

# 水源帯における流出過程に関する研究 (I)

## 流出過程の分析

芝野博文\*

### Hydrological Processes in Headwater Areas (I)

—An Analysis of the Hydrological Processes—

Hirofumi SHIBANO\*

#### 目次

緒言	306	(i) モデルの構造	338
第1章 試験流域の概況と水文資料	306	(ii) パラメータの決定	339
序	306	(iii) パラメータの最適化の結果	340
第1節 試験流域の概況	307	(iv) 同一降雨に対する推算ハイドロ グラフの比較	345
第2節 水文資料	310	(4) 年流出の分析	349
(1) 観測施設と観測方法	310	結び	349
(i) 降水量	310	第3章 流出過程における水文諸量の関係	350
(ii) 流量	310	序	350
(2) 貯水池への流入量	311	第1節 流出過程の概説	351
(3) 解析に用いた水文資料	312	(1) 第1次消失	351
(i) 高水流出	312	(2) 浸透・透過と直接流出	351
(ii) 長期流出	314	(3) 基底流出	351
(iii) 基底流出	314	第2節 流出モデルの構成	352
結び	314	(1) 流出過程の分析 (1)	352
第2章 試験流域における流出特性の分析	314	(i) 基底流出	352
序	314	(ii) 初期損失	354
第1節 降雨特性	314	(iii) 有効雨量と地下水かん養量	361
第2節 試験流域の流出特性	317	(iv) 直接流出	366
(1) 損失量	317	(2) 流出過程の総合	366
(i) 損失量のモデル	317	(i) 総合のための概念と計算過程	369
(ii) 流域内貯留量のモデル	318	(ii) 実測値と推算値の照合	373
(iii) 損失量と流域湿潤状態との関係	319	(3) 流出過程の分析 (2)	373
(iv) 最大損失指標の吟味	325	(i) 単位応答関数	373
(2) 日流出の分析	327	(ii) 被圧地下水の透減特性と帯水層別 かん養量の配分	373
(i) モデルの構造	327	結び	374
(ii) パラメータの決定法	328	要旨	374
(iii) パラメータ最適化の結果	329	引用文献	376
(iv) 同一降雨に対する推算ハイドロ グラフの比較	334	Summary	376
(3) 月流出の分析	338		

\* 東京大学農学部林学科

Department of Forestry, Faculty of Agriculture, University of Tokyo.

## 緒 言

最近の日本における農業の生産性向上、第2次産業の振興、生活用式の高度化によって水資源の需要量は増加の一途を辿り、さらにその季節的な需給関係も変化し始めている。つまり、かつての夏の需要期、冬の貯留期という図式が徐々に緩和され、年間を通じて定常的に需要が存在するという状況に移行しつつある。したがって源流山地帯からの水の供給に対しては従来以上に流域内での水源かん養への期待が強まって来ている。換言すると、これまで水資源開発を目的とした多目的ダム等による河川開発が推進されてきているものの、我が国の地形・土地利用状況からみて、ダムだけでなくその上流の水源帯を含めた統合的な調節効果を図ること即ち流域管理計画の総合的立案を樹立することが望まれてくる。また、下流からの需要に応じて水源帯内に人為的的施工を加えるという考え方も生ずるであろう。

さて、従来、山地における水文諸現象に関しては森林理水学として研究が続けられて来た。その試験方法としては主に水文諸量のプロット試験、量水試験に大別される。前者は森林の増雨作用、樹冠保留遮断、森林土壌の浸透・保水、及び森林の気温調節に関する研究等の個々の現象に関して独立した研究が行なわれたものの、有林無林の条件下における測定値の比較による森林の機能論の判定に留った。後者についても有林・無林の比較から森林の理水機能を判定する段階に留るものが多かった。つまり、流出あるいは個々の水文現象に関して森林の機能を検証するという概念的な論議に終始していたということができよう。研究の成果は蓄積されてきてはいるが、水需給関係の逼迫した現在の社会状況においては今までの研究結果で対応できるものではない。

そのような観点から、今後の研究の方向としてプロット試験ではその測定を立体的または面的にさらに時間的に拡張し、流域規模での現象に敷えんし、量水試験では前述のプロット試験での成果を応用しつつ、流域内の降水から流出にいたる水循環過程を数値的に再現していく研究が必要と思われる。

このような認識のもとに本論文では流域特性を把握することによって任意の降雨から対応するハイドログラフを誘導する方法論を模索することを目的とした。

その基礎として、水源帯の流出過程に関する研究結果に基づいて流出モデルの構成をはかった。流出モデルは流出解析を目途として時間単位を10分とした。そして小流域試験で観測精度も高く、資料の豊富な東京大学愛知演習林内の3流域を対象に分析を加えることとした。それに加えて日単位、月単位、年単位の流出解析を行なった。勿論そのためには流域間比較による特性の判断も行なわれるが、時間単位の拡大に伴う現象の丸め等も含めて、相互の解析方法に独自の理論体系をとらざるをえない面もある。しかし流域内における水分移行過程の原則はそれぞれの時間単位での取り扱いにおいても一貫して尊重することに力点を置いた。

本研究推進にあたり終始御指導を賜った東京大学教授山口伊佐夫博士に心より深甚の謝意を表す。また、執筆にあたり数々の御助言を賜った東京大学助教授西尾邦彦博士、同助手川辺洋博士にもここに感謝の言葉を申し上げる。

## 第1章 試験流域の概況と水文資料

## 序

水源帯における流出過程の分析を行なう上で前提となることは第1に、精度の高い水文資料が

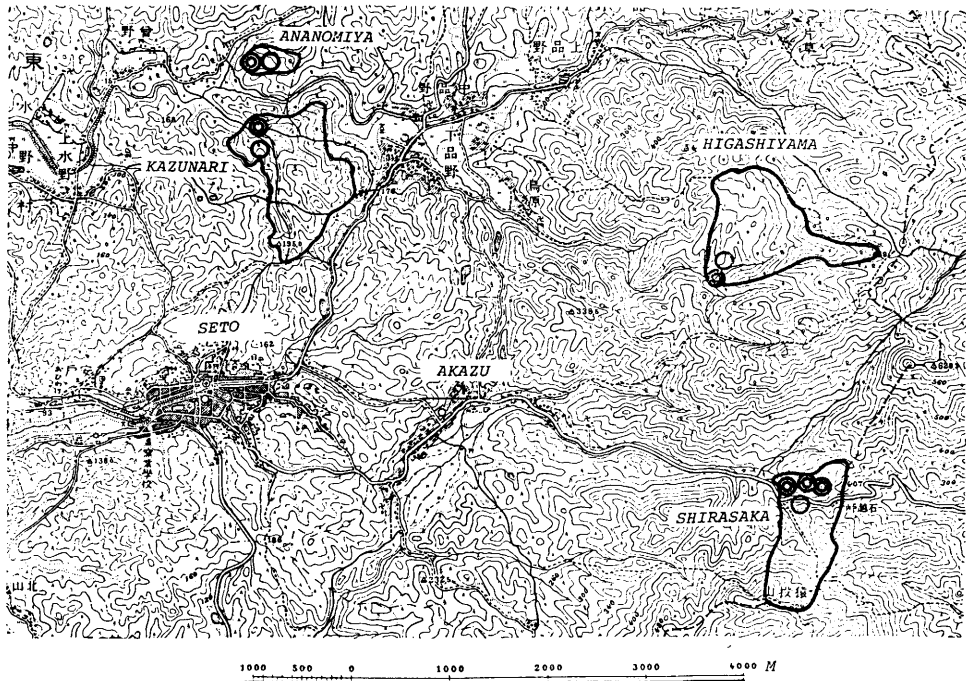


図1-1-1 試験流域の位置と地形

得られるという点であり、第2に降雨と流量の対応が一律であるという点である。即ち観測の精度が高いだけでなく降雨観測点が流域内に十分なだけ配置されていること、あるいは観測点が少ない場合は、その地点が流域の代表性を備えていることが必要である。

東京大学愛知演習林の各試験流域は降水量・流量に観測精度が高い点、流域面積が大きい流域でも約  $1 \text{ km}^2$  と狭く降雨と流量の対応関係に対する配慮は必要としない点等流出過程の分析に十分な条件を備えている。

本章では愛知演習林の白坂・数成・穴の宮の3試験流域の概況を示し、次章以下の解析に供した水文資料（高水流量に関する部分）について整理し、流量の測定法と流入量の算出法についても合わせて記すことにする。

### 第1節 試験流域の概況

試験流域は東京大学愛知演習林の白坂・数成・穴の宮の3流域を解析の対象として選定した。この3流域は愛知県瀬戸市内に所在し、流域の地形と瀬戸市におけるその配置は図1-1-1に示した。

このうち数成は1945年の観測をもって終了し、流域も演習林から移管され、量水堰堤も残っていない。白坂・穴の宮は現在も観測を継続中である。

表1-1-1に観測点の位置を示す。

3流域の気象状況<sup>5)</sup>を表1-1-2に示した。これは3流域間の比較が可能な1941年から1945年までの5年間の平均値である。湿度・蒸発量の比較から白坂は空中湿度が相対的に高く林相が

表1-1-1 試験流域の観測点位置

	白坂	数成	穴の宮
東経	137°10′	137°06′	137°06′
北緯	35°12′	35°14′	35°15′
標高	303.6 m	150.1 m	147.9 m

表1-1-2 3流域の気象

		白坂	数成	穴の宮
気温	°C	15.5	15.7	15.9
年降水量	mm	1828	1547	1604
湿度	%	65.9	64.0	64.7
蒸発量	mm/day	2.5	3.5	3.8
年積雪日数	days	17.6	6.6	5.8

Note: 1941年から1945年までの5年間の平均

表1-1-3 流域の地質及び地形の表現数値

地 質		白坂	数成	穴宮
		花崗岩深層風化	新第3紀砂岩, 礫岩	花崗岩深層風化
流域面積 [ha]		88.5	109.6	13.9
標高 [m]	最高点	629.0	195.0	225.0
	溪流源点	428.0	160.0	200.0
	測水所	294.0	125.0	182.0
高低差 [m]	流域	335.0	70.0	43.0
	溪流源点	134.0	35.0	18.0
水系長 [m]	流域	1,770.0	1,760.0	600.0
	溪流源点	1,320.0	1,480.0	440.0
起伏量比	流域	18.93	3.98	7.17
	溪流	10.15	2.36	4.09
同面積円の直径 [Rm]		1,061.5	1,181.3	420.7
エロンゲーション比		0.804	0.798	0.956

他の2流域に比して良好であることと符合する。白坂で年降水量・年間積雪日数が多いことは白坂の標高が他の2流域より150mほど高いことと関係があると思われる。勿論そのために気温も白坂が最も低いという結果となった。

それぞれの流域の地質, 水文的な地形の表現数値, さらに森林状況を示すと表1-1-3, 1-1-4のようなものが得られる。

なお, 溪流沿いにおける山体と溪流断面との模式図を示すと図1-1-2のようになり, 白坂流域は急峻地形でV字型渓谷を示し, 数成流域は丘陵性地形で溪流は平坦堆積面内を流下し, さらに穴の宮流域は山体の上部は急峻地形で溪流沿いは流域面積に比し, 比較的面積率の大きい湿潤状態の堆積体を擁し, 数成, 穴の宮とも河道調節機能の大きい形態を示している。

#### ① 白坂流域

地質は深層風化花こう岩で山稜はやせ尾根で裸出し, 山腹斜面及び溪流部は植生が密集している。

流域面積, 88.5 ha; 流域起伏量比, 18.93%; エロンゲーション比, 0.804.

森林被覆状況: 良好林相面積率, 75%; 粗悪林相面積率, 15%; 崩壊跡地面積率, 9%; 県

表1-1-4 各流域の森林状況

土地利用区分	白 坂		数 成		穴 宮	
	面積 ha	面積率	面積 ha	面積率	面積 ha	面積率
1 マツ及び雑木林地A	55.1	0.62				
2 ヒノキ林地	11.4	0.13				
小 計	66.5	0.75	0	0	0	0
3 マツ及び雑木林地B			75.5	0.69	10.5	0.76
4 雑 木 林 地	13.5	0.15				
5 砂 防 植 栽 地					3.0	0.21
小 計	13.5	0.15	75.5	0.69	13.5	0.97
6 無 立 木 地			11.1	0.11	0.4	0.03
7 崩 壊 跡 地	7.6	0.09				
小 計	7.6	0.09	11.1	0.10	0.4	0.03
8 粘 土 採 掘 地			16.6	0.15		
9 耕 地			4.7	0.04		
10 道 路 そ の 他	0.9	0.01	1.7	0.02		
小 計	0.9	0.01	23.0	0.21	0	0
合 計	88.5	1.00	109.6	1.00	13.9	1.00

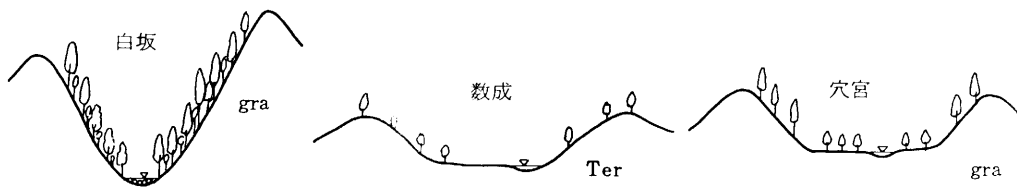


図1-1-2 山体及び溪流の横断面図

道面積率，1%。

県道は1930年以前に設置された模様である。県道面積は0.9 ha（幅5 m，長さ1,800 m）で本流を横断している。道路は概して流域内の地表水の形成を大きくする。

溪流沿いには1929～1934年に治山ダムが経年的に13基設置され，また蛇籠床固めが20基設置されている。

道路建設に伴うものか，流出土砂量（測水所堆積土砂量）は1930年より増加の傾向を示し，治山ダム等の溪流工事によるものか1934，1935年をピークとして漸次減少の傾向となっている。

1938年にはさらに上流部に2基の治山ダムが設置されている。

勿論，流域内森林は年々植生の充実が進んで来ている。

これらの諸状況は流域特性を固定して解析していくことの難しさを示す。

② 数成流域

地質は新第3紀層の砂岩，れき岩よりなる。

地形は丘陵性の緩地形で谷部も幅広い空間を有する。

流域面積, 109.6 ha; 流域起伏量比, 3.98%; エロゲーション比, 0.798.

森林被覆状況: 良好林相面積率, 0%; 粗悪林相面積率, 69%; 無立木地(裸出地)面積率, 10%; 陶土採掘地, 道路面積率, 21%.

このうち 4.7 ha の耕地は水田で夏期の水文解析にはかなりの支障となるものであろう。

道路は昭和初年以前に設置されたもので, 1.7 ha (幅 3.5 m, 総延長 4,860 m) で自動車道路にもなりうる規模で地表水の形成も大きいものと思われる。

陶土採掘は 1935 年頃より行なわれ, 1938, 1939 年には最盛期を迎えている。天然素堀で採掘跡地はむしろ降雨時に貯水池の役割を示す。

流域内森林は極めて粗悪ではあるが, 落葉腐植層もわずかながら形成され徐々にではあるが年々良い方向に移行しつつあるという状況であった。

### ③ 穴の宮流域

地質は深層風化花こう岩で山頂付近に局所的に新第 3 紀層れき層の残留物がわずかに残っている程度である。

流域面積, 13.9 ha; 流域起伏量比, 7.17%; エロンゲーション比, 0.956.

森林被覆状況: 良好林相面積率, 0%; 粗悪林相面積率(治山造林地も含む), 97%; 無立木地面積率, 3%; 道路その他の面積率, 0%.

当初林相は極めて粗悪な状況で, 裸地内にわい木が点在しているような状況であった。1925 年から 1929 年にかけて治山造林が実施されたが, 約半分程度はかなり良好な状況に移行し, 残部は僅か良好になった程度である。

しかしこの流域もその後極めて徐々に植生の進入が行なわれ, わずかながら腐植層等の形成も行なわれて来た模様である。

1938, 1939 年頃には, 前述の治山造林の成果がかなり有効性を示し始めた感がある。

## 第 2 節 水文資料

### (1) 観測施設と観測方法

(i) 降水量 降水量の観測は日雨量計と自記雨量計と併用して実施されている。自記記録はサイフォン式自記雨量計により日巻でタイムスケール 15 mm/hr でゲージスケールは 5 倍である。本論文中短期流出解析に使用した資料としてこの記録を 10 分単位に 0.1 mm/10 分の精度で読み取ったものを用いた。設置位置は測水所付近で各流域に 1 箇所の雨量観測所が配置されている。その他の気象要素も観測されているが蒸発量以外は参考にしなかつたので, ここで紹介することは避ける。

日雨量の日界は午前 9 時である。

(ii) 流量 流量は測水所における水位観測により求める。測水所の越流部の構造は正面図を示すと図 1-2-1 のように幅の狭い深い矩形ノッチ 1 箇所とその左右両側に幅の広い浅いノッチを複数個配する構造になっている。正面から見て越流部の両側と下側に鋼鉄製のエッジを配し縮流状態が形成される。流量  $q$  [m<sup>3</sup>/s] と越流水深  $h$  [m] との関係は次式のようになる。

$$h \leq H \text{ で} \\ q = c_1 B_1 \sqrt{2gh}^{3/2} \quad (1-2-1)$$

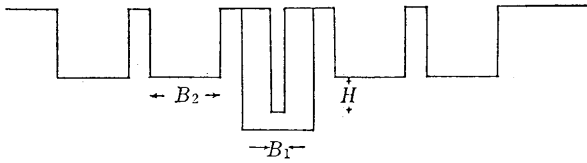


図1-2-1 測水所の越流部形状 (正面図)

表1-2-1 水位流量曲線のパラメータ

	$c_1$	$c_2$	$N$	$H$ [m]
白坂	0.369	0.398	12	0.5
数成	0.387	0.390	12	0.5
穴の宮	0.413	0.427	4	0.2

$h > H$  で

$$q = c_1 B_1 \sqrt{2g} h^{3/2} + c_2 N B_2 \sqrt{2g} (h - H)^{3/2} \quad (1-2-2)$$

ここで  $g$  は重力の加速度 [9.8 m/sec<sup>2</sup>],  $c_1, c_2$  は流量係数の 2/3 の値,  $N$  は幅の広いノッチの個数,  $B_1 (=0.2 \text{ m}), B_2 (=1.0 \text{ m})$  はノッチの幅である。各流域でこれらの値は異なり表 1-2-1 に示した値を持つ。

水位自記記録はタイムスケール 1.5 cm/hr, ゲージスケール 1/5 の日巻自記水位計が使用されている。

(2) 貯水池への流入量

前項で述べた流量とは量水堰堤からの流出量を意味する。堰堤後背部の貯水池により流れは一旦貯留されるのでハイドログラフに変形を生ずる。流域からの流出を論ずる場合は貯水池により調節される以前の流入量を取り扱う必要がある。ここではβ法<sup>16)</sup>により流入量を求める。これは数値微分による解法であり、水位は高精度の観測と読み取りとを要する。

時刻  $t$  と  $t + \Delta t$  における流入量レートを  $Q, Q_{t+\Delta t}$  [m<sup>3</sup>/sec] とする。また、同じく流出量レートを  $q, q_{t+\Delta t}$  とすると時刻  $t, t + \Delta t$  間での収支を考え次式が成り立つ。

$$((Q_t + Q_{t+\Delta t})/2 - (q_t + q_{t+\Delta t})/2) \Delta t = a \Delta h \quad (1-2-3)$$

$a$  は水位  $h$  における貯水池水表面積 [m<sup>2</sup>],  $\Delta h$  は時刻  $t, t + \Delta t$  間での貯水池水位の上昇量である。さらにこれを変形して

$$(Q_t + Q_{t+\Delta t})/2 = \beta(q_{t+\Delta t} - q_t) + q_t \quad (1-2-4)$$

$$\text{(ただし, } \beta = (a/\Delta t)/(dq/dh) + 1/2) \quad (1-2-5)$$

をうる。 $\beta$  は、貯水池水表面積  $a$  と越流量レート  $q$  とが越流水深  $h$  の関数であるから、時間とは独立に決定することができる。

水位-水表面積式は次のように示されている。

$$\text{白坂: } a = 11.6 h + 361.1 \quad (1-2-6)$$

$$\text{数成: } a = 11.0 h + 450.0 \quad (1-2-7)$$

$$\text{穴宮: } a = 177.8 h^{3.7} + 70.0 h + 476.0 \quad (1-2-8)$$

(1-2-4) 式を流域面積  $A$  [km<sup>2</sup>] で割って水高 [mm/10 min] で表現すると (水高で表現された変数に $\sim$ 印を施す。),

$$(\tilde{Q}_t + \tilde{Q}_{t+\Delta t})/2 = \beta^*(\tilde{q}_{t+\Delta t} - \tilde{q}_t) + \tilde{q}_t \quad (1-2-9)$$

$$\text{(ただし, } \beta^* = (0.6(a/A)/\Delta t)/(d\tilde{q}/dh) + 1/2) \quad (1-2-10)$$

となる。

(1-2-9) 式から明らかなように流入量は  $\beta^*$  が大きければ流出量からのずれは大きいことがわかる。さらに、 $\beta^*$  は貯水池面積と流域面積との比率が大きいほど大きいことがわかる。また、 $\beta^*$  は  $d\tilde{q}/dh$  が小さいほど大きい、換言すると越流水深が低いほど大きい。このことから流入量と流出

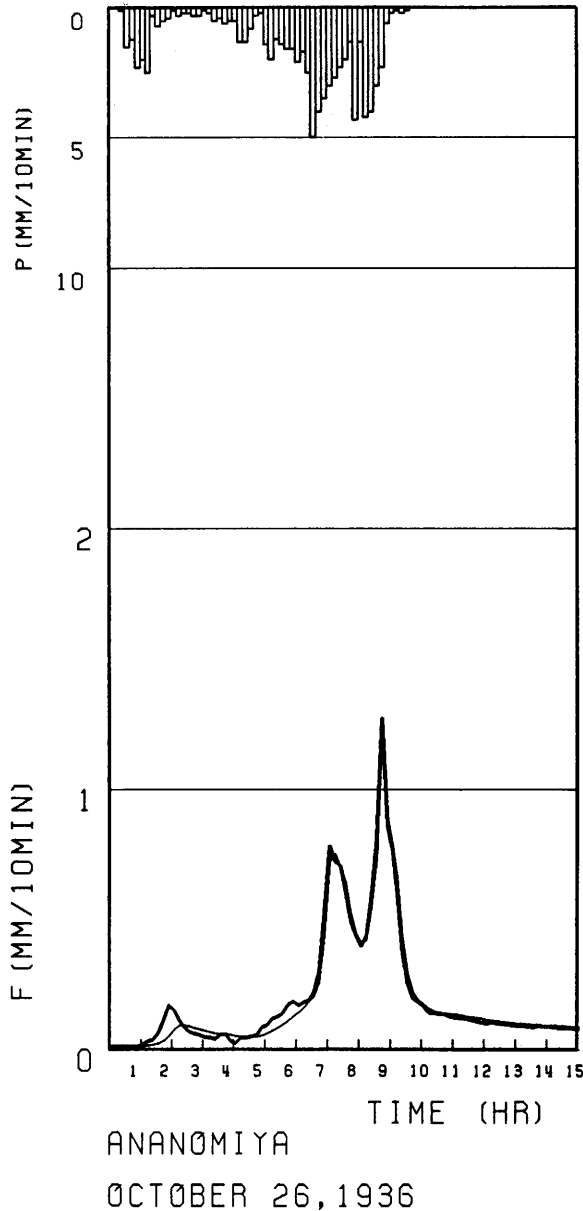


図1-2-2 流入量レートと流出量レート  
 Note: 細線は流出量レート, 太線は流入量レート

であったり不定であったが、これらを1次補間式で結び1分単位で流入量を算出し、その後10分単位に集計したものである。従って流量は10分間の流入量の合計値である。降水量が10分毎の合計値であることと対応している。第II報ではさらに1時間毎に集計しなおして分析に用いた。

量のずれは貯水池面積が流域面積に比較して広い観測点で、低水時の水位変動の時に大きいことがわかる。また、このような条件とはかかわりなく、急激な流量の変動が生ずる時にもそのずれは大きいことは言うまでもない。

流入量レートと流出量レートの違いを見るために図1-2-2に穴宮流域における出水例によって示した。流量レートの少ない部分で流入量レートと流出量レートの差は大きい。同じように流量レートの少ない部分でも減水部のように滑らかな変化を示すところは差が小さい。

このように中小の出水例の場合は流入量レートと流出量レートのずれを無視できないので、高水流出解析では流量レートとして貯水池への流入量レートが算出され用いられた。日流量を始め長期流出解析には流出量レートから算出された日流量資料が用いられた。日単位でまとめれば流入量と流出量の差は問題としない。

### (3) 解析に用いた水文資料

(i) 高水流出 1935年から1938年にかけての4年間で各流域で約16例づつの出水例を選んだ。表1-2-2に高水の開始年月日、時刻と総降雨量、10分間の最大降雨強度、10分間最大流量を記した。

高水流出資料は単位時間を10分とした。水位の読み取り時刻は10分より短い間隔であったり長い間隔



表1-2-2 解析に供した高水例

No.	白 坂			数			成			穴 宮		
	高水開始日時	P	$p_{max}$	高水開始日時	P	$p_{max}$	高水開始日時	P	$p_{max}$	高水開始日時	P	$p_{max}$
1	Aug. 15, '35 11:40	68.8	4.4	Aug. 15, '35 13:10	72.6	3.8	Aug. 28, '35 13:10	108.1	5.0	Aug. 28, '35 13:10	108.1	5.0
2	Aug. 28, '35 14:10	154.4	6.0	Oct. 27, '35 1:10	99.0	14.7	Aug. 31, '35 8:10	24.5	2.5	Aug. 31, '35 8:10	24.5	2.5
3	Jun. 29, '35 3:40	89.9	6.3	Sep. 5, '35 0:10	18.1	4.3	Oct. 27, '35 1:10	98.1	12.4	Oct. 27, '35 1:10	98.1	12.4
4	Aug. 31, '35 22:30	105.5	4.0	Sep. 22, '35 14:10	62.2	3.6	Sep. 1, '35 1:10	96.1	3.6	Sep. 1, '35 1:10	96.1	3.6
5	Sep. 22, '35 14:10	69.8	3.3	Sep. 24, '35 3:10	54.1	2.4	Oct. 26, '36 5:10	79.2	5.0	Oct. 26, '36 5:10	79.2	5.0
6	Jul. 9, '36 6:10	94.2	9.0	Aug. 18, '36 0:10	48.5	8.6	Jul. 9, '36 6:10	77.0	10.0	Jul. 9, '36 6:10	77.0	10.0
7	Jul. 15, '37 14:10	88.0	12.5	Aug. 23, '36 13:10	34.5	15.0	Oct. 2, '36 12:10	238.6	12.0	Oct. 2, '36 12:10	238.6	12.0
8	Jul. 28, '37 22:10	121.0	10.0	Oct. 26, '36 7:20	66.9	4.7	Sep. 27, '36 3:10	124.8	8.0	Sep. 27, '36 3:10	124.8	8.0
9	Aug. 2, '38 21:10	43.1	4.0	Jul. 9, '36 6:10	66.4	7.5	Jun. 18, '37 22:10	54.2	7.0	Jun. 18, '37 22:10	54.2	7.0
10	Jul. 2, '38 18:10	246.2	9.0	Oct. 2, '36 20:10	203.6	14.0	Jul. 28, '37 22:10	54.2	7.0	Jul. 28, '37 22:10	54.2	7.0
11	Jul. 5, '38 0:10	85.7	11.5	Sep. 27, '36 3:10	97.8	7.5	Jul. 2, '38 14:10	31.3	3.2	Jul. 2, '38 14:10	31.3	3.2
12	Jun. 16, '38 21:10	86.7	22.0	Jul. 15, '37 16:10	53.7	4.0	Jul. 3, '38 14:10	124.9	10.5	Jul. 3, '38 14:10	124.9	10.5
13	Jun. 28, '38 2:10	149.0	8.8	Jun. 18, '37 15:10	32.0	6.6	Jul. 16, '38 21:10	67.1	10.5	Jul. 16, '38 21:10	67.1	10.5
14	May 2, '38 12:40	100.9	4.1	Jul. 29, '37 5:20	42.7	8.0	Jun. 17, '38 17:10	16.6	4.5	Jun. 17, '38 17:10	16.6	4.5
15	Oct. 30, '38 22:10	18.6	4.2	Jun. 16, '38 21:10	78.2	9.5	May 2, '38 11:10	92.0	6.4	May 2, '38 11:10	92.0	6.4
16				Jun. 28, '38 23:10	56.7	5.8	Oct. 3, '38 10:10	92.3	3.8	Oct. 3, '38 10:10	92.3	3.8
17				May 3, '38 0:10	52.7	5.5						

Note: P, 総降雨量 [mm];  $p_{max}$ , 10 分間最大降雨強度 [mm/10 min];  $q_{max}$ , 10 分間最大流量 [mm/10 min].

(ii) **長期流出** 長期流出の解析は日単位、月単位、年単位で行なったが、これらの資料<sup>1)-3)</sup>の基本は日流量である。日流量は詳細で精密な水位の読み取りと流出量への変換が行なわれ日単位に集計されたものである。集計の日界は午前10:00である。

日単位の資料は1935年から1938年の4年間を対象として第2章で解析される。月単位の資料は1935年から1938年迄と1941年から1944年迄の各々4年間を対象として第3章で解析される。年単位の資料は1930年から1945年までを対象に論ぜられる。

(iii) **基底流出** 無降雨期間中の日流量[mm/day]と2時間単位の水位から算出した流量レート[mm/hr]の2種の減水部分をそれぞれ第2章、第3章で取り扱った。日流量は1934年から1945年までの期間のうち顕著な無降雨日が選ばれた。2時間単位の流量レートは1936年から1938年までの3年間から選ばれている。

## 結 び

次章以降で流出過程の分析を行ない、これを総合して流出モデルを構築するために、東京大学愛知演習林の3試験流域(白坂、数成、穴の宮)の概説を行ない、流量資料の算出法と調整法について述べた。3流域の流域特性を比較すると、白坂は林相が良好で起伏量比が大きく、対照的に数成は林相が粗悪ではあるが起伏量比は小さい。一方、穴の宮は前2者に比較して流域面積が狭く、林相は両者の中間程度で起伏量比は数成と大差はない。また、流量資料に関してはその精度に十分な配慮がなされており、しかも本論文で流入量を算出し高水解析に用いた。また、日流量、月流量、年流量についてもその資料は精密な読み取りのうえに集計されており、欠測もない。

## 第2章 試験流域における流出特性の分析

### 序

本章では前章で紹介した東京大学愛知演習林内の3試験流域の水文資料を解析し、その特性を明かにすることを目的としている。本章は日本における1水源帯の水文特性の事例研究ではあるが、水源帯における降雨や流出の傾向を考える前提となるものであり、次章で流出モデルを構成する上での予備的知識を提供する目的を有している。

降雨特性に関しては日雨量の降雨階級別の年間に生起する頻度分布を調べ、その経年変化の検討や流域間比較を行なう。流出特性に関しては、短期流出は次章で論ずるので、本章では長期流出を取り扱う。これは時間単位別に日流出、月流出、年流出に分けられる。これらの流出解析にあたっては初期損失に関するモデルによって日単位の損失量を求め、流出モデルの入力として降雨をそのまま用いることはせずに、降雨から初期損失を差し引いた流出可能雨量を用いる。この流出可能雨量と流量との対応関係に対して流出解析を行なう。日流出に関しては直列貯留型のタンクモデルを、月流出に関しては1段のタンクモデルを用いるが、初期損失の算出モデルから分離しているので日流出モデルのパラメータを減ずることができるし、月流出モデルはその構造が単純化される。

この流出解析から3試験流域の流出特性が明らかにされ、流域間比較をとおして流域特性と流出特性の係わりにも言及する。

### 第1節 降雨特性\*1

ここで整理される降雨資料は愛知県瀬戸地方のものであるが、この数値から判断される結果

表2-1-1 年降水量・降水日数・年流量・年消失量

流域名	年次	日数	$P \leq 10$ (mm)		$10 \leq P < 60$ (mm)		$60 \leq P$ (mm)		年降雨 日数	年降水量 (mm)	年流量 (mm)	年消失量 (mm)	
			日数	降水量 (mm)	日数	降水量 (mm)	日数	降水量 (mm)					
白坂	5	365	85	297.9	54	1,255.8	3	315.8	142	1,869.5	1,141.9	727.6	
	6	365	73	239.2	59	1,249.5	2	137.3	132	1,626.0	824.2	801.8	
	7	366	97	236.7	52	1,340.7	4	379.9	153	1,957.3	1,014.5	942.8	
	8	365	82	256.4	48	1,099.9	4	336.9	134	1,693.2	697.4	995.8	
	9	365	106	295.8	37	876.9	3	235.7	146	1,408.4	553.3	855.1	
	10	365	98	269.2	50	1,191.4	8	657.7	156	2,118.3	1,151.2	967.1	
	17	365	123	208.2	38	993.4	5	484.5	166	1,686.1	870.5	815.6	
	18	365	155	303.4	25	698.7	5	404.2	185	1,424.3	615.7	808.6	
	19	366	136	241.7	46	1,063.9	1	69.2	183	1,374.8	375.7	999.1	
	20	365	104	238.2	52	1,412.1	9	776.4	165	2,426.7	1,578.5	848.2	
	数成	5	365	102	316.0	43	952.8	3	228.2	148	1,497.0	964.1	532.9
		6	365	86	266.0	56	1,153.9	2	156.3	144	1,576.2	849.0	727.2
		7	366	118	269.9	45	1,068.6	4	324.8	167	1,663.3	1,022.1	641.2
		8	365	88	282.4	42	957.4	2	151.7	132	1,391.5	724.2	667.3
		9	365	98	268.1	40	863.5	1	78.4	139	1,210.0	582.2	627.8
		10	365	89	235.6	51	1,136.3	7	511.5	147	1,883.4	1,202.6	680.8
		17	365	138	235.7	35	916.6	2	165.8	175	1,318.1	703.0	615.1
		18	365	160	255.7	29	629.8	6	424.3	195	1,309.8	602.2	707.6
		19	366	152	247.5	42	927.5	0	0	194	1,175.0	472.2	702.8
		20	365	123	217.1	55	1,417.8	4	349.2	182	1,984.1	1,246.8	737.3
穴宮		5	365	116	322.4	42	937.4	3	232.5	161	1,492.3	965.7	526.6
		6	365	105	241.5	59	1,192.2	2	158.5	167	1,592.2	967.0	625.2
		7	366	135	278.4	45	1,054.5	4	345.1	184	1,685.5	1,178.8	506.7
	8	365	124	308.5	40	939.0	2	160.1	166	1,407.6	833.9	573.7	
	9	365	129	284.4	39	856.5	1	81.3	169	1,222.2	643.4	578.8	
	10	365	109	227.1	50	1,054.8	9	638.4	168	1,920.3	1,300.4	619.9	
	17	365	140	267.2	33	923.2	2	171.2	175	1,355.9	750.1	605.8	
	18	365	145	270.7	30	663.3	6	423.6	181	1,356.6	679.1	677.5	
	19	366	129	274.0	41	944.2	0	0	170	1,218.2	476.6	741.6	
	20	365	104	255.4	52	1,430.1	4	366.4	160	2,051.9	1,246.8	805.1	

は、一応日本における一般的傾向とみなしてよい。白坂、数成、穴の宮流域における年降水量、年降水日数について、さらに日降水量 10 mm 以下の年間の集計値及び日数、日降水量 10 mm より 60 mm までの集計値と日数さらに日降水量 60 mm 以上の集計値と日数を整理すると、表 2-1-1 のようなものが得られる。表 2-1-1 は年次に間断があるが、1930~1935 年の 6 箇年を前期とし、1942~1945 年の 4 箇年を後期として整理したものである。このなかには 1935、1945 年の多雨年と 1934、1942、1943、1944 年の寡雨年も含まれている。このうち 1942、1943、1944 年の寡雨年には流域が荒廃した愛知県犬山地方で農業用水に水不足を生じた模様である。表 2-2-1

\*1 本節は文献 18) から引用した。

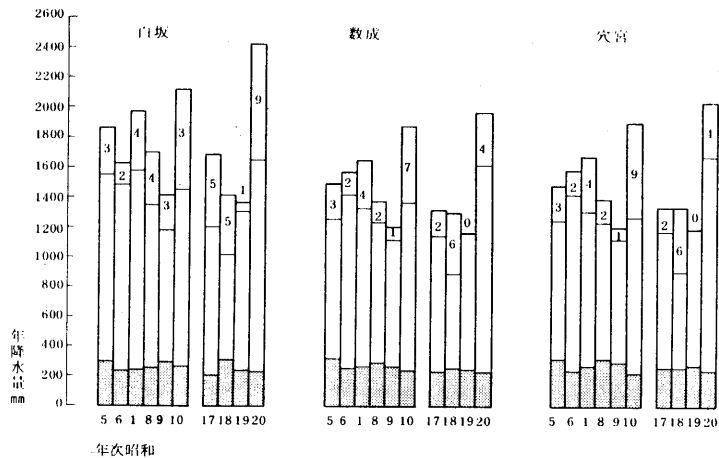


図2-1-1 日雨量降雨階級別に分類した年降水量の内訳

Note: 最下段:  $P < 10$  mm, 中段:  $10 < P < 60$  mm, 最上段:  $60 \text{ mm} < P$ , ヒストグラム中の数値はその発生日数

のそれぞれの階級ごとの降水量を図示したものが図2-1-1である。以上の整理された数値から判断して以下の諸点がいえる。

(A) 年降水量と年降水日数

年降水量の大小にかかわらず年降水日数はほとんど変化が少ない。概して降雨日数  $N$  はほとんど一定しており、その標準偏差  $\sigma$  も小さい値を示す。即ち、

$$\text{白坂} \quad N=156.5 \text{ 日} \quad \sigma=18.5 \text{ 日}$$

$$\text{数成} \quad N=162.3 \text{ 日} \quad \sigma=23.3 \text{ 日}$$

$$\text{穴宮} \quad N=170.0 \text{ 日} \quad \sigma=7.9 \text{ 日}$$

が計算される。

この数値に関しては降水量 0.0 mm の判断が各流域の観測者によって多少異なるので、3流域で  $N$  に多少の相違が生ずることはやむをえない。

(B) 年間における日降水量 10 mm 以下の集計値

この範囲の降雨日数は前述のように観測者の 0.0 mm の判断の仕方によって各流域が多少異なった数値を示すが、ほぼ 80~140 日に落ち着くようである。その集計値は

$$\text{白坂} \quad P=258.7 \text{ mm} \quad \sigma=31.9 \text{ mm}$$

$$\text{数成} \quad P=259.4 \text{ mm} \quad \sigma=28.0 \text{ mm}$$

$$\text{穴宮} \quad P=273.0 \text{ mm} \quad \sigma=28.5 \text{ mm}$$

の値を示し、年降水量に関係なく、ほぼ均一な値を示していることがわかる。このことは図2-1-1からも明瞭にうかがわれる。

(C) 60 mm 以上の降水総量と日数

日数においては極めておおきな変動があり、また総量も大きく変動する。

$$\text{白坂} \quad P=379.8 \text{ mm} \quad \sigma=218.1 \text{ mm}$$

数成  $P=239.0 \text{ mm}$   $\sigma=239.0 \text{ mm}$

穴宮  $P=257.7 \text{ mm}$   $\sigma=187.7 \text{ mm}$

となり、年による総量及び日数の変動は極めて大きい。以上の諸点から判断すると日本の年降水量の大小には日降水量 60 mm 以上の発生日数が大きく関与していることが考えられる。つまり、多雨年と寡雨年の違いは概して 60 mm 以上の降雨の発生頻度に大きく左右されているといえる。

## 第2節 試験流域の流出特性

### (1) 損失量

長期流出の解析を行なう場合には蒸発散の過程を考慮するの必要が生じて来る。一方、短期流出ではせいぜい数日間を対象とするので蒸発散を考慮しない。しかし、流域が無降雨期間中に乾燥し、次の降雨の一部を流域内に貯留しそれが後々の蒸発散に使われると考えることもできる。短期流出解析ではこれを初期損失と呼んでいる。そうすると、蒸発散と初期損失とは同じ現象の別のいいまわしであるともいえよう。そこで、長期流出の解析にも降雨から、後々蒸発散により消失していくと考えられる部分を流域の湿潤状態に応じて差し引き、流出可能雨量として様々なモデルの入力に用いることとした。換言すると、長期流出解析に初期損失の概念を導入することになる。

(i) **損失量のモデル** 「初期損失」という言葉には短期流出との関連が強く想起されるので本章で考察する日単位の損失量を単に「損失量」と称することにする。損失量のモデルに関して次のような仮定を設ける。

(A) 日降雨の累加量に対応して日損失量の累加量は増大し、最終的には一定値に漸近する。この一定値を最大損失量と名付ける。

(B) 降雨の初期では(降雨が微少な段階では)降雨の全量が損失する。

(C) 最大損失量は降雨の直前の流域の湿潤状態に対応して変化する。

上記の仮定に従って式の形状を決定しよう。日降雨の累加量を  $P[\text{mm}]$ 、日損失量の累加量を  $L[\text{mm}]$ 、最大損失量を  $L_f[\text{mm}]$  とする。流出可能雨量の累加値  $P_d[\text{mm}]$  は、

$$P_d = P - L \quad (2-2-1)$$

日雨量の累加量  $P$  と日流出可能雨量の累加量  $P_d$  の関係を図示すると図 2-2-1 となるのが仮定されている。即ち、漸近線 (z)  $P_d = P - L_f$  を持ち、原点を通る曲線となる。

また、仮定(B)から

$$(dP_d/dP)_{P=0} = 0 \quad (2-2-2)$$

である。これらの条件を満たし、指数関数的に漸近線 (z) に近づく式として次式を採用する。

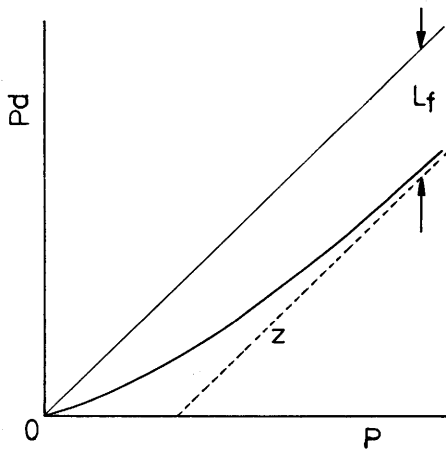


図2-2-1 累加雨量  $P$  と累加流出可能雨量  $P_d$  の関係

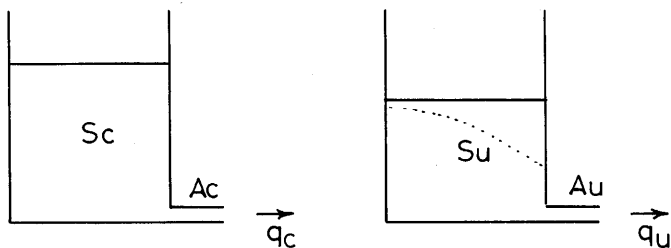


図2-2-2(a) 被圧帯水層の模式図 (b) 不圧帯水層の模式図

$$Pd = Lf \cdot \exp(-P/Lf) + P - Lf \quad (2-2-3)$$

日流量と日雨量の資料を基にこの関係式を検討することにしよう。

(ii) 流域内貯留量のモデル 次項に移るまえに流域内の被圧・不圧帯水層内での貯留量と流出量レート及び地下水の通減係数との関係<sup>6)</sup>を考察しておこう。通減式の導入は次章で行なわれる。

① ある時刻での帯水層の貯留量を  $Sc$  [mm] とする。その流出量レート  $qc$  [mm/hr] が貯留量  $Sc$  に比例し、その比例定数を  $Ac$  [ $\text{hr}^{-1}$ ] としよう。そこでは次式が成立する (図 2-2-2(a) 参照)。

$$(qc =) dSc/dt = -Ac \cdot Sc \quad (2-2-4)$$

これを解いて被圧通減式

$$qc = qc_0 \cdot \exp(-Act) \quad (2-2-5)$$

を得る。ただし、 $t$  は初期流量レート  $qc_0$  [mm/hr] からの経過時間である。

② 次に上記と同様にある時刻における貯留量を  $Su$  [mm] とする。流出量  $qu$  [mm/hr] が貯留量  $Su$  の 2 乗に比例し、その比例定数を  $Au^2$  [ $\text{mm}^{-1}\text{hr}^{-1}$ ] としよう。そこでは次式が成立する。

$$(qu =) dSu/dt = -Au^2 \cdot Su^2 \quad (2-2-6)$$

これを解いて不圧通減式

$$qu = qu_0 / (Au \sqrt{qu_0 t} + 1)^2 \quad (2-2-7)$$

を得る。ただし、 $t$  は初期流量レート  $qu_0$  [mm/hr] からの経過時間である。

3 試験流域の無降雨日における通減の傾向を以下に検討する。被圧通減式と不圧通減式との線形結合によって一般的な通減式が与えられる。即ち、

$$q = n_1 qc + n_2 qu \quad (2-2-8)$$

$$\text{(ただし、} n_1 + n_2 = 1) \quad (2-2-9)$$

白坂の通減式は不圧通減型であるとの分析<sup>4)</sup>もある。そこで 3 流域の通減特性を調べるため (2-2-7) 式を次のように変形する。

$$\sqrt{1/qu} - \sqrt{1/qu_0} = Aut \quad (2-2-10)$$

$\sqrt{1/qu}$  と時間  $t$  とをプロットすると不圧通減型の地下水であれば直線上に点が並ぶことになる。その一例を示したものが図 2-2-3(a), (b) である。降雨のあった翌日からの無降雨期間中のプロットであり 3 流域ともほぼ直線に乗っている。7 月 25 日以降の場合 (a) は減水の初期の 3 日程はいずれの流域も挿入した直線より流量レートが多少大きい。この過大な部分が被圧地下水成分と考えられる。

1934 年から 1945 年までの 12 年間から無降雨日を選びプロットを行ない不圧通減係数を求

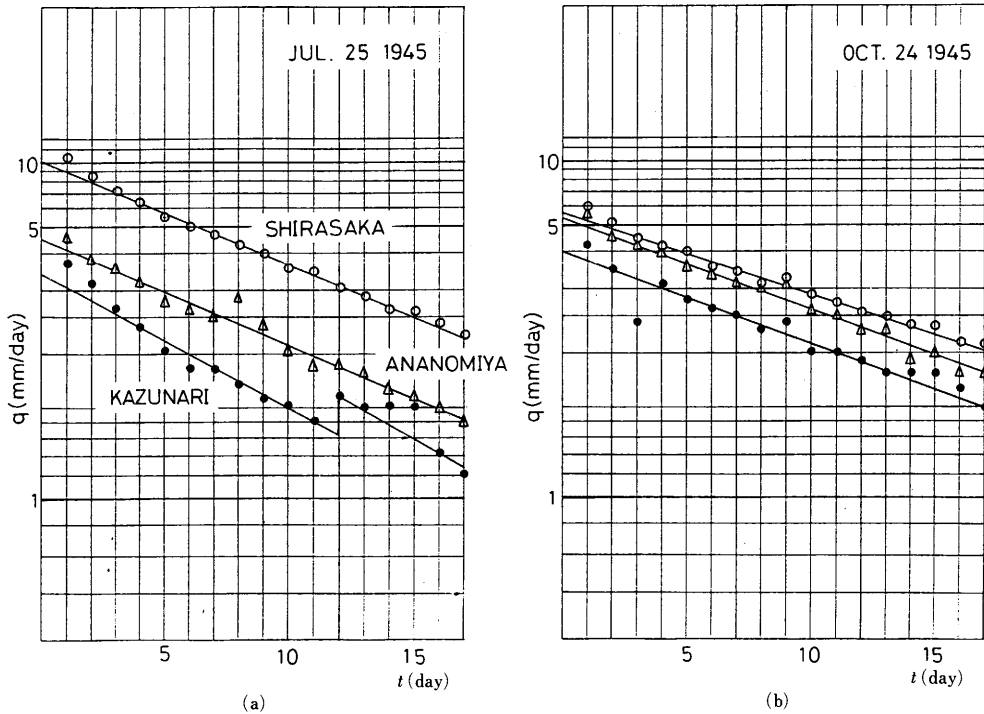


図2-2-3 無降雨日流量の通減

めたのが表 2-2-1 と表 2-2-2 である。表 2-2-1 は 10 日以上は無降雨期間を対象とした場合、表 2-2-2 は大部分が 10 日未満の無降雨期間を対象とした場合である。不圧通減係数  $A_u$  は、無降雨期間が長い場合から導かれた平均値は白坂で  $0.0050 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$ 、数成で  $0.0087 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$ 、穴の宮で  $0.0062 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$  であるが、無降雨期間が短い場合から導かれて平均値が白坂で  $0.0090 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$ 、数成で  $0.0134 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$ 、穴の宮で  $0.0109 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$  となる。後者が大きいのは減水曲線中に被圧成分がかなり残留したためであると判断し得る。いずれにしても、減水の急激な順に流域を並べると数成・穴の宮・白坂の順になる。次章において通減係数を 2 時間単位のプロットから再検討する。

(iii) 損失量と流域湿潤状態との関係 1934 年から 1945 年までの 12 年間で無降雨が約 10 日以上継続する資料を各流域毎 30 例、さらにそれに準ずる資料として無降雨継続日数が 10 日未満の資料 30 例を合わせて不圧通減係数を算出し、無降雨期間に先立つ降雨期間を対象に水収支を計算し損失量を求めることとした。この収支計算の概要は以下のとおりである。また、この収支計算の対象となる水文諸量をハイドログラフ上に描くと図 2-2-4 のようになる。

① 無降雨継続期間の初日の不圧通減曲線の流量レートを  $qu_2[\text{mm}/\text{day}]$  とし算出した不圧通減係数を  $A_u[\text{mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}]$  とすると降雨直後の流域内貯留量  $Su_2'$  は

$$Su_2 = \sqrt{qu_2/24}/A_u \tag{2-2-11}$$

とすると

$$Su_2' = Su_2 + \varepsilon \tag{2-2-12}$$

表2-2-1 日単位減水曲線における不圧透減係数(無降雨日10日以上)

No.	白			坂			数			成			穴			宮			
	年月日	$q_{10}$	$qw_0$	$Au$	年月日	$q_{10}$	$qw_0$	$Au$	年月日	$q_{10}$	$qw_0$	$Au$	年月日	$q_{10}$	$qw_0$	$Au$	年月日	$q_{10}$	$qw_0$
1	9. 6. 5	0.57	1.10	0.00757	9. 5. 1	0.84	2.45	0.00923	9. 6. 26	1.33	3.10	0.00611							
2	9. 5. 1	0.72	1.75	0.00963	9. 6. 26	0.78	6.00	0.01478	10. 7. 22	0.76	1.80	0.00820							
3	9. 6. 26	1.42	4.80	0.00924	10. 4. 19	1.32	5.10	0.00823	10.10.18	1.60	2.55	0.00335							
4	10. 7. 23	1.07	1.55	0.00334	11. 7. 25	0.89	1.80	0.00642	9. 5. 1	0.85	2.30	0.00868							
5	10.10. 2	2.80	6.50	0.00419	12. 5. 4	0.76	1.75	0.00798	11. 7. 25	1.50	2.95	0.00478							
6	10.10.18	1.37	2.55	0.00466	12. 7. 19	1.03	6.20	0.01192	11.11.12	1.60	3.00	0.00435							
7	11. 3.24	1.20	1.80	0.00342	12.10.19	1.40	4.00	0.00705	12. 8. 12	1.09	1.90	0.00474							
8	11. 7.25	1.65	3.75	0.00535	12.11.11	1.35	6.70	0.00968	12.11.23	1.70	2.80	0.00346							
9	12. 3.13	2.30	6.80	0.00563	12.11.23	1.43	2.25	0.00346	13. 3. 12	0.95	2.05	0.00669							
10	12. 5. 4	1.39	2.10	0.00323	13. 2. 1	1.13	1.85	0.00419	14. 5. 16	1.14	3.40	0.00805							
11	12. 8. 9	1.80	3.20	0.00380	13. 3. 12	0.96	1.90	0.00602	14.11.12	1.20	1.85	0.00363							
12	13. 3.12	1.00	1.60	0.00428	13. 7. 16	1.30	3.40	0.00683	12. 5. 4	1.08	1.60	0.00350							
13	13. 7.16	2.75	7.00	0.00459	13. 9. 12	0.81	2.20	0.00892	12.10.18	1.80	3.55	0.00438							
14	13. 9.12	1.55	3.10	0.00480	13.11. 1	1.65	7.00	0.00818	13. 7. 16	2.75	4.70	0.00289							
15	14. 5.14	1.90	6.00	0.00648	14. 5. 14	1.00	6.20	0.01221	15. 8. 13	1.70	5.30	0.00679							
16	14. 6.13	0.71	1.30	0.00632	14.11.11	1.11	2.55	0.00659	15. 9. 14	0.98	1.30	0.00272							
17	14. 8.12	0.67	1.60	0.00880	14.11.24	1.02	1.85	0.00520	15. 6. 19	0.72	6.00	0.01572							
18	14.11.24	1.38	1.95	0.00276	15. 8. 13	1.20	4.90	0.00941	16. 5. 28	1.48	5.00	0.00765							
19	15. 3.15	0.77	1.21	0.00471	15. 9. 14	1.06	1.95	0.00521	16.11. 2	1.16	1.55	0.00256							
20	15. 8.13	1.22	2.35	0.00516	16. 5. 28	1.04	7.00	0.01230	17. 7. 5	1.35	3.00	0.00578							
21	15. 9.14	1.27	2.35	0.00480	16. 8. 3	1.37	3.10	0.00585	17. 7. 15	0.85	1.60	0.00600							
22	16. 8. 3	2.20	4.15	0.00374	16.11. 2	1.01	1.32	0.00254	18. 4. 21	1.03	1.80	0.00490							
23	16.11. 3	1.27	1.70	0.00246	16.11.29	1.37	3.40	0.00637	18. 6. 20	1.50	3.25	0.00534							
24	17. 7. 5	1.80	3.70	0.00460	18. 4. 21	0.71	2.10	0.01014	18. 8. 7	1.00	3.25	0.00909							
25	17. 7.15	1.21	2.15	0.00464	18. 6. 20	0.95	4.00	0.01110	18.10.27	1.04	1.70	0.00436							
26	18. 6. 20	1.70	3.70	0.00504	19.10. 9	0.71	7.00	0.01651	19.10. 9	0.57	4.50	0.01741							
27	18. 8. 7	1.12	2.70	0.00686	20. 4. 12	0.70	3.80	0.01393	19. 6. 6	0.50	1.50	0.01220							
28	18.10.27	0.77	1.10	0.00380	20. 4. 21	0.83	4.80	0.01309	11. 2.28	0.85	1.27	0.00403							
29	20. 7.28	2.80	7.00	0.00448	20. 6. 14	1.05	8.00	0.01270	20. 7. 25	2.10	4.40	0.00435							
30	20.10.25	2.90	5.50	0.00328	20.10.24	2.20	4.00	0.00356	20.10.24	2.60	5.90	0.00426							
平均				0.00502				0.00865				0.00620							

Note:  $q_{10}$ , 無降雨日10日目の日流量[mm/day];  $qw_0$ , 降雨終了日の外挿線上の日流量[mm/day].



表2-2-2 日単位減水曲線における不圧通減係数 (無降雨日 10 日未満)

No.	白坂			数成			穴宮		
	年月日	$q_{10}$	$Au$	年月日	$q_{10}$	$Au$	年月日	$q_{10}$	$Au$
1	9. 5. 15	0.80	0.00856	7. 7. 12	1.40	7.00	9. 5. 15	0.86	0.00954
2	9. 9. 22	0.64	0.01247	10. 7. 8	0.76	3.85	9.10. 9	1.06	0.01301
3	9.10.10	0.81	0.01247	10. 8. 19	0.86	6.00	9.10.26	0.95	0.01368
4	9.10.26	0.92	0.01021	10. 9. 27	1.85	6.50	10. 4. 6	1.55	0.00700
5	10. 4. 19	1.75	0.00591	11. 7. 14	1.21	7.00	10. 4. 19	1.60	0.01084
6	10. 7. 8	1.30	0.00904	11.10. 5	1.20	10.00	10. 8. 19	1.70	0.01218
7	10. 8. 20	1.50	0.00694	12. 8. 1	0.90	3.50	10. 9. 27	3.85	0.01061
8	10. 9. 27	3.15	0.00614	13. 7. 9	1.60	8.00	11.10. 5	2.10	0.00892
9	10.10.29	1.10	0.00814	13.10. 6	1.00	5.20	12. 4. 27	1.00	0.01146
10	11.10. 5	1.30	0.01145	13.10.17	1.20	11.00	12. 8. 1	1.20	0.01248
11	12. 4. 27	1.40	0.00803	14. 3. 14	0.73	4.50	12.11.11	2.00	0.01427
12	12. 7. 19	1.80	0.00688	14. 6. 13	0.32	1.03	13.10. 6	1.40	0.01597
13	12. 7. 31	2.20	0.00605	14. 6. 30	0.56	3.00	13.10.17	1.65	0.01549
14	12.10.19	1.60	0.00701	14. 8. 11	0.22	1.09	13.11. 1	2.15	0.02397
15	12.11.11	2.05	0.00513	14. 9. 24	0.80	3.20	14. 6. 30	1.20	0.01141
16	13.10. 6	1.70	0.00532	14. 9. 24	0.78	7.00	14. 9. 24	0.63	0.01540
17	17. 7. 1	0.65	0.01471	15. 6. 19	0.60	5.20	14. 8. 12	0.30	0.01740
18	14. 8. 27	0.61	0.00823	16. 5. 6	0.63	3.00	14. 9. 12	0.20	0.01393
19	14. 9. 24	1.04	0.01089	16. 5. 19	0.78	6.90	16. 5. 6	1.09	0.01534
20	14.10.21	1.02	1.95	16. 7. 1	1.30	10.00	16. 5. 19	0.97	0.01145
21	15. 4. 29	0.71	1.90	16. 8. 17	0.75	4.40	16. 9. 20	1.48	0.01384
22	15. 6. 19	0.87	4.00	16. 9. 20	1.30	6.00	16. 8. 3	1.44	0.00957
23	16. 5. 6	1.15	4.00	17. 8. 22	0.69	1.40	16. 8. 17	1.20	0.01464
24	16. 7. 3	2.70	8.00	18. 6. 20	0.95	4.30	17. 8. 22	0.74	0.01110
25	16.11.29	1.26	3.80	18. 8. 7	0.65	3.50	17. 9. 24	0.90	0.01441
26	18.10. 5	0.60	1.55	18.10. 5	0.59	2.90	18.10. 5	0.64	0.01459
27	19. 8. 11	0.50	2.00	18.10.12	0.93	6.70	18.10.12	1.10	0.01328
28	19.10. 9	0.62	4.00	19. 7. 23	0.22	0.98	20. 5. 4	0.89	0.02290
29	20. 6. 26	1.80	14.00	20. 3. 1	0.90	9.00	20. 6. 26	1.22	0.01471
30	20. 9. 6	1.00	3.20	20. 9. 6	0.80	1.90	20. 9. 19	1.80	0.00801
平均			0.00903			0.01338			0.01338

$q_{10}$ : 無降雨日 10 日目の外挿線上の日流量 [mm/day] ;  $Au$ : 降雨終了日の外挿線上の日流量 [mm/day].

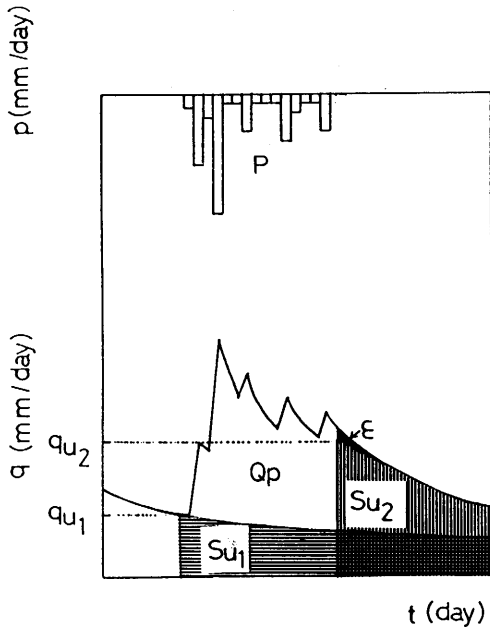


図2-2-4 損失量収支計算のための水文諸量

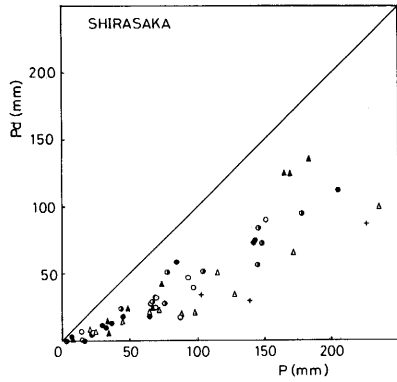


図2-2-5(a) 降雨量と流出可能雨量 [白坂]  
 Note: 図中の記号は初期流量レートに対応している。A~Fはレートの階級を示す。本文参照  
 黒3角:A, 黒丸:B, 半黒丸:C, 白丸:D, 白3角:E, 十字:F

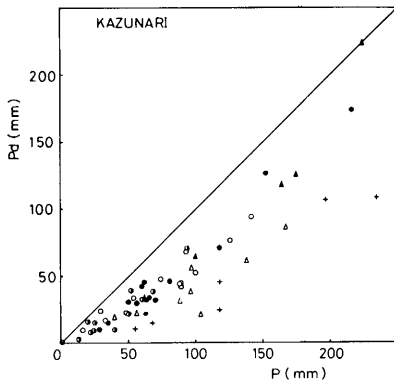


図2-2-5(b) [数成]

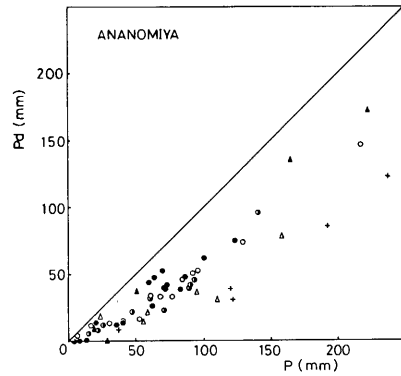


図2-2-5(c) [穴宮]

$\epsilon$  は補正量で無降雨日初日以降の逓減曲線と不圧逓減曲線との差であり、被圧地下水の流出成分の全量であるが、量的には少なく、0 mm が存在しても 2 mm 以下でごくまれに 5~7 mm が認められた。

② 降雨直前の流域内貯留量  $Su_1$ [mm] は、降雨前日の流量レートを  $qu_1$ [mm/day] とすると  

$$Su_1 = \sqrt{qu_1/24/Au} \tag{2-2-13}$$

とした。降雨の直前では被圧地下水の流出成分は 0 とみなせるので、不圧逓減係数を用いて上式のように表現した。即ち、(2-2-12) 式のような補正を必要としない。

③ 降雨期間中の流量の合計値を  $Qp$ [mm]、降雨の累加値を  $P$ [mm] とすると損失量  $L$  [mm]

は

$$L = P - Qp - (Su_2' - Su_1) \quad (2-2-14)$$

降雨期間とは日雨量が 0.1 mm/day でもこれを含め、無降雨によって切断されることのない連続降雨の期間として取り扱った。

以上の収支計算によって求められた  $Pd$  を  $P$  に対してプロットすると図 2-2-5(a), (b), (c) が得られる。この図は初期流量レート  $qu_1$  (降雨の前日の値) の階級別にプロットされている。結果から、図 2-2-1 に示した関係を確認し得る。ばらつきはあるものの初期流量レートに対応した変化をみせ、仮定 (C) を確認することができる。この図に (2-2-3) 式をあてはめパラメータ  $Lf$  を初期流量レート  $qu_1$  の階級別に定めて決定した結果が図 2-2-6(a), (b), (c) である。初期状態に応じて、各流域毎に 6 本の線で類別した。曲線 A, B, C, D, E, F に対応する漸近線が a, b, c, d, e, f である。各曲線は初期流量レートに次のように対応している。

- A,  $4 \leq qu_1$  ;
- B,  $2 \leq qu_1 < 4$  ;
- C,  $1.5 \leq qu_1 < 2$  ;
- D,  $1 \leq qu_1 < 1.5$  ;
- E,  $0.5 \leq qu_1 < 1$  ;
- F,  $qu_1 < 0.5$ .

(単位 mm/day)

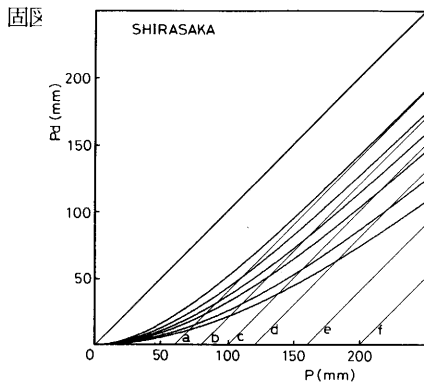


図2-2-6(a) 曲線のあてはめ [白坂]

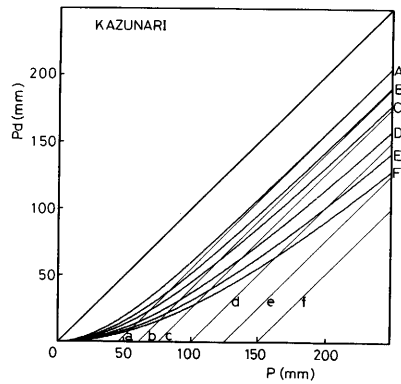


図2-2-6(b) [数成]

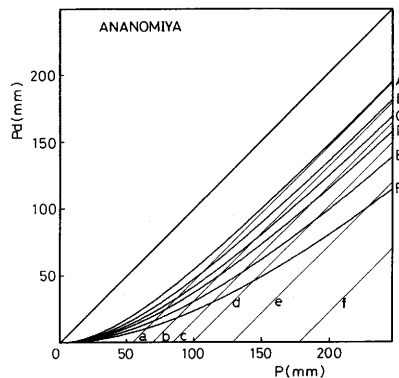


図2-2-6(c) [穴宮]

表2-2-3 流域別・初期流量レート別最大損失量  $Lf$ [mm]

初期流量レートの階級	白坂	数成	穴の宮
A	65	45	55
B	80	60	70
C	100	75	85
D	120	100	100
E	160	125	130
F	200	150	180

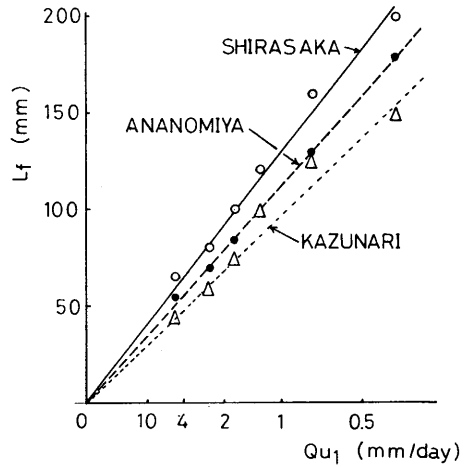


図2-2-7 初期流量レートと最大損失量の関係

表2-2-4 解析の対象とした資料の年単位水文諸量(1)

流域	水文諸量	西 暦 年			
		1935	1936	1937	1938
白坂	$P$	2118.3	1911.1	1866.2	2339.8
	$Q$	1150.9	1024.1	963.6	1456.8
	$L$	967.4	887.0	902.6	883.0
	$If$	59.0	42.0	49.0	45.0
数成	$P$	1883.4	1745.9	1574.1	1849.6
	$Q$	1202.5	1116.1	944.3	1248.0
	$L$	680.9	629.8	629.8	601.6
	$If$	29.5	22.0	24.0	23.5
穴宮	$P$	1920.3	1804.4	1610.7	1902.6
	$Q$	1299.8	1210.2	1013.4	1320.4
	$L$	620.5	594.2	597.3	582.2
	$If$	27.5	21.0	24.0	24.0

表2-2-3に流域別・初期流量別の最大損失量  $Lf$  を示した。損失量はこの表で見るかぎり、白坂・穴の宮・数成の順に大きい。初期流量レート  $qu_1$  と最大損失量  $Lf$  との関係を表2-2-3からプロットしてみると図2-2-7が得られる。横軸は  $1/\sqrt{qu_1}$  に目盛っている。この図から流域別に

$$Lf = k \cdot (1/\sqrt{qu_1}) \tag{2-2-15}$$

の関係が見いだされる。 $\sqrt{qu_1}/Au$  は降雨前の流域の初期貯留量  $Su_1$  に等しいので上の関係式は、

$$Lf = k' \cdot (1/Su_1) \tag{2-2-16}$$

とも書ける。即ち、流域の初期貯留量と最大損失量は反比例の関係にある。この関係は(2-2-15)式の物理的な背景として考えることができる。そこで(2-2-15)式の比例定数は流域の初期損失量の特性を表現する量であるからこれを新たに最大損失指標と呼び、 $If[\text{mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}]$  で現わ

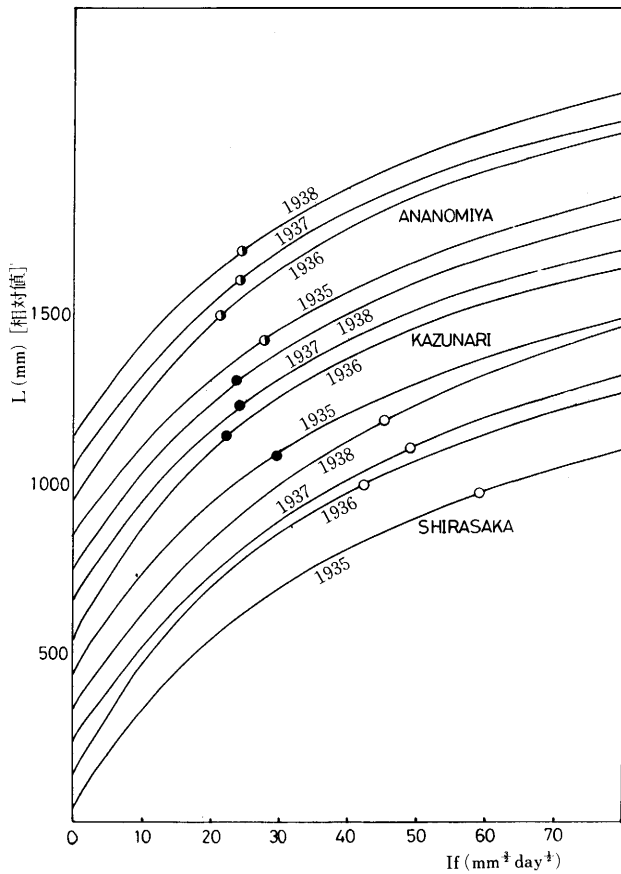


図2-2-8 最大損失指標  $I_f$  の探索  
 Note: 各曲線は縦軸方向に 100 mm づつ平行移動して描かれている

再確認出来た。

4年間の最大損失指標  $I_f$  の平均値をみると、

白坂,  $48.8 \text{ mm}^{3/2} \text{ day}^{-1/2}$  ;

数成,  $24.8 \text{ mm}^{3/2} \text{ day}^{-1/2}$  ;

穴宮,  $24.1 \text{ mm}^{3/2} \text{ day}^{-1/2}$  .

[2-2-A]

当試験流域の場合は1月1日頃は流域の貯留量が常に小さい時期に当たることから暦年をもって水年にあてている。1月1日付近の流域内貯留量が大きく変動しないかぎり、年消失量の変動も軽微であり、したがって最大損失指標  $I_f$  も一定した値を取り得ると考えられる。もし、それ以外の理由で  $I_f$  に変化が生ずるとすれば流域内の植被等の地表条件の改変によるものと考えてもよいだろう。

図2-2-7で  $qu_1$  が  $1 \text{ mm/day}$  に相当する  $L_f$  を見るとそれは(2-2-17)式から  $I_f$  に等しいことになる。即ち、

白坂,  $130 \text{ mm}^{3/2} \text{ day}^{-1/2}$  ;

す。即ち、

$$I_f = L_f \sqrt{qu_1} \quad (2-2-17)$$

(iv) 最大損失指標の吟味 次に実際に(2-2-17)式の関係において同一流域内では最大損失指標  $I_f$  が固有の値を持つことを確かめることにする。そこで年間の日雨量・日流量資料に対して(2-2-3)式、(2-2-17)式を応用して  $Pd$  を求める。計算によって得られた年消失量  $L_c$  [mm] を

$$L_c = \sum_{i=1}^N (P - Pd)_i$$

$$(N = 365, 366)$$

$$(2-2-18)$$

とする。第1次消失(損失量)の年間の総計は年消失量にほぼ等しいので(次章参照)、 $L_c$  が実測の年消失量に等しくなるように  $I_f$  を探索することが可能である。

1935年から1938年までの4年の資料にたいする流域毎の  $I_f$  の探索の様子を図2-2-8に示している。最大損失指標  $I_f$  は、同一流域内では年による差はなく、その数値が流域に固有のものであるという予想を

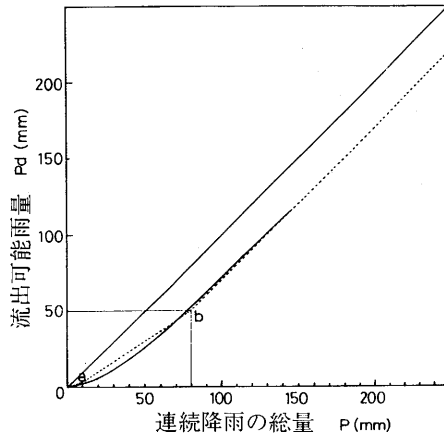


図2-2-9 流出可能雨量算定式の検討

Note：破線：屈曲点 [a(10,3), b(80,50)] を持つ折れ線

実線：(2-2-3) 式に  $L_f=30$  mm を与えた曲線

数成,  $97 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$  ;

[2-2-B]

穴宮,  $113 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$

次章で検討するが増水曲線の解析から求めた平均的な最大初期損失指標  $I_f$  は

白坂,  $36.4 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$  ;

数成,  $30.7 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$  ;

[2-2-C]

穴宮,  $27.1 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$

となり、年消失量から求めた  $I_f$  の値と比較的よく一致している。[2-2-B]の値が過大になった理由として次の2点が挙げられる。

① [2-2-A]は通年の資料を対象としているが、[2-2-B]は主に夏期を対象としている。そのために損失量が大きく出たと考えられる。

② 図2-2-6に示した曲線のあてはめが100 mm以上の降雨を対象にして適合を図っているが、そうすると100 mm以下の降雨の場合には実際よりおおきめの損失量を与えることになる。実際には中小の降雨は1年間に数多く分布することを考えれば、通年の資料の収支を考える場合、[2-2-A]の値が[2-2-B]に較べて小さくなり損失量が中小降雨に適した値を与えていると考えられる。

さて、参考までに(2-2-3)式によって雨量から流出可能雨量を推定する曲線形について別の例と比較してみよう。白坂の1連続降雨と流出可能雨量との関係を山口<sup>18)</sup>は図2-2-9中の破線で表示した2つの屈曲点をもつ折れ線で示した。これに(2-2-3)式にパラメータとして最大損失量  $L_f$  に30 mmを与えると、この折れ線に十分近似できることがわかる。[2-2-A]の値から白坂でこの損失量を与える降雨前の湿潤状態は初期流量  $2.45 \text{ mm/day}$  に相当し、降雨前の流量として一般的に見られる数値である。[2-2-B]の値から計算すると初期流量は  $18.8 \text{ mm/day}$  となりこれは降雨期間中か豪雨の直後にしか見られない値である。以上のことから初期損失指標として[2-2-A]を採用することにしたい。

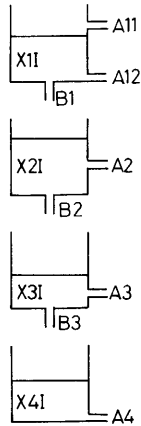


図2-2-10  
タンクモデルの構造

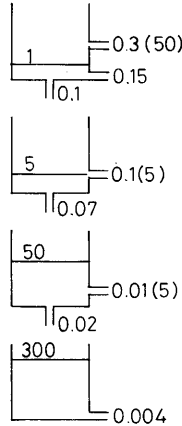


図2-2-11  
パラメータの初期値

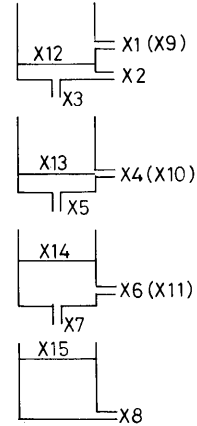


図2-2-12  
パラメータの順序づけ

(2) 日流出の分析

タンクモデルによる日流出解析<sup>13)</sup>を行なう。日流出解析ではその構造の簡潔さやその推算精度の高さからこのモデルは広く使われている。日流出・日流量の実測資料を基に愛知演習林3流域の流出特性をタンクモデルのパラメータに採り出してみる。また、同一降雨条件を与えてその応答の比較を行なう。

(i) モデルの構造 構造は図2-2-10に示した直列貯留型の4段タンクモデルとした。各タンクは流出孔と浸透孔を持ち、それぞれに流出係数  $A[\text{day}^{-1}]$ 、浸透係数  $B[\text{day}^{-1}]$  を持つ。流出孔はある高さ  $H[\text{mm}]$  に設けられ、貯留深  $h[\text{mm}]$  がその高さ以上になると流出が発生するようになっている。流出量は貯留深と流出孔の高さとの差に比例して流出する。その比例定数が流出係数  $A$  である。浸透量に関しても同様である。2段目のタンクを例にとると、ある日の貯留深が  $h_2(i)[\text{mm}]$  であれば2段目タンクからの日流出量  $q_2(i)[\text{mm}/\text{day}]$  は

$$q_2(i) = (h_2(i) - H_2) \cdot A_2 \tag{2-2-19}$$

3段目タンクへの浸透量  $b_2(i)[\text{mm}/\text{day}]$  は

$$b_2(i) = h_2 \cdot B_2 \tag{2-2-20}$$

となる。その日の最上段タンクから供給されるかん養量を  $b_1(i)$  とする。単純な収支関係から、翌日の2段目のタンクの貯留深  $h_2(i+1)[\text{mm}]$  は

$$h_2(i+1) = h_1(i) - q_2(i) - b_2(i) + b_1(i) \tag{2-2-21}$$

とする。

さて、タンクモデルによる日流出解析では日蒸発散量をなんらかの方法で推定して、日々、最上段のタンクから差し引き、最上段タンクが空の場合は次のタンクから差し引くという手続きが必要となる。しかし、前項の成果から流出可能雨量を知ることができたので年間における流出可能雨量と流量は総計で等しくなるという性格から、タンクモデルへの入力として流出可能雨量を用いれば、日蒸発散量を考慮する必要はなくなる。流出可能雨量の概念を用いることによって損失量を流出モデルから独立させたのでタンクモデルの最上段の流出孔のうち1つは高さを0mmの位置に置いた。

(ii) **パラメータの決定法** 実測の降雨と流量からモデルが実測値に合致した流量を再現できるようにパラメータを決定することをここではキャリブレーションと呼ぶ。キャリブレーションの方法とその結果を以下に示すことにしたい。対象とする資料は1935年から1938年の4年の資料であり、1年毎に4つのケースとして取り扱うこととした。3流域の年降雨量  $P$  [mm], 年流量  $Q$  [mm], 年消失量  $L$  [mm], 最大損失指標  $I$  [mm<sup>3/2</sup>day<sup>-1/2</sup>] は表2-2-4のとおりである。

図2-2-10に戻ってタンクモデルの構造を見ると決定しなければならないパラメータは、流出孔の大きさに関して  $A_{11}, A_{12}, A_2, A_3, A_4$  の5個, 流出孔の高さに関して  $H_{11}, H_2, H_3$  の3個, 浸透孔の大きさに関して  $B_1, B_2, B_3$  の3個, 初期水深に関して  $X_{11}, X_{21}, X_{31}, X_{41}$  の4個, 計15個となる。

このように多くのパラメータを持つ関数の最適化にはPowellによって提案された手法が有効とされている。特にタンクモデルのパラメータの最適化にはパラメータを基準値で割って相対化し、その相対値に関して探索を進める基準化Powell法<sup>10)</sup>が有効である。以下、この方法の概略を紹介する。

① **初期値** この方法ではどのような流域のいかなる年の(あるいは期間の)資料を対象にする場合でも、探索の出発点は図2-2-11に示した数値を用いる。

② **基準化** 図2-2-11に示した数値に対する各パラメータの比率の最適値を探索することを目的とする。比率で表わされた数値を基準化変数と呼ぶ。各パラメータは以下のように示される。ただし、図2-2-11中の数値に#を付けて示す。

$$\begin{aligned} x_1 &= A_{11}/A_{11}^\#, x_2 = A_{12}/A_{12}^\#, x_3 = A_2/A_2^\#, x_4 = A_3/A_3^\#, \\ x_5 &= A_4/A_4^\#, x_6 = H_{11}/H_{11}^\#, x_7 = H_2/H_2^\#, x_8 = H_3/H_3^\#, \\ x_9 &= B_1/B_1^\#, x_{10} = B_2/B_2^\#, x_{11} = B_3/B_3^\#, x_{12} = X_{11}/X_{11}^\#, \\ x_{13} &= X_{21}/X_{21}^\#, x_{14} = X_{31}/X_{31}^\#, x_{15} = X_{41}/X_{41}^\# \end{aligned}$$

③ **順序付け** どのような順序で計算を進めるかによってその効率が異なるが、ここでは図2-2-12に示したような順序付けを用いる。図を見ると、そのパラメータの変化がハイドログラフに与える影響の大きい順に並んでいると思われる。

④ **計算の手順** 15個の基準化変数  $x_1, x_2, \dots, x_{15}$  をセットにしてベクトル  $\mathbf{x}$  を考える。即ち、

$$\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_{15}) \quad (2-2-22)$$

初期点  $\mathbf{x}_0$ , 共役方向  $\mathbf{d}_i$  は繰り返し演算を行なう度に変化して行く性質のものであるが全ての計算に先だって  $\mathbf{x}_0$  は①で示した初期値を、 $\mathbf{d}_i$  は次式のように定めておく。

$$\mathbf{d}_i = (0, 0, \dots, 1, \dots, 0) \quad (\text{ただし、} 1 \text{ は第} i \text{ 成分である。}) \quad (2-2-23)$$

ここで目的関数  $f(\mathbf{x})$  は次のような内容をもつ。最適同定を行なうための評価基準  $E$  として最小  $x^2$  基準を用いるのが最も効率が良い。それは実測流量を  $Q_0$  [mm/day], 計算流量を  $Q_c$  [mm/day], データ数, 即ち、資料として用いた日数を  $N$  とすると、

$$E = \sum_{i=1}^N (Q_c - Q_0)^2 / Q_c / N \quad (2-2-24)$$

と表わせる。 $Q_0, N$  は定数であるが  $Q_c$  は  $\mathbf{x}$  の関数であるので、結局  $E$  は  $\mathbf{x}$  の関数である。即ち、

$$E = f(\mathbf{x}) \quad (2-2-25)$$

$f(\mathbf{x})$  の最小値を与える  $\mathbf{x}$  を求めることが目的であるが、計算の概略は、「 $\mathbf{x}_0$  から出発して、共



役方向  $d_i$  上で  $\mathbf{x}$  を少しずつ広範囲に動かし、 $f(\mathbf{x})$  の最少値を与える  $\mathbf{x}$  が求まると、そこから次の共役方向線上の探索を行なう。これを繰り返して 15 方向の探索を済ませる。これを 1 セットの計算とする。次のセットの計算では、ある制約のもとに定めた新しい  $\mathbf{x}_0, \mathbf{d}_j$  (その他 14 本の共役方向は共通) によって同じことを繰り返す。そして次第に探索を木目細かく絞っていく。」という過程から成り立っている。

⑤ モデル定数の制約条件 パラメータには次の制約条件がある。

$$x_i \geq 0 \quad (i=1, 2, \dots, 15) \quad (2-2-26)$$

$$A_{11} + A_{12} + B_1 \leq 1$$

$$A_2 + B_2 \leq 1 \quad (2-2-27)$$

$$A_3 + B_3 \leq 1$$

$$A_4 \leq 1$$

ここでは、ペナルティ関数を用いずに、演算の途上でこれらの制約条件に入らない部分を除外する方法を採った。

(iii) **パラメータ最適化の結果** 図 2-2-13(a), (b), (c), (d) に白坂の、図 2-2-14(a), (b), (c), (d) に数成の、図 2-2-15(a), (b), (c), (d) に穴の宮のキャリブレーションの様子を示した。図中、ハイドログラフの太線が実測のハイドログラフであり、細線が最適化によって求められたパラメータを用いて推算されたハイドログラフである。また、ハイトグラフはヒストグラムの形式で示されているが、その内黒く塗り潰した部分が流出可能雨量であり、従って白い部分が損失量に相当する。

この図から、流出可能雨量の考え方を導入したタンクモデルは比較的高精度なハイドログラフの再現能力を持っていることが理解できる。さらに、流出可能雨量と流量との対応関係に破綻がなく、日単位の損失量の算定法が妥当なものであったことがここでも裏付けられる。

モデルはピーク流量をよく再現しているが、低水部分に適合しない所が多々見られる。7月、8月、9月の低水は実測値より計算値が大きく、4月、5月あるいは11月、12月の低水は実測値より計算値が小さい。これは損失量の計算に関して季節変化を考慮しなかったことに起因する。即ち、流域の湿潤状態が同じであっても、その後の蒸発散による消失は夏期に最も多く、春期・秋期はそれに及ばないはずである。そこで、損失量の計算にも夏期には多く、春期・秋期はそれに準ずるという配分の仕方が順当であろうと考えられる。それによって推算ハイドログラフの夏期の低水部分はここに示した結果よりさらに低く、春期・秋期のそれはさらに高く補正されることになるであろう。しかし、この補正には気象資料の検討も必要となるのでここでは季節変化までは考慮しないこととした。

表 2-2-5 に同定されたパラメータを掲げた。同一流域であっても年によるばらつきが大きく、流域間の特性の違いをパラメータによって示すことは難しいが以下のことを確認した。

- (a) 4 段目タンクに流域間の差を認めることはできない。
- (b) 3 段目タンクの流出孔の大きさは、穴の宮・白坂・数成の順に小さくなっていく。
- (c) 2 段目タンクの流出孔・浸透孔とも数成・白坂・穴の宮の順に小さくなっていく。
- (d) 1 段目タンクの浸透孔は穴の宮が最も大きく、白坂・数成はそれに準ずるが両者に差はない。また、下方の流出孔は穴の宮・数成に差はないが、白坂は小さい。そして上方の流出孔は数成が格段に大きい、穴の宮・白坂に大差はない。

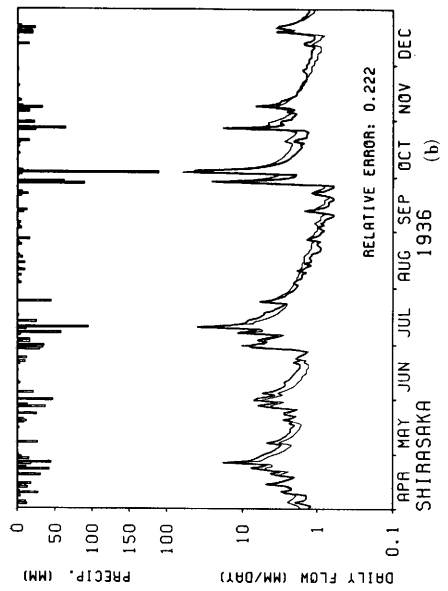
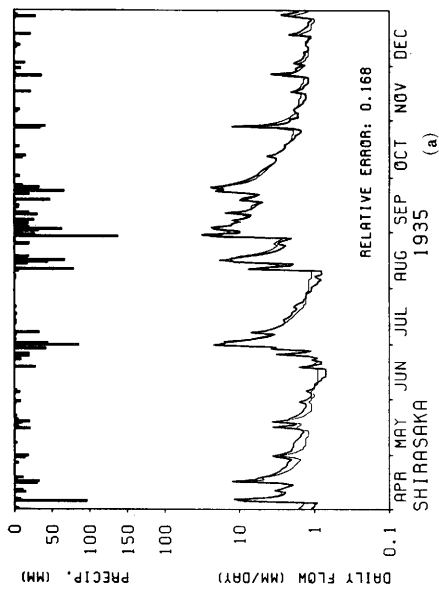
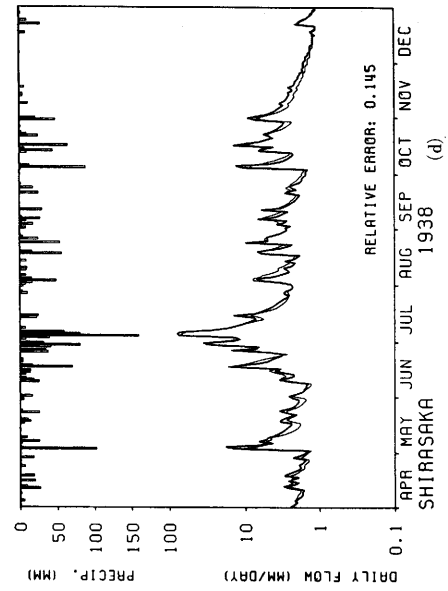
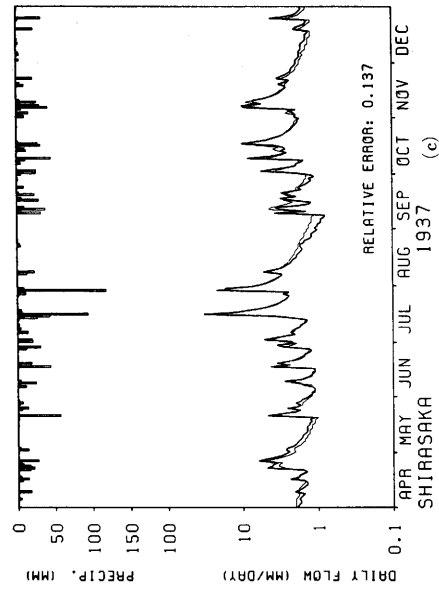


図2-2-13 白坂でのキャリブレーション

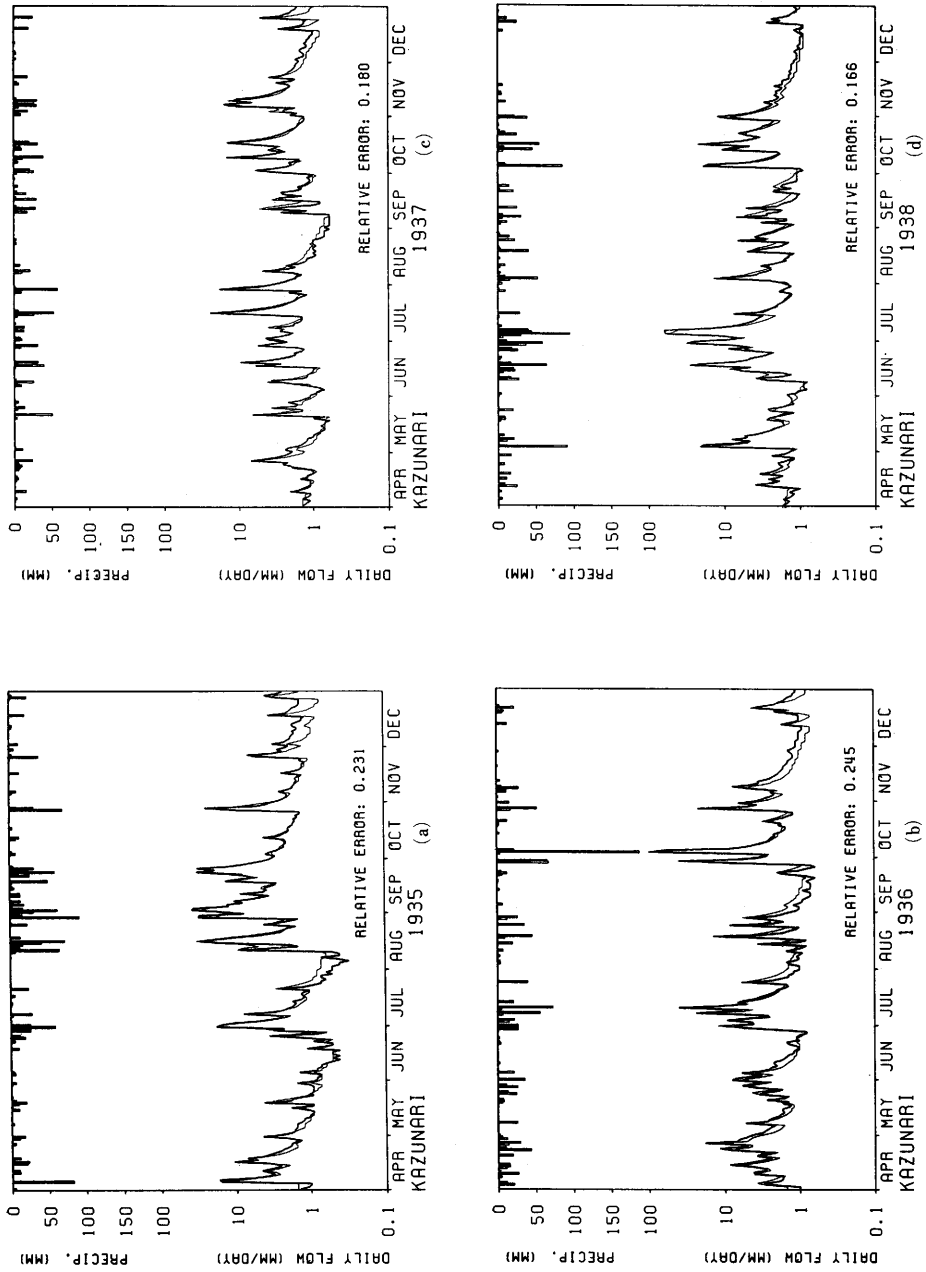


図2-2-14 数成でのキャリブレーション

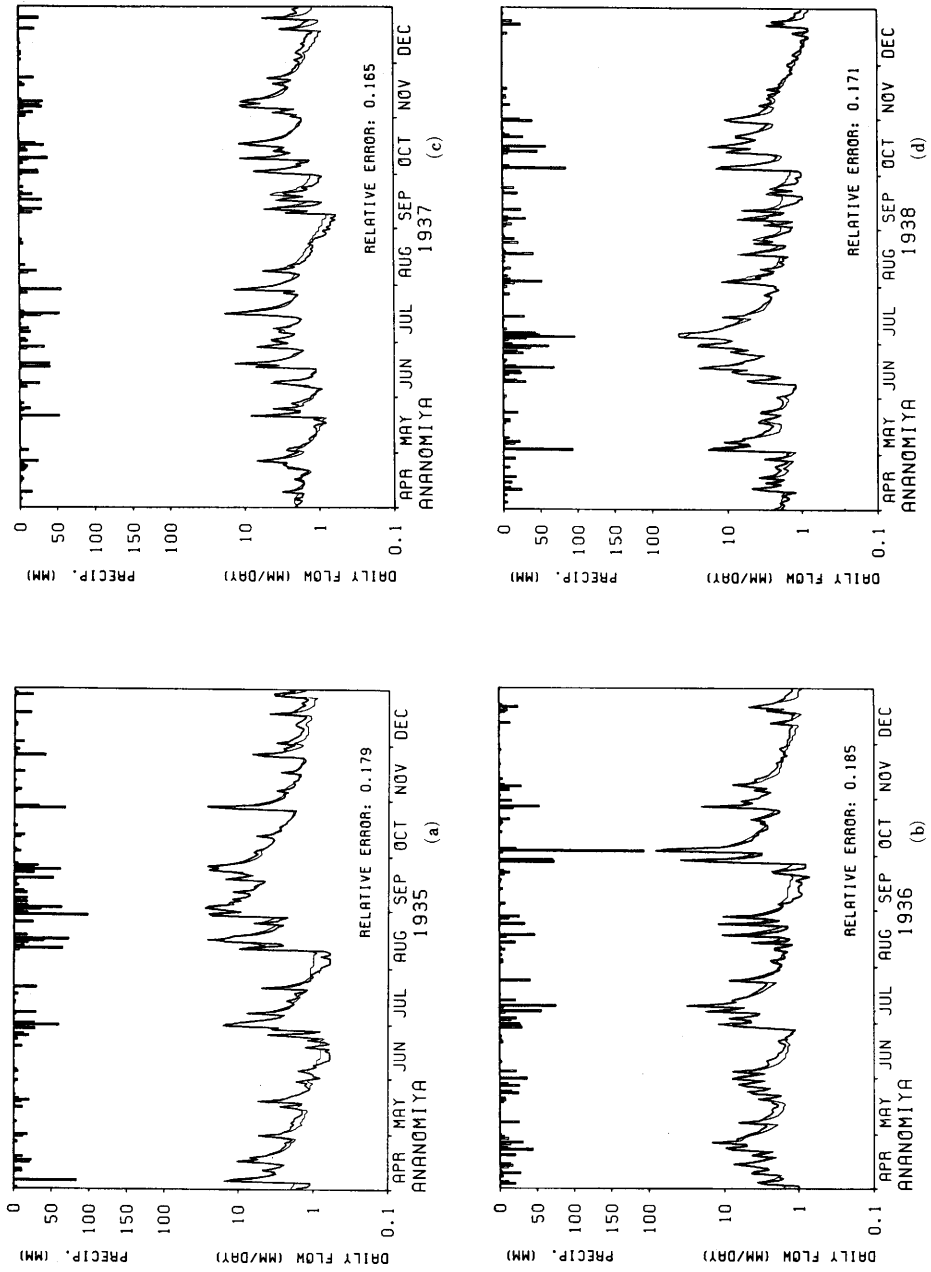


図2-2-15 穴宮でのキャリブレーション

表2-2-5 タンクモデルのパラメータの同定結果

	白 坂				数 成				穴 の 宮			
	1935	1936	1937	1938	1935	1936	1937	1938	1935	1936	1937	1938
$H_{11}$	11.1	41.1	47.0	64.2	93.4	28.8	34.8	36.4	25.9	32.1	41.0	61.0
$A_{11}$	0.053	0.255	0.149	0.272	0.519	0.282	0.402	0.280	0.084	0.274	0.260	0.183
$A_{12}$	0.139	0.116	0.111	0.125	0.241	0.183	0.189	0.149	0.184	0.172	0.190	0.196
$B_1$	0.321	0.211	0.266	0.181	0.240	0.242	0.302	0.155	0.322	0.297	0.359	0.382
$X_{11}$	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
$H_2$	28.9	26.6	20.3	29.2	19.9	22.4	25.4	27.6	25.1	24.8	30.0	39.3
$A_2$	0.041	0.209	0.137	0.160	0.304	0.636	0.328	0.650	0.040	0.054	0.635	0.112
$B_2$	0.050	0.328	0.411	0.120	0.372	0.312	0.510	0.155	0.051	0.076	0.365	0.076
$X_{21}$	29.7	26.6	20.3	30.3	19.2	22.4	25.7	27.7	27.8	25.1	32.3	44.5
$H_3$	0.0	0.0	0.0	0.0	3.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$A_3$	0.020	0.022	0.023	0.024	0.020	0.020	0.027	0.014	0.024	0.027	0.030	0.047
$B_3$	0.027	0.017	0.028	0.040	0.022	0.026	0.026	0.037	0.017	0.023	0.022	0.041
$X_{31}$	45.2	58.5	56.0	59.3	57.4	53.8	23.5	75.7	69.8	44.6	44.7	26.9
$A_4$	0.001	0.001	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
$X_{41}$	333.9	365.3	298.4	283.1	235.2	386.5	266.8	338.3	210.1	353.6	242.6	367.4

タンクモデルのパラメータの特徴から流出特性を詳細に予測することは、そのパラメータ数の多いことからいって難しいことであるが、およそ、次のような流出特性の相違を予測してみた。

- (A) 高水時 (30 mm/day 以上の降雨時) には数成では急速な出水がある。他の 2 流域は数成に比較してそれほど大きな出水はない。
- (B) 通常の降雨 (30 mm/day 以下の降雨) に対する流出は白坂は 3 流域中で最も緩慢である。
- (C) 無降雨日が連続した後の流出は数成が最も少ない。

(iv) 同一降雨に対する推算ハイドログラフの比較 さらに、3 流域間の流出特性の相違を明確にするために、同一の降雨に対する応答の比較を試みることにした。この応答の比較は 2 段階に分けられる。第 1 段階が流出可能雨量の比較であり、第 2 段階はそれぞれの流域に与えられた流出可能雨量に対する応答の比較である。

流出可能雨量の流域間比較からその結果を説明して行くこととしたい。対象に選んだのは白坂の 1937 年と 1938 年の降雨である。3 つの流域に全く同一の降雨が与えられた場合の流出可能雨量を比較するには次の仮定を必要とする。

- (A) 与えられた降雨の大小に依存せずに最大損失指標  $I_f$  は流域毎に特定の値 [3-2-A] を持つ。即ち、白坂で  $48.8 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$ 、数成で  $24.8 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$ 、穴の宮で  $24.1 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$  とする。
- (B) 1 連続降雨とは 0.1 mm/day 以上の日雨量が連続し、無降雨日によって切断されることのない日雨量の集合をさす。
- (C) 1 連続降雨にたいする最大損失量  $L_f$  は (2-2-17) 式を移項した次式

$$L_f = I_f / \sqrt{qu_1^*} \quad (2-2-28)$$

によって求める。ただし、 $qu_1^*$  は 1 連続降雨の発生する前日の流量レートである。

- (D) ある年の白坂・数成・穴の宮の年雨量を  $Ps, Pk, Pa$  とする。仮定 (C) で用いる初期流量レート  $qu_1^*$  は、数成あるいは穴の宮の実測の流量レートを  $qu_1$  とすると、数成では

$$qu_1^* = qu_1 \cdot Ps / Pk \quad (2-2-29)$$

穴の宮では

$$qu_1^* = qu_1 \cdot Ps / Pa \quad (2-2-30)$$

とする。

図 2-2-16(a), (b) に白坂の 1937 年と 1938 年の降雨を入力とした場合の各流域での流出可能雨量を比較して示した。数成と穴の宮はほとんど同じ結果が得られている。敢て違いを述べるとすると微少ではあるが数成のほうが穴の宮より損失量が多い。この 2 流域と較べると白坂の損失量は年間の全ての期間にわたってかなり多いことがうなずける。図 2-2-16(a) の 7 月中旬の一連の雨を見ると、損失量は連続降雨の初期に多く、後半では消滅している様子が良く示されている。図 2-2-16(b) の 7 月上旬を見ると、6 月下旬にかなりの雨が降り、流域の湿潤状態が進んでいるために、各流域とも損失量が少なく流域間の差も小さい。

次に図 2-2-16 の流出可能雨量を入力とした場合の流出の流域間比較を行なうこととする。1937 年と 1938 年の 2 通りの比較を行なう。各年での推算ハイドログラフに必要なパラメータの値は表 2-2-5 中に示した値を用いる。ただし、この表に示したパラメータの値はそれぞれの流域に実際に与えられた降雨に対するものであったのでこれらのパラメータのうち各タンクの初期

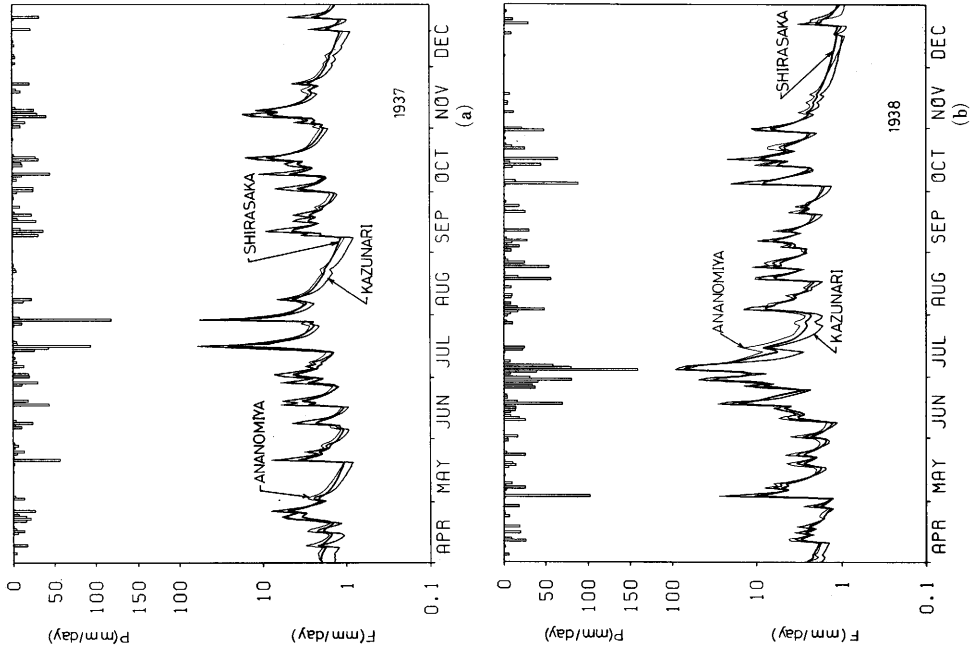


図2-2-17 同一降雨条件に対する推算ハイドログラフの比較

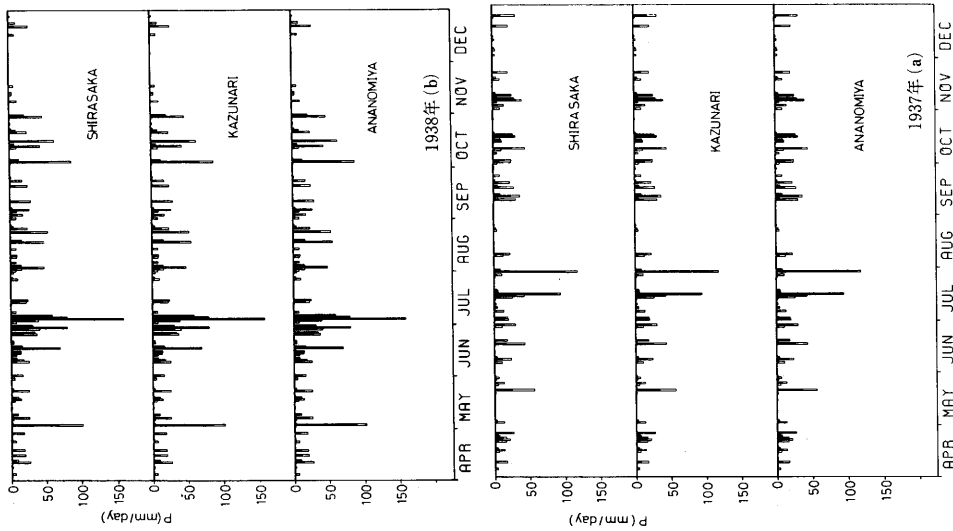


図2-2-16 同一降雨条件に対する流出可能量の比較  
 Note: ヒストグラムで黒の部分が流出可能雨量を示し、白の部分が損失量である。

表2-2-6 初期水深の補正比  $\alpha$

西暦年	数成	穴宮
1937	1.19	1.18
1938	0.85	0.85

水深  $X_{1Is}, \dots, X_{4Is}, X_{1Ik}, \dots, X_{4Ik}, X_{1Ia}, \dots, X_{4Ia}$  とし、補正後の値に\*をつけて区別する。タンク毎の初期水深の総和の比率  $\alpha$  として次のように求める。数成に対しては

$$\alpha = \left( \frac{\sum_{i=1}^4 X_{iIs}}{\sum_{i=1}^4 X_{iIk}} \right) \quad (2-2-31)$$

穴の宮に対しては

$$\alpha = \left( \frac{\sum_{i=1}^4 X_{iIs}}{\sum_{i=1}^4 X_{iIa}} \right) \quad (2-2-32)$$

$\alpha$  は表 2-2-6 となる。初期水深の補正值  $X_{ij}^*$  はキャリブレーションによって得られた値  $X_{ij}$  に補正比  $\alpha$  をかけて得られる。即ち、各流域毎に (2-2-31) 式、(2-2-32) 式から求められた  $\alpha$  を用いて

$$X_{ij}^* = \alpha \cdot X_{ij} \quad (2-2-33)$$

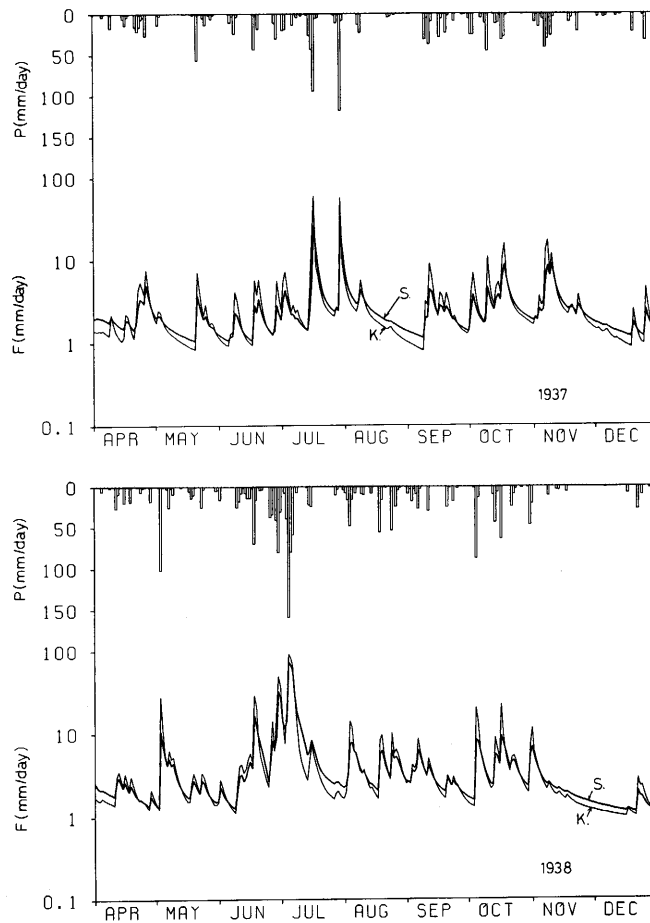


図2-2-18 白坂と数成の比較



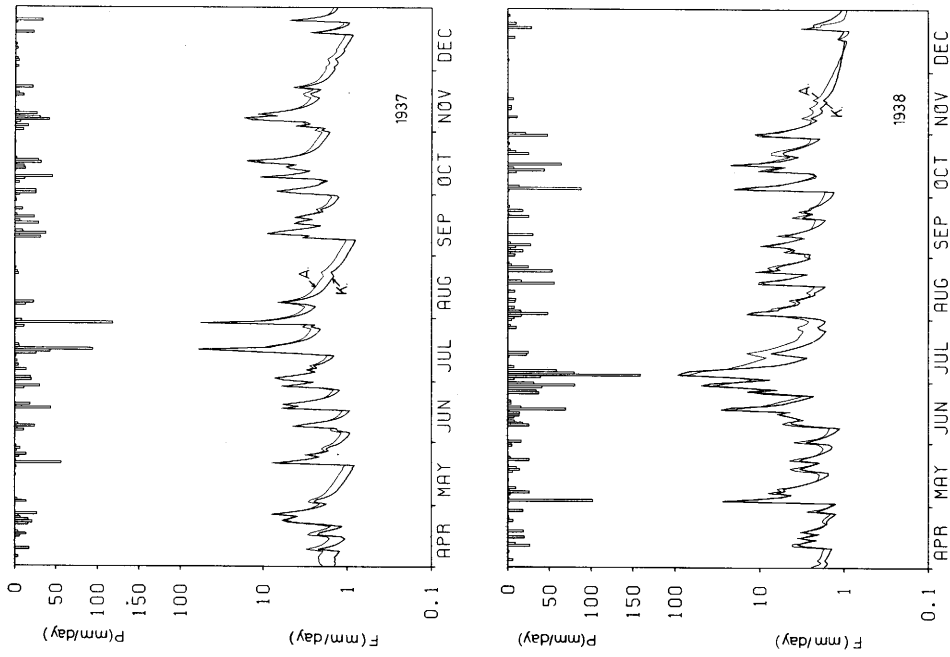


図2-2-20 数成と穴宮の比較

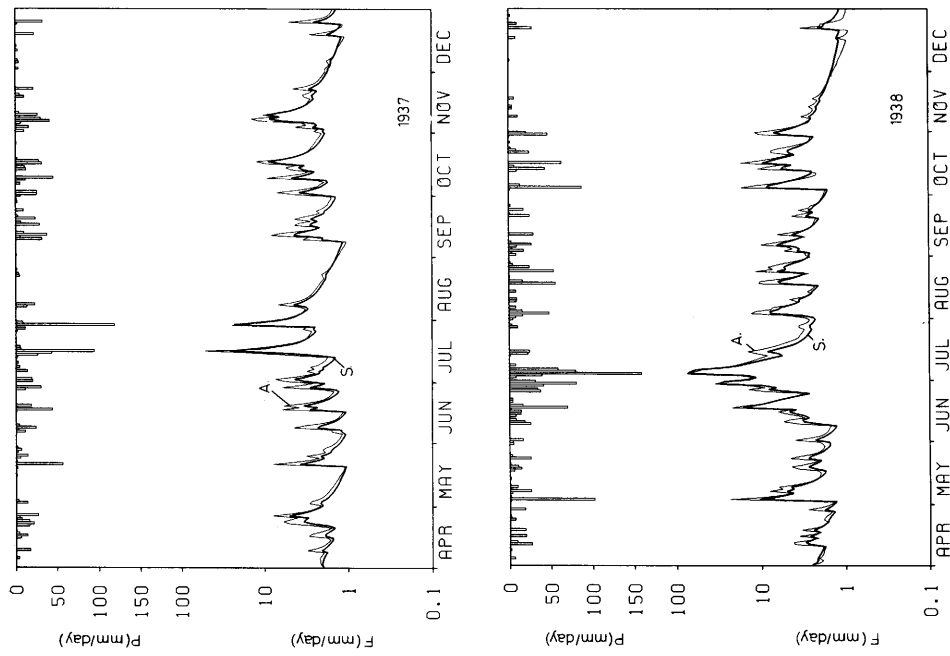


図2-2-19 白坂と穴宮の比較

とした。

これによって推算されたハイドログラフを示すと図 2-2-17(a), (b) のようになる。この図は高水の部分が重なり合って識別が難しいが、低水の部分の比較から次のことが言える。低水部分では数成が最も少なく、次いで白坂となり、穴の宮が最も多い。しかし、無降雨日が続く、低水状態が進むと白坂の流量が最も多くなり、穴の宮は急速に減水し、数成よりも少なくなる傾向が認められる。キャリブレーションの精度から言ってあまり細かい比較は無意味である。低水に関してはさらに月流出のモデルを取り扱う際に言及する。つぎに高水に関する比較に移ろう。ここでは 3 流域の同時比較を行わず 2 流域ずつ白坂と数成 (図 2-2-18)、白坂と穴の宮 (図 2-2-19)、数成と穴の宮 (図 2-2-20) の比較結果を論ずることとする。

〔白坂と数成の比較〕 高水時は数成が白坂より必ず大きな流量が出現する。それは 10 mm/day 以上であれば降雨の大小によらず一般的に確認できる。

〔白坂と穴の宮の比較〕 4 月から 12 月のほとんどの期間で穴の宮が白坂より多くの流量を持っている。降雨の大小によらずほとんどの高水で穴の宮が白坂より大きな流量が出現する。ただし、大きな降雨が連続する場合 (図 2-2-20(b) の 7 月上旬) は両者の差はなくなると思われる。

〔数成と穴の宮の比較〕 大きな雨に対する日流量のピークは両者でほとんど一致している。ただし、50 mm/day 以下の降雨に対しては、基底流出が穴の宮で豊かな分だけ、穴の宮では数成より大きな流量が出現する。

これらの結果を総合すると、白坂は高水流出が少なく低水流出に恵まれているということ、数成はその逆に高水流出が多く低水流出が少ないこと、穴の宮は高水流出も低水流出も多く、高水流出は数成に低水流出は白坂に似た現われ方をするが、無降雨が長く続くと最も流出が減少すると予測されることが確認された。

### (3) 月流出の分析

月単位での雨量と流量の対応関係を単純化された流出モデルを用いて検討していく。ここでも流出可能雨量の概念を適用し、日単位で流出可能雨量を算出し、月毎に集計して月単位の流出可能雨量を求めた。そして、この流出可能雨量と流量との関係に流出モデルをあてはめていく。日流出の分析で行なったように、本項でも流出モデルのパラメータの決定とそれを用いて特定の降雨に対する流出の推算値の比較を試みる。

(i) モデルの構造 流域内貯留量を  $\Phi$  [mm] とすると月流量を極めて単純化して  $c\Phi$  [mm/month] と仮定する。c は比例定数 [month<sup>-1</sup>] である。第  $i$  月の月流量  $Q_i$  [mm/month]、流域内貯留量を  $\Phi_i$  [mm]、流出可能雨量を  $Pd_i$  [mm/month] とするとこれらの関係式を次のように定める。

$$Q_i = c\Phi_i \quad (0 < c < 1) \quad (2-2-34)$$

$$\Phi_i = \Phi_{i-1} - Q_{i-1} + Pd_i \quad (2-2-35)$$

(2-2-34) 式を (2-2-35) 式に代入して

$$\begin{aligned} \Phi_i &= \Phi_{i-1} - c\Phi_{i-1} + Pd_i \\ \Phi_i &= (1-c)\Phi_{i-1} + Pd_i \end{aligned} \quad (2-2-36)$$

ゆえに、

$$\Phi_i = Pd_i + (1-c)Pd_{i-1} + (1-c)^2Pd_{i-2} + \cdots + (1-c)^{i-1}Pd_1 + (1-c)^i\Phi_0 \quad (2-2-37)$$

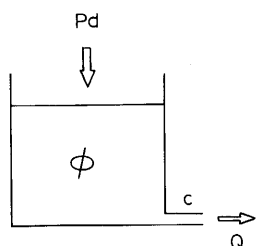


図2-2-21 月流出モデルのタンクモデル化

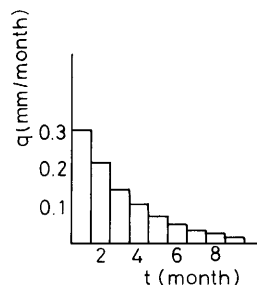


図2-2-22 月流出モデルの単位図法化

(2-2-34) 式を適用して、

$$Q_i = cPd_i + c(1-c)Pd_{i-1} + c(1-c)^2Pd_{i-2} + \dots + c(1-c)^{i-1}Pd_1 + c(1-c)^i\Phi \quad (2-2-38)$$

このモデルは図2-2-21に示したような形をしたタンクモデルと考えることもできるし、図2-2-22に示したような無限にのびる単位図と考えることもできる。従って、このモデルでは流出可能雨量と流量の間に線形関係が仮定されている。

(ii) **パラメータの決定** (2-2-38) 式から明らかのようにこの月流出モデルでは初期の流域内貯留量  $\Phi$  [mm] と係数  $c$  [month<sup>-1</sup>] の2つのパラメータを定めれば流出可能雨量から流量を推定することが可能である。

月流出モデルに関して(2-2-38)式の形をさらに緩和して係数間の等比数列の制約を取り払い、次のような形の線形モデルを考える。

$$Q_i = \alpha_1 Pd_i + \alpha_2 Pd_{i-1} + \dots + \alpha_5 Pd_{i-4} \quad (2-2-39)$$

$$(\text{ただし, } \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_5 = 1) \quad (2-2-40)$$

(2-2-39) 式は図2-2-22に示した単位図で5か月で終了する形を持っている。各月の縦軸は  $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_5$  となる。これに対して4つのパラメータを決定する必要がある。

(2-2-38) 式と(2-2-39) 式で表現される2とおりの月流出モデルを以下に検討して行く。(2-2-39) 式の5つの係数は5か月分の月流出可能雨量を説明変数とし、月流量を目的変数とした重回帰分析<sup>12)</sup>により求める。そこで、(2-2-38) 式により表現されるモデルをこの項に限りタンクモデルと、(2-2-39) 式により表現されるモデルを重回帰式モデルと呼ぶことにする。重回帰式モデルに特に言及する理由は、タンクモデルを月単位で取り扱う場合の適否を判断する視点を別に設けるためである。さて、解析の対象とする資料は、前期として1935年から1938年の4年間と後期として1941年から1944年の4年間の月単位の資料である。月単位の流出可能雨量は日単位の流出可能雨量を求め、それを月単位で集計して求めた。日単位の流出可能雨量の算定方法は本節第1項で述べた方法による。なお最大損失指標は1935年から1938年までは表2-2-4に1941年から1944年までは表2-2-7に示した値を用いる。

(2-2-39) 式を資料にあてはめ、前期と後期の各々44個のサンプルから重回帰式を用いて係数  $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_5$  を決定していった結果を表2-2-8に示した。決定して行く手法はステップワイズ重回帰分析により、順次、誤差の平方和の減少が最大となるような独立変数を回帰式に採り入れ、回帰係数を決定して行く方法である。 $\alpha_3$  がほとんどの場合負の値をとり、物理的な意味を持たない結果となっている。そこで重回帰式モデルとしては2つの偏回帰係数  $\alpha_1, \alpha_2$  によって形成され

表2-2-7 解析の対象とした資料の年単位水文諸量(2)

流域	水文諸量	西 暦 年			
		1941	1942	1943	1944
白坂	<i>P</i>	2230.0	1686.1	1424.2	1374.8
	<i>Q</i>	1240.1	870.5	615.7	375.7
	<i>L</i>	989.9	815.6	808.5	999.1
	<i>If</i>	57.0	47.0	49.0	53.5
数成	<i>P</i>	1998.0	1318.0	1309.8	1175.0
	<i>Q</i>	1297.1	703.0	602.2	472.2
	<i>L</i>	700.9	615.0	707.6	702.8
	<i>If</i>	24.5	28.0	31.5	26.0
穴宮	<i>P</i>	2046.4	1355.9	1356.6	1218.2
	<i>Q</i>	1297.7	750.1	679.1	476.6
	<i>L</i>	748.7	605.8	677.5	741.6
	<i>If</i>	29.5	28.0	31.5	29.5

る次式を考える。

$$Q_i = \alpha_1 P d_i + \alpha_2 P d_{i-1} \quad (2-2-41)$$

次に(2-2-38)式に見られる右辺第1項と第2項の関係が上式で成立すると考えて

$$\alpha_2 / \alpha_1 = 1 - c \quad (2-2-42)$$

により  $c$  を求め、 $c, c(1-c), c(1-c)^2, \dots, c(1-c)^4$  を  $\alpha_1', \alpha_2', \dots, \alpha_5'$  とし、総和が1になるように補正したモデル

$$Q_i = \alpha_1' P d_i + \alpha_2' P d_{i-1} + \dots + \alpha_5' P d_{i-4} \quad (2-2-43)$$

を補正重回帰式モデルと呼ぶことにしよう。表2-2-8中にこれらの係数の値を示した。表2-2-9にタンクモデル((2-2-38)式)のパラメータの最適値を示した。これは  $\phi$  と  $c$  のとり得る全ての領域において評価基準  $E$

$$E = \sum_{i=1}^{44} \left| \left| Q_{00}(i) - Q_c(i) \right| \right| / 44 \quad (2-2-44)$$

が最小となる  $\phi$  と  $c$  を探索した結果である。

(iii) **パラメータの最適化の結果** 図2-2-23にタンクモデルを用いて最適パラメータによって生成された月単位のハイドログラフと実測のハイドログラフを示した。図中太線が実測値であり、矩形で推算値を示した。また、図中上部には月単位の流出可能雨量ハイトグラフを示した。同様に図2-2-24に重回帰式モデル、図2-2-25に補正重回帰式モデルを示した。図中には評価基準  $E$  [mm/month] を併記して適合度を判断する資料とした。

評価基準  $E$  が最も小さくなりモデルとしての適合度が高いのはタンクモデルであり、重回帰式モデルがこれに続き、3者の中で適合度が最も低かったのは補正重回帰式モデルであった。しかし、その差はほとんどないと言ってよい程度である。そこで冬期の流出の再現性によって比較してみると重回帰式モデルからの推算値は過小となり、小雨の月が続くと2カ月の降雨資料だけからの推算では過小な流量しか与えないという構造であることがわかる。補正重回帰式モデルとタンクモデルはその差がほとんどないと言ってよい。タンクモデルと重回帰式モデル、あるいは補

表2-2-8 月流量と月流出雨量の重回帰式モデルと補正重回帰式モデルの係数

期間	月数	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$R$	$\sum \alpha_i$	$\alpha_2/\alpha_1$	$c$	$\alpha_1'$	$\alpha_2'$	$\alpha_3'$	$\alpha_4'$	$\alpha_5'$
白坂前期	1	0.822					0.939	0.822							
	2	0.660	0.253				0.965	0.913	0.383	0.617	0.624	0.237	0.091	0.034	0.013
	3	0.651	0.231			0.059	0.967	0.941							
	4	0.653	0.240	-0.020		0.063	0.967	0.936							
	5	0.647	0.245	-0.033	0.030	0.051	0.968	0.940							
白坂後期	1	0.804					0.953	0.804							
	2	0.650	0.246				0.979	0.896	0.378	0.622	0.626	0.237	0.090	0.034	0.013
	3	0.652	0.202			0.079	0.982	0.933							
	4	0.646	0.201		0.017	0.071	0.982	0.935							
	5	0.646	0.200	0.006	0.015	0.070	0.982	0.937							
数成前期	1	0.865					0.966	0.865							
	2	0.735	0.190				0.978	0.925	0.259	0.741	0.742	0.192	0.050	0.013	0.003
	3	0.718	0.170			0.064	0.980	0.952							
	4	0.714	0.165		0.037	0.043	0.980	0.959							
	5	0.712	0.187	-0.047	0.063	0.039	0.981	0.954							
数成後期	1	0.839					0.968	0.839							
	2	0.699	0.198				0.981	0.897	0.283	0.717	0.719	0.203	0.057	0.016	0.005
	3	0.707	0.147			0.087	0.985	0.941							
	4	0.719	0.170	-0.061		0.107	0.986	0.935							
	5	0.716	0.170	-0.066	0.018	0.099	0.986	0.937							
穴宮前期	1	0.852					0.954	0.852							
	2	0.672	0.258				0.977	0.930	0.384	0.616	0.621	0.239	0.092	0.035	0.013
	3	0.659	0.240		0.052		0.979	0.951							
	4	0.657	0.263	-0.051	0.077		0.979	0.946							
	5	0.654	0.260	-0.049	0.062	0.024	0.979	0.951							
穴宮後期	1	0.822					0.955	0.822							
	2	0.647	0.251				0.977	0.898	0.388	0.612	0.618	0.239	0.092	0.036	0.014
	3	0.654	0.200			0.087	0.980	0.941							
	4	0.668	0.223	-0.062		0.107	0.982	0.936							
	5	0.671	0.222	-0.057	-0.016	0.115	0.982	0.935							

Note:  $\alpha_i$ , 重回帰式モデルの係数;  $\alpha_i'$ , 補正重回帰式モデルの係数;  $R$ , 重相関係数;  $c$ , タンクモデルの流出係数に相当 ( $=1 - \alpha_2/\alpha_1$ ).

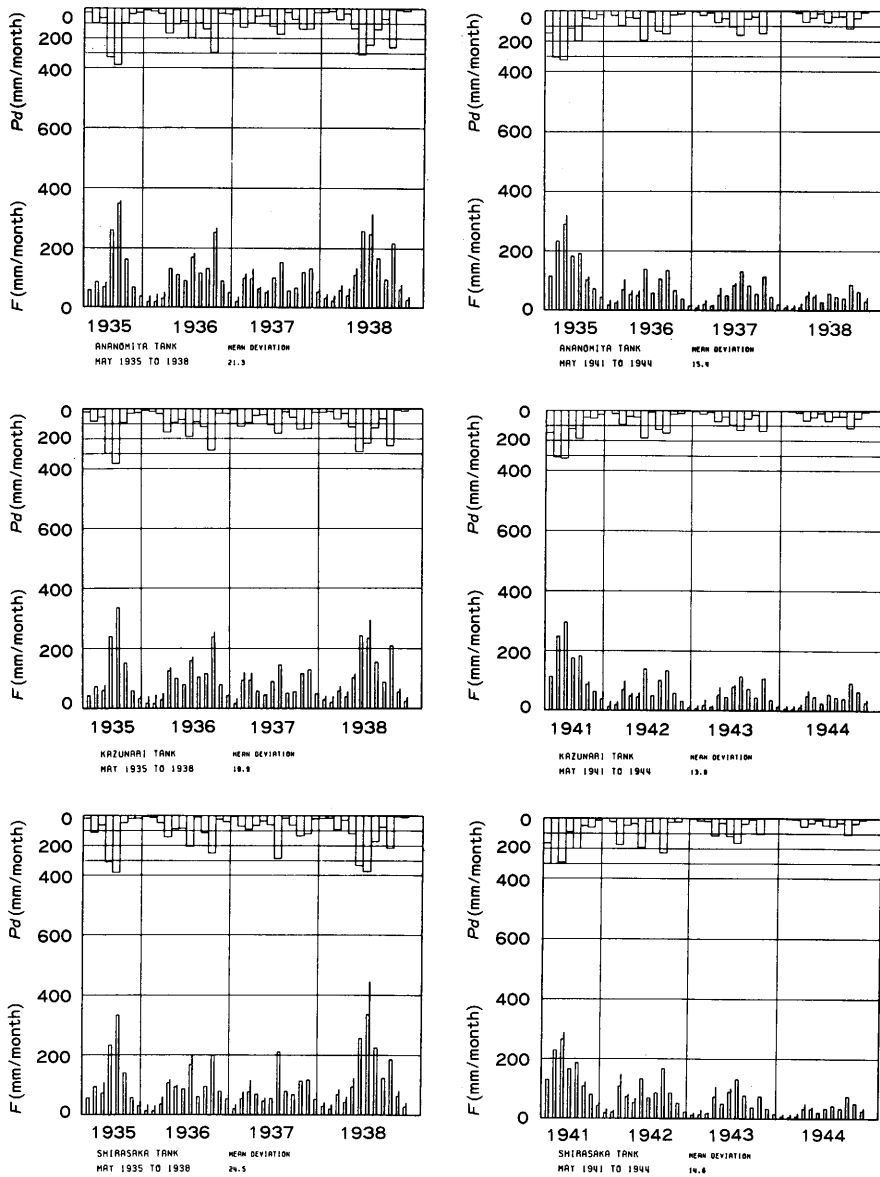


図2-2-23 タンクモデルによる月流出の再現性

Note: 太線: 実測値, ヒストグラム (上向き): 推算値

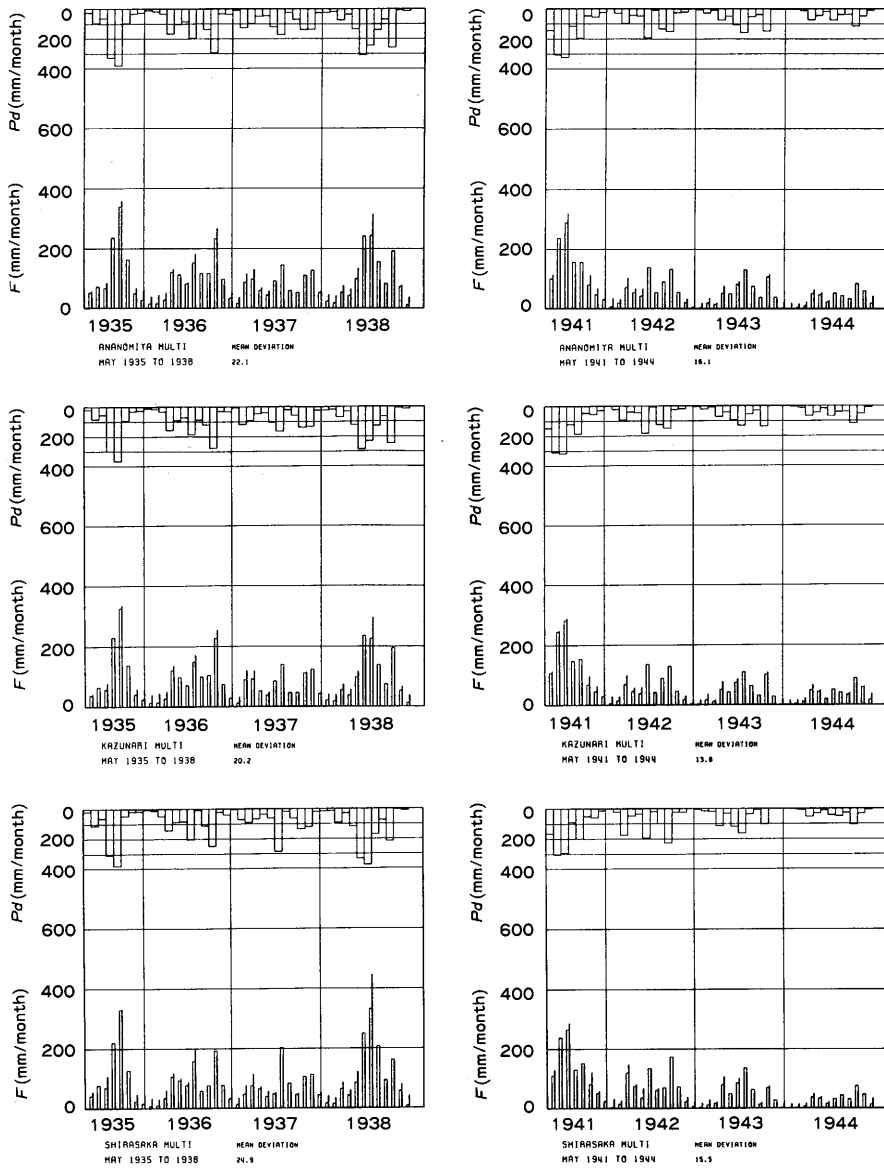


図2-2-24 重回帰式モデルによる月流出の再現性

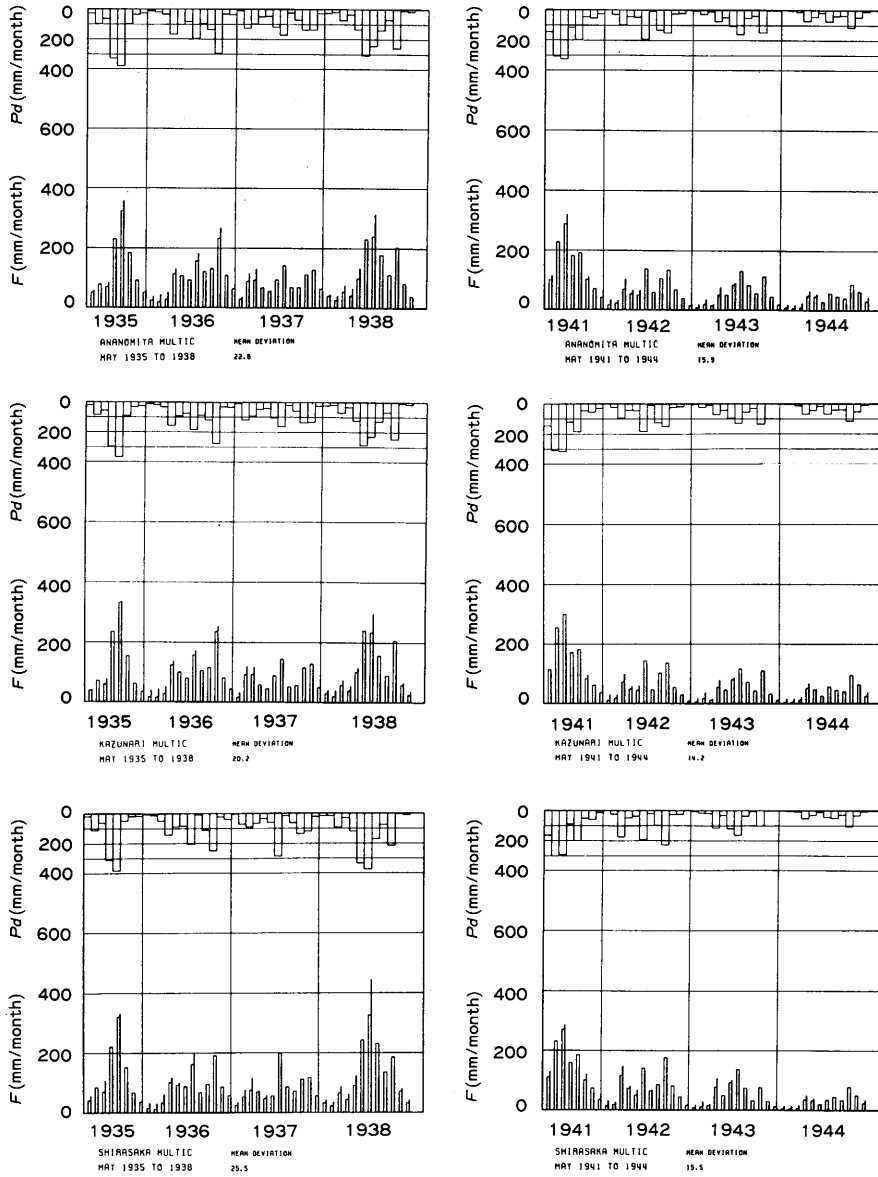


図2-2-25 補正重回帰式モデルによる月流出の再現性



表 2-2-9 月流出に関するタンクモデルのパラメータ

	$\Phi_0$ [mm]	$c$ [month <sup>-1</sup> ]	$E$ [mm/month]
白坂前期	201.0	0.675	24.5
白坂後期	147.0	0.568	14.6
数成前期	148.0	0.759	19.9
数成後期	59.0	0.687	13.8
穴宮前期	197.0	0.741	21.3
穴宮後期	100.0	0.617	15.4

表 2-2-10 仮想降雨に対応した期間内水文諸量

期間	$P$	$Q$	$L$	$P'$	$Q''$	$Cr$	$If$
白坂前期	8335.5	4597.7	3738.8	8335.5	4597.7	1.000	48.8
白坂後期	6715.1	3102.0	3613.1	5800.8	2187.7	0.705	51.6
数成前期	7053.0	4511.0	2442.0	8335.5	5693.5	1.262	24.8
数成後期	5800.8	3074.5	2726.3	5800.8	3074.5	1.000	27.5
穴宮前期	7238.0	4844.4	2393.6	8355.5	5841.9	1.206	24.1
穴宮後期	5977.1	3203.5	2773.6	5800.8	3027.4	0.945	29.6

Note :  $P$ , 期間降雨量 [mm];  $P'$ , 仮想降雨 [mm];  $Q$ , 期間流出量 [mm];  $Q''$ , 推定流量 [mm] ( $=P'-L$ );  $L$ : 期間消失量 [mm];  $Cr$ , 流量補正比 ( $=Q''/Q$ );  $If$ , 最大損失指標 [mm<sup>3/2</sup>day<sup>-1/2</sup>].

重回帰式モデルとの係数の比較を表 2-2-8 に戻って考えることとする。タンクモデルであっても (2-2-38) 式に示したように流量は月流出可能雨量の線形結合で示される。 $c$  と  $\alpha_1$  と  $\alpha_1'$  は同じ意味を持つ係数である。同様に  $c(1-c)$  と  $\alpha_2, \alpha_2'$  も相互に対応している。 $c, \alpha_1, \alpha_1'$  を見ると白坂後期と穴の宮前期を除いて 3 つの係数は良く一致しているといえる。白坂後期では  $c$  がちいさめに穴の宮前期では  $c$  はおおきめに出ている。前期と後期とでは  $\alpha_1'$  は殆ど変化しないで安定した値となっているが  $c$  は必ず前期で高く後期で低く、両期間に対応した係数の差は大きい。換言するとタンクモデルでは降雨の違いがパラメータ中に反映されるという不都合な性質が見られる。

以上の事から月流出に関するタンクモデルは、パラメータを 2 つしか持たないという簡便さと適合度の良さで優れている一方、キャリブレーションによって得られたパラメータはキャリブレーションの対象とした降雨資料の特性を反映した値をとる傾向がある点が明らかになった。それゆえ、パラメータは流域の特性以外に降雨の影響が混入してくることになる。パラメータによる流域間比較を行なう場合、同一期間内に限って比較を行なうならばタンクモデルも使えると考えられる。重回帰式モデル・補重回帰式モデルでは物理的な背景に乏しく雨量と流量の間に統計的な対応関係を見いだす手法であるにすぎない。このような理由からタンクモデルのパラメータ  $c$  を用いて流出特性を比較することとした。表 2-2-9 に明らかなように、前期・後期に限った比較から、 $c$  は数成・穴の宮・白坂の順で小さくなって行くことから判断して流域の保水力において白坂が最も優れ、数成が最も劣ると考えられる。

(iv) 同一降雨に対する推算ハイドログラフの比較 特に低水時の流出の特性を明らかにするために同一降雨条件下で各流域における月流量を推算し比較を行なうこととする。入力として用

いる降雨は白坂前期の雨（多雨）と数成の後期の雨（寡雨）を用いる。前項の日流出の解析でも行なったように、流域間の応答の比較を2段階に分けて考察する。第1段階が流出可能雨量の比較であり、第2段階がそれに対するハイドログラフの比較である。同一降雨に対応した各流域での流出可能雨量の推定には以下の仮定を設ける。

(A) 最大損失指標  $I_f$  は各流域で各期間4年の平均をもちいる。それは表2-2-10に示したとおりである。

(B) 入力として仮想降雨が与えられた場合でも、期間消失量  $L$ [mm] は不変と考えられる。同一流域で年消失量がほぼ一定であることを考えれば降雨  $P'$ [mm] に対応する推定流量  $Q'$ [mm] を

$$Q' = P' - L \quad (2-2-45)$$

で求めることができると考えられる。ここで流量補正比  $Cr$  を次式で定義しておく。

$$Cr \equiv Q' / Q \quad (2-2-46)$$

(C) 流出可能雨量は日単位で算出するが、最大初期損失量  $L_f$  は(2-2-28)式、即ち、

$$L_f = I_f / \sqrt{qu_1^*} \quad (2-2-45)$$

によって1連続降雨の前日の流量レート  $qu_1^*$  と最大損失指標  $I_f$  とから求める。流量レート  $qu_1^*$  は実測の流量レート  $qu_1$  に補正比  $Cr$  をかけたもので、仮想降雨に対して予測される流量レートの近似値の意味を持たせた。この  $L_f$  を用いて(2-2-3)式から流出可能雨量が求まる。結果は図2-2-26(a), (b)の上部にしめした。(a)は前期の(b)は後期の  $I_f$  を用いて各流域毎にその差が分かるように下向きのヒストグラムで表現した。

(a)前期と(b)後期をつうじて流出可能雨量の月別値は白坂が最も少ない。両期間で数成と穴の宮はほぼ同じと見ることができ、敢て大小を比較するならば前期では穴の宮が数成より多いが後期では逆に数成が穴の宮より多い。3流域とも前期より後期で最大損失指標  $I_f$  の増加が確認できるが(表2-2-10)、穴の宮では最も増加が大きく、このことが流出可能雨量に関して穴の宮と数成が前期と後期でその順位が入れ替わる結果を招いたと思われる。

次にこれらの流出可能雨量を入力とした場合の流出の流域間比較を行なうこととしたい。月流出モデルは本項で取り扱ったタンクモデルによることとした。低水に良く適合し、精度が高いこと、初期貯留深  $\Phi$  を別にすると、モデルの特性を決定するパラメータは係数  $c$  だけという構造の簡便さなどにより特に低水の比較に適していると考えたためである。仮想降雨に対するものとして補正初期貯留深  $\Phi_0^*$  を次式により定める。

$$\Phi_0^* = Cr \cdot \Phi_0 \quad (2-2-46)$$

$Cr$  は流量補正比(表2-2-10)、 $\Phi_0$  は初期貯留深(表2-2-9)である。結果は図2-2-26(a), (b)中に上向きのヒストグラムで示した。図2-2-26(a)は多雨期間で同図(b)は寡雨期間と見て良いであろう。多雨期間中の冬期の低水を見ると3流域でほとんど差がないことがわかる。さらに寡雨期間中(b)の冬期の低水流出を比較すると白坂の流量が最も多い月もあり、白坂の流出が高水時に少なく低水時に豊になることはモデルの構造から十分に推測することが可能である。もっとも、この時期に多少の「恵の雨」があっても白坂では初期損失が大きく流出にまわる量が少なくなるという側面が考えられる。多雨月に対応した月流量は数成・穴の宮で多く、両者の差はほとんどないと言える。

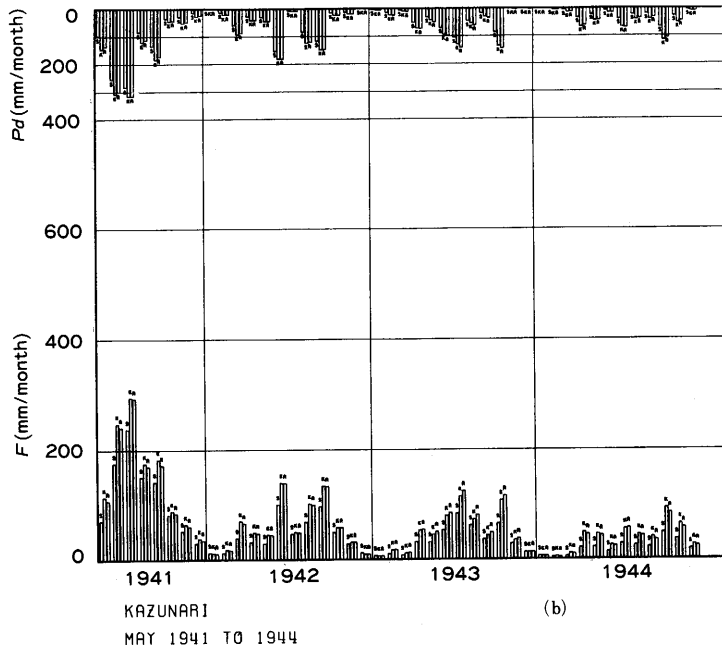
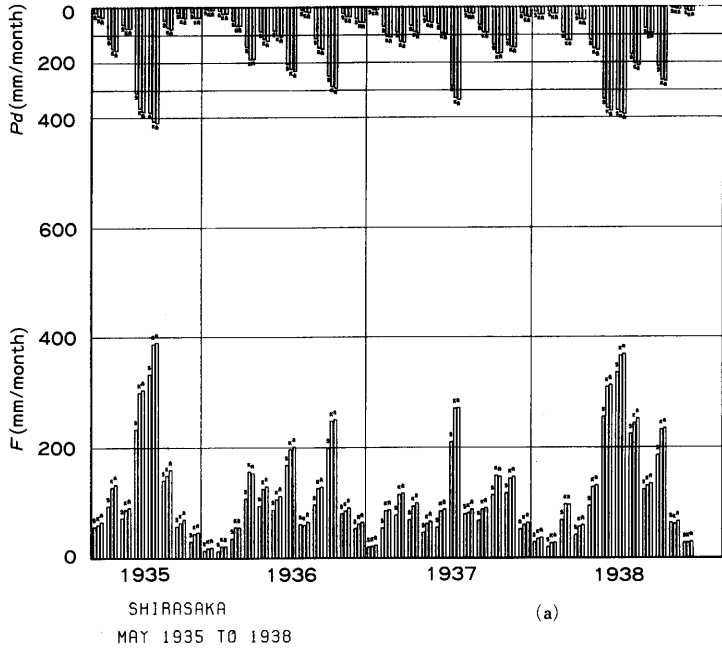


図2-2-26 月流出モデルによる推定流量の流域間比較  
 Note : S, 白坂 ; K, 数成 ; A, 穴宮

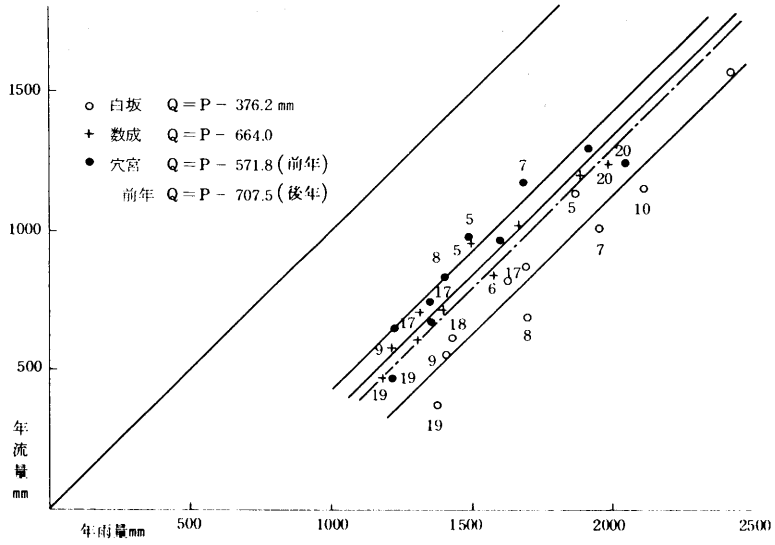


図2-2-27 年降水量と年流量の関係

Note: 図中の数値は昭和年を示す

前年, 昭和 5, 6, 7, 8, 9, 10年; 後年, 昭和 17, 18, 19, 20年

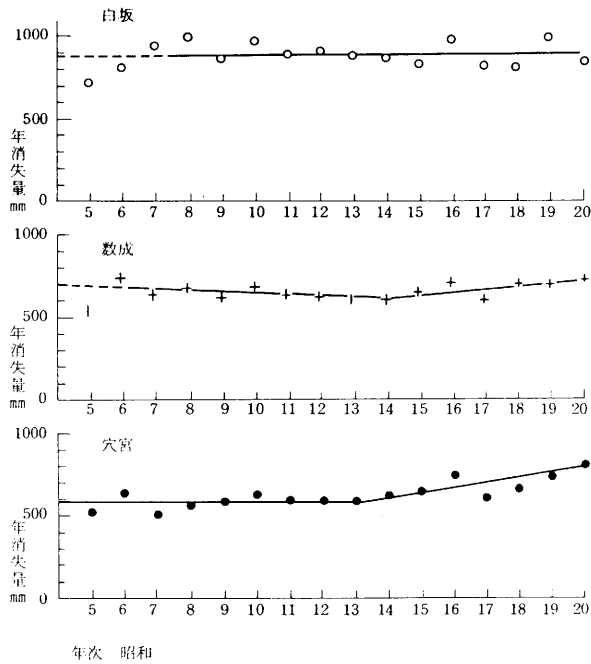


図2-2-28 年消失量の時系列変化

## (4) 年流出の解析\*2

白坂, 数成, 穴の宮における年降水量と年流量(水高)との関係を示すと図 2-2-27 のように描かれる。年降水量はいずれの流域も 1000~2500 mm の範囲にあり, その範囲内においては

$$Q=P-L$$

の関係が適当とされる。ここで  $P$ [mm] は年降水量,  $Q$ [mm] は年流量,  $L$ [mm] は年消失量である。各流域に関しては図より次のような関係式を見いだすことができる。

$$\text{白坂: } Q=P-876.2$$

$$\text{数成: } Q=P-664.0$$

$$\text{穴宮: } Q=P-571.8 \quad (\text{前年 } 1930\sim 1934 \text{ 年})$$

$$Q=P-707.5 \quad (\text{後年 } 1942\sim 1945 \text{ 年})$$

穴の宮流域の前年は流域がほとんど裸地状であったと判断され, 後年は 1925~1929 年にかけて治山造林の成果の影響が関与してきたものと思われる。この年消失量について時系列的な変動状況を図示すると図 2-2-28 のように示される。同図によると, やはり各流域で年消失量はほぼ均一な傾向を示しているが, 林相地質の違いによる各流域の年消失量の差は,

$$\text{白坂-数成} \quad 210 \text{ mm}$$

$$\text{白坂-穴宮 (前年)} \quad 300 \text{ mm}$$

$$\text{白坂-穴宮 (後年)} \quad 170 \text{ mm}$$

$$\text{数成-穴宮 (前年)} \quad 90 \text{ mm}$$

が生じているようである。また, 数成流域では陶土採掘の最盛期の 1939, 1940 年にかけて下降の傾向を示し, 自然植生等の侵入が徐々に現われ始めた 1938, 1939 年頃より, わずかながら上昇の傾向を示している感がある。穴宮は前述の治山造林の成果が 1938 年頃を契機として, 年消失量に反映して来たものと思われる。森林の影響が年消失量に極めて敏感に反映していることがわかる。

しかし, 森林の存在による年消失量の増量は降雨時における第 1 次消失量に該当するもので, 具体的には増水を調節する有力な量として取り扱われるものであろう。

## 結 び

東京大学愛知演習林の 3 試験流域を対象にその水文特性を分析した。

試験流域の降雨特性を分析し, 各流域とも年降水日数, 10 mm/day 以下の降雨の総量は年によってほとんど変化のないこと, 年降水量の大小を決定しているのは 60 mm/day 以上の豪雨の大きさと発生回数である点が明らかになった。

試験流域の流出特性を損失量, 日流出, 月流出, 年流出という 4 つの観点から分析した。損失量は累加雨量と流域の湿潤状態によって決定される。流域の湿潤状態が同じならば白坂・数成・穴の宮の順に損失量が少なくなっていく。

日流出に関してはタンクモデルを用いて分析を行なった。同一降雨に対する流域別の応答から白坂は高水流出が少なく低水流出に恵まれていること, 数成はその逆に高水流出が多く低水流出が少ないこと, 穴の宮は高水流出も低水流出も多く高水流出は数成に, 低水流出は白坂に似た現われ方をするが無降雨が長く続くと最も流出が減少すると予測されることが判明した。

\*2 本項は文献 18) から引用した。

月流出に関しては最も構造の簡単なタンクモデルによって分析を行なった。同一降雨による流域別の応答から多雨月に対応した月流量は数成・穴の宮で多く両者の差はほとんどないと言えるが白坂は少ないこと、一方寡雨期間中には特に冬の低水期において3流域で差はなくなり、場合によっては白坂が最も多くなる月もあることがわかった。

年流出の分析から年消失量は白坂で 876 mm、数成で 664 mm で穴の宮では 1938 年を境に 572 mm から 708 mm へと増加していることがわかった。

### 第3章 流出過程における水文諸量の関係

#### 序

本章では高水流出に関する1つのモデルの提案を行なう。このモデルは水源帯における水循環過程が想定され、その過程に類似した構造が与えられる。その概略を示すと以下のとおりである。まず、降雨のうち流出に加わらない部分として流域内に一担貯留され、後に蒸発散により失われる量として初期損失が考えられる。降雨から初期損失を差し引いた残量が流出にまわる量（流出可能雨量）であるが、これは直接流出と基底流出とに分離して考える。この分離の際に係わる現象が浸透の過程である。浸透した後一担貯留されて地下水として現われる量はさらに2様に分割することとした。1つは被圧地下水、他は不圧地下水である。これらは、ある定められた比率に応じて並列的に生ずると考える。

さて、水循環過程に対応して流出モデル中の各パラメータを決定して行く必要がある。パラメータの中には資料から直接に推定できるものもあるが、各過程を合成したのちに得られる計算ハイドログラフと実測ハイドログラフを適合させるという方法（キャリブレーション）によって得られるものもある。求められたパラメータによって短期流出特性を考察する。

ここで対象とする資料は東京大学愛知演習林内の3流域、白坂・数成・穴の宮であり、水源帯小流域の解析である。資料は3者の比較が可能な1935～1938年の4年間に得られたものである。降雨と流量の測定精度は高く10分単位で両者の関係を分析し各流域の水文特性を解析するには十分に質の高い資料といえよう。

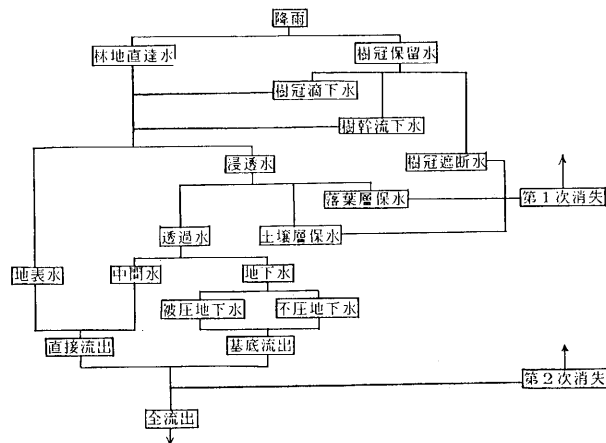


図3-1-1 水源帯における流出過程の概念

## 第1節 流出過程の概説

水源帯における流出過程を以下のように考えてみよう。日本の水源帯においては例外なく森林が形成され、厚い森林土壌を伴って活発な諸生物の活動が見られる。そこでは流出過程は複雑な様相を呈している。これを単純化して図示すると図3-1-1となる。これは降雨の量的配分と時間的遅延の過程でもある。大きく分けて、消失の過程と直接流出の生成の過程、基底流出を合成する過程という3つに集約される。

以下に、個々の過程について上記の3大別された枠組みの中で考えてみよう。

### （1）第1次消失

降雨のうち流域の植生、土壌により保水され、その後蒸発散により大気に還元されて行く量を第1次消失と称する。図中では、樹冠断水、落葉層保水、土壌層保水に対応している。樹冠遮断とは樹木によって捕捉された降雨（樹冠保留量）のうち樹幹を伝って流下し林地に到達する量（樹幹流下量）や、葉表面から滴下し林地に至る量（樹冠滴下量）を除いたものであり樹冠内に保持され後に蒸発する量である。次に林床に到達した雨水も浸透によって一度土壌層に貯留され、斜面にそって土壌層内を流下したり、さらには地下深部へと透過していく。この過程で落葉層や土壌層に保水された量の一部は蒸発散によって大気へ還元される。これは消失量のうち大きな部分を占める量となる。

一方、第2次消失量として河水からの直接の蒸発を考えるが量的には当試験流域で年間20～30mmと考えられ短期流出においては無視しうる。

### （2）浸透・透過と直接流出

浸透能を越える降雨強度の場合地表面上での流出が生ずる。これを表面流出と称する。しかし林内での表面流出を観察できないことや、林地での浸透能が250～300mm/hrにもなることを考え合わせると降雨強度200mm/hr程度の雨でも林内において表面流出は発生しないと考えられる。土壌は層を形成し、表層から下層へと向かってA<sub>0</sub>、A、B、C層と孔隙の量・透水性が層別に固有であるが保水しうる限界を越えると山腹の傾斜方向に向かって土壌層内を側方へ移動して行くと思われる。山腹の下部では土壌層は早期に飽和状態に至り、上記の側方浸透流が河道付近で出現し中間流となって現われる。水源帯においては流出のうち応答の早い部分はほとんどこの中間流によって占められていると考えることができる。水源帯において表面流出発生域がない訳ではない。それは、林道や踏み固められた歩道、あるいは溪流沿いの裸出地などである。この表面流出と中間流出とを合わせて直接流出と称し、流出成分のうち地下水と区別している。

### （3）基底流出

土壌層からさらに深部へと透過していった量は2種の相異なる地下の経路を辿るものと思われる。その流出の応答の遅速に応じて述べると、応答の早い被圧地下水成分と一方、応答の遅い不圧地下水成分とに分けられる。被圧成分は減水も早く、降雨後2日程度で消滅してしまうが、不圧成分は無降雨日の地下水成分のほとんどを占め水資源上重要な意味を持っていると考えられる。被圧地下水と不圧地下水は帯水層の構造による違いであり、流域の地質によってほぼ決定されるものであるが著者は谷部に厚く発達した土壌層や河道堆積体も不圧地下水をかん養する場として考えている。被圧帯水層と不圧帯水層は面積的な広がり分布していると考えられ、従って両者が並列的にかん養されると考えられる。即ち、地下水へかん養される量は特定の比率で被圧地下水と不圧地下水とに並列的に配分され、それぞれの帯水層の流出機構に応じて徐々に湧出し

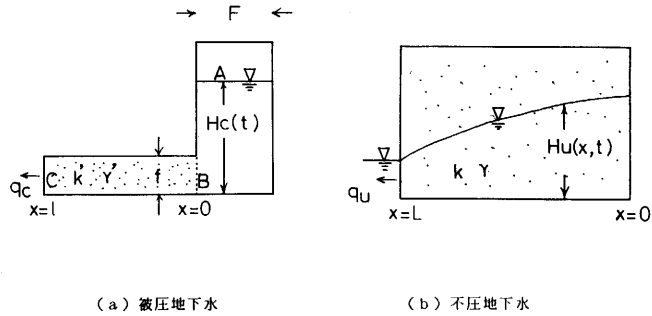


図3-2-1 帯水層の模式図

Note :

 $qu, qc$  : 不圧被圧地下水帯からの単位幅あたり流出流量 [ $m^3/sec$ ] $\gamma, \gamma'$  : 帯水層の間げき率 $k, k'$  : 帯水層の透水係数 [ $m/sec$ ] $L, l$  : 帯水層の長さ [ $m$ ] $F$  : 被圧地下水帯上流端タンクの単位幅あたり断面積 [ $m^2$ ] $f$  : 被圧地下水帯帯水層の単位幅あたり断面積 [ $m^2$ ]

てくると考えられる。この量を合わせて基底流出とした。

## 第2節 流出モデルの構造

前節で考察した水循環の模式図に対応した形で高水流出に関するモデルを構成することを考えて行きたい。また、構成に先だって東京大学愛知演習林の3流域の水文資料に基づいて1次消失、直接流出と基底流出の分離、不圧通減機構を決定する必要がある。これらを確定、あるいは暫定的な決定を行ない高水流出モデルに組み込むこととした。モデルの機構が決定されると、次には実測のハイドログラフとの適合を図らなければならない。そのキャリブレーションの段階で直接流出ハイドログラフの決定と不圧地下水・被圧地下水へのかん養量の配分の決定、さらに被圧通減機構の決定が行なわれる。

### (1) 流出過程の分析 (1)

(i) 基底流出 地下水流出の特性は次式の中の通減係数に現われている。被圧地下水の通減式は

$$Qc = Qc_0 \cdot \exp(-Act) \quad (3-2-1)$$

不圧通減式は

$$Qu = Qu_0 / (1 + Au \sqrt{Qu_0 t})^2 \quad (3-2-2)$$

ここで  $Qc, Qu$  は流量レート [ $mm/hr$ ] であり、 $Qc_0, Qu_0$  は初期流量レート [ $mm/hr$ ] である。 $t$  は基準時刻からの経過時間 [ $hr$ ] である。 $Au$  は不圧通減係数 [ $mm^{-1/2}hr^{-1/2}$ ]、 $Ac$  は被圧通減係数 [ $hr^{-1}$ ] である。この係数の性質を知るために、上式の誘導を簡潔に行なうこととしたい。高木<sup>14)</sup>によると、被圧帯水層と不圧帯水層の構造は図3-2-1(a), (b) に示すようなものと考えられる。

#### ① 被圧地下水帯からの流出

帯水層内の平均流速を  $v$  [ $m/sec$ ] とすると、連続の式から



$$f \cdot v = -F \cdot (dHc/dt) \quad (3-2-3)$$

B点での水頭を  $h_B$  として A, B 間でベルヌーイ式を適用すると,

$$Hc + (dHc/dt)^2/2g = v^2/2g + h_B \quad (3-2-4)$$

BC 間では, この間の水頭損失を  $hl$  として

$$v^2/2g + h_B = v^2/2g + hl \quad (3-2-5)$$

ダルシー則により

$$hl = 1 \cdot v/k' \quad (3-2-6)$$

(3-2-3), (3-2-5), (3-2-6) を (3-2-4) に代入して

$$Hc = (1/k')v + (1 - f^2/F^2)v^2/2g$$

これを時間で微分して (3-2-3) 式を再び適用して

$$-(f/F)v = (1/k') \cdot (dv/dt) + (1 - f^2/F^2)(dv/dt)(v/g)$$

$qc = fv$  であることを考慮し積分すると

$$(F1/fk') \log qc - (F/f^2g)(1 - f^2/F^2)qc = t + c \quad (3-2-7)$$

この式の第2項は十分に小さく, 無視し得るので

$$-(F1/fk') \log qc = t + c$$

$$qc(t) = qc_0 \cdot \exp(-at) \quad (3-2-8)$$

$$a = fk'/F1 = Ac \quad (3-2-9)$$

② 不圧地下水帯からの流出

ダルシー則から

$$vu = -\partial(k \cdot Hu(x, t))/\partial x \quad (3-2-10)$$

連続の式は

$$\partial(\gamma Hu)/\partial t = -\alpha(Hu \cdot vu)/\partial x = kHu\partial^2 Hu/\partial x^2 + k(\partial Hu/\partial x)^2 \quad (3-2-11)$$

上式の右辺第2項を十分小さいとして無視すると

$$\partial Hu/\partial t = \beta Hu\partial^2 Hu/\partial x^2 \quad (3-2-12)$$

$$\beta = k/\gamma \quad (3-2-13)$$

が得られる。(3-2-12) 式を解くための初期条件として

$$Hu(0, 0) = H_0 \quad (3-2-14)$$

$$Hu(L, 0) = h_0 \quad (3-2-15)$$

境界条件として

$$(\partial Hu/\partial x)_{x=0} = 0 \quad (3-2-16)$$

を用いると, その解は次のようになる。

$$Hu(x, t) = \{-(H_0 - h_0) \cdot x^2/L^2 + H_0\} / \{2\beta(H_0 - h_0)t/L^2 + 1\}$$

$$qu(t) = kHu(L, t)(\partial Hu(x, t)/\partial x)_{x=L}$$

$$qu(t) = 2kh_0(H_0 - h_0) / \{2\beta(H_0 - h_0)t/L^2 + 1\}^2/L$$

$x=L$  での初期流量  $qu(L, 0)$  を  $qu_0$  とすると

$$qu_0 = 2kh_0(H_0 - h_0)/L$$

であるから

$$qu(t) = qu_0/(at + 1)^2 \quad (3-2-17)$$

$$(ただし, a = 2\beta(H_0 - h_0)/L^2) \quad (3-2-18)$$

ここで、不圧地下水の通減曲線が初期状態にかかわらず一本の曲線で表わされるという条件から次式が導かれる。

$$a = Au\sqrt{qu_0} \quad (3-2-19)$$

$Au$  は比例定数である。ここで

$$Au = \sqrt{2k(H_0 - h_0)/\gamma^2 L^3 h_0} = \sqrt{2kH_0/\gamma^2 L^3 h_0} \quad (3-2-20)$$

(3-2-19) 式が初期状態にかかわらず比例定数  $Au$  を持つためには  $h_0$  と  $H_0$  の比例関係を仮定する必要がある。

さて、一般的な地下水流出の通減式は、不圧地下水帯と被圧地下水帯の通減式の線形結合として次のように表わされる。

$$Q = Qc + Qu = Qc_0 \exp(-Act) + Qu_0 / (Au\sqrt{Qu_0 t} + 1)^2 \quad (3-2-21)$$

ここで、2種の通減式の通減の早さを比較しよう。

$$\lim_{t \rightarrow \infty} (Qc/Qu) = \lim_{t \rightarrow \infty} (Qc_0/Qu_0) \exp(-Act) \cdot (Au\sqrt{Qu_0 t} + 1)^2 = 0$$

被圧成分は不圧成分に比して速やかに通減し、無降雨日がある程度続くと地下水の通減曲線はほとんど不圧成分よりなるといえる。それゆえに、全ての解析に先だって地下水通減曲線の中でも不圧通減成分の解析から始めることとしたい。

(3-2-2) 式を次のように書き換える。

$$\sqrt{1/Qu} - \sqrt{1/Qu_0} = Aut \quad (3-2-22)$$

$\sqrt{1/Qu}$  を縦軸とし、 $t$  を横軸に採ると不圧通減曲線は直線となるので容易にその勾配を決定することができる。降雨終了後の翌日 10 時からほぼ 2 時間毎のプロットをした結果（各流域から 20 例ずつ）を表 3-2-1 に示した。また、3つの試験流域からそのうち 4 例ずつを図 3-2-2(a)~(i) に示した。これらの結果から以下の結論を得た。

(A) 白坂・数成・穴の宮の 3 流域とも不圧通減曲線が良くあてはまる。これは図 3-2-2 から明らかであるが、残り 48 例に関しても直線上にのることが分かった。ただし、日周変化が夏期に明瞭に認められたが、この場合も日最大値を結ぶとやはり直線にのる。

(B) 不圧通減係数の季節変化を見るために図 3-2-3 に時期別の係数プロットした。係数の季節変化は認められないが、係数の時期別最大値は季節変化するものと推測される。係数の時期別最大値はその時期での最大の蒸発散が生ずる時と見なされる。また、降雨後 4 日程度の流出の通減は蒸発散の影響に強く支配されると考えられる。

(C) 不圧通減係数と初期流量との関係を図 3-2-4 に示したが、両者の間に相関は見られない。図中では平均値を破線で示している。平均値は以下のとおりである。

白坂：0.007 mm<sup>-1/2</sup>hr<sup>-1/2</sup>

数成：0.011 mm<sup>-1/2</sup>hr<sup>-1/2</sup>

穴宮：0.007 mm<sup>-1/2</sup>hr<sup>-1/2</sup>

通減係数が一定値を取らず、ばらつきは大きいですが、以下の流出モデルでは上記の平均値を用いる。また、基底流出のうち被圧地下水成分は、流出過程を総合し、計算ハイドログラフによって実測ハイドログラフとの対比ができる段階でキャリブレーションによって決定する。

(ii) 初期損失 10 分単位の降雨資料で長くて 2, 3 日程度の期間を対象とするため、この期間の降雨は連続降雨とみなして、初期損失あるいは流出可能雨量の計算を次のように行なう。

表 3-2-1 2時間単位減水曲線における不圧通減係数

No.	白 坂			数			成			穴 宮		
	年月日	$q_{r2}$	$qu_0$	$Au$	年月日	$q_{r2}$	$qu_0$	$Au$	年月日	$q_{r2}$	$qu_0$	$Au$
1	11. 4. 15	0.076	0.117	0.00978	11. 4. 15	0.096	0.160	0.01010	12. 4. 27	0.098	0.137	0.00684
2	13. 4. 19	0.069	0.093	0.00733	13. 5. 28	0.056	0.067	0.00503	11. 5. 1	0.135	0.160	0.00308
3	13. 5. 25	0.077	0.098	0.00569	13. 5. 9	0.100	0.175	0.01072	13. 5. 25	0.084	0.093	0.00238
4	11. 6. 5	0.103	0.138	0.00589	12. 6. 19	0.075	0.180	0.01798	11. 6. 5	0.112	0.158	0.00656
5	12. 6. 9	0.048	0.067	0.00974	11. 6. 5	0.088	0.111	0.00513	12. 6. 10	0.060	0.064	0.00180
6	12. 6. 19	0.062	0.110	0.01390	13. 7. 15	0.097	0.137	0.00707	11. 7. 25	0.103	0.140	0.00616
7	13. 7. 16	0.180	0.260	0.00550	13. 7. 9	0.143	0.225	0.00745	12. 7. 19	0.122	0.175	0.00656
8	11. 7. 24	0.104	0.180	0.01033	12. 7. 31	0.072	0.112	0.01026	12. 7. 31	0.110	0.160	0.00715
9	12. 7. 19	0.119	0.190	0.00840	12. 7. 18	0.094	0.185	0.01301	13. 7. 9	0.315	0.460	0.00427
10	12. 7. 31	0.155	0.240	0.00693	12. 7. 2	0.078	0.122	0.00997	13. 7. 16	0.180	0.250	0.00496
11	13. 7. 9	0.290	0.480	0.00574	11. 7. 25	0.061	0.104	0.01317	11. 8. 28	0.070	0.127	0.01352
12	13. 7. 3	0.060	0.070	0.00421	11. 8. 18	0.053	0.112	0.01883	11. 8. 18	0.070	0.127	0.01352
13	13. 9. 12	0.086	0.117	0.00676	13. 9. 12	0.054	0.082	0.01127	13. 9. 12	0.062	0.096	0.01095
14	12. 9. 13	0.079	0.097	0.00482	13. 10. 17	0.132	0.245	0.01017	11. 10. 5	0.205	0.370	0.00784
15	12. 10. 18	0.117	0.205	0.00993	13. 10. 5	0.092	0.210	0.01548	12. 10. 19	0.112	0.180	0.00876
16	13. 10. 6	0.098	0.141	0.00738	12. 10. 18	0.108	0.220	0.01265	13. 10. 6	0.100	0.160	0.00920
17	13. 10. 17	0.170	0.260	0.00645	12. 10. 2	0.066	0.143	0.01733	13. 10. 17	0.180	0.310	0.00779
18	12. 11. 23	0.085	0.104	0.00457	11. 10. 5	0.120	0.230	0.01113	12. 11. 11	0.145	0.220	0.00686
19	13. 11. 1	0.143	0.210	0.00642	13. 11. 1	0.124	0.210	0.00913	12. 11. 23	0.097	0.121	0.00467
20	12. 8. 9	0.097	0.130	0.00607	11. 11. 12	0.076	0.098	0.00601	13. 11. 1	0.160	0.260	0.00748
平均				0.00729				0.01109				0.00695

Note:  $qu_0$ , 外挿線上の初期流量レート [mm/hr] (降雨終了翌日の午前 10:00 の値);  $q_{r2}$ ,  $qu_0$  の発生時の 72 時間後の流量レート [mm/hr];  $Au$ , 不圧通減係数 [ $mm^{-1/2}hr^{-1/2}$ ].

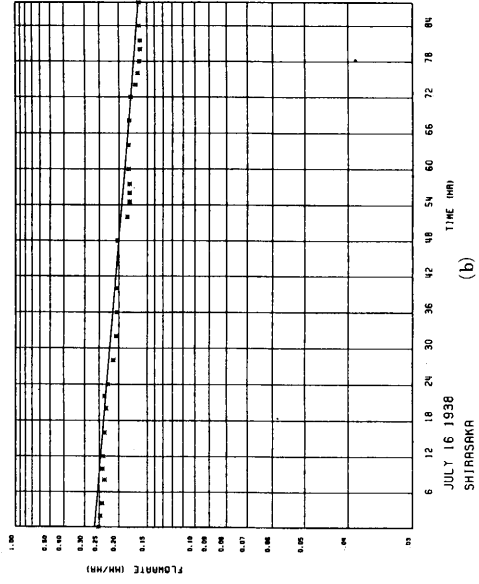
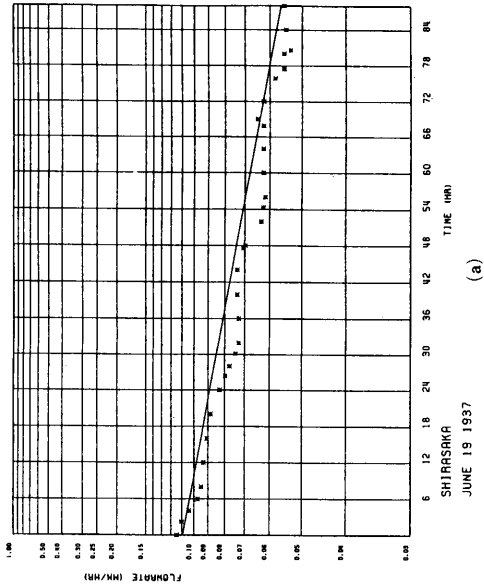
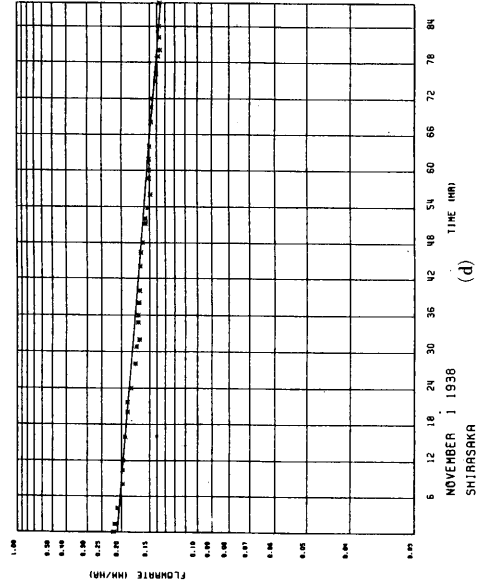
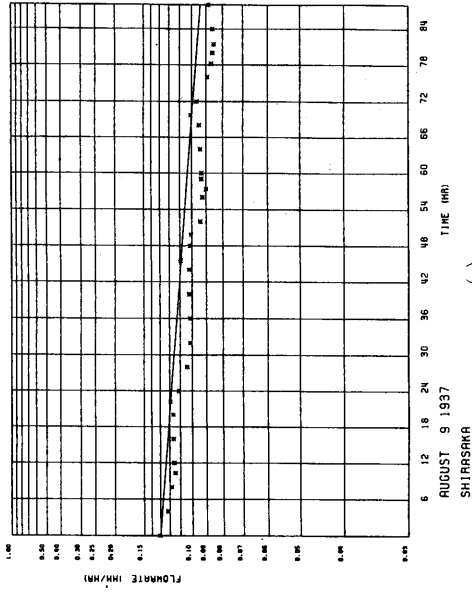


図3-2-2 無降雨日減水曲線 (白坂)

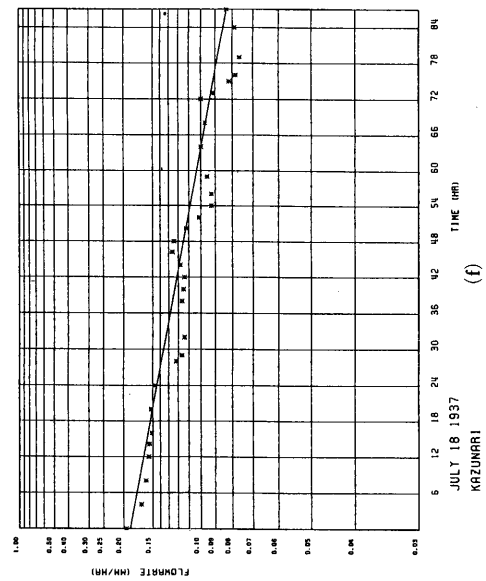
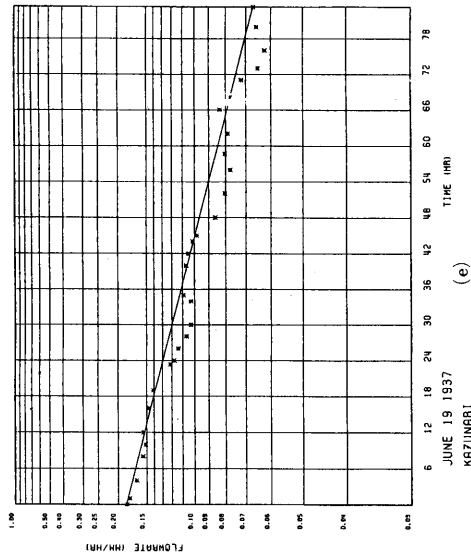
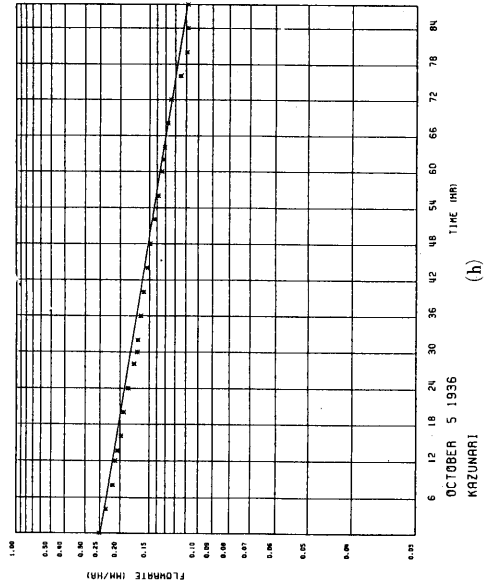
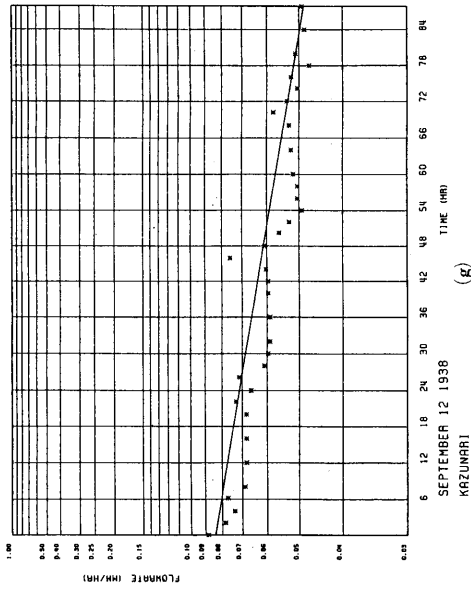


図3-2-2 無降雨日減水曲線 (数成)

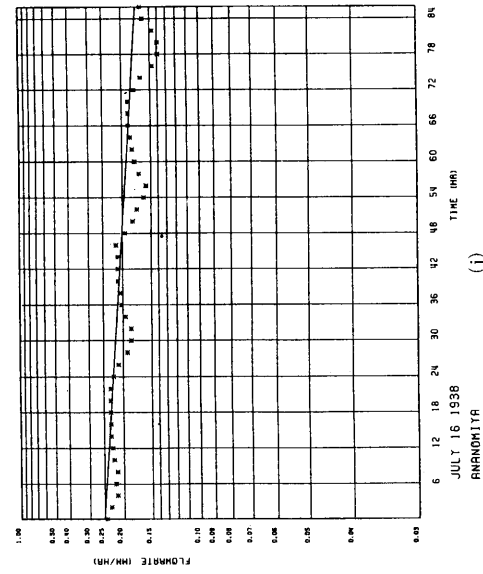
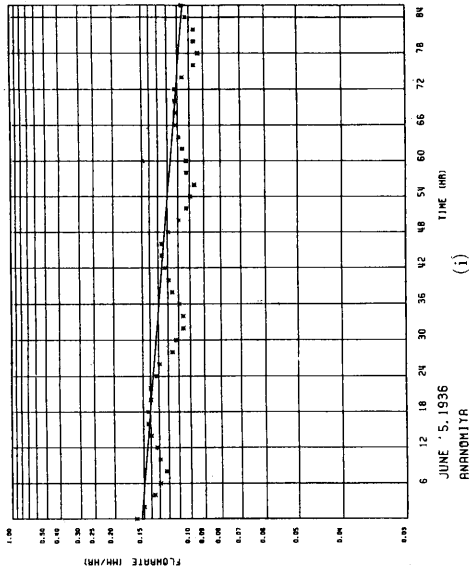
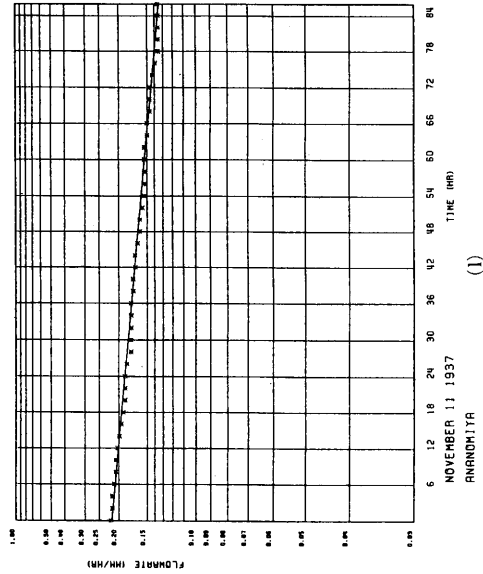
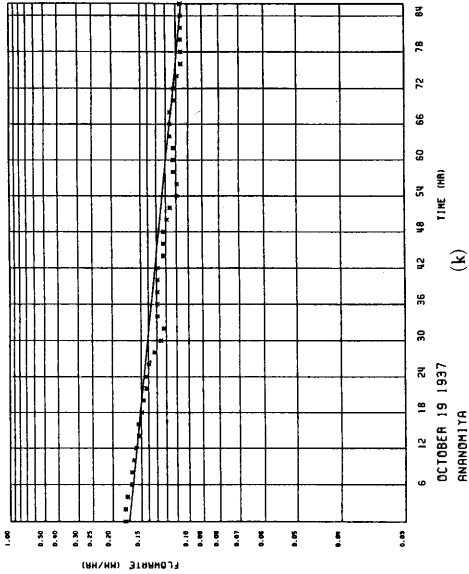


図3-2-2 無降雨日減水曲線 (穴宮)

① 不圧地下水の通減係数  $Au$  を各流域毎に一定とし、その値は前項で求めた平均値  $Au$  をもってこれにあてる。

② 1 高水を対象にした場合の資料の最初の流量レート  $q_{01}$ [mm/10 min] と最後の流量レート  $q_{02}$ [mm/10 min] には被圧地下水成分

は含まれていないか、あるいは十分に無視し得る程度と仮定する。これによって、両時点における流域内貯留量  $S_1$ [mm],  $S_2$ [mm] を次のように求める。

$$S_1 = \sqrt{6q_{01}} / Au \quad (3-2-23)$$

$$S_2 = \sqrt{6q_{02}} / Au \quad (3-2-24)$$

③ 1 高水の総降雨量を  $P$ [mm], 期間内の総流出高を  $Qp$ [mm] とする。また、増水前の流域内貯留量を  $S_1$  [mm], 増水後の流域内貯留量を  $S_2$  [mm] とする。流出可能雨量を  $Pd$  [mm] とすると、初期損失  $L$ [mm] はこれらの諸量との収支関係から次のように示される。

$$Pd = Qp + S_2 - S_1 \quad (3-2-25)$$

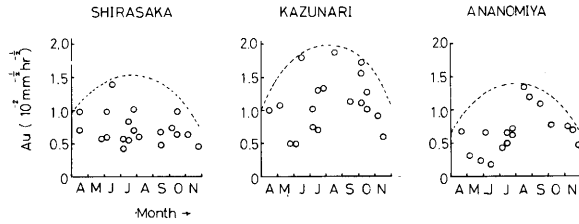


図3-2-3 不圧通減係数の季節変化

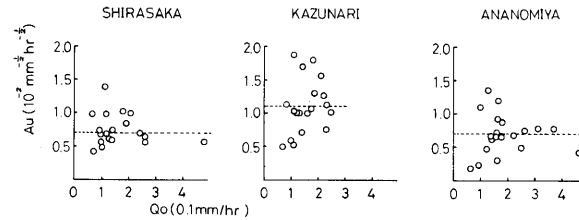


図3-2-4 初期流量レートと不圧通減係数

表 3-2-2(a) 白坂高水流出に関する成分分離

No.	$q_{01}$	$S_1$	$q_{02}$	$S_2$	$Qp$	$P$	$Pd$	$Pe$	$\phi$	$S$	$T$
1	0.033	63.6	0.052	79.8	22.8	68.8	39.0	6.7	0.172	187.7	2550
2	0.020	49.5	0.076	96.5	50.6	154.4	97.6	28.8	0.295	233.2	2860
3	0.016	44.3	0.079	98.4	26.9	89.9	81.0	13.9	0.172	390.0	2300
4	0.052	79.8	0.093	106.7	49.1	105.5	76.0	9.9	0.130	508.6	3700
5	0.046	75.1	0.094	107.3	28.5	69.8	60.7	9.1	0.150	344.0	2100
6	0.038	68.2	0.126	108.0	41.8	94.2	81.6	16.8	0.206	314.5	1800
7	0.054	81.3	0.150	135.5	25.8	88.0	80.0	13.3	0.166	401.9	960
8	0.016	44.3	0.068	91.2	30.0	121.0	76.9	14.7	0.197	325.7	1920
9	0.020	49.5	0.038	68.2	7.3	43.1	26.0	1.9	0.072	330.2	1200
10	0.062	87.1	0.290	188.4	132.8	246.2	234.1	61.1	0.261	663.0	3300
11	0.297	190.7	0.283	186.2	87.1	85.7	82.6	28.9	0.350	153.4	1800
12	0.017	45.6	0.060	85.7	22.6	86.7	62.7	6.9	0.110	507.3	1980
13	0.033	63.6	0.142	131.9	66.3	149.0	134.6	22.9	0.170	657.2	3480
14	0.010	35.0	0.074	95.2	26.4	100.9	86.6	12.6	0.145	510.6	2130
15	0.037	67.3	0.041	70.9	9.5	18.6	13.1	1.3	0.099	119.2	1560

Note :  $q_{01}$ , 増水開始前流量レート [mm/10 min];  $S_1$ , 増水前流域内貯留量 [mm];  $q_{02}$ , 増水終了後流量レート [mm/10 min];  $S_2$ , 増水後流域内貯留量 [mm];  $Qp$ , 増水期間中流量 [mm];  $P$ , 総降雨量 [mm];  $Pd$ , 流出可能雨量 [mm];  $Pe$ , 有効雨量 [mm];  $\phi$ , 正味の流出率;  $S$ , 可能最大貯留量 [mm];  $T$ , 増水継続期間 (短期流出に関する資料の長さ) [min].

貯留量の計算には一律に  $Au = 0.007[\text{mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}]$  を用いた。

表 3-2-2(b) 数成高水流出に関する成分分離

No.	$q_{01}$	$S_1$	$q_{02}$	$S_2$	$Qp$	$P$	$Pd$	$Pe$	$\phi$	$S$	$T$
1	0.042	45.6	0.090	66.8	41.0	72.6	62.2	20.2	0.345	118.0	2100
2	0.009	21.1	0.041	45.1	33.9	99.0	57.9	19.4	0.335	114.9	2100
3	0.046	47.8	0.060	54.5	9.3	18.1	16.0	4.8	0.300	37.3	720
4	0.053	51.3	0.082	63.8	40.9	62.2	53.4	10.7	0.200	213.6	2220
5	0.082	63.8	0.122	77.8	34.6	54.1	48.6	13.7	0.282	123.7	1620
6	0.007	18.6	0.016	28.2	14.7	48.5	24.3	10.3	0.424	33.0	1440
7	0.020	31.5	0.017	29.0	8.2	34.5	5.7	5.3	0.930	0.4	1260
8	0.064	56.3	0.047	48.3	21.7	66.9	13.7	9.4	0.686	6.3	1560
9	0.035	41.7	0.155	87.8	32.9	66.4	78.9*	17.7	0.267	182.3	1200
10	0.032	39.8	0.051	50.3	153.3	203.6	163.8	106.1	0.648	89.0	3120
11	0.019	30.7	0.043	46.2	46.9	97.8	62.4	27.2	0.436	80.7	2340
12	0.028	37.3	0.061	55.0	29.0	53.7	46.7	10.3	0.221	164.6	1860
13	0.012	24.4	0.042	45.6	7.7	32.0	28.9	4.4	0.152	161.2	780
14	0.023	33.8	0.052	50.8	22.0	42.7	39.0	12.6	0.323	81.7	1170
15	0.021	32.3	0.063	55.9	43.0	78.2	66.6	18.1	0.272	178.3	2340
16	0.081	63.4	0.054	51.7	48.0	56.7	36.3	17.1	0.471	40.8	2940
17	0.051	50.3	0.080	63.0	29.7	52.7	42.4	12.2	0.288	104.8	1440

Note ; \*は  $Pd > P$ .  $\phi$  の計算には  $Pd$  として  $P$  の値を用いる。  
貯留量の計算には一律に  $Au = 0.011[\text{mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}]$  を用いた。

表 3-2-2(c) 穴宮高水流出に関する成分分離

No.	$q_{01}$	$S_1$	$q_{02}$	$S_2$	$Qp$	$P$	$Pd$	$Pe$	$\phi$	$S$	$T$
1	0.014	41.4	0.081	99.6	51.0	108.1*	109.2	21.7	0.201	429.7	2700
2	0.056	82.8	0.072	93.9	10.5	24.5	21.6	2.5	0.116	164.6	960
3	0.015	42.9	0.044	73.4	40.3	98.1	70.8	24.4	0.345	134.4	2100
4	0.073	94.5	0.107	114.5	64.1	96.1	84.1	14.9	0.177	391.0	3540
5	0.013	39.9	0.036	66.4	26.4	79.2	52.9	12.0	0.227	180.1	2580
6	0.040	70.0	0.073	94.5	41.5	77.0	66.0	16.8	0.255	192.8	2520
7	0.021	50.7	0.076	96.5	153.6	238.6	199.4	94.7	0.475	220.4	3600
8	0.021	50.7	0.044	73.4	50.9	124.8	73.6	29.5	0.401	109.9	2580
9	0.017	45.6	0.033	63.6	16.9	38.8	34.9	8.0	0.229	117.5	1980
10	0.016	44.3	0.042	71.7	18.2	54.2	45.6	12.2	0.268	124.5	1560
11	0.053	80.6	0.086	102.6	13.3	31.3	35.3*	3.4	0.109	255.9	1440
12	0.084	101.4	0.173	145.5	137.7	184.9	181.8	56.4	0.310	404.6	4080
13	0.027	57.5	0.088	103.8	27.5	67.1	73.8*	13.7	0.204	261.8	1140
14	0.084	101.4	0.056	82.8	16.9	16.6	0.0*	3.2	0.193	69.4	1860
15	0.012	38.3	0.048	76.7	40.0	92.0	78.4	14.1	0.180	357.2	3660
16	0.008	31.3	0.040	70.0	27.6	92.3	66.3	10.9	0.164	338.0	3000

Note ; \*は  $Pd > P$  あるいは  $Pd < 0$  となった。 $\phi$  の計算には  $Pd$  として  $P$  の値を用いた。  
貯留量の計算には一律に  $Au = 0.007[\text{mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}]$  を用いた。

$$L = P - Pd \quad (3-2-26)$$

④ 最大初期損失量  $Lf$  [mm] によって降雨の累加量  $P$  [mm] と流出可能雨量の累加量  $Pd$  [mm] は前章において導入した (2-2-3) 式を適用し次のように関係付けられる。

$$Pd = Lf \cdot \exp(-P/Lf) + (P - Lf) \quad (3-2-27)$$



表 3-2-3 最大初期損失量  $L_f$  と最大初期損失指標  $I_f$

No.	白坂			数成			穴宮		
	$L_f$	$q_0$	$I_f$	$L_f$	$q_0$	$I_f$	$L_f$	$q_0$	$I_f$
1	14.3	0.060	17.2	10.4	0.252	25.6	0.0	0.084	0.0
2	12.6	0.228	29.5	46.7	0.054	53.2	2.9	0.336	8.2
3	24.7	0.102	38.6	2.1	0.276	5.4	28.2	0.090	41.4
4	14.4	0.108	31.4	8.8	0.318	24.3	12.0	0.438	38.9
5	8.9	0.096	13.5	5.5	0.492	18.9	27.9	0.078	38.2
6	12.1	0.372	36.2	30.3	0.042	30.5	11.0	0.240	26.4
7	3.1	1.782	20.3	92.6	0.120	157.1	39.3	0.126	68.3
8	47.9	0.096	72.7	140.2	0.384	425.6	57.9	0.126	100.7
9	8.0	0.324	22.3	0.0	0.210	0.0	3.9	0.102	6.1
10	19.1	0.120	32.4	40.0	0.192	85.9	8.6	0.096	13.1
11	34.5	0.198	75.2	38.4	0.114	63.5	0.0	0.318	0.0
12	61.9	0.120	105.0	7.0	0.168	14.1	3.1	0.504	10.8
13	30.5	0.312	3.1	83.5	0.072	4.1	0.0	0.162	0.0
14	9.1	0.276	23.4	3.7	0.138	6.7	0.0	0.504	0.0
15	5.7	0.222	13.2	11.6	0.126	20.2	13.6	0.072	17.9
16				22.1	0.486	75.5	26.9	0.048	28.9
17				10.4	0.306	28.2			
平均			36.4			30.4			27.1

Note:  $L_f$ , 最大初期損失量 [mm];  $q_0$ , 増水前の流量レート [mm/hr];  $I_f$ , 最大初期損失指標 [ $\text{mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$ ].

$L_f$  の算出は Newton-Raphson 法<sup>9)</sup>によって数値計算で求めた。

⑤ 10分毎のハイレトグラフから初期損失を差し引き、流出可能雨量に関するハイレトグラフを次のように求める。 $t-1$ [10 min] から  $t$ [10 min] までの降雨を  $p(t)$ [mm/10 min], それに対応する流出可能雨量を  $pd(t)$ [mm/10 min] とする。降雨開始時から時刻  $t$  までの累加量を  $P(t)$ ,  $Pd(t)$  とすると

$$Pd(t) = L_f \exp(-P(t)/L_f) + (P_f) - L_f \tag{3-2-28}$$

$$pd(t) = Pd(t) - Pd(t-1) \tag{3-2-29}$$

高水例毎に総降雨量  $P$ , 期間流出量  $Qp$ , 流出可能雨量  $Pd$ , 貯留量  $Su_1, Su_2$ , を表 3-2-2(a), (b), (c) に示した。また、最大初期損失量  $L_f$ , 最大初期損失指標  $I_f$  を表 3-2-3 に示した。最大初期損失指標  $I_f$  は大きなばらつきを示し、 $I_f$  が同一流域で一定であるという仮説を否定する結果となっているが、地下水の逓減係数  $Au$  を一定としたことやハイドログラフの最後の流量レート  $q_{02}$  が全て不圧地下水起源の量であると仮定したことと無理があったと思われる。 $I_f$  のうち 100 以上の数値と 0 を除去し平均すると、前章で得られた、 $I_f$  の流域毎の値に近い数値となる。即ち、白坂で  $36.4 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$  数成で  $30.4 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$ , 穴の宮で  $27.1 \text{ mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$  である。白坂で初期損失が大きく、穴の宮で少ない。

(iii) 有効雨量と地下水かん養量 この項では流出可能雨量  $Pd(t)$  をさらに有効雨量  $Pe(t)$  と地下水かん養量  $B(t)$  に配分する手法を考察する。ここで有効雨量とは表面流出と中間流出成分の和である直接流出量に等しい量である。地下水かん養  $B(t)$  は基底流出として徐々に流出する量である。さて、有効雨量をハイドログラフから分離する方法を考えよう。この分離の方法は ① 減

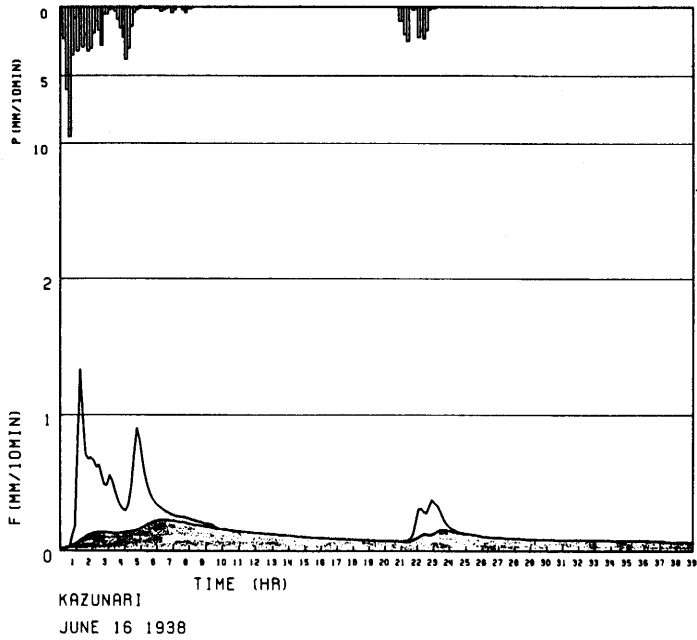


図3-2-5 直接流出成分の分離例  
Note: 図中ハッチを施した部分が基底流出

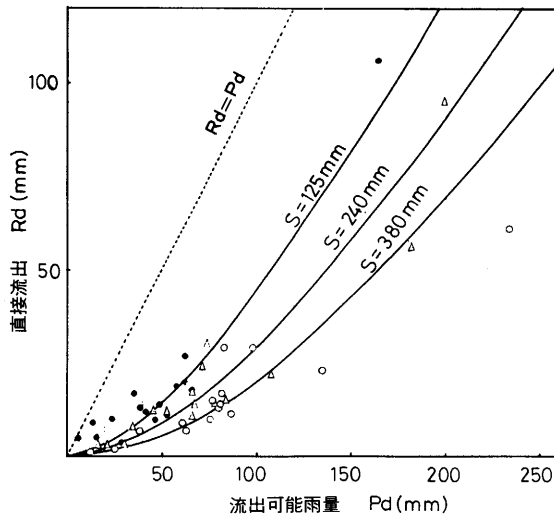


図3-2-6 流出可能雨量と直接流出  
Note: ●, 数成; △, 穴宮; ○, 白坂.

水曲線を片対数紙に描き、縦軸に流量レートの対数をとった場合、変曲点をもって直接流出の終了時とし、ハイドログラフの増水の開始時点とこの変曲点を算術目盛上で直線で結び直線の上を直接流出とする方法、② 増水の開始時点と同一の流量レート  $q$  が減水部に出現した時点までを直接流出とする方法、③ 増水期の流量レートから  $q_0$  を一括して差し引く方法、④ ハイドログラフ

を数値フィルターを用いて変換し、基底流出を求め、ハイドログラフから基底流出を差し引いて直接流出とするもの<sup>7)</sup>等があり、①の方法が最も一般的である。ここではこのいずれをもとらずフリーハンドで分離線を引くことにした。

図3-2-5にフリーハンドにより分離線を引いた例を示す。有効雨量  $Pe$  の全量を推定するためにこの方法でも大きな誤差を生じないと思われる。また、フリーハンドとはいえ次項で述べる流出モデルに従ったハイドログラフの合成法からすれば適切な手法と考えられる。ハイドログラフの推算の段階で実測ハイドログラフとのキャリブレーションにより数値を再現することも可能である。さて、実測ハイドログラフ上で分離線を引けば、パラメータにより直接流出成分の全量を計測することが可能である。結果は表3-2-2(a)~(c)に  $Pe$  として表示した。直接流出を  $Rd$  [mm] とするともちろん  $Rd$  と  $Pe$  は等しい。流域毎に流出可能雨量  $Pd$  と直接流出  $Rd$  とをプロットしたものが図3-2-6である。やはりばらつきはあるが、流域別の特性がよく表われている。同じ流出可能雨量に対して直接流出は数成が最も多く、穴の宮・白坂と少なくなっていく。逆にいうと白坂が最も基底流出となる分が多いと言える。ここで  $Pd$  と  $Rd$  の関係について、可能最大貯留量  $S$  [mm] を用いて次式を仮定する。

$$B : S = Pe : Pd \quad (3-2-30)$$

すなわち、

$$(地下水かん養量) : (可能最大貯留量) = (有効雨量) : (流出可能雨量)$$

という経験的に有効とされる仮定<sup>11)</sup>である。これから、

$$Pe = Pd^2 / (S + Pd) \quad (3-2-31)$$

$$Pe = \{Pd / (S + Pd)\} \cdot Pd = \phi \cdot Pd \quad (3-2-32)$$

(ただし、 $\phi = Pd / (S + Pd)$ )

$\phi$  は流出可能雨量に対する直接流出の比率である。ここで  $\phi$  を「正味の流出率」と呼ぶことにしよう。(3-2-31)式により  $S$  をパラメータとして  $Pe$  と  $Pd$  が結び付けられていることが理解できる。図3-2-6中に数成に対して  $S=125$  mm, 穴の宮に対して  $S=240$  mm, 白坂に対して  $S=380$  mm の線を与えた。 $S$  は流域の湿潤状態に応じて変化する量であるが、平均的な  $Pd$  と  $Rd$  の関係を比較的良く表わしている。

(3-2-32)式は累加量どうしの関係であるが、これを微分することによって任意の時刻における関係を導き出せる。

$$dPe/dt = \{(2S + Pd)Pd / (S + Pd)^2\} dPd/dt \quad (3-2-33)$$

$dPe/dt$  はある特定の単位時間内における有効雨量レート、 $dPd/dt$  は流出可能雨量レートである。ある特定の単位時間降雨  $dP/dt$  に対する正味の流出率  $fi$  を

$$fi = (dPe/dt) / (dPd/dt) \quad (3-2-34)$$

と定義すると

$$fi = (2S + Pd)Pd / (S + Pd)^2 = (2 - \phi)\phi \quad (3-2-35)$$

$\phi$  は降雨開始後、対象とする時刻までの流出可能雨量の累加値  $Pd$  に対する有効雨量の累加値  $Pe$  に対する比であるが、 $fi$  は対象とする時刻  $ti$  における正味の流出率である。さて、部分流出源過程の概念<sup>8)</sup>をここにあてはめて考えてみよう。森林域では浸透能は 250~300 mm/hr にもなり表面流出は見られず中間流出が直接流出の全量を占めることを述べたが、中間流出が卓越する場所では土壌層は側方浸透流で満たされ、地下水としてかん養される量はないと仮定する。この

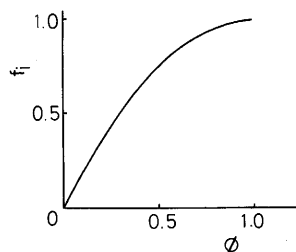
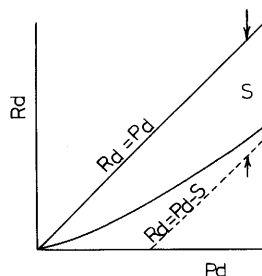
図3-2-7  $\phi$  と  $f_i$  の関係

図3-2-8 可能最大貯留量の概念

ような場所に与えられた流出可能雨量は全て中間流出となり、直接流出成分を形成する。中間流出が卓越する場所は降雨の初期は谷筋だけで降雨が増加するにつれて山復に伸びて行き、その面積が拡大して行くものと思われる。この面積の流域面積に対する比率を  $r$  とすると、

$$r = f_i \quad (3-2-36)$$

図3-2-6で挿入した曲線に対応する可能最大貯留量  $S$  によって流出可能雨量累加値  $Pd$  の 100 mm に対応する有効雨量累加値  $Pe$  は白坂で 20.8 mm, 数成で 44.4 mm, 穴の宮で 29.4 mm であり、正味の流出率は累加値が 100 mm に到達した時点で、白坂では 37%, 数成では 69%, 穴の宮で 50% である。また、この比率で流域内に、直接流出(中間流出)の卓越する場所が存在する。 $f_i$  と  $\phi$  の関係を図3-2-7に示す。

地下水かん養量の累加量  $B$  は流出可能雨量  $Pd$  から有効雨量  $Pe$  をひいたものであるから

$$B = Pd - Pe = S \cdot Pd / (S + Pd) = \phi Pd \quad (3-2-37)$$

(ただし、 $\phi = S / (S + Pd)$ )

これから  $\phi$  は正味の地下水かん養率であることがわかる。

$$\lim_{Pd \rightarrow \infty} B = \lim_{Pd \rightarrow \infty} S / (S/Pd + 1) = S \quad (3-2-38)$$

であるから、可能最大貯留量とはかん養しうる地下水の最大値であることがわかる。再び、図3-2-6に戻ると、流域で一雨についてかん養される地下水の最大値は平均的に見て数成で 125 mm, 穴の宮で 240 mm, 白坂で 380 mm となる。この項で取り扱って来た可能最大貯留量も流域の水文特性を良く表現している。もちろんこれは流域の湿潤状態に応じてことなるが、これについては後に検討する。

(3-2-37) 式の両辺を時間  $t$  で微分することにより、特定の時刻における地下水のかん養量レートを求めることができる。

$$dB/dt = \{S^2 / (S + Pd)^2\} (dPd/dt) = \phi^2 \cdot dPd/dt \quad (3-2-39)$$

ある特定の単位時間降雨  $dP/dt$  に対する正味の地下水かん養率  $bi$  を

$$bi = (dB/dt) / (dPd/dt) \quad (3-2-40)$$

と定義すると

$$bi = S^2 / (S + Pd)^2 = \phi^2 \quad (3-2-41)$$

であるから

$$f_i + bi = 1 \quad (3-2-42)$$

となり、 $f_i$  と  $bi$  とは、ある特定の時刻  $ti$  における流出可能雨量レート  $dPd/dt$  の直接流出と地下

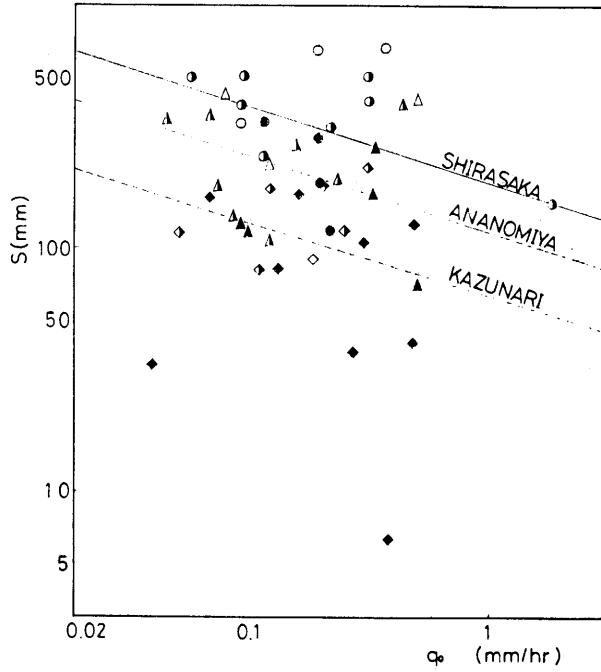


図3-2-9 初期流量レートと可能最大貯留量 S

Note: 丸印, 白坂; 三角印, 穴の宮; 四角印, 数成; 黒,  $P < 60$  mm; 半黒,  $60 < P < 120$  mm; 白,  $120 < P$ .

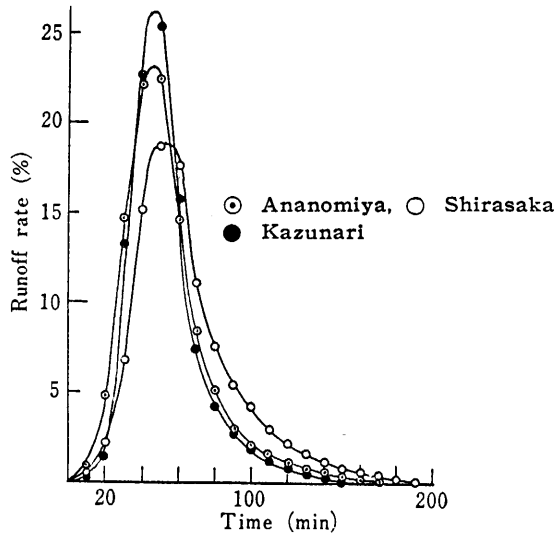


図3-2-10 試験流域のディスツリビューショングラフ

(YAMAGUCHI, I. & NISHIO, K.: Studies on Forest Hydrology in the Tokyo University Forest in Aichi<sup>17)</sup> より転載)

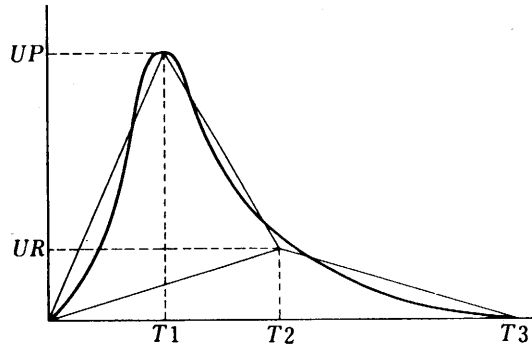


図3-2-11 単位応答関数とディメンションレスユニットハイドログラフの形状  
(山口：「流域管理計画の立て方」<sup>15)</sup>より転載)

水へのかん養との量的な配分比を意味する。基本式(3-2-31)を概念的に図化すると図3-2-8となる。

参考までに、可能最大貯留量  $S$  と、初期流量レート  $q_{01}$  との関係を図3-2-9に示した。初期流量レートが流域の湿潤状態を表現していると考えられるので、両者の間に負の相関のあることが予想される。しかし、そのばらつきは大きく、負の相関関係を確認することは難しい。山口<sup>15)</sup>の報告によると

$$S = c_0 q_{01}^{-0.35} \quad (3-2-43)$$

の関係式があるので図中にこの関係式に従って平均的な位置に直線を挿入した。初期流量レート  $q_{01}$  が 0.1 mm/hr に対応する直線上の  $S$  の値が図3-2-6の各曲線のパラメータに等しい。

(iv) **直接流出** 前項の手法により流出可能雨量から直接流出成分を分離することが可能になった。そこで単位の直接流出成分が流域の出口に到達するまでに変換を受けて流れて来ると考える。その形状が単位応答関数である。これはディストリビューショングラフと同一の概念であり、縦軸を水高で表わしたユニットハイドログラフである。東京大学愛知演習林では図3-2-10のようなディストリビューショングラフが得られている。白坂・数成・穴の宮の流出特性の違いをこれによって知ることができる。さらに、ディストリビューショングラフの縦軸と横軸をそれぞれ一定の比率で縦を 100、横を 735 に合わせて変換すると1つの形状に収束できる。これをディメンションレスユニットハイドログラフと称している。ここでは単位応答関数の唯一のパラメータ  $Up$  [mm/hr] (単位応答関数のピーク流量レート) によってディストリビューショングラフを自由に生成する方法を考えてみたい。

先ず、ディメンションレスユニットハイドログラフを単純化した2つの3角形で表わすと、図3-2-11のように表現される。ディストリビューショングラフの形状を決定するのは、 $Up$  の他に  $T_1, T_2, T_3$  [hr] と  $Ur$  [mm/hr] であるが、 $Up$  によって一意的に次式のように定まる。

$$T_1 = 0.635 / Up \quad (3-2-44)$$

$$T_2 = 1.266 / Up \quad (3-2-45)$$

$$T_3 = 3.450 / Up \quad (3-2-46)$$

$$Ur = 0.261 / Up \quad (3-2-47)$$

$Up$  を決定すれば単位応答関数は上記のように定まる。 $Up$  の決定は次項以下で流出過程を総合

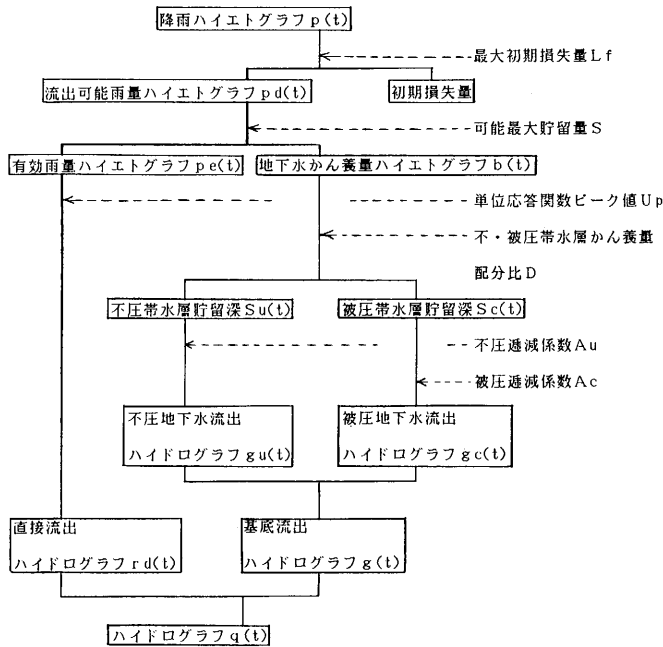


図3-2-12 流出過程とパラメータ

したうえで実測ハイドログラフと合致するよう  $U_p$  や他のパラメータを調整するというキャリブレーションによって求めることとする。結果は次項で紹介する。

(2) 流出過程の総合

本節でこれまでに述べてきた初期損失のモデル、有効雨量のモデル、基底流出のモデル、単位応答関数のモデルを総合し、降雨から流量をうるモデルを組み立てることを考えよう。流出モデルから得られる推算ハイドログラフと実測ハイドログラフとを照合することによって、単位応答関数の形状を求めることや、基底流出のうち不圧地下水と被圧地下水へのかん養量の配分比を決定することが可能となる。始めにモデルの計算過程を示し、10分単位での算出法を式によってしめす。そしてキャリブレーションの結果を提示し、そこに現われたパラメータをとおしてさらに流出特性に言及していく。

(i) 総合のための概念と計算過程 第1節で述べた流出過程の概念をさらに簡略化し、図3-2-12に示したような計算過程に従ってハイドログラフの合成を行なうことにした。図3-2-1に示した概念図のうち簡略化された部分は、短期間の高水流出を対象とするため量的に無視できるという理由から第2次消失を考慮しないこと、第1次消失の複雑な経路を1本にまとめたこと、地表水と中間水の区分をなくし直接流出として取り扱ったことの3点である。

図3-2-12に示した計算過程は、始めに降雨ハイトグラフから損失量を除去し、流出可能雨量ハイトグラフを求めた後は最終的にハイドログラフを導くまで、量的な配分と流出の時間的な遅延を決定して行く過程である。量的な配分(損失量の除去も含めて)この過程は図中で3箇所あり、始めが降雨量から損失量を除去する過程、次が直接流出と地下水を分離する過程、そして地下水を2種類に分離する過程である。流出の時間的な遅延の過程はやはり3箇所設定され、

第1に有効雨量が直接流出に変換される過程, 第2, 第3は各々不圧と被圧帯水層に貯留されその量に応じて湧出する過程である。最後に2種の経路の地下水を加え基底流出とし直接流出と合わせてハイドログラフが合成される。

図中に示されたとおり, 配分と遅延の6つの過程にそれぞれ1つのパラメータが係わることになる。これ以外に実測ハイドログラフの初期流量  $q_{01}$ [mm/hr] を補助的なパラメータとして不圧帯水層の初期貯留量を求めることに使用する。以下に10分間隔ハイドログラフを誘導するための差分式を提示して, 具体的な算法について説明していく。以下, 時間的累加量を大文字, 10分間レートをその小文字とする。

① 降雨ハイトグラフから流出可能雨量ハイトグラフの算定

最大初期損失量  $L_f$ [mm], 時刻  $t$ [10 min] までの降雨ハイトグラフの累加量を  $P(t)$ [mm], 流出可能雨量の累加値を  $Pd(t)$ [mm], 時刻  $t-1$  から  $t$  までのレートをそれぞれ,  $p(t)$ [mm/10 min],  $pd(t)$ [mm/10 min] とする。

$$p(t) = P(t) - P(t-1) \quad (3-2-48)$$

$$pd(t) = Pd(t) - Pd(t-1) \quad (3-2-49)$$

$$Pd(t) = L_f \cdot \exp(-P(t)/L_f) + (P(t) - L_f) \quad (3-2-50)$$

(3-2-49)式と(3-2-50)式から各時刻の  $pd(t)$  が求まる。

② 流出可能雨量ハイトグラフの配分

可能最大貯留量を  $S$ [mm], 有効雨量ハイトグラフの累加量を  $Pe(t)$ [mm], そのレートを  $pe(t)$ [mm/10 min] とし, 地下水かん養量を  $b(t)$ [mm/10 min] とし, 地下水かん養量を  $b(t)$ [mm/10 min] とすると,

$$Pe(t) = Pe(t) - Pe(t-1) \quad (3-2-51)$$

$$b(t) = pd(t) - pe(t) \quad (3-2-52)$$

$$Pe(t) = Pd(t)^2 / (S + Pd(t)) \quad (3-2-53)$$

(3-2-51)式と(3-2-53)式とから各時刻における  $pe(t)$  が求まる。

③ 有効雨量ハイトグラフから直接流出ハイドログラフへの変換

単位応答関数のピーク値  $Up$ [mm/hr] が定まると, (3-2-44)~(3-2-47)の関係式から単位応答関数の形状が決定される。単位応答関数の時刻  $\tau-1$ [10 min] と時刻  $\tau$ [10 min] の間の平均的流量レートを  $u(\tau)$ [mm/10 min] とすると, 直接流出ハイドログラフ  $rd(t)$ [mm/10 min] は

$$rd(t) = pe(t)u(1) + pe(t-1)u(2) + \dots + pe(t-N)u(N) \quad (3-2-54)$$

(ただし,  $N=6T_3$ [10 min],  $T_3$ : 単位応答関数継続時間[hr])

④ 地下水かん養量の不圧帯水層と被圧帯水層への配分

不圧・被圧帯水層へのかん養量の配分比を  $D$  ( $0 < D < 1$ ) とすると被圧帯水層かん養量レート  $qc(t)$ [mm/10 min] と不圧帯水層かん養量レート  $qu(t)$ [mm/10 min] は次式で表わされる。

$$qc(t) = D \cdot b(t) \quad (3-2-55)$$

$$qu(t) = (1 - D) \cdot b(t) \quad (3-2-56)$$

⑤ 基底流出ハイドログラフの算出

不圧地下水貯留量を  $Su(t)$ [mm], 被圧地下水貯留量を  $Sc(t)$ [mm] とし, 不圧通減係数を  $Au$  [ $\text{mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$ ], 被圧通減係数を  $Ac$  [ $\text{hr}^{-1}$ ] とする。降雨直前の流量レート  $q_{01}$ [mm/hr] は不圧帯水層起源の量と仮定することができるので, 貯留量の初期状態を次のように定める。



$$Su(0)=0\sqrt{q_{01}}/Au \tag{3-2-57}$$

$$Sc(0)=0 \tag{3-2-58}$$

2種の地下水流出のハイドログラフを  $gu(t)$ [mm/10 min],  $gc(t)$ [mm/10 min] とすると,

$$gu(t)=Au^2 \cdot Su(t)^2 \tag{3-2-59}$$

$$gc(t)=Ac \cdot Sc(t) \tag{3-2-60}$$

と表わせる。貯留量は時刻  $t-1$  における各種の量の収支関係から次のように定める。

$$Su(t)=Su(t-1)-gu(t-1)+qu(t) \tag{3-2-61}$$

$$Sc(t)=Sc(t-1)-gc(t-1)+qc(t) \tag{3-2-62}$$

基底流出ハイドログラフを  $g(t)$ [mm/10 min] とすると,

$$g(t)=gu(t)+gc(t) \tag{3-2-63}$$

⑥ ハイドログラフの合成

ハイドログラフを  $q(t)$ [mm/10 min] とすると,

$$q(t)=rd(t)+g(t) \tag{3-2-64}$$

となる。以上が計算の全過程である。次の項で実測ハイドログラフとの照合を考えるが、6つのパラメータのうち地下水の2種の逓減係数は各流域で次のように固定した。

白坂:  $Au=0.007 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$   $Ac=0.15 \text{ hr}^{-1}$

数成:  $Au=0.011 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$   $Ac=0.20 \text{ hr}^{-1}$

穴宮:  $Au=0.007 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$   $Ac=0.15 \text{ hr}^{-1}$

残り4つのパラメータのうち最大初期損失量  $Lf$  と可能最大貯留量  $S$  は前項までの解析で各高水ごとに算出されている。それゆえ、キャリブレーションのために  $U_p$  と  $D$  とで調整し、流域に

表 3-2-4(a) 白坂増水曲線解析

No.	$Lf$	$S$	$U_p$	$D$	$Ac$	$Au$	$If$	$Isc$
1	34.5	187.7	0.50	0.05	0.15	0.007	75.6	106.9
2	61.9	500.0	0.80	0.15	0.15	0.007	105.0	238.0
3								
4	30.5	508.6	0.30	0.05	0.15	0.007	83.2	338.0
5	9.1	344.0	0.30	0.05	0.15	0.007	23.6	220.0
6								
7	8.0	401.9	1.00	0.05	0.15	0.007	64.4	269.7
8	47.9	325.7	0.75	0.05	0.15	0.007	74.2	145.5
9	19.1	330.2	0.75	0.05	0.15	0.007	36.1	468.1
10	12.1	663.0	0.60	0.05	0.15	0.007	36.1	468.1
11								
12	5.0	800.0	0.50	0.05	0.15	0.007	7.7	357.3
13	14.4	657.2	0.50	0.05	0.15	0.007	31.5	374.1
14	14.3	510.6	0.40	0.05	0.15	0.007	17.2	190.7
15	5.7	119.2	1.00	0.05	0.15	0.007	13.1	70.2
平均			0.617	0.05	0.15	0.007	47.0	238.8

Note:  $Lf$ , 最大初期損失量 [mm];  $S$ , 可能最大貯留量 [mm];  $U_p$ , 単位応答関数ピーク値 [mm/hr];  $D$ , 地下水かん養量の被圧帯水層へのかん養量の比率;  $Ac$ , 被圧逓減係数 [ $\text{hr}^{-1}$ ];  $Au$ , 不圧逓減係数 [ $\text{mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$ ];  $If$ , 最大初期損失指標 [ $\text{mm}^{3/2}\text{day}^{-1/2}$ ];  $Isc$ , 可能最大貯留指標 [ $\text{mm}^{1.35}\text{hr}^{-0.35}$ ] (第II報参照).

表 3-2-4(b) 数成増水曲線解析

No.	$L_f$	$S$	$Up$	$D$	$Ac$	$Au$	$If$	$Isc$
1	10.4	300.0	1.50	0.20	0.20	0.011	25.5	184.7
2	46.7	150.0	1.50	0.18	0.20	0.011	51.1	52.6
3	2.1	50.0	1.50	0.20	0.20	0.011	5.4	32.0
4	1.0	213.6	1.00	0.10	0.20	0.011	2.8	143.4
5	5.5	200.0	1.00	0.10	0.20	0.011	18.9	155.8
6	30.3	33.0	2.10	0.25	0.20	0.011	29.7	10.7
7	92.6	0.4	1.90	0.35	0.20	0.011	157.1	0.2
8								
9	10.0	182.3	1.70	0.27	0.20	0.011	22.5	105.6
10	10.0	180.0	1.50	0.25	0.20	0.011	21.4	100.7
11	20.0	100.0	1.50	0.10	0.20	0.011	32.5	46.2
12	7.0	164.6	1.00	0.05	0.20	0.011	14.1	88.5
13	10.0	161.2	1.50	0.05	0.20	0.011	13.0	63.6
14	3.7	81.7	1.50	0.25	0.20	0.011	6.8	41.1
15								
16								
17	10.4	150.0	1.50	0.20	0.20	0.011	28.4	99.6
平均			1.48	0.19	0.20	0.011	30.7	80.3

表 3-2-4(c) 穴宮増水曲線解析

No.	$L_f$	$S$	$Up$	$D$	$Ac$	$Au$	$If$	$Isc$
1	0.0	429.7	2.50	0.10	0.15	0.007	0.0	177.5
2	2.9	164.6	2.00	0.05	0.15	0.007	16.4	182.4
3	28.2	134.4	5.00	0.20	0.15	0.007	41.4	57.9
4	12.0	391.0	1.50	0.15	0.15	0.007	39.0	293.3
5	22.0	250.0	2.50	0.10	0.15	0.007	30.5	103.3
6	11.0	192.8	2.50	0.10	0.15	0.007	26.4	117.0
7	25.0	220.4	2.00	0.20	0.15	0.007	44.2	107.9
8								
9	3.9	250.0	3.00	0.10	0.15	0.007	6.0	111.7
10	8.6	180.0	2.30	0.10	0.15	0.007	13.3	80.4
11	0.0	255.9	2.00	0.05	0.15	0.007	0.0	171.7
12	3.1	404.6	2.00	0.20	0.15	0.007	10.7	317.4
13	0.0	261.8	2.30	0.10	0.15	0.007	0.0	137.9
14	0.0	100.0	2.00	0.05	0.15	0.007	0.0	78.5
15	13.6	400.0	2.00	0.05	0.15	0.007	17.6	157.7
16	5.0	500.0	2.30	0.02	0.15	0.007	5.5	175.2
平均			2.40	0.12	0.15	0.007	22.8	151.3

固有の値を求めて行くことにした。それでも良い適合が得られない場合のみ、 $L_f$ と $S$ とを調整することとした。

(ii) 実測値と推算値の照合 実測ハイドログラフと推算ハイドログラフを照合して、先ず、これまでの流出過程の分析結果とその総合過程について吟味して行くことにしよう。白坂で12

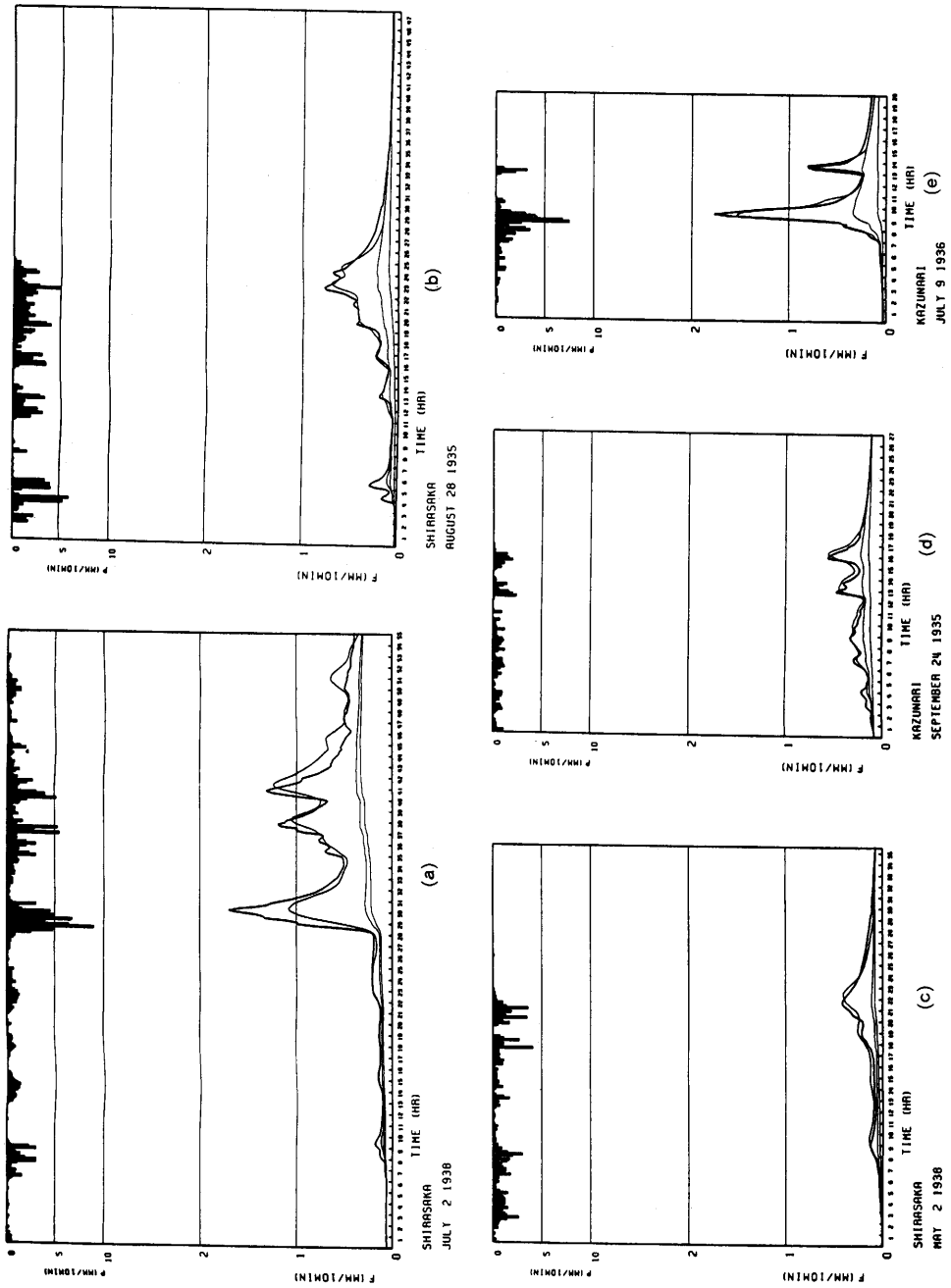


図3-2-13 ハイドログラフのキャリブレーション例(1)  
 Note: 太線: 実測値, 細線: 計算値 (ただし, 中段は基底流出, 下段は不圧地下水)

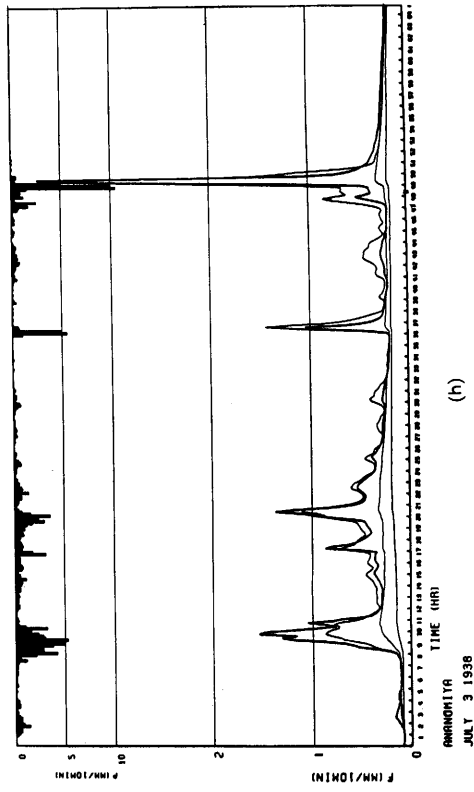
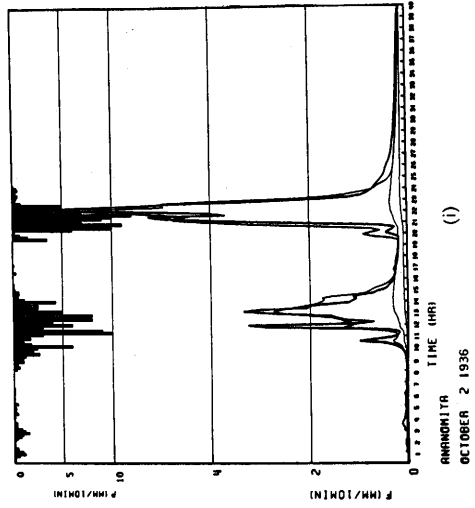
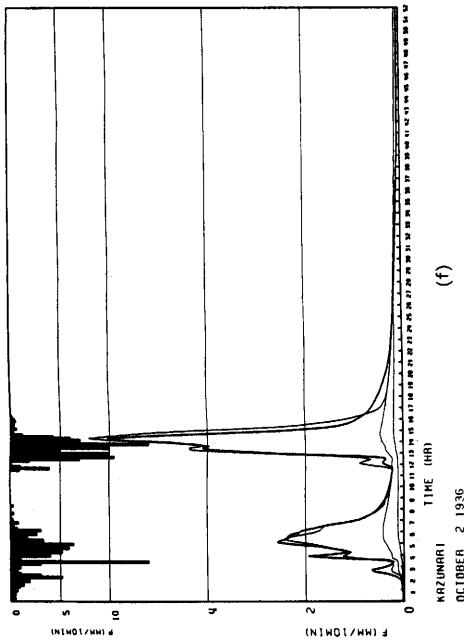
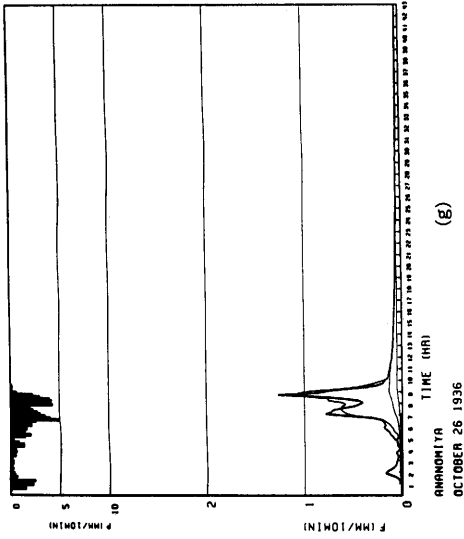


図3-2-13 ハイログラフのキャリアプレクション例(2)

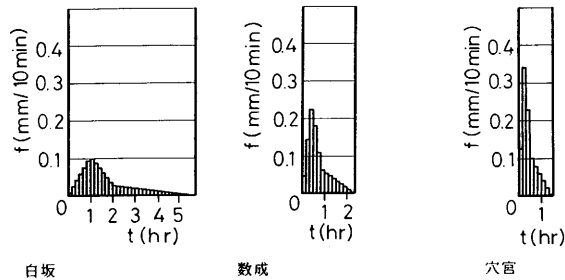


図3-2-14 各流域の平均的単位応答関数

例、数成で14例、穴の宮で15例の高水を対象として照合を行ない、実測値に合致するようにパラメータを模索し、得られた結果を表3-2-4(a), (b), (c)に示した。この他、白坂で3例、数成で3例、穴の宮で1例の高水を取り扱ったがパラメータをどのように調節しても十分な適合が得られず、この7例に関しては降雨と流量の対応関係に狂いが生じていると判断し考察から外した。

さて、41例の高水から各流域の3例ずつを図3-2-13(a)~(i)までに紹介する。図3-2-13の9例のキャリブレーション結果を見ると、10分単位という極めて精密な資料を対象としているにもかかわらず、推算値は実測値をよく再現しているといえよう。ただし、次の3点はこのモデルによって再現し得なかった難点として残された。即ち、

① 初期損失が、降雨の開始時に多く配分され、その後の部分への配分が少ない例がある。(a), (h), (g)

② 降雨強度が大きい場合にその降雨が終了し、さらに直接流出が終了する付近で基底流出へ滑らかに移行しない例がある。(b), (f), (h), (i)

③ 一連続降雨期間中であっても降雨強度が高い時の単位図は鋭く短い、逆に降雨強度が低いときの単位図は鈍く長いという例が見られる。(a), (h)

性質①は(3-2-50)式の形にかかわる問題である。この式は日雨量・日流量の分析により得られた式ではあるが、10分単位の水文解析にも応用可能として適用した。短い時間間隔を対象とする場合、初期損失は浸透能の時々刻々の変化と係わり、複雑な様相を呈するものと思われる。性質②は、単位応答関数の形状を2つの3角形の結合形で示すという単純化に起因すると思われる。性質③は、流出可能雨量と直接流出の間の非線形性に起因すると思われる。

### (3) 流出過程の分析(2)

(i) 単位応答関数 表3-2-4(a), (b), (c)に流域別に、また、高水別に求めた単位応答関数のピーク流量レート  $Up$  を示した。 $Up$  は白坂で0.03~1.00 mm/hrの値を取り、平均で0.617 mm/hrであり、数成では、1.00~2.10 mm/hrの値を取り、平均で1.48 mm/hrであり、穴の宮では1.50~5.00 mm/hrの値を取り、平均で2.40 mm/hrとなっている。

図3-2-14に単位応答関数の形状を示した、横軸の最小単位は10分で、ヒストグラムの面積の合計は1 mmである。3流域の単位応答関数を較べると、穴の宮、数成、白坂の順に形状が緩やかなものへと移行している。3流域の単位応答関数における相違は顕著であり、流出特性の違いがここにも良く現われている。図3-2-10に示された単位図では数成が最も鋭くなっているが、解析の対象とした期間の相違によるものと考えられる。

(ii) 被圧地下水の透減特性と帯水層別かん養量の比 被圧地下水の透減係数  $A_c[\text{hr}^{-1}]$  はハイドログラフの形状に強い影響をおよぼさないので一律に白坂と穴の宮で  $0.15 \text{ hr}^{-1}$ , 数成で  $0.20 \text{ hr}^{-1}$  を与えた。これは不圧地下水の透減係数  $A_u[\text{mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}]$  の流域間の比率にほぼ準じて定めた。

さて、ハイドログラフの形状に強い支配力を有するのは不圧・被圧帯水層別かん養量の配分比  $D$  である。表 3-2-4 中にその値が示されている。 $D$  はかん養量のうち被圧地下水へ配分される比率である。白坂ではほとんど 0.05 となり、95% が不圧地下水、5% が被圧地下水である。数成では 0.05 から 0.35 までの様々な値を取り平均で 0.19 である。穴の宮でも 0.02 から 0.2 までの様々な値を取り、平均は 0.12 である。平均的に見ると、被圧地下水の占める割合は数成で 19%、穴の宮で 12%、白坂で 5% という結果になった。地質条件が穴の宮と白坂で等しいことを考えると、両流域の基底流出の違いはその林相と土壌層の発達程度の差に帰着されようである。表層とはいえ土壌層はその形状から不圧帯水層としての性格をもつ有力な場と考えることができる。森林が優占する白坂では土壌層の発達を伴って不圧帯水層起源の地下水が卓越するという結果をもたらしたものと判断される。

## 結 び

高水流出にかんして流出過程の分析が行なわれ、流出モデルが構築された。流出過程を降雨の配分と遅延の作用を持つ 6 つの過程に単純化した。それは、初期損失量と流出可能雨量の配分、直接流出量と地下水かん養量の配分、被圧・不圧帯水層へのかん養量の配分、直接流出の形成、被圧地下水の形成、不圧地下水の形成の各過程であり、各々に 1 つのパラメータが対応している。

初期損失のモデルは、初期損失は累加雨量が大きくなると最大初期損失量  $L_f$  に漸近するという形を持ち、それは累加雨量と初期の流域の湿潤状態とに依存して変化する。

初期流量レートが  $0.1 \text{ mm/hr}$  の時の可能最大貯留量は白坂で  $535 \text{ mm}$  数成で  $180 \text{ mm}$ 、穴の宮で  $339 \text{ mm}$  となり流出可能雨量が同一のばあいは直接流出になる比率が大きいのは数成であり、穴の宮がそれに続く。

地下水へとかん養された量の被圧帯水層への配分比  $D$  は白坂が 0.05、数成が 0.19、穴の宮が 0.12 である。配分比  $D$  が大きいことは基底流出の中でも減水の早い被圧地下水成分の比率が大きいことを意味する。

直接流出の形成に係わるのは単位応答関数の形状であるが、それはそのピーク流量  $U_p$  によって表現され、白坂で  $0.62 \text{ mm}/10 \text{ min}$ 、数成で  $1.48 \text{ mm}/10 \text{ min}$  穴の宮で  $2.40 \text{ mm}/10 \text{ min}$  となり穴の宮で最も鋭く、白坂で最も緩やかな応答を示す。

被圧・不圧地下水の各透減係数によって基底流出の形状が決定されるが、被圧透減係数  $A_c$  は白坂と穴の宮で  $0.15 \text{ hr}^{-1}$ 、数成で  $0.20 \text{ hr}^{-1}$ 、不圧透減係数  $A_u$  は、白坂と穴の宮で  $0.007 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$ 、数成で  $0.011 \text{ mm}^{-1/2}\text{hr}^{-1/2}$  である。

10 分単位という精密な解析に対して、小降雨に対する流出の再現性が劣ることピーク後の減水が急激に起こり基底流出へと滑らかに続かないという問題もあるが、概して現象を十分に表現し得る精度の高い流出モデルが得られたと判断される。

## 要 旨

本論文では水源帯の流出過程に関する分析に基づいて流出モデルの構成を図った。流出モデルは高水流出解析を目的として時間単位を10分とした。そして小流域試験で観測精度も高く、資料の豊富な東京大学愛知演習林内の白坂・数成・穴の宮の3流域を対象に分析を加えることとした。

3流域の流域特性を比較すると、白坂は林相が良好（昭和10年代における推定森林蓄積：77 m<sup>3</sup>/ha）で起伏量比が大きく、対照的に数成は林相が粗悪（同：9 m<sup>3</sup>/ha）ではあるが起伏量比は小さい。一方、穴の宮は前2者に比較して流域面積が狭く、林相は両者の中間程度（同：14 m<sup>3</sup>/ha）で起伏量比は数成と大差はない。地質に関しては、白坂・穴の宮が風化花こう岩よりなるが、数成は第3紀層より形成されている。

高水流出の解析に先だって降雨特性及び長期流出特性の解析を行ない、以下のような結果を得た。

試験流域の降雨特性を分析し、各流域とも年降水日数、10 mm/day以下の降雨の総量は年によってほとんど変化のないこと、年降水量の大小を決定しているのは60 mm/day以上の豪雨の大きさと発生回数である点が明らかになった。

試験流域の長期流出特性に関しては、損失量、日流出、月流出、年流出という4つの観点から分析した。

損失量は累加雨量と流域の湿潤状態によって決定される。流域の湿潤状態が同じならば白坂・数成・穴の宮の順に損失量が少なくなっていく。

日流出に関してはタンクモデルを用いて分析を行なった。同一降雨に対する流域別の応答から白坂は高水流出が少なく低水流出に恵まれていること、数成はその逆に高水流出が多く低水流出が少ないこと、穴の宮は高水流出も低水流出も多く高水流出は数成に、低水流出は白坂に似た現われ方をするが無降雨が長く続くと最も流出が減少すると予測されることが判明した。

月流出に関しては最も構造の簡単なタンクモデルによって分析を行なった。同一降雨による流域別の応答から多雨月に対応した月流量は数成・穴の宮で多く両者の差はほとんどないと言えるが白坂は少ないこと、一方寡雨期間中には特に冬期の低水期において3流域で差はなくなり、場合によっては白坂が最も多くなる月もあることがわかった。

年流出の分析から年消失量は白坂で876 mm、数成で664 mmで穴の宮では1938年を境に572 mmから708 mmへと増加していることがわかる。

一方、高水流出に関しては、流出過程の分析が行なわれ、それを基礎として流出モデルが構築された。このモデルでは流出過程を降雨の配分と遅延の作用を持つ6つの過程に単純化した。それは、初期損失量と流出可能雨量の配分、直接流出量と地下水かん養量の配分、被圧・不圧帯水層へのかん養量の配分、直接流出の形成、被圧地下水の形成、不圧地下水の形成の各過程であり、各々に1つのパラメータが対応している。

初期損失のモデルは、初期損失は累加雨量が大きくなると最大初期損失量に漸近するという形を持ち、それは累加雨量と初期の流域の湿潤状態とに依存して変化する。

初期流量レートが0.1 mm/hrの時の可能最大貯留量は白坂で535 mm、数成で180 mm、穴の宮で339 mmとなり、この数値は流出可能雨量が同一の場合は直接流出になる比率が大きい

は数成であり、穴の宮がそれに続くことを示している。地下水へとかん養された量の被圧帯水層への配分比は白坂が 0.05, 数成が 0.19, 穴の宮が 0.12 である。配分比が大ききことは基底流出の中でも減水の早い被圧地下水成分の比率が大ききことを意味する。

直接流出の形成に係わるのは単位応答関数の形状であるが、それはそのピーク流量レートによって表現され、白坂で 0.62 mm/10 min, 数成で 1.48 mm/10 min, 穴の宮で 2.40 mm/10 min となり穴の宮で最も鋭く、白坂で最も緩やかな応答を示す。

被圧・不圧地下水の各通減係数によって基底流出の形状が決定されるが、被圧通減係数は白坂と穴の宮で  $0.15 \text{ hr}^{-1}$ , 数成で  $0.20 \text{ hr}^{-1}$ , 不圧通減係数は、白坂と穴の宮で  $0.007 \text{ mm}^{-1/2} \text{ hr}^{-1/2}$ , 数成で  $0.011 \text{ mm}^{-1/2} \text{ hr}^{-1/2}$  である。即ち、数成で地下水の急激な通減が生じ、白坂・穴の宮はこれに比較して緩やかな通減を示す。

10 分単位という精密な解析に対して、小降雨に対する流出の再現性が劣ることピーク後の減水が急激に起こり基底流出へと滑らかに続かないという問題もあるが、概して現象を十分に表現し得る精度の高い流出モデルが得られた。

#### 引用文献

- 1) 愛知演習林・演習林研究部：愛知演習林水量観測結果報告（Ⅰ）. 演習林（東大）, No. 20: 39-64, 1976.
- 2) 愛知演習林・演習林研究部：愛知演習林水量観測結果報告（Ⅱ）. 演習林（東大）, No. 21: 48-89, 1977.
- 3) 愛知演習林・演習林研究部：愛知演習林水量観測結果報告（Ⅲ）. 演習林（東大）, No. 22: 84-191, 1981.
- 4) 安藤義久・高橋 裕・伊藤 孝：山地河川の地下水流出の通減特性とそれに対する流域地質の効果. 第 25 回水理講演会論文集, 175-180, 1981.
- 5) 演習林研究部：演習林気象報告. 演習林（東大）, No. 8: 115-215, 1951.
- 6) HALL, F. R.: Base-Flow Recessions. *Water Resources Res.*, Vol. 14, No. 5, 973-983, 1968.
- 7) 日野幹雄・長谷部正彦：水文流出解析. 254 pp, 森北出版, 東京, 1985.
- 8) KIRKBY, M. J. (ed.): *Hillslope Hydrology* (新しい水文学). 330 pp, 朝倉書店, 東京, 1983.
- 9) KREYSZIG, E.: *Advanced Engineering Mathematics*. 866pp, John Wiley and Sons, Inc., New York, London, Sydney, Toronto, 1962.
- 10) 永井明博・角屋 睦：タンクモデルの最適同定法に関する基礎的検討. 京大防災研究所年報, Vol. 23, b-2, 239-247, 1980.
- 11) OVERTON, D. E. and MEADOWS, M. E.: *Stormwater Modeling*. 358pp, Academic Press, New York, 1976.
- 12) 奥野忠一・久米 均・芳賀敏朗・吉沢 正：多変量解析法. 430pp, 日科技連, 東京, 1971.
- 13) 菅原正己：流出解析法. 水文学講座 7, 257pp, 共立, 東京, 1972.
- 14) 高木不折：低水流出の低減特性に関する研究. 土木学会論文集第 128 号, 1-11, 1966.
- 15) 山口伊佐夫：流域管理計画の立て方. 119pp, 水利科学, 東京, 1982.
- 16) 山口伊佐夫：砂防工学（現代林学講義 4）. 325pp, 地球社, 東京, 1985.
- 17) YAMAGUCHI, I. and NISHIO, K.: *Studies on Forest Hydrology in the Tokyo University Forest in Aichi*. *Jpn. For. Soc.* Vol. 61, No. 4, 135-141, 1979.
- 18) 山口伊佐夫・芝野博文：水源地森林の流出解析；森林理水機能調査（森林整備手法等基準化調査）報告書（林野庁）, 43-80, 1985.

(1987 年 5 月 29 日受理)

#### Summary

This report describes a runoff model which was constructed on the basis of an analysis of the hydrological processes in a headwater area. Ten minutes was adopted for the analysis of the high water runoff for the model. The analysis was conducted at the three experimen-



tal basins, Shirasaka, Kazunari and Ananomiya of the Tokyo University Forest in Aichi, whose observation data were abundant and precise.

The characteristics of three basins are as follows: Shirasaka presented a good forest cover (the estimated growing stock in the 1930s was 77 m<sup>3</sup>/ha), and its relief ratio was large; Kazunari's cover was bad (9 m<sup>3</sup>/ha), and its relief ratio was small; whereas Ananomiya (14 m<sup>3</sup>/ha) was comparatively narrow, the forest cover was slightly better than that of Kazunari, and its relief ratio was the same as that of Kazunari. Shirasaka and Ananomiya are formed with weathered granite, but Kazunari is of tertiary origin.

For the high water analysis, I sought out the characteristics of rainfalls and long-term runoffs for the area. Each experimental basin was similar in the number of rainy days per year and the amount of precipitation of small intensity (less than 10 mm/day), but the principal factor in determining the annual rainfall was the frequency of heavy rains greater than 60 mm/day.

The long-term runoff was analyzed from the viewpoint of water loss, daily runoff, monthly runoff, and annual runoff. The water losses were determined by the cumulative precipitation and basin wetness. If the basin wetness was the same, Shirasaka was the largest, Ananomiya the smallest, and Kazunari ranked between them in regard to water losses.

Tank models were used in the daily runoff analysis. Responses to the same rainfall by the three basins showed that Shirasaka had little high-water runoff but abundant lowwater runoff. On the contrary, Kazunari had high-water runoff but little low-water runoff. At Ananomiya, low-water runoff was similar to that of Shirasaka, and high-water runoff was as great as that of Kazunari, but after a long period without rainfall, low-water runoff at Ananomiya was considered to be the lowest.

Simple structured tank models were used with the monthly runoff data. From the responses to the same rainfalls it was found that the monthly runoff of Kazunari and Ananomiya were the same but that of Shirasaka was small, and after a long period of little rainfall, the low-water flow of winter discharges especially of the three basins were similar or that of Shirasaka was sometimes greatest. According to the analysis of annual runoff, annual losses were 876 mm at Shirasaka, 664 mm in Kazunari, and at Ananomiya it increased from 572 mm to 708 mm after 1938. These features of runoff can be attributed to the characteristics of each drainage basin.

Regarding the high-water runoff, a runoff model was constructed on the basis of an analysis of the hydrological processes. For this model, runoff processes were divided into six categories which acted as distributors or retarders of precipitation. These were the distribution between initial abstraction and dischargeable precipitation, that between direct runoff and filtering into the ground, that of filtering into confined and unconfined aquifers, and the generation of direct runoff and that of confined or unconfined ground-water, accompanying one parameter in each process.

The model of initial abstraction had the form that it increased with cumulative precipitation approaching the maximum, and it was dependent on the cumulative precipitation and initial wetness of the drainage basin.

Potential maximum retention at 0.1 mm/hr of initial flowrate was 535 mm at Shirasaka, 180 mm at Kazunari, and 339 mm at Ananomiya. These facts indicated that at Kazunari the ratio of the amount distributed to direct runoff to the same dischargeable precipitation was largest and that Ananomiya followed it. The ratio of the recharged amount to the confined aquifer was 0.05 at Shirasaka, 0.19 at Kazunari, and 0.12 at Ananomiya. The ratios mean the amount of confined groundwater which had a quick recession to all the groundwater recharged.

Generation of direct runoff closely related to the shape of the unit response function, which can be expressed by the peak flowrates; 0.62 mm/10 min at Shirasaka, 1.48 mm/10 min at Kazunari, and 2.40 mm/10 min at Ananomiya. Consequently, at Ananomiya the keen response could be predicted as at Shirasaka which showed a gentle response.

Recession constants of confined or unconfined groundwater determine the shape of the baseflow. The constant of confined groundwater at Shirasaka and Ananomiya was  $0.15 \text{ hr}^{-1}$ , and at Kazunari it was  $0.20 \text{ hr}^{-1}$ . That of the unconfined groundwater was  $0.007 \text{ mm}^{-1/2} \text{ hr}^{-1/2}$  at Shirasaka and Ananomiya and  $0.011 \text{ mm}^{-1/2} \text{ hr}^{-1/2}$  at Kazunari. As a result, a quick baseflow recession at Kazunari and gentle recessions at Shirasaka and Ananomiya were observed.

Consequently, even if there was the problem of runoff simulation with a small rainfall not being very good and the recession after the peak discharge being rapid, resulting in the simulated runoff not being able to continue smoothly, the model developed is thought to be able to predict runoff with high precision and reflect hydrological phenomenon sufficiently.