

洪水流出の解析

第1章 概 説

流域に雨が降ると河川の水が増し、旱天が続くと次第に減っていくことはだれでも知っている。しかし、地面に降った雨水がどのような挙動をしどこを流れてくるか、また旱天時の河水が流域内のどこから供給されるかということになるとなかなかむずかしい問題である。流出解析という言葉はかなりあいまいに使われているが、流域における降雨と河道における流出量との間の関係を解析することであると定義すると、流出解析は雨水に関連して流域の内部で起こっているいろいろの現象のあるがままの姿を正しく理解することからはじまるといえる。

さて、流出現象は地球上における水の循環の一過程であり、河川流域という極めて複雑な場における自然現象である。したがって、他の多くの自然現象と同様に、多くの測定、観測並びに観察によってえられる経験の集積によってはじめて現象を正しく理解することが可能になるといえよう。従来から流出現象を理解するために多くの観測や観察が行なわれてきたが、現象の場としての河川流域の面積がかなり広く、そのうえ地被、地質、斜面こう配、河道配列などが地域的に複雑に変化していることなどのために、未だ満足すべき結論に達していない。

したがって、流出解析について詳細な説明をすることが困難な問題も少なくないが、以下においてはできるだけ正しい現象理解のうえにたって流出解析という課題を考えてみたいと思う。

さて、近代的な流出解析の端緒となったものは、1932年 L.K. Sherman によって提案された単位図法である¹⁾。これは降雨の時間的分布とハイドログラフを結びつけた画期的な手法であって、今日においても有効に利用されている。しかし単位図法では流出現象の内部機構を解析することは困難である。流出現象の内部機構まで立ち入ってできるだけ忠実に解析するようになったのは R.E. Horton に負うところが多い。すなわち、1933年浸透能という概念を明確にし²⁾、いわゆる浸透法を提案するとともに、雨水の流下現象に関して多くの研究を行ない、この方面における近代水文学の基礎を築いたといっても過言ではない。

その後、多くの研究者によって研究が進められ、1949年 R.K. Linsley らによって“Applied Hydrology”が出版され³⁾、ようやく学問的体系が整えられた。しかし、この書物の中においても流出現象に対する考え方は、Sherman および Horton のそれとほとんど変わっていない。

わが国においては、戦後の相次ぐ大出水にかんがみ出水解析の重要性が認識されて、単位図法の適合性の検討⁴⁾ということからはじまり、流出関数の提案⁵⁾、特性曲線法の導入⁶⁾、貯留関数法の展開⁷⁾などを経て今日に至っている。一方、低水流出や長期の水収支の問題に関しては、洪水流出と異なって現象の場が地下にまで及ぶので、その解明はさらに困難となるが、金子博士の研究⁸⁾、菅原博士のタンクモデルによる解析など、低水解析もようやく進展しつつある。

流出解析は大略以上のような変遷を経て今日に至っているわけであるが、前述したように現象理解に不十分な点が少ないので、今後大いに発展する余地が残されているように思う。なお本文は洪水流出の解析に主眼をおいて述べるつもりである。

第2章 流出現象と流出解析

流出現象とは、流域面積の大小を問わず、河川流域に降った雨水が流域内を流下して下流の河道に流れ出す現象をさすことはいまさらいうまでもない。流出解析はその間の雨水の挙動を正しく把握し、解析することであるといえる。この場合、どのようなスケールの現象を対象として現象把握を行なって全体の流出現象を解析するかということが重要な問題となるように思う。たとえば、数千 km^2 の流域面積の河川を対象とする場合に、非常に微視的なたとえば数 m^2 の小部分での雨水の挙動のみを注目していたのでは、流域全体としての流出現象を解

析することはほとんど不可能であろう。逆に、全流域を一体として取り扱うときには、地被、地質、地形などが地域的にかなり変化しており、そのうえ降雨も流域全域にわたって一様にあるというものでないで、解析上問題が少なくない。広い面積での流出現象といえども微視的な雨水の挙動が基本となることは疑うべくもない。したがって解析上は対象とする流出現象のスケールに応じて適当に小さいスケールの現象を単位として取り扱うことが必要である。

図-1 はハンガリーのバラトン湖へ流入する河川の河道に沿う流量の変化を示したものであるが¹⁰⁾、たとえば A 地点と B 地点とを比較すると、B 地点に対する流域面積が大であるにもかかわらず最大流量が減少している。A、B 両地点に対して、それぞれ流域全体を解析上 1 つの単位として取り扱ったのでは、こうした関係を得ることはできないだろう。こうした場合には少なくとも小流域に分割して河道における洪水流の伝播を考慮する必要があるように思われる。

ところで、流出現象に影響を及ぼす要素としては、

- a. 流域特性
- b. 降雨特性

の 2 つがあげられる。前者には、地被、地質、流域面積、流域形状、標高、傾斜とその方位、河道配列などがあり、流出現象の場を規定する要素である。後者には、降雨強度の時間的分布、降雨継続時間、降雨の地域分布、雨域の移動方向などがあり、流出現象の原因となるものである。つぎに、これらの要素が洪水の流出過程においてどのような役割をしているかを検討して、前述の解析上とるべきスケールについて考察してみよう。

1. 流域の役割

流域特性として考えられる要素は上述のようであるが、それらのうち流域を構成するものは山腹斜面と河道である。洪水時の流出現象は低水時のそれとは異なり、雨水が山腹斜面や河道の流域のごく表面付近を流下する現象と考えることができる。すなわち、その運動の場は流域の表面的地形そのものであり、山腹斜面上に降った雨水

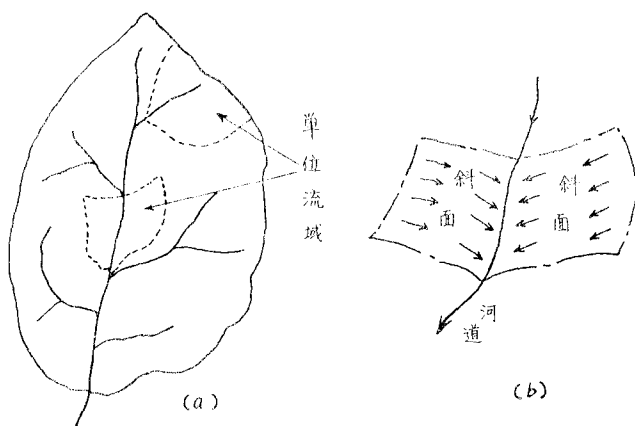


図-2 流域の構成要素

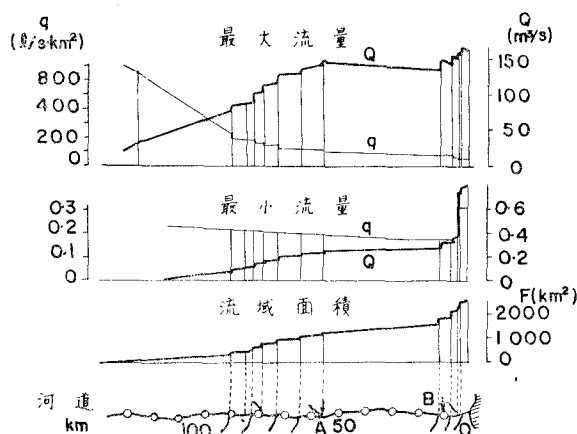


図-1 ハンガリーのバラトン湖へ流入する河川の河道に沿う流量変化図

は斜面上を流れて溪谷に注ぎ込み、溪谷は互に合流して次第に大きくなり、やがて本川を多量の水が流下するようになる。

洪水時の流出過程を大略このようにみるとときには、流域面積の大小は互に合流する溪谷ないしは支川の数が多いか少ないかということを意味すると考えることができる。さらに、図-2 に示すように、いわゆる水源地域において山腹斜面から溪谷へと雨水が流入する現象と、下流地域において山腹斜面から溪谷へと雨水が流入する現象とは本質的な相違があるとは考えられない。これは丁度樹木の梢付近にある小枝も下部において幹に直接つ

いている小枝も、それを切り離してしまえば機能上本質的な相違がないのと同様である。

したがって、流域を構成する河道に着目し、各支川の合流点で切り離したのち、そのおのおのに付随する山腹斜面と一緒にして取り出すと、図-2 (b) のようにその中に必ず1つの主河道を有する小流域が抽出される。このような小流域を河川流域を構成する最小の単位と考え、これを仮に単位流域と呼ぶこととする。単位流域の抽出法については一般的な方法を述べるまでに至っていないが、河川流域全体の流出現象のスケールとの関連において定められるべきものと考えられる。Horton が定義した河道の等級などはその有力な手掛りとなろう。たとえば、河道の等級によって単位流域を分離したとすると、最小等級の河道を含む単位流域ではそれより上流には流域がないので上流側からの流入はない。一方、他の等級の河道を含む単位流域では、その上流部に必ずより小さな等級の河道を含む単位流域が必ず存在するので、上流側からの流入が加わることになる。

河川流域の構成をこのように考えると、流出現象に対する理解が一段と進むことになる。すなわち、もしも単位流域における流出過程が十分解明されたとすると、その後は流域面積の大小にかかわらず河道網における洪水流の合流流下の問題として解決することができるはずである。

ここにおいて2つの課題が提起されたわけで、

- a. 単位流域（小流域）における流出現象
- b. 河道網における合流、流下現象

である。b. の課題については、河道の断面形状、粗度、こう配などが既知ならば、われわれがもっている水理学の知識、たとえば洪水追跡の方法によって、かなりの精度をもって解決することができる。しかし、a. の課題についてはかなり複雑であるので、もう少し詳しく考察しておく必要がある。

単位流域内においても山腹斜面と溪谷ないしは河道が存在しているが、その抽出に際してたとえば山腹斜面における遅滞効果に較べて溪谷におけるそれが無視できる程度の小流域を対象とするようにすれば、単位流域内の流出過程は山腹斜面における雨水の流下現象のみを考えればよいといえる。単位流域をこのように定義することは、山腹斜面というものは流域面積の大小とは無関係で地形上定まるものであることから可能のように思われる。

2. 降 雨 の 役 割

降雨現象の原因である気象環境は、ほとんど河川流域とは無関係であると考えることができよう。たとえば、台風の強さ、大きさ、進行方向や速度、あるいは梅雨前線の位置や移動状況などは大きなスケールの気象状況から定まるであろう。一般に雨域の大きさは数十 km^2 から数百 km^2 といわれており、そうした雨域が大スケールの気象の変化に従って移動していくのであるから、数十～数百 km^2 以上の面積内の降雨状況は、地域的にかなりの変動があり一様とはなくなることは容易に予想され、また多くの観測値からも認められる事実である。一方降雨強度は地形性降雨の強弱によっても決まることが多いので、高低差の大きい部分をもつ流域内ではかなりの変化があることも周知のとおりである。

すなわち、流出現象の原因である降雨の性質が、流域面積が大きくなればなるほど地域的に変化する。また、流出解析に際して降雨状況が地域的に変化するとは問題を複雑にするだけで、現象を理解するうえに益するところが少ない。むしろ降雨状況が地域的に一様であるような小流域を対象として流出解析を行なった方が有利であると考えられるわけである。

このように、降雨特性という面から考えても、前項で述べた単位流域というものを考え、河川流域における流出現象を単位流域内での山腹斜面上の雨水流下現象と、河道網での洪水流の合流および流下現象とに分けて解析していくことが有効となるものと考えられる。

第3章 流 域 の 分 類

流域の分類法には大別して形態的分类と流域のもつ特別の性質による分類とが考えられるが、ここでは後者に属する分類である。

流域面積が大きくなればなるほど、地被の状態、地質などの地域的な変化が大きい。したがって、大きな面積の流域をとり出して、流出現象に影響を及ぼす地被や地質などを明確に比較することはかなりむずかしい。しかし、

上で定義した単位流域に対しては、面積がそう大きくないのでこうした比較も容易になる。以下の考察はこのような意味からの流域の分類であって、単位流域内での諸条件は一律であると仮定している。

1. 基礎地質による分類

流域を構成している基礎地質にはいろいろのものがあ、地質学的分類を行なうことが可能であるが、それらを1つ1つとりあげても仕方がない。基礎地質が流出に直接影響する現象は土湿の増減と浸透現象である。こうした観点から流域を分類すれば、

- a. 浸透性流域
- b. 不浸透性流域

にわけることができる。主として前者は土砂、後者は岩石や粘土で構成されている流域である。すなわち、浸透性流域では降雨の一部が深部まで浸透していわゆる浸透損失を生ずるが、不浸透性流域ではその深部への浸透現象がみられず、降雨は流域の表面付近にとどまって表面流出や中間流出となる。

2. 地被による分類

つぎに地被状態による分類を考えると、地被が流出過程に直接影響を及ぼすのは降雨遮断である。すなわち、樹木があるとその葉や枝などの表面をぬらすために、降雨初期において地面まで達しない雨水が生ずる。したがって、

- a. 植生流域
- b. はげ山流域

とにわけられ、前者では降雨遮断があり、また、長期の流出を対象とするときには植生による通散 (transpiration) が問題となる。

3. 表層による分類

流域のごく表面近くの土質は、深部のものと較べてかなり異なっている。たとえば植生流域では、植物の根によって空隙の多い土質となり、また植物の葉などが落ちて有機物を多量に含んだ多孔質な土質となる。不毛な流域であっても火山灰が堆積し、深部の土質に較べて多孔質な層で覆われている場合もある。このように、ごく表面近くの土質が非常に透水性のよい多孔質の層よりなっていると、これがない場合と比較して、流出現象そのものが非常に違ってくる。こうした観点から、

- a. 表層被覆流域
- b. 裸地流域

とに分けることができる。ここに表層とは上述の非常に多孔質な流域のごく表面に存在する層を意味するが、それは火山灰である場合と植生が原因である場合とがある。この分類は洪水の流出現象を理解するうえに非常に重要であり、具体的には降雨の初期損失や中間流出の発生などに密接な関係がある¹¹⁾。

第4章 有効降雨と浸透能

洪水時の流出水の供給源が降雨であることはいうまでもないが、流域に降った雨水の全量がそのまま流出するとは限らない。流出解析に当って、対象としている流出成分に直接対応する降雨分を有効降雨というが、有効降雨の推定は流出過程の境界条件ともいうべき入力を定めることであるので、もっとも基礎的な重要問題である。

一般に、流出成分には、河道降雨、表面流出、中間流出、地下水流出の4つの成分があることはよく知られている。河道降雨は河道内に降った雨水がそのまま流出するものであるが、その平面的な面積が小さいので普通の場合無視されることが多い。地下水流出は浸透性流域においてのみ生じるが、浸透速度が洪水流出現象に較べてかなり遅いと考えられるところから、洪水のハイドログラフに対する影響は微弱である。すなわち洪水時の流出水の主体をなすものは表面流出と中間流出であり、これらを総称して直接流出と呼ばれている。

したがって、洪水流出を対象として有効降雨を考える場合には、直接流出に直接関与する降雨分を見い出すこ

とを意味するわけであって、以下こうした観点から考察を進めるつもりである。

直接流出に対応する降雨分を求めるわけであるが、まず第一に連続の条件を満足しなければならない。すなわち、全直接流出量と全有効降雨量とは等しくならなければならないから、直接流出のハイドログラフがわかっておれば有効降雨の総量は容易に算定することができる。

つぎの問題は有効降雨の時間的配分を知ることである。この問題を解決する1つの方法は、いわゆる損失過程については考慮しないで、流出現象の結果であるハイドログラフから出発して流出過程を逆にたどって原因である有効降雨を求めようとするものである。原因、過程、結果を流出現象の3つの要素とすると、結果と過程の2つの要素を知って原因というもう1つの要素を求めることである。こうした手法によって有効降雨を求め、観測降雨と比較して損失降雨を検討した例もあるが¹²⁾、流出過程の正確な把握ができていない現状では、實際上2つの未知量を求めることになるので方法的にかなり困難である。

他の方法は、一般に行なわれているように、有効降雨を流出過程とは別の現象として観測降雨から分離する方法である。すなわちいわゆる降雨の損失過程から有効降雨を知ろうとするものである。つぎに降雨の損失過程について述べよう。

1. 初期損失

さて、降雨の損失過程を考察するに当たってどのような流域を対象とするかが問題となる。前節で述べた分離に従えば、洪水流出に関連してもっとも複雑なものは、浸透性で植生があり、そのうえ表層被覆のある流域ということになる。他の流域ではこの流域で何れかの要素を取り除いたものとして考えればよい。

このような流域の構造を示したものが図-3であり、基盤が浸透性土質からできており下部に地下水帯があり、その表面は多孔質な表層で覆われ、さらに樹木が繁茂している場合であり、このような流域に洪水を起こすような降雨がある場合を考えるわけである。

雨が降りはじめると、まず樹木による降雨遮断が起こる。これは樹木の葉や枝を濡らす現象であるので、十分に濡れてしまうとそれ以上の遮断は起こらないはずである。降雨遮断については Horton の詳しい観測があるが¹³⁾、洪水を起こすような豪雨時には、降雨の初期において樹木は十分に濡れてしまうと考えられる。すなわち、遮断量に関する一般式は次式で示される。

$$V_i = S_i + C_P E a t_R \quad (4.1)$$

ここに、 C_P は葉面の実面積と射影面積との比、 S_i は射影単位面積当りの貯留容量、 $E a$ は同じ面積当りの蒸発の割合、 t_R は降雨継続時間である。上式において、 t_R が小さいので第2項を無視することができ、 $V_i \approx S_i$ となる。換言すると、植物の種類や生長度に応じたある一定量の降雨遮断があると考えてよい。

つぎに、樹木の間では降雨初期から雨水は直接地上に降り、また降雨遮断終了後は樹木の直下においても雨が地上まで達するようになる。地上に達した雨水は非常に透水性のよい表層があるので、その中へ浸透して土湿量を増加させるとともに、流域表面にある大小無数の凹地に流れ込んでそこにたまるだろう（凹地貯留）。凹地貯留が満たされ、かつ比較的透水性の悪い基礎地層を覆っている表層内の雨水の蓄積量が増大し、飽和状態になると自由水面をもった重力水帯が現われて斜面のこう配に沿って流れ出すようになる。このような流れを生ずるためには一定量の水が表層内に貯留される要があり、また凹地貯留量も一定の限度があるはずであるので、結局の

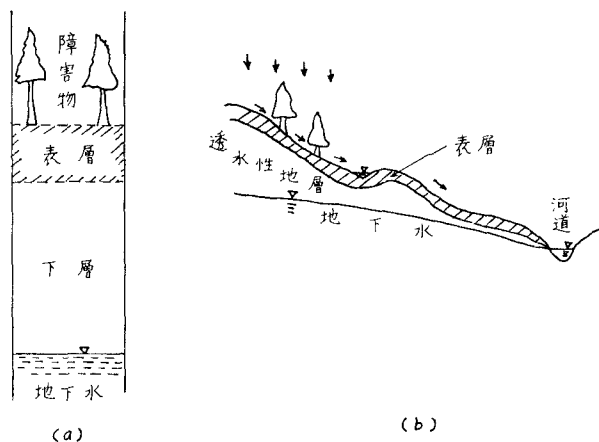


図-3 流域断面図

ところ、雨水が斜面に沿って流れはじめるまでにある一定の量の水が流域表面付近に貯留されることになる。

このように降雨遮断をも含めて、雨水が流出しはじめるまでに流域の表面近傍で貯えられることを surface retention と呼んでいるが、この量には総量として降雨のいかににかかわらず一定と考えてよいように思われる。もちろん弱雨の場合には、この surface retention が終了するまでに下層への浸透や蒸発散の水量も無視できないが、強雨の場合にはこれらの量を無視することができるはずである。

surface retention を満たすに必要な降雨分を初期損失と呼ぶことにすると、その量には一定の上限値があり、しかもその雨水は流出現象をかもし出すのに費やされるものであって有効降雨ではないわけである。さらに上限値は、流域の表面近傍に存在する水の総量として定義されるはずであるから、前期降雨の効果をこのような意味での表面貯留の初期の条件を規定するものと考ええることによって、初期損失という問題を明確に理解することができる。

2. 浸透損失

前述したように浸透能の概念は Horton によって明確にされたが、これを流出問題における損失過程として取り扱う場合には多少の検討が必要である。降雨の初期損失を前項のように考えたので、ここにいう浸透現象は、図-3 において表層に蓄積される雨水がある程度までに達した後に、その下部の比較的透水性のよくない下層へ浸透していく現象として理解しなければならない。表層からの雨水の供給が続けば、浸透した水は地下水面まで達して地下水の増加に貢献するわけである。

Dreibelbis¹⁴⁾ その他¹⁵⁾ は最近こうした浸透現象について詳細な観測を行なって、降雨によって土湿量が大きく変化するのは表面近くの 0~15 cm のごく薄い表層（活性層または A 層）のみで、下層内の土湿はほとんど変化せず不飽和の状態で浸透することを見い出している。

このような不飽和浸透は、容積比で表わした含水量を m 、圧力を p 、不飽和透水係数を k 、水頭で表わした毛管ポテンシャルを φ で表わし、Darcy 則が成立すると仮定すると次式で表わされる。

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \varphi}{\partial t} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial p}{\partial z} \right) - \frac{\partial k}{\partial z} \quad (4.2)$$

ここに、 z は垂直下方を正とする。上式中 φ は m のみの関数と考えることができるので、拡散係数として、

$$D = k \frac{d\varphi}{dm} \quad (4.3)$$

で D を定義し、さらに、 D および k が z 方向にはほぼ一定であり、かつ圧力 p の z に関する微係数が微小であって無視することができると仮定すると、(4.2)式はつぎのように簡単になる。

$$\partial m / \partial t = D (\partial^2 m / \partial z^2) \quad (4.4)$$

上式を適当な条件の下で解けば浸透水量の時間的变化がわかる。そこで、Dreibelbis らの観測結果を参照して、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } t = 0 \text{ で, } m = m_0 \text{ (初期含水量)} \\ \text{境界条件: } z = 0 \text{ で, } m = m_e \text{ (毛管飽和)} \\ \quad \quad \quad z = a \text{ で, } \partial m / \partial z = 0 \text{ (毛管上昇部への接続)} \end{array} \right\} \quad (4.5)$$

という条件によって(4.4)式を解くと次式をうる。

$$m = m_e - (m_e - m_0) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4}{(2n-1)\pi} \exp \left\{ -\frac{D(2n-1)^2 \pi^2 t}{4a^2} \right\} \sin \frac{(2n-1)\pi z}{2a} \quad (4.6)$$

したがって、 $z=0$ (上面) の単位面積当りの浸透水量、すなわち浸透能 f_t はつぎようになる。

$$\begin{aligned} f_t &= -D \left. \frac{\partial m}{\partial z} \right|_{z=0} + k \\ &= \frac{2D(m_e - m_0)}{a} \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ -\frac{D(2n-1)^2 \pi^2 t}{4a^2} \right\} + k \end{aligned} \quad (4.7)$$

時間 t が十分大きい場合には、上式中の級数の第2項以下は第1項に比して十分小さいから、近似的に、

$$f_t \doteq \frac{2D(m_c - m_0)}{a} \exp\left(-\frac{D\pi^2 t}{4a^2}\right) + k \quad (4.8)$$

で与えられる¹⁶⁾。

一方 Horton は浸透能に関して²⁾、経験的実験的に、

$$f_t = (f_c - f_0)\exp(-\alpha_1 t) + f_0 \quad (4.9)$$

を提出している。(4.8)式と(4.9)式とは全く同形であって、Horton が示した概念は Dreibelbis らの観測結果や上述の理論的考察によって不飽和透水の浸透現象であるといつてよいことを示すものである。

(4.9)式において、 f_c は最終浸透能、 f_0 は初期浸透能といわれている。さらに(4.8)式と比較すればわかるように、 f_0 は初期含水量 m_0 に関係している。したがって初期浸透能は土層の初期含水量によって変化するが、その最大値は土層が気乾状態にある場合と考えることができよう。いまそのような状態に対して添字 d を付することとすると、 f_0 の回復式として次式が提案されている^{16,17)}。

$$f_0 = f_a + (f_c - f_a)\exp(-\alpha_2 t) \quad (4.10)$$

ただし、 $\alpha_1 > \alpha_2$ であって α_1 は α_2 の10倍程度の値になることが、由良川における観測資料などから確められている。

3. 有効降雨の推定

以上説明した降雨の初期損失および雨水の土中への浸透分を除いた降雨分が、洪水流出（直接流出）を対象としたときの有効降雨となる。したがって観測降雨から有効降雨を算定するにはつぎのようにすればよい。

すなわち図-4に示すように、まず表層内の初期湿润状態を考慮して、表層内に飽和水帯が発生するに必要な水量として初期損失降雨量を、はじめの降雨分から差し引く。つぎに、残部の降雨に対しては浸透によってのみ損失を生ずるから、(4.9)式を

適用していわゆる浸透損失を差し引く。以上のようにして有効降雨が算定されるわけであるが、注意しなければならないことは、浸透損失が生起している期間中においては、たとえ降雨強度がその時刻における浸透能より小であっても、表層内に飽和水帯が存在している間は土層の浸透能をもって浸透損失が保持されるということである。このようなときの有効降雨としては、観測降雨から浸透能を差し引いたいわゆる余剰降雨が負の値となるので、負の有効降雨となる。

すなわち、山腹斜面上で生起し

ている表面流および中間流から水を吸いとるような状態となるわけである。

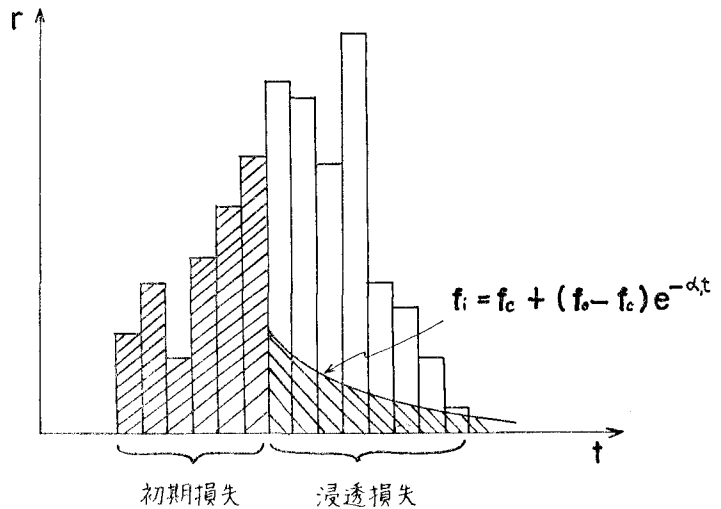


図-4 有効降雨と損失降雨

第5章 洪水の流出機構

さて、単位流域内で洪水の流出に直接関与する降雨、すなわち有効降雨がわかると、つぎの問題はその有効降雨がどんな状態で流出してくるかということである。ここでもっとも複雑な表層被覆流域を対象とする。

1. 斜面と河道の役割

まず流出過程における斜面と河道の役割を概略調べてみる。流域面積は数百 km² 以下、河道長も数十 km を越えない。一方山腹斜面における流れの抵抗は Palmer の実験¹⁸⁾ からわかるように、河道におけるそれよりも order が1つうえの程度である。したがって単位流域内の流出問題を対象とする場合には、河道の効果を無視して山腹斜面だけにおける流出問題として取り扱って差し支えない。その理論的証明は石原・高樫¹⁹⁾ によってなされている。

すなわち、図-5 に示す長方形をなす単純な流域を考え、図示の記号を用いて運動および連続式を書くことつきのようになる。

斜面に対して：

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} &= r_e \\ h &= K_0 q^p \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

河道に対して：

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x'} &= q \\ A &= K_0 Q^{p_0} \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

ここに、 h, q は斜面上の水深、流量、 r_e は有効降雨強度、また Manning の抵抗則が成立するとすると $K_0 = (n/\sqrt{\sin\theta})^{3/5}$ 、 $p = 3/5$ であり、 A, Q は河道内における流水断面積および流量である。また、 $K_0 = (n'/\sqrt{\sin\theta} \cdot K_1^{2/3})^{3/5}$ 、 $p_0 = 3/(2z + 3)$ 、 n' は粗度係数、 K_1, z は径深を $R = K_1 A^z$ とおいたときの係数および指数である。

(5.1)式から、特性方程式として、

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dh/dq} = \frac{dq}{r_e} \quad (5.3)$$

したがって、特性曲線

$$x = \frac{1}{pK_0^{1/p}} \int_{\tau}^t ds \left\{ \int_{\tau}^s r_e dt \right\}^{(1-p)/p} \quad (5.4)$$

上において、

$$q = \left\{ \int_{\tau}^t r_e dt / K_0 \right\}^{1/p},$$

$$\text{または } q = \int_0^x r_e dx \quad (5.5)$$

が成立する。ここに τ は特性曲線が出発する時刻である。

つぎに、斜面の最下流端で最大流量 q_m が発生する条件については、図-6 に示すように、 $t = \tau_p \sim t_p$ の間の降雨が最大流量に關与したと考えその平均強度を r_{mp} とすると、

$$q_m = r_{mp} \cdot L_0 \quad (5.6)$$

一方、 τ_p から t_p の間一定強度 r_{mp} が降

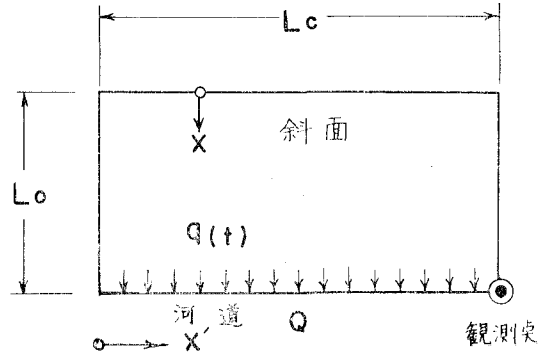


図-5 長方形流域図

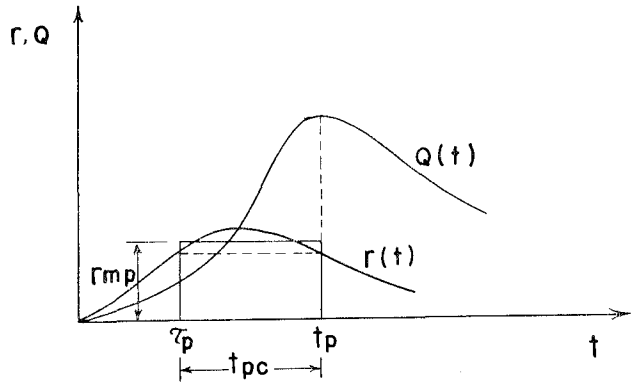


図-6 最大流量の発生条件

る場合には、(5.5)式より、 $t_p - \tau_p = t_{pe}$ とおくと、

$$t_{pe} = K_0 L_0 \frac{p_0}{r_{mp}} \frac{1-p}{p} \quad (5.7)$$

となる。また、(5.5)式を t について微分し、 $t = t_p$ とおくと、

$$r(t_p) - \frac{d}{dt} \int_0^{\tau_p} r_e dt = 0$$

となるから、結局のところ、斜面の下流端において最大流量を発生する特性曲線の出発時刻 τ_p と到達時刻 t_p とにおける降雨強度は相等しいことになる。

以上は斜面についてであったが、河道についても同様であって、(5.7)式に対応する関係として次式となる。

$$T_{pe} = K_0 L_0 \frac{p_0}{q_{mp}} \frac{1-p_e}{p_e} \quad (5.8)$$

ここに、 q_{mp} は河道の下流端に現われる最大流出量に関与する斜面からの単位巾当り流入量である。

さて、(5.6)および(5.7)式より r_{mp} を消去すると、

$$t_{pe} = K_0 L_0 \frac{1-p}{p} \quad (5.9)$$

となる。よって T_{pe} と t_{pe} との比の大きさによって斜面および河道の流出の遅滞現象における役割の度合いが判定される。すなわち、 $q_{mp} \doteq q_m$ と考えてよいから、

$$S_t \equiv T_{pe}/t_{pe} \doteq K_0 L_0 \frac{p_0}{q_m} / K_0 L_0 \quad (5.10)$$

で与えられ、流域特性のみによって定まる無次元の指標である。単位流域では面積が数百 km^2 以下であるので、 S_t の値は1に比して十分小さい値となる。すなわち、流出過程において、山腹斜面の役割が非常に大で、河道を無視して差し支えないことを示している。

2. 単純な表層被覆斜面における流出²⁰⁾

表層被覆流域における山腹斜面のもっとも理想的なモデルは図-7のとおりである。この図において表層内の流れを Darcy の法則に従うと仮定すると、

運動式：

$$q_s = KH_s, \quad K = k \sin \theta \quad (5.11)$$

連続式：

$$\frac{\partial(\gamma H_s)}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = r_e(x) \quad (5.12)$$

である。ここに、 k ：透水係数、 γ ：空隙率、 r_e ：有効降雨、他の記号は図示のとおりである。

いま簡単のために境界および初期の条件をそれぞれ、

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \text{ において, } H_s = 0 \\ t \leq 0 \text{ において, } H_s = 0 \end{array} \right\} \quad (5.13)$$

とする。 γ 、 K を一定と考え、(5.11)式を(5.12)式に代入すると、

$$\gamma \frac{\partial H_s}{\partial t} + K \frac{\partial H_s}{\partial x} = r_e, \quad \text{または} \quad \frac{\gamma}{K} \frac{\partial q_s}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = r_e$$

となるから、上式の特性方程式は次式で与えられる。

$$\frac{dt}{\gamma} = \frac{dx}{K} = \frac{dH_s}{r_e}, \quad \text{または} \quad \frac{dt}{\gamma/K} = \frac{dx}{1} = \frac{dq_s}{r_e}$$

したがって(5.13)式の条件を用いると、

特性曲線（直線）： $dx/dt = K/\gamma$ の上において、

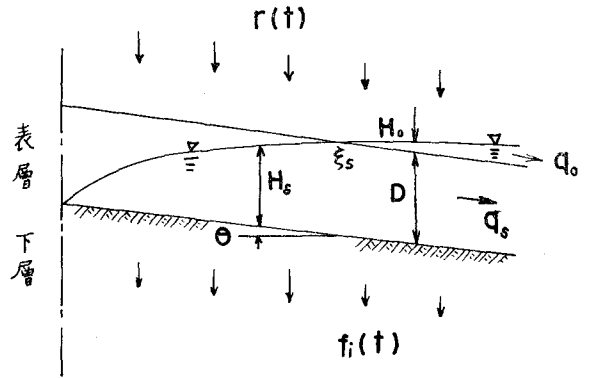


図-7 表層被覆斜面

$$H_s = \frac{1}{\gamma} \{R(t) - R(\tau_s)\} \quad (5.14)$$

$$\text{または, } q_s = \frac{K}{\gamma} \{R(t) - R(\tau_s)\} \quad (5.15)$$

また、この特性直線はつぎのようにも書くことができる。

$$x - \xi_s = -\frac{K}{\gamma} (t - \tau_s) \quad (5.16)$$

上の諸式において、 ξ_s, τ_s は対象とする特性直線のはじまる位置および時刻を示し、また、

$$R(t) = \int_0^t r_e(t) dt$$

である。

(a) 表面流が発生しない場合

図-8 に示す $x \sim t$ 平面上において、原点から出発した特性直線が斜面の下流端 $x = L_0$ に到達するまでの時間を t_0 とすると、(5.16) 式より次式で与えられる。

$$t_0 = (\gamma/K) \cdot L_0 \quad (5.17)$$

初期条件を(5.13)式のように仮定しているいまの場合には、 $t \leq t_0$ において下流端に現われる水理量は、時間的にみた場合原点から出発する特性直線上のそれと同じであるから、

$$H_s = \frac{1}{\gamma} R(t), \text{ または } q_s = \frac{K}{\gamma} R(t), \text{ ただし } t \leq t_0 \quad (5.18)$$

つぎに、 $t > t_0$ の場合、すなわち t 軸上より出発する特性直線が下流端に到達するときには、 $\xi_s = 0, \tau_s = t - t_0$ である。したがって、(5.14)および(5.15)式よりつぎの関係がえられる。

$$\left. \begin{aligned} H_s &= \frac{1}{\gamma} \{R(t) - R(t - t_0)\} \\ q_s &= \frac{K}{\gamma} \{R(t) - R(t - t_0)\} \end{aligned} \right\}, \text{ ただし } t > t_0 \quad (5.19)$$

よって、表面流が現われず表層内の流れのみである場合、換言すると中間流 (interflow) の流量は、(5.18) および(5.19)式より、 $t \leq t_0$ に対しては累加有効雨量 $R(t)$ に比例し、 $t > t_0$ に対してはその時刻までの累加雨量 $R(t)$ とそれより t_0 時間前までの累加雨量 $R(t - t_0)$ との差に比例することがわかる。

(b) 表面流が発生する場合

有効な降雨量および降雨強度が大きくなると、(5.18)または(5.19)式で与えられる水深 H_s が表層の厚さ D より大きくなると、もはやこれらの関係式は成立しなくなる。 $H_s \geq D$ なる条件は表層が完全に飽和され、その上面に自由表面をもった薄層流が現われることを意味している。このような薄層流を表面流 (overland flow) というが、その発生条件は $H_s \geq D$ で与えられるわけである。

図-9 に示すように、原点から出発した特性直線上で表面流が現われ

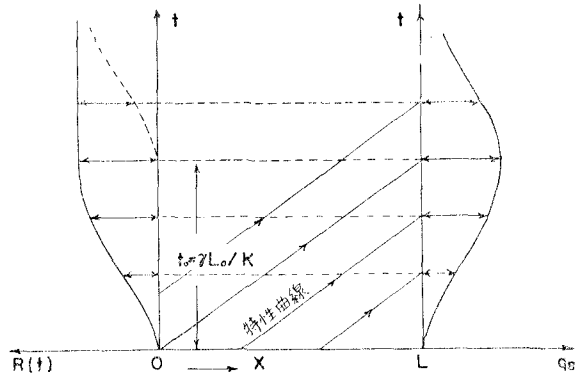


図-8 表面流が発生しない場合の特性面

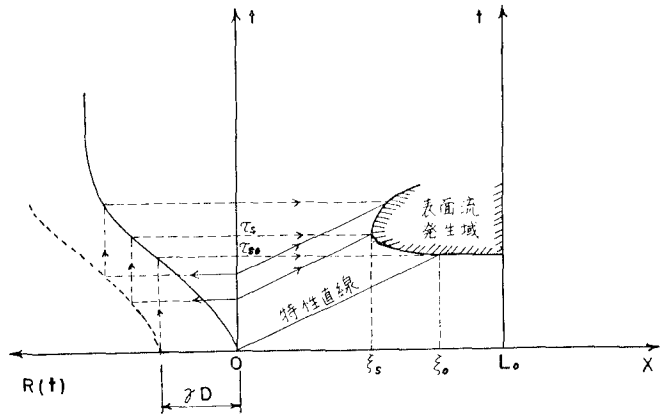


図-9 表面流が発生する場合の特性面

はじめると考え、その発生時刻および場所を τ_{s0} および ξ_{s0} とすると、それぞれ (5.18) および (5.16) 式よりつぎようになる。

$$\gamma D = R(\tau_{s0}), \text{ および } \xi_{s0} = (K/\gamma) \cdot \tau_{s0} \quad (5.20)$$

つぎに、 t 軸上の任意の点から出発する特性直線上で表面流が発生する位置は、(5.19) 式より、

$$\gamma D = R(\tau_s) - R\left(\tau_s - \frac{\gamma \xi_s}{K}\right) \quad (5.21)$$

を満足しているはずである。

これらの諸関係を利用することによって、 $x \sim t$ 特性面上において表面流が発生する領域（表面流発生域）を図解的に容易に求めることができる。すなわち、図-9 において、 $x \sim t$ 平面の左側に $R(t) \sim t$ 曲線を描き、さらにそれを γD だけ並行にずらした曲線を描いておく。原点から出発する特性直線上で表面流が発生しはじめる位置 ξ_{s0} , τ_{s0} 、および t 軸上の任意の点から出発する特性直線上での発生始点 ξ_s , τ_s は図中矢記号で示した方法によって図解的に求められる。

なお、表面流発生域の下の方層内部は水で完全に飽和されているので、表層内を通して流下する流量は一定に保たれ、かつ最大値を示し、次式で与えられる。

$$q_{s\max} = (K/\gamma) \cdot D \quad (5.22)$$

(c) 表面流の流下機構

表面流の発生域においては上述したように中間流の流量が一定に保たれるので、表面流は上から有効降雨の供給を受けながら流下する薄層流の特性を示すはずである。したがって、(5.1) 式と同じ式によって表現される。すなわち、記号を変えて再記するとつぎのようである。

$$\text{運動式: } H_0 = K_0 q_0^p \quad (5.23)$$

$$\text{連続式: } \frac{\partial H_0}{\partial t} + \frac{\partial q_0}{\partial x} = r_e(t) \quad (5.24)$$

もし、Manning 式が成立すると仮定すると、 $K_0 = (n/\sqrt{\sin\theta})^p$, $p = 3/5$ となるが、下層に中間流が存在している場合にはこの仮定は厳密でなく若干の修正を必要とする。このことについては後述するが、ここでは一応 Manning 則を仮定しておく。

これらの式の一般的な解は、特性曲線上の点 ξ_0 , τ_0 における流量を $q_0(\xi_0, \tau_0)$ とすると、つぎのようになる。すなわち、特性曲線

$$x = \frac{1}{pK_0} \int_{\tau_0}^t ds \left[\int_{\tau_0}^s r_e(t) dt / K_0 + \left\{ q_0(\xi_0, \tau_0) \right\}^{(1-p)/p} \right]^{1-p/p} + \xi_0 \quad (5.25)$$

上において、

$$q_0 = \left[\int_{\tau_0}^t r_e(t) dt / K_0 + \left\{ q_0(\xi_0, \tau_0) \right\}^p \right]^{1/p} \quad (5.26)$$

または、 $q_0 = \int_{\xi_0}^x r_e(t) dx + q_0(\xi_0, \tau_0)$

いまの場合には、初期値 $q_0(\xi_0, \tau_0) = 0$ であるから、

$$x = \frac{1}{pK_0^{1/p}} \int_{\tau_0}^t ds \left\{ \int_{\tau_0}^s r_e(t) dt \right\}^{(1-p)/p} + \xi_0 \quad (5.27)$$

$$q_0 = \left\{ \int_{\tau_0}^t r_e(t) dt / K_0 \right\}^{1/p}, \quad q_0 = \int_{\xi_0}^x r_e(t) dt \quad (5.28)$$

(5.27) および (5.28) 式によって表面流を解析することができる。その計算法はいろいろと考えられるがそのうちの一つの方法を示すとつぎのようである。すなわち、微小時間 $\Delta t = t_2 - t_1$ を考え、 Δt に対応する x の増分を Δx とし、さらに t_1 および t_2 時刻の流量を q_{01} および q_{02} , t_1 と t_2 の間の平均有効降雨強度を $r_{e1,2}$ とし (5.26) 式を差分表示すると、

$$q_{02}^p = \frac{r_{e1,2} \cdot \Delta t}{K_0} + q_{01}^p \quad (5.29)$$

および、

$$\Delta x = \frac{q_{02} - q_{01}}{r_{e1,2}} \quad (5.30)$$

となる。この両式を交互に使用することによって、表面流発生点から出発して特性曲線およびその位置における流量を順次求めることができる。

(d) 解析例

単純な斜面のみを対象とした以上の考察を由良川の大野ダム上流流域に適用した例について述べよう。流域面積 $A = 343 \text{ km}^2$, $L_0 = 1.5 \text{ km}$, $L_e = 229 \text{ km}$, $\sin\theta = 0.302$, $K_0 = 2.985 \text{ (m-sec 単位)}$, $p = 0.6$ である。降雨強度があまり大きくないときは、中間流出分のみであるから、(5.18) 式の関係を調べるために観測されたハイドログラフの上昇部の曲線（直接流出を対象とする）をその時刻までの累加有効降雨量と対比させて図示したものが、図-10 である。厳密に (5.18) 式が成立するとすると、図において同じ直線とならねばならないが、図では原点付近では上に凹となり、その後はほぼ平行な直線状、原点から大きくはなれると再び上に凹の曲線を示している。原点付近で上に凹の曲線を示すのは、後述するように、降雨の初期においても路面や河道面などの不透水の部分があり、そこでは表面流のような流出が生起するためと考えられる。

さて、図-10 に示されているように、(5.18) 式を満足する範囲を $Q = 160 \text{ m}^3/\text{sec}$, $R = 40 \text{ mm}$ までとすると、 $K/\gamma = 1.75 \text{ cm/sec}$ がえられる。したがって表層の厚さは $D = 40/\gamma \text{ mm}$ ということになる。一方、表面流が発生すると、(5.23) 式の抵抗則となるので、これらの関係から水位・流量曲線が描ける。図-11 はその関係を示したものであるが、図中横軸は、表層内では $H' = \gamma H_s$ 、表面流に対しては $H' = H_0$ として示されている。

図から気が付くように、中間流から表面流への遷移付近において、このままでは表面流が発生すると水深の増加に対する流量の増加の割合が減少するということになる。実際問題としてこうした特性を示すかどうかは不明であるが、この流域では表面に草が生えているのでもっとスムーズな線で表わされるものと思われる。

そこで、次項で述べる結果を参照して、 $Q = 600 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H' = 120 \text{ mm}$ までの区間に図の破線で示すような第2の表層が存在すると仮定した。な

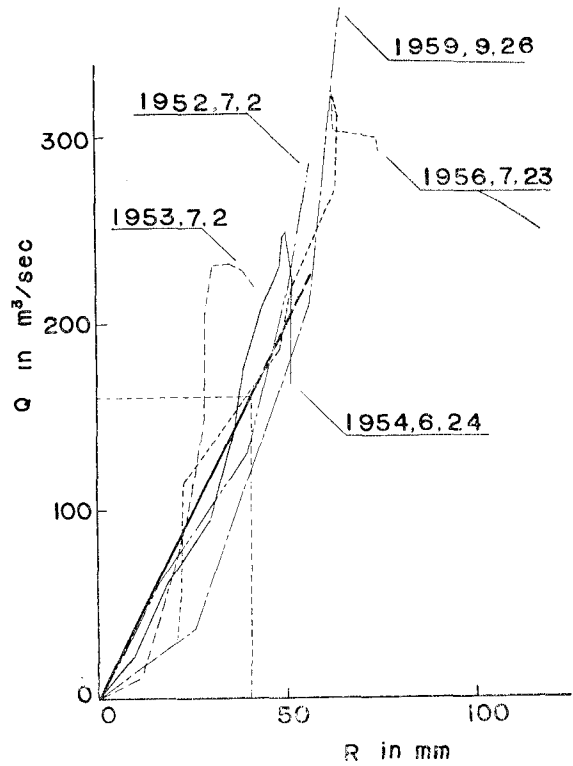


図-10 由良川における Q と R との関係

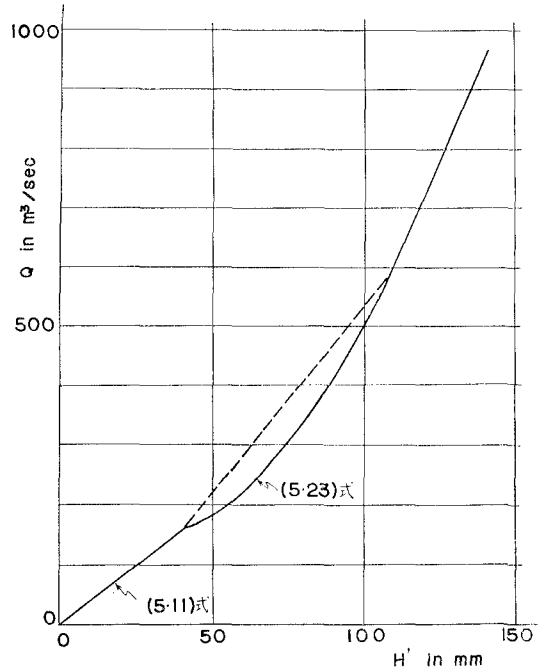


図-11 由良川における Q と H' の関係

お、図-11中の(5.23)式と示されている曲線はピーク流量の発生条件に関する(5.7)式を適用してえられた上記の K_0 の値を用いたものである。

上でえられた諸関係を用いて、昭和34年9月の伊勢湾台風時の洪水に対して計算した結果が図-12である。流出機構に関する取り扱い方が十分とはいえないにもかかわらず、図示の程度の一致を示していることは、上述の流出機構に対する考え方が本質的に間違っただけではないことを証明するものであろう。

3. 山腹斜面における流出

前項では理想的な長方形流域について述べたが、実際の流域では表面状態が単純ではなく、いろいろの大きさの凹凸があるうえに、岩石露出部、浸蝕溝、表層破壊地、路面、人畜踏跡などがあって非常に複雑である。ここでも透水性地質で表層被覆の単位流域を考えるとすると、上述したような部分では、降雨の初期においてさえ直ちに表面流を発生するだろう。図-10の原点付近で上に凹の曲線を示すことはこうした事情を物語っているといえる。こうした表面流出は一種の河道降雨とも考えられるだろう。このような異質の部分はいわゆる水みちとなるが、荒川北岸のローム台地の唐沢流域(3.12km²)では全流域面積の約20%を占めると推定されている²¹⁾。

このような異質の部分があったり、また降雨の地域的分布も必ずしも一様ではないところから、速水は(5.1)式中の h , q , r_e が場所的な平均量と変動量との和で表わされるとして、次式を導いている¹²⁾。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(\mu \frac{\partial \bar{h}}{\partial x} \right) &= \bar{r}_e \\ \bar{h} &= K_0 \bar{q}^p \end{aligned} \right\} \quad (5.31)$$

ここに、 $\bar{}$ は場所的な平均値を示し、 μ は一種の混合の係数である。上式中には未知の係数 μ が含まれておりその評価が困難なこと、および表層被覆流域ではどのようなになるか、未解明の問題が残されているが、流域内で生起している各種の不規則さを導入していることは今後流出機構を解明していくうえで大きな手掛りとなる。

(a) ハイドログラフのてい減曲線

ハイドログラフのてい減部の曲線は、降雨終了後であるためにその場所的および時間的な分布の影響をほとんど受けないと考えられるところから、流域固有の特性を表現するものであるとして、古くから指摘されてきた。しかしハイドログラフのてい減部には、表面流出、中間流出および地下水流出が含まれている。このうち表面流出分は降雨状況の影響をかなりうけて出水ごとの変動が大きいので、てい減曲線中これを含む部分は流出固有の特性をそのまま示すものとはいえない。

地下水流出分のみからなるてい減部は低水解析ないしは低水流出機構の究明上極めて重要であるが、洪水流出を対象とするときには基底流として取り扱って差し支えないので、重要視しなくてもよい。出水問題に対してもっとも重要なものは中間流出分のてい減特性であって、以下述べるように、出水形態を左右する流域の表面付近の性質を表現している¹¹⁾。

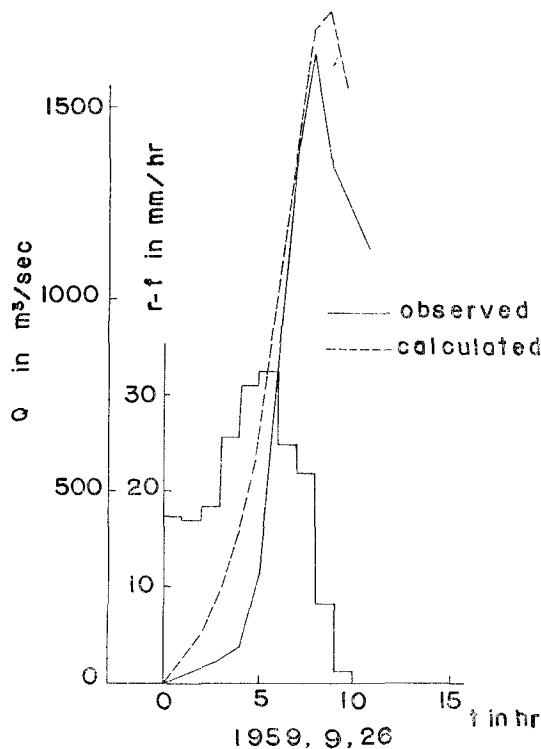


図-12 山良川におけるハイドログラフの計算例

さて、実際の流域では水みちが存在しているので、中間流出は一旦表層内に貯留された雨水がまず水みちに浸出しさらに河道へ流出する現象とみることができる。すなわち、中間流出は表層内と水みち内で2段の貯留作用をうけるとしてよいだろう。

中間流出現象をこのように考えると、表層被覆流域のモデルは図-13のようになる。(a)図は山腹斜面を平面的にみたもの、(b)図は河道と平行な線で切った断面図である。水みちの深さはいろいろであろうが、簡単のために表層底まで達しているものとし、 D は表層の厚さ、 H_m はある時刻において流域全体についての平均的な表層内貯留水深、 r_h は表層から水みち側面の単位面積当りの浸出量(中間流出強度)、 f_i は下層への浸透度である。

なお、前項で考察した中間流出機構では、(a)図において上から下の方に流れ、河道へ直接流れ込むものとしたが、ここでは一旦水みちに流れ込んだの水みちを通過して河道へ流出する考えるわけである。しかし、この場合でも表面流が発生するときには、水みち内の水深も表層上面まで達し、河道に近い部分から一面に薄層流で覆われる。したがって、表面流はこの場合にも河道に直接流れ込むというように考えるのである。

よって、表層から水みちへの浸出状況は前項で考えたと同様であるが、水みちが複雑に発達して

いるのでその取り扱いはかなり困難となる。しかし、流量のてい減特性を調べるいまの場合には、表層内の水面がほぼ一様に上下し、中間流浸出強度が一定であるという近似的な仮定が許されるであろう。

さて、ある時刻における中間流発生場(浸出面積)の総面積を F とすると、これは表層内貯留水深 H_m 、あるいは表層内貯留水量、

$$S = \gamma A(1-\delta)H_m \quad (5.32)$$

に比例する。ここに、 δ は水みち面積比、 A_d/A で、 A_d は水みちの占める平面積である。すなわち、

$$F = \alpha H_m = \beta S \quad (5.33)$$

ここに、 α, β は流域固有の係数である。

流域全体についての浸出量は $r_h F$ であるから、降雨終了後表層内に貯留されている水の連続条件式は次式となる。

$$-\frac{dS}{dt} = -r_h F - (1-\delta)f_i A \quad (5.34)$$

中間流出強度 r_h はほぼ表層の透水係数によってきまり、また β, δ も流域固有の特性値であって、ともに不変と考えられる。そこで、(5.33)式を(5.34)式に用い S について解くと次式がえられる。

$$S(t) = \left\{ S(t_0) - (1-\delta)A \int_{t_0}^t f_i \exp \left\{ \beta r_h \cdot (s-t_0) \right\} \cdot ds \right\} \cdot \exp \left\{ -\beta r_h \cdot (t-t_0) \right\} \quad (5.35)$$

ここに、 t_0 は中間流発生期間中の任意の時刻である。また、中間流出のてい減部を問題とするような期間においては、下層への浸透能は最終浸透能 f_e になっているだろう。そのような場合には f_e が一定であるので、上式はつぎのように簡単になる。

$$S(t) = \left\{ S(t_0) - \frac{(1-\delta) \cdot f_e \cdot A}{\beta r_h} \right\} \exp \left\{ -\beta r_h \cdot (t-t_0) \right\} - \frac{(1-\delta) \cdot f_e \cdot A}{\beta r_h} \quad (5.36)$$

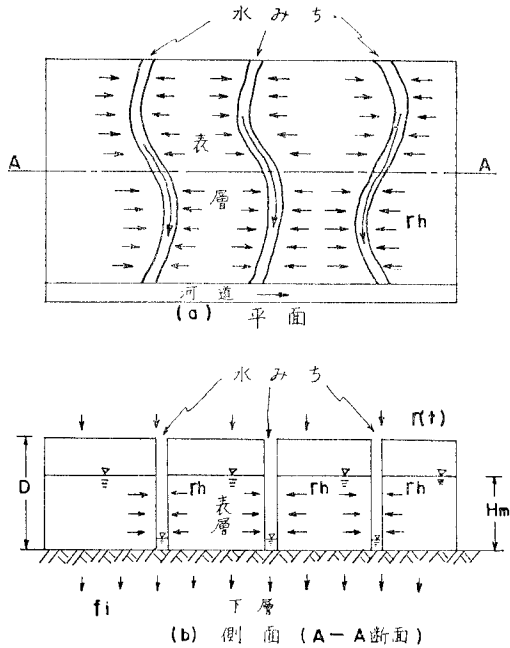


図-13 水みちを伴う表層被覆流域のモデル

つぎに、流域の下流端における中間流出 Q_s は、水みち内の貯留効果を無視すれば、

$$Q_s = r_h F_m - \delta f_c A \quad (5.37)$$

で表わされる。ここに、 F_m は (5.7) ならびに (5.8) 式の t_{pc} や T_{pc} と同様な意味での水みち流下時間内の F の平均値を示す。また同じ時間内の表層内貯留量の平均値、

$$S_m = \frac{1}{t - \tau} \int_{\tau}^t S dt \quad (5.38)$$

を用いると、(5.33) 式の関係から、近似的につぎの関係がえられる。

$$F_m \doteq \beta S_m \quad (5.39)$$

(5.36) 式を (5.38) 式に用い、 $t_0 = t_1$ において S_m を計算すると、

$$S_m = \frac{1}{\beta r_h} \left\{ S(t_1) + \frac{(1-\delta)f_c A}{\beta r_h} \right\} \left[\frac{\exp\{\beta r_h \cdot (t - \tau)\} - 1}{t - \tau} \right] \cdot \exp\{-\beta r_h \cdot (t - t_1)\} - \frac{(1-\delta)f_c A}{\beta r_h} \quad (5.40)$$

がえられる。ここに、 t_1 は表面流出が終って中間流出が卓越しはじめる時刻、また表面流出が発生しない小出水の場合には降雨の終了時刻とする。したがって中間流出量 Q_s は (5.37)、(5.39) および (5.40) 式より次式で与えられる。

$$Q_s = \left\{ S(t_1) + \frac{(1-\delta)f_c A}{\beta r_h} \right\} \left[\frac{\exp\{\beta r_h (t - \tau)\} - 1}{t - \tau} \right] \exp\{-\beta r_h \cdot (t - t_1)\} - f_c A \quad (5.41)$$

さらに、

$$\frac{\exp\{\beta r_h \cdot (t - \tau)\} - 1}{t - \tau} = \beta r_h \left[1 + \frac{1}{2} \beta r_h \cdot (t - \tau) + \frac{1}{6} \{\beta r_h \cdot (t - \tau)\}^2 + \dots \right]$$

と表わされ、後述するように、 βr_h の大きさは 0.05 hr^{-1} 程度であり、また中間流出でい減期における水みち流下時間 $(t - \tau)$ はあまり変化せず $4 \sim 5 \text{ hr}$ 程度と考えられるので、上式左辺は第 1 近似として時間に無関係に一定値であるとしてよい。したがって、(5.41) 式は次式の形となる。

$$Q_s = C_1 \exp[-\beta r_h \cdot (t - t_1)] - f_c A \quad (5.42)$$

ここに、 C_1 は時間に無関係な値である。よって、中間流出のてい減曲線は指数関数的な減小過程をたどることになるが、 βr_h を流域固有の定数と考えれば、てい減係数は降雨条件に無関係で一定値となる。

つぎにてい減指数 βr_h について考察してみる。まず β は、(5.32) および (5.33) 式を用い、さらに水みちの平均長さ L_a とその数 N によって $F = 2NL_a H_m$ なることを考慮するとつぎのようになる。

$$\beta = \frac{2L_a}{(1-\delta)\gamma} \cdot \frac{N}{A} \quad (5.43)$$

すなわち、水みちの平均長さ L_a 、水みちの数密度 N/A 、有効空隙比 γ 、および水みち面積比 $\delta = A_a/A$ といった流域固有の特性で表わされる。

流域面積についての平均浸出強度を $\bar{r}_h = F r_h / A$ とおくと、(5.32) および (5.33) 式より、

$$\beta r_h = \bar{r}_h / \{(1-\delta)\gamma H_m\} \quad (5.44)$$

の関係がえられるが、 β は定数であり、また r_h を一定値と考えているので、 $F_h/H_m = \text{const.}$ ということになる。そこで、 H_m の最大値 D に対応する $\bar{r}_h$ を r_a とおくと、

$$\bar{r}_h / H_m = r_a / D = \text{const.} \quad (5.45)$$

となるから、(5.45) 式を (5.44) 式に用いると、てい減指数は次式で与えられる。

$$\lambda_2 \equiv \beta r_h = r_a / \{(1-\delta)\gamma D\} \quad (5.46)$$

すなわち、上式からわかるように、 λ_2 は水みち面積比 δ 、表層のみかけの厚さ γD 、および流域の単位面積当りの中間流出の最大強度 r_a を総合的に表現するものである。

ところで、中間流出のてい減曲線と最終浸透能を知れば λ_2 の値は容易に求められるが、 r_a および γD の値を決定するにはさらに 2 つの関係が必要である。その 1 つは、中間流出が終り地下水流出が卓越しはじめる時刻 t_2 において、表層内貯留量 S が零となるという仮定から導かれる。すなわち、(5.36) 式において、 $t_0 = t_1$ 、 $t = t_2$

とおけば、 $S(t_2)=0$, $S(t_1) \doteq \gamma DA$, また近似的に $\delta \doteq 0$ とすると、結局つぎの関係がえられる。

$$\gamma D \doteq \frac{f_e}{\lambda_2} \left\{ 1 + e^{\lambda_2(t_2 - t_1)} \right\} \quad (5.47)$$

他の1つは (5.46)式であって、

$$r_a = (1 - \delta)\lambda_2 \gamma D \doteq \lambda_2 \gamma D \quad (5.48)$$

より r_a が計算される。

(b) 中間流出のてい減特性の解析例

以上の考察に基づいて、由良川上流流域で行なった解析例について説明する。一般に、ハイドログラフのてい減部を半対数紙に描くと、1つまたは2つの折点が認められることはよく知られている。由良川の場合には大出水の場合には2つ、小出水の場合には1つの折点が現われる。2つの折点の場合には、はじめのものが表面流出の終了、後のものが中間流出の終了を示し、1つの場合には表面流出が現われず中間流出のみで、したがって中間流出の終了点を示すものと考えられる。

さて、出水時の流出てい減特性を解析するには、まず各流出成分を分離しなければならない。分離法そのものがこうした特性の解析結果に直接影響するわけであるから、一貫した考え方をもって分離する必要がある。地下水流出のてい減部は少なくとも出水解析を対象とするような短い期間については、指数関数的にてい減するとし、まず間違いないだろう。そこで Barnes の分離法²²⁾と同様に、半対数紙に描いたハイドログラフで地下水流出分だけと考えられる第2折点以下の直線部を時間と逆の方向に延長し、その直線で示されるものが地下水流出分と考えて、中間流出と表面流出とを含む直接流出とする。

由良川において、多くのハイドログラフに基づいて解析した結果、地下水流出のてい減指数はほぼ一定であって、 $\lambda_3 = 0.0013 \text{ hr}^{-1}$ であった。

地下水流出分を除いた残部のものを再度半対数紙に描くと、前述の第1折点より後の部分がほぼ直線状に並ぶ。そこで、第1折点を (5.42)式中の t_1 , 第2折点を中間流出の終了時として t_2 とすると、由良川では $t_2 - t_1 \doteq 60 \text{ hr}$ でほぼ一定値となる。つぎに、この部分のてい減状態と、由良川流域の最終浸透能 $f_e = 0.27 \text{ mm/hr}^{17)}$ を用いて、そのてい減指数を求めた結果、 $\lambda_2 = 0.047 \sim 0.054 \doteq 0.05 \text{ hr}^{-1}$ がえられる。さらに、(5.47) および (5.48)式より、それぞれ、 $\gamma D = 12 \text{ mm}$, $r_a = 6 \text{ mm/hr}$ がえられる。すなわち、流域面積全体についての最大の中間流浸出強度は 6 mm/hr (これを流量に換算すると、 $Q_{\text{max}} \doteq 580 \text{ m}^3/\text{sec}$) であり、表層のみかけの厚さが 120 mm であるといえる。(図-11と比較)

(c) 流出機構

降雨開始後初期損失を満し、さらに降雨強度が浸透能を超えるようになると、水みち流出(河道降雨)がはじまるが、やがて中間流出が卓越するようになる。単純な斜面については本章(2)で説明したが、図-13のようなモデル、すなわち水みちを考察した場合について述べよう。

図-13を参照すると、連続の条件式は、

$$\frac{dS}{dt} = -r_h F + (1 - \delta)r_e A \quad (5.49)$$

ここに、 $r_e = r - f_t$ で過剰降雨、すなわち有効降雨である。(5.33)式を用いて上式を解くと次式がえられる。

$$S(t) = \left[S(t_0) + (1 - \delta)A \int_{t_0}^t \beta r_h(s - t_0) ds \right] \cdot \exp \left\{ -\beta r_h(t - t_0) \right\} \quad (5.50)$$

上式中の諸量は前項で述べた解析によって既知であるから、降雨が与えられると表層内貯留水量の時間変化の様子が計算できる。

(5.50)式を実測結果から検証するために、ある時刻における流域内の総貯留量(直接流出に関与するもの)を S_e とすると、これは表層内貯留量 S と水みちおよび河道内の貯留量 S_e との和である。したがって、

$$S_e = S + S_c = A \int_0^t r_e dt - \int_0^t Q_e dt \quad (5.51)$$

ここに、 Q_e は直接流出流量である。中間流出が卓越しているような状況下では、 S_e は S に比して十分に小さいと考えてよい。そこで、(5.50)式から計算される S の値と (5.51)式を用いて実測値から計算される S_e とを

比較することによって検証ができるはずである。

図-14 はこうした比較を示したもので、小出水の場合および $S_b/A \approx 120 \text{ mm}$ 以下の領域に対しては両者がかなりよく一致し、 S/A の値が大きくなると両者の差が次第に大きくなっている。

つぎに、表層内貯留量 S の最大値を S_p とすると、(5.33)、および (5.49) 式より、 $ds/dt=0$ なる条件を適用すると次式がえられる。

$$S_p = \frac{(1-\delta)r_{es}A}{\lambda_2} \doteq \frac{r_{es}A}{\lambda_2} \quad (5.52)$$

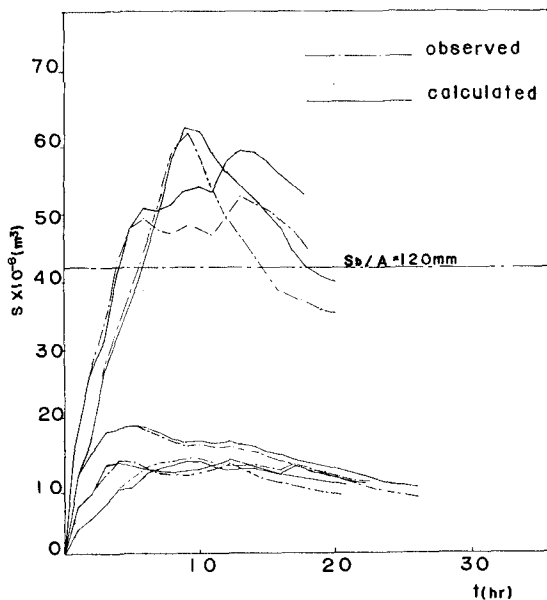


図-14 由良川における流域内有効貯留量の比較図

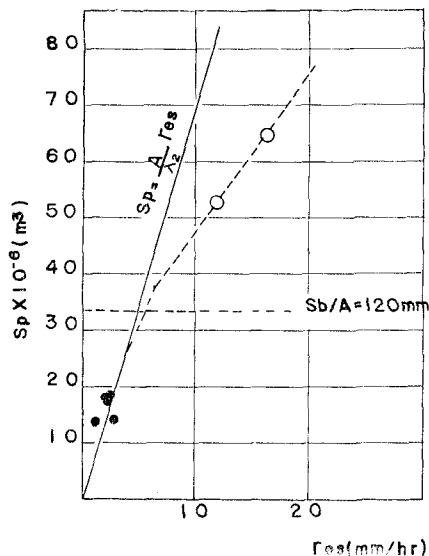


図-15 由良川における S_p と r_{es} との関係

ここに、 r_{es} は S_p 発生時の有効降雨強度である。図-15 は由良川について (5.52) 式の関係調べたものであって、図中の実線は $\lambda_2=0.05 \text{ hr}^{-1}$ 、 $\delta=0$ としたときの関係を示している。また図に $S_b/A=120 \text{ mm}$ の破線が示してあるが、この図からも S/A の値が 120 mm 以下ならば中間流出が卓越し、 120 mm 以上となると顕著な表面流出が現われることを示している。

最後に、中間流出領域の最大流出量 Q_{ep} は、表層からの浸出量と河道降雨との到達時間内平均値の和で与えられる。よって (5.37) 式の場合と同様に考えると、

$$Q_{ep} = \lambda_2 \cdot (S_m)_p + \delta A \cdot (r_{em})_p \quad (5.53)$$

で近似することができる。ここに $(S_m)_p$ および $(r_{em})_p$ はそれぞれ最大流量の到達時間内の表層貯留量および有効降雨強度（河道降雨）の平均値である。一般に、上式右辺の第2項は第1項に比してかなり小さく、かつ $(S_m)_p$ は S_p を中心とした平均値と考えてよく、また S_p の近傍では S の変化はあまり大きくない。したがって (5.53) 式はつぎのように近似することができよう。

$$Q_{ep} \doteq \lambda_2 S_p \quad (5.54)$$

図-16 は (5.54) 式の関係由良川流域について検討したものであって、図-15 の場合と同様に、中間流出領域ではこの関係がかなりよく成り立つが、大出水の場合には異なった性状を示し、また小出水から大出水への遷移はやはり $S_b/A=120 \text{ mm}$ 付近で現われることを示している。

なお、中間流出領域における流出量を算定するには、上述した諸関係を用いればよいことはいうまでもない。すなわち、有効降雨が与えられれば、(5.50) 式より $S(t)$ を計算し、(5.51) 式によって Q_e が求められる。

また、中間流出が卓越する領域から表面流出が卓越する領域への遷移水文量についてはその都度述べてきたが、てい減曲線の解析からえられる中間流出の最大浸出強度からは、 $r_a = 6 \text{ mm/hr}$ 、よって $Q_{sm} = r_a A = 580 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $\gamma D = 120 \text{ mm}$ であり、また貯留量の考察からは $S_b/A = 120 \text{ mm}$ であって両者は非常によく一致している。すなわち、由良川流域では直接流出量 Q_e が $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ を超えると表面流出が現われはじめることになる。

つぎに表面流出が現われるということは、表層および水みちを覆い薄層流の特性をもった地面流が発生することを意味する。したがって、そのときの流況は本章(2)で説明したのと全く同じであるので、その解析または計算も前述したものと同一方法で行なうことができるはずである。

第6章 洪水の流出解析

前節までに、出水時に流域の内部で生起しているいろいろの現象と流出の機構について説明した。また、由良川の大野ダム上流域を対象として諸種の解析をも示した。したがって洪水の流出解析について特別の説明をつけ加える必要はないように思われるが、以下では実用的見地から、洪水の流出解析について述べたいと思う。

1. 有効降雨と直接流出成分の分離

(a) 有効降雨

有効降雨についてはすでに4章で述べたが、現在実用されている解析法^{(23), (24)}にはこれとは違った方法もとられている。すなわち、

- 初期損失と浸透能に基づくもの
- Φ -index に基づくもの
- 流出係数に基づくもの

の3つの考え方に分離することができる。

a. についてはすでに4章で説明したが、これは Linsley のいう⁽²⁴⁾ W-index に対応するものである。この考え方は現象的に合理的であると考えられるが、もっとも問題となるのは初期損失の評価である。図-

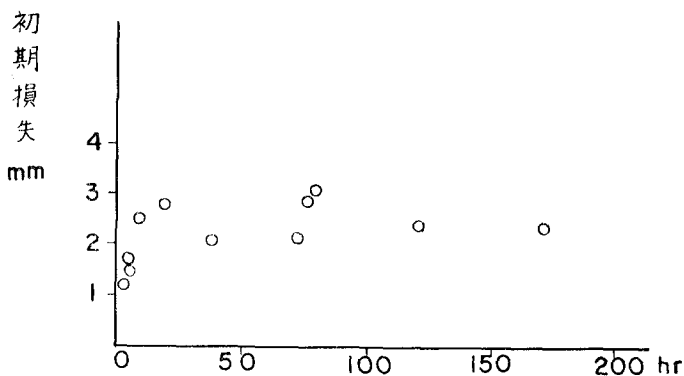


図-17 初期損失降雨量の実測値

17は上加茂の試験地で、斜面下流端に流出をみるまでに降った雨量を示したものである⁽²⁵⁾。この図からも想像されるように、また前にも考察したように、初期損失量には一定の上限があると考えてよいだろう。実測の降雨とハイドログラフから初期損失量を推定するには、現在のところ立神が行なったように⁽²³⁾、ハイドログラフの立ち上りの時刻が丁度図-4の初期損失から浸透損失へ移行する時刻に一致するようにすればよい。これは、有効降

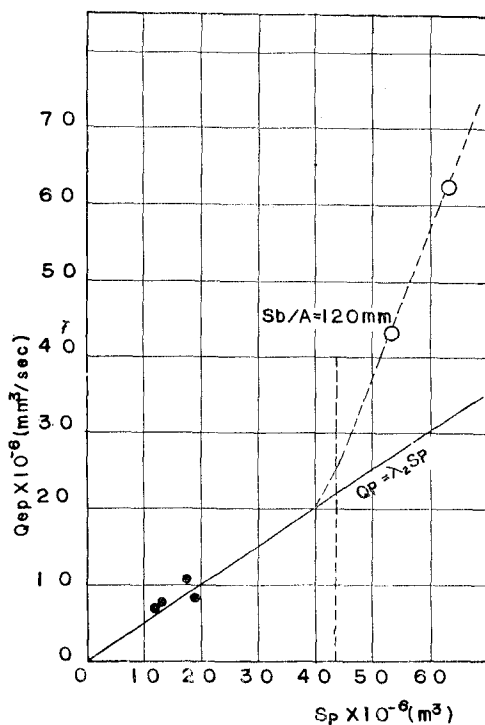


図-16 由良川における Q_{ep} と S_p との関係

雨が生起すると、直ちに中間流出が現われるという4章で説明した流出機構に基づくものである。したがって、流域が大きくなり流量観測所が有堤部にあるような場合には、河道内の遅滞があるので、このような取り扱いにはできない。

ただし、火山灰地帯や砂地などからできている流域では、必ずしもこうした取り扱いで初期損失量が推定できるとは限らないようで、図-18はサワラ砂漠のKaoun河での観測結果で降雨強度にも影響されるようである²⁶⁾。

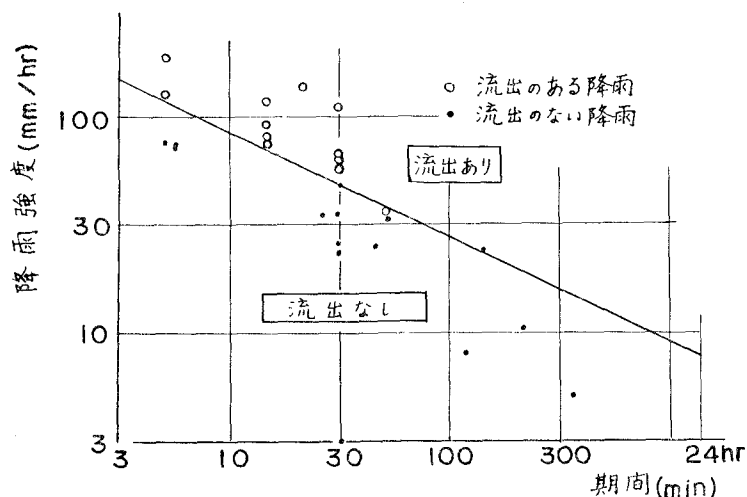


図-18 初期損失に及ぼす降雨強度の影響

つぎに b. の Φ -index は初期損失が少なく浸透損失が卓越するような場合に近似的に適用されると考えられるが、現象的または理論的な裏付けは全く見当たらない。

最後に流出係数に基づくいわゆる ϕ 法は降雨強度に比例して損失が起こるということである。確かに図-18のような例ではそうした性質が多少認められるが全面的にその妥当性を証明するものとはいえない。降雨強度に比例して損失が起こるということを現象的に説明することは容易でないように思われる。むしろ降雨強度に関係させず、流出に関与する有効流域面積といった観点から説明した方が合理的であろう。すなわち3章で説明したように流域には各種の地表および地質の状態があり、そのうちで非常に浸透性の大きい地質の部分は直接流出に関与しないと考えるのである。しかしながら、流出に関与する部分では少なくとも初期損失があると考えねばならないから、結局のところ、 ϕ 法で損失量を表現することも最良の方法とはいえないように思われる。

以上の諸観点からして、もっとも合理的と考えられるものとしては、流域を地被および地質の状態がほぼ一様であると考えられる小区域に分割し、各小区域ごとに a. の初期損失と浸透能に基づく方法によって有効降雨を算定する方法であろう。こうした意味からも、2章で述べた単位流域の考え方が有効になるわけである。なお、累加損失雨量による方法もあるが、上述の考え方からすると、初期損失と浸透能に基づく方法の近似法といえるだろう。

(b) 直接流出成分の分離

直接流出成分の分離とは、上でえられた有効降雨が流出したときの流出量の時間的配分を、実測のハイドログラフから分離することである。普通の意味では観測ハイドログラフから地下水流出分を取り除くことである。この分離は地下水流出の機構が十分解明されていない現状では原理的に無理である。しかし、実用上支障のない精度での分離が要求され、水平分離、直線分離、地下水流出のてい減特性を利用する分離²⁴⁾などが現用されているが、最後のものを除いては合理性に欠ける。ただし、出水時の流出量はかなり大きく地下水流出量に比して order が2以上も異なる場合が多いので、実用上からは簡易法として用いて差し支えない場合が多い。地下水流出のてい減特性を利用した Barnes の分離法は²²⁾、多少合理的であるが、地下水流出の立ち上りの状態が不明であるので完全でない。しかし将来もっとも発展性のあるものと考えられる。

2. 流出解析法

さて、4章において透水性地層からなる表層被覆の単位流域からの流出機構を説明したが、実際の流域には3章で述べたように不透水性の地層であったり、また表層被覆がなかったり、いろいろの条件のものがある。4章で説明したように、とくに流域の表面状態によって出水時に中間流出が卓越することもあり、また中間流出がほ

とんどなく表面流出が卓越することもあるだろう。

したがって、表面状態によって流出特性が変化し、表層が厚い場合には (5.19) 式から予想されるようにいわゆる線型に近い現象となろうし、表層がほとんどない場合には (5.28) 式から予想されるように非線型の現象となるだろう。また表層被覆流域でも降雨量、降雨強度がともに大きい場合には流出特性は線型から非線型に変わるだろう。こうした出水形態の変化については石原・高樟の研究がある²⁷⁾。

ところで、実際には単位図法、流出関数法、貯留法などの流出解析法が利用されているが、前述した流出機構からみてこれらの解析法がどのような意味をもっているかについて検討しよう。なお、これらの流出解析法の手順についてはいろいろの成書^{3,23,24)} に詳細に述べられているのでその説明は省略する。

(a) 単位図法

単位図法は 1932 年 Sherman によって提案され、現在の水文学発達の端緒となったもので、現在においても世界各国で多用されている。しかしながら単位図法が成立しない場合のあることも発見され^{17,28)}、単位図法に対する再検討も行なわれている現状である。

単位図法が成立しないことが見出されているのは、比較的降雨強度が大きい場合が多く、しかも出水ごとに線型仮定が成立するとして逆算された単位図は、大出水に対するものほどそのピーク流量が大きいかつ早く現われるという特性を示している。こうした性質は (5.28) 式で示されるような表面流出の特性と同じであるところから、結局表面流出が卓越するような出水形態のときには単位図法が成立しなくなるといえるだろう。

すなわち、単位図法の基本である線型仮定がある程度の厳密さでもって成立するのは、表層が存在していてしかも降雨強度が弱く中間流出が卓越するような場合か、あるいは未解明ではあるが流域内のいろいろの不規則さの影響によって (たとえば (5.31) の上式において左辺の第 2 項に比して第 3 項がかなり大きい場合)、表面流出の非線型性が弱められ、結果として線形的性質を示す場合などであろう。流出関数法は原理的に単位図法と同じであるので説明する必要はなからう。

また、単位図法にしても流出関数法にしても、上述したような欠点を補うために降雨強度によって単位図を変えたり、中に含まれる係数を変化させたりする方法が提案されている。これは実用的観点からみた単位図法の優れた手法を非線型特性をもつ流出の解析に利用したものと考えることができるが、そのためには当然予想されるようにならざるを得ない観測資料を整理解析しておく必要がある。

(b) 貯留法

貯留法はある時刻に流域内に貯留されている水の連続式、すなわち (5.49) 式を流出高の単位で示し、

$$\frac{ds_e}{dt} = r_e - q_e \quad (6.1)$$

に基礎をおく方法である。ここに、 $s_e = S_e/A$ 、 $q_e = Q_e/A$ 。(6.1) 式のみでは計算できないので、さらにいわゆる流出関数として次式を仮定するわけである。

$$s_e = f(q_e) \quad (6.2)$$

ただし、 $f(q_e)$ は q_e の 1 価関数である。

(6.1) および (6.2) 式による方法には木村が提案した流出関数法²⁷⁾ に代表される積分法ともいうべき解法と、洪水予報などで用いられている微分法ともいうべき解法とがある。すなわち、積分法とは有効降雨の算定をもかねて、(6.1) 式中の r_e の代りに観測降雨 r_e と一次流出率といわれる (前項の流出係数について説明した面積比を示す) f_1 を用いて、

$$f_1 = \int_{t_1}^{t_2} q_e dt \bigg/ \int_{t_1}^{t_2} r dt, \quad \text{ただし } q_e(t_1) = q_e(t_2) \quad (6.3)$$

によって f_1 を求めたのち、観測資料を用いて (6.1) 式を数値的に積分して (6.2) 式の関数形を決定する方法である。

微分法は (6.1) 式を書きかえて、

$$q_e + T \frac{dq_e}{dt} = r_e, \quad \text{ただし } T = \frac{ds_e}{dq_e} \quad (6.4)$$

として、観測資料を用いて上式左辺の量を r_e の関数として求めておくか、または T が時間の単位となるので

これを r_e, q_e の関数として求めておく方法である。

また、積分法にしても微分法にしても、計算結果と実測ハイドログラフを比較した場合に計算結果を数時間程度遅らせなければ、両者が一致しない場合が多い。この時間が遅れの時間として導入されている。

さて、(6.2)式の流出関数の仮定は、中間流出が卓越している場合には(5.37)および(5.39)式または(5.51)式などからほぼ成立すると考えられるが、表面流出が卓越する場合にこうした関係が成立するかどうかはなほ疑問わしい。なお、(6.2)式の関係は前述の図-16とほぼ同じと解釈することもできるが、図-16において $S/A > 120$ mm の領域で図示の破線のように1つの直線または曲線となるという保証はない。

すなわち、大出水の場合には S_e の大きな部分が重要となるので、多くの資料によって S_e の大きい場合の(6.2)式関係を十分検討しておく必要がある。

なお、一次流出率 f_1 は前述のとおりであるが、大きな流域全体を一体として流出解析の対象とするために導入しなければならないわけで、単位流域にわけて解析する方式をとれば、 f_1 を導入する必要がなく、その代り降雨の項に有効降雨を導入することができてかなり合理的になるように思われる。

(c) 総括

以上現用の若干の流出解析法について検討したが、要するに各方法とも特定の出水形態に対しては合理的なものであるといえる。出水形態が、4章までに説明したように、流域特性と降雨条件とによって変化するので、こうした解析法によっていずれの流域に対しても、またいずれの出水に対しても、いつも正しく解析できるというわけにはいかない。要するに、流域の特性と降雨条件をよく検討して、それらの条件を満足するような解析法を選ぶ必要がある。

一方、4章で述べたいろいろの関係式は洪水の流出解析に利用できることはいうまでもない。これらはいわば流域内で雨水流を追跡していく方法ともいえる。しかし、現在のところ解析上かなり手数がかかり、またモデルも単純すぎて十分ではないかもしれないが、いかなる出水形態に対しても合理的に解析を進めていくことができるわけで、将来の発展がもっとも期待できるものである。

最後に流域面積の大きい河川を対象とする場合について述べてみたい。上述したように、洪水の流出解析に際しては、単位流域を対象とするのが合理的と考えられる。そこで大流域の河川ではそれらを結びつける河道というものを考慮する必要がある。このような河道に対してはいわゆる洪水追跡の問題となるわけで、多少の問題はあるとしても河道内の洪水の追跡を合理的に行なうことは可能である。

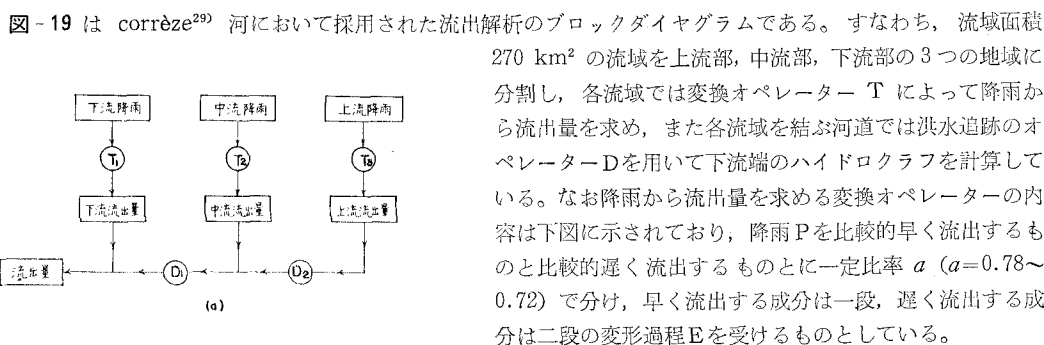


図-19 Corrèze 河における流出解析のブロックダイアグラム

このような流出解析法はこの他にも 2, 3 の例があり^{7)24) 30)}、高速計算機の利用とともに最近開発された有効な手法である。とくに上述の Corrèze 河の例はその内容において多少の問題はあるが、単位流域的な概念が導入されかつその中の流出成分として表面流出および中間流出の両者が考慮されており、しかも単位流域からの流出を河道内の洪水流下機構を考慮して合成しているなど、将来の流出解析の方向を示すものとして注目してよいだろう。

参 考 文 献

- 1) Sherman, L. K.: Streamflow from Rainfall by the Unit-graph Method, Eng. News Record, Vol. 108, 1932, pp. 501~505.
- 2) Horton, R. E.: The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle, Trans. AGU, Vol.14, 1933, pp. 446~460.
- 3) Linsley, R. K., Kohler, M. A. and Pauhus, J. L. H.: Applied Hydrology, McGraw-Hill, N. Y., 1949.
- 4) 中安米蔵: 治水計画における洪水流量について, 昭 25.
- 5) 佐藤清一, 古川秀夫・木村俊晃: 降雨から流出量を推定する一方法, 土木研究所報告, 第87号の2, 昭 29.
- 6) 末石富太郎: 特性曲線による出水解析について一雨水の流出現象に関する水理学的研究(第2報)一, 土木学会論文集, 第29号, 昭 30, pp. 74~87.
- 7) 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.
- 8) 金子良: 農業水文学, 土木雑誌社, 昭 32.
- 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 31, pp. 14~18.
- 10) Laszloffy, W.: Les recherches hydrologiques en Hongrie, La Houille Blanche, 17^e Année, Janv.-Fév., 1962, pp. 8~13.
- 11) 石原藤次郎, 石原安雄, 高樟琢馬, 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37.3, pp. 147~173.
- 12) 速水頌一郎: 降雨の流出解析について, 京大防災研究所創立5周年記念論文集, 昭 31.11, pp. 168~180.
- 13) 前出3), pp. 260~267.
- 14) Dreibelbis, F. R.: Some Aspects of Watershed Hydrology as Determined Moisture Data, Journal of Geoph. Res., Vol.67, No.9, 1962, pp. 3425~3435.
- 15) Thames, J. L. and Ursic, S. J.: Runoff as a Function of Moisture-Storage Capacity, Journal of Geoph. Res., Vol.65, No. 2, 1960, pp. 651~654.
- 16) 石原藤次郎, 石原安雄: 出水解析に関する最近の進歩一由良川を中心として, 京大防災研究所年報, 第5号B, 昭 37.9, pp. 33~58.
- 17) 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31.3, pp. 18~23.
- 18) Palmer, V. J.: Retardance Coefficients for Low Flow in Channels Lined with Vegetation, Trans. AGU, Vol. 27, 1946, pp. 187~197.
- 19) 石原藤次郎, 高樟琢馬: 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(3-3), 昭 34.3.
- 20) Ishihara, Y.: Hydraulic Mechanism of Run-Off, Proc. of the 1st Australian Conference on Hydraulics and Fluid Mechanics, 1962, pp.173~190.
- 21) 金子良: 農業水文学, 土木雑誌社, 昭 32.10, pp.60~62.
- 22) Barnes, B. S.: Structure of Discharge Recession Curves, Trans. AGU, Vol.14, 1933, pp.446~460.
- 23) 建設省水文研究公編: 流出計算例題集, 日本建設技術協会, 昭 37.1.
- 24) 土木学会: 水理公式集, 昭38年増補改訂版,
- 25) 前出 3), pp.424~427.
- 25) 奥西一夫: 山地試験地における降雨流出の観測一落葉層からの流出一, 京大防災研究所年報, 第6号, 昭 38.7. pp.156~165.
- 26) Rodier, M. J.: Résultats obtenus sur les bassins expérimentaux de la France d'Outre-mer, La Houille Blanche, No. spécial B-1959, pp.925~963.

- 27) 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39.3. pp. 265～279.
- 28) Minshall, N. E. : Predicting Storm Runoff on Small Experimental Watersheds, Proc. ASCE, Vol. 86, No. HY8, 1960, pp. 17～38.
- 29) Lacroix, J. L. : Essai de calcul des hydrogrammes à partir des pluies; Cas de la Corrèze à Brive, La Houille Blanche, No. Spécial B-1961, pp.716～724.
- 30) 建設省東北地方建設局：北上型洪水計算機について，昭37.3.