- [9] T.Devi Prasad, M.-S.P. M.Multiobjective Genetic Algorithms for Design of Water Distribution Networks.[J]. Water Resour. Plan. Manage.2004,130(1): 73~82
- [10] 储诚山.改进混合遗传算法用于给水管网优化设计的研究[D].[博士学位论文].天津:天津大学, 2006
- [11] 蒋怀德.给水管网多目标优化设计[D].[硕士学位论文].上海:同济大学, 2007
- [12] 严煦世, 范瑾初.给水工程[M].第三版.北京:中国建筑工业出版社, 1995:313~335
- [13] 纪昊鹏, 陈海荣, 白志伟等.给水管网优化设计模型求解方法综述[J].河北建筑工程学院学报, 2002, 20 (4):3~4
- [14] 刘桂臣, 蒋白懿, 刘新等.给水管网优化设计研究与探讨[J].全国给水排水技术信息网成立三十五周年暨年会论文集, 2007:49~50
- [15] 刘丽, 刘桂海, 周博.城市供水管网优化模型研究综述[J].江西化工, 2009, 4: 90~92
- [16] 周荣敏, 买文宁等.自压式树状管网神经网络优化设计[J].水力学报. 2002, 12(2):66~67
- [17] Dorigo M., Stutzle,T. Ant Colony Optimization[M].The MIT press,2004
- [18] 韦波, 张贺.自来水管网的可靠性分析与优化设计[J].天津科技大学学报, 2009 , 24(2):42~46
- [19] 吕鑑, 贾燕兵.应用遗传算法进行给水管网优化设计[J].北京工业大学学报, 2001, 27(1):92~93
- [20] 邹林, 马光文, 丁晶.给水管网管径优化设计的遗传算法[J].四川联合大学学报(工程科学版). 2003, 2(l):1~6
- [21] 周荣敏, 雷延锋, 周芳等.给水管网遗传优化设计中惩罚系数的确定[J].中国给水排

参考文献

- 水. 2008, 24(6):44~47
- [22] 周荣敏, 林性粹. 用基于整数编码的改进遗传算法进行环状管网优化设计[J]. 灌溉排水, 2001, 20(3):49~52
- [23] 廖青桃, 俞国平. 改进的遗传算法在给水管网优化设计中的应用[J]. 苏州科技学院学报, 2008, 21(2):46~50
- [24] 刘小静. 管网改扩建中管线布局和离散管径的遗传解法[J]. 管道技术与设备. 2001, 3:12~14
- [25] Murphy L.J., Sampson A.R. Genetic algorithms in Pipe Network optimization Research Report[J]. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Adelaide, Australia, 1992, No.9
- [26] Dorigo.M. Optimization learning and natural algorithms[J]. Ph.D.Thesis. Dipartimento di Elettronica,Policlinicdi Milano,Italy,1992
- [27] 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
- [28] 卜义惠, 赵洪宾, 周建华. 用遗传算法求解给水管网系统优化改扩建模型[J]. 给水排水, 2003, 29(12):89~92
- [29] 吉根林. 遗传算法研究综述[J]. 计算机应用于软件, 2004, 21(2):69~73
- [30] 王利平. 水工程概预算与技术经济评价[M]. 北京: 化学工业出版社, 2004, 34~43
- [31] 赵洪宾. 给水管网系统理论与分析[M]. 中国建筑工业出版社, 2003:153~169
- [32] 袁一星, 曲世琳. 城市给水管网系统的阻力变化规律的研究[J]. 中国给水排水, 2003, 19(10):52~54
- [33] 王圃, 龙腾锐, 江志贤. 改进遗传算法在城市给水管网改扩建工程中的应用[J]. 给水排水, 2004, 30(7):102~106
- [34] 洪青春. 基于整数编码的遗传算法在给水管网优化中的应用[D]. [硕士学位论文]. 合肥: 合肥工业大学, 2004
- [35] 樊建军, 王峰, 张朝升等. 变频调速给水系统水泵选型与运行的优化[J]. 工业用水与废水. 2005, 36(1):58~60
- [36] 陈俊博. 自适应惩罚遗传算法的给水管网优化设计[D]. [硕士学位论文]. 郑州: 郑州大学, 2006
- [37] 陆一忠. 大型泵站优化调度及其经济问题探讨[D]. [硕士学位论文]. 南京: 河海大学, 2003
- [38] 周荣敏, 雷延峰, 周芳等. 给水管网遗传优化设计中惩罚系数的确定[J]. 中国给水排水, 2008, 24(6):44~47
- [39] 缪海洋, 程吉林, 江建华等. 改进遗传算法在环状管网水力平衡计算中的应用[J]. 灌溉排水学报, 2005, 24(2):55~57
- [40] 郭维刚, 朱良华. 基于遗传算法的多水源环状管网优化设计[J]. 工程设计, 2008, 22(2):212~214
- [41] 朱家松, 龚健雅. 遗传算法在管网优化设计中的应用[J]. 武汉大学学报(信息科学版), 2003, 28(3):363-367
- [42] 刘少辉. 基于管网优化计算方法理论探析[J]. 现代商贸工业, 2007, 19(9):272-273

参考文献

- [43] 龚纯, 王正林. 精通 MATLAB 最优化计算[M]. 北京: 电子工业出版社, 2009: 313~343
- [44] Duane Hanselman. 精通 MATLAB 7[M]. 朱仁峰译. 北京: 清华大学出版社, 2006, 11~13
- [45] 严煦世, 范瑾初. 给水工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社(第四版), 2003, 23~92
- [46] 杜延超. 城市供水管网优化设计计算[J]. 西南民族大学学报, 2008, 34(3): 552~559
- [47] 曲炳良. 给水管材性能分析及其选择[J]. 科技论坛, 2008, 18~19
- [48] 张铁钢. 天津市供水管网爆管折管分析及降漏对策[D]. [硕士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2004
- [49] 马乐宁, 刘文君. 供水管道爆漏事故影响因素实例分析[J]. 给水排水, 2006, 32(9): 86~89
- [50] 张永华. 基于蚁群算法的给水管网改扩建研究[D]. [硕士学位论文]. 浙江: 浙江大学, 2005
- [51] 阮刚石. 城市供水管网改扩建优化方法的研究[J]. 湖南城市学院学报, 2004, 13(3): 28~30
- [52] 张润斌. 城市给水管网系统的优化设计理论及应用研究[D]. [硕士学位论文]. 太原: 太原理工大学, 2005
- [53] 傅维秀. 城市给水管网改扩建优化设计方法研究[D]. [硕士学位论文], 西安: 西安理工大学, 2006
- [54] 乐永生. 基于 MATLA 的给水管网优化设计研究[D]. [硕士学位论文], 合肥: 合肥工业大学, 2009
- [55] 雷英杰, 张善文. MATLAB 遗传算法工具箱及应用[M]. 西安: 西安电子科技大学出版社, 2005, 95~105
- [56] 于玲, 贾春强. MATLAB 遗传算法工具箱函数及应用实例[J]. 机械工程师, 2004, 11(2): 24~27
- [57] 胡涛, 刘遂庆. 给水管网优化目标函数中存在的技术经济概念问题[J]. 天津城市建设学院学报, 2002, 8(4): 248~250
- [58] 伊学农, 任群, 王国华等. 给水排水管网工程设计优化与运行管理[M]. 北京: 化学工业出版社, 2007, 13~16
- [59] 刘晓莹. 基于改进模拟退火算法的给水管网改扩建优化规划[D]. [硕士学位论文]. 合肥: 合肥工业大学, 2009
- [60] 张亮. 基于微粒群算法的给水管网改扩建研究[D]. [硕士学位论文]. 重庆: 重庆大学 2007
- [61] 陈海荣等. 水分配系统的系统可靠性研究综述[J]. 河北建筑工程学院学报, 2002, 20(4): 8~10
- [62] 夏龙兴, 吴蓉. 低扬程取水泵站节能技术与优化运行[J]. 给水排水, 2004, 30(10): 96~98
- [63] 陈贵清, 王维军. 压力管道水击危害及其防治[J]. 河北理工学院学报, 2005, 27(1): 128~131
- [64] 葛琳, 许仕荣. 基于遗传算法的给水管网优化设计[J]. 湖南大学学报, 2003, 30(3): 160~170
- [65] 况青松. 改进的遗传算法在给水管网优化设计中的应用[D]. [硕士学位论文]. 合肥: 合肥工业大学, 2003

附录

附录

附表 1 现状管网管长、管径及管段粗糙度系数

| 管段 编号 | 现状数据 | | | 管段 编号 | 现状数据 | | |
|----------|-------|--------|-------|----------|-------|--------|-------|
| | 管长(m) | 管径(mm) | 粗糙度系数 | | 管长(m) | 管径(mm) | 粗糙度系数 |
| a | 500 | 1000 | 95.4 | 21 | 810 | 500 | 95.4 |
| 1 | 750 | 200 | 93.5 | 22 | 1140 | 400 | 94.9 |
| 2 | 1640 | 400 | 94.9 | 23 | 1200 | 300 | 94.4 |
| 3 | 400 | 500 | 95.4 | 24 | 600 | 600 | 95.8 |
| 4 | 1000 | 300 | 94.4 | 25 | 1140 | 900 | 96.7 |
| 5 | 1200 | 400 | 94.9 | 26 | 1080 | 500 | 95.4 |
| 6 | 980 | 150 | 92.5 | 27 | 1280 | 300 | 94.4 |
| 7 | 980 | 400 | 94.9 | 28 | 1300 | 300 | 94.4 |
| 8 | 580 | 500 | 95.4 | 29 | 600 | 400 | 94.9 |
| 9 | 1900 | 400 | 94.9 | 30 | 400 | 500 | 95.4 |
| 10 | 650 | 400 | 94.9 | 31 | 1320 | 500 | 95.4 |
| 11 | 1170 | 200 | 93.5 | 32 | 1050 | 待定 | 120 |
| 12 | 680 | 400 | 94.9 | 33 | 630 | 待定 | 120 |
| 13 | 1050 | 500 | 95.4 | 34 | 630 | 待定 | 120 |
| 14 | 1780 | 500 | 95.4 | 35 | 530 | 待定 | 120 |
| 15 | 870 | 800 | 96.4 | 36 | 1500 | 待定 | 120 |
| 16 | 450 | 900 | 96.7 | 37 | 430 | 待定 | 120 |
| 17 | 1600 | 900 | 96.7 | 38 | 1200 | 待定 | 120 |
| 18 | 970 | 500 | 95.4 | 39 | 800 | 待定 | 120 |
| 19 | 510 | 300 | 94.4 | b | 320 | 800 | 96.4 |
| 20 | 1200 | 300 | 94.4 | | | | |

附录

附表 2 各节点流量及地面标高

| 节点 编号 | 已知数据 | | 节点 编号 | 已知数据 | | 节点 编号 | 已知数据 | |
|----------|---------------|---------|----------|---------------|---------|----------|---------------|---------|
| | 节点流量 (L/s) | 地面标高(m) | | 节点流量 (L/s) | 地面标高(m) | | 节点流量 (L/s) | 地面标高(m) |
| 1 | 41.96 | 3.9 | 11 | 92.31 | 4.8 | 21 | 93.00 | 8.7 |
| 2 | 67.29 | 6.0 | 12 | 104.53 | 8.8 | 22 | 42.50 | 13.3 |
| 3 | 49.87 | 8.2 | 13 | 17.72 | 10.0 | 23 | 34.45 | 10.3 |
| 4 | 79.91 | 9.8 | 14 | 63.88 | 11.0 | 24 | 53.27 | 10.1 |
| 5 | 45.06 | 8.8 | 15 | 58.28 | 4.5 | 25 | 35.74 | 10.3 |
| 6 | 75.90 | 12.5 | 16 | 62.08 | 7.6 | 26 | 62.68 | 9.8 |
| 7 | 46.62 | 14.5 | 17 | 56.47 | 8.4 | 27 | 40.40 | 13.5 |
| 8 | 54.87 | 12.5 | 18 | 70.89 | 13.6 | (a) | -1245.45 | 11.8 |
| 9 | 24.43 | 3.1 | 19 | 35.64 | 4.5 | (b) | -463.78 | 3.0 |
| 10 | 87.02 | 3.8 | 20 | 212.51 | 5.7 | | | |

附录

附表3 传统模型优化设计的水力计算结果表

| 管段 编号 | 起点 | 终点 | 管长(m) | 水力计算结果 | | | |
|----------|----|----|-------|--------|-----------|---------|---------|
| | | | | 管径(mm) | 管段流量(L/s) | 水头损失(m) | 流速(m/s) |
| 1 | 1 | 2 | 750 | 200 | 12.46 | 1.23 | 0.40 |
| 2 | 9 | 1 | 1640 | 400 | 90.01 | 3.21 | 0.72 |
| 3 | 10 | 9 | 400 | 500 | 114.44 | 0.40 | 0.58 |
| 4 | 2 | 11 | 1000 | 300 | -52.01 | -2.98 | -0.74 |
| 5 | 10 | 11 | 1200 | 400 | 79.23 | 1.86 | 0.63 |
| 6 | 3 | 2 | 980 | 150 | 9.36 | 3.95 | 0.53 |
| 7 | 4 | 3 | 980 | 400 | 89.20 | 1.88 | 0.71 |
| 8 | 4 | 12 | 580 | 500 | -194.24 | -1.54 | -0.99 |
| 9 | 12 | 11 | 1900 | 400 | 98.59 | 4.39 | 0.78 |
| 10 | 5 | 4 | 650 | 400 | -144.50 | -1.00 | -0.74 |
| 11 | 6 | 5 | 1170 | 200 | 13.07 | 0.26 | 0.40 |
| 12 | 7 | 6 | 680 | 400 | 96.40 | 1.51 | 0.77 |
| 13 | 8 | 7 | 1050 | 500 | 143.02 | 1.58 | 0.73 |
| 14 | 8 | 4 | 1780 | 500 | 119.37 | 1.93 | 0.61 |
| 15 | 13 | 8 | 870 | 800 | 317.25 | 0.55 | 0.63 |
| 16 | 14 | 13 | 450 | 900 | 334.97 | 0.17 | 0.53 |
| 17 | 14 | 12 | 1600 | 900 | 460.38 | 1.11 | 0.72 |
| 18 | 10 | 19 | 970 | 500 | 183.06 | 2.31 | 0.93 |
| 19 | 11 | 15 | 510 | 300 | 33.51 | 0.68 | 0.47 |
| 20 | 15 | 20 | 1200 | 300 | 26.57 | 1.26 | 0.42 |
| 21 | 19 | 20 | 810 | 500 | 147.44 | 1.29 | 0.75 |
| 22 | 12 | 17 | 1140 | 400 | 63.01 | 1.16 | 0.50 |
| 23 | 16 | 15 | 1200 | 300 | 51.33 | 3.50 | 0.73 |
| 24 | 17 | 16 | 600 | 600 | 152.94 | 0.41 | 0.54 |
| 25 | 14 | 18 | 1140 | 900 | 386.21 | 0.57 | 0.61 |
| 26 | 18 | 17 | 1080 | 500 | 146.40 | 1.70 | 0.75 |
| 27 | 21 | 20 | 1280 | 300 | 38.51 | 2.21 | 0.54 |

附录

续表

| 管段 编号 | 起点 | 终点 | 管长(m) | 水力计算结果 | | | |
|----------|----|----|-------|--------|-----------|---------|---------|
| | | | | 管径(mm) | 管段流量(L/s) | 水头损失(m) | 流速(m/s) |
| 28 | 16 | 21 | 1300 | 300 | 39.53 | 2.35 | 0.56 |
| 29 | 22 | 21 | 600 | 400 | 91.98 | 1.22 | 0.73 |
| 30 | 23 | 22 | 400 | 500 | 134.48 | 0.54 | 0.68 |
| 31 | 18 | 23 | 1320 | 500 | 168.93 | 2.71 | 0.86 |
| 32 | 1 | 25 | 1050 | 300 | 35.60 | 1.57 | 0.50 |
| 33 | 25 | 2 | 630 | 300 | -6.58 | -0.52 | -0.41 |
| 34 | 25 | 24 | 630 | 300 | 16.44 | 0.15 | 0.49 |
| 35 | 3 | 24 | 530 | 200 | 29.97 | 4.33 | 0.95 |
| 36 | 24 | 26 | 1500 | 200 | -16.86 | -4.26 | -0.54 |
| 37 | 5 | 26 | 430 | 400 | 96.38 | 0.95 | 0.77 |
| 38 | 26 | 27 | 1200 | 200 | 16.84 | 3.40 | 0.54 |
| 39 | 6 | 27 | 800 | 200 | 23.56 | 4.19 | 0.75 |

注：管段水流方向假定为始点至终点，管段流量为负代表实际水流方向与假定方向相反。

附表4 传统模型优化设计的节点水压表

| 节点 编号 | 节点水压 (m) | 自由水压 (m) | 节点 编号 | 节点水压 (m) | 自由水 压(m) | 节点 编号 | 节点水压 (m) | 自由水压 (m) |
|----------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|
| 1 | 38.26 | 34.36 | 10 | 41.87 | 38.07 | 19 | 39.56 | 31.46 |
| 2 | 37.03 | 31.03 | 11 | 40.01 | 35.21 | 20 | 38.27 | 32.57 |
| 3 | 40.98 | 32.78 | 12 | 44.40 | 35.60 | 21 | 40.48 | 31.78 |
| 4 | 42.86 | 33.06 | 13 | 45.33 | 35.33 | 22 | 41.70 | 28.40 |
| 5 | 41.86 | 33.06 | 14 | 45.52 | 34.52 | 23 | 42.24 | 31.94 |
| 6 | 41.69 | 29.19 | 15 | 39.33 | 34.83 | 24 | 40.64 | 30.54 |
| 7 | 43.20 | 28.70 | 16 | 42.83 | 35.23 | 25 | 40.69 | 30.39 |
| 8 | 44.78 | 32.28 | 17 | 43.24 | 34.84 | 26 | 40.90 | 31.10 |
| 9 | 41.47 | 38.37 | 18 | 44.95 | 31.35 | 27 | 41.50 | 28.00 |

附录

附表 5 修正后模型优化设计的水力计算结果表

| 管段 编号 | 起点 | 终点 | 管长(m) | 水力计算结果 | | | |
|----------|----|----|-------|--------|-----------|---------|---------|
| | | | | 管径(mm) | 管段流量(L/s) | 水头损失(m) | 流速(m/s) |
| 1 | 1 | 2 | 750 | 200 | 12.19 | 4.89 | 0.69 |
| 2 | 9 | 1 | 1640 | 400 | 10.48 | 4.44 | 0.86 |
| 3 | 10 | 9 | 400 | 500 | 131.91 | 0.52 | 0.67 |
| 4 | 2 | 11 | 1000 | 300 | -25.13 | -5.90 | -0.80 |
| 5 | 10 | 11 | 1200 | 400 | 54.96 | 3.96 | 0.78 |
| 6 | 3 | 2 | 980 | 150 | 14.00 | 8.25 | 0.79 |
| 7 | 4 | 3 | 980 | 400 | 101.97 | 10.45 | 1.44 |
| 8 | 4 | 12 | 580 | 400 | -193.16 | -4.83 | -1.54 |
| 9 | 12 | 11 | 1900 | 400 | 95.15 | 7.64 | 1.35 |
| 10 | 5 | 4 | 650 | 400 | -122.06 | -2.23 | -0.97 |
| 11 | 6 | 5 | 1170 | 200 | 7.59 | 3.23 | 0.53 |
| 12 | 7 | 6 | 680 | 400 | 115.48 | 2.10 | 0.92 |
| 13 | 8 | 7 | 1050 | 500 | 162.10 | 1.99 | 0.83 |
| 14 | 8 | 4 | 1780 | 500 | 110.78 | 5.10 | 0.88 |
| 15 | 13 | 8 | 870 | 800 | 327.75 | 0.58 | 0.65 |
| 16 | 14 | 13 | 450 | 900 | 345.47 | 0.18 | 0.61 |
| 17 | 14 | 12 | 1600 | 900 | 460.38 | 1.11 | 0.72 |
| 18 | 10 | 19 | 970 | 500 | 183.06 | 2.31 | 0.93 |
| 19 | 11 | 15 | 510 | 300 | 33.51 | 0.68 | 0.57 |
| 20 | 15 | 20 | 1200 | 300 | 26.57 | 1.06 | 0.58 |
| 21 | 19 | 20 | 810 | 500 | 147.44 | 1.29 | 0.75 |
| 22 | 12 | 17 | 1140 | 400 | 63.01 | 1.16 | 0.60 |
| 23 | 16 | 15 | 1200 | 300 | 51.33 | 3.50 | 0.73 |
| 24 | 17 | 16 | 600 | 600 | 152.94 | 0.41 | 0.64 |
| 25 | 14 | 18 | 1140 | 900 | 386.21 | 0.57 | 0.61 |
| 26 | 18 | 17 | 1080 | 500 | 146.40 | 1.70 | 0.75 |
| 27 | 21 | 20 | 1280 | 300 | 38.51 | 2.21 | 0.64 |

附录

续表

| 管段 编号 | 起点 | 终点 | 管长(m) | 水力计算结果 | | | |
|----------|----|----|-------|--------|-----------|---------|---------|
| | | | | 管径(mm) | 管段流量(L/s) | 水头损失(m) | 流速(m/s) |
| 28 | 16 | 21 | 1300 | 300 | 12.59 | 2.18 | 0.62 |
| 29 | 22 | 21 | 600 | 400 | 122.26 | 2.06 | 0.97 |
| 30 | 23 | 22 | 400 | 500 | 164.76 | 0.78 | 0.84 |
| 31 | 18 | 23 | 1320 | 500 | 199.21 | 3.67 | 1.01 |
| 32 | 1 | 25 | 1050 | 300 | 53.34 | 3.28 | 0.75 |
| 33 | 2 | 25 | 630 | 300 | -15.92 | -1.61 | -0.61 |
| 34 | 25 | 24 | 630 | 150 | 7.98 | 0.60 | 0.63 |
| 35 | 3 | 24 | 530 | 200 | 38.09 | 6.76 | 1.21 |
| 36 | 24 | 26 | 1500 | 150 | -13.50 | -5.81 | -0.76 |
| 37 | 5 | 26 | 430 | 300 | 84.59 | 3.16 | 1.20 |
| 38 | 26 | 27 | 1200 | 200 | 8.41 | 0.98 | 0.67 |
| 39 | 6 | 27 | 800 | 200 | 31.99 | 7.38 | 1.02 |

附表 6 修正后模型优化设计的节点水压表

| 节点 编号 | 节点水压 (m) | 自由水 压(m) | 节点 编号 | 节点水 压(m) | 自由水 压(m) | 节点 编号 | 节点水压 (m) | 自由水 压(m) |
|----------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|
| 1 | 34.25 | 30.35 | 10 | 39.21 | 35.41 | 19 | 33.40 | 28.90 |
| 2 | 33.36 | 28.36 | 11 | 35.25 | 30.45 | 20 | 34.10 | 28.40 |
| 3 | 37.61 | 29.41 | 12 | 52.89 | 44.09 | 21 | 46.81 | 38.11 |
| 4 | 47.88 | 38.08 | 13 | 53.55 | 43.55 | 22 | 48.87 | 35.57 |
| 5 | 45.65 | 36.85 | 14 | 53.93 | 42.93 | 23 | 49.65 | 39.35 |
| 6 | 48.88 | 36.38 | 15 | 33.36 | 28.86 | 24 | 40.67 | 30.57 |
| 7 | 50.98 | 36.48 | 16 | 48.99 | 41.39 | 25 | 40.97 | 30.67 |
| 8 | 52.97 | 40.47 | 17 | 49.61 | 41.21 | 26 | 42.48 | 32.68 |
| 9 | 38.69 | 35.59 | 18 | 53.32 | 39.72 | 27 | 41.50 | 28.00 |

附录

附表 7 修正后模型优化设计平均工况下水力计算结果表

| 管段 编号 | 起点 | 终点 | 管长(m) | 水力计算结果 | | | |
|----------|----|----|-------|--------|-----------|---------|---------|
| | | | | 管径(mm) | 管段流量(L/s) | 水头损失(m) | 流速(m/s) |
| 1 | 1 | 2 | 750 | 200 | 6.25 | 1.46 | 0.65 |
| 2 | 9 | 1 | 1640 | 400 | 55.27 | 1.32 | 0.64 |
| 3 | 10 | 9 | 400 | 500 | 67.80 | 0.16 | 0.65 |
| 4 | 2 | 11 | 1000 | 300 | -13.07 | -1.79 | -0.62 |
| 5 | 10 | 11 | 1200 | 400 | 27.76 | 1.15 | 0.69 |
| 6 | 3 | 2 | 980 | 150 | 7.13 | 2.42 | 0.70 |
| 7 | 4 | 3 | 980 | 400 | 52.41 | 2.97 | 0.74 |
| 8 | 4 | 12 | 580 | 400 | -105.23 | -1.51 | -0.84 |
| 9 | 12 | 11 | 1900 | 400 | 49.10 | 5.10 | 0.69 |
| 10 | 5 | 4 | 650 | 400 | -71.02 | -0.82 | -0.57 |
| 11 | 5 | 6 | 1170 | 200 | 1.96 | 0.30 | 0.61 |
| 12 | 7 | 6 | 680 | 400 | 50.35 | 0.46 | 0.70 |
| 13 | 8 | 7 | 1050 | 500 | 174.26 | 2.28 | 0.89 |
| 14 | 8 | 4 | 1780 | 500 | 59.19 | 1.62 | 0.67 |
| 15 | 13 | 8 | 870 | 800 | 161.58 | 0.16 | 0.52 |
| 16 | 14 | 13 | 450 | 900 | 170.67 | 0.15 | 0.57 |
| 17 | 14 | 12 | 1600 | 900 | 233.69 | 0.32 | 0.47 |
| 18 | 10 | 19 | 970 | 400 | 97.65 | 2.20 | 0.78 |
| 19 | 11 | 15 | 510 | 300 | 16.45 | 1.39 | 0.52 |
| 20 | 15 | 20 | 1200 | 300 | 8.15 | 0.93 | 0.56 |
| 21 | 19 | 20 | 810 | 400 | 79.37 | 1.26 | 0.63 |
| 22 | 12 | 17 | 1140 | 400 | 25.76 | 0.95 | 0.66 |
| 23 | 16 | 15 | 1200 | 300 | 21.58 | 5.35 | 0.69 |
| 24 | 17 | 16 | 600 | 600 | 59.70 | 0.19 | 0.60 |
| 25 | 14 | 18 | 1140 | 900 | 201.59 | 0.18 | 0.62 |
| 26 | 18 | 17 | 1080 | 500 | 62.92 | 1.10 | 0.70 |
| 27 | 21 | 20 | 1280 | 300 | 21.45 | 5.64 | 0.68 |

附录

续表

| 管段 编号 | 起点 | 终点 | 管长(m) | 水力计算结果 | | | |
|----------|----|----|-------|--------|-----------|---------|---------|
| | | | | 管径(mm) | 管段流量(L/s) | 水头损失(m) | 流速(m/s) |
| 28 | 16 | 21 | 1300 | 300 | 6.29 | 0.64 | 0.50 |
| 29 | 22 | 21 | 600 | 400 | 62.86 | 0.61 | 0.50 |
| 30 | 23 | 22 | 400 | 500 | 84.65 | 0.23 | 0.43 |
| 31 | 18 | 23 | 1320 | 500 | 102.32 | 1.08 | 0.52 |
| 32 | 1 | 25 | 1050 | 300 | 27.51 | 0.99 | 0.69 |
| 33 | 2 | 25 | 630 | 200 | -8.05 | -0.48 | -0.66 |
| 34 | 25 | 24 | 630 | 150 | 1.13 | 0.06 | 0.56 |
| 35 | 3 | 24 | 530 | 200 | 19.71 | 2.00 | 0.63 |
| 36 | 24 | 26 | 1500 | 150 | -6.48 | -3.12 | -0.57 |
| 37 | 5 | 26 | 430 | 300 | 45.96 | 1.02 | 0.65 |
| 38 | 26 | 27 | 1200 | 200 | 7.33 | 0.77 | 0.53 |
| 39 | 6 | 27 | 800 | 200 | 13.38 | 1.50 | 0.43 |

附表8 修正后模型优化设计平均工况下节点水压表

| 节点 编号 | 节点水压 (m) | 自由水 压(m) | 节点 编号 | 节点水 压(m) | 自由水 压(m) | 节点 编号 | 节点水 压(m) | 自由水 压(m) |
|----------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|----------|-------------|-------------|
| 1 | 37.74 | 33.84 | 10 | 40.94 | 37.14 | 19 | 36.18 | 31.68 |
| 2 | 34.71 | 28.71 | 11 | 38.55 | 33.75 | 20 | 36.54 | 30.84 |
| 3 | 39.92 | 31.72 | 12 | 49.37 | 40.57 | 21 | 45.53 | 36.83 |
| 4 | 46.36 | 36.56 | 13 | 49.80 | 39.80 | 22 | 46.80 | 33.50 |
| 5 | 47.70 | 38.90 | 14 | 50.02 | 39.02 | 23 | 47.28 | 36.98 |
| 6 | 46.94 | 34.44 | 15 | 35.61 | 31.11 | 24 | 39.49 | 29.39 |
| 7 | 48.22 | 33.72 | 16 | 46.97 | 39.37 | 25 | 39.67 | 29.37 |
| 8 | 49.44 | 36.94 | 17 | 47.36 | 38.96 | 26 | 43.18 | 33.38 |
| 9 | 40.51 | 37.41 | 18 | 49.65 | 36.05 | 27 | 47.77 | 34.27 |

个人简历

1.个人简历

李京京，女，生于 1984.10.17，河南省漯河市人

2003.09-2007.06 河海大学 环境科学与工程学院给水排水工程专业 本科

1007.09-2010.06 郑州大学 水利与环境学院 市政工程 硕士

2.学术论文

夏龙兴, 李京京, 吴飞. “硅砂粉-石灰”复掺对蒸压混凝土抗压强度影响的试验研究[J]. 河南建材 (CN41-1286/TU), 2010, (3)

3.研究成果

研究生期间参与导师的主要项目名称如下：

新郑黄水河河道治理；

颍河北景观带第二期工程喷泉系统、景观建筑及其室内给排水施工图设计；

安沟水库除险加固工程管理所建筑、结构、给排水施工图设计；

涧山口水库除险加固工程管理所建筑、结构、给排水施工图设计；

河南省南阳市镇平县赵湾灌区节水改造项目。

致 谢

时光荏苒，岁月如梭，转眼间，三年的研究生生活即将结束，在本论文即将完成之际，特此感谢我的导师夏龙兴副教授的悉心指导。无论从论文的选题、修改还是最终定稿，导师都时刻关注论文的进展，并在必要的时候给予指导性的意见，同时拓宽了我的思路，在此向夏老师致以深深的谢意。

理论学习的同时，导师还注重培养学生的工程实践能力，组织学生参与多项工程设计，甚至涉及到了专业以外的知识，使学生全面发展。三年来，导师认真负责的治学态度、精益求精的敬业精神以及博学深厚的学术造诣，无一不为学生所敬仰，也必将对作者今后的工作和生活产生重大的影响。与此同时，导师也是一位平易近人、和蔼可亲的良师益友，他不仅指导作者的学习，还关心作者的生活，了解家庭情况及在学校的生活状态。当得知作者家庭经济条件不好时，导师总是在适当的时候给予补助，甚或说几句贴心的话，包括问候作者的父母的身体情况，这一切都让作者倍感温暖。这里再次感谢导师对作者的关心、帮助和鼓励，并祝福他身体健康，家庭和睦，桃李满天下。同时也祝福所有像导师一样为人师表、品格高尚的老师们身体健康，让他们的思想行为发扬光大。

在论文的进展过程中，特此感谢胡琼怡同学一直以来的安慰和鼓励，感谢吕晶晶、王迎辉、罗静、丁玉、潘文琛等朋友的关心和帮助，感谢实验室诸多同学的帮助，谢谢你们伴我一起成长。

最后，作者衷心感谢含辛茹苦的父母，是你们无私的爱和浓浓的亲情伴我度过了漫漫的求学生涯。