

東京都下水道局技術調査年報

- 2000 -

平成 12 年 10 月

東京都下水道局

分野別目次

・技術調査年報の発刊にあたって

1．計画・設計・施工

2．維持管理

3．下水の処理

4．汚泥の処理

5．雨天時対策

6．環境対策

7．資源化・再利用

8．国際会議発表論文

技術調査年報の発刊にあたって

東京都下水道局長

横山 博一



今日、東京の下水道は、老朽化施設の再構築や浸水多発地区への重点的な対策、高度処理の導入や合流式下水道の改善による公共用水域の水質改善等、多くの課題を抱えています。

加えて、都政は長びく景気低迷などにより厳しい財政状況にあり、財政健全化をはじめ、行政改革など、より効率的な都政運営が求められています。下水道局においては、平成10年度を初年度とする4ヶ年の「財政計画」を策定し、建設コストの縮減やより効率的な維持管理に向けて、経営努力を続けているところです。

一方、これからの下水道事業における技術的課題の解決や新たな事業展開にとって、技術的な調査・研究の推進は不可欠、かつ有効な手段です。これまでも局における旺盛な技術調査や研究活動は多くの成果を生み、事業に活かされてきました。今後の下水道事業を確実に推進するためには、様々な技術的課題に対し職員が一丸となってスピーディかつアグレッシブな姿勢で臨み、長年培った技術や経験を活かしながらそこに新しい調査・研究の成果を融合させていくことが最も重要であると考えます。

本技術調査年報は、局の技術者が、過去一年間に精力的に取り組んできた数々の技術的検討の成果をまとめたものであります。その内容は計画・設計・施工、維持管理、下水処理、汚泥処理、雨天時対策、環境対策、資源化・再利用など、下水道に求められている課題に広く関わりを持つものであり、職員の技術力の継承、向上はもとより当面する技術課題の解決に役立つものと確信しております。

また、本年報は、その起源である「技術調査報告書」以来、今年で24年目を迎えます。これまでは印刷物として発刊してきましたが、今年はIT革命への取り組みの一環として電子情報(CD-R)として作成し、コンパクトで使いやすい媒体とすることによって利便性の向上や印刷コストの縮減を図りました。

皆様の積極的なご意見をいただき、さらに使いやすく充実した技術資料に成長していくことを期待しています。

平成12年10月

1 . 計画・設計・施工

- 1 - 1 大深度掘削に関わる山留壁の挙動解析調査その2
- 1 - 2 近接施工による構造物への影響に関わる調査
- 1 - 3 水循環における汚濁負荷収支改善方策に関する調査
- 1 - 4 都市の水循環システムにおける下水道の計画・管理支援ツールに係わる基礎調査

1 - 1 大深度掘削に関わる山留壁の挙動解析調査その2

計画部 技術開発課

地下連続壁など掘削深度の大きい山留壁の解析方法として、二次元モデルである弾塑性法を用いるのが現在の主流である。しかし立坑など、掘削面積が小さく深度の大きい場合には、山留壁に拘束効果が発生し三次元的な効果が働くことが知られている。本調査はこの三次元的な拘束効果を定量的に把握することにより、大深度掘削に伴う山留壁の合理的な設計手法を提案することを目的とする。

平成11年度は、前年度に調査を行った円形立坑の山留壁に生じる三次元的効果の解析に引き続き、矩形立坑に生じる三次元的効果の解析と、立坑の連続壁開口部における簡易的解析手法の検討を行った。

その結果、三次元的効果を表した形状ばねを、矩形立坑におけるパラメータから容易に求められる算定式を作成することにより、形状ばねを用いた弾塑性法の解析結果と計測値との比較から効率的かつ安全側の設計計算が可能になることが明らかになった。また、従来2次元解析ではモデル化が困難とされていた開口部の影響について、剛性低下率を用いた算定方法を開発することにより解析可能なことを3次元モデルとの比較から明らかになった。

1 - 1 大深度掘削に関わる山留壁の挙動解析調査その2

Movement Analysis of Earth-retaining for Deep Open Cut (2nd report)

計画部 技術開発課

安瀬 廣一，佐藤 研三（現建設局），杉本 克美，並木 芳憲

1. 調査概要

1.1 調査の背景と目的

近年，都心部においては地下埋設物が輻輳してきており，再構築等で新たに下水道管を布設する際には，下水道が自然流下を基本としているが故に，大深度に布設せざるを得ない状況である。大深度の地下構造物を建設する際には，山留壁を築造する必要があるが，そのため多額の費用や工期を要する。山留壁の設計においては，掘削方向と変位方向について二次元弾塑性法を用いて解析するのが現在の主流である。しかし立坑のように掘削深度に比べ掘削面積が小さい場合，山留壁にはその形状による三次元的拘束効果が生じることが分かっており，この三次元的効果を取り入れずに設計した場合，不経済な山留壁となる可能性が考えられる。このような拘束効果については，例えば山留壁が地下連続壁の場合，弾塑性法の中ではばね要素として取り扱うことが可能とされているが，そのばね定数の定量的な評価については具体化されていないのが現状である。そこでこの山留壁の三次元的効果を定量的に評価することにより設計における不確定要素を減少させ，安全かつ経済的な設計手法を開発することを目的とし本調査を行った。昨年度は円形立坑について拘束効果によるばね定数の定量的評価を行い，その値を用いて山留壁の縦断方向の挙動について解析し，計測値との比較検討を行ったが，本年度は引き続き矩形立坑について同様の評価解析を行ったのでこれについて報告する。

1.2 調査内容

平成11年度は，平成10年度における調査結果を踏まえ以下に示す調査を実施した。

- ・ 矩形立坑の三次元形状を考慮した形状効果ばねの特性に関する評価

- ・ 矩形立坑の施工事例に関する設計条件および計測結果の整理
- ・ 形状効果ばねを用いた矩形立坑挙動解析の実施
- ・ 解析 / 計測結果の比較検討
- ・ 円形立坑および矩形立坑の連続壁開口部について，二次元モデルによる簡易的解析手法の検討（三次元モデルと二次元モデルの整合性）

2. 矩形立坑における三次元的拘束効果の定量的評価

2.1 三次元的効果と形状ばね定数

矩形立坑の場合，掘削深度に対し掘削面積が比較的小さいものでは，掘削に伴う壁体及び地盤の挙動は，互いに直交する山留壁間の三次元的拘束効果により変位が抑制される。よって三次元有限要素解析法を用いれば，各種の平面形状をした矩形立坑について，掘削時における山留壁および地盤の全体的な挙動を把握することができる。しかしながら三次元モデルによる解析は，モデルの作成，解析時間，結果の処理等に膨大な時間と費用を要し非効率である。三次元解析の結果と同等の変位特性を得るために三次元的拘束効果を二次元モデルに取り入れることができれば，簡易的に三次元的効果を表現できる。このことについては，「大深度土留め設計・施工指針（案）」（財団法人先端建設センター）において，剛性の高い地下連続壁を用い，かつ水平方向の剛性が期待できると考えられる場合は，矩形立坑に働く三次元的拘束効果を「形状ばね」として評価し，弾塑性解析に考慮しても良いこととされているが，具体的な手法は示されていない。この「形状ばね」とは，矩形立坑において上述の「三次元的拘束効果」を表現したものであり，その概念は図2.1に示すとおりである。

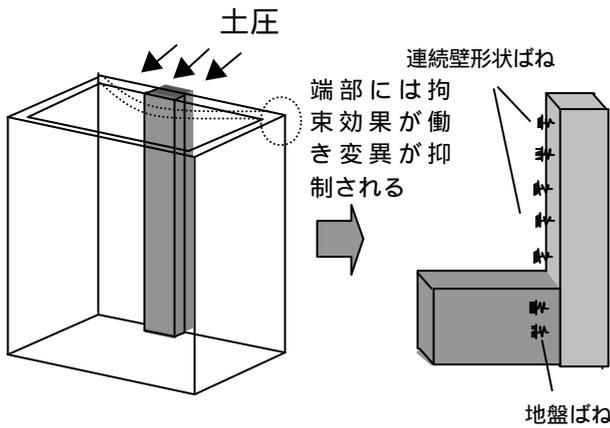


図2.1 形状ばねの考え方

2.2 解析方法と解析モデル

図2.2に示すような二次元モデルを用いて、土圧を載荷したときの変形形状から、簡易的に矩形立坑における形状ばね定数を算定する方法を検討する。この簡易的な算定方法をここでは「はり理論」と呼ぶこととする。具体的には、山留壁の要素をはりばねモデルでモデル化し、有限要素法を用いて変位を算定するが、継手部の剛性低下や地盤反力係数を考慮しなければ、この簡易的なばね定数の算定方法である「はり理論」を用いた理論式により形状ばねの値を求めることが可能である。そこで値の算定に当たっては「はり理論」から求めた値と有限要素法で求めた値が一致することを確認した上で、簡易的な「はり理論」により求められるものについては「はり理論」から求め、求められない部分については有限要素法を用いて求めることとした。

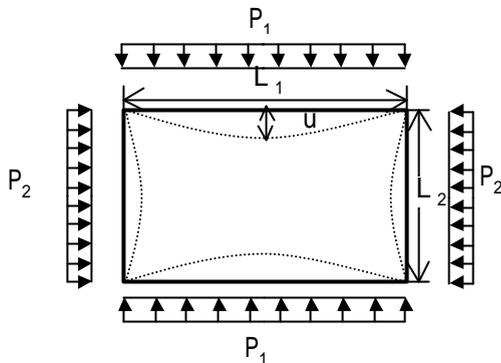


図2.2 形状ばね算定モデル

2.3 算定された形状ばね定数

はり理論による形状ばねの算定にあたっては、立坑の各辺部ははりとして取り扱い、各端部において変形は許さないが回転については拘束しないものとした。その結果、ばね定数 \$k_s\$、及び変位量 \$y_1\$ は以下ようになる。

$$k_s = \frac{p_1}{\Delta y_1} \dots\dots\dots$$

$$\Delta y_1 = -\frac{p_1 L_1^2}{24EI} \left(\frac{2}{L_1} x^3 - \frac{1}{L_1^2} x^4 - \frac{(p_1 L_1^3 + p_2 L_2^3)}{p_1 L_1^2 (L_1 + L_2)} x^2 \right) + \frac{p_1 L_1 L_2}{4Et} \dots\dots\dots$$

ここで

\$k_s\$: 形状ばね定数

- \$p_1\$: \$L_1\$ に作用する土圧 [tonf/m²]
- \$p_2\$: \$L_2\$ に作用する土圧 [tonf/m²]
- \$L_1\$: 立坑の長辺側長さ [m]
- \$L_2\$: 立坑の短辺側長さ [m]
- \$\Delta y_1\$: \$L_1\$ 側の変位量 [m]
- \$E\$: ヤング率 [tonf/m²]
- \$I\$: 断面2次モーメント [m⁴]
(=1.0 × t³/12)
- \$t\$: 壁厚 [m]

また、長辺中央部における変位量 \$u\$ は、式において \$x=(L_1/2)\$ と代入することにより式のように表される。

$$u = -\frac{P_1 L_1^2}{2EI} \left(-\frac{5L_1^2}{192} + \frac{(P_1 L_1^3 + P_2 L_2^3)}{48P_1(L_1 + L_2)} \right) + \frac{P_1 L_1 L_2}{4Et} \dots\dots\dots$$

2.4 形状ばねの特性解析

はり理論を用いた場合、影響評価が可能となるパラメータは立坑の断面形状および壁厚、土圧（偏土圧も含む）のみであり、その他のパラメータ（継手部剛性、先行エレメント剛性割り増し、地盤反力係数）は考慮されていない。

よって、ここでの解析ケースの設定は、立坑の断面形状および偏土圧に着目して行う。式をみると、土圧が作用した際の変形量は断面形状（評価断面の長さ、縦横比）に大きく依存すると思われる。従って、断面形状に伴う形状ばねの特性評価を行えるよう、比較ケースを設定する。比較ケースについてまとめたものを表2.1

に示す。解析断面については、図2.2における長辺側を評価断面とし、解析諸元としてヤング率 2.5×10^6 (tonf/m²)、壁厚1.0(m)を用いた。

本解析において、はり理論を用いた算定方法による形状ばね定数について、有限要素法を用いて求めた解析値との比較を行うことにより、両者の値が一致しているかについてあわせて検証した。

表2.1 比較ケース

比較ケース	評価パラメータ
比較ケース0	$L_1=L_2$ の時の L_1 および L_2 の長さに関する特性
比較ケース1	$L_1=30$ の時の L_2 の長さに関する特性
比較ケース2	$L_2=5$ の時の L_1 の長さに関する特性
比較ケース3	$L_1=L_2$ の時の L_1 および L_2 の長さに関する特性、偏土圧を考慮
比較ケース4	$L_1=30$ の時の L_2 の長さに関する特性、偏土圧を考慮
比較ケース5	$L_2=5$ の時の L_1 の長さに関する特性、偏土圧を考慮

形状ばね定数の特性評価を行うために、表2.1の比較ケースを設定した。各ケースについて図2.3~2.8に解析結果を示す。

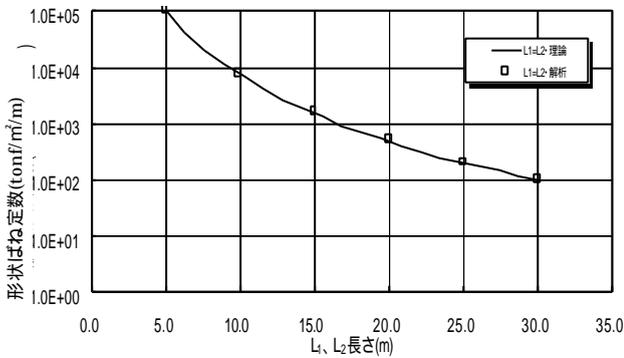


図2.3 比較ケース0 ($L_1=L_2$, 偏土圧なし)

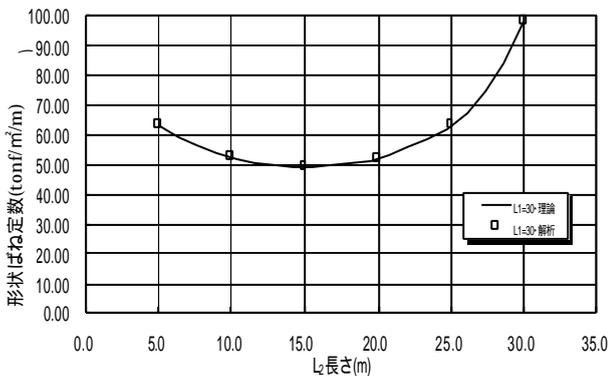


図2.4 比較ケース1 ($L_1=30$, 偏土圧なし)

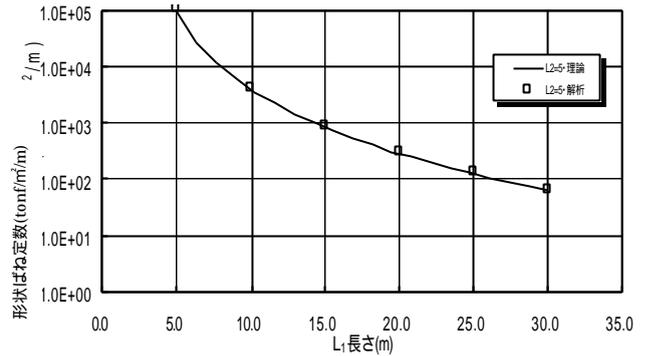


図2.5 比較ケース2 ($L_2=5$, 偏土圧なし)

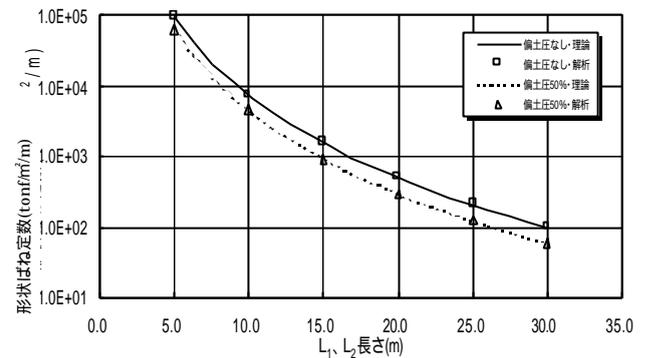


図2.6 比較ケース3 ($L_1=L_2$, 偏土圧50%)

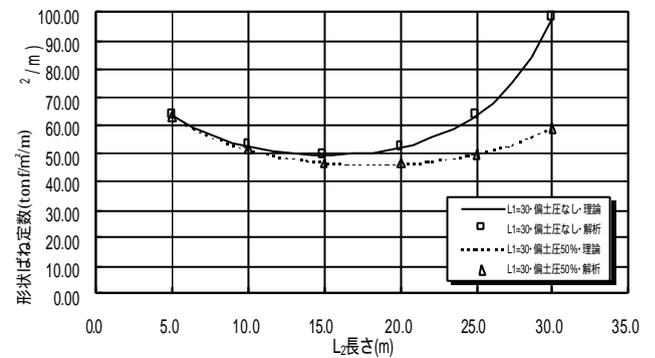


図2.7 比較ケース4 ($L_1=30$, 偏土圧50%)

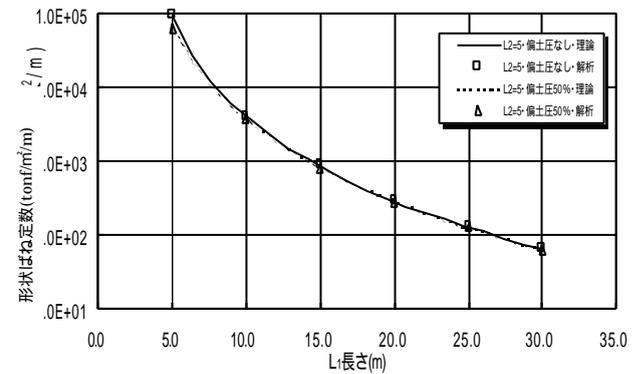


図2.8 比較ケース5 ($L_2=5$, 偏土圧50%)

これらの結果をみると、以下のことがいえる。なお、形状ばねに関する特性については、すべて L_1 側における結果を対象として述べることにする。

- (ア) はり理論による結果と有限要素法による結果は、すべての解析ケースにおいて一致した
- (イ) $L_1 = L_2$ (正方形) の解析結果 (図2.3) より、 L_1 が大きくなると急激に形状ばね定数が小さくなる
- (ウ) L_1 を一定とした場合、 L_2 を小さくする(長方形にする)と、形状ばね定数も小さくなり、 $L_2=0.5 \cdot L_1$ のとき正方形での値の約半分になる
- (エ) L_2 を一定とし、 L_1 を大きくする(長方形にする)と、形状ばね定数は急激に小さくなり、その傾向は正方形において長さを大きくしていった場合とよく似ている
- (オ) 偏土圧の影響については、図2.7より正方形に近づく程ばね定数も大きくなる傾向を示すが、図2.6から偏土圧よりも L_1 の長さの方が形状ばね定数に対して支配的である

解析対象断面である L_1 の長さが、形状ばねに関して最も支配的な因子であった。また、 L_1 と L_2 の大きさが異なる、すなわち長方形になると正方形に比べてばね定数は低下し、 $L_2=0.5 \cdot L_1$ の時に半分程度まで低下した。この傾向は立坑のスケールによらず共通してみられた。偏土圧の影響についても定量的に把握されたが、平成10年度に解析を行った円形立坑の場合、偏土圧を10%考慮することによりばね定数が半分程度に低下するという結果がでたが、それに比較すると、矩形立坑ではその影響は小さいといえる。

また、はり理論と有限要素法によるばね定数の結果の比較については、両者の結果が一致することが分かった。従って、想定したパラメータのうち、断面形状および壁厚、偏土圧については、はり理論に基づいた算定式を用いることが可能なことを確認した。

2.5 各パラメータの取り扱い方法

はり理論を用いて定式化が可能なパラメータが確認されたことを踏まえ、各パラメータの取り扱いについてまとめると図2.9のようになる。

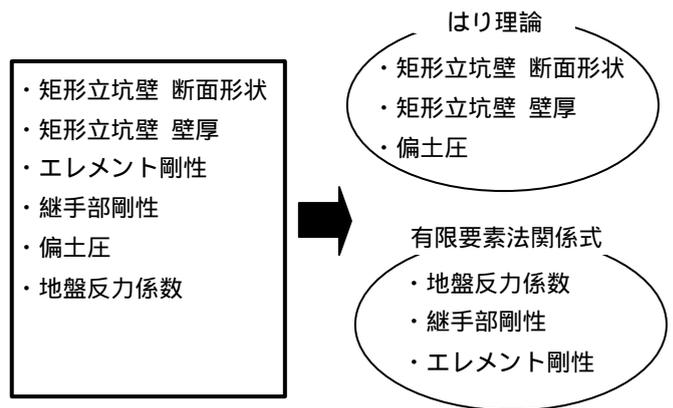


図2.9 各パラメータに関するまとめ

図2.9に示すように、形状ばね定数に関するパラメータは「はり理論」に基づくものと、「はり理論」では定式化できないものとに分けられる。よって、「はり理論」に基づいた形状ばね定数を k_{w0} とし、この k_{w0} を用いてその他のパラメータである、地盤反力係数、継手部の剛性、エレメントヤング率について関係式を導き出すことができれば簡易的な計算方法が可能となる。すなわち式 (2.6) のようになる。ここで、 g, h, i については有限要素法を用いて求めることとした。

$$k_w = A_w k_{w0} \dots\dots\dots$$

$$A_w = g \cdot h \cdot i$$

ここで

- k_w : 形状ばね定数
- k_{w0} : 「はり理論」に基づいた形状ばね定数
- A_w : 形状ばね係数
- g : 地盤反力による形状ばね係数
- h : 継手効果による形状ばね係数
- i : エレメントヤング率による形状ばね係数

2.6 計算結果

2.6.1 地盤反力係数に関する特性評価

(1) 解析条件

2.3で述べたように、ここでは端部に回転を許すモデルで考えているため、理論上断面形状が正方形でかつ作用土圧が等圧のときを除いて、背面側への変形が生じる。よって、ここでは断面形状が長方形である矩形立坑に対し地盤ばねを設定する。解析モデルを図2.10に示す。長方形の断面のうち、 $L_1 > L_2$ としたとき、変形が背面側に生じる L_2 断面に地盤ばねを設定し、変形が掘削側に生じる L_1 断面において形状ばね定数について有限要素法を用いて算定する。

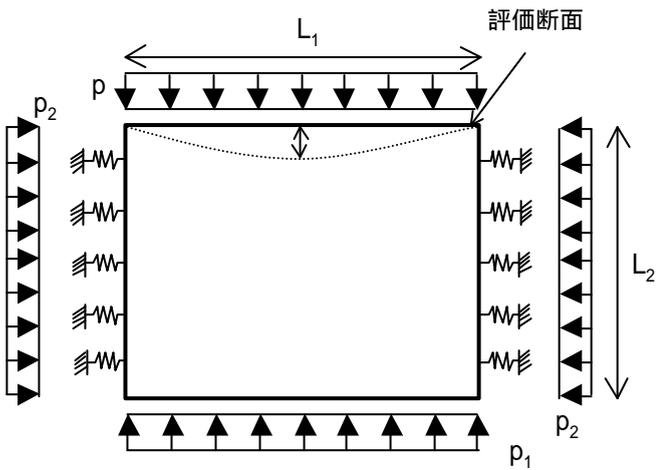


図2.10 地盤ばねを考慮した解析モデル

(2) 解析結果

形状ばね定数 K_w を算定し、地盤反力係数を設定しないときの形状ばね値 K_{w0} とにより、式を用いて地盤反力による形状ばね係数 g を求める。 $L_2=10[m]$ で L_1 を 15, 20, 25, 30[m] に設定した場合の地盤反力による形状ばね係数 ($g = K_w / K_{w0}$) の関係について図2.11に示す。

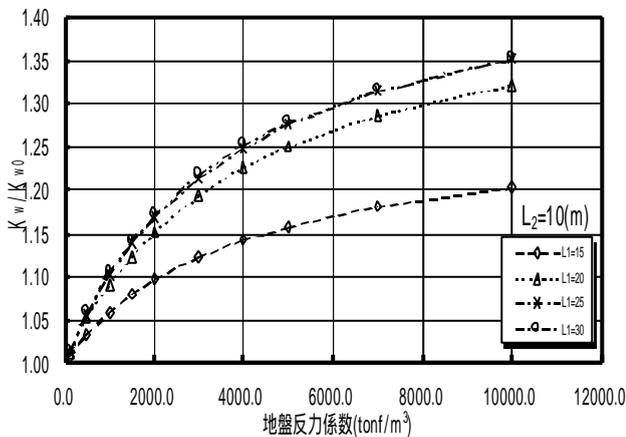


図2.11 地盤反力による形状ばね係数 ($L_2=10[m]$)

(3) 結果の考察

地盤反力係数に関する傾向を以下にまとめる。

- (ア) 地盤反力を考慮すると考慮しないときに比べ、すべての解析ケースにおいて形状ばね値は大きくなる
- (イ) 地盤反力係数を大きくする程形状ばね値も増加するが、その傾向は線形的でない

(ウ) 断面形状に関する一定の傾向がみられない

最も大きい効果を示したケースでは、地盤反力を考慮しないときに比べ、その増加率は約40%であった。ただし、(イ)、(ウ)の理由から、定式化することは難しい。

また、(ア)より地盤反力を考慮することにより形状ばねは上昇することになるが、これは端部の回転を許すという考え方から短辺側の山留壁が掘削時に背面側に動くとしたことから生じたことであり、現実にもそうした挙動を示すかどうか不明な点がある。そこで安全性を考慮してばね定数にこの影響を考慮しない方が妥当であると考え。

2.6.2 継手効果に関する特性評価

(1) 解析条件

立坑を掘削した際には背面側の土圧により、先行エレメントと後行エレメント間の継手部分に軸力が作用する。その継手部分の剛性値をパラメータとした形状ばねの特性評価を行った。解析モデルを図2.12に示す。継手部の剛性値は、継手部材の形状および寸法より算定できる曲げ剛性値から類推できる。よって、一般に施工で用いられる継手部材の寸法から、継手部の剛性値として $1.0 \times 10^2 \sim 1.0 \times 10^8$ [tonf·m/rad] について解析を行った。なお、矩形立坑の場合、断面形状が長方形 (L_1, L_2) となる場合、地盤ばねを設定する必要があるため、ここでは、断面形状を $L_1=L_2$ とする。

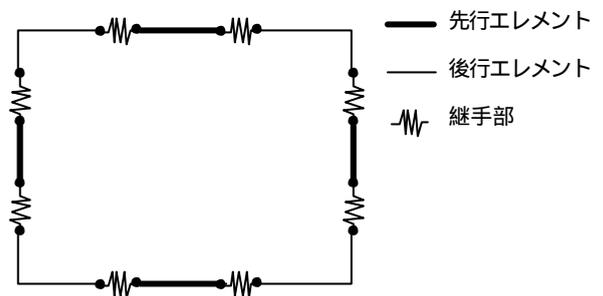


図2.12 継手部を考慮した解析モデル

(2) 解析結果

形状ばね定数 K_w を算定し、継手効果を考慮しないときの形状ばね値 K_{w0} とにより式を用いて継手効果による形状ばね係数 h を算定する。 $L_1=L_2=5[m]$ から $L_1=L_2=30[m]$ ま

で5m刻みで設定した場合の、継手効果による形状ばね係数 ($h = K_w / K_{w0}$) の関係について図2.13に示す。

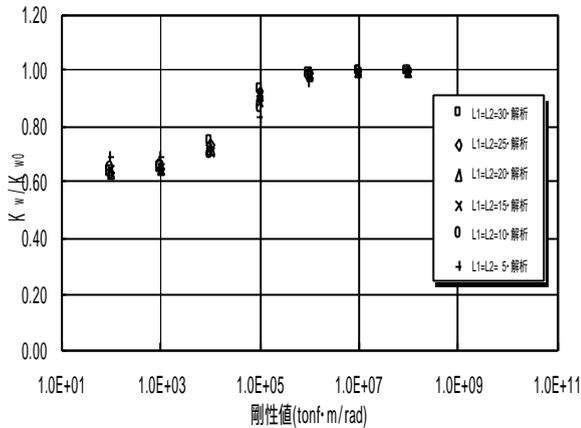


図2.13 継手効果による形状ばね係数

(3) 結果の考察

継手部の効果に関する傾向をまとめると以下ようになる。

- (ア) 継手部の効果を考慮すると、考慮しないときに比べ形状ばね値は減少した ($K_w / K_{w0} < 1$)
- (イ) 継手部の剛性値が 10^6 (tonf·m/rad) 以上では、継手部の影響はほとんどないといえる
- (ウ) 継手部の効果は、断面形状によらずほぼ同様な傾向を示した
- (エ) 偏土圧の影響と同様、立坑長さの変化の影響に比べれば継手部の影響は極めて小さい

昨年度実施した円形立坑の場合、周辺土圧の影響により軸方向においてはリング全体で圧縮方向のひずみおよび応力が作用していたのに対し、矩形立坑においては、軸方向のひずみおよび応力は必ずしも圧縮方向に作用しているとはいえない。解析結果からも、円形立坑では継手部の剛性値が 5.0×10^2 [tonf·m/rad] と弱い状態でも継手部を考慮しないときの形状ばねの0.93を示したのに対し、矩形立坑では同じ剛性値で6割程度も低下している。

継手部の剛性値について厳密な値を得るのは難しい。しかしながら、上述したように円形立坑に比べるとこの影響は大きいこと、取り入れることにより安全側の評価を行うこと等から、ばね定数を算定する上で考慮する必要があるといえる。

2.6.3 エLEMENTヤング率に関する特性評価

(1) 解析条件

ここでは、先行ELEMENTヤング率の効果に関する特性を評価する。先行ELEMENTには、継手部の鋼材などが入れられている場合があり、後行ELEMENTに比べ剛性(ヤング率)が増加している可能性がある。そこで、先行ELEMENT剛性値を割り増した場合に、その形状ばね定数がどのような特性を示すかについて検討する。剛性値の低い後行ELEMENTの方が危険側であるため、計算は後行ELEMENT位置における形状ばね定数について算定した。

(2) 解析結果

形状ばね定数 K_w を算定し、ELEMENTヤング率の効果を検討しないときの形状ばね値を K_{w0} とにより、式を用いてELEMENTヤング率による形状ばね係数 i を算定する。L1=L2=5[m] から L1=L2=30[m] まで5m刻みで設定した場合の各ケースに関してまとめたものを図2.14に示す。

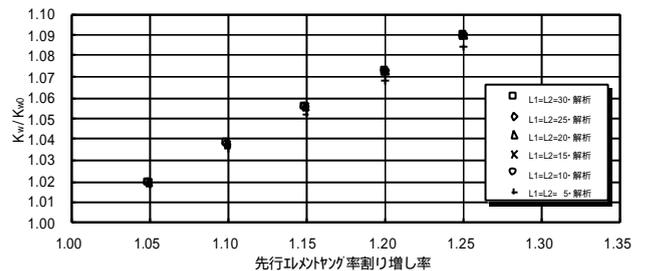


図2.14 ELEMENTヤング率による形状ばね係数

(3) 結果の考察

先行ELEMENTヤング率の割り増し効果に関する傾向を以下にまとめる。

- (ア) 先行ELEMENTヤング率の割り増し効果を考慮すると、考慮しないときに比べ形状ばね値は増加した
- (イ) 割り増し率を大きくする程形状ばね値は大きくなり、その傾向は線形的である
- (ウ) 先行ELEMENTヤング率の割り増し効果は、断面形状によらずほぼ同様な傾向を示した
- (エ) 偏土圧および継手部の影響と同様に、L1の長さによらず先行ELEMENTヤング率の影響は極めて小さい

図2.14より、設定パラメータのうち最も大きい効果を示したケース(割り増し率1.25)においても、ELEMENT割り増しを

行わないケースに比べ、その増加率は10%以下に留まった。この結果と(I)より、エレメントヤング率の割り増しを考慮することはあまり有意義でないといえる。この効果を考慮しないことにより安全側の値を用いることになることから、ばね定数の算定にあたりこの効果についても考慮しないことが妥当と考えられる。

2.7 形状ばね定数のまとめ

2.7.1 形状ばね定数の特性評価のまとめ

2.4~2.6における特性評価の結果についてまとめると以下ようになる。

「はり理論」に基づく特性評価

- 形状ばねは、断面の形状よりも解析対象断面である L_1 の長さが支配的である。次いで L_1 に対する L_2 の長さが影響するが、最も影響のあるときでも $L_1=L_2$ 時の値の半分程度である。また、偏土圧の影響も多少あるが、円形立坑に比べるとその影響は小さい。

「有限要素法」に基づく特性評価

- 地盤反力を考慮することにより形状ばね値は大きくなるが、その傾向は線形的でない。
- 継手部の効果を考慮することにより、形状ばね値は減少したが、継手部の剛性値が106(tonf・m/rad)以上では、その影響はほとんどない。また断面形状によらず同じような傾向を示したが、 L_1 の影響に比べるとその影響は極めて小さい。
- 先行エレメントヤング率の割り増し効果を考慮すると、地盤反力と同様に形状ばね値は増加し、その傾向は線形的となった。また、この効果は、断面形状によらずほぼ同様な傾向を示したが、他のパラメータと同様に L_1 の長さ程大きな影響は示さない。

これらの特性より、形状ばねは、はり理論に基づいた算定方法のパラメータである、解析対象断面長さ L_1 の影響が最も大きく、かつ支配的であることがわかる。はり理論式のなかに取り入れられないパラメータのうち、地盤反力係数および先行エレメントヤング率の割り増しについては、その影響を考慮することにより形状ばねが上昇した。従って、この効果を考慮することは危険側の

評価を行うことになる。しかも、前述したように、 L_1 の影響に対しその効果は極めて小さい。よって、これらのパラメータを設計計算において取り入れることはそれ程有意義でないといえる。

一方、継手部の効果により形状ばね値は減少した。このパラメータについてもその影響は小さくなく、継手部の剛性値について厳密な値を得るのは難しい。しかしながら、取り入れることにより安全側の評価を行うこと、またトンネル標準示方書等でも継手部の影響を考慮すべきとの記述があることから、この効果を取り入れるべきと判断できる。

2.7.2 算定式を用いた形状ばね定数の算定

特性評価の結果より、各パラメータごとの係数 g, h, i について、データテーブルや簡易式により求められることが分かった。以下に、各パラメータにおける簡易式およびデータテーブルを示す。

地盤反力係数による形状ばね係数 (g)
表2.2に示すデータテーブルにより算出可能である。

表2.2 形状ばね係数 g のデータテーブル

断面形状		地盤反力係数 $\times 10^2$ [tonf/m ²]									
長辺 L_1	短辺 L_2	0.1	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	7.0	10.0
10.0	5.0	1.001	1.003	1.006	1.009	1.012	1.018	1.024	1.029	1.040	1.064
15.0	5.0	1.001	1.004	1.008	1.012	1.015	1.023	1.029	1.036	1.048	1.065
20.0	5.0	1.001	1.004	1.008	1.012	1.015	1.023	1.029	1.036	1.048	1.064
25.0	5.0	1.001	1.004	1.008	1.011	1.015	1.022	1.028	1.034	1.046	1.061
30.0	5.0	1.001	1.004	1.007	1.011	1.014	1.020	1.026	1.032	1.043	1.056
15.0	10.0	1.007	1.033	1.058	1.079	1.096	1.123	1.143	1.159	1.181	1.203
20.0	10.0	1.011	1.051	1.091	1.124	1.152	1.194	1.226	1.250	1.287	1.322
25.0	10.0	1.013	1.057	1.102	1.138	1.168	1.215	1.249	1.278	1.315	1.352
30.0	10.0	1.013	1.059	1.105	1.141	1.171	1.218	1.252	1.276	1.316	1.352
20.0	15.0	1.021	1.070	1.101	1.118	1.129	1.144	1.154	1.162	1.172	1.184
25.0	15.0	1.043	1.150	1.216	1.254	1.279	1.311	1.330	1.344	1.363	1.381
30.0	15.0	1.053	1.183	1.264	1.311	1.341	1.379	1.403	1.419	1.440	1.461
25.0	20.0	1.028	1.064	1.080	1.089	1.096	1.108	1.117	1.124	1.137	1.152
30.0	20.0	1.050	1.211	1.257	1.280	1.295	1.315	1.329	1.340	1.357	1.375
30.0	25.0	1.014	1.031	1.044	1.055	1.064	1.079	1.091	1.101	1.116	1.132

継手効果による形状ばね係数 (h)
表2.3に示すデータテーブルにより算出可能である。

表2.3 形状ばね係数 h のデータテーブル

継手剛性 (tonf・m/rad)	形状ばね係数
1.0E+02	0.637
1.0E+03	0.657
1.0E+04	0.721
1.0E+05	0.892
1.0E+06	0.984
1.0E+07	0.998

エレメントヤング率による形状ばね係数
(i)
以下の算定式により算出可能である。

$$i = 0.36x + 1.0$$

ここで

：先行エレメントヤング率割り増し率

上記 ~ により求められた各形状ばね係数を、式 に代入することにより、形状ばね定数が算出される。

3. 矩形立坑における縦断方向の解析

前段で得られたばね定数を用いて縦断方向の解析を行い、計測結果と比較検討を行った。山留壁の計測結果の得られた2立坑について解析を行ったが、ここでは、その内の1つである和田弥生立坑を例に取り結果を紹介する。

3.1 解析条件と解析方法

和田弥生幹線の基本形状を表3.1に、解析モデル図を図3.1に示す。

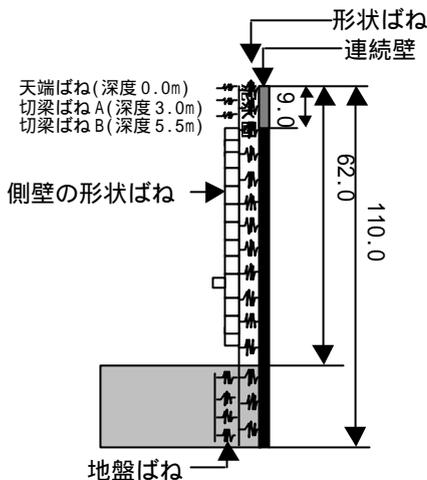


図3.1和田弥生幹線の解析モデル

ここでは、変位及び曲げモーメントの計測値が得られている、48.2mまで掘削した状態で比較を行った。計測機器は短辺方向に設置されていたことから、解析値と計測値の比較に当たっては、短辺×短辺の正方形から算出されるばね定数を用いて解析した。解析ケースを表3.1に示す。

表3.1 解析を行ったケース

ケース名	計算上の仮定	ばね定数
ケース1	形状ばねを考慮しない	0
ケース2	短辺×短辺のばね定数を設定	2.78×10^3
ケース3	ばね定数に継手部の効果を考慮	1.77×10^3

3.2 解析結果と考察

解析結果を図3.2に示す。変位については、計測値と解析値の示す傾向は合致した。形状ばねを考慮しないケース1では計測値よりも変位が大きい結果に、またばね定数を考慮したケース2は計測値よりも変位が小さい結果となった。これは、現実の立坑に拘束効果が働いているためと考えられる。継手部の効果を考慮して計算したケース3は効果を考慮しないで計算した結果よりも変位が大きくなり、計測値に近づく結果となった。グラフには載せていないが、偏土圧を考慮した場合の変位も同様の傾向を示しており、このことから、ばね定数に対して継手部や偏土圧等影響が働いている可能性があると考えられる。また、モーメントについては解析値が深度によって大きく変化することから計測値との比較は困難であったが、解析値間の比較については変位と同様の傾向を示した。

解析値と計測結果の示す定性的な傾向は、他の結果についても同様であったが、形状が10m角程度の立坑で解析を行った場合、形状ばねによる効果はより顕著に現れた。これは和田弥生幹線立坑の立坑の形状が長辺で20m程度と大きく、形状ばねによる効果が小さいためと考えられる。

4. 連続壁開口部の評価方法

4.1 開口部の評価方法について

円形立坑及び矩形立坑の施工過程では、最終掘削終了後、発進坑口の連続壁開口が行われる。従来の計算では、三次元の詳細なモデルを作成して解析するか、或いは二次元モデルを用いて、円形立坑ではリングばねを、矩形立坑では形状ばねを、それぞれの開口部において設定しないというモデルを作成して解析するかの2通りの方法が見られたが、それらの方法は、解析に時間を要したり、挙動を正確に把握できない等の問題があった。そこで、これまでの解析により求めた形状ばねやリングばねを用い、更に開口部の影響を取り入れた二次元モデルを作成し、三次元モデルとの整合性を確認することにより、簡易的かつ実際の挙動に合った二次元モデルによる設計計算手法が可能になることが確認された。

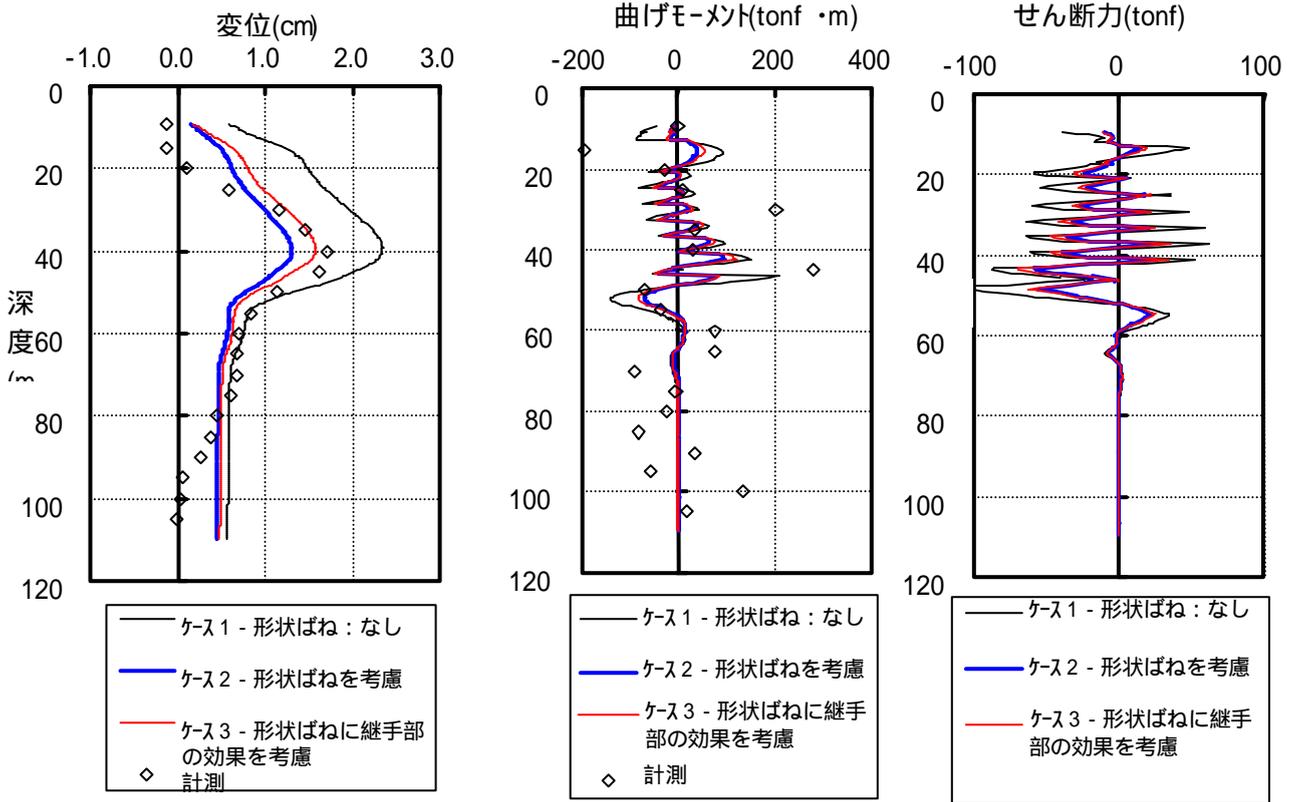


図 3.2 和田弥生幹線の縦断方向の解析結果

4.2 矩形立坑における評価方法

開口部施工前に関する解析では、連続壁をはり、形状効果を形状ばねとしてモデル化した。その際、はりで用いる断面剛性および形状ばね定数は、ともに弾性率と線形関係にあることが分かっている。図4.1に立坑の構造形状および開口部を考慮した2次元モデルを示す。開口部における弾性率は、開口部以外の弾性率よりも剛性が低下したものと考え、剛性低下率は立坑の構造形状と開口部の半径により算定する。開口部における弾性率 E_s は、開口部以外の弾性率 E と剛性低下率 a_s を用いると式(4.1)のようになる。同様に開口部における形状ばね K_s は、開口部以外の形状ばね K と剛性低下率 a_s を用いて式(4.2)で表せる。また剛性低下率 a_s は、縦断方向の剛性低下率と横断方向の剛性低下率を考え、式(4.3)のように表現できる。

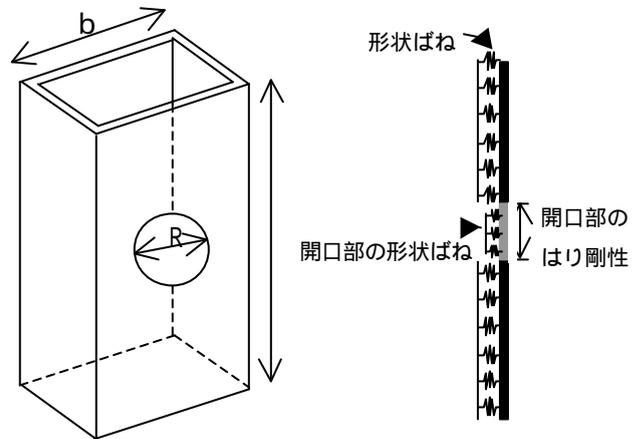


図 4.1 矩形立坑における開口部のモデル化

$$\begin{aligned}
 E_s &= a_s E && \dots\dots\dots \\
 K_s &= a_s K && \dots\dots\dots \\
 a_s &= \frac{b - 2R}{b} \cdot \frac{a - 2R}{a} && \dots\dots\dots
 \end{aligned}$$

4.3 円形立坑における評価方法

開口部施工前に関する解析では、連続壁をはり形状効果をリングばねとしてモデル化した。その際、はりで用いる断面剛性およびリングばね定数は、ともに弾性率と線形関係にあることが分かっている。図4.2に立坑の構造形状および開口部を考慮した2次元モデルを示す。開口部における弾性率は、開口部以外の弾性率よりも剛性が低下したものと考える。開口部における弾性率 E_c は、開口部以外の弾性率 E と剛性低下率 a_c を用いると式 のようになる。同様に開口部におけるリングばね K_{RC} は、開口部以外のリングばね K_R と剛性低下率 a_c を用いて式で表せる。

$$E_c = a_c E \quad \dots\dots\dots$$

$$K_{RC} = a_c K_R \quad \dots\dots\dots$$

なお、円形立坑における剛性低下率は、開口部領域内で2つの領域に分けてそれぞれ設定する。開口部領域内の分割方法を図4.3に示す。図4.3より、開口部では2つの領域（領域A、領域B）にわけて、剛性低下率を算定する。本調査では、剛性低下率は開口部施工前での断面積に対する施工後の断面積の割合とする。よって、剛性低下率は立坑の形状や開口部の半径に依存することなく一定値となる。領域Aおよび領域Bにおける剛性低下率を式 に示す。

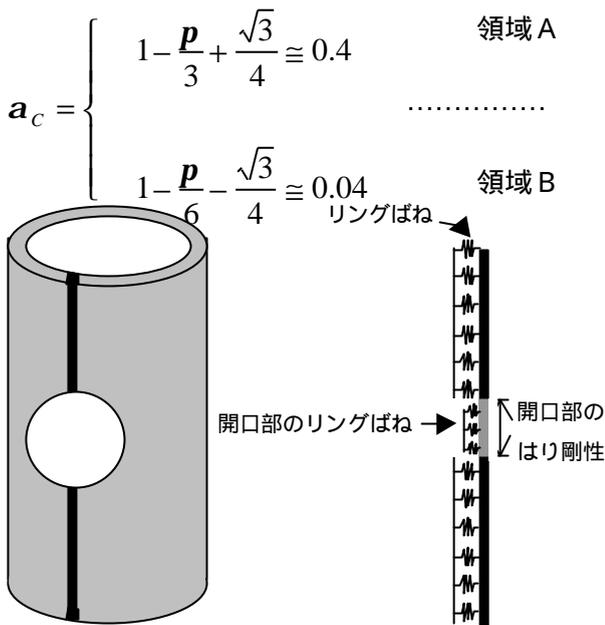


図 4.2 円形立坑における開口部のモデル化

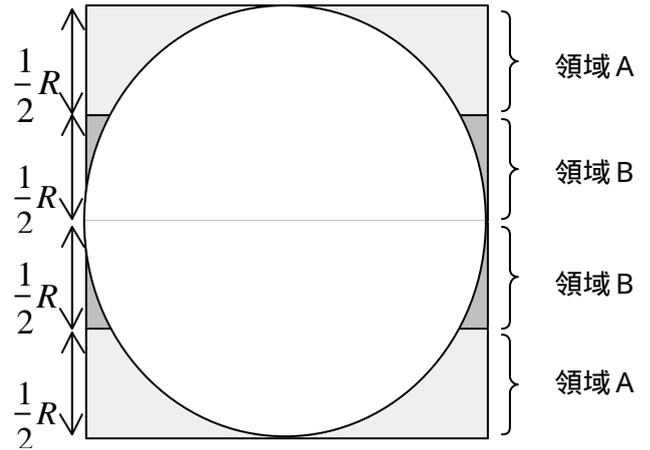


図4.3 開口部領域内の分割方法

4.4 連続壁開口部の評価方法のまとめ

- ・矩形立坑の開口部の影響を2次元モデルに取り入れる場合、開口部での弾性率が低下したものと考え、剛性低下率を用いて開口部のはり剛性および形状ばねを算定することにより、開口部周辺の挙動を再現できることが明らかになった。
- ・円形立坑の開口部の影響を2次元モデルに取り入れる場合、矩形立坑と同様に、開口部での剛性低下率を用いることにより開口部周辺の挙動を再現できる。ただし、円形立坑の場合、開口部を2つの領域に分けてそれぞれ剛性低下率を算定する必要がある。

〔参考文献〕

- 1) 安瀬廣一，佐藤研三：大深度掘削に関わる山留壁の挙動解析，第36回下水道研究発表会講演集
- 2) 財団法人先端建設技術センター：大深度土留め設計・施工指針（案）(1996)
- 3) 東京都下水道局計画部：大深度掘削に関わる山留壁の挙動解析調査 平成10年度 報告書

1 - 2 近接施工による構造物への影響に関わる調査

計画部 技術開発課

本調査は、近接施工による構造物への影響を予測する手法として用いられる有限要素解析法の特徴を把握し、影響予測の際の作業効率化に資することを目的とする。

内容は、解析手法及び解析モデルの調査検討、モデル事例を用いた入力条件、設定条件のパラメータ解析、入力条件、設定条件の適切な設定方法についての検討を行った。

その結果、解析における入力条件及び設定条件に関して、以下の結果が得られた。

2次元モデルでも解析手法および応力解放率を適切に設置することにより、精度の高い予測が可能である。

強度が小さい粘性土に関しては、弾性非線形モデルの適用が必要である。

変形係数はN値から推定する方法である程度の精度が確保できるものと考えられる。

解析領域は、水平方向3H（H：解析領域の鉛直方向深さ）底面までの距離1D（D：シールドトンネル径）で十分な解析精度が確保される。

1 - 2 近接施工による構造物への影響に関わる調査

計画部 技術開発課

安瀬 廣一，佐藤 研三（現建設局），杉本 克美，並木 芳憲

1. 調査の概要

1.1 調査の背景と目的

都市における最近の地中構造物の建設工事は、都市化の進展に伴い、既設構造物に近接して施工せざるを得ない状況である。近接施工においては、工事に伴って生じる周辺地盤の変状等が、既設構造物に有害な影響を与える恐れがある。このため、既設構造物への影響の度合いや、有害な影響を与えることが予想される場合の対策の効果等について、適切な評価を行わなければならない。

近接施工の影響予測については、地中構造物の密集・複数化等により簡易推定法による影響予測が不適切な場合には、有限要素解析法（以下、FEM）による影響予測が適用されており、地中構造物が輻輳している都心部においては、この傾向は近年特に顕著である。

しかしFEMによる影響予測の際には、物性値の設定、解析モデルの検討などの詳細に関して、評価者の裁量に委ねられているのが現状であり、統一方針がない現状である。

本調査は上記を踏まえ、近接施工による構造物への影響を予測する手法として用いられるFEMの特性を把握することを目的に、主にシールド工事のケースを対象として、手法およびモデル化の調査を行い、モデル事例を用いたパラメータ解析を実施し、解析の際に必要な入力条件、設定条件等の適切な設定方法の検討を実施した。

1.2 調査内容

表1.1に本調査の実施項目と各実施項目毎の実施内容を示す。

表1.1 本調査実施内容

実施項目	実施内容
近接施工の影響予測に用いる解析手法及び解析モデルの調査検討	近接施工の用いられるFEMの適用例 FEMのモデル化手法 FEMの解析手法
モデル事例を用いた入力条件、設定条件のパラメータ解析	変形係数の設定の違いによる結果の差異 地盤モデルとc、設定方法の違いによる結果の差異 応力解放率の設定の違いによる結果の差異 解析領域の違いによる結果の差異
入力条件、設定条件の適切な設定方法の検討	計測結果との比較検討 入力条件、設定条件の設定の目安

2. 近接施工の影響予測に用いる解析手法及び解析モデルの調査検討

2.1 近接施工に用いられるFEMの適用例

FEMの適用状況の全体感を知ることが目的として、平成11年2月に社団法人 日本トンネル技術協会より発刊された「地中構造物の建設に伴う近接施工指針」（以下同指針）に記載されている内容を調査し、さらに影響予測を行ったシールドおよび開削工事の施工事例に関して、現状を整理した。以下に同指針の概要を、表2.1に応力解放率設定に係わる近年の検討成果事例として3事例を取り上げる。

有限要素解析法の適用状況の全体感（地中構造物の建設に伴う近接施工指針による知見）

[概要]

図2.1に示すようにシールド工法に関してはFEMを用いた影響予測が多く用いられている。予測値はおおむね計測値近傍もしくは安全側になるとの結果が得られており、影響予

測が既設構造物の健全性を保つために有効であったとしている。

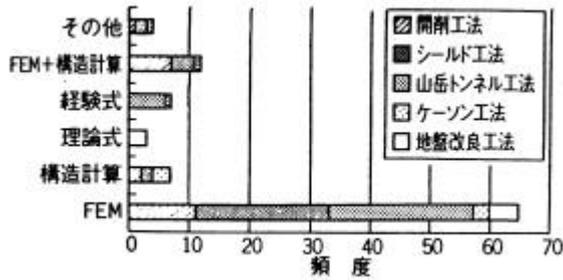


図2.1 文献調査に基づく各影響予測手法実績

シールド工事に関しては、同指針の中で文献調査に基づく過去の解析例での解析条件別の採用数が示されている。しかし、解析条件は、統一的に定められておらず、その理由として、シールドやセグメントとの境界での地盤の挙動、裏込め注入による地盤変状の抑制効果などが十分に解明されていないことが挙げられている。また、FEMを実施する際のモデル化の条件としては以下の事項が挙げられている。

- (1) 解析モデルの次元は二次元が主流であり、三次元解析は要求される精度と得られる入力条件の精度、解析に要する費用等を勘案し、方針を決定しているのが現状である。
- (2) 密閉型シールドの場合は、良好な施工が行われれば、テールボイドの沈下以外はほとんど問題にならないと想定されるので、予測は入力定数や解析モデルを工夫することにより、二次元解析でも実用上十分な精度で地盤変位を予測することが可能と言える。
- (3) 構成式については、弾性・線形が主に適用されているが、土質条件によっては弾性・非線形もしくは弾塑性が用いられている。
- (4) 応力解放率については、土質条件により差異はあるものの泥土圧式の場合、主として10～20%が、泥水式の場合は30～50%が設定されている。応力解放率は解析結果を左右する重要な入力定数であるが、解放率を合理的に設定できる手法が明確にされていないのが実情である。

表2.1 応力解放率の設定方法事例

	応力解放率の設定方法
シールド掘進時の地盤変状解析に用いる応力解放率についての一考察，小貫，岡田，岡留(1995)，土木学会第50回年次学術講演会， -661， pp.1322-1323	シールド洞道近接工工事を14事例について解析し，現場計測値と計算結果とを比較検討したものであり，地盤変状実態に合う合理的な応力解放率を設定するための検討手法として，現場計測が実施された事例に対する応力解放率の逆算検討を行っている。応力解放率は10%前後と報告している。
「近接施工の手引き(案)(シールド工事)」東京都下水道局版(1994)	地盤沈下量に影響を与える実質的なテールボイド量は，裏込め充填率と関係する量であると考えて設定する方法であり，施工性から独自に応力解放率を設定できるが，裏込め充填率が解析結果を大きく左右する。
シールドトンネル弾性有限要素解析の入力設定に関する研究 猪熊，田子島，トンネル工学研究論文・報告書第9巻 1999年11月報告(32)	シールドトンネルの弾性有限要素法の入力設定で，掘削相当外力の設定に関して計測変位を算出する応力解放率と，土被り高に対するトンネル径の比もしくは全土被り圧に対するテールツァギのゆるみ土圧の比との関係を調べ考察した。その結果，計測変位値を推定できる応力解放率は $[(\text{トンネル水平径} \times \text{単位体積重量}) / (\text{初期土圧})]$ から推定できることを示した。

2.2 FEMのモデル化手法

FEMのモデル化は、既設構造物と地盤を一体としてモデル化するものと分離してモデル化するものに分類される。一体型モデルは、新設シールドと地盤、既設構造物を一体としてモデル化し、掘削前地盤の初期応力を施工段階に応じた解放力として設定し逐次解析する方法である。分離型モデルは、既設構造物をモデル化せずに、FEMで求めた地盤変位をバネ先変位として既設構造物に与える方法である。それぞれの適用に際しての留意点を表2.2に示す。

解析方法及び解析結果についての評価の容易性に着目した場合、分離型モデルを用いて既設構造物の変位や応力を算定することが望ましいと考えられる。

2.3 FEMの解析手法

以下に「応力解析の基礎方程式」、「地盤モデル」および「地盤の掘削による応力解析の手順」について記載する。

(1) 応力解析の基礎方程式

応力解析は、次の剛性方程式に基づいて行われる。

$$[k]\{u\} = \{f\}$$

- [k] : 剛性行列 (全体系)
(既知; 地盤等の剛性により求める)
- {u} : 節点変位ベクトル (全体系)
(未知; これから求める)
- {f} : 節点荷重ベクトル (全体系)
(既知; 荷重条件として与える)

また、全体系の剛性行列は、各要素剛性行列から組み立てられる。

(2) 地盤モデル

地盤モデルは大きく「弾性線形解析」「弾性非線形解析」および「粘弾性解析」に分けられる。

弾性線形解析は、岩などの弾性域の広い物性を示す地盤では比較的良い結果が得られるが、一般的な土に対しては塑性（降伏条件）を考慮できないため、変位を過少評価する恐れがある。しかし理論が簡単で計算時間が短く解析費用も抑えられるため、最も広く使用されている。

また弾性非線形解析は、弾性線形解析では対象としていない土の塑性を考慮する解析手法である。一方、粘弾性解析は、土のもう一つの特徴である粘性を考慮したもので変形量の経時変化を解析するのに適している。粘弾性解析では一般的な土質試験ではあまり実施されていない三軸クリープ試験を行い、クリープ定数等のデータを求める必要がある。

解析手法の選定に当たっては、解析費用および工期、適用する土質条件、解析の際に必要な追加データの有無、解析の適用精度等の各条件によって使いわけているのが現状であり、表2.3に示すような事項を踏まえておく必要がある。

表2.2 一体型モデルと分離型モデルにおける留意点

一体型モデル	分離型モデル
<ul style="list-style-type: none"> ・ 既設構造物と地盤との間にジョイント要素を配しなければ、発生断面力は過大なものとなる。また、ジョイント要素のせん断方向成分（摩擦係数）の定義が難しい。 ・ 対策工法の効果の検討を実施する際に構造モデルの変更が必要となる場合があり、メッシュ等を設定しなおす必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 既設構造物と地盤を分離してモデル化するため、ジョイント要素を配する必要がない。 ・ 既設構造物と地盤が分離されているため、構造モデルの変更に伴うメッシュ等の設定変更が少なく取り扱いが容易である。

表2.3 地盤モデルの各適用条件別の特徴

	解析検討にかかる時間	適用する土質条件	解析の際に必要な追加データ	解析の適用精度等
弾性線形解析	短い	粘性土地盤には不向き	-	粘性土地盤に適用した場合、地盤の変形を小さく見積もる可能性がある
弾性非線形解析	やや長い	砂質土地盤および粘性土地盤に対して適用可	Duncan-Changの方法を用いる場合は、三軸圧縮試験が必要となる	-
粘弾性解析	長い	軟弱な粘性土地盤の圧密沈下の解析が可能	三軸クリープ試験より、クリープ定数を求める必要がある	透水係数が結果に大きな影響を及ぼす(一般的に試験で得られる透水係数の精度は低い)

なお非線形特性を取り扱う方法としては、「電中研方式」、「Duncan-Changの方法」及び「Mohr-Coulombの方法」などがある。各モデルの概要については「近接施工による構造物への影響に関わる調査平成12年3月(東京都下水道局)」(以下、報告書)を参照されたい。

(3) 地盤の掘削による応力解析手順

図2.2に地盤の掘削による応力解析の手順を示す。

自重計算

地盤の密度を ρ とすると、鉛直方向に一樣に ρg の体力が自重として作用する。これと等価な節点力を求め、剛性方程式を解いて、自重による変位応力、歪を求める。

解放力

掘削前は、地盤応力 s が作用しており、掘削によってこの地盤応力の一部が解放される。これを面積で積分したものが掘削解放力である。掘削によって解放される地盤応力 s' と掘削前の地盤の応力 s の比を掘削解放率という。

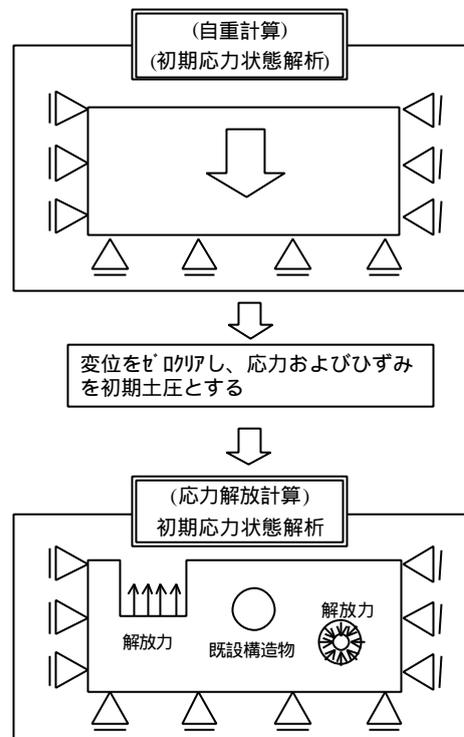


図2.2 地盤の掘削の応力解析の手順

3. モデル事例を用いた入力条件、設定条件のパラメータ解析

3.1 解析対象

対象はシールド工法における近接施工の影響に関するものである。解析対象モデルは、「シールドトンネル弾性有限要素解析の入力設定に関する研究; 猪熊明, 田子島充; トンネル工学研究論文・報告集第9巻 1999年11月報告(32)」で用いたものを参考に設定した。

解析は、地盤条件の差異により「土被りが小さな粘性土地盤に対する解析」、「土被りが小

な砂質土地盤に対する解析」、「土被りが大きな地盤に対する解析」を行った。なお本報告では紙面の都合上、土被りが小さな粘性土地盤に対する解析結果について示すことにする。他の解析結果については報告書を参照されたい。図3.1に「土被りが小さな粘性土地盤に対する解析」の解析モデルを示す。

層圧 (m)	地質	単位体積重量 (kN/m ³)	平均N値 (-)	変形係数 E _o (Mpa)	ポアソン比
1.80	砂質土	16.0 6.0	2	1.40	0.38
2.60	粘性土	7.0	3	8.50	0.40
1.10	砂質土	12.0	17	11.90	0.35
20.50	粘性土	7.0	3	8.50	0.40
13.45	粘性土	7.0	3	8.50	0.40

図3.1 FEM解析モデル概要図（Sトンネル）

3.2 解析における入力条件，設定条件

解析を行う際に設定した条件を以下に示す。

(1) 地盤モデル

新設シールドの掘削位置は軟弱な粘性土地盤であるため非線形特性を取り扱う手法を用いることが必要となる。本解析では、「電中研方式」を適用した。

(2) 物性諸元

FEMに用いる物性値は基本的に土質・地質試験結果に基づき設定する。しかし，各試験方法により評価される物性値には差異が生じるため，FEMを行う場合は，物性値の換算が必要となるものもある。本解析では，入手が容易な標準貫入試験より得られるN値を用いた各物性値の推定方法を対象とした。

(3) 単位体積重量 () の推定

土の単位堆積重量は，鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物（鉄道総合技術研究所；1997）に基づき

設定した。

(b) 弾性係数 [変形係数] (E) の推定

地盤の弾性的性質を表す弾性係数を求める試験としては表3.1に示す方法があり，4つの試験方法で設定される変形係数をN値換算したものを解析条件として設定する。また，粘性土の変形係数に関しては地盤工学会で定義されているE=210Cを用いた。（C=qu/2で沖積粘性土層の場合：qu=N/8，洪積粘性土層の場合：qu=N/5~8）

表3.2に解析に用いた粘性土のN値換算値を示す。

表3.1 変形係数のN値換算

試験方法	変形係数 (kgf/cm ²) (N値換算)
剛体円板による平板載荷試験 (E _r)	21N
孔内水平載荷試験 (E _b)	7N
供試体の一軸または三軸試験 (E _c)	12.32N
標準貫入試験のN値よりE=28Nで求めた変形係数 (E _v)	28N

(道路橋示方書の「基礎の安定に関する一般事項」中の，設計のための地盤定数の中ではE=28Nと記載されている)

表3.2 設定変形係数（粘性土）

出典	q _v (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²) (N値換算)
Terzaghi-Peck	N/8	13.125N
Peck	N/6	17N
大崎	0.4+N/20	42+5.25N
道路橋示方書	-	(12.6 ~ 21.0)N

(c) ポアソン比の推定

ポアソン比は東京都交通局データに基づく砂質土および粘性土のポアソン比推定表に基づき設定する。

(d) c・ の推定

表3.3に解析で用いたN値による，q_u，cの推定式一覧を示す。

表3.3 N値による ϕ , q_u , c の推定式一覧

	ϕ (°)	q_u (kgf/cm ²)	c (tf/m ²)
Terzaghi-Peck	-	$\frac{N}{8}$	-
Peck	$27+0.3N$	$\frac{N}{6}$	-
大崎	$\sqrt{20N} + 15$	$0.4 + \frac{N}{20}$	-
建築基礎 構造設計指針	$\sqrt{20N} + 15$	-	-
道路橋示方書	$15 + \sqrt{15N}$	-	$(0.6 \sim 1.0)N$
国鉄構造物設計標準	$1.85 \left(\frac{N}{s'_v + 0.7} \right)^{0.6} + 26$	-	-

(3) 応力解放率

先に述べたようにシールド掘削による地盤沈下は、地下水位の低下、切羽崩壊、地盤の乱れによる強度低下、応力解放による地盤の緩み、セグメントの変形等、種々の要因が重なり合っているが、個々の条件下での沈下を定量的に求めることは困難であり、すべての沈下の要因を便宜的にシールド掘削に伴う地盤の応力開放によるものと考えられている。本解析では「当局の提案値」および「建設省の提案式」を用いた。

当局が提案した応力解放率

表3.4に当局が提案している応力解放率を示す。

建設省の応力解放率提案式

$$\text{応力解放率} = \frac{\text{トンネル水平径} \times \text{単位体積重量}}{\text{初期土圧}}$$

(4) 解析領域

解析領域は、応力解放による力学的な影響が無視できる範囲まで設定することが望ましい。解析領域が狭いと、領域境界の固定条件の影響が発生するため、結果として変位量を小さく評価する可能性がある。図3.2に当局で提案されている解析領域長の目安を示す。

(5) 解析モデル

図3.3に解析モデル図を示す。

表3.4 当局が提案している密閉型シールドの応力解放率 (%)

	土被り	沖積粘性土	沖積砂質土	洪積粘性土	洪積砂質土
泥水シールド	10m未満	30	25	30	15
	20m未満	25	20	20	10
	20m以上	25	15	10	10
泥土圧シールド	10m未満	37.5 ~ 45.0	31.25 ~ 37.5	37.5 ~ 45.0	18.75 ~ 22.5
	20m未満	31.25 ~ 37.5	25.0 ~ 30.0	25.0 ~ 30.0	12.5 ~ 15.0
	20m以上	31.25 ~ 37.5	18.75 ~ 22.5	12.5 ~ 15.0	12.5 ~ 15.0

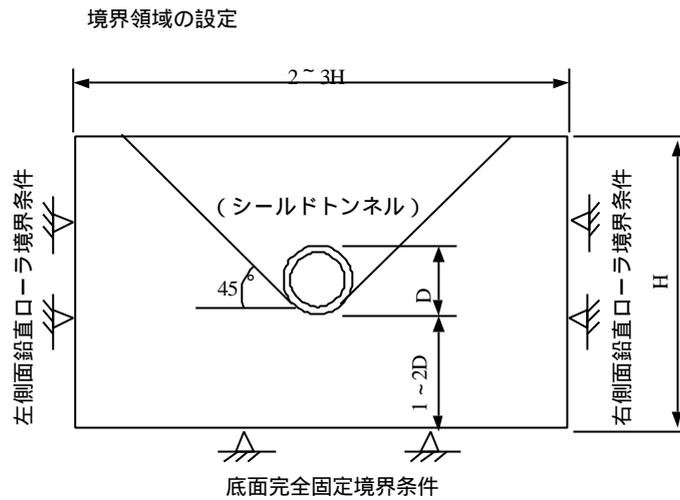
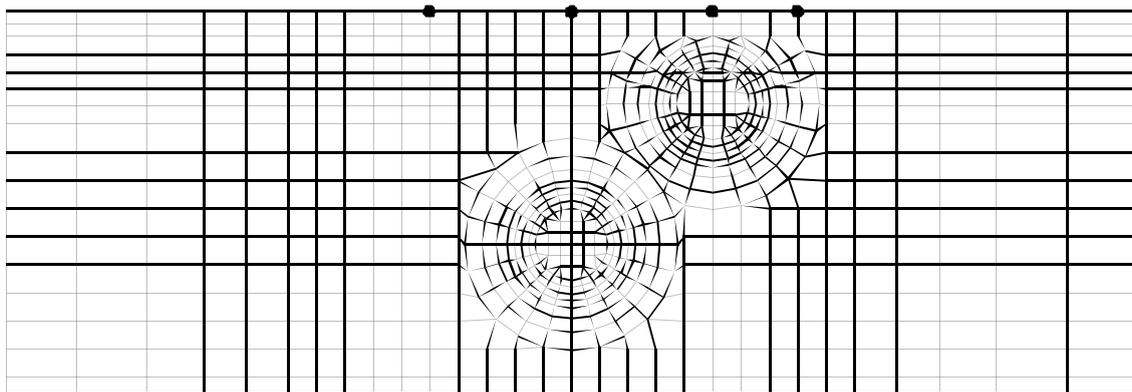


図3.2 解析領域の目安



上部：既設シールド / 下部：新設シールド , , , は解析結果比較点

図3.3 解析モデル図

3.3 変形係数の設定の違いによる結果の差異

異なる試験方法を想定し、変形係数を変えてFEMを実施した。図4に地表面沈下量の差異を示す。ここでCase1は道路橋示方書にある標準貫入試験による $E=28N$ に設定したケース、Case2は $E=7N$ に設定したケースであり、他Case3, Case4, Case5はそれぞれTerzaghi-peck, 大崎, 道路橋示方書(粘性土)の設定ケース(表3.2参照)である。変形係数の影響のみに着目するために、各ケースの解析手法は弾性線形解析に統一した。

地表面沈下の性状は各Caseとも の位置である新設シールドの直上で最大を示している。またCase別の比較では、Case2の $E=7N$ に設定したケースが最も大きな変位量を示している。これは、本解析が弾性線形解析であったため、弾性

係数の大小がそのまま変位量の差として反映されていることによる。

図3.5にCase1の変位ベクトル図を示す。地盤変状の影響範囲が放射的に発生していることが示されており、シールド周辺では、地盤の回り込み(盤ぶくれ)が発生している。

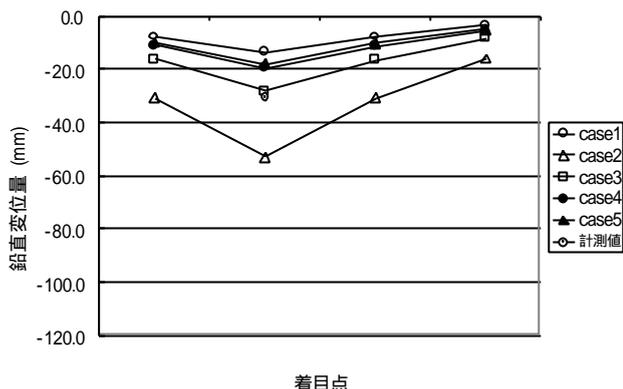


図3.4 変形係数の違いによる地表面沈下量の差異

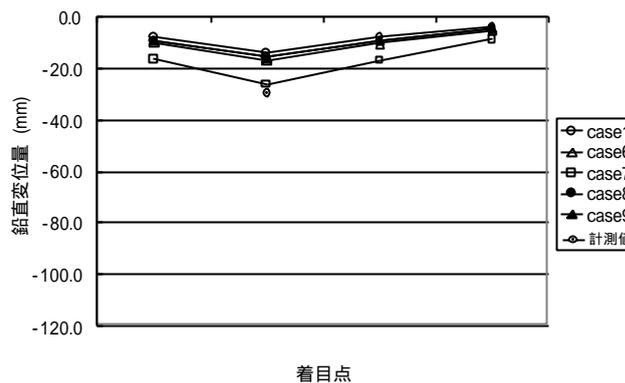


図3.6 地盤モデルの違いによる地表面沈下量の差異

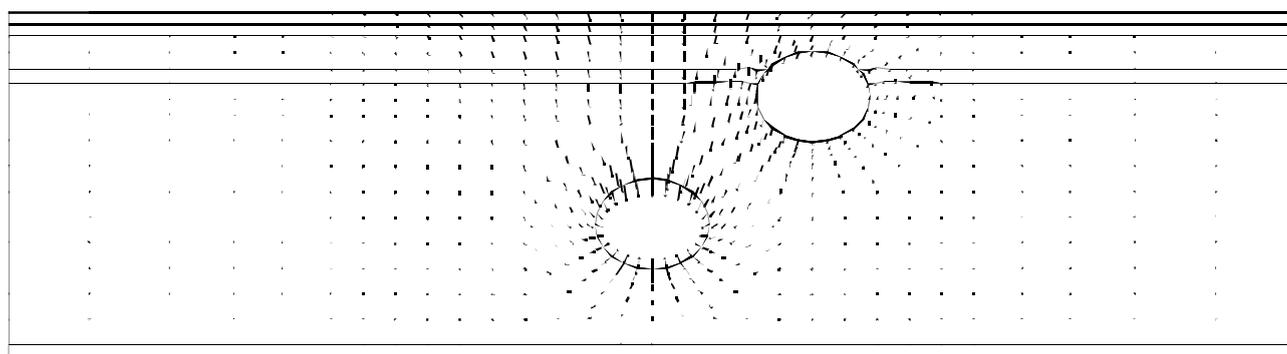


図3.5 ケース1の変位ベクトル図

0 100
変位: mm

3.4 地盤モデルと c_v の設定方法の違いによる結果の差異

地盤モデルの違い（弾性線形および弾性非線形）による結果の差異と、さらに弾性非線形に関しては、 c_v がゆるみ判定量の基準パラメータとなるため、これらの設定方法の違いに着目して比較を行った。本解析で対象とした c_v の設定方法は、Case6：大崎の式 ($c_v = 0.2 + N/40$, $= \sqrt{20N + 15}$), Case7：道路橋示方書 ($c_v = 0.6N$, $= 15 + \sqrt{15N}$), Case8：道路橋示方書 ($c_v = 1.0N$, $= 15 + \sqrt{15N}$), Case9：JR構造物設計基準 ($c_v = 1.0N$, は表3.3参照) である。図3.6に地表面沈下量（鉛直変位量）の差異を示す。

Case7とCase1（弾性線形モデル）を比較した場合、鉛直変位は約10mmの差異がある。

またCase7の道路橋示方書の c_v の設定が、他の弾性非線形モデルケースより大きな値を示している、計測結果と比較して一番近い値を示している。これは、 c_v によって設定される最小距離（Mohr円からの距離）が最も小さく、より

ゆるみやすい設定であったことを表すものである。

3.5 応力解放率の設定の違いによる結果の差異

応力解放率の設定値の違いによる結果の差異を比較した。

弾性線形モデルでは、Case1（当局提案の解放率）、Case10（建設省の提案式）、case13（当局提案の解放率の1.25倍）、Case14（当局提案の解放率の0.75倍）を用いパラメータ解析を実施した。

弾性非線形モデル（ c_v の設定は大崎の式）では、Case6（当局提案の解放率）、Case11（当局提案の解放率の1.25倍）、Case12（建設省の提案式）について比較を行った。

図3.7に弾性線形解析で比較した場合の各Caseの地表面沈下量（鉛直変位量）の差異を示す。図に示されるように応力解放率の大小がそのまま変位量の差として反映されている。Case1とCase10を比較した場合、鉛直変位量は10mm強の差異が生じた。

図3.8に弾性非線形解析で比較した場合の地表面沈下量（鉛直変位量）の差異を示す。これ

に関しても応力解放率の大小がそのまま変位量の差として反映された結果となっている。Case6とCase12を比較した場合、鉛直変位で20mm弱、水平変位量で5mm強の差異がある。

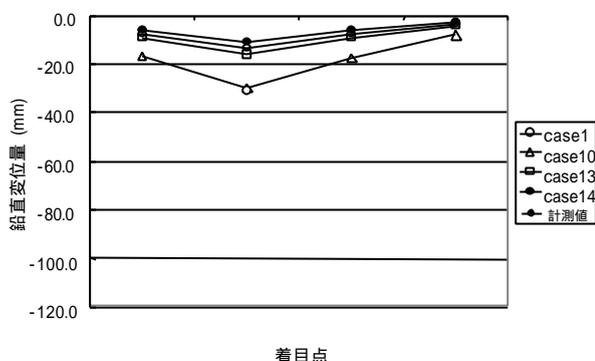


図3.7 応力解放率の違いによる地表面沈下量の差異（線形解析）

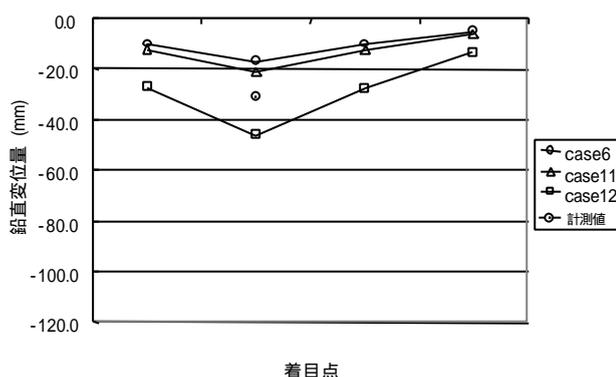


図3.8 応力解放率の違いによる地表面沈下量の差異（非線形解析）

3.6 解析領域の違いによる結果の差異

解析領域は、掘削による応力解放の力学的な影響が無視できる範囲までを対象とすることが望ましい。本解析では、水平方向を2H (Case15), 3H (Case1), 4H (Case16), 底面までの距離を0.5D (Case17), 1D (Case1), 2D (Case18)として影響が無視できる領域の確認を行った。水平方向の解析領域長を変えた場合、各着目点の鉛直変位量に差異は見られないが、水平変位量に関してはCase15の2Hの場合に若干の差異が見られた。

図3.9に解析領域（底面までの距離）のモデルの差異を示す。底面までの距離を0.5Dにした場合 (Case17)は、他の2Caseと比べて鉛直方向および水平方向の変位量に関して差異が生ずるが、1Dおよび2Dに関しては有意な差は見

られないということが分かった。

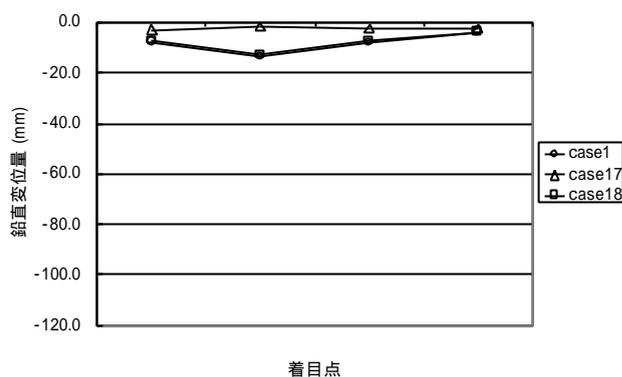


図3.9 解析領域の違いによる地表面沈下量の差異（底面までの距離）

3.7 解析事例のまとめ

得られた解析結果を踏まえ、以下に各パラメータに着目した傾向をまとめる。

(1) 解析モデルの次元

2.2で述べたように、トンネル技術協会の指針に基づき二次元として評価を実施した。解析結果によると、地盤変状の影響範囲が掘削位置から放射状に45°前後で広がっており、また地盤の回り込み（盤ぶくれ）が再現されており、実現象と比較して定性的に妥当であるとの結果が得られた。定量的には、変形係数、応力解放率、解析手法（変形モデル）および解析領域が適切に設定されれば計測結果と一致し精度の高い予測解析が可能となる。

(2) 解析手法（変形モデル）

「土被りが小さな粘性土地盤」に関しては、弾性非線型モデルが適切に設定されることにより現象が再現されることが確認された。地盤材料は多かれ少なかれ非線型特性を有している。しかし、本報告では紹介しなかったが、材料非線型特性が小さな「土被りが小さな砂質土地盤」に対して弾性非線型モデルを適用しても結果に関する感度は小さい。また、「土被りが大きな地盤」に対しては、掘削領域周辺では材料非線型特性が見られるが、地盤のアーチ効果により地表面ではそのゆるみの影響が及ばず、地表面沈下に関しては差異はほとんど見られないという結果が得られている。

以上より土被りの大きさを問わず、掘削領域周辺が粘性土である場合は、弾性非線型モデルを適用することが望ましいと考えられる。

(3) 変形係数

変形係数は、算出する土質試験方法により大きく差異が生じる。当局の適用実績では、道路橋示方書に従い28Nが用いられている。変形係数は地盤の剛性を表わすものであり、変形係数が増加すると変形量は減少する関係にある。変形係数の差異は結果に対して、大きく寄与するものであり、当局が近接協議を受ける場合は協議元で設定された変形係数の確認を取り、適切であるか否かの検討を実施する必要があると考えられる。

(4) 粘着力/内部摩擦角

弾性非線型モデルを適用する場合、粘着力および内部摩擦角がゆるみ判定の基準パラメータとなる。今回の調査の場合、Case 7（道路橋示方書の設定方法、 $C = 0.6N$ 、 $= 15 + \sqrt{15N}$ ）の設定方法以外はその設定方法の違いによる結果の差異は確認されなかった。また、Case 7の設定により得た結果が、計測結果と比較して近い値を示している。

(5) 応力解放率

応力解放率もその違いが大きく結果に差異を生じさせる。弾性線形モデルを用いて解析を行う場合は、建設省提案式により設定した応力解放率を用いた解析結果が、弾性非線型モデルを用いて解析を行う場合は、当局提案値を用いた解析結果が計測結果と比較して近い値を示している。

(6) 解析領域

水平方向領域長および底面境界までの距離をパラメータとして解析を行った。解析結果が収束する設定値は水平方向領域長が鉛直方向領域の3倍、底面境界までの距離はシールドトンネルの径（1D）であった。

(7) メッシュ分割の違い

ここでは紹介しなかったが、掘削領域周辺でのメッシュ分割を粗くした場合にどれくらい結果の差異が生じるかを把握するために解析を実施した。円周方向30°ピッチ、円周直角方向に1D分の直角方向領域を3分割で十分な精度が得られることが本調査では確認できている。

(8) 単位体積重量、ポアソン比

単位体積重量、ポアソン比に関しては、「近接施工の手引き(案)(シールド工事)東京都下水道局版(1994)」に従い設定するのが良い

と考える。これらの値は、変動が大きいものではなく、かつ、変動そのものが解析結果に大きく影響を与えるものではないためである。今後当局で用いる場合は手引きに従い、統一的な適用が必要と考える。

4. 入力条件、設定条件の適切な設定方法の検討

4.1 計測結果とのヒストグラムによる比較検討

解析の入力条件・設定条件の妥当性の確認を目的としてトンネル直上の地表面沈下量の計測結果とのヒストグラムによる比較を行った。図4.1～図4.3に「土被りが小さな粘性土地盤に対する解析」、「土被りが小さな砂質土地盤に対する解析」、「土被りが大きな地盤に対する解析」のそれぞれにおける地表面沈下量（位置）の解析結果と計測結果の比較ヒストグラムを示す。

これらの解析のうち、「土被りが小さな粘性土地盤に対する解析」に関しては、入力条件、設定条件の違いによる結果の差異が明確であるが、「土被りが小さな砂質土地盤に対する解析」、「土被りが大きな地盤に対する解析」では、入力条件、設定条件の違いによる感度は少なく、結果の差異は小さい。

また、計測値との比較に関しても、計測値そのものの値が絶対量として小さいこともあり、計測誤差範囲を考慮に入れるならば、解析領域長以外はいずれの入力条件、設定条件を用いても、ある程度の精度が得られると考えられる。

一方、「土被りが小さな粘性土地盤に対する解析」では、図4.1に示される様に計測値と比較して良好な結果を示すものはcase3、case7、case10である。

case3は、粘性土の変形係数を小さく設定したことにより、変位量が増加したことによるものである。

case7は、弾性非線形モデル（c、 ϕ は、道路橋指示書に基づき設定）を用いることにより、地盤の剛性低下効果に基づく非線形的挙動を的確にモデル化したものと考えられる。

case10は、弾性線形モデルを用いる場合でも、応力解放率の安全裕度を考慮し適切に設定することにより、精度の高い結果が得られることを示したものである。

4.2 解析の入力条件および設定条件の設定

以上の比較検討結果より、解析の際の入力条件および設定条件の目安は、表4.1に示す様にまとめられる。

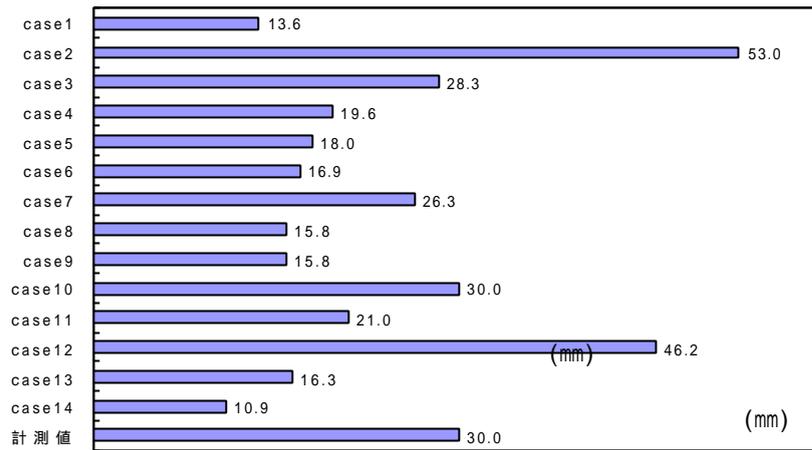


図4.1 地表面変位量（位置）の解析結果と計測値との比較
（土被りの小さな粘性土地盤に対する解析）



図4.2 地表面変位量（位置）の解析結果と計測値との比較
（土被りの小さな砂質土地盤に対する解析）



図4.3 地表面変位量（位置）の解析結果と計測値との比較
（土被りの大きな地盤に対する解析）

表 4.1 各種入力条件および設定条件の目安

入力条件、設定条件		設定方法の目安
解析モデルの次元		地盤構成の異なる3解析結果と計測値との比較の検討結果を踏まえ、二次元モデルでも解析手法及び応力解放率を適切に設定することにより、精度の高い予測解析が可能であるといえる。
解析手法(変形モデル)		掘削領域周辺が粘性土である場合は、弾性線形モデルでは、適用の限界があるため、特に強度が小さい粘性土地盤を対象とする場合は、弾性非線形モデルを適用することが望ましい。(弾性非線形モデルを用いる場合の応力解放率は、本局提案値を設定する)また、掘削領域周辺が砂質土地盤である場合は、弾性線形モデルの適用により精度は確保できると考えられる。
入力物性値	単位体積重量	当局の過去の適用実績等を踏まえ、鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物(鉄道総合技術研究所)に基づき設定することが望ましい。
	変形係数	当局の過去の適用実績等を踏まえ、道路橋示方書に基づき設定することが望ましい。(E=28N)
	ポアソン比	当局の過去の適用実績等を踏まえ、東京都交通局データに基づく推定表により設定することが望ましい。
	粘着力/内部摩擦角	弾性非線形モデルを適用する場合に設定するパラメータであり、当局が協議を受ける場合は、道路橋示方書に基づき設定することが望ましい。(C=0.6N, $\phi = 15 + \sqrt{15N}$)
	応力解放率	当局提案値を参考にして設定することが望ましい。ただし、解析手法として弾性非線形モデルの適用が可能でない場合(弾性線形モデルを用いる)は、結果の安全裕度を考慮し、建設省提案式を適用することが望ましい。
解析領域		本調査結果および当局の過去の適用実績等を踏まえ、水平方向領域長は鉛直方向の3倍、底面境界までの距離は、シールドトンネルの径(1D)を設けることが望ましい。

これらの知見をもとに、報告書においては解析の際の入力条件および設定条件の選定フローを提案した。

4.3 今後の課題

今回は、シールド工事事例に関してパラメータ解析を行い、計測結果と比較して入力条件等の検討を実施した。今後の課題として、今年度調査の手順に従い開削工事事例に対して二次元FEM解析の適用条件に関する検討を進める必要があると考える。

〔参考文献〕

- 1) 「近接施工による構造物への影響に関わる調査報告書」東京都下水道局計画部
- 2) 「地中構造物の建設に伴う近接施工指針」社団法人 日本トンネル技術協会(1999)
- 3) 「近接施工の手引き(案)(シールド工事)」東京都下水道局(1994)
- 4) 「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物」鉄道総合技術研究所(1997)
- 5) 「シールドトンネル弾性有限要素解析の入力設定に関する研究」猪熊, 田子島, トンネル工学研究論文・報告書第9巻 1999年11月報告(32)
- 6) 「シールド掘進時の地盤変状解析に用いる応力解放率についての一考察」小貫, 岡田, 岡留(1995), 土木学会第50回年次学術講演会, -661, pp.1322-1323

1 - 3 水循環における汚濁負荷収支改善方策に関する調査

計画部 総合計画課

昨年度の調査において、浸水対策幹線である、第二十二社幹線・和田弥生幹線・第二白山幹線において、堰の改良や新設により、初期汚濁雨水を貯留することによる、合流改善効果の発揮が確認できた。

今年度の調査では、第二十二社幹線・第二白山幹線において、合流改善併用利用の際の浸水安全性を担保するため、固定堰を前提とし、堰高については、流出解析モデルに検討した。

この結果、第二白山幹線においては、浸水安全性が担保できないことが判明した。第二十二社幹線においては、浸水安全性が担保できる範囲で、堰構造を決定した。この構造での改善効果については、本幹線への流入条件が3Q超以上という特殊水量であることから、越流負荷量のほかに、越流水質についても比較検討した。

その結果、負荷量については、現状に比べて1/3となり、水質については、現状に比べ2/3、仮に雨水貯留池を設置した場合とは同等のものとなった。

堰の構造は、「角落し」による構造としてシミュレーションしており、今回の調査では、少ない投資で、浸水安全性を担保しつつ、合流改善効果の発揮も可能であることが確認できた。

1 - 3 水循環における汚濁負荷収支改善方策に関する調査

- 自然排水区における浸水対策施設の合流改善対策併用利用について -

計画部 総合計画課

北條 康弘, 猪八重勇 (現建設局河川部計画課), 鈴木 秀典

1. はじめに

1.1 調査目的

東京都においては、合流式下水道における放流負荷量削減対策として、遮集倍率の向上、貯留管の建設運用によって放流負荷の削減を推進しているところである。このことは、東京湾に対する負荷削減のみならず、放流先河川の水質改善および保全に対して有効な手段であり今後の一層の推進が期待されることである。

一方、「東京都水環境保全計画（平成10年3月策定）」、「水循環マスタープラン（平成11年4月策定）」において合流式下水道改善対策が水(辺)環境改善のための重点施策として位置付けられ、早急な対応を図ることが要請されている。合流改善対策の段階整備目標は図1.1に示されるように、遮集能力の増強は順調に整備されていく予定であるが、自然排水区の流域貯留施設の整備については第3段階に予定されており、ポンプ排水区に比較して整備が遅れる。合

流改善については遮集能力の増強のみでは十分な効果を上げることはできず、貯留施設と組み合わせる必要がある。

そこで、本調査は、自然排水区での合流改善をできるだけ早期に進めるために、浸水対策として整備されている雨水調整池や雨水幹線を合流改善のための貯留施設として利用することによる合流改善手法について調査するものである。

1.2 調査フロー

図1.2は本調査のながれを示したものである。本調査は平成10年度および11年度の2か年にわたり検討したものである。

平成10年度は主に既往調査事例に関する資料収集と検討対象地区の選定を行い、平成11年度は検討対象地区について併用利用施設としての機能分析を行った。

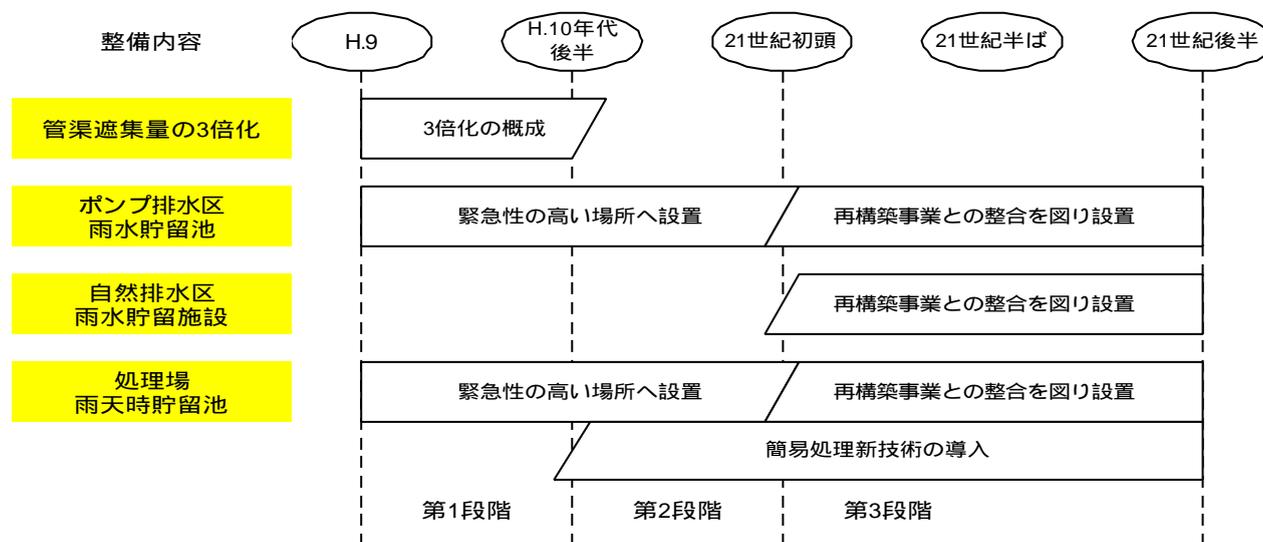


図1.1 合流改善の段階的目標
(第2世代下水道アクションプラン)

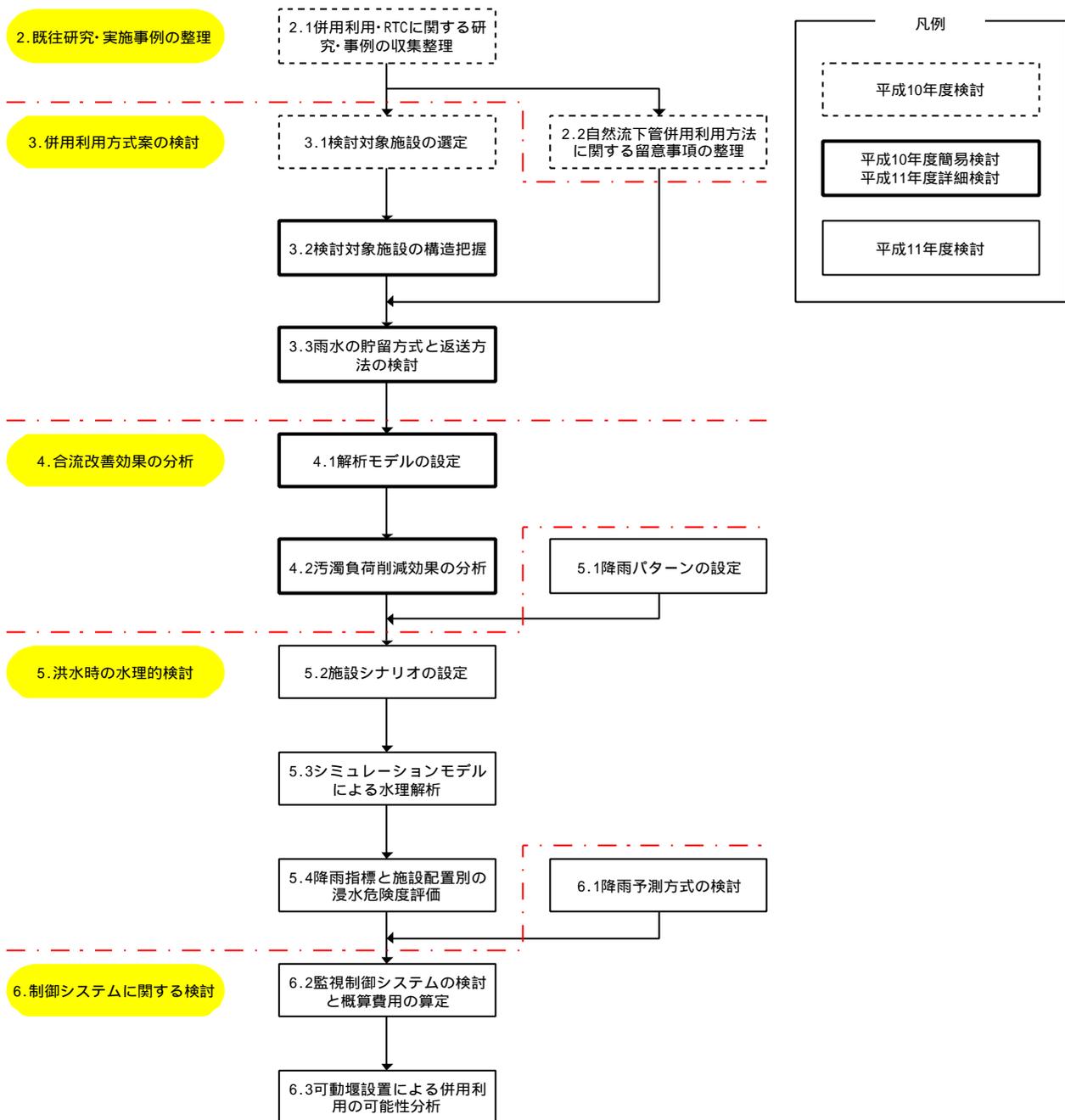


図1.2 調査フロー

2. 既往研究・実施事例の収集整理

2.1 併用利用・リアルタイムコントロール(RTC)

に関する既往研究・実施事例の収集整理

併用利用及びRTCに関する事例を整理した。

国内で浸水対策用の地下調節池(名古屋市)と地下貯留管渠(京都市)における併用利用事例を整理した。

前者は自然排水地区であるが洪水調節池での併用利用, 後者はポンプ排水区での併用利用である。また, 海外での事例として, ポンプ排水区におけるRTCによる併用事例を整理した。

この結果から, 併用利用実績に関してはポンプ排水区での事例が圧倒的に多く, 自然排水区での事例としては洪水調節池を利用したものに限定されている。これは自然排水区にある流下もしくは流下・貯留型施設における併用利用の困難性を裏付けるものであると考えられる。ポンプ排水区においては, ポンプ操作を確実に実施できれば, 併用利用事例は可能となることを示している。

2.2 自然流下管併用利用方法に関する留意事項の整理

浸水対策のための設置されている自然流下管を併用利用する場合には, 本来の目的である浸水危険度の軽減の目的を侵害してはならない。そのため, 併用利用方法の検討にあたっては, 様々な制約の中で望ましい併用利用方法を選定していく必要がある。ここでは, 併用利用方法に関する留意事項を構造上の問題と運転管理上の問題の両視点から考察した。具体的には, 施設の平面配置および縦断配置から配置別の併用利用方式を検討した(図2.1)。

貯留施設より雨水管が高い位置にある場合
構造的に雨水管へは満管流量を越えた後, 流入するため, 固定堰も可能である。この場合は, ある程度貯留施設の容量が浸水対策として機能していることを前提としている。堰を仮に設置しても貯留施設の容量低減には影響ない。ただし, 雨水の流水面積が減少され, 浸水危険性が高まるときは可動堰を設置(堰を引き上げ)することも考えられる。

貯留施設より雨水管が低い位置にある場合
構造的に雨水管へは開水路状態で流入している。汚濁対策を図るため堰を設置する場合, 雨水の流水面積が減少され, 浸水危険性が高まるときは堰を引き上げる。もしくは転倒さ

せる。ただし, 固定堰は浸水の危険性を助長する可能性がある。

貯留施設より遮集管が高い位置にある場合
貯留施設では流入水を堰により流出抑制して貯留する。貯留雨水は遮集管へポンプにより返送することが考えられる。自然排水はできない。

貯留施設より遮集管が低い位置にある場合
貯留施設から遮集管へは自然排水が可能である。この場合, 貯留施設においては, 流れをオリフィス状態にして流出抑制を図ることが考えられる。

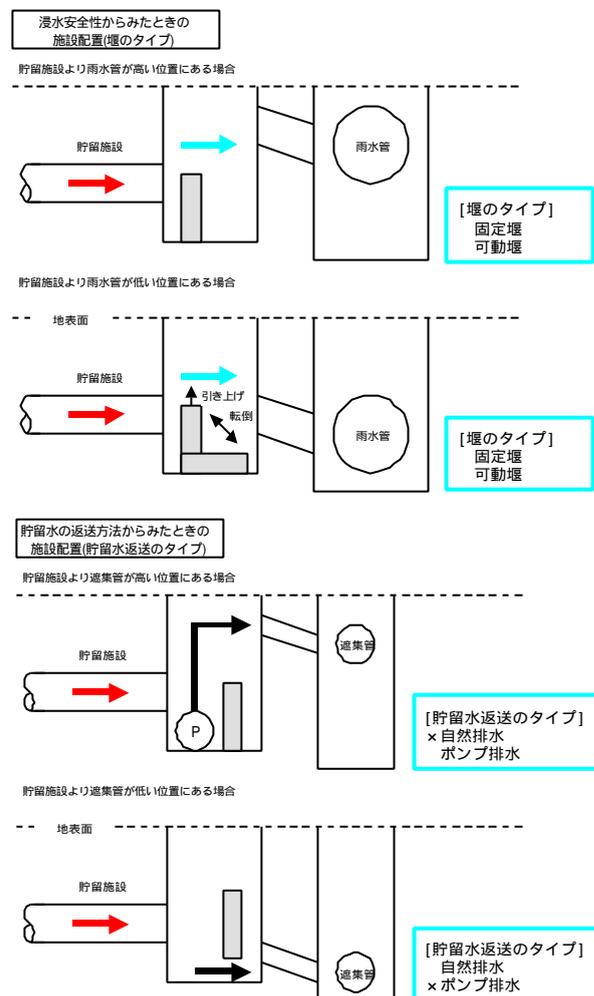


図2.1 施設の配置

3. 併用利用方式案の検討

3.1 検討対象施設の選定

検討対象施設の選定の際は、東京都の下水道区域において次のような基準を設けた。

- 自然排水区であること
- 雨水幹線・調整池が対象区域内にあること
- 負荷密度が高いこと
- 施設が既設もしくは近年完成予定であること

この結果、検討対象施設として次の3つの雨水幹線を選定した。

- 第二十二社幹線：平成12年完成予定(吐口を除く)
- 和田弥生幹線：平成13年完成予定
- 第二白山幹線：平成5年完成

ここでは、選定した検討対象地区についての構造模式図を整理した(図3.1)。

3.3 雨水の貯留方式と返送方法の検討

前述の自然流下管併用利用方法に関する留意事項を踏まえ、検討対象施設における貯留方式および返送方法について検討した(図3.2)。

第二十二社幹線：幹線内に流量制限施設を設け、管渠内貯留・ポンプによる貯留水返送

和田弥生幹線：貯留管へ流下する開口部を設け、流入促進・ポンプによる貯留水返送

第二白山幹線：遮集管に流量制限施設を設け、管渠内貯留、自然流下による貯留水返送

3.2 検討対象施設の構造把握

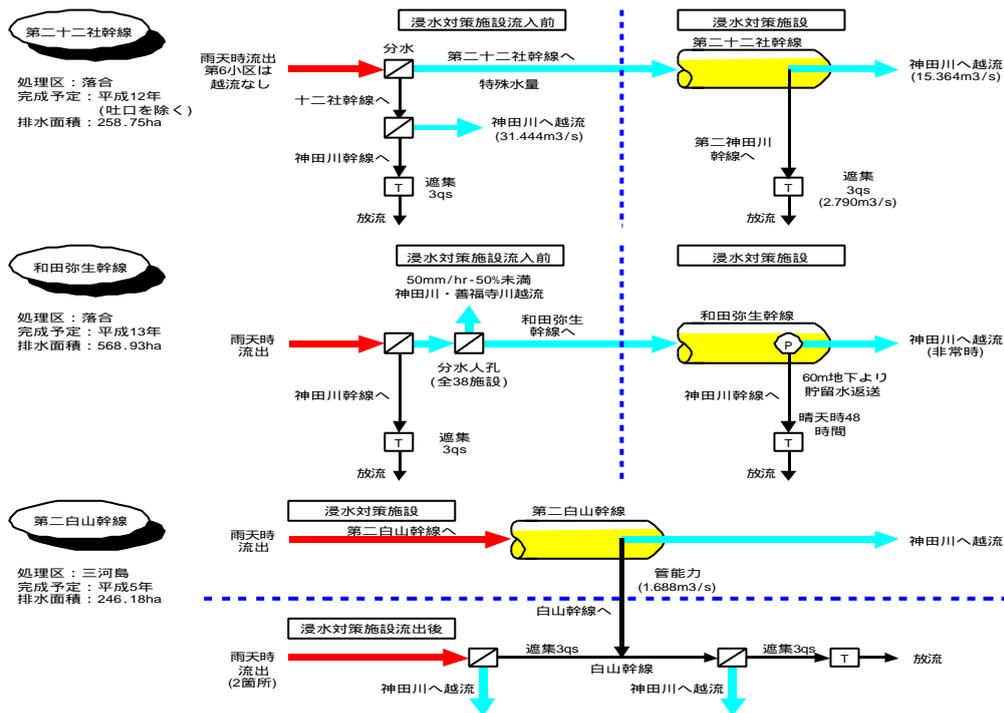


図3.1 検討対象地区の構造模式図

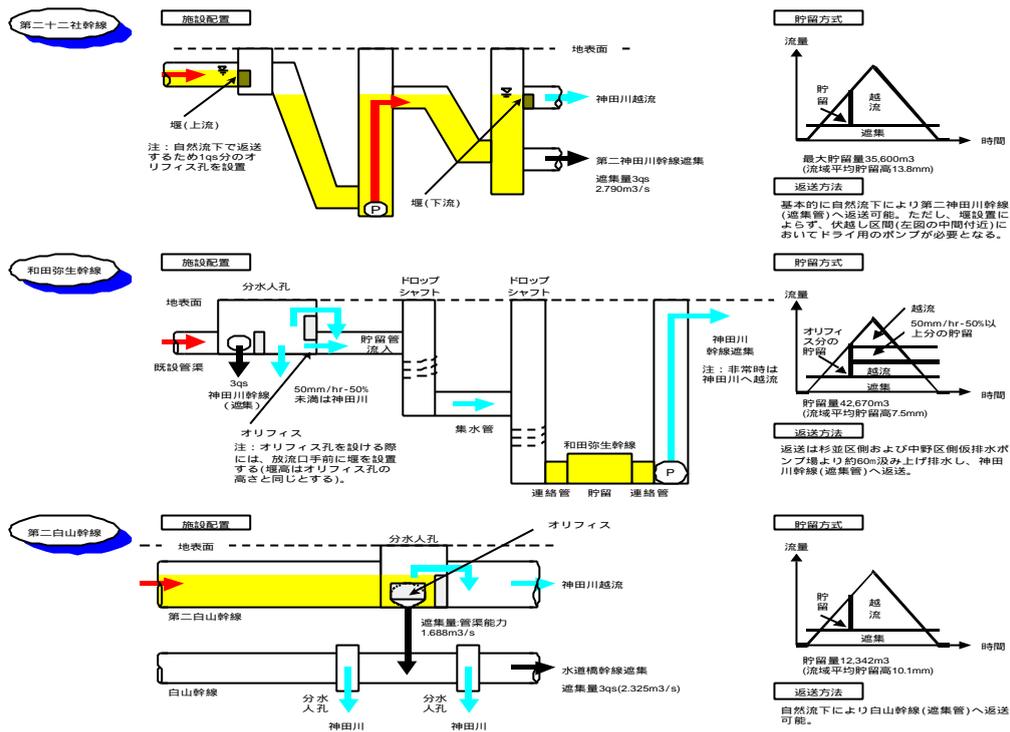


図 3.2 貯留方式および返送方法

4. 合流改善効果の分析

4.1 解析モデルの設定

(1) シミュレーションの手順

検討条件の設定：降雨，流出解析条件

雨水流出解析：修正RRL法

汚濁負荷流出解析：土研モデル

(2) 降雨条件の設定：表4.1の代表降雨20降雨

表4.1 降雨条件の設定

代表降雨番号	20年間総降雨数	総降雨量 mm	降雨継続時 hr	30分降雨強度 mm/hr
1	17	63.0	10.6	45.0
2	15	95.9	17.7	40.0
3	28	39.2	4.1	30.2
4	27	49.7	19.3	25.0
5	31	28.1	14.8	20.8
6	33	32.7	18.7	17.4
7	39	29.1	7.2	15.0
8	43	25.2	5.1	14.4
9	52	23.5	11.6	11.6
10	45	25.9	9.1	10.4
11	51	20.2	6.8	8.6
12	56	18.9	16.5	8.2
13	65	16.0	18.7	7.0
14	68	15.0	11.3	6.2
15	91	11.6	4.3	5.2
16	68	17.1	15.9	4.8
17	87	13.1	6.3	4.4
18	132	8.2	6.7	3.8
19	173	5.8	4.4	3.2
20	390	2.5	5.3	1.2

(3) 排水区流域諸元(表4.2)

表4.2 排水区流域諸元(計画値)

地区	流域面積ha	排水区数	排水区平均流出係数
第二十二社	258.750	7	0.775
和田弥生	568.930	4	0.800
第二白山	246.180	10	0.756
(白山)	124.310	2	0.756

注)第二白山地区は白山地区を含む

(4) 有効降雨モデル定数等

不浸透面積率：(流出係数-0.2)/0.7

不浸透域凹地貯留域比率，貯留高：0.6，2mm

浸透域凹地貯留域比率，貯留高：0.8，6mm

浸透域浸透能：10mm/hr

流下時間：2.58×流域面積(ha)^{0.42}

(5) S-Q曲線定数

k値：k=s30/30^p，s30=0.171×流下時間+0.9
p値：p=0.7

k，p値は貯留量Sと流出量Qの関係式(S-Qカーブ：S=k×Q^p)における定数である。ここでは既往調査結果¹⁾により総合化された値を用いた。

1) 合流式下水道改善策に関する調査総括報告書，東京都下水道局計画部計画第一

課，昭和61年3月

(6) 汚濁負荷流出解析条件(表4.3，表4.4)

表4.3 晴天時汚水量・水質等の設定

地区	汚水量 原単位 m ³ /ha/d	BOD mg/l	COD mg/l	SS mg/l	限界 流量 m ³ /s
第二十二社	175.5	193.0	70.5	93.8	0.0001
和田弥生	175.5	193.0	70.5	93.8	0.0001
第二白山	177.4	179.4	67.3	88.5	0.0001

表4.4 路面負荷流出に関わる解析条件の設定

地区	路面残存負 荷流出係数 1/mm	初期路面残 存負荷量 kg/ha	限界降雨強 度 mm/hr
BOD	0.214	2.200	2.000
COD	0.210	3.780	2.000
SS	0.404	6.440	2.000

(7) 除去率：高級処理90%，簡易処理は30%除去。

(8) 検討ケース(表4.5，図4.3)。

表4.5 検討ケース一覧

幹線	ケース	分水人孔	堰 オリフィス 孔の高さ mm	設定根拠	幹線	ケース	分水人孔	堰 オリフィス 孔の高さ mm	設定根拠
第二十二社	1	既SNO.1(上流側)	0	現況	和田弥生	1	K126	0	現況
		既SNO.2(下流側)	0	現況			K124	0	
	2	既SNO.1(上流側)	0	現況			Z11	0	
		既SNO.2(下流側)	930	(最高堰高-現況堰高) × 1/3			K134	0	
	3	既SNO.1(上流側)	0	現況	K139	0			
		既SNO.2(下流側)	1,850	(最高堰高-現況堰高) × 2/3	2	K126	K126	170	3Q分貯留管流入
	既SNO.1(上流側)	0	現況	K124			170		
	既SNO.2(下流側)	2,780	最高堰高	Z11			170		
	5	既SNO.1(上流側)	1,710	(最高堰高-現況堰高) × 1/3	K134	K134	K134	170	6Q分貯留管流入
		既SNO.2(下流側)	0	現況			K139	170	
	6	既SNO.1(上流側)	1,710	(最高堰高-現況堰高) × 1/3	3	K126	K126	340	6Q分貯留管流入
		既SNO.2(下流側)	930	(最高堰高-現況堰高) × 1/3			K124	340	
	7	既SNO.1(上流側)	1,710	(最高堰高-現況堰高) × 1/3	K134	Z11	Z11	340	9Q分貯留管流入
		既SNO.2(下流側)	1,850	(最高堰高-現況堰高) × 2/3			K134	340	
	8	既SNO.1(上流側)	1,710	(最高堰高-現況堰高) × 1/3	K139	K139	K139	340	9Q分貯留管流入
		既SNO.2(下流側)	2,780	最高堰高			K126	510	
9	既SNO.1(上流側)	3,410	(最高堰高-現況堰高) × 2/3	4	K126	K126	510	9Q分貯留管流入	
	既SNO.2(下流側)	0	現況			K124	510		
10	既SNO.1(上流側)	3,410	(最高堰高-現況堰高) × 2/3	Z11	Z11	Z11	510	全閉	
	既SNO.2(下流側)	930	(最高堰高-現況堰高) × 1/3			K134	510		
11	既SNO.1(上流側)	3,410	(最高堰高-現況堰高) × 2/3	K139	K139	K139	510	全閉	
	既SNO.2(下流側)	1,850	(最高堰高-現況堰高) × 2/3			SNO.13	1,350		
12	既SNO.1(上流側)	3,410	(最高堰高-現況堰高) × 2/3	1	SNO.13	SNO.13	900	現況1,350mm × 2/3	
	既SNO.2(下流側)	2,780	最高堰高			3	SNO.13		450
13	既SNO.1(上流側)	5,110	最高堰高	2	SNO.13	SNO.13	0	全閉	
	既SNO.2(下流側)	0	現況			4	SNO.13		0
14	既SNO.1(上流側)	5,110	最高堰高	1	SNO.13	SNO.13	1,350	現況	
	既SNO.2(下流側)	930	(最高堰高-現況堰高) × 1/3			2	SNO.13		900
15	既SNO.1(上流側)	5,110	最高堰高	3	SNO.13	SNO.13	450	現況1,350mm × 1/3	
	既SNO.2(下流側)	1,850	(最高堰高-現況堰高) × 2/3			4	SNO.13		0
16	既SNO.1(上流側)	5,110	最高堰高	1	SNO.13	SNO.13	1,350	現況	
	既SNO.2(下流側)	2,780	最高堰高			2	SNO.13		900

汚濁解析および費用効果の算定結果を表示するケース
第二十二社幹線の算定結果は浸水安全性を確保できる
ケース56.7.8とした(既SNO.1 1,710mm)。
なお、浸水安全性については、「洪水時の水理的検討」で説明。

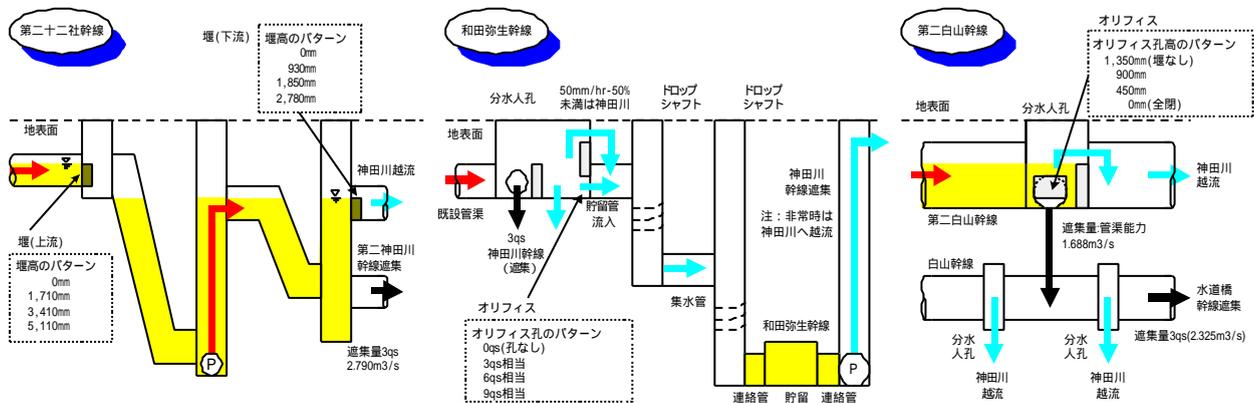


図4.3 堰・オリフィスの設置位置とパターン

4.2 汚濁負荷削減効果の分析

第二十二社幹線(表4.6, 図4.4, 4.5)

堰を設置しないケース1は、既に流域7.1mm相当の貯留高があり、削減効果が高いと考えられる(年間削減率87.4%)。ケース1に対し、堰を設置したケースを比較すると浸水対策施設からの越流量は最大7割程度削減される。越流水質(BOD)は地先貯留7.5mm相当の場合、22.4mg/lであるのに対し、ケース1は34.8mg/lで高い濃度になっているが、堰を設置したケース8は21.5mg/lと地先貯留7.5mmと同程度の濃度であることがわかる。

和田弥生幹線(表4.6, 図4.4, 4.5)

ケース1を基準に他ケースの越流負荷量

(越流合計)をみると、約30から40%の負荷削減を見込むことができる。

第二白山幹線(表4.6, 図4.4, 4.5)

ケース1を基準に他ケースの越流負荷量をみると、遮集量を少なくすることで第二白山幹線からの越流負荷量(越流小計)は増加するが、集水区域全体でみると越流負荷量(越流合計)は減少する。オリフィス孔を全閉にしたケース4は浸水対策施設からの越流量が増し、全体の越流および放流負荷量が増加する。ケース2, 3は初期雨水が第二白山幹線に貯留するため、削減率が高くなる。

表 4.6(1) 第二十二社幹線における汚濁負荷収支

水量内訳 1000 m³

ケース	貯留高 mm	雨天時									越流 小計 aab	越流 合計 aabac	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設			浸水対策施設流出後							
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易					
30遮集	0.0	2,291	1,049	0	0	0	0	728	0	0	728	728	4,067	15,218	19,285
地先貯留	2.5	2,291	1,049	0	0	0	233	494	0	0	494	494	4,067	15,218	19,285
地先貯留	7.5	2,291	1,049	0	0	0	449	279	0	0	279	279	4,067	15,218	19,285
1	7.1	1,213	877	462	1,095	272	104	43	0	0	505	505	4,067	15,218	19,285
5	9.5	1,213	877	462	1,095	271	113	35	0	0	497	497	4,067	15,218	19,285
6	10.0	1,213	877	462	1,095	271	120	29	0	0	491	491	4,067	15,218	19,285
7	10.4	1,213	877	462	1,095	271	131	27	0	0	489	489	4,067	15,218	19,285
8	10.6	1,213	877	462	1,095	271	124	24	0	0	486	486	4,067	15,218	19,285

排水面積	258.8 ha
年間降雨日数	29.9 日
汚水量原単位	175.5 m ³ /ha/d
晴天時平均汚水水質	193.0 mg/l
路面負荷	20.1 1000kg/年
高級処理除去率	0.9
簡易処理除去率	0.3
分流式・汚水管	319.9 1000kg/年
分流式・雨水管	20.1 1000kg/年
分流式・合計	340.0 1000kg/年
年間晴天時発生負荷量	3,199.0 1000kg/年

負荷量内訳(発生負荷量) 1000 kg

ケース	貯留高 mm	雨天時									越流 小計 aab	越流 合計 aabac	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設			浸水対策施設流出後							
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易					
30遮集	0.0	254.9	93.9	0.0	0.0	0.0	0.0	42.5	0.0	0.0	42.5	42.5	391.3	2,937.0	3,328.3
地先貯留	2.5	254.9	93.9	0.0	0.0	0.0	24.2	18.3	0.0	0.0	18.3	18.3	391.3	2,937.0	3,328.3
地先貯留	7.5	254.9	93.9	0.0	0.0	0.0	36.3	6.2	0.0	0.0	6.2	6.2	391.3	2,937.0	3,328.3
1	7.1	141.0	83.5	27.7	115.3	18.5	3.8	1.5	0.0	0.0	29.2	29.2	391.3	2,937.0	3,328.3
5	9.5	141.0	83.5	27.7	115.3	18.5	4.3	1.0	0.0	0.0	28.6	28.6	391.3	2,937.0	3,328.3
6	10.0	141.0	83.5	27.7	115.3	18.5	4.5	0.8	0.0	0.0	28.4	28.4	391.3	2,937.0	3,328.3
7	10.4	141.0	83.5	27.7	115.3	18.5	4.6	0.7	0.0	0.0	28.3	28.3	391.3	2,937.0	3,328.3
8	10.6	141.0	83.5	27.7	115.3	18.5	4.7	0.5	0.0	0.0	28.2	28.2	391.3	2,937.0	3,328.3

負荷量内訳(放流負荷量) 1000 kg

ケース	貯留高 mm	雨天時									越流 小計 aab	越流 合計 aabac	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計	越流水質 : mg/l			
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設			浸水対策施設流出後								1) 吐口	2) 雨天削減率	3) 年間削減率	4) 越流水質
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易									
30遮集	0.0	25.5	65.7	0.0	0.0	0.0	0.0	42.5	0.0	0.0	42.5	42.5	133.7	293.7	427.4	1.3%	65.8%	87.2%	58.4
地先貯留	2.5	25.5	65.7	0.0	0.0	0.0	24	18.3	0.0	0.0	18.3	18.3	111.9	293.7	405.6	0.6%	71.4%	87.8%	37.0
地先貯留	7.5	25.5	65.7	0.0	0.0	0.0	3.6	6.2	0.0	0.0	6.2	6.2	101.1	293.7	394.8	0.2%	74.2%	88.1%	22.4
1	7.1	14.1	58.5	27.7	11.5	13.0	0.4	1.5	0.0	0.0	29.2	29.2	126.6	293.7	420.3	0.9%	67.6%	87.4%	34.8
5	9.5	14.1	58.5	27.7	11.5	13.0	0.4	1.0	0.0	0.0	28.6	28.6	126.1	293.7	419.8	0.9%	67.8%	87.4%	27.9
6	10.0	14.1	58.5	27.7	11.5	13.0	0.4	0.8	0.0	0.0	28.4	28.4	125.9	293.7	419.6	0.9%	67.8%	87.4%	27.3
7	10.4	14.1	58.5	27.7	11.5	13.0	0.5	0.7	0.0	0.0	28.3	28.3	125.8	293.7	419.5	0.9%	67.8%	87.4%	23.9
8	10.6	14.1	58.5	27.7	11.5	13.0	0.5	0.5	0.0	0.0	28.2	28.2	125.7	293.7	419.4	0.9%	67.9%	87.4%	21.5

- 1) 吐口
 - 2) 雨天削減率
 - 3) 年間削減率
 - 4) 越流水質
- 越流負荷量/年間発生負荷量%(暫定指針では5%以下)
 (雨天時発生負荷量-雨天時放流負荷量)/雨天時発生負荷量
 (年間発生負荷量-年間放流負荷量)/年間発生負荷量
 越流b負荷量/越流b水量

表 4.6(2) 和田弥生幹線における汚濁負荷収支

水量内訳		1000 m ³																							
ケース	貯留高 mm	雨天時															越流 小計 a+b	越流 合計 a+b+c	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計	排水面積 568.9 ha	年間降雨日数 29.9 日	汚水量原単位 175.5 m ³ /ha/d	晴天時平均汚水水質 193.0 mg/l
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設				浸水対策施設流出後																
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易	越流c	高級	簡易	越流c											
30連集	0.0	3,812	2,896	0	0	0	0	2,228	0	0	2,228	2,228	8,936	33,460	42,397										
地先貯留	2.5	3,812	2,896	0	0	0	590	1,638	0	0	1,638	1,638	8,936	33,460	42,397										
地先貯留	7.5	3,812	2,896	0	0	0	1,223	1,005	0	0	1,005	1,005	8,936	33,460	42,397										
1	7.5	3,812	2,896	2,247	0	0	11	0	0	0	2,247	2,247	8,936	33,460	42,397										
2	7.5	3,812	2,896	1,667	0	0	546	15	0	0	1,682	1,682	8,936	33,460	42,397										
3	7.5	3,812	2,896	1,476	0	0	698	54	0	0	1,529	1,529	8,936	33,460	42,397										
4	7.5	3,812	2,896	1,380	0	0	758	90	0	0	1,470	1,470	8,936	33,460	42,397										

負荷量内訳(発生負荷量)		1000 kg																							
ケース	貯留高 mm	雨天時															越流 小計 a+b	越流 合計 a+b+c	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計	排水面積 568.9 ha	年間降雨日数 29.9 日	汚水量原単位 175.5 m ³ /ha/d	晴天時平均汚水水質 193.0 mg/l
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設				浸水対策施設流出後																
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易	越流c	高級	簡易	越流c											
30連集	0.0	447.1	278.5	0.0	0.0	0.0	0.0	136.1	0.0	0.0	136.1	136.1	136.1	136.1	861.8	6,457.8	7,319.6								
地先貯留	2.5	447.1	278.5	0.0	0.0	0.0	65.9	70.2	0.0	0.0	70.2	70.2	70.2	861.8	6,457.8	7,319.6									
地先貯留	7.5	447.1	278.5	0.0	0.0	0.0	107.9	28.2	0.0	0.0	28.2	28.2	861.8	6,457.8	7,319.6										
1	7.5	447.1	278.5	136.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	136.0	136.0	861.8	6,457.8	7,319.6										
2	7.5	447.1	278.5	94.6	0.0	0.0	41.2	0.3	0.0	0.0	94.9	94.9	861.8	6,457.8	7,319.6										
3	7.5	447.1	278.5	83.3	0.0	0.0	51.9	0.9	0.0	0.0	84.2	84.2	861.8	6,457.8	7,319.6										
4	7.5	447.1	278.5	78.7	0.0	0.0	55.9	1.6	0.0	0.0	80.3	80.3	861.8	6,457.8	7,319.6										

負荷量内訳(放流負荷量)		1000 kg															越流水質: mg/l								
ケース	貯留高 mm	雨天時															越流 小計 a+b	越流 合計 a+b+c	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計	排水面積 568.9 ha	年間降雨日数 29.9 日	汚水量原単位 175.5 m ³ /ha/d	晴天時平均汚水水質 193.0 mg/l
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設				浸水対策施設流出後																
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易	越流c	高級	簡易	越流c	1)	2)									
30連集	0.0	44.7	195.0	0.0	0.0	0.0	0.0	136.1	0.0	0.0	136.1	136.1	375.8	645.8	1,021.6	1.9%	56.4%	86.0%	61.1						
地先貯留	2.5	44.7	195.0	0.0	0.0	0.0	6.6	70.2	0.0	0.0	70.2	70.2	316.5	645.8	962.3	1.0%	63.3%	86.9%	42.9						
地先貯留	7.5	44.7	195.0	0.0	0.0	0.0	10.8	28.2	0.0	0.0	28.2	28.2	278.7	645.8	924.4	0.4%	67.7%	87.4%	28.0						
1	7.5	44.7	195.0	136.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	136.0	136.0	375.7	645.8	1,021.5	1.9%	56.4%	86.0%	-						
2	7.5	44.7	195.0	94.6	0.0	0.0	4.1	0.3	0.0	0.0	94.9	94.9	338.7	645.8	984.5	1.3%	60.7%	86.6%	18.2						
3	7.5	44.7	195.0	83.3	0.0	0.0	5.2	0.9	0.0	0.0	84.2	84.2	320.1	645.8	974.9	1.2%	61.8%	86.7%	17.4						
4	7.5	44.7	195.0	78.7	0.0	0.0	5.6	1.6	0.0	0.0	80.3	80.3	325.5	645.8	971.3	1.1%	62.2%	86.7%	17.4						

1) 吐口
2) 雨天削減率
3) 年間削減率
4) 越流水質

越流負荷量/年間発生負荷量(暫定指針では5%以下)
(雨天時発生負荷量-雨天時放流負荷量)/雨天時発生負荷量
(年間発生負荷量-年間放流負荷量)/年間発生負荷量
越流b負荷量/越流b水量

表 4.6(3) 第二白山幹線における汚濁負荷収支

水量内訳		1000 m ³																							
ケース	貯留高 mm	雨天時															越流 小計 a+b	越流 合計 a+b+c	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計	排水面積 246.2 ha	年間降雨日数 29.9 日	汚水量原単位 177.4 m ³ /ha/d	晴天時平均汚水水質 193.0 mg/l
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設				浸水対策施設流出後																
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易	越流c	高級	簡易	越流c											
30連集	0.0	1,530	1,301	0	0	0	1,121	0	0	0	1,121	1,121	3,952	14,635	18,587										
地先貯留	2.5	1,530	1,301	0	0	0	371	751	0	0	751	751	3,952	14,635	18,587										
地先貯留	7.5	1,530	1,301	0	0	0	720	401	0	0	401	401	3,952	14,635	18,587										
1	10.1	0	0	0	0	0	190	107	1,364	1,473	530	1,077	3,952	14,635	18,587										
2	10.1	0	0	0	0	0	293	172	1,961	1,073	454	172	3,952	14,635	18,587										
3	10.1	0	0	0	0	0	630	487	1,901	480	454	487	941	3,952	14,635	18,587									
4	10.1	0	0	0	0	0	839	1,080	1,382	198	454	1,080	1,534	3,952	14,635	18,587									

負荷量内訳(発生負荷量)		1000 kg																							
ケース	貯留高 mm	雨天時															越流 小計 a+b	越流 合計 a+b+c	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計	排水面積 246.2 ha	年間降雨日数 29.9 日	汚水量原単位 177.4 m ³ /ha/d	晴天時平均汚水水質 193.0 mg/l
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設				浸水対策施設流出後																
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易	越流c	高級	簡易	越流c											
30連集	0.0	167.5	124.2	0.0	0.0	0.0	68.0	0.0	0.0	0.0	68.0	68.0	356.8	2,625.6	2,982.3										
地先貯留	2.5	167.5	124.2	0.0	0.0	0.0	36.6	34.4	0.0	0.0	34.4	34.4	356.8	2,625.6	2,982.3										
地先貯留	7.5	167.5	124.2	0.0	0.0	0.0	57.3	10.7	0.0	0.0	10.7	10.7	356.8	2,625.6	2,982.3										
1	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.8	1.9	210.2	101.5	31.3	1.9	332	356.8	2,625.6	2,982.3									
2	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.9	3.8	244.0	92.4	26.6	3.8	304	356.8	2,625.6	2,982.3									
3	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	65.7	19.9	206.3	38.2	26.6	19.9	46.5	356.8	2,625.6	2,982.3									
4	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	109.0	63.3	142.6	15.3	26.6	63.3	89.9	356.8	2,625.6	2,982.3									

負荷量内訳(放流負荷量)		1000 kg															越流水質: mg/l								
ケース	貯留高 mm	雨天時															越流 小計 a+b	越流 合計 a+b+c	雨天時 合計	晴天時 合計	年間 合計	排水面積 246.2 ha	年間降雨日数 29.9 日	汚水量原単位 177.4 m ³ /ha/d	晴天時平均汚水水質 193.0 mg/l
		浸水対策施設流入前			浸水対策施設				浸水対策施設流出後																
		高級	簡易	越流a	高級	簡易	貯留	越流b	高級	簡易	越流c	高級	簡易	越流c	1)	2)									
30連集	0.0	16.7	84.9	0.0	0.0	0.0	6.8	0.0	0.0	0.0	6.8	6.8	169.7	262.6	432.2	2.4%	52.4%	85.5%	60.7						
地先貯留	2.5	16.7	84.9	0.0	0.0	0.0	3.7	31.4	0.0	0.0	31.4	31.4	136.7	262.6	399.3	1.1%	61.7%	86.6%	41.9						
地先貯留	7.5	16.7	84.9	0.0	0.0	0.0	5.7	10.7	0.0	0.0	10.7	10.7	118.1	262.6	380.6	0.4%	66.9%	87.2%	26.7						
1	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	1.9	24.0	74.1	31.3	1.9	33.2	126.5	262.6	389.1	1.2%	64.5%	87.0%	17.8					
2	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	3.8	21.1	64.7	26.6	3.8	30.4	118.5	262.6	381.0	1.1%	66.8%	87.2%	22.2					
3	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	19.9	20.6	26.8	26.6	19.9	46.5	100.5	262.6	363.0	1.6%	71.8%	87.8%	40.8					
4	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.9	63.3	14.3	10.7	26.6	63.3	89.9	125.7	262.6	388.3	3.1%	64.8%	87.0%	58.6					

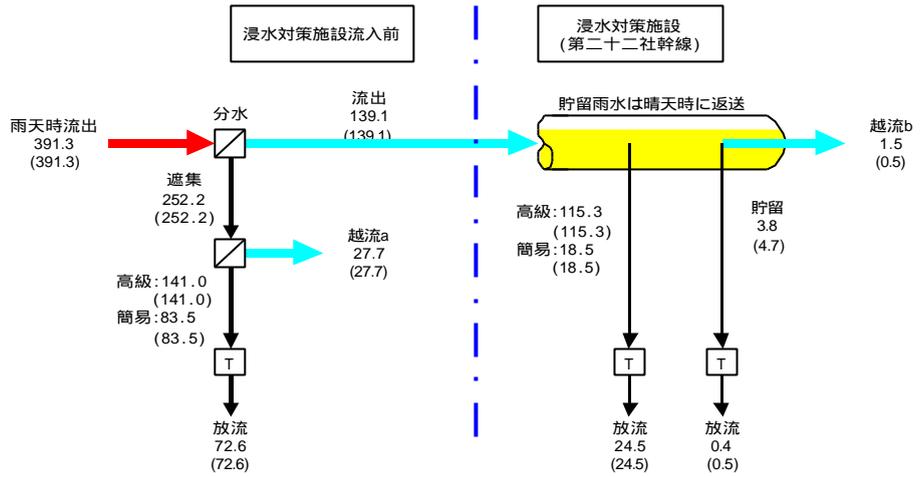
1) 吐口
2) 雨天削減率
3) 年間削減率
4) 越流水質

越流負荷量/年間発生負荷量(暫定指針では5%以下)
(雨天時発生負荷量-雨天時放流負荷量)/雨天時発生負荷量
(年間発生負荷量-年間放流負荷量)/年間発生負荷量
越流b負荷量/越流b水量

第二十二社幹線

[図中の数値について]
 ・数値：ケース1の負荷量
 ・()内の数値：ケース4の負荷量
 ・単位：1,000m³

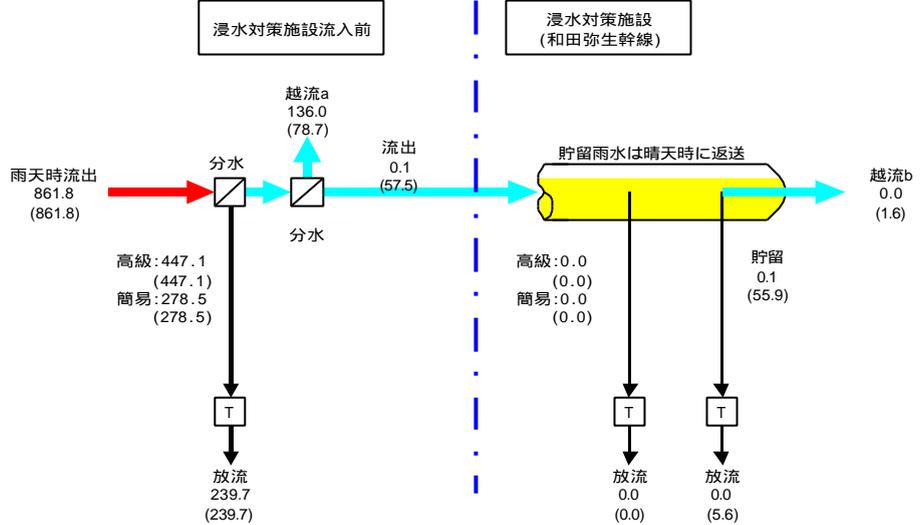
[放流負荷量について]
 ・高級処理除去率：0.9
 ・簡易処理除去率：0.3
 ・貯留水は高級処理とする



和田弥生幹線

[図中の数値について]
 ・数値：ケース1の負荷量
 ・()内の数値：ケース4の負荷量
 ・単位：1,000m³

[放流負荷量について]
 ・高級処理除去率：0.9
 ・簡易処理除去率：0.3
 ・貯留水は高級処理とする



第二白山幹線

[図中の数値について]
 ・数値：ケース1の負荷量
 ・()内の数値：ケース3の負荷量
 ・単位：1,000m³

[放流負荷量について]
 ・高級処理除去率：0.9
 ・簡易処理除去率：0.3
 ・貯留水は高級処理とする

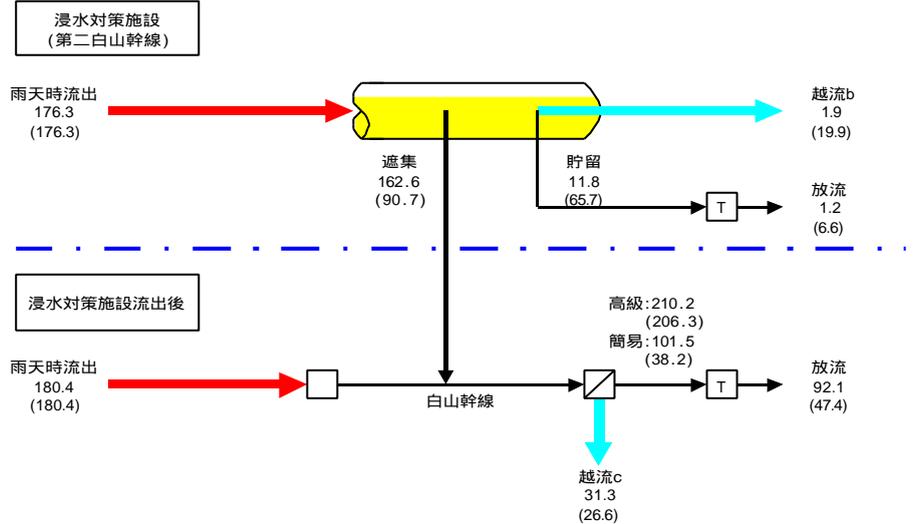
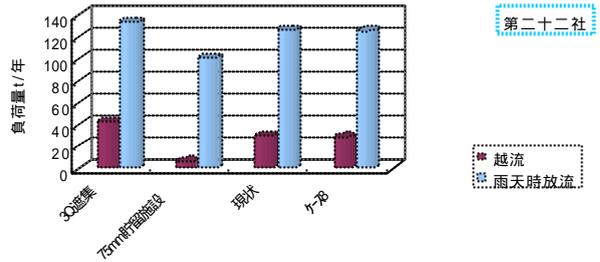


図 4.4 地区別負荷量収支模式図

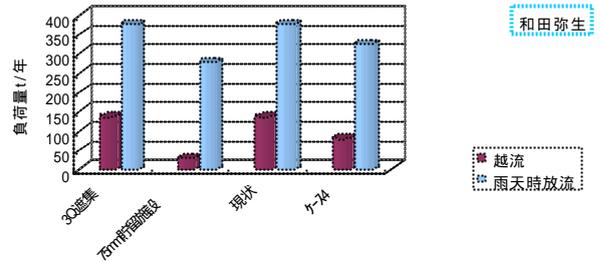
第二十二社	負荷量 t/年		削減率と率%	
	越流	雨天時放流	越流	雨天時放流
3Q遮集	42.5	133.7	-	-
7.5mm貯留施設	6.2	101.1	100	100
現状	29.2	126.6	37	22
ヶ-78	28.2	125.7	40	25

*ヶ-78 上流埋高1,710mm、下流埋高2,780mm
*晴天時負荷量 293.7 t/年



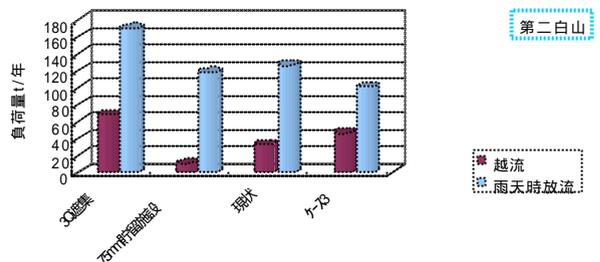
和田弥生	負荷量 t/年		削減率と率%	
	越流	雨天時放流	越流	雨天時放流
3Q遮集	136.1	375.8	-	-
7.5mm貯留施設	28.2	278.7	100	100
現状	136.0	375.7	0	0
ヶ-74	80.3	325.5	52	52

*ヶ-74 集水面積の大きい5つの分水施設より9Q分貯留促進
*晴天時負荷量 645.8 t/年



第二白山	負荷量 t/年		削減率と率%	
	越流	雨天時放流	越流	雨天時放流
3Q遮集	68.0	169.7	-	-
7.5mm貯留施設	10.7	118.1	100	100
現状	33.2	126.5	61	84
ヶ-73	46.5	100.5	38	134

*ヶ-73 管径1,350mmのうち上部900mmを塞いだ場合(第二白山幹線からの遮集は約1Q分)
*晴天時負荷量 262.6 t/年



注1)7.5mm貯留：発生に対し、3Q遮集および流域7.5mm相当の地先貯留をした場合を示す。
注2)現状：現在もしくは施工・計画中の浸水対策施設を示す。
注3)越流負荷量は対象地区の越流負荷量、雨天時放流負荷量は処理場からの放流負荷を含む。
注4)削減率と率=(3Q遮集 - 対象)/(3Q遮集 - 7.5mm貯留)、対象は現状もしくは流出抑制・貯留促進を示す。

図4.5 併用利用による放流負荷量の比較

5. 洪水時の水理的検討

5.1 降雨パターンの設定

[50mm/hr 計画降雨] : $I = \frac{5000}{t + 40}$ 2)

[75mm/hr 計画降雨] : $I = \frac{1700}{t^{0.7} + 4.8}$ 3)

[100mm/hr 計画降雨] : $I = \frac{2300}{t^{0.7} + 4.9}$ 3)

- 2) 下水道50mm/hr降雨強度式
- 3) 地下河川構想に関わる施設計画調査降雨強度式の検討報告、昭和62年3月

5.2 施設シナリオの設定

- (1) 検討対象地区：第二十二社幹線、第二白山幹線
- (2) 対象降雨
現状の施設能力を把握(50mm/hr、75mm/hr、

100mm/hr計画降雨)

併用利用施設としての浸水安全性を検討(50mm/hr計画降雨)

(3) 検討ケース

表5.1 検討ケース

[第二十二社幹線]		上流側 既SNO1					
堰設置箇所	降雨強度(mm/hr)	50				75	100
	堰高(mm)	0	1,710	3,410	5,110	0	0
下流側 既SNO2	50	0	1-1	5-1	9-1	13-1	
	930		2-1	6-1	10-1	14-1	
	1,850		3-1	7-1	11-1	15-1	
	2,780		4-1	8-1	12-1	16-1	
	75	0				1-2	
	100	0					1-3

[第二白山幹線]		上流側 既SNO1					
堰設置箇所	降雨強度(mm/hr)	50				75	100
	オリフィス孔の高さ(mm)	1,350	900	450	0	1,350	1,350
第二白山幹線		1-1	2-1	3-1	4-1	1-2	1-3

*表内の数字はケース番号を示す

5.3 シミュレーションモデルによる水理解析

(1) 解析モデル：不定流解析モデル(海外パッケージソフト「Hydro-Works」)

(2) 流入ハイドロ

浸水対策施設への横流入量は中央集中型ハイドログラフを用い、タイムエリア法^{*)}により算定した。

*)タイムエリア法

タイムエリア法とは、懸案地点への等到達時間域別の面積と有効降雨を用いて単位図の手法により流出ハイドログラフを求める方法であり、特徴は、既往文献によると次のようである。

下水道の施設設計に用いやすい

貯留の現象を表したハイドログラフが算定可能

河川計画との整合が図りやすい

基本式は懸案地点の流出ハイドログラフはi番目の流出量をQiとして次式のように表される。

$$Q_i = \frac{1}{360} \sum_{n=1}^i R_n \times A_{(i-n+1)}$$

ここに、Q：流出量(m³/s)、R：有効降雨量(mm/hr)、A：等到達時間区域面積(ha)である。

(3) 境界条件および制御設備の設定

表5.2 境界条件および制御設備の設定

幹線	境界条件		制御設備	
	放流地点	遮集地点	上流側	下流側
第二十二社	神田川の計画高水位	遮集管流出なし	堰	複雑な堰/オリフィス
第二白山	SNO.13にて自由流出	SNO.13にて自由流出	-	オリフィス

5.4 降雨指標と施設配置別の浸水危険度評価

ここでの浸水安全性の判断は、流出のピーク時において開水路状態の場合を安全とした。

(1) 現況施設的能力把握

第二十二社幹線：現状施設で75mm/hrの計画降雨まで対応、固定堰設置が可能と考える。

第二白山幹線：現状施設において50mm/hr計画降雨に対応するように下流の堰高を計画しているため、固定堰設置は浸水安全性を損なうと考えられる。

表5.3 現状施設的能力把握

施設	計画降雨(mm/hr)		
	50	75	100
第二十二社幹線			×
第二白山幹線		×	×

判断方法：ピーク時に開水状態は、圧力状態は×

(2) 制御施設設置による浸水安全性

ここでは50mm/hr計画降雨の条件下で制御施設設置による浸水安全性を検討した。

第二十二社幹線：上流側は堰高1,710mm程度まで、浸水の安全性が保たれると考えられる。下流側は全閉(堰高2,780mm)としても浸水安全性は確保されることが考えられる。

第二白山幹線：幹線施設能力は現施設(堰なし)で限界であり、新規に固定堰を設置することにより、浸水安全性は損なわれると考えられる。よって、堰を設置する際には可動堰が必要になると考えられる。

表5.4 制御施設を設置した際の浸水安全性

地区	堰の設置状況					
	上流	下流	堰高mm			
第二十二社	-	-	(0)	(1,710)	×	×
	-	-	(0)	(930)	(1,850)	(2,780)
	-	-	(0)	(930)	(1,850)	(2,780)
第二白山	-	-	(1,350)	×	×	×
				(900)	(450)	(0)

判断方法：ピーク時に開水状態は、圧力状態は×

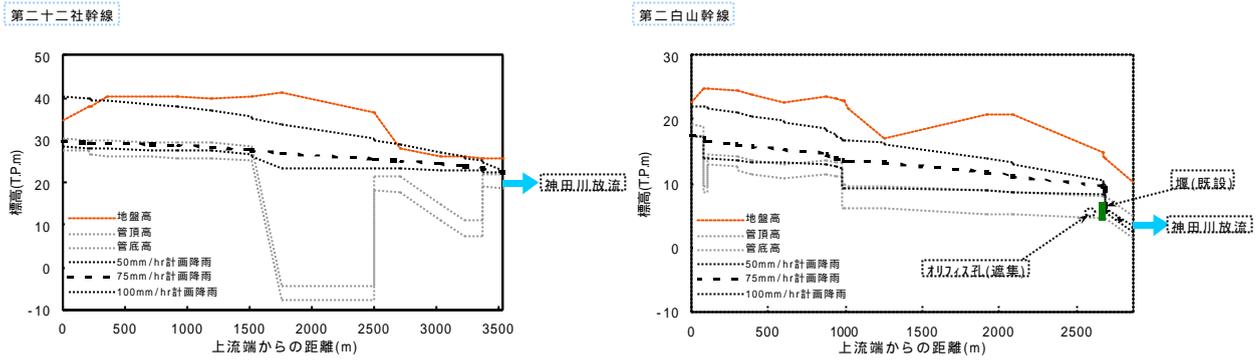


図5.5 計画降雨強度別の最高水位

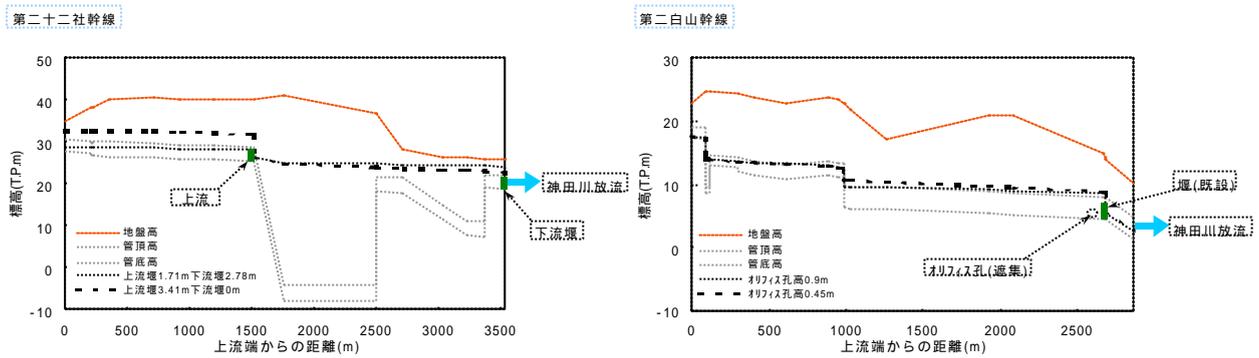


図5.6 50mm/hr計画降雨時のケース別最高水位

6. 制御システムに関する検討

6.1 降雨予測方式の検討

図6.1は実現象から、その現象の監視および制御に関わる一連の流れを示したものである。

リアルタイム制御方式は、貯留運用を開始した状況で、降雨状況を観測・予測しながら、浸水対策運用に切り替えるものである。この場合、的確な降雨予測が必要となる。

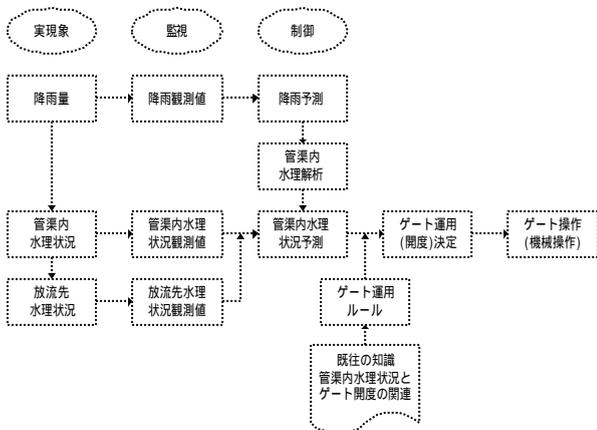


図6.1 監視制御の流れ

降雨予測：降雨予測に関しては、降雨記

録の充実や気象レーダーなど観測機器の発達ならびに解析システムの高度化などによって近年著しい進歩を遂げているが、下水道排水区のような比較的狭い領域における予測精度はまだまだ十分であるとは言い難く、現在のところ実用に供されているものはほとんどない。

管渠内水理状況予測：降雨予測に加え、降雨時における管渠内流況を予測する必要がある。

ゲート運用決定・操作：予測結果とゲート運用ルールを実行することになる。

6.2 監視制御システムの検討と概算費用の算定

(1) 監視制御システム

ケース1-1および1-2は、通常、ポンプ場における運転において用いられているものであり、ケース2はマンホールポンプの運転に用いられている。施設の重要度からみると、ケース1の方が高い。浸水安全性を確保するといった視点からはケース1-1、1-2のいずれかが適当である。

表6.1 検討ケース

検討ケース	情報通信手段	制御側 (親局)	監視側 (子局)
ケース1-1	テレメータ	1	1
ケース1-2	テレメータ	1	N
ケース2	非常通報装置	1	1

(2) 概算費用の算定

ゲート近傍の1個所の管渠内水位のみを監視すると仮定し、費用を算定した。この費用は可動堰を設置し、併用利用する場合には必ず必要なる費用であり、期別運用の有無にはよらない。

なお、本調査では提示していないが、可動堰を設置する場合には、機器費、工事費、維持管理費の他にシステム開発費用等を考慮する必要がある。

表6.2 概算費用の算定

機器費・工事費		単位：千円		
施設	費目	第二十二社幹線		第二白山幹線
		上流	下流	
電動ゲート	直接工事費	25600	17000	5600
	間接工事費	7680	5100	1680
	小計	33280	22100	7280
監視制御システム	直接工事費	61880		28340
	間接工事費	21658		9919
	小計	83538		38259
合計		138918		45539

注)電動ゲート
 ・機器費：ゲート設備およびゲート付帯機器、電動開閉装置等
 ・間接工事費：機器費+直接工事費の30%として計上

維持管理費		単位：千円	
施設	費目	費用	
電動ゲート	電力費		
監視制御システム	通話料金(専用線利用)	252	
合計		252	

6.3 可動堰設置による併用利用の可能性分析

図6.2に示すように、固定堰による費用効果 E/ Cと可動堰設置による費用効果 E/ Cとを比較し、可動堰設置による併用利用の可能性について検討する。

なお、ここでの費用効果 E/ Cは単位費用当りの削減負荷量を示す。

第二十二社幹線は、固定堰の対応領域は上流側の堰が1,710mmまでであり、それ以上は可動堰対応が必要。第二白山幹線は、流量制限施設の設置は浸水安全性を損ねる可能性がある。この場合、可動堰とする必要があるが、費用効果は固定堰の場合と比較して極めて低い。

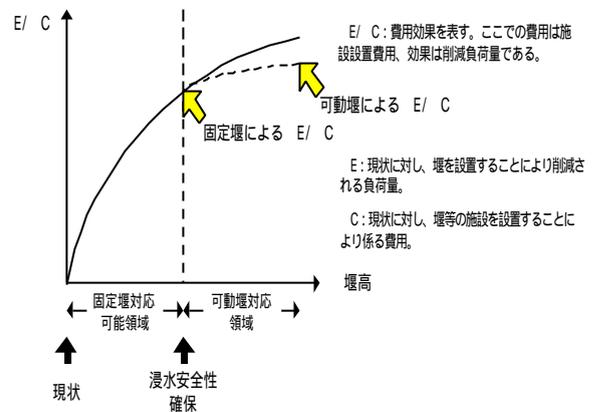


図6.2 可動堰設置による併用利用の費用効果

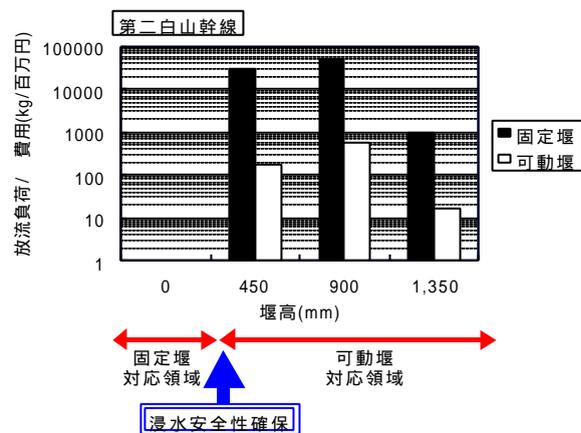
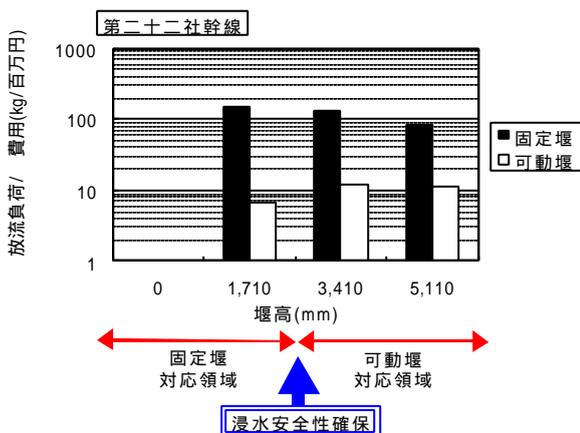


図6.3 効果分析結果

7. おわりに

以上，第二十二社，和田弥生，第二白山幹線の3つの雨水幹線において，合流改善のための貯留施設として利用(併用利用)する方法を調査した。

その結果，併用利用による効果を最大限発揮させるためには，リアルタイム制御方式が最善と思われることがわかった。しかし，現時点ではリアルタイム制御方式に関する費用，安全性，維持管理，運転方法等を勘案すると，固定堰による合流改善効果への寄与にとどめ，早期事業化を図ることが先決であると考えられる。

各施設の結果をまとめると次のようである。

(1) 第二十二社幹線

現施設特性から，合流改善計画の目標の一つである「流域平均8mm相当の貯留施設」に相当する貯留機能を有していることがわかった。

今後，放流先河川への水質改善および保全がより一層必要となる場合には，幹線上下流に流量制限施設(固定堰)を設け，管渠内貯留することにより，低コストで合流改善に寄与するものと考えられる(図7.1)。

現計画施設では30分降雨強度25mm/hrま

で貯留可能であるが，流量制限施設を設けることで，それが30mm/hrまで貯留可能となり，越流回数を減らすことができ，水質改善および保全に寄与するものと考えられる。

(2) 和田弥生幹線

分水施設において貯留管内へ流入する開口部を設け，貯留管で管渠内貯留することにより，合流改善効果があることがわかった。

ただし，ポンプ制御を併用する必要があるため，運転管理が複雑となることなどから，維持管理費が高くなることが想定される。

(3) 第二白山幹線

流量制限施設を設けることで，合流改善効果が得られることがわかった。

しかし，50mm/hr計画降雨に耐えうるよう施設計画を行っているため，流量制限施設を設けることで浸水安全性の確保に影響を与えられる。

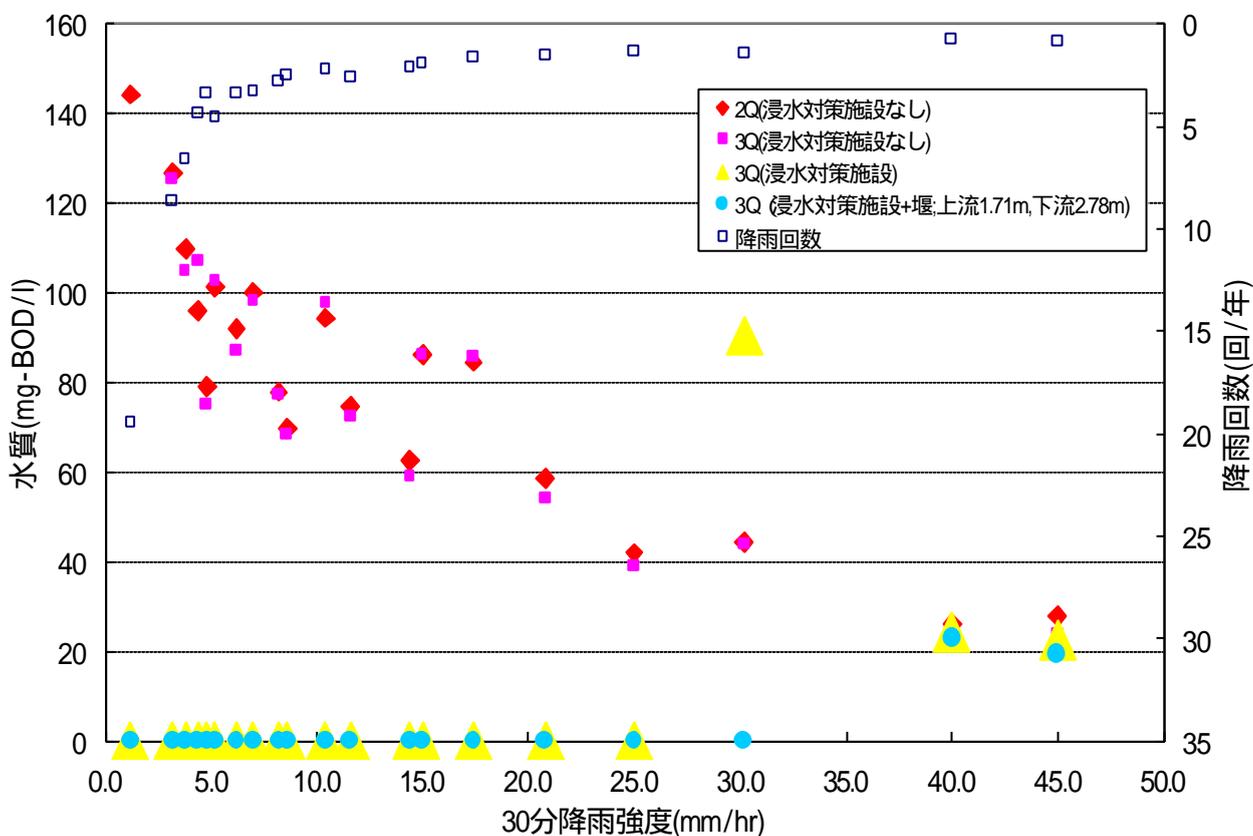


図7.1 第二十二社幹線の越流水質

1 - 4 都市の水循環システムにおける下水道の計画・管理 支援ツールに係わる基礎調査

計画部 総合計画課

本調査では、昨年度に開発した都区部の水循環シミュレーションモデルを用いて、抽出した特定6地域における適切な雑用水供給形態について検討した。

その結果、各地域において次のシステムが適切であることが判明した。

池袋駅周辺：広域循環システム

渋谷駅周辺：上流広域循環システム

神田駅周辺地区（事務所建築物の多い地域）：地区循環システム

世田谷住宅街（独立住宅の多い地域）：雨水貯留システム

江東区の団地（集合住宅の多い地域）：地区循環システム

練馬駅周辺（住商混在地域）：地区循環システム

今後、各地域の特性に応じた適切な雑用水供給施策を各地域毎に検討する際、本調査で開発したモデルを活用することにより、効率的な検討が可能となる。

1 - 4 都市の水循環システムにおける下水道の

計画・管理支援ツールに係わる基礎調査

～ 地理情報（GIS）を活用した水循環シミュレーションモデルによる 雑用水供給システムの検討 ～

計画部 総合計画課

北條康弘，猪八重勇（現建設局河川部計画課），鈴木秀典

1. はじめに

下水道施設は，都市内に降った雨を速やかに排除する，あるいは発生した汚水を集めて処理するといった機能を有し，都市内における浸水防除，生活環境の改善，および放流先となる公共用水域の水質保全のために必要な施設として普及が進められてきた。

一方，地球環境問題をはじめ，さまざまなレベルで環境問題に対する意識が高まってきており，下水道施設が果たすべき役割についても，都市のさまざまな物質の循環を支援する施設，あるいはシステムとして機能することが求められている。

近年，水源地域における降水量の減少，また都市の水需要の増大により，都市における渇水が頻繁に起こっている。東京においても人口の増加及び天候不順により，数年に1回の割合で渇水が起こり，水源地域である河川上流部でのダム建設だけでは水資源の確保が困難な状態にある。このような都市の水資源不足の解消，自然に対する負荷の低減のために，都市内における水の循環利用，上質な水のみ利用から低質な水も利用するという生活様式の転換と，その推進が必要である。これらの利用を促進する手段として，具体的には再生水利用，雨水利用などの雑用水供給施設の導入が挙げられる。ここでいう雑用水とは，水洗便所用水や庭木の散水など，人が飲めるほどの上質な水を必要としない用途に使用する水と定義する。

雑用水供給施設は土地利用，降雨状況などの地理的状况によって効果が異なり，適切な雑用水供給施設は地域によって異なる。そのため，雑用水供給施設の導入を進めるためには，都市内における地域情報と時間の概念を導入し，都市内の地域毎，及び都市全体における効果をより詳細に評価する必要がある。

そこで，本調査では，東京都区部を対象として建物単位で整備されている精度の高い地理情報（GISデータ）と下水道管網や河川のGISデータを組み合わせることにより，任意の地区で検討することのできる，分布型の人工系水循環シミュレーションモデルを構築し，雨水利用，あるいは地区循環や広域循環による再生水利用といったさまざまな形態の雑用水供給システムの導入時の水資源転換効果や雨水の貯留による雨水流出量抑制効果を定量的に評価することを目的し，検討した。

2. シミュレーションモデルの概要

2.1 シミュレーションモデルの構成

図1はモデルの概念図である。このモデルでは，都市の建造物などの施設からの汚水と降雨からの流出水を下水道に排出し，下水処理場まで流下後，河川や海域に放流されるまでをモデル化した。モデルの基礎データとしては，主に地域を表すメッシュデータ，下水道管網および河川データで構成される。また，この図に示すように，下水処理場から高度処理水を供給する広域循環システム，下水道幹線の途中に処理施設を設けて再生水を供給する上流供給式広域循環システム，地域内で循環利用する地区循環システム，建物に降った雨水を貯留利用する雨水貯留システム，の4つの形態の雑用水供給システムを評価対象とした。

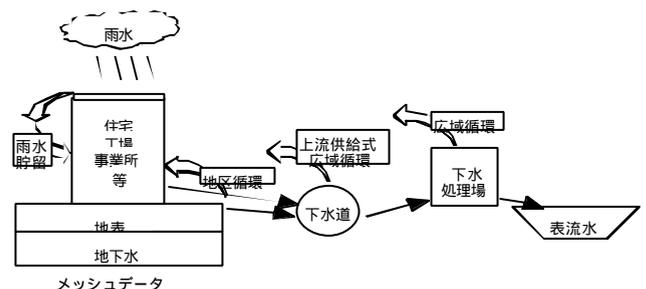


図 - 1 モデルの概念図

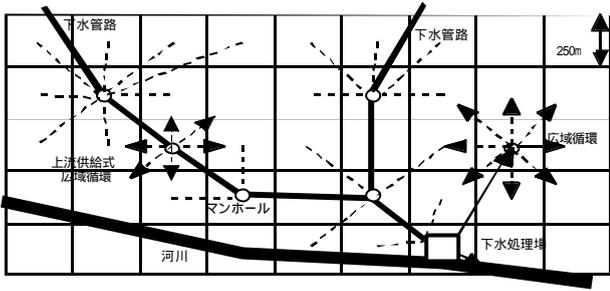


図 - 2 モデルの平面図

図2にはモデルの平面図を示す。このモデルでは、まず各メッシュにおける雨水からの流出量と発生汚水量を算出し、各メッシュと下水道管路上のマンホールと結びつけて各マンホールへの流入量を算出した。さらに、各マンホールにおける流量を上流から下流へと順次計算していく。降雨量として、実測の日降雨量データを用いて1日単位でシミュレーションを行っており、降雨にかかわる事象については季節変動を考慮した。

都区部を1辺250mの正方形の区画に区切ったものを1メッシュ(都区部全体で約13,000メッシュ)としており、29種類の土地利用用途ごとに敷地、建物、延べ床面積のデータを属性として持っている。これらのデータは、東京都都市計画局が作成したGISデータ(1991年/平成3年)をもとに各メッシュごとの属性値を算出した。

下水道管網データは、主要幹線のマンホール、ポンプ所、および下水処理場の位置情報を持つ点データの集合であり、下水道管渠、下水処理場のデータ、他の管渠との接続情報を属性に持っている。下水道データは、合流点・分岐点のネットワーク情報を必要とし、雨水流出解析に必要な高低差、管渠延長、管径などは必要としない。1列に連なるマンホール群において、合流・分岐がない地域においては、収支を計算する上で途中のマンホールは必ずしも必要としないため、上流・下流ともに1つのマンホールを持ち、上下流のマンホールとの距離が250m以内にあるマンホールを抽出し、削除している(250mメッシュのモデルであるため)。また、下水処理場付近のマンホールについては、処理場との接続のため適宜抽出削除している。以上のような処理の結果、対象となるマンホールは、3,625個となった。これらのデータは、下水道台帳情報システム(SEMIS)をもとに作成した。

河川データについては、河川の中心線を点データの集合として表現した。点データの位置は、下水道の放流口付近、他の河川との合流地点、中心線が大きく蛇行する部分とし、上流・下流の接続情報と流量の属性を持たせ、デジタルマップからGISソフトウェアを用いて作成した。

2.2 降雨データ

降雨データとしては、東京都土木技術研究所のデータを利用した。都区部51の降雨観測地点のうち、中央・新宿・常盤台・新小岩・玉川の5観測地点について、1993(平成5)年、1994(平成6)年の2か年の日雨量データを利用した。それぞれのメッシュにおける降雨量は、そのメッシュに最も近い観測地点の値を用いた。平均年間降水量と比較すると、1993年は平水年で、1994年は渇水年となっている。

2.3 発生汚水量の算出

各メッシュにおける発生汚水量は、各土地利用用途ごとの延べ床面積に原単位をかける原単位法を用いて算出した。延べ床面積当りの汚水量原単位は、

$$\text{【水需要量】} = \text{【発生汚水量】}$$

と考えて、尾島ら¹⁾や空気調和・衛生工学会の報告²⁾³⁾を基に、表1に示す値をそれぞれの土地利用用途に対して採用した。表中の雑用水率については、3.で説明する。専用工場や住居併用工場からの汚水については、区ごとの統計データから直接排出分と下水道排出分とに分けて、それぞれ区ごとに延べ床面積当りの原単位を定めた。

表 - 1 土地利用用途ごとの原単位

土地利用用途	汚水量 (L/m ² ・日)	雑用水率 (%)
官公庁施設	4.27	30
教育文化施設	9.77	50
厚生医療施設	11.46	40
事務所建築物	5.68	30
専用商業施設等	11.33	25
住商併用建物	11.33	25
宿泊遊興施設	27.24	25
スポーツ興業施設	13.10	30
専用独立住宅	10.80	15
集合住宅	9.80	20

2.4 晴天日下水量によるモデルの検証

上記のように求めた、各メッシュからの発生汚水量から算出された各下水処理場への流入汚水量と、晴天日下水量の実測値を用いてモデルを検証した。表2に1990～94年度（平成2～6年度）の各処理場における晴天日平均下水量⁴⁾の平均値とモデルにおける流入下水量の計算値を示す。

表 - 2 各処理場における晴天時下水量と流入汚水量の比較（単位 103m³/日）（平成2～6年度の平均値）

処理場	晴天日下水量 （実測値）	流入汚水量 （計算値）	誤差
芝浦	613	897	46%
三河島	493	443	-10%
砂町	404	371	-8%
小台	294	252	-14%
落合	369	354	-4%
森ヶ崎	1,029	1,011	-2%
小菅	176	147	-16%
葛西	242	296	22%
新河岸	518	593	14%
中川	98	189	93%
計	4,236	4,553	7%

全処理場の合計では、計算値が実測値を若干上回っているが、モデルは概ね実際の現象を再現できているものと考えられる。一方、個々の処理場について見ると、芝浦処理場、中川処理場など実測値と計算値の間の誤差が大きな処理区もあり、今後原単位等を適宜見直していく必要がある。しかしここでは、都区部全体での水循環の状況を再現できたものとして、以降はこのモデルを用いて解析を行った。

ちなみに、誤差の大きかった芝浦処理区では事務所建築物が多く、しかも高層のオフィスビルが多いため、本モデルで用いた一般的な事務所の原単位がこの地域には過大であったこと、個々の事業所においてすでに個別循環形式の雑用水供給施設など水の回収利用がかなり進んでいることなどが、汚水量が過大評価している要因として考えられる。中川処理区では、下水道が最近普及された地域であり、このモデルでは下水道普及率100%を仮定しているため、計算値が上回ってしまったものと考えられる。また、これら以外にも、地下水の混入などが誤差を生

む要因として考えられる。

3. 雑用水供給システムのシナリオ

雑用水の利用用途としては、水洗便所用水、冷却用水、散水用水としており、土地利用用途ごとに全水需要に対するこれらの用途への利用率を雑用水率と定義して、空気調和・衛生工学会の報告³⁾を基に表1のように設定した。

雑用水供給システムの導入対象となる対象土地利用用途としては以下の2つのCaseを検討した。

CaseA：主に業務系の建物を対象とし、対象土地利用用途を官公庁施設、教育文化施設、厚生医療施設、事務所建築物、専用商業施設等、住商併用建物、宿泊・遊興施設、スポーツ・興業施設とする。

CaseB：CaseAに加え、集合住宅、独立住宅を対象とする。

なお、雑用水供給システムを導入していない場合についてはCase0として評価する。

4. 雨水貯留利用システムの水資源転換効果および雨水流出抑制効果の評価

都区部全域の対象土地利用用途に対して、各メッシュ毎に貯留槽を1つ持ち、対象建物に降った雨を貯留槽に集め、処理して各建物に供給する、という形式の雨水貯留利用システムを導入するシナリオについて、水資源転換効果および雨水流出抑制効果を検討した。

4.1 シナリオの設定

集水域は対象土地利用用途の建物の屋根とし、建物面積が屋根の水平面への投影面積と一致しているものとして集水面積とする。対象建物以外の建物に降った雨については下水道へ、また建物以外の場所へ降った雨については、東京都環境保全局⁵⁾が用いている以下の関係式を用いて下水道への直接流出量を推定した。

【直接流出率】=0.839×【不浸透域の被覆率】+1.9
ここで、不浸透域の被覆率（%）は各メッシュの面積に対する建物や道路などの不浸透域の面積割合であり、直接流出率（%）は降水量のうち下水道に流れ込む水量の割合である。

雨水貯留槽容量と雨水利用量の関係をモデルを用いて予備的に解析した結果より、

60mm×【集水面積】

により算出される貯留槽容量が大きくなると、貯留槽容量の増加率に対する雨水利用量の増加率が小さくなることから、貯留槽容量は

60mm×【集水面積】

と設定する。ちなみに空気調和・衛生工学会の報告³⁾では50～100mmを適切な容量としている。また雑用水需要量は、対象土地利用用途における雑用水需要量の和とする。都区部全体での雑用水需要量は、CaseAで年間1.91億m³、CaseBで3.68億m³である。

集められた雨水を雑用水として最大限利用できるように運用するものと仮定して、1日をタイムステップとして貯留槽流入量、貯留量、雑用水供給量をシミュレートし、1年間の供給水量を日平均にして供給可能量とした。なお、降雨初期の雨水には汚濁物質が多く含まれており、利用にあたって注意が必要となるが、本論文では雨水を処理して利用することを考えており、また水量のバランスのみを解析の対象としていることから考慮に入れていない。

4.2 水資源転換効果

図3、4に1993、94年の都区部全体での水の流れを雨水貯留施設を導入しない場合、CaseA、CaseBについて示す。上水供給量の減少率が水資源転換効果を表わすことになるが、1993年（平成5年、平水年）はCaseAで3.7%、CaseBで9.9%、1994年（平成6年、渇水年）はCaseAで2.6%、CaseBで7.5%となっており、最大である1993年（平成5年）のCaseBでは年間約1.6億m³（小河内ダムの貯水容量の約9割）の水資源が転換できることになる。雑用水需要量に対する供給可能量の比を需要供給比とすると、1993年（平成5年）はCaseAで31%、CaseBで44%、1994年（平成6年）はCaseAで24%、CaseBで35%となり、60mmという貯水槽の容量では雑用水需要の半分も賄えないこととなる。

1993年（平成5年、平水年）と1994年（平成6年、渇水年）で比較すると、1993年（平成5年）に対して1994年（平成6年）は降水量では66%となっているが、供給可能量ではCaseAで75%、CaseBで78%となっており、供給可能量は降水量ほど渇水の影響は受けていない。

CaseA（業務系）とCaseB（業務系+住宅系）では、CaseBの方が供給可能量が増加するとともに需要供給比も大きくなっており、比較的低層建築物が多く、また雑用水率が小さい住居系への導入に伴い、需要供給比が大きくなったものと考えられる。

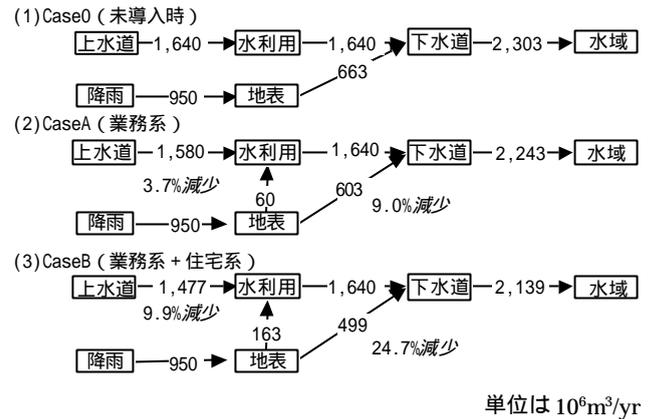


図 - 3 雨水貯留 - 利用システム導入時の都区部全体での水収支（1993年）

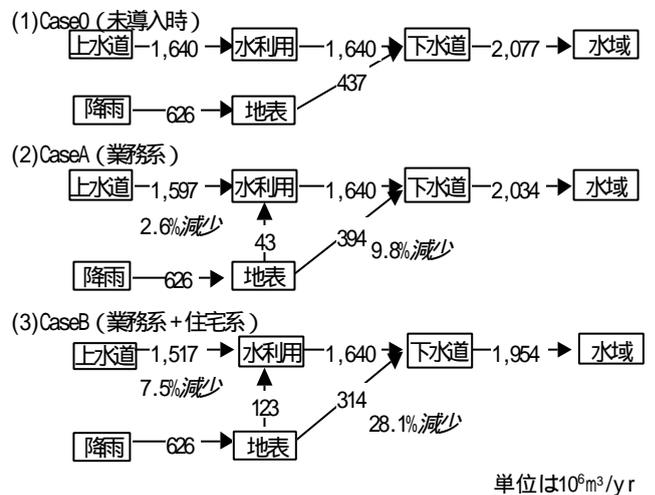


図 - 4 雨水貯留 - 利用システム導入時の都区部全体での水収支（1994年）

4.3 雨水流出抑制効果

図3、4で地表から下水道への流入量の減少率が雨水流出抑制効果を表わすことになるが、1993年（平成5年、平水年）はCaseAで9.0%、CaseBで24.7%、1994年（平成6年、渇水年）はCaseAで9.8%、CaseBで28.1%となっており、年間ベースでの流出量の削減効果は比較的大きい。

しかし、本来、雨水流出量の削減効果を評価するにはそのピーク流量をどれだけ削減できたかで評価すべきであり、できるだけ短いタイムステップで雨水流出のシミュレーションを行うべきである。本モデルでは1日をタイムステップとしており、雨水流出の解析を詳細に行ううえでは時間間隔が不十分ではあるが、降水日の日流出量でその効果を検討した。

図5は、1994年（平成6年）の日降水量と、雨水貯留施設未導入時とCase Bでの直接流出量についての日変動を示している。棒グラフの値がCase 0（未導入時）の直接流出量を表わしており、棒グラフの途中にある横線がCase Bにおける直接流出量の値を示している。これから、流出量が大きくなっている日の降水量と直接流出量を抜き出して、表3に示す。

表 - 3 降水量が多くなっている日の日降水量と直接流出量(1994年)

	平均降水量 mm/日	Case0での 直接流出量 103m ³ /日	CaseBでの 直接流出量 103m ³ /日	削減率 %
3月24日	52	22,881	15,743	31%
6月20日	63	27,634	19,349	30%
8月21日	50	21,992	15,132	31%
22日	57	24,823	23,284	6%
9月14日	27	11,947	8,220	31%
15日	31	13,597	10,721	21%
16日	26	11,551	10,604	8%
17日	18	8,055	7,121	12%
18日	15	6,525	5,585	14%
9月29日	51	22,184	19,591	12%

この表は、雨水貯留による流出抑制効果が先行降雨の有無に大きく依存していることを表わしている。流出抑制効果を表わす直接流出量の削減率は日によって違い、30%を超すときもあれば、10%を超えない日も存在する。ただし、1年間における最大日流出量で比較すれば、Case 0では6月20日の2.76千万m³であったが、Case Bでは8月22日で2.33千万m³となり、約16%削減された。

5. 再生水利用システムの水資源転換効果の評価

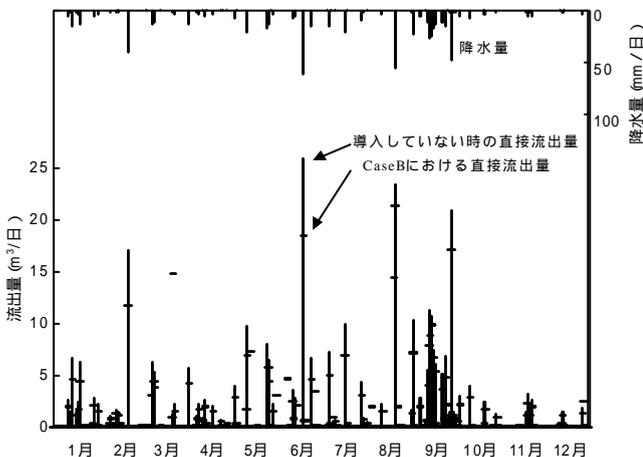


図 - 5 雨水直接流出量の日変動（1994年）

都区部全域の対象土地利用用途に対して、各メッシュ毎に地区循環形式、広域循環形式、上流供給式広域循環形式の3種類の再生水利用の雑用水供給システムをそれぞれ導入するシナリオについて、水資源転換効果を検討した。

5.1 シナリオの設定

5.1.1 地区循環システム

地区循環型の再生水施設をモデル化し、各メッシュデータを1つの供給地区とみなして、メッシュ内の原水として利用できる排水を供給地区の中央に集め、処理して供給する。利用できる原水としては、水質面での問題点を考慮し、水洗便所排水、厨房排水を除いた手洗い排水などの雑排水とした。

利用できる原水量は、雑用水需要量と同様、土地利用用途ごとに水需要量に対する割合を決め、原単位法で求める。供給可能量は対象土地利用用途の雑用水需要量と利用原水量の小さい方とした。

5.1.2 広域循環システム

下水処理場の高度処理水を用いる広域循環型の再生水施設を図6のようにモデル化した。広域循環システムの対象地域は次のように求める。

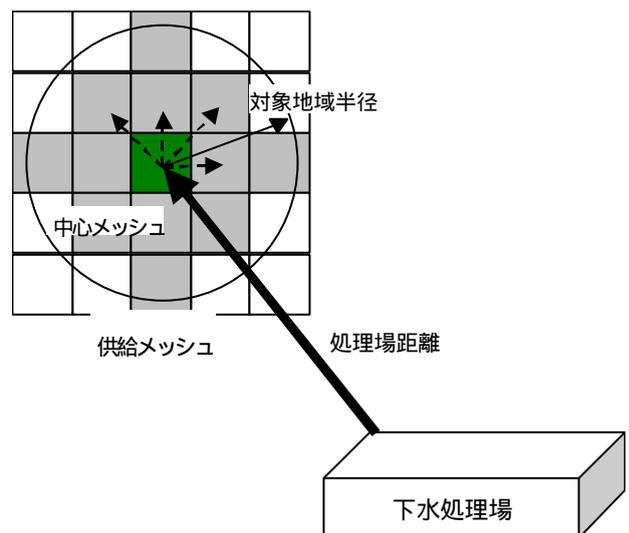


図 - 6 広域循環システムのモデル化

あるメッシュを中心メッシュとし、その中心メッシュから対象地域半径内に含まれるメッシュを供給メッシュとする。供給メッシュでの雑用水需要量の合計を中心メッシュの広

での雑用水需要量の合計を中心メッシュの広域需要量とし、広域需要量が一定量以上ある中心メッシュを広域需要メッシュとした。下水処理場と広域需要メッシュとの距離を処理場距離とし、一定距離以内の広域需要メッシュを広域循環対象地域とした。ここでは、現在実際に広域循環施設が導入されているケースを参考に広域需要量を $3,000\text{m}^3/\text{日}$ 以上、処理場距離を 3km 以内と設定した。新宿、池袋、浅草、浜松町、品川、五反田、蒲田などの地域が対象となった。

5.1.3 上流供給式広域循環システム

上流供給式広域循環システムとは下水幹線上に処理施設を設け、周辺の雑用水の高需要地域に供給する、今回新たに提案する広域循環システムである。供給地域の選定は、広域循環システムの中心メッシュにあたる部分がマンホールになること以外は同じ手法で行った。対象地域半径、広域需要量は広域循環システムと同じ値を用いた。広域循環対象地域となる地域は通常の広域循環システムの場合と違って、Case Bの場合、新宿、池袋、五反田、蒲田の他に皇居周辺部や渋谷なども対象となった。

5.2 水資源転換効果

つぎに都区部全体での降雨と降雨からの直接流出を除外した水の流れを、再生水利用施設を導入しない場合、地区循環、広域循環、上流供給式広域循環システムのそれぞれを導入した場合のCase A、Case Bについて検討した。上水供給量の減少率が水資源転換効果を表わすことになる。

地区循環システムの導入では、上水供給量の減少率はCase Aで 8.5% 、Case Bで 21.5% となっており、Case Bでは年間約 $3.5\text{億}\text{m}^3$ （小河内ダム貯水容量の約2倍）の水資源が転換できることになる。雑用水需要に対する供給可能量の比である需要供給比はCase Aで 73% 、Case Bで 96% となり、Case Bでは雑用水需要のほぼ全量が地区循環システムによる雑用水供給により賄えることになる。Case Bでは住宅系にも導入することにより需要供給比が増大したが、今回のシナリオでは再生水の原水として水洗便所排水と厨房排水を除いており、業務系だけに導入したのでは再生水の原水が不足しがちなためである。

広域循環システムの導入では、上水供給量の減少率はCase Aで 1.1% 、Case Bで 2.2% でそれほど大きくはない。処理場距離の制約を 3km の倍以上である 7km とした場合でもCase Bで上水供給量の減少率は 6% 未満であり、雑用水需要の大きい供給地域では有効な代替水源となり得ても、都区部全体で見た場合には主要な代替水源とはいえない状況となった。これは、広域需要量が $3,000\text{m}^3/\text{日}$ 以上という制約が効いているためであるが、雑用水需要がある程度まとまっている必要がある。しかし、広域循環システムでは再生水の原水が下水処理場の処理水なので、安定でかつ豊富な水源であり、需要供給比は 100% となる。

上流供給式広域循環システムの導入では上水供給量の減少率はCase Aで 3.6% 、Case Bで 3.8% となり、通常の広域循環システムと比較すると対象地域が増加する分、水資源転換効果は大きくなる。

6 雑用水供給システムのコストの比較と最適雑用水供給システムの選定

都区部の各地域でどの形式の雑用水供給システムを導入するのが適切であるかを選定するためには、節水量とコストおよび各システムの導入に伴う環境負荷等から総合的に判断する必要がある。ここでは、各システムの導入時のコストを算出し、経済性という観点から最適な雑用水供給システムの組み合わせについて検討した。

6.1 コストの算出手法

コストの算出にあたっては、コスト関数や耐用年数の設定、利息の考え方などについて多くの仮定が必要であり、それらについて詳細な検討が必要となる。ここでは開発したモデルを用いる場合の有用性を示すために、松本の報告⁶⁾を参考にコストの算出を行ったが、用いている算出手法やコスト関数等に関しては、今後更に検討していく必要がある。

各システムの導入に伴う年間コストは維持管理費（運転費を含む）と減価償却費の和として求めた。減価償却費は定額法により算出することとし、建設費の 90% を耐用年数で割ったものとした。なお、建設費には用地費および建設利息を、維持管理費には金利負担を含まないものとする。建設費および維持管理費算出時のコスト関数については、表4に示す値を用いた。

表 - 4 コスト計算の設定

	単位	コスト関数
雨水貯留システム⁷⁾		
建設費	千円	$14.022 \times V + 3706.9$
維持管理費	円/年	$80 \times 365 \times Q$
地区循環システム⁶⁾		
給排水設備（事務所建築）	千円	$591 \times Q$
建設費	円/年	$5.155 \times Q$
維持管理費		
給排水設備（住宅建築）	千円	$1264 \times Q$
建設費	円/年	$8.22 \times Q$
維持管理費		
処理設備	百万円	$5.10 \times Q^{0.661}$
建設費	千円/年	$0.607 \times Q^{0.697}$
維持管理費		
広域循環システム⁶⁾		
高度処理設備	百万円	$7.393 \times Qm^{0.497}$
建設費	千円/年	$4.37 \times Q$
維持管理費		
配水設備		
配水池建設費	百万円	$18 \times (Qm^2 \div 1000) + 33$
配水管建設費	百万円	$\{ 3.55 \times (Qm \div 10000)^{0.3} + 0.018 \times (Qm \div 10000) + 34 \} \times L$
維持管理費		地区循環システムの給水設備と同様
上流供給式広域循環システム		地区循環システムと同様
処理設備		広域循環システムと同様
配水設備		

V : 貯留槽容量 (m³)
 Q : 供給水量 (m³/日)
 Qm : 最大日供給水量 (m³/日)
 L : 配管距離 (km)

雨水貯留利用システムについては、建設費は貯留槽容量をパラメータとして算出し、維持管理費は供給可能量に比例して算出した。地区循環システムでは、配水管を含む給排水設備と処理設備の建設費、維持管理費について、供給水量をパラメータとして算出した。広域循環システムについては高度処理施設や配水池などの建設費は日最大給水量をパラメータとして、供給管・配水管の建設費は日最大給水量と配管距離をパラメータとして算出した。上流供給式広域循環システムについては、処理施設については地区循環システムと同様に、配水池および配水管については広域循環システムと同様の方法で算出した。

供給単価を各システムの年間コストを年間供給可能量で割ったものとして算出する。地区循環システム以外のシステムでは使用した雑用水を下水道へ排出しており、供給単価に単位水量当りの下水道料金を加えたものを水利用単価として算定する。地区循環システムの場合は、下水道を利用していないので、供給単価と水利用単価は等しいものとした。下水道料金については各メッシュにおける契約件数等の情報がないので、基本料金と従量料金に分けて、現在の料金体系から仮想の料金体系を作成して用いた。

6.2 各システムにおけるコストの算定結果

4, 5章で算出した各Case, システム毎の都区部全体における雑用水供給量に対する年間コスト, 供給単価, 水利用単価の算定結果を表5に示す。なお, 雨水貯留利用システムについては1993年(平成5年)の供給量を用いて解析した。

表 - 5 コスト算定の結果

	Case A				Case B			
	雨水 利用	地区 循環	広域 循環	上流 供給	雨水 利用	地区 循環	広域 循環	上流 供給
供給可能量 (m ³ /日)	165	381	49	162	448	964	99	172
年間コスト(億円)	94	1,052	32	114	222	2,425	71	170
供給単価 (円/m ³)	156	757	179	193	135	688	196	269
水利用単価 (円/m ³)	415	757	479	406	387	688	484	559

CaseAでは、供給単価を見ると、地区循環システムが他と比較して3倍以上大きく、他の3システムは200円/m³以下である。東京都水道局の水道料金(1994年/平成6年)では、口径30mm以上、あるいは30m³以上の利用の場合従量料金が200円/m³以上となっており、それと比較すると水使用量が多いケースではこれらのシステムは経済的であることがわかる。住宅系を加えたCaseBでは、雨水貯留システムと地区循環システムはCaseAより供給単価が下がるものの、広域循環システムと上流供給式システムは供給単価が上がる傾向にある。この原因としては、広域循環システムなどで住宅系の用途も対象に加えた場合に対象地域が増えて、比較的規模が小さめの地域が多く対象地域となったためである。

下水道料金も加えた水利用単価で見ると、CaseAでは上流供給式システムが、CaseBでは雨水貯留システムが最も安価なシステムとなり、いずれのケースでも地区循環システムが最も高価なシステムとなった。ただし、地域ごとに見ると都心部などの雑用水需要の高い地域では地区循環システムの水利用単価も500円/m³以下となり、他のシステムより安価となる場合もあった。

6.3 各地区での最適雑用水供給システムの選定手法

各メッシュ毎に各システムの水利用単価による比較を行ったところ、CaseAでは79%、CaseBは92%の地域で雨水貯留システムが最も安価なシステムであった。しかしながら前章でも考察したように、雨水貯留システムは雑用水需要に対する供給

可能量の比である需要供給比が小さく、かつ水源が不安定なシステムであり、各地区において実際に雑用水供給システムを導入していく場合に他のシステムとの組み合わせで利用されることが多くなるものと考えられる。

そこで、雑用水需要量全量を供給するために水利用単価の安価なシステムから順にその供給可能量だけ供給していくものと仮定して解析を行った。なお、ここでは今まで取り上げてきた4つの雑用水供給システムの他に、通常行われている上水道から供給し、下水道に排出するといったシステムを現状システムとして選択できるようにし、このシステムのコストは水道料金と下水道料金の和として算出することとした。また、解析の結果、各メッシュにおいて雑用水供給量が最も大きかったシステムをその地区における主要な雑用水供給システムとした。

6.4 都区部全体での結果

図7に都区部全体で最適雑用水供給システムとなるシステムの比率を示す。Case Aで現状システムを含めた場合は73%の地域において現状システムが最適雑用水供給システムとなった。次に最適雑用水供給システムとなる地域が多いシステムは雨水貯留システムであり、19%の地域が主に都心から離れた地域に点在している。このような地域の特徴として、雑用水需要量とはあまり関係なく、対象土地利用用途の平均階数が2階程度であることが挙げられる。平均階数が3階以上の地域では雨水貯留システムの需要供給比が30~40%であり、上水道による供給が最もよいことになる。

Case Bで現状システムを含む場合では、現状システムが最適な供給システムは31%と減少している。代わりに雨水貯留システムが最適なシステムとなっている地域が増加し、全体の55%を占めている。これは、低層な建物が多い独立住宅が対象として加わり、需要供給比が増加したためと考えられる。また地区循環システムも3%増加している。地区循環システムにおいては雑用水需要量自体も増加しているのに加え、住宅系の再生水原水量は雑用水需要量よりも大きく、需要供給比が増加しているため雑用水需要量以上に供給可能量が増加し、水利用単価が減少していることによる。

地域ごとに最適な雑用水供給システムを導入した場合、現状システム以外による供給量は、Case Aで25.4万 m^3 /日で水需要量全体の6%、Case B

で77.1万 m^3 /日で水需要量全体の17%になる。多摩川からの取水量が日量115万 m^3 であることから、77.1万 m^3 /日を雑用水供給システムによって供給できる場合、多摩川の取水量の2/3を供給でき、多摩川の流量は平均流量にして約9 m^3 /sの増加が期待できることになる。この結果から、東京都区部における水資源を新規に開発しようとした場合、雑用水供給システムの広域的な普及は代替水源のひとつとして考えることができる。

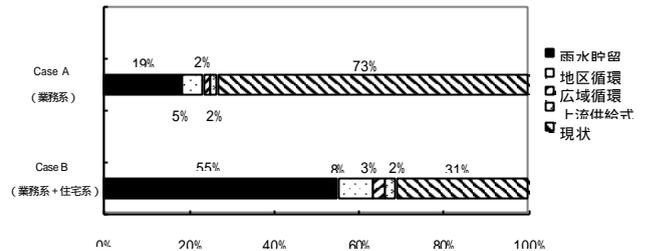


図 - 7 各システムが最適雑用水システムとなる比率

6.5 特定地域における最適供給システム

6.5.1 池袋のケース

池袋駅周辺を広域需要地域とし、検討した。行政区域では、東池袋1丁目の西武デパート前を中心として、東池袋1, 3丁目、西池袋1丁目、南池袋1, 2丁目を対象となる。

図8の土地利用状況を見ると、建物面積では事務所建築物と専用商業施設がほぼ同じ程度であるが、延べ床面積では事務所建築物が最も大きく、専用商業施設、宿泊・遊興施設の順に続く。事務所建築物の延べ床面積が大きい理由としては、サンシャイン60が含まれるため、事務所建築物の平均階数が10階と最も高いことが挙げられる。その他の土地利用用途にしても、専用商業施設、宿泊・遊興施設、教育文化施設、集合住宅は平均階数が6階以上と高層化が進んでいる。

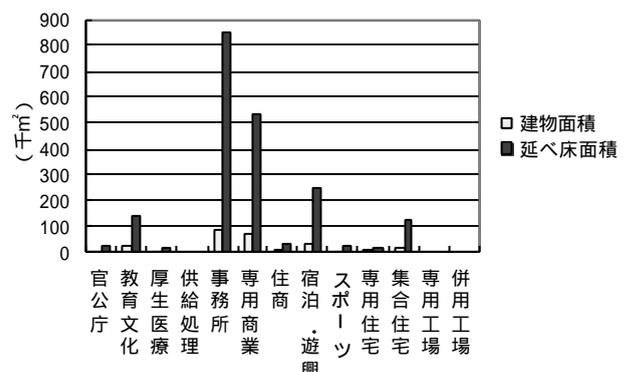


図 - 8 池袋駅周辺の土地利用状況

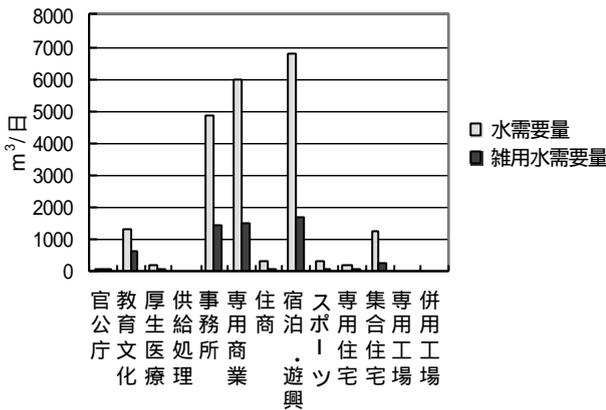


図 - 9 池袋駅周辺の水需要量と雑用水需要量

図9で水需要量と雑用水需要量を表す。事務所建築物は水需要原単位が小さいため、延べ床面積の大きさと比べると水需要量は小さい。また、宿泊・遊興施設は水需要の原単位が大きいため、事務所の1/3以下、専用商業施設の半以下の延べ床面積にもかかわらず、宿泊・遊興施設の水需要量が最も大きい。雑用水需要量においても水需要量と同様宿泊・遊興施設が最も大きい。水需要量、雑用水需要量を対象地域面積で除した値はそれぞれ26.1mm/日、7.2mm/日となる。23区平均の水需要量はそれぞれ、5.5mm/日、1.2mm/日であり、区部の中でも有数な高需要地域の1つである。

表 - 6 池袋駅周辺の各シナリオのコスト比較

	雨水貯留	地区循環	広域循環
建設費(万円)	30,444	538,208	518,656
維持管理費(万円/年)	2,327	44,728	6,859
年間コスト(万円/年)	4,154	77,021	35,655
供給可能量(m³/日)	909	4,203	5,568

表6において、対象土地利用用途をCase Aとして、対象地域に各システムを導入する時のコストを比較した。雨水貯留 - 利用システムは建設費、維持管理費ともに安価である。地区循環システムと広域循環システムとでは建設費はほぼ同じ程度であるが、広域循環システムの維持管理費は地区循環システムの約1/6と安価であった。また、広域循環システムの建設費の一部は、耐用年数が長いために減価償却費は安くなり、年間コストで比較すると地区循環システムと広域循環システムとでは2倍以上の開きがある。

図10は各システムでの浄水単価及び供給単価を比較したものである。浄水単価で比較すると地区循環システムは広域循環システムよりも3倍近く大きいに対し、下水道料金を加えた供給単価で比較すると、非常に差が小さい。各メッシュで判断すると、地区循環システムの供給単価が490円を下回り、地区循環システムの方がコストからすると良いシステムであるメッシュもあるが、この対象地域全体で見ると、下水道料金を加えてもわずかに広域循環システムの方が安価となった。

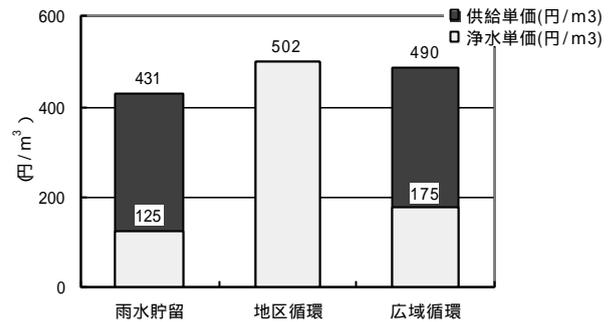


図 - 10 池袋駅周辺におけるシステム毎の雑用水利用コスト

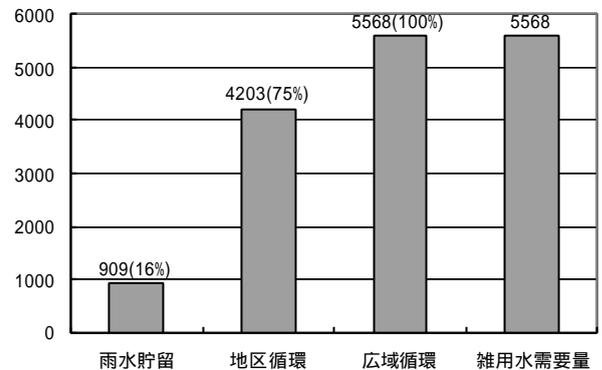


図 - 11 池袋駅周辺での各システムの供給可能量と上水代替率

図11は対象地域全体におけるそれぞれのシステムの供給可能量と、上水代替率である。雨水貯留 - 利用システムは上水代替率が16%とこの地域の雑用水需要量に対して十分供給できない。また、地区循環システムでも75%と雑用水需要量全てを供給できるわけでもない。広域循環システムは供給単価としては地区循環システムより安価であり、また供給可能量の面でも他のシステムと比べても最も多いので、この地域では、広域循環システムが優先的に導入すべきシステムである。

6.5.2 渋谷のケース

渋谷駅周辺を上流供給式広域循環システムが導入される可能性のある地域として、検討した。行政区域としては、西武デパート前を中心に、道玄坂1, 2, 3丁目, 渋谷1, 2, 3丁目, 桜丘町神南1丁目, 宇田川町が対象となる。

図12の土地利用状況を見ると、建物面積及び延べ床面積共に事務所建築物が最も多い。対象範囲が渋谷駅周辺の繁华街にとどまらず、周辺のオフィス街も含まれていることがわかる。また、建物面積が多い、事務所建築物、専用商業施設、集合住宅のいずれも平均階数が6.5階以上であり、高密度化されていることが示されている。

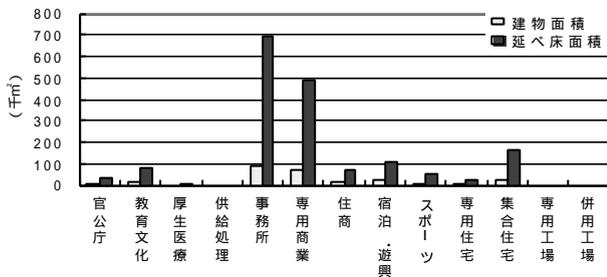


図 - 12 渋谷駅周辺の土地利用状況

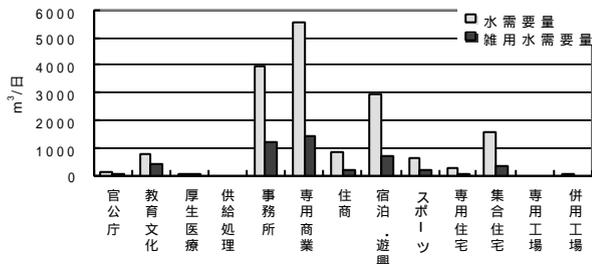


図 - 13 渋谷駅周辺の水需要量と雑用水需要量

図13で土地利用用途毎の水需要量及び雑用水需要量を示す。事務所建築物の水需要原単位は小さいため、専用商業施設の水需要量が最も多くなっている。また、宿泊・遊興施設は水需要原単位が大きいために、集合住宅よりも多く、3番目に水需要量の多い土地利用用途となっている。繁华街のみならず、周辺地域まで対象地域が広がっているが、水資源にとっては、依然として専用商業、宿泊・遊興施設が重要であることがわかる。

対象地域全体の水需要量を対象地域面積で

除すと20.6mm/日、雑用水需要量は5.5mm/日と、いずれも23区全体の平均量と比べると非常に大きく、渋谷駅周辺も高需要地域といえる。

表 - 7 渋谷駅周辺の各シナリオのコスト比較

	雨水貯留	地区循環	上流供給式
建設費(万円)	30079	421563	321409
維持管理費(万円/年)	2348	36511	18661
年間コスト(万円/年)	4153	61805	33077
供給可能量 (m³/日)	919.91	3056.54	4151

表7は各システムのコスト比較である。対象土地利用用途はCase Aで計算している。供給できる3つのシステムの中では雨水貯留-利用システムが最も安価となった。年間で減価償却費、維持管理費を含めても年間4,153万円で導入できる。上流供給式広域循環システムの場合、スケールメリットから地区循環システムよりも安く、年間コストでは約半分となった。

図14ではシステム毎の雑用水利用コストを示している。浄水単価で見ると雨水貯留-利用システムが124円と最も安価となった。上流供給式広域循環システムも218円と安価であり、地区循環システムのみ554円と高くなっている。しかし、実際、水の使用、排出にかかる費用である供給単価では上流供給式広域循環システムでは580円と地区循環システムを上回った。

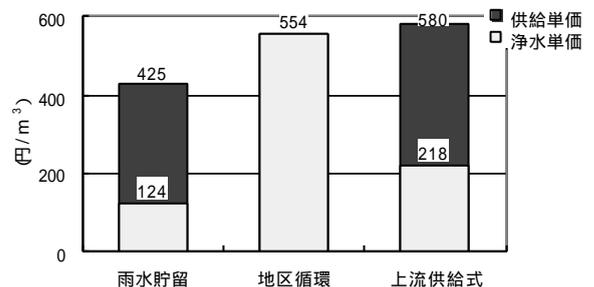


図 - 14 渋谷駅周辺におけるシステム毎の雑用水利用コスト

上流供給式広域循環システムとは、本調査で提唱した新しい概念なので実際の料金体系などは不確定なところが大きい。現在、上流供給式広域循環システムの地域からは下水に放流しており、下水道料金が全額加算される

計算とした。しかし、上流供給式広域循環システムで使用された水量分は、従来の下水処理場で処理されるのではなく新たに設置された処理場で処理されるため、下水処理場の処理量軽減につながり、さらに処理場コストを加算することは二重に料金を取ることになるため、実際には本調査で求めた供給単価よりも安価に供給できる可能性は高い。

図15は各システムを供給量と上水代替率で比較した図である。雨水貯留 - 利用システムは対象地域の22%しか供給できない。また、地区循環システムも上水代替率は74%にとどまった。上流供給式広域循環システムでは全量供給できた。

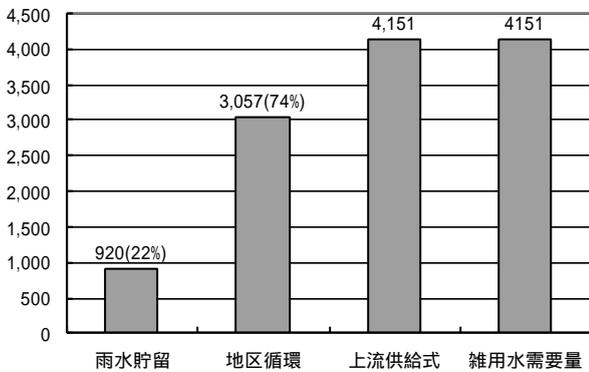


図 - 15 渋谷駅周辺での各システムの供給可能量と上水代替率

供給単価と供給可能量を総合的に評価した場合、本調査の求め方による供給単価で比較すると上流供給式広域循環システムは地区循環システムよりも若干高価になるものの、供給可能量では上流供給式広域循環システムの方が上回っており、この地域では上流供給式広域循環システムが優先的に導入すべきシステムと判断できる。

6.5.3 神田のケース

事務所建築物の多い地域として、神田を検討した。住所では、千代田区神田須田町2丁目である。

図16で神田の建物用途毎の建物面積、延べ床面積を示す。建物面積、延べ床面積共に事務所建築物が最も多い。事務所の平均階数は7階以上と比較的高い。他には教育文化施設、住商併用建物などがあり、一般的なオフィス街といえる。

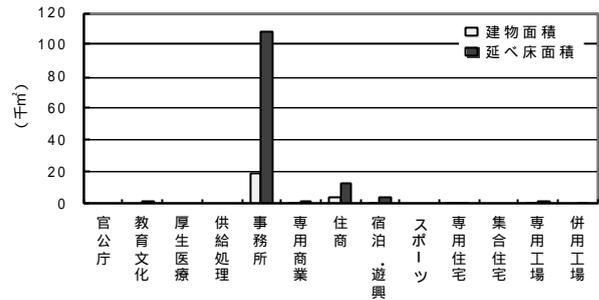


図 - 16 神田の土地利用状況

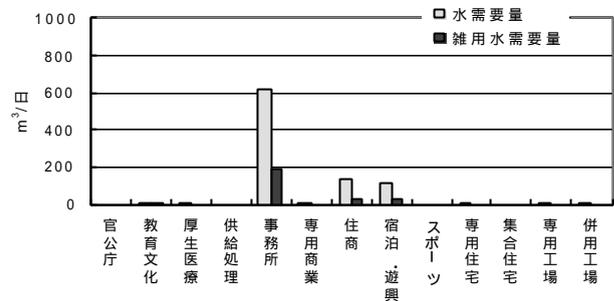


図 - 17 神田の水需要量と雑用水需要量

図17をみると水需要量も事務所建築物が多いが、事務所建築物の水需要原単位は小さいため、延べ床面積と比べて、専用商業施設の割合が高くなっていることが分かる。この地域全体での水需要量は753m³/日、雑用水需要量は228m³/日であり、メッシュ面積で除すとそれぞれ12.0、3.6mm/日となる。23区平均の水需要量はそれぞれ、5.5、1.2mm/日であるので、上水に関しては23区平均の2倍以上、雑用水に関しては3倍以上需要があることになる。

図18で神田におけるシステム毎の雑用水利用コストを示す。この地域では住宅系の雑用水需要がほとんどないので、Case Aの場合の試算コストを用いた。雨水貯留 - 利用システムの場合、処理コストは119円/m³と安価であった。下水道料金を加えた供給単価でも410円/m³となり、最も安価なシステムである。しかし、延べ床面積に対する建物面積の比率が小さいため、図19に示されるように供給可能量は96m³/日と、対象雑用水需要量の37%しか供給できない。

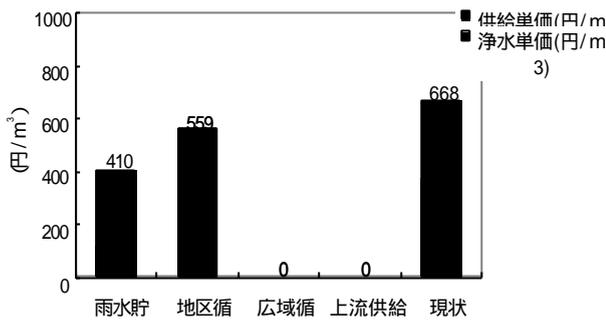


図 - 18 神田におけるシステム毎の雑用水利用コスト

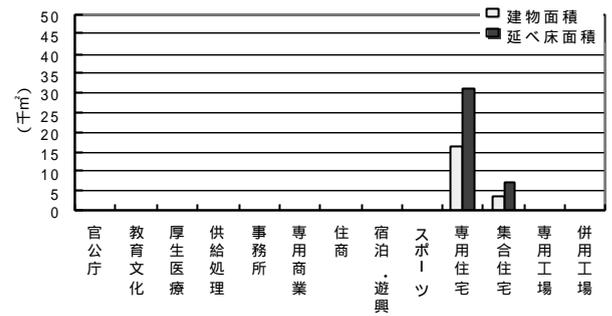


図 - 20 世田谷住宅街の土地利用状況

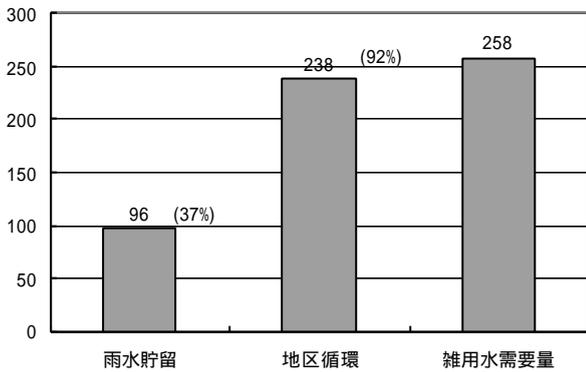


図 - 19 神田での各システムの供給可能量と上水代替率

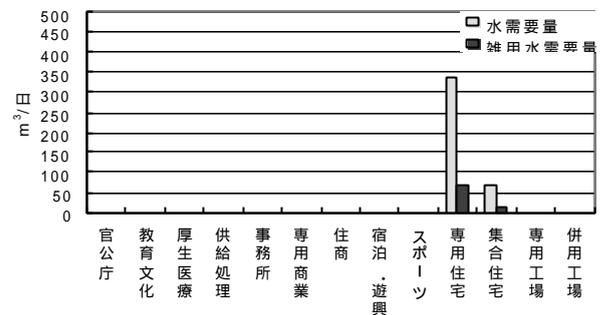


図 - 21 世田谷住宅街の水需要量と雑用水需要量

一方、地区循環システムは559円と浄水単価は最も高いが、下水道料金を加えた供給単価と比較すると、現状システムと比べて安価になった。また、供給可能量では対象雑用水需要量の92%を供給できる。システム別供給量では雨水貯留 - 利用システムが37%供給、地区循環システムが63%供給と地区循環システムが最も多くなるため、地区循環システムが優先的に導入を検討するシステムとなる。

6.5.4 世田谷の住宅街のケース

独立住宅の多い地域として、世田谷の住宅街を検討した。住所では、世田谷区赤堤2丁目である。

図20に世田谷の住宅街の建物面積と延べ床面積を示す。このメッシュでは建物利用用途が専用住宅と集合住宅しかない。また特徴としては、平均階数が専用住宅で1.9階、集合住宅も2.1階と非常に低いことがあげられ、集合住宅も低層アパートであることが分かる。

図21ではこの地域での水需要量と雑用水需要量を表す。住宅での水需要量に対する雑用水の割合は低いため、水需要量は406m³/日あるのに対し、雑用水需要量は81m³/日と少ない。メッシュ面積で除すと水需要量は6.5mm/日、雑用水需要量は1.3mmなり、23区平均の5.5mmと1.2mmと比べると、雑用水需要量はほぼ平均である。

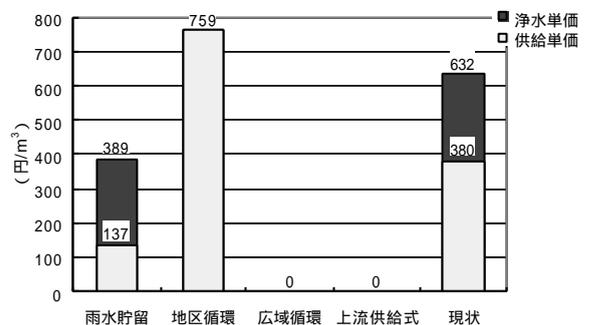


図 - 22 世田谷住宅街における各システムの雑用水利用コスト

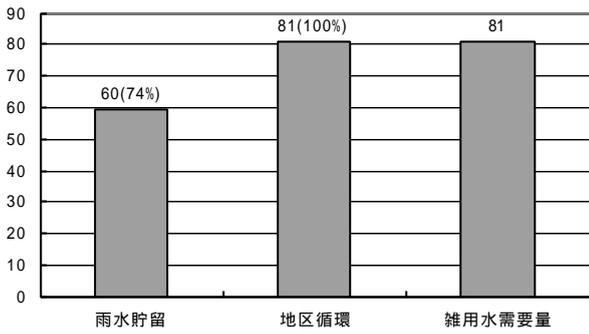


図 - 23 世田谷における供給可能量と上水代替率

図22は、各システムでのコストを比較したものである。このメッシュは住宅しかないのでCase Bでの試算結果を用いた。雨水貯留 - 利用システムでは現状システムよりも安価に供給できるが地区循環システムは現状システムよりも供給単価が高い。また、図23で供給可能量と上水代替率を示しているが、雨水貯留 - 利用システムで雑用水需要量の74%を供給可能である。雨水貯留 - 利用システムの上水代替率が高い理由としては、独立住宅及び低層の集合住宅が多いことから、雑用水需要量に対して集水面積が大きいことが挙げられる。この地域では雨水貯留 - 利用システムで雑用水需要量の半分以上を供給できるので、雨水貯留 - 利用システムが優先的に導入するシステムであるといえる。

6.5.5 江東区の団地のケース

集合住宅の多い地域として、江東区の団地群を検討した。住所では、江東区北砂5丁目である。

図24からも分かるように、建物面積、延べ床面積共に集合住宅が最も多く、次に教育文化施設と専用住宅が多い。基本的な住宅街であるが、平均階数は集合住宅が11階と世田谷区の住宅街と比べて高層化されている。

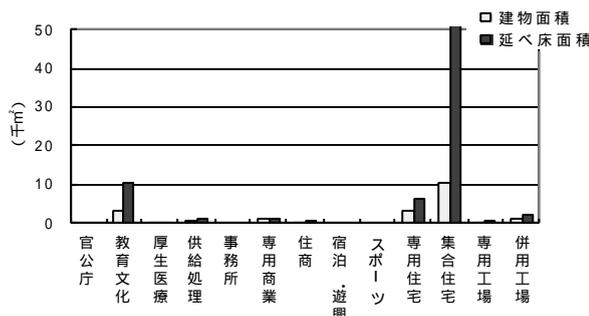


図 - 24 江東区の団地の土地利用状況

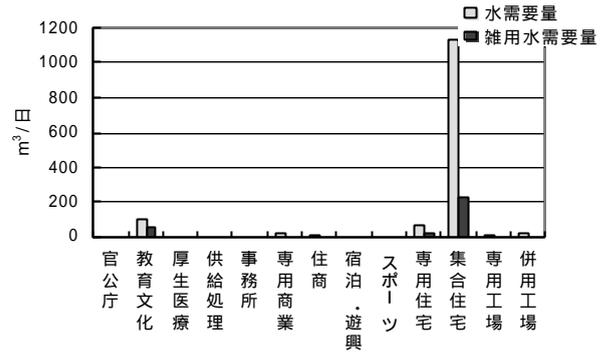


図 - 25 江東区の団地の水需要量と雑用水需要量

図25をみると水需要量に関しては延べ床面積と同じ傾向で、集合住宅が1100m³/日と最も多く、教育文化施設は100m³/日と1/10となっている。一方、雑用水需要量では教育文化施設は50m³/日と、225m³/日である集合住宅の雑用水需要量の約1/4となっている。教育文化施設は主に学校と仮定しており、その水需要原単位は集合住宅とほぼ同じ程度であるが、雑用水率が高いため、延べ床面積当たりの雑用水需要量は他の用途よりも高くなる。メッシュ面積で除すと水需要量が21.5mm、雑用水需要量が4.7mmとなり、オフィス街の神田よりも水需要が高い地域である。

Case Bでの各システム毎の雑用水利用コストを図26に示す。雨水貯留 - 利用システムが最も安価になった。地区循環システムは620円と従来の667円を下回っており、この地域の場合、コストの面からも地区循環システムを入れるメリットがあることがわかる。

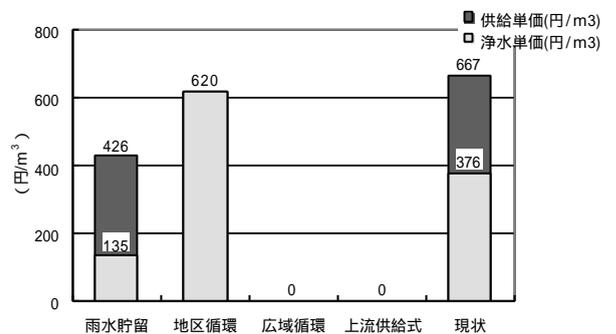


図 - 26 江東区の団地における各システムの水利用コスト

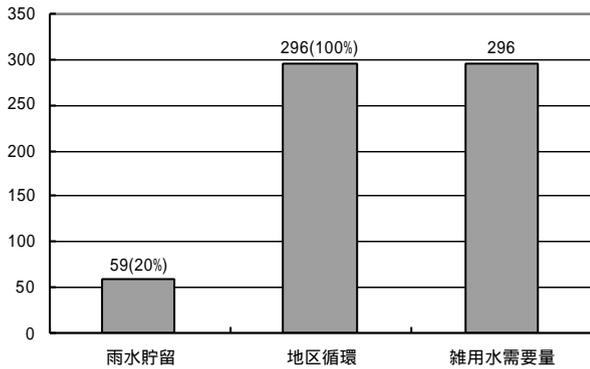


図 - 27 江東区の団地における供給可能量と上水代替率

図27ではCase Bにおける供給可能量と上水代替率を表している。雨水貯留 - 利用システムは雑用水需要量の20%しか供給できない。地区循環システムでは100%供給できている。この地域では雨水貯留 - 利用システムでは十分に供給できないため、地区循環システムが最も優先的に導入すべきシステムとなる。

神田のケースと比較すると江東区の方が雑用水供給量が大きいにも関わらずコストは神田の方が安価であるのは、住宅系の給水設備が業務系の給水設備よりも高価であるためであり、同じ雑用水需要量なら業務系の方が導入しやすいことになる。

6.5.6 練馬駅周辺のケース

事務所、商業施設、住宅が混在している地域として、西武池袋線練馬駅周辺を検討した。住所では、練馬区豊玉5丁目である。

図28をみると、建物面積、延べ床面積共に住商併用建物が最も多く、次に事務所建築物が多いことが分かる。建物面積では専用住宅がその次となるが、延べ床面積では集合住宅が上回っている。平均階数は住商併用建物が3.5階、事務所建築物、集合建物が約6.5階と、それほど高層化はされていない。

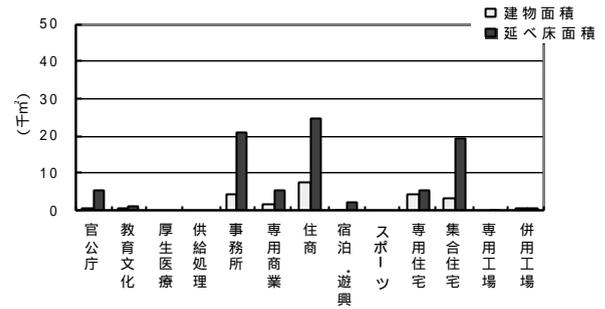


図 - 28 練馬駅周辺の土地利用状況

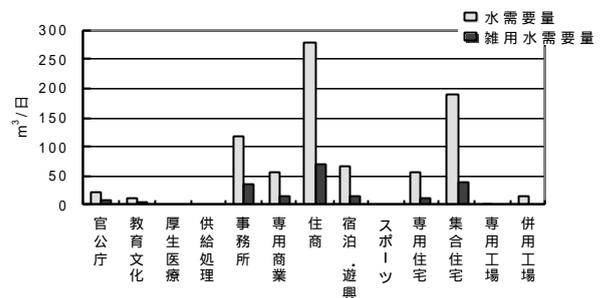


図 - 29 練馬駅周辺の水需要量と雑用水需要量

図29をみると、水需要量に関しては原単位の影響が現れ、全体に対する集合住宅の割合が高くなっていることが分かる。しかし、雑用水需要量では集合住宅は雑用水の割合が低く、事務所とほぼ同じ量になった。メッシュにおける全体の量をメッシュ面積で除すと、水需要量は13.1mm、雑用水需要量は3.2mmと、水需要量に関してはほぼ神田のケースと同じである。

Case Aでの各システム毎の雑用水利用コストを図30に示す。雨水貯留 - 利用システムが最も安価になった。地区循環システムは651円と現状システムの629円を上回っており、Case Aの場合、コストの面では地区循環システムよりも従来の上下水道の方がメリットがあることになる。

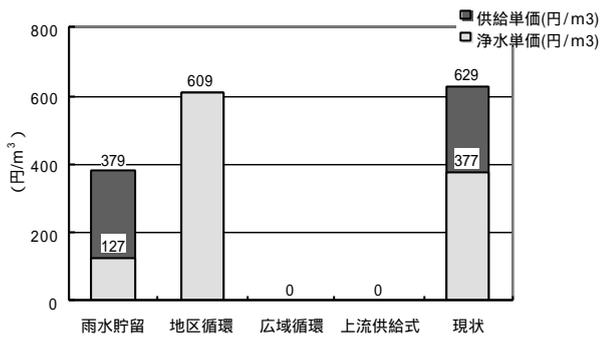


図 - 30 練馬駅周辺におけるCase Aの各システムの雑用水利用コスト

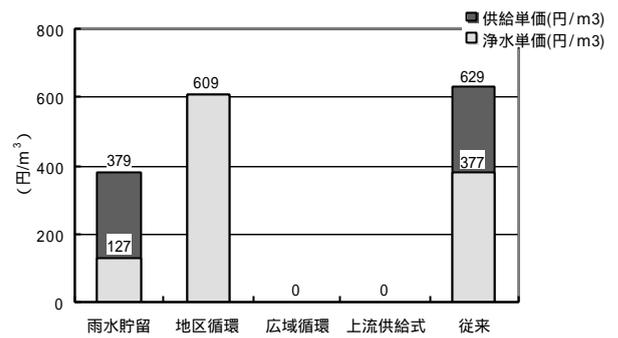


図 - 32 練馬駅周辺におけるCase Bの各システムの雑用水利用コスト

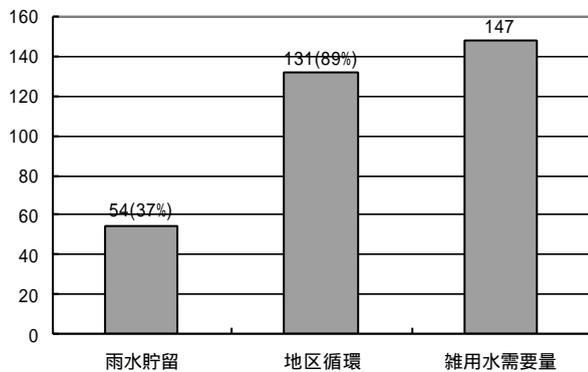


図 - 31 練馬駅周辺におけるCase Aの供給可能量と上水代替率

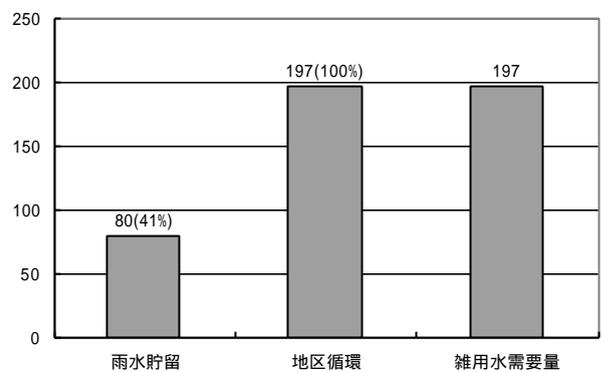


図 - 33 練馬駅周辺におけるCase Bの供給可能量と上水代替率

図31ではCase Aにおける供給可能量と上水代替率を表している。雨水貯留 - 利用システムでは54m³/日と上水代替率が37%にとどまっております。地区循環システムにしても、原水よりも雑用水の方が多く、上水代替率は89%と雑用水需要量全ては供給できない。Case Aの場合はコストの面、供給可能量の点から現状システムが最も重視すべきシステムとなる。

一方、住宅系を加えたCase Bの場合、傾向が異なってくる。図32ではCase Bの場合の各システムの雑用水利用コストを示す。全体の水需要量、排水量は変わらないので現状システムのコストは変化しない。雨水貯留 - 利用システムも3円ほどコストが下がっているが、地区循環システムは供給単価が651円から609円へと42円安くなった。現状システムと比較しても、地区循環システムの方が安くなり、コスト面では地区循環システムにメリットがあることになる。

図33ではCase Bの場合の供給可能量と上水代替率を表す。Case Aと比較すると、雨水貯留 - 利用システム、地区循環システム共に供給量、上水代替率が増加している。雨水貯留 - 利用システムの場合は雑用水需要量の増加による影響は少なく、住宅系の建物面積の増加の影響が大きい。特に独立住宅の場合、平均階数が1.2階と需要量の増加に対する建物面積の増加が最も大きく、上水代替率も増加させる原因となっている。

一方、地区循環システムの場合は、住宅系は雑用水よりも再生水の原水の方が量が多いため、全体的に雑用水需要量の増加よりも再生水の原水の増加の方が大きく、上水代替率も100%と増加した。また、雑用水需要量の増加及び上水代替率の増加により、地区循環システムの供給可能量が131m³/日から197m³/日と5割以上増加したことが、供給単価が大幅に減少した原因といえる。

7. 結論

本研究では、東京都区部を対象として、土地利用や建物情報、下水道管網や河川のGISデータを組み合わせた分布型の人工系水循環シミュレーションモデルを構築し、雨水利用、あるいは地区循環や広域循環による再生水利用といった、さまざまな形態の雑用水供給システムの導入時の節水効果や雨水流出量削減効果を定量的に評価した。さらに、雑用水供給システム導入に伴うコストを算出し、経済的な観点から地域ごとに最適な雑用水供給システムを検討した。

ここで開発したモデルにより、それぞれの雑用水供給システムの特徴について把握する事ができ、地域ごとに最適な雑用水供給システムを選択した場合、既存の上水道料金よりも安価であるうえに、都区部全体の水需要量の17%を供給できるなど、雑用水供給システムの導入施策を検討していくうえでさまざまな知見が得られた。ただし、今回の解析で用いたコストの算出手法、及び現実的な施策の実現可能性については、今後詳細な検討が必要であるものと思われる。

ここで開発したモデルのように、コンピュータ上で仮想的に各種の計画をシミュレートしてさまざまな効果や環境影響など有用な情報を提供するツールは、一般市民による政策立案プロセスへの参加という観点からも必要性が高いものであり、さらにモデルを改良して精度を上げていくとともに、利用しやすい形のモデルとしていく必要がある。一方、コンピューター技術の発達とともにGISが広く普及してきており、精度の高い地域情報がGISデータとして整備されつつある。これらのデータを利用して、今後さまざまな都市や地域において、雑用水供給システムばかりでなくさまざまな水循環に関する施策の評価が行われていくものと考えられる。

6) 松本重行：都市の水循環システムの複数指標による評価，東京大学大学院工学系研究科修士論文，1994

7) 雨水貯留システム浸透技術協会：雨水利用ハンドブック，山海堂，1998

参考文献

- 1) 尾島俊雄研究室：建築の光熱水原単位「東京版」，早稲田大学出版部，1995
- 2) 空気調和・衛生工学会：空気調和衛生工学便覧，1996
- 3) 空気調和・衛生工学会：雨水利用システム・設計と実務，1997
- 4) 日本下水道協会：下水道統計・行政編，平成2年度～6年度版
- 5) 東京都環境保全局：水収支調査中間報告

2 . 維持管理

- 2 - 1 管渠周辺空洞調査機の開発
- 2 - 2 再生水利用における配管材料への影響調査
- 2 - 3 ふさ収集システム調査
- 2 - 4 ポンプ軸受の無注水化に関する研究開発
- 2 - 5 遮集幹線における雨天時流入水調査
- 2 - 6 多摩川上流処理場汚泥脱水機運転状況調査
- 2 - 7 亜硝酸型硝化の解消の運転対応について

2 - 1 管渠周辺空洞調査機の開発

計画部 技術開発課

管渠損傷部の吸い出しによる空洞は、管体の劣化や破損を進行させ重大な道路陥没事故や維持管理費の増大を招くため、緊急な措置が必要である。また、転圧不足や裏込め注入不足など施工不良による空洞も道路陥没の原因となっている。しかし、地表からの地中レ - ダ探査機では、透過距離が2 ~ 3 mであるため、土被りの大きな管渠や上部に外の埋設物がある管渠には対応できない。

そこで、管渠の補修や再構築の緊急度と手法を把握するため、管内から空洞や鉄筋の調査ができる小型空洞調査機を開発する。小型空洞調査機の目標とする性能は、管渠回りの空洞の位置と規模が調査できる、管体の壁厚と鉄筋の調査ができる、狭い管内でも調査員による携帯または無人で調査できる、曲率の異なる壁面に対応できるとともに防水性をもつ、空洞や鉄筋、壁厚などを明確に表示できる画像処理ソフトを持つである。本年度は、開発初年度として、既存空洞調査機の調査と適応性試験、目標とする性能を有する調査機の研究開発、狭い管内で調査ができる空洞調査機の仕様の調査、小型空洞調査機的设计（台車搭載タイプと携帯タイプ）を行った。

2 - 1 管渠周辺空洞調査機の開発

計画部 技術開発課

船山 吉久

1. 開発の背景

都心部では法定耐用年数50年を越える経年管渠が8割に達し、管渠の老朽化などに伴う道路陥没は、区部全体で年間1,900件ほど発生している。今後、急速に増加する老朽管渠に適切に対処するため、的確な維持管理や計画的な再構築が必要である。とりわけ、補修や再構築の手法と時期を決定するための詳細な管渠の健全度調査が重要となっている。

管渠破損部からの土砂の吸出しや、管渠埋設時の施工不良によって発生する管渠周辺の空洞は、管渠の劣化や破損を進行させ、耐用年数の急速な低下や道路陥没の原因となり、維持管理費の増大や重大な事故を招く恐れがあるため、緊急な対応が求められている。(図-1及び図-2参照)

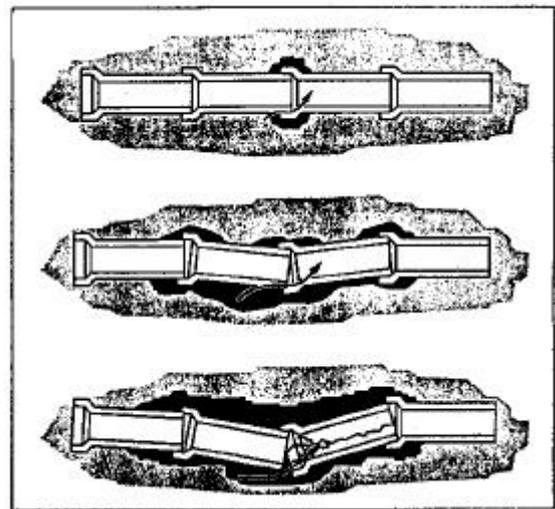


図 - 2 管接合部の破損の進行

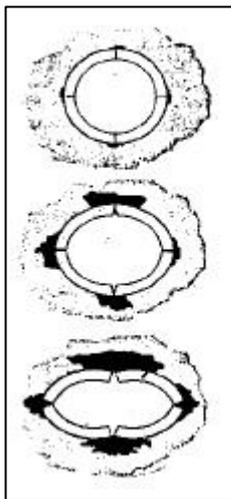


図 - 1 管体の破損の進行

当局では、これまで管内の外観から劣化度を調査するため、TVカメラ調査機や船型の健全度調査機を開発してきた。しかし、道路陥没の直接の原因となる空洞の調査機については、地上から計測する既存の地中レーダでは有効透過距離が2～3m程度のため、深い管渠の調査には、使用できない。また、管渠の上に他の埋設物が敷設されている場合も、地上からの空洞調査が困難である。

そこで、管内部から空洞や管厚・鉄筋などの調査ができる小型空洞調査機を開発することとした。小型調査機は、外観調査で明らかとなった大きなクラック発生箇所、断面の歪みや縦断方向に撓みのある箇所など、管背後に空洞が発達している恐れがある部分の詳細調査で利用するものとした。調査員が入れない小口径の管に対しては台車搭載タイプを、調査員が入れる大口径の管に対しては携帯タイプをそれぞれ開発するものとした。

管内部から地中レーダなどによる調査が可能となれば、管周りの空洞に加え、コンクリート壁内の鉄筋までの調査が確実にできるようになる。特

に空洞は、管内からの外観調査で分かるクラック箇所やジョイントずれ部に発生しやすいことから、比較的容易に空洞の位置と規模が特定できることが期待できる。

2. 開発研究計画

2.1 研究目的

老朽管渠の補修や再構築の緊急度と手法を把握するため、管渠周辺空洞の有無、位置及びその規模を調査できる調査機を開発することを目的とする。開発目標性能は以下のとおりである。

管渠周りの空洞の位置と規模が調査できる。

管体の壁厚と鉄筋の調査ができる。

狭い下水管内でも、無人でまたは調査員の携帯で調査ができる。

曲率の異なる壁面に対応できるとともに防水性を持つ。

空洞や鉄筋、壁厚などを明確に表示できる画像処理ソフトを持つ。

2.2 開発の方法とスケジュール

小型空洞調査機の開発は、下水道や土木構造物の劣化対策の実績と最新の調査機の製作技術が必要となるため、民間企業との共同研究で行うこととした。共同研究相手の選定は、予め当局が指定した調査機の性能規定に対し、一般公募で開発企画書を複数の企業から提出していただき、その中の最も優れた提案の企業を選んだ。選定の結果、鹿島建設㈱とリテックエンジニアリング㈱の企業グループと共同研究の締結を結んだ。

研究開発期間は、平成11年度と12年度の二ヶ年であり、11年度は、空洞調査機の仕様と設計まで、12年度は、空洞調査機の製作と実証調査を行うこととしている。

3. 既存の調査手法の調査

3.1 空洞調査技術

既存の空洞探査技術には、レーダ法、打音法、超音波法、赤外線法、中性子法、音響的方法の6手法がある。各手法の概略は、以下のとおりである。

(1) レーダ法

電磁波が比誘電率の異なる物質境界面で反射する性質を利用し、アンテナから送信した電磁波がある物質にあたり反射される信号を受信し、その受信時間をもとに空洞や鉄筋位置を探査する方法である。地中埋設物探査、構造物内部の鉄筋探査及びトンネル覆工の背面空洞探査等に

用いられる。

(2) 打音法（打撃法）

管渠壁面を打撃した時の応答を壁面からの放射音あるいは壁面の振動としてとらえ、その振幅や継続時間、周波数特性などから空洞を探知するものである。簡便な調査法であることから、剥離や空洞の探知を目的に適用した事例が多い。

(3) 超音波法

管渠壁面に探触子（超音波を送受する圧電センサ）を接触させ、空洞や亀裂、管渠背面で反射した超音波を検出して、反射面の位置などを調べようとするものである。金属のような一般的な、均質な材料では多くの実績があるが、骨材や気泡を含むコンクリート内部では、超音波の減衰が大きく表面波や多数の反射波の中から検知対象の反射波を検出することは一般に困難である。

(4) 赤外線法

構造物内部の空洞などの欠陥を、表面の温度差から捉える手法である。構造物内部に空洞などが存在すると、健全部と比較して熱拡散がしにくくなるため温度差が生じることを利用したものである。非破壊、非接触の手法であり、特に高所などを広範囲にわたって調査する場合に有効であるため、多くの調査に用いられている。

(5) 中性子法

地下水の流向・流速の測定や土壌水分を測定するため、高速中性子が地盤中の水素原子（水分）などと衝突して発生する熱中性子をカウントする方法。本手法を適用する場合、パッカーなどを用いて調査区間を水で満たし、破損部からの流出水量を測定して間接的に空洞の存在を推定するため、簡易調査や一次調査に適する。

(6) 音響的方法

プラント配管などからのガス漏洩を早期に見るために、漏洩音を検出する方法である。本手法を適用する場合は、空洞近傍に流体の移動を伴う亀裂や欠損が存在することが前提となるため、下水道管内の流体には圧力は加えられていないことから、調査に際しては、圧縮空気やパッカーを用いるなど人為的に漏洩音を発生させることが必要となる。

3.2 調査手法の選定

各調査手法の適応性を検討した結果を、表 - 1 に示す。

表 - 1 空洞調査手法の評価表

	計測対象項目					適応性				発展性			総合評価
	空洞位置	空洞奥域	鉄筋位置	管体厚さ	ひび割れ	管の曲率	防水性	含水土壌	崩積土	携帯性	無人	画像表示	
レーダ法													
打音法			×										
超音波法											×		
赤外線法		×		×					-				
中性子法		×	×	×					-	×			×
音響的方法		×	×	×					-	-			×

計測対象項目に対する評価基準 [:適用可能性 有, :適用可能性 小, ×:適用可能性 無]
 適応性に対する評価基準 [:適応可能性 有, :適応可能性 小, ×:適応可能性 無]
 発展性に対する評価基準 [:実現可能性 有, :実現可能性 小, ×:実現可能性 無]
 総合評価に対する基準 [:適応性 高, ○:適応性 有, :適応性 低, ×:適応性 無]

表 - 1 より、開発調査機が有すべき目標性能に照らし、レーダ法の適応性が最も高いことがいえる。したがって、本共同研究では、レーダ法を主要な空洞調査手法として選定し、敷設年度の古いヒューム管と同等の形状や配筋を持つ管渠等を用いた模擬空洞の実験調査を通し、レーダアンテナの最適形状や最適調査方法の開発を行った。

一方、ヒューム管の鉄筋が極端に間隔の狭い複鉄筋の場合や管渠周辺が含水状態である場合など、電磁波の透過不能や減衰などによりレーダ法の適用が困難になる状況も想定される。そこで、レーダ法の適応が困難な場合を想定し、次に総合評価の高い打音法についても適応性試験を実験的に検討を行った。

性能を評価した。金属シートからの反射波が大きいほど、ヒューム管を透過しやすく、空洞探知に適していることになる。

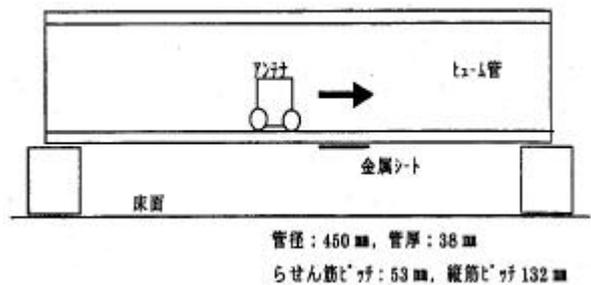


図 - 3 実験概要図

4. 適応性実験

4.1 ヒューム管を電磁波が透過しやすいレーダアンテナ形状の予備実験

(1) 実験概要

市販のアンテナでは、電磁波がヒューム管の狭い鉄筋ピッチを透過できず管背後の空洞を探知する十分な性能が得られない。そこで、ピッチの狭いらせん鉄筋の影響を受けにくいレーダアンテナの仕様を決定するため、アンテナの形状、長さ、間隔を変えた 8 タイプのアンテナを試作し、偏波方向を変えた予備実験を行った。予備実験は、図 - 3 に示すように、ヒューム管の外側に金属シートを貼り、ヒューム管内側から試作レーダを走査させ金属シートから反射波の大きさを計測することによって、アンテナの

表 - 2 に試作したアンテナの一覧を示す。また、図 - 4 に試作アンテナの概略図を示す。

表 - 2 試作アンテナ一覧表

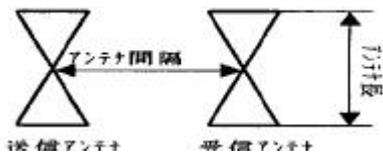
アンテナ形式	アンテナ形状*1	アンテナ長*2	アンテナ間隔*2	電波吸収材*3
P7565A	平面アンテナ	75mm	65mm	AN75
P7550A	平面アンテナ	75mm	50mm	AN75
P6050A	平面アンテナ	60mm	50mm	AN75
P4550A	平面アンテナ	45mm	50mm	AN75
P4535A	平面アンテナ	45mm	35mm	AN75
P4535B	平面アンテナ	45mm	35mm	AN74
V4535A	V型アンテナ	45mm	35mm	AN75
V4560A*4	V型アンテナ	45mm	60mm	AN75

* 1 : アンテナ形式 : P - 75 - 65 - Aは, アンテナ形状(P : 平面, V : V形) - アンテナ長 - アンテナ間隔 - 電波吸収材, アンテナボックス形状の別などを示す。

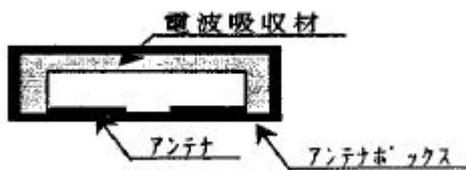
* 2 : アンテナ形状



* 3 : アンテナ長, アンテナ間隔



* 4 : 電波吸収材AN75及びAN75は, スポンジ状の電波吸収材である。
AN75 : 厚さ29mm, AN74 : 厚さ19mm



* 5 : V4560Aのアンテナは, 通常のアンテナとアンテナ配置が異なる。

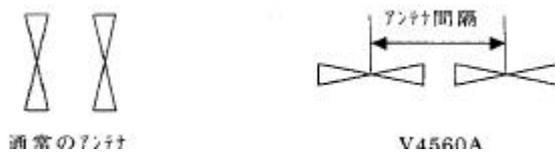


図 - 4 試作アンテナの概略説明図

図 - 5 に示すように, らせん筋に対しアンテナ軸が平行な場合を平行波, 垂直な場合を垂直波と定義した。また, 図 - 6 にアンテナ高さの定義を示す。

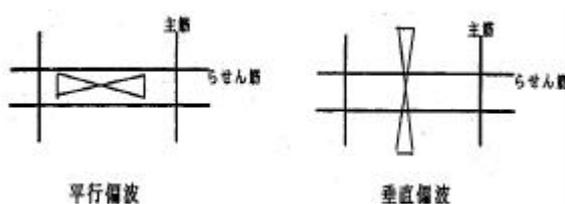


図 - 5 垂直, 平行偏派波の定義

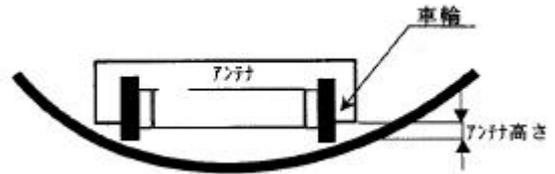


図 - 6 アンテナ高さの定義

(2) 実験結果のまとめ

アンテナ形式について垂直偏波の方が平行偏波よりらせん鉄筋の影響を受けにくい。

垂直偏波測定で最もらせん鉄筋の影響を受けないのは, P4535Bのアンテナである。

平行偏波測定で最もらせん鉄筋の影響を受けないのは, V4560Aのアンテナである。

通常のアンテナ配置では, 平行偏波測定で最もらせん鉄筋の影響を受けないのは, P4535Aアンテナである。

V型アンテナと平面アンテナの違いは, 管径 450の管では確認出来なかった。

アンテナ高さが高くなるにつれて反射波が小さくなった。

測線ずれによる縦筋の影響は, 垂直偏波では大きい, 平行偏波では無視できるほど小さい。

4.2 空洞検知に対する適応性実験

(1) 実験概要

空洞調査機の現場環境での適応性を評価するため, 現場模擬環境での適応限界について実験を行った。

実験は, さまざまな現場環境を考慮し, ヒューム管種, 空洞の種類, 空洞規模及び空洞位置を変化させ, 主にレーダ調査機の適応性について行った。

ヒューム管種については, 今後大量に耐用年数を迎える昭和30年代から40年代に敷設された管渠を想定し, その当時の仕様 (JIS A5303第一回改正から第四回改正) を参考に, 3種の管径 (250mm, 450mm, 700mm) の実験管を製作した。また, 管の継手については, カラーのある管渠と無い管渠を用意した。

空洞の種類については, 空洞が空気の場合, 水の場合, 緩く積もったポーラスな土の場合の3種類である。

空洞の規模については, 50mm x 50mm x 50mm ~ 900mm x 900mm x 600mmまでの8種類, 空洞位置

については、管中央部と管継手部の2種類である。

本実験で使用したアンテナ形式は、ヒューム管透過実験の結果より透過率が良好であったものから選択した。また、電波吸収材については、種類を増やした。

表 - 3 に、アンテナ形式を示す。

表 - 3 アンテナの種類

アンテナ形式	アンテナ形状	アンテナ長(mm)	アンテナ間隔(mm)	電波吸収材
P7565A	平面アンテナ	75	65	AN75
P4535A	平面アンテナ	45	35	AN74
V4535B	V型アンテナ	45	35	AN74
V4560B	V型アンテナ	45	60	AN74
V4535B	V型アンテナ	45	35	AN74
V4535B	V型アンテナ	45	35	AN74

(2) 実験結果のまとめ

空洞が空気の場合すべての空洞を検知できた。

空洞が水または緩く積もったポーラスな土の場合、検知できたものとできないものがあった。

垂直偏波と平行偏波では、垂直偏波のほうが検知能力が高い。

アンテナ偏波が平行の場合、アンテナ長が長い方が検知能力が高い。

アンテナ偏波が垂直の場合、アンテナ長が短い方が検知能力が高い。

管径が小さい場合、V形アンテナにすることにより、検知能力が向上する。

空洞（空気）と地山の境界からの反射波は、空洞が大きい場合には、信号レベルは小さくなるが検知できる。

管の継手部分に空洞がある場合も検知できるが、継手の影響を受けない部分にある空洞の場合と大きく異なる。

以上のことから、400mm以上のヒューム管の外側に接する空洞の検知については、アンテナ形式P4535C（垂直偏波）が最も適しており、次にP7565A（垂直偏波）が適していることが判明した。また、400mm以下のヒューム管については、V形アンテナにすることにより検知能力が向上することがわかった。

(3) RC平板による補足実験

現場模擬実験は、昭和30年～40年代のヒューム管を想定して行ったため、使用したヒューム管の鉄筋(らせん筋)間隔は、狭いもので50～60mm程度

であった。一方、現在のヒューム管仕様には、より狭い鉄筋間隔のもので40mmのものがある。また、現場模擬実験では、ヒューム管と空気空洞の間に崩落した土砂がある場合については、実験モデルの製作精度の確保が困難で、適応性評価に必要な十分なデータが得られないケースがあった。

このため、最小鉄筋間隔が40mmと80mmのRC平板を製作し、より狭い鉄筋間隔の影響のほかヒューム管と空気空洞の間に崩落土砂がある場合の影響を調査するための実験を行った。本実験では、現場模擬実験で良好な性能を示したP4535CとP7565Aのアンテナを使用した。

実験の結果、狭い鉄筋間隔の影響については、鉄筋間隔40mmと80mmの場合を比較すると、両者の電磁波の透過率にはほとんど差がないことが判明した。このことから、開発アンテナは、鉄筋間隔40mm程度のヒューム管に対しても適用可能であることが確認された。

また、ヒューム管と空気空洞の間に崩落土砂がある場合の実験結果は、表 - 4 のとおりである。

表 - 4 実験結果（土砂の厚さを変化）

アンテナ形式	P4535C				P7565A			
土砂の厚さ(cm)	5	10	20	30	5	10	20	30
空洞からの反射波				×				×

：明瞭に見える

：不明瞭だが後処理により見える可能性が高い

×：見えない

5. 調査機の設計

(1) 設計仕様と条件

調査機の設計にあたり、管渠周辺空洞調査機の具備すべき仕様や条件を表 - 5 のように設定した。

また、自走式台車の調査機のシステム構成は、図 - 7 に示すとおりで、地上から台車操作とレーダ画像の収集を行う。

表 - 5 調査機の設計仕様及び条件

項目	仕様・条件
探査対象空洞	主な対象は、管渠のすぐ外側に近接して存在する空気空洞である。 その他の空洞（緩い土砂や水に満たされた空洞や管渠から離れている空洞）は、条件によって調査が可能である。
対応管径	250～800mm（台車搭載タイプ）、800mm以上（携帯タイプ）
調査距離	人孔より100m（台車搭載タイプのケーブル長） 携帯タイプは特に制限無し
走行方式	自走式又は牽引式（台車搭載タイプ）、携帯方式（携帯タイプ）
台車全長	70cm以下
台車重量	25～30kg以下
台車速度	管長方向計測時：10m/min.（最大：20m/min.）
計測方向	管長及び管周方向
アンテナ寸法	130×130×35mm
アンテナ形状	V形アンテナ（250～400）、平面アンテナ（400以上）
アンテナ偏波	垂直偏波（らせん筋に対して）
アンテナ高さ	アンテナに車輪とバネをつけることにより一定（5mm）程度に保つ
アンテナ回転範囲	±180°
アンテナ回転速度	10°/sec
計測時間範囲	15ns（空气中伝搬距離 約2.0m往復）
防水性	防滴
電源	AC100V

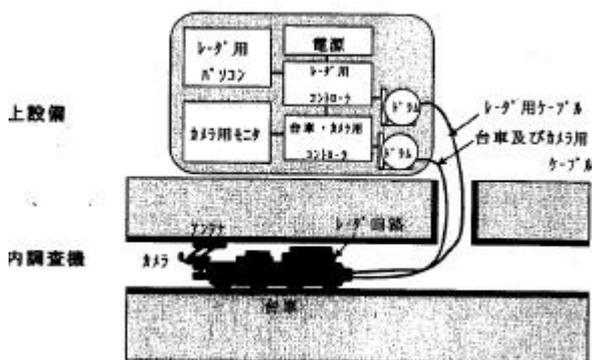


図 - 7 自動式台車搭載型調査機のシステム構成図

(2) 台車搭載型調査機

調査員が入れない 250～800mmまでの管渠については、台車搭載型の調査機で調査を行う。

調査機搭載台車については、経済性や汎用性を考慮し、開発コストを抑え調査費をできるだけ廉価にしできるだけ多くの管渠調査会社が調査に参加できるようにするため、既存のTVカメラ調査用自走式台車を転用した自走式台車とした。

また、TVカメラ調査用自走式台車が入れない断面の歪んだ管渠にも対応できる台車として牽引式台車を新たに開発することにした。

図 - 8 と図 - 9 に、それぞれ自走式台車搭載型調査機と牽引式台車搭載型調査機の概略図を示す。

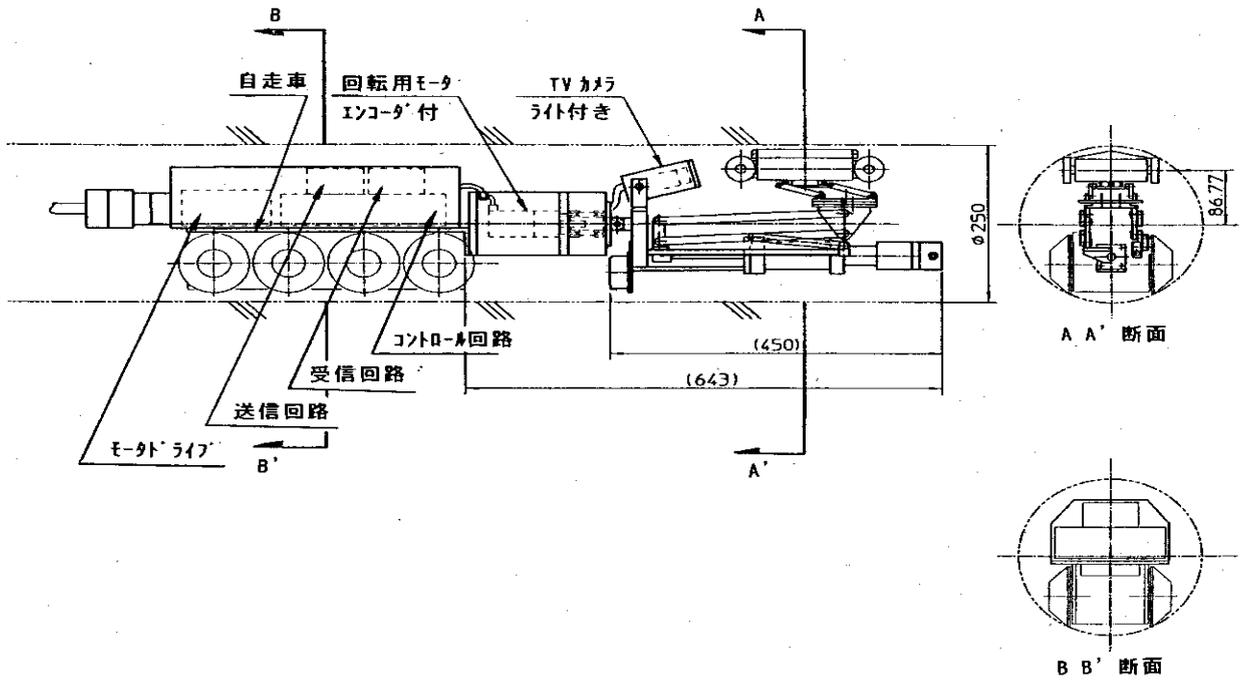


図 - 8 自走式台車搭載型調査機の概略図

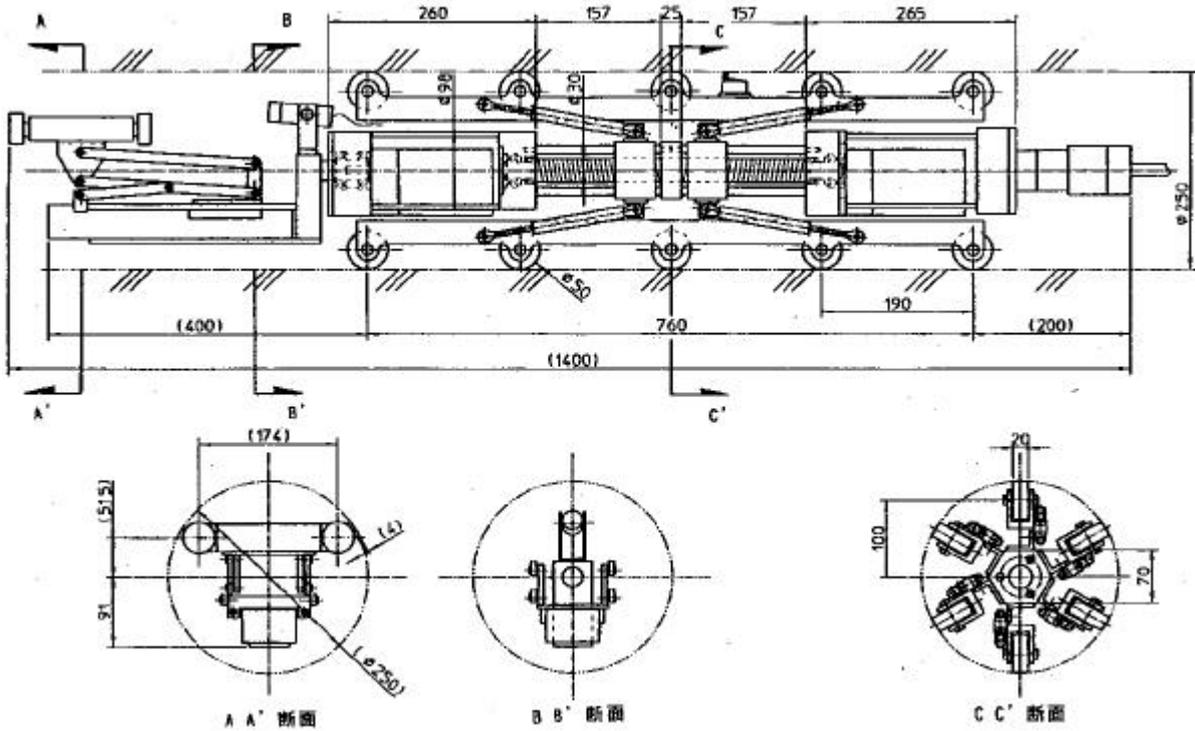


図 - 9 牽引式台車搭載型調査機の概略図

(3) 携帯型調査機

調査員が入れる 800mm以上の管については、調査員が携帯式調査機によりを調査を行う。携帯式調査機は、図 - 10に示すように、アンテナ部と本体部から成るシステム構成で、調査員が一人または二人で調査するものとする。アンテナ部については、管壁の厚い場所打ちコンクリート管にも対応できるように、既存の携帯タイプのアンテナを改造するとともに、本体部は、防水ケースに収容して台車載せ牽引するものとする。

また、携帯型調査機のアンテナ部の概略図を図 - 11に示す。

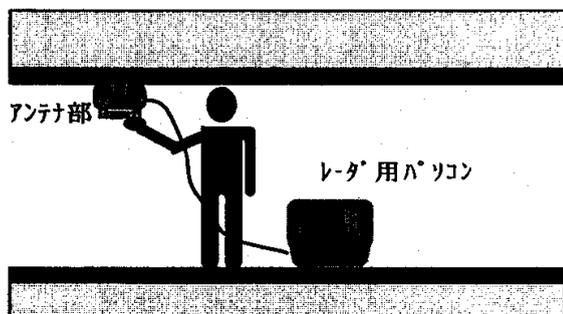


図 - 10 携帯用調査機のシステム構成図

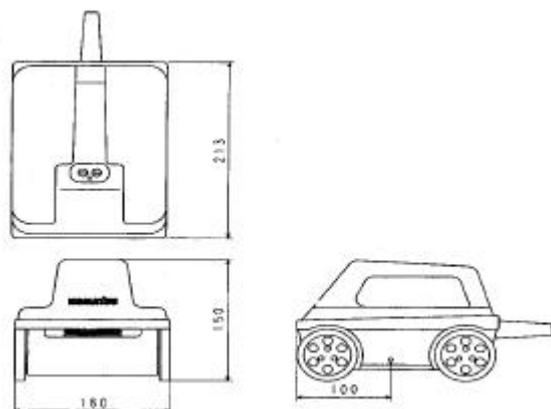


図 - 11 携帯型調査機アンテナ部の概略図

6. 今後の展開

平成11年度は、既存技術の調査から有望な技術としてレーダ法を選定し、ヒューム管の周りに模擬空洞を作り、形状の異なるレーダアンテナの適応性試験による性能確認、最適なアンテナ形状の選定及び調査機器の基本設計を行った。

平成12年度は、平成11年度に作成した基本設計をもとに調査機器を製作するとともに、空洞の規模、鉄筋、壁厚等を明確に表示できる画像処理ソフトの開発や調査機の取扱書並びに空洞評価マニュアルの作成を行う。

また、現場での調査機器の実証試験を行い、性能や適用性などを確認しより完成度の高い実用機とする。

さらに、開発可能性調査として、高水位の大口径管渠用空洞調査機について、求められるレーダ本体の性能や台車の大型化、防水性などを検討し、その設計仕様をまとめる。

2 - 2 再生水利用における配管材料への影響調査

計画部 技術開発課

本調査は、再生水中の塩化物イオン濃度と残留塩素濃度並びにオゾン濃度の違いがステンレス鋼の腐食に及ぼす影響について調査を実施し、再生水送水システムの検証を図ったものである。

有明処理場の再生水を利用している当局臨海部のポンプ所等において、再生水配管として使用しているステンレス管にピンホールを生じて漏水する事故が発生した。ステンレス鋼の腐食形態の一つに孔食がある。孔食は、ステンレス鋼のように不動体化する金属に起こる局部腐食であり、塩化物イオンがある濃度以上あり、しかも残留塩素のような酸化剤の存在下で起こる。そこで、濃度条件を変えて 浸漬試験調査、腐食電位測定、定電位分極測定、現物調査を実施した。

その結果、ステンレス鋼が腐食性を示す電位領域は塩化物濃度に依存し、塩化物濃度 200mg/l において SUS304 鋼は 0.2V 以上、SUS316 鋼は 1.0V 以上であった。残留塩素やオゾンなどの酸化剤の添加により腐食電位の発生する領域は、塩化物濃度 200mg/l の場合、SUS304 鋼は残留塩素濃度が 2.0mg/l 以上でオゾン濃度が 0.1 mg/l 以上、SUS316 鋼ではそれぞれが 5.0mg/l 以上と 1.0mg/l 以上であった。

これらのことから、塩化物濃度が 200mg/l を越える処理水に塩素処理やオゾン処理を施した場合、SUS 系の鋼材を配管類に適用できないと判断された。

2 - 2 再生水利用における配管材料への影響調査

計画部 技術開発課

曽根 啓一，河野謹一郎

1. はじめに

「再生水の利用促進に関する調査その2」(平成10年度：東京都下水道局計画部)¹⁾において、処理水再利用事業におけるステンレス鋼の耐食性を明らかにするために、ステンレス鋼の腐食におよぼす塩化物濃度の影響について腐食試験および分極測定⁽¹⁾により調査している。

その概要は、有明処理場再生水をベースに塩化物濃度を100～800mg/Lの範囲で変化させ、ステンレス鋼SUS304およびSUS316について5ヶ月間にわたり腐食試験を実施した結果、いずれの濃度においてもSUS304鋼およびSUS316鋼に発錆は認められなかった。また、試験片の重量変化から求めた腐食速度⁽²⁾は、いずれも0.1mdd(mg/dm²/day)以下であった。この腐食試験の条件では、ステンレス鋼は腐食しないと考えられた。

一方、外部電源(ポテンションスタット)を用いた動電位法⁽³⁾によりステンレス鋼の電位をアノード分極⁽⁴⁾した分極測定では、塩化物濃度および分極電位によって孔食の発生が認められた。アノード電流が100μA/m²に達する電位を孔食電位V₁₀₀(V_{VSAg/AgCl})とすると、V₁₀₀は塩化物濃度[Cl(mg/L)]の対数値にほぼ比例して減少し、SUS304鋼およびSUS316鋼についてそれぞれ次の関係式が成立した。なお、電位はすべて飽和KCl溶液の銀・塩化銀電極を基準にした値(以下にvsAg/AgClと記す)である。

SUS304鋼：V₁₀₀(V_{VSAg/AgCl})
= 1.544 - 0.304log[Cl(mg/L)]...

SUS316鋼：V₁₀₀(V_{VSAg/AgCl})
= 3.152 - 0.751log[Cl(mg/L)]...

例えば、塩化物濃度が1000mg/Lの場合、SUS304鋼の電位が0.632V以上、SUS316鋼では0.899V以上になると孔食が発生することになる。ステンレス鋼の電位は水中に存在する塩素やオゾンなどの酸化剤濃度に依存するので、ステンレス鋼

の使用に当っては、許容される塩化物濃度および酸化剤濃度を明らかにする必要があることがわかった。

そこで本調査は、ステンレス鋼の腐食におよぼす塩化物濃度と残留塩素濃度およびオゾン濃度の影響を調査し、再生水送水システムの検証を図ることを目的として実施したものである。

2. 調査内容および結果

一般に広く使用されているSUS304ステンレス鋼は、Cr(18%)、Ni(8%)、Fe(残部)の合金である。SUS316鋼は、耐食性を向上するためにさらにMoを添加しており、Cr(18%)、Ni(12%)、Mo(2%)、Fe(残部)の合金である。ステンレス鋼に合金元素として添加されているCrとNiはFeと同様に卑金属でありイオン化傾向が大きく(標準電極電位がマイナス)、それ自体が耐食性を有しているわけではない。

ステンレス鋼の耐食性は数nmの主として酸化クロムからなる不動態皮膜の生成により付与されている。この不動態皮膜は水中において溶存酸素により容易に生成し補修されるので、耐食性を維持することができる。しかし、異物の付着や隙間部では酸素の補給が悪いと、皮膜の補修作用が低下する。また、塩化物イオンなどのアニオンが多量に存在すると、不動態皮膜である金属酸化物の生成と金属塩化物の生成が競合し、皮膜の局所的な破壊が起こる。ステンレス鋼の合金元素自体は耐食的でないので、皮膜が破壊すると下地金属は容易に酸化されて溶出し、その周辺に錆として付着する。錆が付着するとその下部での不動態皮膜の補修が困難になり、腐食が引き続き起こるようになる。このようにして、塩化物イオンが存在すると溶接部や隙間部などの不動態皮膜の弱い部分から腐食が進行することになる(図-1, A B)。

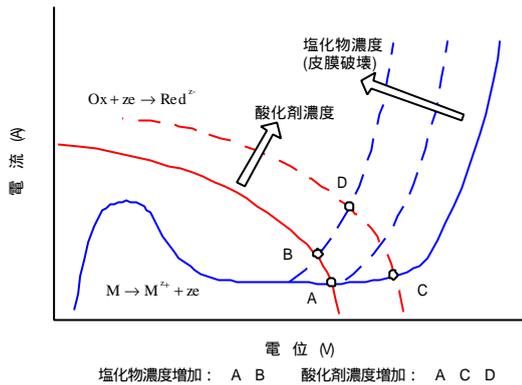


図 - 1 ステンレス鋼の腐食におよぼす塩化物および酸化剤の影響 (概念図)

塩素やオゾンなどの酸化剤が存在すると不動態皮膜の破壊が促進され、腐食速度が増大する。ステンレス鋼自体の電位（腐食電位）はマイナスであるが、不動態皮膜で覆われると、腐食電位は白金や金と同様な挙動を示し、溶液の酸化還元電位の変化に対応して変化する。酸化剤濃度が増加するとステンレス鋼の腐食電位も高くなる。しかし、酸化剤濃度がさらに増加すると不動態皮膜の破壊が起こり、腐食電位は酸化剤濃度が増加しても増加せず、場合によっては低下する（図 - 1, A C D）。したがって、ステンレス鋼の電位測定から酸化剤による皮膜の破壊を推察することができる。酸化剤の代わりに外部電源（ポテンションスタット）を用いてステンレス鋼に電圧を印加し、皮膜破壊による金属の溶出を電流増加として計測することもできる。

以上のことから、ステンレス鋼の耐食性を明らかにするためには、塩化物濃度、酸化剤濃度および電位の影響を評価する必要があると考える。

- そこで本調査は、
- 浸漬試験調査
- 腐食電位測定
- 定電位分極測定
- 現物調査

について調査を行った。

ステンレス鋼の耐食性におよぼす塩化物濃度と残留塩素濃度およびオゾン濃度の影響をできるだけ系統的に調べ、適用可能な水質条件を明確にするため、では通常の腐食試験により腐食減量を求めて、ステンレス鋼の腐食におよぼす塩化物濃度の影響を長期にわたり検討し明らかにすると共に、不動態皮膜の経時変化を動電

位法により評価した。では塩化物濃度、残留塩素濃度およびオゾン濃度をそれぞれ変化させてステンレス鋼の電位（腐食電位）を経時的に測定し、腐食電位におよぼす影響を明らかにした。

では塩化物濃度を变化させた試験液中においてステンレス鋼の電位を48時間にわたって一定に保持し、ステンレス鋼が耐食である塩化物濃度および電位領域を明らかにした。では実際のステンレス鋼配管について、腐食状況を調査し、～の調査結果に基づき検証した。

2.1 浸漬試験

浸漬試験では、有明処理場再生水の塩化物濃度を变化させた試験液中にステンレス鋼試験片を長期にわたり浸漬し、腐食試験およびアノード分極測定を行った。2.1.1 再生水の水質分析

試験に使用した再生水は、有明処理場の有明南その1ポンプ所から採取した供給水であり、工場排水分析法(JIS-K-0102)により水質分析を行った。その結果を、表 - 1に示す。

表 - 1 有明処理場の再生水の水質分析結果

試料採取日		1/13	2/29
電気伝導率	(mS/m)	96.5	102
pH	(25)	7.9	7.7
COD _{mn}	(ppm)	5.9	6.9
鉄	(ppm)	0.1未満	0.1未満
マグネシウム	(ppm)	7.1	7.6
塩化物イオン	(ppm)	171	188
シリカ(SiO ₂)	(ppm)	24.0	25.0
硫酸イオン	(ppm)	59.2	66.4
酸消費量(4.8)(CaCO ₃)	(ppm)	62.4	67.0
カルシウム硬度(CaCO ₃)	(ppm)	83	103

調査期間中の平成12年1月13日と2月29日に採取した再生水の分析の結果、塩化物濃度は171mg/Lと188mg/Lであった。

2.1.2 腐食試験

再生水の塩化物濃度を变化させた試験液中に長期間試験片を浸漬し、試験片の腐食状況からステンレス鋼の腐食におよぼす塩化物濃度の影響を調査する。

(1) 試験項目と方法

試験液

試験液は再生水に塩化ナトリウムを添加し、塩化物濃度を100, 200, 300, 500, 1000, 3000, 5000, 10000および30000mg/L

に調製した(9条件)。なお, 100mg/Lの試験液は, 再生水を厚木市水(CI 10mg/L)で希釈して調製した。

試験片

腐食試験に用いた試験片は, SUS304ステンレス鋼板(50×30×1mm)であり, 試験面積は約31m²である。試験片表面を400番エメリー紙で研磨した後, トルエンで脱脂し秤量してから試験に供した。

試験方法

腐食試験は, JIS K0100工業用水の腐食性評価法に準じて行った。試験液1Lに試験片を浸漬し, 試験片を180rpmの一定回転数で回転させた。試験水温は30の一定とし, 試験液は1週間に1回の割合で更新した。試験期間は, 塩化物イオン濃度が100, 200および300mg/Lでは12ヵ月間と15ヵ月間, 塩化物イオン濃度が500と1000mg/Lでは3ヵ月間, 3000, 5000, 10000および30000mg/Lでは1ヵ月間, 2ヵ月間と3ヵ月間とした(合計20条件)。試験終了後に試験片を引上げ, 外観観察と写真撮影をした。また, 10%硫酸を用いて付着物を除去した後, 秤量し, 試験前後の重量差から腐食量を求め, 腐食速度を算出した。

(2) 試験結果と考察

塩化物濃度100～300mg/L

12ヵ月後と15ヵ月後に引上げた試験片の外観からは, いずれの試験片にも腐食が認められず, 塩化物濃度300mg/L以下ではステンレス鋼は腐食しないと考えられる。

塩化物濃度500, 1000mg/L

3ヵ月後に引上げた試験片の外観からも腐食が認められず, 本条件においてもステンレス鋼は腐食しないと考えられる。

塩化物濃度3000～30000mg/L

1ヵ月後, 2ヵ月後に引上げた試験片の外観からは, 腐食が認められなかったが, 塩化物濃度5000, 10000, 30000mg/Lの3ヵ月後の試験片ネジ止め部に発錆が認められた。したがって, このような条件ではステンレス鋼は塩化物イオンにより腐食すると考えられる。

2.1.3 アノード分極測定

ステンレス鋼の耐食性が, 所定の塩化物濃

度溶液中において経時的にどのように変化するかを調査する。

(1) 試験項目と方法

試験液

試験液は腐食試験と同様に再生水に塩化ナトリウムを添加し, 塩化物濃度を200, 500, 1000mg/Lに調製した。

試験片

丸棒のSUS304ステンレス鋼試験片(10×30mm)をエメリー紙で400番まで研磨した後, トルエンで脱脂して試験液に浸漬した。

分極試験方法

丸棒試験片を30の試験液(1L)に浸漬し, 浸漬直後の0ヵ月, 1ヵ月および3ヵ後にそれぞれ試験片を取り出して, 動電位法(JIS G0577)に基づき分極測定をした。試験装置の概要を, 図-2に示す。

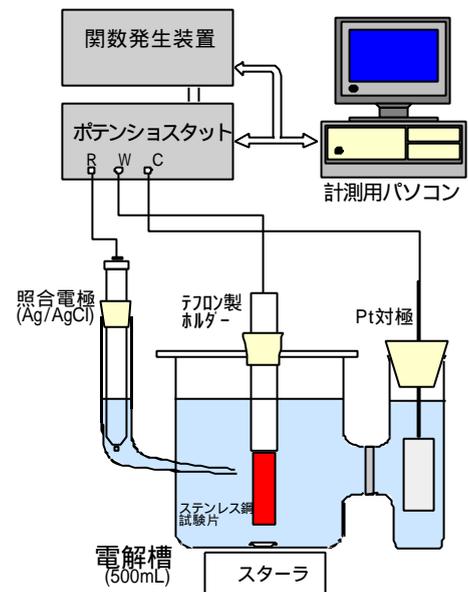


図-2 分極測定装置の概要

(2) 試験結果と考察

測定の結果を, 図-3に示す。0ヵ月の場合, 塩化物濃度200mg/Lでは1.2Vにわたり電流の増加は認められない。500mg/Lでは0.9V付近で電流の増加が認められ, 1000mg/Lでは0.7V付近で増加している。塩

化物濃度の増加と共に電流が増加する電位が低くなっており、ステンレス鋼の耐食性が低下することを示している。1ヵ月および3ヵ月後の場合も同様な傾向であった。一方、塩化物濃度が同じ場合には、電流値が経時的に減少する傾向にあり、不動態被膜中の欠陥部数が時間と共に減少することを示唆しているものと思われる。なお、塩化物濃度500mg/Lの3ヵ月後では、電位の

高い領域で電流値が大きくなっており、その変動も大きい。これは、隙間部のシールが不十分で隙間腐食が起きたためと思われる。

以上より、塩化物濃度200～1000mg/Lの範囲では、ステンレス鋼の耐食性は経時的に低下することはなく、むしろ不動態被膜の補修が強化され耐食性が向上する傾向にあると判断される。

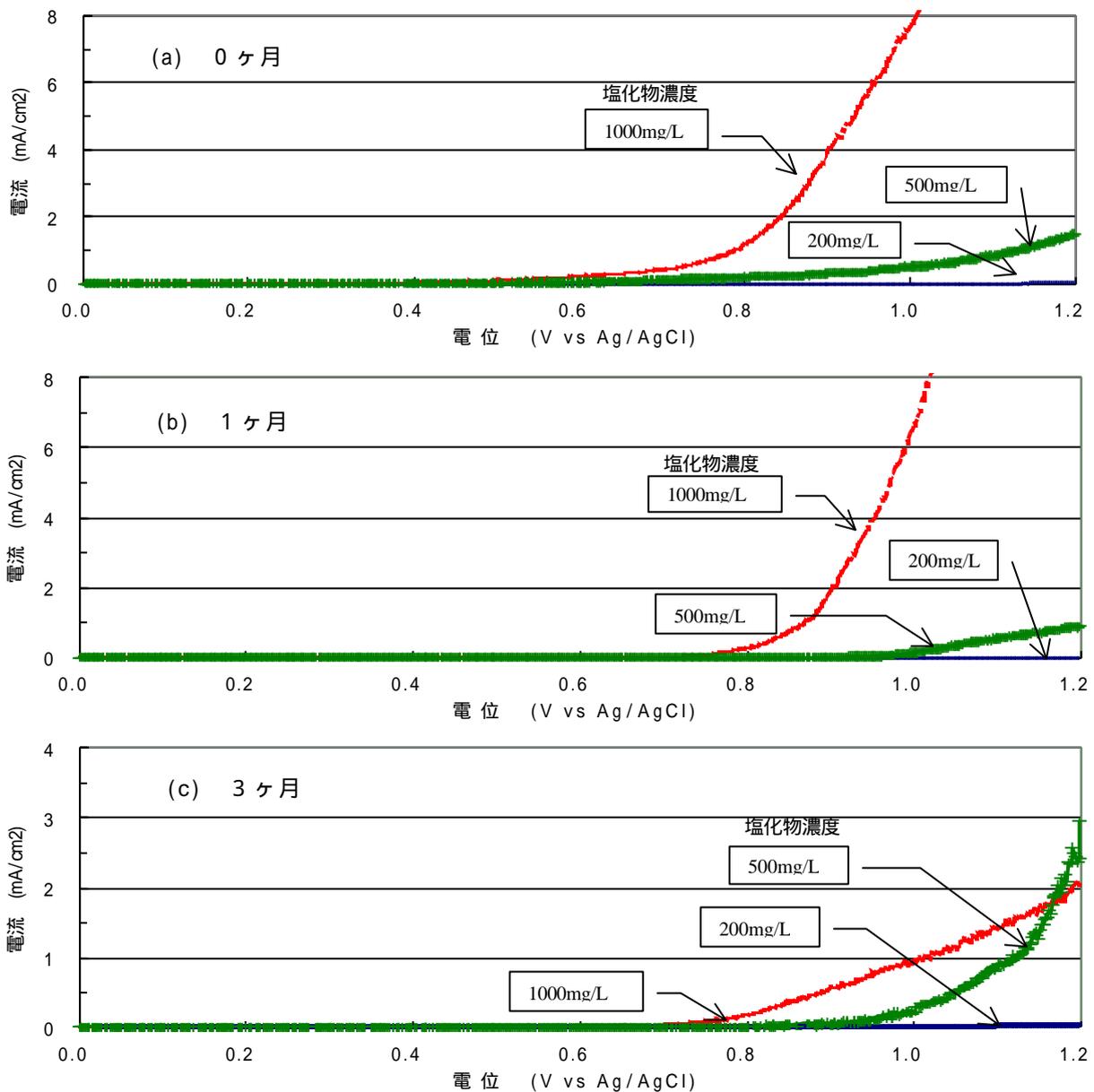


図 - 3 SUS304 のアノード分極曲線

2.2 腐食電位測定

ステンレス鋼が不動態皮膜で覆われて耐食性が維持されている場合、ステンレス鋼の電位は金や白金などの貴金属と同様な挙動を示す。例えば、残留塩素やオゾンなどの酸化剤濃度が増減して水の酸化還元電位が増減すると、それに応じてステンレス鋼の電位（腐食電位）も変化する。しかし、酸化剤が多量に存在しステンレス鋼の電位が高くなると、不動態皮膜の一部が破壊して電位は減少するので、酸化還元電位の挙動が異なるようになる。したがって、ステンレス鋼の電位を測定すれば、腐食状況を推定することができる。

2.2.1 試験項目と方法

(1) 試験液

試験液は腐食試験と同様に再生水を用い、次の4つの条件になるように調製した。

塩化物濃度を200,1000,3000mg/Lに調製した試験液。塩化物濃度を200,1000,3000mg/Lに調製した試験液それぞれに、残留塩素が0,0.2,0.5,1.0,2.0,3.0,5.0mg/Lになるように次亜塩素酸ナトリウム溶液を添加した試験液。

塩化物濃度を200,1000,3000mg/Lに調製した試験液それぞれに、オゾン濃度が0.1,0.3,0.6,1.0mg/Lになるように調製した試験液。オゾン濃度は、オゾンガスを含む空気を試験液中に通気して調製し、試験期間中も通気した。

塩化物濃度を200,1000,3000mg/Lに調製した試験液それぞれに、残留塩素濃度が0.2,0.5,1.0,2.0,3.0mg/Lでかつオゾン濃度が0.3mg/Lもしくは1.0mg/Lになるように調製した試験液。

(2) 試験片

試験片は、アノード分極測定と同様に丸棒のSUS304とSUS316のステンレス鋼試験片（10×30mm）をエメリー紙で400番まで研磨した後、トルエンで脱脂したもの。

(3) 電位測定方法

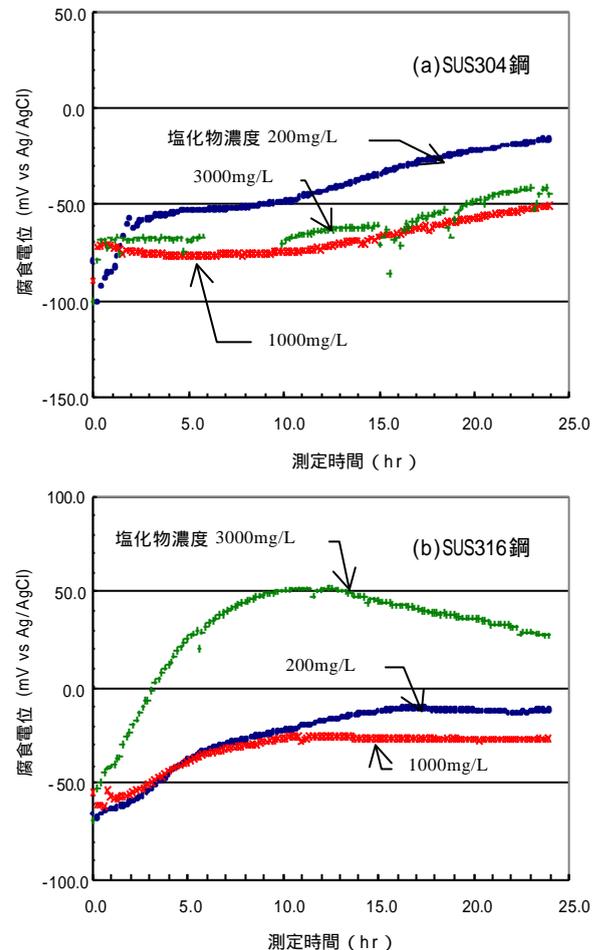
SUS304とSUS316試験片を同じ試験液（1L）に浸漬し、ステンレス鋼の腐食電位を10分間ごとに24時間にわたって測定し、試験期間中、試験水温を30℃の一定に保った。測定後、外観観察により腐食の有無を調べて耐食性を判断する。

2.2.2 試験結果と考察

(1) 塩化物濃度の影響

塩化物濃度200,1000,3000mg/LにおけるSUS304およびSUS316鋼の腐食電位の経時変化を、図-4に示す。腐食電位はSUS304鋼では、-100～-15mVの範囲、SUS316鋼では-70～+50mVの範囲で変化し、時間と共に若干増加する傾向を示した。しかし、いずれも塩化物濃度による腐食電位の依存性は認められなかった。このことから、ステンレス鋼の腐食電位は、塩化物を含む通常的环境ではおよそ0V付近にあり、±0.1V程度変動するものと考えられる。また、試験終了時の試験電極の外観観察では、いずれも腐食が認められなかった。

図-4 腐食電位におよぼす塩化物濃度の影響



(2) 残留塩素の影響

塩化物濃度200mg/Lで残留塩素を0,0.2,0.5,1.0,2.0,3.0,5.0mg/Lに調製した試験液中におけるSUS304鋼の腐食電位を、図-5に示す。

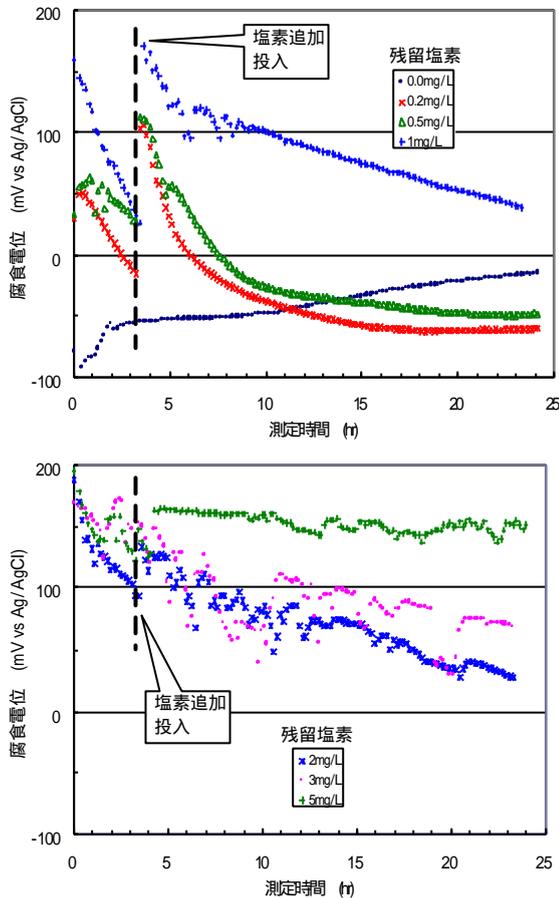


図-5 SUS304鋼の腐食電位におよぼす残留塩素の影響 (塩化物イオン 200mg/L)

SUS304鋼の腐食電位は、残留塩素濃度の増加と共に高くなる傾向を示すが、依存性は明確でない。残留塩素濃度3.0と5.0mg/Lでは、試験後に腐食が認められたので、腐食の発生により腐食電位が残留塩素濃度に依存しなくなったものと思われる。したがって、SUS304鋼が耐食性を維持できる領域は、塩化物濃度200mg/Lでは残留塩素濃度2.0mg/L以下と考えられる。なお、腐食電位が時間と共に減少する傾向を示しているのは、残留塩素濃度の減少によると考えられる。

なお、残留塩素の影響の総括を、表-2に示す。

表-2 残留塩素の影響まとめ

腐食状況 : 腐食なし
: 微量腐食
x : 腐食

塩化物濃度 (mg/L) \ 残留塩素 (mg/L)	SUS304			SUS316		
	200	1000	3000	200	1000	3000
0						
0.2						
0.5						
1						
2			x			
3		x	x			
5	x	x	x		x	x

(3) オゾンの影響

塩化物濃度200,1000および3000mg/Lで、オゾン濃度を0.1,0.3,0.6および1.0mg/Lに変化させた試験液中におけるSUS304とSUS316鋼の腐食電位の経時変化から、腐食状況をまとめたのが表-3である。

表-3 オゾンの影響まとめ

腐食状況 : 腐食なし
: 微量腐食
x : 腐食

塩化物濃度 (mg/L) \ 残留塩素 (mg/L)	SUS304			SUS316		
	200	1000	3000	200	1000	3000
0						
0.1		x	x			
0.3		x	x			x
0.6	x	x	x		x	x
1.0	x	x	x		x	x

塩化物濃度200mg/Lでは、SUS304鋼が耐食性を維持できる領域はオゾン濃度が0.1mg/L以下で、1000および3000mg/Lではいずれのオゾン濃度でも腐食が認められることから、0.1mg/Lのオゾンで耐食性が失われると考えられる。

SUS316鋼の場合、塩化物濃度200mg/Lではいずれのオゾン濃度でも腐食は認められず、オゾン濃度1.0mg/Lまで耐食領域と考えられた。一方、塩化物濃度1000および3000mg/Lでは、耐食領域は著しく減少し、オゾン濃度0.1mg/L以下と推察される。

(4) 残留塩素およびオゾンの影響

塩化物濃度200, 500, 1000mg/Lに、残留塩素濃度が0.2, 0.5, 1.0, 2.0もしくは3.0mg/Lでかつオゾン濃度が0.3もしくは1.0mg/Lになるように調製した試験液中におけるSUS304とSUS316鋼の腐食電位の経時変化から腐食状況をまとめたのが表 - 4である。

表 - 4 残留塩素およびオゾンの影響まとめ

腐食状況 : 腐食なし
: 微量腐食
× : 腐食

a. オゾン 0.3mg/Lの場合

塩化物濃度 (mg/L)	SUS304			SUS316		
	200	1000	3000	200	1000	3000
0.2		×	×			×
0.5		×	×			×
1	×	×	×		×	×
2	×	×	×		×	×
3	×	×	×	×	×	×

b. オゾン 1.0mg/Lの場合

塩化物濃度 (mg/L)	SUS304			SUS316		
	200	1000	3000	200	1000	3000
0.2	×	×	×			×
0.5	×	×	×		×	×
1	×	×	×		×	×
2	×	×	×	×	×	×
3	×	×	×	×	×	×

塩化物濃度200mg/L、オゾン濃度が0.3mg/Lで残留塩素を0.2mg/L添加した場合、SUS304の鋼腐食電位が時間と共に減少し、腐食の発生が示唆された。しかし、試験後の外観観察では腐食が検出されなかった。

これは、腐食が軽微なために検出できなかったものと思われる。塩化物濃度やオゾン濃度、残留塩素濃度がこの値よりも大きい場合には、いずれも腐食している。したがって、オゾン濃度が0.3mg/Lで残留塩素と共存し、塩化物濃度が200mg/L以上の場合にはSUS304鋼は、耐食性を維持できないと考えられる。

SUS316鋼は、塩化物濃度200mg/L、オゾン濃度が0.3mg/Lで残留塩素を1.0mg/L添加した場合まで腐食が認められなかったが、耐食領域は著しく減少することが分かった。

2.3 定電位分極測定

ステンレス鋼の耐食性には塩化物濃度と残留塩素濃度およびオゾン濃度が関与することが明らかになった。残留塩素やオゾンなどの酸化剤は、ステンレス鋼の電位を増加させて腐食を引き起こす。また、残留塩素とオゾンが共存する場合には、相互作用による影響も示唆され、腐食電位の測定からステンレス鋼が耐食的である電位領域を明確にすることには限界のあることが明らかになった。そこで、外部電源を用いてステンレス鋼の電位を一定に保持し、外観観察により、ステンレス鋼が耐食性を示す電位領域と塩化物濃度の関係を調査した。

2.3.1 試験項目と方法

(1) 試験液

有明処理場再生水に、塩化ナトリウムを添加して塩化物濃度を100, 200, 500, 1000, 2000および5000mg/Lに調製した溶液を試験液とした。

(2) 試験片

試験片は、アノード分極測定と同様に丸棒のSUS304とSUS316のステンレス鋼試験片(10 × 30mm)をエメリー紙で400番まで研磨した後、トルエンで脱脂した。

(3) 試験方法

試験片を試験液(500mL)に浸漬し、定電位分極測定装置を用いて一定電位を保持し、分極電流を48時間にわたって測定しその後、外観観察と写真撮影を行い、ステンレス鋼の耐食性と電位および塩化物濃度の関係を調査する。

2.3.2 試験結果と考察

(1) 分極測定結果

試験片を塩化物濃度100mg/Lの試験液中に浸漬し，SUS304鋼は0.4,0.5,0.6Vの，SUS316鋼は0.6,0.8,1.0Vの一定電位に保持し，分極電流を測定した。その結果を，図 - 6 に示す。

SUS304鋼では，0.6Vの分極電流の増加が起こり腐食が認められた。SUS316鋼は，1.0Vで分極電流がわずかに増加するものの，腐食が認められない。

定電位分極におけるSUS304鋼とSUS316鋼の耐食性と塩化物濃度の関係を，表 - 5 と 6 に示す。

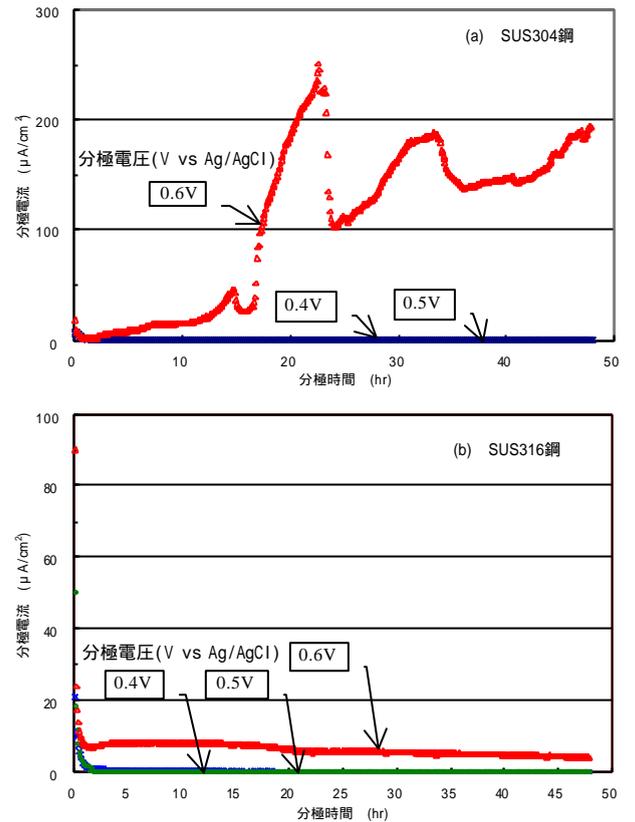


図 - 6 腐食におよぼす分極電流の影響

表 - 5 定電位分極におけるSUS304鋼の耐食性と塩化物濃度の関係

30 , 48 時間

Cl 濃度 (mg/L)	設定電位 (V vs Ag/AgCl)											
	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
100						R16	R18	R17 ×				
200				R03	R09	R02 ×		R01 ×				
500			R05	R06 ×	R04 ×							
1000			R07	R08 ×								
2000	R12	R11	R10 ×									
3000	R13	R14	R15 ×									

試験番号 R 番号 : 腐食なし
 外観 × : 微量腐食
 × : 腐食

表-6 定電位分極における SUS316 鋼の耐食性と塩化物濃度の関係

30 , 48 時間

Cl 濃度 (mg/L)	設定電位 (V vs Ag/AgCl)											
	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
100								R16		R17		R18
200						R02	R03	R01・R20 ×・	R19	R21	R23	R22
500					R05	R06	R04 ×					
1000				R08	R09	R07 ×						
2000			R10	R11	R12 ×							
3000			R13	R14	R15 ×							

試験番号 R 番号 : 腐食なし
 外観 × : 微量腐食
 × : 腐食

塩化物濃度が増加すると、SUS304鋼と SUS316鋼の分極電流の増加および腐食がより低電位で起こるようになった。

(2) 耐食性の電位領域

定電位分極測定の結果、ステンレス鋼が耐食性を示す電位領域を、表-7に示す。

表-7 ステンレス鋼が耐食性を示す電位領域

塩化物濃度	SUS304 鋼	SUS316 鋼	
100mg/L	0.5V 以下	1.0V 以下	安定領域
200mg/L	0.2V 以下	1.0V 以下	
500mg/L	0.1V 以下	0.4V 以下	
1000mg/L	0.1V 以下	0.2V 以下	準安定領域
2000mg/L	-0.1V 以下	0.2V 以下	
3000mg/L	-0.1V 以下	0.2V 以下	

通常の水環境では、ステンレス鋼の腐食電位は0~0.2V程度であり、0.4~0.5Vを越えることは極めてまれである。したがって、SUS304鋼では塩化物濃度が100mg/L以下、SUS316鋼では500mg/L以下の場合には耐食的であり、安定であると判断できる。塩素

処理やオゾン処理においてステンレス鋼の腐食電位が0.2V以下になるように処理すれば、塩化物濃度200mg/LまでSUS304鋼の使用が可能である。腐食電位が0.2Vを越える場合には、SUS316鋼や有機材料を使用すべきである。SUS316鋼においても、塩化物濃度1000mg/L以上で腐食電位が0.2Vを越える場合には使用すべきではないと考えられる。

2.4 現物調査

(1) 調査項目

有明処理場再生水を使用している当局ポンプ所内の配管(50~100A)を取外し、寸法測定、外観観察、孔食深さの測定、金属組織観察およびスケール調査を実施し、併せて有明地区の再生水送水ラインに設置してある中水エアチャンバーの超音波探傷試験を行った。

(2) 調査結果

今回調査した配管は、平成7年9月から使用しているが、局部的減肉が認められなかった。

外観観察は、取外し後のフランジ部の

観察と水入口側の溶接部を半割りして行った。その結果、一部の配管のフランジ部入口側のフランジのパッキン下部が約0.5mm減肉しており（写真 - 1）、そこを起点として赤褐色スケールが配管内面に付着していた。半割りした配管内面の溶接部にも腐食による赤褐色の錆こぶが認められた（写真 - 2）。



写真 - 1



写真 - 2

いずれの配管直管部には孔食が見られず、すべて良好であった。

金属組織観察の結果、腐食ではなく溶接方法の不良による事例が見受けられた（写真 - 3）。この配管では、内側に溶接部の約2.5mmの突起が見られ、その横には溶け込み不足によるすき間（深さ方向約2mm）が見られた。

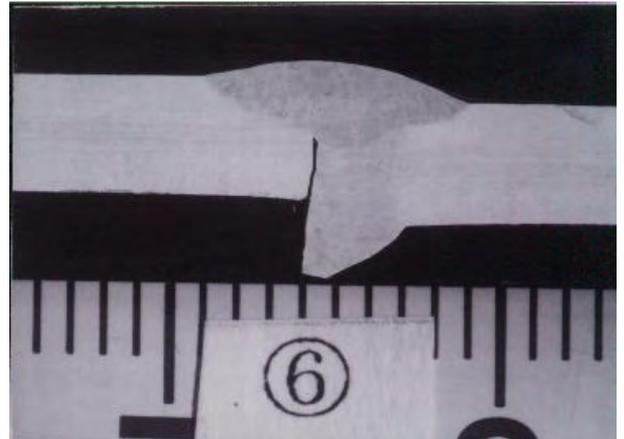


写真 - 3

スケールの化学分析は、赤褐色の錆状の付着物と溶接スラグ状付着物について行った。錆状付着物の組成は、酸化鉄41.6%、酸化クロム11.5%であり、母材の腐食生成物であると考えられる。溶接スラグ状付着物の組成は、酸不溶解分78.5%であり、溶接カスと考えられる。

中水エアチャンバーの下部鏡板と胴（体）との溶接部の超音波探傷試験を行った結果、母材と熱影響部の境目に空隙あるいは線状の傷（欠陥：5～72mm）が11ヶ所から見つかった。

3. まとめ

再生中のステンレス鋼の腐食におよぼす塩化物濃度と残留塩素濃度およびオゾン濃度の影響を調査した結果、SUS304およびSUS316ステンレス鋼の耐食性を維持できる水質条件がほぼ明らかになった。

3.1 ステンレス鋼の耐食性領域と残留塩素およびオゾン濃度の関係

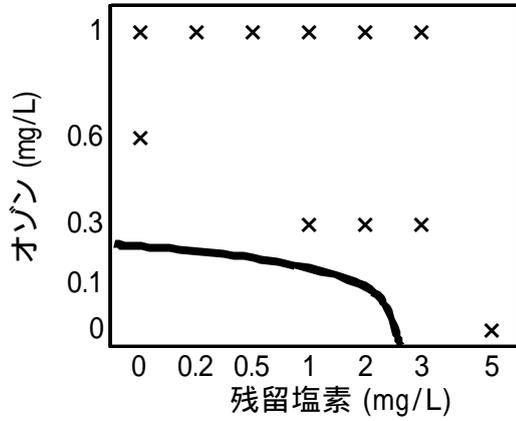
塩化物濃度200,1000および3000mg/Lについて、SUS304およびSUS316鋼が耐食性を示す残留塩素濃度およびオゾン濃度領域を図 - 7に示す。

塩化物濃度200mg/Lの場合、SUS304鋼の耐食性領域は残留塩素2mg/L以下およびオゾン濃度0.1mg/L以下である。SUS316鋼では単独では残留塩素5mg/L、オゾン1mg/Lに耐えられるが、両者が共存し、例えばオゾンが0.3mg/L存在する場合には、残留塩素濃度を1mg/L以下に維持する必要がある。

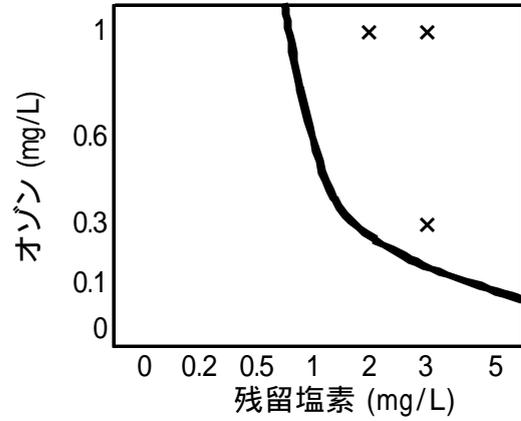
塩化物濃度1000mg/L以上のSUS304鋼の場合には、オゾン濃度0.1mg/L、残留塩素0.5mg/L程度で腐食するので、塩素処理やオゾン処理を適用することができないと考えられる。

腐食状況 : 腐食なし
 : 微量腐食
 × : 腐食

(1) 塩化物濃度 200mg/L

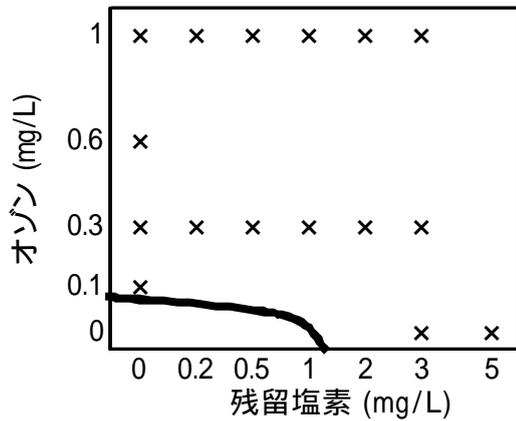


(a) SUS304の場合

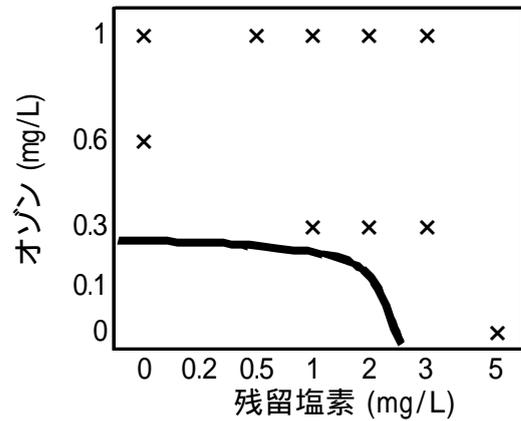


(b) SUS316の場合

(2) 塩化物濃度 1000mg/L

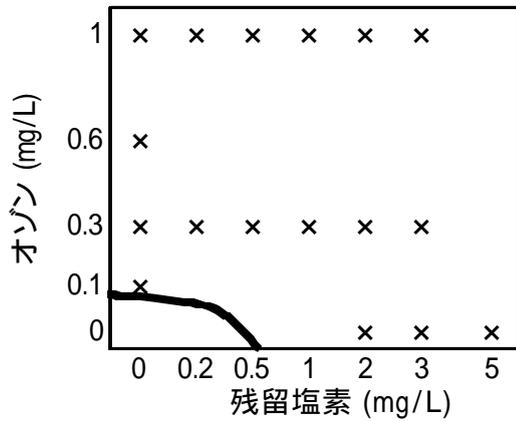


(a) SUS304の場合

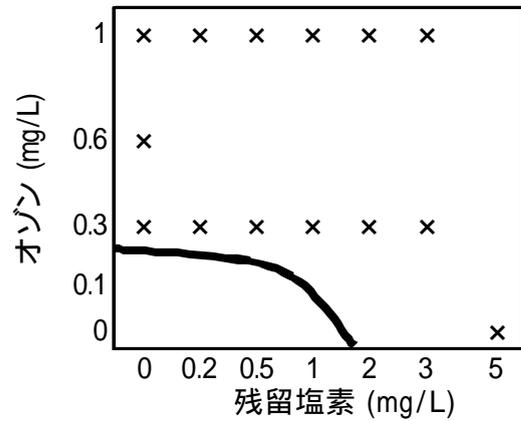


(b) SUS316の場合

(3) 塩化物濃度 3000mg/L



(a) SUS304の場合



(b) SUS316の場合

図 - 7 塩素処理およびオゾン処理におけるステンレス鋼の耐食性領域

3.2 ステンレス鋼の耐食性領域と電位および塩化物濃度の関係

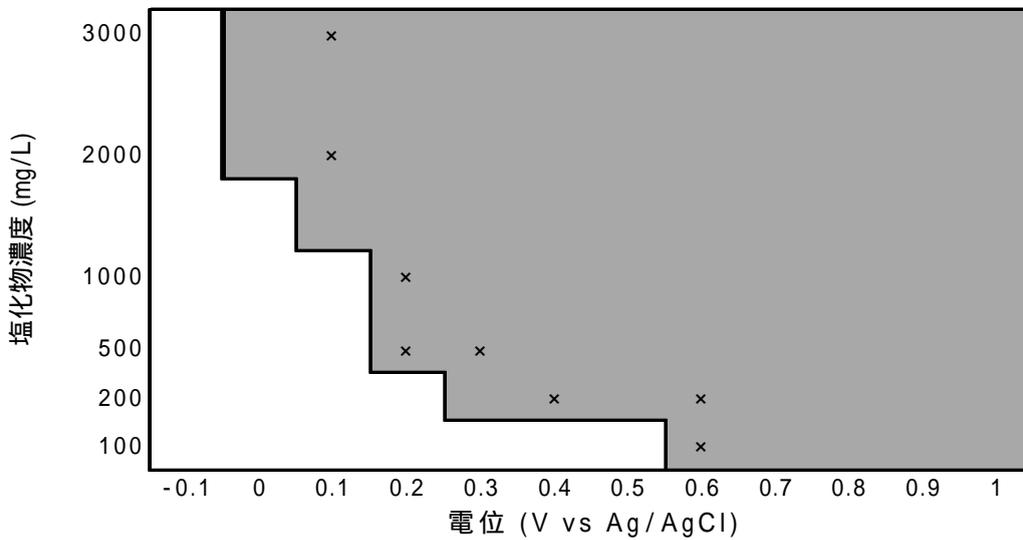
SUS304およびSUS316鋼が耐食性を示す塩化物濃度と電位の関係を図 - 8 に示す。この関係を用いれば、ステンレス鋼が耐食性を示す領域を、酸化剤の種類によらず推察することができる。

例えば塩化物濃度200mg/Lの場合、SUS304鋼の耐食性電位領域は0.2V以下なので、その電位範囲で塩素処理やオゾン処理を行う必要がある。

塩化物濃度500mg/L以上の場合、SUS304鋼の耐食性電位領域は0.1V以下となり、酸化剤を用いた処理は適用が難しい。一方、SUS316鋼では、塩化物濃度200mg/Lの場合、1.0Vまで耐食的であり、500mg/Lでも0.4Vまで腐食しない。

腐食状況 : 腐食なし
 : 微量腐食
 × : 腐食

(1) SUS304の場合



(2) SUS316の場合

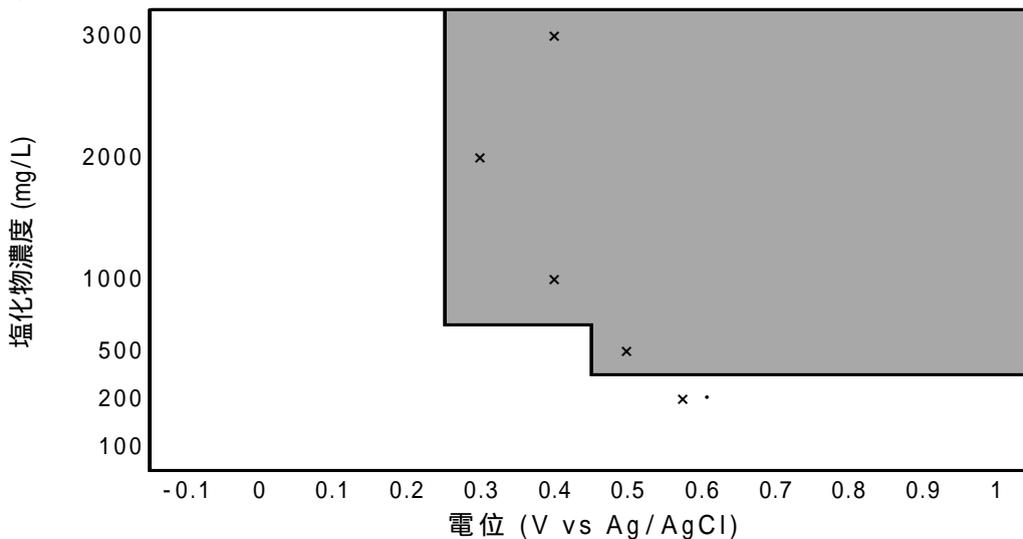


図 - 8 ステンレス鋼の耐食性電位領域と塩化物濃度の関係

3.3 水質条件と実配管の腐食

SUS304鋼の耐食性領域は塩化物濃度200mg/Lの場合、残留塩素濃度2mg/Lおよびオゾン濃度0.1mg/L以下であり、塩素処理やオゾン処理では水質をそれらの濃度以下に管理する必要がある。塩化物濃度が200mg/Lを越える場合には、塩素処理やオゾン処理を適用することはできない。そのような場合には、配管材料としてSUS316鋼や有機材料を使用すべきであると考えられる。

有明処理場再生水の現在の水質は、SUS304鋼の耐食性領域である塩化物濃度200mg/L、残留塩素濃度2mg/Lおよびオゾン濃度0.1mg/L以下の条件をほぼ満足している。したがって、ステンレス鋼配管に新たに腐食が発生し、進行することは考えにくい。しかし、過去において塩化物濃度が800mg/Lを、残留塩素濃度が2mg/Lを越えていた時期があったので、今後このような場合には、溶接部周辺やすき間部などの腐食しやすい配管の維持管理に十分配慮する必要がある。

4. おわりに

本調査は、平成11年度に有明処理場の再生水をベースに塩化物濃度を変え、ステンレス鋼の耐食性を明らかにするために、腐食試験を行ったものものである。

今後、調査の結果を踏まえ、再生水を利用する施設を構築する際の参考となれば幸いである。

最後に、調査に当り、多大なご協力を頂いた有明処理場の関係各位の方々に深く感謝致します。

用語説明

(1) 分極測定

電圧を印加して電極電位を変化させ、そのとき流れる電流を測定する操作。一般には、ポテンションスタット(定電位電解装置)を用いて行う。

(2) 腐食速度

単位時間当りの腐食量。単位時間当りの侵食深さ(mm/y)と単位時間、単位面積当りの腐食減量(mg/dm²/day)の単位が用いられている。金属の密度がわかれば両者は換算できる。例えば、炭素鋼の場合、1mm/y=215mg/dm²/dayとなる。なお mg/dm²/dayはmddとも表記する。

(3) 動電位法

分極測定の際に、試料電極と照合電極との電位差を、一定速度で変化させて電流を

測定する方法。

(4) アノード分極

電極電位を貴方向にシフトさせる操作をいい、その時流れる正電流をアノード電流という。

アノード：一対の電極からなる系において、電極から電解質に向かって正電荷(電流)が流れる電極をいう。逆に、電解質から電極に向かって正電荷が流れる電極を、カソードという。

参考文献

- 1) 「再生水の利用促進に関する調査その2」報告書 東京都下水道局計画部、平成11年3月

2 - 3 ふさ収集システム調査

施設管理部 施設管理課

本調査は、平成9、10年度に共同研究を行った「高温好気性菌を活用したふさ減量化処理技術の開発」で示されたふさ減量化設備を実用化するため、ふさ収集設備のシステム化に必要な基礎調査を行い、調査結果を解析し、最適なふさ収集システムの検討を行う目的で実施した。

調査は、ふさ収集設備の現状の把握を行い、ふさ吸引ノズルの動き、ふさ移送方法、ふさ堆積状況の検知方法、ふさ性状、の4点を自動化のための問題点としてあげ、調査検討を行った。

ふさの吸引ノズルの動きは、水面下20～50mmでの縦横の簡易な動きにて効率的な収集が可能であり、

ふさの移送方法は、チューブポンプと空気圧縮機を組み合わせることで確実な移送が可能であった。

ふさの堆積状況の把握は、超音波式レベル計により対応可能であり、ふさの性状は、含水率の変動以外は減量化に適したものであった。

これらの結果をふまえ、ふさ収集システムに必要な機器構成及び、既施設との取り合いについて検討を行った。

(1) ふさ収集システムの機器構成

ふさ収集装置、 スカム分離槽、 真空ポンプ、 カッターポンプ、 ふさ投入ポンプ（チューブポンプ）、 圧送用空気圧縮機

(2) 既施設との取り合い

ふさ収集装置及びスカム分離層は改造し、他の機器は新設とする。

今回の調査により、ふさ減量化設備の実用化に向け、最適なふさ収集設備のシステム化について知見を得ることができた。

2 - 3 ふさ収集システム調査

施設管理部 施設管理課

関根 泉, 鈴木 一雄 (現: 港湾局), 星 智雄

1. はじめに

下水処理場やポンプ所において沈殿池や導水渠の水面に発生するふさは、含水率が高いまま場外に搬出され、埋め立て処分されている。

このふさを効率的かつ衛生的に減量化処理するため、当局と東京下水道サービス(株)及び栗田工業(株)の三者で、平成9, 10年度に共同研究「高温好気性菌を活用したふさ減量化処理技術の開発」を行った。

この共同研究で開発されたふさ減量化処理(処理フローを図-1に示す。)において、ふさ収集設備の最適なシステム化を目的として、平成11年度「ふさ収集システム調査」を実施したので、この結果について報告する。

本調査は、ふさ減量化処理技術の実用化のため、ふさ収集設備のシステム化に関する各種検討、ふさ減量化システムに組み込むために最適なふさ収集システムの提案、を行った。

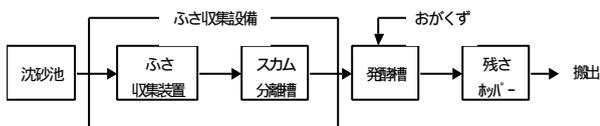


図 - 1 ふさ減量化処理フロー

2. ふさ収集設備のシステム化に関する各種検討

既設例として吾嬭ポンプ所(写真1・2)を選択し、ふさ収集設備(図-2)のシステム化に関する課題の検討を行い、ふさ収集設備のシステム化に必要な機器構成、設備フロー等の提案を行う。

2.1 ふさ収集設備をシステム化する際の課題

(1) 現場調査

吾嬭ポンプ所において現場調査を行い、ふさ収集設備を自動化する際の課題を見出す。

(2) 現場調査結果

現場調査により、以下の課題が確認された。

ふさ吸引ノズルの動き

ふさ移送方法

沈砂池の水位及びふさ堆積状態の検知方法

ふさ性状

2.2 ふさ収集設備をシステム化する際の課題に対する検討

2.2.1 ふさ吸引ノズルの動きの検討

(1) 目的

ふさを効率良く収集可能とするふさ吸引ノズルの動きの検討を、現場試験をもとに行う。

(2) 結果

ふさ吸引ノズルをリモコンによる操作で動かし、ふさの吸引状況を確認し、ふさの吸引ノズルの動きの決定をした。

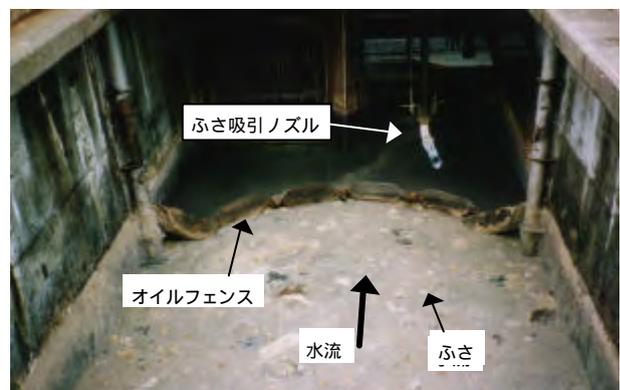


写真1 吾嬭ポンプ所雨水沈殿池

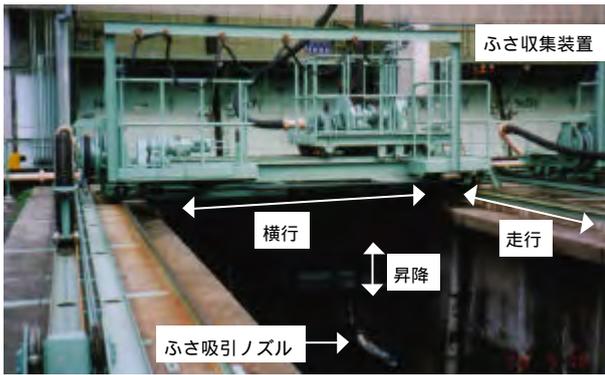


写真2 吾嬬ポンプ所ふさ収集装置

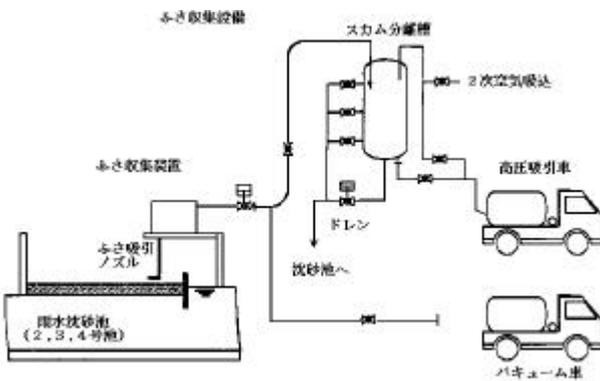


図 - 2 吾嬬ポンプ所既設ふさ収集フロー

ふさの吸引は簡易なノズルの動きだけで良好に行えた。ノズルの位置は沈砂池水位-20mm~-50mmで最も良好にふさを吸引することができる。自動化する際のノズルの制御は、「ア. ふさ収集装置を自動化したときのノズルの動き」の通りとする。

また、異物によりノズルが詰まった場合にも、自動での検知・復帰が可能である。検知・復帰方法は、「イ. ノズルが詰まった場合の検知・復帰方法」の通りとする。

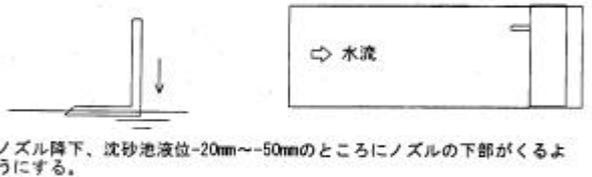
ア. ふさ収集装置を自動化したときのノズルの動き

①ふさ収集装置起動、真空ポンプ起動

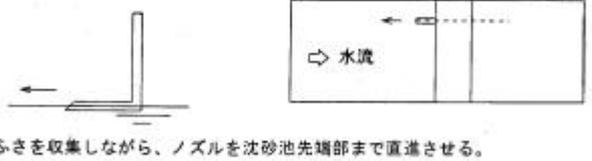


タイマーによりふさ収集装置起動、真空ポンプ起動

②ノズル降下 (沈砂池水位-20mm~-50mm)



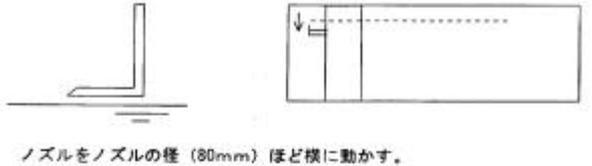
③ノズル前進



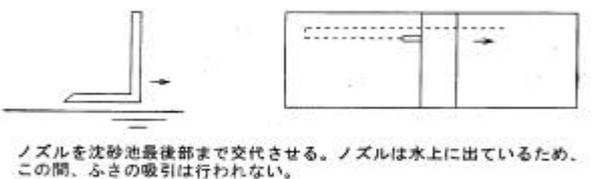
④ノズル上昇



⑤ノズル横移動

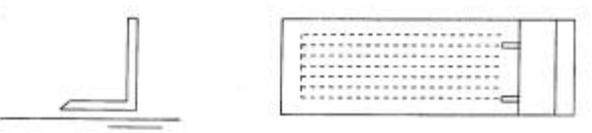


⑥ノズル後退



↓ 繰り返し

⑦沈砂池全体を吸うまで (またはスカム分離タンク一杯になるまで)



イ. ノズルが詰まった場合の検知・復帰方法

ア) 検知方法

ノズルが詰まった場合、スカム分離槽の真空度が上がる。この真空度の変化を検知することでノズルの詰まりを検知する。

イ) 復帰方法

ノズルの詰まりが検知された場合、下記の要領で異物を取除く。

ノズルを水面下に沈める。

ノズルは勢い良く水を吸引し、スカム分離槽までの配管は満水となる。

配管に吸引された水の重みでノズルの先端部の真空が切れる。

ノズルの先端部に異物が詰まっている場合、異物の吸引が解ける。ノズルを上昇させると異物はノズルから離れ池に落ちる。

一度で異物が取除かれなくても、この操作を数回繰り返すことで異物が流され詰まりは解消される。

2.2.2 ふさ移送方法の検討

(1) 目的

スカム分離槽から発酵槽への最適なふさ移送方法の検討を机上検討及び現場試験にて行う。

(2) 机上における検討

有効と思われる図 - 3 ~ 6 の四案にて検討を行った。机上による検討結果は表 - 1 の通りである。

(3) 現場試験

机上の検討にて有力と考えられたチューブポンプ (図 - 7) を用いた移送方法の現場試験を行った。

チューブポンプ単独での吸引は効果的でなかったため、空気圧縮機を組合せ、再度現場試験を行った。

(4) 結果

チューブポンプによるふさ移送

チューブポンプはふさ中の水分のみを吸引してしまい、水分を吸い終わるとふさを吸わず空気を吸ってしまった。いったん空気を吸うと自吸能力は発揮できず、ふさを吸うことはできない。しかし、一度ふさを吸引し、ポンプのチューブ内にふさが入り込めば吐出は良好であった。

空気圧縮機とチューブポンプの組合せ

による移送

空気圧縮機による押し出し圧力は最大で 0.16MPa であり、チューブポンプへの押し込みは十分であった。試験の観察結果として、ふさの押し込み及びふさ移送は良好であった。

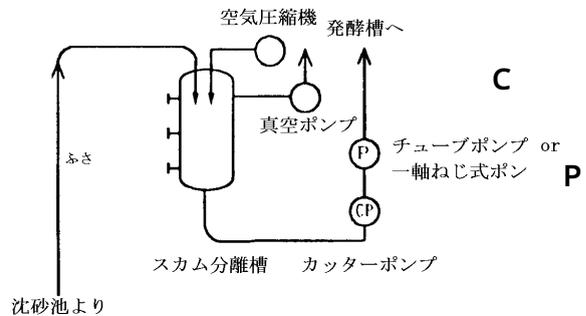


図 - 3 ポンプ圧送 (カッターポンプ使用) 案

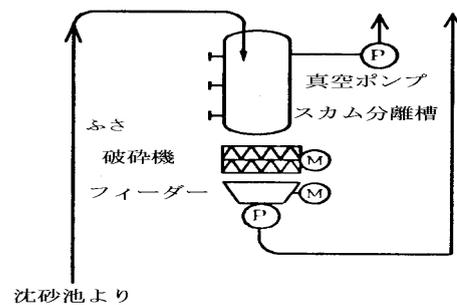


図 - 4 ポンプ圧送 (破砕機使用) 案

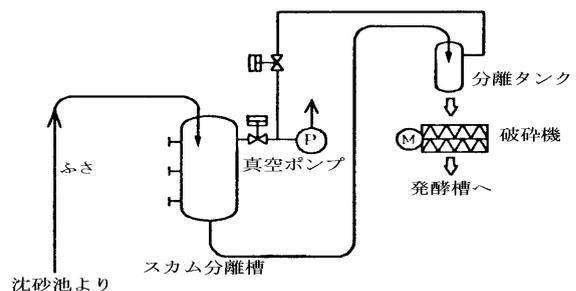


図 - 5 真空吸引案

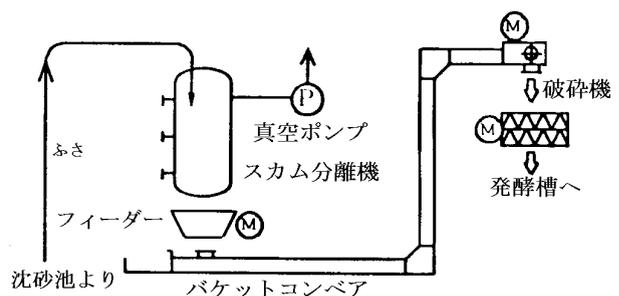


図 - 6 コンベア移送案

表 - 1 ふさ移送方法比較検討表

方式	ポンプ圧送 (カッターポンプ)	ポンプ圧送 (破砕機)	真空吸引	コンベア移送
フロー机上検討結果	最も優れると思われる。一軸ねじ式ポンプ、チューブポンプのどちらでも可能である。	破砕機、フィーダーを入れるスペース分、スカム分離槽を1.5m高い位置に設置する必要がある。沈砂池からの実揚程は現状の最大8.4mから9.9mとなり、真空ポンプによる沈砂池からのふさの吸引が困難となるため、このフローの吾嬢への適応は否である。	真空ポンプによる移送は原理として、現状行っているバキューム車による吸引と同じため現場での調査は行わないものとした。	臭気対策が必要。低含水率のものを扱えない等、他法に比べ、劣るため現場調査は、行わないものとした。
評価	○	×	○	○

仕様機器	チューブポンプ (カッターポンプ)	一軸ねじ式ポンプ (カッターポンプ)	真空ポンプ	バケットコンベア
機器概要	2個の押さえローラーが特殊ゴム製チューブに沿って回転摺動し、押しつぶされたチューブの復元力と両サイドのガイドローラーにより強制復元させ強い真空吸引力が発生し、流体を吸い込み、押しさえ、ローラーの押しだし力により流体を吐出させる。	ローターとステーターにより作られる空間が、吸い込み側と吐出側の間を間断なく移動しながら継続的に閉鎖されることにより、回転容積移動すなわち連続吐出を行い、吸い込み、吐出できる。	真空ポンプにより真空を発生させ、その力により対象物を吸引する。吸引物がポンプに進入しないようにするために、真空に耐えうる分離容器が必要。また、冷却水、シール水として上水が必要。真空を利用するため、一度に10m異常の高さに吸い上げることはできない。	連続したバケットをチェーンにて連結、牽引することで移送する。固形物の移送に適する。
安価である		×	○	
メンテナンスが容易	○	○	○	
設置スペースが小さい				
ランニングコストが低い	○	○		○
実績	○			
破砕機又はカッターポンプの使用が可能			○	○
定量性がある	○		×	
ふさを送ることが可能	○	○	○	×
含水率の変動に強い	○	○		×
自吸能力が強い	○	○		○
吐出圧が高い			×	-
机上検討結果		○		×

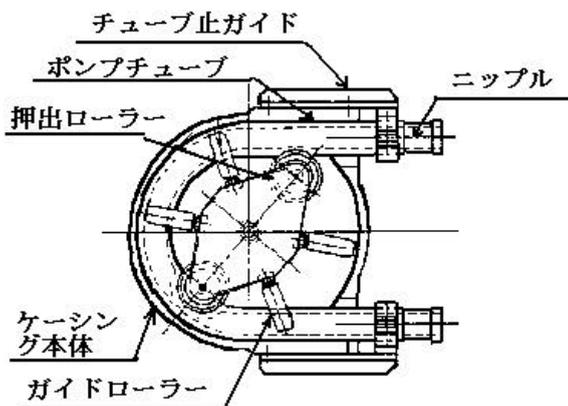


図 - 7 チューブポンプ構造図

2.2.3 沈砂池の水位及びふさ堆積状態の検知方法の検討

(1) 目的

ふさ吸引ノズルの高さ位置を沈砂池水位に合わせ決定するために、沈砂池の水位を正確に検知する必要がある。

また、ふさの堆積状態(ふさの厚み)に合わせて、ふさ収集装置を自動起動、自動停止させ効率的にふさの収集を行うために、ふさの堆積状態を検知する必要がある。

このことから、沈砂池の水位及びふさの堆積状態を検知するための最適なレベル計

表 - 2 ふさ検出方法比較検討表

方式	差圧式	超音波式	電極式	フリクト式
機器概要	液面が変化することによって変化する液注圧を検出し、液面を測定する。	センサーから超音波を発信し、計測物に当たって反射したエコーとの時間差から距離を測定する。	計測物に電極棒を浸漬し、電極棒間の静電容量の変化を検知する。	液面が変化することによってケーブルで吊り下げたフロート内のリードスイッチをオン、オフすることで液位を検出する。
mm単位の液位の変化を連続して測定可能			×	×
ふさ上部レベルの検知	×	○	×	×
メンテナンス性	○		×	×
コスト	○			○
机上検討結果	×	○	×	×
	水位は連続的に検知することができるが、流れのあるところでは水流による圧力を受けるため精度が落ちる。また、検出部が水中に設置されるのでメンテナンスがしにくい。	ふさ上部レベルが検出できる可能性がある。検出部は、水上に設置されるためメンテナンスがしやすい。	mm単位の液位の変化を連続的に検知することができない。	mm単位の液位の変化を連続的に検知することができない。

の形式を机上検討及び現場試験により決定する。

(2) 机上における検討

机上にて、沈砂池水位の検知及びふさ堆積状態の検知に最適な方法を探る。検討結果は表 - 2 の通りである。

(3) 現場試験

机上における検討により沈砂池水位検知用、沈砂池ふさ堆積状態検知用として、最有力とされた超音波式レベル計を用い、現場試験を行った。

(4) 結果

レベル計から水面までの距離、ふさ上面までの距離及びふさの厚み（水面までの距離とふさ上面までの距離の差）の測定結果は図 - 8 . 9 の通りである。

沈砂池の水位の測定値はばらつきがあるが、近似線からの誤差は小さく、超音波式レベル計を用いての沈砂池水位の測定は有効と言える。

しかし、ふさの堆積状態の検知は、誤差が大きく、超音波式レベル計を用いての検知は実用的でない。

従って、ふさ吸引ノズルの高さ位置を決定するために超音波式レベル計を用い、ふさ収集の自動制御は、ふさの堆積状態によらずタイマーによるものとする。

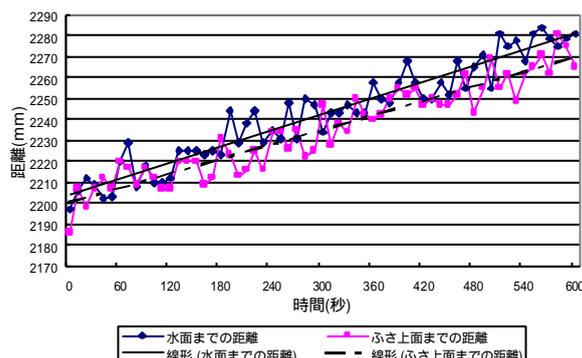


図 - 8 超音波式レベル計での測定結果

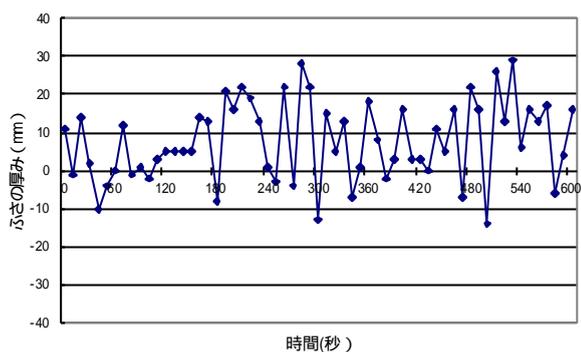


図 - 9 ふさの厚みの測定結果

ふさ含水率は、表 - 4 及び図 - 10から示すように50～90%であった。平成11年12月20日のサンプル以外は吾嬭ポンプ所のふさ限界含水率の87%より低く、高温好気処理が可能である。

また、ふさのN - ヘキサン抽出物濃度は表 - 4 及び図 - 11から示されるように600～900mg/gDS以下であった。

高濃度の鉍物油は検出されなかった。

各分析値とも発酵に良好な数値であった。ただし、含水率に関しては変動幅が大きいため、注意が必要である。

2.2.4 ふさ性状の調査

(1) 目的

吾嬭ポンプ所の既設ふさ収集設備から採集したふさの性状を調査し、ふさ収集設備の容量計算のために必要な含水率、かさ比重及び、その他発酵の因子となる項目（ノルマルヘキサン含有量、鉍物油含有量、発熱量他）を測定する。

(2) 結果

分析項目、分析方法、及び発酵状況を表 - 3 に示し、ふさ性状の分析結果を表 - 4、図 - 10及び図 - 11に示す。

表 - 3 分析項目及び方法

分析項目	単位	表記法	分析方法
水分	%	含水率	105 24時間乾燥
発熱量	kJ/kg DS	発熱量	発熱量計 (1013-J吉田製作所)
強熱減量	%	VTS/T S	肥料分析法(1992)
N-ヘキサン抽出物	mg/g DS	N-ヘキサン	JIS-K-0102 24.3に準拠 (資料編添付資料 : 分析手順書参照)
鉍物油	mg/g DS	鉍物油	JIS-K-0102 参考 1

表 - 4 吾嬭ポンプ所のふさ性状

	サンプリング日	含水率 (%)	N-ヘキサン (mg/gDS)	鉍物油 (mg/gDS)	VTS/TS (%)	発熱量 (kJ/kgDS)	備考
1	H11.11.10	63	574	8	-	-	
2	H11.11.22	53	653	6	97	35.5	
3	H11.12.3	63	599	10	97	36.0	
4	H11.12.10	74	693	7	97	35.5	
5	H11.12.20	90	640	7	97	35.5	
6	H12.1.7	87	790	5	96	35.5	
7	H12.1.14	82	626	5	-	-	
8	H12.1.25	70	-	-	-	-	
9	H12.2.7	73	877	< 1	96	35.0	
	平均値	72	681	7.4	96.7	35.3	

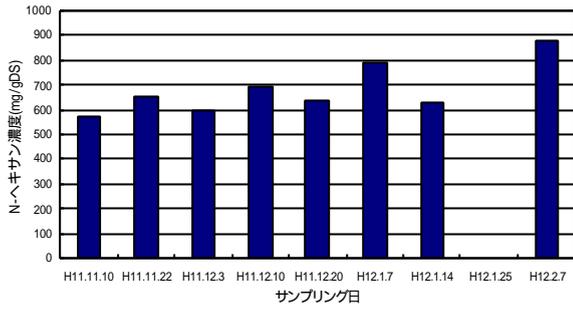


図 - 10 吾孺ポンプ所におけるふさの含水率

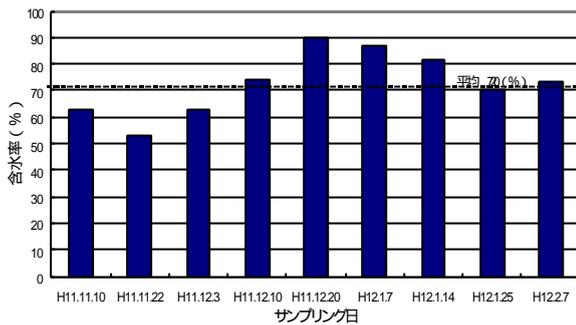


図 - 11 吾孺ポンプ所におけるN - ヘキサン濃度

2.3 ふさ収集設備の自動化を行う機器構成及び既施設との取り合いの検討

2.2の調査結果をもとに、現状の吾孺ポンプ所にふさ減量化設備を設置した場合のふさ収集設備の構成及びふさ減量化設備を含めた全体システムについて計画を行った。

設備フロー、設備概要、配置図、運用を以下に示す。

2.3.1 設備フロー

図 - 12に設備フローを示す。

2.3.2 設備概要

設備は、ふさ収集設備の他、発酵設備、脱臭設備等よりなる。各設備の概要は以下の通りである。

(1) ふさ収集設備

ふさ収集装置、スカム分離槽、真空ポンプ及びカッターポンプ、ふさ投入ポンプ、圧送用空気圧縮機等よりなる。吾孺ポンプ所にある四つの水路のうち、ふさ回収装置の三水路のふさを自動的に回収、発酵槽へ

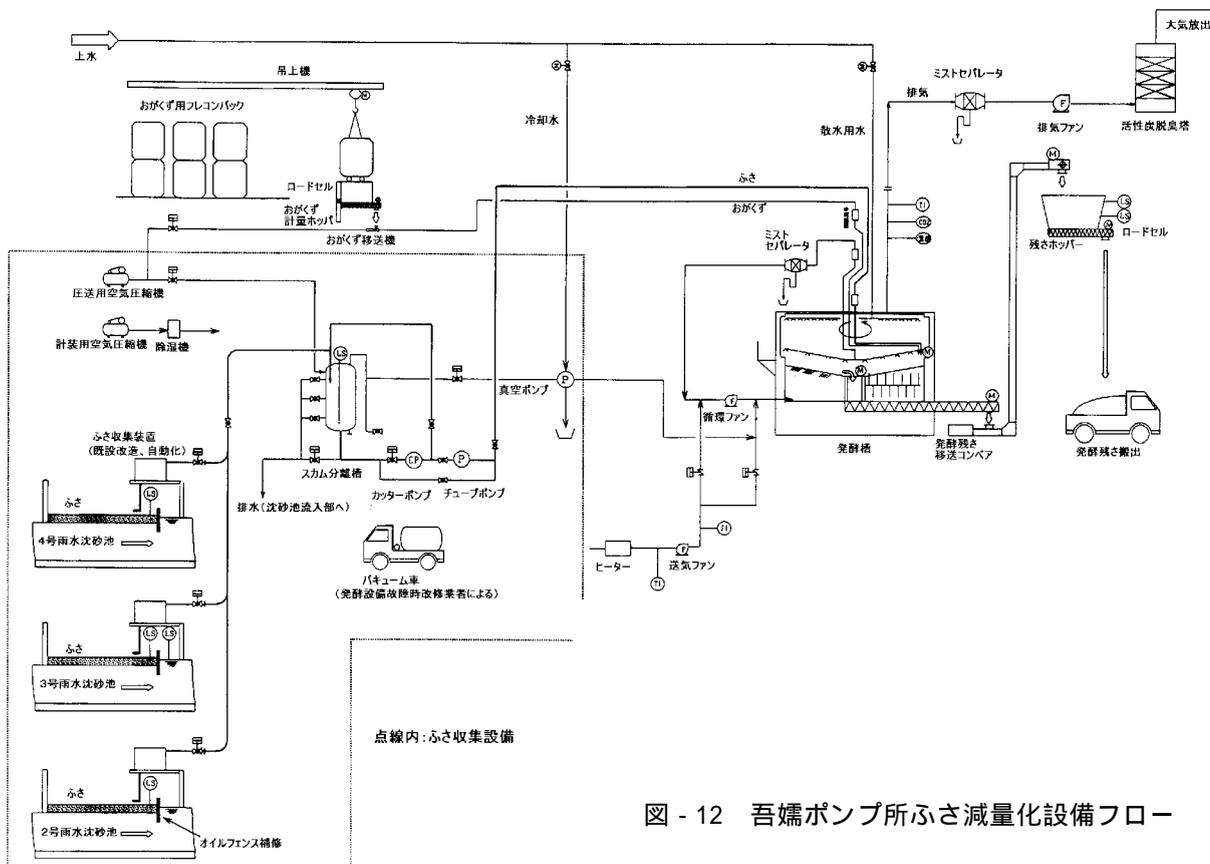


図 - 12 吾孺ポンプ所ふさ減量化設備フロー

投入するものである。各機器の概要を以下に示す。

1) ふさ収集装置

沈砂池からふさを吸引するための装置である。

既設ふさ収集装置を改造，自動化するものとする。

2) スカム分離槽

吸引したふさを分離するためのものである。

既設スカム分離槽を改造使用するものである。

3) 真空ポンプ

真空源としてバキューム車に変え真空ポンプを使用する。

真空ポンプの容量は現在使用しているバキューム車の風量 $20\text{m}^3/\text{min}$ より大きくし、 $26\text{m}^3/\text{min}$ (45kw) とする。

4) カッターポンプ

ふさに含まれる異物及び塊になっているふさを破碎するためのものである。ビニール類は発酵槽攪拌機に絡まり故障の原因になる。

5) ふさ投入ポンプ

ふさを発酵槽に圧送するためのものである。チューブポンプを採用する。

6) 圧送用空気圧縮機

ふさをスカム分離槽からふさ投入ポンプまで押し出すためのものである。

(2) 発酵設備

発酵槽，送気ファン，ヒーター等よりなる。ふさを効率良く発酵させ減量化させるためのものである。

(3) 脱臭設備

発酵槽，コンベア等から発生する臭気を捕捉し，脱臭するためのものである。

2.3.3 配置

図 - 13に配置図を示す。

2.3.4 運用

提案された設備を用いての運用を以下のよう定める。

沈砂池水路終端部のオイルフェンスでふさの流出を防ぐと共に，ふさをある程度貯めふさを厚くする。ふさを厚くすることで，より低い含水率でのふさの回収が可能となる。

1日1回程度，タイマーによりふさ回収

装置を起動し，ふさを回収する。ノズルの動きは自動化し，水路内を上下，左右，前後に移動するものとする。ノズルの高さ位置は，超音波式レベル計によって計測された沈砂池水位をもとに決定する。

ふさ分離槽の液位を検知し，ふさ分離槽が一杯になったところで吸引を停止する。吸引用として真空ポンプを新設する。

吸引したふさはスカム分離槽に貯留する。

ふさはそのままスカム分離槽で約1時間程度沈静させ，上部ふさ，下部排水に分離させる。排水は，ふさ分離槽の自動弁をタイマーで制御し，下部排水を水路へ戻す。

圧送用空気圧縮機を用いてスカム分離槽に圧縮空気を送り込み，ふさをふさ投入ポンプまで押し込む。押し込まれたふさは，ふさ投入ポンプの吐出圧で発酵槽へ送られる。ふさ投入ポンプのサクシオン側にはカッターポンプを取付け，異物を破碎する。

3. ふさ減量化システムに組込むために最適なふさ収集システムの提案

吾嬭ポンプ所における問題点を踏まえ，最善のふさ収集システムの提案を行う。

3.1 ふさ収集に関わる施設・設備の実態調査

(1) 現場調査

施設・設備の問題点を洗い出す目的に，雨水沈砂池から放流渠までの施設及びスカム除去設備の現場調査及び資料収集を行う。

(2) 現場調査結果

調査の結果，既設の沈砂池及びふさ収集設備について以下の問題点が見出された。

沈砂池が開放であり，臭気対策がなされていない。

晴天時は，沈砂池内の流速が遅く，ふさが流れて来にくい状態になっている。

ふさをせき止めているオイルフェンスの設置位置が高く，沈砂池の水位が低下した場合，オイルフェンスの下をふさが流れてしまう。

ふさ収集設備は自動化されておらず，経験を必要とする手動操作が必要である。

沈砂収集設備は自動化されておらず，経験を必要とする手動操作が必要である。

沈砂池に堆積したふさを粉碎する機構が無いため，固いふさの塊がそのまま流れていき，ふさ吸引の際の障害となる。

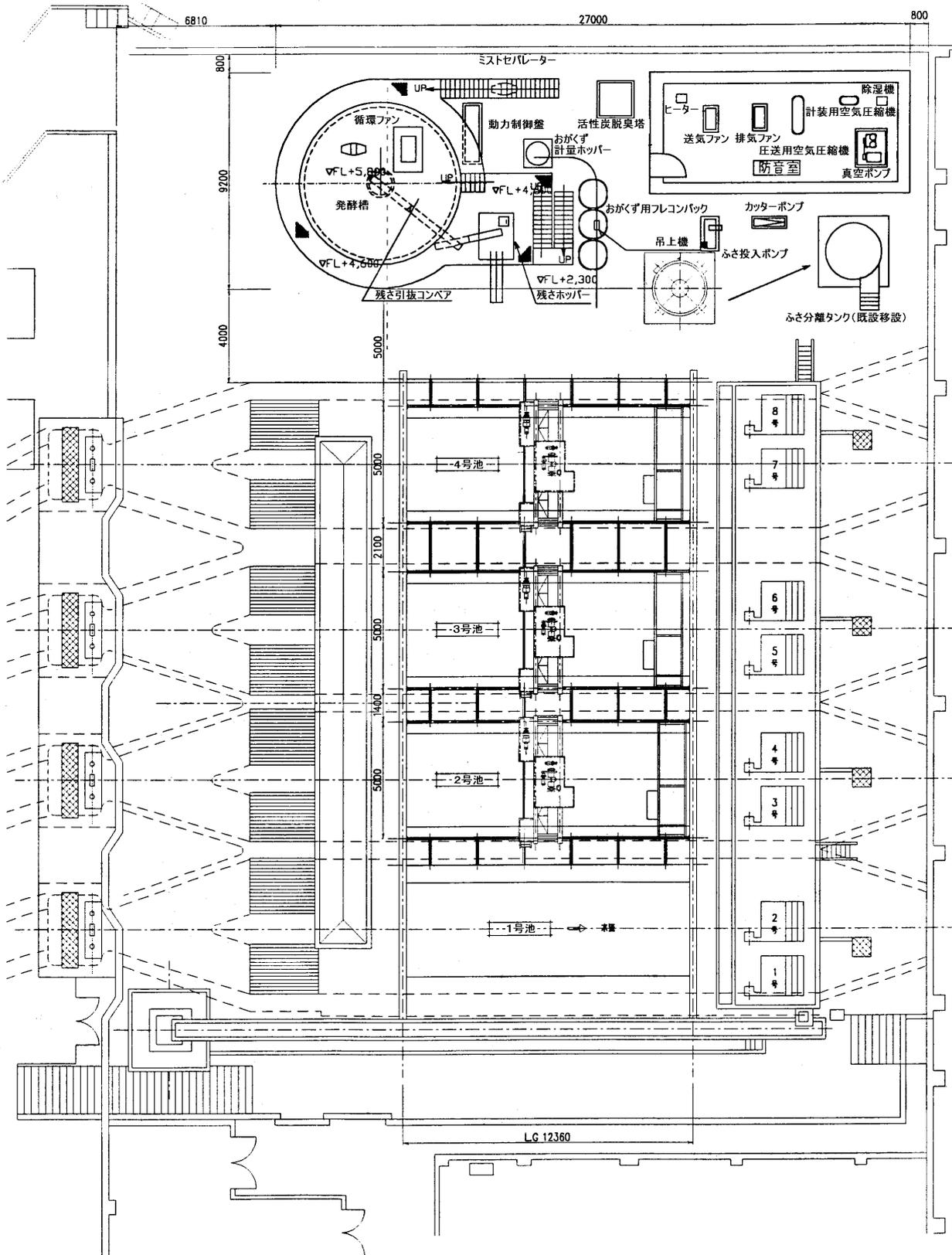


図 - 13 吾嬬ポンプ所ふさ減量化設備配置図

3.2 ふさ収集に関わる施設・設備の問題点に対する検討

沈砂池の臭気対策

覆蓋を設置し、臭気の捕捉をし易くする。

ただし、覆蓋設置の場合、既設のような走行横式式のふさ収集装置、及びジブクレーンによる揚砂はできなくなる。

晴天時における沈砂池内の流れの改善

沈砂池を汚水沈砂池と雨水沈砂池に分ける。汚水池の池幅は狭くする。

汚水池を分離することで、常時汚水の流入する池を限定できる。流速があがり、ふさが流れやすくなる。

沈砂池のふさのせき止めの改善

オイルフェンス位置の変更により調整することでふさの流出は防げる。

ふさ収集設備の自動化

ろ格機と波動式スカム破砕機及びノズル昇降式スカム吸引装置による自動化を図る。

沈砂収集設備の自動化

低圧集砂ノズルによるかき寄せ + 揚砂ポンプによる自動化を図る。

ふさの粉砕

沈砂池流入部にろ格機を設置し、スクリーンを通ることによりふさの塊を無くす。掻き揚げたふさは移送の際の障害を防ぐため、スクリーンに取付けた簡易な回転式の破砕機で粉砕する。

3.3 運用

3.2による検討結果に加え、以下のような運用を行い、最善のふさ収集を図るものとする。

沈砂池を汚水沈砂池と雨水沈砂池とに分ける。

雨水沈砂池の池幅は5 m程度とするが、汚水沈砂池は、ふさの回収を容易にするため、また、流速を速くするため、2 m程度とする。

雨水沈砂池は、雨天増水時のみ使用する。

晴天時は汚水沈砂池のみ使用し、雨水沈砂池は水を抜いておく。

雨水沈砂池の沈砂は晴天時、低圧集砂装置及び揚砂ポンプで排出する。

雨水沈砂池のふさは、雨天時においてはオイルフェンスで流出を防いでおき、晴天時において沈砂と一緒に低圧集砂装置及び揚砂ポンプを用いて排出する。

汚水沈砂池の沈砂は雨水沈砂池と同様に低圧集砂装置を用いるが、雨水沈砂池のように

池を空けることができないため、汚水沈砂池は三池設け、内一池は汚水沈砂池沈砂排出時の予備とする。なお、予備の汚水沈砂池は雨水沈砂池としても使用が可能である。

3.4 設備フロー

3.2及び3.3を全体としてまとめ、ふさ減量化システムに組込むための最適なふさ収集システムの提案として、設備フローを図 - 14に示す。

4. まとめ

本調査は、平成9、10年度に共同研究を行った「高温好気性菌を活用したふさ減量化処理技術の開発」で示されたふさ減量化設備を実用化するための最適なふさ収集システムの検討を目的とし、ふさ収集設備のシステム化に関する各種検討、ふさ減量化システムに組込むために最適なふさ収集システムの提案、の二つを行った。

(1) 既設ふさ収集設備のシステム化に関する各種検討

ふさ収集設備の現状の把握を行い、ふさ吸引ノズルの動き、ふさ移送方法、沈砂池の水位（ノズルの高さ位置決定のため）及びふさ堆積状態（ふさの堆積状態に合わせた自動運転のため）の検知方法、ふさ性状、の4点を自動化のための問題点としてあげ、調査検討を行った。

ふさの吸引ノズルの動きは、簡易な動きにて効率的な収集が可能であり、ふさの移送方法は、チューブポンプと空気圧縮機を組み合わせることで確実な移送が可能であった。

ふさ収集ノズルの高さの位置決めのために行う沈砂池の水位の把握は、超音波式レベル計にて対応可能であった。

ふさの堆積状態の計測は誤差が生じるため、ふさ収集の自動運転は堆積状態によらず、タイマー運転によることとした。

ふさの性状は、含水率の変動以外は減量化に適したものであった。

これらの結果をふまえ、ふさ収集システムに必要な機器構成及び、既設施設との取り扱いについて検討を行い、最適なふさ減量化システムの提案（図 - 10）を行った。

(2) ふさ減量化システムに組込むために最適なふさ収集システムの提案

吾嬬ポンプ所におけるふさ収集に関わる施設・設備の現状の把握を行い、沈砂池の臭

気対策，晴天時における沈砂池内の流れの改善，沈砂池のふさのせき止めの改善，ふさ収集設備の自動化，沈砂収集設備の自動化，ふさの粉碎，が必要であることを見出し，それぞれの改善策をあげた。

この改善策を前提に，ふさ減量化システムに組込むために最適なふさ収集システムの提案(図-12)を行った。

5. おわりに

本調査において，ふさ減量化施設の実用化に向けた検討手順が成立されたものと考えており，吾嬬ポンプ所以外におけるふさ減量化においても，本調査の検討手順の活用が期待される。

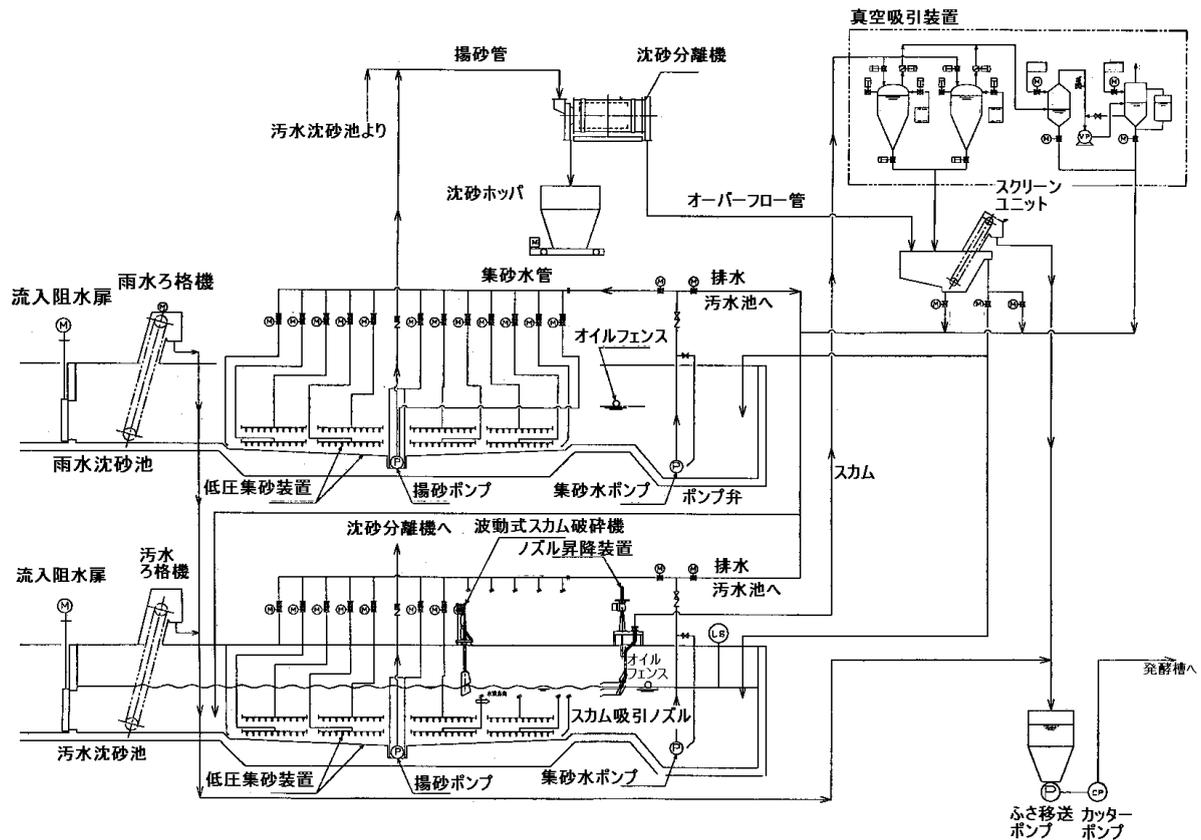


図 - 14 ふさ減量化設備フロー

2 - 4 ポンプ軸受の無注水化に関する研究開発

施設管理部 施設保全課

本研究開発は、ポンプ設備の軸受部に必要不可欠である冷却水をなくし、水槽、配管、水循環ポンプ等の冷却装置を不要とする無注水化を図ることで、ポンプ設備の使命である揚水機能の信頼性を向上させる目的で実施した。

実施にあたっては、今後の主たるポンプとなり、かつ条件の厳しい先行待機型ポンプを対象に、注水冷却に代わる軸受構造の研究、実用化のための基礎的な研究、これらの研究結果を元に軸受の製作、試験、工場内試運転を経て、フィールドテストによる最終実験と、検証を局とポンプメーカー3社で共同研究を行った。

その結果、3社共、気中、排水、エアロックの全運転状態において、耐久性、振動、衝撃等に対して、十分耐えうる無注水軸受の開発に成功した。

実用化にあたって、既設先行待機ポンプは改良工事等で軸受を取替えるなどで無注水化が可能となる。

また、冷却装置に係る機器点数削減分、保守が緩和され、新規設備については同装置に要するコスト縮減の効果がある。

2 - 4 ポンプ軸受の無注水化に関する研究開発

施設管理部 施設保全課

石塚雄二郎，樋田靖弘（現労働経済局）

1．はじめに

都市部の気温が周辺地域よりも上昇するヒートアイランド現象による都市型豪雨と、都市化の進行に伴う地面への雨水浸透率の低下が相乗して、雨水は急激かつ大量に下水管に流入し、ポンプ所のポンプ井水位が急上昇するため、早急な雨水排除が課題となっている。

下水道局では、局地的集中豪雨における雨水排除の信頼性を向上させるため、雨水がポンプ所に流入する以前から運転が可能な先行待機型ポンプの導入を積極的に図っているところである。

この先行待機型ポンプを含む揚水ポンプを運転するためには、電力と軸受を冷却するための冷却水が必要不可欠である。電力は、ポンプ設置台数に見合う非常用発電設備の設置により確保することができるが、冷却水は、循環ポンプ、水槽、配管類等の冷却設備を別途設け、冷却水を外部から注水しなければならない。雨天時に震災が発生すると、断水による事故や水槽、配管の損傷による冷却水圧力の低下による事故が懸念され、このような冷却システムの事故が即揚水ポンプの運転の障害につながる。事実阪神・淡路大震災に冷却システムの障害が発生し、ポンプ所の機能喪失を生じた例がある。

日本の首都としての機能を持つ東京都が、浸水により機能が停止すると、日本に大きな影響を与える。よって被害を未然に防止するために、軸受の外部注水を省略し、揚水機能の信頼性を更に向上させることが大きな課題となっていた。このため 軸受の無注水化について民間3社（クボタ、日立製作所、西島製作所）と共同研究を実施し、このほど実用化に成功したので、ここに報告する。

2．先行待機型ポンプに無注水軸受を導入する意義

下水道局では、雨水対策事業の一環として先行待機型ポンプを順次導入している。この先行待機型ポンプの運転パターンは、ポンプ内に水がない状態で運転する気中運転、水と空気が混合した状態で運転する気水混合運転、水を揚水する排水運転、またインペラ下部側の水が落ち、インペラ上部側に水が残留するエアロック状態などで、これらが連続して移行することによって、水位にとらわれないフレキシブルな運転を可能にしたポンプである。しかし、気中運転で過熱された軸受は、気水混合運転により急冷されたり、各運転パターンに移行する際に振動が生じるなど一般のポンプと比較して過酷な運転が強いられる。このような運転においても信頼性のある無注水軸受が開発できれば、ポンプ全般の信頼性に寄与することができる。

3．共同研究の概要

本共同研究は、先行待機型ポンプを主体に他のポンプにも適用できる無注水型軸受の開発をテーマに局とポンプメーカー3社で研究を行った。軸受はポンプの性能に係るメーカー独自のノウハウ的要素を持つ主要部品である。このため、画一的な開発を避け、各社個別の研究開発とした。

4．研究期間

平成10年8月～平成12年3月

5．研究のポイント

- (1) 気中運転性能：1時間の気中運転、またはエアロック運転による温度上昇に耐えること。

- (2) 熱衝撃性能 : 気中運転と排水運転の急激な温度変化が繰り返されても破損しないこと。
- (3) 強度・靱性 : エアロック運転や締切運転時の過大振動による衝撃にも破損しないこと。
- (4) 耐摩耗性 : 土砂等の混入に対しても十分な耐摩耗性を有すること。

6. 研究内容

6.1 A研究(クボタ)

(1) 研究方針

- 1) 本研究開発の目標
無注水で使用できる軸受を、材質からのアプローチにより開発する。
- 2) 目標とする軸受性能
 - ア. 気中運転性能: 1時間の気中運転あるいはエアロック運転による温度上昇に耐えること。
 - イ. 熱衝撃性能: 気中運転と排水運転の急激な温度変化が繰り返されても破損しないこと。
 - ウ. 強度・靱性: エアロック運転や締切運転時の過大振動による衝撃にも破損しないこと。
 - エ. 耐摩耗性: 揚水時の土砂等の混入に対しても十分な耐摩耗性を有すること。

(2) 研究内容と結果

- 1) 構造の研究 (図6-1-1)
 - ア. 注水冷却に代わる軸受構造
自己潤滑性の高い軸受材料を採用し、潤滑装置などの不要な、シンプルな構造とした。
 - イ. 衝撃・片当りを緩和する軸受構造

先行待機型ポンプは排水運転とエアロック運転の移行時に衝撃荷重が発生し、また締切運転やエアロック運転時は内部流れの乱れにより衝撃荷重が作用すると想定され、次の対策を採った。

- (ア) 強度、靱性の高い材料を採用する。
- (イ) 軸受をゴム緩衝材で弾性支持する。
(熱硬化による緩衝機能劣化を防ぐため、耐熱性の高いフッ素ゴムを使用。)

2) 材料の研究

軸受の最重要課題は摺動性であり、軸受とスリーブの材料選定が大きく影響する。従って、まず要素試験で軸受およびスリーブ単体の材料を絞り、次に組合せ試験で材料の相性を調べた。

ア 要素試験による材料評価

(ア) 軸受材料では以下の材料の評価を行った。

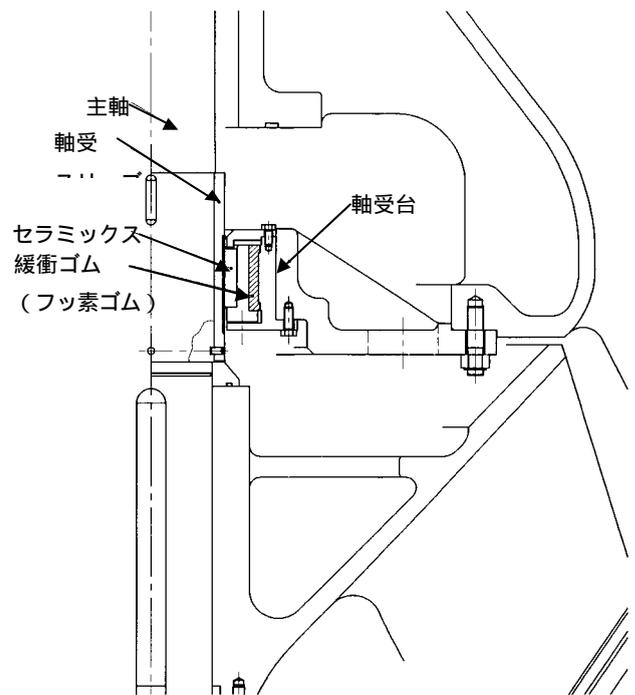


図6-1-1 構造図

表6-1-1 軸受材料の単体評価

軸受材料	強度試験	熱特性試験	摩耗試験	摺動試験	総合評価
窒化けい素 (Si ₃ N ₄)					
窒化けい素 + 10%BN					
炭化けい素 (SiC)					
炭化けい素 + オイル含浸					
ほう化チタン (TiB ₂)					

評価: 優れる 普通 やや劣る

(イ) スリーブ材料では以下の材料の評価を行った。

表6-1-2 スリーブ材料の単体評価

スリーブ材料		強度試験	摩耗試験	摺動試験	総合評価
従来材50%W ₂ C					
製法改良材40%W ₂ C+10%WC					
固体潤滑材	Co+20%炭化物				
	Co+50%Cr系潤滑材				
固体潤滑材 + 炭化物	Co+10%炭化物+10%固体潤滑材 (BN)				
	Co+20%炭化物 +10% 固体潤滑材 (BN)				
	Co+20%WC+40%Cr系潤滑材				
	Co+10%炭化物+10%BN+20%WC				
	Co+10%炭化物+10%BN+20%Cr系				

評価： 優れる 普通 やや劣る

イ. 組合せ試験による相性評価

(ア) 各種試験結果

表6-1-3 組合せ材料の評価

軸受材料	スリーブ材料	スラリー試験	ドライ試験	ポンプ試験	総合評価
窒化けい素 (Si ₃ N ₄)	50%W ₂ C			×	×
窒化けい素	製法改良材40%W ₂ C+10%WC				()
窒化けい素	20%炭化物			×	×
窒化けい素	10%BN + 20%炭化物			×	×
窒化けい素	10%BN+10%炭化+20%Cr系				
窒化けい素	10%BN+10%炭化+20%WC			×	×
窒化けい素	50%Cr系		×	-	×
窒化けい素	40%Cr + 20%WC系			×	×
窒化けい素+10%BN	10%BN+10%炭化物	×	×	-	×
ほう化チタン (TiB ₂)	製法改良材40%W ₂ C+10%WC				
炭化けい素 (SiC)	50%W ₂ C				
炭化けい素	製法改良材40%W ₂ C+10%WC			×	×
炭化けい素 + 油含浸	製法改良材40%W ₂ C+10%WC				

評価： 優れる 普通 やや劣る

注1 製法改良材：スリーブ表面硬度処理は、通常、溶射、溶接肉盛り工法によるが、本製法は、HIP（熱間等方圧加圧法：高温、高圧下で処理する製法）法を採用した。

注2 WC：タングステンカーバイド

注3 BN：窒化ほう素（潤滑性能を向上させる添加材料。）

注4 スラリー試験：スラリー試験装置により、5000PPMのスラリー水を用いて耐摩耗性を試験した。

注5 ドライ試験：摺動試験装置を用いて、ドライ状態で回転させ、摺動性を試験した。

注6 ポンプ試験：モデルポンプを用いて、組合わせ試験を行った。

(イ) 実機サイズ軸受による性能評価
各種試験のうち、総合評価の()
3種類の材料組合わせで、実機サイズ軸受(265)を製作し、テストを実施した。その結果 軸受：窒化けい素 Si_3N_4)、軸受スリーブ：40% W_2C + 10% WC、()が最も良い結果となり、これをフィールドテスト用軸受材料として採用するものとした。また、フッ素ゴムによる緩衝構造とした。

3) 実稼働による性能研究

ア. 実機ポンプの仕様

対象機場 : 新川ポンプ所
口 径 : 1500mm
吐 出 量 : 280m³/min
全 揚 程 : 19.5m
回 転 数 : 365min⁻¹ (SI単位)
出 力 : 1240kW

イ. 試験の結果と分析

(ア) フィールドテスト開始前の工場内
運転試験運転中は異音等無く順調であり、軸受温度も最初の60分の気中
運転で約100 (許容値200)におさまっており、分解点検結果でも軸受表面状態には異常なく、十分継続
使用に耐える。

(イ) フィールドテスト

約1年間のフィールドテストを行った。総運転時間は約30時間、一回あたりの最長運転時間は約5時間であった。気中・排水・エアロックの全運転状態を通して、軸受温度は40 以下におさまり極めて安定した運転であった。

分解点検した軸受スリーブの摺動痕は通常の許容範囲内の軽微なものであり、軸受にも特に異常はなく、安定した運転状態であった。

(ウ) フィールドテスト終了後の工場内 運転試験

フィールドテストでの気中運転時間は最長10分程度と短かったため、再確認として工場で長時間の気中およびエアロック運転(最大2時間)を行った。運転中および分解点検の結果では特に異常はなく、十分に耐える。

ウ. 試験結果

この結果から、同条件で10年経過した状態を以下のように推測する。

(ア) 表面粗度の変化

ドライ状態の割合が高い条件で行ったフィールドテスト後の工場内試験運転でも問題なかった。

(イ) 軸受スキマ寸法の変化

軸受内径および軸受スリーブ外径は一年間のフィールドテストならびに試運転を通してほとんど変化していない。このことから、今回のフィールドテスト以上に土砂を含んだ水でも問題ない。

(ウ) 割れ等の発生の可能性

軸受・軸受スリーブに割れが生じるのは過度の軸受面圧によるものであり、原因は主軸の曲がり、回転体のアンバランス、羽根スキマへの異物混入などが想定される。しかし開発した軸受は材料面、構造の働きによりそれらを回避できる。

(3) ポンプ設備の無注水化に関する展望

1) ポンプ主軸受の実用化

完成した無注水軸受は、構造と材料の研究によりコンパクトな形状のまま目的を達成している。従って立軸ポンプの従来構造を大きく変更することなく、この成果を今後計画される先行待機型ポンプに適用し展開することができる。

さらに、既設先行待機型ポンプも一部部品を取り替えることにより、この成果を反映させることができる。

2) 電動機の無注水化

電動機を無注水化できる条件は、ポンプのスラスト軸受を電動機で支持しないということである。最近ではポンプでスラスト軸受を支持する方式がとられているため、電動機の無注水化が可能である。しかし、雨水ポンプの高揚程化・大容量化が進む中、大容量電動機の空冷化の開発が必要になる。

3) スラスト軸受の無注水化

中型ポンプまでの軸スラストはポンプの転がり軸受で支持するので、発生熱量は少なく自然空冷で対応可能である。しかし高揚程化・大容量化が進むに従い、軸受はスラストパッド(滑り軸受)方式

となるため一般的に冷却水を必要とし、無注水化のための技術向上が必要である。

- ア．材料面：パッドを特殊樹脂化することで対応を図る。
- イ．構造設計技術：構造のコンパクト化・シンプル化を図ることで全体的な発生熱量を下げる。
- ウ．冷却技術：強制空冷により無注水化を図る

4) 軸封装置の無注水化

- ア．ラビリンスシール方式
現状ではほとんどの雨水排水ポンプに適用可能である。
- イ．メカニカルシール方式
先行待機型ポンプの場合、完全なドライ運転状態が1時間程度続く可能性がある。清水を溜める形のメカニカルシール方式であれば現在においてもほぼすべてのポンプ仕様に対応可能である。潤滑水（あるいは潤滑油）を貯留せず、長時間（1時間程度）運転可能なメカニカルシール開発が望まれる。

(4) 総合評価

先行待機型ポンプにも使用できる「無注水軸受」を開発することは、信頼性を向上させるとともに建設コストの縮減、および保守性の向上などに効果があると思われるが、多くの難しい技術課題を含んでいた。しかし本共同研究では、それにチャレンジし、材料面と構造面からのアプローチで無注水軸受を開発できた。さらに設備全体の完全無注水化についても近い将来実現可能である。

(5) 開発構造

図6-1-2参照

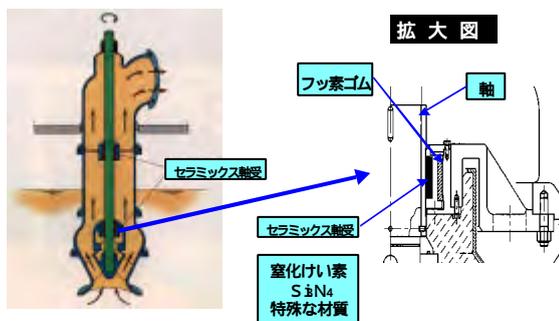


図6-1-2 開発構造図

6.2 B研究（日立製作所）

(1) 研究方針

ポンプ軸受の無注水化を実現するためには、まず主機であるポンプの軸受無注水化が必要である。特に最近の雨水ポンプは、先行待機が主流になりつつあり気中運転を伴う先行待機型ポンプにも適用できる無注水軸受の開発を課題として研究を行ってきた。

ポンプ軸受の無注水化方法としては、大きく分けて次の2方法が考えられる。

- 1) 軸受に適した新素材（セラミックス、樹脂等）の開発・適用
ドライ摺動・発熱を伴う気中運転、軸受のラジアル荷重（軸に対する直角荷重）が大きく軸受負荷が増大する気水混合運転、並びにポンプ揚水の異物が軸受部周囲におよぶ通常の排水運転、いずれの場合においても運転可能な無注水軸受材料を開発し、実機適用を可能とするもの。

- 2) 軸受の無潤滑防止構造の技術開発・適用
従来から使用している立軸形ポンプ用無注水軸受の弱点は、先行待機運転時の気中運転に長時間耐えられないことである。この為、軸受を常に潤滑液に浸しておく構造技術の開発を行い、実機への適用を可能とするもの。

上記2つの方式をもとにアイデアを出し、実現性のある無注水化方法と諸元比較を表6-2-1「ポンプ軸受の無注水化方法」に示す。ポンプ軸受の無注水化方法は同表に示した如く6種類の方式が考えられる。各方式とも一長一短があるが、本研究では3のセラミックス軸受（潤滑液貯留式）の研究に取り組む事にした。

取り組みにあたっての留意事項は次のとおりである。

- ア．軸受材料の実績重視
軸受材料としては、種々の取扱い液でも耐摩耗・耐食性に優れ、長寿命のセラミックス軸受の採用。
- イ．セラミックス軸受の気中運転対応として、セラミックス軸受を潤滑液に浸しておく構造の採用
- ウ．不揮発性潤滑液の採用

貯留液としては、一般的には水を用いる。しかし、水の場合にはポンプを長期間休止すると、蒸発により貯留液が必要量が保たれているかとの心配が出

表 6 - 2 - 1 ポンプ軸受の無注水化方法

大分類	小分類(方式)	方式の説明	軸受機能	寿命	腐食	市場性	保守性	価格	総合評価
材料	1 特殊セラミックス軸受 (潤滑材含浸など)	セラミックス軸受への潤滑材含浸など							
	2 新素材軸受 樹脂 特殊ステンレス鋼	気中運転を含め軸受機能を持った新素材							
機械要素と構造	3 セラミックス軸受 潤滑液貯留式	軸受を常に潤滑液に浸しておく							
	4 メカニカルシール (保護管内貯留式)	従来ポンプの保護管下部にメカニカルシール、上部を開放							
	5 メカニカルシール (保護管内水密封式)	従来ポンプの保護管内をメカニカルシールで密封							
	6 玉軸受(シール構造付)	玉軸受を用いシール構造を追加し軸受内部へのポンプ取り扱液の浸入を防ぐ							

(評価) : 優れる : 普通 : 劣る

てくるため、貯留液としてポンプ揚水液より液の比重が大きい不揮発性液を採用することとした。

エ．軸受ならびに軸受部全体材料に市場性があり、保守性に優れていること。

3) 開発仕様

以上の方針のもと、定めた開発仕様は次のとおりである。

適用ポンプ口径：3000mm

軸 受 周 速：4.79m/s

(標準シリーズ化の最大値)

気中運転時間：60分

潤滑液の飛散：軸受機能が満足できる
潤滑液の確保

軸受温度、油温：70 以下

軸 受 寿 命：10年以上

選定した軸受無注水化技術を「回転油槽方式セラミックス軸受」と称し以下ステップで研究を進めてきた。

ア．構造の研究

イ．材料の研究

ウ．実用化のための基礎的な研究

エ．フィールドテスト

また、実機に適用していくための問題点等についても検討し、口径 3000 mmクラスまで適用可能であることを確認した。以下、研究成果を要約する。

(2) 構造の研究

注水方式に代わる軸受構造として、潤滑

水を外部から供給せずポンプ揚水により水中軸受を潤滑、冷却するセラミックス軸受がある。しかし、先行待機型ポンプでは、揚水のない気中運転、つまり、潤滑、冷却水がない状態で長時間運転されるため、その間軸受はドライ摺動となり、現在適用しているセラミックス軸受構造を適用することはできない。この先行待機型ポンプ用無注水軸受の対応として、セラミックス軸受を回転油槽で囲み、油槽内に特殊潤滑油を溜めておき、気中運転時にも冷却水を必要としない回転油槽方式セラミックス軸受構造を見出した。

(3) 材料の研究

通常運転時の揚水中のスラリ - による耐摩耗性能、摺動特性が技術課題であった。

この問題を解決するために

1) 耐摩耗試験

2) 摺動特性試験

を実施した。この試験結果から、回転側スリーブに超合金(WC)、軸受にセラミックス(SiC)が最良であることを確認した。

(4) 実用化のための基礎的な研究

構造の研究で見出した軸受構造をコンポーネント(軸受要素の模擬試験)試験装置にて確認試験を行い、ポンプ運転上問題ないことを確認した。

確認事項は、

1) 回転油槽方式セラミックス軸受構造の特殊潤滑油貯留効果の確認。

ポンプ揚水中（実機ポンプと同様に回転油槽の回りに所定流量の水を通水）を模擬したコンポーネント試験の結果、回転体停止後の油面は軸受下端から33mmの位置であり、開発目標値である軸受下端から15mm以上の潤滑油が確保されており、構造については問題ないことを確認した。（図6-2-1参照）

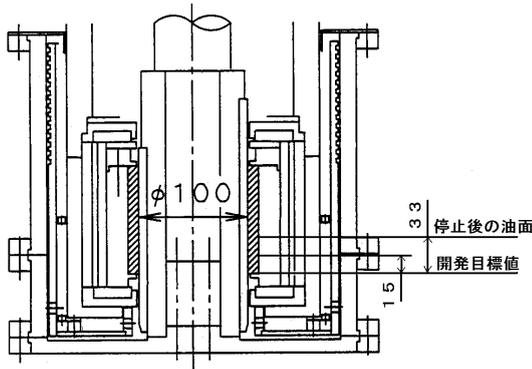


図6-2-1 開発構造図

2) 水より比重の重い不揮発性の特殊潤滑油の温度上昇確認。

気中運転を模擬したコンポーネント試験の結果、運転前の油温が36 の条件にて、60分運転後の油温は69.5 で、ほぼ許容値の70 近くまで上昇したが、これを超えるまでには至らなかった。

3) 軸受の摺動性、耐荷重性、耐久性。

確認方法は、平面同士の供試材組合せで摺動試験ができる円筒端面形試験装置を用い、潤滑材は水道水と特殊潤滑油の2種類について実施した。周速は平均周速を5 m/sに一定に保ち、軸受荷重を段階的に増加させることによって摺動性を把握した。軸受荷重は、特に上限を決定せずに軸受荷重を徐々に上昇させ、軸受温度、摩擦トルクが急上昇する時点まで試験することとした。試験の結果、摺動特性、耐荷重性の点で特殊潤滑油が水道水より優れていることが確認できた。

耐久性について、軸受径500mmの軸受を用いて、異物雰囲気中で200時間の耐久試験を行った。条件は、軸受面圧を0.2MPa(2 km/cm²), 土砂含有量は0.5wt%とした。軸受周速は遅い方が軸受摺動面の水膜が形成されにくく、摺動特性が不利であることから、低周速の2.6m/sに保った。

その結果、軸受、およびスリーブの表面粗さは、200時間後の表面粗さが試験前とほぼ同等であり、耐摩耗性に優れていることが分かった。一方、スリーブ材の試験前表面粗さは、200時間経過しても試験前とほぼ同等であった。

このことから、セラミックス軸受、スリーブは機能上問題となる摩耗を生じていないことから、耐久性の点で問題がないことが確認できた。

(5) フィールドテスト

実用化のための基礎的な研究で確認した回転油槽方式セラミックス軸受に、特殊潤滑油を入れ実機に搭載し、机上検討、実用化のための基礎的な研究で出きれない問題点がないかを確認した。フィールドテストは、東京都下水道局千住ポンプ所で実施した。

フィールドテストポンプの仕様は次のとおりである。

口径	: 1200 mm
形式	: 先行待機型立軸斜流
吐出し量	: 210 m ³ / min
全揚程	: 5.2m
回転速度	: 250min ⁻¹ (SI 単位)
原動機出力	: 250kW IM
軸受形式	: セラミックス軸受(回転油槽方式)
軸受径	: 160 mm

1) 確認事項は下記のとおりである。

- ア. 軸受温度、油の温度
- イ. 回転油槽内への砂、異物混入時のセラミックス軸受、スリーブの耐久性

2) 先行待機型ポンプの実運転確認

運転時間の内訳は、

気中運転	: 21分
気水混合運転	: 21時間 52分
排水運転	: 15分
エアロック運転	: 1時間 8分

3) フィールドテスト結果

フィールドテスト中の各部温度については以下のとおり許容値内であり、問題ないことを確認した。

- ・ポンプ試運転時
 - 気中運転で 21分運転。
 - 軸受温度: 最高約 34 (許容値: 100)
 - 軸受部油温: 最高約 34 (許容値: 70)
 - メカニカルシール摺動部温度:
 - 最高約 44 (許容値: 100)
- ポンプ運転中は、異音等なく問題ないこ

とを確認した。

・排水運転時

軸受温度：最高約 38（許容値：100）

軸受部油温：最高約 34（許容値：70）

メカニカルシール摺動部温度：

最高約 44（許容値：100）

軸受への異物の付着状況については、吐出しエルボ部のマンホールカバーを取り外し、上部軸受部外観を観察した。軸受外部への異物の付着等見られず問題ないことが確認できた。

フィールドテスト約 2 4 時間における表面粗さの変化について、スリーブは最大で $0.75 \mu\text{m}$ 、軸受は最大 $0.6 \mu\text{m}$ であった。寿命を摩耗の点から予測すると、セラミックス軸受およびスリーブの摩耗が比例的に進むと考えると約 11,600 時間であり、年間運転時間 1000 時間で 11 年以上の寿命がある。

また、緩衝ゴムは NBR（ニトリルゴム）で 120 までの耐熱性能を有する。

NBR は、従来からカットレス軸受の材料として実績のあるゴムで、経年劣化、熱的劣化に対し、10 年以上は十分寿命がある。

以上の研究により、軸受への注水なしで先行待機型ポンプの運転が可能な軸受構造を検討し、実用化のための基礎的な研究、フィールドテストを行い実機ポンプへの適用が可能であることを確認した。

(6) ポンプ全体の無注水化に関して

ポンプ全体を無注水するには、軸受のみではなく軸封についても同様に無注水化する必要がある。軸封についても貯留形とし、その構造は、セラミックス軸受の場合と同様に回転油槽を設け、油槽内に平面シールリングを設けた構造としている。本シールについても、フィールドテストを行い、実機ポンプへの適用が可能であることを確認した。

実機に搭載した軸封の仕様は次のとおりである。

シール平均直径： 190

平均直径部周速：2.5m/s

シール部圧力：0.05Mpa

フィールドテストの結果、実用化に当たって問題ないことが確認できた。

(7) 総合評価と展望

今回の共同研究をとおして、軸受の無注水化を中心にポンプ機場全体のシステムとして無注水化が可能となり、ポンプ所の大幅な信

頼性の向上が図られたと考える。

(8) 開発構造

図6-2-2参考

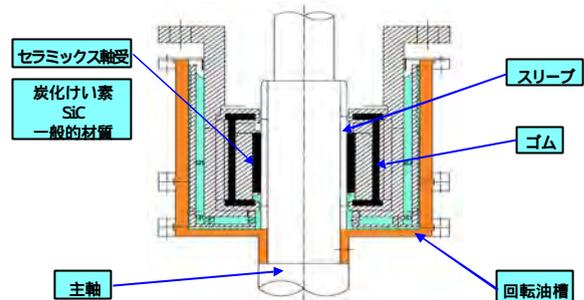


図6-2-2 開発構造図

6.3 C 研究（西島製作所）

(1) 研究方針

ポンプの無注水軸受として通常使用されるセラミックス軸受のドライ運転時間は10分以内とされている。これを先行待機型ポンプに応用できるように、長時間の連続ドライ運転を可能とするための技術的手段としてポンプ内循環方式を採用した。

一般的に大型ポンプには油潤滑スラスト軸受が設けられ、またシャフト軸封装置には通常、注水冷却が必要となる。ポンプ軸受を無注水化してもこれらの装置に注水するならば、目的としている冷却水配管設備の廃止が完全には達成されない。従ってコンセプトは、ポンプ軸受だけでなくポンプ装置全体の完全な無注水化機能の実現である。

(2) システムの概要

1) シャフトを保護している保護管の上部および下部を軸封装置により密封し、伝熱管兼貯水管として機能させ、ポンプに付設する自動調圧装置とで閉水路を構築する。その閉水路に貯えられた潤滑液をシャフトに設けた循環用インペラにより循環させると、ポンプ主軸受、軸封装置およびスラスト軸受などに発生する熱は伝熱保護管からポンプ揚水や気中に放熱される。このためポンプ外部からの注水は不要で、無注水でポンプの運転ができるシステムである。

2) 自動調圧装置には調圧ベローズを設けてあり、潤滑液はポンプ揚程より圧力が多少

高くなっているため、ポンプ揚水が潤滑液に混入することはなく、また潤滑液の漏れがない。

(3) 特長

- 1) 既存の大口径・高揚程ポンプも簡単に改造・適用できる。
- 2) ポンプ水槽が空でポンプの気中運転が長時間必要な場合、その時間制限がない。
- 3) 運転停止期間中に潤滑液が蒸発または漏れが生じても貯留量を十分に設計しているため、潤滑液が不足することはない。また、簡単な潤滑液給水装置なのでそのメンテナンスも容易である。
- 4) 潤滑液は閉水路を循環するので軸受が砂などの異物により損傷することがない。
万一、揚水中の砂などが混入しても強制的に循環されストレーナで除去される。
- 5) ポンプ主軸受、軸封装置およびスラスト軸受などに発生する熱は伝熱保護管からポンプ揚水に放熱されることにより、潤滑液の温度上昇を低く抑えてあるので、潤滑液の劣化がない。

(4) 要素技術，決定した仕様および構造
本研究の目的は次の要素技術を検証し，構造の実用性を確立することである。

1) 要求される要素技術

以下に要求される要素技術とその内容を示す。

表6-3-1 要素技術と内容(300mmモデルポンプ)

要素技術	内容
空気冷却クーラ容量，貯留タンク容量	温度上昇 < 60
自動調圧ベローズ	ポンプ吐出圧力への追従性能
潤滑液循環の循環用インペラ	テフロン軸受循環流量の確保
テフロン軸受	軸受の信頼性
メカニカルシール	メカニカルシールの信頼性

表6-3-2 300mmモデルポンプ試験結果
(温度上昇および性能試験)

試験方法	試験結果	
	潤滑液：水	潤滑液：プロピレングリコール
気中運転試験	運転時間 2 時間 40 分で潤滑液温度 14 から 25 に上がった。最高使用温度は 80 であり 55 の余裕がある。	運転時間 2 時間で潤滑液温度 14 から 25 に上がった。最高使用温度は 80 であり 55 の余裕がある。
ポンプ性能試験	潤滑液圧力がポンプ吐出圧力に追従することを確認した。循環インペラによる主ポンプ効率低下は約 8% となった。これは小口径ポンプのため循環用インペラ動力の主ポンプ軸動力に対する割合が大きいからである。	
先行待機運転モード試験	運転時間約 1 時間で潤滑液温度 13 から 24 に上がった。最高使用温度は 80 であり 56 の余裕がある。(エアロック運転時)	運転時間約 1 時間で潤滑液温度 14 から 24 に上がった。最高使用温度は 80 であり 56 の余裕がある。(エアロック運転時)

表 6-3-3 300 mmモデルポンプ試験結果のまとめ

項目	試験結果
自動調圧ベローズ	ポンプ吐出圧力に対応して潤滑システム圧力が自動的に変化した。
循環用インペラ	テフロン軸受の必要潤滑流量を満足する事ができた。
メカ漏れ量	全容量 94.5 に対して 1 時間あたり 0.13 L であった。また貯留タンク容量は 67 L であるので、漏れ量は十分に小さくポンプ運転の安全に問題ない。
ポンプ振動	特別に大きくない事を確認した。
テフロン軸受	異常な損傷はなく、摩耗量は 1 μm 以下であった。
メカニカルシール	摺動端面には通常の摺動痕以外、顕著な損傷はなかった。

2) 決定した仕様および構造

シャフト保護管を貯留管として扱い先行待機運転時に潤滑液を確保するものである。シャフトに付けられた強制循環用インペラとシャフト上下の軸封装置からなることを特徴とする。また、潤滑液に汚水が混入することがないように自動調圧装置を付けて貯留管内の動圧がポンプ揚程より高くなるようにしている。従って、従来のカットレス注水のように外部からの注水設備がなくてもポンプ運転が可能なシステムである。

(5) 試験方法と試験結果（温度，摩耗状態等）

モデルポンプおよび要素試験により下記事項を検証した。

1) 試験方法

- ア．気中運転試験
- イ．ポンプ性能試験
- ウ．先行待機運転モード試験

上記試験をポンプ吸込み水槽の水位を調整することにより行った。ポンプ軸受潤滑装置の潤滑液は水およびプロピレングリコール水溶液（30%）の2種類を用いた。寒冷地では潤滑液の温度が氷点下になり、その凍結が心配される。従って、ここで潤滑液の一つにプロピレングリコール水溶液を選定したのは、プロピレングリコールが不凍液であり寒冷地での凍結防止剤として用いることができるためである。なおプロピレングリコールは水中モータポンプで凍結防止剤として多数の実績がある。

2) 試験結果

口径 300mmモデルポンプにより次の結果を得た。潤滑液の温度上昇とポンプ性能試験結果について以下の表にまとめる。

以上のモデル試験および要素試験結果から、本技術を実機ポンプに適用できること

が検証できた。

(6) フィールドテスト場所，運転状況，運転時間および結果

1) フィールドテスト場所

フィールドテストは東京都下水道局砂町水処理センター砂系ポンプ所にて実施した。フィールドテストに用いたポンプ仕様を表6-3-4にまとめる。また、循環ポンプの仕様を表6-3-5に示す。フィールドテストでは既設のケーシングがそのまま利用でき（改造および復旧の容易さ）、大口径で回転数が低くなり循環用インペラが大きくなるため効率が低下するという理由から、ポンプ主軸に循環用インペラを設ける代わりに、ポンプ主軸よりタイミングベルトを介して駆動する循環ポンプを設置した。なおフィールドテスト実施前に工場にて無注水軸受システムの確認試験を実施した。

表6-3-4 フィールドテストポンプ仕様

口径形式	1800mm先行待機型立軸斜流
吐出量	420m ³ /min
全揚程	20m
同期回転速度	300min ⁻¹ （SI単位）
電動機出力	1850kW
効率	85.5%

表6-3-5 循環ポンプ仕様

口径形式	32mm多段渦巻ポンプ
吐出量	6 m ³ /hr
全揚程	16.5m
同期回転速度	1500min ⁻¹ （SI単位）
電動機出力	0.75kW
効率	57.1%

表6-3-6 1800mmフィールドテストポンプ工場試験結果

項目	試験結果
熱収支（温度上昇）	3時間の気中運転後潤滑液の温度上昇は20 から24 の4 で安定した。継続した連続運転が可能。
自動調圧ベローズ	ポンプ吐出圧力に対応して潤滑システムの圧力が追従して変化することを確認した。
給水量	およそ1時間の先行待機運転中の潤滑液給水量は1L（積算値）以下であった。
潤滑液循環ポンプ	テフロン軸受およびスラスト軸受の必要潤滑流量を常に満足する事ができた。
ポンプ振動	気水攪拌運転（気水混合，エアロック）中も特別に大きな振動は発生しなかった。

2) 運転状況

フィールドテストポンプは無注水モードによる運転と、従来のシーリング水注水による運転を行った。平成11年5月の据付からおよそ2ヶ月間、従来のシーリング水注水モードで問題のない事を確認した後、平成11年7月22日に無注水モードに切替えた。

3) 運転時間

平成11年7月22日より平成12年3月13日までフィールドテストを行った。無注水モードによる運転時間はおよそ23時間12分である。

4) 結果

工場試験，フィールドテストの結果を以下に示す。

ア．工場試験結果

- (ア) 気中運転試験
- (イ) ポンプ性能試験
- (ウ) 先行待機運転モード試験

ポンプ吸込み水槽の水位を調整することにより行った。潤滑液は水を用いた。

イ．フィールドテスト結果

フィールドテストの結果を以下の表6-3-7に示す。

(7) 総合評価と展望

研究結果と総合評価のまとめとして、先行待機型ポンプの無注水化に関する研究開発を行い、ポンプ主軸受の注水が運転条件にならない技術が確立できた。無注水ポンプと従来品との品質との比較を砂系 1800mm 雨水ポンプのフィールド試験において改造した部品項目とカットレス軸受である従来品との比較を具体的に評価した。その結果、無注水ポンプは従来のカットレス軸受を使用したポンプに

比較して、メンテナンス期間が10年1回から15～20年1回となりポンプ本体の品質および信頼性が向上する。

無注水ポンプのポンプ本体価格は高くなるが、従来のポンプ所で必要としていた各種水槽、給水配管、フローリレー等の工事費用が不要になるため、ポンプ所建設のトータルコストは安くなる。またポンプ設備も簡素化され、ランニングコストも低減される。価格と技術を総合評価すると、次世紀のポンプ所は無注水化ポンプ機場になる事と推測される。

(8) 開発構造

図6-3-1参照

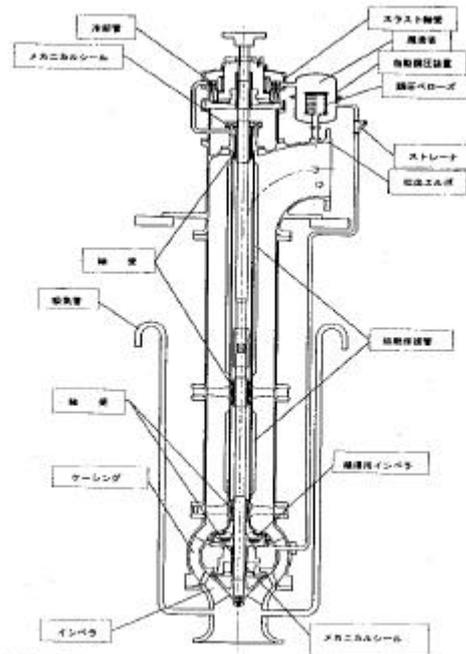


図6-3-1 開発構造図

表6-3-7 1800mm ポンプフィールドテスト結果

項目	試験結果
熱収支	空気冷却クーラは不要であることがわかった。
自動調圧ベローズ	ポンプ吐出圧力に対応して潤滑システムの圧力が追従して変化することを確認した。
給水量	無注水モード運転での潤滑液給水量は23時間12分で全体の貯水量1,515Lに対して39.2L(積算値)であり、1時間当たり1.69L(全体の0.11%)であった。また貯留タンク水量は約900Lであるので漏れ量は十分に小さくポンプ運転に問題はない。貯留タンク容量により無注水ポンプ運転時間が設定できる。
潤滑液循環ポンプ	テフロン軸受およびスラスト軸受の必要潤滑流量を常に満足する事ができた。
ポンプ振動	気水攪拌運転(気水混合、エアロック)中も特別に大きな振動は発生しなかった。
潤滑液水質	ポンプ軸受潤滑液の水質に劣化はなかった。

7. 各社の特徴

各社の特徴を表7-1に示す。

表7-1 各社の特徴

メーカー	クボタ	日立製作所	西島製作所
方式	ドライ軸受方式	回転油槽方式	ポンプ内循環方式
信頼性			
保守性			
軸受コスト	高	中	低
既存設備との対応性			
付帯設備	無	無	有

総合評価

各社それぞれ特徴があるものの、実用化に問題なし

(1) 信頼性

フィールドテストの結果、どの方式も格別問題なく、良い評価が得られた。

(2) 保守性

- A研究(クボタ)ドライ軸受方式：付帯機器が不用であるため有利。
- B研究(日立製作所)回転油槽方式：油量の残量確認に手間を要す。
- C研究(西島製作所)ポンプ内循環方式：冷却液量，調圧機能，循環ポンプ等の保守が必要。

(3) 軸受コスト

- A研究(クボタ)ドライ軸受方式：セラミックス材のなかで特殊な材質を使用しているため高価。
- B研究(日立製作所)回転油槽方式：セラミックス材のなかで一般的な材質を使用しているため普通。
- C研究(西島製作所)ポンプ内循環方式：セラミックス材より更に安価なテフロンを使用しているので一番安い。

(4) 既存設備との対応性

当局の大型ポンプ設備は電動機，スラスト軸受，水中軸受，封水装置に注水しているポンプ設備が多いが，最近の大型電動機やスラスト軸受，封水装置も無注水化の傾向にあり，これらとの組み合わせを考えると必ずしも表7のとおりではなく，現実的には，各ポンプ所等の実情に合う方式が選択できる。

8. 導入効果

導入にあたっての効果を表8-1に示す。

表8-1 導入効果

項目	既存ポンプ設備	無注水ポンプ設備
揚水機能の信頼性の向上	100	140
建設コストの削減	100	95
維持管理経費の削減	100	98
保守の軽減	100	90

(1) 揚水機能の信頼性の向上

ポンプ設備の故障要因が減少する。故障要因を故障情報システムで検証した結果，ポンプ設備全体の故障件数に対し，冷却システムの故障件数は約40%である。よってその分信頼性が向上する。

(2) 建設コストの削減

無注水軸受の単品コストは，従来の注水軸受より高価であるが，冷却設備(水槽，循環ポンプ，配管類，これらの電気設備)を建設するコストのほうが更に高価で，その差引き分が削減できる。

(3) 維持管理経費の削減

冷却設備を運転する電力と水道(水道はポンプ所のみ)料金が不要となる。

(4) 保守の軽減

処理場・ポンプ所設備保守点検基準により，ポンプ設備全体点検項目に対して，冷却システムの点検項目は約10%である。よってその分保守が軽減できる。

9. まとめ

先行待機型ポンプにおける軸受の無注水化技術の確立は，気中運転を伴うことや振動の問題からハードルの高い課題であった。各メーカーのノウハウ的要素から各社個別に研究することとなったが，その結果3方式の技術が確立され，当局のポンプ設備に対し，フレキシブルに対応できる結果となった。

本研究は，第1ステップと考えており，第2ステップは，この無注水軸受を広く実機に導入していくことである。第3ステップは，ポンプ設備の無注水化を図ることである。実機導入や現場調査等により今後更に高められるであろうポンプ設備の無注水化技術と，電動機などの空冷技術を合わせたポンプ所の無注水化が今後の課題と言える。

雨水排除の信頼性を高め，今後のポンプ所の管理体制を考慮した保守性の向上を目指して，各ステップを確実に実施する予定である。

最後に本共同研究の実施にあたり，新川ポンプ所，千住ポンプ所，砂町水処理センターを管理されている多くの方々にご多大なご協力をいただきました。深く感謝いたします。

参考文献

東京都下水道局施設管理部「ポンプ軸受の無注水化に関する研究開発」に関する共同研究報告書(平成12年3月)

2 - 5 遮集幹線における雨天時流入水調査

砂町水処理センター

合流式下水道の改善事業として、平成10年に大島、木場の両ポンプ所が遮集化され、当センターでは現在7割以上の下水を東陽・大島幹線から受水するに至っている。しかし遮集化により、処理区のポンプ所から排出される雨水の量が減少した一方で、遮集幹線から処理場に流入する下水の雨天時における水質、負荷量の変化が顕著となっている。

そこで本調査では降雨時間帯の全体を把握できた日の調査結果を基に、雨天時のSS流入負荷の時間変動ならびに流入総量を把握するとともに、日常試験との比較により、幹線内に堆積しているSSの流出特性についての解析を行った。

この結果、降雨時には高濃度SSの流入が6時間以上に亘って継続し、1日に約350 tのSSによる汚濁負荷の流入が確認された。また、晴天時には4日間で約100 tのSSが幹線内に堆積し、こうした堆積は半月程度継続することが明らかになった。

以上の結果を基に、今後は雨天時におけるSSの測定を連続的に実施し、降雨履歴と流入水質との関係を解析し、汚泥処理の平準化に向けた対策を検討していく予定である。

2 - 5 遮集幹線における雨天時流入水調査

砂町水処理センター 水質管理係

山本 央, 石井 秀俊

1. はじめに

合流式下水道の改善事業として、東京都の砂町処理区では平成10年度に大島、木場の両ポンプ所が遮集化され、当センターでは全受水量の79%（平成11年度実績）を東陽・大島幹線から受水するに至っている。

現在、合流式下水道の越流水対策としては、遮集化に加え雨水調整池、貯留管渠などを一時的な貯留施設として効果的に活用し、初期汚濁の越流を削減する方法が進められている。しかしながら、当幹線の雨天時流入水は降雨状況によって、初期汚濁の流入が長時間にわたり継続する場合があります。既存の貯留施設等の利用だけでは対処しきれない状況を生じている。すなわち、雨天時における初期汚濁の流出という従来の傾向とは異なった現象が起こり、こうした現象が当センターの水ならびに汚泥処理に深刻な影響をきたしている現状がある。

そこで本調査では降雨状況を把握できた日の調査結果を基に、雨天時におけるSS流入負荷量の実態を把握するとともに、年間にわたる日常

試験データとの比較検討により、遮集幹線におけるSS負荷の堆積・流出現象の解析を行った。また、雨天時流入水による水処理、汚泥処理への極端な一時的負荷を低減し、汚泥処理の平準化を進めていくために、雨天時における負荷量の推定についても検討した。

1. 施設の概要

1.1 東陽・大島幹線の概要

図 - 1 に砂町処理区の主要幹線図を示した。墨田区から江東区にかけて南下する墨田幹線に接続している大島幹線は、大島ポンプ所の分水堰で砂幹線からの合流下水を受水した後、木場、佃島方面から来る東陽幹線と合流し、東陽・大島幹線としてセンター内の東陽・大島ポンプ棟に到達している。従来は晴天時下水量（1Q）を超える量については構造上の問題から河川放流していたが、遮集幹線の敷設によって現在は30分の下水をセンターまで流下させることができる。

大島幹線の概略を図 - 2 に示した。

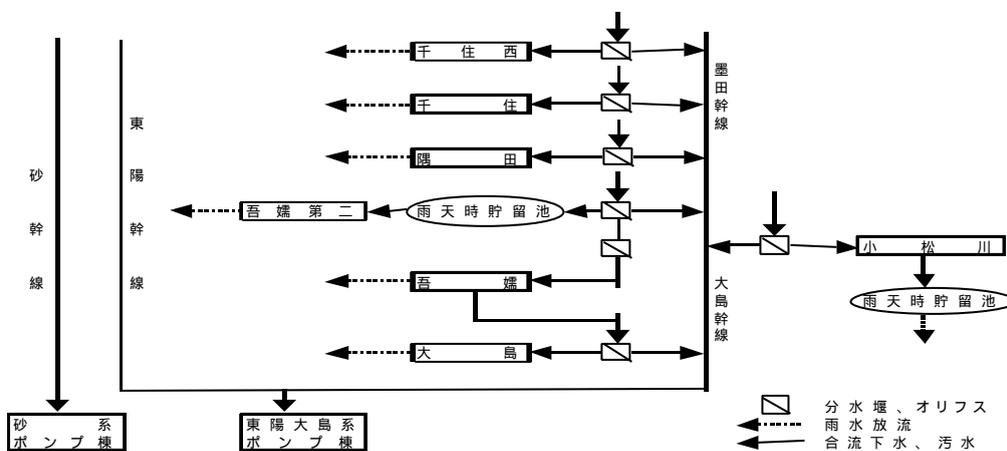


図 - 1 砂町処理区の主要幹線図

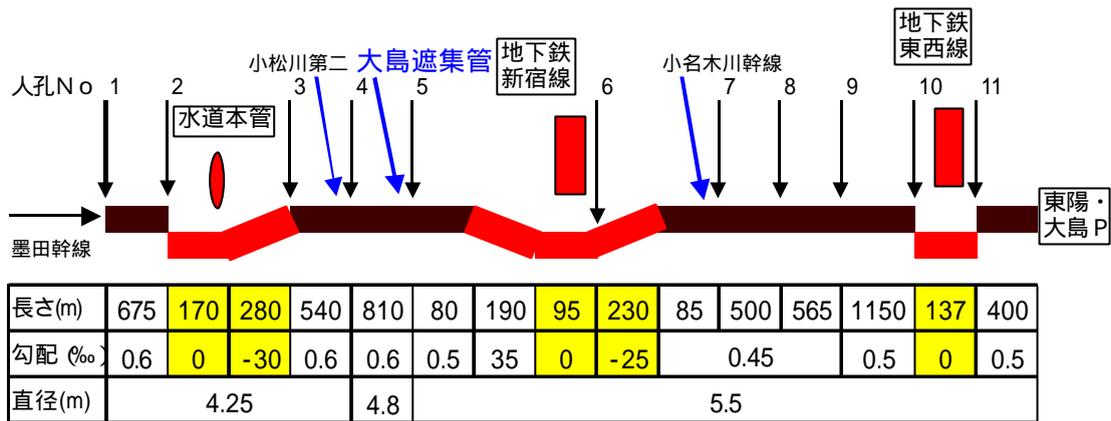


図 - 2 大島幹線の概略図

幹線の特徴としては、小松川第二ポンプ所手前の水道本管、大島遮集管接続後の都営地下鉄新宿線、営団地下鉄東西線による3つの大きな伏せ越しが存在することが挙げられ、その部分の伏せ越しの全長はそれぞれ450m、325m、137mとなっている。特に水道本管と地下鉄新宿線との交錯地点においては、最大 - 30%および - 25%の逆勾配があり、下水中のSS分などが堆積しやすい状況を形成している。

1.2 水処理施設の概要

当センターは東陽・大島幹線と砂幹線より受水を行っており、晴天時の日流入下水量は平成11年度平均で東陽・大島系統が約30万m³、砂系統が約10万? となっている。両系統から流入した下水は、場内の污泥処理施設からの返水などとともに混合された後、東陽系および砂系水処理施設に送水されている。

施設の雨天時における対応としては、時間あたり最大で約33,000m³の高級処理を行うとともに、それを超過した分については約30,000m³の雨水貯留池、さらに76,000m³の合流改善施設への貯留を行っている。なお、合流改善施設には東陽・大島系統からの下水を直接流入することはできない。また、平成11年度はカバーが一部にしか設置されておらず、悪臭対策の観点から合流改善施設の一部を使用していなかった。

2. 調査方法

2.1 調査日時

調査は、日中に降り始めた降雨で東陽・大島幹線からの受水量が増加し、流入水質に影響があると判断された時間帯について、流入水を適当な時間間隔で採水した。

なお、調査は大きく分けて二つの時期に実施した。

第1回調査は1Qを超える水量があり、さらに豪雨時の流入水質についてのデータを得る目的で行った。調査日時は平成11年10月27日と11月1日の計2回で、27日には総雨量73mm（時間最大15.5mm）、1日には59mm（時間最大14.5mm）の降雨が観測されている。

第2回調査は同様に1Qを超える水量があり、さらに約1ヶ月間にわたる流入水負荷量の降雨時履歴を追跡することを目的で行った。調査日時は平成12年3月16、23、28日、4月5、11日の計5回で、それぞれ17.5～29mmの降雨が観測されている。なお、調査が2日間に及んだ場合は、開始日を調査日として示している。

2.2 調査項目

分析項目は透視度、浮遊物質(SS)、CODを下水試験法に従って行った。また、運転記録から受水量を得て、各時間の流入固形物量（流入負荷量）を算出した。

3. 調査結果と考察

3.1 第1回雨天時調査日の水量収支

表 - 1に10月27日の水量収支を示した。

流入水量および高級処理水量は、降雨が認められた27日の10時から徐々に増加し始め、それに伴って11時から雨水貯留、13時から簡易処理放流、18時から直接放流を開始した。この日の降雨は、特に14時以降からの約6時間が非常に強かった。

また、1日も8時より流入水量、高級処理水量が増加し、これに伴って簡易処理水、雨水貯留量が増加していた。

表 - 1 第1回雨天時調査時(10月27日)の水量収支

単位:m3/時)							
時刻	雨量(mm)	東陽大島流入水量	総流入水量	高級処理水量	簡易処理水量	雨水貯留量	直接放流水量
9:00		12900	19900	20900			
10:00	2	17900	26100	26700			
11:00	1.5	26120	32860	31900		1600	
12:00	2	35760	38300	31800		8900	
13:00	2.5	35740	41000	31400	7400	14200	
14:00	5.5	52360	73500	29500	42300	19000	
15:00	4	59670	79300	29600	52800	18600	
16:00	8.5	70770	82500	29000	55200	18100	
17:00	13.5	80120	111900	29000	56200	35300	
18:00	15.5	80650	137300	29000	56300	65100	5280
19:00	14.5	99090	179500	29000	53400	66100	81130
20:00	3	88200	130800	29000	51300	66100	48540
21:00		72670	92500	28200	46600	66300	21120
22:00	0.5	56000	69400	28400	46400	64000	
23:00		32410	46300	26000	26100	61800	
0:00		30360	45100	25300	24600	59700	
1:00		26670	38400	24700	20100	53800	
2:00	0.5	19840	26300	28800	4100	47900	
3:00	0.5	43930	53900	29400	31300	42100	
4:00		42600	43200	28100	21700	36200	
5:00		29890	30600	27000	9900	30400	
6:00		11850	12500	19100	400	24600	

3.2 第1回雨天時調査

3.2.1 調査日の水質データ

表 - 2 に水質分析の結果を示した。27日のSSは、10時を境に増加し始め、12時30分に1073mg/Lでピークに達した後、一度減少し、15時30分には再び増加し始め16時にピークに達した後は減少していった。CODは、10時頃から上昇を

表 - 2 第1回雨天時調査の水質測定結果

時刻	10月 27日			11月 1日		
	透視度(度)	COD(mg/L)	SS(mg/L)	透視度(度)	COD(mg/L)	SS(mg/L)
8:00						410
9:00	3.5		158	1.5	230	775
10:00	3	137	318	3	147	405
11:00	3		238	4	82	260
11:30	1.5	240	790			
12:00	1.5		930	6	49	151
12:30	1.5		1073			
13:00	2	255	827	7	36	115
13:30	2		720			
14:00	2	225	675	11	27	73
14:30	2.5		580			
15:00	2.5	176	545	12	26	60
15:30	2		730			
16:00	2.5	168	830	15	22	53
17:00	4	73	303	15	26	46
18:00	4.5	72	232			
19:00	5	58	194			
20:00	4.5		316			

始め、13時に255mg/Lでピークに達した後、その後は増加することなく減少した。

また、砂分など汚泥中の無機分の指標となるSS/COD比は13時が3.2であったのに対し、16時では4.9に増加した。1日のSSは8時の時点で既に増加し始め、9時に775mg/Lでピークに達した後は減少していった。CODも同様に、9時に230mg/Lでピークに達した後は減少していった。

3.2.2 汚濁負荷流入量

図 - 3 に流入負荷量の経時変化を示した。降雨による水量増加が見られ始めた10時(27日)および9時(1日)を起点として、降雨経過時間との関係を求めると、SSに関しては27日が水量増加から7時間後、1日は1時間後に最大負荷量の流入がみられた。時間あたりの流入量が10t(晴天時の約5倍)を超えたのは、それぞれの日で約11時間および約5時間であった。降雨時間帯の総流入負荷量は27日が11時間で293t、1日が10時間で139tであった。CODについても最大負荷量が流入した時間はSSと一致しており、時間あたりの流入負荷量が晴天時の5倍を超えたのは、27日が5時間、1日が3時間であった。降雨時間帯の総流入負荷量は、27日が9時間で72t、1日が9時間で53tであった。

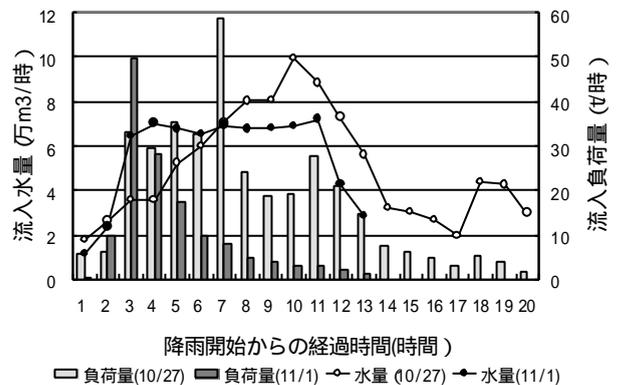


図-3 流入水量と流入負荷量の経時変化

27日の調査時間帯における総流入負荷量はSSで晴天時の約14倍、CODで約8倍となった。また、晴天時の5倍を超えるような高汚濁負荷の流入が、従来の初期汚濁に比べ長時間継続することを確認した。特にSSに関しては通常の初期汚濁よりも遅れてピークがあらわれ、時間あたりの負荷量が晴天時の日流入負荷量を上回ることがわかった。また、27日の流入負荷量はSS濃度がピークに達した12時(経過時間で3時間)よりも16時の方が高かった。13時以降はCODが減少

するのに対し、SSは再び増加し始め、SS/COD比が16時のピーク時において増加していたことより、大幅な水量の増加による新たな幹線内SSの流出が起こったことが推察される。通常、初期汚濁（下水管内の堆積物、道路表面の汚濁等）が流入した後は速やかにSSが減少するはずが、このように水量に比例した汚濁負荷の流入が見られたのは、東陽・大島幹線内には初期汚濁で考えられるよりも、はるかに多量のSSが堆積していることを示している。

1日の調査時間帯における総流入負荷量はSSで晴天時の約7倍、CODで約6倍となった。1日の時間毎の流入負荷量は27日に比べて低い値を示す事が多く、結果として総流入負荷量も低い値であったのは、27日に十分な掃流が行われたためと考えられる。

以上のことより降雨による掃流、晴天時流出等で幹線堆積量は変動すると考えられるが、東陽・大島幹線内には少なくとも300t程度のSSが堆積していたことが明らかになった。

以下、汚濁負荷量に関する記述については、雨天時における負荷量変動が著しく大きくCODとの傾向も酷似していたことより、SSを代表として示している。

3.2.3 幹線内堆積量

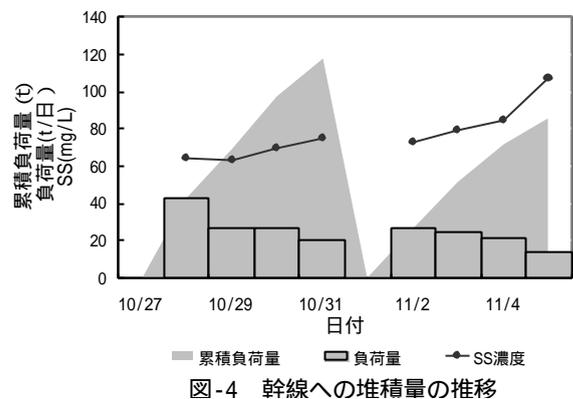
10月28日の翌日に測定したSSの濃度が、通常の流入水濃度と比較して極端に低下したこと、ならびに調査日の総雨量が相当量に及んだことから、27日の降雨は幹線内の堆積物をほぼ完全に掃流したと考えられる。それにもかかわらず1日には139tの新たなSSの流入があったことから、4日間でSSの再堆積が起こっていたことがわかる。再堆積がどの程度進行するかは、幹線内の堆積状況に依存すると考えられるが、このことは流入水のSS濃度を監視しておくことで推定することが可能である。

晴天時の平均濃度から流入水の濃度を差し引き、これと流入水量との積が幹線堆積量であることを基に、再堆積量を計算した結果を図-4に示した。

一日あたりの堆積量は降雨直後の28日で43tであったが、日数が経過するに伴って減少し、31日には一日あたり19tとなった。4日間の総堆積量は118tと推定される。同様に2日の堆積量は一日あたり27tであったが、4日目には14tに減少した。なお、4日間の総堆積量は86tと推定される。

両調査日以降で堆積速度に差がみられたのは、1日の降雨による掃流が不十分であったことに起因すると考えられる。予め幹線内に堆積物が残存している場合、降雨後初期の堆積速度は減少し、それに応じて流入水のSS濃度は増加する。

以上のことより、降雨によって幹線内からSSが完全に流出した場合、はじめの4日間で約120tが再堆積し、堆積の速さは降雨後初期が最大で一日あたり43t、降雨後4日目で約20tにまで減少することが推定される。



3.2.4 幹線内への堆積速度

次に、今回の調査結果と平成11年度の日常試験における流入水のSS濃度から幹線内におけるSSの堆積速度を推定した。連続して降雨の影響が無いと考えられる日を選び、その経過日数と堆積速度との関係を図-5に示した。

8月16日に始まる堆積は8日経過後も引き続いて継続しているが、一方で10月21日に始まる堆積は4日後には終了していた。その他の日の堆積は4日から8日の間に終了していた。10月27日、11月1日の堆積速度は8月16日と10月21日との間に位置する推移を示していた。

8月16日に始まる堆積速度の推移が1日目から45t/日と高い値であったのは、2日前に121mmの大雨があったために、10月27日と同様に幹線内のSSが多量に流出していたためである。このために4日目においても28t/日を超える堆積速度を維持していた。10月27日の堆積速度の推移は8月16日と12月2日の間に位置していることから考えると、堆積は7日後以降に完了することが推測される。堆積速度の経過に差があるのは、以前に降った降雨の場所や降雨強度等により、幹線内におけるSSの堆積場所や堆積

状況が若干異なることによると考えられ、より正確な堆積量を求めるには連続的な測定を行い、経時変化を基に推定していく必要がある。

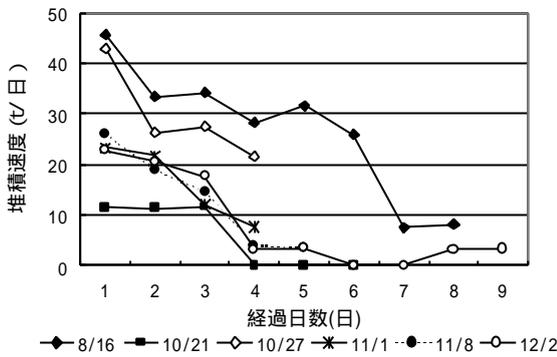


図-5 幹線内における堆積速度の推移

3.3 第2回雨天時調査

3.3.1 流入水の水質および負荷量

表-3に第2回雨天時調査における流入水質、および流入負荷量の結果を示した。

表-3 第2回雨天時調査時の汚濁負荷量

調査日	総雨量 (mm)	SS最大値 (mg/L)	()内は負荷が流入した時間	
			高負荷 継続時間 (時間)	総流入 負荷量 (t)
3月16日	19	1540	4	265 (9)
3月23日	24.5	1940	5	261(12)
3月28日	17.5	687	4	106(9)
4月4日	26.5	1080	3	172(11)
4月11日	29	1340	3	135(7)
10月27日	73	1073	11	293(11)
11月1日	59.5	775	5	139(10)

SS濃度の最大値は687～1940mg/Lであった。晴天時流入負荷量の5倍を超えるような高い負荷が継続した時間は、第2回調査の結果では3～5時間となり、第1回調査の11時間と比較すると短い結果となった。また、総流入負荷量は3月16日が最大で29 t /時、最小は3月28日で12 t /時であった。

10月27日は比較的高い負荷が11時間にわたって継続したのに対し、3月16日はそれよりさらに高い負荷が数時間の間に流入した。流入する負荷は降雨による水量の増加によって変化すると考えられる一方で、両日は総流入負荷量および時間あたりの流入負荷量には差が見られなかった。幹線からの流出過程は降雨状況や先行降雨によって一様ではなく、細かな推移を解析していく必要があるが、結果として東陽・大島幹

線には300 t程度のSSが堆積することが再確認された。

3.3.2 雨天時における流入負荷量の履歴

第2回雨天時調査における流入負荷量の経日変化を図-6に示した。グラフ上で、横軸と平行に引いた点線は晴天時の平均流入負荷量を示している。また、堆積速度を折れ線で示した。

約1ヶ月の調査期間中に総雨量が10～30mm程度の降雨が5回観測され、全ての降雨時において晴天時平均負荷量を超える流入SS負荷の増加を確認した。この中で最も流入負荷量が高かったのは、3月16日の調査時で約300 t、最小の3月28日においても約130 tの流入がみられた。

流入負荷量は水量の増加に依存しやすいと考えられるため、降雨状況、流入水量ともに傾向が酷似した3月16日と3月28日には同程度の負荷が流入することが予想された。しかし、流入負荷量は16日の方が明らかに高い結果となった。これは先行降雨状況が両日では大きく異なっており、実際に16日以前にまとまった降雨がみられたのは約1ヶ月前であったことからわかる。堆積速度の推移からみても、28日は直前の堆積速度が30 t /日以上で、SSがまだ堆積途中であったことが明らかであり、こうした状況下で降雨時流出が起こったとしても、流入負荷量はそれほど大きくならないことが予想される。

以上のことより雨天時の流入負荷量は、水量および先行降雨の状況と関係のある幹線内堆積量によって決定されることが示唆された。

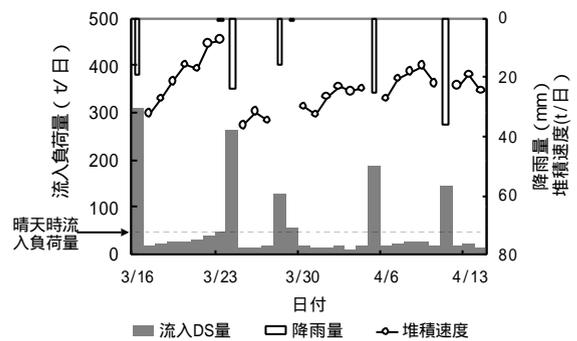


図-6 流入負荷量の経日変化

3.4 雨天時流出負荷量の推定

管渠には晴天時を中心にSSの堆積が進行し、それらは降雨時の水量増加による掃流、あるいは逆に水量の低下による幹線内への再堆積によって一連の堆積過程を形成している。水量増加

に伴う雨天時流出は、特に東陽・大島幹線のよ
うに幹線の規模が大きく、堆積しやすい箇所が
幾つもある場合は、処理場の汚泥処理に対する
負荷を変動させる大きな要因となる。

一方、降雨時における流入水の負荷は、3.3.2
の結果によれば、水量とその時の幹線堆積量に
依存し、堆積量が多いほど雨天時に流入する負
荷量は増大する傾向がある。そこで、ある降雨
から次の降雨までの間に幹線に堆積した負荷
量を、堆積速度の推移から求めることによって、
降雨時の流入負荷量を推定した。流入負荷量、
幹線内堆積量、水量間の関係については、下水
管渠等からの汚濁流出に一般的に用いられてい
る負荷量流出モデル（土研モデル）式を参考にし
、定数は既知のものを用いた。

3.4.1 負荷量流出モデル式およびパラメータ
流入負荷量の計算には、以下の式を用いた。

$$L = C \cdot P^m \cdot Q^n \cdot (Q - Q_c) \cdot \dots \cdot *$$

- L：流入負荷量 (g/s)
- C：負荷流出係数（晴天時の平均水量と平均
負荷量などから算出）
- P：幹線内堆積負荷量 (g)
- Q：流入水量 (m³/s)
- Q_c：晴天時限界水量 (m³/s)

3.4.2 流入負荷量の計算結果

図 - 7 に計算結果を示した。

指数値に関しては実測値 - 計算値間の相関係
数が高く、残差が小さくなるものを採用した。
そのためここでは、mを1.03、nを1.17として
計算を行っている。この結果、表 - 4 に示した
とおり総流入負荷量のずれは、全ての調査日で
実測値の20%以下となった。

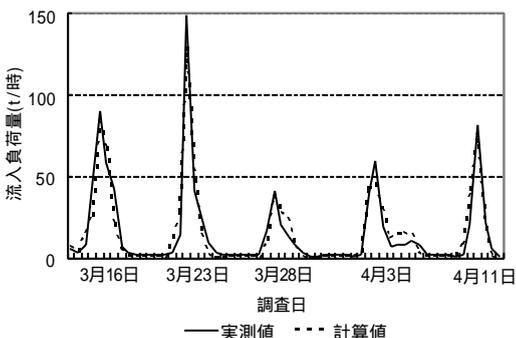


図-7 各調査時のシミュレーション結果

図 - 6 に示した負荷量の履歴を参考にする
と、3月23日直前の流入負荷量は晴天時の平均
負荷量と同程度になっており、堆積速度も
6 t / 日であったことから、幹線内における
堆積はかなり進行していることがわかる。ま
た、16日には300 t の流入があったが、その
翌日の堆積速度は32 t / 日であった。これは、
降雨直後の堆積速度を示した図 - 5 から考え
て、降雨による幹線堆積物の完全な流出時(8
月16日、10月27日) に比べて開始時の堆積速
度としては低くなっている。よって、幹線内
には堆積速度の推移から求まる130 t に加え
て、完全な流出時とこの日の堆積速度の差に
相当する100 t 程度の堆積物があらかじめ存
在していたと推測される。これらのことを考
慮して、23日における降雨直前の流入前堆積
量は250 t として計算を行っており、他の日
に関しても同様な考え方をしている(表 - 4)。

図 - 4 推定結果一覧

	流入前 堆積量 (t)	総流入負荷量 (t)		相関係数
		実測値	計算値	
3月16日	300	265	234	0.94
3月23日	250	250	245	0.98
3月28日	125	106	114	0.93
4月3日	200	166	186	0.92
4月11日	200	135	155	0.95

図 - 8 に実測値と計算値の相関関係を示した。
計算値と実測値の相関係数は個々の調査では、
表 - 4 に示した通り0.92 ~ 0.98の範囲で、全体
としても0.92の高い値を示した。実際は雨天時
においても堆積物以外の晴天時流出があること
から、実測値が高い値を示しやすいといえる。
このことに反して差がみられた原因については、

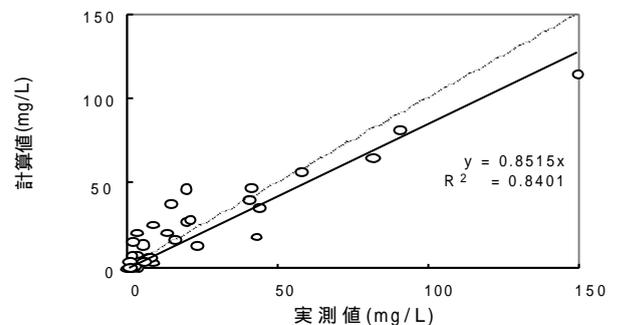


図 - 8 計算値と実測値の相関

初期の幹線堆積量を決定する際に負荷量堆積速度から推定した概算値を用いたこと、実測値に用いたSSの値が1時間毎の測定値であったこと、あるいは伏せ越し構造が多数存在する幹線の持つ構造上の問題である可能性も考えられる。しかしながら、さまざまな誤差要因が想定される中で、水量と幹線内堆積負荷量の推移から流入負荷量を予測するという意味では、ある程度有用な情報を得られたといえる。また、今後は降雨量と流入水量の関係を求めることによって、降雨予報を得た時点での流入負荷量の推定が可能になっていくであろう。

雨天時流入水による汚泥処理への負荷を平準化させていくために、幹線内に存在する堆積物量の推定が有効であるが、一方でこうした状況が遮集幹線に由来する現象であることも確認しておく必要がある。東陽・大島幹線の場合、水道本管や地下鉄等の地下構造物との立地関係上、逆勾配箇所が存在する伏せ越し構造は不可欠である。しかしながら、下水管は水道管やその他の管とは異なり、汚濁物を流下させる役目を持っており、こうした構造をとる場合には汚濁物の堆積に対処できることが必要となってくる。大島幹線にはこうした伏せ越し構造が大きいものだけで3ヶ所も存在するため、処理場の運転（フラッシング等）で対応することは不可能である。

4. まとめ

本調査において東陽・大島幹線からの流入水に関して、以下のことが明らかとなった。

大雨による水量増加時には、従来の初期汚濁に比べ高負荷の下水（晴天時の5倍以上）が11時間にわたって継続して流入し、総量で293 tのSS負荷の流入が明らかになった。また、このことから幹線には最大で300 t程度のSS負荷が堆積することがわかった。

幹線へのSSによる再堆積は降雨後初期が最大で一日あたり43 t、4日目でも約20 tの割合で進行し、4日間で約120 tが堆積した。

負荷量履歴の追跡によって、雨天時流入水の負荷量は降雨時の水量と幹線内負荷堆積量に依存しており、このことに基づいた雨天時流出負荷量の推定を行った結果、実測値との間には比較的よい相関（ $r=0.92$ ）が得られ、特に流入総量には差がない結果を得た。

5. 今後の展望

雨天時流入水の汚濁負荷は、降雨時の負荷量履歴によってある程度推定できたことから、今後はそれに基づいた雨天時対策を行っていく必要がある。

具体的な今後の検討課題としては、高い負荷が見込まれる時間帯を予測した雨天時貯留池の効果的活用、降雨時の流入負荷予測を基にした汚泥処理施設の平準化等が挙げられる。

2 - 6 多摩川上流処理場汚泥脱水機運転状況調査

流域下水道本部技術部 設計課

本調査は、ベルトプレス脱水機において凝集剤添加率が脱水性、汚泥含水率等に与える影響を調査すると共に、食品廃棄物の汚泥凝集機能について調査を行い、脱水機の効率的な運転管理手法に関する資料を得ることを目的に実施した。

(調査概要)

- 1 ベルトプレス脱水機の重力脱水ゾーンにおける凝集汚泥のろ過状況(ろ液発生量)と凝集状態の良否の関係について調査した。
- 2 ろ液発生量を測定する方法として、光センサーを用いたろ液検出器を開発した。
- 3 ろ液検出器で得られた吸光度(光がろ液により減水する量)と凝集剤添加率の関係から、凝集剤制御プログラムを作成し、凝集剤を自動制御する運転調査を行った。
- 4 食品廃棄物のおから粉末、大麦かすについて汚泥凝集機能に関する調査を行った。

(調査結果)

- 1 凝集状態の良否は重力脱水ゾーンにおけるろ液発生状況を把握することで判定できることがわかった。
- 2 本調査で開発したろ液検出器は、ろ液発生状況をリアルタイムで検出できることが確認できた。
- 3 検出器の吸光度はろ液量に比例し、ろ液量は凝集剤添加率、汚泥凝集状態の良否と関係があることが判明した。

上記の結果から凝集剤自動制御プログラムを作成し、運転調査を行った結果、本制御プログラムは、凝集剤の経済的な使用範囲で安定した制御性を示すと共に、従来の方法で凝集剤を設定した場合と比較すると、凝集剤使用量を8%削減できる結果が得られ、有効な制御プログラムであることがわかった。

尚、食品廃棄物の脱水調査に関しては、おから粉末、大麦かす共に、実験機においては、凝集機能、含水率改善効果を確認できたが、運転調査では、良好な結果が得られなかった。

2 - 6 多摩川上流処理場汚泥脱水機運転状況調査

流域下水道本部 技術部設計課（現：南部管理事務所）

田辺 直

1. はじめに

20世紀の最終段階を迎え、下水道設備を取り巻く技術は後世に残すべく革新と集約が行われている。過日行われた地球温暖化防止京都会議においても二酸化炭素の排出規制が大きな課題として扱われた。下水処理全般と温室効果ガスの関連は、我々下水道に携わる関係者にとって避けて通れないいくつかの課題を抱えている。汚泥処理に当てはめてみると、現在、流域下水道本部では汚泥の処分は100%焼却化を進めているが、焼却で発生する二酸化炭素の排出は直接的な関係があるといえる。そのため、汚泥処理については効率的な濃縮、脱水処理を行い、汚泥の減容化や有機凝集剤の適正化を図るなど維持管理を向上させることが、地球温暖化防止に貢献できるものと思われる。

このような背景のもと、汚泥に対する凝集剤の添加率が脱水性およびケーキ含水率に与える影響を調査し、汚泥脱水機の効率的運転を行うための技術を確立するとともに、維持管理業務に与える諸資料を得るための調査委託を行った。

その結果、汚泥脱水機(ベルトプレス脱水機)の重力脱水部における「る液流下状態」を、光を用いたセンサで監視することにより、従来運転管理で最も懸念されていた「サイドリーク現象*」を起こすことなく、安定した凝集剤の添加状態を維持できる手法を見いだすことができ、脱水機の制御方法を開発することができたので報告する。

*サイドリーク現象：凝集不良を起こした場合、ベルトプレス脱水機のろ布から汚泥が流れ出す現象をいう

2. 目的

本調査は、多摩川上流処理場に設置されている脱水機を用いて、汚泥に対する凝集剤の添加率が脱水性、含水率に与える影響などの調査を行い、脱水機の効率的運転、維持管理業務の改善を図るための技術資料を得ることを目的とする。

3. 調査場所

- (1) 場所
東京都下水道局 多摩川上流処理場
- (2) 所在地
東京都昭島市宮沢町3-15-1

4. 調査期間

自 平成11年10月
至 平成12年1月

5. 調査項目

汚泥脱水機の脱水性に関する以下の調査を行う。

- (1) 脱水機運転状況調査
- (2) 凝集剤自動制御技術の確立に関する調査
- (3) 制御プログラムの実運転調査
- (4) 凝集剤の汚泥凝集機能に関する調査

6. 調査対象脱水機

調査対象脱水機は、5 - 1号機を用いて行った。

脱水機仕様及び能力

脱水機の仕様を表 - 1 に示す。

表 - 1 脱水機仕様及び能力

項目	ベルトプレス型
ろ布幅	有効幅 3.0m
付属装置	凝集装置、電動機給油装置
汚泥の種類	混合汚泥
汚泥の濃度	2.0～4.0%
薬品添加率	DS当たり、0.8%以下
ろ過速度	130kg / m・h
脱水ケーキ含水率	78%以下
SS回収率	97%以上

7. 調査方法

7.1 脱水機運転状況調査

(1) 重力脱水部におけるろ液発生量と凝集剤添加量の関係について

汚泥供給量一定で、凝集剤添加量を変化させ、重力脱水部で発生するろ液量をろ液検出装置で測定する。

凝集剤添加量一定で、汚泥供給量を変化させ、重力脱水部で発生するろ液量をろ液検出装置で測定する。

(2) 凝集剤添加量とケーキ含水率の関係について前項の調査で発生する汚泥ケーキを採取し、含水率を測定する。

(3) 脱水機運転時の電気信号データを外部パソコンに収集する 収集するデータは以下のとおりである。

ろ液量測定値
供給汚泥流量
凝集剤流量

7.2 脱水機の凝集剤自動制御技術の確立に関する調査

(1) ろ液量検出装置の機能及び精度に関する調査を行う

悪環境下における耐水、耐塵性
発光ダイオードの寿命について
検出装置のメンテナンス性

(2) 制御因子の選定と制御パターンの確立

運転状況調査で得られたデータの解析を行い、制御因子の選定と制御パターンを確立する。

(3) 制御因子を選定し、その制御パターンを基に、凝集剤自動制御プログラムを作成する。

る。

7.3 制御プログラムの実運転調査

作成したプログラムによる脱水機の実運転調査を行い、プログラムの妥当性を確認し、制御装置の汎用性の調査を行う

7.4 凝集剤の汚泥凝集機能に関する調査

凝集剤の汚泥凝集機能を向上させる方法等について調査する。

8. 測定方法に関する基礎調査

8.1 着目項目

ベルトプレス脱水機の重力脱水部においては、凝集汚泥の状態によって、ろ布から流下する「ろ液量」が変化することに着目し、この重力脱水時の「ろ液流出状態」を測定することによって、凝集状態を把握する方法を検討した。

(1) 測定方法

流下する流量を測定する方法には、升あるいは堰で測定する直接測定法、光あるいはレーザー光などによって測定する間接測定法などがある。本調査では、使用する機器は、腐食ガス、汚泥による汚染など劣悪な環境のなかで用いることを考慮し、維持管理が容易な間接測定法を選択した。

(2) センサの選定方法及び測定原理

間接測定法のなかで、価格と寿命を考慮した結果、光センサが最も好ましいと判断した。センサは光の発光部と受光部で構成される。この受発光部間に光を遮るものが存在すると、その物質によって光は吸収又は反射され、残りが受光部に到達する。この吸収された光の量を「吸光度」の値に換算して用いる。従って、ベルトプレス脱水機においては、重力脱水部のろ布の幅方向両端に発光部と受光部を設置すると、ろ布から流下するろ液量が多ければ光の大部分はろ液に吸収されて受光部に到達するが、ろ液量が少ない場合は吸収されずに大部分が受光部に到達する。

センサは、汎用性と費用効果を考慮して、レンズ付き光ファイバーケーブルを用いた赤色発光ダイオードを選定した。

8.2 基礎調査

8.2.1 ろ液流出特性

汚泥に対する凝集剤の添加率を変化させて重力脱水ろ液量の経時変化を調査すると次のようになった。

(1) 試験要領

汚泥に対する凝集剤の添加率を変化させて重力脱水ろ液量の経時変化を調査すると次のようになった。

(1) 試験要領

ビーカーに汚泥を500ml採取する

高分子凝集剤溶液を固形物当たりの添加率が0.2%になるように注射器を用いて調整する

攪拌棒を用いて約30秒間反応させる

1リットルのメスシリンダーに100メッシュの篩をセットし、凝集汚泥を篩に注ぐ

篩に注いだ時点よりストップウォッチで計時を開始し、3秒、5秒、10秒、20秒、30秒、45秒、60秒、90秒、120秒経過毎の流出る液量をシリンダーで読みとり記録する。

添加率を0.25%から0.65%まで数段階に変化させながら、同様に流出る液量を読みとり記録する。

経過時間毎の累積ろ液量を図 - 1に示す。

凝集剤の添加率が低い場合（図で0.24%の場合）、ろ布に凝集汚泥が供給された初期のろ液量は少なく、その後時間経過とともにろ液量ほぼ直線的に増加する傾向が見られる。即ち、ただららといつまでも流下している状況である。

添加率を増加した場合（図で0.39%の場合）、ろ布に供給された初期のろ液量は多く、その後もろ液量は増加し、供給後30秒を越える付近から増加は鈍くなっていく傾向が見られる。これはすでに重力で流下すべきろ液の大部分が流出しきっていることが考えられる。

さらに添加率を増加した場合（図で0.53%、

0.63%の場合）、瞬間的な液流出量は多くなり、ろ液の流出が鈍化する時間は供給後20秒程度と早まる傾向が見られる。

実機における経験では通常の汚泥性状の場合、添加率が0.25%以下になると凝集不良による「サイドリーク現象」が発生していた。

ろ液流出特性試験結果

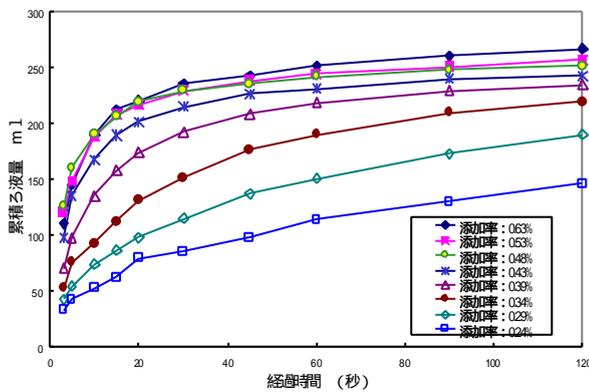


図 - 1 累積ろ液量曲線

図 - 1 より以下のことがいえる。

8.2.2 凝集状態とろ液流出状況

凝集状態による重力脱水部でのろ液流出状態のモデルを図で説明する。

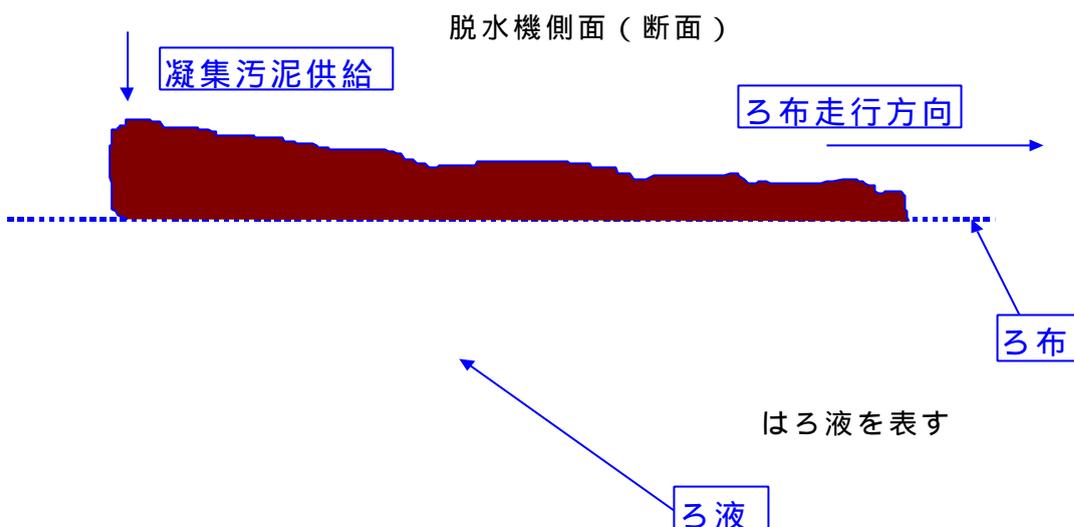
(1) 良好な凝集状態のろ液流出状態を図 - 2 に示す。

図では凝集が良好なので、凝集汚泥供給後ろ液は速やかに流下する。それに伴い、汚泥の厚みは走行方向に向かって薄くなっていく。

(2) 凝集不良時のろ液流出状態を図 - 3 に示す。

図では凝集が悪いので、重力ろ過ゾーンの初期から終点まで同程度のろ液が流下している。また、ろ液の流出が少量なので汚泥の厚み変化は少ない。

(3) センサの配置とデータの処理方法を図 - 4 に示す。



1 センサ 2 センサ

図 - 2 良好な凝集状態時のろ液流出モデル

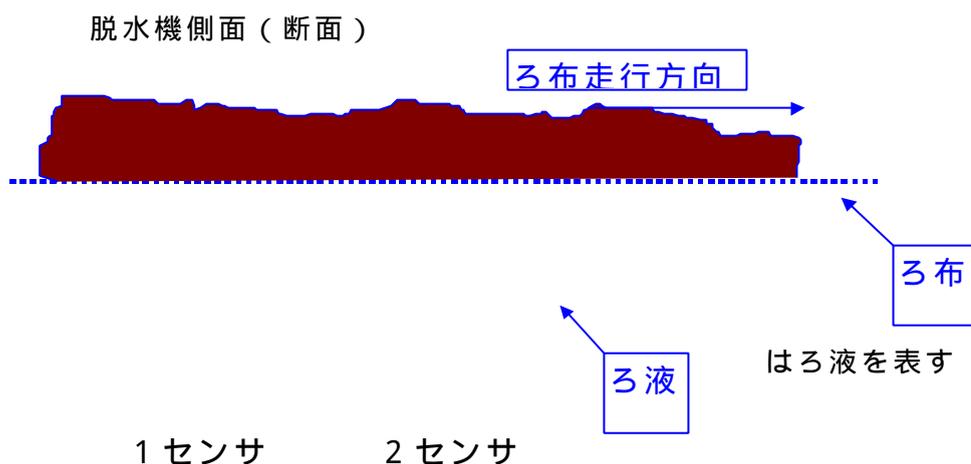


図 - 3 凝集不良時のろ液流出モデル

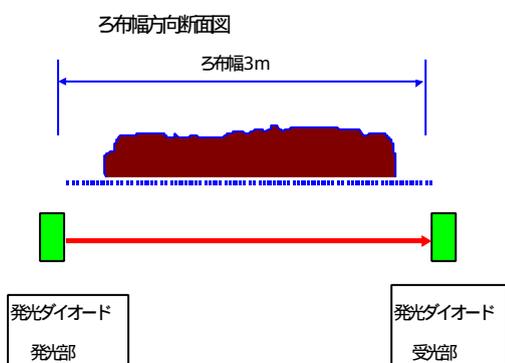


図 - 4 センサの設置位置概念図

判定基準：

重力脱水部に発光部および受光部で構成されるセンサを2箇所設置する。

2箇所でのセンサで測定した吸収割合を吸光度に換算して演算に使用する。それぞれの吸光度を加算したものを汚泥供給量で割った値を「ろ液流出比率」と呼ぶ。詳細は調査結果の項で述べる。

$$\text{ろ液流出比率} = (A_1 + A_2) / V \quad \dots\dots(1)$$

A_1 : 1 センサ吸光度
 A_2 : 2 センサ吸光度
 V : 汚泥供給量

9. 調査結果

9.1 脱水機運転状況調査

9.1.1 ろ液量検出器

「サイドリーク現象」を発生させない運転方法を確立するため、ベルトプレス脱水機の重力脱水部から流下するろ液量を測定する検出器を考案し製作した。機器の概要及び仕様は以下のとおりである。

概要

ベルトプレス脱水機の2個所に装置した2組の光学センサでろ布からの相対的なろ液量を検出する。この値及び2個所の吸収率の比を演算表示する。その他、汚泥流量、凝集剤流量等の外部信号を入力し、これらの値を用いて凝集剤運転補正係数として出力する。また試験装置の機能として、計測データを保存し、後の解析に備える。

[概略仕様]

1. 計測信号：センサ信号2系統

2. 外部信号

2.1 入力信号

汚泥流量 : 4~20mA

凝集剤流量 : 4~20mA

ろ布走行速度 : 0 - 10V

脱水機運転信号 : ON - OFF (無電圧接点)

2.2 出力信号

凝集剤運転補正係数 : 4~20mA

本検出器のブロック図を図 - 5 に示す。

9.1.2 重力脱水部における凝集剤の添加率と発生ろ液量の関係

凝集剤の添加率を変化させて、重力脱水部におけるろ液量の変化を調査した。調査時の運転条件を表 - 2 に示す。

表 - 2 凝集剤添加率変化時の運転条件

	Run 1	Run 2
汚泥供給量	11.5m ³ / h	12.0m ³ / h
凝集剤添加率	0.193~0.488%	0.192~0.465%
ろ布走行速度	1.45m / 分	1.45m / 分

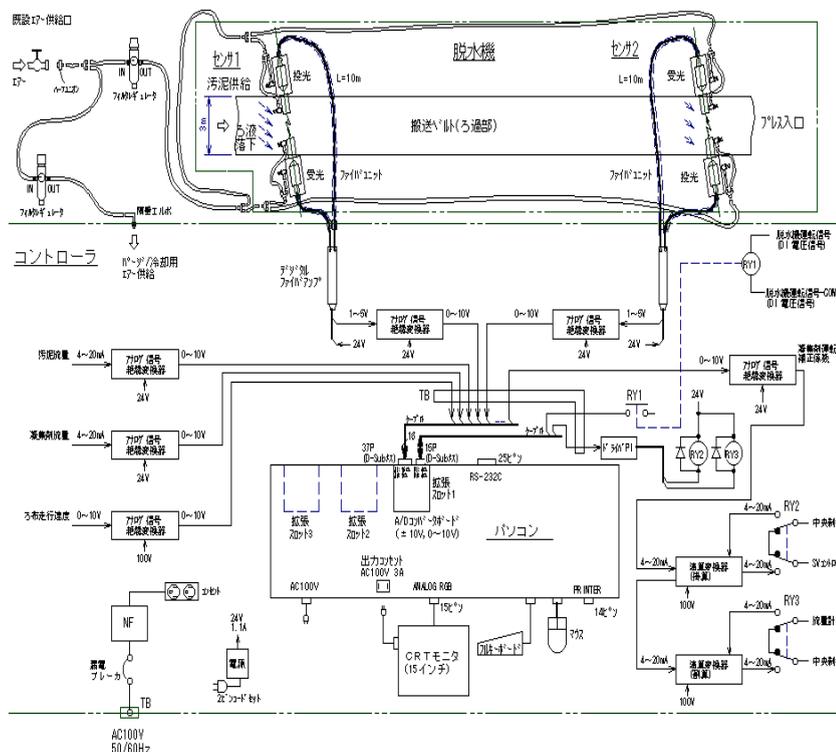


図 - 5 ろ液量検出器ブロック図

調査結果(1)

表 - 2 に示すRun1の条件で行った、凝集剤添加率と吸収率の関係を図 - 6に示す。

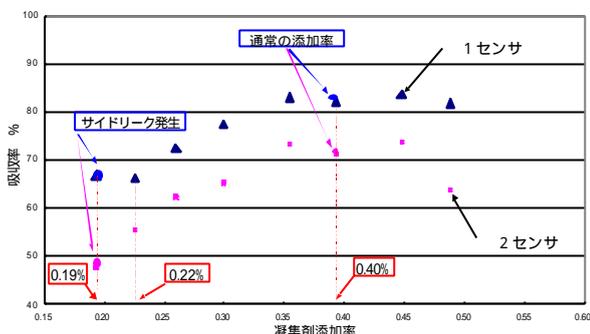


図 - 6 凝集剤添率と吸収率 (その 1)

凝集剤の添加率を高めていくと、センサによる吸収率は増加し、一定の添加率を超えると吸収率の増加は鈍化あるいは低下する傾向が見られた。この時、通常設定されている添加率は「0.4%」であり、同様にサイドリークを起こした添加率は「0.19%」であった。一連の調査で添加率「0.22%」ではサイドリークを起こしていないので、設定値を0.18%分(0.4% - 0.22%)だけ削減できることを表している。調査結果(2)

表 - 2 におけるRUN2の条件で行った、凝集剤の添加率とろ液量の関係を図 - 7に示す。

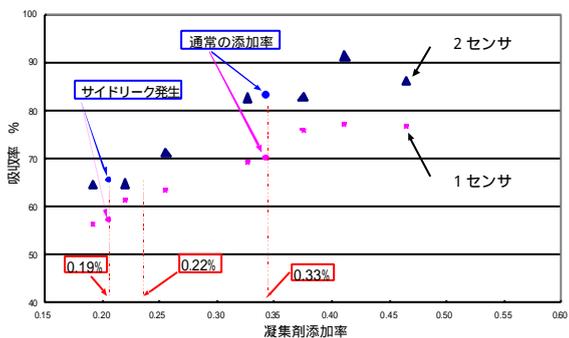


図 - 7 凝集剤添加率と吸収率 (その 2)

調査結果(1)と同様に、凝集剤の添加率を高めていくと、センサによる吸収率は増加し、一定の添加率を超えると吸収率の増加は鈍化する傾向が見られた。この変曲点を示す添加率は、0.4~0.45%の間に存在していた。通常設定されている添加率は、「0.33%」であり、サイドリークを起こした添加率は「0.19%」であった。設定値とサイドリークを起こさないで処理できる添加率との差0.11%(0.33% - 0.22%)が削減可能な範囲と考えられる。

(3) 凝集剤添加率と吸光度

前項の結果を吸光度に換算した値と凝集剤添加率との関係を図 - 8および図 - 9に示す。吸光度は次の式によって計算される値である。

$$\text{吸光度} = -\log((100 - \text{吸収率}) / 100) \dots$$

(2)

以下、脱水機の制御情報としてセンサによる吸収率を吸光度に換算した値で取り扱うものとする。

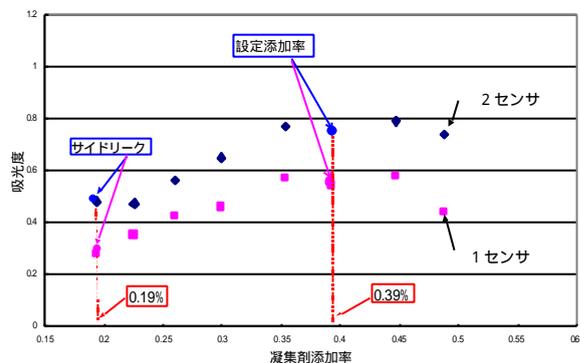


図 - 8 凝集剤添加率と吸光度 (その 1)

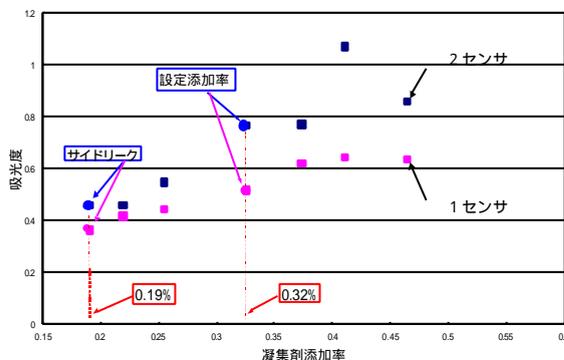


図 - 9 凝集剤添加率と吸光度 (その 2)

9.1.3 凝集剤添加率とケーキ含水率の関係

汚泥の脱水処理において凝集剤の添加率と脱水ケーキの含水率の間には密接な関係があるといわれている。試験時の条件は表 - 2 と同一である。

凝集剤の添加率とケーキ含水率の関係について図 - 10、図 - 11に示すような結果が得られた。

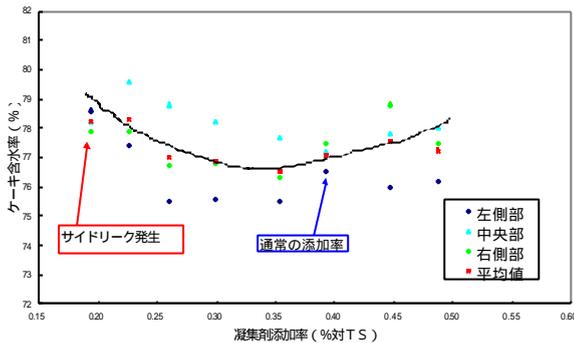


図 - 10 凝集剤添加率とケーキ含水率(Run1)

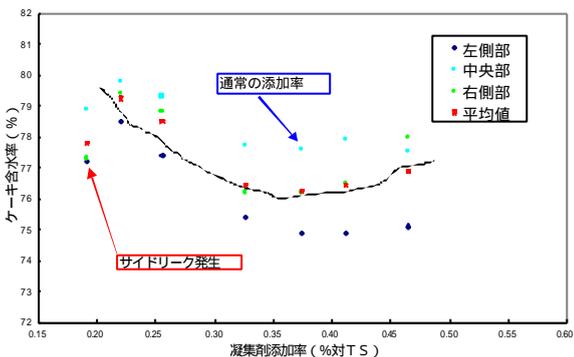


図 - 11 凝集剤添加率とケーキ含水率(Run2)

調査対象脱水機のろ布幅は3mであり、凝集剤の添加率によっても異なるが剥離部において約2.5~2.8mのケーキ幅として排出されている。図はこの幅方向に対してケーキ排出部から見て[左側部][中央部][右側部]から採取したケーキの含水率を表示している。各図について以下のことが考察できる。

各図について幅方向の含水率分布は、排出部により、最大で3%以上の差が生じるものもあった。

そこで、3点の平均値に着目してみると、添加率に対して得られるケーキの含水率は下に凸の関係があることが伺える。

図 - 10では添加率が0.35%付近で最も低い含水率を示し、添加率が低くても逆

に高くても含水率は高くなる傾向であった。平均値の比較では添加率0.35%付近の最も低い含水率は76.5%，サイドリーク現象を起こす前の添加率0.23%付近の含水率は78.3%であった。

図 - 11においても同様の関係が見られ、平均値の比較では添加率0.37%付近の最も低い含水率は76.2%，サイドリーク現象を起こす前の添加率、0.22%付近の含水率は79.2%であった。

凝集剤の添加率を考慮する場合、得られるケーキの含水率についても着目していく必要がある。

9.1.4 計測信号の収集

本調査の解析に必要な諸プロセス値をパソコンに取り込んだ。前項までに記述したグラフなどはこれらのデータを取り込んで解析を行ったものである。

(1) パソコンに収集したデータ

時計(年月日時分秒)

1 センサ吸収率

2 センサ吸収率

汚泥供給量

凝集剤供給量

ろ布走行速度

(2) パソコンで演算処理後表示したデータ

1 センサと 2 センサの吸収率比率

凝集剤流量補正係数

9.2 脱水機の凝集剤自動制御技術の確立に関する調査

(1) ろ液量検出器の機能および精度に関する調査

(ア) 検出器の耐水、対塵性に関する調査

下水処理施設、特に汚泥脱水機に付属して使用する機器であるため、その周辺の雰囲気には十分耐えられものでなければならぬ。脱水設備の周辺は固体、液体、気体のいずれからでも汚染を受けることが考えられる。

- ・ 固体：汚泥粒子がセンサに付着して測定障害を起こすことに対する対策

- ・ 液体：液体がレンズに付着し光の透過障害を起こす。汚泥および脱水ろ液による汚染、さらに脱水機を定期的に洗浄する際の薬品

および水洗いの飛沫に対する対策

・ 気体：汚泥の腐敗による有害ガス対策
 今回の調査においては、脱水機本体に諸加工が施せない状況で行ったため、センサの先端である「レンズ部」を脱水機のフレーム内側から、ろ布の幅よりさらに内側に設置せざるを得なかった。これらの設置条件から、各障害に対する対策は以下のとおりである。

固体が付着する測定障害について

調査期間中ろ布から流下するろ液がセンサのカバー上に落下後乾燥したものが光路を遮断した事例があった。また凝集不良時にサイドリークした固形物が同様に光路を遮断した事例が発生した。これは測定不良や測定不能を起こすばかりでなく、判断を誤る原因となるため、センサの設置位置は十分に検討する必要がある。センサの設置場所はろ布幅より外側でろ液の飛沫が降りかからない位置が好ましい。

液体に起因する測定障害について

前項で述べたように、機器の設置が脱水機のフレーム外側になる予定であるので、ろ液あるいはメンテナンス時の洗浄用水の飛沫がセンサにかぶる機会は大幅に減少されるものと思われる。しかし、水滴飛沫に対する防護策を講じる必要がある。対策として、センサのレンズ部にフードを設けるとともに、フードの中間部にオリフィス板を挿入してフードを2室に分割し、その各々の部屋に除湿した圧搾空気を連続通気する対策を施し、外部からの飛沫の侵入を防止する。その他は一般的なメンテナンス対策によって対応する。フードの試作品を図 - 12 に示す。



図 - 12 センサフード試作品

気体に起因する測定障害について

気体、特に水に溶解して酸性を呈する硫化水素などは、電気部品及び周辺の腐食などの障害を及ぼすので対策が必要。これらに対しては、前項で述べたレンズ部のカバーに施した対策で対応できるものと思われる。

(イ) 発光ダイオードの寿命に関する考察

本センサに用いた発光ダイオード (LED) の寿命は、メーカーからの資料に基づいて推測すると、20,000時間 (約2年) と考えられる。これは資料によるとパルス点灯をした場合、10,000時間で平均60%の劣化という試験結果があり、常時点灯の場合は、劣化速度は緩かになるという見解が添えられていた。さらに、これらのLEDを用いた機器の設計基準が経年的光量減少率を50%としていることから判断して、前述のようにダイオードの寿命を2年とした。なお、LED光量自動補正タイプのセンサを用いることで、光量の経時変化、温度変化による増減は、避けることができる。

(ウ) 制御目標値の設定

今回開発した制御システムは、汚泥に対する凝集剤の添加率によって重力脱水部のろ液量が異なることに着目して構成されている。従って、汚泥の供給量以外の条件で重力脱水部のろ液流量が変化するような場合は、基本となる「制御目標値」を予め準備する必要がある。この時の条件で先ず挙げられるものは、汚泥の性状変化である。例えば、初沈汚泥と余剰汚泥の混合比率が大きく変化するような場合は、同じ添加率であっても重力脱水部におけるろ液の流下状態が異なることが予想されるため、予め検量線 (添加率と制御目標値の関係) を求めておく必要がある。

センサ部のメンテナンス

() 光軸のずれ対策

センサのセット時に専用座と堅固に固定はするものの、時間経過で光軸がずれることは避けられないものと思われる。このような事態になった場合は、脱水機が運転停止時に吸収率が0%を

示さないことによって発見できる。このような場合、アナログ式テストを用いて出力値を最大になるように、発光部および受光部の固定座を微調整して光軸を合わせることで修復できる。

() レンズ部分の清掃

光軸のずれと同様に脱水機が運転停止時に吸収率が0%を示さないことにより発見できる。柔らかい刷毛などを用いてレンズを拭う。設置状況によって異なるが、1ヶ月に1回程度の点検、清掃が必要であると思われる。

() パージ空気量の調整

1週間に1回程度、センサ前方に空気が流出していることを確認する必要がある。これはセンサ前方に手をかざすなどの手段で、空気流を感じることでチェックが可能である。

(2) 制御因子の選定と制御パターンの確立

汚泥脱水機へ凝集剤の自動制御を行うに当たり、脱水機設備の運転に関わる諸因子を列挙し脱水性能との関係を検討した。

(ア) 脱水機の運転に関する因子と脱水性能の関係

脱水機の運転因子と脱水性能の関係を表-3に示す。

表のように、脱水機の運転諸条件は各々が相互に作用して成り立っているものである。従って、それぞれの操作因子には適正範囲が存在し、その範囲の中で経済性を考慮した条件を設定することが求められている。

(イ) 制御因子の選定

汚泥脱水設備の効率運転に求められる課題は、「凝集剤の使用量を最小限に、且つ焼却炉に負担をかけないケーキ含水率で排出する運転」である。この課題に対して、今まで得られたデータを基に制御因子を選定した。

第1の因子は、凝集剤の供給量である。この目的は添加率が不足状態とならない添加率を維持する運転を目指すものである。これは凝集不良時の「サイドリーク現象」を回避するとともに、凝集剤の経済的注入を追求する副次的効果を期待するものである。

第2の因子は、ろ布の速度である。これは凝集剤が適正範囲の下限值で注入されたとしても、焼却炉の要求する含水率範囲を外れる場合は、その範囲に入るようにしなければならない。この時、最も含水率に効果を及ぼす運転因子として、ろ布速度を選択した。

(ウ) 制御パターンの確立

凝集剤の添加率とろ液量検出装置の出力値の関係を検討した。

調査時の脱水機設定値を表-4に示す。

表-3 脱水機の運転因子と脱水性能の関係

操 作 因 子	脱 水 性 能	
	増加させた場合	減少させた場合
凝集剤添加率一定で汚泥供給量を増減させる	<ul style="list-style-type: none"> 凝集不良を起こす サイドリークを起こす ケーキの含水率が上昇 	<ul style="list-style-type: none"> 凝集剤添加過剰になる ケーキの剥離不良になる 含水率が下がらない
汚泥供給量一定で凝集剤供給量を増減させる	<ul style="list-style-type: none"> 凝集剤添加過剰になる ケーキの剥離不良になる 含水率が下がらない 	<ul style="list-style-type: none"> 凝集不良を起こす サイドリークを起こす ケーキの含水率が上昇
凝集混和槽攪拌機回転数	<ul style="list-style-type: none"> フロックが破壊される 重力脱水が困難になる 脱水不良になる ケーキの含水率が上昇 	<ul style="list-style-type: none"> 凝集不良になる 未反応凝集剤が存在する 重力脱水が困難になる ケーキの剥離不良になる
ろ布走行速度	<ul style="list-style-type: none"> ケーキの含水率が上昇 蛇行修正機能に支障 	<ul style="list-style-type: none"> ケーキ含水率が低下 ケーキ厚みが増す

表 - 4 制御パターンの確立調査時の脱水機設定値

月 日	汚泥供給量 m ³ / h	凝集剤添加率 %対TS	ろ布走行速度 m / 分
11月9日	14	0.39	1.6
"	14	0.43	1.6
"	14	0.47	1.6
"	14	0.51	1.6
"	14	0.55	1.6
"	14	0.35	1.6
"	14	0.31	1.6
11月10日	11.5	0.35	1.6
"	11.5	0.43	1.6
"	11.5	0.51	1.6
"	11.5	0.56	1.6
"	11.5	0.30	1.6
"	15	0.35	1.6
"	15	0.43	1.6
"	15	0.51	1.6
"	15	0.56	1.6
"	11.5	0.35	1.6
"	11.5	0.35	1.3
"	11.5	0.35	1.0
"	11.5	0.35	1.9
"	11.5	0.35	2.2

注記：凝集剤添加率は、運転管理サイドにおける設定値である

前述したように光などの吸収率は吸光度に変換して表すことが一般的である。今回は2つのセンサを用いて、ろ液の流下状況を監視しているのので、両者の吸収率を吸光度に換算したものの和を求めた数値と運転条件変化のうち凝集剤添加率との関係を1枚のグラフ上で表すと図 - 13のようになる。

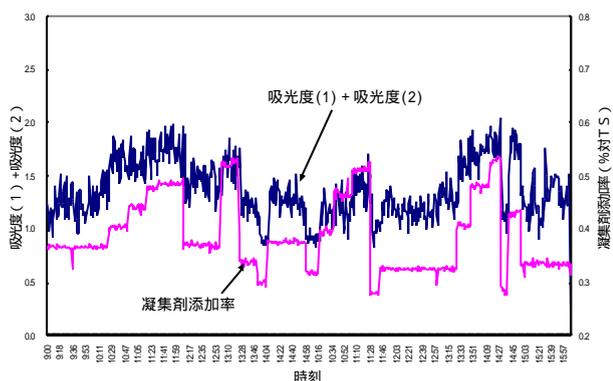


図 - 13 吸光度の和と凝集剤添加率の時間変動

凝集剤添加率と〔吸光度(1) + 吸光度(2)〕の値の変化を調べてみると、添加率が高くなると吸光度の和も増加し、添加率が低下すると吸光度の和も低下する傾向が見られた。

この調査における脱水機の運転条件は、汚泥の供給量と添加率の両者を変化させた時のデータを表示している。

同一ろ布走行速度、同じ凝集剤添加率であっても汚泥の供給量が変化すれば流下するろ液量は異なるはずである。そこで2組のセンサによる吸光度の和を供給汚泥量で除した値と凝集剤の添加率の経時変化を図 - 14に示す。

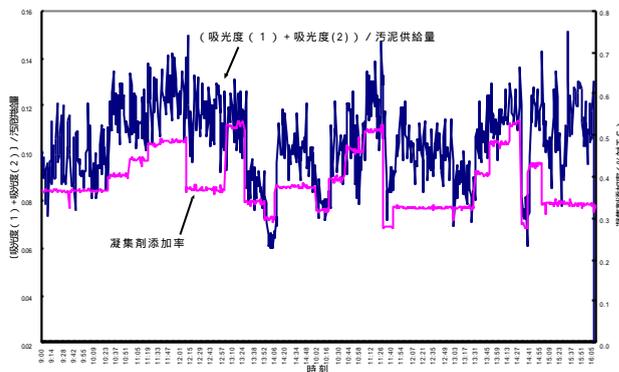


図 - 14 [(吸光度の和) / 汚泥供給量] と凝集剤添加率の時間変動

図 - 13と同様に添加率が高くなると〔吸光度の和 / 汚泥供給量〕の値が増加し、添加率が低下すると〔吸光度の和 / 汚泥供給量〕の値も低下する傾向が見られた。

次に凝集剤の添加率を変化させた時間帯毎に、凝集剤添加率の平均値と〔吸光度の和 / 汚泥供給量〕値を算出し、両者の関係を図示すると図 - 15のようになる。

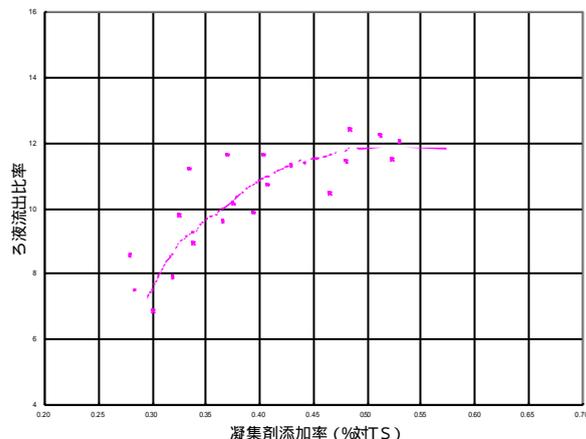


図 - 15 凝集剤添加率と〔吸光度の和 / 汚泥供給量〕の平均値の関係

図 - 15のY軸の値はろ液量流出比率〔(吸光度の和 / 汚泥供給量) × 100〕と

して表示している。添加率を増加していくと、ろ液量流出比率の値はほぼ直線的に増加していき、添加率が0.45%を越える付近からはその増加割合が鈍化する傾向にあることが判った。

図 - 15 に調査時の設定値および脱水状態などの状況を付記したものを図 - 16 に示す。

図 - 16 で Y 軸を「制御目標値」として表現したが、その値は図 - 15 の表現と同様にろ液量流出比率である。

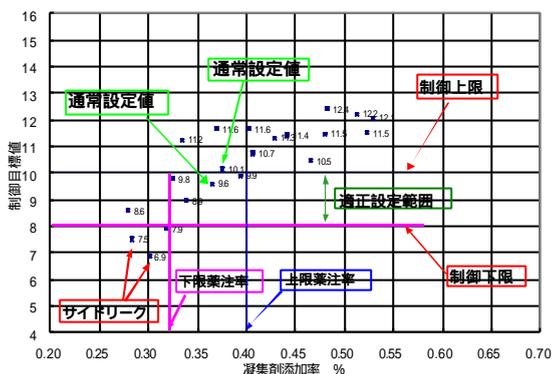


図 - 16 ろ液量検出器による凝集剤制御基本図

図 - 16 について解説する

- () ある汚泥について、予め凝集剤添加率と制御目標値の関係を得ておく
 - () サイドリーク現象をおこさず、経済的な運転ができる制御目標値範囲を設定する。(図では制御目標値最大10, 最低8と仮定している)
 - () その目標値を定めると、予め得られた関係式に当てはめると凝集剤の添加率は最大0.40%, 最小0.32%に相当することになる。
 - () ろ液量検出器の測定値と脱水機設備からの汚泥供給量などの情報によって制御目標値を演算する。
 - () その値が先に定めた制御範囲と比較し、目標値を超えていれば凝集剤を減量するように制御信号を出力し、目標値を下回っていれば凝集剤を増量するように制御信号を出力する。
 - () この時、待機時間、データ取り込み時間、制御幅、などは任意に設定変更できるよう考慮されている。凝集剤制御プログラムの作成
- これまで得られた結果を基に、調査対象脱水機の凝集剤制御プログラムを

作成し、既設の制御回路にバイパスする形として組み込んだ。

(ア) ハードウェアの改造

凝集剤ポンプの制御信号を横取りし、補正值をかけたデータを、ポンプに渡す。凝集剤流量計の信号を横取りし、補正值で割った答えを、中央に返す。制御プログラム作成時の演算値、制御値の流れを図 - 17 に示す。

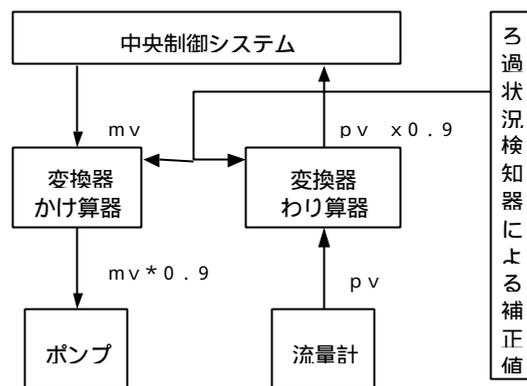


図 - 17 制御プログラム作成時の演算値、制御値の流れ図

(イ) ソフトウェアの考え方

センサの吸収率の - log を演算し (吸光度を求める), それぞれの吸光度 (流量に比例すると考える) を加算し, 供給中の汚泥量で除算する。数値を整数表示にして, 判断しやすいように値を100倍した。制御に用いる演算式を次に示す。

$$(吸光度1 + 吸光度2) / 汚泥供給量 \times 100 \dots (3)$$

目標値とセンサによる測定値を比較し, その差により, 制御補正值を決定する。目標値より小さければ, 補正值を「1」より大きく (凝集剤流量を増やす) なるような補正值を出力し, 反対に大きければ, 「1」より小さく (凝集剤流量を減らす) するよう補正值を出力するプログラムを作成した。

ポンプに対して急激な変動を与えて機械的なダメージを与えないように, 変更できる割合も任意に設定できるように考慮した。

凝集剤の吐出量を変更した後, 凝集汚泥がろ布上に供給され, 1 センサに到達するまでの時間を考慮する必要

があり、プログラム上に反映させた項目は次のとおりである。

- a) 制御目標値の設定と制御幅
- b) 補正值変更後データを無視する時間
- c) センサによる演算値などを平均する時間
- d) センサのメンテナンスなどによってデータが収集できない時を考慮した現在値をホールドする機能

(ウ) CRT画面の構成

制御プログラムを作成したときのCRT画面構成を図-18に示す。



図-18 CRT画面構成

(4) 実運転によるプログラムの妥当性確認

ろ液流出量検出器を用いて、ベルトプレス脱水機の重力脱水部における「制御目標値」を演算し、その値で凝集剤供給量を制御するプログラムを調査対象機に組み込んでその妥当性の確認試験を行った。

(ア) 制御検証運転時の運転実績

作成したプログラムによる制御検証運転時の脱水機設定値を表-5に示す。

表-5 制御検証時の脱水機設定値

調査日	汚泥供給量 m ³ /h	ろ布速度 m/分	制御目標値	備考
12月9日	11	1.7	8.2±0.2	
12月10日	13	1.7	9.5±0.5	
12月13日	14	1.83	8.5±0.5	
"	"	1.45	9.0±0.5	
"	"	1.82	9.0±0.5	
12月14日	12	1.8	8.8±0.5	
"	"	1.45	8.0±0.5	
"	"	1.82	8.0±0.5	
12月15日	11	1.82	8.8±0.5	
"	"	1.46	8.0±0.5	
"	"	2.27	8.0±0.5	
12月17日	11	1.84	10.5±0.5	
12月20日	10	1.42	10.5±0.5	
12月21日	10	2.04	12.0±0.5	
"	"	1.45	13.0±0.5	
"	"	1.82	12.0±0.5	
"	"	1.82	10.0±0.5	
1月13日	10	1.21	10.0±0.5	
"	9	1.00	9.0±0.5	
"	9	1.53	8.0±0.5	
1月14日	9	1.42	8.0±0.5	
"	"	1.10	9.3±0.5	
"	"	1.73	8.5±0.5	
1月17日	9.5	1.3	9.0±0.5	24時間連続

注記： 制御目標値の「±」は、その目標値に対する制御幅を表している。すなわち、8.2±0.2とは、8.0と8.4の間で制御を行ったことを表す。
最適な制御目標値を定めるため、目標値を変動させて試験を行った。

制御検証運転時の運転条件

各検証運転時のろ液流出比率と、それによる凝集剤流量補正值および実際の凝集剤流量の経時変化について、代表的な例を図-19~22に示す。

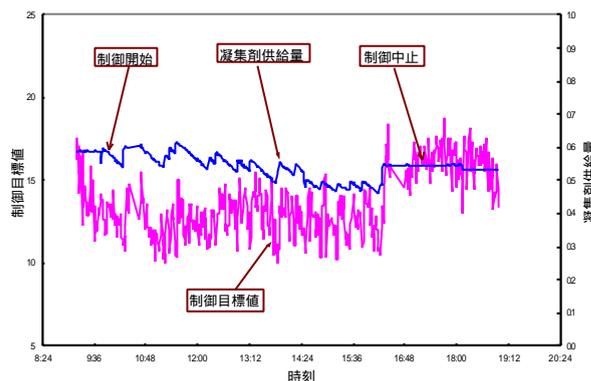


図-19 制御運転結果(12月17日)

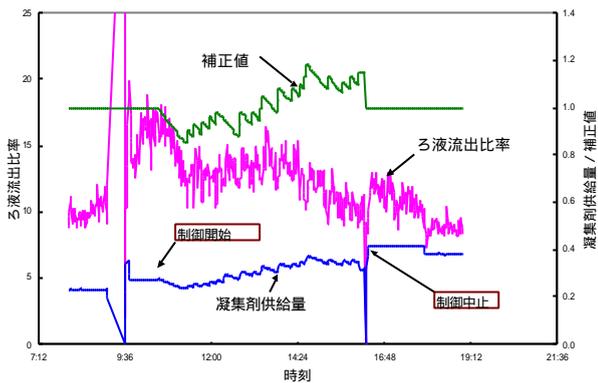


図 - 20 制御運転結果 (12月21日)

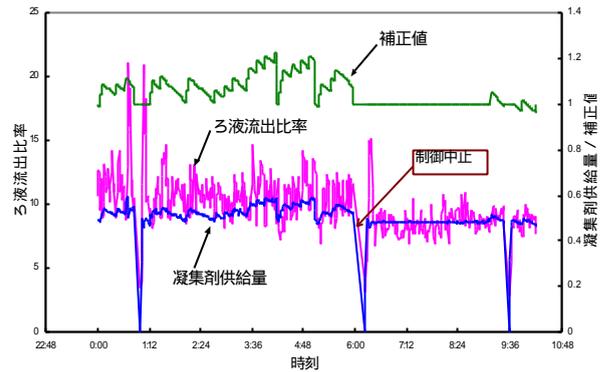


図 - 22 制御運転結果 (1月18日)

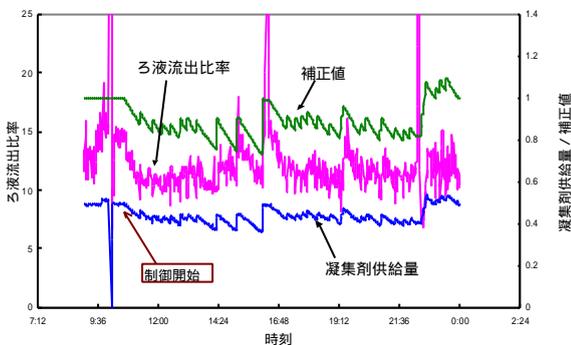


図 - 21 制御運転結果 (1月17日)

制御運転時の凝集剤使用量

作成した制御プログラムによる制御の結果を使用した凝集剤量で検証すると表 - 6 のようになる。

表 - 6 で制御を行った10日間における削減率の平均値は7.6%であった。図 - 16に示した制御基本図を予め作成し、これに基づく目標値を適切に選択することによって、通常行われている凝集剤添加率を下回る使用量で制御できることが判った。今回の調査では制御目標値を図 - 16の基本図を基に設定して実施した。

12月21日(図 - 20)は、脱水対象汚泥に余剰汚泥が混入していない状態が発生したため、制御に混乱を起こした。即ち、最初沈殿汚泥のみの状態が続く、凝集剤を極端に減少さ

表 - 6 制御運転時の凝集剤使用量

日付	制御時間 h	平均供給量 m ³ /h	凝集剤消費量 m ³	監視側設定量 m ³ /h	非制御時の供給量 m ³	削減率 %	備考
12/13	2.92	0.677	1.973	0.69	2.01	1.8	
12/14	2.67	0.573	1.528	0.62	1.65	7.7	
12/15	2.02	0.552	1.113	0.57	1.15	3.2	
12/15	3.25	0.529	1.721	0.58	1.885	8.7	
12/17	6.50	0.539	3.504	0.59	3.835	8.6	
12/20	4.39	0.476	2.089	0.53	2.328	10.3	
1/13	1.0	0.496	0.496	0.492	0.492	-0.2	
1/13	1.68	0.511	0.860	0.539	0.907	5.2	
1/14	3.44	0.461	1.584	0.508	1.745	9.3	
1/17	13.42	0.437	5.856	0.52	6.976	16.0	
1/18	5.93	0.529	3.136	0.56	3.320	5.5	

注) 監視側設定流量は、運転管理サイドで設定した「凝集剤添加率」をパソコン側で流量として収集した数値を表す。

せても脱水に支障のない凝集汚泥が生成されていた。このため、基本図による制御目標値を逐次下げていかざるを得ない状況であった。このように、汚泥の性状別の基本図を用意し、それによる目標値の設定が必要である。

(イ) 制御運転時の制御目標値について

制御運転時における脱水機運転条件および制御目標値などを表 - 7 に示す。

汚泥の性状が大幅に変化した12月21日を除いて、監視側で設定している凝集剤添加率は、0.3～0.48%と大幅な開きが見られた。

汚泥濃度は性状変化のあった日を除いて3.4%～3.9%であり、大幅な濃度変動があったとはいえない状態であっ

た。

このように、本調査期間中は急激に汚泥性状が変化した場合を除いて、汚泥性状変化は少なかった。従って、予め求めておいた図 - 16の制御基本図より、目標値を設定して制御運転を実施したが、前項でも述べたように、脱水対象の汚泥性状毎に基本図を作成し、制御状況を確認する必要がある。

(ウ) ろ布走行速度とケーキ含水率について

ろ布走行速度に対するケーキ含水率の関係を調査した結果を表 - 8 示す。

ろ布の走行速度と脱水ケーキ含水率の関係について図 - 23 に示す。

表 - 7 制御運転時の脱水機運転条件

日付	汚泥供給量 m ³ /h	凝集剤設定 添加率 %対TS	ろ布 速度 m/分	汚泥 濃度 %	制 御 目標値 [-]	備 考
12/9	11	0.37	1.7	3.85	8.5±0.2	調整運転
12/10	13	0.39	1.7	3.92	9.5±0.5	調整運転
"	15	0.39	1.7	3.81	9.5±0.5	
12/13	14	0.46	1.83	3.46	8.5±0.3	
"	14	0.46	2.28	3.41	9.0±0.3	
"	14	0.46	1.45	3.41	9.0±0.3	
12/14	12	0.41	1.83	3.7	8.8±0.3	
"	12	0.41	1.45	3.62	8.8±0.3	
"	12	0.41	1.82	3.60	8.0±0.3	
12/15	11	0.42	1.82	3.37	8.5±0.3	
"	11	0.42	1.46	3.79	8.5±0.3	
"	11	0.42	2.27	3.67	8.5±0.3	
12/17	11	0.41	1.84	3.84	11.5±0.3	
12/20	10	0.45	1.42	3.38	10.5±0.3	
12/21	10	0.30	2.04	2.84	12.0±0.3	汚泥性状変化
"	10	0.30	2.04	2.84	13.0±0.3	汚泥性状変化
"	10	0.30	2.04	2.84	10.0±0.3	汚泥性状変化
1/13	9	0.48	1.21	3.79	10.0±0.3	
"	9	0.48	1.00	3.67	10.0±0.3	
"	9	0.48	1.53	3.74	8.0±0.3	
1/14	9	0.43	1.42	3.84	8.0±0.3	
"	9	0.43	1.10	3.92	9.0±0.3	
"	9	0.43	1.73	3.94	8.0±0.3	
1/17	9.5	0.41	1.3	3.75	10.0±0.3	24h連続運転
1/18	9.5	0.41	1.3	3.73	10.0±0.3	24h連続運転

注記 a) 汚泥供給量は監視側の設定値を示す

b) 汚泥濃度は制御を行っている間の平均値を示す

表 - 8 ろ布走行速度とケーキ含水率の関係

日付	汚泥供給量	設定添加率	実際添加率	ろ布速度 m / 分	含水率 左	含水率 中	含水率 右	含水率 平均
11月10日	11.5	0.35	0.334	1.6		76.7		76.7
	11.5	0.35	0.334	1.3		75.9		75.9
	11.5	0.35	0.334	1		75.1		75.1
	11.5	0.35	0.334	1.9		76.8		76.8
	11.5	0.35	0.334	2.2		77.2		77.2

日付	汚泥供給量	設定添加率	実際添加率	ろ布速度 m / 分	含水率 左	含水率 中	含水率 右	含水率 平均
11月16日	13	0.32	0.294	1.7	78.7	78.1	78.5	78.4
	13	0.32	0.294	2	78.7	79	79.1	78.9
	13	0.32	0.294	2.3	78.4	79.1	79.4	79.0
	13	0.32	0.294	1.5	78.1	76.9	77.7	77.6

日付	汚泥供給量	設定添加率	実際添加率	ろ布速度 m / 分	含水率 左	含水率 中	含水率 右	含水率 平均
11月16日	13	0.38	0.349	1.5	76.9	77.7	77.9	77.5
	13	0.38	0.349	1.7	77.3	78.1	78.2	77.9
	13	0.38	0.349	2	77	78.5	78.4	78.0
	13	0.38	0.349	1.2	75.6	76.5	77	76.4

日付	汚泥供給量	設定添加率	実際添加率	ろ布速度 m / 分	含水率 左	含水率 中	含水率 右	含水率 平均
11月16日	13	0.44	0.389	2	76.4	77.4	77.1	77.0
	13	0.44	0.389	1.7	75.6	77.1	77.4	76.7
	13	0.44	0.389	1.4	74.7	76.8	77.1	76.2
	13	0.44	0.389	1.1	73	75.2	77	75.1

日付	汚泥供給量	設定添加率	実際添加率	ろ布速度 m / 分	含水率 左	含水率 中	含水率 右	含水率 平均
11月16日	13	0.35	0.324	1.1	75.7	76.1	77.3	76.4
	13	0.35	0.324	1.4	76.7	77.3	79.1	77.7
	11	0.35	0.324	1.7	77.1	78.5	79	78.2
	13	0.35	0.324	2	77.2	78.3	78.5	78.0

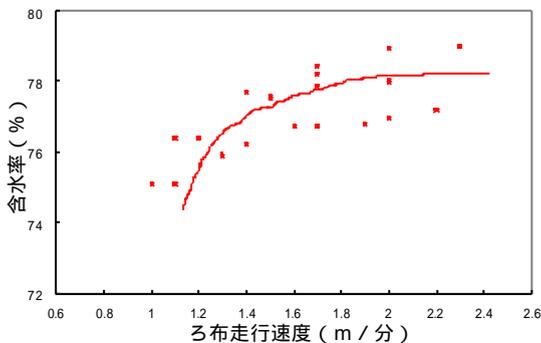


図 - 23 ろ布走行速度とケーキ含水率の関係

各図に示した含水率はろ布の幅方向に差が見られるため、3点(ろ布の右, 中, 左)の平均値を採用して表示した。

ろ布の走行速度と脱水ケーキの関係は各図に示したとおり、ろ布走行速度が速くなるに従って含水率は高くなる傾向があることが再確認された。これにより、ろ布走行速度を可変にすることによって、脱水ケーキの含水率を制御することが可能である。

凝集剤の添加率制御のみではなく、得られるケーキの含水率についても制御の対象として考慮する必要がある。

監視あるいは制御に用いる含水率計測器は、制御の応答性を考慮し、オンライン測定などリアルタイムに測定可能な機能を有することが好ましい。

(5) 制御装置の汎用化に対する調査

考案した制御パターンとそれに基づく制御プログラムを作成し、実運転による調査の結果、図-16に示した「凝集剤制御基本図」の妥当性が確認できた。即ち、制御目標値をサイドリーク発生より若干高い値に設定することにより、この値を最低とした凝集剤の供給制御が確実に行われていた。今回の調査で得られた「凝集剤制御基本図」は、多摩川上流処理場の汚泥とそこに設置されている脱水機固有のものである。処理場が異なれば汚泥性状が違ってくることが考えられ、また脱水機のメーカーが異なれば重力脱水のメカニズムも変わってくるものと思われる。従って、ここで得られた「凝集剤制御基本図」がそのままでは適用できず、処理場毎、脱水機メーカー及び型式(ろ布幅を含む)毎に「凝集剤制御基本図」を確認する必要がある。今回は一つの処理場における秋口の汚泥で基本図を作成し、その評価を行ったに止まった。今後、機会が得られれば他の季節による汚泥性状の変化を対象にした基本図の作成、さらに他の処理場における脱水機などについてデータの採取を行っていきたい。

各脱水助剤の物性は、表-9の通りであった。

表-9 脱水助剤の物性

	水分(%)	VTS(dry%)	発熱量(cal/g)
おから	4.79	97.6	4890
麦かす	66.35	95.12	5010

脱水性能結果

各助剤については無添加時、20%、30%添加時における脱水性能を調査比較した。脱水実験結果を表-10~11に示す。各運転条件では、「麦かす」添加時の方が「おから」添加時よりも剥離性は良好であり重力脱水部でのろ過状況も良好であった。ケーキ含水率は、麦かす30%添加時には76%台の数値が得られている。

表-10 助剤添加時のケーキ含水率

	おから			麦かす		
	無添加	20%添加	30%添加	無添加	20%添加	30%添加
ケーキ含水率(%)	78.8	78.6	78.2	79.6	78.8	76.2
ケーキ量比	1.00	1.18	1.17	1.00	1.09	0.97

9.3 凝集剤の汚泥凝集機能に関する調査

(1) 目的

本調査は、ベルトプレス脱水機の脱水性向上を目的に実機での助剤添加による脱水性能について調査を行ったものである。助剤については、予備実験で効果が見られた「おから」・「麦かす」を使用した。

(2) 実験期間

平成12年1月17日~19日

実験場所

多摩川上流処理場(5-1号脱水機)

(3) 調査要領

調査では、実験用汚泥貯留槽にて供試汚泥と助剤を混合した後、既設ベルトプレス脱水機へ送泥した。実験用汚泥貯留槽の容量より、ろ過速度・薬注率の脱水条件は一定とし、助剤の有無によるケーキ水分・剥離性等への影響を調査した。

なお、助剤の「おから」は実験用溶解槽にて7%溶解、「麦かす」については直接実験用汚泥貯留槽に添加した。

(4) 調査結果

脱水助剤物性値調査結果

表-11 調査時の運転条件

	おから添加時の運転条件	麦かす添加時の運転条件
汚泥濃度(%)	2.6	3.4
給泥量(m ³ /hr)	7.0~8.3	7.0~7.9
高分子添加率(%)	0.6~0.7	0.4
ろ布移動速度(m/min)	1.1	1.1
ろ布緊張圧(Mpa)	0.3	0.3
ろ過速度(kg-ds/m ² ·hr)	61~72	79~90

(5) 汚泥性状分析結果

調査期間中の混合生汚泥を汚泥貯留槽から採取し性状分析を行った。脱水性に影響を与える汚泥性状との影響について、過去の実績による混合生汚泥の平均的汚泥性状とサンプリング汚泥性状の比較を表-12に示す。

表 - 12 汚泥性状と脱水性比較

項目	影響	内容	結果	評価
TS (%)	↗	TSが高いのは濃縮性が良く脱水性向上要因である。	当処理場:2.6~3.4% 一般的:2.5~3.5% 一般的である	(±)
有機物 (%)	↘	有機物が多いのは相対的に水と粒子の結合力が強くなり阻害要因となる。	当処理場: 84.33~84.39% 一般的:60~70% やや高めである	(-)
粗蛋白質 (%)	↘	タンパク質は、負電荷を持ち水と強い結合を示し阻害要因となる。	当処理場: 31.53~35.10% 一般的:25~35% 一般的である	(±)
繊維状物 100Me' (%)	↗	粗浮遊物が多いほど脱水性は良い。	当処理場: 25.36~25.32% 一般的:8~12% 高めである	(+)
ア巾度 (meq/g・TS)	↘	粒子の持つ負電荷を示し、多いほど中和に要するポリマーが多くなる。	当処理場:0.28~0.32 meq/g・TS 一般的:0.35~0.45 meq/g・TS やや低めである	(+)

注) 今回分析した汚泥の評価

- (+) 脱水性に対して良い影響がある。
- (-) 脱水性に対して悪い影響がある。
- (±) 一般的な性状である。

影響の項で、↗ は、脱水に対して影響が大きいこと、↘ は影響が小さいことを表している

10. まとめ

本調査は、平成11年10月から平成12年1月にかけて行ったものである。汚泥脱水設備を効率的かつ経済的に稼働させる目的に対して、先ず脱水機を安定して運転することが最優先課題である。そこで、汚泥に対して凝集剤が効率よく、かつ経済的に添加されていることを判断できるセンサを開発し、その情報に基づいて凝集剤供給量をその凝集状態に維持する制御プログラムを作成し、実証試験を実施した。

(1) 脱水機運転状況調査

本調査では、凝集汚泥が脱水機のろ布に供

給された直後のろ液量が、凝集状態の良否を判定できることに着目し、ろ液量を測定するセンサの開発に着手した。

センサの開発に当たっては、下水汚泥を対象にするため汚染防止を考慮して間接法を選択した。さらに間接法の中から、透過率が流量に比例すること及び、受発光部の対汚染設計が可能であることを検討し、光学式測定法を採用した。光による流量測定は、実量を測定しているわけではなく、直前の量より増えたあるいは減ったを相対的に判断する方法を採用しているため、パソコンによるデータ処理と判断が必要不可欠となった。以上の過程

により、赤色発光ダイオードを用いたろ液量検出器を開発するとともに、本検出器を用いた凝集剤自動制御システムを開発した。

(2) 脱水機の凝集剤自動制御技術の確立に関する調査

検出器は、脱水機の重力脱水部の可能な限り上流側に、発光部と受光部で構成されるものを1組として数10cm離れた場所に2組設置し、それらの情報量で凝集状態を判定する方法を考案した。センサを2組設置した理由は、走行するろ布から流下するろ液の液滴が一定の場所とは限らないため、危険分散を考慮した結果である。2対のセンサからの情報は「ろ液量」を表し、「ろ液量」は供給汚泥量によって変動する。従って、単位汚泥供給量に対する「ろ液量」を表す次の式を基準とすることに決定した。

$$(\text{吸光度1} + \text{吸光度2}) / \text{汚泥供給量} \times 100$$

この値を「制御目標値」と呼ぶことにした。予め凝集剤添加率と「制御目標値」の関係を求めておくことによって、サイドリーク現象を起こさない脱水機の運転が可能であることが確認できた。

(3) 制御プログラムの実運転調査

作成したプログラムを用いて実機で実証試験を行い、制御の妥当性が確認できた。今回の制御プログラムでは、サイドリークを起こさない領域で凝集剤の供給量を制御に対する安定性を確認するに止まったが、ケーキの含水率をリアルタイムで測定できるセンサを組み合わせることによって、凝集剤の添加率と目標とする含水率の制御を総合的に行うことが可能であると思われる。このような方法で凝集剤を制御した結果、本調査期間中の凝集剤削減割合は、最大16%、最小1.8%、10日間の平均削減割合は7.6%であった。

(4) 凝集剤の汚泥凝集機能に関する調査

本調査では、予備実験で得られたデータをもとに実機での脱水調査を行ったもので、脱水機運転条件は既設機と同様に設定し、助剤の有無による脱水性能の比較調査を行った。その結果、助剤「おから」の添加では無添加時と比較して脱水性に変化は見られなかった。一方、「麦かす」30%添加時においては、無添加時に比べ約3%のケーキ含水率を低減する結果が得られた。

なお、助剤添加による高分子凝集剤の低減効果並びに焼却炉に対する影響については今回

調査では確認できなかったため、別途調査する必要がある。

11. おわりに

本調査は、汚泥に対する凝集剤添加率が脱水性、含水率に与える影響などの調査を行い、脱水機の効率的運転、維持管理業務の改善を図るための技術資料を得ることを目的として実施された。その結果、サイドリークを起こさない範囲で、凝集剤供給量を経済的に制御できるシステムを構築することができた。本システムを用いた運転によって、凝集剤使用量を約8%削減できることが確認できた。

しかし、今回は脱水機の薬注制御に関する調査を主体に実施したが、今後は焼却炉の効率的運転が可能な含水率を得る脱水機の総合制御システムを構築していきたい。

2 - 7 亜硝酸型硝化の解消の運転対応について

流域下水道本部技術部 北多摩二号処理場

本調査は、硝化促進運転を行う上でしばしば問題になる、亜硝酸型硝化時の運転対応について検討し、解決することを目的に実施した。

北多摩二号処理場では平成12年1月から2月の下旬にかけて、水処理3系において亜硝酸性窒素濃度が高くなり、処理水質が著しく悪化した。そこで、曝気槽内の亜硝酸性窒素等を測定することにより、他系列からの活性汚泥を転送した場合、曝気空気量を調整した場合、及び を同時並行して実施した場合の亜硝酸型硝化の解消に関する調査を行った。

(調査結果)

- 1．亜硝酸型硝化の解消には、空気量を確保し、他系列からの活性汚泥の転送が有効である。
- 2．亜硝酸型硝化の解消は、アンモニアから硝酸へ速やかに硝化され、亜硝酸性窒素が曝気槽回路内で不検出となったとき、解消されたと判断できる。
- 3．十分なMLSS（今回は2000mg/lまで高めた。）と好氣的滞留時間が確保されなければ亜硝酸型硝化は解消できない。

2 - 7 亜硝酸型硝化の解消の運転対応について

流域下水道本部 北多摩二号処理場

竹田 裕一, 花田いち子(現・南多摩処理場), 知久 達也(現・施設管理課) 高田 耕藝, 木立 真敏

1. 調査目的

都民にとって貴重な自然である多摩川等の河川や東京湾は、依然として水質の改善が遅れている。特に閉鎖性水域である東京湾では、窒素・りんといった栄養塩類にもとづく富栄養化が問題となっており、水質環境基準の達成が求められている。こうした状況の中、平成11年度から下水処理場等に対する窒素・りんの上乗せ排出基準が適用された。そのため、従来の下水処理の主目的である有機物の除去に加え、窒素・りんが除去できる下水処理が求められている。

北多摩二号処理場は、国立市のほぼ全域、立川市及び国分寺市の一部の汚水を処理している合流式の下水処理場であり、平成元年4月から稼働を始め現在に至っている。全体計画処理水量は82,000m³/日で、現有処理能力は第1系列から第3系列の合計で61,500m³/日である。平成12年4月からは、A₂O法の第4系列が本格稼働し、計画水量の全量を処理する予定になっている。

当処理場の施設は標準活性汚泥法であるため窒素の除去を目的としたものではないが、すべての系列でアンモニア性窒素除去を目的として、年間を通して硝化促進運転を行っている。硝化促進運転によってアンモニア性窒素はほとんど硝酸性窒素まで硝化され、一部が第二沈殿池や返送汚泥ライン等の嫌気部分で脱窒される。このため硝化促進運転は窒素の除去にも寄与している。しかし平成12年1月下旬から2月下旬にかけて第3系列において亜硝酸性窒素濃度が高くなり(亜硝酸型硝化)処理水質が著しく悪化した。亜硝酸型硝化の状態では、亜硝酸性窒素の毒性により汚泥の凝集性が悪化して透視度の低下、CODの上昇、N-BODの増大に起因したT-BODの放流基準超過が懸念された。

一度亜硝酸型硝化になるとその状態はなかなか

改善しないことが多い。亜硝酸性窒素の悪影響を断つには硝化を抑制することが有効であるが、その場合には放流水中にアンモニア性窒素が残存するようになり水生生物への影響が無視できず、窒素濃度の低減にも寄与できない。そこで北多摩二号処理場では硝化を抑制せずに対応に当たった。まず硝酸型で硝化が良好に進んでいる他系列からの活性汚泥を転送して汚泥の入れ替えをはかった。さらにMLSSを高くして(今回は2,000mg/lを目標とした)硝化するために必要なA-SRTを確保した。併せて、曝気空気量の調整をおこなってMLD0を十分に確保した。以上の対応により亜硝酸型硝化の解消を試みた。

本調査は、亜硝酸型硝化に陥った原因を究明し、亜硝酸型から硝酸型へと硝化を進め、亜硝酸型硝化の解消方法を見出すことを目的として行った。その結果、亜硝酸型硝化の解消方法について留意すべき点を明らかにしたので報告する。

2. 調査方法

北多摩二号処理場の施設概要を表1に示す。

平成12年1月下旬から2月下旬にかけて当処理場の3系が亜硝酸型硝化になり、処理水質の低下が見られた。今回の調査は、この状況解消のためにおこなった運転対応に関するデータを解析することにより行った。

具体的には、硝化促進している他系列の活性汚泥を転送した場合、空気量を増加した場合、活性汚泥の転送と空気量の増加を同時に行った場合について調査を実施した。

調査期間中、日常行っている維持管理試験に加えて3系曝気槽各回路(A,B,C,D回路)の混合液を採取し、その試料を直ちにろ紙でろ過し、ろ液についてアンモニア性窒素、亜硝酸性窒素および硝酸性窒素の分析を行った。同時に各回路のD0も測定した。維持管理試験ではその他に

表1 処理施設の概要

沈砂池	W2.8m × L18.0m × H2.1m 有効容量 110m ³ 水面積 50m ² 6池		
水処理施設			
	1系	2系	3系
第一沈殿池	W27.6 × L40.4 × H4.1 有効容量 4,570m ³ リンクベルト式	W27.6 × L40.4 × H4.1 有効容量 4,570m ³ リンクベルト式	W27.6 × L40.4 × H4.1 有効容量 4,570m ³ リンクベルト式
曝気槽	W6.8m(4水路) × L47.4m × H7.5m 有効容量 9,670m ³ 散気板 448枚 × 4水路 気孔径 300μ	W6.8m(4水路) × L47.4m × H7.5m 有効容量 9,670m ³ 散気板 448枚 × 4水路 気孔径 400μ	W6.8m × L47.4m × H7.5m (4回路) 有効容量 9,670m ³ 散気板 336枚 × 4回路 気孔径 400μ
	散気方式 旋回流	散気方式 旋回流	散気方式 片側旋回流
	散気水深 4.5m	散気水深 4.5m	散気水深 4.5m
	完全混合型	完全混合型	押し出し流型
	1/4(A回路)制限曝気	1/4(A回路)制限曝気	1/4(A回路)制限曝気
第二沈殿池	W27.5m × L54.6m × H2.8m 有効容量 4,200m ³ リンクベルト式	W27.5m × L54.6m × H2.8m 有効容量 4,200m ³ リンクベルト式	W27.5m × L54.6m × H2.8m 有効容量 4,200m ³ リンクベルト式
備考	1系は、さらに1-1系と1-2系に区切られており、それぞれ独立して使用することができる。		

透視度、pH、COD、MLSS濃度等についても分析した。また運転管理で使用している工業計器類から得られたデータも使用した。

以上から得られた結果から、亜硝酸型硝化とMLSS濃度、SRT、空気量、水温等の関係について考察した。

調査期間中の3系の運転条件を表2に、C回路およびD回路DOの経日変化を図1に示した。

表2 調査期間中の運転条件

	通常の冬季	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4
調査期間	—	H12.27~2.12	H12.212~2.17	H12.218~2.24	H12.224~3.3
MLSS(mg/l)	1,200~1,800	1,500~2,000	1,600~1,700	1,900~2,100	1,900~2,300
DO(mg/l)	D回路で2~3	D回路で2~3	D回路で3~4	D回路で4~5 C回路で2~3	D回路で4~5 C回路で3~4
汚泥転送	×	○	×	○	○

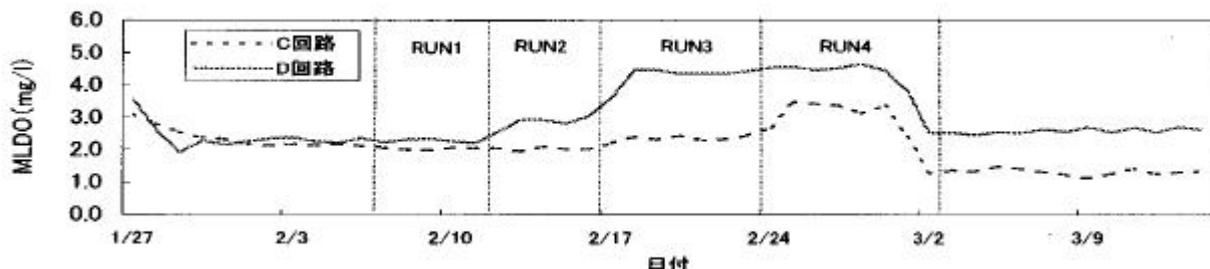


図1 3系曝気槽MLDO調整

分析方法 アンモニア性窒素：MERK RQflex
 アンモニウムイオンテスト
 亜硝酸性窒素：MERK RQflex
 亜硝酸イオンテスト
 硝酸性窒素：MERK RQflex
 硝酸イオンテスト

2.1 活性汚泥の転送

表2に示されるように、3系は通常の冬季と同じ曝気槽最終D回路出口でDO2~3mg/lとなるように空気量を調整していた。

しかし3系は、1/27(木)から、透視度が低下し処理水質が悪化した。その原因は亜硝酸型硝化になり汚泥の凝集性が大幅に低下したためであることが分かった。

そこで処理水質の改善をはかる目的で、硝化が良好に進んでいる2系から3系へ活性汚泥の転送を行った{2/7(月)~2/12(土),RUN1}。この期間中は、通常通りD回路のDOを2~3mg/lに調整した。またMLSSを1,500から2,000mg/lまで徐々に高くしていった。

2.2 空気量の増加

つぎに汚泥の転送は止め、D回路のDOを3~4 mg/l になるように空気量を調整した{2/12(土)~2/17(木),RUN2}。この期間中はMLSSを1,600~1,700mg/lであった。

2.3 活性汚泥の転送および空気量の増加

2/17(木)から水処理2系から3系への活性汚泥の転送を再開した。

そしてまずD回路のDOを4~5mg/l、C回路を2~3mg/lになるように空気量を調整した{2/17(木)~2/24(水),RUN3}。この期間中MLSSを1,900~2,100mg/lまで高めた。

その後C回路のDOを4~5mg/lになるように空気量を調整した{2/25(木)~3/3(金),RUN4}。この期間中MLSSは1,900~2,300mg/lであった。

3. 調査結果および考察

3.1 調査結果

処理水の透視度を図2、D回路の硝化状況(窒素三態)を図3、B,C,D3回路の亜硝酸性窒素濃度の経日変化を図4にそれぞれ示した。

RUN1での汚泥転送により、凝集性の良好な活性汚泥が増加し、3系処理水の透視度がそれまでの20~35cmから50~60cmまで回復した。RUN1終了時には、曝気槽D回路において亜硝酸性窒素が検出されなくなった。

しかしRUN2では、汚泥転送を止めると、空気量を増やしても、亜硝酸性窒素濃度が再び上昇を始め、透視度も25~35cmまで低下してしまった。

RUN3で空気量を増やしたまま再度活性汚泥の転送を行った結果、透視度は50~60cmまで回復し、亜硝酸性窒素濃度もD回路で0.5mg/l以下まで減少した。しかし、図4からわかるように、B・C回路ではまだ亜硝酸性窒素が残っていた。

RUN4でC回路の空気量も増やした結果、D回路の亜硝酸性窒素はすぐに検出されなくなり、B・C回路でも、RUN4開始から1週間後には亜硝酸性窒素がほとんど検出されなくなった。

以上の結果を確認して、亜硝酸型硝化が解消したと判断した。

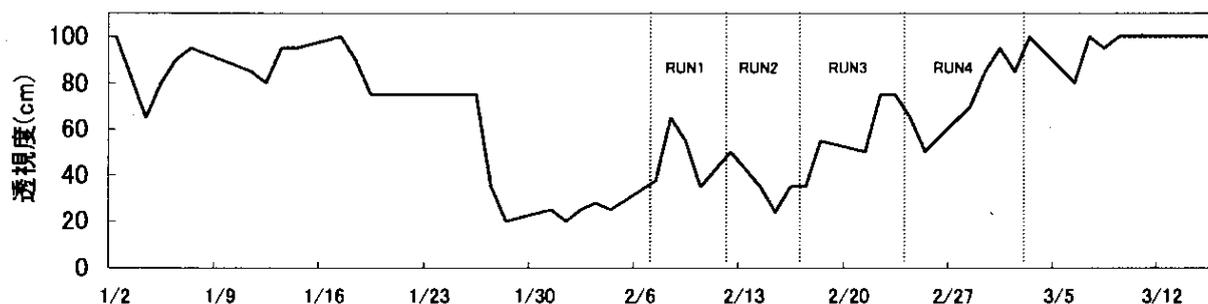


図2 3系処理水透視度経日変化

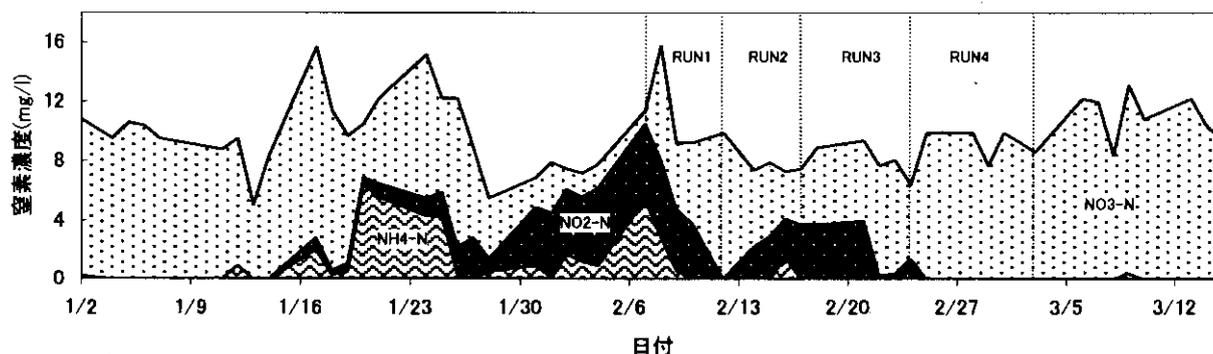


図3 3系硝化状況(窒素三態)の経日変化

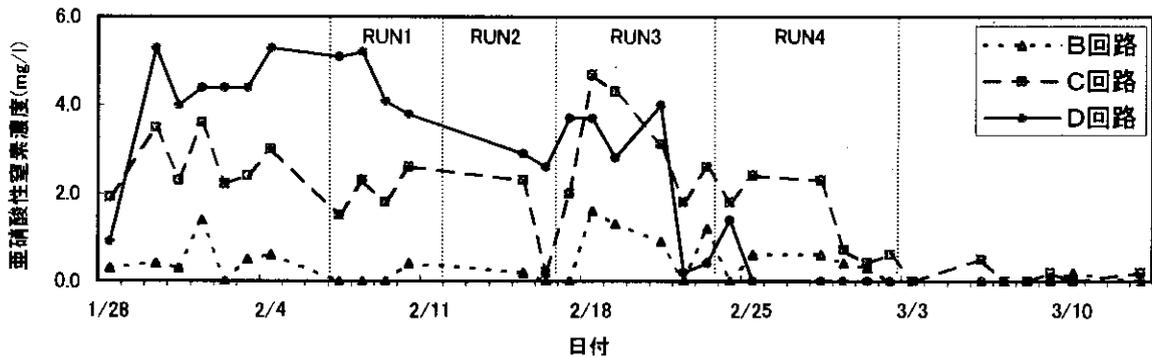


図4 3系亜硝酸性窒素濃度経日変化

3.2 汚泥転送の効果

表3はRUN1とRUN2期間中の透視度とMLSS濃度の関係を示したものである。RUN3,4では、汚泥転送によりMLSS濃度が高くなり透視度も回復していったため、それぞれに相関があるように思える。しかし表3から分かるように、透視度の回復はMLSS濃度ではなく汚泥転送の効果によるものであることが明らかである。つまり、汚泥転送を行っていない時は汚泥の凝集不良のため透視度は回復しない。ところが、汚泥転送をするとその良好な凝集性のために透視度が回復する。

さらに空気量を増やすと、亜硝酸性窒素濃度が減少し硝酸性窒素まで硝化が速やかに進むことがわかった。

以上の結果から、亜硝酸型硝化の解消には、硝化が良好に進んだ他系列からの汚泥転送が効果的であると判断できる。

表3 MLSS濃度と透視度の関係

(示した値は、期間中の平均値)

調査期間	RUN1	RUN2
MLSS濃度(mg/l)	1,660	1,640
透視度(cm)	51	32

3.3 MLSS濃度と亜硝酸型硝化の関係

図5は調査期間中の3系曝気槽D回路における亜硝酸性窒素濃度とMLSS濃度の相関をとったものである。調査期間中のような低水温期では、亜硝酸性窒素濃度とMLSS濃度の間には明らかに

相関があり、その関係は式で表される。相関係数は0.83と高かった。

$$D_{NO_2} = -0.0049X_O + 11.062 \dots \dots \dots$$

ただし、

D_{NO_2} : 3系曝気槽D回路における
亜硝酸性窒素濃度(mg/l)

X_O : 3系曝気槽MLSS濃度(mg/l)

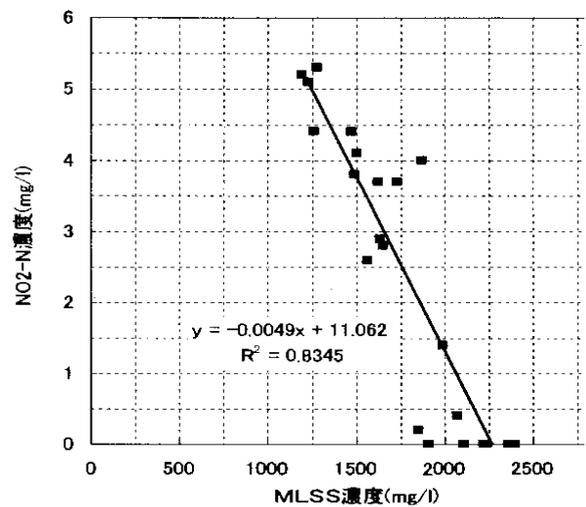


図5 亜硝酸性窒素 - MLSS相関図

図5から分かるように、MLSS濃度が約2,000mg/l以上の時は亜硝酸性窒素は0.5mg/l以下となり、亜硝酸型硝化の解消に近づくことが分かる。

しかし2系はMLSSが1,500mg/l程度であったにも関わらず、硝酸型で完全硝化していた。つまり亜硝酸型硝化になる前であれば、必ずしもMLSSを2,000mg/l以上にする必要はないと考えられる。ということは2系のように亜硝酸型硝化になる前に必要A-SRTが維持されていれば、硝化細菌が十分確保でき亜硝酸型硝化にはならないと考えられる。

今回は2系活性汚泥が混合された効果で硝化細菌が増え3系はMLSSが約2,000mg/l以上で亜硝酸型硝化の解消に向かったが、3系だけの活性汚泥の場合はさらにMLSSを高くする必要があるのかもしれない。

今回の事例から冬季においても硝化細菌を十分確保し亜硝酸型硝化を解消するためには、汚泥転送を行いながらMLSSを2,000mg/l以上まで高めることが効果的であると考えられる。

3.4 A-SRTと亜硝酸型硝化の関係

硝化の度合いには、好気部のSRTであるA-SRTが影響する。当処理場では、曝気槽の前段部分1/4を制限曝気にしているためA-SRTはSRTの3/4となる。

図6に亜硝酸型硝化になる以前の硝化に必要なA-SRTと2系、3系のA-SRTの経日変化を示す。硝化に必要なA-SRTの計算には、下水道施設設計・設計指針と解説(1994版)¹⁾に示されている式を使用した。

$$A-SRT = 20.65 \times \exp(-0.0639 \times \text{水温}) \dots$$

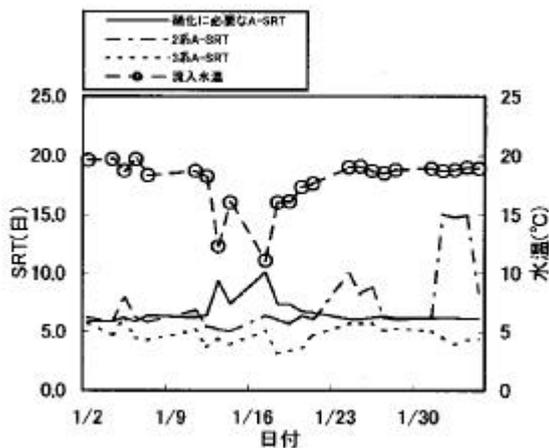


図6 SRT経日変化比較

図6から分かるように、3系のA-SRTは必要A-SRTよりも短くなっている。そのため、水処理3系は亜硝酸型硝化に陥ってしまったものと考えられる。1月中旬には、必要A-SRTが長くなっているが、この時期に降雨および降雪がたびたびあり、10日近くまで水温が低下したためである。このような時期には特に、MLSSを高くするなどの措置により、十分なA-SRTを確保する必要があると考えられる。当処理場では、日常的にA-SRTを管理指標として用いていなかった。そのため今後は、特に冬季には、MLSS濃度だけでなく日常的にSRT管理も行っていく必要があるものと考えられる。

転送を始めてからは、水処理2系からの転送汚泥量の方が3系からの余剰汚泥引き抜き量を上回ることがおおく、さらに3系には2系から異なるA-SRTの活性汚泥が転送されていた。そのため調査期間中の3系における硝化とA-SRTの関係を判断材料にするのは難しい。参考までに、RUN1～RUN4の期間中の3系A-SRTを、曝気槽から系外に引き抜かれる余剰汚泥量と曝気槽内の総MLSS量から単純に計算すると19日となった。

またRUN1～RUN4の期間中の硝化に必要なA-SRTの平均は6.3日、水処理2系の調査期間中のA-SRTは6.2日となっており、ほとんど同じであった。

3.5 活性汚泥転送による3系MLSSの増加量予測

本調査では、2系の余剰汚泥分を3時間間隔で8回/日3系に転送した。

このときのMLSSの予想増加量を計算すると、次のようになる。

汚泥転送前2週間の3系の平均余剰汚泥量とその期間中の平均MLSS量が釣り合っているとすると、3系曝気槽においてMLSS1,375mg/lの時、発生汚泥量は2.29t/日と考えられる。

3系MLSS濃度にかかわらず、曝気槽内の一日発生汚泥量を2.29t/日とすると、転送期間中予想される3系曝気槽のMLSS増加量は式で表される。

$$XS = (CS + MS - ES) / Va \times 10^6 \dots$$

ただし、

XS：予想MLSS増加量(mg/l・日)

CS：転送汚泥量(t/日)

MS：発生汚泥量(2.29t/日)

ES：引き抜き[余剰]汚泥量(t/日)

Va：3系曝気槽容量(=9,670?)

また、転送を行っていない期間中の予想MLSS

増加量は式 で表される。

$$YS = (MS - ES) / Va \times 10^6 \dots\dots\dots$$

ただし、

YS：予想MLSS増加量(mg/l・日)

表4に式 ， から導き出される，調査期間中の3系予想MLSS増加量と実際のMLSS増加量の結果を示す。

表4 予想MLSS増加量と実質MLSS増加量の比較

調査期間	単位(mg/l)		
	実質MLSS増加量	予想MLSS増加量	実質／予想
RUN1	405	1,254	32%
RUN2	135	98	138%
RUN3	380	1,669	23%
RUN4	290	1,032	28%

RUN2の転送を行っていない期間では予想通りにMLSS濃度は増加した。しかし、転送期間中は予想通りにはMLSS濃度の増加がなく、実際には予想の3割に満たない増加量だった。この原因はよくわからないが、2系からの汚泥転送量が実際には計算値の3割程度しかなかったためか、あるいは3系MLSS濃度増加のため自己消化が進み発生汚泥量が大幅に減少したためと推測される。

図7は、RUN3の時の3系からの転送汚泥が3系MLSSと入れ替わる割合を計算から導いた結果であり、図8は同様に2系の転送汚泥量が計算値の3割だったときのものである。

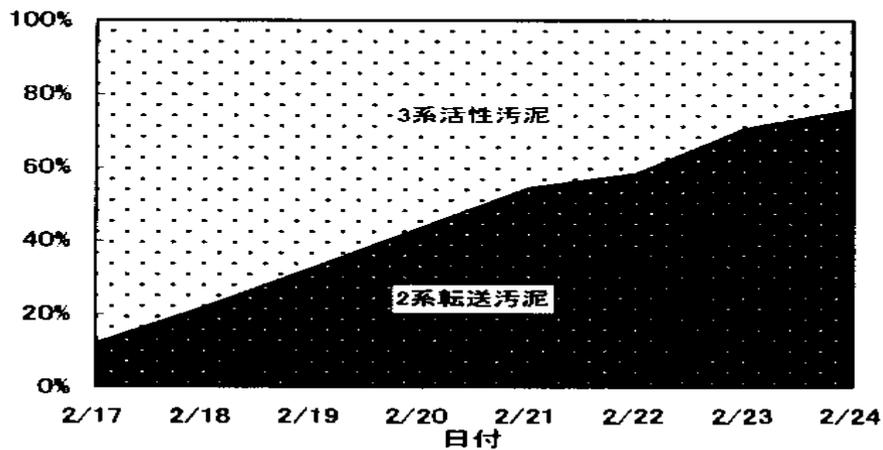


図7 2系転送汚泥の3系MLSSに対する割合の経日変化(その1)

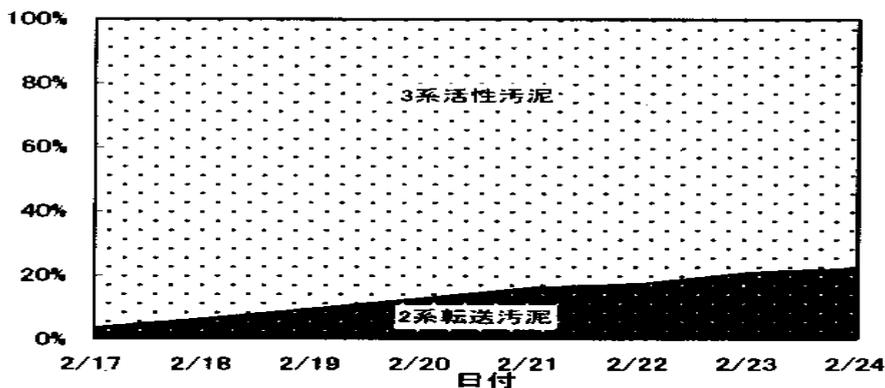


図8 2系転送汚泥の3系MLSSに対する割合の経日変化(その2)

図7, 8によると, RUN3期間中3系の活性汚泥は2系の転送汚泥によって76%入れ替わり, 転送汚泥が3割だった場合には23%入れ替わったことになる。転送汚泥の入れ替わった割合が図7の結果に近いと仮定すると, 約一週間で3系の活性汚泥は転送汚泥によって約8割入れ替わったことになる。このことから汚泥転送が効果的であると考えられる。

他系列からの汚泥転送によって亜硝酸型硝化の解消をはかる場合には, 異なるSRTの活性汚泥が混合されるためSRTを計算することが難しい。そのため汚泥転送期間は, SRTよりも汚泥転送量, MLSS量および汚泥転送効果に着目して水質管理をする方が効果的である。

3.6 高MLSS濃度における第二沈殿池からの汚泥流出の懸念

汚泥流出防止のために必要な最終沈殿池の水面積負荷は, 水温, MLSS濃度およびSVIにより影響を受け, その関係は下水道事業団の実験結果²⁾から式 によって与えられる。

$$S = V_0 / 2 = 2.45 \times 10^6 \cdot T^{0.95} \cdot X_A^{-1.35} \cdot SVI^{-0.77} \dots$$

ただし,

- S : 水面積負荷 (m³/m²・日)
- V₀ : 活性汚泥の初期沈降速度 (m/日)
- T : 水温 ()
- X_A : MLSS濃度 (mg/l)

式 により, 最終沈殿池で分離可能なMLSS濃度は式 により表される。

$$X_A = \{ S \div (2.45 \times 10^6 \cdot T^{0.95} \cdot SVI^{-0.77}) \}^{-1/1.35} \dots$$

また硝化に必要なMLSSは, 硝化に必要なSRT, 余剰汚泥量および曝気槽容量から式 となる。

$$X_B = (SRT \times ES) \div Va \dots$$

ただし,

- X_B : 硝化に必要なMLSS (mg/l)
- SRT : A-SRT × 4/3 (日)
- ES : 余剰汚泥量 (t/日)
- Va : 曝気槽容量 (m³)

式 と から計算したMLSSおよび実際に測定したMLSSについて表5に示す。

表5 3系のMLSSと水温における最終沈殿池の最大可能MLSSと硝化に必要なMLSSの関係

調査期間	平均水温 (°C)	3系 SVI	3系実測 MLSS (mg/l)	X _B (mg/l)	X _A (mg/l)
H12.1.1~2.6	18.2	150	1387	1981	4131
RUN1	18.7	178	1453	—	3690
RUN2	18.9	238	1640	—	3283
RUN3	18.3	369	1978	—	2444
RUN4	18.5	317	2253	—	2820

表5から, X_A > X_Bであり, 完全硝化するためにMLSS濃度を高めても第二沈殿池からの汚泥の流出はないことが推測される。

3.7 亜硝酸型硝化における活性汚泥の凝集不良

水温の低い冬季に硝化促進運転を行いながら完全硝化を目指す時, アンモニア性窒素濃度は低くなるが亜硝酸性窒素濃度が高くなり, 亜硝酸型硝化になることがある。この状態では, 活性汚泥の解体が起こり, 凝集性が悪化して透視度が悪くなる。

当処理場でも3系においてこの状態が著しく現れ, 処理水の透視度が20~35cmとなった。汚泥解体と呼ばれる状態では, 曝気槽のSVIは通常100以下まで小さくなるが, 140~150と普通の良好なSVIであった。しかし, このときの活性汚泥を鏡視したところ, 亜硝酸性窒素の毒性によって原生動物がほとんど死滅してしていたため, 汚泥解体であると判断した。汚泥解体による有機分の溶出とSSの流出のため処理水のC-BODは通常よりも高くなった。また亜硝酸性窒素のためにN-BODが若干高くなったが, 亜硝酸型ではあるにせよ硝化率が8割以上と硝化が進んでいたため, アンモニア性窒素の残留は3mg/l以下となり, C-BODとN-BODの合計であるT-BODは放流基準値以下に抑えられた。

亜硝酸型硝化になり汚泥解体の状態となると, ほとんどの原生動物が死滅してしまうため, その状態は短期間ではなかなか改善しない。そこで, 硝化が進んでおり凝集性が良好で生物相も豊かな活性汚泥を転送することにより, 短期間で3系活性汚泥の凝集性が改善され透視度も回復することができた。

しかしRUN2のように亜硝酸型硝化が解消していないまま汚泥転送を止めると, 亜硝酸性窒素の毒性によって再びすぐに凝集性の悪い活性汚泥に戻ってしまう。そのため, 汚泥転送は亜硝

酸型硝化が完全に解消するまで続ける必要があると考えられる。

今回の事例から、系列が複数あり、他の系列において硝化が良好に進んでいる場合には、汚泥転送が効果的であることが確かめられた。

4. まとめ

今回の調査から以上のことが明らかとなった。

今回のように必要A-SRTが確保できなかった等の理由で亜硝酸型硝化になってしまった場合、その解消のためには、汚泥転送を行いながら十分な空気量を確保する必要がある。

亜硝酸型硝化になってしまった場合、その解消のためには汚泥転送を行いながらMLSS濃度を2,000mg/l以上にすると効果的である。

亜硝酸型硝化を避けるためには、硝化に必要なA-SRTを保つ必要がある。もし亜硝酸型硝化になってしまったときには必要A-SRT以上のA-SRTを確保した方がよい。

亜硝酸型硝化が解消したことを判断するには、曝気槽の全ての回路(当処理場ではA,B,C,D4回路)において亜硝酸性窒素が検出されなくなり、アンモニアから硝酸まで速やかに硝化が進むことを確認する必要がある。

亜硝酸型硝化になって透視度が低下した場合、他系列からの汚泥転送が有効であり、転送汚泥の良好な凝集性のため処理水の透視度がすぐに回復する。

今回の事例では、他系列が硝酸型で完全硝化していたため汚泥転送が効果的であった。しかし、他系列からの汚泥転送が行えない場合の解消方法については今後検討すべき課題である。

今後当処理場において、亜硝酸型硝化にならないように水質管理をおこなうためには、今回得られた知見を活かし常日頃からの確に水質状況を把握する必要がある。もし亜硝酸型硝化になった場合は、その原因を究明し迅速に対応していきたい。

参考文献

- 1) 日本下水道協会：下水道施設設計・設計指針と解説(1994年版)
- 2) 日本下水道事業団：標準活性汚泥方設計指針(案)(平成7年1月)

3 . 下水の処理

- 3 - 1 生物学的窒素・りん同時除去の高効率化技術の開発について
- 3 - 2 オゾン耐性膜による再生水製造システムの開発その2
- 3 - 3 ダイナミックろ過法を用いた生物学的高度処理法の開発に関する研究
- 3 - 4 不織布を用いたろ過による活性汚泥混合液の固液分離技術の実用化に関する共同研究
- 3 - 5 活性汚泥中含有リンの効率的除去技術の開発
- 3 - 6 有明処理場における安定的な窒素、りん削減のための調査
- 3 - 7 下水汚泥を利用した低分子脂肪酸の製造に関する調査
- 3 - 8 放流水のりん対策（予防的水質管理の構築）
- 3 - 9 中野処理場放流水中の窒素、りんの現状
- 3 - 10 汚泥集約処理における汚泥処理返流水の窒素とりん
- 3 - 11 A O 法と疑似嫌気好気法の比較検討
- 3 - 12 亜硝酸の活性汚泥に及ぼす影響調査

3 - 1 生物学的窒素・りん同時除去の高効率化技術の開発について

計画部 技術開発課

現状では、生物学的に窒素・りんを同時除去するためには、生物反応タンクの容量を大きくとり、また窒素除去率を向上させるためには、硝化液循環量を増加させなければならない等の課題をかかえている。そこで、パイロットプラントを用い、ステップ流入式嫌気無酸素好気法により、従来の嫌気無酸素好気法に比べて HRT（水理的滞留時間）の短縮、窒素・りん除去率の向上を目的とする研究を行った。

平成11年度の結果は以下のとおりである。

- 1) 2段ステップ流入で反応タンクのHRT12時間を達成した。
- 2) 窒素の除去については、低い循環率（1以下）で除去率80%以上を達成した。

しかし、りんの除去については、流入水質が安定している時期は、除去率80%以上であったが、流入水質が不安定な時期（降雨時、高負荷時）は、除去率がマイナスになることもあった。その対策として、反応タンクへの生汚泥投入・酢酸添加を行った結果、除去率向上に効果があった。

また、これらの研究結果より、施設設計のもととなる、硝化とSRTとの関係式、脱窒速度定数の算出、無酸素タンク容量の算出等について、新しい見解を示した。

3 - 1 生物学的窒素・りん同時除去の高効率化技術の開発について

計画部 技術開発課

佐久間真理子, 曽根 啓一, 渡部 健一

1. はじめに

東京都では、東京湾の富栄養化を防止するため、東京都公害防止条例の改正により、平成11年4月1日より窒素りんの規制が導入され、同年10月1日より適用された。下水処理場放流水の規制基準値は表 1 のとおりである。現在のところ既設の処理場で基準を超えているところはない。しかしすべての施設が高度処理施設になった場合、新設処理場対応の規制基準が適用されると、流入水が高濃度の処理場では、現在の嫌気無酸素好気法では対応困難な状況が予想され、早急な技術開発が求められている。

表 - 1 下水処理場の放流基準値

	T-N(mg/l)	T-P(mg/l)
既設処理場	30 (50)	3.0 (4.5)
新設処理場	20	1.0

() 内は汚泥返水を受ける処理場

*最大値規制

また敷地、その他の条件が限られている大都市の処理場では、高度処理導入に際しても施設のコンパクト化、処理の効率化、コスト縮減が求められている。今回は、これらの課題に対応するために、平成10年度より12年度までの3年間の予定で行っている2段階嫌気無酸素好気法の研究について、平成11年度までの結果でいくつかの知見が得られたので報告する。

2. 開発の目標

平均的な都市下水を対象とした開発プロセスの目標数値を表 - 2 に示す。従来の生物学的窒素りん同時除去法である嫌気無酸素好気法を比較処理方法とする。

表 - 2 開発の目標

	開発プロセス Step-A20	比較プロセス A20
HRT	<12hr	16hr
窒素除去率	80%>	70%
りん除去率	85%>	75%

3. 方法

都内芝浦処理場内、技術開発課実験ヤードに設置したパイロットプラントの仕様とフローを図 1 に、運転条件を表 3 に示す。プラントは試験系列2系列、比較系列1系列の計3系列とした。このプラントを用い、様々な条件を与え、開発プロセスの処理効率について研究を行った。

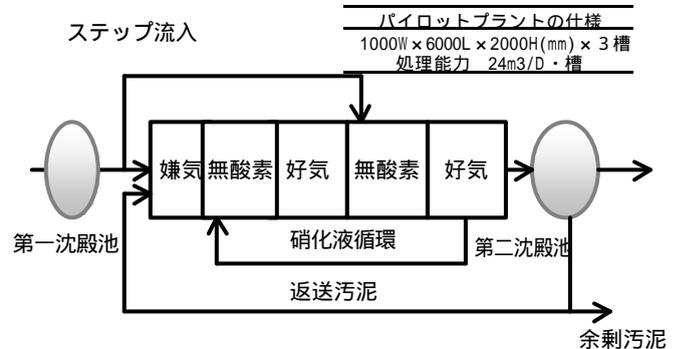


図 - 1 パイロットプラントフロー

表 - 3 標準的運転条件

	開発プロセス	A20
循環率	0.7	2.0
返送率	0.5	0.5
ステップ比	0.5:0.5	-

4. 結果と考察

それぞれ、個別の目的に応じてRUN 1 ~ 7 の運転を行った。試料の分析は下水試験法に準ずる方法で行った。酢酸はHPLCで測定した。運転概要の一覧を表 4 に示す。

表 - 4 運転概要

	馴養	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6	RUN7
目的 (網掛け部分)	・各系処理水質の安定 ・各系SRTの安定 ・1,2系処理水質を揃える	・ステップ流入比の違いによる窒素除去性能の比較検討	・ステップ流入比の違いによる窒素除去性能の比較検討 (RUN1 から 継続)	・生活污水・酢酸投入によるりん処理性能の比較検討	・生活污水・酢酸投入によるりん処理性能の比較検討 (各系MLSSを2000程度に統一)	・A-SRT短縮の検討	・HRT短縮に関する検討 ・窒素除去性能の確認	・HRT短縮に関する検討 ・窒素除去性能の確認
期間	2/11~3/11	3/11~4/23	6/21~8/6	8/9~9/24	9/27~11/5	11/8~12/27	H12 1/5~2/18	2/21~3/31
1系 開発 プロセス	HRT (h)	12	12	12	12	12	10	12
	ろ材流入比 (-)	0.5:0.5	0.5:0.5	0.5:0.5	0.5:0.5	0.5:0.5	0.5:0.5	0.5:0.5
	硝化液循環比 (-)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.3	0.7
	A-SRT (日)	9.2	7.0~9.2	5.8	4.3~5.5	7.4	5.9	10.9
	MLSS (mg/L)	2,543~3,525	1,860~2,885	1,126~1,326	935~1,503	1,328~2,645	1,335~1,865	2,020~2,785
	生活污水投入 (L/h)	-	-	-	10L/h	10L/h	-	-
2系 開発 プロセス	HRT (h)	12	12	12	12	12	9.1	10
	ろ材流入比 (-)	0.5:0.5	0.6:0.4	0.6:0.4	0.5:0.5	0.5:0.5	0.5:0.5	0.5:0.5
	硝化液循環比 (-)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7, 1.4	0.3
	A-SRT (日)	9.0~9.2	6.8~9.0	5.6	4.3~5.5	10.5	10.5	10.0
	MLSS (mg/L)	2,670~3,138	2,033~2,950	1,083~1,818	820~1,173	955~1,613	1,828~2,690	2,443~3,328
	生活污水投入 (L/h)	-	-	-	-	-	-	-
3系 (総法)	HRT (h)	12	12	12	12	12	10	12
	ろ材流入比 (-)	-	-	-	-	-	-	-
	硝化液循環比 (-)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.1
	A-SRT (日)	8.8	6.7~8.8	5.5	4.3~5.5	10.5	10.4	10.0
	MLSS (mg/L)	2,673~3,458	1,885~2,990	1,023~1,558	910~1,330	1,048~2,475	2,158~3,085	2,748~3,453
	酢酸投入 (mg/L)	-	-	20~50	20	-	-	-

4.1 流入原水の性状

4.1.1 原水水質

流入水（反応タンク流入水，以下同じ）の状況を表 5 に示す。次のような特徴が見られた。

各項目とも，冬期（RUN 5 ~ RUN 7）には高い濃度を示した。特にT-Pについては，突発的に非常に高濃度での流入があった。これは，実験プラントの原水として採取している芝浦本系一沈入り口導水渠の下流部に，芝浦本系の余剰汚

泥の投入管があり，流入水量の少ない土，日曜日等に余剰汚泥から溶出したりん逆流があったためである。T-N, NH₄-N, やBOD, COD濃度については，夏期（RUN 2, 3）は，春期および秋期（RUN 1, 4）に比べ低い値であった。

T-P, PO₄-P, SS濃度は上記の項目ほど顕著ではないが，夏期は，春期および秋期に比べやや低い値であった。

表 - 5 原水水質

単位 mg/L	RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4	RUN 5	RUN 6	RUN 7	全体
	3/11~4/28	6/21~8/6	8/9~9/24	9/27~11/5	11/8~12/27	1/5~2/18	2/21~3/31	
T-N	32.4 18.9~39.3	26.7 11.2~33.3	25.3 20.6~29.5	30.6 13.7~37.6	34.4 23.6~39.6	37.0 25.0~41.0	38.9 27.9~51.0	32.9 11.2~51.0
NH ₄ -N	22.7 11.8~26.9	17.6 6.6~22.1	17.5 13.8~20.3	21.6 8.4~26.7	24.4 15.8~30.6	25.8 17.2~28.8	27.5 18.9~33.2	22.9 6.6~33.2
T-P	3.8 2.1~5.9	3.0 0.7~5.1	3.2 1.8~4.6	3.5 1.6~4.7	4.5 2.2~11.3	5.1 2.5~16.2	5.1 3.1~10.8	4.1 0.7~16.2
PO ₄ -P	2.3 0.8~3.8	1.7 0.1~4.2	1.8 0.9~3.2	2.0 0.6~3.2	3.0 1.4~9.0	3.1 1.3~11.9	3.2 1.6~8.2	2.5 0.1~11.9
T-BOD	146 79~204	108 31~215	85 44~112	124 46~211	152 115~212	177 80~242	182 137~267	140 31~267
S-BOD	53 21~79	36 10~71	30 21~38	42 18~65	53 30~90	57 18~99	58 26~86	47 10~99
T-COD	67 45~83	57 26~80	51 35~67	67 39~83	80 62~95	82 58~98	83 70~94	71 26~98
SS	85 47~120	90 40~190	65 32~122	83 52~124	89 60~134	93 56~128	106 76~146	89 32~190

上段：平均値 下段：最小値~最大値

4.1.2 流入水のBOD/N比, BOD/P比

窒素りんの除去については, 流入水の有機物量が大きな影響を与えるため, 流入原水のT-BOD/N比およびT-BOD/P比を図 2, 3 に示した。T-BOD/N比は3以上必要⁽¹⁾といわれているが, ほとんどの場合3~6の範囲内にあり, 窒素除去のために必要な有機物量が充分存在していたとみられる。一方, T-BOD/P比は20~40程度で, りん除去に必要とされるT-BOD/P比20~25⁽²⁾以上を概ね満足していた。

また, 近年の研究より有機物のなかでもとりわけ酢酸が, りん除去を左右することがわかってきたので, 酢酸濃度についてRUN3後半~RUN4での流入原水の酢酸/T-P比を調べた。その結果を図 4 に示す。都における調査⁽³⁾等によれば, 酢酸/T-P比が4~6以上ある場合は, りん除去が良好に行われていることが報告されている。図 4 によれば, 酢酸/T-P比は0から8以上までばらついており, 安定したりん除去が困難であることが予想された。

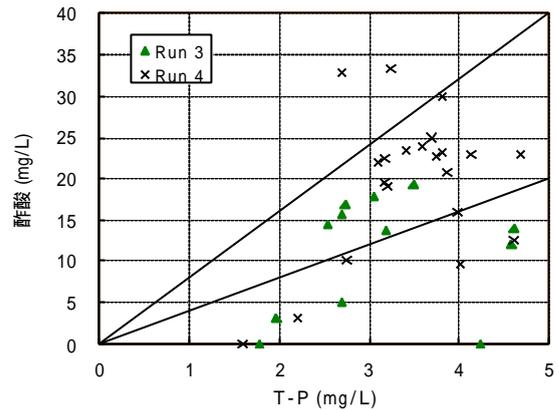


図 - 4 流入原水の酢酸/T-P 比

4.1.3 流入水酢酸濃度

RUN3後半~RUN4の期間での, 原水の酢酸濃度と芝浦処理場の降雨量の経日変化を, 図 5 に示す。ここで「スポット原水」は当日の午前9時に採取したもので, 「原水」は24時間コンポジット採水したものである。期間中, 比較的激しい降雨の後の酢酸濃度が極端に低くなる現象が見られた。またRUN4になって酢酸濃度が上昇したことがわかる。

原水のS-BOD濃度と酢酸濃度の関係を図 6 に示す。酢酸もBODを構成する1成分であるため, 酢酸濃度が高ければ, BOD濃度も高くなる傾向は見られる。しかし相関がよいとは言えない。純粋の酢酸はCH₃COOH濃度として測定した場合, BOD値としては酢酸濃度の約85%の値を示した。この結果を図 - 6 にあわせて表示する。全体のS-BODに占める酢酸のS-BOD値をひくと残りのS-BODはほぼ一定であり, 全体のS-BODの変動の主たる要因は酢酸であると言える。

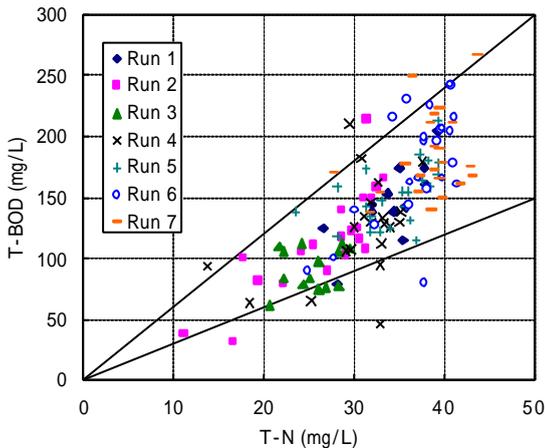


図- 2 流入原水のT-BOD/T-N比

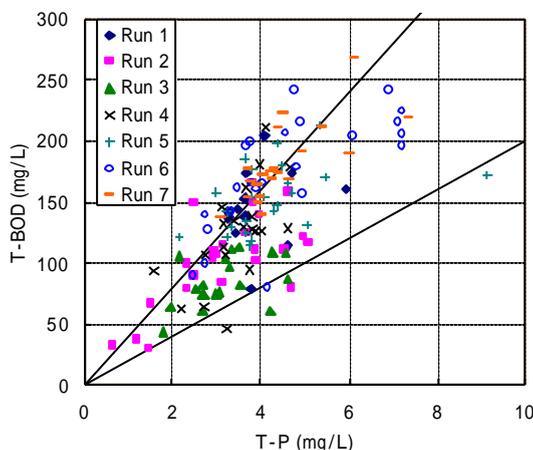


図- 3 流入原水のT-BOD/T-P比

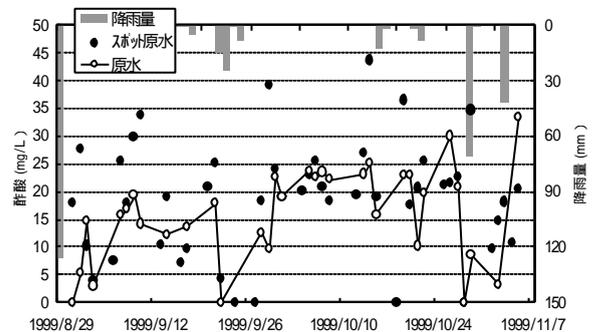


図 - 5 原水酢酸と芝浦処理場への降雨量の経日変化

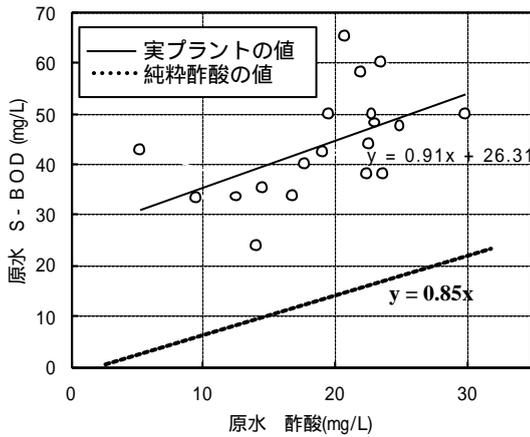


図 - 6 原水酢酸濃度と S-BOD 濃度の関係

4.2 プラントの処理結果

4.2.1 RUN1, RUN2

RUN1, RUN2の結果を表 6, 7, 図 7, 8, 9, 10, 11に示す。(図 - 10, 11, 13, 15はピロフィル試験 滞留時間に応じて流下方向にスポットサンプリング)

RUN 1 では、開発プロセスの設計条件の信頼性の検証、RUN 2 はステップ流入比の違いによる窒素除去性能の評価を行った。運転条件は、いずれも完全硝化を前提とするため、必要なA-SRT、空気量を確保した。窒素除去性能は1, 2系(開発プロセス, 以下同じ)で約85%, 3系(比較プロセス-A20法系列, 以下同じ)で約80%となり、理論値以上の除去率を達成することができ、開発プロセス設計条件の信頼性が認められた。また比較系列である従来のA20法系列も良好な除去率を達成しており、必ずしも16時間

のHRTが必要ではないことが明らかとなった。

しかし、りん除去に関しては、開発目標の除去率85%を達成することができなかった。また1, 2系よりもりん除去率が若干安定していた3系について、高濃度りんが流入した時期に20~50mg/lの酢酸を添加したが、1~2日ほどで除去率は回復し、安定した。

RUN2におけるステップ流入比の違いについては、ステップ流入比を0.5:0.5とした1系と、0.6:0.4とした2系の間、窒素除去性能の有意差は認められなかった。硝化・脱窒が完全であれば、前段で流入した窒素は第一硝化槽、第二無酸素槽を経ることにより全量脱窒しており、処理水の窒素濃度を左右するのは後段から流入した窒素量となる。ステップ流入比を0.5:0.5とした1系の後段流入窒素量は、水量をQ、窒素濃度をNとすれば、 $0.5 \times Q \times N$ となり、ステップ流入比を0.6:0.4とした2系の後段流入窒素量は $0.4 \times Q \times N$ となる。これら窒素量のうち、硝化液循環ポンプで第一無酸素槽に戻り脱窒される窒素量の割合は、同じ設定であるから、理論計算上、2系の方の処理水窒素濃度が低くなるはずである。しかし、そのようにならなかった原因は、ひとつには図 9, 10, 11に示すように、降雨等の影響で嫌気槽、無酸素槽でのORPが上がり、1, 2系とも第一無酸素槽出口、第二無酸素槽出口で脱窒が完了せず、 $\text{NO}_x - \text{N}$ が残存したためであった。また、1系よりも2系の方で多くの $\text{NO}_x - \text{N}$ が残存し、結果として1系と概ね同程度の除去率となった。したがって、ステップ比を変えた場合に完全脱窒をさせるためには、ステップ比に合致した各槽容量の設定が必要と思われる。

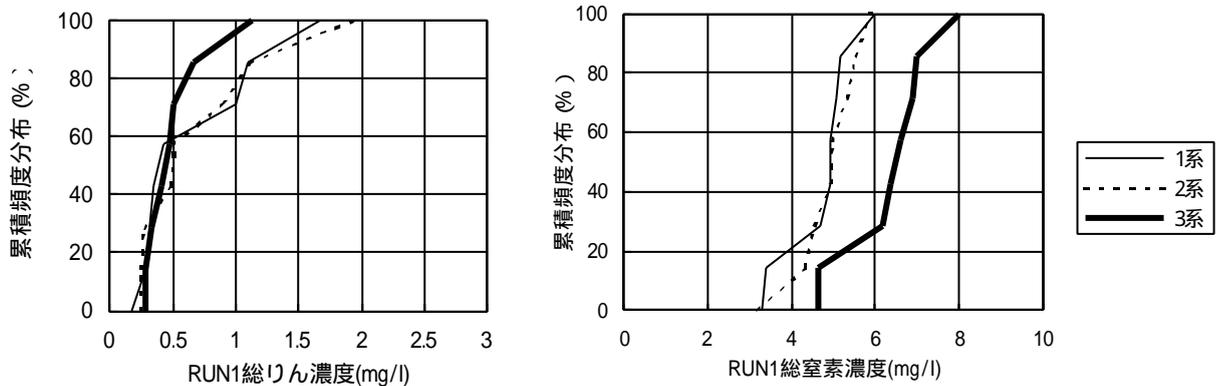


図 - 7 RUN1の処理水濃度の累積頻度分布

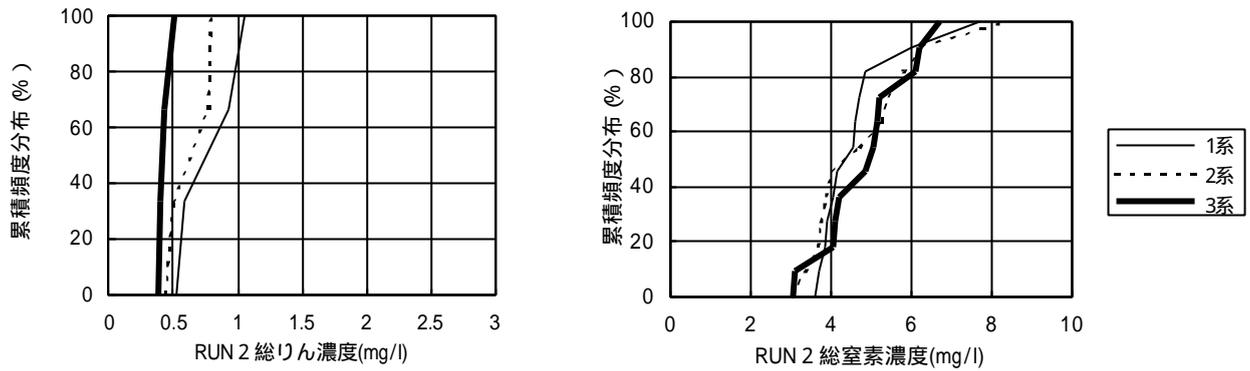


図 - 8 RUN2の処理水濃度の累積頻度分布

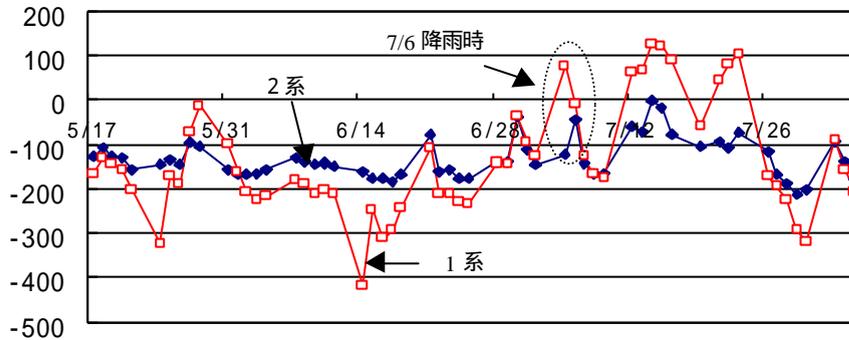


図-9 RUN2、1・2系の第一無酸素槽ORP

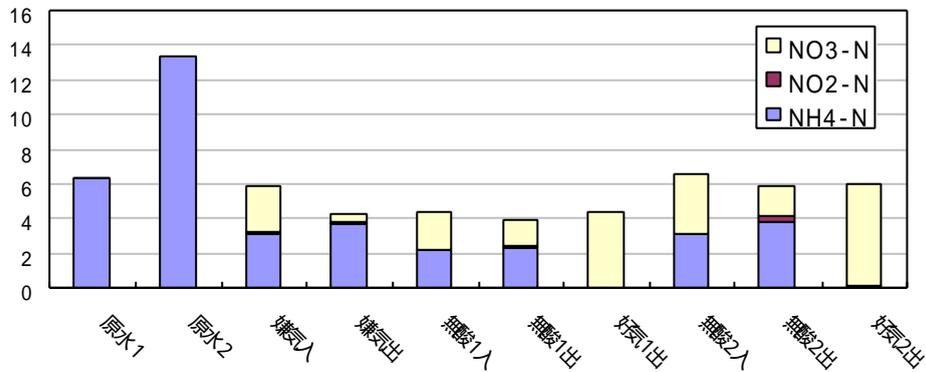


図-10 RUN2、1系窒素の挙動

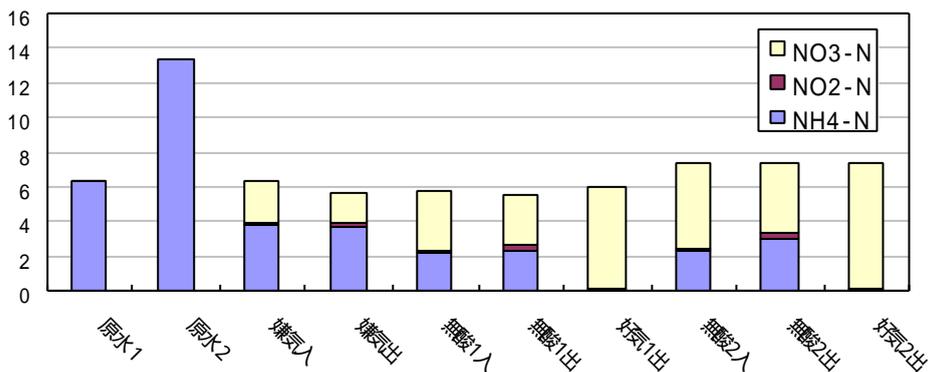


図-11 RUN2、2系窒素の挙動

表 - 6 RUN1の水質の平均値

項 目		R u n 1			
		3/11 ~ 4/28			
		原水	処理水 1 系	処理水 2 系	処理水 3 系
T-N	濃度 (mg/L)	33.0 (18.9 ~ 39.34)	5.1 (3.15 ~ 7.49)	5.3 (3.04 ~ 9.17)	6.7 (4.48 ~ 9.18)
	除去率 (%)	—	85	84	80
T-P	濃度 (mg/L)	3.83 (2.09 ~ 5.93)	0.74 (0.18 ~ 1.72)	0.93 (0.24 ~ 2.27)	0.58 (0.23 ~ 1.52)
	除去率 (%)	—	81	76	85

表 - 7 RUN2の水質の平均値

項 目		R u n 2			
		6/21 ~ 8/6			
		原水	処理水 1 系	処理水 2 系	処理水 3 系
T-N	濃度 (mg/L)	26.7 (11.2 ~ 33.31)	4.8 (3.5 ~ 7.28)	5.0 (3.02 ~ 7.84)	5.7 (3.01 ~ 8.65)
	除去率 (%)	—	82	81	78
T-P	濃度 (mg/L)	2.44 (0.67 ~ 5.1)	2.29 (0.13 ~ 9.22)	2.17 (0.1 ~ 6.91)	1.88 (0.1 ~ 9.24)
	除去率 (%)	—	24	28	38
T-P*	濃度 (mg/L)	3.72 (3.16 ~ 3.99)	0.78 (0.53 ~ 1.06)	0.63 (0.44 ~ 0.79)	0.43 (0.38 ~ 0.51)
	除去率 (%)	—	79	83	88

上段 : 平均値
 中段 : 最小値 ~ 最大値
 下段 : 除去率
 (*) 安定期

4.2.2 RUN3, RUN4

RUN3, RUN4の結果を表 - 8, 9, 図 - 12, 13, 14, 15に示す。RUN3, RUN4では、嫌気槽への生汚泥や酢酸投入によるりん除去安定の調査を行った。RUN2より、原水に高濃度のりんが混入し、混入後の1週間は影響が残った。そのため、高濃度りん混入時と50mm以上の降雨の影響のある場合を不安定時、ない場合を安定時としてデータを整理した。

安定時において、処理水のT-P濃度はほぼ0.5 ~ 1mg/l、除去率は60 ~ 90%であった。安定時において各系の処理水T - P濃度を比較すると、生汚泥を投入した1系は他の系列に比べて低くなっており、生汚泥投入はりん除去率向上に有効であると言える。

RUN3においてもRUN2と同様に、高濃度りんが流入した時期に20mg/lの酢酸を添加したが、1 ~ 2日ほどで除去率は回復し、安定した。生汚泥投入ではそれ以上の日数を必要とした。生汚泥投入時の流入水の酢酸濃度は、流入水その

ものの酢酸濃度を1 ~ 2mg/l程度押し上げたにすぎず、直接酢酸を添加したことによって、より高濃度の酢酸を確保したことが、除去率をあげることに効果的であったと思われる

次に、生汚泥投入の窒素除去に与える影響をみると、図 - 12, 13が示すように、RUN3, RUN4ともに、生汚泥を投入し、流入負荷が増大したにもかかわらず、投入した1系のほうが窒素除去が良好であった。これはいくつかの原因が考えられる。1系は生汚泥投入によりMLSS濃度が上昇し処理能力が上昇したこと、硝化について必要なA-SRTを確保したこと、流入負荷量の増加は脱窒に必要な有機物の添加が行われたとも解釈できること、等により硝化・脱窒の条件は2系に比べてはるかに有利になったためと思われる。また図 - 14, 15が示すように、硝化は1, 2系とも完了しているにもかかわらず、脱窒プロセスでは2系にNO3-Nが残存している。実際に4回のプロフィル試験のうち3回の試験において、同様の結果であった。また3系は、酢酸添加に

より有機物が補填されたことで脱窒に有利になったと思われる。したがって生污泥投入や酢酸

添加は、りん除去とともに脱窒反応にも効果が高いことが確認された。

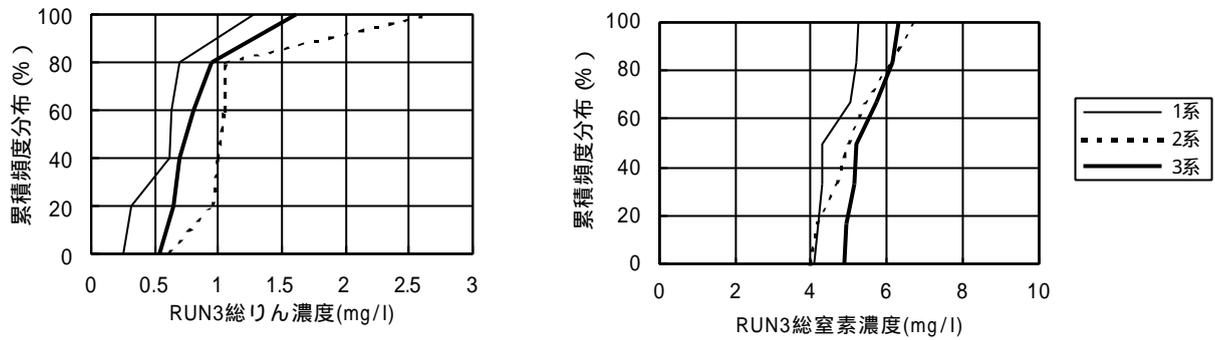


図 - 12 RUN3 の処理水濃度の累積頻度分

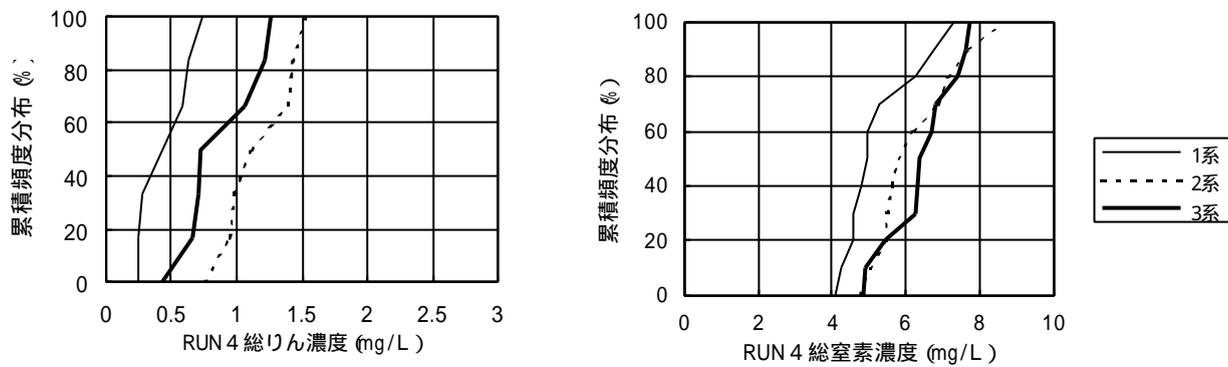


図 - 13 RUN4 の処理水濃度の累積頻度分

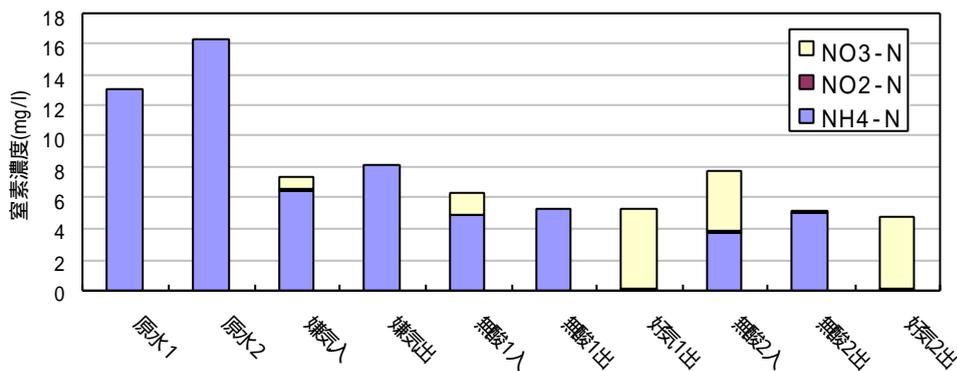


図 - 14 RUN3 の、1系窒素の挙動

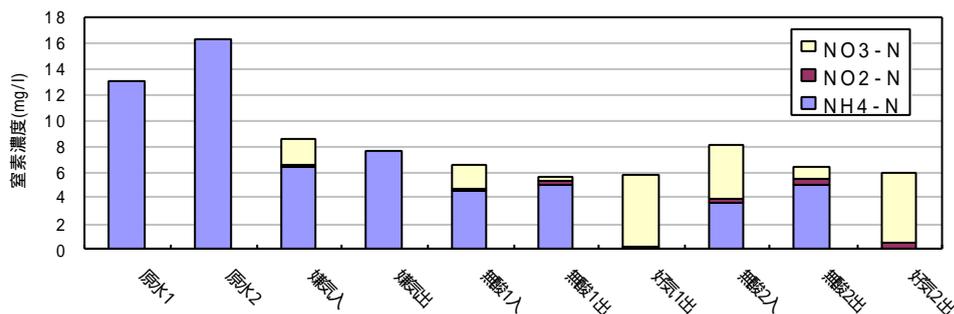


図 - 15 RUN3、2系窒素の挙動

表 - 8 RUN3の水質の平均値

項 目		R u n 3			
		8/9 ~ 9/24			
		原水	処理水 1 系	処理水 2 系	処理水 3 系
T-N	濃度 (mg/L)	25.3 (20.62 ~ 29.51)	4.6 (3.48 ~ 5.86)	5.1 (3.48 ~ 6.61)	5.0 (3.72 ~ 6.08)
	除去率 (%)	—	82	80	80
T-P	濃度 (mg/L)	3.06 (1.78 ~ 4.61)	1.44 (0.26 ~ 4.89)	1.96 (0.61 ~ 5.38)	1.27 (0.4 ~ 5.13)
	除去率 (%)	—	54	38	60
T-P*	濃度 (mg/L)	2.98 (1.78 ~ 4.61)	0.65 (0.26 ~ 1.28)	1.13 (0.61 ~ 2.64)	0.96 (0.42 ~ 1.81)
	除去率 (%)	—	78	62	68

表 - 9 RUN4の水質の平均値

項 目		R u n 4			
		9/27 ~ 11/5			
		原水	処理水 1 系	処理水 2 系	処理水 3 系
T-N	濃度 (mg/L)	30.6 (13.68 ~ 37.61)	5.2 (3.82 ~ 9.74)	5.9 (4.55 ~ 8.28)	6.3 (4.59 ~ 7.65)
	除去率 (%)	—	83	81	79
T-P	濃度 (mg/L)	3.45 (1.59 ~ 4.67)	1.50 (0.23 ~ 5.24)	2.13 (0.63 ~ 5.82)	1.88 (0.43 ~ 5.63)
	除去率 (%)	—	57	38	46
T-P*	濃度 (mg/L)	3.34 (1.59 ~ 3.99)	0.38 (0.23 ~ 0.74)	1.04 (0.45 ~ 1.19)	0.82 (0.27 ~ 1.09)
	除去率 (%)	—	89	69	76

4.2.3 RUN5

RUN5, の結果を表 - 10, 図 - 16, に示す。

RUN5では, A-SRTと, 硝化性能の関係について検討を行った。1系を「高度処理施設設計マニュアル(案)」に示されている式を用いて算出されたA-SRT⁽⁵⁾より短い設定とした。その結果, 1系は80%以上の硝化率ではあったが, 若干アンモニアが残存し, 完全硝化とはならなかった。その結果図 - 16に示すように, 処理水の窒素濃度は1系の方が2, 3系よりも高くなった。したがって処理水の総窒素を効率良く減少させるためには, 完全硝化が望ましい。これまでの実

験結果における, 実A-SRTと必要A-SRTの比と, 硝化率の関係を図 - 17に示す。この結果から, 式から算出されるA-SRTを確保すれば, ほぼ完全硝化となることが認められた。

また, 2系において, 硝化液循環率を0.7から標準的なA2Oの硝化液循環率である1.4位に増加させて運転したところ 除去率で84%, 処理水濃度でT-N濃度5.7mg/lとなり, 硝化液循環率が2である3系より高い除去率が得られ, 窒素処理に関する開発プロセスの優位性が認められた。

表 - 10 RUN5の水質の平均値

項 目		Run 5			
		11/8 ~ 12/27			
		原水	処理水 1 系	処理水 2 系	処理水 3 系
T-N	濃度 (mg/L)	34.4 (23.55 ~ 39.57)	7.0 (3.72 ~ 10.29)	5.7 (3.57 ~ 8.26)	6.0 (3.64 ~ 8.89)
	除去率 (%)	—	80	84	83
T-P	濃度 (mg/L)	4.51 (2.18 ~ 11)	1.96 (0.5 ~ 6.9)	2.30 (0.3 ~ 6.8)	1.77 (0.3 ~ 6.7)
	除去率 (%)	—	56	49	61
T-P*	濃度 (mg/L)	4.16 (3.22 ~ 5.5)	1.10 (0.5 ~ 3.1)	1.40 (0.3 ~ 3.5)	0.85 (0.3 ~ 2.7)
	除去率 (%)	—	74	66	79

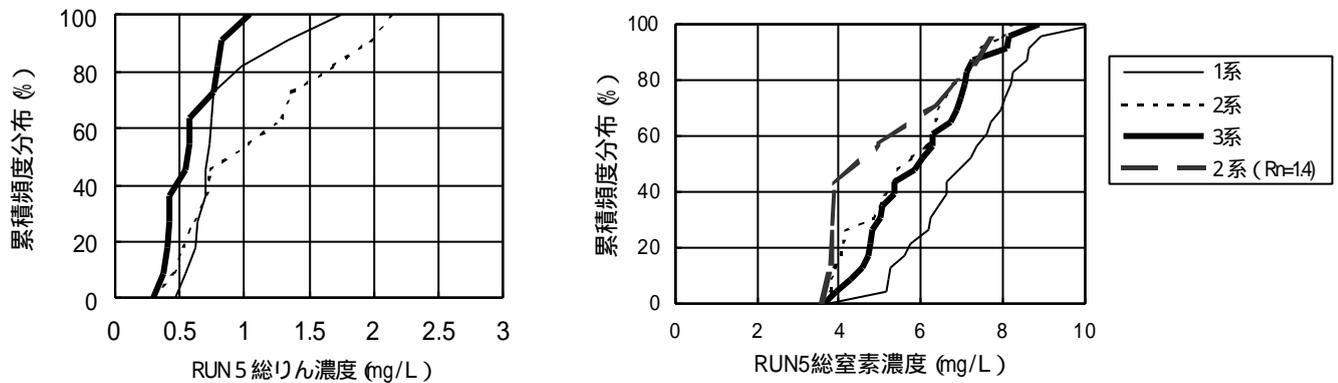


図 - 16 RUN5の処理水濃度の累積頻度分布

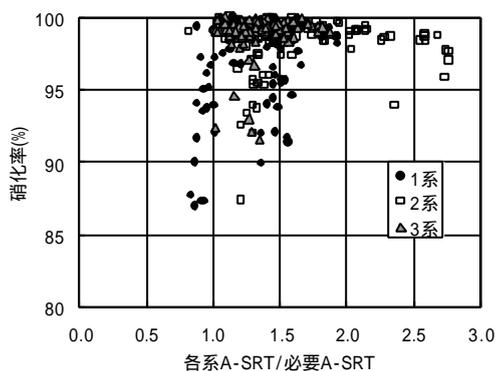


図 - 17 プラントの硝化率

4.2.4 RUN6, RUN7

RUN6, RUN7の結果を表 - 11, 12, 図 - 18, 19に示す。

RUN 6 は, HRTを短縮し, 主に窒素処理に関する開発プロセスの利点について検討を行っ

た。1, 3系のHRTを10時間とし, 開発プロセスのうち2系のHRTを9.1時間とした。また, 窒素の理論除去率を統一するため, 1, 2系の硝化液循環比を0.3, A20プロセスである3系の硝化液循環比を2.1とした。また完全硝化を目標としてA-SRTを8~9日とした。

処理結果をみると, 処理水T-N濃度が10mg/l以下となった頻度は各系列ともほぼ80%であった。除去率は各系列とも80%弱で, 理論どおりであった。開発プロセスと, A20プロセスを比較すると, 窒素除去性能に差はなく, 同程度の窒素除去性能を得るために必要な硝化液循環比はA20プロセスは2.1, 開発プロセスは7分の1の0.3であればよいことが確認された。返送汚泥比も含めた循環比で考えると, 2.6対0.8となり, 開発プロセスは約3分の1の循環比で同程度の処理水質を確保することができた。HRTについては, MLSS濃度を

約3000mg /以上とすること，硝化液循環比を高めることを条件に，開発プロセスでは9時間，従来のA20法においてもHRTを10時間まで短縮することができた。

RUN7は，RUN 6 に引き続き，HRT・循環比の違いによる窒素除去性能の評価を行った。ただしRUN 7は運転条件を平均的なものとする目的で，硝化液循環比を3系については一般的なA20法で用いられる数値である1.5とし，開発プロセスを0.7とした。また，2系のHRT

を10時間とし，HRT12時間の3系と比較して，平均的な運転条件でも反応槽が短縮可能であるという利点の検証を行った。結果について，1系と3系を比較すると，1系は3系よりも窒素除去率が高く，開発プロセスの優位性が実証された。また図 - 19が示すように，1，2系ともに同程度の高い窒素除去率を達成しており，短いHRTにおいても理論除去率どおりの除去性能を持っていることが認められた。

表 - 11 RUN6の水質の平均値

項 目		Run 6			
		H12 1/5 ~ 2/18			
		原水	処理水 1 系	処理水 2 系	処理水 3 系
T-N	濃度 (mg/L)	37.0 (25.00 ~ 41)	8.9 (4.3 ~ 16)	8.5 (3.3 ~ 15)	8.1 (3.4 ~ 17)
	除去率(%)	—	76	77	78
T-P	濃度 (mg/L)	5.13 (2.5 ~ 16)	3.71 (0.5 ~ 11)	3.60 (0.5 ~ 10)	3.21 (0.3 ~ 11)
	除去率(%)	—	28	30	37
T-P*	濃度 (mg/L)	3.39 (2.47 ~ 4.6)	1.09 (0.5 ~ 2.2)	1.13 (0.5 ~ 2.2)	0.57 (0.3 ~ 1.2)
	除去率(%)	—	68	67	83

表 - 12 RUN7の水質の平均値

項 目		Run 7			
		H12 2/21 ~ 3/31			
		原水	処理水 1 系	処理水 2 系	処理水 3 系
T-N	濃度 (mg/L)	38.9 (27.9 ~ 51)	6.6 (3.9 ~ 8.9)	6.4 (3.6 ~ 9.1)	8.3 (5.4 ~ 11)
	除去率(%)	—	83	84	79
T-P	濃度 (mg/L)	5.05 (3.1 ~ 11)	2.59 (0.3 ~ 8.1)	2.44 (0.4 ~ 6.9)	2.95 (0.6 ~ 7.5)
	除去率(%)	—	49	52	42
T-P*	濃度 (mg/L)	4.91 (3.09 ~ 11)	1.21 (0.3 ~ 4.1)	1.10 (0.4 ~ 3.9)	1.5485 (0.7 ~ 4.2)
	除去率(%)	—	75	78	69

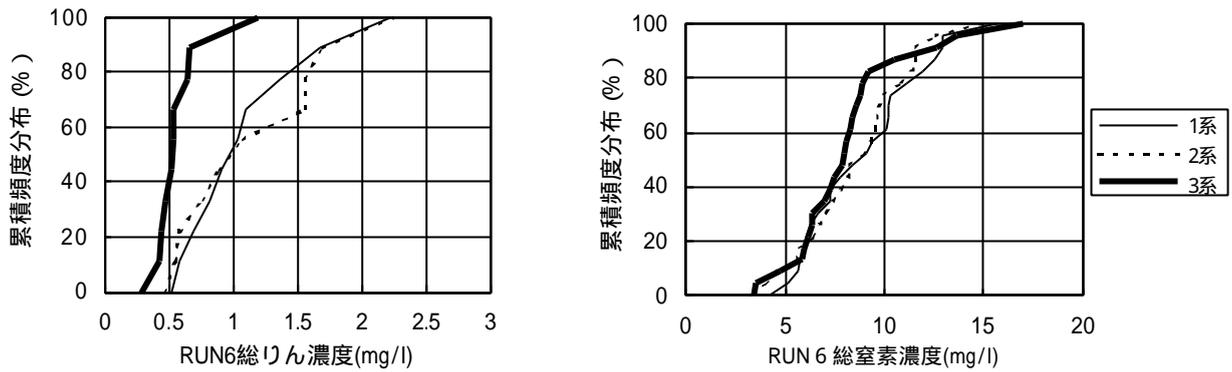


図 - 18 RUN6 の処理水濃度の累積頻度分布

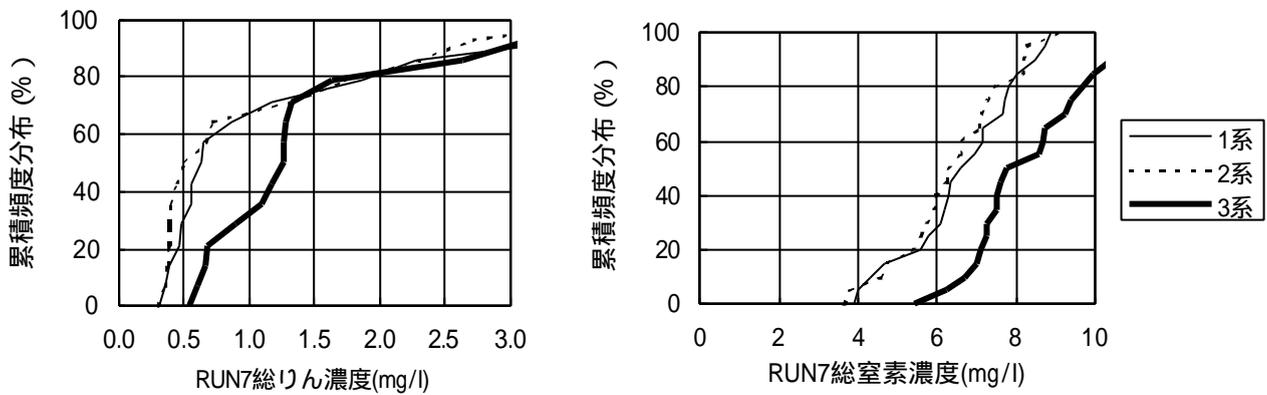


図 - 19 RUN7の処理水濃度の累積頻度分布

4.3 りん除去に関するPHAの分析

パイロットプラントの結果から、りん除去の対策を行うためには、りん除去メカニズム解明が不可欠であると思われたので、いくつかの調査を行った。前述したように、りんの除去を良好に行うためには、流入水のBOD/P比がある程度以上必要である。しかし、年間を通してみるとほぼ同じBOD/P比であるにもかかわらずりん除去に差があることがわかってきた。調査結果⁽³⁾によれば流入水の酢酸濃度に違いがあるということであった。そこでりん除去のバロメータとなる嫌気槽でのりんの吐きだしと、流入水の酢酸との関係を比較した。結果を図-20に示す。この結果からもりん除去には流入水の酢酸がより強く関係していることがわかった。

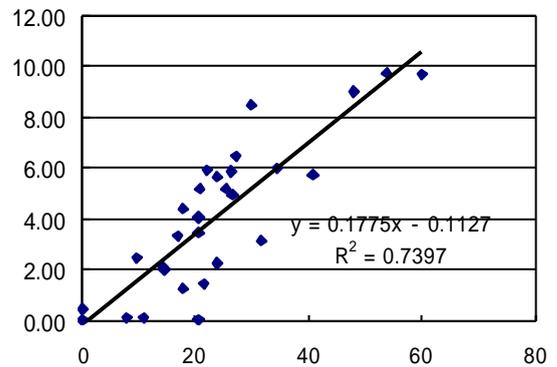


図-20 流入酢酸と嫌気槽PO4-P濃度

IAWQ (International Association on Water Quality) が提唱している活性汚泥モデルによれば、りん蓄積菌は、嫌気槽において菌体内のポリりん酸を溶解性りんとして放出しながら、流入水中の有機物（酢酸等）をPHA(poly hydroxyalkanoates)として体内に蓄積し、好気槽においてそのPHAを使いながら、放出した以上にりんを取り込む。したがって活性汚泥中のPHAがりん除去のキーポイントになると思われるので、東京大学の協力を得て第三系列のPHAの測定を行った。その結果を図-21,22に示す。これらの結果から、りん除去を良好に行うためには、嫌気槽でなるべく多くのPHAを蓄積し、無酸素槽でそのPHAを極力減らさないようにすることが必要であると思われる。つまり流入水の酢酸の濃度が高ければこれらのことが保証される。流入水の酢酸濃度を調べた結果である図-5によれば、流入酢酸は日によって大きく変動する。降雨時には0mg/lとなることも多い。結局この変動がりん除去を不安定にする原因と思われる。

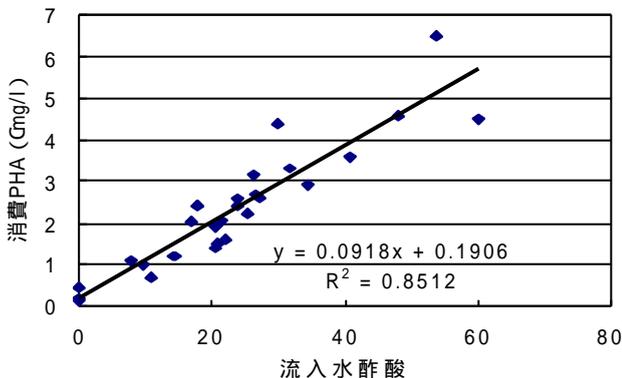


図-21 流入水酢酸濃度と消費されたPHA (嫌気槽と好気槽の差)の関係

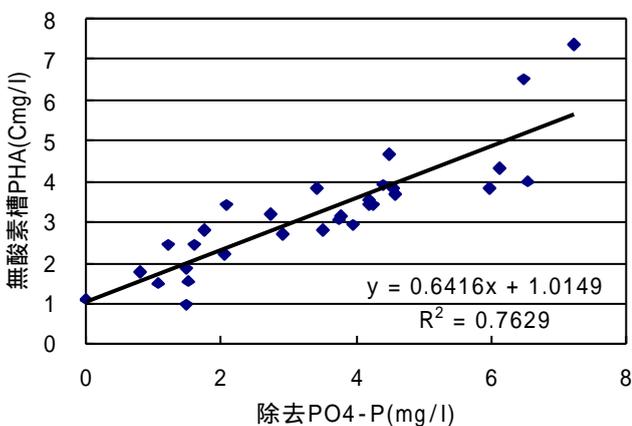


図-22 無酸素槽PHAと除去りんの関係

5. まとめと今後の課題

パイロットプラントの運転結果によると、窒素除去率を同程度の約80%とし、HRTの短縮を目標とするならば、ステップ流入式A20はA20に比べて、HRTを1割～2割短縮し、約10時間～12時間とすることができた。またA20においても、従来言われている16時間のHRTよりも短かくてすむことが確認された。

窒素除去率の向上を目標とするならば、窒素除去率を80%以上にするためには、開発プロセスでは、硝化液循環率が0.3でも達成可能で、かつ0.7まで上げることによって、窒素除去率を85%まであげることができる。従来のA20法では硝化液循環率を2以上にしなければならぬ。

りん除去については、生汚泥や酢酸投入により除去率の向上は認められるものの、高濃度流入水や激しい降雨の場合には、目標とする除去率を達成することができなかった。また、流入水の酢酸の濃度が高ければりん除去が安定していることがわかった。

今後の課題としては、りん除去の不安定性に対する対策として、酢酸を多く含む生汚泥発酵液を流入水に投入する方法、酢酸そのものを添加する方法、凝集剤の添加等が考えられるが、実際の施設にどの程度適用可能か、コスト比較まで含めた検討があげられる。

PHAの測定は東京大学大学院新領域創成科学研究科味埜教授のご指導をいただき、大学院生花田茂久氏にお願いしました。この場をかりてお礼を申し上げます。

主な参考文献

- (1) 「嫌気無酸素好気法運転マニュアル(案)」平成8年度 東京都下水道局計画部
- (2) 「りん除去設計マニュアル」EPA 昭和63年 日本下水道協会(訳)
- (3) 「小管処理場曝気槽特性調査」平成9年度 東京都下水道局施設管理部「窒素りん削減に向けた活性汚泥法の改良に係る調査」平成10年度東京都下水道局施設管理部
- (4) 「生物学的窒素・りん同時除去の高効率化技術の開発について」平成11年度 東京都下水道局計画部
- (5) 「高度処理施設設計マニュアル(案)」平成6年 日本下水道協会
- (6) 「下水道施設計画・設計指針と解説」1994年 日本下水道協会

3 - 2 オゾン耐性膜による再生水製造システムの開発その2

計画部 技術開発課

<目 的>

この技術は、平成10年度に引き続き、芝浦処理場に設置した実験プラントにおいて、新たに開発されたオゾン耐性膜を用い、利用者の再生水水質に対するニーズに応えるとともに、衛生学的安全性を担保する再生水製造システムの検討をおこなうものである。

<調査内容>

必要オゾン注入率の決定、 オゾン耐性膜の洗浄等処理条件の検討、 促進酸化による水処理効果の検討、 各種水質の評価

<結 果>

オゾン耐性膜をろ過流速 5 m / 日で約 1 ヶ月間運転することができた。 オゾン注入率については、亜硝酸性窒素を含む原水を処理する場合、数十mg/l程度の注入をおこなっても色度等を十分除去することはできなかった。 膜の逆流洗浄については、水抜き工程を十分にとることで低い膜間差圧を維持することができた。 オゾン 生物膜ろ過 オゾン オゾン耐性膜ろ過のフローによって処理することで、より低い膜間差圧、オゾン注入率の達成の可能性を見出した。

3 - 2 オゾン耐性膜による再生水製造システムの開発その2

計画部 技術開発課

曽根 啓一, 上野 孝司

1. はじめに

当局では、ISO14001の取得を進める等環境に配慮した事業を積極的に推進している。そのなかで再生水の利用推進は大きく位置付けられている。現在、再生水製造技術については二次処理水を砂ろ過するもの、砂ろ過後オゾン処理を行うもの、砂ろ過水を逆浸透膜ろ過するもの等が実施されている。しかし、利用者の再生水に対する要望は、従来よりも色度や臭気が少なく、より快適で安価なものを求める傾向が強まっている。また、最近問題となっている0-157やクリプトスポリジウム等の衛生学的な安全性にも再生水供給事業者として配慮する必要がある。

これらに対応するため、オゾン処理と膜処理を組み合わせた処理を従来検討してきた。このシステムは、オゾンの殺菌、酸化力と膜による精密なる過で品質の高い水を供給できるが、膜がオゾンの酸化力に耐えられず劣化してしまうことから寿命が短く、コストを押し上げ実用化を阻んでいた。

今回、オゾンに耐性を持つフッ素系の中空系膜が開発されたことから、この膜とオゾンを組み合わせるにより安価で高品質の水を得られる可能性が生み出された。そこで、オゾンと

オゾン耐性膜、並びに生物ろ過膜を組み合わせることで色度、臭気が少なく、生物学的な安全性の高い水を安価に造るシステムを開発することとした。本研究は、(財)造水促進センターと共同で平成10~12年度までの計画を進めており、今回は平成11年度実施分を中心に報告する。

2. 調査

2.1 実験プラント

芝浦処理場内に実験プラントを設置した。実験プラントのフローを図-1に、主な設備の仕様を表-1に示す。

処理原水は、東系の第二沈殿池越流水を用いた。実験規模としては、処理水量5m³/日で膜ろ過流量は、5m³/m²・日を目標としている。

オゾン耐性膜のろ過方式としては、クロスフロー（循環方式）の外圧ろ過で行う。この方式は、全量ろ過方式に比べて動力費が必要なものの、外圧式のためスクラビングによる洗浄も可能なことから流路閉塞の可能性が低い特徴を持っている。

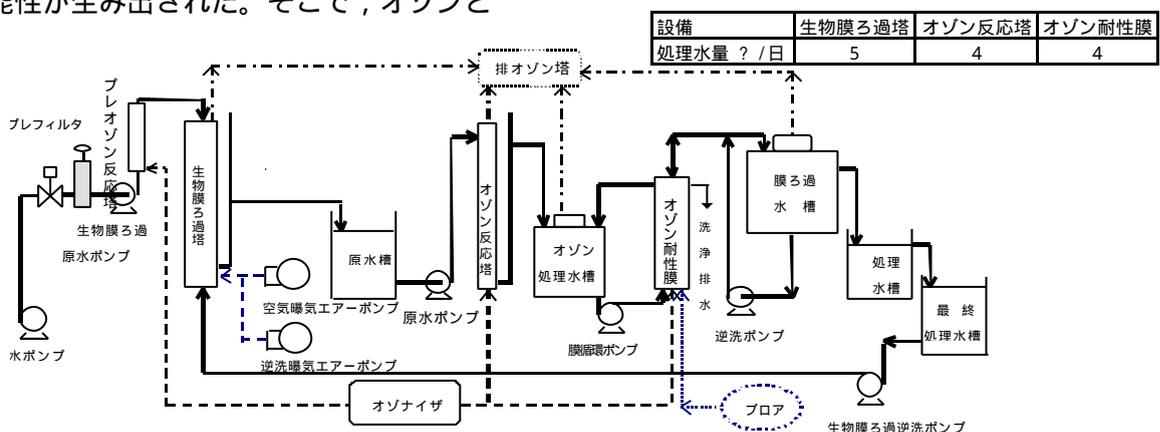


図-1 実験フローシート

表 1 主な機器の仕様

No.	機器名	仕様
	原水槽	P E 製、200L
	オゾン処理水槽	S U S 304製、密閉型、100L
	膜ろ過水槽	S U S 304製、密閉型、100L
	処理水槽	P E 製、密閉型、500L
	最終処理水槽	P E 製、密閉型、100L
	原水ポンプ	2.1m ³ /h、0.75kW、揚程 8 m
	膜循環ポンプ	4 m ³ /h、0.77kW、揚程30m
	逆洗ポンプ	5 m ³ /h、0.75kW、揚程30m
	オゾナイザ	P S A 式空冷式、35g/h、1.1kW
	オゾン反応塔	グレー塩ビ、 350mm、H5000mm
	排オゾン塔	塩ビ製、 400mm、H500mm
	プレフィルタ	自動逆洗式ストレーナ、0.4kW
	オゾン耐性膜 (M F)	公称孔径0.1 μ m 膜面積0.8m ² /本 (1 1 寸)
	プロア	ダイアフラム式エアーポンプ、0.2kW
	生物膜ろ過原水ポンプ	20L/min、0.245kW
	生物膜ろ過逆洗ポンプ	50L/min、0.245kW
	空気曝気エアーポンプ	55L/min、0.2kW
	逆洗曝気エアーポンプ	130L/min、0.4kW
	生物膜ろ過塔	塩ビ製、 250mm、H5000mm ろ材：アンスラサイト (粒径 3 mm) ろ高：2000mm

2.2 オゾン耐性膜

今回検討したのは、中空系膜でフッ素系のポリビニリデンフルオライド (PVDF) を材料としている。膜の孔径は0.1 μ m の精密ろ過膜でありモジュール 1 本当りのろ過面積は約0.8m²となっている。詳しい仕様を表 - 2 に示す。

従来の中空系膜は P A N (ポリアクリロニト

リル) , 酢酸セルロース等の有機物質を原料として作られていた。これらの有機材料は加工性が良いものの、オゾンのような強力な酸化剤によって劣化し強度を失い破断してしまった。本調査に使用した膜は約20mg/Lの高濃度のオゾンを含む水溶液に浸漬させて行った劣化試験の結果でも 50日以上耐えられる性能を持っている。

表 2 オゾン耐性膜モジュールの仕様

種類	-	M F
ろ過方法	-	外圧ろ過
公称孔径	μ m	0.1
寸法	モジュール長	mm
	モジュール外径	mm
有効膜面積	m ² /モジュール	0.8
能力	初期純水透水性能	m ³ /時at100kPa.25
使用条件	供給水圧力	kPa
	洗浄水圧力	kPa
	中空系材質	-
部材材質	ハウジング材質	-
	接着剤材質	-

2.3 システムの特徴

平成10年度の調査で、オゾン耐性膜(MF膜)の膜ろ過流束を $3\text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ と目標の $5\text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ を達成することができなかった。このため、平成11年度は精密膜ろ過工程に対する負荷を低減させる観点から、まずオゾンを微量注入した後、生物膜ろ過を行い、その後オゾン処理、精密膜ろ過を行う工程に変更した。まず微量のオゾンを注入し(以下プレオゾンと略す)二次処理水中の炭素の二重結合を開裂させ、それまで生物難分解性だったものを易分解性にし、アンモニア性窒素と同時に生物膜ろ過塔で低減する。次にオゾンの強い酸化力で色度成分などの有機物質を分解すると同時に殺菌する。最後にMF膜ろ過で残された濁質を除去する。つまり、生物膜ろ過でアンモニア性窒素と有機物質分解、オゾン処理で脱臭、脱色、殺菌を行い、MF膜ろ過で濁質を低減させるシステムである。

2.4 調査内容

2.4.1 オゾン注入の効果

本調査におけるオゾンの役割は水質改善効果であり、これはオゾンが持っている強い酸化力と殺菌力を利用することで、脱臭、脱色、殺菌等を行うことである。

本年度はフローを変更したため、プレオゾンの効果と良好な処理水質を確保するのに必要なオゾンの注入率を検討した。

(1) プレオゾンの効果

色度、BODの処理について、オゾン単独とオゾン注入後に生物膜ろ過、生物膜ろ過後にオゾン注入の3方式について比較した。

(2) オゾン注入率と水質項目

オゾン処理を行うことで、水質は改善されるが原水となる二次処理水の水質変化によるオゾン処理効果の変化について検討した。

2.4.2 膜性能の確認及び膜処理条件の検討

平成10年度に引き続き今回使用したオゾン耐性膜は、ろ過流束を大きく、作動圧力(膜間差圧)を小さくすることで従来の有機膜よりも安価に品質の高い再生水を得られる特徴を持っている。実験施設を運転し、膜処理運転条件等を検討した。

(1) 逆流洗浄方式と膜間差圧

膜表面の細孔は有機物などのスライムが付着することにより塞がれ結果として、差

圧が上昇するため逆流洗浄を行っている。この際、より効果的な条件で洗浄しないと、頻りに膜間差圧が上昇し効率的なる過が困難となってしまう。このため、洗浄方式を比較検討した。

(2) 膜間差圧の変化

で検討した洗浄条件を最適化するために、洗浄間隔、逆洗時間、排出時間などを変化させて、膜間差圧の推移を検討した。

(3) 最適洗浄条件による運転と膜間差圧の推移

(2)で選択した最適洗浄条件で運転し、膜間差圧、色度について検討した。

2.4.3 変異原性、内分泌攪乱化学物質低減効果の検討

オゾンと膜ろ過を組み合わせたシステムで、現在社会的に注目を集めている変異原性や内分泌攪乱化学物質の処理効果について検討した。

(1) 変異原性

オゾン処理にを変化させて変異原性の変化につよって、被処理水の変異原性が増加または減少すると言われている。平成10年度はオゾンの注入率について検討したが、今年度はオゾンとの接触滞留時間について検出感度の高いumu試験で検討した。

(2) 内分泌攪乱化学物質

オゾンや生物処理を行うと内分泌攪乱化学物質は低減するといわれている。ここでは、二次処理水中に含まれている内分泌攪乱化学物質について、オゾンによる低減効果を検討した。また、今年度検討しているフローの各工程における除去状況を検討した。

2.4.4 水処理性能の検討

プレオゾン処理後に生物膜ろ過を行い、オゾン処理後精密膜ろ過する本システムによる水処理性について、各水質項目について検討した。

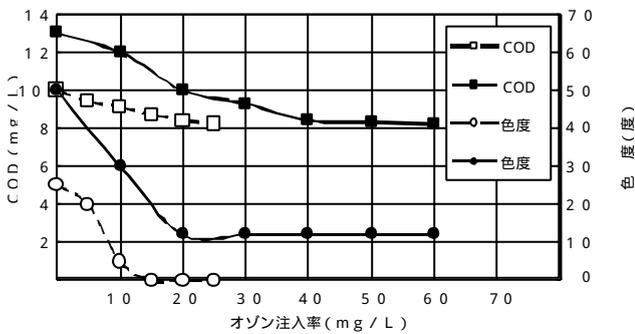
3. 結果と考察

3.1 オゾン注入の効果検討

3.1.1 原水の水質状況とオゾンの効果

原水今回は、二次処理の状況がにオゾンを注入して、各種水質を測定した。異なった場合、オゾン注入率と処理性がどのように変化

するかを検討した。結果を図 2 に示す。平成10年と11年の10月に採水した原水を用いてオゾン注入率を変化させ、CODと色度の変化を測定した。色度については、オゾン注入量を増やすにつれて低減傾向を示すが、各年で状況は異なっている。平成10年度は、オゾン注入率15mg/L程度でほぼ全量除去できたが、平成11年は20 mg/L以上注入しても色度を10度以下にすることはできなかった。CODについても、オゾンの注入率を増加させることで低減できるがその程度は色度よりも小さかった。平成10年度はオゾン注入率20 mg/LでCODは8 mg/L程度まで低減できたが、11年度は同程度のCODにするためにオゾン注入率40mg/Lも必要であった。この原因としては、二次処理水質の変化が原因と考えられる。具体的には原水を供給している芝浦処理場東系処理施設において、平成11年度から二次処理施設の処理水量を大幅に増やしたため、反応槽のHRTが短くなりNH₄-Nが残るようになる等、十分な生物処理が行われなくなった。この結果、オゾンで酸化される物質が多く残留したため、平成10年度と同じ水質を確保するのに必要なオゾンの注入率が増加したと考えられた。



注：平成10年10月6日、平成11年10月20日

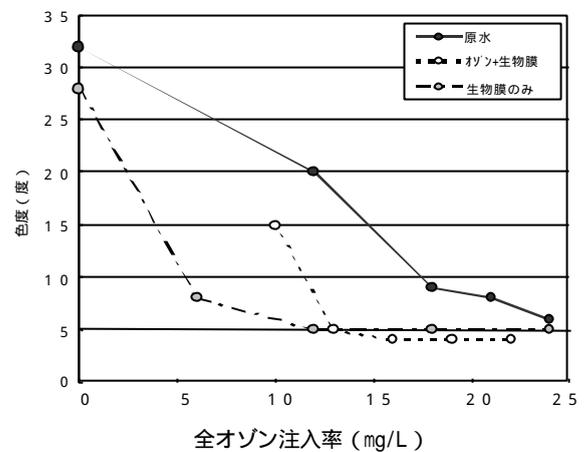
図 - 2 オゾン注入率に対する処理効果

3.1.2 プレオゾンの効果

生物膜ろ過の効果を高めることを目的に、前段にオゾンを注入する手法について検討した。

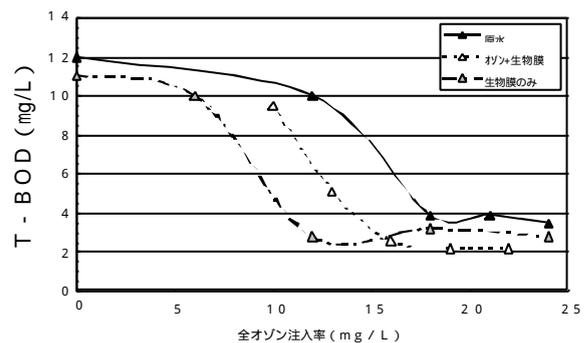
原水、生物膜ろ過水、あらかじめオゾン(10 mg/L) 処理後生物ろ過した水(以下、プレオゾン水と略す。)にオゾンを注入して水質の変化を測定した。結果を図 - 3, 4 に示す。図中のオゾン注入率にはあらかじめ添加した分も上乗せしてある。色度については、原水

では、注入率の増加にしたがって低減される。一方、事前に生物膜ろ過した水やプレオゾン水はオゾンの微量注入を行うだけでも大きく色度が低減した。T-BODについても色度と同様の傾向が見られた。また、T-BODについてはプレオゾン水の方が生物膜ろ過水よりも低い値になっている。この原因としては、原水中に生物処理しやすい成分が多く含まれていること、前段に注入するオゾンによって、生物難分解性の物質が易分解性になったこと、オゾンによって生物の活性が高まったことなどが推測された。



注：全オゾン注入率にプレオゾン注入率10mg/Lを含む

図 - 3 プレオゾンの効果(色度)



注：全オゾン注入率にプレオゾン注入率10mg/Lを含む

図 - 4 プレオゾンの効果(T-BOD)

3.2 膜性能の確認および膜処理条件の検討

3.2.1 逆洗方式と膜間差圧(ろ過圧力)

膜のファウリングを抑制するために定期的に膜ろ過水による逆洗と、循環水と空気によるスクラッピングを行っている。効果的な洗浄

を行うことは高い膜ろ過流速の維持に不可欠であり膜の運転管理上大きな要素である。実験は、逆洗時に従来行ってきた水だけで洗浄し、洗浄後の排水工程を重力排水する場合と、水と空気で同時洗浄し循環水による強制排水する場合について検討した。試験方法は加速試験とし、短時間で結果を出すため、ペントナイト1000 mg/Lとフミン酸300 mg/Lを含む水道水を使用した。結果を図 5 に示す。従来の水のみによる逆洗では、通水開始直後からろ過圧力が上昇をはじめ、150時間程度経過後で、あらかじめ設定された限界値である300 kPaを超えてしまった。一方、水空気同時洗浄では、ろ過圧力の上昇が緩やかで600時間程度まで通水可能であった。このことから、水空気同時洗浄及び強制排出が膜ろ過流速の維持に有効なことがわかった。

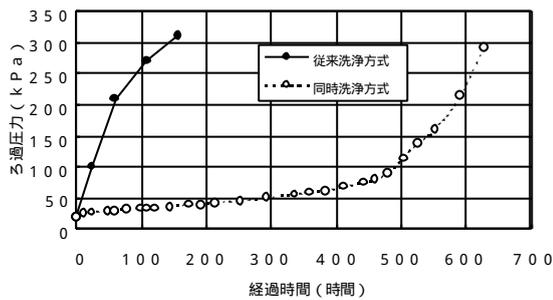


図 - 5 逆洗方式によるろ過圧力の変化

3.2.2 膜間差圧の変化

3.2.1で検討した水と空気で同時洗浄し循環水による強制排水する場合について、最適化を図るために洗浄間隔、洗浄時間、強制排出時間を変化させて膜間差圧の上昇について検討した。検討条件を表 - 3 に、結果を図 - 6 に示す。RUN 1 と 4 では、通水当初の差圧上昇の傾きがRUN 2 と 3 に比べて大きく、膜間差圧が早く上がる可能性が見られた。RUN 1 と 4 の比較では両者とも効果としては同じであるが、頻繁に洗浄することで膜ろ過水の回収率が低下することから、より回収率の高いRUN 4 を最適な洗浄方法と判断した。

表 3 実験条件及び回収率

	膜ろ過流速 (m/日)	洗浄間隔 (min)	同時洗浄時間 (min)	強制排出時間 (min)	回収率 (%)
RUN1	5.0	10	1.0	1.0	62
RUN2	5.0	20	0.5	1.0	87
RUN3	5.0	20	1.0	1.0	80
RUN4	5.0	10	0.5	1.0	75

1 : 運転工程 : ろ過 (逆洗+曝気)同時洗浄 強制排出

ろ過

2 : 逆洗水量 : 約70L/min

強制排出時の水量 : 2 m³/h = 33L/min

3 : 回収率 = (実稼働ろ過水量 - 実稼働逆洗水量) / (実稼働ろ過水量 + 強制排出時水量)

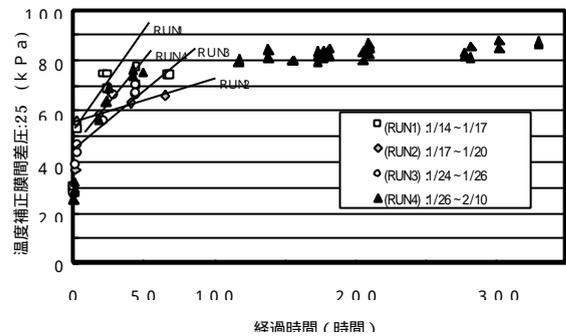


図 - 6 洗浄条件と膜間差圧の変化

3.2.3 最適洗浄条件による運転と膜間差圧の推移及び色度等除去状況

最適洗浄条件で洗浄を行った場合の膜間差圧の変化を図 7 に示す。この検討は、直径1インチの膜モジュールで行ったため、直径3インチのモジュールを使用したRUN4の結果とは、若干異なるが、差圧上昇傾向としてはほぼ同じであった。また、600時間経過しても低い差圧で安定していた。

直径1インチの膜モジュールで行った各工程の水質の状況を図 - 8 に示す。ATU-BOD以外は、工程を経るごとに低下している。色度についてはオゾンの効果が大きく ATU-BOD, CODについては生物膜ろ過の効果が大きいことがわかった。いずれの水質項目も大きく低減しており高品質な再生水が得られた。処理の継続性について色度を指標に検討したが、実験開始当初から600時間経過後までほぼ5度以下で安定していた。

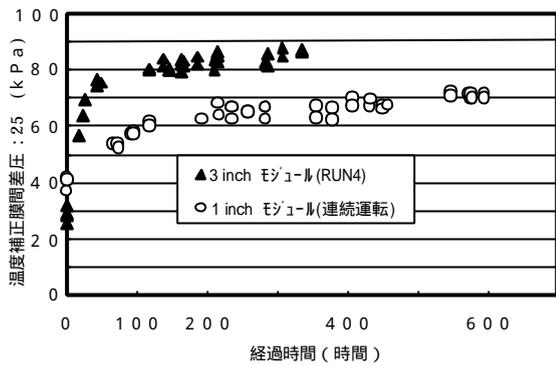


図 - 7 膜間差圧の推移

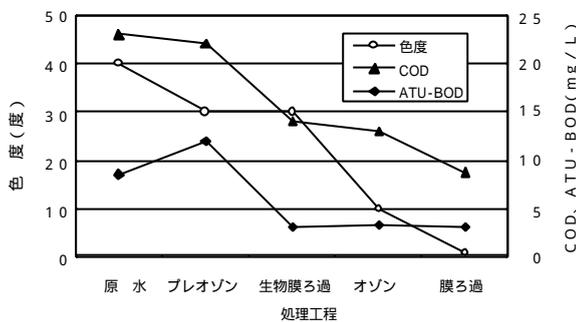


図 - 8 各工程における色度処理状況

3.3 変異原性，内分泌攪乱化学物質の検討

3.3.1 変異原性

試験水を固相抽出（濃縮）管Sep-pak tC18を用いて濃縮を行い，2000倍に濃縮後，1000倍，500倍に希釈し試料を作成した。変異原性試験は，下水試験方法（1997年版）に記載されたumuテストにより評価した。菌株には，Salmonella typhimurium TA1535/Psk1002を用いた。この測定では，ヒトの体内で代謝を受け，変異原性を示す可能性をもつ物質の有無を合わせて調査するため，細胞のマイクロゾーム画分(S9)の酵素を作用させたテストも行った。今回用いたS9mixを試験水に添加することにより，体内で変異原性が活性され得る物質の有無を評価した。

平成10年度試験では，原水は，濃縮倍率2000倍で，DNA損傷性を示す中陽性を示しているが，陰性にするためには，オゾン注入率を5mg/L以上とする必要を明らかにした。平成11年度は，オゾンとの接触時間について検討した。オゾン注入率は，10mg/Lに固定し，接触時間を1分と16分で比較した。強陽性を示している原水に対して16分の接触時間では，2000倍に濃縮しても陰性であった。一方，同

様にDNA損傷強陽性を示している原水に対して1分の接触時間では，陰性とする事ができず強陽性のままであった。このことから，オゾンとの反応時間を十分とることは変異原性低減に効果があることがわかった。

3.3.2 内分泌攪乱化学物質（環境ホルモン）

(1) オゾン注入率の影響

実験条件 実験日：平成12年1月11日，
オゾン注入率：0～50mg/L，接触時間：16分

内分泌攪乱化学物質の疑いがあるアルキルフェノール類，ビスフェノールAについて，オゾンの注入による処理効果について検討した。結果を図-9に示す。いずれの物質も20mg/Lの注入でほぼ分解できていたが，4-t-オクチルフェノールを分解するには50mg/Lの注入が必要であった。

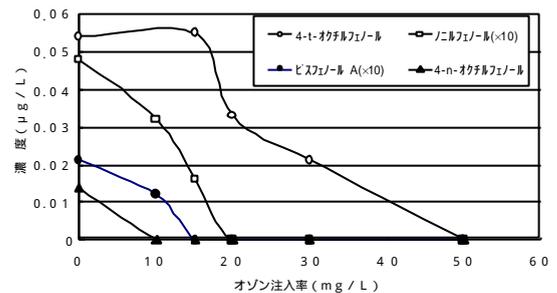


図 - 9 オゾン注入率と内分泌攪乱化学物質の処理状況

(2) 本フローによる処理状況

実験条件 実験日：平成12年3月2日，
オゾン注入率：20mg/L（内プレオゾン10mg/L）

各工程における内分泌攪乱化学物質の除去状況を検討した。結果を図-10，11に示す。プレオゾンの工程で増加する物質もあったが，その後の工程ではいずれも低減され，膜ろ過後はほとんど検出されなくなった。このことから，本システムは内分泌攪乱化学物質の除去に効果的であることがわかった。

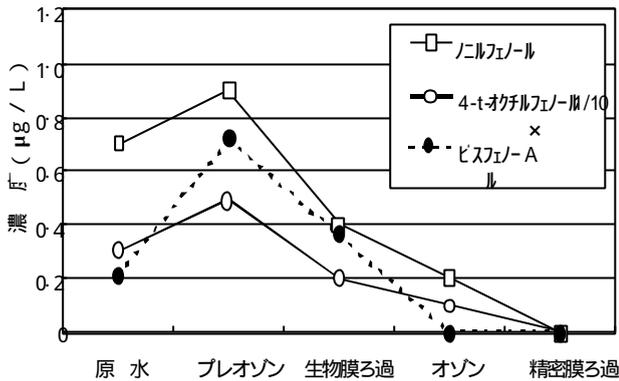


図 - 10 内分泌攪乱化学物質の工程別処理状況

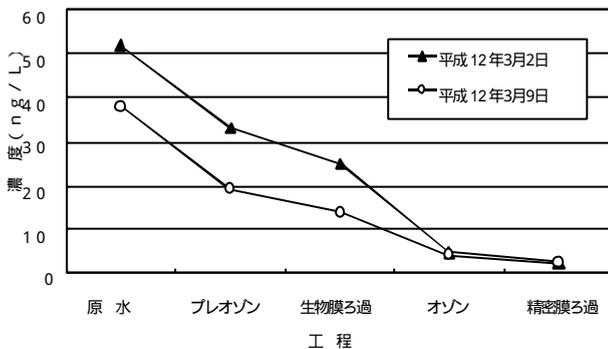


図 - 11 内分泌攪乱化学物質の工程別処理状況 (17 - エストラジオール)

3.4 各種水質の変化

原水（下水二次処理水）については、平成11年度当初から供給元である芝浦処理場東系処理施設の運転状況が変わったことなどにより大きく変化した。これに対応して、フローを変更するなどの対応を検討し、プレオゾン、生物膜ろ過、オゾン、精密膜ろ過の順に処理するフローが最適と判断した。

これを受けて実験施設の変更改造を行い平成12年2月末から稼動を始めたため、継続的な変化は検討できなかった。

処理水質について、各工程の一例を表 4 に示す。

BOD

プレオゾンで原水よりもT-BOD, ATU-BODとも高くなり、その後の生物膜ろ過での大幅に減少していることからオゾンにより生物易分解性に变化したためと推測される。

COD

生物反応槽で、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の酸化が十分行われていないため、二次処理水に $\text{NH}_4\text{-N}$ や $\text{NO}_2\text{-N}$ が含まれており、原水が20 mg/L以上と高い。しかし、生物膜ろ過で約50%除去されており、精密膜ろ過で10mg/L以下まで処理されている。

一般細菌・大腸菌群・糞便性大腸菌群

プレオゾンでは溶存オゾンが残留していない状態なので、これらの細菌は検出されるが、溶存オゾンが1.5 mg/L程度ある膜循環水以降で完全に除去され膜ろ過水で検出されていない。

アンモニア性窒素・亜硝酸性窒素

生物膜ろ過でほとんど除去されている。アンモニア性窒素に硝化細菌が定着しているためと考えられる。

鉄・マンガン

生物膜ろ過でおおむね50%除去され、膜処理でさらに50%程度除去されている。

色度

生物膜ろ過水で10度程度残留するが、膜ろ過で1度以下となっている。

4. まとめと今後の課題

4.1 まとめ

色度が平均35度程度、亜硝酸性窒素が1mg/L以下の原水水質の場合、膜ろ過流束5 m³/日の定流量運転で、膜間差圧約80kPa、約1ヶ月の連続運転結果を得た。この間の膜循環水の溶存オゾン濃度は1.5mg/Lとした結果、オゾン注入率は20～25mg/Lであった。膜循環水の溶存オゾン濃度を極端に下げたり、オゾン注入を停止すると、膜間差圧は急激に上昇することから、オゾンは原水中の有機物の酸化や膜面に付着するファウリング物質の低減に対して効果があるものと推測された。

膜の物理洗浄方法を検討し、逆洗とエアスクラッピングの同時洗浄および洗浄後の膜供給水による強制排出の有効性を確認できた。

生物膜ろ過では、アンモニアおよび亜硝酸性窒素がほぼ硝酸性窒素になること、また、生物膜ろ過水の色度は低いオゾン注入率で低減できることを確認した。

オゾン注入率の低減および、より安定な膜操作方法の検討を目的に、プレオゾン 生物膜ろ過 オゾン オゾン耐性膜の処理フローの実証を行なった。耐性膜は低い膜間差圧で安定した運転を継続し、生物膜ろ過

表 - 4 工程別処理状況(平成12年3月2日)

測定項目		原水	プレ オゾン 処理水	生物膜 ろ過水	オゾン 処理水	膜ろ過 水
BOD	(mg/L)	24	29	5.3	5.9	3.2
ATU-BOD	(mg/L)	8.6	12	3.2	3.4	3.2
COD	(mg/L)	23	22	14	13	8.8
一般細菌	(CFU/mL)	4.9.E+4	6.1.E+4	1.7.E+3	9.5.E+1	0.0.E+0
大腸菌群	(CFU/mL)	4.8.E+3	1.6.E+3	3.9.E+1	8.0.E+0	0.0.E+0
糞便性大腸菌群	(CFU/mL)	7.1.E+2	4.1.E+2	3.4.E+0	9.2.E-1	0.0.E+0
アンモニア性窒素	(mg/L)	7.2	5.2	0.5	0.7	1.09
亜硝酸性窒素	(mg/L)	8.16	7.94	1.51	<0.03	<0.03
硝酸性窒素	(mg/L)	1.97	3.56	15.30	17.00	16.70
総マンガン	(mg/L)	0.150	0.160	0.078	0.062	0.032
総鉄	(mg/L)	0.16	0.10	0.11	0.08	0.05
全窒素	(mg/L)	19.0	18.1	18.8	18.9	19.0
全リン	(mg/L)	3.39	3.12	3.32	3.56	3.79
色度	(度)	40	30	30	10	1

の働きによりオゾン注入率の低減の可能性を見出した。

膜モジュールの改良による高膜ろ過流束および高回収率化の検討
長期連続運転による性能実証
適用可能性の検討(従来方式に比べての性能面,コスト面での優位性)

4.2 今後の課題

(1) オゾン耐性膜について

オゾン耐性膜のろ過流束は,平成12年2月末より,一日5m³/m²を達成することができ,約1ヶ月間の連続運転を行っている。今後は,オゾンの注入率の低減,年間を通じての処理性の確認等を検討していきたい。また,膜自身の劣化状況から交換頻度の予測についても調査していきたい。

(2) 生物膜ろ過について

今年度は,生物膜ろ過直前にオゾンを微量注入することで生物処理の効果を高めるプレオゾン処理を行うことができた。今後,この効果について検証していくと同時にろ過速度等についても検討する。

(3) システムとして

オゾンの強い酸化力とオゾン耐性膜の精密ろ過と生物膜ろ過を組み合わせることで,濁度,色度がないだけでなく,生物学的にも安全な再生水処理製造システムの構築を目指す。

以上の課題を達成するために,平成12年度は,次のような検討を行なっていく。

オゾンを組み合わせた生物膜ろ過の最適運転条件の検討

オゾン注入率低減についての検討

3 - 3 ダイナミックろ過法を用いた生物学的高度処理法の開発に関する研究

計画部 技術開発課

本研究は、嫌気 - 無酸素 - 好気法や担体添加法などの高度処理を導入するにあたり従来の重力沈殿法による最終沈殿池プロセスを新しい方法の固液分離プロセスに代替えるために、新しい活性汚泥混合液の固液分離プロセスである“ダイナミックろ過法”を開発することを目的とする。

平成11年度は、活性汚泥を高濃度にしたときのダイナミックろ過の性能（活性汚泥濃度、ろ過流束、ろ過水質等）について年間を通じた調査、分析を行い、季節変動を考慮に入れた、実用化レベルでの検討を行った。

洗浄機構を組み入れ実規模模擬したろ過ユニットを開発し、冬季を含む半年間の運転を行った結果、ろ過流束 2 m/dでダイナミックろ過が維持された。冬季において、ろ過水濁度の悪化とろ過流束の低下が生じたが、隔壁調整による曝気循環流束制御と薬品洗浄モードの変更により解消できた。

循環硝化脱窒については活性汚泥濃度を2,500mg/L程度に維持することにより達成可能であることが確認され、高度処理への適用の目処をつけることができた。

3 - 3 ダイナミックろ過を用いた生物学的高度処理法の開発に関する研究

計画部 技術開発課

大同 均, 麻生 栄治 (現建設局), 杉本 克美, 並木 芳憲

1. ダイナミックろ過

活性汚泥法においては、最終沈殿池（第二沈殿池）によって活性汚泥混合液を固液分離し、汚泥の返送や余剰汚泥の引き抜き等を行っている。重力沈殿を原理とする現状の最終沈殿池は、活性汚泥の性状や水量変動の影響を受けやすい。さらに、今後、高度処理の導入にともなって、長時間のSRTの確保や高濃度汚泥を確保する必要性が高まることが予測される。これらの問題を解決するために、活性汚泥混合液の新しい固液分離技術が求められている。

一方、精密ろ過（MF）膜や限外ろ過（UF）膜を用いて固液分離を行う膜分離活性汚泥法は、コンパクトな装置で清澄な処理水が得られる方法として近年注目されている。しかしながら、膜素材が高価で、精緻な膜を使用するために大きな過圧と、そのための動力を必要とするなど、大規模な下水処理へ適用する際の隘路を有している。

本技術は、MF膜よりも遙かに粗い目開き（50～100 μm ）を有する透水性の高い不織布からなるろ過モジュールを下水処理施設の曝気槽内に浸漬配置し、不織布の表面に活性汚泥粒子によるダイナミックろ過層を形成させてろ過する。この結果、安価な素材を用いて、低水頭差でのろ過により、かつ負荷変動に左右されない高効率な固液分離を可能とする。さらに、最終沈殿池を不要とし、活性汚泥の高濃度化を図るものである。

これまでに、合成下水及び実下水を対象に、小規模実験装置を用いた実験により、ダイナミックろ過法の基礎特性を検討し、本法の下水処理への適用可能性を見出した¹⁾。これらの結果にもとづき、実規模ろ過モジュールが浸漬可能なパイロットプラントを用いた実験から、さらに実曝気槽に浸漬させた実規模での検討を行い、

本技術の実用化の目処をつけた^{2,3)}。

本報告では、パイロットプラントを用いてモジュールの構造を検討するとともに、安定維持するための操作方法について検討した。また、実曝気槽での長期に亘る実証実験を行い、システム全体の設計諸元を検討した。また、高度処理への適用性を評価するため、パイロットプラントを循環脱室法に変更して通水実験を行った。

なお、本研究は、下水道局と栗田工業株式会社、新日本製鐵株式会社、日立金属株式会社の3社が平成11年度の共同研究として実施したものである。

2. パイロットプラントを用いた実験

2.1 実験方法

本年度は標準活性汚泥法における実験と循環式硝化脱室処理法における実験を実施した。標準活性汚泥法での本装置のフローを図 - 1 に、循環式硝化脱室処理法でのフローを図 - 2 に示す。また、ろ過モジュールの構成を図 - 3 に示す。

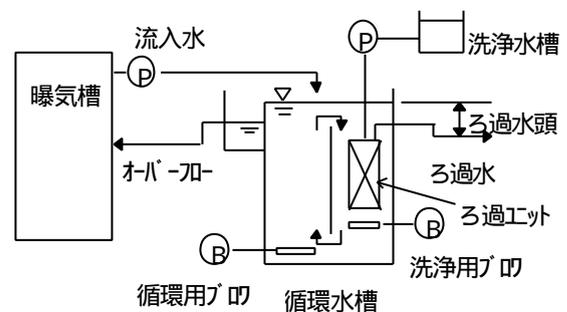


図 - 1 標準活性汚泥法装置フロー

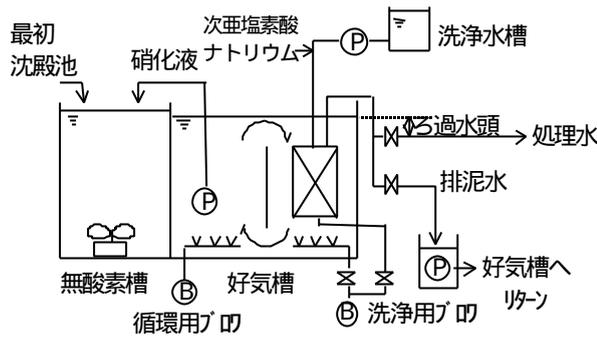


図 - 2 循環式硝化脱窒処理装置フロー

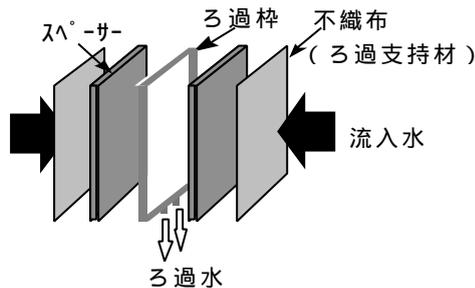


図 - 3 ろ過モジュール構成

標準活性汚泥処理では、循環水槽内（有効槽容積 36m³）に落合処理場の既設曝気槽内の活性汚泥混合液を0.2m³/minで供給循環させ、余剰分はオーバーフローさせた。また、槽内旋回流速が5～30cm/s（下向流）の範囲となるように空気量を調節した。

槽内の下向流部分に図 - 3 に示す有効ろ過面積 4m²（表裏合わせて）のモジュールを浸漬配置し、長期連続運転を行った。ろ過水はヘッダー管にて槽外に排出し、ろ過の駆動圧は循環水槽内の水位とろ過水出口の水位とし、圧力調整はろ過水出口の高さを調整することにより行った³⁾。

また、ろ過モジュールの下方には洗浄用の散気装置を設け、定期的に1日8回、3分間の曝気を行うことでモジュール表面に過剰に生成したケーキ層の剥離洗浄を行った。洗浄直後のろ過再開時は、ダイナミックろ過層が再生されるまで活性汚泥の漏出が生じ処理水質を悪化させるため、防止策としてろ過モジュールの内部へ清水を圧送する水逆洗浄（曝気洗浄から4分間）を併用した。

ろ過支持体はポリエステル不織布（厚さ0.22mm、目付15g/m²、大きさ1m×2m）にて構成したものを装置内に8枚（同一形状、同一材質）浸漬配置した。ろ過流速は2.0m/dとなるように14cm程度の水頭差を設定した。

循環式硝化脱窒処理では、無酸素槽（有効槽

容積18m³）に落合処理場最初沈殿池（第一沈殿池）越流水を0.1m³/minで供給した。好気槽の有効槽容積は36m³とし、HRTを9時間として実験を行った。また、循環硝化液として0.2m³/minを好気槽から無酸素槽へリターンさせた。空気量については硝化が十分行える量に調整した。

洗浄は標準活性汚泥法の時と同様に、1日8回、下方からの3分間の曝気洗浄を実施した。しかし、水逆洗浄については、処理が閉鎖系であり、逆流水全量が好気槽へ流入すると水頭差がついてろ過流速が大きくなり過ぎ、不織布の目詰まりを発生させるため、曝気洗浄時に流入した汚泥を含む逆流水を系外へ排出する排泥処理を実施した。この時排泥した汚泥は、再び好気槽へ戻すことにより、好気槽の汚泥濃度が低下しないようにした。また、ろ過支持体及びモジュールについても、標準活性汚泥法の時と同様のものを使用した。

2.2 実験結果

(1) 標準活性汚泥処理

実証設備、及びパイロットプラントにおいて、水温が高い春から秋にかけヒルが大量に発生するとともに、発生したヒルが不織布面に付着し、不織布の目の中に入り込む現象が見られた。この様にヒルが不織布に入り込むと不織布が浮き上がり、不織布の強度が低下して不織布に穴が開いて処理性を悪化させる可能性があるため、ヒルの付着防止を目的として以下の実験を行った。

次亜塩素酸ナトリウム注入による効果

水逆洗浄時に洗浄水の中に次亜塩素酸ナトリウムを注入した時の効果を確認した。注入頻度は洗浄時の毎回とし、注入濃度は有効塩素濃度で20mg/Lとした。図 - 4 に次亜塩素酸ナトリウムを注入しない場合の不織布の表面の状態を、図 - 5 に注入した場合の不織布の表面の状態を示す。処理継続時間は2週間である。

次亜塩素酸ナトリウムを注入してもヒルの付着を防止することはできなかった。しかし、次亜塩素酸ナトリウムを注入しない場合には、不織布表面に活性汚泥層が付着生成しているのに対し、次亜塩素酸ナトリウムを注入した場合には活性汚泥層の付着が見られなかった。この結果、次亜塩素酸ナトリウムの注入では、ヒルの付着防止効果が得られなかったが、長期通水における

活性汚泥層の付着生成（スライム付着）を防止できることが確認できた。

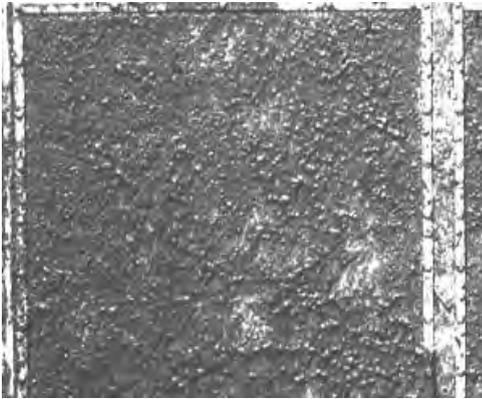


図 - 4 次亜塩素酸ナトリウムを注入しない場合の不織布の状況



図 - 5 次亜塩素酸ナトリウムを注入した場合の不織布の状況

サンドイッチ型不織布の効果

2次側（透過水側）に接着した18メッシュのネットスペーサーを1次側（活性汚泥混合液側）にも接着したサンドイッチ構造（ネット-不織布-ネット）にすることによるヒル付着防止効果を確認した。

図 - 6 にろ過流束の推移を示す。約1100時間のろ過を継続したが、ろ過流束の低下は発生せず、サンドイッチ構造による処理性への影響は見られなかった。このとき濁度も安定して10度以下であった。1100時間処理経過後の不織布の表面の状況を図 - 7 に示す。ネットスペーサーと不織布の隙間にヒルが付着することがあっても、不織布内に進入することはなく、不織布内部へのヒル進入を防止し、不

織布の剥離を防止する効果があることが確認された。

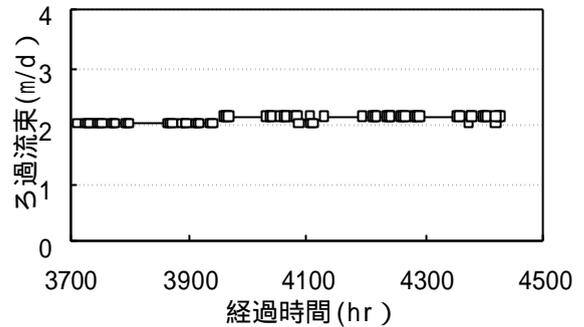


図 - 6 ろ過流束の推移



図 - 7 サンドイッチ構造の不織布表面の状況

(2) 循環式硝化脱窒処理

表 - 1 に硝化脱窒運転時の実験条件を示す。不織布はAタイプ（目付20g/m²）とBタイプ（目付15g/m²）の2種類を使用した。

図 - 8 にろ過流束の推移を、図 - 9 に濁度の推移を示す。設定ろ過流束2.0m³/dで約400時間の連続運転が可能であった。また、濁度は10度以上になることもあったが、ほぼ10度以下であった。

図 - 10 に好気槽のMLSS, SV₃₀, SVIの推移を示す。実験で用いた好気槽のMLSSは3000 ~ 4200mg/Lの範囲であり、SV₃₀は80 ~ 90%, SVIは200 ~ 220mL/gであった。

図 - 11 に窒素濃度の推移を、図 - 12 にアンモニア性窒素-SS負荷の推移を示す。図 - 11 に示すように原水NH₄-Nが21 ~ 32mg/Lに対し、処理水NH₄-Nは1mg/L以下であり、硝化率は99%以上であった。また、処理水NO_x-Nは9 ~ 11mg/Lで脱窒率は50 ~ 75%であった。また、アンモニア性窒素-SS負荷は、実験を通して0.02 ~ 0.03kg/kg/dであった。

表 - 1 実験条件

ろ過流速	2.0m/d	
不織布	No.1 系列	No.2 系列
	Aタイプ	Bタイプ
スペーサー	18メッシュ体型サンドイッチ構造	
ろ板	なし	
処理水引抜位置	モジュール下部	
洗浄水注入位置	モジュール上部	
1次側洗浄方法	エア(洗浄時は旋回流停止)	
次亜塩素酸ナトリウム 注入方法	有効塩素 20mg/L	
	2次側押込水に注入(1回/d)	
洗浄頻度	8回/d	
パターン	エア 3分間、水洗浄 4分間	
強度	エア供給量 60 m ³ / m ² /hr	
	水供給量 1枚当り 20L/min(再生水使用)	
排泥量	1枚当り 20L/min	
原水供給量	100L/ min	
嫌気槽 HRT	3 hr	
好気槽 HRT	6 hr	
硝化液循環量	200L/min (2.0 Q)	

以上の結果より、循環式硝化脱窒処理プロセス好気槽へのダイナミックろ過が適用可能であることが確認できた。

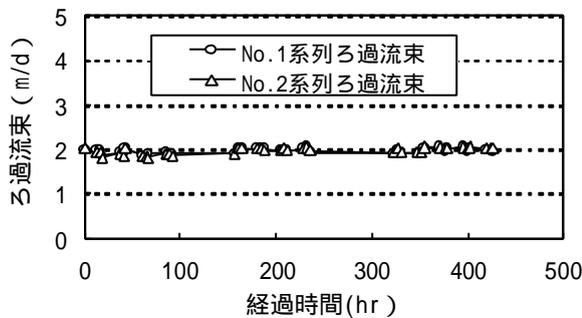


図 - 8 ろ過流速の推移

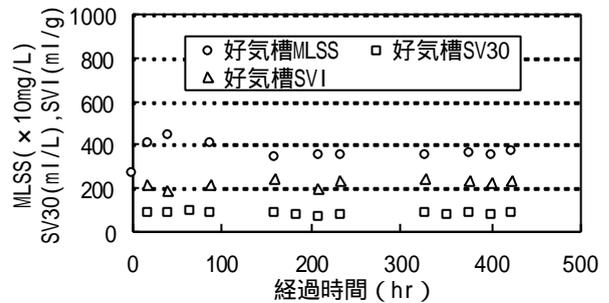


図 - 10 MLSS, SV₃₀, SVIの推移

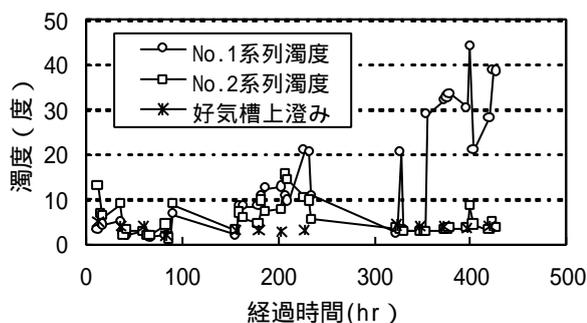


図 - 9 濁度の推移

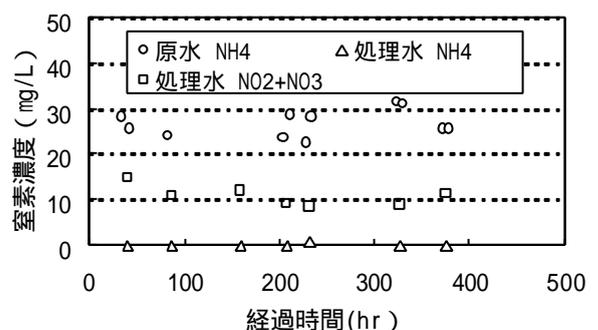


図 - 11 窒素濃度の推移

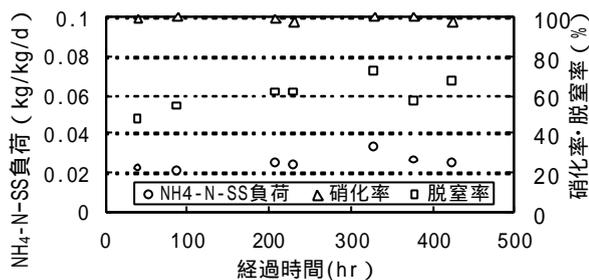


図 - 12 アンモニア性-窒素SS負荷,硝化・脱窒率の推移

3. 実曝気槽を用いた実験

3.1 実験方法

本実験装置の仕様を表 - 2 に,装置フローを図 - 13に示す。平成10年11月から平成11年8月までは実機サイズのプロトタイプモジュール³⁾,平成11年9月から平成12年3月までは,パイロットプラントで得られた知見と実機における構造上の課題を反映させた新モジュールで構成したユニットを,落合下水処理場内の旋回流方式曝気槽の下降流部分に2ユニット浸漬配置し長期運転を行った。

ろ過水は各モジュールからヘッダー管にて集水し,後段の集水トラフへサイフォン管により排出させ,この時のろ過駆動圧は曝気槽・集水トラフ間に生じさせた水頭差のみとし,水頭差調整は集水トラフ内に設けた可動堰を上下させることで行った。

ろ過支持材としてはポリエステル不織布を用い,通水初期にろ過流速が2.0m/dとなるように水頭差を設定した。また,ろ過ユニットの下方には洗浄用の散気装置を設け,1日に8回,3分間の曝気洗浄を定期的に行うことで膜表面に過剰に生成するケーキ層の剥離洗浄を行った。この時,モジュール内に活性汚泥の漏出が生じないようにモジュールの内部へ洗浄水を注入する水逆洗を曝気洗浄と併用して行った。

3.2 実験結果

(1) 次亜塩素酸ナトリウムを用いた薬液洗浄効果

長期の運転においては,定期洗浄では剥離できないケーキ層や目詰まりが蓄積し,ろ過流速が低下することがある。そこで,この場合のろ過流速回復手段として,次亜塩素酸ナトリウムを用いた薬液洗浄を検討した。

モジュールを曝気槽外の水槽で次亜塩素酸ナトリウムに浸漬した場合と,洗浄水中に次亜塩素酸ナトリウムを直接注入したインライン洗浄の場合の実験条件を表 - 3,表 - 4に,洗浄効果

を図 - 14,図 - 15に示す。

この結果,有効塩素濃度1,000mg-CL₂/L,pH12の薬液に24時間浸漬することで,ろ過流速が0.5m/dまで低下したモジュールが1.8m/dまで回復した。また,逆洗水中に有効塩素濃度として次亜塩素酸ナトリウムを60mg-CL₂/L添加し,1日8回の洗浄を実施した場合も,0.3m/dまで低下したものが1.8m/dまで回復した。この様に,槽外での浸漬洗浄または洗浄水中にある程度の濃度の塩素を注入することで,低下したろ過流速を回復させることが出来ることを確認した。

表 - 2 実証設備 装置仕様

項目	仕様	
	プロトタイプ	新タイプ
全処理水量(m ³ /d)	154	84
ユニット数(ユニット)	2	2
構成(モジュール/ユニット)	11	9
全有効膜面積(m ²)	77	42

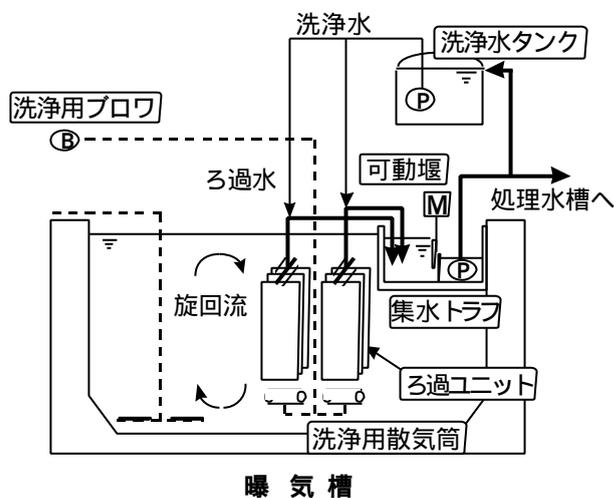


図 - 13 実験装置概要

表 - 3 槽外薬品洗浄の条件

次亜塩素酸ナトリウム	1,000 mg-CL ₂ /L
pH	12
浸漬時間	24 hr

表 - 4 インライン薬品洗浄の条件

次亜塩素酸ナトリウム	60 mg-CL ₂ /L
注入量	5 L/min/m ²
注入時間	4min × 8回/d

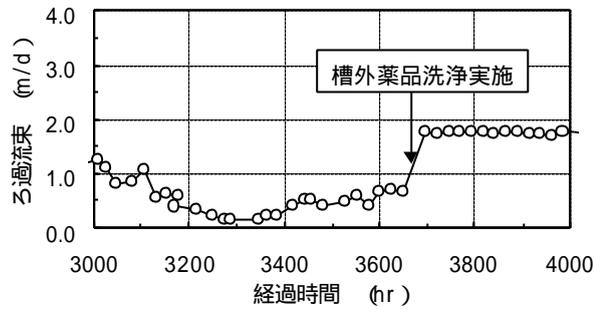


図 - 14 槽外薬品洗浄前後のろ過流束の推移

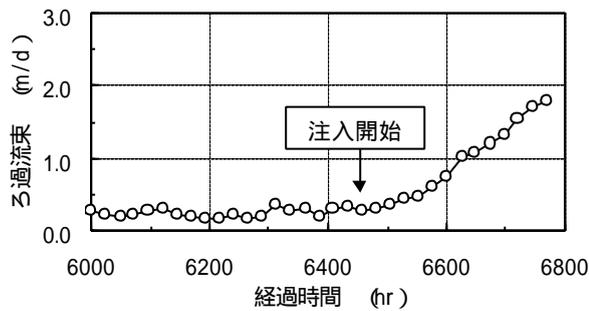


図 - 15 インライン薬品洗浄によるろ過流束の推移

(2) 連続運転結果
活性汚泥性状

実験期間中の落合処理場における曝気槽の MLSS, SVI の推移を図 - 16 に, CST/SS 比, SV₃₀ の推移を図 - 17 に, 濁度の推移を図 - 18 に, 水温の推移を図 - 19 に示す。ここで, 沈降汚泥 CST/SS 比 = (SV₃₀ 測定後沈降汚泥 CST) - (ろ過水 CST) ÷ (MLSS)。CST は汚泥の脱水試験等で用いる指標であり, 本法ではダイナミックろ過層のろ過抵抗を模擬する指標としている。

運転は, HRT 約 6hr の標準活性汚泥法であり, MLSS 約 1500 mg/L, SVI 約 100 mL/g, SV₃₀ 15% の一般的な運転状態であった。実験期間中は, 水温が 20 以下となる冬場に汚泥が分散化傾向を示し, 沈降汚泥 CST/SS が 20sec・L/g-SS 以上と大きく, ダイナミックろ過には不適な汚泥性状を示した。この時期, 既設最終沈殿池でも処理性の悪化が観察された。

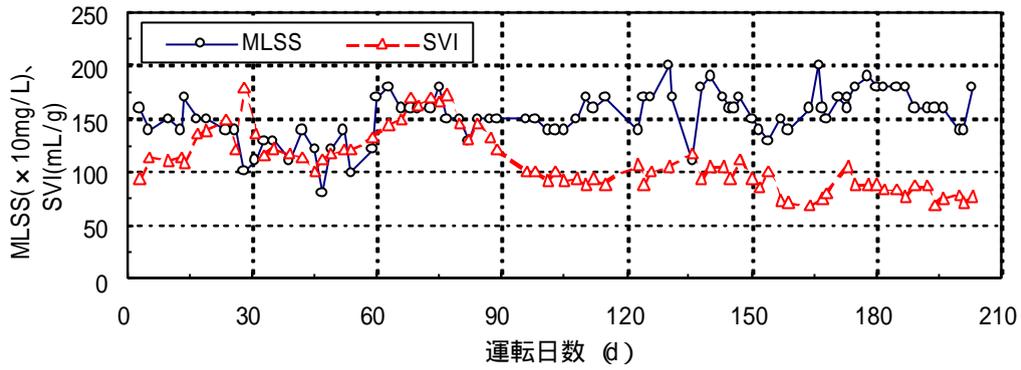


図 - 16 MLSS、SVIの推移

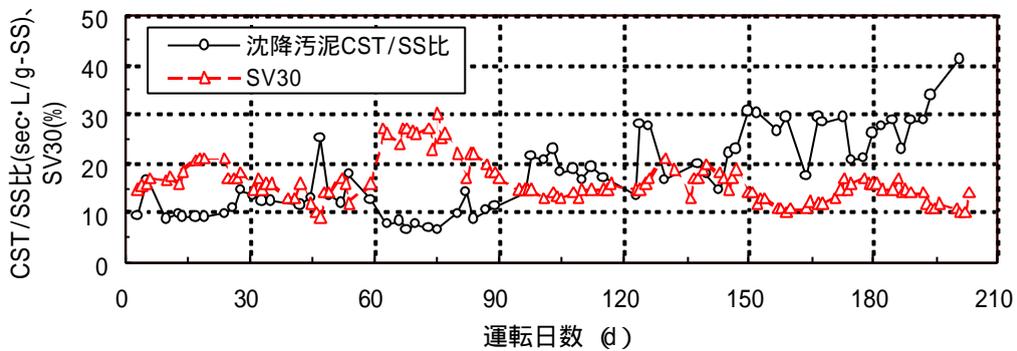


図 - 17 CST/SS比、及びSV₃₀の推移

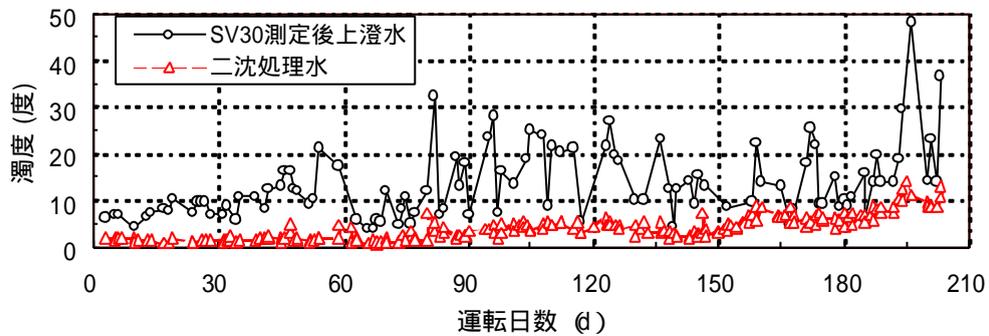


図 - 18 濁度の推移

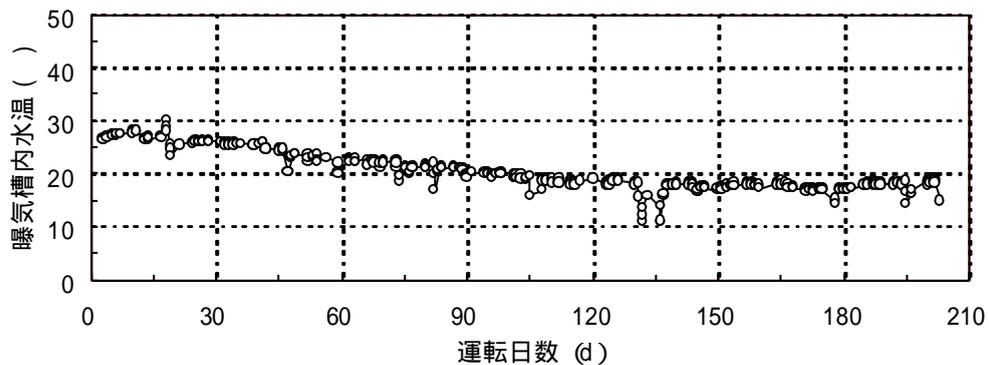


図 - 19 曝気槽内水温の推移

連続通水結果

操作方法,不織布の選定等,パイロットプラントの知見をもとに,また実機における構造上の課題を反映させた新モジュールを製作し,平成11年度9月より長期運転を行った。表 - 5 に実験条件,及びろ過構成を,図 - 20 ~ 22にろ過流束,濁度の推移を,図 - 23に透視度の推移を示す。

ろ過流束は,立上げ後,ろ過水配管内への空気混入によるエアロックで一時的に不安定な挙動を示したが,その後は設定値2.0m/d前後で安定推移した。しかしながら,汚泥性状の悪化と長期的な膜面の汚れにより,2月下旬から3月初旬(運転開始から180~200日)にかけて,両ユニットでろ過流束の低下を招いた。これに対して前述のインライン薬液洗浄効果の知見に基づき,有効塩素濃度120mg/Lのインライン薬液洗

浄を1日に8回実施した。この結果,ろ過流束を設定値まで回復させることが可能であった。

ろ過水質に関しても,同様に冬場の分散汚泥で悪化する傾向を示したが,それ以外においては濁度20度以下の安定した水質を示した。

今回の運転により,ダイナミックろ過に適した汚泥の判断指標として,沈降汚泥CST/SS比と最終沈殿池処理水の透視度が有効であることが確認された。沈降汚泥CST/SS比が20sec・L/g-SS以下,最終沈殿池処理水の透視度が50cm以上でダイナミックろ過特性は安定する傾向を示す。今後,これらの指標を用いて洗浄条件を可変(例えば,夏・冬運転モード)とすることで,より安定なる過を行う操作方法について検証していく。

表 - 5 実験条件,及びろ過構成

系 列		No.1	No.2
設定ろ過流束		2m/d	
不織布		PE-1815-R(SW)	
モジュール数		9モジュール	
有効膜面積		2.32m ² /モジュール	
水頭差		約27mm(可動堰変動)	
洗浄パターン		洗浄シークス1 × 1回/d + 次亜注入なし洗浄 × 7回/d	
洗 浄	一次側I7	3分 × 8回/d	
	洗浄水	7分 × 8回/d	
	インライン薬品洗浄	4分 × 1回/d(有効塩素 20mg/L)	
	二次側I7	1分 × 8回/d	
	排泥	3分 × 8回/d	

注1) 可動堰動作条件: 動作間隔3分,不感帯領域10mm

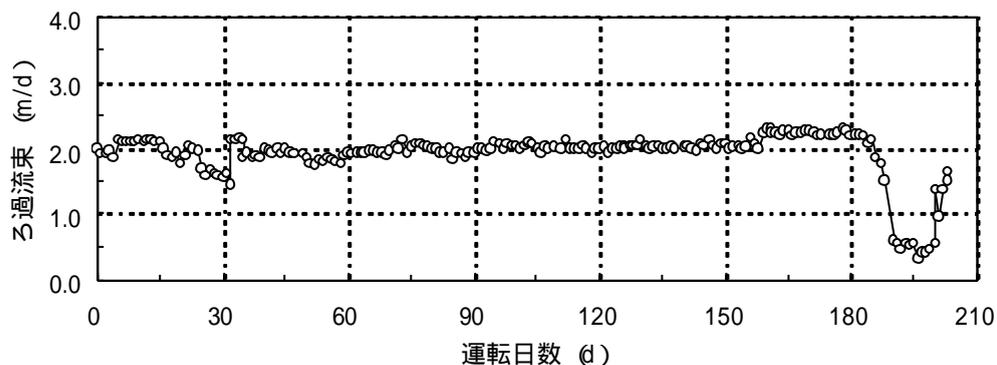


図 - 20 ろ過流束の推移 (No.1ユニット)

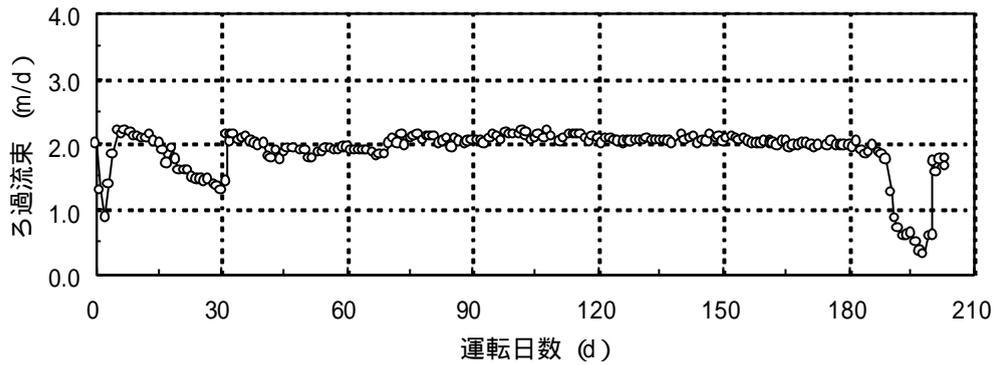


図 - 21 ろ過流束の推移 (No.2ユニット)

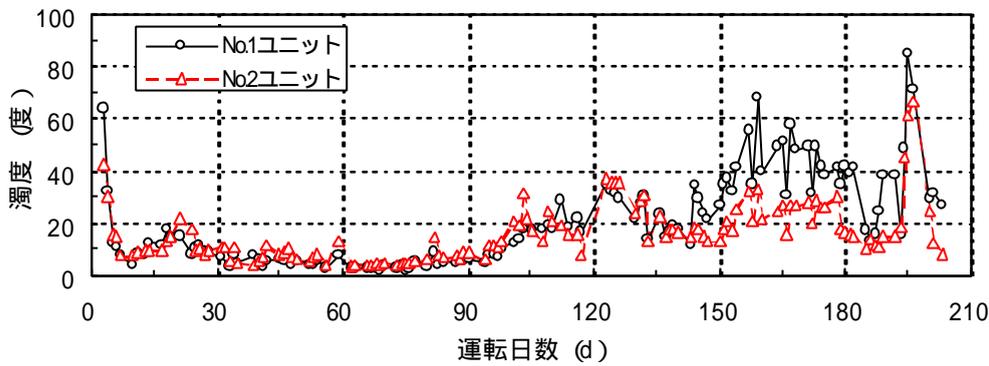


図 - 22 ろ過水濁度の推移

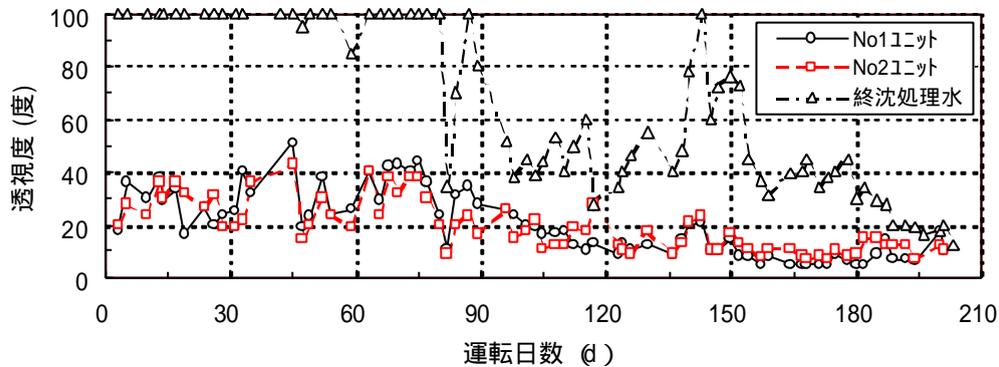


図 - 23 透視度の推移

操作方法の確定

ダイナミックろ過では、膜面でのケーキ層形成や目詰まりの進行を早期に防止することが重要であり、長期連続運転の結果、標準的操作として各種洗浄を組み合わせた1日に8回の定期洗浄が有効であることを確認した。図 - 24に発生するファウリングの種類を、表 - 6に洗浄の種類とその効果を示す。洗浄頻度・強度は、基本的に汚泥性状にも基づき決

定するが、特に低濃度の薬液洗浄は、冬場の分散化汚泥に対して効果的であった。通常は有効塩素濃度 $20\text{mg-CL}_2/\text{L}$ を1日に1回の注入で十分であるが、冬場は1日に8回の注入に変更すること等、実曝気槽を用いた本実験により実機化の目処を得た。

表 - 6 洗浄の種類と効果

項目	内容	各種ファウリングに対する効果					
		一次側 ケーキ層	スラム層	目詰り	二次側 ケーキ層	二次側 SS蓄積	SSリ-ク
一次側 エア洗浄	ユニット下部からの曝気洗浄による膜表面ケーキ層の剥離						
水逆洗	モジュール内部への洗浄水注入による水逆洗						
二次側 エア洗浄	モジュール内部の曝気攪拌による内部沈積汚泥の破壊,及び膜二次側の剥離洗浄						
低濃度 薬液洗浄	洗浄水に次亜塩素酸ナトリウムを低濃度で注入						
排泥	洗浄後ダイナミックろ過層形成までの高濁質ろ過水を曝気槽へ排泥						

注)表中, は効果大, は効果ありを示す

表 - 7 実験条件

運転方式	循環式硝化脱窒処理
HRT	9 ~ 10 hr
BOD-槽負荷	0.4 ~ 0.45 kg/m ³ /d
好気槽k ₁ l-N負荷	0.015 ~ 0.025 kg/kg/d
循環比	200 ~ 250 %
好気槽MLSS	4000 ~ 5000 mg/L
好気槽水温	25 ~ 15

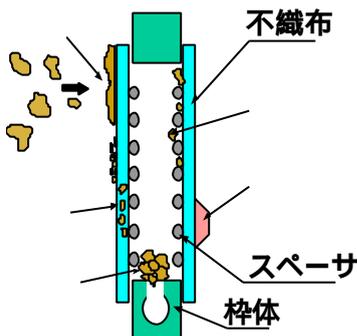


図 - 24 ファウリングの種類

4. 合成下水を用いた補足実験(次亜塩素酸ナトリウムの活性汚泥,ろ過特性に与える影響)

4.1 実験方法

(1) 実験装置

本実験装置のフローを図 - 25,実験条件を表 - 7に示す。合成下水としてブドウ糖果糖液糖,カルチベータ No.600に栄養塩類を加えたものを用いた。

なお,ろ過モジュールは有効ろ過面積0.38 m²のものを用いた。

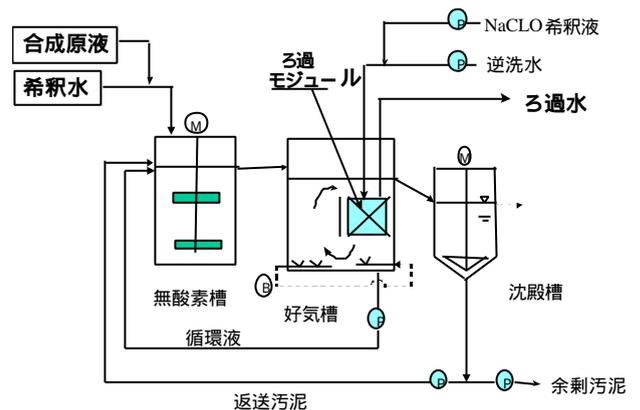


図 - 25 実験装置のフロー

(2) 次亜塩素酸ナトリウムの添加方法

次亜塩素酸ナトリウムは、工業用次亜塩素酸ナトリウム(以後NaClOと略す)を水道水にて任意に希釈調整した液を注入ポンプにて逆洗水と共にろ過モジュールに注入した。注入タイミングは、原則として3時間に1回(8回/d)のエア洗浄時とした。注入濃度は逆洗水希釈後で約20 mg-CL₂/Lとし、ろ過モジュール内のNaClOはろ過再開前の逆洗水の注入で汚泥側へ流出させた。好気槽当たりのNaClO流入量は、NaClOが瞬時にろ過モジュールから流出したとして算出した。

NaClO流入量と汚泥性状及びろ過特性の関係を得るため、表 - 8のようにNaClO流入量を変えて実験した。

表 - 8 好気槽当たりのNaClO流入量

期間	1回当たりのCL ₂ 流入量
0~13日	0
14~24日	0.2~0.3 mg-CL ₂ /L-好気槽
25~30日	1 mg-CL ₂ /L-好気槽
37~45日	2 mg-CL ₂ /L-好気槽
46日~	0

4.2 実験結果

(1) 汚泥性状

図 - 26に汚泥の沈降性SVIの推移を示す。汚泥のSVIは、注入前の200mL/gから100 mL/gへ低下した。図 - 27に好気槽汚泥の5倍希釈SV上澄濁度の推移を示す。NaClO流入量が2mg-CL₂/L-好気槽/回で各SV上澄濁度は増加し、5分後のSV上澄濁度で300度以上、30分後のSV上澄濁度でも50度以上となった。その後、NaClO添加を停止するとSV上澄濁度は急速に低下した。これは、汚泥粒子径が小さくなり且つ再凝集性が悪化したためと判断された。

これらの結果より、NaClO流入量を2mg-CL₂/L-好気槽/回以上とするとSV上澄濁度の急激な悪化が発生することが分かる。一方、ろ過水のNH₄-N、NO_x-Nは、ろ過流束の悪化した期間も含めほぼ安定したものであり、今回のNaClO流入量及び期間では硝化及び脱窒処理に障害が見られなかった。

(2) ろ過特性

NaClO添加中のダイナミックろ過の運転性能を図 - 28、図 - 29に示す。なお、このろ過モジュールは、約1.5年運転されたものである。23日目のろ過流束の低下は一次側のスライム層

の圧密化によって発生したもので槽内薬洗により回復した。一方、他のろ過モジュールにろ過流束の低下が無かったこと及び外観より、主原因は長期運転によるスライム層の圧密化と判断された。

その後、ろ過流束は、NaClO約2mg-CL₂/L-好気槽/回と多量のCL₂を注入した時にSV上澄濁度の増加と共に急速に低下した。しかし、SV上澄濁度の回復と共にろ過流束は回復した。これは、ろ過流束の低下が主としてろ過抵抗の大きな汚泥が一次側に付着したことにより起こり、このろ過抵抗の大きな汚泥は許容量以上のNaClOの注入で生成したものと判断された。また、NaClO 2mg-CL₂/L-好気槽/回添加でろ過流束が低下した場合には、エア洗浄直後からろ過水濁度が低くエア洗浄で除去しにくいケーキ層生成が示唆された。

以上の結果より、汚泥性状やろ過特性に悪影響を与えないNaClO注入量は、1mg-CL₂/L-好気槽/回程度であると判断された。この結果にもとずき、冬季の低水温期に注入量約1mg-CL₂/L-好気槽/回で長期確認実験(63日間)を行った。図 - 30に示したように、SV上澄濁度の低水温での増加及び水温上昇に伴う回復が見られたが、ろ過特性に悪影響の無いことが確認された。

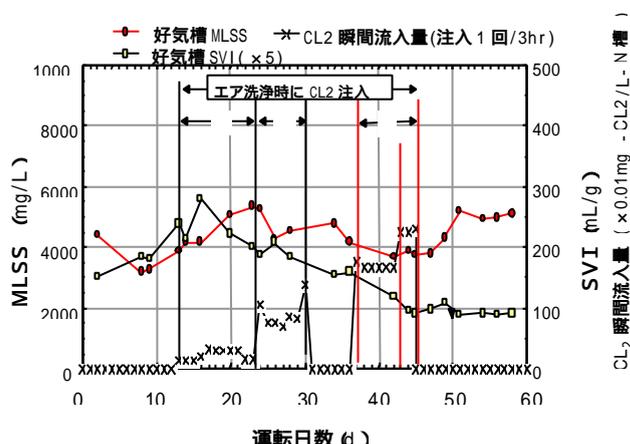


図 - 26 MLSS, SVIの推移

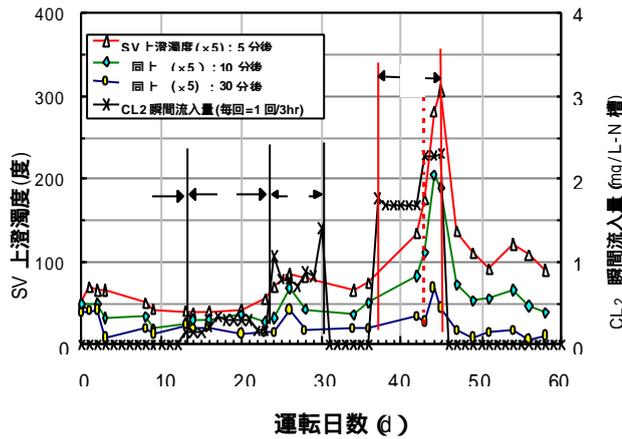


図 - 27 SV上澄濁度の推移

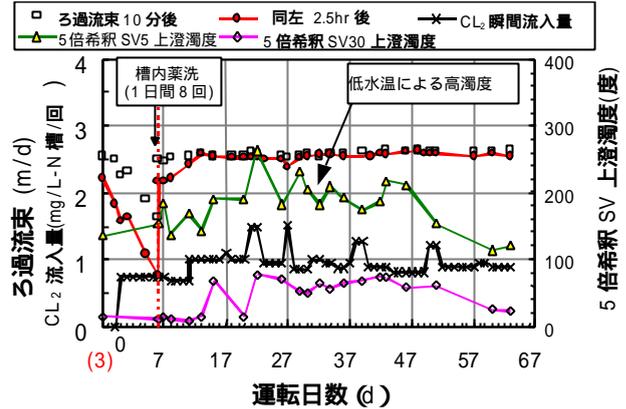


図 - 30 次亜塩素酸ナトリウム添加とろ過流束の推移

5. まとめ

- (1) 実曝気槽に浸漬配置したモジュールにおいて不織布面への水棲ヒルが付着繁殖し、不織布を剥離させるという実用上の問題が生じたが、不織布面を格子状スペーサーで保護する方法によって防止できることを確認した。また、この方法を用いてもダイナミックろ過性に影響を与えないことをパイロットプラントで検証した。
- (2) 実曝気槽に浸漬配置した実証実験において、長期間安定維持するには水洗浄操作に加えて、次亜塩素酸ナトリウムを低濃度添加する方法が有効であることを明らかにした。また、冬期間の汚泥分散時には、この操作を強化することで安定化可能なことを実証した。
- (3) パイロットプラントを用いて循環脱室法におけるダイナミックろ過特性を検討し、循環脱室を行う系でもダイナミックろ過法は適用できることを検証した。
- (4) 実曝気槽に浸漬した実証実験においては、実規模装置を模擬したろ過ユニットを用い、操作性を検証するとともに、設計諸元をまとめた。
- (5) 今後は、パイロットプラントおよび実曝気槽に浸漬した実証試験装置を用いて、本年度の試験期間に加えて、四季の条件での通水評価を行い、上記で得た設計・運転諸元の確認評価を行っていく予定である。

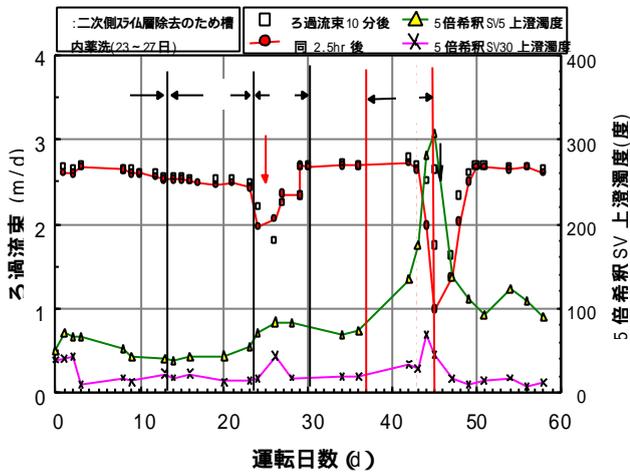


図 - 28 ろ過流束の推移

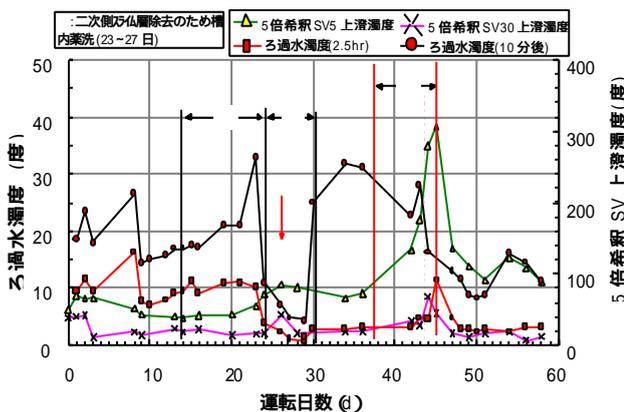


図 - 29 ろ過水濁度の推移

参考文献

- 1) 「活性汚泥の固液分離プロセスの開発」平成9年度東京都下水道局技術調査年報平成9年12月
- 2) 「活性汚泥の固液分離プロセスの開発その2」平成10年度東京都下水道局技術調査年報平成10年12月

- 3) 「活性汚泥の固液分離プロセスの開発その3」平成11年度東京都下水道局技術調査年報平成11年11月
- 4) 「活性汚泥混合液のダイナミック膜ろ過 - 合成下水を用いた基礎検討 - 」第34回下水道研究発表講演集平成9年6月
- 5) 「実下水を対象としたダイナミックろ過の基礎実験」第35回下水道研究発表講演集平成10年7月
- 6) 「ダイナミックろ過の基礎特性」第35回下水道研究発表講演集平成10年7月
- 7) 「実規模モジュールを用いたダイナミックろ過」第36回下水道研究発表講演集平成11年7月
- 8) 「ダイナミックろ過に及ぼす活性汚泥性状の影響」第36回下水道研究発表講演集平成11年7月

3 - 4 不織布を用いたろ過による活性汚泥混合液の 固液分離技術の実用化に関する共同研究

計画部 技術開発課

本技術は、不織布を用いたろ過ユニットを生物反応槽に直接浸漬することにより、従来の生物学的下水処理法に必須であった最終沈殿池を省スペース化あるいは省略することを目指し、処理水量200m³/日程度の実験用プラントを用いて平成8～10年度に開発した。

本研究では、これまでの実験レベルの研究成果を基に、処理水量5,000m³/日の実規模レベルにスケールアップした施設設計諸元を検討し、実規模装置による性能性、維持管理性、経済性等を評価するなど、本技術の実用化を目指した研究を平成11～13年度に実施する。

平成11年度は、過年度研究結果の整理・評価、実規模装置の施設設計諸元の検討などを行った。その結果は、次のとおりである。

- ・長期的に安定したろ過を行うためには、1日1回程度の薬品洗浄が必要である。
- ・実規模装置設計の留意点について、膜・ユニット構造、施設による対応（施設構造）、処理条件・メカニズム、操作による対応（維持管理）の4つの観点から整理してまとめ、さらに特に優先的に検討すべき項目を絞り込んだ。

3 - 4 不織布を用いたろ過による活性汚泥混合液の固液分離技術の実用化に関する共同研究

計画部 技術開発課

安瀬 廣一，佐藤 研三（現建設局），杉本 克美，並木 芳憲

1. 研究目的

全国の多くの処理場では、生物学的処理法である活性汚泥法が採用されている。標準的な活性汚泥法の水処理施設は最初沈殿池，生物反応タンク，最終沈殿池から構成されており，最終沈殿池の活性汚泥混合液の固液分離によって成立する処理法である。この最終沈殿池における固液分離は，水と汚泥のわずかな比重差を利用した重力沈殿であるため，流入水量や汚泥性状の影響を受けやすく，実際の運転管理においてはSS分の流出を防止する観点からMLSSの範囲を低く保持せざるを得ないという問題がある。

さらに，今後，特に都市部においては，施設の省スペース化や高度処理導入が課題となることが予想され，これらに対応する新たな固液分離技術が求められている。

本研究では，このような課題に対して省スペース化が可能かつ，効率的な固液分離が行える不織布を用いた固液分離技術に注目した。本技術は，不織布表面に形成される汚泥層を利用して活性汚泥混合液を低水頭差でろ過し，固液分離するものである。

本研究は，本技術の実規模施設への適用性について評価・検討することを目的とするものであり，平成11年度より3カ年の計画で建設省新世代下水道支援事業機能高度化促進事業〔新技術活用型〕として東京都と財団法人下水道新技術推進機構の共同研究で実施しているものである。

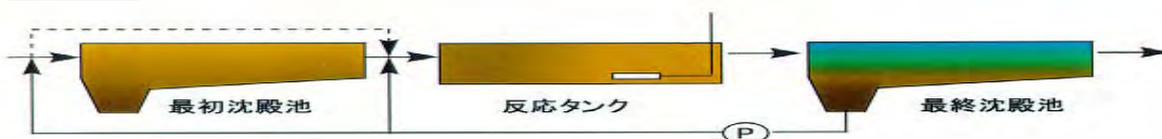
平成11年度は，既存研究の整理・評価及び関連調査結果の整理と実規模施設の設計に向けた検討を行い，実規模施設の設計に向けて実証調査において評価すべき項目や設計時の留意点について検討を行った。

2. 研究内容

2.1 不織布を用いたろ過による活性汚泥混合液の固液分離技術の概要

本技術は，不織布表面に形成される汚泥層を利用して活性汚泥混合液を低水頭差でろ過し，固液分離するもので，MF膜よりも大きなろ過流束が得られる事，膜の価格が低廉であることが大きな特徴である。更に，不織布膜を用いたろ過ユニットを生物反応タンク内に直接浸漬する事により従来の活性汚泥法に必須であった最終沈殿池を不要とすることも可能な技術である。

従来の方式



本技術の方式

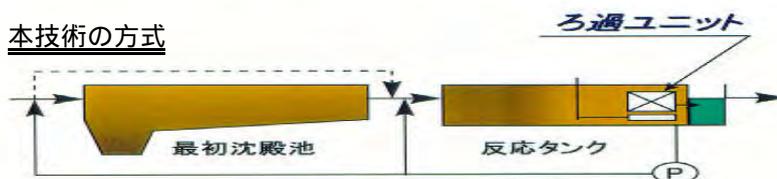


図 - 1 本技術と従来方式との処理フロー比較図

図 - 1 に本技術と従来方式との処理フローの比較図を示す。

2.2 ろ過の原理

従来のMF膜やUF膜を用いたろ過法は、活性汚泥フロックよりも小さな孔を持つ膜によるろ過を行うが、本技術は不織布表面に形成される汚泥層を利用し、活性汚泥混合液を低水頭差でのろ過を可能にしている。不織布自体は活性汚泥フロックよりも大きな孔となっているが、この表面に汚泥フロック自身による汚泥層を形成させる事により、これをろ過層として活用し固液分離を行うものである。

また、ろ過にはろ板にスペーサー、不織布を張り合わせて作成したろ過モジュールを組み合わせたろ過ユニットを構成し、直接反応タンク内に浸漬させる。また、反応タンクと集水トラフには水位差が設けられており、これにより動力を用いずにろ過を行う仕組みである。汚泥フロック層はろ過時間が経過してくると厚みが増し、ろ過性能が低下するが、定期的に曝気上昇流を生じさせること等により、汚泥層の順次剥離(空気洗浄)等を行い、長時間のろ過を継続することが出来る。

図 - 2 にろ過原理、図 - 3 にユニットの浸漬イメージを示す。

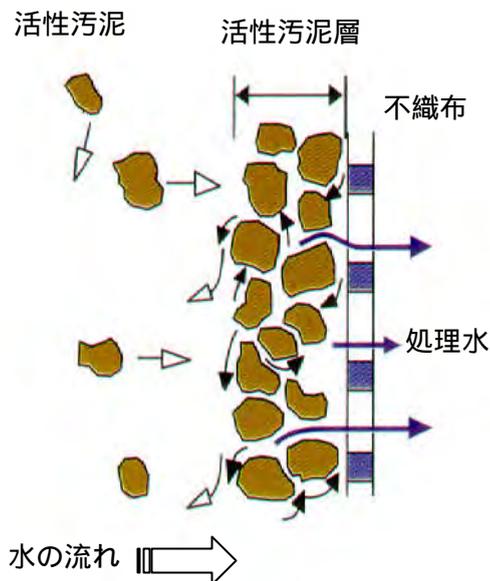


図 - 2 ろ過原理

2.3 研究内容

本調査は平成11年度～13年度の3ヶ年にわたって実施するものであり、全体の研究項目は表 - 1 に示す通りである。

平成11年度における本調査の内容は、

- (1) 既存研究の整理・検討
- (2) 関連調査の収集・整理
- (3) 実規模施設設計
- (4) 設計手法とりまとめ

資料収集を行い、平成12年度に計画されている実規模施設の建設に先立って実験内容の確認並びに設計に向けた検討を行った。

表 - 1 に研究行程を示す。

表 - 1 研究工程

項 目	年 度		
	11	12	13
既存研究の整理・検討	■		
関連調査の収集・整理	■	■	
実規模施設設計	■		
設計手法とりまとめ			
パイロットプラント等による実験		-----	
(実規模施設の建設)		-----	
実規模施設による実験			-----
考察・とりまとめ			-----

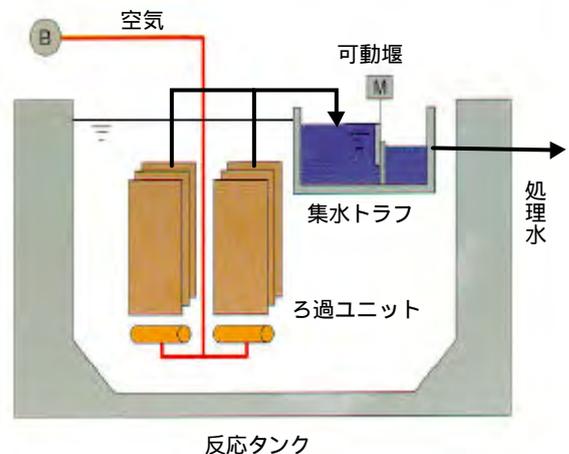


図 - 3 浸漬のイメージ

3. 研究結果

3.1 検討のアプローチ

本技術の実用化に向けて必要と考えられる検討項目を整理し、次の4つの観点において検討を行った。

膜・ユニット構造

固液分離を行うための中心的な設備であるため、その物性、構造等が本技術の性能に直接関わる部分である。

施設による対応(施設構造)

膜・ユニット構造以外にも本技術の処理性能や維持管理性に影響を与える施設があり、それらの施設構造に関わる部分である。

処理条件・メカニズム

本技術の目標とする処理条件やメカニズムに関する観点からの設計へのアプローチを行う部分である。

操作による対応(維持管理)

本技術を運転管理していく上で、維持管理面から設計にフィードバックを行う部分である。

図 - 4 に整理の観点の概要を示す。

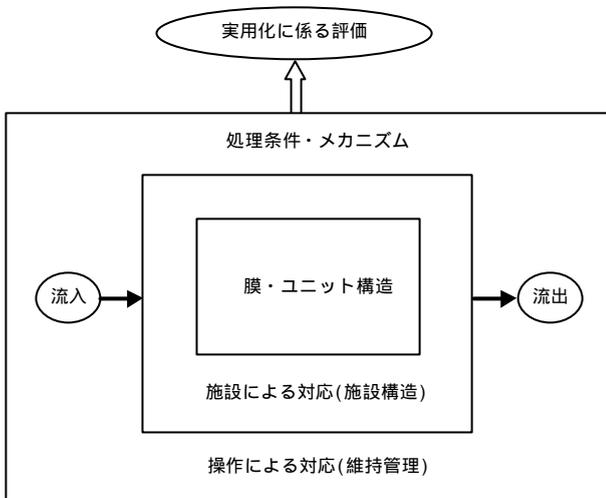


図 - 4 整理の観点

3.2 既存研究の整理・検討

既存の基礎的実験・調査研究を把握し、実規模施設の設計及び実験に必要な検討項目を整理するとともに、課題の抽出を行う目的で行った。

この中で、本技術と関連する項目として大きく次の5つに分類することができる。

- 洗浄方法について
- ろ過抵抗について

クロスフロー流速と膜面付着量について
発生汚泥量、最適MLSS濃度及び物質収支について

反応タンク内の生物相について

これらの中で、特に洗浄方法については、他の膜処理方式についても汚泥フロック等の付着に原因するファウリングによる膜性能の低下が起こることから、最も効果的な方法として薬品洗浄を行っていることが確認された。

3.3 実規模施設設計の検討

1) これまでの主な確認項目

本技術のうち、これまでのパイロットプラント実験によって確認された主な項目について前述の ~ の観点に基づき、表 - 2 に整理した。

表 - 2 主要な確認項目

区分	主な検討項目
膜・ユニット構造	目付、ろ過流束の関係 目付、ろ過濁度の関係 膜モジュールの耐久性
処理条件・メカニズム	ろ過流束と膜面流速の関係 ろ過流束とMLSSの関係 汚泥性状とろ過抵抗、ろ過流束との関係
操作による対応(維持管理)	洗浄頻度とろ過流束の関係 薬品洗浄による活性汚泥への影響 薬品洗浄の条件

2) 実規模施設設計の検討項目

表 - 2 におけるこれまでの確認項目を踏まえ、今回建設を行う実規模施設における考慮する点について整理を行った。

膜ユニット構造

膜・ユニット構造について基本的には基礎実験において決定されている膜、モジュール、ユニットについて実証する必要がある。

- ・基礎実験において決定された不織布の仕様やろ過モジュール、ろ過ユニットの構造の確認を行う。
- ・実証実験において膜、モジュール、ユニットの耐久性、劣化度、耐薬品性について確認する。
- ・ユニット容積及びユニット配列(レイア

ウト)による滞留時間の確保及び維持管理への影響について確認する。

施設による対応(施設構造)

施設構造については、実験施設の構造上の制約を受けるため、槽の使用は元となる標準活性汚泥法の処理施設に準拠した構造となる。

- ・ 適切な膜面流速が確保できるように隔壁の位置を検討する必要がある。
- ・ 膜洗浄直後に発生すると考えられるSS成分の初期流出に対応した逆流施設を設ける。
- ・ エアリフトによる排泥管の構造を検討する。
- ・ 非常時のオーバーフロー対策として最終沈殿池に放流が可能な構造にする等の対応が望ましい。
- ・ 洗浄薬品の貯留槽、水洗浄用給水装置の設置が必要。

処理条件・メカニズム

本技術による処理が安定して維持できるよう、ろ過に係る条件や物質収支などを把握する。

- ・ 反応槽内のMLSSの濃度勾配について把握する。また、その場合の運転方法を検討する。
- ・ 発生汚泥量を把握し、固形物収支を測定する。
- ・ ろ過流速の変化について影響を観察する。
- ・ 処理水質の変動が起こらないか監視を行う。
- ・ 引抜汚泥の濃度、性状について観察する。

操作による対応(維持管理)

水質の維持に係る膜の洗浄、MLSS濃度の管理が重要となる。また、非常時の対応についても検討を行う必要がある。

- ・ 膜の洗浄シーケンスを作成し、洗浄を行う。曝気上昇流による通常洗浄は既往の実験結果より3分・8回/日を基本とする。また、薬品洗浄については1日1回程度での効果が確認されているが、今後の実験において適切な頻度や薬品の種類・濃度について確認を行う。
- ・ 引抜汚泥量、返送汚泥量の濃度・頻度を把握する。
- ・ 膜ユニットのレイアウトについて検討

する。ろ過ユニットの管理はブロック単位とする。

- ・ 予備のろ過ユニットの管理用地確保や、点検の為の設備等について検討を行う。
- ・ 維持管理体制を整えると共に、自動制御の可能な項目について整理を行う。

4. 実規模施設の概略設計

これまでに行われた基礎実験の結果や設計に向けた検討を参考にして実規模施設の概略設計を行った。

実規模施設は、東京都下水道局の砂町処理場にある砂系曝気層5号池の2水路を改造して建設する計画となっており、計画処理能力は5,000m³/日(日最大)であり、池寸法は巾6m×高さ4.2m×長さ45m、配置されるろ過モジュールの枚数は640枚となっている。表-3に実規模施設における設計諸元について示す。

5. まとめ

平成11年度の研究では、本技術の基礎的技術の整理を行い、今後の検討項目を抽出した。この中で、本技術の基本的な処理性能について確認が行えたと共に、膜の洗浄や、汚泥の引抜等の管理について、処理の機構等について今後の実験を通じて確認を行っていくべき項目を提示した。

平成12年度に継続して行われる予定である本技術の実規模の実験施設建設や、平成13年度に行われる実規模施設を用いた実験においては、これら着目すべき留意点について考慮し、活用していくものとする。

表 - 3 主な設計諸元

項 目		仕 様
処理場名		東京都砂町処理場
処理能力		5,000m ³ / 日(日最大)
水路数		2 水路
池寸法		巾6m × 高さ4.2m × 長さ45m
池容量		1,134 m ³ / 水路
滞留時間		8.0時間
目 標 水 質	BOD	10mg / l
	SS	5mg / l
平均MLSS濃度		2,190mg / l
汚泥返送濃度		4,000mg / l
膜に関する諸元	モジュール外寸	巾1.2m × 高さ2.4m × 長さ30mm
	有効膜面積	4m ² / モジュール
	ろ過流束	2.2m ³ / m ² / 日(日最大)
	ろ過水量	8.5m ³ / 日 / モジュール
	モジュール枚数	640枚

参考文献

- 1) 「活性汚泥の固液分離プロセスの開発」平成9年度東京都下水道局技術調査年報平成9年12月
- 2) 「活性汚泥の固液分離プロセスの開発その2」平成10年度東京都下水道局技術調査年報平成10年12月
- 3) 「活性汚泥の固液分離プロセスの開発その3」平成11年度東京都下水道局技術調査年報平成11年11月
- 4) 「活性汚泥混合液のダイナミック膜ろ過-合成下水を用いた基礎検討-」第34回下水道研究発表講演集平成9年6月
- 5) 「実下水を対象としたダイナミックろ過の基礎実験」第35回下水道研究発表講演集平成10年7月
- 6) 「ダイナミックろ過の基礎特性」第35回下水道研究発表講演集平成10年7月
- 7) 「実規模モジュールを用いたダイナミックろ過」第36回下水道研究発表講演集平成11年7月
- 8) 「ダイナミックろ過に及ぼす活性汚泥性状の影響」第36回下水道研究発表講演集平成11年7月

3 - 5 活性汚泥中含有りんの効率的除去技術の開発

計画部 技術開発課

生物学的リン除去法で除去されたリンは汚泥中にポリリン酸として高濃度に蓄積されるが、それが雨天時等の流入水濃度が低いときに再放出され、処理水からリンが除去できないことがある。また、汚泥中に含有されたリンは焼却してもそのまま残留するので、セメント原料として再利用する場合に障害となる。

高度処理導入時に顕在化するこれらの課題を解決するため、活性汚泥からリンを回収するシステムを開発する。リン含有率の高い活性汚泥からリンを回収することにより汚泥中リン濃度が低下するので水処理でのリン除去が安定する。回収したリンは肥料などに再利用でき、また、リン含有率の低下した汚泥は焼却灰のセメント化に適するようになる。

実験方法としては、返送汚泥の一部に一沈汚泥を添加して汚泥からリンを溶出させ、溶出リンを晶析法より回収する。このパイロットプラントを活性汚泥中含有リン濃度の高い小菅処理場東系に設置した。この装置で、返送汚泥と一沈引抜汚泥の混合割合を検討したところ、活性汚泥からリンを吐き出させるには、一沈汚泥の混合割合を25～100%とし、吐き出し時間は3～6時間が適当であり、吐き出し汚泥の沈降分離には1～6時間が必要であることがわかった。平成12年度も実験を継続する。

3 - 5 活性汚泥中含有リンの効率的除去技術の開発

計画部 技術開発課

鈴木 清志，五藤 久貴

1. 研究目的

高度処理として今後導入されていく生物学的リン除去法では，処理水から除去したリンは活性汚泥中に蓄積されるので，活性汚泥中のリン濃度は常に高い状態になる。このような状態の時，降雨などのために流入有機物濃度が薄くなると，活性汚泥がリンを摂取しなくなり，処理水からリンを除去できなくなることがある。この場合は処理水に凝集剤を添加して，リンを沈殿除去する方法で対応せざるをえない。生物学的リン除去法で安定したリン除去を行なうには，活性汚泥に蓄積するリン濃度を高くしないことがポイントとなる。

生物学的リン除去法でリンを蓄積した活性汚泥は，余剰汚泥として引き抜かれて汚泥集約処理プラントに送泥される。このとき汚泥中に蓄積されたリンは水中に放出されてしまうため，最終的には汚泥集約処理プラントで凝集剤を添加して，このリンを除去せざるをえない。凝集剤を使用しない生物学的リン除去法は，最終的な汚泥処理段階で凝集剤を使わなければならないという大きな問題を抱えているといえる。

また一方，余剰汚泥中に蓄積したリン及び凝集剤で沈殿したリンは，最終的には焼却され，リンは汚泥焼却灰に移行する。焼却灰のリン含有率が高くなりすぎると，セメント原料として再利用する場合の障害になることも懸念される。

高度処理導入時に顕在化するこれらの課題を解決するため，活性汚泥からリンを回収するシステムを開発することとなった。活性汚泥からリンを回収することにより次のような効果が期待できる。

活性汚泥中リン濃度が低下し，水処理でのリン除去が安定する。

雨天時の凝集剤添加量を節減できる。

活性汚泥からリンを回収することにより，

送泥汚泥中のリン濃度が低下し，汚泥集約処理プラントにおけるリン除去のための凝集剤を節減できる。

焼却灰のリン含有率が低下してセメント化に適するようになる。

回収したリンは肥料として再利用できる。

処理場において活性汚泥からリンを回収するシステムを図 - 1 に示す。返送汚泥の約 1 割を脱リン槽に送り，一沈汚泥と混合することにより活性汚泥からリンを吐き出させる。分離濃縮設備で汚泥と上澄水に分離し，リンを吐き出した汚泥は返送汚泥として生物反応槽に戻し，また一部は余剰汚泥として汚泥集約処理プラントに送泥する。リン濃度の高い上澄水はリン回収槽でリンを晶析させる。このとき晶析条件に調整するため，カセイソーダと塩化カルシウムを添加する。種結晶材の表面に晶析したリンは結晶材ごと回収され，肥料として再利用される。リン回収槽の分離液は水処理系に戻す。分離液はpH8～8.5であるが，硝化運転によってpHが低下している水処理系にとっては，かえって好ましいといえる。

この研究は，日立プラント建設(株)，前澤工業(株)及び三菱マテリアル(株)と当局の共同研究であり，平成11，12年度に小菅処理場にパイロットプラントを設置して実施するものである。今回は平成11年度実施分について報告する。

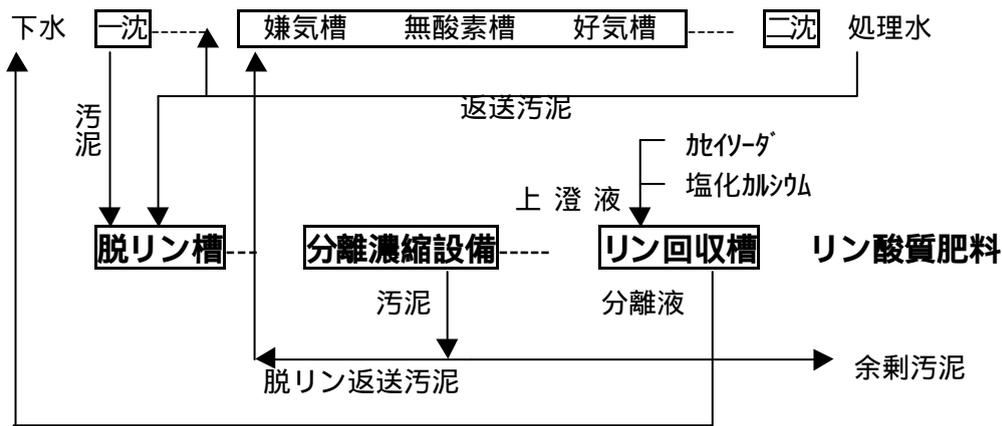


図 - 1 処理場におけるリン回収システム

2. 晶析基礎実験 (テーブルテスト)

パイロットプラントの運転に先立ち、テーブルテストによりリン回収槽の晶析条件について調査した。

2.1 実験方法

(1) 実験装置 (テーブルテスト)

晶析の種結晶材としては、粒径約2mmの珪酸カルシウム水和物を用いる。これは、珪酸質原料と石灰質原料を調整混合し球状物に造粒後、オートクレーブ養生を施し、トバモライト (Ca:Si:H₂O=5:6:5の結晶) を生成させたものであり、表面に針状またはカードハウス状の結晶が析出している。この珪酸カルシウム水和物はリン鉱石に比較して、品質が均一であり、種結晶表面に炭酸カルシウムの析出がないので晶析活性が低下しにくく、また有機物によっても晶析活性の低下が認められないなどの特徴をもっている。

図-2.1に晶析基礎実験の装置フローを、表-2.1に実験装置の仕様を示す。実験装置は2系列設置し、第1系列には小菅処理場東系処理水を通し、第2系列には東系返送汚泥を通した。第一系列の東系処理水は、図1のリン回収システムにおける返送汚泥の固液分離後上澄水の代わりに用いたものであり、第2系列は返送汚泥を固液分離せずに直接、リン回収槽に送った場合を想定した実験である。第1, 第2系列とも原水に50mg/LのPO₄-Pを添加した後、Ca²⁺添加濃度とpHを変化させ晶析に与える影響を調べた。表-2.2, 表-2.3に各系列の運転条件を示す。

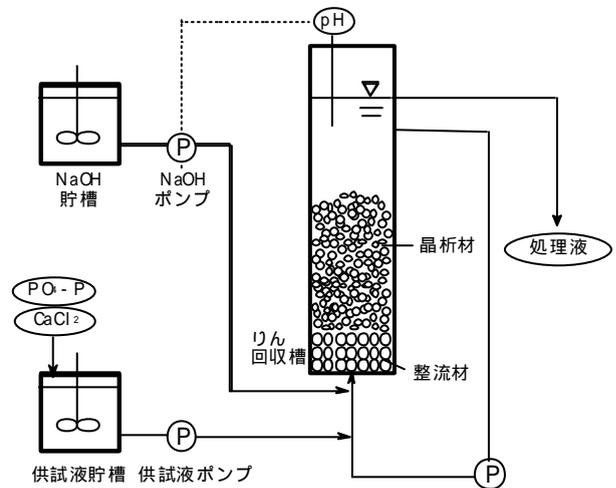


図2.1 晶析基礎実験のフローシート

表2.1 晶析基礎実験の装置仕様

機器名	仕様
供試液貯槽	10L ポリタンク
供試液ポンプ	ローラーポンプ (最大 1980mL/h)
リン回収槽	32 × 490H 400mL
晶析材	珪酸カルシウム水和物 150mL
整流材	ガラスビーズ 5 × 100H
循環ポンプ	ローラーポンプ (最大 2L/min)

表-2.2 第1系列の運転条件

RUN	RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4
期間	12/3 ~ 12/24	1/7 ~ 2/3	2/4 ~ 2/13	2/14 ~ 2/29
供試廃水	東系処理水 (PO4-P 50mg/L 添加)			
Ca ²⁺ 添加量 (mg/L)	200	100	200	200
設定 pH	8.2	8.2	8.5	9.0
晶析材体積当りの HRT (h)	1.0	1.0	1.0	1.0

表-2.3 第2系列の運転条件

RUN	RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4
期間	12/3 ~ 12/24	1/7 ~ 2/3	2/4 ~ 2/13	2/14 ~ 2/29
供試廃水	東系返送汚泥 (PO4-P 50mg/L 添加)			
Ca ²⁺ 添加量 (mg/L)	100	100	200	200
設定 pH	8.2	8.2	8.5	9.0
晶析材体積当りの HRT (h)	1.0	1.0	1.0	1.0

実験に用いた原水（東系処理水及び返送汚泥）は当初（12月）、汚泥からリンが放出しないように曝気攪拌した。しかし、1月以降は返送汚泥のリン含有率が低下し、好気状態でリンを吸収するようになった。そこで1月18日以降は原水を嫌気状態で攪拌し、汚泥によるリンの吸収を抑制した。

リン回収後の処理液についても貯留しておく汚泥からリン放出・吸収が懸念されたので処理液を混合することを避け、試料採取は実験開始から24時間後の安定したときに処理液をスポットサンプリングした。

(2) 晶析性能評価因子の設定

晶析性能を評価する因子として晶析濃度、晶析率、凝沈濃度、PO₄-P除去率、T-P除去率を次式により求め、評価因子とした。

晶析濃度

流入したPO₄-Pの内、アパタイトとして晶析材に析出した濃度を表わす。晶析濃度は原水、処理水のT-Pの差より求める。

$$S_{cry} = S_{T-Pinical} - S_{T-Pout} \dots \dots (2)$$

ここに S_{cry} : 晶析濃度 (mg/L)
 S_{T-Pinical} : 計算原水T-P濃度 (mg/L)
 S_{T-Pout} : 処理水T-P濃度 (mg/L)

晶析率

流入したPO₄-Pの内、アパタイトとして晶析材に析出した割合を示す。晶析率は晶析濃度と、原水PO₄-Pの比より求める。

$$R_{cry} = S_{cry} \div S_{PO4-Pinical} \times 100$$

ここに R_{cry} : 晶析率 (%)
 S_{cry} : 晶析濃度 (mg/L)
 S_{PO4-Pinical} : 計算原水PO₄-P濃度 (mg/L)

凝沈濃度

流入したPO₄-Pの内、アパタイトとして凝集沈殿し、汚泥と共に流出するリン濃度を示す。凝沈濃度は原水、処理水PO₄-Pの差から晶析濃度を引くことにより求める。但しMLSS混合液の場合、汚泥がPO₄-Pを摂取、放出しないことが条件となる。

$$S_{coa} = S_{PO4-Pinical} - S_{PO4-Pout} - S_{cry} \dots (4)$$

S_{coa} : 凝沈濃度 (mg/L)
 S_{PO4-Pinical} : 計算原水PO₄-P濃度 (mg/L)
 S_{PO4-Pout} : 処理水PO₄-P濃度 (mg/L)
 S_{cry} : 晶析濃度 (mg/L)

PO₄-P除去率

流入したPO₄-Pの内、晶析、凝集沈殿等によって減少した量の割合を示す。但しMLSS混合液の場合、汚泥がPO₄-Pを摂取、放出しないことが条件となる。

$$R_{PO4-P} = \frac{S_{PO4-Pinical} - S_{PO4-Pout}}{S_{PO4-Pinical}} \times 100 \dots (5)$$

R_{PO4-P} : PO₄-P除去率 (%)
 S_{PO4-Pinical} : 計算原水PO₄-P濃度 (mg/L)
 S_{PO4-Pout} : 処理水PO₄-P濃度 (mg/L)

T-P除去率

流入したT-Pの内、晶析反応により系内で減少した量の割合。

$$R_{T-P} = \frac{S_{T-Pinical} - S_{T-Pout}}{S_{T-Pinical}} \times 100 \dots (6)$$

- R_{T-P} : T-P除去率 (%)
- S_{T-Pinical} : 計算原水T-P濃度 (mg/L)
- S_{T-Pout} : 処理水T-P濃度 (mg/L)

2.2 実験結果

(1) 東系処理水の晶析実験結果

返送汚泥を固液分離した上澄水を想定し、下水処理水にPO₄-P 50mg/Lを添加した原水を用いて連続処理を行った(第1系列)。結果を図-2.2に、処理結果のまとめを表-2.4に示す。LVは約120m/h、膨張率は125%で運転を行った。

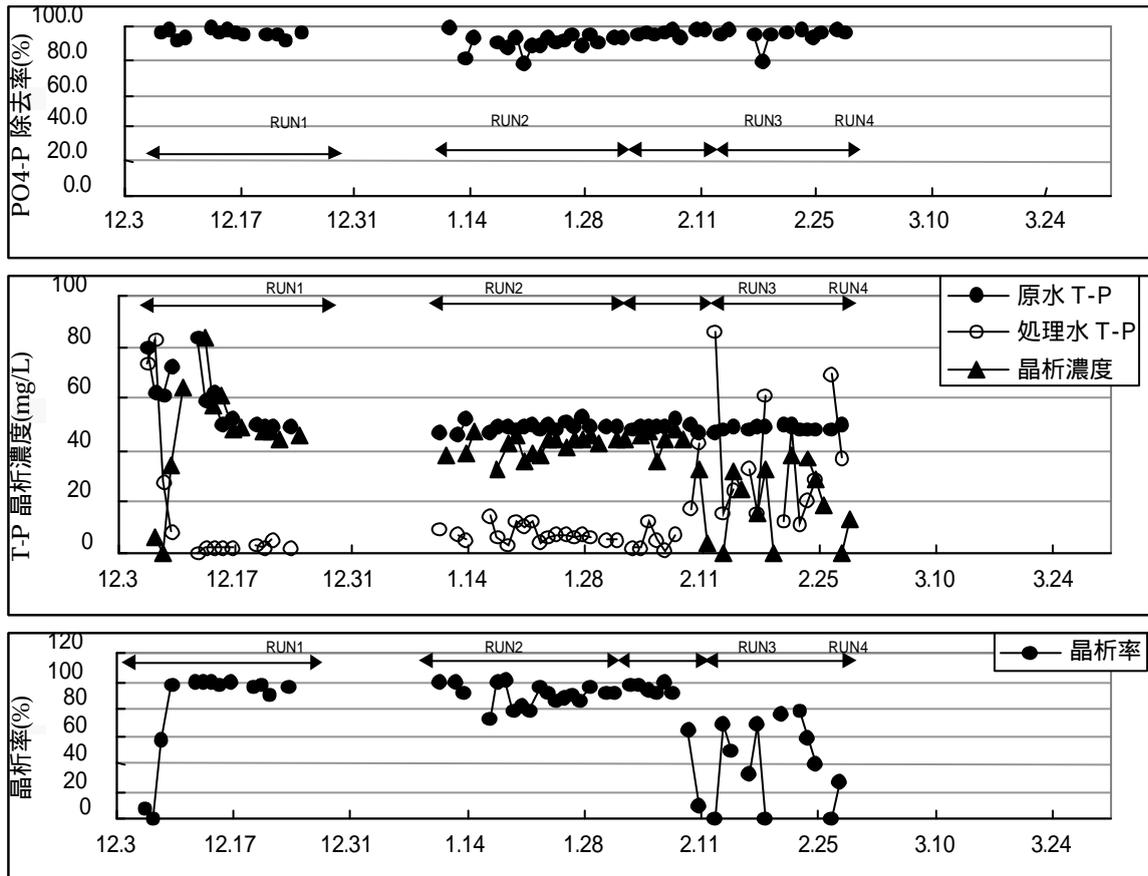


図-2.2 東系処理水の連続晶析実験結果

表 - 2.4 東系処理水の連続晶析実験まとめ

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4
添加 PO ₄ -P (mg/L)	50	50	50	50
添加 Ca ²⁺ (mg/L)	200	100	200	200
設定 pH	8.2	8.2	8.5	9.0
PO ₄ -P 除去率 (%)	96.0 (92.7 ~ 99.4)	90.3 (77.6 ~ 99.5)	96.6 (94.2 ~ 98.0)	90.5 (79.8 ~ 98.5)
晶析濃度 (mg/L)	49.9 (43.8 ~ 60.9)	41.3 (33.1 ~ 45.8)	37.5 (4.1 ~ 47.5)	22.4 (0 ~ 37.1)
晶析率 (%)	97.3 (89.9 ~ 100)	89.0 (71.6 ~ 100)	80.9 (8.9 ~ 100)	46.6 (0 ~ 77.9)

RUN1からRUN2までの運転条件では原水T-P濃度が45～55mg/Lであったのに対し、処理水T-P濃度は10.0mg/L以下で安定であった。また晶析率の平均は93%であった。これに対しpHを8.5に上げたRUN3以降では処理水にSS性T-Pが認められるようになった。pHを9.0に上げたRUN4ではさらに凝沈澱沈殿が進行し処理は不安定となり、晶析率は45.2%となった。以上の結果から、返流水処理結果と同じく、上澄水の晶析条件としては、pH8.2、Ca添加量として100～200mg/Lが最も適した条件であり、安定した晶析性能が得られることがわかった。またpHを8.5以上とすると不安定域となり凝集沈殿が生じることが認められた。

(2) 返送汚泥の晶析実験結果

返送汚泥に $PO_4\text{-P}$ 50mg/Lを添加した原水を用いて連続処理を行った(第2系列)。りん回収槽内のLVは約90m/h、膨張率は125%で運転を行った。汚泥を通水してもりん回収槽内でのMLSSの蓄積は認められなかった。

結果を図-2.3に、連続処理結果のまとめを表-2.5に示す。図-2.3中の で囲まれた部分は晶析材表面に汚泥を通水したことによる晶析阻害物質が付着していないか確かめるため、一時的に原水を下水処理水に変更したデータである。RUN1の後、下水処理水に変更すると晶析率が向上したことから、晶析材表面には異常はないと判断した。

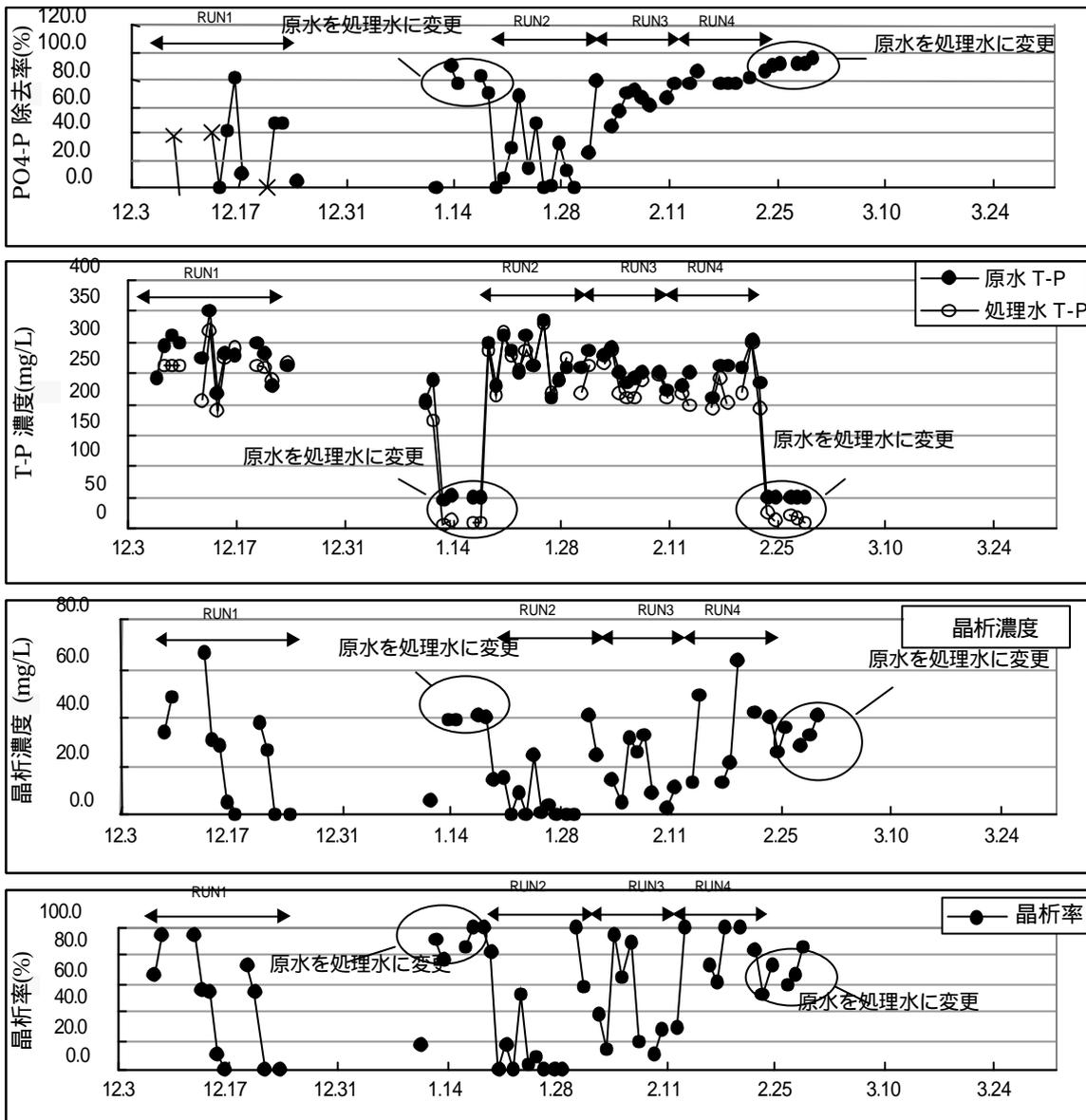


図-2.3 東系返送汚泥の連続晶析実験結果

表-2.5 東系返送汚泥の連続晶析実験まとめ

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4
添加 P04-P (mg/L)	50	50	50	50
添加 Ca ²⁺ (mg/L)	200	100	200	200
設定 pH	8.2	8.2	8.5	9.0
P04-P 除去率(%)	30.9 (0.0~86.8)	24.6 (0~77.0)	71.3 (57.8~87.3)	82.0 (76.8~7.3)
晶析濃度(mg/L)	21.9 (0.0~67.1)	10.4 (0~40.9)	22.3 (5.0~47.6)	43.3 (21.2~63.3)
晶析率 (%)	38.2 (0.0~95.3)	35.5 (0.0~00)	55.4 (13.5~100)	89.4 (62.1~100)

返送汚泥の処理結果は、上澄水の処理結果と異なり、RUN1、RUN2及びRUN3の条件(pH8.2~8.5、Ca添加量100~200mg/L)では晶析率は不安定であった。RUN2までの運転より汚泥がCa²⁺を吸収し、晶析に使われるCa²⁺が不足する現象が見られたため、RUN3以降は汚泥にCa²⁺を200mg/L添加した。その結果RUN4(pH9.0、Ca添加量200mg/L)の条件で晶析率89.4%が得られた。したがって、返送汚泥から直接リンを晶析で回収することができ、その条件は、pH9.0、Ca添加量200mg/L程度が必要であることがわかった。

まとめ

予備実験として小型装置による晶析基礎実験を行った。脱リン汚泥を固液分離した後の上澄水を想定して小菅東系処理水を用いて実施した晶析実験では、pH8.2、Ca添加量として100?200mg/Lが最も適した条件であり、安定した晶析性能が得られることがわかった。pHを8.5以上とすると不安定域となり凝集沈殿が生じることが認められた。

返送汚泥を直接リン回収槽に送泥した基礎実験結果から、返送汚泥を固液分離せずに晶析できる可能性も示された。そのときの晶析条件は、固液分離後上澄水より高いpHの9.0、Ca添加量は200mg/Lが必要であった。

平成12年度は、11年度に小菅処理場東系に設置したパイロットプラントを用いて、実際に返送汚泥を脱リンして、晶析によってリンを回収する実験を行う。

3 - 6 有明処理場における安定的な窒素・りん削減のための調査

施設管理部 施設管理課

有明処理場は、A2Oを採用した高度処理対応施設であるが、現在、初期対応用に反応タンク1系列の1/3を部分使用している。このため、嫌気、無酸素、好気槽に本来求められている機能が十分に確保されていないことから、窒素、りん除去が不安定になり易い。本調査は、実験プラントを設置して、現有1/3系列での運転方法の適性化、ならびに有明処理区特有の流入負荷変動への対処方法等を確立することを目的に実施したもので、以下の結果が得られた。

1. 窒素については、反応タンクの構造上、槽分割が嫌気：無酸素：好気が1：1：2と本来の1：2：3程度よりも無酸素槽の容積が小さめである。また、流入水のBODが小さい分、脱窒速度が小さく、脱窒のための反応時間が不足ぎみとなっている。

2. りんについては、流入水のBOD（特に溶解性）が低いため、りんの吐出し・摂取が不足ぎみである。今回の調査では、S-BOD/S-P比を15以上確保する必要がある。

この管理目標値を下回る場合、りん除去の安定化を図るには、何らかのBOD源を反応槽に添加するか、りん除去を補完するための凝集剤（PAC等）添加が必要である。

3. 現状施設での運転改善案

現状施設の運転改善による対応としては、以下が提案できる。通常時の運転方法は、A-SRT 10日、MLSS 2000mg/l、循環率 110%、返送汚泥率 40%程度とすることが窒素、りん除去の安定化に最適であった。

イベント開催時の窒素流入負荷の増大時は、MLSSを高めに設定するとともに、嫌気槽での脱窒機能を活用するため、返送汚泥率を60%程度まで高めて脱窒量を促進させる。循環率は通常時と同様の設定とし、りん除去は、凝集剤添加で補完する。

3 - 6 有明処理場における安定的な窒素、りん削減のための調査

施設管理部 施設管理課

本間 誠二

1. 調査の背景

下水処理場から環境中に排出される窒素、りんについては、閉鎖性水域である東京湾に富栄養化をもたらす一因となっていることから削減していくことが求められている。

国においては、「中央環境審議会」の答申（平成12年2月8日）を受けて、窒素、りに係る総量規制の導入に向けた検討が進められている。

また、都においても東京湾の富栄養化防止対策として、「東京都公害防止条例」が改正（平成11年4月施行）され、窒素、りに係る排水基準が上乘せされることとなった。

有明処理場は、A2O法を採用した高度処理対応施設であるが、流入水質、水量の変動や処理条件により時として、窒素、りん除去が不安定となることがある。このため、窒素、りん除去を安定させ上乘せ条例への対応を図る必要があることから、本調査を平成11年6月に開始した。

2. 調査概要

2.1 調査目的

有明処理場の窒素、りん除去が安定する運転方法を明らかにすることを目的に、パイロットプラントを用いて調査した。さらに、流入水量の経時的増加にみあった反応槽規模の増強と切替の方法を提案するため、槽内での現象をモデル計算することにより反応槽規模と処理水量の関係を予

測した。

2.2 調査期間及び調査場所

調査期間：平成11年6月2日～平成12年3月31日

調査場所：有明処理場二次処理施設内

2.3 調査方法

2.3.1 パイロットプラント実験

パイロットプラントでの処理調査とパイロットプラントで馴致した活性汚泥を利用した回分実験により以下の調査を行ない、流入水性状、運転方法等と処理水質の関係を検討した。

流入水性状と窒素、りん除去

凝集剤（PAC）添加とりん除去（回分実験）

A-SRTと処理特性

高窒素負荷に対応した運転方法の検討

反応速度

図2.3.1に実験装置のフローシートを、表2.3.1に実験条件を示す。流入原水は、第一沈殿池流入水とした。これは、実施設での運転が、流入負荷が軽くBODが不足していることから引抜いた生汚泥を反応槽に投入する方法を採用していることから、流入条件を揃えるために実施した。

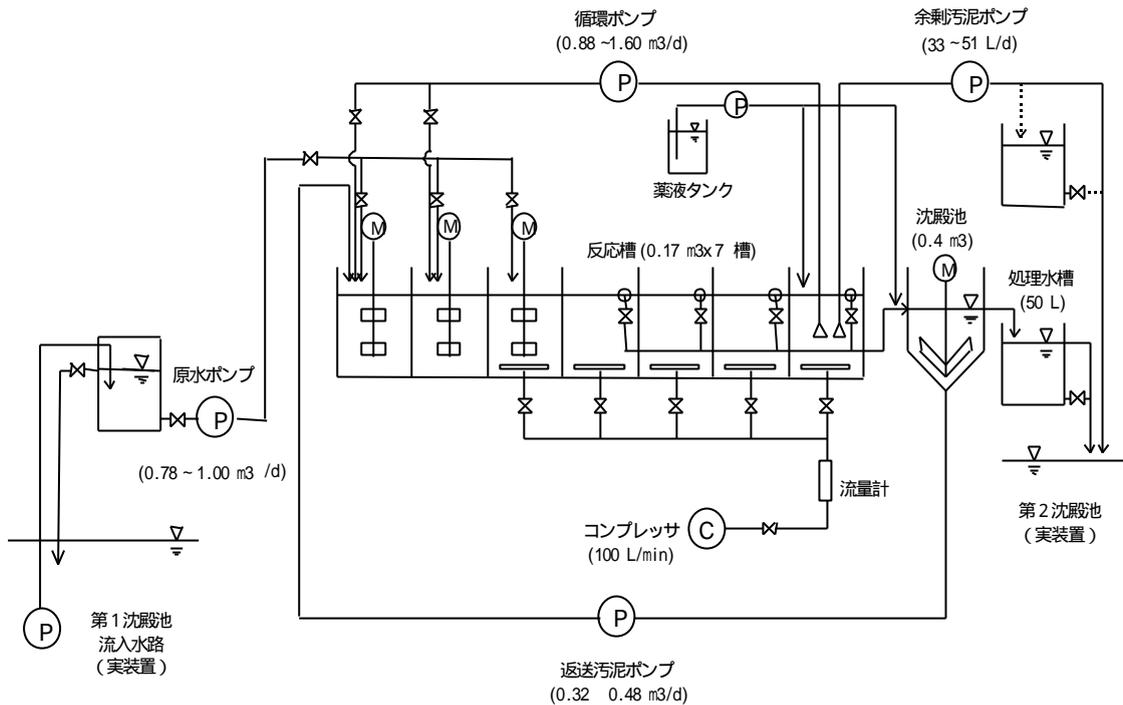


図2.3.1 実験装置フローシート

表2.3.1 実験条件

実験 期 間	平均 水温 ()	水量 (m³/d)	HRT(h)				循 環 率 (%)	返 送 率 (%)	A- SRT (d)	PAC 添加 (mgAl/L)	RUN 目的	
			嫌 気	無 酸 素	好 気	合 計						
立ち上げ	6/16~8/9	26.0	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	110	40	10.1	無し	PAC 添加効果
RUN -1	8/10~8/23	29.0	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	110	40	10.1	0.5	
RUN -2	8/24~9/9	28.6	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	110	40	10.1	1	
RUN -3	9/10~10/1	27.4	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	110	40	10.1	2	
RUN	10/2~11/5	23.5	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	110	40	10.1	無し	A-SRT 変更
RUN -1	11/6~12/1	19.6	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	110	40	7.8	無し	
RUN -2	12/1~12/22	16.5	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	110	40	6.5	無し	高負荷対応
RUN	12/24~2/7	14.4	0.80	5.0	5.0	10.0	20.0	120	60	10.1	無し	反応槽規模の
RUN	2/8~2/28	13.5	1.00	4.0	4.0	8.0	16.0	160	40	10.1	無し	検討
RUN	3/15~3/28	14.3	0.78	5.1	10.3	15.4	30.8	160	40	15.2	無し	

*) A 1 添加率は原水流量当たりで表示

2.3.2 水量増加時の反応槽規模と切替時期の検討

テストプラント及び、回分実験で得られた測定値を基に、「高度処理施設設計マニュアル(案)」*1(日本下水道協会,平成6年)に記載された計算手法を用いてMLSS, A-SRT等を変数としたシミュレーションを行い,水量増加時に反応槽内で生じるであろう窒素,りんの増減の予測をすることで,流入水量と施設規模との関係を検討した。

3. 結果および考察

3.1 流入水性状と窒素,りん除去

各RUNにおける原水,処理水の平均水質を表3.1.1に示す。

表3.1.1 各RUNにおける原水，処理水の平均

		RUN -1	RUN -2	RUN -3	RUN -1	RUN -2	RUN -1	RUN -2	RUN -1	RUN -2	全期 間 平均**	
		8/10 ~ 8/23	8/24 ~ 9/9	9/10 ~ 10/1	10/4 ~ 11/5	11/8 ~ 12/1	12/2 ~ 12/22	12/24 ~ 2/7	2/8 ~ 2/28	3/15 ~ 3/28	6/16 ~ 3/28	
流入 水質	pH	-	7.4	7.4	7.5	7.5	7.6	7.6	7.5	7.7	7.6	7.5
	Mアルカリ度	mg/L	192	186	190	204	206	211	202	198	198	199
	COD	mg/L	50.9	59.6	56.4	61.7	60.2	61.3	64.9	60.0	57.4	58.4
	S-COD*	mg/L	28.8	29.6	27.9	30.0	28.2	28.9	29.3	29.4	30.8	29.5
	BOD	mg/L	90.9	104	93.1	132	147	162	136	141	79.2	117
	S-BOD*	mg/L	33.7	33.8	24.6	27.5	29.4	40.7	34.7	31.8	35.9	32.1
	SS	mg/L	75.7	101	87.3	100	101	104	108	98.8	69.8	92.1
	T-N	mg/L	36.1	31.3	25.5	28.9	34.9	34.8	35.5	32.1	37.1	32.0
	NH ₄ -N	mg/L	22.0	21.3	20.9	23.3	25.0	26.0	24.7	24.9	24.3	23.5
	T-P	mg/L	3.38	3.64	3.83	4.03	3.93	3.91	3.70	3.57	3.71	3.73
	PO ₄ -P	mg/L	2.10	2.09	2.11	2.25	2.27	2.10	1.96	1.94	2.19	2.10
	SBOD/BOD	-	0.37	0.33	0.26	0.21	0.20	0.25	0.26	0.23	0.45	0.27
	BOD/N	-	2.52	3.32	3.65	4.57	4.21	4.66	3.83	4.39	2.13	3.66
	BOD/P	-	26.9	28.6	24.3	32.8	37.4	41.4	36.8	39.5	21.3	31.4
SBOD/PO ₄ P	-	16.0	16.2	11.7	12.2	13.0	19.4	17.7	16.4	16.4	15.3	
処理 水質	pH	-	7.4	7.5	7.5	7.4	7.2	7.2	7.5	7.5	7.4	
	Mアルカリ度	mg/L	76	79	86	85.7	95.0	80.6	71.1	83.3	64.3	81.7
	COD	mg/L	9.9	10.6	10.7	11.2	12.4	12.9	11.9	12.8	10.8	11.6
	S-COD*	mg/L	9.3	10.1	10.2	10.7	11.6	11.3	10.5	11.2	9.7	10.6
	BOD	mg/L	3.1	3.1	4.1	2.8	6.5	7.9	5.0	8.8	4.4	5.1
	S-BOD*	mg/L	2.0	2.2	2.6	2.0	2.2	2.3	2.6	2.6	2.1	2.3
	SS	mg/L	2.8	3.9	5.9	3.4	4.5	6.8	5.8	7.0	5.8	5.0
	透視度	度	100	99	99	100	92	83	71	62	85	88
	T-N	mg/L	11.7	8.3	10.1	9.4	11.3	12.1	11.9	11.4	12.0	10.6
	NH ₄ -N	mg/L	0.1	0.1	0.3	0.2	2.5	0.9	0.2	2.0	<0.1	0.8
	NO ₂ -N	mg/L	0.1	0.2	0.3	0.2	0.3	0.6	0.1	0.4	<0.1	0.2
	NO ₃ -N	mg/L	7.7	6.6	7.5	7.5	6.8	9.1	9.3	8.3	9.5	7.9
	T-P	mg/L	1.14	0.93	0.94	1.49	1.90	1.81	1.93	2.06	2.66	1.52
	PO ₄ -P	mg/L	0.99	0.71	0.67	1.25	1.47	1.53	1.76	1.91	2.36	1.38

生物学的窒素，りん除去を考える上で重要な指標とされるBOD/N，BOD/Pは全実験期間の平均で3.66，31.4であった。しかし，S-BOD/BODが0.27と低いことから，BODの中でもより生物学的利用が容易と考えられるS-BODとPの比は平均で8.6であった。区部処理場の反応槽流入水質（平成9年度）²の平均値S-BOD/BOD0.46，SS46mg/lと比べ，本実験の原水はS-BOD/BOD比が小さく，SSが高い水質であった。調査全体を通してりん除去は良くなかった（PACを添加したRUN2は除く）。

図3.1.1～2は，比較的りん除去が良好であった条件（嫌気槽内がORP-200mv以下の嫌気状態で，かつPAC無添加）の運転データをりん除去と原水性状（BOD/P，S-BOD/P比）との関係で整理したものである。

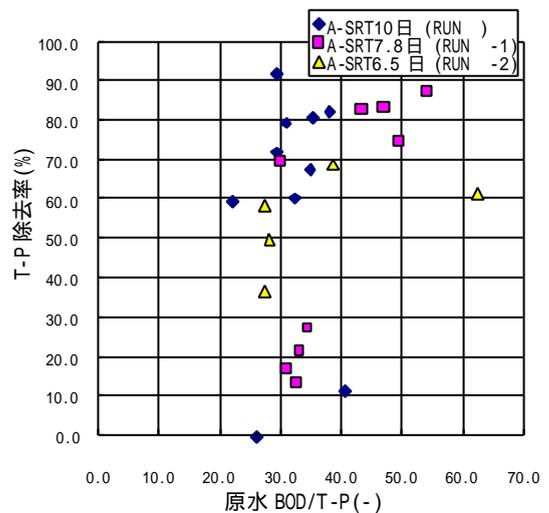


図3.1.1原水BOD/T-PとT-P除去率

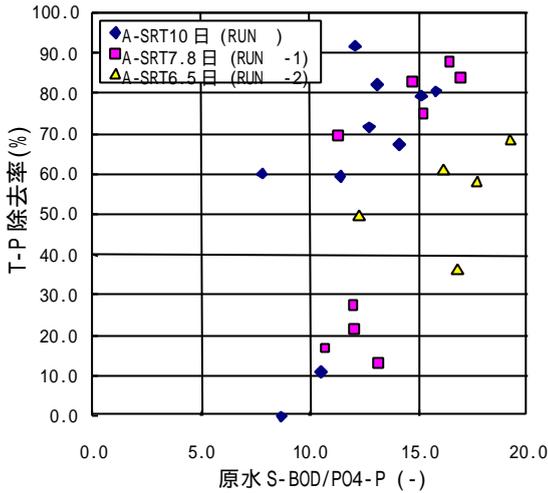


図3.1.2 原水S-BOD/PO4 - PとT-P除去率

原水BOD/T-P比との関係では、T-P除去率が大きくばらついている。しかし、S-BOD/PO₄-P比で整理した図3.1.2では、ばらつきはあるものの右上がりの傾向が見られた。S-BOD/PO₄-P比は約10～15に集中しており、この範囲内でりん除去率が変動していることから、S-BOD/PO₄-P比以外の処理条件の違いもT-P除去率に大きく影響しているものと考えられる。

平成10年度に実施した「窒素りん削減に向けた既設の活性汚泥法の改良に関する調査」*3では、原水BOD/T-P比が25以上で処理水T-Pは概ね1mg/L以下と安定しており、今回の調査とは異なる結果であったことから両者の比較を行なった。

表3.1.2に、平成10年度と本調査の原水の水質比較を、図3.1.3に、平成10年度のS-BOD/PO₄-P比を示す。これは、本調査とORP、PAC添加の条件を合わせてまとめたものである。

表3.1.2 平成10年度調査と本調査の原水水質比較 (平均) 単位mg/l

	10年度原水	本調査原水
S S	33.8	92.1
B O D	82.1	116
S - B O D	53.4	31.7
S - B O D / B O D	0.65	0.27

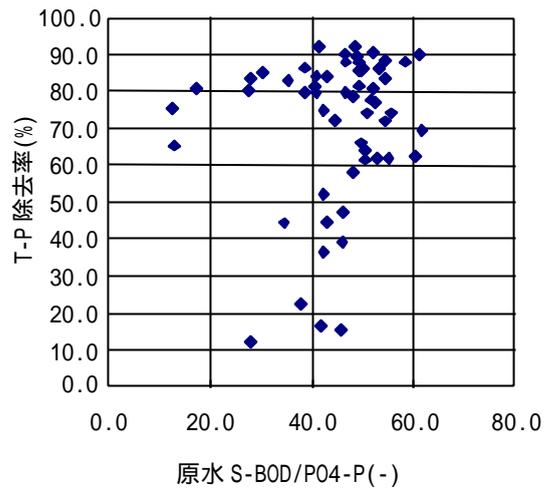


図3.1.3 平成10年度の実験原水のS-BOD/PO4-P

S-BOD/PO₄-P比は、中野20～60程度、本調査10～20であった。また、本調査においてもS-BOD/PO₄-P比が15より高い領域では、A-SRTを8日以上に保つことで、りんは良好に除去できていることから、S-BOD濃度やBOD成分の違いが両調査のT-P除去の差に現れていたと考えられ、有明処理場のりん除去を安定させるには、S-BOD/PO₄-P比を改善することが必要と考えられる。

3.2 凝集剤添加によるりん除去（回分実験）

有明処理場には、生物脱りんを補完するために、PAC添加設備が設けられている。適正な添加率を求めるために実施したプラント実験結果（RUN2）では、PAC添加の効果は見られたものの、好気槽流出水とPACの混合が十分でなかったことから1mgAl/L添加と2mgAl/L添加の結果がほとんど変わらず、測定値が安定しなかった。このため、好気槽流出水とPACが十分に混合した場合のりん除去効果を確認するため、回分実験を行い、好気槽末端のPO₄-P濃度と適正なPAC添加率との関係を求めた。

図3.2.1(PO₄-P初期濃度1～4mg/L)に、Al添加率と処理水PO₄-P濃度との関係を示す。

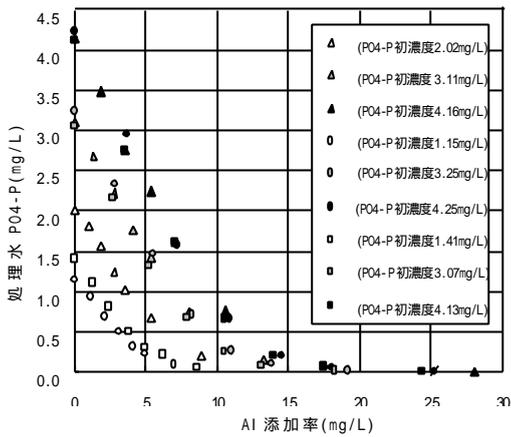
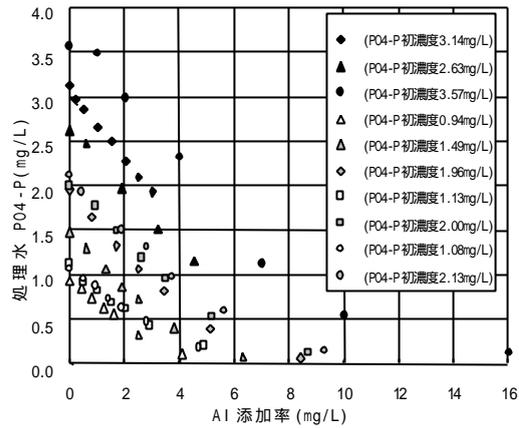


図 3.2.1 Al 添加率と P04-P 濃度 (初期 P04-P1 ~ 4mg/L)



プラント実験結果によれば、処理水中のT-P濃度は、P04-P濃度に平均で0.2mg/L程度を加えた濃度であった。PAC添加で除去できるのはP04-Pであるから、処理水T-Pを1mg/L以下とするには、好気槽出口のP04-P濃度を0.5mg/L程度（T-Pとして0.7mg/L程度）にする必要がある。図3.2.1からP04-P濃度が0.5mg/L程度となる添加率を求め図3.2.2に示す。

NH₄-Nが処理水に残留したが、T-Nは11~12mg/Lで、排水基準以下であった。

一方りん除去についてはA-SRTの違いにより差が見られた。図3.3.1は、A-SRTとりんの摂取、放出速度との関係である。

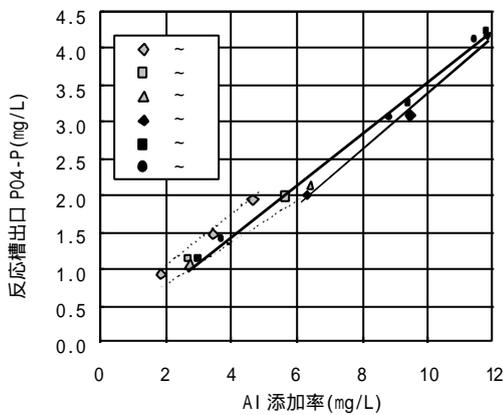


図3.2.2 処理水P04-Pが0.5mg/lとなるAl添加率（反応槽出口水量当たり）

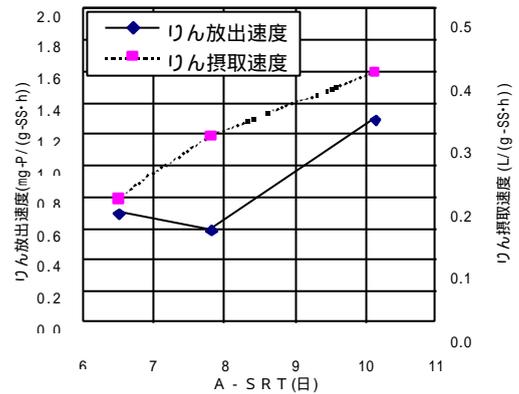


図3.3.1 A-SRTとりん放出，摂取速度の関係

有明の現状から考え、平常時は0~2mgAl/Lの添加率で、仮に生物脱りんが悪化しても3~4mgAl/L程度の添加でT-P0.7mg/L以下の処理水が確保できることになる。

りん放出，摂取速度は、A-SRTを短くすると共に小さくなった。

3.3 A-SRTと処理特性

A20法における重要な運転操作因子であるA-SRTと処理特性の関係を知るため、A-SRTを6.5~10日の条件に設定しテストプラントを運転した。窒素除去については、A-SRT 6.5, 8日の条件で

りんの放出速度が低下した原因は、A-SRTの短縮にともないORPが徐々に上昇し、嫌気槽内の嫌気状態が十分に確保されなかったためと考えられる。

ORPが上昇した原因は明確には言えないが、A-SRTを短くすることで槽内MLSSが低下（6.5日で1131mg/L, 8日で1207mg/L, 10日で1526mg/L）し、嫌気槽流入端での酸素消費が遅れることで嫌気状態を作りにくくしていた可能性がある。

なお、高度処理施設設計マニュアルに基づく計算では、硝化に対するA-SRTは、6日程度で十分

であるが、りん除去に関しては、A-SRTを10日前後と多少長めに設定する方が有利であるとの結果となった。但し、A-SRTを長くすること汚泥中りん濃度が高くなることからA-SRTには上限があるが、本調査ではその点の確認ができていない。

3.4 高窒素負荷に対応した運転方法の検討

有明処理区内でイベントが開催されると2~4日程度の短期間ではあるが、高濃度のNH₄-Nが流入する。このため、高窒素負荷に対応した運転

について検討した。高負荷時には、処理水中のNO_x-Nが高くなるため、通常の循環率ではNO_x-N負荷が高すぎ無酸素槽で完全脱窒できないことが、RUN1~3の結果から予想された。そこで平常時よりMLSS濃度を高くする(2000mg/L以上を目標とした)と共に、滞留時間に十分な余裕を持っている嫌気槽を無酸素槽の補完として活用するため、返送汚泥を60%に高める運転条件を設定した。表3.4.1は高窒素負荷時の流入、処理水質である。

表3.4.1 高窒素負荷時の流入、処理水質

		流入水量 m ³	pH	SS mg/L	COD mg/L	S-COD mg/L	BOD mg/L	S-BOD mg/L	NH ₄ -N mg/L	NO _x -N mg/L	PO ₄ -P mg/L	
原水水質	12/24(金) 9:00	13070	6.8	252	104	24.0	116	8.4	21.9	0.3	1.77	
	15:00		6.6	675	232	27.3	428	15.0	19.5	0.2	1.31	
	21:00		7.0	226	77.6	26.5	115	13.5	35.0	0.2	1.97	
	12/25(土) 3:00	13110	6.2	4300	936	54.0	3050	46.2	33.9	0.5	1.38	
	9:00		6.9	690	241	24.0	304	13.3	32.0	1.0	1.96	
	15:00		7.2	220	78.5	21.8	164	19.5	36.9	0.8	2.28	
	21:00		7.4	182	77.2	24.3	148	23.2	43.1	0.6	2.66	
	12/26(日) 3:00	12030	7.5	116	65.7	22.5	77	21.9	44.0	0.4	2.63	
	9:00		7.5	122	68.4	23.1	92	18.1	41.6	0.5	2.54	
	15:00		7.5	246	100	25.3	166	21.4	42.2	<0.1	2.57	
	21:00		7.7	284	112	30.1	185	22.4	49.4	0.2	2.67	
	12/27(月) 3:00	-	7.5	148	72.2	20.3	91	17.5	35.3	0.2	2.08	
	平均	-	7.2	622	180	26.9	411	20.0	36.2	0.4	2.15	
	処理水質	平均	-	6.8	3.5	9.7	-	9.2	-	0.9	15.3	0.76

最も高かった時の流入NH₄-Nは49.4mg/Lで、プラント実験の平均値(23.5mg/L)のほぼ2倍であった。また、SS、COD、BODも大幅に変動し、流入水量も、12月の平均値より2~3割多くなっていた。

処理水質のNO_x-Nは、最高19.8mg/Lまで上昇したが基準値内に収まり、平均(12/24~26日)では16.2mg/Lであったことから、不足する脱窒能力の補完に嫌気槽を活用する運転方法は、高窒素負荷時に放流水の排出基準を遵守するため

の運転方法として、有効であることが確認された。

3.5 反応速度定数

1) りんの吐出し、摂取速度

表3.5.1に、各RUNのりん放出、摂取速度を図3.5.1に一日あたりのりん放出量と、無酸素槽および好気槽でのりん摂取量の関係を示す。

表3.5.1 嫌気槽でのりん放出、摂取速度

RUN	水温	MLSS	嫌気槽 ORP	反応槽当たり			嫌気槽 りん 放出速度	無酸素槽 りん 摂取速度	好気槽 りん 摂取速度
				BOD-SS負荷	T-P容積 負荷	T-P-SS 負荷			
		mg/L	mV	kg-BOD/kg-SS・d	kg-P/m ³ ・d	kg-P/g-SS・d	mg-P/g-SS・h	L/g-SS・h	L/g-SS・h
-1	29.0	1730	-338	0.07	4.06	2.54	0.82	0.03	0.20
-2	28.6	1200	-394	0.11	4.37	3.84	1.71	0.04	0.43
-3	27.4	1470	-339	0.08	4.60	3.32	1.34	0.02	0.35
	23.5	1530	-314	0.11	4.84	3.30	1.28	0.02	0.35
-1	19.6	1110	-280	0.17	4.71	4.75	0.62	0.02	0.29
-2	16.5	1120	-263	0.19	4.69	4.52	0.69	0.05	0.19
	14.4	2210	-179	0.08	4.45	2.05	0.14	0.02	0.03
	13.5	2260	-127	0.09	5.36	2.35	0.03	<0.01	0.01
	14.3	2640	-153	0.02	4.35	1.65	0.08	0.01	0.01
平均	20.1	1660	-264	0.11	4.62	3.28	0.78	0.02	0.22

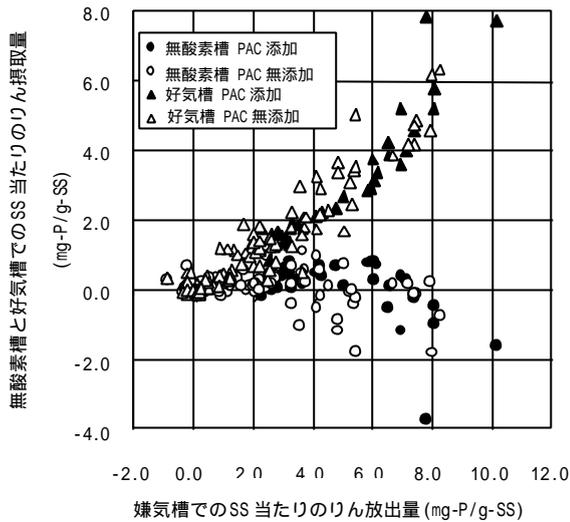


図3.5.1 嫌気槽でのりん放出量と、無酸素槽、好気槽でのりん摂取量

りん放出量が大きいと摂取量も多くなっている。この関係は速度的にも同様であった。また嫌気槽のりん放出量が多いと無酸素槽でのりん摂取量が小さくなる傾向が読み取れる。図3.5.2は、無酸素槽でのORPとりん摂取速度の関係であるが、ORPが低下し、-200mV以下になると無酸素槽ではりん摂取が行われず、放出側になる傾向がある。

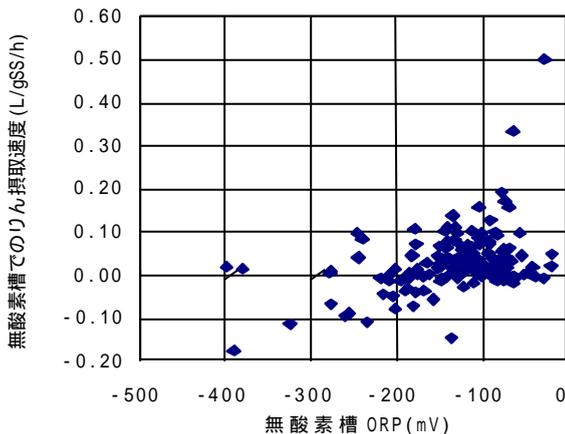


図3.5.2 無酸素槽のORPとりん摂取速度

この原因は、今回の調査からは明らかではないが、一つの原因として次のことが考えられる。一般に、嫌気槽でのりん放出が高い時は、槽内ORPが低い時であり、無酸素槽流入水のORPは低くなる。この条件時に循環水によ

るD0, NOx-Nの持込が低くなると無酸素槽では、脱窒が速やかに完了してしまい無酸素槽であるにも関わらず、ORPが大きく低下し嫌気槽としての条件が整い、りんを放出していた可能性がある。今後、りん除去を安定させるには、無酸素槽の状況とりんの挙動についても調査することが必要であろう。

2) 硝化脱窒速度

実施設で、好気槽の滞留時間より短い時間でNH4-Nが全て硝化されている場合、好気槽出入口の測定値から求めた硝化速度は、污泥が本来持っている速度より小さくなる。このため、回分により測定された硝化速度の方が活性污泥の持つ硝化速度に近いことから回分による測定を実施した。表3.5.2に回分による硝化速度を示す。

表3.5.2 硝化回分実験結果

回分実験用污泥を採取した時のRUN	水温	MLSS mg/L	硝化速度 mgN/gSS/h
	20.9 ~ 22.0	1670	4.6
-2	20.6 ~ 23.0	1170	3.6
	14.2 ~ 21.1	2120	3.0

回分による硝化速度が3 ~ 4.6mgN/gSS/h程度得られていることと有明の運転状況から、有明処理場の平常時の硝化能力には余裕がある。

一方、RUN条件に合わせた回分による脱窒速度の測定(表3.5.3)では、極端な低負荷を想定した3回目を除き現状では平均が1mgN/gSS/h程度であった。同表には酢酸添加の効果を確認した測定値も一緒に記載した。また酢酸添加の効果を図3.5.3に示す。

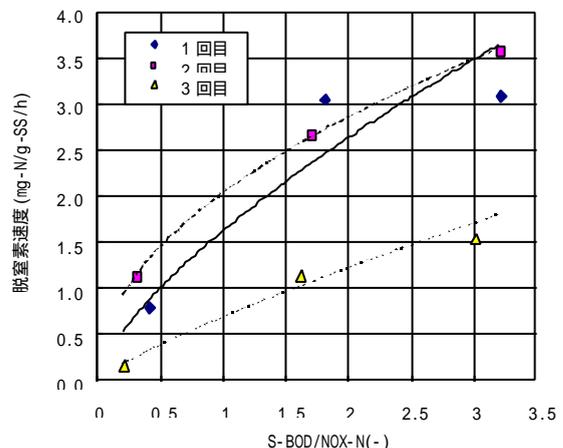


図3.5.3 20 換算した脱窒速度とS-BOD/NO-Xの関係

表3.5.3 脱窒素回分実験結果

回分実験用汚泥を採取した時のRUNとプラントの実験条件			回分実験条件				回分実験結果		
RUN	BOD-SS負荷 KgBOD/kgSS・d	S-BOD - SS負荷 KgSBOD/kgSS・d	水温	MLSS Mg/L	混合液*		脱窒素速度 mgN/gSS・h	脱窒素速度 (20 換算) mgN/gSS・h	
					S-BOD mg/L	NO _x -N mg/L			
1 回目	-1	0.18	0.04	19.5 ~ 20.6	990	15.0	19.3	0.9	0.8
				19.2 ~ 21.1	990	42***	19.3	3.4	3.1
				19.2 ~ 20.7	990	69***	19.3	3.3	3.1
2 回目	-2	0.23	0.05	22.0 ~ 25.1	1080	13.8	19.2	1.8	1.1
				21.1 ~ 24.2	1080	41***	19.2	3.9	2.7
				21.1 ~ 24.1	1080	68***	19.2	5.1	3.6
3 回目		0.08	0.02	18.2 ~ 21.7	1980	15.1	19.2	0.2	0.2
				18.5 ~ 21.1	1980	42***	19.2	1.3	1.2
				18.5 ~ 21.4	1980	69***	19.2	1.8	1.6

*) プラントBOD-SS負荷、S-BOD-SS負荷：回分実験実施日から各RUNのSRTの日数分さかのぼって平均した値。
 **) 混合液：嫌気槽混合液と循環液を流量比で混合した液。
 ***) 混合液に酢酸を添加してBODを調整した(1、2回目は混合液当たり32~63mg/L、3回目は32~64mg/L添加)。

BOD源として酢酸を添加すると、添加量に伴って脱窒速度が速くなっていることから、脱窒速度はBODが律速になっている。したがって、高窒素負荷時に溶解性BOD源を添加できれば脱窒速度が高まり、不足している脱窒能力を補完することができる。

3.6 水量増となった時の槽割りの検討

将来的な水量増加と反応槽規模との関係を今回の調査で得られた水質条件、各速度等と「高度処理施設設計マニュアル(案)」の計算手法を用いて予測した。

反応槽を現在の2倍、2万t/日対応規模(槽容積12800m³、槽割を1:3:4)を想定した計算例を文末に挙げる。

予測に使用した一連の式では、何らかの制限条件を設けないと、どのような流入水量であっても処理可能との結果となってしまふ。例えば、少ない反応槽容量でも、MLSS濃度を際限なく高めれば(A-SRTは長くなる)、計算上は硝化・脱窒量、りん摂取量を幾らでも増やせることとなり処理可能との結論となってしまふ。

しかし、高MLSSや長すぎるA-SRTには、第二沈池での固液分離性や汚泥の分解等への影響があり、実施として採用する値には、上下限值が存在する。ここでは、運転管理の難しさを考慮し、下記の2条件を満たすことを必要条件(反応槽規模を最初に設定し、どちらか一方の条件範囲から逸脱した時点が設定した反応槽規模で

の処理限界とする)として予測計算を行った。

MLSS = 1500 ~ 2500mg/L

A-SRT = 10 ~ 15日

なお、予測例中の余剰汚泥の生成に関する係数 a, b, c は、平成10年度に中野で実施した調査で使用した手法により求め、脱窒速度も10年度調査で得られた式を使用している。その他の流入水質条件、PAC添加率とりん除去率、槽内での各りん放出、摂取速度、及び硝化速度については本調査で得られたものを使用した。

予測結果を図3.6.1に示す。

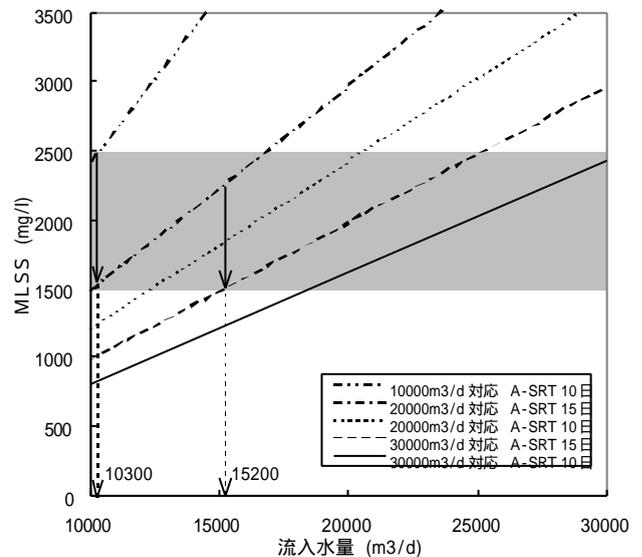


図3.6.1 水量増加時の反応槽規模変更案

現状規模（1万t/日対応）で受け入れられる最大流入水量は、図に示すように約11,000m³/日程度（MLSS2500mg/L，A-SRT10日）となり、これ以上の水量を受けるにはMLSS濃度を2,500mg/L以上にすることが必要である。

一方、3万t/日対応規模の運転時に上記条件（MLSS1503mg/L，A-SRT15日）を満たす最小流入水量は約16000m³/日となった。

したがって、水量の経時的増加に時間がかかる場合には中間規模の反応槽を整備する必要がある。

仮に、2t/日規模の反応槽を整備したとして、1万t/日規模の上限（約11,000m³/日）と3万t/日規模の下限（16,000m³/日）に対応できるかを検討した結果が図中の2万t規模のA-SRT10、15日のラインである。MLSSは条件内に収まっている。したがって、水量の増加に過渡的に対応するには、2万t/日規模の反応槽を整備することが望ましいとの結果となった。

切替えの時期は、1万t/日規模から2万t/日規模への移行時が水量約11,000m³/日以上。2万t/日規模から3万t/日規模への移行時が水量約16,000m³/日以上が適しているとの結果が得られた。

4. まとめ

有明処理場で、テストプラントを用いた調査を行い、次の結果が得られ、改善案を提案できた。

有明処理場では、流入水のS-BOD/PO₄が低いことが窒素、りん除去の安定性に影響している。

一沈汚泥を工夫して有効に活用し、S-BODを増やすことで除去の安定を図れる可能性がある。

反応槽出口のPO₄-P濃度と適正な凝集剤添加率の関係をグラフ化し提案できた。

高窒素負荷時には、不足する無酸素槽の脱窒能力を余裕のある嫌気槽で補える運転方法を提案した。

調査で得られた各種測定値から、経時的な水量増に対応した、反応槽規模と切替え時期について予測し、施設整備についての考えを示せた。

5. おわりに

本調査では、有明処理場の窒素、りん除去が安定する運転管理条件をパイロットプラントを用いて調査し、得られた成果を提案する事ができた。今後は、今年度予測した水量増加と反応槽規模の関係をテストプラントを用いて確認すると共に、新河岸東処理場の流入水（NO_x-Nを含む特殊な流入水）に対するA2O法の適用について調査を進める予定でいる。

調査の過程でパイロットプラントを設置した有明処理場の方々に大変お世話になりました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 高度処理施設設計マニュアル（案）
平成6年：（社）日本下水道協会
- 2) 水質試験年報
平成9年度：東京都下水道局施設管理部
- 3) 窒素りん削減に向けた既設の活性汚泥法の改良に関する調査報告書
平成10年度：東京都下水道局施設管理部
施設管理課
- 4) 下水汚泥を利用した低分子脂肪酸の製造に関する調査報告書
平成11年度：東京都下水道局施設管理部
施設管

3 - 7 下水汚泥を利用した低分子脂肪酸の製造に関する調査

施設管理部 施設管理課

本調査は、嫌気 - 無酸素 - 好気 (A₂O) 法や嫌気 - 好気 (AO) 法で安定的に窒素やリンを除去するためのBOD源となる有機酸 (脂肪酸) を下水汚泥から効率的に生産する方法について検討することを目的として実施した。

調査は、中野処理場及び有明処理場の生汚泥及び余剰汚泥を3.5Lの密閉容器に嫌気状態で3日間貯留して行った。汚泥濃度、温度、生汚泥と余剰汚泥との混合比率について8種類の条件を設定し、条件の違いによる有機酸の生成量の差を見た。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 汚泥濃度：2500～7000mg/Lの範囲内で最も生成効率 (有機酸生成量/汚泥量) が高い。
- 2) 温度：30、20、10 の順で生成効率が高い。
- 3) 汚泥の種類：生汚泥単独又は混合汚泥で有機酸の生成量が多いが、リンの溶出が少ない生汚泥単独が望ましい。
- 4) 日数：1日目、2日目、3日目の順でほぼ比例して有機酸が増加した。

調査結果から、汚泥を嫌気貯留させることで容易に有機酸を生成できることが分かった。硫化水素やメタンの障害が発生しない程度において、本調査で得られた知見を実施設に活用することが今後の検討課題である。

3 - 7 下水汚泥を利用した低分子脂肪酸の製造に関する調査 Research on production of lower fatty acid from sewage sludge

施設管理部 施設管理課

相馬 英雄（現：労働経済局）、橋本 旬也

1. はじめに

平成11年度から放流水の窒素・リンの規制基準値が強化され、特に、新設の処理場には厳しい基準が課せられることになった。しかし、高度処理を導入した処理場であっても、初期稼働時や降雨時には安定した窒素・リンの処理が困難である。

嫌気 - 好気法や嫌気 - 無酸素 - 好気法で窒素・リンを処理するためには、その除去量に応じた有機物（BOD）が必要である。流入水のBODが不足している場合は、代替のBOD源としてアルコールや低分子脂肪酸（以下機酸）が有効であるとされている。

一方、下水汚泥の腐敗過程で有機酸が生成することが知られており、その利用が考えられているところである。しかし、現状では、下水汚泥からの有機酸生成に関する知見が不足しており、実施への応用には至っていない。

そのような状況から、本調査では処理場で発生する汚泥から有機酸を効率的に製造するための基礎調査を行った。

び発生ガスの測定を行った。以上の工程を1RUNとした。

反応タンクに投入する汚泥は、中野処理場及び有明処理場の生汚泥及び余剰汚泥を使用し、それぞれ投入汚泥濃度、温度及び生汚泥と余剰汚泥の混合比率について異なる条件を設定し、合計16RUNを行った。

反応タンクの模式図を図 - 1 に、反応タンクの概要を表 - 1 に示す。

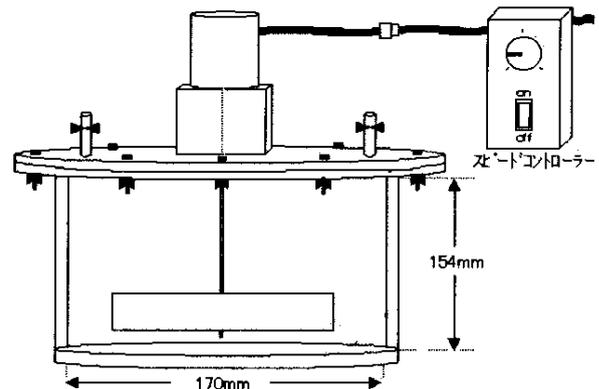


図 - 1 反応タンクの概要

2. 調査場所及び調査期間

調査場所：中野処理場及び有明処理場

調査期間：平成11年12月16日～平成12年3月24日

3. 調査方法

3.1 調査概要

約3.5lの攪拌装置付き密閉型反応タンクに2.5lの汚泥を投入し、気相を窒素ガスで置換した。反応タンクは恒温水槽で一定の温度に保った。また、一つの汚泥試料に対して3台の反応タンクを用意し、反応タンク投入前の汚泥を0日の試料として、反応タンクを1日ごと（20時間後、44時間後及び68時間後）に1台ずつ恒温水槽から取り出し、汚泥の分析及

表 - 1 反応タンクの概要

	材質	型式	その他
タンク部材質	アクリル製 (一部塩化ビニル製)		
タンク部容量	3,494	(計算値)	170mm(内径)×154mm(高さ)
ガス採取口	塩化ビニル製 (ストップバルブ付き)		
攪拌機	US315-001 (ORIENTAL MOTOR)		

3.2 調査対象汚泥

生汚泥については、投入汚泥濃度及び発酵

温度を異なる条件に設定し、比較試験を行った。

混合汚泥については、生汚泥単独、余剰汚泥単独及び生汚泥と余剰汚泥の混合比を 1 : 2 と 2 : 1 の 2 通りに設定し、合計 4 通りの設定で比較試験を行った。

(1) 生汚泥を用いた投入汚泥濃度試験

各処理場の平均的な濃度の試料とその 2 倍程度となる高濃度の試料を調整し、20 で嫌気発酵を行った（中野：RUN1，有明：RUN3）。

中野処理場については、管路フラッシングの影響により採取した生汚泥の濃度が高く、23,000mg/l であった。当初予定していた濃度より高かったため、採取汚泥に処理水を加え 2 倍に希釈した試料を平均的な濃度の試料（RUN1-A）とし、高濃度の試料（RUN1-B）には採取した汚泥をそのまま用いることとした。

有明処理場の生汚泥は、比較的低濃度であり引き抜きポンプの作動時間による濃度変動が大きいため、平均的な濃度の試料（RUN3-A）については、引き抜きポンプ作動時に段階的に採取した濃度の異なる生汚泥を混合し、調整した。高濃度の試料（RUN3-B）は、引き抜きポンプの作動初期に採取した汚泥を重力濃縮で約 2 倍に濃縮し、調整した。

(2) 生汚泥を用いた発酵温度試験

各処理場の生汚泥について、3 段階の発酵温度で嫌気発酵を行い、比較した。試料は、投入汚泥濃度試験と同じものを用い、それぞれ 10（RUN2-A, RUN4-A）, 20（RUN1-A, RUN3-A）, 30（RUN2-B, RUN4-B）の条件で嫌気発酵を行った。

(3) 生汚泥と余剰汚泥の混合比率試験

生汚泥単独、余剰汚泥単独とそれらを混合した汚泥の嫌気発酵実験を行い、比較した（中野：RUN5,6，有明：RUN7,8）。

始めに、生汚泥及び余剰汚泥を濃度が約 6,000mg/l となるように調整した。生汚泥は引き抜きポンプ作動時に段階的に採取した濃度の異なる汚泥を混合し、余剰汚泥は処理水で希釈し、濃度を調整した。混合汚泥は、調整した生汚泥及び余剰汚泥を体積比で 2 : 1 及び 1 : 2 に混合した。

RUN 5 及び RUN 6 では、生汚泥濃度が 6,780mg/l であったのに対して、余剰汚泥濃

度は 4,910mg/l と低かった。このため、生汚泥と余剰汚泥を体積比で 2 : 1 及び 1 : 2 の比率で混合したが、固形物比ではそれぞれ 2.76 : 1 及び 1 : 1.58 となり生汚泥の占める割合が高くなった。一方、RUN 7 及び RUN 8 では、生汚泥と余剰汚泥の濃度はほぼ等しく、固形物比は RUN8-A が 2.09 : 1，RUN8-B が 1 : 1.91 となり体積比とほぼ等しかった。

表 - 2 に各 RUN の設定条件を、表 - 3 に分析項目及び分析方法を示す。

表 - 2 各 RUN の設定条件

RUN	処理場 採取日	汚泥の種類	嫌気発酵条件		
			投入汚泥濃度	温度	
1	1-A	中野 1/26	生汚泥単独	11,600mg/l	20
	1-B			23,000mg/l	
2	2-A	中野 1/26	生汚泥単独	11,600mg/l	10
	2-B				30
3	3-A	有明 2/2	生汚泥単独	902mg/l	20
	3-B			2,540mg/l	
4	4-A	有明 2/2	生汚泥単独	902mg/l	10
	4-B				30
5	5-A	中野 2/16	生汚泥単独	6,780mg/l	20
	5-B		余剰汚泥単独	4,910mg/l	
6	6-A	中野 2/16	生 2 : 余剰 1	6,220mg/l	20
	6-B		生 1 : 余剰 2	5,480mg/l	
7	7-A	有明 2/23	生汚泥単独	6,230mg/l	20
	7-B		余剰汚泥単独	5,950mg/l	
8	8-A	有明 2/23	生 2 : 余剰 1	6,160mg/l	20
	8-B		生 1 : 余剰 2	6,080mg/l	

表 - 3 分析項目及び分析方法

分析項目	分析方法	備考	
汚泥	pH	下水試験方法 2-2-8	
	ORP	ORP計で測定	HORIBA D-22
	溶解性BOD	下水試験方法 2-2-21	ろ紙 5C での過
	酢酸	下水試験方法 2-4-13	ガスクロマトグラフ法
	プロピオン酸	下水試験方法 2-4-13	ガスクロマトグラフ法
	ノルマル酪酸	下水試験方法 2-4-13	ガスクロマトグラフ法
	イソ酪酸	下水試験方法 2-4-13	ガスクロマトグラフ法
	ノルマル吉草酸	下水試験方法 2-4-13	ガスクロマトグラフ法
	イソ吉草酸	下水試験方法 2-4-13	ガスクロマトグラフ法
	固形物	下水試験方法 2-2-6	
	溶解性窒素	下水試験方法 2-2-29	ろ紙 5C での過
	溶解性りん	下水試験方法 2-2-30	ろ紙 5C での過
発生ガス	硫化水素	ガス検知管で測定	GASTEC GV-100S

4. 調査結果

4.1 pH

pH測定結果を表 - 4 に示す。

生汚泥の汚泥濃度試験では、中野処理場の生汚泥を用いたRUN 1 では、開始時の値がRUN1-Aで6.4、RUN1-Bで6.2であったが、時間の経過にともないpHが低下する傾向を示した。汚泥濃度の違いによる顕著な差は見られなかった。

有明処理場の生汚泥を用いたRUN 3 では、開始時の値がRUN3-Aで7.3、RUN3-Bで7.2と汚泥濃度の高いRUN 1 に比べてpHが高かった。いずれも時間の経過にともないpHが低下する傾向を示したが、汚泥濃度の高いRUN3-Bの方がその傾向は強かった。

生汚泥の発酵温度試験では、中野処理場については、30 のRUN2-BでpHの低下が大きく、次いで20 のRUN1-A、10 のRUN2-Aの順となっており、温度の高いものほどpHの低下が大きかった。有明処理場の生汚泥を用いたRUN 3、RUN 4についても同様の傾向を示したが、RUN 1、RUN 2 ほど顕著ではなかった。

混合比率試験では、全ての試料で時間の経過とともにpHが低下する傾向が見られた。また、余剰汚泥単独のRUN5-B、RUN7-BではpHの低下が小さく、生汚泥の含有量が高いほどpHが低下するの傾向が見られた。

表 - 4 pH測定結果

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	6.4	5.7	5.4	5.1
1-B	6.2	5.5	5.2	5.1
2-A	6.4	6.1	6.0	5.8
2-B	6.4	5.3	4.8	4.7
3-A	7.3	7.4	7.1	7.0
3-B	7.2	6.8	6.5	6.2
4-A	7.3	7.4	7.1	7.1
4-B	7.3	7.2	7.0	7.1
5-A	6.4	5.9	5.7	5.2
5-B	6.6	6.6	6.7	6.3
6-A	6.5	6.1	5.9	5.3
6-B	6.6	6.4	6.4	5.8
7-A	6.6	6.3	5.3	5.0
7-B	6.9	6.7	6.6	6.4
8-A	6.8	6.5	6.0	5.4
8-B	6.9	6.6	6.2	5.8

4.2 ORP

ORPの測定結果を表 - 5 に示す。

表 - 5 ORP測定結果 (単位:mV)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	-240	-304	-260	-258
1-B	-348	-280	-288	-248
2-A	-240	-267	-251	-256
2-B	-240	-264	-250	-222
3-A	-154	-335	-319	-325
3-B	-313	-328	-327	-314
4-A	-154	-315	-77	-227
4-B	-154	-357	-350	-347
5-A	-355	-291	-247	-208
5-B	-131	-267	-247	-248
6-A	-169	-290	-246	-198
6-B	-184	-286	-280	-233
7-A	-294	-262	-232	-210
7-B	-181	-180	-278	-224
8-A	-257	-278	-258	-196
8-B	-236	-278	-264	-227

RUN 1 では、汚泥濃度の違いから開始時の値に差が見られたが、RUN1-A、RUN1-Bともに-250mVから-300mV程度であった。RUN3でも、同様に開始時の値に差は見られたが、RUN3-A、RUN3-Bともに-300mV以下であった。

RUN 1 及びRUN 2 では、温度の違いによる顕著な差は見られなかった。RUN 3 及びRUN 4 では、10 のRUN4-Aが44時間後に特に高い値を示した。

RUN 5 及びRUN 6 では、処理水で希釈を行った余剰汚泥を含む試料で試験開始時の値が高かったが、20時間後からは他の試料と同程度であった。RUN 7 及びRUN 8 においても、処理水で希釈を行った余剰汚泥を含む試料で開始時の値が高かった。

4.3 溶解性BOD

溶解性BODの分析結果を表 - 6 に示す。

表 - 6 溶解性BOD測定結果 (単位:mg/l)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	141	330	499	581
1-B	268	1,200	1,490	1,960
2-A	141	290	339	397
2-B	141	480	838	915
3-A	25	26	22	61
3-B	23	71	86	221
4-A	25	23	16	28
4-B	25	29	61	65
5-A	183	364	470	611
5-B	7	48	94	108
6-A	153	381	467	625
6-B	69	188	285	427
7-A	174	288	444	557
7-B	3	13	47	62
8-A	105	226	324	445
8-B	18	107	228	325

生汚泥の濃度試験では、全ての試料で時間の経過にともない溶解性BODが上昇し、投入汚泥濃度が高いほど溶解性BODが高くなった。

発酵温度試験では、温度が高いほど溶解性BODが高くなった。30 の試料では44時間後から溶解性BODの上昇が緩やかになった。RUN3-A及びRUN4-Aでは、44時間後まで溶解性BODが減少したが、68時間後には上昇し、開始時の値を超えた。

混合比率試験では、全ての試料で時間の経過にともない溶解性BODが上昇した。また、RUN5-A及びRUN6-Aの溶解性BODは、開始時から68時間後までほぼ等しかった。RUN7及びRUN8では、生汚泥の割合が高い試料ほど溶解性BODが高くなった。

4.4 酢酸

酢酸の分析結果を表 - 7 に示す。

生汚泥の汚泥濃度試験では、全ての試料で時間の経過にともない酢酸濃度が上昇した。

生汚泥の発酵温度試験では、温度の高い試料ほど酢酸の生成量は多かった。RUN4-Aでは酢酸濃度が減少したが、他の試料では酢酸濃度は上昇した。

混合比率試験では、全ての試料で時間の経過にともない酢酸濃度が上昇した。生汚泥の割合が高い試料ほど酢酸の濃度が高くなる傾

向を示した。

表 - 7 酢酸分析結果 (単位:mg/l)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	56.6	196.0	284.0	434.0
1-B	106.0	389.0	538.0	666.0
2-A	56.6	116.0	154.0	190.0
2-B	56.6	302.0	502.0	559.0
3-A	8.3	14.3	21.1	47.8
3-B	24.1	119.8	178.5	237.0
4-A	8.3	7.5	0.3	0.2
4-B	8.3	28.3	84.6	91.1
5-A	82.2	188.0	302.0	320.0
5-B	N.D.	2.2	7.4	9.0
6-A	55.7	148.0	266.0	324.0
6-B	26.3	79.5	132.0	212.0
7-A	110.3	251.5	443.0	493.8
7-B	N.D.	N.D.	19.8	32.6
8-A	68.7	192.1	278.6	408.1
8-B	20.5	70.0	151.7	213.5

4.5 プロピオン酸

プロピオン酸の分析結果を表 - 8 に示す。

表 - 8 プロピオン酸分析結果 (単位:mg/l)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	29.9	108.0	142.0	185.0
1-B	54.1	248.0	321.0	413.0
2-A	29.9	80.7	78.1	111.0
2-B	29.9	141.0	254.0	337.0
3-A	1.9	N.D.	N.D.	N.D.
3-B	N.D.	7.9	18.4	55.1
4-A	1.9	N.D.	N.D.	N.D.
4-B	1.9	N.D.	N.D.	N.D.
5-A	41.9	106.0	181.0	215.0
5-B	N.D.	N.D.	5.6	4.5
6-A	28.5	62.5	154.0	209.0
6-B	11.6	40.9	80.1	115.0
7-A	33.6	72.6	121.0	137.0
7-B	N.D.	N.D.	2.6	N.D.
8-A	18.2	37.9	83.3	122.3
8-B	3.1	16.0	62.8	103.9

生汚泥の汚泥濃度試験では、汚泥濃度が低いRUN3-Aは開始時以外にプロピオン酸は検出されなかったが、他の試料は時間の経過にともないプロピオン酸濃度が上昇した。

生汚泥の発酵温度試験では、RUN1-A及びRUN2は時間の経過にともないプロピオン酸濃度が

上昇し、温度が高い試料ほど生成量が多かった。RUN 4 では、RUN3-Aと同様に、プロピオン酸の生成は確認されなかった。

4.6 その他の有機酸

その他の有機酸として、ノルマル酪酸、イソ酪酸、ノルマル吉草酸及びイソ吉草酸を測定した。分析結果を表 - 9 に示す。

表 - 9 その他の有機酸分析結果 (単位:mg/l)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	15.2	71.6	85.1	156.9
1-B	35.0	204.8	312.6	388.9
2-A	15.2	89.9	29.5	35.4
2-B	15.2	184.4	142.6	168.7
3-A	0.7	0.6	3.1	3.3
3-B	1.8	2.2	6.1	17.6
4-A	0.7	1.7	0.0	0.1
4-B	0.7	2.4	4.9	5.8
5-A	58.2	55.4	97.8	139.7
5-B	0.0	0.3	3.5	4.4
6-A	15.3	29.7	110.0	143.5
6-B	4.0	26.5	46.9	76.4
7-A	17.6	30.5	51.9	71.1
7-B	0.0	0.0	0.6	2.2
8-A	7.6	15.1	30.0	52.7
8-B	1.2	0.8	8.0	19.9

4.7 固形物

固形物の分析結果を表 - 10 に示す。

表 - 10 固形物分析結果 (単位:mg/l)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	11,600	11,600	10,500	11,300
1-B	23,000	21,400	20,900	20,300
2-A	11,600	11,200	10,700	10,700
2-B	11,600	11,000	11,100	10,400
3-A	902	899	847	820
3-B	2,540	2,390	2,380	2,220
4-A	902	919	887	881
4-B	902	874	787	791
5-A	6,780	6,600	6,430	6,140
5-B	4,910	4,790	5,000	4,870
6-A	6,220	6,010	5,720	5,480
6-B	5,480	5,390	5,340	5,140
7-A	6,230	6,360	5,990	5,480
7-B	5,950	5,990	6,020	5,980
8-A	6,160	6,110	6,000	5,580
8-B	6,080	5,860	5,810	5,650

生汚泥の汚泥濃度試験及び発酵温度試験では、全体的に固形物量が減少する傾向が見られた。また、温度が高い試料ほど減少量が大きかった。

混合比率試験では、生汚泥を含む試料は時間の経過にともない固形物量が減少したが、余剰汚泥単独の試料ではほとんど減少しなかった。

4.8 溶解性窒素

溶解性窒素の分析結果を表 - 11 に示す。

表 - 11 溶解性窒素分析結果 (単位:mg/l)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	27.9	39.1	47.9	43.3
1-B	45.4	123.8	150.5	161.0
2-A	27.9	40.7	47.9	49.8
2-B	27.9	51.9	48.8	49.5
3-A	26.8	25.8	23.7	28.4
3-B	28.4	22.5	19.2	35.2
4-A	26.8	25.6	24.8	27.2
4-B	26.8	23.6	28.3	30.7
5-A	31.2	38.4	44.7	52.0
5-B	2.6	8.7	16.0	18.6
6-A	24.4	39.2	46.7	58.6
6-B	14.8	23.7	34.2	46.9
7-A	28.2	27.4	30.0	33.2
7-B	2.9	5.0	10.8	12.6
8-A	15.2	71.6	85.1	156.9
8-B	10.9	14.4	19.0	30.0

生汚泥の汚泥濃度試験では、RUN1-Aは溶解性窒素の濃度が44時間後まで緩やかに上昇したが、68時間後には若干減少した。RUN1-Bは時間の経過にともない溶解性窒素の濃度が上昇した。RUN 3 では、RUN3-A及びRUN3-Bともに44時間後までは溶解性窒素の濃度は緩やかに低下したが、68時間後には上昇し、開始時の濃度を超えた。

生汚泥の発酵温度試験では、RUN1-A及びRUN2-Bで溶解性窒素の濃度が一度増加した後減少する傾向が見られた。RUN3-A及びRUN 4 では、溶解性窒素の濃度が一度減少した後増加する傾向が見られたが、温度による差がほとんどなく、時間経過にともなう変化もほとんどなかった。

混合比率試験では、全ての試料で溶解性窒素濃度が上昇したが、生汚泥単独の試料では

緩い上昇となった。開始時には生汚泥の割合が高い試料ほど溶解性窒素濃度が高かったが、68時間後には生汚泥：余剰汚泥が2：1の試料が生汚泥単独の試料より溶解性窒素濃度が高くなった。

4.9 溶解性りん

溶解性りんの分析結果を表 - 12に示す。

生汚泥の汚泥濃度試験では、RUN1-A及びRUN1-Bともに時間の経過にともない溶解性りん濃度が上昇した。RUN1-Bでは、嫌気発酵初期に溶解性りん濃度の上昇が大きかった。RUN3-Aはほぼ一定の値であったが、RUN3-Bでは68時間後に上昇した。

生汚泥の発酵温度試験では、全体的に時間の経過にともない溶解性りん濃度が上昇する傾向が見られた。RUN1-A及びRUN2では温度による顕著な差は見られなかったが、RUN3-A及びRUN4では30のRUN4-Bが他の2試料より高い値を示した。

混合比率試験では、余剰汚泥を含む試料で溶解性りんの顕著な増加が見られた。いずれも、嫌気発酵初期に増加し、40時間後にはほぼ安定した値となっていた。生汚泥では顕著な増加傾向は見られなかった。

表 - 12 溶解性りん分析結果 (単位:mg/l)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	4.6	8.0	8.0	11.2
1-B	7.4	23.1	26.4	27.5
2-A	4.6	8.5	13.0	8.2
2-B	4.6	10.3	9.7	10.9
3-A	2.1	2.1	1.7	2.2
3-B	2.2	1.8	1.4	3.9
4-A	2.1	2.1	1.9	2.1
4-B	2.1	1.7	2.5	2.9
5-A	4.2	5.9	5.4	6.5
5-B	4.0	42.1	56.1	57.0
6-A	6.5	25.0	25.2	26.2
6-B	9.0	40.1	43.6	46.4
7-A	4.2	4.4	5.9	6.4
7-B	1.3	51.8	63.2	63.7
8-A	12.2	29.0	32.7	32.2
8-B	9.1	45.4	50.0	50.7

4.10 硫化水素

気相中の硫化水素の測定結果を表 - 13に示す。

表 - 13 硫化水素測定結果 (単位:ppm)

	開始時	20時間後	44時間後	68時間後
1-A	15	210	120	96
1-B	81	280	310	100
2-A	15	70	22	50
2-B	15	320	180	400
3-A	0	7	14	33
3-B	13	84	110	340
4-A	0	2	0	0
4-B	0	20	120	130
5-A	4	220	280	180
5-B	0	6	10	2
6-A	1	190	195	80
6-B	1	38	95	80
7-A	119	740	620	760
7-B	0	3	156	0
8-A	4	560	400	170
8-B	3	210	370	135

生汚泥の汚泥濃度試験では、RUN1-Aは20時間後まで、RUN1-Bは44時間後まで硫化水素濃度が上昇したが後、低下する傾向が見られた。また、汚泥濃度が高いRUN1-Bの硫化水素濃度が高かった。RUN3については、RUN3-A及びRUN3-Bともに時間の経過にともない硫化水素濃度は上昇した。

生汚泥の発酵温度試験では、温度が高いほど硫化水素の濃度が高くなった。

混合比率試験では、時間の経過にともない硫化水素濃度が一旦上昇し、その後減少する傾向を示した。生汚泥の割合が高い試料ほど硫化水素濃度が高かった。

5. 考察

中野処理場及び有明処理場の生汚泥を用いた嫌気発酵実験の結果から、投入汚泥濃度、発酵温度及び混合比率が異なる場合の有機酸生成について検討した。

5.1 投入汚泥濃度と有機酸濃度

生汚泥単独試料の各RUNにおける有機酸濃度を図 - 2に、生汚泥単独試料の投入汚泥濃度と全有機酸濃度の関係を図 - 3に示す。

図 - 3に示すとおり、3日後の全有機酸濃度は、投入汚泥濃度が高いほど高かった。

一方、投入汚泥濃度あたりの全有機酸濃度増加量(以下、全有機酸生成効率という)は、表 - 14及び図 - 4に示すように、投入汚泥濃

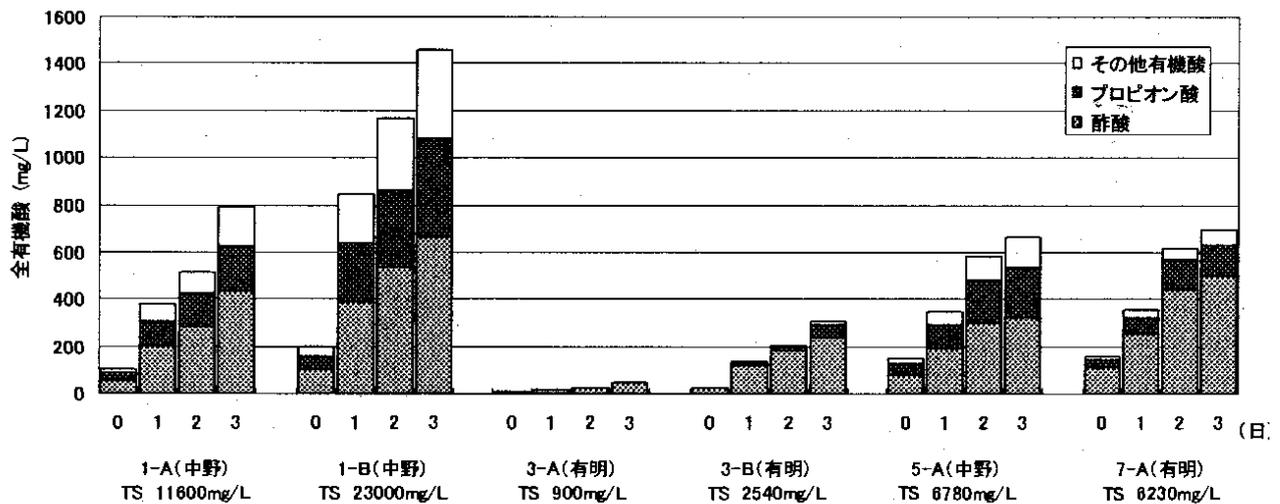


図 - 2 濃度条件の異なる生汚泥単独試料の有機酸濃度

度が2,500mg/lから7,000mg/lの範囲で高い値となる。

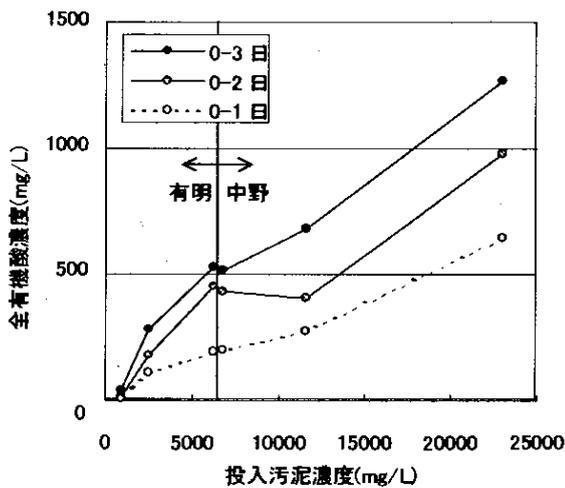


図 - 3 投入汚泥濃度と全有機酸濃度

表 - 14 生汚泥単独試料の有機酸生成効率

	投入汚泥濃度 (mg /l)					
	902	2,540	6,230	6,780	1,1600	23,000
20時間後	0.004	0.043	0.031	0.029	0.024	0.028
44時間後	0.015	0.070	0.073	0.064	0.035	0.042
68時間後	0.045	0.112	0.085	0.076	0.059	0.055

(単位: mg/mg)

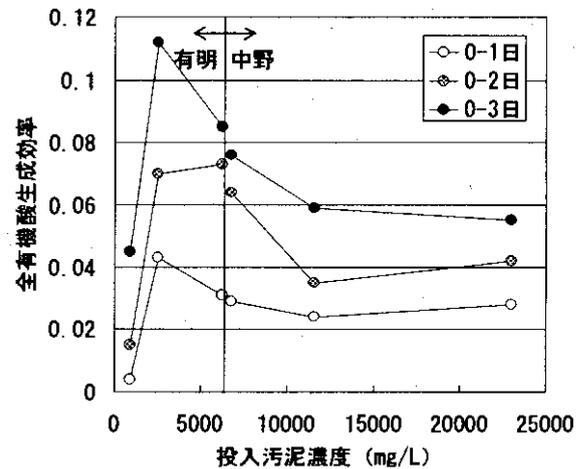


図 - 4 投入汚泥濃度と全有機酸生成効率

全有機酸生成効率は、嫌気発酵期間が1日(20時間)の場合、投入汚泥濃度6,000mg/l以上の試料で投入汚泥量の約3%の有機酸が生成され、ほぼ一定の効率を示した。嫌気発酵期間が3日(68時間)の場合、投入汚泥濃度2,540mg/lの試料で全有機酸生成効率が約11%、投入汚泥濃度7,000mg/l前後の試料で全有機酸生成効率が8%となり、高い全有機酸生成効率を示した。

5.2 汚泥の種類と有機酸濃度

混合比率の異なる試料の有機酸濃度を図 - 5 に示す。

投入汚泥濃度に大きな差はなかったが、生汚泥単独及び混合汚泥では時間経過にともない有機酸が生成されたのに対し、余剰汚泥単

独ではほとんど有機酸が生成されなかった。生汚泥の割合が高いものほど有機酸濃度が高い傾向を示した。

5.3 発酵温度と有機酸濃度

異なる温度条件における全有機酸濃度を図 - 6 及び図 - 7 に示す。

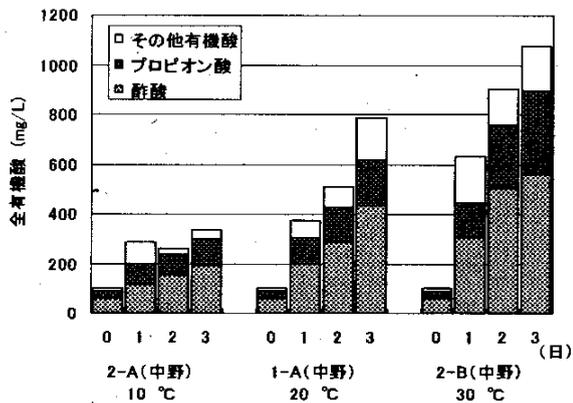


図 - 6 異なる温度条件での有機酸濃度 (中野)

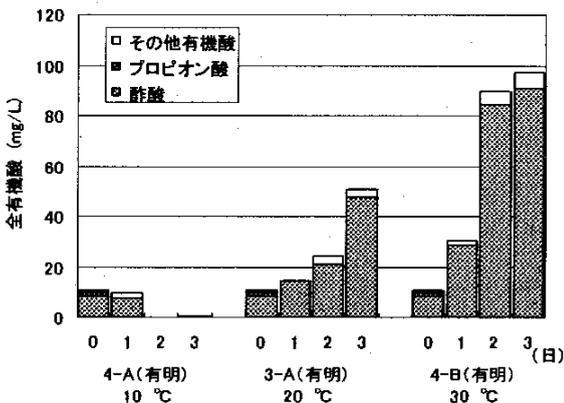


図 - 7 異なる温度条件での有機酸濃度 (有明)

投入汚泥濃度は、中野処理場の試料が 11,600mg/l、有明処理場の試料が902mg/lであった。

図 - 6 及び図 - 7 より、発酵温度が高いほど全有機酸濃度が高かったことがわかる。

また、RUN4-Aを除く試料では時間の経過とともに有機酸濃度が上昇したが、汚泥濃度が低かつ10 という低温条件で発酵を行ったRUN4-Aでは時間経過とともに有機酸濃度が低下した。

20 の標準濃度試料を基準として、10、30 及び20 の高濃度試料について68時間後の全有機酸濃度を比較した。その結果を図 - 8 に示す。

図 - 8 から、発酵温度が高いほど有機酸濃度は高くなったが、発酵温度を30 に高めるよりも汚泥濃度を2倍にした方が、有機酸生成量が多くなるのが分かる。

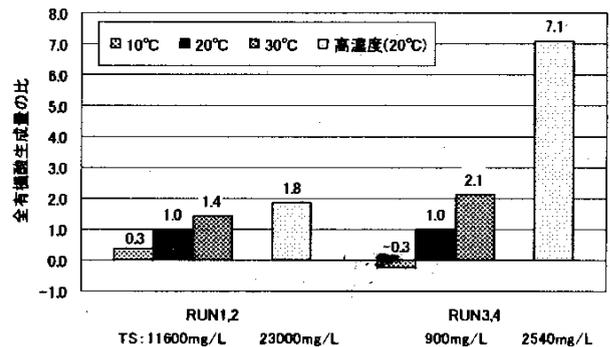


図 - 8 高濃度試料と高温度試料の比較

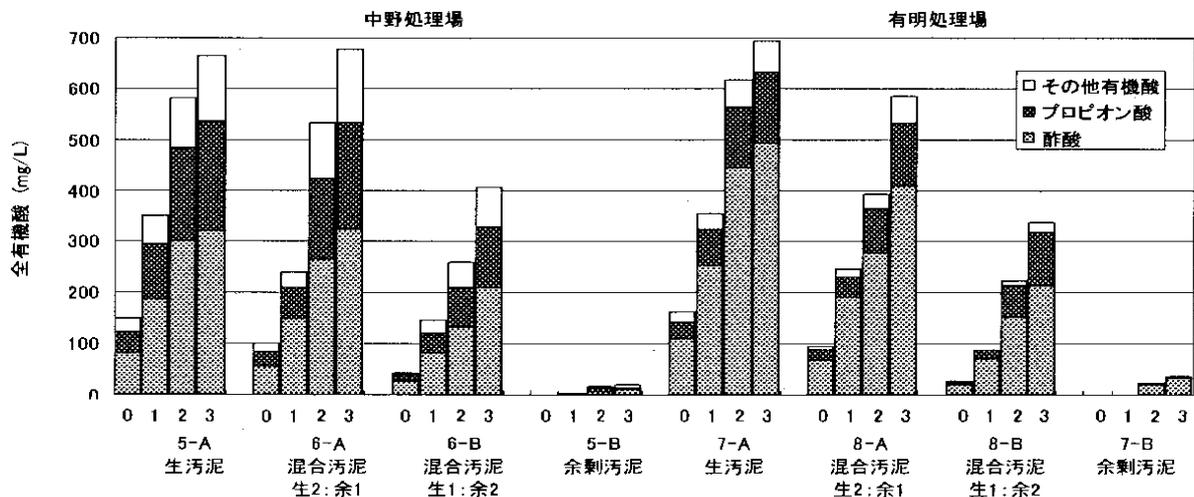


図 - 5 汚泥混合比率の異なる試料の有機酸濃度

5.4 窒素，リンの挙動

投入汚泥濃度と68時間後の溶解性窒素及び溶解性リンの濃度を図 - 9 に示す。

溶解性窒素濃度は投入汚泥濃度にほぼ比例しているのに対し，溶解性リン濃度は余剰汚泥を含む試料で高い値になった。これは，溶解性リンが余剰汚泥から吐き出されたためと考えられる。

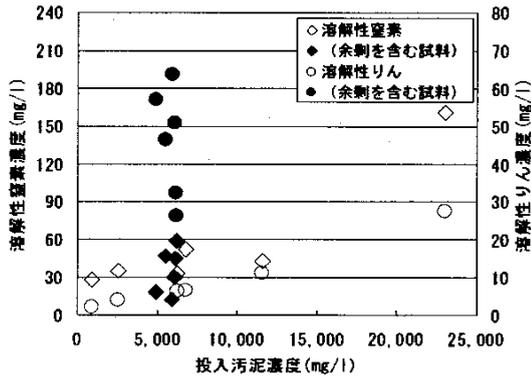


図 - 9 投入汚泥濃度に対する溶解性窒素，溶解性リン (20)

嫌気発酵により有機酸が生成されても，それともなう窒素・リンの溶出が高濃度であれば，生物学的窒素・リン除去のBOD源として利用することができない。そのため，窒素やリンに対するBODの比率について検討した。

RUN2 及びRUN4 を除く試料について，窒素に対するBODの比(以下，BOD/N)を図 - 10 に，リンに対するBODの比(以下，BOD/P)を図 - 11 に示す。

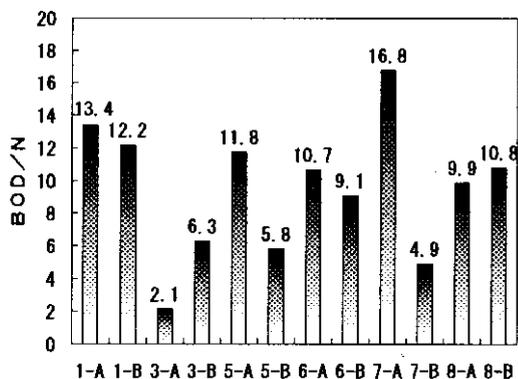


図 - 10 窒素に対するBODの比

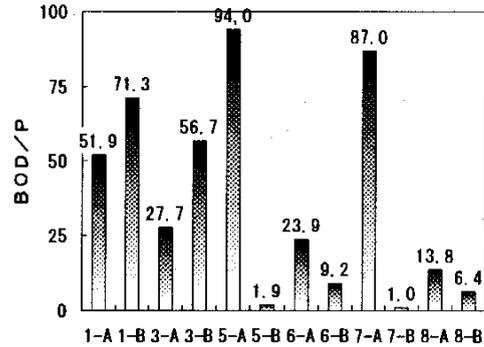


図 - 11 リンに対するBODの比

BOD/N が最も低かったのは，RUN3-Aであった。これは，投入汚泥濃度が902mg/ という低い値であったのに加えて，投入時から溶解性窒素の濃度が高かったためと考えられる。

BOD/Pについては，余剰汚泥及び混合汚泥の試料が全体的に低く，その中でも余剰汚泥の割合が高い試料ほど低い値を示した。

BOD/NはRUN7-Aが最も高く，BOD/PはRUN5-Aが最も高かった。これらの2試料は，ともに投入汚泥濃度が6,000mg/ から7,000mg/ の生汚泥であった。これは，投入汚泥濃度が2,500mg/ から6,000mg/ の範囲にあって，有機酸の生成効率が高かったためであると考えられる。

投入汚泥濃度に対するBOD/N及びBOD/Pについて，それぞれ図 - 12及び図 - 13 に示す。

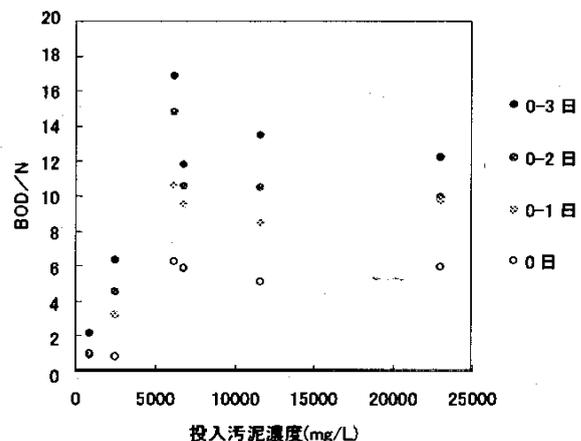


図 - 12 投入汚泥濃度とBOD/N

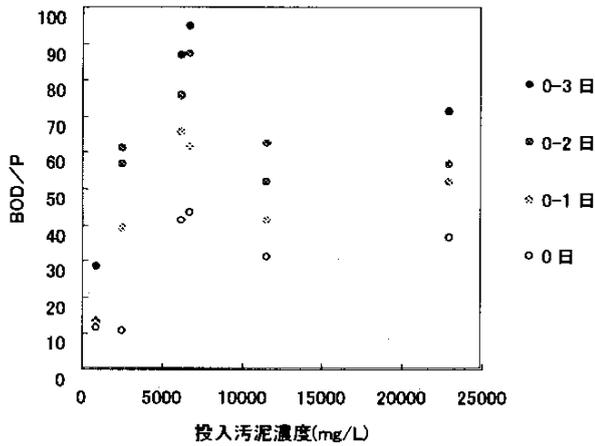


図 - 13 投入汚泥濃度と B O D / P

6. 総括

生物学的窒素・りん除去を安定させるための有機物源として、下水汚泥を利用した低分子脂肪酸（有機酸）の生成条件を検討した。3.5の嫌気発酵タンクで有機酸の生成を行い、投入汚泥濃度、嫌気発酵温度及び汚泥の種類について検討し、以下の知見を得た。

- (1) 投入汚泥濃度の異なる生活污水（1,000mg/l から23,000mg/l）を用いて20℃、3日間の発酵を行った。東京都区部の平均的な汚泥濃度（約6,000mg/l）では、酢酸、プロピオン酸を含む全有機酸として700mg/l程度が生成された。有機酸の生成効率は、概ね発酵1日目が高く、生成量では3日目が高かった。投入汚泥濃度では、2,500mg/l から7,000mg/l程度の場合に有機酸生成効率高く、これ以上でもこれ以下でも効率は低下した。また、BOD/N及びBOD/Pについては投入汚泥濃度6,000mg/l程度で高く、窒素・りん除去の有機物として効果が高いことが推測された。
- (2) 生活污水を用いて10℃、20℃、30℃と温度条件を変えて発酵を行ったところ、発酵温度の高いもので有機酸生成が促進されたことから、有機酸生成量は、水温の高い夏期に多く、水温が低下する冬季には少ないことがいえた。
- (3) 生活污水、混合汚泥及び余剰汚泥による発酵では、生活污水を含む試料の有機酸生成量が多く、余剰汚泥単独では有機酸はほとんど生成されなかった。また、余剰汚泥及び混合汚泥は、嫌気条件下では過剰摂取したりんを放出するため、りん除去を目的とした有機酸生成には生活污水を使用することが

適当であることが分かった。

- (4) いずれの条件においても発酵にともない硫化水素等のガスが発生しており、実施設に応用する際には臭気対策を検討する必要がある。

3 - 8 放流水のりん対策（予防的水質管理の構築）

東部第二管理事務所 小菅処理場

当場の流入水は、事業所排水の割合が多く、そのため区部処理場の中でも、りん濃度が高いのが特徴である。通日試験の混合液は一般的には2～4mg/l程度であるが、6mg/lを越えるときがあり、瞬時値では9～10mg/lといった値が検出される。

東系ではA0が可能な設備となっているが、活性汚泥中のりん濃度を高く維持した時（4.5%を越える）雨天時の初期汚濁時 雨天が4～5日間継続した後などに放流りん濃度が上昇することがあり、処理場の課題の一つである。

これに対し、りん除去の重要な因子である酢酸について、反応タンク流入水を長期間測定し、嫌気部でのP04-P、汚泥中りん含有量との関係などを調査した。

その結果 晴天時では、流入りん濃度に対し、6～8倍の酢酸量が存在し、嫌気部で汚泥中りん含有量の20%程度のP04-P濃度を維持し、3.5～4%の汚泥中りん濃度が保持できれば安定した除去が可能であることが判明した。

しかし、雨天時やその後に起こるりん濃度の上昇については、不明な点も多く、今後引き続き検討していく。

なお西系であるが、制限バッキで対応しているため、東系以上にりん除去は不安定であり、これに対し、東西の活性汚泥の性状を比較する机上実験を実施した。

りん酸を添加し調査した結果、東系に比べ吸着が少なく、りん蓄積細菌の数が少ないことが推測された。今後西系においては、A0の設備を導入していくことで、現状より安定したりん除去が行えると考えている。

平成12年度は、東西の系列で、放流りんの上昇現象を事前にとらえる水質パラメータを検証し、少しでも維持管理経費が削減できる、りん除去手法の確立を目指したい。

3 - 8 放流水のりん対策（予防的水質管理の構築）

東部第二管理事務所 小菅処理場

高須 弘，加藤 亘男，山本 孝幸
千明 聡，高橋 好子，坂牧 実

1. はじめに

当場は、綾瀬川を挟んで東西二つの施設からなっており、1日の処理能力は25万 m^3 である。晴天時の流入水量は、通常17～18万 m^3 で多少余裕がある。西系（15万 m^3 能力）は、標準法で反応槽前段部は制限バッキを行っている。また東系（10万 m^3 能力）は、標準法であるがA0法（嫌気好気法）が可能な設備が施されており、A0に準じた運転を実施している。しかし現状は東西両系列ともに硝化促進を基本とし、加えてりん除去の運転を実施している。

流入水質は、事業所排水の割合が多く、その影響でりん濃度が高いのが特徴である。またBODやSSは通常はさほど高くないが、降雨初期には高負荷に、また降雨が継続すると、一気に流入基質が低下する。生物学的りん除去では、この双方のケースが処理を困難にすることがある。

そこで安定した生物学的りん除去法を構築するため、処理方法の違う系列の活性汚泥による比較机上実験や反応槽流入酢酸濃度とりんの吐出し、摂取との関係等について調査検討を重ねた。その結果得られた知見を報告する。

2. 調査結果の要約

- 1) 当場の東系（A0法）における生物学的りん除去は、反応槽流入（以下流入）りん濃度に対し、有機酸（酢酸，プロピオン酸）が6倍以上あれば、活性汚泥中のりん含有量やMLDOをコントロールすることで安定したりん除去が可能である。
- 2) 雨天時や降雨が継続した場合、流入有機酸の減少から、嫌気槽におけるりん蓄積細菌細胞内貯蔵物質PHA（ポリヒドロキシアルカノエート）の蓄積如何ではりんの過剰摂取現象が不十分となり、りん処理を困難にする。
- 3) A0（東系）と制限バッキ（西系）の活性汚

泥には、りん蓄積細菌数の違いがあると推測でき、嫌気槽でのりん酸性りん（以下P04-P）の放出、好気状態での過剰摂取の差が顕著であり安定した生物学的りん除去にはA0法の導入が必要不可欠である。

3. 調査期間

平成11年10月～平成12年3月

4. 調査内容

- 1) 晴天時，雨天時における処理系内のりんの挙動。
- 2) 東西両系列の活性汚泥について、りん吸着量と放出量の机上実験。

5. 調査方法

5.1 東西系におけるりんの挙動調査

- 1) 流入有機酸（酢酸，プロピオン酸）及びCODを日常試験，通日試験時間毎に測定した。BODは、通日試験・放流水試験等におけるCODとの相関式から求めた。

流入酢酸とBOD及びCODの関係、また、生物学的りん除去に必要な濃度を調査した。

- 2) 汚泥中のりん含有量と嫌気槽P04-Pから、放流水の全りん濃度（以下TP）との適正な関係を検証した。
- 3) 流入、放流りん濃度、活性汚泥中のりん含有率を日常的に把握し、りん除去に必要な余剰汚泥量を推定し、硝化に必要なSRTとの整合性を検証した。

5.2 東西の活性汚泥性状の比較実験

- 1) 東西反応槽最終回路の活性汚泥5 g をピーカーに採取し、毎分9回転の低速機械攪拌で二沈を想定し汚泥界面を確保しながら、P04-Pの放出状況を比較した。

表 - 1 年間の運転指標

	夏期（水温22 以上）				冬期（水温15～18 ）			
	MLSS	SRT	MLDO	SVI	MLSS	SRT	MLDO	SVI
西系	1400～1500	5～6	1.5～2.5	150～200	1800～2000	8～10	1.5～3.0	150～250
東系	1400～1600	5～6	1.5～2.5	80～150	1800～2000	8～10	1.5～3.0	100～150

表 - 2.1 平成10年度の反応タンクの運転状況

		4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	平均
西系	T-HRT [hour]	9.6	11.2	10.2	10.5	11.3	9.2	9.6	14.9	13.8	14.4	13.0	11.7	11.6
	SRT [day]	15.3	17.2	19.3	17.3	15.8	12.6	15.7	10.7	11.0	12.3	12.2	9.2	14.1
	A-SRT [day]	11.5	12.9	14.5	13.0	11.9	9.5	11.8	8.0	8.3	9.2	9.2	6.9	10.5
東系	T-HRT [hour]	8.2	8.5	7.5	8.1	8.7	7.3	7.5	10.5	10.1	12.3	11.9	10.0	9.2
	SRT [day]	8.4	7.1	11.0	5.6	4.6	6.3	9.2	4.8	4.3	6.0	9.4	7.4	7.0
	A-SRT [day]	6.3	5.3	8.3	4.2	3.5	4.7	6.9	3.6	3.2	4.5	7.1	5.6	5.3

表 - 2.2 平成11年度の反応タンクの運転状況

		4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	平均
西系	T-HRT [hour]	10.7	12.5	12.9	9.7	11.9	12.3	14.3	13.7	16.4	16.8	15.5	14.8	13.5
	SRT [day]	15.4	16.8	10.7	16.8	25.6	12.3	11.1	10.7	13.9	14.2	9.0	11.5	14.0
	A-SRT [day]	11.6	12.6	8.0	12.6	19.2	9.2	8.3	8.0	10.4	10.7	6.8	8.6	10.5
東系	T-HRT [hour]	7.9	8.6	10.1	7.9	8.8	9.0	10.4	11.0	13.7	11.9	14.8	12.9	10.6
	SRT [day]	5.7	10.0	4.8	7.6	7.2	7.0	6.4	5.3	7.5	8.7	6.6	8.2	7.1
	A-SRT [day]	4.3	7.5	3.6	5.7	5.4	5.3	4.8	4.0	5.6	6.5	5.0	6.2	5.3

2) MLDOの違いによるPO4-Pの摂取状況を検証するため、東西の返送汚泥5%を処理水5%で希釈し、予めりん酸性りんを添加し比較した。

6. 調査結果

6.1 年間の運転状況

反応槽に於ける小菅処理場の年間運転指標は表 - 1の通りである。

基本的には、窒素除去に必要なASRT, HRTを確保し、年間をとおして硝化を促進させる。さらに生物学的りん除去の安定化を目指している。

次に平成10年と11年の反応タンクの運転状況及び放流水質を表2.1～表2.2に示す。

表 - 2.3 放流水質

		NH ₄ -N (mg/l)			T-P (mg/l)		
		年平均	最大	最小	年平均	最大	最小
西系	平成10年度	0.8	2.4	0.1	1.8	3.5	0.4
	平成11年度	0.6	1.2	0.1	1.1	2.3	0.1
東系	平成10年度	0.8	2.0	0.3	0.7	2.0	0.2
	平成11年度	1.0	2.6	0.5	0.6	2.5	0.1

西系は、年間をとおして十分なASRTが確保され、アンモニア性窒素も1.0mg/l以下で推移しておりほぼ完全硝化が達成されている。東系は、計算上必要なASRTが確保されていない場合でも、アンモニア性窒素が2.0mg/l以下で推移しており年間をとおしてほぼ硝化が進行している。

6.2 流入水，放流水のりん経日変化

平成11年度日常試験における，流入水，処理水のりん経日変化を図 - 1～図 - 3に示す。

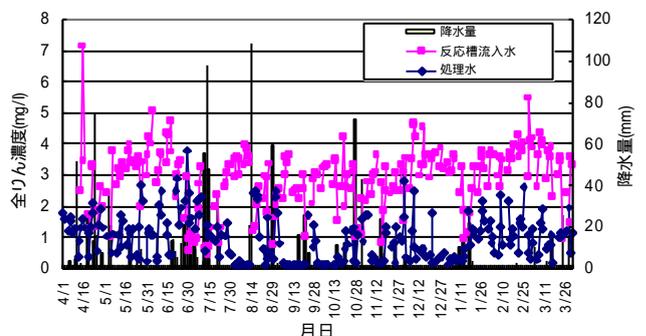


図 - 1.1 西系全りん濃度と降水量（平成11年度）

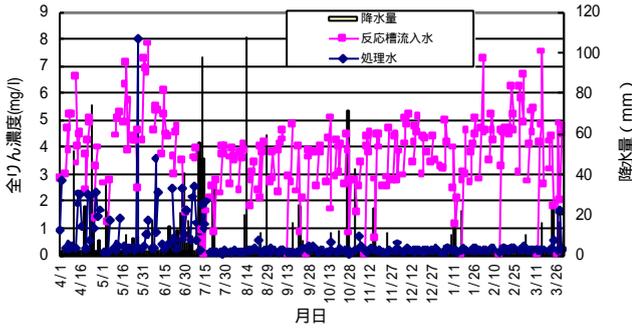


図 - 1.2 東系全りん濃度と降水量（平成11年度）

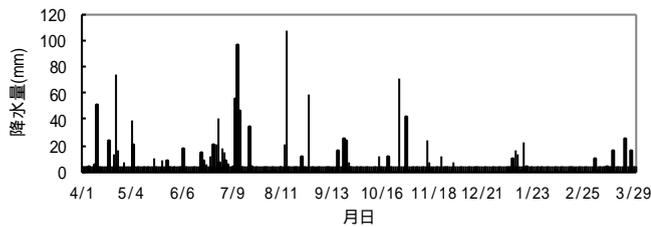


図 - 1.3 平成11年度 降水量

当場の流入りん濃度は、通常 3 ~ 5 mg/l 程度であるが、時間帯によっては 6 ~ 8 mg/l また東系では 10 mg/l を越えることがある。

第一沈殿池に戻っていた余剰汚泥を東系は、6月16日、西系は8月11日より、葛西処理場へ直接送泥したことで、流入りん濃度が10%程度減少した。

西系に比べ、東系はりん処理が安定しておりA0法が効果的ということがわかる。

放流りん濃度の上昇原因の一つとして、流入りん濃度によっては嫌気槽P04-P濃度が非常に高い値になり、好気槽で過剰摂取が不十分になり高い値になる場合がある。また活性汚泥中のりん含有率が高くなりすぎた場合、D0の不足等によっては、りんが再溶出することがある。

降雨やその2~3日後に高いりん濃度が検出されることがあるが、これは流入基質が低下し、生物学的りん除去の過剰摂取現象が行われなかったことによるものである。

6.3 流入水の有機酸（酢酸、プロピオン酸）

生物学的りん除去では、嫌気槽のP04-P吐出しには、BOD源のなかでも有機酸が関与することが知られている。

そこで有機酸のうち酢酸について、流入BOD、CODとの関係を求めた。また、流入りんに対してどの程度必要であるかについて検証した。

6.3.1 酢酸とBOD、CODとの関係

日常試験、通日試験の時間毎について酢酸を測定し関係を求めた。その結果、当場の流入BODには15~25%の酢酸が含まれていることが判明した。

またCODとの関係は、降雨の影響でCOD30mg/l以下になると酢酸はほぼゼロになることも判った。

BODとの相関は図 - 2.1~2.2の通りである。

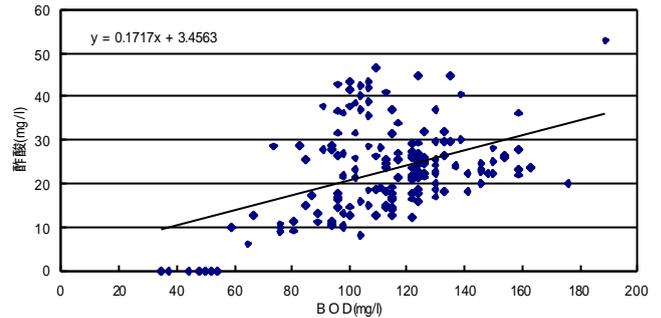


図 - 2.1 西系流入BODと酢酸の関係（平成11年10月~12年3月）

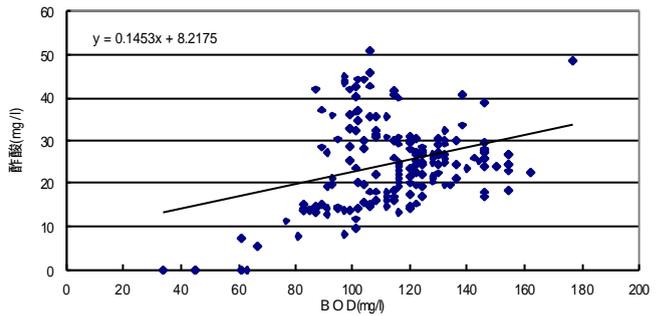


図 - 2.2 東系流入BODと酢酸の関係（平成11年10月~12年3月）

6.3.2 りん濃度と酢酸

東系放流りん濃度は、調査期間中ほぼ 1 mg/l 以下で推移した。

東系流入酢酸と放流りん濃度の関係を図 - 3 に示す。

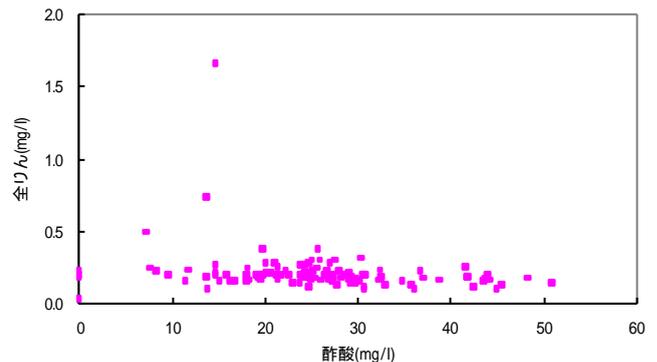


図 - 3 流入酢酸と放流りん濃度

調査期間中の流入酢酸濃度は20～30mg/lが最も多く、全体の半数を占めている。また10mg/l以上あれば放流りん濃度は安定し、ほぼ0.5mg/l以下になっている。

平成8～9年に実施した東系の調査では、流入酢酸濃度は流入りん濃度に対して数倍以上あれば、嫌気槽でのPO4-Pの吐き出しや過剰摂取現象が十分おこり安定した放流りん濃度が得られたという結果がある。また汚泥中のりん含有率を3.5～4.0%に維持し運転した場合、汚泥中りん濃度の15～20%程度の嫌気槽PO4-P濃度が通常妥当だと云われている。

図-4にりん処理状況が良好な場合（流入酢酸が20mg/l以上で放流りん濃度が0.5mg/l以下）における、流入酢酸、流入TP比 嫌気槽PO4-Pと汚泥中りん濃度との関係を検証した結果を示す。

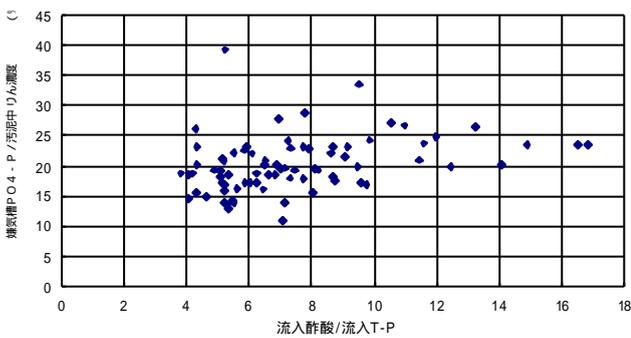


図-4 流入酢酸・流入T-P比と嫌気槽PO4-P・汚泥中りん濃度の関係

（流入酢酸が20mg/l以上で放流T-Pが0.5mg/l以下の場合）

その結果、流入りん濃度に対して、数倍程度の有機酸がある時、嫌気槽PO4-P濃度は、汚泥中りん濃度の15～25%の付近に集中していた。

6.3.3 流入酢酸と嫌気槽PO4-P

流入酢酸と嫌気槽PO4-Pの関係を図-5.1～2に示す。同じ流入酢酸濃度でも、西系に比べ東系の嫌気槽PO4-Pが高い。これは機械搅拌と制限バッキの差によるものと考えている。東系流入水は西系に比べ、有機酸やりん濃度が高いことが多く、嫌気槽PO4-P濃度も20mg/lを越えることがある。また東系の汚泥中りん含有率は、通常4.0%前後を管理目標として運転しているが4.5%を越えた場合、状況によって再放出が起きることが懸念される。

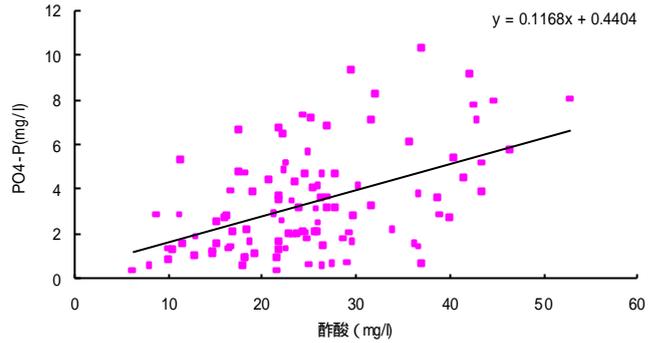


図-5.1 酢酸と西系A回路吐き出しPO4-Pの相関

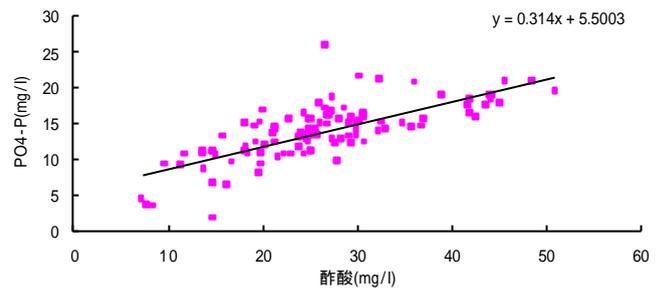


図-5.2 酢酸と東系A回路吐き出しPO4-Pの相関

6.4 降雨後における生物学的りん除去

図-6に東系における降雨後のりん状況を示す。降雨の後、流入基質（BOD）の低下に伴ない酢酸が減少し、流入りん濃度だけが低いと、過剰摂取現象が起きず放流りん濃度が上昇する。

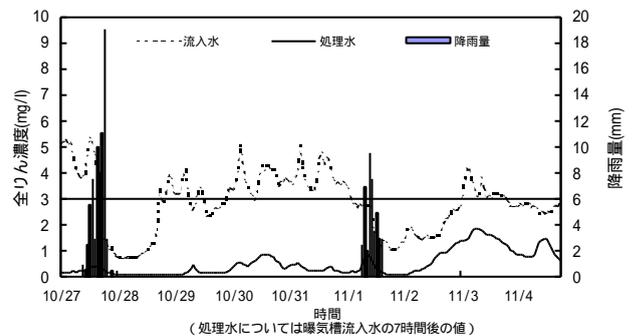


図-6.1 降雨後の東系処理水りん濃度の推移

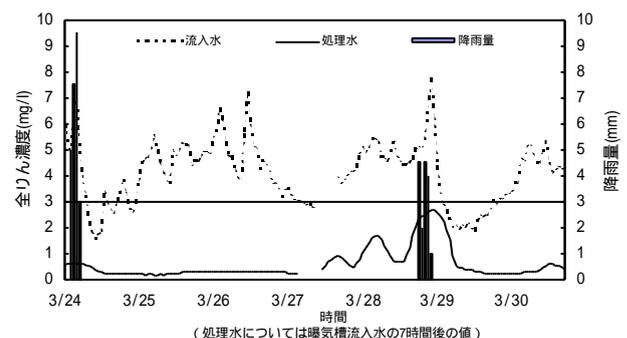


図-6.2 降雨後の東系処理水全りん濃度の推移

これは、嫌気槽での貯蔵物質PHA [嫌気状態でP04-Pを放出する際、りん酸蓄積細菌の細胞内にグリコーゲン等と同じように基質として貯蔵される生成物で、好気状態で酸化、分解されるとき、過剰摂取のエネルギー源となる] の蓄積如何によるものと考えられ、現状では前もって予測することが困難である。

7. SRT管理について

りん処理を考えた余剰汚泥量は以下の式で表される。

$$PQE = Q \times (\text{流入TP} - \text{放流TP}) / (C \times \text{含有P} \times 10^{-2})$$

PQE：りん除去に必要な余剰汚泥量 (m³)

Q：処理水量 (m³)

C：余剰汚泥濃度 (mg/l)

含有P：汚泥中りん含有率 (%)

一般的に、余剰汚泥量は硝化に必要なASRTから算出するが、この値とりん処理を考えた余剰汚泥量とは通常大きく異なる。しかし季節（水温）によっては、非常に近似するときもある。今後、りん、窒素除去に必要な余剰汚泥量の整合をどう考えていくかが課題の一つである。

8. 机上実験

8.1 りんの放出実験

東西の活性汚泥を低速攪拌し、汚泥界面を確保して、MLDOの減少とP04-Pの濃度変化を調査した。

グラフを図 - 7 に示す。

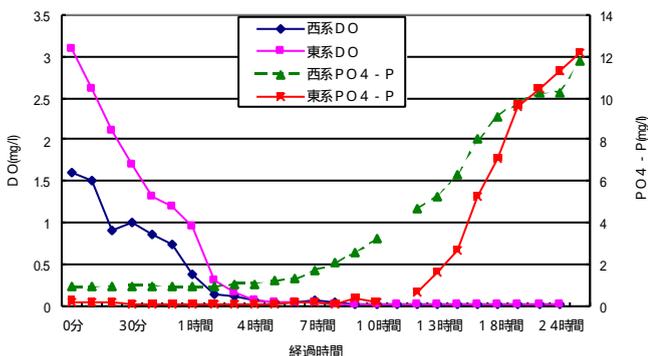


図 - 7 りんの放出実験

MLDOは東西とも、初期濃度に関係なく約4時間後にゼロ付近まで下がった。

西系はP04-P初期濃度が0.9mg/lで、DOがゼロになってから約3時間後からりんの放出が始まり、6時間後に3mg/lとなり、21時間後では10.3mg/lとなった。

東系はP04-P初期濃度が0.2mg/lで、DOがゼロになってから約8時間後からりんの放出が始まり、10時間後には3mg/lとなり、16時間後に11.3mg/lとなった。

本調査から、りんの放出は活性汚泥の初期DOが高いほうが嫌気状態になった場合、長時間放出を防げる。また初期P04-P濃度が低いほうが放出まで長時間を要し、初期濃度に依存していることが実証された。

8.2 MLDOの違いによるP04-P摂取実験

1) りん処理が良好な東系活性汚泥

実験に供した東系の活性汚泥性状及び処理水P04-P濃度はつぎのとおり。

返送汚泥SS 5620mg/l, TP 237mg/l, りん含有率 4.2%, 東処理水P04-P 0.1mg/l

東系の返送汚泥を処理水で希釈後、P04-Pを添加しDOを変化させ、りんの摂取状況を調査した。

その結果を表 - 3 及び図 - 8 に示す。

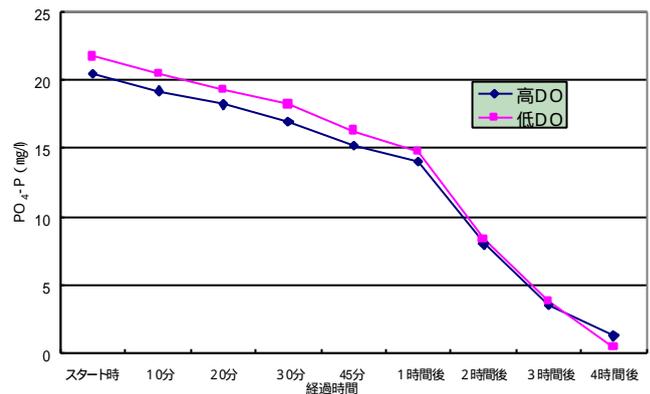


図8 DOの違いによるP04-P摂取調査（東系）

MLDOが1mg/l以上では、DO濃度に係らずりんは充分摂取された。

摂取速度は、2時間後まででみると、高DOでは3.4mg/g・時、低DOでは3.7mg/g・時であった。

りんの除去率は、双方とも変わらず1時間で30%、2時間で60%、3時間で80%、4時間で95%であった。

2) りん処理が低下している西系活性汚泥

実験に供した西系の活性汚泥性状及び処理水質は次のとおり。

返送汚泥SS 5650mg/l, TP 157mg/l, りん含有率2.7%

西処理水P04-P 0.1mg/l, NO3-N 6.3mg/l, NH4-N 0.3mg/l

表 - 3 P04-P摂取調査（東系）

		スタート前	スタート時	10分	20分	30分	45分	1時間後	2時間後	3時間後	4時間後	4.5時間後	24時間後
高DO	DO (mg/l)	4.4		4		3.6	3.4	3.8	5	4.8	4.6		4.9
	PO ₄ -P (mg/l)	0.1	20.4	19.2	18.2	17	15.2	14	8	3.6	1.3	0.2	4.6
	MLSS (mg/l)		1840								1850		
	水温 ()	17.6				17.8		18	18.3	18.7	19.1		18.2
低DO	DO (mg/l)	1.3		1.2		1.5	1.2	0.9	1.2	1.2	1.3		3.7
	PO ₄ -P (mg/l)	0.1	21.7	20.4	19.3	18.2	16.3	14.8	8.4	3.8	0.5	0.1	2.2
	MLSS (mg/l)		1780								1840		
	水温 ()	17.5				17.7		17.9	18.3	18.7	19.1		18.2

表 - 4 P04-P摂取調査（西系）

		スタート前	スタート時	10分	20分	30分	40分	50分	1時間後	2時間後	3時間後
高DO	DO (mg/l)	3.4		4.0				4.6		3.1	5.2
	PO ₄ -P (mg/l)	1.1	23.9	22.8	23.8	22.8	23.5	23.2	23.5	23.2	23.0
	MLSS (mg/l)	2340									
	水温 ()	19.0									19.6
低DO	DO (mg/l)	1.5		2.3				2.4		1.9	1.6
	PO ₄ -P (mg/l)	1.2	22.1	22.9	23.1	22.9	23.1	23.2	23.2	22.5	23.0
	MLSS (mg/l)	2050									
	水温 ()	19.0									19.6

表 - 4 及び図 - 9 に結果を示す。

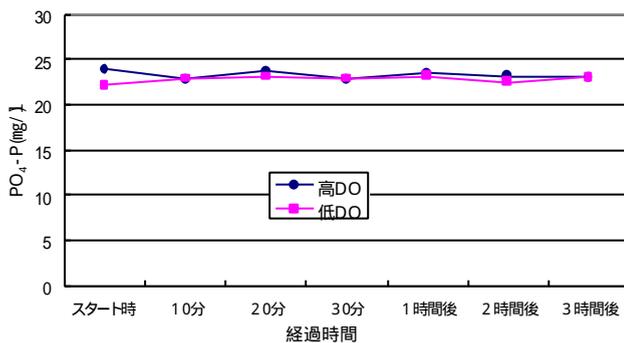


図 - 9 DOの違いによるP04-P摂取調査（西系）

東系同様の調査を実施したが、DO濃度に係わらずりんの摂取はほとんどなかった。

この調査で明らかのように、りん蓄積細菌が多いと考えられる活性汚泥は、DO濃度にそれほど左右されず摂取が十分行われることが実証された。

9. 考察

9.1 予防的水質管理

流入TP濃度が高い場合や降雨の影響で流入基質が低下するときの生物学的りん除去法について有機酸を測定し、水質指標との関係把握から予防的水質管理の構築に向けて調査を実施してきた。

その結果晴天時におけるAO法の運転管理はほぼ確立できた。それは

1) 流入TPに対し、必要な有機酸（6倍以上）を確保し、嫌気槽P04-Pを活性汚泥中のりん濃度の15%程度に維持し、活性汚泥中のりん含有率を3.5～4%程度に保持するSRT管理を行うこと。

また反応槽内や二沈で必要なDOを確保することである。

しかし、降雨の継続で、流入基質（有機酸）が低下すると、あるときを境にりん処理は著しく低下する。当场では流入CODが降雨で30mg/l以下になると酢酸はほぼゼロになる。その2、3日後にこのような現象が起きる。

これを考察すると、流入有機酸がなくなり、嫌気槽PHAの蓄積が乏しくなると好気槽での摂取はなくなると考えられる。現状では、このPHAと水質指標の関係はつかめておらず、今後はPHAの測定をはじめ降雨時における嫌気ゾーンの変更、流入有機酸濃度の平準化などについての検討を重ねていく。

10. まとめ

窒素、りんの規制が強化され、以前にもましてSRT管理が重要になる。

窒素、りん処理の相反する運転に対し、余剰汚泥量の整合をとっていくことは困難な面がある。

しかしシミュレーションモデルを活用したり基礎調査を重ね、窒素、りんの効率の除去方法の確立に向けた運転管理を目指していくことが水質職の役割と考えている。

3 - 9 中野処理場放流水中の窒素、りんの状態

西部第一管理事務所 落合処理場

中野処理場は、開設以来りんを処理する嫌気好気法で運転をしており、平成10年度までに*水位一定運転、*揚水量一定運転、*返送率を変えた運転での水質への影響などの調査を行ってきた。

その結果、揚水量を一定で返送率は50%の場合がりん及び窒素の処理に最適であることがわかった。平成11年度はこれらの結果を踏まえて、年間を通して出来るだけ揚水量を一定で返送率は50%で運転を行った。本年度はISO14001を取得しその自主管理目標値りん・窒素を掲げていることから、年間を通してのりん・窒素の現状を把握することとさらなる低減化を目指すために、放流水中の全りん・全窒素の現状と嫌気部でのリン酸性りん放出濃度、酸化還元電位及び窒素の処理状況として放流水中のアンモニア性窒素濃度や硝酸態窒素濃度などを調査した。

りんは最大で1.7mg/l、88%が1.0mg/l以下で、降雨時に高くなることと冬季に高くなる現象が見られた。窒素は最大で18mg/lで、放流水中のアンモニア性窒素濃度も最大で2.6mg/lであり、94%は0.1mg/l以下で年間を通して硝化を達成した。又、いずれもISO14001の自主管理目標値は達成できた。

3 - 9 中野処理場放流水中の窒素，りんの状態

西部第一管理事務所 落合処理場
中野水質管理係，運転管理係

1. はじめに

河川や海域の富栄養化が問題となっており、処理場からの窒素，りんの状態の低減の必要性が請われてきた。

東京都でも東京湾の富栄養化の防止のために平成3年6月30日に「東京湾富栄養化対策指導指針」を策定し、平成4年6月23日には、「りん及び窒素の水質管理目標値に係る指導要領」が定められた。

当局でも、この問題には以前から取り組んでおり、施設管理課を中心として排出実態¹⁾²⁾、処理法の検討²⁾などの調査が行われてきた。その結果については既に報告されている。

さらに当中野処理場は開設以来このりんを処理する嫌気好気法で運転を行っており、その間

水位一定運転
返送率を変えた運転
揚水量一定運転

での水質への影響などの調査を行ってきた。その結果については技術年報⁴⁾に報告してある。

平成10年度までは放流水中のりん酸性りんを分析し、りんの排出状況を把握していたが、平成11年度、窒素，りんの上乗せ条例による規制の強化に伴い水質管理作業要項が変更になり、全窒素，全りんを日常試験で分析するようになった。

本報告は、平成12年2月14日の水質技術事例発表会で報告した平成11年4月から9月までの中野処理場放流水中の全窒素，全りんの現状に、平成11年10月から平成12年3月までの結果を加えて本年度1年間（平成11年4月～12年3月）の処理状況をまとめたものである。

2. 施設及び設備の概要

中野処理場は平成7年に稼働し、落合処理区の一部の下水を処理して妙正寺川に放流している。処理能力は46,000m³/日であるが、放流先の妙正寺川の河川改修が完了するまで、0.683m³/秒（2,400m³/時）の放流制限があり、特に雨天時に河川の水位が上昇した時には揚水を停止して放流を停止するようになっている。その揚水停止の間は曝気槽には当然流入はなく空曝気状態となる。11年度の停止は9回で、時間の最長では約6時間であった。処理の実績値は晴天時で28,000m³/日でここ数年ほぼ横這いである。使用施設及び使用設備の現状は表1，2の通りである。沈砂池は2池あり、1池づつを交互に使用している。第一沈殿池は2階層で2池のうち1池のみを使用している。

曝気槽は2槽あり、両槽共A～Hの8回路でA～Cの3回路が嫌気部で機械攪拌を、D～Hの5回路が好気部で散気装置を設置している。散気方式は片側旋回流微細気泡式で散気板が1,235枚/池設置されている。

第2沈殿池は2池あり、2池共使用している。

表1 施設概要

		容量 (m3)	
沈砂池		108	2池
第一沈殿池		5,740	2池
曝気槽	嫌気部	2,200	2槽
	好気部	5,880	
第二沈殿池		4,310	2池

表2 設備概要

水中攪拌機	7.5kw × 2台 / 槽
	7.5kw × 1台 / 槽
	3.7kw × 1台 / 槽
送風機	140? /分 × 3台
返送汚泥ポンプ	17.8? /分 × 3台

3. 運転条件及び状況

中野処理場は嫌気好気運転をしており，揚水量一定かつ定風量運転で曝気槽最終回路のDOを状況により2~4mg/l又は3~6mg/lになるように風量を設定している。返送汚泥率は年間を通して概ね50%で運転している。

又，処理には負荷変動が少ないほうが望ましいが，実施設では市民活動や企業活動などにより流入水量や流入水質の変動は避けられがたく，必然的に負荷も変動する。安定した処理を行うために揚水量を一定にするように努めているが流入状況によっては困難な時もあった。晴天時でも1日の揚水量の時間変動を見ると，揚水量が800m³/時~1,200m³時の日もあれば，800m³時~2,400m³/時の日もあった。

表3は曝気槽試験の結果をまとめた年間の処理状況である。処理水量が少ないことから負荷も軽くHRTも充分長い。A-SRTも9.5~11.2日と硝化には十分である。

表3 処理状況(平成11年度曝気槽試験)

HRT	時	11.9~15.0
A-HRT	時	8.6~10.5
送風倍率	倍	3.7~5.8
A-SRT	日	9.5~11.2
MLSS	(mg/l)	1,108~1,942
返送率	%	47.6~58.2
BOD容量負荷	kg/m ³ ・日	0.09~0.19
BOD-SS負荷	kg/kg・日	0.08~0.12

4. 水質状況

通日試験時の流入水，第一沈殿池流入水，第一沈殿池流出水，処理水の水質は表4のとおりであった。11年度は，年間降雨量1,701mmで昨年度よりも多かったが，12月以降は少なく，特に12月は4mm，2月は2mmと極端に少なかった。その影響か低水温期に処理水質は前年よりは低下した。それでも法定基準並びにISO14001の自主管理目標値は十分クリアーする事が出来た。

表4 水質状況(平成11年度通日試験)

		流入水	一沈入口	一沈出口	放流水
pH		7.2~7.6	7.1~7.3	7.0~7.4	6.7~7.2
BOD	(mg/l)	89~169	80~173	55~112	0~3
COD	(mg/l)	56~108	55~100	38~68	5~11
SS	(mg/l)	50~170	58~152	31~52	0.5~4.2
T-P	(mg/l)	2.1~3.6	2.0~3.5	1.6~3.4	0.1~1.3
PO4-P	(mg/l)	0.9~1.9	0.9~1.9	1.0~1.9	0~1.1
T-N	(mg/l)	21.6~35.7	21.4~33.4	17.7~31.2	8.7~13.1
NH4-N	(mg/l)	10.8~19.9	11.0~20.0	11.1~19.4	0~0.1
NO2-N	(mg/l)	0~1.0	0~1.0	0~0.1	0~0.1
NO3-N	(mg/l)	0~1.0	0~0.8	0~0.1	8.4~11.8

4.1 窒素

日常試験での放流水中の全窒素の現状を図1(階級巾は，例えば2~4は2.0を超え4.0以下を意味し，以後のグラフも同様である。)に示す。最大でも1.8mg/lで，中野処理場の全窒素の放流基準値の30mg/l，ISO14001の自主管理目標値の25mg/lをいずれもクリアー出来た。又，日常試験での放流水中のアンモニア性窒素濃度も図2に示すようにほとんどが0.2mg/l以下で，通年硝化が達成できた。全窒素中に占める硝酸性窒素の割合も図3に示すように80%以上が全体の95.5%を占めている。

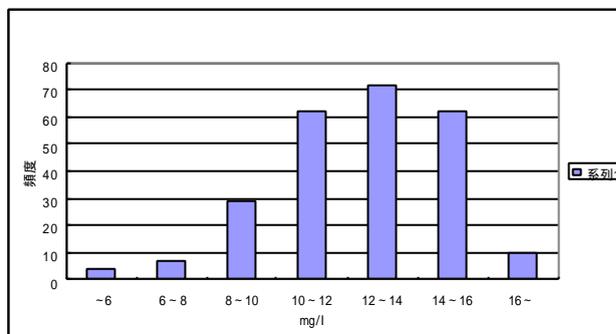


図1 放流水中の全窒素の分布

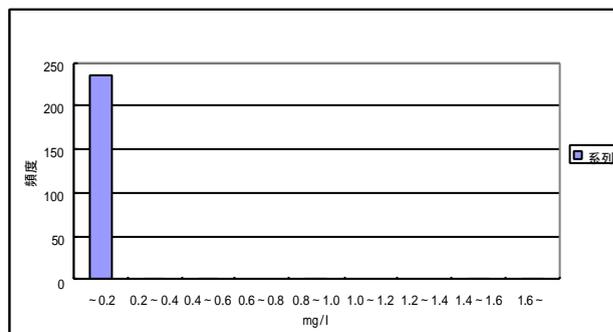


図2 放流水中のアンモニア性窒素分布

全窒素の低減には，硝酸を脱窒させて減少させることが必要であり，返送率を高めることが有効であるが，りん除去には不利となるため，両者のバランスを考慮して，返送率は50%の一定で運転している。各月毎の日常試験での放流水中の全窒素の状況を表5に示すが，高水温期である7月から9月は低く，低水温期になるにつれて高くなっている。図3に示すように硝酸性窒素が全窒素の80%以上を占めており，全窒素の低減には硝化運転で生成した硝酸を脱窒させて低減することが必要である。

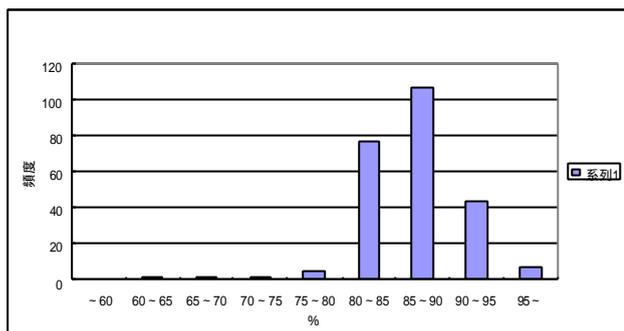


図3 放流水中の硝酸性窒素 / 全窒素の分布

4.2 りん

日常試験での放流水中の全りんの現状は図4のとおりであった。日常試験の採水時刻である10時は通日試験の経時分析の結果より，1日のうちで比較的りん濃度の高い時間帯であることがわかっている。それでも放流基準値は勿論のことISO14001での自主管理目標値である2.3mg/lもクリア出来た。

又，平成4年5月の7都県市会議で定められた下水処理場のりんの管理目標値である1.0mg/l以下が85.4%を占め，最大でも1.6mg/lであった。

処理工程でのりんの動向をりん酸性りん濃度の比較で図5～8に示す。

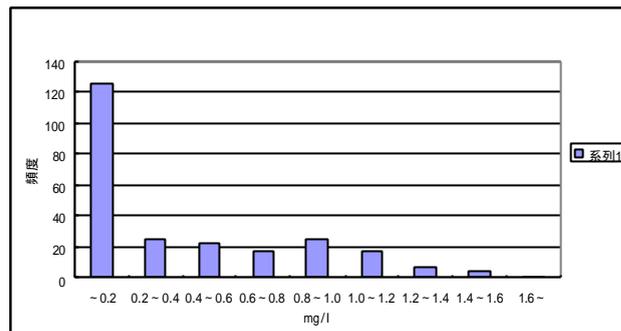


図4 放流水中の全りんの分布

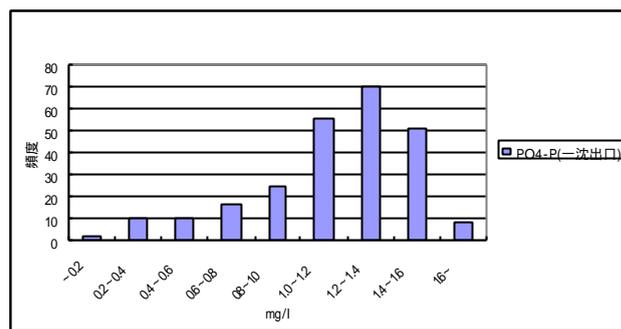


図5 りん酸性りん（一沈出口）の分布

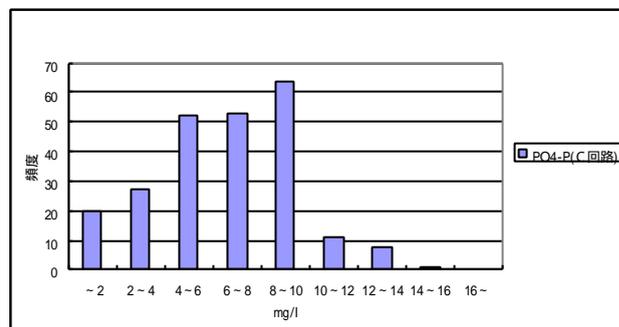


図6 りん酸性りん（C回路）の分布

表5 放流水中の全窒素の月毎の状況（平成11年度日常試験）

	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
平均	11.5	12.6	13.2	9.4	10.3	10.9	12.0	11.9	13.9	14.2	15.1	14.3
最小	7.3	9.9	8.5	4.9	8.2	5.0	7.0	5.5	12.5	8.6	14.1	10.4
最大	14.8	14.6	16.8	12.3	11.4	12.6	14.0	14.6	15.7	18.0	16.3	16.6

表6 放流水中の全りんの月毎の状況（平成11年度日常試験）

	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
平均	0.8	0.3	0.2	0.7	0.3	0.3	0.1	0.4	0.2	0.7	0.7	0.9
最小	0.1	0.1	0.1	0.1未満	0.1未満	0.1未満	0.1未満	0.1未満	0.1未満	0.1	0.2	0.4
最大	1.4	1.0	0.6	1.4	1.6	1.1	0.2	1.5	0.5	1.7	1.2	1.6

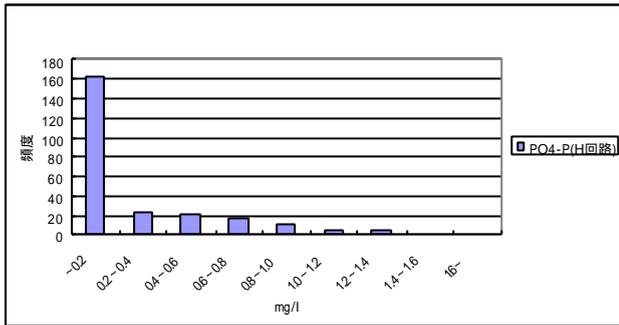


図7 りん酸性りん（H回路）の分布

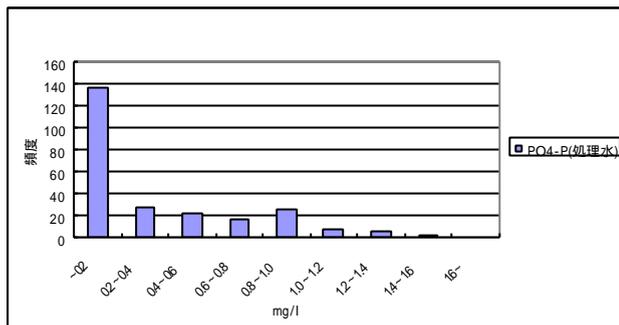


図8 りん酸性りん（放流水）の分布

図5は一沈流出水のりん酸性りん濃度分布、図6は嫌気部の末端のC回路での濃度分布、図7は好気槽末端であるH回路での濃度分布、図8は放流水の濃度分布を示す。（C回路の横軸のりん酸性りん濃度は他の図の10倍である。）

これから現場での年間の平均的な処理傾向は、第一沈殿池流出水のりん酸性りん濃度は、 $1.0 \sim 1.6 \text{ mg/l}$ (T-Pして $1.8 \sim 2.9 \text{ mg/l}$ 位)で嫌気部でりんが放出され、C回路でのりん酸性りん濃度が $4 \sim 10 \text{ mg/l}$ になり、そのりんが取り込まれて好気部の末端のH回路でのりん酸性りん濃度が 0.2 mg/l 以下になり、放流水中のりん酸性りん濃度も 0.2 mg/l 以下に処理されていることがわかる。H回路のりん酸性りん濃度の分布と放流水中のりん酸性りん濃度の分布を比較すると、H回路のほうが低濃度側に分布していた。これはりん濃度に時間変動があり、日常試験の採水時刻の10時はH回路の濃度が処理水に比較して低い時間帯であることと二沈での吐き出しなどの影響が推測される。

当処理場では曝気槽の回路A～Hの8回路の前段のA～C回路が嫌気部でD～H回路が好気部となっておりこのAとCでORPを、H回路でDOとMLSSを計測している。このAとC回路でのORP分布を図9に、H回路のDO分布を図10に示す。これから嫌気部のAとC回

路のORPは、それぞれ図より $-150 \text{ mV} \sim -250 \text{ mV}$ 、 $-250 \text{ mV} \sim -350 \text{ mV}$ が多く、好気部の末端であるH回路でのDOは $5.5 \sim 6 \text{ mg/l}$ の範囲が最も多かった。

又、月毎の放流水の全りんの結果を表6に示す。

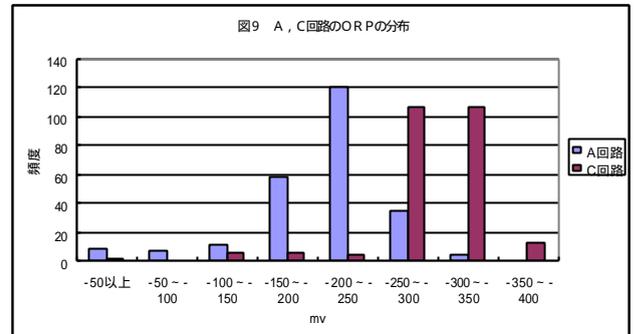


図9 A、C回路のORPの分布

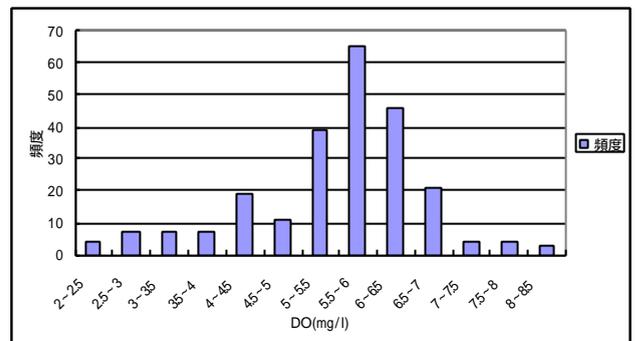


図10 曝気槽最終回路のDOの分布

この表での最小値の推移でわかるように、2月、3月の低水温期には降雨時でもないのにりん濃度が高くなる現象が見られた。日常試験での結果ではH回路でのりん酸性りん濃度に比較して放流水中のりん酸性りん濃度がより高いことがあった。

これについて、2月の通日試験で、2時間毎に24時間、第一沈殿池流出水、C回路及びH回路上澄みと放流水中のりん酸性りんを分析調査した。

その結果を図11に示す。

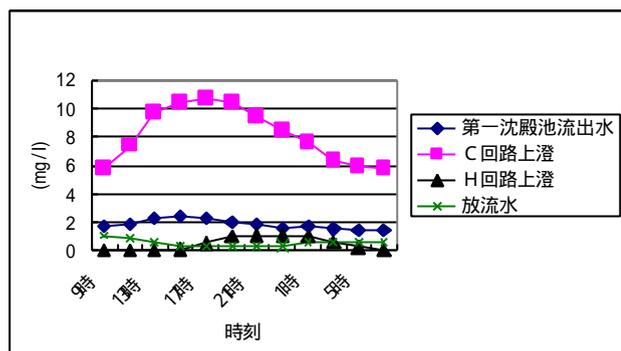


図11 りん酸性りんの経時変化

りん酸性りん濃度についてはC回路の時間変動が大きかった。嫌気部でのりん放出量が多いと好気部で取り込みきれないこと⁵⁾もあり、そのために放流水のりん濃度が変動したとも考えられる。

なお、この日の処理水量から時間差を考えると、第一沈殿池流出水～C回路までの到達時間は、返送汚泥も含めて考えると約3時間、C回路～H回路は7～8時間、H回路～放流水は8時間位である。C回路の17時のピークが翌日の9時頃に放流水に現れると推測される。

この通日試験時の曝気槽への流入変動は図12に示すように、CODの水質変動もあまりなく処理水量の変動も大きくなかった。りん除去に流入負荷変動はあまり影響なく⁶⁾、水温については、15～20℃ではあまり影響しないという報告⁷⁾もあるが、C回路の濃度変動の大きいことが放流水のりん濃度に影響を与えていることも考えられるので、その原因を調査し、C回路の濃度変動を小さくすることがりん処理の安定化に必要であると考えられる。

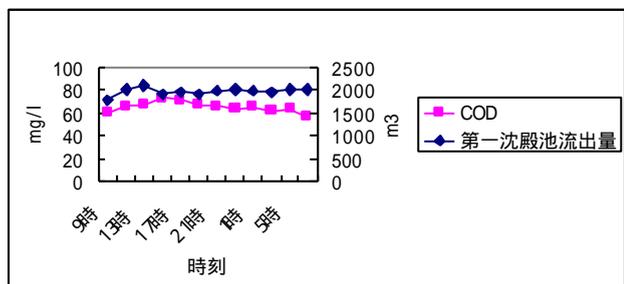


図12 第一沈殿池流出水のCODと水量の時間変化

一般にりんの除去には嫌気部及び好気部の滞留時間、BOD/P比、SRTの長短が影響するといわれている。嫌気部の滞留時間はEPAのりん除去設計マニュアル⁸⁾では、1.5～3.0時

間、津野⁹⁾によれば0.5～1.0時間で、「下水道施設計画・設計指針と解説」での設計例では1.5時間であるが、中野処理場では3時間程度確保されている。

好気部の滞留時間は津野⁹⁾によれば3～6時間必要で、設計指針¹⁰⁾での例では5時間であるが中野処理場では7時間程度ある。曝気槽好気部のDOは1.5～3.0mg/l必要とされているが、図10で示したように5.5～6mg/lが多かった。

T-BOD/T-P比も、平成11年度の通日試験、放流水試験の結果で26～44あり、りん除去設計マニュアル⁸⁾で推奨の20以上あり条件は満たしている。

津野⁹⁾によれば、第二沈殿池のDOは1.0～3.0mg/lで、汚泥厚さが0.6 mまでならりんの再放出はないとされているが、日常試験時の第二沈殿池のDO分析結果では1.0mg/l以下ということにはなかった。

冬季、MLSSを高くして運転するとSRTが長くなることもりん除去には負の影響を与えていると考える。高水温期である平成11年6月と低水温期である12年2月の通日試験日の曝気槽試験結果と経時分析の結果を表7に示す。曝気槽試験の結果は、水温以外では活性汚泥処理状況は殆ど同じであった。通日試験での経時分析の結果及び運転状況を見ると、1日あたりの揚水量は同程度であったが、水温が異なることと2時間毎の曝気槽流入水量、送風量を比較すると、2月は揚水量は一定であるが送風量は変動し、逆に、6月は揚水量は変動しているが送風量はほぼ一定であった。曝気槽流入水のCOD、りん酸性りん濃度はほぼ同じであったが、A回路のORPの変動は2月と6月では違い、6月の方が大であった。放流水中の全りん濃度は、6月は通日試験での採水時間である開始日の9時から翌日の7時までの全時間で0.1mg/l以下であったのに、2月では変動が大きく最大1.1mg/lにまでなった。平成11年度では、2月はC回路及びH回路の上澄みのりん酸性りんを2時間毎に分析したが6月では分析しなかったため、なぜこの違いがあるのか原因を調査するために、平成12年度では、高水温期で処理水中のりん濃度が低い時にC回路及びH回路の上澄みのりん酸性りんを通日試験で2時間毎に分析し、低水温期との比較をする予定である。

表7 通日試験日の曝気槽試験と経時分析の結果

項目		単位	平成12年2月	平成11年6月
曝 気 槽 試 験	水温		17.7	23.7
	BOD-SS負荷	kg/kg・日	0.11	0.12
	BOD - 容積負荷	kg/m ³ ・日	0.17	0.19
	SRT	日	14.8	15.1
	平均MLSS	(mg/l)	1,525	1,554
	HRT	時間	14.6	13.9
	嫌気部HRT	時間	4.0	3.8
	好気部HRT	時間	10.6	10.1
	嫌気部DO	(mg/l)	0.1	0.3
	好気部DO	(mg/l)	2.3	2.6
	ORP(A, C平均)	mv	-274	-276
	送風倍率(水量)	倍	5.8	5.6
通 日 試 験	揚水量/日	m ³	23,670	24,090
	第一沈殿池流出水水温		16.6 ~ 18.1	22.8 ~ 23.8
	第一沈殿池流出水COD	(mg/l)	56 ~ 73	55 ~ 78
	曝気槽流入水量	(m ³ /2時間)	1,840 ~ 2,180	1,190 ~ 2,950
	送風量	(m ³ /2時間)	10,510 ~ 15,950	14,390 ~ 16,310
	A回路ORP	mv	-225 ~ -247	-194 ~ -261
	第一沈殿池流出水中りん酸性りん	(mg/l)	1.4 ~ 2.4	1.4 ~ 2.3
放流水中全りん	(mg/l)	0 ~ 1.1	0 ~ 0.1	

5. おわりに

前段の嫌気状態を維持することが、りんを除去するのに大きな要因と言われており、降雨などにより、その状態の維持が困難な際に放流水のりんを低濃度に保つのにどうするかなどが課題と言われている。しかしそれだけではなく、水温が低下してきた時にも処理水のりん濃度が高い時が見られた。窒素，りんは、ISO14001の目的，目標にも掲げた項目であり，低水温期を含めて窒素，りんを少しでも低くすることが今後の課題と考える。

参考文献

- 1) 東京都下水道局施設管理部「平成4年度窒素・りん実態調査報告書」平成6年10月
- 1) 東京都下水道局施設管理部「窒素・りん排出負荷量実態調査 総括集」平成9年3月
- 3) 東京都下水道局施設管理部「中野処理場における嫌気好気法処理特性調査報告書」平成10年7月
- 2) 村井直樹ほか，嫌気好気運転における揚水(流量)一定運転と窒素りん除去について
東京都下水道局技術調査年報，平成10年12月
- 2) 村田恒雄，下水の高度処理技術，理工図書，(平成4年) p.190
- 3) 日本下水道事業団；嫌気 - 好気性汚泥法の技術資料 昭和63年5月
- 7) BAETENS.D, et.al Water Sci Technol, 39 [1] 215 (98)
- 4) 日本下水道協会，リン除去設計マニュアル(昭和63年10月)
注；EPAのリン除去設計マニュアルの翻訳
- 9) 津野洋，水質汚濁研究，7 [10] 8, (84)
- 5) 建設省都市局下水道部，下水道施設計画・設計指針と解説，日本下水道協会，平成6年

3 - 10 汚泥集約処理における汚泥処理返流水の窒素とりん

砂町水処理センター

砂町水処理センターでは三河島処理場からの汚泥を受けていること、中防埋め立て地からの廃水を受けていること等から、窒素・りんの濃度が高い。水処理におけるこれら高濃度の窒素・りんの処理の可能性について平成10年度に調査し、窒素については通年での硝化・脱窒が難しいこと、りんについては硝化の過度の進行を抑制すれば十分除去可能であることがわかった。

平成11年度は砂系処理施設で疑似嫌気好気法を行っているが、汚泥処理からの返流水のりん濃度が高まり、これを受けている東陽系の処理水りん濃度が高くなった。当センターは、今後汚泥処理集約化が進み、また暫定基準値(4.5mg/L)が本基準値(3.0mg/L)に直されることを考えると、その対策が急がれる。

平成11年度は、現状での汚泥処理返流水からの負荷量を、特にりんについて重点を置き調査を行った。その結果嫌気好気法で除去したりんはほぼ全量水処理に戻り、処理水の濃度を押し上げていることがわかった。

3 - 10 汚泥集約処理における汚泥処理返流水の窒素とりん

砂町水処理センター 水質管理係
石井 英俊 石田 宏一

1. 調査の目的

平成11年度より窒素・りんについての上乗せ規制が実施になり、汚泥集約処理施設である東部汚泥処理プラントを抱える砂町水処理センターの場合、総窒素50mg/L、総りん4.5mg/Lの暫定規制値が適用されている。しかし、当センターでは既設処理場の規制値である総窒素30mg/L、総りん3.0mg/Lを目標に処理することをめざし、平成10年度に制限曝気での疑似嫌気好気法によるりん除去、硝化促進・脱窒による窒素除去について調査¹⁾を行った。この結果から、当センターでは年間を通してりん除去が可能であると判断し、11年度は砂系処理施設において制限曝気での疑似嫌気好気法によるりん除去を行い、一時期を除いて良い成績であった。

一方、汚泥処理は現在のところ一部無機凝集剤による脱水（ベルトフィルター脱水機：以下BFとする）が行われており、ここでりんは固定され水処理に戻ることはない。これに対し、有機凝集剤を使用する脱水（ベルトプレス脱水機：以下BP、遠心脱水機）では、りんが溶出し水処理に戻されることになる。東部汚泥処理プラントの整備が進むとBF脱水機は停止され、汚泥処理でのりんの固定は少なくなると考えられる。10年度調査の中で遠心脱水からの分離液を調べたところ、かなり濃度が高いことがあった。

平成11年度は砂系でりん除去を行い、その結果汚泥処理からのりんの戻りがどのようになるかを調査することによって、当センターにおける今後のりん除去の方向を検討することとした。また、合せて窒素特にアンモニア性窒素についても調査を行ったので、その結果を報告する。

2. 調査内容

2.1 これまでの調査

汚泥処理から発生する廃水について、これまでに施設管理部で行った調査、汚泥処理からの窒素・りん負荷量調査²⁾、および計画部技術開発課で行った返水処理に関する調査（平成5年～10年）³⁾がある。これらの結果を参考として当センターの調査を補完することとした。

2.2 今回調査の対象と調査方法

水処理に与える影響が大きいのは溶解性のりん、アンモニア性窒素であると考え、調査はこれらを中心に測定した。

当センターの汚泥処理から発生する返水の概略と発生水量を図-1にまとめた。水処理に戻る際には、砂系幹線に返流されるもの（以下沈砂池返水）と、東陽系処理施設の着水井に返流されるもの（以下着水井返水）とにわかれる。これについては、毎月行っている通日試験の結果を用いた。

また三河島処理場から送られる汚泥、その濃縮分離水、着水井返水とは別に東陽系に戻される東部汚泥処理プラントからの遠心脱水分離液等、各処理プロセスから発生するもののうち、主なものについては月に2回行っている汚泥試験の際に調査した。

分析項目と分析法を以下に示す。

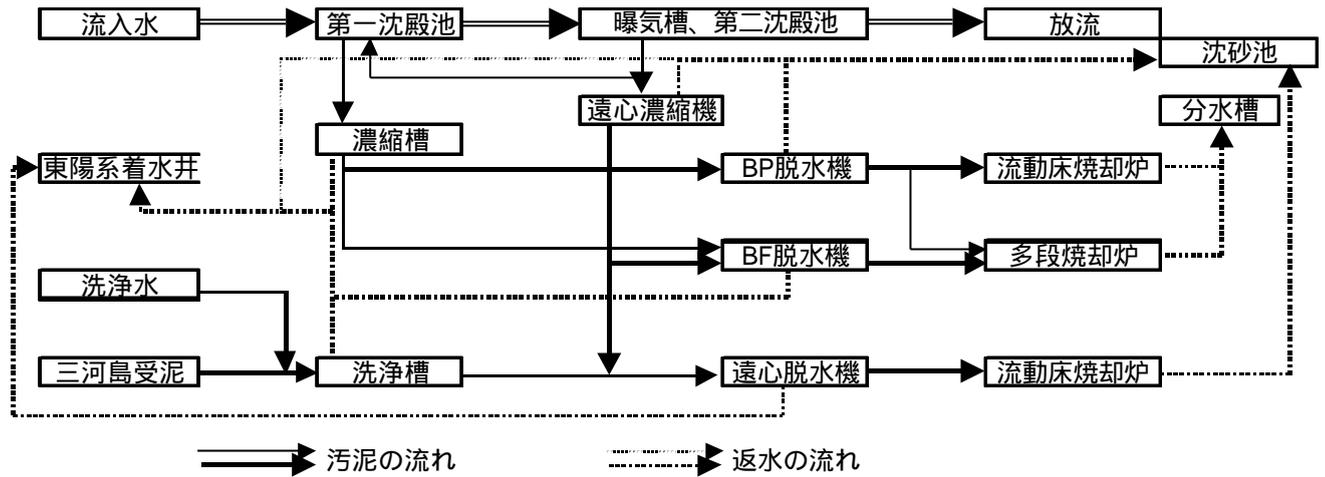


図 - 1 砂町水処理センターの汚泥処理の概要

- ・ 総窒素：総和法 (Kj-N + NO₂-N + NO₃-N)
- ・ ケルダール窒素：硫酸分解後蒸留 - 滴定法
- ・ アンモニア性窒素：蒸留 - 滴定法
- ・ 亜硝酸性窒素：N - (1 - ナフチル)エチレンジアミン吸光光度法
- ・ 硝酸性窒素：ブルシン法
- ・ 全りん：ペルオキシ二硫酸カリウム - オートクレーブ分解後モリブデン青 (アスコルビン酸還元) 吸光光度法
- ・ りん酸性りん：モリブデン青 (アスコルビン酸還元) 吸光光度法

汚泥試験時のアンモニア性窒素は、ろ液 (No.5C) について直接インドフェノール法を適用した。この方法の蒸留 - 滴定法との誤差はほぼ10%以下であった。

3. 調査結果と考察

3.1 これまでの調査結果から

施設管理部で行った調査²⁾から、当センターの返流水からの負荷量は、総窒素は16.2t/日で流入負荷量20.9 t/日に対して0.8倍、全りん1.7t/日で流入負荷量1.8t/日に対して0.95倍であった。汚泥処理返流水中に占める負荷の比率が高いのは、総窒素、全りんとも濃縮廃液であった。特にりんについては分離濃縮を行っている遠心濃縮分離水のりんが高くなっていた。BF脱水の廃液は総窒素については200mg/Lであったが、全りんでは0.06t/日でほぼ無機凝集剤 (塩化第二鉄、石灰) により固定されたと考えられる。

また送泥による汚泥の変質で可溶化するりん、窒素、有機物等について調べている。この調査では汚泥をパイプ中で循環させ、0、6、24時間

後を測定しているが、冬期調査の結果の一部を表 - 1 にまとめた。溶解性りんについてみると、冬期でも0時間ですでに35.3mg/Lと高い値を示している。硫酸還元により硫化物が生じていることから、すでに汚泥が嫌気状態にありりんの放出が起こっていたと考えられる。さらに6、24時間を経過すると、溶解性りんは51.7、57.1mg/Lと高くなっていた。

一方アンモニアをみると、0時間では33mg/Lで顕著な増加はない。これは汚泥の嫌気的な分解が起こっていないことを示している。6、24時間後ではそれぞれ49、90mg/Lで、長時間の圧送は汚泥の分解・可溶化を起こすことがわかる。

溶解性BODは、0時間では174mg/Lで流入水よりやや高い程度であるが、6、24時間後は531、968mg/Lでアンモニア以上に高くなる。有機酸の生成と合わせてみると、溶解性BODの増加は主に有機酸に起因すると考える。

表 - 1 送泥による汚泥性状の変化 (冬期) (mg/L)

	分析項目	(mg/L)	
		平均	最大
原泥	SS	9,059	10,900
	揮発性有機酸	73	138
	溶解性BOD	174	380
	溶解性りん	35.3	44.8
	アンモニウムイオン	33	75
6時間後	SS	7,771	9,520
	揮発性有機酸	191	334
	溶解性BOD	531	866
	溶解性りん	51.7	78.4
	アンモニウムイオン	49	90
24時間後	SS	6,756	8,860
	揮発性有機酸	518	750
	溶解性BOD	968	1440
	溶解性りん	57.1	88.4
	アンモニウムイオン	90	130

返流水の処理の調査³⁾では、三河島処理場からの汚泥を実際に遠心濃縮を行った分離水についての測定結果があり、これによるとりん酸性りん36 mg/L、アンモニア性窒素80mg/L、溶解性BOD 485mg/Lであった。このときの送泥濃度は約0.8%、時間は4時間ほどであった。

これらの結果を総合してみると、嫌気好気法等でりんを除去した汚泥は短時間の送泥でほとんど溶出してしまい、また長時間の送泥では汚泥の分解が起こり、アンモニア性窒素、BODが溶出してくる。アンモニアはBODに比べ分解・溶出に時間がかかりそうであることがわかった。

3.2 本調査の結果について

3.2.1 返水の調査結果

通日試験の結果を表 - 2 にまとめた。この中でりん酸性りん、アンモニア性窒素の負荷量の最大値は最大濃度に平均水量をかけて求めた。着水井返水は重力濃縮系の廃水、沈砂池返水はそれの一部と遠心濃縮系、脱水系の廃水である。水量は年平均値である。

返水のSSがかなり高いことがあるが、これは汚泥処理が東部汚泥処理プラントへ移行する途中で不安定であること、雨天時の大量のSS流入により汚泥の滞留があること等による。

CODは流入水の濃度とほとんど変わらないため水処理に大きな影響を与えることはないと思われる、またアンモニア性窒素は若干高いものの負荷量としては16%程度である。それに比べ溶解性りんは返流水由来のものが流入負荷にほぼ匹敵する。この負荷を加えた流入濃度は約2.5mg/Lとなる。以上のことから、砂町水処理センターの返流水対策はりんに対するものが急務であることがわかる。以下、りんの負荷量大きいとみられるプロセスについて検討を行った。

3.2.2 濃縮処理からの返流水について

当センターの濃縮処理は第一沈殿池からの

引抜き汚泥の重力濃縮、余剰汚泥の遠心濃縮、三河島から送れてくる汚泥を洗浄・濃縮する3系統あるが、このうち負荷の大きいと考えられる遠心濃縮分離水、洗浄廃水の結果を表 - 3 に示した。余剰汚泥は基本的には遠心分離により濃縮されるが、処理能力を上回った場合には第一沈殿池に戻され、濃縮槽に送られる。11年度は余剰汚泥を第一沈殿池に戻す場合、砂系を中心に行った。

遠心濃縮分離水のアンモニア性窒素は数回分析を行ったが、処理水より若干高い程度で推移したので継続しなかった。りん酸性りんの濃度は平均9.9mg/Lであったがかなり変動が大きく、3.0~15.2mg/Lの間で変化した。これは余剰汚泥中のりんの濃度、すなわち反応槽でのりんの除去量と、硝酸イオンの持込によるりんの放出の遅れがあり、分離水へのりんの溶出に差があったためである。余剰汚泥中の可溶化するりんは70mg/L程度と考えられるので、分離水の濃度は低く押さえられていたとみる。

三河島処理場からの汚泥（以下三河島受泥）は、流入水のほかに砂町水処理センターの負荷に大きな割合を持って占めている。SSでみると流入水の負荷約40 t/日に対し、三河島受泥は60 t/日と1.5倍になっている。アンモニア性窒素、りん酸性りんの負荷量では三河島受泥からは506kg/日、319 kg/日で、返水負荷量のそれぞれ34%、62%と、りんの負荷が高い割合を示していることがわかる。すなわち返流水のりんの負荷が高いのは三河島処理場受泥分があるためで、3.1で述べたように、送泥で可溶性のりんがほとんど溶出することを考慮すると、受け手側で濃縮等の設備の運転による対処はできない。これを流入水に加わる負荷として考えると、流入するりん酸性りんの濃度は2.1mg/Lということになる。三河島処理場では、11年度は各系列でりん除去を行って効果を上げており、それは

表 - 2 返流水の水質と負荷量

試料名		水量 m ³ /日	SS mg/L	s-COD mg/L	PO ⁴ -P		NH ⁴ -N	
					mg/L	Kg/日	mg/L	t/日
沈砂池 返水	平均	35,400	764	32	8.0	283	21.9	775
	最大		3,350	53	10.5	372	39.1	1,384
着水井 返水	平均	28,000	919	30	9.2	258	25.2	706
	最大		3,550	35	12.5	350	38.0	1,064
流入水	平均	425,200	91	38	1.4	595	21.2	9,014
	最大		178	48	1.8	765	26.9	11,438

受泥側処理場のりんの負荷を増加させることにもなる。なお3.1で示した三河島受泥の濃度に比べ低くなっているが、これは送泥管の変更により送泥量が8,000m³/日から22,000m³/日になったためである。

三河島処理場からの送泥に対する臭気対策で、7～10月の水温の高い時期にポリ硫酸鉄（以下ポリ鉄）の注入をお願いしている。これにより汚泥中の硫化物濃度はやや抑えられ、臭気の抑制にはそれなりの効果があったとみられたが、ポリ鉄によるりんの固定はなかったとみられる。これはポリ鉄の注入量が硫化水素の発生を抑える十分な量でなかったことによると推定している。このことから、ポリ鉄等の凝集剤でりんを固定しようとする場合に、硫化物についても配慮する必要があるとみられる。

三河島処理場からの汚泥は旧洗浄槽で受け、沈降性改善のため砂系処理水（9,600m³/日）で洗浄し濃縮している。滞留時間は6.6時間であるが汚泥の分解・可溶化は起こっていない。砂系処理水による溶存酸素、あるいは時期によっては硝酸イオンの持込により、送泥中の嫌気状態が改善されたためであろう。砂系処理水の硝酸イオン濃度が高い時期には、希釈の効果以上に洗浄廃水の硫化物濃度が低下している場合もあった。

3.2.3 脱水処理からの返流水について

脱水処理は現在BP, BF, 遠心脱水の3系統があるが、このうち早期に停止が予定されているBF脱水を除き2つの廃水についてそれぞれのアンモニア性窒素, りん酸性りんの結果を表-4に示した。BF脱水ろ液はアンモニア性窒素がやや高いものの, りん酸性りんは1mg/L以下であった。

BP脱水廃液はろ布洗浄水も含んでいるので濃度は低くなっているが, 脱水ろ液は投入量から見てほぼ3分の1とみられる。脱水性を安定させるために, BP脱水原汚泥には余剰汚泥はできるだけ加えないように運転されており, そのためろ液のりん酸性りん濃度は低い。

11年度は, 汚泥量の減少, 東部汚泥処理プラント焼却炉試運転等でBP脱水処理量が減少した。12年度以降はBF脱水機とともに, 東部汚泥処理プラント焼却炉定期補修時以外はそれほど稼働しないと予想される。

遠心脱水の廃液は量は少ないが濃度は高く, 特にりんの負荷量は無視できないものとなっている。この廃水は臭気の問題もあり東陽系の着水井に直接送られており, 3.2.1であげた返流水の中に含まれていない。したがってその影響は東陽系に集中し, 3.2.1の着水井返水とともに負荷量を増大させている。

表 - 3 濃縮プロセスから発生する廃水の水質と負荷量

試料名		水量 m ³ /日	SS mg/L	s-COD mg/L	PO ₄ -P		NH ₄ -N	
					mg/L	Kg/日	mg/L	Kg/日
遠心濃縮廃液	平均	7,380	589	-	9.9	73	-	-
	最大		1,667	-	15.2	112	-	-
洗浄廃液	平均	27,800	217	-	12.4	345	23.7	659
	最大		920	-	17.4	484	30.4	845
三河島受泥	平均	21,800	-	32	14.6	319	23.2	506
	最大		-	45	19.4	423	30.8	671

表 - 4 脱水プロセスから発生する廃水の水質と負荷量

試料名		水量 m ³ /日	SS mg/L	s-COD mg/L	PO ₄ -P		NH ₄ -N	
					mg/L	Kg/日	mg/L	Kg/日
BP脱水廃液	平均	6,990	361	-	6.1	42	31.1	217
	最大		1,052	-	7.2	50	31.1	217
遠心脱水廃液	平均	3,670	682	177	39.1	143	69.9	257
	最大		3,067	253	56.4	207	105.6	388

遠心脱水原汚泥は三河島受泥の濃縮汚泥および一部余剰濃縮汚泥で、余剰混合槽で両者を併せ、東部汚泥処理プラント汚泥貯留槽に送られ脱水される。余剰汚泥と混合されてから脱水までの時間は最大12時間ほどあったとみられ、この間に汚泥中にある可溶化するりんは溶出していたとみられる。

表 - 5 にBF原汚泥、遠心脱水原汚泥、三河島受泥、遠心濃縮投入汚泥（余剰汚泥）のりんとSSの関係を示した。全りんから溶解性の全りんを差し引いたものがSSに捕えられているりんであるとした。嫌気状態に置かれた汚泥中のSS当たりのりんはほぼ1%であり、余剰汚泥は嫌気状態になっていないのでSS当たりのりんが高かった。BF原汚泥中のりん酸性りんは、脱水の際に無機凝集剤で固定されるためにろ液中には出ないが、遠心脱水の場合にはこれが同濃度で分離水に出てくると考えられる。

表 - 5 汚泥中のりん

	SS %	T-P mg/L	ST-P mg/L	SS中のP mg/L	P/SS %
BF脱水原泥	1.6	264	104	160	1.00
遠心脱水原泥	2.3	273	40	233	1.01
三河島受泥	0.29	49.3	19.4	29.9	1.03
遠心濃縮原泥	0.36	110.5	9.3	101.2	2.81

この先BF脱水機が運転を停止すると、無機凝集剤によるりんの固定がなくなり、嫌気好気法等を適用して反応槽でりん除去を行っても、それが水処理にすべて返流してくることが予想される。実際に11年7～8月にかけて東部汚泥処理プラント、遠心濃縮機（余剰汚泥）、BF脱水機が順次工事等で停止した時期があった。返流水の影響をより大きく受ける東陽系沈殿下水のその間のりん酸性りんの濃度をみると、東部汚泥処理プラント停止中は流入水よりも1.5mg/L高い程度であったが、これは遠心濃縮機が停止中も同様であった。しかしBF脱水が停止し東部汚泥処理プラントでの余剰汚泥処理量が増加したところ、その差は最大で4.2mg/Lまで広がり、5.8mg/Lとなった。その後BF脱水機が稼動し始めるとりん酸性りん濃度は4 mg/L程度まで下がり始め、その差は最大で2.5 mg/Lになった。

12年度から東部汚泥処理プラントが焼却炉2基体制になり、一部を除き汚泥の全量処理

が可能になる。このことは水処理施設で嫌気好気法等でりんを除去すると、汚泥処理からの返流でりんの蓄積が起り脱水分離水の濃度はさらに上昇することが考えられる。とすればこの分離水に対してりん除去を対策することが重要と考える。

3.3 返流水の水処理に与える影響

各返流水がどのように水処理に戻るかは図 - 1 に示したが、これによる影響を系統ごとに検討した。

まずりんについてであるが、砂系では疑似嫌気好気法でりん除去を行い、余剰汚泥の一部が第一沈殿池に戻されていた。過剰摂取されたりんは第一沈殿池で放出されたとみられ、そのため反応槽の流入水のりん酸性りんは第一沈殿池流入水よりも平均で0.2mg/L、最大で0.8 mg/L高くなっていた。10年度調査の影響で硝化が抑えきれていなかった時期（11年4月～5月中旬）には、りんの過剰摂取が起こっておらず、第一沈殿池の前後でりん酸性りんの濃度は変わらなかった。

砂系での返流水の影響をみると、主なものは遠心濃縮分離水とBF脱水ろ液である。第一沈殿池流入水のりん酸性りん濃度は流入水に比べ、平均で0.1mg/L、最大で0.5 mg/L高くなっていた。しかしこれらの濃度の上昇は嫌気好気法で十分対応できる範囲で、これは戻される負荷が全体の一部分で多くは東陽系に戻されるためである。

東陽系では濃縮系廃水および遠心脱水の分離水を受けている。このため反応槽流入水のりん酸性りん濃度は平均で3.1mg/Lと、流入水の1.4mg/Lに比べ1.7 mg/L高くなっている。また最も差が大きかったのは2.9 mg/Lで反応槽の流入濃度は4.4 mg/Lであった。このように高くなる要因は、濃縮系の返流水（9.2 mg/L、28,000m³/日）と遠心脱水の分離水（39.1 mg/L、3,000 m³/日）の影響である。これらの返流水からの負荷量は平均で375kg/日となった。これは東陽系の高級処理水量に対し約1 mg/L濃度を上昇させる量である。

東陽系の反応槽でも一部流入BOD負荷の高い槽で硝化が停止し、嫌気好気条件ができりんの除去が行われた。このため系全体の処理水りん酸性りん濃度は平均で1.8 mg/L、最大で2.5 mg/Lであった。反応槽流入濃度よりはかなり低くなっており、除去率は42%でりん酸性りんの除去

率としては良いほうである。しかし流入水のそれと比べると除去率はマイナスになっている。東陽系からのりんの放流量は平均でも流入水の負荷量に比べると約130kg/日上回っており、最大値で計算すると350 kg/日になる。これは三河島からのりん酸性りん負荷量に近い値で、この結果処理施設でりんの蓄積が起こっていなかったと考える。全流入負荷量と放流負荷量との差は、BF脱水により固定される量の他は、雨天時の簡易放流水、あるいは好気HRT不足で放流される量等で調整されていたものであろう。

次に窒素については、砂系では返流水によりアンモニア性窒素濃度はほとんど影響を受けていない。流入水の21.2 mg/Lに対し、反応槽流入水は21.1mg/Lで変わらない。第一沈殿地の流入水はケルダール窒素がやや上昇するものの、沈殿処理により除去されている。濃縮系の返流水のアンモニア性窒素濃度がほぼ流入水並で、越流水が悪化した場合でもSSに起因する窒素が増加するだけで、これは沈殿により除去されていた。

東陽系の反応槽流入水は23.2mg/Lと流入水に比べやや高くなってはいたが、これは遠心脱水の分離液が70 mg/Lと高かったためである。この程度の濃度上昇であれば、硝化・脱窒に影響はない。現在は三河島処理場からの受泥だけであるが、将来小台系統の汚泥を受けるとなると送泥時間が延び、また量も増加することからこの濃度、負荷量とも増加すると予想できる。その場合には返流水処理による窒素除去、あるいは水処理施設の増強等が必要になる。

4. まとめ

4.1 現状での窒素・りん処理の可能性

11年度は砂系の疑似嫌気好気法を実施し、夏期の硝化進行時を除き良好な結果を得た。しかし、そこで除去されたりんは一部を除き東陽系への負荷上昇を招き、結局放流されるという結果であった。現状では送泥により流入するりんは新たな水処理の負荷として捉えるべきであり、それを汚泥処理でいかに軽減するかが問題である。現在は窒素・りんの規制値が暫定値であること、送泥も三河島処理場からのみで当面その先が接続しないことから、この状態でも対応は可能である。しかし、本規制値への移行、汚泥集約処理の進展で小台処理場他の処理場からの送泥開始を考えると、現状ではまったく対応の目途が立たない。

これまでは汚泥処理からの返流水の負荷を全りん、総窒素の量で捉えていたが、SSに起因するものは固液分離で除去すべきで、溶解性のりんあるいはアンモニア性窒素が水処理に与える負荷であると考えらるべきであろう。アンモニア性窒素は長時間の送泥でいくらかの分解・溶出が起こるが、これは水処理施設での硝化・脱窒で対応可能な範囲であろう。もちろん受泥以降の汚泥処理で腐敗・分解が起こらないような運転が基本であり、これを行ったとしても高濃度のアンモニア性窒素に対し硝化・脱窒を行うためには、施設の増強、処理コストの上昇は必至である。

りんについては送泥、汚泥処理での溶出は避けられないと考えられるので、これを固定・除去する必要がある。どこで除去するかということになると、一つは送泥する前すなわち送泥側の余剰汚泥からりんを固定・除去すること、もう一つは集約処理施設、東部汚泥処理プラントの場合で言えば脱水分離水から固定・除去できればよい。この脱水分離水は濃度が高く量もそれほど多くないことから、除去方法は高い除去率を必要としない。

脱水分離水量を7,000m³/日、りん酸性りん濃度を50mg/Lとして、その負荷量は350kg/日となる。これを80%除去できれば返流負荷量は70 kg/日となり、除去された量280kg/日は三河島からの受泥による負荷量に近いものとなり、水処理施設でのりんの蓄積は起こらない。これにより放流水のりん酸性りんの濃度は流入水並に管理することが可能となる。今後このような技術について調査をしていく。

4.2 今後の必要な改善

汚泥処理、特に脱水分離水からのりん除去は4.1に上げたとおりであるが、汚泥処理の集約化の進捗に対してその他にもいくつか改善すべき点がある。まず余剰汚泥は完全に分離濃縮とすべきで、水処理施設で除去したりんを、脱水工程に確実に持ち込むようにする。これによりりん処理の必要な水量を少なくできる。

水処理側では、平成10年度調査¹⁾でも記載したが、特に東陽系での短絡流防止を中心とした反応槽の改良、砂系反応槽の散気設備の改良、それに返流水の負荷が特定処理系統にかたよらないようにすることが必要になってくる。また、窒素の処理のためには処理施設の増強が必要である。

今後受泥量の増加と窒素・りんの負荷量の増加に対応するための方策を，本局各部とも協力し検討し，安定した処理を目指していきたい。

参考文献

- 1．砂町水処理センターにおける窒素りん除去調査：東京都下水道局技術調査年報，平成11年9月
- 2．汚泥処理施設からの窒素・りん排出負荷量調査：東京都下水道局技術調査年報，平成10年11月
- 3．汚泥集約処理における返水処理システムの開発：東京都下水道局技術調査年報，平成8年3月

3 - 11 A O法と疑似嫌気好気法の比較検討

流域下水道本部技術部 清瀬処理場

平成11年 4月より稼動した4 - 1系の曝気槽は標準活性汚泥法施設であるが、10回路中前段の4回路に機械攪拌装置が設置されており、標準法の変法として嫌気槽として利用可能である。この4 - 1系の前段の3回路を嫌気槽としたA O法で運転することで、既設の2 - 1系（標準活性汚泥法施設）をA回路の送風量を絞った疑似嫌気好気法の運転と比較して、窒素及びりん処理状況を調査した。

その結果、得られた知見は次のとおりである。

4 - 1系のりんの挙動は、嫌気槽で吐き出しが多く、好気槽のE回路出口ではほとんど残存しないまで低減した。嫌気槽でのりん吐き出しは、機械攪拌の導入で格段に促進され、結果として再吸収が進み、りんが効率よく除去されることが分かった。

4 - 1系の方が好気槽容量が少ないにもかかわらずアモニア性窒素の酸化が効率よく行われた。

通常、硝化が進むとりん除去に良い結果を与えないと言われているが、4 - 1系は硝化促進していたにもかかわらず、りん除去も優れていた。

3 - 11 AO法と疑似嫌気好気法の比較検討

流域下水道本部 技術部清瀬処理場 水質管理係

八木 征二 (現中野処理場), 廣繁 直治
石井 裕子 (現試験係), 岸野 俊明, 塩見 浩

1. はじめに

東京都の下水処理水は最終的に内湾である東京湾に到達しているため、湾内の富栄養化防止対策として平成11年度より窒素及びりん排出濃度が上乘せ規制されることになった。規制値は最大値規制で、新設処理場が窒素20mg/l、りん1mg/l、既設処理場で窒素が30mg/l、りん3mg/lとなっている。今後は、さらに厳しい規制値が適用されることが予想される。

現在、当局における下水処理は標準活性汚泥法が主流になっている。この方法では有機物の分解・除去を効率的に行える反面、富栄養化の原因となる窒素及びりんの除去効率はあまり高くない。そのため、窒素やりんの除去を対象とした処理方法が考案され導入されてきている。

その中の一つに、りん除去を目的とした標準活性汚泥法の変法である、嫌気・好気法(AO法)がある。りん除去の原理は、りん蓄積細菌が嫌気条件下で細胞内に蓄積したりんを吐き出し、好気条件下では吐き出した以上のりんを摂取するという性質を利用したものである。具体的には、反応タンク前段に機械攪拌機を設置することにより嫌気部を構成してりんの吐き出しを行わせ、後段の好気部でりんを過剰に摂取させて、処理水中のりんを除去するものである。清瀬処理場では、平成11年4月から本格的なAO法で運転できる施設が新たに1系列稼働している。今回、この施設と、既設の疑似嫌気好気法により処理を行っている施設について、りん等の処理状況を比較する調査を行った。その結果、AO法への改造により良好な結果が得られたので報告する。

2. 調査方法

2.1 施設概要

清瀬処理場は、多摩北部10市の下水を処理する分流式処理場であり、現在の処理能力は359,100m³/日である。そのうち、1-1系列~3-2系列までの6系列(307,800m³/日)が標準活性汚泥法の施設であり、残りの1系列(4-1系列、51,300m³/日)がAO法として利用可能な施設である。両系列とも反応タンクの形状は矩型完全混合型で、散気筒設置回路においては深層旋回流式を採用している。曝気槽の各系列の寸法は、長さ73m、幅7m×5回路、有効水深は10mであり、有効容積は1系列あたり22,050m³となっている。また、散気水深は4.5mである。今回の調査では、既施設のうち2-1系列を対照系列とした。反応タンクの略図を図-1に示す。各系列の反応タンクはそれぞれ10回路からなっており、4-1系列では前段の4回路に機械攪拌機が設置されている。機械攪拌機は回路ごとに、出力11kW、攪拌能力1370m³のものが2台、出力5.5kW、攪拌能力760m³のものが1台である。また、この機械攪拌機には空気配管が併設されており、攪拌のみの運転と送風を併用した運転が選択でき、回路ごとに嫌気状態、好気状態の設定が可能である。散気筒の総数は、2-1系列等の既施設では1,760本設置されている。AO法の4-1系列では後段6回路に2,592本設置されている。これは、将来施設をA₂O法として使用した場合に、硝化促進を可能にするためのものである。

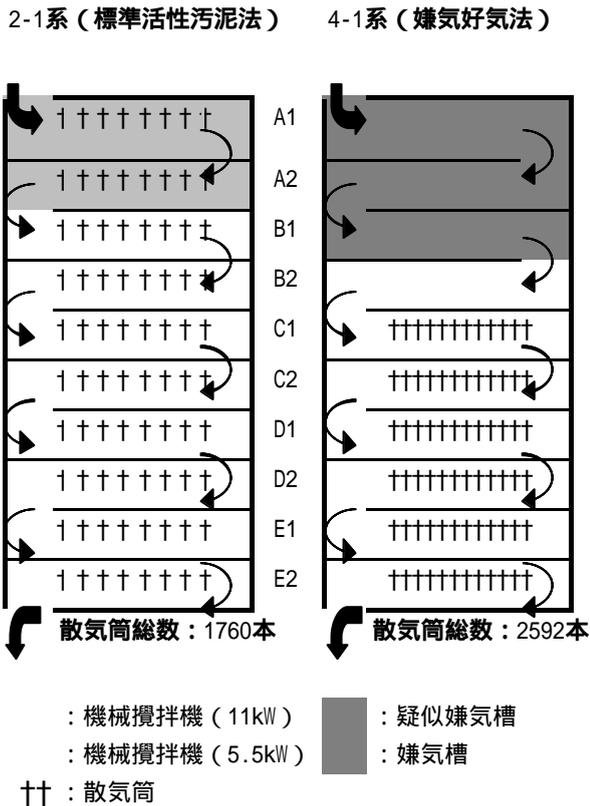


図 - 1 反応タンクの略図

2.2 調査概要

A0, 法系列は平成11年4月に稼動したが、4月から6月までの間は種々の条件(嫌気槽として用いる回路数, 最低風量, 処理水量など)の検討を行った。本調査では、A0, 法の本格運転に入った7月以降の通日試験時に、A0, 法系列と疑似A0, 法系列の嫌気槽の機能を中心に、嫌気槽のORPとりんをの吐き出し、好気槽でのりんの再吸収、降雨の影響についての比較である。また、11年度の日常試験データから年間の処理実績の比較も行った。嫌気部でのりんの吐き出しはA2回路にて、また好気部でのりんの吸収についてE2回路出口で測定した。

2.3 測定方法

活性汚泥混合液を二時間毎に採水し、50のろ紙を用いる過した試料について、りん酸性りんの濃度を測定した。また、E2回路出口では、汚泥中のりん含有率を測定した。

また、硝化状況の確認は、混合液の上澄水を用いて、A2回路ではアンモニア性窒素濃度のみを、E2回路ではアンモニア性窒素濃度に加え硝酸性窒素濃度について測定を行った。

アンモニア性窒素濃度はイオンメーター(DKK

製)によるイオン電極法を、りん酸性りん濃度はモリブデン酸青吸光光度法を、汚泥中のりん含有率はペルオキシ二硫酸カリウム分解法により測定を行った。硝酸性窒素は、簡易法であるRQフレックス法(MERCK社製)を用いた。

3. 調査結果及び考察

3.1 運転条件及びその他の状況

A0, 法と疑似A0, 法施設における、それぞれの回路ごとの標準的な時間当たりの送風量を表-1に示す。

表 - 1 回路ごとの送風量

	A 1	A 2	B 1	B 2	C 1	C 2	D 1	D 2	E 1	E 2
2-1系	500	500	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,200	1,200
4-1系	0	0	0	500	1,300	1,300	1,300	1,300	1,400	1,400

単位: m³/hr

表-1に示す通り、疑似A0, 法系列では、前段2回路を他の回路に比べ半分程度に空気量を減らして疑似嫌気状態にしている。A0, 法系列については、前段3回路を機械攪拌のみの嫌気槽としている。

A0, 法系列と疑似A0, 法系列の運転条件を表-2に示す。

表 - 2 運転条件

	7月		8月	
	2-1系	4-1系	2-1系	4-1系
処理量 (m ³ /hr)	1,910	1,630	1,810	1,530
返送率 (%)	60	69	60	68
曝気風量 (m ³ /hr)	9,740	8,480	10,100	8,020
送風実倍率 (倍)	5.1	5.2	5.6	5.2
DOmax指示	3ppm	--	3ppm	--

A0, 法系列では散気筒設置本数が疑似A0, 法系列に比べ多いため、目づまりの防止のための最低風量(8,500m³/hr)を確保する必要がある。A0, 法では稼動当初、最低風量の運転であっても送風倍率が高くなり、1日のうちほとんどの時間でDO(溶存酸素量)がDO計の測定上限(5mg/l)を超えていた。このため、当初最低風量による一定風量運転を行った。しかし、水量が徐々に増加してきたため、7月には5倍程度の空気倍率で最低限必要な風量を確保できるようになり、8月以降は疑似A0, 法系列と同様に送風倍率制御による運転に切り換えた。また、

硝化促進運転によりアンモニア性窒素を除去するため、疑似AO、法系列では反応タンク中のDOの上限を3mg/lとして管理しているが、AO、法系列では最低風量を確認するため、DOの上限設定を行わずに運転を行った。

試験日前の降雨の状況（試験前2週間）を表-3に示す。

試験日前の天候状況は7月と8月で異なっている。7月においては試験日当日に一時的な降雨があり、雨水の影響で流入下水中の溶存酸素の量が増加し、反応タンク前段の嫌気回路における嫌気度の低下が予想された。

表-3 降雨量

		7月								
7月	10日	11日	12日	13日	14日	15日	16日~20日	21日	22日	
	6.5	57.0	8.0	68.0	42.5	10.5	0.0	14.0	0.5	
		7月			8月					
8月	23日~31日	1日~3日			4日	5日				
	0.0	0.0			25.5	13.5				

単位：(mm/日)

3.2 通日試験結果

3.2.1 嫌気槽のORP

通日試験実施日の午前10時に測定した嫌気槽のORPを表-4に示す。ORP計は、疑似AO、法系列はA2出口、AO、法系列はA1出口である。

ORPはAO、法系列で143~357mVと低く、疑似AO、法系列は72~113mVと十分な嫌気状態を保持できていない。特に7月の調査では、表-3に示した降雨の影響により、嫌気槽の嫌気状態が保持できていないことがわかる。

表-4 A回路出口のORP値

	7/21	7/22	8/3	8/4	設置箇所
2-1系	-92	-72	-113	-99	A2出口
4-1系	-143	-161	-307	-357	A1出口

単位：mv

3.2.2 りんの吐き出しと吸収

嫌気槽におけるりんの吐き出しと、好気槽でのりんの吸収について、りん酸性りん濃度の時間変動を図-2, 3に示す。

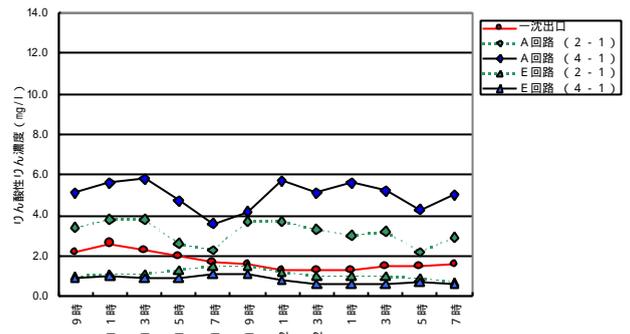


図2 りん酸性りんの時間変動（7月）

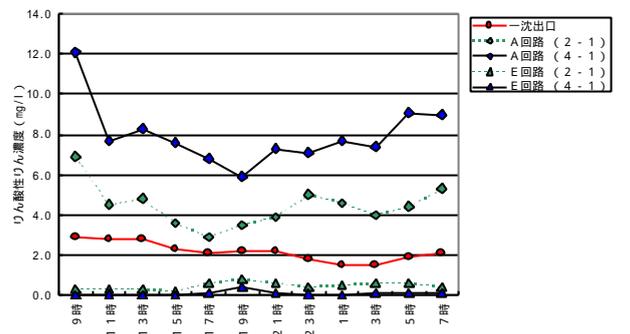


図3 りん酸性りんの時間変動（8月）

図-2に示した7月のデータからは、降雨による流入下水中の酸素の持ち込みがりんの吐き出しに悪影響をもたらしていると考えられ、AO、法系列で5mg/l前後、疑似AO、法系列で3mg/l前後と、吐き出しの濃度はあまり高くない。一方、8月は降雨の影響もなく嫌気槽でのりんの吐き出しは8mg/lと高いレベルであった。また、疑似AO、法系列でも7月の調査と比較して4mg/l前後と高く維持されていた。最終回路でのりん酸性りん濃度は、8月の調査ではAO、法系列、疑似AO、法系列ともに概ね0.1mg/l以下と良好な結果を得られた。7月の調査ではAO、法系列で0.6~1.1mg/l、疑似AO、法系列では0.7~1.5mg/lとりんの除去が悪化した。

3.2.3 活性汚泥中のりん含有率

両系列のE2回路出口における、活性汚泥中のりん含有率の時間変動を図-4, 5に示す。

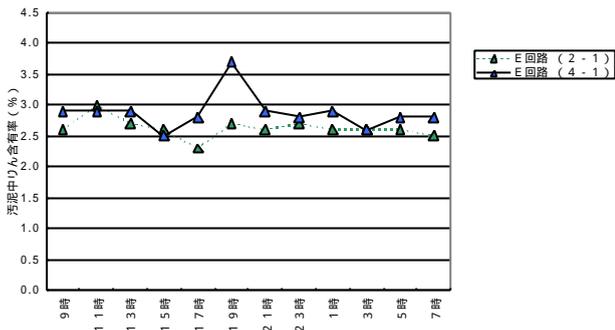


図4 汚泥中りん含有率の時間変動 (7月)

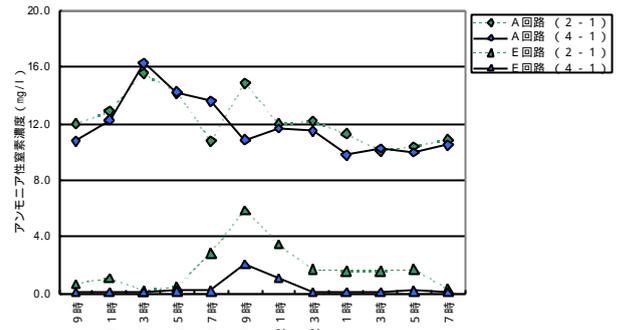


図7 アンモニア性窒素濃度の時間変動 (8月)

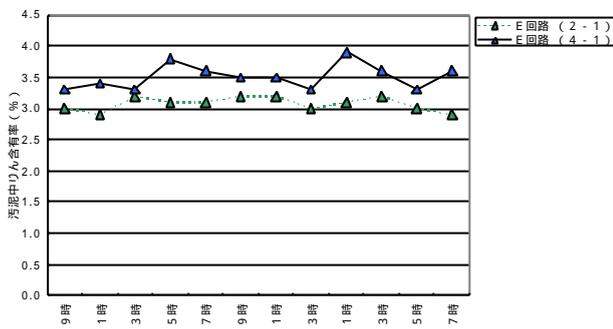


図5 汚泥中りん含有率の時間変動 (8月)

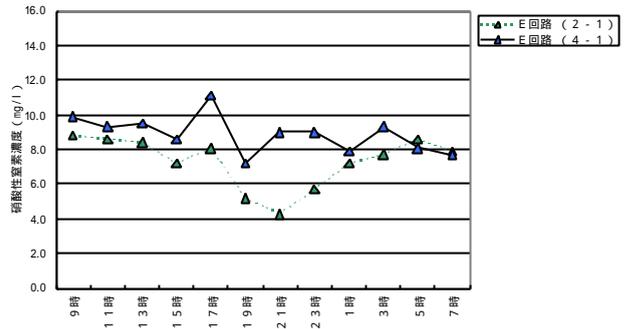


図8 硝酸性窒素濃度の時間変動 (7月)

汚泥中のりん含有率は、AO，法系列が擬似AO，法系列に比べて高い値を示しており、7月で2.9%、8月は3.5%であった。それに対して擬似AO，法系列では7月に2.6%、8月に3.1%という値であった。

3.2.4 硝化状況

両系列のA2回路及びE2回路出口におけるアンモニア性窒素濃度の時間変動を図 - 6，7に、E2回路出口における硝酸性窒素濃度の時間変動を図 - 8，9に示す。

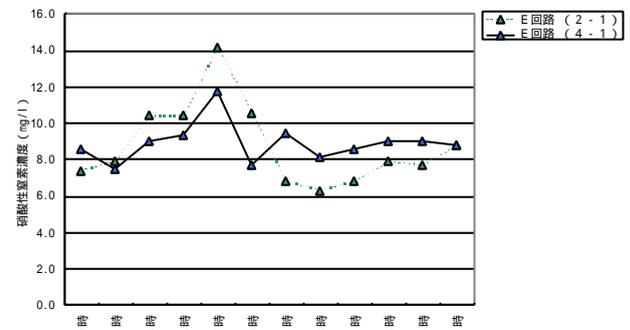


図9 硝酸性窒素濃度の時間変動 (8月)

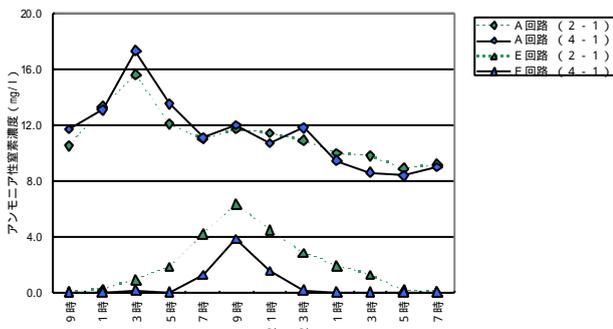


図6 アンモニア性窒素濃度の時間変動 (7月)

アンモニア性窒素の変動を両系列で比較すると、図 - 6，7からAO，法系列でより硝化が進み、E2回路出口において低減されていた。AO，法系列は擬似AO，法系列よりも好気槽の容量が少ないが、表 - 2より処理水量が約20%程度少なく、この結果好気槽での理論的な滞留時間はほぼ同じである。また、擬似AO，法系列では、平成10年度に散気筒の更新（焼成再利用品）しており、散気装置による酸素の溶解効率の違いはほとんどないものと

考えられる。このことから、AO₁法系列において硝化が進む理由としては、散気筒がC回路以降の好気部で2倍量程度設置されていることが考えられる。一般的に、送風量に対する散気装置の数には最適な範囲があるものと考えられる。今回調査したAO₁法系列では散気筒の設置本数が最適範囲に近く、酸素溶解効率が向上した結果、硝化を進ませるために必要な酸素が十分に供給されたのではないかと推測される。

硝酸性窒素の濃度を見ると、E2回路でAO₁法系列、疑似AO₁法系列とも高い濃度であり、硝化が進んでいることがわかる。

3.3 日常試験結果による比較

平成11年度の日常試験におけるりん酸性りん、アンモニア性窒素、硝酸性窒素の濃度及び送風倍率の月平均を表-5に示す。

AO₁法系列はりんの除去に関しては年間を通して良好な結果を得ることができた。また、アンモニアの硝化に対しても、既設の系列と同程度の結果を得ている。

しかし、冬場において汚泥の性状が悪化し、第二沈殿池での汚泥浮上による透視度の低下と

いう事態にも陥った。原因として、亜硝酸性窒素の発生、後段での過曝気による汚泥へのダメージが考えられた。対策として、嫌気槽を3回路から2回路に減らし、嫌気度を低下させるなどして、活性汚泥の安定を図った。

4. まとめ

調査の結果、次のような知見が得られた。

機械攪拌機の導入により、高い嫌気状態を保つことができ、その結果既設他系列に比べ処理水中のりん濃度を低減することができた。

AO₁法系列のほうが、アンモニアの酸化効率についても優れていた。

5. おわりに

AO₁法系列の水処理は、年間を通し概ね良好に推移していた。しかしながら、夏場と同様の運転条件で処理を行った冬場において、処理状況の悪化が生じた。この経験を生かし、今後は好気槽における活性汚泥のりん吸収能力、水温の変動による影響、嫌気槽における滞留時間の長さによる活性汚泥への影響などを考慮しながら、最適な運転条件(嫌気部の設定、返送率等)の確立を行っていきたい。

表-5 処理水質の比較

	2-1系				4-1系			
	PO4-P (mg/l)	NH4-N (mg/l)	NO3-N (mg/l)	送風倍率 (倍)	PO4-P (mg/l)	NH4-N (mg/l)	NO3-N (mg/l)	送風倍率 (倍)
7月	0.9	1.4	6.6	5.2	0.7	1.1	7.8	5.1
8月	0.8	0.9	6.9	4.9	0.7	0.8	7.5	4.7
9月	0.8	1.3	7.1	5.2	0.1	2.2	6.8	4.5
10月	1.1	1.2	7.6	5.6	0.5	0.9	8.0	5.2
11月	1.4	1.2	8.0	5.9	0.3	1.8	8.9	5.7
12月	1.4	1.1	8.0	6.0	0.5	1.0	8.7	6.0
1月	1.5	1.2	8.8	6.0	0.9	1.0	9.0	5.8
2月	1.4	0.7	8.7	6.1	1.1	1.8	9.5	6.1
3月	1.5	1.2	8.1	6.1	1.1	0.3	9.4	6.0

流域下水道本部技術部 北多摩二号処理場

亜硝酸が活性汚泥中に蓄積すると、処理水質が悪化するという現象は一般的に知られているが、亜硝酸が活性汚泥に及ぼす具体的な影響については十分明らかにされていない。

亜硝酸の活性汚泥に及ぼす急性的影響調査では、特に問題が認められなかったので、この調査では活性汚泥が亜硝酸に長時間さらされた時に受ける慢性的影響について、机上実験による調査を行った。

(調査結果)

亜硝酸(亜硝酸性窒素として6～8mg/l)の活性汚泥に及ぼす慢性的影響として、実施設における亜硝酸蓄積時の事例とほぼ同様の以下の障害が確認された。

生物相の異常

つりがね虫以外の繊毛虫が大巾に減少する(特にアスピディスカの激減)等構成比が正常汚泥と大きく異なり、活動性も低下した。

水処理能力の低下

呼吸活性の低下と共に、汚泥の凝集性、基質(BOD)の除去、嫌気条件下での脱窒、りんの吐き出し等の各能力が低下した。

3 - 12 亜硝酸の活性汚泥に及ぼす影響調査

流域下水道本部 浅川処理場

三田村 浩昭，星加 昭代，新井 義人
尾又 広喜，勅使川原 秀和

1. はじめに

下水の活性汚泥処理において、活性汚泥に亜硝酸が蓄積すると汚泥の凝集性が悪くなり、処理水透視度をはじめとして、水質の悪化が生じることが経験的に知られている。浅川処理場においても平成9年度冬～10年度春にかけて、窒素として5mg/l程度（以下亜硝酸の濃度は、すべて窒素としての濃度である）の亜硝酸が活性汚泥中に蓄積した系列で、処理水質が悪化するという状態があった。その時の水質状況を表-1に示す。

表 - 1 実施設での亜硝酸蓄積時の水質状況

項目	単位	NO2蓄積汚泥		正常汚泥	
		曝気槽出口	2沈	曝気槽出口	2沈
NH4-N	mg/l	3.0	3.0	0.7	0.5
NO2-N	mg/l	4.7	3.5	0.0	0.0
NO3-N	mg/l	0.0	0.0	9.5	7.7
透視度	度	-	60	-	100
COD	mg/l	-	14	-	7
Kr(ATU)	mg/g·h	5.6	-	6.6	-
S-BOD(ATU)	mg/l	-	6	-	1

亜硝酸の蓄積の有無によって、処理水質には、明らかに差が認められる。この水質の悪化には、亜硝酸が関与していることが予想された。そこで、当処理場では、亜硝酸が活性汚泥にどのような影響を及ぼすかについて調査を行った。

2. 調査の意義

水処理において、窒素分は、酸化反応によって最終的には硝酸性窒素となり、脱窒によってガスとして除去される。亜硝酸は、この一連の反応の中間生成物であり、通常は速やかに硝酸

に酸化される。しかしながら、なんらかの原因で亜硝酸が硝酸まで酸化しきれずに残存すると、処理水質の悪化が引き起こされる。このことは、経験的には知られているが、亜硝酸が水処理に及ぼす具体的影響については、明確には分かっていない。亜硝酸と処理水質の悪化との明確な因果関係が明らかになれば、亜硝酸を生じさせない運転管理を行うことにより、処理水質の悪化を防止できる。

3. 影響の分類

毒物が生物に与える影響は、通常一過性の毒にさらされた場合（急性毒性）と、慢性的にさらされた場合（慢性毒性）の2種類に分類される。亜硝酸は毒物ではないが、活性汚泥に対して影響を及ぼす点を鑑み、毒物の分類に準じて急性的影響と慢性的影響に分類した。

4. 調査概要

急性的影響と慢性的影響について、机上実験で調査を行った。

4.1 急性的影響

4.1.1 調査汚泥と対照汚泥の調製

亜硝酸蓄積のない良好な処理水質を保った系の返送汚泥に曝気槽流入水を加え、混合液の亜硝酸濃度を10mg/lとなるように、亜硝酸を添加して調査汚泥とし、亜硝酸を添加しない活性汚泥を対照汚泥とした。

4.1.2 調査項目及び手順

調査手順のフローを図-1に示す。調査項目は、下のとおりである。

BOD処理能力
硝化速度（硝酸性窒素の増加速度）
脱窒速度

呼吸活性
りんの吐き出し・吸収

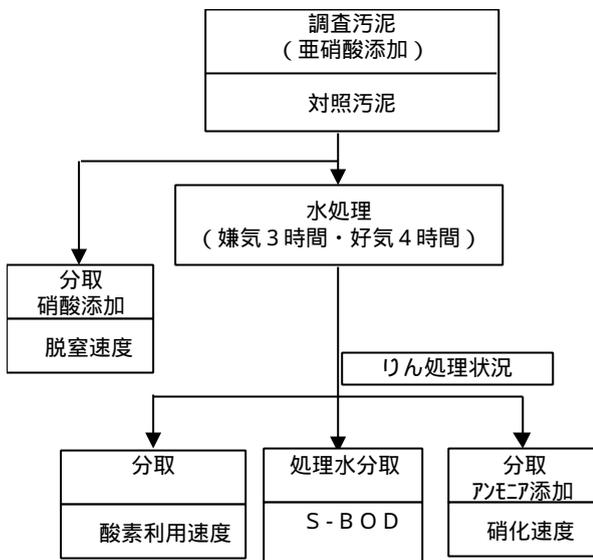


図 - 1 調査手順フロー (急性的影響)

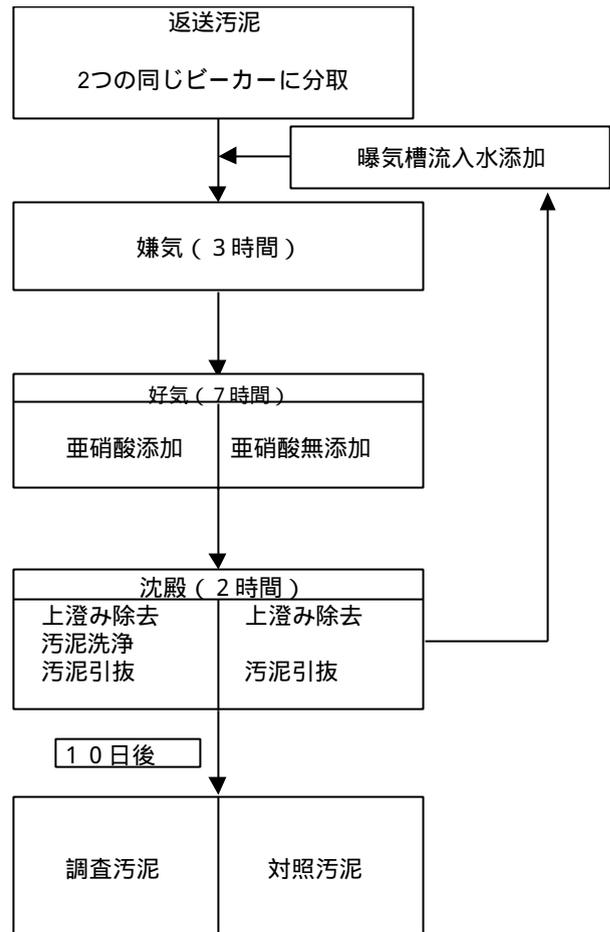


図 - 2 実験用汚泥調整フロー

4.2 慢性的影響

4.2.1 調査汚泥と対照汚泥の調製

調査汚泥と対照汚泥の調製手順を図 - 2 に、そのときの条件を表 - 2 に示す。返送汚泥と曝気槽流入水を混合し、嫌気3時間 好気7時間 (混合液の亜硝酸濃度が6~8mg/lとなるように亜硝酸の連続添加) 沈殿2時間 上澄みの除去 曝気槽流入水の添加 嫌気...のサイクルを10日間繰り返した。余剰汚泥の引抜量は、SRTが当処理場と同じ約10日になるように調節した。こうして得られた活性汚泥を調査汚泥とした。

また、亜硝酸の添加と汚泥の洗浄以外は条件を同じくした操作を行い対照汚泥とした。

表 - 2 調査条件

項目	単位	条件
ビーカー		3 L トールビーカー
散気装置		キノシタボールフィルタ G 3
攪拌装置		マグネチックスターラー
混合液量	l	2
返送率	%	30
MLSS	mg/l	1200程度
送風量	ml/min・l	170
亜硝酸の添加方法 (調査汚泥のみ)		点滴に用いる装置を用いて、1000mg/lの亜硝酸溶液を微量ずつ添加。

調査汚泥の好気工程では、添加した亜硝酸の酸化による硝酸の生成がかなりの量になっていて、次サイクルの脱窒工程で、通常よりも多量のBODを消費し、りんの吐き出し・吸収に影響を与えることが懸念された。そのため沈殿工程の際に、実施設の処理水で沈殿汚泥の洗浄を2回行うことで、亜硝酸濃度を0.2mg/l程度、硝酸濃度を16mg/l程度に下げた。対照汚泥では、好気工程終了時に、亜硝酸濃度は0mg/l、硝酸濃度は10~13mg/lであった。次のサイクルで、りんの吐出し状況に差を生じるほどの違いはないと推定した。

4.2.2 調査項目および手順

調査項目は急性的影響に生物検鏡と処理水濁度を加えた7項目とした。調査手順のフローを図 - 3 に示す。

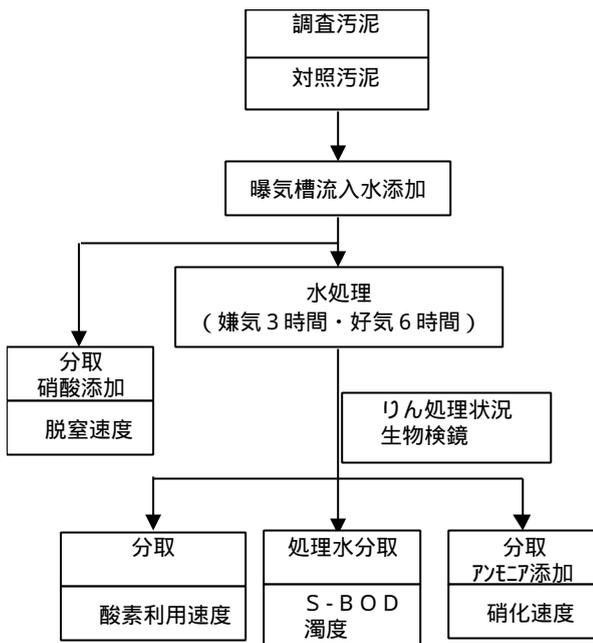


図 - 3 操作手順フロー（慢性的影響）

5. 結果

5.1 急性的影響

5.1.1 水処理能力

1) BOD処理、脱窒、硝化、呼吸活性)

表 - 3 水処理能力の比較（急性的影響）

項目	単位	調査汚泥	対照汚泥
Kr(ATU)	mg/g・h	11.1	10.9
硝化速度定数	mg/g・h	3.8	3.9
脱窒速度定数	mg/g・h	7.7	6.8
S-BOD(ATU)	mg/l	3	3
		(曝気槽流入水: 124)	

各能力の比較を表 - 3 に示す。4項目のうち、脱窒速度定数のみ、調査汚泥の方が高くなっている。これは、亜硝酸の添加により、脱窒が、亜硝酸と硝酸の両方から起きたためと考えられる。脱窒が阻害されているわけではないので、影響はないといえる。BOD処理、脱窒、硝化、呼吸活性について亜硝酸の影響はなかった。

5.1.2 水処理能力

2) りんの吐き出し・吸収

りん酸性りんの経時変化を図 - 4 に示す。調査汚泥ではりんの吐き出しがほとんど見られなかった。これは、BODが添加した亜硝酸の脱窒のために優先的に使われたことによるとも考えられ、影響の有無の判断はこの実験からはできなかった。

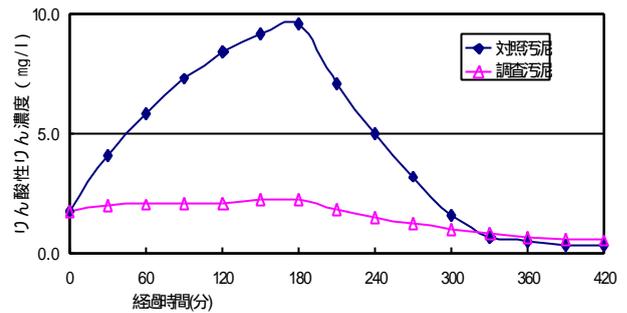


図 - 4 りんの吐き出し・吸収（急性的影響）

5.1.3 急性的影響のまとめ

5つの調査項目のうち、亜硝酸による影響が確認された項目はなかった。

5.2 慢性的影響

5.2.1 水処理能力

1) BOD処理、脱窒、硝化、呼吸活性

各能力の比較を表 - 4 に示す。4項目中、硝化速度以外の3項目について明らかに差が見られた。硝化速度については、調査汚泥のほうが若干低い値を示しているが、この程度の差が、明らかな差といえるかどうか疑問が残る。BOD処理、脱窒、呼吸活性について亜硝酸の影響があったといえる。

表 - 4 水処理能力の比較（急性的影響）

項目	単位	調査汚泥	対照汚泥
Kr(ATU)	mg/g・h	8.7	10.99
硝化速度定数	mg/g・h	3.4	3.9
脱窒速度定数	mg/g・h	6.5	9.4
S-BOD(ATU)	mg/l	10	3
		(曝気槽流入水: 94)	

5.2.2 水処理能力

2) りんの吐き出し・吸収

りん酸性りんの経時変化を図 - 5 に示す。調査汚泥ではりんの吐き出しが対照汚泥の半分程度となっている。最終的にはよく吸収されているが、りんの吐き出し 過剰摂取というりん除去の仕組みを考えると、影響があったといえる。

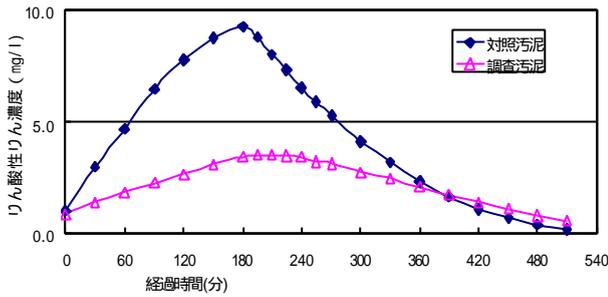


図 - 5 りんの吐き出し・吸収 (慢性的影響)

5.2.3 生物検鏡

実験での生物検鏡結果を表 - 5 に、実施設での生物検鏡結果を表 - 6 に示す。

調査汚泥、亜硝酸蓄積汚泥の両者とも繊毛虫のうちアスピディスカが激減し、繊毛虫縁毛目のエプスティリスの群体が多数見られた。実験での汚泥の状態を端的に示した調査汚泥と対照汚泥の顕微鏡写真を写真 - 1, 2 及び写真 - 3 に示す。

写真 - 1 のフロック上に生物は見られない。また、写真 - 2 は、汚泥が解体気味の時によく見られる状況で、釣鐘虫の頭部が切れている。対して、写真 - 3 には、アルセラ、トラケロフィルム等生物の種類が豊富に見られる。生物が、亜硝酸により影響を受けていることが分かる。

表 - 5 実験での生物構成比

(単位: %)

	調査前汚泥	調査汚泥	対照汚泥
繊毛虫縁毛目	3.7	7.4	3.0
その他縁毛目	4.6	6	5.3
アメーバ	5	1	1
有殻アメーバ	7	3	4
鞭毛虫	2	1.5	7
後生動物	3	1	5

表 - 6 実施設での生物構成比

(単位: %)

	亜硝酸蓄積汚泥	正常汚泥
繊毛虫縁毛目	6.8	2.6
その他縁毛目	0	1.9
アメーバ	9	3
有殻アメーバ	1.4	1.8
鞭毛虫	9	1.6
後生動物	0	1.8



写真 - 1 調査汚泥



写真 - 2 調査汚泥



写真 - 3 対象汚泥

5.2.4 汚泥の凝集性

沈殿開始直後と沈殿 2 時間後の上澄水の濁度を表 - 7 に示す。明らかに差が見られ、汚泥の凝集性に影響があるといえる。

表 - 7 濁度の比較 (慢性的影響)

(単位 : NTU)

	採取時	120分後
調査汚泥	14.9	7.9
対照汚泥	5.9	1.2

5.2.5 慢性的影響のまとめ

7 つの調査項目のうち、以下の 6 項目について、亜硝酸による悪影響が確認された。

BOD 処理能力

脱窒速度

りんの吐き出し・吸収

呼吸活性

生物相

汚泥の凝集性

6 . 考察

この調査で、亜硝酸には急性的な影響はないが、長期間蓄積すると水処理に悪影響を与えることが明らかとなった。生物検鏡の結果から、活性汚泥生物の生態系は、亜硝酸の影響を受け、バランスが大きく崩れ、水処理の悪化をもたらしたと考えられる。

しかしながら、実施設の亜硝酸蓄積系では、亜硝酸酸化細菌 (以下硝酸菌) が悪影響を受けたのに対して、調査汚泥では硝酸菌への悪影響は見られなかった。実施設での亜硝酸蓄積現象は、今回の実験期間よりも長く続いた。亜硝酸の蓄積が長期にわたると、生態系のバランスが崩れ、硝酸菌にも影響が及ぶのだと考えられる。

亜硝酸の直接・間接の悪影響を防止するには、亜硝酸を日常的に監視し、検出された場合には、速やかに亜硝酸を消失させるような運転を行うことが必要である。

7 . 運転への反映

浅川処理場では、この調査結果を踏まえ、日常試験で処理水中に亜硝酸がわずかでも検出された場合には、DO・MLSS を高めることで、硝酸化を進めることに留意した。その結果、亜硝酸の蓄積が起こりやすい冬期においても良好な処理水質を保つことができた。

4 . 汚泥の処理

- 4 - 1 ろ布ろ過汚泥濃縮機の実用化に関する研究
- 4 - 2 汚泥の嫌気性発酵特性に関する調査
- 4 - 3 南多摩処理場汚泥処理設備硫化水素抑制調査

4 - 1 ろ布ろ過汚泥濃縮機の実用化に関する研究

計画部 技術開発課

近年の汚泥有機分の増加、及び汚泥集約処理に伴う長距離送泥による腐敗などのために重力濃縮槽では所定の汚泥濃度が得られなくなっている。このため、遠心濃縮法、加圧浮上法などが採用されるようになってきたが、これらに対抗する新しい汚泥濃縮法として、ろ布ろ過濃縮法を平成9～10年度に開発した。

この開発に用いたろ布ろ過汚泥濃縮機は、ろ布幅1mの小型の試験機であったが、これをろ布幅3.2mの実規模にスケールアップし、実用化を目指した研究を平成11～12年度に実施する。

平成11年度は実規模のろ布ろ過汚泥濃縮機を葛西処理場に設置し、運転条件等について検討した。その結果は次のとおりである。

- 1 ポリ硫酸第二鉄液の固形物当たり添加量は15%が適当であった。
- 2 汚泥処理量は30m³/時であった。
- 3 分離液のSSは250mg/Lであり、SS回収率は95%であった。
- 4 分離液のリン酸性リンは0.5mg/L以下であった。

4 - 1 ろ布ろ過汚泥濃縮機の実用化に関する研究

計画部 技術開発課

鈴木 清志，河野謹一郎

1. 研究目的

汚泥処理において重力濃縮法を用いた場合、近年における汚泥中の有機分の増加、汚泥集約処理に伴う長距離送泥中の汚泥の腐敗などにより、所定の濃縮汚泥濃度が得にくくなっている。このため、濃縮工程は遠心濃縮機または加圧浮上装置による機械濃縮法に移行しつつあるが、遠心濃縮法は多量の電力を消費すること、特に原汚泥濃度が低い場合は水を回転することになり無駄が多い。加圧浮上法は悪臭発生とその対策が問題になっている。

このような問題点を解決する新しい機械濃縮法として、ろ布ろ過汚泥濃縮法を平成9～10年度に開発した。この内容については、平成10年度、11年度の技術調査年報に「比重差によらない固液分離・汚泥濃縮技術の開発」として報告している。本濃縮法の特徴としては、従来の比重差を利用する重力濃縮法に比べて省スペース化が図られ、遠心濃縮法に対して建設費が約2分の1に、電力・薬品費が約3分の2に節減できる。ろ布ろ過濃縮法では、ろ過速度を高めるため、またSS回収率を上げるためにポリ硫酸第二鉄を添加するが、このポリ鉄により分離液の溶解性リンも大幅に削減されるので、汚泥濃縮工程の返流水による水処理設備へのリン負荷が軽減できる。さらに、ポリ鉄の効果により硫化水素の悪臭が抑制できる。

平成9～10年度の開発に用いたろ布ろ過汚泥濃縮機は、ろ布幅1mの小型の試験機であったが、これをろ布幅3.2mの実規模にスケールアップし、実用化を目指した研究を平成11～12年度に実施する。平成11年度は実規模のろ布ろ過汚泥濃縮機を葛西処理場に設置し、ポリ鉄注入率の検討を実施し、12年度はろ布走行速度の検討、分離液水頭差の検討、維持管理性の検討を行なう。この研究は当局と財団法人下水道新技術推進機

構との共同研究である。今回は平成11年度に実施した研究結果について報告する。

2. ろ布ろ過汚泥濃縮機の原理

図-2.1は、ろ布ろ過汚泥濃縮機の断面を描いた概念図である。ポリ硫酸第二鉄溶液をあらかじめ添加した汚泥を左側から槽内に供給する。槽内では、ろ布が上下のローラーによって回転している。槽内に流入した汚泥は、ろ布でろ過され、ろ液（分離液）は内側の箱の中に入り、図の手前から外部に排出される。分離液の水面は汚泥槽水面から500mm低く設定してあり、その水頭差の圧力によってろ過される。ろ布表面にはすぐに汚泥層が形成され、ケーキろ過により細かい粒子も捕捉される。槽内の汚泥は、ろ液が排除されることにより徐々に濃縮され、濃縮汚泥が右側から外部に排出される。ろ布に付着した汚泥はスクレーパで掻き落とし、さらに水スプレーにより洗浄する。ろ布洗浄水は、濃縮汚泥が希釈されないように原汚泥供給側に落とす。洗浄されたろ布は原汚泥供給側に行き、連続的に汚泥濃縮が行われる。

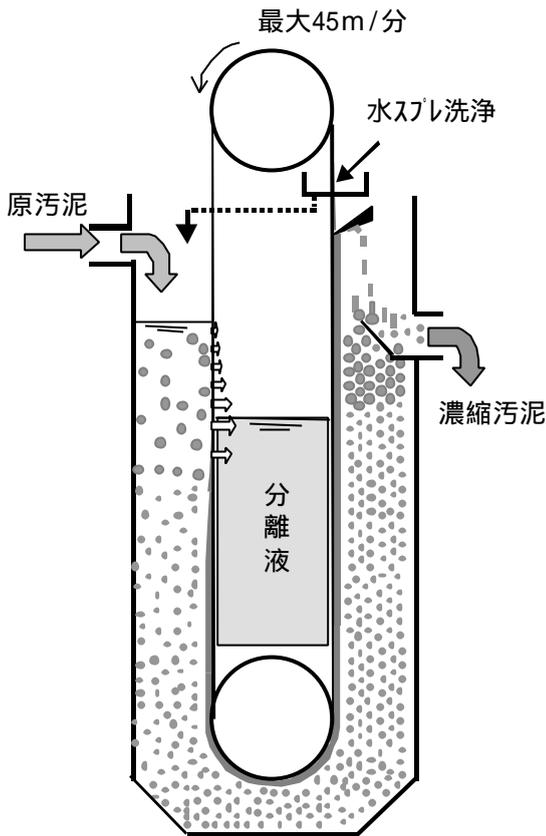


図-2.1 ろ布ろ過汚泥濃縮機の断面図

3. ろ布ろ過汚泥濃縮機の構造

ろ布ろ過汚泥濃縮機は、2本のローラ間で環状のベルトプレス用ろ布（ポリエステル製フェルト形状FN1101XB）を連続的に走行させる縦型のコンパクトな構造となっている。図-3.1に外観、図-3.2に概略構造図を示す。ろ布駆動機を上部に配置し、上部ローラを回転し、ろ布を走行させる。ろ布走行速度は15～45m/分に変化させることができる。ろ布は空気圧を用いてろ布緊張装置で押すことにより一定張力を保持する構造としている。ポリ硫酸第二鉄液の注入場所は汚泥濃縮機の手前の原汚泥供給管内に注入する。ポリ硫酸第二鉄液の注入量は供給汚泥の固形物量に比例して注入する。ろ布洗浄用のスプレー水は分離液を使用する。



図-3.1 ろ布ろ過汚泥濃縮機（濃縮汚泥排出側）

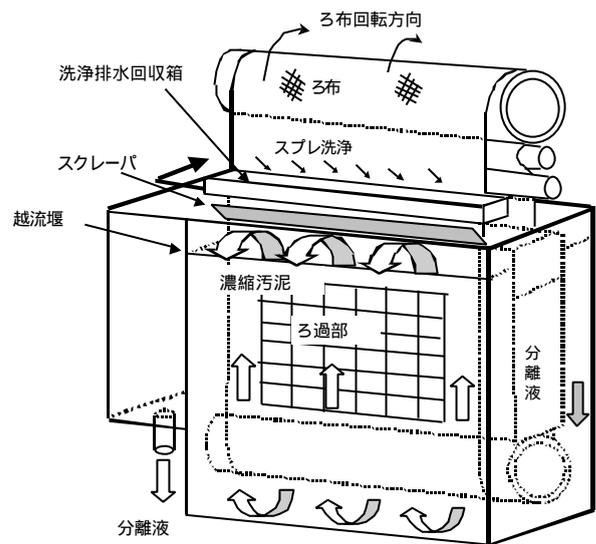


図-3.2 概略構造図（汚泥排出側）

汚泥濃縮機の制御方式は、後段の脱水への影響を考慮して濃縮汚泥濃度一定制御とした。すなわち、原汚泥供給量を変化させることによって濃縮汚泥濃度を一定に制御する方法である。ろ布走行速度は一定運転とする。ろ布走行速度を一定にすると、ろ布の槽内滞留時間が一定になるので分離液SS濃度が一定となり、SS回収率もほぼ一定とできる。濃縮汚泥濃度一定制御に関する制御因子（検出因子、操作因子）を表-3.1に示す。

表-3.1 濃縮汚泥濃度一定制御因子

制御方法	制御因子	
	検出因子	操作因子
<原汚泥供給量を制御> ・原汚泥SS濃度 C_s 、分離液SS濃度 C_f および分離液量 Q_f を検出し、あらかじめ設定した濃縮汚泥濃度目標値 C_0 になるように原汚泥供給量制御 Q_s する。 ・ C_0 は外部設定可能とする。 ・ろ布走行速度 V_f は一定とする。(手動設定)	原汚泥SS濃度 C_s (%) 原汚泥供給量 Q_s (m^3/h) 分離液量 Q_f (m^3/h) 分離液SS濃度 C_f (%)	原汚泥供給量 Q_s (m^3/h)

制御の原理は、図-3.3の関係式でまとめられる。本装置に流入・流出する水量が等しい。また、ろ布洗浄水は分離液の一部を使用することから

$$Q_s = Q_0 + Q_E \dots\dots\dots (1)$$

$$Q_E = Q_f - Q_w \dots\dots\dots (2)$$

上記2式より

$$Q_0 = Q_s - Q_f + Q_w \dots\dots\dots (3)$$

SSの流出入量が等しいので

$$Q_s C_s = Q_0 C_0 + Q_E C_f \dots\dots\dots (4)$$

上記(3)、(4)式より Q_0 を消去すると原汚泥供給量 Q_s は図-3.3の関係式となる。

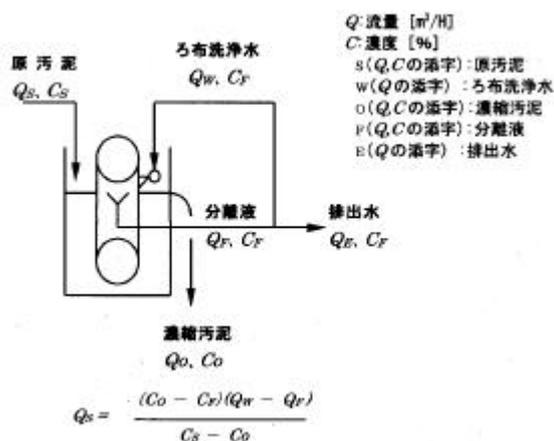


図-3.3 制御手法と基本関係式

原汚泥濃度 C_s 及び分離液の液量 Q_f と濃度 C_f は実測する。ろ布洗浄水量 Q_w は一定値である。目標とする濃縮汚泥濃度 C_0 を設定すると、図-3.3

の関係式から原汚泥供給量 Q_s が決まり、これによって制御を行う。濃縮汚泥濃度は約3~4%と高濃度で自然流下での流量測定が困難であるので、それを測定する代わりに、原汚泥液量・濃度、及び分離液液量・濃度から算出できる計装フローとした。このとき使用する計装機器仕様を表-3.2に示す。

表-3.2 計装機器形式

	計装機器	操作機器
原汚泥SS濃度	散乱光式濁度計	原汚泥供給ポンプ (インバータ可変流量)
原汚泥流量	電磁流量計	
分離液SS濃度	散乱光式濁度計	
分離液流量	電磁流量計	

4. 実証施設による運転条件調査

ろ布幅3.2mの実規模ろ布ろ過汚泥濃縮機を葛西処理場に設置し、分配槽汚泥を用いて運転条件を決めるための調査を行った。実証施設の処理フローを図-4.1に示す。この調査に用いた分配槽汚泥は、中川、小菅処理場からの送泥と、葛西処理場第一沈殿池汚泥からなる。葛西処理場の余剰汚泥は遠心濃縮機で分離濃縮しているので含まれてはいない。中川、小菅処理場からの送泥には余剰汚泥が含まれているので、分配槽汚泥中の余剰汚泥の割合は平均17%程度である。

4.1 実験方法

実証施設において凝集剤（ポリ硫酸第二鉄）の添加率を15%と10%に設定し、ろ布ろ過汚泥濃縮機の処理性能を比較した。平成10年度のろ布幅1mでの実験結果では15%の添加率が必要であったが、実規模施設では節減できるか検討した。

(1) 供試原汚泥

原汚泥は葛西処理場の分配槽より採取し、原汚泥貯留タンク（2槽）へ供給した。

(2) 供試ろ布

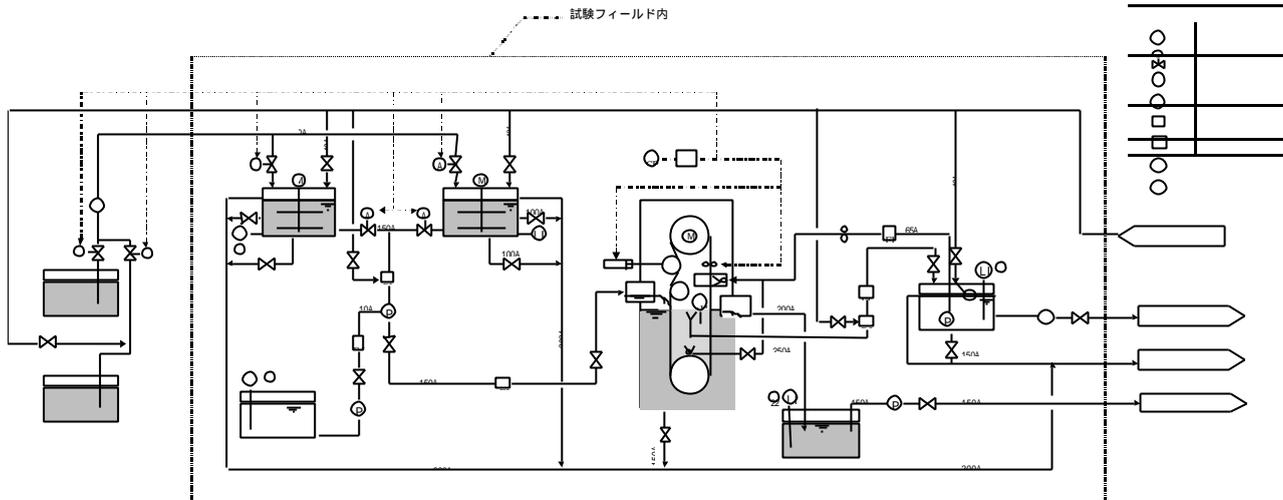
ポリエステル製フェルト形状ろ布（通気度：7000 cc/cm²・min）を用いた。

(3) 供試凝集剤

凝集剤としてポリ硫酸第二鉄液（ポリ鉄）を用いた。ポリ鉄注入は、原汚泥TS量に対して原液（鉄イオン濃度11%）の重量比が設定%になるよう自動制御によって添加した。

(4) 実証施設の概略仕様

形式：縦型ろ布走行式



機器番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
機器名称	ろ布ろ過汚泥濃縮機	原汚泥移送ポンプ	原汚泥供給ポンプ	濃縮汚泥移送ポンプ	分離液移送ポンプ	薬品供給ポンプ	ろ布洗浄水ポンプ	空気圧縮機	除湿器	原汚泥貯留タンク	分離液サービスタンク	濃縮汚泥サービスタンク	薬品貯留タンク
形式	縦形ろ布走行式	自吸式ポンプ	吸込及び付汚泥ポンプ	一輪ねじ式ポンプ	無撹拌撹拌ポンプ	一輪ねじ式ポンプ	水中撹拌ポンプ	圧力開閉式	冷凍式	鋼板製	鋼板製	ポリエチレン製	ポリエチレン製
仕様	有効ろ布幅 3.0m	80A, 80m ³ /h × 10m	125A, 10 ~ 60m ³ /h × 10m	80A, 3 ~ 10m ³ /h × 10m	100A, max .90m ³ /h × 10m	15A, 2 ~ 27l/h × 10m	50A, 8m ³ /h × 45m	600 l/min	600l/min以上	20m ³	1.5m ³	2m ³	5.0m ³
	15kW	11kW	3.7kW	3.7kW	7.5kW	0.4kW	3.7kW	5.5kW	約300W (単)	5.5kW撹拌機			
台数	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1	1	1
機器番号	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
機器名称	原汚泥濃度計	分離液濃度計	原汚泥流量計	分離液流量計	薬品流量計	洗浄水流量計	原汚泥貯留タ	薬品貯留タン	濃縮汚泥タン	分離液タンク			
形式	散乱光式	散乱光式	電磁流量計	電磁流量計	電磁流量計	面積式流量計	圧力式	電極式	電極式	電極式			
仕様			100A	100A	5A	65A	80A						
台	1	1	1	1	1	1	1	2	1	1			

図 - 4.1 ろ布ろ過汚泥濃縮の実証施設フローシート

ろ布面積：23.4m²（長さ7.3m × 幅3.2m）
 ろ過面積：8.4m²（幅3m × 高さ1.4m × 2面）
 ろ過圧力：水頭差で500 mm
 ろ布洗浄：分離液を用いた水スプレによる連続
 洗浄

(5) 実証施設の運転条件

原汚泥供給量

原汚泥供給量は、原汚泥貯留タンクより原汚泥供給ポンプを介して本体へ供給した汚泥の量とした。インバータによって原汚泥供給ポンプの回転数を増減してその吐出量を変更した。

分離液量

分離液量は、ろ布を通過した量であって、ろ布洗浄水を含む。

洗浄水量

洗浄水量は、分離液サービスタンクより本体に供給した水の量とし、本実験におい

ては8.0m³/hの一定量とした。11年度の実験では分離液を洗浄水とした。

濃縮汚泥量

濃縮汚泥量は越流堰から越流した濃縮汚泥の量とし、次式によって算出した。

$$\text{濃縮汚泥量} = \text{原汚泥供給量} + \text{洗浄水量} - \text{分離液量}$$

ろ布走行速度

ろ布走行速度は、20m/minの一定速度とした。この速度は、平成9, 10年度の実験においてろ過速度とSS回収率のバランスがとれていた速度である。

運転時間

ろ布ろ過濃縮機の運転時間は1日8時間程度であった。運転を始めて濃縮汚泥が越流し、分離液量が安定してきた時点（およそ1時間後）からデータを取り始めた。

(6) 分析および計測方法

本実験における分析方法を表 - 4.1に，計測方法を表 - 4.2に示す。

表-4.1 分析項目，分析用サンプルおよび分析方法

分析項目	(単位)	分析用サンプル			分析方法
		原汚泥	濃縮汚泥	分離液	
SS	(mg/l)		-		下水試験方法
TS	(mg/l)			-	下水試験方法
PO ₄ -P	(mg/l)		-		下水試験方法

注記 一部の試料についてのみ分析を行った。

表-4.2 計測項目および計測方法

計測項目	単位	計測方法
原汚泥供給量	m ³ /h	原汚泥流量計の指示値を読みとる
分離液量	m ³ /h	分離液流量計の指示値を読みとる
分離液pH	-	分離液pH計の指示値を読みとる
ろ布走行速度	m/min	回転速度計の指示値を読みとる
凝集剤注入量	l/h	凝集剤流量計の指示値を読みとる
原汚泥SS濃度	mg/l	原汚泥濃度計の指示値を読みとる
分離液SS濃度	mg/l	分離液濃度計の指示値を読みとる

(7) 処理性能の指標

原汚泥供給量

目標濃縮汚泥濃度を3.5%に設定して自動制御運転したときの汚泥供給量である。

SS回収率

SS回収率は，以下の式で算出した。

$$(\text{原汚泥SS量} - \text{分離液SS量}) / \text{原汚泥SS量} \times 100$$

4.2 実験結果

(1) ポリ硫酸第二鉄の添加率について

ポリ鉄添加量を低減できるかどうかについて調査するために，ろ布走行速度を20m/minの一定とし，ポリ鉄添加率を15%に設定して5日間，および10%に設定して3日間運転を行ったときの実際のポリ鉄添加率を図-4.2に示す。

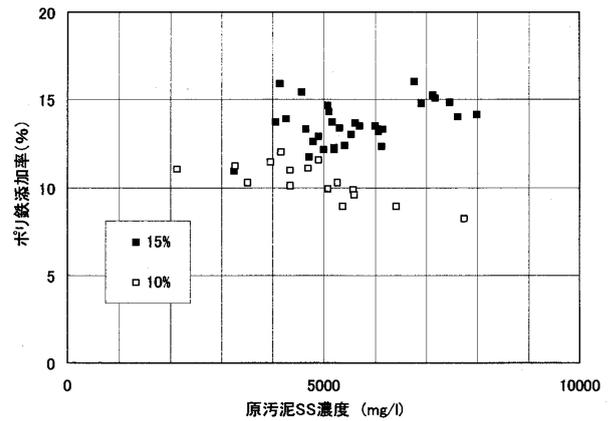


図-4.2 原汚泥SS濃度とポリ鉄添加率との関係

その結果，ポリ鉄添加率15%を目標としたときの実際の添加率は平均値で14%，ポリ鉄添加率10%を目標としたときの実際の添加率は平均値で10%であり，ポリ鉄はほぼ目標通り添加されていた。

(2) 濃縮汚泥濃度について

図-4.3に原汚泥SS濃度と濃縮汚泥濃度との関係を示す。ポリ鉄添加率10%のときの濃縮汚泥濃度は平均値で3.5%，ポリ鉄添加率15%のときの濃縮汚泥濃度は平均値で3.7%であり，ほとんど差がない。ポリ鉄添加率が10%および15%のいずれの場合においても，3.5%程度の濃縮汚泥が得られた。

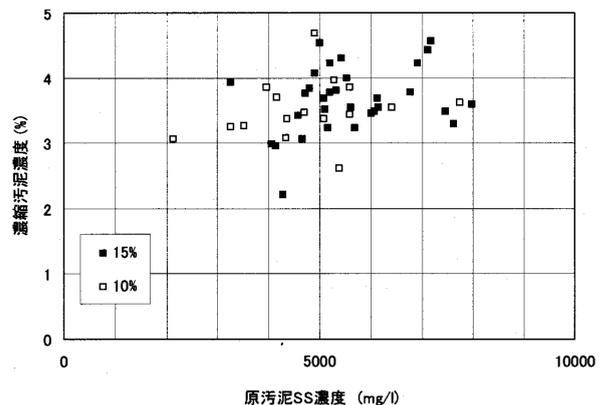


図-4.3 現汚泥SS濃度と濃縮汚泥濃度との関係

(3) 分離液SS濃度について

図-4.4に原汚泥SS濃度と分離液SS濃度との関係を示す。

ポリ鉄添加率を10%とした場合の分離液SS濃度の平均値は860 mg/l(SS回収率81%)であったのに対し，ポリ鉄添加率を15%とした場

合の分離液SS濃度の平均値は250 mg/l (SS回収率95%)であった。ポリ鉄添加率を10%に下げると分離液SS濃度が高くなり、SS回収率が悪くなる。

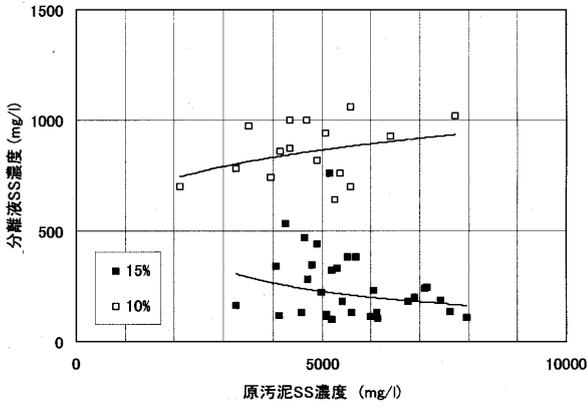


図-4.4 現汚泥SS濃度と分離液SS濃度との関係

(4) 原汚泥供給量について

原汚泥SS濃度と原汚泥供給量との関係を、それぞれ図-4.5に示す。

ポリ鉄添加率を10%とした場合の原汚泥供給量は平均値で17m³/hであった。これに対し、ポリ鉄添加率を15%とした場合は、ばらつきが見られたものの、原汚泥供給量は最大値で43m³/h、平均値で30m³/hであり、ポリ鉄添加率を10%とした場合よりも高かった。しかし、平成9、10年度に行なったろ布幅1mの実験機の結果から推定した能力50m³/hと比較すると目標に達していない。スケールアップ上の問題が考えられるので検討が必要である。

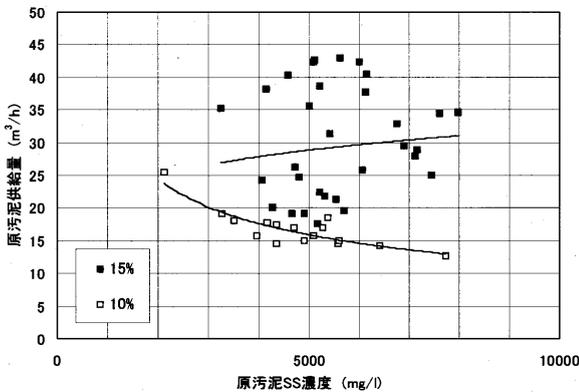


図-4.5 原汚泥SS濃度と原汚泥供給量との関係

(5) PO₄-Pについて

図-4.6に原汚泥SS濃度と原汚泥PO₄-P濃度との関係を示す。原汚泥PO₄-P濃度の分布はばらついており、原汚泥SS濃度との関係は見られない。原汚泥PO₄-P濃度は最大値19.8 mg/l、最小値4.3mg/l、平均値12.6mg/lであった。

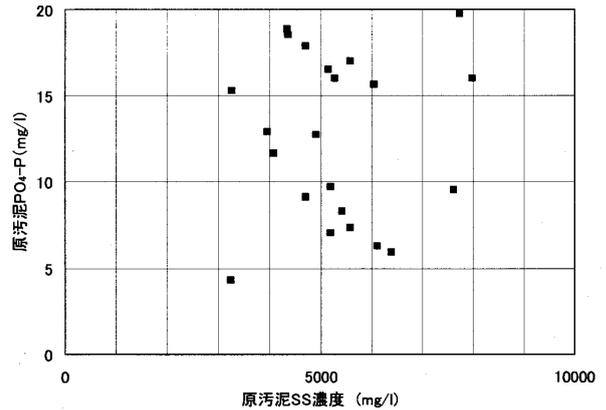


図-4.6 原汚泥SS濃度と原汚泥PO₄-Pとの関係

図-4.7に原汚泥SS濃度と分離液PO₄-P濃度との関係を示す。ポリ鉄添加率を10%および15%とした場合の分離液PO₄-P濃度は、平均値でそれぞれ0.5 mg/lおよび0.2 mg/lであり、いずれの場合もポリ鉄によってリンはよく除去されていた。

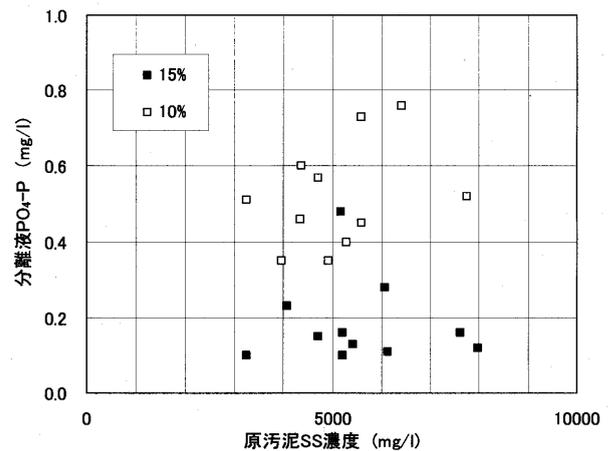


図-4.7 現汚泥SS濃度と分離液PO₄-P濃度との関係

5. まとめ

実用規模の実証施設を用いた実験調査を行った結果、以下の知見が得られた。

- ・ろ布走行速度を一定とし、原汚泥の供給量を制御するという方法で8時間連続処理した結果、原汚泥のSS濃度が大きく変化しても目標とした3.5%程度のほぼ一定濃度の濃縮汚泥を回収できるという結果を得た。
- ・ポリ鉄添加率を10%とした場合は、ポリ鉄添加率を15%とした場合に比べてSS回収率が95%から81%に落ち、原汚泥供給量は30m³/hから17m³/hに落ちた。目標とする原汚泥供給量は50m³/hであり、ポリ鉄15%添加の場合でも目標には達しなかった。
- ・分離液のPO₄-P濃度は、ポリ鉄添加率10%および15%のいずれの場合とも1mg/l以下であり、ポリ鉄添加によってリンはよく除去されていた。

6. 今後の予定

平成12年度は、汚泥処理量の向上を狙って、ろ布走行速度の検討、分離液水頭差の検討などを行うほか、維持管理性についても調査する。

4 - 2 汚泥の嫌気性発酵特性に関する調査

流域下水道本部技術部 北多摩二号処理場

当場の汚泥処理では、汚泥発生量が焼却能力に比べて少ないため間欠運転が行われており、汚泥は汚泥貯留槽で長時間貯留されている。このため、汚泥の嫌気性発酵が進行し、汚泥処理工程廃水に高濃度のVFAが検出されることがわかった。

そこで、性状が異なる三種類の汚泥（余剰汚泥、生汚泥、混合汚泥）を用いて、VFAの生成を含めた汚泥の嫌気性発酵特性を調査した。

（調査結果）

生汚泥は、汚泥の分解率及びVFAの生成率（汚泥分解量当り）が大きく、余剰汚泥はNH₄-Nの生成率（汚泥分解量当り）、PO₄-Pの溶出率（汚泥分解量当り）が大きかった。

余剰汚泥と生汚泥を混合すると、混合しない場合（個別に貯留した汚泥での値）に比べ、汚泥の分解率は大きくなった。

汚泥の種類に関わらず、VFAとpHには負の直線的な相関が認められ、又、VFAとBODには正の直線的な相関が認められた。

4 - 2 汚泥の嫌気性発酵特性に関する調査

流域下水道本部 浅川処理場

星加昭代，新井義人，尾又広喜，三田村浩昭

勅使川原秀和(現：施設管理部施設管理課)

1. はじめに

当場の汚泥処理における現状の汚泥発生量は、焼却能力(50t/日)の60%~70%程度と少なく、汚泥処理は間欠運転となっている。

このため、汚泥は重力濃縮槽及び各汚泥貯留槽(余剰汚泥、遠心濃縮汚泥、重力濃縮汚泥、混合汚泥)で長時間貯留されている。その結果、汚泥の嫌気性発酵が進行し、特に夏期には、脱水開始直後の脱水分離液から1,000mg/lを超えるVFA(揮発性脂肪酸：C数10以下の低級脂肪酸の総量を当量の酢酸量mg/lで表わしたもの)が検出されることがあった。

このVFAは、りん(P)の吐き出しや吸収反応に関わり、P除去率に大きく影響を及ぼす物質である。又、汚泥の嫌気性発酵により、VFAの生成以外にアンモニア(NH₃)の生成やりん(P₀₄-P)の溶出が起きる。このような汚泥の嫌気性発酵においては、水温及び汚泥の性状(有機物の成分比、細菌の種類及び量)等が影響すると考えられる。

この調査では、性状が異なる三種類の汚泥(余剰汚泥、生活污水、混合汚泥)を用いて、VFAの生成等を含む汚泥の嫌気性発酵特性について調査した。

2. 調査内容

三種類の汚泥(余剰汚泥、生活污水、混合汚泥)の嫌気性発酵特性調査として以下の項目について、2回調査を行った。

- (1) 汚泥(SS)の分解率
- (2) VFAの生成率(VFAの生成量/汚泥の分解量)
- (3) NH₄-Nの生成率(NH₄-Nの生成量/汚泥の分解量)
- (4) P₀₄-Pの溶出(吐き出し)率(P₀₄-Pの溶出量/汚泥の分解量)

(5) VFAの生成とpHの関係

(6) VFAとBODの関係

尚、(3)、(4)の項目については第1回調査、(6)の項目については第2回調査で調べた。

又、(2)~(4)の各生成率及び溶出率については、汚泥の分解量当りの生成量及び溶出量で表すこととした。

3. 調査方法

三種類の汚泥を夫々3lずつポリびんにとり、室外貯留して1日1回攪拌した後、pH、SS、COD、BOD、VFA、P₀₄-P、NH₄-Nの各項目の経日変化を調べた。尚、各項目の測定を容易にするため汚泥濃度は、汚泥貯留槽における汚泥濃度より低濃度とし、余剰汚泥及び生活污水は濃縮せずそのまま用いた。

調査条件は以下のとおりである。

- (1) 混合汚泥：余剰汚泥と生活污水を容量比で1:1に混合した。DS比では、余剰汚泥：生活污水 = 1:2.1(第1回)、1:1.8(第2回)である。

尚、当場の混合汚泥のDS比は、余剰汚泥：生活污水 1:1.5~1.7である。

- (2) 調査日数：調査は8月に実施し、嫌気性発酵が十分に行われると考えられる7日間とした。
- (3) 測定試料：SS以外の項目の試料は、汚泥を遠心分離した後、ろ紙ろ過したろ液を用いた。

4. 調査結果及び考察

調査結果は、以下のとおりである。

尚、調査内容の(1)、(2)、(5)の項目については、2回の調査共同傾向を持つ結果が得られたので、(1)~(5)の項目については表-1(第1回)、(6)の項目については表-2(第2回)を用いて求めた。

- (1) 汚泥(SS)の分解率

図-1に、SSの経日変化を示した。

表 - 1 汚泥の種類別経日変化(第1回)

		余剰汚泥				
項目 日	pH	VFA	NH4-N	P04-P	SS	
0	6.9	12	2.8	1.5	4,880	
1	6.6	100	9.0	65.8	4,500	
2	6.6	160	18.2	78.6	4,360	
3	6.7	177	27.5	84.9	4,340	
7	6.8	167	39.9	88.3	4,090	

表 - 2 汚泥の種類別経日変化(第2回)

		余剰汚泥				
項目 日	pH	COD	BOD	VFA	SS	
0	6.8	15	5	6	5,454	
1	6.6	80	166	142	4,934	
2	6.6	90	264	180	4,544	
4	7.0	86	147	167	4,410	
7	7.0	125	-	180	4,242	

		生汚泥				
項目 日	pH	VFA	NH4-N	P04-P	SS	
0	7.2	84	22.8	3.6	10,154	
1	5.5	522	56.4	8.0	8,616	
2	5.0	889	65.9	11.2	8,196	
3	4.7	1,039	67.7	14.9	7,296	
7	4.7	1,399	83.7	20.2	5,898	

		生汚泥				
項目 日	pH	COD	BOD	VFA	SS	
0	6.8	253	300	118	10,056	
1	5.4	338	1,193	630	8,134	
2	5.0	448	1,975	945	7,934	
4	4.7	646	2,640	1,274	6,726	
7	4.7	688	-	1,341	6,306	

		生汚泥				
項目 日	pH	VFA	NH4-N	P04-P	SS	
0	7.2	43	11.1	7.8	7,144	
1	5.9	385	52.0	44.1	6,160	
2	5.1	702	60.6	50.3	5,574	
3	4.9	841	61.6	53.2	5,064	
7	4.9	1,010	77.4	59.8	4,330	

		生汚泥				
項目 日	pH	COD	BOD	VFA	SS	
0	6.9	125	94	50	7,814	
1	6.1	250	865	480	6,516	
2	5.2	382	1,605	803	5,768	
4	5.0	550	2,000	986	4,636	
7	5.2	598	-	938	4,506	

気温：28～32、単位：mg/l (pHを除く)

気温：28～32、単位：mg/l (pHを除く)

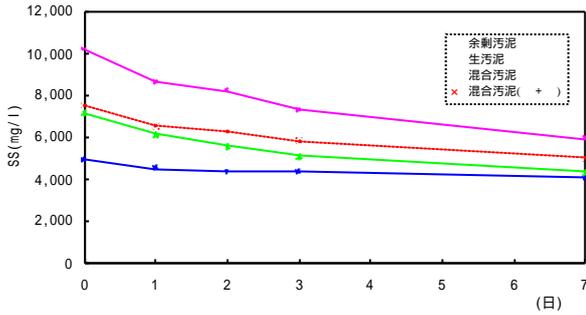


図 - 1 SSの経日変化

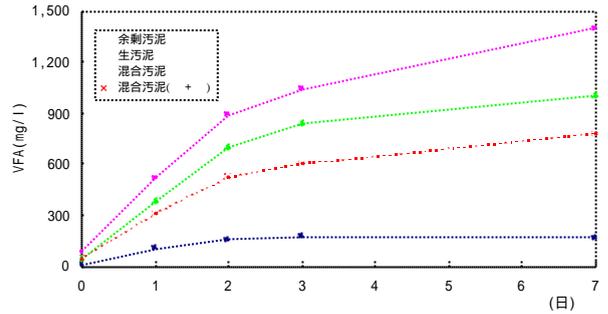


図 - 2 VFAの経日変化

図 - 1の点線のグラフは、混合汚泥における余剰汚泥と生汚泥の混合による影響をみるための参考として示したもので、余剰汚泥と生汚泥を個別に貯留した時の夫々のSS濃度の1/2を合算した値(合算値)をプロットしたものである。

以後の各項目における図中の点線のグラフも、余剰汚泥と生汚泥の合算値から求めた値をプロットしたものである。

表 - 1より、汚泥の分解率(7日間)を求めると、余剰汚泥:16%、生汚泥:42%、混合汚泥:39%であった。

汚泥の分解率において、生汚泥は余剰汚泥の2.6倍であった。

炭水化物の含有率が大きい生汚泥は易分解性であり、生物細胞の主成分である蛋白質の含有が大きい余剰汚泥は難分解性であると思われる。

又、混合汚泥の分解率は39%であったが、余剰汚泥と生汚泥の合算値から求めた分解率は34%であった。余剰汚泥と生汚泥を混合すると、汚泥の分解率は大きくなっている。

この理由について、以下のように推測した。

生汚泥及び余剰汚泥中の細菌相は夫々の環境条件の大きな違いによる相違があり、生汚泥中には、嫌気性発酵に関わる細菌(通性嫌気性細菌、絶対嫌気性細菌)の種類及び量が多いことが推測される。

従って、余剰汚泥に生汚泥を混合することにより、余剰汚泥の嫌気性発酵が、余剰汚泥単独の場合に比べ促進すると考えられる。

(2) VFAの生成率(VFAの生成量/汚泥の分解量)

図 - 2にVFAの経日変化、図 - 3に汚泥の種類別にSSの分解量とVFAの生成量の関係を示した。

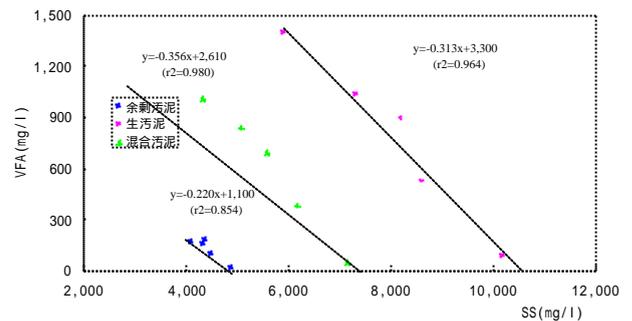


図 - 3 SSとVFAの関係

図 - 3より、夫々の汚泥において、SSの分解量とVFAの生成量には正の直線的な相関が認められた。

表 - 1より、VFAの生成率(7日間)を求めると、余剰汚泥:20%、生汚泥:31%、混合汚泥:34%であった。

VFAの生成率において、生汚泥は余剰汚泥の1.6倍であった。

炭水化物の含有率が大きい生汚泥は、VFAの生成率が大きいといえる。

(3) NH4-Nの生成率(NH4-Nの生成量/汚泥の分解量)

図 - 4にNH4-Nの経日変化、図 - 5に汚泥の種類別にSSの分解量とNH4-Nの生成量の関係を示した。

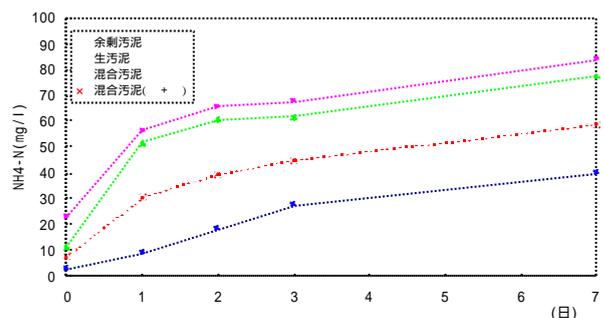


図 - 4 NH4-Nの経日変化

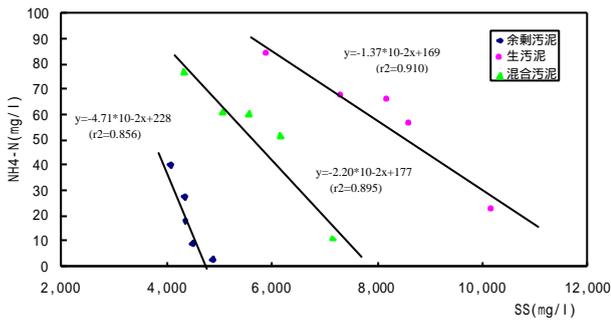


図 - 5 SSとNH4-Nの関係

図 - 5 より、夫々の汚泥において、SSの分解量とNH4-Nの生成量には、正の直線的な相関が認められた。

表 - 1 より、NH4-Nの生成率（7日間）を求めると、余剰汚泥：4.7%、生汚泥：1.4%、混合汚泥：2.4%であった。

NH4-Nの生成率において、余剰汚泥は生汚泥の3.4倍であった。蛋白質の含有率が大きい余剰汚泥は、NH4-Nの生成率が大きいといえる。

(4) P04-Pの溶出（吐き出し）率（P04-Pの溶出量 / 汚泥の分解量）

図 - 6 にP04-Pの経日変化，図 - 7 に汚泥の種類別にSSの分解量とP04-Pの溶出量の関係を示した。

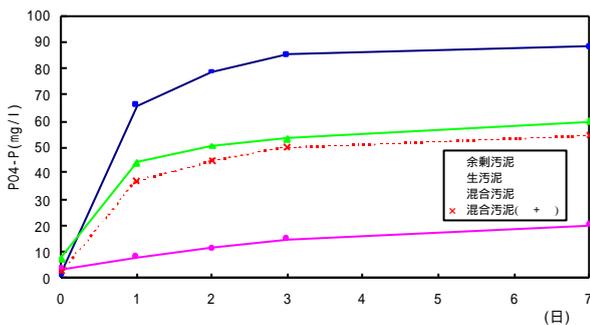


図 - 6 P04-Pの経日変化

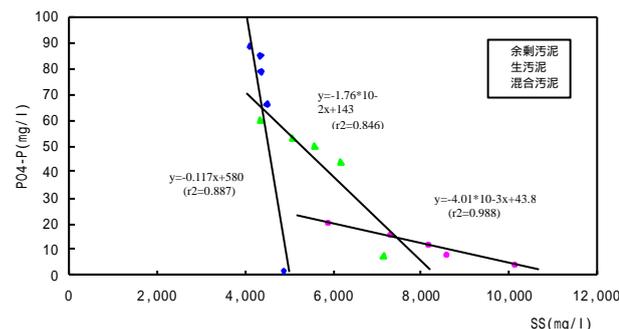


図 - 7 SSとP04-Pの関係

図 - 7 より、夫々の汚泥において、SSの分解量とP04-Pの溶出量には正の直線的な相関が認められた。

表 - 1 より、P04-Pの溶出率（7日間）を求めると、余剰汚泥：11%、生汚泥：0.4%、混合汚泥：1.8%であった。

P04-Pの溶出率において、余剰汚泥は生汚泥の27.5倍であった。

余剰汚泥からのPの溶出量の大部分は余剰汚泥に固定化しないで存在するP04-Pと考えられる。

嫌気条件下では、余剰汚泥からのP04-Pの吐き出しは早い時間で行われており、余剰汚泥のPの溶出率はP含有率の影響を受けると考えられる。

(5) VFAの生成とpHの関係

図 - 8 に、三種類の汚泥のVFAとpHの関係を示した。

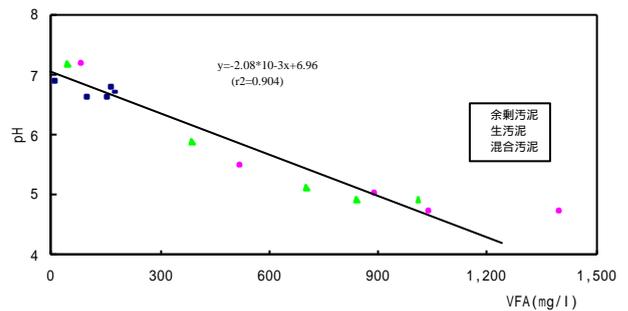


図 - 8 VFAとpHの関係

図 - 8 より、汚泥の種類に関わらず、VFAとpHには負の直線的な相関が認められ、VFAが500mg/l生成するとpHはおおよそ1単位減少した。

(6) VFAとBODの関係

図 - 9 に、三種類の汚泥のVFAとBODの関係を示した。

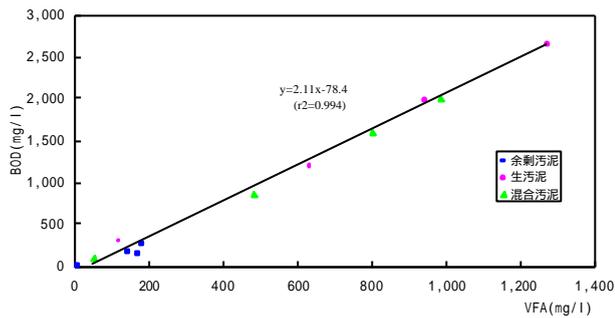


図 - 9 VFAとBODの関係

図 - 9 より，汚泥の種類に関わらず，VFAとBODには正の直線的な相関が認められた。

又，VFAとBODの比はおおよそ1:2であった。

5. まとめ

調査の結果，次のような知見が得られた。

生汚泥は，汚泥の分解率及びVFAの生成率（汚泥の分解量当り）が大きく，余剰汚泥はNH₄-Nの生成率（汚泥の分解量当り）及び，PO₄-Pの溶出率（汚泥の分解量当り）が大きかった。

余剰汚泥と生汚泥を混合すると，混合しない場合（個別に貯留した汚泥での合算値）に比べ，汚泥の分解率は大きくなった。

汚泥の種類に関わらず，VFAとpHには負の直線的な相関が認められ，VFAが500mg/l生成するとpHはおおよそ1単位減少した。

汚泥の種類に関わらず，VFAとBODには正の直線的な相関が認められ，VFAとBODの比はおおよそ1:2であった。

6. おわりに

この調査から，余剰汚泥と生汚泥の嫌気性発酵特性が明らかとなり又，余剰汚泥と生汚泥を混合すると，混合しない場合に比べて嫌気性発酵が促進し，汚泥の分解率が大きくなることが確認された。

汚泥の嫌気性発酵は，汚泥の長時間の貯留や，余剰汚泥と生汚泥の混合により促進されると考えられる。汚泥処理におけるNの生成，Pの溶出については今後の検討課題になると思われる。

4 - 3 南多摩処理場汚泥処理設備硫化水素抑制調査

流域下水道本部技術部 北多摩一号処理場

本調査は、南多摩処理場の濃縮槽にポリ硫酸第二鉄（以下ポリ鉄と呼ぶ）を投入汚泥量に対しおおむね添加率300mg/l，500mg/l，700mg/lとなるように同一添加率で1週間連続して添加し、汚泥処理設備及び水処理設備における硫化水素抑制効果と効率的な添加量、添加方法を把握する事を目的に実施したものである。

（調査結果）

- 1．各処理設備（汚泥処理設備及びポンプ棟の合計10ヶ所）での硫化水素濃度連続測定の結果、700mg/l添加時に最も高い硫化水素抑制効果が得られた。
- 2．ポンプ棟沈砂池及び同導水渠では300mg/l添加で抑制効果が現われた。
- 3．ポリ鉄添加率と硫化水素連続測定の結果から、濃縮槽では約800mg/lポリ鉄添加で気相部分の硫化水素発生をほぼ完全に抑制できると考えられる。
- 4．ポリ鉄添加による水処理の影響については、濃縮槽越流水の浮遊物質がポリ鉄加により大幅に改善されたことにより、総合返水の浮遊物質及びリンの負荷が低減した。しかし、曝気槽の中では、ORPの数値は十分に還元状態を示していたにもかかわらず、制限曝気部末端（先端1/6）での溶解性リン酸イオン態リンの吐き出し能力の低下が見られた。

4 - 3 南多摩処理場汚泥処理設備硫化水素抑制調査

流域下水道本部 技術部 北多摩一号処理場
南多摩処理係・南多摩水質管理係

1. はじめに

南多摩処理場では、汚泥処理設備及び水処理設備で高濃度の硫化水素が発生し、処理場建屋内での作業環境及び設備の腐食が問題となっている。そこで、平成7年度に実施した調査「稲城ポンプ所圧送管吐出口における硫化水素対策について」において、硫化水素抑制効果のあったポリ硫酸第二鉄（以下、ポリ鉄と呼ぶ）を短期間濃縮槽に添加したところ、汚泥処理過程においてもその効果が確認された。

今回の調査は、硫化水素濃度の連続測定が可能な計測機器が開発され、実態の把握が一層容易になった状況を踏まえ、汚泥処理を中心とした各処理設備での硫化水素の発生実態を把握した。引き続き、濃縮槽にポリ鉄を添加し、その変化による硫化水素発生抑制効果を調べた。また、硫化水素発生試験及び各項目の分析により、ポリ鉄添加による水処理及び汚泥処理に与える総合的な影響を把握することで、今後の南多摩処理場における硫化水素発生抑制対策の基礎資料を得るために実施したものである。

2. 調査目的

- (1) 汚泥処理設備及び水処理設備で発生する硫化水素濃度の連続測定を行い、ポリ鉄注入量の変化による硫化水素抑制効果を調べる。
- (2) 硫化水素発生試験及び抑制の指針となる各項目を分析することにより、ポリ鉄注入量の変化による硫黄化合物の挙動を調べる。
- (3) ポリ鉄注入量の変化による、水処理への影響を調べる。

以上により、南多摩処理場の濃縮槽にポリ鉄を添加し、汚泥処理設備及び水処理設備における硫化水素抑制効果と効率的な添加量、添加方法を把握する事を目的とする。

3. 南多摩処理場の概要

3.1 概要

名称 東京都多摩川流域下水道南多摩処理場
所在地 東京都稲城市大丸1492
多摩市、稲城市の大部分並びに八王子市、町田市、日野市の一部の地域（このうち多摩ニュータウンの区域が大きな役割を占める）から流入する下水を高級処理（一部は高度処理）し多摩川へ放流する。発生汚泥は汚泥工場で処理する。

運転開始	昭和46年3月
現有処理能力	154千m ³ /日
普及率	91%（平成10年度末現在）

3.2 処理フローシート

処理フローシートを図3-1に示す。

3.3 運転状況

3.3.1 水処理

水処理系統は2系統である。

2系及び2系は、乞田幹線（高段沈砂池）からの汚水の大部分を処理する。

3系及び4系は、乞田幹線（高段沈砂池）からの汚水の一部と大栗幹線及び稲城幹線（ポンプ棟：中段及び低段沈砂池）からの汚水を処理する。

処理方式は、1, 2系及び3, 4系とも片側散気方式の標準活性汚泥法である。曝気槽の有効水深は、1, 2系が4.5mで3, 4系が10m、散気水深は、1, 2系が4mで3, 4系が4.5mである。散気方式は、1, 2系が散気筒で3, 4系が散気板である。

1, 2系の高級処理水は、さらに高度処理施設（約1/3が凝集沈殿、残り約2/3が砂ろ過）により、浮遊物質及びリンを除去した上で、3, 4系の高級処理水と混合されて多摩川に放流される。

3.3.2 汚泥処理

一沈引き抜き汚泥は、濃縮槽で濃縮される。また、1, 2系の余剰汚泥は、3系の曝気槽に再投入された上で、3, 4系の余剰汚泥が遠心

濃縮機で濃縮される。両方の汚泥は汚泥混合槽で混合され、ベルトプレス脱水機により脱水される。脱水ケーキの大部分は焼却炉で焼却され、焼却灰は全量資源化される。また、脱水ケーキの一部は、コンポスト化される。

濃縮槽廃液及び汚泥処理工場排水を含む総合返水は中段沈砂池及び低段沈砂池に戻り、焼却炉のスクラバー排水は導水渠に戻る。

平成10年度の下処理量と汚泥処理量を表3-1に示す。

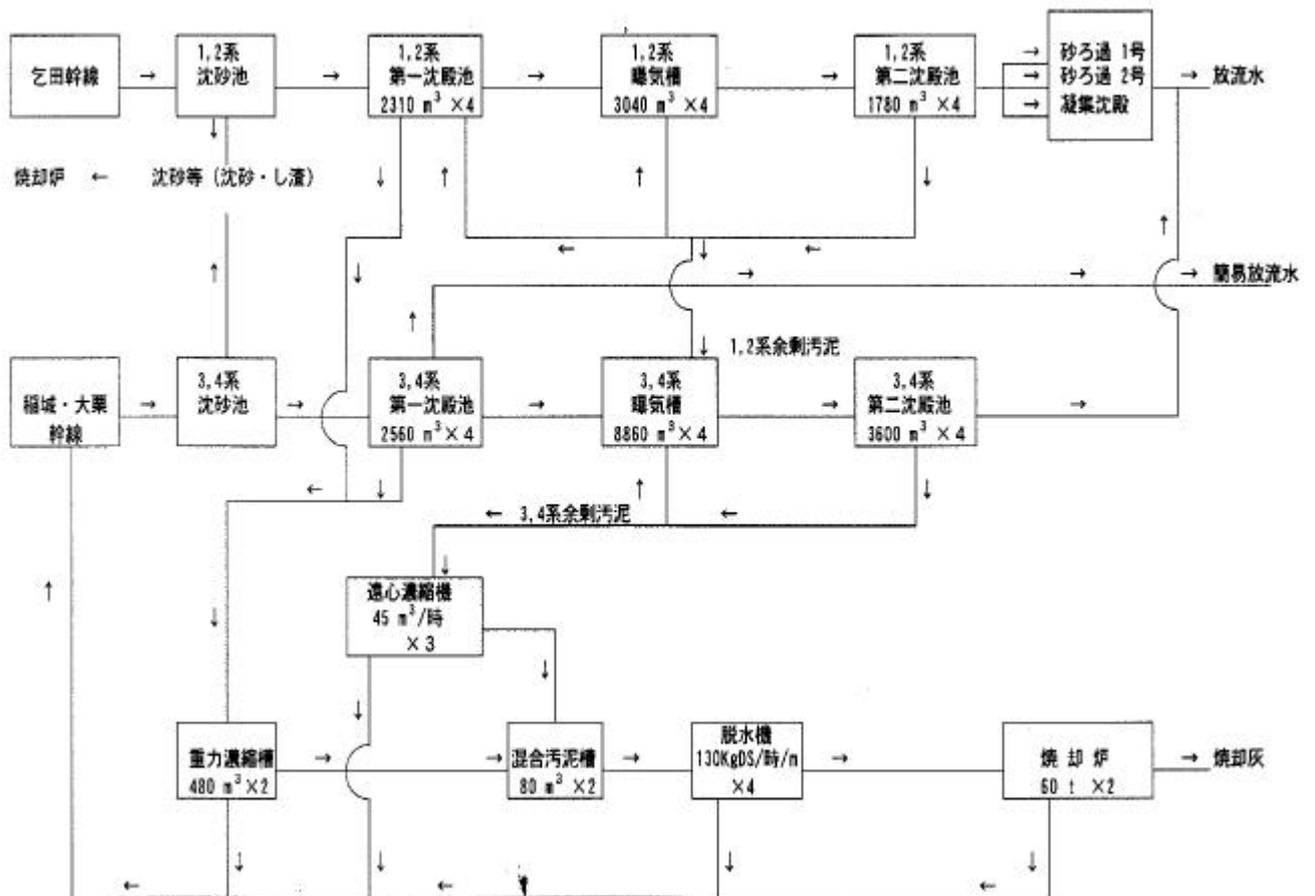


図 3-1 処理フローシート

表 3-1 下水処理量及び汚泥処理量

下水処理量

(平成10年度)

種別	下水処理量 (受水量) (m ³)	簡易処理水量 (m ³)	高級処理水量 (m ³)	高級処理水 放流量 (m ³)	高度処理水 放流量 (m ³)
年合計	31,756,600	217,940	35,022,890	24,088,830	7,440,420
日最大	289,260	114,990	184,080	143,250	35,530
日平均	87,000	* 27,240	95,950	66,000	20,380

(注)

1. 高級処理水量は、曝気槽流入量を示す。
2. 高級処理水放流量は、河川等に放流された水量を示す。
3. *印は回数平均を示す。

汚泥処理量

(平成10年度)

種別	汚泥処理量 (m ³)	濃縮汚泥量 (m ³)	脱水汚泥量 (t)	高分子凝集剤 (高カチオン) (kg)	焼却汚泥 投入量 (t)	焼却灰(乾)量 (t)
年合計	1,438,690	203,990	21,734	18,300	21,532	804.80
日最大	4,960	880	147	81	124	5.60
日平均	3,940	560	60	50	59	2.20

(注) 汚泥処理量は、一沈引き抜き汚泥量である。

4. 調査概要

4.1 調査期間

平成11年10月28日～平成12年3月14日

4.2 調査工程

調査工程表を表4-1に示す。

表4-1 調査工程表

	平成11 年10月	11月	12月	平成12 年1月	2月	3月
調査準備	28	4				
ポリ鉄注入設 備仮設工事		5	8			
本調査		4	9			
結果整理		12	27			
ポリ鉄注入設 備撤去			16			
報告書作成			15			14

4.3 硫化水素連続測定地点及びポリ鉄添加の場所
水処理設備測定地点を図4-1に、汚泥処理設
備測定地点及びポリ鉄添加の場所を図4-2に示す。

4.4 硫化水素濃度測定器概要

硫化水素濃度連続測定器概要を表4-2に示す。

4.5 ポリ鉄注入設備の概要

ポリ鉄注入設備のフローを図4-3に示す。

4.6 ポリ鉄の特徴及び性状

4.6.1 ポリ鉄の特徴

ポリ鉄は、一般式 $[\text{Fe}_2(\text{OH})_n(\text{SO}_4)_{3-n/2}]_m$ (ただし $0 < n < 2, m = f(n)$) の示性式で示される物質で、構造的には硫酸第二鉄の SO_4^{2-} の一部を OH^- で置き換えた三次元構造の配位をしている。すなわち、硫酸第二鉄の網目構造に、塩基性硫酸第二鉄が、三次元的に入り込んだ水溶性の物質である。したがって、単なる塩基性硫酸第二鉄とは異なり、イオン結合・共有結合・錯結合を有する水溶性の鉄系無機高分子なので多様な機能性を持っているといわれる。

メーカー資料によると、ポリ鉄の効果として、濃縮汚泥の硫化物、アンモニアに対する脱臭効果が特に高く、フロック形成、汚泥沈降性が早くなり、高密度のフロックができるので含水率が下がり、処理能力が高まる等があげられている。また、凝集沈殿処理した排水の $\text{BOD} \cdot \text{COD}$ 濃度が下がり、脱リン・脱シアン・脱色・重金属除去性能等を持っているといわれる。

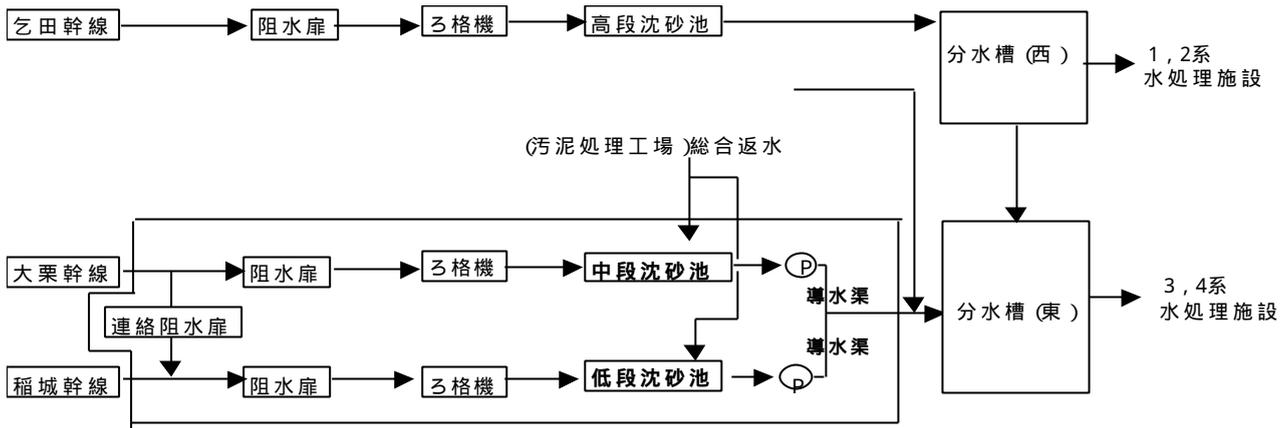


図4-1 水処理設備測定器設置場所

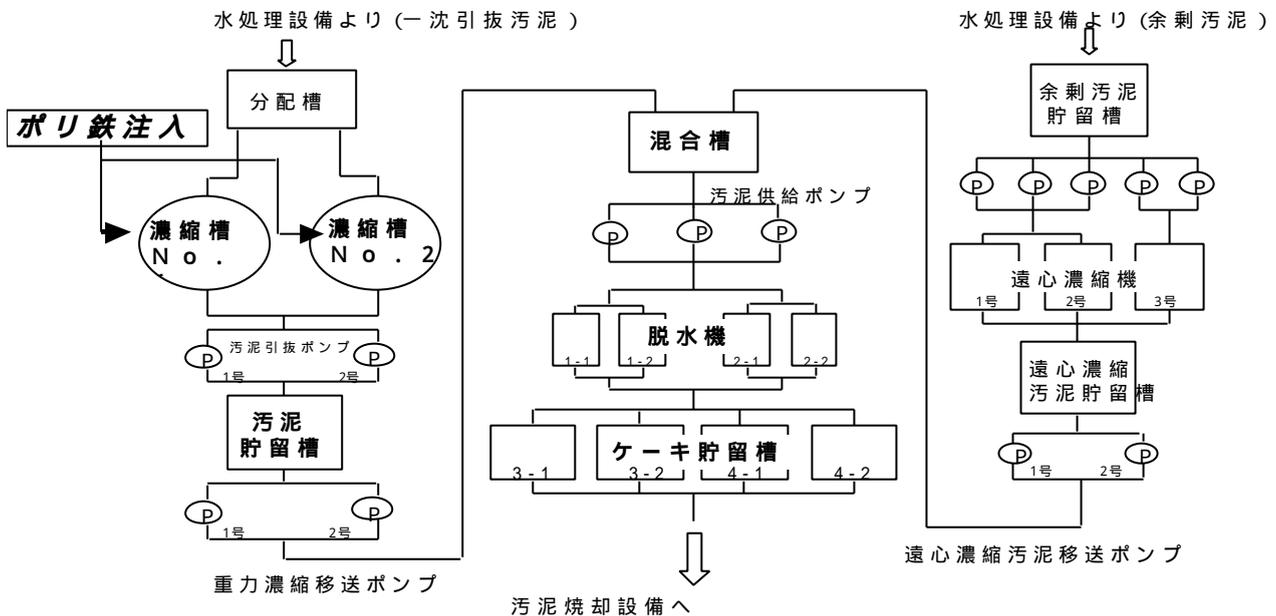


図4-2 汚泥処理設備測定器設置場所

表4-2 硫化水素測定器概要

名 称	拡散式硫化水素測定器 (ガステック社製)		
型 式	GHS-7A		
電源と連続使用時間	単3アルカリ乾電池 (4本): 約1440時間		
使用 環 境	温度: -10~40、相対湿度30%~95%		
検 知 原 理	定電位電解式 (拡散式)		
測 定 範 囲及び 指 示 精 度	測定範囲(ppm)	分解能(ppm)	精度(ppm)
	0~50	0.1	±2.5
	0~100	1	±5
	0~500	5	±25
ロギングデータ数	最大12032個		
通 信 速 度	19200B PS		
電気的性能および機能 (は調査時の条件設定値)			
通 信 方 式	シリアル通信 (RS-232C)		
ロギング間隔設定	1分、5分、10分、15分、30分、60分		
ロギング上書き設定	可能 / 停止		
サンプリング方法	瞬時値、 <u>平均値</u> 、最大値、最小値 (サンプリング間隔6秒固定)		

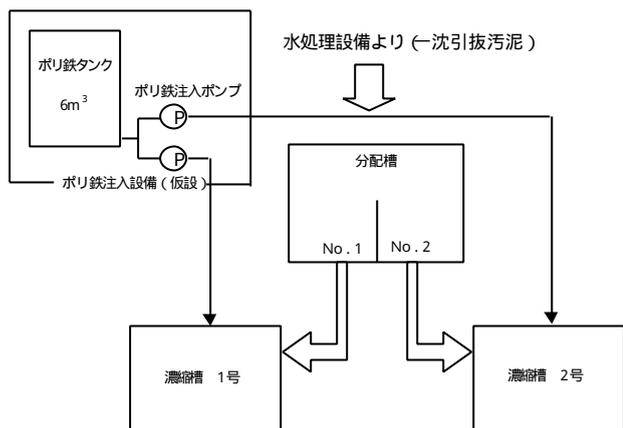


図4-3 ポリ鉄注入設備のフロー

なお、ポリ鉄は液状なので溶解の必要がなく、また塩化第二鉄と比べて腐食性も弱いということで取り扱いも容易である。

また、過去の当局におけるポリ鉄を使用した硫化水素抑制調査は、(1)稲城ポンプ所圧送管吐出口における硫化水素対策について、東京都下水道局技術調査年報(1996)、(2)送泥汚泥の効率的な硫化水素抑制調査、東京都下水道局技術調査年報(1998)等がある。

4.6.2 ポリ鉄の性状

調査で使用したポリ鉄の性状を表4-3に示す。

表4-3 ポリ鉄の性状

項目	計量単位	規格値	備考・分析方法
外観		透明な赤褐色の液体	ガラス試験管観察による
比重(20)		1.45~1.49	20 浮秤法
粘度(20)	Cps	10~30	回転粘度計
pH		2以上	JIS K0102 12.1 100倍希釈電極法
全鉄(T-Fe)	%	11以上	JIS K0102 57.1 160g/l以上
第一鉄(Fe)	%	0.07以下	過マンガン酸滴定法
硫酸イオン	%	24~29	JIS K0102 41.2
塩素イオン	%	0.05以下	JIS K0102 35.1
腐食性	g/mg/h	SUS304を腐食しないこと	腐食試験方法
マンガン	mg/kg	2000以下	JIS K0102 56.2
マグネシウム	mg/kg	1500以下	JIS K0102 51.3
銅	mg/kg	10以下	JIS K0102 52.2
鉛	mg/kg	10以下	JIS K0102 54.2
カドミウム	mg/kg	0.1以下	JIS K0102 55.2
砒素	mg/kg	5以下	ICP 発光分析法
全水銀	mg/kg	0.01以下	JIS K0102 66.1
カルシウム	mg/kg	500以下	JIS K0102 50.3

5. 調査方法

5.1 各処理設備の硫化水素発生実態調査

現状の汚泥処理設備及び水処理設備の硫化水素発生状況を把握するため、ポリ鉄添加前7日間(以下、無添加と呼ぶ)の硫化水素濃度を連続測定した。

測定箇所

濃縮槽(2槽)、汚泥貯留槽(1槽)、混合槽(1槽)、脱水機(1台)、ケーキ貯留槽(2槽)、沈砂池(中段、低段)、導水渠(中段、低段)

5.2 硫化水素抑制効果の確認調査

ポリ鉄注入設備を仮設し、濃縮槽投入汚泥(以下、受泥汚泥と呼ぶ)量に対し、概ね添加率300mg/l、500mg/l、700mg/lとなるようにポリ鉄を定量添加(同一注入量7日間を1サイクルとし、添加量変化により3サイクル)し、ポリ鉄添加期間中の硫化水素濃度を5.1と同様に連続測定をした。

また、ポリ鉄添加3サイクル終了後の7日間(以下、添加後と呼ぶ)についても5.1と同様に硫化水素濃度の連続測定をした。

各調査期間の濃縮槽投入汚泥量、ポリ鉄添加量及びポリ鉄実添加率を表5-1に示す。

なお、ポリ鉄実添加率は以下の式で計算した。
 ポリ鉄実添加率 (mg/l) = ポリ鉄添加量
 (m³)
 × ポリ鉄の比重 ÷ 汚泥量 (m³) × 10⁶

表 5-1 各調査期間のポリ鉄実添加率

	期 間	濃 縮 槽 投 入 汚 泥 量 (?)	ポ リ 鉄 添 加 量 (m ³)	ポ リ 鉄 実 添 加 率 (mg/l)
無添加	11.4~11.11	23,224	-----	-----
300mg/l 添加	11.11~11.18	23,003	3.99	253
500mg/l 添加	11.18~11.25	23,174	6.83	430
700mg/l 添加	11.25~12. 2	23,620	9.93	613
添加後	12. 2~12. 9	22,998	-----	-----

5.3 スポット測定調査

各処理設備の硫化水素発生実態調査(5.1)及び、硫化水素抑制効果の確認調査(5.2)と並行し、無添加期間(7日間)と添加中期間(7日間1サイクル×3サイクル)及び添加後期間(7日間)について、それぞれの期間中に2回(月曜日・木曜日)、合計10回スポットサンプリングを行い、硫化水素発生及び抑制の指針となる各項目について測定した。

サンプリング箇所

受泥汚泥(分配槽)

濃縮汚泥(重力濃縮汚泥移送ポンプ)

混合汚泥(脱水機への汚泥供給管)

脱水汚泥(脱水機)

脱水ろ液(脱水機)

総合返水(中段沈砂池にある返水採取設備)

スポット測定項目を表5-2に、各項目の分析方法を表5-3に示す。

注 - 1

硫化水素発生試験は採取した状態の汚水(汚泥)中に含まれる溶存硫化水素(HS⁻)を強制的に曝気し、発生する硫化水素濃度を測定する試験である。この試験結果は試料300mlから1000ml気中に拡散した硫化水素濃度に換算して表示し、図5-1に示す機材を使用し測定する。

試験値(ppm) = C × (A - X) / 1000 × (300/X)

A: 装置空間容積 1,500ml

C: 有害ガス検知器での硫化水素濃度(ppm)

X: 試験に使用した試料の量(ml)

表 5-2 スポット測定項目

測定項目	受泥 汚泥	濃縮 汚泥	混合 汚泥	脱水 汚泥	脱水 ろ液	総合 返水
温度						
pH						
ORP						
含水率及び強熱減量						
浮遊物質						
全イオウ						
硫酸態イオウ						
硫化物態イオウ						
硫化水素発生試験						
溶解性全リン						
全リン(汚泥)						
全リン(水)						
鉄イオン						

表5-3 スポット測定項目分析方法

分析項目	分析方法	前処理及び保存方法
温度	JIS K0102 7.2 棒状温度計	なし(現場測定)
pH	JIS K0102 12.1 ガラス電極法	なし(現場測定)
ORP	下水試験法 2.3.5 ORP計	なし(現場測定)
浮遊物質	JIS K0102 14.1 ろ過法	冷蔵保存
含水率	JIS K0102 14.2	冷蔵保存
強熱減量	JIS K0102 14.5	冷蔵保存
全イオウ	JIS M8813	冷蔵保存
硫化物態イオウ	JIS K0102 39.2 よう素滴定法	薬品固定後冷蔵保存
硫酸態イオウ	JIS K0102 41.3 イソチオシアン酸法	ろ過及び薬品固定後冷蔵保存
硫化水素発生試験	注 - 1 参照	なし(現場測定)
溶解性リン	JIS K0102 46.1.1	ろ過及び薬品固定後冷蔵保存
全リン(汚泥)	下水試験法 2.4.18 湿式灰化法	冷蔵保存
全リン(水)	JIS K0102 46.3.2	薬品固定後冷蔵保存
鉄イオン	JIS K0102 57.2 原子吸光法	冷蔵保存

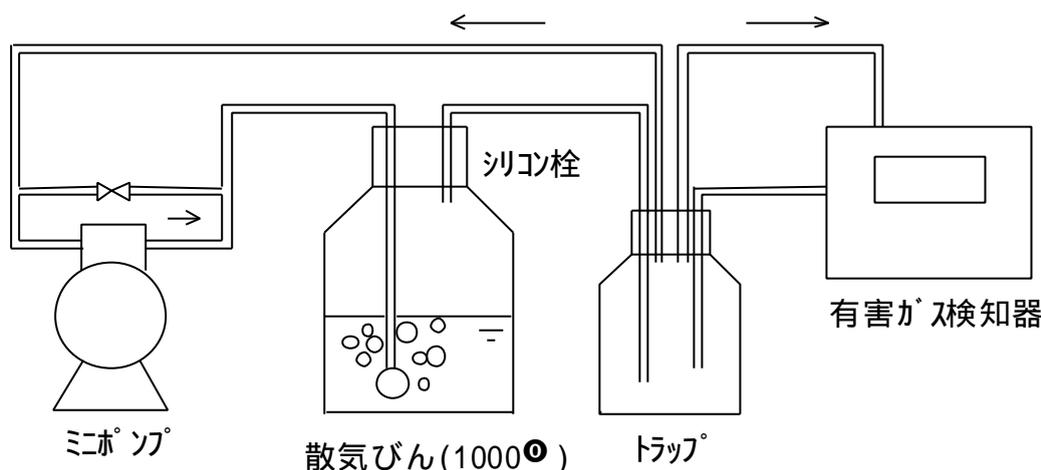


図5-1 硫化水素発生試験装置概要

6. 調査結果

6.1 硫化水素濃度実態調査結果及び硫化水素抑制確認調査結果

表6-1に処理設備毎の各期間の測定平均値及び硫化水素抑制率を示す。なお、この平均値は、表4-2のロギング間隔設定で得られた1分毎のデータを単純平均した数値である。

- (1) ポリ鉄注入点である濃縮槽の気相中の硫化水素濃度は、300mg/l添加時から抑制効果があらわれ、700mg/l添加時には無添加に比較し約75%の抑制効果が確認できた。なお、無添加時に極端な硫化水素濃度の低下があったが、(11/8 14時頃～11/10 12時頃)その原因

は確認できなかった。

- (2) 汚泥貯留槽及び混合槽では、300mg/l及び500mg/l添加時には無添加時以上の硫化水素濃度が測定されたが、700mg/l添加時では硫化水素濃度は低下し、その傾向は添加後も継続した。
- (3) 濃縮槽1号・2号、汚泥貯留槽及び混合槽では、500mg/l添加時に極端な硫化水素濃度の上昇があったが、(11/20 20時頃～11/22 8時頃)原因の確認はできなかった。
- (4) 脱水機では、500mg/l添加時の初期に高濃度の硫化水素が測定され、その後徐々に低下した。なお脱水機の無添加時は、最大濃度が

- 100ppmの測定器使用であり、測定期間中ほぼすべての測定値がスケールオーバーであったことから、添加時との比較はできなかった。
- (5) ケーキ貯留槽では、常に硫化水素濃度が測定されているのではないことから、測定値の変動がポリ鉄の影響かどうか明確でない。
- (6) 総合返水が流入する沈砂池での硫化水素抑制効果は大きく、ポリ鉄300mg/l添加時では中段沈砂池で24%、低段沈砂池で64%の抑制効果があった。700mg/l添加時では、中段沈砂池で67%、低段沈砂池で88%と高い抑制効果を示した。なお、総合返水は通常、中段・低段沈砂池に振り分けられているが、測定期

- 間中にすべての返水を低段沈砂池に変更した場合があり、このときは中段沈砂池の硫化水素濃度は極端に低かった。このことから、沈砂池で発生する硫化水素は総合返水の影響が大きいことが確認された。
- (7) 各沈砂池からの送水先である中段、低段導水渠では、ポリ鉄添加率300mg/lで、中段が58%、低段が33%の抑制効果が確認され、700mg/l添加時でそれぞれの抑制効果は82%、40%に増した。

表 6-1 硫化水素濃度測定結果

測定器 設置場所	無添加	300mg/l	500mg/l	700mg/l	添加後
濃縮槽 1号 (抑制率)	79.9ppm * 2	41.6ppm (48%)	33.2ppm (58%)	19.3ppm (76%)	19.9ppm
濃縮槽 2号 (抑制率)	79.9ppm * 3	55.6ppm (30%)	28.1ppm (65%)	19.7ppm (75%)	19.0ppm
汚泥貯留槽 (抑制率)	308ppm	416ppm (-----)	329ppm (-----)	74.4ppm (76%)	107ppm
混合槽 (抑制率)	35.1ppm	64.9ppm (-----)	68.0ppm (-----)	30.5ppm (13%)	21.7ppm
脱水機 (抑制率)	118pp 以上 * 4	206ppm (-----)	338ppm (-----)	137ppm (-----)	90.0ppm
ケーキ貯槽 A (抑制率)	17.9ppm	10.6ppm (41%)	12.8ppm (28%)	0.24ppm (99%)	0.07ppm
ケーキ貯槽 B (抑制率)	3.46ppm	3.40ppm (3%)	6.28ppm (-----)	1.06ppm (70%)	0.05ppm
中段沈砂池 (抑制率)	12.0ppm	9.10ppm (24%)	4.81ppm (60%)	3.98ppm (67%)	6.45ppm
低段沈砂池 (抑制率)	68.8ppm	25.0ppm (64%)	9.23ppm (87%)	8.24ppm (88%)	13.2ppm
中段導水渠 (抑制率)	3.11ppm	1.32ppm (58%)	0.95ppm (70%)	0.55ppm (82%)	0.67ppm
低段導水渠 (抑制率)	2.71ppm	1.81ppm (33%)	1.88ppm (31%)	1.63ppm (40%)	1.39ppm

() の抑制率は無添加データとの比較

- * 1 各測定データの平均値について、測定器測定範囲を超えた時は測定の最大濃度にて算出した。
- * 2 濃縮槽 1号無添加期間の平均値データは、極端に低下した期間(11/8 14:00 ~ 11/10 12:00)を除く。
- * 3 濃縮槽 2号無添加期間の平均値データは濃縮槽 1号のデータを使用。
- * 4 脱水機無添加時は100ppm測定器を使用したが、ほぼ全測定期間でスケールオーバーであったことから〔118ppm以上〕と記入した。

6.2 スポット測定調査結果

スポット測定調査結果を各測定項目別に示す。

6.2.1 温度

調査期間が10月末から12月初めであったことから、水温は下降傾向であり、各試料の温度の変化は、受泥汚泥が21.7～17.1℃、濃縮汚泥で20.9～17.4℃、混合汚泥で20.6～17.0℃、総合返水で20.9～17.9℃であった。なお、各汚泥とも温度の変化には同様な傾向がみられた。

6.2.2 pH

図6-1に調査期間中のpH変化を示す。

受泥汚泥はpHがかなり変動し5.49～7.12であった。これは、第一沈殿池の流入水水質及び汚泥滞留時間等に影響されていると考えられる。

濃縮汚泥及び混合汚泥は、pH変動は少なく、濃縮汚泥が4.95～5.15、混合汚泥が5.25～5.45であり、ポリ鉄添加時でも無添加時と比較しpHの低下はほとんど認められなかった。

脱水ろ液は、5.41～6.18と変化の幅がやや大きい、総合返水は5.94～6.48であり、ポリ鉄添加量増加にともないpHが若干低下した。

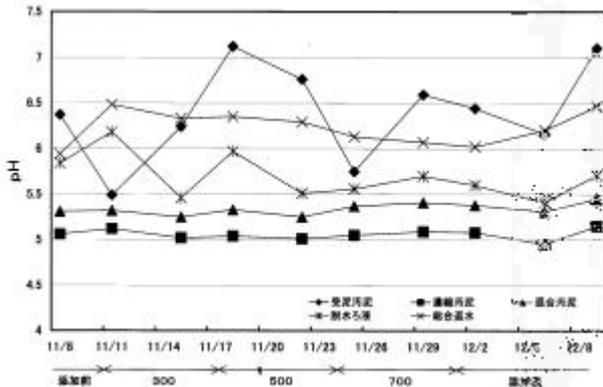


図6-1 pH

6.2.3 ORP

図6-2に調査期間中のORP変化を示す。

ORPは、受泥汚泥が濃縮汚泥並びに混合汚泥と比較し還元側（マイナス側）であった。

濃縮汚泥及び混合汚泥は、ポリ鉄300mg/l及び500mg/l添加時は無添加時より還元側に移行し、700mg/l添加時では同様な傾向がみられた。

脱水ろ液及び総合返水は互いに同様な傾向であり、ポリ鉄添加により酸化側に移行する傾向が現れていた。

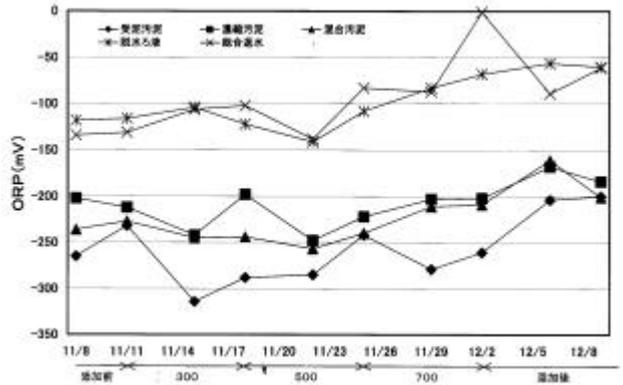


図6-2 ORP

6.2.4 硫化水素発生試験

図6-3に調査期間中の硫化水素発生試験を示す。

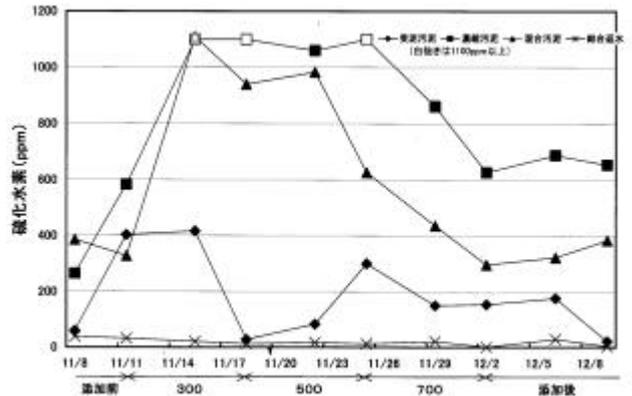


図6-3 硫化水素発生試験

受泥汚泥は、ポリ鉄添加前の一沈引き抜き汚泥であり、硫化水素発生試験値は変動が大きく22～416ppmであった。これは汚泥濃度、pH等に影響されていると考えられる。

濃縮汚泥は、ポリ鉄添加により硫化水素発生試験値は上昇し、300mg/l添加時では1100ppm以上（これ以上は5.3の方法では測定不能）であり、700mg/l添加時になると硫化水素発生試験値は低下の傾向がみられた。

混合汚泥も濃縮汚泥と同様な傾向であり、ポリ鉄添加により硫化水素発生値はいったん上昇し、700mg/l添加時では低下の傾向がみられた。

総合返水は、グラフからは読みとりが難しいが、数値データで比較するとポリ鉄添加により硫化水素発生値は減少傾向が現れていた。

6.2.5 含水率（汚泥・脱水ケーキ）

図6-4に調査期間中の各汚泥の含水率，図6-5に脱水ケーキの含水率を示す。

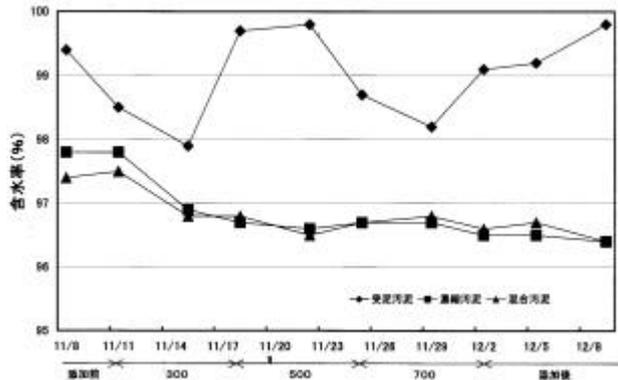


図6-4 含水率(汚泥)

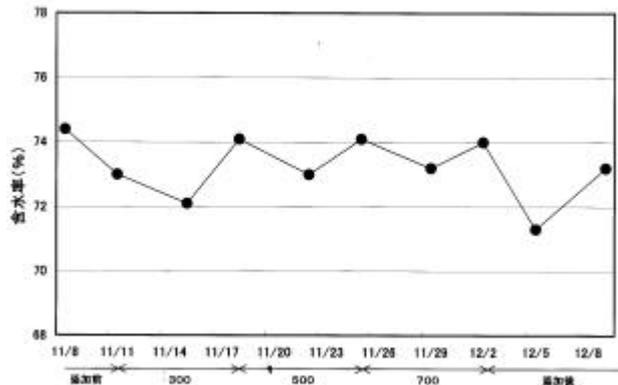


図6-5 含水率(脱水ケーキ)

受泥汚泥は，一定の傾向を示さなかった。

濃縮汚泥及び混合汚泥の含水率はポリ鉄添加により低下の傾向があらわれており，調査期間中濃縮汚泥では1.3%，混合汚泥では1%低下した。なお，ポリ鉄は臭気抑制効果の他に凝集効果もある薬品であることから含水率は低下したと考えられる。

脱水ケーキの含水率は変動が大きく，ポリ鉄添加による低下は認められなかった。ポリ鉄は凝集効果があり一般的にはケーキの含水率は低下すると考えられるが，高分子凝集剤とのマッチングが悪いと脱水性が悪くなり，含水率も上昇する。なお，ポリ鉄はカチオン系の薬品なのでマッチングが良いのは一般的にアニオン系，両性ポリマー系高分子凝集剤と言われている。本調査では凝集剤とのマッチングの検討を行わず，通常どおり高カチオン性の凝集剤を使用したため，このような結果になったと考えられる。

6.2.6 強熱減量

図6-6に調査期間中の強熱減量を示す。

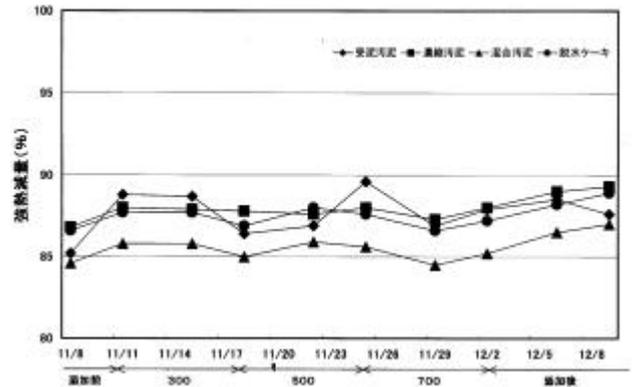


図6-6 強熱減量

受泥汚泥は，一定の傾向を示さなかった。

濃縮汚泥・混合汚泥及び脱水ケーキは，ほぼ全体的に同様な変動の傾向がみられたが，ポリ鉄添加による変動はあらわれていない。これは濃縮汚泥，混合汚泥の濃度が3%前後に対し，ポリ鉄添加量は最大でも700mg/lと汚泥量に比較し少量であるため変化として現れなかったと考えられる。

6.2.7 浮遊物質

図6-7に調査期間中の脱水ろ液，総合返水の浮遊物質（以下，SSと呼ぶ）の変化を示す。

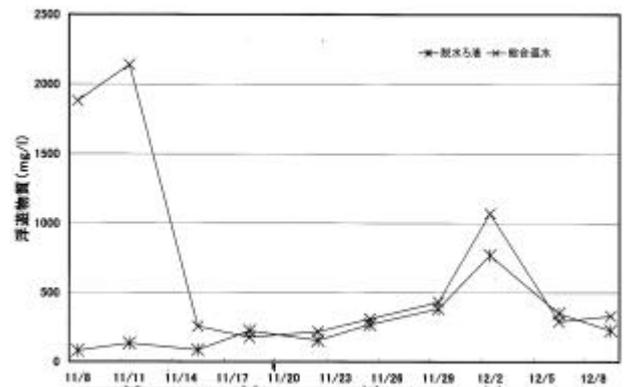


図6-7 浮遊物質

脱水ろ液は，ポリ鉄添加によりSSの増加が認められ，700mg/l添加時には最大で770mg/lであった。これは，6.2.5でも述べたとおり，脱水時に通常添加する高カチオン性の高分子凝集剤とポリ鉄とのマッチングに問題があったためと考えられる。

総合返水は，無添加時に約2000mg/lあったが，300mg/l添加時に急激に減少した。その

ときに、濃縮槽のスカムが急激に減少したこと、図5-3で濃縮汚泥の含水率が無添加時から300mg/l添加時にかけて減少したことの2点から推測すると、ポリ鉄添加により濃縮槽で凝集効果があらわれた結果であると考えられる。また、500mg/l及び700mg/l添加時には、ポリ鉄添加量が増加するにしたがってSSも増加していた。これは、脱水ろ液と同様な傾向を示していることから、脱水ろ液の影響であると考えられる。

6.2.8 全イオウ（汚泥・返水）

図6-8に調査期間中の汚泥の全イオウ（以下、T-Sと呼ぶ）を、図6-9に返水のT-Sを示す。

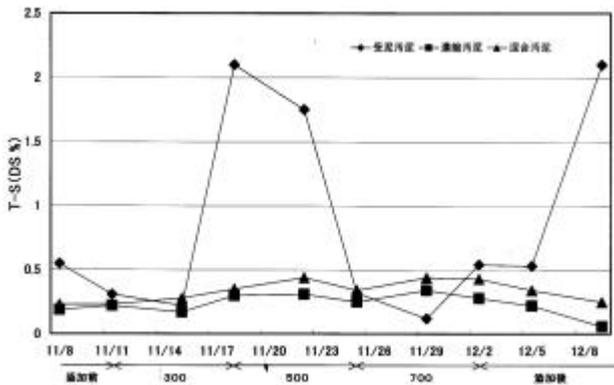


図6-8 T-S(汚泥)

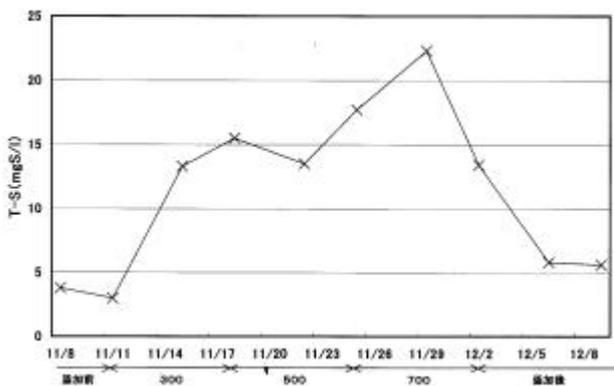


図6-9 T-S(返水)

ここで測定されたT-Sは、無機性全イオウのことである。

受泥汚泥はT-Sの変動が他の汚泥に比較し大きく、DS当り0.12~2.10%であった。

濃縮汚泥及び混合汚泥はポリ鉄添加によりわずかに増加する傾向があらわれていた。

総合返水は、ポリ鉄添加により上昇し、無添加時に比較し700mg/l添加時では約4~5倍

の数値となっていた。

6.2.9 硫酸態イオウ

図6-10に調査期間中の硫酸態イオウ（以下、 SO_4^{2-} -Sと呼ぶ）を示す。

硫酸イオンはポリ鉄中にも含まれているため、ポリ鉄添加量が増加することで、 SO_4^{2-} -S濃度も上昇した。

また、濃縮汚泥と混合汚泥とを比較すると、無添加時はほとんど同じ数値を示していたが、ポリ鉄添加量が増えるにつれて差が広がっていた。

総合返水は、ポリ鉄添加により上昇しており 300mg/l添加時でもかなりの上昇がみられる。これは、ポリ鉄添加位置である濃縮槽の越流水が含まれるためと考えられる。

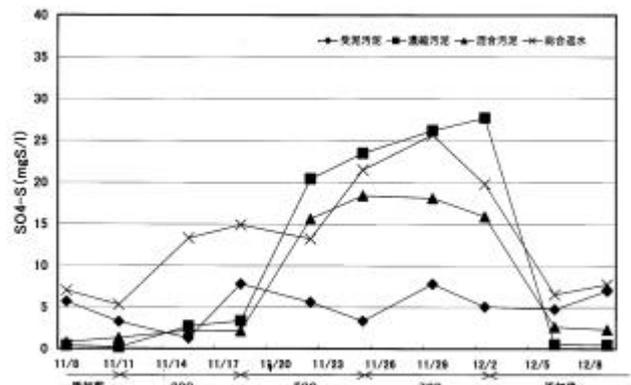


図6-10 SO_4 -S

6.2.10 硫化物態イオウ

図6-11に測定期間中の硫化物態イオウ（以下、 S^{2-} -Sと呼ぶ）の変化を示す。

濃縮汚泥及び混合汚泥の S^{2-} -Sは、ポリ鉄添加により上昇する傾向を示した。 S^{2-} -Sの一部は硫化水素として大気中に拡散するが、ポリ鉄を添加すると硫化鉄が生成し S^{2-} -Sが金属塩として固定されるため、その分が S^{2-} -Sの増加に寄与していると考えられる。

総合返水は、測定調査期間を通して S^{2-} -S濃度は低い値であり、ポリ鉄添加による上昇はみられなかった。

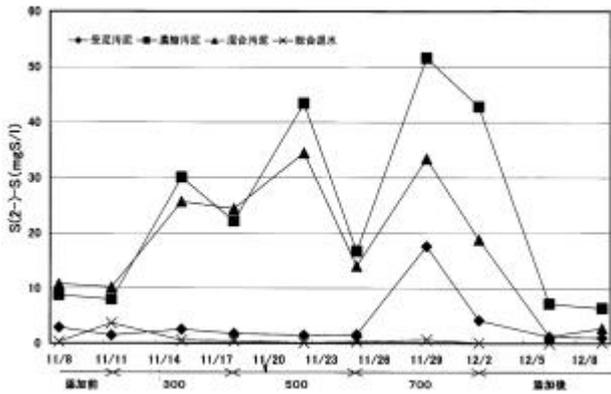


図 6-11 S(2-)-S

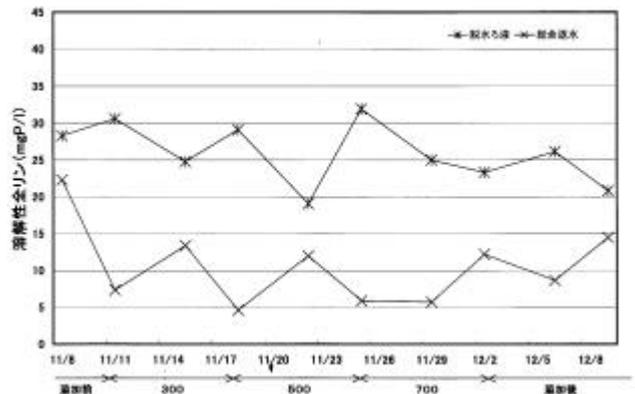


図 6-13 溶解性全リン

6.2.11 全リン・溶解性全リン

図6-12に全リン，図6-13に溶解性全リン，図6-14に脱水ケーキの全リンの変化を示す。

脱水ろ液の全リン及び溶解性全リンは，ポリ鉄添加にともなう変動は見られなかった。また全リンと同様に溶解性全リンの減少率も少なかった。

総合返水は，全リン及び溶解性全リンともポリ鉄添加によって減少する傾向であり，特に無添加期間から300mg/l添加時の全リンではっきり現れていた。これは，6.2.7での総合返水の同じ期間のSSの変化と似たような傾向であることから，SSに占める全リンの寄与が大きいと考えられる。

脱水ケーキの全リンは，ポリ鉄添加により増加する傾向がみられた。これは，汚泥中のリンがポリ鉄と反応し脱水ケーキに移行したためと考えられる。

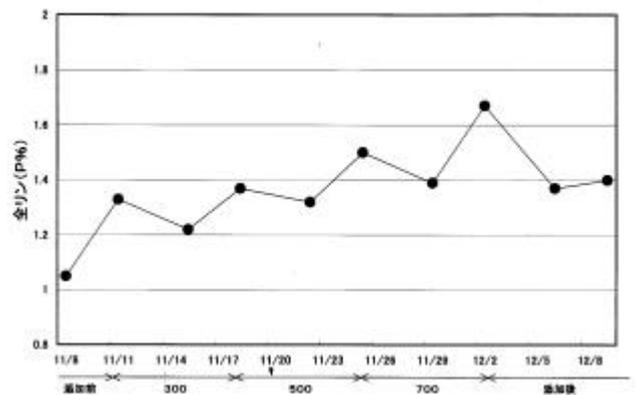


図 6-14 全リン（脱水ケーキ）

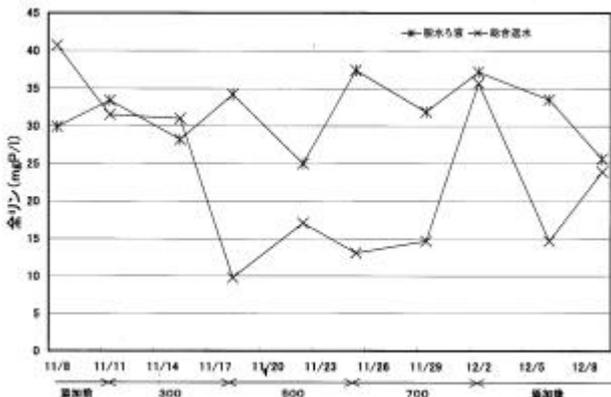


図 6-12 全リン

6.2.12 鉄イオン

図6-15に調査期間中の脱水ろ液，総合返水の鉄イオンの変化を示す。

鉄イオンはポリ鉄中に含まれているため，ポリ鉄添加により脱水ろ液，総合返水の鉄イオン濃度は増加し，700mg/l添加時は脱水ろ液で19.5mg/lの数値が測定された。

総合返水も脱水ろ液と同様な変動を示していたが，総合返水は脱水ろ液，遠心濃縮分離液，濃縮槽越流水等が混合されていることから，鉄イオンの濃度は脱水ろ液に比べ減少していると考えられる。

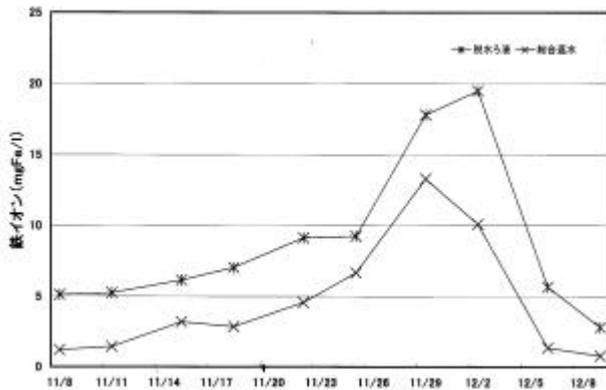


図 6-15 鉄イオン

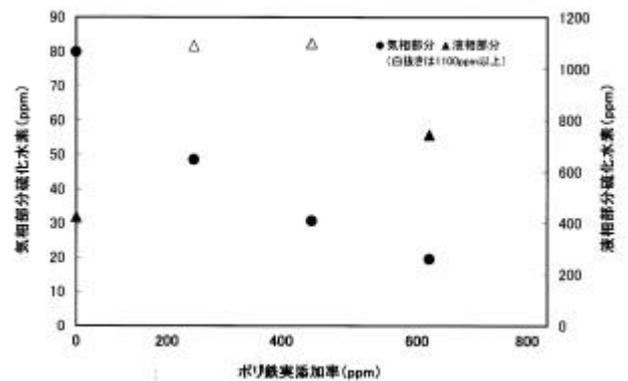


図 7-2 気相部分と液相部分の硫化水素濃度

7. 考察

7.1 ポリ鉄添加による硫化水素の抑制状況

ポリ鉄注入点である濃縮槽の硫化水素発生状況は、ポリ鉄添加率の増加とともにほぼ比例して減少していく傾向であり、図7-1から今回の調査の実添加率 表5-1 と硫化水素濃度との相関係数 (r) は0.989である。

これより、今回の調査期間の条件 (温度・pH等) であれば、ポリ鉄添加率が約800mg/lで濃縮槽の硫化水素発生はほぼ抑制できると考えられる。

また、ポリ鉄添加により汚泥pHが低下すると濃縮槽の腐食が問題となることがあるが、今回の調査の最大添加率である613mg/l実添加時は濃縮汚泥pHの低下はほとんどみられなかった。

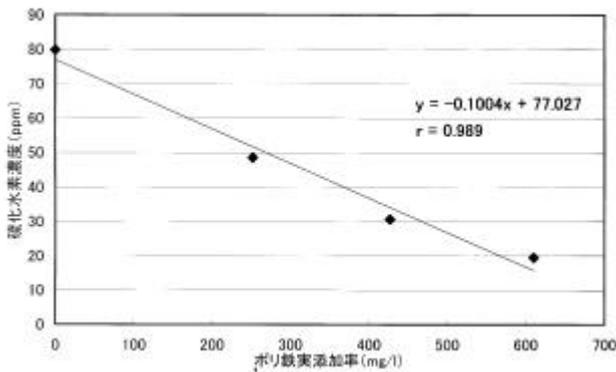


図 7-1 ポリ鉄実添加率と硫化水素濃度の関係 (濃縮槽)

なお、今回使用した硫化水素測定器での硫化水素濃度は気相中の濃度であり、スポット測定での硫化水素発生試験は液相中の硫化水素濃度であることから、濃縮槽の気相部分と液相部分の硫化水素濃度の比較を行った。

図7-2から、ポリ鉄添加の場所である濃縮槽では、気相部分で抑制された硫化水素が液相部分に移行したと考えられる。

また、汚泥貯留槽及び混合槽では、ポリ鉄添加後に高濃度の硫化水素の発生がみられる。これは、濃縮槽でのポリ鉄添加により増加した硫黄分が嫌気性細菌により硫化物イオンとなり硫化水素として気中に拡散する反応が253mg/l実添加時及び430mg/l実添加時で硫化水素は十分抑制されずに硫化物イオンが増加した分、かえって硫化水素の発生増加につながったと考えられる。

脱水機は号機変更にもなう気相中の硫化水素濃度の変動が大きかったが、613mg/l実添加時以降は、汚泥貯留槽・混合槽と同様な傾向であった。総合返水が流入するポンプ棟沈砂池および導水渠での硫化水素発生状況についても抑制効果が確認された。これは、ポリ鉄添加が濃縮槽であったことから、濃縮槽越流水中のポリ鉄の影響が大きいと考えられる。

7.2 硫黄の形態の変化とポリ鉄の関係

汚泥にポリ鉄を添加することにより

- (1) 酸化還元電位を上昇させ⁴⁾、硫酸還元反応を抑制させる
- (2) 発生した硫化水素を金属塩として固定するという2点の作用で、臭気が抑制されていると考えられる。

各汚泥及び総合返水毎に硫黄の形態の変化に分けたグラフを図7-3～図7-6に示す。

これらの図は各汚泥の硫黄の形態を示したものである。なお、この中のT-Sは、 SO_4-S と $S^{2-}-S$ の合計となるべきであるが、その一部は硫化水素ガスとして大気に拡散しているものと考えられる。また、各硫黄の形態はpH、水温、ORP等の変動で変化し、pH6~7の付近では非常に不安定であると考えられる。また、反応過程が明らかでないことから、本調査のスポット測定でのデータのみで全体の収支バランスをとることは難しいと考えられる。

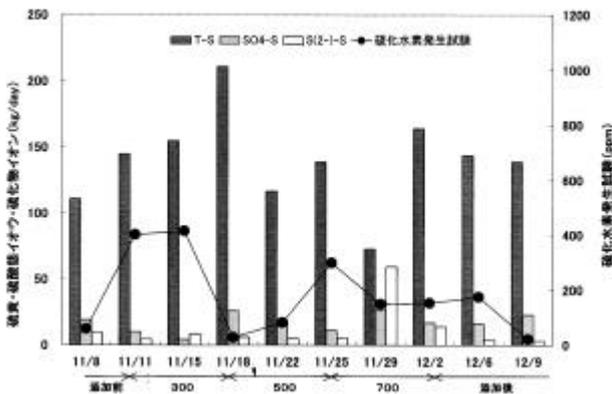


図 7-3 受泥汚泥の硫黄の形態

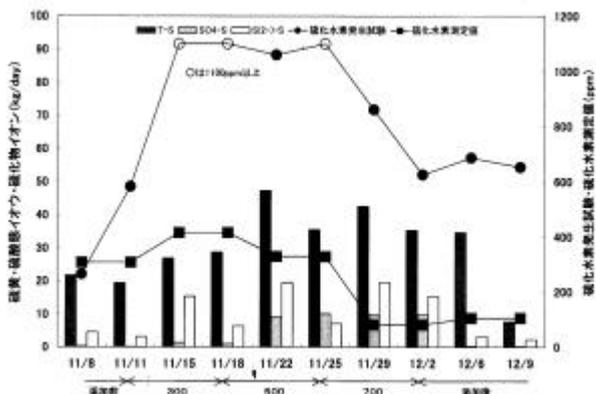


図 7-4 濃縮汚泥の硫黄の形態

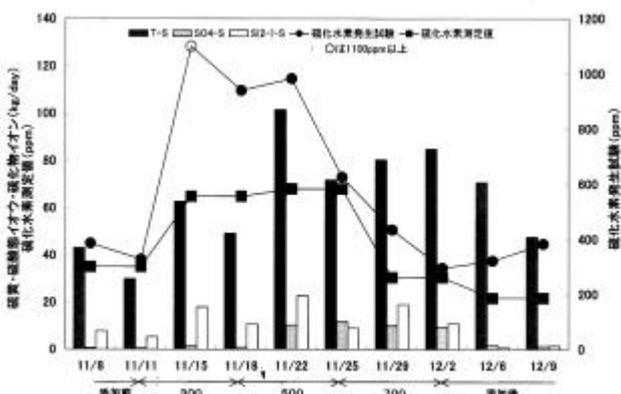


図 7-5 混合汚泥の硫黄の形態

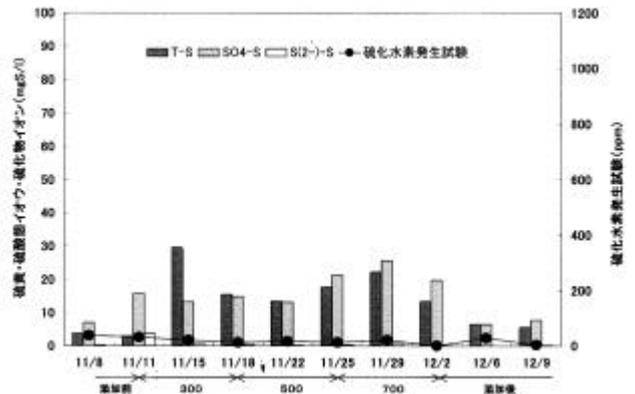


図 7-6 総合返水の硫黄の形態

受泥汚泥、濃縮汚泥、混合汚泥ともに各硫黄形態の収支を比較すると、特に受泥汚泥、混合汚泥でT-Sの値と $SO_4-S + S^{2-}-S$ の値の差が大き。受泥汚泥はpHの変動が比較的大きいためと考えられる。

濃縮汚泥のpHの変動は少なく、汚泥濃度もほぼ一定であるので、挙動は比較的つかみやすいと考えられる。このことから、[受泥 重力濃縮（一時貯留） 余剰汚泥との混合]という一連の単位操作から硫黄化合物の挙動をみた場合、T-Sは濃縮とその後の一時貯留により大幅に減少し、余剰汚泥との混合後再び上昇していた。このことは、濃縮槽でT-Sの一部が $S^{2-}-S$ となり、硫化水素として気中に拡散するためであると考えられる。その反面各工程での SO_4-S はT-S及び $S^{2-}-S$ に比べ変動の幅は少なかった。

総合返水のT-Sは、ほぼ SO_4-S と一致していることから、返水中の硫黄分はほぼ SO_4-S であるとされる。

8. ポリ鉄の水処理に与える影響

本章では委託による調査結果と南多摩処理場水質管理系の試験結果を合わせて、汚泥処理返水の内訳の詳細（特にリンの動向）及びリンの形態別の負荷量によりポリ鉄注入時の水処理に与える影響を考察する。

8.1 総合返水及び脱水ケーキへの影響

総合返水は濃縮槽越流水、脱水ろ液、遠心濃縮分離水及びその他の汚泥処理工場の廃水が混ざり、ポンプ棟沈砂池へ戻る。スクラバー排水は単独で導水渠に戻る。したがって、各廃水のリンの動向をつかむことにより、ポリ鉄添加によるリン除去効果の確認を行い、脱水ケーキへのリンの移行も併せて考察する。図8-1～図8-5に汚泥処理関係のリンの各グラフを示す。

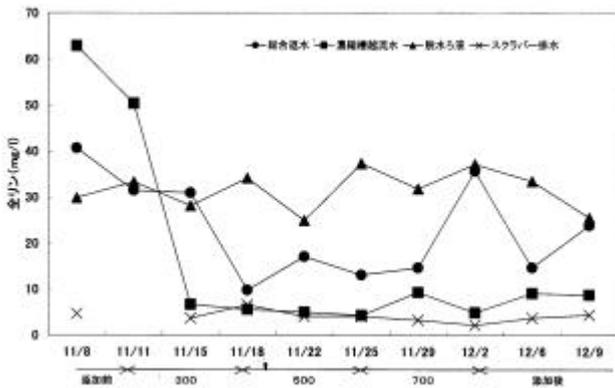


図 8-1 汚泥処理各返水の全リン

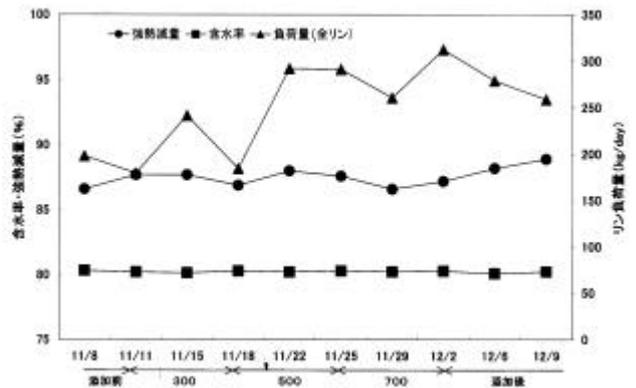


図 8-5 脱水ケーキ

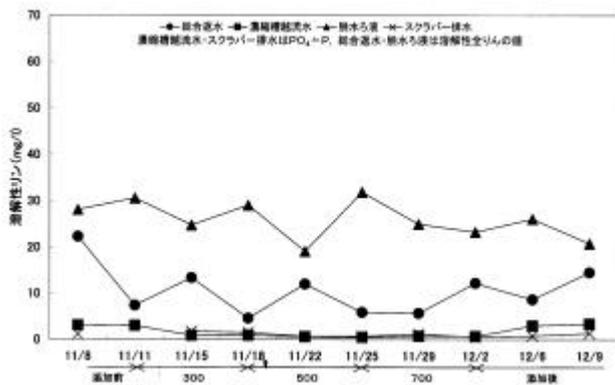


図 8-2 汚泥処理各返水の溶解性リン

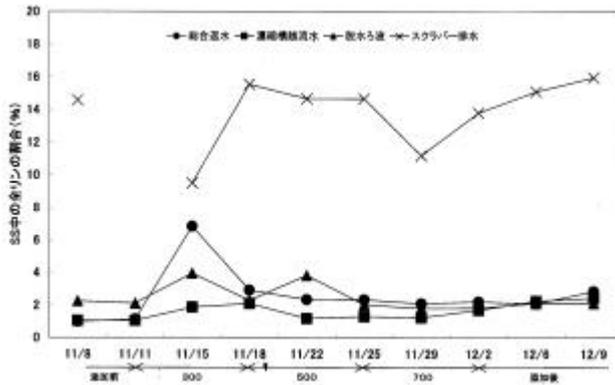


図 8-3 汚泥処理各返水浮遊物質中の全リンの割合

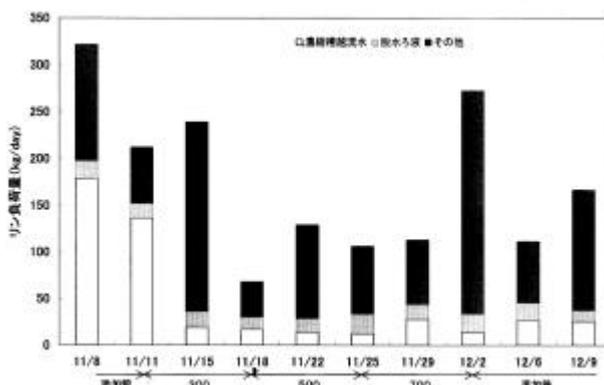


図 8-4 総合返水の全リン負荷量

図8-1及び図8-2の総合返水の全リン，溶解性リン（以下，溶解性リン酸イオン態リンを PO_4 -Pと呼ぶ）の傾向は，濃縮槽越流水でポリ鉄添加により急激な全リンの低下がみられたが，一方溶解性全リンでの変化はほとんどみられなかった。これはポリ鉄の凝集効果による濃縮槽越流水中のSSの低下によるものと考えられる。

図8-3の各返水のSS中の全リンの割合は，総合返水・濃縮槽越流水及び脱水ろ液では上昇傾向がみられたが，スクラバー排水は傾向がはっきりしなかった。

また，図8-4は調査期間中の各汚泥処理返水の全リン負荷量を示したものであるが，ポリ鉄添加とともに濃縮槽越流水の全リン負荷量は大きく減少している。したがって，濃縮槽でのポリ鉄添加は，濃縮槽越流水からのリン負荷の低減に有効であると考えられる。

図8-5の脱水ケーキは，ポリ鉄添加により全リン負荷量は増加していく傾向であった。なお，ポリ鉄と凝集剤のマッチングを検討することにより，含水率の向上や汚泥処理返水へのリン負荷の低減に効果があると考えられるが，脱水ケーキ中のリン・鉄分の増加による焼却炉への影響も考慮しなければならない。

8.2 水処理への影響

汚泥処理返水のリン負荷量が減少すれば，水処理にも好ましい影響を与えられられる。

水処理施設でのORPの変化・リンの動向を図8-6～図8-11に示す。

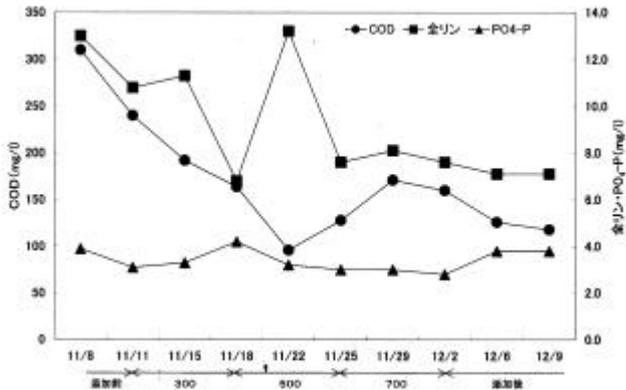


図 8-6 3,4系 - 沈流入水水質

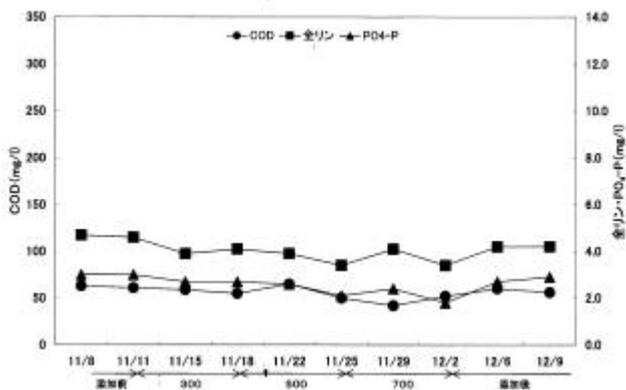


図 8-7 3,4系 - 沈流出水水質

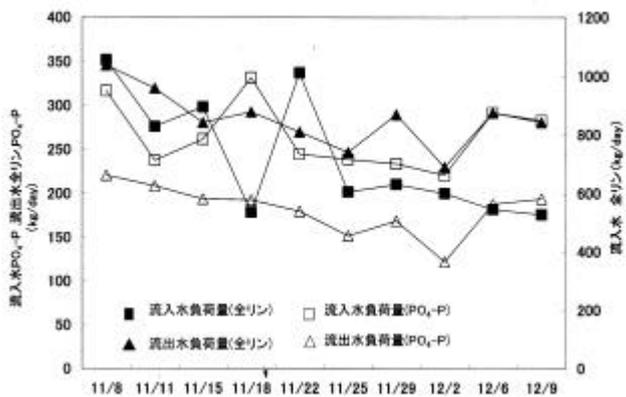


図 8-8 3,4系 - 沈リン負荷量

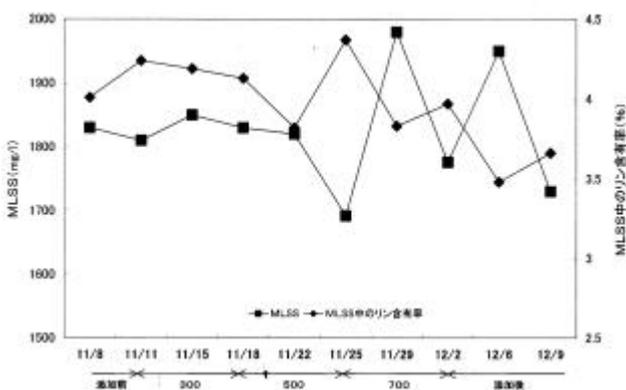


図 8-9 3-2系曝気槽末端の MLSS と MLSS 中のリン含有率

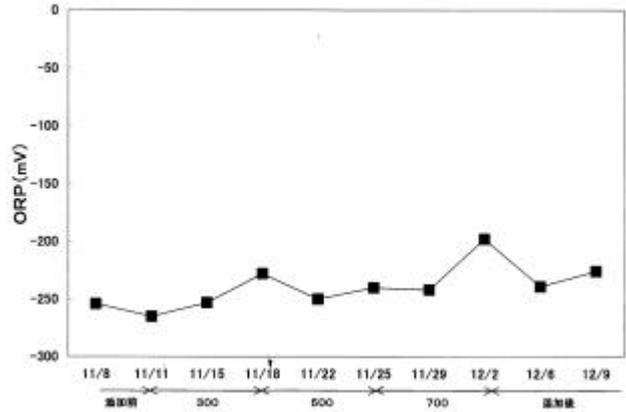


図 8-10 3-2系曝気槽嫌気部出口 ORP

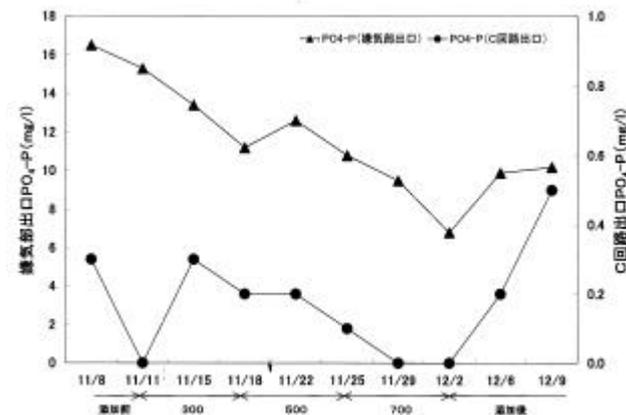


図 8-11 3-2系曝気槽の PO4-P

総合返水及びスクラバー排水を受ける3,4系水処理設備では、曝気槽の先端1/6の部分の空気を制限しリン除去能力の向上を試みている。日常的な管理指標は3-2系曝気槽を代表槽として測定を行っているので、今回の調査でも曝気槽関係は3-2系で採取を行った。

図8-6及び図8-7から、濃縮槽へのポリ鉄添加時の3,4系水処理へ影響について、一沈流入水はCODと全リンが減少傾向である一方でPO₄-Pは前者と比べて変化が小さかったことから、ポリ鉄添加による濃縮槽上澄み水SSの減少の影響が寄与していると考えられる。また、一沈流出水はCOD及び全リンで減少傾向でありPO₄-Pは前者と比べて変化が小さかった。

図8-8に一沈流入水、流出水の全リン、PO₄-Pの負荷量を示したが、ポリ鉄添加により全体的にリン負荷は低減していた。なお、添加量が増加するとリン負荷は一層低下する傾向であるとされる。

図8-9から、曝気槽末端のMLSSとMLSS中のリン含有率は、500mg/l添加時から逆の動きをし、

また変動幅が大きくなっていった。また、図8-10から嫌気部出口のORPは - 200mV ~ - 270mVの範囲であった。しかし、図8-11から、曝気槽末端 PO_4 -P濃度が添加後から上昇した。この上昇がポリ鉄注入の影響であるかどうか即断はできないが、このような薬剤を使用する際は、曝気槽内の生物に対する影響についての十分な検討が必要と考えられる。

全体的にはポリ鉄添加により一沈でのSSの減少、CODの低下、リン負荷の低減の好影響が挙げられるが、反面、ポリ鉄添加終了後から曝気槽末端での PO_4 -P濃度の上昇がみられた。

9. まとめ

- (1) 汚泥処理設備及び水処理設備での硫化水素濃度連続測定の結果、濃縮槽・汚泥貯留槽・混合槽及び脱水機では、700mg/l添加時にもっとも高い効果が得られたが、汚泥貯留槽・混合槽及び脱水機では、300mg/l及び500mg/l添加時にはかえって硫化水素発生試験の値が上昇する場合も生じた。これは、ポリ鉄添加により増加した硫黄分が細菌の作用により硫化物イオンとなり、それが硫化水素として気中に拡散する反応が、300mg/l及び500mg/l添加では十分に抑制されずに硫化物イオンが増えた分、かえって硫化水素の発生につながったためと考えられる。また、濃縮槽の硫化水素濃度とポリ鉄実添加率の関係から、約800mg/lポリ鉄を添加すれば濃縮槽の気相部分の硫化水素発生をほぼ抑制できることがわかった。沈砂池及び導水渠では、300mg/l添加でも抑制効果があった。ケーキ貯留槽での抑制効果は不明確であった。
- (2) ポリ鉄注入による各汚泥及び脱水ケーキの硫黄化合物の総合的挙動については、反応過程が明らかでないことなどから、実態を明らかにすることはできなかった。しかし、濃縮槽と汚泥貯留槽に滞留する間に無機性全硫黄の量は減少し、硫化水素発生試験値と硫化物イオン量が増え、濃縮槽と汚泥貯留槽で硫黄分の還元反応が起こり得ることが示唆されるようなデータが得られた。総合返水については硫黄の大部分は硫酸イオンであった。
- (3) ポリ鉄注入による水処理への影響については、濃縮槽越流水のSSがポリ鉄添加により大幅に改善されたことにより、総合返水のSS及びリン負荷の低減につながった。しかし、曝気槽末端では、ポリ鉄添加終了後から PO_4 -P

濃度の上昇が生じた。

10. 今後の課題

- (1) ポリ鉄添加率700mg/lで、汚泥処理設備及び水処理設備での硫化水素の発生を十分に抑制することができたが、添加中止後の抑制効果の持続時間についての検討が必要である。
- (2) ポリ鉄添加率が上昇するにつれて脱水性が悪くなったことから、凝集剤とのマッチングテストを検討する必要がある。
- (3) 脱水ケーキ中のリン分と鉄分の上昇に伴う焼却炉への影響について検討する必要がある。
- (4) ポリ鉄が曝気槽末端におけるリンの取り込み能力の低下にどの程度影響するかどうか検討する必要がある。
- (5) ポリ鉄の注入を本格実施する際には、どこまで硫化水素を抑制するべきかを考慮した上でのコスト評価が欠かせない。

参考文献

- 1) 三上, 無機凝集剤としてのポリ鉄の凝集, 産業と公害, vol. 16, No. 5 (1980)
- 2) 下水道事業団業務普及協会, E P A 設計マニュアル下水道施設の臭気と腐食対策(1988)
- 3) 稲城ポンプ所圧送管吐出口における硫化水素対策について, 東京都下水道局技術調査年報(1996)
- 4) 送泥汚泥の効率的な硫化水素抑制調査, 東京都下水道局施設管理部施設管理課(1998)
- 5) 丸田 他, 下水処理施設から発生する硫化水素の薬品(ポリ鉄)添加による抑制, 下水道協会誌, vol. 31, No. 374(1994)
- 6) 鈴木 他, 重力濃縮前のポリ鉄添加による硫化水素の抑制及び嫌気性汚泥消化行程に対する影響調査, 第33回下水道研究発表会(1996)
- 7) 室谷 他, 薬品添加による返流水の溶存硫化物の制御, 下水道協会誌, vol. 32, No381(1995)

5 . 雨天時対策

- 5 - 1 貯留とネットワークによる効率的な再構築に関する調査
(その2)
- 5 - 2 合流改善の効率的なレベルアップのためのリアルタイム
コントロールシステムの開発
- 5 - 3 芝浦処理区分水入孔に関する水理模型実験調査その5
- 新たな分水入孔に関する調査・研究 (Vortex Valve) -

5 - 1 貯留とネットワークによる効率的な再構築手法に関する調査

計画部 術開発課

既設管渠の部分的な更生や入替えに対しても、柔軟にかつ段階的に整備水準の向上を図ることが可能で、代替管方式の再構築手法と比べ経済性や投資効果の早期発現の面で優れている貯留とネットワーク方式による効率的な再構築手法の検討を行った。

本調査では、実際のある再構築対象幹線流域において、貯留とネットワーク方式による再構築手法と代替管方式の再構築手法を、ライフサイクルコスト、投資効果の早期発現、段階的施工性、部分補修への適応性（柔軟性）などの観点から比較検討し、新しい効率的な再構築手法を一つの案として提示した。

本年度は、昨年度の成果をふまえ、ある再構築対象幹線流域において、流域内の重要地域と重要管渠の選定、合理的な整備水準の設定方法、既設管渠の水理特性の把握と評価、貯留とネットワーク方式による複数再構築計画案の比較、既定再構築計画の分布系モデルによる評価、貯留とネットワーク方式による再構築計画の最適案と既定再構築計画の比較 効率的な再構築計画策定方針案の作成について検討を行った。

5 - 1 貯留とネットワークによる効率的な再構築に関する調査 （その2）

Study of Efficient Rehabilitation Method by Storage and Networking()

計画部 技術開発課

船山 吉久

1. はじめに

現在、区部の下水道管渠の内、法定耐用年数50年を過ぎている経年管渠延長は2,000kmを超えており、全管渠管理延長の13%に達している。また、都心部では約80%の管渠が耐用年数を超えている。老朽管渠は、管渠の破損や道路陥没を招くほか、都市化の進展によって増大した汚水量や雨水量に対し能力が不足している場合が多い。

区部の下水管渠は、昭和30年以降集中的に整備されてきたため、近い将来急速に膨大な量の管渠が更新時期を迎えることが予想されている。今後、急増する管渠の老朽化対策を含めた再構築事業を計画的かつ効果的に進めることが肝要である。

現在、東京都区部における再構築事業はライフサイクルアセスメント（LCA）を考慮し、耐用年数をベースとして対象となる管渠、区域等を選定し、基本的には、布設替えや増補管、代替幹線の整備等で対策を行い、浸水対策、合流改善、管渠崩壊の防止などの機能の向上を図っている。

代替幹線方式は、十分な事業費が確保されている場合には最も有効で確実な手法である。しかしながら、近年、都の厳しい財政環境下では、膨大な事業費を要する代替幹線方式による再構築事業は整備に長時間を要し、事業の進捗が遅れ、押し寄せる老朽化の波に十分対応できなくなる可能性がある。

そこで、下水道の歴史が古くかつ厳しい行財政環境の中で再構築事業を進めてきた欧米都市の事例の中で、特にその効率性や合理性のため世界の多くの都市から認められている英国のWRc（Water Research Centre）の再構築手法と下水道再構築マニュアル（Sewerage Rehabilitation Manual）について調査・検討

を行った。

同マニュアルは、英国のみならずEU諸国や米国の主要な都市で使用されていて、効率を最重要視した再構築の計画論や整備手法に加え、老朽管渠の調査方法、更生工法などを体系的にまとめており、コスト削減を図るための経験と実績が反映されている。その考え方には、例えば、管渠の老朽化対策ではリスクマネジメント、浸水対策では貯留とネットワーク効果の活用、水理検討では最新の不定流モデルによる解析など、現在の都の下水道再構築計画にはない、新たなコンセプトが採用されている。

これらWRcの再構築マニュアルで採用されている新たな考え方に基づく整備手法、検討手法などの優れた面を東京都の再構築事業に適用した場合、代替幹線方式と比較しどのような得失があるのかを定量的に評価し、長所を積極的に採用することが東京都の再構築事業を円滑に推進することが可能になると考えられる。

平成11年度は、平成10年度の調査結果を受け、水理面での検討を中心に実際の排水区域に適用させた場合の比較検討調査を実施し、構造面・環境面については、WRcの方法の調査・研究に留めた。

2. WRcの再構築手法の整理

2.1 基本的な考え方

再構築の定義としては、単なる更生ではなく既存下水道システムのあらゆる機能（構造上及び水理上、環境上）の向上（高水準化）としており、再構築には、以下の手法を用いている。

- 新規建設による更新
- 増補管の建設による増強
- 洪水流量の抑制（貯留管などによるピークカット）
- 改良工事による管更生

ただし、再構築手法の決定には段階的整備による便益、工事費、道路交通状況、周辺環境への影響等の条件を考慮して最終決定される。

2.2 再構築マニュアルの目的

再構築マニュアルの基本的な目的は以下の3項目が上げられる。

再構築事業のコスト節減

管路の老朽化の進行に伴う将来のコスト増の抑制

高水準化計画の投資的経費の定量化と投資水準の正当性の評価（投資効果の明確化）

2.3 コスト縮減の基本的な考え方

イギリスにおける管渠再構築の実績では、最も費用がかかった管路延長の5%部分が総費用の15%を占め、20%部分が総費用の40%を占めている。また、管渠破損において、最も費用のかかった破損件数の5%部分が総復旧費の60%を占め、破損件数20%部分では総復旧費の90%に達する。したがって管渠再構築では費用がかさむ一部の管渠の大きな問題を集中的に取り除くことにより、再構築の大部分の問題が解決するケースが多い。

効率的な再構築を進めるためには、管渠の損壊が下水道システムや社会的に重大な影響を与える管渠を重要管渠として特定し、これらの管渠の損傷の未然防止を優先的に行う必要がある。

損壊の影響がおおきな重要管渠とは、一般的に次のような管渠である。

土被りが大きい、大断面、レンガ作り、悪い地盤条件、交通量が多い道路下、建築物や重要構造物の下経費節減に対する基本的な考え方としては、以下のとおりである。

重要管渠を重点的に調査し問題の特性を踏まえた経済的な再構築手法を採用する。

既存下水管渠を内面更生などにより延命化を図り最大限に活用する。

管渠のあらゆる機能（構造面、水理面、越流などの環境面）を総合的に考える。

段階的的施工により投資効果の早期発現を図るとともに投資的経費が特定の時期に集中するのを防ぐ。

洪水のピークカット・貯留施設の積極的活用

2.4 重要地域（Core Area）、重要管渠（Critical Sewers）の判定

WRcのマニュアルでは、下水道管渠の再構築計画を策定するうえで、重要地域（Core Area）と重要管渠（Critical Sewers）の設定が再構築の調査範囲および優先度を決定するために非常に重要だとされ、それぞれ以下のように定義されている。

重要地域（Core Area）：浸水常襲地域、大規模な地下街や地下鉄の駅周辺、道路陥没頻発地域等の他、管路内調査や優先的に再構築を行う費用が正当化できるような重要管渠（Critical Sewers）があったり、合流式下水道の越流水（CSO）のある箇所を含んだ地域として、定義されている。

重要管渠（Critical Sewers）：万一崩壊した時に、重大な結果をもたらす管渠

2.5 最新技術の活用

再構築計画を立案するため最新の技術を活用し、効率的な計画案の検討を行う。

浸水対策

- ・コンピューター不定流モデルの活用
- ・流量の解析と検証

破損対策

- ・最新のテレビカメラ機器による調査
- ・改善された劣化判定法の採用
- ・設計や工事での適正な更生工法の採用
- ・更生工法の技術開発

合流式下水道の改善（環境対策）

- ・コンピューター不定流モデルによる合流式下水道の越流水の予測
- ・合理的な合流改善手法の採用

3. WRcの再構築手法と東京都の再構築手法との比較

3.1 再構築計画策定フロー

WRc及び東京都の再構築計画策定フローを以下に示す。

東京都の再構築計画の策定フローでは、重要地域（Core Area）や重要管渠（Critical Sewers）の選定はなく、再構築優先順位選定マップを基本に、全地域を対象にして再構築事業を実施する地域や幹線を定め、調査設計を行う点が大きく違っている。また、WRcでは水理面、構造面、環境面を総合的に検討し、最適な再構築手法を採用しているが、一方、東京都では、主に水理的能力の向上を主眼において、再構築事業の調査設計が進められている。

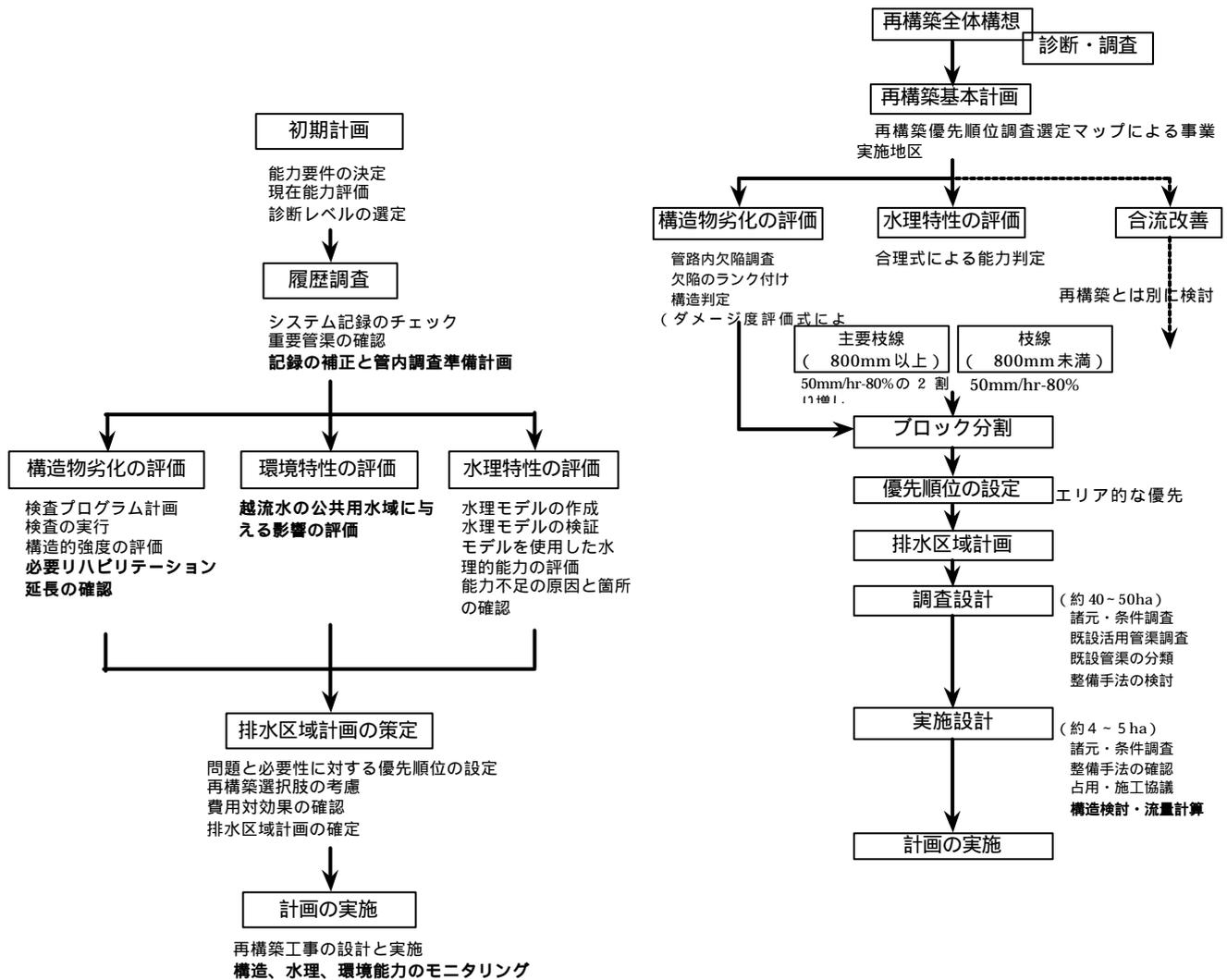


図 - 1 WRc及び東京都の再構築計画策定フロー

ただし、東京都においては、再構築調査とは別に維持管理部門で、幹線毎に管渠内の現況調査を行っており、その調査結果を用いてランク分けの判定を行っている。

3.2 整備水準

東京都とWRcの再構築事業の基本的な考え方の大きな相違点として、整備水準が上げられる。

WRcでは表 - 1に示す通りで、土地利用条件や計画の種類（再構築計画か新規計画か）によって、整備水準を変えている。また、サーチャージ頻度については、再構築計画又は新規計画かによって差を設けているが、幹線においても圧力状態を容認している点が東京都の場合と異なる。

表 - 1 WRcにおける整備水準

項 目	整 備 水 準		
	再構築早期着手条件	再構築計画	新規計画
浸水頻度（確率年） ・敷地内 ・道路	2回 / 10年 2回 / 年	1回 / 30年 1回 / 20年	1回 / 50年 1回 / 20年
構造状態 サーチャージ頻度 重要管渠劣化等級	N/A ¹ 3, 4, 5 ²	1回 / 年 N/A ¹	1回 / 2年 N/A ¹
放流水域水質 合流式下水道越流状況	不十分な越流状況	水域の水利用形態や計画に応じた目標	

1：該当無し

2：管渠劣化等級

5：崩壊または崩壊寸前

4：近年中の崩壊の危険あり

3：近い将来の崩壊の可能性は低いが悪化が進行する可能性あり

2：短期的に崩壊の危険は最小であるが将来悪化する恐れあり

1：受容できる構造状態

3.3 構造的判定

「管路内調査」を受け、「WRc」、「東京都」共に『構造的判定』を行い、対応策の決定に至る手順については、ほぼ同じフローと言える。

しかしながら、WRcでの判定手法は、重要管渠のカテゴリーAのみに対して構造特性評価を行う。

また、判定基準、判定に用いる項目や項目の重み付けなどについては、両者で大きく異なっている。

管路内調査における評価項目の比較を表 - 2 に示す。

表 - 2 管路内調査評価項目比較

WRcの評価項目	東京都の評価項目	東京都への適用性
亀裂(Cracked)	管のクラック 管の破損	・WRcでは、管の損傷について、細分化し評価を行っている。これは、ブロック造りの管や無筋コンクリート管が、多く見られるためではないかと予想される。東京都でも、細分化はなされていないが、同様の評価を行っていると考えられる。
割れ目(Fractured)		
破損(Broken)		
穴(Hole)		
剥離(Spalling)		
崩壊(Collapsed)		
継手部の開口(Open joint)	管の継目ずれ	・同様の評価を行っている。
継手部のずれ(Displaced joint)		
摩耗(Wear)	管の腐食	・同様の評価を行っている。
-	管のたるみ、蛇行	・「管のたるみ、蛇行」は、構造的な欠陥ではないため、WRcでは、水理的能力判定にて、当項目を評価している。
変形(Deformation)	-	・イギリスでは、下水道の歴史が古く、レンガ造りの管、無筋コンクリート管なども数多くあるためと思われる。東京都のように、殆どが、鉄筋コンクリート管である場合、変形は数少ないと考えられ、評価項目として扱う重要度は低い。
-	モルタル付着	・WRcでは、構造的評価以外に、管の内部状況に関する評価は、一切行っていないが、評価項目として必要であると考えられる。
-	浸入水	
-	取付管突出し	
-	ラード付着、木の根の侵入	

は、対策判定には、加味されない。

3.4 WRcに特有なもの

WRcでは、重要地域の特定を行うと共に、管渠を土被り、管種、口径、重要施設への影響のほか、地盤の種類、交通量などから点数によるウエイト付けを行い、A、B、Cのカテゴリーに分類し、カテゴリーAに分けられるものを重要管渠としている。

1) 重要地域 (Core Area) の検討

WRcのマニュアルにおける重要地域の定義は前述のとおりであり、この定義を整理し、今回検討対象流域に当てはめた場合の重要地域について、以下の表 - 3 に示す。

2) 重要管渠 (Critical Sewers) の選定

次に重要管渠の選定 (カテゴリー分類) では、基本的にWRcの手法に準じるが、カテゴリーBの管径などで若干の修正を加えることとする。WRcにおける重要管渠の大まかな目安と調査流域に適用した場合について、表 - 4 に示す。

表 - 3 調査対象流域の重要地域

WRc	調査対象流域
重要管渠 (Critical Sewers) を含む地域。	重要管渠の選定基準について別途設定する。
大規模な地下街や地下鉄の駅周辺等に代表される、浸水が起きた時のリスクが大きい地域。資産や人口の集中する商業地域や、社会的に重要な官庁街も含まれると解釈できる。	都市計画上の用途区分が、商業地域および近隣商業地域となっている地域 (地下街、地下鉄の駅はこれに包含されている)。
浸水常襲地域。浸水域そのものよりも、浸水の原因となっている下水道ネットワークを包括する地域。	最近10年間程度の浸水常襲地域。浸水被害は整備拡充計画等により改善されている場合もあるので注意する。
道路陥没頻発地域。	下水道本管の破壊に起因する道路陥没頻発地域。 道路陥没被害は本管だけでなく取付け管も多く報告されていることから注意を要する。
水質汚濁が問題となっている地域。例えば住民からの苦情がある排水区や、遮集合流など好ましくない構造を有している排水区。	神田川については特に住民からの苦情等は聞かれないが、戸塚東幹線の下流部は遮集合流の形態となっているため、重要地域とする。

表 - 4 重要管渠のふるい分け手順

	WRc	調査対象流域
カテゴリーA	埋設深 2 m以上の煉瓦管 埋設深 6 m以上の良い地盤にあるコンクリート管 埋設深 5 m以上の悪い地盤にあるコンクリート管 口径1,500mm以上の合流管または分流雨水管, および口径600mm以上の污水管 非常に重要な交通ルートで交通量7,500台/日以上 の管 やや重要な交通ルートで表-5によりカテゴリーAに分類された管 欠陥が病院の交通障害となる管 右記の場所の下にある管: 鉄道, 運河, 河川, 高速道路, 組立式車庫以外の建物, 主要ショッピング街, 工業用地への主要アクセス地点	煉瓦管なし 同左(良い地盤=シルト, 砂質土以外) 同左(悪い地盤=シルト, 砂質土) 口径1,500mm以上の合流管または雨水管, および口径600mm以上の污水管 国道車道部で交通量7,500台/日以上 の管 都道車道部で表-5によりカテゴリーAに分類された管 主要な病院へのアクセスに問題がないため 今回考慮しない 同左
最低限カテゴリーB	埋設深1.9mまでの煉瓦管 埋設深 3 m以上のコンクリート管 口径600 ~ 1,500mmまでの合流管または分流式雨水管, および口径450 ~ 600mmまでの污水管 非常に重要な交通ルートで交通量5,000台/日以上 の管 やや重要な交通ルートで表-5によりカテゴリーBに分類された管 遊歩道や観光地にある管 右記の場所の下にある管: 主要工業用地, 既知のリスクの高い施設(ガス, 電気等), 崩壊により河川への汚濁負荷が引き起こされる地域	煉瓦管なし 同左 口径800 ~ 1,500mmまでの合流管または雨水管, および口径450 ~ 600mmまでの污水管 国道車道部で交通量5,000台/日以上 の管 都道車道部で表-5によりカテゴリーBに分類された管 遊歩道や観光地なし 同左, 調査流域内には主要な工業用地はない
カテゴリー不	埠頭や信号橋の上にある管 運動競技場, 展示場, 会議場などの近くにある管	特に考慮しない

WRcではカテゴリーBの管径を600mm以上としているが、今回調査対象流域ではこれを東京都の主要枝線の定義に合わせ800mm以上とする。

WRcの手法を基に東京都に対応した重要管渠抽出フローを図 - 2 に示す。

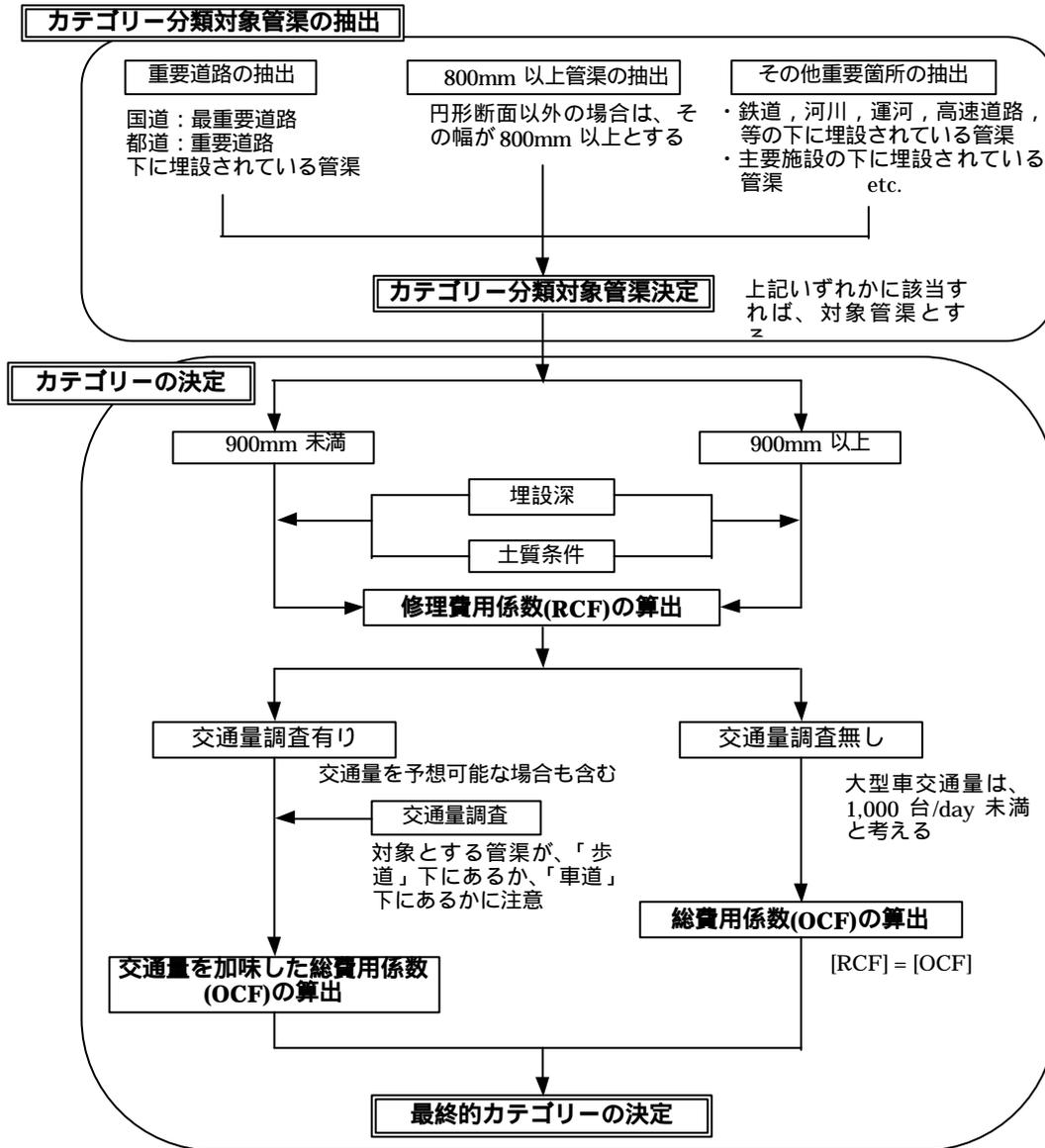


図 - 2 重要管渠抽出フロー

4. 実流域でのケーススタディ

これまでの調査から得られた結果を踏まえ、ケーススタディとして実流域でWRcの再構築手法を用いた概略の再構築計画を立案し、代替幹線方式を基本とした従来計画と比較し、水理的な効果、費用対効果等についての比較検討する。なお、当該流域では、幹線管渠の管路内調査が実施されており、その結果から特に大きな構造的欠陥は発見されていないことから、ケーススタディにおいては、主に水理的な面の検証を行うこととする。

4.1 ケーススタディの対象区域の概要

ケーススタディの対象流域は、基本的に次の条件を満足する流域を選定する。

再構築の緊急度が水理的（浸水）、構造的に高い幹線流域とする。

管渠データや構造特性データが比較的充実している幹線流域とする。

貯留とネットワークの効果が現れやすい幹線流域とする。すなわち、当面河川への流出抑制を必要としたり、ネットワークが有効な平坦地を選定する。

第一期再構築区域の44幹線の内、比較的劣化調査が充実している幹線で、貯留とネットワークの有効性が現れやすいと考えられる戸塚東幹線及び戸山幹線流域をケーススタディ対象流域に選定した。

本流域の特性を表 - 5 に示す。また、図 - 3 に戸塚東・戸山幹線流域の概要を示す。

表 - 5 戸塚東幹線および戸山幹線流域の特性

項目	内容	備考
流域面積	戸塚東幹線流域 約157ha 戸山幹線流域 約243ha 合計 約400ha	戸山幹線流域は第二戸山幹線流域108haを含む。
既定計画	拡充幹線...第二戸山幹線 代替幹線...大久保東幹線	大久保東幹線は戸塚東，戸山の両幹線を代替する幹線として計画されている。
放流先	雨水放流先は神田川 汚水放流先は早稲田幹線	戸塚東幹線の吐け口（高戸橋）より下流の河道は50-80整備済み。



図 - 3 戸塚東・戸山幹線流域の現況

4.2 貯留とネットワーク方法による整備計画

WRcの再構築マニュアルに準じ、戸塚東・戸山幹線流域における再構築計画を検討し、WRcの手法の適用性について検証を行う。

1) 再構築計画の立案

再構築計画を立案するために、分布型不定流解析モデルを用い現況の解析を行い、水理的にネックとなる問題箇所を特定する。

その後、水理的にネックとなる箇所を考慮し、貯留施設やネットワーク管などの手法を組み合わせた対策を複数案検討し、不定流解析モデルにより各案の効果を把握する。この際、各種対策施設の検討では、75mm/hr（15年確率降雨）対応を最終目標として、各種対策施設の立案を行うこととする。

表 - 6 に各案の再構築計画案の考え方について示す。

表 - 6 再構築計画案の考え方

A案	B案	C案
<p>特徴：第2戸山幹線上流の未施工部分を施工した案</p> <p>既設幹線の能力不足箇所の布設替えを考慮</p> <p>第2戸山幹線上流の未施工部分を対策案に組み込む。（ただし、断面はシミュレーションモデルにより検証）</p> <p>水理的なネック箇所での貯留（オンライン，オフライン）</p> <p>既設の第2戸山幹線の有効利用</p>	<p>特徴：公園等の地下調整池を中心とした案</p> <p>既設幹線の布設替えは行わない。</p> <p>第2戸山幹線は現況とし、未施工部分は考慮しない。</p> <p>水理的なネック箇所での貯留（オフラインを中心）</p> <p>既設の第2戸山幹線の有効利用</p>	<p>特徴：一部の地下調整池を貯留管に替えた案</p> <p>既設幹線の布設替えは行わない。</p> <p>第2戸山幹線は現況とし、未施工部分は考慮しない。</p> <p>水理的なネック箇所での貯留（オンラインを中心）</p> <p>既設の第2戸山幹線の有効利用</p>

各案の考え方に基づき、主な対策施設の一覧を
表 - 7、及び図 - 4 に示す。

表 - 7 各案の対策施設一覧

項目	A案	B案	C案
ネットワーク管渠	1,000mm × 35m 1,500mm × 355m 1,350mm × 130m 1,500mm × 750m	800mm × 260m 1,200mm × 15m 2,200mm × 720m	800mm × 260m 1,200mm × 15m 2,200mm × 720m
貯留施設	(オンライン) 1,000m ³ × 4ヶ所 (オフライン) 5,000m ³ × 1ヶ所 14,000m ³ × 1ヶ所 2,000m ³ × 1ヶ所 (貯留管) 3,500mm × 300m	(オフライン) 1,000m ³ × 4ヶ所 2,000m ³ × 1ヶ所 10,000m ³ × 1ヶ所 15,000m ³ × 1ヶ所	(オンライン) 2,000m ³ × 1ヶ所 13,000m ³ × 1ヶ所 (オフライン) 2,000m ³ × 1ヶ所 15,000m ³ × 1ヶ所
バイパス管渠	2,000mm × 185m	1,200mm × 555m 1,650mm × 190m	1,200mm × 555m
代替幹線他	(第二戸山幹線) 2,000mm × 678m (戸山幹線布設替) 3,000 × 1,840 × 212m	-	-

なお、本検討では、表 - 8 に示す安全度基準に基づき、各種対策案の検証を行うこととする。

表 - 8 安全度基準

種別	初期目標 50mm/h		最終目標75mm/h	備考
	緊急	本格		
幹線	W.L < G.L	W.L < G.L - 80cm	W.L < G.L - 80cm	
枝線	W.L < G.L	W.L < G.L	W.L < G.L	

また、サーチャージの弊害として、圧搾空気による事故が懸念されることから、実施計画ではドロップシャフトに代表される空気の分離処理の検討を十分に行う必要がある。

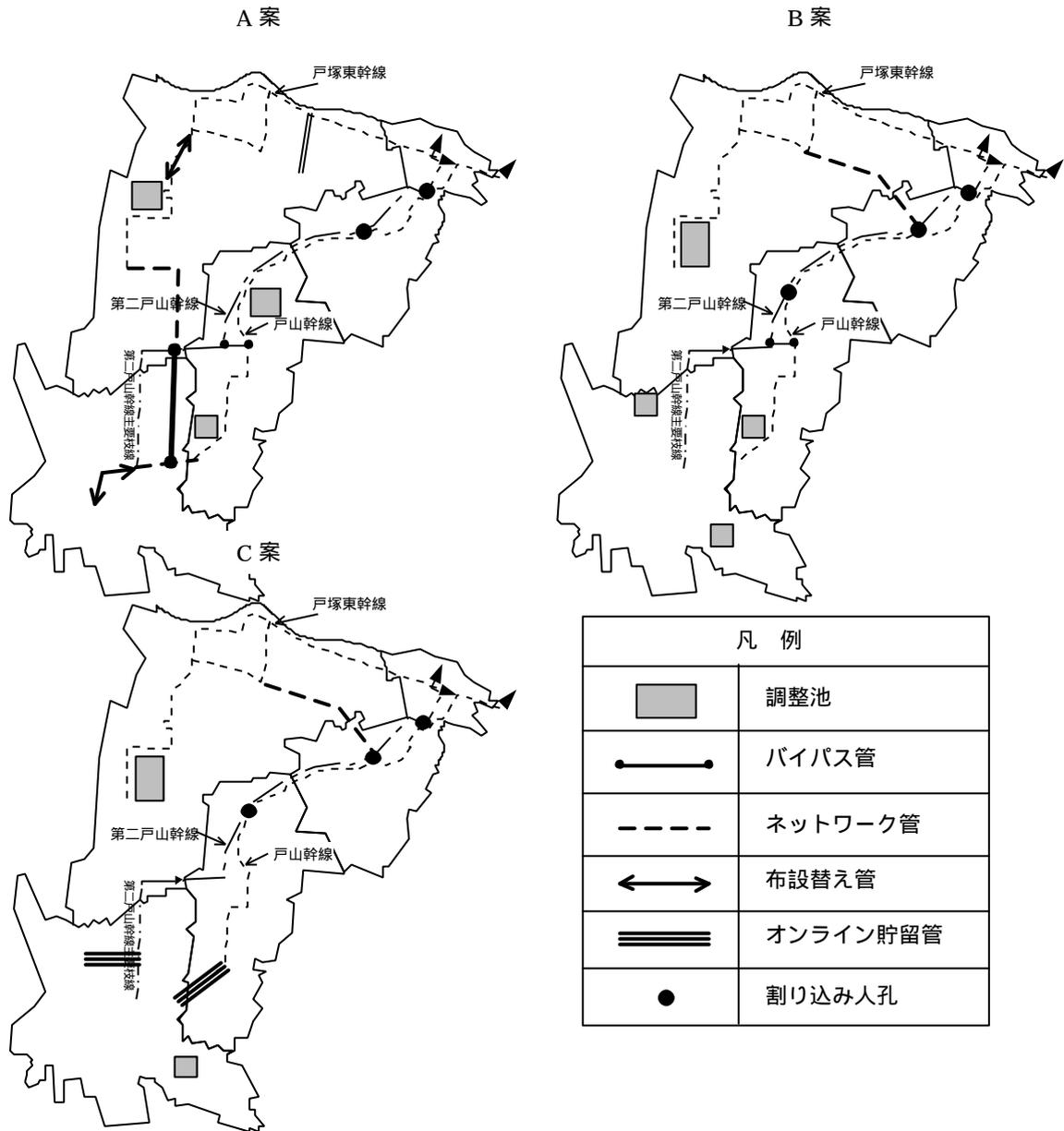


図 - 4 各対策案の概要

不定流解析モデルを用いて、最終目標である75mm/hrの降雨に対して、各案ともに整備水準を満足する様、各種対策施設を配置した。

4) 概算事業費

試算を行った各案の概算事業費指数を表-9に示す。概算事業費指数の比較では、C案が最も経済的である。各案の整備水準はほぼ同等であることから、C案が経済的に最適案であると考えられる。

表 - 9 各案の概算事業費指数

項目	A案	B案	C案
事業費指数	100	81	80

4.3 代替幹線方式による整備計画

既定計画である代替幹線方式による整備計画では、戸塚東幹線および戸山幹線の代替幹線として、大久保東幹線が計画されている。

図 - 5 に既定計画の概要を示す。



図 - 5 既定計画の概要

不定流解析モデルを用いて検証した結果、75mm/hrの降雨で、戸山幹線の上流部、下流部で溢水することが分かった。これは、有効降雨、流達時間等の算出手法の違い等から、不定流モデルで解析された最大流下量が、合理式で算定された流下量を上回っていたことによる。このことから、各幹線の受け持つ面積の配分を再度検討する必要があると考えられる。

4.4 貯留とネットワーク方式と代替幹線方式の比較

C案（貯留とネットワーク方式の最適案）と既定計画（代替幹線方式）の比較した結果を以下の表 - 10に示す。また、概算事業費指数の比較結果を表 - 11に、神田川への放流量の比較結果を図 - 6に示す。

表 - 10 貯留とネットワーク方式と代替幹線方式の比較

評価項目	コメント
浸水対策	各段階（安全度目標）においての事業費が、既定再構築計画に比べ今回最適案の方が安価である。低コストで安全度目標を達成できるC案の方が、建設速度を早めることが可能なため、投資効果の早期発現の観点で優れていると評価できる。
老朽化対応	WRcでは重要管渠の選定をしたうえで管路内調査を実施し、構造状況の等級分けを行い、これを基に対応策を検討する手順となっているのに対し、東京都の現行手順では、管路内調査を実施し、管渠の健全度を判定したうえで、健全度調査選定フローにより対応策を検討するようになっている。 東京都の問題としては、カテゴリー分けの概念がないため、リスクマネジメントの観点から調査すべき路線の絞り込みができず効率性が不十分なことと、健全度調査選定フローのなかで経年度を評価（ライフサイクルアセスメント）していることである。これらのことで、リスクの小さな管渠にも過度な構造改善をしてしまう可能性を秘めているといえる。このことから、コスト縮減を前提とした再構築は、やはりWRcの手法の方が、より優れていると考えられる。
合流改善	図6の河川への放流量を見ると、C案は貯留とネットワーク方式を採用していることから、総放流量（ボリューム）が既定再構築計画に比べ少ない。河川への流出負荷量は、流出量に相関すると考えられることから、C案が有利と判断できる。
維持管理面	既定再構築計画が流下方式を採用しているのに対し、C案ではオフラインタンクがあり、降雨終了時に既設管渠へポンプ返送する必要がある。このため、ポンプ設備の維持管理を伴うため、既定再構築計画が有利と判断できる。
河川の放流制限への対応	図6より、C案の方が既定計画に比べ、ピーク流量が2割ほど削減されているため、河川の放流制限に対しても有利である。
総合評価	維持管理面では、既定再構築計画が有利といえるが、その他の項目は全てC案が有利となる。 総合的に判断し、既定再構築計画に比べ今回最適案が有利と考えられる。

表 - 11 概算事業費指数の比較

項目	貯留とネットワーク方式	代替幹線方式
概算事業費指数	53	100

（代替幹線方式を 100 とする）

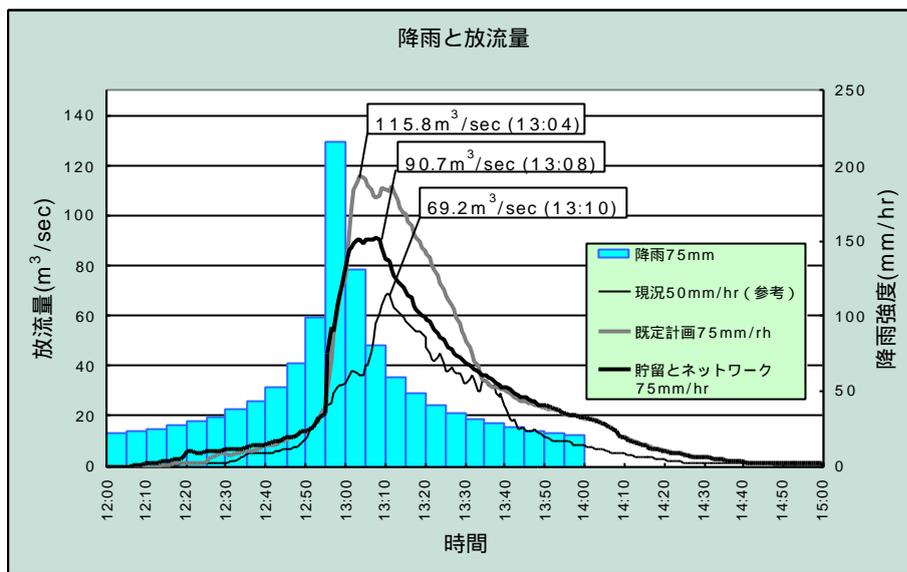


図 - 6 神田川への放流量の比較

5. 今後の検討課題

平成11年度は実際の流域（戸山・戸塚東幹線流域）において水理的な検討を中心にWRcの再構築手法と現在の東京都の手法の比較を行い、WRcの手法が経済的な面や段階的な整備など各方面で優れていることが明らかになった。

今後は、平成11年度に用いた実際の流域において、さらに詳細なモデルを構築してシミュレーションを実施し、東京都に適した調査方法（重要地域、重要管渠の判断基準や設計手法など）、構造的な判定基準の詳細な整理・検討や再構築調査フローの検討を行い、より効率的な再構築計画手法（案）を検討することとしている。

また、環境面の影響については、イギリスや米国での合流改善の調査手法を調査し、東京都における環境面への影響の検討手法を整理・検討する。

次期調査で検討を予定している主な調査項目を挙げると以下の通りである。

重要地域(Core Area)、重要管渠(Critical Sewers)の判断基準の詳細な検討

詳細な水理的検証

貯留とネットワーク手法による効果的な計画・設計方法の検討

構造判定基準の整理・検討

環境面の影響に対する検討

効率的な再構築計画手法（案）の提案

再構築は、迫り来る老朽化の波に着実に対応すべき、待った無しの事業で、新規の計画と異なり先延ばしに出来ないという性質を持っている。このため、厳しい財政状況の中でも確実にかつ柔軟に、適切な対策を講じられるものでなくてはならない。持続的発展が可能な都市を目指し、新世紀においても下水道が都市の活動や安全で快適な水環境を支え続けていくために、より効果的で効率的な維持管理と再構築の方策の向上に努める必要がある。

5 - 2 合流改善の効率的なレベルアップのための リアルタイムコントロールシステムの開発

計画部 技術開発課

本調査は、昨年度に引き続き、合流改善の段階的なレベルアップを図ることを目的に管渠を初期雨水の貯留施設として効果的に活用するためのリアルタイムコントロールシステム(以下R T Cと略称する)基本計画の基礎資料とするものである。

海外R T C先進都市の最新技術の事例調査

国内ポンプメ - カ - のR T C技術動向調査

王子ポンプ排水区域R T C基本計画案の作成

- ・最新R T C技術に基づく王子ポンプ排水区域R T C基本計画案
- ・最新R T C技術の導入方法(課題と解決方法)

R T Cの段階的な整備方法

- ・初期、過渡期、最終のR T Cのあり方
- ・シュミレ - ションモデルによる各整備段階の合流改善効果の把握
- ・各整備段階ごとの維持管理方法

5 - 2 合流改善の効率的なレベルアップのためのリアルタイムコントロールシステムの開発

計画部 技術開発課

船山 吉久

1. はじめに

都の第二世代下水道マスタープランにおける合流式下水道の改善では、快適な水辺環境の創出に向け、分流式下水道のレベルまで汚濁負荷量を削減することを目標に、遮集量を現在の2倍から3倍に引き上げるとともに、流域平均8mm相当の初期雨水を貯留し高級処理する事業を進めている。しかし、遮集量の3倍化の事業については、平成10年代の後半に概成する予定であるが、8mm相当の初期雨水貯留施設の完成には、長い年月と巨額の投資が必要である。

近年の厳しい財政状況の中で合流式下水道の改善を進めていくためには、これまでの合流改善事業の推進とともに、より効率的な新しい整備手法が求められている。平成10年度の調査では、既設管渠を初期雨水の貯留管として利用するためのリアルタイムコントロールシステム（以下、RTCシステムと省略する）を、王子ポンプ所排水区に適用した場合の合流改善効果について分布系流出モデルにより解析し、改善効果が期待できることが判明した。また、王子ポンプ所でのヒアリング調査結果を踏まえて、ポンプ操作要員の理解と協力が得られるような段階的に目標貯留量を上げるRTCの段階的整備方法を提案した。そこで、平成11年度では平成10年度提案したRTCシステムの合流改善効果をさらに高めるために、海外RTC先進都市の最新技術の調査および国内メーカーの技術動向調査を行い、最新RTC技術を明確化することによって王子ポンプ所排水区の段階的整備を考慮したRTC基本計画（案）を作成した。

2. 雨天時下水道のRTCの基本概念

RTCとは、施設能力の最大活用を図るため、排水システム全体を監視しながら制御を行うものである。雨天時下水道のRTCを概念図で示すと図-1のとおりである。

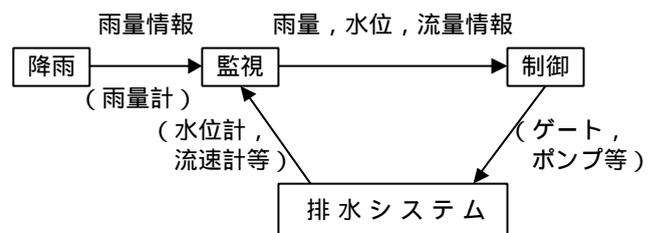


図-1 雨天時下水道のRTC概念図

従来の雨水排水施設はある一定の計画降雨パターンに対しては最適に設計されているが、それ以外の降雨に対しては柔軟に対応できず、施設能力を十分に発揮できない場合がある。RTCを用いた場合、様々に変化する降雨パターンに対して、雨量や管内水位などを監視しゲートやポンプ所を適正に制御することにより、雨水排水施設の流下能力や貯留能力を最大限に活用することができる。浸水対策では、管渠システムの排水能力や調整池の有効ピークカット能力を最大限に、合流式下水道改善では、越流頻度を最小にするために管渠システムの貯留能力を十分に発揮させるようにする。管渠貯留能力を活用して合流式下水道改善を図る場合のポンプ排水区域のRTCの概念図を図-2に示す。

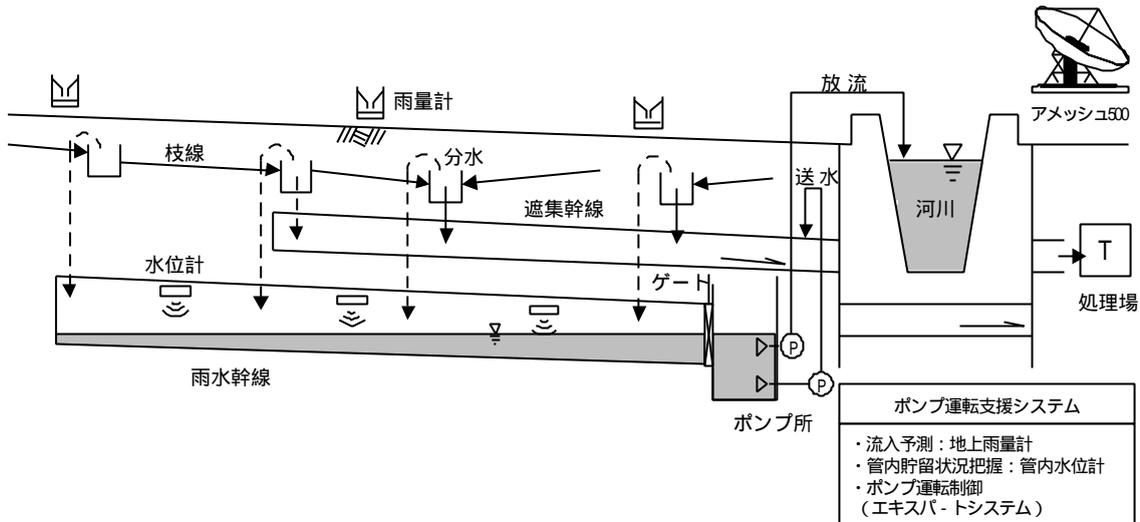


図 - 2 ポンプ排水区のRTCの概念図

3. 王子ポンプ排水区域の概要

王子ポンプ排水区域の現在の雨水整備水準は、降雨強度：50mm/時，雨水流出係数：50%である。計画雨水流出係数を50%から75%に引き上げる雨水整備計画を有しているが、実施は再構築計画との兼ね合いから当分先になる見込みである。既設遮集管の遮集能力は2倍であるが、現在、合流改善事業として遮集倍率3倍化の遮集幹線工事が実施中であり、平成10年代中頃に完成する予定である。

初期雨水の貯留管としては、土被りが15～5mと比較的大きい堀船幹線，堀船南幹線の全線と、王子西幹線のうち土被りが7mと大きい下流部300mを対象に考えた（図 - 参照）。

4. RTC実用化の第一歩に向けて

雨水ポンプの操作は、安全確保の観点から低水位運転を基本とするが、RTCによる初期雨水貯留では、これとは逆に高水位運転をすることとなるため、浸水に対する安全や信頼性の確保が課題となる。RTCの初期段階では、自然現象である降雨を対象に貯留能力一杯に活用して複雑なシステムを監視・制御を行うにはリスクが大きい。不測の事態にも柔軟に対応できるよう十分なフェイルセーフ対策を講じるとともに、当初は目標貯留を可能貯留量より小さく設定し、安全な状態で試行と学習を重ねて問題点とその対策を明らかにし、段階的なレベルアップを図っていく必要がある。

そこで、王子ポンプ排水区域を対象に、個々の監視・制御技術の信頼性や適応条件に加え、

王子ポンプ所の特性やポンプ操作要員の意向をよく把握して、無理のないシステムとなるように留意し、初期段階のRTCの情報フロー図（図3）とその監視・制御方法を以下のように構想した。

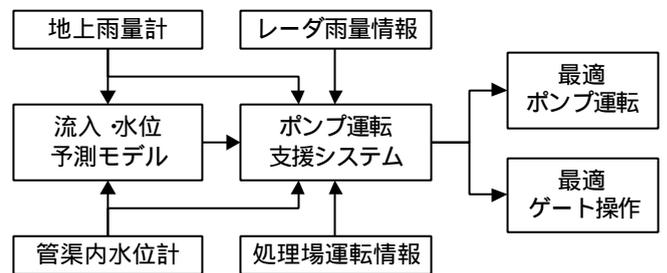


図 - 3 RTC情報フロー図

- ・レーダ雨量情報：現在の性能や技術レベルに鑑み、降雨強度の目安や雨域移動の方向と速度の確認に利用する。
- ・地上雨量計：当ポンプ所流域内外6箇所の既存雨量計の雨量情報を流出予測計算に使用する。
- ・管渠内水位計：雨水幹線については貯留量を、遮集幹線については遮集能力の余力を、枝線については主要枝線から幹線への流入量を監視する。
- ・流入・水位予測モデル：流出モデルと管路の不定流モデルからなる流入・水位予測モデル

を構築し、降雨量と管内水位のリアルタイムの情報から、15～20分先の管内貯留水位を予測する。

- ・ポンプ運転支援システム : 流入・水位予測情報に基づき、ポンプ操作要員にポンプ起動のタイミングや台数を提示し、安全に貯留と排水ができるよう意志決定を支援する。
- ・目標貯留量 : R T C 導入の初期段階では、貯留管全線で自由水面を確保し安定した水理状態で安全に貯留を行うため、目標貯留量を最大可能貯留量に対し十分に余裕をとり、安全を確認しながら段階的に引き上げていく。
- ・水位一定制御 : ポンプ所からの放流量を最小限におさえるために、貯留水位を一定に保つようポンプを制御する。
- ・制御切り替え降雨 : 浸水の危険性を回避しながら管内貯留による合流改善を行うために、浸水の恐れが出る20mm/時以上の降雨が発生した時点で、合流改善用の運転から浸水対策用の運転に切り替える。
- ・処理場運転情報 : 降雨後、処理場処理能力を利用し、貯留雨水を速やかに処理場へ送水し高級処理するため、処理場の運転状況を把握する。
- ・最適ポンプ運転 : ポンプ操作要員は、ポンプ運転支援システムが提示する運転方法を参考に、実際の水位や降雨量を確認しながら最適なポンプ運転を行う。

5. R T C 基本計画

元々流下管として設計してある既設管を安全にかつ効果的に初期雨水の貯留管として利用できるかどうかは、R T C の出来如何である。R T C は、現場計測システム、流入予測システム、ポンプ運転支援システムの三つのシステムから構成される。それぞれのシステムの実用化に向

けた基本計画を以下のように考えた。

5.1 現場計測システム

(1) 地上雨量計の配置

管渠への流入量を的確に予測するため、王子ポンプ排水区域内外の既存地上雨量計から実際の雨量情報を5分毎にリアルタイムで入手する。利用する既存地上雨量計の場所は、王子ポンプ所、宮城ポンプ所、新田ポンプ所、北区役所、北区防災センター、王子消防署の6カ所である。各地上雨量計の設置場所とティーセン分割図を図-4に示す。

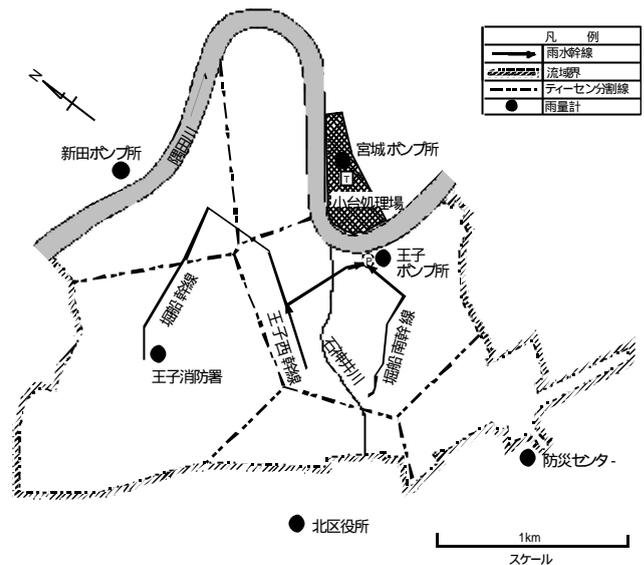


図-4 流域概略図とティーセン分割図

(2) 管渠内水位計の配置

雨水幹線については水位と貯留量を把握するため、水位計を現在のポンプ井の他、幹線上流に向かって500m間隔に新たに5カ所設置する。遮集幹線については遮集能力の余力を把握するため、流域外から流入する遮集管の流域境界付近及び貯留雨水送水管所に水位計を設置する。枝線については主要枝線から雨水幹線への流入量を監視するため、雨水管へ直接分水される20カ所の分水施設の内、分水量の多い7カ所に水位計を設置する。

5.2 流入予測システム

(1) 流入予測モデルの選定

分布系流出解析モデルの内、海外でも広く使用されて実績があり、かつR T C 制御の機能を持つMOUSE¹⁾を使用する。また、MOUSEは、合流式下水道の改善効果を把握するのに必要な水質解析に関しても優れた実績を持っている。

(2) キャリブレーション（較正）

流入予測システムは大小さまざまな降雨に対応させる必要がある。そのため、モデルのキャリブレーションは浸水の発生しない小さな降雨と、浸水の発生する大きな降雨、それぞれ2降雨を対象に、ポンプ所の雨量データ、浸水実績図、ポンプ稼働状況とポンプ井水位のデータを用いて行った。検証結果は一定の再現性が得られたものの、水理データが降雨量、ポンプ井水位しかない、ポンプ吐出弁開度が記録されていないため正確な吐出量が分からない、ポンプ所の雨量データのみを流域の代表値として使用した、流域外から流入する遮集管の流量データがない、などからその再現性に限界がある。

今後、より正確なモデルとするため、管渠の要所に水位計を設置して流量データを収集するとともに、ポンプ所ゲートの開度や遮集管流量の実測値を得る必要がある。また、雨量データについても流域全体の降雨のバラツキが反映できるよう流域内外の複数の雨量計から5分毎のデータを収集する必要がある。

(3) 降雨予測

初期雨水の貯留能力を高めるため管内水位を一定に保つ場合、15～20分先の降雨予測に基づくポンプやゲートの制御が必要となる。流入予測システムでは実測の降雨量や水位デ

ータを基に流入量および水位を予測するが、15～20分先までの予測を行うためには降雨観測周期が5分であるため10～15分先の降雨予測が不可欠である。そこで、レーダ雨量情報による雨の動きや降雨強度の変化と、地上雨量計データから10～15分先の降雨強度を予測する。

(4) インターフェイス

流入予測モデルと現場計測システムおよび制御システム間のインターフェイスは海外の事例ではSCADA（Supervisory Control and Data Acquisition System：監視制御とデータ収集）^{2,3)}システムにより行われている。このSCADAシステムは都においても小規模監視制御システムとして既に佃島ポンプ所（無人）で採用されており、RTC流入予測モデルと現場計測システムおよび制御システム間のリアルタイムでのデータ受け渡しには特に問題はないと判明した。

5.3 ポンプ運転支援システム

(1) 目標貯留量の設定

堀船幹線(3.8m)がポンプ場に接続する手前約400mから約2mほど深く敷設されていて、ポンプを低水位運転すると空運転になる恐れがあるため、現況で高水位運転(起動水位：TP-7.0m)を行っており、結果として例

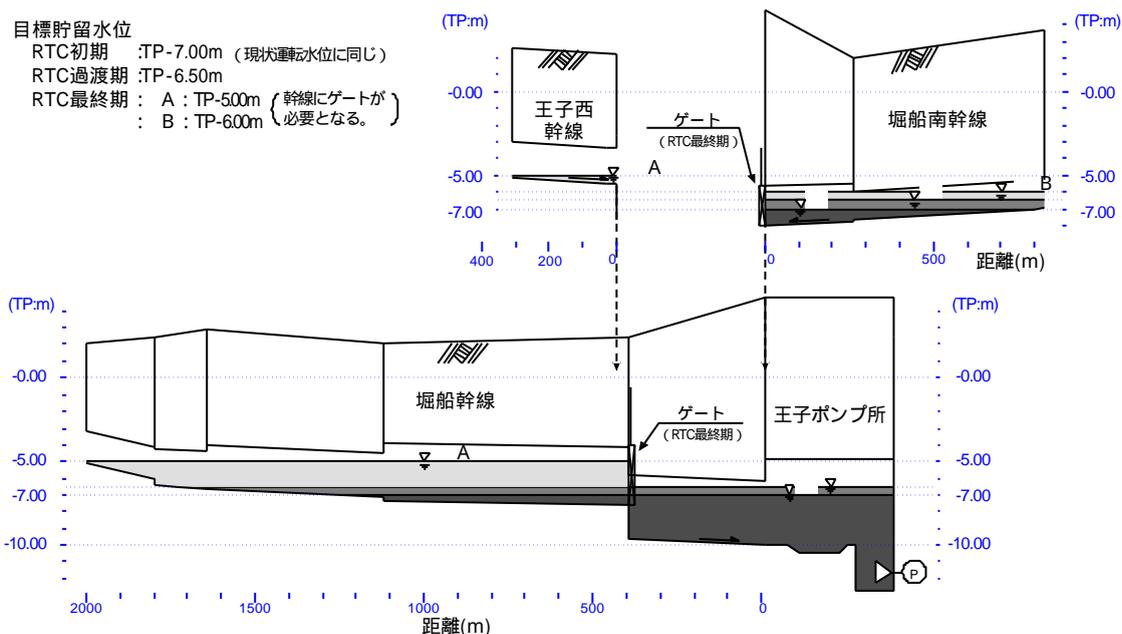


図 - 5 管内目標貯留推移

外的にすでに10, 600m³ほどの初期雨水の貯留を行っている(図-5)参照。RTC導入による初期段階の目標貯留水位を、現在の運転水位と同じTP-7.0mとする。

目標貯留水位については、その水位で貯留している時、50mm/時の計画降雨が前方集中型で発生しても現行のポンプ運転方法(降雨観測から順次ポンプを一台ずつ起動し全台稼働するまでの所要時間:約23分)で、ポンプ所機械室スラブの梁高(TP-5.0m)まで水位が上昇しないことを作成したモデルで確認した。なお、この時のピーク流量発生時刻は25~30分の間でありポンプが全台起動した後となっている。

(2) 最適ポンプ運転方法

初期段階のポンプ運転方法としては、ポンプ所冠水につながる可能性のある雨の貯留を確実に避けることを目的に以下のように考える。

現在ポンプ所で大雨とされる20mm/時以上の降雨が観測された場合、一旦貯留した雨水のほとんどは排水せざるを得ない場合が多いため、直ちに現行の雨水排水ポンプ運転にする。

現行の順次一台ずつ起動させる雨水排水ポンプ運転で計画降雨に対応できることはシミュレーションで確認されているが、より安全性を高めるためポンプ2台同時起動あるいは待機状態のない連続起動とすることとする。

実測水位と予測水位の差がある一定値を越えた場合は、自動制御から実測水位に基づく手動制御に切り替える。

なお、ポンプ運転支援システムの最も重要な役割は、流入予測システムで予測した将来の流入量や水位から、常にポンプの起動や台数追加あるいは停止の時期を予測し、ポンプ操作要員に適切なポンプ起動、停止の台数、タイミングについて指示を出し、ポンプが頻繁に起動-停止を繰り返さないようにすることである。

(3) 水位一定制御

動の少ない小降雨時(20mm/時未満)には、目標貯留水位を常に保つようにポンプを制御することで、管内貯留量を最大限にしてポンプ所からの放流量を最小限におさえることとする。また、水位一定制御はゲートによる管内貯留部に対しても適用する。なお、ポンプ井およびゲート上流部で最大に貯留していた

ときに50mm/時の計画降雨があっても、安全にポンプ排水できることをシミュレーションで確認している。

(4) システムの応答時間

RTCによりポンプを運転制御する場合には、水位や雨量などの計測データの収集から実際にポンプが起動し定格の能力を発揮できるまでの時間が、ポンプ所への流入開始時間以内であることがフェイルセーフ対策上重要になる。システム側の応答時間は10分未満(降雨観測:5分,データ送信:数秒,流入予測計算:1.5分,ポンプ起動の指示:数秒,ポンプ起動後定格出力まで:3分)であり、王子ポンプ所では降雨を確認後10分程度で流入が始まる(ヒアリング調査)ことから、流入のピーク(到達時間25~30分)が来る前に安全にポンプを起動させることが可能である。

(5) ガイダンス情報

ポンプ運転制御は自動制御を基本とするが、導入初期は十分な実運転の確認を経ていないポンプ運転支援システムである。

そこで、流入予測システムおよびポンプ運転支援システムからの予測値(予測流入量やポンプの起動停止、吐出弁開度、ゲート開度)をガイダンス情報として表示するとともに、実測値(ポンプ井水位など)や、手動運転の場合は仮に自動運転させた場合に予想される現時刻の水位などを併せて表示することで、システムの段階的なレベルアップに向け、信頼性の評価や、システムの安全性向上に役立つ。

(6) 処理場への送水処理法

降雨後、直ちに処理場処理能力の余力を利用して貯留雨水を処理場で高級処理するため、処理場の運転状況と遮集管水位状況を監視しながら貯留雨水を処理場へ送水する。

5.4 段階的整備計画

RTCを活用した管内貯留による合流改善は初期、過渡期、最終期の3段階で段階的に進めて行き、システム全体に対して事前に確実な対策を講じ、十分な試行と学習を積みながら予期し難い各種の問題点を1つひとつ解消し、また、徐々に目標貯留量に近づけることで合流改善効果を高めてゆくものとした。

各段階におけるRTCシステムの概要を表-1に示す。(なお、貯留水位については図-5を参照)

表 - 1 段階的整備方法

		初 期	過 渡 期	最 終 期
基本戦略		貯留水位の一定制御による貯留量の最大化（放流量の最小化）。	貯留水位の引き上げ，かつ水位を一定に制御することによる貯留量の増大。	左記に加え，ゲート設置と水位一定制御による貯留量の増大。
最大貯留水位	ポンプ井	TP-7.0m（現運転レベル）	TP-6.5m（HWL）	TP-6.5m（HWL）
	ゲート設置部	（設置しない）	（設置しない）	1. 船堀幹線・王子西幹線合流部から上流：TP-5.0m 2. 船堀南幹線：TP-6.0m
制御形態		自動制御 ただし，各期とも支援システムの信頼性を確認するため導入時点ではオンラインコンピュータ支援監視制御（手動）とし，各種データ収集をおこない支援システムの精度向上を図り，システム安定後自動制御に切り替える。		
制御範囲		ポンプ井のみの局所的な範囲	同左	ポンプ井に加えゲート設置部も含む貯留管全体
制御機器		雨水ポンプ	雨水ポンプ	雨水ポンプ，ゲート（2台）
計測機器		水位計，雨量計	同左	同左
合流改善効果		確実な運転制御による合流改善を期待。現状より幾分放流負荷量が削減する。	現状 に対して，放流回数4%，放流量10%，BOD 9%，SS 15%の削減効果	現状 に対して，放流回数13%，放流量23%，BOD 22%，SS 27%の削減効果

印：遮集倍率3倍化後の現状運転方法をいい，後述解析ケース3aを指す。

6. 既設幹線の管内初期雨水貯留の合流式下水道改善効果

RTCを活用して既設幹線の貯留能力を初期雨水の貯留に活用した場合に，目標貯留量に対し放流負荷量がどれ程削減され，また，従来の初期雨水貯留施設整備費と比較し経済的にどれ程優位なのかについて検討を行った。

MOUSEを用い新たに作成した流入予測モデルを使用して，合流式下水道改善の整備段階別の改善効果を求めた。ハイトグラフは第二世代下水道マスタープランの検討で用いた代表年間ハイトグラフ（年間降雨回数71回）を採用した。BOD，SSの汚濁負荷量についても，第二世代下水道マスタープランの検討で用いた値を用いた。

6.1 解析ケース

検討したケースは以下に示す9ケースである。（ケース3～5については，図-5参照）

- ケース1：遮集倍率2倍を越えた雨水を放流するポンプ所
- ケース2：遮集倍率3倍を越えた雨水を放流するポンプ所

- ケース3：遮集倍率3倍化後の王子ポンプ所
遮集倍率3倍＋管内貯留10,600m³
（ポンプ井：TP-7.0m）
ケース3a：現状運転方法
ケース3b：水位一定制御（RTC初期）
- ケース4：遮集倍率3倍化後の王子ポンプ所
遮集倍率3倍＋管内貯留14,500m³
（ポンプ井：TP-6.5m）
ケース4a：現状運転方法
ケース4b：水位一定制御（RTC過渡期）
- ケース5：遮集倍率3倍化後の王子ポンプ所
遮集倍率3倍＋管内貯留21,200m³
（ポンプ井：TP-6.5m，
ゲート操作：TP-6.0m，TP-5.0m）
ケース5a：現状運転方法
ケース5b：水位一定制御（RTC最終期）
- ケース6：第二世代下水道マスタープランの分流式下水道と同等の年間放流負荷量
遮集倍率3倍＋オフライン貯留27,200m³（流域7.5mm相当）

表 - 2 合流式下水道改善の整備段階別改善効果

ケース	1	2	3a	3b	4a	4b	5a	5b	6
放流回数 (回/年)	(54) 65	(32) 39	24	29	23	23	22	21	(7) 13
放流量 (千 m^3 /年)	2,507	1,067	933	896	856	838	837	719	569
BOD (ton/年)	99	29	23	23	21	21	21	18	9
SS (ton/年)	114	41	33	32	30	28	27	24	11
ケース 1 に対する割合 (%)									
放流回数	100	60	37	36	35	35	34	32	20
放流量	100	43	37	30	34	33	33	29	23
BOD	100	29	24	23	21	21	21	18	9
SS	100	36	29	28	26	25	24	21	10
貯留可能量 (m^3)			10,600	10,600	14,500	14,500	21,200	21,200	27,200
制御方法			現状 運転	水位 一定	現状 運転	水位 一定	現状 運転	水位 一定	

() 書きは第二世代下水道マスタープランの値

6.2 合流改善効果の解析結果

(1) 解析結果

各ケースに対する合流式下水道改善効果は表 - 2のとおりである。

表 - 2 から以下のことがいえる。

ケース 1 では、放流回数が 65 回と高い値を示しているが、現況調査報告書の越流頻度と比較的一致している。このことは、流域内 31 カ所の分水入孔の一部に遮集倍率 2 倍を確保する堰高が不足しているものがあるためによると考えられる。

ケース 2 及びケース 6 において、今回の解析結果と第二世代下水道マスタープランの値を比較すると、今回の解析結果の方が年間放流頻度が大きい。これは、今回は分布系モデル MOUSE を使用しているのに対し、第二世代下水道マスタープランでは集中系モデルの修正 RRL 法を採用していることによるモデルの違いと考えられる。一般に、管路や分水施設の詳細な物理的条件をインプットできる分布系モデルの方が集中系モデルと比較しより正確にシミュレーションを行うことができる。しかし、今回の調査では、十分なキャリブレーションを行えるデータが得られなかったため、どちらの方がより正確なのかは検証ができない。

ケース 3 a をケース 2 と比較することにより、遮集倍率 3 倍化後の王子ポンプ所現況運転（高水位運転）による管内貯留（10,600 m^3 ）の合流式下水道改善効果が把握できる。遮集倍率 3 倍化のみ（ケース 2）

と比較し、放流回数、放流量、BOD、SS レベルでそれぞれ 4 割、1 割、2 割、2 割ほど削減され、現行の運転方法でもかなりの効果が見込まれる。

ケース 3 a とケース 3 b を比較することにより、王子ポンプ所で RTC 導入初期段階の合流式下水道の改善効果がわかる。ケース 3 b ではポンプ井を一定レベルで制御するため、次降雨開始時の貯留残が多く放流回数が 5 回増える結果となるが、降雨後の処理場送水量が増加するため年間の放流量、SS は 3 ~ 4 % 減少し BOD は同じ結果となっている。

RTC 過渡期のケース 4 b については、ケース 3 a に比べ管内貯留量が 4 割弱多くなるが、合流改善効果は放流回数、放流量、BOD、SS レベルでそれぞれ 2 割、1 割弱、1 割弱、1 割強ほど削減されるにとどまる。また、ケース 4 a と 4 b の比較は放流回数、BOD については同じ効果であり、放流量、SS では 1 割弱 4 b のほうが合流改善効果がある。

ケース 5 a とケース 5 b を比較することにより、最終段階での水位一定制御の合流式下水道の改善効果がわかる。ケース 3、ケース 4 では水位一定制御による効果がほとんど出ていないが、ケース 5 では水位一定制御を行う場合のケース 5 b が、ケース 5 a に比べて放流回数は 1 回の低減であるが、他の評価項目すべてにおいて 1 割強削減された。

ケース 6 はケース 5 b と比較すると、貯留量は 3 割しか増えていないのに BOD と SS に関し合流式下水道改善効果はケース 2 に対し削減

率では2倍ほど大きくなっている。これは、管内貯留はオンライン貯留であるのに対し、マスタープランの方はオフライン貯留であるため、一旦貯留された雨水が次の降雨により押し出されることがないためである。

(2) 考察

ケース3では、水位一定制御による効果が顕著に現れていないが、現在の運転は手動運転でありポンプ運転員により運転水位に違いがあることから、確実な合流改善効果を期待するためには水位一定制御による自動運転が必要であると考ええる。

ケース3～ケース5の結果から、ある程度の管内貯留量を確保できる場合、水位一定制御とすることで、通常の停止水位になるまでポンプを稼働させる水位制御に比べ合流改善効果を向上させることができるものと考ええる。

また、今回のシミュレーションでは、貯留水を晴天時に処理場へ送水し高級処理を行うように考えているが、処理場で簡易処理を行った方が放流回数や放流負荷の削減に有効な場合もある。これは、梅雨時期や台風など降雨が予想できる場合であり、貯留水を処理場へ送水できずに未処理のままポンプ排水するより、新たな流入が起こる前に貯留水を処理場へ送水（簡易処理）し、あらかじめ貯留水位を下げておくことで、放流量を削減し場合によっては放流回数も削減できると考えるからである。

一般的なポンプ所のRTC導入による合流改善効果は、ケース2（遮集倍率3倍）とケース5b（RTC最終期）の比較となり、その効果は、放流回数、放流量、BOD、SSレベルでそれぞれ5割、3割、4割、4割ほど削減されることが期待される。計画雨水流出係数を引き上げる雨水再整備管が整備されている流域では、雨水管の全体の貯留量は流出係数50%の場合と比較し5割近くアップし、マスタープランの貯留量を大きく上回り、合流改善効果は、マスタープランに比肩できるものになる可能性がある。

6.3 建設費用と合流改善達成度

RTCの各段階における建設費と、各段階と同等の合流改善効果（BODを対象とする）を有するオフライン初期雨水貯留池の建設費を比較することで、RTCに基づく管内貯留による合流改

善対策の有効性を評価した。また、建設費と合流改善の達成度を比較することで、RTCの各整備段階における投資効果の発現度を評価した。

建設費は、RTCシステムでは設備費が大半を占め、オフライン貯留池では土木工事費および用地費が大半を占めることになるため、初期に必要な建設費と、設備の更新も含めた50年間分の費用を算出し比較した。なお、設備関係の標準的耐用年数は15年、土木施設は50年とした（標準的耐用年数：下水道施設改築・修繕マニュアル（案）1998年版：財団法人日本下水道協会）。

また、合流改善の達成度はケース2を基準とした各ケースのBOD削減量をケース6=100に換算した場合の値として求め、BOD達成度として表した。

算定結果は表-3に示すとおりである。

表-3から、以下のことが言える。

初期の建設費で比較すると、いずれのケースにおいてもRTCシステムは貯留池建設費の5割（用地抜き）から3割（用地込み）の費用で済んでいる。

50年分の建設費で比較した場合はRTCシステムの設備更新費用が大きくなるため用地取得が必要でない場合には、RTCシステムは貯留池建設に比べケース3b（RTC初期）では4割弱余計に費用が必要で、ケース4b、5bでは9割程度の費用が必要である。

しかし、用地取得が必要な場合はケース3bで約8割、ケース4b、5bで約6割の費用で済んでおり、RTCシステムの方がきわめて有利であると言える。さらに、ケース5bのRTCはケース6の3割の費用で5割強の達成度を得ることがかる。

BOD達成度を建設費で除した建設費1億円あたりの達成度（効果の発現指数）をみると、初期分の建設費においてはケース3b、4b、5bでそれぞれ3.6、4.8、4.4、50年分の建設費においては同様に1.3、1.7、1.9、となり、システム導入初期においてはケース4b（RTC過渡期まで）が、導入50年後においてはケース5b（RTC最終期まで）が、効果の発現指数が高いことが分かった。したがって、王子ポンプ所流域ではRTC最終期まで行うことが妥当と判断する。

表 - 3 建設費用と合流改善達成度（BOD達成度）

			初期分	(用地込)	50年分	(用地込)	BOD達成度
建設費 (億円)	ケース 3 b	RTC初期	8.42	8.42	23.40	23.40	30
		貯留池2mm	13.60	25.15	17.05	28.60	
		/	62%	33%	137%	82%	
	ケース 4 b	RTC過渡期	8.42	8.42	23.40	23.40	40
		貯留池3mm	20.40	34.60	25.00	39.20	
		/	41%	24%	94%	60%	
	ケース 5 b	RTC最終期	12.56	12.56	28.69	28.69	55
		貯留池4mm	27.20	44.08	32.95	49.83	
		/	46%	28%	87%	58%	
ケース 6	貯留池8mm	54.40	80.65	65.90	92.15	100	
効果の 発現指数	ケース 3 b	RTC初期	3.6	3.6	1.3	1.3	
		貯留池2mm	2.2	1.2	1.6	1.0	
BOD達成度 ÷ 建設費	ケース 4 b	RTC過渡期	4.8	4.8	1.7	1.7	
		貯留池3mm	2.0	1.2	1.6	1.0	
	ケース 5 b	RTC最終期	4.4	4.4	1.9	1.9	
		貯留池4mm	2.0	1.2	1.7	1.1	

以上から、厳しい財政状況、用地確保が困難な状況において、合流改善を進めるためには、新たな用地をほとんど必要とせず早期発現効果が高く、かつ長期的にも経済性が高いRTCシステムに基づく管内貯留による合流改善策は非常に有効であるといえる。

7. 適切な情報伝達手段

地上雨量計と管内水位計をポンプ所と結ぶ情報伝達手段として、下水道光ファイバーケーブル、NTT回線による方法が挙げられる。

光ファイバーケーブルは、伝送容量、伝送速度に優れ、RTCには最適である。しかし、王子ポンプ排水区域には、現在、光ファイバーケーブルが敷設されておらず、近い将来も雨量計や水位計を接続できるルートに敷設予定はない。

NTT回線は、光ファイバーケーブルと比較し伝送容量、伝送速度に劣るが、雨量情報や水位情報を5分間隔で送信するのに十分であり、他の方法と比べて最も経済的である。雨量計と水位計からNTT回線までの伝送手段として、地中ケーブル、無線通信、マンホールアンテナがあり、個々の計測機器の設置状況により使い分けることができる。

以上より当面は計測機器からのデータ伝達手段は、NTT回線とする。ただし、一般回線は通信速度が遅いこと、また、災害時などには回

線が混雑し不通となることがあるためNTT回線は専用回線を採用するものとした。

なお、王子ポンプ所と小台処理場とは、平成17年度に光ファイバーケーブルで接続する予定となっているため、敷設後はポンプ所と処理場の情報伝達手段は、光ファイバーケーブルとなる。

8. 計測機器や情報伝達手段のフェイルセーフ対策

計測機器や情報伝達手段は、RTCの監視と制御を支える生命線であり、一部の機器やラインがダウンしてもシステム全体が麻痺しないようフェイルセーフ対策を次のように考えた。

雨量計については、数カ所の雨量計がダウンしても残りの雨量計の雨量とティーセン分割図を用いて流入予測計算が行えるよう予測システムをプログラムする。

水位計については、重要箇所には2個設置する。重要箇所とは、当面、浸水に対する安全に直接影響を及ぼすポンプ井と雨水貯留管の6カ所とする。

ゲートについては、ゲート上部に越流ゼキの機能を持たせる、2連（左右、上下）ゲート等にすることで駆動装置の複数化を図る、緊急開放できる制御装置をゲート部に設置する、などの安全対策を講じる。また、ゲートが開放

できない状況では幹線内が圧力状態となるため最上流部でエア抜きを設置することも併せて必要になる。なお、ゲートが開放できない状況でポンプ井および幹線が満水の時、計画降雨（50mm/時）が発生しても上流区域での浸水の危険性は無く安全にポンプ排水できることをシミュレーションで確認している。

情報伝達手段については、当面は、NTT回線の専用回線を別経路で2回線用意することで伝達手段の二重化を図る。なお、無線系は基地局の設置場所と設置費用、さらにメンテナンスの必要性から、通信手段として採用しないこととした。

9. 雨量計、水位計及びゲート設備の維持管理

(1) 雨量計

雨量計は、受水口に入った落ち葉やほこりなどにより、測定精度に大きな影響を受けるため、定期的な清掃点検は重要な維持管理業務である。特に豪雨後や長雨の季節にはより頻繁な点検が必要となる。

雨量計6カ所のうち、北区役所、北区防災センター及び王子消防署の3カ所の雨量計については、各々の管理者と管理協定を結び、常に良好な状態を確保できるようにする。

(2) 水位計

水位計は、底部の受圧部がスカムや汚泥などで覆われると感度や精度が低下するため、清掃点検は必要不可欠である。点検の周期は設置環境に左右されるが、一般に数カ月に一度程度の点検が必要である。

また、水位計では、較正が重要な点検項目である。水位計の較正は、基準標準レベルからレベル等で実測比較するため、基準レベルを適切な箇所に設置する。なお、基準レベルは地盤沈下により変化するので定期的に較正する必要がある。

(3) ゲート設備

ゲート設備は、緊急開放時に扉体が管渠底部より下部に収納する構造であることから、扉体収納部にスカムや汚泥などが堆積し易く、ゲートの全開が困難になったり、止水性能の低下につながるため、頻繁な操作点検および清掃点検が重要である。

操作点検は、ポンプ所制御室からの遠隔操作で開閉操作を日常実施する。また、月に1回程度の頻度でゲート全閉から緊急開放（ゲート全開）操作を実施し、緊急時機能を確認

するとともに、損傷や異物の付着等がないかの確認点検や、スカムや汚泥を除去する清掃点検を実施する。

10. 貯留雨水の送水処理と管内堆積物対策

(1) 貯留雨水の送水処理

貯留雨水は、次の降雨に備えて降雨終了後高級処理するため直ちに処理場へ送水する。貯留雨水の処理は、日最大処理能力と日平均処理能力の差を送水可能量として利用し処理するものとした。すなわち、晴天時の夜間に処理場の処理能力の余力を使い、処理場内雨天時貯留下水を処理した後に、雨水管内の貯留雨水を送水して処理するものとした。

計算の結果、送水処理されるまでの時間は、RTC初期段階（貯留量：10,600m³）では約31時間、RTC最終段階（貯留量：21,200m³）では49時間である。

しかし、王子ポンプ所のある小台処理区では、流域での初期雨水貯留池の整備がされていないため、王子ポンプ排水区のRTCによる初期雨水貯留を先駆けて実施すれば、他の排水区の送水可能量を使えるため、この半分以上の送水処理時間で済むことも考えられる。

さらに、代表年間降雨（年間降雨数71回）によるシミュレーション結果からは、気象情報（予報）などを活用し降雨を予測して、雨天時でも3Q量を上限として送水し簡易処理放流を行うことが汚濁負荷の削減に有利となることも考えられる。この場合、通常の処理場送水時期（晴天時送水）だけでなく雨天時送水も行うことで、現状運転水位（TP -7.0m）においても水位一定制御の合流改善効果は高くなるものと考えている。

(2) 管内堆積物対策

王子ポンプ所では、現在すでに初期雨水をTP-7.0mまで貯留し、これ以上の水位になる場合排水する運転を行っているが、特に管内堆積土砂の問題は発生しておらず、特別に管内の浚渫や清掃は行っていない。

また、雨水幹線やポンプ所沈砂池では、臭気の問題はほとんど発生していない。

以上のことから、RTC初期段階では、特別の管内堆積物対策は必要ないものと思われるが、必要となれば、強力吸引車による通常の清掃頻度を幾分増やすことで充分対応できるものと考えられる。

11. RTC 実用化のポイントと残された課題

海外事例などを参考に実際のポンプ排水区域をモデルに検討を進めてきたが、雨天時下水道のRTCの国内事例がないため、試行錯誤の中で予期せぬ新たな課題が浮上したり、予想以上に困難なところが多かった。しかし、検討の中で以下のように課題と解決方法をまとめ、実現化の道筋を明らかにした。

RTC計画を最初に導入するポンプ所を決定し、施設計画レベルまでに計画を具体化するには、以下の課題を解決していく必要がある。

(1) RTC 導入効果の高いポンプ所の選定

王子ポンプ所では、流入雨水幹線が逆サイフォンになっていて高水位運転を実施しているため、結果的に一定の初期雨水を貯留して合流式下水道改善効果の高い運転を行っている。しかし、一般的な雨水ポンプ所では流入する幹線は比較的長区間フラットなまま流入し、低水位運転を行っているため、RTCを導入し高水位運転が可能となれば大きな合流式下水道改善が見込まれる。RTCを最初に導入するポンプ所の選定においては、合流式下水道改善対策の優先度が高くかつ既設管の貯留による合流式下水道改善効果の高いものを慎重に選定する必要がある。

したがって、既存管渠内を活用したオンライン貯留による合流改善効果がどの程度のオフライン貯留施設の規模に相当するかをシミュレーションにより算定し事業効果および実現性等を把握することで、RTCシステムに適したポンプ所を選定する。また、合流改善基本計画の目標放流負荷量に対しては、RTCシステムとオフライン貯留施設を併用することで実現性の高い施策を立案することができると考える。

(2) 精度の高い流入予測モデルの作成

流入予測モデルには、今回使用しているMOUSEのような市販モデルと無料で入手できるSewer CAT^{4,5)}のようなオープンモデルがある。どちらのソフトも海外のものであり、都仕様へプログラム追加修正やバグ修正時の責任分担等に問題がある。また、流入予測モデルは長期間使用するものであるため、購入費や維持管理費が安価で、ソフトの更新を含む製造元のバックアップ体制が整っているモデルを選定する必要がある。なお、国内電機設備およびポンプメーカーへのヒアリング結果

では、いずれのモデルでもインターフェイス上問題がないとの回答を受けている。

MOUSEによる精度の高い流入予測モデルを構築するには、十分なキャリブレーションを行うためのデータを得るために、予め必要な場所に雨量計や水位計を設置し、2～3年の観測データを集める必要がある。

(3) 最適化プログラムの開発

RTCの最終段階では、貯留量の最大化、未処理放流水量の最小化、運転コストの最小化を図るものであり、これら目的を達成するためにはポンプやゲートなどの制御装置を最適に運用する最適化プログラムをRTCシステムに組み込む必要がある。具体的には、維持管理費が最小となるようなコスト関数を組み込んだプログラム化が必要であり、各種データ蓄積を行うことで最適運用プログラムの実用化を図る。

なお、コスト関数の要素については、さらに調査・評価を行う必要がある。

(4) 降雨予測

初期雨水の貯留能力を高めるためには、管内水位を高水位で一定制御する必要がある。このためには、精度の高い10分から15分先の降雨予測に基づく流入予測が水位一定制御に不可欠である。そこで、現在の地上雨量計の降雨強度と、レーダ雨量情報による雨域の移動方向と降雨強度の分布や増減などのベクトル解析から求める補正係数を乗じるなどによって降雨予測を行うモデルを作成する。これによって、合流改善の向上に向けたポンプやゲートのよりの確な制御や浸水に対するより高い安全性の確保が可能となる。

(5) RTCシステムの継続的改善

RTCシステムを良好に稼働させ段階的に向上させてゆくには、現場の協力と支援が必要であり、設計技術者とポンプ操作要員の間には良好な信頼関係の構築が必要である。

そのためには、初期段階では、現状の運転方法を大きく変えることなく、適切に配置した計測機器からの情報や流入予測情報をパネル等に表示することによって、ポンプ操作要員がシステムからの情報を十分に理解、信頼し、システムの構築や改善に積極的に参画することにより、システムを充実、向上させてゆく体制を築く。

12. RTCの実現化に向けて

平成11年度の検討で、ポンプ排水区域での効率的な合流式下水道改善に向けた実用RTCの具体的な姿が明確となった。

現実的にRTCの第一歩を踏み出すためには、RTCの流入予測モデルを始め、各種の計測機器や制御装置の性能限界や課題を熟知し、不確定要素には適切な安全率を与え、十分な安全性や信頼性を確保しながら段階的なレベルアップを図ることが重要である。

RTC初期段階では、現在のポンプ運転を大きく変えることなく、計測機器を適切に設置し、より高水準なRTC構築に向けたキャリブレーションのためのデータ収集の段階が必要となる。

したがって、RTCを段階的にレベルアップさせていくためには、現場での試行錯誤など様々な試みが必要となるため、RTC初期段階からポンプ操作要員をはじめとした維持管理部門の理解と協力が不可欠である。このためには、RTCの効果や意義を明確にするとともに、安全性や信頼性の確保に向けたハード、ソフトの対策について、計画段階から現場の施設管理部門との緊密な連携のもとで進めていくことが緊要である。

13. 参考文献

- 1) (財)下水道新技術推進機構(1997,2) “海外雨水流出解析モデルの実用性基礎調査(その2)”
- 2) Vitasovic,z.;Swarner,R.;Speer,E.(2000) “Real Time Control for CSO Reduction”,<http://ourworld.compuserve.com/homepages/speer/realtcso.htm>
- 3) J.R.WOOD-WRc and D.Heatherington NWWL(1998,5) “BOLTON RTC SPRINT PILOT PROJECT”
- 4) Reid Crowther Consulting,Inc.(2000) “SewerCAT User’s Manual”, <http://www.reid-crowther.com/>
- 5) Zhong Ji,Eric Strand,Zdenko Vitasovic,Siping Zhou(1995,10) “The Development and Application of a Fast Hydrodynamic Model for Large Looped Sewer/Channel Systems”,Water Environment Federation 68th Annual Conference & Exposition

5 - 3 芝浦処理区分水人孔に関する水理模型実験調査その5

建設部 設計調整課

平成5年度から平成11年度に掛けて行ってきた、分水人孔に関する水理模型実験は、遮集汚水量の定量化を計るため、構造調査及び流量調査を行ってきた。

多くの分水人構造に採用されているオリフス構造は、水位及び構造条件等により計画量の3Q分水が大幅に変化することが確認されたため、平成8年度調査よりVortex Valveの開発を行うための水理模型実験を行い、渦流の発生による損失効果で流量の増加を抑える構造の検討、水理模型実験から相似式を確立させた。

平成11年度は、設計手法の確立、導入に適した人孔の選定を行い、練馬区の上御成橋付近の分水人孔にVortex Valveを設置し、実際の遮集量抑制効果の可否を検証した。この結果、降雨時の遮集量増大に伴う処理コスト上昇の問題を解決する対策としてVortex Valveは有効に機能すると評価するに至った。Vortex Valve最大の特徴である、水位の上昇に伴い流量係数が小さくなる変化を示す特徴(キックバック)は、遮集分水以外の目的にも活用が可能である。例えば、流下貯留方式施設の放流口、浸透型下水道の流量抑制効果拡大等、計画流量に見合う大きさを設置することにより多目的な活用が可能である。

5 - 3 芝浦処理分区分水入孔に関する水理模型実験調査その5 新たな分水分水入孔に関する調査・研究 (Vortex Valve)

建設部 設計調整課

畠田 英明, 高橋 智, 秦 健司

1. はじめに

東京都の下水道は雨水対策の重要性から、下水の排除方式として、合流式を採用してきた。合流式下水道は汚水と雨水を同一の管渠で流下させるシステムであり、一般に、汚水量は雨水量に比べると極めて少ないため、処理施設を増設することにより、増大する汚水を排除・処理することに柔軟に対応することができる。また、当システムは雨天時には分水分水入孔において分水を行い、一定量を遮集して処理場に送り、それを超える雨水を公共用水域に放流している。

このシステムの問題点としては、計画どおりの分水が行われない場合、例えば遮集量が大きいと下水処理場に過大な処理負荷がかかり、遮集量が小さいと汚濁負荷の高い雨水が公共用水域に放流されることになる等、下水道の経営上また環境上の両面を合わせ持っている。東京都下水道局では晴天時汚水量の3倍を遮集量として計画・実施しているが、これまでの設計手法による分水分水入孔では、計画どおりの分水機能を期待することが難しい状況にある。

また、第二世代下水道マスタープランを推進するにあたり、合流式下水道の改善事業、再構築事業等では従来の遮集目的の分水に加え、貯留施設への分水、増補管への分水等、様々な目的の分水が計画されている。

このように、計画どおりの分水を行うことは、環境問題上、下水道施設の運用上および維持管理上から、重要な事項と位置づけることができる。さらに、既存の分水分水入孔に対して遮集量の総合的な調査は行われておらず、浸水対策の視点での雨水貯留のための分水に対する検討が個々に行われている状況にある。

このようなことから、本調査研究は既存分水分水入孔に対する遮集量の総合的な調査を行って、その問題点に対する対策方法に関する調査研究

を加えたものである。

2. 調査概要

前述のような背景のなかで現実の遮集量の検証あるいは、目的にあった分水を実現するための設計手法を確立する必要性が強く求められるようになってきた。

このため、この調査研究では、まず、芝浦処理区をモデルとして、既往の設計手法による分水分水入孔の分水特性を検証し、問題点の抽出・整理を行った。次に、この問題点を解決するための新たな分水分水方式 (Vortex Valve) の提案を行うとともに、水理模型実験および現場での実証実験を行うことにより実用化に向けた調査研究を行ったものである。

調査研究は図 - 2.1 に示すフローに従って行った。

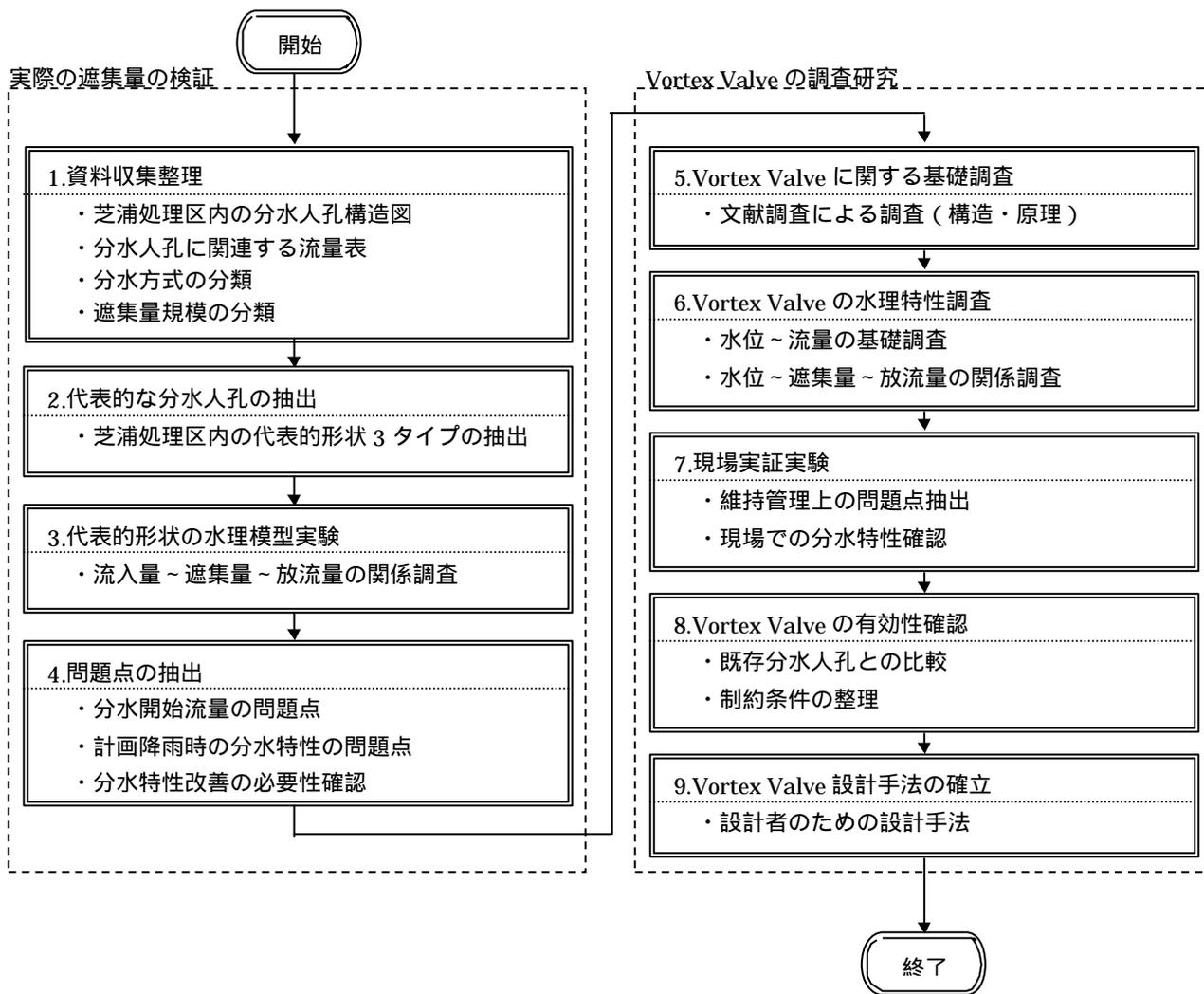


図 - 2.1 調査研究フロー

3. 既設分水人孔の調査

3.1 目的および対象流域

東京都下水道局で現在採用されている主な分水構造についての分水特性を把握し、その水理特性および問題点を抽出・整理することを目的として行った。

調査対象としたのは、処理区別でみた場合に分水人孔の設置数が最も多い芝浦処理区である。(表 - 3.1参照)

表 - 3.1 処理区別分水人孔数 (平成5年3月31日現在)

処理区	排水面積 A (ha)	分水人孔数 n (個)
芝浦	6,420	354
三河島	3,936	215
砂町	4,667	26
小台	1,687	80
落合	3,506	151
森ヶ崎	12,882	97
小菅	1,633	1
葛西	4,889	43
新河岸	10,474	198
中川	4,440	0(分流地区)
合計	54,534	1,165

3.2 資料収集整理

(1) 人孔構造による分類

芝浦処理区内354箇所の分水人孔構造を人孔形状，堰形状，流入管本数，流入方向の違いにより分類した結果を図 - 3.1に示す。

ここで，調査対象とする分水構造を次のように絞り込んだ。すなわち，人孔形状は「矩形」「円形」，流入本数は「2本」「1本」，堰形状は「直線」「円弧」，流入方向は「複合」「横」「正面」「衝突」に限定することで調査対象とする分水人孔は200基に絞り込まれた。

このことを基に，分水人孔の形状・形式について再度分類した結果は，表 - 3.2に示される。

表 - 3.2によれば，「直線堰横越流型」「直線堰複合型」「円弧堰正面越流型」の出現頻度が高く，矩形人孔と円形人孔を合計すると138基になり，絞り込まれた分水人孔200基のうち約7割にあたる。したがって，後述の水理模型実験ではこの3種類の型式を調査対象とした。

(2) 計画遮集量による分類

芝浦処理区内354箇所の分水人孔のうち流量表等によって計画遮集量が確認されたのは138箇所である。これらの分水人孔における計画遮集量の流量規模を分類・整理した結果を図 - 3.2に示す。

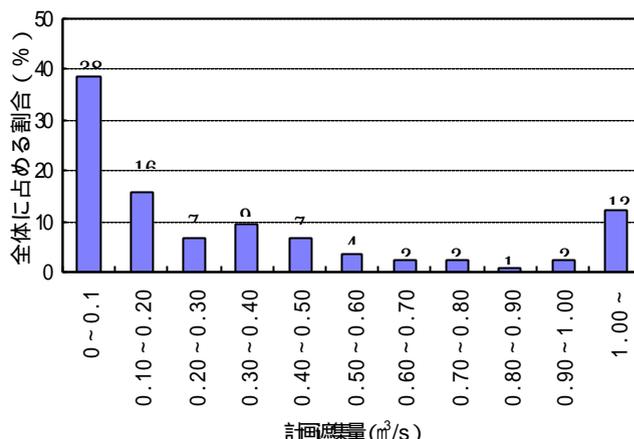


図 - 3.2 計画遮集量の分類 (芝浦処理区)

これによると比較的小さい計画遮集量が多く，0.2m³/s以下のものだけで，全体の半数以上を占めている。これは，当処理区の特徴として，大部分が自然排水区であること同時に，処理区全体に比較的大きな河川が存在する地形的条件も理由のひとつである。

自然排水区とポンプ排水区の相違点は，自然排水区では計画的に小さい排水面積で雨水を河川に放流することができ，分水人孔数が多く，計画遮集量規模が小さい。ポンプ排水区では，ポンプ所で収容し，集中的に雨水と汚水を分水するため計画遮集量規模は比較的大きくなる。

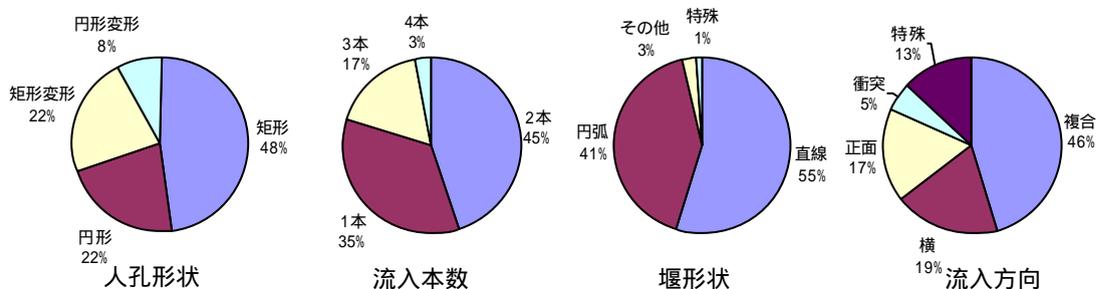


図 - 3.1 既設分水人孔の分類 (芝浦処理区内の全分水人孔)

表 - 3.2 主な分水人孔の形状・形式

形式 形状	流入管1本		流入管2本		計
	正面越流型	横越流型	複合型	衝突型	
矩形人孔	直線堰 6基 	(1) 38基 	(2) 36基 	5基 	85基
	円弧堰 (3) 19基 	6基 	(4) 15基 	4基 	
円形人孔	直線堰 3基 	(4) 15基 	(6) 14基 	2基 	34基
	円弧堰 (6) 16基 	3基 	(8) 13基 	5基 	
計	44基	62基	78基	16基	200基

カッコ内の数字は出現順位を表している。

図中の→は流入(合流), ➡は遮集(汚水), ↘は放流(雨水)を表している。

このような理由により、自然排水区では、分水人孔数が多く、計画遮集量の流量規模は小さくなり、ポンプ排水区では分水人孔数が少なく、計画遮集量の流量規模が大きくなる。

これらを明らかにする指標として、1箇所の分水人孔が持つ排水面積を式 のように定義した。

$$a = \frac{A}{n} \dots \dots \dots \text{式}$$

ここに、a：1箇所の分水人孔が持つ排水面積 (ha/個)

A：処理区全体の排水面積 (ha)

n：処理区内の分水人孔数

式 に基づいて処理区毎に1箇所の分水人孔が持つ排水面積を比較すると、表 - 3.3 のようになる。

表 - 3.3 処理区別・1分水人孔当りの排水面積

処理区	排水面積 A (ha)	分水人孔数 n (個)	a (ha/個)
芝浦	6,420	354	18
三河島	3,936	215	18
砂町	4,667	26	180
小台	1,687	80	21
落合	3,506	151	23
森ヶ崎	12,882	97	133
小菅	1,633	1	1633
葛西	4,889	43	114
新河岸	10,474	198	53
中川	4,440	0(分流地区)	
合計	54,534	1,165	47

表 - 3.3によると自然排水が主になっている芝浦・三河島・小台・落合・新河岸の各処理区は1箇所の分水人孔が持つ排水面積が小さくなっており、ポンプ排水が主である砂町・小菅・葛西の各処理区は1箇所の分水人孔が持つ排水面積が大きくなっている。森ヶ崎処理区は自然排水が主であるが、排水面積に多摩川分流地区の面積も含まれているため、1箇所の分水人孔が持つ排水面積は比較的大きな値を示している。

以上のことから、自然排水、ポンプ排水の雨水排除方式の違いによる分水人孔の数・計画遮集量の特性が表 - 3.4のように整理された。

表 - 3.4 雨水排除方式による分水人孔の特性

雨水排除方式	分水人孔数	計画遮集量
自然排水	多	小
ポンプ排水	少	大

3.3 調査対象分水人孔の選定

調査の目的は、主な分水構造に対して水理模型実験により水理特性を把握して、問題点を抽出することにより、分水人孔改良の必要性・方向性を見いだすことにある。全ての分水人孔に対する水理模型実験を行うことは非効率であるため、「3.2資料収集整理」の結果を参考に、代表的な分水人孔を実存するものの中から選定して、これらに対する水理特性調査を行うこととした。

(1) 分水構造形状・形式の条件

分水構造の形状・形式は次の3種類とした。

- 矩形人孔直線堰横越流型
- 矩形人孔円弧堰正面越流型
- 矩形人孔直線堰複合越流型

(2) 計画遮集量の条件

計画遮集量の条件は、芝浦処理区内の分水人孔で0.2m³/s以下のものが54%を占めていることから、0.2m³/s以下とした。

(3) 調査対象の分水人孔選定結果

矩形人孔直線堰横越流型

表 - 3.5 矩形人孔直線堰複合越流型・調査対象人孔

項目	設定値	備考
管理台帳番号	2122-3A-010	計画流入量は流入管の満管流量、計画遮集量は標準的な対流入量比(8%)として堰高を設定した。
人孔長(m)	2.2	
ステップ(m)	0.0	
流入管径(m)	1.2 (計画流量: 1.435m ³ /s)	
遮集管径(m)	0.6 (計画遮集量: 0.115m ³ /s)	
堰高(m)	0.209	

矩形人孔円弧堰正面越流型

表 - 3.6 矩形人孔円弧堰正面越流型・調査対象人孔

項目	設定値	備考
管理台帳番号	2122-3A-010	計画流入量は流入管の満管流量、計画遮集量は標準的な対流入量比(5%)として堰高を設定した。
人孔長(m)	2.2	
ステップ(m)	0.0	
流入管径(m)	1.35 (計画流量: 2.444m ³ /s)	
遮集管径(m)	0.5 (計画遮集量: 0.122m ³ /s)	
堰高(m)	0.233	

矩形人孔直線堰複合越流型

表 - 3.7 矩形人孔直線堰複合越流型・調査対象人孔

項目	設定値
管理台帳番号	2717-2A-040
人孔長(m)	2.5×2.6
ステップ(m)	0.00
流入管径 (m)	1.2 (計画流量: 1.121m ³ /s)
流入管径 (m)	0.8 (計画流量: 1.041m ³ /s)
遮集管径(m)	0.8 (計画遮集量: 0.173m ³ /s)
堰高(m)	0.65 (実績)

上記の3つの分水人孔に対する水理模型実験を行ったので、次項にその水理特性について示す。

3.4 遮集量特性調査および問題点

ここでは、上記で選定した3つの分水人孔に対して水理模型実験を行った結果から、明らかとなった遮集量特性および水理的な問題点について述べる。

(1) 遮集量特性調査結果

矩形人孔直線堰横越流型

流入量と遮集量の関係を図 - 3.3に示す。

流入量が計画遮集量と同等の時に計画値の0.115m³/sが遮集され、その後、流入量が増えるにつれて遮集量も増加していくことが判る。

流入量が計画流量の1.435m³/sにまで増

加すると、遮集量は最大で $0.58\text{m}^3/\text{s}$ となり、計画遮集量の5.0倍もの遮集が行われていることを示している。

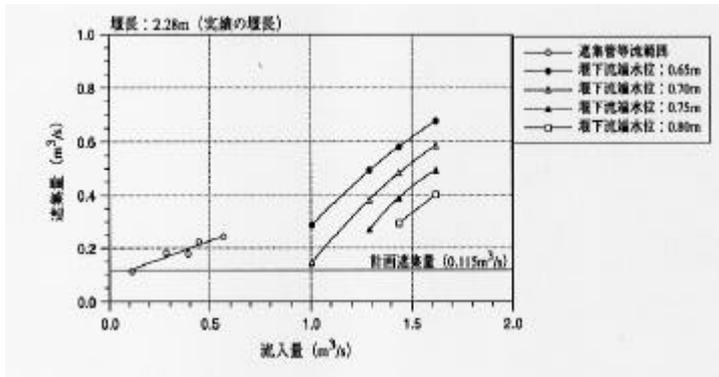


図 - 3.3 流入量と遮集量の関係
(矩形人孔直線堰横越流型)

矩形人孔円弧堰正面越流型

流入量と遮集量の関係を図 - 3.4に示す。流入量が計画遮集量と同等の時に計画値の $0.122\text{m}^3/\text{s}$ が遮集され、その後、流入量が増えるにつれて遮集量も増加していくことが判る。流入量が計画流量の $2.444\text{m}^3/\text{s}$ にまで増加すると、遮集量は最大で $0.47\text{m}^3/\text{s}$ となり、計画遮集量の3.9倍もの遮集が行われていることを示している。

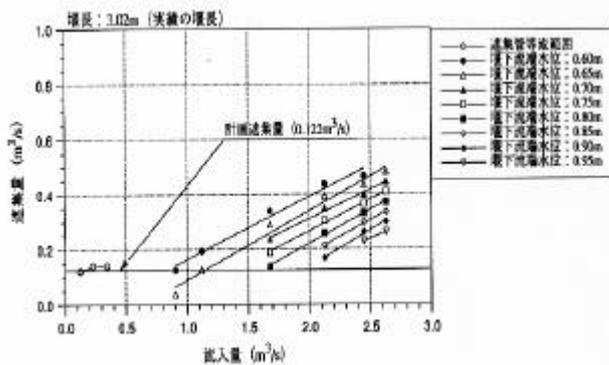


図 - 3.4 流入量と遮集量の関係
(矩形人孔円弧堰正面流型)

矩形人孔直線堰複合越流型

流入量と遮集量の関係を図 - 3.5に示す。流入量が計画遮集量と同等の時に計画値の $0.173\text{m}^3/\text{s}$ が遮集され、その後、流入量が増えるにつれて遮集量も増加していくことが判る。流入量が計画流量の $2.162\text{m}^3/\text{s}$ にまで増加すると、遮集量は最大で $0.75\text{m}^3/\text{s}$ となり、計画遮集量の4.3倍もの遮集が行われていることを示している。

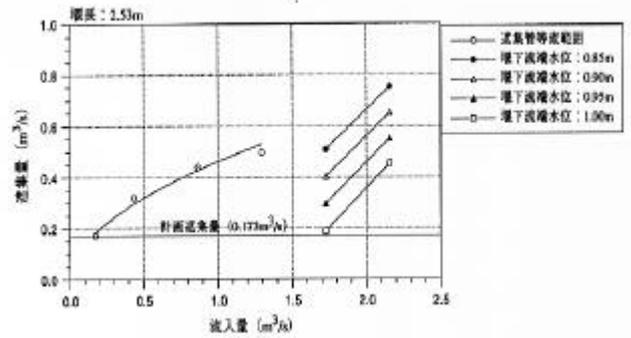


図 - 3.5 流入量と遮集量の関係 (矩形人孔直線堰複)

(2) 遮集量特性状の問題点

既設分水人孔の水理的な問題点は上記の調査結果から明らかなように、いずれの形式においても流入量の増加に伴い遮集量も増加し続け、計画流量時には計画値を遥かに超える量が遮集されていることである。

3.5 遮集量抑制対策

遮集量を抑制する対策方法としては様々なものが考えられるが、ここでは、以下の2つの方法による効果を水理模型実験により検証した結果について示す。

遮集管の入口にオリフィスを設置して遮集量を抑制する対策方法

分水堰を延伸して放流量を増加させることによる対策方法

(1) オリフィスによる対策の効果

前述の矩形人孔直線堰横越流型に対して、オリフィスによる対策を施した場合の遮集量抑制効果を表 - 3.8に示す。ただし、オリフィス径は下水道施設としての最小口径を考慮して 0.25m とした。

表 - 3.8 オリフィスによる対策の効果

区分	計画流量時の遮集量 (m^3/s)	計画遮集量に対する割合 (%)
対策なし	0.58	504
オリフィス設置	0.17	148

このように、オリフィスを設置することにより遮集量は大幅に低減したことから、この場合については対策の効果が認められる。しかし、下水道施設としての機能を考慮すれば、オリフィスの最小口径は 0.25 に制限されることから、計画遮集量が小さい場所などでは

必要径までオリフィスを小さくすることができずに、遮集量低減の効果が十分に発揮されないこともある。したがって、汎用性の高い対策とはいえない。

(2) 分水堰の延伸による対策の効果

矩形人孔直線堰横越流型および矩形人孔円弧堰正面越流型に対して、分水堰の延伸による対策を施した場合の遮集量抑制効果を表 - 3.9, 表 - 3.10に示す。

表 - 3.9 分水堰の延伸による対策の効果 (矩形人孔直線堰横越流型)

堰長 (m)	計画流量時の遮集量 (m³/s)	標準堰長を1としたときの割合
1.25	0.66	1.14
2.28 (標準)	0.58	1.00
3.35	0.57	0.98

表 - 3.10 分水堰の延伸による対策の効果 (矩形人孔円弧堰正面越流型)

堰長 (m)	計画流量時の遮集量 (m³/s)	標準堰長を1としたときの割合
2.12	0.54	1.15
3.02 (標準)	0.47	1.00
5.16	0.40	0.85

このように、分水堰長を1.5~1.7倍に延伸しても遮集量の抑制効果は2%~15%である。さらに、分水人孔内は限られた空間であるから、現況の堰を大幅に延伸することは不可能である。これらのことから、分水堰の延伸による対策は現実的でなく、効果も期待できないことが明らかとなった。

4. Vortex Valveの調査・研究

4.1 目的および概要

既往の設計手法による分水人孔には降雨時に遮集量が増大するという水理的な欠点が認められ、この対策としてオリフィスを設置した場合においても、3Qの一定遮集は不可能であることが明らかである。

このような問題を解消する新たな分水方式のひとつとしてVortex Valveを採用し、この装置による分水特性改善の効果について評価することを目的として、基礎的な水理特性について調査を行うとともに、分水人孔に設置した場合の分水特性を調査した。

4.2 基礎調査

(1) Vortex Valveの原理

Vortex Valveは渦による損失効果を利用して遮集量の増加を抑制する分水方式であり、その原理は下記のとおりである。

図 - 4.1に示すような装置a, bの実験装置を用意する。装置aでは容器内に設置したガイドの効果により、容器内の水は出口に向かって放射線状に流れる。一方、装置bではガイドが容器の接線方向に設置されているため、容器内において自然に渦が発生する。両者の流出量は式 で表される。

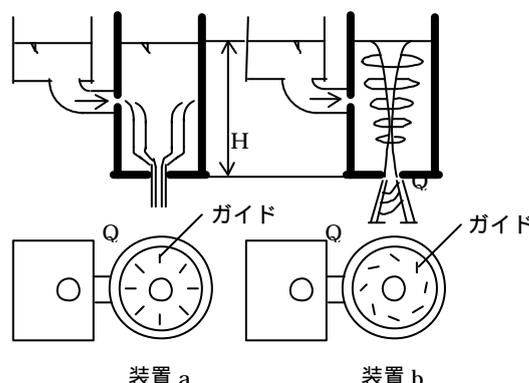


図 - 4.1 実験装置

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots \dots \dots \text{式}$$

ここで、 Q: 流出量 C: 流量係数
H: 水位 A: 出口の断面積

装置aの場合の流量係数は通常のオリフィスと同様に0.6程度を示した。装置bでは渦の発生に伴って、容器の中心に近いほど大きい円周方向の速度が発生し、大きな遠心力が生まれる。

この遠心力は出口断面の一部を占める渦の核を発生させ、水が中空の状態で流出するようになる。このような理由により流量係数は0.15程度に下がった。

すなわち、出口の断面積、水位が同様であれば、渦を発生させた方が流出量を少なくすることができる。逆に同じ水位条件で、同等の流出量を与えるには渦を発生させた場合の方が開口面積を大きくすることができる。

これまでオリフィスなどによる分水特性の改善策が検討されてきたが、流量係数は基本的に一定であるため、流入量の増加に伴う人

孔内水位の上昇による遮集量増加を抑制することはできなかった。流入量が増加した場合に、図 - 4.1の装置bの状態をつくることができれば、渦による損失効果を利用して遮集量を抑制することが可能である。

つまり、このような考え方を応用した装置がVortex Valveである。

(2) 基本形状

Vortex Valveの水理特性を検討するにあたっては、海外における事例を参考にして流入角度が $15^\circ \sim 90^\circ$ の範囲における形状について水理模型実験による調査を行った。このなかで、遮集量の抑制効果が顕著に現れたのが 90° 型(図 - 4.2参照)と 45° 型(図 - 4.3参照)

照)であり、これをVortex Valveの基本形状として設定した。

各部の基本諸元は下記に示すとおりである。
 導水管径 250mm (下水道施設としての最小口径を考慮して設定)

導水管長 250mm (1×導水管径)

渦流部最大径 600mm (海外の事例などを参考に設定)

流出管径 250mm (下水道施設としての最小口径を考慮して設定)

流出管長 250mm (1×流出管径)

なお、人孔への取付イメージは図 - 4.4に示すようである。

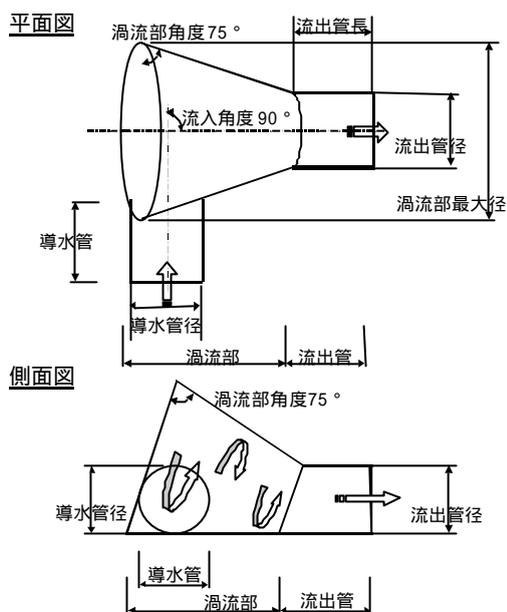


図 - 4.2 90° 型

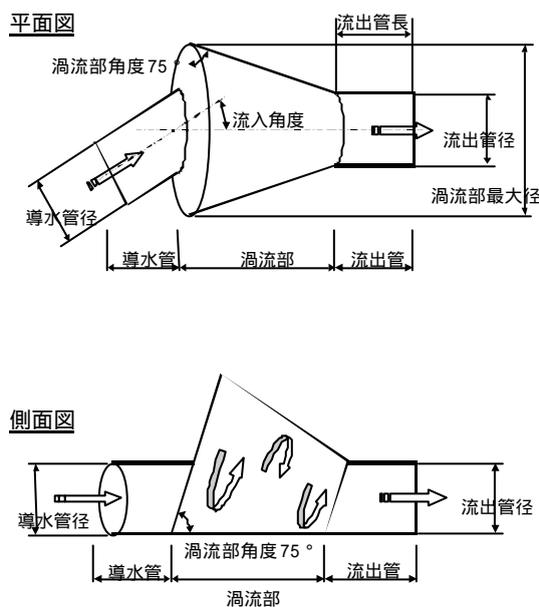


図 - 4.3 45° 型

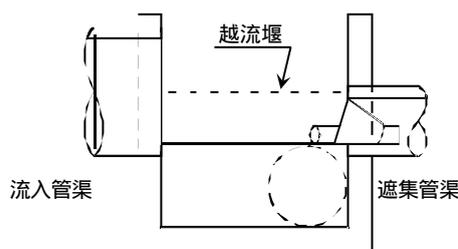
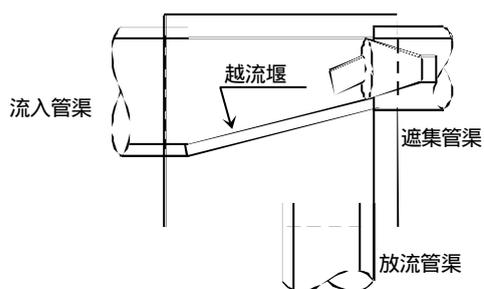


図 - 4.4 Vortex Valve設置位置図

4.3 水理特性調査

(1) 水位～流量の関係

基本形状におけるVortex Valveの水理特性として、水位～流出量の間係を図 - 4.5に示す。次のような装置内の流れの形態の変化によって、水位～流量の間係は図に示すように不連続なものとなる。

- ・開水路領域 人孔水位が低い場合は装置内の流れは自由水面を持った流れで、この範囲の特性はオリフィスと同様のものとなる。
- ・キックバック領域 人孔水位が上昇すると導水管の流速が増し、装置内の壁に衝突した流れが回転をはじめ、このときに遮集量は減少する。
- ・渦流領域 導水管の流速がさらに増し、装置内は安定した回転流となって、水位が急上昇しても流出量は緩やかに増加する。

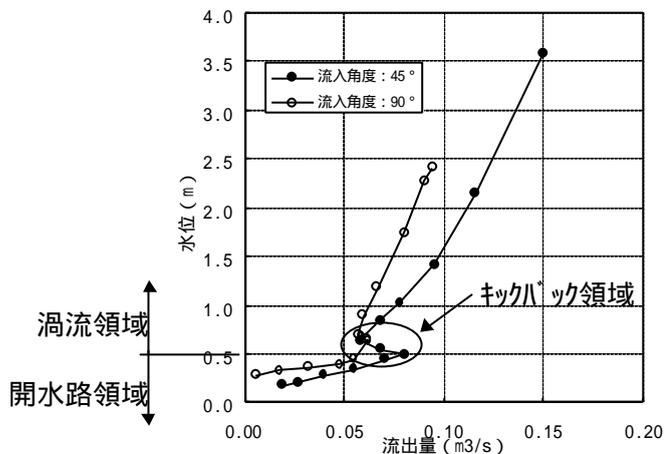


図 - 4.5 東京都 型の水位～流量の関係

このような水位～流出量の間係が不連続性を示すのは、開水路領域、キックバック領域および渦流領域の各領域において流量係数が異なっていることが基になっている。

(2) 流量係数の特性

Vortex Valveの流量係数を水位 / 流出管径の間係として取り扱おうと、図 - 4.6に示すような特性を示す。

図に示されるように渦流領域の流量係数は、渦流発生前に比較して小さな値を示して安定している。このことが渦の発生による損失効

果を利用して流出量の増加を抑制するVortex Valveの原理を示している。

また、図にはオリフィスの特性（水理模型実験による）を示したが、90°型の流量係数はオリフィスの1/2以下となっており、遮集量をオリフィスの1/2以下とすることが可能であることを示している。

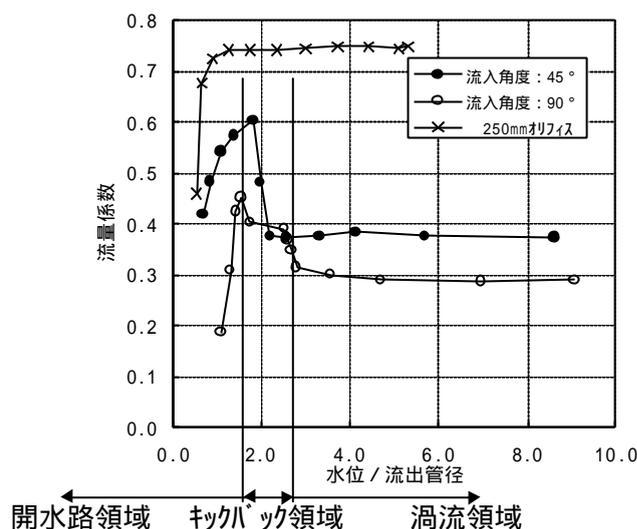


図 - 4.6 Vortex Valve の流量係数の特性

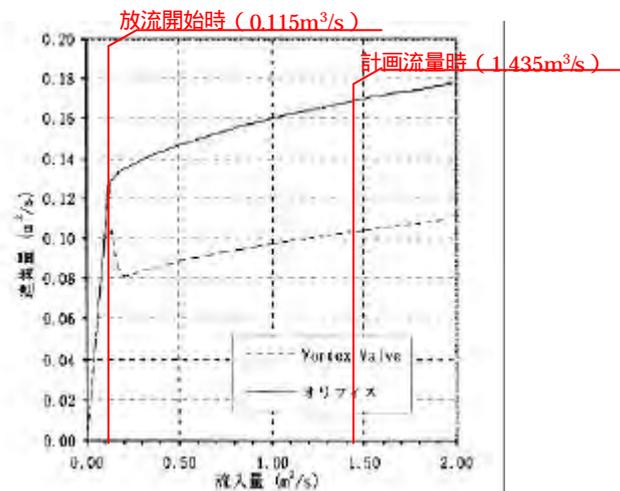


図 - 4.7 Vortex Valve の遮集量特性

(3) 遮集量の特性

Vortex Valveの遮集量の特性と、オリフィスを設置した場合の遮集量の特性を比較して図 - 4.7に示す。オリフィスの場合は、流入量の増加に伴い遮集量も増加しているが、Vortex Valveの場合は、その水理特性により、放流開始時点と計画流量時において、ほぼ計画値 (0.115m³/s) の遮集量となっている。

計画流量時ではオリフィスに比べて、30%程度の遮集量抑制効果があらわれている。

4.4 現場実証実験

練馬区内の分水人孔（管理台帳番号：1304-3D-017）において、Vortex Valve（写真 - 4.1 参照）を現場に設置し、実際の遮集量特性を検証するとともに、維持管理上で問題に予想される、ゴミ等の異物による閉塞・材料の腐食、劣化の項目についての検証を行った。と。



写真 - 4.1 Vortex Valve (実物)

(1) 遮集量特性の検証

水理模型実験結果から予想されるVortex Valveの遮集量特性と、現地に設置した流量計による測定結果とを比較して、図 - 4.8に示す。両者の整合性は良く、Vortex Valveによる遮集量抑制効果が現場実証実験によって明らかになった。

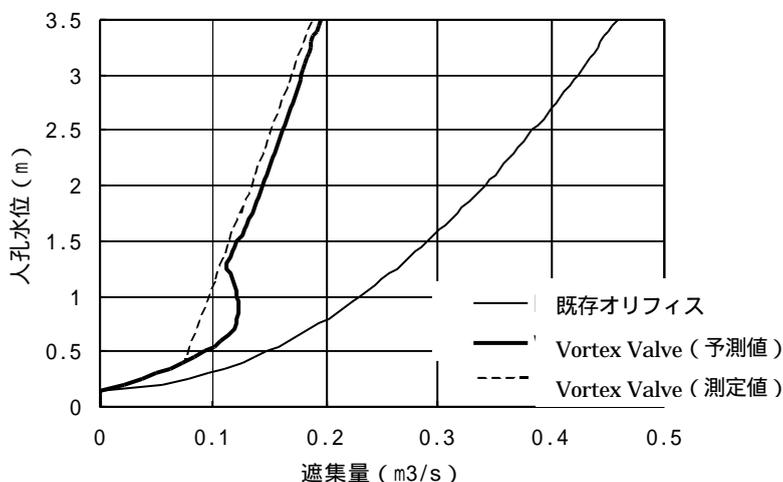


図 - 4.8 遮集量特性の検証

(2) 維持管理性の検証

ゴミ等による閉塞

今回の実証実験で調査を行った分水人孔（上御成橋付近分水人孔）では、大きなゴミの流入による閉塞は発生しなかった。下水道管渠内の現況を調査すると下記のような流下物が見られる。

トイレトーパーパ

ゴム製品	空き缶	砂
落ち葉	木の枝	油

また、大口径管渠にまれに粗大ゴミ（サッカーボール、自転車等）が流下する場合もある。このことから、Vortex Valveの断面は下水道施設基準で定められる最小口径（250mm）を確保することとする。まれにある粗大ゴミの流下に対する対策は、事前の現場状況調査、あるいはヒアリング調査などを行い、最小口径の設定をすることが重要になる。

閉塞した場合の対処

通常の下水道管渠内の流下物によるVortex Valveの閉塞は考えられない。これは、Vortex Valveの内部では流速が増すこと、また材質のSUSに流下物が付着しにくいこと等によるものである。しかし、木の枝等がVortex Valveの内部に止まり、これに流下物が付着することによって断面の閉塞が発生することもある。従って、Vortex Valveの内部を目視観察できるハッチを本体全面に設ける等の措置を行うことも重要である。

さらに、分水人孔は車道上に設置されているため、日常の維持管理は放流渠からの出入りが可能な場所の選定、また遮集管側からのアクセスが容易となっている等、分水人孔構造の選定上の配慮も重要となる。

腐食・劣化の対策

腐食・劣化の要因としては様々な項目が考えられる。これらに対する対策としては、調査段階から現場設置までの工程毎に行うことが重要となり、これをまとめると表-4.1のようになる。

表 - 4.1 腐食・劣化の対策

工 程	チェック項目・対策項目
現地調査	現場の水質条件を確認する。 ・塩素濃度 ・硫化水素濃度 ・pH ・水温
製 作	・現場の水質条件を踏まえて材質を選定する。 ・原則として1種類の金属に限定する。 ・表面を平滑にする。 ・溶接熱による炭化物析出を軽微にする。 ・すき間をなくす。
設置工事	・異種金属と接触しない場所に据え付ける。 ・すき間をなくす。 ・表面を傷つけないようにする。

維持管理上問題点の検証

練馬区上石神井三丁目付近の上御成橋（石神井川）付近分水人孔に設置したVortex Valveについては、3回/月の頻度で、表-4.2に示す維持管理性チェックシートによる点検を行った。

本業務の期間中には、維持管理性に関する問題点は確認されなかった。ただし、本業務の調査期間は8月～1月の半年間と短かったこと、また、流入する地域が住宅地であり、下水道の流下物がゴミ等の異物による閉塞の項で述べた～の範囲に限られていたため、十分な結果であるとはいえない。より確実に問題点を把握するには、今後継続して調査を行う必要があると思われる。

表 - 4.2 維持管理性チェックシート

大区分	小区分	チェック項目	確認欄	備考	確認	作成
本体	全体外見	外見上に損傷はないか				
		腐食はないか				
		振動の形跡はないか				
	導水管	腐食はないか				
		異物が詰まっているか				
		異物が詰まった形跡はないか				
		目視で確認できる摩耗はないか				
		変形はないか				
	コーン部	腐食はないか				
		異物が詰まっているか				
		異物が詰まった形跡はないか				
		目視で確認できる摩耗はないか				
		変形はないか				
	流出管	異物が詰まっているか				
		異物が詰まった形跡はないか				
目視で確認できる摩耗はないか						
変形はないか						
人孔	水位	流量に対して適正な水位か				
	流況	汚水が導水管にムズに流れているか				
	雨天時の形跡	水位上昇の形跡はないか				

4.5 設計手法

Vortex Valveの形状諸元を算出するには、縮小モデル（水理模型）と実物との間の相似率を両者の流量から求め、各部の寸法にその相似率を乗じることにより、実物の形状諸元を算出する方法とした。また、相似率をフルード則を適用して求めるものとし、式に示す。

(1) 相似率

$$Lr = \left(\frac{Qp}{Qs} \right)^{0.4} \dots \dots \dots \text{式}$$

ここに、Lr：相似率（無次元）

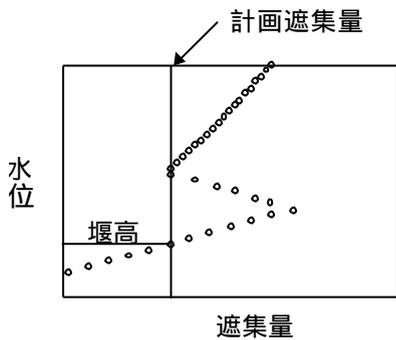
Qp：実物の設計流量（計画遮集量）(m³/s)

Qs：縮小モデルの設計流量（計画遮集流量）(m³/s)

- 90°タイプ：0.0504m³/s，
- 45°タイプ：0.0522m³/s，
- 30°タイプ：0.0540 m³/s
- 15°タイプ：0.0630 m³/s

(2) 形状諸元

渦流部最大径	Dmax (mm)	
		600 × Lr
導水管径 Di (mm)		250 × Lr
導水管長 Li (mm)		1 × Di
流出管径 Do (mm)		250 × Lr
流出管長 Lo (mm)		1 × Do
堰高		
90°型の場合	W ₉₀ (mm)	450 × Lr
45°型の場合	W ₄₅ (mm)	380 × Lr



また、計画遮集量を例にして計算結果を示すと次のとおりとなる。

計画遮集量が1.263m³/sの分水人孔に設置するVortex Valveの形状諸元は以下のように求めることができる。ただし、90°型を採用するものとする。

相似率	= (1.263 / 0.0504) ^{0.4} = 3.627
渦流部最大径	= 600 × 3.627 = 2176mm
導水管径・管長	= 250 × 3.627 = 907mm
流出管径・管長	= 250 × 3.627 = 907mm
堰高	= 450 × 3.627 = 1632mm

4. おわりに

一連の調査研究から、現存する主な分水人孔の一般的な特徴として、降雨時には計画遮集量を大きく上回る遮集が行われることが明らかとなり、オリフィス設置や分水堰の延伸等、既往の対策手法による遮集量抑制の効果は、多くの場合において期待できないことが判った。

このため、新たな分水人孔としてVortex Valveを提案し、Vortex Valveの水理特性を明らかにする水理模型実験を行うと共に、現場実証実験を行い、実際の遮集量抑制効果の可否を検証した。このことから、降雨時の遮集量増大に伴う処理コスト上昇の問題を解決する対策としてVortex Valveは有効に機能するものと考えられる。

ただし、本調査においては、時間的な制約から現場実証実験の期間が半年間と短かったこと

を考慮すると、引き続き、追跡調査を行う必要があるものと考えられる。特に、渦流発生時には装置内が高速の回転流となるため、夾雑物の多い現場では、材料の摩耗による損傷等が懸念される。このような、維持管理性を明らかにすることが、Vortex Valveを普及させるための条件であると思われる。

一方、Vortex Valveの最大の特徴である、水位の上昇に伴い流量係数が小さくなる変化を示す特性（キックバック領域）は、遮集分水以外の目的にも大いに活用できる可能性がある。例えば、流下貯留方式の浸水対策施設の吐き口に、計画流量に見合う大きさのVortex Valveを設置すれば、降雨初期段階からピークにかけて最大限の流量を流下させることができる。オリフィスの場合はピーク時で設計せざるを得ないため、降雨初期段階では不必要に貯留を行うことを余儀なくされ、最も貯留の必要性が高くなるピーク時には貯留容量が少なくなっていることもある。さらに、このキックバックの特性を合流改善のための施設として応用することも考えられる。特に、放流管の流下先が雨水ポンプ所の場合では、遮集管入口のオリフィスが計画降雨時を対象に設計されているため、小降雨時には計画遮集量を遮集管へと導水することができない。Vortex Valveは低水位から高水位まで一定遮集を行うことが可能であるため、これらの場所にも適しているといえる。

以上のように、Vortex Valveの基本的な水理特性は明らかになったが、下水道という特殊な環境下における維持管理性および材料の経年変化について、引き続き調査を行っていくことが重要であり、また、これらを明らかにしていくことで、豊かな水環境の保全に向けて、1つの分水施設としてVortex Valveが活用されていくことを期待する。

「参考文献」

1. 芝浦処理区分水人孔に関する水理実験 報告書 (1994.3)
2. 芝浦処理区分水人孔に関する水理実験その2 報告書 (1995.2)
3. 芝浦処理区分水人孔に関する水理模型実験調査その3 報告書 (1997.3)
4. 芝浦処理区分水人孔に関する水理模型実験調査その4 報告書 (1998.3)
5. 芝浦処理区分水人孔に関する水理模型実験調査その5 報告書 (2000.2)
6. 技報・カワセミ第8号 (設計・工事事例発表会論文集) (1999.5)

6 . 環境対策

- 6 - 1 放電式脱臭技術に関する調査
- 6 - 2 下水道における内分泌かく乱化学物質の実態調査（その2）
- 6 - 3 下水道における温室効果ガス排出量及び構成について
- 6 - 4 下水道におけるダイオキシン類の特性について
- 6 - 5 不快害虫の飛行防止についての調査
- 6 - 6 焼却灰からの重金属の溶出防止対策の調査
- 6 - 7 八王子処理場汚泥処理臭気抑制調査
- 6 - 8 固相抽出 - GC-MSによる下水中のアルキルフェノール類
一斉分析法の検討

6 - 1 放電式脱臭技術に関する調査

計画部 技術開発課

<目 的>

水処理施設から発生する臭気ガスに対し放電方式による脱臭技術を調査し、活性炭等に代わる低コストで臭気濃度の変動に強い脱臭装置を開発すること。

<調査内容>

臭気濃度等の除去性調査、 放電電力と臭気除去性能の関係把握、 放電電極、触媒の高性能化の検討、
臭気ガス各成分の処理状況把握

<結 果>

当初設定していた原臭の臭気濃度は1,000までであったが、3,000程度の臭気ガスについても東京都公害防止条例悪臭基準の300以下まで低減することができた。放電電力と臭気除去性能については、電源電圧を上昇、安定化することで処理能力が向上した。電極の素材については、従来の稀少金属からより安価で腐食性の少ない金属を選定することができた。触媒については、酸化チタンや黒ぼく土等を検討したが、現在使用している珪藻土が最も効果的であった。臭気ガス成分としては、硫黄系の臭気成分を効果的に低減していた。活性炭と処理性能を比較するために高濃度の硫化水素を用いて実験室で比較した結果、放電式脱臭装置のほうが除去率を長期間維持できた。

6 - 1

放電式脱臭技術に関する調査

計画部 技術開発課

宮澤 裕三，上野 孝司，清水 洋治（現施設管理部）

1. はじめに

当局では、下水処理プロセスから発生する臭気に対して活性炭吸着塔，充填塔式生物脱臭，薬液洗浄，土壌脱臭等様々な処理を行い，周辺の環境保全に努めている。このうち，水処理施設（曝気槽）からの臭気対策としては，主に活性炭による臭気の吸着処理が行われている。活性炭は設置当初，大きな吸着能力を持っているが臭気成分を吸着しはじめるとだんだん吸着能力が低下し，やがて破過してしまう。この活性炭の寿命は，臭気ガス中の成分濃度に大きく影響される。現状で破過点を予測するのは，吸着総量を把握できていないことから経験的判断以外ではきわめて困難である。そして活性炭が破過してしまえば，直ちに臭気が外部に漏洩してしまう。また活性炭は，やしがらや石炭等を大量に使用すること，再生時には工場へ全量を運搬し熱及び水蒸気による賦活が必要となることなどの課題を持っている。

これらの課題を解決し，より安価かつ効率的に臭気処理をできる可能性がある放電式の脱臭装置を検討した。

従来から，オゾンは，その強力な酸化力によって脱臭剤としても用いられてきた。しかし，オゾンの発生にあたってはオゾン発生装置や乾燥装置などが必要で多くのコストを必要とすること，オゾン自身が毒性を持っていることなどから脱臭装置として普及するまでには至らなかった。今回，臭気ガス自身に放電することで，臭気成分自身を分解し，また臭気ガスに含まれる酸素を一部オゾンとして利用し，活性炭よりも安価でしかも寿命による漏洩の恐れのない脱臭装置を開発した。現在，葛西処理場北処理施設の臭気ガスを利用して，より低コストで高性能の脱臭装置を開発することを目的として，調査研究を実施している。

2. 放電式脱臭技術について

今回使用している放電式脱臭設備の概要を図1に示す。高压放電部と気相反応部，触媒部から構成されておりそれぞれの役割は次のとおりである。

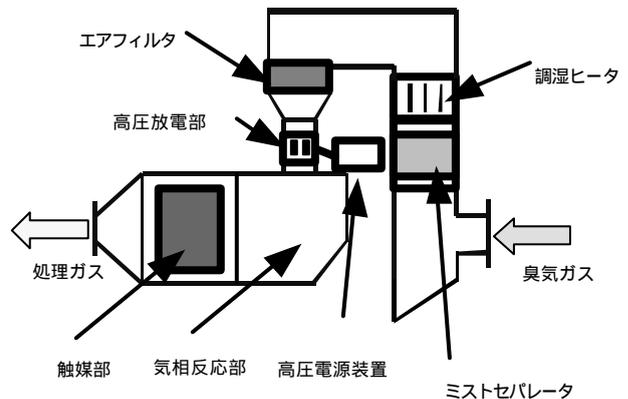


図-1 放電式脱臭設備概要図

(1) 高压放電部

10KHz程度の高周波で8KV程度の沿面放電を行うことで，電極表面に非平衡プラズマを発生させる。非平衡プラズマは，熱プラズマ（火炎等）と異なり電子エネルギーは高いがイオン及び分子のエネルギーが低い状態であり，耐熱材料等を用いる必要がないため，設備を簡略化できる特徴を持っている。臭気ガスをこのプラズマの中に通して活性分子，オゾン等を発生させ，それらの酸化能力により臭気成分を処理する工程である。

(2) 気相反応部

放電部で発生した活性分子，オゾン等と臭気成分を混合し酸化分解を促進する工程である。

(3) 触媒部

珪藻土に粉末活性炭を練りこんで乾燥したペレット等を用いて，酸化分解反応を触媒上で促進させ，また消費しきれなかったオゾン

をここで分解する工程である。

3. 実験設備概要

(1) 実験場所, 期間

実験場所：葛西処理場 北処理施設内
期間：平成11年7月26日から平成12年3月24日まで

(2) 装置概要

研究フローは、図 2 のとおり、各設備詳細等を下記に示した。

処理対象臭気ガス

北系処理施設（第一沈殿池，曝気槽）より発生する臭気ガス

放電式脱臭装置

処理ガス量：2000m³/時（電極 1 組 2 枚 当たり1000m³/時）

消費電力：放電電源装置：500W（100V）
送風機：3.5KW

（200V）

触媒充填量：約0.4m³（約200kg）

活性炭吸着装置（比較対照系）

処理ガス量：1000m³/時

活性炭種類：酸性ガス用，塩基性ガス用，中性ガス用各180kg，計540kg

その他

ミストセパレータ，ヒータ，誘引プロア

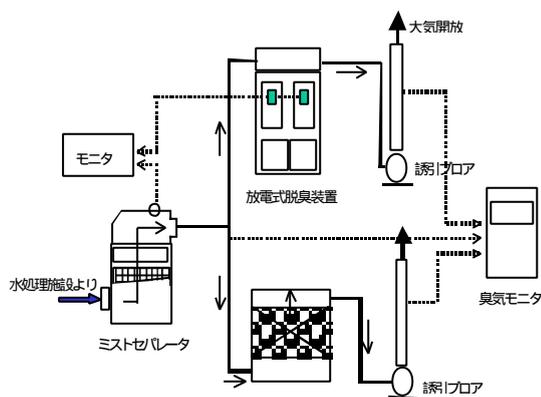


図 - 2 研究フロー

4. 実験内容

(1) 曝気槽から発生する臭気原因物質の検討

臭気物質構成

曝気槽から実際に放出されている臭気ガスの成分について検討した。

濃度変化

実際に放出される臭気ガス成分の濃度変化について検討した。

(2) 処理性能調査

処理ガス濃度

放電式脱臭装置と活性炭吸着塔の臭気成分除去状況を比較調査した。

処理ガス成分（副生成物）

活性炭は臭気物質を吸着することで脱臭をおこなうが、放電式は酸化分解反応等で臭気物質を分解するため結果として副生成物生成の可能性がある。このため、放電式脱臭装置処理後のガスについて副生成物の生成状況を調査した。

加速試験

活性炭は、当初大きな吸着能力を持っており、劣化の状況を把握するためには長期の運転が必要である。このため、10mg/Lの硫化水素ガスを使用して実験室レベルで放電式と活性炭の脱臭性能の比較を行った。

(3) 放電モニターと相対湿度

曝気槽などから発生する臭気ガスは、長く水中に滞留しているため湿度が高い状態である。湿度が高いと放電が行いにくくなることが予想されるため、相対湿度と放電の強さを表す放電モニター値の関係を検討した。

(4) 触媒性能試験

放電単独では除去できないアンモニアを放電と触媒と組み合わせて低減する方法を触媒の種類を変えて検討した。また、触媒に与える放電の効果についても検討した。

5 実験結果

(1) 曝気槽から発生する臭気原因物質の検討

臭気物質構成

図 - 3 に見られるように濃度としては、ほとんどの場合硫化水素がもっとも高い濃度で検出された。

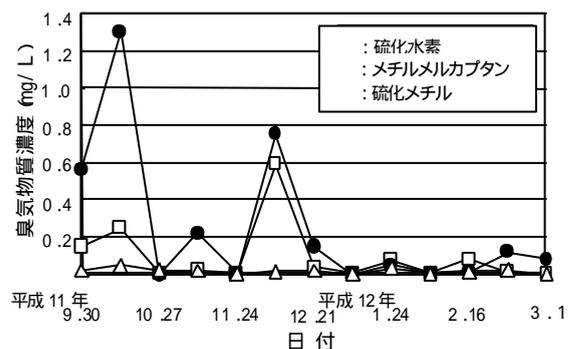


図 - 3 各臭気物質の濃度変化

表 - 1 に閾値と同一濃度の場合、物質ごとの臭気濃度の強さ推定値を示す。硫化メチル、二硫化メチルの閾値は低く、硫化水素については前者の約3倍、アンモニアについては約千倍と高く臭気が感じにくいことがわかる。

得られた濃度から、臭気濃度を表 - 1 を使って推定し、その結果を図 - 4 に示す。また、実測値と推定値の比較を図 5 に示す。これらの結果を見ると推定値よりも実測値のほうが大きく上回っており、曝気槽からの臭気に関してはメチルメルカプタンなどの他にも臭気物質が存在することが想定された。

表 1 臭気物質の閾値と推定臭気濃度

(単位：mg/L)

物質名	臭気成分の閾値	臭気濃度の推定値*
アンモニア	0.15	7
メチルメルカプタン	0.00012	8333
硫化水素	0.0005	2000
硫化メチル	0.00012	8333
二硫化メチル	0.00028	3571

*：濃度 1 mg/L の場合の臭気濃度

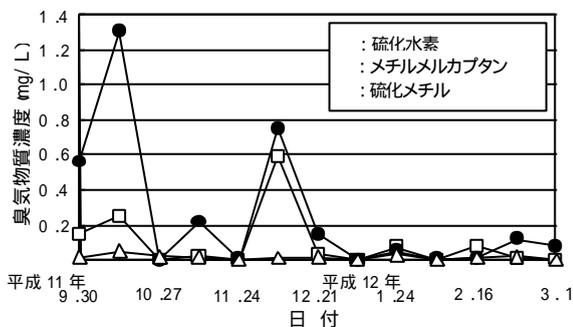


図 - 4 推定臭気濃度の推移

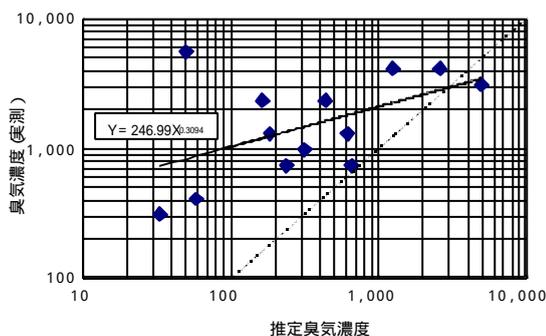


図 - 5 推定臭気濃度と実測値の比較

濃度変化

10月から約5ヶ月の測定結果を図 - 6 に示す。原臭の臭気濃度としては、410から5,000まで大きく増減した。これは、第一沈殿池と曝気槽の両方から発生する臭気を処理しているからではないかと推測される。このような条件を満たす脱臭設備には、広範囲な濃度の臭気を処理できる性能を要求されることが明らかになった。また、活性炭等の吸着材に高濃度の臭気物質が通過した後、急に低濃度になると吸着材より脱着現象が起こり臭気が漏洩するため、吸着材を使用する場合には一旦吸着した物質を脱着させない工夫も必要と考えられる。

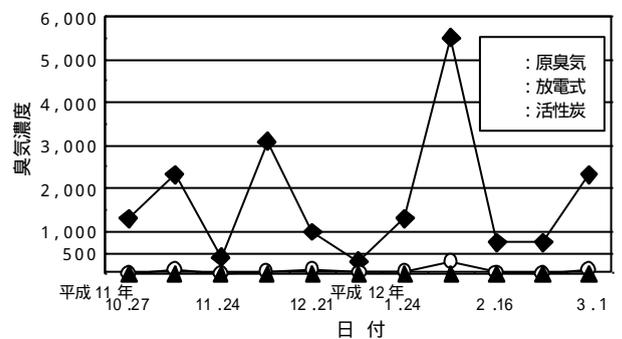


図 - 6 原臭気ガスの濃度推移と臭気処理状況

(2) 処理性能調査

処理ガス濃度

図 - 6 に放電式脱臭装置と活性炭吸着塔による処理ガスの臭気濃度を示す。両者ともほぼ基準値の300（排出口）を満足しているが、放電式は原臭気ガスの臭気濃度が5,000を超えると310となり基準値を超えてしまった。

これは、放電式脱臭設備設置当初の臭気濃度設定値1,000大きく超えたためと予想される。

処理ガス成分（副生成物）

原臭気ガスが放電式脱臭装置を通ることで生成する副生成物について図 - 7 に示す。高圧の放電によって、臭気ガスに含まれる有機物質が分解ないし、合成され、様々な副生成物となる。今回の調査では、イソプロピルアルコール、トルエン、トリクロロエチレン等が増加したが、いずれも労働省が示した作業環境評価基準（イソプロピルアルコール：400g/m³、トルエン：500g/m³、トリクロロエチレン：50g/m³、：平成

8年)を大きく下回っていた。

加速試験

ボンベより硫化水素を供給し、活性炭、放電式ともに10mg/Lの模擬ガスを通した結果を、図-8に示す。空塔速度(以下SVと略す)は5,000/時とした。実験開始後40時間位までは、活性炭、放電式の両者に違いは見られないが、50時間経過後から活性炭は徐々に硫化水素の漏洩量が多くなった。一方、放電式は、排出濃度約1mg/Lと一定していた。このことから、活性炭よりも放電式のほうが長期間安定して臭気ガスを処理できることが明らかになった。

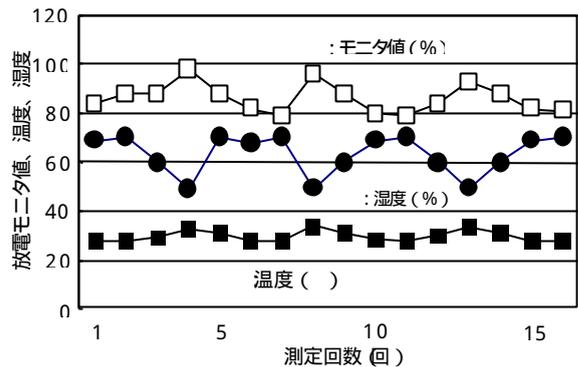


図-9 放電モニタ値と湿度の関係

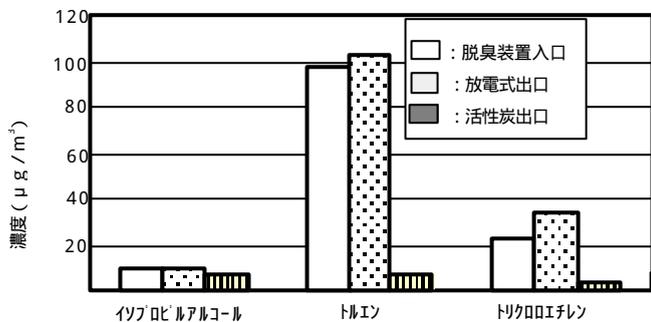


図-7 脱臭装置による副生成物の状況

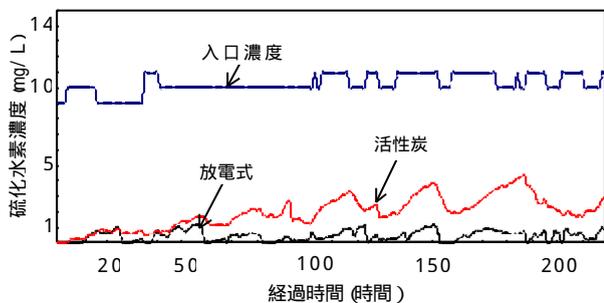


図-8 硫化水素による加速試験結果

(3) 放電モニターと相対湿度

図-9に放電の状況を示す放電モニターと相対湿度の関係を示す。本測定は、同一日に時間を変えて16回行ったものである。

放電モニターとは、放電時に発生するホワイトノイズの大きさを相対値で示すモニターである。放電モニター値は相対湿度と負の相関関係にあり、相対湿度が高くなると放電出力が低下した。放電する前に臭気ガスを加熱するなどして相対湿度を低下させることで効率的放電が可能になることがわかった。

(4) 触媒性能試験

触媒の種類の検討と触媒前段で放電する効果について検討した。

触媒の種類

活性炭入り珪藻土、珪藻土、酸化チタン、黒ボク土を検討した。

性能比較条件は、SV:5/時、アンモニア濃度:15mg/Lとして、触媒通過前に放電を行った。

図-10に活性炭入り珪藻土と酸化チタンの性能比較試験結果を示す。酸化チタンは、吸着性能のほかに、紫外線照射によって性能を発揮する光触媒作用を持つことでも知られている。図に示すとおり、酸化チタンは実験開始後60時間程度からアンモニアの漏洩が始まり、220時間程度で吸着能が破過した。一方、活性炭入りの珪藻土は240時間を経過しても出口からほとんどアンモニアが漏洩せず、触媒としてより適していることがわかった。使用した触媒量が同じこと、表面積に大きな違いがないことなどから、触媒による吸着性能の差だけでなく、合わせて触媒表面、または内部で何らかの分解反応がおこっているためと考えられる。

次に黒ボク土と珪藻土について測定した結果を図-11に示す。両者ともに低コストな素材と言う視点から調査した。黒ボク土で30時間程度、珪藻土で80時間程度からアンモニアの漏洩がはじまり、実験終了時の180時間経過後では導入量の50%程度に増加した。

いずれも活性炭入り珪藻土よりも吸着性能劣化が早いため、触媒に適用することを断念した。

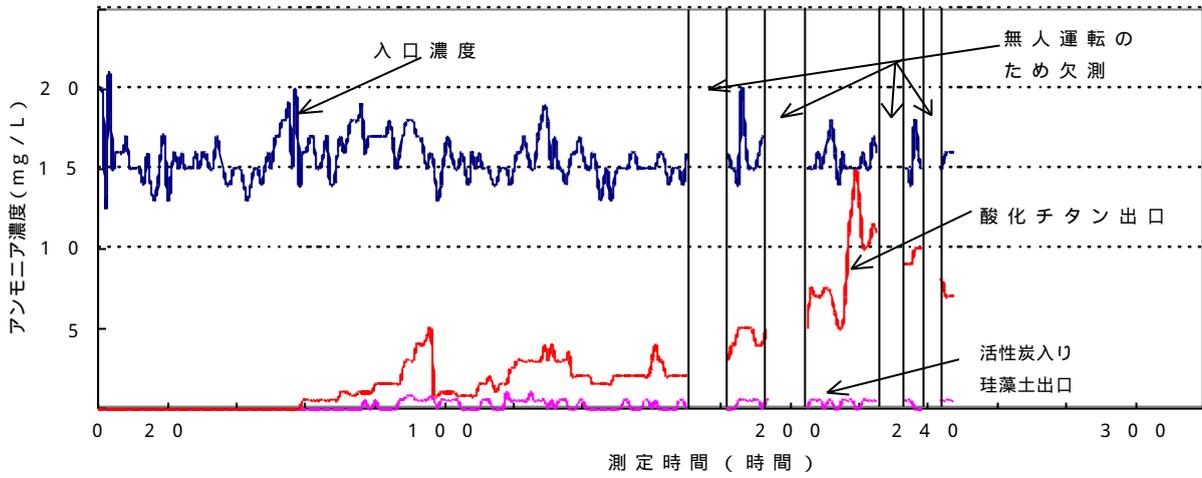


図 - 10 触媒によるアンモニアの処理状況
(酸化チタンと活性炭入り珪藻土)

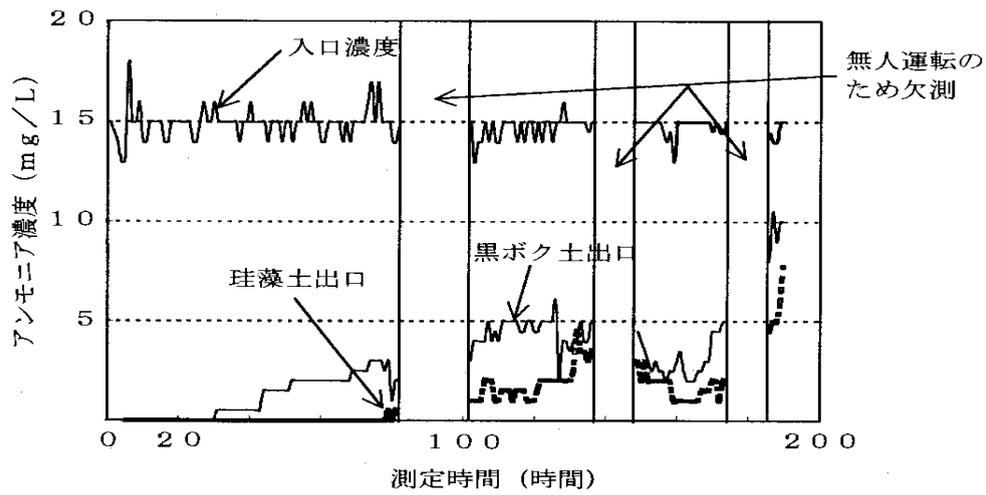


図 - 11 触媒によるアンモニアの処理状況
(珪藻土と黒ボク土)

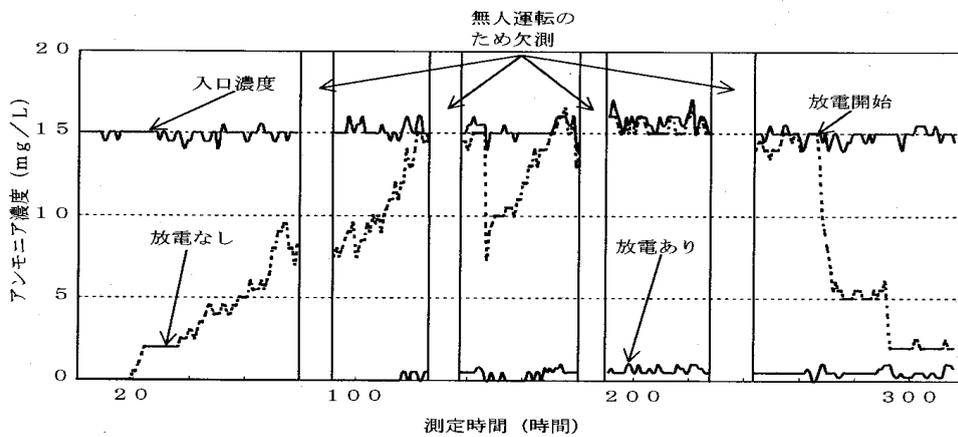


図 - 12 触媒に対する放電の効果

触媒前段での放電の有無

触媒種類の検討で、活性炭入り珪藻土が最も優れた性能を示した。しかし、触媒中の活性炭がアンモニアを吸着しているのではないかという疑問が発生し、触媒の前段のアンモニアに放電を実施する場合としない場合を比較した。アンモニア濃度やSVはの試験と同条件で行った。図-12に結果を示す。放電しないと実験開始後約120時間で触媒入口と出口のアンモニア濃度は等しく、吸着しなくなった。しかし、放電している方のアンモニアは300時間経過後も低濃度に処理されている。また、吸着能を失ったと考えられる時点から、放電を開始すると触媒出口のアンモニア濃度が急激に低下していった。放電だけではアンモニアを分解できず、放電時には活性分子が発生することから、触媒は、吸着能力だけでなく、触媒表面等で活性分子の効果を受ける酸化分解反応でアンモニアを低減するのではないかと推測された。

6. まとめと今後の課題

平成11年度の調査結果をまとめると概ね以下のとおりである。

水処理施設から発生する臭気ガスに対しては、放電式脱臭装置による当初の目的である臭気濃度300をほぼ達成することができた。

放電電極については、当初耐用月数を3ヶ月と想定していたものの、調査終了までの5ヶ月間腐食、劣化等をする事なく、作動した。

硫化水素による加速試験の結果、活性炭に比べて約5倍の期間除去性能を維持することができた。

活性炭入りの珪藻土を触媒とすることで放電だけでは分解できない、例えばアンモニア等についても除去低減できることがわかった。今後の課題としては、

水処理施設の臭気濃度は、410から5,500と大きく変動していたため、今後は臭気ガスに応じた放電を行えるように放電エネルギー量の増減を制御指標とともに検討していく必要がある。

相対湿度が低いほど放電エネルギーが高く得られることが分かった。しかし、除湿にはヒータが必要なこともあり、電極へ与えるエ

ネルギーによる出力増と比較していく必要がある。

放電電極の寿命は当初の想定よりも長かったが具体的にどの位使用できるかの確認とより安価な電極素材の検討が必要である。

季節変動による臭気濃度や成分の変化による処理性を把握する必要がある。

平成12年度は、比較的臭気濃度の高い夏期を含めて長期連続運転を行うと同時に、臭気濃度の変動に追従した放電を行い、より経済的な脱臭システムの構築を図るべく調査を進める。

6 - 2 下水道における内分泌かく乱化学物質の実態調査（その2）

計画部技術開発課、流域技術部 計画課

<目 的>

内分泌攪乱化学物質の下水道における実態や処理場における挙動を把握し、除去技術や対策検討に資すること。

<調査内容>

分析精度の向上に関する検討、 下水処理場の各種工程における内分泌攪乱化学物質の挙動に関する実態調査、 処理区域の特性との関連調査、 内分泌攪乱化学物質に関する既往文献・事例等調査

<結 果>

平成10年度の共同研究で分析精度を十分に上げることはできなかった汚泥についても、内分泌攪乱化学物質の分析法を確立した。平成10年度の調査と合わせて、下水道における概ねの濃度レベルや下水処理場における低減効果を確認した。また、砂ろ過、オゾン、活性炭、逆浸透膜等による高度処理を付加することで、さらにこれらの物質は低減していた。汚泥についても、焼却により検出された物質の多くが検出下限未満に低減されていた。

6 - 2 下水道における内分泌かく乱化学物質の実態調査（その2）

計画部 技術開発課 曾根 啓一，上野 孝司

施設管理部 施設管理課 岡村 智則

流域下水道本部 施設管理課（現 施設管理部 施設管理課）

町野 豊

内分泌かく乱化学物質（いわゆる環境ホルモン）はさまざまな形で環境中に排出されていると考えられる。しかし、これらの内分泌かく乱化学物質が下水処理場へどのような濃度で流入し、処理水中にどの程度含まれているか、また、下水処理過程においてどのような挙動を示しているか、その実態は不明な点が多い。

この問題に対する下水道分野における調査の動向として、建設省河川局は平成10年度から全国の直轄河川における内分泌かく乱化学物質の実態調査と魚類への影響調査を開始した。同じく建設省都市局下水道部は学識経験者、土木研究所、日本下水道事業団、東京都を含む関連都市を構成員とする「下水道における環境ホルモン対策検討委員会」を設置し、下水道における内分泌かく乱化学物質の調査研究を開始した。

東京都においては内分泌かく乱化学物質に対する国等の動向を踏まえながら、地域特性を考慮したきめ細かな調査研究を推進するため、平成10年7月「東京都環境ホルモン取組方針」を策定し、関係各局の取り組み内容を取り決めた。この中で下水道局は下水放流水等の実態調査を実施することにした。

こうした情勢の中で、下水道局は平成10年度から建設省と連携して、分析方法の検討、処理工程における挙動の把握等の調査を開始するとともに、局独自に処理場の流入水、放流水等の実態調査を開始した。

本報告書は当局が平成11年度に実施した、下水処理場における内分泌かく乱化学物質に関する実態調査結果をとりまとめたものである。

1. 調査概要

1.1 調査対象処理場

- ・区部12処理場
芝浦，三河島，中川，小台，新河岸，砂町，

有明，小菅，葛西，落合，中野，森ヶ崎

・流域7処理場

北多摩一号，北多摩二号，多摩川上流，南多摩，浅川，八王子，清瀬

このうち、区部の落合，森ヶ崎，流域の北多摩一号，多摩川上流，南多摩については国（建設省）と連携して調査を実施した。

1.2 実態調査試料

- ・流入水，放流水：流域，区部全処理場
- ・水処理工程（第一沈殿池入口，出口，）：
森ヶ崎，落合，多摩川上流
有明，中川，小台
- ・高度処理工程：東尾久（二次処理＋生物膜ろ過）
落合（二次処理＋砂ろ過＋RO膜）
有明（A₂O処理＋生物膜ろ過＋オゾン処理）
多摩川上流（二次処理＋凝集ろ過＋オゾン処理）
- ・污泥処理工程（生污泥，余剰污泥）：
落合，森ヶ崎
- ・污泥処理工程（濃縮污泥，消化污泥，洗浄污泥，脱水ケーキ，焼却灰）：森ヶ崎
水試料の採水は，平成10年度はスポットサンプルであったが，平成11年度は3時間毎に採水し 24時間計 8回の混合試料とした。
污泥試料はスポットサンプルとした。
調査回数は年2回を基本として実施した。

1.3 調査対象物質

平成11年度の調査対象物質は，環境庁のSPEED'98に示された67物質のうち，平成10年度調査で検出したものを主体に，内分泌かく乱化学物質12物質，関連物質3物質について実施した。なお，物質のカウントは，環境庁のSPEED'98に示されたリストに基づき，4-n-オキソフェノール，

4-t-オクチルフェノール、ノニルフェノールはアルキルフェノールとして1つにカウントした。

・内分泌かく乱化学物質：

4-n-オクチルフェノール，4-t-オクチルフェノール，ノニルフェノール，ビスフェノールA，フタル酸ジ-2-エチルヘキシル，フタル酸ブチルベンジル，フタル酸ジ-n-ブチル，フタル酸ジイソブチル，ベンゾ(a)ピレン，2,4-ジクロロフェノール，アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル，ベンゾフェノン，スレンの2量体及び3量体，n-ブチルベンゼン，

・関連物質：

17 エストラジオール，ノニルフェノールエトキシレート（n=1~4，n=5），非イオン界面活性剤

1.4 分析方法

下水中の内分泌かく乱化学物質濃度はきわめて低濃度であることが予想され、また、下水試料は環境水に比べ、夾雑物や有機物が多く、測定に際して大きな妨害が予測された。そこで、下水や汚泥の調査に適用できる分析方法につい

ての検討を建設省と連携した調査の中で実施した。

分析方法の評価については、実試料における添加回収率が設定した目標（回収率50～120%）を満足することを確認するとともに、下水試料の特性や妨害物質の影響を考慮した検出下限値・定量下限値を設定し、実試料およびブランク操作の繰り返し測定から、検出下限値・定量下限値の評価を行った。その結果を「下水道における内分泌攪乱化学物質水質調査マニュアル（案）」（平成12年4月）としてとりまとめ、分析方法はこのマニュアルに示す方法に従った。

このマニュアルでは内分泌かく乱化学物質は四重極タイプのGC/MSを用い、関連物質のノニルフェノールエトキシレートはHPLCを、17 エストラジオールはELISA法を用いている。

このマニュアルで示されている各物質の水試料、汚泥試料の検出下限値・定量下限値を表-1に示す。

表 - 1 各物質の定量下限値と検出下限値

物質名	水試料 (µg/L)		汚泥試料 (mg/kg-dry)	
	検出下限値	定量下限値	検出下限値	定量下限値
4-t-ブチルフェノール	0.1	0.3	0.15	0.5
4-n-ペンチルフェノール	0.1	0.3	0.15	0.5
4-n-ヘキシルフェノール	0.1	0.3	0.15	0.5
4-n-オクチルフェノール	0.1	0.3	0.15	0.5
4-t-オクチルフェノール	0.1(0.01)	0.3(0.03)	0.15	0.5
ノニルフェノール	0.1(0.01)	0.3(0.03)	0.15	0.5
ノニルフェノール	0.1(0.03)	0.3(0.1)	0.45	1.5
ビスフェノールA	0.01	0.03	0.15	0.5
2,4-ジクロロフェノール	0.02(0.01)	0.06(0.01)	0.15	0.5
フタル酸ジイソブチル(DEP)	0.2	0.6	0.3	1
フタル酸ジブチル(DppP)	0.2	0.6	0.3	1
フタル酸ジ-n-ブチル(DBP)	0.2	0.6	0.3	1
フタル酸ジペンチル(DPP)	0.2	0.6	0.3	1
フタル酸ジヘキシル(DHP)	0.2	0.6	0.3	1
フタル酸ジ-2-エチルヘキシル(DEHP)	0.2	0.6	1.5	5
フタル酸ジシクロヘキシル(DCHP)	0.2	0.6	0.3	1
フタル酸ブチルベンジル(BBP)	0.2	0.6	0.3	1
ベンゾ(a)ピレン	0.01	0.03	-	-
アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル	0.01	0.03	0.3	1
4-ニトロトルエン	0.01	0.03	-	-
ベンゾフェノン	0.01	0.03	0.15	0.5
スレン2および3量体	0.01	0.03	0.15	0.5
n-ブチルベンゼン	0.1	0.3	-	-
ポリ臭化ビフェニル類(PBBs)	0.01	0.03	-	-
オクタクロスレン	0.03	0.09	-	-
ノニルフェノールエトキシレート (n=1~4)	0.2(0.1)	0.6(0.3)	0.9	3
ノニルフェノールエトキシレート (n=5)	0.2	0.6	0.3	1
非イオン界面活性剤	5	15	-	-
17-エストラジオール	0.0002	0.0006	0.015	0.05

試料区分：水試料：流入下水，初沈流入水，初沈流出水，終沈流出水，放流水，返流水，高度処理水など
 汚泥試料：初沈汚泥，余剰汚泥，濃縮汚泥，消化汚泥，脱水汚泥，焼却灰など
 下限値（ ）内は当局調査分で国との連携調査と異なるもの

2. 調査結果

2.1 流入水，放流水の測定結果

2.1.1 調査物質と検出状況

流入水，放流水の調査物質及び分析検体数，検出検体数を表 - 2 に示す。検出検体は検出下限値以上の数値を示したものである。内分

泌かく乱作用を疑われている物質のうち，平成11年度の検出状況は，流入水中では測定した12物質中11物質が検出し，放流水中では12物質中7物質が検出した。また，関連3物質は流入水，放流水ですべて検出した。

表 - 2 流入水・放流水の環境ホルモン物質検出状況(検出検体数 / 分析検体数)

SPEED'98 番号	物質名	10年度		11年度	
		流入水	放流水	流入水	放流水
3	ホリ臭化ビフェニル類	0/2	0/2	-	-
36	4-t-ブチルフェノール	0/2	0/2	-	-
	4-n-ヘキシルフェノール	0/2	0/2	-	-
	4-n-オクチルフェノール	0/2	0/2	-	-
	4-n-デシルフェノール	0/2	0/2	-	-
	4-n-ドデシルフェノール	0/19	0/48	0/10	0/10
	4-t-オクチルフェノール	17/19	28/48	45/47	34/49
	ニルフェノール	19/19	47/48	47/47	47/49
37	ビスフェノールA	19/19	37/48	47/47	42/49
38	フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	19/19	23/48	47/47	29/49
39	フタル酸ブチルベンジル	8/19	0/48	21/47	0/49
40	フタル酸ジ-n-ブチル	19/19	3/48	47/47	1/49
41	フタル酸ジシクロヘキシル	0/2	0/2	-	-
42	フタル酸ジエチル	2/2	0/2	8/8	0/13
43	ベンゾ(a)ピレン	1/2	0/2	0/2	0/2
44	2,4-ジクロロフェノール	2/2	2/2	8/8	2/14
45	アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル	19/19	35/48	47/47	21/49
46	ベンゾフェノン	2/2	2/2	8/8	14/14
47	4-ニトロトルエン	0/2	0/2	-	-
48	オクタクロスレン	0/2	0/2	-	-
63	フタル酸ジヘキシル	0/2	0/2	-	-
64	フタル酸ジヘキシル	0/2	0/2	-	-
65	フタル酸ジプロピル	0/2	0/2	-	-
66	スレンの2量体及び3量体	10/16	0/45	4/7	0/11
67	n-ブチルベンゼン	0/2	0/2	1/2	0/2
-	17-β-エストラジオール	19/19	48/48	47/47	47/49
-	ニルフェノールエチル n=1~4	-	-	47/47	46/49
-	〃 n=5	-	-	47/47	43/49
-	非イオン界面活性剤	12/12	41/41	2/2	1/2

2.1.2 測定値の検出範囲と中央値

表 - 3 に全処理場流入水，放流水の物質濃度を取りまとめ，中央値と範囲を示した。平成10年度と11年度の調査結果を比較すると，物質ごとの中央値と範囲は，概ね同じような濃度傾向を示した。

流入水の測定値の範囲の大きさは処理場間のバラツキを示しており，各処理場流入区域の特性を示していると推察された。

流入水と放流水の中央値を比較すると，放流水中の内分泌かく乱化学物質は流入水に比べて概ね85～90%以上の低減率を示している。

一方，関連物質である17 エストラジオールの低減率は70%程度であった。

平成10年，11年度の測定結果から流入水及び放流水の概ねの検出濃度レベルを知ることができた。また，流入水に比較して放流水では低減していることが確認できた。

表 - 3 流入水，放流水測定値の検出範囲と中央値 (単位：μg/L)

	番号	物質名	平成10年度		平成11年度		
			中央値	範囲	中央値	範囲	
流入水	36	4-n-オクチルフェノール	ND	ND	ND	ND	
		4-t-オクチルフェノール	0.14	ND～0.4	0.15	ND～8.3	
		ノルフェノール	4.4	1.2～48	2.3	0.79～84	
	37	ビスフェノールA	0.26	0.09～3.9	0.33	0.15～2.4	
	38	フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	13	7.2～40	11	5.3～31	
	39	フタル酸ブチルベンジル	ND	ND～1.5	ND	ND～0.7	
	40	フタル酸ジ-n-ブチル	2.5	0.3～15	3.2	1.0～37	
	42	フタル酸ジエチル	*	*	2.8	1.7～4.2	
	44	2,4-ジクロロフェノール	*	*	0.06	0.04～0.12	
	45	アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル	0.14	0.04～4.4	0.08	0.01～1.7	
	46	ベンゾフェノン	*	*	0.16	0.09～0.38	
			ノルフェノールイソキシルート(n=1_4)			34	11～260
			ノルフェノールイソキシルート(n 5)			110	11～700
			17 エストラジオール	0.04	0.023～0.058	0.041	0.0097～0.064
放流水	36	4-n-オクチルフェノール	ND	ND	ND	ND	
		4-t-オクチルフェノール	0.04	ND～0.2	0.02	ND～0.3	
		ノルフェノール	0.18	ND～1.6	0.2	ND～0.7	
	37	ビスフェノールA	0.03	ND～0.42	0.02	ND～0.36	
	38	フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	ND	ND～4.9	0.2	ND～1.9	
	39	フタル酸ブチルベンジル	ND	ND	ND	ND	
	40	フタル酸ジ-n-ブチル	ND	ND～0.5	ND	ND～0.2	
	42	フタル酸ジエチル	*	*	ND	ND	
	44	2,4-ジクロロフェノール	*	*	ND	ND～0.03	
	45	アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル	0.02	ND～0.14	ND	ND～0.05	
	46	ベンゾフェノン	*	*	0.04	ND～0.12	
			ノルフェノールイソキシルート(n=1_4)			0.9	ND～11
			ノルフェノールイソキシルート(n 5)			1.0	ND～9.2
			17 エストラジオール	0.015	0.0020～0.030	0.013	0.0002～0.041

注：*については，検体数が2なので中央値と範囲を示していない。

2.2 生活系排水の実態調査

下水処理場の流入水には家庭系，事業場系等
 雑多な排出源があるので，家庭系単独の内分泌
 かく乱化学物質の排出状況を把握するため，東
 京都の多摩地区にある2ヶ所の家庭系団地排水
 処理場（コミュニティプラント）流入水の通日
 調査を行った。調査物質は検出する割合の高い
 ものを対象とした。表 - 4 にその結果を示す。
 表中の（ ）内は平成11年度の全処理場流入水
 の測定結果である。コミプラ排水には表 - 4 に
 示すように内分泌かく乱化学物質が検出して
 おり，家庭系からの排出が一定程度あること
 が確認された。しかし，その範囲は処理場に
 比べて小さく，処理場流入水には事業場系等
 からの排出の寄与があることが推察された。

表 - 4 家庭系排水の濃度範囲（単位：μg/L）

物質名	中央値	範囲
ノルフェノール	(2.3)	0.7~1.5 (0.79~84)
ビスフェノールA	(0.33)	0.31~0.44 (0.15~2.4)
フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	(11)	11~12 (5.3~31)
アジピン酸ジ-2-エチルヘキシル	(0.08)	0.07~0.09 (0.01~1.7)
ノルフェノールイソキレート(n=1~4)	(34)	6.8~9.3 (11~260)
ノルフェノールイソキレート(n=5)	(110)	15~41 (11~700)
17-エストラジオール	(0.041)	0.042~0.061 (0.0097~0.064)

2.3 水処理工程における挙動

1) 流入水，第一沈殿池入口・出口，放流水

図 - 1 に流入から放流までの各水処理工程
 毎の物質濃度を6処理場（森ヶ崎，落合，多
 摩川上流，有明，中川，小台）の中央値と範
 囲で示す。

フタル酸ジ-2-エチルヘキシルは第一沈
 殿池での低減傾向が認められたが，ノルフェ
 ノール，ビスフェノールAについては第一
 沈殿池での顕著な低減は見られなかった。結
 果的に各物質とも生物反応槽を経て放流水
 中の濃度は低減し，17-エストラジオール以
 外の物質で各処理場間の濃度範囲はきわめて
 小さな幅となっている。

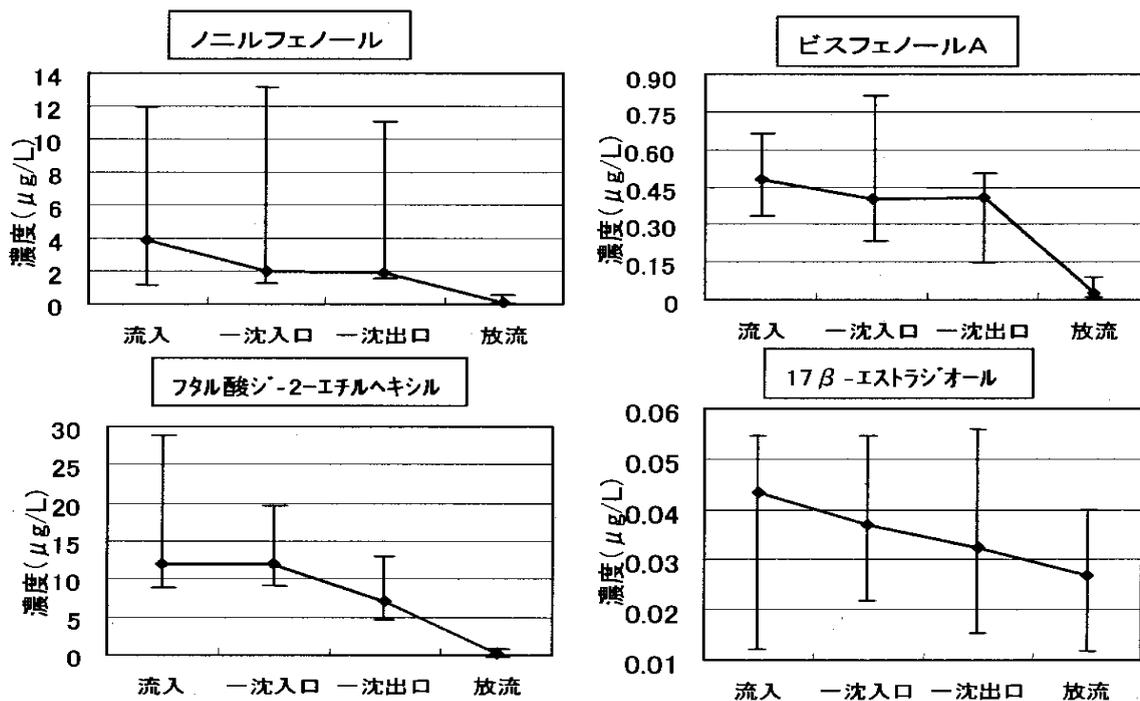


図 - 1 水処理工程における濃度変化

2.4 高度処理工程

高度処理を実施している有明処理場（A₂O法 + 生物膜ろ過 + オゾン処理）、東尾久浄化センター（二次処理水 + 生物膜ろ過処理）、落合（二次処理水 + 砂ろ過 + RO膜処理）、多摩川上流（二次処理水 + 凝集ろ過 + オゾン処理）における、各物質の消長を図-2-1、図-2-2に示す。

物質によっては二次処理水、A₂O法処理水で検出下限値程度まで低減しているため、それ以降の高度処理工程における効果は評価しにくい面があるが、傾向的には砂ろ過、生物膜ろ過、オゾン処理を施すことにより一層の低減効果が認められた。特に、17 エストラジオールは高度処理工程を経るごとに低減している。

2.5 流入水、放流水の濃度経時変化

流入水、放流水の濃度経時変化を中野処理場と小台処理場において調査した。

中野処理場は生活系の排水が大部分で、反応槽滞留時間（調査時HRT：15時間）が長く処理にゆとりのある処理場である。一方、小台処理場は事業場系排水の割合が比較的多く、汚泥工場返流水のある反応槽滞留時間（調査時HRT：5.5時間）の短い処理場である。

図-3に各物質の濃度経時変化を示す。両処理場を比較すると、処理水の低減傾向に差が認められた。

処理水中のフタル酸ジ-2-エチルヘキシルは両処理場とも検出下限値付近まで減少しているが、ノニルフェノール、ビスフェノールAでは中野処理場の低減率が大きかった。特に、17 エストラジオールについては中野処理場の放流水は減少率が大きいですが、小台処理場では大きな低減効果は認められず、時間帯によっては放流水が流入水を上回っていた。

2.6 反応槽滞留時間と低減効果の関係

表-3に示したように各処理場の放流水の内分泌かく乱化学物質濃度にバラツキがあること、また、小台と中野の流入水、放流水の経時変化の比較から、内分泌かく乱化学物質の低減効果の差が何に起因するのか考察した。

流入水濃度、汚泥工場返流水の影響がまず考えられるが、ここでは生物処理を受ける反応槽滞留時間と減少率の関係を求めた。

17 エストラジオールは図-4に示すとおり反応槽滞留時間が長くなるにつれ、低減率が大きくなっている。また、ノニルフェノール、ビスフェノールA、フタル酸ジ-2-エチルヘキシルについては反応槽滞留時間が短くても高い低減率を示している。

このことから、物質によって生物反応槽で低減し易いものと17 エストラジオールのように低減するためにはある程度の反応槽滞留時間が必要なものがあることが推察された。

2.7 汚泥処理工程（落合、森ヶ崎）

表-5に落合処理場、森ヶ崎水処理センターの汚泥の分析結果を示す。単位は汚泥乾燥重量あたりの物質濃度で表示した。

生汚泥と余剰汚泥中の濃度を比較すると余剰汚泥中の濃度は一部を除き低い傾向が認められた。これは活性汚泥による生物分解があることを示唆するものである。

ノニルフェノールは消化汚泥中で増加している。これは水処理、汚泥処理工程でノニルフェノールエトキシレートが分解してノニルフェノールになっていることを示している。この分解過程での中間生成物の挙動やノニルフェノールの生成量や分解量などの物質収支的な把握は今後の検討課題である。

フタル酸ジ-2-エチルヘキシルは生汚泥から脱水ケーキまでの工程で同じような含有量を示した。

焼却灰中の内分泌かく乱化学物質は検出下限値未満まで減少した。

有明処理場
A₂O 生物膜ろ過 オゾン処理

東尾久浄化センター
三河島二次処理水 生物膜ろ過

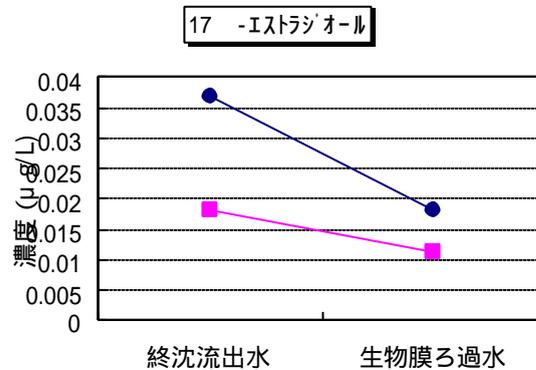
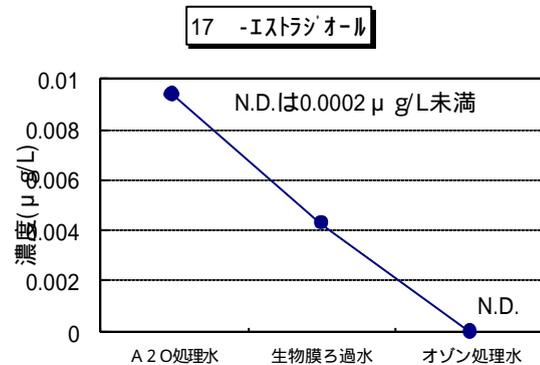
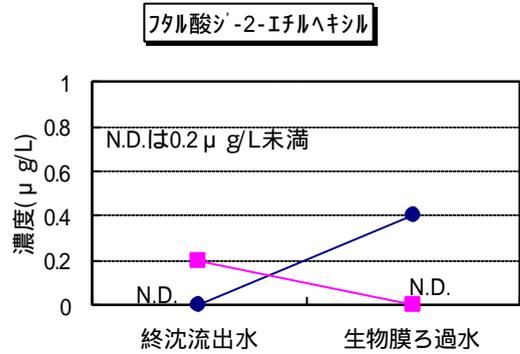
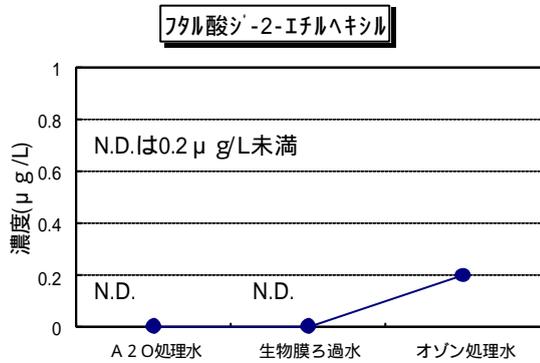
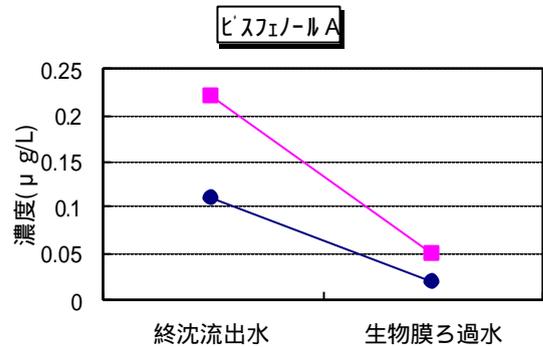
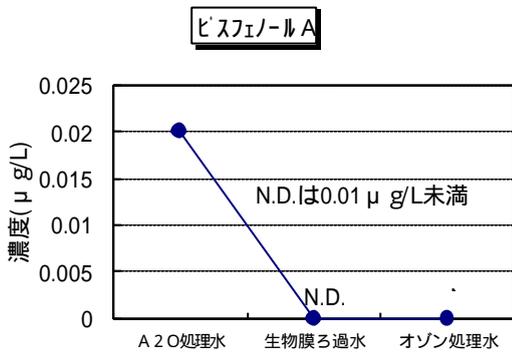
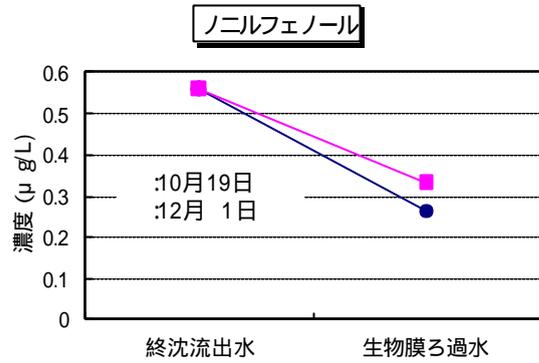
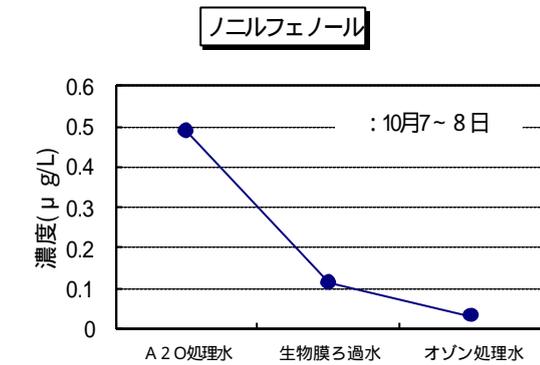
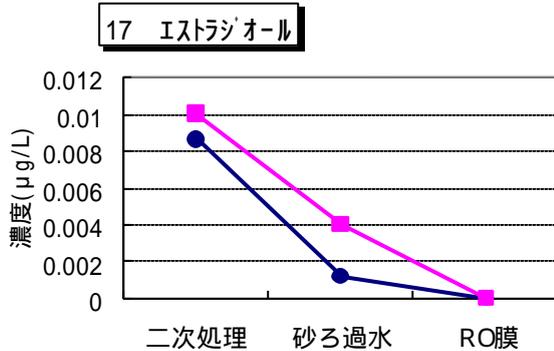
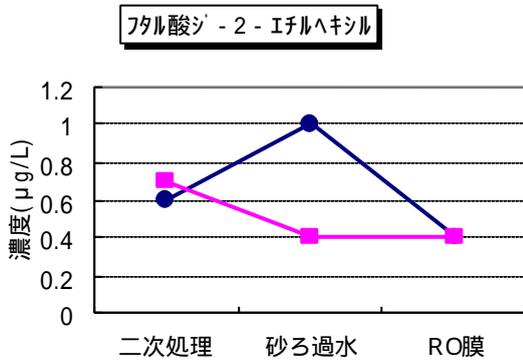
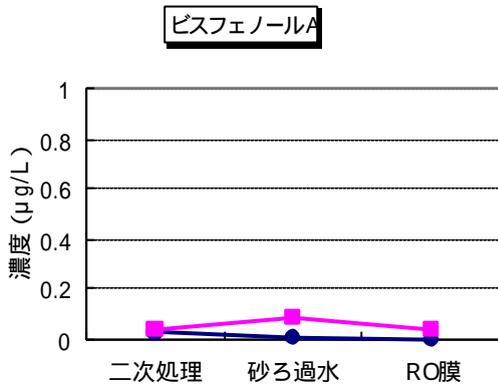
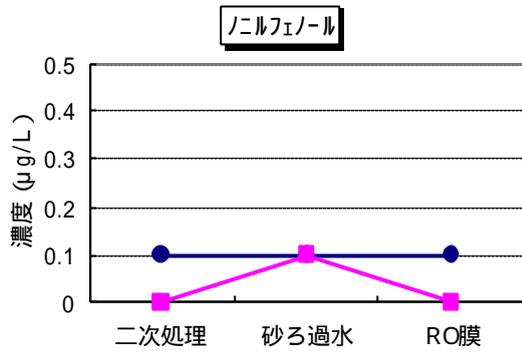


図-2-1 高度処理工程における各物質の挙動（有明，東尾久）

落合処理場
二次処理 砂ろ過 RO膜



多摩川上流処理場
二次処理 凝集ろ過 オゾン

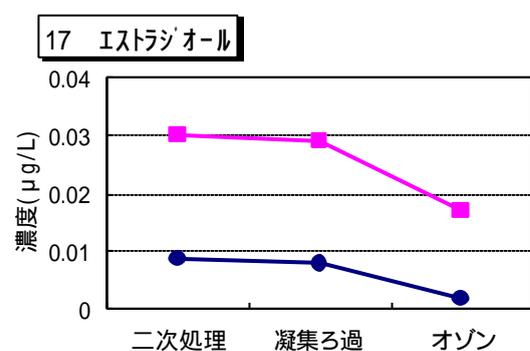
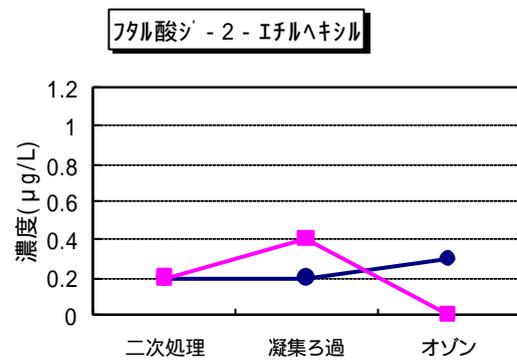
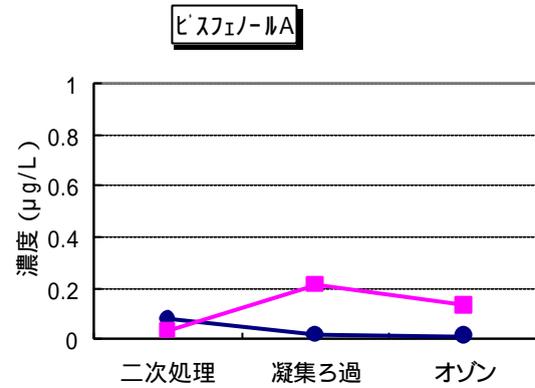
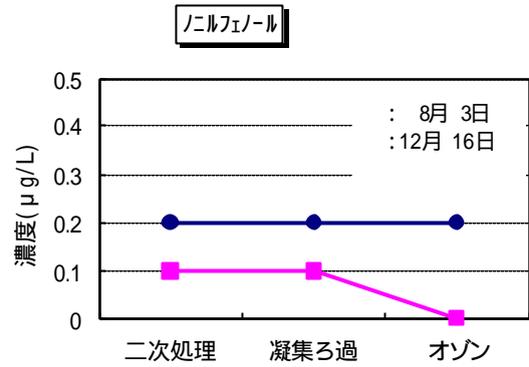


図-2-2 高度処理工程における各物質の挙動（落合，多摩上）

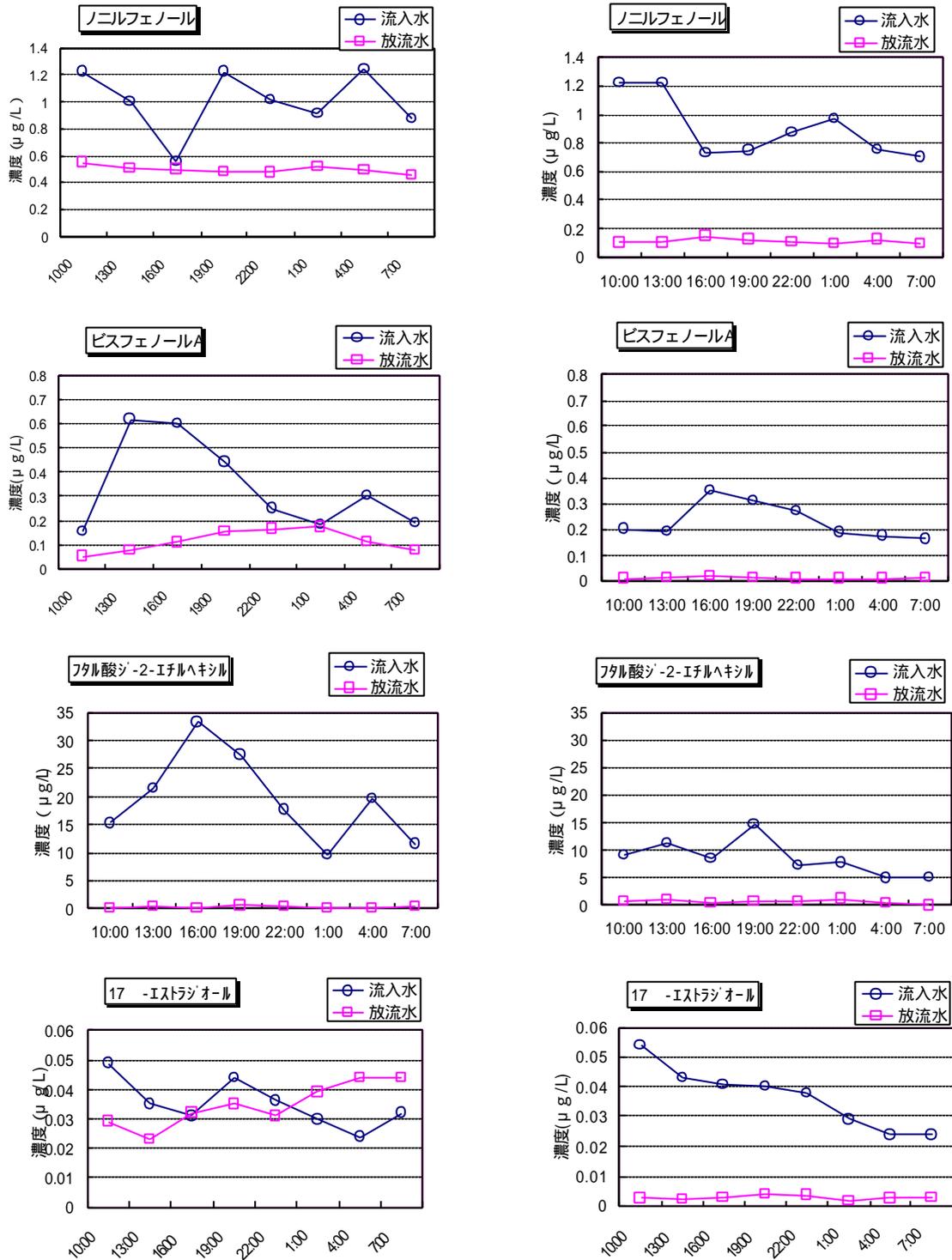


図 - 3 小台，中野の流入水，放流水における濃度経時変化

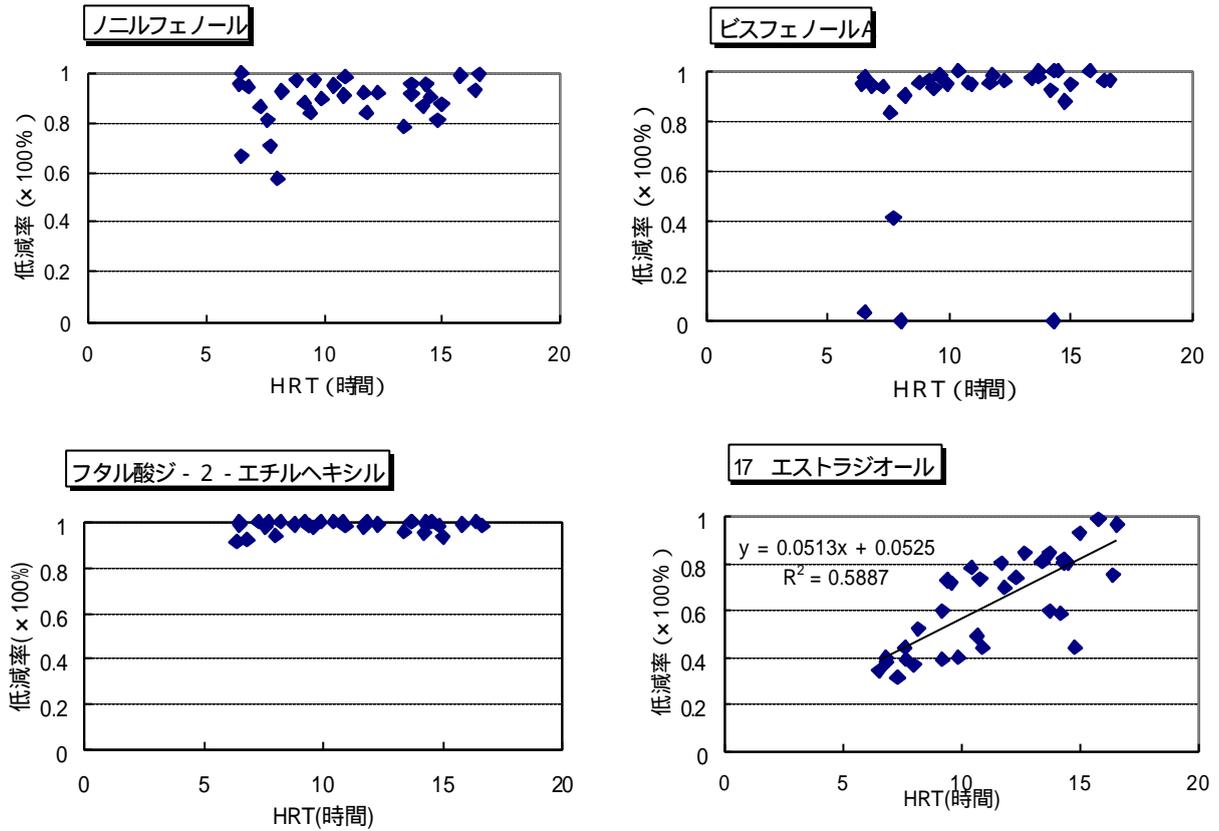


図-4 HRT（反応槽滞留時間）と低減率の関係

表 - 5 汚泥処理工程における分析結果

(1) 落合処理場

(単位：mg/kg-DS)

	検出下限値	採水日	生汚泥	余剰汚泥
ノニルフェノール	0.15	H11.8.1 9	4.7	0.42
ビスフェノールA	0.15		ND	ND
フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	1.5		110	75
ノニルフェノールイソキレート(n=1~4)	0.9		19	12
ノニルフェノールイソキレート(n=5)	0.3		33	1.7
17 エストラジオール	0.015		ND	ND

(2) 森ヶ崎水処理センター

(単位：mg/kg-DS)

	検出 下限値	採水日	生汚泥	余 剩 汚 泥	重力濃縮 汚泥	機械濃縮 汚泥	消化 汚 泥	脱 水 汚 泥	焼却灰
ノルフェノール	0.15	H11.6.8	5.3	1.2	5.3	3.4	25	26	ND
		H11.8.19	17	5.7	3.3	2.7	13	11	ND
ビスフェノールA	0.15	H11.6.8	0.34	0.63	0.37	0.17	0.52	0.52	ND
		H11.8.19	0.29	0.19	0.39	0.17	0.92	0.27	ND
フタル酸ジ-2-エチルヘキシル	1.5	H11.6.8	140	98	150	140	200	130	ND
		H11.8.19	100	130	110	120	190	120	ND
ノルフェノールイソキレート (n=1~4)	0.9	H11.6.8	24	19	12	21	16	33	ND
		H11.8.19	180	24	21	4.9	7.7	47	ND
ノルフェノールイソキレート(n 5)	0.3	H11.6.8	7.0	1.3	7.8	0.4	6.9	6.3	ND
		H11.8.19	33	2.3	5.5	1.2	0.5	24	ND
17 エストラジオール	0.015	H11.6.8	ND	0.024	ND	0.017	0.020	0.015	ND
		H11.8.19	ND	0.067	0.032	0.063	0.064	0.055	ND

3. 調査結果のまとめと今後の課題

3.1 調査結果のまとめ

平成10年度、11年度の調査から東京都の下水処理場における調査対象物質の検出状況を概ね把握することができた。

下水処理場流入水の検出濃度と、放流水の検出濃度を比較し、下水処理過程での一定の低減効果が認められた。

生物膜ろ過やオゾン処理等の高度処理を施すことにより一層の低減が認められた。

生物反応槽における17 エストラジオールの低減は滞留時間に依存する。

汚泥を焼却した後の焼却灰中の内分泌かく乱化学物質は、検出下限値未満であった。

本報告書の最後に各処理場の流入水、放流水のデータを添付したので参考にされたい。

3.2 今後の課題

平成10年のはじめに内分泌かく乱化学物質問題がマスメディアに頻繁に取り上げられ、様々な論議が呼び起こされた。これを契機に国、自治体、研究機関において広範囲で精力的な研究、取り組みが開始され、次々と調査結果が公表されてきている。

これらの調査結果は今のところ、環境中あるいは生体中の内分泌かく乱化学物質の実態が主なものであるが、生態系や人体に対するリスク評価に関してはまだ数が少なく、確定的な結論については今後の調査・研究が待たれている。

下水道における内分泌かく乱化学物質問題は、環境庁のSPEED'98で示された内分泌かく乱作用を疑われている化学物質の下水道における挙動を把握することが必要となっている一方で、人間が排出する女性ホルモンそのものがどのような挙動や働きをしているかを解明する必要がある。

そのためには、下水道界のみならず、医学、生態学などの他分野の研究機関と連携しながら因果関係の解明を行っていく必要があると思われる。

平成11年度 下水処理場流入水、処理水実態調査結果一覧表

No1 区部処理場流入水

(単位: μg/L)

物質名		4-n- オクチル フェノール	4-t- オクチル フェノール	ニル フェノール	ビス フェノール A	フタル酸 ジ-2-エ チルヘキシ ル	フタル酸 ジ-2-エ チルヘ キシル	フタル酸 ジ-n-フ チル	アジピン 酸シ- 2-エチル ヘキシル	ニルフェ ノールイ ソート (n=1~4)	ニルフェ ノールイ ソート (n=5)	17- エストラ ジオール		
検出下限値		0.01 (0.1)	0.01 (0.1)	0.03 (0.1)	0.01	0.2	0.2	0.2	0.01	0.1 (0.2)	0.2 (0.2)	0.0002		
採水日\番号		36			37	38	39	40	45					
流 入 水	芝 浦	本系	11.10.6~7		0.14	3.4	0.33	15	0.2	1.7	0.21	64	170	0.035
			11.12.1~2		0.12	2.0	0.30	12	0.2	1.7	0.18	40	220	0.054
		東系	11.10.6~7		0.19	4.0	0.29	9.5	ND	1.0	0.04	69	87	0.041
			11.12.1~2		0.18	2.7	0.30	15	ND	1.4	0.02	53	130	0.048
	三 河 島	浅草系	11.10.19~20		0.12	2.4	0.46	20	0.2	6.5	1.4	37	130	0.038
			11.12.1~2		0.12	1.6	0.36	7.9	ND	4.7	0.01	34	210	0.046
		藍染系	11.10.19~20		0.16	2.1	0.28	9.5	0.4	3.2	0.08	43	120	0.035
			11.12.1~2		0.20	2.3	0.28	11	ND	3.9	0.02	33	170	0.047
		尾久系	11.10.19~20		0.20	2.5	0.25	18	0.2	4.7	1.7	100	240	0.040
			11.12.1~2		0.11	2.0	0.24	13	ND	4.0	0.04	79	400	0.044
	中 川	中川	11.10.19~20		0.08	1.8	0.37	11	ND	37	0.08	25	120	0.045
			11.12.7~8		0.10	1.6	0.29	9.7	0.2	30	0.04	35	320	0.049
		梅田	11.12.7~8		0.07	1.5	0.30	11	ND	4.4	0.05	33	150	0.048
	小 台	11.10.12~13	ND	0.52	0.93	0.33	15	0.2	5.0	0.31	23	150	0.038	
		11.12.7~8		0.15	1.0	0.15	8.2	ND	3.7	0.12	23	140	0.037	
	有 明	11.10.7~8		1.3	12	0.60	9.1	ND	1.6	0.05	24	18	0.043	
		11.12.7~8		1.6	7.5	0.51	17	ND	1.2	0.12	50	96	0.060	
	小 菅	11.10.4~5		0.21	4.7	0.26	13	ND	3.8	0.21	88	130	0.031	
		11.12.1~2		0.14	2.8	0.24	11	ND	2.5	0.02	37	210	0.030	
	葛 西	11.10.6~7		0.42	7.3	0.30	10	0.3	3.4	0.25	46	71	0.035	
11.12.2~3			0.08	1.2	0.31	10	0.3	2.8	0.07	42	58	0.030		
落 合 (高段)	11.8.19~20		0.1	2.3	0.20	11	ND	3.2	0.30	31	97	0.013		
	11.11.9~10		ND	1.9	0.40	29	0.7	5.8	0.08	33	87	0.044		
中 野	11.10.6~7	ND	0.02	0.79	0.20	7.1	0.2	2.4	0.06	21	91	0.035		
	11.12.1~2		0.04	0.80	0.16	7.2	ND	1.8	0.04	14	64	0.035		
新 河 岸	浮間	11.10.19~20		0.10	1.1	0.45	6.9	ND	6.2	0.28	17	11	0.036	
		11.12.7~8		0.11	1.3	2.4	5.3	ND	14	0.05	44	110	0.032	
	蓮根	11.10.19~20		0.07	1.3	0.33	9.7	ND	2.3	0.27	21	42	0.036	
		11.12.7~8		0.06	0.95	0.24	6.5	ND	2.2	0.07	29	76	0.041	
砂 町	11.10.6~7		8.3	84	0.56	18	0.2	5.2	0.23	110	650	0.036		
	11.12.1~2		0.86	26	0.37	14	ND	4.3	0.17	260	700	0.052		
森 ヶ 崎	11.6.8~9		0.2	3.9	0.15	8.1	0.3	2.4	0.17	23	140	0.016		
	11.8.19~20		0.2	5.9	0.68	13	ND	2.5	0.07	41	81	0.012		

注 検出下限値()内は国との連携調査分。 ND は、検出下限値未満を表す

No2 区部処理場処理水

(単位: µg/L)

物質名		4-n- オクチル フェノール	4-t- オクチル フェノール	ニル フェノール	ビス フェノール A	フタル酸 ジ-2-エ チルヘキ シル	フタル酸 ブチルヘ ンジル	フタル酸 シ'-n- ブチル	アジピン 酸シ'- 2-エチル ヘキシル	ノニルフェ ノールエト キシレート (n= 1~4)	ノニルフェ ノールエト キシレート (n 5)	17- エストラ ジオール		
検出下限値		0.01 (0.1)	0.01 (0.1)	0.03 (0.1)	0.01	0.2	0.2	0.2	0.01	0.1 (0.2)	0.2 (0.2)	0.0002		
採水日\番号		36			37	38	39	40	45					
処 理 水	芝 浦	本系	11.10.6~7		0.04	0.47	0.02	ND	ND	ND	0.02	2.3	1.2	0.024
			11.12.1~2		0.04	0.38	0.05	0.3	ND	ND	ND	11	0.7	0.030
		東系	11.10.6~7		0.04	0.48	0.01	ND	ND	ND	0.01	3.0	1.7	0.025
			11.12.1~2		0.06	0.44	0.02	0.3	ND	ND	ND	3.4	0.8	0.013
	(東 尾久)	三河島	11.10.19~20		0.08	0.70	0.27	ND	ND	ND	0.05	4.4	2.1	0.023
			11.12.1~2		0.12	0.68	0.36	0.5	ND	0.2	ND	8.6	3.5	0.029
		ろ過前	11.10.19		0.09	0.56	0.11	ND	ND	ND	0.08	2.2	2.5	0.037
			11.12.1		0.12	0.56	0.22	0.2	ND	ND	ND	5.7	0.9	0.018
		ろ過後	11.10.19		0.04	0.26	0.02	0.4	ND	ND	0.05	0.9	0.5	0.018
			11.12.1		0.07	0.33	0.05	ND	ND	ND	ND	1.4	0.5	0.011
	中川	10.10.19~20		0.02	0.19	0.02	ND	ND	ND	0.02	0.8	1.0	0.024	
		11.12.7~8		0.02	0.17	0.02	0.3	ND	ND	ND	1.0	0.5	0.025	
	小台	11.10.12~13	ND	0.30	0.48	0.10	0.6	ND	ND	0.01	4.4	1.4	0.031	
		11.12.7~8		0.19	0.50	0.19	ND	ND	ND	ND	1.7	0.9	0.041	
	有 明	A ₂ O 生物ろ過	11.10.7~8		0.49	0.02	ND			ND	1.0	0.6	0.0094	
			11.10.7~8		0.11	ND	ND			ND	2.4	2.6	0.0043	
		オゾン	11.10.7~8		0.03	ND	0.2			0.01	0.2	3.2	ND	
			放流水	11.10.7~8		ND	0.05	0.02	0.2	ND	ND	ND	0.4	6.7
	11.12.7~8		ND	0.09	ND	0.2	ND	ND	ND	ND	ND	1.1	0.0002	
	小 菅	東系	11.10.4~5		0.05	0.25	ND	ND	ND	ND	ND	0.8	2.0	0.0067
			11.12.1~2		0.04	0.24	ND	ND	ND	ND	ND	6.0	3.7	0.012
		西系	11.10.4~5		0.02	0.21	ND	ND	ND	ND	ND	0.7	2.1	0.0061
			11.12.1~2		0.02	0.20	0.01	ND	ND	ND	ND	1.6	1.5	0.0073
	葛西	11.10.6~7		0.06	0.27	0.04	ND	ND	ND	ND	1.0	9.2	0.023	
		11.12.2~3		0.05	0.26	0.09	ND	ND	ND	ND	1.4	1.6	0.021	
	落 合	砂ろ過	11.8.19~20		ND	0.1	0.01	1.0	ND	ND	ND	0.4	ND	0.0012
			11.11.9~10		ND	ND	0.01	0.3	ND	ND	ND	0.6	1.6	0.0029
			11.11.26		ND	0.1	0.09	0.4	ND	ND	ND	1.4	0.2	0.0040
		RO膜 ろ過	11.8.19~20		ND	0.1	ND	0.4	ND	ND	ND	0.5	0.3	ND
	11.11.26			ND	ND	0.04	0.4	ND	ND	ND	0.4	ND	ND	
中野	11.10.6~7	ND	0.01	0.10	0.01	0.5	ND	ND	ND	0.4	1.9	0.0024		
	11.12.1~2		0.01	0.08	ND	ND	ND	ND	ND	0.3	3.6	0.0069		
新河岸	11.10.19~20		0.05	0.27	0.08	0.2	ND	ND	0.05	1.0	1.0	0.029		
	11.12.7~8		0.05	0.30	0.11	0.2	ND	ND	ND	1.9	1.4	0.031		
砂町	11.10.6~7		0.03	0.48	0.02	ND	ND	ND	0.01	7.0	1.8	0.017		
	11.12.1~2		0.09	0.67	0.01	ND	ND	ND	ND	2.8	1.2	0.017		
森 ヶ 崎	西系	11.6.8~9		ND	0.2	0.08	1.4	ND	ND	0.02	3.8	0.6	0.0055	
		11.8.19~20		ND	0.4	0.01	0.4	ND	ND	ND	0.7	0.2	0.0016	
	東系	11.6.8~9		0.1	0.5	0.08	0.4	ND	ND	0.04	5.9	1.0	0.010	
		11.8.19~20		ND	0.6	ND	0.7	ND	ND	ND	1.8	0.6	0.028	

注 検出下限値()内は国との連携調査分。NDは、検出下限値未満を表す

No3 流域処理場の流入水、処理水

(単位: μg/L)

物質名		4-n- オクチル フェノール	4- モ オクチル フェノール	ノニル フェノール	ビス フェノール A	フタル酸 ジ-2-エ チルヘキ シル	フタル酸 ブチル ベンジル	フタル酸 ジ-n- ブチル	アジピン 酸シ- 2-エチル ヘキシル	ノニルフェ ノールエ キシルト (n=1~4)	ノニルフェ ノールエ キシルト (n=5)	17- エストラ ジオール		
検出下限値		0.01 (0.1)	0.01 (0.1)	0.03 (0.1)	0.01	0.2	0.2	0.2	0.01	0.1 (0.2)	0.2 (0.2)	0.0002		
採水日\番号		36			37	38	39	40	45					
流 入 水	北多摩 一号	11.8.3~4		0.3	5.4	0.35	23	0.3	3.9	0.06	29	100	0.013	
		11.11.9~10		0.2	2.6	0.40	31	0.6	4.5	0.03	28	77	0.042	
	南多摩	11.8.3~4		0.2	3.7	0.61	16	0.3	1.5	0.06	21	160	0.017	
		11.11.11~12		ND	2.5	0.43	15	0.4	3.9	0.06	30	93	0.046	
	北多摩 二号	11.9.27~28	ND	0.09	1.3	0.23	7.2	ND	1.7	0.09	40	11	0.030	
		11.12.16~17	ND	0.12	1.4	0.26	18	0.3	2.9	0.06	33	95	0.062	
	浅川	11.9.29~30	ND	0.17	1.3	1.2	5.9	ND	1.3	0.07	23	26	0.049	
		11.12.16~17	ND	0.08	0.84	0.65	19	ND	1.5	0.15	26	97	0.061	
	多摩川 上流	11.8.3~4		0.6	7.1	1.7	17	ND	2.6	0.11	35	160	0.0097	
		11.12.16~17		0.3	5.9	0.56	11	0.7	9.5	0.10	11	86	0.054	
	八王子	11.9.27~28	ND	0.37	3.8	0.43	17	ND	2.2	0.09	28	61	0.051	
		11.12.16~17	ND	0.16	4.1	0.37	13	0.6	3.5	0.08	48	300	0.062	
	清瀬	11.9.29~30	ND	0.08	1.1	0.63	9.8	ND	2.8	0.16	39	30	0.057	
		11.12.9~10	ND	0.05	1.1	0.36	12	0.2	2.9	0.05	34	130	0.064	
処 理 水	北多摩 一号	11.8.3~4		ND	0.3	0.02	1.9	ND	ND	0.02	0.7	ND	0.0078	
		11.11.9~10		ND	0.2	0.04	ND	ND	ND	ND	1.7	3.3	0.020	
	南多摩	11.8.3~4		ND	0.1	0.01	0.4	ND	ND	ND	0.2	ND	0.0048	
		11.11.11~12		ND	0.2	0.02	0.4	ND	ND	ND	0.2	1.6	0.0091	
	北多摩 二号	11.9.27~28	ND	0.02	0.12	0.01	ND	ND	ND	0.01	0.1	0.8	0.0079	
		11.12.16~17	ND	0.03	0.11	0.01	0.2	ND	ND	ND	0.2	1.5	0.016	
	浅川	11.9.29~30	ND	0.05	0.17	0.09	0.3	ND	ND	0.02	0.3	1.5	0.020	
		11.12.16~17	ND	0.04	0.16	0.08	0.3	ND	ND	0.01	0.2	0.6	0.034	
	多 摩 川 上 流	放流 水	11.8.3~4		ND	0.2	0.08	0.2	ND	ND	0.01	0.7	ND	0.0087
			11.12.16~17		ND	0.1	0.03	0.2	ND	ND	0.01	0.4	0.8	0.030
	オゾ ン	凝集 ろ過	11.8.3~4		ND	0.2	0.02	0.2	ND	ND	0.03	0.4	ND	0.0080
			11.12.16~17		ND	0.1	0.21	0.4	ND	ND	0.01	0.4	0.6	0.029
	八王子	オゾ ン	11.8.3~4		0.1	0.2	0.01	0.3	ND	ND	0.02	0.7	ND	0.0018
			11.12.16~17		ND	ND	0.13	ND	ND	ND	ND	0.2	0.3	0.017
	清瀬	オゾ ン	11.9.27~28	ND	0.02	0.18	0.01	ND	ND	ND	0.03	0.4	0.4	0.0077
			11.12.16~17	ND	0.02	0.19	ND	0.2	ND	ND	0.01	0.4	0.5	0.011
	清瀬	オゾ ン	11.9.29~30	ND	0.01	0.18	0.01	ND	ND	ND	0.03	0.7	0.7	0.017
			11.12.9~10	ND	0.02	0.24	0.01	0.5	ND	ND	0.01	0.9	0.2	0.012

注 検出下限値()内は国との連携調査分。NDは、検出下限値未満を表す

No.4 追加測定物質の測定結果

(単位 :μ g/L)

物質名		フタル酸 ジエチル	ベンゾ (a)ピレン	2,4-ジクロロ フェノール	ベンゾフェノ ン	スチレン 2,3 量体	n-フェニル ベンゼン	非イオン界 面活性剤		
検出下限値		0.2	0.01	0.01 (0.02)	0.01	0.01	0.01	5		
採水日\番号		42	43	44	46	66	67			
流入水	小台	11.10.12~13	3.2	ND	0.04	0.37	ND	0.04	320	
	落合	11.8.19~20	2.6		0.04	0.11	ND			
		11.11.9~10	2.9		0.07	0.09	TPH0.01			
	中野	11.10.6~7	3.5	ND	0.05	0.12	ND	ND	260	
	森ヶ崎	11.6.8~9	4.2		0.05	0.16	TPH0.02 ***0.04			
		11.8.19~20	2.0		0.07	0.15	TPH0.02			
多摩川上流	11.8.3~4	1.7		0.11	0.26					
	11.12.16~17	2.6		0.12	0.38	TPH0.01				
処理水	有明	小台	11.10.12~13	ND	ND	ND	0.05	ND	ND	6
		A ₂ O	11.10.7~8			0.01	0.03			
		生物膜ろ過	11.10.7~8			ND	0.01			
		オゾン	11.10.7~8			ND	0.02			
	落合	砂ろ過	11.8.19~20	ND		ND	0.03	ND		
			11.11.9~10	ND		ND	0.02	ND		
			11.11.26	ND		ND	ND	ND		
		RO膜ろ過	11.8.19~20	ND		ND	0.02	ND		
			11.11.26	ND		ND	0.01	ND		
	中野	11.10.6~7	ND	ND	0.01	0.04	ND	ND	ND	
	森ヶ崎	西系	11.6.8~9	ND		ND	0.04	ND		
			11.8.19~20	ND		ND	0.07	ND		
東系		11.6.8~9	ND		ND	0.04	ND			
		11.8.19~20	ND		ND	0.08	ND			
多摩川上流	放流水	11.8.3~4	ND		ND	0.03				
		11.12.16~17	ND		ND	0.12	ND			
	凝集ろ過	11.8.3~4	ND		0.02	0.04				
		11.12.16~17	ND		0.02	0.13	ND			
	オゾン処理	11.8.3~4	ND		0.03	0.03				
		11.12.16~17	ND		ND	0.12	ND			

注:検出下限値()内は国との連携調査分。NDは、検出下限値未満を表す

TPH 2,4,6-トリフェニル-1-ヘキセン (スチレンの3量体)

*** :1a-フェニル-4a-(1'-フェニルエチル)テトラリン及び1a-フェニル-4e-(1'-フェニルエチル)テトラリン (スチレンの3量体)

6 - 3 下水道における温室効果ガス排出量及び構成について

施設管理部 施設管理課

温室効果ガスによる地球温暖化は、人類の生存基盤に関わる最も重要な環境問題の一つであり、その対策については地球規模で取り組むべき最優先課題である。1997年12月に京都にて、気候変動枠組条約第3回締約国会議が開催され、先進国の二酸化炭素をはじめとした温室効果ガスの削減目標が定められた。この中で日本は、2010年の温室効果ガスの排出量を1990年比で6%削減することを世界に約束した。

これを受け、1998年6月政府より「地球温暖化対策推進大綱」がとりまとめられ、同年10月に「地球温暖化対策の推進に関する法律」が公布し、1999年4月から施行されている。

下水道事業においても様々な形で、温室効果ガスの排出が懸念される。そのため、現状における下水道事業に伴う温室効果ガスの排出量の把握・分析を行い、その削減に向けた取組みを早急に検討することが求められている。

本報告書は、区部下水道事業の温室効果ガスの排出量を「下水道における地球温暖化防止実行計画策定の手引き」(社団法人日本下水道協会 平成11年8月)を参考に集計し、現状分析したものである。

6 - 3 下水道における温室効果ガス排出量及び構成について

施設管理部 施設管理課

住田 裕，小池 利和，石田友紀

1. 調査の背景及び目的

近年，地球規模での環境問題が顕在化してきている。中でも「温室効果ガス」による地球温暖化問題は，今後の人類の生存をも左右することから，各国間で早急に取り組みねばならない課題である。

大気中には，「温室効果ガス」という呼ばれる気体があり，太陽光線のほとんどを透過する一方，地表面から生じる赤外線放射熱を吸収して，地表の気温を生物が生存するのに適した温度に保っている。温室効果ガスの代表例としては，二酸化炭素，フロン，メタン，一酸化二窒素等があり，人間活動の拡大によりこれらの大気中濃度の増加が生じ，地表面の温度が上昇する傾向（地球温暖化）にある。特に，二酸化炭素は地球温暖化の最も大きな原因となるガスで，石炭・石油といった化石燃料の燃焼によって大量に排出されている。

「気候変動に関する政府間パネル」（Intergovernmental Panel on Climate Change : IPCC）第2次評価報告書（1995年発表）によると，仮に二酸化炭素の排出量が1994年の水準に維持されたとしても，大気中の二酸化炭素濃度は，2100年頃に約500ppmとなると予想され，現在に比べ平均気温が約2度上昇し，約50cmの海面上昇が生じると予測している。そして，このような気候変動が生じると，地球の森林面積の約1/3で現在の植物種の生育が困難となり，洪水や干ばつが激化し水資源の入手が極めて難しくなる地域が増え，沿岸地域では高潮被害を受ける人口が現在の倍に相当する約1億人にまで増加するなど，広範囲に渡る深刻な影響が発生するといわれている。

東京における二酸化炭素排出量は，今後新たな施策を講じないまま推移し，過去の傾向が続いたと仮定した場合には，平成22年度（2010

年度）には平成2年度（1990年度）に比較して約24%増加すると予測されている。¹⁾

こうした状況の中，平成9年12月に，京都にて気候変動枠組条約締約国会議（The 3rd Conference of the Parties to the United Nations Framework Convention on Climate Change: COP3）が開催され，先進国の二酸化炭素をはじめとした温室効果ガスの削減目標が定められた。本会議において，日本は温室効果ガスの排出量を2008～2012年に1990年比で6%削減することとされた。

これを受け，平成10年6月に政府より「地球温暖化対策推進大綱」がとりまとめられ，10月に「地球温暖化対策の推進に関する法律」（以下，「推進法」）が公布，平成11年4月から施行されている。

東京都においては，平成10年度に「地球環境保全東京アクションプラン」を策定し，都民事業者に協力を呼びかけているが，今後「推進法」に基づき，自らの事務及び事業から温室効果ガスの削減に向けた取組と公表が義務づけられている。

下水道事業においても建設省下水道企画課長の通達により，下水道施設から排出される温室効果ガス排出量の把握，温室効果ガス排出削減対策の実施，当該削減対策の効果に対する評価の実施等，下水道における地球温暖化防止対策を推進することが求められている。

以上の状況を踏まえ，現状の下水道における温室効果ガス排出量を算定し，構成について分析した。なお，算定にあたっては，「下水道における地球温暖化防止実行計画策定の手引き」（建設省監修・社団法人日本下水道協会 平成11年8月発行，以下「手引き」）を参考にした。

2. 温室効果ガス排出量調査内容

東京都（区部）下水道事業活動に伴う温室効果ガス排出量について「手引き」を参考に算定した。排出量の算定に際しては、温室効果ガスの排出係数を活用するが、今回は「手引き」に記載されている暫定値を用いた。

2.1 温室効果ガスの排出源

温室効果ガスの排出源として、次の～を対象とした。

電力、燃料（石油、ガス）等のエネルギー消費に伴う排出

施設の運転に伴う水処理・汚泥焼却各処理プロセスからの排出

上水、工業用水、薬品類の消費に伴う排出
下水道資源の有効利用による排出量の削減

下水道事業に伴う温室効果ガス総排出量を扱うにあたっては、本来なら建設から廃棄までを考慮すべきである。しかし、ライフサイクル分析による下水処理場の炭酸ガス総排出量の試算例²⁾によれば、施設運転時のプラント動力と管理設備動力が約 74%と大きな割合を占め、建設時及び廃棄時はそれぞれ約 14 %、約 3 %と寄与割合が小さいことが明らかになっている。また、推進法が求める地方公共団体の実行計画は、「他者に委託等して行う事務または事業」を対象範囲外としており、建設時及び廃棄時に係る事業の殆どがこれに該当することから、「手引き」では算定の対象外としている。従って、算定する温室効果ガスは、施設の維持管理に伴う排出量とした。

2.2 対象とした温室効果ガス

下水道事業における温室効果ガスとして次の3種類を対象とした。

二酸化炭素（CO₂）

メタン（CH₄）

一酸化二窒素（N₂O）

「推進法」においては、この他

ハイドロフルオロカーボンのうち政令で定めるもの

パーフルオロカーボンのうち政令で定めるもの

六ふっ化硫黄

以上が規定されているが、～については下水道事業単独ではなく、都が策定する「実行計画」に従うものとし、本報告では対象外とした。

また、国際的な取り決め（IPCガイドライン）では、バイオマス（生物体）からの燃焼及び分解に伴う二酸化炭素(CO₂)の排出は対象に含めないこととしている。このため、生物処理、嫌気性消化工程で生成されるメタンの燃焼、汚泥焼却などに起因する、生物起源の二酸化炭素は対象に含まないものとしている。

なお、水処理プロセスにおいて一酸化二窒素(N₂O)が発生することが知られている。その量は既往の研究報告により処理条件に左右され、現行では排出係数を特定できないとしており、「手引き」では温室効果ガス排出量算定の対象外としている。しかし、排出係数自体毎年政令で定めるものであり、今後一酸化二窒素(N₂O)の排出係数が設定される可能性はある。また施行令では排出係数の実測値がある場合はその数値を用いて算定しても良いとされている。そこで、本報告では「手引き」による算定と、比較のために表 - 2 に示す文献値³⁾⁴⁾を用いた算定も試みた。

2.3 温室効果ガス総排出量の算定

温室効果ガス排出量算定の際、メタン(CH₄)、一酸化二窒素(N₂O)については、それぞれの排出量に表 - 1 に示す当該物質の地球温暖化係数(地球温暖化に対する寄与の程度を、二酸化炭素(CO₂)の程度に対する比で示した数値)を乗じて、二酸化炭素(CO₂)の排出量に換算した。この換算値の合計を総排出量という。

表 - 1 温室効果ガスの地球温暖化係数

物質名	地球温暖化係数
二酸化炭素 (CO ₂)	1
メタン (CH ₄)	21
一酸化二窒素 (N ₂ O)	310

(IPCC(1995)で示されている地球温暖化係数)

本報告で比較のために算定を試みた、水処理プロセスにおけるメタン(CH₄)及び一酸化二窒素(N₂O)の排出係数文献値³⁾⁴⁾を表 - 2 に示す。

表 - 2 水処理プロセスに伴う排出係数

水処理プロセス		(g/m ³)	
		CH ₄	N ₂ O
第一沈殿池		0.048	0.027
ばっ気槽	硝酸型	0.53	0.011
	亜硝酸型	1.4	0.33
	硝化脱窒型	0.53	0.012
	未硝化型	1.4	0.16

なお、表 - 2 においてばっ気槽での処理区分は次のとおりである。

表 - 3 処理区分表

		(mg/L)		
処理区分	適用条件	NH ₄ -N	NO ₂ -N	NO ₃ -N
硝酸型	硝化が進みNO ₃ -Nが高い	10	1	5<
亜硝酸型	硝化は不十分だがNO ₂ -Nが高い	10<	1<	5
硝化脱窒型	硝化及び脱窒が進みNH ₄ -N及びT-Nが低い	1	1	5
未硝化型	硝化が進まずNH ₄ -Nが高い上記3型に該当しないもの	-	-	-

2.4 対象とした施設

以下の施設を対象とした。

場外ポンプ場(中継ポンプ場, 雨水ポンプ場等)

下水処理場(場内ポンプ場, 水処理施設, 污泥処理施設)

その他(污泥資源化施設, 管理用施設)

2.5 対象年度

基準年の平成2年(1990年)度, 及び平成8~10年度の維持管理データ等を用いて分析した。

3 「手引き」による温室効果ガス排出量集計結果

区部下水道事業に伴って排出される温室効果ガスを、「手引き」を参考に算定した結果を以下に示す。ここでは、水処理プロセスに伴う一酸化二窒素(N₂O)は考慮していない。

3.1 「手引き」による温室効果ガス総排出量と推移

区部下水道事業に伴って排出される温室効果ガスの総排出量及び推移を表 - 4 及び図 - 1 に示す。

総排出量は、平成2年度(基準)の約68.3万CO₂-tに対し、平成10年度は約67.7万CO₂-tとなり、0.8%の減少となった。排出源別に見ると、「エネルギー消費に伴う排出」が最も多く、次いで「各処理プロセスからの排出」となる。この両者を合わせて総排出量の90%以上を占めている。

表 - 4 温室効果ガス総排出量(手引き)

	(CO ₂ -t / 年)			
	平成2年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度
エネルギー消費に伴う排出	368,602	366,523	357,920	353,293
各処理プロセスからの排出	264,482	269,951	279,371	283,591
小計	633,084	636,474	637,291	636,884
薬品類の消費に伴う排出	49,608	47,959	43,170	50,195
有効利用による排出量の削減	-95	-9,751	-9,282	-9,950
小計	49,513	38,208	33,888	40,245
合計(総排出量)	682,597	674,682	671,179	677,129
増加率	(基準)	-1.2%	-1.7%	-0.8%

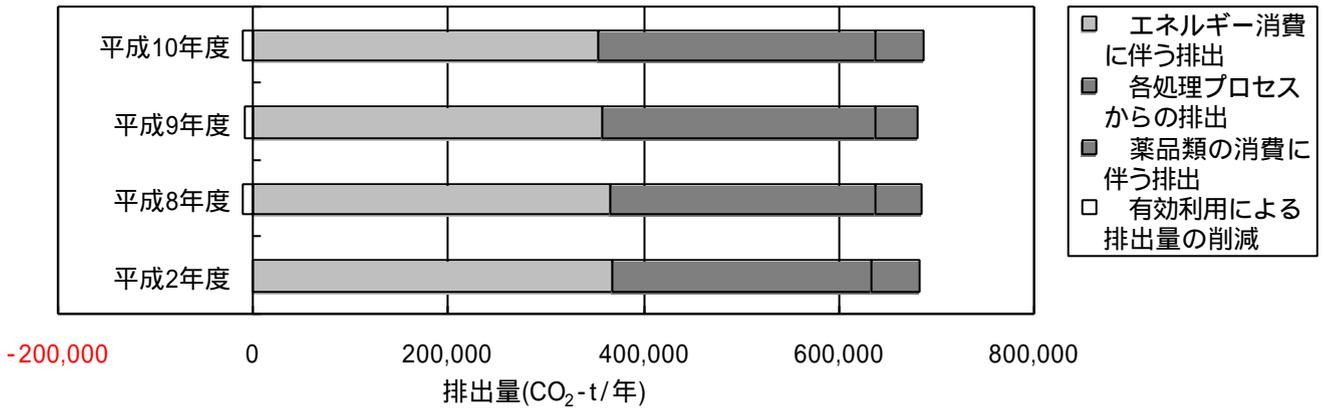


図 - 1 温室効果ガス排出量の推移

3.2 温室効果ガスの排出源別構成

温室効果ガス総排出量について、排出量別に詳細を検討した。

3.2.1 エネルギー消費に伴う排出

算定結果を表 - 5 及び図 - 2 に示す。

エネルギー消費に伴う排出量は、平成2年度の約36.9万CO₂-tから平成10年度の約35.3

万CO₂-tにかけて、4.2%減少している。エネルギー消費のうち、約80%が電力消費起因であるが、電力使用量は増加傾向にある。排出量減少の原因は重油など電力使用量以外の使用量削減による。これは、汚泥処理施設の集約化等に伴うエネルギー使用量の削減効果が現れたことが要因と考えられる。

表 - 5 エネルギー消費に伴う項目別排出量

	上段：排出量(CO ₂ -t/年) 下段：構成比(%)			
	平成2年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度
電力	264,632	280,168	286,909	292,156
	71.8%	76.4%	80.2%	82.7%
A重油	54,279	42,519	27,914	23,695
	14.7%	11.6%	7.8%	6.7%
灯油	18,221	15,865	10,560	10,360
	4.9%	4.3%	3.0%	2.9%
軽油	8	7	4	5
	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
プロパン	50	53	50	42
	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
都市ガス	31,235	27,719	32,312	26,859
	8.5%	7.6%	9.0%	7.6%
ガソリン(自動車)	122	135	115	122
	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
軽油(自動車)	54	56	57	54
	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
合計	368,602	366,523	357,920	353,293
	100%	100%	100%	100%
増加率	基準	-0.6%	-2.9%	-4.2%

エネルギー消費に伴う温室効果ガス排出量の約80%は電力使用に伴って発生するものである。この電力起因排出量は増加傾向である。次に電因排出量の発生施設別内訳を表 - 6 及び図 - 3 に示す。

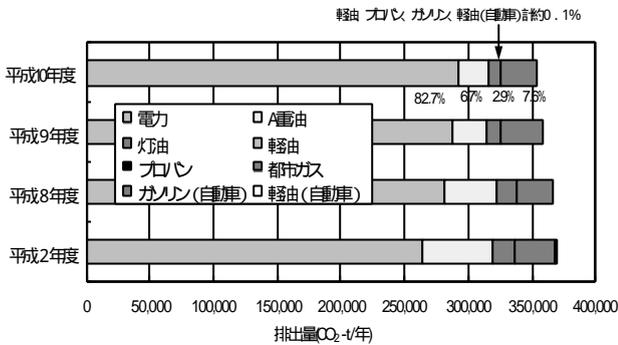


図 - 2 エネルギー消費に伴う項目別排出量

表 - 6 電力起因排出量の発生施設別内訳

上段：排出量(CO₂-t/年) 下段：構成比(%)

	平成2年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度
処理場	226,156	233,285	229,127	235,119
	85.4%	83.3%	79.9%	80.5%
ポンプ場	27,506	28,007	28,786	29,601
	10.4%	10.0%	10.0%	10.1%
再生水施設	295	261	310	315
水リサイクルセンター	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%
汚泥処理施設	9,666	17,686	27,813	26,604
東部・南部リジプラト	3.7%	6.3%	9.7%	9.1%
処分施設	1,009	929	873	517
中防ミダプラト	0.4%	0.3%	0.3%	0.2%
合計	264,632	280,168	286,909	292,156
	100%	100%	100%	100%

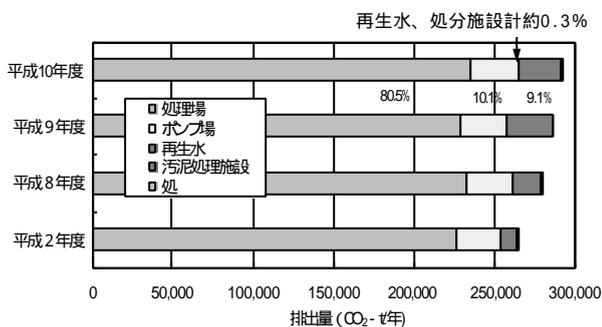


図 - 3 電力起因排出量の発生施設別内訳

電力起因に伴う温室効果ガス排出量の約80%を処理場が占めており、ポンプ場及び汚泥処理施設がそれぞれ約10%を占める構成となっている。また、構成比は経年的にほとんど変化していない。

3.2.2 各処理プロセスからの排出

水処理プロセスからの排出量を表 - 7 に、汚泥焼却プロセスからの排出量を表 - 8 に示す。水処理プロセスにおいて、「手引き」ではメタン(CH₄)のみを対象としているため排出量は少ない値となっている。

一方、汚泥焼却プロセスでは、汚泥の焼却量の増加と共に排出量も増加し、その量は水処理プロセスからの排出量の10倍以上である。これはメタン(CH₄)の地球温暖化係数が21であるのに対し、一酸化二窒素(N₂O)のそれは310と大きいためであり、一酸化二窒素(N₂O)そのものの排出量は少量でも温室効果は極めて大きくなった。このため、汚泥焼却プロセスからの排出量のほぼ全てが一酸化二窒素(N₂O)起因となっている(図 - 4)。

表 - 7 水処理プロセスからの排出量

【】は地球温暖化係数

	高級処理水量 (m ³ /年)	CH ₄ (t)	N ₂ O (t)	CO ₂
		【21】	【310】	換算総量 (t)
平成10年度	1,818,076,350	1,058	-	22,228
平成9年度	1,785,310,990	1,039	-	21,828
平成8年度	1,723,488,540	1,003	-	21,072
平成2年度	1,774,550,220	1,033	-	21,696

表 - 8 汚泥焼却プロセスからの排出量

【】は地球温暖化係数

	汚泥焼却量 (t/年)	CH ₄ (t)	N ₂ O (t)	CO ₂
		【21】	【310】	換算総量 (t)
平成10年度	918,983	33	841	261,363
平成9年度	905,552	33	829	257,543
平成8年度	875,089	31	801	248,880
平成2年度	853,661	31	781	242,785

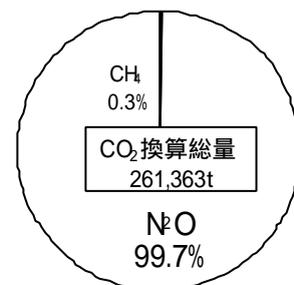


図 - 4 汚泥焼却プロセスからの排出ガス種別構成 (平成10年度 CO₂換算)

3.2.3 上水、薬品類の消費に伴う排出

算定結果を表 - 9 及び図 - 5 に示す。上水や工水起因の排出量は毎年減少している。次亜塩素酸ソーダや高分子凝集剤等の薬品は各年ほぼ同じだが、特殊セメントに伴う排出量の変化が大きい。

表 - 9 上水、薬品類の消費に伴う排出量
(CO₂-t / 年)

	平成2年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度
上水	1,473	1,443	1,310	1,194
工水	166	7	8	5
次亜塩素酸ソーダ	3,690	4,896	4,860	4,853
高分子凝集剤	826	5,231	5,988	5,639
消石灰	9,928	8,803	7,188	10,285
塩化第二鉄	5,539	4,649	3,562	5,154
苛性ソーダ	4,599	4,896	5,329	5,046
特殊セメント	15,914	9,155	6,694	9,804
その他	7,473	8,879	8,232	8,213
合計	49,608	47,959	43,170	50,195

3.2.4 下水道資源の有効利用に伴う排出量削減

「手引き」では、下水道資源を場外利用した場合、他事業者の温室効果ガス排出量の削減寄与分を総排出量から差し引くとしている。この削減分の算定結果を表 - 10 及び図 - 6 に示す。平成2年度の95 CO₂-t に対し平成10年度は9,950 CO₂-t と削減量が大幅に増加している。これは、下水熱を利用(場外)した地域冷暖房の開始及び再生水利用の増加によるものである。

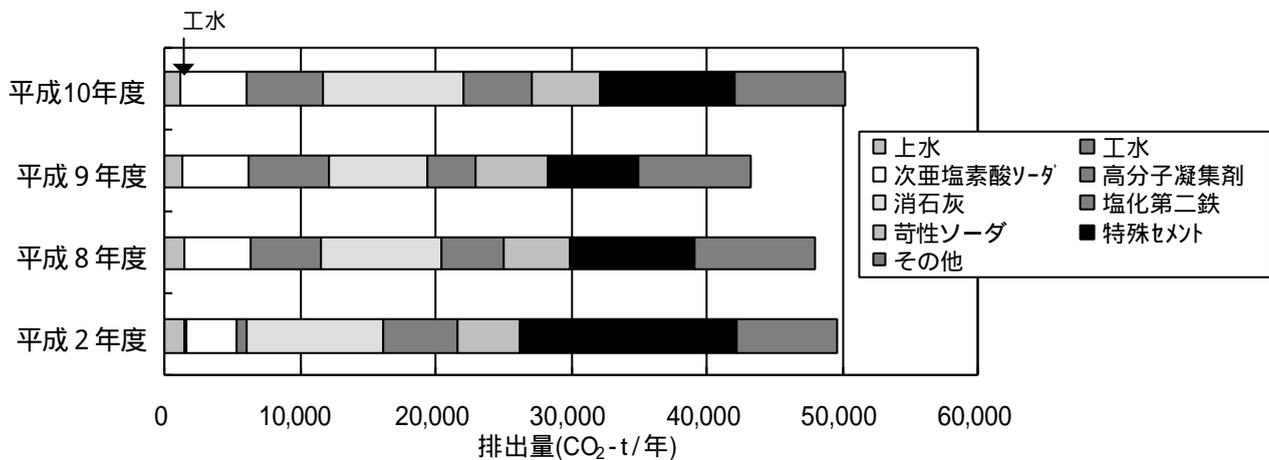


図 - 5 上水、薬品類の消費に伴う排出量

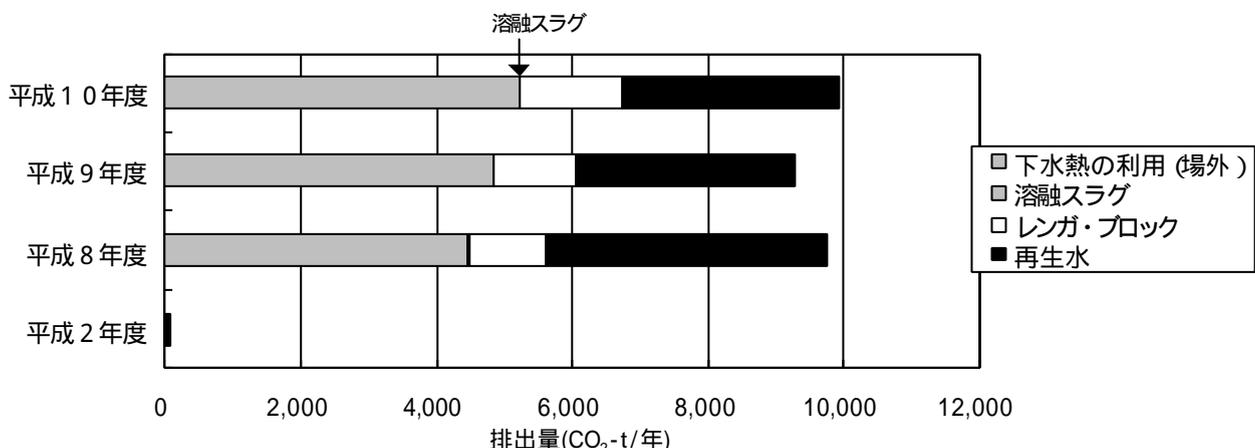


図 - 6 下水道資源の有効利用に伴う温室効果ガス排出量削減分

表 - 10 下水道資源の有効利用に伴う排出量削減分
(CO₂- t/年)

	平成2年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度
下水熱の利用(場外)	0	4,476	4,826	5,218
溶融スラグ	0	8	11	10
レンガ・ブロック	0	1,138	1,214	1,483
再生水	95	4,129	3,231	3,239
合計	95	9,751	9,282	9,950

4. 一酸化二窒素(N₂O)を考慮した場合の温室効果ガス排出量集計結果

4.1 水処理プロセスのN₂Oを考慮した総排出量

「手引き」による算定との比較のために、水処理プロセスから排出される一酸化二窒素(N₂O)及びメタン(CH₄)を考慮した場合において、区部下水道事業に伴う温室効果ガスの総排出量を、処理区分別に表 - 11及び図 - 7に示す。

表 - 11 処理区分別温室効果ガス総排出量

上段：排出量(CO₂- t/年) 下段：対基準増加率

		平成2年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度	
						相対比
手引きによる算出		682,597 (基準)	674,681 -1.2%	671,180 -1.7%	677,129 -0.8%	100
水処理 プロセス からの N ₂ Oを 考慮した 算出	未硝化型	817,731	805,928	807,135	815,578	120
		19.8%	18.1%	18.2%	19.5%	
	亜硝酸型	911,250	896,756	901,221	911,391	135
		33.5%	31.4%	32.0%	33.5%	
	硝酸型	703,343	694,832	692,054	698,385	103
		3.0%	1.8%	1.4%	2.3%	
	硝化脱窒型	703,894	695,366	692,607	698,949	103
		3.1%	1.9%	1.5%	2.4%	

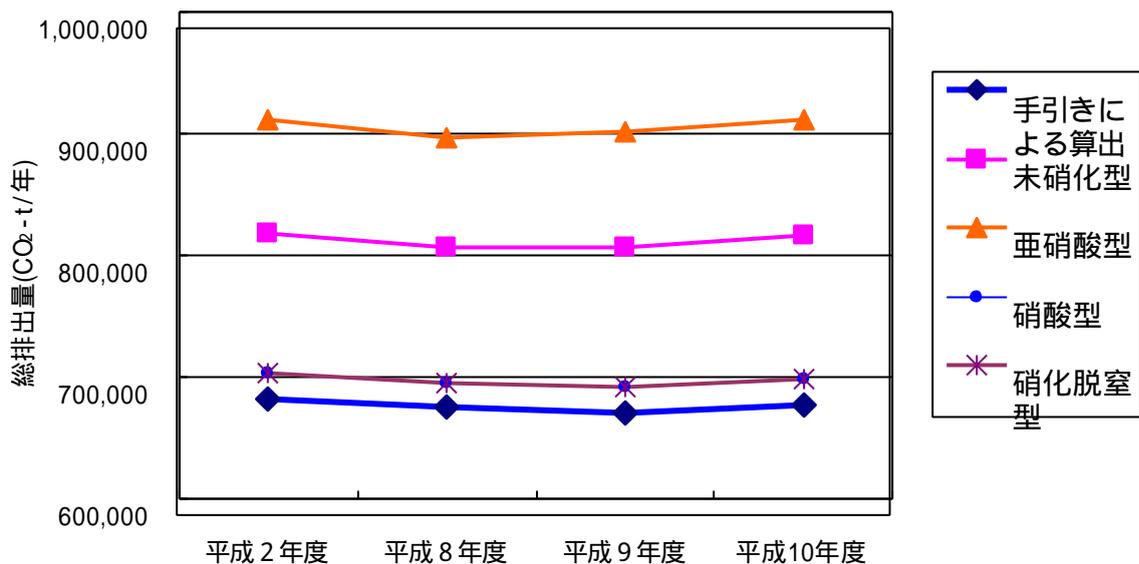


図 - 7 処理区分別温室効果ガス総排出量

平成10年度では、「手引き」による総排出量約67.7万CO₂-t/年に対して、一酸化二窒素(N₂O)を考慮した場合の最大値は亜硝酸型で、35%増加の約91.1万CO₂-t/年となった。以下に各処理区分別に検討していく。

4.2 処理区分別温室効果ガス排出源の構成比比較

処理区分別の温室効果ガス排出源構成比を、平成10年度のデータを用いて検討した結果を示す。

4.2.1 「手引き」による算定

水処理プロセスからの一酸化二窒素(N₂O)を考慮しない、「手引き」による算定結果を表-12に示す。これによると、エネルギー消費に伴う排出と汚泥焼却プロセスからの排出を合わせて全体の約90%以上を占め、水処理プロセスからの排出は全体の3.3%となった。

表-12 「手引き」(平成10年度)
(CO₂-t/年)

	排出量	構成比
エネルギー消費に伴う排出	353,293	52.2%
-1水処理プロセスからの排出	22,228	3.3%
-2汚泥焼却プロセスからの排出	261,363	38.6%
薬品類の消費に伴う排出	50,195	7.4%
有効利用による排出量の削減	-9,950	-1.5%
合計(総排出量)	677,129	100%

4.2.2 未硝化型の算定

高級処理水の全量を未硝化型で処理したと仮定した場合、総排出量は表-13の結果となった。

「手引き」と比較すると、総排出量は約13.8万CO₂-t(20.4%)増加し、-1水処理プロセスからの排出の構成比が19.7%になった。

表-13 未硝化型(平成10年度)
(CO₂-t/年)

	排出量	構成比
エネルギー消費に伴う排出	353,293	43.3%
-1水処理プロセスからの排出	160,677	19.7%
-2汚泥焼却プロセスからの排出	261,363	32.0%
薬品類の消費に伴う排出	50,195	6.2%
有効利用による排出量の削減	-9,950	-1.2%
合計(総排出量)	815,578	100%

4.2.3 亜硝酸型の算定

未硝化型同様に高級処理水の全量を亜硝酸型運転で処理したと仮定した場合、排出量は表-14の結果となった。

「手引き」より総排出量で約23.4万CO₂-t(34.6%)の増加、-1水処理プロセスからの排出の構成比は28.1%と非常に大きくなった。

表-14 亜硝酸型(平成10年度)
(CO₂-t/年)

	排出量	構成比
エネルギー消費に伴う排出	353,293	38.8%
-1水処理プロセスからの排出	256,490	28.1%
-2汚泥焼却プロセスからの排出	261,363	28.7%
薬品類の消費に伴う排出	50,195	5.5%
有効利用による排出量の削減	-9,950	-1.1%
合計(総排出量)	911,391	100%

4.2.3 硝酸型の算定

同様に全て硝酸型運転で処理したと仮定した場合の結果を表-15に示す。総排出量で「手引き」より約2.1万CO₂-t(3.1%)の増加に留まり、-1水処理プロセスからの排出の構成比も6.2%と小さい。

表-15 硝酸型(平成10年度)
(CO₂-t/年)

	排出量	構成比
エネルギー消費に伴う排出	353,293	50.6%
-1水処理プロセスからの排出	43,484	6.2%
-2汚泥焼却プロセスからの排出	261,363	37.4%
薬品類の消費に伴う排出	50,195	7.2%
有効利用による排出量の削減	-9,950	-1.4%
合計(総排出量)	698,385	100%

4.2.4 硝化脱窒型の算定

全てを硝化脱窒型運転で行った場合の結果を、表-16に示す。総排出量は「手引き」より約2.2万CO₂-t(3.2%)の増加に留まり、構成比も6.3%と小さく硝酸型とほぼ同じ結果となった。

表 - 16 硝化脱窒型（平成10年度）

(CO₂-t/年)

	排出量	構成比
エネルギー消費に伴う排出	353,293	50.5%
-1水処理プロセスからの排出	44,048	6.3%
-2汚泥焼却プロセスからの排出	261,363	37.4%
薬品類の消費に伴う排出	50,195	7.2%
有効利用による排出量の削減	-9,950	-1.4%
合計（総排出量）	698,949	100%

4.3 N₂Oを考慮した場合の結果まとめ

以上の結果をまとめて図 - 8 に示す。

構成比を見ると各処理区分とも、温室効果ガス排出源の中でエネルギー消費に伴う排出が最も大きく40～50%程度、続いて汚泥焼却プロセスに伴う排出が30～40%程度である。

水処理プロセスからの排出量は処理区分によって大きく差があり、最大の亜硝酸型では「手引き」から約23.4万CO₂-t増加した。構成比は「手引き」の3.3%に対し28.1%となり、汚泥焼却プロセスからの排出量の構成比28.7%と同程度という結果になった。

これより、水処理プロセスから排出される一酸化二窒素(N₂O)は、下水道事業に伴う温室効果ガス総排出量を算定するにあたり、極めて重要な要因であり、これを除外して総排出量を算定し、削減方を議論するのは決して実態に即したのではないことがわかった。ただし、今回は「手引き」を参考に概算で算定しており、総排出量の最大値(亜硝酸型)と最小値(硝酸型)を算定したに留まる。実際のばっ気槽では、季節などさまざまな原因により処理条件が変化すると考えられる。よって今後、より実態に近い

温室効果ガス総排出量を算定するために、当局所有の過去の水質試験データ等を分析して、少なくとも各処理場毎に月別の処理区分を確定し、処理区分別の排出係数で算定した排出量を積み上げていく必要がある。この分析調査は平成12年度に行う予定である。

5. 温室効果ガス排出量削減のための考察

5. 1排出量の削減方法の検討

「手引き」による温室効果ガス総排出量は平成2年度に対し平成10年度で0.8%減少した。これは、「エネルギー消費に伴う排出量」の減少、及び「下水道資源の有効利用による排出量の削減分」が増加したことによるものである。将来的に、省エネルギーへのさらなる取り組みや、下水熱や再生水の利用拡大は期待できるが、これだけでは下水道事業が自ら排出する温室効果ガスを、例えばCOP3が日本に求めるような6%程度の様な大幅な削減は困難である。よってここでは、温室効果ガス排出量を大幅に、かつ効率的に削減するための方策を排出源別に検討した結果を示す。

5.1.1 エネルギー消費に伴う排出量の削減

汚泥処理集約化による重油使用量削減など電力量以外での削減は今後も期待できる。しかし、エネルギー消費による排出量の約80%が電力消費起因であり、さらにその約80%が処理場からの排出であるため電力使用量に伴う排出量の寄与が非常に大きい。仮に電力使用量削減だけで、平成10年度の温室効果ガス総排出量を6%削減しようとする、以下の電力量を削減しなければならない。

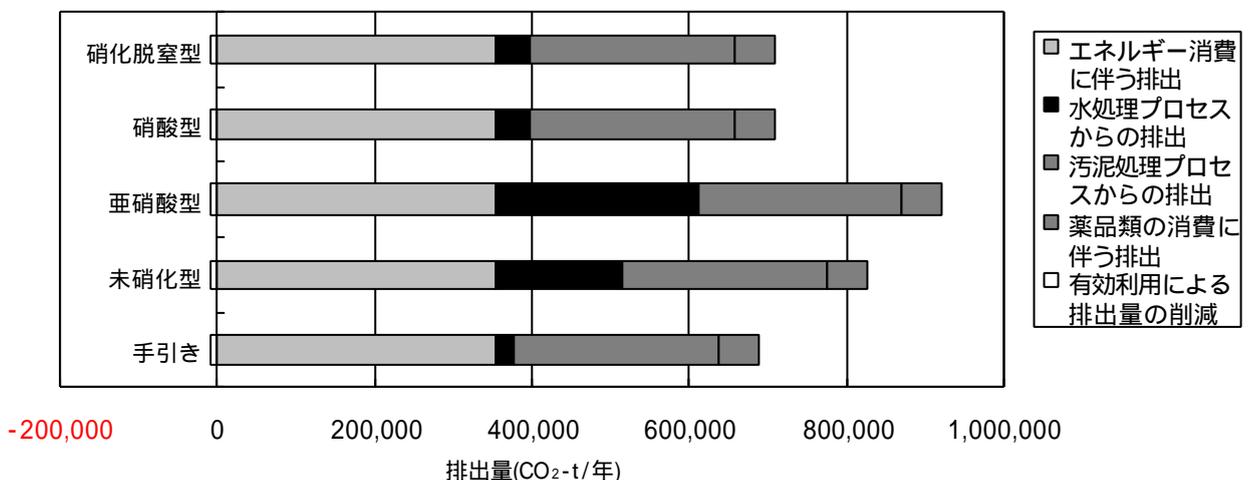


図 - 8 処理区分別温室効果ガス排出量

$67.7 \text{万CO}_2\text{-t/年} \times 0.06 \div 0.384 \text{ CO}_2\text{-kg/kWh}^5)$
 = 約106,000,000kWh/年 (排出係数)

亜硝酸型の場合 (最大値)

$91.1 \text{万CO}_2\text{-t/年} \times 0.06 \div 0.384 \text{ CO}_2\text{-kg/kWh}$
 = 約142,000,000kWh/年

この値は、平成10年度区部全12処理場の総使用電力量 (約606,000,000kWh/年) の約17%(手引き) ~ 23%(亜硝酸型) という非常に大きなもので、森ヶ崎水処理センター(処理能力:1,540,000m³/日)の1年分の電力使用量(約122,000,000kWh/年)に相当する。

区部処理場等では、既に電力使用量をはじめとしたエネルギーの削減に取り組んできており、これだけで今後温室効果ガス排出量を大幅に削減することは困難である。しかし、エネルギー削減の取り組みを継続し、設備の新設・更新時において、消費電力量の少ない機器の積極的導入等をさらに推進していくことは、省エネルギーの観点からも重要である。

5.1.2 汚泥焼却プロセスからの排出削減

平成10年度の脱水ケーキの焼却率は約84%(溶融含む)であるが、今後の汚泥全量100%焼却を考慮すると、温室効果ガス排出量は約5万CO₂-t/年(「手引き」による総排出量の約7%)の増加が見込まれるなど、排出量は増加傾向である。

汚泥焼却プロセスからの排出量のうち、99.7%が一酸化二窒素(N₂O)起因であることから、当該ガスを削減する方策を実施しなければならない。従って、焼却及び排ガス処理技術の分野における、温室効果ガスの除去等に焦点をあてた、現状調査及び技術開発等が今後の重要課題となる。

5.1.3 上水、薬品類の消費に伴う排出削減

「3.」の結果では、排出量増加は特殊セメントが主な原因であった。今後、汚泥・焼却灰等の資源化・再利用をより一層進めることで、特殊セメント使用量は減少する。

一方、特殊セメント以外に起因する温室効果ガス排出量削減の方策は、上水・薬品類全体の使用量削減または適正化などの検討が必要である。

5.1.4 下水道資源の有効利用に伴う排出量削減

新規の下水熱の利用(場外)では江東区新砂三丁目の一部で地域冷暖房事業が計画され

ており、供給対象建物も平成13年度より拡大していく予定である。また、再生水の供給エリアも拡大傾向であるため、この項目による温室効果ガス排出量削減分は増加していくと考えられる。仮に平成10年度に比して熱供給及び再生水の規模が2倍になった場合、これに伴う排出量の削減分は約1万CO₂-t(「手引き」による総排出量の約1.5%)となる。

5.1.5 一酸化二窒素(N₂O)の排出量削減

水処理プロセスにおける一酸化二窒素(N₂O)の発生量は処理条件によって大きく差がでた。硝酸型や硝化脱窒型は亜硝酸型及び未硝化型に比較して一酸化二窒素(N₂O)の発生量は少ない。そのため、硝酸型や硝化脱窒型処理を常時実現できれば、温室効果ガス総排出量の大幅な削減が期待できる。例えば、亜硝酸型処理を硝酸型処理に移行した場合、表-11の平成10年度結果を用いて試算すると、温室効果ガス総排出量は21.3万CO₂-t減少する。これは実に総排出量の23%削減に相当する。

ばっ気槽の処理条件を任意に変え、水処理プロセスにおける一酸化二窒素(N₂O)発生量を抑制することが実現可能であれば、温室効果ガス排出量削減に極めて有効かつ効率的な方策である。よって、ばっ気槽をいかに一酸化二窒素(N₂O)発生量の少ない処理条件に維持するか、水質管理及び処理場運転管理などのソフト面対策が今後の重要課題となる。

また、当局では水処理施設の新設や更新に合わせて高度処理の導入を進めているが、今後の嫌気-無酸素-好気法(A₂O法)による硝化脱窒型処理法の推進により、ハード面対策でも温室効果ガスの大幅な削減が期待できるものと考えられる。

6. 今後の取り組み

6.1 取り組みの方向

本検討により、下水道における温室効果ガス排出量の削減には、寄与の大きい次の3つの方向を推進することが有効であるという結果になった。

- (1) 処理場における使用電力量の削減
- (2) 汚泥焼却プロセスにおける、一酸化二窒素(N₂O)の削減
- (3) 水処理プロセスにおける、ばっ気槽からの一酸化二窒素(N₂O)の削減

特に(3)は、温室効果ガス排出量の大幅、かつ効率的な削減が期待できるものであった。

6.2 排出係数及び排出量実態調査

温室効果ガス排出量の算定の基礎となっている排出係数は、毎年度別に政令によって定められる。しかし、政令で定める排出係数は全国での温室効果ガス排出量削減対策の進展に伴い変化していくことが考えられ、この排出係数を用いた総排出量は、たとえ当局が削減対策を講じなくても総排出量が減少(又は増加)することとなり、正当な評価とならない。また、排出係数は全国の平均的な数値であるため、施行令では実測等に基づく係数を用いて温室効果ガスの総排出量を算定する事ができるとしている。本報告では水処理プロセスにおける一酸化二窒素(N_2O)等の排出係数も文献値を使った算定のため、実測に基づいた排出係数で排出量を再算定することが必要である。

従って、削減目標の設定や削減計画の実施状況の評価等を行うため、東京都区部下水道事業独自の精度の高い「排出係数」を決定し、自らが講じた対策の効果を把握できるような総排出量(基準となるもの)を算定することが必要不可欠となる。

具体的には、平成12年度に複数の処理場において、以下の温室効果ガス排出量実態調査を行う。

第一沈殿地の N_2O 及び CH_4 排出量

ばっ気槽の処理区分別 N_2O 及び CH_4 排出量
汚泥焼却炉排ガス中の N_2O 及び CH_4 排出量

のばっ気槽における処理区分は、気温等の条件で不定期に変化すると予測される。そのため、硝酸型・亜硝酸型等前述の4種類の処理区分における温室効果ガス(一酸化二窒素(N_2O)及びメタン(CH_4))排出量を測定するため、自動連続測定・分析・記録装置を一定期間設置し、常時連続した測定を行う。

～の排出量を測定した後、排出量測定結果と処理水量等から、排出量原単位を算定し当局独自の排出係数を決定する。この排出係数を用いて、今後の基準となる温室効果ガス総排出量を再算定するものとする。

6.3 現状施設での削減効果調査

水処理プロセスから発生した温室効果ガスの、脱臭設備による削減効果を検証するため、脱臭設備出入口における一酸化二窒素(N_2O)及びメ

タン(CH_4)の挙動を調査する。

同様に、汚泥焼却プロセスで発生する温室効果ガスの排煙処理施設による削減効果も検証する。

7. おわりに

下水道事業は日常不断に都民生活や都市活動を支えて行く役割を担っており、下水や汚泥の増大に速やかに対応していく義務を持っている。

同時に、下水道事業のさらなる役割は、地域から地球規模の環境を改善し快適な環境を創出することであり、温室効果ガス排出量の削減による地球温暖化防止においても積極的な取り組みが求められるところである。

今後は、中長期計画等を考慮した温室効果ガス削減実行計画の策定を視野に入れながら、処理場における実態調査を早急にかつ確実に実施していく必要がある。

参考文献

- 1) 東京都環境局：「地球環境保全東京アクションプラン概要版」平成10年度
- 2) 鶴巻，藤岡，内藤：「下水道終末処理施設のライフサイクルでの環境負荷の定量化について、土木学会第4回地球環境シンポジウム講演集1996」
- 3) 下水道技術開発連絡会議：「下水道の長期的技術開発に関する基礎調査完了報告書 平成9年3月」
- 4) 建設省土木研究所：「温室効果ガス排出抑制のための下水処理システム対策技術 平成9年度下水道関係調査研究年次報告書集 平成10年10月」
- 5) 地球温暖化対策の推進に関する法律に基づく地方公共団体の事務及び事業に係わる温室効果ガス総排出量算定ガイドライン(環境庁) 1997年7月

6 - 4 下水道におけるダイオキシン類の特性について

施設管理部 施設管理課

ダイオキシン類は、廃棄物焼却の過程等で非意図的に生成され、微量ではあるが環境中に広く存在する有毒物として問題視されてきた。既設の汚泥焼却炉排出ガスについては、大気汚染防止法の改正により、平成10年12月からダイオキシン類の規制が実施され、平成13年1月からダイオキシン特別措置法により規制されることになった。また、同法により、焼却灰については平成14年11月から、放流水については平成13年1月から、ダイオキシン類が規制される。

本調査は、焼却炉排出ガス、焼却灰および放流水の環境における安全性を検討するとともに、毒性が定められた異性体の構成比から下水道におけるダイオキシン類の特性を求めることを目的とした。

区部の12処理場、東部スラッジプラントおよび南部スラッジプラントについて焼却炉排出ガス14検体、焼却灰14検体、放流水17検体、流入下水12検体のダイオキシン類を測定した。その結果、排出ガス、焼却灰および放流水のダイオキシン類濃度はそれぞれ0.000047 ~ 0.057ng-TEQ/m³N、0.00000067 ~ 0.0015ng-TEQ/g、0.00014 ~ 0.54pg-TEQ/Lの範囲であり、現在あるいは今後適用される規制値を十分に満足していることがわかった。また、下水中で毒性のあるダイオキシン類の異性体構成比は、放流水と流入水とで異なる傾向を示すことがわかった。

6 - 4 下水道におけるダイオキシン類の特性について

施設管理部 施設管理課

住田 裕，宮島 潔，森山 謙

1. 目的

1.1 背景と目的

強い毒性を有するダイオキシン類は、廃棄物焼却の過程等で非意図的に生成される。生成されたダイオキシン類は、環境中に微量ではあるが広く存在するとして、社会的関心が高まり、その対策が強く求められた。このため平成9年12月、大気汚染防止法(以下「大防法」という。)の改正により、ダイオキシン類が指定物質となり、排出抑制基準値が設定された。

平成11年7月、ダイオキシン類対策特別措置法(以下「特措法」という。)が制定され、ダイオキシン類の対策がさらに進められることとなった。

本調査は、このような情勢を踏まえ、区部の下水汚泥焼却炉の排ガス及び焼却灰、並びに水処理施設の放流水及び流入水に関するダイオキシン類の排出実態を把握し、その特性について考察することを目的として実施したものである。

1.2 ダイオキシン類の構造と毒性等価係数¹⁾

ダイオキシン類とは、ポリ塩化ジベンゾ-パラ-ジオキシン(PCDDs)、ポリ塩化ジベンゾフラン(PCDFs)、コプラナーポリ塩化ビフェニル

(Co-PCBs)の総称である。この3種類は、図-1のように比較的類似した分子構造をもっている。

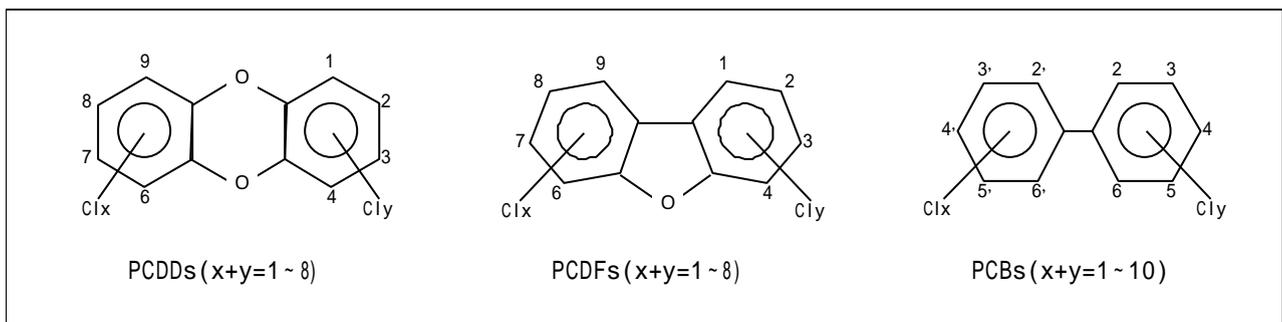
ダイオキシン類は、塩素の数や結合位置の違いにより、異性体という化合物が多数存在する。異性体の数は、PCDDs, PCDFs, PCBsについて、それぞれ75, 135, 209である。

ダイオキシン類の毒性強度は、異性体により異なる。そのため、各異性体は、最も毒性の強い2,3,7,8-T4 CDDの濃度に換算される。多数存在する異性体のなかで、PCDDsの7種, PCDFsの10種, Co-PCBsの12種には、2,3,7,8-T4 CDDに換算するための毒性等価係数が定められている。これ以外の異性体には、現在のところ毒性等価係数がないため、換算後の値は0(ゼロ)となる。

試料の毒性強度を表す毒性等量(TEQ)は、異性体ごとに換算した値を合計して求められる。通常、この毒性等量(TEQ)によって、ダイオキシン類が表示される。

1.3 処理場におけるダイオキシン類の基準

特措法では環境基準等を表-1のように定め、この環境基準を確保するために、特定施設、排



Co-PCBsとは、PCBs のオルト位(2,2',6及び6'の位置)に塩素のないノンオルト体4種類、オルト位に1個の塩素があるモノオルト体8種類、オルト位に2個の塩素があるジオルト体2種類をいう

図 - 1 ダイオキシン類の構造

出基準等が定められた。特定施設は、大気基準適用施設と水質基準適用施設に分かれる。また、焼却灰等の処分についても基準値が設けられた。

下水道に係る大気特定施設は、汚泥焼却炉である。水質の特定施設は、焼却炉をもつ処理場、及び処理場内に焼却炉はないが処理区域に特定施設があり、その汚水が流入する処理場である。このため、当局施設では、汚泥焼却炉と大部分の処理場が特定施設となり、焼却炉排ガス、焼却灰、放流水について規制を受ける。

焼却炉排ガスについては、表 - 2 の 5 に示す廃棄物焼却炉（焼却能力4000kg/時以上）の既設施設の排出基準が適用される。ただし、調査対象の焼却炉は、表 - 3 に示す廃棄物焼却炉（焼却能力4000kg/時以上）の既設炉に該当するため、特措法の基準が猶予される平成13年1月14日までは、大防法の基準が適用される。

放流水、焼却灰については、特措法により、それぞれ平成13年1月15日、平成14年12月1日から表 - 4、表 - 5 に示す基準が適用される。

表 - 1 特措法におけるダイオキシン類の定義および環境基準

ダイオキシン類の定義	ポリ塩化ジベンゾ-パラ-ジオキシン、ポリ塩化ジベンゾフラン、コプラナーポリ塩化ビフェニル（コプラナーPCB）の3種類	
耐容一日摂取量	4 pg-TEQ/体重kg/日	
環境基準	大気汚染について	0.6pg-TEQ/m ³ 以下
	水質の汚濁について	1pg-TEQ/l以下
	土壌汚染について	1000pg-TEQ/g 以下

表 - 2 大気基準適用施設と大気排出基準(特措法)

(単位：ng-TEQ/m³N)

	特定施設の種類の		新設施設の排出基準	既設施設の排出基準		
				H12.1-H13.1	H13.1-H14.11	H14.12-当分の間
1	銑鉄製造用焼結炉		0.1	基準の適用を猶予	2	1
2	製鋼用電気炉		0.5		20	5
3	亜鉛回収施設		1		40	10
4	アルミニウム合金製造施設		1		20	5
5	廃棄物焼却炉(施設の燃焼能力50kg/時以上)	4000kg/時以上	0.1		80	1
		2000~4000kg/時	1	5		
		2000kg/時未満	5	10		

注1) 火格子面積2m²以上又は焼却能力200kg/時以上の廃棄物焼却炉については、以下のことが適用される。

- ・平成9年12月2日以降に設置された施設については、新設する施設の排出基準と同一の基準
- ・平成9年12月1日以前に設置された施設の平成13年1月14日までの基準については、大防法により、80ng-TEQ/m³N

注2) 当局の汚泥焼却炉は「焼却能力4000kg/時以上」に相当する。

注3) 下水汚泥焼却炉は、表中1,2,3,4に該当しない。

表 - 3 大防法の指定物質に係る排出抑制基準（ダイオキシン類）

（単位：ng-TEQ/m³N）

指定物質 排出施設	燃焼室の規模	設置 区 分	平成 10年 12 月 1日 から
十三 廃棄物焼却炉であ って、火格子面積が2平 方メートル以上又は焼却 能力が一時間あたり200 キログラム以上のもの	火格子面積2m ² 以上 または焼却能力200kg/時以上 2000kg/時未満	新設炉	5
		既設炉	80
	焼却能力2000kg/時以上 4000kg/時未満	新設炉	1
		既設炉	80
	焼却能力4000kg/時以上	新設炉	0.1
		既設炉	80
十二 製鋼の用に供する 電気炉（鋳鋼又は鍛鋼の 製造の用に供するものを 除く）	変圧器の定格容量が1000キロ ボルトアンペア以上のもの	新設炉	0.5
		既設炉	80

注1) 新設炉は、平成9年12月2日以後に新たに設置される施設をいう。

既設炉は、平成9年12月1日において既に設置されている施設をいう。

注2) 区部の污泥焼却炉は「焼却能力4000kg/時以上」に相当する。

注3) 「特措法の施行に伴う関係法令の整備に関する政令」 第一条の「大防法施行令の一部改正」が平成13年1月15日に施行され、ダイオキシン類が指定物質から除かれる。そのため、この排出抑制基準は、平成13年1月14日まで適用される。

表 - 4 水質基準対象施設と水質排出基準

（単位：pg-TEQ/l）

特 定 施 設 の 種 類	新設する 施 設 の 排 出 基 準	既に設置している施設の排出基準		
		H12.1.15・ H13.1.14	H13.1.15・ H15.1.14	H15.1.15・
クラフトパルプ又はサルファイトパルプ 製造用塩素系漂白施設	10	基準の適 用を猶予	10	
塩化ビニルモノマー製造用二塩化エチレン 洗浄施設			20	10
アルミ・同合金製造用溶解炉等の廃ガス 洗浄施設、湿式集じん施設				
廃棄物焼却炉の廃ガス洗浄施設、湿式集 じん施設、汚水等を排出する灰の貯留施設			50	10
P C Bの分解、洗浄施設			10	
下水道終末処理施設 (から まで及び の施設から排出される 下水を処理するもの)				
から までの施設を設置する工場又は 事業場から排出される水の処理施設				

注) 当局の施設は表中、 が該当する。

表 - 5 廃棄物焼却炉のばいじん、焼却灰、その他燃え殻の基準

厚生省令第1号「廃棄物焼却炉に係るばいじん等に含まれるダイオキシン類の量の基準及び測定に関する省令」	基準
<p>第1条 特措法第24条1項^()の厚生省令で定める基準は3ng-TEQ/gとする。</p> <p>特措法第24条1項 廃棄物焼却炉のばいじん、焼却灰、その他の燃え殻の処分は、厚生省令で定める基準以内となるように処分する。</p>	3ng-TEQ/g

2. 調査内容

2.1 調査場所

- (1) 砂町水処理センター
- (2) 東部スラッジプラント
- (3) 森ヶ崎水処理センター
- (4) 南部スラッジプラント
- (5) 芝浦処理場
- (6) 三河島処理場
- (7) 三河島処理場 東尾久浄化センター
- (8) 中川処理場
- (9) 小台処理場
- (10) 有明処理場
- (11) 小菅処理場
- (12) 葛西処理場
- (13) 落合処理場
- (14) 中野処理場
- (15) 新河岸処理場

2.2 調査期間

平成11年9月9日～平成12年3月24日

2.3 調査内容

区部の污泥焼却炉排ガス、焼却灰、放流水及び流入水について、ダイオキシン類を測定し、毒性等量の値、毒性等量に占めるPCDDs, PCDFs, Co-PCBsの割合、異性体の実測濃度構成比を調べた。

2.4 調査方法

(1) 試料採取

焼却炉排ガス及び焼却灰は、それぞれ煙突及び灰ホッパーで採取した。複数の焼却炉稼働し、かつ排ガスを集合煙突で採取する場合、排ガスに対応する焼却灰は、炉ごとの污泥焼却量に応じて混合したものをを用いた。

また、流入水、放流水は、流入水量、放流量に応じた量を2時間ごとに採水して、混合試料とした。

(2) 分析方法

試料の分析は、表 - 6 に示す方法で行った。測定値は有効数字2けたで表した。実測濃度から2,3,7,8- T_4 CDDの毒性に換算するための毒性等価係数は、表 - 7 に示す値を用いた。実測濃度が定量下限未満の場合は、0（ゼロ）として算出した。得られた値を合計した試料の毒性等量は、有効数字2けたで表した。

3. 調査結果

3.1 毒性等量

(1) 焼却炉排ガス

焼却炉排ガスについて、算出したダイオキシン類の毒性等量を表 - 8 に示す。特定施設に該当しない細粒材化施設、圧縮焼成炉を含めた焼却炉排ガスの毒性等量は、 $4.7 \times 10^{-5} \sim 5.7 \times 10^{-2}$ ng-TEQ/ m^3N の範囲であった。

この測定結果は、平成13年1月14日まで適用される大防法の基準値80ng-TEQ/ m^3N 、及び平成13年1月15日から平成14年11月30日までの間に適用される特措法の基準値80ng-TEQ/ m^3N の1/1000以下であった。また、この測定結果は、平成14年12月以降に適用される特措法の基準値1ng-TEQ/ m^3N についても十分満足していた。

(2) 焼却灰

焼却灰の毒性等量は、表 - 9 に示すように、 $6.7 \times 10^{-7} \sim 1.5 \times 10^{-3}$ ng-TEQ/gの範囲であった。この測定結果は、平成14年12月以降に適用される基準値3ng-TEQ/gの1/2000以下であった。

(3) 放流水

放流水の毒性等量は、表 - 10 に示すように、 $1.4 \times 10^{-4} \sim 5.4 \times 10^{-1}$ pg-TEQ/lの範囲であった。この測定結果は、平成13年1月15日から適用される排出基準値10pg-TEQ/lの1/18以下であった。

(4) 流入水

流入水の毒性等量は、表 - 10 に示すように、

9.2×10⁻³～4.2pg-TEQ/㍑の範囲であった。この測定結果の平均値は、1.0pg-TEQ/㍑となり、放流水の排出基準の1/10であった。しかし、最大値は、放流水の排出基準の1/2程度に達し

ていた。
 以上のとおり、焼却炉排ガス、焼却灰、放流水の全ての試料は、適用されるダイオキシン類の基準値を十分下回っていた。

表 - 6 ダイオキシン類の分析方法

	測定・分析方法
排ガス	JIS K 0311 ⁻¹⁹⁹⁹ 「排ガス中のダイオキシン類及びポリナ-PCBの測定方法」
焼却灰	『廃棄物処理におけるダイオキシン類標準測定分析マニュアル』（厚生省平成9年2月）及びJIS K 0311 ⁻¹⁹⁹⁹ 「排ガス中のダイオキシン類及びポリナ-PCBの測定方法」に準拠
流入水 放流水	JIS K 0312 ⁻¹⁹⁹⁹ 「工業用水、工場排水中のダイオキシン類およびコプラナーPCBの測定方法」

表 - 7 ダイオキシン類の毒性等価係数、本報告で使用するダイオキシン類の略称

	異性体	本報告で使う略称	毒性等価係数
PCDDs (ポリ塩化ジベンゾ-パラ-ジオキシン)	2,3,7,8-T ₄ CDD	T ₄ CDD	1
	1,2,3,7,8-P ₅ CDD	P ₅ CDD	1
	1,2,3,4,7,8-H ₆ CDD	H ₆ CDD	0.1
	1,2,3,6,7,8-H ₆ CDD	H ₆ CDD	0.1
	1,2,3,7,8,9-H ₆ CDD	H ₆ CDD	0.1
	1,2,3,4,6,7,8-H ₇ CDD	H ₇ CDD	0.01
	1,2,3,4,6,7,8,9-O ₈ CDD	O ₈ CDD	0.0001
PCDFs (ポリ塩化ジベンゾフラン)	2,3,7,8-T ₄ CDF	T ₄ CDF	0.1
	1,2,3,7,8-P ₅ CDF	P ₅ CDF	0.05
	2,3,4,7,8-P ₅ CDF	P ₅ CDF	0.5
	1,2,3,4,7,8-H ₆ CDF	H ₆ CDF	0.1
	1,2,3,6,7,8-H ₆ CDF	H ₆ CDF	0.1
	1,2,3,7,8,9-H ₆ CDF	H ₆ CDF	0.1
	2,3,4,6,7,8-H ₆ CDF	H ₆ CDF	0.1
	1,2,3,4,6,7,8-H ₇ CDF	H ₇ CDF	0.01
	1,2,3,4,7,8,9-H ₇ CDF	H ₇ CDF	0.01
1,2,3,4,6,7,8,9-O ₈ CDF	O ₈ CDF	0.0001	
Co-PCBs (コプラナーポリ塩化ビフェニル)	3,4,4',5-T ₄ CB	(1) T ₄ CB	0.0001
	3,3',4,4'-T ₄ CB	(2) T ₄ CB	0.0001
	3,3',4,4',5-P ₅ CB	(3) P ₅ CB	0.1
	3,3',4,4',5,5'-H ₆ CB	(4) H ₆ CB	0.01
	2,3,3',4,4'-P ₅ CB	(5) P ₅ CB	0.0001
	2,3,4,4',5-P ₅ CB	(6) P ₅ CB	0.0005
	2,3',4,4',5-P ₅ CB	(7) P ₅ CB	0.0001
	2',3,4,4',5-P ₅ CB	(8) P ₅ CB	0.0001
	2,3,3',4,4',5-H ₆ CB	(9) H ₆ CB	0.0005
	2,3,3',4,4',5'-H ₆ CB	(10) H ₆ CB	0.0005
	2,3',4,4',5,5'-H ₆ CB	(11) H ₆ CB	0.00001
	2,3,3',4,4',5,5'-H ₇ CB	(12) H ₇ CB	0.0001
	2,2',3,4,4',5,5'-H ₇ CB	(13) H ₇ CB	-
	2,2',3,3',4,4',5-H ₇ CB	(14) H ₇ CB	-

表 - 8 排ガス調査施設と排ガス毒性等量

調査施設	調査箇所		燃焼方式	調査日	特定施設 注2)	毒性等量 (ng-TEQ/m ³ N)
	煙突	当日の運転炉				
小台処理場	2,3,4号炉合流	2,4号炉	流動床	10月22日		0.000047
新河岸処理場	2,3,4号炉合流	2,4号炉	多段炉 流動床 注1)	11月9日		0.0025
砂町水処理 センター	7,8,9号炉合流	8,9号炉	多段炉	11月25日		0.039
	10号炉	10号炉	流動床	11月26日		0.016
葛西処理場	1,2号炉合流	1,2号炉	流動床	10月19日		0.000058
	3号炉	3号炉	流動床	11月16日		0.00042
	4号炉	4号炉	流動床	12月7日		0.000088
東部スラッジプラント	1号炉	1号炉	流動床	11月5日		0.012
南部スラッジプラント	1,2号炉合流	1,2号炉	多段炉	10月28日		0.011
	3号炉	3号炉	流動床	10月13日		0.029
	4号炉	4号炉	流動床	10月14日		0.0076
	溶融炉	溶融炉	溶融炉	11月2日		0.014
	細粒材	細粒材	-	10月29日	-	0.0013
	焼成炉	1号炉出口	-	10月15日	-	0.057

注1) 新河岸処理場2号炉は多段炉、3,4号炉は流動床炉。

注2) 特措法の大气基準適用施設(特定施設)。(ただし「細粒材」、「焼成炉」は、廃棄物焼却炉には該当しないため、どちらも特措法の特定施設に該当しない。)

表 - 9 焼却灰調査施設と焼却灰毒性等量

施設名	試料の種類	毒性等量 (ng-TEQ /g-dry)
小台処理場	2,4号炉混合灰	0.00000067
新河岸処理場	2,4号炉混合灰	0.000015
砂町水処理	8,9号炉混合灰	0.000029
	10号炉灰	0.0000017
葛西処理場	1,2号炉混合灰	0.0000012
	3号炉灰	0.0015
	4号炉灰	0.0000011
東部スラッジプラント	1号炉灰	0.000033
南部スラッジプラント	1,2号炉混合灰	0.000047
	3号炉灰	0.0011
	4号炉灰	0.000062
	溶融炉(スラグ)	0.0000085
	細粒材化施設(細粒材)	0.000057
	圧縮焼成炉(レンガ)	0.0000043

注1) 南部スラッジプラントは溶融炉はスラグ、細粒材化施設は細粒材、圧縮焼成炉はレンガを試料とした。

注2) 焼却灰の混合比は次の通りである。汚泥焼却量比

小台処理場 2号:4号=2.5:1 (186t/日:76t/日)
 新河岸処理場 2号:4号=1:1.2 (202t/日:247t/日)
 葛西処理場 1号:2号=1:2.2 (61t/日:132t/日)
 砂町水処理センター 8号:9号=1:1 (259t/日:267t/日)
 南部スラッジプラント 1号:2号=1.3:1 (293t/日:228t/日)

表 - 10 放流水、流入水の調査施設と毒性等量

調査施設	種類	調査日	特定施設	毒性等量 (pg-TEQ /リットル)
小台処理場	流入水	10/12 ~ 10/13		1.8
	放流水			0.05
新河岸処理場	流入水	10/19 ~ 10/20		1.5
	放流水			0.0018
葛西処理場	流入水	11/4 ~ 11/5		0.96
	北系放流水			0.54
	南系放流水			0.16
砂町水処理センター	流入水	10/6 ~ 10/7		0.69
	放流水			0.020
芝浦処理場	流入水	11/18 ~ 11/19		0.036
	東系放流水			0.0033
	本系放流水			0.0059
三河島処理場	流入水	10/19 ~ 10/20		4.2
	放流水			0.051
三河島処理場 (東尾久浄化センター)	放流水	10/19 ~ 10/20		0.27
中川処理場	流入水	11/4 ~ 11/5		0.022
	放流水			0.0039
有明処理場	流入水	11/24 ~ 11/25	-	0.0092
	放流水			0.0027
小菅処理場	流入水	11/4 ~ 11/5	-	0.014
	東系放流水			0.0014
	西系放流水			0.00014
落合処理場	流入水	1/20 ~ 1/21	-	0.20
	放流水			0.089
中野処理場	流入水	1/11 ~ 1/12	-	3.0
	放流水			0.0057
森ヶ崎水処理センター	流入水	11/4 ~ 11/5		0.11
	東系放流水			0.071
	西系放流水			0.052

有明、小菅、落合、中野処理場については、特措法の特定施設ではない

3.2 毒性等量に占めるPCDDs, PCDFs, Co-PCBsの割合

ダイオキシン類は、PCDDs, PCDFs, 及びCo-PCBsの3種類に分けられるが、ここでは特措法でダイオキシン類に加わったCo-PCBsをPCDDs, PCDFsと分けて、その構成比を比較した。

焼却炉排ガスの毒性等量に占めるPCDDs, PCDFs, Co-PCBsの割合を図 - 2 に示す。14試料の半数以上にあたる9試料については、PCDDsとPCDFsの毒性等量の合計が、全体の80%以上であった。他の3試料は、PCDDsとPCDFsとをあわせた毒性等量が全体の40~60%程度を占

めていた。残りの2試料は、PCDDs, PCDFsの毒性等量が0となったため、その割合は0%であった。

PCDDs, PCDFsを合計した毒性等量は、0~90%以上と大きな幅があり、排ガス試料においてPCDDs, PCDFs, Co-PCBsの構成比は、一定の傾向を示さなかった。

焼却灰、放流水、流入水の場合も、図 - 3 ~ 5 に示すように試料によるばらつきが大きく、PCDDs, PCDFs, Co-PCBsの構成比は、一定の傾向を示さなかった。

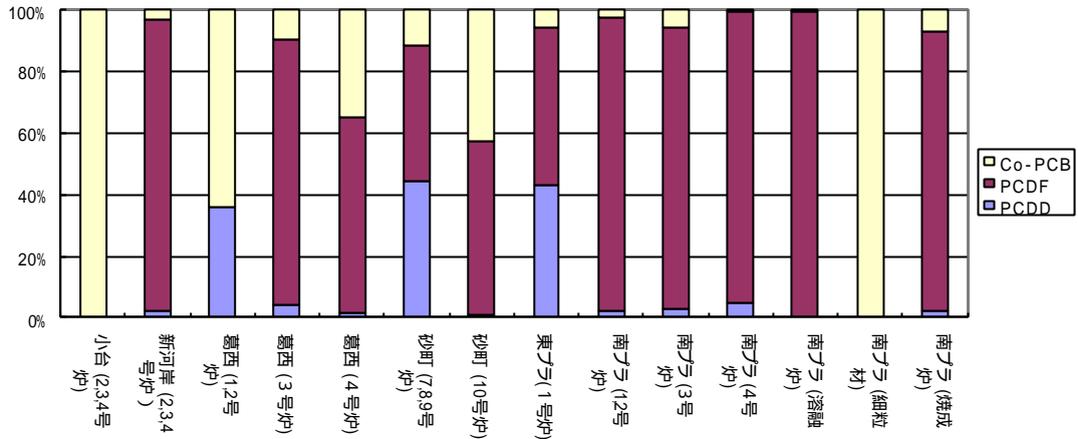


図 - 2 排ガスにおける PCDDs, PCDFs, Co-PCBs の構成 (毒性当量比)

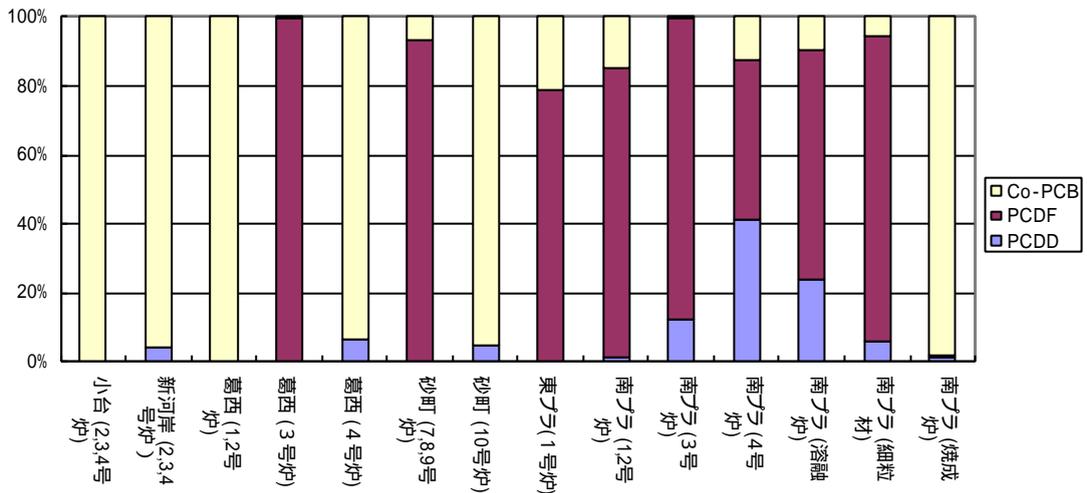


図 - 3 焼却灰における PCDDs, PCDFs, Co-PCBs の構成 (毒性当量比)

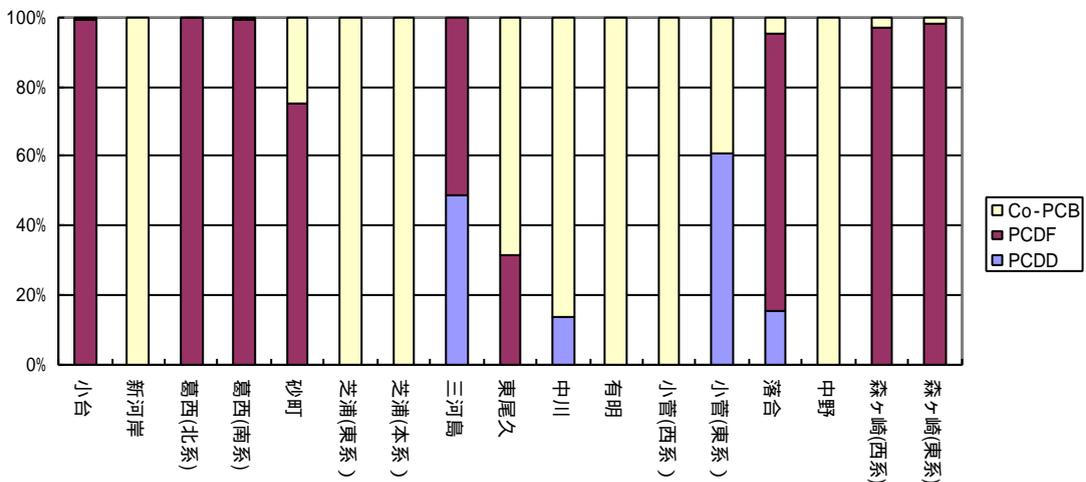


図 - 4 排ガスにおける PCDDs, PCDFs, Co-PCBs の構成 (毒性当量比)

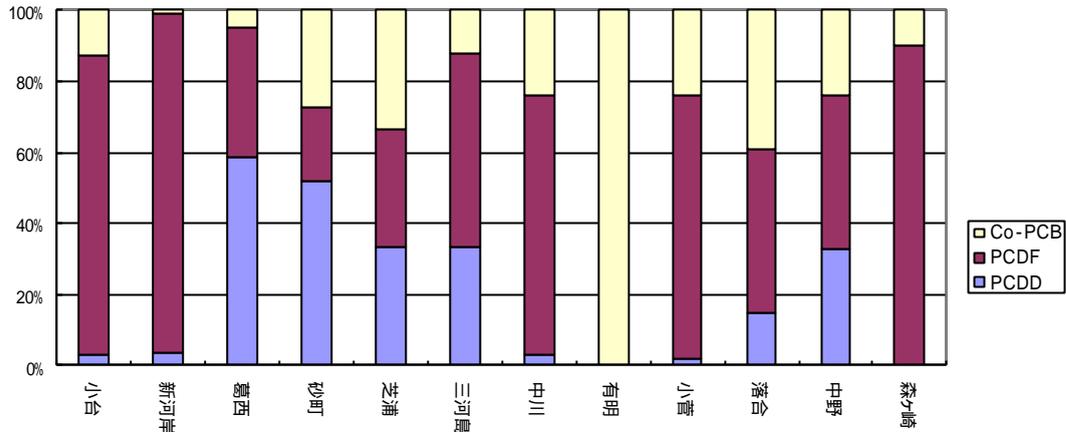


図 - 5 流入水における PCDDs, PCDFs, Co-PCBs の構成(毒性当量比)

3.3 特定の異性体の実測濃度構成比

毒性等量に占める PCDDs, PCDFs, Co-PCBs の割合は、排ガスなど同種の試料であっても一定の傾向を示すわけではないことがわかった。そこで、PCDDs, PCDFs, Co-PCBs の異性体について実測濃度の構成比を調べた。

(1) PCDDs, PCDFs

PCDDs, PCDFs は、塩素の数や結合位置により多くの異性体がある。その中で、毒性等価係数が定められている 17 の異性体を対象とした。各試料に含まれる 17 異性体の実測濃度の合計を 1 として構成比を調べた。各異性体の区別を容易にするため、本報告では表 - 7 に示す ~ の番号を用いた略称で呼ぶことにした。

1) 焼却炉排ガス

焼却炉排ガスの PCDDs, PCDFs について、17 異性体の実測濃度構成比を図 - 6 に示す。試料により構成比に違いはあるが、 O_8CDD 、 H_7CDF の比率が高い傾向がみられた。

2) 焼却灰

焼却灰の異性体構成比を図 - 7 に示す。焼却灰は、排ガス試料と同様の構成比を示し、 O_8CDD 、 H_7CDF 、 O_8CDF の比率が高かった。

3) 放流水

放流水の異性体構成比を図 - 8 に示す。 H_7CDF は構成比の高い異性体であった。しかし、試料によっては、 O_8CDD が検出されずに他の異性体の構成比が高いもの

があり、異性体の構成は一定の傾向を示していなかった。

4) 流入水

流入水の異性体構成比を図 - 9 に示す。流入水の異性体は、1 試料を除き類似した傾向を示し、 O_8CDD 、 H_7CDF 、 O_8CDF の比率が高かった。

以上のとおり、PCDDs, PCDFs の異性体構成比は、排ガス、焼却灰、流入水については試料の種類ごとに一定の傾向を示し、また 3 種類で類似した傾向を示した。しかし、放流水は、上記 3 種類の試料で構成比の高い O_8CDD が一定の傾向を示さなかった。

(2) Co-PCBs

Co-PCBs には、PCDDs, PCDFs と同様に塩素の数や結合位置により異性体がある。本報告では、Co-PCBs の 14 の異性体（このうち毒性等価係数をもつ異性体は 12）について実測濃度の構成比を調べた。各異性体の区別を容易にするため、本報告では表 - 7 に示した (1) ~ (14) の番号を用いた略称で呼ぶことにした。

焼却炉排ガスの Co-PCBs 構成比は、図 - 10 のように、(6) P_5CB 、(8) P_5CB 、(13) H_7CB の比率が高い傾向であった。

焼却灰、放流水、流入水の場合も、図 - 11 ~ 図 - 13 に示したように、排ガスと同様に、(6) P_5CB 、(8) P_5CB 、(13) H_7CB の比率が高い傾向であった。

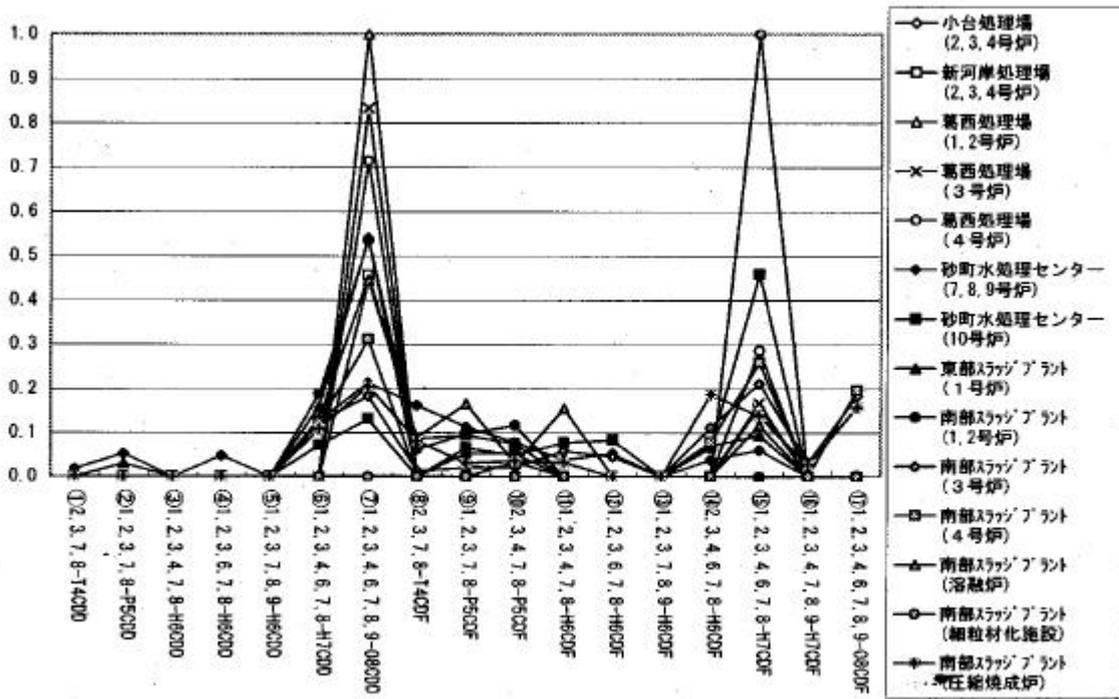


図 - 6 排ガスの異性体構成比 (PCDDs,PCDFs)

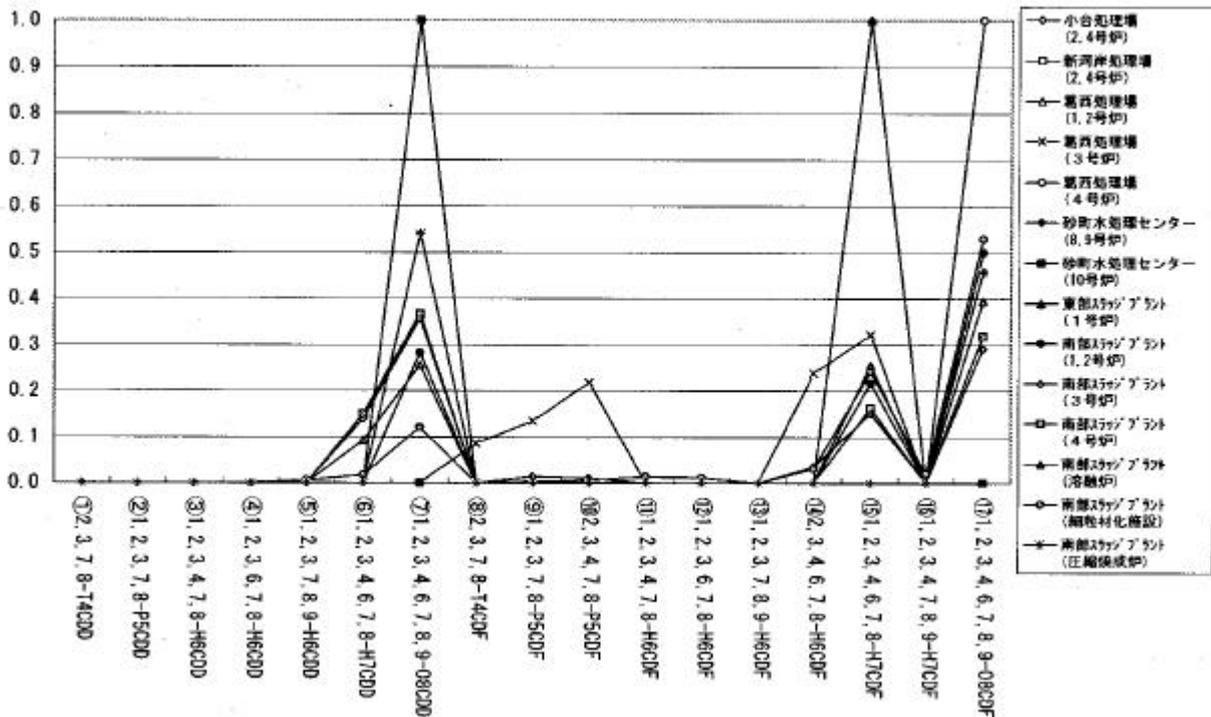


図 - 7 焼却灰の異性体構成比 (PCDDs,PCDFs)

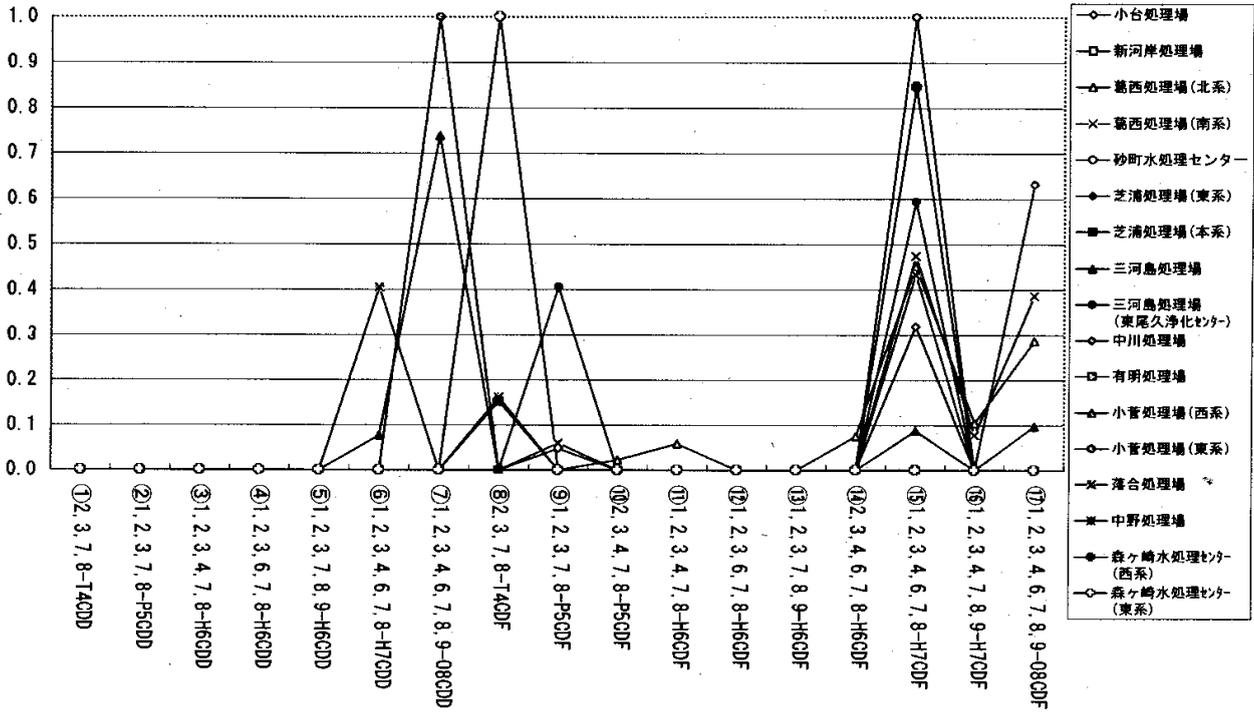


図 - 8 放流水の異性体構成比 (PCDDs, PCDFs)

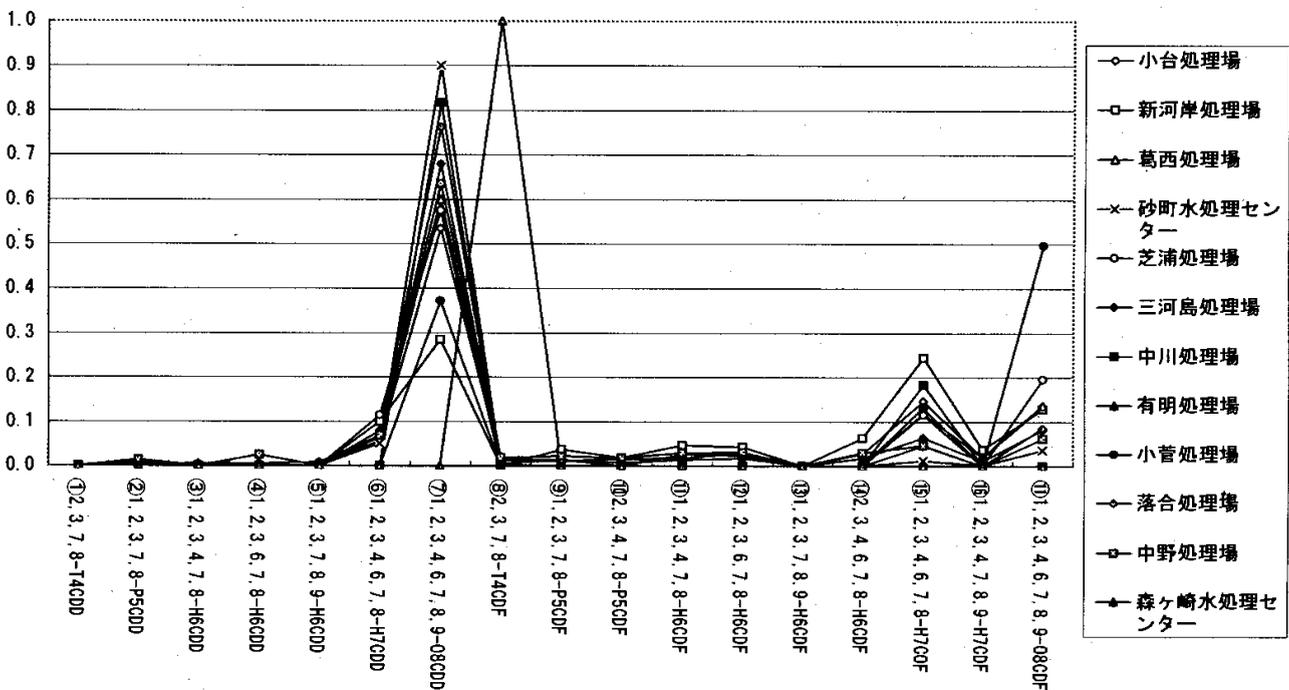


図 - 9 排ガスの異性体構成比 (PCDDs, PCDFs)

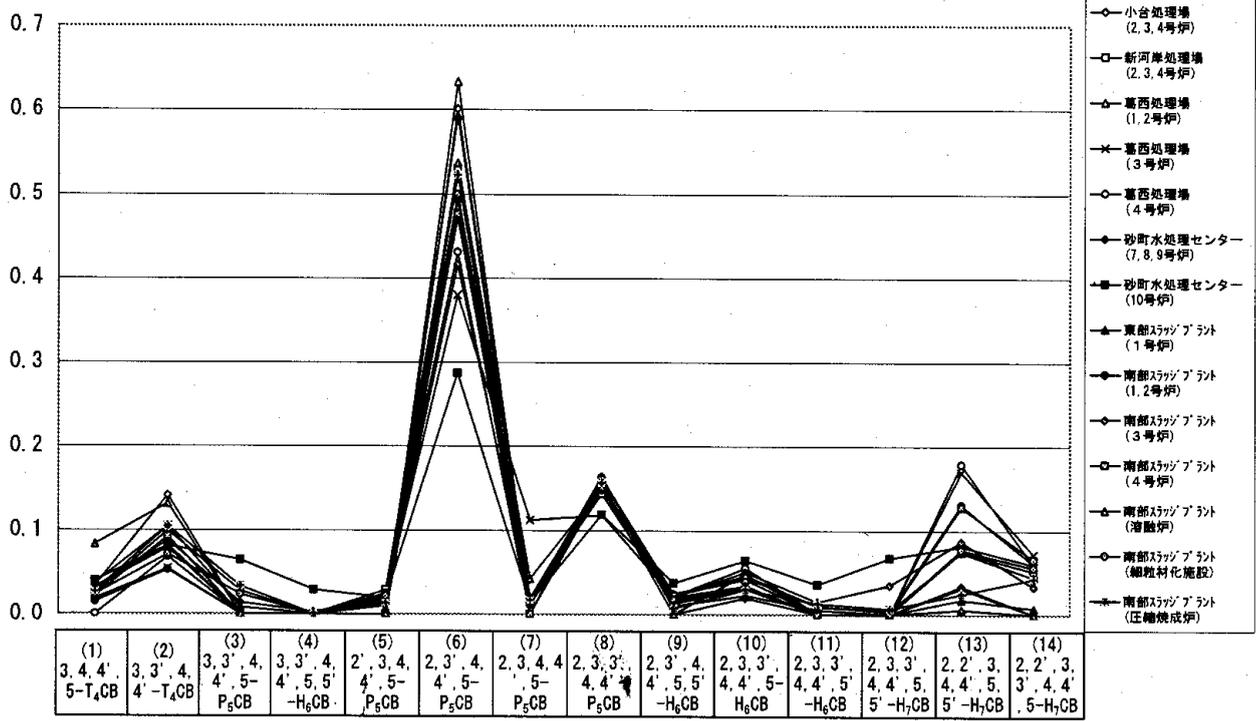


図 - 10 排ガスの異性体構成比 (Co-PCBs)

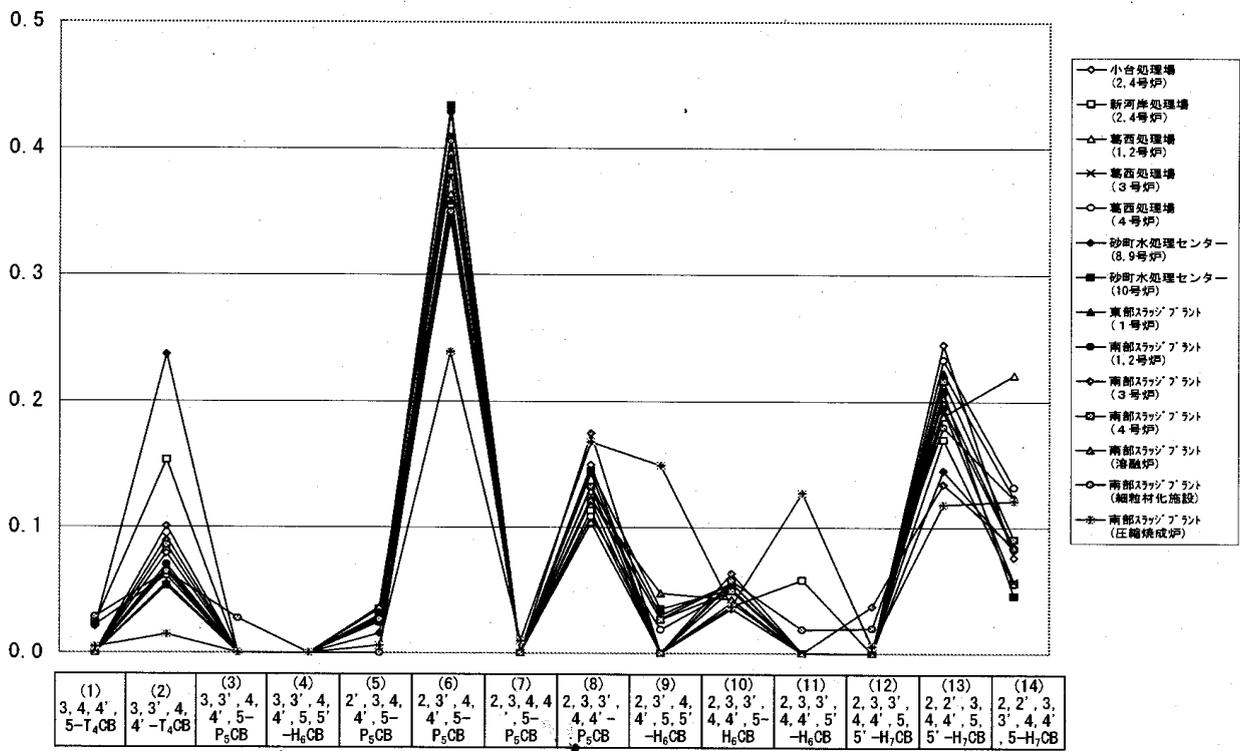


図 - 11 排ガスの異性体構成比 (Co-PCBs)

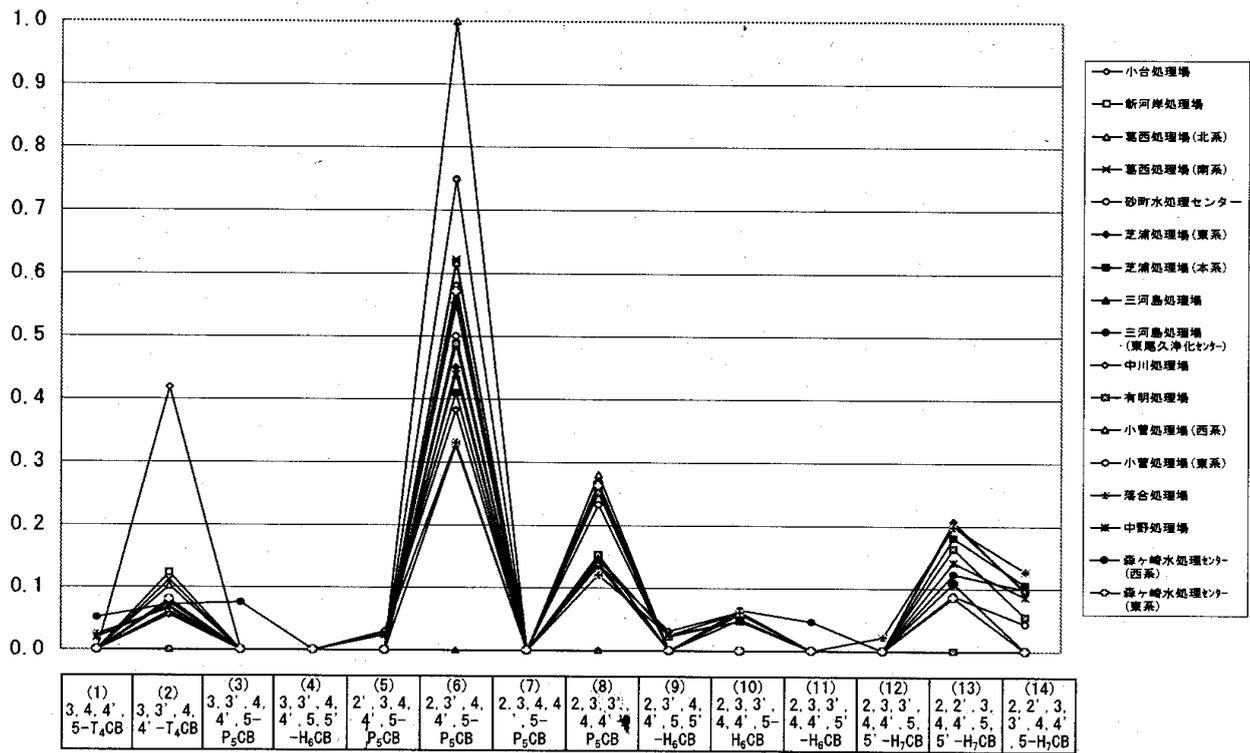


図 - 12 排ガスの異性体構成比 (Co-PCBs)

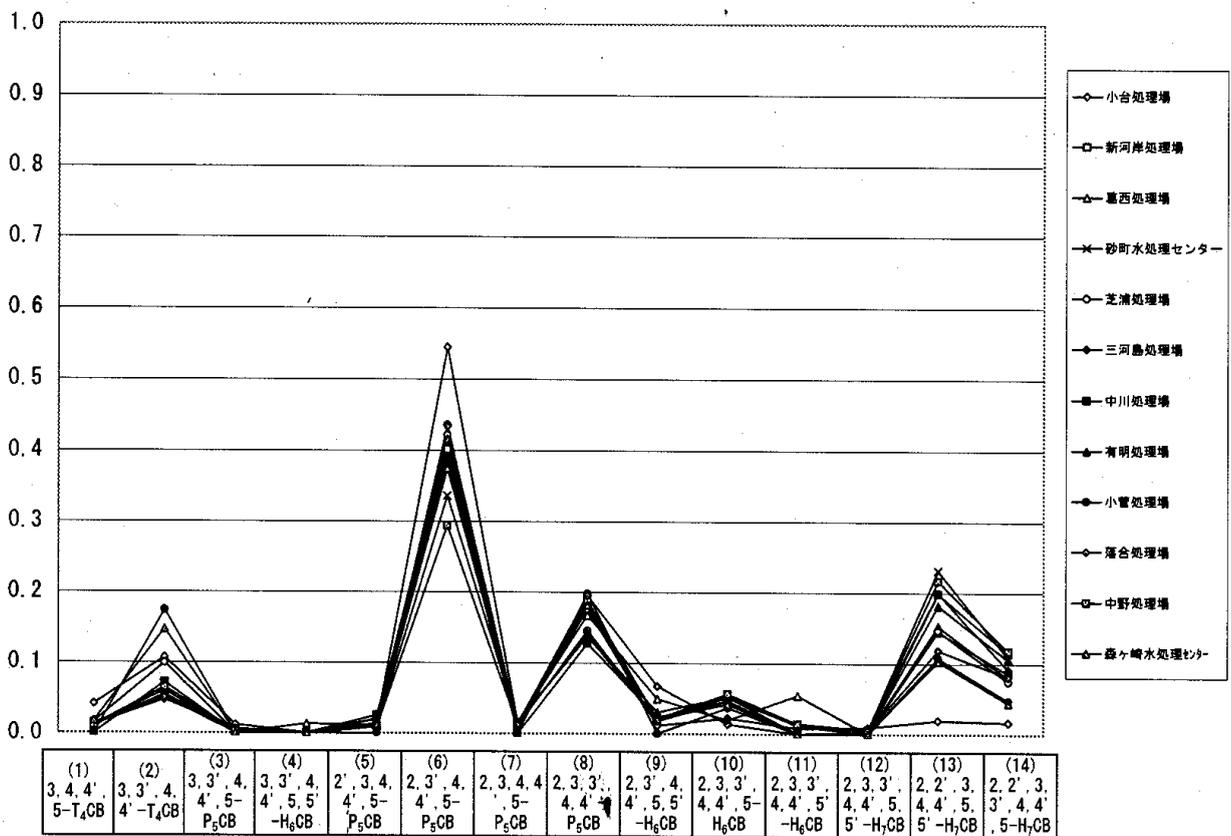


図 - 13 排ガスの異性体構成比 (Co-PCBs)

4. 考察

4.1 ダイオキシン類の挙動

毒性等量の結果から、処理場におけるダイオキシン類の挙動を検討した。調査結果と処理場年報の水量等を用いて、1日あたり区部処理場に流入するダイオキシン類、処理場から排出されるダイオキシン類を試算した。

流入水量、放流水量、焼却灰搬出量は、表-11、表-12に示す11年度の日平均値を用いた。炉ごとの焼却灰搬出量がわからない場合は、各炉の汚泥焼却量の比から計算した。表-12の焼却炉の排ガス量は、平成11年度に各処理場で実施した煙道排ガス調査における乾きガス量を平均して、1日あたりの量を求めた。また、調査時に停止していた炉の排ガス、焼却灰のダイオキシン類濃度については、調査時に稼働していた炉の測定値を代用した。

焼却されずに脱水ケーキの状態では排出された毒性等量は、次のように推計した。汚泥に移行したダイオキシン類は、流入水の毒性等量から放流水の毒性等量を差し引いた量とみなした。この毒性等量が、区部で発生した脱水ケーキ全体に含まれるとして、水分を含んだ脱水ケーキの単位重量あたりの毒性等量を計算した。この値から、脱水ケーキのまま埋め立てられた毒性等量を求めた。

その結果、図-14に示すように処理場へ流入するダイオキシン類の毒性等量は、4.1mg-TEQ/日であった。一方、処理場から環境中へ排出される毒性等量は、放流水、排ガス、焼却灰、脱水ケーキによるものが、それぞれ 2.8×10^{-1} 、 1.8×10^{-1} 、 2.5×10^{-2} 、 2.6×10^{-1} mg-TEQ/日であった。その排出量の合計は、 7.5×10^{-1} mg-TEQ/日となった。したがって、流入量4.1mg-TEQ/日から排出量 7.5×10^{-1} mg-TEQ/日を差し引いた3.4mg-TEQ/日が、処理場内で減少したことになった。

そこで、ダイオキシン類が、どの処理工程で減少するのかを推定した。ダイオキシン類は、活性汚泥による分解をほとんど受けないため、水処理の工程で減少するとは考えにくい。また、汚泥濃縮、脱水工程は、固液分離等の物理的な処理であるため、ダイオキシン類を減少させる可能性は低い。このことから、ダイオキシン類は、焼却工程で減少するのではないかと推測された。

表 - 11 平成11年度日平均水量（単位：m³/日）

	流入水量	放流水量
小台	245,000	248,000
新河岸	577,000	550,000
砂町	425,000	494,000
葛西	323,000	300,000
芝浦	670,000	520,000
(東系)		107,000
三河島	454,000	305,000
(東尾久)		92,000
中川	174,000	162,000
有明	8,000	5,900
小菅	202,000	167,000
落合	380,000	334,000
中野	28,000	26,000
森ヶ崎	1,175,000	363,000
(東系)		808,000

表 - 12 日平均焼却灰発生量、排ガス量

施設	炉	焼却灰		排ガス	
		焼却灰発生量 (t/年)	焼却灰発生量 (t/日)	排ガス量 (m ³ /h)	排ガス量 (m ³ /日)
小台		5700	16	43000	1032000
新河岸		4990	14	58000	1392000
葛西	1,2号	1480	4	32000	768000
	3号	2330	6	34000	816000
	4号	3380	9	47000	1128000
砂町	7,8,9号	5600	15	71000	1704000
	10号	1860	5	29000	696000
東プラ		4750	13	38000	912000
南プラ	1,2号	10200	28	72000	1728000
	3号	3990	11	70000	1680000
	4号	4660	13	60000	1440000
	溶融	1180	3	16000	384000
	細粒材			3500	84000
	圧縮焼成			3100	74400

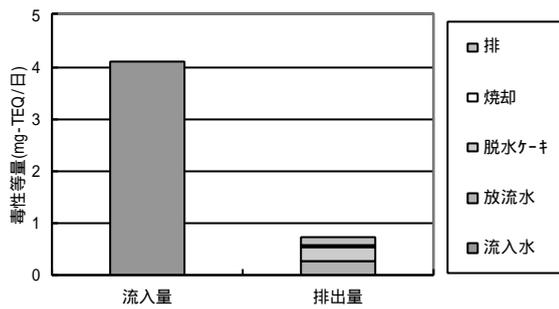


図 - 14 処理場におけるダイオキシン類の挙動 (毒性等量)

4.2 焼却炉におけるダイオキシン類の生成

焼却炉におけるダイオキシン類の生成について検討した。ダイオキシン類は、(1)除草剤、PCB等製造時の副生物、(2)塩素殺菌や塩素漂白による副生物、(3)物質の燃焼による副生物、として生成することが知られている²⁾。処理場では、除草剤などを製造する工程をもたないため、上記の(1)はあてはまらない。処理水の消毒には次亜塩素酸ソーダを使用しているものの、その注入率は1 mg/l程度と低く、水温はダイオキシンが発生しやすい温度に比べてはるかに低いため、(2)の可能性も小さい。下水処理には汚泥焼却の工程があるため、(3)について考察した。

焼却の工程でダイオキシン類が生成すれば、排ガス中の異性体構成比が流入水のそれと異なる可能性がある。毒性等価係数の定められた17種のPCDDs及びPCDFsについて、図 - 9と図 - 6との構成比を比較した。排ガス試料は、流入水に比べて、 \sim が高く、構成比が変化しているようであった。そこで、特定の異性体の濃度について詳細に調べることにした。

燃焼に由来するダイオキシン類で特徴的な異性体は、4塩素から6塩素化のジベンゾフランである³⁾といわれている。このことから、4塩素から6塩素化のジベンゾフランのうちで毒性等価係数の定められた T₄CDF ~ H₆CDFについて、流入水により流入した量と放流水、排ガス、焼却灰、脱水ケーキにより排出した量を比較し、燃焼によるダイオキシン類の増減を調べた。ただし、脱水ケーキによる排出量は、次のように計算した。脱水ケーキの異性体構成比は流入水のそれと同一として、4.1項で計算した脱水ケーキの毒性等量と流入下水のそれとの比から各異性体の排出量を求めた。

図 - 15に示すように、毒性等価係数の定められた4塩素から6塩素化のジベンゾフランの排出量は、流入量に比べて20%程度に減少しており、汚泥焼却によるダイオキシン類の生成は少ないと判断した。

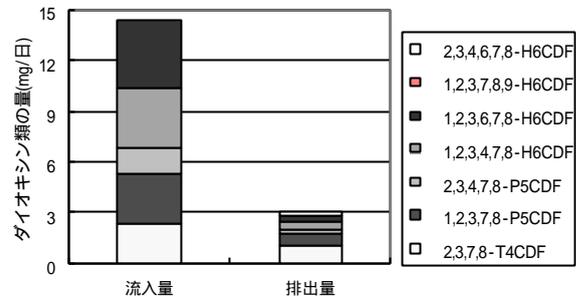


図 - 15 塩素から6塩素化ジベンゾフランの流入量と排出量(実測濃度)

4.3 特定施設が流入水のダイオキシン類に与える影響

処理区内の特定施設が、流入水のダイオキシン類に与える影響を検討した。濃度で比較すると受水量による影響を受けやすいため、異性体の構成比を用いた。図 - 9及び図 - 13からは、特定施設のない有明、小菅、落合、中野の構成比が、他の処理場と比べて異なる傾向はみられなかった。

そこで、流入下水のPCDDs及びPCDFsについて、毒性等価係数が定められている17の異性体だけでなく、検出されたPCDDs及びPCDFs全体における構成比を求めた。構成比は、同族体という塩素の数により分類される10種類(T4CDDs, P5CDDs, H6CDDs, H7CDDs, O8CDDs, T4CDFs, P5CDFs, H6CDFs, H7CDFs, O8CDFs)で表した。

区部12処理場のうち8処理場については、場内の焼却炉とは別に、処理区内に表 - 4のあたりに特定施設があった。一方、残りの4処理場には、処理区内に特措法の特定施設はなかった。流入水が特定施設の排水を含むかどうかで試料を2つに分け、それぞれ異性体の濃度を平均した。この平均濃度をもとに2つの流入水について、ダイオキシン類の異性体構成比を比較した。

図 - 16に示すように、特定施設の有無で構成比に大きな違いはみられなかった。このことから、流入水には、処理区内の特定施設に由来しない共通の原因があるのではないかと推定した。

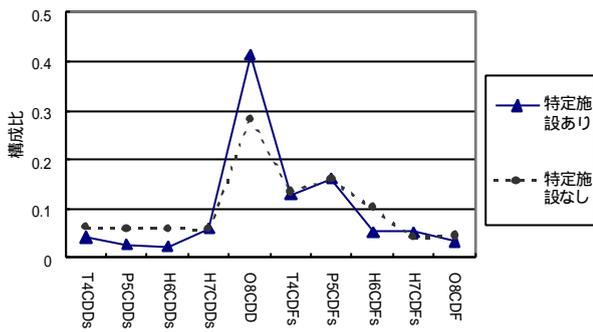


図 - 16 流入水の同族体構成比

5. まとめ

区部の焼却炉排ガス，焼却灰，処理場の放流水及び流入水についてダイオキシン類の濃度を測定した結果，以下のことがわかった。

- (1) 焼却炉排ガス，焼却灰，放流水のすべての試料は，平成13年あるいは14年以降に適用される基準を十分満足していた。
- (2) 流入したダイオキシン類は，処理場内で減少していた。生分解性のほとんどないダイオキシン類は，焼却過程で減少するのではないかと推測した。
- (3) 異性体の構成比は，排ガス，焼却灰，流入水で類似していた。しかし，放流水は，これらと異なる傾向を示した。

12年度は，ダイオキシン類排出基準の遵守を確認するとともに，処理場におけるダイオキシン類収支の把握を目的として調査を実施する予定である。

参考文献

- 1) 東京都下水道局；微量物質等に関するQ & A，平成10年10月
- 2) 宮田 秀明；ダイオキシン，p69，岩波新書(1999)
- 3) 益永 茂樹；水情報，vol.19, No.12，4(1999)

6 - 5 不快害虫の飛行防止についての調査

施設管理部 施設管理課

各処理場では不快害虫（ユスリカ）対策として様々な取組みを行っている。しかし、水処理の特性上、不快害虫を根絶することは困難であるため、殺虫剤を使用しているが、環境ホルモン様物質の使用と重なるため、今日的な対処法ではない。

ユスリカが大量に発生する原因として、水処理施設の構造によるバランスの崩れた生態系があげられる。そこで、下水処理場の広大な敷地を利用して生物の生息空間を創り、食物連鎖上の上位の消費者が存在する、バランスのとれた生態系を構築し、自然に優しい対策が求められている。

本調査は、文献調査とフィールド調査のデータをもとに調査区域（森ヶ崎及び砂町水処理センター）の生態系を把握、評価し、不快害虫の天敵（アブラコウモリや小鳥類など）を誘致することが可能な生物生息空間の構築の可能性について調査した。また、生物生息空間構築の基本方針、誘致する生物種及び緑化整備のイメージを設定し、手法の検討を行った。

6 - 5 不快害虫の飛行防止についての調査

施設管理部 施設管理課

住田 裕，宮本 彰彦，橋本 旬也

1. はじめに

ユスリカなどの不快害虫の発生は臭気に次いで苦情件数が多く、その対策として様々な取組を行ってきた。現状では、薬剤散布が最も有効な手段として用いられている。しかし、環境ホルモンの問題など、化学物質の安全性が議論されており、薬剤のみではなく他の有効な手法により不快害虫の発生を抑制していくことが必要となっている。

不快害虫が大量発生する原因として、下水処理施設の構造が不快害虫の発生に適していることと、下水処理施設にバランスのとれた生態系が存在しないことがあげられる。不快害虫対策として、下水処理施設の構造を変えることは困難であるが、緑地や空地などを利用して下水処理施設にバランスのとれた生物生息空間を創り出すことは可能である。多様な生物相が形成された空間は、不快害虫の発生を抑制する天敵も数多く生息するため、不快害虫対策として効果がある。

また、近年、都民の環境に対する関心が高まり、自然とふれあえる空間が求められ、各地でトンボやチョウ、ホタルといった身近な生き物の保全や復活をめざす運動が展開されている。下水処理施設は広大な敷地をもち、公共用水域の環境改善という本来の機能に加え、地域の生態系を構成する核となる可能性を有している。下水処理施設が、地域住民に自然とふれあえる空間や環境教育の場を提供することで、地域にとって「潤いと安らぎの場」になることも期待できる。

本調査は、薬剤の散布を減らし、多種多様な生き物が生息するバランスのとれた生態系を構築するという視点から、人と環境にやさしい不快害虫の飛行防止方法について計画案を策定することを目的として実施した。

2. 調査概要

2.1 調査区域

- (1) 森ヶ崎水処理センター
- (2) 砂町水処理センター

2.2 調査方法

本調査は下記の手順で行った。

(1) 既存資料調査

既存の文献により、調査区域の周辺地域における環境の概要を把握し、調査区域への誘致が可能な動植物を確認した。

また、主要な不快害虫であるユスリカについて、発生状況、生態、駆除の取組、天敵となる生物種などを整理した。

(2) フィールド調査

調査区域内の植物相並びに生息する動物の種類及び生息状況を把握する目的で実施した。

植物調査は、調査区域内を任意に踏査し、出現したシダ植物以上の高等植物のうち、植栽種を除いた自生種を記録する方法で実施した。

動物調査は、調査区域内を任意に踏査し、目視、鳴き声、フィールドサイン（糞など）の記録などによる確認、及び昆虫類、クモ類については任意採取、トラップ法による採取を行った。

なお、調査時期は表2-1に示すとおりである。

(3) 生態系の分析及び評価

調査区域に生息する生物種とその生活圏を分析することにより、生態系の評価を行った。

(4) 不快害虫飛行防止策の策定

現況の生態系に不快害虫の天敵となる生物を誘致するような、生物生息空間の構築計画（生物誘致計画）の検討を行った。

表 2 - 1 フィールド調査時期

調査項目	調査時期		
	森ヶ崎水処理センター	砂町水処理センター	
植 物	平成11年11月1日	平成11年11月2日	
動 物	ほ乳類	平成11年9月17日	平成11年9月16日
	鳥類	平成11年10月6日	平成11年10月7日
		平成12年1月14日	平成12年1月6日
	は虫類、両生類	平成11年9月17日	平成11年9月16日
	昆虫類	平成11年9月28日	平成11年9月29日
		平成11年10月4日	平成11年10月4日
		平成11年10月5日	平成11年10月5日
	クモ類	平成11年9月28日	平成11年9月29日
		平成11年10月4日	平成11年10月4日
		平成11年10月5日	平成11年10月5日
水生生物	平成11年9月28日	平成11年9月29日	

3. 不快害虫（ユスリカ）について

下水処理施設で発生する不快害虫（カ，チョウバエ，ユスリカなど）のうち，最も発生量が多く分布範囲が広いのはユスリカである。本調査では，対象とする不快害虫をユスリカ類に限定している。

3.1 ユスリカの発生状況

これまでに各処理場で行った調査結果によると，最も優占的な種はセスジユスリカ，ハイイロユスリカである。これらは幼虫，成虫共に第二沈殿池，処理水導水渠及び塩素接触槽で多くみられている。成虫は，昼間は植樹帯の葉陰や草地などに潜んでいるが，夕方になると蚊柱を形成しながら群飛する。また，屋内や上屋のある第二沈殿池周辺では，日中でも蚊柱が形成されており，屋内や日没時のような薄暗い照度においてユスリカは最も活発に活動すると考えられる。

3. ユスリカの生態

ユスリカはハエ目のユスリカ科に属する昆虫の総称で，全世界で5000～6000種，日本では約1000種が確認されている。家庭の金魚鉢から大小様々な湖沼，河川，海岸などあらゆる水域に生息し，水温が50℃にも達する温泉や，pH1.4という強酸性水域，水深50mの湖底でも生息可能な種の存在が報告されている。ユスリカは病気を介することもなく，植物の害虫としての働きもないが，人に不快感を与える。

代表的なセスジユスリカは，通常水面に接す

る溝壁，橋桁，草木などの水際に卵塊を産み付け，幼虫（アカムシ）は10日間から数ヶ月間，水中で生活し，蛹の後，水面で羽化し成虫となる。成虫はほぼ1年中発生し，寿命は5～7日間である。その間は餌を採取しない。外見上は蚊に似ているが，口器は退化しており吸血することはない。一方，幼虫は魚類の餌になることから，水産資源の涵養といった側面からも注目されている。また，底泥の有機物を多量に食べて成長し，成虫となって水域外に飛び出るために，水中の有機物を外へ持ち出す「水域の浄化者」として知られている。

3.3 ユスリカを補食する生物

ユスリカは，淡水生態系の中で食物連鎖の初期生物相で，魚類やヤゴなどの水生昆虫類の重要な餌となっている。成虫の捕食者としては，コウモリ類，ツバメ類，セキレイ類などの鳥類，は虫類，両生類，トンボ類，クモ類などが知られている。特に，コウモリ類は「蚊喰鳥」という別称を持つほど，多くのユスリカや蚊を捕食する。体重7gのアブラコウモリが一日に食べる虫の量は3.5gであり，ユスリカの体重で約500匹に相当するといわれている。

3.4 これまでの下水処理施設でのユスリカ対策

当局の処理場では，第二沈殿池越流トラフを銅板化し，定期的に清掃を行うことでユスリカの発生を抑えている。また，一部の処理場では，第二沈殿池にコイなどの魚を放し幼虫の駆除を行ったり，ライトトラップや自動薬剤噴霧装置による機械的な方法，手作業で薬剤を散布する方法で駆除を行っている。

4. 調査結果

4.1 森ヶ崎水処理センター

4.1.1 文献調査結果

(1) 植物

当センターが位置する大田区の臨海地区（区内4地区のうちの一つで昭和島，平和島，京浜島，羽田空港地区等の埋立地域がこれに該当する）で確認された植物は，平成4年度調査では107科580種である。このうち，帰化植物（本来自生していなかったが，外国から入ってきて定着した植物），植栽植物，逸出植物（栽培中のものが外にでて生育するようになった植物）が全出現数の約6割と大きな割合を占めている。当地区は人工的に造成さ

れた埋立地であり、二次草原、人工草地の割合が高い地区であるが、近年は開発によりその割合が減少する傾向がみられる。

(2) 動物

大田区の埋立地域内の3ヶ所（内川河口、森ヶ崎の鼻、東京港野鳥公園）では、平成6年度調査で14目33科117種の鳥類（野生化した飼い鳥を含まない）が確認され、そのうち水鳥が約5割を占めており、当地域の特徴となっている。猛禽類は、オオタカ、サシバ、ハヤブサ、チョウゲンボウなどのワシタカ類やトラフズク、アオバズクなどのフクロウ類が9種確認された。

また、昆虫類では、臨海地区（植物と同様）で9目122科498種が確認された。以前は草地や湿地が広く分布していたが、現在は倉庫群が建築され、環境の改変の著しい地域であるため、特にトンボ類などの水生昆虫類の衰退が目立っている。

4.1.2 フィールド調査結果

(1) 植物

調査区域内で確認された植物は、38科119種であった。調査は人為的な植栽種を除いた自生種を対象として行った。緑地のほとんどは人工的に整備された樹林地やシバ草地などの人工草地である。このうち、帰化植物や逸出植物が42種あり、高い割合を占めている。

(2) 動物

ほ乳類

アブラコウモリの1目1科1種が確認された。西系第二沈殿池周辺と東系放流渠及びその周辺で多く確認した。また、飛行経路からほとんどの個体が調査区域外からの飛来である。（表4-1、図4-1）

鳥類

7目19科48種が確認された。目別構成は、スズメ目（17種）、チドリ目（13種）、カモ目（10種）の順である。

「森ヶ崎の鼻」と呼ばれる干潟やその周辺で、カイツブリ類、サギ類、チドリ類、シギ類、カモメ類などの多くの水鳥が確認され、センター内では、「せせらぎの杜」や「ホタルの里」でヒタキ類、ヒヨドリなどの樹林を好む種や、キジバト、スズメ、カラスなどの人家周辺を好む種が確認された。

また、ユリカモメ、ホシハジロ、カルガモなどの水鳥が東系第二沈殿池を水浴びや休息の場として利用していた。（図4-1）

は虫類、両生類

確認されたは虫類は、ヤモリ、カナヘビの1目2科2種、両生類はニホンヒキガエル（1目1科1種）であった。

昆虫類

昆虫類は9目38科68種が確認された。目別構成は、チョウ目（22種）、コウチュウ目（12種）、バッタ目（9種）の順である。

ハラオカメコオロギ、シバズ、ナナホシテントウなどの乾燥した草地にも生息できる広域分布性の昆虫類が中心で、カナタタキ、アブラゼミなどの樹上性の種が若干加わっている。また、シオカラトンボなどのトンボ類も4種確認された。

クモ類

1目7科15種のクモ類が確認された。シコクアシナガグモ、ウツキコモリグモ、ササグモなどの草地性の種や、オオヒメグモ、オニグモなどの構造物選好性の種が多く確認された。

水生生物

魚類はカダヤシの1目1科1種、底生動物は、シオカラトンボ、アメリカザリガニ、サカマキガイの3綱3目3科3種が確認された。

表4-1 森ヶ崎水処理センターにおけるアブラコウモリの確認状況

確認地点	最大確認 個体数	確認状況（行動）
A：西系第二沈殿池（1～6号池）西側の道路	10+	敷地外西方から飛来、道路上空で採餌、休息をしながら北東へ移動。
B：西系第二沈殿池（1～2号池）	40+	水面上空で採餌。
C：東系放流渠	50+	水面上空で採餌。
D：東系送水送泥ポンプ室東側の道路	25+	道路上空で採餌、外壁で休息。

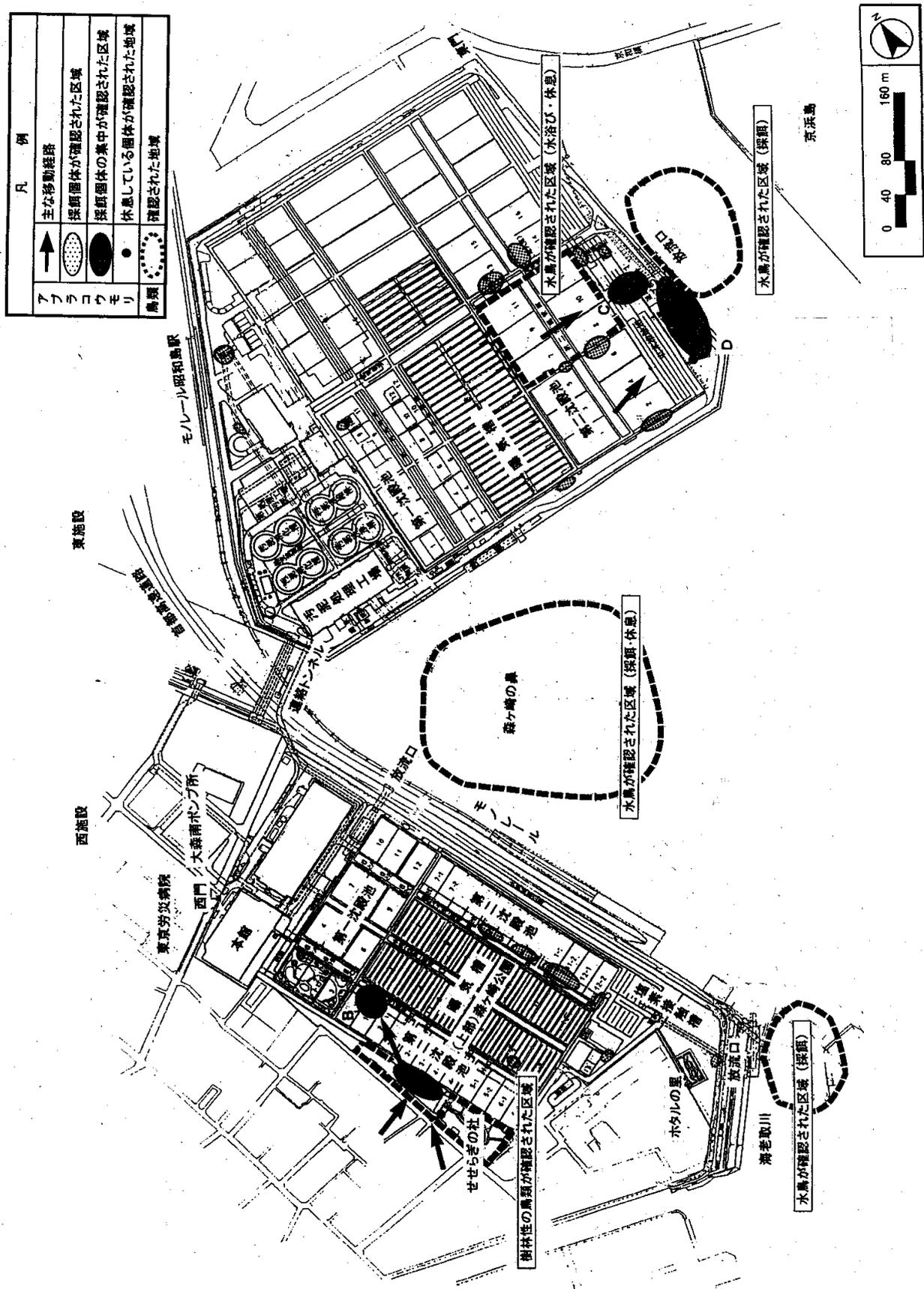


図4-1 森ヶ崎水処理センターにおけるアブラコウモリ，鳥類の確認状況

4.2 砂町水処理センター

4.2.1 文献調査結果

(1) 植物

当センターが位置する江東区で確認された植物は、82科799種である。当地域でも、帰化植物、植栽植物、逸出植物が多く出現し、最近では帰化植物の占める割合が40%を越えているといわれている。

(2) 動物

江東区で確認された鳥類は、昭和61年度調査で11目26科80種である。これらのうち、水鳥が43種で、大田区と同様に水鳥の占める割合が高いことが特徴である。

4.2.2 フィールド調査結果

(1) 植物

森ヶ崎水処理センターと同様に自生種を対象として調査を行い、51科149種の植物が確認された。緑地のほとんどは人工的に整備された樹林地及び造成地に生じた二次草地である。このうち、帰化植物や逸出植物は47種であった。植栽樹林地の林床には、鳥が運んできたと思われる樹木の実生がみられ、現在の植栽木から常緑広葉樹を主体とした次世代の樹林への遷移の可能性がうかがえる。また、東側の水路沿いやし尿処理施設跡地には湿地がみられ、ヨシ群落やガマ群落が成立しており、放置された場所では植生が多様化している。

(2) 動物

ほ乳類

アブラコウモリ、タヌキの2目2科2種が確認された。アブラコウモリは「おひさま広場」周辺、砂系第二沈殿池周辺、東陽系第二沈殿池の南側、急速ろ過池、塩素接触槽の入口、放流渠周辺で多く確認された。飛行経路からほとんどの個体が調査区域外からの飛来である。

また、タヌキは、排泄物を特定の場所に集中させるタメフンを行う習性があり、汚泥処理工場の西側でタメフンを確認した。

鳥類

8目21科48種が確認された。目別構成は、スズメ目(23種)、カモ目(9種)、チドリ目(5種)の順である。

「砂町運河」では、カイツブリ類などの多くの水鳥が、センター内では「おひさま広場」でヒタキ類、ヒヨドリなどの

樹林を好む種や、キジバト、スズメ、カラスなどの人家周辺を好む種が確認された。

また、第二沈殿池ではサギ類、カモ類などの水鳥が水浴びや休息する姿が、南東側の草地では、ホオジロ、アオジなどの草地を好む種や小動物を補食するノスリ、チョウゲンボウが確認された。

は虫類、両生類

確認されたは虫類は、シマヘビ、カナヘビの1目2科2種、両生類はウシガエル1目1科1種であった。

昆虫類

昆虫類は9目54科110種が確認された。目別構成は、コウチュウ目(26種)、チョウ目(19種)、カメムシ目(18種)の順である。

森ヶ崎水処理センターと同様に乾燥した草地にも生息できる広域分布性の昆虫類が中心で、樹上性の種が若干加わっている。また、トンボ類やヒメアメンボ、ミズカマキリなどの止水環境に生息する種も確認された。

クモ類

1目8科12種のクモ類が確認された。ネコハグモ、ササグモ、カバキコマチグモなどの林縁から草地にかけて生息する種が中心であった。

水生生物

魚類は確認されなかった。底生動物は、ギンヤンマ、シオカラトンボなどの昆虫綱、アメリカザリガニ、ベンケイガニの甲殻綱、オオタニシ、サカマキガイなどの腹足綱、イシビル、ヒル網の4綱6目10科11種が確認された。

4.3 生態系の分析及び評価

フィールド調査で確認された動植物(鳥類、昆虫類)は、都市部で普通にみられる種が中心であり、種数、個体数ともに少なかった。文献調査で確認された種数と比較すると2割から6割程度にとどまっている。しかし、森ヶ崎水処理センターの「せせらぎの杜」や、砂町水処理センターの「おひさま広場」のように植栽や草地、流水域があるなどの多様な環境が整備されている箇所では、他の箇所に比べ多くの動物が確認された。

生態系は、食物連鎖という捕食者と被食者の関係によって構成されている。バランスのとれ

た生態系は、各生態的地位にある生物の生息数分布がピラミッド型になる。また、生態系の上位種ほど豊かな自然環境が必要となり、多様な自然環境では多くの上位種が生息でき、バランスのとれた生態系が形成できる。

現在の調査区域の生態系は、下位にユスリカ類、中位に魚類、捕食性昆虫類、クモ類など、上位にコウモリ類、鳥類、両生類、は虫類、最上位にタヌキやチョウゲンボウなどの猛禽類が位置している。

本来、淡水生態系のなかで下位の生態的地位にいるユスリカ幼虫は、淡水魚などの重要な餌となるが、主な生息場所である第二沈殿池や塩素接触槽には捕食者となる魚類やヤゴ類はほとんど生息していない。これらの場所に魚類や底生生物が定着することが困難な原因として、流速が速すぎることで、よどむ箇所が存在しないため休息する場所がないこと、水質の急激な変化に対応できないことなどがあげられ、今後も捕食者の生息は期待できない。一方、フィールド調査で確認されたアブラコウモリ、セキレイ類、ヤモリ、トンボ類はユスリカ成虫の捕食者である。特にアブラコウモリがユスリカの飛行防止に果たしている役割は大きいと考えられるが、ユスリカの発生量に対し、これら捕食者は種類、個体数ともに少ないと考えられる。

現況では、生態系下位のユスリカ類の個体数に対して、上位に位置する生物の種類や個体数が少なく、バランスのとれていない生態系となっており、このことが、ユスリカの発生が抑制されない要因の一つと推察される。(図4-2)

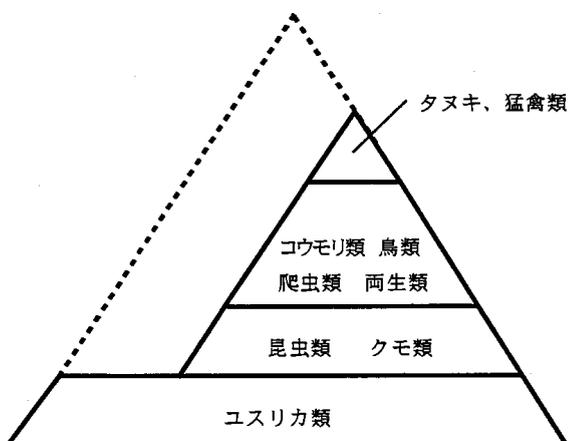


図4-2 生態系イメージ

5. 生物誘致計画

5.1 生物生息空間構築の基本的な考え方

(1) 不快害虫を補食する生物の保全

天敵を利用した害虫駆除は、それぞれの種が1種だけで作用するより、働きかたの異なる複数種の天敵が複合的に作用する方が、効果的であるといわれている。生物の生息環境を整備することにより、多様な生物を保全、誘致し、バランスのとれた生態系の形成をめざし、ユスリカを捕食する生物(コウモリ類、ツバメ、ハクセキレイなどの鳥類、は虫類、両生類、トンボ類、クモ類など)の種類、個体数を増やす。

(2) 生態系の上位種の誘致

生態系の上位種ほどより豊富な餌資源がないと生息していけないことから、生態系の上位種は豊かな自然環境の指標となる。フィールド調査では、猛禽類やタヌキの生息が確認され、現在の生態系ではこれらの種が最上位に位置していると考えられるが、種類や個体数は限られている。バランスのとれた生態系を形成するためには、これらの上位種を誘致することを目標の一つとして生物生息空間を構築する。

(3) 地域を特徴づける生物の保全、誘致

「森ヶ崎の鼻」や「砂町運河」で確認されたカイツブリ類、サギ類など多くの水鳥は、地域を特徴づける生物種と考えられる。都市部では希少な存在となっている砂町水処理センターのギンヤンマや、調査では確認されていないが区の鳥、花、木(大田区の鳥:ウグイス、花:ウメ、木:クス)についても地域を象徴する動植物として、これらの生物を保全する整備計画を策定する。

(4) 地域住民の自然とのふれあいの場、環境教育の場の提供

森ヶ崎水処理センターをはじめとする一部の処理場では、「お花見」や「ホタルの夕べ」などのイベントを行っており、地域住民とのつながりは大きくなってきている。さらに、生物生息空間を創出することにより、これらイベントに加え地域住民の自然とのふれあいの場や環境教育の場を提供することができる。下水処理場が地域にとって「潤いや安らぎの場」となることが期待でき、地域住民とのつながりを強くし、下水処理場への理解や協力を得ることも期待できる。

5.2 目標とする自然環境

「生物生息空間構築の基本的な考え方」に基づいて調査区域の目標とする自然環境を整理した。

- (1) 不快害虫を補食する生物の保全
- ・ 場外から採餌のために飛来するアブラコウモリの休息の場
 - ・ ツバメ類，セキレイ類の営巣環境
 - ・ は虫類，両生類の生息環境
 - ・ トンボ類の繁殖の場となる水辺環境
- (2) 生態系の上位種の誘致
- ・ チョウゲンボウ，ノスリの採食の対象である小動物が豊富な環境
 - ・ モズの採食の対象である小動物が豊富な環境
 - ・ カワセミの採食の対象である魚類の豊富な環境
- (3) 地域を特徴づける生物の保全，誘致

- ・ 水鳥にとって安全な休息の場（満潮時の水鳥の休み場所，体についた海水を洗える場）
- ・ コアジサシなどの水鳥の営巣環境（砂礫地）
- ・ ウグイスの越冬環境
- ・ オオヨシキリの繁殖環境
- ・ トンボ類の繁殖の場となる水辺環境

5.3 生物生息空間のイメージ設定

調査区域において，目標とする自然環境の整備に適した環境要素を有し，かつ整備が可能と考えられるエリアを抽出し，それぞれのエリアごとに，目標とする生物生息空間のイメージと整備を計画する際に必要な配慮事項を設定した。森ヶ崎水処理センターの例を示す。（表5 - 1，図5 - 1）

表5 - 1 森ヶ崎水処理センターにおけるエリア別生物棲息空間のイメージ

エリア	生物生息空間のイメージ	整備の際に必要な配慮事項
A 西系処理施設入口部	人間からみた景観も美しく，メジロやシジュウカラ等の小鳥やチョウ類が飛ぶ空間。春には，シジュウカラの雛の声。	水処理センターの玄関部分のため，修景的な機能が必要
B 「せせらぎの杜」と「せせさぎの杜」に連続する植採地	哺乳類，鳥類，爬虫類，両生類，昆虫類等の多くの小動物が生息する雑木林と，魚類やカエル類が生息し，水生植物が豊富や水辺。	住宅地に接するため，外部からの景観に配慮が必要
C 西系第一沈殿池の上部	コアジサシ等の水鳥が繁殖する砂礫地。	特になし
D 西系曝気槽建屋の軒下	春に渡ってきたツバメが巣を作り，セキレイ類が餌を捕る。夕方には多くのアブラコウモリが餌を捕るために飛ぶ。	特になし
E ホタルの里周辺	水鳥が水浴びや休息をとり，トンボが飛ぶ，水生植物が豊富な水辺。	特になし
F 昭和島駅前	人間からみた景観も美しく，メジロやシジュウカラ等の小鳥やチョウ類が飛ぶ空間。春には，シジュウカラの雛の声。	水処理センターの玄関部分のため，修景的な機能が必要
G 東系脱臭機室建屋の軒下	春に渡ってきたツバメが巣を作り，子育てをする空間。	特になし
H 東系塩素接触槽の上部	哺乳類，鳥類，爬虫類，両生類，昆虫類等の多くの小動物が生息し，夕方には多くのアブラコウモリが餌を捕るために飛ぶ。	特になし

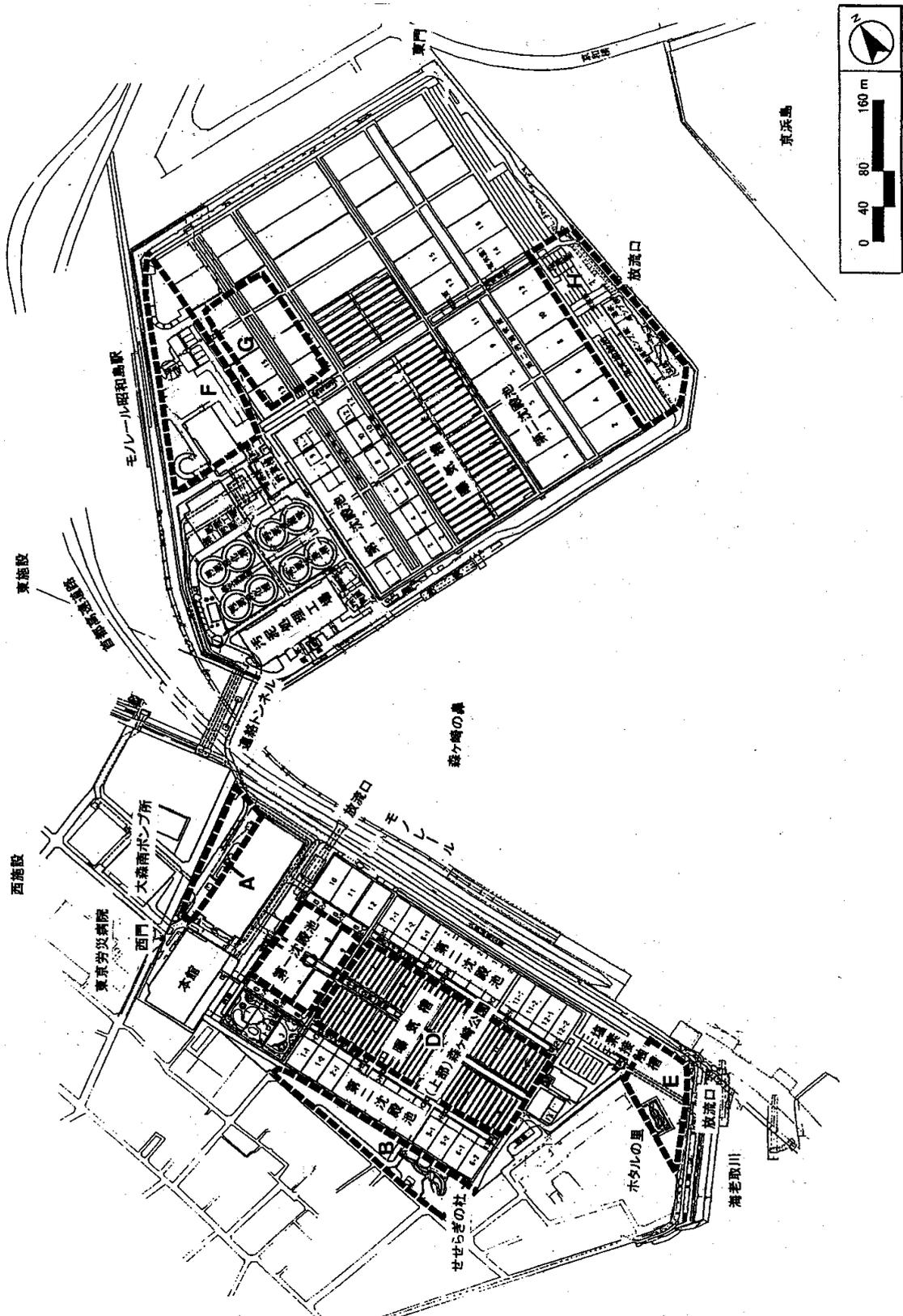


図5 - 1 森ヶ崎水処理センターにおける生物生息

5.4 手法の検討

エリア別の生物生息空間を形成するために考えられる手法を、6項目に区分して検討した。

森ヶ崎水処理センターEエリアの整備例を示す。

(表5-2, 図5-2)

(1) 餌資源の確保

- ・食草, 食樹, 蜜源植物の植栽
- ・実のなる木(植餌木)の植栽
- ・餌の補給(冬季に鳥類への給餌)

(2) 生息環境となる緑(植生)の保全と創出

- ・既存樹林の保全
- ・草地の創出
- ・雑木林の創出
- ・樹種の検討(在来の植物種を増やす)

(3) 休息の場, 隠れ場所, 繁殖の場の創出

- ・水辺環境, 水飲み, 水浴びの場の創出
- ・砂礫地, 多孔質な空間の創出(石積み, 刈

った草を積む)

- ・地形質の多様化, 複雑化(せせらぎ護岸の改修, 地形, 日照条件の多様化)

- ・隠れ場所となる藪の創出

- ・人の立入制限

- ・営巣の補助, 休息の場の提供(巣箱の設置)

(4) 生息域のネットワーク化

- ・生息域の連結, 側溝や溜樹の改良

(5) 土壌の活性化, 表土の保全

- ・豊かな表土の創出, 活用(植栽地への腐葉土のすき込み, 落ち葉ため)

- ・土壌の水分調整

(6) 生物の数の制御

- ・多すぎる生物の個体数の制限(アメリカザリガニの駆除)

- ・移動能力の低い生物の移入(魚類の移入)

表5-2 手法の検討

整備の目的	手法	期待される効果	森ヶ崎Eエリアへの整備手法
餌資源の確保	食草、食樹、蜜源植物の植栽	鳥類、昆虫類の誘致	ホタルの里周辺への植栽
	実の生る木(食餌木)の植栽	鳥類、昆虫類の誘致	ホタルの里周辺への植栽
	餌の補給	鳥類の誘致	
生息環境となる緑の保全と創出	既存樹林の保全	多様な樹林性の生物の生息	
	草地の創出	多様な樹林性の生物の生息	多様な草丈の草地の創出
	雑木林の創出	多様な樹林性の生物の生息	ホタルの里周辺への植栽
	樹種の検討 (在来の植物種を増やす)	地域本来の自然環境の復元 周辺の自然環境との調和	ホタルの里周辺への植栽
休息の場、隠れ場所、繁殖の場の創出	水辺環境の創出	多様な水辺の生物の生息 (ほ乳類、鳥類、昆虫類の誘致)	水鳥・トンボ類のための水辺の創出
	水飲み、水浴びの場の創出	多様な水辺の生物の生息 (ほ乳類、鳥類、昆虫類の誘致)	水鳥・トンボ類のための水辺の創出
	砂礫地の創出	水鳥の繁殖の場の創出	
	多孔質空間の創出(石積みなど)	多様な小動物の休息、隠れ場所、 繁殖の場の創出	・石積み ・刈った草を積む
	地形質などの多様化、複雑化	多様な小動物の休息、隠れ場所、 繁殖の場の創出	・水辺の護岸などの形状の多様化 ・地形、日照条件の多様化
	隠れ場所となる藪の創出	多様な小動物の休息、隠れ場所、 繁殖の場の創出	・ホタルの里周辺への補償
	人の立入の制限	人圧の減少	・立入近視区域の設定
生息域のネットワーク化	営巣の補助、休息の場の提供 (巣ポケット、巣箱、土手等)	ほ乳類、鳥類の繁殖の場、休息 の場の提供	
	生息域の連結	生物の移動経路の確保	
土壌の活性化 表土の保全	側溝や溜樹の改良	生物の移動経路の確保	
	豊かな表土の創出、活用	多様な植物の生育	
生物の数の制御	土壌の水分調整	多様な植物の生育	
	多すぎる生物の個体数の制限	外来種の駆除	
	移動能力の低い生物の移入	新たな生物の繁殖、生息	水生植物、魚類の移入

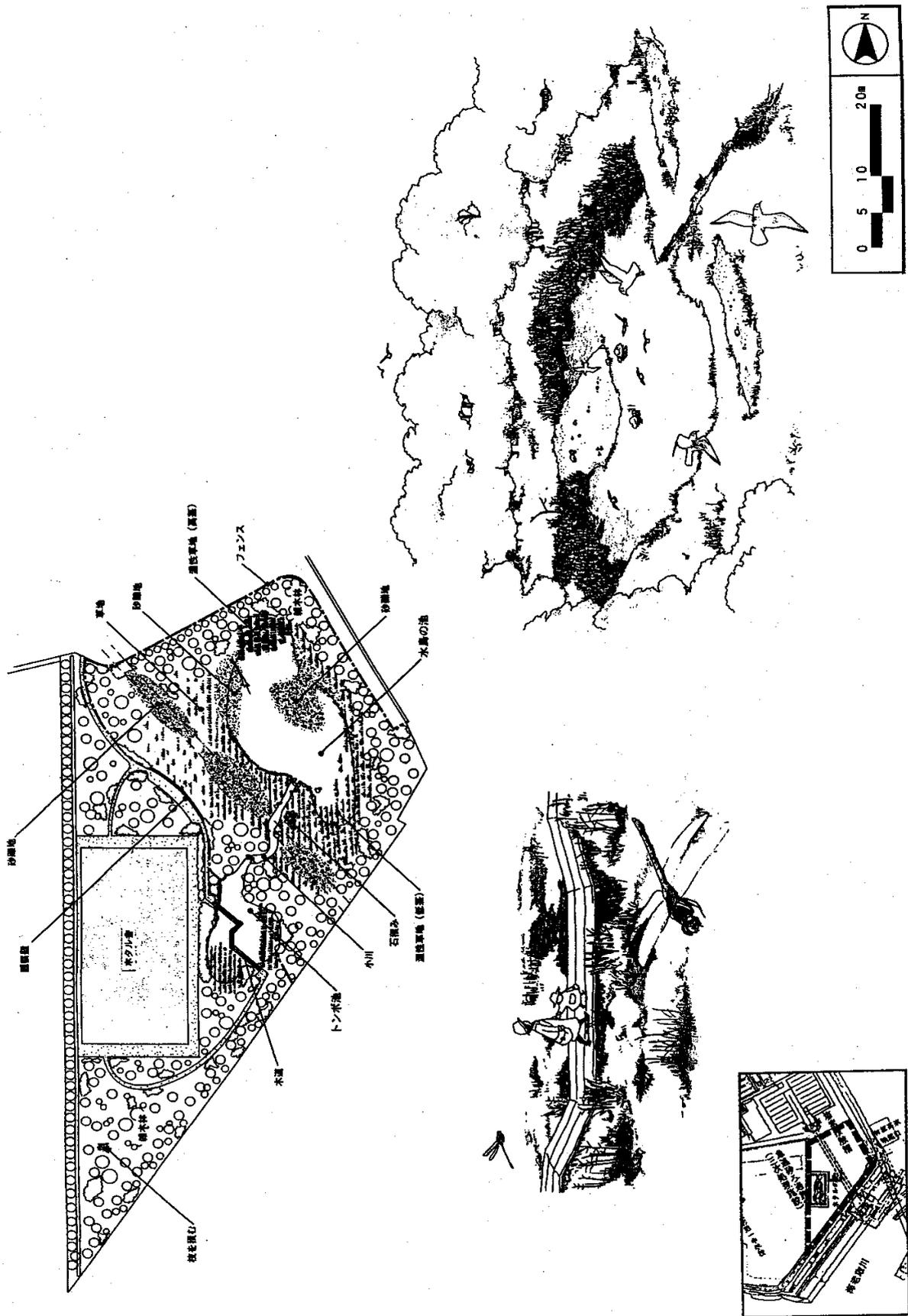


図5-2 森ヶ崎水処理センターEエリアイメージ

6. おわりに

下水処理場に生物生息空間を構築することは、現況の緑地や空地を利用することによって、本来の都市施設の機能を損なうことなく実行することができる。

生物生息空間を考慮した緑化は処理場の広大な敷地を有効利用できることや、不快害虫対策としての効果があるだけでなく、地域住民との新たな接点としての場を提供できること、処理場のイメージアップにつながることなど多くの効果が期待できる。

引き続き、平成12年度は他の処理場で生物調査を実施し、緑化手法の検討と効果の予測を行い、その結果をもとに各処理場共通の緑化指針を作成する。また、森ヶ崎処理場では一部着工する予定である。

参考文献

- 1) 東京都下水道局：森ヶ崎水処理センター及びその周辺のユスリカ等生息実態調査（その2）報告書 平成4年3月
- 2) 東京都下水道局：北多摩一号処理場ユスリカ生息調査報告書 平成4年3月
- 3) 東京都下水道局：北多摩一号処理場ユスリカ生息調査（その2）報告書 平成5年3月
- 4) 東京都下水道局：不快害虫の飛行防止についての調査委託報告書 平成10年12月
- 5) 東京都環境保全局自然保護部：東京都の野生生物種目録 平成11年
- 6) 大田区都市環境部：大田区自然環境保全基礎調査報告書 - 大田区の植生 - 平成5年
- 7) 大田区環境部：大田区自然環境保全基礎調査報告書 - 大田区の鳥類 - 平成7年
- 8) 大田区環境部：大田区自然環境保全基礎調査報告書 - 大田区の昆虫 - 平成9年
- 9) 江東区総務部：江東区の野草 昭和59年
- 10) 江東区総務部：続江東区の野草 昭和61年
- 11) 江東区総務部：続続江東区の野草 平成元年
- 12) 江東区土木部：江東区の野鳥 昭和62年

6 - 6 焼却灰からの重金属の溶出防止対策の調査

施設管理部 施設管理課

当局の処理場から発生する汚泥は、脱水汚泥として、その大部分を焼却処分している。

焼却灰はミキシングプラントで脱水汚泥と特殊セメントを加え混練りし、養生後に埋立処分をしている。現在までのところ、混練汚泥からの有害金属の溶出については、判定基準よりもきわめて低い。しかし、焼却灰単独の溶出試験では、判定基準を超過することがある。また、高度処理に伴う汚泥中のリン濃度の上昇、脱水方法の変化によるカルシウム濃度の減少等により、焼却灰の性状の変化が有害金属の溶出に影響を与えることが懸念される。そこで、焼却灰からの有害金属溶出の実態を把握して、焼却率の増加に伴う、灰の埋立処分にも対応できる溶出防止策を確立するための調査を実施した。

その結果、六価クロム、セレン、ヒ素の溶出防止策として、薬剤添加と加湿エージングが有効であった。薬剤添加は経済的に得策でなく、新たな環境問題を引き起こす恐れがあるが、今回の調査では調質(各所で発生する焼却灰の混合による均質化)と加湿エージングを行うことで判定基準を満足できた。

6 - 6 焼却灰からの重金属の溶出防止対策の調査

施設管理部 施設管理課（現：東部第一管理事務所 業務課）

住田 裕，石田 友紀，関根 康生

1. 調査背景及び目的

区部で発生する汚泥焼却灰は再資源化分などを除き，ミキシングプラントにおいて脱水汚泥と特殊セメントを加え混練りし，埋立処分している。

埋立処分の混練汚泥は「金属等を含む産業廃棄物に係わる判定基準を定める総理府令」（昭和48年総理府令第5号）に基づき，溶出試験を行っている。

これまでのところ，混練汚泥からの重金属の溶出については，基準値よりも極めて低い。しかし，焼却灰単独では，六価クロム，ひ素，セレン等の重金属に関して溶出基準（六価クロム：1.5mg/L，ひ素：0.3mg/L，セレン：0.3mg/L）を満足できないことがある。

現在，汚泥の全量焼却体制の整備が進められている。全量焼却が可能となれば従来の混練方法は継続されず，有効利用されない焼却灰の単独処分が必要となる。

また，高度処理に伴う汚泥中のリン濃度の上昇や，脱水方法の変化によるカルシウム濃度の減少など，焼却灰の性状が重金属の溶出に影響を与えることが懸念される。

本調査は，焼却灰からの重金属溶出の実態を把握し，焼却率増加に伴う埋立処分に対応した溶出防止策を確立することを目的として実施した。

2. 調査方法

調査は，脱水汚泥および焼却灰の含有量試験，各種焼却灰に対してpH依存性溶出試験および重金属の溶出防止試験を実施した。

2.1 脱水汚泥における重金属の含有量試験

焼却灰中の溶出量及び含有量の検討を行うために，焼却灰の原料となる脱水汚泥中の重金属

量を把握しておく必要がある。そこで，脱水汚泥中の重金属含有量試験を実施した。

試料の採取場所，採取期間，調査項目は表-1の通りである。

表 - 1 脱水汚泥の採取場所，採取期間及び調査項目

採取場所	採取期間	調査項目
南部スラッジプラント	10月19日～22日，25日	1.含水率 2.全クロム 3.六価クロム 4.ひ素 5.セレン
小台処理場	10月18日～22日	
新河岸処理場	10月18日～22日	
葛西処理場	10月15,18,19,21,22日	
砂町水処理センター	10月6,7,13,14,15日	
砂町水処理センター (BF+BP)	10月18日～22日	
東部スラッジプラント	10月18日～22日	

試料は各処理場で連続する5日間採取し，等量混合とした。これは，日変動による含有金属量や水分などを平均化するためである。

重金属の分析方法を表-2に示す。

表 - 2 重金属の分析方法

調査項目	分析方法
全クロム	JIS K0102 65.1.2 フレイム原子吸光法
六価クロム	JIS K0102 65.2.1 ジフェニルカルバジド吸光光度法
ひ素	JIS K0102 61.1 ジエチルジチオカルバミド酸銀吸光光度法
セレン	JIS K0102 67.2 水素化合物発生原子吸光法

2.2 焼却灰における重金属の含有量試験

焼却灰の溶出防止対策を検討するためには，焼却灰中の重金属量を把握しておく必要がある。そこで，焼却灰中の重金属含有量試験を実施し

た。

試料は連続する5日間採取を行い、その5試料を200g等量混合（計1000g）した。これは試料中の金属量が日変動による影響を受けないようにするためである。

試料の採取場所、採取期間、調査項目は表-3の通りである。

表-3 焼却灰の採取場所、採取期間及び調査項目

採取場所	採取期間	調査項目
南部スラッジプラント 多段炉-主灰 流動炉-電気集塵灰 流動炉-混合灰	10月19日～22日、 25日	1. 全クロム
小台処理場 流動炉-混合灰	10月18日～22日	2. 六価クロム
新河岸処理場 多段炉-主灰 流動炉-電気集塵灰 流動炉-混合灰	10月18日～22日	3. ひ素 4. セレン
葛西処理場 流動炉-サイクロン灰 流動炉-電気集塵灰	10月15, 18, 19, 21, 22日	5. 五酸化リン 6. 酸化カルシウム
砂町水処理センター 多段炉-主灰 流動炉-サイクロン灰 流動炉-混合灰	10月18日～22日	7. 二酸化珪素
東部スラッジプラント 流動炉-サイクロン灰 流動炉-電気集塵灰	10月18日～22日	

全クロム、六価クロム、ひ素、セレンについては、表-2と同様の方法で分析を行った。五酸化リン（JIS K0102 46.3.2）及び酸化カルシウム（JIS K0102 50.3）はICP発光分析にてその濃度を測定した。

二酸化珪素含有量試験は次のように行った。白金るつばに試料約0.5gを採取し、約10倍量の炭酸ナトリウムを加えて約800℃に加熱し、アルカリ熔融を行った。この熔融物を塩酸に溶解させ、濃縮乾固を繰り返し、沈殿物を得た。この沈殿物をろ過し、ろ過物を700℃電気炉中で加熱して完全に灰化させた。この灰分について重量測定した。

2.3 pH依存性溶出試験（単独焼却灰）

溶出試験時のpHと重金属の溶出量との関係を調査するために溶出試験の開始時のpHを変化させ、6時間振とう後、ひ素、六価クロム及びセレンの濃度を測定した。

なお、試料は連続する5日間採取を行い、その5試料を等量均等に混合した。これは試料中の金属量が日変動による影響を受けないようにするためである。

ここで、単独焼却灰とは焼却炉で主灰、サイクロン灰、電気集塵灰の単独の状態での採取できた試料を指し、混合灰とは焼却炉で単独の状態での採取できなかった灰（サイクロン灰と電気集塵灰の混合物）を指す。

試料の採取場所、分析試験方法、調査項目は表-4の通りである。

表-4 採取場所、分析試験方法及び調査項目

採取場所	分析試験方法	調査項目
南部スラッジプラント 多段炉-主灰 流動炉-電気集塵灰	環境庁告示13号に添った溶出試験およびpH 4, 5, 6, 7, 8, 9におけるpH依存性溶出試験	1. pH
新河岸処理場 多段炉-主灰 流動炉-電気集塵灰		2. リン酸イオン
葛西処理場 流動炉-サイクロン灰 流動炉-電気集塵灰		3. カルシウムイオン
砂町水処理センター 多段炉-主灰 流動炉-サイクロン灰		4. ひ素又はその化合物
東部スラッジプラント 流動炉-サイクロン灰 流動炉-電気集塵灰		5. 六価クロム化合物
		6. セレン

重金属類の分析は、pH未調整溶出試験（環境庁告示13号試験）と所定のpHに1M硝酸、あるいは1M水酸化ナトリウム溶液で調節したpH依存性溶出試験を行った。

分析方法は、リン酸イオンはモリブデン青吸光度法、カルシウムイオンはキレート滴定法、ひ素は水素化物発生原子吸光法、セレンは水素化物発生原子吸光法、六価クロムはジフェニルカルバジド吸光度法で測定した。

2.4 pH依存性溶出試験（混合灰）

焼却炉から出る焼却灰を人工的に調合した混合灰を用いて試験を行った。主灰、サイクロン灰及び電気集塵灰を混合した混合灰を三種混合灰、サイクロン灰及び電気集塵灰を混合した混合灰を二種混合灰とした。また、サイクロン灰及び電気集塵灰の一方が採取不可能な焼却炉の場合、混合灰を用いて調合を行った。

混合比は、1年間に焼却炉から排出される発生量から計算した。

砂町水処理センター

三種混合灰 主灰：混合灰 = 78 : 22

東部スラッジプラント

二種混合灰 サイの灰：電気集塵灰 = 85 : 15

南部スラッジプラント

三種混合灰 主灰：混合灰 = 66 : 34

新河岸処理場

三種混合灰 主灰：混合灰 = 39 : 61

小台処理場

混合灰として採取

葛西処理場

二種混合灰 サイの灰：電気集塵灰 = 85 : 15

これらを混合した試料を使用した。

また、東京都下水道局（区部）の各焼却炉で年間排出される焼却灰量を按分したものをモデルサンプルとして作成し、pH未調整溶出試験（環境庁告示13号試験）を試みた。各処理場の混合比は表 - 5 による。

表 - 5 モデルサンプル（調質灰）の混合比

処理場	構成率（％）
砂町水処理センター	17.5
東部スラッジプラント	9.7
南部スラッジプラント	33.5
新河岸処理場	10.4
小台処理場	13.0
葛西処理場	15.9

重金属類の分析は、単独灰に用いた方法に準じた。

2.5 焼却灰における重金属の溶出防止試験及びエージング試験

焼却灰からの重金属溶出防止方法として、本調査では溶出防止剤添加と水分添加によるエージングの2つの方法を用いて溶出防止方法を検討した。

なお、試料溶液中の六価クロム濃度はジフェニルカルバジド吸光光度法により、セレン濃度とひ素濃度はそれぞれ水素化合物発生原子吸光法、水素化物発生原子吸光法により測定した。

2.5.1 溶出防止剤を使用した溶出防止試験

六価クロム、セレン、ひ素の溶出防止試験に用いた試料と溶出防止剤の組み合わせを表 - 6, 7, 8 に示す。

各試料10gに対し表に示した添加率で溶出

防止剤を添加し、少量の脱イオン水を加え、ガラス棒で混ぜ合わせ化学反応させた。その後、脱イオン水100ml（L/S = 10）を加え、6時間振とうして試料溶液とし、六価クロム、セレン、ひ素の濃度を測定した。（注）L/Sは（液体 / 固体）比の略である（液固比）。なお、L/S = 10、6時間振とうは環境庁告示13号試験に基づいている。

表 - 6 溶出防止剤による六価クロム溶出防止試験

試料名	溶出防止剤	添加率
主灰 （砂町水処理センター）	硫酸第一鉄	1%
		3%
		5%
	硫化ナトリウム	1%
		3%
		5%
	硫化ナトリウムと硫酸第一鉄の混合物（等量混合）	1%
		3%
		5%
	石灰	1%
		3%
		5%

表 - 7 溶出防止剤によるセレン溶出防止試験

試料名	溶出防止剤	添加率
サイクロン灰 (東部スラッジプラント)	石灰	2%
		3%
		6%
	塩化第二鉄	2%
		3%
		6%
	石灰と塩化第二鉄 の混合物(等量混 合)	2%
		3%
		6%
電気集塵灰 (東部スラッジプラント)	石灰	2%
		3%
		6%
	塩化第二鉄	2%
		3%
		6%
	石灰と塩化第二鉄 の混合物(等量混 合)	2%
		3%
		6%
電気集塵灰 (新河岸処理場)	石灰	0.5%
		1.0%
		1.5%
	塩化第二鉄	0.5%
		1.0%
		1.5%
	石灰と塩化第二鉄 の混合物(等量混 合)	0.5%
		1.0%
		1.5%
混合灰 (新河岸処理場)	石灰	0.5%
		1.0%
		1.5%
	塩化第二鉄	0.5%
		1.0%
		1.5%
	石灰と塩化第二鉄 の混合物(等量混 合)	0.5%
		1.0%
		1.5%

表 - 8 溶出防止剤によるヒ素溶出防止試験

試料名	溶出防止剤	添加率
サイクロン灰 (東部スラッジプラント)	石灰	2%
		3%
		6%
	塩化第二鉄	2%
		3%
		6%
	石灰と塩化第二鉄 の混合物(等量混 合)	2%
		3%
		6%
電気集塵灰 (東部スラッジプラント)	石灰	2%
		3%
		6%
	塩化第二鉄	2%
		3%
		6%
	石灰と塩化第二鉄 の混合物(等量混 合)	2%
		3%
		6%
サイクロン灰 (葛西処理場)	石灰	2%
		3%
		6%
	ポリ硫酸第二鉄水 溶液	5%
		10%
		20%
電気集塵灰 (葛西処理場)	石灰	2%
		3%
		6%
	ポリ硫酸第二鉄水 溶液	1%
		3%
		6%

2.5.2 エージング試験による溶出防止試験

エージングとは物質の性質，材料などの特性が経時変化する現象である。

下記の灰に対して，所定の脱イオン水を10，20，30%添加しガラス棒で均質に混ぜ合わせた後，1，3，7，14日の間，暗所密閉容器内で経過（エージング）させた。その後脱イオン水100ml（L/S = 10，添加分は減量する）を加え，6時間振とうして試料溶液とし，濃度を測定した。

(1) 六価クロムのエージング試験

主灰（砂町水処理センター）10gに対してエージング試験を行った。

(2) セレンのエイジング試験

サイクロン灰（東部スラッジプラント），電気集塵灰（東部スラッジプラント），電気集塵灰（新河岸処理場），混合灰（新河岸処理場）各10gに対してエイジング試験を行った。

(3) ひ素のエイジング試験

サイクロン灰（東部スラッジプラント），電気集塵灰（東部スラッジプラント），サイクロン灰（葛西処理場），電気集塵灰（葛西処理場）各10gに対してエイジング試験を行った。

全クロムはいずれの脱水汚泥においても多量に含まれていたが，六価クロムはいずれの脱水汚泥にも含まれていなかった。

ひ素は，葛西処理場（0.6mg/kg乾物），砂町水処理センター（3.2mg/kg乾物），東部スラッジプラント（1.6mg/kg乾物）で検出された。

セレンは，小台処理場，新河岸処理場，葛西処理場，砂町水処理センターBF+BPで検出された。

3. 結果

3.1 脱水汚泥における重金属の含有量

2.1で得られた結果を表 - 9 に示した。

以下に概要を示す。

含水率はいずれの脱水汚泥においても約70～80%を示した。

3.2 焼却灰における重金属の含有量

2.2で得られた結果は表 - 10 のようになった。

六価クロムは砂町水処理センター主灰及びサイクロン灰，南部スラッジプラント主灰のみ含有していた。

セレンは葛西処理場サイクロン灰を除き，全ての焼却灰に含まれ，ひ素は全ての焼却灰に含まれていた。

表 - 10 焼却灰における重金属類の含有量試験結果

分析項目	採取場所	砂町水処理センター			東部スラッジプラント		定量下限値
	試料名	主灰	サイクロン灰	混合灰	サイクロン灰	電気集塵灰	
全クロム(mg/kg)		3780	3540	3420	1640	2270	1
六価クロム(mg/kg)		39	1.7	3.5	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		7.0	13	13	16	16	0.5
セレン(mg/kg)		1.7	1.0	1.4	1.2	1.9	0.5
五酸化リン(%)		10.56	8.61	8.74	13.65	18.96	0.01
酸化カルシウム(%)		32.82	11.14	11.61	8.08	10.72	0.01
二酸化珪素(%)		20.22	39.32	37.35	41.06	31.51	0.01

分析項目	採取場所	新河岸処理場			葛西処理場		定量下限値
	試料名	主灰	電気集塵灰	混合灰	サイクロン灰	電気集塵灰	
全クロム(mg/kg)		220	270	200	400	630	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		4.9	20	15	20	30	0.5
セレン(mg/kg)		1.4	6.1	5.1	検出せず	2.0	0.5
五酸化リン(%)		19.11	13.96	9.53	14.46	22.11	0.01
酸化カルシウム(%)		7.92	9.77	7.41	6.68	9.06	0.01
二酸化珪素(%)		37.58	27.65	36.48	37.69	26.02	0.01

分析項目	採取場所	南部スラッジプラント			小台処理場	定量下限値
	試料名	主灰	電気集塵灰	混合灰	混合灰	
全クロム(mg/kg)		220	240	180	190	1
六価クロム(mg/kg)		0.8	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		2.3	22	8.8	11	0.5
セレン(mg/kg)		1.4	3.5	1.6	2.2	0.5
五酸化リン(%)		19.11	13.96	10.7	12.49	0.01
酸化カルシウム(%)		7.92	15.14	11.63	11.11	0.01
二酸化珪素(%)		21.79	31.44	40.55	39.14	0.01

表 - 9 脱水汚泥における重金属の含有量試験結果

分析項目	採取場所	南部スラッジプラント					平均値	最大値	最小値	定量下限値
	採取日	10月19日	10月20日	10月21日	10月22日	10月25日				
含水率(%)		84.1	77.7	76.5	77.7	78.4	78.9	84.1	76.5	0.1
全クロム(mg/kg)		48	52	48	50	63	52	63	48	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
セレン(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5

分析項目	採取場所	小台処理場					平均値	最大値	最小値	定量下限値
	採取日	10月18日	10月19日	10月20日	10月21日	10月22日				
含水率(%)		76.9	76.2	72.3	74.2	74.7	74.9	76.9	72.3	0.1
全クロム(mg/kg)		31	44	30	42	36	37	44	30	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
セレン(mg/kg)		検出せず	検出せず	0.8	検出せず	0.7	0.3	0.8	0.7	0.5

分析項目	採取場所	新河岸処理場					平均値	最大値	最小値	定量下限値
	採取日	10月18日	10月19日	10月20日	10月21日	10月22日				
含水率(%)		79.8	80.4	78.6	77.8	79.2	79.2	80.4	77.8	0.1
全クロム(mg/kg)		54	72	45	49	44	53	72	44	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
セレン(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	0.5	検出せず	0.1	0.5	0.5	0.5

分析項目	採取場所	葛西処理場					平均値	最大値	最小値	定量下限値
	採取日	10月15日	10月18日	10月19日	10月21日	10月22日				
含水率(%)		75.6	80.1	84.2	76.0	83.6	79.9	84.2	75.6	0.1
全クロム(mg/kg)		900	140	160	190	240	330	900	140	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		0.6	0.6	0.8	0.5	0.5	0.6	0.8	0.5	0.5
セレン(mg/kg)		検出せず	1.9	0.6	検出せず	0.9	0.7	1.9	検出せず	0.5

分析項目	採取場所	砂町水処理センター					平均値	最大値	最小値	定量下限値
	採取日	10月6日	10月7日	10月13日	10月14日	10月15日				
含水率(%)		78.3	79.0	81.4	81.4	81.7	80.4	81.7	78.3	0.1
全クロム(mg/kg)		3300	3690	2940	2530	2750	3040	3690	2530	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		3.3	0.8	0.8	5.4	5.5	3.2	5.5	0.8	0.5
セレン(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5

分析項目	採取場所	砂町水処理センター B F + B P					平均値	最大値	最小値	定量下限値
	採取日	10月18日	10月19日	10月20日	10月21日	10月22日				
含水率(%)		83.5	82.8	83.1	82.0	79.4	82.2	83.5	79.4	0.1
全クロム(mg/kg)		1030	1750	1320	1520	1210	1370	1750	1030	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		0.8	3.0	2.3	2.1	1.2	1.9	3.0	0.8	0.5
セレン(mg/kg)		検出せず	検出せず	0.5	検出せず	検出せず	0.1	0.5	検出せず	0.5

分析項目	採取場所	東部スラッジプラント					平均値	最大値	最小値	定量下限値
	採取日	10月18日	10月19日	10月20日	10月21日	10月22日				
含水率(%)		77.1	76.2	77.2	75.1	74.5	76.0	77.1	74.5	0.1
全クロム(mg/kg)		220	1190	1220	1200	270	820	1220	220	1
六価クロム(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5
ひ素(mg/kg)		2.7	2.1	0.5	0.5	2.1	1.6	2.7	0.5	0.5
セレン(mg/kg)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.5

「検出せず」は平均値の計算で値を0として扱った

表 - 11 pH未調整溶出試験結果（環境庁告示13号試験）

分析項目	採取場所	砂町水処理センター			東部スラッジプラント		定量下限値
	試料名	主灰	サイクロン灰	混合灰	サイクロン灰	電気集塵灰	
pH		10.52	8.55	8.42	7.52	6.21	-
リン酸イオン(mg/L)		検出せず	1.2	0.9	11	46	0.1
カルシウムイオン(mg/L)		700	480	560	410	360	0.2
ひ素(mg/L)		検出せず	検出せず	検出せず	0.02	0.07	0.01
六価クロム(mg/L)		4.0	0.40	0.50	検出せず	検出せず	0.05
セレン(mg/L)		検出せず	0.10	0.11	0.21	0.43	0.01

分析項目	採取場所	新河岸処理場			葛西処理場		定量下限値
	試料名	主灰	電気集塵灰	混合灰	サイクロン灰	電気集塵灰	
pH		7.18	6.72	8.73	8.88	6.65	-
リン酸イオン(mg/L)		1.2	17	1.5	2.3	26	0.1
カルシウムイオン(mg/L)		92	230	140	84	230	0.2
ひ素(mg/L)		検出せず	検出せず	検出せず	0.01	0.06	0.01
六価クロム(mg/L)		検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	0.05
セレン(mg/L)		0.13	0.84	0.67	0.14	0.51	0.01

分析項目	採取場所	南部スラッジプラント			小台処理場	東京都 モデルサンプル	定量下限値
	試料名	主灰	電気集塵灰	混合灰	混合灰		
pH		11.39	7.32	9.57	9.8	10.25	-
リン酸イオン(mg/L)		検出せず	14	0.20	0.20	検出せず	0.1
カルシウムイオン(mg/L)		240	490	310	200	410	0.2
ひ素(mg/L)		検出せず	0.01	検出せず	検出せず	検出せず	0.01
六価クロム(mg/L)		0.15	検出せず	検出せず	検出せず	0.19	0.05
セレン(mg/L)		検出せず	0.40	0.10	0.18	検出せず	0.01

3.3 溶出のpH依存性（単独焼却灰及び混合灰）

3.3.1 試験結果

2.3及び2.4で得られたリン酸イオン，カルシウムイオン，ひ素，六価クロム，セレンのpH未調整溶出試験（環境庁告示13号試験）結果を表 - 11に示した。

また，pHとリン酸イオン，カルシウムイオン，ひ素，六価クロム，セレンの関係を，それぞれ図1～5に示した。なお，これらの図にはpH未調整溶出試験（環境庁告示13号試験）の結果も示した。

以下に概要を示す。

リン酸イオンは焼却灰の種類や採取場所に関係なくpH4で最大溶出量を示し，アルカリ側へ移行するほど溶出量が低下する傾向があった。リン酸塩は主に中性付近で沈殿を生じ，酸性側では溶出し易い。

カルシウムイオンについてもリン酸イオンと同様にpH4で最大溶出量を示し，アルカリ側へ移行するほど溶出量が低下する傾向があった。ただし，主灰中にカルシウムイオンが

多い理由としては，汚泥の脱水時に凝集助剤として消石灰を使用しているからである。

ひ素については，葛西処理場のサイクロン灰を除いてpH4で最大溶出量を示し，他の金属と同様にアルカリ側へ移行するほど溶出量が低下する結果を得た。従って，ひ素についてはpH依存性を有すると考えられる。

六価クロムについては，砂町水処理センターを除いてはほとんど検出されておらず，東部スラッジプラントでわずかに検出された。また，六価クロムは水溶性であるためにpH依存性はほとんど無いと考えられる。

セレンについては一定の傾向が見られず，溶出量のpH依存性は明確ではなかった。

混合灰のpH依存性は，単独灰と同様な傾向が見られた。ひ素については酸性側で溶出が多く，六価クロムについてはpH依存性がほとんど見られなかった。

図 - 1 調整した初期pHと溶出されたリン酸イオンの関係

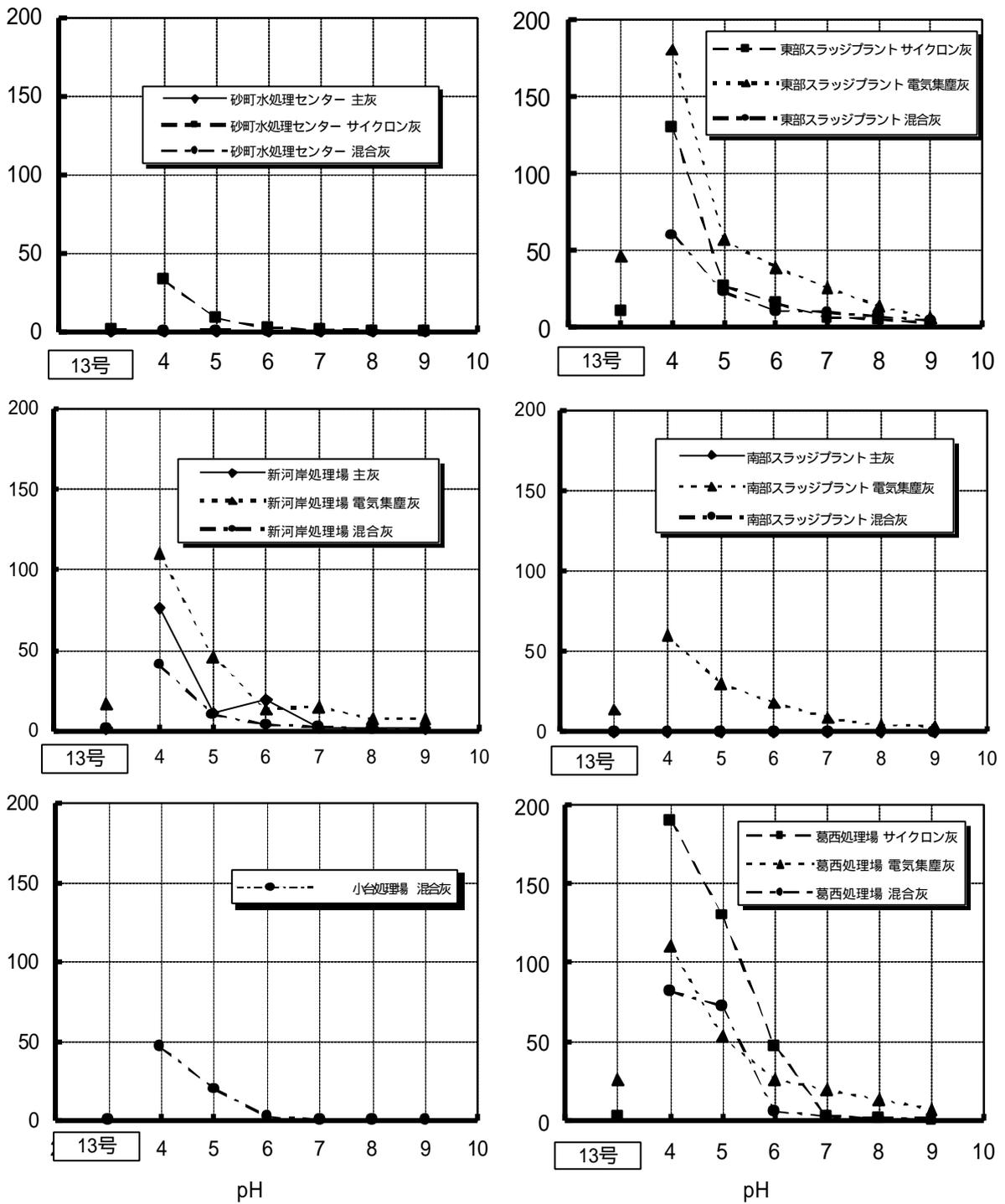


図 - 2 調整した初期pHと溶出されたカルシウムイオンの関係

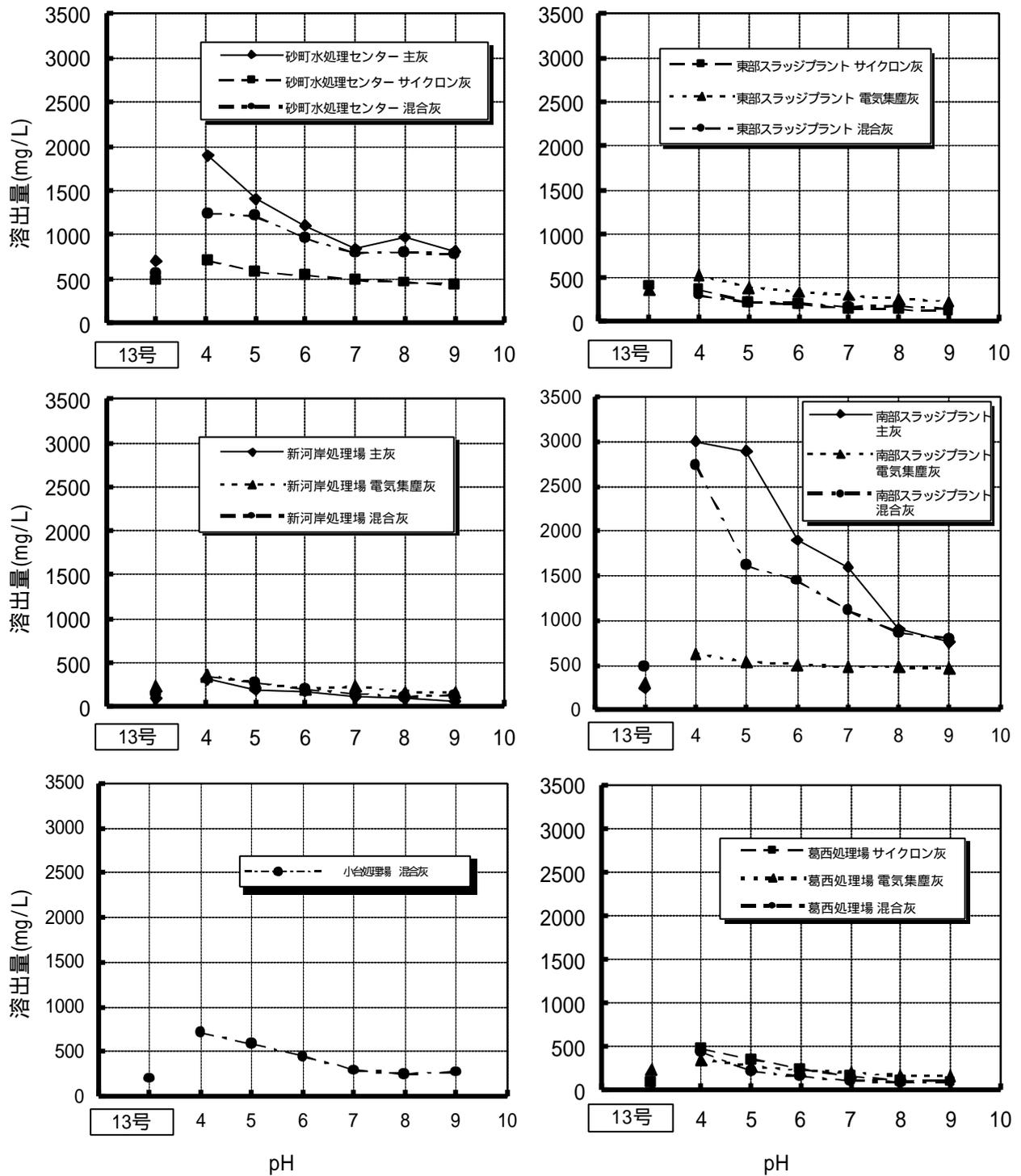


図 - 3 調整した初期pHと溶出されたひ素の関係

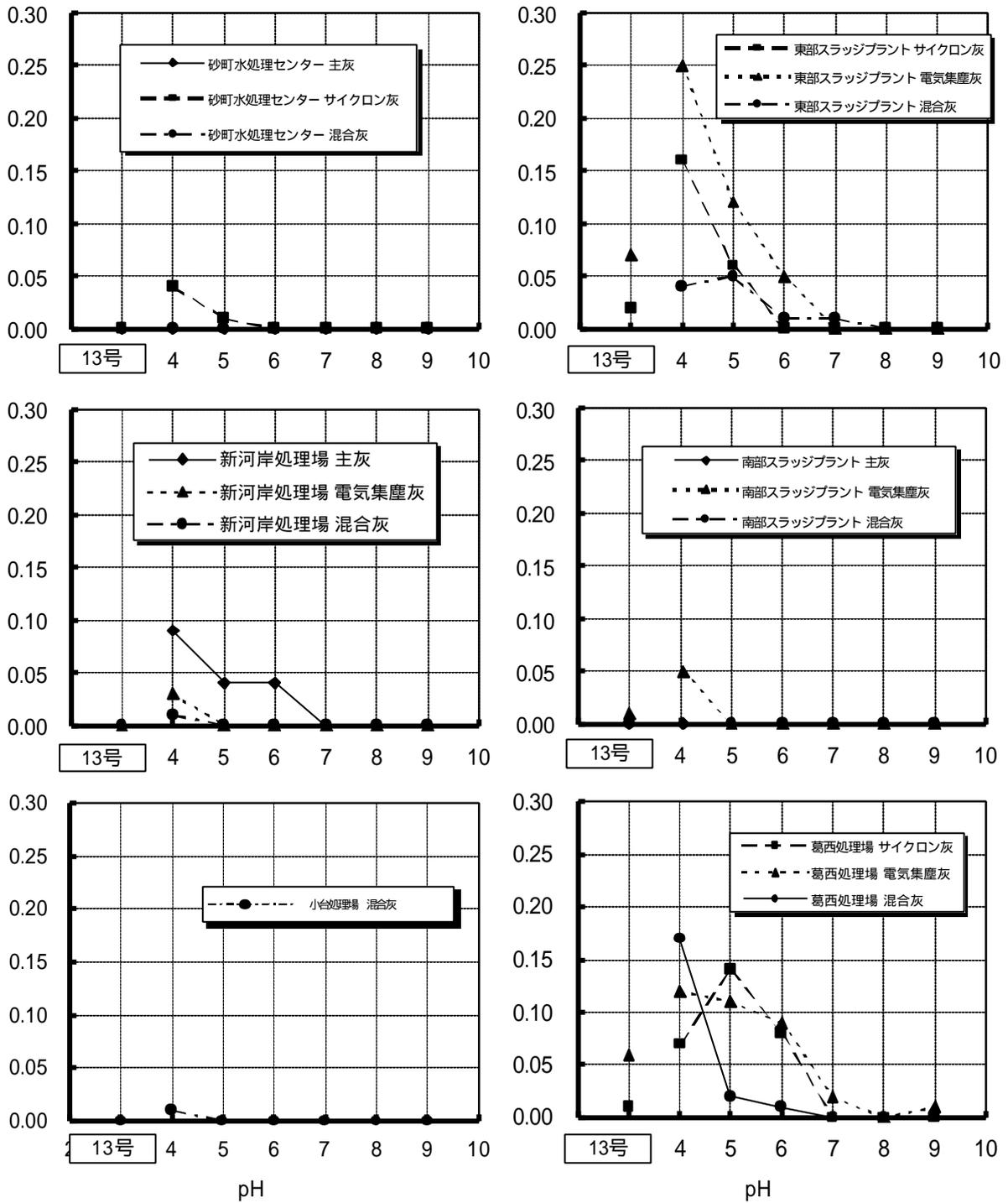


図 - 4 調整した初期pHと溶出された六価クロムの関係

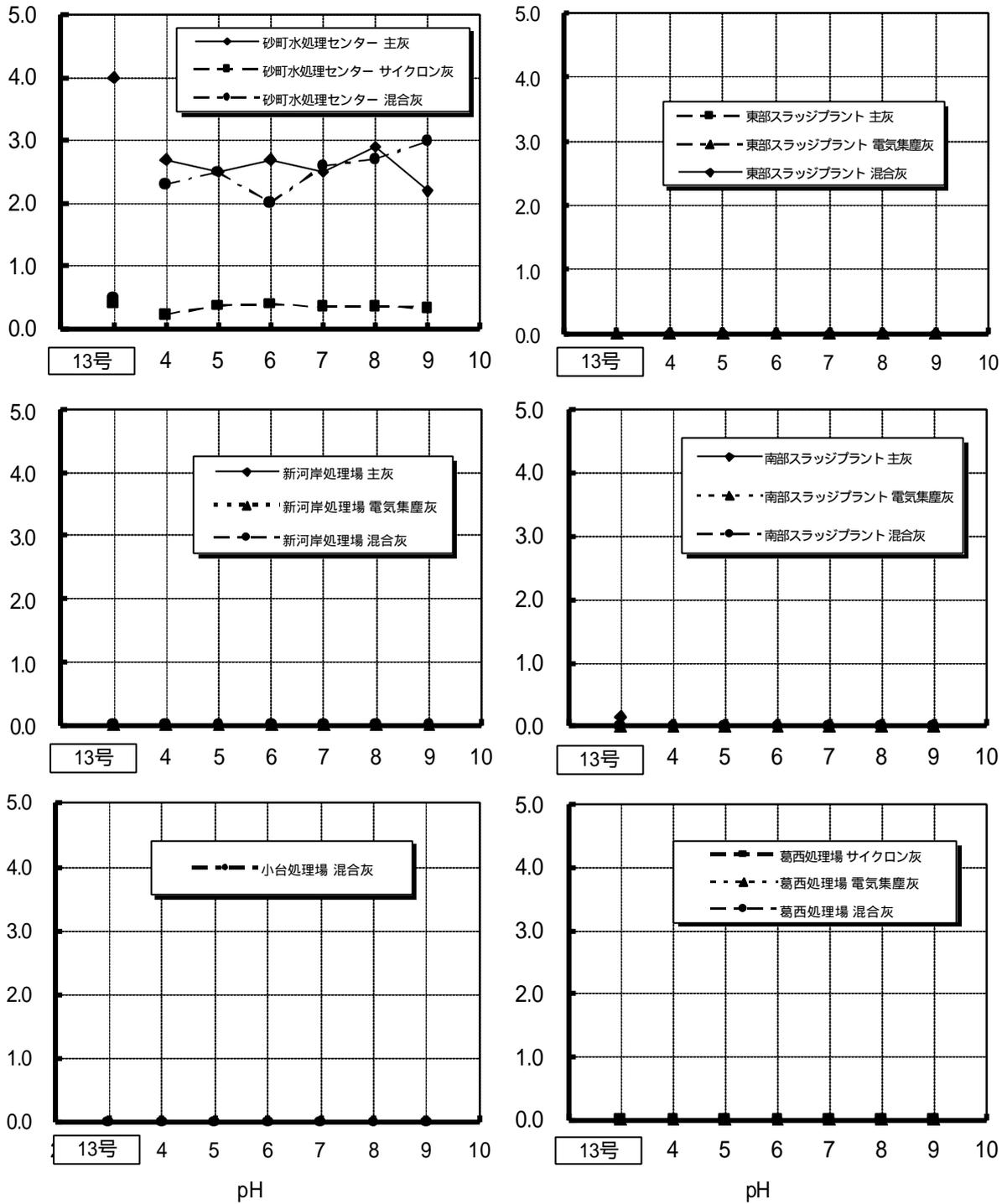
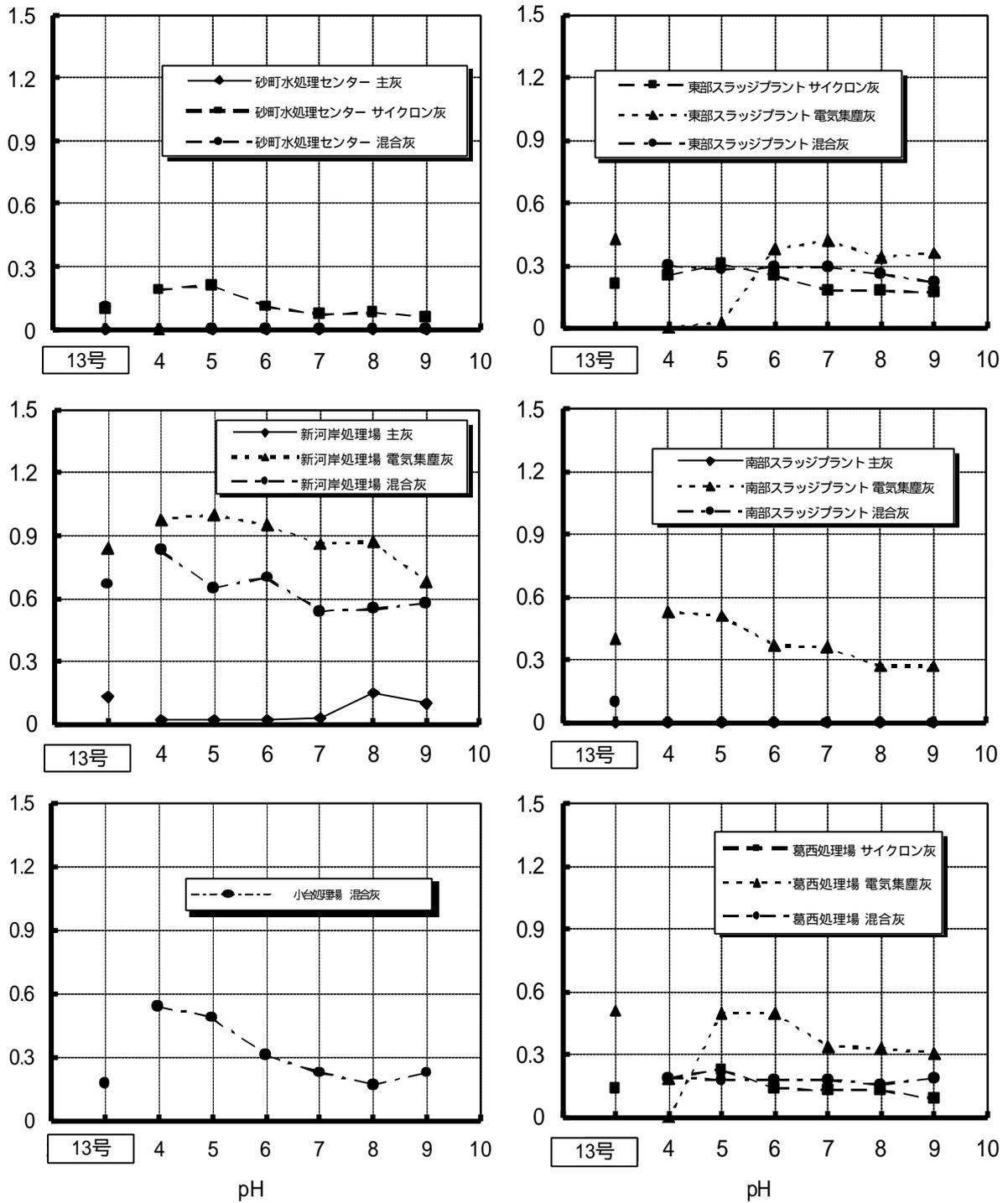


図 - 5 調整した初期pHと溶出されたセレンの関係



3.3.2 ひ素及びセレンの溶出特性

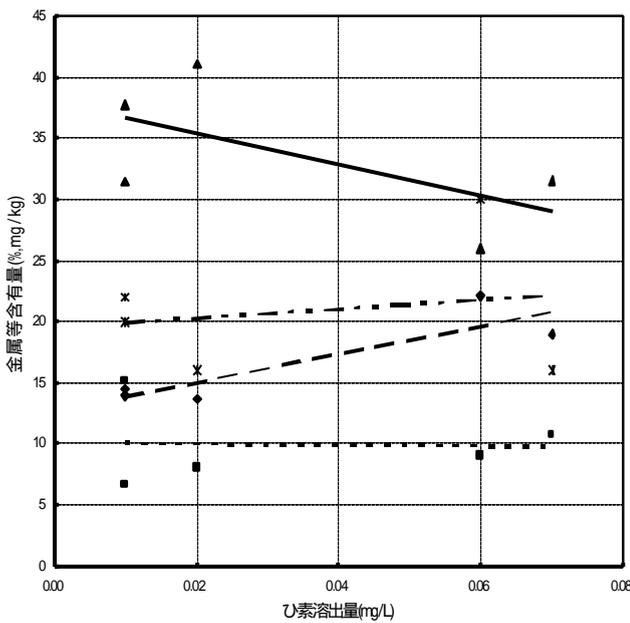
ひ素の溶出量はpHに依存することが分かった。溶出試験時のpHを決定する因子としては、焼却灰中に含有される五酸化リン，二酸化珪素，酸化カルシウム量の組み合わせであることが考えられる。

そこで，これらの成分と溶出されるひ素の関係図を作成した。その結果を図 - 6 に示した。

この結果から，二酸化珪素及び酸化カルシウムの含有量が増えれば，溶出ひ素量が低下する結果が得られた。

これは両イオンともアルカリ性を有するため，これらの含有量が増えることで，ひ素は焼却灰中で不溶性の水酸化物になり，液性がアルカリ性になることで溶出しにくくなると考えられる。

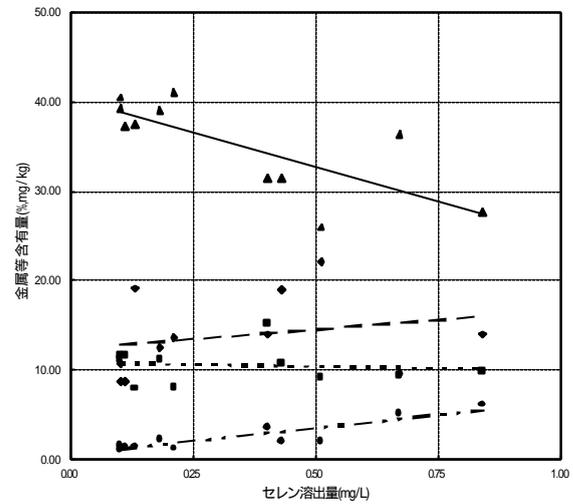
図 - 6 溶出されたひ素と各種含有金属との関係



また，セレンについても同様の関係図を作成した。その結果を図 - 7 に示した。

セレンの関係図はひ素の関係図と同じく，セレン含有量，五酸化リン含有量が多ければ，セレンの溶出量が多く，二酸化珪素，酸化カルシウムの含有量が多ければ，セレンの溶出量が少ないという結果を得た。しかし，セレンは中性領域で多く溶出される傾向があるので，ひ素よりもこれらの金属の影響が小さいと考えられる。

図 - 7 溶出されたセレンと各種含有金属との関係



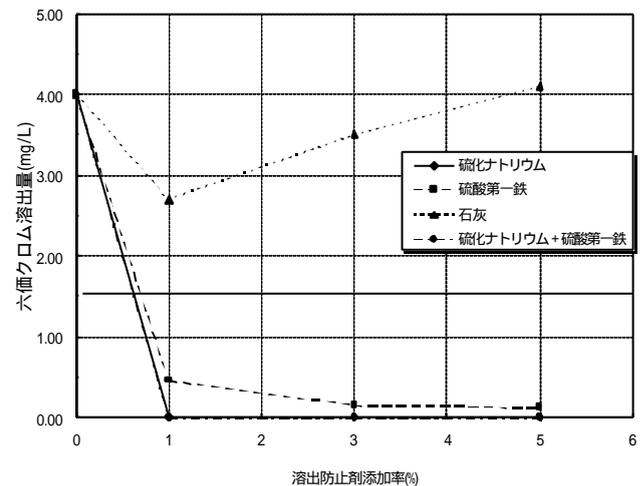
3.4 焼却灰における重金属の溶出防止試験及びエージング試験

3.4.1 溶出防止剤を使用した溶出防止試験

(1) 六価クロム溶出防止試験

試験結果を図 - 8 に示した。

図 - 8 六価クロム溶出防止試験結果



硫化ナトリウム 1%，硫酸第一鉄 1%，硫化ナトリウム + 硫酸第一鉄（1% + 1%）で十分な防止効果が得られた。

(2) セレン溶出防止試験

試験結果を図 - 9 に示した。

東部スラッジプラント - サイクロン灰
石灰 3%，塩化第二鉄 3%，石灰 + 塩化第二鉄 2% + 2% 添加で十分な溶出防止効果が得られた。

東部スラッジプラント - 電気集塵灰
石灰 + 塩化第二鉄 (6% + 6%) 添加で十分な溶出防止効果が得られた。

新河岸処理場 - 電気集塵灰
塩化第二鉄 1.5%，石灰 + 塩化第二鉄 (1.5% + 1.5%) 添加で十分な溶出防止効

果が得られた。

新河岸処理場 - 混合灰

塩化第二鉄 1.5%，石灰 + 塩化第二鉄 (1.5% + 1.5%) 添加で十分な溶出防止効果が得られた。

(3) ひ素溶出防止試験

試験結果を図 - 10 に示した。

図 - 9 セレン溶出防止試験結果

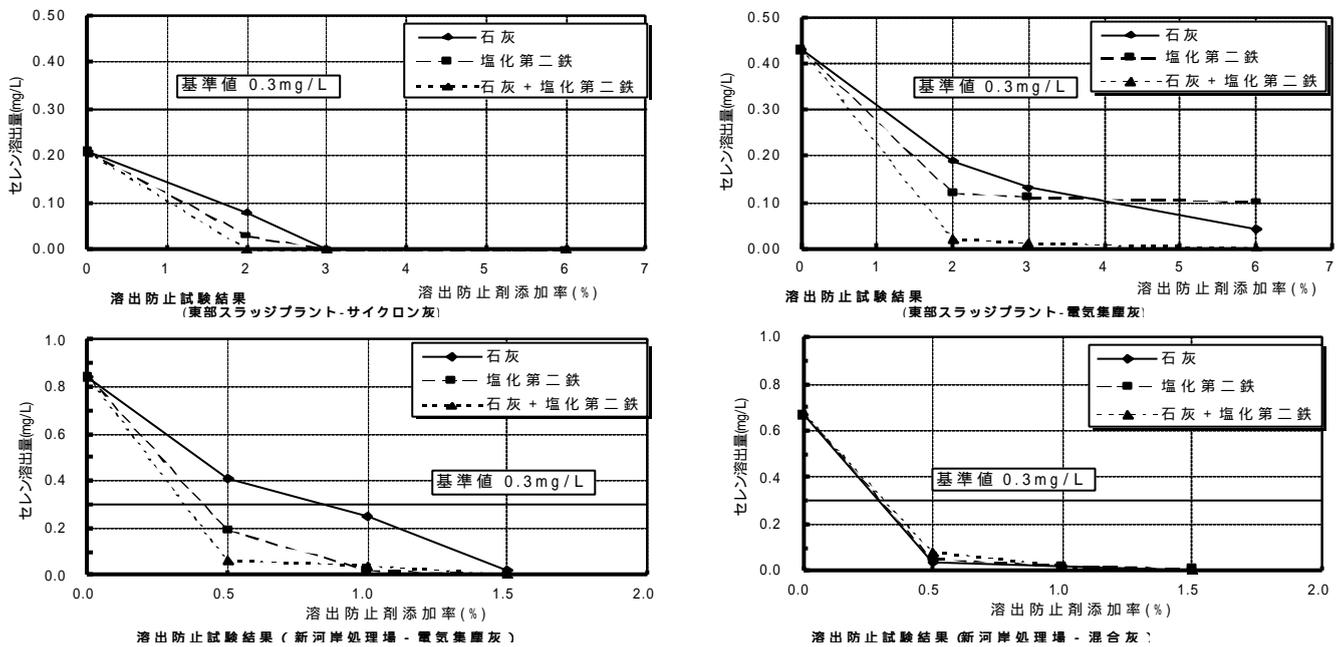
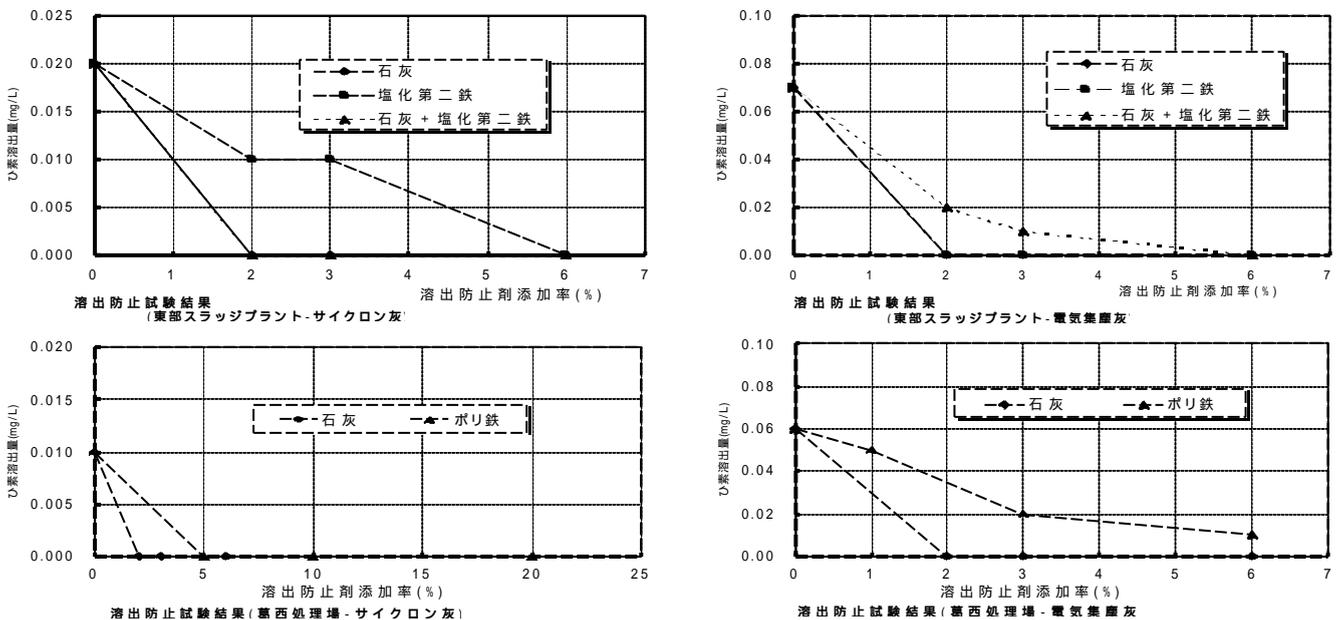


図 - 10 ひ素溶出防止試験結果



ひ素溶出基準値 0.3mg/L

東部スラッジプラント - サイクロン灰
 石灰 2%, 塩化第二鉄 6%, 石灰 + 塩化第二鉄 (2% + 2%) 添加で十分な溶出防止効果が得られた。

東部スラッジプラント - 電気集塵灰
 石灰 2%, 塩化第二鉄 2%, 石灰 + 塩化第二鉄 (6% + 6%) で十分な溶出防止効果が得られた。

葛西処理場 - サイクロン灰
 石灰 2%, ポリ鉄 5% 添加で十分な溶出防止効果が得られた。

葛西処理場 - 電気集塵灰
 石灰 2% で十分な溶出防止効果が得られた。

図 - 11 焼却灰中の六価クロムのエージング試験結果

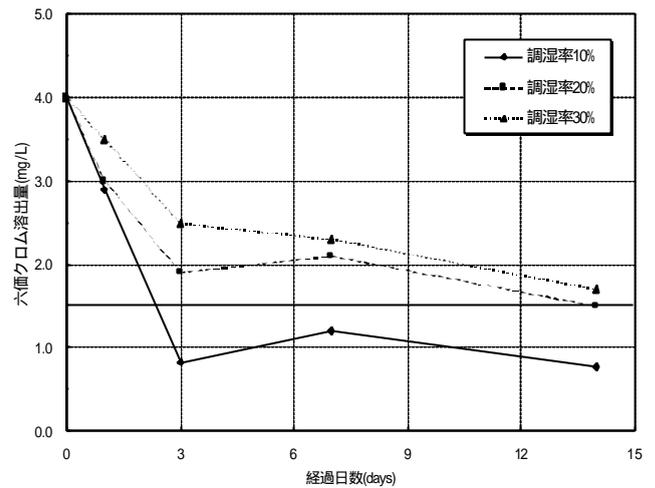
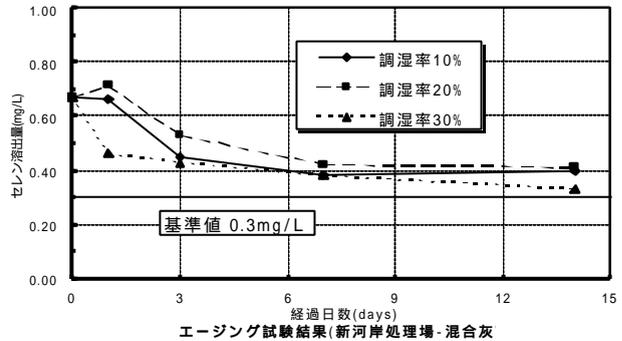
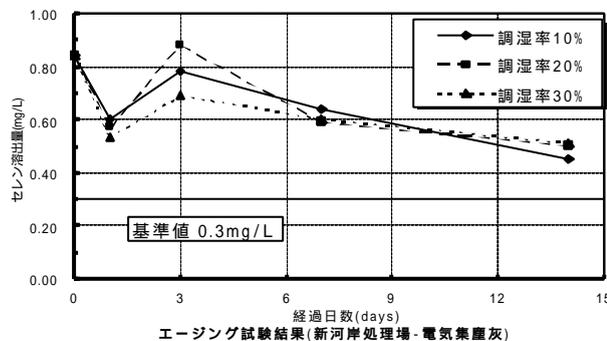
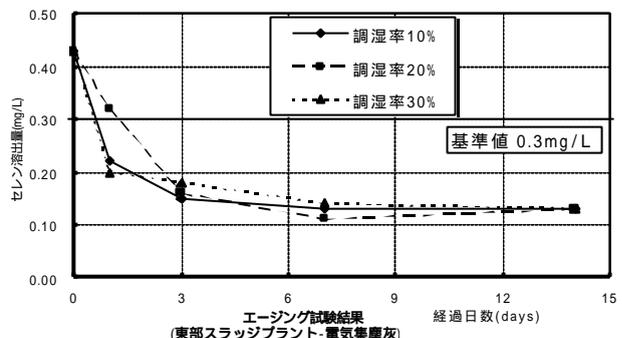
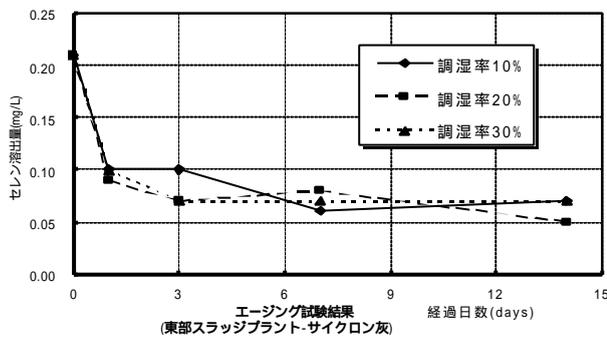


図 - 12 焼却灰中のセレンのエージング試験結果



3.4.2 エージング試験による溶出防止試験

(1) 六価クロムのエージング試験

試験結果を図 - 11に示した。

経過日数3日で溶出防止効果があらわれ、それ以上エージング日数を増やしても溶出量はあまり変わらなかった。また、水分添加量が少ないほど溶出防止効果が高いと考えられる。

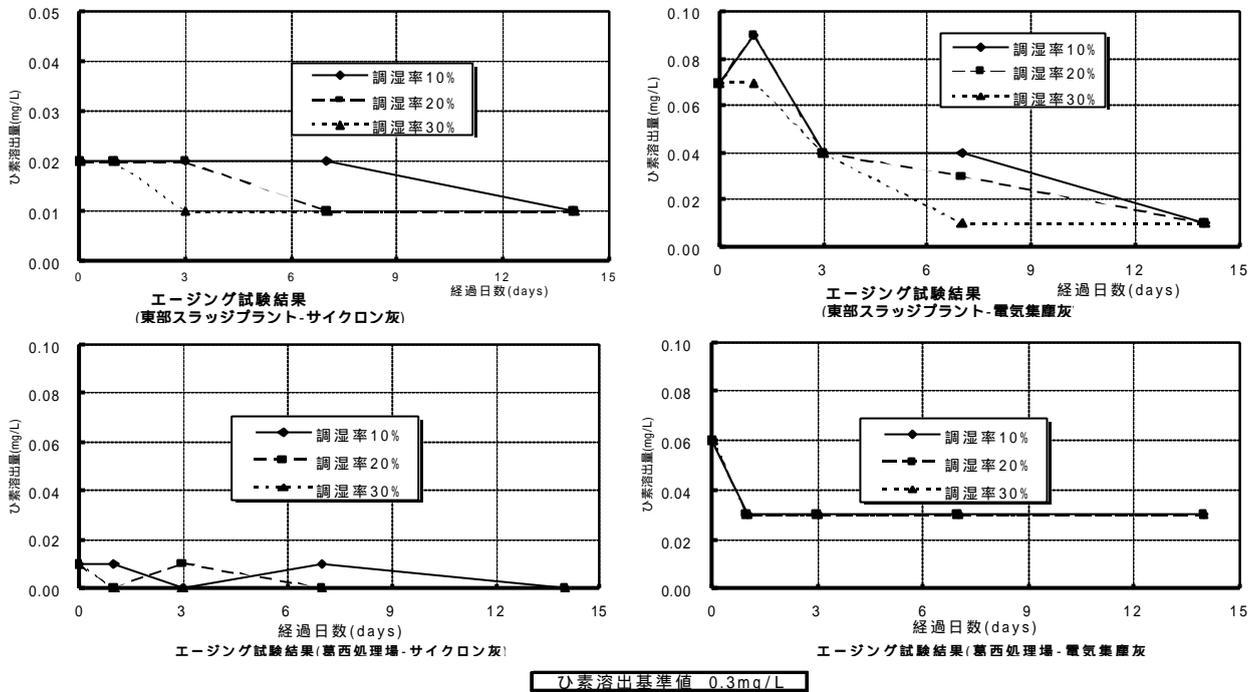
(2) セレンのエージング試験

試験結果を図 - 12に示した。

経過日数3日程度で溶出量が減少し、溶出防止効果があらわれた。ただし、新河岸処理場の電気集塵灰のみ、経過日数3日で溶出量が増えており、他の試料とは異なった傾向を示した。

(3) ひ素のエージング試験
試験結果を図 - 13に示した。

図 - 13 焼却灰中のひ素のエージング試験結果



ひ素の溶出量がもともと少なく、特にサイクロン灰については初期濃度が低いため明確なエージング効果を読みとることは難しいが、東部スラッジプラントと葛西処理場のどちらの灰についても、サイクロン灰より電気集塵灰の方が溶出防止効果の高い傾向がみられた。これは電気集塵灰の方がサイクロン灰に比べて粒子径が小さいため水との接触面積が大きく、より変化効率が大きかったためと考えることができる。

3.5 電気集塵灰とサイクロン灰の溶出量の相違

表 - 11に示すようにサイクロン灰と電気集塵灰では、電気集塵灰中のひ素及びセレン溶出量の方が3～5倍多い。これは電気集塵灰の大きさがサイクロン灰の大きさより小さいからだと考えられる。

そこで東部スラッジプラント電気集塵灰およびサイクロン灰の電子顕微鏡写真を撮影したところ、電気集塵灰の半径は約20nm、サイクロン灰の半径は約60nmであった。

ここで両方の形を球形と仮定すると、粒子1個の表面積はサイクロン灰の方が9倍となる。一定の空間において、サイクロン灰が1個存在

する場合、電気集塵灰は27個の27個存在し、従って、電気集塵灰の方がサイクロン灰に比べて表面積総量が3倍であり、溶媒と接する面積も3倍になる。

よって溶出確率も3倍になることが考えられる。

4. まとめ

4.1 基準値超過の実態

各処理場（センター）、プラントの焼却灰の判定基準を超過する溶出の実態は以下の通りである。

六価クロム（基準値1.5 mg/L）	
砂町水処理センター（主灰）	4.0 mg/L
セレン（基準値0.3 mg/L）	
東部スラッジプラント（電気集塵灰）	0.43 mg/L
新河岸処理場（電気集塵灰）	0.84 mg/L
葛西処理場（電気集塵灰）	0.51 mg/L
南部スラッジプラント（電気集塵灰）	0.40 mg/L
ひ素（基準値0.3 mg/L）	
判定基準を超える試料は無かった。	

4.2 溶出特性

六価クロム

主に砂町水処理センターの主灰から溶出するが、pH依存性は無い。

セレン

主に電気集塵灰から溶出し、判定基準を超過する傾向がある。サイクロン灰で基準を超過することはあまりない。これはサイクロン灰中のリン酸イオンが少ない事及び粒子径が大きいことによる。

また、溶出量は、リン酸イオン、カルシウムイオンの含有量に依存する傾向がある。

ひ素

pH 4 で最大溶出量を示し、アルカリ側へ移行するほど溶出量は低下する。

また、灰の成分である二酸化珪素及び酸化カルシウムの含有量が増加するに伴い、溶出量は低下し、逆に五酸化リンの含有量が増加すると溶出量は増加する傾向がある。

4.3 溶出防止対策

溶出防止剤およびエージングによる溶出防止試験では、下記の条件で十分な溶出防止効果が得られた。

(1) 溶出防止剤添加

六価クロム...硫化ナトリウム(1%)、硫酸第一鉄(1%)の単独および混合

セレン.....石灰(6%)、塩化第二鉄(6%)の単独及び混合

ひ素.....石灰(2%)、塩化第二鉄(2%)の単独及び混合

(2) 加湿エージング

六価クロム...水分10%、14日

セレン.....水分10%~30%、7日~14日

ひ素.....水分20%、7日~14日

4.4 方策

調質(各所で発生する焼却灰の混合による均質化)を行い、加湿エージングを行うことで判定基準を満足できる。

薬剤を用いないことで新たな環境問題を引き起こす事も無い。エージングの期間は対象とする物質にもよるが概ね1日~3日程度で一定の効果が得られる。

5. 考察

六価クロム、セレン、ひ素について、確実に判定基準を厳守する方策は薬剤添加である。しかし、焼却灰に対してパーセントオーダーの薬剤添加は経済的にも得策でなく、新たな環境問題を引き起こす恐れがある。

加湿エージングは一定の効果はあるものの、万能ではない。しかし、埋立時のハンドリング性の向上にもなり、加湿エージングと調質を併用することにより判定基準を厳守できると考えられる。

調質(コンディショニング)は各発生源からの焼却灰の均質化を考えたものであり、今回の調査では、この調質のみで判定基準を厳守できた。

セレン、ひ素の脱水汚泥中の含有量については各発生源で大きな差異は無い。しかし、焼却灰という姿になるとその含有量に顕著な差がみられる。これは焼却炉(集塵、洗煙装置を含む)において、これらの低沸点金属がさまざまな挙動をとるからと考えられる。特にセレンについては廃熱ボイラーの有無が焼却灰中の含有率に影響を与えている。

今回の調査では、室内実験により調質を行い、加湿エージングを併用することで溶出防止の効果が得られた。次に実設備を用いて、実用化の可能性を検証していく必要がある。この場合、焼却灰のハンドリングを良くするために灰に水を加え加湿をする。この加湿割合を考慮することも重要である。

6 - 7 八王子処理場汚泥処理臭気抑制調査

流域下水道本部技術部 多摩川上流処理場

八王子処理場では、消臭剤コストの削減を目的として、ポリ鉄を使用した消臭方法の実機試験を平成10年度に実施した。その結果、塩素系消臭剤と同等の消臭効果が得られると共に副次的な効果として、脱水分離液中のりん濃度も大幅に削減できることを確認した。しかし、実機では机上試験から求めた添加率よりも高かったために塩素系消臭剤よりもコストは上昇する結果となった。そこで、平成11年度は机上試験で求めた添加率に近づけるためにポリ鉄の添加方法の見直し、塩素系消臭剤との併用、ポリ鉄による焼却炉への影響についても検討を行った。

結果

ポリ鉄の効果は、酸化による硫化水素除去が中心であることがわかった。塩素系消臭剤と併用しても相乗効果は得られず、ポリ鉄の添加率低減はできなかった。

ポリ鉄単独の場合、ライン添加よりも混合汚泥貯留槽の方がポリ鉄と汚泥の攪拌混合が十分に行われ、必要添加率を低減できた。

脱水分離液中の溶解性りん除去に必要なポリ鉄の添加量は理論値の約3倍である。

ポリ鉄添加試験において、焼却炉流動砂の融点・成分・粒度などに変化は見られなかった。

混合攪拌を十分行ったポリ鉄添加法では、塩素系消臭剤と比べ、1.4円/m³薬剤費を低減可能である。塩素系消臭剤も添加位置を混合汚泥貯留槽で行えば、コストを増加させず臭気抑制効果の向上が図れることが明らかとなった。

1.3 試験装置

ポリ鉄の添加設備は、図 - 2 に示すように平成10年度の調査で使用した設備に混合汚泥貯留槽上部より直接添加するラインを増設し、混合汚泥貯留槽から遠心脱水機に送られるライン添加と状況に応じてバルブ操作により切り替えた。

また、従来の塩素系消臭剤 1 剤についても混合汚泥貯留槽に添加できるように仮設で設置した。

2. 調査方法

2.1 使用薬剤

2.1.1 ポリ鉄

濃縮汚泥にポリ鉄を添加すると、一般的な凝集助剤と比べて濃縮汚泥の硫化物やアンモニアに対し脱臭効果が安定している。また、フロック形成や沈降性を向上させ、高密度のフロックができるので脱水ケーキ含水率の低下効果もあり、処理能力が高まると期待されている。さらに、凝集沈殿処理した排水のCOD・BOD濃度が下がり、脱リン・脱シアン・脱色・重金属除去等の性能も持っていると言われている。

2.1.2 塩素系消臭剤 1 剤, 2 剤

ポリ鉄との対照として、またポリ鉄との併用効果を調査するために、従来から使用している塩素系消臭剤(1 剤, 2 剤)を使用した。

塩素系消臭剤 1 剤は即効性の酸化剤系消臭剤であり、汚泥脱水機周辺の硫化水素ばかりでなくメチルメルカプタンなど硫黄系悪臭物質全般を酸化分解することにより総合的な臭

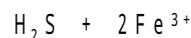
気抑制効果が期待できる。さらに、塩素系消臭剤 1 剤添加後に塩素系消臭剤 2 剤を添加することにより、消臭効果が持続しベルトコンベア以降の脱水ケーキの臭気を抑制することが可能となる。

2.1.3 消臭メカニズム

今回の調査に使用する薬剤の消臭効果は、以下のようなメカニズムであると考えられる。

ポリ鉄を添加すると、ポリ鉄に含まれる鉄イオン(Fe)の酸化作用と硫化鉄生成作用により、硫化水素除去効果が発揮されと考えられる。

酸化作用



(硫化水素)



(硫黄粒子で不溶化)

硫化物生成作用



(硫化水素)

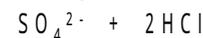


(硫化鉄で不溶化)

塩素系消臭剤 1 剤を添加すると、1 剤に含まれる二酸化塩素イオン(ClO_2^-)の酸化作用により、硫化水素除去効果が発揮されと考えられる。



(硫化水素)



(硫酸イオン)

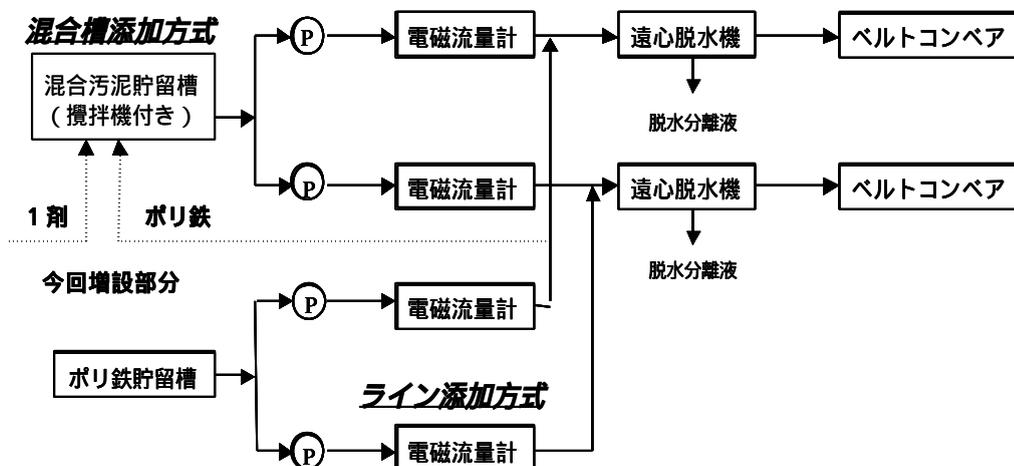


図 - 2 ポリ鉄添加ライン

2.2 分析方法

2.2.1 ヘッドスペース検知管法

汚泥中から発生する硫化水素濃度およびメチルメルカプタン濃度を図 - 3 に示すヘッドスペース検知管法で分析した。

図 - 3 の で測定された硫化水素濃度を、汚泥300mlから1,000mlの空气中に拡散した硫化水素として次式を用いて換算した。

$$\text{硫化水素発生試験値 (ppm)} = \frac{\text{検知管濃度 (ppm)} \times (\text{ガラス瓶容積 (ml)} - \text{汚泥量 (ml)})}{1,000} \times \frac{300}{\text{汚泥量 (ml)}}$$

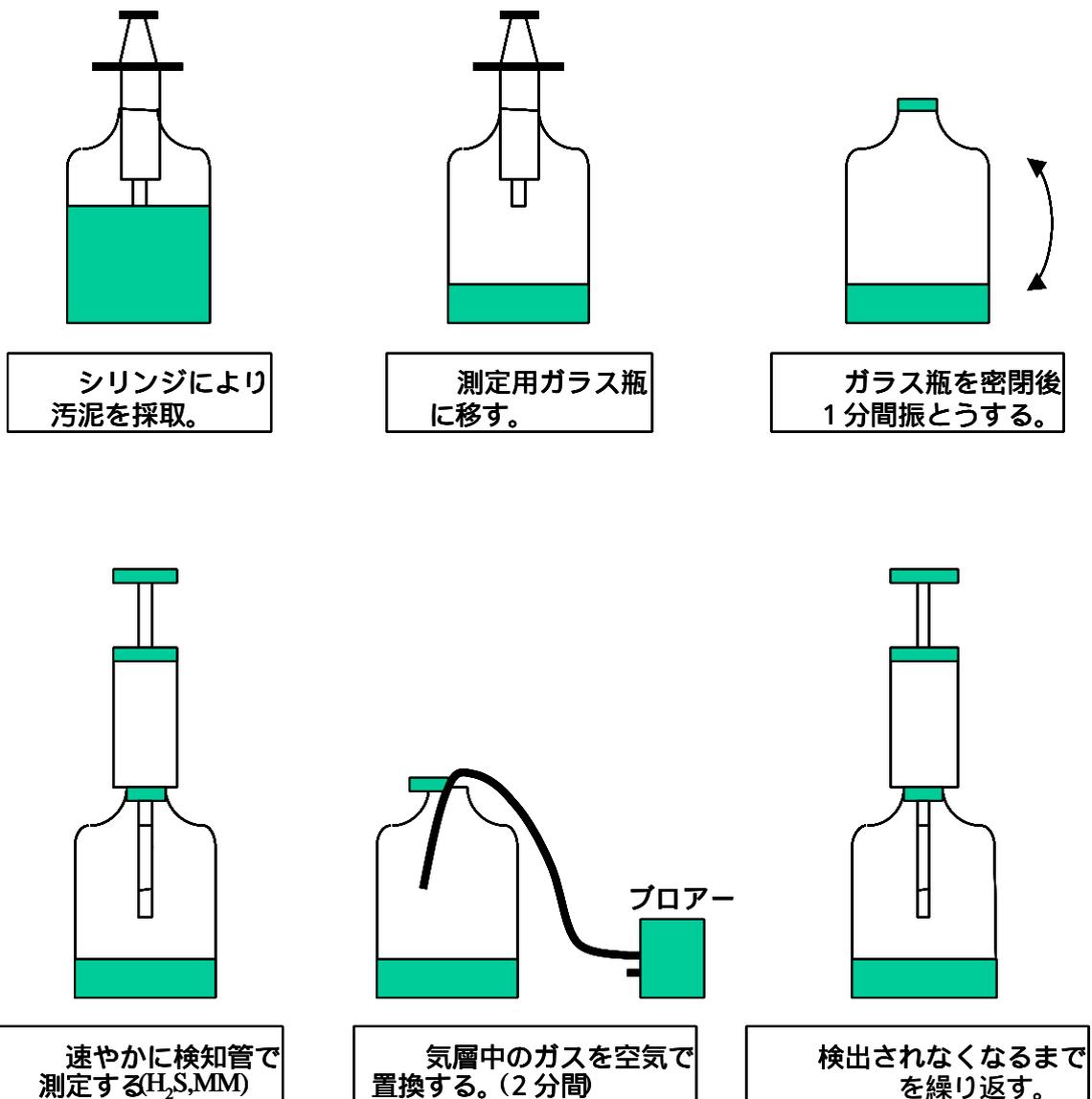


図 - 3 ヘッドスペース検知管法

2.2.2 硫化物測定方法（溶存性，不溶性）

汚泥中に存在する硫化物（溶存性，不溶性）は，図 - 4 に示す硫化物測定方法で分析した。

汚泥を 5 ml 採取し，試験管に入れる。

空気曝気により気中に追い出した硫化物をガステック社製溶存硫化物用検知管（201型）で測定し，溶存性硫化物とする。

10%硫酸 2 ml を添加して硫化水素として解離させたのち，空気曝気により気中に追い出した硫化物をガステック社製溶存硫化物用検知管（201型）で測定し，不溶性硫化物として測定する。

溶存性硫化物と不溶性硫化物を合計した値を全硫化物とする。

3. 調査内容

3.1 実機試験調査

八王子処理場では近年流入負荷の増加とともに汚泥処理量が増加しているが，運転条件が異なると臭気の発生状況が変化するため，試験期間中は平成10年度の調査と同様の混合比（重力濃縮汚泥：遠心濃縮汚泥 = 60 : 40）および流量（ $21\text{m}^3/\text{hr}$ ）とした。

調査期間中の汚泥濃度は，重力濃縮汚泥が 2.0～2.9%，遠心濃縮汚泥が 2.8～3.5%，脱水機投入汚泥が 2.3～3.1% であった。

3.1.1 ポリ鉄の効果把握と添加量の効果に与える影響

平成 11 年度の調査より，ポリ鉄を脱水機投入汚泥ラインに添加したときに，必要添加量が机上試験よりも多くなることが明らかとなった。そこで，ポリ鉄を脱水機投入汚泥ラインに添加する方法と混合汚泥貯留槽に添加攪拌する方法を比較し，添加方法と消臭効果の関係について検討した。ポリ鉄と汚泥との混合方法が変わることにより，消臭効果を発揮する必要添加量が変化することが想定されたため，消臭剤コストの低減が可能かどうか明らかにした。

3.1.2 従来法による現状把握

従来法（現在採用している方法）は，塩素系消臭剤 1 剤を重力濃縮汚泥引き抜きのタイミングに合わせて重力濃縮汚泥ラインに添加し，濃縮汚泥貯留槽に一時貯留する。この汚泥を混合汚泥貯留槽で遠心濃縮汚泥と混合した後，脱水機に投入する直前で塩素系消臭剤 2 剤をラインに添加するときの消臭効果を検討した。

さらに，塩素系消臭剤 1 剤の添加位置を混合汚泥貯留槽に変更したときの臭気抑制効果を検討し，塩素系消臭剤 1 剤の最適な添加位置と必要添加量を明らかにした。

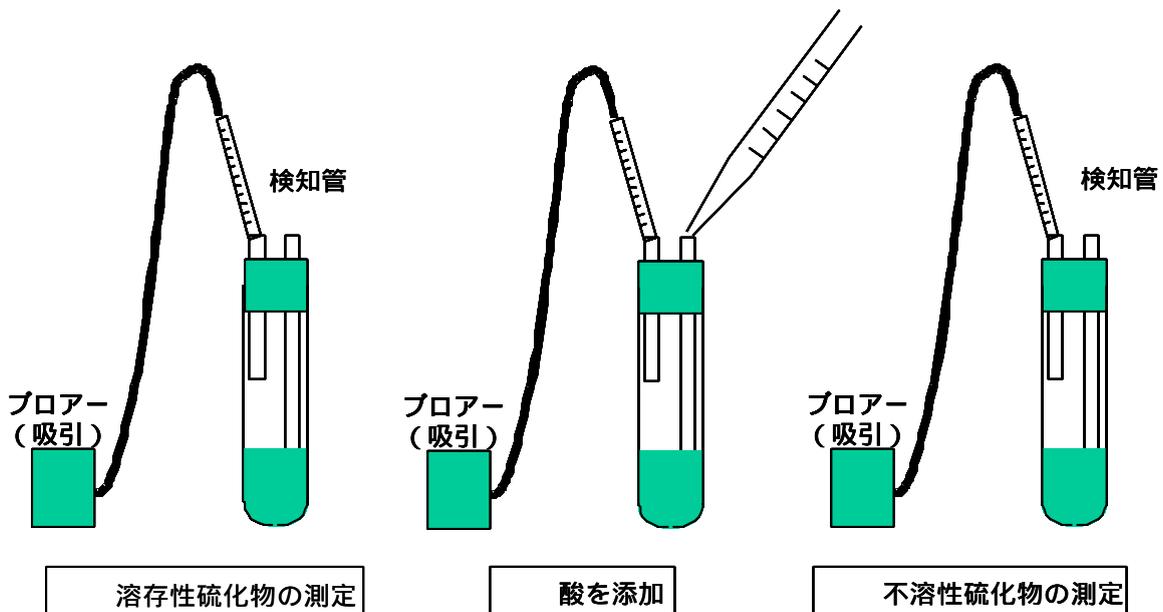


図 - 4 硫化物測定方法

3.1.3 ポリ鉄と塩素系消臭剤の併用による効果
塩素系消臭剤1剤との併用によるポリ鉄の添加量削減の可能性について検討した。

塩素系消臭剤1剤を重力濃縮汚泥ラインに添加した後、ポリ鉄をラインに添加する方法と混合汚泥貯留槽に添加し攪拌混合する方法との消臭効果について検討した。

塩素系消臭剤1剤の添加後にポリ鉄を添加すれば、ポリ鉄の必要添加量を低減できることが想定されたため、消臭剤コスト削減の可能性を明らかにした。

3.1.4 ベルトコンベア内の臭気測定

各条件における臭気抑制効果を把握するために、脱水ケーキのベルトコンベア内から連続で臭気を採取し、硫化水素濃度を測定した。さらに、定期的に検知管による硫化水素およびメチルメルカプタン濃度を測定した。また、代表的な条件ごとに臭気袋に採取したガスについて臭気濃度もあわせて測定した。

3.1.5 脱水ケーキ消臭効果

この調査では、今後処理場間で行われる相互焼却を想定し、脱水ケーキそのものに対する臭気抑制効果を検討した。

試験条件ごとにベルトコンベアから脱水ケーキを採取し、消臭効果の持続性を評価した。

脱水ケーキをベルトコンベアから採取する。

ケーキを100g計り取り、1Lポリ瓶に入れ蓋をする。

室温で24時間放置した後、ポリ瓶に検知管を差し込み、硫化水素濃度およびメチルメルカプタン濃度を測定する。

3.2 焼却炉への影響調査

臭気抑制を目的として脱水機投入汚泥にポリ鉄を添加すると、脱水分離液中のリンが削減されることが明らかとなっている。しかし、削減した分のリンは脱水ケーキへ移行することになり、脱水ケーキ中のリン濃度が更に高くなると考えられる。

一方、リンはカルシウムやナトリウムなどの酸化物との共晶系において個々の融点が低下することが知られている。したがって、リンの含有率の増加が焼却炉内でクリンカ発生を助長することが考えられた。クリンカの生成には様々な要因が関与すると考えられるが、本調査では

ポリ鉄添加にともなう焼却炉への影響として、砂層部の低融点化によるクリンカ生成の兆候（流動砂の示差熱分析などによる）の有無を調査した。

3.3 コスト低減調査

平成10年度の調査では、若干のコスト高になるもののポリ鉄を添加することにより持続性の消臭効果が得られることがわかった。本調査では、ポリマーの使用量や焼却灰の増加などの問題が生じない範囲（ポリ鉄3,000mg/l以下）において薬剤コストを低減できる方法を提案するために、ポリ鉄の添加混合方法、塩素系消臭剤との併用方法など各種実験により現実的なコスト低減方法を検討した。

3.4 処理場内の硫化水素発生状況調査

汚泥の脱水工程は、処理工程の中でも最後の方に位置するため、時間の経過により硫化物の生成が進んでいる箇所と考えられる。しかし、それ以前の工程でも汚泥などの滞留により嫌気化が進み、硫化物が生成されていると予想される。そこで、汚泥脱水機および脱水ケーキベルトコンベア周辺以外の場所で、硫化水素がどのように発生しているかを把握するため、以下の箇所に硫化水素連続測定装置（ガステック社製GHS-7A）を設置し、連続的な硫化水素発生状況を調査した。

- ・第一沈殿池覆蓋内
- ・重力濃縮槽覆蓋内
- ・重力濃縮汚泥貯留槽上部
- ・混合汚泥貯留槽上部
- ・汚泥処理棟返水管内

4. 調査結果および考察

4.1 ポリ鉄による硫化物除去効果

下水処理場で発生する硫化水素は、流入水中に含まれる硫酸イオンが溶存酸素や硝酸イオンが消費された後の嫌気性条件下で硫酸塩還元菌の働きで硫化物に還元され、さらに物理的な力が加わる箇所で気中に放散されることにより発生する。（図-5）そのため、嫌気性条件にならない工夫をして硫化物の生成を抑制することができれば硫化水素の発生量を低減できるが、処理場内で汚水や汚泥が滞留することは避けられず、嫌気性細菌の活動を完全に抑えることは難しい。

消臭剤としては、硫化物を硫黄や硫酸イオン

に酸化する酸化剤系や硫化物と反応して不溶化する金属塩系が代表的である。酸化剤系消臭剤では、硫化水素を酸化する以外にメチルメルカプタンなどの硫黄系悪臭物質も酸化分解する機能がある。薬剤を有効に作用させるためには、臭気成分と効率的に反応させるとともに、持続時間を考慮し効果を発揮する箇所を想定した適切な添加場所を選定することが重要である。

金属塩系消臭剤は、硫化物を金属塩にして不溶化する効果が期待できるが、不溶化した金属塩が解離して硫化物にならないことが重要である。この場合、汚泥中の溶存性硫化物が減少し、不溶性硫化物が増加することになる。また、不溶化だけの機能では、硫化物以外の分子量の高い臭気成分はほとんど除去できない。金属塩系消臭剤は、フロックや水酸化物の形成にも関与するため、効率的に硫化物と反応させるために十分な混合攪拌を行うことが必要である。

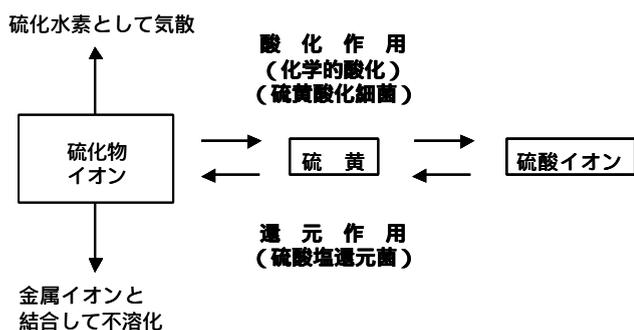


図 - 5 硫化物生成機構

汚泥中の硫化物は溶存性と不溶性の2種類からなっているが、気中に放散されて硫化水素となりやすいのは溶存性硫化物である。ポリ鉄は金属塩系消臭剤であることから、硫化鉄の生成により硫化水素を抑制すると考えられるが、さらに、三価の鉄が二価になるときに硫化物を酸化する機能も考えられる。

そこで、ポリ鉄の硫化物除去特性と他の鉄塩や塩素系消臭剤1剤の硫化物除去特性を比較するために机上試験を実施した。重力濃縮汚泥貯留槽から採取した汚泥を試験管に入れ、ポリ鉄を500mg/l添加した場合と、Feとしてポリ鉄と同等となるよう塩化第二鉄を添加した場合について、汚泥中の溶存性・不溶性硫化物の挙動を比較した結果を図-6に示す。

試験管内で汚泥と薬剤を十分反応させた場合、ポリ鉄500mg/l添加で約8mg/lの硫化物を除去

し、塩化第二鉄でも同様の効果であった。ポリ鉄・塩化第二鉄とも溶存性硫化物の量が減少し不溶性硫化物の量が変化しないことから、鉄系薬剤には硫化鉄の生成だけでなく酸化による硫化物除去効果もあることが示唆された。

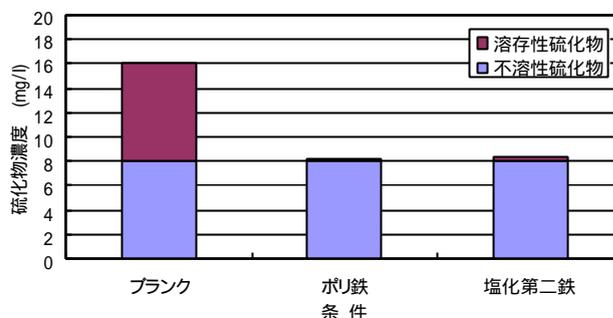


図 - 6 薬剤添加による硫化物の挙動 (1)

同様にポリ鉄の添加率を1,000mg/lに増加させた場合と、塩素系消臭剤1剤を200mg/l添加した場合について、汚泥中の硫化物の挙動を比較した結果を図-7に示す。両薬剤とも約15mg/lの硫化物を除去している。ポリ鉄の添加率が増加すると、不溶性硫化物とも反応し、塩素系消臭剤1剤と同様の効果を示すことがわかった。なお、この酸化の度合いは、両薬剤のヨード遊離価の実測値ともほぼ一致している。

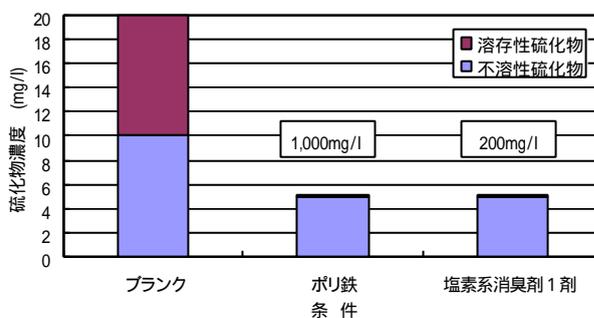


図 - 7 薬剤添加による硫化物の挙動 (2)

ポリ鉄と塩素系消臭剤1剤の反応性を比べると、1剤の反応は速いがポリ鉄はゆっくりとしている傾向が見られる。目視観察結果と対比すると、ポリ鉄は添加した瞬間に薬剤を中心にフロックを形成するため、この塊が壊れながら薬剤が作用していく形をとるように見える。反応を均一化するためには、十分な攪拌が必要であり、攪拌混合の如何が臭気抑制効果に影響を及ぼすことが想定される。

4.2 スラリー状汚泥の消臭効果持続性

酸化による硫化物除去と金属塩による硫化物の不溶化では、薬剤添加後の消臭持続性に違いがあるはずである。先の硫化物による効果把握から、ポリ鉄も塩素系消臭剤と同様に酸化力による硫化物除去作用が大きいことが明らかとなった。そこで、ポリ鉄の消臭持続効果を把握するために、薬剤添加後の時間経過に対する硫化物の挙動を調査した。結果を図 - 8 および図 - 9 に示す。

ポリ鉄および塩素系消臭剤を添加した後、時間経過とともに硫化物がどのように変化するか机上試験を実施した。各サンプルを空気透過性の低いマイティーパックに入れ、所定時間ごとにサンプリングして、汚泥中の硫化物濃度を測定した。薬剤の添加量は、ポリ鉄1,000mg/l添加を基準とし、塩化第二鉄は鉄としてポリ鉄と同量になるように添加した。硫酸イオンを追加添加する場合には、ポリ鉄に含有されている量と同量とした。塩素系酸化剤は、1 剤300mg/l・2 剤600mg/l添加した。

ブランクは硫酸塩還元菌が作用して硫酸イオンが無くなった段階で硫化物濃度が一定になるが、ブランクに硫酸イオンを添加すると、追加した硫酸イオンから生成される硫化物の濃度が上昇した。塩素系消臭剤に硫酸イオンを追加した場合でも同様の傾向が見られた。

硫酸イオンを含まない塩化第二鉄でも、硫酸イオンを含むポリ鉄でもブランクと同程度の硫化物生成傾向となり、ポリ鉄に含まれる硫酸イオンからの硫化物の生成は認められなかった。今回の試験はバッチ条件であるため、鉄系薬剤を添加した汚泥のpHが腐敗によりさらに低下することから、微生物の活動そのものが阻害されていることが考えられる。現実の系では、新鮮な汚泥が混入することが菌体や有機物の補給・pHの上昇の要因となり、硫酸イオンが残留していた場合に硫化物の生成が促進されるおそれはある。

実際に汚泥のまま数日間放置することは希であるが、塩素系消臭剤にしてもポリ鉄などの鉄系薬剤にしても、1日以上経過するとブランクと同程度の硫化物が生成されることがわかった。

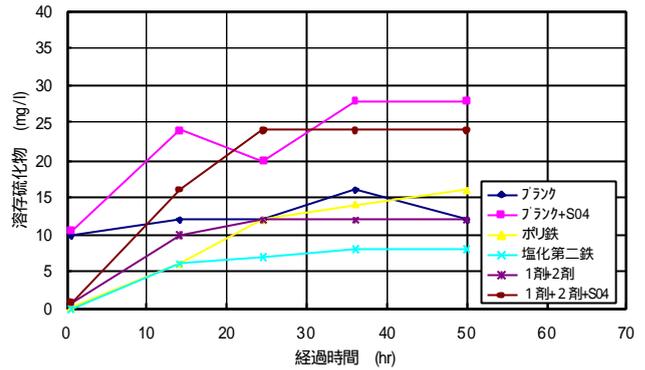


図 - 8 溶存硫化物の挙動

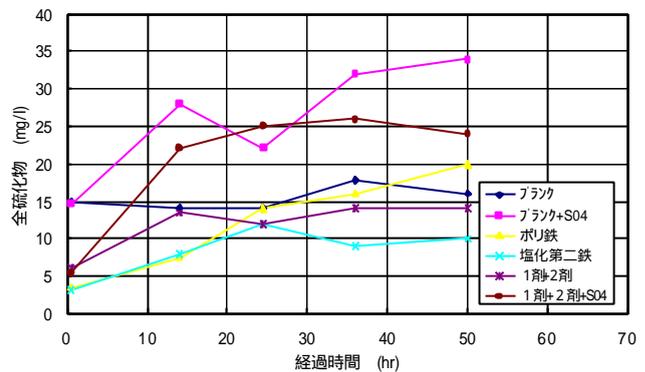


図 - 9 全硫化物の挙動

4.3 実機試験調査

実機試験における消臭効果の評価を、脱水ケーキベルトコンベア内の硫化水素濃度で行うため、硫化水素濃度の連続測定を行った。連続測定した脱水ケーキベルトコンベア内の硫化水素チャートは、図 - 10に示すようなピークを持つ形状となった。脱水機の運転開始時には、前日に脱水機を停止してから貯留槽や配管内に滞留した汚泥が処理されるため硫化水素の高いピークが現れるが、汚泥が入れ替わってしばらくすると安定した値となった。消臭剤使用時は、平成10年度の調査と同条件にするために脱水機投入汚泥量を21m³/hrに設定し、試験運転終了後、通常運転30m³/hrに戻したため、チャートの後半では硫化水素濃度が上昇することになった。

硫化水素測定データの定量化は、以下の2つの方法で行った。

安定時の硫化水素濃度

立ち上げ時から試験運転終了までの硫化水素積算濃度

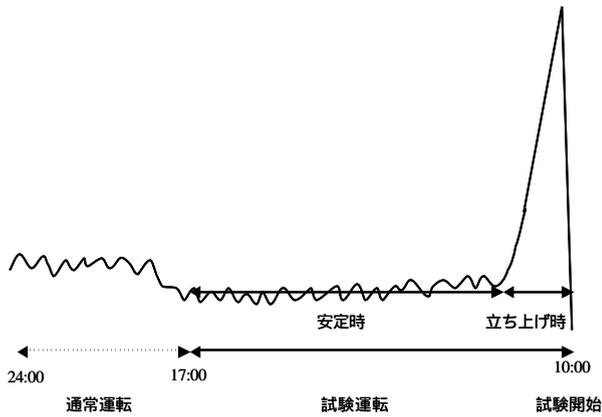


図 - 10 硫化水素連続測定チャートの解析方法

また、連続測定装置の精度を確認するためにガス検知管による測定値と比較した結果、連続測定装置とガス検知管による測定値の間に(図 - 11)非常に高い相関関係があることがわかり、連続測定装置の精度が高かったことがわかる。

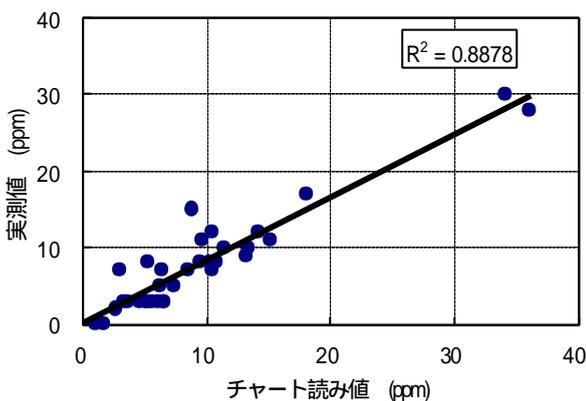


図 - 11 ベルトコンベア内硫化水素濃度

4.3.1 ポリ鉄添加法による消臭効果

実機にポリ鉄を単独で添加した場合、および比較対象として塩素系消臭剤1剤を単独で添加した場合の、ベルトコンベア内の硫化水素濃度を図 - 12に示す。

同程度の硫化水素濃度になる添加量をライン添加と混合汚泥貯留槽添加の間で比較した場合、混合汚泥貯留槽に添加した方が約2/3の添加量ですむことがわかる。これは、混合汚泥貯留槽に添加した方がその後段にあたるラインに添加したときよりもポリ鉄と汚泥がすみずみまで混合され反応が進むことから、消臭効果が発揮されたためと考えられる。

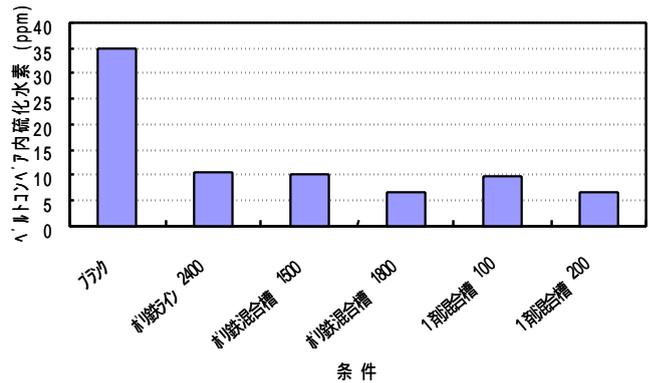


図 - 12 ポリ鉄添加法によるベルトコンベア内硫化水素濃度

図 - 13にベルトコンベア内硫化水素濃度を条件ごとに積算したときの値を示す。硫化水素の量を平均値よりも負荷量として捉えられるように時間毎の値を積算した。

ポリ鉄の添加場所は、ラインよりも混合汚泥貯留槽の方がより低添加量でベルトコンベア内の硫化水素を抑制することができる。塩素系消臭剤1剤では、混合汚泥貯留槽に200mg/l添加すれば、単独で添加した中で最も良い結果となった。

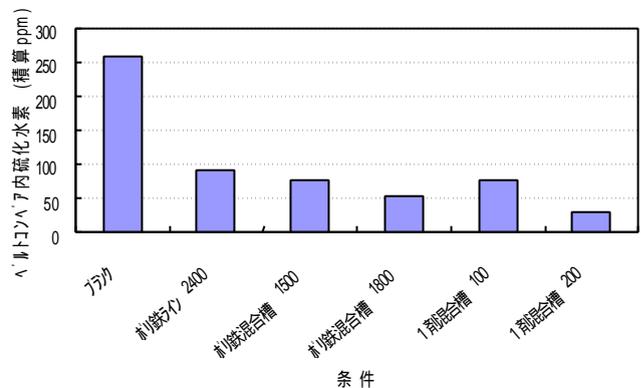


図 - 13 ポリ鉄添加法によるベルトコンベア内硫化水素濃度

図 - 14に単独で添加する条件において、ベルトコンベア内で採取したガスの臭気濃度を示す。臭気濃度は硫化水素やメチルメルカプタンを含んだ臭気成分全体の量を表している。ポリ鉄(2,000mg/l前後)単独では、ブランクに比べて1/2程度の臭気濃度に低下している。しかし、塩素系消臭剤1剤(200mg/l)を単独で混合槽に添加したときよりも、臭気濃度の除去効果は劣っている。

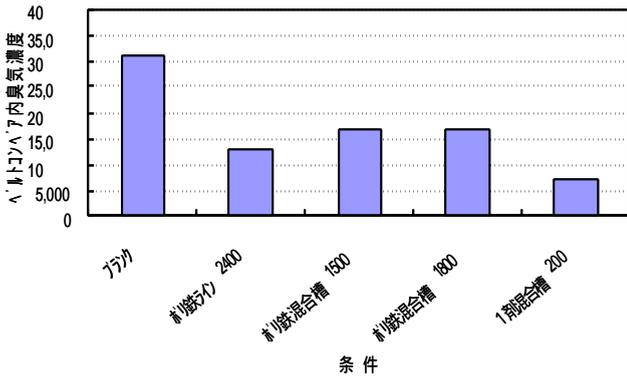


図 - 14 ポリ鉄添加法によるベルトコンベア内臭気濃度

同じ実機試験において、脱水機投入汚泥の硫化水素をヘッドスペース法で測定した結果を図 - 15 に示す。ヘッドスペース法では塩素系消臭剤 1 剤やポリ鉄の添加量が増加してもかえって硫化水素濃度が上昇してしまう結果も観察され、はっきりとした傾向はわからなかった。これは、脱水機投入汚泥の硫化物濃度が変動することによって残留する硫化物量が変動するため、ヘッドスペース法のように強制的に硫化物を気化させる場合は、実機と異なる結果となる場合があると考えられる。

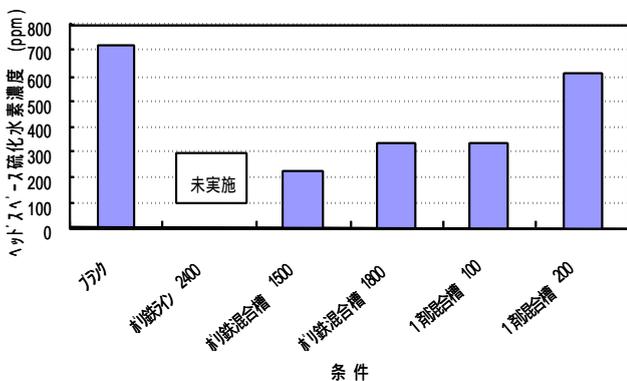


図 - 15 ポリ鉄添加法によるヘッドスペース硫化水素濃度

4.3.2 従来法による消臭効果

実機に従来の塩素系消臭剤を添加したときの、ベルトコンベア内の硫化水素濃度を図 - 16 に示す。

従来法の添加場所と添加量では、ベルトコンベア内の硫化水素濃度は10ppm以上を示したが、1 剤の添加位置をより脱水機に近い混合汚泥貯留槽に変更することで、硫化水素濃度が大幅に低下した。一方、1 剤・2 剤とも混合汚泥貯留槽添加にした場合は、低下幅は

少なかった。

従来は、塩素系消臭剤 1 剤を重力濃縮槽引き抜き汚泥に添加し、塩素系消臭剤 2 剤を混合汚泥貯留槽の後段の脱水機投入汚泥に添加している。しかし、1 剤が添加されてから脱水機に達するまでに3時間以上経過するため、表 - 1 の机上試験結果に示すように薬剤の効果がほとんどなくなっていると考えられる。そのため、脱水機までの到達時間がより短い混合汚泥貯留槽に添加位置を変更したところ、消臭効果の向上が図れた。塩素系消臭剤 2 剤は、ライン添加でも混合汚泥貯留槽に添加しても、添加率を考慮するとそれほど大きな差はないと考えられる。

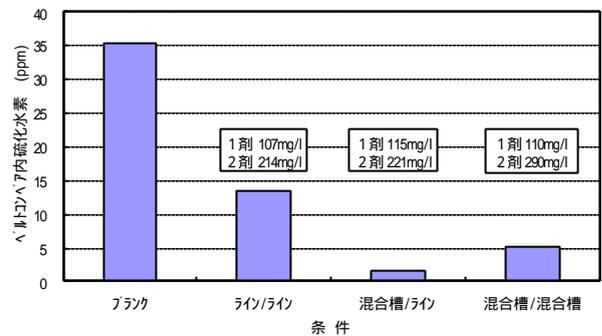


図 - 16 従来法によるベルトコンベア内硫化水素濃度

表 - 1 1 剤とポリ鉄の消臭効果比較 (机上試験)

	H ₂ S / MM濃度 (ppm)					
	3分後	8分後	17分後	31分後	45分後	60分後
1 剤	ND	ND	2	12	17	40
添加率	/	/	/	/	/	/
240mg/l	ND	ND	1	3	4	7
ポリ鉄	100	73	43	22	13	14
添加率	/	/	/	/	/	/
3,600mg/l	16	17	16	16	14	15

積算した硫化水素濃度から見ると(図 - 17), 塩素系消臭剤 1 剤をラインに添加するよりも混合汚泥貯留槽に添加した方が約 1/5 の硫化水素濃度となった。

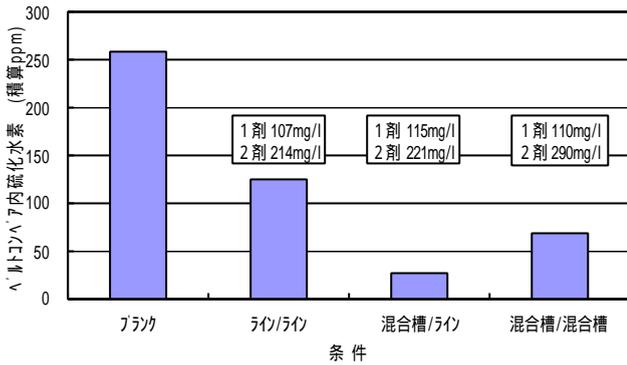


図 - 17 従来法によるベルトコンベア内硫化水素濃度

図 - 18に従来法の条件において、ベルトコンベア内で採取したガスの臭気濃度を示す。従来法では、ブランクに比べて1/2程度の臭気濃度に低下している。塩素系消臭剤1剤および2剤を混合槽に添加したときに、最も臭気濃度が低下した。

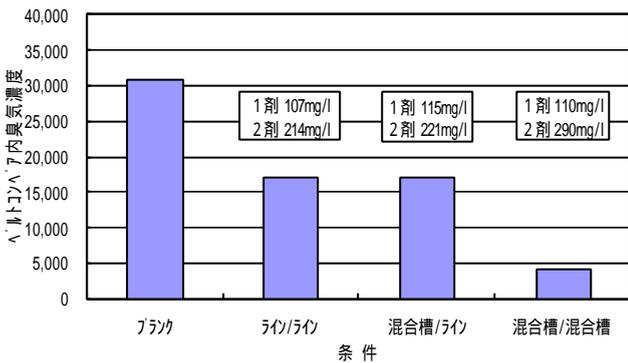


図 - 18 従来法によるベルトコンベア内臭気濃度

従来法をヘッドスペース法による結果から見ても(図 - 19)、塩素系消臭剤1剤の添加位置は混合汚泥貯留槽が最も良いことがわかる。

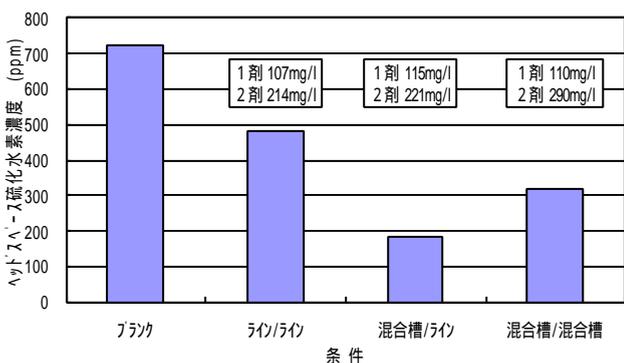


図 - 19 従来法によるヘッドスペース硫化水素濃度

4.3.3 併用法による消臭効果

実機に従来の消臭剤とポリ鉄を併用したときの、ベルトコンベア内の硫化水素濃度を図 - 20に示す。塩素系消臭剤1剤を重力濃縮引き抜き汚泥に添加した後ポリ鉄を添加することで、ポリ鉄の必要添加量が低下する可能性が考えられたが、特にポリ鉄の添加量が低減されることはなかった。これは、先に述べたように塩素系消臭剤1剤を添加した後の時間が長いために消臭効果がなくなったと考えられる。

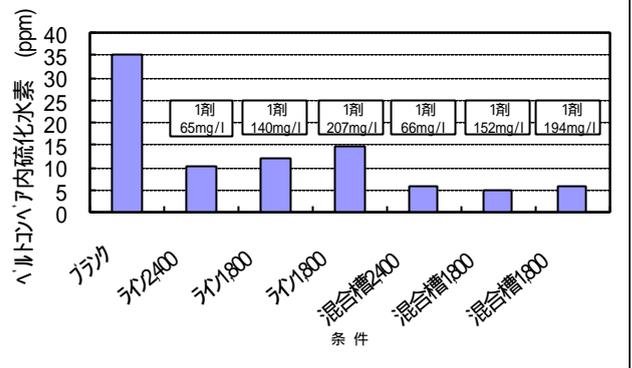


図 - 20 併用法によるベルトコンベア内硫化水素濃度

積算した硫化水素濃度から見ても(図 - 21)、塩素系消臭剤1剤を併用する効果よりも、ポリ鉄の添加位置を混合汚泥貯留槽に変えることによる効果の方が有効であることがわかる。

図 - 22に併用法の条件において、ベルトコンベア内で採取したガスの臭気濃度を示す。塩素系消臭剤1剤とポリ鉄併用では、ポリ鉄の添加率が増加すると臭気濃度が低下し、塩素系消臭剤1剤の添加率が増加しても臭気濃度に変化は見られなかった。ポリ鉄を混合槽に添加したときに、最も臭気濃度が低下した。

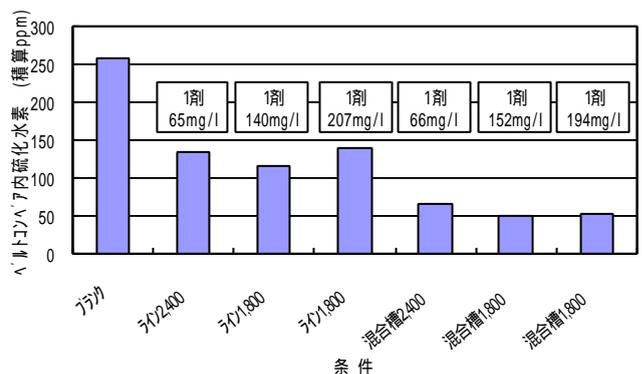


図 - 21 併用法によるベルトコンベア内硫化水素濃度

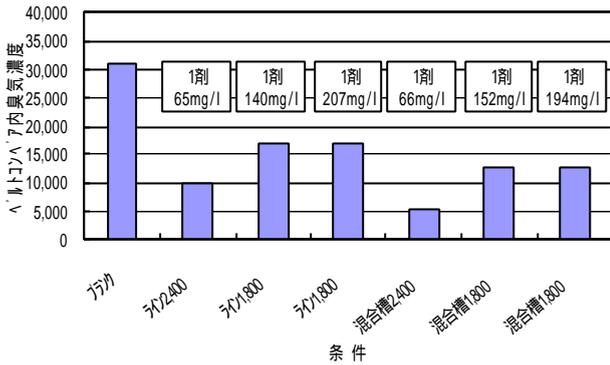


図 - 22 併用法によるベルトコンベア内臭気濃度

併用法をヘッドスペース法による結果から見ると(図 - 23), ポリ鉄の添加位置が変わっても硫化水素濃度が変わらなかったり添加量との関係が逆転したりしている。原泥中の硫化物量が変動することと、ヘッドスペース法で振とう攪拌する時に未反応の薬品の反応が進むためと考えられる。

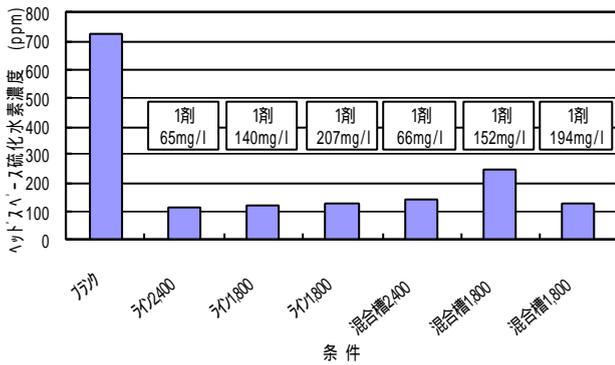


図 - 23 併用法によるヘッドスペース硫化水素濃度

塩素系消臭剤 1 剤とポリ鉄を併用したときの全データを図 - 24 に示す。ポリ鉄の添加量を低減するには、混合汚泥貯留槽に添加することが有効であることがわかる。

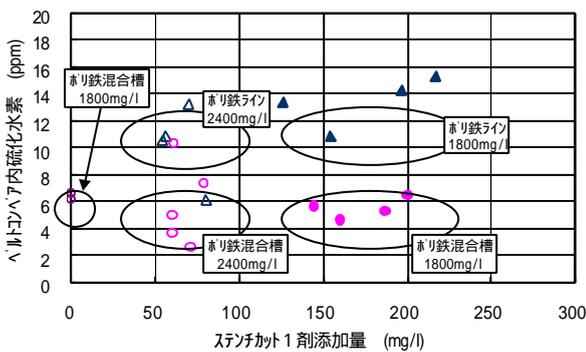


図 - 24 併用法によるベルトコンベア内硫化水素濃度

4.3.4 ベルトコンベア内臭気測定

脱水ケーキベルトコンベア内の臭気濃度成分と各条件との関係は明確にならなかった。しかし、硫化水素濃度と脱水機投入汚泥の硫化物濃度の関係は図 - 25 および図 - 26 に示すようになり、仮にベルトコンベア内硫化水素濃度を 10ppm 以下に維持するためには、投入汚泥中の溶存性硫化物を 3 ~ 4 mg/l 以下に、全硫化物では 6 ~ 8 mg/l 以下にする必要がある。試験期間中のベルトコンベア内硫化水素濃度と硫化物濃度の関係を条件と対比して示すと図 - 27 のようになる。

ポリ鉄 2,400mg/l 以上添加した場合は、混合槽添加とライン添加のいずれも硫化水素抑制ができるが、1,800mg/l 以下ではライン添加の方式の効果は不安定になり、明らかに混合槽添加が勝っている。この理由として、ライン添加では混合攪拌が不十分であるために、図 - 28 のような重力濃縮汚泥における硫化物濃度などの性状変化の影響を受けやすいためと考えられる。

なお、これらのグラフは、一つの条件について 2 ~ 3 日データを採取し、平均値を求めて表示したものである。

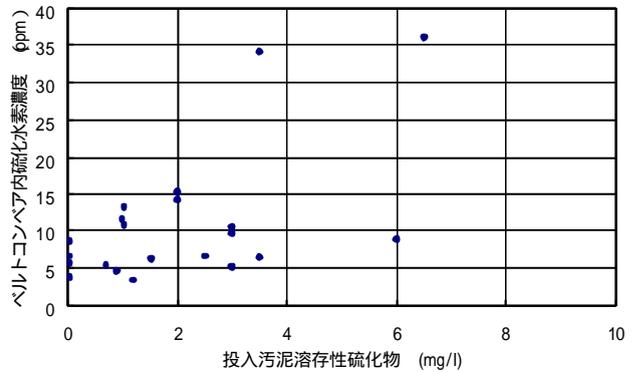


図 - 25 溶存性硫化物とベルトコンベア内硫化水素濃度

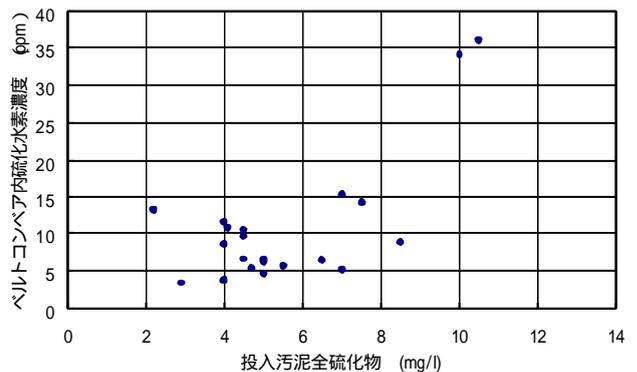


図 - 26 全硫化物とベルトコンベア内硫化水素濃度

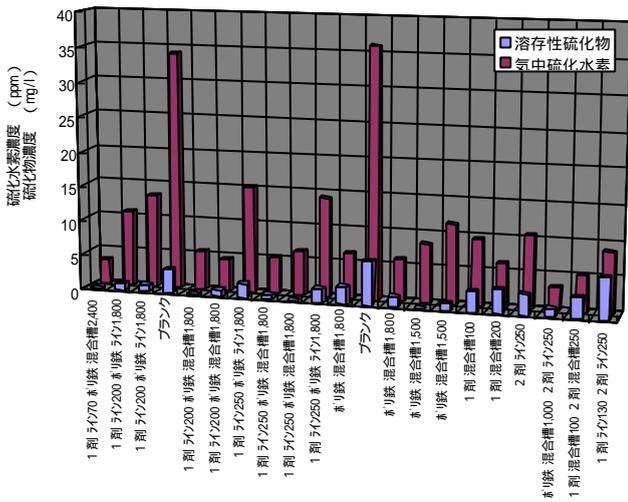


図 - 27 溶存硫化物とベルトコンベア内硫化水素濃度

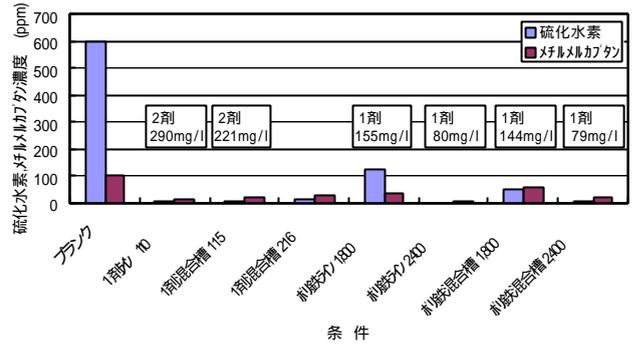


図 - 29 脱水ケーキの硫化水素濃度

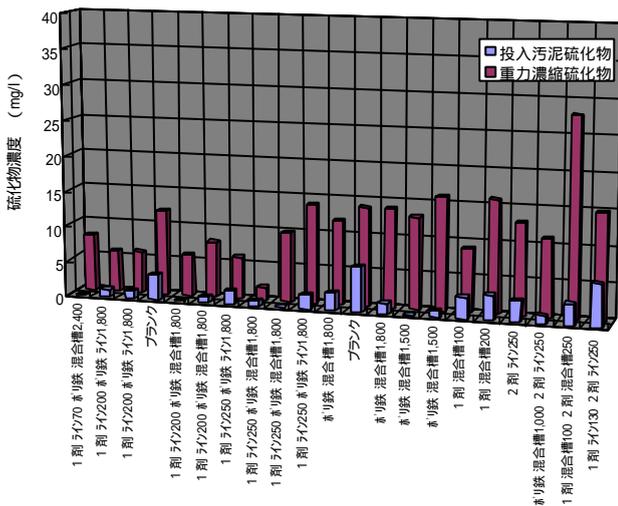


図 - 28 硫化物濃度の変化

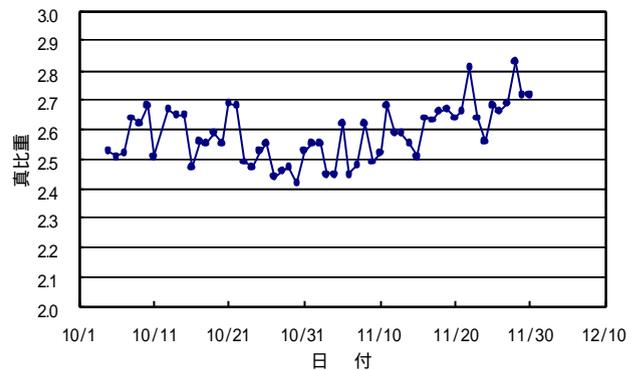


図 - 30 焼却灰の比重の変化

4.4 焼却炉への影響調査

ポリ鉄を添加することにより焼却灰の発生量が増加する可能性があるため、焼却灰の真比重を分析した結果を図 - 30 に示す。

ポリ鉄を約 2 ヶ月間添加したが、焼却灰の比重はわずかに上昇傾向となった。しかし、ポリ鉄添加時期と焼却灰の比重が上昇する時期が一致せず、どのような要因により比重が上昇したのか明確にならなかった。

4.3.5 脱水ケーキ消臭効果

実機から採取した脱水ケーキを 24 時間ポリ瓶に保管した後の硫化水素濃度およびメチルメルカプタン濃度を図 - 29 に示す。

実機の脱水ケーキのベルトコンベア内で有効であった手法が、脱水ケーキ持続性にも効果があることがわかる。流域本部において脱水ケーキの相互焼却が行われることを想定した場合、消臭剤の効果が脱水ケーキまで持続することはケーキの貯留や搬送時の臭気問題の解消に役立つが、貯留方法や搬送方法など実際の設備を想定した試験が必要である。

ポリ鉄添加前の流動砂とポリ鉄を約 2 ヶ月間添加した後の流動砂の成分を表 - 2 に、粒度分布を表 - 3 に示す。ポリ鉄を添加することにより、酸化第二鉄と酸化アルミニウムが増加し、二酸化ケイ素と酸化カリウムが減少している。リン固定の結果増加すると考えられる五酸化リンは増加しなかった。また、粒度分布については、添加後の粒径 210 μm 以下が減少し 850 μm 以上に若干の増加が見られたが、流動状態を阻害するまでには至っていない。

表 - 2 流動砂の成分分析結果

	ポリ鉄添加前 (9/16)	ポリ鉄添加後 (12/13)	変 化 幅
二酸化ケイ素	75.2 %	73.9 %	1.30% ▲
酸化第二鉄	1.64 %	2.26 %	0.62% ▲
五酸化リン	5.80 %	5.59 %	0.21% ▼
酸化アルミニウム	8.31 %	9.76 %	1.45% ▲
酸化カルシウム	2.80 %	2.61 %	0.19% ▼
酸化カリウム	2.70 %	0.89 %	1.81% ▼
酸化ナトリウム	0.66 %	0.74 %	0.08% ▲

表 - 3 流動砂の粒径分布

粒径範囲 (mm)	差 分 (%)	
	調査前 (9/16)	調査後 (12/13)
2.000以上	1.8	4.7
0.850~2.000	5.7	7.7
0.425~0.850	42.9	43.5
0.300~0.425	13.5	15.7
0.210~0.300	17.1	17.1
0.210以下	19.0	11.3

ポリ鉄添加前の流動砂とポリ鉄を約2ヶ月間添加した後の流動砂について、示差熱重量法(TG/DTA)で融点測定した結果を表-4に示す。ポリ鉄を添加することにより、流動砂の960 付近に熱吸収のピークが現れるとともに、1,550 付近のピークが1,490 に低下した。この程度の融点の変化では、クリン力生成には結びつかないとする。

表 - 4 流動砂の融点測定結果

温度範囲	ポリ鉄添加 前のピーク (9/16)	ポリ鉄添加 後のピーク (12/13)	変 化 幅
800 以下	567	569	2 ▲
800~1,200	なし	961	新規
1,200 以上	1,552	1,490	62 ▼

4.5 コスト低減調査

これまで従来法・単独法・併用法について、脱水機投入汚泥のヘッドスペース硫化水素濃度やベルトコンベア内硫化水素濃度で効果比較を行ったが、原泥中に含まれる硫化物の量が変動するために、硫化物の発生量では必ずしも薬剤添加量や組み合わせに沿った結果が得られない場合があった。

そこで、汚泥中の溶存硫化物の除去量で比較した結果を図-31に、硫化物の除去率で比較し

た場合を図-32に示す。汚泥中に存在する硫化物が、薬剤添加によりどの程度減少したかを硫化物の減少量で表したものが除去量、減少量を薬剤処理前の硫化物量に対する比率で表したものが除去率である。

従来法にしてもポリ鉄と塩素系消臭剤1剤の併用にしても、混合汚泥貯留槽で薬剤と汚泥を十分に反応させた方が、硫化物の除去効果が優れることがわかる。

最も硫化物を除去するのは従来法の混合汚泥貯留槽添加であるが、除去率で見ると塩素系消臭剤1剤とポリ鉄の混合汚泥貯留槽添加の併用法が有効である。

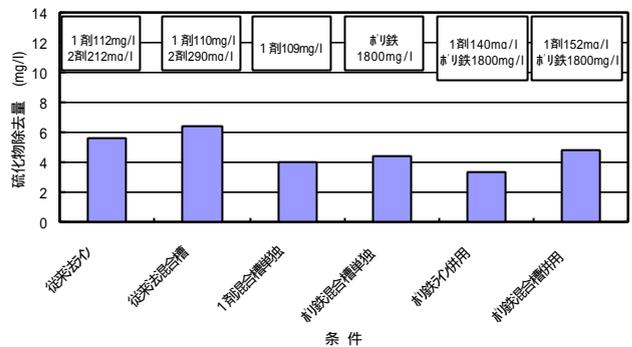


図 - 31 各手法による硫化物除去効果

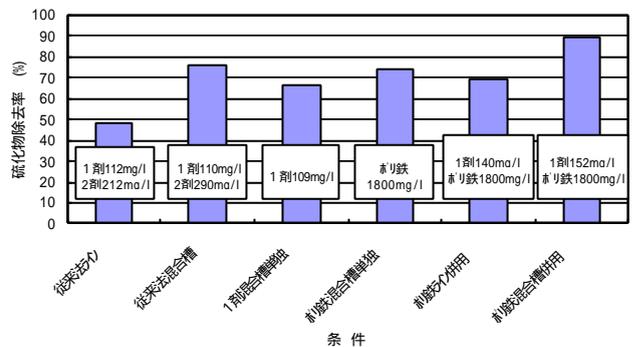


図 - 32 各手法による硫化物除去率

実機試験の結果にもとづき、従来法およびベルトコンベア内の硫化水素濃度が10ppm以下になり、かつ硫化物の除去能力の高い方法について、脱水機投入汚泥当たりの薬剤コストを比較した(表-5)。薬剤単価は、塩素系消臭剤1剤を280円/kg、同2剤を40円/kg、ポリ鉄を25円/kgとして試算した。

表 - 5 薬剤コスト比較

手法	塩素系 消臭剤 1剤 (mg/l)	塩素系 消臭剤 2剤 (mg/l)	ポリ鉄 (mg/l)	薬剤費 (円/m ³)	硫化物 除去率 (%)
1 従来法	130	250	-	46.4	48
2 ポリ鉄(ライン)	-	-	2,400	60.0	70
3 ポリ鉄(混合槽)	-	-	1,800	45.0	75
4 1剤(ライン) ポリ鉄(混合槽)	150	-	1,800	87.0	90
5 1剤(混合槽) 2剤(ライン)	130	250	-	46.4	75

ポリ鉄を単独で使用する場合は、ライン添加では2,400mg/l必要であったが、混合汚泥貯留槽に添加する場合1p800mg/lで効果を発揮し、従来法に比べ汚泥 1m³当たり1.4円の薬剤コストを低減できることが明らかとなった。塩素系消臭剤の場合、従来法では臭気抑制効果は不十分であったが、1剤目の添加場所を混合汚泥貯留槽に変更すれば、従来法と同じ薬剤コストで臭気抑制効果を向上できることがわかった。

4.6 処理場内の硫化水素発生状況調査

4.6.1 第一沈殿池

第一沈殿池から曝気槽に至る水路において硫化水素連続測定装置を用いて測定した結果を図-33に示す。どの測定日も同じパターンを示し、昼間だけ硫化水素が高くなり正午頃に20~30ppmのピークが現れた。

これは、沈砂池周辺で午前11時頃からフラッシングを行う際に、沈積物が第一沈殿池に流れ込み、その中に含まれる硫化物が気中に拡散するためと考えられる。フラッシングにより嫌気状態の堆積物が掻き上げられることは避けられないが、硫化水素の発生を少なくするには、戻り配管の出口が水中に没するように変更して、硫化水素の大気への拡散を抑えることが有効である。

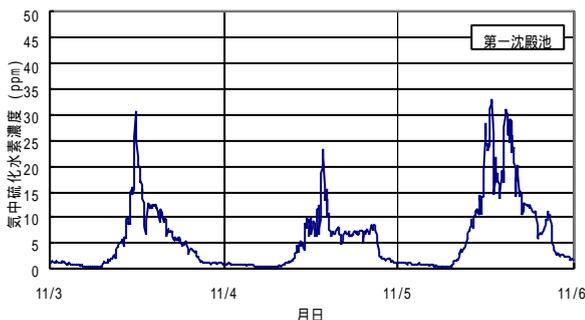


図 - 33 第一沈殿池の硫化水素濃度

4.6.2 重力濃縮槽

重力濃縮槽のセンターコア付近において硫化水素連続測定装置を用いて測定した結果を図-34に示す。どの測定日も同じパターンを示し、小刻みなピークの中に正午頃30~40ppmの大きなピークが現れている。細かいピークは、第一沈殿池引き抜き汚泥が重力濃縮槽に投入されるときに水面が掻き乱されて硫化水素が発生するからである。昼間に硫化水素濃度が高くなるのは、先述の第一沈殿池において発生する硫化水素が重力濃縮槽にも影響しているからである。先述した第一沈殿池における硫化水素の発生を抑制すれば、重力濃縮槽における硫化水素もかなり低減できる。さらに、第一沈殿池における汚泥の滞留時間を短くなるように早めに重力濃縮槽に引き抜くことで、重力濃縮槽における硫化水素の発生は少なくなる。

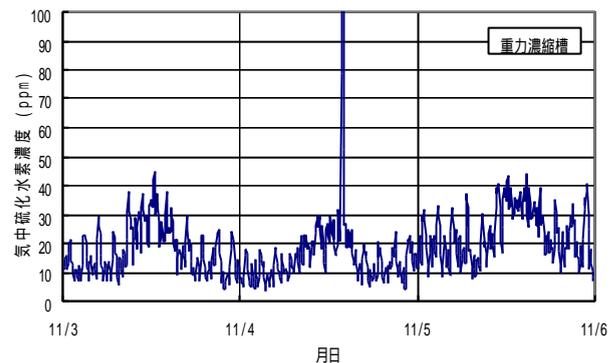


図 - 34 重力濃縮槽の硫化水素濃度

4.6.3 重力濃縮汚泥貯留槽

重力濃縮汚泥貯留槽において硫化水素連続測定装置を用いて測定した結果を図-35に示す。どの測定日も同じパターンを示し、脱水機が稼働している時間帯で硫化水素が発生し、100~120ppmのピークが現れている。

重力濃縮汚泥貯留槽に重力濃縮槽引き抜き汚泥が投入されるときに、送泥配管出口と槽内汚泥面との間に落差があるため、送泥時に汚泥が掻き乱されて硫化水素が発生している。重力濃縮汚泥貯留槽内では、重力濃縮槽からの送泥配管出口をできるだけ低い位置に変更して汚泥が掻き乱されないようにすれば、気中に硫化水素が拡散することが少なくなる。

汚泥脱水工程の処理を安定させるために貯留槽を設けて汚泥の均質化を図ることは重要

であるが、反面、汚泥滞留時間の増加や硫化水素の発生箇所を増やすことにもなる。臭気対策から見た場合には、重力濃縮槽から引き抜いた汚泥を速やかに脱水することが望ましい。

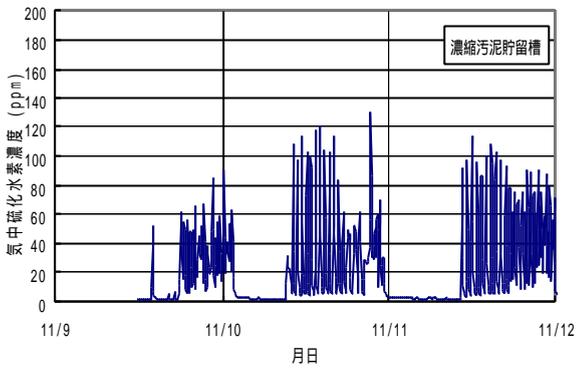


図 - 35 重力濃縮汚泥貯留槽の硫化水素濃度

4.6.4 混合汚泥貯留槽

混合汚泥貯留槽において硫化水素連続測定装置を用いて測定した結果を図 - 36および37に示す。どの測定日も同じパターンを示し、1号槽・2号槽ともに脱水機が稼働している時間帯に硫化水素が発生している。しかし、1号槽と2号槽で硫化水素の発生量が大きく異なった。これは、1号槽にのみ重力濃縮汚泥と遠心濃縮汚泥が投入され、2号槽は1号槽と連通管で繋がっていて脱水機供給汚泥として引き抜かれているため、1号槽の方がはるかに強く汚泥が掻き乱されて硫化水素が発生するからである。

混合汚泥貯留槽において硫化水素を発生しにくくするには、1号槽に入る送泥配管の出口をできるだけ低い位置に変更して、汚泥が掻き乱されないようにすれば、気中に硫化水素が発散することが少なくなる。

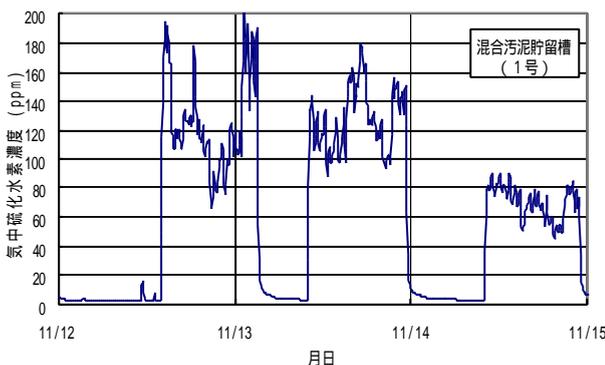


図 - 36 混合汚泥貯留槽（1号）の硫化水素濃度

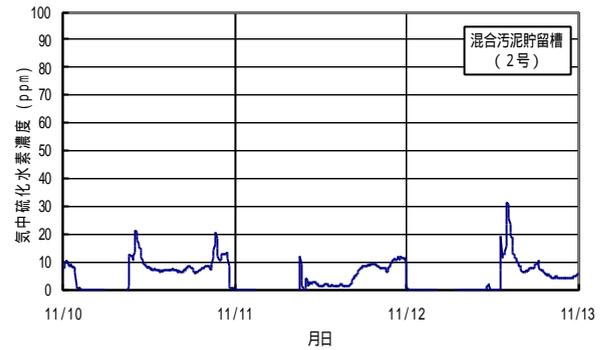


図 - 37 混合汚泥貯留槽（2号）の硫化水素濃度

4.6.5 汚泥棟返水管

汚泥棟返水ラインのマンホール内において硫化水素連続測定装置を用いて測定した結果を図 - 38に示す。どの測定日も同じパターンを示し、午前0時頃にピークが発生している。

これは、脱水機が稼働している時間は返水ラインでほとんど硫化水素が発生していないものの、脱水が終了し脱水機の洗浄工程に入った時に、脱水機内に貯まった汚泥などが排出されて硫化水素が発生していると考えられる。また、洗浄水の水量が多いために返水ラインの流れが速くなり、硫化水素が気中に拡散しやすくなっている。

脱水機の洗浄工程で発生する硫化水素は、洗浄水に硫化水素抑制機能のある薬剤を添加することにより低減できる可能性が高い。

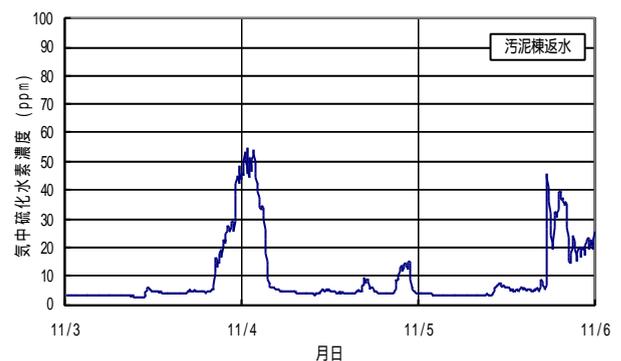


図 - 38 汚泥棟返水管の硫化水素濃度

4.7 臭気対策

下水処理場で発生する硫化水素は、溶存酸素や硝酸イオンが消費された後の嫌気性条件下で、硫酸イオンが硫酸塩還元菌の働きで硫化物に還元され、さらに物理的な力が加わる箇所であらゆる気中に放散されて発生する。処理場全体の硫化水素測定結果から、第一沈殿池から脱水工程までそ

それぞれの工程で硫化水素の発生が認められ、後段になるほど高濃度の硫化水素が発生している。

すべての工程で硫化水素を発生しないようにするには、硫化物が生成される嫌気性条件にならないようにすることが必要であるが、下水や汚泥が滞留しないようにして酸素の消費を抑えることは現実的には難しい。

対策としては、各工程の覆蓋を十分に行うとともに、硫化水素の発生量に応じて臭気ダクトの吸引量を調整し、硫化水素が外部に漏れないようにすることが必要である。また、濃縮汚泥の滞留時間をできるだけ少なくするように貯留槽の使用法や運転条件を工夫することも重要である。脱水工程では脱水操作の段階で硫化水素が気中に放散されやすく、また硫化水素以外の臭気成分の発生も顕著となる。脱水工程における臭気の発生は、作業環境の悪化にも直接結びつくことから、消臭剤の効果が期待される。

5 mg/l以下になった。ただし、脱水分離液中の懸濁物質にもリンが含まれているため、汚泥処理工程から水処理工程へのリン返送対策を行うためには、固形物回収率を安定して向上させることも重要である。

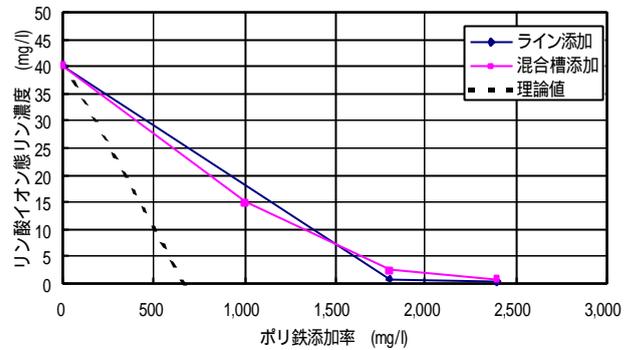


図 - 39 ポリ鉄添加率とリン除去効果

表 - 6 ポリ鉄添加率とリン除去効果

ポリ鉄添加率	PO ₄ - P 平均濃度 (ライン添加)	PO ₄ - P 平均濃度 (混合槽添加)
0 mg/l	40.2 mg/l	
1,000 mg/l	-	15.0 mg/l
1,800 mg/l	0.90 mg/l	2.30 mg/l
2,400 mg/l	0.50 mg/l	0.70 mg/l

4.8 他の工程への影響調査

4.8.1 脱水工程への影響

従来法およびポリ鉄添加時において、特に脱水ケーキ含水率や固形物回収率に大きな変化は見られなかった。実際には、監視カメラによる脱水ケーキの形状や遠心脱水機の差動機の回転数を見てポリマー添加率を随時変更しており、脱水性への影響は少なかったと考えられる。

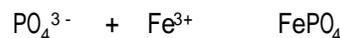
ポリ鉄を2,400mg/l以上添加した場合は、脱水機内でケーキが堅くなりすぎてトルクオーバーの傾向が強くなるため、脱水機のトラブルに結びつきやすい。特に、脱水性が良好な重力濃縮汚泥の比率が高いほどその傾向が強かった。

このように、ポリ鉄を添加した汚泥を従来のポリマーを使用して脱水する場合には、遠心脱水機のトルクオーバー、適正添加率の変化による固形物回収率の悪化や脱水ケーキ含水率の低下しすぎによるケーキ圧送の阻害などに注意しながら運転する必要がある。

4.8.2 水処理工程への影響

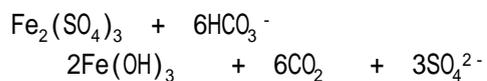
ポリ鉄の添加率と脱水分離液中のリン酸イオン態リン濃度の関係を図 - 39および表 - 6に示す。ポリ鉄の添加率が増加するに従いリン濃度が低下することがわかり、添加場所に関わらずポリ鉄を約1,800mg/l添加することによって脱水分離液中のリン酸イオン濃度が

ポリ鉄に含まれる鉄 (Fe) とリン酸イオン態リン (PO₄ - P) との反応は、次式のように当量反応と考えられる。



しかし、実際には40mg/lのPO₄ - Pは約1.3 × 10⁻³mol/lであるのに対し、PO₄ - Pを1 mg/l以下に低下させる1,800mg/lの添加率ではFeとしては約3.5 × 10⁻³mol/lと、計算上の約3倍量必要になっている。

ポリ鉄は複雑な形態であるが、残りのFeは次式のように、汚泥中のアルカリ物質との反応などに用いられていると考えられる。



汚泥中のPO₄ - Pを固定するために約3倍量のFeが必要なことは、「汚泥の沈降性の改善

効果報告書」計画部技術開発課¹⁾にも記載されている。また、村上²⁾はカラム試験において硫酸第一鉄を用いてリン除去する際に、リン酸イオンと鉄イオンが1:2.3モルで反応するという結果を得ている。

5. まとめ

下水処理場の主な臭気成分である硫化水素とメチルメルカプタンについて、薬剤による除去対策を八王子処理場の実機を用いて調査した。

本調査は主に脱水工程での臭気抑制に主眼を置き、脱水ケーキベルトコンベア内およびケーキ貯留時の臭気抑制の程度により効果を確認し、机上試験によりその妥当性を考察した。

使用薬剤は、ポリ鉄および現在使用している塩素系消臭剤1剤・2剤で、これらを組み合わせ使用し、ベルトコンベア内臭気抑制効果と脱水ケーキの臭気抑制効果持続性を確認した。

(1) 机上試験結果をもとに、ポリ鉄の添加位置をより攪拌混合効率の高い箇所に変更することによる添加量低減効果、塩素系消臭剤1剤との併用による臭気抑制効果について、実機を用いて検討した。

ポリ鉄の添加位置をラインよりも反応時間が長く混合攪拌効率の高い混合汚泥貯留槽に変更することにより、机上試験と同等の必要添加率に低減できることが明らかとなった。混合汚泥貯留槽に添加する場合1,800mg/lで効果を発揮し、従来法に比べ汚泥1m³当たり1.4円の薬剤コストを低減できることが明らかとなった。コストと効果の両面から見て、薬剤の反応性を考慮に入れた添加位置や混合攪拌方法を設定することが重要である。

塩素系消臭剤1剤の添加位置を、従来の重力濃縮引き抜きラインよりも後段の混合汚泥貯留槽に変更することにより、薬剤の効果を維持でき大幅に消臭効果が向上した。現状の薬剤でも、薬剤コストが増加せず機能改善が図れた。

従来の位置に塩素系消臭剤1剤を添加した後ポリ鉄を添加しても、ポリ鉄単独と比べて特に相乗効果は得られず、薬剤コストの低減には結びつかなかった。

ライン添加でも混合汚泥貯留槽添加でも、ポリ鉄を添加することにより、脱水分離液中の溶解性リンをほとんど除去することができた。

脱水分離液中の溶解性リン除去に必要なポリ鉄は、理論値の約3倍量であった。

今回の調査では、ポリ鉄の添加による焼却炉への影響は認められなかった。

(2) 下水処理場で発生する硫化水素の発生状況を把握することは、総合的な臭気対策を検討する際に重要な情報となるため、第一沈殿池から汚泥処理工程まで硫化水素の連続測定を行った。

八王子処理場内の臭気調査を行い、第一沈殿池・重力濃縮槽・重力濃縮汚泥貯留槽・混合汚泥貯留槽・汚泥棟返水管のそれぞれにおいて硫化水素が発生していることが明らかとなった。

処理場内で発生する硫化水素のかなりの部分は、配管や運転方法の変更など物理的な対策で発生量を抑えることができると考えられる。

(3) 本調査に使用した3種類の消臭剤の有効な使用方法は、以下の通りである。

塩素系消臭剤1剤(130mg/l)を混合汚泥貯留槽に添加し、塩素系消臭剤2剤(250mg/l)を脱水機投入汚泥ラインに添加する方法。

従来法の1剤の添加位置を変更するだけで、脱水工程の消臭効果が大幅に向上する。リンは除去できないが、メチルメルカプタンなどの悪臭物質を除去できる。

ポリ鉄(1,800mg/l)を混合汚泥貯留槽に添加し、塩素系消臭剤1剤(100~200mg/l)を脱水機投入汚泥ラインに添加する方法

薬剤コストは従来法の1.9倍と最も高いが、ポリ鉄により硫化物が減少したところに塩素系消臭剤1剤が添加されるため、硫化水素やメチルメルカプタンなどに対し、安定した消臭効果が期待できる。この方法では、塩素系消臭剤1剤の添加率を低減するための薬注制御が有効である。

完全ではないが、分離液中のリンも除去できる。

ポリ鉄(1,800mg/l)を混合貯留槽に添加する方法

硫化物濃度があまり高くない場合には満足できる消臭効果を示す。消臭効果を十分に発揮させるためには、1,800mg/l以上添加する必要があるが、薬剤コストの低減お

よび既存のポリマーを用いたときの脱水性への悪影響を考慮すると1,800mg/lが限界であった。汚泥性状の変動に追従できない場合があるが、分離液中のリンをほぼ除去することができる。

引用文献

「汚泥の沈降性の改善効果報告書」(昭和63年3月 東京都下水道局計画部技術開発課)
村上, 渡辺, 湯本, 笠倉, 山崎 第23回下水道研究発表会講演集 p431 - 433 1986

6 - 8 固相抽出 - G C - M S による下水中の アルキルフェノール類一斉分析法の検討

施設管理部 施設管理課

試験係では平成10年度より環境ホルモン物質の固相抽出 - G C / M S による分析法の検討に着手し、平成10年度には4 - ノニルフェノールの基本的な分析手法を確立した。

平成11年度には、4 - ノニルフェノール、*t* - オクチルフェノール及びビスフェノールAの3物質を同時に分析する方法についての検討を行った。当初、固相から目的成分を溶出させる溶媒にアセトンを使用していたが、ジクロロメタン・アセトンの2種類の溶媒を順次使用することにより、精度の高い分析が可能になった。

6 - 8 固相抽出 - GC/MS による下水中のアルキフェノール類一斉分析法の検討

施設管理部 施設管理課 試験係

古谷達夫, 河野里名

1. はじめに

外因性内分泌攪乱化学物質（以下、環境ホルモン物質という）についての関心が高まる中で、東京都下水道局は、平成10年度より建設省下水道部と連携し、多摩川上流処理場、森ヶ崎水処理センター等においてその実態調査に取り組んでいる¹⁾。これとは別に、試験係では環境ホルモン物質の内、アルキフェノール類についての検査態勢がとれるように、平成10年度より分析法の検討に着手した。

当時、下水を対象にした分析法について、(財)下水道新技術推進機構による調査が行われていたが、まだ確立されたものではなかったため²⁾、当係では、独自に検討を進め、平成10年度には、「固相抽出 - トリメチルシリル化（以下TMS化という） - GC/MS」というプロセスによる4 - ノニルフェノールの基本的な分析手法を確立した。その後、平成11年8月に(財)下水道新技術推進機構によって「下水道における内分泌攪乱化学物質調査マニュアル」³⁾（以下、マニュアルという）が発行されたが、当係では引き続き独自の分析法での検討を行った。

平成11年度には、4 - ノニルフェノール（以下NPという）、4 - t - オクチルフェノール（以下OPという）及びビスフェノールA（以下BPAという）の3物質を同時に分析する方法について、固相からの目的成分の溶出方法をアセトンの単独溶媒による溶出からジクロロメタン・アセトンの2段階溶出に変更する等の改良を加えながら検討した。今回、これらの検討の中で幾つかの知見を得たので報告する。

2. 分析方法

2.1 試薬及び装置

2.1.1 試薬

NP : Riedel-deHa n社製

OP : 関東化学製

BPA : 関東化学製

内部標準物質（アントラセン-d10）:

Aldrich Chem.社製

内部標準物質（フルオランテン-d10）:

関東化学製

BSTFA : 関東化学製（注 - 1）

アセトン, メタノール : フタル酸エステル試験用 関東化学製

ジクロロメタン : 関東化学製

超純水 : オルガノ社製オスモクリアー

RO-IC-MX HPLC（注 - 2）で精製した水。

窒素ガス : 99.99%

（注 - 1）当初、他社製のものを使用していたが、これにはOPが混入しており、誤差の要因となったため使用を中止した。

（注 - 2）この装置は、逆浸透とイオン交換を組み合わせたもので、アルキフェノールがほとんど含まれない。蒸留水はアルキフェノールが混入しているため使用しない。

2.1.2 装置および器具

GC/MS : Hewlett Packard社製HP5972

キャピラリカラム : HP-5 Trace Analysis
内径0.25mm 長さ30m 膜厚0.25 μm

定量ポンプ : ウォーターズ社製Sep-Pak
コンセントレーターPlus

固相抽出カートリッジ : ウォーターズ社製Oasis HLB Plus

シリカカラム : ウォーターズ社製Sep-Pak plusシリカ（注 - 3）

濃縮用チューブ : THERMOPLASTIC社製
バーラインチューブ（注 - 4）

ガラス繊維ろ紙 : ワットマン社製 GF/F,
使用前に200℃で8時間以上乾熱したものの
ビーカー, メスシリンダー, SPC濃縮管,

ろ過器：使用前に200 ℃で8時間以上乾熱したもの

シリンジ：ルアーロックタイプ10ml（固相溶出用）

ガスタイトシリンジ：ハミルトン社製 50 μl（内部標準物質添加用）

（注 - 3）アセトン30mlを2ml/分の速度で通液して洗浄し、窒素ガスで通気乾燥後、保存しておく。

（注 - 4）このチューブは可塑剤を使用していないとされている。

2.1.3 GC-MS条件

注入方式：スプリットレス

試料注入量：2 μl

注入口圧力：10psi

注入口温度：280

インターフェース温度：280

GC昇温条件：カラム温度は初期温度50 ℃で1.5分間保持し、その後50 ℃/分で130 ℃まで、5 ℃/分で210 ℃まで、50 ℃/分で280 ℃まで昇温し、280 ℃を5分間保持した。

EI電圧：70eV

測定イオン：測定に用いたイオンの質量数を表 - 1 に示す。

表 - 1 測定イオンの質量数

	定量用イオン	確認用イオン
4-t-オクチルフェノール	207	208
4-ノニルフェノール	207	208
ビスフェノールA	357	358
アントラセン-d10	188	184
フルオランテン-d10	212	208

2.1.4 試料

有明処理場及び小台処理場の流入水及び処理水。

試料は処理水の場合は1000ml，流入下水の場合は100mlを用いた。

2.2 分析操作

図 - 1 にフローシートを示す。分析操作は、以下のような手順で行う。

1) 試料をガラス繊維ろ紙で吸引ろ過し、ろ液はろ過瓶に受ける。ろ紙はビーカーに移し、アセトン10mlによる5分間の超音波洗浄を

2回行う。このアセトンをシリンジに移し、シリカカラムでSS分を除去した後、ろ液に戻す。ブランク及び検量線の場合は、この操作を省く。

2) 固相カートリッジは使用前にアセトン50ml，メタノール40ml及び超純水25mlをそれぞれ2ml/分の速度で流してコンディショニングする。

3) 定量ポンプを用いて1)のろ液を固相カートリッジに通液する。通液速度は処理水は20ml/分，生下水は5ml/分とする。

4) 20%メタノール水溶液20mlを5ml/分の速度で通液して、固相カートリッジを洗浄する。

5) 固相カートリッジに60分間窒素ガスを流して乾燥させる。

6) 乾燥させた固相カートリッジにシリカカラムを連結し、ジクロロメタン10mlをシリンジを用いて1ml/分の速度で少しずつ流し、濃縮管Aに受ける。（この流出液にNPとOPが含まれる。）次に、同じ固相カートリッジにシリカカラムを連結したまま、シリンジでアセトン10mlを1ml/分の速度で流し、濃縮管Bに受ける。（この流出液にはBPAが含まれている。）

7) 濃縮管A及びBに内標準物質（濃度10mg/l）20 μlを入れ、BSTFA 70 μlを添加して振り混ぜTMS化する。

8) それぞれの濃縮管に窒素ガスを通気して、1ml以下に濃縮し、各々の溶媒で1mlにメスアップし、バイアル瓶に詰める。

9) GC-MSにより測定する。

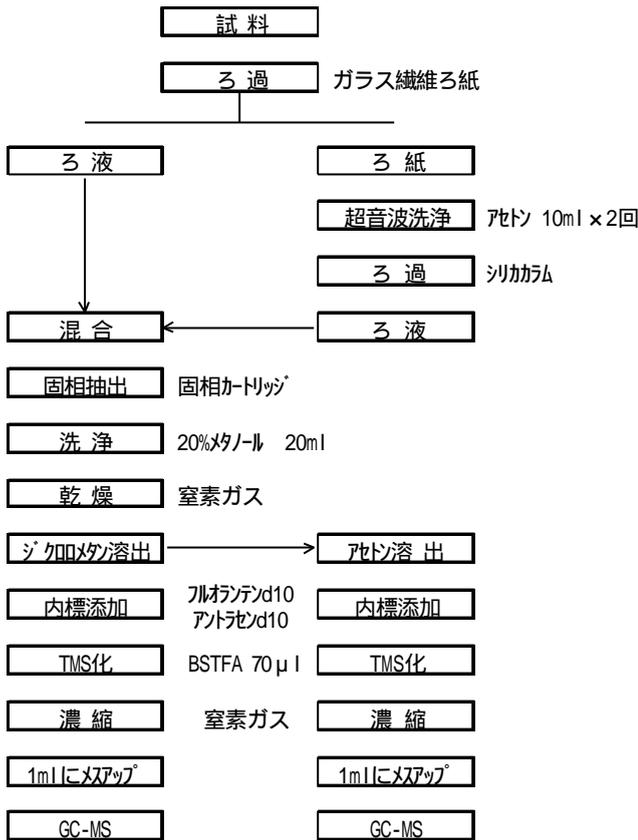


図 - 1 操作フローシート

3. 検討事項と結果及び考察

検討は、(1)溶出溶媒の選択、(2)標準添加回収率、(3)検出下限値の推定、(4)検量線の直線性、

(5)試料の保存方法について行った。

3.1 溶出溶媒の選択

本分析法において、固相カートリッジに吸着した目的物質を溶出させる際の溶媒に何をを使うかが、最も問題になった。NPとOPはジクロロメタンで溶出したが、BPAは他の2物質とは極性が離れていて、ジクロロメタンでは溶出できなかった。一方、アセトンを用いて3物質全てを溶出させるとGC/MSにかけたときに、ベースラインが乱れ、測定値のばらつきが大きかった。そこで、はじめにジクロロメタンでOPとNPを溶出させ、次にアセトンでBPAを溶出させたところ、良い結果が得られた。

表 - 2 に小台処理場の流入水について溶出方法を変えて測定したときの濃度の平均値と変動係数を示す(繰返し数 n = 5)。ジクロロメタン・アセトンの2段階溶出の場合は、アセトン溶出に比べ、測定値のばらつきが小さい。また、濃度が大きくなっていることから回収率も上がったことが推測される。

3.2 標準添加回収率

流入下水に3物質の標準液を添加し、回収率を調べたところ表 - 3のような結果になった。3物質とも100%に近い値で、「マニュアル」による目標回収率50~120%の範囲内に入っており、良好な結果であった。

表 - 2 溶出溶媒と濃度の関係

		4-t-オクチルフェノール	4-ノニルフェノール	ビスフェノールA
アセトン溶出	濃度 (μg/l)	1.4	2.3	1.1
	変動係数 (%)	45.3	43.4	43.4
ジクロロメタン・アセトン 2段階溶出	濃度 (μg/l)	5.7	8.7	1.7
	変動係数 (%)	8.5	6.5	24.6

表 - 3 標準添加回収率

		4-t-オクチルフェノール	4-ノニルフェノール	ビスフェノールA
流入下水	(μg/l)	0.7	15.4	0.5
流入下水 + 5	(μg/l)	5.0	21.1	5.6
回収率	(%)	88	103	102

3.3 検出下限値の推定

「マニュアル」によれば「検出下限値付近の濃度の試料を測定したときの測定値の標準偏差とブランクの標準偏差のどちらか大きい方の3倍を検出下限値，10倍を定量下限値」となっているため、「マニュアル」に従って、検出下限値及び定量下限値を推定した。

表 - 4 は、超純水1000mlに0.02~0.5 µg/lとなるように3物質を添加したものと添加しなかったもの（ブランク）について固相抽出等の操作を行って濃度を測定した結果である（繰返し数 n = 5）。

表 - 4 において、ブランクと0.02 µg/lの標準偏差を比較すると、OPは0.02 µg/lがNPとBPAはブランクの標準偏差が大きい。よって、それぞれ大きい方の3倍を検出下限値，10倍を定量下限値とする。この定量下限値の濃度レベル以上では、変動係数がおおむね20%以下になっており、この定量下限値は妥当な値であると考えられる。

以上の検出下限値及び定量下限値は、検水量1000mlの処理水についての値であり、流入水は検水量が100mlであるため、この10倍の値となる。これをまとめると表 - 5 のようになる。

「マニュアル」では、OPとNPが検出下限値0.1

µg/l，定量下限値0.3 µg/l，BPAが検出下限値0.01 µg/l，定量下限値0.03 µg/lという目標値を定めている。表 - 5 の値と比較すると、3物質とも処理水については目標値を満足している。流入水については、NPとBPAにおいて若干目標値を超えるが、これは固相が目詰りするために流入水は試料を100mlしか使えないからである。下水の実態調査においては、流入水は処理水より高濃度であるため、差支えないと考える。

表 - 5 検出下限値と定量下限値

	検出下限値(µg/l)			定量下限値(µg/l)		
	目標値	流入下水	処理水	目標値	流入下水	処理水
4- <i>t</i> -オクチルフェノール	0.1	0.04	0.004	0.3	0.1	0.01
4- <i>n</i> ニルフェノール	0.1	0.2	0.02	0.3	0.6	0.06
ビスフェノールA	0.01	0.06	0.01	0.03	0.2	0.02

3.4 検量線の直線性

1000mlの超純水に、0.02mg/lから2 mg/lの標準物質 1 mlを添加し、定量ポンプによる通水以下サンプルと同様に操作して濃度を測定し、検量線を作成した。

図 - 2 に3物質の検量線を示す。これによれ

表 - 4 標準偏差と変動係数

	濃度(µg/l)	変動係数(%)	標準偏差()	検出下限値(3)	定量下限値(10)
4- <i>t</i> -オクチルフェノール(OP)	0.00	-	0.0001		
	0.02	5.9	0.0012	0.0035	0.012
	0.05	14.5	0.0069		
	0.10	3.4	0.0035		
	0.20	2.1	0.0043		
	0.50	6.6	0.0295		
4- <i>n</i> ニルフェノール(NP)	0.00	-	0.0055	0.017	0.055
	0.02	33.3	0.0042		
	0.05	21.0	0.0163		
	0.10	4.5	0.0056		
	0.20	11.7	0.0266		
	0.50	17.1	0.0671		
ビスフェノールA(BPA)	0.00	-	0.0019	0.0056	0.019
	0.02	3.9	0.0008		
	0.05	17.1	0.0078		
	0.10	3.1	0.0034		
	0.20	3.4	0.0079		
	0.50	16.9	0.0824		

ば、0 ~ 2.0 µg/l まで直線性があるので、1 点検量線法による定量が可能である。2 µg/l 以上の濃度においても直線性があるが、5 µg/l 以上になると GC-MS の試料注入部等に目的成分が残留し、次の測定に影響を与えるので、2 µg/l を検量線の上限とした。

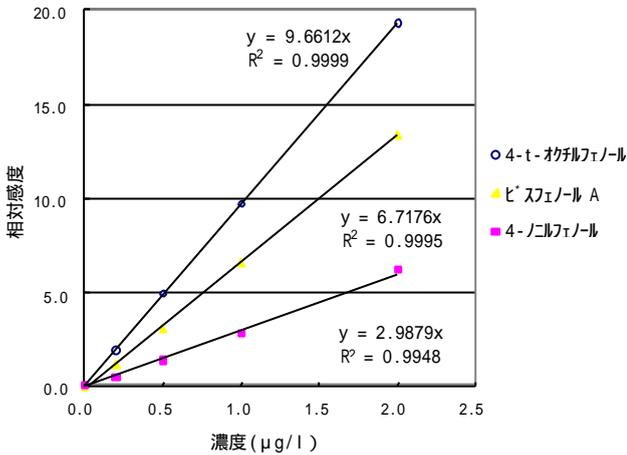


図 - 2 検量線

3.5 試料の保存方法

有明処理場の流入水をガラス瓶に採取し、アスコルビン酸を添加したもの、リン酸を添加したものと何も添加しないものそれぞれを常温と冷蔵の二つの方法で保存し、OPとNPの濃度を測定した。添加量は、流入水1000mlにつきアスコルビン酸は1g、リン酸は0.5mlとした。

OP及びNPの濃度と保存期間との関係を図 - 3 及び図 - 4 に示す。

アスコルビン酸またはリン酸を添加したものは、冷蔵、常温保存したものと濃度変化が少ない。何も添加しなかったものは、日が経過するにつれて濃度が増加しており、特に常温で保存したもので顕著である。

これは、pHがアスコルビン酸を添加したものは約4.5、リン酸を添加したものは約3になるため、微生物の作用が抑制されたのに対し、酸を添加しなかったものは、微生物の作用によってエトキシレートが分解し、OPとNPが生産されたためと思われる。(微生物のはたらきにより、非イオン界面活性剤のひとつであるアルキルフェノールポリエトキシレートは好気条件下でアルキルフェノールモノエトキシレートに分解され、アルキルフェノールモノエトキシレートは嫌気条件下で分解されて、アルキルフェノールを生成することが知られている。)^{4), 5)}

アスコルビン酸には処理水に注入される塩素

を中和する作用もあり、残留塩素による処理水中の目的物質の減少を防ぐ役割も期待できるため、アスコルビン酸を添加して保存するのが良いと考える。

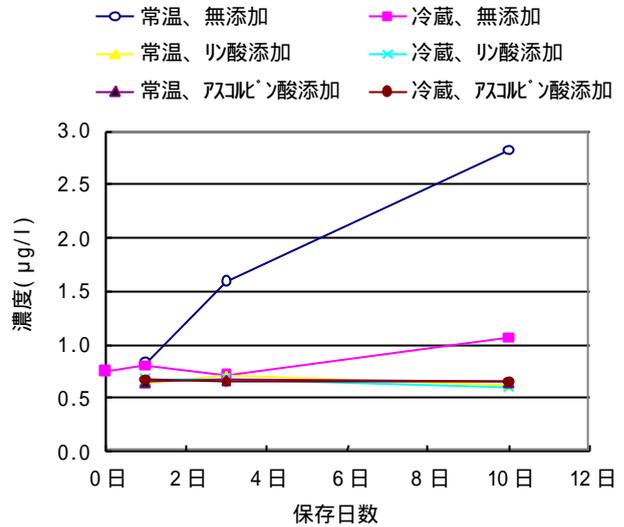


図 - 3 4-t-オクチルフェノールの濃度変化

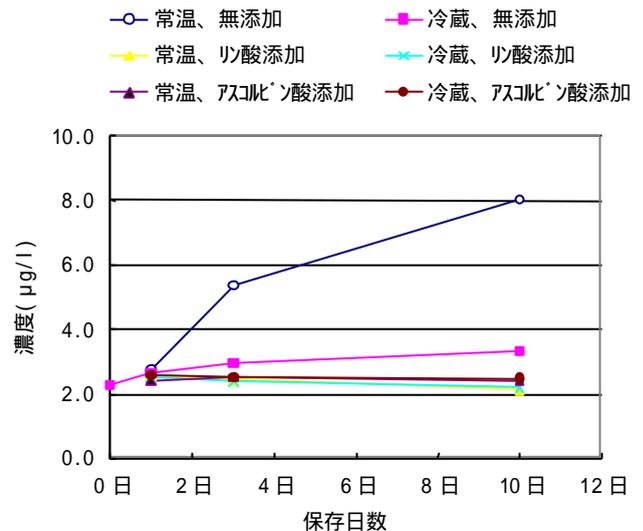


図 - 4 4-ノニルフェノールの濃度変化

4. まとめ

下水中のNP, OP及びBPAの3物質の同時分析法についての検討を行い、「固相抽出 - TMS化 - GC/MS」の基本プロセスにジクロロメタン・アセトンの2段階溶出を組み合わせることにより、これらの物質について精度の高い測定方法を確立することができた。今後は、この方法にもとづいて各処理場の流入水及び処理水の実態調査を進める予定である。

参考文献

- 1) 下水道における内分泌攪乱化学物質の実態調査, 東京都下水道局技術調査年報, 平成11年11月
- 2) 下水道における環境ホルモン対策検討 分析手法検討中間報告, (財)下水道新技術機構, 平成10年10月14日
- 3) (財)下水道新技術機構, 下水道における内分泌攪乱物質水質調査マニュアル, (社)日本下水道協会, 1999年8月
- 4) 磯部友彦他, GC-MSを用いたノニルフェノールの分析と東京周辺の水環境中における分布, 水環境学会誌, 第22巻, 第2号, 1999年
- 5) 藤田正憲他, 下水処理過程における非イオン界面活性剤ノニルフェノールエトキシレート の挙動解明, 第36回下水道研究発表会講演集, 1999年

謝辞

東京農工大学連合農学研究科大学院の磯部友彦氏には、資料の提供やアドバイスを頂きました。感謝申し上げます。

試料の採取にあたって御協力を頂いた有明処理場, 小台処理場, 三河島処理場, 中野処理場, 砂町処理場の職員の皆様に感謝申し上げます。

7 . 資源化再利用

- 7 - 1 下水汚泥焼却灰等の資源化技術の基礎調査
- 7 - 2 汚泥の燃焼を伴わない資源化技術基礎調査
- 7 - 3 焼却炉高温排ガスの有効利用調査その2

7 - 1 下水汚泥焼却灰等の資源化技術の基礎調査

計画部 技術開発課

< 目 的 >

下水汚泥焼却灰等に含まれる重金属の溶出抑制技術を調査開発し、資源化メニューの多様化を図ること。

< 調査内容 >

原料焼却灰の性状調査、 重金属溶出抑制技術調査、 小型試験機を用いた溶出抑制調査、 溶出抑制処理灰の性状、加工技術調査

< 結 果 >

下水汚泥焼却灰を分析した結果、重金属が含まれ、かつ溶出するため、土壤環境基準を満足すること前提とした有効利用の妨げになる場合があった。このうち、ヒ素、セレンについて調査したところ、焼却灰に硫酸第一鉄を添加混合後、加熱するという比較的簡単な方法で溶出を抑制することができた。溶出抑制の傾向としては、薬品添加率は高いほど、加熱温度は低いほど（200 程度まで）抑制効果が高かった。処理後の焼却灰は環境庁告示46号、再生資源法による溶出試験を行ったところ、いずれも土壤環境基準値を満足できた。この結果を受けて小型実験機を製作し調査した結果、室内実験結果の傾向を再現できた。

7 - 1 下水汚泥焼却灰等の資源化技術の基礎調査

計画部 技術開発課

宮澤 裕三, 上野 孝司, 清水 洋治 (現 施設管理部)

1. はじめに

当局では、汚泥の全量焼却へ向かって各種設備等の整備を進めているが、同時に発生する膨大な焼却灰の資源化を確実に進めていかなければならない。現在セメント原料化等が行われているが、今後も増加する焼却灰に対してより確実に資源化を進めるためにも、メニューの多様化を図っていく必要がある。

焼却灰には様々な重金属が含まれており、これらに対して除去するか、溶出を抑制するかの対策を実施すればより広範囲の利用が可能となる。この技術として現在、焼却灰を熔融し重金属を分離、またはガラス質に封じ込めるなどして溶出を防止するものがある。しかし、焼却灰を千数百 に加熱する必要があることからコストがかかることが普及促進に支障となっている。また、水砕スラグについては破断面が鋭利で危険なことなどから十分な利用が行われていない場合がある。そこで、今回、低コストで簡易な資源化技術の開発を目標に焼却灰に対して加熱、水洗、薬品添加処理を行い重金属の溶出挙動を把握するとともに、現在、溶出基準のなかで最も厳しい土壌環境基準の達成を目的とした資源化技術の基礎調査を行った。

2. 開発目標

今回の技術開発に当たっての開発目標は以下のとおりとした。

- (1) ヒ素やセレンを含んだ焼却灰を加工して、各種溶出基準を満足できるようにすること
- (2) 処理費が安価であること
- (3) 改質灰の搬出、加工が容易であること
- (4) 従来の石灰添加、またはセメント混練より優位性を持つこと

3. 調査概要

(1) 原料灰

葛西処理場（平成11年夏、冬の当局採取分を含む）、小台処理場

(2) 調査期間

平成11年11月5日から平成12年3月24日まで

(3) 溶出試験方法

検液作成方法：環境庁告示第46号、再生資源法

分析方法

鉛 : JIS K 0102 54.2

カドミウム : JIS K 0102 55.2

シアン : JIS K 0102 38.1.2, 38.3

総水銀 : 環境庁告示第59号 付表3

総クロム : JIS K 0102 65.1

ヒ素 : JIS K 0102 61.2

六価クロム : JIS K 0102 65.2.1

セレン : 環境庁告示第59号 付表2

(4) 組成試験方法

分析方法

下水試験方法による

粒度分布

レーザー式粒度分布計

4. 調査内容

(1) 原料焼却灰の性状把握

今回原料として用いた焼却灰の重金属について含有量と溶出状況を調査し現状を把握した。

(2) 加熱処理

焼却灰に含まれているヒ素、セレンは蒸発温度がそれぞれ613（単体昇華温度）、317（二酸化セレン昇華温度）と比較的低いので加熱することで灰中の金属を蒸発させることを目的に、800 まで加熱して含有量、溶出

量の変化について検討した。

(3) 水洗処理

焼却灰に含まれているヒ素、セレンはある程度水に溶解するため、灰表面に付着しているものを水洗によって除去できるかどうかについて検討した。

(4) 薬品添加処理

重金属の溶出抑制に薬品添加を行うことは、以前から良く知られている。今回、ヒ素、セレンの溶出抑制に有効な薬品の選定、添加率、添加方法について検討を行った。また、各薬品添加後に加熱処理を行い、その効果について検討した。

5. 結果と考察

(1) 原料灰の状況

原料焼却灰の組成や溶出状況が、採集時期や焼却炉によって異なるかどうかについて、葛西処理場については採取時期を変えて小台処理場については処理場ごとの違いを見るた

めに焼却灰を採取し、組成と溶出状況について検討した。表 - 1, 2 に分析結果を示す。

含有量について、葛西焼却灰の採取時期の違いについては、重金属については酸化鉄がややばらつきがあるのを除き、ほぼ一定の状況である。葛西処理場灰と小台処理場灰の違いについては主要元素含有量を比較すると、酸化カルシウムは小台のほうが多いのに対して、酸化第二鉄、五酸化二リン、酸化カリウムについては葛西のほうが多かった。ヒ素とセレンについては、葛西のほうが小台よりもヒ素で2～3倍、セレンで3～4倍多く含まれていた。

溶出試験の結果では、いずれの焼却灰についてもヒ素、セレン以外の重金属の溶出は見られなかった。このうち、葛西焼却灰については、採取時期にかかわらずヒ素、セレンが溶出した。小台の焼却灰についてはヒ素は溶出しないものの、セレンが溶出した。

表 - 1 原料焼却灰組成分析結果

焼却灰名 採取時期		葛西焼却灰			小台焼却灰
		平成11年1月	平成11年8月	平成12年2月	平成11年11月
水分	%	0.3%	0.7%	<0.1%	0.4%
可燃分	%-ds	0.5%	0.4%	0.2%	0.6%
灰分	%-ds	99.5%	99.6%	99.8%	99.4%
SiO ₂ 二酸化ケイ素	mg/kg-ds	403,000	373,000	409,000	407,000
CaO 酸化カルシウム	mg/kg-ds	75,500	71,100	75,600	105,000
Fe ₂ O ₃ 酸化第二鉄	mg/kg-ds	81,900	137,000	101,000	60,500
Al ₂ O ₃ 酸化アルミニウム	mg/kg-ds	115,000	96,200	95,600	111,000
Na ₂ O 酸化ナトリウム	mg/kg-ds	6,950	5,730	9,140	6,270
K ₂ O 酸化カリウム	mg/kg-ds	14,400	16,900	16,400	9,750
P ₂ O ₅ 五酸化二リン	mg/kg-ds	153,000	171,000	188,000	124,000
T-Cr 総クロム	mg/kg-ds	530	590	610	68
Cd カドミウム	mg/kg-ds	1.8	5.2	1.9	2.4
Pb 鉛	mg/kg-ds	220	220	180	230
Zn 亜鉛	mg/kg-ds	4,250	3,590	3,950	2,960
Cu 銅	mg/kg-ds	1,980	1,530	2,170	1,190
T-Hg 総水銀	mg/kg-ds	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01
As :ヒ素	mg/kg-ds	14.1	20.9	15.7	6.4
Se :セレン	mg/kg-ds	1.6	1.5	1.6	0.4

表 - 2 原料焼却灰溶出試験結果

焼却灰名 採取時期	葛西焼却灰			小台焼却灰	
	平成11年1月	平成11年8月	平成12年2月	平成11年11月	
pH	-	8.1	8.0	8.2	9.5
T-Cr	mg/L	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02
Cr ⁶⁺	mg/L	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02
Cd	mg/L	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005
Pb	mg/L	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005
T-Hg	mg/L	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005
CN	mg/L	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1
As	mg/L	0.07	0.14	0.08	<0.01
Se	mg/L	0.05	0.03	0.03	0.03

(2) 加熱処理

加熱処理によって、ヒ素、セレンが焼却灰より揮発する可能性について検討した。

加熱温度

葛西焼却灰を蒸発皿に入れ、電気炉で所定の温度に一時間加熱し、ヒ素、セレンの含有量、溶出量の変化を検討した。加熱温度については、焼却炉排熱を利用して加熱することがコスト削減に有効なこと、あまり高い温度であると改質装置の材質が高価になることなどから800 までとした。加熱温度と重金属の変化について表 - 3 に示す。

セレンについては、含有量が当初から少なかったことから、温度変化による含有量、溶出量に大きな変化は見られなかった。ヒ素については、加熱温度を上げると溶出量が減る傾向を示したが顕著なものではなかった。

ヒ素は、単体で加熱すると613 で昇華する。また、酸化物についてもAs₂O₃（以下亜ヒ酸と略す）は500 以下で揮発、As₂O₅（以下ヒ酸と略す）は315 で亜ヒ酸に分解される。また、硫化物についても焼却温度（800 程度）で揮発してしまう。一方、ヒ素の金属塩であるヒ酸鉛やヒ酸カルシウム等ヒ酸塩の融点は1000 以上と推測される。これらを考え合わせると、実際焼却灰に含まれているのはヒ酸塩ではないかと推定された。

加熱時間

葛西焼却灰を蒸発皿に入れ、電気炉で600 に加熱し、所定の時間経過後に取出し加熱時間が与える影響について検討した。加熱温度と重金属の変化について表 - 4 に

示す。

含有量については、ヒ素、セレンとも加熱時間による増減はないと判断した。溶出量については、セレンは加熱以前の試料が既に定量下限値以下で減少傾向は明らかにできなかった。一方、ヒ素については短時間の加熱で溶出量は増えるが、1時間加熱することにより加熱前より減少していた。

表 - 3 加熱温度による重金属の変化

加熱温度	As		Se	
	含有量	溶出量	含有量	溶出量
	mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L
加熱前	23.3	0.20	1.1	<0.01
400	22.4	0.38	1.0	<0.01
600	22.2	0.11	1.0	<0.01
800	25.3	0.21	0.8	<0.01

表 - 4 加熱時間と重金属の変化

加熱時間	As		Se	
	含有量	溶出量	含有量	溶出量
	mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L
加熱前	23.3	0.20	1.1	<0.01
15分	22.6	0.48	1.5	<0.01
30分	23.2	0.31	2.2	<0.01
60分	22.2	0.11	1.0	<0.01

加熱雰囲気

焼却灰を加熱する際に、窒素ガスを電気炉に通し非酸化雰囲気とした場合と酸素ガスを通し酸素富化雰囲気とした場合について、重金属の溶出挙動について検討した。酸素を多く入れ加熱したのは、焼却灰中のヒ素化合物が酸化ヒ素の形態になり揮発が促進されることを期待したものである。

加熱時の雰囲気の影響について表 - 5 に示す。

含有量、溶出量ともに加熱雰囲気を変化させることによる効果は見られなかった。

表 - 5 加熱雰囲気の影響

供試試料	加熱状態	As		Se	
		含有量	溶出量	含有量	溶出量
		mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L
葛西焼却灰 A	加熱前	23.3	0.20	1.1	<0.01
	静置	22.2	0.11	1.0	<0.01
	N ₂ ガスパーズ	21.6	0.15	1.1	<0.01
葛西焼却灰 B	加熱前	17.4	0.32	2.1	0.17
	静置	12.5	0.23	1.3	0.14
	O ₂ ガスパーズ	12.9	0.19	1.3	0.11

亜ヒ酸添加時の挙動検討

ヒ素の挙動を明かにするため焼却灰に予め物性が明かな亜ヒ酸をヒ素濃度が1%となるように添加し、600 で1時間加熱した。試薬添加時のヒ素の変化を表 - 6 に示す。含有量で見ると亜ヒ酸は、600 で加熱すれば本来なら全量が揮発するはずであるが、添加量の半分しか揮発しない結果となった。また、溶出量は、溶解度から考えて添加した亜ヒ酸の全量が溶出試験液に溶け出すはずであるが、実際は添加した亜ヒ酸の数%しか溶け出さないことがわかった。溶出しない原因としては、亜ヒ酸添加焼却灰を溶出試験した場合、焼却灰から同時に溶出したカルシウム、鉄等が亜ヒ酸と反応し金属塩を形成し溶出試験液中で不溶化することが考えられた。

以上加熱について様々に検討を加えたが、焼却灰が含有しているヒ素、セレンの挙動を明かにできず、また溶出濃度を土壤環境基準値（いずれも0.01mg/L）以下にすることはできなかった。

表 - 6 試薬添加時のヒ素の変化

供試試料	加熱温度	As	
		含有量	溶出量
		mg/kg	mg/L
葛西焼却灰 As試薬添加	加熱前	9720	59.6
	600	4960	21.6
葛西焼却灰	加熱前	23.3	0.20
	600	22.2	0.11

(3) 水洗処理

焼却灰を水洗することにより、焼却灰から水に溶けやすいヒ素、セレンを除去低減させることを目的に実施した。実験は焼却灰を蒸留水に10%添加し、60分攪拌し分離乾燥までを1回の水洗とした。水洗回数と溶出量等の変化を表 - 7 に示す。

含有量については、蒸留水で3回洗浄すると、ヒ素、セレンともに減少していた。一方溶出量については水洗回数を増やしても溶出量の減少は見られず、水洗回数にかかわらずほぼ一定量が溶出し続けた。一方、水洗液の重金属含有量は徐々に減少している。しかし、セレンは水洗液にほとんど含まれていないにもかかわらず土壤環境基準値を超える溶出が見られた。

水洗回数を増やすことで溶出抑制の可能性は考えられるが実プラント化を前提とした場合、3回以上水洗するのは困難なため、水洗だけでは溶出量を抑制することが困難であると考えられた。

表 - 7 水洗回数と溶出量等の変化

供試試料	水洗回数	乾燥 加熱温度	As			Se		
			含有量	溶出量	水洗液 含有量	含有量	溶出量	水洗液 含有量
			mg/kg	mg/L	mg/L	mg/kg	mg/L	mg/L
葛西 焼却灰	水洗前		20.5	0.11		1.6	0.05	
	1回	100	17.8	0.10	0.17	0.9	0.03	0.06
	2回	100	16.6	0.09	0.10	0.4	0.03	0.02
	3回	100	16.5	0.09	0.06	0.4	0.02	0.01

(4) 薬品処理

薬品添加法

ア．水酸化カルシウム（消石灰）

焼却灰に消石灰を添加することで、溶出試験において溶出してくるヒ素、セレンをカルシウムと反応させて、ヒ酸カルシウム等難水溶性の塩類とし不溶化沈降させ、溶出値を低減させることを目的に実施した。表 - 8 に消石灰添加量重金属の状況を示す。

環境庁告示第46号による溶出試験では、消石灰添加率0.5%で、ヒ素、セレンの溶出値は、土壤環境基準を満足した。しかし、今後適用が予想される炭酸ガス飽和法による溶出試験では、添加した消石灰が炭酸と反応し炭酸カルシウムとして沈殿してしまい、ヒ素、セレンと反応できるカルシウムの量が減少し石灰の注入量を増加させる必要があった。

イ．塩化第二鉄

焼却灰に塩化第二鉄を添加することで、焼却灰中のヒ素、セレンをヒ酸鉄等の難水溶性の鉄塩の形態に変化させ、溶出を抑制することと、溶出試験において溶出してくるヒ素、セレンを鉄と反応させて、ヒ酸鉄等難水溶性の塩類として不溶化沈降させ、溶出値を低減させることを目的に実施した。表 - 9 に塩化第二鉄添加量とヒ素、セレンの状況を示す。

ヒ素、セレンともに塩化第二鉄添加により溶出抑制された。しかし、10%添加すると溶出量が大きくなってしまった。これは試験液のpHが3.7と酸性となるため、生成したヒ素などの金属塩の形態が変化し水に対する溶解度が大きくなっ

てしまった結果と考えられる。

ウ．硫酸第一鉄

塩化第二鉄と同様、焼却灰に硫酸第一鉄を添加することで、焼却灰中のヒ素、セレンをヒ酸鉄等の難水溶性の鉄塩の形態に変化させ、溶出を抑制することと、溶出試験において溶出してくるヒ素、セレンを鉄と反応させて、ヒ酸鉄等難水溶性の塩類として不溶化沈降させ、溶出値を低減させることを目的に実施した。表 - 10 に硫酸第一鉄添加量とヒ素、セレンの状況を示す。

ヒ素については、硫酸第一鉄を添加すると溶出量が減少した。塩化第二鉄を添加した場合に比べてヒ素、セレンとも溶出抑制効果が小さかった。

薬品溶液浸漬法

添加する薬品を水溶液とし、そのなかで焼却灰を反応させ、その後分離乾燥する方法について検討した。

ア．飽和石灰溶液

実験は、飽和石灰水溶液に10%の焼却灰を添加し、その後直ちに分離し100で一晚乾燥させ、分析した。表 - 11 に結果を示す。含有量は、ヒ素で処理前より2割程度減少したが、セレンでは変化がなかった。溶出量については、飽和石灰中の消石灰が全て焼却灰中に移行したと考えると灰濃度10%での水洗は消石灰1.5%程度の添加率に相当し、薬品添加試験から考えて溶出が抑制されるはずであるが0.01mg/L以下にはならなかった。

イ．塩化第二鉄溶液

実験は、各濃度の溶液に10%の焼却灰を添加し、3時間攪拌後分離し100で

一晩乾燥させ、分析した。表 12に結果を示す。含有量は、ヒ素で処理前より1割程度、セレンでは2~3割程度減少した。溶出量については、溶液中の塩化第二鉄の濃度増に伴い抑制されるがヒ素、セレンともに0.01mg/L以下にすることはできなかった。

ウ．硫酸第一鉄溶液

実験は、各濃度の溶液に10%の焼却灰を添加し、3時間攪拌後分離し100で一晩乾燥させ、分析した。表 - 13に結果を示す。含有量については、ヒ素、セレンとも1~2割程度の減少に止まったが、溶出量については、特にヒ素で溶出値を0.01mg/L以下にすることができた。

表 - 8 消石灰添加と重金属の状況

添加試薬 および 添加方法	溶出試験 方法	試薬 添加率 (wt%)	As		Se	
			含有量	溶出量	含有量	溶出量
			mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L
消石灰を 灰に添加	環告46号	0.0%	17.4	0.32	2.1	0.17
		0.5%		<0.01		<0.01
		1.0%		<0.01		<0.01
		3.0%		<0.01		<0.01
		5.0%		<0.01		<0.01
	炭酸 飽和法	0.0%	17.4	0.78	2.1	0.17
		0.5%		0.04		<0.01
		1.0%		0.02		<0.01
		3.0%		<0.01		<0.01
				<0.01		<0.01

表 - 9 塩化第二鉄添加量とヒ素、セレンの状況

添加試薬 および 添加方法	試薬 添加率 (wt%)	As		Se		溶出試験 pH
		含有量	溶出量	含有量	溶出量	
		mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L	
処理前		16.0	0.09	1.2	0.12	
FeCl ₃ 溶液を 灰に添加	1.0%		0.02		0.02	8.3
	3.0%		<0.01		<0.01	6.0
	10.0%		0.02		0.01	3.7

表 - 10 硫酸第一鉄添加量とヒ素、セレンの状況

添加試薬 および 添加方法	試薬 添加率 (wt%)	As		Se		溶出試験 pH
		含有量	溶出量	含有量	溶出量	
		mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L	
処理前		23.1	0.17	1.5	0.01	7.9
FeSO ₄ 溶液を 灰に添加	0.3%		0.06		<0.01	7.8
	1.0%		0.04		0.03	6.3
	3.1%		0.04		0.03	4.6
	10.3%		0.02		0.02	3.9

表 - 11 飽和石灰水溶液水洗によるとヒ素、セレンの状況

添加試薬 および 添加方法	加熱温度	As		Se	
		含有量	溶出量	含有量	溶出量
		mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L
処理前		20.5	0.11	1.6	0.05
飽和石灰溶液で灰を水洗	100	16.7	0.02	1.6	0.09

表 - 12 塩化第二鉄による水洗とヒ素、セレンの状況

添加試薬 および 添加方法	試薬 添加率 (wt%)	As			Se		
		含有量	溶出量	水洗液 含有量	含有量	溶出量	水洗液 含有量
		mg/kg	mg/L	mg/L	mg/kg	mg/L	mg/L
処理前		20.8	0.06		1.7	0.08	
FeCl ₃ 溶液で 灰を水洗	1.5%	20.0	0.06	0.02	1.5	0.04	0.02
	3.0%	20.3	0.02	0.04	1.3	0.04	0.04
	6.0%	18.6	0.02	0.11	1.3	0.03	0.04

表 - 13 硫酸第一鉄による水洗とヒ素、セレンの状況

添加試薬 および 添加方法	試薬 添加率 (wt%)	As			Se			溶出 試験 pH
		含有量	溶出量	水洗液 含有量	含有量	溶出量	水洗液 含有量	
		mg/kg	mg/L	mg/L	mg/kg	mg/L	mg/L	
処理前		23.1	0.17		1.5	0.01		
FeSO ₄ 溶液で 灰を水洗	1.0%	22.8	0.04	0.10	1.4	0.01	0.01	7.4
	3.1%	22.4	0.01	<0.01	1.4	0.01	0.01	6.9
	10.3%	20.4	<0.01	<0.01	1.3	0.01	<0.01	5.9

(5) 薬品処理と加熱処理の組合せ効果の検討

薬品処理を検討した実験では、消石灰を添加する方法が比較的低い薬品添加率でヒ素、セレンを溶出抑制することができたが、この方法は酸性条件下では溶出抑制効果が弱くなる問題があった。一方、塩化第二鉄または硫酸第一鉄を添加した場合、あるいはそれらの溶液中で焼却灰を攪拌処理した場合、処理灰の溶出試験時pHは酸性になっているにもかかわらず、ヒ素、セレン溶出量は土壤環境基準を満足しない場合があった。そこで、酸性条件下でもヒ素、セレン溶出量を低く抑えることができる鉄塩を用いた処理に注目し、鉄塩添加と加熱処理を組み合わせた方法を検討した。その結果、硫酸第一鉄添加後に加熱処理を組み合わせる方法が最も効果的であることがわかった。表 - 14に硫酸第一鉄の添加量と加熱温度によるヒ素、セレンの溶出状況について示す。

含有量は、ヒ素、セレンとも大きな変化は

なく、処理前と比較して若干の減少しか見られなかった。溶出量については、ヒ素、セレン溶出量の変化を図 - 1に示す。

ヒ素については、添加率0.3、1%の時は加熱温度が高くなるほど溶出量が増える結果となった。3、10%の添加率では加熱することで溶出量を低減でき、200、400 で加熱すると土壤環境基準値を満足した。しかし、600 まで加熱すると溶出量が加熱前よりも増加してしまっ。セレンについては、0.3%の添加量では加熱温度を上昇させるほど溶出量が増大した。1～10%の添加率ではヒ素と同様に加熱することで溶出量を低減でき200、400 で加熱すると土壤環境基準値を満足した。しかし、600 まで加熱すると溶出量が加熱前よりも増加してしまっ。

以上から、ヒ素、セレンの溶出抑制を行うためには、硫酸第一鉄を3%加え、200 で加熱することが効果的であることが分かった。

表 - 14 硫酸第一鉄の添加量と加熱温度によるヒ素、セレンの状況

添加試薬 および 添加方法	試薬 添加率 (wt%)	加熱温度	As		Se		溶出試験 pH
			含有量	溶出量	含有量	溶出量	
			mg/kg	mg/L	mg/kg	mg/L	
処理前			23.1	0.17	1.5	0.01	7.9
FeSO ₄ 溶液を 灰に添加	0.3%	非加熱	23.1	0.06	1.5	<0.01	7.8
		200	21.5	0.15	1.7	0.02	7.6
		400	21.4	0.25	1.5	0.02	7.5
		600	21.2	0.33	1.3	0.06	7.4
FeSO ₄ 溶液を 灰に添加	1.0%	非加熱	23.1	0.04	1.5	0.03	6.3
		200	21.5	0.05	1.8	<0.01	7.4
		400	21.2	0.09	1.5	0.01	7.4
		600	20.5	0.26	1.3	0.05	7.4
FeSO ₄ 溶液を 灰に添加	3.1%	非加熱	23.1	0.04	1.5	0.03	4.6
		200	22.5	0.01	1.3	0.01	5.0
		400	22.0	0.01	1.2	0.02	6.3
		600	21.6	0.24	1.1	0.07	7.1
FeSO ₄ 溶液を 灰に添加	10.3%	非加熱	23.1	0.02	1.5	0.02	3.9
		200	22.3	<0.01	1.4	<0.01	3.7
		400	22.2	0.01	1.3	<0.01	3.7
		600	22.1	0.10	1.2	0.02	6.6

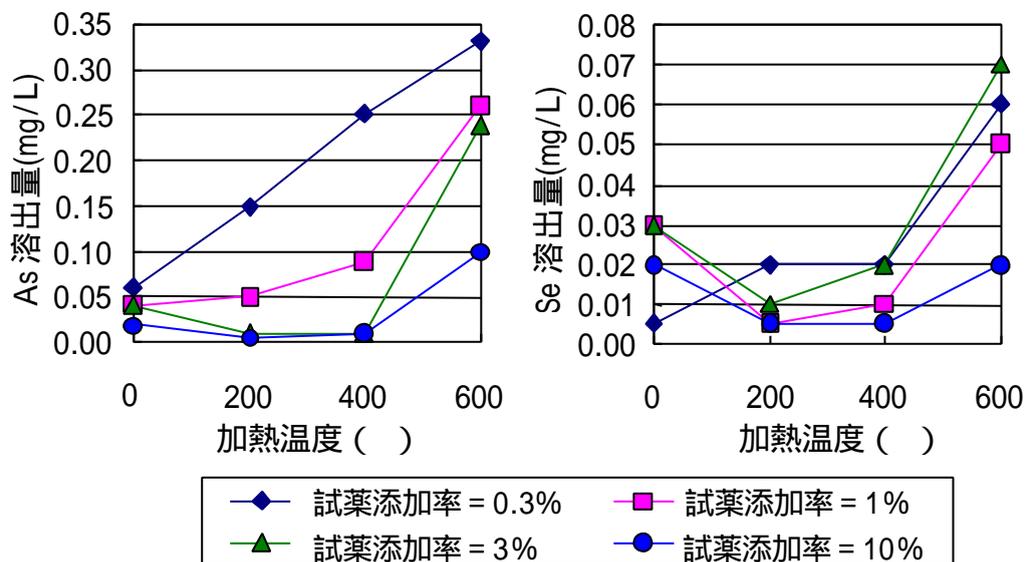


図 - 1 加熱温度と溶出挙動

6. まとめと今後の課題

- (1) 加熱処理については、ヒ素化合物の揮発温度を超えた加熱を行っても溶出値が減少しなかったことから、焼却灰中のヒ素の形態については金属塩等の何か特別な形をとっていると考えられた。
- (2) 水洗についても、溶出量を低減させることは可能なものの3回連続で水洗しても土壤環境基準値を満足できず、効果的なものとは考えられなかった。
- (3) 薬品を添加し、その後加熱処理を行う方法については、薬品としては硫酸第一鉄、添加率としては3%以上、加熱温度としては200～400 で処理するとヒ素、セレンとも溶出値が土壤環境基準値を満足した。

今後の課題としては、

- (1) 硫酸第一鉄添加後、加熱処理について、処理条件、溶出抑制メカニズム、溶出抑制効果持続条件を検討する。
- (2) ヒ素、セレンが溶出しない焼却灰(改質灰)を使って資源化製品を試作し、製品品質、製品化した場合の重金属溶出状況を検討し、装置化を進める。

これらを達成することで焼却灰の資源化メニューの多様化を図っていきたい。

7 - 2 汚泥の燃焼を伴わない資源化技術基礎調査

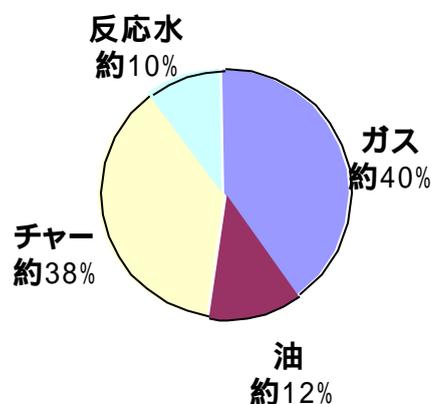
計画部 技術開発課

本調査は、汚泥自身の持つ発熱量を有効利用する技術として、下水汚泥を燃焼させずに乾燥・熱分解し、これにより生成されたガス及びチャー(炭化物)などの性状について基礎調査を実施し、さらに得られた各生成物の利用用途についても検討を行ったものである。

調査は、高分子系の脱水汚泥(含水率約80%)を含水率約5%程度まで乾燥し、その後、2段の加熱反応器で熱分解を行い生成物(ガス、油、チャー、反応水)を得た。その収率の一例を下図に示す。

反応器の温度条件等を変えることにより、得られる生成物の収率が変わられた。

ガスの高位発熱量は約7,000kcal/kg、油は約8,000kcal/kg、チャーは約3,000kcal/kgであった。ガスは燃料電池とガスタービンへの適用について検討したが、ガス改質技術と排ガス処理技術に課題があった。油に関しては、油を用いてディーゼルエンジンを運転した結果、実用の可能性が確認でき、またチャーは脱水助剤への適用が確認できた。



7 - 2 汚泥の燃焼を伴わない資源化技術基礎調査

計画部 技術開発課

宮澤 裕三, 河野謹一郎, 清水 洋治 (現 施設保全課)

1. はじめに

下水の処理に伴って発生する汚泥量は、平成11年度現在、都区部において脱水汚泥で1日約3,000t（年間約110万t）に達し、その約91%を焼却し1日約135tの焼却灰が発生している。この焼却炉は、近年、地球環境問題で関心が高まっている二酸化炭素や一酸化二窒素等の、いわゆる温室効果ガスを排出しており、削減が求められている。

このような中、下水汚泥自身の持つ発熱量を有効利用し、燃焼を伴わない新たな汚泥処理システムを確立していく必要がある。そこで下水汚泥を燃焼させずに乾燥・熱分解⁽¹⁾により生成するガス、炭化物（チャー）、油及び反応水について、熱分解生成物の定量的把握と熱分解時の有害物の挙動把握及び利用用途についての調査を行ったので報告する。

2. 調査内容および結果

2.1 熱分解生成物の定量的把握

2.1.1 システムフロー

本熱分解システムは、脱水汚泥（含水率75～80%）を、粗乾燥機と仕上乾燥機で含水率5%程度まで乾燥し、常圧・低酸素状態の反応器に供給し、汚泥中の有機物を熱分解しガス、炭化物（チャー）、油及び反応水の生成物を得るものである。その熱分解基本フローを図-1に示す。

2.1.2 反応器

反応器は2個のリアクタ（AとB）を有し、誘導加熱方式⁽²⁾によりリアクタ内の温度を制御すると共に、汚泥を搬送するスクリュウコンベアの回転数を制御することでリアクタ内の汚泥の滞留時間（SRT）⁽³⁾を変更できる。この温度と滞留時間の運転条件を変化させ、生成物の収率・特性を定量的に把握する。汚泥資源化設備のブロック図を図-2に示す。

リアクタの温度条件は、リアクタA温度を400～500℃、リアクタB温度を400～600℃の

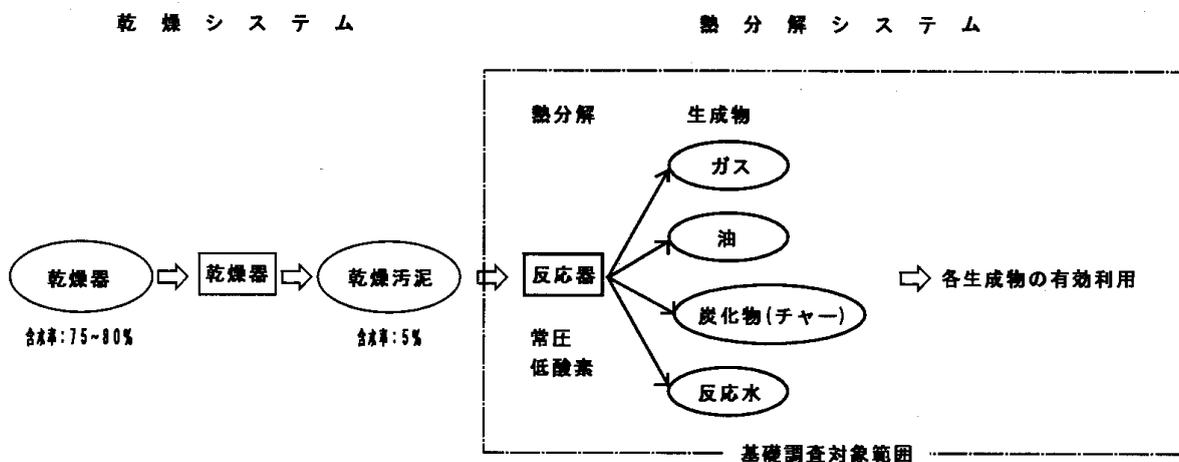


図-1 熱分解基本フロー

範囲で変化させ、これらを組合わせた条件で実施した。

各生成物の収率、特性データはリアクタ A 温度より、リアクタ B 温度に高い依存性を示した。従って、温度条件を変えた試験では、生成物の収率・特性と温度の関係について、リアクタ B 温度を横軸にした図として表示することにした。

2.1.3 熱分解生成物の収率

汚泥は反応器内で加熱され、気体のガス、液体の油、固体のチャー及び反応水の 4 種類の熱分解生成物が得られた。これらの生成物の収率（生成物の生成重量を投入汚泥の固形分重量で割った値）とリアクタ B 温度の関係进行调查した結果を、図 - 3 に示す。

ガスの収率は、リアクタ B 温度が高くなるに従って、増加した。リアクタ B 温度 400 ~ 450 で 20% 程度、550 ~ 600 で 35 ~ 45% の

収率であった。

油の収率は、リアクタ B 温度 450 でピーク値の 28% 程度となり、その後減少し 550 ~ 600 では 12 ~ 13% の収率であった。

チャーの収率は、リアクタ B 温度 500 付近まで若干減少し、その後 40% 程度の収率で一定である。

反応水の収率は、リアクタ B 温度 400 ~ 450 で 12% 程度、550 ~ 600 で 10% 程度の収率で、温度が高くなると若干減少した。

以上より、生成物の収率は、リアクタ B 温度が高くなるとガスは増加し油は減少し、チャーと反応水は若干減少する傾向になった。これは、リアクタ B 温度が高温になるに従って、低温で油となるものがガスに転換したことによる。

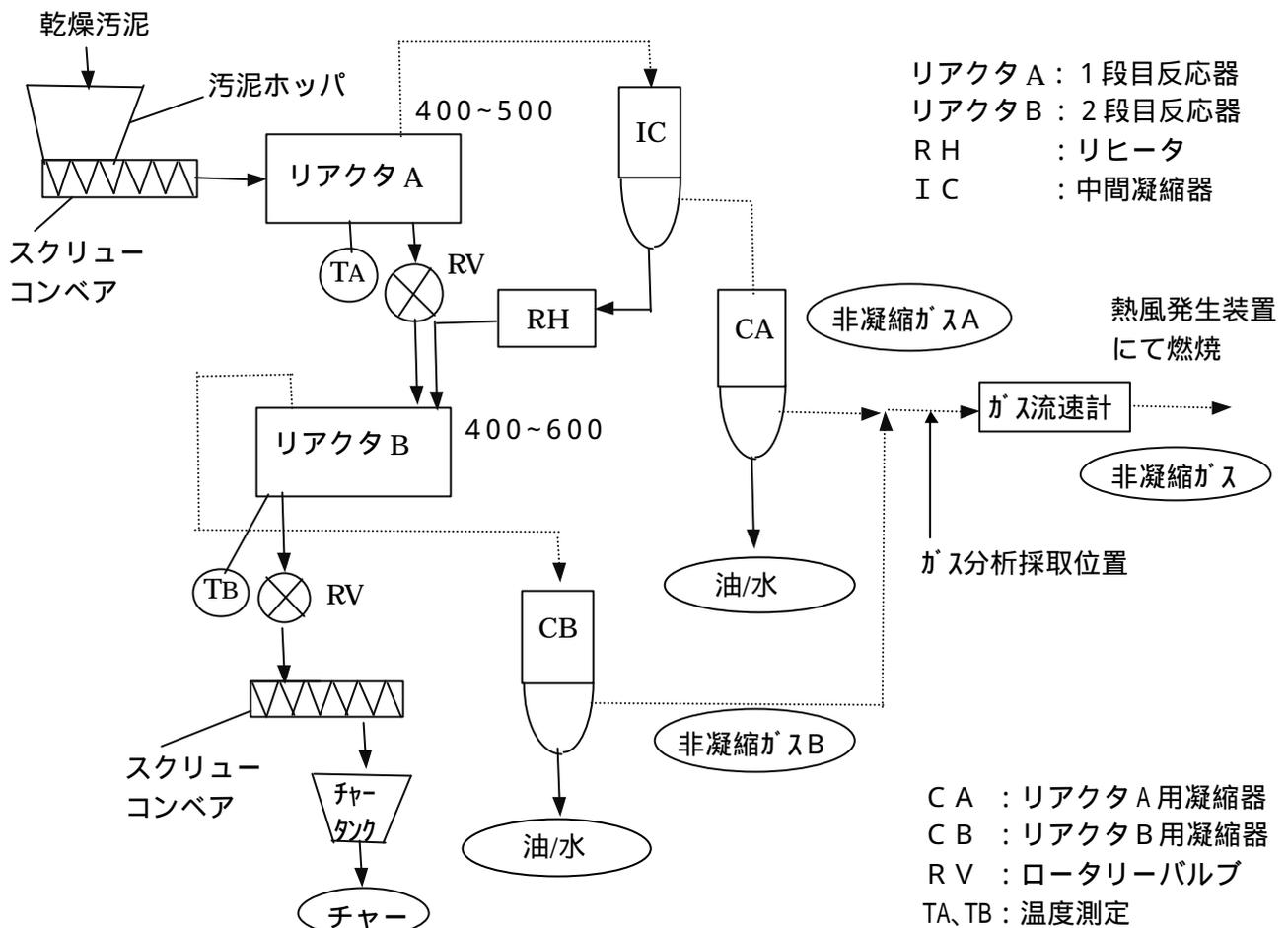


図 - 2 汚泥資源化設備のブロック図

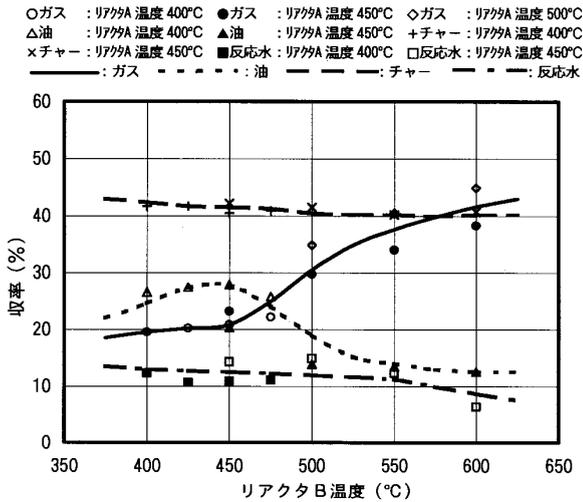


図 - 3 熱分解生成物の収率

2.1.4 熱分解生成物の特性

(1) ガス成分

生成ガスの成分を表 - 1 に示す。

表 - 1 生成ガスの成分

項目	試料番号	G0121	G0117	G0120	G0127
実験条件	リアクタA温度(°C)	400	450	500	400
	リアクタB温度(°C)	500	550	600	400
O ₂ (%)		0.26	0.24	0.27	0.2
N ₂ (%)		1.21	1.67	1.87	1.2
CO(%)		11.26	13.10	13.37	10.4
CO ₂ (%)		19.06	15.19	14.52	45.1
CH ₄ (%)		19.12	22.59	23.13	10.5
H ₂ (%)		17.35	22.92	23.19	7.9
H ₂ S(%)		2.16	2.01	1.34	7.9
C ₂ H ₆ (%)		6.31	4.43	4.03	4.3
C ₂ H ₄ (%)		9.95	9.63	11.1	2.2
硫黄酸化物(ppm)		1160	1370	1330	-
窒素酸化物(ppm)		6	7	7	-
塩化水素(mg/m ³ N)		125	102	38	-
シアン化水素(ppm)		<5	<5	<5	-
アンモニア(ppm)		6800	10700	13500	-
発熱量(高位)(MJ/kg)		35.1	29.7	29.4	15.3
発熱量(低位)(MJ/kg)		32.3	27.2	26.9	-

(注) データ項目の「-」はデータ無を表す

主なガス成分は、CO(一酸化炭素)、CO₂(二酸化炭素)、H₂(水素)、CH₄(メタン)及びCH₄以外の炭化水素系ガスであった。

次にガス中の各成分含有率とリアクタB温度との関係を、図 - 4 に示す。

COの含有率は、リアクタB温度が高くなると若干増加し、リアクタB温度550~600で12~13%であった。

CO₂の含有率は、リアクタB温度が高くなると大きく減少する。リアクタB温度が450で含有率は30%程度、600で14%程度であった。

H₂とCH₄の含有率は、リアクタB温度が高くなると共に増加し、ほぼ同じ傾向を示した。リアクタB温度450でH₂とCH₄の各含有率は16%程度、600で24%程度であった。

CH₄以外の炭化水素系ガス(CH)の含有率は、リアクタB温度が450より高くなると増加し500でピークとなり、それ以上の温度では減少した。リアクタB温度500で含有率はピークの26%程度で、600で19%程度であった。

以上より、リアクタB温度450ではCO₂の発生が最も多く、500付近でCH₄以外の炭化水素系ガス、550~600でH₂とCH₄の発生が多くなり、リアクタの加熱温度で発生ガスの成分が異なることが判った。

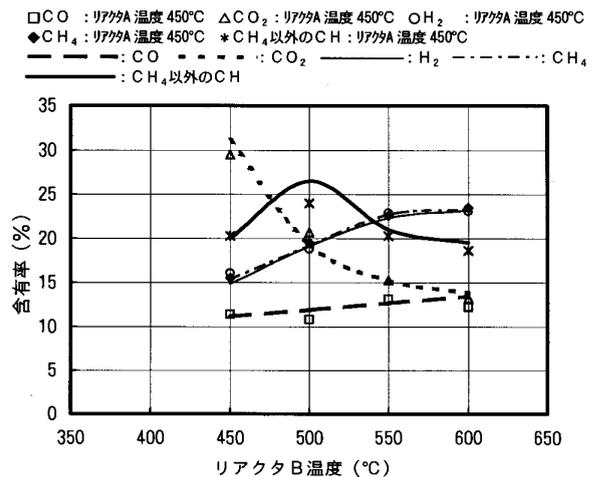


図 - 4 ガス成分の含有率

(2) 油成分

生成油の特性を表 - 2 に示す。

表 - 2 生成油の特性

項目	試料番号	P0121	P0117	P0120
実験条件	リアクタA温度()	400	450	500
	リアクタB温度()	500	550	600
含水率(%)		4.3	2.7	2.3
C (%)		72.62	75.35	78.92
H (%)		7.66	7.16	6.74
N (%)		9.73	9.84	9.16
O (%)		8.75	6.63	3.77
S (%)		1.20	0.97	1.30
発熱量(高位)(MJ/kg)		33.5	33.1	34.9
発熱量(低位)(MJ/kg)		31.7	31.4	33.3
粘度(at40)(mPa·s)		14.4	10.2	8.4

低位発熱量は、31～33MJ/kgであった。
次に油の収率とリアクタB温度との関係を、図 - 5 に示す。

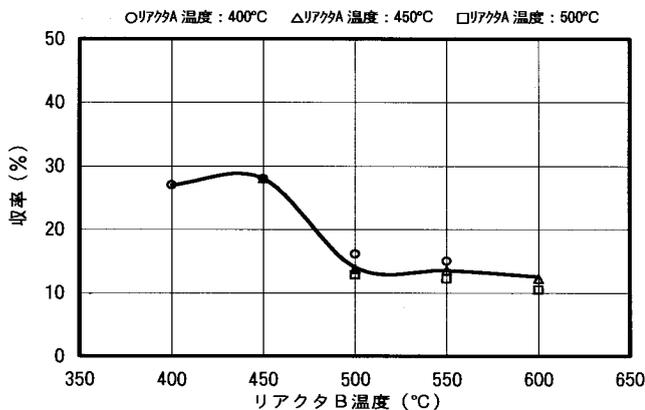


図 - 5 生成油の収率

油の収率は、リアクタB温度が400～450 でピーク値28%程度となり、450 より高くなると減少し 500～600 の収率はほぼ一定となり12%程度である。この収率の減少はガスの増加と対応しており 500 を越えると油生成物がガスに分解されていることによる。

生成物の油を利用する場合は、リアクタの温度が400～450 が最適であった。

(3) チャー成分

チャーの特性を表 - 3 に、チャーの収率とリアクタB温度との関係を図 - 6 に示す。

表 - 3 チャーの特性

項目	試料番号	T0121	T0117	T0120
実験条件	リアクタA温度()	400	450	500
	リアクタB温度()	500	550	600
含水率(%)		0.9	1.5	1.0
強熱減量(%)		47.3	45.6	42.1
C (%)		40.67	40.25	36.61
H (%)		1.08	0.82	0.70
N (%)		5.20	4.46	3.80
O (%)		0.34	0.10	0.95
粗脂肪(%)		0.36	0.42	0.23
粗繊維(%)		49.2	45.5	47.9
粗蛋白(%)		35.3	32.3	27.0
発熱量(高位)(MJ/kg)		15.7	15.2	14.7
発熱量(低位)(MJ/kg)		15.4	15.0	14.5

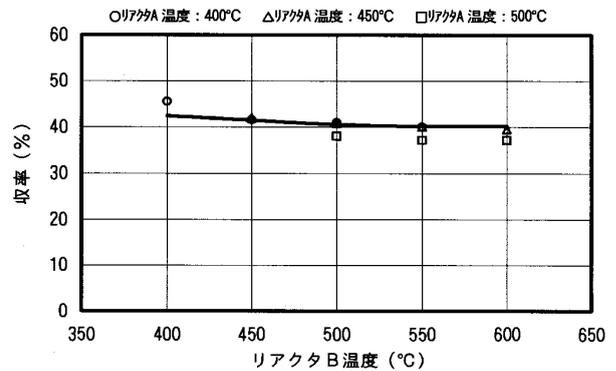


図 - 6 チャーの収率

チャーの収率は、リアクタB温度が500 付近まで少し減少し、500 以上で収率が40%程度で一定となる。

チャーの電子顕微鏡写真を写真 - 1 に示す。表面に凹凸や突起が多く不規則であるのが分かる。

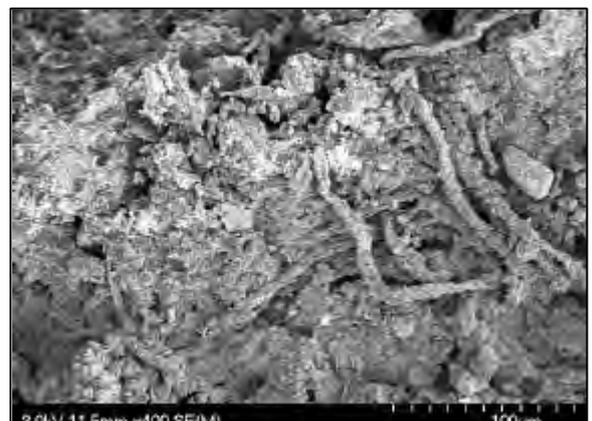


写真 - 1 チャーの電子顕微鏡写真

(4) 反応水成分

反応水の特性を表 - 4 に、反応水の収率とリアクタ B 温度との関係を図 - 7 に示す。

表 - 4 反応水の特性

試料番号		W0121	W0117	W0120
実験条件	リアクタA温度()	400	450	500
	リアクタB温度()	500	550	600
pH		9.6	9.6	9.4
蒸発残留物(TSS)(mg/l)		135200	94700	141100
溶解性物質(mg/l)		135174	94676	140996
粗浮遊物(mg/l)		<10	<10	<10
COD(mgO/l)		85300	64500	81100
含有量	全水銀(mg/l)	0.280	0.089	0.073
	カドミウム(mg/l)	<0.1	<0.1	<0.1
	鉛(mg/l)	<1	<1	<1
	六価クロム(mg/l)	-	-	-
	ヒ素(mg/l)	2.7	1.7	1.2
	セレン(mg/l)	2.5	1.5	1.0

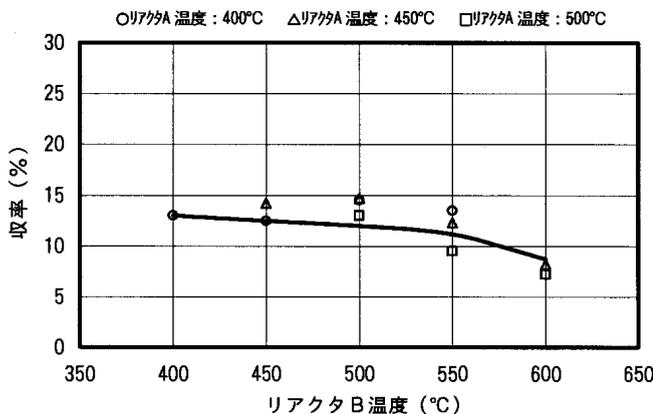


図 - 7 反応水の収率

反応水の収率は、リアクタ B 温度が 500 付近で 15% 程度、550~600 で 12~7% に減少する。これはリアクタ B 温度が高くなるに従って、反応水に溶解する有機分がガス化分解するためである。

(5) 総発熱量

生成物の総発熱量とリアクタ B 温度との関係を、図 - 8 に示す。

○ガス : リアクタA 温度 400°C ●ガス : リアクタA 温度 450°C ◇ガス : リアクタA 温度 500°C
 △油 : リアクタA 温度 400°C ▲油 : リアクタA 温度 450°C +チャー : リアクタA 温度 400°C
 ×チャー : リアクタA 温度 450°C ■反応水 : リアクタA 温度 400°C □反応水 : リアクタA 温度 450°C
 ○ : ガス △ : 油 × : チャー ■ : 反応水

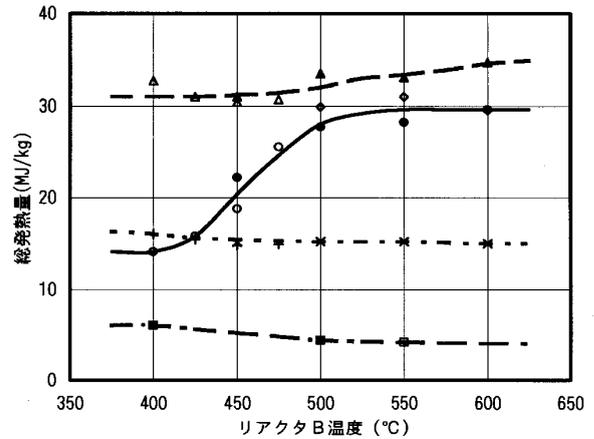


図 - 8 生成物の総発熱量

ガスの総発熱量は、リアクタ B 温度が 500 付近まで増加し、その後一定となる。リアクタ B 温度 400~450 で総発熱量は 15~20MJ/kg、550~600 で 30MJ/kg 程度である。

油の総発熱量は、リアクタ B 温度が高くなると少し増加し、リアクタ B 温度 400~450 で総発熱量は 30~32MJ/kg、550~600 で 33~34MJ/kg 程度である。チャーの総発熱量は、リアクタ B 温度が高くなると若干減少し、リアクタ B 温度 550~600 で 15MJ/kg 程度である。

反応水の総発熱量は、リアクタ B 温度が高くなると若干減少し、リアクタ B 温度 550~600 で 4MJ/kg 程度である。

ガスの総発熱量が、リアクタ B 温度 500 より高い温度で一定となるのは、単体で発熱量の低い H₂ と CH₄ の割合が増え、発熱量の高い CH₄ 以外の炭化水素系ガスの割合が減少していることによる。(表 - 1 参照)

油の総発熱量がリアクタ B の温度上昇と共に高くなるのは、油中の組成物で発熱量の低い酸素が少なくなることによる。(表 - 2 参照)

チャーの総発熱量が若干減少するのは、チャー内の H (水素元素) と N (窒素元素) が少なくなることによる。(表 - 3 参照)

(6) 生成物の熱収率

熱収率は、次式により求めたものである。

$$\text{熱収率} = \frac{\text{生成物の総発熱量} \times \text{物質収率}}{\text{汚泥の総発熱量} \times \text{物質収率の合計}} \dots$$

これにより、汚泥の持っている総発熱量が、生成物にどの割合で分配されたかが分かる。生成物の熱収率とリアクタB温度との関係を、図-9に示す。

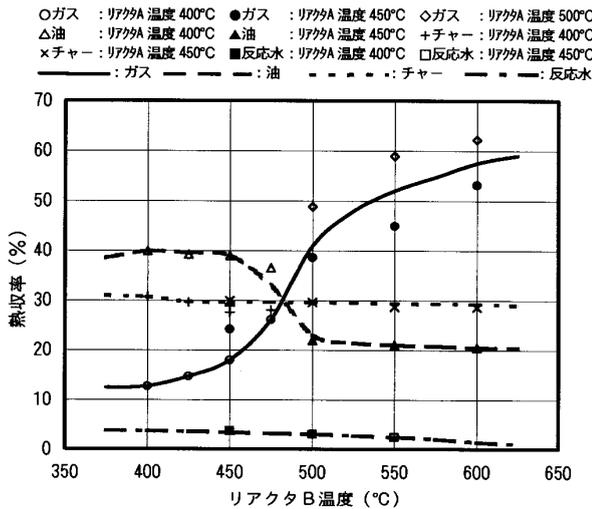


図-9 生成物の熱収率

ガスの熱収率は、リアクタB温度が高くなると大きく増加する。リアクタB温度400~450で熱収率は12~18%、550~600で45~63%である。

油の熱収率は、リアクタB温度450~500で40%が、550~600の20%程度に減少する。

チャーの熱収率は、リアクタB温度による影響が少なく、29~30%である。

反応水の熱収率は、リアクタB温度が高くなると、若干減少する。リアクタB温度550~600で、熱収率は1.5%程度である。

生成物の熱収率は、図-3の熱分解生成物の収率とほぼ同じ傾向であった。

2.2 熱分解時の有害物の挙動把握

2.2.1 溶出試験結果

環告第46号(平成3年)により、脱水汚泥(砂町水処理センターの高分子系汚泥：平成11年12月6日採取)と、この脱水汚泥を乾燥しリアクタA温度500、B温度600で熱分解し生成したチャー(そのままと、すり潰し

たもの)の溶出試験を行った。対象物は総水銀、カドミウム、鉛、六価クロム、ひ素及びセレンの6種の重金属とし、調査した結果を表-5に示す。

表-5 汚泥、チャーの溶出試験結果

対象物質	脱水汚泥	チャー(そのまま)	チャー(すり潰し)	環告第46号基準値
溶出成分	H1206	T0120	T0120	
総水銀	<0.0005	<0.0005	<0.0005	0.0005以下
カドミウム	<0.001	<0.001	<0.001	0.01以下
鉛	<0.01	<0.01	<0.01	0.01以下
六価クロム	<0.05	<0.05	<0.05	0.05以下
ひ素	0.043	<0.005	<0.005	0.01以下
セレン	0.012	<0.001	<0.001	0.01以下

溶出試験の結果、脱水汚泥の状態では、ひ素とセレンが環告第46号の土壤環境基準値を越えている。しかし、チャーはそのままと、すり潰したもののいずれも、調査対象の重金属の溶出が基準値以下であった。また、リアクタ温度の異なるチャーの溶出試験結果を、表-6に示す。

表-6 リアクタ温度の異なるチャーの溶出試験結果

項目		試料番号	
		T0121(チャーそのまま)	T0117(チャーそのまま)
実験条件	リアクタA温度()	400	450
	リアクタB温度()	500	550
溶出成分	総水銀	<0.0005	<0.0005
	カドミウム	<0.001	<0.001
	鉛	<0.01	<0.01
	六価クロム	<0.05	<0.05
	ひ素	<0.005	<0.005
	セレン	<0.001	0.001

各チャーは、全て同一の脱水汚泥から生成したものである。これより、リアクタ温度条件に関係なく、チャーからの重金属の溶出量は土壤環境基準値以下であった。

2.2.2 金属化合物含有試験

金属化合物含有試験の結果を表-7に、汚泥からチャーへの移行割合の結果を表-8に示す。

表 - 7 金属化合物の含有量

含有成分	試料番号	
	汚泥	チャー
	H1206	T0120
T - H g (mg/kg)	1.3	<0.01
C d O (mg/kg)	2.4	3.4
P b O (mg/kg)	85	269
C r ₂ O ₃ (mg/kg)	1470	4430
A s O ₃ (mg/kg)	4.8	10.2
S e O ₂ (mg/kg)	<5	<5

表 - 8 汚泥からチャーへの移行割合

含有成分	試料番号	
	汚泥	チャー
	H1206	T0120
T - H g (%)	-	-
C d O (%)	48	-
P b O (%)	108	-
C r ₂ O ₃ (%)	103	-
A s O ₃ (%)	73	-
S e O ₂ (%)	-	-

金属化合物含有量試験は、汚泥とチャーの含有量を分析した。分析対象の金属化合物は、T-Hg（総水銀）、CdO（酸化カドミウム）、PbO（酸化鉛）、Cr₂O₃（三酸化ニクロム）、AsO₂（酸化ひ素）及びSeO₂（二酸化セレン）である。汚泥、チャー共に、T-Hg、SeO₂の含有率は非常に少ない。T-Hg、SeO₂以外の金属化合物の含有率が汚泥よりチャーの方が大きいのは、分析値を重量当りの含有率で表示しているためであり、チャーは汚泥より少ない重量で割っているため数値が大きくなっている。そこで汚泥とチャーの金属化合物の含有量を比較するため、チャーの重量を投入汚泥の重量に換算し、移行割合を求めた。この移行割合は、金属化合物が汚泥からチャーにどれだけ移ったかを示したものである。

T-HgとSeO₂は、チャーの金属化合物の含有量が分析限界値以下のため移行割合が求められなかったが、PbOとCr₂O₃は100%、CdOは約50%、AsO₂は約70%が汚泥からチャーに移行している。

2.3 利用用途についての調査

2.3.1 ガスの適用

(1) 燃料電池への適用

都市ガス、消化ガスと生成ガスの組成と

総発熱量を比較した結果を、表 - 9 に示す。

表 - 9 ガス成分の比較

単位 V/V%

成分	化学記号	都市ガス	消化ガス	生成ガス
一酸化炭素	CO	-	-	13.1
二酸化炭素	CO ₂	-	32.4	15.2
水素	H ₂	-	200ppm	22.9
メタン	CH ₄	88.0	64.4	22.6
エチレン	C ₂ H ₄	-	-	9.6
エタン	C ₂ H ₆	5.8	-	4.4
プロピレン	C ₃ H ₆	-	-	4.4
プロパン	C ₃ H ₈	4.5	-	0.7
1-ブテン	1-C ₄ H ₈	-	-	0.8
イソブタン	isoC ₄ H ₁₀	-	-	0.0
ノルマルブタン	nC ₄ H ₁₀	1.7	-	0.2
イソペンタン	isoC ₅ H ₁₂	-	-	0.1
ノルマルペンタン	nC ₅ H ₁₂	-	-	0.1
酸素	O ₂	-	0.5	0.2
窒素	N ₂	-	4.0	1.7
アンモニア	NH ₃	-	-	0.2
硫化水素	H ₂ S	6ppm	0.2	2.0
水	H ₂ O	-	-	1.7
総発熱量 (kg/Nm ³)		46	25	30

(注) データ項目の「-」はデータ無を表す

生成ガスの炭化水素系成分は、都市ガスと比較しCH₄、C₂H₆、C₃H₈等が少なく、C₂H₄、C₃H₆等の水素の少ない二重結合を持つ不飽和炭化水素（オレフィン）系成分が多い。

不飽和炭化水素系成分が多く、またNH₃やH₂Sが含まれているため、ガス改質技術と前処理技術が必要であるが、主要成分より燃料電池へ適用の可能性はある。

(2) ガスタービンへの適用

ガスタービンへ適用する場合、ガスに含まれているNH₃とH₂Sが腐食及び排ガスへの影響があり、好ましくないため前処理装置で除去する必要があるが、その他の成分は問題とならず、そのまま燃料として適用できる。

2.3.2 油の適用

(1) ディーゼルエンジンへの適用

生成油をディーゼルエンジン燃料への適用調査のため、小型汎用の直接噴射式水冷

4 サイクルエンジンを用いて燃焼実験を実施した。

軽油と比較したディーゼルエンジン燃焼特性を表 - 10に、その排気ガス成分分析結果を表 - 11に示した。

表 - 10 軽油と比較したディーゼルエンジン燃焼特性

特性		軽油	生成油
燃料	低位発熱量(MJ/kg)	42.0	27.8
ディーゼル機関	燃料消費量(g/kWh)	241.4	368.6
	熱量消費量(J/kWh)	10.14	10.25
	エネルギー効率(%)	35.5	35.1

表 - 11 排気ガス成分分析

成分	軽油	生成油
CO ₂ (%)	7.39	7.58
CO (ppm)	247	1255
SO ₂ (ppm)	0	250
NO (ppm)	695	911
NO ₂ (ppm)	80	119
CH ₃ CHO (ppm)	3.2	12.6
CH ₄ (ppm)	0	22

生成油の低位発熱量が27.8MJ/kgと軽油42MJ/kgに比べて低く燃料消費量が増えているが、エネルギーでは同程度の消費量となっている。

排気ガス成分分析では軽油に比べ、SO₂、NOとNO₂が多い。これは、生成油に硫黄化合物と窒素化合物が含まれているからである。生成油は、軽油とCO₂は同程度である

が、COとCH₄等が多い。これは、生成油に高沸点成分が含まれており、不完全燃焼によるものである。これに対しては、燃料噴出時期を早めることで排出濃度を下げられると考えられる。

2.3.3 チャーの適用

(1) 脱水助剤への適用

チャーの脱水助剤への適用を確認するため、「ベルトプレス脱水機向けヌッチェ・圧搾テスト」⁽⁴⁾を実施し、汚泥性状を調査した。チャーを添加することにより、含水率が低下し、その結果を図 - 10に示す。

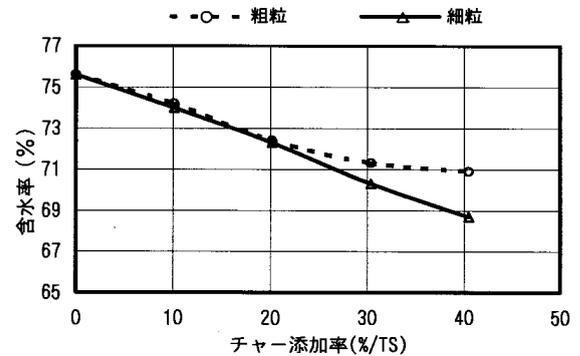


図 - 10 チャーの添加率と含水率の関係

含水率は、チャーを多く添加することにより低下し、脱水助剤としての効果があることが確認できた。適用に当たっては、チャーの添加はケーキ量を増やすことになるので、添加率と効率の調査が必要である。

(2) 活性炭への適用

生成したチャーを賦活化し、活性炭特性

表 - 12 活性炭との特性比較

チャー生成条件	T0117(粒径2mm以上)			T0128(粒径2mm以上)			やし殻活性炭
	リアクタ A 450	-B550	SRT25min	リアクタ A 400	-B450	SRT25min	
賦活時間(hr)	0	1	2	0	1	2	-
総歩留まり(Wt%)	89.5	84.8	64.6	83.4	70.8	60.2	-
灰分(%)	56.9	59.3	76.2	56.8	66.4	96.7	3
ヨウ素吸着成分(mg/g)	90	96	238	90	270	60	1061
メチレンブルー吸着性能(ml/g)	4	7	37	4	32	11	150
比表面積(m ² /g)	79	99	222	98	251	56	978
細孔容積(ml/g)	0.051	0.062	0.195	0.056	0.171	0.055	0.477
硬さ(%)	85.9	80	47.7	85	71	35.8	-

(試験方法：JIS K 1417)を測定し、その結果を表 - 12に示した。賦活化条件は、900 窒素中50%水蒸気条件で1及び2時間賦活化した。

試料番号T0117の賦活時間2時間のチャー、試料番号T0128の賦活時間1時間のチャーとやし殻活性炭と比較すると、ヨウ素吸着成分が約1/4、メチレンブルー吸着性能が1/5～1/4、比表面積が約1/4、細孔容積が約2/5、灰分が23倍であった。以上より、総体的な性能はやし殻活性炭の1/4程度であった。

3. まとめ

平成11年度の調査結果より、以下の事項が判明した。

3.1 熱分解生成物の定量的把握

下水の高分子系脱水汚泥を、乾燥機で含水率5%程度まで乾燥し、常圧・低酸素状態の反応器に供給し、汚泥中の有機物を熱分解した結果、ガス、チャー、油及び反応水の生成物を得た。

ガスの主な成分は、CO、CO₂、H₂、CH₄などであり、反応器の温度を上昇すると得られる生成物中のガスの収率も増え、600 で40%程度になった。

生成された油の低位発熱量は31～33MJ/kgで、反応器の温度が450 でピークの28%程度の収率となり、600 では12%程度に下がった。

チャーの収率は、反応器の温度上昇に伴い若干減少するが、概ね40%の収率であった。

反応水は、反応器の温度上昇に伴い若干減少し、10%程度の収率であった。

3.2 熱分解時の有害物の挙動把握

生成したチャーの溶出試験を行った結果、チャーをそのままと、すり潰したもののいずれも重金属の溶出が土壌環境基準値以下であった。

汚泥からチャーへの移行割合を求めた結果、PbOとCr₂O₃は100%、CdOは約50%、AsO₂は約70%が汚泥からチャーに移行していた。

3.3 利用用途についての調査

ガスは、燃料電池とガスタービンへの適用を検討した。燃料電池への適用では、都市ガスと消化ガスの組成と総発熱量を比較した結果、CH₄、C₂H₆等が少なく不飽和炭化水素系成分とNH₃、H₂Sが多く、ガス改質技術と前処理技術が必要であるが適用の可能性はあった。油は、ディーゼ

ルエンジンへの適用を検討するため、小型汎用の直接噴射式水冷4サイクルエンジンにて燃焼実験を実施した。その結果、軽油に比べ低位発熱量が小さいため燃料消費量が増え、また、排ガス中のSO₂、NOとNO₂が多かったが、燃料噴出時期を早めることで排出濃度が低減できると考えられ適用の可能性があった。

チャーは、脱水助剤と活性炭への適用を検討した。

脱水助材では、ベルトプレス脱水機向けヌッチェ・圧搾テストを実施した結果、チャーを添加することにより汚泥の含水率を低減できる効果があることが確認できた。また、活性炭としては、チャーを賦活処理することで、やし殻活性炭の1/4程度の性能が得られることが分かった。

4. おわりに

本調査は、平成11年度に砂町水処理センターの技術開発課のフィールドに実験設備を設置し、脱水汚泥を乾燥・熱分解し得られた生成物について基礎調査を行ったものである。温室効果ガスの排出を低減するためにも、下水汚泥自身の持つ発熱量を有効利用し、燃焼を伴わない新たな汚泥処理システムを確立する必要があり、加えて生成物の有効利用を図り、資源循環型社会の形成に努めていかなければならない。

今後、下水汚泥の新たな資源化メニューの1つとするためにも、下水汚泥熱分解システムの構築を図っていく予定である。

最後に、調査に当り、多大なご協力を頂いた砂町水処理センターの関係各位の方々に深く感謝致します。

用語説明

(1) 熱分解

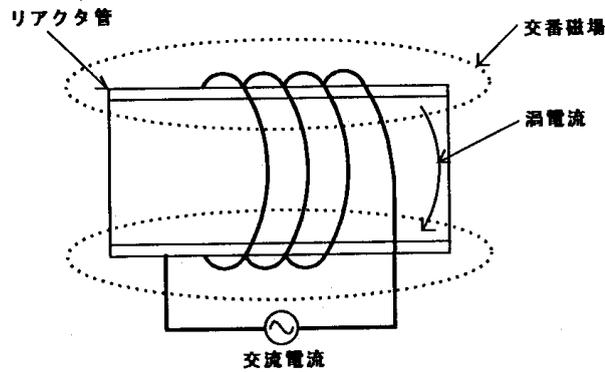
汚泥固形物を無酸素あるいは理論空気量以下の低酸素雰囲気中で高温(500～1000)に加熱し、固形物を可燃分を含む分解ガス、常温では液状のタール等を含む残渣、チャー及び灰分を含む残渣の3成分に分解する操作を熱分解という。

(笠倉忠夫「下水汚泥の熱分解プロセスに関する研究」より)

(2) 誘導加熱

交流電源に接続されたコイルの中に金属体を挿入すると、コイルと金属体は離れているにもかかわらず表面から加熱される。これは交流電流によってできる交番磁場の電磁誘導

作用により、うず電流が流れ、発熱するからである。



リアクタ誘導加熱方式の原理

(3) S R T

リアクタ内での汚泥滞留時間 (SRT: Solid Retention Time)

(4) ベルトプレス脱水機向けヌッチェ・圧搾テスト

汚泥を真空脱水することにより、ケーキの平均比抵抗、およびろ材の抵抗係数を求め、汚泥に過助剤を添加した場合の効果について検討する汚泥の脱水試験方法である。

7 - 3 焼却炉高温排ガスの有効利用調査その2

計画部 技術開発課

本調査は、汚泥焼却炉から排出される高温排ガスより飛灰を取り除き、その後に得られるクリーンな高温排ガスの有効利用を図れるセラミックを用いたろ過装置を開発し、その性能調査等を行ったものである。

平成10年度の調査で、高温域（800℃）での集塵ろ過器の材質について検討した結果、耐高温腐食性等の点からセラミックの中でも酸化マグネシウムが入っているコーゼライトが最適であることが判った。そこで平成11年度は、ろ過装置に用いるセラミックフィルターをハニカム構造とし、そのハニカムの格子を低ピッチ化して単位体積当りのろ過面積増大を図った。セルピッチが6mm、4mm、2.5mmについてそれぞれの性能調査と、高温で回収した灰の性状調査等を実施した。

その結果、ろ過流量を同一とした場合にセルピッチ4mmのセラミックフィルターの圧力損失が少なく、逆洗性能もセルピッチ6mmと同等であった。次に300t/日炉の高温集塵（830℃）におけるフィルターの必要本数を算出した結果、セルピッチ6mmで825本、4mmで540本が必要であり、低温集塵（250℃）の6mmの330本より多くなった。また、高温で灰を集塵することにより低温集塵より、重金属の含有量が低くなり、重金属溶出試験においても埋立て基準を満足することができた。

7 - 3 焼却炉高温排ガスの有効利用調査その2

計画部 技術開発課

宮澤 裕三，河野謹一郎，清水 洋治（現 施設保全課）

1. はじめに

最近の地球温暖化の問題は、世界的な規模で関心が高まっている。下水道事業は下水道施設運転のため電力、燃料を消費することによる二酸化炭素の排出や、水処理及び汚泥焼却炉の運転で発生するメタンや一酸化二窒素が排出されることから温室効果ガス排出の機会を有している。従って、下水処理過程で発生する未利用エネルギーを積極的に利用する技術として焼却炉廃熱を利用した発電技術が注目を集めている。

従来の焼却廃熱を利用した発電システムは、焼却炉の排ガスを空気予熱器に導き、その後廃熱ボイラに導入することにより排ガス中の廃熱を回収し、蒸気タービンにより発電を行っている。この場合、排ガスは集塵を行う前であるためダスト濃度が高く、伝熱係数が高くとれないため熱交換器の伝熱面積が大きくなる。

そこで、焼却炉出口において集塵を行いきりんな排ガスを得ることができれば、後段の空気予熱器及びボイラの伝熱係数を高くとることができ高効率な発電が可能になると共に、これらの設備をコンパクトにすることが可能となる。

本調査は、未利用エネルギーを活用する技術として、高効率で高温集塵できるろ過装置を開発するため、装置の性能調査及び実用化検討を行ったので報告するものである。

2. 調査内容および結果

平成10年度の調査の結果、800 以上の高温集塵できるろ過装置は、素材がコーゼライト⁽¹⁾でハニカム構造⁽²⁾のセラミックフィルタが最適であった。そこで、平成11年度は、セラミックフィルタ（又は「CF」と略す）のセルピッチについて、運転性能に関する性能調査と逆洗性能調査、及びセラミックフィルタの保持方法と缶体材質調査を実施した。

2.1 セラミックフィルタの性能調査

2.1.1 実験設備フロー

実験設備のフロー図を図 - 1 に示す。

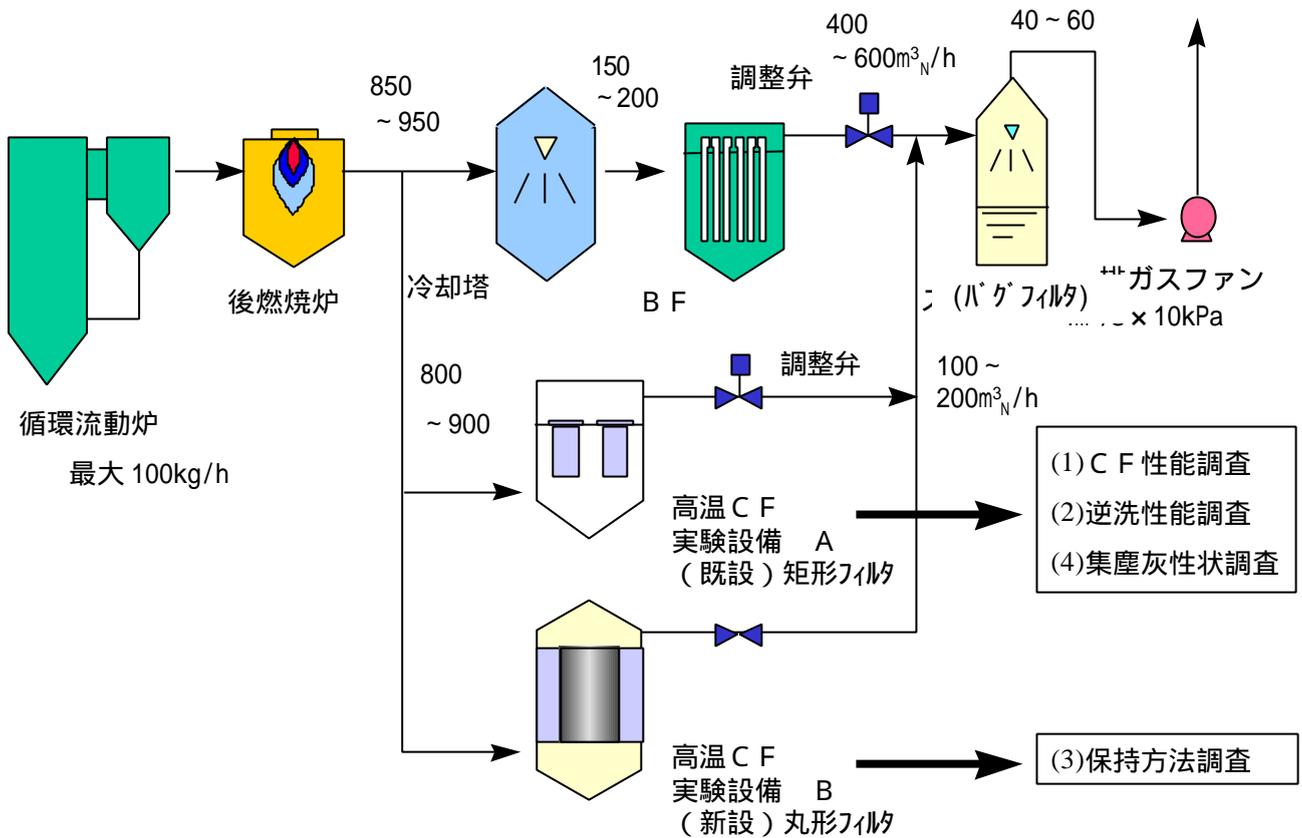
実験設備は、平成10年度使用した既設設備（A：矩形フィルタ）と今年度新設した設備（B：丸型フィルタ）を用いて実施した。設備Aではセラミックフィルタの性能と逆洗性能及び集塵灰の性状について調査を、設備Bではセラミックフィルタの逆洗性能及び保持方法の調査を実施した。

2.1.2 使用フィルタ

調査に使用したセラミックフィルタの仕様を、表 - 1 に示す。

調査は、セルピッチの違いによる圧力損失等の性能評価を中心に実施した。低温集塵で実績のある6mmピッチのフィルタ（A）を基本とし、低ピッチ化による単位体積当りのろ過面積増大を狙ったフィルタ（B及びC）を評価した。

フィルタの構造を、図 - 2 に示す。ハニカム構造をしており両端の端部を交互に目封じしてある。フィルタでの集塵と空気逆洗浄の状況を、図 - 3 に示す。排ガスは、開口端部より流入し、セル壁を通過する際ダストがろ過され、隣接するセルの出口側開口端部より排出される。一方、焼却灰は、定期的な圧縮空気による空気逆洗浄によりフィルタ系外へ排出される。



名称	循環流動炉	後燃焼炉	冷却塔	高温CF実験設備A	高温CF実験設備B	B F	スクラバ	排ガスファン
型式	外部循環式	縦式	スプレー式	ろ過式	ろ過式	ろ過式	スプレー式	ターボ式
容量	0.3m ³ × 12m ³	1.6 × 10 ³ kJ/h	7m × 5.5 ^h	0.8m ³ × 0.5m ³ × 2.3m ^h	0.5m × 2.0m ^h	0.7m ³ × 0.9m ³ × 4.3m ^h	0.5m × 5.0m ^h	4m ³ /s × 10kPa

図 - 1 実験設備フロー

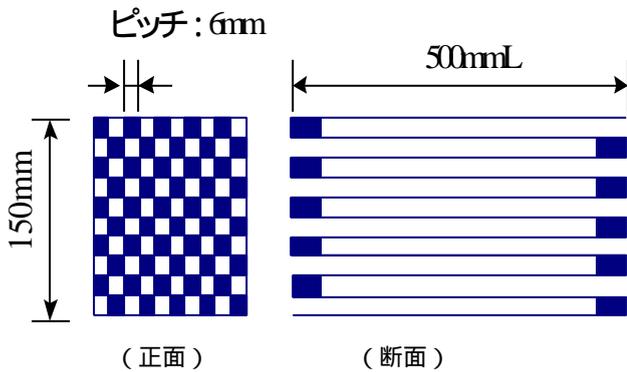


図 - 2 フィルタの構造 (フィルタ A の場合)

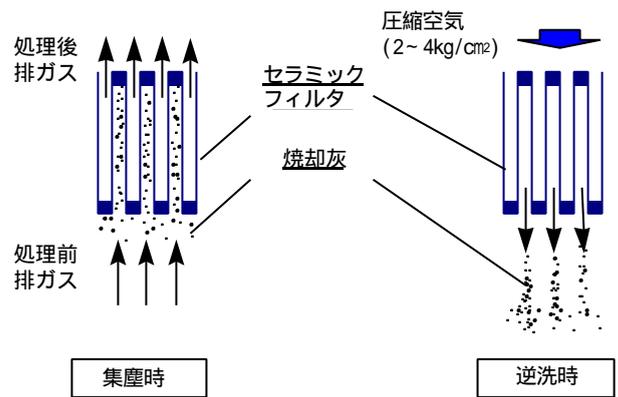
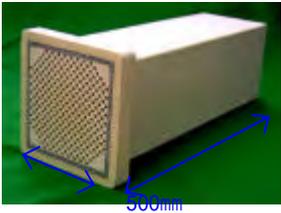
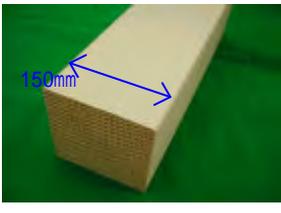


図 - 3 フィルタの空気逆洗浄の状況

表 - 1 使用フィルタの仕様

	フィルタA	フィルタB	フィルタC
材質	コーゼライト		
セルピッチ	6mm ピッチ	4mm ピッチ	2.5mm ピッチ
寸法	150 × 500mmL	150 × 500mmL	150 × 305mmL
ろ過面積 (単位体積当り)	2.7m ² /本 (240m ² /m ³)	3.8m ² /本 (338m ² /m ³)	3.2m ² /本 (474m ² /m ³)
コーティング	無	無	無
細孔気孔径	約 15 μm		
気孔率	約 40%		
セル壁厚	0.8 ~ 0.9mm	0.6 ~ 0.7mm	0.4 ~ 0.5mm
写真			

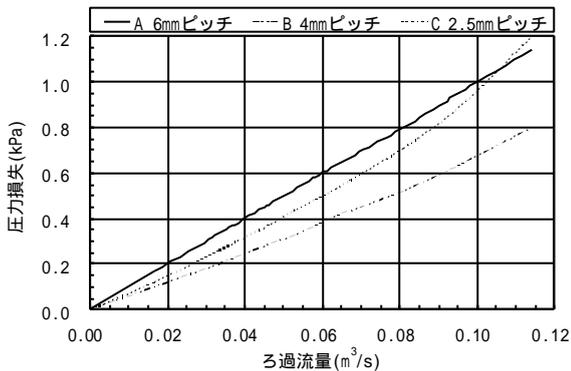


図 - 4 ろ過流量と初期圧力損失の関係 (常温 : 20)

2.1.3 調査方法

高温におけるセラミックフィルタの圧力損失, 集塵性能等の基本性能を調査する。

低温排ガス (250) に対するろ過式集塵装置⁽³⁾の標準的なろ過速度⁽⁴⁾は, 0.01 ~ 0.015 m/s である。焼却炉出口の高温排ガスの場合, 低温排ガスに比べて実ガス量が多い (約 2 倍) ので, よりコンパクトな集塵装置とするために, 約 2 倍のガス量増加分のろ過速度である 0.03m/s を本調査での基準とした。

調査に使用した汚泥は, 砂町水処理センター東部スラッジプラントの脱水汚泥を用いた。

(1) セラミックフィルタの圧力損失

圧力損失のろ過速度依存性

各フィルタの常温 (20) で 0.03m/s までのろ過速度に対するダスト無負荷⁽⁵⁾時の圧力損失⁽⁶⁾を測定する。

温度依存性

各フィルタの 600 ~ 800 の温度におけるろ過速度 0.03m/s に対するダスト無負荷時の圧力損失を測定する。

(2) セラミックフィルタ運転性能の調査

ダスト負荷時の圧力損失の測定

汚泥投入量を 75kg/h 一定とし焼却運転したダスト負荷時における, 800 のろ過速度 0.03m/s での各フィルタの圧力損失を測定する。

ダスト負荷時の集塵性能の測定

800 のろ過速度 0.03m/s での排ガス測定を行い, フィルタの集塵性能 (ダスト濃度等) を調査する。

(3) ダストのフィルタ基材への侵入状況調査

ダスト負荷運転実施後, 各フィルタのセル壁断面の電子顕微鏡による観察を行い, フィルタ基材へのダスト侵入状況を調査する。

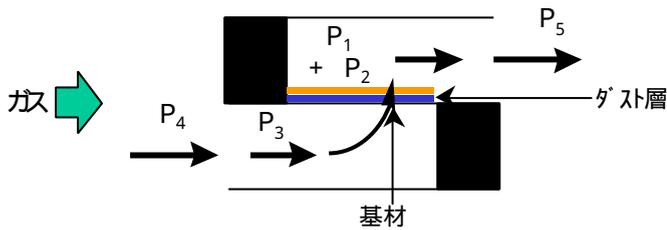
2.1.4 調査結果

(1) セラミックフィルタの圧力損失結果

圧力損失のろ過速度依存性

常温における各フィルタのろ過流量に

対する初期圧力損失を，図 - 4 に示す。



- P_1 : ダスト層圧損
- P_2 : 基材圧損
- P_3 : セル管路内圧損
- P_4 : セル流入圧損
- P_5 : セル流出圧損
- P : 全体圧力損失 ($P_1 + P_2 + P_3$)
- (基材圧損 : P_2)
- (基材以外の圧損 : $P_1 + P_3 + P_4 + P_5$)

図 - 5 フィルタの模式図

フィルタAの圧力損失が過流量に対して直線性を示すのに対して，フィルタBとCは異なる挙動を示している。これは図 - 5 に示すように，セルピッチが細くなるに従い，基材部の圧力損失(P_2)以外のセル流入圧力損失(P_4)とセル管路内圧力損失(P_3)及びセル流出圧力損失(P_5)が大きくなるからである。

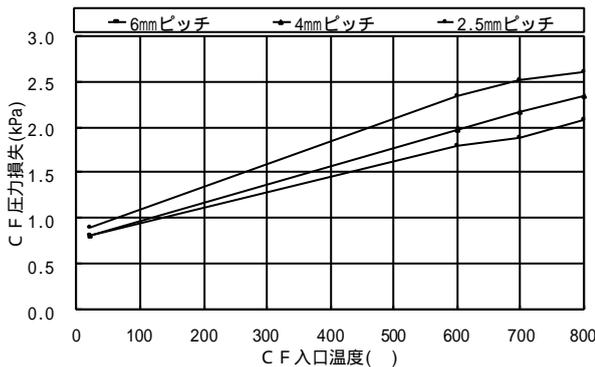


図 - 6 セラミックフィルタ入口温度に対する圧力損失の関係

温度依存性

600 ~ 800 °Cでのセラミックフィルタ入口の排ガス温度に対するダスト無負荷時のフィルタ圧力損失を測定した結果を，図 - 6 に示す。

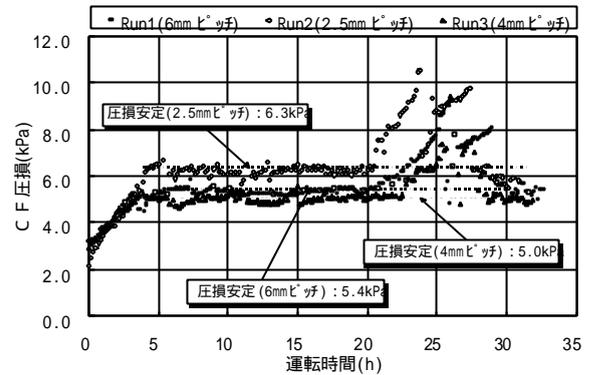


図 - 7 運転圧力損失測定結果

各フィルタは 排ガス温度の上昇に伴い，フィルタ圧力損失が上昇した。これは，ガス粘度の上昇に起因する。流体の流れ易さは，その粘性に影響を受け，抵抗を表す圧力損失が粘度に比例する傾向（粘っこいものは流れにくい傾向）にあるからである。

(2) セラミックフィルタ運転性能結果

ダスト負荷時の圧力損失の測定

各フィルタのダスト負荷時の圧力損失測定結果を，図 - 7 に示す。

若干ではあるが，6mmピッチより4mmピッチのフィルタの方が圧力損失が小さく，5kPaであった。

ダスト負荷時の集塵性能の測定

調査に用いた脱水汚泥中の重金属分析結果を表 - 2 に，燃焼試験後の排ガス測定結果を表 - 3 に示す。

表 - 2 採取汚泥中の重金属分析結果

成分		単位	Run 1 及び Run 2		Run 3
			1/26 採取		2/9 採取
基本組成	発熱量	J/g	22010		20190
	C	wt%(W.B.)	44		44
	H		6.6		6.7
	N		5.7		4.5
	T-S		0.95		0.8
	T-Cl		0.13		0.15
	水分	wt%(D.B.)	77		76
	灰分		18		17
	SiO ₂		6.1		6.2
	Al ₂ O ₃		2.5		2.2
	CaO		1.9		2.4
	Na ₂ O		0.24		0.29
	K ₂ O		0.27		0.33
	P ₂ O ₅		3.2		2.7
	Fe ₂ O ₃	1.4		1.4	
その他	Pb	ppm	50		54
	Cd		1.6		<0.4
	As		3.3		1.6
	Se		0.5		<0.5
	T-Hg		<0.01		<0.01
	Cr ⁶⁺		<2.0		<2.0
	T-Cr	wt%	0.08		0.13
	Zn		0.09		0.07
	Cu		0.04		0.04
	Mn		0.02		0.03

表 - 3 排ガス測定結果

		Run 1		Run 2		Run 3		
		CF 入口	CF 出口	CF 入口	CF 出口	CF 入口	CF 出口	
排ガス量 (湿ガス)	m ³ _N /h	110	130	120	140	150	160	
排ガス量 (乾ガス)	m ³ _N /h	82	100	91	120	120	130	
排ガス温度		830	600	870	650	840	620	
水分量	%	25.3	19.9	24	20.1	21.4	19.9	
O ₂	%	7.1	8.2	7.8	9.2	8.2	9.2	
ダスト濃度	g/m ³ _N	38	0.0026	23	0.009	34	0.0061	
平均ダスト粒径	μm	18	4.2	20	3.3	18	5.1	
排ガス中重金属	Pb	mg/m ³ _N	5.5	<0.03	0.86	<0.03	1.8	<0.03
	Cd	mg/m ³ _N	0.18	<0.003	0.023	<0.003	0.05	<0.003
	As	mg/m ³ _N	1.0	<0.005	<0.02	<0.005	0.04	<0.005
	Hg	mg/m ³ _N	0.057	0.038	0.06	0.029	0.06	0.029
	Se	mg/m ³ _N	<0.02	<0.005	<0.02	<0.005	<0.02	<0.005
	T-Cr	mg/m ³ _N	0.10	<0.003	0.05	<0.003	0.08	<0.003

セラミックフィルタ出口のダスト濃度⁽⁷⁾は $0.01\text{g}/\text{m}^3_{\text{N}}$ 以下で、平均ダスト粒径も最大 $5.1\ \mu\text{m}$ で入口のダスト粒径の $20\ \mu\text{m}$ よりかなり小さな値で精密に集塵できている。また、セラミックフィルタ出口の排ガス中の重金属も、Hg以外は検出限界値以下であった。Hgは、半分程度がガス状態としてフィルタを通過している。

- (3) ダストのフィルタ基材への侵入状況結果
 過後のフィルタを切断し、中心部から電子顕微鏡観察用のサンプルを採取し観察した。走査電子顕微鏡(SEM)⁽⁸⁾写真の一例を、写真 - 1 に示す。



写真 - 1 6mmピッチフィルタ断面の電子顕微鏡写真(2枚横並び)

左側の写真は、フィルタ基材とダスト層の境目を、右側はダスト中に多く含まれる成分であるPについての結果である。写真より、フィルタ基材内での検出が見られない(写真の白色がP)ことから、ダストのフィルタ基材への侵入はないと判断できる。また、フィルタピッチの差による違いは見られなかった。

2.2 セラミックフィルタの逆洗性能調査

セラミックフィルタの高温(800~900)での使用に見合った逆洗方式や条件の最適化が重要である。そこで、逆洗方式について検討する。

2.2.1 調査方法

(1) 逆洗方式の検討

タイプA(従来方式)とタイプB(新方式)を用いて、逆洗空気量について調査する。それぞれの構造を、表 - 4 に示す。

タイプAは、フィルタモジュール内へ逆

洗空気を導入し、数本同時に逆洗するものである。タイプBは、フィルタモジュール構造をなくし、フィルタ1本毎に逆洗空気を導入するものである。

(2) 逆洗条件の検討

逆洗圧力(エアタンク圧力)と逆洗間隔(逆洗周期)を変えて逆洗を行い、フィルタの圧力損失上昇値を測定する。なお、セラミックフィルタの運転条件は、セラミックフィルタの入口排ガス温度が800~850 , る過速度を $0.03\text{m}/\text{s}$ とし、逆洗弁開閉時間は、弁が十分に開閉できる 0.6s とした。

2.2.2 調査結果

(1) 洗方式の検討結果

逆洗時圧力測定結果例を、図 - 8 に示す。この図は、6mmピッチフィルタでの実測値であり、バルブの開動作後にCF入口・出口圧力が上昇することが分かる。

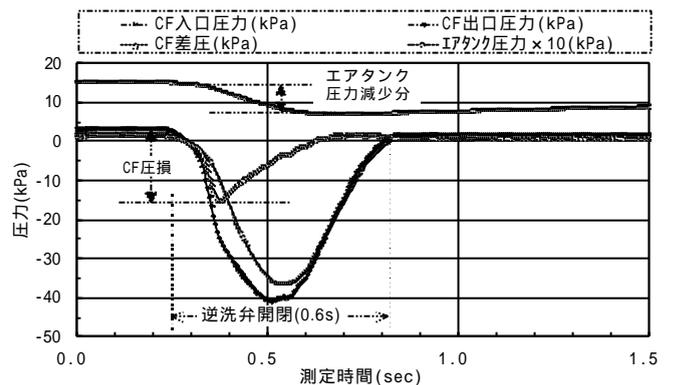


図 - 8 逆洗時圧力測定結果

セラミックフィルタ入口・出口の圧力測定を行い差圧を算出し、エアタンク圧力の減少を測定した。逆洗空気量は、エアタンク圧力の減少値より算出した結果、タイプAではろ過面積当り $0.062\text{m}^3/\text{m}^2$ 回、タイプBでは $0.036\text{m}^3/\text{m}^2$ 回の逆洗空気量となり、タイプBの方が効率的に逆洗できていた。

(2) 逆洗条件の検討

エアタンク圧力の検討結果

図 - 9 に、運転時間に対する圧力損失の変化を示す。

表 - 4 逆洗方式の比較

	タイプA	タイプB
構造		
方法	フィルタモジュール内へ逆洗空気を導入し、数本同時に逆洗	モジュール構造をなくし、フィルタ1本毎に逆洗空気を導入

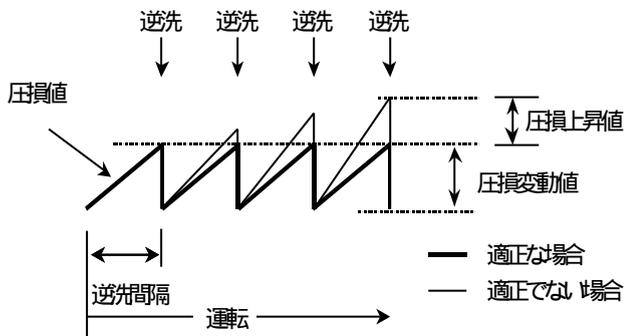


図 - 9 運転時間と圧力損失の変化

逆洗を停止する間は圧損値は上昇し、逆洗により一定値に回復する。逆洗条件が適正な場合、圧損上昇値が増加しない。また、逆洗間隔を延長させた場合、圧損変動値が大きくなる。そこで、エアタンク圧力を変化させ、一定時間運転での圧力損失の変化を調査した。4 mmピッチフィルタの圧力損失変動値を図 - 10に、エアタンク圧力と圧力損失上昇値の結果を表 - 5に示す。

6 mmピッチフィルタの圧力損失変動値は、エアタンク圧力が100kPaの時にフィルタの圧損が約0.4kPa上昇し、150kPa以上の圧力であれば圧損上昇が見られなかった。同様に、4mmピッチフィルタと2.5 mmピッチフィルタは、200kPa以上の圧力であれば大きく圧損が上昇しなかった。

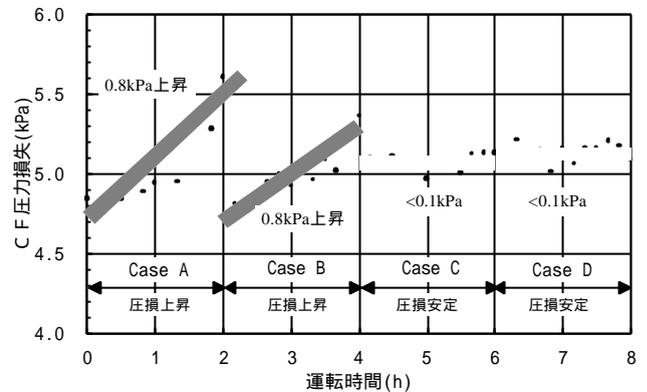


図 - 10 4 mmピッチフィルタの圧力損失変動値

逆洗周期の検討結果

逆洗周期と圧力損失の関係を調べるため、排ガス測定時に3時間逆洗を停止したところ、3 ~ 4 kPaの圧力損失の上昇が見られた。

ダストを逆洗によりフィルタ外へ払い落すには、フィルタに対して十分な逆洗圧力をかける必要がある。このエアタンク圧力の検討結果より適切な逆洗条件を定め、圧力損失変動値を測定した結果を、表 - 6に示した。

焼却炉の炉圧変動値を0.4 ~ 0.5kPa以下にするためには、表中の逆洗周期が適正と判断された。

表 - 5 エアタンク圧力と圧力損失上昇値

	条件				結果：圧損上昇値		
	エアタンク 圧力	逆洗弁 開閉時間	逆洗 周期	運転 時間	Run 1 (6mmピッチ)	Run 2 (2.5mmピッチ)	Run 3 (4mmピッチ)
Case A	100 kPa	0.6 s	20min	2h	約 0.4kPa	約 1.0kPa	約 0.8kPa
Case B	150 kPa				<0.1kPa	約 0.6kPa	約 0.6kPa
Case C	200 kPa				<0.1kPa	<0.1kPa	<0.1kPa
Case D	250 kPa				<0.1kPa	<0.1kPa	<0.1kPa

—— 以下は、圧損上昇値が安定するエアタンク圧力を示す。

表 - 6 各フィルタの逆洗条件と圧力損失変動値

		フィルタ A 6 mmピッチ	フィルタ B 4 mmピッチ	フィルタ C 2.5 mmピッチ
条件	エアタンク圧力	150 kPa	200 kPa	200 kPa
	逆洗弁開閉時間	約 0.6 s	約 0.6 s	約 0.6 s
結果	安定圧損値	5.4 kPa	5.0 kPa	6.3 kPa
	最大圧損値	8.7 kPa	9.4 kPa	10.6 kPa
	(最大) - (安定)圧損	3.3 kPa	4.4 kPa	4.3 kPa
	圧損変動値 (/3h)	1.10 kPa/h	1.47 kPa/h	1.43 kPa/h
	逆洗周期 (0.4 ~ 0.5kPaの幅とした) (0.4 ~ 0.5) / × 60	20 ~ 25 min (21.8 ~ 27.3)	15 ~ 20 min (16.3 ~ 20.4)	15 ~ 20 min (16.8 ~ 21.0)

表 - 7 逆洗時の発生圧損と逆洗空気量

		フィルタ A 6mm ピッチ	フィルタ B 4mm ピッチ	フィルタ C 2.5mm ピッチ
条件	ろ過面積	2.7m ² /本	3.8m ² /本	3.2m ² /本
	使用本数	2	2	2
	エアタンク圧力	0.15MPa	0.20MPa	0.20MPa
結果	フィルタ圧損	1750kPa	1970kPa	2540kPa
	逆洗空気量 (ろ過面積当り)	0.146m ³ /(本・回) 0.054m ³ /(m ² 回)	0.215m ³ /(本・回) 0.057m ³ /(m ² 回)	0.185m ³ /(本・回) 0.058m ³ /(m ² 回)

逆洗圧力と空気量

各フィルタの逆洗空気量と逆洗時のフィルタ圧力損失を測定した結果を、表-7に示す。

逆洗時のフィルタ圧損は、逆洗に必要なフィルタにかかる圧力であり、フィルタピッチが細くなるに従い大きい値となった。これは、セルピッチが細くなるに従い、逆洗時にはフィルタから灰を払い出すためには圧力が大きく必要になるからである。

2.3 セラミックフィルタの保持方法と缶体材質調査

高温状態での最適なフィルタ保持方法を検討するため、ダストシール方法(構造)を考慮し、さらに缶体材質の調査を実施する。

2.3.1 調査方法

高温状態でのフィルタ保持方法を調査するため、従来のフランジバネ取付法と、今年度新たに検討したキャニング法⁽¹⁰⁾を比較検討し、缶体材質の机上検討を実施する。各保持方法の特徴を、表-8に示す。

2.3.2 調査結果

(1) 保持方法の検討結果

フランジバネ取付法によるフィルタ取付座は、メタルプレートにフィルタを挿入する孔を多数持つ構造であり、熱歪みによりいびつに変形し易い。よって、取付座自体は高剛性な構造が必要となる。また、フィルタ側の取付部(ツバ=フランジ)のセラミックは、ほとんど変形しない。よって、取付座の変形が大きいとフィルタが破損し易い。

表-8 フィルタ保持方法の比較

	フランジバネ取付法	キャニング法
概略図		
フィルタ形状	<ul style="list-style-type: none"> ・矩形 ・ツバ有り 	<ul style="list-style-type: none"> ・丸形 ・ツバなし
保持方法	<ul style="list-style-type: none"> ・フィルタフランジ部にてダストを面シール ・軽いバネ力にて保持 ・フィルタと取付座の間にパッキン挿入 ・矩形のフィルタを使用 	<ul style="list-style-type: none"> ・フィルタ外周にてダストシール ・高温熱膨張パッキンにより保持 ・取付座にキャニングケース締込み ・円柱状のフィルタを使用
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・バネ力のみ保持可能 ・簡素な保持構造 ・フィルタ交換が容易 	<ul style="list-style-type: none"> ・キャニングのみであり簡素 ・フィルタと取付座を分離し、熱歪みによるフィルタ破損を回避 ・フィルタ+キャニング一体で交換であり交換が容易

一方、キャニング法はセラミック製のツバを持たないためキャニング材の変形のみを考慮すれば良く、さらに円筒状のキャニングがいびつに変形しにくいいためフィルタ破損を回避することができる。

なお、キャニング法による集塵時の排ガス測定を実施した結果、出口ダスト濃度は低く、ダスト粒径も1 μm以上が存在しないことから、精密集塵されていることが確認されダストシール性は良好と判断された。(表 - 9 参照)

表 - 9 排ガス測定結果

		CF 入口	CF 出口
排ガス量 (湿ガス)	m ³ _N /h	140	140
排ガス量 (乾ガス)	m ³ _N /h	120	120
水分量	%	20.4	20.1
O ₂	%	7.8	8.2
ダスト濃度	g/m ³ _N	23	<0.002
平均ダスト粒径	μm	17	検出されず
フィルタ	-	2.5 mmピッチ	

(2) 缶体材質の検討結果

高温セラミックフィルタ集塵機概念図を、図 - 11に示す。本図に示されるように、フィルタ、キャニング、フィルタ取付座及び缶体本体にて構成される。それぞれの適用材質について、表 - 10に整理した。

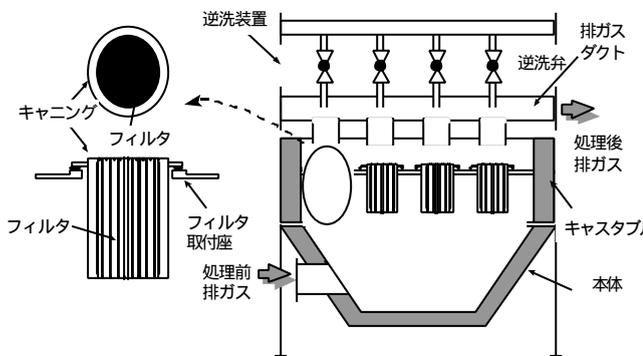


図 - 11 高温セラミックフィルタ集塵機概念図

2.4 高温集塵灰性状調査

2.4.1 調査方法

高温セラミックフィルタにて集塵した灰の粒径分布、組成及び溶出試験を行う。比較として低温集塵機 (バグフィルタ) で集塵した灰についても同様とする。

2.4.2 調査結果

灰の組成分析結果を表 - 11に、その溶出試験結果を表 - 12に、高温集塵灰の粒度分布⁽⁹⁾を 図 - 12に示す。

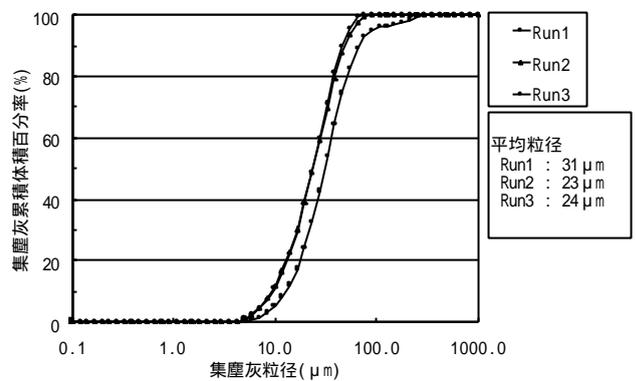


図 - 12 高温集塵灰の粒度分布

灰の溶出試験の結果、調査項目全てで高温集塵灰の方が低温集塵灰より溶出量が低減していた。

高温集塵灰の平均粒径は23~31 μmの範囲にあり、ピッチの違いによる差異は見られなかった。

2.5 フィージビリティスタディ

2.5.1 調査方法

2.1~2.5の調査結果を踏まえ、高温セラミックフィルタの基本仕様である必要フィルタの本数を算出する。

2.5.2 調査結果

低温集塵 (ケース A) と高温集塵 (ケース B、C 及び D) の計 4 ケースについて、フィルタの使用本数と集塵機設置面積を計算した。計算条件及び結果を、表 - 13に示す。

フィルタの使用本数は、低温集塵機の330本に対して、高温集塵機のセルピッチ 6 mm で825本、4 mm で540本、2.5mm で780本であった。設置面積を低温集塵機と比較すると、

セルピッチ 6 mm で 3.3 倍、4 mm ピッチでは 2.2 倍、2.5 mm で 3.1 倍必要であったが、焼却集塵システム全体を評価すると、廃熱ボイラ及び空気予熱器がコンパクトとなることから全体として高温集塵システムの方が小さ

くなることが分かった。

表 - 10 缶体材質

	材質	理由	備考
フィルタ	コーゼライト	・低熱膨張性 他セラミックス材料と比較し、低熱膨張性等によりコーゼライトが適する	昨年度報告書参照 ^{注1)}
キャニング	SUS310S	・低腐食性 ステンレス鋼は、耐腐食性大 ・高温強度 SUS310S (150 ~ 280MPa) > SUS316 (150 ~ 250MPa) > SUS304 (150 ~ 180MPa) ・汎用性 上記の材料の他に、耐腐食性及び高温強度を持つ材料は存在するが、一般に流通されておらず、高価。	() 内は 800 ~ 900 の引張強度
フィルタ取付座	高温鋳鋼 (SUS310S 相当品)	・高温強度及び耐腐食性 SUS310S 相当品であれば、使用可能。 ・高剛性鋳鋼 取付座の歪みを低減させるために板厚を厚くする必要がある。取付られるフィルタ分が加工時に切り取られるため SUS310S では、費用が大。よって、費用を低減させるため鋳鋼とする。	
逆洗装置	接触排ガス部： SUS304 非接触排ガス部： SGP	接排ガス部： 耐腐食性材料であり、SUS310S ほどの高温強度は不要。 非接排ガス部： 空気用標準材料として汎用性大	
キャストブル	耐火キャストブル (JISR2541 相当品) 断熱キャストブル (JISR2541 相当品)	金属のシェルだけでは、構造体として成り立たない。焼却炉、流動空気予熱器の実績を参考とした。	JIS R2541 ~ 2641
缶体本体	SS400	高剛性材料であり、耐食性に乏しいが排ガスに接触しないため、耐食性の高いステンレス鋼の必要なし。	

注 1) 「焼却炉高温排ガスへの有効利用調査 報告書」(H 1 1 年 3 月)

表 - 11 灰の組成分析結果

成分	単位	Run 1		Run 2		Run 3		
		6mm ピッチ		2.5mm ピッチ		4mm ピッチ		
		高温 (830)	低温 (180)	高温 (850)	低温 (180)	高温 (850)	低温 (180)	
基本組成	含水率	wt%(W.B.)	<0.1	0.4	<0.1	0.6	<0.1	2.7
	強熱減量	wt%(D.B.)	0.45	1.4	0.84	2.6	1.1	1.8
	SiO ₂	wt%	51	41	39	30	47	38
	Al ₂ O ₃		10	13	14	7.5	13	11
	CaO		4.1	9.4	9.5	4.6	8.4	11
	Na ₂ O		0.89	1.3	1.3	0.96	1.4	1.5
	K ₂ O		2.7	1.9	2.3	1.5	2.3	2.7
	P ₂ O ₅		6.9	15.3	16	5.5	9.9	16
	Fe ₂ O ₃		5.1	8.3	10	33	11.8	8.0
その他	Pb		ppm	65	220	180	360	170
	Cd	2.6		6.6	5.5	7.1	4.6	6.4
	As	5.2		30	23	37	8.0	12
	Se	<0.5		8.0	<0.5	6.2	<0.5	1.3
	T-Hg	<0.01		0.10	<0.01	0.14	<0.01	0.19
	Cr ⁶⁺	<2.0		<2.0	<2.0	<2.0	<2.0	<2.0
	T-Cr	wt%	0.23	0.41	0.17	0.47	0.43	0.53
	Zn		0.29	0.51	0.62	0.65	0.39	0.82
	Cu		0.09	0.55	0.10	0.20	0.16	0.20
	Mn		0.06	0.12	0.12	0.14	0.11	0.39

W.B. : 湿基準、D.B. : 乾燥基準

高温集塵 : セラミックフィルタ
低温集塵 : バグフィルタ

表 - 12 灰の溶出試験結果

項目	単位	Run 1 (6mm ピッチ)		Run 2 (2.5mm ピッチ)		Run 3 (4mm ピッチ)		埋立 基準値
		高温 (830)	低温 (180)	高温 (850)	低温 (180)	高温 (850)	低温 (180)	
pH	-	7.1	6.2	7.1	6.2	7.4	7.2	
Pb 及びその化合物	mg/L	0.001	0.004	0.07	0.05	<0.001	0.002	0.3
Cd 及びその化合物		0.003	0.009	<0.001	0.023	<0.001	0.009	0.3
As 及びその化合物		0.055	0.35	0.008	0.07	0.008	0.093	0.3
Se 及びその化合物		0.001	0.20	0.002	0.012	0.002	0.021	0.3
Hg 及びその化合物		<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	0.005
Cr 及びその化合物		0.05	0.13	0.07	0.05	0.12	0.04	
Cr ⁶⁺		0.04	0.07	0.05	<0.01	0.12	0.04	1.5
CN 及びその化合物		<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	
PCB		<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	
Ar-Hg		ND	ND	ND	ND	ND	ND	

表 - 13 高温集塵機設置面積

		低温集塵システム	高温集塵システム			備考	
		Case A	Case B	Case C	Case D		
		6mm ピッチフィルタ	6mm ピッチフィルタ	4mm ピッチフィルタ	2.5mm ピッチフィルタ		
条件	運転	汚泥処理量	300t/d (高分子系汚泥)				
		排ガス量 ^{注1)}	常用 34,000m ³ /h 最大 40,800m ³ /h				
		集塵温度	250	830			
		C F 有姿ガス量	常用 18 m ³ /s (250) 最大 22 m ³ /s (250)	常用 38 m ³ /s (830) 最大 46 m ³ /s (830)			
		許容圧力損失	2.5kPa	4.1kPa			表 2 - 1 中の機器主要圧損 (集塵機圧損) より
	フィルタ	セルピッチ	6.0mm(従来フィルタ)	6.0mm(従来フィルタ)	4.0mm	2.5mm	
		ろ過面積	2.7m ² /本		3.8m ² /本	3.2m ² /本	
		材質	コーゼライト				
		ろ過面コーティング	なし ^{注3)}				南プラ5号炉：コーティング有
		運転圧力損失 (0.03m/s)	2.8kPa ^{注2)}	5.4kPa	5.0kPa	6.3kPa	運転データより
結果	運転	許容ろ過速度 ^{注6)}	0.027m/s	0.023m/s	0.025m/s	0.020m/s	/ ×0.03m/s
		運転ろ過速度	0.020~0.024m/s	0.017~0.021m/s	0.019~0.022m/s	0.015~0.018m/s	/
	フィルタ	必要フィルタろ過面積 ^{注4)}	890m ²	2230m ²	2050m ²	2540m ²	最大 C F 有姿ガス量/
		必要フィルタ本数	330 本	825 本	540 本	780 本	
	缶体本体	主寸法(概略) ^{注5)}	4.4m ^W × 4.5m ^D × 11.8m ^H	13.2m ^W × 5.0m ^D × 11.8m ^H	8.7m ^W × 5.0m ^D × 11.8m ^H	12.3m ^W × 5.0m ^D × 11.8m ^H	
		設置面積	約 20m ²	約 66m ²	約 44m ²	約 62m ²	

注 1) 最大：常用の 120% 負荷の排ガス量に対し 110% 量にて C F 設計 (44800m³/h)

注 2) 平成 9 年度調査「セラミックフィルタを用いた排ガス処理システム調査その 2」より、低温集塵時のコーティングなしフィルタの運転データ。

注 3) コーティング層の分だけ高い圧力損失となる。本計算の圧力損失値は、コーティング有フィルタと比較し、より低い値として計算された。

注 4) 設計最大排ガス流量 44800m³/h にて算出。(40800m³/h は、想定される最大ガスであり、さらに余裕を持たせる設計指針とした)

注 5) フィルタ形状を同一条件の比較のため、150 × 500L で統一する。

3. まとめ

平成 11 年度の調査結果より、以下の事項が判明した。

3.1 セラミックフィルタの性能調査

3 種類のセルピッチ (6, 4, 2.5mm) の異なるフィルタの運転圧力損失は、4 mm ピッチが最小値を示した。

セラミックフィルタにより、ダスト及び重金属成分 (Hg 以外) の高効率除去が可能であった。

使用後フィルタの断面観察を行った結果、フィルタ基材内にダストの侵入が見られな

かった。

3.2 セラミックフィルタの逆洗性能調査

焼却炉の炉圧変動値を 0.5kPa 以下にするには、エアタンク圧力を 200kPa、逆洗間隔を 15 ~ 20min/本・回、逆洗弁開閉時間を 0.6 秒程度が最適であった。

3.3 セラミックフィルタの保持方法と缶体材質調査

高温セラミックフィルタの保持方法は、キャニング法が有効であった。

缶体材質は、SS + キャスタブルが有効であ

り、排ガス接触部にはステンレス鋼が必要であった。

3.4 高温集塵灰性状調査

高温集塵灰は、ひ素等の重金属成分の含有低減と溶出低減が確認できた。

溶出量は、廃棄物投棄基準（埋立基準）をクリアできた。

3.5 フィージビリティスタディ

実験データを踏まえ、高温における従来の6mmピッチフィルタの825本と比較し、4mmピッチフィルタの方は540本と低減できた。

4. おわりに

本調査は平成10年度より調査を実施し、平成10年度は高温セラミックフィルタの素材について、セラミックの中でもコーージェライトが最適であることが分かった。平成11年度の調査結果より、フィルタの基本性能、逆洗性能及び保持方法の検討から、4mmピッチのフィルタが最適なことが分かった。

今後、未利用エネルギー活用に寄与する技術として、高効率で高温集塵できるろ過装置を用いた高温集塵システムの構築を図っていくために、長期間の連続運転を実施し、実用化に向けたフィージビリティスタディの検討を進めていく予定である。

用語説明

(1) コーージェライト

シリカ - アルミナ - マグネシア系セラミックであり、 $2MgO \cdot 2Al_2O_3 \cdot 5SiO_2$ の組成である。低熱膨張特性を持ち、耐熱衝撃性に優れた特性を示し、自動車排ガス触媒担体、熱交換器に適用される。

(2) ハニカム構造（ハニカム型セラミック）

薄壁で仕切られた一定形状の多数のセルが貫通するセラミックのことである。ハニカムセラミックの構造は、セル構造、セル壁厚、セルピッチにより決定され、用途に応じ必要とされる幾何学的表面積、圧力損失などの特性及び製造の難易を考慮して選択される。

(3) ろ過式集塵装置

ろ材を通して排ガスから飛灰を分離捕集する装置全般をいう。バグフィルタ及びセラミックフィルタは、ろ過式集塵機である。

(4) ろ過速度

集塵装置において、集塵効果に影響する代表的な場所のガス流速。

(5) ダスト（ばいじん）

排ガス中に含まれる固体粒子である。ほとんどが下水汚泥中の灰分であり、流動媒体である珪砂の微破砕物も含む。

(6) 圧力損失

装置の入口と出口における処理ガスの全圧力の差。

(7) ダスト濃度

処理ガスの単位体積に含まれるダストを質量で表したものの。

(8) 走査電子顕微鏡（SEM: Scanning Electron Micro-scope）

電子線を試料表面上に走査して、各走査点から放出される電子を検出器に受け、像として映し出すことのできる顕微鏡。電子と同時に各走査点から放出される特性X線をとらえて微小領域の元素分析装置としても用いられる。

(9) 粒度分布

集塵機が捕集する粒子は、粒径が均一ではなく、いろいろな大きさの粒径をもった粒子が含まれている。粒径に対応して分布する状態を粒径分布といい、一般に質量基準で表示される。

(10) キャニング法

自動車排ガス用触媒担体の保持方法に、本キャニング法を一般に使用している。キャニングケースは、フィルタを包む金属容器(Can)を意味する。

参考文献

1) 参考文献

東京都下水道局技術調査年報、焼却炉高温排ガスの有効利用調査、p.329～336、平成11年11月

8 . 国際会議発表論文

- 8 - 1 下水道事業における「ISO14001」の導入について
(第17回日韓都市開発協力会議)
- 8 - 2 FLOW REGULATING SYSTEM USING WEIR AND ORIFICE IN A MANHOLE
(第8回国際都市雨水排除会議)
- 8 - 3 STUDY FOR EFFICIENT STORMWATER DRAINAGE SYSTEM
(第8回国際都市雨水排除会議)

8 - 1 下水道事業における「ISO14001」の導入について (第17回 日韓都市開発協力会議)

東京都下水道局では、地球環境保全に向けて、さらなる快適な水環境の創出を目指す下水道の役割を明確に示すため、平成10年5月に「ISO14001」の認証取得に向けた検討を開始し、組織体制や環境マネジメントシステム(以下、「EMS」という。)の構築範囲等の、検討作業を鋭意進めてきた。

EMS構築範囲については、当初は、維持管理及び建設部門別の各事業所毎にきめ細かなEMSを構築・運用し、段階的にシステムの拡大を進め、将来的には下水道局、即ち下水道事業全体で「ISO14001」の認証を取得することとした。

現在、維持管理及び建設部門の一部の事業所において先行的にEMSを構築中であるが、有明、落合及び中野の3処理場では、行動計画策定の基本となる環境目的及び目標を設定するとともに、各種システム文書を作成中である。また、建設部門では、区部の建設部及び全建設事務所を対象に、建設工事に関するEMSを構築中である。

下水道事業において世界共通の規格であるISO14001の認証を取得することによって、グローバルな評価を得るとともに、この取組みが下水道事業に携わる職員一人ひとりの環境への取組みの励みとなり、新たな下水道事業の飛躍につながる一歩となれば、ISO導入の最大の効果と考えるものである。

8 - 1 下水道事業における「ISO14001」の導入について

東京都下水道局 計画部長

小山 隆紹

1. はじめに

下水道は、本来的に、環境を守ることを使命とする最も基本的な社会資本であり、望ましい水循環の再生に向けて積極的に主導的な役割を果たしていくことが求められている。

東京の下水道は、明治17年の「神田下水」の建設に始まり、昭和30年代から本格的に普及事業を進めてきた結果、区部では平成6年度末に100%普及概成に至った。約807万人の都民が使用している下水道は、平成9年度末で下水道管の総延長約14,986km、日量約629万m³の処理能力を有する日本最大の規模となっている。

100%普及概成した区部の下水道は、基本的な機能の充実とともに、より快適な都市環境を実現するために、今後とも事業を着実に進めていかなければならない。

一方、平成8年9月に環境マネジメントシステム（以下、「EMS」という。）に関する国際規格「ISO14001」が発行された。地球規模での環境問題に対処するため、企業や事業者等が自主的に環境への負荷を低減するためのシステムに関する規格である。

東京都下水道局では、地球環境保全に向けて、さらなる快適な水環境の創出を目指す下水道の役割を明確に示すため、昨年5月に「ISO14001」の認証取得に向けた検討を開始し、組織体制やEMSの構築範囲等の、検討作業を鋭意進めてきた。

ここでは、当局における活動の経緯とともに、構築中のEMSの概要について述べる。

2. 「ISO14001」認証取得に向けてスタート

環境管理に関する国際規格「ISO14001」への関わりは、昨年3月の都議会の予算審議に始まる。その席上、下水道局長が「ISO14001」認証取得への取組みを表明し、「環境マネジメントシステムの導入により、省エネ、省資源によるコ

ストダウン、下水道事業に対する信頼性の向上につながる。」とし、認証取得に積極的な意欲を示した。

昨年5月には平成11年度中の認証取得を目指すことを局内で決定するとともに、計画部長を委員長とする「東京都下水道局品質・環境管理検討委員会」を発足し、検討体制を整えた。検討委員会では、認証取得に向けた今後の対応方針などが審議されたが、まずは維持管理部門として落合、中野、有明の3箇所の下水処理場、建設部門では建設工事を対象としてシステム構築等のケーススタディを実施することとした。

また、局内では本局に計11名のISO導入の実質的な作業チームとして「品質・環境管理プロジェクトチーム」を編成し、処理場や建設事務所の職員と一丸となってシステム構築作業を行う体制を整えてきた。一方で、ISO導入に対する自覚と環境に関する知識、技能の向上を図るため、全管理職、下水道局本局及び全事業所を対象として、職員約1500名に研修を実施してきた。

3. EMS導入に向けた検討

このように、平成10年度から局内検討体制を整備し、EMS導入に関する実質的な検討を行ってきたが、論点となったのは下水道事業における認証取得の意義及び効果、EMSの効果を十分に発揮しうるシステム導入手順と構築範囲の選定であった。

(1) 下水道事業における認証取得の意義及び効果

下水道事業は、雨水の排除、汚水の排除・処理、公共用水域の水質保全といった都市の水循環を支える基本的な役割はもとより、水循環を回復・再生し水環境を創出する高度処理や発生する汚泥の資源化など、役割の拡大に呼応して、積極的に環境対策を進めている。

一方、このような環境保全のための下水道事業活動からも環境負荷が発生している。

東京都下水道局は、地球環境保全に向けて、この負荷を継続的に低減するとともに、さらなる快適な水環境の創出を目指す下水道の役割と取組方針を明確に示すため、経営管理の一環としてISO14001を認証取得することとした。

下水道局自らが認証取得することにより、次のような効果が期待できる。

1) 快適な水環境の実現に向けた事業姿勢のPR

下水道事業本来の役割である下水の排除・処理に加えて、高度処理の推進、処理水の再利用など、快適な水環境の創出をめざす下水道事業の役割や取組みを明確に示しうる絶好の機会となる。

2) 環境への負荷の継続的な低減

下水道事業から生じる廃棄物の減量や薬品、電力等使用する資源エネルギーの有効活用など、環境への負荷を継続的に低減するシステムづくりができる。

3) 職員の意識改革と効率的な行政運営

全職員の環境保全に対する意識の向上が図れるとともに、経営管理手法の導入による効率的な事業運営の実現、省資源・省エネルギーに伴う経費節減等が期待できる。

4) 目に見える下水道事業の推進

独自の環境保全へ取組みを外部に示すことにより、下水道事業の透明性を確保し、ひいては都民からの信頼性を高めることが期待できる。

(2) EMSの導入手順と構築範囲の選定

EMSの効果を十分に発揮しうるシステム導入手順と構築範囲を検討した結果、当初は、維持管理及び建設部門別の各事業所毎にきめ細かなEMSを構築・運用し、段階的にシステムの拡大を進め、将来的には下水道局、即ち下水道事業全体で「ISO14001」の認証を取得することとした。

これらの主旨を受け、以下の取得方針を昨年12月に決定し、公表した。

【下水道事業におけるISO14001認証取得方針】

1 認証取得の目的

- (1) 快適な水環境の創出を目指すうえで、下水道局の役割と取組み方針を明確に示す。
- (2) 下水道事業から生じる環境への負荷の継続的な低減を図る。
- (3) 環境監査制度の導入により、下水道事業に対する都民からの信頼性を高める。

2 認証取得の対象範囲及び時期

維持管理、建設部門等を含む下水道局全体を対象に、ISO14001の認証を取得することを目標とするが、当面の対応は以下のとおりである。

- (1) 維持管理部門については、下水処理システムのうち、次の3処理場を対象に水処理施設に関する環境マネジメントシステムを構築し、平成11年内に認証を取得する。

有明処理場
落合処理場
中野処理場

- (2) 建設部門については、区部では建設部及び全建設事務所を、流域下水道本部では設計課及び工務課を対象に、平成11年度中に建設工事に関する環境マネジメントシステムを構築し、システムの運用と検証を行う。

なお、上記(1)(2)以外については、環境マネジメントシステムの構築・運用を段階的に進め、将来的には、局全体での認証取得をめざす。

この方針では、先行する処理場と建設部門におけるシステム構築のノウハウを活かしながらシステムを拡大し、将来的に下水道局全体で認証取得する手順を示した。

また、認証取得方針の決定に伴い「東京都下水道局品質・環境管理検討委員会」の使命は終わり、昨年12月、同委員会を改組し下水道局長を委員長とする「東京都下水道局環境管理委員会」を新たに発足させ、下水道局全体でのシステム拡大に向けた実質的な推進作業に取りかかることとした。

4. 地球環境に貢献する処理場へ

当面の認証取得箇所として掲げた3処理場の処理能力は、落合処理場45万m³/日、中野処理場4万6千m³/日、有明処理場3万m³/日である。下水処理方式は、落合処理場が二次処理法+急速砂ろ過法、中野処理場はリン除去が可能な嫌気好気法、有明処理場は窒素とリンの同時除去が可能な嫌気無酸素好気法、即ちA₂O法を採用し

ており、ともに高度処理を採用している。また、これらの処理場は、周辺環境との調和を図り、処理場上部の公園やスポーツ施設など、都民の憩いの場である貴重な都市空間といった共通点を有している。

EMSの構築に当たっては、本局、並びに処理場の職員と共同で環境側面の抽出などの環境影響調査を実施するとともに、システム文書や手順書の作成を進めてきた。事業活動などに伴う環境への影響度合いを評価する環境影響調査は、今まで経験のない作業であり試行錯誤の繰り返しであった。多くの労力と手間をかけてしまったが、これも貴重な教訓として活かそうと考えている。作業上で特に留意した点は、システム導入後の混乱を招くことの無いよう、既存の業務手順を変更せず、文書類はできるだけ簡易なものにすることであった。この点についても、言うは易いがなかなか実行困難なことであった。

5. 認証取得に向けた取り組み

今年2月には、当局におけるEMSの最上位文書となる「東京都下水道局環境方針」と、その基本的考え方に沿った有明、落合及び中野の3処理場に関する「環境方針」並びに「環境目的」を決定し、公表した。

(1) 東京都下水道局環境方針

東京都下水道局環境方針は、「日々の事業活動を通して、望ましい水環境を将来の世代へ継承するために行動する、そして、自然と調和した都市環境を都民とともに築き、地球環境保全に貢献する」ことを基本理念とし、「継続的改善」「良好な都市環境への一層の貢献」「環境の保全」「職員の育成」の4項目からなる基本方針で構成されている。

東京都下水道局環境方針

基本理念

地球は水の惑星です。水は、生活に欠くことのできない貴重な資源であり、良好な環境を形成する大切な要素です。

東京都下水道局は、環境保全の担い手であることを自覚し、日々の事業活動を通して、望ましい水環境を将来の世代へ継承するために行動します。そして、自然と調和した都市環境を都民とともに築き、地球環境保全に貢献します。

基本方針

東京都下水道局は、基本理念に基づき、本来の役割である生活環境の改善に加えて、処理水の再利用や汚泥の資源化といった都市のリサイクルシステムを更に発展させるとともに、事業活動を通して生じる環境負荷を継続的に低減します。

【継続的改善】

1 環境目的及び環境目標に基づいた行動計画を策定し、運用するとともに、経営管理の一環として、その内容を定期的に見直し、継続的な改善を図ります。

【良好な都市環境への一層の貢献】

2 良好な処理水質の確保に努め、高度処理の推進、下水道施設の有効活用、処理水の再利用及び汚泥の資源化など、環境へのプラス面を更に活かし、良好な都市環境の実現に一層の貢献をします。

3 周辺環境に配慮した下水道施設の維持管理や建設事業を進め、快適な居住環境の確保に努めます。

【環境の保全】

4 下水道事業の運営にあたっては、可能な限り省資源、省エネルギー、廃棄物の減量等に努め、環境への負荷を低減するとともに、環境汚染の予防に努力します。

5 環境関連法令及び地域との協定等の遵守はもとより、都全体の環境施策の考え方に沿って環境保全に努めます。

【職員の育成】

6 全ての職員の環境問題に対するさらなる意識向上を図り、環境保全に自発的に行動する人材を育成します。

この環境方針は、全職員に周知徹底するとともに、都民をはじめ誰もが入手できるように公表します。

1999年2月16日

東京都下水道局長 鈴木 章

(2) 3 処理場での具体的な取り組み

当面の認証取得箇所である3処理場では、局環境方針の基本的な考え方に沿って処理場独自の環境方針を策定した。落合・中野処理場では、神田川、妙正寺川の良好な放流水質の確保や、新宿副都心地区への再生水の安定供給などを明記。有明処理場では、臨海副都心等に下水道を通した水循環の理想型の実現を目指していくなどを明記した。

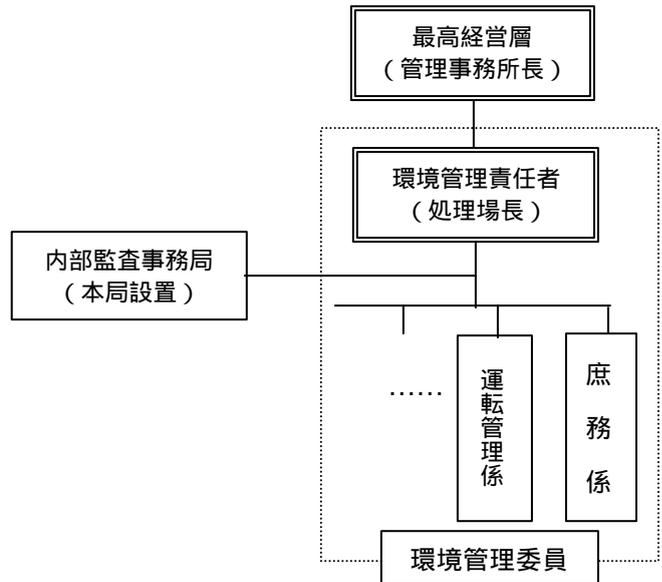
また、3処理場では、行動計画策定の基本となる環境目的及び目標を設定した。環境目的は、環境方針との整合を図ることはもとより、法的及びその他の要求事項、著しい環境側面、技術上の選択肢、財政上、運用及び事業上の要求事項、並びに利害関係者の見解等に配慮し設定した。

具体的には、良好な処理水質と運転管理の安全性の確保、電力量の節減、廃棄物の減量等を掲げ、その行動計画となる達成目標を設定し、達成期間や実行責任者を明らかにするための環境マネジメントプログラムを作成した。以下に上記3処理場での環境方針及びそれに対応した環境目的を示す。

	環境方針	環境目的
継続的改善	・良好な都市環境の実現に一層の貢献をする	・信頼性の高い処理場機能を維持し、法規制値にとどまらず、自主管理値を定め、良好な放流水質の確保に努める ・再生水の良好な水質確保と安定供給
	・可能な限り省資源、省エネルギー、廃棄物の減量等に努め、環境への負荷を低減するとともに、環境汚染の予防に努力する	・電力量の節減 ・薬品使用量の適正化 ・事務所から発生するごみの減量と分別収集の徹底 ・コピー用紙等事務用品の効率的運用
	・地域環境の保全に積極的に取り組む	・臭気対策の徹底 ・不快害虫の対策 ・工事における環境配慮

処理場では、いち早くISO推進組織を編成し、最高経営層となる管理事務所長以下、各職員が精力的に取り組んだ結果、環境マネジメントマニュアル、各種規程及び手順書等のEMS関連文書の作成を終えた。現在、システムの試験運用の段階に入っており、今秋までに認証を取得したいと考えている。

《処理場のISO組織図》



(3) 建設部門での取り組み

建設部門では、区部の建設部及び全建設事務所を対象に、建設工事に関するEMSを構築中である。

システム構築に先立ち、現在、建設工事に関わる環境影響調査を行い、著しい環境側面を特定し、行動計画策定の基本となる環境目的及び目的の設定作業中である。建設部門は処理場と異なり、施設の計画設計から施工管理まで幅広い範囲に及ぶ、本庁と出先の両方が関係する、事業毎にサイトが異なる、施工は請負業者が行う、協力業者が多数である、等の特殊性があるため、システム運用上の問題点を十分配慮して環境目的の設定作業を進めているところである。

以下に、建設部門で想定される環境方針とそれに対応した環境目的を示す。

考えるものである。

	環境方針	環境目的
継続的改善	・環境に考慮した建設事業を行う。	・環境に配慮した施策や事業計画を策定する。 ・建設機械から生じる騒音の低減に努める。 ・建設機械から生じる振動の低減に努める。 ・地盤沈下を発生させないように努める。
	・省資源、省エネルギー、廃棄物の減量等に努め、環境への負荷を低減するとともに、環境汚染の予防に努める。	・環境に配慮した各種基準、指針、仕様書を作成する。 ・環境に配慮した設計を行う。 ・建設発生土、建設泥土のリサイクルを進める。 ・コンクリート塊のリサイクルを進める。 ・アスコン塊のリサイクルを進める。 ・建設現場内で発生する廃棄物の分別及びリサイクルを進める。 ・排ガス対策を進める。

このように、建設部門で想定される環境目的は、殆ど全てが請負業者の協力なしでは考えられないため、今後、システムの試験運用を通して請負業者との関係を検証し、実効性のあるシステムを構築していきたいと考えている。

6. グローバル・スタンダード化に向けて

前掲の取得方針に示すように、今後は、下水道局全体でのISO認証取得に向けて、平成11年度から局内のすべての組織でEMSの構築作業が始まる。言い換えれば、下水道局職員が一丸となって、将来的に一つのシステムを作り上げ、動かしていくことになる訳である。今一番重要なことは、全職員の結束を促し、各自の環境保全に対する熱意を、システム作りの中でどう活かしていくかという点である。

下水道局では、職員が環境に対する共通の基本理念をもって今後の構築作業に取り組むべく、下水道局の環境方針を作成し、全職員に周知したところである。

下水道事業において世界共通の規格であるISO14001の認証を取得することによって、グローバルな評価を得るとともに、この取組みが下水道事業に携わる職員一人ひとりの環境への取組みの励みとなり、新たな下水道事業の飛躍につながる一歩となれば、ISO導入の最大の効果と

8 - 2 FLOW REGULATING SYSTEM USING WEIR AND
ORIFICE IN A MANHOLE
(第8回 国際都市雨水排除会議)

The “Flow Regulating System” is a new runoff control system, next to the infiltration pavement, the off-line reservoir and in-line storage sewer. We have studied the validity of the “Flow Regulating System” in the Hakusan trunk sewer basin of Metropolitan Tokyo by both hydraulic model tests and numerical calculations.

Favorable results have been obtained by using an orifice at the bottom of a weir within a manhole that is continuous with a pipe of more than 1,500mm in diameter. The new runoff control system delays the concentration time by about nine minutes and reduces the peak discharge by about 70% in the downstream area, thereby substantially mitigating the flooding area. It has been found that this is an effective method for runoff control in sewers.

8 - 2 FLOW REGULATING SYSTEM USING WEIR AND ORIFICE IN A MANHOLE

Masahiro Maeda and Makoto Akiba *

Metropolitan Tokyo Sewage Bureau, Chubu Construction Office
Kuramae 2-1-8 Taito-ku Tokyo 111-0051 JAPAN

KEYWORDS

Flow Regulating System; Manhole; Weir; Orifice; Concentration time; Peak Discharge

INTRODUCTION

The fast rate of urbanization in Japan's major cities has led to an increasing runoff coefficient during rainstorms and escalating flood damage. In order to achieve a more flood-resistant city, the Metropolitan authorities have been improving a sewer pipe system with an increased discharge capacity. Because of the problems of acquiring the necessary land in the densely populated areas along the rivers as the terminal of the sewer drainage system, the river improvement works for widening river cross section have been delayed. Alternative runoff control measures have been tried by using flood control reservoirs and in-line storage of sewers as well as infiltration facilities designed to percolate the rainwater into the soil. These systems, however, cannot be constructed widely throughout Tokyo.

This paper proposes the "Flow Regulating System" as a new runoff control system. Its merits are that it is free from the problems of land acquisition and that little construction costs are required.

The "Flow Regulating System" uses an orifice at the bottom of a weir within a manhole that is continuous with a pipe of more than 1,500mm in diameter. This runoff control system delays concentration time and reduces the peak discharge in the down stream area.

The system has been applied in the central area of Tokyo. The rainwater ultimately drains into the Kanda River, an area constantly assailed by floods because of the difficulty of improving

discharge capacity as river improvement (Fig. 1). The catchment area of the system is about 14ha. The pipes which is a combined sewer has the following parameters: diameter 2,000mm, I =1.5% and L=660m.

It has the discharge capacity to cope with a rain fall Intensity of 75mm/hr with runoff coefficient 80%.

METHODS

Concept of the Flow Regulating System

The concept of the "Flow Regulating System" is that the weir dams up the flow from upstream with a little storm water flowing downstream. The weir has an orifice at the bottom within a manhole continuous with the drain pipe system of more than 1,500mm in diameter (Fig. 2).

The concentration time of the storm water is thus delayed and the peak discharge is reduced (Fig. 3). In this manner, it is possible to control the concentration time in each pipe. It is thus possible to prevent inundation caused by the simultaneous influx of storm water at the trunk sewer downstream which is the confluence of branch sewers.

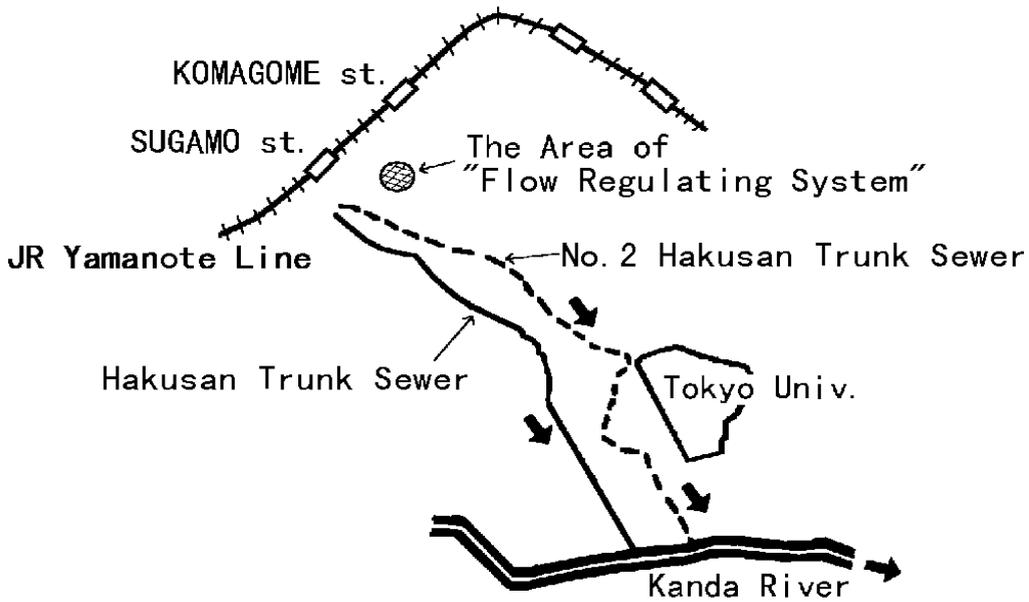


Fig. 1 Geographic area using the Flow Regulating System

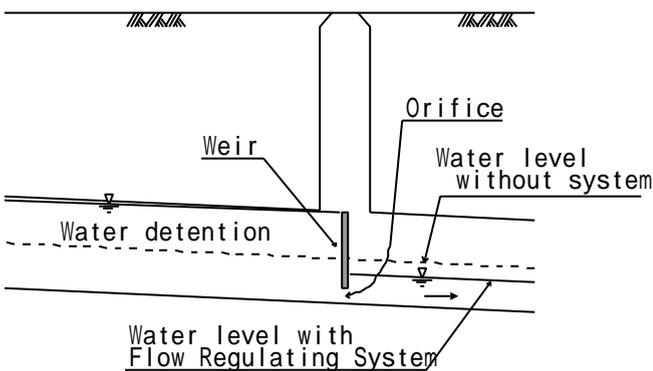


Fig. 2 Flow Regulating System

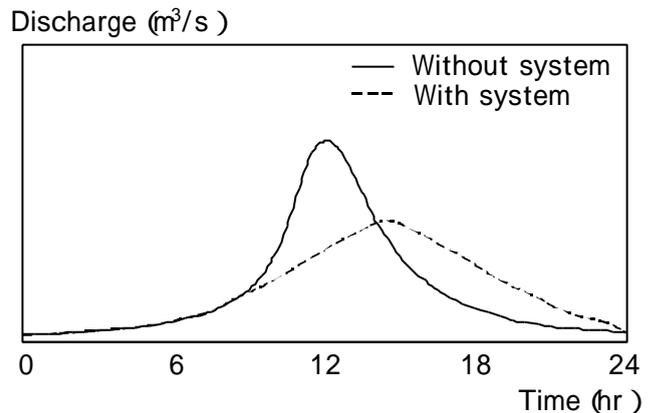


Fig. 3 Timing In arrival of rainwater

Themes concerning the Flow Regulating System

Flow Regulating System serves three purposes.

(1) Designing the weir

In rainstorm conditions, the water level is different between the upstream and downstream of the weir and the outflow from the orifice of the weir is at a high velocity. The flow velocity in the downstream pipe may be over 3m/s which is the maximum allowable value for the pipe system. It is therefore essential to design a suitable weir in the manhole so that the flow velocity of the downstream pipe will be under 3m/sec.

(2) Determining the size of the orifice in the weir

The purpose of the weir in the manhole is to control the runoff flow of storm water. If the weir orifice is too small an excess amount of storm water will be stored in the upstream pipe of the weir. The hydraulic grade line will be above the ground line, causing overflow at the manhole. Conversely, when the orifice is too large the storm water will flow to the downstream side too quickly so that the desired effect of the weir will be lost. It is therefore very important to decide the optimum size of the orifice. In this study, the size of the orifice has been determined so that the concentration time

may be delayed to the maximum extent under a rain fall intensity of 50mm/hr with a runoff coefficient of 80%.

(3) Ensuring safety in the upstream areas even under the next flood control service level
The weir height and orifice size is designed for a rain fall intensity of less than 50mm/hr with a runoff coefficient of 80% so that under this condition the storm water from upstream of the weir will not overflow the weir. It is necessary, however, that the hydraulic grade line must not be above the ground line under the next flood control service level which is a rain fall intensity of 75mm/hr with a runoff coefficient of 80%.

Hydraulic model tests are required to resolve the above problems (1) - (3) because the coefficient of discharge in the orifice and the velocity of the downstream pipe are governed by the behavior of the water in the manhole whereas the flow is a complex three-dimensional phenomena.

Determining the test conditions

The pipe length reproduced in the hydraulic model covers an extension of 40m each on both the upstream and downstream sides of the manhole (Fig. 4).

For easier observation of the manhole and pipe flow, the experimental system was constructed from acrylic resin. As the hydraulic phenomena are governed by gravity, the Froude Law applies.

Model scale 1/s scale is 1/8 to achieve conformity in Mannig’s roughness between hydraulic model test and prototype. As the other experimental condition, there is a steady flow with downstream boundary conditions being free fall. The reason why the flow in pipe is under free fall at the 40m downstream point from the manhole is this. The hydraulic quantities were measured using a point-gauge and manometer for the water level measurement and a propeller type flow-meter for the velocity.

Estimating the concentration time

(1) Fundamental equations

For estimating the storage state and water level in pipe, basic equations are the one-dimensional momentum equation (1) and equation of continuity (2).

$$\frac{h}{g} \frac{dv}{dt} + \frac{a}{2g} \frac{dv^2}{dx} + \frac{H}{x} + \frac{n^2 v|v|}{R^{4/3}} + \frac{f|v|v}{2g\Delta x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{dA}{dt} + \frac{dQ}{dx} = -q \quad (2)$$

where t is the time, and x the distance with the downstream direction taken as positive; H is the water level, v is the mean velocity in the cross-section of the pipe, n is the Mannig’s roughness coefficient, R the hydraulic radius, A the flow area of the pipe, Q the discharge, q the inlet discharge per unit distance, and energy correction factors (normally both are 1.0), g the gravitational acceleration, and f the coefficient of loss.

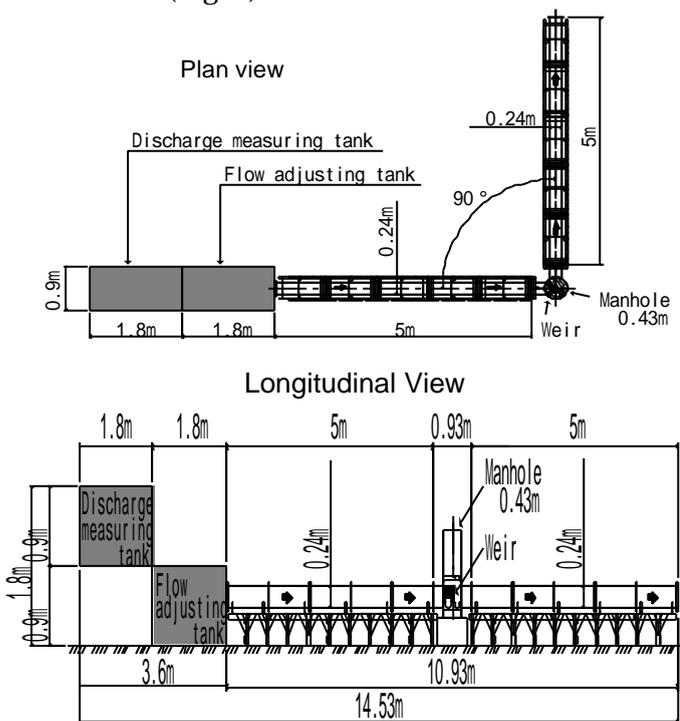


Fig. 4 General Plan and Longitudinal View of the Experimental System

(2) Calculation method

Equations (3) and (4) are obtained by differentiating the fundamental equations. The pipe and manhole are then divided into a number of blocks and the discharges from the branch lines are introduced to calculate the transportation of the water between blocks for each step (approximately 1 second) by the Leap Frog method.

$$\frac{1}{g} \frac{v_{j,t} - v_{j,t-1}}{\Delta t} + \frac{1}{2g} \frac{v_{i,t-1}^2 - v_{j,t-1}^2}{(\Delta x_i + \Delta x_j)/2} + \frac{H_{i,t-1} - H_{j,t-1}}{\Delta x_j} + \frac{n^2 v_{j,t} |v_{j,t}|}{R^{4/3}} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{A_{i,t} - A_{i,t-1}}{\Delta t} + \frac{Q_{i,t-1} - Q_{i,t-1}}{\Delta x_i} = -q_i \quad (4)$$

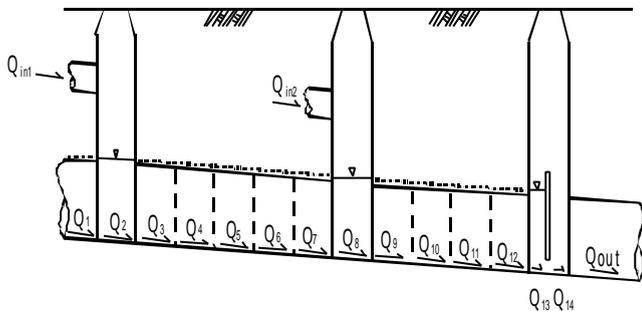


Fig. 5 Concept Schematic of Calculation Blocks

RESULTS AND DISCUSSION

(1) Designing the weir

The weir installation position is as shown in proposals A, B, and C of Fig. 6(the upper tier). The manhole has a diameter of 3600mm. Its inverted width is equal to the water width

shows the Flow Regulating System

in the dry weather flow \$1q\$. The weir height is fixed at below 500mm from the existing facilities in the manhole by making allowances for the maintenance of the facilities.

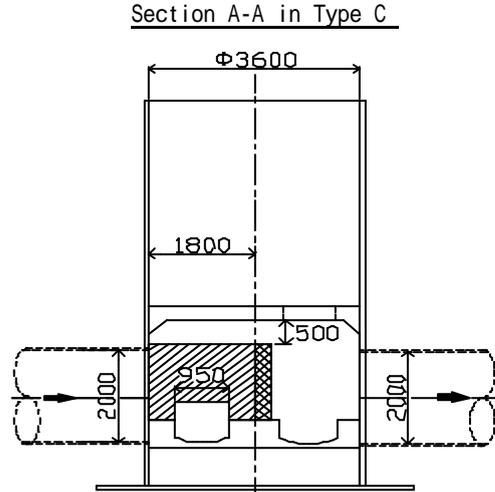


Fig.6 Plan View of Weir and Cross-Section

Fig. 7 shows the velocity in the downstream pipe in the case of a weir-mounted and a weir-less system for discharge in 50mm/hr which is the design storm water condition.

In the downstream pipe connected to the manhole, the maximum velocity is 2.1m/s at present. In the case of type A, it is 5.5m/s, in that of type B 5.3m/s and that of type C 4.1m/s. The longitudinal distance for which the velocity is over 3m/s in the downstream

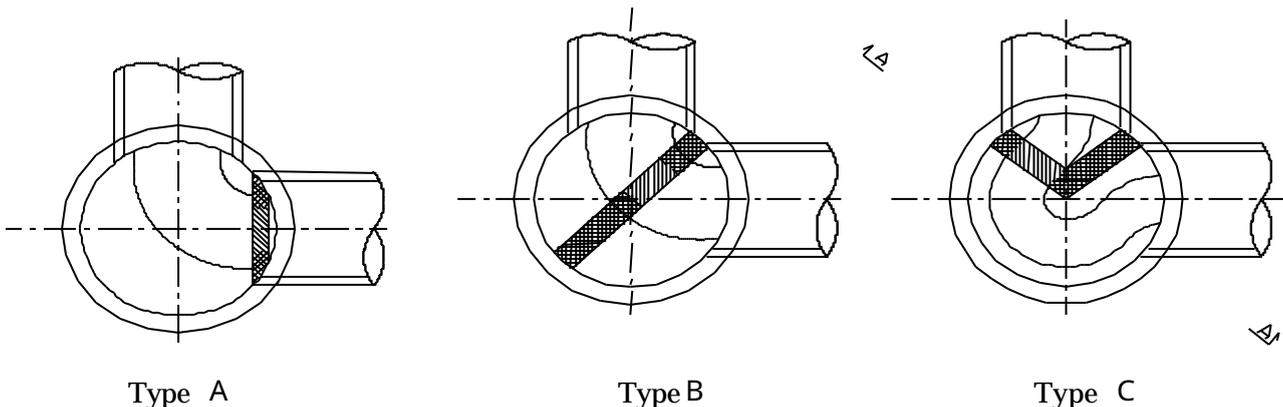


Fig.6 Plan View of Weir and Cross-Section pipe is 40m or more in the case of type A and B, 9m in the case of type C. Thus, the velocity in type C comes closest to the present condition without a weir. The flow conditions in the downstream pipe of type C are also the most stable whereas types A and B are subject to sharp fluctuations in water level, having a longitudinal distance amounting to a hydraulic jump. Type C is therefore the most favorable one.

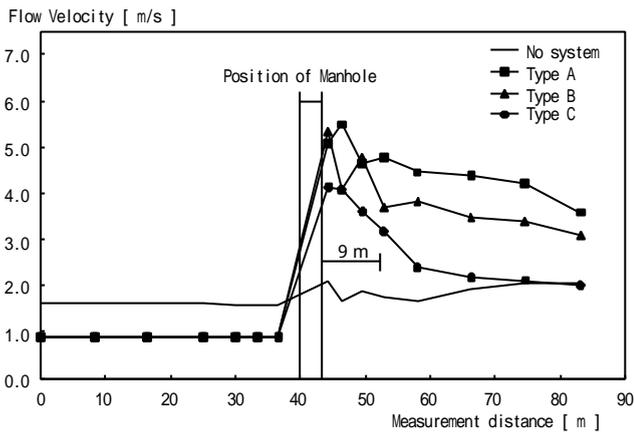


Fig. 7 Flow Velocity in Longitudinal Section

(2) Coefficient of discharge in orifice

The coefficients of discharge are compared in the condition before over flow (Fig. 8). The mean coefficients of discharge is 0.544 for type A, 0.503 for type B and 0.485 for type C. From the viewpoint of storm water runoff control, it is best to use a type with a small coefficient of discharge in orifice such as types B and C as this enhances the storage effect of the pipe in the early rainy fall.

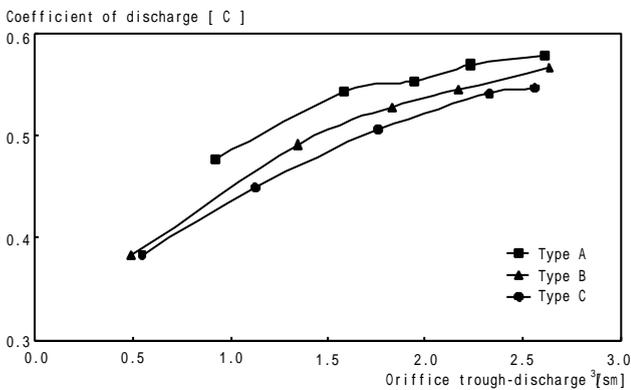


Fig. 8 Discharge Coefficient in orifice Prior to Weir Overflow

(3) Effect of hydraulic grade line upstream of the manhole

The hydraulic grade lines have been compared for the next flood control service level which is a rain fall intensity of 75mm/hr with a runoff coefficient of 80% (Fig. 9). In the present condition, there is an open channel flow. However, in case A, the hydraulic grade line becomes 16.17 - 18.88m, in case B 16.20 - 17.59m and in case C 16.31 - 17.83m. In any one of these three cases, the flow therefore becomes a pressure pipe. The hydraulic grade line on the upstream side should preferably not rise to an excessive extent so that types B or C are suitable.

In view of (1), (2) and (3), we have selected type C for the weir placement and use this coefficient of discharge to estimate the storage effect using numerical calculation.

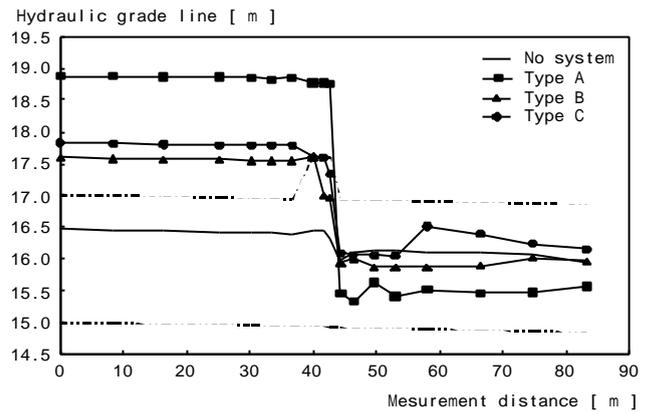


Fig. 9 Comparison of Hydraulic Grade Line For Each Type, Q75-80

(4) Effect of Flow Regulating System

As the conditions for the numerical calculations, the coefficients of discharge is a constant of $C=0.49$ which is averaging coefficient of discharge in the experiments, Manning's roughness $n=0.013$, a design rainfall of 50mm/hr, 75mm/hr and the recorded storm water rainfall (Typhoon No.11 of 1993). The calculation results show that as can be seen in Fig.10 for a design rainfall of 50mm/hr, the peak discharge is reduced to approximately 70%, with a time lag of about nine minutes. Similarly, at a design rainfall of 75mm/hr and at the recorded rainfall it has been verified that the hydraulic grade line upstream side does not reach the ground line.

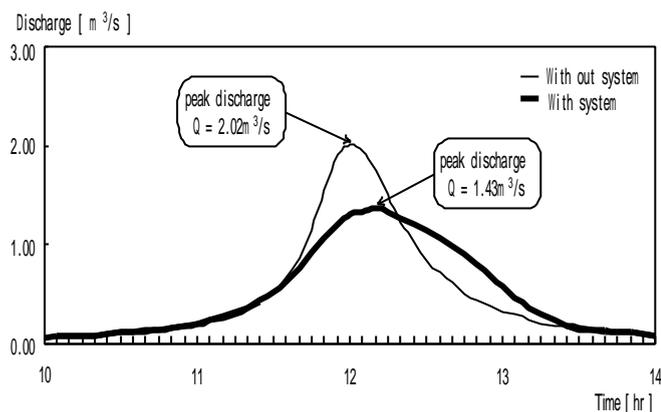


Fig. 10 Effect of Flow Regulating System

CONCLUSIONS

The “Flow Regulating System”, using a bottom orifice of a weir within a manhole connected to a pipe of more than 1,500mm in diameter, is provided delaying concentration time about nine minutes and the peak discharge in the downstream area reduced to about 70%, in the form of type C as shown in Fig. 6. The provision of systems with a plural number of manholes promises to be even more effective. In this sense, the “Flow Regulating System” is the fourth effective means of controlling storm water runoff, next to the infiltration pavement, the off-line reservoir and in-line storage sewer. The size of the orifice can be determined on the basis of the coefficient of discharge in Fig. 8 and numerical calculations using equation (3) and (4).

For applying the “Flow Regulating System” to other areas, experiments are needed to determine the coefficient of discharge at the orifice by varying the shape and size of the manhole, and the connection angles of the upper and lower pipes. This is the necessary basic data for numerical calculation.

ACKNOWLEDGMENT

The authors hereby express their warmest gratitude to Dr. Ryoichi Matsumoto (Division of Hydraulic Laboratory) as well as Messrs. Kazuhiko Imai and Kazuyoshi Fujimoto (Sewerage Division) at Construction Technique Institute Engineering Co., Ltd. for their kind assistance and cooperation in the preparation of this paper.

REFERENCES

- 1) Design Guidelines for Sewage System (1994) - Japan Sewage Association/Ministry of Construction, Urban Bureau, Sewage Supervision
- 2) Sewer Design Handbook - Metropolitan Tokyo Sewage Bureau
- 3) Hydrological Experimental Study on the Flow Regulating System (1997) - Metropolitan Tokyo Sewage Bureau, Chubu Construction Office & Construction Technique Institute Co., Ltd.
- 4) Study and Hydrological Experimentation on the Flow Regulating System in the Mikawashima Sewage Treatment Area (1998). - Metropolitan Tokyo Sewage Bureau, Chubu Construction Office & Construction Technique Institute Co., Ltd.

8 - 3 STUDY FOR EFFICIENT STORMWATER DRAINAGE SYSTEM (第8回 国際都市雨水排除会議)

The rainfall intensity at a given time is arealy limited though it is assumed to be uniform in the stormwater drainage plan. The average rainfall intensity of a certain return period decreases as its rain area is larger. If the arealy biased rainfall intensity can be adopted as a planned rainfall, the overall stormwater drainage capacity of several pumping stations, which are linked by the connecting trunk sewers in wide drainage area, will be made smaller. This paper describes how the relation between rainfall intensity and rainfall area can be determined statistically based on the actual rain data for a preliminary study of future flood control planning. The effect of connecting trunk sewers for flood control and other multi-purpose utilization is also studied.

8 - 3 STUDY FOR EFFICIENT STORMWATER DRAINAGE SYSTEM

K.Anse* and Y.Funayama*

**Planning Division, Bureau of Sewerage, Tokyo Metropolitan Government,
8-1 Nishishinjuku 2-Chome, Shinjuku-ku, Tokyo 163-8001 Japan*

KEYWORDS

Areal limited rainfall; connecting trunk sewers; efficient flood control; Gumbel method; planned rainfall; rainfall intensity

INTRODUCTION

The stormwater drainage plan in urban area is formulated on the assumption that the rainfall intensity at a given time is uniform in the whole drainage area. But through the data of ground rain gauges and radar rain gauge system, we have realized the rainfall intensity is not uniform in a large drainage area. It has a tendency that the stronger the rainfall intensity gets, the more limited its rainfall area becomes. (See Fig. 1)

If the relation of rainfall intensity and rainfall area is determined statistically and the areally limited rainfall intensity can be adopted as a planned rainfall, the stormwater drainage system will be made more efficient.

Namely the capital investment for flood control facilities in large drainage area can be reduced substantially. Since the average rainfall intensity of a certain return period decreases as its rain area is larger, the overall stormwater drainage capacity will be made smaller if the several pumping stations in large drainage area can be linked by the connecting trunk sewers. The flood control facilities in local torrential rain can be supported by other flood control facilities where the rainfall intensity is relatively small.

This paper describes how the areas of rainfall intensity of 50 to 75mm/hr having the return period of 18 years are obtained statistically in the form of concentric circles for a preliminary study of the next flood control planning. The alignment and the dimension of the connecting trunk sewers are investigated to cope with 18-year storm. In addition to the effect on flood control, multi-purpose utilization of connecting trunk sewers are also studied.

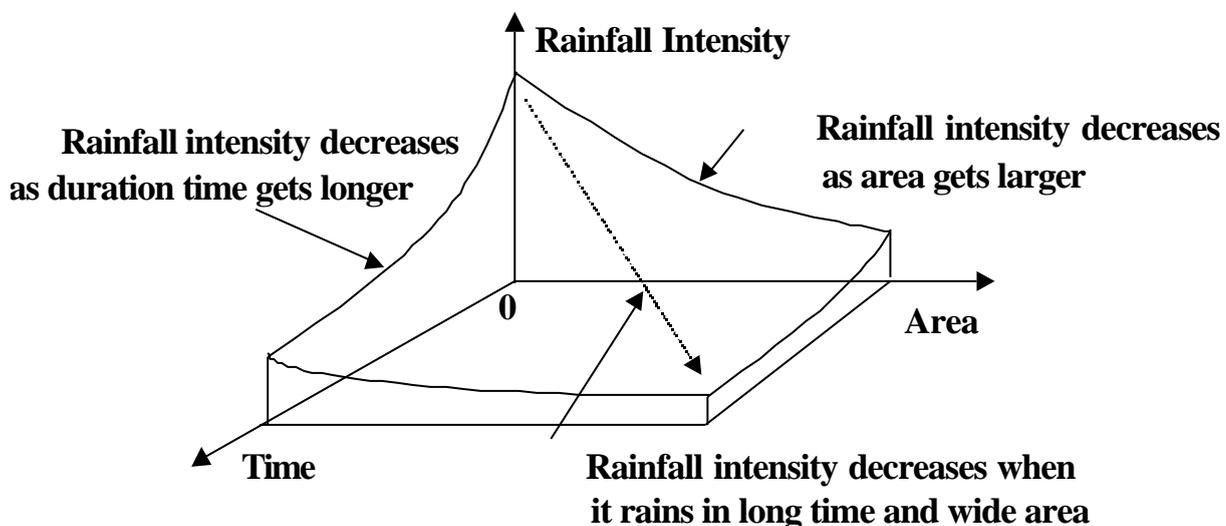


Fig. 1 Characteristic of Areal Limited Rainfall

STATISTICAL ANALYSIS OF AREALY LIMITED RAINFALL

Conditions of rainfall intensity data gathered for analysis

The rain data used for analysis are as follows.

- The number of rainfall observatories : 21
- Term of rainfall data : 12 years(1983 ~ 1994)
- Observation period of rainfall : 10 minutes

At present there are 66 rainfall observatories recording rainfall intensity with 10 minute period in Ward area of about 600 km². But there were only 13 rainfall observatories having 10 minute period rainfall records before 1982. Securing enough number of both observatories and observation years for effective analysis, we decided to use the rainfall data under the conditions mentioned above.

Thiessen division and calculation of average rainfall intensity formula of different rainfall areas.

Thiessen division

At first 12 rainfalls having the strongest intensity (mm/hr) in each year are picked out.

The location of 21 rainfall observatories and Thiessen division in Ward area are shown in Fig. 2.

Calculation of average rainfall intensity formula of one area

The way of calculating the average rainfall intensity and its rainfall intensity formula of one rainfall area is as follows.

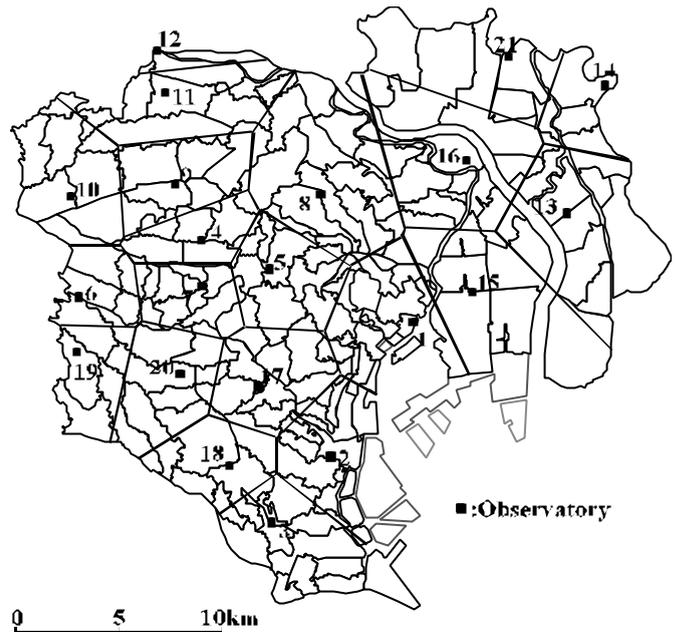


Fig. 2 Location of 21 Rainfall Observatories and Thiessen Division in Ward Area

- (1) Obtain each area A1, A2, A3, ..., A21 from Thiessen division Fig. 2 and calculate average area A01 (about 29?) from them.
- (2) Arrange in order of size the 12 rainfall depths of each area A1, A2, ..., A21 in terms of rainfall duration of 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 240, 360, 540, 720, 1080 and 1440 minutes.
- (3) Calculate in order of size the 12 rainfall depths at 21 areas by the weighted mean of each area in terms of rainfall duration of 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 240, 360, 540, 720, 1080 and 1440 minutes. These calculated rainfall depths are assumed to correspond to the average rainfall area A01 and are shown in Table 1.

Table 1. 12 Average Maximum Rainfall Depth in Terms of Different Rainfall Duration(Rainfall Area A01) (mm)

		Rainfall Duration(min)														
		10	20	30	40	50	60	90	120	180	240	360	540	720	1080	1440
Order	1	25.7	37.0	46.9	52.9	56.6	61.8	74.4	87.5	108.6	126.1	152.1	183.4	200.7	225.7	243.2
	2	20.0	31.0	38.2	43.8	49.8	53.5	63.5	71.5	85.5	100.7	126.6	151.3	175.0	196.7	216.8
	3	17.4	27.9	35.2	40.2	45.2	49.4	57.6	64.5	76.7	89.1	111.1	136.6	153.5	175.1	190.5
	4	15.6	24.7	31.3	36.4	39.9	43.2	52.4	59.8	70.6	79.8	100.1	124.1	137.2	145.8	158.4
	5	14.1	22.1	28.4	32.4	35.6	39.2	47.6	54.6	63.6	74.2	90.6	108.5	120.7	126.2	136.2
	6	12.9	19.8	25.3	29.2	32.3	35.9	43.5	48.1	59.5	68.3	81.8	98.4	109.6	109.1	120.1
	7	11.5	18.0	22.9	26.0	29.7	32.5	37.8	42.7	52.8	61.3	73.0	84.7	93.2	92.4	107.0
	8	10.6	16.6	20.0	23.0	25.9	28.5	33.7	39.0	47.9	56.5	66.4	76.5	82.3	82.9	88.9
	9	9.2	14.3	17.6	20.5	23.2	25.2	31.1	36.4	43.8	50.2	59.1	67.3	74.8	75.1	78.9
	10	8.0	11.9	14.6	16.5	18.7	21.2	26.9	30.8	38.2	44.0	51.7	59.2	66.5	62.5	72.7
	11	7.0	11.5	13.0	15.0	17.1	17.8	24.1	27.5	37.2	42.9	47.4	52.9	62.4	56.7	70.8
	12	6.7	9.9	11.7	13.4	14.5	16.0	20.2	24.8	32.8	37.5	41.6	48.1	58.0	51.8	60.3

(4) Calculate the probable rainfall intensities for the return period of 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28 and 30 years from Table 1 by Gumbel method which is used for stormwater drainage planning in Tokyo. Calculated probable rainfall intensities are shown in Table 2.

(5) Determine the rainfall intensity formula based on Kimisima formula; $I = a(T^{0.7} + b)$ which is used for the next flood control planning of 75 mm/hr in Tokyo. The values of a and b are calculated by the method of least squares from the data of Table 2 and are shown in Table 3.

Table 2 Probable Rainfall Depth (Rainfall rea A01)

(mm)

		Return Period(year)										
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Rainfall Duration(min)	10	24.1	25.2	26.0	26.8	27.5	28.1	28.6	29.1	29.5	29.9	30.3
	20	36.2	37.7	39.0	40.1	41.0	41.9	42.6	43.3	44.0	44.6	45.1
	30	45.4	47.3	48.9	50.3	51.5	52.5	53.5	54.4	55.2	55.9	56.6
	40	52.1	54.3	56.1	57.7	59.1	60.3	61.5	62.5	63.4	64.3	65.1
	50	57.2	59.6	61.5	63.2	64.7	66.0	67.2	68.3	69.3	70.2	71.1
	60	61.7	64.2	66.2	68.0	69.6	71.0	72.3	73.4	74.5	75.5	76.4
	90	73.7	76.6	79.0	81.1	82.9	84.6	86.1	87.4	88.7	89.8	90.9
	120	84.3	87.6	90.4	92.8	95.0	96.9	98.6	100.1	101.6	102.9	104.1
	180	102.5	106.6	110.1	113.0	115.6	118.0	120.1	122.0	123.7	125.3	126.8
	240	119.0	123.8	127.8	131.3	134.4	137.1	139.5	141.8	143.8	145.7	147.5
	360	147.0	153.0	158.1	162.5	166.4	169.8	172.9	175.7	178.3	180.7	182.9
	540	178.7	186.3	192.7	198.2	203.0	207.3	211.2	214.7	218.0	221.0	223.8
	720	200.1	208.7	215.9	222.1	227.5	232.4	236.8	240.7	244.4	247.8	251.0
	1080	226.4	237.1	246.0	253.6	260.4	266.4	271.8	276.7	281.2	285.4	289.3
1440	251.6	262.8	272.2	280.2	287.3	293.7	299.4	304.6	309.3	313.7	317.8	

Table 3. Rainfall Intensities and Their Formula Calculated from the Data of Table. 2

Basic Formula: $I = \frac{b}{(t^{0.7} + a)}$ where **I: rainfall intensity(mm/hr)**
t: rainfall duration (min)
a,b: variable

		Return period(year)										
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Variable in the Fomula	a	7.5	7.5	7.6	7.5	7.5	7.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
	b	1662.5	1732.0	1791.6	1841.4	1885.8	1925.5	1962.1	1994.0	2024.6	2052.3	2078.1
Rainfall Duration(min)	10	132.5	138.1	142.5	146.7	150.2	153.3	156.0	158.6	160.9	163.0	165.0
	20	106.0	110.5	114.1	117.4	120.2	122.7	124.9	127.0	128.9	130.6	132.2
	30	90.6	94.4	97.5	100.3	102.7	104.9	106.8	108.5	110.1	111.6	113.0
	40	80.1	83.5	86.2	88.7	90.8	92.7	94.4	95.9	97.4	98.7	99.9
	50	72.3	75.3	77.8	80.0	82.0	83.7	85.2	86.6	87.9	89.1	90.2
	60	66.2	69.0	71.3	73.3	75.1	76.7	78.1	79.4	80.5	81.6	82.6
	90	53.9	56.1	58.0	59.6	61.1	62.4	63.5	64.5	65.5	66.4	67.2
	120	46.1	48.0	49.6	51.0	52.3	53.4	54.3	55.2	56.1	56.8	57.5
	180	36.6	38.1	39.4	40.5	41.5	42.4	43.2	43.9	44.5	45.1	45.7
	240	30.8	32.1	33.2	34.2	35.0	35.7	36.4	37.0	37.5	38.1	38.5
	360	24.1	25.1	25.9	26.6	27.3	27.9	28.4	28.8	29.3	29.7	30.1
	540	18.6	19.4	20.1	20.6	21.1	21.6	22.0	22.3	22.7	23.0	23.3
	720	15.5	16.1	16.7	17.1	17.5	17.9	18.2	18.5	18.8	19.1	19.3
	1080	11.8	12.3	12.8	13.1	13.4	13.7	14.0	14.2	14.4	14.6	14.8
1440	9.8	10.2	10.5	10.8	11.1	11.3	11.5	11.7	11.9	12.1	12.2	

(mm/hr)

Calculation of average rainfall intensity formula of two areas

The way of calculating the average rainfall intensity and its rainfall intensity formula of a two areas is as follows.

(1) Obtain the combination area of every two areas neighboring each other from Thiessen division Fig. 2 and calculate average area A02 (about 62?) from them. The number of two neighboring areas is 43.

(2) Arrange in order of size the 12 rainfall depths of every combinations of two areas in terms of rainfall duration of 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 240, 360, 540, 720, 1080 and 1440 minutes.

(3) Calculate in order of size the 12 rainfall depths of 43 combinations areas by the weighted mean of considering each combination area in terms of rainfall duration of 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 240, 360, 540, 720, 1080 and 1440 minutes. These calculated rainfall depths are assumed to correspond to the average rainfall area A02 and are shown in Table 4.

(4) Calculate the probable rainfall intensities for the return period of 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28 and 30 years from Table 4 by Gumbel method. Calculated probable rainfall intensities are shown in Table 5.

Table 4 12 Average Maximum Rainfall Depth in Terms of Different Rainfall Duration (Rainfall Area A02)

(mm)

Order	Rainfall Duration(min)														
	10	20	30	40	50	60	90	120	180	240	360	540	720	1080	1440
1	17.4	27.6	35.4	41.3	46.3	51.7	65.9	80.4	104.0	120.7	144.5	176.5	195.0	217.8	235.7
2	14.5	23.4	30.2	36.0	40.8	45.5	57.7	66.7	79.9	95.1	120.4	147.8	169.4	191.3	209.5
3	12.9	20.7	27.1	32.5	37.3	41.9	52.4	60.1	72.7	84.0	107.5	133.1	152.8	169.6	184.7
4	11.6	19.0	25.1	29.9	33.9	38.2	47.0	54.8	65.3	78.2	97.9	120.9	133.2	141.6	151.6
5	10.7	17.7	23.2	27.5	30.8	34.2	42.7	49.5	60.7	71.1	87.7	106.3	118.2	120.0	129.7
6	9.9	16.4	21.1	24.9	28.1	31.3	38.3	44.0	53.5	62.9	80.0	96.2	107.0	100.3	112.2
7	8.9	14.8	19.2	22.5	25.5	28.1	35.0	40.4	49.4	56.6	65.7	77.6	86.2	86.7	96.7
8	7.8	13.2	16.6	19.8	22.6	25.4	32.4	37.8	45.7	52.6	60.5	69.1	75.7	76.6	81.7
9	7.0	11.2	14.7	17.6	20.4	22.9	29.8	34.6	41.8	46.9	54.5	62.7	68.8	69.4	72.9
10	6.2	9.9	12.9	15.0	17.1	19.2	24.6	28.3	36.0	42.0	49.7	57.4	63.2	57.5	67.2
11	5.4	9.6	11.5	13.7	15.6	16.2	22.0	25.3	35.2	40.9	45.6	51.3	59.3	52.2	65.5
12	5.2	8.3	10.4	12.2	13.2	14.6	18.5	22.8	31.0	35.7	40.0	46.6	55.2	47.7	55.7

Table 5. Probable Rainfall Depth(Rainfall Area A02)

(mm)

Rainfall Duration(min)	Return Period(year)										
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
10	16.7	17.3	17.9	18.3	18.7	19.1	19.4	19.7	20.0	20.3	20.5
20	27.2	28.3	29.2	30.0	30.6	31.3	31.8	32.3	32.8	33.2	33.6
30	34.6	35.9	37.1	38.0	38.9	39.6	40.3	40.9	41.5	42.0	42.5
40	41.2	42.8	44.1	45.2	46.2	47.1	47.9	48.6	49.3	49.9	50.5
50	46.6	48.4	49.9	51.2	52.3	53.4	54.3	55.1	55.9	56.6	57.2
60	52.1	54.2	55.8	57.3	58.6	59.7	60.7	61.7	62.5	63.3	64.1
90	65.6	68.1	70.2	72.1	73.7	75.1	76.4	77.5	78.6	79.6	80.5
120	77.7	80.8	83.4	85.6	87.5	89.2	90.8	92.2	93.5	94.7	95.9
180	96.9	100.8	104.1	106.9	109.4	111.6	113.6	115.5	117.1	118.7	120.1
240	113.6	118.3	122.2	125.5	128.4	131.1	133.4	135.6	137.6	139.4	141.1
360	140.6	146.5	151.4	155.6	159.3	162.7	165.7	168.4	170.9	173.2	175.4
540	174.1	181.7	188.0	193.5	198.3	202.6	206.4	210.0	213.2	216.2	219.0
720	196.0	204.6	211.8	218.1	223.5	228.4	232.8	236.8	240.5	243.9	247.1
1080	219.8	230.3	239.2	246.8	253.4	259.4	264.8	269.7	274.2	278.3	282.2
1440	245.4	256.6	266.1	274.2	281.3	287.7	293.4	298.7	303.5	307.9	312.0

(5) Determine the rainfall intensity formula based on Kimisima formula. The values of a and b are calculated by the method of least squares from the data of Table 5. and are shown in Table 6.

Calculation of average rainfall intensity formula of the combination area of more than three areas

The way of calculating the average rainfall intensity and its rainfall intensity formula of more than three rainfall areas is as follows.

Table 6. Rainfall Intensities and Their Formula Calculated from The Data of Table. 5

Basic Formula: $I = \frac{b}{(t^{0.7} + a)}$ where **I: rainfall intensity(mm/hr)**
t: rainfall duration min)
a,b: variable

		Return period(year)										
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Variable in the Fomula	a	14.1	14.2	14.3	14.5	14.6	14.6	14.7	14.7	14.7	14.8	14.8
	b	1747.3	1826.7	1890.8	1949.1	1999.0	2042.2	2083.1	2119.9	2152.1	2182.0	2211.9
Rainfall Duration (min)	10	91.6	94.9	97.8	100.1	102.2	104.2	105.9	107.4	109.0	110.4	111.5
	20	78.7	81.6	84.2	86.2	88.1	89.9	91.3	92.7	94.1	95.3	96.3
	30	70.2	72.9	75.2	77.1	78.8	80.4	81.8	83.0	84.2	85.3	86.3
	40	64.0	66.5	68.7	70.4	72.0	73.4	74.7	75.8	77.0	78.0	78.9
	50	59.2	61.5	63.5	65.1	66.6	68.0	69.1	70.2	71.3	72.2	73.0
	60	55.2	57.4	59.3	60.9	62.2	63.5	64.6	65.6	66.6	67.5	68.3
	90	46.7	48.6	50.2	51.6	52.8	53.9	54.8	55.7	56.5	57.3	58.0
	120	41.0	42.7	44.1	45.3	46.4	47.4	48.2	49.0	49.7	50.4	51.0
	180	33.6	35.0	36.2	37.2	38.1	38.9	39.6	40.3	40.9	41.4	42.0
	240	28.9	30.1	31.2	32.0	32.8	33.5	34.1	34.7	35.2	35.7	36.2
	360	23.1	24.1	24.9	25.6	26.3	26.8	27.3	27.8	28.2	28.6	29.0
	540	18.2	19.0	19.7	20.3	20.8	21.2	21.6	22.0	22.3	22.6	22.9
	720	15.3	16.0	16.5	17.0	17.4	17.8	18.2	18.5	18.8	19.0	19.3
1080	11.9	12.4	12.8	13.2	13.6	13.9	14.1	14.4	14.6	14.8	15.0	
1440	9.9	10.3	10.7	11.0	11.3	11.5	11.8	12.0	12.1	12.3	12.5	

(mm/hr)

(1) As for the average rainfall intensity of three areas, the combination area of every three areas neighboring each other from Thiessen division Fig. 2 and average area A03(about 92 ?) are obtained. The number of three

neighboring areas is 23. The 12 rainfall depths of every combination of three areas in terms of rainfall duration of 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 240, 360, 540, 720, 1080 and 1440 minutes are arranged in order of size. The 12 rainfall

Table 7. Rainfall Intensiv Formulas of Different Rainfall Area

		Return Period(year)											
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	
Rainfall Area (km²)	29	a	7.5	7.5	7.6	7.5	7.5	7.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
		b	1662.5	1732.0	1791.6	1841.4	1885.8	1925.5	1962.1	1994.0	2024.6	2052.3	2078.1
	62	a	14.1	14.2	14.3	14.5	14.6	14.6	14.7	14.7	14.7	14.8	14.8
		b	1747.3	1826.7	1890.8	1949.1	1999.0	2042.2	2083.1	2119.9	2152.1	2182.0	2211.9
	92	a	15.5	15.6	15.6	15.7	15.8	15.9	15.9	16.0	16.0	16.0	16.0
		b	1794.7	1872.8	1938.4	1994.7	2046.2	2090.1	2131.5	2169.7	2203.0	2232.7	2259.5
	120	a	17.0	17.1	17.2	17.3	17.4	17.5	17.4	17.5	17.6	17.7	17.6
		b	1820.3	1898.7	1967.8	2024.8	2076.6	2124.0	2162.7	2200.0	2237.5	2270.6	2297.7
	144	a	17.8	20.0	20.3	20.4	20.6	20.6	20.7	20.9	20.9	21.0	21.0
		b	1886.0	1974.8	2053.0	2113.9	2173.0	2220.7	2266.5	2310.9	2346.9	2382.7	2416.3
	618	a	33.2	34.1	34.7	35.2	35.6	35.8	36.2	36.5	36.7	36.8	37.2
		b	2020.1	2140.2	2235.3	2321.0	2393.0	2453.0	2514.4	2568.7	2616.7	2660.0	2708.5

depths at 23 combinations of three areas by the weighted mean of considering each combination area in terms of rainfall duration of 10, 20, 30, 40, 50, 60, 90, 120, 240, 360, 540, 720, 1080 and 1440 minutes are calculated in order of size. These calculated rainfall depths are assumed to correspond to the average rainfall area A03. The probable rainfall intensities for the return period of 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28 and 30 years are calculated by Gumbel method. And the rainfall intensity formula is determined based on Kimisima formula.

(2) In the same way, the rainfall intensity formulas for the combination of four, five and all areas, which are about 120,144 and 618 km² respectively, are determined. The rainfall intensity formulas for the return period of 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28 and 30 years in terms of the area of 29, 62, 92, 120, 144 and 618 km² are shown in Table 7. And the rainfall intensities for one hour rainfall duration calculated by the rainfall intensity formulas are shown in Table 8. From Table 8 the rainfall intensity of return period of 18 years with rainfall area of 29 km² is found to be 75 mm/hr. The relation between rainfall intensity and rain area is shown in Fig. 3.

Table 8. Rainfall Intensities for One Hour Rainfall Duration (mm/hr)

Rainfall Area(km ²)	Return period(year)										
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
29	66.2	69.0	71.3	73.3	75.1	76.7	78.1	79.4	80.5	81.6	82.6
62	55.2	57.4	59.3	60.9	62.2	63.5	64.6	65.6	66.6	67.5	68.3
92	54.4	56.5	58.4	59.9	61.3	62.5	63.6	64.6	65.5	66.4	67.3
120	52.6	54.8	56.6	58.1	59.5	60.6	61.8	62.8	63.6	64.4	65.3
144	50.5	52.6	54.2	55.7	57.0	58.2	59.3	60.1	61.0	61.9	62.6
618	39.8	41.4	42.8	44.0	45.0	46.0	46.8	47.5	48.2	48.9	49.5

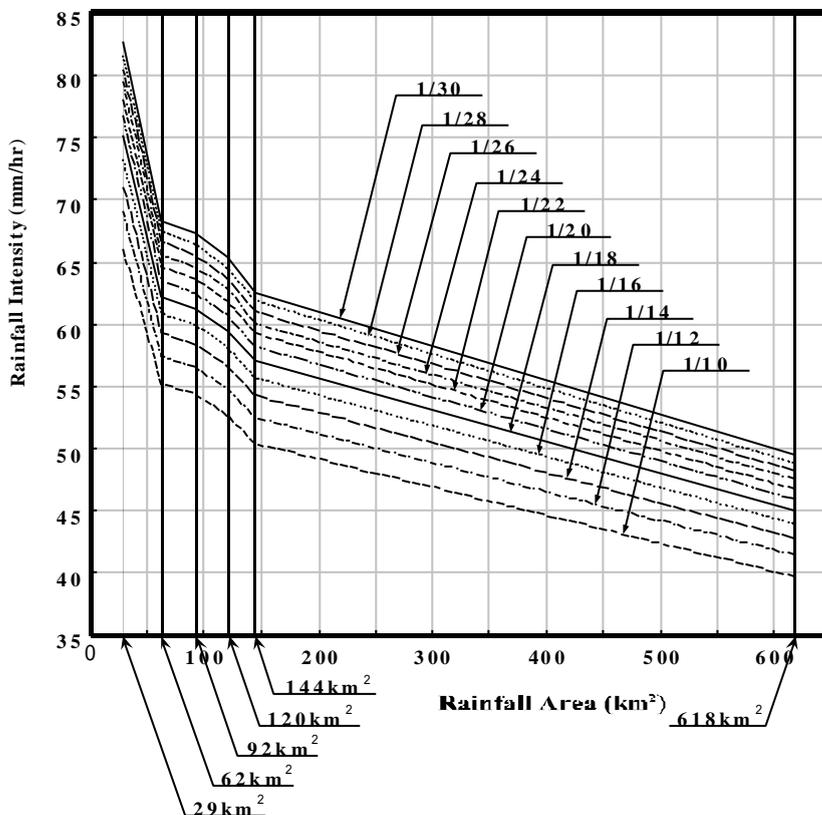


Fig.3 Relation between Rainfall Intensity and Rainfall Area

STORMWATER DRAINAGE PLANNING BY AREALY LIMITED RAINFALL

The existing and planned pumping stations in Tokyo have the capacity to cope with the three year storm of 50mm/hr rainfall intensity. If the rain area is assumed to be circle, the areal distribution of rainfall intensity of 18 year return period can be drawn in the form of concentric circles shown in Fig. 4.

The alignment of connecting the trunk sewers linking pumping stations to cope with arealy limited 18 year storm is assumed as shown in Fig. 5. The connecting trunk sewers play a role to cope with the excess stormwater exceeding the pumping discharge capacity of 50mm/hr rainfall intensity. The excess stormwater is diverted into the connecting trunk sewer at a diversion dropshaft located at the upstream of the pumping station. And the connecting trunk sewers are

laid deeper than most of the pumping stations since the excess stormwater is diverted into them by gravity.

There are two fundamental methods to discharge the stormwater trough the connecting trunk sewer. They are storage method and transfer method. But the transfer method will make it necessary to use the connecting trunk sewer as a pressure pipe which would cause serious backwater at relatively deep pumping station drainage systems when the stormwater is discharged from the deep pumping station catchments to the shallow ones. So the dimensions of the connecting trunk sewers are studied on the assumption that they would be used as storage facilities to avoid complicated hydraulic phenomenon.

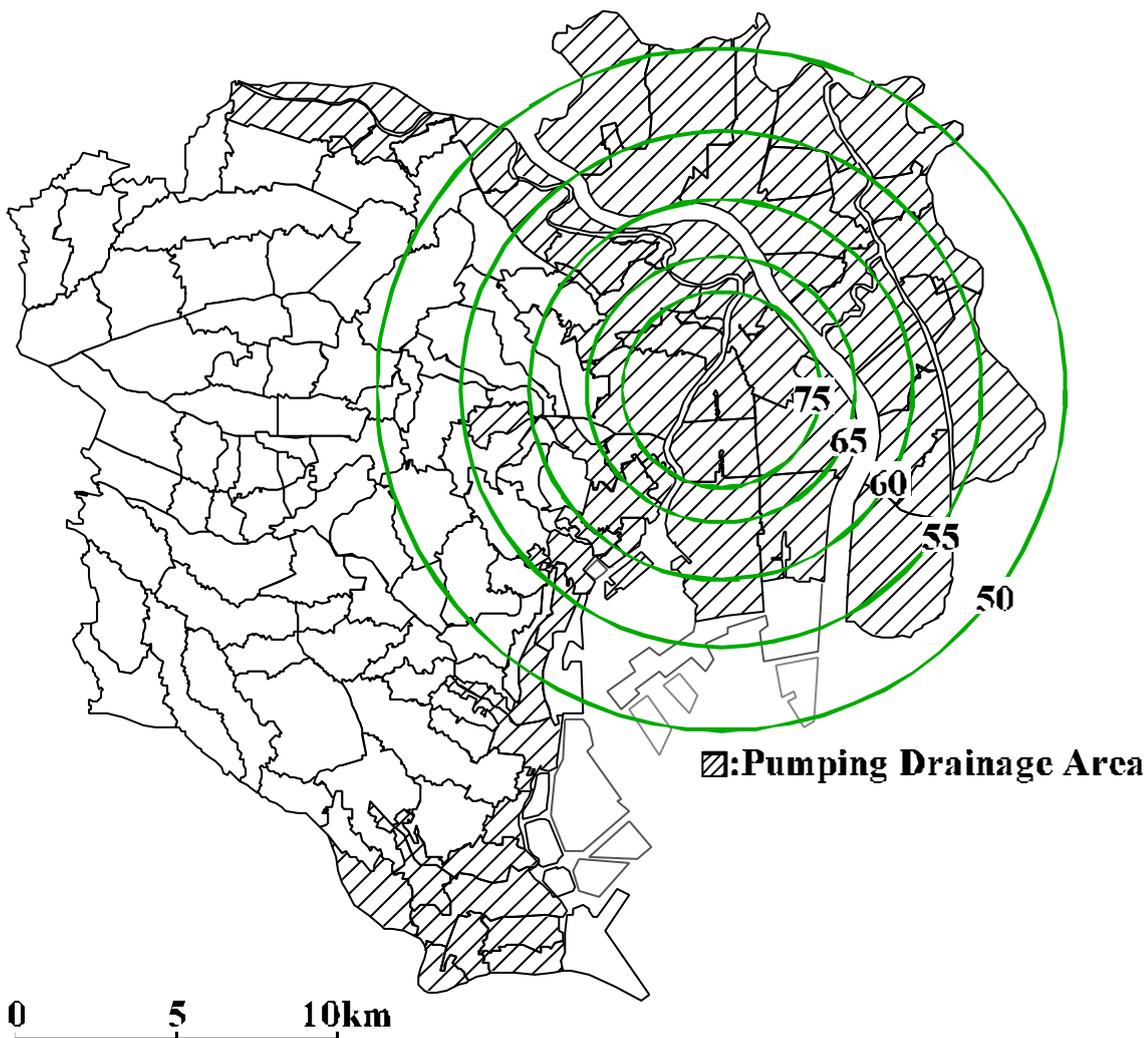


Fig.4 Areal Distribution of Rainfall Intensity of 18 Year Return Period

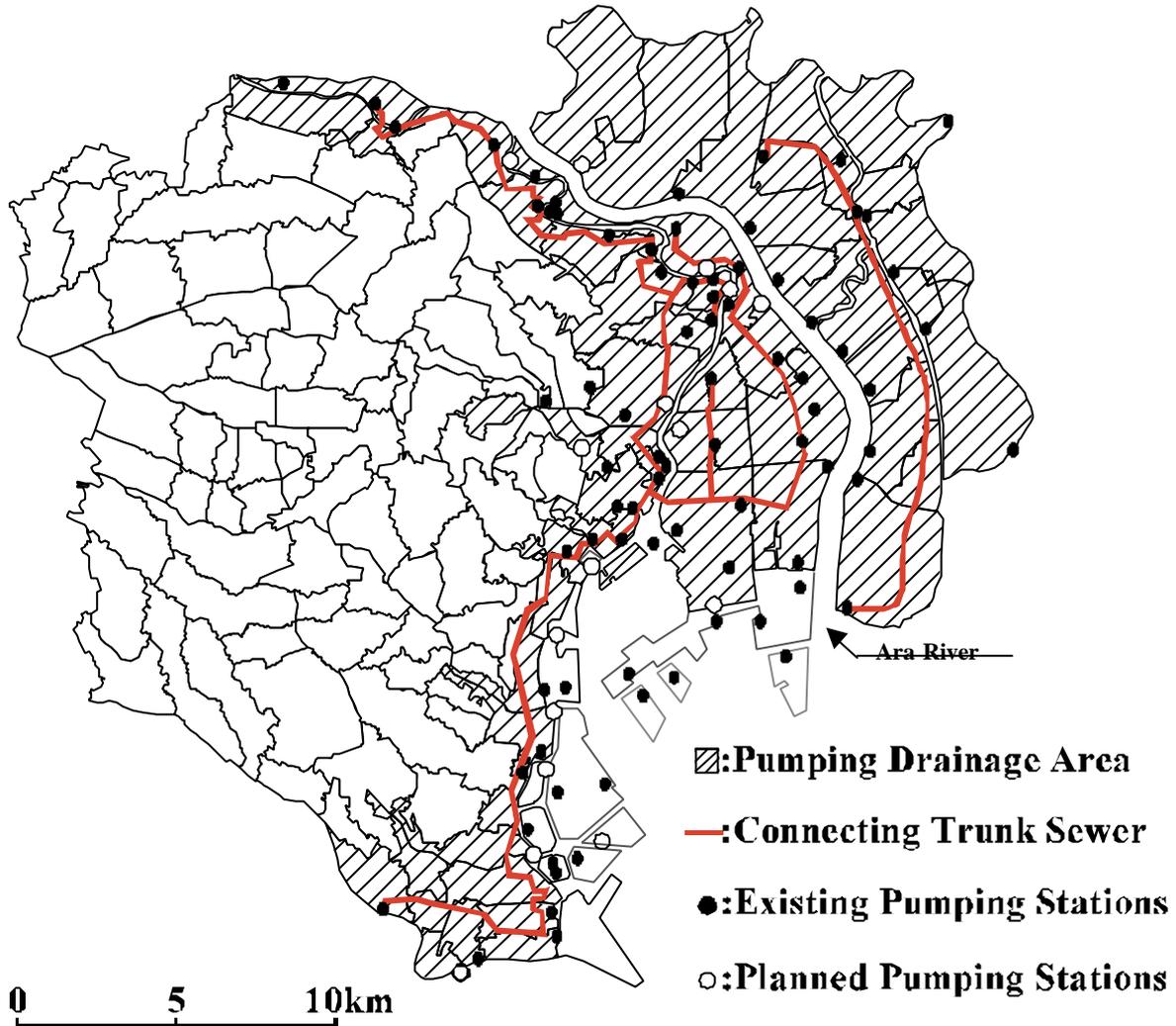


Fig .5 Alignment of Connecting Trunk Sewers

The networks of connecting trunk sewers are divided into two groups, the west network and the east network, across the river Ara.(See Fig. 5) They are 69.2 km and 24.5 km long respectively. In order to decide the maximum diameter of connecting trunk sewers, the small sub-networks are considered as the first phased network and the position of arealy limited rainfall is settled variously in try and error to find the maximum discharge. In the west network the maximum diameter of 5.12m was found in the sub-network located in the southern extremity area. And the length of its sub-network is about 6.8km. If the sub-network is expanded to the north along the alignment, the necessary diameter of connecting trunk sewer is decreased as shown in Fig.6 even though the position of arealy limited rainfall is settled in various way. When its length reaches about 24 km the necessary diameter is reduced to about 3.6 m which is considered to be the minimum diameter for the

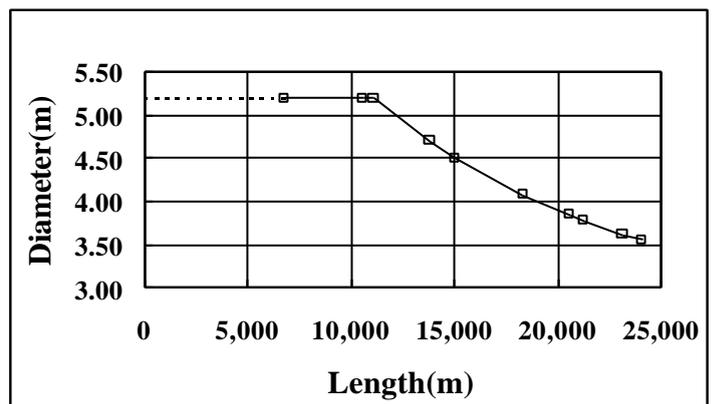


Fig .6 Relation between Diameter and Length of Connecting Trunk Sewers.

maintenance operation by a small truck. Therefore it is concluded the necessary diameter of connecting trunk sewers in the west network is 3.6m.

As for the east network, the necessary diameter of connecting trunk sewer is 9.5m. There is a big difference in diameters between the west network and the east network since the average runoff coefficient of the present 50mm/hr flood control plan is only 0.5 in the east network catchment while it is 0.8 in the west network catchment although the runoff coefficient 0.8 is adopted for the both network in the next 75mm/hr flood control plan.

EFFECT OF CONNECTING TRUNK SEWERS BY AREALY LIMITED RAINFALL

The total cost per year including capital cost, maintenance cost and land acquisition cost to upgrade the present 50mm/hr project to the next 75mm/hr project by the conventional plan and this new plan is calculated for comparison. In the method of conventional plan the pumping facilities are reinforced to cope with additional 25mm/hr rainfall intensity under the uniform rainfall intensity. In the west network it is estimated the total cost per year for the conventional plan and the new plan is about 477 million US dollars and 71 million US dollars respectively. The total cost per year of the new plan is about 1/7 of that of the conventional plan. But the cost of diversion dropshafts and real time control systems necessary for their operation is not included. Still the actual ratio of total cost per year may be 1/4 ~ 1/5. The same tendency is also found in the east network. So it can be said the new plan using arealy limited rainfall is far more advantageous in cost performance than the conventional plan.

In addition to the efficient flood control, these long network of connecting trunk sewers have the following advantages of multi-purpose utilization.

storage facilities for CSO control : the network sewers are used for flood control only when the rainfall intensity exceeds 50mm/hr having a return period of three years.

complementary facilities during the rehabilitation of old pumping stations

accommodation facilities for optical fiber cable communication network and reclaimed water supply conduits

backup facilities at emergencies such as big earthquake when some pumping stations break down

CONCLUSIONS

The characteristic of the rain vicissitude is reflected but not the movement of rain area in the arealy limited rainfall intensity mentioned above. In order to take the movement of rain area in the planning, its movement needs to be analyzed. The heavy rain, which is usually accompanied by the thunder storm, the typhoon and the front, seems to move at random in its speed and direction. However the faster the arealy limited rainfall moves, the lesser the average precipitation per area becomes. In other words, the arealy limited rainfall moves, the runoff per area decreases compared with the settled arealy limited rainfall. So the discharge rate calculated by the arealy limited rainfall settled at a point can be considered the value of safer side statistically.

The effect of adopting the arealy limited rainfall as a planned rainfall seems to be quite conspicuous. But more detailed analysis based on a large number of rain data in recent years is needed to obtain more reliable rainfall intensity distribution both in time and area.

REFERENCES

- 1) Study on Efficient Stormwater Drainage (1994,1995, 1996). Planning Division, Bureau of Sewerage, Tokyo Metropolitan Government / Nippon Koei Co., Ltd.