

累积流量模型在河流水质管理规划中的应用*

李适宇

(中山大学环境科学研究所, 广州 510275 E-mail: eeslsy @ zsulink zsu.edu.cn)

摘要 借助混合率与保存率的概念, 将累积流量模型应用到河流水质管理规划中, 提出了一个新的可考虑横向扩散影响的规划模型, 并将水质管理目标定在取水口水质达标上. 模型应用结果表明, 流域污水处理的优先区域因污染源和取水口所在岸边位置不同而异. 与传统的只考虑河流断面平均水质达标的规划模型相比, 本模型能更准确地反映实际情况.

关键词 水质规划, 横向扩散, 累积流量模型, 河流水质管理.

Application of Cumulative Discharge Model to River Quality Management Planning

Li Shiyu

(Institute of Environmental Science, Zhongshan University, Guangzhou 510275 E-mail: eeslsy @ zsulink zsu.edu.cn)

Abstract A river quality management model is proposed by applying the cumulative discharge model to the optimization of waste load allocation. Taking account the effect of transverse mixing in the tributaries and mainstream, the model is used to minimize the total wastewater treatment cost in a river basin while keeping the water quality at drinking water intakes meeting the environmental standard. The results of model application show that it could reflect the incomplete mixing to the strategy of river quality management and is proved to be superior to the traditional model.

Keywords water quality planning, transverse mixing, cumulative discharge model, river quality management.

一般的河流水质管理规划模型^[1-3]都是考虑控制污染物在河流断面内的平均浓度, 其中的污染物输送用 Streeter-Phelps 模式来描述. 而河流作为饮用水源使用时, 取水口往往设在河的两岸边处. 当上游有支流或污染源汇入时, 河流断面方向上的水质浓度在相当长的一段距离内受横向扩散支配, 未能达到完全混合. 因此, 对取水口所处断面而言, 断面的污染物平均浓度与取水口的浓度是有差别的. 笔者提出了能考虑横向扩散的水质管理规划模型^[4], 用二维模型来描述水质输移扩散, 并导入混合率的概念建立起规划模型和二维水质模型的联系. 为了更好地反映天然河流的特征和支流与干流汇合前后横向扩散的影响, 本文提出用累积流量模型来模拟河流水质分布, 结合到水质规划模型中, 提出了一种新的模型, 并给出模型的应用实例.

1 模型开发

按照累积流量模型^[5]的概念, 对于图 1 所示的由 n 条支流汇入的河流, 可将每条支流分割为 N_k ($k=1, \dots, n$) 条流管. 在干流两岸设有 m 个取水口. 这里定义在 i ($i=1, \dots, m$) 取水口取得 1 个单位体积的水中, 来自 k ($k=1, \dots, n$) 支流的 j ($j=1, \dots, N_k$) 流管的水所占的比率为 k 支流的 j 流管的水在 i 取水口的混合率. 与此类似, 定义非保存物质从 k 支流的 j 流管汇入干流后, 到达 i 取水口时经自净作用而保留下来的比率为保存率. 因此, i 取水口处的水质浓度可用下式来表达:

$$c_i = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^{N_k} a_{ikj} \cdot d_{ikj} \cdot c_{kj} \quad (i=1, \dots, m) \quad (1)$$

* 国家教委留学回国人员科研基金资助项目
李适宇: 男, 41 岁, 博士, 副教授
收稿日期: 1998-01-24

其中, c_i 是 i 取水口的水质浓度, a_{ikj} 是 i 取水口处 k 支流的 j 流管的混合率, d_{ikj} 是水质保存率, c_{kj} 是 k 支流 j 流管在汇入干流前的水质浓度. 由定义可知,

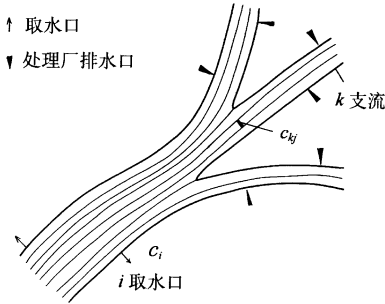
$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{N_k} a_{ikj} = 1, 0 \leq a_{ikj} \leq 1, 0 \leq d_{ikj} \leq 1. \text{ 当污染物为保存性物质时, } d_{ikj} = 1.$$


图1 流管划分示意图

假设每条支流的左、右岸流域各建一个污水处理厂并在岸边设一个排放口, 如果流管分割得足够小, 可假定处理厂排水在受纳流管断面内立即完全混合, 而未处理污水不进入下水道, 假定分散排入支流, 在支流与干流合流前达到完全混合, 那么 c_{kj} 可由下式表达:

$$\begin{aligned} c_{kj} &= a_{kjL} \cdot d_{kjL} \cdot s(1 - r_{kL}) \cdot q_{kL} / Q_{kL} + \\ &\quad (a_{kjR} \cdot d_{kjR} \cdot s(1 - r_{kR}) \cdot q_{kR} / Q_{kR} + \\ &\quad [L_k^u + (q_{kL}^0 - q_{kL}) \cdot s + (q_{kR}^0 - q_{kR}) \cdot s] \cdot F_k / Q_k \\ &= [a_{kjL} \cdot d_{kjL} \cdot s(1 - r_{kL}) / Q_{kL} - s \cdot F_k / Q_k] \cdot \\ &\quad q_{kL} + [a_{kjR} \cdot d_{kjR} \cdot s(1 - r_{kR}) / Q_{kR} - s \cdot F_k / Q_k] \cdot \\ &\quad q_{kR} + [L_k^u + (q_{kL}^0 + q_{kR}^0) \cdot s] \cdot F_k / Q_k \\ &\quad (j = 1, \cdots, N_k, \quad k = 1, \cdots, n) \end{aligned} \quad (2)$$

其中, 下标 L、R 分别指支流的左、右岸, a_{kjL} 、 a_{kjR} 分别是合流前 k 支流 j 流管内左、右岸处理厂排放水的混合率, d_{kjL} 、 d_{kjR} 分别为相应的保存率, q_{kL} 、 q_{kR} 分别为 k 支流左、右岸污水处理量, q_{kL}^0 、 q_{kR}^0 分别为 k 支流左、右岸污水产生量, s 为污水浓度, r_{kL} 、 r_{kR} 分别为 k 支流左、右岸污水处理厂的污染物去除率, Q_{kL} 、 Q_{kR} 分别为 k 支流与左、右岸相邻流管的流量, Q_k 为 k 支流流量, L_k^u 为 k 支流上游流下来的污染负荷量, F_k 是 k 支流污染物的流达率。

混合率和保存率可以用已经过验证的累积流量模型计算出来. 首先假定: 在第 1 条支流($k=1$)的左岸流管中、位于污水处理厂排放口处连续恒定地投放一种各支流背景水质所不含有的人工示踪剂, 使得该流管水质浓度为 1 个单位. 如果此示踪剂为保存性物质, 由式(2)可得 $c_{1j} = a_{1jL} \cdot c_{1j}$ 可由描述保存性物质的二维移流扩散模式计算得出, 因此可确定 a_{1jL} . 当假想投放的

示踪剂是非保存性物质, 如 BOD_5 时, 由式(2)可得 $c_{1j} = a_{1jL} \cdot d_{1jL} \cdot c_{1j}$. 由于 a_{1jL} 是反映横向扩散效果的指标, 只与位置和水力学条件有关, 与示踪物质无关, 并已在前一步骤中求出, 因此, $d_{1jL} = c_{1j} / a_{1jL} \cdot c_{1j}$ 仍然可用含有表达该污染物降解项的累积流量模型求出, 从而可确定 d_{1jL} 的值. 用同样方法, 可相继求出 a_{1jR} 、 d_{1jR} 以及 $k=2, \cdots, n$ 时 a_{kjL} 、 d_{kjL} 和 a_{kjR} 、 d_{kjR} 的值. 至于式(1)中的 a_{ikj} 和 d_{ikj} ($i=1, \cdots, m; k=1, \cdots, n; j=1, \cdots, N_k$) 值, 亦可用相同方法逐一求出.

当水质管理规划问题定义为: 在满足干流各取水口水质环境标准的前提下使得全流域的污水处理总费用最小时, 可归结成以下的数学表达:

$$\text{目标函数} \quad \min Z = \sum_{k=1}^n (f_{kL} + f_{kR}) \quad (3)$$

约束条件

$$\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^{N_k} a_{ikj} \cdot d_{ikj} \cdot c_{kj} \leq c_{si} \quad (i = 1, \cdots, m) \quad (4)$$

$$q_{kL}^m \leq q_{kL} \leq q_{kL}^M \quad (k = 1, \cdots, n) \quad (5)$$

$$q_{kR}^m \leq q_{kR} \leq q_{kR}^M \quad (k = 1, \cdots, n) \quad (6)$$

其中, f_{kL} 、 f_{kR} 分别是 k 支流左、右岸流域的污水处理费用, q_{kL}^m 、 q_{kL}^M 以及 q_{kR}^m 、 q_{kR}^M 分别是 k 支流左、右两岸处理污水量的下限和上限值, c_{si} 是 i 取水口的水质环境标准值.

2 模型应用

日本关西地区的淀川是其下游的大阪府及邻近地区近 1 千万人的重要饮用水源, 它由木津川、宇治川和桂川 3 条支流汇合而成. 各支流下游分左、右岸流域共 6 个区建立下水道系统和终端处理厂. 在 3 条支流合流点下游 6.4 km 左岸及 23.8 km 右岸处分别设有矶岛和柴岛 2 个饮用水源取水口(图 2). 由于大城市京都市位于 5 区, 人口占了 6 个区总人口的一半以上, 其排出的污水使桂川受到污染, 各项水质指标均明显高于木津川和宇治川. 桂川从右岸汇入淀川干流后, 在合流点下游的淀川中形成了断面水质浓度右岸高于左岸的现象. 在矶岛取水口断面, 两岸浓度差还相当明显. 随着横向扩散的进行, 在合流点下游约 15 km 处两岸水质基本达到完全混合. 从 30 年代起, 淀川流域的污水处理就是以京都地区为重点, 直到 70 年代才在 4、6 两区建设污水厂. 80 年代后为了加速淀川水质的改善, 陆续在 1、2、3 区建设污水厂. 但是, 淀川流域下水道规划是以断面平均水质的达标为目标, 并未将保护下游取水口水质放在突出地位. 以 1965—1985 年的 20 年为规划期, 应用本模型进行回顾性的水质管理规划, 与实际

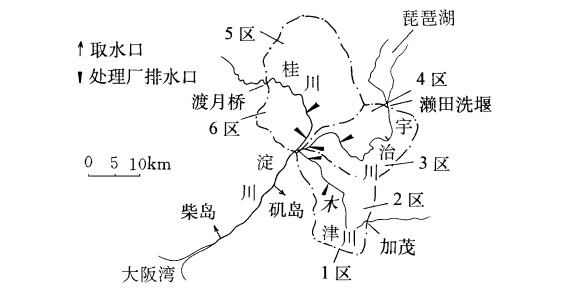


图2 淀川流域及污水处理区划分

状况相比较,对现行的污水处理规划的合理性作出评

表1 各区人口与污水量 $\times 10^3/\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$

区 号	1965 年			1985 年		
	人口 $\times 10^3/\text{人}$	发生量	已处理量	人口 $\times 10^3/\text{人}$	发生量	已处理量
1	24.0	9.6	0	44.0	17.6	0
2	26.6	10.6	0	60.0	24.0	0
3	95.8	38.3	0	156.7	62.7	0
4	226.0	90.4	0	357.1	142.8	92.9
5	1063.8	425.5	201.7	1017.1	406.8	326.1
6	108.6	43.4	0	161.7	64.7	42.5

2.2 混合率与保存率

混合率与保存率的计算用已经淀川实测数据验证过的累积流量模型^[6]来进行,其主要模型参数无因次横向扩散系数取值为 0.6, BOD₅ 降解系数取值为 0.18/d. 按照日本的规定,下水道规划时,纳污河流设计流量采用相当于超过概率为 25% 的低水流量,与此对应的流量淀川干流为 157m³/s,木津川、宇治川、桂川分别为 20m³/s、104m³/s、33m³/s. 计算前要划分流管,划分原则是在不影响计算精度的前提下尽量采用较少流管数以提高计算效率,流管大小不宜相差过分悬殊. 经试算将淀川分成 20 条流管,其中木津川 5 条,宇治川 10 条,桂川 5 条,同一支流内各流管的流量相等. 污水处理厂排水口至合流点的距离见表 2,距离长短直接影响混合率与保存率的大小.

应用累积流量模型计算得出合流前各流管中的处理厂排放水的混合率与保存率,以及取水口处的各流管来水的混合率与保存率,结果如表 3 所示. 由于流程不长,自净作用不明显,所以保存率较大,且各处相差很小. 与此相比,混合率的变化较大. 对于位于左岸的矶岛取水口而言,支流中靠近左岸的流管的混合率较大,表明它对矶岛取水口水质的影响较大,相反,靠近右岸的流管的影响就较小. 另一方面,由于柴岛取水口所处断面已达到完全混合,所以同一支流的每条流管对它的影响大小都相同.

价.

2.1 污水量与负荷量

规划起始年度(1965 年)和目标年度(1985 年)各区的实际人口与污水发生量列于表 1. 污水量只考虑生活污水和营业污水,不计工业废水.

各区的污水处理厂均采用标准活性污泥法,流入污水 BOD₅ 浓度为 150mg/L,去除率为 90%. 另外,根据实测资料,木津川、宇治川、桂川的上游流下负荷量(L_k)的加茂、濑田洗堰、渡月桥断面分别为 4567kg/d、26867kg/d、1867kg/d,负荷流达率(F_k)分别为 0.279、0.455、0.508.

表1 各区人口与污水量 $\times 10^3/\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$

区 号	1965 年			1985 年		
	人口 $\times 10^3/\text{人}$	发生量	已处理量	人口 $\times 10^3/\text{人}$	发生量	已处理量
1	24.0	9.6	0	44.0	17.6	0
2	26.6	10.6	0	60.0	24.0	0
3	95.8	38.3	0	156.7	62.7	0
4	226.0	90.4	0	357.1	142.8	92.9
5	1063.8	425.5	201.7	1017.1	406.8	326.1
6	108.6	43.4	0	161.7	64.7	42.5

表2 处理厂排水口至合流点的流程

区 号	1	2	3	4	5	6
流程 $\times 10^3/\text{m}$	8	3	2.6	10.5	8.5	3.6

2.3 污水处理费用函数

污水处理有诸多费用,本文只考虑处理厂建设投资费与运营费. 假设设施的使用寿命为 30a,并不考虑贴现率,一个使用标准活性污泥法的污水处理厂的費用函数可用下式^[7]来表达:

$$f = 11.748q^{0.7175} + 7.403q^{0.7093} \quad (7)$$

其中 q 为污水处理量($10^3\text{m}^3/\text{d}$), f 为处理费用(10^6 日元/a).

3 结果与讨论

水质管理规划模型的应用结果如表 4 所示. 考虑到目标函数(費用函数)为凹函数,所以采用适于非线性规划的近似规划法^[8]来求解. 结果表明,当柴岛取水口 BOD₅ 环境标准 c_{s2} 为 3.0mg/L, 矶岛取水口环境标准 c_{s1} 从 3.0mg/L 到 2.5mg/L、2.0mg/L 逐渐变严时,污水处理的优先地区从桂川的 5 区变为宇治川的 4 区,再向宇治川的 3 区和木津川的 2 区转移. 之所以出现这种情况,是因为模型中考虑了横向扩散的影响,能够区别各支流乃至各流管对取水口水质的贡献,而这是传统模型所无法做到的.

目前, 矶岛与柴岛 2 取水口的环境标准均为

3.0mg/L. 将表 1 的现状与表 4 的结果相比较可知, 现实中的污水处理重点放在 5 区, 与模型规划结果是较为接近的, 因此也是基本合理的. 然而, 对于饮用水源而言, BOD₅ 为 3.0mg/L 的水质并不够理想, 而且矾岛

取水口水质主要受水质较清洁的木津川和宇治川支配. 如果将矾岛取水口环境标准提高, 从规划结果来看, 就要求加大 2、3、4 区的污水处理力度, 优先在这些地区普及污水处理.

表 3 混合率与保存率计算结果/ %

河 流	流管 序号	合流前各流管中排水水				取水口处各流管来水			
		混合率		保存率		混合率		保存率	
		左岸	右岸	左岸	右岸	矾岛	柴岛	矾岛	柴岛
木 津 川	1	26.17	3.30	94.0	98.0	6.76	2.55	98.0	94.0
	2	23.79	7.99	94.0	98.0	5.03	2.55	98.0	94.0
	3	19.97	17.82	94.0	98.0	4.47	2.55	98.0	94.0
	4	16.19	30.66	94.0	98.0	4.04	2.55	98.0	94.0
	5	13.87	40.22	94.0	98.0	3.93	2.55	98.0	94.0
宇 治 川	6	24.44	7.39	99.0	97.0	8.70	6.62	98.0	94.0
	7	22.20	7.65	99.0	97.0	8.59	6.62	98.0	94.0
	8	18.32	8.13	99.0	97.0	8.27	6.62	98.0	94.0
	9	13.73	8.79	99.0	97.0	7.78	6.62	98.0	94.0
	10	9.35	9.58	99.0	97.0	7.00	6.62	98.0	94.0
	11	5.78	10.41	99.0	97.0	6.31	6.62	98.0	94.0
	12	3.25	11.20	99.0	97.0	5.62	6.62	98.0	94.0
	13	1.67	11.87	99.0	97.0	5.27	6.62	98.0	94.0
	14	0.81	12.36	99.0	97.0	4.90	6.62	98.0	94.0
	15	0.45	12.62	99.0	97.0	4.62	6.62	98.0	94.0
桂 川	16	25.03	5.36	97.0	99.0	2.33	4.21	98.0	95.0
	17	23.10	10.08	97.0	99.0	1.96	4.21	98.0	95.0
	18	19.99	18.90	97.0	99.0	1.69	4.21	98.0	95.0
	19	16.90	29.24	97.0	99.0	1.43	4.21	98.0	95.0
	20	14.99	36.42	97.0	99.0	1.29	4.21	98.0	95.0

表 4 淀川水质管理规划结果

区号	c _{s1} = 3.0mg/L		c _{s1} = 2.5mg/L		c _{s1} = 2.0mg/L	
	处理水量	普及率 ¹⁾	处理水量	普及率	处理水量	普及率
	×10 ³ /m ³ · d ⁻¹	/ %	×10 ³ /m ³ · d ⁻¹	/ %	×10 ³ /m ³ · d ⁻¹	/ %
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	24.0	100.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	62.7	100.0
4	0.0	0.0	142.8	100.0	142.8	100.0
5	171.4	91.7	48.6	61.5	96.4	73.3
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Z×10 ⁶ / 日元 · a ⁻¹		782.8	991.5		1728.0	

1) 普及率指污水处理人口与总人口的比率

参 考 文 献

1 Liebman J C et al. . The optimal allocation of stream dissolved oxygen. Water Resources Research, 1966, 2(3): 581
2 Revelle C S et al. . Linear programming applied to water quality management. Water Resources Research, 1968, 4(1): 1
3 Lohani B N et al. . Probabilistic water quality control policies. Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, 1979, 104(EE4): 713
4 Li S. A programming model for river quality management

under transverse mixing. Water Science and Technology, 1992, 26(7—8): 1823
5 Yotsukura N et al. . Transverse mixing in natural channels. Water Resources Research, 1976, 12(4): 695
6 李适宇等. 淀川的水质扩散及其对饮用水源的影响. 第 31 回水理讲演论文集, 东京: 日本土木学会, 1987: 311
7 日本建设省. 流域别下水道整備综合计画调查指针与解说. 东京: 日本下水道协会, 1977: 36
8 Griffith R E et al. . Nonlinear programming technique for the optimization of continuous processing systems. Man-agement Science, 1961, 7: 379