

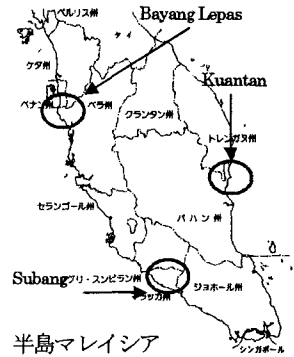
マレーシア国の廃棄物最終処分場における浸出水量制御手法の提案

福岡大学 工学部

(学) 〇角 翼 (正) 真次 寛 郡山 武
(正) 平野 文昭 (正) 松藤 康司

1. はじめに

マレーシア国では、最終処分される廃棄物の大半を生ごみが占めており、管理されていないオープンダンプの埋立場からは汚水、悪臭が発生している。準好気性埋立構造は微生物の好気性分解によって埋立地を早期安定化させる特徴を有するため、有機物が多いマレーシア国の埋立場に適していると考えられる。しかし、降水量の多いマレーシア国において多量の浸出水が発生するため浸出水をコントロールするには、浸出水量の予測が必要不可欠である。しかし、現状では、ほとんどの処分場で浸出水処理施設は整備されておらず、浸出水は垂れ流しになっている。したがって、マレーシア国において準好気性埋立構造を適用するにあたって、正確な浸出水量の予測と浸出水処理施設が急務となっている。本研究では、図-1 に示した半島マレーシアで降雨条件に特徴を有する3ヶ所の地点(Bayang Lepas, Kuantan, Subang)を対象とし、適用した浸出水算定方法の提案およびその算定に用いるパラメータの検討を行った。今回は日本の代表的なA埋立場で用いた浸出水予測パラメータを前述の3ヶ所に適用したときに発生する浸出水量を予測して評価した。さらに、浸出水量が多量に発生した地域においては、浸出水量の発生を減少させる浸出水制御手法を提案し、マレーシア国に適合した浸出水処理能力、調整池容量の検討を行った。



半島マレーシア
図-1 調査地点

2. 浸出水量の算定方法

合理式および時間遅れを考慮した水収支モデル式(以下時間遅れ式と記す)をそれぞれ式(1),(2)に示す。この方法によりマレーシア国の浸出水量を算定する。①

$$Q = \frac{1}{1000} \cdot I \cdot (C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2) \dots (1) \quad Q_j = Q_{j-1} e^{-1/R} + \frac{A}{1000} \{I'_j - (I'_j - I'_{j-1})R(1 - e^{-1/R}) - I'_{j-1} e^{-1/R}\} \dots (2)$$

$$C_1 = 1 - \frac{E_t}{I} \dots (3) \quad C_2 = C_1 \left(1 - \frac{1000 S_0 A_2}{I - E_t} \right) = C_1 \cdot (1 - \alpha) \dots (4)$$

ここに、Q は流出流量、I は降水量、A₁ は埋立中面積、A₂ は埋立完了面積、C₁ は埋立中に対する浸出係数、C₂ は埋立終了区画の浸出係数、Q_j は j 日の流出水量、Q_{j-1} は j-1 日の流出水量、I' _j は j 日の浸透水量、I' _{j-1} は j-1 日の浸透水量、R は流出抵抗、E_p は可能蒸発散量、E_t は実蒸発散量、S₀ は表面流出量である。

2.1 算出に用いるパラメータ

合理式および時間遅れ式を使用するにあたって、浸出水量の算出に用いたパラメータを表-1 に示す。実蒸発散量、浸出定数については以下のように定め、その他のパラメータには、日本国内の埋立地の値を用いた。

(1) 実蒸発散量

実蒸発散量は Hamon 法で算出した可能蒸発散量と保水量の比較より、以下のように算出した。

$$h_s \geq E_p \text{ のとき、} E_t = E_p \quad h_s < E_p \text{ のとき、} E_t = h_s$$

最大保水量を埋立中は 100mm、埋立完了後は 200mm とした。

(2) 浸出定数

浸出係数 C₁ は (3)式から算出した。(4)式の浸出定数(1 - α)は、以下のように算出した。今回日本の A 埋立場

の設計方式を用いているので、α 中の 1000 · S₀ / A₂ の値は日本でもマレーシア国でも同じ値である。日本では α = 0.4 という値が用いられている。α 中の (I - E_t) に日本の値を代入すれば、日本における 1000 · S₀ / A₂ の値が得られる。ここで、1000 · S₀ / A₂ の値を固定して (I - E_t) にマレーシア国の値を代入すれば、表-2 の α が得られる。さらに、合理

表-1 算出に使用したパラメータ

項目	埋立中	埋立完了	単位	
降水量 I	マレーシア国10年分データ		(mm)	
埋立面積 A	第4期埋立中	60000	120000	(m ²)
	埋立後	0		
最大保水量 h _s	100	200	(mm)	
流出抵抗 R	1	2	(-)	
浸透水量 I'	∞	30	(mm/day)	

表-2 3ヶ所の10年分データと浸出定数

地名	平均降水量 (mm)	平均蒸発散量 (mm)	α (-)	1 - α (-)
日本	1700	800	0.40	0.60
Bayang Lepas	2381	1270	0.32	0.68
Kuantan	2988	1234	0.21	0.79
Subang	2644	1366	0.28	0.72

式における浸出定数(1- α)を簡略化し、3地点の浸出定数を0.8にした。表-2に示す浸出定数を簡略化した浸出定数0.8を用いて算出した浸出水量は、図-2に示すように差が2割以内に収まった。浸出定数は大きく見積もっても処理施設設計段階において安全側にあるので0.8にした。

2.2 浸出水量の算定結果

合理式と時間遅れ式を用いて10年間の総浸出水量を算出した。結果を図-2に示す。図-2より浸出水量が多量なKuantanは、合理式で270万 m^3 、時間遅れ式で230万 m^3 と差が40万 m^3 となった。Kuantanにおいて浸出水処理施設の処理能力別に調整池容量を算出した。その関係を図-3に示す。500~1000 m^3/day にかけて減少量が非常に大きい。1000 m^3/day 以上では、ほぼ一定値に近づく。したがって、処理能力を増大させるのは1000 m^3/day まで有効である。合理式と時間遅れ式では常時10万 m^3 の差が認められた。これは2法の特徴から、合理式より時間遅れ式の方がピーク流量をある程度再現できるので調整池容量が小さく算出され差が生じたと考えられる。本研究では、合理式で算出した浸出水量を用いて進めていく。理由として、予測が簡便であり、調整池容量においても多量に浸出水を予測する合理式のほうが設計するにあたって、安全性が高いことがあげられる。

3. 浸出水制御手法を用いての処理施設の検討結果

図-3より処理能力1000 m^3/day 以上では調整池容量が約20万 m^3 を示している。この値は大規模なものであり、浸出水制御を行う必要がある。今回、浸出水制御手法としてキャピラリーバリアを提案する。キャピラリーバリアとは、毛管力の働きによって形成される遮水層のことで、廃棄物最終処分場の覆土などに利用されている。キャピラリーバリアを使用したときの浸出水量から、最終的なマレーシア国での浸出水調整池容量を決定する。削減方法の過程として、今回は簡易キャピラリーバリアの考えのもと、合理式で計算した浸出水量を80%削減し、処理能力、調整池容量を検討した。本稿では降水量が高く、莫大な浸出水処理施設が予測されるKuantanの計算事例を示す。図-4はKuantanの浸出水量を80%削減したときの処理能力と調整池容量の関係を示したものである。浸出水量を80%削減すると、処理能力1000 m^3/day を用いた場合、最大調整池容量を80%前の18万 m^3 から1万6千 m^3 にまで削減できる。図-5はKuantanで貯留変動が大きかった3ヶ月間(2001/12~2002/2)を取り上げ、処理能力別に処理し、調整池容量の貯留経過を表している。処理能力1000 m^3/day を適用しても、調整池容量は1万6千 m^3 で、埋立地内に浸出水の貯留は起こらず、準好気性埋立構造を保持出来る事が明らかとなった。

4. 考察

合理式および時間遅れ式はマレーシア国における浸出水量の実測値が無いため、現在どちらが正確な浸出水量を算出できているのか検証できないが、どちらを使用するにしてもマレーシア国で適切な浸出水処理を行うためにはキャピラリーバリアが必要である。Kuantanに関して、キャピラリーバリアを用いて、浸出水量の80%削減を行うと処理能力1000 m^3/day で最大調整池容量を18万 m^3 から1万6千 m^3 にまで削減できた。

【参考文献】 1) (社)全国都市清掃会議：廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領、全国都市清掃会議発行、pp.329-384、1990

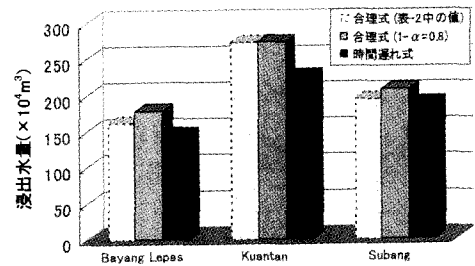


図-2 10年間の総浸出水量の比較

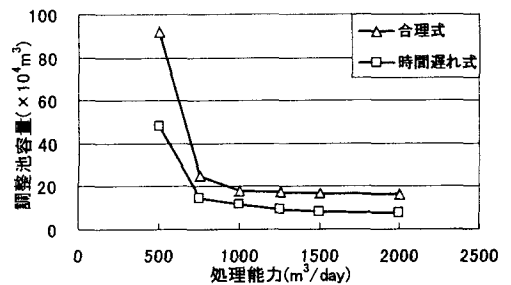


図-3 調整池容量と処理能力との関係

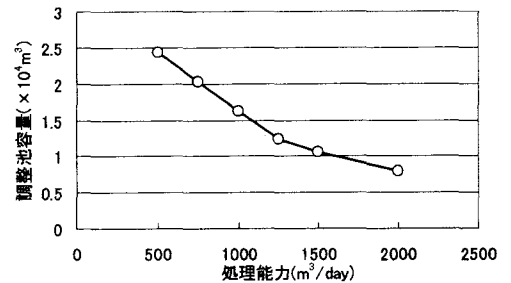


図-4 処理能力と削減後の調整池容量の関係

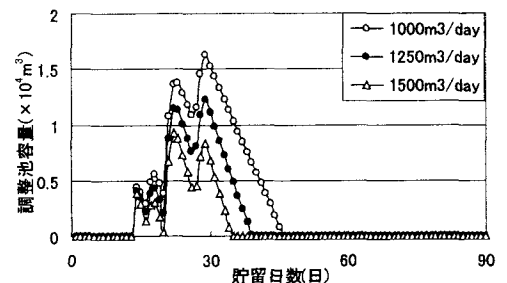


図-5 処理能力別における調整池容量の貯留経過