

中 小 河 川 の 洪 水 到 達 時 間

角 屋 睦・福 島 晟

CONCENTRATION TIME OF FLOOD IN SMALL OR MEDIUM RIVER BASIN

By *Mutsumi KADOYA and Akira FUKUSHIMA*

Synopsis

This paper deals with a formula for estimating the concentration time in a river basin, theoretically and practically. The concentration time is defined as the time required for disturbance of rainwater to propagate from the top of slope located at the remotest portion of the basin in the sense of dynamics to the outlet. Based on this definition, the equation for the concentration time is derived from the kinematic wave theory to emphasize being a function of the average effective rainfall intensity or peak discharge and of the area of watershed. By applying an approximate method to estimate the concentration time, the hydrological data in 18 natural river basins of 0.13–740 km² are examined to propose a practical formula for the concentration time. The formula is also modified to extend its applicability to grazing and urban watersheds.

1. ま え が き

中小河川計画では、とくに洪水調節計画を含まない限り、確率ピーク流出量を計画の基礎にすることが多い。ピーク流出量の推定には、いわゆる流出解析の手法を用いて降雨から流出量ハイドログラフを算定し、そのピーク値を採用するのが正攻法ともみられ、とくに流域内の土地利用形態が一樣とみなし得ない場合にはこの方式によらざるを得ない。しかしこの方式といえども雨水流法のような定数分布型の流出解析法を採用するならばともかく、単位図法や貯留法などの定数集中型の流出解析法では、土地利用形態の分布特性ないしその将来変化を流出解析に反映することはむづかしく、また確率降雨と確率ピーク流出量の対応についてもまだよくわかっていないことが多い。

現実の中小河川計画ではピーク流出量の推定に合理式が用いられることが多いが、上述のことを勘考すれば、この方式は流出解析方式に比べて必ずしも古いとして排斥されるべき理由はなく、むしろ確率降雨強度と確率ピーク流出量との対応もつけやすく、かつまた取扱がきわめて簡便である点がこの方式の実用価値を支えている。

しかしながら、合理式を合理的に用いるためには、有効降雨強度と洪水到達時間、及び降雨継続時間と有効降雨強度の両関係を同時に満足させる必要があるにもかかわらず、特に前者については一般にとかくあいまいな理解しか持たれておらず、合理式の不合理的な取扱がなされている例も少なくない。むしろ洪水到達時間を厳密に扱うことはきわめてむづかしい。しかしここでは実用的観点からその概念を明確にした上で一つの實用推定式を提案し、若干の考察を加える。

2. 洪水到達時間の概念

いわゆる合理式と呼ばれるピーク流出量推定式は、周知のように次式で示される。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} r_e A \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 Q_p : ピーク流出量 (m^3/sec), A : 流域面積 (km^2), r_e : 洪水到達時間内の平均有効降雨強度 (mm/hr)

流域内に一様な有効降雨強度が期待される限り、この式の成立に何の疑念もない。この式は見方によれば単なる連続式であって数理的に正しく、合理式という呼称は当を得ているといえる。しかし現実のピーク流出量を問題にするときには、式中に含まれる洪水到達時間の概念に注意する必要がある。

一般に洪水到達時間とは、「流域の力学的最遠点に降った雨水の騒乱が流域下流端に伝播する時間」と定義され、有効降雨強度が空間的に一様、かつ時間的に一様ないし平均量としての取扱が可能と仮定すれば、それは次式で表現される。

$$t_p = t_s + t_c \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$t_s = \frac{kb^p}{r_e^{1-p}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} t_c &= \sum_i \left(K \frac{Q^P - Q_u^P}{q} \right)_i = \sum_i \left\{ \frac{KLY}{(r_e A)^{1-P}} \right\}_i \\ Y &= \frac{1 - (A_u/A)^P}{1 - (A_u/A)} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

上式において、 t_s は力学的最遠斜面上の伝播時間を表わし、 b : 斜面長、 r_e : 有効降雨強度、 k , p : 斜面流水深 h と流量 q の関係を次式で表現するときの定数

$$\left. \begin{aligned} h &= kq^p \\ \text{Darcy 型中間流} &: p=1, \quad k=\lambda/k'S \\ \text{Manning 型表面流} &: p=3/5, \quad k=(N/\sqrt{S})^p \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 λ : 表層土有効間隙率、 k' : 透水係数、 S : 斜面勾配、 N : 等価粗度。

また t_c は上述斜面より下流側河道の伝播時間であって、 Q_u , Q : 河道分割区間上下流端流量、 A_u , A : 河道分割区間上下流端での流域面積、 q : 河道単位長当り横流入量、 L : 河道分割区間長、 K , P : 河道の流量 Q と流水断面積 F の関係を次のように表わすときの定数。

$$F = KQ^P \quad \dots\dots\dots (6)$$

実用解析では流域を **Fig. 1 (a)** のようにモデル化し、伝播時間最大ルートについて (4) 式の i を設定することになる。

ここで問題になるのは河道の定義であって、丘陵山地流域を対象とすると、微視的には山奥深く山頂近傍まで発達している沢、細溪流、ないし山道までも考えなければならないが、分割ブロック数が非常に多くなって流出解析が煩雑になり、また洪水到達時間の実用的推定もかなりむづかしくなる。流域のモデル化の方法についての一般的ルールはまだ確立されてはいないが、流出解析の上ではピーク流出量とその時刻、ないしはハイドログラフが実用的精度で再現できるようなモデルを考えれば十分とみられている。

このような考え方で流域モデルを作ると、丘陵山地河川では、洪水到達時間 t_p はほとんど斜面上の伝播時間 t_s によって左右され、また河道のウエイトを無視できない流域であっても、洪水到達時間は次のような形をとることが (2)~(4) 式より類推される。

$$\left. \begin{aligned} t_p &\propto r_e^{-m} \\ m &= (1-p)/(1-P) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (7)$$

山腹斜面上の流れの抵抗則に関連する定数 p は 1~0.6 の間にあり、大出水を対象とすると実用上 0.67 (Chezy 則)~0.6 (Manning 則) で近似することができよう。また後で触れるように河道の P も p に近く 0.76~0.6~0.7 程度の値をとるから、(7) 式の m はほぼ 0.4~0.3 の間の値をとるであろうことが十分予想される。

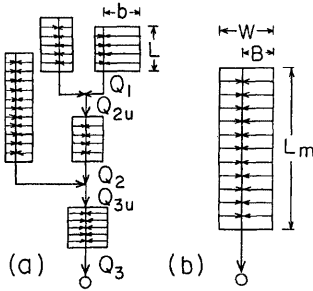


Fig. 1. Models of a watershed.

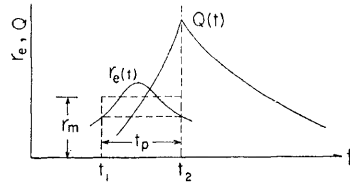


Fig. 2. A definition of the concentration time.

また表層条件に大差のない流域では、流域内の最大斜面長を持つ斜面が力学的最速斜面になると予想され、それは流域面積の大きいほど大きくなる可能性があり、仮に徹視的な立場での流域モデルを想定すると、(2)式の洪水到達時間 t_p は河道の t_c に左右されることになるが、それは明らかに流域面積の関数となる。

洪水到達時間の構成については後であらためて吟味するが、いずれにしても洪水到達時間は有効降雨強度(流量)が大きくなるほど小さく、流域面積の増加に伴い大きくなることを(2)~(4)式は示唆している。

以上は有効降雨強度が空間的に一様であって、かつ時間的にも一様ないしは変動があっても平均量を考える場合の式の上での推論であるが、具体的に観測資料から洪水到達時間をどのように推定するのかとなると、これは厳密にはきわめてむづかしい。ただ近似的方法としては、石原・高埴^{1),2)}、石原³⁾らのすぐれた研究がある。石原・高埴は、流域を単一の斜面ブロックに総合化できるものとし、かつ斜面上の伝播時間がほとんど支配的であるとして最大流量発生条件を吟味し、Fig. 2に示すように、有効降雨強度ハイトグラフにおいて、ピーク流量発生時刻 t_2 の強度に等しい強度を示す時刻 t_1 をピークを挟んで求めると、その時刻差 $t_2 - t_1$ が t_p であることを示し、河道効果があっても無視できる程度としている。また石原は斜面長が変化する場合の最大流量発生条件を吟味し、洪水到達時間の実用的推定法を提案している。後者の方が厳密性は高いとみられるが、いずれにしても近似的な扱いしかできない問題であることを考慮すれば、紛れの少ない石原・高埴らの提案の方が簡明であるとみられるので、ここではFig. 2の定義を採用することにする。なおこの定義は有効降雨強度ハイトグラフを既知とする場合に成立するものであるが、ここではさらにピーク流量近傍では次式のような表現が可能であって、有効降雨強度波形は観測降雨強度波形に類似であるとの仮定が実用上許容できる、との実用法を提唱する。

$$r_e = r - f_c \quad \dots\dots\dots (8)$$

または

$$r_e = f_p r \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 f_c ：最終または平均浸透能、 f_p ：ピーク流出係数

3. 丘陵山林地流域河川の洪水到達時間

上述の洪水到達時間の実用的推定法にしたがって、いくつかの丘陵山地流域河川の水文資料を整理してみた。その結果の一例をFig. 3に示す。この図は流域面積が1オーダーづつ異なる4河川の洪水到達時間と、ピーク流量より逆算して得られる有効降雨強度の関係を示したものである。洪水到達時間推定法が近似

的方法であるに加えて、降雨波形の空間的変動、急激な時間的変動の影響が含まれるためか、データはかなりばらついている。しかし当初の予想のとおり、洪水到達時間 t_p と有効降雨強度 r_e の間にかなりはっきりした関数関係の存在することを示すとともに、流域面積が1オーダーづつ異なる河川の t_p がほぼ平行かつ等間隔に分布し、 t_p がまた流域面積の関数であることを示唆している。

そこでこれらの図に平分線を挿入して、 $r_e=3$ 及び 30 mm/hr に対応する t_p を読み取り、これを流域面積 A に対してプロットすると **Fig. 4** が得られた。この図は t_p と A の間にきれいな関数関係の存在することを明瞭に示している。

Fig. 3 及び **4** に基づいて、著者

らは丘陵山地流域河川の洪水到達時間実用推定式として次式を提案する。

$$t_p = CA^{0.22} r_e^{-0.35}$$

.....(10)

$C=290$: 丘陵山林地河川

ここに、 t_p : 洪水到達時間 (min.), A : 流域面積 (km^2), r_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

Fig. 3 及び **4** に挿入されている直線群はこの式による推定線である。当初われわれはこの式を、われわ

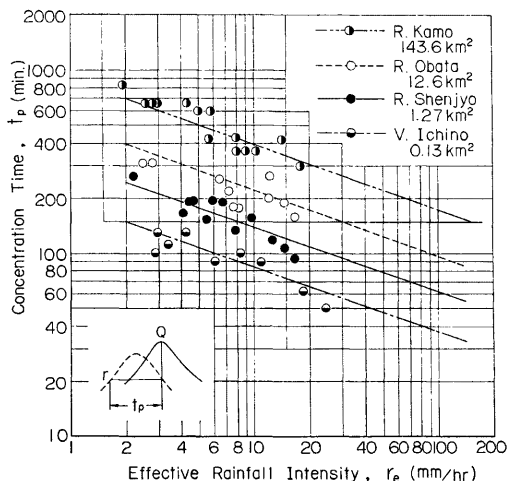


Fig. 3. Relation between the effective rainfall intensity, r_e , and the concentration time, t_p . The value of r_e is estimated through the peak discharge.

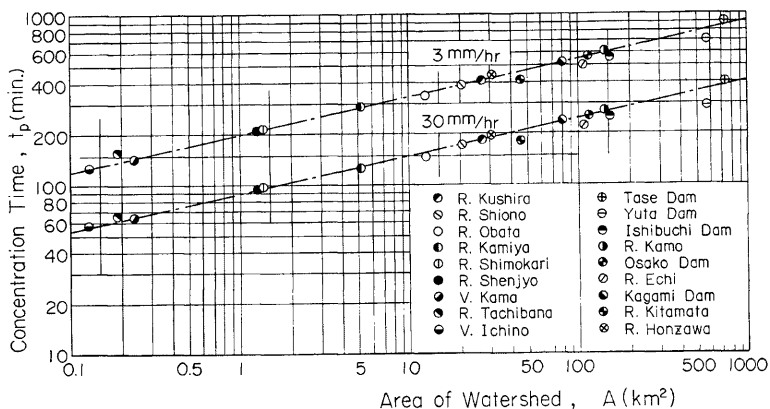


Fig. 4. Relation between the concentration time, t_p , and the area of watershed, A .

れが直接観測ないしは関係を持っていた前述4河川を含む8河川の資料に基づいて作成したが、その後各方面の協力を得て入手した資料を含め、東北、近畿、中国、四国及び九州地方の18河川 ($A=0.13\sim 740\text{ km}^2$) の例が Fig. 4 にプロットされている。同図において、田瀬ダム、湯田ダム及び石測ダムの例は建設省岩手工事事務所白波瀬正道洪水予報課長の、鏡ダムの例は高知大学農学部松田誠祐助手の研究成果から同氏らの快諾を得て引用したものである。本来この式の適用範囲は、降雨の空間変動の影響を勘考すると、数十 km^2 ないし高々 100 km^2 以下の河川であろうと予想していたが、Fig. 4 はかなりの大流域に対しても適合性が期待できそうなことを示しており、流域面積 1200 km^2 余のある河川でも10%以下の誤差で適用できた例のあることを付言しておく。

Fig. 4 についてさらに付言すると、推定線よりやや外れている立花川の場合 $A=0.19\text{ km}^2$ にプロットしてあるが、農林省の公表面積 $A=0.22\text{ km}^2$ で整理すると推定線よりの外れはなくなる。また北股川は2河川合流直後、愛知川は3河川合流直後に水位計があって、 t_p を合流前の本川流域面積にプロットするとほぼ推定線上に乗ることになるが、これらは河道配列効果も無視できないことを示唆している。さらに湯田ダム及び田瀬ダムは資料がわずかでかつ大きな出水に対する記録がないので、プロット点は今後多少変化する可能性があるともみている。

4. 洪水到達時間表現式の構造

丘陵山林地流域河川の洪水到達時間の実用推定式が(2)～(4)式による推論をほぼ実証する形をとることがわかったので、いま一度(2)～(4)式に戻って表現式の構造について考察する。流出現象の物理性を尊重するならば、微視的観点より作られる流域モデルを基礎としてとくに(4)式の t_c を吟味する必要がある、たとえば Shreve⁹⁾ の interior link の考え方に関連する興味ある問題を提起することとなるが、今回は一応巨視的な立場で議論を進めることにする。

すなわち、極端ではあるが、ここでは支川の合流に伴う流量の合成過程はすべて一様な横流入として近似的に扱いうものとし、流出解析上 Fig. 1 (a) のモデルと等価な流域モデル (b) を考えるものと仮定する。また主河道長 L_m と流域面積 A の間に Hack の法則⁶⁾が成立し、大きい方の斜面長 B が次のように表現できるものとする。

$$\left. \begin{aligned} B &= \varepsilon W \\ W &= \frac{A}{L_m}, \quad L_m = uA^v \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 ε : 主河道を挟む流域幅 W に対する最大斜面長の比で、通常 0.5～0.6 程度、 u, v : 流域形状に関連する定数で、長さを km 単位にとると、 $u=1.35\sim 1.45, v=0.6\sim 0.65$ 。

(11) 式を(2)～(4)式に用いると、洪水到達時間は次のように表現できる。

$$\left. \begin{aligned} t_p &= t_s + t_c \\ t_s &= \frac{kB^p}{r_s^{1-p}} \doteq \frac{k(\varepsilon/u)^p}{r_s^{1-p}} A^{(1-v)p} \\ t_c &= \frac{KL_m}{(r_s A)^{1-p}} \doteq \frac{Ku}{r_s^{1-p}} A^{v+p-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(12)$$

いま丘陵山林地流域河川を対象として、上式の諸定数に具体的な数値を与えてみる。流れに Manning 則が成立するものとする $p=0.6$ 、モデルの単純化の程度によっては多少小さくなる可能性はあるが、一応 $k=(N/\sqrt{S})^p=1.1\sim 1.4$ 。一方河道の断面形で定まる指数 P は、長方形断面で 0.6 (広幅)～0.75 (狭幅)、半円形で 0.71、放物線断面で 0.69 (広)～0.75 (狭) の程度であって、われわれは下狩川や串良川の源流部調査ではそれぞれ $P=0.66\sim 0.73, 0.67\sim 0.75$ を得ている。したがって実用上 $P=0.65\sim 0.75$ とみてよさそうである。次に河道断面形と抵抗則で定まる河道流定数 K は、源流部に行くほど小さくなるように思える

が必ずしもそうとはならず, $K=0.8\sim 1.2$ 程度とみられる。 ε , u , v については前述の値をとるものとして, これらの値を (12) 式に代入し, (10) 式と同単位で表現すると次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} t_s &= (250\sim 350)A^{(0.21\sim 0.24)}r_e^{-0.4} \\ t_c &= (30\sim 40)A^{(0.25\sim 0.40)}r_e^{-(0.25\sim 0.35)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

なお斜面の流れに Chezy 則を想定すると, t_s の係数, 指数はわずかに変化するが, $t_s \propto r_e^{-0.33}$ となることはないまでもない。一般に $t_s > t_c$ で洪水到達時間の表現には t_s が支配的となるが, t_c による補正効果もあって (10) 式の表現が得られたものと理解できよう。

次に洪水到達時間における河道効果を t_c/t_s の形で表現すると, (12) 式より次式が得られる。

$$\frac{t_c}{t_s} = \frac{K}{k} \frac{u^{1+P}}{\varepsilon^P} A^{P-(1-v)(1+p)} r_e^{P-p} \dots\dots\dots (14)$$

山地流域を対象として河道効果を平均的に評価するため, 簡単に $p=0.6$, $P=0.7$, $K/k=0.75$, $u=1.45$ (km 単位), $v=0.62$, $\varepsilon=0.55$ を代入してみると次式が得られる。

$$\frac{t_c}{t_s} = 0.14A^{0.1}r_e^{0.1} \dots\dots (15)$$

ここに, A : km², r_e : mm/hr

これより, 流域面積が大きくなるほど, また降雨強度が大きくなるほど, 河道効果が大きくなるといえるのである。その程度は, Fig. 5 にみられるように, $1 \leq A \leq 10$ km², $10 \leq r_e \leq 50$ mm/hr で $t_c/t_s = 0.18 \sim 0.26$, $t_c/t_p = 0.15 \sim 0.21$ と推定され, $A=1,000$ km² の大河川で $r_e=30$ mm/hr を想定すると, $t_c/t_s = 0.39$, $t_c/t_p = 0.28$ とかなり大きくなる。 $t_s > t_c$ であるとはいえ, 観測資料から洪水到達時間を直接推定する方法に, 今後若干の検討が必要となるかも知れない。

むろん上述の論議は, 丘陵山地流域河川を対象とし, しかも Hack の法則を是認した上でのことである。これらの仮定がどの程度許されるかを見るため, 1/2.5 万の地形図上の河道に基づいて統計則を調べた 1 例を Fig. 6 に示す。これより主河道長と流域面積に関する Hack の法則は一応成立しているとみてよさそうである。ただこの図は流域下流端での主河道長と面積を各河川についてプロットしたものであって, それぞれの流域内で上流から下流へ多数

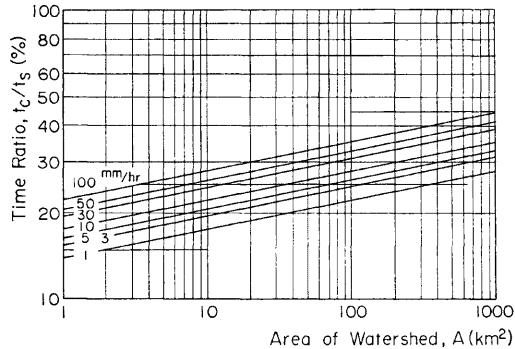


Fig. 5. Channel effects on the concentration time.

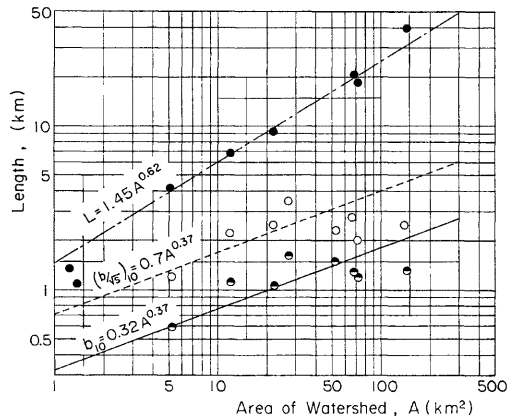


Fig. 6. Physiographical characters of watersheds.

の計測点を取ると、全体として **Fig. 6** の式形を変える必要はないがかなりのばらつきがある。

前述の議論におけるいま一つの問題点は、流域モデルを **Fig. 1 (b)** のように設定できるとしていることである。流域モデルとしてはむしろ同図 (a) のような分布型のモデルを考える方が、物理的意義は大きいはずである。前にも述べたように、この場合 (2) 式という力学的最速斜面としては、上流部で最大斜面長を持つ斜面が該当する可能性が大きく、また各ブロックの表層条件が類同で、等価粗度 N がほぼ同一値をとるとすれば、 $b/\sqrt{S}$ の最大であるような斜面が候補になるはずであるが、実用的にはそのブロックの全流域に対する面積ウェイトもある程度大きくなければならない。

こうした意味で、1/2.5万の地形図上で2次以上の河道の存在するいくつかの流域において、1次河道流域を単位とする流域ブロックモデルを作り、片斜面長 b 及びその特性長 $b/\sqrt{S}$ の分布を調べ、超過確率10%相当長を抽出すると、**Fig. 6** に併示するような結果が得られた。これより、一応分布型の流域モデルでも、最大斜面長ないし特性長は流域面積の増大に伴い、(11)式と同様の形で大きくなる傾向はみられるが、ばらつきは多少大きい。さらに詳細に見ると、流域面積がある程度大きくなると上限らしいものに達してしまう可能性のあることが推察される。これは一定のルールで規定される1次河道を基礎にして流域モデルを考える限り当然のこととも見られるが、反面分布型の流域モデルに基づいて洪水到達時間を考えた場合、河道効果は(12)～(15)式の表現より、さらに大きくなることを示唆する。ただ **Fig. 6** を参照して、 $A \approx 100 \text{ km}^2$ のときの $\epsilon' = b/W = 0.3$ を(12)式の ϵ の代りに用いても、(13)式の t_s の係数は20%程度小さくなる程度であり、さらに(13)式の t_s と t_e の式形が類似していることもあって、結局(10)式の表現に今後大きな修正はないものと予想される。

5. 土地利用形態の変化と洪水到達時間—推定式の係数 C の意義—

前項までの議論はほとんど山林流域河川を対象にして進めてきたが、山林以外の地目が主体となる河川の洪水到達時間はどうなるのか、あるいは丘陵山林域が開発されて都市化されていった場合に洪水到達時間がどのように変化するのかの問題も、中小河川計画にとってはきわめて重要である。これについても(12)、(13)式のような推論は可能ではあるが、不確定要素が多すぎる。そこでここでは山林流域河川についての実用式(10)式の係数 C の検討から進めることにする。

いうまでもなく、洪水到達時間 t_p は(2)式によって構成されるが、いま t_p に占める t_s のウェイトを β_s とおき、 t_p を t_s の表現に合わせるために次式のようにおく。かつ大中出水を対象にするものとして、簡単に $\beta = 0.6$ とする。

$$t_s = \beta_s t_p = \beta r_e^{-0.05} t_p \quad \dots\dots\dots(16)$$

さらに数十 km^2 以下の中小流域を対象にするものとして、 t_s に対応する斜面長が次のように書けるものとする (**Fig. 6**)。

$$b = \delta A^\gamma = \delta A^{0.37} \quad \dots\dots\dots(17)$$

これらの式を(10)式に用いると、(10)式の係数 C は次のような意味を持つことになる。

$$C = \frac{(\delta N / \sqrt{S})^{0.6}}{60 \beta \alpha^{0.4}} \quad \dots\dots\dots(18)$$

$$\alpha = (1/3.6) \times 10^{-6}$$

上式は流域の土地利用形態が変化したとき、洪水到達時間にどの程度の変化をもたらすかについての一つの目安を与えることになる。たとえば流域が山林地から放牧地やゴルフ場に変る場合には、多くの場合 δ や S に大きな変化はないとしても、 N が0.8～1.2から0.4～0.6程度に変わり、 β にもわずかな変化を生じる。また丘陵山林域が開発されて住宅地化すれば、 δ 、 N 、 S 及び β とも大幅に変化し、部分開発であれば力学的最速斜面の位置も変えることもある。したがって一般的な議論はむづかしいが、開発前後を同じ流域モデルで流出解析するものとする、 δ に変化はないが、開発前の $N_0 = 0.8 \sim 1.2$ 、 $S_0 = 1/5 \sim 1/2$ 、 $\beta_0 = 0.80 \sim$

0.85 に対し、開発後は $N_a=0.006\sim0.015$, $S_a=1/50\sim1/100$, $\beta_a=0.4\sim0.6$ 程度に変化すると考えるべきことを、われわれはこれまでいくつかの流域における検討結果によって確めている⁸⁾⁹⁾。

上述のような状況を考慮の上、(10)式を含めて、われわれはあらためて洪水到達時間の実用推定式として次式を提案する。

$$t_p = CA^{0.22}r_e^{-0.35} \quad (19)$$

丘陵山林地流域:	$C=290$
放牧地・ゴルフ場:	$C=190\sim210$
市街化地域:	$C=60\sim90$

ここに、 t_p 洪水到達時間 (min.), A : 流域面積 (km^2), r_e : 有効降雨強度 (mm/hr)。

われわれは不幸にして山林流域以外の河川についての実測値をあまり持っていないが、Fig. 7 に、放牧地主体流域である長陽試験地における熊本大学下津昌司助教授の研究業績 (直線は $C=190$)、市街地河川の例として、松山市宮前川流域における愛媛大学豊国永次教授の研究業績¹⁰⁾及びわれわれの京都市天神川流域での観測結果⁸⁾ (いずれも $C=65$) を例示する。これらは事前に予測していた C の値の貴重な実証例といえる。

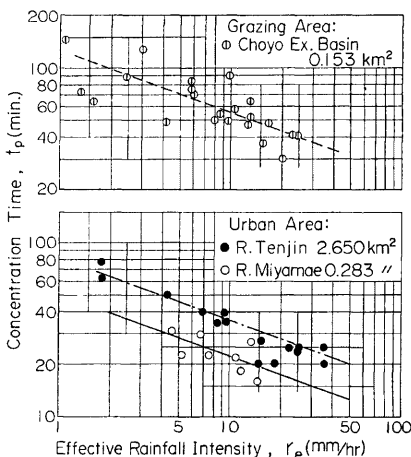


Fig. 7. Examples of the concentration time in drainage channels of grazing and urban areas.

6. 洪水到達時間実用推定式の活用法と残された問題

特定流域の流出特性を議論するには、そこに雨量計、水位計などを必要数配置して詳細な水文観測調査を行うのが原則であるが、改修を必要としながら十分な流量資料を整備していない中小河川も少くない。このような河川を対象として、前述の洪水到達時間実用推定式の活用方法を1, 2例示すると次のようである。

Fig. 8 は合理式 (1) 式に用いるべき r_e の推定例である。 $A=0.15$ 及び 2 km^2 の山林流域、 $A=2 \text{ km}^2$ の開発宅地域の洪水到達時間の (19) 式による推定結果と、現状及び宅地化後の有効確率降雨強度曲線が併示されているが、両曲線の交点の値 r_e が解になる。

Fig. 9 は力学的最速斜面の発見、ないし kinematic wave 法による流出解析の際の N の推定に利用される。任意の r_e を想定したときの流域下流端の t_p が分れば、(2)~(4)式を逆に用いて、各ブロックを力学的最速斜面と仮定したときの k 、したがって N が各ブロックごとに求まる。それらの N のうちの最小値ないしそれよりやや大きめの値が解である。

これらの例にもみられるように、洪水到達時間の概念は実用上きわめて重要かつ有用である。それは流域の持つ流出特性の最も単純な一つの表現法ともいえる。むしろ実際の流域における雨水の流出現象は決して単純なものではなく、数多くの要素が複雑に絡み合っている。洪水到達時間はそれらの一つの集約形とみられる。本研究ではこれを極端に単純化した形で考察してきたが、斜面地形量・河道地形量の表現法、流域モデルの意義と単純化の許容限度、地質地被条件の表現法、河道配列の効果その他、検討されるべき問題点が数多く残されている。河道網地形の統計則を是認するならば、たとえば (19) 式の流域面積の代りに主河道長を用いてもよいのではないかなどの疑問は、誰しも考える問題であろう。ここでは、河道とは何かを今後

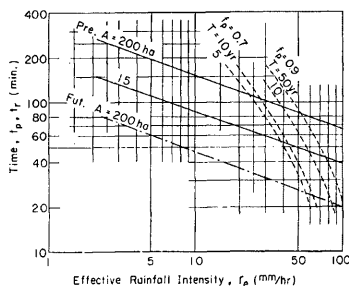


Fig. 8. Examples of the concentration time and the effective rainfall intensity curve for a given return period. The crossing point of both curves gives the value of r_e to be used for the rational formula.

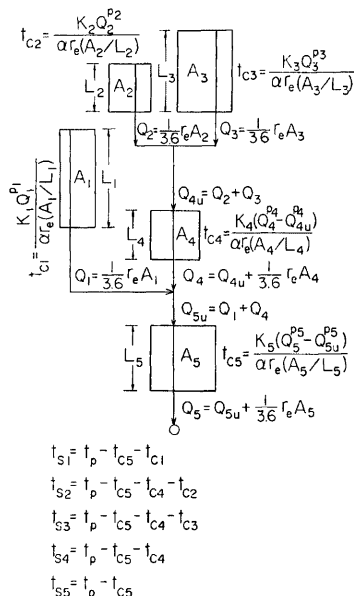


Fig. 9. Decomposition of the concentration time.

検討する必要があること、とくに開発都市化が問題となるような小流域ではその表現法の統一化が先行すべきであるとして、あえて(19)式の表現をとった。これら残された問題については逐次検討を加えていく予定である。

7. む す び

本文では、実用上重要かつ有用であるにもかかわらず、とかくあいまいな理解しか持たれていなかった洪水到達時間の概念に考察を加え、一つの簡便な実用推定式を提案した。むろん洪水到達時間に関与する要素は数多く、今後検討されるべき問題も少なくない。これらについては逐次検討を加えていくつもりであるが、ここに提案した式は工学的精度において十分価値あるものと信じている。大方の批判が期待できれば幸である。

なお本報告のとりまとめに際し、まだ研究成果を十分発表していないにもかかわらず、貴重な成果の引用を快諾頂いた高知大学農学部松田誠祐助手、建設省岩手工事事務所白波瀬正道課長、熊本大学工学部下津昌司助教授、愛媛大学工学部豊国永次教授らの御好意に深謝の意を表する。また当研究室の試験地である小畑川、下狩川、千丈川、かま谷、一の谷及び天神川流域の観測網整備と時には危険を伴う洪水観測に、岡太郎助教授、早瀬吉雄助手、永井明博助手、角田吉弘技官その他当時の研究室員学生諸子、愛媛大学豊国永次教授、名古屋工業大学長尾正志助教授、東京農工大学浅井喜代治助教授らの労苦と功績が大きい。彼らがまだ資料を活用して研究論文をまとめていないにもかかわらず、それに先立ってこれらの資料を利用することを心苦しく思いつつ深謝している。さらにその他の観測資料の入手に御好意を頂いた農林省、建設省、京都府、滋賀県、広島県、鹿児島県の関係当局の担当者に謝意を表する。なお本報告は文部省科学研究費（自然

災害) による研究成果の一部であることを付記する。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎・高埴琢馬：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，pp. 8-9.
- 2) 石原藤次郎・石原安雄・高埴琢馬・頼 千元：曲良川の出水特性に関する研究，京都大学防災研究所年報，第5号A，1962，pp. 167-168.
- 3) 石原安雄：最大洪水流量に及ぼす地形効果について，第16回土木学会年次学術講演会概要集Ⅱ，1961，pp. 101-102.
- 4) 五十嵐正次：農地侵食防止調査報告書，農林省資源課，1971.
- 5) たとえば，Shreve R., L. : Stream Lengths and Basin Areas in Topologically Random Channel Networks. Jour. Geology, Vol. 77, 1969, pp. 397-414.
- 6) たとえば，樫根 勇：水の循環，共立出版，1973，pp. 125-126.
- 7) 角屋 睦・福島 晟：中小河川の洪水到達時間，第12回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，1975，pp. 191-192.
- 8) 角屋 睦・岡 太郎：市街地域の雨水流出特性，京都大学防災研究所年報，第14号B，1971，pp. 143-155.
- 9) 角屋 睦・岡 太郎・早瀬吉雄・水山高久・宮崎利博：丘陵地の宅地開発に伴う流出量変化の予測(2)，第9回災害科学総合シンポジウム講演論文集，1972，pp. 167-170.
- 10) 豊国永次・渡辺政広：市街地域の流域モデルに関する考察，第30回土木学会年次学術講演会概要集第2部，1975，pp. 205-206.