

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.05.007

地震破坏供水管网低压水力分析

侯本伟, 杜修力

(北京工业大学 城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要:供水管网遭受地震破坏后会产生渗漏和爆管,在震后的紧急救援和修复阶段,供水管网处于低压带漏损供水状态。根据断开管段的沿程水头损失关系,提出一种在断开管段端点附加扩散器模型模拟断开点漏水,简化了断开管段的建模方法;将压力决定的节点配水量模型加入到水力分析中,避开了低压管网水力分析中的节点负压问题;利用线性搜索与回溯算法控制管网节点非线性方程组的迭代步长,确保了管网低压水力分析的全局收敛性。此方法具有建模简单,计算量小,全局收敛速度快的特点;通过示例计算及结果比较,验证了其有效性。

关键词:地震破坏管网;水力功能分析;扩散器模型;低压分析;全局收敛算法

中图分类号: TU991.33; P315.9 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2013)05-0036-08

Pressure-Dependent Analysis of Water Supply Network Damaged by Earthquake Based on Emitter Model

Hou Benwei, Du Xiuli

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education,
Beijing University of Technology, Beijing 100124, P. R. China)

Abstract: When the water supply network suffered earthquake damages, pipeline leaks and bursts may occur. In the period in post-earthquake emergency rescue and repair, the network is supplying water with additional outflow of damages (leaks and breaks), which result in pressure deficient. According to the frictional head loss along the break pipeline, a model with additional emitter at the endpoint of the disconnect pipeline was proposed to simulate the break, which simplifies the modeling of breaks. The pressure-dependent demand relationship was adopted in the process of pressure-deficient hydraulic simulation to avoid node negative pressure. Meanwhile a backtracking and line search procedure was utilized to control the iteration step of pipeline network nonlinear equations, which ensure the global convergence of the hydraulic simulation. The effectiveness of the proposed method was verified by a case study.

Key words: earthquake damaged water supply network; pressure-deficient hydraulic simulation; emitter; pressure-dependent demand; global convergence algorithm

城市供水管网遭受地震破坏后,会同时产生大量渗漏和爆管事故点^[1-3],美国供水协会(AWWA)将地震产生管线破坏分为渗漏和断开两类^[4]。由于无法及时修复,在震后紧急救援阶段,供水管网将处

于带漏损供水状态。与日常供水分析中将断开管段隔离后进行事故后管网供水能力评价不同,震后管网水力分析模型中包含断开管段的水力模拟^[5-7]。破坏管网漏水量增加,导致管网供水压力下降,用户

收稿日期:2012-12-14

基金项目:国家自然科学基金(51278017、51208017)

作者简介:侯本伟(1984-),男,博士生,主要从事生命线系统抗震性能评价研究。(E-mail) benweihou@emails.bjut.edu.cn。
杜修力(通信作者),男,教授,博士生导师,主要从事结构抗震与抗爆研究,(E-mail) duxiuli@bjut.edu.cn。

供水量不足,此时的用户配水量可由压力决定的节点供水量(Pressure Dependent Demand, PDD)关系模拟^[8-9]。

在管线破坏点建模方面,陈玲俐等^[10]只考虑管线渗漏,并未计及断开管线的漏水量。Hwang等^[11]在模拟渗漏与断开点时均利用扩散器模型,断开点处为开口面积为管段截面积的有压孔口出流,但其水力学模型原理存在错误。Javanbarg^[6]采用管段震前流量模拟断开点出流,其漏水量模拟结果偏小。Cornell大学开发的管网震后水力分析程序GIRAFFE^[5]采用附加空蓄水池模拟断开管段出流,但其拓扑结构较为复杂。为简化断开管段建模,本文提出一种在断开管段上游端点附加扩散器模型。

在震后管网低压水力分析方面,GIRAFFE^[5]、高惠瑛^[12]均采用节点固定需水量模型,当计算结果中存在节点负压时,将负压节点处理后再重新进行管网水力分析直至无负压节点;对单个破坏工况,此种分析方法需进行多次试算才能得到合理的结果。陈玲俐等^[10],柳春光等^[13]采用PDD模型进行水力计算,但其并未指出采用PDD模型时管网水力求解中的收敛问题。已有的PDD模型多为分段函数^[9],这会使管网非线性水力方程组迭代求解方法的收敛性能下降^[14-16];采用本文提出的附加扩散器模型计算断开管段漏水量时,也会使其节点的需水量函数复杂化。因此,需要应用全局收敛算法求解管网水力方程组。Giustolisi等^[17]采用启发式搜索确定牛顿迭代步长修正因子,以确保收敛;Siew等^[16]利用全局梯度算法(GGA)进行管网水力分析时,采用线性搜索与回溯方法控制迭代步长。本文将线性搜索与回溯方法应用到管网节点流量非线性方程组的迭代求解中,以确保管网低压水力分析方程组求解的全局收敛。

1 破坏管网水力分析的扩散器模型

单个渗漏点可认为是小孔口自由出流(图1)^[18],渗漏点水流量可由该点的管内压力水头与孔口处局部水头损失的关系得到。渗漏流量表达式为:

$$Q_L = \mu \cdot A_L \sqrt{2gP_L} = C \cdot \mu \cdot A_L \sqrt{P_L} \quad (1)$$

式中: P_L 为压力水头,m; C 为单位转换系数,当 Q_L 和 A_L 单位分别为 m^3/s 和 m^2 时, $C=4.427$ 。 μ 为孔口流量系数,其取值与孔口形状、面积有关,对于薄壁小孔口取 $\mu=0.62$;根据孔口出流试验, μ 值范围可取为 $0.60\sim 0.90$,这与AWWA^[19]、Tabesh等^[20]根据管网漏损观测数据建立的模型相符。

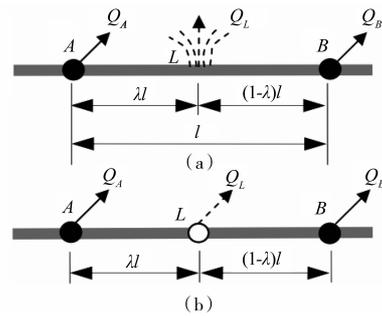


图1 渗漏管段出流示意图

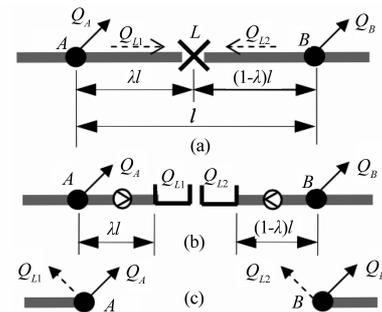


图2 断开管段出流示意图

管段断开点如图2(a)所示,原有管线断开为两段不连续的管段,且不能输送水流。断开点 L 处的高程为 z_L ,压力水头为0,其漏水量应通过断开管段的沿程水头损失关系计算,而不可在断开处增加开口面积为管段截面积的扩散器模拟。断开点的漏水量为断开管段上游端点(图2(a)中 A 点和 B 点)至断开点(图2(a) L 点)的单向出流 Q_{L1} 和 Q_{L2} 。因此,在管网水力分析模型中,可以假定断开点处有两个高程为 z_L 的空蓄水池与 A 点和 B 点相连(图2(b)),其连接管段上设置 $A \rightarrow L$ 和 $B \rightarrow L$ 的单向止回阀,计算得到的2个蓄水池的总蓄水量便为断开管段漏水量。GIRAFFE^[5]采用了这种分析模型,此模型用两根管线和两个附加节点(空蓄水池)模拟1根断开管线,改变了初始管网的拓扑结构并增加了其复杂程度。

为简化断开管段的建模,本文提出一种将断开管段漏水量附加在其上游节点的模型。图2(a)所示断开管段的漏水量还可以通过其长度(λl 或 $(1-\lambda)l$)上的沿程水头损失关系得到。对断开管段 $A-L$ 分析:

$$h_{f,A-L} = z_A + P_A - z_L \quad (2)$$

式中: $h_{f,A-L} = s_{f,A-L} \cdot q_{A-L}^n$ 为在断开管段长度 λl 上的沿程水头损失,m;其中 q_{A-L} 为管段 $A-L$ 的流量, m^3/s ; $s_{f,A-L}$ 和 n 为管段沿程水头损失系数; z_A 和 z_L 分别为节点 A 和断开点 L 的高程,m。断开管段 $A-L$ 的漏水量为:

$$Q_{L1} = q_{A-L} = \left[\frac{z_A + P_A - z_L}{S_{f,A-L}} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (3)$$

注意到式(3)及式(1)的形式与 EPANET^[21] 中的扩散器模型具有相同的表达形式:

$$Q_L = K \cdot P^{n_K} \quad (4)$$

式中: Q_L 为扩散器流量, m^3/s ; K 为扩散器系数; P 为扩散器所在点的压力水头, m ; n_K 为扩散器指数。当将式(1)、(3)转化为式(4)的形式时, 对于式(3)

有: $K = (S_{f,A-L})^{-\frac{1}{n}}$, $P = z_A + P_A - z_L$, $n_K = \frac{1}{n}$;

对于式(1)有: $K = C \cdot \mu \cdot A_L$, $P = P_L$, $n_K = 0.5$ 。

与 EPANET 中节点附加扩散器流量的思路相同, 可以将式(3)的漏水量附加在断开管段的上游节点, 如图 2(c)所示, 此时在节点 A(B)上同时有节点自身流量 $Q_A(Q_B)$ 和扩散器流量 $Q_{L1}(Q_{L2})$, 此模型在断开管线的两个端点设置附加流量, 同时将断开管线删除, 管网拓扑结构较为简单。

式(4)实质上是一种 PDD 模型, 但 EPANET 中并不支持节点 PDD 模型的分析, 在管网水力分析时, 节点扩散器由与该点连接的短粗管及空蓄水池模拟(图 2(c)转化为图 2(b))。与 EPANET 的扩散器求解原理不同, 为了实现图 2(c)简化模型的水力求解, 本文采用基于 PDD 模型的管网水力分析方法。

2 压力决定的节点供水量(PDD)模型

传统的配水管网水力分析中假设管网压力均满足用户要求, 即用户需水量需求得到全部满足, 管网节点配水量固定(图 3)。地震作用下, 由于管段泄漏、泵站故障等原因会导致管网压力过低而不能提供足够的节点需水量, 上述假设不成立, 此时的节点配水量是与节点压力相关的。若仍用固定配水量代替实际配水量进行管网水力计算, 水力方程组迭代过程中基于节点流量连续性的假设, 求解满足节点固定需水量的结果, 会降低节点的总水头, 出现不符合实际情况的节点负压。

在地震破坏管网水力分析方法中, 解决负压问题的办法有两种: 1) 对负压节点处理(删除该节点或减小需水量), 然后再对整个管网的进行水力分析, 直至没有负压节点; 2) 采用 PDD 模型确定节点配水量, 进行管网水力分析。第 1 种方法需要进行多次试算才能得到合理的结果, 在利用随机模拟评价震后管网功能及优化设计时会导致过多的计算量。本文采用第 2 种方法。

PDD 模型是供水专业中广泛研究的一类问题, 节点 i 的需水量 Q_i 由该点总水头 H_i 决定 ($Q_i(H_i)$), 其

中 $H_i = P_i + z_i$, 其一般的表达式为:

$$Q_i^{\text{avl}} = \begin{cases} 0, & H_i^{\text{avl}} < H_i^{\text{min}} \\ Q_i^{\text{req}} \cdot \text{DSR}(H_i^{\text{avl}}), & H_i^{\text{min}} \leq H_i^{\text{avl}} < H_i^{\text{req}} \\ Q_i^{\text{req}}, & H_i^{\text{req}} \leq H_i^{\text{avl}} \end{cases} \quad (5)$$

式中: Q_i^{avl} 为节点的实际配水量, m^3/s ; Q_i^{req} 为压力充足时的节点需水量, m^3/s ; $\text{DSR}(H_i^{\text{avl}})$ 为节点供水满足率; H_i^{req} 为满足节点水量所需的总水头, m ; H_i^{avl} 为节点的实际总水头, m ; H_i^{min} 为节点无水与部分供水的界限总水头, m 。

由式(5)看出, 各个 PDD 模型的差异在于 $\text{DSR}(H_i^{\text{avl}})$ 表达式的差异, 图 4 给出了几个常用的 PDD 模型的函数曲线, 这些模型的具体函数表达式见文献[9, 22]。一般认为 $Q_i(H_i)$ 曲线的连续性会影响迭代计算的收敛性能^[15]。

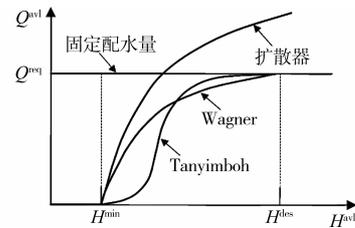
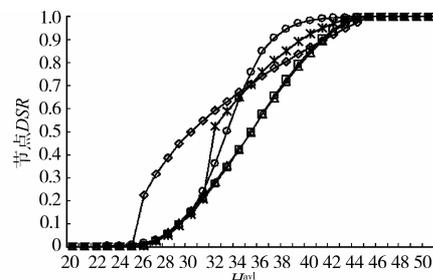


图 3 节点压力-需水量关系模型示意图



注: ◇—Wagner □—Tucciarelli ▲—Fujiwara ○—Tanyimboh ★—周建华

图 4 常用 PDD 函数比较 ($H^{\text{min}} = 25 \text{ m}$, $H^{\text{req}} = 45 \text{ m}$)

3 基于节点流量连续性方程的管网低压水力分析

将管网的节点流量连续性方程组表示为节点水压的函数:

$$F(\mathbf{H}) = \mathbf{A} \cdot \mathbf{q}(\mathbf{H}) + \mathbf{Q}(\mathbf{H}) = 0 \quad (6)$$

式中: $F(\mathbf{H}) = [F_1(\mathbf{H}), F_2(\mathbf{H}), \dots, F_N(\mathbf{H})]^T$ 。 \mathbf{A} 为管网结构的关联矩阵, 维数为 $N \times M$, 其元素取值为: 当管段 j 与节点 i 相连且有水流从节点 i 流入管段 j 时 $a_{ij} = 1$, 当水流从管段流入节点时 $a_{ij} = -1$, 当管段 j 与节点 i 不相连时 $a_{ij} = 0$; 其中 N 为管网的节点数, M 为管网的管段数。向量 $\mathbf{q}(\mathbf{H})$ 为

管段的流量,维数为 $M \times 1$; 向量 $\mathbf{Q}(\mathbf{H})$ 为节点需水量,维数为 $N \times 1$, 其各元素取值由式(5)确定; 当采用固定需水量模型时, \mathbf{Q} 为与 \mathbf{H} 无关的常数。

利用 Newton-Raphson 迭代求解式(6)所示的非线性方程组时, 在第 k 迭代步则有:

$$\mathbf{J}(\mathbf{H}^k) \cdot \delta \mathbf{H}^k = -\mathbf{F}(\mathbf{H}^k) \quad (7)$$

式中, $\mathbf{J}(\mathbf{H}^k)$ 为雅可比矩阵, 其表达式为:

$$\mathbf{J}(\mathbf{H}^k) = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{q}} \cdot \frac{\partial \mathbf{q}}{\partial \mathbf{H}^k} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{Q}} \cdot \frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial \mathbf{H}^k} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{C} \cdot \mathbf{A}^T + \mathbf{D} \quad (8)$$

式中, \mathbf{C} 是维数为 $M \times M$ 的对角阵, 其元素取值为 $c_{ii} = \frac{1}{(ns_i | q_i |^{n-1})}$ 。 \mathbf{D} 是维数为 $N \times N$ 的对角阵, 其对角元素取值为:

对于节点 PDD 模型:

$$d_{ii} = \begin{cases} Q_i^{\text{req}} \cdot \frac{\partial \text{DSR}}{\partial H_i^{\text{avl}}}, & H_i^{\text{min}} \leq H_i^{\text{avl}} < H_i^{\text{req}} \\ 0, & H_i^{\text{avl}} < H_i^{\text{min}}, H_i^{\text{req}} \leq H_i^{\text{avl}} \end{cases} \quad (9)$$

对于模拟渗漏点的扩散器模型(图 1(b)):

$$d_{ii} = \begin{cases} n_k \cdot K \cdot |H_i^{\text{avl}} - z_i|^{n_k-1}, & H_i^{\text{avl}} > H_i^{\text{min}} \\ 0, & H_i^{\text{avl}} \leq H_i^{\text{min}} \end{cases} \quad (10)$$

对于模拟断开点的附加扩散器模型(图 2(c)), 断开管段的上游节点 A 的流出量由扩散器流量 Q_{L1} 及节点流出量 Q_A 两部分组成, 则与节点 A 对应的 d_{ii} 的取值为:

$$d_{ii} = n_k \cdot \left| \frac{H_i^{\text{avl}} - z_L}{s_{f,i-L}} \right|^{n_k-1} + Q_i^{\text{req}} \cdot \frac{\partial \text{DSR}}{\partial H_i^{\text{avl}}} \quad (11)$$

将压力决定的流量关系加入到雅可比矩阵 \mathbf{J} 中, 增加了式(6)的非线性, 从而导致其求解收敛性能下降。应用式(7)求解的牛顿迭代步长直接更新自变量 ($\mathbf{H}^{k+1} = \mathbf{H}^k + \delta \mathbf{H}^k$), 若初始与实际方程根没有足够接近, 迭代会使结果偏离到无规则的远处, 造成不收敛。对于含有分段函数的管网方程组(式(6)), 需加入确保迭代收敛的全局收敛规则。一个确定合理迭代步长的策略是这个步长使 $|\mathbf{F}|^2 = \mathbf{F}^T \mathbf{F}$ 下降, 假定 $f = \frac{1}{2} \mathbf{F}^T \cdot \mathbf{F}$, 则上述问题转化为 f 极小化问题, 注意到牛顿步长 $\delta \mathbf{H}$ 对 f 是下降方向: $\nabla f \cdot \delta \mathbf{H} = (\mathbf{F} \cdot \mathbf{J}) \cdot (-\mathbf{J}^{-1} \cdot \mathbf{F}) = -\mathbf{F}^T \cdot \mathbf{F} < 0$ (12)

从而可以确保找到一个步长调整系数 ϵ ($0 < \epsilon \leq 1.0$) 使 $f(\mathbf{H}^{k+1})$ 充分下降, 此处 $\mathbf{H}^{k+1} = \mathbf{H}^k + \epsilon \cdot \delta \mathbf{H}$ 。此方法与最速下降法的区别是采用使 \mathbf{F} 等于零

的牛顿步长 $\delta \mathbf{H}$ 求 f 极小化, 而非采用使用 ∇f 等于零的牛顿步长 $\delta \mathbf{H}$ 求 f 极小化。为防止 f 下降速度过慢, 加入如下准则:

$$f(\mathbf{H}^{k+1}) \leq f(\mathbf{H}^k) + \alpha \cdot \nabla f \cdot (\mathbf{H}^{k+1} - \mathbf{H}^k) \quad (13)$$

式中, 参数 α 满足 $0 < \alpha < 1$ 。

对步长调整系数 ϵ , 可采用 Armijo 线性搜索求解, 即 $\epsilon = \max\{\rho^{-j}, j = 0, 1, 2, \dots\}, \rho > 0$ 。为加快线性搜索, 这里采用另一种线性搜索与回溯方法。令:

$$g(\epsilon) = f(\mathbf{H}^k + \epsilon \cdot \delta \mathbf{H}) \quad (14)$$

为求解 $g(\epsilon)$ (即 $f(\mathbf{H}^{k+1})$) 的极小值, 需要求解 $g'(\epsilon) = \nabla f \cdot \delta \mathbf{H} = 0$ 的 ϵ 值, 求取 $g'(\epsilon)$ 的精确解会耗费较多的计算量, 可以采用多项式插值构造 $g(\epsilon)$ 和 $g'(\epsilon)$, 并以此求解 ϵ 值。采用此规则的管网非线性方程组求解流程如图 5 所示。

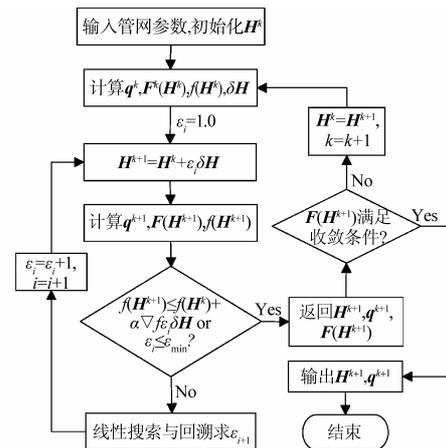


图 5 基于线性搜索与回溯的全局收敛算法

寻找最优 ϵ 的过程是一个线性搜索与回溯过程, 具体过程如下^[23]:

利用第 k 步的信息可以得到 $g(0)$ 和 $g'(0)$; 在寻找最优 ϵ 的回溯过程中, 第一次采用牛顿步长, 即 $\epsilon_1 = 1.0$, 若此步长不能满足式(13), 则可以得到 $g(1)$ 。利用二次多项式插值构造 $g(\epsilon)$:

$$g(\epsilon) \approx [g(1) - g(0) - g'(0)]\epsilon^2 + g'(0)\epsilon + g(0) \quad (15)$$

求此二次多项式的微分, 当 ϵ 取值满足式(16)时, 二次多项式取得极小值。

$$\epsilon_2 = -\frac{g'(0)}{2[g(1) - g(0) - g'(0)]} \quad (16)$$

在第二次和以后的回溯寻找 ϵ 的过程中, 可以利用上一次的 $g(\epsilon_1)$ 及本次的 $g(\epsilon_2)$ 值构造 $g(\epsilon)$ 函数的三次多项式插值:

$$g(\epsilon) \approx a\epsilon^3 + b\epsilon^2 + g'(0)\epsilon + g(0) \quad (17)$$

其中系数 a, b 的取值为:

$$\begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} = \frac{1}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\epsilon_1} & -\frac{1}{\epsilon_2} \\ -\frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} & \frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{bmatrix} g(\epsilon_1) - g'(0)\epsilon_1 - g(0) \\ g(\epsilon_2) - g'(0)\epsilon_2 - g(0) \end{bmatrix} \quad (18)$$

当三次多项式(17)取得极小值时有:

$$\epsilon_3 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 3ag'(0)}}{3a} \quad (19)$$

在第二次以后的第 i 次回溯过程中,可用 $\epsilon_i, \epsilon_{i-1}, \epsilon_{i-2}$ 分别替换式(18)和(19)中 $\epsilon_3, \epsilon_2, \epsilon_1$ 。

式(12)~(19)所示的求解过程适用于各类非线性方程组的求解,其具体的计算程序可见文献[23]。

4 算例分析

图 6 所示的管网为 24 个节点 34 条管段构成的小型管网,节点 J-24 为源点,其总水头为 50 m,管线的 Hazen-Williams 系数均为 100,管网的详细数据见文献[17]。模拟地震作用产生的管线破坏时,本文假设整个管网共发生 10 处破坏(图 7),其中管线 P-8 和 P-21 遭受严重破坏而断开,管线 P-2、P-5、P-7、P-11、P-22、P-25、P-29 和 P-31 发生中等破坏而渗漏;所有破坏点均发生在原管线的中点处(图 1(a)和图 2(a)中 $\lambda = 0.5$),破坏点高程(z)为原管线两端点的均值。对于断开管线,则在管线的断开点处增加 2 个空蓄水池;对于渗漏管线,渗漏点的开口漏水面积 A_L 与管线截面积之比统一取为 0.05,孔口出流公式(1)的系数为 $\mu = 0.6, C = 4.427$ 。图 7 所示破坏管网拓扑结构采用空蓄水池模拟断开点出流。

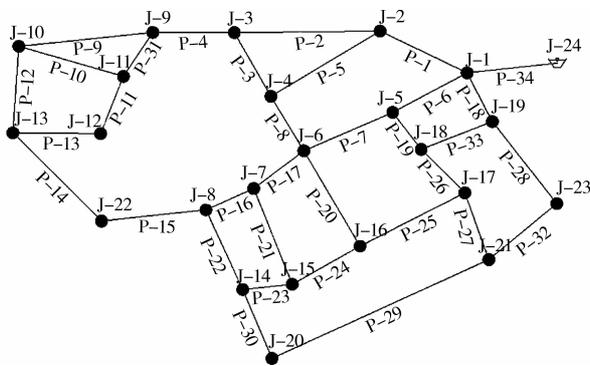


图 6 初始管网(24 节点, 34 管段)

4.1 附加扩散器模型正确性验证

对破坏管网,管网初始节点(J-1~J-23)采用固定供水量,渗漏点采用扩散器模型;分别采用附加扩散器(本文)、空蓄水池模型(GIRAFFE)、隔离管

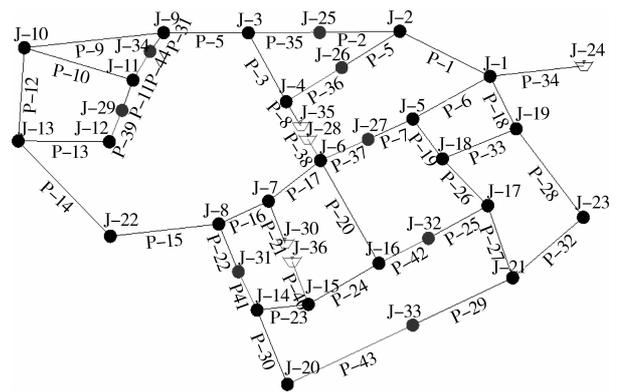


图 7 破坏管网(34 节点, 44 管段)

线法(故障分析)模拟断开点,其结果如图 8。对附加扩散器模型,需将图 7 中的节点 J-28、J-30、J-35、J-36 和管线 P-8、P-21、P-38、P-40 删除,并在断开管段的端点 J-4、J-6、J-7 和 J-15 处设置扩散器系数,采用作者编写的低压分析程序计算,算法迭代参数为 $\alpha = 0.1, \epsilon_{\min} = 0.1$;对空蓄水池模型和隔离管线法,采用 EPANET 2.0 计算。图 8 中初始节点的总需水量为 282.08 L/s,其中漏损水量分别为 164.32(扩散器)、164.28(蓄水池)和 143.41(隔离)L/s;由图 8 可知,采用本文提出的附加扩散器模型的计算结果与空蓄水池的结果相同,而采用隔离断开管段法得到节点压力水头偏大,其分析结果过高地估计了管网的震后服务能力。

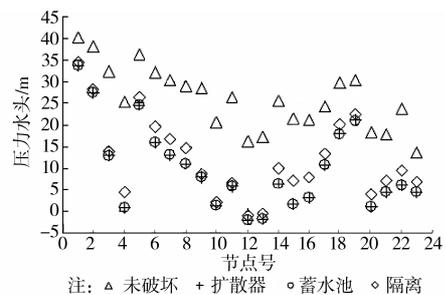


图 8 固定需水量模型节点压力分布

由于固定需水量模型的分析结果出现了节点负压(J-12 和 J-13),采用 PDD 模型中的 Wagner 模型重新进行破坏管网水力分析,参数设置为 $H_i^{\min} = z_i, H_i^{\text{req}} = z_i + 15 \text{ m}$;其结果如图 9、10 和 11 所示,其中漏水量分别为 191.12(扩散器)、191.12(蓄水池)和 156.89(隔离)L/s。图 9 中,破坏前管网初始节点的供水压力多在 15 m 以上,破坏后节点水压下降较多,且多数处于 15 m 以下;从图 10 可知隔离法与附加扩散器模型的压力满足率差异大于 0.1 的节点有 J-4、J-6、J-7、J-8、J-14、J-15、J-16、J-20 和 J-22,这些节点是与断开管段相邻和断开管段原

来供水的下游节点,因此断开管段的建模方法对其相邻节点和下游节点的压力影响较大。

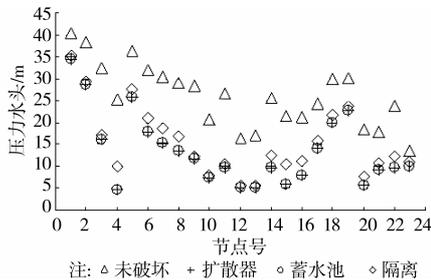


图 9 Wagner 模型节点压力分布

4.2 低压分析算法计算效率比较

在破坏管网水力计算中,对初始节点采用固定供水量时会出现节点负压(图 8),分别采用 GIRAFFE 负压处理和不同 PDD 模型(Wagner、Tucciarelli、Fujiwara、Tanyimboh 和周建华)共 6 种工况进行计算;所有节点压力水头的迭代初始值为 10 m,节点流量闭合差(式(6))均值的收敛允许误差为 10^{-3} L/s;初始节点的压力满足率和流量满足率结果分别见图 10 和图 11;各个工况的迭代收敛过程见图 12(周建华模型的收敛步并未完全标示),图例中工况名后的括号内数字分别为其收敛步数和总线性搜索次数。

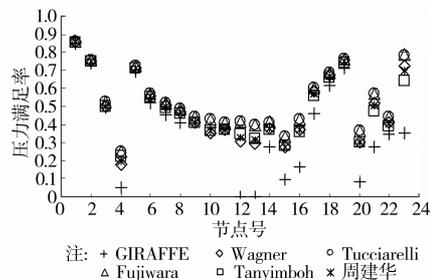


图 10 不同负压处理模型的节点压力满足率 (H_i^{avl}/H_i^{req})

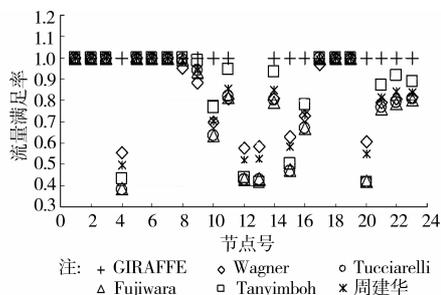


图 11 不同负压处理模型的节点流量满足率 (Q_i^{avl}/Q_i^{req})

6 个工况中的初始节点总配水量分别为:259.33、236.04、225.34、225.09、237.1 和 236.35 L/s;漏水量分别为:177.22、191.16、197.34、197.46、191.49 和 191.34 L/s。由管网总供水数据得知,与 PDD 模型

相比,GIRAFFE 负压处理模型计算的节点配水量偏大,漏水量偏小,也即过高估计了管网的震后服务能力;虽然图 10 中所示的计算结果表明 GIRAFFE 模型的节点满足率低于 PDD 模型,但由于其采用了固定节点供水量假定,图 11 中得到的初始节点流量满足率仍为 1.0(节点 12、13 除外)。5 种 PDD 模型的总配水量和漏水量相差较小,但对同一节点,不同 PDD 模型的压力满足率和流量满足率相差较大,如:节点 4 的 5 个 PDD 模型压力满足率计算极差为其均值的 31.98%;节点 20 的流量满足率计算极差为其均值的 39.48%。因此,当进行管网整体供水量分析时,PDD 模型的选取对结果影响不大;当针对某个节点的压力和配水量进行分析时,选取计算用 PDD 模型时要考虑不同模型计算结果的差异。

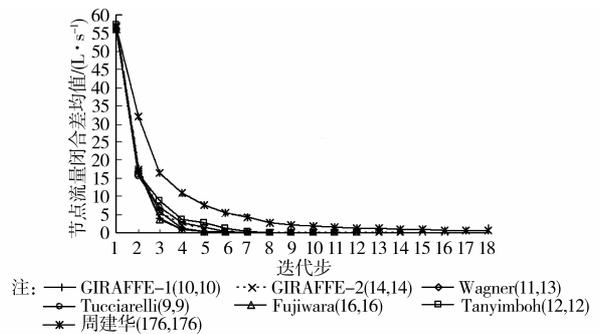


图 12 本文算法不同分析模型的迭代收敛过程

对图 7 所示的破坏管网,GIRAFFE 负压处理模型的需进行两次水力求解,总迭代步数为 24。在本文低压分析方法结果中,除周建华模型外,其余 PDD 模型所需的迭代步均小于 GIRAFFE 模型。采用 Siew 与 Tanyimboh^[17]的 GGA 低压分析方法的迭代收敛如图 13。

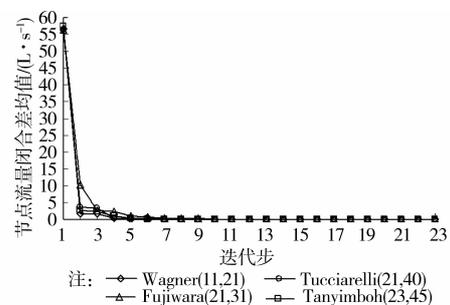


图 13 GGA 算法不同 PDD 模型的迭代收敛过程

对比图 12 和图 13 可知,与基于节点连续性方程式(6)的低压分析方法相比,GGA 方法的前期下降较快,但在真实解附近的下降能力退化。在迭代初值和允许收敛误差相同的条件下,本文方法的收

敛步数和线性搜索次数均少于 GGA 方法。因此,具有良好的全局收敛性。由于周建华模型并未有大量应用的实例,在选用其进行实际管网的分析时应注意水力计算收敛问题。

5 结 论

地震产生管线功能破坏状态包括渗漏和断开两类,供水管网处于低压带漏损供水状态。为简化断开管段建模,提出一种在断开管段上游端点附加扩散器的模型。采用压力决定节点流量(PDD)模型进行管网低压水力分析时,针对 PDD 函数和扩散器函数曲线不连续导致的 Newton-Raphson 法收敛能力下降问题,将线性搜索与回溯方法应用到管网节点流量非线性方程组的迭代求解中,确保了管网低压分析水力方程组的求解收敛。示例计算结果及模型比较表明:

1)附加扩散器模型与用空蓄水池模拟断开管段方法的结果相同,隔离断开管段方法的模拟结果则偏于不安全,对断开管段相邻节点及其下游节点的压力影响较大。

2)对于同一地震破坏供水管网,与本文低压分析方法相比,GIRAFFE 水力分析方法计算得到的节点配水量偏大,漏水量偏小,也即过高估计了震后管网的服务能力。

3)当进行管网整体供水量分析时,PDD 模型的选取对结果影响不大;当针对某个节点的压力和配水量进行分析分析时,选取计算用 PDD 模型时要考虑不同模型计算结果的差异。

4)当迭代初值、收敛规则相同时,本文基于节点连续性方程的低压分析方法的收敛步数和线性搜索次数均少于 GGA 方法。因此,本文方法具有建模简单,计算量小,全局收敛速度快的特点。

参考文献:

- [1] 王绍伟,王永,钱正华,等. 5.12 地震灾区供水系统受损及恢复调研与分析[J]. 中国给水排水, 2009, 25(7): 1-6.
Wang S W, Wang Y, Qian Z H, et al. Investigation and analysis about damage and recovery of water supply system in 5.12 earthquake areas [J]. China Water & Waster Water, 2009, 25(7): 1-6.
- [2] O'Rourke T D, Hamada M. Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, Volume 2: United States case studies [R]. NCEER-92-002, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1992.
- [3] Shinozuka M. The Hanshin-Awaji earthquake of January 17, 1995: Performance of lifelines [R]. NCEER-95-0015, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1995.
- [4] American Lifelines Alliance. Seismic guidelines for water pipelines [S]. 2005.
- [5] Giraffe user's manual [M]. Version 4.2. School of Civil & Environmental Engineering, Cornell University, 2008.
- [6] Javanbarg M B. Integrated GIS-based seismic performance assessment of water supply systems [D]. Kobe: Kobe University, 2008.
- [7] Romero N, O'Rourke T D, Nozick L K, et al. Seismic hazards and water supply performance [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2010, 14(7):1022-1043.
- [8] Wu Z Y, Wang R H, Walski T M, et al. Extended global-gradient algorithm for pressure-dependent water distribution analysis [J]. Journal of Water Resources Planning and Management, 2009, 135(1):13-22.
- [9] Liu J, Yu G, Savic D. Deficient-network simulation considering pressure-dependent demand [C]//The International Conference on Pipeline and Trenchless Technology, Beijing, China, 2011:886-900.
- [10] 陈伶俐,李杰,叶志明.震后特殊供水状态下的供水管网水力分析[J].自然灾害学报,2004,13(3):89-94.
Chen L L, Li J, Ye Z M. Hydraulic analysis of post-earthquake water supply network [J]. Journal of Natural Disasters, 2004, 13(3):89-94.
- [11] Hwang H H M, Lin H, Shinozuka M. Seismic performance assessment of water delivery systems [J]. Journal of Infrastructure Systems, ASCE, 1998, 4(3): 118-125.
- [12] 高惠瑛.基于 GIS 供水系统地震反应分析[D].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所,2000.
- [13] 柳春光,何双华.城市供水管网地震时的水力分析研究[J].世界地震工程,2010,26(2),25-29.
Liu C G, He S H. Hydraulic analysis of urban water supply network after strong earthquakes [J]. World Earthquake Engineering, 2010, 26(2), 25-29.
- [14] Todini E. A more realistic approach to the "extended period simulation" of water distribution networks[G]//Maksimovic C, Butler D, Memon F A, et al. Advances in water supply management, Balkema, Lisse, The Netherlands, 2003:173-184.
- [15] Gupta R, Bhawe P R. Discussion of "Solution of water distribution systems under pressure-deficient conditions" by Wah Khim Ang and Paul W. Jowitt [J]. Journal of Water Resources Planning and Management, 2007, 133(6):568-569.
- [16] Siew C, Tanyimboh T T. Pressure-dependent epanet

- extension [J]. *Water Resources Management*, 2012, 26 (6): 1477-1498.
- [17] Giustolisi O, Kapelan Z, Savic D. Extended period simulation analysis considering valve shutdowns [J]. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2008, 134:527-537.
- [18] 刘鹤年. 流体力学[M]. 2版. 北京:中国建筑工业出版社, 2008.
- [19] American Water Works Association. Water audit and leak detection [M]. AWWA Manual M36, 1999.
- [20] Tabesh M, Asadiyani-Yekta A H, Burrows R. An integrated model to evaluate losses in water distribution systems [J]. *Water Resources Management*, 2009, 23 (3):477-492.
- [21] Rossman L A. Epanet 2.0 user manual [M]. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, U. S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, 2000.
- [22] 周毅,陈永祥,李曦. 压力决定的给水管网需水量计算方法[J]. *武汉大学学报:工学版*, 2011, 44(1):79-82.
Zhou Y, Chen Y X, Li X. Pressure driven water demand calculation in water supply network [J]. *Engineering Journal of Wuhan University*, 2011, 44 (1):79-82.
- [23] Press W H, Teukolsky S A, Vetterling W T, et al. Numerical recipes; the art of scientific computing [M]. 3rd edition. Cambridge University Press, New York, 2007.

(编辑 王秀玲)

(上接第29页)

- [7] Lehne G, Uller A M, Schwedes J. Mechanical disintegration of sewage sludge [J]. *Water Sci. Technol*, 2001, 43(1): 19-26.
- [8] Weemaes M, Grootaerd H, Simoens F, et al. Anaerobic digestion of ozonized biosolids [J]. *Water Res*, 2000, 34(8): 2330-2336.
- [9] ValdelRio A, Morales N, Isanta E, et al. Thermal pretreatment of aerobic granular sludge: Impact on anaerobic biodegradability [J]. *Water Research*, 2011, 45(18): 6011-6020.
- [10] Luo K, Yang Q, Yu J, et al. Combined effect of sodium dodecyl sulfate and enzyme on waste activated sludge hydrolysis and acidification [J]. *Bioresource Technology*, 2010, 102(14): 7103-7110.
- [11] Garcia M T, Campos E, Sanchez-Leal J, et al. Effect of linear alkylbenzene sulphonates (LAS) on the anaerobic digestion of sewage sludge[J]. *Water Research*, 2006, 40(15): 2958-2964.
- [12] Ubukata Y. Kinetics and fundamental mechanisms of starch removal by activated sludge; hydrolysis of starch to maltose and maltotriose is the rate-determining step [J]. *Water Science and Technology*, 1999, 40(1): 61-68.
- [13] Jiang S, Chen Y G, Zhou Q, et al. Biological short-chain fatty acids (SCFAs) production from waste-activated sludge affected by surfactant [J]. *Water Research*, 2007, 41(14): 3112-3120.
- [14] Liu H, Herbert H P. Extraction of extracellular polymeric substances (EPS) of sludges [J]. *Journal of Biotechnology*, 2002, 95(3): 249-256.
- [15] Liwarska B E, Bizukojc M. Effect of selected anionic surfactants on activated sludge flocs [J]. *Enzyme and Microbial Technology*, 2006, 39(4): 660-668.
- [16] Yu G H, He P J, Shao L M, et al. Enzyme extraction by ultrasound from sludge flocs [J]. *Journal of Environmental Science*, 2009, 21(2): 204-210.
- [17] 陆明. 表面活性剂及其应用技术[M]. 北京:兵器工业出版社, 2007.

(编辑 胡玲)