

(7) 雨水滞水池の効果に関する理論の実用化

A PRACTICAL EXPRESSION OF EFFICIENCY OF STORAGE-TREATMENT SYSTEMS

栗田 秀明*・金川 正晴*・田村 譲*
Hideaki KURITA*, Masaharu KANAGAWA* and Yuzuru TAMURA*

ABSTRACT; Etoh and Kurita have presented expressions of efficiency of storage-treatment systems to reduce non-point pollutant runoff for some special conditions; extremely large or small capacity of a storage or treatment facility, and the volume of water which is treated during average interstorm duration is equal to average runoff volume of single storms. By combining these results, an approximate expression of the efficiency for a general condition is introduced, which may be simple and accurate enough for practical applications. Values of efficiency of existing systems are calculated both by the expression and by simulations. They agree well with each other, which may prove practical validity of the present expression.

KEYWORDS; Detention storage, Pollutant control, Non-point pollutant runoff

1. はじめに

降雨時に、主として合流式下水道から公共用水域に流出する非特定汚染源負荷を削減するための方策として、種々の方式が考えられている^{1a)}。その一つとして、降雨時の流出水を一時的に雨水滞水池に貯留して、降雨終了時に処理して公共用水域に放流するという方式がある。このような方式の負荷削減効果は、通常個々の流域について、数年間を通じての連続した降雨量時系列資料を入力とする、流出量および流出負荷量に関する流出シミュレーションによって評価されている。一方、この問題を最初に理論的に扱ったのはHowardである²⁾。その後、何人かの研究者が理論解析を試みているが、その経緯については、最近のLoganathanらの論文³⁾に要領よく要約されている。これまでの研究では、貯留施設容量（以下、貯留容量と呼ぶ）が小さく、降雨のたびに貯留施設が必ず満水になるという条件下で負荷の削減効果を導いたものが多く、一般的な条件下に対する解とは言えない。たとえば、近年、大都市で建造されつつある大容量の貯留施設への適用は困難と考えられる。また、著者の知るかぎり滞水池内の物質収支については、水量の収支に関する確率模型を取り扱っており、負荷量の収支を直接取り扱った研究はない。都市域の汚濁負荷の流出現象の特徴の一つとして、降雨初期ないしピーク流量発生時点までに高濃度の水が流出してくるという現象（ファースト・フラッシュ）がある。降雨の初期と末期では貯留施設に同量の水量を貯えたとしても、貯えられる負荷量は異なってくる。そのため、水量の確率模型のみで得られる解では、ファースト・フラッシュの貯留効果を評価できない。

江藤・栗田は貯留容量 z_0 ならびに単位時間あたりの処理水量（以下、処理容量と呼ぶ） d が $0 \sim \infty$ の全領域において、汚濁負荷量の収支を直接組み込んだ確率模型により、負荷量削減効果を表わす非常に簡単な式を導いた（後述の式(2)参照）。この式は、次のような方針に沿って導かれた⁴⁾。

1) いくつかの特別な条件下、たとえば、 d が十分小、 z_0 が十分小、逆に十分大などの条件下で厳密解を導く。具体的には Fig. 1 に示すように、これらの条件は取り扱う領域の境界の近傍の領域に対応する（補遺 1 参照）。

* 協建設技術研究所 CTI (Construction Technique Institute) Engineering Co., Ltd.

2) 少なくともそれらの条件下では、得られた厳密解を満たすような近似関数を考える。

ただし、最適解、すなわち最適施設容量の組み合わせは、通常、領域の中央部、すなわち境界からもっとも離れた部分に存在すると考えられる。よって、上記の方針で解析を行う限り、最適解近傍で近似解の精度がやや悪くなる（Fig.6の点線参照）。

そのため、本研究では、この点を含めて、実用化に際して改善すべき問題点を整理した。式(2)を補正することにより、これらのうちの幾つかを解決した。さらに、この補正式の精度をモンテ・カルロ・シミュレーションにより検証するとともに、実際の流域モデルを対象として、補正式から計算される結果とシミュレーション結果とを比較検討した。

以上を通じて、雨水滞水池の負荷削減効果を評価した。

2. 理論の紹介

2.1 仮定と記号の説明

1) 降雨流出時系列は複合ポアソン過程¹¹⁾で表示されるものとする。すなわち、流出は瞬間に生じることを仮定する。流出時間間隔を t_R ，一雨の総流出量（以下一雨流量と書く）を v で表わす。ここで、12時間以上無降雨（あるいは無降雨とみなせる程度の小雨）が続いた後の別の降雨は一雨降雨とみなすこととする。

2) t_R ， v ともに指数分布に従う。尺度母数を β_t ， β_v で表わす。 β_t ， β_v は平均流出時間間隔 $\bar{t}_R$ ，平均一雨流量 $\bar{v}$ の逆数である。

3) 一雨の総流出負荷量 w を次式で表わす¹⁰⁾。

$$w = w_{po} \{ 1 - \exp(-k_c v) \} \dots\dots\dots (1)$$

定数 w_{po} ， k_c は一定とする。 w_{po} は流出初期残留負荷量である。 k_c は残留負荷量の洗い流されやすさを表わす係数で、洗浄係数と呼ぶこととする（負荷流出係数と呼ぶこともある）。その無次元量を， $K_c (= k_c \bar{v} = k_c / \beta_v)$ として表わす。

4) 全量カット方式とする。貯留施設が満水になった後は、流出水は貯留施設には流入せず、直接公共用水域に放流されるような構造になっているものとする（ファースト・フラッシュを貯留するため）。貯留容量を z_0 とし、貯留容量 z_0 が平均一雨流量 $\bar{v} (= 1 / \beta_v)$ の何倍になっているかを、無次元貯留容量 Z_0 として表わす（ $Z_0 = z_0 / \bar{v} = \beta_v z_0$ ）。

5) 貯留施設内では完全混合とする。

6) 単位時間あたりの処理水量 d は一定とする。降雨周期あたりの平均処理水量（処理容量 $d \times$ 平均流出時間間隔 $\bar{t}_R = d / \beta_t$ ）が平均一雨流量（ $\bar{v} = 1 / \beta_v$ ）の何倍になっているかを、無次元処理容量 D として表わす（ $D = d \bar{t}_R / \bar{v} = d \beta_v / \beta_t$ ）。

7) 単位時間に処理施設を通過する汚濁負荷量のうち、処理されて公共用水域には出ないものの割合 k_t （以後、除去率と呼ぶ）は一定とする。

8) 対策を講じない状態での平均流出負荷量に対する、対策後の平均流出負荷量の減少量の割合を負荷削減率 ϵ と呼ぶことにする。

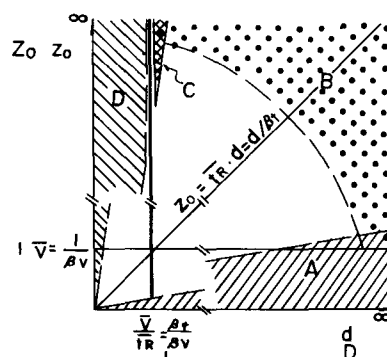


Fig.1 Domain near boundaries

| : The line representing the condition that volume of water treated during average interstorm duration is equal to average runoff volume.
See Section 2 for explanation of symbols and Appendix 1 for domains.

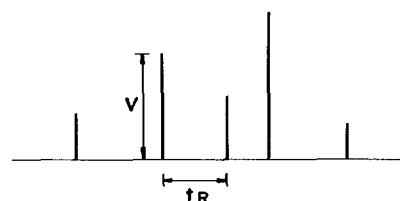


Fig.2 Compound Poisson process

2.2 近似式

以上の仮定に基づき、各境界近傍の領域で厳密解を導いた上で、各境界上で関数値およびその1次の微係数が、各境界での厳密解 ε のそれに一致するような近似式を考えた。その解を ε' で表わすと、

$$\varepsilon' = k_t (1 + K_c) C \{ 1 - \exp(-Z_0/C) \} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$$C = \begin{cases} D/(1+K_c D) & (D \leq 1 \text{ のとき}) \\ 1/(1+K_c) & (D > 1 \text{ のとき}) \end{cases}$$

式(2)が文献 4) で、江藤・栗田が導いた式である。

3. 問題点の整理

式(2)を実用に供するためには、最適な施設容量の組み合わせとなることが想像される $D = Z_0 \approx 1$ 付近の精度の向上をはかるとともに、前節で紹介したいいくつかの仮定の妥当性と、仮定と現実の乖離が式の精度に与える影響を把握しておく必要がある。主な検討事項を挙げる。

1) Carry-over effect の考慮

Fig.1 の領域 A では、貯留容量に対して処理容量が十分に大きいので、次の流出が来る前には必ず空になる。したがって、この領域では次の流出の時までに処理できずに残される水量 (Carry-over) を考慮する必要はない。よって、領域 A では Carry-over effect は無視して理論式を導いている。式(2)の近似式において、 $D \geq 1$ ではこの領域の解を使っている。しかしながら、領域 A をはずれた $D \approx 1$ 、 $Z_0 \approx 1$ の付近では、かなり高い確率で Carry over が生じ、そのため解析値とシミュレーション値の合致度は悪くなる。よって、この周辺では Carry-over effect を考慮して、式を修正する必要がある。

2) 降雨流出中の処理効果

マクト・ポイント・プロセス仮定¹¹⁾を用いているため、降雨流出中の処理の効果が考慮されていない。

3) 一雨流量の分布特性

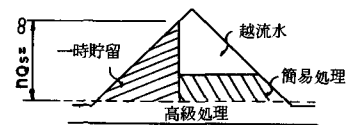
一雨流量は指数分布に従うとしているが、現実的には一雨流量の頻度分布は一雨流量の大きい方へ長い尾を引く。この場合には平方根 K 分布あるいは平方根指数分布に従う⁵⁾。

4) 上限流入量の取り扱い

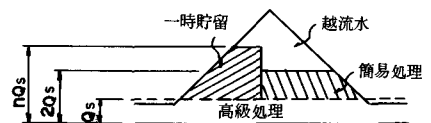
合流式下水道における遮集管きょは晴天時時間最大汚水量 Q_s の3倍程度(以上)で計画されているため⁶⁾、Fig.3のタイプIIに示すように流入水量の上限値が存在する場合がある。これを越える流量は雨水滞水池に直接流入することはない。このため、タイプIIの貯留形式での削減効率タイプIより低下する。

5) 降雨時系列(季節等)の非定常性が考慮されていない。

6) 分散貯留の取り扱いについては未検討である。



貯留形式(タイプI)



貯留形式(タイプII)

Fig. 3 Types of storage⁷⁾

4. 実用化に向けての改良

著者らは残念ながら前記 4)~6) を検討するための降雨資料及び現地資料を持ち合わせていない。そのため、これらの問題の検討は次の機会にゆずるとして、前記の内1)~3)について検討した。4)については、横浜市における検討例⁷⁾を紹介する。

1) Carry-over effect について

貯留施設に平均的にどれだけの水量が持ちこされているかを半理論的に導く。これを持ちこし容量 z_d と呼ぶことにする。近似的には、貯留容量 z_0 からこの持ちこし容量 z_d を差し引いたものが、次の流出に対する有効貯留容量 z_0' となる。すなわち、

$$z_0' = z_0 - z_d \quad \dots\dots\dots (3)$$

とすれば、みかけ上、容量が z_d だけ減ずることになる。半理論的な検討、シミュレーション値との比較により、 z_d の無次元量 $Z_d (= \beta_v z_d)$ を便宜上次式で表わし、これを式(2)に代入して ϵ' を計算すれば、シミュレーションにより計算される負荷削減率 ϵ によく一致することがわかった(補遺2参照)。

$$Z_d = c_{zd} Z_d'$$

$$\text{ここに、} Z_d' = Z_0 - 2 \ln \{ 2 - \exp(-Z_0/2) \} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$c_{zd} = \begin{cases} D^{0.5} & (D \leq 1 \text{ のとき}) \\ D^{-0.5} & (D > 1 \text{ のとき}) \end{cases}$$

2) 降雨流出中の処理について

降雨流出中の処理水量はオーダー的に $d \bar{t}_r$ である。ここに、 $\bar{t}_r$ は平均流出継続時間。 $D > 1$ の領域では、一旦貯留された水量の大半は処理施設により処理されるので、処理水量が $d \bar{t}_r$ 増えるかわりに、貯留容量が $d \bar{t}_r$ だけ増えるとおいても大略間違いなからう。このとき、補正後の貯留容量 z_0' は、

$$z_0' = z_0 + c_{tr} d \bar{t}_r \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、流出継続時間補正係数 c_{tr} は1に近い係数になると想像されるので、当面は1としておく。

無次元化して表わすと、

$$Z_0' = Z_0 + DT \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{ここに、} T_r = \bar{t}_r / \bar{t}_R = \beta_t / \beta_{tr}$$

この場合、 $\bar{t}_R$ は流出の開始から次の流出の開始までの時間 t_R の平均値である。よって、 T_r は全時間に対する全流出継続時間の比であり、流出継続時間比と呼ぶことにする。 β_{tr} は $\bar{t}_r$ の逆数である。

3) Carry-over effect と降雨中の処理効果の補正式

Carry-over effect の補正式(4)と降雨中の処理効果の補正式(6)をまとめると、式(2)は最終的には次式のように表わされる。

$$\epsilon'' = k_t (1 + K_c) C \{ 1 - \exp(-Z_0'/C) \} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\text{ここに、} Z_0' = Z_0 - c_{zd} Z_d' + D T_r$$

$$Z_d' = Z_0 - 2 \ln \{ 2 - \exp(-Z_0/2) \}$$

$$\begin{cases} C = D / (1 + K_c D), & c_{zd} = D^{0.5} \quad \dots\dots\dots D \leq 1 \text{ のとき} \\ C = 1 / (1 + K_c), & c_{zd} = D^{-0.5} \quad \dots\dots\dots D > 1 \text{ のとき} \end{cases}$$

式中の無次元量は Table 1 にまとめて示している。 D, Z_0, T_r, k_t, K_c がわかれば、式(7)の ϵ'' はすぐ計算できる。このためには、 $\bar{v}, \bar{t}_R, \bar{t}_r, k_t, k_c$ がわかっておればよい。

4) 上限流入量の考慮

上限流入量がある場合の影響については、横浜市下水道局において検討された例がある。上限流量 ∞ に対する比率は Fig.4 のように示されている⁷⁾。この図で、上限流入量として遮集管きょの容量の設計基準の最低値である $3Q_s$ の場合を考えると、負荷量の削減効果は、上限流入量を無限大としたときの 75~80% 程度になるようである。もちろん、この比率が全ての排水区域で万能に使えるわけではなく、下水管路網の形状等により異なると想像されるが一応の目安となるものと考えられる。今後、機会があれば種々のモデル流域

Table 1 Dimensionless expressions
of parameters

処 理 水 量 D	$= \bar{t}_R / \bar{v} \cdot d = \beta_v / \beta_t \cdot d$
貯 留 容 量 Z_0	$= z_0 / \bar{v} = \beta_v z_0$
持ちこし容量 Z_d	$= z_d / \bar{v} = \beta_v z_d$
洗 浄 係 数 K_c	$= k_c \cdot \bar{v} = k_c / \beta_v$
流出継続時間比 T_r	$= \bar{t}_r / \bar{t}_R = \beta_t / \beta_{tr}$
ここで、 $\bar{v}$: 平均一雨流量、 β_v はその逆数。 $\bar{t}_R$: 平均流出時間間隔、 β_t はその逆数。 $\bar{t}_r$: 平均流出継続時間、 β_{tr} はその逆数。	

で検討した上で、次のような補正式を設定すればよいと考えられる。上限流入量がある場合の負荷削減率 ε''' は、 c_{Q_s} を補正係数として、次式のように表わす。

$$\varepsilon''' = c_{Q_s} \times \varepsilon'' \tag{8}$$

なお、Fig.4で貯留容量が $V = 7.5 \text{ mm}$ と比較的大きいケースでは、上限流入量が $3 Q_s$ のときの c_{Q_s} は 75 % 程度、 $5 Q_s$ では 90 % 程度となっている。このことは、少なくとも貯留容量が大きい場合には、遮集管きょの容量を、現在目やすとされている $3 Q_s$ よりかなり大きな値にとることが良い場合があるということを示唆している。

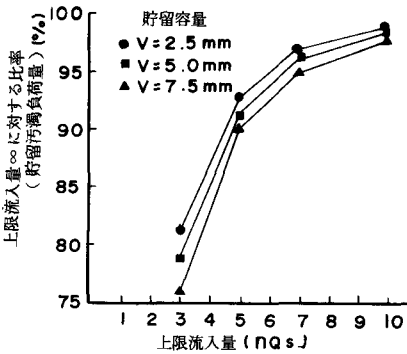
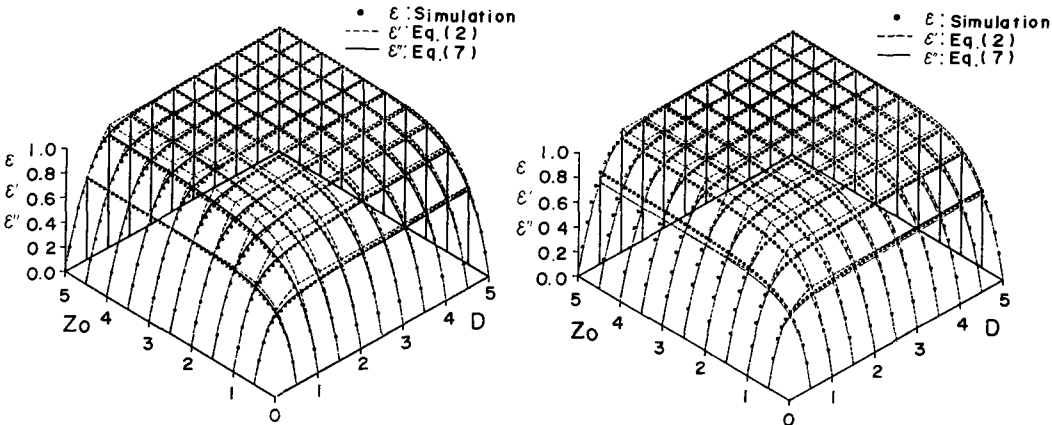


Fig.4 Efficiency vs cut-off discharge⁷⁾

5. モンテ・カルロ・シミュレーション

Carry-over effect と一雨流量の分布特性に関する補正の効果を見るため、モンテ・カルロ・シミュレーションを行った。まず、一雨流量が指数分布に従う場合には、流出量 V と流出時間間隔 T として、2つの標準指数乱数 ($\beta_v = \beta_t = 1$) を発生させる。一雨流量が平方根 K_0 分布に従う場合には、3つの標準指数乱数 ($\beta_{v1} = \beta_{v2} = \beta_t = 1$) を発生させ、発生させた乱数 V_1 と V_2 を乗じることにより流出量 V の乱数とする。このとき、 V は平方根 K_0 分布に従う。これらを貯留施設に流入させ、貯留施設が満水になれば残量は溢流させる。流出直後より単位時間当り D の割合で貯留水进行处理する (Fig. 5 参照)。以上を電子計算機上でシミュレートする。全除去量を流出負荷量で割って ε を求める。施設容量 (D, Z_0) の多くの組み合わせに対して同様の計算をくり返し、(D, Z_0) と ε の関係を求める。これと式(2)ならびに補正式(7)で計算される負荷削減率 ε' 、 ε'' とを比較する。 $k_t = 1$ 、 $K_c = 1$ に対する計算結果を Fig.6 に示す。

以上より式(2)も第1次近似解としては予想された程度の精度を持つことがわかる。ただし、前述の如く最適な施設規模は $Z_0 = D = 1$ の近傍に存在するものと予想されるが、この付近は領域の中央部に相当し、各境界からもっとも離れた所であるため、近似式(2)の精度が最も低くなっている。一方、Carry-over effect を考慮した補正式(7)は一雨流量の分布特性に関係なく、 $Z_0 = D = 1$ の近傍でもシミュレーション値とよく適合している。すなわち、平均的な持ちこし容量を考慮することにより、近似解の精度が大きく向上したことが理解できる。



a. Exponentially-distributed runoff volume of single storms
b. SQRT K_0 -distributed runoff volume of single storms

Fig. 6(1) Comparison of Eq. (2) and (7) with simulation results

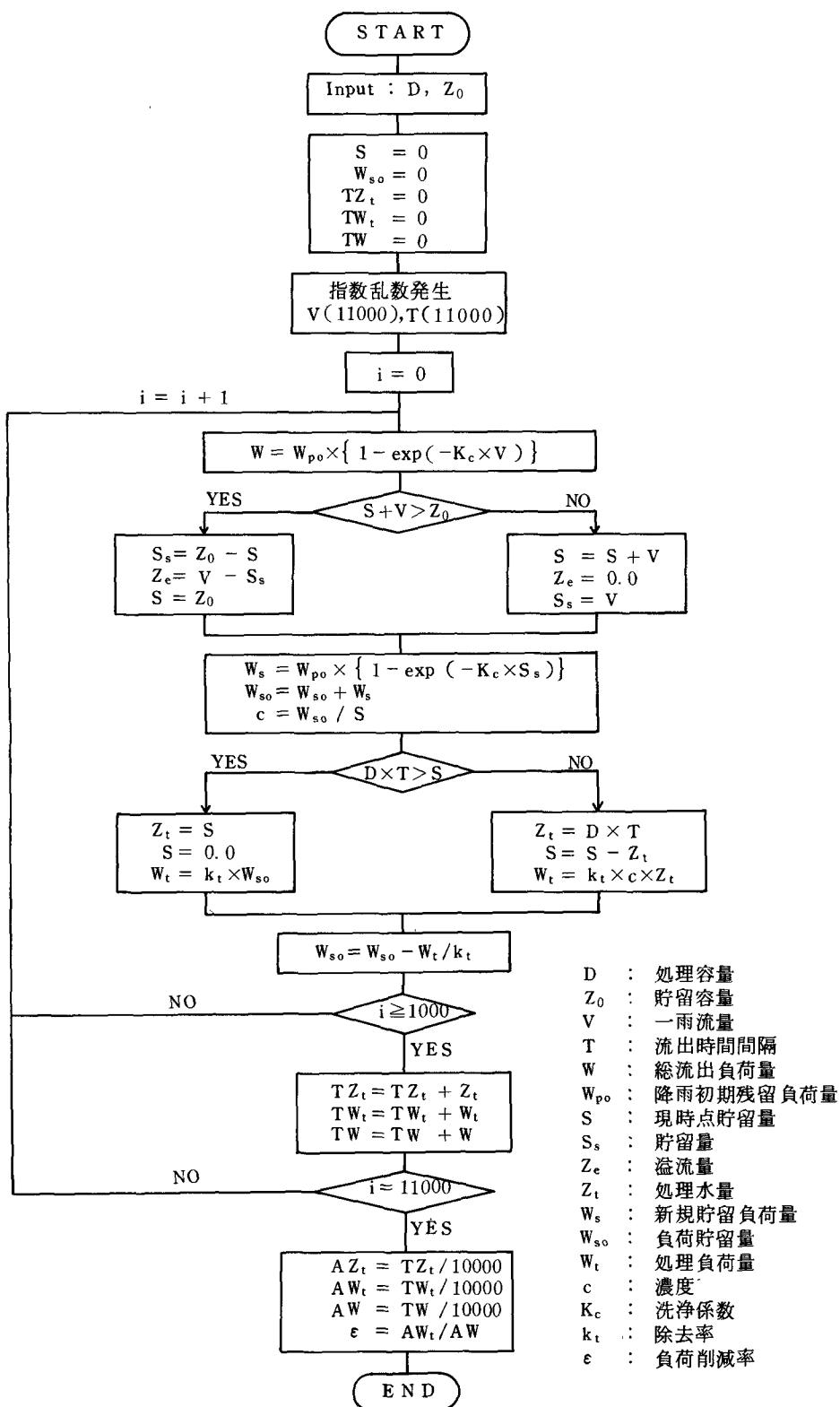
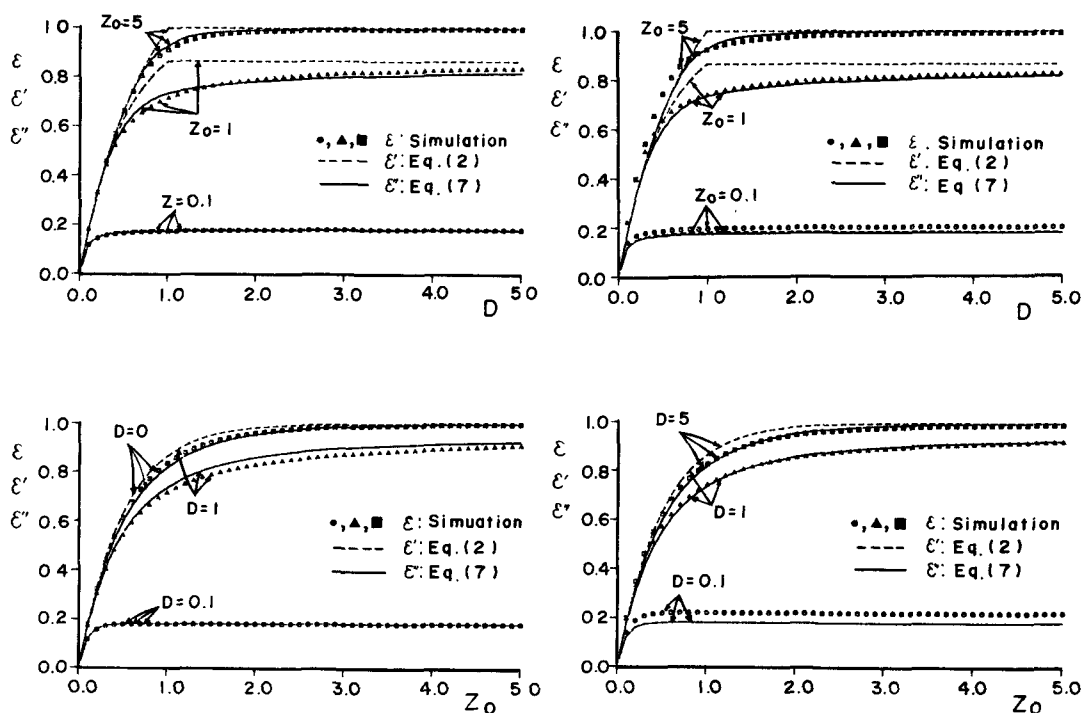


Fig. 5 Flow Diagram of Monte Carlo Simulation



a. Exponentially-distributed runoff volume of single storms

b. SQRT K_0 -distributed runoff volume of single storms

Fig.6(2) Cross sections of Fig.6(1) ($k_t = 1, K_c = 1$)

6. SWMMによるシミュレーション結果との比較

Loganathanの論文³⁾には、GoforthらがAtrantaの降雨資料を用い、実流域に対して雨水貯留施設の効果を検討したシミュレーション結果⁹⁾が示されている。手法はSWMMを用い、水量の収支について計算している。この結果と式(7)で $K_c = 0$ （水量の収支の場合）について計算される値とを比較する。流出量に関する諸量はTable 2のように示される。

文献3)での効率（滞水池に一時貯留された量／全流出量）は、Fig.7に示すように、本研究と同様な無次元量（ D, Z_0 ）平面上に示されている。

図中の実線がGoforthらによるシミュレーション値で、破線がLoganathanらによるUpper boundaryとLower boundaryの解である。これが、これまでの最新の解（1985年）である。

Fig.8では式(7)で計算した値と比較している。式(7)による解は（ D, Z_0 ）平面のほぼ全領域で、実績降雨とSWMMを用いて計算されたシミュレーション値と非常によく適合していることがわかる。Fig.7とFig.8の比較から、式(7)により実用的な評価式が初めて導かれたと言える。

補遺2で述べるように、式(7)中のパラメーターの推定は、Fig.8のGoforthらによるシミュレーション結果とは全く無関係に行われた。結果的に式(7)とGoforthらの計算結果の合致度はあまりに高いので、これらを一致させるようにパラメーターを推定したのではないかという誤解を生ずることが懸念されるので、念のため付記する。

Table2 Runoff characteristics

平均一雨雨量	5.7 mm
平均流出時間間隔	124.3 hr
平均流出継続時間	6.887 hr
流域面積	0.1 km ²
流出率	0.37

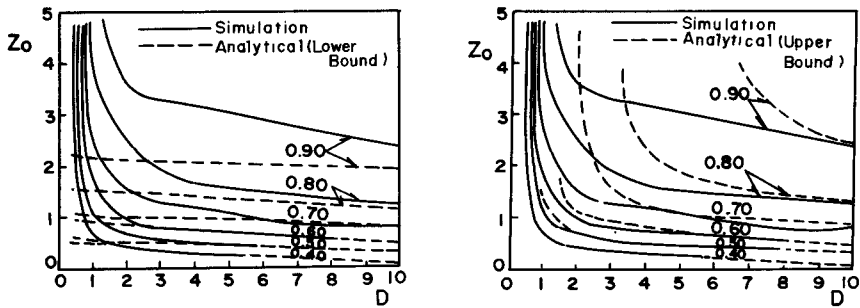


Fig.7 Comparison between solutions by Loganathan et al.
and simulation results by Goforth et al. using SWMM³⁾

7. モデル流域におけるシミュレーション結果と解析解の比較

現実に近いモデル流域での雨天時流出負荷のシミュレーション結果と比較検討する。雨水滞水池のBODの負荷削減率を求めることとした。仮定した降雨の特性と負荷量に関する条件はTable 3のように示される。表中の値は、現在稼働中の雨水滞水池のシミュレーションに使われていた値を参考にして決めた。この条件をもとに、式(2)ならびに補正式(7)より負荷削減率 ϵ' 、 ϵ'' を求め、シミュレーション結果と比較する。式(2)、式(7)で必要とする値は次のように求められる。

1) 有効降雨回数： $n' = 70$ 回

初期損失雨量 2 mm をこえる降雨回数を有効降雨回数として、解析の対象とする。

2) 平均流出時間間隔： $\bar{t}_R = 125\text{ hr} = 450,000\text{ sec}$

年間総時間8760時間を有効降雨回数70回で割った値とする。

3) 平均流出継続時間： $\bar{t}_r = 30,000\text{ sec}$ ， $T_r = 0.067$

1年間の降雨継続時間1000時間を降雨回数120回で割った値とする。本来は、流出継続時間や流出回数から計算すべきである。但し、排水面積が小さいので、時間単位で見限りのにおいては、平均降雨継続時間と平均流出継続時間には大きな差異は生じないとした。流出継続時間比 T_r は $\bar{t}_r / \bar{t}_R$ より求められる。

4) 平均一雨雨量： $\bar{r} = 17.3\text{ mm}$

資料の関係上、初期損失 2 mm 以下の降雨の降雨量を 1 mm と仮定し、次のように推定する。

$$\bar{r} = (1400 - 70 \times 2 - 50 \times 1) / 70 \approx 17.3$$

5) 平均一雨流量： $\bar{v} = 15,600\text{ m}^3$

流出率 f 、平均一雨雨量 $\bar{r}$ 、排水面積 A をもとに、次のように求められる。

$$\bar{v} = f A \bar{r} = 0.45 \times 2,000,000 \times 0.0173 \approx 15,600\text{ m}^3$$

6) 尺度母数： $\beta_v = 6.41 \times 10^{-5}$ ， $\beta_t = 2.22 \times 10^{-6}$ ， $\beta_{tr} = 3.33 \times 10^{-5}$

平均一雨流量 $\bar{v}$ 、平均流出時間間隔 $\bar{t}_R$ 、平均流出継続時間 $\bar{t}_r$ の逆数をとる。

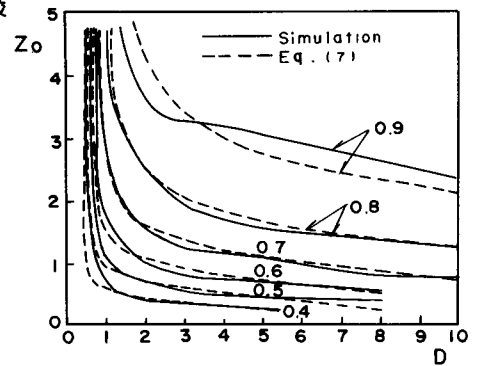


Fig.8 Comparison between Eq.(7) and
simulation results by Goforth et al.
($k_t = 1$ ， $K_c = 0$)

Table 3 Conditions

排水面積	200 ha
流出率	0.45
年間総雨量	1400 mm
年間降雨継続時間	1000時間
降雨回数	120回 (2 mm以上の雨70回)
初期損失量	2 mm
洗浄係数	0.70×10^{-4}
処理水量	$0.5\text{ m}^3/\text{s}$
貯留容量	10000 m^3
	20000 m^3
	30000 m^3

7) 無次元処理容量 D , 無次元貯留容量 Z_0 .

処理容量 d , 貯留容量 z_0 , 尺度母数 β_v, β_t をもとに, 次のように求められる.

$$D = \beta_v / \beta_t \cdot d = (6.41 \times 10^{-5} / 2.22 \times 10^{-6}) \times 0.5 = 14.4$$

$$Z_0 = \beta_v z_0 = 6.41 \times 10^{-5} \times 10,000 = 0.641 \quad (z_0 = 10,000 \text{ の場合})$$

8) 洗浄係数 k_c

式(1), (2), (7)における洗浄係数は, 堆積負荷量 w_p と流量 Q の関係が, 次式を満たすとして定義されている.

$$dw_p / dt = -k_c w_p Q \quad \dots\dots\dots (9)$$

一般的には, 負荷の種類, 土地利用の種類ごとに標準的な k_c の値を求めておけばよい. それには, 実測した $w \sim v$ 関係をプロットし, これに式(1)をあてはめて k_c を求める. 残念ながらこの作業はまだ終わっていないので, ここでは次のようにした. 式(9)の右辺は一般的に $-k_c w_p^m Q^n$ と表示される^{1b)}. Table 3 の数値を求めるときに, 参考にした流域では $m = 1, n = 2$ の値を用いている. このときは,

$$dw_p / dt = -k_c' w_p Q^{2.0} \quad \dots\dots\dots (10)$$

このような場合の k_c を推定するには, 次のようにすればよい. 最終的には, 一年間を通じての負荷削減率の平均値を問題とするため, 平均一雨流量 $\bar{v}$ と残存負荷量 w_p が上記二式で一致すると考えた. また, k_c と k_c' が一年間を通じて一定とすれば, $Q = \bar{v} / \bar{t}_r$ を式(9), (10)に代入して,

$$w_p = w_{p0} \cdot \exp \{ -k_c \bar{v} \}$$
$$w_p = w_{p0} \cdot \exp \{ -k_c' \bar{v}^2 / \bar{t}_r \}$$

ここで, w_{p0} は初期残存負荷量

したがって, k_c と k_c' には 近似的に次の関係が成り立つ.

$$k_c = k_c' \bar{v} / \bar{t}_r$$

そこで, $k_c', \bar{v}, \bar{t}_r$ に Table 3 の値を代入すれば,

$$k_c = 0.000070 \times 15,600 / 30,000 = 3.64 \times 10^{-5}$$

無次元洗浄係数 $K_c (= k_c / \beta_v)$ は,

$$K_c = 3.64 \times 10^{-5} / 6.41 \times 10^{-5} = 0.568$$

以上の値を用い, Carry-over effect, マークト・ポイント・プロセス理論の影響を補正した後の貯留容量 Z_0' は Table 4(1)のように示され, このときの負荷削減率は式(7)より Table 4(2)のようになる.

Table 4 (1) Rescaled storage capacity

処 理 容 量		貯 留 容 量		$C_{zd} Z_d$	$D T_r$	Z_0'
d	D	z_0	Z_0			
m^3/s 0.500	14.4	10,000 m^3	0.641	0.041	0.965	1.565
		20,000 m^3	1.282	0.134	0.965	2.113
		30,000 m^3	1.923	0.253	0.965	2.635

Table 4 (2) Comparison of Eq.(2) and (7)
with simulation results.

貯 留 容 量 z_0	simulation 値 ϵ	式 (2)	式 (7)
		解析値 ϵ'	解析値 ϵ''
10,000 m^3	0.70	0.63	0.91
20,000 m^3	0.90	0.87	0.96
30,000 m^3	0.95	0.95	0.98

Table 4 について考察する。処理施設として最適な D , Z_0 はおおむね 1 のオーダーと考えられる。Table 4 中の Z_0 の値はおおむね妥当なものと考えられるが、 D の値は 14.4 とあまりにも大きな値となっている。Fig. 6 (2) からわかるように、 D が 3 ～ 5 以上では D を大きくしても、負荷削減率はほとんど向上しない。よって理論的にみて、日本で作られている雨水滞水池を持つ雨天時汚濁負荷処理施設の処理容量は、過大となっている可能性が高い。試みにシカゴの TARP について計算してみると、 D は 2 ～ 3 になる。この結果は、本論文で示したような理論的な検討の有用性を示唆している。

8. ま と め

本報告では、江藤・栗田により理論的に導かれた雨水滞水池の効果の評価式について、実用化に際しての改善すべき問題点を整理して示した。そのうち、Carry-over effect, 降雨流出中の水処理効果、ならびに一雨流量の分布特性を考慮した補正式(7)を提案した。この式は大づかみな考察とモンテ・カルロ・シミュレーション結果との比較により得られた簡単な実用式であるが、 (d, z_0) 平面上の全領域で高い近似度を有している。現実に近い流域モデルにおける実測雨量による流出計算結果と比較しても遜色なく雨水滞水池の効果の評価している。今後、雨水滞水池が稼働中の幾つかの排水区において、この実用式を適用し、精度の確認をするとともに、限界流入量、分散貯留の考慮など残された問題点について検討する予定である。

最後に、本研究を行うにあたっては、近畿大学理工学部 江藤剛治教授に終始御指導を賜った。ここに深甚の謝意を表わします。

補 遺 1

1) 領域 A (Infinitesimal Reservoir)

貯留容量 z_0 に対して処理容量 d が十分大きいので、次の降雨流出が来る前に必ず空になる領域。

2) 領域 B

貯留容量 z_0 , 処理容量 d とともに十分大きいので、全流出負荷量を処理できる領域。

3) 領域 C

平均処理水量 $\overline{t_R} d$ が平均流入量より大きいので平均的には貯留量は減少する。また貯留容量は十分大きいので満水となって溢流することはない。また流出量はすべて一旦貯留されるので、全流出負荷が処理される。よって結果は領域 B と同じになる。貯留容量は過大、処理容量はやや過大な領域である。

4) 領域 D (Infinite Reservoir)

最もめんどろな解析を必要とする領域である。平均処理水量 $\overline{t_R} d$ は平均流入量より小さいので貯留量は平均的には増大する。また平均処理水量が z_0 より十分小さいので、貯留施設が空になることはない。貯留施設はいずれ必ず満水となり、しかるのちまた減少満水をくり返すが、何回の降雨流出ののち満水となるかが問題となる。降雨流出ごとに貯留される水量は、水処理によって生じる空容量のオーダー $\overline{t_R} d$ 程度である。常時貯留されている水量のオーダーは z_0 である。すなわち常時貯留されている水量は、降雨流出ごとに新たに貯留される水量に比べて過大な領域である。

補 遺 2

$D = 1$, $Z_0 = 1$ 付近で解析解の精度が高くなるように補正する。江藤・栗田は $D = 1$, $Z_0 < 1$ という条件下で、平均的な持ちこし容量 Z_d の近似式を次のように導いた⁸⁾。

$$Z_d = 0.5 \left[Z_0 - \ln \left\{ 2 - \exp(-Z_0) \right\} \right] \dots\dots\dots (11)$$

また、持ちこし容量が Z_d であるとき、負荷削減率 ϵ'' は次式で表わされることを示した⁸⁾。

$$\epsilon'' = k_t \left\{ 1 - \exp \left\{ - (1 + K_c) (Z_0 - Z_d) \right\} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

式(12)は文献 4) の $D = \infty$ (厳密には領域 A) に対する理論式の Z_0 を $Z_0 - Z_d$ に置きかえたことに他ならない。

したがって、補正後の貯留容量を Z_0' で表わすと、次式のように表わされる。

$$Z_0' = Z_0 - Z_d \quad \dots\dots\dots(13)$$

式(11)は $Z_0 > 1$ でも使えるが精度が悪くなる。式(11)は $Z_0 \gg 1$ のときには $Z_d \approx 1/2 Z_0$ となる。そのため、 Z_0 が十分大きいときには空容量が $1/2 Z_0$ となり、これが一雨流量より十分大きくなるので、溢流は全く生じないことになる。よって処理効率を過大評価することとなる。この点を補正するため、式(11)の式形を採用して、次式のような a 、 b の係数を導入したうえで、係数を修正することにより、 $Z_0 > 1$ でも近似度の高い式を作成した。

$$Z_d = a \{ b Z_0 - \ln \{ 2 - \exp(-b Z_0) \} \} \quad \dots\dots\dots(14)$$

式(11)では、 $a = 1/2$ 、 $b = 1$ である。

次に、 $D = 1$ 、 $0 < Z_0 \leq 5$ の領域で、モンテ・カルロ・シミュレーションにより求めた負荷削減率 ε と、式(12)と式(14)を用いて求められる ε' の平均二乗誤差が最小となるように、係数 a 、 b を決めた。最適化計算には Powell の共役勾配法を用いた。係数推定は一雨流量の確率分布形および幾つかの洗浄係数値の組み合わせ毎に行った。結果は Table 5 のように示される。

Table 5(1) Optimal coefficient
(Exponentially-distributed runoff volume of single storms)

Kc		0.2	0.5	1.0	2.0	5.0	平均 値
係 数	a	1.58	1.60	1.52	1.25	1.90	1.57
	b	0.56	0.58	0.64	0.79	0.60	0.63
平均 誤 差		0.1 %	0.1 %	0.3 %	0.6 %	3.0 %	0.8 %
最大 誤 差		0.1 %	0.2 %	0.8 %	2.0 %	5.3 %	1.7 %

Table 5(2) Optimal coefficient
(SQRT K_0 -distributed runoff volume of single storms)

Kc		0.2	0.5	1.0	2.0	5.0	平均 値
係 数	a	1.06	1.66	2.28	2.19	2.43	1.92
	b	0.80	0.56	0.46	0.50	0.50	0.56
平均 誤 差		0.3 %	0.2 %	0.6 %	1.1 %	2.0 %	0.8 %
最大 誤 差		0.6 %	1.2 %	2.5 %	3.9 %	3.9 %	2.4 %

表中の係数値の中には、流出量の確率分布形や洗浄係数の違いにより異なった値をとるものがある。流出量の確率分布形や洗浄係数は、個々の流域の降雨特性や土地利用特性等により決まる値と考えられるため、流域毎に係数値を予め検討しておくという手段も考えられるが、一般的でない。そこで、シミュレーション値と解析値の誤差は少し大きくなるものの、Table 5 の全てのケースに対して、同じ係数値を用いることとした。一雨雨量は、指数分布より平方根 K_0 分布に近い分布に従うと考えられる。Table 5 (2)で示している平方根 K_0 分布に対しては、 a 、 b の平均値は 1.92、0.56 である。それに近い数字である 2.0、0.5 を採用し、近似式を作成した。このとき、式(14)は、次のように示される。

$$Z_d = Z_0 - 2 \ln \{ 2 - \exp(-Z_0/2) \} \quad \dots\dots\dots(15)$$

これを式(12)の Z_d に代入すれば、 Z_0 の値にかかわらず、 $D = 1$ のときの負荷削減率について高い近似度を持つ式が得られる。全てのケースに対するシミュレーション値との平均二乗誤差は 3%，最大誤差は 7%

であった。これは、実用上一応満足できる精度であると考えられる。

次に、 $D < 1$ 、 $D > 1$ の領域を考える。 $D \approx 0$ ($D \ll 1$)、 $D \gg 1$ の領域では式(2)は厳密解と一致する。したがって、これらの領域では式(4)の補正を行う必要はない。よって D が0に近づくに従って、また、 D が1より大きくなるに従って、この補正の効果が0に近づくように工夫する必要がある。

そこで、次式のような形で補正を行う。

$$Z_d' = c_{zd} Z_d \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、

$$c_{zd} = \begin{cases} D^{\alpha} & (D \leq 1 \text{ のとき}) \\ D^{-\alpha} & (D > 1 \text{ のとき}) \end{cases}$$

α は式(4)の係数 a 、 b を求めたときと同様に、 $0 < D \leq 5$ 、 $0 < Z_0 \leq 5$ の領域で、Powellの共役勾配法により誤差が最小になるように決定した。 α についても流出量の確率分布形や洗浄係数の違いにより0.3～1.1と異なった値をとるが、平均的な値である0.5を採用した。全てのケースに対するシミュレーション値 ϵ と、 $\alpha = 0.5$ として式(7)より計算される ϵ'' の平均二乗誤差は2%であった。以上まとめると、持ちこし容量は式(4)で表わされる。

【参考文献】

- 1) たとえば、建設省都市局下水道部監修：合流式下水道越流水対策と暫定指針－1982年版－，a) 第3章改善策，pp.77～234，b) 第2章雨天時合流式下水道の特性，第4節質的特性及び負荷量モデル，pp.44～70，(社)日本下水道協会，1982。
- 2) Howard, C.D.D.: Theory of storage and treatment-plant overflows, Journal of Environmental Engineering Div., Proc., ASCE, Vol. 102, No. EE4, pp. 709～722, 1976.
- 3) Loganathan, V.G., J.W. Delleur and R.I. Segarra: Planning detention storage for stormwater management, Journal of Water Resources Planning and Management Div., Proc., ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 382～398, 1985.
- 4) 江藤剛治・栗田秀明：貯留施設を持つ水処理系による雨天時汚濁負荷の削減効果の理論，土木学会論文集，No.375/II-6，pp. 281～289, 1986. 11.
- 5) 江藤剛治・室田 明・米谷恒春・木下武雄：大雨の頻度，土木学会論文集，No.369/II-5，pp.165～174，1986. 5.
- 6) 建設省都市局下水道部監修：下水道施設設計指針と解説，第1編基本計画 p.24，第2編管路施設，p.113，(社)日本下水道協会，1984.
- 7) 武田篤夫：雨水滞水池による汚濁負荷削減効果の算定方法，下水道協会誌，Vol.22，No.253，pp.51～60，1985. 6.
- 8) 江藤剛治・栗田秀明：流入量と処理水量が等しい場合の雨水滞水池の効果についての近似理論，土木学会論文集投稿中。
- 9) Goforth, G.E., Heaney, J.P. and Huber, W.C.: Comparison of Basin Performance Modeling Techniques, Journal of Environmental Engineering, ASCE, Vol. 109, No. EE5, pp. 1082～1098, 1983.
- 10) たとえば，中村栄一：雨水による路面堆積物の除去速度，土木技術資料，Vol.26，No.8，pp.45～50，1984.
- 11) たとえば，土木学会水理公式集改訂委員会：水理公式集－昭和60年版－，第2編水文編，1. 2. 3 マークト・ポイントプロセス，pp.137～pp.138，(社)土木学会，1985. 1.