

タンクモデルによる非湿潤地帯河川の流出解析

(付: ビキン河・木津川の流出解析)

菅原正巳・尾崎睿子・渡辺一郎・勝山ヨシ子

国立防災科学技術センター

Runoff Analysis of the Rivers in Non-humid Regions by Tank Model

By

M. Sugawara, E. Ozaki, I. Watanabe and Y. Katsuyama

National Research Center for Disaster Prevention, Tokyo

Abstract

As it rains in Japan all the year round, it is possible to analyse the runoff structure of Japanese rivers without any consideration of soil moisture, because the soil is always wet. In non-humid regions, however, one of the most important factors for runoff analysis is the problem of soil moisture. So it is necessary to make some modification of the tank model for the runoff analysis of non-humid basins, and addition of some structure corresponding to soil moisture should be done for the tank model mentioned above. But it is not enough to express the following state of the basin, where soil is wet only in some part of the basin along the river while in the remaining part the soil is dry. Then surface runoff can occur only from the wet area. To simulate this state, division of the basin into m zones is performed, each of the zones being represented by the tank model composed of n tanks laid vertically in series. Thus, the tank models of $n \times m$ types are obtained, as shown in Fig. 8, where $n=m=4$. In this model, water can be transferred both in vertical and horizontal directions, and by the horizontal movement of groundwater the higher zone on the mountain side turns dry earlier than the lower zone. By this model it is possible to get fairly good results about some basins of non-humid regions.

1. はしがき

1.1 菅原は長年、図1の型のいわゆるタンクモデルを用いて、わが国の諸河川の流出解析を行ない、多くの河川につき、洪水、渇水を通じて、かなりよい結果を得ている。^{1),2),3)} このモデルを、海外の条件の異なる諸河川に適用できるか、その際どのような修飾が必要であるか、資料を得て検討する機会を得たいと、かねてから考えていた。

1.2 昭和 35 年の秋、菅原が英文論文を Stanford 大学の Linsley 教授に送ったとき、折り返し、彼の方でも同じような考え方を始めていると、Crawford との共著になる小論文が送られて来た。⁴⁾ それは Stanford 大学の近くを流れる Los Trancos Creek という小さい河の流出解析で、毎日の雨から毎日の流量を算出することを目的としている。菅原・勝山はそれに出ている小さな図から 1 年分 (図は 1 年分だけであった) の雨と流量とをよみとり、タンクモデルに修飾を加えてその流出解析を行ない、その結果を Linsley 教授に送るとともに、さらに解析を進めたいから、Los Trancos Creek の資料を送ってほしいと頼んだ。やがて Linsley 教授から 10 年分の Palo Alto の雨量、蒸発量の資料が届いた。ただし、流量は U. S. G. S. の印刷資料にあるから、日本で探してほしいということであった。何分にも戦前 1931~1941 年の資料で、ようやく、地質調査所にあることを知り、資料をそろえ (1 年欠)、解析にかかったのは昭和 36 年秋であった。

1.3 Los Trancos Creek 流域の雨期は冬季で、夏季半年はまったく雨が降らない。そして雨期になると、100 mm ぐらい (日雨量 100 mm ではない、何日かの総計である) の雨が降っても、すべて欠損雨量となり、河川に水がまったく現われないことがある。これはわが国の河川では見られないことである。

タンクモデルでは、多くの場合図 2 a) のように、側面の流出孔が底面よりいくらか上に (10 mm~15 mm 程度のことが多い) ついているから、雨量が小さいと側面流出孔からの流出はない。しかし、この欠損はただか 15 mm 程度で、日雨量 15 mm 以上の雨があれば、河川に増水が見られる (火山灰地帯で浸透が大きい所はこの限りでない)。それが図 2 a) のモデルで、側面の流出孔を底面から 10 mm~15 mm 程度の所につける理由である。いま、日雨量数 mm 程度の雨が断続して降り続き、図 2 a) のタンク内の水面がいつも側面の流出孔の高さに到達しないとす。その場合、相当量の雨が降っても側面の流出孔からの流出はないが、底面の浸透孔からの水によって、2 番目、3 番目のタンク内の水位が上がり、そこからの流出が始まる。つまり、河川の流量は徐々に増大する。このようにして、わが国では 100 mm の雨がすべて欠損雨量となることは起こらないのである。

1.4 浸透も流出もしないような欠損雨量に対して、図 2 b) のような構造を作ればよいことを、菅原は以前から考えていた。この構造の点線以下に貯えられた水は、浸透も流出もしない。それは完全な欠損雨量で、蒸発散によって失われるだけである。

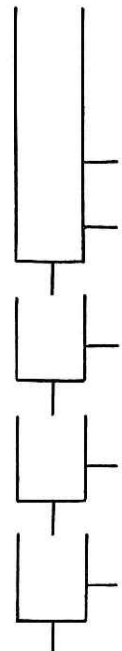


図 1 タンクモデル

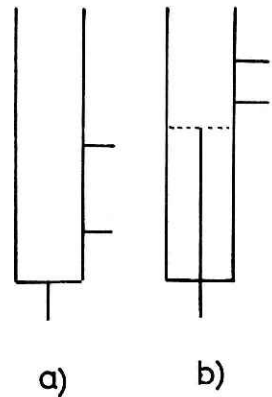


図 2 a) 貯留型。b) 完全欠損つき貯留型。

1.5 菅原・勝山は昭和 32 年に宝川の洪水解析を行なった際に、図 2b) の構造を使ってみた。そして、完全欠損部分を 3 mm~5 mm 程度にすると、幾分よい結果が出るように思った。しかし、この程度の完全欠損であれば、あろうとなかろうと、結果にあまり影響しない。そこで、その後、図 2b) の構造は利用しないことにした。

1.6 Los Trancos Creek の大きな完全欠損を見て、図 2b) の構造を利用すればよいと考え、まず図 3 のモデルを作った。各タンクに大きな完全欠損部分を設ければ、よい結果が出るであろうと期待したが、うまく行かない。雨期になって、しばらくたつと、小さな表面流出が現われる。それを Linsley は非浸透地域の考えで説明する。流域の一部が非浸透となり、そこに降った雨は表面流出する。雨期が進み、雨が降り続けるに従って、非浸透地域の面積が拡大するとして、表面流出の仕方の変化を説明する。

1.7 菅原・勝山は、この非浸透地域の考えをモデルに取り入れ、次のように考えた。非浸透地域は河沿いに発生し、次第に拡大すると考えてよからう(図 4 の A)。たとえば図 4 の B のように、河からとび離れた地域が非浸透になったとしても、B からの表面流出は周辺地域で浸透し、表面流出としては河に届かない。つまり非浸透地域として B は無効である。したがって、非浸透地域は河沿いから拡大して行くと考えてよい。

非浸透地域の拡大を連続的に考える代わりに、図 5 に示すように流域をいくつかの地帯に分割し、乾期になると流域は山側の地帯から順に乾き、雨期になると川沿いの地帯から順に湿ると考えた。それは連続物体の力学を、質点系の力学に置き換えて考えるようなものであり、また近時流行の有限要素法的な考えである。

1.8 このようにして図 6 の構造ができた。並列に置かれた 1 段目のタンク

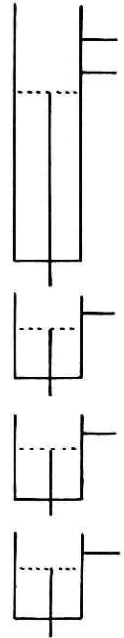


図 3 完全欠損つきタンクモデル

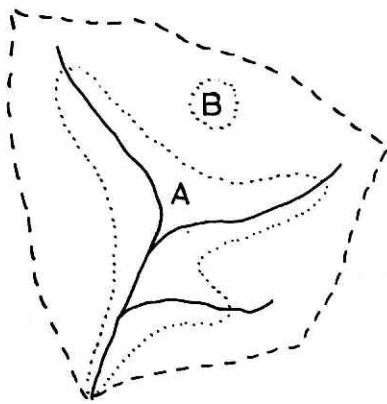


図 4 非浸透地域

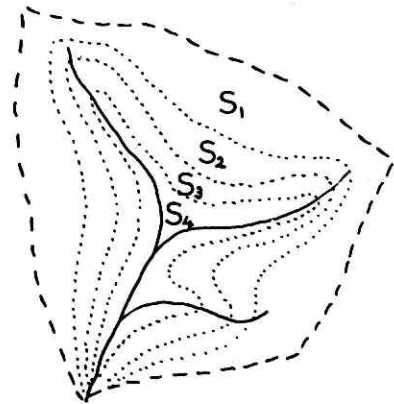


図 5 地帯分割

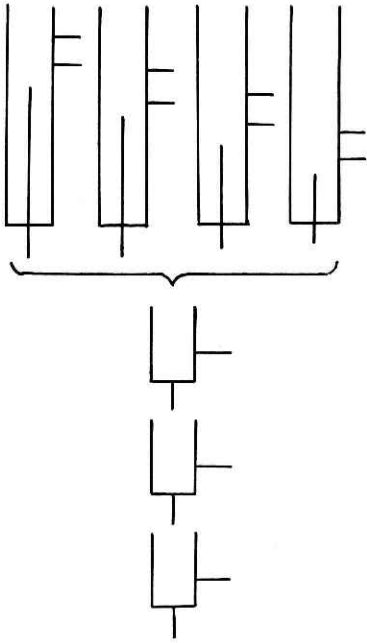


図 6

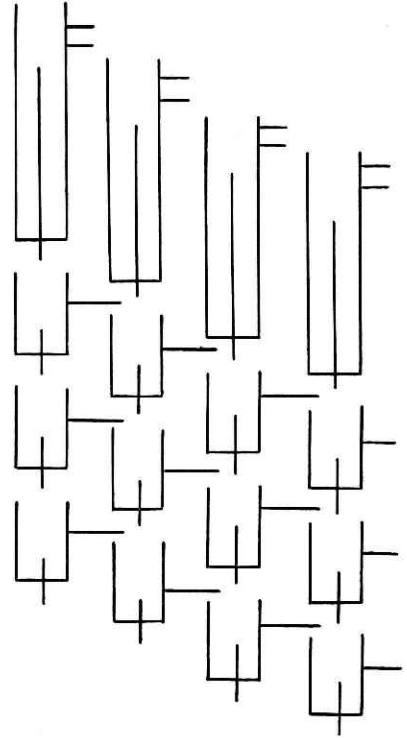


図 7

クは各地帯を表わす。ここで山の側のタンクから、河の側のタンクへの水分の水平方向移動を考

えるならば、1段目のタンクは、乾期になると山の側から乾き、雨期になると河の側から湿る。これについての報告原稿は印刷の途中で紛失し、しかも年度末の多忙のため控えの原稿もなく、現在その細部は不明となった。

1.9 その後1年ばかりして、昭和39年に菅原・勝山はメコン河の支流でタイ国を流れる Nam Mune の小さい支川にある Sae Falls (流域面積 2,060 km²) 地点の流出解析を試みる機会を得た。このとき Los Trancos Creek のことを、あわせて考え直してみることにした。前図、図6のモデルで、土壤水分(完全欠損部分の水)の水平移動を仮定したのが、不自然であって、気にかかっていたからである。

そこで思いついたのが図7のモデルであった。それは完全欠損を表わす構造を持つタンク(図2b)を縦と横とに置いたものである。

1.10 図7のモデルのそれぞれの縦の列は、図5の各地帯 S₁, S₂, S₃, S₄ に対応する。各地帯は地表および地下の何段かの帯水層を持っている。各地帯の各帯水層は、その地帯の上の帯水層からの浸透水を受け、下の帯水層へ水を送る(水の鉛道方向移動)とともに、山の側の地帯の対応する帯水層から水を受け、河の側の地帯の対応する帯水層へ水を送り出す(水の水平方向移動)。この場合、完全欠損に当たる部分の水は移動しない。以後、完全欠損に当たる部分の水を拘束水、動き得る水を自由水とよぶことにする。

1.11 蒸発は、まず自由水が優先する。1段目のタンクの拘束水をそのままにして、2段目以下のタンクの自由水から先に蒸発させるのは一見不思議であるが、土壤水分が蒸発すれば、下層の自由地下水によりその穴が埋められると考えればよい。

ある地帯の自由地下水が消失すると、土壤水分からの蒸発が始まり、その地帯は乾き始める。この場合、河の側の隣接地帯の自由地下水からの補給は考えない。自由水の重力による水平方向移動を考えるのに対し、蒸発について水平方向移動を考えないのは、一見つり合いを欠くようであるが、蒸発による土壤水分の穴を下層自由地下水が埋めるのは、毛管現象による吸い上げである。鉛直方向は m 単位、水平方向は km 単位と、長さの程度がけた違いであることを考えれば、毛管現象による地帯間の水の移動を無視し得ることが納得できるであろう。

1.12 山の側の地帯の自由地下水の一部は、河の側に水平移動して行くから、蒸発により自由地下水が消失して行けば、山の側から乾き始める。同じ理由により、雨期になれば河の側から湿り始める。したがって、雨期になると非浸透地域（土壤水分が飽和した地域）が河の側から増大し、乾期になると山の側から減少して行く様子を、図7の構造で自動的に表わすことができる。

土壤水分の移動を考えず、自由水の移動だけから、非浸透地域の拡大・縮小を表わせる所が、この方式の長所である。この方式により、Los Trancos Creek, Sae Falls に対してかなりよい結果が得られた。⁵⁾

1.13 われわれはこのモデルによる非湿潤地帯河川の解析例をふやしたいと思っていたが、なかなか資料が得られなかった。今回 WMO が行なった「水文学における概念的モデルの相互比較」(Intercomparison of conceptual models in hydrology) に関連し、つぎの非湿潤地帯4河川の資料を得ることができた。

Bird Creek: U. S. A. オクラホマ州北部流域面積 2,344 km²。

Wollombi Brook: オーストラリア、シドニーの北方、ニューカッスルの西方にあり、Hunter Valley の支川、流域面積 1,593 km²。

Sanaga River: アフリカのカメルーン、流量観測地点は河口に近く、流域面積 131,500 km²、北緯 5° のあたり。

Nam Mune: タイ、Nam や Me は河の意、メコンの右側支川、流量観測地点ウボン、流域面積 104,000 km²、北緯 15° のあたり。

これら河川の流出解析にあたり、モデルにはいくらかの修飾、変更が行なわれた。

2. 非湿潤地帯の河川に対するタンクモデルの構造

2.1 地帯分割

流域を図5のように m 個 (今回は $m=4$) の地帯に分割する。その面積比を $S_1 : S_2 : \dots :$

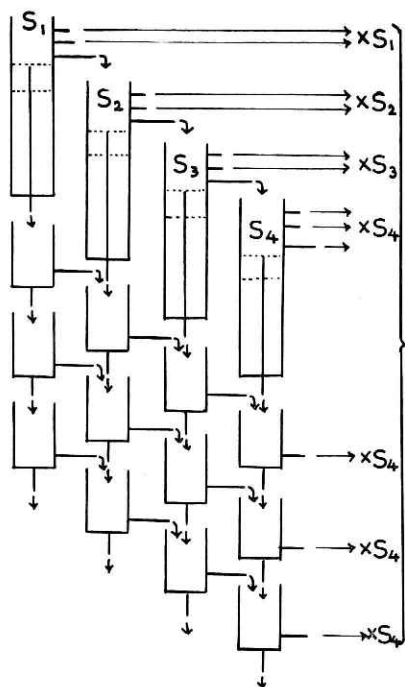


図 8 4×4 型タンクモデル

S_m とする. S_1 が山の側, S_m が河沿いである. 流域の種々の状況を知っていれば, それによって面積比を定めるべきであろうが, 何も知らないときは, 試行錯誤で定めるより致し方ない. この面積比をうまく定めることは, よい結果を得るための大切な条件であるらしい. およその方針として, S_1, S_2, \dots, S_m が等比数列となるように定める. たとえば

$$3^3 : 3^2 : 3 : 1 = 67.5 : 22.5 : 7.5 : 2.5,$$

$$2.5^3 : 2.5^2 : 2.5 : 1 = 125 : 50 : 20 : 8$$

$$\doteq 61 : 25 : 10 : 4,$$

$$2^3 : 2^2 : 2 : 1 = 53.3 : 26.7 : 13.3 : 6.7.$$

2.2 $n \times m$ 型のタンクモデル

1) 各地帯を n 段 (今回は $n=4$) の直列貯留型モデルで表わす. このようにして, 図 8 に示す $n \times m$ 型のタンクモデルができる. この図で左が山の側, 右が河の側である. 水は上から下への鉛

直移動と, 左から右への水平方向移動をする.

2) 第 1 段目のタンクだけが土壌水分に関する 2 段の構造を持っている. この所が 10 年前の図 7 のモデルと異なっている. 以前のモデルでは, 各タンクの完全欠損部分の構造は 1 段で, その代わり 2 段目, 3 段目のタンクにも完全欠損の構造を考えていた. 土壌水分を 2 段にするのは Linsley の考えによるもので, 彼は上層土壌水分 (upper soil moisture) と下層土壌水分 (lower soil moisture) とを考える. 近時のサクラメント・モデル⁶⁾ も同様の考え方をしている.

3) 1 段目のタンクの側面の流出孔は 2 種類あって, a) 下の流出孔からの水は右側の 1 段目のタンクにはいる. b) 上の 2 個の流出孔からの水は直接河川への流出となる. 今回の解析結果では, Bird Creek, Wollombi Brook では a) の型の流出孔は無く, b) の型の流出孔だけである. 一方, Sanaga River, Nam Mune では, a) の型の流出孔だけで, b) の型は無い. a) の型の場合, 一番右の河沿い地帯のタンクでは, 1 段目タンクの流出孔からの流出は, 河にはいるのである.

4) $n \times m$ 型のタンクモデルで, 各タンクの構造をすべて独立に変化させると, 動き得るパラメータの数は 50 個をこえる. このような多数のパラメータを制御することは, 人間の能力をこえるであろう. しかしながら, $n \times m$ 型タンクモデルの 1 段目, 2 段目, \dots のタンクは, それぞれの帯水層に対応すると考えているのであるから, 同一の構造を与える. つ

まり従来のタンクモデル ($n \times 1$ 型) を, パラメータを固定したまま m 列に並べたものを, $n \times m$ 型のタンクモデルとする. ただし 1 段目の土壤水分の構造だけは, 地帯別に少し変えることがある. したがって, $n \times m$ 型であるからといって, 従来の $n \times 1$ 型のタンクモデルに比べ, それほどパラメータの数が増すわけではない. 地帯面積比, 土壤水分についてのパラメータが増すだけである. 日本の河川で, 積雪・融雪の機構を導入するには, 高度 (寒さ暖かさという方がより適しているであろう) による地帯分割が必要で, それにはかなりのパラメータが必要である. 雪の場合に比べて, $n \times m$ 型のモデルのパラメータはそれほど多数ではない.

5) $n \times m$ 型のタンクモデルのパラメータがそれほど多くならないのは上述のとおりであるが, $n \times m$ 型のタンクモデルのパラメータの数がかかなり多いから, それを適当に加減するならば, 実測流量に合わせることができると考える人もあろう. 実際には, そうならない. $n \times m$ 型のタンクモデルという, 一つの型を想定すれば, それによる強い制約が生ずる. パラメータを変えるだけで, 任意のハイドログラフを出せるわけではない. それは従来の $n \times 1$ 型のタンクモデルについてもいえることである. 一つのモデルの型を定めることにより, 自由さはきわめて限定される.

たとえば $n \times 1$ 型のタンクモデルで日流量解析をする場合についていえば, 1 段目のタンクの半減期は 1 日~3 日程度, 2 段目のは 5 日~10 日程度, 3 段目は 1 月~3 月程度, 4 段目は半年~2 年程度にとることが多く, それはそれぞれの流出成分に対応している. もちろんタンクモデルは有限要素法的な近似の意味を持つもので, 現実の流出成分や地下の帯水層との対応ははっきりつくものとは思わないが, ともかく各パラメータに対する自由度はかなり限られている. 逆にいえば, 自由度が限られているから, パラメータを探し求めることができるのである.

タンクモデルにかかなり強い制約があり, どんなハイドログラフでも出せるわけではない所に, タンクモデルの一つのよい点があると考えられる. 与えられた雨量から与えられた実測流量がどうしてもうまく出て来ないときは, 流量に誤りがあるのではなからうか (水位流量曲線に欠陥があることもあるし, 水位計が故障していることもある), 雨量に問題があるのではなからうか, 流量や水位に何かの人為的操作が加えられているのではなからうか等と考え, その原因が明らかになったこともしばしばあった. 与えられた雨量から与えられた流量を出すのだけが, 流出モデルの任務ではあるまい. 流出モデルの側から, 雨量・流量のチェックをするのも, 流出モデルの任務の一つである. そのとき, モデルの持つ不自由さ, 制約が重大な役割を演ずる. それがモデルの重要な意義の一つではあるまいか.

6) 今回得られたモデルのパラメータは, 従来日本の河川で得られたものと, 似たりよったりであった. もちろん Sanaga River, Nam Mune のような川は 13 万 km^2 , 10 万 km^2 という, わが国では経験できない大流域であり, かかる大流域では第 1 段のタンクの半減期

は長くしなければならぬのであるが、それについても、半減期と流域面積の平方根はほぼ比例関係にあるという従来の経験則から、あまり離れていなかった。流域を地帯に分割し、ある地帯では地下水が消滅し、土壌水分が乾き切るという構造さえ導入すれば、あとは日本の河と似た構造でよいのである。なお、わが国では、四季を通じて雨に恵まれているから、流域の全体がつねに湿っており、したがって $n \times 1$ 型のタンクモデルで近似できるのである。

2.3 土壌水分

1) 地面の表層部分に、土の粒子間に空気と水とが共存する層、いわゆる不飽和帯がある。この状態が、水の浸透、表面流出に深く関係するのであるが、その簡単なモデルを作るのが、ここの目的である。

2) 雨が降って不飽和帯に水が供給されたとき、水の一部は土の粒子間の狭い空げきに入りこみ、一部は粒子間の広い空げきの部分をみたす。この両者が完全に区別できるかどうかには疑問があるが、前者が拘束水、後者が自由水である。自由水は重力により下方に浸透する。

3) 拘束水を1次と2次に分ける。不飽和帯に供給された水は、まず入りやすい狭い空げきを満たす。これが1次拘束水である。これが飽和すると、余った水は自由水となりその一部は浸透または表面流出する。

4) 1次拘束水は徐々に、より入りにくい狭い空げきに移動して、2次拘束水となる。今回のモデルでは、1次拘束水は 50 mm 程度、2次拘束水は 250 mm 程度で飽和すると置いた場合が多い。

1次拘束水から2次拘束水への移動速度 I_2 は2次拘束水が少ないとき(乾いているとき)に大きく、それと2次拘束水の貯留高 X_2 との関係は直線的であると仮定し(図 9 a)), 次式で与えられるとする。

$$I_2 = c_0 + c(1 - X_2/h_2).$$

すなわち、2次拘束水 0 のとき(完全に乾いているとき)移動速度は $I_2 = c_0 + c$ (mm/日)、2次拘束水飽和のとき ($X_2 = h_2$), $I_2 = c_0$ である。今回は $c_0 = 0.5$, $c = 1$ とした場合が多い。もちろん2次拘束水が飽和すれば移動は止まる。

5) 1段目のタンクに自由水があれば、1次拘束水の穴は自由水で埋められる。1段目タンクに自由水が無く、2段目のタンク以下に自由水があるときは、1次拘束水に生じた穴は、下層の自由水の吸い上げによって埋められる。その移動速度 I_1 は、1次拘束水の貯留高 X_1 の1次関数として、次式で与えられると仮定する(図 9, b)).

$$I_1 = b_0 + b(1 - X_1/h_1).$$

すなわち、1次拘束水が 0 (完全に乾いている) のとき、下層からの吸い上げは $b_0 + b$ (mm/日)、1次拘束水が飽和のとき ($X_1 = h_1$), b_0 (mm/日) である。もちろん飽和すれば吸い上げ

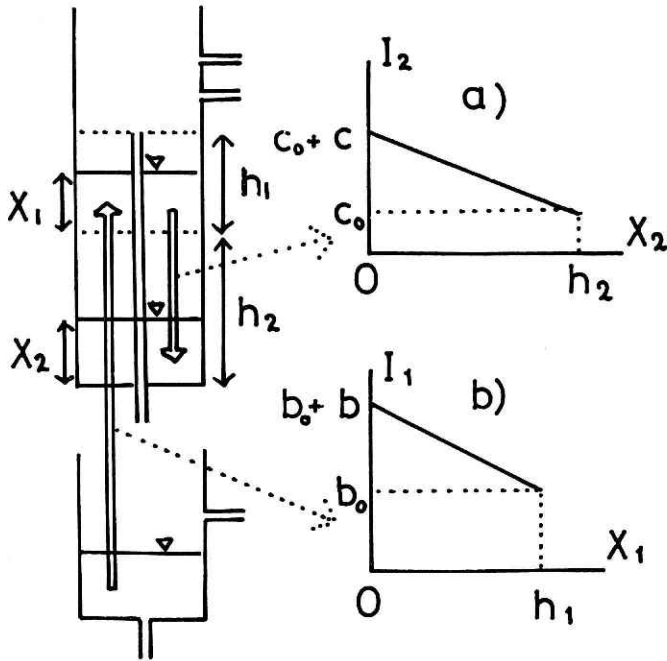


図 9 土壌水分についてのモデル

は止まる。今回は $b_0 = b = 3$ (mm/日) を用いた。

6) 1次拘束水, 2次拘束水は Linsley その他の上層土壌水分, 下層土壌水分に相当するものである。そもそも土壌水分を2層に分けることも, 有限要素法的な近似であろうが, 雨水が土壌水分(その主要部分は2次拘束水である)に移行する際に, 中間段階が必要なようで, それが上層土壌水分, ここにいう1次拘束水である。ここで上層・下層の名を避け, 1次・2次を用いたのは, それが必ずしも上下の関係にはないと考えるからである。雨が降って上層の土壌が十分に湿れば, 下層が乾いていても表面流出が生ずる。その意味で上層土壌水分の名がつけられたのであろう。しかし表面流出以外に浸透の問題がある。浸透は土粒子の間げきを通る水の下方移動だけではない。それだけであれば, 浸透の速度はかなり遅いものであろう。しかし, 地面にはひび割れや, 孔や, 断層など, 上下をつなぐ大きな抜け道がある。水のかなりの部分が, これらの抜け道を通して下方へ移動するのではないだろうか。乾いた地面に雨が降ったとき, これらの抜け道を通して雨水が浸透できるのは, 抜け道の周りが十分に湿ってからであろう。それは土地の表面が十分に湿ってから表面流出が生ずると同様のことである。これが上層・下層の名を避けた理由である。

1次拘束水は自由水との接触部分であるという考え方から, 下層の自由水の吸い上げも1次拘束水を経由することにした。

わが国は四季雨が降るから, 土壌水分はつねに飽和に近い状態にあるとみてよい。日本で

畑が乾いたというのと、乾燥地帯で畑や牧野が乾いたというのとは、かなり程度が異なるものらしい。その意味で、われわれは土壌水分の欠損による、大きな初期欠損雨量の実例を見る機会がない。不幸にして、今回資料として用いた Bird Creek, Wollombi Brook はともに、流出解析用の資料としては最適でないように感じられる。したがって、これらの資料から作った今回の土壌水分に関するモデルは、そこで仮定したパラメータの値とともに、信頼性にはやや欠ける所がある。

2.4 蒸 発 散

1) 蒸発散は地表から行なわれると考え、第1段のタンクから引き去る。蒸発計による日蒸発量の観測値 E が与えられているとき、第1段タンクの自由水からは $0.8E$ を差し引き、自由水が無く拘束水から差し引くときは $0.6E$ を引く。自由水の残りが少なく、それから $0.8E$ を引き切れないときは、不足分の $3/4$ 倍を拘束水から差し引く。差し引きは、自由水、1次拘束水、2次拘束水の順である。

2) 2段目以下のタンクに自由水があるときは、蒸発散の差し引きにより1次拘束水に生じた穴は、下層の自由水の吸い上げにより埋められる。したがって、拘束水より先に、下層の自由水が蒸発するのと似た結果が現われる。

3) ある地帯がすっかり乾けば、その地帯からの蒸発は無くなる。上記のように、蒸発計の値に対し、自由水からは $0.8E$ 、拘束水からは $0.6E$ と地面からの蒸発を小さくしてあるのであるが、流域の一部が乾いてしまえばそこからの蒸発は 0 となるから、流域全体からの蒸発は E に比べはるかに小さくなる場合が生ずる。

2.5 河道による変形

1) $n \times m$ 型のタンクモデルで雨量から変換された流出高は、河道に入ってから、変形を受ける。

2) 河道による変形は、図 10 の貯留型構造により与える。Sanaga River, Nam Mune に

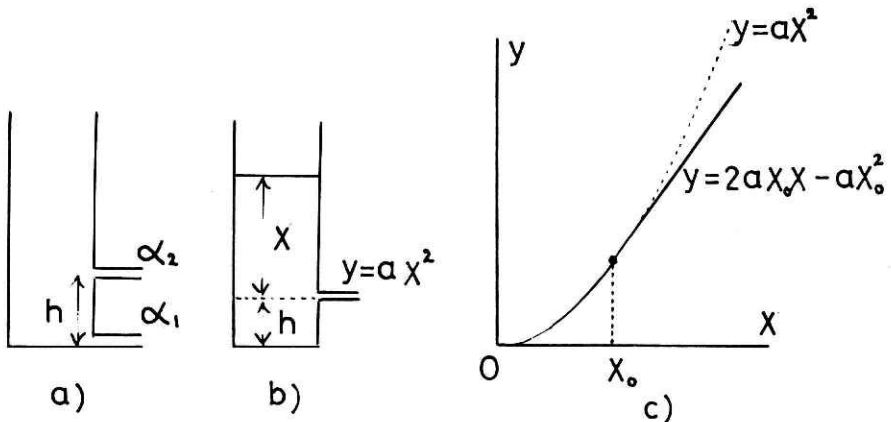


図 10 河道による変形に対するモデル

は a) を用い、Bird Creek, Wollombi Brook には b) を用いた。b) は底部に初期欠損を持ち、その部分を除けば、流出高は貯留高の 2 乗に比例するものである。

3) 流出を貯留高の 2 乗に比例させると、計算技術上の難点が出て来る。たとえば $y = 0.1X^2$ のとき、 $X=10$ で $y=10$ となり、 $X>10$ で $y>X$ となる。この式をそのまま用いると、貯留高以上に流出が生ずるという不合理になる。流出が貯留高の 2 乗に比例するアナログ構造を作り、実際に運転すると、流出して貯留高が減れば自然に流出が減るから、貯留高以上に流出することはない。デジタルで計算しても、適当に時間区間を細分すれば、アナログと同様の答が出て来るのであるが、河道による変形の計算に、それほどの手間をかけることもない。貯留高が大きいときは、貯留高の大部分をその口のうちに流出させればよいので、そのとき河道による変形効果が小さくなるようにして置けばよいのである。

そこで、便宜上、次の方式を用いる。放物線 $y=aX^2$ 上の 1 点 (X_0, aX_0^2) で接線を引き、この点で放物線と接線とをつなぎ合わせた図形 (図 10, c)) で、 y と X の関係を与えることにするのである。

$$y = \begin{cases} aX^2, & (X \leq X_0) \\ 2aX_0X - aX_0^2. & (X_0 < X) \end{cases}$$

たとえば $2aX_0=1.0$ により X_0 を定めれば、 $X>X_0$ で $y=X-aX_0^2$ であるから、入力が大きいつき、入力はそのまま出力となり、貯留効果はまったくない。いくらか貯留効果を持たせ、ハイドログラフの平滑化作用を持たせるためには、 $2aX_0$ を 0.9 とか、0.8 とかに置けばよい。今回は $2aX_0=0.8$ と置いて、図 10 c) の曲線を作った。

4) Bird Creek, Wollombi Brook では河道 (河に沿った帯状の狭い地域で、河川表流水の供給により地面が水分を持っている地域を考える) への降雨、河道からの蒸発の影響を計算に入れる。今回の計算では、両河川とも、河道の面積を流域の 0.4% とした。これを 0.2%~0.5% 程度にすると、河川が極度に渇水になったとき、河道への降雨、河道からの蒸発が、河川表流量にかなりの影響を及ぼす。とくに蒸発の影響が大きい。

たとえば、地下水から河へ 0.05 mm/日 の水が出て来たとする。これが河道に水分を供給し、そこから 5 mm/日 が蒸発するとする。河道の面積が流域の 0.4% とすると、5 mm/日の蒸発は流域全体で割れば 0.02 mm/日 で、これを 0.05 mm/日 の表流から引けば、残りは 0.03 mm/日 となる。もしも蒸発が 8 mm/日 であれば、0.018 mm/日 しか残らない。このように、渇水になると、表流は蒸発の影響を受けて大きく変動する。影響の受け方は、河道の流域に対する面積比を 0.5% にするか、0.1% にするかで大きく変わるが、河道への流出高が 0.05~0.01 mm/日 程度になると、河道からの蒸発の影響は大きい。Bird Creek, Wollombi Brook では、この影響と思われる渇水流量の変動が見られる。

Sanaga River, Nam Mune の渇水はそれほど小さくないから、河道に対する降水、蒸発は無視する。河道による変形を図 10 a) の簡単な構造で与えることにしたのも、渇水があま

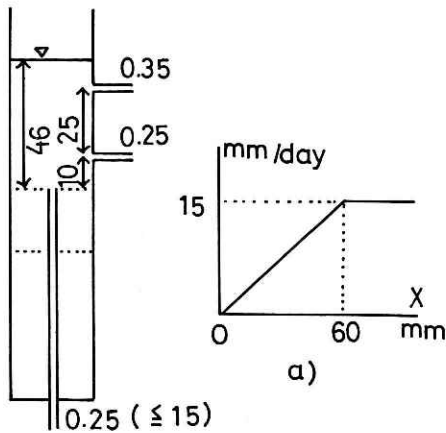


図 11

え、自由水の貯留高は 46 mm になる。これから流出高，浸透高を出すには，流出孔，浸透孔にかかる水圧（水深換算 mm）に係数を掛けて，次のように得られる。

流出高： $(46 - (25 + 10)) \times 0.35 + (46 - 10) \times 0.25 = 12.85$ (mm/日)。

浸透高： $46 \times 0.25 = 11.5$ (mm/日)。

貯留残高： $46 - 12.85 - 11.5 = 21.65$ (mm)。

図 11 の浸透孔の所に ≤ 15 とあるのは，浸透高が 15 mm/日 で限界に達することを表わす。すなわち，貯留高 60 mm までは，浸透高が貯留高に比例するが，以後は 15 mm/日 の一定値となる（図 11, a)）。

3.2 今回の計算方式で，計算は次の手順で行なう。1) 蒸発散の差し引き，2) 下層からの自由水の吸い上げ，2次拘束水への移行，3) 雨量の加算，4) 流出，浸透の算出，およびその差し引き。

以上は 1 段目のタンクの場合である。2 段目以下のタンクでは 1') 1 次拘束水への吸い上げの差し引き，2') 上段，山の側のタンクからの水の受け入れ 3') 下段，河の側のタンクへの水の移行，の順になる。

これは計算上の約束にすぎない。手順を変更すれば，答はいくらか異なる。どの手順がよいとも言えないが，計算を実行する以上，規則を定めて置かなければならない。

3.3 $n \times m$ 型のモデルの計算で注意を要するのは，隣接地帯との水のやりとりである。各地帯のタンクの水はそれぞれ水深 (mm) で計算している。それは単位面積あたり水深である。同一地帯内の上下の水の移動はそのままよい

り小さくならないからである。

3. 計算の仕方

3.1 計算の仕方や，タンクモデルの図に記入されたパラメータの意味は，ふつうのタンクモデル ($n \times 1$ 型) の場合と同じである。計算はすべて雨量に換算した水深，mm 単位で行なう。たとえば図 11 の構造で，拘束水は飽和，その上に 20 mm の自由水がある所に，30 mm の雨が降り，蒸発量が 5 mm であるとする。蒸発散 $5 \times 0.8 = 4$ (mm) を引き，雨 30 mm を加

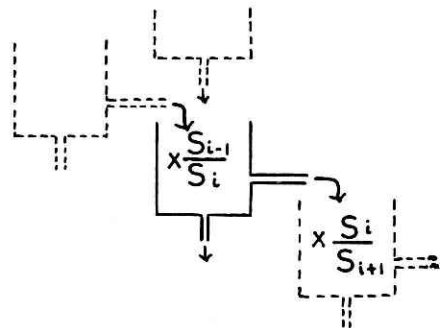


図 12 地帯間の水の移行

が、 i 番目の地帯から、河の側の隣接地帯 ($i+1$ 番目) のタンクへの移行では、 S_i の面積から出る水であるから、量としては S_i 倍しなければならない。それが面積 S_{i+1} の地帯に入るから、その水深に直すには S_{i+1} で割らなければならない。結局、地帯 i から地帯 ($i+1$) への移行には S_i/S_{i+1} を掛ける必要がある。

同様の理由から、 i 番目の地帯のタンクから河道への流出には S_i を掛ける。

3.4 河道による変形を与える構造では、流域あたりの水深 mm で計算している。それに対し、降雨、蒸発の影響を計算に入れるときは、河道の面積 S_0 (流域面積を 1 とした比) を降水量、蒸発量に掛けたものを、加え、または差し引く。

4. 得られた結果、流出機構探求の経過、および残された問題

4.1 表 1 は各河川について得られた流出機構のパラメータを示す。パラメータの意味は図 13 に示されている。

図 14 は得られた結果の一部を示している。結果のすべては英文報告⁷⁾ に図示してあるから、関心のある方は、それを見ていただきたい。

図 14 の縦軸は対数尺になっている。Bird Creek, Wollombi Brook では流量が 0 になることがあり、そのまま対数尺に刻むと、負の無限大になり、流量の小さい所でハイドログラフが拡大されすぎて、具合が悪い。この欠点を除くために、ある小さな q_0 を流出高 q に加え、 $(q+q_0)$ を対数尺に刻むことにした。 q_0 は Bird Creek で 10^{-8} mm/日, Wollombi Brook で 10^{-2} mm/日 である。その上、図 14 では $\log(q+q_0)$ の関数尺の上に、 q の目盛が刻んである。したがって、 q が大きい所ではほぼ対数尺、 q が 0 に近い所で普通尺に近づくという目盛になっている。

4.2 解析は Bird Creek から始められた。最初は図 7 のモデルを用いたが、1 段目のタンクに 2 層の土壤水分を置く構造の方がよいらしいことが分かり、図 8 の形となった。

4.3 かなり長い間、図 8 の構造で、1 次拘束水から 2 次拘束水への移動は考えるが、下層の自由水から 1 次拘束水への吸い上げを考えない方式を用いていた。そして、蒸発を引くとき、自由水がある限り、拘束水には手を付けず、自由水から蒸発させる方式をとった。この方式は物理的にやや合理性を欠くと考え、下層の自由地下水から 1 次拘束水への吸い上げを考えることにし、蒸発は 1 段目からだけ差し引くことにした。この変更による実質的影響、つまり結果に及ぼす数値的変化は、わずかなものである。

4.4 土壤水分の飽和限界、水の移行速度等に関する定数の大部分は Bird Creek の解析から定めた。これらの定数のあるものは、その値をかなり変化させても、計算結果にあまり大きな影響を与えないようである。つまり鈍感な定数である。たとえば、拘束水間の移動、自由水から拘束水への吸い上げの速度を与える図 9 a), b) の直線の代わりに、これを定数と置いても、結果はそう変わらない。

表 1 各河川流出モデルのパラメータ、なお、拘束水移動に関するパラメータは $c_0=0.5$, $c=1.0$, $b_0=b=3$ である。ただし Nam Mune では $e=0.5$ 。

1) 雨量・蒸発散についての定数

	雨量		蒸発散	
	流域雨量が与えられている	流域雨量補正係数	自由水から	拘束水から
Bird Creek		1.3 (1月~5月) 1.0 (6月~8月, 12月) 0.8 (9月~11月)	自由水から 0.8E 拘束水から 0.6E	
Wollombi Brook	同上	1.07	自由水から 0.9E 拘束水から 0.7E	
Sanaga River	{流域内9地点の和}+(境界上, 流域外4地点の和) × $\frac{1}{2}$ } + 11	1.1	自由水から 4.8 mm/日 拘束水から 3.6 mm/日	
Nam Mune	{(Roiet)+(Surin)+(Korat)+(KhonKaen)} × $\frac{1}{2}$ } + 3	1.0	自由水から 0.8E 拘束水から 0.6E	

2) タンクモデルの定数

	1 段目 (拘束水)												1 段目 (自由水)								
	地帯分割面積比 $S_1 : S_2 : S_3 : S_4$				1 次拘束水の限界				2 次拘束水の限界				隣接地帯へ		流出		浸透				
	PS1	PS2	PS3	PS4	SS	SS	SS	SS	HA1	A1	HA2	A2	HA3	A3	HA	A	HA	A	係数	限	
	HB	B1	B0	浸透	HC	C1	C0	浸透	HD	D1	D0	浸透	H	CH1	CH2	A	H	SCH	B	型	
Bird Creek	5	0.10	0.12	5	0.01	0.015	0	0.0005	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Wollombi Brook	0	0.04	0.04	0	0.004	0.004	0	0.001	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Sanaga River	0	0.10	0.03	0	0.015	0.005	0	0.001	0	6	0.15	0.15	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Nam Mune	0	0.065	0.015	0	0.003	0.006	0	0.0003	0	1	0.05	0.15	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Bird Creek	5	0.10	0.12	5	0.01	0.015	0	0.0005	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Wollombi Brook	0	0.04	0.04	0	0.004	0.004	0	0.001	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Sanaga River	0	0.10	0.03	0	0.015	0.005	0	0.001	0	6	0.15	0.15	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Nam Mune	0	0.065	0.015	0	0.003	0.006	0	0.0003	0	1	0.05	0.15	—	—	—	—	—	—	—	—	—

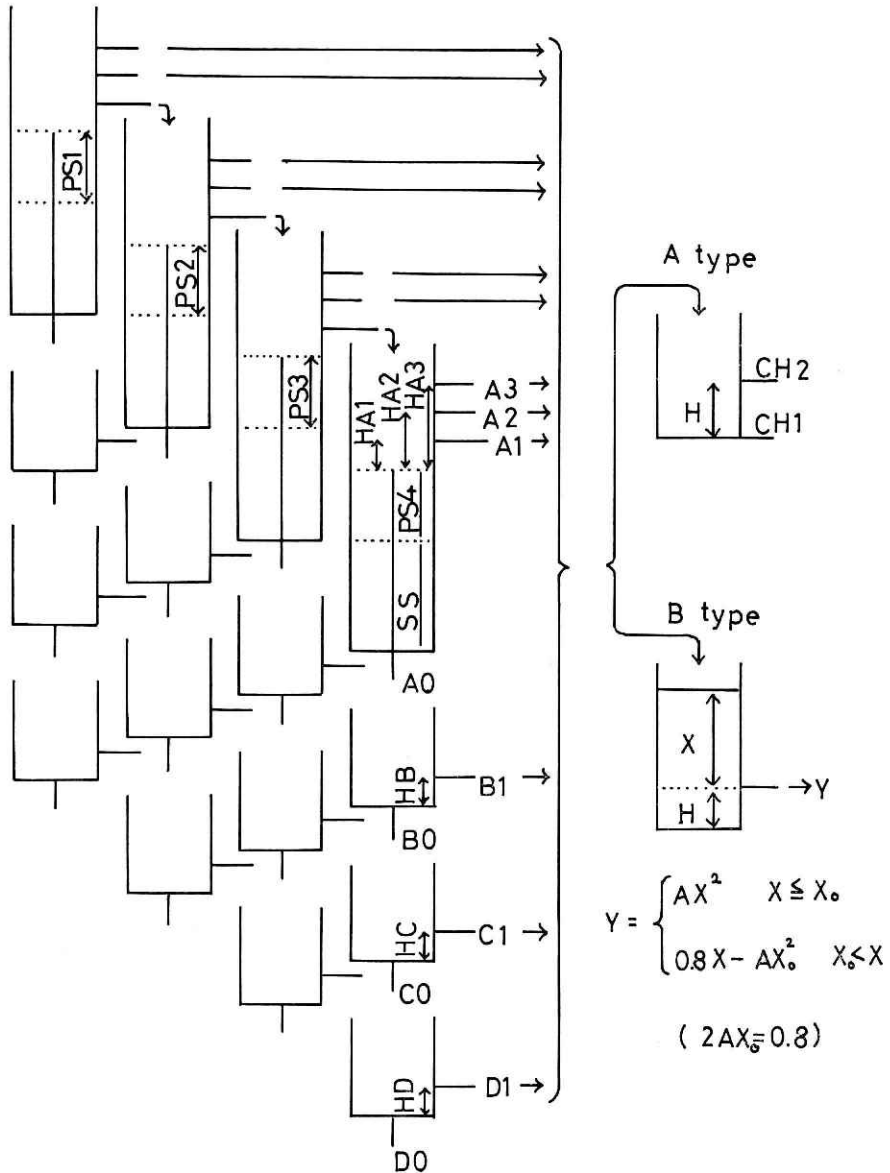


図 13 $n \times m$ 型タンクモデルのパラメータの意味

4.5 われわれのように湿潤地帯の経験しか持たない人間には、土壤水分についてのよいモデルは作りにくい。1次拘束水の限度を 50 mm 程度、2次拘束水の限度を 250 mm 程度にしたのは Linsley に従ったのである。場合により、河川沿いの地帯の1次拘束水の限界を、山の側より小さくしたのは、実測流量に合わせる必要があるからである。しかし、河川沿い地帯の方が、上層土壤水分の容量が小さいというのは、少し気になる。河沿いの方が、土壤層は厚いのが常識的と思うからである。あるいは、1次拘束水の限界を河川沿いで小さ

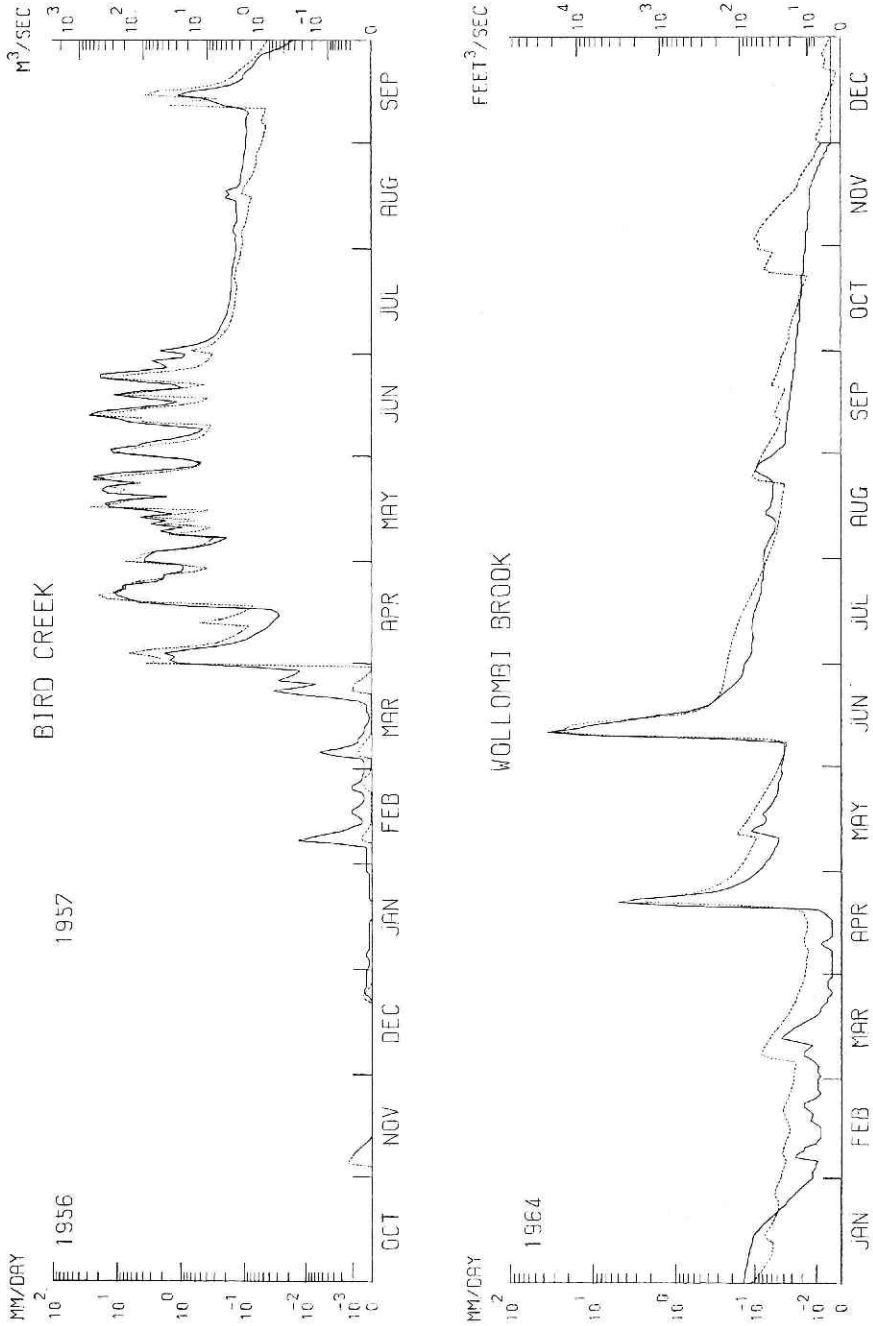


図 14.1 Bird Creek, Wollombi Brook 日流量図 (実線: 実測値; 破線: 計算値)

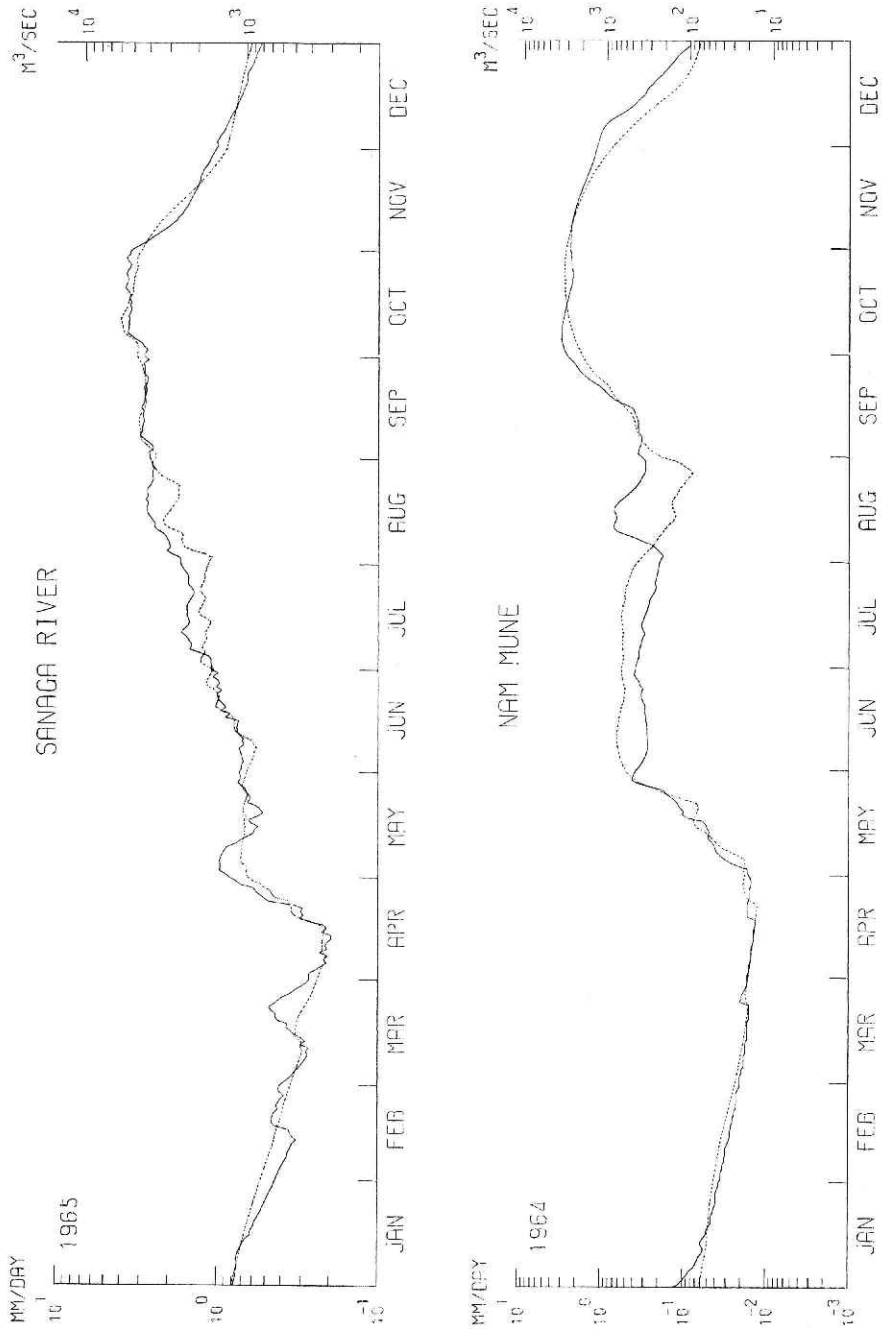


図 14.2 Sanaga River, Nam Mune 日流量図 (実線: 実測値; 破線: 計算値)

くする代わりに、2次拘束水の限度を大きくして、全体として、河川沿いで土壌水分を大きくすればよかったのかもしれない。そうすれば、河沿いの方が土壌層が厚いことになるし、河沿いで1次拘束水を小さくしたのは、土の粒子が細かいことで説明できるかもしれない。

元来、2次拘束水の限界を250mmに固定したのは(Nam Nuneでは150mmにした)、これが鈍感なパラメータだからである。かかる鈍感なパラメータは、流出解析以外の、不飽和帯に関する知見を考慮に入れて定める必要がある。不幸にして、われわれにはそれが欠けているのだから致し方ない。

4.6 土壌水分に関する経験がないためにモデルが作りにくいのは事実であるが、土壌水分のことを知っていたとしても、それがそのまま流出モデルに役立つとは限らない。流域の流出モデルはマクロのモデルで、ミクロの性質がそのまま反映するとは限らない。乾燥地帯の多くの河川の流出解析例を重ね、流出モデルを作る側から、土壌水分のマクロ的性質に近づくことも必要であろう。今回の流出解析を一つのきっかけとして、今後世界各地の資料が入手できることを望んでいる。

4.7 Bird Creek の解析がある程度進行した時点で、Wollombi Brook に手をつけた。両河川とも、雨量は地点雨量にある種の加工をし、あるときは雪どけまでを考慮して、流域雨量が与えられていたが、地点雨量がそのまま与えられていることが望ましかった。

雨量の地点による変動は、かなり大きいものであろう。1地点で大雨が降り、他の地点で降らないときは、局地的に表面流出が生ずる。それは平均雨量からでは算出できない。1段目モデルだけは地点雨量で別々に計算するという方式をとれば、地点雨量を用いることによって、もう少しよい結果が出るであろうし、土壌水分の構造によると考えるべきか、雨量の地域変動によると考えるべきか、判断に迷った所も、地点雨量がそのまま与えられていれば、それなりの判断材料として有効であったろう。

4.8 地点雨量がほしいと思った、もう一つの理由は、雨量の割増率を考えるためである。雨量地点の数がかなり多くても、その大部分が平地にあることが多いから、流域雨量を出すためには、何かの補正を必要とすることが多い。わが国の多雪地帯を流域とする河川では、冬期に大きな割増率を掛け、春から夏にかけては割増率なしにしないと、実測流量に合わせられないのがふつうである。それに加えて、秋には、山地の方が平地より降雨が少ないとみならず以外に、実測流量との対比がつかない例もいくつか出て来た。⁸⁾ 山地の雨量(とくに冬期の降雪量)が実測されていない以上、流出解析の立場から得られたこの推測が正しいかどうか、実証できないのであるが、平地内の観測値の相互比較から、この傾向を証明できる例もある。Bird Creek では、季節別に割増率を変化させる方式をとった。割増、割引きの程度、その季節変化の仕方は、わが国でみられるのと同程度のもので、その点ほぼ妥当であろうと思うが、地点雨量の変動の仕方、その法則性を見ずに、これらを仮定したことが気がかりである。

4.9 Sanaga River では 13 地点, Nam Mune では 4 地点の地点雨量が与えられた。流域面積がそれぞれ 13 万 km², 10 万 km² であるから, 地点により, 年雨量の大きさにも, 降雨の季節的变化のパターンにも, かなりの相異がある。ある地点は雨期の始めに多く降り, 他の地点は雨期の終りごろに多く降る。これらの地点の単純平均を流域雨量として用いると, あまりよい結果にならない。そこで, 流量の季節的变化と, 各地点雨量の季節的变化とをにらみ合わせて, いくつかの地点には 1/2 の荷重を与え, 荷重平均をとることにした。

Nam Mune においては, 流域外の Khon Kaen 流域の奥の Korat に 1/2, 流域の中ほどにある Roiet, Surin に 1 の荷重を与えた荷重平均を流域雨量とした。

Sanaga River では, 13 地点のうち, 流域外と流域境界上にある 4 地点に 1/2, 他の 9 地点に 1 の荷重を与えた荷重平均を用いた。

荷重の与え方にもう少し工夫すれば, 結果はいくらかよくなったであろう。Sanaga River では, 流域内部の地点で, その荷重を小さくすれば, 結果はよくなると思われる地点もあったが, 十分な根拠もなしに, 荷重を小さくしたり, 除いたりする訳にも行かないから, 地図の上でながめて, 一応無理のない荷重を用いることにした。

4.10 Nam Mune, Sanaga River の解析は, Bird Creek, Wollombi Brook である程度の結果が出た時点で始められた。後から着手した 2 河川は, 解析が楽で, 試算の回数が少ない割によい結果が出て来た。とくに Sanaga River ではよい結果が出て来た。雨量地点数が 13 と多かったこと, 河川が自然状態にあることによるものではあるまいか。

Nam Mune で実測, 推定がよく合わない所があるのは, 雨量地点が 4 地点であることによるとと思われる。この地域の雨は, 局地的スコールだから, よい結果を出すには, 4 地点では不足であろう。

5. ビキン河の流出解析

5.1 流出モデルの相互比較のための対象河川として, 上記の 4 河川のほかに, シベリアの Bikin River と, 日本の木津川が選ばれている。どちらも湿潤地帯河川で, ふつうのタンクモデルで解析可能である。その結果もここに付記する。

5.2 Bikin River はハバロフスクとナホトカの間あたりにある, アムール河の支川であるらしい。流域面積 13,100 km², 流量観測地点に気象観測地点があり, 流量, 雨量のほかに, 飽和水蒸気圧欠損 (mb), 気温 (°C), 平均風速 (m/s), 日照時間 (時) が資料として, 夏期 6 月～9 月の 4 か月だけ与えられている。

5.3 われわれは日本でかなりよい結果を得ている積雪・融雪の計算方式をシベリアの河川で試みたいと期待していたので, 夏期

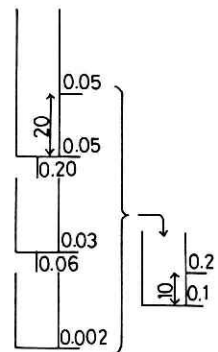


図 15 Bikin River に対するタンクモデル

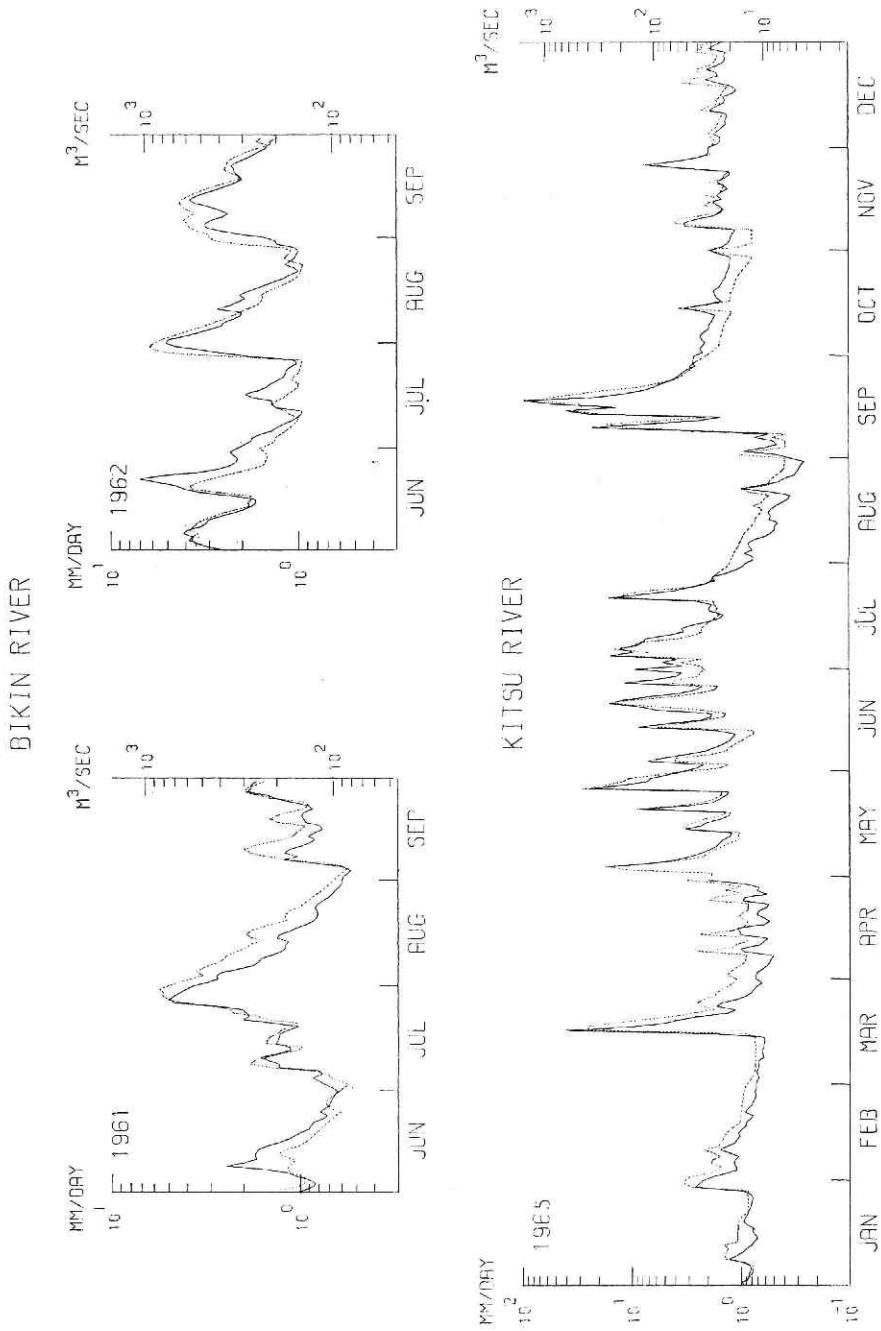


图 16 Bikin River, 木津川口流量図 (実線: 実測値; 破線: 計算値)

表 2 ビキン河初期値

	1 段	2 段	3 段	河 道
1961	5	15	300	10
1962	10	30	500	15
1963	0	30	400	13
1964	0	20	400	11
1965	0	70	300	16
1966	0	50	300	14

のみの資料に失望した。夏期 4 か月の資料ということとは、長期流出成分の解析ができないということで、それは日雨量から日流量を出す計算の難しさ面白さの大半が消えることである。基底流量の半減期は年単位程度のものであるらしいから、何年も連続して解析してみない限り、濁水の解析はできないのである。

5.4 困ったのは蒸発散である。この流域は、あまり高温でなく、雨が多いから、蒸発散の影響は小さいと考え、月ごとに 3 mm/日~4 mm/日程度に固定してもよいかと考えたが、せっかく与えられた飽和水蒸気圧欠損や風速を利用しないのも失礼であろう。ところが、飽和水蒸気圧欠損 ($e_s - e$)、風速 u と、蒸発量 E との関係を与える実験式

$$E = (a + bu)(e_s - e)$$

の係数が人により、国によりかなり変わるらしい。しかも、この場合、流域の出口で測った u , ($e_s - e$) から、流域全域についての蒸発散を出す式がほしいのであるから、だれかの式をそのまま用いるわけにもいかない。

(a, b) の値として (0.15, 0.8), (0.1, 0.4), (0.05, 0.2), (0.07, 0.3) 等を試み、結局

$$E = (0.1 + 0.4u)(e_s - e)$$

を用いることにした。別に根拠はない。

5.5 図 15 は得られた流出機構を、図 16 は結果の一部を示す。

毎年 6 月 1 日からの計算開始であるから、その度に初期条件を与えなければならない。それは実測流量をながめて、およその見当で定めた。表 2 はそれを示す。

6. 木津川の流出解析

6.1 かつて行なった、加茂地点の流出解析

1) 木津川加茂は、菅原・勝山が昭和 31 年に流出解析を行なっている。それが直列貯留型のタンクモデル (3×1 型) を用いた最初であった。

木津川の加茂は河床低下が大きい所で、しかも洪水が出ると一時的に河床は上がる。その結果、流量の信頼性はあまり高いといえない。そこで、雨量から推定流量を出し、その平方根にある定数を掛けて推定水深を出し、それと実測水位とを比較することにより、流出機構と、加茂の河床高の長期的変化との両方を求めようとした。

それには、水位流量曲線

$$Q = \alpha(h - h_0)^3$$

において、河床変動により河床高 h_0 は変動するが、 α は変わらないと仮定する。この仮定

表 3 木津川農業用水量

	農業用水 (m ³ /s)		水田面積 (ha)
	常 時	最 大	
木津川	88.6	104.8	12,718
長田川	33.4	36.8	3,609
名張川	38.3	47.5	

は大正 6 年～ 9 年の資料から坂本助太郎氏の定めた α と、昭和 24 年～29 年の資料から菅原が定めた α とが、あまり相違しないことから、ほぼ妥当であると考えた。

2) 河床高の長期的変動と、流出機構とを同時に求めようとするのが、無理な試みであることが、や

がて明らかになった。

最初の木津川の流出解析では、農業用水取水の影響は無視した。当時、木津川の農業水利権を調べた結果が表 3 である。加茂の低濁水流量が 15 m³/s 程度であることを考えると、これだけの水が取水できるはずがない。もし取水できるとすれば、取水した水がすぐ還元し、くり返し利用されているからであろう。すぐ還元するとすれば、農業用水の影響を無視しても大過あるまいと考えた。

農業用水を無視して計算すると、6 月ごろには明らかに推定値が過大に出るが、これは農業用水を無視したからで、それは致し方ない。しかし、その後は取水と還元とが消し合っ、大きな相違は出ないだろうと楽観していた。その後 3 年ばかりして、別の欠点が分かって来た。

養老川の日流量解析では、農業用水を考慮に入れなければ、実測と合わなかった。農業用水を計算に入れると、農業用水取水期に河の水が減るだけでなく、秋から冬にかけて、還元水により流量がふえる。それを見て、木津川加茂の解析結果の欠陥に思い当たった。

加茂の水位解析の際、秋になると河床が上昇する傾向が見られた。それは洪水による河床の上昇であると解釈したが、実は農業用水還元による基底流量増大によるものであろう。流出解析と河床高変動とを同時に行なう立場からでは、秋の基底流量増加と、河床上昇とを区別することは不可能である。

3) 農業用水の影響を計算に入れて、基底流量の変化を調べるためには、河床変動が小さく、濁水時流量の信頼性の高い地点の資料を用いる必要がある。そこで木津川加茂の計算をやり直す代わりに、名張川月ヶ瀬の流量で流出解析を行なうことにした。昭和 35 年のことである。

6.2 名張川月ヶ瀬の流出解析

1) 養老川の流出解析で行なった農業用水の計算は簡単である。雨をタンクモデルに投入して流出高に換算する。それから農業用水を差し引いた残りが推定流出高になる。農業用水は浸透すると考え、4 段のタンクモデルの 3 段目に戻す。

この方式は、多くの河川で、かなりよい結果を与えている。問題は農業用水量の決定で、それは農業水利権として認められている取水量よりかなり小さいものであるのがふつうである。農業用水として取水された水の一部には、用水路からそのまま排水路を通して河に戻る

表 4

減水深 (mm/日)	水田面積比率 (%)
0~ 10	20
10~ 50	40
50~100	30
100~200	10

ものもあろうし、田面を通過するのみで排水路に戻るものもあろうし、浸透しても直ちに河に戻るものもあろう。かかる短期還元水は無視しても、流出解析の結果にはあまり影響しない。問題になるのは、長期還元成分であるが、どれだけが長期であるかを知るには、試行錯誤法で探し求める以外に方法がない。

2) 名張川では、農業用水の影響を上の簡単なモデルで計算できないようである。月ヶ瀬の流域面積は 615 km^2 であるから、表 3 の $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$ の水が常時取水できないのは当然であろうが、渇水時にもかなりの流量が残っている所をみると、渇水時はわずかな取水で我慢しているらしい。かなりの流量が河に残るのは、取水地点が上流にあり、そこから下流にある地域からの流出は、農業用水取水の対象にならないからであろう。渇水時に取水を我慢している代わりに、雨が降ったとき、河にあまり水が出て来ないことがある。増水を水田に取り入れるからであろう。したがって、水田に水がなく、川に水があるとき、すなわち取水の必要があり、それが可能なときは、かなり大量の水を取水しているらしい。その意味で表 3 の取水量は現実的なのであろう。

農業用水の影響の出方があまりに不思議なので、現地に行き、名張市役所で聞いた、水田の減水深調査の結果が表 4 である。

3) 以上の事情を考え、次の方式で農業用水の計算をすることにした。

a) 水田面積は流域の 2.5% とする。

b) 0.4 mm/日 の農業用水は常時取水する。これは水田に対し 16 mm/日 の供給である。表 4 の減水深の平均は約 50 mm/日 であるから、仮に水田の減水深はすべて 50 mm/日 とする。上記 16 mm/日 の供給の日が続けば、水田に 100 mm の水がはってあっても、やがて水は無くなる。しかし、 16 mm/日 の水が供給される限り稲は枯れない。

c) 河に水があれば、水田に水深 100 mm の水をはるまでは取水する。ただし取水地点の集水面積は流域の 50% と考え、河川流量の 1/2 までしか取水できない。

以上の規則には不自然な所もあるが、当時リレー計算機で計算していて、1 年分の計算に 1 時間程度かかったと記憶している。したがって、規則が簡単で、手間がかからないことが必要であった。

4) 図 17 はこのとき得られた名張川月ヶ瀬の流量に対する流出機構である。

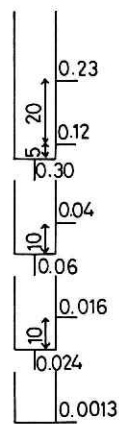


図 17 名張川月ヶ瀬に対するタンクモデル

6.3 木津川加茂の流出モデル

1) 今回、木津川加茂 (流域面積 $1,456 \text{ km}^2$) については、農業用水のモ

表 5

減水深 (mm/日)	水田面積比率 (%)
10	20
30	40
75	30
120	10

デルを次のように考える.

a) 表3に従い, 水田面積を 127 km^2 とする. 表4を参考にし, 加茂全流域に対して, 減水深 10 mm/日 , 30 mm/日 , 75 mm/日 , 120 mm/日 の水田が, 表5の比率で存在すると仮定する.

この仮定に従えば, これら水田の減水深に対して必要な補給水量は

$$(10 \times 0.2 + 30 \times 0.4 + 75 \times 0.3 + 120 \times 0.1) \times 10^{-3} \times 127 \times 10^6 \times (1/86,400) = 71.3 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

である. これは表3の $88.6 \text{ m}^3/\text{s}$ と大体合っているとみてよい.

b) 以下の計算方式を図18を見ながら理解していただきたい.

タンクモデルからの流出高 y を ky と $(1-k)y$ とに分ける. ky が農業用水の取水対象となる流量, すなわち取水地点より上流の地域からの流出である. ky から, 表5の4種類の水田にそれぞれ z_1, z_2, z_3, z_4 の水が供給され, 余りは $(1-k)y$ に加えられ, 推定流出高 \tilde{y} となる. ここでは $k=1/2$ とした.

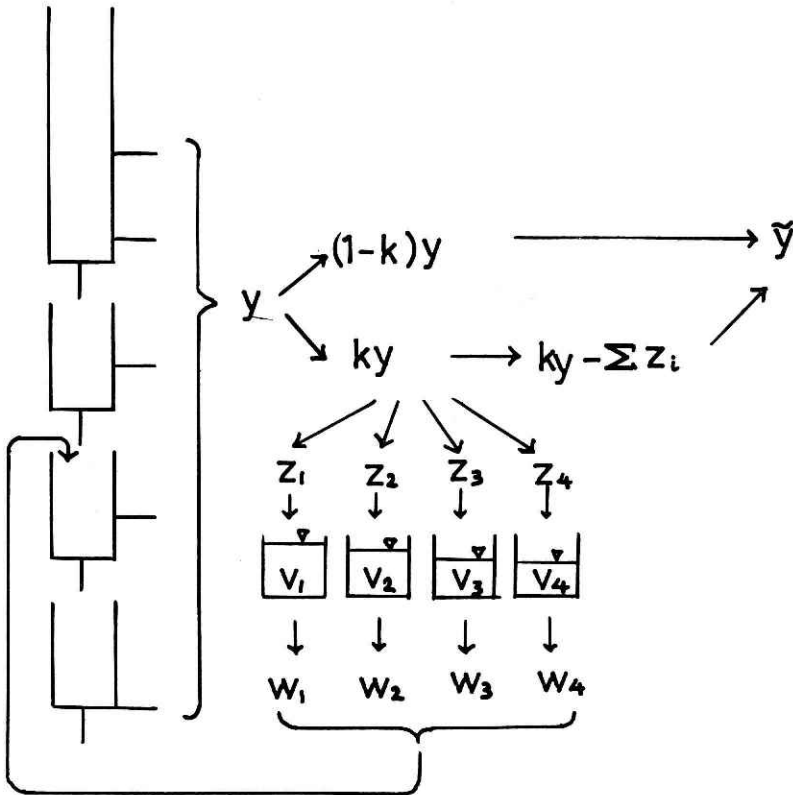


図 18 農業用水の影響の計算の流れ

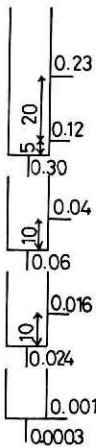


図 19 木津川
加茂に対
するタン
クモデル

c) 水田には取水できるならば 100 mm の水をはる。なお減水深 120 mm の水田には、計算技術の便宜から 120 mm の水をはる。この限度以上には取水しない。

d) z_1, \dots, z_4 は次のようにして定める。まず、一様に ky を配分する。すなわち 4 種類の水田に面積に比例して配分する。ここで、減水深 10 mm の水田の水深が 100 mm に達すれば、余った水は残りの水田に一様に配分する。この段階で、減水深 30 mm の水田の水深が 100 mm に達すれば、余った水を残りの水田に一様に配分する。以下同様で、すべての水田が限度に達すれば、余った水は河に戻す。

現実の水配分がこのようであるとは思わないが、水をなるべくむだなく配分しようとすれば、このようなものになるであろう。そして、現実の姿も、案外これに近いかもしれない。

e) 4 種類の水田からは、それぞれの減水深に応じて水が浸透する。ただし、水田に水が無くなれば、それ以上は浸透しない。

f) 4 種類の水田からの浸透の和が、タンクモデルの 3 段目に戻される。

2) 以上の農業用水の計算方式と、図 17 の名張川の流出モデルとを用いて加茂の流出高を算出し、実測と比べると、基底流量がいくらか大きすぎるようである。加茂地点では伏流がいくらかあると思われる。そこで図 17 のモデルの 4 段目のタンクの底に浸透孔をつけ、基底流量の一部 (約 1/4) を伏流にまわすことにし、図 19 のモデルを作った。これでかなり合うようである。

3) 図 16 は得られた結果の一部を示す。実測との一致は必ずしもよくないが、加茂では河床変動が大きいことを考えると、あまりよい一致は望めない気がする。

7. 謝 辞

本研究の資料入手につき、WMO の J. Němec 教授、アメリカ工兵隊の D. Rockwood 氏、建設省河川局河川計画課、近畿地方建設局淀川ダム統合管理事務所、当センター大型実験研究部長木下武雄氏に、お世話になった。ここに厚く感謝する。

参 考 文 献

- 1) Sugawara, M. (1961): On the analysis of runoff structure about several Japanese rivers. *Jap. J. Geophys.*, 2, No. 4.
- 2) 水資源の循環機構に関する調査報告, 科学技術庁資源調査会報告, 第 47 号, 昭和 44 年 (1969).
- 3) 菅原正巳 (1972): 流出解析法, 共立出版株式会社.
- 4) Linsley, R. K. and Crawford, N. H. (1960): Computation of a synthetic streamflow record on a digital computer. *Publ. No. 51, IASH.*
- 5) 菅原正巳, 勝山ヨシ子 (1964): 半年間の乾季を持つ地域の河川の流出について, 資源調査会資料, (上記 2) に収録

- 6) Burnash, R. J. C., Ferral, R. L. and McGure, R. A. (1973): A generalized streamflow simulation system; conceptual modeling for digital computers.
- 7) Sugawara, M., Ozaki, E., Watanabe, I. and Katsuyama, Y. (1974): Tank model and its applications to Bird Creek, Wollombi Brook, Bikin River, Kitsu River, Sanaga River and Nam Mune. *Res. Notes Natl. Res. Cent. Disaster Prev.*, No. 11, 1-64.
- 8) 菅原正巳 (1973): 秋の雨はおもに平地に降る. *水利科学*, No. 92, 17 (3).

(1974年5月1日原稿受理)