

## 第3章 導入検討

### 第1節 導入効果の検証

#### § 14. 導入効果の検証

本システムの導入効果として、「①浸水被害リスクの低減効果」「②維持管理コストの低減効果」「③費用回収年の算出」を提示する。

#### 【解説】

本システムにより得られる導入効果に関して記載する。本内容を用いた簡易な算定ツールは「資料編3」に示す。

#### ① 浸水被害リスクの低減効果

被害算定の対象箇所として、流入渠水位が高くなることで水没する可能性のある場外設備、および、流入ゲートの操作の不備で水没する可能性のある場内の地下設備までを対象とした。今回の実証施設である衣浦西部浄化センターの主要幹線は埋設位置が深いことから、地上の家屋等は評価の対象から除外しているが、地上の家屋が浸水対象となる場合は、その設備を加算しても良い。参考として今回、被害算定の対象となる場外設備・地下設備を表3.1および表3.2に示す。

表3.1 浸水被害を受ける可能性のある場外施設の一覧

	床面(m)	流入渠水位換算(m)	水没時の管内貯留量(m <sup>3</sup> )
第一1号(1-1)流量計室	-6.5.	8.8	14278.7
第二1号(2-1)流量計室	-5.3	10.0	15860.2
第二3号(2-3)流量計室	-5.1	10.2	16022.3
阿久比1号(A-1)流量計室	-4.7	10.6	16267.6
第二2号(2-2)流量計室	-4.1	11.2	16669.1
乙川計測点(1-O)流量計室	-3.7	11.6	16879.0
第一2号(1-2)流量計室	-3.0	12.3	17013.1
阿久比2号(A-2)流量計室	-1.9	13.4	17038.7
阿久比3号(A-3)流量計室	-1.5	13.8	17048.1

表3.2 浸水被害を受ける可能性のある場内施設の一覧

	床面(m)	流入渠水位換算(m)	水没時の管内貯留量(m <sup>3</sup> )
第一 P 棟地下三階フロア	-7.3	8.0	13074.4
第一 P 棟地下二階フロア	-3.7	11.6	16879.0
第一 P 棟地下一階フロア	-0.2	15.1	17078.4

流域の雨天時浸入水率を 0.5%、降雨開始時の管内貯留量を 2000m<sup>3</sup>、ポンプの最大揚水量を 6500m<sup>3</sup>/h とし、雨水流入への対応が遅れた場合に発生する下水道施設の想定被害額から、事業実施の効果を求めた。一方、事業を実施した場合の効果は多目的最適化（水位重視運転）により下水処理場への総流入量が到達した場合の最高到

達水位を算定し、本事業を実施した場合の効果を算定した。

算定方法は、「下水道事業における費用対効果分析マニュアル（H28.12 国土交通省水管理国土保全局下水道部）」に準じる。年平均被害軽減期待額は 5,283 千円 となる。

表3.3 年平均被害軽減期待額の計算表

年平均超過確率	流量規模						被害額(千円)			区間平均被害額(千円)	区間確率	年平均被害額(千円)	年平均被害額の累計＝年平均被害軽減期待額(千円)
	60分降雨量(mm)	流域面積	想定侵入水割合	流域への総雨水量(m³/h)	汚水量平均	下水処理場への総流入量(m³/h)	①事業を実施しない場合	②事業を実施した場合	③被害軽減額(①－②)				
1/2	38.2	3497	0.50%	1,335,854	2,800	9,479	0	0	0	0	30.0%	0	0
1/5	53.9	3497	0.50%	1,884,883	2,800	12,224	0	0	0	2,500	10.0%	250	250
1/10	65.1	3497	0.50%	2,276,547	2,800	14,183	5,000	0	5,000	20,000	5.0%	1,000	1,250
1/20	76.5	3497	0.50%	2,675,205	2,800	16,176	35,000	0	35,000	80,000	1.7%	1,333	2,583
1/30	83.4	3497	0.50%	2,916,498	2,800	17,382	125,000	0	125,000	142,500	1.3%	1,900	4,483
1/50	92.3	3497	0.50%	3,227,731	2,800	18,939	285,000	125,000	160,000	80,000	1.0%	800	5,283
1/100	104.7	3497	0.50%	3,661,359	2,800	21,107	285,000	285,000	0	0	0.5%	0	5,283
1/200	117.7	3497	0.50%	4,115,969	2,800	23,380	285,000	285,000	0				

② 維持管理コストの低減効果

実証結果より、6か月分のデータで計2回の流入渠管理基準値超過回数を低減することができた。よって年間換算で4回の呼び出し回数が低減できるものと推定する。

設計業務委託等技術者単価を参照し、主任技術者相当が1日対応し、各種手当を考慮すると1回の呼び出しに当たり、100千円の費用がかかると設定することができる。すると年平均維持管理費軽減期待額は 400千円 となる。

③ 費用回収年の算出

①、②より革新的技術により得られる収益は

$$5,283 \text{ 千円} + 400 \text{ 千円} = \underline{5,683 \text{ 千円 / 年}}$$

となる。また、本技術導入に当たり必要な概算費用は

①初期費用

- ・ 建設費 47,000 千円
- ・ 水質モデル構築用計装センサ 2,500 千円  
(アンモニア濃度計をレンタルとする。)

②ランニング費用

- ・ 通信費 960 千円

と算出される。よって費用回収は以下の通りとなり、算出される。

表3.4 各年度における損益の計算

	1年目	2年目	3年目	4年目	5年目	6年目	7年目	8年目	9年目	10年目	11年目
収益	5,683	5,683	5,683	5,683	5,683	5,683	5,683	5,683	5,683	5,683	5,683
費用	-49,500	-960	-960	-960	-960	-960	-960	-960	-960	-960	-960
単年度損益	-43,817	4,723	4,723	4,723	4,723	4,723	4,723	4,723	4,723	4,723	4,723
累計	-43,817	-39,094	-34,371	-29,648	-24,925	-20,202	-15,479	-10,756	-6,033	-1,310	3,413

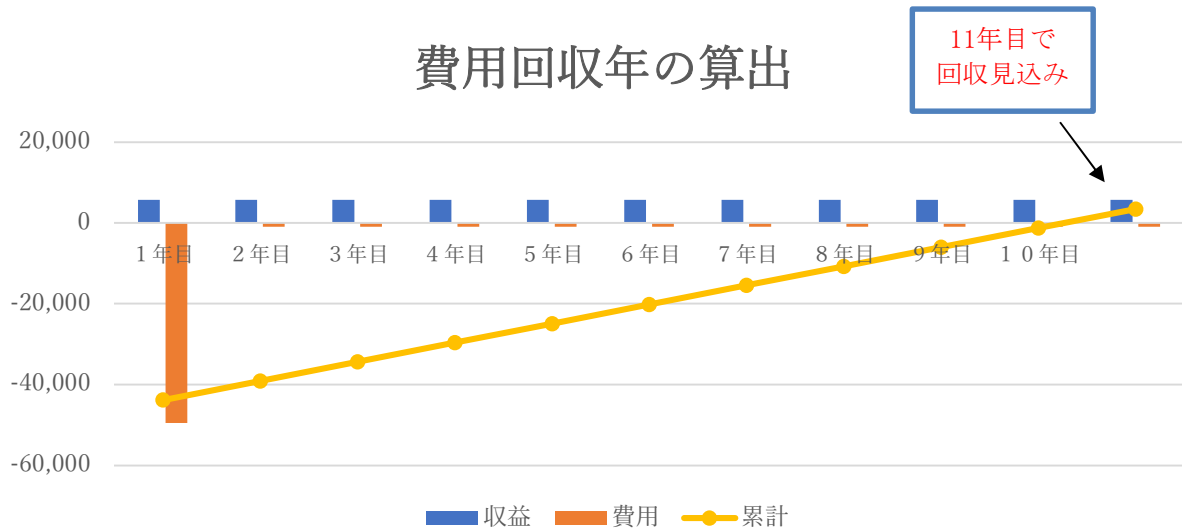


図3-1 費用回収グラフ

費用回収グラフの結果、11年で費用回収が可能となる。

【補足1】本システムの費用構造

今回実証する雨天時運転ガイダンスシステムは「流入量予測」「水質予測」「汚泥界面予測」「運転ガイダンス（多目的最適化）」という複数の機能により構成されている。本システムのコスト構造を図3-2に記載する。

各種要素技術は共通するデータベースへの格納ルールさえ満たせば、それぞれ独立して演算することが可能なため、各種機能を独立してソフトウェア構築することが可能となる。

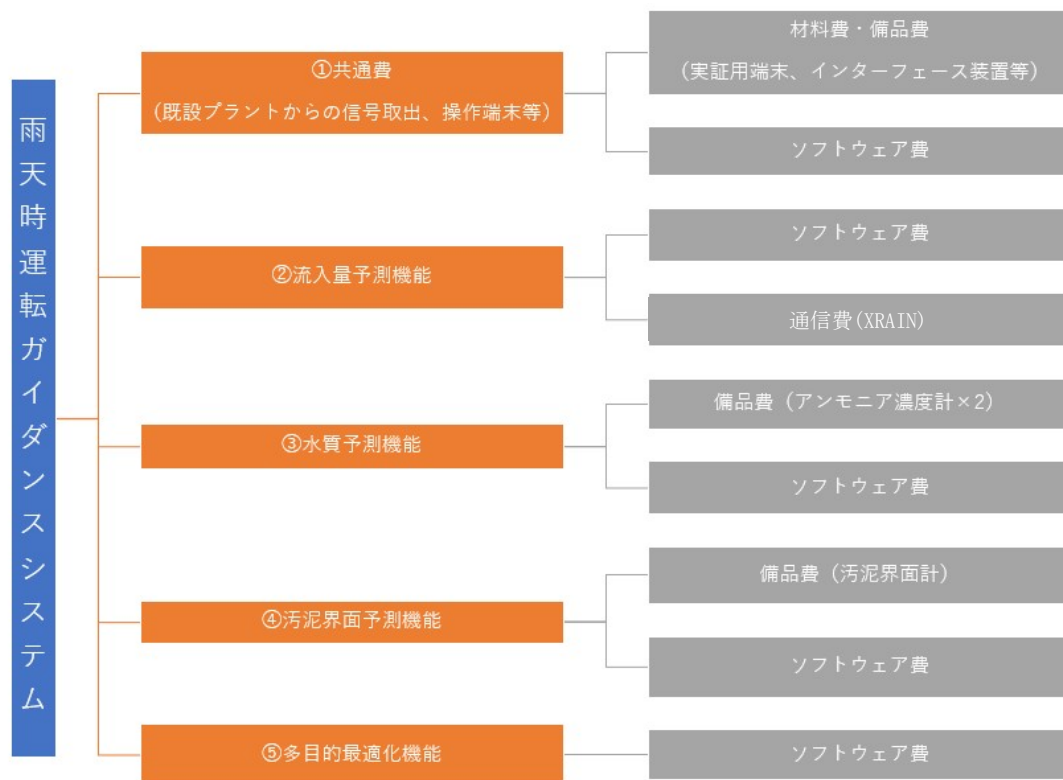


図3-2 雨天時運転ガイダンスシステムの費用構造

## 【補足2】アンモニア濃度計のレンタルに関して

今回設置するセンサとして、「汚泥界面計」は一般的に使用されているセンサであるため、既存のセンサを活用できる場合が多いと考えられる。一方アンモニア濃度計は2010年代より誕生した、比較的新しいセンサであるため、既存のアンモニア濃度計が設置されている機場は少ないと想定される。アンモニア濃度計（2式）の備品費は20,000千円となる（本実証における購入金額を参照）。ただし、本技術におけるアンモニア濃度計は水質予測モデル構築における初期パラメータ設定用であり、永続的に必要な訳ではない。よって本センサは1年間レンタルで問題無いと考えられるが、対応可能な業者が2021年度段階で見つかっていないため、本項にてレンタル費用を推定する。

アンモニア濃度計の標準的耐用年数は表3.5より10年とする。これにより推定されるアンモニア濃度計の年間レンタル費用は以下のように計算される。

$$\begin{aligned}
 & \text{(アンモニア濃度計 年間レンタル費用)} \\
 & = \text{(アンモニア濃度計費用)} \div \text{(耐用年数)} + \text{(メーカー保守費用該当分等)} \\
 & = 20,000 \text{ 千円} \div 10 \text{ 年} + 500 \text{ 千円 (想定)} \\
 & = 2,500 \text{ 千円 / 年}
 \end{aligned}$$

これによりアンモニア濃度計の費用を購入する場合（20,000 千円）と比較して **17,500 千円削減** することができる。アンモニア濃度計のレンタルを可能とするためには本技術のような、“アンモニア濃度計を活用した技術”の普及展開が必要不可欠であり、雨天時運転ガイダンスシステムの普及展開が同時に求められる。

表3.5 電気設備耐用年数一覧表

大分類	中分類	小分類	標準的 耐用年数 ※1	処分制限 期間年数 ※2
電気計装設備	計装設備	流量計	10	7
		レベル計		
		質量計		
		温度計		
		pH計		
		ORP計		
		DO計		
		濁度計		
		濃度計		
		MLSS計		
		SV計		
		界面計		
		水分計		
		塩素濃度計		
		COD水質分析機器		
		全窒素水質分析機器		
		全リン水質分析機器		
		排ガス分析機器		
		雨量計		
		雨量レーダー		

<参考文献、資料>

※標準的耐用年数及び処分制限期間の年数は、国土交通省都市・地域整備局発行の国都下事第77号平成15年6月19日による。

※1：建設省「下水道施設改築・改善マニュアル（案）」による。

※2：処分制限期間は「補助金に係る予算の執行の適正化に関する法律施工令第14条の規定に基づく。」

## 第2節 システムの設計、導入

## § 15. 流入量予測技術の設計

流入量予測はタイムエリア法に基づき予測する。設計手法に関しては要素技術ごとに解説する。

## 【解説】

流入量予測はタイムエリア法に基づき予測する。タイムエリア法の概念図を図3-3に示す。

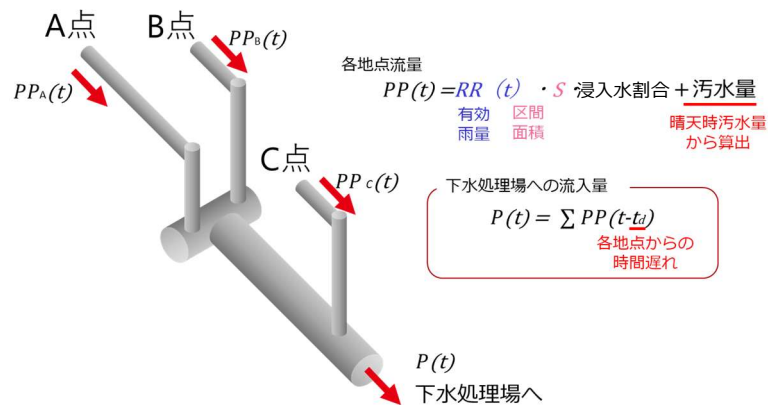


図3-3 タイムエリア法の概念図

タイムエリア法は各地点における流量  $PP(t)$  を以下式で算出する。

$$PP(t) = RR(t) \cdot S \cdot \text{浸入水割合} + \text{汚水量} \quad (1)$$

ここで  $RR(t)$  は有効雨量、 $S$  は区間面積であり、XRAINから取得される雨量データ、並びにメッシュ数により決定される。また、下水処理場への流入量  $P(t)$  は以下式で算出される。

$$P(t) = \sum PP(t - t_d) \quad (2)$$

ここで  $t_d$  は各地点から下水処理場への流出時間（時間遅れ）である。以下、各種パラメータの推定方法を記載する。

## 汚水量

汚水量は、晴天時の流入量データより算出する。汚水量は「平日」「休祝日」といった曜日と、各時刻により計算することができる。汚水量は流域人員の生活リズムにより日周期的に変動するため、過去晴天時データより算定することができる。

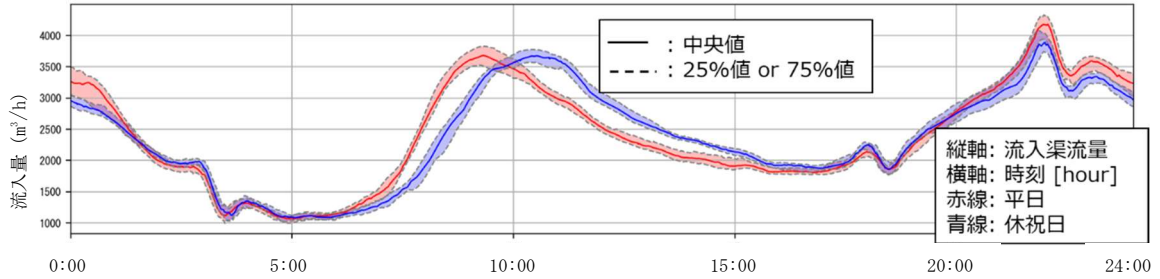


図3-4 晴天時における流入量の時刻変動  
(晴天時は時刻により流入量が決定されることが分かる)

## 浸入水割合の推定

浸入水割合は、雨天時の流量データより算出する。浸入水割合は(3)式で示される。

$$\text{浸入水割合} = \frac{\text{浸入水量}}{\text{降雨量総量}} = \frac{\text{実流量} - \text{晴天時汚水量}}{\text{降雨量総量}} \quad (3)$$

各降雨期間に対し、実証により得られた浸入水割合と降雨総量を図3-5に示す。降雨総量（縦軸）が低い場合、晴天時汚水量のずれの影響により浸入水割合がずれる傾向にあるが、降雨総量が高い場合、浸入水割合の一定性が確認できる。

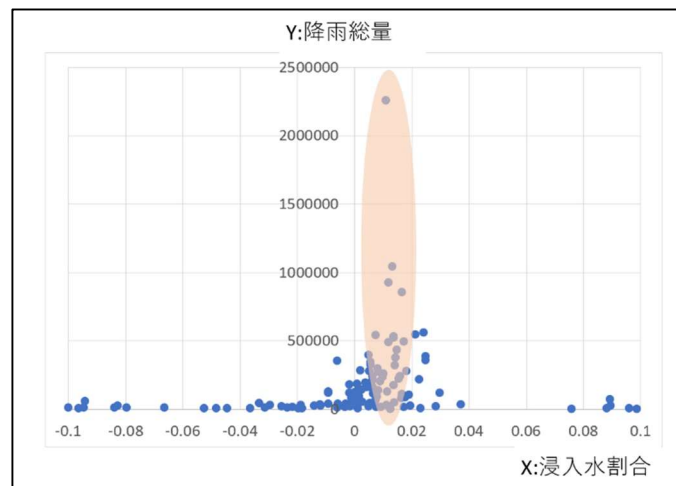


図3-5 降雨量総量と浸入水割合との関係



### 流出時間の推定

流出時間の設定 $t_d$ においては、過去データに対し、流量の実測値と予測値の誤差が最も小さくなるように推定する。場外に流量計がある場合、流量計毎（エリア毎）に流出時間を算定することが可能である。

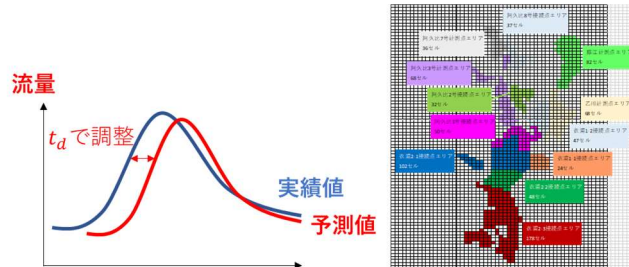


図3-6 流出時間 $t_d$ の推定方法と、実証にて作成した流出時間設定マップ

### パラメータの補正（粒子フィルタ）

上述のタイムエリア法に加え、各パラメータの補正には、粒子フィルタを用いた。粒子フィルタとは、複数の補正係数を作成したのちに計測値誤差（観測値と予測値との差分）を用いた尤度（ゆうど）計算を行い、また尤度に基づいたリサンプリングを行うことで、より精度の良い係数分布を作成する（最も確からしいパラメータ【浸入水割合、時間遅れ】を推定する）ものである。

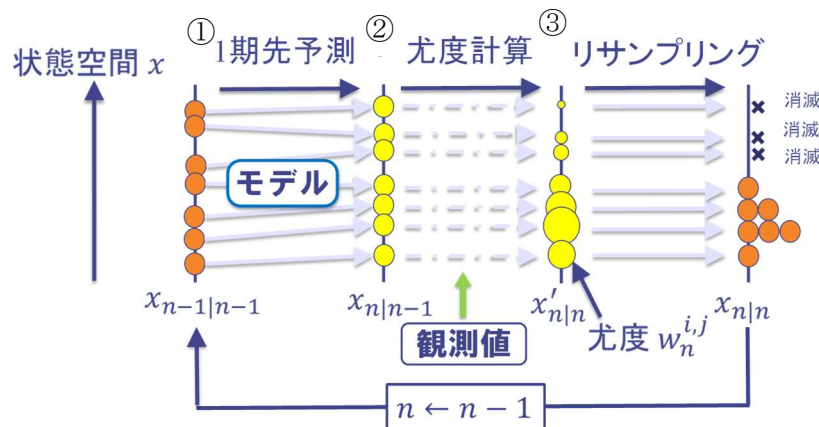


図3-7 粒子フィルタの概念図

#### 粒子フィルタの簡単な考え方

- ① 複数のパラメータ（流出時間、浸入水割合など）集合【粒子】を準備し、それぞれの粒子で流入量予測を実施する。
- ② 得られた流入量予測値と観測値（流入量実績値）を比較し、各粒子に対する尤度（もっともらしさ）を計算する。（図中では尤度が高い粒子【パラメータ】を大きな円で記載）
- ③ 尤度の小さな粒子は消滅させる（もっともらしさが低いパラメータは除外させる）。尤度の高い粒子の近くに多くの粒子（パラメータ集合）を再度作成し、①からの計算を繰り返す。

継続的に①～③を繰り返すことで、実績値と予測値を比較することができ、誤差量の小さな流入量予測になるパラメータ（流出時間、浸入水割合など）となるように補正することができる。

**§ 16. 水質予測技術の設計**

本技術では、水質予測技術として活性汚泥モデル（ASM）を採用している。設計手法に関しては要素技術ごとに解説する。

**【解説】**

本技術では、水質予測技術として活性汚泥モデル（ASM）を採用している。ASMとは、IWA（国際水協会）の中に設置された「生物学的廃水処理の設計および運転を支援するための数学モデルに関するタスクグループ」が提案した活性汚泥モデルの数学モデルである。活性汚泥モデルは4種類のモデルが提案されており、それぞれ活性汚泥モデルNo. 1、2、2d、3と命名されている。現在では、活性汚泥プロセスにおける有機物・窒素・リン除去反応を記述するモデルの世界標準として、国際的にも認知されている。本研究では、有機物・窒素・リンを全て除去する高度処理の機場にも適用可能なASM2dを採用した。

ASM2dではCOD、窒素、リンに対し、化学反応・発酵などのプロセスを考慮した収支モデル（図3-8）を構築し、各反応を考慮したうえで、放流水質を予測する。ASM は、基本的に活性汚泥法の中で増殖する微生物の増殖モデルの形をとっており、増殖や加水分解などの反応により、各物質がどのように変化するかが記載されている。具体的には、汚濁物質（有機物・窒素・リン）が微生物の増殖のための基質として利用された結果として排水中からのそれらの除去が進行するという増殖反応を数学的に記述するにあたり、反応の進行に伴う物質の形態変化の量的な関係（すなわち化学量論）の記述と、その反応の進行速度（速度論または動力学）を記述したものである<sup>6)</sup>。

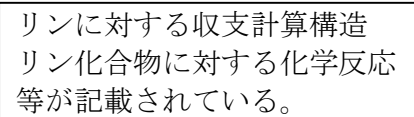
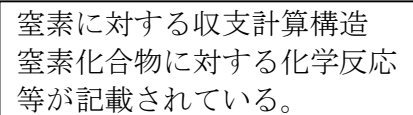
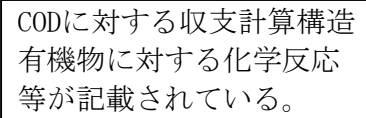


図3-8 ASMによるCOD（上図）、窒素（中央図）、リン（下図）の収支計算構造

また、反応槽での挙動を解析するため、簡易な槽列モデルを構築する。実証で構築した槽列モデルを図3-9に示す。なお、「下水道維持管理指針 実務編-2014年版-」によれば、流入水量に対する実用的な循環率は200%（硝化液循環 150%、返送汚泥 50%）程度とされている。しかし実際には、機場ごとに必要とされる窒素除去率やポンプのランニングコスト等を勘案して、循環比率が変更されることがあるため、対象とする機場の実態に即した循環比を設定する必要がある。

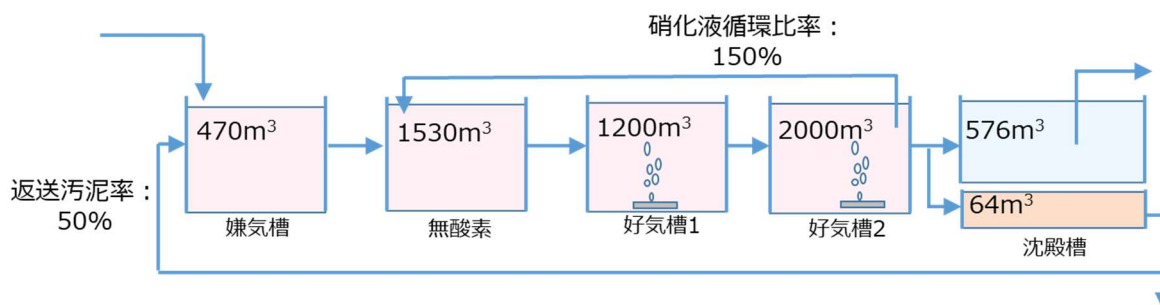


図3-9 実証事業で構築した槽列モデル

構築した槽列モデルに対し、ASM2dを用いた水質計算を行い、放流水質を予測する。ASM2dで必要なパラメータは表3.6の通りで、機場ごとにパラメータの調整が必要となる。だが、ほぼすべてのパラメータは文献値で決定され、水質実績データから赤枠部のパラメータを調整することが多い。

放流水 $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度が実績データと異なる場合は $\mu_{AUT}$ 、 $b_{AUT}$ を調整する。ASM2dでの計算値が実測値よりも大きい場合、 $\mu_{AUT}$ の値を大きくすることで硝化菌増殖速度が増加し、 $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度の計算値が小さくなる。 $\mu_{AUT}$ の調整のみでは $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度を実測値まで小さくできない場合は $b_{AUT}$ の値を小さくする。逆に、ASM2dでの計算値が実測値よりも小さい場合、 $\mu_{AUT}$ の値を小さくし、それでも実測値を再現できない場合は $b_{AUT}$ の値を大きくする。なお $\mu_{AUT}$ 、 $b_{AUT}$ の値はそれぞれ0.35~1/d、0.05~0.15/dの範囲で調整するのが望ましい。

放流水TP濃度が実測データと異なる場合は $q_{PHA}$ 、 $q_{pp}$ を調整する。生物学的リン除去は嫌気槽でのリン吐き出しと、好気槽でのリン吸収の2つの反応機構に基づくため、実測値を再現できない原因がリンの吐き出しと吸収のどちらであるかによって対応が異なる。ASM2dの計算結果において嫌気槽でのリン吐き出しが不十分である（嫌気槽での $\text{PO}_4\text{-P}$ 濃度が実測値を下回る）場合には、 $q_{PHA}$ の値を大きくし、逆に嫌気槽でのリン吐き出しが過剰である（嫌気槽での $\text{PO}_4\text{-P}$ 濃度が実測値を上回る）場合には $q_{PHA}$ の値を小さくする。また、好気槽でのリンの吸収が不十分である（好気槽末端での $\text{PO}_4\text{-P}$ 濃度が実測値を上回る）場合には、 $q_{pp}$ を大きくし、逆に好気槽でのリン吸収が過剰である（好気槽での $\text{PO}_4\text{-P}$ 濃度が実測値を下回る）場合には $q_{pp}$ の値を小さくする。なお $q_{PHA}$ 、 $q_{pp}$ の値はそれぞれ2~3/d、1~1.5/dの範囲で調整するのが望ましい。

表3.6 ASM2dで必要なパラメータ  
(水質予測のために調整必要なパラメータは赤字で囲っている)

項目	内容	典型的な例
加水分解： $X_S$		
$K_h$	$X_S$ の最大比加水分解速度	3.00 [1/d]
$\eta_{NO3}$	無酸素条件下での $X_S$ の加水分解減少係数	0.60 [-]
$\eta_{fe}$	嫌気性条件下での $X_S$ の加水分解速度減少係数	0.40 [-]
$K_{O2}$	$S_{O2}$ に対する飽和・阻害定数	0.20 [gO2/m3]
$K_{NO3}$	$S_{NO3}$ に対する飽和定数	0.50 [gN/m3]
$K_X$	$X_S$ の加水分解における $X_S/X_H$ に対する飽和定数	0.10 [gXs/gXh]
従属栄養生物： $X_H$		
$\mu_H$	$X_H$ 最大比増殖速度	6.00 [1/d]
$q_{fe}$	$X_H$ による最大比発酵速度	3.00 [gXs/(gXh・d)]
$\eta_{NO3}$	$X_H$ の無酸素条件下での増殖（脱窒）における増殖速度減少係数	0.80 [-]
$b_H$	$X_H$ の比自己分解速度	0.40 [1/d]
$K_{O2}$	$S_{O2}$ に対する飽和・阻害定数	0.20 [gO2/m3]
$K_F$	$X_H$ の増殖における $S_A$ に対する飽和定数	4.00 [gCOD/m3]
$K_{fe}$	発酵における $S_F$ に対する飽和定数	4.00 [gCOD/m3]
$K_A$	$X_H$ の増殖における $S_F$ に対する飽和定数	4.00 [gCOD/m3]
$K_{NO3}$	$S_{NO3}$ に対する飽和・阻害定数	0.50 [gN/m3]
$K_{NH4}$	$S_{NH4}$ に対する飽和定数	0.05 [gN/m3]
$K_P$	$S_{PO4}$ に対する飽和定数	0.01 [gN/m3]
$K_{ALK}$	$S_{ALK}$ に対する飽和定数	0.10 [moleHC03-/m3]
リン蓄積生物： $X_{PAO}$		
$q_{PHA}$	$X_{PHA}$ の最大比貯蔵速度	3.00 [gXpha/(gXpao・d)]
$q_{pp}$	$X_{PP}$ の最大比貯蔵速度	1.50 [gXpp/(gXpao・d)]
$\mu_{PAO}$	$X_{PAO}$ の最大比増殖速度	1.00 [1/d]
$\eta_{NO3}$	$X_{PAO}$ の無酸素条件下での増殖（脱窒）における増殖速度減少係数	0.60 [-]
$b_{PAO}$	$X_{PAO}$ の比自己分解速度	0.20 [1/d]
$b_{PHA}$	$X_{PHA}$ の比自己分解速度	0.20 [1/d]
$K_{O2}$	$S_{O2}$ に対する飽和・阻害定数	0.20 [gO2/m3]
$K_{NO3}$	$S_{NO3}$ に対する飽和・阻害定数	0.50 [gN/m3]
$K_A$	$X_{PAO}$ の増殖における $S_A$ に対する飽和定数	4.00 [gCOD/m3]
$K_{NH4}$	$S_{NH4}$ に対する飽和定数	0.05 [gN/m3]
$K_{PS}$	$X_{PP}$ の貯蔵における $S_{PO4}$ に対する飽和定数	0.20 [gP/m3]
$K_P$	$S_{PO4}$ に対する飽和定数	0.01 [gP/m3]
$K_{ALK}$	$S_{ALK}$ に対する飽和定数	0.10 [moleHC03-/m3]
$K_{PP}$	$X_{PP}/X_{PAO}$ に対する飽和定数	0.01 [gXpp/gXpao]
$K_{MAX}$	$X_{PAO}$ の最大ポリリン酸含有率	0.34 [gXpp/gXpao]
$K_{IPP}$	$X_{PP}$ の貯蔵における阻害定数	0.02 [gXpp/gXpao]
$K_{PHA}$	$X_{PHA}/X_{PAO}$ に対する飽和定数	0.01 [gXpha/gXpao]

硝化細菌： $X_{AUT}$		
$\mu_{AUT}$	$X_{AUT}$ の最大比増殖速度	1.00 [1/d]
$b_{AUT}$	$X_{AUT}$ の比自己分解速度	0.15 [1/d]
$K_{O_2}$	$S_{O_2}$ に対する飽和・阻害定数	0.50 [gO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> ]
$K_{NH_4}$	$S_{NH_4}$ に対する飽和・阻害定数	1.00 [gN/m <sup>3</sup> ]
$K_{ALK}$	$S_{ALK}$ に対する飽和定数	0.50 [moleHCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> /m <sup>3</sup> ]
$K_P$	$S_{PO_4}$ に対する飽和定数	0.01 [gP/m <sup>3</sup> ]
凝集		
$k_{PRE}$	$S_{PO_4}$ 不溶化速度定数	1.00 [m <sup>3</sup> /(gFe(OH) <sub>3</sub> ・d)]
$k_{RED}$	$X_{MeP}$ 不溶化速度定数	0.60 [1/d]
$K_{ALK}$	$X_{MeP}$ 可溶化における $S_{ALK}$ に対する飽和定数	0.50 [moleHCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> /m <sup>3</sup> ]

モデルにおける量論係数の定義

項目	内容	典型的な例
窒素		
$i_{N,SI}$	$S_I$ 中の窒素含有率	0.01 [gN/gCOD]
$i_{N,SF}$	$S_F$ 中の窒素含有率	0.03 [gN/gCOD]
$i_{N,XI}$	$X_I$ 中の窒素含有率	0.02 [gN/gCOD]
$i_{N,XS}$	$X_S$ 中の窒素含有率	0.04 [gN/gCOD]
$i_{N,BM}$	生物 ( $X_H$ 、 $X_{PAO}$ 、 $X_{AUT}$ ) 中の窒素含有率	0.07 [gN/gCOD]
リン		
$i_{P,SI}$	$S_I$ 中のリン含有率	0.00 [gP/gCOD]
$i_{P,SF}$	$S_F$ 中のリン含有率	0.01 [gP/gCOD]
$i_{P,XI}$	$X_I$ 中のリン含有率	0.01 [gP/gCOD]
$i_{P,XS}$	$X_S$ 中のリン含有率	0.01 [gP/gCOD]
$i_{P,BM}$	生物 ( $X_H$ 、 $X_{PAO}$ 、 $X_{AUT}$ ) 中のリン含有率	0.02 [gP/gCOD]
浮遊物質		
$i_{TSS,XI}$	$X_I$ 中のTSS当量	0.75 [gTSS/gCOD]
$i_{TSS,XS}$	$X_S$ 中のTSS当量	0.75 [gTSS/gCOD]
$i_{TSS,BM}$	生物 ( $X_H$ 、 $X_{PAO}$ 、 $X_{AUT}$ ) 中のTSS当量	0.90 [gTSS/gCOD]
加水分解		
$f_{SI}$	$X_S$ が加水分解により $S_I$ に変換される割合	0 [gCOD/gCOD]
従属栄養生物： $X_H$		
$Y_H$	$X_H$ の増殖収率	0.625 [gCOD/gCOD]
$f_{XI}$	$X_H$ が自己分解により $X_I$ に変換される割合	0.10 [gCOD/gCOD]
リン蓄積生物： $X_{PAO}$		
$Y_{PAO}$	$X_{PAO}$ の増殖収率	0.625 [gP/gCOD]
$Y_{PO_4}$	$X_{PHA}$ の貯蔵に必要な $S_{PO_4}$ 放出量	0.40 [gCOD/gCOD]
$Y_{PHA}$	$X_{PP}$ の貯蔵に必要な $X_{PHA}$	0.20 [gCOD/gCOD]
$f_{XI}$	$X_{PAO}$ が自己分解により $X_I$ に変換される割合	0.10 [gCOD/gN]
硝化細菌： $X_{AUT}$		
$Y_A$	$X_{AUT}$ の増殖収率 ( $S_{NO_3}$ あたり)	0.24 [gCOD/gN]
$f_{XI}$	$X_{AUT}$ が自己分解により $X_I$ に変換される割合	0.10 [gCOD/gCOD]



**§ 17. 汚泥界面予測技術の設計**

下水処理場内の最終沈殿池での汚泥粒子のモデル化に広く採用されているVesilindモデルを採用している。設計手法に関しては要素技術ごとに解説する。

**【解説】**

最終沈殿池は下水処理場内における設備の一つで、生物反応槽の後段に設置され污水内から活性汚泥を除去する役割を持つ。最終沈殿池に送り込まれる水の中には、反応槽内で有機物等を分解・除去する役割を果たした活性汚泥が含まれている。重力沈降の働きにより上部より「上澄み」、下部（通常ピットと呼ばれる）より「濃縮汚泥」として分離される。

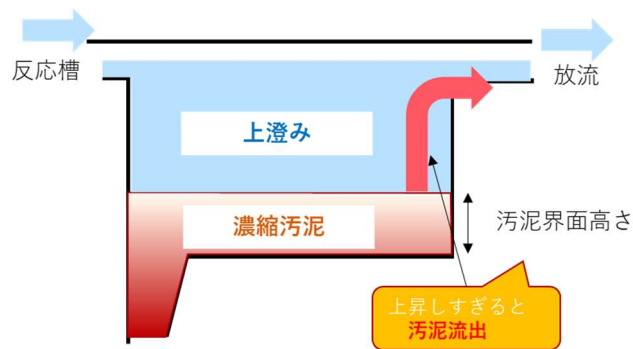


図3-10 最終沈殿池の構造



今回、下水処理場内の最終沈殿池での汚泥粒子のモデル化に広く採用されている Vesilindモデルを採用した。最終沈殿池を上澄みからピットまで10層に分割した場合、各層間での物質移動は図3-11のように説明される。最終沈殿池のフィード部から導入された活性汚泥は水流に伴う流れと重力沈降に伴う流れにより各層を移動する。

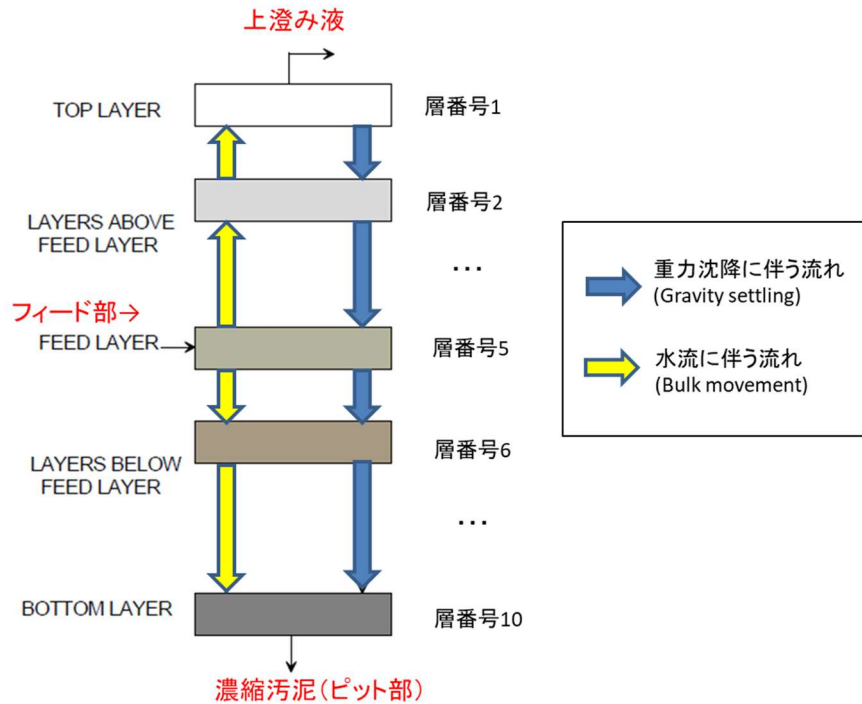


図3-11 最終沈殿池の構造

図3-12に各層間での物質収支の概要図を示す。

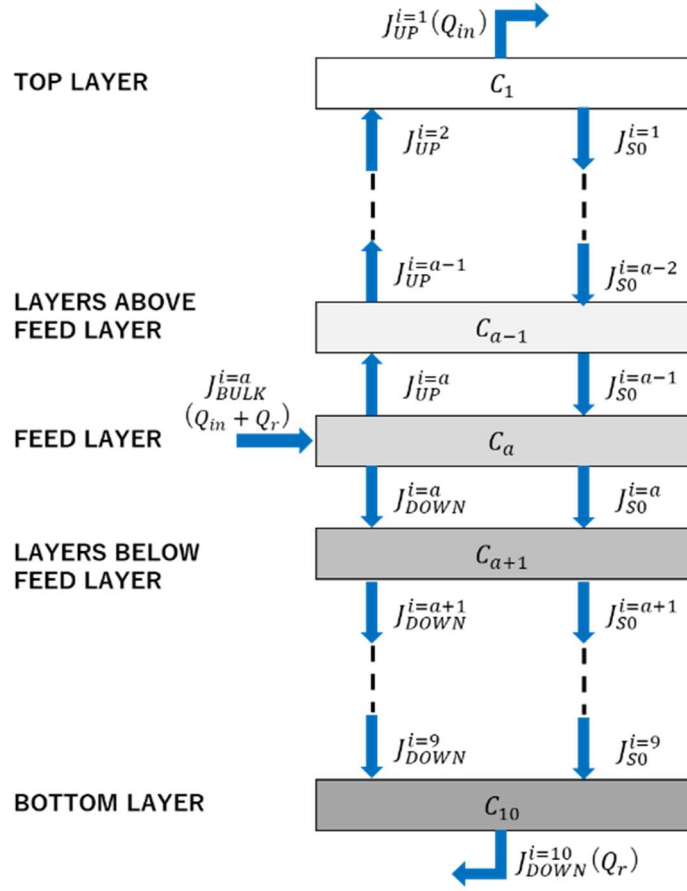


図3-12 各層間での物質収支概要図

各層間の水流に伴う流束を $J_{BULK}^i$  [g-SS/m<sup>2</sup>/h]、各層間の重力沈降に伴う流束を $J_S^i$  [g-SS/m<sup>2</sup>/s]、各層の汚泥粒子濃度 $C_i$  [g-SS/m<sup>3</sup>]、各層の体積 $V_i$  [m<sup>3</sup>]、水平断面積 $A$  [m<sup>2</sup>]、下水処理場への流入流量 $Q_{in}$  [m<sup>3</sup>/h] (=上澄み部からの流出量)、ピット部からの引き抜き流量 $Q_r$  [m<sup>3</sup>/h]、最終沈殿池への流入水中の汚泥粒子濃度 $C_{in}$  [g-SS/m<sup>3</sup>]、フィード層を $a$ とすると、各層での物質収支は式(4)(5)で表わされる。式(4)(5)より、各層の汚泥粒子濃度の時間変化は、各層間の水流に伴う流束 $J_{BULK}^i$ と重力沈降に伴う流束 $J_S^i$ の収支より導かれる。

$$V_i \frac{dC_i}{dt} = A \times (J_{BULK}^i - J_S^i) \quad i = 1 \sim a-1, a+1 \sim 10 \quad (4)$$

$$V_i \frac{dC_{i=a}}{dt} = (Q_{in} + Q_r)C_{in} + A \times (J_{BULK}^{i=a} - J_S^{i=a}) \quad (5)$$

次に、下水処理場への流入流量 $Q_{in}$  [m<sup>3</sup>/h] (=上澄み部からの流出量)、ピット部からの引き抜き流量 $Q_r$  [m<sup>3</sup>/h]とすると、フィード部(第 $a$ 層)の上層には水流の上昇に伴う流

束 $J_{UP}^i$ 、フィード部の下層には水流の下降に伴う流束 $J_{DOWN}^i$ が式(6)(7)で表される。これより、各層間の水流に伴う流束 $J_{BULK}^i$ はフィード部（第 $a$ 層）の上下で符号が変わり式(8)(9)(10)となる。

$$J_{UP}^i = \frac{Q_{in}}{A} \times C_i \quad i = 1 \sim a, \quad (6)$$

$$J_{DOWN}^i = \frac{Q_r}{A} \times C_i \quad i = a \sim 10, \quad (7)$$

$$J_{BULK}^i = J_{UP}^{i+1} - J_{UP}^i \quad i = 1 \sim a - 1, \quad (8)$$

$$J_{BULK}^{i=a} = \frac{(Q_{in} + Q_r)}{A} \times C_{i=a} \quad (9)$$

$$J_{BULK}^i = -(J_{DOWN}^i - J_{DOWN}^{i-1}) \quad i = a + 1 \sim 10 \quad (10)$$

重力沈降に伴う流束 $J_{S0}^i$ は式(11)のように汚泥粒子濃度 $C_i$  [g-SS/m<sup>3</sup>]に伴って変化する。これより、各層間における汚泥粒子の重力沈降に伴う流束 $J_S^i$ は、式(12)で表される。

$$J_{S0}^i = C_i \times V_0 e^{-k C_i} \left( \frac{C_i}{K_S + C_i} \right) \quad (11)$$

$$J_S^i = J_{S0}^i - J_{S0}^{i-1} \quad (12)$$

ここで、 $V_0$ ：最大沈降速度[m/h]、 $k$ ：沈降係数[m<sup>3</sup>/g-SS]、 $K_S$ ：スイッチング因子[g-SS/m<sup>3</sup>]である。

最大沈降速度 $V_0$ と沈降係数 $k$ は、汚泥粒子の沈降速度に影響のあるパラメータであり、測定可能な汚泥沈降性の指標であるSVI[mg/l]を用いて式(13)(14)で表される。最大沈降速度 $V_0$ と沈降係数 $k$ を決定するSVIは、定期的に手分析で測定するSVI値の平均値を与える。

$$V_0 = \exp(2.605 - 0.00365 \times \text{SVI}) \quad (13)$$

$$k = 0.249 + 0.002191 \times \text{SVI} \quad (14)$$

（係数値は「活性汚泥のゾーン沈降速度とSVIの関係」

（小松ら、環境工学研究論文集 第39巻 2002）を参照）

スイッチング因子 $K_S$ は、汚泥粒子濃度 $C_i$  [g-SS/m<sup>3</sup>]が非常に低い領域での沈降速度を再現するための因子である。スイッチング因子 $K_S$ はMLSSが低い沈殿槽上層での重力沈降現象を再現するための補正係数であり、 $K_S$ が大きいほど、上層での沈降速度が小さくなり、汚泥界面のシミュレーション値が上昇する。スイッチング因子は、汚泥界面の実測データに合わせて、10-1000[g-SS/m<sup>3</sup>]の範囲で汚泥界面の挙動が実測値と合うように調整を行う。

### § 18. 運転パターン分類の設計

本技術は、監視制御システムに蓄積された水位、揚水量、流入量、雨量、水質など揚水ポンプ運転に関連する信号の計測データを、プラント状態に順次分類し、運転パターンを分類する。

#### 【解説】

本技術は、監視制御システムに蓄積された過去4ヶ月またはそれ以上の期間の水位、揚水量、流入量、雨量、水質など揚水ポンプ運転に関連する信号の計測データを、k-means法と呼ばれる数値分類法にてプラント状態に順次分類し、プラント状態の出現パターンすなわち運転パターンを分類する。各運転パターンの特徴を抽出し、操作員がどのような状況でどのような運転をしているかを分析する。運転パターン分類を適用する理由としては以下2点である。

(ア) 蓄積された計測データから運転パターンを抽出することができ、「オペレータが何を理由に運転判断しているか」を類推することが可能

(イ) 事前に運転パターンを分類し、パターンごとの流入量に対して最適化計算を実施することで、現地での計算負荷を低減

図3-13に分類したグラフの一例を示す。各色は分類されたプラント状態を示している。晴天時のデータを確認すると、各日、同じ時刻に同じ色（プラント状態）が出現していることが確認される。本技術の詳細は資料編6に記載する。

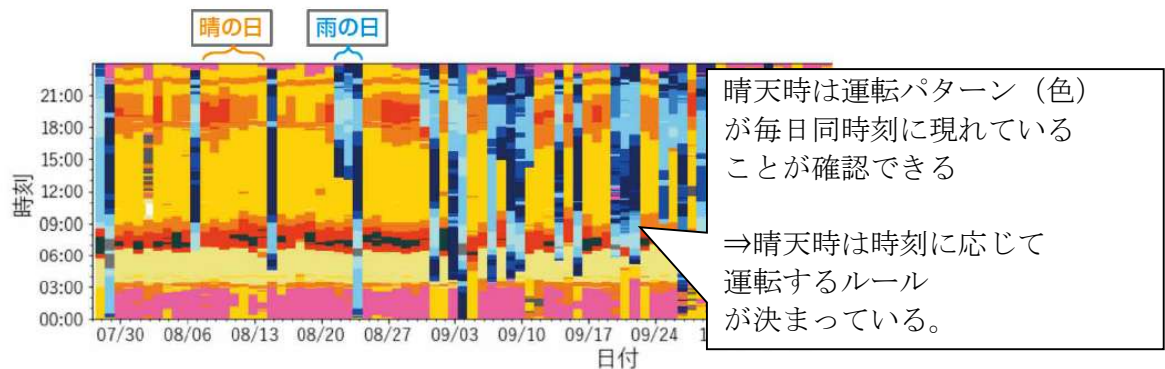


図3-13 運転パターン分類の解析結果例（色はプラント状態を示す）

表3.7 運転パターン分類の解析結果例におけるプラント状態（凡例）

ポンプ井 水位 > 4.2[m]	雨量 > 1.25[mm]	流入渠水 位 > 3.0[m]	揚水量 > 2891[m³/h]		
			揚水量 ≤ 2891[m³/h]	流入量 > 1539[m³/h]	
				流入量 ≤ 1539[m³/h]	
		流入渠水 位 ≤ 3.0[m]	ポンプ井水位 > 4.47[m]		
			ポンプ井水位 ≤ 4.47[m]		
	雨量 ≤ 1.25[mm]	流入渠水 位 > 3.0[m]	揚水量 > 2891[m³/h]		
			揚水量 ≤ 2891[m³/h]	流入量 > 1539[m³/h]	
				流入量 ≤ 1539[m³/h]	
		流入渠水 位 ≤ 3.0[m]	流入量 > 1537[m³/h]		
			流入量 ≤ 1537[m³/h]		
ポンプ井 水位 ≤ 4.2[m]	雨量 > 1.25[mm]	流入渠水 位 > 3.0[m]	流入量 > 4010[m³/h]		
		流入渠水 位 > 1.2[m]	流入量 ≤ 4010[m³/h]		
		流入渠水 位 ≤ 1.2[m]			
	雨量 ≤ 1.25[mm]	流入渠水 位 > 3.0[m]			
		流入渠水 位 > 1.2[m]			
		流入渠水 位 ≤ 1.2[m]	揚水量 > 1596[m³/h]		
			揚水量 ≤ 1596[m³/h]		

## § 19. 多目的最適化の設計

多目的最適化の概要、原理を説明する。

## 【解説】

本項では多目的最適化の概要、原理を説明する。揚水パターンに関しては「過去計測データによる流入パターン」に加え、過去実績のない流入があった場合にも対応できるようにするため、「想定降雨の流入パターン」を仮想的に作成する。まず過去の実績に基づいて、降雨の影響による流入の総量および流入時間を複数想定し、それらを組み合わせた降雨の影響による流入データを作成する。次に作成した各流入データを、通常時の平均流入データと足し合わせて作成する。

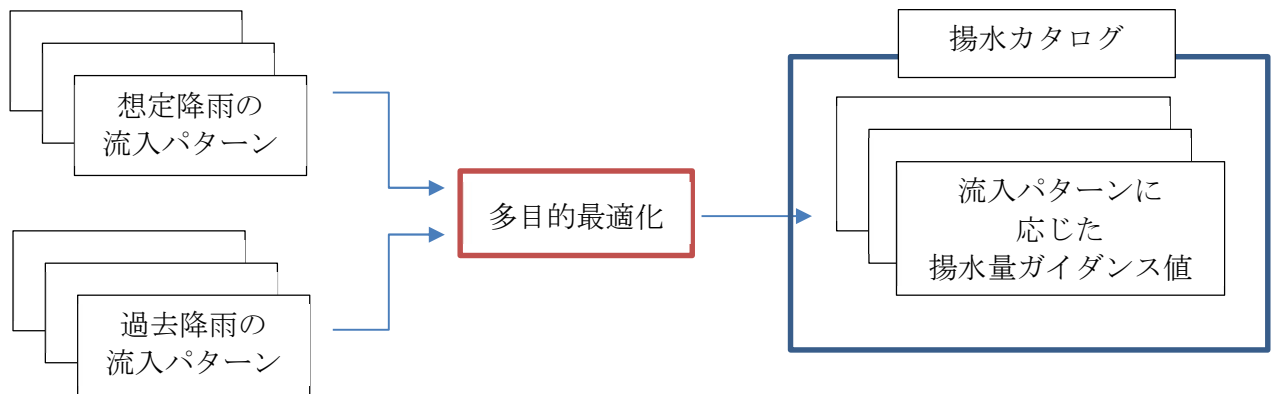


図3-14 多目的最適化による計算フロー

多目的最適化については、NSGAIⅡ: Non-dominated Sorting Genetic Algorithm を使用する。これは遺伝的アルゴリズムベースの多目的最適化手法であり、目的関数が多すぎない場合に有効な手法と言われており、多様な解が出るように探索方法が工夫されている手法である。これにより極端に水位やコストを優先した揚水量の解や、それぞれの目的のバランスをとった揚水量の解が出力されるようになる。

最適化する上で、内部では物理モデルによる演算を行う。 $x(t)$ は管内貯留量、 $u(t)$ は揚水量、 $w(t)$ は流入量である。 $y_1(t)$ は流入渠水位であり、 $y_2(t)$ は揚水ポンプ電力である。 $waterstorage2waterlevel$ は管内貯留量と流入渠水位の変換式であり、 $pump2electric$ は揚水量とポンプ電力の変換式である。 $f_{COD}, f_{TN}, f_{TP}$ はそれぞれ $COD, TN, TP$ の濃度を導出するモデルである。水質総量に関しては、1日ごとの値を取得する。(午前1時から翌午前1時までの総量が入力される。時間毎の濃度×時間毎の揚水量(平均値)を行い計算する。分母の値は $COD, TN, TP$ それぞれの総量値である。)契約電力量値については、 $Demand(u(t))$ をもとに計算する。

管内貯留量の変動値は以下のように記載される。

$$\dot{x}_1(t) = -u(t) + w(t)$$

流入渠水位は以下のように記載される。

$$y_1(t) = \text{waterstorage2waterlevel}(x(t))$$

ポンプ電力は以下のように記載される。

$$y_2(t) = \text{pump2electric}(u(t))$$

$COD, TN, TP$ の濃度はそれぞれ以下のように記載される。

$$\begin{aligned} COD(t) &= f_{COD}(COD_{ave}(t), u(t)) \\ TN(t) &= f_{TN}(TN_{ave}(t), u(t)) \\ TP(t) &= f_{TP}(TP_{ave}(t), u(t)) \end{aligned}$$

$COD, TN, TP$ の総量値は $N_{1day}$ (午前1時から翌午前1時まで)それぞれ以下のように記載される。

$$\begin{aligned} COD\text{総量値} &= \left[ \sum_{t \in N_{1day}} COD(t) \times u(t) \right] \\ TN\text{総量値} &= \left[ \sum_{t \in N_{1day}} TN(t) \times u(t) \right] \\ TP\text{総量値} &= \left[ \sum_{t \in N_{1d}} TP(t) \times u(t) \right] \end{aligned}$$

総量値の指標値である総量規制値に対する割合は以下のように記載される。

$$Q_{Total} = \max \left( \max \left( \frac{COD\text{総量値}}{COD\text{総量規制値}}, \frac{TN\text{総量値}}{TN\text{総量規制値}}, \frac{TP\text{総量値}}{TP\text{総量規制値}} \right) \right)$$

ただし、 $COD$ 総量規制値 = 1692[kg],  $TN$ 総量規制値 = 1399[kg],  $TP$ 総量規制値 = 84.6[kg]である。

次に多目的最適化における目的関数について説明する。本実証では3種類の目的関数と5種類の制約関数により熟練者の考慮している事項を反映する。説明変数は3日間の揚水量  $X = [u(0) \cdots u(t) \cdots u(n)]^T$  となり、多目的最適化の問題として  $F(X) = [f_1(X) f_2(X) f_3(X)]^T$  の最小化問題となる。

目的関数はそれぞれ  $f_1$ : 浸水リスク回避【水位の関数】、 $f_2$ : コスト削減【電力の関数】、 $f_3$ : 放流水質確保【放流水質濃度と放流水質総量の関数】であり、以下のように記載される。

$$\begin{aligned} f_1 &= \text{mean} \left( \left( \frac{y_1 - \text{最低基準水位}}{\text{通常値水位幅}} \right)^2 \right), 0 \leq t < T \\ f_2 &= \text{mean}(y_2[kW]), 0 \leq t < T \end{aligned}$$

$$f_3 = \max \left( \max \left( \frac{COD(t)}{CODのC値管理値}, \frac{TN(t)}{TNのC値管理値}, \frac{TP(t)}{TPのC値管理値} \right), 0 \leq t < T \right) + Q_{Total}$$

ただし、最低基準水位は理想水位の2[m]とし、通常値水位幅は4[m], 2.3[m]の間であり、1.7[m]であり、 $COD$ のC値管理値 =  $20 \left[ \frac{mg}{L} \right]$ ,  $TN$ のC値管理値 =  $16.5[mg/L]$ ,  $TP$ のC値管理値 =  $1[mg/L]$ である。

制約関数 $g_1, g_2, g_3, g_4, g_5$ は以下のように記載される。

- $g_1 = y_1 < \text{第一次非常配備流入渠水位管理値}, 0 \leq t < T$  : 流入渠水位の制約
- $g_2 = u(t) < \text{晴天時通常範囲最大揚水量}, 0 \leq t < T$  : 揚水量一段階目の制約
- $g_3 = u(t) < \text{雨天時管理上限揚水量}, 0 \leq t < T$  : 揚水量二段階目の制約
- $g_4 = Demand(u(t)) < \text{契約電力}, 0 \leq t < T$  : 契約電力以下にする制約
- $g_5 = Q_{Total} < \text{雨天時水質総量値の管理基準値} : \text{総量規制値80\%以下にする制約}$

今回の実証では、第一次非常配備流入渠水位管理値=5.8[m]であり、晴天時通常範囲最大揚水量 =  $4000[m^3/h]$ 、雨天時管理上限揚水量=5000[m<sup>3</sup>/h]、契約電力=1990[kW]

目的関数、制約関数中に記載された具体的数値は実証に用いた具体的な数値であり、各処理場における具体的数値は数値を変更することにより適用することができる。