

II-434 浸出液処理施設における流量変動調整

関東学院大学 学生員 ○蒲谷 靖彦
同 正 員 内藤 幸穂

1. はじめに

廃棄物埋立地より流出する浸出液は、その発生要因の殆どが降雨に由来するため、量的変動が激しい。一方、浸出液処理施設では、生物処理が中心となっている関係上、水量変動に対する対応性は比較的低いものであると思われる。従って、処理施設の前段に調整池を設置し、流入量の変動を吸収させる必要性が感じられる。

そこで今回、浸出液処理能力や調整池容量の合理的な規模について検討を行ったので、その概要を報告する。

2. A処分場の概要

A処分場は、埋立面積23,000 m^2 、総容量 156,300 m^3 、搬入期間は昭和55年～平成 2年の準好気性埋立で、埋立地底部は関東ローム、法面はゴムシート張、処理施設の処理能力は 100 m^3 /日、調整池容量は 302 m^3 である。

尚、データの抽出期間は昭和57年度～昭和62年度までの 6年間である。

3. 処理能力Qと調整池容量V

A処分場の浸出液量実測値の単純平均は69 m^3 /日である。従って、ここでは最低限必要な処理能力を $Q=70\text{m}^3/\text{日}$ とし、この場合の残留浸出液の全量を貯留することが可能な調整池容量を水収支計算によって算出したところ $V=15,496\text{m}^3$ という結果が得られた。ここでいう残留浸出液とは、当日のうちに処理しきれずに、調整池や埋立地内部に貯留される浸出液をさす。一方、実際には敷地不足等のため、大容量の調整池の設置が困難であるケースが多いようである。そこで、A処分場における調整池容量Vを変化させて、それぞれの調整池容量Vに対する最適な処理能力Qを求める。評価の手法としては、次式に示す調整池有効率Uを用いた。

$$U = \frac{\text{調整池有効日数}}{\text{データ期間日数}} \times 100 (\%)$$

※調整池有効日数：処理を行った後も調整池に浸出液が残っており、かつ残留浸出液量が調整池容量Vを上回らない（ $0 < \text{残留浸出液量} \leq V$ を満足する）日数。

水収支計算では、処理能力一杯で処理を行い、残留浸出液は調整池に貯留し、調整池が満水になった場合には埋立地内部貯留を行うこととした。

図-1に調整池容量Vが、それぞれ 300 m^3 、1,000 m^3 、5,000 m^3 、10,000 m^3 、15,000 m^3 の場合の処理能力Qと調整池有効率Uを示す。（図中のカッ

コ内は処理能力Qを10 m^3 /日区切りとした場合のピーク時のU及びQである。）Qを増加させることによって、埋立地内部に残留浸出液を貯留する日数が占める割合（以下内部貯留率という）は減少するが、残留浸出液が無くなる日数が占める割合（以下満水率という）は増加する。従って、Qの決定は両者のバランスの問題といえる。15,000 m^3 の調整池の設置が可能であるならば、処理能力Qは70 m^3 /日で済み、この場合のUは86%とかなり高くなる。しかし、 $V=300\text{m}^3$ の場合、調整池有効率Uが最大となる

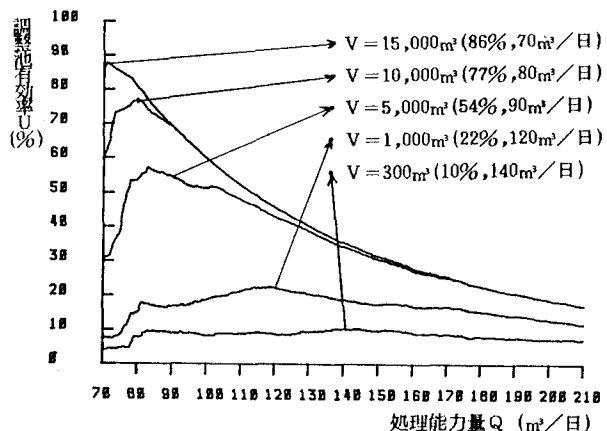


図-1 調整池有効率U

のは $Q = 140 \text{ m}^3/\text{日}$ であり、この処理能力量は平均浸出液量の2倍に達する。また、 U も10%と低いので、何らかの方法で施設に対応性を持たせた方がよいと思われる。

4. 通水操作

通水操作とは、調整池に貯留されている浸出液の引抜き量を人為的に制御することで、施設の安定稼働を考慮し、引抜き量は処理能力量 Q の1.2～0.8倍とした。（今回は簡便のため、1.2, 1.0, 0.8倍の3通りのみで考えた。）図-2に示した係数 X は、前日までの残留浸出液量と図-3に示すタンクモデルからの翌日の推定流量の合計によって日単位で変化させた。すなわち、両者の合計が調整池容量 V を上回る場合は $X = 1.2$ 、処理能力量 Q の2日分に満たない場合は $X = 0.8$ 、それ以外が $X = 1.0$ である。ここで、翌日の推定流量を算出するために、翌日の降雨量を仮定する必要があるため、データ期間中の月別日平均降雨量（mm/日）を用いた。

尚、図-3に示したタンクモデルは、先ずトライ & エラーによってある程度まで実測値と推定値を近似させ、それを初期値として自動化プログラムに入力させた結果である。また、無降雨日にのみ、月平均気温から Thornthwaite 法によって算出された月別日平均蒸発量（mm/日）をタンク内の水位から差し引くこととした。

表-1に結果を示す。何れの場合においても、通水操作を行った方がよい結果が得られているようである。しかし、 $V = 300 \text{ m}^3$ 、 $Q = 140 \text{ m}^3/\text{日}$ のケースでは、内部貯留率が高く、そのため $X = 1.2$ となる場合が多くなり、渇水率は若干悪化した。このケースでは $X = 1.0$ となる範囲が狭くなるため、 $X = 1.2$ あるいは $X = 0.8$ となる頻度が高いという問題点も見出された。

5. まとめ

以上のように、通水操作を行うことにより、内部貯留率や渇水率を減少させ、調整池有効率を増加させることが可能であるとの知見を得た。但し、図-2に示す如く、通水操作の方法自体が、調整池容量 V や処理能力量 Q によって定まるため、通水操作の効果を過大に見積ることは好ましくない。設計段階で小規模な調整池を考えた場合、それをカバーするために処理能力量 Q は大きくなるものと思われる。このような場合、調整池容量と処理能力量の比（ V/Q ）は小さくなり、調整池の調整能力不足が懸念される。

従って、通水操作を行う場合であっても、調整池容量 V を大きく削減することには問題がある。しかし、現場において天候予報等を加味した柔軟な対応を行うことにより、通水操作の効果は増すものと思われる。

参考文献

- 1) 花嶋・松藤・樋口・高木・山口：埋立地における浸出液削減計画と汚水調整池容量 第6回全国都市清掃研究発表会講演論文集, 1985, p193～198
- 2) 蒲谷・内藤：浸出液処理における通水操作について 土木学会 第43回年次学術講演会講演概要集 第2部, 1988, p928～929

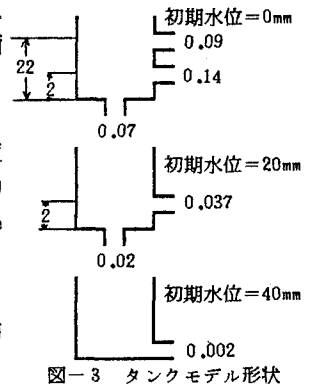
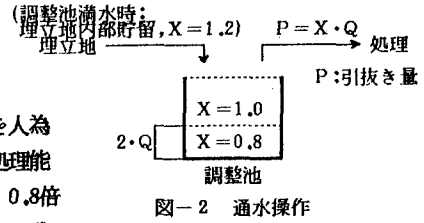


表-1 通水操作の有無による比較

処理能力量 $Q (\text{m}^3/\text{日})$	調整池容量 $V (\text{m}^3)$	通水操作 の有無	渇水率 (%)	有効率 (%)	貯留率 (%)
140	300	無	65	10	25
		有	66	15	19
120	1,000	無	55	22	23
		有	55	28	17
90	5,000	無	31	54	15
		有	31	58	11
80	10,000	無	20	77	3
		有	18	80	2
70	15,000	無	12	86	2
		有	11	88	1