

II - 102 合流式下水道における雨水の放流計画について

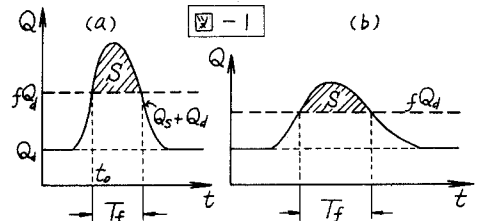
京都大学工学部 正員 工博 末石 富太郎

1. 概説 合流式下水道においては、豪雨時の過剰雨水を放流するために、横越流堰、跳躍堰あるいはその他種々の機械設備などの雨水放流装置が用いられ、これによって下水管内流量が制御されている。この問題の基礎研究は、雨水管きよ系統における流出量推定および越流堰の水理特性について最近かなりの成果が得られている。前者については、シカゴ法などの貯溜法が実用化されつつあり、着者も合理法に理論的根拠を与える等価粗度法を提案した。また後者についても堰部水路の流れの多種性に着目した Frazer, 岩佐らのすぐれた研究があらわれる一方、下水量を自動制御する装置も開発使用されるようになってきた。しかし、上記基礎項目とさらに下水処理場運営との関連において、放流に伴う量的制御の体系的な方法を確立するには至っていない。過剰雨水に混合された汚水が無処理で放流されることが公共水域汚染の一因となることから、この問題を合理的に解決しようとする動きが顕著となり、McKeeらをはじめ独自の考察を発表しているが、処理すべき汚水の稀釈倍率と放流頻度の関係の各地域特性が示されているにすぎない。合流式下水道の放流計画は、合流式自身の意義を分流式下水道と比較する意味で非常に重要な位置にクローズアップされているというべきであり、今後全下水道系の合理的計画に対する一つの鍵であると考えている。ここでは上述の稀釈倍率決定に対する二、三の因子について考察する。

2. 放流量と稀釈倍率 いま比較的大きな排水区域の末端の放流水受容域に接した放流地点および処理場位置が定まったものと仮定する。晴天時下水流量 Q_d を降雨強度に換算すると、 0.2 mm/hr 程度であるので、まずこれを一定値と仮定する。豪雨時雨水流量の放流点直上流における値は時間 t の函数となるが、これを Q_s とあらわす。放流位置から処理場へ連絡する遮集管の容量を fQ_d (f : 稀釈倍率)、図-1(a)のごとく $t=t_0 \sim t_0+T_f$ の間放流が行なわれるとすると、総放流量 S は

$$S = \int_{t_0}^{t_0+T_f} Q_s dt - (f-1)Q_d T_f \quad \text{.....(1)}$$

となる。 f の値が大きいくほど S が小さくなるかわりに遮集管および処理場容量を大きくする必要があるが、同一降雨条件に対しても排水区域特性によって Q_s の形が変化し、図-1(b)のように Q_s が扁平となると f を小さくしても同じ S にとどめることが可能である。



次に Q_d に含まれている汚染物質の絶対量を単位時間あたり一定値 P とし、これが雨天時には総流量 Q_s+Q_d に完全混合されているものとする、合流式下水管中の汚染物濃度 c は $P/(Q_s+Q_d)$ となる。放流の起っている T_f の間には PT_f のうち $R = \int_{t_0}^{t_0+T_f} cQ' dt$ だけが放流される。ただし Q' は放流量 $Q_s - (f-1)Q_d$ である。この R は近似的に

$$R = \frac{SP}{S/T_f + Q_d f} - \frac{PQ_d f}{(S/T_f + Q_d f)^3} \left(\int_{t_0}^{t_0+T_f} Q'^2 dt - \frac{S^2}{T_f} \right) \quad \text{.....(2)}$$

とあらわされる。一般に放流汚染物質量 R を増加する要因は、放流量 S の大きいことと逓集管能力に相当する f を小さくすることである。さらに S 、 f が同じでも放流時間 T_f が長いほどすなわち Q_d の変化が扁平なほどまた R を増加する。従って逆に流出のピークが高いほど R は少なく、(2)式第2項も同じ効果を示している。

3. 降雨強度および継続時間 従来雨水きよ系統の設計に用いられてきた降雨強度公式は、管きよの容量を決定する目的からある降雨測定時間に対する最大降雨強度を求めることに重点がおかれてきた。しかし本研究の目的には降雨の時間的な分布型を把握しておく必要がある。最近雨水流出の問題に限っても損失降雨推定の立場からこの種の考え方がとられつつあるが、著者が京都市の資料について調査したところでは、

降雨の分類表(P:確率)

最大強度と一連降雨継続時間とは無関係で単純な降雨型を設定することは不可能であった。そこで一連降雨の最大強度 i_m と継続時間 T との比 i_m/T によって降雨を分類した後、ふたたび i_m によって右表のごとく分類し、各群に属する降雨の確率を求めればよい。この場合 T に対する降雨ピーク位置の差は S 、 R の計算結果に大きな差を生じないと考えられるし、また一連降雨中に2以上のピークがあれば各ピーク間の最低降雨の時刻で降雨を分けるとよい。

$\frac{i_m}{T}$	i_m	$(\frac{i_m}{T})_1$	$(\frac{i_m}{T})_2$		$(\frac{i_m}{T})_j$	
i_{m1}	P_{11}	P_{12}		P_{1j}		
i_{m2}	P_{21}	P_{22}		P_{2j}		
.....						
i_{mi}	P_{i1}	P_{i2}		P_{ij}		

4. 雨水流出量の計算 以上のように分類した降雨の各型ごとに、放流地点における雨水流出量 Q_d の変化を適当な方法によって計算する。この場合先に述べたように、流出の形が S 従って R に対する影響が大きいから、特に雨水の到達時間を正確に知る必要がある。排水区域の等価粗度を用いるとこの計算が合理的に行なえるし、特に新たな計画の際には管きよの敷設密度自身が等価粗度を変化することから、過剰雨水放流計画に管きよ配置法も関連をもっていることに留意すべきである。

5. 稀釈倍率の決定 Q_d の変化が求められ、さらに Q_d および P が想定されると、各降雨型に対して f を種々変化させて S 、 R の計算ができる。この結果から、ある基準のもとで最適な稀釈倍率 f を決定すべきであるが、最終的には合流式下水道および放流受容水域を含めた総損失費用の現価を最小にするように f を定めればよいと考えられる。各種費用が f に及ぼす影響のおもなものは、受容水域汚染の被害の点からは f を大きく、逆に逓集管容量、処理場建設費と稼働率の点からは f を小さくすべきである。また全管きよ系の規模および配置も f に間接的な影響をもっていることは当然である。従ってこれらを総合すれば f のある妥当な値が見出されるはずである。図-2は京都市内の排水面積134haの区域を対象とした計算結果の一例を示すもので、汚染物質として $Q_d=0.1m^3/s$ 自身をとり、総費用としては稼働率を考慮した処理場建設・維持管理費、放流被害100円/ $R \cdot 1m^3$ のみを考えて f の最適値3~4が得られた。なお放流被害と処理費の算定には別個の研究を要するが、合理的処理方式選択の問題と関連して、汚染物の一部無処理放流の妥当性と放流水質の経済評価方法について一つの結論を得ている。

