

低水流出の低減特性に関する研究*

A STUDY ON THE RECESSION CHARACTERISTICS OF GROUND WATER RUN-OFF

高木 不折**

By Fusetsu Takagi

1. まえがき

近年、大都市を中心とする水不足は深刻な社会問題をひき起こし、その結果、循環的な資源としての水の有効利用についていろいろと議論されている。また、近い将来の急激な需要水量の増大に対処するためにも、現在利用されずに海へ流れ去っている水の効果的な利用をはかなければならない。そのためには、河川流出の実態を的確に把握することがまず第一に肝要であろう。

わが国では、地域的に多少の違いはあるが、梅雨期、台風期および降雪期に降水が集中するので、年間の流況はかなり大きな変化を呈している。河川流出量はいろいろの流出成分から成っていることは周知のとおりであるが、表面流出と中間流出とを含む直接流出は、流量は大きい、比較的短期間の現象である。これに反して、長期間にわたってほとんど絶えることのない地下水流出、すなわち間接流出は、流量とその変化は少ないが、長期間の河川流出量の涵養源となる現象である。したがって、この低水の流出機構の解明は、長期にわたる水循環の問題に対して、最も重要なものの1つであって、とくに、その低減特性は流出機構を間接的に示すものと考えられ、その究明が要望される。

従来、わが国においては、流出現象のうち主として短期間の異常な流出、すなわち洪水の流出問題の究明に力が注がれてきたために、地下水流出は洪水解析の一部として取り扱われ、低水問題として本格的に取り扱ったものは少ないようである。

こうした意味において、本研究は流出機構という観点から、低水流出の低減特性を考究しようとしたものである。

2. 従来の研究とその検討

低水流出は従来基底流または地下水流出などとして取り扱われてきたが、物理的な意味から考えると、地下水流出として考えるのが妥当であろう。一般に、無降雨期間が続くと河川の流量は徐々に減少するが、その低減状態がほぼ同じ性状を呈することは古くから認められている。したがって、この流量の低減特性に着目して低水の

研究が進められてきたようであるが、以下従来の基本的な考え方について述べるとともに、それらについて若干の考察を加えよう。

(1) 指数関数低減曲線

Horner¹⁾, Flynt²⁾, Barnes³⁾らは地下水流出の低減状態を時間に関する指数関数、すなわち

$$Q = Q_0 \cdot e^{-\alpha_1 t} \dots \dots \dots (1)$$

の形で表現した。ここに Q_0 は初期流量、 Q は時刻 t における流量、 α_1 は定数である。

上式は多くの河川でかなりよく適合するとして使用されてきたが、 α_1 の値はその流域の状態を総合的に表現するものとされ、その値の経験的評価に研究の重点がおかれてきた。流出の強度がその母体である貯留水量の残留量に比例して減少すると考えると、これと連続式とから式(1)が導かれる。すなわち、時刻 t における流域内貯留水量を S 、流出流量を Q 、比例定数を α_1 とすると

$$\frac{dS}{dt} = -\alpha_1 S \quad \text{および} \quad \frac{dS}{dt} = -Q \quad \dots \dots \dots (2)$$

となるが、この式を初期条件 (Q) _{$t=0$} = Q_0 の下で解くと式(1)が得られる。したがって、 α_1 の物理的意義もある程度うなづけるものがある。

しかし、実際の河川において、2支川が合流している場合に、各支川からの流出量が式(1)で表わされるとすると、その合流後の流量に対して同じ1つの α_1 の値が対応するとはいいえない欠点がある。また実際の河川の低減曲線は、ある程度の流量まで減少すると、それ以後は徐々に低減が緩慢となり、このような1本の指数関数では、長期間の低減は表わしにくいものが多い。

これらの欠点を補った考え方として、式(1)で表わされる特性をもったいくつかの成分が存在するものとして、

$$Q = \sum_j Q(j) \cdot e^{-G(j)t}$$

で河川流量低減を表現することがある³⁾。実際の流域では地質の変化にともなって地下水帯が複雑に分布しており、また多くの支川が合流していることを考えると、いくらか現象論的な裏付けをもつともいえるが、低減指数 $G(j)$ の物理的意義が不明のまま残されている。

一方、Horton は長期間過水状態が続くときの一般式として

$$Q = Q_0 \cdot e^{-\alpha_2 t^n} \dots \dots \dots (3)$$

* 37年度関西支部学術講演会、38年度年度学術講演会にて一部発表

** 正会員 工修 京都大学工学部土木工学教室

を提案した。しかし、この式も式(1)と同様に経験則の域を出ないようである。ここに α_2 および n は流域固有の定数としている。

(2) 統計力学的取り扱い

流量の低減特性を統計学的見地から取り扱った大久保の研究がある⁹⁾。これは、流域における地下水流出過程の場が非常に複雑であって、結果として現われるハイドログラフは統計学的な伝播性分布となつたものである。すなわち、ピーク流量の日を第0日、それより i 日後の流量を Q_i とした場合に

$$i Q_i / Q_{i-1} = a + b(i-1) \dots\dots\dots (4)$$

の関係が成立することを見出し、大井川・天龍川で $a = 0.6 \sim 0.9$, $b \approx 1$ の結果をえている。式(4)は統計学的には伝播性分布の1つである Polya-Eggenberger の式と一致するところから、大久保は流出機構を統計的立場から説明しようとした。この考え方は複雑な流域内の現象を統計的に考察した点に大いに興味があるが、流体力学的な流出の機構ということには難点がある。なお、式(4)は $a-b=0$ の場合には式(1)と一致する。

(3) 標準低減曲線

河川の流量ハイドログラフのうち、無降雨期間の低減曲線を別々に取り出して重ね合わせ、その時間軸をずらして小さい流量の部分が一一致するにすると、これらの曲線の包絡線を標準低減曲線という⁹⁾。竹内はこの標準低減曲線に漸近するような曲線に沿って河川流量が低減するものとして、標準低減曲線で示される流出成分と、その上に乗る流出成分を分離した。さらに降雨によって地下水流出流量は増加してどれほどの流量に達するか、すなわち標準低減曲線のどの点から低減が開始するかということを検討し、季節や降雨量との関連において議論した。その中に含まれる物理的意義はあいまいのまま残されているが、流域固有の標準低減曲線が存在するとし、その上昇特性などを具体的に表現した点が興味深い。

(4) 統計的取り扱い

低水を扱うのに、低減曲線の形状を対象とするのではなく、時々刻々の流量を全く独立なものとして切りはなし、これらが確率的な事象として起こっていると考えたものがある。わが国でよく用いられている流況曲線などもこうした考え方によるものの一つである。この考え方は河川の低減特性というより、季節あるいは1年といった長期間の流況を知ることを主目的としている。しかし、この確率的表示によって、河道近辺に貯留された水の流出と流域からの一様な流出とを分離しようとした試みもなされている⁹⁾。

(5) 従来の研究の検討

実際の低水解析、低減特性の解析にあたっては、その目的・対象などの違いによっていろいろな方法がある。

しかし、それらの基本的な考え方は前項までに掲げた考え方に尽くされるといってよいであろう。

さて、以上にあげた解析方法すべてに通じていえることは、いずれの方法も経験則の域を出ていない。低減曲線を数式で、あるいは図式的に表現してはいるもののその現象論的解釈は十分ではない。すなわち、それぞれの式に含まれる諸要素の性格については多くの資料の比較検討から推定されているにすぎず、その物理的意義はあいまいなままに残されているようである。たとえば、指数関数の場合、指数が何を表現しているのか、なぜ流域固有の低減曲線が生じるのかといった議論は少ない。ただ α_1 , α_2 , n などが一定になるところから、これらが何か流出を総合的に表現しているのであろうと見做してきたにすぎないようである。

また、流出を統計力学的に解釈しようとした大久保の試みも、その基礎は経験則式(4)である。この関係式を通じて伝播性分布と結びつけようとしたのであるが、彼が行なったように1日単位に対して式(4)が成立するときは、時間単位を2日にするときは、もはや式(4)は成立しなくなる。地下水流出のような問題の場合、1日単位を2日単位に変えただけで基礎的な関数形が変化するとは考えられない。こうした点にまだ検討すべき問題が残されているといえよう。

3. 地下水の流出過程

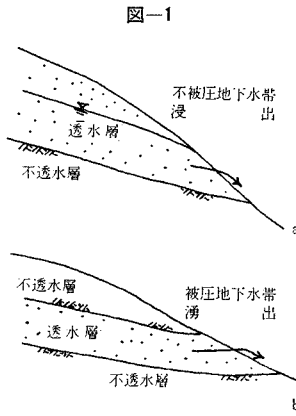
前節において従来の地下水流出に関する取り扱い方について検討したが、今後その欠点を補ない、地下水流出の問題をより明確に把握するためには、とくにその流出の機構を明らかにする必要がある。そして、その内的・外的な機構を現象論的・物理的な立場から考察を進めることがきわめて重要であるといわねばならない。

さて、降雨のうち直接流出分および損失分を除いた残部は、地表から表層・中間層を経て、変形を受けながら地下水面に達する。地下水面に達した水の運動は一般に飽和浸透で Darcy 則に従うものと考えられる。その運動はきわめて緩慢であって、水は長期間にわたって貯留の効果を受けたのち、地表・水みち・河道へと流れ出し、表流水となって懸案地点に達する。この間、地表から地下水帯まで、地下水帯内部、そして表流水となつてからの3つの異なつた流下過程を経るが、このうちで最も大きな変形は地下水帯内部で生ずるものと考えてよいだろう。さらに、無降雨期間における流出量の低減特性は、雨水の供給という外的な条件が加わらないので、地下水帯内部での変形、すなわち地下水帯の地域的分布や形状・大きさ・保水能力などの効果を総合的に表現するものと考えられる。

実際の地下水の存在状態や流出に影響をおよぼす諸要素はきわめて複雑で、個々の地下水帯について厳密に力

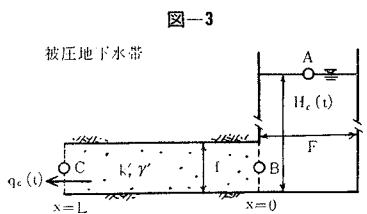
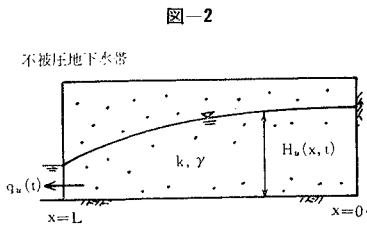
学的解析をすることは不可能に近い。しかし、地下水の中に力学的に異なった挙動をする成分があれば、それらの成分は流出特性に違った効果を表わすはずである。

ところで、地下水が地表に流出する状態を観察すると、浸み出ると湧き出るとがある。浸み出るといふ現象は出口の近傍における圧力がほとんど大気圧に等しいときに起こり、湧き出るとするには地下水流の圧力が大気圧より高いことが必要である。一般に地下水帯には自由水面をもつ不被圧地下水帯と境界が不透水性地層で囲まれた被圧地下水帯とがある。そしてその中の地下水の流動が前者は拡散型、後者は圧力伝播型の機構であることも周知のとおりである。したがって、浸み出るとは不被圧地下水帯からの流出であり、湧き出るとは被圧地下水帯からの流出であると考えられることができるわけで、その模様は図-1に示すとおりである。



4. 地下水の流出モデル

実際の流域で、不被圧地下水帯と被圧地下水帯が存在するとしても、それらがどんな形状であるかを一般的に示すことはかなりむずかしい。そこで、ここでは地下水帯からの流出の特性を示すと考えられる図-2、図-3のようなモデルについて、流出量の低減特性を考察することにする。図-2は不被圧地下水帯、図-3は被圧地下水帯であって、いずれも単位幅当りに対するものとする。図-3上流端にあるタンクは水頭を表わすための



のである。諸記号は図に示したとおりであるが、

q_u, q_c : 不被圧, 被圧地下水帯からの単位幅当り流出流量

τ, τ' : 砂層の間げき率

k, k' : 砂層の透水係数

L, l : 砂層の長さ

F : 被圧地下水帯上流端タンクの単位幅当り断面積

f : 被圧地下水帯砂層の単位幅当り断面積

である。

5. 基礎方程式とその解

(1) 被圧地下水帯からの流出

砂層内の平均流速を v とすると、図-3において連続の式は

$$f \cdot v = -F \frac{dH_c}{dt} \dots\dots\dots(5)$$

である。さらに、モデルのタンクと砂層とを一つの流管と見做すと、Bernoulli 式が適用される。B 点での水頭を h_B とし、A 点での圧力を大気圧で 0 とすると、AB 間での Bernoulli 式は近似的に

$$H_c + \frac{1}{2g} \left(\frac{dH_c}{dt} \right)^2 = \frac{1}{2g} v^2 + h_B \dots\dots\dots(6)$$

同様に BC 間では、

$$\frac{1}{2g} v^2 + h_l = \frac{1}{2g} v^2 + h_B \dots\dots\dots(7)$$

となる。ここに h_l は BC 間における水頭損失であるが、BC 間の抵抗則は Darcy 則によって、

$$h_l = lv/k' \dots\dots\dots(8)$$

と表わされる。

これらの4式が、被圧地下水帯からの流出の低減に対する基礎方程式で、この4式より、

$$H_c = \frac{l}{k'} v + \frac{1}{2g} \left\{ 1 - \frac{f^2}{F^2} \right\} v^2$$

となるが、これを時間で微分して式(5)の関係を用いると、 v に関する微分方程式

$$-\frac{f}{F} v = \frac{l}{k'} \frac{dv}{dt} + \frac{v}{g} \left\{ 1 - \frac{f^2}{F^2} \right\} \frac{dv}{dt}$$

が得られる。 $q_c = fv$ であることを考慮して、この式を積分すると、結局被圧地下水帯からの流量の時間的な低減曲線として、

$$-\frac{Fl}{fk'} \log_e q_c - \frac{F}{f^2 g} \left\{ 1 - \frac{f^2}{F^2} \right\} q_c = t + c \dots\dots(9)$$

が求められる。ここに、 c は初期条件によって定まる定数である。

(2) 不被圧地下水帯からの流出

不被圧地下水帯の場合には自由水面があるので、基礎方程式を立てるに際して、水頭に対してある仮定をする必要がある。ここではよく知られた Dupuit-Forchheimer の近似が成立して、水面勾配は十分に小さく、任意

の鉛直断面における流速は水面勾配に比例するものと考えられる。

このように考えると、砂層内の水流に対する式は図-2 について、Darcy 則は

$$v_u = -\frac{\partial}{\partial x} \{k \cdot H_u(x, t)\} \dots\dots\dots (10)$$

連続式は

$$\frac{\partial(rH_u)}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} \{H_u \cdot v_u\} \dots\dots\dots (11)$$

となり、この2式より低減時の基礎式は

$$\frac{\partial(rH_u)}{\partial t} = k H_u \frac{\partial^2 H_u}{\partial x^2} + k \left(\frac{\partial H_u}{\partial x} \right)^2 \dots\dots\dots (12)$$

となるが、 r を一定とし、水面勾配 $\frac{\partial H_u}{\partial x}$ は小さいものとして $\left(\frac{\partial H_u}{\partial x} \right)^2$ を無視すると

$$\frac{\partial H_u}{\partial t} = \beta H_u \frac{\partial^2 H_u}{\partial x^2} \dots\dots\dots (13)$$

$$\beta = k/r \dots\dots\dots (14)$$

となる。

この式を解くために、境界および初期条件が必要である。しかし、実際にはこれらの条件は未知であって、これらを与えることはできない。河道の水位は地下水帯に対しては境界条件として、地下水帯の水の挙動は河水の供給源として、両者は相互に関連しあい、ともに一方が定まらないと、数式として表現できないからである。しかし、洪水のような場合と異なり、地下水流出の場合には河道の水位が地下水流出を制御するというよりは、むしろ地下水流出が河道水位を支配していると考えられる。また、ここでの研究対象が主として地下水流出の時間的変動であることを考えると、河道水位の変動を時間的に規定しても無意味であろう。

このように考えて式(13)の未知関数 $H_u(x, t)$ に対する条件として、つぎのものをを用いた。

初期条件

$$H_u(0, 0) = H_0, \dots\dots\dots (15)$$

$$H_u(L, 0) = h_0, \dots\dots\dots (16)$$

境界条件

$$\left(\frac{\partial H_u}{\partial x} \right)_{x=0} = 0, \dots\dots\dots (17)$$

さて、式(13)の $H_u(x, t)$ を位置の関数と時間の関数の積で表わされるものとして変数分離した後、式(15)、(16)、(17)の条件に対する固有値問題として式(13)を解くと、その解は

$$H_u(x, t) = \frac{1}{\frac{2\beta}{L^2} (H_0 - h_0) t + 1} \times \left\{ -\frac{H_0 - h_0}{L^2} x^2 + H_0 \right\}$$

となる。

そして、 $x=L$ での流量、すなわち流出流量 $q_u(t)$ は

$$q_u(t) = k H_u(L, t) \cdot \left. \frac{\partial H_u(x, t)}{\partial x} \right|_{x=L} = \frac{2k}{L} \left\{ \frac{1}{\frac{2\beta}{L^2} (H_0 - h_0) t + 1} \right\}^2 h_0 (H_0 - h_0) \dots\dots\dots (18)$$

で与えられる。この $x=L$ での初期流量を $q_u(L, 0) = q_{u0}$ とすると

$$q_u(t) = \frac{q_{u0}}{\left\{ \frac{2\beta}{L^2} (H_0 - h_0) t + 1 \right\}^2} \dots\dots\dots (19)$$

となる。すなわち

$$a = \frac{2\beta}{L^2} (H_0 - h_0) \dots\dots\dots (20)$$

とおくと

$$q_u(t) = \frac{q_{u0}}{\{at+1\}^2} \dots\dots\dots (21)$$

で表わされることになる。

6. 低減曲線の方程式

以上述べたように、不被圧成分の低減曲線の方程式は式(21)で与えられ、時間に関する陽関数となっているが、被圧成分に対する式(9)は陰関数であるから、取り扱いやすい陽関数に書き換える。そのために、式(9)の各項が流出にどの程度貢献しているかを検討しよう。いま単位として km, day を用いると、透水係数 k' はほぼ $10^{-6} \sim 10^{-7}$ 、 g は 10^{-2} のオーダーであり、一方 Fl/f と F^2/f の2つはオーダー的にほぼ同じであると思われるので、式(9)の左辺第2項は第1項に比し十分小さく、その流出に対する効果は無視することができる。したがって、近似的に式(9)の低減曲線の式は指数関数となると考えてよい。事実式(9)を片対数紙上にプロットすると、その形状は大体図-4 のようになり、時間の経過とともに速やかに

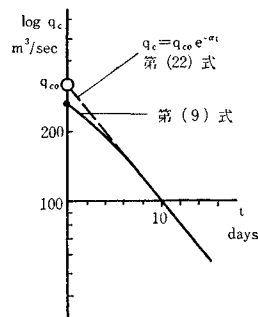
$$-\frac{Fl}{fk'} \log_e q_c = t + c$$

の直線に漸近していることがわかる。図-4 は仮想的に計算したものであるが、実際の漸近のようすはもっと速やかであると考えられる。さて、この直線と q_c 軸との交点を q_{c0} とすれば、 q_{c0} は被圧地下水帯からの初期の流出流量に近似的に等しく、低減曲線は近似的に式(9)の第2項を無視した次式で表わされることになる。

$$q_c(t) = q_{c0} \cdot e^{-at} \dots\dots\dots (22)$$

ただし、

図-4



$$a = fk' / F \cdot l \dots \dots \dots (23)$$

この被圧、不被圧両成分の低減を表わす式 (23) および式 (21) は、モデルの単位幅当りの流量であるから、実際の流域に適用するには、その流域の大きさの効果を考える必要がある。これを考慮したときの河川流量を Q 、被圧・不被圧地下水帯からの流出分を Q_c 、 Q_u 、それらの初期値をそれぞれ Q_0 、 Q_{c0} 、 Q_{u0} と表わし、 L 、 l を一定とした場合の平均的な流出口の幅を表わす B_c 、 B_u を導入すると、

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= B_u \cdot q_u \\ Q_c &= B_c \cdot q_c \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24)$$

と表わすことができる。ゆえに各成分は

$$Q_u = Q_{u0} / (at + 1)^2 \dots \dots \dots (25)a$$

$$Q_c = Q_{c0} \cdot e^{-at} \dots \dots \dots (25)b$$

で表わされる。さらに、実際の河川の流量はこの2つの成分からなっているから

$$Q = Q_c + Q_u = Q_{c0} \cdot e^{-at} + Q_{u0} / (at + 1)^2 \dots \dots (26)$$

となる。この場合も、 a および α はそれぞれ式 (20) および式 (23) で与えられるが、これらは流域での低減の様子を総合的に表わす因子と考えておこう。

ところで

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{Q_c}{Q_u} = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{Q_{c0}}{Q_{u0}} e^{-at} \cdot (at + 1)^2 = 0 \dots \dots (27)$$

であるから、被圧成分は不被圧成分に比べてはるかに速やかに低減する。すなわち、無降水日数がある程度以上になると、被圧地下水帯からの流出は事実上終了してしまっており、河水はすべて不被圧成分のみからなると考えて差し支えない。式 (26) の低減状態を定める因子は初期流量 Q_{c0} 、 Q_{u0} と低減の程度を示す α 、 a の値であって、これらが地下水流出の低減におよぼす諸特性を総合的に表現するものと解釈してよい。

以上、上でえられた結果を基礎として、実際の河川に適用した例を考えながら、低減部の諸性質について論じていくことにしよう。

7. 解析資料と諸特性量の決定

解析の対象は、兵庫県加古川の国包上流流域、奈良県紀ノ川水系吉野川の寺尾上流流域、京都府由良川の荒倉および角上流流域である。これらの流域の概要を 図-5 に解析した流量低減部を表-1 に示したが、資料としては上記各流量観測所における日流量（定時観測値）と上流流域の日雨量である。

実際の流出解析を行なうには、被圧・不被圧両成分の初期流量 Q_{c0} 、 Q_{u0} および、それぞれの低減の割合を示す α 、 a を求める必要がある。

さて、低水解析をする場合、まず問題になるのは、何時から河川が低水状態、すなわち地下水流出分のみの状態になるかということである。この時刻としては、表面

図-5

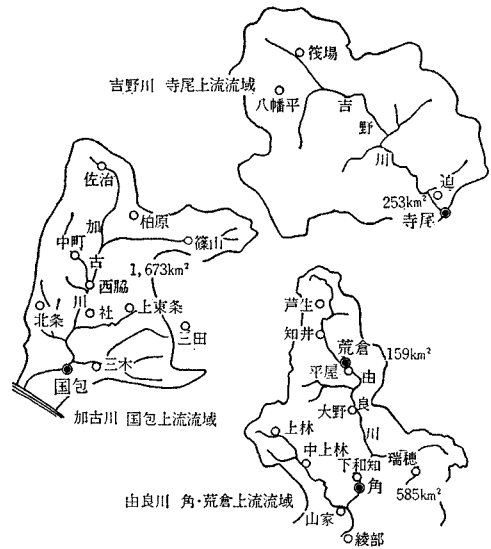


表-1

河川	測水所 流域面積	記号	最大流量日	最大流量 m³/sec
加古川	国包 1 674 km²	K-1	1950. 3. 7	828.1
		K-2	1954. 7. 20	196.7
		K-3	1954. 7. 31	229.0
		K-4	1954. 9. 29	187.3
		K-5	1956. 7. 24	184.3
		K-6	1956. 9. 27	1 722.0
		K-7	1956. 10. 31	370.5
		K-8	1957. 7. 28	304.0
		K-9	1958. 7. 4	218.0
吉野川	寺尾 253 km²	Y-1	1949. 7. 6	68.1
		Y-2	1951. 7. 13	357.3
		Y-3	1952. 11. 5	225.3
		Y-4	1955. 7. 24	128.5
		Y-5	1955. 8. 27	1 331.4
		Y-6	1958. 7. 23	145.6
由良川	荒倉 159 km²	A-1	1950. 8. 3	88.6
		A-2	1950. 10. 6	52.8
		A-3	1953. 6. 8	90.7
		A-4	1953. 7. 5	172.1
		A-5	1953. 9. 26	331.8
		A-6	1954. 7. 6	35.8
		A-7	1955. 6. 19	15.5
		A-8	1955. 7. 7	36.6
		A-9	1956. 7. 24	92.3
	角 585 km²	K'-1	1949. 7. 30	229.0
		K'-2	1949. 10. 6	69.2
		K'-3	1952. 7. 11	386.2
		K'-4	1954. 7. 30	66.6
		K'-5	1955. 7. 7	78.2
		K'-6	1955. 7. 24	13.2
		K'-7	1956. 7. 24	251.8

流出と中間流出すなわち直接流出が終了したときを採用すればよいわけである。しかし、直接流出の終了時刻を厳密に定めることは非常に困難である。とくに日単位の資料を用いると不明瞭な点が少なくない。そこで、わが国の多くの洪水解析の結果と流域面積とを勘案して、

中間流出が終了し地下水流出分のみとなる時刻を一応つぎのようにして解析を行なった。

加古川・国包：最大流量日より3日後
 由良川・角： " 2 "
 由良川・荒倉： " 1 "
 吉野川・寺尾： " 1 "

前述したように、低減がある日数以上続いた場合には、河川流量はすべて不被圧成分のみから成るので、この性質を利用すれば、地下水流出分より不被圧成分を分離することができる。すなわち、河川流量が不被圧成分のみより成ると考えられる期間の流量資料にもっとも適合するように式(25)aをあてはめ、時間原点まで外挿することによって Q_{u0} , a の値が定められる。こうして求めた Q_{u0} , a の値を用いると式(25)aによって不被圧成分の低減曲線が求められる。

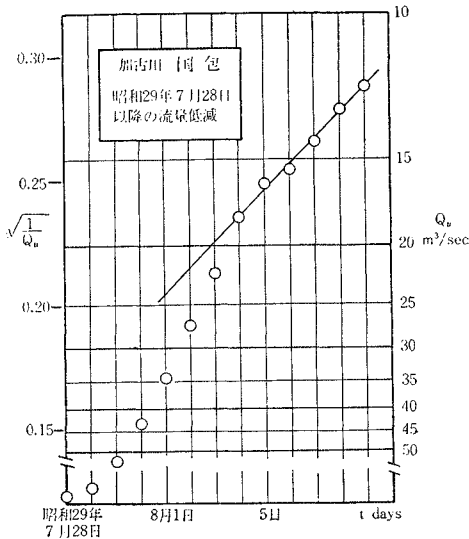
一方、被圧成分はこの不被圧成分を実測流量から引き算して求められ、この被圧成分を半対数紙上にプロットすると、一般に一直線上に並ぶ。これらの点に最適の直線を入るとその勾配が α となる。直線の適合に際しては対数紙であることを考慮し、時間原点における被圧成分の値を尊重して Q_{c0} とした。

実際に Q_{u0} , a を定める場合にあてはめる式(25)aは曲線であるから、その適合の程度をとらえるのがむずかしく、最小自乗法を用いるのも計算が繁雑となる。しかし、式(25)aは

$$\sqrt{\frac{1}{Q_u}} = \sqrt{\frac{1}{Q_{u0}}} \cdot (at+1) \dots\dots\dots(28)$$

と変形されるから、 $\sqrt{1/Q_u}$, t を縦横軸とすれば、不被圧成分の低減曲線は一直線で表わされる。この直線と時間原線との交点が $\sqrt{1/Q_{u0}}$ を与え、勾配が $a\sqrt{1/Q_{u0}}$ となるから、これらから Q_{u0} , a を決定することができる。

図-6



る。図-6 はこのようにして直線を入れた例であるが、プロットが時間の経過とともに直線に漸近し、ある程度以上日数がたつと河川流量が不被圧成分のみから成っている様子がわかる。この直線の勾配は一つの流量観測所についても必ずしも一定になるとは限らない。

以上のようにして解析した諸量の結果をとりまとめたのが表-2である。

表-2

資料	Q_{u0} m ³ /sec	a 1/day	Q_{c0} m ³ /sec	α 1/day
K-1	82.9	0.089	53.3	
K-2	28.2	0.028	6.9	—
K-3	19.5	0.024	23.5	0.387
K-4	38.4	0.024	16.6	0.363
K-5	15.9	0.061	16.4	0.421
K-6	77.2	0.079	26.8	0.431
K-7	47.2	0.061	21.3	
K-8	41.6	0.106	27.4	0.504
K-9	22.3	0.024	28.7	0.554
Y-1	18.6	0.019	23.9	0.569
Y-2	46.0	0.084	109.7	0.618
Y-3	15.7	0.037	37.0	0.628
Y-4	13.8	0.023	64.0	0.626
Y-5	28.6	0.055	109.4	0.719
Y-6	17.8	0.043	61.8	0.642
A-1	4.7	0.027	24.0	0.774
A-2	8.0	0.037	17.1	0.462
A-3	12.2	0.055	40.0	0.770
A-4	22.2	0.079	92.2	0.618
A-5	16.0	0.054	18.4	0.685
A-6	18.2	0.066	1.3	—
A-7	4.9	0.027	14.5	0.613
A-8	7.7	0.048	14.4	0.620
A-9	7.7	0.032	30.6	0.648
K'-1	23.2	0.017	26.0	0.300
K'-2	27.0	0.027	6.1	0.366
K'-3	66.0	0.136	1.4	—
K'-4	16.4	0.069	10.9	0.790
K'-5	14.6	0.042	22.0	0.524
K'-6	5.3	0.057	1.5	0.742
K'-7	29.3	0.067	16.1	0.847

8. 被圧地下水流出分の低減特性

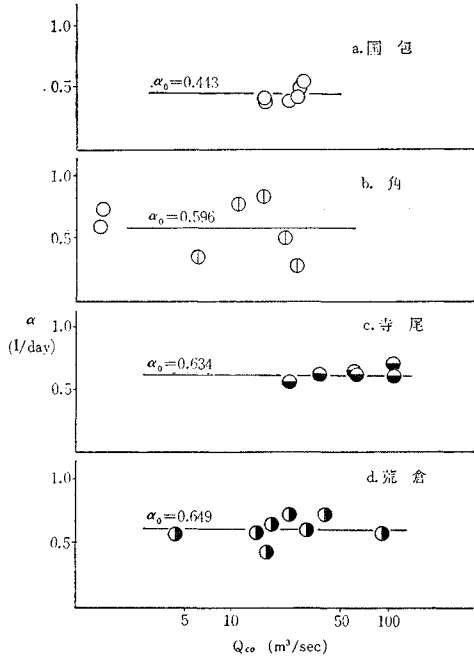
被圧地下水帯からの流出の低減曲線は、

$$Q_c = Q_{c0} \cdot e^{-at} \dots\dots\dots(25)b$$

で与えられる。

この低減の特性を表現しているものは低減の係数 α であるが、式(23) $\alpha = fk'/Fl$ によると、この α を形成している要素は、被圧地下水帯の形状を定める因子 F , f , l とその透水度を総合的に表現した透水系数 k' である。一般にこれらは特定の流域にあっては季節的には変化せず、ほぼ一定であると考えられる。すなわち、この低減係数 α は流域で不変の地形・地質的要素のみに支配されており、いわゆる被圧地下水流出に対して流域特性を表わしているものと解釈される。したがって、前述したモデルでもってある地点より上流の流域からの地下水流出

図-7



を表現しようとする場合には、この低減の係数 α の値は初期条件のいかんにかかわらず流域固有の定数でなければならない。加古川国包、吉野川寺尾、由良川角および荒倉、各地点での解析による α の値を Q_c に対してプロットすると、図-7 のようになる。図中に直線で示した α_0 の値は、各流域の α の平均値である。

図-7 から各流域で初期流量のいかんにかかわらず、被圧地下水帯からの地下水流出の低減特性値 α はほぼ一定であることがわかる。

しかし、よりくわしく観察すると、流域面積が小さい

場合には一定となっているが、由良川角、加古川国包などの場合には若干ばらついている。このばらつきの原因は明らかではないが、流域面積が大きくなると流出に影響をおよぼす要素が流域に一律ではないので、降雨の場所的分布の不斉や諸用水など、人為的な影響によるものと思われる。

いずれにしても、全体的に判断すると α は各流域で一定であると考えてよい。 α が一定の場合には、周知のとおり式(25)bは指数型低減曲線であって、その曲線は片対数紙上で1本の直線となるはずである。図-8は解析した各低減部の各日の被圧地下水成分の値を示したものである。ただし、解析資料は時間軸をずらしてプロットしてある。図から大略式(25)bの低減曲線に沿って流量

図-8 (b)

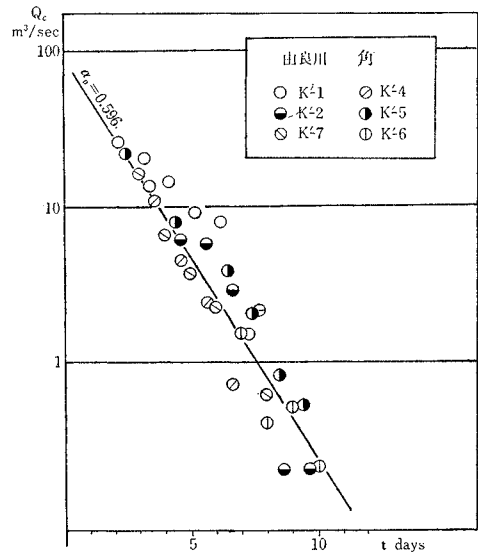


図-8 (c)

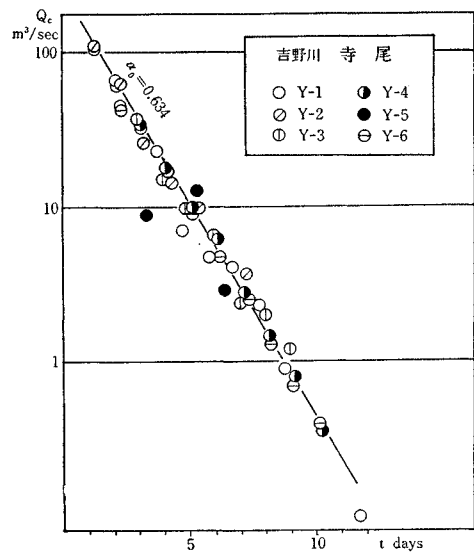


図-8 (a)

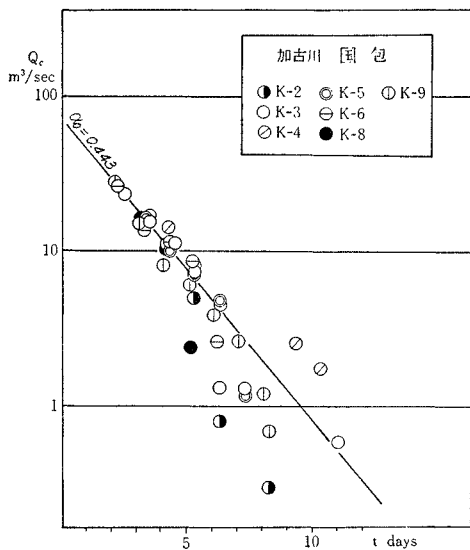
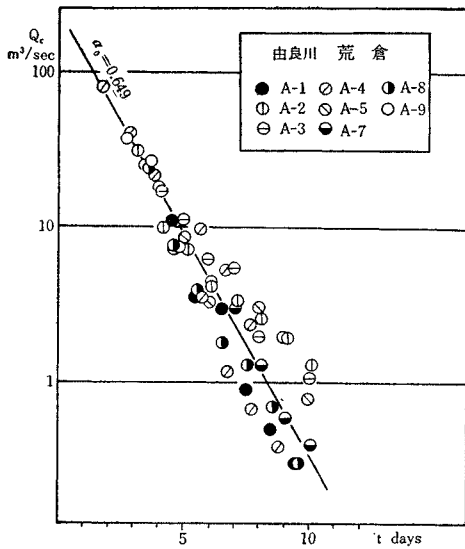


図-8 (d)



が低減していると考えてよいであろう。

ここで取り上げたモデルはあまりに簡単なものであるから、自然界における複雑な地下水流出の現象を完全に解明したとはいえないまでも、水の流動の力学的性格の一つである圧力伝播型に注目するとき、指数関数的低減をする成分の存在が推測され、かつその低減係数の性格をより一層明らかにすることができたものといえよう。

9. 不被圧地下水流出分の低減特性

不被圧地下水帯からの流出の低減曲線は、

$$Q_u = Q_{u0} / (at + 1)^2, \dots\dots\dots (25)a$$

ただし、

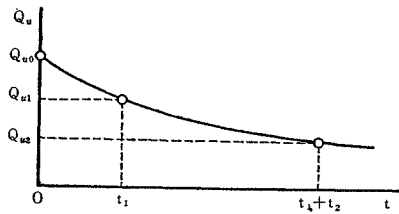
$$a = 2\beta(H_0 - h_0) / L^2, \dots\dots\dots (20)$$

で与えられる。この場合には、被圧成分の場合とは異なり、片対数紙上において勾配が徐々に減少する低減曲線となって、長期間の低減状態をより精度よく表現することができる。

不被圧成分の低減の状態は、初期流量 Q_{u0} と低減の割合を示す a によって表現される。 a の値を形成している要素は式 (14) および (20) より L, k, r と低減初期の状態を示す H_0, h_0 であるが、 L, k, r は流域の地形・地質の様子を総合的に表現したものであって各流域では一定の値と考えられる。したがって、一つの流域にあっては a の値は初期条件によって定まる定数でなければならない。ところで、初期流量 Q_{u0} は初期の地下水帯内の上流水深 H_0 と下流水深 h_0 の関数であるとともに、 a もまたこれらの関数である。したがって、この H_0, h_0 を媒介として、初期流量 Q_{u0} と低減特性値 a の間には何らかの関数関係があることが想像される。

いま、不被圧地下水流出の低減曲線が、初期状態を異とするあらゆる場合に1本の曲線で表わされるものとす

図-9



る。この場合には、図-9 に示すように、 $t=0, t_1, t_1+t_2$ における流量をそれぞれ Q_{u0}, Q_{u1}, Q_{u2} とすると式 (25)a より

$$Q_{u1} = Q_{u0} / \{at_1 + 1\}^2,$$

$$Q_{u2} = Q_{u0} / \{a(t_1 + t_2) + 1\}^2$$

であり、 Q_{u1} を初期流量として Q_{u2} を表わすと

$$Q_{u2} = Q_{u1} / \{a't_2 + 1\}^2$$

が成立する。このとき a' は $t=t_1$ を時間原点としたときの a の値を示す。これらの式が t_1, t_2 のいかんにかかわらず成立するという条件を用いると結局

$$\frac{a}{a'} = \sqrt{\frac{Q_{u0}}{Q_{u1}}}$$

が成立する。すなわち、初期流量のいかんにかかわらず1本の曲線に沿って流量が低減するためには、

$$a = K \cdot \sqrt{Q_{u0}} \dots\dots\dots (29)$$

の関係が成立していなければならない。ここで K は比例定数である。

解析した不被圧成分の低減曲線を、時間軸をずらしてできるだけ同一の曲線にのるようにした結果が図-10であり、初期流量 Q_{u0} と a との関係を図示したものが図-11である。図-10(d) より、流域面積の小さい山岳流域の由良川荒倉では、不被圧地下水成分の低減が、1本の曲線に沿って減衰していることがわかる。したがって、式 (29) が成立し、図-11において a と Q_{u0} の間にほぼ放物線の関係が成立する。他の地点でもこのような傾向がうかがわれるが、図-11 からわかるよう

図-10 (a)

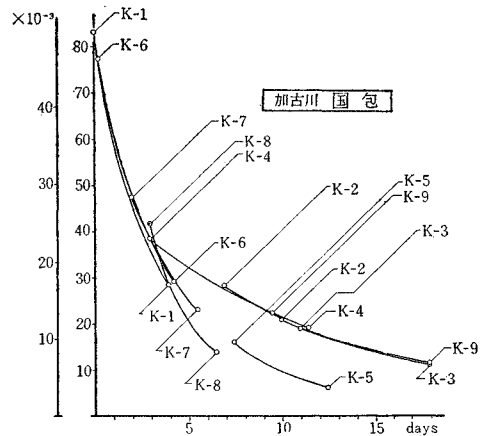


図-10 (b)

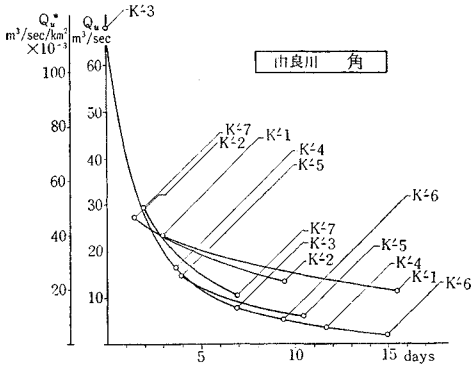


図-10 (c)

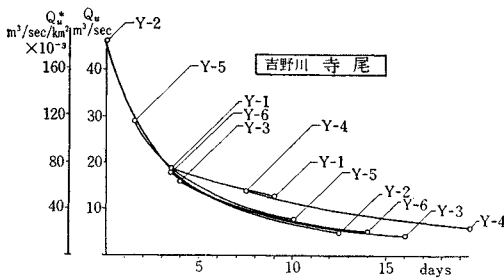


図-10 (d)

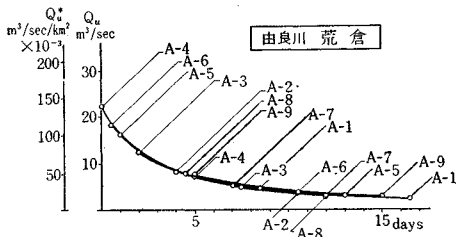
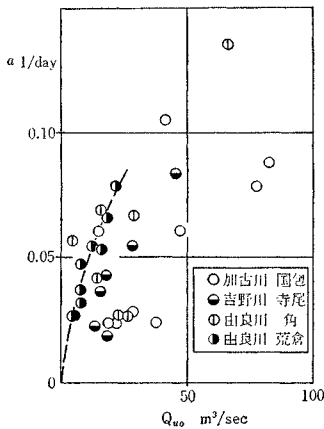


図-11



に、場合場合によって低減の様子が変化しているのが明確にはわからない。とくに流域面積が大きいほどそのばらつきも大きくなっているようである。

10 低減特性に影響を与える要素

一つの流域における被圧・不被圧地下水成分の流出低減状態には、それぞれ異なった傾向がみられた。とくに、流域面積の小さい山岳流域である荒倉地点では、両成分ともその流出は初期状態のいかんにかかわらず同じ1本の曲線に沿って低減している。しかし、図-7, 8, 10, 11 をみると、いずれの成分の場合にも、低減状態のばらつきは流域面積が大きいほど大きくなっている。

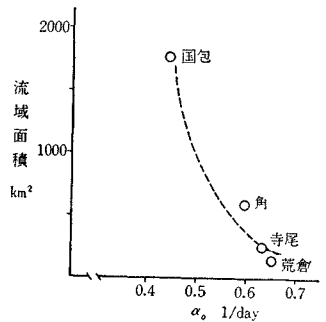
地下水流出の低減特性が主として流域の物理的特性に支配されることはすでに述べたとおりであるが、一方、降雨の地域分布が変化すると、初期条件としての流域地下水の存在状態が変わるので、これによっても低減状態は影響を受けるはずである。こうした要素の流域での分布状態は、当然流域面積が大きいほど複雑となるから、上に述べたように流域面積が大きくなると一定の低減状態を示さなくなるものと考えられる。しかし、低減状態に影響をおよぼすいろいろな要素の分布状態は非常に複雑なので、これらを考慮して低減曲線を一般的に論じることはきわめて困難であるといわねばならない。ここでは解析した個々の流域の結果について、こうした観点から若干の考察をするに止める。

(1) 被圧地下水成分について

図-7 をみると、解析した α_0 の値は流域面積の増加とともに少しずつ減少している。 α を構成する要素は仮想的な F , f と透水層の長さを示す l , および透水係数 k' である。このうち F , f は地質構造によって定まるもので、水頭の効果をモデル的に表現したものであるから、これを基としていくつかの流域の α の値を比較検討することは困難である。また透水係数についてもここで扱っている各流域でさほど異なっているとは考えられず、とくに角・荒倉地点などではほぼ等しいと考えてよいであろう。流域の大小によって α の値が違うものとする、その差異は l の違いによるものが最も大きな要素であろう。

ここで解析した流域について、流域面積と α_0 の値をプロットすると図-12 のようになり、流域面積の増加

図-12



とともに α_0 の値が減少する傾向がうかがえる。いま、流域面積と l とが比例関係にあると、式(23) $\alpha = fk'/Fl$ の関係から、流域面積と α_0 とは反比例の関係になり、図-12 と傾向的に一致することがわかり、 α_0 の値の

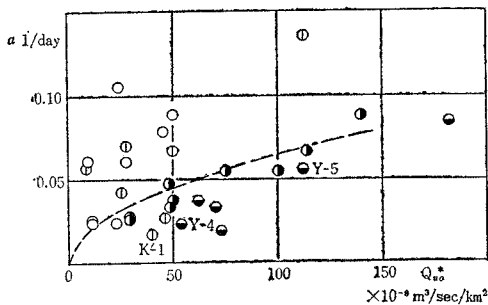
性格をある程度知ることができる。

(2) 不被圧地下水成分について

降雨の場所的分布が不被圧流出分の低減状態に影響をおよぼすと考えられるが、その様子は角・寺尾の場合に顕著に現われている。角地点上流流域の日雨量を調べると、資料 K'-3, 4, 5, 6, 7 の場合は下流地点下和知から上流の芦生まで、降雨は全流域にほとんど一様に分布している。これに対して、上流部に非常に集中した雨のある K'-1 の場合には、図-10 (b) からみられるように低減状態が緩慢になっている (K'-2 の場合の降雨量は欠測)。このように、流域に一樣な降雨のあるときに比し、上流部に雨が集中するときに、同一流量に対する低減の割合が緩慢となる傾向は、吉野川寺尾でも観察される。すなわち、図-10 (c) 資料 Y-4, 5 についてみると、両者の場合の流域平均の日雨量には大きな差はないが、後者では流域にほぼ一様に分布しているのに対し、前者では下流迫地点で 100 mm/day 以下、上流後場で 300 mm/day 以上と上流部に雨が集中している。そして、低減曲線の傾向は後者は緩慢、前者の方が急となっている。角および寺尾でのこうした傾向は、両流域とも上流部からの流出の低減がゆるく、下流部からの流出が急であることを示唆するものと考えられる。

低減曲線のばらつきのほとんどない荒倉、比較的ばらつきの少ない寺尾上流流域はともに山地流域で、流域面積は前者は 159 km²、後者は 253 km² であって、流出の上ではその規模・特性が似ていると考えられる。このことは、両地域の不被圧成分の単位面積当りの流量 Q_{u0}^* の低減状態 (図-10 (c), (d) に付記) や、単位面積当りの初期流量 Q_{u0}^* と a の関係 (図-13) がよく一致していることからもうかがうことができる。さらに、解析した範囲では、図-13 に示すように流域面積が小さいほど、同じ Q_{u0}^* に対する a の値が小さく、したがって、低減が緩慢となっている。しかし、こうした傾向が山地部と下流平地部での、不被圧地下水流出の挙動が違うためだとしても、なぜ上記のような傾向となるのか、その原因は明らかではない。

図-13



11. むすび

以上、低水流出を地下水流出と考え、その流量低減特性を流出機構という観点から検討した。その際、拡散型・圧力伝播型という水の流動の力学的性格に着目し、不被圧・被圧地下水帯に対するモデルを想定して、このモデルにおける水の流動機構を基礎として検討したが、本研究によってえられた結果は以下のとおりである。

1. 被圧地下水成分は指数型低減をし、その低減の係数 a は流域固有の値である。他方、不被圧地下水成分の低減は分数関数で表わされ、その低減は被圧分に比しはるかに緩慢である。したがって、長期間の河水はこの不被圧流出分によって涵養されているものと考えられることができる。

2. このような不被圧成分の導入によって、従来 1 本の指数関数では説明しにくかった長期間の低減状態を把握することができる。

3. 流域面積の小さい山地流域では、被圧・不被圧両成分とも、初期流量いかにかわらず、それぞれ 1 本の曲線に沿って流量が低減し、その変動はきわめて少ない。不被圧分の低減状態を示す a の値は、流域固有の要素と初期条件によって支配されるが、このような小さい山地流域では Q_{u0}^* と a の間には放物線の関係が成立する。

4. 流域面積によって低減の割合を示す a 、 a の値が変化している。被圧分の場合は a と流域面積の間にほぼ反比例的関係が認められたが、不被圧分の場合はあまり明確ではないが、解析した範囲内では、単位面積当りの初期流量が同じとき、 a の値は流域面積の増加とともに大きくなっている。

5. 流域面積が大きくなると、2 成分の低減状態のばらつきが大きくなる。これは流域が大きくなると、流出に影響する要素が地域的に変化するからであろう。その要素の一つとして、降雨の場所的分布の影響がかなり大きいことが観察された。

本研究で用いたモデルはあまりにも簡単なもので、数学上の難点などもあり、モデル自体および各種条件の選定の仕方などが制約されたので、低減部のもつ物理的意義を十分解明しえたとはいえないが、このような地下水流出を取り扱う上での問題点を反省し、今後の参考に資したいと思う。

ここで用いたモデルは、あくまでも懸案地点上流流域全体での流出特性を総合的に表現したものであって、上・中・下流各地域からの流出過程もこのような機構に支配されるものとする、当然各地域で a 、 a などの値は異なるものと考えられ、懸案地点での低減の様子を一つの指数や、分数関数では表現できないであろう。このことはまた、性質を異とする二つ以上の河川の分合流前

後での低減を説明するにも若干の矛盾を含んでいる。

流出を考える場合、流域は実際にはいろいろな性質の部分から成るものと思われ、個々の単位流域からの流出の性質の合成として、懸案地点の河水を把えるべきであろう。本研究の結果、流域面積が小さいとき、上記モデルがかなりよく低減特性を表現したことは、荒倉程度の流域ならば、一つの単位流域として取り扱うべきことを示唆している。前項に述べた事柄と関連し、低水問題を扱うとき、対象とすべき単位流域をどのように選定するかは、今後の重要な問題であろう。

こうした問題に加え、単位流域内における流出現象自体が統計的要素を含んでいることを思うと、低水の実態を把握するには、水の力学的挙動とともに統計的要素を導入し、いわゆる統計力学的観点から研究を進めるべきだと考えられる。

さらに、この研究を行なうに当り、地下水の挙動と低水に関する観測資料が少なく、研究の妨げになり、早急に観測の充実化をはからなければならないことを痛感した。今後これらの事柄を指針として、低水流出の問題や水資源における表流水の問題をも勉強していきたいと考

えている。

終りに臨み、本研究を行なうにあたり、ご指導下さった京都大学教授 石原藤次郎先生、同防災研究所教授 石原安雄先生に心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Horner and Flynt : A.S.C.E. (1938)
野満隆治・瀬野錦蔵著：新河川学，第3章 第4節，地人書館，昭34年による。
- 2) Barnes, B.S. : The Structure of discharge-recession curves, Trans. Amer. Geo. Union (1939) p. 731.
- 3) 菅原正巳・巽良知：雨量から流量を算出する方法について，電気学会誌，第78巻，833号，昭33.2，など
- 4) 大久保辰雄：河川の流出機構について，電力気象連絡会彙報，第2輯，第2巻，第1号，昭29.1.
- 5) 竹内俊雄：地表水，水資源講座2，土木学会誌，46-11，昭36.11.
- 6) たとえば George R. Kunkle : The Baseflow-Duration Curve, a Technique for the Study of Groundwater Discharge from a Drainage Basin, Jour. of Geophysical Research, Vol. 67, Apr. 1962, No. 4 pp. 1543
- 7) たとえば石原藤次郎・石原安雄・高棹琢馬・頼千元：由良川の出水特性に関する研究，京都大学防災研究所年報，昭和37年3月，第5号A，創立10周年記念号147ページ。

(1965.9.9・受付)