

中小河川流域における豪雨出水の予測問題

Problems about Prediction or Estimation of Rain Storm Floods in Minor River Basins

友 杉 邦 雄

Kunio TOMOSUGI

1. はじめに

中小の河川流域では、豪雨による洪水災害の防止・軽減対策の計画・設計および管理・運用上必要な種々の情報の予測・評価において、大河川下流部と比べて、豪雨時の出水が急激であること、適切な情報が不十分なことなどに起因する困難な問題、あるいは河川整備率および防災基準の低さに起因する緊急性の高い課題など、特に多くの問題・研究課題が残されている。

本稿では、まず2.において、ここでいう中小河川流域を定義し、近年の洪水災害防止・軽減策の内容を概観した後、それらの対策のとくに管理・運用面で必要な予測・評価（管理予測、実時間予測）の内容・方法について、その現状と問題点を概観する。ついで、管理予測問題の緊急性・重要性に鑑み、筆者が中小河川流域における豪雨出水の実時間危険度予測を主目的として行った一連の基礎的研究の成果として、3.では出水波形特性に関するモデル解析による検討結果である、出水ピークの発生条件、洪水到達時間の新しい図式算定法、合理式の解釈などについて紹介する。そして最後に、4.では3.の検討過程で思いついた増水時流量簡易推定法とその検討結果を紹介することにしよう。

2. 中小河川流域における豪雨出水の管理予測問題の概観

2.1 中小河川流域とは

ここでいう中小河川流域を定義する場合に問題になるのは、ファジイ表現である大、中、小という規模（通常は流域面積）の境界を具体的にどのあたりに置くかである。それはどのような立場・観点から判断するかに依存する。本稿の主題から、洪水対策における管理予測の難易度に判断の基準を置くことにすれば次のようになる。すなわち、懸案地点の豪雨時の出水が、既に観測された降雨情報や上流の水位情報に基づいて、防災・減災上の対応に十分な余裕時間と精度をもって予測できるような流出特性をもつ河川は、大河川と判断し、逆に最低限の防災対応をするには既に観測された降雨情報のみならず、降雨の予測情報を必須とするような流出の速い河川は、小河川と判断することになる。中河川はその中間の流出特性の河川ということになる。ただし、ここでも「対応に十分な余裕時間と精度」、「最低限の防災対応」あるいは「降雨の予測情報」等の内容が必ずしも明確でない、あるいは時と場合による上に、流域の湿潤条件、豪雨の分布状況・規模等によって「流出の速さ（洪水到達時間）」が異なることも考慮しなければならないのである。

したがって、「中小河川」の流域面積は一概に規定し難いが、上記の判断基準で規定すれば、およそ200～300km²程度以下のもの、洪水到達時間にして6時間程度以下のものと思われる。なお、建設省河川砂防技術基準（案）¹⁾には、基本高水の決定に当り合理式を適用する場合に関する記述における「流域面積が比較的小さい河川」の解説として、「通常流域面積がおおむね200km²未満または流域の最遠点からの到達時間がおおむね2時間程度までの河川とする」とあり、これは合理式の適用性を判断基準としたものといえよう。

このような中小河川流域が全国にどの程度あるか明確には把握し難いが、手元の河川ハンドブック²⁾の資料によれば、国の管轄下にある一般河川水系（109水系、13369河川）の流域面積は87km²（本明川）～16840km²（利根川）に分布し、平均値は約2200km²（22.2km²/河川）で、300km²以下のものは6水系、都道府県管轄の二級河川水系（2630水系、6682河川）の流域面積の平均値は約40km²（15.9km²/河川）、さらに市町村

管轄の準用河川（11640河川，内独立水系1417河川）の平均延長は1.47km（流域面積 2～3km²程度に相当？）と算定されることから，2万～3万河川と推定される。

2.2 近年の洪水災害防止・軽減策の概観

一般に災害を防止・軽減する対策は大きくわけて，災害が発生する前の対策（事前の対策）と災害が発生した直後に被害が拡大しないようにとられる直後対策（救助活動，応急復旧など）に分けられる。なお，いわゆる災害復旧事業はつぎの災害に備えると言う意味で，事前の対策に属すると考えられる。これら直後対策や復旧事業には独自の問題があると思われるが，ここでは通常の事前の対策だけを考えることにし，今日，都市中小河川を想定した総合治水対策を含む河川一般の洪水災害の防止・軽減対策として考えられているものをハード対策とソフト対策に分けて列挙，整理するとおおよそ以下ようになる³⁾。

（1）ハード対策

（a）治水施設（管理・運用を含む）

堤防（水防活動による保護・強化を含む），河道改修，放水路（地下放水路を含む），捷水路，内水排除ポンプ，下水道整備，井堰の統廃合など

（b）流出抑制施設（管理・運用を含む）

ダム（砂防ダム，地下ダムを含む），遊水地（治水緑地，多目的遊水地を含む），防災調節池，雨水貯留浸透促進施設（透水性舗装等による地下水浸透，各戸貯留，公園貯留等），水源保全（森林育成）等。

（2）ソフト対策

（a）土地・氾濫原管理

土地利用規制（開発規制，盛土規制），浸水実績・予想図の公示，都市再開発，建物・施設の耐水化指導，水害保険制度の確立など

（b）警戒・避難・救助システム

予警報システム，洪水情報伝達システム，水防・救助訓練，避難経路・場所の周知，避難訓練，防災教育，防災ボランティアの育成など

上記の諸対策を計画・設計する際には，防災基準（計画安全度ないし危険度：通常設計外力の年超過確率で表現）の設定問題，それに対応する計画降雨の予測・決定に必要な極値確率分布モデルに関わる問題，計画降雨に対応する基本高水（ハイドログラフまたは最大流量，最大水位）の予測に必要な洪水流出モデルに関わる問題，あるいは氾濫域とその生起確率分布の予測・評価問題など，資料の乏しい中小河川流域にとって特に困難な問題が残されている。これらの詳細については別の機会に譲ることにし，次に，より緊急性の高い問題として，上記諸対策の管理・運用面で必要な予測（管理予測）の現状と問題点・研究課題を，中小河川流域における豪雨出水を念頭において概観しよう。

2.3 管理予測の現状と問題点

（1）降雨の短時間予測問題

先にも述べたように，中小河川流域では流出が速いので，洪水流出予測モデルへの入力情報として，既に観測された降雨情報，あるいは流出情報等の他に，降雨の短時間予測情報が特に重要であり，従来から気象学の分野で，また近年のレーダー雨量計の普及以降は水工学の分野でも，降雨予測モデルの開発・改良が急がれている。現在のところ予測可能な内容と精度は，降雨の気象原因により異なるが，一般にまだ十分でなく，中小河川にとって特に問題となる集中豪雨の予測については，上記の目的にとって不十分と云わざるを得ないようである。しかし，不十分ながらもその予測情報を最大限に活用する方法を考える必要があることは言うまでもない。その場合の最大のネックは予測精度の定量的評価問題であろう。

（2）洪水流出予測モデルの問題

洪水調節ダムのゲート操作にとって，貯水池への流入流量ハイドログラフおよび下流残留域からの流出流量ハイドログラフに関する予測情報が有用であり，また水防活動や避難警報発令に際して，最大流量（水位）

の規模とその起時に関する予測情報が必要である。従って、実時間洪水流出予測モデルに関する研究も重要課題であり、また計画降雨に対応する基本高水の予測問題とも共通するため、従来から多くの研究がなされている。しかしながら、次のような点がまだ十分に達成されていない点、あるいは考慮されていない（できない？）点として挙げられよう。

(a) 流出モデルの総合化

中小河川流域では一般に水文資料、特に出水時の水位、流量資料が不備であるため、流域条件等の測定可能な情報からモデルパラメータの同定ができるような普遍的な流出モデルの開発が必要であり、ある程度の成功を収めた研究もあるがまだ十分とは言えないようである。

(b) 予測精度の定量的評価のできる流出モデルの開発

流出予測情報の精度は意思決定者にとって極めて重要であり、従ってこの課題も重要であるが、モデルへの入力情報（観測降雨・流量、予測降雨など）の精度評価が困難なため、容易ではない。

(c) 流域条件の急変を考慮する流出モデルの開発

流域内の山腹崩壊や自然ダムの形成・破壊、あるいは流木等の影響に対して、中小河川は敏感であるため、その点を考慮できる流出モデルの開発が必要であろう。この点について、洪水流出の実時間予測の場合、大河川では流量観測情報とカルマンフィルターを利用するモデルパラメータの逐次改変法が有効となるが、一般に出水が急で流量観測情報も得難い中小河川には適さず、とりあえずは山腹崩壊等の監視・通報体制の整備問題となろう。

(d) 土砂流出を考慮する流出モデルの開発

流出モデルのパラメータ同定に必要な洪水記録は、雨量と流量に関するものであるが、「流量」の内容を考えると、そこには当然流送土砂が含まれているはずであり、一般にその割合は流域の規模が小さいほど大きいと考えられる。しかし、洪水流出予測モデルを取り扱う者は通常、そうしたことを無視する。これは洪水時のデータの精度を認識した暗黙の了解事項であろうか。

(3) 水位予測問題

上記の洪水流出予測モデルは、通常、流量を予測する。堤防断面、河道断面の設計には設計流量から水力計算により設計水位が予測されるが、豪雨出水時には急激な河床変動等がある、水位流量曲線（ $H-Q$ カーブ）等により流量から水位を予測する際に大きな誤差が生じる可能性がある。したがって、水防活動、避難警報発令に際しては水位の監視・通報体制の強化が当面の課題であろう。

(4) その他の問題

堤防管理については豪雨時の堤防強度の変化予測法の開発、氾濫源管理については内水や氾濫水の挙動を実時間予測するモデルの開発、また貯留浸透促進施設については豪雨時の機能変化予測が、それぞれ研究課題となろう。

3. 出水波形特性に関する雨水流法によるモデル解析

この解析研究は、従来から実用されている種々の流出解析法のうち、その物理性の故に優れているとされている雨水流法（kinematic wave法、等価粗度法ともいう）をとりあげ、その最も基本となる（あるいは単純化された）モデル、即ち相対した2つの一様等価な矩形斜面と、それから流入を受ける1つの一様河道からなる流出系モデルに、任意の関数形をした有効降雨分布（ただし、空間分布は一様で累積雨量関数は連続時間微分可能）を与えた場合について、斜面及び河道からの流出ハイドログラフが数式上どのように表現されるか、またそれに基づき出水ピークの発生条件、ハイドログラフの上昇率に及ぼす降雨・流域条件の検討、さらに洪水到達時間と合理式については再検討を試みようとしたものである。

しかし、河道からの流出と降雨分布の関係は、式形が斜面のそれに比して格段に複雑となり⁵⁾、解析的考察が容易でない面が多々あることもさりながら、とくに中小河川では、斜面における集水遅滞過程が河道網系におけるそれに比して圧倒的に支配的であることを考慮し、ここでは比較的簡単な斜面流出における上記

の検討項目の解析的考察について示すことにする。

3.1 斜面流の基礎方程式と特性曲線法による解

(1) 基礎方程式

周知のように雨水流法における斜面流の基礎方程式は次の連続の式、及び指数タイプの運動の式からなる。

$$\partial h / \partial t + \partial q / \partial x = r(t) \quad (1)$$

$$q = \alpha \cdot h^m \quad (2)$$

ここに、 h : 水深、 q : 斜面単位幅当たりの流量、 x : 斜面に沿う下流向きの距離、 t : 時間、 $r(t)$: 有効降雨強度、 m 、 α : 共に定数で、流れがManningの抵抗則に従う場合、 $m = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta} / n$ (n : Manningの粗度係数、 θ : 斜面が水平となす角度)、である。

式(2)を(1)に代入した偏微分方程式の解は特性曲線理論より、次の連立常微分方程式の解となる。

$$dx/dt = \alpha m h^{m-1} \quad (3)$$

$$dh/dt = r(t) \quad (4)$$

(2) 特性曲線の式

式(3)、(4)において、初期・境界条件を $h(0, x) = h(t, 0) = 0$ とし、

$$\int_0^t r(s) ds = R(t) \quad (5)$$

とおくと、特性曲線の式は次のようになる。

a) $0 \leq t \leq t_{co}$ のとき

$$x - \xi = \alpha m \int_0^t R(s)^{m-1} \cdot ds \quad (6.a)$$

b) $t_{co} < t \leq D$ のとき

$$x = \alpha m \int_{\tau}^t \{R(s) - R(\tau)\}^{m-1} \cdot ds \quad (6.b)$$

c) $t > D$ のとき

$$x = \alpha m \left[\{R - R(\tau)\}^{m-1} \cdot (t - D) + \int_{\tau}^D \{R(s) - R(\tau)\}^{m-1} \cdot ds \right] \quad (6.c)$$

ここに、 ξ : 特性曲線が $t = 0$ に出発する位置、 τ : 特性曲線が $x = 0$ から出発する時刻、 t_{co} : $\xi = \tau = 0$ を出発した特性曲線が下流端 ($x = L$) に到着する時刻、 D : 降雨継続時間、 R : 総雨量 (= $R(D)$) (図-1参照)である。なお、ここでは上記のように $D > t_{co}$ の場合のみを扱う。 $D < t_{co}$ となるのは一般に小出水の場合だからである。

(3) 下流端流量の表示式

斜面下流端の流量 $q_L(t)$ は式(2)、(4)、(5)より次のように表せることが容易に分かる。

a) $0 \leq t \leq t_{co}$ のとき

$$q_L(t) = \alpha R(t)^m \quad (7.a)$$

b) $t_{co} < t \leq D$ のとき

$$q_L(t) = \alpha \{R(t) - R(\tau)\}^m \quad (7.b)$$

c) $t > D$ のとき

$$q_L(t) = \alpha \{R - R(\tau)\}^m \quad (7.c)$$

ここに式(7.b)、(7.c)における τ は、それぞれ式

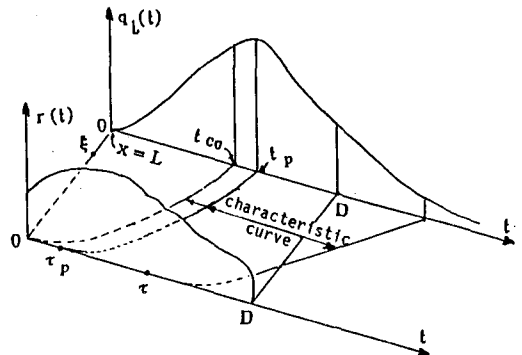


図-1 特性曲線法における諸記号

(6. b), (6. c)で $x = L$ とした t の関数 (陰形式) であって, 通常は数値解法によらねばならない。

3.2 流量ハイドログラフの上昇率とピーク発生条件

(1) 流量ハイドログラフの上昇率について

下流端流量の変化率 dq_L/dt は, 式 (5), (7) より次のように表せることがわかる。

a) $0 \leq t < t_{c0}$ のとき

$$dq_L/dt = \alpha m R(t)^{m-1} \cdot r(t) \quad (8. a)$$

b) $t_{c0} < t < D$ のとき

$$dq_L/dt = \alpha m \{R(t) - R(\tau)\}^{m-1} \cdot \{r(t) - r(\tau) \cdot d\tau/dt\} \quad (8. b)$$

c) $t > D$ のとき

$$dq_L/dt = \alpha m \{R - R(\tau)\}^{m-1} \cdot \{-r(\tau) \cdot d\tau/dt\} \quad (8. c)$$

ここで, 明らかに式 (8. a) は常に正 (流量上昇) で, また常に $d\tau/dt > 0$ であるから式 (8. c) は常に負 (流量下降) である。すなわち $q_L(t)$ のピーク (最大値) は $t_{c0} \leq t \leq D$ の範囲内で発生することになる。よってハイドログラフの上昇率は式 (8. a) ないし (8. b) で表現される。これらの値は当然 α が大きいほど大きい。また $m = 1$ (流れが線形) の場合は, $d\tau/dt = 1$ であるので, 前者は $r(t)$, 後者は $\{r(t) - r(\tau)\}$ (> 0) が大きいほど大きい。通常 $m > 1$ であるので, 時刻 τ (≥ 0) から t までの累積雨量が大きいほど大きいことも分かる。

問題は $r(t)$ が瞬間値であることで, 通常は計測されないし, また豪雨では変動が激しいことが多いと考えられるため, これらの式はハイドログラフの上昇率の予測計算には不向きである。よってハイドログラフの上昇部そのものを予測する方がよいことになる。

(2) ピーク発生条件について

次に, $q_L(t)$ のピークが1つの場合について, 式 (8. b) の符号の状態別にピーク発生条件と降雨分布条件について考えると以下ようになる。

① 式 (8. b) が常に正の場合:

このとき上記1) のことから, ピーク発生時刻 $t_p = D$ となり, 尖ったピーク ($q_L(t)$ の t_p における微係数が不連続) となる。このようになる場合の $r(t)$ の分布形は単調増加型, または $r(t)$ のピークの起時 t_{rp} が降雨終了間際にある単峰型と考えてよい。すなわち, 降雨強度の時間分布形が後期集中型降雨の場合である。

② 式 (8. b) が常にゼロの場合:

これは $r(t) = r_0 = \text{const.}$ の一様分布という特殊な場合で, $t = t_{c0} \sim D$ で $q_L(t)$ は一定の最大値 $r_0 \cdot L$ をとる。

③ 式 (8. b) が常に負の場合:

このとき $t_p = t_{c0}$ となり, 尖ったピークとなる。このようになる $r(t)$ の分布形は単調減少型, または $t_{rp} \leq t_{c0}$ となる単峰型と考えてよい。すなわち前期集中型降雨の場合である。

④ 式 (8. b) が正から負に変わる場合:

このときのピーク発生条件は $dq_L/dt = 0$ より, 次式 (9) で与えられ, 滑らかなピークとなる。このようになる $r(t)$ の分布形は t_{rp} が降雨期間の中程にある単峰型, すなわち中期集中型降雨と考えてよい。

$$r(t) - r(\tau) \cdot d\tau/dt = 0 \quad (9)$$

ここで, $d\tau/dt$ は, 式 (8. b) で $x = L$ とおいた $t \sim \tau$ の関係式を $f(t, \tau) = 0$ とすると, $m > 1$ のとき次のように表せることが分かる。

$$\begin{aligned} d\tau/dt &= -(\partial f / \partial t) / (\partial f / \partial \tau) \\ &= \{R(t) - R(\tau)\} / \{\beta r(\tau) \cdot (t - \tau)\} \end{aligned} \quad (10)$$

ここに,

$$\beta = (m-1) \int_{\tau}^t \phi(s) ds / (t-\tau) \quad (11)$$

$$\phi(s) = [\{ R(s) - R(\tau) \} / \{ R(t) - R(\tau) \}]^{m-2} \quad (12)$$

式(10)を(9)に代入し、 $t = t_p$ に対応する τ を τ_p と表せば、ピークの発生条件は結局次式となる。

$$\beta \cdot r(t_p) = \{ R(t_p) - R(\tau_p) \} / (t_p - \tau_p) \quad (13)$$

なお、 $m = 1$ (流れが線形) の場合は、式(6.b)より $d\tau/dt = 1$ となるので、ピークの発生条件は式(9)より $r(t_p) = r(\tau_p)$ となるが、これは石原・高棹⁶⁾が指摘し、従来より中小流域の洪水ピーク到達時間 $t_{pc} = t_p - \tau_p$ の図式推定法 (図-2 (a) 参照) の根拠とされている関係である。

3.3 洪水到達時間の推定法と合理式の再検討

(1) 洪水ピーク到達時間の推定法について

以上に得たピークの発生条件のうち、式(13)は β の値が分かれば τ_p の値、従って、 $t_p - \tau_p = t_{pc}$ は出水ピークの起時 t_p と降雨 (厳密には有効降雨) 量の時間分布記録から図式的に推定できることを示している。

式(11)、(12)より、 $m = 2$ のときは $\beta = 1$ という一定値をとるが、例えば $m = 5/3$ のときは β は降雨の時間分布形に依存する。そこで、 $m = 5/3$ として種々の三角形分布を想定して数値計算したところ、通常、 $1 < \beta < 1.2$ の値をとることが分かった。図-2 (b) には前述の従来の方 (厳密には $m = 1$ の場合) と $\beta = 1$ ($m = 2$) とした推定法 (影の部分の面積を等しくする) を示しているが、この新しい方法による t_{pc} の値は従来の方によるものより一般に大きめとなることが分かる。なお、前述の尖ったピークとなるやや特殊な場合 (現実には河道系の変換を受けるので尖ったピークとはならない) や一定の最大値となる特別の場合にはこれらの方法は適用できないが、②の一樣分布型および③の前期集中型の場合は $\tau_p = 0$ なので、 t_{pc} は出水ピークの起時 t_p と降雨量の時間分布記録から容易に推定できることは言うまでもない。問題は①の後期集中型の場合であり、何か別の方法 (4. で述べるような試行錯誤的方法) によらねばならない。

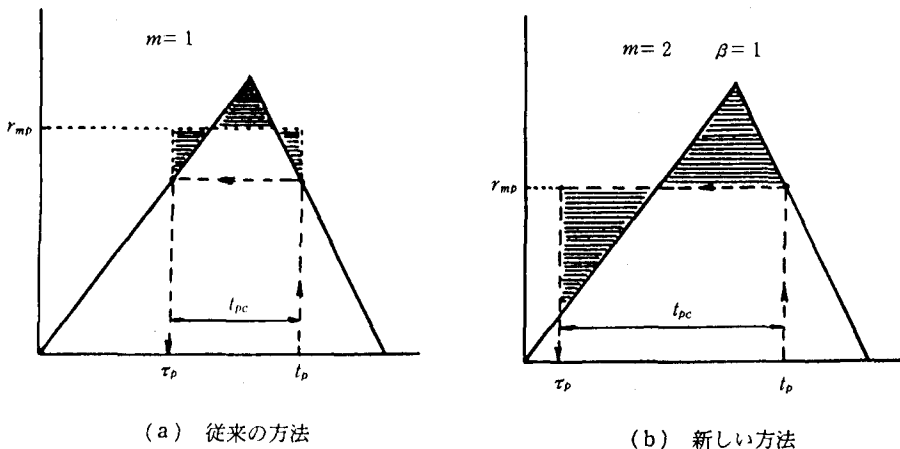


図-2 洪水ピーク到達時間の図式推定法の比較 (三角形: ハイエトグラフ模式図, t_p : 流出ピーク生起時刻, t_{pc} : 洪水ピーク到達時間, r_{mp} : 到達時間内平均雨量強度)

(2) 洪水到達時間と降雨・流域条件の関係

次に、 t_{pc} が雨量規模 ($t = \tau_p \sim t_p$ 間の雨量又は平均強度) やその時間分布特性、あるいは流域の特性 (L, α) とどのような関係があるか等について、強度の時間分布がつぎに示す式(14)で表されるモデル降雨の設定により検討した結果を示しておこう。

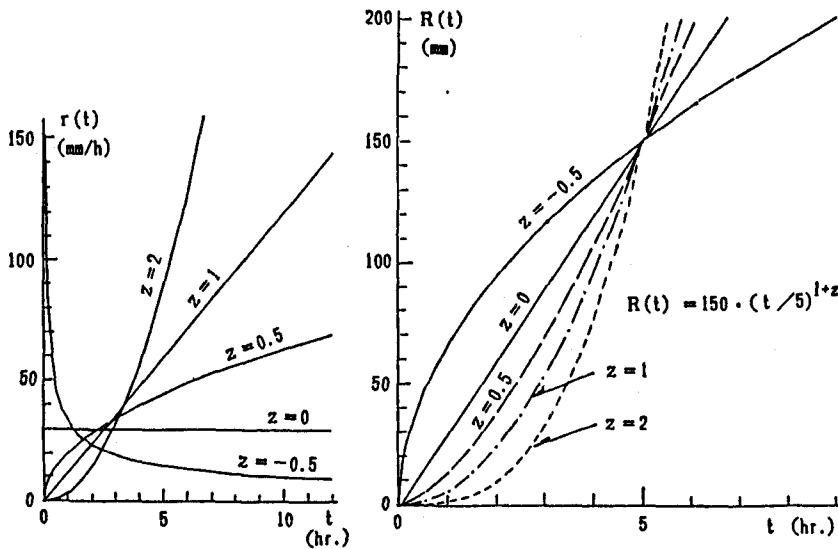


図-3 降雨強度モデル (式 (14)) の図式例 (左) とその累積分布 (右)

$$r(t) = a \cdot t^z \quad (t > 0, a > 0, z > -1) \quad (14)$$

この分布形は、 $0 > z > -1$ のとき下向きに凸な単調減少、 $z=0$ のとき一様、 $z > 0$ のときは単調増加であるが、 $z < 1$ 、 $z > 1$ のときそれぞれ下向きに凹、凸となる。図-3 は $t=5\text{hr.}$ で $R(t)=150\text{mm}$ となる場合についてこの分布形を z をパラメータとして例示したものである。このような簡単な関数形を与えても、式 (6) をみればわかるように、 $\tau_p=0$ でない限り、 $t_{p0} = t_p - \tau_p$ を陽に含む解は一般的には得られない。そこで、一般に、 $t_{p0} \leq t_{c0}$ (等号が成立するのは 3.2 (2) の②、③のとき) で、かつ両者の差はさほど大きくないと考えらるので、ここでは t_{p0} の代わりに t_{c0} の特性を見れば十分と考え、 t_{c0} の陽表示として、式 (6. a) で $x=L$ 、 $\xi=0$ 、 $t=t_{c0}$ とし、式 (5) から得られる $R(t)$ 、 $R(t_{c0})$ を適用して、次の関係式が得られる。

$$t_{c0} = \left[\{1 + (1-1/m)z\} G^{-1} \right]^k \cdot \{ (1+z) a^{-1} \}^{(m-1)k} \quad (15)$$

ここに、 $G = \alpha/L$ 、 $k = \{m + (m-1)z\}^{-1}$ である。

この式より、 $m=1$ の場合、 $t_{c0} = L/\alpha$ となって降雨条件と無関係になるが、例えば、 $m=5/3$ の場合、次式 (16) あるいは式 (17) のようになり、洪水到達時間 (集中時間) は雨量規模のみならず、その時間分布形にも依存することが確認され、また流域条件 (G) との関係を含めた依存関係を知ることができる。

$$t_{c0} = R_{sm}^{-s} \cdot G^{-s} \quad (16)$$

ここに、 $R_{sm} = (1+2z/5) (1+z)^{2/3} a^{-2/3}$ 、 $s = 3/(5+2z)$ である。また、 $R(t_{c0})/t_{c0} = r_{c0}$ とおき、平均強度 r_{c0} との関係で表示すると上式は次のようになる。

$$t_{c0} = (1+2z/5)^{0.6} \cdot r_{c0}^{-0.4} \cdot G^{-0.6} \quad (17)$$

この式で、 $z=0$ (一様分布) とおけば、洪水到達時間とその時間内の平均雨量強度の関係として、従来から引用されているものと一致することは言うまでもない。従って、降雨の時間分布特性の多様性が、これらの関係の資料解析におけるばらつきの原因の 1 つとなっていると解釈される。

さらに、こうしたモデル解析により、同じ降雨に対して、流域条件 $G = \alpha/L$ の違いに対する t_{c0} の変化傾向を知ることができる。すなわち、式 (16) において、 R_{sm} を一定とし、 $G = G_1$ 、 G_2 に対応する t_{c0} をそれぞれ t_{c01} 、 t_{c02} とすれば、次式が得られる。

$$t_{c02}/t_{c01} = (G_2/G_1)^{-3/(5+2z)}$$

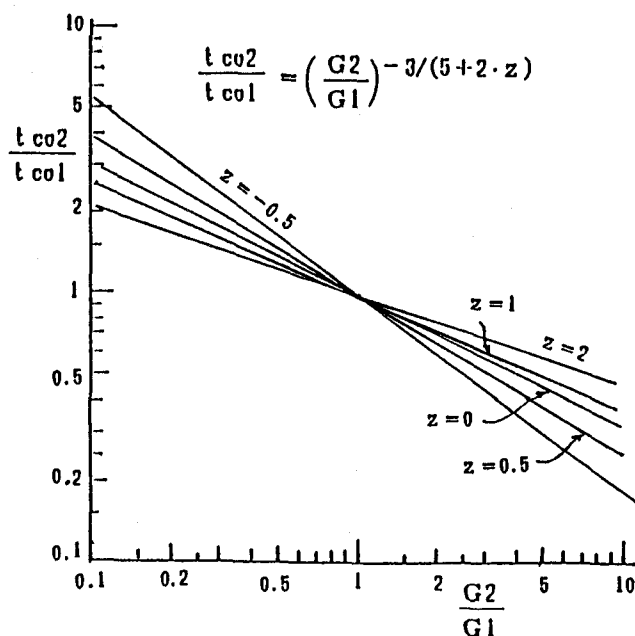


図-4 流域特性係数 G の変化が洪水集中時間 t_{co} の変化に及ぼす影響
(z : 式(14)で表される降雨強度時間分布の形状パラメータ)

図-4は、この関係を z をパラメータとして面対数紙に例示したものである。これによると、例えば同一流域で都市化等に起因した G の変化による t_{co} の変化の度合いは降雨が前期に集中する (z が小さい) ほど大きい、 G が数倍になるといった大きな変化をしない限り、 t_{co} はさほど大きく変化しないといったことが分かる。

(3) 合理式の再検討

ここでのモデルにおけるピーク流量 q_{Lp} は、式(7. b)より一般に次式で表せる。

$$q_{Lp} = \alpha \{R(t_p) - R(\tau_p)\}^m \quad (18)$$

ここで、式(13)の値を r_{mp} とおき、さらに式(6. b)で $x=L$ として上式から α を消去すると次式が得られる。

$$q_{Lp} = r_{mp} \cdot L / \gamma \quad (19)$$

ここに、

$$\gamma = m \int_{\tau_p}^{t_p} \Phi(s) ds / (t_p - \tau_p) \quad (20)$$

$$\Phi(s) = [\{R(s) - R(\tau_p)\} / \{R(t_p) - R(\tau_p)\}]^{m-1} \quad (21)$$

すなわち、 $m=1$ のとき $\gamma=1$ となるので、式(19)は合理式が厳密に成立することを意味する。 $m=5/3$ の場合については、 $r(t)$ として種々の三角形分布を与えて、数値計算したところ、 $\gamma=0.90 \sim 0.96$ 程度の値となった。従って式(13)で定まる洪水ピーク到達時間に対して、合理式は近似的に成立するといえる。なお、式(13)による r_{mp} の値は、前述のことから従来の方法による値より小さめになること(図-2参照)を考えれば、 $\gamma=1$ として従来の方法を適用することに、実用上概して大過がないことも分かる。ただし、厳密には、降雨の時間分布の効果がピーク流出係数に転嫁されることになることと理解しておくべきであろう。

なお、ここでは降雨の空間分布の効果については検討していないが、筆者ら⁷⁾はここで用いたものと同じ流出系モデルに三角形分布(ピークの時空間位置をパラメータとした)をするモデル降雨を与えた場合について、やはり特性曲線法による解析的検討を加え、時間分布や空間分布によりピーク流出係数が1を越え

る可能性を指摘している。

4. 増水時流量簡易推定法の提案と検討

中小河川における実時間出水対策に先立つ最大の問題は、雨量情報から刻々の出水の概況を速やかに知る方法にある。この方法として、計算機の高度な発達をみた今日では、従来から実用されている各種の流出モデルが利用できる場合もあろう。しかしこれらにも、観測資料のない流域におけるパラメータの同定問題があるのはもとより、一般に複雑であり、専門的知識を必要とするため、一般利用者には不安であり、また重大な誤りを犯しても気付かない恐れもあろう（このため、複数の流出計算法による相互チェックが必要とされる）。従って、例えば合理式のような簡明な方法で、しかも物理性のあるモデルに基づいた流出計算法が好ましい。一方、出水の危険性の程度を判定するという観点からは、増水中の流量、ことに比較的高水時のものを刻々推定・予測することが第一義的に重要である。

ここでは、まず、以上の観点から上記のようなモデルとして3.で解析考察したモデルが適切と考えてその基本原理と従来の知識に基づいて提案した「増水時流量簡易推定法」（略称：簡易法）を提示し、ついで出水資料の解析によるその方法の妥当性の検証及びパラメータの同定問題に関する検討結果を示し、最後に簡単な条件を仮定した解析例による予測雨量及びパラメータの不確定性の予測流量精度に及ぼす効果の検討例について示すことにしよう。

4.1 簡易法

提案した簡易法は、式(7.a)、(7.b)の両辺を L で除して流出高表示した式に基づくものである。これらの式は極めて単純なモデルに基づいているが、雨水流法における従来の経験によると、代表的斜面長（あるいは流下経路長か）と等価粗度という概念の導入により、河道系の遅滞効果が斜面系のそれに比して無視できるような中小流域に適用でき、また大中出水では通常Manningの抵抗則に従うとしてよいとされている。そこで、増水時流量簡易計算式として上記の式で得られる斜面からの直接流出高を流域からのものと等しいとし、 $m=5/3$ とした次式を想定し、出水ごとに、 $t-\tau=t_0=\text{const.}$ とし、次項にその概要を示す出水解析を通じてその妥当性の検証を試みたわけである。

$$d(t) = Q_d(t) / A = G \cdot R_0(t)^m \quad (22)$$

ここに、 $d(t)$ ：直接流出高、 $Q_d(t)$ ：直接流出流量、 A ：集水面積、 G ：流域特性係数（ $=\alpha/L$ ）、 $R_0(t)$ ：時刻 t までの洪水到達（集中）時間 t_0 内有効雨量で、直接流出の開始時刻 $t_0=0$ として、式で示すと以下のようなものである。

$$R_0(t) = R(t) \quad (0 < t < t_0 \leq t_{00}) \quad (23.a)$$

$$R_0(t) = R(t) - R(\tau) \quad (t_0 \leq t_{00} < t < D) \quad (23.b)$$

ただし、この方法では上述のように、 $t_{p0} = t_{00} = t_0$ と仮定するわけである。この仮定は3.の解析からわかるように厳密には少々無理があるが、データの精度や降雨記録の時間単位、さらに本方法の目的を考慮すれば、許されるであろうとして採用したものである。

4.2 出水解析による妥当性の検証

(1) 資料の概要

主として本方法の妥当性の検証を目的として、解析の対象とした出水は面積にして $10 \sim 300 \text{ km}^2$ 程度の流域におけるもので、昭和30年代後半より最近までにわが国で生じたもののうち、原則として大中規模でかつ流量（水位）の実測資料のあるもの、計22流域27ケースである。これらの資料の出典は主に災害調査研究の報告書類であり、数値データも記された若干のケース以外は、そこに記載されたハイドログラフとハイドログラフを拡大して読みとり、解析に共した。これらの具体的内容はここでは割愛し、文献8)に譲る。

(2) 解析の方法

まず、解析区間はハイドログラフの立ち上がり時点 t_0 よりピーク時 t_p までとし、 t_0 以前の雨量は初期損失として、その後の損失雨量は考慮しないこと（この点が後で問題となるが）にした。流量は集水面積で

除して流出高として扱い、基底流出の分離は原則として水平分離としたが、複数の明確なピークをもつ出水では、二山目以降の場合で、 t_0 の流出高が相当大きいときは、最後の山の同レベルからの低減曲線で分離した。ここで洪水到達時間 t_0 がわかれば、刻々の $R_0(t)$ がハイトグラフから式 (23), (24) を介して得られ、これと対応する $d(t)$ ($= Q_0(t)/A$) を両対数紙上に前者を横軸にとってプロットすれば、式 (22) が妥当なら、これらの点は勾配 $m = 5/3$ の直線上にほぼ並ぶはずである。問題は t_0 の評価法であるが、この場合は次のようにした。

まず、合理式における洪水到達時間の一般的な推定式として角屋・福島⁹⁾の提案による次式、

$$t_{pc} = C \cdot A^{0.22} \cdot r_{mp}^{-0.35} \quad (25)$$

で、丘陵山林地域に対する $C = 290$ としたものを t_0 の初期値の目安として採用する。ただし上式の r_{mp} を求めるには t_{pc} が必要であり、まず前述の図式推定法のうち従来の方法 (図-2 (a)) で概略値を仮定し、試行錯誤によりほぼ上式が成立するような t_{pc} を求めて t_0 の初期値とするという意味である。こうして得た t_0 は概して過小評価となるが、それは $t_0 < t < t_p$ では $d(t)$ が $R_0(t)$ の増加関数であるという関係がピーク付近で成立しなくなることから知れる。また逆に、過大評価のときは、ピークの手前から前記の両対数紙上のプロット点の上昇勾配が顕著に低下することからわかる。即ち、これらの図上判定条件のもとに t_0 を試行錯誤的に決定したわけである (ただし降雨記録単位の関係でほとんど1時間単位)。なお、この t_0 によるプロット点の図上勾配が $5/3$ より著しく大きくならざるを得ないケース (例えば降雨終了後にピークとなる場合) が若干あった。その場合は、河道系による遅れ時間 t_L を考慮して $R_0(t)$ に $d(t+t_L)$ を対応させることにより勾配を $5/3$ に近づけるようにした。

(3) 妥当性の検討結果について

上記の方法により得られた、各ケース (複数のピークの場合は各ピークまでを1ケースとし、全部で27ケース) についての d (mm/hr) と R_0 (mm) の両対数紙上の関係 (文献8)) は、ただ2つのケース (松浦川牟田部; 昭和42年7月出水の二山目、六角川潮見橋; 昭和55年出水) を除いて、いずれも流出高の比較的大きいところ (5mm/hr前後以上) で勾配 $m = 5/3$ の直線にほぼ乗ると見なせることがわかった。また、河道系による遅れ時間 t_L を考慮する必要のあったのは4ケースだけであった。これらの例外的なケースの前者は、記録によれば、いずれも上流部で氾濫が生じたとされている。また後者は、集水面積の大きさにおいてそれぞれ、260km² (上記松浦川牟田部の二山目とも)、320km² (檜内川鑑畑ダム) と、ここでの上位2位を占め、もう1ケースの松浦川西橋は130km² であるが緩流感潮河川として著名である。

以上のことから、 $A < 200 \sim 300$ km² の通常の中小河川の場合、流出高の大きい危険な出水の流量推算法として本方法が妥当かつ有望と判断したわけである。なお、河道系による遅れ時間を考慮する必要のある場合は予測上有利であることは言うまでもない。

4.3 パラメータの推定法と安定性に関する検討

以上に、中小河川における豪雨出水の危険度予知のための簡便な流量推定法を提示し、その妥当性の検証結果について略述したわけであるが、これを大中出水の観測記録のない任意の流域に適用できるようにするには、流域・降雨条件のみからパラメータ G 及び t_0 を推定する方法が問題となる。また同時にパラメータの安定性の問題がある。これらの問題は、流出モデル一般に共通する宿命的なものといえ、解決は容易ではないが、ここではこれらの問題について不十分ながら別のデータも加えて、若干検討を試みた結果を示す。

(1) パラメータの推定法について

まず、パラメータ G 、 t_0 を推定する方法を探るための予備的検討として、上記の解析の結果として各ケースで得られた G 、 t_0 それぞれの値と流域地形特性量 (集水面積、主河道長、河道平均勾配やこれらの組み合わせ)、降雨条件 (ピーク流量を与えた R_0 など) との関係や、 G と t_0 の関係を調べたところ、ここには示さないが、理論的又は経験的に期待される相関・傾向は見られたものの、いずれもばらつきが相当大きくなった。このことは、式 (25) に導入されているような流域の地被状態に関する要素が G と t_0 に大きく

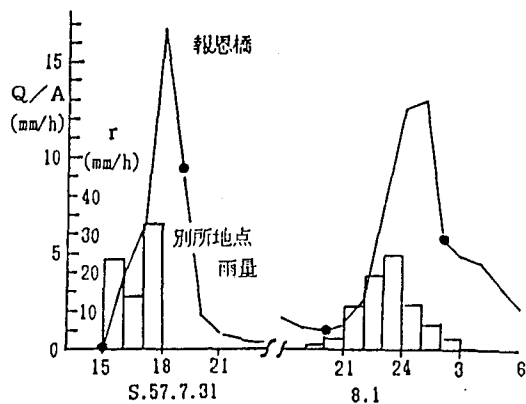
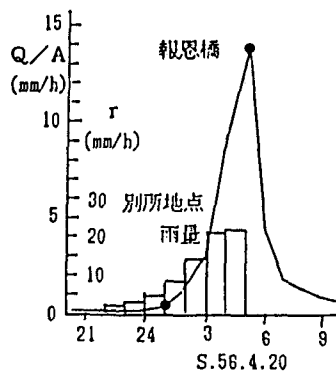
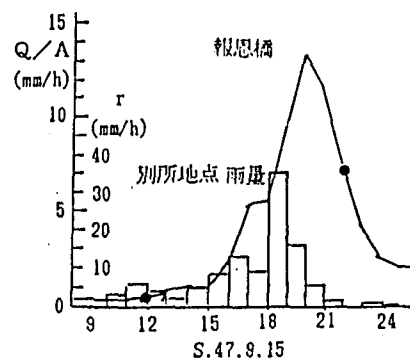
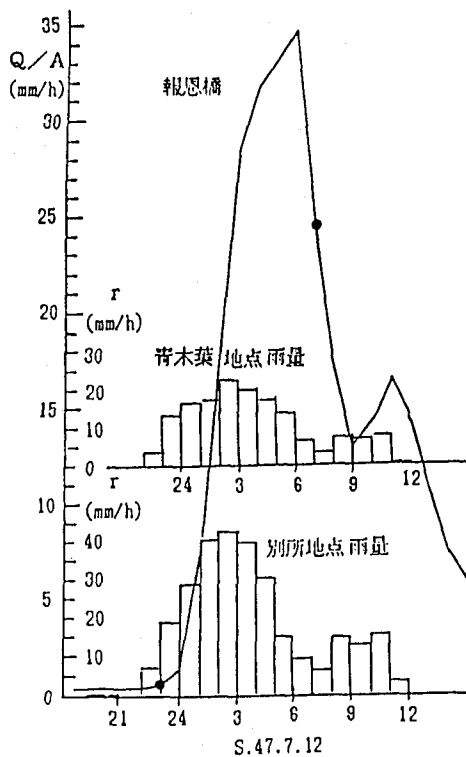
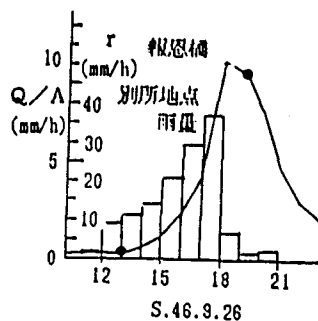
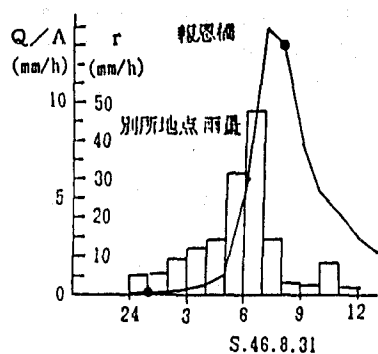


図-6 解析対象出水記録 (大栗川報恩橋流域)

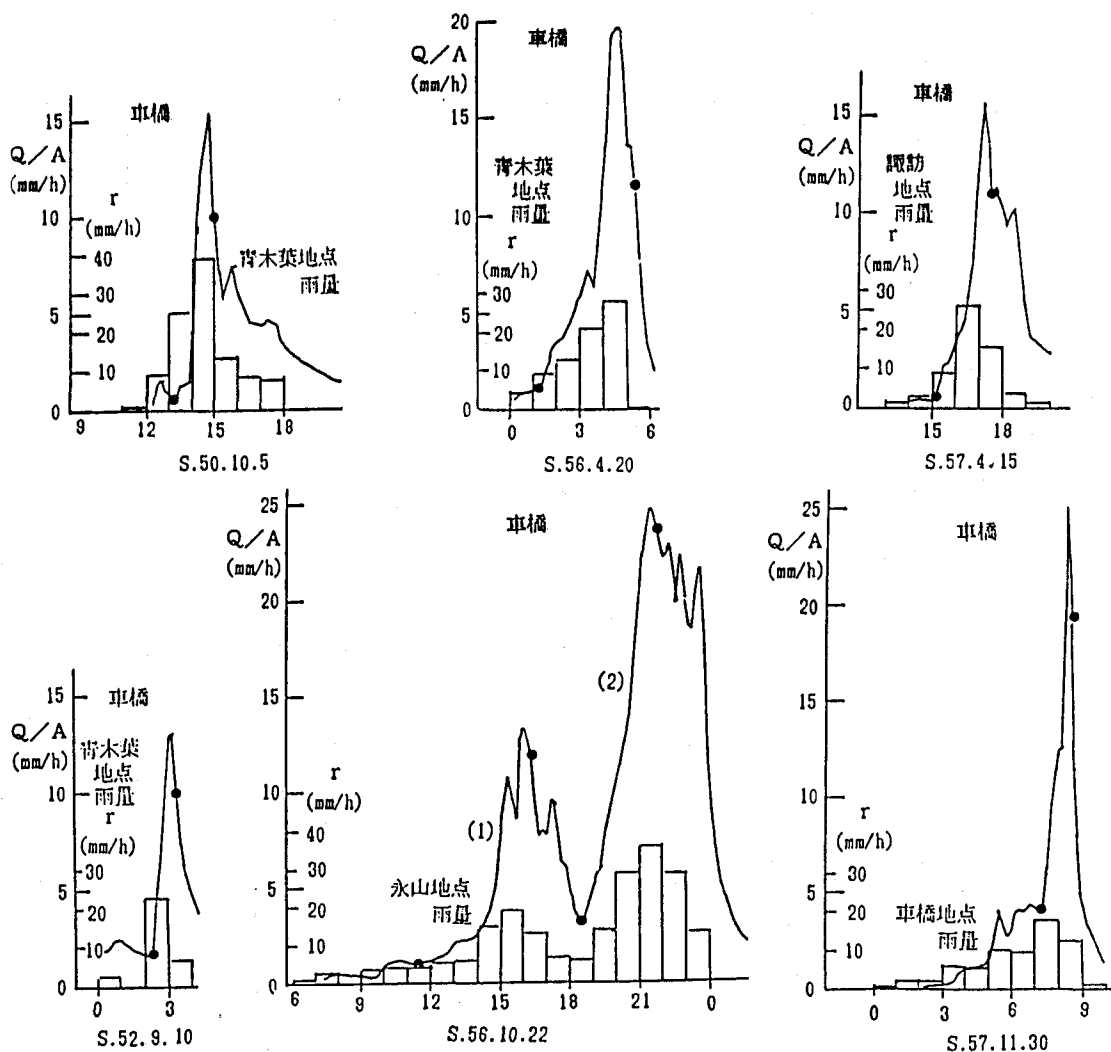


図-7 解析対象出水記録（乞田川車橋流域）

時間、後者は10分である。また、基底流出の分離法、及び降雨損失の取扱い方等は前述の場合と同様とした。

まず、図中に示された t_c の値を見ると、大栗川のは、S. 46 (1971) 年～S. 57 (1982) 年の約10年間にわたる都市化の進展により、最初4～5hr. であったものが3hr. となり、1～2時間短くなっている。この結果は従来指摘されていることと一致し妥当と思われる。一方、乞田川ではS. 50 (1975) 年～S. 57 (1982) 年の間、50～60分とほとんど一定となっていて、一見解釈に苦しむ。しかし、乞田川流域の開発・都市化が最も早期に着手され、例えば市街地面積率で見ると、S. 45年に9.8%であったものがS. 50年には28.9%、S. 55年で38.6%となっていることを考慮すれば、この結果はほぼ妥当なものといえよう。すなわち、 t_c は流域条件が大幅に変わらない限り、比較的安定しているようである。このことは、特に乞田川の場合、各ケースの降雨条件がほぼ同様であったことから図-4で示したようなモデル解析の結果とも矛盾しない。

次に、 G についてであるが、ここではその数値を示していないが、勾配 5/3 の直線（図示したのはおよそその変動幅を示す2本のみ）が $R_c=1$ (mm) で Q_d/A (mm/hr) 軸を切る値（単位： $\text{mm}^{-2/3}\text{hr}^{-1}$ ）であるから、大栗川のもの（図-8）は都市化の進展により0.005前後から0.02程度まで大きく変化している傾向が認め

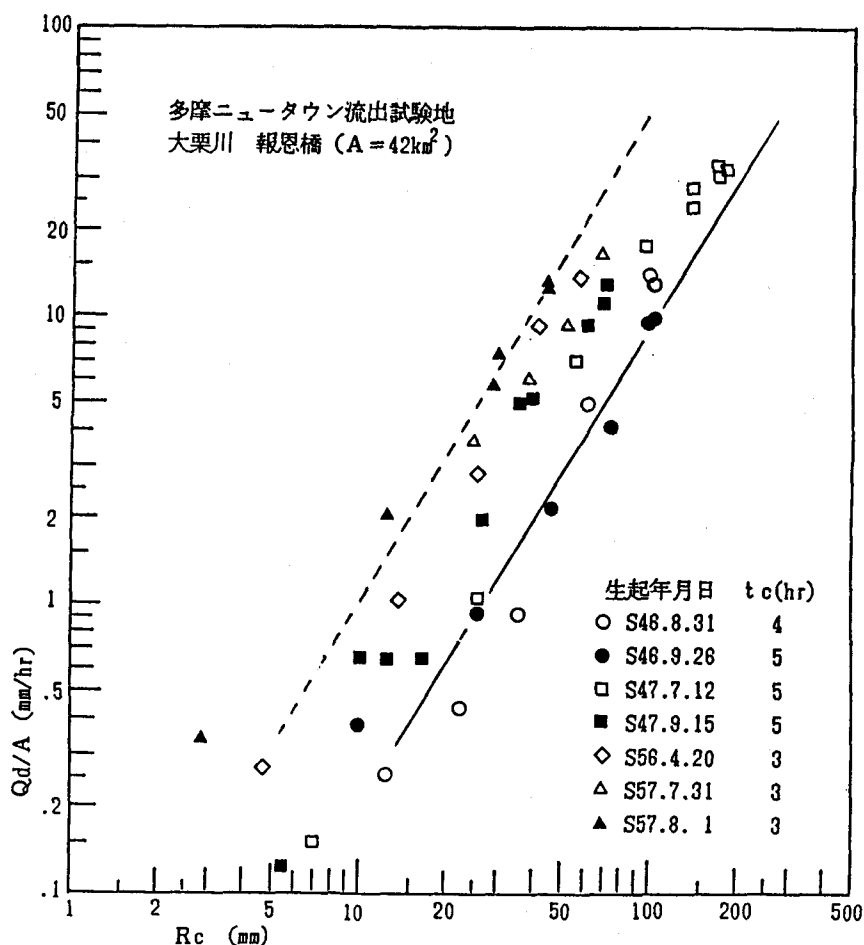


図-8 簡易法による解析結果 (大栗川報恩橋流域)

られるものの、約10年の隔たりが t_c ほど明確ではない。この原因の一つとして初期損失以降の損失降雨量（直接流出とならない降雨量）を微小と想定して考慮しなかったことが考えられる。一方、乞田川のもの（図-9）ではS.50年（市街化面積率28.9%）のものが約0.03と飛び離れて小さい以外は、S.52年（市街化面積率37.0%）以降は0.11前後のまわりで比較的安定していることがわかる。S.50年のものが小さい理由を市街化率の差では説明出来ないで、降雨量の過大評価（このように狭い流域でも降雨の空間分布が著しく偏る場合がある）と考えて、これを除外すると、都市化により損失降雨量の変動幅が比較的少ないと考えられる乞田川の G が大栗川のものに比べ安定していると考えられる。なお、同図で△印で示したS.56.10.22(2)の出水は図-7に示すように二山目の出水で、▲印の一山目の出水より G がやや大きくなっている（ t_c も10分短くなっている）。同様のことが4.2で述べた他のケースにも見られ、このことは流域表層の初期湿潤状態が、 G ひいては t_c に関係することを示していると解釈される。この点については、友納ら¹⁰⁾により、等価粗度係数の変化という観点から同様の指摘がなされているが、有効降雨の評価にも問題があるように思われる。

以上の検討から、簡易法のパラメータ G 、 t_c の推定、およびそれらの安定性については等価粗度法における同様の問題があり、特に流域表層の湿潤状態の情報及び降雨損失機構の把握の重要性和、さらなる観測研究の必要性を再確認したことになる。

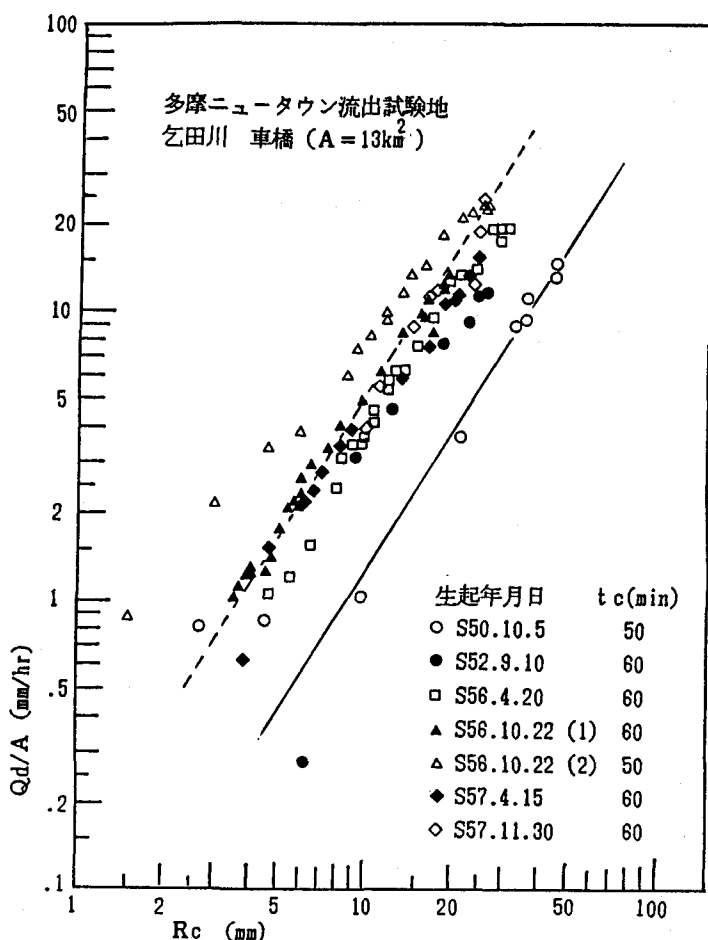


図-9 簡易法による解析結果(乞田川車橋流域)

4.4 簡易法による予測精度の評価について

以上、実測資料による検討において、簡易法のパラメータが都市化されていない流域で予想以上に不安定であるという結果を得た。この不安定性が本質的なものであるなら、そのことを前提とした利用法を考えておく必要がある。ここではそのことに関して簡易法の予測精度の評価について若干考察したことを示す。

まず、 G 及び R_c がそれぞれある範囲で確率分布するとき流出高がどのような確率分布となるかを知ることにより、危険度予知という意味での利用が可能と考えられる。すなわち、(22) 式を予測に用いるには t_c 時間内の雨量 R_c を予測する必要があるが、 R_c は本来不確定であるが、 G したがって t_c もある程度不確定ということをも考慮しておけば、それなりの合理的な利用法となると思われるわけである。しかしながら、 G の確率分布はもとより、 R_c の確率分布も明かではない。ただ、それらの分布範囲ならある程度推測することは可能となろう。ことに、 G と t_c の分布範囲については今後のより詳細な解析・検討により明確となることが期待される。そこでつぎに最も簡単な場合ではあるが、 G と R_c がともに一様分布する場合を考え、(22) 式という非線形式で評価される流出高 d の確率分布がどのようなになるかを調べてみた結果を示そう。

まず、(22) 式を時間 t の関数表示を省いて再記すれば、

$$d = G \cdot R_c^{5/3} \quad (26)$$

ここで、 G と R_c はそれぞれ有限範囲で一様分布し、互いに独立とすると、 G および R_c の確率密度関数 $f(G)$ 、 $f(R_c)$ はそれぞれ次のように表せ、

$$f(G) = 1 / (G_2 - G_1) \quad (G_1 \leq G \leq G_2) \quad (27)$$

$$f(R_c) = 1 / (R_{c2} - R_{c1}) \quad (R_{c1} \leq R_c \leq R_{c2}) \quad (28)$$

G と R_c の同時確率密度関数はつぎのようになる。

$$f(G, R_c) = f(G) \cdot f(R_c) \quad (29)$$

このとき d の確率分布 $F(d)$ および確率密度 $f(d)$ は、比較的簡単に求められ、以下のようになることがわかる。ただし、

$$d_1 = G_1 \cdot R_{c1}^{5/3}, d_2 = G_1 \cdot R_{c2}^{5/3}, d_3 = G_2 \cdot R_{c1}^{5/3}, d_4 = G_2 \cdot R_{c2}^{5/3}, \\ k = 3 / \{ 2 (G_2 - G_1) (R_{c2} - R_{c1}) \} \quad \text{とする。}$$

(A) $d_2 < d_3$ のとき：

$$F(d) = k G_1 \cdot R_{c1} \{ d/d_1 - 5 (d/d_1)^{3/5} / 3 + 2/3 \} \quad (d_1 \leq d \leq d_2) \quad (30. a)$$

$$F(d) = k G_1 \{ R_{c1} (d/d_1 + 2/3) - R_{c2} (d/d_2 + 2/3) \} \quad (d_2 \leq d \leq d_3) \quad (30. b)$$

$$F(d) = 1 - k G_2 \cdot R_{c2} \{ d/d_4 - 5 (d/d_4)^{3/5} / 3 + 2/3 \} \quad (d_3 \leq d \leq d_4) \quad (30. c)$$

$$f(d) = k G_1 \cdot R_{c1} \{ 1 - (d_1/d)^{2/5} \} / d_1 \quad (d_1 \leq d \leq d_2) \quad (31. a)$$

$$f(d) = k G_1 (R_{c1}/d_1 - R_{c2}/d_2) \quad (d_2 \leq d \leq d_3) \quad (31. b)$$

$$f(d) = k G_2 \cdot R_{c2} \{ (d_4/d)^{2/5} - 1 \} / d_4 \quad (d_3 \leq d \leq d_4) \quad (31. c)$$

(B) $d_2 > d_3$ のとき：

$d_3 \leq d \leq d_2$ の範囲のみ式形が異なり、つぎのようになる。

$$F(d) = k R_{c1} [G_2 \{ 5 (d/d_3)^{3/5} - 2 \} - G_1 \{ 5 (d/d_1)^{3/5} - 2 \}] / 3 \quad (32)$$

$$f(d) = k R_{c1} \{ G_2 (d_3/d)^{2/5} / d_3 - G_1 (d_1/d)^{2/5} / d_1 \} \quad (33)$$

なお、 d の期待値 $E(d)$ は上記の $f(d)$ から (A), (B) ともつぎのようになる。

$$E(d) = 3 \{ (G_1 + G_2) (R_{c2}^{8/3} - R_{c1}^{8/3}) \} / \{ 16 (R_{c2} - R_{c1}) \} \quad (34)$$

図-10は上記の式の数値計算例で、 $G_1=0.005$, $G_2=0.007$ ($\text{mm}^{-2/3}\text{hr}^{-1}$)、および $R_{c1}=100$, $R_{c2}=150$ (mm) とした場合で、(B) のケースにあたる。この図からわかるように G および R_c がともに一様分布しても d の分布は小さい側に偏った非対称分布となる。なお、ここには例示しないが $F(d)$ を計算すれば危険な流量に相当する流出高を越える確率が評価でき、危険度予測における有用な情報となり、こうし

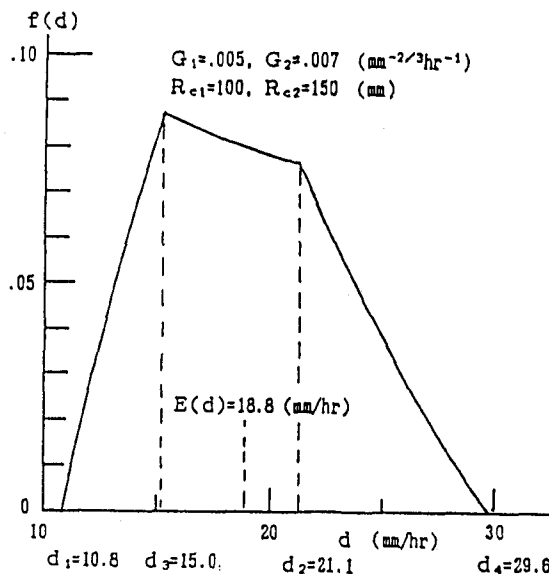


図-10 予測流量の確率密度分布の計算例 (G 及び R_c が独立かつ一様分布する場合)

た方法論が比較的簡単に適用できる簡易法の有用性を示すものとする。またここでは t 時間内の雨量 R が予測される場合を想定したが、予測期間が t より長い雨量の場合は連続最大雨量配分率の確率分布の知識¹¹⁾が適用できよう。

ところで、中小河川における豪雨出水の危険度予知という意味からは、流量の情報よりも水位の情報の方が一般には实际的である。流量と水位の関係については、流量の平方根と水位が線形回帰関係にあることが多いことが知られているが、その関係を利用すれば(22)式を介して降雨情報から増水時の水位を予測することが考えられる。しかし観測資料のない流域についてはその回帰係数の推定・評価法が問題となってくると同時に、上記と同様に評価された回帰係数の確率分布ないし分布範囲の評価が問題となつてこよう。いずれにしてもこれらは今後の課題であり、流出予測精度の的確な評価は困難と云わざるを得ない。ただ、ある程度妥当な評価は降雨予測の分野を含めた今後の研究成果の積み重ねの努力次第では可能となろう。

なお、ここでは簡易法をあくまで実時間予測の立場からみてきたが、この方法は中小河川の計画予測にも利用できることは云うまでもなからう。

5. おわりに

以上、本稿では、中小河川流域における豪雨出水に関する管理予測問題を概観した後、簡単ではあるが物理性のある流出モデルの解析を通じて、中小河川の豪雨出水波形特性である流量の上昇率、流出ピークの発生条件、洪水到達時間、及び合理式について再検討するとともに、これらの検討の過程で思いついた簡易法の提案とその妥当性の検証ならびにパラメータの同定と安定性の問題に関する資料解析による検討の結果、および簡易法による予測精度問題について若干考察したところを示した。

これらの結果のうち、特に重要と思われる点を列挙すると以下のようである。

- (1) 洪水危険度の指標の一つとして、ハイドログラフの上昇率を降雨情報から予測するのは無理があり、ハイドログラフの上昇部そのものを予測するのがよい。
- (2) ピーク流量発生条件の解析により、洪水到達時間の従来より一般的な図式推定法を得たが、この方法によると、従来の石原・高棹の方法によるものより一般に長目となる。
- (3) 降雨強度時間分布の簡単な数理モデルを設定した解析により、洪水到達時間は雨量規模のみならずその時間分布形にも依存することが確認された。
- (4) 合理式は実用的にはほぼ問題ないが、降雨の時間分布（および空間分布）の効果がピーク流出係数に転嫁されていることがある。
- (5) 提案した簡易法は実測資料の解析により、その妥当性が検証された。その適用可能流域の集水面積の上限は200～300km²程度である。
- (6) 多摩ニュータウン流出試験地における複数の洪水資料の解析から、簡易法のパラメータは、都市化の影響を受けて変化すること、比較的大きな出水でも損失降雨量は無視できず、流域表層の初期湿潤状態にもかなり影響を受けることがわかった。
- (7) 資料解析を通じて、中小流域における観測資料の蓄積の必要性・重要性が再確認された。
- (8) 簡易法のパラメータは予想以上に不安定であるため、それらの確率分布特性の把握、及びその簡易法への組み込み法の開発が今後の重要課題となる。

およそ以上のような結果を得たわけであるが、特に簡易法の実用化は重要と考えられ、そのパラメータの推定法（総合化）、及び具体的運用法の確立が今後の重要課題である。

参考文献

- 1) 建設省河川局監修・日本河川協会編：改訂 建設省河川砂防技術基準（案），計画編，山海堂，p. 19，1985.
- 2) 日本河川協会：河川ハンドブック（1983年），日本河川協会，pp.151-164，1983.
- 3) 高橋 博・木下武雄・植原茂次・藤田寿雄・山口高志編纂：豪雨・洪水防災，白亜書房，1987.
- 4) 前出1)，pp. 9-21.
- 5) 友杉邦雄：豪雨による急激な出水の発生条件の解析，昭和62年度科学研究費補助金（重点領域研究(1)）研究成果報告書「豪雨出水の実時間予測と制御に関する研究」（研究代表者：高棹琢馬），pp. 30-35，1988.
- 6) 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3-3，1959.
- 7) 友杉邦雄・石原安雄：降雨分布特性が出水波形特性に及ぼす効果－要素的直接流出場の水理モデルの解析解による検討－，京都大学防災研究所年報，第29号B-2，pp. 193-215，1986.
- 8) 友杉邦雄：中小河川流域における豪雨出水の増水時流量簡易推定法の検討，昭和63年度科学研究費補助金（重点領域研究(1)）研究成果報告書「豪雨出水の実時間予測と制御に関する研究」（研究代表者：高棹琢馬），pp. 39-46，1989.
- 9) 角屋 睦・福島 晟：中小河川の洪水到達時間，京都大学防災研究所年報，第19号B，pp. 143-152，1976.
- 10) 友納寛幸・虫明功臣・柳原和憲・阿部令一：多摩ニュータウン流出試験地における流出モデルのパラメータと都市化による相違，第31回水理講演会論文集，pp. 5-10，1987.
- 11) 友杉邦雄：降雨の時間分布の統計的構造に関する研究－雨量配分率の分布特性－，京都大学防災研究所年報，第20号B-2，pp. 101-118，1977.