総合都市研究　第7号　1979

小河内貯水池操作のための基礎的検討

──確率水文学によるアプローチ──

新井邦夫*
丸井信雄*

要　約

水需給逼迫化を背景に1973年に発表された緊急計画によって，東京都水道における小河内貯水池の役割が以前にもまして重要になってきたと認識される。本研究はその思想に従う放流操作が円滑に実施されるために確認すべき3点の基本問題について確率論をもとに考察してある。

まず利根川における取水制限量を低水流量継続曲線と取水規則曲線から推定した。この取水制限量の年間総量に等しい水量が小河内貯水池に貯水しておくべき非常用備蓄水量である。

一方待ち行列理論を応用した貯水量変動モデルを Langbein の概念に従って定式化し，貯水量の回復時間について考察した。

以上の考察結果をもとに計画渇水確率を1/10とすると，必要非常用備蓄水量が1億4千万m^3となり，又これを維持するために年放流量を平均年流入量の80%以上にしてはならないことを指摘し，年間放流計画の一例を定常状態確率図によって示した。

1．序言

東京都水道についてみる限り，1978年夏期，全国的に発生した大渇水の影響は大きくなかった。それは，東京都水道局が保有する取水権が需要に比し十分大きかったわけでは決してなく，1970年の水需給逼迫化予測を背景に1973年から実施に移された緊急計画のうち「利根川と多摩川との有機的連絡施設計画」（東京都水道局a）の思想が有効に機能したためである。

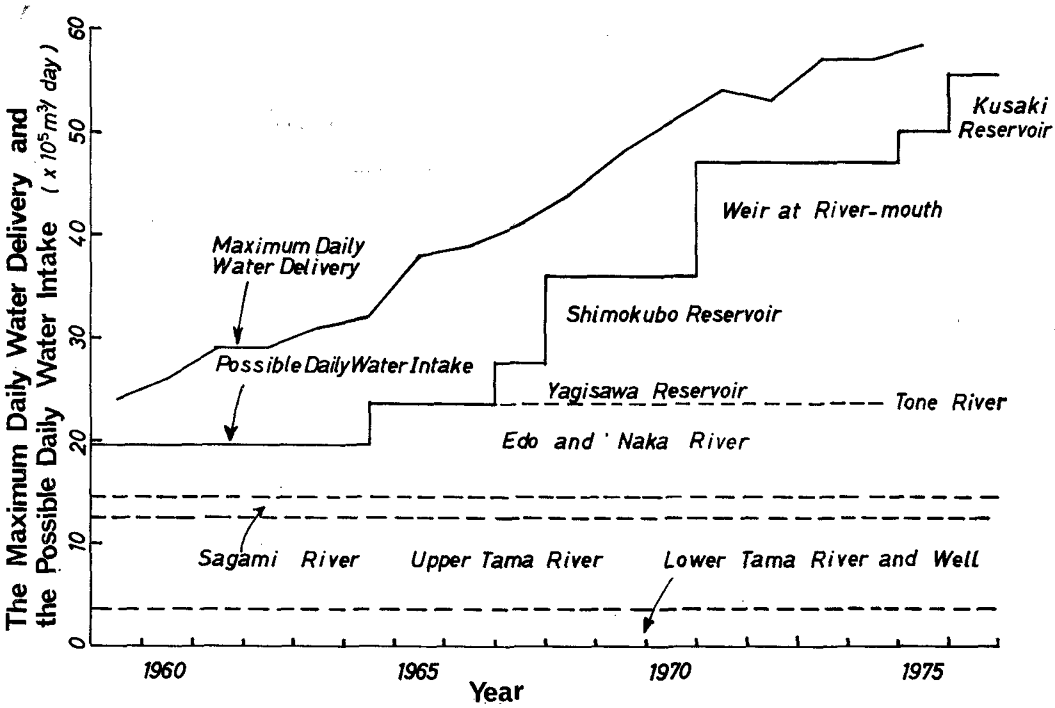
この計画の骨子は「利根川での取水が制限された場合，小河内貯水池からその制限量に見合う量を緊急放流する。このために，平時は小河内貯水池からの放流を極力制限し，それに見合う量を利根川の余剰水から取水する」というものである。

有効貯水量18,600万m^3を有する小河内貯水池は，1957年から貯水をはじめ1958年狩野川台風に伴なう豪雨によって一気に満水となった。その後経年的に貯水量を減じ続け，1964年にはついに涸渇した。この事件を契機に，江戸開府以来綿々と続いてきた東京都水道の多摩川水系依存が改められ，念願であった利根川への依存が促進されるようになった。現在では，東京都が保有する取水権の約75%までが利根川にある（図―1）。

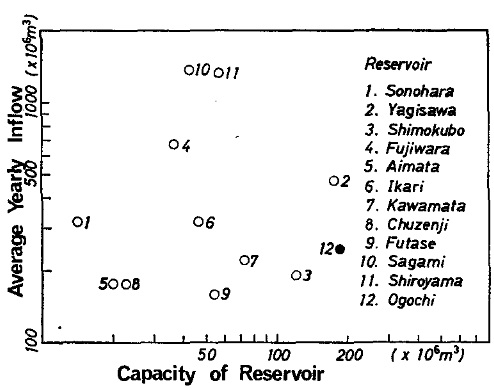
しかしながら，それによって常に需要増を追って供給が確保されるというパターンが改められたわけではなく，現在もなお水需給は逼迫している。図中に示した日最大給水量と取水権量とのギャップは，村山・山口貯水池や浄水場などの貯留水によって埋め合わせられている。しかも，国による利根川の水資源開発は大幅に遅れており，今後増々需給ギャップが拡大する恐れが強い。

一方，前記の小河内貯水池涸渇という東京都水道にとっての苦い経験の主因は，水資源開発を自己の権利の及ぶ地域内に限って解決せざるを得なかったとはいえ，流入量に比し過大な貯水池に，1年を1サイクルとする既存の放流操作法を適用したことにある。図―2に資料（建設省河川局，a）より関東地方における主要な貯水池の貯水容量と平均年流入量との関係を示した。既存の概念に従えば，せいぜい5千万m^3程度の貯水池流入量が

* 東京都立大学都市研究センター，工学部



図―1　東京都水道の取水権と日最大給水量の経年変化



図―2　貯水池容量と平均年流入量の関係

期待されるにすぎない地点に，その約3.6倍もの貯水池を建設し，しかも既存概念に基づく放流を実施したわけであるから，さきに述べた緊急計画が実施に移されるまで，満水になるのは極めて確率の小さな大雨の後に限られ，ほとんどの期間，容量の大部分が遊休していた事実は当然の結果であると言えよう。

このような貯水池に対し，放流を控えさせ水不足時の非常用水を備蓄させようとする前記計画は，利根水系における水資源開発の大幅な遅れから窮余の一策として考案されたとはいえ，小河内貯水池にとってはその容量の過大さをフルに活用できる場が与えられたことになる。しかしながら，その一方では，東京都水道の「最後の安全弁」としての役割を担うわけであるから，放流操作に極めて高度な技術水準が要求されよう。

本研究は，今後の小河内貯水池操作技術の困難さを予想し，それを克服するために解決されねばならない課題のうち，次の3点について考察した。

(イ) 小河内貯水池に貯留しておくべき非常用水量はどれ程か？

(ロ) 緊急放流によって保有量を減じた後，元の水準に回復するまでの時間はどれ程か？

(ハ) 平時にどのような放流計画を維持すればよいか？

2．非常用備蓄水量の推定

前述した緊急計画に従えば，「利根川における取水制限水量に相当する量が非常用備蓄水量である」から，本節の目的は利根川での取水制限水量に相当する水量を明らかにすることにある。

わが国の水資源開発における開発水量は，「計画基準

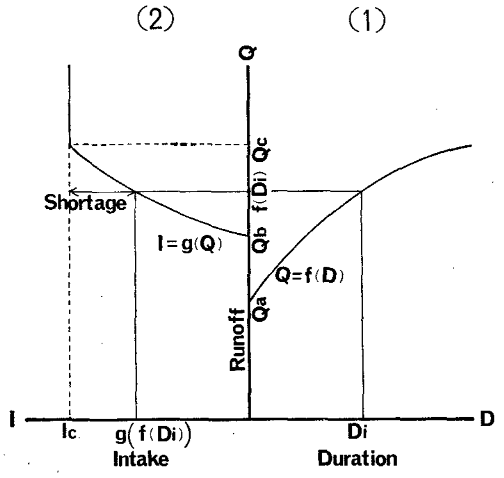
点」における基準となる渇水において新旧の必要量を満たすことを原則とし（建設省河川局c，1977，P39），通常10カ年の第1位相当の渇水を計画対象とし算定される（山口，1978）。したがって，取水量と流量との関係，すなわち取水規制は原則として，この渇水量を満足するものでなければならない。

一方取水が開始された以後の渇水の基準は，給水者が安定給水に一定水準を越えた確信を所持しながら給水を実施していると判断されるから，需水側から生じる性格のものである。すなわちどの程度の給水制限までなら我慢できるかといった，いわば住民の忍耐度が基準となると考えられる。この忍耐度は，給水制限の頻度と，給水制限期間および，給水制限率によって構成されよう。そして最も重要な要素は頻度であろう。なぜなら，数十年振りに給水制限が実施された場合は，気象という自然現象に主因を求めることが可能であろうが，数年に1度は必らず給水制限が実施されるといった事態は，たとえそれが小規模であったとしても，行政の基本理念を疑われる状況となるからである。

本論文では，この給水制限の限界頻度を「計画渇水確率」と呼び，渇水の基準とする。

2—1　低水流量継続曲線および取水規則曲線

ある計画渇水確率のもとで，取水制限量を算出するために，低水流量継続曲線および取水規則曲線を利用する。図—3にこれの概念図を示した。



図—3　低水流量継続曲線と取水規則曲線

(1)は低水流量継続曲線（low flow duration curve）（Hudson & Hazen, 18—11）で，個々の連続日数毎に，観測点における平均流量の年最小値（又は季節最小値）を統計的に整理して得た生起確率をもとに作成される。$Q=f(D)$ によってあらわされた曲線は，個々の発生確率毎の，連続日数と流量の関係から最小自乗法によって求める等確率線である。

(2)は取水規則を示す図である。すなわち，I_c なる取水権を有する権利者の取水量は，基準となる地点における流量が Q_c 以上であればそのまま保障されるが，Q_c 以下になった場合には，$I=g(Q)$ に削減される。Q_b は，通常，維持用水量と呼ばれ，河川としての正常な機能を果すための必要最小限量である。

さて，このような図が用意されると，任意の渇水期間 D_i に対して，取水量 $g(f(D_i))$，あるいは(1)式であらわされる取水制限総量は $Q=f(D_i)$ に対応する確率を有している。すなわち，

$$S_T=D_i(I_c-g(f(D_i))) \qquad (1)$$

ただし $f^{-1}(Q_a)\leqq D_i\leqq f^{-1}(Q_b)$

したがって，あらかじめ設定されている計画渇水確率に等しい確率の低水流量曲線を選び，その曲線上の全ての D に対する S_T の最大値を求めれば，それがその計画渇水確率のもとでの取水制限総量の最大値であり，すなわち非常用備蓄水量と考えられよう。

今，計画渇水確率に等しい確率に対応する低水流量継続曲線と取水規則曲線とが次のようにあらわされたとする。すなわち，

$$Q=\alpha D+Q_a \qquad (2)$$

$$I=\beta(Q-Q_b) \qquad (3)$$

簡単な計算によって

$$\max[S_T]=\frac{\{I_c+\beta(Q_b-Q_a)\}^2}{4\alpha\beta} \qquad (4)$$

ただし $D=\dfrac{I_c+\beta(Q_b-Q_a)}{2\alpha\beta}$

が得られる。ただし，$Q_a>Q_b$ なる時は，$I>\beta(Q_a-Q_b)$ である。

2—2　東京都水道の非常用備蓄水量

前項に示した一般論を，東京都水道における利根川取水に応用してみよう。

利根川の低水は冬期（12月～3月）と夏期（5月～9月）に発生する。前者の低水は，上流における降雨が雪となり，低温期の間は流出しないことに起因する。したがって，その発生時期，期間，および流量の経年変動は小さく，安定している。この季節の取水は，灌漑用水がなく，都市用水に限られるため現在までのところ大きな社会問題となるような渇水は皆無であった。しかしなが

ら流量が安定しているために，一度び，その流量を越えた取水が開始されると，ほとんど毎年取水制限を実施しなければならなくなる恐れがある。

後者の低水は，冬期の少降雪に起因する初夏の流出不足，空梅雨および台風による降雨が皆無などを原因とするために，発生時期，期間および流量の経年変動は著しく大きく，極めて不安定である。灌漑用水の取水期でもあるため，従来多くの深刻な渇水が発生した。ダムの建設によって取水権を得た多量の都市用水が加わってきた最近の十数年についてもこの傾向が継続されており，1979年までに東京都水道は小規模ではあったが4回もの取水制限を受けた。

本論では，この夏期の現在問題となっている低水と同時に，需要増によって将来問題が発生する可能性のある冬期の低水についても考察を加えてみた。

東京都の全取水量は栗橋における流量によって規制されると仮定した。東京都水道局の利根川における取水権は，千葉県関宿付近で分派する江戸川の自然流量に依存するものと，上流ダム群の貯水量によって保障されているものとに大別される。これらの和としての総取水量が栗橋のようなある1点の流量によって規制されると仮定することは理論的に若干問題であるが，これらを別個に考慮するとモデルが複雑となり，問題の本質を見逃がす恐れがある。そして幸にも，設定による大きな矛盾は発見されなかった。

低水流量継続曲線および取水規則曲線を図―4に示した。資料（建設省b）の統計的整理によって得られた低水流量継続曲線，(1)は，夏期についても，冬期についても直線であらわされた。なおこれらの直線は7点（連続期間D＝10，20，30，40，50，60，70）の数値の最小自乗近似である。なお直線の確率は再起年によって表現してある。

一方取水規則は次に示す点を考慮して設定された。

(イ)　栗橋における維持水量は50㎥/sec である。

(ロ)　おなじく栗橋における灌漑期の最低維持水量は，ほぼ過去40年間の低水流量（120㎥/sec）に等しい。

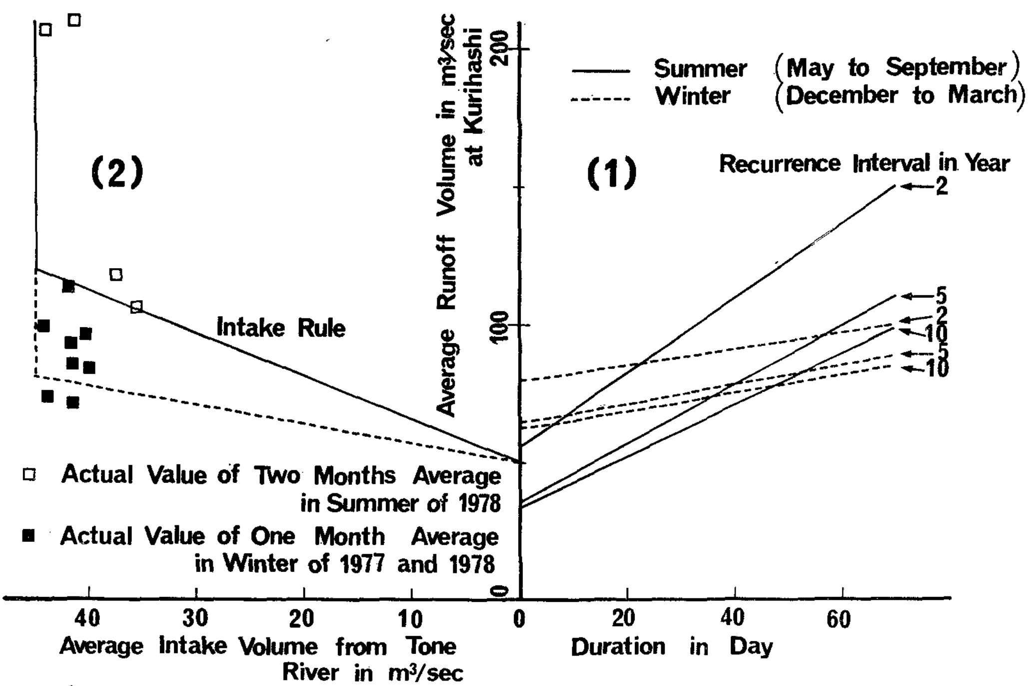
(ハ)　冬期の渇水流量は約80㎥/secである。

(ニ)　流量が(イ)と(ロ)又は(イ)と(ハ)の間にある時は，図に示すような線型関係が成立する。

(ホ)　取水量の上限を45㎥/sec とする。

(イ)，(ロ)および(ハ)は資料（建設省関東地方建設局）から得た。(ニ)には特別の根拠はない。ただ，図中に示したように，夏期の規則には実況の2カ月平均値が，冬期の規則にはその1カ月平均値がよく一致するようである。又実際の利根川からの総取水量は 44㎥/sec であるが，これを(ホ)と仮定した。

(2)，(3)式のパラメーターの数値を図―4に示された直線から求め，(4)式に代入すると，表―1に示す結果が得られる。表には夏期，冬期別に得られた max[S_T] と，それらの和および max[S_T] を得るDの値を示してあ



図―4　利根川（栗橋）における低水流量継続直線および東京都水道の規定取水規則

表—1　再起年に対する非常用備蓄水量

再起年	2			5			10		
	夏期	冬期	計	夏期	冬期	計	夏期	冬期	計
非常用備蓄水量（万m^3）	4,300	0	4,300	9,200	2,000	11,200	11,200	2,900	14,100
継続時間（日）	24	0	24	39	20	59	47	29	76

る。

夏期についてみると，確率が1/2ですら利根川における取水制限総量はすでに4,300万m^3もあり，確率を1/5にすると，それが9,300万m^3，さらに1/10に水準を高めると，11,200m^3万に達する。一方冬期は確率を1/2にすると取水制限量は0であるが，確率を1/5，1/10にすると，夏期に比べ，それぞれ約22%，約26%と量は少ないが，取水制限が実施される可能性がある。

言葉を換えていえば，計画渇水確率を1/2とした場合，年間に備蓄しておくべき水量は4,300万m^3であり，1/5，1/10にすると，それぞれ11,200万，14,100万m^3であると結論される。

3．貯水池貯水量の状態変動解析

貯水池の貯水量は確率的変動特性を強く保持する流入量と，主として人為的に決定される放流量とに従って変動する。したがって数学的には待ち行列問題として定式化が可能である。この種の方法の導入は Moran (1954) および Langbein(1958) によってはじめてなされたが，流入量が時間にも依存するという難点を克服するために理論的な改良が加えられてきた。

ここでは，後述する計算結果から判断されるように，時間に対して独立を仮定することが，少なくとも実用上結果に重大な影響を及ぼすとは考えられないので，最も基礎的な Langbein の概念に忠実に従い，電算機を利用することを想定した定式化を試み，それを小河内貯水池に応用した。

かかる方法が実用上極めて有力であるにもかかわらず，理論が先行し，応用例に接する機会は少ない。本節は筆者等が土木学会に発表した概要論文（新井他, 1977）に加筆し，詳述したものである。

3—1　待ち行列理論による貯水量変動モデル

モデルの構築に当たり，次の式が仮定される。

$$S_{t+1}-S_t=I_t-D_t \tag{5}$$

$$P\{S_{t+1}=y\}=\int_0^F P\{S_t=x\} \times P\{S_{t+1}=y \mid S_t=x\}dx \tag{6}$$

(5)式は貯水量に関する連続式で，貯水量Sの時間的変動が，流入量Iと放流量Dの差によって定まること，(6)式は時刻t＋1における貯水量の状態確率が時刻tにおける貯水量の状態確率と，時刻tからt＋1への貯水量の推移確率によって定まることをあらわしている。なおFは満水量である。

数値計算に便利なように，貯水量を(7)式のように離散化すると，時刻t＋1における貯水量の状態確率は(8)，(9)，(10)式のように表現される。

$$F=K\cdot\varDelta S \tag{7}$$

$$\begin{aligned}&P\{(k-1)\cdot\varDelta S<S_{t+1}\leqq k\cdot\varDelta S\}\\&=P\{S_t=0\}\cdot P\{(k-1)\cdot\varDelta S<S_{t+1}\leqq k\cdot\varDelta S \mid S_t=0\}\\&+\sum_{j=1}^{K}P\{(j-1)\cdot\varDelta S<S_t\leqq j\cdot\varDelta S\}\\&\times P\{(k-1)\cdot\varDelta S<S_{t+1}\leqq k\cdot\varDelta S \mid (j-1)\cdot\varDelta S<S_t\leqq j\cdot\varDelta S\}\end{aligned} \tag{8}$$

$$\begin{aligned}&P\{S_{t+1}=0\}=P\{S_t=0\}\cdot P\{S_{t+1}=0 \mid S_t=0\}\\&+\sum_{j=1}^{K}P\{(j-1)\cdot\varDelta S<S_t\leqq j\cdot\varDelta S\}\\&\times P\{S_{t+1}=0 \mid (j-1)\cdot\varDelta S<S_t\leqq j\cdot\varDelta S\}\end{aligned} \tag{9}$$

$$\begin{aligned}&P\{K\cdot\varDelta S<S_{t+1}\}=1-P\{S_{t+1}=0\}\\&-\sum_{k=1}^{K}P\{(k-1)\cdot\varDelta S<S_{t+1}\leqq k\cdot\varDelta S\}\end{aligned} \tag{10}$$

(8)式は貯水量状態確率の一般式で，(9)式は涸渇確率，(10)式は溢水確率をあらわす。

(8)，(9)式中の右辺に含まれる条件付確率は，(5)式を用いることによって，(11)～(13)式のように変形される。

$$\begin{aligned}&P\{(k-1)\cdot\varDelta S<S_{t+1}\leqq k\cdot\varDelta S \mid (j-1)\cdot\varDelta S<S_t\leqq j\cdot\varDelta S\}\\&=P\{I_t\leqq\frac{2k-2j+1}{2}\cdot\varDelta S+D_t\}\\&-P\{I_t<\frac{2k-2j-1}{2}\cdot\varDelta S+D_t\}\end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned}&P\{(k-1)\cdot\varDelta S<S_{t+1}\leqq k\cdot\varDelta S \mid S_t=0\}\\&=P\{I_t\leqq k\cdot\varDelta+D_t\}\\&-P\{I_t<(k-1)\cdot\varDelta t+D_t\}\end{aligned} \tag{12}$$

$$P\{S_{t+1}=0 \mid (j-1)\cdot\Delta S<S_t\leqq j\cdot\Delta S\}$$
$$=P\{I_t<-\frac{2j-1}{2}\cdot\Delta S+D_t\} \quad (13)$$

(11)〜(13)式は，貯水量の推移確率が，流入量の分布関数で表現されることを示している。したがって，あらかじめ流入量の分布関数と放流量Dを定めさえすれば推移確率が求まる。

このようにして求まった推移確率行列を**P**とすれば，時刻t＋1における貯水量の確率ベクトルは，tにおけるそれによって次のようにあらわされる。

$$\mathbf{S}_{t+1}=\mathbf{S}_t\cdot\mathbf{P} \quad (14)$$

Pのn乗が正則であれば，マルコフのエルゴート定理を満足するので定常状態が存在する（グネジエンコ，1971）。この時の**S**を定常状態確率と言う。

一般に河川流量には顕著な年周期が存在するから，貯水量の年変動を明らかにするためには，1年未満のある時間単位毎に推移確率を求める必要がある。今，一年にm個の互に異なった推移確率行列が存在するとすれば，定常状態が存在するためには$(\mathbf{P}_1\cdot\mathbf{P}_2\cdots\cdots\mathbf{P}_m)^n$が正則とならねばならない。

3－2　小河内貯水池の貯水量状態変動

前項に示した計算法に従って小河内貯水池の貯水状態の変動を解析した。流入量の確率的性質は月毎に変わると仮定し，ガンマ分布（(15)，(16)式）に近似させた。

密度関数

$$f(I)=b^a\cdot I^{a-1}e^{-bI}/\Gamma(a) \quad (15)$$

分布関数

$$F(I)=1-e^{-bI}\cdot\sum_{k=0}^{a-1}\{(bI)^k/k!\} \quad (16)$$

ただしaは正整数

実際の計算は，エルゴート性が満足される離散化の最小限界（貯水量のきざみ200万m^3，流量の単位を10万m^3/5日）で遂行された。

流入量確率分布のパラメータは積率法による解を第1近似解とし，分布関数の近似が重要であるのでコルモゴロフ－スミルノフ検定値が10％棄却限界値以下になるよう試行的に定めた。表―2に資料（東京都水道局，b）の整理によって得られたパラメーターの値と，それらによって算出される平均値を示した。年平均総流入量は約2億4千万m^3（33.3m^3/5日）であることがわかる。

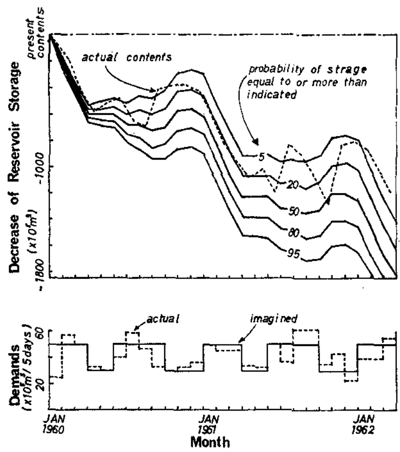
図―5に計算法の有効性を検証する目的でおこなった計算結果を示した。1960年1月初頭に満水であった貯水量は，下図の点線で示す放流によって，上図点線のように減少を続けた。一方，放流量を下図の実線のごとく規定し，上述した方法に従って各月初頭の貯水量状態確率を求めた結果を上図の等確率線によってあらわした。実況値に比し若干安全側になる傾向があるが，本計算法による確率予測が十分実用に耐えうることを是認できる図であろう。

図―6には平均年総流入量に等しく年総放流量をとり，年間を通じて一定量放流するとしたときの年間定常状態確率を示した。溢水確率が10月末の最大でも，わずか1％であること，および50％等値線が4,000万m^3と6,000万m^3との間で変動することは，前述した「平均して容量の50％は遊休していた」という指摘を立証する結果であり，貯水池容量が1年を周期に水を更新するような操作法に対し過大であると言えよう。

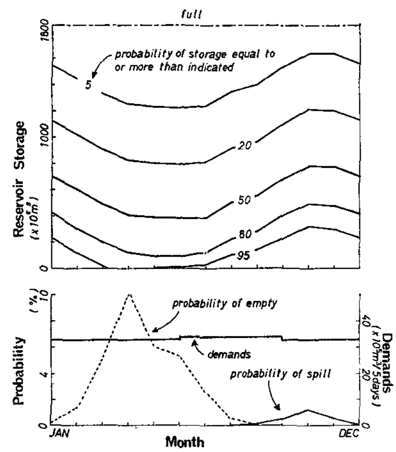
図―7は貯水量の回復時間を求めた結果を示してある。2節の考察経過から，夏期の放流が最も大きく頻度も高いと判断されるので，10月から貯水を開始する場合を示した。年平均流入量の2/3（$22\times10^5 m^3$/5 days）を年間一定放流すると，図―7―(a)に示したように，翌年の雨期までは高々2千万m^3の貯水が期待されるにすぎず，目標貯水量を1億5千万m^3とすると，2回の雨期を経なければならない。一方，図―7―(b)は，さらに放流を制限し，なんとか1回の雨期によって1億5千万m^3の貯水を果そうとしたものである。図は放流量をほぼ年最低流入量となる2月の流入量に等しくした場合の貯水量の確率予測で，この時平均年流入量の約55％もを貯水にまわさねばならない。小河内貯水池は下流に発電所と多摩川上流にのみ依存する小作浄水場（計画給水量28万m^3/日）を控えているために，年間を通し，少なくとも平均約3m^3/secの放流を維持しなければならず，どのように急がれても本図の回復が最短であると思われる。

表―2　流入量分布（ガンマ分布）の定数

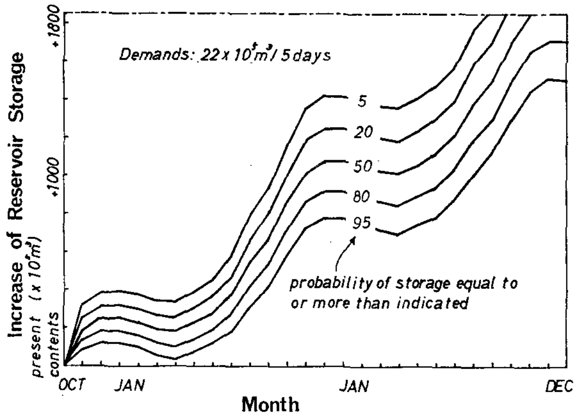
月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年平均
a	12	7	4	4	4	3	2	3	3	3	6	7	
b	0.72	0.45	0.21	0.135	0.13	0.08	0.04	0.07	0.055	0.06	0.19	0.32	
平均($\frac{a}{b}\times$10万m^3/5days)	16.7	15.7	19.0	29.6	30.8	37.5	50.0	42.9	54.5	50.0	31.6	21.9	33.3



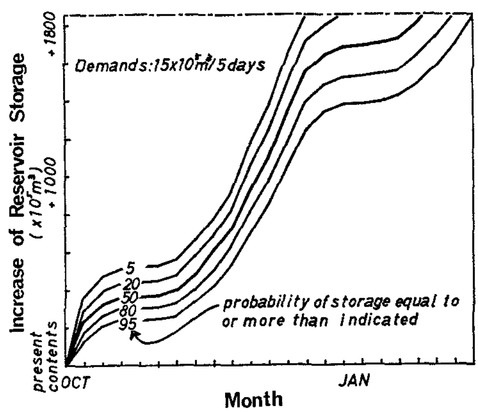
図―5　小河内貯水量の変化とモデル化によるその確率予測



図―6　小河内貯水量の定常状態確率（年放流量＝平均年流入量，年間一定放流）



（a）　放流量＝22×10^5㎥／5 days，一定放流



（b）　放流量＝15×10^5㎥／5 days，一定放流

図―7　貯水量回復時間の確率予測

3―3　平時の年放流計画試案

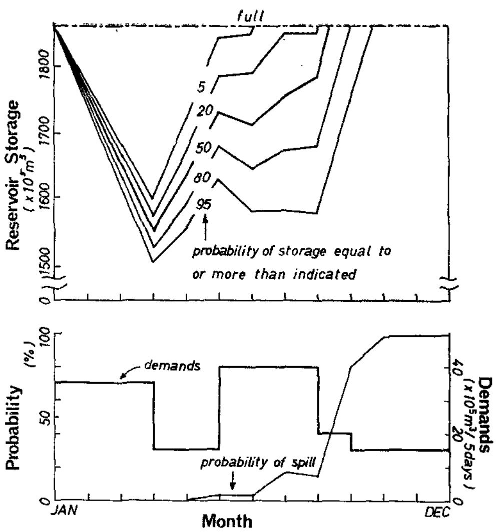
2節の結果を前項に示した図に当てはめると，次のようなことが言える。

10月から貯水に専念し，可能な限り放流を制限しても4,300万㎥貯水できるまでには平均約6カ月必要で，確実を期せば，翌年の春以後まで待たねばならない。一方同じ条件で，夏の終わりには1億㎥貯水できる。つまり計画渇水確率を1/2とするには，回復に不安がある一方，それを1/5にしようが1/10にしようがほぼ同時期に1億m³まで回復できる。したがって，先に述べたように，本来別な議論によって設定されるものであるが，ここで検討した3種のうちでは1/10が計画渇水確率として最も妥当であろう。

計画渇水確率1/10に対して，年間の非常用備蓄水量は2節の結果から約1億4千万㎥必要であるから，平時の放流操作はこれを確実に維持した条件のもとで実施されねばならない。

平均年流入量に対する年放流量の比を種々変えて試行計算を遂行したところ，その比を80%，すなわち年放流量を約1億9千万㎥とすることによって，上記条件（1億4千万㎥に安全率を見込んだ量，すなわち1億5千万㎥）を満足する定常状態が得られることが判明した。換言すれば，備蓄水量を1億5千万㎥に保つという前提が存在する限り，決して上記の比が80%を越えてはならないのである。

年間放流型式の一例を図―8に示した。これは利根川の水に余裕がある4～5月および9～12月に放流を極力控え，利根川の低水期に，最大限を均等に放流しようと



図—8 非常用備蓄水量を確保した時の貯水量
年間定常状態確率の一例

する考えにもとづいている。実際に実施される放流は，折々の水需給関係の状態によって変動するから，最良の年間放流計画はあり得ない。しかしながら，考えられるいくつかの年間放流計画による貯水量の定常状態を予測しておくことは，大放流後の回復時間を求めることとも関係し，実用上有益な資料となると確信している。

4．結語

主として受益者の側から決められるべき計画渇水確率を1/10とした時，小河内貯水池に貯水しておくべき非常用備蓄水量は1億4千万㎥となることが推定され，それを維持するために年放流量を平均年流入量の80％以上にしてはならないことを指摘した。

これらの数値を算出した方法は，検証と改良を加えるべき多くの課題（例えば，取水規則の現実性，ガンマ分布で流入量を近似させたことによる誤差等）を内包してはいるが，本文中に示したいくつかの図からも容易に判断されるように，都市域の水資源逼迫化緩和を模索する上で有力な手段となり得る。

例えば，近年「経年貯留ダム構想」が大きくクローズアップされてきたが（山口，1978），小河内貯水池はまさにこのような貯水池としての役割を担っているのであり，本論文に示した方法がそのまま，かかるダムの設計時に応用出来よう。

しかしながら，収支を健全にするには，収入を増やすか，支出を減らす以外にはない。ここに示した方法はあくまでも現状認識をもとにした技術上の問題解決法であって，東京都の水不足の本質を変えるものではないことは自認している。

末筆ながら資料の整理および図面作成に吉野節子嬢に御世話をかけた。記して感謝する。なお計算の大部分は本学に設置されている計算機（FACOM OSIV—X8）によって遂行された。

文 献 一 覧

新井邦夫・丸井信雄・佐藤浩孝
1977 「東京都上水道が依存する貯水池貯水量の定常状態確率について」『土木学会第32回年次学術講演会講演概要集』第2部。 pp. 155～156。

グネジエンコ
1971 「確率論教程Ⅰ」（鳥居一雄訳）森北出版。

建設省河川局
a．1976 「第18回多目的ダム管理年報」関東建設弘済会。
b． 「流量年表」昭和36年（1961）～昭和49年（1974），日本河川協会。
c．1977 「改訂建設省河川砂防技術基準（案）」計画編，山海堂。pp. 39。

建設省関東地方建設局
1952 「利根川開発計画と利水の検討」上・下2巻 建設省関東地方建設局。

東京都水道局
a． 「東京都水道事業年報」昭和48年度～昭和50年度版，東京都水道局。
b． 「小河内貯水池管理年報」昭和32年度～昭和49年度版，東京都水道局。

山口嘉之
1978 「経年貯留ダムの構想」『河川』No.387，pp. 8～16。

Hudson, H. E, et al.
1964 "Drought, and Low Streamflow" pp. 18～1—18～26 in V. T. Chow (ed), Handbook of Applied Hydrology. NewYork: McGraw-Hill Book Company.

Langbein, W. B.
1958 "Queing theory and water storage" Proc. ASCE, Vol. 84, No. HY 5, pp. 1～24.

Moran, P. A. P.
1954 "A probability theory of dams and storage systems" Aus. Jour. Applied Science, Vol. 5. pp. 116～124.

A STUDY FOR THE OPERATION OF THE OGO-UCHI RESERVOIR IN TOKYO

——An approach from probabilistic hydrology——

Kunio Arai and Nobuo Marui
Center for Urban Studies, Tokyo Metropolitan University

Comprehensive Urban Studids, No. 7, 1979, pp. 61～68

This research was performed in hopes of relieving the water shortage which may occur in the near future in Tokyo. The key to this situation may be held by the operation of the Ogo-uchi Reservoir, because, according to the plan by the authorities, it seems that the reservoir must play an important role as "the last fuse" in supplying water to Tokyo.

First of all, the restricted volume of intake from the Tone River for any case of drought was estimated using intake rule curves and low flow duration curves.

Secondly, after a model based on the queing theory was displayed for the monthly change in reservoir storage, the recovery time for every level of storage was analyzed.

In light of the above considerations, it was concluded that a volume of 140 million cubic meters of water would have to be stored at the Ogo-uchi Reservoir, which is used when the water would be restricted to intake from the Tone River because of a drought in the Tone Basin, and that the yearly total outflow from the Ogo-uchi Reservoir had to be less than 80 percent of the average yearly inflow to maintain the required level.

Then, the monthly statonary probabilities of storage were shown under one of the examples of monthly outflow plan.