

雨水貯留施設の治水・利水 ・水環境機能

江 藤 剛 治

1. 雨水貯留施設の種類と目的

最近さまざまな目的で都市雨水貯留施設が計画・築造されるようになってきた。治水の補助手段を目的とするもののほかに、雨天時に流出する非点源汚濁負荷を一時貯留し、徐々に処理して放流することにより、公共用水域に流入する年間の総負荷量を削減することを目的とするものが作られ、さらに貯めた雨水を水資源として活用しようという試みもはじめられている。雨水貯留のための空間は、常時はグラウンド、公園などとして利用することもでき、都市内の貴重なオープンスペースとしての役割も果たしている。すなわち都市雨水貯留施設は次のような役割を持つ。

①治水 ②水質保全 ③利水 ④空間利用

今後築造するものについては、単一目的ではなく、これらの機能が総合的に発揮されるように計画することが望まれる。

雨水貯留施設の規模も、各家庭や団地の低床花壇のように小規模なものから、大阪府の寝屋川治水緑地や、大阪・東京等の地下トンネル、さらにはシカゴの TARP (Tunnel and Reservoir Plan) のように、2,000 億円をかけて地下約 100 m のところに数 10 km の大トンネルを掘った大規模なものなど、広い範囲にわたっている。

制度的にも複雑化しており、河川サイドで計画されるもの、下水サイドで計画されるもの、さらにたとえば河川サイドのものであっても、河川管理者の側で計画・築造されて恒久施設として位置付けられ、基本計画の要素となるもの、逆に開発者側が下流の治水水準が上がるまでの暫定施設として築造するものなど多くの種類がある。最近では、当初暫定施設として築造した中小規模の貯留施設群を基本計画の中に組み入れようという動きもある。

都市雨水貯留施設の数はいくとも数万個と言われており、その実数は把握されていない。総合水管理におけるその重要性はますます大きくなっている。都市内に占める面積も大きくなっており、水の管理者にとってのみならず、都市開発者側にとっても重要な問題となっている。図-1には住宅都市整備公団の住宅団地の開発に占める雨水貯留施設の面積率を示しているが、0.8～7%の面積率が90%以上を占め、中には約10%におよぶ例もあって、住宅地開発上の大きな負担となっている¹⁾。

一方、都市雨水貯留施設の機能評価の方法としては、20年ほど前に作られた初歩的な方法をベースとするものがいまだ使われている。都市における水の総合管理システムが物理的にも制度的にもこれだけ複雑化し、かつその中において雨水貯留施設群の役割がますます大きくなってきた現在、旧来の方法、ないしはそれに付加的な技術を付け加えつつでき上がってきた機能評価の方法を、一度根底から全般的

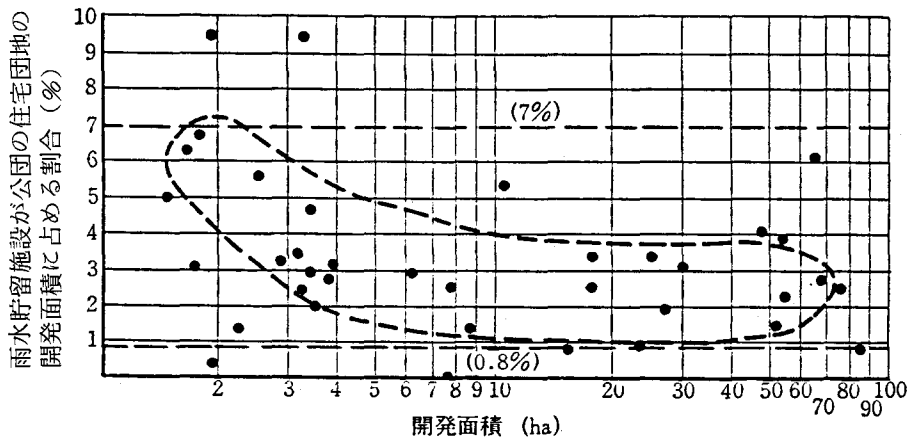


図-1 雨水貯留施設が住都公団の住宅団地の開発に占める面積率
(熊谷・原田¹⁾が「住宅団地内調整池実態調査 s. 55」より引用したもの)

に見なおし、構築しなおす必要があることに異論を唱える人はいないと思われる。以下では、このような観点に立って行ってきた筆者の研究成果の一部をわかりやすく解説する。

多くの関連文献があるが、本シリーズの中では、雨水浸透施設の治水・利水・水質保全の機構を総合的に解説した石崎²⁾、総合治水について解説した山本³⁾、などの解説がある。雨水貯留施設の機能に関するこれまでの技術を総合したものとしては、熊谷・原田の著書がある¹⁾。併せて参照されたい。

2. 解析の基本方針

2.1 降雨波形のランダム性の考慮

雨水貯留施設の機能評価に使われる方法は、基本的には、次の2つの方法のいずれかである。

①代表降雨波形を決める方法

②実測の多数の降雨波形を入力とするシミュレーションによる方法

たとえば、治水を目的とするもので、①に含まれる方法として、次のようなものがある。

①合理式

②継続時間・降雨量関係(D・D関係)から作った作成降雨波形を用いるもの

③実測代表降雨波形と確率雨量を用いる引き伸ばし法

前の2つの方法はピーク流量の確率評価には合理的な方法である。しかしある治水安全度を確保するための貯留施設の容量決定に用いるとすれば全く理論的根拠を持たない。要はランダムにさまざまな降雨波形が生ずるのに、これを1つの波形に固定するところに無理が生ずるわけである。

3番目の方法で、複数の実測降雨波形を引き伸ばしの際のもとの波形として用いることにより、この問題を避けようという考え方もある。これは、代表降雨波形を決める方法と、実測の多数の降雨波形を

入力とする場合の折衷案とみなすべきもので、引き伸ばし率が、あまり大きくない範囲では、良く考えた方法といえることができる。ただし、降雨波形、施設規模等を変えて、非常に多くのシミュレーションを行う必要があり、システムの問題点を発見して行くには適当な方法であるが、システムの一般的な特性の把握や、構想段階での施設建設の効果の手軽な評価などには有効な方法とは言えない。少なくとも多くのシミュレーション結果を整理する際の指針となる、別の基本的な評価の体系が必要となる。よって各目的に対して、雨水貯留施設の一般的な特性を、図表、式、箇条書きなどで表わそうという努力がなされている。通常、これまでの多くの経験とシミュレーション結果を整理することにより、このような特性や関係を知るという方法が取られる。もし、解析的な方法により、これらの特性を簡単な数式で記述することができれば、これまでに知られている経験的な知識とあわせ用いることにより、非常に有効な意志決定の補助手段を与えることになる。

先に指摘したとおり、これまでの解析における大きな問題点の一つは、降雨波形を、ある代表的な波形に固定しようとした点である。逆に様々の降雨波形がある確率法則に従って生起することを前提とした上で、途中の解析は複雑となるかもしれないが、強引に、しかし厳密に、各施設規模と効果の関係を表わす式を導くことはできないものであろうか。後で述べるように、実際にこのような方針に従って貯留施設の機能評価の式を理論的に導くことができた⁴⁾。しかも最終的に得られた結果は、非常に簡単な式で表わされ、それゆえ高い実用性を有している。

2.2 複数要素を持つシステムの解析

各システム要素としての単一の貯留施設の機能評価の問題と、複数の要素を含む全システムの機能評価の問題があるが、今のところ厳密な解が得られたのは前者の場合のみである。この結果を複数の要素を持つシステムの解析に採用する方法については現在検討中である。基本的には次の方針が重要である。複数の要素を持つシステムの①類形化、②等価システムによる置換。成果は適当な機会に改めて解説する。

2.3 解析目的と模型の整合性

解析の前提として、雨の確率的変動特性とシステムの目標を正確に把握することが肝要である。たとえば降雨量時系列特性を熟知することは重要であるが、あまり複雑な確率モデルでは実用的な式を得られないし、逆に解析の方向やシステムの一般的特性の把握が困難になる。よって各雨水貯留施設の目的を十分理解し、それに本質的な影響をおよぼす降雨の特性をできるだけ正確に表現し、かつ十分簡潔な確率模型を作ることが必要である。さらに解析はできる限り厳密に、得られる結果は単純で、式中のパラメーターは実測値からすぐ決められ、かつ誰にでもすぐ使えるような実用的な結果を得るよう努力する必要がある。

2.4 水文特性を指標とする標準化の重要性

降雨量時系列と流出過程の諸特性が以後の解析の基本的な指標となる。たとえば水質保全を目的とする場合、これまでは単位時間当りの水処理能力を晴天時下水量の何倍にとればよいか、という目標が使

われる場合が多かった。しかし後で述べるように、雨水貯留施設の機能を評価する場合には、そのために増強すべき水処理能力は、一雨から次の一雨までの水処理量が、一雨流出量の何倍になっているかという観点から標準化して評価すべきである。同様に利水目的、水質保全目的に対して貯留容量は、たとえば日使用量の何倍かという観点ではなく、一雨流出量の何倍であるかという観点から無次元表示すべきである。必要なら、結果的にそれが日使用量の何倍に対応しているかを後で改めて計算すればよい。これらは先見のあるいは意図的な考察から出てくる結果ではなく、理論解析の過程で出てくる自然な帰結であることは後に示す通りである。理論で取り扱うことが困難な、より複雑なシステムの分析においても、多くのシミュレーション結果を整理しシステム特性を把握する上で、何が基本的な量になるかという知識はおおいに役立つ。

2.5 特殊な場合に対して解を求める意味

極限的な条件に対しては、比較的うまく解析解が求まる場合がある。たとえば無相関と完全相関の場合、貯留容量が無限小、無限大の場合などである。一般的な場合、たとえばある2つの降雨量時系列指標に正の相関がある場合は、必ず、無相関と完全相関の間に位置するから、解の上下界を押さえるという意味で、極限的な条件に対する解を得ることは意味があるし、かつこれら2つの解の間の補間により、一般的な条件に対する近似解を得るための実用式を作ることにも容易である。以後の解析は基本的にこのような方針に従って進められる。

2.6 目的別容量配分

解析対象は治水目的と水質保全目的の貯留施設である。図-2に示すように、水質保全を目的とする場合は初期流出雨（ファースト・フラッシュ）を貯留する。この場合大きな洪水に対しては、ピーク生起時刻にはすでに満水状態となっているので、治水機能、すなわちピーク低減効果を持たせることは困難である。使用頻度については、中小の流出を全て捕捉し、年間を通じての公共用水域への平均的、あるいは総量としての流出負荷量を減らすことを狙いとする。逆に治水目的では、下流側の排水容量（疎通能、ポンプ容量など）の限界まで我慢して、年にたかだか1度か2度、どうしても排水しきれない雨水のピーク部を貯留するのが最も効果的である。いわゆるピークカット方式（あるいは一定量放流方式）となる。常時の初期雨水はすべてたれ流して、特別に大きな雨水流出に対して治水容量を確保することで最大の

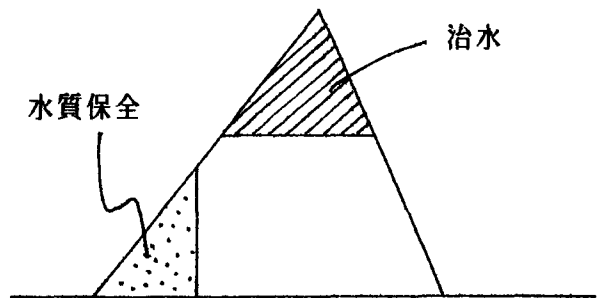


図-2 貯留目的のちがいによる調節方式のちがい

治水：一定量放流（ピーク・カット）、たかだか年1回程度の大きな雨に対して使用

水質保全（利水）：全量カット、全ての降雨流出に対して使用

常時の初期雨水はすべてたれ流して、特別に大きな雨水流出に対して治水容量を確保することで最大の

効果を発揮する。このように治水目的と水質保全目的では調節方式が全く異なるので、解析の方法も全く異なる。建設コスト低減の意味から、1つの貯留施設でこれら2つの多目的利用を考える場合でも、多目的ダムの場合と同様に、完全に容量配分を行って、施設は単一であるが、あたかも目に見えない壁を持った2つの貯留施設が併存しているがごとく考えて施設計画を立てるのが最も合理的である。よって以下でも、両目的に対する確率モデルの選択、解析の方法は全て別のものとなっている。利水目的に対する評価式は、水質保全目的に対する評価式の特別な場合として導かれる。ちなみに我が国では治水目的の雨水貯留施設が多いが、多くの湖沼を有し、かつそれらが上水道水源となる場合も多い米加国境周辺の地域では、水質保全目的も非常に大きなウェイトを占めている。たとえば、シカゴのTARPの第1フェイズの計画の主目的は治水ではなく、水質保全目的である。容量配分の考え方を導入する場合、本報告で述べるような水文学的考察のみならず、貯留施設の水利構造、可動施設の制御方法、現在錯綜している雨水貯留施設関係の諸制度の整理、など多くの重要な点について全般的な検討を必要とする。

以上解析の方針等、以後の解説の背景について少し詳しく説明した。これまで雨水貯留施設の機能評価、あるいはそれに基づく実務的な設計においても、上述のような観点からの考察がやや不足していたように感じられるからである。

3. 治水を目的とする場合⁴⁾

3.1 ハイドログラフの三角形近似

ある閾値 y_B (たとえば計画ピーク規模の5～10%程度) 以下の小流量をカットすれば、洪水ハイドログラフは三角形で近似できる場合が多い (図-3)。この場合ハイドログラフの形状は、ピーク値 x 、

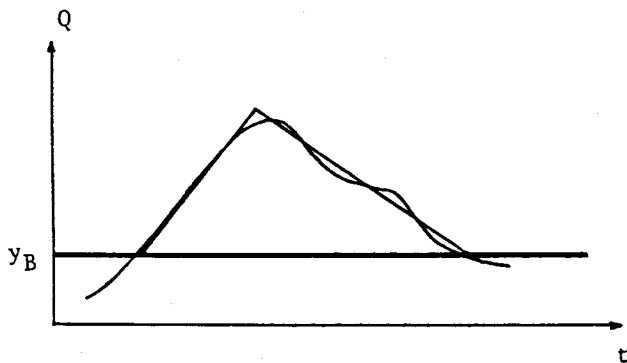


図-3 ハイドログラフの三角形近似

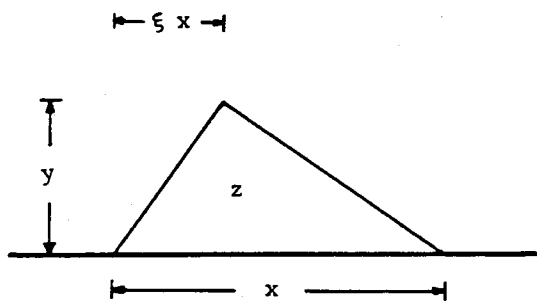


図-4 (x, y, ξ) の3変数によるハイドログラフの表示

継続時間 y 、ピークの位置を決める変数 ξ ($0 \leq \xi \leq 1$) の3変数で表わされる (図-4)。一方、24時間の各雨量・流量を確率変数とする確率模型も考えられるが、これは24変数確率模型となるので、

それに基づく理論解析は不可能といってよい。解析解を得るには3変数程度の確率模型が限度であり、かつ図-3に示すように、このモデル化による誤差はピーク値、総量ともに数%以内であるので、三角形ハイドログラフ近似を採用することの意義は大きい。

x, y, ξ の組み合わせによりあらゆるハイドログラフが表現される。また、ある (x, y, ξ) の値の組み合わせの起こる確率を、結合確率分布で示すことにより、あらゆる形状のハイドログラフの生起確率を表わすことができる。たとえば、 ξ が小さいものは前方集中型、大きいものは後方集中型、 $\xi = 1/2$ は中央集中型となる。また、 x が大きく y の小さいものはフラットなハイドログラフ、逆の場合はシャープなハイドログラフとなる。

3.2 一定量放流方式

一定量放流方式を考える場合は ξ を考慮する必要はない。これは図-5に示すように、ピーク値 x と継続時間 y が同じなら、ピークの位置 ξ にかかわらず、ある排水容量 y_0 (下流疎通能、ポンプ容量等) を超える流量の総量、すなわち貯留すべき総流量あるいは必要な貯留施設の容量 z' は等しくなるからである。よって当面一定量放流方式を考えることとし、確率模型としては x, y の2変数確率模型を用いる。

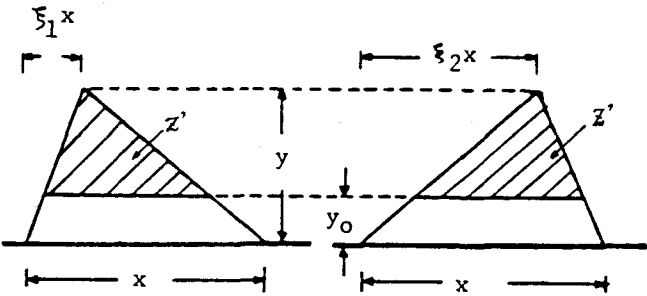


図-5 一定量放流に対しては、ピークの位置にかかわらず、 (x, y) が等しければ貯留する水量 z' (斜線部) は等しくなる。

横軸に継続時間 x 、縦軸にピーク値 y を取った $x-y$ 座標上に観測ハイドログラフをプロットしたものが図-6であるとする。すなわち図

中の丸一つが、一つの観測ハイドログラフを表わし、その x の値で継続時間、 y の値でピーク値が表わされている。たとえばAグループは継続時間は小さいがピークは大きいもの、Bは継続時間、ピークともに大きいハイドログラフのグループを表わしている。

3.3 氾濫の条件と頻度

図-5で z' が貯留容量 z_0 より大きいと氾濫が生じる。たとえばピークの非常に大きいもの(A)、ピークは排水容量 y_0 よりやや大きい程度であるが継続時間の大きいもの、ともに大きいもの(B)等に対して $z' > z_0$ となる。これを $x-y$ 座標上に示したものが図-7である。たとえば $y \leq y_0$ では、いくら継続時間 x が大きくても、洪水流は、貯留する必要もなく

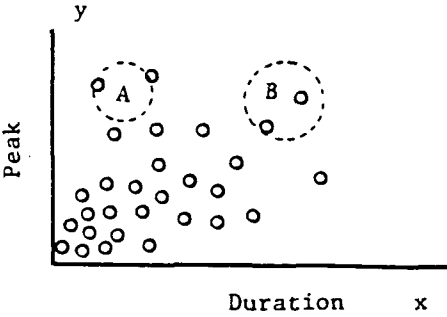


図-6 各洪水ハイドログラフの継続時間 x 、ピーク値 y を取ってプロットしたもの

安全に流下するから氾濫は起こらない。 $y > y_0$ でも、継続時間 x 、ピーク y ともにそれほど大きくない場合には（図中点々で示されている）、 y_0 を超える流量は貯留施設に貯えられ氾濫は起こらない。

以上より氾濫の条件を式で表わしてみよう。貯えるべき流量 z' は簡単な幾何的考察から、

$$z' = \frac{1}{2} x \cdot \frac{(y - y_0)^2}{y} \quad (1)$$

氾濫の条件は

$$z' > z_0 \quad (2)$$

このとき図-8に示すように貯留施設は満水となり実線の放流ハイドログラフとなって氾濫が生じる。

(1) を (2) に代入すると氾濫の条件は、

$$x > 2 \ z_0 \cdot y / (y - y_0)^2 \quad (3)$$

式 (3) の ' $>$ ' を ' $=$ ' に変えたものが貯留

施設が満杯になる場合とならない場合の境界である。これが図-7の実線のカーブである。斜線部が式 (3) の氾濫条件を示す。図-6と図-7を重ね合わせたものが図-9である。このとき式 (3) より上方にプロットされた、●印で示すハイドログラフに対しては氾濫が生じる。○と●を加えた全資料数に対する●の数の比が、氾濫の相対頻度となることは言うまでもない。この比に、ある閾値 y_B 以上のピーク値を持つ洪水ハイドログラフの生起頻度をかければ、氾濫頻度が求まる。

3.4 数式による表現

図-6の x, y の散布図を (x, y) の結合確率分布で表わしたものが図-10である。結合確率密度関数 $f(x, y)$ が等高線で表わされている。生起頻度が小さく、点がまばらなところの $f(x, y)$ の値は小さく、点の集中しているところの $f(x, y)$ の値は大きい値となっている。図-10に示すピークと継続時間の結合確率密度と、図-12に例示する等危険度線とは全く異なる。筆者はときどき「等危険度線と、総量とピークの結合分布とはどう違うのか」という質問を受ける。後者はあるボリュームとピー

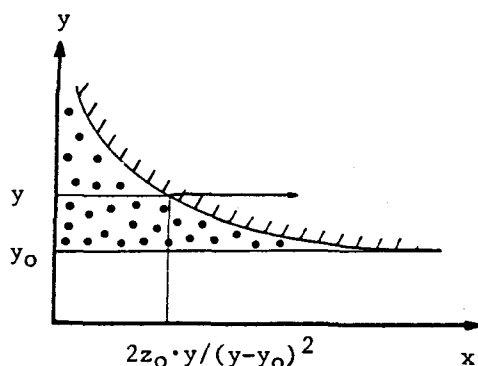


図-7 氾濫をおこすハイドログラフの条件（斜線部）

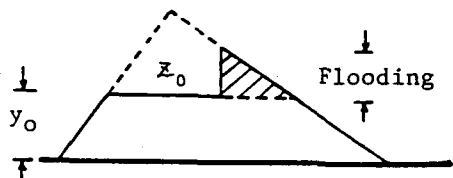


図-8 氾濫が生じるとき ($z' > z_0$) の放流ハイドログラフ

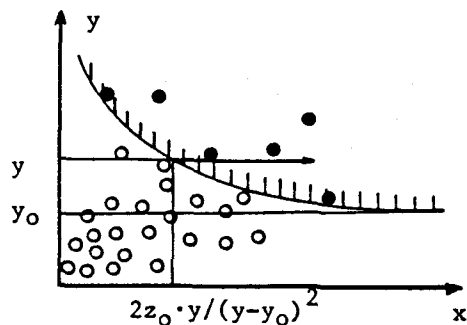


図-9 氾濫の相対頻度：
●/(○+●)

クを持つハイドログラフは、どの位の頻度で起きるかを表わしているにすぎない。この頻度と、そのボリュームに対応する貯留容量・ピークに対応する疎通能を持った治水システムの安全度（氾濫頻度）、とは全く異なる。この貯留施設の容量と排水施設の容量を与えたときの治水安全度を示したものが等危険度線であり、本節で説明しつつあるように、2変量の結合分布を基礎にした解析の結果として導かれるのである。

図-10と図-7の氾濫条件を重ね合わせたものが図-11である。 $\bullet / (\circ + \bullet)$ を計算するかわりに、 (x, y) の生起のしやすさ、すなわち $f(x, y)$ を図の斜線の領域で加え合わせると氾濫確率が求まる。 y は y_0 から ∞ まで変化する。一つの y の値に対しては、 x は $2z_0 \cdot y / (y - y_0)^2$ から ∞ まで変化する。よって氾濫確率 P_F は次の式で表わされる。

$$P_F = \int_{y_0}^{\infty} \int_{2z_0 \cdot y_0 / (y - y_0)^2}^{\infty} f(x, y) dx dy \quad (4)$$

3.5 等危険度線

式(4)は x と y で積分するので、 x, y は最終的には消えて、 P_F は y_0 と z_0 の式で表わされる。氾濫確率を与えられた水準に保つとすると、排水容量 y_0 が小さいときは大きな貯留容量 z_0 が必要になるし、逆の場合は z_0 は小さくてよいか、無くても良い場合もある。このように危険度を一定とすると、必要な排水施設の容量と貯留施設の容量の関係を表わす式を等危険度線の式と呼ぶことにする。よって等危険度線の式は、

$$P_F(y_0, z_0) = \text{一定} \quad (5)$$

ここに P_F は式(4)により計算される。等危険度線は図-12のように表わされる。この図では P_F のかわりに、リターン・ピリオド T で危険度を示している。

等危険度線が排水容量 y_0 軸と、貯留容量 z_0 軸で交わる点、すなわち等危険度線の両端の点の座標は簡単に求まる。曲線の両端の点を完全に押さえることができれば、途中の曲線は多少粗い近似式で表わしても、実用上十分な精度を持つ近似式を作ることができる。いまは一定量放流方式を考えているが、実はこの両端の点は、自然調節方式であればどのような調節方式を用いても同一の点となるのである。このように、両端の点を容易に押さえることができるという点が、 $y_0 - z_0$ 座標上の等危険度線で式(4)の解を表わすことの最大のメリットである。

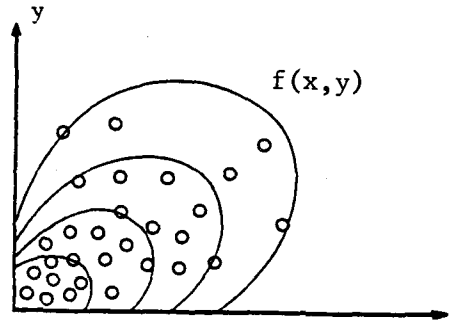


図-10 継続時間 x 、ピーク y のハイドログラフの生起頻度の確率密度表示

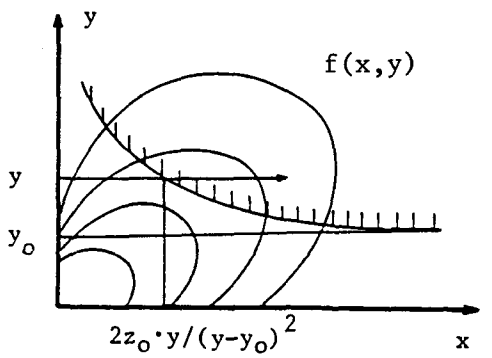


図-11 $f(x, y)$ を斜線の領域で積分すれば氾濫確率 P_F が求まる。

例えば y_0 軸と等危険度線の交点との座標 y_0^u の求め方を考えよう。 y_0 軸上では $z_0 = 0$ であるから、貯留施設を持たず、排水施設のみにより治水を行う場合を意味する。このときピーク流量を安全に流下させれば氾濫は生じない。 T 年確率の安全度を持つには、 T 年確率ピーク流量に対応する排水容量 y_0^u を持てば良い。すなわち単純にピーク流量を確率評価し、その T 年確率値を y_0^u とすればよい。2変数確率分布にもとづく考察は全く必要ない。

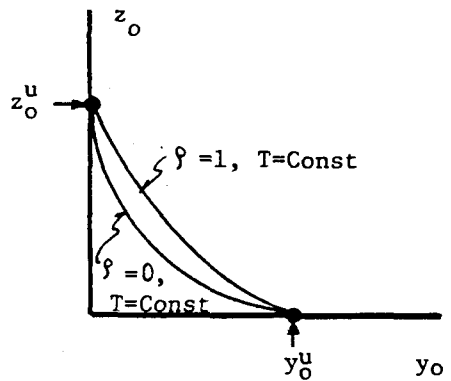


図-12 等危険度線の概形

T : 確率年, y_0^u : T 年確率ピーク流量,
 z_0^u : T 年確率総流量
 一般の場合の等危険度線は、 $\rho = 0$ と
 $\rho = 1$ の曲線の間に描かれる。

次に z_0 軸上の点を考える。 $y_0 = 0$ であるから貯留施設のみがあって排水施設を持たない治水システムである。たとえば、流域の最も低いところに池があり、流出してきた水はすべてそこに貯めるような場合である。池が満水となると池の縁から氾濫がはじまる。実際にはそのような治水システムは少ないと考えられる

が、理論的な極限として重要な場合である。このとき全流出量を貯めておく必要があり、貯留施設が満水になると氾濫がおこるから、 T 年確率の安全度を持つには、 T 年確率総流量に対応する貯留容量を持てばよい。すなわち、各ハイドログラフの総流量（ただし y_B 以上の流量について）を確率評価し、その T 年確率値を z_0^u とすればよい。この場合放流量は 0 なので、 z_0^u は調節方式とは無関係な値として定まる。どんな調節方式の場合でも、貯留施設からの目標放流量、あるいは下流の排水容量を小さくして行けば、等危険度線は、点 $(0, z_0^u)$ に近付いて行くわけである。

3.6 ピーク値と継続時間が独立な場合、完全相関の場合の等危険度線

両端の点 $(y_0^u, 0)$, $(0, z_0^u)$ が簡単に求まることがわかったので、途中の曲線の式を求める。これには 2 変数確率分布にもとづく考察が必要になる。一般的な場合に対しては、解は初等関数では表われないので、次の方針で近似解を求める。継続時間とピーク値が独立の場合と完全相関の場合について解を求めておく。一般には両者の中間の値を取ることは間違いない。よってこの二つの両極端の場合の解を押さえておき、あとは相関係数を与えて解を内挿することにすればよい。すなわち、まず、前項で述べたように等危険度線の両端を限定しておき、さらに途中の曲線についても上界と下界を知ること、等危険度線の変動範囲を押さえてしまおうというわけである（図-12 参照）。

1) 独立の場合（相関係数 $\rho = 0$ ）

継続時間 x , ピーク値 y とともに指数分布に従うとする。これは無理のない仮定である。このとき、

$$f(x, y) = \beta_x e^{-\beta_x x} \cdot \beta_y e^{-\beta_y y} \quad (6)$$

ここに、 $\beta_x = 1/\mu_x$ 、 $\beta_y = 1/\mu_y$ で、 μ_x 、 μ_y は x 、 y の平均値である。

次のような無次元化を行う。

$$X = \beta_x x, \quad Y = \beta_y y, \quad Y_0 = \beta_y y_0, \quad Z_0 = \beta_x \beta_y z_0 \text{ 等。}$$

式(6)を(4)に代入し、 X で積分すると、

$$P_F = \int_{Y_0}^{\infty} \exp \left[- \left\{ Y + 2Z_0 \cdot \frac{Y}{(Y - Y_0)^2} \right\} \right] dY \quad (7)$$

この積分は初等関数では表わしえない。ただし理論的に次のことが証明される(図-13参照)⁵⁾。

①式(7)の曲線は等危険線表示するとき、 Y_0'' で Y_0 軸に接する。

② Z_0 軸とは、 Z_0'' で、負の勾配で交わる。

これら二つの条件を満たす最も単純な近似関数は次の式であろう。

$$Z_0/Z_0'' = \{(Y_0'' - Y_0)/Y_0''\}^s \quad (8)$$

たとえば、 s が2なら放物線、3なら $Y_0 = Y_0''$ を対称軸とする3次のパラボラとなる。

式(7)を数値計算し、 P_F —一定、の条件に対する Y_0 と Z_0 の関係を求め、これと最も良くあうように式(8)の s の値を決めたものが表-1である。 P_F によって最適な s の値は多少変わるが、3よりやや大きい値であることがわかる。式(7)、(8)を $s=2$ 、 $s=3$ について比較したものが図-13である。この図から s を3より少し大きい値にすれば、式(8)は実用上十分な精度で式(7)を近似することがわかる。

図-13より、 s が大きいとき、同一の排水容量 Y_0 に対してより小さな貯留容量 Z_0 でよいことがわかる。よって計画上安全側を取るには、 s の値を少し小さい目に見積もる方がよい。よって x 、 y が独立の場合、 $s=3$ とすればよい。

式(8)は無次元表示であるが、もとの小文字の有次元表示でも同じ式になる。たとえば、右辺なら、 $Y_0 = \beta_y y_0$ 、 $Y_0'' = \beta_y y_0''$ などを式(8)に代入すれば、係数の β_y は分子と分母で約分できて消えてしまう。

2) 完全相関の場合(相関係数 $\rho = 1$)

x と y が比例する場合である。この場合 x あるいは y はどんな分布に従っていてもよい。継続時間 x とピーク値 y で各ハイドログラフをプロットすると、 $x-y$ 座標上の原点を通る直線上に集中する場合である(図-14参照)。よって、

$$y = kx$$

表-1 式(7)を s 次式(式(8))で近似するときの s の値
(最小二乗法による)

P_F	s
1/10	2.974
1/100	3.039
1/1000	3.288
1/10000	3.172

(9)

図-14に示すように、式(3)が満たされるとき、氾濫が生じる。式(9)より $x = y/k$ として式(3)に代入し、整理すると、氾濫の生じる条件は、

$$y > y_0 + \sqrt{2kz_0} \quad (10)$$

このような条件の生じる確率、すなわち氾濫確率 P_F は、

$$\begin{aligned} P_F &= \text{Prob}(y > y_0 + \sqrt{2kz_0}) \\ &= 1 - F_y(y_0 + \sqrt{2kz_0}) \end{aligned} \quad (11)$$

ここに F_y はピーク y の確率分布関数(図-15参照)。

等危険度線は、 $P_F = \text{一定}$ 、として求められるから、式(11)を一定とすると、 F_y の()の中の値が一定でなければならない。すなわち、

$$y_0 + \sqrt{2kz_0} = \text{一定} = y_0^u \quad (12)$$

この一定値が y_0^u になるのは、 $z_0 = 0$ のとき y_0 は y_0 軸上の値 y_0^u を取るからである。逆に、 $y_0 = 0$ のときの z_0 の値が z_0^u である。これを式(12)に代入すると、

$$\sqrt{2kz_0^u} = y_0^u \quad (13)$$

式(12)、(13)より、

$$2kz_0 = (y_0^u - y_0)^2 \quad (14)$$

$$2kz_0^u = (y_0^u)^2 \quad (15)$$

式(14)を(15)で割ると、

$$z_0/z_0^u = \{(y_0^u - y_0)/y_0^u\}^2 \quad (16)$$

これは式(8)で、 $s = 2$ としたものに他ならない。すなわち、 x, y が完全相関の場合は、 x, y の確率分布形と無関係に、式(8)が厳密に成り立ち、そのときの s は2となる。すなわち等危険度

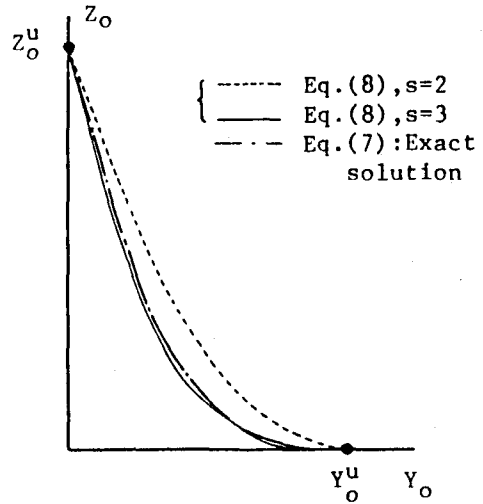


図-13 厳密式(7)と近似式(8)の比較

x, y が独立($\rho = 0$)のとき、
ほぼ3次式となる。

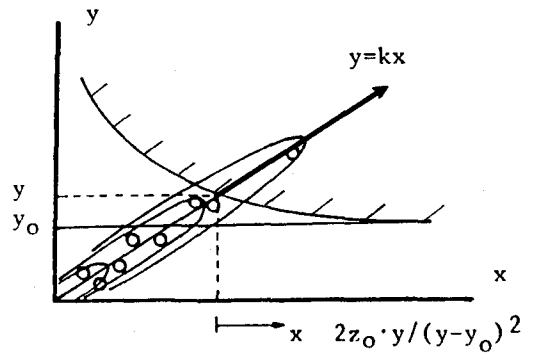


図-14 x, y が完全相関($\rho = 1$)
の場合の氾濫の条件

線は厳密に2次放物線となる。

以上まとめると、式(8)が一定量放流に対する等危険度線の式であり、 $s = 2 \sim 3$ となる。 $s = 2$ は理論的に最安全側の設計値を与える。都市河川等の小流域では、継続時間 x とピーク値 y の相関係数は小さい。よって小流域では $s \div 3$ 程度の値が妥当となろう。

3.7 一定量放流方式の場合のまとめ

生じそうなあらゆる流量波形とその生起確率を考慮して、一定量放流に対する等危険度線の式を導いた。等危険度線とは、ある治水安全度を保つに必要な排水施設の容量 y_0 と貯留施設の容量 z_0 の関係を表わす曲線である。等危険度線は次の非常に簡単な式で表わされる。

$$z_0 / z_0'' = \{(y_0'' - y_0) / y_0''\}^s \quad (17)$$

3.8 一般の場合の等危険度線

より一般的な場合に対しても等危険度線の式は、式(17)で近似できるものと仮定する。式(17)は3個のパラメーター(y_0'' , z_0'' , s)と、2個の変数、すなわち排水容量 y_0 と貯留容量 z_0 で表わされている。3個のパラメーターのうち、 y_0'' , z_0'' は調節方式や、継続時間 x とピーク y の相関関係などに無関係に定まる。たとえば z_0'' は各ハイドログラフの総流量の確率評価によって求まるから、ピーク値とは無関係である。また総流量は一定量放流、全量カットなどの調節方式と無関係に与えられる。すなわち一般的な条件に対する等危険度線の式を求めるには、条件の一般化により、残りのパラメーター s がどう変わるか調べればよいことになる。 s は等危険度線の両端の点(y_0'' , 0), (0, z_0'')の間の曲線が何次の曲線になるかを表わしているから、等危険度線の形状指数と名付けることにする。以前に述べたように、等危険度線の形状は単調に減少する単純な曲線となるはずであるから、両端の点が決まれば、途中の曲線は s 次曲線で近似しても十分な精度が保たれることが期待される。少なくとも一定量放流に対してこのことが成り立つことはすでに示したとおりである。

(x , y) の相関関係が無相関でも完全相関でもない場合、当然一般的な相関関係の強さを表わす指標としては両者の相関係数 ρ を使うのが自然であろう。

調節方式についてはどうであろうか。ここでは主として自然調節方式を考えることとする。自然調節方式の多くは次の貯留関数で表わされることがわかっている。

$$q = az'^p \quad (18)$$

ここに z' は貯留施設に貯留されている水量で、 q はそのときの放流量である。調節方式は、図-16

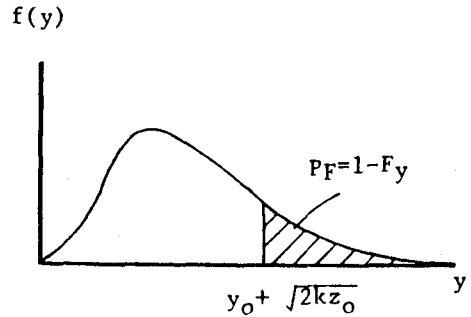


図-15 x , y が完全相関 ($\rho = 1$) の場合の氾濫確率

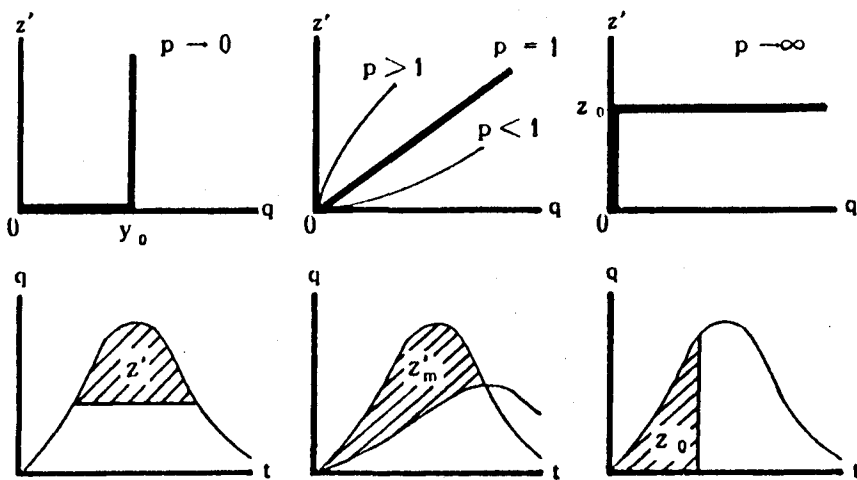


図-16 自然調節型放流方式は貯留関数 ($q = az'^p$) で近似できる。 $p \rightarrow 0$ のとき一定量放流 (ピーク・カット), $p \rightarrow \infty$ のとき全量貯留

の例に示すように、指数 p の値で代表される。たとえば一定量放流、全量カットは、それぞれ $p \rightarrow 0$, $p \rightarrow \infty$ の極限として表わされる。 p の値を求めるには、各貯留施設について、水位を仮定し、そのときの貯留量 z' と放流量 q を計算し、得られる数組の (q, z') 関係を両対数紙にプロットすればよい。これらの点を結ぶ直線を引けばその勾配が p である。

以上より、 s と ρ , p を関係付けることができれば、等危険度線の理論は、一般的な (x, y) 関係、調節方式に対しても使えるように拡張されたことになる。結果は次のとおりである。

$$s = s_{\infty} + (s_0 - s_{\infty}) \exp(-\sqrt{p}) \quad (19)$$

$$\left. \begin{aligned} s_0 &= 3 - \sqrt{\rho} \\ s_{\infty} &= 0.65 - 0.4 \sqrt{\rho} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

3.9 使い方の例

1) 確率年 T が与えられるとき (図-17参照)

疎通能 (ポンプ容量) が y_0 なら、容量 z_0 の貯留施設が必要。逆も同じ。もし貯留施設が無ければ、疎通能が y_0 のとき、 T 年確率氾濫水量が z_0 となる。

2) 段階計画への適用 (図-18参照)

工事の進行と安全度の変化の関係が一目瞭然でわかる。

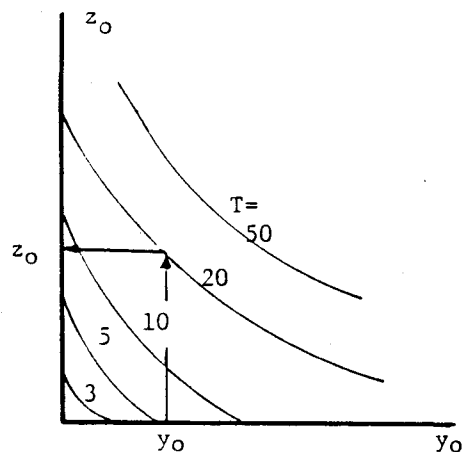


図-17 等危険度線の使い方 (1)
必要貯留容量 z_0 の推定

3) 最適治水機能分担線 (図-19参照)

ポンプと貯留施設の容量の組み合わせで費用を計算しておき、 y_0-z_0 軸上に等コスト線を描く。等コスト線と等危険度線の接点をつないだものが、経済的に見て最も効果的な計画を与える。

4) 標準 (雨の) 等危険度線

都市河川流域等、比較的小さい流域の中に多数の貯留施設が計画されている場合、施設一つ一つについて等危険度線を描くのは面倒である。この場合、時間雨量資料をもとに標準的な等危険度線をつだけ求めておき、これに流域面積や流出率、到達時間などを考慮して係数をかけることにより、流域内のどの地点に対しても簡単に等危険度線を描くことができれば便利である。このための考え方と方法は文献6)に解説している。

4. 水質保全を目的とする場合

4.1 既往の研究

湖沼や内湾などの閉鎖性水域に流入する、降雨時の非点源流出汚濁負荷削減のための、最も有効な手段の一つは、流出水を貯留施設に一時貯留し、降雨終了後に徐々に処理して放流するという方式である。その効果を理論的に検討しようという試みとしては Howard のものが最初であろう⁷⁾。その後のアメリカ、カナダにおける理論の発展過程については Loganathan らの論文に要領よくまとめられている⁸⁾。しかしながら理論的な厳密性を持ち、かつ実用上とくに問題がない程度に簡潔な式で表わされた機能の評価式は、以下に紹介する研究の以前には、得られていなかった。

4.2 解析¹⁰⁾

(1) 仮定と定義

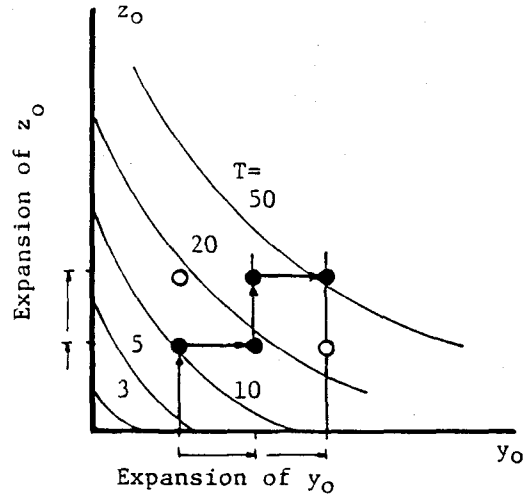


図-18 等危険度線の使い方 (2)
段階施工における治水安全度の変化

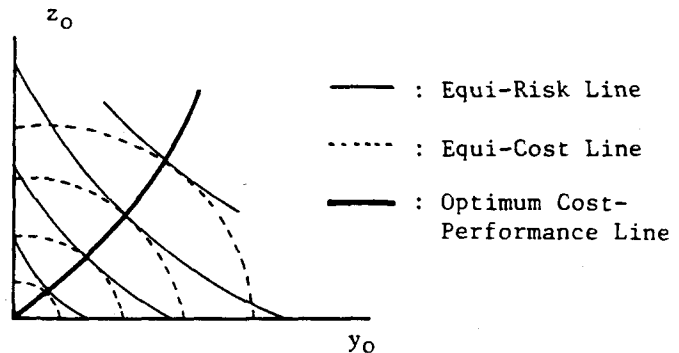


図-19 等危険度線の使い方 (3)
排水施設と貯留施設間の最適機能分担線

次のような仮定・定義・記号を用いる。

a. 流出量時系列について

- ① 流出量時系列は複合ポアソン過程で表わされる。
- ② 2つの確率変数 v , t はともに指数分布に従う。ここに v は一雨流出量, t は流出時間間隔である (図-20参照)。 v , t の平均値 $\bar{v}$, $\bar{t}_R$ の逆数 β_v , β_t は指数分布の尺度母数となる。

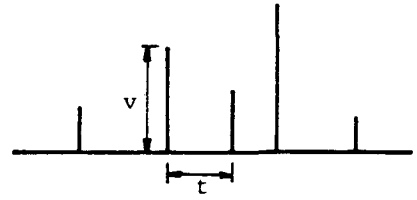


図-20 複合ポアソン過程

b. 汚濁負荷流出について

- ③ 一雨流出による総流出負荷量 w は次の式で表わされるとする。

$$w = w_{p_0} (1 - e^{-k_c v}) \quad (21)$$

ここに, w_{p_0} は降雨初期における流域の残存負荷量, k_c は, 汚濁負荷の洗い出されやすさを示す洗浄係数。式 (21) は, 降雨中の流出負荷強度が, そのときの残存負荷量と降雨流出強度に比例するという式から導かれる。ここでは w_{p_0} , k_c ともに定数としている。

- ④ 降雨流出開始から, 途中のある時刻までの総流出負荷量は, 式 (21) の v のかわりに, その時刻までの総流出量 z を代入することにより求まる。

c. 貯留施設に関するもの

- ⑤ 全量カット方式とする。ファースト・フラッシュを貯めこむにはこの方式が最も効果的である。貯留施設が満水になった後は, 流出水は直接公共用水域に流出するものとする。
- ⑥ 沈澱等により除去される負荷量と, 処理施設により除去される負荷量をあわせて, 水処理による除去負荷量としておく。
- ⑦ 貯留施設の中で水は完全混合する。

d. 処理施設に関するもの

- ⑧ 単位時間に処理施設を通過する水量を処理容量 d と呼ぶ。
- ⑨ 水処理により除去される負荷量の, 処理施設を通過する負荷量に対する比は一定とし, 除去率 k_t と呼ぶ。

e. 総合的な評価の指標

- ⑩ 貯留・処理システム全体としての効率は, 公共用水域に流出する年間の総負荷量, あるいは一雨平均の流出負荷量の減少率 ϵ で評価する。負荷減少率 ϵ は, 水処理施設の除去率 k_t よりはるかに小さい。これは貯留施設が満水になれば, 未処理水が直接公共用水域に流出するためである。

流出流量が v に達したときの流出水濃度は, 式 (21) を v で微分することにより求められる。

$$c = dw/dv = w_{p_0} k_c e^{-k_c v} = c_0 e^{-k_c v} \quad (22)$$

ここに $c_0 = w_{p_0} k_c$ は初期流出濃度。

一雨流出量，流出時間間隔，流出負荷量の平均値はそれぞれ次式で表わされる。

$$\bar{v} = \int_0^{\infty} v \beta_v e^{-\beta_v v} dv = 1/\beta_v \quad (23)$$

$$\bar{t}_R = \int_0^{\infty} t \beta_t e^{-\beta_t t} dt = 1/\beta_t \quad (24)$$

$$\bar{w} = \int_0^{\infty} w p_0 (1 - e^{-k_c v}) \beta_v e^{-\beta_v v} dv = \frac{w p_0 k_c}{k_c + \beta_v} = c_0 \frac{1}{\beta_v} \frac{1}{1 + K_c} \quad (25)$$

ここに K_c は洗浄係数 k_c の無次元量で，

$$K_c = k_c / \beta_v$$

添字 t, r で，処理施設を通過する水量または負荷量（treated），処理され除去される水量または負荷量（removed）を表わす。

(2) 境界近傍の領域の定義

効率 ϵ を，貯留容量 z_0 と処理容量 d の2つを変数とし，降雨・負荷流出，水処理などの過程を代表する指標， $\bar{t}_R, \bar{v}, k_c, k_t$ 等をパラメーターとする式で表わす。負荷減少率ではなく，減少量を問題にするときは，さらに $w p_0$ ，あるいは c_0 を知る必要がある。

z_0, d はともに $0 \sim \infty$ の範囲で変化するから，解析領域は第1象限となる。解析領域の境界は $d = 0, d = \infty, z_0 = 0, z_0 = \infty$ である。各境界の近傍の領域では全て厳密解を導くことができた。これらを接続するような関数を探すことにより，領域全体に対する ϵ の近似解を得ることができた。

簡単に言えば，たとえば $z_0 = 0$ の近傍の領域は，貯留施設容量が十分に小さい場合を表わす。貯留理論の用語では無限小貯水池（infinitesimal reservoir）と呼ばれる。数学的な解析においては， z_0 が何に対して小さいのか，ということを厳密に定義しておく必要がある。次の2量が比較の基準となる。

①一雨流出量の平均値 $\bar{v} (= 1/\beta_v)$

②一雨と一雨の平均流出時間間隔の間に処理される水量 $d \cdot \bar{t}_R (= d/\beta_t)$

利水目的で考えればよりわかりやすいかもしれない。すなわち，一雨で流出してくる水の何倍の貯留容量を持っているかという観点（水文学的観点）と，一雨と次の一雨までの間に使用する水量の何倍の貯水池を持っているか（水利用者側の観点），という2つの観点から貯留施設の大小を把握する必要があるということである。

このような考察から境界近傍の領域は，図-21に示す4個の領域にわけられる。それぞれの定義は表-2に示す。ここで D, Z_0 は無次元処理容量，貯留容量で次式

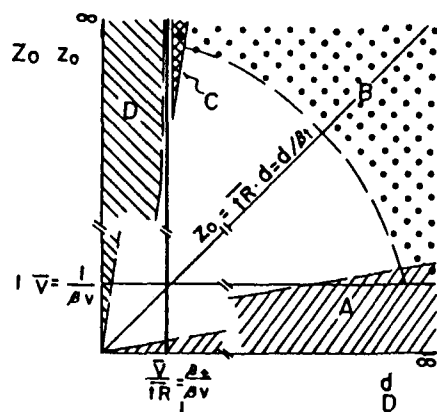


図-21 水質保全効果の式を導くときの問題の定義域
 d : 単位時間当りの処理水量
 z_0 : 貯留容量
 領域 A ~ D で厳密解が，
 $D = 1$ 上で近似解が得られた^{10) 11)}

表-2 水質保全効果の式を導くときの問題の定義域

	A	B	C	D
Domain	$z_0 < \frac{1}{\beta_t} d$	$d > \frac{\beta_t}{\beta_r} \left(= \frac{\bar{v}}{\bar{t}_R} \right)$ $z_0 > \frac{1}{\beta_r} (= \bar{\theta})$	$d < \beta_t z_0$ $d > \frac{\beta_t}{\beta_r}$	$d < \beta_t z_0$ $d < \frac{\beta_t}{\beta_r}$
Dimensionless expression	$Z_0 < D$	$D > 1$ $Z_0 > 1$	$D < Z_0$ $D > 1$	$D > Z_0$ $D < 1$
Physical explanation	Infinitesimal reservoir, excessively large treatment capacity	Both capacities are excessively large	Larger treatment and excessively large storage capacities	Infinite reservoir, treatment capacity (per a runoff cycle) smaller than average total runoff of a single storm

で表わされる。

$$D = \beta_r / \beta_t \cdot d, \quad Z_0 = \beta_r z_0 \quad (26)$$

以上の説明からわかるように、図-21中の直線 $z_0 = \bar{t}_R \cdot d$ (あるいは $Z_0 = D$) は、貯留容量と処理容量がおおむねバランスしている状態を示す。また $d = \bar{v} / \bar{t}_R$ (あるいは $D = 1$) は、一雨と一雨の間に処理できる水量 $d \bar{t}_R$ が、平均一雨流出量 $\bar{v}$ と等しいという条件を表わす。よってこれら2つの式を満たす条件 $Z_0 = D = 1$ の近傍に最適に近い条件が存在することが予想される。ところがこの付近は、厳密解の得られる境界の近傍から最も遠い領域であるから、各境界近傍で厳密解を満たす近似解の精度が最も低くなる領域である。これを補うために、さらに図-21中の太い実線で示す $D = 1$ の直線上 (当然 $Z_0 = D = 1$ はこの直線上に含まれる) で別途精度の高い近似式を導き、これを境界近傍の領域の厳密解と組み合わせることにより、領域全体で高い精度を持つ ε の式を得た。

(3) 境界近傍の領域 A に対する厳密解

一番簡単な例として、図-21の領域 A (infinitesimal reservoir) に対する厳密解を示す。処理容量に比べて貯留容量が十分に小さいから、貯留施設は流出終了後早い時期に必ず空になる。もし流出量 v が貯留容量 z_0 に対して小さいときは、全流出水、負荷ともに全て一旦貯留され、処理されたのち放流される。よって処理水量 v_t は v に等しく、処理負荷量 w_t は w に等しい。逆に $v > z_0$ のときは、貯留施設が満水になるまでの流出量、すなわち貯留容量 z_0 に等しい流出量が貯留され処理される。すなわち $v_t = z_0$ であり、 w_t は式 (21) で v のかわりに z_0 を代入した量となる。以上を数式で表現する。

$v \leq z_0$ のとき

$$v_t = v, \quad w_t = w = w_{p0} (1 - e^{-k_c v}) \quad (27)$$

$v > z_0$ のとき

$$v_t = z_0, \quad w_t = w_{p0} (1 - e^{-k_c z_0}) \quad (28)$$

よって一雨流出当りの平均処理負荷量 $\bar{w}_t$ は,

$$\begin{aligned}\bar{w}_t &= \int_0^{z_0} w_{p_0} (1 - e^{-k_c v}) \beta_v e^{-\beta_v v} dv + w_{p_0} (1 - e^{-k_c z_0}) \int_{z_0}^{\infty} \beta_v e^{-\beta_v v} dv \\ &= w_{p_0} \frac{k_c}{k_c + \beta_v} [1 - \exp \{-(k_c + \beta_v) z_0\}] \\ &= \bar{w} [1 - \exp \{-(1 + K_c) Z_0\}] \quad (29)\end{aligned}$$

平均除去負荷量 $\bar{w}_r$ は $\bar{w}_t$ に k_t を乗じることにより,

$$\bar{w}_r = k_t \bar{w} [1 - \exp \{-(1 + K_c) Z_0\}] \quad (30)$$

効率または負荷減少率 ϵ は,

$$\epsilon = \bar{w}_r / \bar{w} = k_t [1 - \exp \{-(1 + K_c) Z_0\}] \quad (31)$$

これが領域 A に対する ϵ の厳密解である。領域 D に対する解析は非常に複雑になるが最終的な結果は非常に単純な形となる。結論として¹⁰⁾

$$\epsilon = \begin{cases} k_t [1 - \exp \{1 - (1 + K_c) Z_0\}] & (\text{領域 A}) \\ k_t & (\text{領域 B, C}) \\ k_t (1 + K_c) D / (1 + K_c D) & (\text{領域 D}) \end{cases} \quad (32)$$

4.3 全領域に対する近似解

式 (32), 図-21 中の $D = 1$ に対する ϵ の近似解, 降雨流出中の水処理の効果などを総合して, 次のような ϵ の近似表現 ϵ'' を得た^{10)~12)}。

$$\epsilon'' = k_t (1 + K_c) C \{1 - \exp (-Z'_0 / C)\} \quad (33)$$

ここに

$$\begin{aligned}Z'_0 &= Z_0 - c_{zd} Z'_d + DT_r \\ Z'_d &= Z_0 - 2l_n \{2 - \exp (-Z_0 / 2)\} \\ \begin{cases} C = D / (1 + K_c D), & c_{zd} = \sqrt{D} \quad (D \leq 1 \text{ に対して}) \\ C = 1 / (1 + K_c), & c_{zd} = 1 / \sqrt{D} \quad (D > 1 \text{ に対して}) \end{cases} \\ T_r &= \bar{t}_r / \bar{t}_R\end{aligned}$$

ここに $\bar{t}_r$ は平均流出継続時間, $\bar{t}_R$ は流出の開始から次の流出の開始までの時間の平均値で平均流出時間間隔。よって T_r は無次元平均流出継続時間である。あるいは全時間に対する直接流出の生起している時間の比でもある。

式 (33) を使うには, $\bar{t}_r$, $\bar{t}_R$, $\bar{v}$, k_c , k_t などがわかっておればよい。これから T_r , K_c などが計算される。貯留容量 z_0 , 処理容量 d を仮定すると, 式 (26) からそれらの無次元量 Z_0 , D が計算される。 K_c と D から C , c_{zd} が計算され, Z_0 から Z'_d が, さらにこれから Z'_0 を求める。 k_t , K_c , C , がわか

っているから ϵ'' はすぐ計算できる。

4.4 適用例

Loganathan の論文には⁸⁾, Goforth らが EPA の SWMM (Storm Water Management Model) と Atlanta の実測降雨資料を用いて多数回のシミュレーションにより求めた流出水の補捉率 (catchment rate) の図⁹⁾が示されている。式 (33) で, $k_t = 1, K_c = 0$ とすれば水の補捉率の式となることがわ

表 - 3 図 - 22, 23 の計算における流出条件

$\bar{r}$	Average volume of single rainstorms	5.7 mm	
$\bar{t}_R (=1/\beta_R)$	Average interval of runoff events	124.3 hr	
$\bar{t}_r$	Average duration of runoff	6.887 hr	
T_r	Ratio of runoff duration ($\bar{t}_r / \bar{t}_R$)	0.0554	
A	Catchment area	0.1 km ²	
f	Runoff coefficient	0.37	
$\bar{V} (=1/\beta_V)$	Average runoff volume (1000 f $\bar{r}$ A)	211 m ³	
k_c	Washoff rate	0	For catchment efficiency of water (not for pollutant load)
K_c	Nondimensionalized washoff rate ($\bar{V} \cdot k_c$)	0	
k_e	Removal rate	1	

かっている。表 - 3 にこの流域における流出特性がまとめられている。これらを式 (33) に代入した ϵ'' の値と Goforth らのシミュレーション結果を比較したものが図 - 22 である。両者は極めて良く一致して

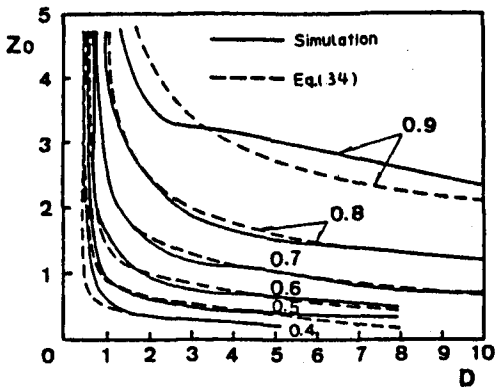


図 - 22 Atlanta の実測雨量と SWMM により計算した雨水補捉率 (実線) と⁹⁾ 式 (33) (鎖線) の比較

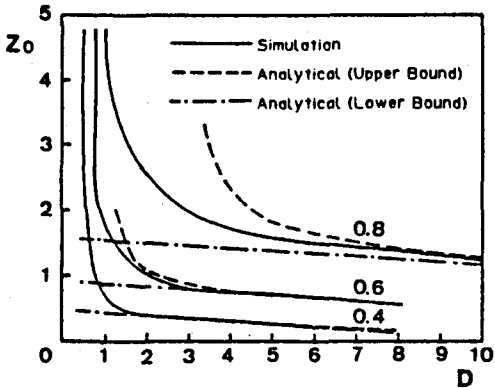


図 - 23 実線は左図と同じ。鎖線と一点鎖線は Loganathan らの解⁸⁾。

いることがわかる。図 - 23 は、著者らの解以前の最も新しい解であった Loganathan らの解との比較を

示している。Loganathan らは著者らとは別の考え方を用いて解の上界と下界を与えた。シミュレーション結果は上下界の間に納まっているが、Loganathan らの解は実用からはほど遠いものであったことがわかる。

5. 利水目的の場合

洗浄係数 k_c が非常に小さいとき、流域の残存負荷はごく少量ずつ流出することになる。このとき流出の全期間にわたって流出水の濃度は低い値ではば一定値を保つ。このとき比率で見れば、貯留施設に捕捉される水量の全流出水量に対する比と、捕捉される負荷量の全流出負荷量に対する比とは等しくなる。よって式 (33) で $k_t = 1$, $K_c = 0$ とすれば、 ϵ'' は水の捕捉率を表わすことになる。捕捉した水を処理し（処理しなくてもよいが）、水資源の一部として使うわけであるから、単位時間当りの処理水量 d が、単位時間当りの利用水量となる。すなわち利水目的の雨水貯留施設の効率は、水質保全目的の場合の効率の式の特殊な場合として導かれるわけである。すなわち、図-22は、実は横軸が利用水量、縦軸が貯留容量を表わすときの、流出雨水の利用率を表わしている、と読みかえることができる。大阪の雨量資料に対しても同様の検討を行ったが¹³⁾、図-22と同程度の精度があることが確かめられた。

6. まとめと今後の展望

治水・水質保全・利水の各目的に対して、雨水貯留施設の機能評価の式を導いた。今後次のような点について研究を進める必要がある。

- ①土地利用、負荷の種類ごとに洗浄係数 k_c 、平均初期残存負荷量 w_{p0} （あるいは初期流出濃度 c_0 ）などを求める。（既往の研究の整理）
- ②水処理方式、負荷の種類ごとに除去率 k_t を求める。（既往の研究の整理）
- ③一雨総雨量やピーク雨量の T 年確率値、DD関係、一雨平均雨量、平均降雨継続時間、同時間間隔などを地域ごとに求め、できれば日本地図上に図示する。

これらのほかに、土地利用ごとの流出率や、洪水到達時間などに対する知識も必要であるが、これらについては角屋らに代表される他の研究成果がある。

以上のほかに、現在複雑化している雨水貯留施設に関する諸制度の再検討、複数要素を持つシステムの形態分類や総合評価の方法の開発、多目的の雨水貯留施設の容量配分や建設費用配分決定の際の基本的な考え方の整理、その場合の水理構造や流入水、貯留水、放流水の実時間制御の方法など、検討すべき課題はまだ多い。筆者一人でこれらすべてに対応することは不可能であるし、逆により多くの方がこれらの問題に取り組むことに大きな意義がある。以上は都市雨水貯留施設の問題に限られた議論であるが、他の水工施設の場合、さらに広く歴史や地理、社会的な考察までも含めて水工計画上議論しなければならない課題は多い。これまで、ともすれば行政主導型の議論が多すぎるきらいもあったが、大学・民間等からも、より多くの有能な人材がこの方面の研究に目を向け、それらがより大きなムーブ

メントとなって、来るべき21世紀の水問題への対応に寄与することを期待しつつ、この稿を終える。

補 遺

ダム等の貯留施設の計画や合流点問題等は、2～3変数の確率理論に基づいて検討すべきであることは昭和30年ごろから指摘されていた。その後の長尾ら、瀬能ら、端野らによる研究の進展については文献¹⁴⁾で簡単にまとめている。ページの都合で、これらの文献は参考文献にあげていない。この文献の投稿後、渡良瀬遊水池の計画で等危険度線と同様の考え方が使われたということを聞いた。実際に論文を読むと、等危険度線の式を得るまでにはいたっていないが、その基本的な考え方、問題点等を極めて的確に指摘している¹⁵⁾。これらの文献をあわせて参照されたい。

参 考 文 献

- 1) 熊谷純一郎・原田幸雄：雨水貯留施設の計画と設計－住宅団地の雨水流出抑制－，鹿島出版会，1986.
- 2) 石崎勝義：土壌を利用した水環境の保全技術－雨水浸透と土壌浄化－，1984年度（第20回）水工学に関する夏期研修会講義集（Aコース），土木学会水理委員会，1984.
- 3) 山本晃一：総合治水，1986年度（第22回）水工学に関する夏期研修会講義集（Aコース），土木学会水理委員会，1986.
- 4) Murota, A., and T.Etoh : Application of the equi-risk line theory to the design of a detention reservoir, Natural Disaster Science, Vol.6, No.1, pp.17 - 30, 1984.
- 5) 江藤剛治・室田明：一降雨の1確率模型，土木学会論文集，第345号 / II - 1, pp.101 - 109, 1984.
- 6) 江藤剛治：標準等危険度線による都市河川の治水安全度評価，自然災害特別研究研究成果，No. A - 60 - 5, 都市河川の治水トータルシステムの信頼性に関する研究（代表：吉川秀夫），pp.37 - 46, 1985.
- 7) Howard, C.D.D. : Theory of storage and treatment plant overflows, J. of the Environmental Engineering Div., Proc., ASCE, Vol.102, No. EE4, pp.709 - 722, 1976.
- 8) Loganathan, et al. : Planning detention storage for storm water management, J. of the water Resources Planning and Management Div., Proc. ASCE, Vol.111, No. WRPM4, pp.382 - 398, 1985.
- 9) Goforth, G.E. et al. : Comparison of basin performance modeling technique, J. of the Environmental Engineering Div., Proc., ASCE. Vol.109, No. EE5, pp.1082 - 1098, 1983.
- 10) 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，土木学会論文集，

No.375 / Ⅱ - 6, pp.281 - 289, 1986.

- 11) 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，No.381 / Ⅱ - 7，1987.
- 12) 栗田秀明他：雨水滞水池の効果に関する理論の実用化，衛生工学研究論文集，第 23 号，1987.
- 13) 江藤剛治・栗田秀明：雨水貯留施設の利水効果，第 31 回水理講演会論文集，pp.283-286,1987.
- 14) 栗田秀明・江藤剛治：支川の改修が本川の氾濫危険度に及ぼす影響を評価するための一理論，土木学会論文集，No.381 / Ⅱ - 7，1987.
- 15) 永井靖郎：遊水調節池計画に関する研究，1968.