

# 流出系モデルとその解析

高 棹 琢 馬

## 第 1 章 流出系とそのモデル作製の基礎

### 1-1 流出系とそのモデル作製の基礎

#### A 流出過程

流出過程とは、降水が流域下流端に流量となって現われるまでの水文事象を総括していう。

流下経路（あるいは流れの機構）によって分類すれば、流出は地表面流、中間流、地下水流および河道流によって構成されている。地表面流は、山腹表面上の雨水流であり、中間流は、山腹表土層内の山腹こう配に沿っての流れであって、いずれも対象地点までの河道に流入して、河道流となる。地下水流は、地下帯内の流れであり、一部は対象地点までの河道流となるが、一部は対象地点下流の河道に現われるか、あるいは他流域に流れ去る。河道流は、上の三つの流れが河谷ないしは河道に流入して形成される流れである。

流出解析の実際目的によって、全流出を直接流出分と基底流出分の二つに分けることが普通である。前者は、地表面流と中間流を合わせたもので、短期間の急激な流出、たとえば豪雨による洪水または融雪洪水を対象とする。後者は、地下水流出分が主成分であり、長期間のかんまんな流出、いわゆる低水流出を対象とする。しかし、こうした分類は、主としては洪水流出解析から生じたもので、流出過程全般を対象とする場合必ずしも適切ではない。

流出過程を水流の面からみた場合その主要素は、降水特性と流域特性、および上記の流水機構であるが、樹葉による降雨遮断、浸透および蒸発散の重要性を忘れてはならない。これらの現象は、降水と流れ（遮断、浸透）、違った流れ間の関係（浸透）、あるいは流出の量（蒸発散）に強く影響する。

#### B 流出のサイクル

流出の 1 サイクルの時間長は、時間軸で隣り合った二つの直接流出分の終了時の時間間かくとする。したがって流出の 1 サイクルには、流出現象のすべて（ただし、地表面流出は現われなくてもよい）の要素が関係し、かつ一コの直接流出分を含む。

このように定義すれば、洪水流出の解析は、流出の 1 サイクルを対象とするものであり（各サイクル内の直接流出は定義によって独立）、長期間流出の解析は、対象とする期間内の 1 コ以上のサイクルの物理的特性と統計的性状を対象とするものといえることができる。

### 1-2 流出のシステムとモデル

#### A 流出のシステム

流出のシステム（流出系）という場合、それはある確かな物理法則または統計法則にしたがう同質の部分系の順序づけられた集合を意味する。（なお、以下ではシステムと系をまったく同意語に取り扱う）。

したがって、流出系の特性を統一的かつ量的に把握するためには、全体系を構成する法則のちがった部分系と分類と選択、ついで各部分系の機構と相互関係を明確にして、全体系の組織的表現をおこなうことが必要である。

図-1-1 は、流出系のブロック線図であって、降水から流量までの雨水の道すじ、すなわち各部分系の相互関係を図式化したものである。□ は、部分系、○ は、入力または出力、

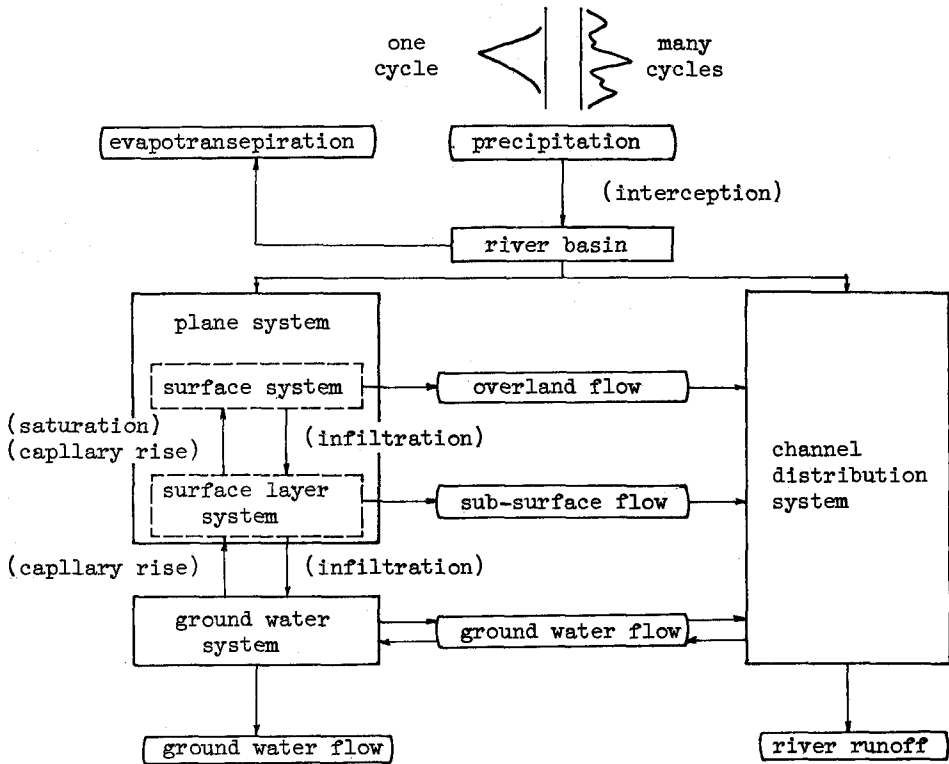


図 1-1 流出系のブロック線図

short term runoff

long term runoff

→は、入力または出力の方向を示したものである。

系を特徴づける主要な物理量としては、

- i) 入力 … 系に作用する外的起因（たとえば、降水）
- ii) 出力 … 系に作用した一つまたはそれ以上の入力によって生ずる結果（たとえば、流量）
- iii) システム・パラメータ … 系の動特性を支配するパラメータ（たとえば、こう配、あるいは流出のてい減指数）

の三つである。また、全体系を考えたとき、出力は→方向の部分系への入力になるし、その逆も起こりうる。

流出系を明確にするためには、広範囲な研究が必要であるが、大別して、i) 現象の観測、ii) 系を表現する数式モデルの設定とすることができよう。この二つの状況は密接な関連があるもので、現象の観測といっても、何をどのような基準で観測するかは、モデルから要求されるものであり、また数式モデルは現象の観測が基本であることはいままでのない。この両者が、たがいにフィードバック的に関連しているという認識こそが、流出系を正確に理解していくたった一つの道である。

もちろん、目的と状況に応じてシステム・モデルは異なるから、システム解析への多くの接近方法があることは当然である。

以下では、最近のシステム・モデルについて簡単に述べ、筆者の見解を説明しよう。

## B 流出のシステム・モデル - その 1 -

流出のシステム・モデル(あるいは数式モデル)の目的はつぎのようである。第1の目的は、流出現象のような大規模で複雑な物理的システムの性状と挙動を定性的に把握することである。第2の目的は、目的別に限定された特定のシステムの定量的研究である。そのためには、木工目的に適應するシステムの表現(たとえ、十分な知識と情報または資料がなくても)が必要である。第3は、モデルの解析方法である。

システム・モデルに要求される基本的な条件は、固定的でなく柔軟であること、および個別的でなく普遍的であることの二つである。また、モデル作成にあたっておちいる危険は二つあって、一つはあまりに多くのパラメータを入れることによって現実性を失なうこと、いま一つは、単純化の程度がすぎることである。

このような前提をおき、かつ前述のシステム概念にたつて、現存する流出のシステム・モデルを分類してみよう。なお、下記の諸モデルは、短期、長期を問わず流出過程全般を一応対象とし、また図1-1に示した流出のシステムを多かれ少なかれ前提としたものに限ることにする。

さて、現在のモデルは大別して、解析的モデルとパラメトリックモデルに分類できよう。解析的モデルは、システムの純数学的表現であつて、線形システムの理論と非線形システムの理論にわけることができる。

### 1) 線形システム理論 (Nash,<sup>1)</sup> Dooge,<sup>2)</sup> Eagleson<sup>3)</sup>)

流出系を線形時間不変と仮定して (Sherman の単位図法の仮定と同等)、降水と流量の対応を、インパルス応答 (Nash, Dooge) または周波数応答 (Eagleson) で表現する。このようなモデルは、線形時間不変システムに関する数学理論は確立されているから、表現としてはもっともきれいである。ただし、現実のシステムは非線形要素をもち、また必ずしも時間不変でもない。したがって、線形時間不変の仮定が近似的に成り立たないときには実際の意味を失う。

### 2) 非線形システム理論 (Amorocho,<sup>4)</sup> Jacoby<sup>5)</sup>)

Wiener の非線形解析理論を用いたもので、システムは非線形積分方程式で表現し、非線形核を直交はん関数に展開したものである。これは、Dooge らの線形理論の拡張ともいえ、理論的には現実のシステムに近い。ただ、現在のところ実際的な流出解析法へもっていくことは極めて困難のようである。

### 3) パラメトリックモデルまたはパラメータ最適化法 (Crawford and Linsley,<sup>6)</sup> O' Donnell<sup>7)</sup>)

まず、システムの1次的または概括的モデル (over-all model) を、いくつかのシステム・パラメータをあらかじめ組み入れてつくる。ついで、計算機によって実際の流量記録と計算結果がある許容限界内で適合するまでくり返し計算をおこない、システム・パラメータの値を決定するという方法である。これは、部分系の機構やその相互関係を十分に知る必要がないため、現実的で有力な方法の一つといえる。しかし、本質的な欠点として流出系の物理的法則を知ることができないし、またあらかじめ選択するパラメータの意義や数に問題があり、さらに多量の実測資料を必要とする。なお、この方法の類似のものとして、Edson<sup>8)</sup> その他の流出関数法菅原のタンク・モデル法<sup>9)</sup> 木村の貯留関数法<sup>10)</sup> などがあげられよう。

以上が、流出機構や、システム・パラメータを考慮した今日のシステム・モデルの概要である。

## C 流出のシステム・モデル - その 2 -

ここでは、著者のモデル作成の基本的な考え方を述べる。

まず、システム・モデルの作成はつぎのようであればならない。

- i) 流出系の主要な物理的特徴が組み込まれている必要がある。さらにいえば、全体系を構成する部分系の機構とその相互関係を定式化しなければならない。これが、システム・モデルの骨格をなす。
- ii) つぎに、水工目的によって、つぎの点が考慮されるべきである。それは、評価基準、基準面積、基準時間さらに鋭敏性の尺度をはっきりと定めることである。評価基準とは、モデルの解と実測記録の適合性の基準である。基準面積とは、入力と流出現象の場である流域の分布パラメータをどのように集中化させるかという問題である。基準時間とは、降水および流量系列の単位時間をどのようにとるかという問題である。さらにここでいう鋭敏性の尺度とは、降水から流量への変換におよぼす流域パラメータ（面積、こう配、粗度など）の影響の度合、および各河川流域の降水と流量対応の緩急の度合である。

### 1-3 流出のモデルの分類と基準

本論では、1サイクル内の降雨の流出過程を対象にして流出系を構成する部分系およびその相互関係について主として説明する。それは、1サイクル内には、流出現象のすべてが現われるために、流出の全過程において、1サイクル内のシステム構造が流出の全過程の核となるからである。

流出のモデルは、理想的には現象のすべてを忠実に表現しうるものが望ましい。

しかし、1サイクル内のシステムに限ってもそれは極めて複雑な構造をもっており、そうした理想的モデルの作成は不可能といってよい。すなわち、流出系は、“不確定さをもった非線形分布パラメータ系”であって、不確定性の取り扱い、非線形システムの一般理論がないこと、さらには分布パラメータ (lumped parameter) 系群におきなおす問題、どの一つをとっても、厳密な意味では絶望的な状況にあるからである。

ここでは、実用的モデルの作製と流出解析にあたっての二・三の考察を加えておこう。

#### A サイクルと目的別モデル

実用的モデルといっても、単に簡便なものをいうのではなく理想的モデル作成の不可能な状況との対比関係でいっているのである。こういうわけで、実用的モデルとは、流出現象のどの側面に焦点を合わせるか、つまりモデルの目標をどこにおくかということを目指すだけで、けっして簡便な方法というわけではない。もちろん、目標に適確に応じた形でモデルが簡単であるにこしたことはないが、目標の設定によって、さまざまな困難な問題が生じてくる。

##### 1) 目標とモデルの評価基準

流出モデルの目標は、大別して短期間流出と長期間流出の形態の量的把握にあるといつてよい。

前者は普通洪水流出を対象とし、後者は、最近ことに問題とされている水資源の開発・保全の面で重要である。

ところで、両者の目標は異なり、短期間流出がピーク流量とその生起時刻に重点をおくのに対して、長期間流出は対象とする期間の全波形の予測に重点がおかれる。

したがって、両者のモデルの評価基準は、当然ちがってくるが、一つの方法としてつぎのように定式化できよう。

$$\begin{aligned} \text{短期間流出: } C_s &= \text{Min}_{0_s} | Q_{pc}(T_{pc}) - Q_{p0}(T_{p0}) |, \\ \text{長期間流出: } C_l &= \text{Min}_{0_l} g \left[ \sum_T \{ Q_c(t_c) - Q_0(t_0) \} \right] \end{aligned}$$

上式は、短期間流出のモデルが、算出されるピーク流量 $Q_{p,c}$ および生起時刻 $T_{p,c}$ と観測または実際のピーク流量 $Q_{p,0}$ および生起時刻 $T_{p,0}$ の差の絶対値を最小にするような交換オペレーター $\sigma$ をもたなければならないことを意味する。

下式は、長期間流出が、対象とする期間 $T$ 内で算出される流量 $Q_c(t_c)$ と観測または実際の流量 $Q_0(t_0)$ の差の総和の関数 $\theta$ を最小にするような変換オペレーター $\sigma$ をもたなければならないことを意味する。

こうしたモデルの評価基準は、今日の諸流出解析法において明確に設定されていない。

あるとすれば、事実にもとづかない仮定や、物理的意義のあいまいなパラメータを任意にくり込んだり、変えたりしているのであって、それは、ここでいう評価基準の意味とはちがう。この問題は、システムの構造を明確にすることと直接つながる問題であって、重要な課題であろう。

## 2) 基準時間と基準面積

降水や流量が時間について離散的系列として扱われる以上、その時間間かくのとり方が問題である。これを基準時間というが、基準時間内では、モデルの目標をそこなう顕著な事象の変動があってはならない。また、降水や流域のパラメータは、場所的に変化するから、その lumping が問題であって、その面積を基準面積という。

基準時間と基準面積は、流出現象における時間的、空間的スケール（距離スケール）の問題ともいえ、実際の流出解析にあたって重要であるが、まだはっきりとしているわけではない。

## 3) 二つの目的別モデル

流出現象が、降雨と流量との対応という面で見れば、上記のように短期間流出と長期間流出の二つの流出モデルに区別することは、もともとおかしいのであるが現状はやむを得ない段階にある。

短期間流出モデルは、流出の1サイクル内の現象を量的にかなりの精度で把握することが要求され、したがって決定論的な接近が必要であること、長期間流出のモデルは、非常に多くのサイクルを対象とする以上、統計的な接近によらざるをえないことが主な理由である。

しかし、この二つのモデルは、まったく別個のものではなく、その基底は、本来同一であって、ただ、部分システムやパラメータの選択が目標に応じて変わるだけであるという点を強調しておこう。

# 第2章 流出系の諸機構

## 2-1 遮断，蒸発散，浸透

### A 遮断

降雨は地表に達するまでに樹葉によって遮断されるが、その量の推定は現地での林内雨量と林外雨量の観測比較によるのが普通である。多数の試験地での観測結果を総括するとつぎのようである。<sup>11)</sup>

- (1) 林内雨量は、林内降雨分（樹冠の交叉しない空間を通過して地表に達する雨量）と樹幹流下分の二成分に大別されるが、後者は前者に比して著しく少量である。
- (2) 林外雨量をAとし、林内雨量をBとすると $B/A$ は通常1より小さく、かつ雨量の増加にしたがって増大し、ある程度で一定となる。このときのAは日雨量20～60mm内外であって、樹種、樹冠の粗密によってかなり異なる。

また、 $B/A$ の最大値も、降雨の強度と期間および樹種、樹令などによって変動が大きい。

0.8～0.9程度である。

- (3)  $A - B$  (降雨遮断量)も  $B / A$  と同様の傾向をもつが、その値の変動は非常に大きく、その範囲は  $5 \sim 40 \text{ mm}$  におよぶ。観測方法、資料の整理方法などを考慮すると、ほぼ  $10 \text{ mm}$  前後と考えてよいようであって、大出水にはほとんど影響がないものと思われる。

## B 蒸発散

蒸発とは、水が水面あるいは土壌表面から水蒸気となって空中に放出される現象であり、蒸散とは土中の水分が植物に吸収され葉面から空中に放出される現象をいう。流出現象を対象とする場合には、この二つを合わせて蒸発散とよんで取り扱うのが普通である。

蒸発散は、短期間流出 (流出の1サイクル) を対象とする場合は、降雨遮断とともに初期損失 (対象降雨開始時刻から直接流出生起時までの降雨量で、流出とはならない雨量成分) の決定の面で重要である。また、長期間流出 (流出の1以上のサイクル) を対象とする場合は、蒸発散量そのものが重要である。

蒸発散機構に関する理論的研究は主として水気象の分野でおこなわれ数多くの理論が提案されているが、気象因子から月単位の蒸発散能 (蒸発散量の最大値) を推定する実用的な方法として Thornthwaite<sup>12)</sup> 式がもっとも有名である。

しかし、実際の蒸発散量は、気象条件、土湿条件あるいは流域の地質・地被条件などによってさまざまであるから、Thornthwaite などの推定式の使用はあくまで参考程度と考えるべきであろう。以下に、従来の観測結果を概括して述べておこう。<sup>13)</sup> 1) 土壌面からの蒸発は主として気温、日照時間および土壌の含水量に影響され、湿度、風速、気圧などの影響は前三者に比して小さい。参考として、京都における月間蒸発皿 (pan) 蒸発量と気温×日照時間の相関を昭和25～33年の記録を用いて調べたところ、直線的な関係があり、かつ各年でのこの配の変動が小さかったことを述べておく。2) 蒸発は、土壌の相違によって異なる。たとえば、飽和状態では砂、土、芝地の順で蒸発量が小さくなる。また、1日の蒸発量の範囲は、砂で  $0.1 \sim 6 \text{ mm}$ 、芝地で  $0 \sim 5 \text{ mm}$  程度である。3) 蒸散は、蒸発とほぼ同様の変化をするがとくに植生の季節的な活動と密接な関係があり、葉面積最大の時期に最大値をとる。4) 林地における蒸発量と蒸散量の値およびその比は、樹種、季節および樹冠投影面積などによって著しく変わり明瞭ではない。5) もし、蒸発皿の蒸発量が流域の蒸発散量推定の指標として用いられれば、実際上極めて便利である。この方面の研究も若干おこなわれているようであるが、実用化の段階にはいたっていない。

## C 浸透

浸透現象とは、地表に降った雨が地表下に浸入する現象をいい、その単位時間当たりの浸入量を浸透度、その最大値を浸透能という。Hortonは浸透能の水循環における重要性を指摘し、Nealの実験資料を用いてつぎの浸透能方程式を提案した。<sup>14)</sup>

$$i = i_c + (i_0 - i_c)e^{-mt}$$

ここに、 $i_0$  および  $i_c$  は降雨初期および最終の浸透能、 $m$  はてい減指数である。この関係は、実際の流出解析の面でも広く用いられるようになったが、わが国においては石原 (藤) らが、洪水流出解析の立場からこれを損失能と定義し、由良川で得た多くの水文資料にもとづいて詳細な考察をおこなった。<sup>15)</sup> その結果、浸透能方程式と同型の損失能方程式に含まれるてい減係数と最終損失能は、一流域においては一定値であり、また初期損失能は前期無降雨日数を指標として表現できること、およびその回復式を提案している。また、浸透を不飽和浸透とする立場から浸透能方程式の理論的検討がおこなわれ、その妥当性が確かめられている。

しかし、浸透能方程式は、裸地面からの浸透を対象とするものであるから、2-2Aで述べるように、A層をもつ流域では、A層下面から下方への浸透について成りたつものと考えなくてはならないことが指摘され、それが今日の定説となっている。

## 2-2 中間流

### A A層(活性層)の存在と中間流

1933年にHortonは、流域地表面での雨水の出入りが流出機構に重要な関連をもっており、種々の水文学的な問題はいわば分離面とも考えられる地表面付近における機構から出発すべきことを指摘した。スイスのBurgerやオランダのde Haanもこれとほとんど同時期に同様な概念に到達している。こうした考え方にもとづいて、Hortonは浸透現象について適確な考察を行ない、雨水は地表と地下の機構の異なった二つの主要経路をたどるから、表面流と地下水流の流出分の分離問題は、浸透能というパラメータを導入することによってはじめて明確になるし、1939年に有名な浸透能方程式を提案した。

雨水の流出現象に関するHortonの認識は、水文学の出発点ともいべき重要なものであったが、1930年代の終りから1940年代の初めにかけて、多くの研究者によって表面流と地下水流との単純な分離だけでは説明できない事実が指摘されるようになった。たとえばHortonは1937年に浸透能の決定に際し中間流出現象の差異を留意すべきことを述べ、1940年にいたって中間流を表面流と区別するために潜伏地表流(Concealed surface runoff)なる名称を与えて、明らかに中間流出機構の重要性を認めていたものと思われる。

このように、水文学の発展の経過をたどると、雨水流出の基本的な機構は表面流、中間流および地下水流の三つであって、これらの機構の性質と機構間の関係を明らかにすることによって、はじめて流出機構が解明されることが理解できるし、また従来の方の考え方のもっとも大きい欠陥の一つは、中間流出機構が表面流と地下水流の二つの機構を結びつける重要な作用を果たしていると考えられるのに、はなはだあいまいな取り扱いをされていたことに求められよう。

表層土壌の構造は流域によって異なるし、また同じ流域でも場所的に不均一であるのが普通である。しかし雨水流との関連において考えると、表層土壌の特性としてとりあげる物理量は限られてくるし、またその流域内の分布も流出解析という実際的立場からは林草地と裸地とに大別することができよう。この林草地には、一般に団粒構造をした数cmないし数10cmの樹草の腐敗した表層があり、その間隙率および有効間隙率がかなり大きいので、水は重力水となって流れやすい。この表層の下部には、上方からの溶脱物質や浸透水とともに沈降した土の微粒子が沈着してある程度緻密になっている漸移帯がある。上方からの浸透水はこの漸移帯に停滞し、その下層土壌の透水性の低さとあいまって、表層土壌には浸透水が保留され、やがて重力水となって山腹表層に沿っての側方浸透性が発生することになる。

こうした表層を著者はA層とよび、中間流の主たる場を想定したわけである。

Dreibelbisは、長期にわたって、流域表面付近の土湿変化を四つの流域内の各点で測定し、土湿の変化がどのような土壌でも表面から0~12 inch(とくに0~7 inch)の間で顕著であることを発見し、活性層(Zone of major hydrologic activity)と名づけた。<sup>16)</sup> その結果は、地表面下12 inchまで(とくに0~7 inch)の間で土湿変化が著しいことを明白に示しており、その意味でDreibelbisはこの間の土壌層を活性層と名づけたわけである。なお、降雨前と降雨直後の土湿変化をも測定しているが、活性層以下の土層では土湿にほとんど変化がなく、活性層内で大きく変化することを多くの資料から見出している。以上は極めて重要な測定結果で

あって、著者が中間流出理論の基礎として想定したA層の存在を実証したものとイえる。活性層が直ちに中間流発生の原因となることはまだ疑問がある。しかし、森林地の表土は団粒構造が著るしく発達し、空隙率が大きいという観測結果を合わせ考えると少なくとも森林地の活性層はA層と考えてよく、中間流出の起因となるものと思われる。

上に述べたような土壌構造をもたない裸地では、一般に表層付近で表面に沿っての側方流れが生じにくいから、中間流出成分はごくわずかである。一般の山地流域でも、林道・透水性の低い一時的水みち・踏地・岩石の露出部分などのように、降雨発生後ただちに表面流を生じる地域もあるが、これらは流域全面積からみるとごく小さいのが普通である。たとえば有林地面積と全面積との比は、木曾川上流部流域で0.783、益田川流域で0.792、蘭川流域で0.959ということであるから、これに有草地を加えるとその割合はさらに大きいはずである。したがってほとんどの山地流域では、中間流出現象をともなった流出過程をたどるものと考えてよいであろう。

なお、中間流出現象は浸透現象とは不可分の関係であって、浸透水の一部が中間流出の供給源となり、その残部のうち土湿不足を満した以外のものが地下水の供給源となる。この両者の供給の割合は、表層土壌の構造に支配されるが、Hortonの浸透能はその定義から明らかに地下水への供給として考えるべきであろう。

## B 中間流の理論<sup>17)</sup>

### (1) 基礎方程式

本節では、上述のDreibelbisの活性層の発見にもとづいて、中間流を生ぜしめる活性層すなわちA層内の流れを理論的に説明しよう。

山地内におけるA層の透水性は数100mm/hr以上であって、極めて大きいから、初期に降った雨はすべてA層内に浸透するものと考えてよい。浸透水は不飽和的に浸透していくが漸移帯(Dreibelbisの活性層の底部)に達すると、そこで停帯保留され、やがて漸移帯に沿っての側方流れが発生する。これが中間流である。

流れは一般にDarcy則成立範囲にあると考えられるから、運動方程式と連続条件からA層内側方流れの一般化された基礎方程式は、

$$\tau \frac{\partial H}{\partial t} = \text{div} \{ k_H \text{grad} (H+z) \} + r, \quad (2-1)$$

で与えられる。

$\tau$  と  $k$  は一定かつ実山地A層内の流れの巨視的な様相は一次元的に考えてよいものと推定できるから、A層内流れの基礎方程式(2-1)は、つぎのように書き直すことができる。

$$\tau \frac{\partial H}{\partial t} = k_H \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k (\frac{\partial H}{\partial x} \sin \theta) \frac{\partial H}{\partial x} + r, \quad (2-2)$$

ここに、 $\sin \theta$  は山腹勾配、 $x$  は斜面上流端からの距離である。

(2-2)式は、放物型の偏微分方程式であって、側方流れは拡散効果を含む流れであり、A層内水深Hのある部分は無限大の速さで、ある部分は有限の速さで下流方向に伝わっていくことを意味する。

(2-2)式は非線型であるから厳密な解析解を得ることはできないが、以上のように考えると現象が拡散的伝達と輸送的伝達のどちらに大きく影響されるかを考えることによって、近似解を得ることができる。

### (2) 中間流の二つの型

輸送項と拡散項の大小を決める基準を求めるために、定常状態について考える。そうすると、



(2-2)式は、

$$dH/dx = (\sin\theta_0 \cdot H - N \cdot x) / \cos\theta \cdot H \quad (2-3)$$

となる。ここに、 $N = r_e/k$  である。

$x=0$  の原点が特異点であることは容易にわかるが、 $\cos\theta \neq 1$  とすると、(2-3)式の特性方程式から  $\beta = \sin\theta / 2\sqrt{N}$  によって二つの特異点が現われる。すなわち、

$$\beta > 1 : \text{節点}, \quad \beta < 1 : \text{渦状点}$$

さて、(2-3)式において拡散項が輸送項に比して小さく無視できるものとする、その場合の近似解  $H_1$  は、

$$H_1 = N \cdot x / \sin\theta \quad (2-4)$$

となる。逆に、この解が成り立つための条件を(2-3)式から求めると、

$$N / \sin^2\theta \ll 1$$

この条件を特異点分類の指標  $\beta$  で書き直すと、

$$1/4\beta^2 \ll 1$$

これから、 $\beta > 1$  の場合には、(3-6)式の近似解が一般的に成立することがわかる。 $\beta < 1$  の場合には、上の条件は一般には成り立たず、とくに  $\beta \rightarrow 0$  になると中間流は拡散項によって支配されることになる。

以上をまとめると、 $\beta > 1$  の場合には中間流の挙動は輸送項によってほとんど支配され、 $\beta < 1$  の場合には  $\beta$  の値によって変わるが拡散項の方が輸送項より大きいと考えてよい。

そこで、中間流をつぎの二つの型にわけておこう。

D型(拡散項卓越) :  $\beta < 1$

G型(輸送項卓越) :  $\beta > 1$

### (3) 中間流(G型)

通常の中腹斜面における中間流はG型であり、またこの型の中間流が地表面流の生起場の変化と関係が深いので、ここでは、G型の中間流の挙動について述べる。

#### (a) 第一近似解

A層内側方流れの基礎方程式(2-2)において、勾配が大きな場合には、右辺第2項( )内の  $\partial H / \partial x$  は  $\sin\theta$  に比して無視でき、

$$r \frac{\partial H}{\partial t} = kH \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} - k \sin\theta \frac{\partial H}{\partial x} + r_e \quad (2-5)$$

のように表わせる。

実山地A層内側方流れでは輸送項が卓越するものと考えてよいから、まず拡散項を無視すると(2-5)式の第一近似解  $H_1$  は、特性曲線

$$dx/dt = f \quad \text{あるいは} \quad x - x' = f(t - t') \quad (2-6)$$

の上で、

$$H_1 = \frac{1}{\gamma} \int_{t'}^t r_e(s) ds + H_1(x', t') \quad (2-7)$$

で与えられる。ここに  $f = k \sin\theta / \gamma$ 、 $x'$ 、 $t'$  は特性曲線の出発する場所的、時間的位置であり、 $H_1(x', t')$  は  $(x', t')$  における水深であるが、以下では  $H(0, t)$  および  $H(x', 0)$  は簡単のため省略することにする。

#### (b) 第2近似解(拡散効果の考慮)

前述のように、急勾配山腹斜面A層内の雨水流は(2-6)および(2-7)式の関係で

ほぼ決まるのであるが、後に述べる生起場の変化に拡散項の効果がどのように影響するか、また、山地高原部や比較的緩勾配の山腹斜面をもつ流域でのA層内流れを明確にするには拡散項を考慮した解を求めておく必要がある。

そこで第2近似解を $H_2$ として、

$$H_2 = H_1 + h \quad (2-8)$$

とおき、

$$H_1 \gg h$$

$$\frac{\partial H_1}{\partial t} = \frac{1}{r} \{ r_e(t) - r_e(t') \}, \quad \frac{\partial H_1}{\partial x} = \frac{1}{rf} r_e(t')$$

$$\frac{\partial^2 H_1}{\partial x^2} = \frac{1}{rf^2} \left( \frac{\partial r_e(t)}{\partial t} \right)_{t=t'} \quad (2-9)$$

の関係を考慮すると、拡散項の効果 $h$ に関する方程式として、(2-6)式から

$$\frac{\partial h}{\partial t} + f \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{k}{r^2} \int_{t'}^t r_e(s) ds \left\{ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} - \frac{1}{rf^2} \left( \frac{\partial r_e(t)}{\partial t} \right)_{t=t'} \right\} \quad (2-10)$$

が得られる。右辺{ }内の第1項は流出現象の純拡散を意味し、第2項は降雨強度変動の拡散過程を表わし、 $\{x - f(t - t'), t'\}$ の位置と時刻に生じた降雨変化が $(x, t)$ に与える効果を意味する。

(2-10)式を解くには $x \sim t$ 面をつぎのように二つに分けて考えるのが便利である。すなわち、原点から出発した特性曲線の到達した領域(擾乱領域,  $x - ft \leq 0$ )、到達しない領域(非擾乱領域,  $x - ft > 0$ )、の2つの領域を考えることにすると、境界条件はそれぞれの領域でつぎのように与えられよう。

$$\left. \begin{aligned} x - ft < 0; t = 0, h_1 = 0 \\ x = 0, h_1 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2-11)$$

$$\left. \begin{aligned} x - ft > 0; t = 0, h_2 = 0 \\ x = \infty, h_2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2-12)$$

ここに、添字1および2は擾乱領域と非擾乱領域での値を意味する。さらに移動境界 $x - ft = 0$ における境界条件としては、二つの領域での領域での水深が連続的に接続すると仮定すると、

$$(h_1)_{x - ft = 0} = (h_2)_{x - ft = +0} = F(t) \quad (2-13)$$

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial x} (H_1 + h_1) \right\}_{x - ft = -0} = \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (H_1 + h_2) \right\}_{x - ft = +0} \quad (2-14)$$

で与えられる。ここに、 $F(t)$ は時間の関数である。

- (i)  $x - ft \leq 0$  (擾乱領域) ; (2-10)式において、降雨変化の項 $(\partial r_e(t)/\partial t)_{t=t'}/rf^2$ の影響は $x \gg 0$ では極めて小さくなるから無視して差し支えない。このように考えると(2-10)式は、

$$\frac{\partial h_1}{\partial t} + f \frac{\partial h_1}{\partial x} = \frac{k}{r^2} \int_{t-x/f}^t r_e(s) ds \cdot \frac{\partial^2 h_1}{\partial x^2} \quad (2-15)$$

となる。これは拡散係数が時間的、空間的に変化する線型の移流型拡散方程式である。

(2-15)式において、変数変換

$$\eta = x/f\zeta, \quad \zeta = t \quad (2-16)$$

を行ない、

$h_1$  を

$$h_1 = G(\eta) J(\zeta) \quad (2-17)$$

と表わす。 $J$  は近似的には  $\zeta$  の一次関数となることが証明できるから、 $G$  のなかに  $\zeta$  の係数を含めてしまえば、(2-17) 式は

$$h_1 = G(\eta) \zeta \quad (2-18)$$

これを(2-15)式に入れて、 $G$  に関して解を求めると近似的に、

$$G(\eta) = B \eta^{\alpha+1} \exp(-\alpha \eta) \quad (2-19)$$

で表わされる。したがって、 $h_1$  は

$$h_1 = B \eta^{\alpha+1} \zeta \exp(-\alpha \eta) \quad (2-20)$$

で表わされることにより、 $\alpha$  は一定であり  $B$  は二つの領域の接続の条件で後に与えられる。

(ii)  $x-ft > 0$  (非擾乱領域)；この領域では、 $\partial H_1 / \partial x = 0$ ,  $t' = 0$  であるから  $h_2$  に関する方程式として(2-10)式から

$$\frac{\partial h_2}{\partial t} + f \frac{\partial h_2}{\partial x} = \frac{k}{r^2} \int_0^t r_e(s) ds \cdot \frac{\partial^2 h_2}{\partial x^2} \quad (2-21)$$

が得られる。これは、みかけ上拡散係数が時間的に変化する移流型拡散方程式であるが、

$$x = x - f \zeta, \quad \zeta = t \quad (2-22)$$

の変数変換を行なえば、(2-21)式は

$$\frac{\partial h_2}{\partial \zeta} = \frac{k}{r^2} R_e(\zeta) \frac{\partial^2 h_2}{\partial X^2} \quad (2-23)$$

となって、拡散係数が時間的に変化する純拡散方程式に帰着できる。ここに、 $R_e(\zeta) = \int_0^\zeta r_e(s) ds$  である。したがって、この領域での拡散効果は擾乱領域と異なって輸送項を考慮する必要がなく、純拡散過程さえ考えればよいことになる。すなわち、この領域では、擾乱領域で輸送項を含んだ拡散効果によって  $x-ft = 0$  で生じた誤差が純拡散されるわけである。(2-23)式は、さらに、

$$dT = R_e(\zeta) d\zeta \quad (2-24)$$

の時間の変換を行なうことによって、

$$\frac{\partial h_2}{\partial T} = \frac{k}{r^2} \frac{\partial^2 h_2}{\partial X^2} \quad (2-25)$$

のように変えることができ、(2-25)式の各項をラプラス変換すれば

$$s \bar{h}_2 = \frac{k}{r^2} \frac{\partial^2 \bar{h}_2}{\partial X^2} \quad (2-26)$$

となる。ここに、 $\bar{h}_2$  はラプラス変換された  $h_2$  を意味する。

これから、 $h_2$  の解は

$$h_2 = C T^{1/2} \left\{ e^{X_0^2} - \sqrt{\pi X_0} \operatorname{erfc} X_0 \right\} \quad (2-27)$$

で与えられることになる。ここに、 $X_0 = X / 2\sqrt{kT/r^2}$ ,  $\operatorname{erfc} \eta = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\eta} e^{-X_0^2} dX_0$  である。

Ⅲ) 積分常数  $B$  および  $C$  の決定;  $x - ft \geq 0$  の二つの領域で得られた拡散効果  $h_1$  と  $h_2$  とに含まれる常数  $B$  と  $C$  は、二つの領域の境界の条件 (2-13) および (2-14) 式から得られる。その間の計算過程は省略するが、両式から

$$\left. \begin{aligned} B &= \beta r_{em} \cdot e^{\alpha} / r \left( 1 + \sqrt{\frac{\pi r^2}{2 \beta r_{em} \cdot k} \cdot f} \right) \\ C &= -\sqrt{2 \beta r_{em}} / r \left( 1 + \sqrt{\frac{\pi r^2}{2 \beta r_{em}} \cdot f} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2-28)$$

となり、ここに  $\beta$  は定数である。

## 2-3 表面流<sup>18)</sup>

### A 表面流と抵抗則

流出系における表面流は、流域の山腹斜面上を流れる地表面流と河道を流下する河道流に分類される。こうした流れにおいては抵抗則が重要であるが、河道流については Manning の抵抗則が成りたつことはよく知られており、地表面流の抵抗則がとくに問題となる。

Palmer は Soil Conservation Service, Agricultural Experiment Station および Mechanical College で行なわれた資料を用いて、植物で被覆された斜面上の水深の小さな流れの抵抗則を解析している。<sup>19)</sup>

この実験では、各種の植物を繁茂させた六つの直線水路が用いられた。(水路はそれぞれ低い壁で仕切られ、底勾配と水路巾はいずれも 5% と 3 ft. とであって、水路長の記述は見当らないがかなり大きいようである)。

Palmer は、こうした水路中の流れが Manning の抵抗則に従うとして、水位、流速の測定結果から粗度係数  $n$  の値を求めた結果(ただし、これは摩擦の他に植物の形状抵抗さらには植物によって流れがバラバラに仕切られる効果をも含んでいるところから、粗度係数の代りに減退係数 (Retardance Coefficient) の名称を用いているが、その意義は Manning の意味での  $n$  と全く同等である)、植物被覆斜面上の流れは  $n$  値によって三つの型に分けられることを明らかにした。すなわち、Low flow の範囲では、流れは植物を曲げたり、あるいは完全に覆ったりしないで流れ、 $n$  値は著るしく大きい。High flow の範囲では、流れは植物を完全に覆って流れ、 $n$  値は普通の開水路での値に等しくなる。その中間の Intermediate flow の範囲では、植物が流れによって曲げられるために、 $n$  値は水深の増加とともに小さくなり、ここでは Manning の抵抗則は成立しないことを見出したのである。とくに、重要な点は、一般山地斜面上の流れとほぼ等しいと考えられる Low flow の範囲でも Manning の抵抗則が成りたち、かつそのときの  $n$  の値は普通の開水路のそれとは一桁大きいという事実である。

著者は、Palmer の実験が 5% という小勾配の水路を用いたこと、Low flow の範囲でも実験水深が地表面流よりも大きいこと、さらに水路上端から定常に水を補給した点は山腹斜面上の流れとは異なることから、人工降雨発生装置を用いて、地表面流抵抗則の解析を行なった。<sup>20)</sup> 斜面は人工的に作り、斜面被覆材料としてガラスウール、砂(平均粒径 0.62 mm と 0.36 mm の 2 種)の 3 種を用い、勾配はいずれも  $15^\circ 5'$ 、斜面長は 7.5 m (ガラスウール)、4.19 m (砂)の 2 種である。実験解析は、表面流の生起場の変化を考慮し、特性曲線法によって  $n$  値を算出するという手法をとったが、その結果は、(i) いずれの場合にも Manning の抵抗則が成りたつこと、(ii) ガラスウールの場合の  $n$  値は  $0.3 \sim 0.4$  ( $m^{-1/3} \cdot sec$ )、砂の場合の  $n$  値は平均粒径 0.62 mm、0.36 mm のそれぞれに対応して  $0.02 \sim 0.03$  ( $m^{-1/3} \cdot sec$ )  $0.01 \sim 0.02$  ( $m^{-1/3} \cdot sec$ ) となり、被

覆表面の構造が  $n$  値に大きく影響することを指摘した。

## B 表面流の伝播に関する基礎方程式

表面流の運動の場は流域であって、その特性として重要なものは、重力の効果を表わす勾配と摩擦効果を表わす粗度とである。流域は斜面と流路の二つの場から構成されているが、それぞれの場の特性、ことに粗度がいちじるしく異なる。

以上の立場に立って、斜面および河道の二つの流れの場について、それぞれにおける流れの水理機構を考察しよう。まず、一般断面流路において、時間的に変動する横からの流入がある場合、流れが等流に近いものと仮定すれば、運動方程式と連続式はそれぞれつぎのように表わされる。<sup>21)</sup>

$$A = f_n(Q) = KQ^p \quad (2-29)$$

$$\partial A / \partial t + \partial Q / \partial x = q(t) \quad (2-30)$$

ここに、 $A$  は流水断面積、 $Q$  は流量、 $q(t)$  は流路単位長当りの横から流入量（時間の任意関数）、 $x$  は距離、 $t$  は時間であって、流れが Manning の抵抗法則にしたがうものとする、

$$K = \{ n (\sin \theta)^{-1/2} K_1^{-2/3} \}, \quad p = 3 / (2n + 3)$$

である。この場合、 $n$  は流路の粗度係数、 $\sin \theta$  は流路の勾配、 $K_1$  および  $s$  は径深  $R$  と流水断面面積  $A$  との関係が  $R = K_1 A^s$  とおけるとした場合の常数である。

(2-29) および (2-30) 式から、特性方程式として

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dA/dQ} = \frac{dQ}{q(t)} \quad (2-31)$$

ば与えられ、さらに (2-29) 式を用いて変形すれば、

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{pKQ^{p-1}} = \frac{dQ}{q(t)} \quad (2-32)$$

となる。したがって、(2-31) および (2-32) 式から、特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dQ}{dA} = \frac{Q^{1-p}}{pK} \quad (2-33)$$

の上で、次式が成立することになる。

$$Q = \left\{ \int_{\tau}^t q(t) dt / K \right\}^{1/p} + Q(\xi, \tau), \quad Q = \int_{\xi}^x q(t) dx + Q(\xi, \tau) \quad (2-34)$$

ここに、 $Q(\xi, \tau)$  は流量の初期および境界条件を示すもので、特性曲線の出発する場所的、時間的位置  $\xi, \tau$  における流量を表わしている。

いま、(2-34) 式を (2-33) 式に入れたら、特性曲線の微分方程式として、

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{pK} \left[ \left\{ \int_{\tau}^t q(t) dt / K \right\}^{1/p} + Q(\xi, \tau) \right]^{1-p/p} \quad (2-35)$$

がえられ、これを積分してつぎの特性曲線式が導かれる。

$$x = \frac{1}{pK} \int_{\tau}^t ds \left[ \left\{ \int_{\tau}^s q(s) ds / K \right\} + Q(\xi, \tau) \right]^{1-p/p} + \xi \quad (2-36)$$

(2-34)、(2-36) の両式を数学的に説明すれば、 $Q \sim x \sim t$  の三次元空間において、解あるいは積分曲面に含まれる曲線を  $x \sim t$  面に投影したものが特性曲線式 (2-36) であり、したがってこの上で (2-34) 式という  $Q$  の関係が成立するのである。なお、 $Q$  の一般解は、(2-31) および (2-32) 式から独立な二つの第一積分を求めることによって、

$$Q = F \left[ Q - \left\{ \int q(t) dt / K \right\}^{1/p}, \quad x - (1/pK) \int Q^{1-p} dt \right] = 0$$

で表わされる任意関数である。

### C 表面流の伝播速度

ここでいう伝播時間は、降雨という流入によって生じた擾乱の伝播についてであって、水粒子そのものの伝播についてはない。物理的には、一種の波動の移行として理解できよう。

二次元流において、流れがManningの抵抗法則に従うとし、かつ横からの流思入が運動状態におよぼす影響を無視すれば、雨水擾乱の伝播速度  $dx/dt$  と平均流速  $u$  の間には、

$$dx/dt = 5u/3$$

の関係があり、流れがChezyの抵抗法則に従うとすれば、上式の右辺は  $3u/2$  となる。一方、(2-33)式から

$$dx/dt = dQ/dA$$

をうるが、これは洪水流頂部の伝播速度を表わすKleitz-Seddonの法則と形式的に一致する。ここでいう擾乱の伝播は、横から流入のない有提部における洪水流の伝播とは多少意義を異にするが、大体において似たものと考えてよい。しかし数学的にはその意義は明確であって、 $dx/dt$  は(2-29)および(2-30)式からえられる積分曲面  $Q$  に含まれる曲線を  $x-t$  面に投影して求めた特性曲線の接線であり、また前節で求めた特性曲線式(2-36)式の上で(2-34)式が成立して、流量が関係づけられるのであるから、流出関係という雨水の流達時間という概念は、ここでいう擾乱の伝播時間という意味で考えられなければならない。したがってRichardあるいはZochなどが流達時間を流速から定義づけているのは、妥当なものとは考えられない。こうした意味で以下に述べる伝播時間は、水理学的な意義での雨水の流達時間を表現するものである。

### D 地表面流

#### (1) 地表面流の伝播

(2-36)および(2-34)式を変形すると、地表面流についてつぎのような関係が得られる。すなわち、特性曲線

$$x - \xi = \frac{1}{P_0 K_0} \int_{\tau}^t ds \left[ \int_{\tau}^s r_e dz / K_0 + q_0(\xi, \tau)^{P_0} \right]^{1/P_0 - 1} \quad (2-37)$$

の上で、

$$q_0 = \left[ \int_{\tau}^t r_e dt / K_0 + q_0(\xi, \tau) \right]^{1/P_0} \text{ あるいは } q_0 = \int_{\xi}^x r_e dx + q_0(\xi, \tau) \quad (2-38)$$

ここに、 $(\xi, \tau)$  は  $x-t$  面で特性曲線の出発する場所的、時間的位置、 $q_0(\xi, \tau)$  は点  $(\xi, \tau)$  における流量である。

また、 $q_0$  は単位幅当たりの流量、 $r_e = r - i$  で過剰降雨、 $x$  は距離、 $t$  は時間であって、流れがManningの抵抗則にしたがうものとする、

$$K_0 = (n_0 / \sqrt{\sin \theta_0})^{P_0}$$

で、 $n_0$  はManningの粗度係数、 $\sin \theta_0$  は斜面こう配、 $P_0$  は0.6である。前述の実験結果によると、 $n_0$  の値は、裸地面あるいは斜面上に分布する一時的水みちでは  $0.01 \sim 0.03$  ( $m^{-1/3} \cdot \text{sec}$ )、植成面上では  $0.3 \sim 0.4$  ( $m^{-1/3} \cdot \text{sec}$ ) 程度である。

#### (2) 地表面流の伝播時間

山腹斜面上流端から距離  $x$  までの地表面流の伝播時間  $t - \tau$  は(2-37)式から、

$$P_0 \times K_0^{1/P_0} = \int_{\tau}^t ds \left[ \int_{\tau}^t r_e(z) dz \right]^{1/P_0 - 1} \quad (2-39)$$

で表わされる。ここでいう伝播時間は、降雨という流入によって生じた擾乱の伝播についてであって、流速によるものではない。

斜面上の流れは、降雨がある場合とない場合とで機構が違うから、両者についてそれぞれ述べておこう。

(a) 伝播時間中に降雨が常にある場合

$$t_0 = t - \tau = K_0 L_0^{P_0} / r_{tm}^{1-P_0} \quad (2-40)$$

ここに、 $L_0$  は山腹斜面長、 $r_{tm}$  は時間  $(t - \tau)$  内の平均過剰降雨強度、 $r_{tm} = \frac{1}{t - \tau} \int_{\tau}^t r_e dt$  /  $(t - \tau)$  である。

(b) 伝播時間中に降雨が終った場合

$$(t_d - \tau)^{1/P_0 - 1} [(t - t_d) + P_0 (t_d - \tau)] = P_0 L_0 K_0^{1/P_0} / r_{um}^{1/P_0 - 1} \quad (2-41)$$

ここに、 $t_d$  は降雨終了時刻、 $r_{um}$  は時間  $(t_d - \tau)$  内の平均過剰降雨強度、 $r_{um} = \frac{1}{t_d - \tau} \int_{\tau}^{t_d} r_e dt$  /  $(t_d - \tau)$  である。

(c) 注意

以上の地表面流に関する説明は、中間流の介在しない場合のものである。流出系においては、地表面流は中間流との関連を考えなくてはならない。その場合(2-37)と(2-38)式における  $(\xi, \tau)$  が問題となり、また(2-37)から(2-41)式における過剰降雨強度  $r_e$  は有効降雨強度  $r_f$  に変える必要がある。

## E 河道流

中間流、地表面流および地下水流が河道に流入して河道流となる。ここでは、流出系における部分系のバランスを考えて流れは等流と仮定し、また、単河道(流域内に分布する河道網の中の合流点をもたない河道区分)を対象とする。

このようにすると、単河道の上流端から下流端までの区間の伝播時間  $t_c = (t - \tau)$  と、斜面からの流入流量  $q(t)$ 、河道上流端からの流入流量  $Q(0, \tau)$ 、および単河道特性の間に(2-34)および(2-36)式が成り立ち、これから、

$$P_c L_c K_c = \int_{\tau}^t ds \left[ \left\{ \int_{\tau}^s q(z) dz / K_c \right\} + Q(0, \tau) \right]^{1/P_c} P_c - 1 \quad (2-42)$$

の関係を導く。ここに、 $L_c$  は単河道長、 $P_c = 3/(2s+3)$ 、 $K_c = (n_c \cdot K_1^{-2/3} \sqrt{\sin \theta_c})^{P_c}$ 、 $n_c$  と  $\sin \theta_c$  は河道の粗度係数とこう配であり、 $K_1, Z$  は径深を  $R = K_1 A^Z$  ( $A$  は河道の流水断面積)とおいたときの係数および指数である。

(2-42)式は、河道内における雨水の伝播状態が  $q(t)$  と  $Q(0, \tau)$  の二つの動的な量に支配されることを意味するが、このままでは  $t_c$  を陽の形で表示できない。そこで、つぎの二つの場合について述べておく。

(a) (2-42)式右辺第1項が第2項に比して大きい場合 ( $Q(0, \tau)$  を無視できる場合)。

$$t_c = K_c L_c^{P_c} / q_m^{1-P_c} \quad (2-43)$$

にに、 $q_m = \frac{1}{t_L} \int_{\tau}^t q(t) dt$

(b) (2-42)式右辺第1項が第2項に比して小さい場合 ( $q(t)$  を無視できる場合)。

$$t_c = P_c L_c K_c Q(0, \tau)^{P_c - 1} \quad (2-44)$$

なお、有堤部長区間の河道内洪水を対象とする場合は、通常の洪水追跡法を用いるべきである。

### 第3章 洪水流出のモデルとその解析

#### 3-1 流出現象の生起場<sup>22)</sup>

##### A 中間流出の生起場

A層をもつ流域では、直接流出の基底は中間流出である。Dreibelbisの活生層がA層と同等すなわちかならず中間流出の起因となることはまだ疑問がある。ただ、(i) 活性層がA層を含むこと。(ii) 森林地の活性層はA層と同等の意味をもつことは、森林地あるいは植成地のSmall plotにおける多くの観測結果からほとんど疑いないことは確かであろう。

ついで問題となるのは、山腹斜面におけるA層の平面的分布構造である。山腹斜面には普通一時的な雨水流下の水筋すなわち水みちが存在し、それは踏地、林道等を含むが主なものA層が雨水流によって浸食剝奪されたガリである。A層の平面的な分布構造は、こうした水みちの分布によって規制される。水みちの分布は複雑であるが、つぎのような前提はおけるであろう。

(i) 水みちの平均的な流下方向はA層内の雨水の主流の方向とほぼ同一である。(ii) 水みちの面積は、一般山地では流域面積の10%以内である。(iii) 水みちのA層表面からの深さは平均的にはA層厚 $D$ とほぼ同一であるものと考えてよい。(iv) 水みちの分布は特殊の地形、あるいは植成分布に特定の隔りがある場合を除けばほぼ一様と考えられる。

中間流出には、A層に一旦保留された雨水が水みちへ浸出し、それが水みちを流下するものと、A層内を流れて直接豁谷や河道に流入するものとの二つがある。前者を水みち生起場、後者を末端生起場とよべば、中間流出の生起場 $F_i$ は、

$$F_i = F_{i1} + F_{i2} \quad (3-1)$$

で表わされ、添字1と2はそれぞれ水みち生起場、末端生起場を意味する。前者は、水みち流下の際に非線型効果をうけ、後者はA層内の流れがDarcy則に従うときには線型であって、両者の性格は異なる。

$F_{i2}$ と $F_{i1}$ の大きさを比較するために、その比をとれば、

$$F_{i2}/F_{i1} = 1/\beta n_c L_d \quad (3-2)$$

で表わされる。ここに $\beta$ は一流域では一定であって1より小さいが、ほぼ1に近い値、 $n_c$ は河道に沿う水みちの数密度で $L_d$ は水みちの平均流下長である。普通の森林山地では、 $n_c L_d \gg 1$ であるから中間流出の生起場は $F_{i1}$ すなわち水みちの生起場が中間流出生起場の主体を占めるものと考えられ、これから中間流出も非線型効果を考慮する必要があるといえよう。ただ、A層が山腹斜面を緊密に覆って水みちの数が少ない場合( $n_c L_d \leq 1$ )の場合には $F_{i1} \leq F_{i2}$ となって中間流出が線型性をもつようになり、出水機構が簡明になるかあるいは線型、非線型の効果がほぼ等しくなって出水機構がかえって複雑になるかのいずれかになる。

##### B 表面流出の生起場

###### (1) 表面流出の生起条件

A層内への降雨補給がある限度以上になると、A層のある部分は飽和され、A層表面に雨水流が発生する。これが表面流出である。A層内水深 $H$ がA層厚 $D$ を越えるときが、その生起条件であるから、(2-6)と(2-7)式から、

$$\gamma H = R_e(t_0) - R_e\left(t_0 - \frac{\xi_0}{f}\right) \geq \gamma D, \quad \xi_0 \leq L \quad (3-3)$$





水の子知に際して極めて重要であるが、その判定は図解法によって容易であることを指摘しておく。

b) 解析的な方法

図解法による表面流出生起場の算定方法は、出水過程を機構的に解明する際には重要であるが、出水解析法と関連しては生起場の変化過程を解析的に表現することが便利である。

0 ~  $\xi_0$  間のA層内水面形は(2-7)式から直線近似が可能となり、それとA層内雨水の連続条件から、 $\xi_0$ は

$$\xi_0 = \frac{1}{\varphi(t)} \left\{ \int_{t_0}^t b \varphi(s) ds + \xi_0 \right\} \quad (3-5)$$

で表わされる。ここに、 $\varphi(t) = \exp \left( - \int_{t_0}^t a dt \right)$ 、 $a = 2(1/\tau D)(r + \bar{r}_a)$ 、 $b = 2(1/\tau D)\{\bar{r}_a + i\}L$ である。

以上、表面流出の生起場とその算定法について述べたが、表面流出発生時にもA層から水みちへの浸出すなわち中間流出が生じていることはもちろんであって、その場合中間流出の生起場は $\xi_0$ の変化に従うであろう。ただ、 $(L - \xi_0)$ では水みちへの浸出は最大となって一定であり、 $\xi_0$ の変化がそれほど急激でないことを考えれば、表面流出発生後の中間流出はほぼ一定であって、 $\xi_0$ とともに降雨の時間変動の影響が直接ひびく表面流出とは著しく異なる。なお、中間流出と表面流出は、運動機構的に弱い結合関係にあって表面流出生起時においては両者の重ね合せができることを指摘しておこう。

c) 直接流出の消失とてい減特性

降雨が終了すると直接流出の消失が始まる。消失過程は、前述までの降雨中の生起場の変化過程とちがって、多くの因子がほぼ同じ程度の効果をもって作用するため、実は極めて複雑である。しかし、消失過程は、(i)降雨の影響がほとんどないところから流域の諸特性の推定を容易にすること、(ii)消失の途中でつぎの降雨があったとき、その降雨にもとづく出水の主要な境界条件になるという点でその説明は重要である。

(1) 表面流出の消失過程

表面流出の消失は、生起場の消失と表面流流下による消失の二つの原因にもとづく。

ところで、前述のように表面流の流下速度は $\xi_0$ の増加に比して大きいから、生起場は保存されていても、表面流は速やかに流下消失する。以上のような考察から、降雨終了の $t_d$ 時刻に表面流生起場があった場合、対象地点における表面流出の消失時刻 $t_1$ は、 $L - \xi_0(t_d)$ に $\bar{r}_a$ の降雨補給をうける表面流の特性曲線が到達対象地点に達する時刻と考えられる。また $t_1 - t_d$ 間の流量てい減曲線は、 $t_d - \tau_d$ ( $\tau_d$ は $t_d$ に対象地点に達する表面流特性曲線の出発時間)間の降雨 $r$ の時間分布の影響をうけるから、この間のてい減性状は流域個有の特性だけに支配されるわけではなく、かつ $t_1 - t_d$ 間では $r = 0$ であるから、そのてい減は極めて急速である。

(2) 中間流出の消失過程<sup>23)</sup>

表面流出の消失時刻 $t_1$ ( $t_d$ 時刻に表面流出生起場がない場合 $t_d$ )以後の出水は降雨補給をうけないA層雨水の水みち浸出による中間流出成分だけであって、そのてい減性状は $t \leq t_1$ におけるそれとは著しく異なる。とくに重要なのは $t \geq t_1$ では(i)出水はA層からの水みちへの浸出によるから、A層保留の効果によってその流量てい減曲線が $t < t_1$ に比して極めてゆるやかであり、 $t_1$ で折点が生ずること、(ii)また、降雨条件の影響が弱いから、そのてい減性

状は流域固有の重要な特性、 $r_D$ ,  $L/f$  および  $\bar{r}_a$  を推定する基礎となる点である。

ある時刻における中間流出発生場の総面積を  $F$  とすれば、 $F$  は A 層内貯留水深  $H_m$  あるいは A 層内貯留量  $S = rA(1-\delta)H_m$  に比例するものと考えて差し支えないであろう。ここに、 $\delta$  は水みち面積比  $A_d/A$  であって、 $A_d$  は水みち面積、 $r$  は A 層の有効空隙率である。したがって、

$$F = \alpha H_m = \beta S \quad (3-6)$$

であって、 $\alpha$  および  $\beta$  は流域固有の定数である。流域全体の A 層から水みちへの浸出強度は  $r_h F$  であり、また雨水は浸透能  $i$  で表層底から浸透するから、 $S$  に関する連続条件は、

$$dS/dt = -r_h F - A(1-\delta)i \quad (3-7)$$

で与えられる。

$r_h$  は A 層の透水性によって決まり、また、 $\beta$ ,  $\delta$  も流域固有の値と考えてよい。したがって (3-6) および (3-7) 式からは、 $S$  は、

$$S = \left\{ S(t_0) - A(1-\delta) \int_{t_0}^t i e^{\beta r_h (s-t_0)} ds \right\} e^{-\beta r_h (t-t_0)} \quad (3-8)$$

で表わされる。ここに、 $t_0$  は中間流出期間中の任意時刻である。流量てい減部付近における浸透能  $i$  は、一般に一定値である最終浸透能  $i_c$  に等しいと考えてよく、そうすれば、(3-8) 式はつぎのようになる。

$$S = \left\{ S(t_0) + A(1-\delta) i_c / \beta r_h \right\} e^{-\beta r_h (t-t_0)} - A(1-\delta) i_c / \beta r_h \quad (3-9)$$

つぎに、河道流下の影響を無視すれば、観測点における流量てい減部の中間流出流量  $Q_2$  は、

$$Q_2 = r_h F_m - A \delta i_c \quad (3-10)$$

で表わされ、 $F_m$  は水みち流下時間内における  $F$  の平均である。 $F_m$  は (3-6) 式から

$$F_m = \beta S_m \quad (3-11)$$

で表わされ、 $S_m$  は水みち流下時間内における平均 A 層貯留量である。すなわち、

$$S_m = \int_{\tau}^t S ds / (t-\tau) \quad (3-12)$$

であり、ここに、 $t-\tau$  は水みち流下時間の流域代表値であって、 $\tau$  は水みち上流端で擾乱が始まる出発時刻である。(3-9) および (3-12) 式から、

$$S_m = \frac{1}{\beta r_h} \left\{ S(t_1) + A(1-\delta) i_c / \beta r_h \right\} \left( \frac{e^{\beta r_h (t-\tau)} - 1}{t-\tau} \right) e^{-\beta r_h (t-t_1)} - A(1-\delta) i_c / \beta r_h \quad (3-13)$$

となる。ここに、 $t_1$  は表面流出が終って中間流出が卓越し始める時刻で、表面流出が生起しないような中小出水の場合は降雨終了時刻  $t_d$  であり、 $S(t_1)$  は時刻  $t_1$  における表層内貯留量である。

(3-10), (3-11) および (3-13) 式から、 $Q_2$  は結局

$$Q_2 = \left\{ S(t_1) + A(1-\delta) i_c / \beta r_h \right\} \left( \frac{e^{\beta r_h (t-\tau)} - 1}{t-\tau} \right) e^{-\beta r_h (t-t_1)} - (1-\delta + \beta r_h \delta) A i_c \quad (3-14)$$

で表わされることになる。水みち流下時間  $t-\tau$  は、水みちにおける雨水の流れが Manning

の抵抗則に従うとすると、(2-40)式から

$$t-\tau = KL_d^p / \{ (r_h F_m / A \delta) - i_c \}^{1-P} = KL_d^p (A \delta)^{1-P} / Q_2^{1-P} \quad (3-15)$$

で表わされる。

さて、(3-15)式からわかるように、 $t-\tau$ は $Q_2$ の0.4乗に逆比例的な関係にあるが、その変化は小さい。また、(3-14)式中の $\{ e^{\beta r_h (t-\tau)} - 1 \} / (t-\tau)$ の項は、分子と分母はともに $t-\tau$ の増加関数であり、また $\beta r_h$ は後に述べるように0.05(1/hr)程度の値であるから、分子は $t-\tau$ に比例して増加すると考えて差し支えない。これと $t-\tau$ の変化が小さいということから、

$\{ e^{\beta r_h (t-\tau)} - 1 \} / (t-\tau)$ は一流域においてほぼ一定値とみることができる。このことから、中間流出のてい減部曲線は指数関数的な減少過程をたどると考えることができ、 $\beta r_h$ を一流域において一定値と考えれば、そのてい減特性は一流域においては降雨条件にかかわらず一定となることになる。

つぎに、てい減指数 $\beta r_h$ の意義について考えよう。まず、 $\beta$ は(3-6)式から、

$$\beta = F / AT (1-\delta) H_m \quad (3-16)$$

となる。 $F$ は水みちの平均流下長 $L_d$ に水みちの数 $N$ をかけた水みち総延長の2倍に $H_m$ を乗じたものとしてよいであろう。このように考えると、 $\beta$ は

$$\beta = 2 L_d N / AT (1-\delta) \quad (3-17)$$

で表わされるから、水みちの平均流下長 $L_d$ 、水みちの数密度 $N/A$ 、有効空隙率 $\tau$ および水みち面積比 $\delta$ といった山腹斜面内の水みちの分布特性を表わすものといえる。つぎに、流域全体の平面的な平均中間流出強度 $\bar{r}_h$ は、

$$\bar{r}_h = F r_h / A \quad (3-18)$$

で表わされるから、上式と(3-16)式とから、

$$\beta r_h = \bar{r}_h / (1-\delta) \tau H_m \quad (3-19)$$

となる。 $r_h$ は表層の透水性によって決まる値であって、ほぼ一定と考えてよいから、(3-19)式から $\bar{r}_h / H_m =$ 一定の関係が得られる。これから、 $H_m$ が最大値 $D$ のときには最大値 $\bar{r}_a$ となり、

$$\bar{r}_h / H_m = \bar{r}_a / D \quad (3-20)$$

となる。(3-19)式と(3-30)式から、中間流出期のてい減指数 $\lambda_2$ は、結局

$$\lambda_2 = \beta r_h = \bar{r}_a / (1-\delta) \tau D \quad (3-21)$$

で表わされることになる。これは、 $\lambda_2$ が水みち分布特性の $\beta$ とA層の透水性の指標 $r_h$ 、いいかえれば、水みち面積比 $\delta$ 、みかけのA層厚 $\tau D$ および単位面積当りの中間流出の最大強度 $\bar{r}_a$ を総合的に表現することを意味し、流出解析上基本的な役割を果たすものである。

流量てい減記録があれば、 $\lambda_2$ は容易に算定できるが、 $\delta$ 、 $\bar{r}_a$ 、 $\tau D$ を決めるにはなお二つの関係が必要である。そこでこうした量の決定には、つぎのような近似的取り扱いをとることにする。すなわち、中間流出が終り地下水流出が卓越し始める時刻 $t_2$ では、表層内貯留量 $S$ は0と考えてよい。また、大出水のてい減部の記録があれば、表面流出が終る時刻で折曲点が現われるが、この時刻では表層は近似的に飽和されていると仮定する。

このように考えると、(3-9)式で  $t_0 = t_1$ ,  $t = t_2$  とおけば  $S(t_2) = 0$ ,  $S(t_1) / A = \tau D$ ,  $\delta = 0$  であるから、近似的に、

$$\tau D = \{ e^{\lambda_2 (t_2 - t_1)} - 1 \} i_c / \lambda_2 \quad (3-22)$$

となり、最終浸透能  $i_c$  と流量てい減記録があれば、 $\tau D$  の値が算定できることになる。しかし、この関係を用いるときには、降雨の終了部分ができるだけ急激で明確な記録を用いた方がよい。こうして、 $\tau D$  が求められると、(3-21)式から、

$$\bar{r}_a = (1 - \delta) \lambda_2 \tau D \quad (3-23)$$

として  $\bar{r}_a$  が求められるが、 $\delta$  は普通の山地流域では 0.1 より小さいから、 $\delta = 0$  として  $\bar{r}_a$  を算定してもそれほど大きな誤りはない。

以上の結果を利用すれば、実際の流量てい減記録から A 層特性の推定ができる。

### 3-2 有効降雨と置換有効降雨

#### A 有効降雨

有効降雨は、地表面流に実質的に供給される雨水をいう。

こうした定義は水理学的に明確であるとともに、従来の有効降雨強度に関するあいまいな扱いあるいは有効降雨強度と過剰降雨強度との混同などをさけることができる。前述した流出現象の生起場と有効降雨とは、A 層系と地表面系の相互関係によって生じるもっとも基本的な因子である。

上の定義にしたがえば、有効降雨強度  $r_f$  はつぎのようである。

- (1) A 層をもたない山腹斜面

$$r_f = r_e \quad (3-24)$$

- (2) A 層をもつ山腹斜面

- (a) 地表面流が発生しない場合 (中間流出)

地表面流は、山腹斜面に分布する一時的なみちにしかならない。また、 $r_f$  は A 層内飽和部から地表面流に供給される雨水の浸出強度である。したがって、 $r_f$  は一時的なみちの分布に応じて線状に分布するが流出解析の便宜上、流域面積全体にわたって面積平均をとると、単位面積当たりの  $r_f$  は、

$$r_f = (A_e r_h + A_0 r_e) / A \quad (3-25)$$

で表わされる。ここに、 $A_e = 2NL_d H$  で、 $r_h$  は A 層飽和部から一時的なみちへの雨水の浸出、 $A_0$  は一時的なみちの総面積、 $A$  は流域面積である。

なお、 $A_e$  は中間流が D 型の場合には、時間だけの関数であるが、G 型の場合には、 $H$  が流下方向に沿って変化するから、 $r_f$  は斜面距離の関数でもある。

また、通常の山地では右辺 1 項が 2 項に比して十分大きいから

$$r_f = A_e r_h \quad A^{-1} = \bar{T}_h \quad (3-26)$$

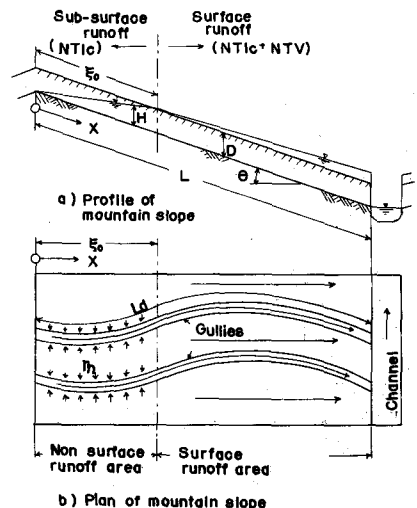


図 3-2 表面流出の生起場

としてよい。bar は面積平均を示す。

(b) 地表面流が発生する場合 (表面流出)

降雨量が大きくなって、 $H \leq D$  が満足されなくなると、A層表面に地表面流が発生する。その模様は図3-2のようである。この場合には、表面流出生起場では、

$$r_f = \bar{r}_a + r_e \quad (3-27)$$

であり、ここに、 $\bar{r}_a = (\bar{r}_h)_{\max}$

B 置換有効降雨

表面流出が発生する場合は、生起場  $F$  が降雨条件によって時間とともに変化する。こうした事情は、実際の流出解析に当って不便である。そこで、表面流出の生起場を一定すなわち流域面積  $A$  とし、一定値である  $\bar{r}_a$  を変動量  $r_v$  に変換した方が便利である。この変換は、変動場  $F$  と一定場  $A$  の両者において同一時刻に同一流量を生じさせるという条件を満足させればよい。この条件は、(2-3) および (2-28) 式の地表面流伝播式から (ただし、式中に含まれる  $r_e$  を  $r_f$  として)、ピーク流量の付近で  $r_v$  をつぎのようにおけば近似的に満足させることができる。

$$r_v = \bar{r}_a - L_r (r_e + \bar{r}_a) \quad (3-28)$$

ここに、 $L_r = \xi_0 / L$  であって、表面流非発生場の無次元指標である。

このようにして、表面流出が発生するときには、有効降雨  $r_f$  をつぎに示す  $r_f^*$  におきかえれば、 $F = A$  とおいたピーク流量とその時刻を推定することができる。

$$r_f^* = r_e + r_v \quad (3-29)$$

なお、大出水のピーク付近では、 $r_f^*$  は観測降雨  $r$  に近づくことを指摘しておこう。

3-3 洪水流出過程における変換系とその特性<sup>24)</sup>

A 流出過程と変換系

流出現象は stochastic であり、降雨から流量への変換は確率変換の集団を構成する。したがって、この変換集団は非決定論的であるが、同時に時間、空間についての集団平均としてのある規則性あるいは巨視的な意味での法則をもっている。

さて、ある対象地点の直接流出の流量の時間変化  $dQ_e/dt$  は、一般につぎのような非線形汎関数の形で表わされよう。

$$\frac{dQ_e^m}{dt} = \varphi \left[ 1 \cdot \left\{ r_f(t) - \frac{dt^*}{dt} r_f(t^*) \right\} e \right] \quad (3-30)$$

汎関数  $\varphi [ \ ]$  は式 (2-34) および (2-36) から導くことができるが、これは現時刻の流量の時間変化に及ぼすある有限時間 ( $t - t^*$ ) 内の有効降雨強度  $r_f$  の影響を示している。有限時間間隔は、地表面流の非線形性と直接流出の生起場の変化特性によって時間とともに変動する。この時間間隔の時間変化特性は、後述するように流出過程の基本的な性状の解明に際して極めて重要である。その特性は、表面流と生起場に関する考察からつぎのように表わされる。

$$\frac{dt^*}{dt} = 1 - \frac{d}{dt} \left\{ 1/A (L-x^*(t^*))^m \int_{t^*}^t r_f(s) ds / (t-t^*)^{m-1} \right\} \quad (3-31)$$

この関係、 $dt^*/dt$  を“おくれ変化関数”と名づけておこう。

さて、上の二つの式の  $m$ ,  $I$  および  $t^*$ ,  $x^*$  はつぎのようである。

表面流出:  $m \rightarrow P$ ,  $I \rightarrow 1/K$ ,  $t^* \rightarrow \tau_0$ ,  $x^* \rightarrow \xi_0$

$$\text{中間流出} \begin{cases} d \cdot L_d \gg 1 : m \rightarrow P, I \rightarrow 1/K, t^* \rightarrow \tau, x^* \rightarrow \xi \\ d \cdot L_d \ll 1 : m \rightarrow 1, I \rightarrow f, t^* \rightarrow t', x^* \rightarrow x' \end{cases} \quad (3-32)$$

## B 特価変換系

数学的な表現を用いることにすると、ある状態または降雨  $r_e$  のような量から他の状態または流量  $Q_e$  のような量への変換系は、一般につぎのような微差分方程式で表わされる。

$$\sum_{i=0}^N a_i d^i Q_e / dt^i = q \left[ \sum_{i=0}^{N-1} b_i d^i r_e / dt^i, \sum_{i=0}^{N-1} \sum_{j=0}^n c_i \frac{d^i r_e (t-t_j)}{dt^i} t \right] \quad (3-33)$$

$$0 \leq t_0 < t_1 \cdots < t_j < t_{j+1} \cdots < t_n$$

ここに、 $N$  と  $n$  は系のおくれの次数を示すものであり、 $a_i$ ,  $b_i$  および  $c_i$  は係数、 $t-t_j$  は時間区間である。変換系の主な性格は、係数  $a_i$ ,  $b_i$  および  $c_i$  と  $t_{j+1}-t_j$  の性質に支配され、力学的な意味でつぎの四つの等価系に分類される。

(i) 線形時間不変系 (L T I)

$$a_i, b_i, c_i \text{ および } t_{j+1} - t_j = \text{const.}$$

(ii) 線形時間変化系 (L T V)

$$a_i, b_i, c_i \text{ または } t_{j+1} - t_j = f_n(t)$$

(iii) 非線形時間不変系 (N T I)

$$a_i, b_i, c_i \text{ または } t_{j+1} - t_j = f_n(Q_e, d^m Q_e / dt^m)$$

(iv) 非線形時間変化系 (N T V)

$$a_i, b_i, c_i \text{ または } t_{j+1} - t_j = f_n(Q_e, d^m Q_e / dt^m, t)$$

N T I および N T V における微係数の階数  $m$  は 0 を含む常数である。

この分類は、出水過程における準決定論的扱いにおいても適当であり、物理的には系の構造が、(i) 時間とともに変化するか (L T V, N T V) しないか (L T I, N T I)。 (ii) 降雨強度のような input に影響されるか (N T I, N T V) されないか (L T I, L T V) として理解できる。

上のように分類された四つの等価変換系構造はそれぞれ本質的に異なるから、出水過程の力学的性状の把握は、流域特性と降雨条件によって定まる等価変換系の分類とその特性の解明から出発すべきである。

出水過程は主として中間流と地表面流の二つの機構に支配され、その結果三つの等価な変換系が現われる。表 3-1 は、流出の等価変換系に関する以上の考察にもとづいて、A 層と変換系の関係をまとめたものである。

表 3-1 の意味はつぎのようである。i)  $x^*$  が 0 または一定のときにはシステムは時間不変 (time invariant),  $x^*$  が時間の関数であるときは時間変化 (time variant) である。F は流出の生起場面積で、 $L_r = \xi_0 / L_0$  である。ii) 3-4 B で述べたように表面流出は  $m = P$ , であって非線形である。また、中間流出の場合には、斜面上のガリ密度が大きい場合 ( $d \cdot L_d \gg 1$ ) には  $m \geq P_0$  で非線形型、小さい場合 ( $d \cdot L_d \ll 1$ ) には  $m = 1$  で線形であり、これを一括して、N T I<sub>c</sub> (G 型の場合) としたが、非線形の次数は低く、準線形としてよい ((3-31) 式右辺第

2項の絶対値は1よりかなり小さい)。なお、添字“C”の意味は $r_f$ が場所的に変化することを意味している。

表3-1 等価変換系

A layer	type of subsurface flow	Occurrence area	effective rainfall intensity	transformation system
D=0	D type	$x_0^* = 0 \quad F=A$	$r_f = r_e$	NTI
		$x_0^* = 0 \quad F=A$	$r_f = \bar{r}_h = f_n(t)$	$NTI \cong LTI$
		$x_0^* = 0 \quad F \neq A$	$r_f = \bar{r}_a + r_e$	NTI
D>0	G type	$x_0^* = 0 \quad F=A$	$r_f = \bar{r}_h = f_n(r, t)$	$NTI_c \cong LTI$
		$x_0^* = f_n(t, r),$ $F = (1-L_r)A$	$r_f = \bar{r}_a + r_e$	NTV

C 流出のパターン

表3-1に示したように、三つの等価変換系の存在によって、流出過程には表3-2に示すような三つの基本的流出パターンが考えられる。表3-2で $Q$ の添字“e”、“i”および“s”はそれぞれ直接流出、中間流出および表面流出を意味する。NTV系が現われるときには常に $NTI_c$ 系をとともなうから、表3-2にそれを( $NTI_c + NTV$ )の形で表現しておいた。なお、 $NTI_c$ とNTVの二つの系の構造は中間流を介在として相互に関連するが、その関連の仕方はほぼ線形と考えてよいから、二つの系の相互関係を留意するかぎり( )内の+の付号は数値的な意味をもつものと考えて差し支えない。

表3-2 変換系と流出のパターン

transformation system		runoff pattern
NTI	$\xi_0(\tau) = 0, \quad F = A, \quad Q_e = Q_s$	NTI
$NTI_c$	$\xi_0(\tau) = 0, \quad F = A, \quad Q_e = Q_i$	$NTI_c$
$NTI_c \rightarrow (NTI_c + NTV)$	$\xi_0(\tau) = 0, \quad F = A, \quad Q_e = Q_i \text{ (for } NTI_c)$	$NTI_c \sim NTV$
$\rightarrow NTI_c \dots \rightarrow NTI_c$	$\xi_0(\tau) = f_n(t, r), \quad F = (1-L_r(\tau))A, \quad Q_e = Q_s \text{ (for } NTV)$	

図3-3は等価変換系と流出のパターンの関係を示したものである。出水過程はどのような降雨条件流域条件でも常に図の実線で囲まれた領域にある。点線で囲まれた領域(LTI)は、たとえば単位図法のように系が線形時間不変であるとする仮説にたつ出水解析法の成立範囲を示すが、前述したところからそのような系は現実には存在しない。

A層をもたない流域( $D=0$ )のパターンはNTIであり、その力学的性状は比較的簡単である。しかし、通常の山地では $D>0$ であることは前節で述べたところから明らかである。

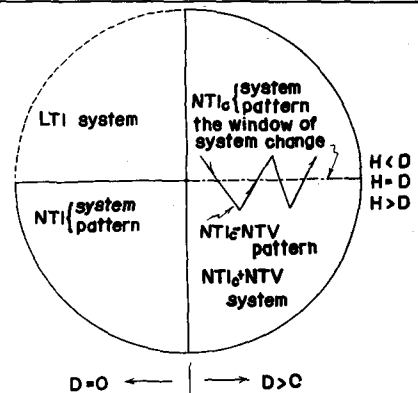


図3-3 等価変換系と流出のパターンの関係



このような流域での出水過程は複雑であり、その解明に際して等価系の導入とパターン認識は大きな役割を果たす。もし、系の移転条件(3-4)式が満足されないときは、系もパターンも共に  $NTI_c$  である。しかし、転移条件が満足されるときは、パターンは  $NTI_c \sim NTV$  となって、系は  $NTI_c \rightarrow (NTI_c + NTV) \dots \rightarrow NTV_c$  と転移し、矢印は系転移を意味する(図3-3)。したがって、図の破線は、いわば“系転移の窓”といえよう。

“窓”の数、時間的位置、大きさ等は出水形態に大きく影響し、とくに大洪水の場合には重要である。また、“窓”の以上の因子は対象出水期間中の降雨条件だけでなく、初期損失にもかなり強く影響されるから、対象出水が年間の季節的位置、もっと厳密にいえばどのような気象条件と植成条件のもとで生ずるか、あるいは対象出水とそれ以前の出水との間隔によってどのように影響されるか(蒸発散の問題)ということ考慮に入れねばならない。

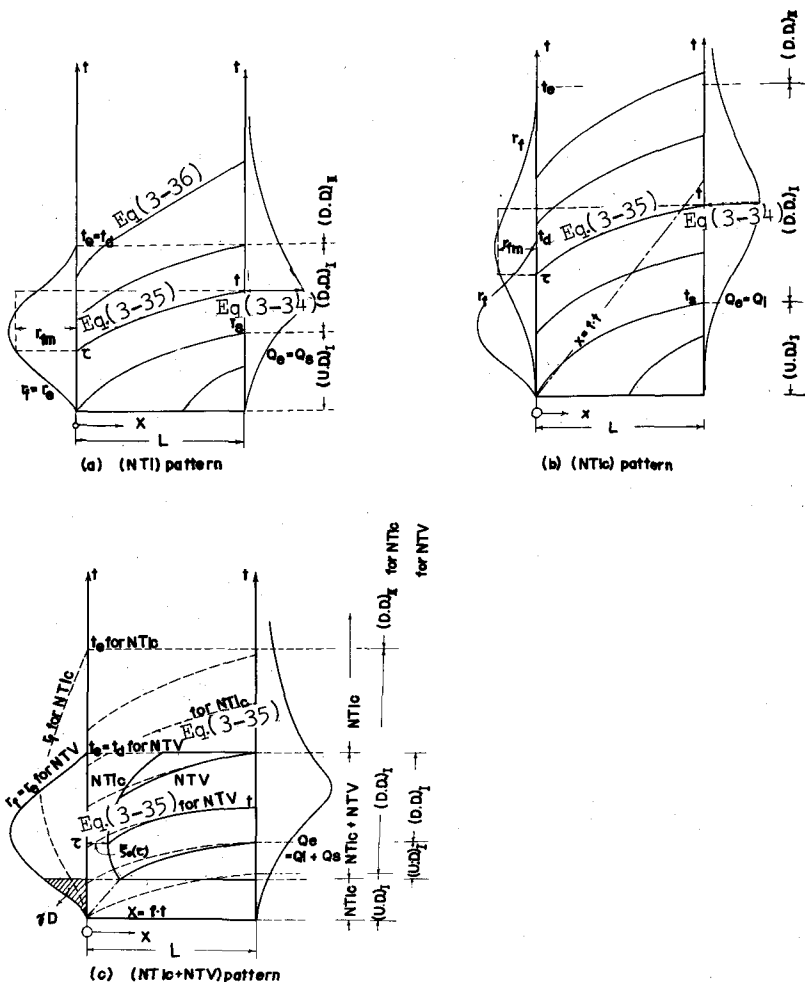


図3-4 流出の各パターンにおける変換系の特性

このように考えると、それぞれの系の雨水擾乱の伝播時間( $t - t^*$ )を変換オペレータとしての時間のおくれとすることができる。なぜなら、 $x \sim t$ 特性面における任意時刻、任意位置の流量が( $t - t^*$ )によって  $r_f$  から算定できるからである。すなわち、ある点の直接流出流量  $Q_c$  は、 $T_c = t - t^*$  とおいて、(3-30)式から

$$Q_e = (F/T_e) \int_{T_e} r_f dt \quad (3-34)$$

と表現できる。したがって、 $T_e$  の変換オペレータとしての意義は明白である。

つぎに、時間おくれの性格についてくわしく説明しよう。流量（水位）観測点の経過時間は、斜面上流端からの雨水擾乱が観測点に到達するかしないかでまず二つの時間区間に分けられる。前者を擾乱域（D.D），後者を非擾乱域（U.D）と定義しよう、（U.D）と（D.D）は、 $r_f$  が雨水擾乱中常に保給されるかされないかによって、それぞれさらに二つの時間区間に分割される。前者には添字“Ⅰ”，後者には添字“Ⅱ”をつけることにする。

（U.D）と（D.D）の境界時刻を  $t_s$  とおき、 $r_f$  の終了時刻を  $t_e$  とすると、 $t$  とそれに対応する  $t^*$  との関係はつぎのようになる。

$$t \leq t_s, (U.D)_I \text{ または } (U.D)_{II}; t^* = 0 \quad (3-35)$$

$$t_s < t \leq t_e, (D.D)_I; t - t^* = K \{ L - x^*(t^*) \}^m / r_{em}^{1-m} \quad (3-36)$$

$$t_e < t, (D.D)_{II}; (t_e - t^*)^{1/m} \{ (t - t_e) + m(t_e - t^*) \} = mK^{2/m} \{ L - x^*(t^*) \} / r_{fm}^{1/m-1} \quad (3-37)$$

ここに、 $r_{em} = \int_{t^*}^t r_f dt / (t - t^*)$ 、 $r_{fm} = \int_{t^*}^t r_f dt / (t_e - t^*)$  である。また、上の各式における時間原点は、各変換系の発生時刻にとらねがならない。図3-4は各パターンの変換過程を示したものである。

### 3-4 流出パターンの特性と最大流量

変換系の構造を表現するもっとも重要な要素が時間おくれであることは前述したとおりである。したがって、各流出パターンの特性の把握はそれぞれの時間おくれの性格を検討することによって可能である。この観点から、本節では流出パターンの特性、とくに非線形特性と最大流量について概説する。

#### A 非線形特性

出水過程の非線形性は、変換演算子である  $T_e$  の時間的变化の大きさに依存するが、これは(3-31)式によって定義したおくれ変化関数  $dt^*/dt$  の特性を検討すればよい。

対象地点での出水の全時間区間において、おくれ変化関数が常に0であれば、雨水流の伝播速度は一定であって変換系は線形時間不変である。もしそうであれば、単位図法のように出水系が時間不変であるという仮定にたつ出水解析法は簡便さからいっても極めて有効である。しかし、現実の出水系は線形ではない。したがって、出水過程の非線形特性の把握は雨水流出の理解に際して基本的な意義をもつ。とくに、このことは河道での局所的な貯留効果やその他の原因による非線形特性の緩和が期待できない小流域では重要である。おくれ変化関数の時間的变化が大きくなればなるほど非線形性は大きくなり、その結果出水解析の方法も複雑にならざるを得ない。

NTIパターンの非線形特性は地表面流の非線形特性のみに依存する。この場合有効降雨  $r_f$  は過剰降雨  $r_e$  に等しいから系への入力には偏平化されず、その時間変動はNTIのパターンのそれに比較して大きい。さらに変換系NTIをもつような流域での地表面積の粗度は通常かなり小さいから、おくれ変化関数の時間変化は一層大きくなり、非線形特性は極めて強くなる。以上の理由によって、こうした出水が著るしく激甚になるわけである。

A層をもつ流域では、降雨条件に応じてNTI<sub>c</sub> またはNTI<sub>e</sub> ~NTVパターンが生ずる。NTI<sub>c</sub>パターンの場合には、降雨が一旦A層に保留されるために、有効降雨の時間的変動が小さ

くなる。すなわち時間的に偏平化されるから出水の非線形特性はみかけ上弱くなる。

$NTI_c \sim NTV$  パターンに対応する変換系は、 $NTI_c$  から  $(NTI_c + NTV)$  またはその逆に転移する。したがって、 $NTI_c \sim NTV$  パターンの場合には地表面流の非線形性と系転移にもとづく非線形効果の二つの非線形特性を考慮しなければならない。 $(NTI_c + NTV)$  系に対応する表面流生起場の指標  $t_p$  の変動は出水過程における非線形効果を一層助長するから出水の形態は系転移の窓で急激に変化する。このため、 $NTI_c \sim NTV$  パターンの出水では系転移による非線形特性がとくに重要である。

## B 最大流量とその到達時間

ここでは、最大流量とそのおくれおよび両者の関係について検討してみよう。

3-3 に述べたところから、対象地点の最大流量の時刻  $t_p$  は、時間区間  $(D, D)_I$  が生ずる場合にはその内部になければならないことが容易にわかる。 $(D, D)_I$  が生じない場合には、 $t_p$  は  $(U, D)_{II}$  内にくるが、この場合は河道における雨水の位置のエネルギーが  $(U, D)_{II}$  と  $(D, D)_{II}$  の境界時刻で通常最大になるから、 $t_p$  もこの境界時刻であると考えてよかるう。

$NTI_c$  または  $NTI_c \sim NTV$  パターンでは  $r_f$  の性格によって常に  $(D, D)_I$  が生ずるから、最大流量の時刻は前者の場合に属する。後者のような場合は、 $NTI$  パターンでまれに生ずることがあり、Snyder 以前に定義されていた最大流量おくれの指標としての集中時間 (concentration time; 流域最遠点から対象地点までの雨水の到達時間) の意義はこの場合にしか適切でない。

さて、 $NTI_c \sim NTV$  パターンの  $t_p$  は  $(NTI_c + NTV)$  系の  $(D, D)_I$  にくるが、表面流の生起場  $F$  が時間とともに変化するため、このままでは一般的な形でそれ以上のことは記述できない。実際的な出水解析の立場からは、表面流の生起場を一定すなわち流域面積  $A$  とし、有効降雨  $r_f$  の一要素でありかつ一定値である  $\bar{r}_a$  を変動量  $r_o$  に変換した方が便利である。この変換は 3-2 B に述べたところから、つぎのように表わされる。

$$r_o = \bar{r}_a - L_r (r_f + \bar{r}_a) \quad (3-38)$$

$NTI_c \sim NTV$  パターンでは、有効降雨  $r_f$  をつぎに示す置換有効降雨  $r_f^*$  におきかえれば、 $F = A$  とおいて最大流量の時刻を容易に推定することができる。

$$r_f^* = r_o + \bar{r}_a \quad (3-39)$$

こうした有効降雨の置き換えは、 $NTI_c$  に対しても可能である。その理由は、 $NTV$  系における表面流生起場の変動が、 $NTI_c$  系における  $A$  層内飽和部のそれと物理的に同等の意味をもつことによる。 $L_r$  は、3-1 B(2)からつぎのように近似的に表わすことができる。

$$L_r = \varphi(t)^{-1} \left( \int_0^t b \varphi(s) ds \right) \quad (3-40)$$

ここに、 $\varphi(t) = \exp(-\int_0^t a dt)$ 、 $a = 2(1/\tau_D)(r + \bar{r}_a)$ 、 $b = 2(1/\tau_D)(\bar{r}_a + i)$  である。

以上のような置換有効降雨  $r_f^*$  に関する取り扱いが厳密ではないけれども、時間的に任意な分布をもつ降雨からの出水を解析する際に実用的であるという面とともに、その欠点がある程度理論的に指摘できて将来改良の方向が予測できるという点から有効であるといえよう。流域の特性値である  $\bar{r}_a$  と  $\tau_D$  の値は、中間流出のてい減曲線の水理学的な解析によって 3-1 C に述べたように可観測量で表現することができる。

式(2-37)および(2-38)の  $r_o$  の代りに置換有効降雨  $r_f^*$  を入れれば、 $(D, D)_I$  内の最大流量の発生条件はつぎようになる。

$$(dT_c/dt)_{t=t_p} = 0 \quad (3-41)$$

これから、最大流量を発生する特性曲線の出発時刻  $\tau_p$  と到達時刻  $t_p$  の関係は

$$r_f^*(\tau_p) = r_f^*(t_p) \quad (3-42)$$

で与えられる。

式(3-38)～(3-41)の関係を用いれば、一コの降雨記録とそれに対応する流量曲線があれば最大流量の到達時間  $t_{pc}$  は容易に求められる。

また、これが求められれば、(3-36)式によって

$$\left. \begin{aligned} t_{pc} &= KLP/r_{mp}^{1-\rho} \\ r_{mp} &= \int_{t_{pc}} r_f^* dt/t_{pc} \end{aligned} \right\} \quad (3-43)$$

であるから、他のどのような降雨条件(ただし(D.D)<sub>I</sub>を生起する)に対しても  $t_{pc}$  とその間の平均置換有効降雨強度  $r_{mp}$  との関係が普遍的に表現できることになる。ただし、前述したようにNTI<sub>c</sub>系と(NTI<sub>c</sub>+NTV)系に対応する  $L_r$  は異なるから、ある流域の  $t_{pc} \sim r_{mp}$  関係のすべてを知るためには、一コの流量てい減曲線とNTI<sub>c</sub>系および(NTI<sub>c</sub>+NTV)系の最大流量(最大水位でもよい)の生起時刻  $t_p$  が必要である。なお、ある出水がNTI<sub>c</sub>とNTI<sub>c</sub>~NTVのどちらのパターンに属するかの一つの判定法は、 $r_{mp}$  と  $\bar{r}_a$  を比較すればよく、

$$\begin{aligned} r_{mp} < \bar{r}_a &: \text{NTI}_c \text{ パターン} \\ r_{mp} > \bar{r}_a &: \text{NTI}_c \sim \text{NTV} \text{ パターン} \end{aligned}$$

である。また、 $r_{mp} = \bar{r}_a$  付近で  $t_{pc} \sim r_{mp}$  関係が不連続になることは容易に推察できよう。

直接流出の最大流量  $Q_{ep}$  は

$$Q_{ep} = r_{mp} A \quad (3-44)$$

で与えられる。

系がNTIの流域で、しかも最大流量が(U.D)<sub>II</sub>にくる降雨条件のときには、(3-37)式で  $\tau=0$  および  $\xi_0=0$  とおけば、 $t_p$  は

$$t_p = \rho LK^{1/\rho}/R_e (t_d)^{1/\rho-1} + (1-\rho)t_d \quad (3-45)$$

で与えられ、ここに、 $t_d$  は過剰降雨の終了時刻である。最大流量は、最終浸透能を無視すれば

$$Q_{ep} = AR_e(t_d)/t_d \quad (3-46)$$

である。

## 第 4 章 長期流出系のモデルとその解析

### 4-1 年損失降水

一流域における年間の水収支は、

$$L_y = E_y - C_y = P_y - R_y \quad (4-1)$$

で与えられ、ここに  $L_y$ : 年損失降水量,  $E_y$ : 年蒸発散量,  $C_y$ : 年凝結量,  $P_y$ : 年降水量,  $R_y$ : 年流出量である。

建設省土木研究所が、各地方建設局、北海道開発局に依頼し、昭和36年から同44年までの8年間にわたって、わが国の各河川(対象地点121か所、集水面積178,000 Km<sup>2</sup>)の年降水量  $P_y$  と年流出量  $R_y$  の関係を調査した結果<sup>25)</sup>から次のような指摘ができる。

① 水収支関係は、年流出率でみるより年損失量でみる方がよい。② 年損失量は全国平均で500mm、九州、瀬戸内で600mm、北海道では400mmとなる。③ 積雪地方では、現在の資料を用いるかぎり年損失量はこれらの例より著しく小さく、年流出率は1に近い。④ 年降水量が少ないほど年損失量が多くなる傾向がある。

### 4-2 自然てい減曲線

流出流量のてい減曲線は、もっとも単純な形としては、

$$Q = Q_0 \cdot e^{-ct} \quad (4-2)$$

で与えられる。ここに、 $Q$ : 時刻  $t = t$  における流量,  $Q_0$ : 時刻  $t = 0$  における流量,  $t$ : 時間,  $c$ : てい減係数

降水時に流域の地表面に貯留された表面流出が終了して、流出が表土層中の水分や地下水の浸出によってかん養されている状態における流出流量の時間曲線を自然てい減曲線と言う。こうした流出量てい減特性は、各河川流域の中間流出および地下水流出の特性と機構を間接的に表現するものとして重要視され、また、自然てい減曲線が各河川流域において得られれば、無降雨時の低水流量推定の指針となることから実用的にも意味がある。

式(4-2)は自然てい減曲線の一つの基本形を示したものであるが、自然てい減曲線が常にこのような単純な関数形で表わされるとは限らない。これに関連したいくつかの参考式を次に示す。

1) Horton (ホルトン) の式<sup>26)</sup>

$$Q = Q_0 \cdot e^{-c \cdot t^n} \quad (4-3)$$

$$Q = \sum Q(t) \cdot e^{-d(j) \cdot t} \quad (4-4)$$

ここに、 $c$ ,  $c(t)$ ,  $n$  は常数である。式(4-3)は、式(4-2)を修正したもので、式(4-4)は式(4-2)の合成形と考えたものである。

2) 大久保の式<sup>27)</sup>

大久保は最大流量日より  $i$  日目の流量を  $Q_i$  としたとき次式が成立することを見出し、流出量を雨水粒子の偶然和とすると、これが Polya-Eggenberger の式に導けるところからこの式の有用性を提唱した。

$$i \frac{Q_i}{Q_{i-1}} = a + b(i-1) \quad (4-5)$$

ここに  $a$ ,  $b$  は常数であって、天竜川、大井川で  $a=0.6 \sim 0.9$ ,  $b \leq 1.0$  を得ている。

3) 高木の式<sup>28)</sup>

地下水流出が、被圧流出  $Q_c$  および不圧流出  $Q_u$  の両成分からなるものとして次式を示した。

$$Q_c = Q_{c0} \cdot e^{-\alpha t} \tag{4-6}$$

$$Q_u = Q_{u0} / (at + 1)^2$$

ここに、 $Q_{c0}$ 、 $Q_{u0}$  はそれぞれ両成分の初期流量、 $\alpha$  と  $a$  は流域固有の定数である。

4-3 長期流出のモデルと解析

A 線形貯水池モデル

$$Q(t) = \int_0^{t \leq t_0} u(t-\tau) \cdot R(\tau) d\tau \tag{4-7}$$

$$u(t) = \frac{1}{K \Gamma(n)} \left( \frac{t^{n-1}}{K} \right) \cdot e^{-i_1 K} \tag{4-8}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{D1} - M_{E1} &= nK \\ M_{D2} - M_{E2} &= n(n+1)K^2 + 2nKM_{E1} \end{aligned} \right\} \tag{4-9}$$

ここに、 $Q(t)$ :時刻  $t$  における流量、 $t_0$ :有効降雨の継続時間、 $R(\tau)$ :有効降雨強度、 $u(t)$ :瞬間単位図、 $K$ :貯留係数、 $n$ :貯水池の数、 $\Gamma(n)$ :ガンマ関数、 $M_{D1}$ と $M_{D2}$ :それぞれ時間原点のまわりの流量曲線の一次積率と二次積率、 $M_{E1}$ と $M_{E2}$ :それぞれ時間原点のまわりの有効降雨曲線の一次積率と二次積率である。

式(4-7)は、入出力の変換系が線形であるときの基本式であり、この式に含まれる瞬間単位図  $u(t)$  IUH は、どのようなモデルを採用するかにより異なる。ここでは Nash<sup>29)</sup> の提案したものを式(4-8)に示した。これは流域を貯留係数  $K$  の等しい  $n$  個の線形貯水池が直列に並んだものと同等とみたモデルである。これと類似のモデルとして Diskin<sup>30)</sup> は、二個の直列貯水池群が並列したモデルすなわち式(4-8)の和の形式を、Dooge<sup>31)</sup> は、線形貯水池間に線形水路を組み込んだモデルについて考慮している。

表現形式は若干異なるが非線形性をとり入れた改良方法に菅原のタンクモデルがある。菅原がわが国の約30地点に対して、日流出高(mm/day)を解析した結果は次のようである。<sup>32)</sup>

- ① 図4-1のように直列4段のタンクで表現でき、各部の係数は図示の範囲にあるものが多い。
- ② 上記の係数の値は、下の段タンクほど統一的であるが、上段など地域特性がでている。
- ③ 上段は洪水流出を表わすので流出孔の数および高さが河川ごとに変化する。
- ④ 計算は、入力としての雨は日雨量(mm/day)として最上段のタンクに入れるが、降雨のない日には、皿型蒸発計の資料を考慮して推定した月ごとに一定の日蒸発量(mm/day)を最上段のタンクから差引く。もし最上段のタンクに水がなければ次段のタンクから差引く。このようにして、横孔から出る水の総計が長期流出高  $q$  (mm/day) を、各底孔から出る水が下段タンクへの補給を与えることになる。なお、図4-1では、 $h$  をタンク底からの水深(mm)とし、 $q = \lambda(h - h_0)$  と

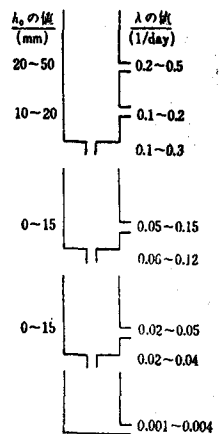


図4-1

したときの係数  $\lambda$  (1/day) およびタンク底からの孔の高さ  $h_0$  (mm) の範囲を示している。

貯留関数法はこうした貯水池の直列、並列和を考えるかわりに貯留量と流出量の関係を非線形形式で表わした一つの一般的表示と見られる。さて、このようなモデルは、もともと直接流出すなわち洪水を対象として開発されたものであるが、モデルが線形形式であるから、むしろ中間流出と地下水流出の二成分からなる長期流出の解析に有用である。したがって、 $n$ 、 $K$  を定める式(4-9)は中程度以下の降水流出資料を用いるべきである。 $n$ 、 $K$  が定まれば単位関  $u(i)$  が求まるから、後は単位関法の手順により流出量を算定すればよい。

B 情報論的モデル<sup>33)</sup>

$$Q_t(i) = \sum_{\ell=0}^m h(\ell) R_t(i-\ell) \quad (4-10)$$

$$\varphi_{RQ}(\tau) = \sum_{\ell=0}^m h(\ell) \varphi_{RR}(\tau-R) \quad (4-11)$$

$$\left. \begin{aligned} R_t(i) &= R(i) - L(i) && : (\text{降雨期}) \\ &= S(i) && : (\text{融雪期}) \end{aligned} \right\} \quad (4-12)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_t(i) &= Q(i) - N_Q(i) && : (\text{降雨期}) \\ &= Q(i) && : (\text{融雪期}) \end{aligned} \right\} \quad (4-13)$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{RR}(\tau) &= \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n R_t(i) R_t(i+\tau) \\ \varphi_{RQ}(\tau) &= \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n R_t(i) Q_t(i+\tau) \end{aligned} \right\} \quad (4-14)$$

ここに、 $Q_t(i)$  : 表面流出成分  $N_Q(i)$  を除いた  $i$  日流量、 $R_t(i)$  : 置換日降水量、 $h(\ell)$  : 統計的単位関、 $\varphi_{RR}(\tau)$  :  $R_t$  の自己相関々数、 $\varphi_{RQ}(\tau)$  :  $R_t$  と  $Q_t$  の相互相関々数、 $m$  : 降水が流量に影響を及ぼす日数、 $n$  : 対象期間の日数、 $R(i)$  : 実測日降水量、 $Q(i)$  : 実測日流量、 $L(i)$  : 長期流出量の対象外降水量で次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} L(i) &= I(i) && : w \leq w_c \\ &= N_R(i) = R(i) - \gamma D && : w = w_s \\ &= 0 && : w_c < w < w_s \end{aligned} \right\} \quad (4-15)$$

ただし、 $I(i)$  : 初期損失量、 $N_R(i)$  : 表面流出となる降水量、 $\gamma$  : 表層土の有効間隙率、 $D$  : 表層土の厚さ、 $w$  : 表層土の含水比、 $w_c$  : 毛管飽和含水比、 $S(i)$  : 融雪流出量で積雪水深  $S_s(i)$  と積雪層融雪流出量 ( $M_T + M_R$ ) の両者の小さい取をとる。

$$M_T + M_R = C \gamma D T(i) + R(i) T(i) / 80 \quad (4-16)$$

ただし、 $M_T$ 、 $M_R$  : 気温および降雨による融雪高、 $C$  : 比例定数、 $T(i)$  : 日平均気温

式(4-10)は式(4-7)を離散形式で表わしたものであるが、前述Aのモデルと異なる点は単位関  $h(\ell)$  を最小自乗法すなわちWiener-Hopfの最適応答関数推定法を適用して統計的に求めようとする点である。一般に流出現象は概念的に表面流出、中間流出および地下水流出に分類され、表面流出には非線形要素が強く見られることが知られているから、こうした単位関法を適用するには、降水、流出系列に含まれる非線形要素を巧妙に除去する必要がある。その実用法が高棹らによって式(4-12)~(4-16)のように提案された。すなわち式(4-12)は長期流出成分となる降水量の抽出法を示し、式(4-15)は降雨期における具体的な算定法

を示す。この式は  $w \leq w_c$  のときは初期損失が考慮され、 $w_c < w < w_s$  のときは  $R(i)$  が、 $w = w_s$  のときは  $r_D$  が長期流出成分になることを意味している。 $r_D$  は表層土に含みうる最大雨水量であって、3-1Cに述べたように次のように推定できる。

$$r_D = \{ e^{-\lambda_2 (t_2 - t_1)} \dots \} i_c / \lambda_2 \quad (4-17)$$

ここに、 $\lambda_2$  は中間流出成分のてい減係数、 $i_c$  は最終浸透能、 $t_1$ 、 $t_2$  はそれぞれ表面流出および中間流出終了時刻である。

一方、式(4-13)は流出量記録上で対象とする長期流出成分の推定法を示す。この式で表面流出成分  $N_Q(i)$  は具体的には次のように推定される。

$$\left. \begin{aligned} N_Q(i) &= 0 && : Q(i) \leq \bar{r}_a A \\ &= Q(i) - r_A && : Q(i) \geq \bar{r}_a A \end{aligned} \right\} \quad (4-18)$$

ここに、 $A$  : 流域面積、 $\bar{r}_a = \lambda_2 r_D$  : 中間流出最大強度

式(4-11)による  $h(k)$  の推定にあたっては、一水年を適当な季節別に、少なくとも降雨期と降雪期に分割して検討することが望ましいが、一般に降雨系列は特定の季節を除くとほとんど無自己相関系列とみなしうる場合が少なくない。そこで、 $h(i)$  を次のように推定する実用的簡便法も高棹らによって提案されている。

$$h(i) = \{ \varphi_{RQ}(i) - (\bar{R}_t)^2 \sum_{k=0}^m h(k) \} / \{ \varphi_{RR}(0) - (\bar{R}_t)^2 \} \quad (4-19)$$

ただし、 $\bar{R}_t$  : 対象期間内置換日降水量の平均値

### C 補給能モデル<sup>34)</sup>

$$Q = f_0 [1 - e^{-c(t-t_0)}] + Q_0 e^{-ct} \quad (4-20)$$

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-bt} \quad (4-21)$$

$$\left. \begin{aligned} f_G &= 0 && : t < t_0 \quad (w < w_c) \\ &= f_c A && : t_0 \leq t \leq t_f \quad (w \geq w_c) \end{aligned} \right\} \quad (4-22)$$

$$\left. \begin{aligned} f_0 &= \frac{f_u - f_c}{W(w_s - w_h)} (E_p + f_c) t + f_c && : w \geq w_c \\ f_0 &= (f_u - f_*) \cdot e^{-kT} && : w \leq w_c \end{aligned} \right\} \quad (4-23)$$

$$k = E_p / V_E, \quad V_E = W(w_c - w_h)$$

ここに、 $Q$  : 地下水流出流量、 $Q_0$  : 降雨開始時刻の地下水流出量、 $c$  : 地下水流出のてい減係数、 $A$  : 流域面積、 $f$  : 降雨期間中の補給能(浸透能)、 $f_0$  : 初期補給能、 $f_c$  : 最終補給能、 $b = (f_u - f_c) / W(w_s - w_h)$ 、 $w$  : 表土層含水比、 $w_s$  : 飽和含水比、 $w_h$  : 吸着係数、 $w_c$  : 毛管飽和含水比、 $f_u$  : 上限補給能、 $f_c$  : 降雨終了時刻の補給能、 $f_*$  :  $w = w_c$  のときの補給能、 $t$  : 式(4-20)および式(4-21)では降雨開始時刻よりの時間、式(4-23)では降雨終了時刻よりの時間、 $T$  : 降雨終了後  $w = w_c$  ( $f = f_*$ ) を原点としての時間、 $t_0$  : 降雨開始後  $w = w_c$  になる時刻、 $t_f$  : 降雨が終了して  $w = w_c$  になる時刻、 $E_p$  : 蒸発散能、 $W$  : 蒸発、補給能に關与する表土層の単位面積柱体重量

このモデルは、角屋らが山地小流域河川の地下流出解析に適用したものである。モデルの基本的な考え方は、Horton(ホルトン)の浸透能の概念を地下水への補給能のそれにおきかえ、それ



を地下水流出の解析に関連づけたものである。補給能の概念は、石原<sup>35)</sup>らの損失能の概念と表裏をなすものであるが、地下水流出の解析と関連づけるべく若干の改良が加えられている。また、地下水流出流量と地下水貯留量との間には1次比例の関係をおいている。

まず、式(4-20)は、地下水流出流量関係を示したもので、右辺第1項は一降雨による増分、第2項はそれ以前の降雨補給による地下水流出流量を意味する。式(4-21)は、いわゆるHortonの浸透能の式であって、これを降雨期間中の補給能としている。式(4-23)は、降雨終了後の補給能の回復曲線である。これら三つの関係式が補給能モデルの基本である。それに含まれる各定数は実測のハイドログラフと降雨記録を用いて求められる。

#### 参 考 文 献

- 1) Nash, J.: The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph, Intern. Assoc. Sei. Hydrology, Pub. 45, Vol. 3, 1957.
- 2) Dooge, J. C. I.: A General Theory of the Unit Hydrograph, J. Geophys. Res., Vol. 64, No. 1, 1959.
- 3) Eagleson, P. S.: Flood Forecasting Networks, 土木学会関西支部での講演, 1967, 6, 14.
- 4) Amococho, J., and G. T. Orlob: Nonlinear Analysis of Hydrologic System, Univ. Calif. Water Resources Center, Contribution No. 40, 1961
- 5) Jacoby S. L. S.: A Mathematical Model for Nonlinear Hydrologic Systems, J. Geophys. Res., Vol. 71, No. 20, 1966.
- 6) Crawford, N. H., and R. K. Linsley: The Synthesis of Continuous Streamflow Hydrographs on a Digital Computer, Dept. of Civ. Eng., Stanford Univ., 1962.
- 7) David, R. D., and T. O. Donnel: Mathematical Models of Catchment Behavior, J. Hy. 4, Proc. ASCE, 1965.
- 8) Edson, C. G.: Parameters for relating Unit Hydrographs to Watershed Characteristics, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 32, 1951.
- 9) 菅原正己, 丸山文行: 雨量から流量を予知する方法について, 水文諸量の予知に関する研究論文集, 昭36.
- 10) 木村俊晃: 貯留関数による洪水流出の追跡法とその河川計画への応用に関する研究, 昭36.
- 11) 農林省林業試験場: 森林理水試験地報告, 昭36.
- 12) Thornthwaite, C. W., and others: Report of the Committee on Transpiration and Evaporation, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 25, 1945.
- 13) 前出11)
- 14) Horton, R. E.: Analysis of Runoff-Plat Experiments with Varying Infiltration-Capacity, Trans. Am. Geophys. Unions, Vol. 20, 1939.
- 15) 石原藤次郎, 田中要三, 金丸昭治: わが国における単位図の特性について, 土木学会誌, 第41巻, 第3号, 昭31.
- 16) Dreibelbis, F. R.: Some Aspects of Watershed Hydrology as Determined from Soil Moisture Data, Journal of Geophys. Vol. 67, No. 9, 1962.

- 17) 高棹琢馬：出水現象の生記場とその変化過程，京大防災研究所年報，第6号，和38。
- 18) 石原藤次郎，高棹琢馬：単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，第60号，別冊(3-3)，昭34。
- 19) Palmer, V. J.: Retardance Coefficient for Low Flow in Channels Lined with Vegetation, Trans. Amer. Geophys. Union, 1946.
- 20) 高棹琢馬，岸本貞夫：雨水流出の実験的研究，京大防災研究所年報，第4号，昭36。
- 21) 岩垣雄一，末石富太郎：横から一様な流入のある開水路の不定流について，土木学会誌，第39巻，第11号，昭29。
- 22) 高棹琢馬：出水現象の生起場とその変化過程，京大防災研究所年報，第6号，昭38。
- 23) 石原藤次郎，石原安雄，高棹琢馬，頼千元：由良川の出水特性に関する研究，京大防災研究所年報，第5号A，昭37。
- 24) 石原藤次郎，高棹琢馬：洪水流出過程の変換系について，京大防災研究所年報，第7号，昭39。
- 25) 建設省土木研究所：利水計画における流況把握の研究第23回建設省技術研究発表会，昭44年11月。
- 26) Linsley and others: Applied Hydrology, McGraw-Hill pp 396.
- 27) 大久保辰雄，河川の流出機構について，電力気象連絡会彙報，第二輯，第二巻，第一号。
- 28) 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，昭41。
- 29) 前出1)
- 30) Diskin, M. H.: A Basic Study of the Linearity of the Rainfall-Runoff Process in Watersheds, Ph. D. Thesis Univ. Illinois, 1964.
- 31) 前出2)
- 32) 科学技術庁資源調査会：水資源の循環機構に関する調査報告，昭和44年1月28日資源調査報告47号。
- 33) 高棹琢馬・池淵周一：長期間流出機構の情報論的研究，京大防災研年報 第12号，昭44。
- 34) 角屋睦・豊国永次・犬達俊夫：山地小流域河川の低水解析(2)，京大防災研究所年報，第10号B，昭42。
- 35) 前出15)