タンク・モデルの構造を自動的に定める計算機プログラムの開発(第3報)－洪水解析用の自動化プログラムの開発－

著者	菅原 正己，渡辺 一郎，尾崎 睿子，勝山 ヨシ子
雑誌名	国立防災科学技術センター 研究報告
巻	24
ページ	159-181
発行年	1980-01
URL	http://doi.org/10.24732/nied.00000835

556.16.048:681.3.06

タンク・モデルの構造を自動的に定める計算機プログラムの開発（第3報）

——洪水解析用の自動化プログラムの開発——

菅原正巳*・渡辺一郎**・尾崎睿子***・勝山ヨシ子***

国立防災科学技術センター

Method of Automatic Calibration of Tank Model (Third Report)

—Automatic Calibration Program for Flood Analysis—

By

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

National Research Center for Disaster Prevention, Japan

Abstract

An automatic calibration program has been developed for flood analysis, in which the applied tank model is composed of three tanks as shown in Fig. 1. The runoff from the top tank is assumed to be proportional to the square of the water head while for the other two tanks a linear relationship is assumed. The criteria $RQ(I)$ and $RD(I)$ (I=1,2,3) are defined by comparison of the cumulative distribution curves of both the calculated and observed discharges for each of the floods.

The applied tank model is composed of only three tanks, i. e. there must be some tanks which can be neglected while the respective runoff components can be assumed to be constant in eacn of the floods.

The structure for channel deformation may be added to the tank model, if necessary, as shown in Fig. 5. The automatic calibration method is developed including the channel storage structure.

The flowchart of the automatic calibration procedure is shown in Fig. 7.

The method has been applied to the analysis of floods at the experimental catchment of Uratsukuba (Makabe-machi, Makabe-gun, Ibaraki-ken ; Public Works Research Institute, Ministry of Construction). The results obtained are fairly good as shown in Fig. 16.

The automatic calibration method by means of $RQ(I)$ and $RD(I)$ is especially effective, if it is applied under good human judgement. In this context, the automatic calibration procedure is an auxiliary method for supplementing the trial and

* 前所長，** 第4研究部，*** 第4研究部計測研究室

error method based on human judgement. An example of the flood analysis procedures including the automatic calibration method is shown in Fig. 10.

1. まえがき

タンク・モデルの自動化プログラムの適用例も，その後少しずつ増し，いくらかの進展が見られた．一つは，土壌水分構造を持つタンク・モデルへの適用で，土壌水分構造のパラメータ，および各タンクの流出孔の位置を自動的に求める方式を含んでいる．この方式は，ある程度の成功を見ているが，まだ適用例が僅かであるので，もう少し適用例を増してから発表したい．次は雪のモデル，農業用水取水の影響を含んだ場合の自動化で，これもほぼ出来上っているが，一部未完成の所が残っている上，適用例も少いので，さらに適用例を増した上で発表したい．

以上の自動化プログラムでは，タンク・モデル以外のパラメータの決定が必要であるが，それにはしらみつぶし的，または山登り的方法を取らざるを得ない．パラメータの個数が多いときには，しらみつぶしは現実的に不可能で，山登り方式によらざるを得ないが，山登り方式もなかなかうまく行かないのが実情であるらしい．我々にとっての幸せは，タンク・モデルのパラメータについては，$RQ(I)$, $RD(I)$ によるフェードバック方式（菅原ほか，1977参照）という手段を持っていることである．タンク・モデル以外のパラメータ，たとえば土壌水分構造のパラメータをある値に仮定したとき，そのパラメータ値に対応する最適のタンク・モデルは，$RQ(I)$, $RD(I)$ によるフィードバック方式で速かに求められる．したがって，土壌水分構造のパラメータは，タンク・モデルのパラメータとの関連性を考慮に入れた上で，山登り方式により，割合に簡単に求めることができるのである．

雪のモデルや，農業用水取水の影響を考えた場合も，考え方は上と同様である．

これらの試算や，チェコスロバキア，イギリス，タイ，インドネシア等の河川への適用例から考えて，$RQ(I)$, $RD(I)$ によるフィードバック方式は，かなり有効で，適用範囲も広いと思われる．とくに，流況曲線の比較によって定義された $RQ(I)$, $RD(I)$ によるフィードバック方式（菅原ほか，1978，参照）は，発散しにくく，有効である．

我々は目下，自動化プログラムの開発を目的としているから，自動化プログラムの有効性を述べるが，過去の経験，それをふまえた個人の主観的判断と，自動化プログラムとを併用することは，なお一層有効である．と言うより，過去の経験をふまえた主観的判断の補助手段として，タンク・モデルの自動化を用いるべきであると言った方がよいであろう．そのような使い方をすれば，$RQ(I)$, $RD(I)$ によるフィードバック方式はきわめて有効である．たとえば，出発モデルが適切であると，$RQ(I)$, $RD(I)$ による自動化は，速かによいモデルに収束するが，かかるよい出発モデルの１段目タンクは，雨と流量とを見くらべて，およその形をきめるべきである．または，実測流量のハイドログラフを描き，過去に解析した河川のハイドログラフを思い浮かべ，これと似たハイドログラフを示す河川があれば，そこで得

られたタンク・モデルを出発モデルとすればよい．いわば当然のことであるが，そういう当然の手順を踏んで，自動化プログラムを利用することが大切である．

なお，*RD*(I) のフィードバックについて，次のことが判った．ハイドログラフ比較，流況曲線比較のどちらにおいても，*RD*(I) の効果を半分にしてフィードバックするとよいらしいことが，いままでの経験から判っている．*RQ*(I) は変位制御，*RD*(I) は速度制御に相当するもので，速度制御は半分にするとよいということである．速度制御だけではだめなことは明らかであるが，変位制御があれば，速度制御なしでもよいはずである．とくに流況曲線比較法による場合，*RQ*(I) がよく合えば，*RD*(I) は自然によく合って来るはずで，*RD*(I) のフィードバックは無くてもよいのではないかと考えられた．

実験してみた結果，予想の通りで，流況曲線比較による場合は，*RD*(I) のフィードバックをやめても，よいタンク・モデルに収束した．ハイドログラフ比較法による場合は，*RD*(I) のフィードバックをやめると，発散した．流況曲線比較法の場合，*RD*(I) を使わないでも収束するからと言って，*RD*(I) を使わないのは効率的でないようである．適度に，速度制御を加味した方が効率的であるのは当然である．

今回の報告は，洪水解析用のタンク・モデルを自動的に求めるプログラムの開発である．

2. 考え方のあらまし

いろいろと考えたうえで，次の方式で洪水解析用の自動化プログラムを作ることにした．

1) タンク・モデルとして，図1の3段のものを用いる．およその見当として，1段目は1～2時間，2段目は数時間程度，3段目は2，3日～1週間程度の時定数の流出成分に対応するものである．つまり，日流量解析用の4段のタンク・モデルと対応させれば，図1の3段構造は，4段モデルの上2段に当たる．したがって，図1の3段構造の下に来るのは，時定数2，3月～半年程度の準基底流出，時定数が年単位の基底流出で，この2成分は洪水解析に際しては，一定の基底流量とみなして大過ない．洪水解析の期間が長く，たとえば半月におよび，その間に2回の洪水を含む場合も，その間の基底流量の変化は無視できる．

2) 1段目タンクは，流出高が貯留高の2乗に比例する方式をとることにした．洪水には，従来，この方式がしばしばよい結果を与えているし，流出に対して1個のパラメータ A1 だけですむ点が便利である．また図2に示すように，側面に流出孔が2個あるものと比較して，実質的に大差がないのである．

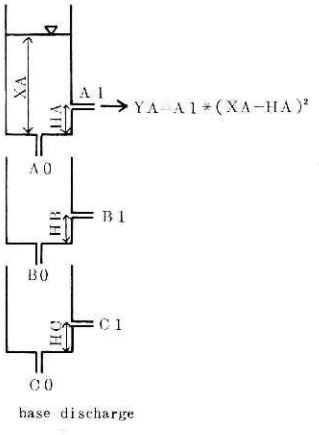


図 1 洪水解析用タンク・モデル

Fig. 1 Tank model for flood analysis

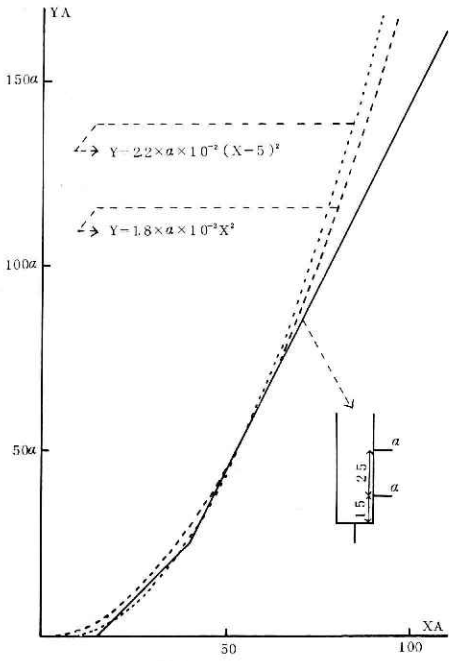


図 2　流出を貯留高（XA）の2乗に比例させるタンクと側面に2個流出孔を持つタンクの流出高（YA）の比較

Fig. 2　Comparison of discharge (YA) between the tank in which the discharge is proportional to the square of storage (XA) and the tank which has two side outlets

流出を貯留高の2乗に比例させる方式では，貯留高が大きくなると，流出高が貯留高より大きくなるという欠点が出て来る．これは計算を一定時間間隔ごとに行うことから来る技術的欠点で，時間区間を細分し，アナログ的に計算することによりこの欠点を避けることができる．しかし稀にしか起こらないかかる場合に備えて，あまり手間をかけるのもつまらないから，ある所から先は，放物線に接線をつないで，難点を避けるという便宜的方法を用いることにする（図3）．このとき，接線の方向係数 $A1M$ を予め ½ とか0.7とかの値にしておく．接点の横座標は

$$HAC=½*A1M/A1+HA$$

で与えられ，流出高 YA と貯留高 XA との関係は次式で与えられる．

$XA \leqq HAC$ ならば $YA=A1*(XA-HA)^2$

$XA > HAC$ ならば $YA=A1M*(XA-HA-¼*A1M/A1)$

この方式は，図4 a）のモデル（HA の高さから HAC の高さまでの間に，同じ流出

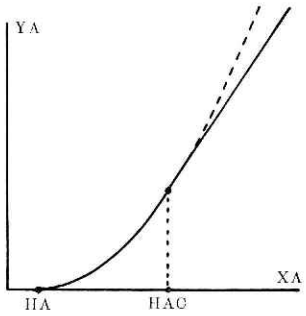


図 3　流出を貯留高の2乗に比例させるタンクの貯留高（XA）と流出高（YA）の関係

Fig. 3　Relation between storage (XA) and discharge (YA) for the tank in which discharge is proportional to the square of storage

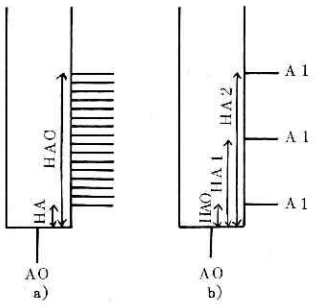


図 4　図3に示す貯留高と流出高の関係とほぼ等しい関係を示すタンク

Fig. 4　Tank which has almost the same relation between storage and discharge as in Fig. 3

孔を多数つけたもの）で表現することができる．その代りに図4 b）のように，たとえば3個の流出孔に置き換えても，実質的には大差ない．この図4 b）のモデルでは，パラメータが $A0, A1$ の2個だけである点が，2乗方式と同様で，図1のタンク・モデルの1段目を図4 b）の型で置き換えることもできる．

3) $RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ は流況曲線比較法（洪水について流況曲線と呼ぶのはおかしいが，各洪水ごとに流量を大きさの順に並べ，累積度数分布図で比較する）により定義することにした．ハイドログラフ比較法を用いなかったのは，時間遅れの問題についての困難を避けるためである．多くの場合，洪水のピークは突然現れ，流量は急激に上昇する．雨に対する流量ピークの遅れは，避けがたい不規則変動を伴うから，推定，実測のピークを完全に合わせることはむずかしい．ピークの不一致により $RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ に大きな誤差が混入するのを防ぐために，日流量解析のときは，流量が急上昇する所で，資料を捨てる方法が取られた．しかし，洪水解析において，ピークの資料を捨てたくない．

ハイドログラフ比較法にはもう一つの難点があった．ハイドログラフ比較法を用いるとすると，まず時間遅れを与えなくてはならない．流出モデルができていないうちから（流出モデルもいくらかの遅れを与える），時間遅れを与えるのもむずかしいし，なるべくならば時間遅れの決定も自動化プログラムに含ませたいと考えているうちに，これらの困難を避けて，流況曲線比較法を用いることに落ち着いた．

日流量解析の場合は，年ごとに流況曲線を作り，$RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ の分母子の項を年ごとに作る．それを年について合計し，それから比を作って $RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ を定義した．洪水の場合も，これと似た方法をとる．累積度数分布曲線を洪水ごとに作り，$RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ の分母子の項を洪水ごとに作る．すべての洪水について，これらの和を作り，その合計の比によって，$RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ を定義する．

4) $RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ により，作業タンク・モデルのパラメータを修正する方式は，日流量解析の場合とほぼ同様である．今回は，1段目タンクのパラメータが $A0$, $A1$ だけであるから，さらに簡単である．また，日流量解析のときは，4段目タンクの RQ により，上段タンクの修正が必要であったが，今回はそれも不要である．

現実に洪水の流出解析をしていると，2段目タンクからの浸透をきわめて小さくし，2段目タンクの水の大部分，または全部を流出させても，すべての洪水に共通して，なお洪水の裾が小さく出るということがある．この場合は，流域平均雨量が，雨量地点で測られた雨量より大きいものと考えざるを得ない．雨量地点の数が少く，しかも流域の出口に近い平地部にあるときなど，このようなことが多い．このときは，実測雨量をある程度割り増しし，たとえば1.3を掛け，それを入力雨量とするような修正を行うのである．このような割り増し係数による修正はしばしば必要であるが，かかる修正はすべて解析する人の総合判断に任せることにして，そこまでの自動化は考えないことにした．

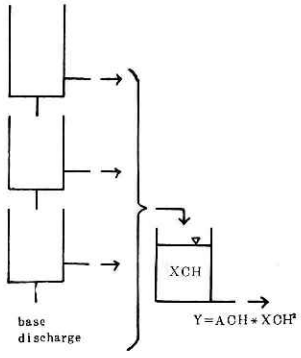


図 5　河道貯留モデルつきのタンク・モデル

Fig. 5　Tank model with channel storage model

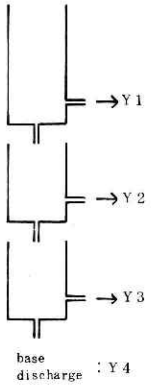


図 6　部分期間への分割のための流出高の分割

Fig. 6　Division of discharge for subclass classification

5)　洪水の際，洪水の主要部分は，大抵，1段目のタンクから出て来る．雨量強度が小さいと，1段目タンクからの流出がほとんど起こらないことがあるが，総雨量が大きくても，そういう雨では大きな洪水は起こらない．したがって，洪水解析の際に一番大切なのは，1段目タンクの構造である．1段目タンクの構造をよく定めるのが大切だから，2段目，3段目タンクの構造決定はいくらか軽視した方がよかろうと考えた．そこで，2段目，3段目タンクからの流出に関する試価，$RQ(2)$，$RQ(3)$，$RD(2)$，$RD(3)$ の効果を半分にした方がよいだろうと考えた．この方針のもとに，$RQ(\mathrm{I})$ $RD(\mathrm{I})$ $(\mathrm{I}=2,3)$ の平方根をとった上で，フィードバックする方式を作ってみた．しかし，実際に使ってみると，この方式は具合が悪いようである．洪水の裾は大切な役目をしているのである．かくして，この方式は捨てられ，日流量解析の方式に近いものにもどった．

6)　作った自動化プログラムを実際に適用した河川では，タンク・モデルの出力に河道貯留による変形を与えた方がよいらしいことが判った．河道貯留による変形は，出力が貯留高の2乗に比例する方式で与えることにした（図5）．$RQ(\mathrm{I})$，$RD(\mathrm{I})$ によるフィードバック方式は，河道貯留を含むシステムに適するように改造され，よい結果を与えることができた．

3.　$RQ(\mathrm{I})$，$RD(\mathrm{I})$ の定義およびフィードバック方式

日流量解析の場合とほぼ同じであるが，念のため簡単に述べる．

1)　部分期間への分割

図6に示すように，作業タンク・モデルの1段目，2段目，3段目タンクからの流出をそれぞれ $Y1$，$Y2$，$Y3$ とし，洪水の間一定値とみなす基底流量（洪水ごとにその値は異なるであろう）を $Y4$ とする．

C をある定数（$C=0.1$ とする）とし，推定流量 $Y=Y1+Y2+Y3+Y4$ の C 倍を YC とする．

$$YC=C*(Y1+Y2+Y3+Y4)$$

ここで以下の規則により，部分期間への分割を行う．

a) $Y1 \geqq YC$ ならば，期間1に属する．

b) $Y1 < YC$, $Y1+Y2 \geqq YC$ ならば，期間2に属する．

c) $Y1+Y2 < YC$, $Y1+Y2+Y3 \geqq YC$ ならば，期間3に属する．

d) $Y1+Y2+Y3 < YC$ ならば，期間4に属する．

これから先，必要なのは，各洪水ごとに，期間Iに属する個数 $NQ(\mathrm{I})$ (I=1,2,3) だけである．

2) $RQ(\mathrm{I})$, $RQ(\mathrm{I})$の定義

実測，推定流量のデータを，各洪水ごとに大きさの順に並べ，大きい方から順位数 NO を打つ．次に，大きい方から順に，$NQ(1)$個，$NQ(2)$個，$NQ(3)$個と区切り，流況曲線を区間に分割する．各部分区間について，次のように $RQ(\mathrm{I})$, $RQ(\mathrm{I})$ を定義する．

$$RQ(\mathrm{I}) = \sum_{NF}\sum_{I} QE(NO) / \sum_{NF}\sum_{I} Q(NO), \quad (I=1,2,3)$$

$$RD(\mathrm{I}) = \frac{\sum_{NF}(\sum_{IL} QE(NO) - \sum_{IR} QE(NO))}{\sum_{NF}(\sum_{IL} Q(NO) - \sum_{IR} Q(NO))}, \quad (I=1,2,3)$$

ここに $\sum_{I}$ は区間Iに属する NO についての和，$\sum_{IL}$, $\sum_{IR}$はそれぞれ区間Iの左半分，右半分についての間を表わし，$\sum_{NF}$は洪水についての和を表わしている．

3) フィードバック方式

何かの誤差で，$RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ に異常な値が現れたとき，それがそのままフィードバックされないように，$RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ を区間（½, 2）の中に入れる．すなわち，$RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ が2より大きいときは，それを2と置き，½より小きいときは½と置く．

次に，$RD(\mathrm{I})$ の効果を半分とする(ここで等号はFORTRANの意味に用いる．以下同様)．

$$RD(\mathrm{I}) = \sqrt{RD(\mathrm{I})}$$

以上の準備の後，$RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ により作業モデルのパラメータを修正する．

1に近い $RQ(\mathrm{I})$, $RD(\mathrm{I})$ は，多くは雑音の影響を示すもので，あまり情報を含んでいない．したがって，それをフィードバックしてパラメータを修正することは有害無益である．そこで $|RQ(\mathrm{I})-1|$, $|RD(\mathrm{I})-1|$ の大きさを比較し，最大と2番目以外の $RQ(\mathrm{I})$ $RD(\mathrm{I})$ は1と置き，フィードバックから除く．1から離れた2個だけが，パラメータの修正に用いられる．

修正の原理を，1段目タンクについて言えば，$RQ(1)$ で $A1/A0$ を修正し，$RD(1)$ で $A1+A0$ を修正する．かくして次の式が得られる．

$$A = (A1/A0)/RQ(1)$$

$$A0 = (A0+A1)/(RD(1)*(1+A))$$

$$A1 = A*A0$$

2段目，3段目のタンクについても同様である．

$$B=(B1/B0)/RQ(2)$$
$$B0=(B0+B1)/(RD(2)*(1+B))$$
$$B1=B*B0$$
$$C=(C1/C0)/RQ(3)$$
$$CO=(CO+C1)/(RD(3)*(1+C))$$
$$C1=C*CO$$

4)　評価値

評価値も日流量解析の場合と同じで，流量の平均2乗誤差を平均流量で割った $MSEQ$，流量の対数の平均2乗誤差 $MSELQ$，両者の平均 CRE；流況曲線の平均2乗誤差を平均流量で割った $MSEDC$，流量の対数の流況曲線の平均2乗誤差 $MSELDC$，両者の平均 $CRDC$；RQ(I) RQ(I) に関する評価 $CRQD$；そしてそれらを加え合わせたものを総合評価 CR とする．

$$CR=CRE+CRDC+1/4*CRQD$$

流量の平均2乗認差 $MSEQ$ は次式で与えられる．

$$MSEQ=(\Sigma(QE(N)-Q(N^*))^2/\Sigma1)^{1/2}/(\Sigma Q(N)/\Sigma1)$$

時刻 N における推定流量 $QE(N)$ と比較するのは，$N-1, N, N+1$ の流量で，そのうち $QE(N)$ にもっとも近いものを $Q(N^*)$ とする．これは時間遅れの不規則変動に対する逃げである．$MSELQ$ の定義式も同様である．

流況曲線については，そのような細工の必要はない．

$$MSEDC=(\Sigma(QE(NO)-Q(NO))^2/\Sigma1)^{1/2}/(\Sigma Q(NO)/\Sigma1)$$

$MSELDC$ の定義も同様である．

$CRQD$ は次式で与えられる．

$$CRQD=((\Sigma(RQ(\mathrm{I})-1)^2+\Sigma(RD(\mathrm{I})-1)^2)/(\Sigma1+\Sigma1))^{1/2}$$

5)　河道貯留による変形を伴う場合

この場合，河道貯留変形を施す以前の，作業タンク・モデルの出力 $Y1$, $Y2$, $Y3$ および基底流量 $Y4$ を用いて，どの部分期間に属するかを判定し，各部分期間の含む個数 NQ(I) (I=1,2,3) を定める．

RQ(I)，RD(I) の定義に用いる推定流量 $QE(NO)$ には，$Y1+Y2+Y3+Y4$ を河道貯留モデルによって変形したものを用いる．

6)　フローチャート

図7は洪水解析用の自動化プログラムのフローチャートを示す．

4.　自動化プログラムを適用する以前の準備

1)　対象洪水の個数

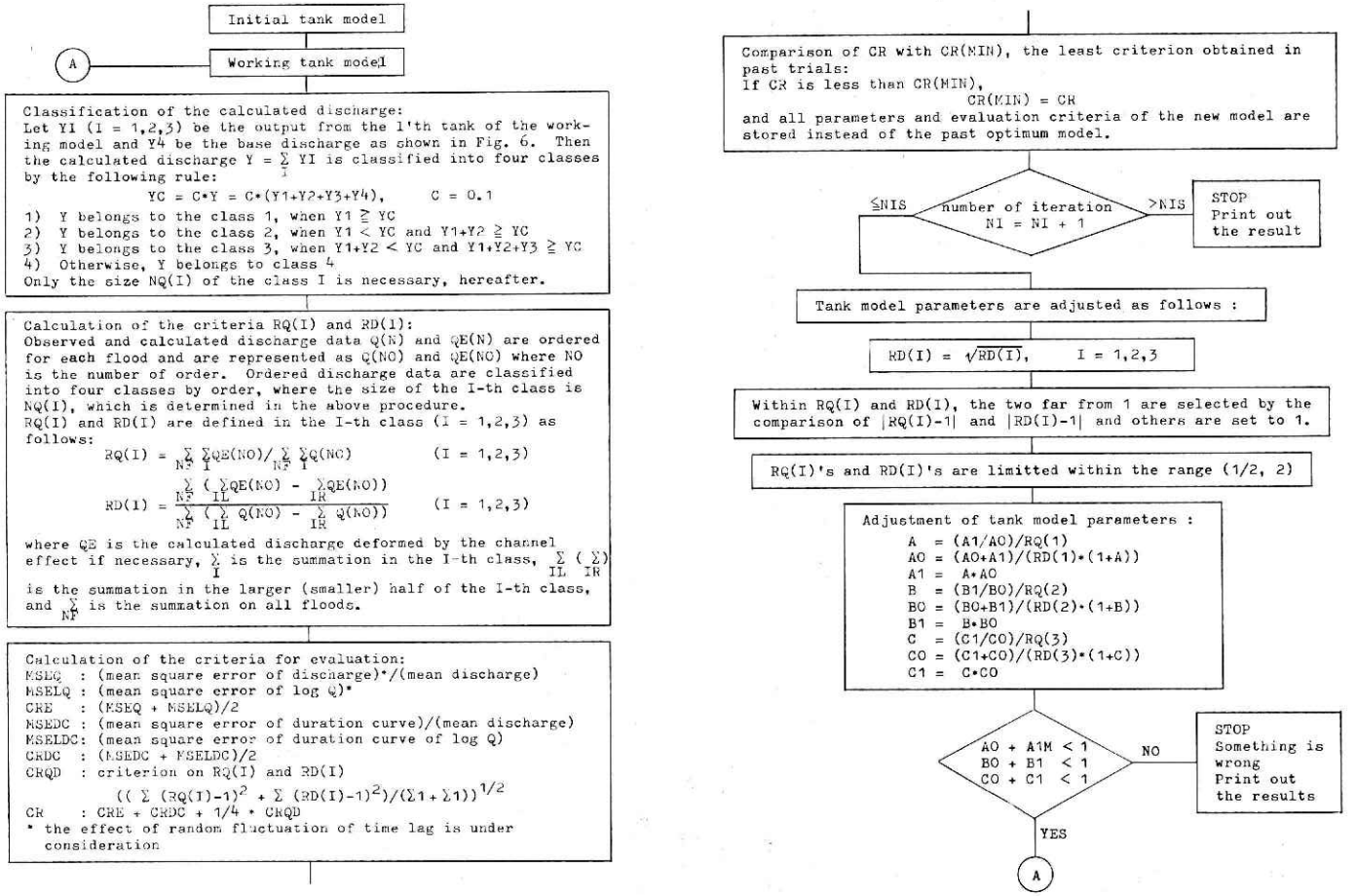


図 7 洪水解析用自動化プログラムのフローチャート

Fig. 7 Flowchart of the automatic calibration program for flood analysis

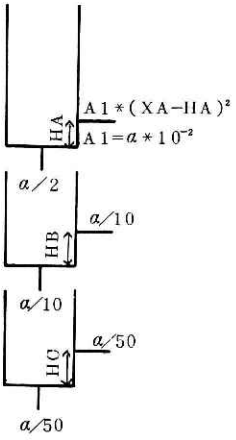


図 9　出発モデルの1例

Fig. 9　An example of initial model

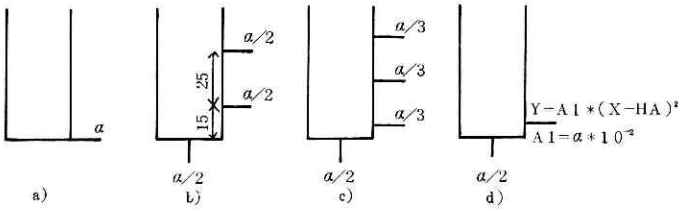


図 8　1段目タンクの諸例

Fig. 8　Various examples of the first tank

対象洪水は少くとも数個はほしい．15個も20個もある場合，全部について試算を繰り返すのは，計算機の使用時間や，印刷用紙の消費が大きいから，その中から数個を取り出し，まずその標本洪水について試算する方がよい．標本洪水には，大中小洪水を含むようにし，雨量地点がいくつかあるときは，雨量の地点変動の小さいもの，つまり雨が比較的均一に降っていると思われるものを標本に選ぶのが無難である．かなり小流域でも，局地的な雨が降ることがあるから，そういう洪水の解析は後廻しにした方がよい．

2)　時間単位の決定

流域面積が小さいほど，時間単位を小さくする必要がある．適当な時間単位 TU は，流域面積Sの平方根におよそ比例する．これを仮りに次式で与えることにする．

$$TU(h)=0.05\sqrt{S(\mathrm{km^2})}$$

流域面積400 km² で1時間，100 km² で30分，10 km² で約10分，3 km² で約5分，1,000 km² で約1.5時間，1,500 km² で約2時間，3,500 km² で約3時間，6,000 km² で約4時間ということになる．

あまり種々多様な時間単位を用いるより，時間単位は次のものに限る方がよかろうと思う．

⅙，⅓，½，1，2，3,……

なお，当方のプログラムでは，時刻は各洪水とも，0から始まる番号で示し，＊年＊月＊日＊時＊分という表示はしないことにした．印刷結果を他人に見せるためには，年月日時分で示す方が便利で，見ばえがよいが，プログラムを他人に見せ，その内容を説明することを考えると，本質的でない部分に手間がかかりすぎているのは，よいと言えない．あえて外見を飾らないことにした．

3)　対数目盛で実流量のハイドログラフを描き，1段目タンクの時定数のおよその見当をつける．

実測流量は，用いる時間単位に対する流出高（mm）で表わす．それを片対数方眼紙にプ

ロットするか，または計算機のラインプリンタ，ディジタルプロッタを用いて，対数目盛によるハイドログラフを描く．これを眺め，洪水ピーク後の減水時の傾斜から，半減期のおよその見当をつける．半減期の1.4倍が時定数である．もちろん小洪水では時定数が長く，大洪水では短く，一定しないが，およその見当できめる．

または時定数 TC を流域面積 S から，次式できめてもよい．

$$TC(h)=0.15\sqrt{S(\mathrm{km^2})}$$

流域面積400 km² で3時間，100 km² で1.5時間，10 km² で30分，1,000 km² で4.5時間，1,500 km² で6時間，6,000 km² で12時間という程度である．

4) 出発モデル

上のようにして定めた時定数の逆数を $\alpha=1/TC$ とする．図8 a）の単純タンク・モデル（1次遅れ系）を作れば，その時定数が $TC=1/\alpha$ である．約半分が浸透するとして，たとえば図8のb）またはc）を出発モデルの1段目タンクとすることもできる．また図2を考え合わせて，$A1=\alpha\times10^{-2}$ と置き，図8 d）のように，流出が貯留高の2乗に比例する型としてもよい．

1段目は流出が貯留の2乗に比例する型とし，2段目の時定数は1段目の5倍，3段目は2段目の5倍とし，2段目，3段目はそれぞれ流出，浸透を半々と仮定したのが図9のモデルで，この程度のものを出発モデルとすればよかろう．HA は0～5 (mm)，HB，HC は5～15 (mm) 程度とすればよい．流域の浸透性が大きいことが予め判っているときは，たとえば $B0:B1=2:1$, $C0:C1=2:1$ とする．すなわち $B0=2\alpha/30$，$B1=\alpha/30$，$C0=2\alpha/150$，$C1=\alpha/150$ とする．

5) 入力雨量

雨量地点がいくつかある場合，各地点雨量を別々に流出高に変換し，適当なウェイトと遅れで合成した方がよい結果が得られるのであるが，自動化プログラムで試算する段階では，あまり面倒な方式を用いるのは無理である．そこで，各雨量地点資料の単純平均を入力雨量として用いることにする．地点別のウェイトや遅れをきめるのは，かなりよいモデルが得られてからの仕上げで，今回の自動化ではそこまでは考えないことにする．

6) 時間遅れ

自動化は流況曲線比較で行うのだから，時間遅れは不要であるが，誤差評価 $MSEQ$，$MSELQ$ を算出する際に，また自動化プログラムで得られた最良モデルによる推定流量のハイドログラフをプリンタで打ち出す際に，適当な遅れを与えて置く必要がある．これは，最初およその見当できめて置くより致し方ない．1回試算をすれば，印刷された実測，推定のハイドログラフを見くらべて，適当な時間遅れを定めるのは容易である．

7) 流量区分点の設定

流況曲線比較法では，実測，推定流量を大きさの順に並べかえなければならない．並べか

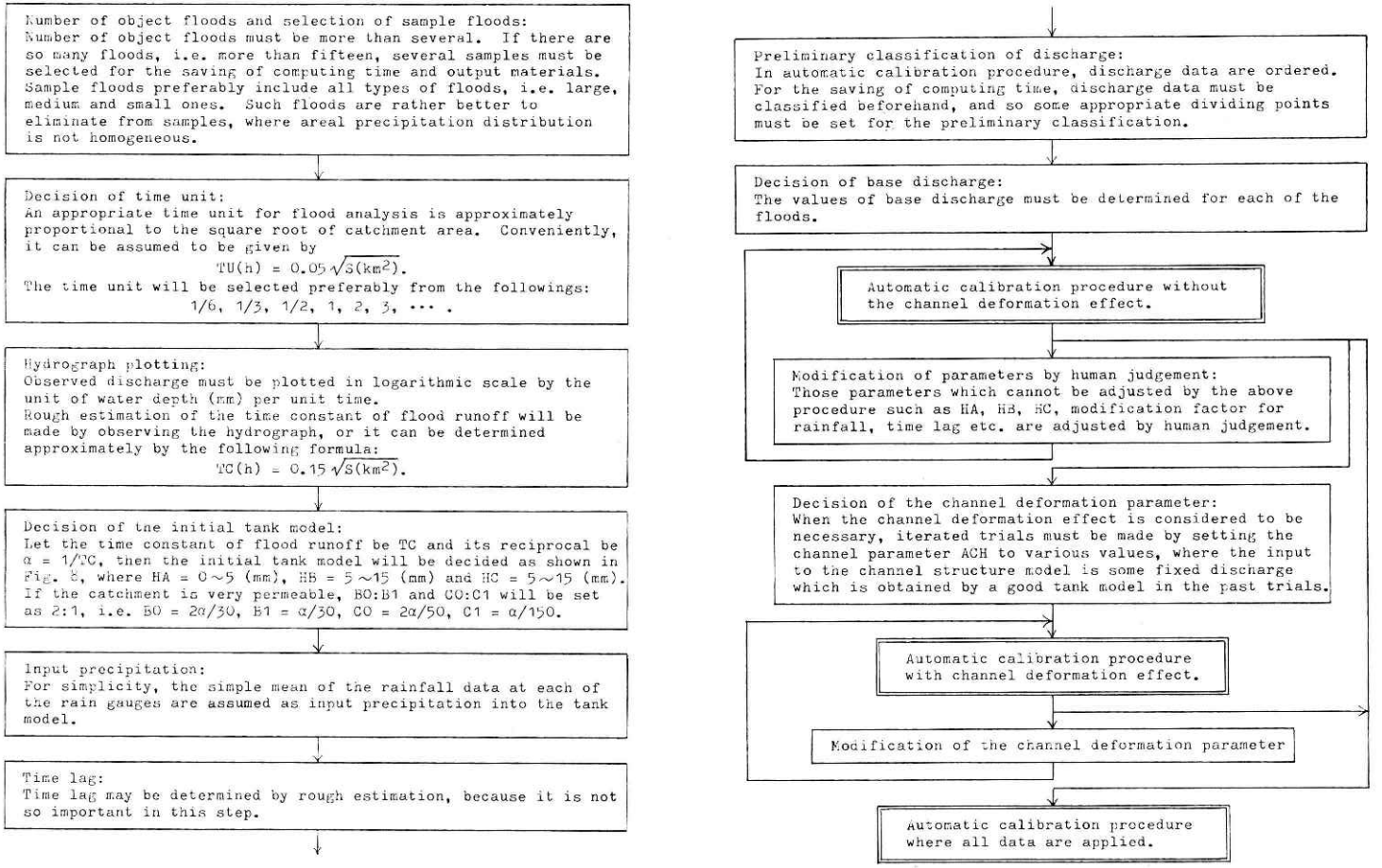


図10　自動化プログラムを含む洪水解析手順の1例を示すフローチャート

Fig. 10　Flowchart of an example of the flood analysis procedure ncluding the automatic calibration program

えに要する時間は，対象の個数が大きくなると急激に大きくなる．そこで，洪水の中に何百という長さのものが含まれているときは，予めいくつかの階級に分類しておいてから，並べかえた方がよい．階級に分けるための区分点は，流量資料を眺めて，適当に定めなければならない．各階級に属るす個数が，各洪水ごとにおよそ50個程度より小さくなるように，およその見当で区分点を定める．

8） 基底流量の決定

実測流量の値をみて，洪水が来る前の安定した流量を，基底流量とする．洪水を含んで，長い期間の日流量資料が与えられているときは，日流量のハイドログラフを眺めて安定な基底流量の値を推定し（準基底流量と基底流量との和），洪水直前の流量がそれより大きいときは，その差が洪水用タンク・モデルの3段目からの流出になるように，3段目タンクの初期貯留高を与えてもよい．しかし，そのような手間をかけないでも，洪水前の流量を基底流量とし，洪水用のタンク・モデルの初期貯留なしで出発しても，実質的には大差ないであろう．3段目タンクの流出孔が底面から HC の高さにあることによる非線型の影響がいくらかあるが，3段目タンクからの流出の代りにある定数を加えて置くのと，それに相当する初期貯留を3段目タンクに与えるのとの差が小さいからである．

9） フローチャート

図10は自動化プログラムを利用して行う，洪水解析手順の1例の全般を示すフローチャートである．

5. 裏筑波試験流域の洪水解析への適用

洪水解析用のタンク・モデル自動化方式は，裏筑波試験流域の洪水解析に適用され，その有効性が確かめられた．と言うより．裏筑波試験流域の洪水解析を行うことになり，それならば洪水用のタンク・モデル自動化プログラムを作ってみようという気になったのである．

洪水用のタンク・モデル自動化プログラムを作りたい気は以前から持っていた．かつて洪水解析は何度も行っているが，すでに解析され，モデルが得られている古い資料を使って自動化プログラムの有効性を試すのは，気がすすまなかった．人間が工夫して，解いてしまっ

図11 裏筑波試験地地図
A：山口川流量観測所
B：祖父ヶ峰雨量観測所
C：上本社雨量観測所
D：土俵場雨量観測所
E：筑波山頂雨量観測所

Fig.11 Maps of Uratsukuba experimental basin
A：Yamaguchi-gawa river gauge
B：Sofugamine rain gauge
C：Kamihonsha rain gauge
D：Dohyoba rain gauge
E：Mt. Tsukuba rain gauge

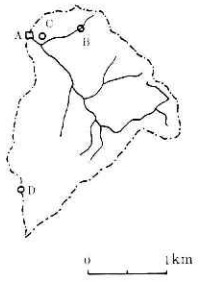


表 1　裏筑波試験地洪水資料概要

Table. 1　Outline of flood data of Uratsukuba experimental basin

洪水番号 No.	洪水資料開始時刻 年・月・日・時	最大流量 mm/10′	基底流量 mm/10′	雨量資料		資料の長さ
				祖父ヶ峰	上本社	
1	1971・ 4・29・ 0	0.378	0.011	×	○	360＝60(h)＝2½(day)
2	1971・ 8・30・18	0.642	0.008	○	×	360＝60(h)＝2½(day)
3	1973・ 8・ 4・12	0.895	0.008	○	○	504＝84(h)＝3½(day)
4	1974・ 6・13・18	0.362	0.011	○	○	324＝54(h)＝2¼(day)
5	1975・11・ 6・12	0.331	0.013	×	○	360＝60(h)＝2½(day)
6	1975・11・14・18	0.286	0.018	×	○	360＝60(h)＝2½(day)
7	1976・ 7・18・ 0	0.286	0.028	○	○	360＝60(h)＝2½(day)
8	1977・ 8・13・ 6	0.286	0.014	○	×	1044＝174(h)＝7¼(day)

た問題を，計算機に解かせてみたところで，計算機が解いたことにはならないからである．

裏筑波試験地（建設省土木研究所）は，筑波山の北斜面，茨城県真壁郡真壁町にある．そこの山口川流量観測所（3.12 km²）の洪水の解析を行う（図11）．この試験地の資料は「裏筑波試験地水文観測資料，昭和44年～昭和52年」（土木研究所資料第1429号）として出版されている．洪水資料の概要を表1に示す．雨量資料の欄の×印は欠測を示す．

雨量が与えられたのは，祖父ヶ峯，上本社の2地点であるが，この表に見るように，どちらかが欠測していることが多い．洪水 No. 8 で，上本社の雨量は一部与えられているが，洪水ピーク時には欠測しているから，欠測とみなしてよかろう．祖父ヶ峰，上本社2地点の雨は，10分雨量，時間雨量，日雨量，月雨量とも，非常に相関が高く，よく似た雨が降っている．その点から言うと，一方が欠測していても，資料としてはあまり欠陥と言えない．今回の解析では，両地点の資料が揃っているときはその平均を，一方しかないときはその資料を，入力の雨量として用いた．仮りに両地点の雨がすべて揃っていたとしても，今回用いた入力雨量と大差ないものになるであろう．

しかし，この2地点の雨が似ていることが，流域内雨量の均一性を保証するものではない．時間雨量，日雨量資料で見ると，土俵場の雨はこの2地点とかなり異っているようであるし，日雨量資料で見ると，筑波山頂の雨はこの2地点と大きく異っていることが多い．祖父ヶ峰，上本社2地点の雨量は，流域雨量としては，やや代表性に乏しいように感じられる．

基底流量はおよそ 0.01 mm/10′ 程度のものが多い．これは 0.06mm/h＝1.44mm/day に当たり，この流域の雨が少ないことを考え合わせると，基底流量はかなり大きい．すなわち，浸透性のよい流域であることが予想される．

与えられた8洪水中の最大流量は 0.895 mm/10′ で，これは 5.4mm/h に当たる．ふつうの小さい流域の洪水に比較してきわめて小さい．この時，時間雨量で約 100 mm，10分雨量で約30 mmが，この2地点に降っている（筑波山頂では，日雨量から判断してこの半分以下であったらしい）．ふつうの流域であれば 5 mm/10′～10 mm/10′ 程度の洪水が出てもおか

しくないであろう，その点からも，きわめて浸透性のよい流域である．

自動化プログラムを利用する流出解析は，次のように進行した．

1) 雨量，流量の資料を眺めて，1段目タンクの流出は $\alpha=0.2$ の程度でよかろうと見当をつけた．図9の方式に従えば，$A0=0.002$ であるが，100 mm の時間雨量に対して 1 mm/10′ のピークも出て来ないのだから，ふつうの河より1けた以上小さいと考えて $A1=0.0001$ とした．

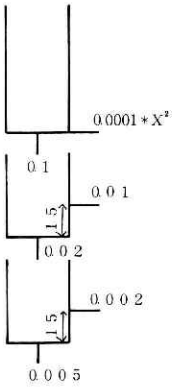


図12 裏筑波試験地用の出発モデル(1)

Fig.12 Initial model (1) for Uratsukuba experimental basin

このように考え，また流域の浸透性が大きいことを考えて，図12を出発モデルとして自動化プログラムを動かしてみた．なお，はじめのうちは，プログラム・チェックの意味もあり，洪水 No. 1，洪水 No. 2 だけを対象として試算を行った．このプログラムでは，2段目，3段目の $RQ(I)$，$RQ(I)$ は平方根をとり，効果を半分にしてあった．1回目の試算では，1段目タンクにプログラムの誤りが発見され，2回目の試算では $RQ(3)$，$RD(3)$，の定義式のプログラムに誤りが発見された．3回目の試算ではプログラムには誤りが無くなったらしいが，$HB=HC=15$ が大きすぎるらしいことが判った．かつて酒匂川の日流量解析で経験したことであるが，この河川の上流，鮎沢川の流域は富士箱根火山の火山灰地域で，きわめて浸透性がよく，そこでは HB，HC を0にして，よい結果が得られた．それが普遍的な法則かどうか知らないが(例が少なすぎる)，ともかく HB, HC を小さくすることにした．

2) ここまでをプログラム・チェックの段階とし，図12のモデルに $HB=0$，$HC=5$ の修正を加えたものを出発モデルとし自動化プログラムを動かすことにした．これを試算 No. 1 とする．くり返し5回で，得られた結果はよくない．2段目，3段目のタンクに対し，$RQ(I)$，$RD(I)$ の効果を半分にしたのはよくないらしい．

3) 試算 No. 2 は，試算 No. 1 と同じ出発モデルを用い，$RQ(I)$ $RD(I)$，$(I=2,3)$ の効果を半分にしないで行われた．対象洪水は No. 1，No. 2 の2つ，くり返しは5回である．結果は，前よりややましという程度であった．

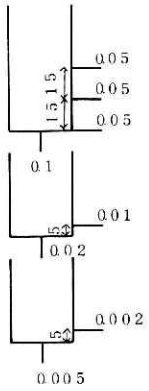


図13 裏筑波試験地用の出発モデル(2)

Fig.13 Initial model (2) for Uratsukuba experimental basin

4) 試算 No. 3 は No. 2 そのままで，くり返しを20回にしてみた．くり返し10回で発散し，結果はあまりよくない．

5) 試算 No. 4 では，$HB=HC=5$ と変え，対象洪水を No. 1～No. 7 の7つにした．洪水 No. 8 は長いから後廻しにした．くり返し5回で，5回目が最良である（くり返しを増せば，さらによくなる可能性を示している）．従来よりよい結果で，うまく行きそうになっ

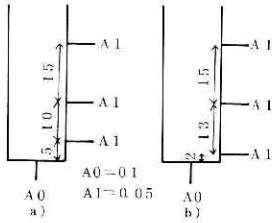


図14　裏筑波試験地の出発モデルの1段目タンクの例

Fig.14　Examples of the first tank of the initial model for Uratsukuba experimental basin

て来た．試算 No. 3 までは，プログラム・テストの意味もあって，対象洪水を2個にしていたが，それが悪かったのであろう．いろいろの型の雨を含んでテストすることが大切である．

6）No. 4′ は No. 4 と同じで，くり返しを20回にした．20回目が最良の結果を与え，それはかなり満足すべきものであった．この時点で，洪水用タンク・モデルの自動化は一応成功したものとみてよい．

7）No. 4′ の結果をみると，洪水 No. 3 のピークが大きく出すぎている．それは，1段目タンクに，貯留高の2乗に比例する流出がある方式を用いるからだと考え，図8 c）の型に変えることにした．試算 No. 5 は，図13のモデルを出発モデルとし，くり返しを20回とした．12回目が最良の結果を与え，その結果は試算 No. 4 の結果よりよかった．No. 5 の結果は一応満足してもよいもので，プログラムを作るのにかなりの時間がかかったが，試運転開始の日に，この試算 No. 5 にまで到達し，洪水用自動化プログラムの開発は成功した．

8）試算 No. 5 の修正として，No. 5′, No. 5″ が行われた．No. 5 で得られた結果によると，洪水の出始めの所で，推定流量が大きく出すぎる傾向が全般的にある．これを修正す

表 2　裏筑波試験地洪水における日雨量 (52)

Table. 2　Daily precipitation at the time of floods at the Uratsukuba experimental basin

洪水番号 No.	年・月・日	日雨量 祖父ヶ峰	上本社	土俵場	筑波山頂
1	'71・ 4・28	14.5	8.0		16
	29	100.0	112.0		78
	30	4.0	9.5		10
	計	118.5	129.5		104 (156)
2	'71・ 8・30	98.5			79
	31	112.5			75
	計	211.0			154 (231)
3	'73・ 8・ 4	105.0	102.0		38
	5	—	—		—
	6	38.0	49.0		18
	7	5.0	2.5		1
	計	148.0	153.5		57 (85.5)
4	'74・ 6・11	10.0	12.5		8
	12	2.5	1.0		1
	13	55.0	48.0		33
	14	13.5	14.5		7
	計	81.0	76.0		49 (73.5)
5	'75・11・ 6	64.5	63.0		52
	7	32.5	34.0		20
	計	97.0	97.0		72 (108)
6	'75・11・13	2.0	2.0		2
	14	10.5	11.0		10
	15	68.0	67.5		41
	16	5.0	5.0		5
	計	85.5	85.5		58 (87)
7	'76・ 7・16	3.5	2.5		1
	17	8.0	6.5		5
	18	49.0	40.0		
	19	35.0	25.5		
	20	1.5	1.0		
	計	97.0	75.5		
8	'77・ 8・13	99.0	72.5	101.5	44
	14	15.5	9.0	16.5	8
	15	15.0		17.0	5
	16	58.0		64.0	39
	17	56.0		73.0	40
	18	45.5		57.5	48
	19	9.5		12.5	2
	計	298.5		342.0	186 (279)

るためには，1段目タンクの流出孔を底面から少し高い所につけ，雨量の初期欠損の構造を作ればよいと考えた．No. 5′ では，出発モデルの1段目タンクを図14 a）の型にした．これでは初期欠損が大きすぎるので，No. 5″ では図 14 b）の型にした．No. 5′ No. 5″とも，出発モデルでは No. 5 と同様，$A0=0.1$，$A1=0.05$ である．No. 5′ は No. 5 より，No. 5″ は No. 5′ よりよい結果を示した．

9） No. 5′ No. 5″ は技術的な修正であって，さらに根原的な修正が必要であると考えられる．No. 5 で得られた結果をみると，洪水 No. 1，No. 6 ではピークから裾までを含めて，全般的に推定流量が小さく，洪水 No. 3 では全般的に推定流量が大きく出るのである．このような有意な相違は，タンク・モデルの構造では解決できない．洪水 No. 1, No. 6 では流域平均雨量は祖父ヶ峰や上本社の地点雨量より大きく，洪水 No. 3 ではたまたま祖父ヶ峰，上本社を含んで局地的大雨が降ったので，流域平均雨量はそれよりはるかに小さかったとしか考えられない．そのことは，表2の日雨量記録によって，ほぼ裏づけることができる．

表2は各洪水時における．祖父ヶ峰，上本社，土俵場，筑波山頂の日雨駅を示したものである．表2の全般を通じた傾向として，祖父ヶ峰，上本社の雨量はほぼ同じで，筑波山頂の雨はこの2地点より小さく，ごくおよその見当で言うと，筑波山頂の雨を1.5倍すると，祖父ヶ峰，上本社の雨と似て来る．表2の筑波山頂の各洪水ごとの合計雨量の所にカッコに入れて示したのが，この1.5倍した雨である．土俵場については，大部分が欠測だから，何とも言えない．

ところで，ここに述べたおよその傾向は，表2に見られるものである．8年間全体を通じた傾向で言うと，祖父ヶ峰，上本社の日雨量，月雨量は相関が高く，よく似ているのに反し，筑波山頂と祖父ヶ峰（または上本社）間の相関はきわめて悪く，筑波山頂の方が大きいこともあれば，小さいこともある．ところが，山口川の大洪水に限定すると，表2に見られるように，筑波山頂ではあまり雨が降っていないのである．ふつうある流域に洪水が出たとき，その流域の境界上の最高峰（筑波山頂はこの場合流域外である）では大雨が記録されるのに，この裏筑波試験地では，筑波山頂の雨は，流域出口に近い祖父ヶ峰，上本社よりはるかに小さい雨を示している．この裏筑波試験地は，あまり雨が降らない地域である．雨は多くの場合，海から吹いて来る風が持って来るのに，裏筑波試験地は海からの風が当たらないのだから，あまり雨が降らないことは納得できる．そういう流域に大雨が降るのは，特殊な局地的気象条件のもとであろう．そしてそういう場合，筑波山頂は裏筑波試験地より小さい雨を示す傾向があるものとみえる．

洪水 No. 3 では，筑波山頂雨量を1.5倍しても，なお祖父ヶ峰，上本社の約半分という小ささで，このときの流域平均雨量は，祖父ヶ峰，上本社よりかなり小さかったに違いない．流域内に雨量地点が1点しかない場合（祖父ヶ峰，上本社と2地点であるが，実質的に

表 3　裏筑波試験地洪水に対する雨量修正係数

Table. 3　Precipitation correction factors for floods at the Uratsukuba experimental basin

洪水番号 No.	修正係数
1	1.2
2	1.1
3	0.8
4	1.0
5	1.1
6	1.2
7	1.0

は1地点とあまり変らない），1地点雨量と流域雨量とが±20%程度の相違を示すことは珍らしくない．このように考えて，表2と，試算 No. 5 との結果を考え合わせて，表3の雨量修正係数を仮定した．洪水 No. 6 に対して，雨を1.2倍する理由は，祖父ヶ峰，土本社雨量と，素波山頂雨量の1.5倍との関係からは出て来ない．しかし，試算 No. 5 による推定流量から判断すると，その時の流域雨量は大きかったとしか考えられない．表2の洪水 No. 8 の雨量を見ると，祖父ヶ峰と，筑波山頂の1.5倍とはほぼ同程度であるが，土俵場の雨はかなり大きい．残念ながら，洪水 No. 6 で土俵場は欠測している．与えられた雨量資料からは何とも言ない，洪水 No.6 のとき，流域平均雨量が，祖父ヶ峰，上本社よりかなり大きかったと仮定することは許されるであろう．

表3の雨量修正係数を用い，その他は No. 5 と同じ条件で行われたのが評算 No. 6 で，それは No. 5, No. 5′, No. 5″ にくらべて，きわめてよい結果を示した．

10）　試算 No. 6 がきわめてよ結果を与えたところで，洪水の立ち上りで，推定が実測より大きく出る欠陥に対する技術的修正を試みることにした．この欠陥は，1段目タンクに初期欠損を与える方式によってではなく，河道貯留モデルをつけ加えることによって修正すべきであると期待した．河道貯留モデルとして，図5に示したものを用いる．河道貯留による修正は，いわば磨き上げ的修正で，その前に骨格のゆがみを修正して置かなければならない．そこで，雨に掛ける修正係数を仮定し，試算 No. 6 が行われたのである．試算 No. 6 の結果がきわめてよいだろうということは，事前に予想されていたので，それによる推定流量は磁気テープに保存して置き，それを河道貯留モデルに入力し，その出力を実測流量と比較することにより，河道貯留モデルのパラメータを決定しようと考えた．

表 4　いくつかの河道貯留モデル・パラメータ ACH に対する結果

Table. 4　Results for some values of ACH, a parameter of the channel storage model

ACH	MSEQ	MSELQ	CRE
0.04	0.47	0.21	0.34
0.05	0.43	0.20	0.32
0.06	0.40	0.19	0.30
0.07	0.38	0.19	0.29
0.08	0.36	0.19	0.27
0.10	0.33	0.18	0.26
0.15	0.29	0.18	0.23
0.20	0.27	0.18	0.22
0.25	0.26	0.17	0.22
0.30	0.25	1.17	0.21
0.40	0.24	0.17	0.21

11）　試算 No. 7 では，試算 No. 6 の出力を河道貯留モデルで変形した．パラメータ ACH は，0.04, 0.05, 0.06, 0.07, 0.08, 0.10, 0.15と変化させ，出力と実測流量との比較は，$MSEQ$, $MSELQ$ および両者の平均 CRE で判定することにした．結果は表4に示す通りで，試算した ACH=0.04～0.15 の中では，0.15が最良の結果を示した．これは見込み違いであったことを示す．そこで，ACHを0.20, 0.25, 0.30

表 5　裏筑波試験地洪水に対する雨量修正係数（最終のもの）

Table. 5 Precipitation correction factors for floods at the Uratsukuba experimental basin (final one)

洪水番号 No.	修正計数
1	1.30
2	1.10
3	0.67
4	1.00
5	1.10
6	1.20
7	1.10
(8	1.10)

0.40と変化させて再計算すると，これも見込み違いで，$ACH=0.40$ が最良の結果を与えた．ただし ACH の値と CRE の関係をプロットしてみると，$ACH=0.4$ のあたりが，ほぼ最良の結果になるらしい．そこで $ACH=0.4$ に一応固定することにした．

12)　$ACH=0.4$ と固定した上で，河道貯留変形を含む，タンク・モデルの自動化方式を試みることにした．NQ(I) はタンク・モデルの出力で定め，RQ(I)，RD(I) は河道貯留効果を与えた推定流量を用いて定義する方式である．図13のモデルから出発して，この自動化方式が試みられた．これが試算 No. 8 で，くり返し20回で行ったところ，20回目が最良と出た．さらにくり返し50回にして再計算したところ，24回目が最良となった．前の試算で，最良の近くにまで来ていたのである．このように，くり返し24回目でようやく最良に達したのは，出発モデルと到達モデルが大きく距っているからである．最後に得られたモデル（図15）では，$B0:B1\fallingdotseq1:13$，$C0:C1\fallingdotseq1:5$ である．出発モデルでは $B0:B1=1:2$，$C0:C1=1:2.5$ であるから，終点に近づくまでに，何回もの修正が必要になるのである．逆に言えば，このように終点から遠い所から出発しても，何とか近づいたのだから，この自動化方式はかなり有効であるとみてよい．これは流況曲線比較法の長所であろう．

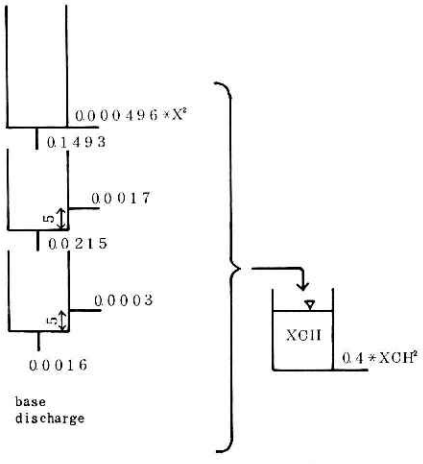


図15　裏筑波試験地の洪水解析で得られた最終モデル

Fig.15 The final model obtained by flood analysis of the Uratsukuba experimental basin

13)　試算 No. 8 では $ACH=0.4$ を仮定している．そこで，念のため，ACH を0.2，0.3 0.6と置き，それぞれ試算 No. 8 と同様の計算を行った．得られた結果は $ACH=0.4$ の場合より悪かった．$ACH=0.4$ は当たらずといえども遠からずというところであろう．

14)　洪水No. 3 のピークが大きく出すぎることから，1段目タンクの2乗比例型をやめ，図13の3流出孔型の出発モデルに変えたのであるが，洪水 No. 3 の雨には0.8を掛けたし，また河道貯留モデルによる変形はピークを小くする効能もあることを考え，図12の2乗比例型のモデルにもどることにした．それが試算 No. 9 で，くり返し25回の最後がよいモデルを与えた（もう少しくり返せば，さらにもう少しよくなったろう）．それは No. 8 よりよい結

果であった．なお，雨に掛ける修正係数は，No. 8 の結果を考慮して，少し手直しをし，表5のものを用いた．

15）これまでは，洪水 No. 8 を除いて計算を行って来た．そこで，試算 No. 9 と同じ方式で，洪水 No. 8 を加えて計算してみると，うまく収束しない．表2に見るように，洪水 No. 8 では，土俵場の雨がかなり大きい．したがって，祖父ヶ峰の雨にある程度の割増率を掛けたものを入力に用いるべきであったろう．最初は様子を見るつもりで割増率なしの雨を用いたこと，試算 No. 9 の出発モデル（図12）が到達モデルから離れすぎていたことの2つが原因となって，うまく収束しなかったものとみえる．そこで，試算 No. 9 の終点モデルを出発モデルとしたところ，洪水 No. 8 の雨の割増はないままでも，一応自動化は収束し，よい結果が出て来た．

16）試算 No. 10 では，洪水 No. 8 に対する雨量の修正係数を1.10とし，No. 9 の終点モデルから出発して，よい結果が得られた．これを今回の最終結果とする．

17）図15は得られたモデルを示す．このモデルにより得られた推定流量と実測流量とを示したものが図16である．このモデルで得られた推定流量の評価値は次の通りである．

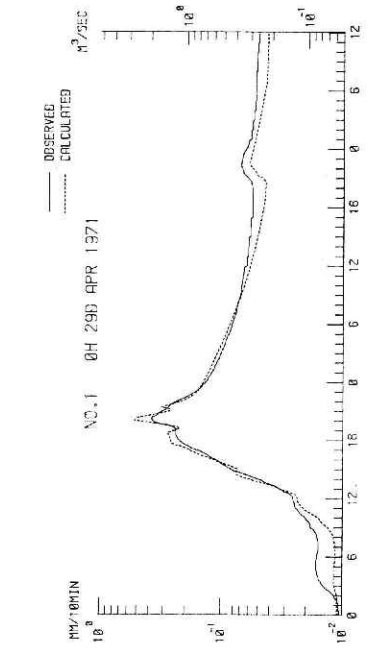
MSEQ	0.2387	*MSELQ*	0.1647	*CRE*	0.2017
MSEDC	0.2208	*MSELDC*	0.1416	*CRDC*	0.1812
				CRQD	0.0408
				CR	0.3931

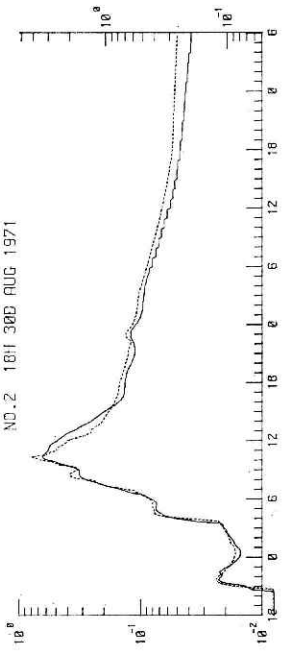
CRE, *CRDC*が0.20, 0.18 というのは，かなりよい結果で，この程度の評価が出れば，一応満足してよかろう．もっとよい結果を得たいというのであれば，表5の雨の修正係数にさらに手を加え，よく合うように細工をするより仕方があるまい．そのような細工を，多くの方々は納得なさらないであろう．我々もそのことを考え，表5の修正係数は概数で与えたのである．たとえば，洪水 No. 3 に掛けた係数 0.67 は $\frac{2}{3}$ のつもりである．

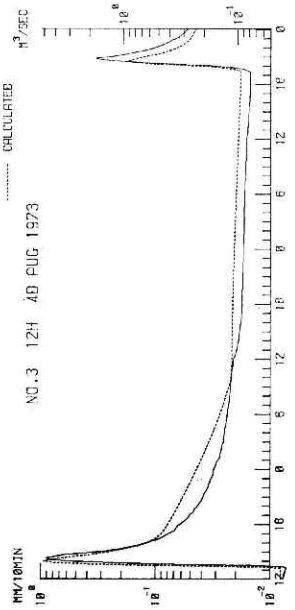
18）ここで，タンク・モデルの自動化とは無関係な感想を述べる．多くの試験流域に，世界的に共通していることのように思われるが，一般的に雨量観測点の数が不足してるように感じられる．小さい流域でも，雨は均一的には降らないものらしいから，流域の内外に，なるべく多数の雨量観測点が，分散して置かれていることが望ましい．ここで，とくに流域の内外と，外の字を入れたのは，ある国の試験流域の例で，流域内の2つの雨量地点に代表性が乏しく，流域外地点の雨を用いた方が，よい推定値が出て来た例があったからである．

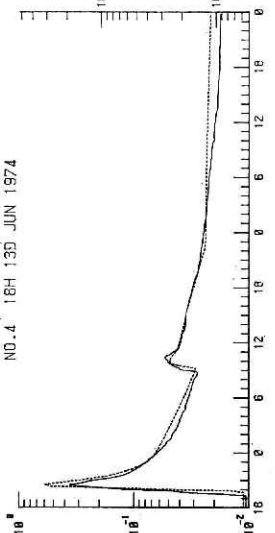
6. おわりに

洪水解析用タンク・モデルの自動化方式の適用例は，裏筑波試験地だけであるが，この方式は成功したと言ってよいであろう．我々は最初自動化プログラムに成功したとき，さらに改良，発展させ，種々の条件のもとで，つねによいタンク・モデルを自動的に与える，いわ


OBSERVED
CALCULATED
M3/SEC
MM/10MIN
NO.1 0H 29D APR 1971


NO.2 18H 30D AUG 1971


OBSERVED
CALCULATED
M3/SEC
MM/10MIN
NO.3 12H 4D AUG 1973


NO.4 18H 13D JUN 1974

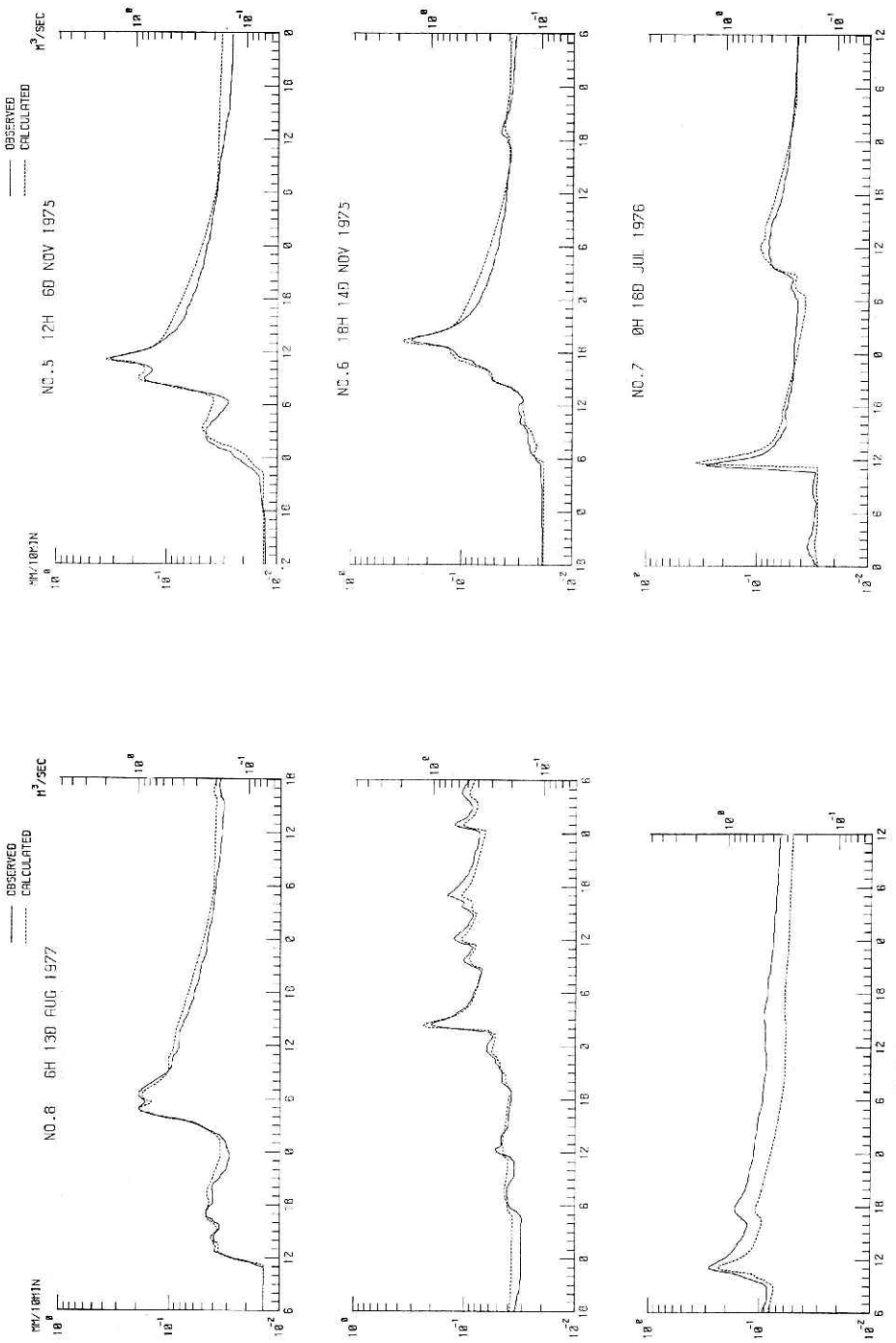


図16　裏筑波試験地の洪水における，実測および推定流量

Fig.16　Observed and calculated values of flood discharge of Uratsukuba experimental basin

ば完全自動化プログラムを作りたいと思った．しかし，その後種々の場合に適用を試みながら，完全自動化の考え方が誤っていることに気づいた．*RQ*(I)，*RD*(I) による自動化方式は，人間の総合的判断，工夫による種々の試行錯誤に際しての，きわめて有効な補助手段と考えるべきである．この報告で，裏筑波試験地への適用の経過を，くわしすぎるくらいに述べたのは，*RQ*(I)，*RD*(I) による自動化方式を補助手段的に使う使い方を紹介することに意味があると考えたからである．*RQ*(I)，*RD*(I) による自動化方式のよい点は，誤ったデータに追随しないことである．流量データが誤っていると，推定値はそれから離れる．これは，タンク・モデルおよびその自動化方式が，水文学的な構造を持っているからだと，我々は考える．

洪水解析用タンク・モデルの自動化には，まだ未完成の部分が多い．流域が大きく，雨量地点が何か所もあるとき，各雨量地点のウェイト，時間遅れの与え方の問題など，いずれ考えなければならない．今後，洪水資料を入手し，自動化方式の適用例を増しつつ，次第に改善して行きたい．

今回の計算を行うについて，建設省土木研究所及び当センター第1研究部風水害研究室の方々，とくに青木祐久前室長に大層お世話になった．厚くお礼を申し上げる．

参 考 文 献

1) 建設省土木研究所（1978）：裏筑波試験地水文観測資料，昭和44年～昭和52年．土木研究所資料，第**1429**号，昭和53年10月．

2) 菅原，尾崎，渡辺，勝山（1977）：タンク・モデルの構造を自動的に定める計算機プログラムの開発（第1報）．国立防災科学技術センター研究報告，No. **17**, 41–86.

3) 菅原，渡辺，尾崎，勝山（1978）：タンク・モデルの構造を自動的に定める計算機プログラムの開発（第2報）．国立防災科学技術センター研究報告，No. **20**, 157–216.

（1980年5月28日　原稿受理）