

(18) 標準活性汚泥法の浄化機能からみた施設余裕度に関する研究

STUDY ON THE ALLOWANCE IN TREATMENT CAPACITY OF THE CONVENTIONAL
ACTIVATED SLUDGE PROCESS

宗宮 功*, 小野芳朗*, 貫上佳則**

Isao SOMIYA*, Yoshiro ONO*, Yoshinori KANJO**

ABSTRACT; This paper discusses the characteristics of the design and operation factors of activated sludge process which have been determined experimentally and of the treatment capacity of the process. A new kinetic model of substrate removal and metabolism has been developed. It is composed by 7 parameters, such as DNA, RNA and substrates including recalcitrant organic matter. The flow of aeration tank is described by a series of 4 complete-mixing tanks and that of final sedimentation tank is expressed using the limiting flux theory on the behavior of sludge blanket zone. By this model the changes of data obtained from the municipal sewage treatment plant were well simulated.

The performance of activated sludge process is discussed based on the stationary state analysis using this process model. The concentration of recalcitrant organic matter increases with the increase of the retention time of aeration tank. When the retention time is 20 hours, the recalcitrant organic matter is shown to be contained by about 40 % in the effluent organics. The allowance degree: λ of the facility is introduced in the following form,

$$\lambda = \frac{\left(\begin{array}{l} \text{maximum daily flow rate under the condition of which} \\ \text{effluent total BOD}_5 = 20 \text{ mg/\%} \end{array} \right)}{\text{(design maximum daily flow rate)}}$$

Conclusively, it becomes apparent that the allowance degree ranges from 1.15 to 1.65 when the standard operation values, such as retention time of aeration tank = 6 ~ 8 hrs and the hydraulic surface loading = 20 ~ 30 m/day, are applied to the facilities of waste water treatment.

KEYWORDS; activated sludge process, kinetic model, allowance in treatment capacity

1 はじめに

現行の下水道施設設計指針では、各施設の設計は日最大汚水量で行うとしているが、通常は日平均汚水量が流れているにすぎない。この意味では通常は施設に余裕がある状態で運転されていると考えられる。一方、下水浄化で中心的役割を果たす活性汚泥の浄化機構に関する影響因子が複雑であるために、施設の設計段階では大きな余裕が見積もられていると考えられる。しかし、設計の余裕に関して、理論的な考察はほとんど行われておらず、活性汚泥法の運転は現場操作者の経験により放流水水質の技術的基準値 (SS 70 mg/l 以下, 全 BOD₅ 20 mg/l 以下) を達成することを目標として運転されている。

本研究では、活性汚泥法の設計・操作因子と施設の持つ設計余裕に関し理論的検討を加えるため、微生物浄化モデルを開発・適用し、解析を進めた。

2. 微生物浄化モデルの設定

本研究で適用する活性汚泥に関する微生物浄化モデルは、宗宮・河村によるモデル¹⁾²⁾を改良したもので、その概念図を図-1に示す。また有機物指標として COD_{Cr} (重クロム酸カリウム法による COD) を用いた

* 京都大学 Kyoto Univ. ** 大阪市立大学 Osaka City Univ.

が、対象有機物内容の分類を図-2に示した。有機物は下水中の基質として1 μ m以上の浮遊性基質とそれ以下の溶解性基質とに分けて考え、同時に微生物細胞内蓄積物も考慮した。また、微生物反応によって生成される生物難分解性有機物についてもモデル表示を行う。活性汚泥の生物量はDNAで、生物活性量はRNAで表現した。

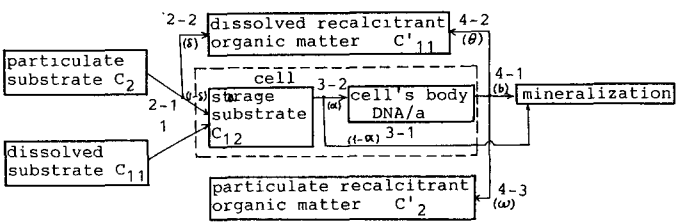


Fig.1 Schematic diagram of the kinetic model

図-1で、溶解性基質は直接に細胞に摂取され細胞内貯留基質を形成する(プロセス1)。一方、浮遊性基質は、細胞外酵素により加水分解され、細胞内貯留基質に摂取される(プロセス2-1)。この反応を通して一部は溶解性難分解性有機物として放出される(プロセス2-2)。細胞内貯留基質は、呼吸によって一部は無機化され(プロセス3-1)、残りは細胞体を構成する(プロセス3-2)。細胞体は内生呼吸により減少するが(プロセス4-1)、この過程で細胞

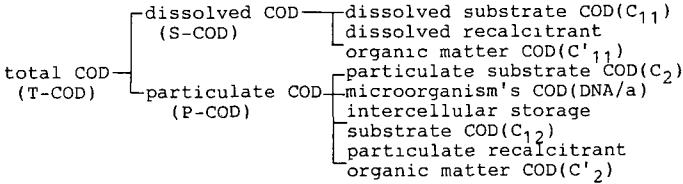


Fig.2 Composition of COD

体を構成する有機物が溶解性及び浮遊性難分解性有機物として液中に放出される(プロセス4-1, 4-2)。

以上のモデルを式示したものが表-1である。モデルは溶存酸素によって反応速度に制限が加わる形とした。表-1に示した式中のパラメータは、10ケースにおよぶ実下水処理場返送汚泥を用いた回分式実験のデータをもとにして求め、表-2中にまとめて記した。

これらモデル式群を用いて回分式実験の実測データをシミュレートした1例が図-3, 4である。図-3中、 $(P-COD) - (DNA / 0.036)$ は、P-CODより生物性CODを除いたもの、すなわち浮遊性基質CODと浮遊性難分解性有機物CODの和を表す。これらの図から本モデルを用いることにより、各状態変数の基質除去期間中の変動特性をおおよそ説明しえたと考える。

3 プロセスモデルの設定

3.1 プロセスモデルの呈示

前章の微生物浄化モデルをもとにして、曝気槽と最終沈澱池のプロセスモデルを設定する。曝気槽はBryant⁷⁾の知見をもとにして4槽の完全混合槽列モデルとする。そのプロセスモデル式は表-3に示した。また、最終沈澱池は、活性汚泥を濃縮し蓄積する汚泥層と、上澄層の2つに分けて考えた。汚泥層は、限界フラックス理論にもとづくTracyモデル⁸⁾を採用して縦方向に区分した層高の変化する5槽完全混合槽列で構成した。そのプロセスモデルを表-4に示す。表-4の式でまず層高を固定して各層濃度を求め、計算された濃度が引き抜き速度と汚泥の沈降特性から定まる限界濃度をこえた場合には、それが限界濃度となるよう層高を調整する。清澄層は、曝気槽と同様に流れ方向に区分した4槽の完全混合槽列モデルとして表-5に示す。曝気槽、最終沈澱池のプロセスフロー図を図-5に示す。

ここで最終沈澱池の清澄機能はPlanzの式⁹⁾に準じ次式に示す残存率： ϵ によって表現されるとする。

$$\epsilon = SS_{out} / MLSS = k / (1 + r) Q / A \quad (1)$$

ε : 残存率 (—)

SSout : 最終沈澱池流出水 SS 濃度
(mg/l)

MLSS : 曝気槽 SS 濃度 (mg/l)

r : 返送率 (—)

Q : 曝気槽流入水量 (m^3/hr)

A : 最終沈澱池水面積 (m^2)

k : 係数 ($\text{m}^3 \text{hr}/\text{m}^3$)

係数 k は、昭和 57 年度版下水道統計
記載の近畿圏 46 ケ所の活性汚泥処理
設の年平均値から、図-6 に示すよ
に平均的に 4.8×10^{-3} ($\text{m}^3 \text{hr}/\text{m}^3$) と
められた。さらに、活性汚泥の界面
降速度 v は、汚泥濃度 C の関数とし

$$v = mC^n \quad (2)$$

v : 界面沈降速度 (m/hr)

C : 汚泥 SS 濃度 (mg/l)

m, n : 定数

と表記し、O 市終末処理場の曝気槽
泥を対象とした界面沈降曲線から
Fitch-Talmage の方法¹¹⁾により、 C
 v の関係を求め、図-7 に示した。

れより $m = 2.50 \times 10^{12}$, $n = 3.42$ が得
られた。

3.2 プロセスモデルの検証

プロセスモデルの検証を行うために、1984 年 11 月 27 日 - 28 日、O 市終末処理場で、COD_{cr}, DNA に関
し、24 時間にわたり 2 時間毎に分析した。曝気槽流入水の各濃度はこれら実測値を 24 時間周期のフーリエ
級数で表示したモデル式群で与えた。ただし、初期値として細胞内貯留基質 COD $C_{12} = 0 \text{ mg/l}$ とした。ま
た、回分式実験の結果より難分解性有機物 COD は、溶解性難分解性有機物 COD : $C_{11}' = 0 \text{ mg/l}$ 、浮遊性難
分解性有機物 COD : $C_2' = 7 \text{ mg/l}$ とし時間変動を与えず一定値とした。

前節で得られたプロセスモデル式を、キザミ巾 0.05 時間とし、Runge-Kutta-Gill 法により、上記データを
シミュレートした結果を、図-8 に、曝気槽流出水、返送汚泥、処理水の各 COD 値について示した。図よ
り、曝気槽流出水の P-COD、生物性 COD がほぼ一定に保たれる傾向と、S-COD の応答がうまくシミュレ
ートできている。返送汚泥の P-COD、生物性 COD も概ね実測値を表現できている。処理水の P-COD はシミュ
レーション値が実測値の 3 倍程度の値となった。これは、式(1)で求めた係数 k の値が、下水道統計の実測値
より得たが、これらのパラツキによる影響と考えられる。処理水 S-COD では、おおよその傾向を表示してい
る。

3.3 プロセスモデルによる定常解析

表-3, 4, 5 のモデル式をもとにして、活性汚泥法の処理能力と設計余裕に関する検討を進めるため、
数値実験を実施した。検討は、定常解析によったが、その際の流入水質のモデル値を以下の様に設定した。

最初沈澱池を経て曝気槽に流入する汚水の各有機物濃度の設定値は、昭和 57 年度版の下水道統計¹⁰⁾ から最
初沈澱池に余剰汚泥を投入していない全国 129 ケ所の下水処理場最初沈澱池流入水の全 BOD₅ 濃度を調べ、

TABLE 1 Kinetic Model Equation

Removal of dissolved substrate COD(C_{11})	$\frac{dC_{11}}{dt} = -k_{11} \cdot C_{11} \cdot \text{RNA} \cdot B$
Hydrausis of particulate substrate COD(C_2)	$\frac{dC_2}{dt} = -29.48 \cdot k_{2(50)} \cdot C_2 \cdot \text{RNA}^{1.25} \cdot B$
Change in storage substrate COD(C_{12})	$\frac{dC_{12}}{dt} = k_{11} \cdot C_{11} \cdot \text{RNA} \cdot B + 29.48 \cdot (1 - \delta) \cdot k_{2(50)} \cdot C_2 \cdot \text{RNA}^{1.25} \cdot B - \text{RO} \cdot k_{12} \cdot C_{12} \cdot \text{RNA}$
Change in DNA	$\frac{d\text{DNA}}{dt} = \text{RO} \cdot \alpha \cdot k_{12} \cdot C_{12} \cdot \text{RNA} - \text{RO} \cdot k_3 \cdot \text{DNA}$
Change in RNA	$\frac{d\text{RNA}}{dt} = \text{RO} \cdot \beta \cdot k_{12} \cdot C_{12} \cdot \text{RNA} - k_4 \cdot (\text{RNA} - \gamma \text{DNA}) - \text{RO} \cdot \gamma \cdot k_3 \cdot \text{DNA}$
Change in dissolved recalcitrant organic matter COD(C_{11}')	$\frac{dC_{11}'}{dt} = \text{RO} \cdot \omega \cdot k_3 \cdot \frac{\text{DNA}}{a} + 29.48 \cdot \delta \cdot k_{2(50)} \cdot C_2 \cdot \text{RNA}^{1.25} \cdot B$
Change in particulate recalcitrant organic matter COD(C_2')	$\frac{dC_2'}{dt} = \text{RO} \cdot \theta \cdot k_3 \cdot \frac{\text{DNA}}{a}$
decomposition rate of organics on oxygen consumption	
$\text{TO} = k_1 \cdot C_{12} \cdot \text{RNA} + k_3 \cdot \text{DNA} / a$	
oxygenation capacity $\text{OMAX} = k_{La} \cdot \text{Cs} (\text{mgO}_2/\text{l/hr})$	
overall oxygen transfer coefficient $k_{La} = 4 (1/\text{hr})$	
satulated dissolved oxygen concentration under 20 °C $\text{Cs} = 8.84 (\text{mgO}_2/\text{l})$	
limiting coefficient $\text{RO} = \begin{cases} 1 & \text{at } \text{TO} < \text{OMAX} \\ \text{OMAX}/\text{TO} & \text{at } \text{TO} \geq \text{OMAX} \end{cases}$	
unsatulation coefficient $B = 1 - C_{12}/\text{DNA}/S$	

その平均値として 168 mg/l を得た。流入水に係わる COD_{cr} と BOD₅ との換算係数は、COD_{cr} = ultimate - BOD, 実測値より BOD₅ / ultimate - BOD = 0.5, よって BOD₅ / COD = 0.5 とし、全 COD 濃度に変換した。さらに、下水処理場流入水の溶解性成分との比を実測値をもとに 1 : 2 と設定し⁵⁾、最初沈澱池流入水の S-COD, P-COD 濃度を算出した。また、下水道施設設計指針にもとづき、最初沈澱池では浮遊性成分が 30 % 沈降除去されるとし、曝気槽流入水の S-COD 値は 120 mg/l, P-COD 値は 160 mg/l を得た。また処理場調査を参考にして、DNA, RNA, 浮遊性基質 COD, 浮遊性及び溶解性難分解性有機物 COD を設定した。結果として表-6 に流入水水質値を一覧として示す。

表-3, 4, 5 に示した曝気槽-最終沈澱池プロセスモデル式群の定常解法を求めるため、連立非線形方程式の解法の 1 つである Brent 法を用いた。なお、最終沈澱池汚泥層では、引き抜き汚泥速度と沈降係数から決まる限界フラックスと流入フラックスが等しく、最終沈澱池の汚泥濃縮機能が最大となる場合を想定している。また、細胞 1 mg 当たり、理論酸素消費量 1.42 mg とすれば P-COD の VSS への換算係数は約 0.7 (mg VSS / mg O₂) となる。よって MLSS 中には 3 割の無機物が含まれているとすれば、結果として SS 値と P-COD 値とは数値的にはほぼ同じ値となるとして取り扱った。

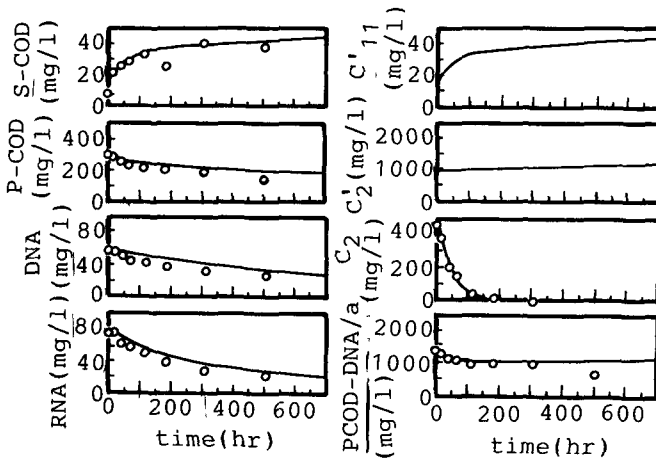


Fig.3 Examples of simulation result on batch tests (1)

TABLE 2 Kinetic Parameters

Parameter	Dimension	Value
k_{11} Removal rate constant of dissolved substrate COD	1/mgRNA/1hr	0.01 ³⁾
k_{12} Metabolism rate constant of dissolved substrate COD	1/mgRNA/1hr	9.1×10^{-3} 3)
k_2 Hydrasius rate constant of particulate substrate COD	1/mgRNA/1hr	4.8×10^{-4} 3)
k_3 Autolysis rate constant of DNA	1/hr	1.1×10^{-3} 3)
k_4 Autolysis rate constant of RNA	1/hr	7.5×10^{-3} 3)
α Ratio of DNA formation per unit COD consumed	mgDNA/mgCOD	0.013 ³⁾
β Ratio of RNA formation per unit COD consumed	mgRNA/mgCOD	0.025 ⁴⁾
γ RNA/DNA in the phase of auto-respiration	mgRNA/mgCOD	0.5 ³⁾
δ Ratio of dissolved recalcitrant organic matter COD released per unit particulate substrate COD	—	0.04 ⁵⁾
s Saturation concentration of dissolved substrate COD in storage pool per unit DNA	—	5.0 ³⁾
θ Ratio of particulate recalcitrant organic matter COD released per unit DNA autolyzed	—	0.2 ⁶⁾
w Ratio of dissolved recalcitrant organic matter COD released per unit DNA autolyzed	—	0.01 ³⁾
b Ratio of mineralization per unit DNA autolyzed	—	0.79 ³⁾
a Conversion factor of micro-organism's COD into DNA	mgDNA/mgCOD	0.036 ³⁾

Values of k_2 is adopted under RNA=50 mg/l.

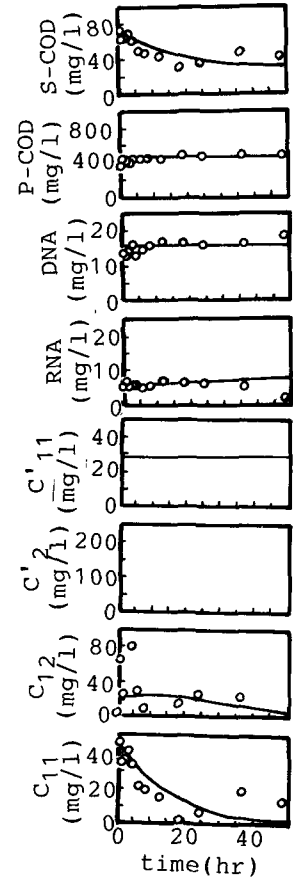


Fig. 4 Examples of simulation result on batch tests (2)

TABLE 3 Process Model Equation
on Aeration Tank

$$\frac{dC_{i,j}}{dt} = \frac{4(1+r)(C_{i,j-1} - C_{i,j})}{T_A} - R_i(C_{i,j})$$

$i=1,2,\dots,7$

$j=1,2,\dots,4$

Suffix i shows name of variable in Table.1.

Suffix j shows aeration tank number in Fig.5

$$C_{\theta,i} = \frac{C_{i,n} + rC_{r,i}}{1+r}$$

$C_{i,j}$: concentration of variable i in aeration tank No. j (mg/l)

$C_{i,n}$: concentration of variable i of influent (mg/l)

$C_{r,i}$: concentration of variable i of return sludge (mg/l)

r : sludge recycle ratio (-)

T_A : theoretical retention time of aeration tank (hr)

$R_i(C_{i,j})$: kinetic model equation in Table.1

TABLE 4 Process Model Equation
on Final Sedimentation Tank
(Supernatant Zone)

$$\frac{dC_{i,j}}{dt} = \frac{4(1-w)(C_{i,j-1} - C_{i,j})}{T_{FC}}$$

$$C_{\theta,i} = \epsilon C_{i,n}$$

$i=1,2,\dots,7$

$j=1,2,\dots,4$

Suffix i shows name of variable in Table.1.

Suffix j shows number of supernatant zone in Fig. 5

$C_{i,j}$: concentration of variable i in supernatant zone No. j (mg/l)

$C_{i,n}$: concentration of variable i of aeration tank effluent (mg/l)

w : withdrawal ratio (-)

T_{FC} : theoretical retention time of sedimentation tank (hr)

$$= \frac{\text{AREA} \cdot (H - \text{BLH})}{Q_{i,n}}$$

ϵ : residual ratio of particles in sedimentation tank (-)

AREA : water area of sedimentation tank (m^2)

H : water height of sedimentation tank (m)

BLH : sludge blanket height in sedimentation tank (m)

TABLE 5 Process Model Equation
on Final Sedimentation Tank
(Sludge Zone)

$$\frac{dC_{i,j}}{dt} = \frac{G_{i,j-1} - G_{i,j}}{Z_j} \quad (i=1,2,\dots,7, j=1,2,\dots,5)$$

$$G_{i,j} = C_{i,j}(u + v_j)$$

$(i=1,2,\dots,4)$

$$G_{\theta,i} = C_{i,n}(1+r)Q_{i,n} - \epsilon C_{i,n}(1-w)Q_{i,n}$$

$$G_{5,i} = C_{i,j}v_j$$

Suffix i shows name of variable in Table.1.

Suffix j shows number of sludge zone in Fig. 5

$C_{i,j}$: concentration of variable i in sedimentation tank No. j (mg/l)

$C_{i,n}$: concentration of variable i of effluent (mg/l)

r : sludge recycle ratio (-)

w : withdrawal ratio (-)

$G_{i,j}$: flux of variable in sludge zone No. j

$$\left(\frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{l} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{hr}} \right)$$

Z_j : height of zone No. j (m)

u : rate of excess sludge ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hr}$)

v_j : settling and compacting velocity of sludge (m/hr)

$Q_{i,n}$: influent quantity of aeration tank (m^3/hr)

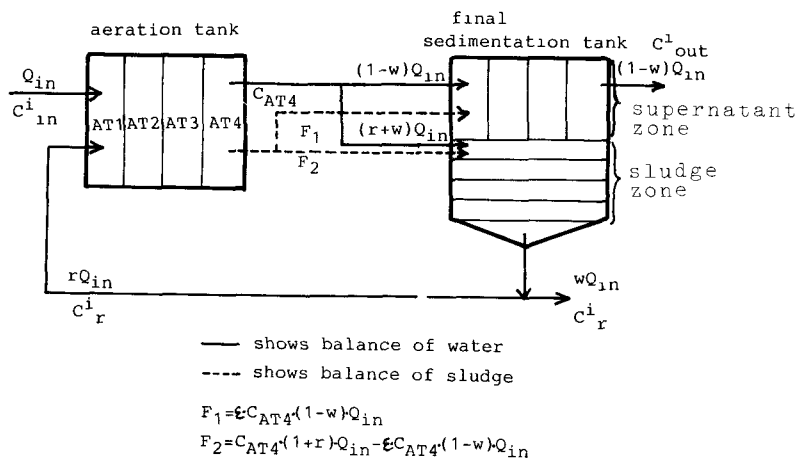


Fig.5 Flow diagram of activated sludge process model

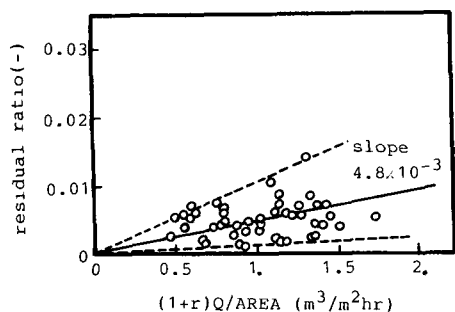


Fig.6 Relationship between hydraulic surface loading rate and residual ratio

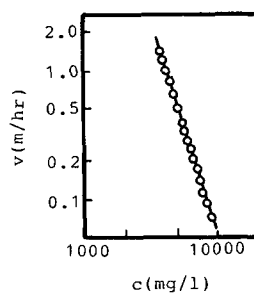


Fig.7 Relationship between settling velocity of blanket; v and SS concentration of sludge; c

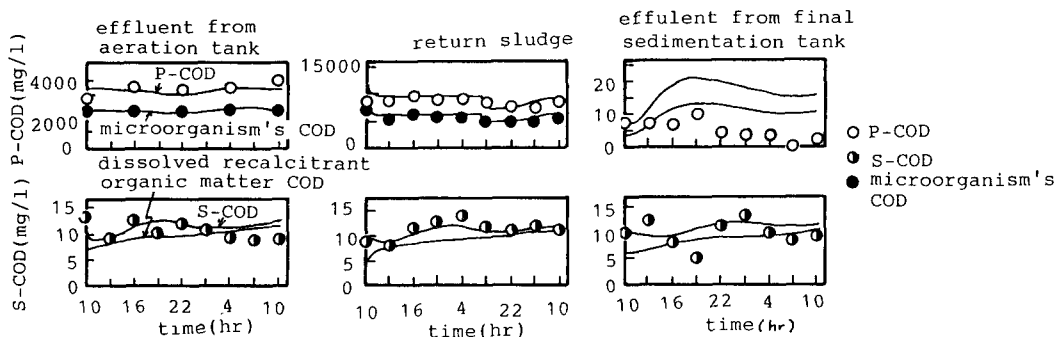


Fig.8 Examples of simulation results on water treatment process

COD, BOD₅ および難分解性有機物の関係は以下のように考えた。S-BOD₅ として測定されるのは溶解性基質のみであり、溶解性基質 COD に BOD₅ 値への換算係数 (0.5) を乗じることにより S-BOD₅ を求めた。P-COD の場合も同様に浮遊性難分解性有機物 COD 以外に生物性 COD, 浮遊性基質 COD, 貯留基質 COD の和に BOD₅ への換算係数 (0.5) を乗じ、P-COD₅ を与えた。

流入水質として表-6 に示す値を与え、MLSS 濃度を変数とした計算結果から、曝気槽滞留時間 (T_A) と最終沈殿池水面積負荷 (B_F) に対して処理水の全 BOD が 20 mg/l となる曲線を MLSS 濃度毎にかいたものが図-9 である。曲線よりも右上の部分では、各々の MLSS 濃度において処理水全 BOD₅ が 20 mg/l 以下となり、曲線の左下では 20 mg/l 以上となることを示している。また図中には、近畿圏の標準活性汚泥法により処理を行っている 38 ケ所の下水処理場について、それらの各々について年平均汚水量⁹⁾ から算出した T_A , B_F の値をプロットしてある。実データの大半が理論曲線よりも右上に存在している。これらの処理場の実際の処理水全 BOD₅ が 20 mg/l 以下であることを考えると、理論曲線で得られた結果は実データをほぼうまく表しているといえる。さらに、理論曲線が縦軸に平行な漸近線をもつことは滞留時間 (T_A) に限界値が存在することを示し、横軸に平行な漸近線をもつことは水面積負荷 (B_F) に限界値をもつことを表す。たとえば、MLSS = 2000 mg/l の場合には、放流水 BOD を 20 mg/l 以下とするためには、 T_A が 4 hr, B_F が 80 m³/m² day が限界値となることを示している。

MLSS = 2000 mg/l, $B_F = 20$ m³/m² day の場合について、 T_A と処理水の組成との関係を図-10 に示す。 T_A を大きくとるにつれ、溶解性基質 COD が減少する一方、溶解性難分解性有機物 COD が徐々に増加する様子がうかがえる。P-COD はあまり大きく変化していない。このため処理水の全 COD 濃度は、 $T_A = 14$ hr 程度で最小値をとり、以後わずかに増加するもののほとんど変化していない。処理水全 COD に大きく影響すると考えられる T_A の値には限界値が存在し、限界値以上の T_A の値を選んでも処理水の全 COD 濃度を改善できないことがわかる。

4 設計余裕に関する検討

下水道施行令第6条によると、活性汚泥法の放流水水質の技術上の基準値は全 BOD₅ で 20 mg/l, SS で 70 mg/l 以下と定められている。一般に放流水の全 BOD₅ が 20 mg/l 以下であればその SS 濃度はほとんど 70 mg/l 以下となっているため、ここでは全 BOD₅ を処理水水質の指標としてあつかい、その上限値を 20 mg/l と考える。そして計画日最大汚水量で設計された施設について、処理水の全 BOD₅ = 20 mg/l を満足する日最大汚水量を表-3, 4, 5 のプロセスモデル式群によって算出し、計画日最大汚水量との比を施設の処理能力の余裕を表す指標と考えることとする。すなわち、処理水水質の基準 (全 BOD₅ ≤ 20 mg/l) を満足させる範囲内で既存の施設に対してどの程度の流入水量負荷まで許容されるかを設計値との比較により

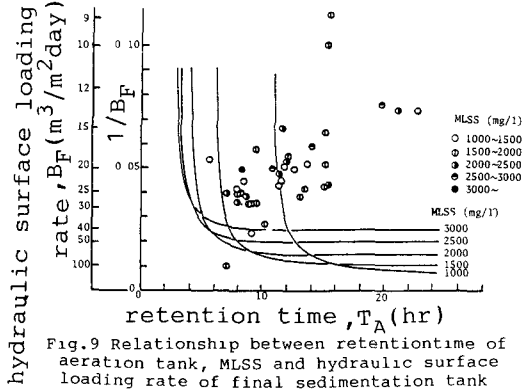
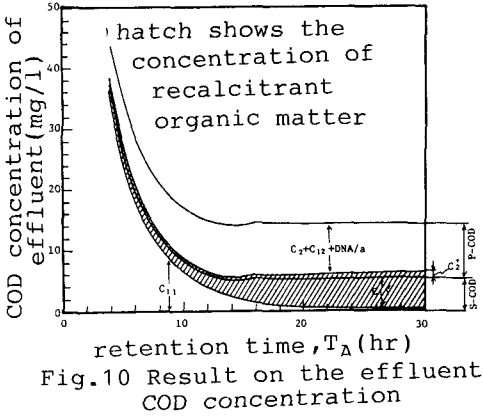


TABLE 6 Input Condition of Influent

T-COD(mg/l)	280
S-COD(mg/l)	120
P-COD(mg/l)	160
C_{11} /S-COD	1
C'_{11} /S-COD	0
C_2 /P-COD	0.75
(DNA/a)/P-COD	0.25
C_{12} /P-COD	0
C_2 /P-COD	0
RNA/DNA	3



λ として表記することにする。この λ を余裕度として考えると、 λ は以下の式で定義できる。

$$\lambda = \frac{\text{処理水全 BOD}_5 = 20 \text{ mg/l となる日最大汚水量}}{\text{計画日最大汚水量}} \quad (3)$$

$\lambda > 1$ の場合は施設に余裕があり、計画日最大汚水量以上の流入水量を処理することができる。逆に $\lambda < 1$ の場合は、計画日最大汚水量の流入水では処理水の全 BOD_5 濃度を 20 mg/l 以下にすることが不可能となる。

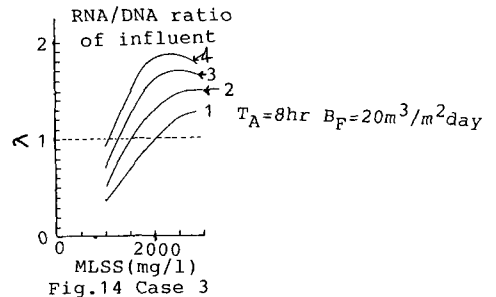
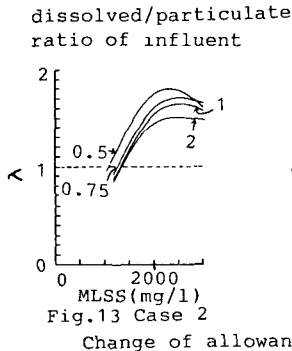
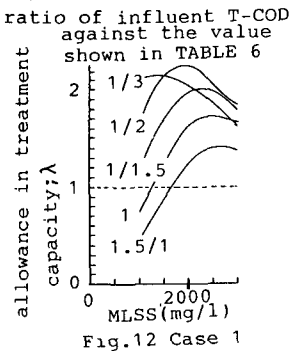
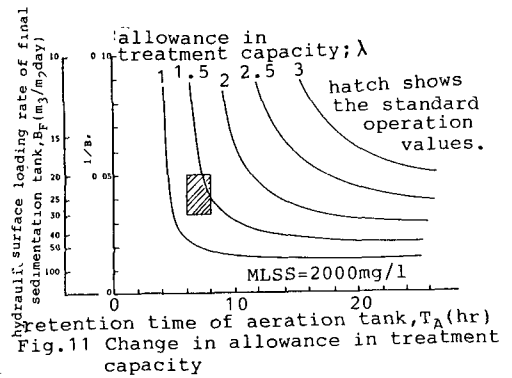
そこでまず MLSS 濃度を 2000 mg/l ，流入水量を定常，水温は 20°C 一定に設定し，表－6 に示す流入水質で T_A と B_F に対し等余裕度のコンターマップを作成した。図－11 に下水道施設設計指針¹²⁾に示された各々の指標の存在範囲を斜線で示すが、 T_A を大きくしかつ B_F を小さくすれば施設の規模が大きくなって余裕度が大きくなることが示されている。また，施設設計指針に示された標準値の範囲では，余裕度が 1.15 から 1.65 となり，計画日最大汚水量に対して 15% から 65% の余裕をもっていると評価しうる。なお MLSS 濃度が異なる場合の $\lambda = 1$ の曲線は図－9 中の曲線に一致する。

次に， $T_A = 8 \text{ hr}$ ， $B_F = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ day}$ の設定下で MLSS 濃度と余裕度の関係を図－12，13，14 に示した。流入水質は，表－6 に示す値を標準とし，組成比が同じで全 COD 濃度を变化させた場合（ケース 1），S-COD と P-COD の割合（S：P 比）だけを変化させた場合（ケース 2），微生物活性度：RNA/DNA のみを変化させた場合（ケース 3）の 3 ケースについて検討した。各図とも上に凸となる曲線となり，MLSS の低濃度域では曝気槽における溶解性成分の除去効果を，高濃度域では最終沈澱池における浮遊性成分の沈降除去効果を表現していると考えられる。

図－12 をみると，流入水全 COD 濃度が高くなるにつれて，余裕度： λ は小さくなってゆき，標準値の 1.5 倍の流入水全 COD 濃度では MLSS 濃度が 1700 mg/l 以下で λ が 1 以下となり，計画日最大汚水量では処理水の全 BOD_5 濃度が 20 mg/l を越えてしまうことを示す。逆に流入水全 COD 濃度が低くすぎても λ はあまり大きくならず，流入水全 COD 濃度が標準値の $1/2$ の場合では λ のピーク値が $\text{MLSS} = 2000 \text{ mg/l}$ で生じ 2.2 となっている。

図－13 に示した（ケース 2）では，流入水の溶解性成分と浮遊性成分との比（S：P 比）によって， λ を示す曲線にさほど違いがみられなかったものの，S：P 比が小さくなるにつれて λ はわずかに大きくなる傾向を示す。また，S：P 比を変化させても λ が最大となる MLSS 濃度は約 2500 mg/l と変わらず，標準値と比べてやや高めてある。

図－14 に示したケース 3 では，流入水の微生物活性度を示す RNA/DNA 比が小さくなるほど λ は小さくなり，流入水の RNA/DNA 比が 1 の場合には，MLSS 濃度が標準値の $1500 -$



処理水の全 BOD_5 濃度は 20 mg/l をこえてしまうことがわかる。また、一定の λ を維持するためには、RNA/DNA 比が小さくなるにしたがって MLSS 濃度を大きくする必要がある、曝気槽内により多くの汚泥量を確保しなければならないことを示す。このことは、下水処理場に汚水を導く管渠の適正な管理の重要性を示唆するものと考えられる。また、汚泥処理系からの返流水負荷は RNA/DNA 比が小さいことが実処理場の調査より得られている。返流水負荷の大きいときの曝気槽流入 RNA/DNA 比は約 $0.5 \sim 1.6$ 、小さいときは $2.5 \sim 4.0$ であった³⁾。したがって、曝気槽への返流水の負荷が大きくなった場合には、 λ は小さくなることが定性的に示せたと考えられる。

5 結論

微生物浄化モデルより、経験的に定められてきた活性汚泥法の操作・設計因子の特性及びその標準値に対して再検討を行った。設計・操作因子としては主に曝気槽滞留時間 T_A 、最終沈澱池水面積負荷 B_F 、及び MLSS 濃度をとりあげ、これらの因子と設計余裕度との関係について検討してきた。以下に得られた成果をまとめる。

- (1) 基質を溶解性と浮遊性に分け、生物量を DNA で表し、さらに難分解性成分を含めた微生物浄化モデルを構築した。また、回分式実験を通じ、モデルが活性汚泥の浄化機構に有効に適用しうることを示した。
- (2) 曝気槽－最終沈澱池に関し、プロセスモデルを設定した。曝気槽は 4 槽完全混合槽列、沈澱池は清澄層を 4 槽完全混合槽列、汚泥層を限界フラックス理論を応用した Tracy のモデルを適用した。実処理場の調査を通じ、実データをシミュレートしてモデルの適用性を実証した。
- (3) 定常解析を通じ、 T_A と処理水の組成の関し検討した。 T_A を大きくするにつれて処理水中の溶解性難分解性有機物濃度が高くなり、20 時間で約 4 割を占める。ある T_A 値以上では処理水の全 COD 濃度は変化しない。すなわち処理水全 COD に及ぼす T_A の値には上限が存在することが示唆される。
- (4) 施設の設計余裕度 λ を次式で定義した。

$$\lambda = \frac{\text{処理水全 } BOD_5 = 20 \text{ mg/l となる日最大汚水量}}{\text{計画日最大汚水量}}$$

MLSS = 2000 mg/l で日最大汚水量のとき、下水道施設設計指針の標準値、すなわち $T_A = 6$ から 8 hr 、 $B_F = 20$ から $30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ day}$ の操作域では $15\% - 65\%$ の余裕を有していることがわかった。

- (5) 曝気槽流入水の RNA/DNA 比が 4 から 1へさがり、微生物活性の低い流入水になると、MLSS = 2000 mg/l の場合で、余裕度は 1.8 から 1.0 へと下がる。この結果から、流入水の微生物活性を高い状態に保ったほうが処理水の全 BOD_5 が低くなり管渠での汚水管理の重要性が示唆されるものと考えられる。

参考文献

- 1) 宗宮功, 河村清史, 大塚浩正, 活性汚泥法による都市下水中有機物質の代謝に関する研究(Ⅱ), 下水道協会誌, vol. 17, No. 196, 1980. 9
- 2) 宗宮功, 河村清史, 安福秀章; 同上(Ⅲ), 下水道協会誌, vol 19, No 223, 1982 12
- 3) 貫上佳則; 活性汚泥法の操作設計因子に関する研究, 京都大学修士論文, 1985 2
- 4) 粕谷明博; 活性汚泥法における汚濁物質の収支に関する研究, 京都大学修士論文, 1979. 2
- 5) 河村清史; 活性汚泥法による都市下水処理に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1982 9
- 6) 宗宮功, 津野洋, 小野芳朗; 活性汚泥法の操作条件と処理効果に関する研究, 水システム自動制御ワークショップ論文集, 1984 5
- 7) J. O. Bryant; Continuous Time Simulation of the Conventional Activated Sludge Wastewater Renovation System, Ph. D. Thesis, Clemson Univ., Clemson, S. C. 1972
- 8) K. D. Tracy; Dynamic Model for Thickening of Activated Sludge, A. I. Ch. E. Sympo. Series, No 136,

vol. 70, 1974

9) P. Planz ; Performance of (Activated Sludge) Secondary Sedimentation Basin, Advance in Water Pollution Research Proceedings of 4th International Conference held in Prague 1969, programon Press

10) 昭和 57 年度版下水道統計, 第 39 号, 日本下水道協会

11) W P. Talmage ; Determing Thickner Unit Areas, Ind. Engg. Chem., 47, 1955

12) 下水道施設設計指針と解説 1984 年版, 日本下水道協会