

改訂新版
建設省河川砂防技術基準(案)同解説
調査編

建設省河川局監修
社団法人日本河川協会編

山海堂

表 5-1 洪水流出解析資料一覧表の例

洪水番号	降雨番号	観測所名 降雨期間	雨量					降雨原因	水位・流量						備考	
			a	b	c	d	e		A 観測所	A ピーク 流量	B 観測所	B ピーク 流量	C 観測所	C ピーク 流量		
○88	11	30. 8.22~24		○		×	○	台風	×	1800						H~Q
	12	30.10. 3~5		○			×	○	台風	×	1500					H~Q
	13	31. 9.10~15		○	○		×	○	台風	×	2700					H~Q
	14	31.10. 1~2	○	○			×	○	前線	×	1200					H~Q
○9								凡 例								
									完 全	不完全						
○10								日雨量	○	□	解析対象洪水 推算対象洪水	○	○			
								時間雨量	×	/						
								時刻水位	○	□						
								流量	×	/						

とが必要である。

2.1.3 降雨の欠測記録の補完

降雨観測記録に欠測がある場合には、他の観測所との相関を調査して欠測記録を補完するものとする。

解 説

当該流域の1箇所または、それ以上の観測所で、欠測や記録が不完全なことがしばしばある。例えば、2つの流域である期間の平均雨量を比較する時、1つの豪雨を除けば両記録は完全に満足すべきものであれば、その記録を補完しなければならない。

一般に降雨記録の補完にあたっては、解析対象降雨期間（この期間の定め方には特別な基準はないが、対象流域および近傍流域の雨量観測期間一覧表を調べ、観測点が多く、水文資料が充実している期間をとるのがよい。）の解析対象雨量の観測所間のすべての組合せについて単相関解析を行い、解析対象データ数も考慮に入れたうえで相関の最もよい観測所間の回帰式から欠測値を推定する。

単相関解析で十分な推定ができない場合には、3箇所以上の観測所におけるデータを用いて重相関解析を試みる必要がある。

2.1.4 流域平均降雨量の計算

流域平均降雨量は、流域内に観測所が多い時には算術平均法、ティーセン法、等雨量線法、観測所が少ない時には代表係数法によって計算するものとする。

解 説

当該河川流域内に配置された雨量観測所の地点雨量からその流域平均雨量を算出する各種の方法のうち、本文に示した算術平均法、ティーセン法、等雨量線法、代表係数法が一般に用いられる。これらの計算法は次のとおりである。

1. 算術平均法

$$r = \frac{r_1 + r_2 + \dots + r_N}{N} \quad (5-1)$$

r : 平均雨量

r_1, r_2, \dots, r_N : 各雨量観測所における降雨量

N : 雨量観測所数

この方法は、各雨量観測所の観測値を単純平均する方法である。流域内に雨量観測所が一様で密に分布していて、各観測値と平均値との差があまり大きくなければ精度も比較的高い。しかし、降雨に対する地形の影響が大きい山地などで観測所数が少ない場合には、この方法による値は大きな誤差を生ずる恐れがある。

2. ティーセン法

$$r = \frac{a_1 r_1 + a_2 r_2 + \dots + a_N r_N}{A} \quad (5-2)$$

r : 平均雨量

a_1, a_2, \dots, a_N : 地図内に各雨量観測所を記入し、これらを結ぶ直線の垂直二等分線によって各観測所の回りに作られた多角形の面積

A : 全流域面積

N : 雨量観測所数

r_1, r_2, \dots, r_N : 各雨量観測所の降雨量

ティーセン法では各観測所の支配面積に相当する重みを降雨量に付けて、平均雨量を計算する。この場合でも地形による降雨の影響の強い流域では、それを考慮して観測所が配置されているのでなければかなりの誤差を生ずることがある。

3. 等雨量線法

$$r = \frac{b_1 \left(\frac{R_0 + R_1}{2} \right) + b_2 \left(\frac{R_1 + R_2}{2} \right) + \dots + b_M \left(\frac{R_{M-1} + R_M}{2} \right)}{A} \quad (5-3)$$

r : 平均雨量

b_1, b_2, \dots, b_M : 相隣る等雨量線により囲まれる部分の面積

R_0, R_1, \dots, R_M : 等雨量値

M : 等雨量線によって分割される数

A : 流域面積

観測所の記録を利用して等雨量線を描く。この際に降雨分布に影響する諸要因を十分に考慮することができればよい結果を得ることができる。

考慮すべき要素としては、降雨原因、地形、風向、標高などが普通である。

4. 代表係数法

多数の雨量観測の実測値によって計算した流域平均雨量 R_{ave} と少数の代表観測所の雨量 R_i との間に、雨量を観測する期間にかかわらず、次の関係式が成り立つものと仮定する。

$$R_{ave} = \sum a_i \cdot R_i \quad (5-4)$$

R_{ave} : 流域平均雨量

R_i : 代表観測所の雨量

a_i : 代表係数

式中 a_i は各観測所について一定の係数で、これを代表係数という。具体的には、資料のそろってきている昭和27~30年以後（代表係数を解析するという意味で、解析対象降雨期間とよぶ）の降雨資料を用いてティーセン法または等雨量線法により流域平均雨量 R_{ave} を計算し、それ以前の観測所数の少ない降雨に対しては、観測所の代表係数を求め、式(5-4)より流域平均雨量を推定する。

式(5-4)の係数 a_i を最小二乗法によって決定するのに、大出水時の資料のみでは十分なデータ数が得られない場合には、中小出水時のデータも対象にする必要がある。連続雨量で約10mm以上の雨を採用する。

流出解析に用いる流域平均雨量で問題となるのは、流域の一部に豪雨があった場合である。これを流域全体でならした平均雨量にしてしまうと平均値が小さくなり、流出量との適正な対応がつけられなくなる。大雨のあった地点からは大きな洪水が出るので、平均値から求めたものとは異なることになるからである。

どの方法を用いて流域平均雨量を計算するにしろ、それが流域全体で見るとほんの一部の面積に降った点雨量に基づいて求められているということを認識しておく必要がある。

2.1.5 降雨量と流出高の時間分布図の作成

流域平均降雨量と流出高との関係は、時間分布図に整理するものとする。

解 説

解析対象洪水について、流域平均降雨量と流出高の時間変化を図示することにより、対象洪水の流出特性の相違が判断される。

なお、時間流出高 q (mm/h) は、流量を Q (m³/s)、流域面積を A (km²) として、

$$q = \frac{3.6Q}{A} \quad (5-5)$$

によって換算される。

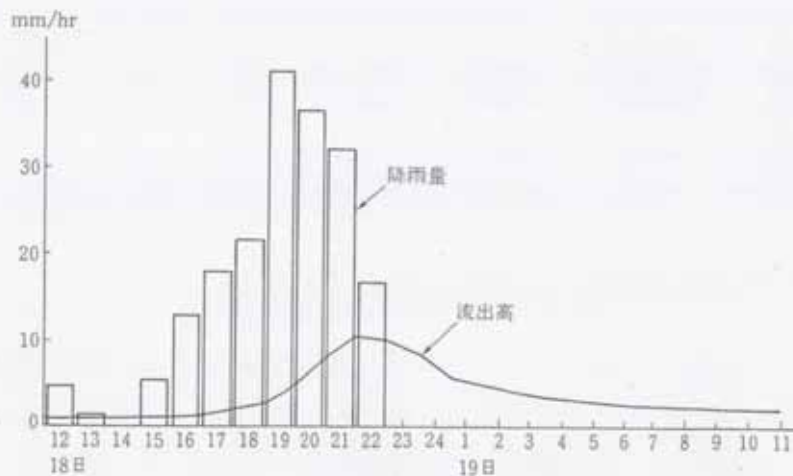


図 5-1 降雨量と流出高の時間分布図の例

2.1.6 流域特性の調査

流出計算にあたっては、必要に応じ、当該流域の形状（面積、傾斜、流路延長など）およびその流域の土地利用実態（植生、地被、田畑など）を調査するものとする。

解 説

流出ハイドログラフに影響する要素として流域特性がある。流域面積は流出量に、その傾斜は流出の速さに影

表5-5 アメリカ土木学会の流出係数

地域の用途別平均流出係数		工種別基礎流出係数	
商業地域		道 路	
下 町	0.70~0.95	アスファルトおよびコンクリート	0.70~0.95
下町の近接区域	0.50~0.70	レンガ	0.70~0.85
住居地域		畳 棋	0.75~0.95
1戸1家族の区域	0.30~0.50	砂層土の芝生	
1戸多数家族で建物の離れている区域	0.40~0.60	勾配0~2%	0.05~0.10
1戸多数家族で建物の近接している区域	0.60~0.75	勾配2~7%	0.10~0.15
アパート区域	0.50~0.70	勾配 7%以上	0.15~0.20
郊 外	0.25~0.40	ち密土の芝生	
工業地域		勾配0~2%	0.13~0.17
あまり密集していない区域	0.50~0.80	勾配2~7%	0.18~0.22
密集している区域	0.60~0.90	勾配 7%以上	0.25~0.35
緑地その他			
公園、墓地	0.10~0.25		
競技場	0.20~0.35		
鉄道停車場	0.20~0.35		
未改良区域	0.10~0.30		

表5-6 日本とアメリカの流入時間

我が国で一般に用いられている値		アメリカ土木学会	
人口密度大なる地区 : 5分	幹線 : 5分	全舗装下水道完備の密集地区 :	5分
人口密度疎なる地区 : 10分	枝線 : 7~10分	比較的勾配の小さい発展地区 :	10~15分
平均 : 7分		平地な住宅地区 :	20~30分

験式等を用いて比較検討して求めるのが望ましい。

② 流下時間

雨水が流路上流端に流入し、流量算出地点まで達するに要する時間が流下時間である。河道においては通常 Manning の平均流速公式が流下速度を与えると仮定して計算されている。下水道においては、管内の平均流速が用いられるが、平坦地では、0.9~1.0 m/s、勾配のとれる地域では、1.15~1.26 m/s、枝線では、0.6~0.9 m/s が一応の目安として用いられている。

(2) 経験式を用いる方法

洪水到達時間を求める経験式は、いろいろ提案されてきているが、その多くは流路長と勾配を用いた表現となっている。

① クラーヘン (Kraven) 式

I	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下
W	3.5 m/s	3.0 m/s	2.1 m/s

$$T = L/W$$

(5-8)

ここでは、 I は流路勾配、 W は洪水流出速度、 L は流路長、 T は洪水到達時間である。

② ルチーハ (Rziha) 式

$$T = L/W$$

$$W = 20(h/L)^{0.8}$$

ここで

W : 洪水流出速度 (m/s)

h : 落差 (m)

L : 流路長 (m)

T : 洪水到達時間 (s)

- ③ 土木研究所での調査によると、洪水到達時間は、都市流域では、

$$T = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad (5-9)$$

自然流域では、

$$T = 1.67 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad (5-10)$$

で表されると報告されている。ここで、 T : 洪水到達時間 (h), L : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m), S : 流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配である。²⁾

この公式の適用範囲は都市流域で流域面積 $A < 10 \text{ km}^2$, $S > \frac{1}{300}$, 自然流域では, $A < 50 \text{ km}^2$, $S > \frac{1}{500}$ である。

2. 単位図法

単位図の考え方は 1932 年 Sherman によって提案されたもので、対象とする流域において、単位時間に降った単位強度の有効降雨によって生ずるハイドログラフを単位図 (ユニットグラフ) という。単位図を用いた実流域における流出計算には、次式が用いられる。

$$q(t) = \sum_{j=0}^n r_p(t-j \cdot \Delta t) \cdot h(j \cdot \Delta t) \cdot \Delta t \quad (5-11)$$

ここに、 $q(t)$: 時刻 t における流出高, $r_p(t)$: 時刻 $(t - \Delta t) \sim t$ の間の有効降雨強度, $h(j \cdot \Delta t)$: 単位図, Δt : 単位時間

単位図法の基本的な考え方は、単位時間に降った単位有効雨量による河川の流出曲線は常に一定であり、重ね合わせが可能であるという、いわゆる線形性の仮定である。実際の流出現象は、洪水の規模によって単位図が異なり、また降雨継続時間が同じでもそれによるハイドログラフの継続時間は初期流量によって異なる、すなわち非線形であるため、単位図法はそのそもそもの仮定に問題を含んでいることになる。しかし、計算作業が比較的簡便であることおよび後述のように水文観測資料の蓄積がない流域について、地形条件等から人工的に単位図を合成することによって河川計画に用いる流量ハイドログラフを求められる等の長所があり、米国では標準的手法の一つとして広く用いられている。

単位図法における有効降雨の算定には、累加雨量-累加損失量曲線が用いられることが多く、また単位時間 Δt は有効降雨のピークと流出量のピークとの時差の $1/2 \sim 1$ にとるのがよいとされている。

また流量の未観測地域に対し、地形特性に基づいて人工的に合成した単位図を合成単位図 (Synthesized Unit Hydrograph) という。実際の降雨、流出量から単位図を求める手法および合成単位図を作成する手法については、例えば流出計算例題集や水理公式集を参照されたい。

3. 貯留関数法

貯留関数法は 1961 年木村によって提案された手法であり、流出現象の非線型特性を表すために、降雨から流出への変換過程を導入し、貯留量と流出量との間に一義的な関数関係を仮定して、貯留量を媒介変数として降雨量から流出量を求めるものである。

この方法では流域または、河道の貯留量 S と、それからの流出量 Q の間に、

$$S_t = KQ_t^p \quad (K, p: \text{定数}) \quad (5-12)$$

なる非線型関係を設定し、これを運動方程式の解として代用する。すなわち、流出量が貯留量のべき乗に比例するとしているわけで、これは降雨、流出の現象を容器に貯えられた水の切欠きからの流出現象に類似した現象と考えていることに相当する。この運動方程式と次の連続方程式を組み合わせることで流出計算を行う。

流域についての連続方程式は、

$$\frac{dS}{dt} = \frac{1}{3.6} f \cdot r_{ave} A - Q_t \quad (5-13)$$

ここで、

- f : 流入係数
- r_{ave} : 流域平均雨量 (mm/h)
- A : 流域面積 (km²)
- $Q_t(t) = Q(t + T_t)$: 遅滞時間を考慮した流域からの直接流出量 (基底流量を除いたもの, m³/s)
- S : みかけの流域貯留量 (m³/s·h)
- T_t : 遅滞時間 (h)

を表す。

河道区間についての連続方程式は、

$$\frac{dS_r}{dt} = \sum_{j=1}^n f_j J_j - Q_t \quad (5-14)$$

ここで、

- J_j : 流域、支川または、河道上流端から対象河道に流入する流入量群 (m³/s)
- f_j : その流入係数
- $Q_t(t) = Q(t + T_t)$: 遅滞時間を考慮した河道下流端流量 (m³/s)
- S_r : みかけの河道貯留量 T_t : 遅滞時間

を表す。

式 (5-12) の貯留量 S と流出量 Q との関係は既往の洪水流出資料から求められる。一般に流出ハイドログラフの増水部と減水部では S と Q の関係は異なるが、遅滞時間 T_t を導入してこれを一価関数に近似できるように修正するところに貯留関数法の特色がある。

流域分割での単位流域の大きさはその流出計算の単位時間に左右されるのであるが、使用するモデルによっても拘束される。貯留関数法では流域に対する1つの貯留関数の適用限界で流域面積が決定される。木村は10~1000 km²、流路長で10~100 km程度ならば十分な精度が得られるとしている。

これまでの実例では概ね300 km²以下の小流域に分割して計算を行っている例が多い。流域が大きすぎると流域内の地形や地質に相違が生じたり、河道が長くなることによる河道流下の影響が現れるので、流域での貯留関数適用が無理が生じる。したがって、対象とする流域面積としては100 km²前後のものが望ましい。なお、流量検証地点が多く望めない流域では分割を多くすると変動要素を増やすことになるので、結果の妥当性の検証が難しい場合もあることに注意を要する。

流域の流出計算においては、有効雨量の算定計算が必要である。貯留関数法では、 f は降雨量 r_{ave} にかかる係数ではなく、流域面積 A にかかる係数であると考え、すなわち、降雨初期には $f = f_1$ (1次流出率という) とし、 $f_1 A$ の面積(流出域という)だけで流出が発生するとし、累加雨量が $R_{0.1}$ (飽和雨量) を越えると $f = 1$ (飽和流出率) となって残りの $(1 - f_1) A$ の部分(浸透域)からも $R_{0.1}$ 以降の降雨によって流出が発生すると考える。ただし、流出域と浸透域とは洪水の終わりまで別個に流出計算を行うものとし、両域からの流出量の和に基底流出量を加えた値をもって流域流出量とする。流域からの流出量 (m³/s) は基底流出を含めて次の式で与えられる。

$$Q = \frac{1}{3.6} f_1 A \cdot q_1 + \frac{1}{3.6} (1 - f_1) A \cdot q_{sat} + Q_b \quad (5-15)$$

ここで、

- f_1 : 1次流出率
- q_1 : 全降雨による流出高 (mm/h)
- q_{sat} : 飽和点以後の降雨による流出高 (mm/h)
- Q_b : 基底流量 (m³/s)

である。



図 5-2 流出率の時間的变化

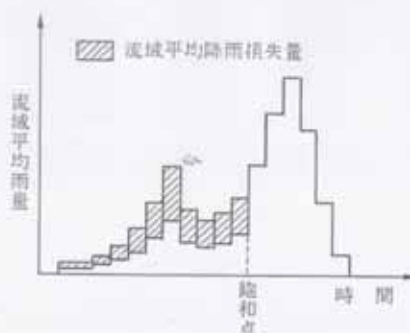


図 5-3 降雨損失量の時間的变化

5

4. タンクモデル法

タンクモデル法は、洪水流出計算、低水流量計算のいずれにも用いられるが、いずれに適用するかでモデルの取扱いが異なる。従来、低水流出解析用に広く用いられてきたタンクモデル法については、本章第3節の低水流出計算の解説を参考されたい。

5. 等価粗度法 (Kinematic Wave法)

等価粗度法 (Kinematic Wave法) とは、流域をいくつかの矩形斜面と流路が組み合わされたものとみなし、これらの斜面や流路における雨水流下現象を、水流の運動法則と連続の関係をを用いて水理学的に追跡するものである。等価粗度法 (Kinematic Wave法) は、流域斜面からの流出現象を Manning 型の平均流速公式で表現し、この斜面と流路を組み合わせた流域からの流出ハイドログラフが実測ハイドログラフに近づくように粗度係数を決定することから等価粗度法ともよばれる。

複雑な流域斜面からの流出現象はモデル化して取り扱えるが、等価粗度法 (Kinematic Wave法) を実河川に適用するには、対象とする河川が比較的急勾配で、かつ、降雨強度が大きく流出現象が洪水流出により生じていることが必要である。中間流や地下水流出が支配的な洪水では、逓減特性を近似することが難しく、妥当な結果を得られない場合がある。また、支川の合流点その他で河道をある区間ごとに分割した時、その区間内では横断面、勾配、粗度、横からの流入量などが流路に沿って一様に近いものと仮定できる必要がある。

以下 Kinematic Wave法による流出計算の基本式について簡単に紹介しておく。

山腹斜面に降った雨は一部は浸透し、一部は地表を流れて小さな水路からやがては大きな水路へと集められていく。この過程を模式的に図示したものが図5-4である。流出計算は有効降雨による斜面からの流出量 q を求め、この流出量を横流入量とする河道内の流量 Q を計算することにより行われる。考えている流域外から水路上流端へ供給される水量 Q_{in} 、あるいは降雨の始まる前から河道に既に流れていた流量などがある場合には、それぞれ境界条件および初期条件として考慮に入れる。

いま図5-4のように一般的な断面形を持つ河道へ時間的に変動する横からの流入量 $q(t)$ がある場合、流れが

第5章 流出計算

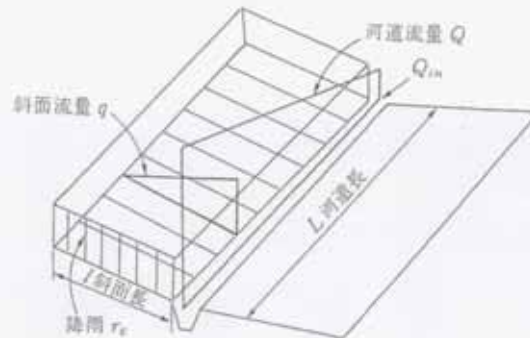


図 5-4 流域のモデル

定常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次のように表現される。

$$i - i_f = 0 \quad (5-16)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \quad (5-17)$$

ここで i は水面勾配, i_f は摩擦勾配, A は流水断面積である。運動方程式の解として定常等流における抵抗法則, 例えばマンニングの式を代用すれば式(5-16)から,

$$Q = Av = AR^{2/3}i^{1/2}/n \quad (5-18)$$

が得られる。

流路における径深と断面積の関係が K_1 および Z を常数として,

$$R = K_1 A_z \quad (5-19)$$

と表されると仮定すれば, 式(5-18)は次のように書き換えられる。

$$A = KQ^p \quad (5-20)$$

ここに,

$$p = 3/(2Z+3) \quad K = (n/i^{1/2}K_1^{2/3})^p$$

である。

このように河道内の流れをモデル化すれば, 式(5-17)と式(5-20)を適当な境界条件, 初期条件のもとに解けばよいことになる。

これと同様な考えをモデル化された流域斜面も適用すれば, その流れは次式で表現できることになる。

$$h = kq^p \quad (5-21)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = ar_t \quad (5-22)$$

ここに, h は水深, q は単位流量, r_t は有効降雨強度, a は単位変換定数で r_t を mm/h, q を m^2/s とすると $a = (1/3.6) \times 10^{-6}$, p と k は定数で, 流れに対して Manning 則が成立するときは,

$$k = (N/\sin \theta)^p \quad p = 3/5 \quad (5-23)$$

ここに, N は等価粗度, θ は斜面傾斜角

である。式(5-21), 式(5-22)は式(5-20), 式(5-17)と同じ形の式形であって, これをこのままの形で差分化して数値計算するか, 特性方程式上で数値積分すれば解が得られる。

実際の計算に際しては, 斜面の粗度係数 N を変化させて計算を行い, 実測と計算値がよく一致するとみなされるときの N 値をその流域の等価粗度係数とする。等価粗度係数は流域の分割の仕方によるが $10^0 \sim 10^2$ の値 ($m^{-1/3} \cdot s$) をとるものが多い。流域の特性による等価粗度の値としては表 5-7 の値があげられている。

表5-7 流域特性と等価粗度

流域の状態	等価粗度 N ($m^{-1/3} \cdot s$)
階段状に宅地造成を行った丘陵地帯	0.05
流域の一部(15%)に宅地造成が行われた丘陵地帯	0.1~0.2
階段状田畑主体流域	0.2~0.4
上流山地、中下流に市街地を含む階段状田畑主体流域	0.3~0.5
林相のかなりよい山地流域	0.4~0.8
上流丘陵地50%、中流市街地20%、下流低平水田30%の流域	0.6~1.1
排水改良の行われていない水田地帯	1~3

6. 流出関数法

流出関数法は降雨と流出の関数を線形と仮定して、線形応答関数を利用して流出計算を行うものである。これは $q(t)$ を時刻 t の流出高、 $r_e(t)$ を同時刻の有効雨量強度、 $K(t)$ を線形応答関数として、

$$q(t) = \int_0^t r_e(t-\tau)K(\tau) d\tau \quad (5-24)$$

$$\int_0^{\infty} K(\tau) d\tau = 1$$

の形の表現される。単位図法はもともと $K(t)$ の値を $q(t)$ と $r_e(t)$ の実測値から解析するものであるが、流出関数法では $K(t)$ に次のような関数形を与えて計算を行い、そのパラメータの値を同定することになる。

$$K(t) = \alpha e^{-\alpha t} \quad (5-25)$$

$$K(t) = \alpha^2 t e^{-\alpha t} \quad (5-26)$$

$$K(t) = \frac{\alpha^{n+1}}{\Gamma(n+1)} t^n e^{-\alpha t} \quad (5-27)$$

ここに、 α 、 n は降雨量と流出量の測定値から決定される定数である。式(5-27)は指数関数の線形応答系を仮定したときの一般解で、 $n=0$ の場合が式(5-25)、 $n=1$ の場合が式(5-26)に相当する。

7. 準線形貯留型モデル

都市化等による土地利用の変化が流出にどのような変化をもたらすかという観点から、検討された流出モデルとして準線形貯留型モデルがある。準線形貯留型モデルは、有効降雨モデル(1次流出率~飽和雨量~飽和流出率による方法等)、斜面モデル(準線形貯留型モデル)および河道モデル(貯留関数法等)の3つより構成されている。これらは、各々全体の流出モデルを構成するサブモデルと位置づけられており、モデルの向上や総合化が図られた時点で、順次交換すればよいという考え方である。準線形貯留型モデルの特徴は、次のとおりである。

1. 斜面上の流れの非線形性が表現できること。

日本のように、強雨を計画対象としている河川流域では、特に流域斜面上の流れの非線形性は無視できない。

2. 河道の洪水伝播現象が表現できること。

3. 土地利用形態の差異による流出の差異を表現できること。

土地利用形態の差異による流出の差異をよりよく表現していくためには、土地利用別の有効雨量および洪水到達時間の評価に係わる資料を蓄積していく必要がある。

4. 総合化が可能であること。

新しい実証データが得られた時点で、各サブモデルを交換できるため、モデルの総合化が可能である。

5. 計画論から見た場合の特徴として、当該河川流域内の他の排水計画(下水道、中小河川等)に使われるモデルと共通性がある。

有効雨量は、対象流域に同一の降雨があっても、土地利用状況ごと（山林、水田、畑、市街地）に、その損失雨量は各々異なるということを前提にしているので、まず、対象流域の土地利用状況を分類し、その各々について、設定する必要がある。有効雨量の評価モデルとしては、1次流出率（ f_1 ）～飽和雨量（ R_{sat} ）～飽和流出率（ f_{sat} ）モデル等がある。

斜面モデルの基本式は、次のように表される。

$$S = K \cdot q \quad (5-28)$$

$$r_e - q = \frac{dS}{dt} \quad (5-29)$$

$$\text{ただし、} K = \frac{t_c}{2} \quad (5-30)$$

ここで、 S ：貯留高（mm）、 q ：流出高（mm/h）、 t_c ：洪水到達時間（hr）である。 t_c は、角量らによる洪水到達時間の経験式と、実績の有効降雨強度曲線から決定される。

$$t_c = C \cdot A^{0.23} \cdot r_e^{-0.25} \quad (5-31)$$

ただし、 r_e ：降雨継続時間内の最大平均有効降雨強度（mm/h）、 A ：流域面積（km²）、 t_c ：洪水到達時間、 C ：土地利用形態によって定まる定数である。

5

第3節 低水流出計算

3.1 水文資料の調査

3.1.1 資料の所在状況の整理

水文資料の調査にあたっては、一般に解析対象地域内の観測所の日雨量、日流量記録の存在の有無および程度を調査し、資料の所在状況を整理するものとする。

解 説

低水流出解析は、通常、日単位であるいは半旬単位で行われる。日雨量の記録は相当長期にわたって存在するが、流量の記録は昭和30年以降にしか得られないことが多い。流量記録のないときでも、当該流域での雨量記録は可能な限り収集する必要がある。低水流出解析により流出モデルが決定されたら、それを用いて流量記録を復元する必要があるからである。資料の所在状況は表5-8の形式で整理する。

3.1.2 解析対象資料の決定と流出記録の復元

低水流出モデルの作成に用いる流出記録の選択は、本章3.1.1の資料によって行うものとする。流量資料のない期間については、原則として流出モデルの決定後、雨量記録から流量記録を復元するものとする。

解 説

日雨量、流量記録の一覧表から低水流出モデルを作成するのに用いる資料を決定する。流量資料は雨量記録に比べて一般に少ないが、日雨量記録は長期にわたって蓄積されていることが多い。このような日雨量の記録を用いて過去の流量を再現してみる。そしてその当時の洪水などの記録と比較すれば、モデルの妥当性を検討する一手段とすることができる。

3.1.3 降雨の欠測記録の補完

本章2.1.3によるものとする。