

遅延降雨系列の貯留型流出モデルへの応用

福島 晟*・田中礼次郎*

Application of Delayed Rainfall Sequence to
Runoff Model of Storage Type

Akira FUKUSHIMA and Reijiro TANAKA

This paper aims to investigate the effective application method to flood runoff analysis by the runoff model of storage type. As a runoff model of storage type, we deal with LTS-II model (Long and short terms runoff model) proposed by M. KADOYA and A. NAGAI. The model is composed of three tanks and has 14 parameters. As a result of analyzing the flood runoff data by the model, it is pointed out that the calculated peak discharge is apt to simulate slightly small and the time of calculated peak discharge occurs earlier than observed one. For dissolution of the problems, we propose a new procedure of runoff analysis, in which rainfall sequence is transformed by the delayed function. The function is evaluated from the distribution characteristics of slope length in a basin model and the equation of lag time applied the practical formula for the concentration time. By a flood runoff analysis using the delayed rainfall sequence as input rainfall data to LST-II model, it is showed that the problems on a peak discharge and the occurrence time of it are improved.

I. はじめに

最近注目されている流出モデルとして、角屋・永井によって提案された長短期流出両用モデル¹⁾がある。小試験地流域の資料に基づいて開発・検証された本流出モデルは、さらに流域面積の大きな一般河川流域においても、その適応性が実用上十分であることが確かめられ、洪水予測の問題に応用されつつある^{2),3)}。唯、本流出モデルは流出モデルの分類上からは貯留型流出モデルであることから、洪水流出を対象にする場合、細部的には貯留型流出モデルに共通な問題点が残されているように思う。たとえば、本流出モデルを斐伊川流域に適用した例では計算ピーク流出量が観測値よりもやや過少評価され、その発生時刻は実測値より早くなる傾向にあることが指摘された⁴⁾。このような点は、本流出モデルを含めた貯留型流出モデルを洪水予測問題に適用するに際して、解消されるべき課題の一つとして挙げられよう。

本報告では、長短期流出両用モデルを例とした貯留型

流出モデルの適用に際し、特にピーク流量とその発生時刻が観測値と一致するように入力降雨時系列を工夫する手法を提案するとともに、若干の適用例を述べる。

II. 長短期流出両用モデルとその適用例

角屋・永井は数多くの長短期流出両用モデルを検討し、現在のところ、モデル LST-II が最良に近いと結論している¹⁾。モデル LST-II は図-1 に示すように、三段のタンクで構成され、第一段タンクは上層と下層に分か

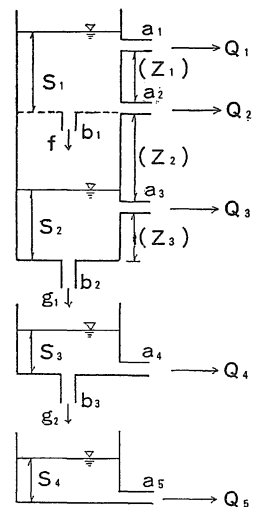


図-1 長短期流出両用モデル (LST-IIモデル)

* 農村工学

れている。この場合、各段タンクの連続の式は次式で表わされている。

$$dS_1/dt = r - E_1 - f - Q_1 - Q_2 \quad \dots\dots(1)$$

$$dS_2/dt = f - Q_3 - g_1 \quad \dots\dots(2)$$

$$dS_3/dt = f_1 - E_2 - Q_4 - g_2 \quad \dots\dots(3)$$

$$dS_4/dt = g_2 - E_3 - Q_5 \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 $S_1 \sim S_4$ ：貯留量、 t ：時間、 r ：流域平均降雨強度、 f ：侵入強度、 g_1, g_2 ：下段タンクへの供給強度、 $Q_1 \sim Q_5$ ：流出量（強度）で、 Q_1 は表面流出、 Q_2 は速い中間流出、 Q_3 は遅い中間流出、 Q_4 と Q_5 は地下水流出が想定されている。 $E_1 \sim E_3$ ：各段タンクからの蒸発散強度で月平均日蒸発量を時間強度に換算し、次式で評価する方式が採用されている。

$$\begin{aligned} E &= \beta E_p = E_1 + E_2 + E_3 \\ E_1 &= \gamma \theta E, E_2 = (1 - \gamma) E \\ E_3 &= \gamma(1 - \theta) E \quad \dots\dots(5) \\ \theta &= 1; S_1 > 0 \text{ or } S_2 \geq Z_3 \\ \theta &= S_2/Z_3; S_1 = 0, S_2 < Z_3 \end{aligned}$$

ここに、 E_p ：蒸発散能、 β ：係数で、無降雨日には常に $\beta = 1$ 、降雨日の無降雨時間帯では $\beta \leq 1$ 。 γ は蒸発散の振分比でカマ谷試験小流域での検討結果では $\gamma = 0.6$ が適当とされている。

また、 Q, g は貯留量が孔の高さ Z を越える場合のみ流出があるものとし、次式で与えられている。

$$Q_1 = a_1(S_1 - Z_1)^m, m = 5/3 \quad \dots\dots(6)$$

$$Q_2 = a_2 S_1, f = b_1(Z_2 + Z_3 - S_2) \quad \dots\dots(7)$$

$$Q_3 = a_3(S_2 - Z_3), g_1 = b_2 S_2 \quad \dots\dots(8)$$

$$Q_4 = a_4 S_3, g_2 = b_3 S_3 \quad \dots\dots(9)$$

$$Q_5 = a_5 S_4 \quad \dots\dots(10)$$

ここに、 $a_1 \sim a_5, b_1 \sim b_3$ ：定数、 $Z_1 \sim Z_3$ ：流出孔の高さ。

なお、当初提案されたモデルLST-Iでは次式で与えられる降雨遮断タンクによる降雨遮断量を考慮することにより、ハイドログラフの再現性が向上することが指摘されている。

$$I - I_0 = (I_M - I_0) \{1 - \exp(-R/I_M)\} \quad \dots\dots(11)$$

ここに、 I ：降雨遮断量、 I_0 ：初期タンク水深、 I_M ：最大遮断量、 R ： $I = I_0$ の時点からの積算雨量。

ここでは、モデルLST-IIに上式による降雨遮断効果を導入して解析することにする。

なお、本流出モデルで1段目タンクの初期貯留量 $S_1^0 = 0$ に固定すると、同定すべき未知定数は、 $a_1 \sim a_5, b_1 \sim b_3, Z_1 \sim Z_3$ 、初期貯留量 $S_2^0 \sim S_4^0$ の計14個になる。

また、流出モデルの同定には、永井・角屋のSP法を適用する。

その際、最適モデル定数を求めるための評価基準には次式を用いる。

$$\begin{aligned} J_{ss} &= \sum \{(Q_c - Q_0)^2 / Q_0\} / M \\ &\longrightarrow \min., Q_0 \geq Q_* \quad \dots\dots(12) \end{aligned}$$

ここに、 J_{ss} ： χ^2 誤差評価基準、 Q_c ：計算流出高、 Q_0 ：観測流出高、 M ：誤差評価の対象とする $Q_0 \geq Q_*$ の Δt ごとの値の個数。 Q_* の値としては $0 \sim 1 \text{ mm/h}$ とする。

また、モデル定数に物理的に不合理な値が採択されないようにするため、以下のような制約条件を設定する。

$$\begin{aligned} (a_1 \sim a_5; b_1 \sim b_3; \\ Z_1 \sim Z_3; S_2^0 \sim S_4^0) \geq 0, \quad \dots\dots(13) \\ S_2^0 \leq S_{2u}, a_2 > a_3 > a_4 > a_5, b_1 > b_2 > b_3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_L < b_1/a_2 < P_U \\ P_L < b_2/a_3 < P_U \\ P_L < b_3/a_4 < P_U \quad \dots\dots(14) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} |\sum Q_c - \sum Q_0| / \sum Q_0 < \epsilon_Q \quad \dots\dots(15) \\ |\sum Q_{PC} - \sum Q_{P0}| / \sum Q_{P0} < \epsilon_P \end{aligned}$$

ここに、 S_{2u} は S_2 の上限値で次式で与えられる。

$$\begin{aligned} S_{2u} &= (f_u - f_c) / b_1 \\ f_u &= b_1(Z_2 + Z_3) \quad \dots\dots(16) \\ f_c &= \{b_1 b_2(Z_2 + Z_3) + a_3 Z_2 b_1\} \\ &\quad / (a_3 + b_1 + b_2) \\ P_L &= 0.01, P_U = 100 \end{aligned}$$

水収支に関する条件の ϵ_Q は0.02とする。

Q_{PC}, Q_{P0} は同定期間内洪水最大流量の計算値と観測値であり、 ϵ_P は0.1とする。

なお、ハイドログラフの再現性を直観的に判断しやすいように、次の相対誤差 $J_{RE}(\%)$ も算定することにする。

$$J_{RE} = 100 \sum \{|Q_c - Q_0| / Q_0\} / M \quad \dots\dots(17)$$

本流出モデルの適用例を以下に示す。

まず、一級河川斐伊川水系の大津地点（流域面積 $A = 911.4 \text{ km}^2$ ）で昭和47年7月豪雨時に観測された出水資料による解析例である。総雨量 $R = 519 \text{ mm}$ に対し、解析対象の出水ハイドログラフは複峰型である。すなわち、7月11日1時に $1482 \text{ m}^3/\text{s}$ 、同日21時に $2333 \text{ m}^3/\text{s}$ 、12日15時に $1991 \text{ m}^3/\text{s}$ 、14日18時に $745 \text{ m}^3/\text{s}$ と4つのピーク部が形成された流出波形となっている大出水時の貴重な観測資料である。なお、総雨量および流出解析の際の計算単位時間 $\Delta t = 1 \text{ h}$ 毎の流域平均雨量はティエン法による推定値を用いた。

同出水に対する流出解析の結果、(15)式に示す水収支、ピーク流量に関する制約条件は満たされ、計算ピーク流量は $2117 \text{ m}^3/\text{s}$ と、観測ピーク流量 $2333 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し9.3%の相対誤差で推定された。

しかし、ピーク流量の発生時刻は7月11日19時と観測値より2時間早く発生する結果となった。ハイドログラフ全体の再現性は相対誤差で17.5%と評価された。

また、島根県益田市の農地造成地域で昭和58年7月豪雨時に観測された出水を対象に解析した例でも計算ピーク流量は観測値に比較し、過少評価の傾向にあり、その発生時刻は観測値より早くなることが認められた。

こうした傾向は本流出モデルに限らず、貯留型流出モデルによる流出解析で遭遇する共通点とも推察される。

洪水流出過程は流域に降った雨水の移動・伝播過程と理解されるから、貯留型流出モデルで出水現象の非線形性と時間遅れを十分に表現するためには、さらに検討する余地が残されているように思う。そこで、以下では貯留型流出モデルを適用するに際しての、より効果的な適用法を検討してみる。

III. 入力降雨系列への遅延効果の導入

角屋らは洪水到達時間実用推定式として、次式を提案している⁶⁾。

$$t_p = CA^{0.22}r_e^{-0.35} \quad \dots\dots(18)$$

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

また、係数 C はつぎのような意味を持つ、⁶⁾

$$C = \frac{(\delta N / \sqrt{s})^{0.6}}{60 \beta \alpha^{0.4}} \quad \dots\dots(19)$$

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

ここに、 β , δ :係数, N :等価粗度, s :斜面勾配。

角屋らは等価粗度の標準値、さらにいくつかの流域における観測結果ならびに研究成果を考慮の上、(18)式中の係数 C を改めて土地利用係数と定義するとともに、⁸⁾ C の標準値として次のような値を与えている。

$$\begin{aligned} \text{山林: } C &= 250 \sim 350 \\ \text{放牧地: } C &= 140 \sim 200 \\ \text{ゴルフ場: } C &= 120 \sim 150 \\ \text{粗造成宅地・造成農地: } C &= 80 \sim 120 \\ \text{運動場: } C &= 70 \sim 90 \\ \text{市街地: } C &= 60 \sim 80 \end{aligned} \quad \dots\dots(20)$$

このように、土地利用形態に応じた土地利用係数 C が評価されたことにより、 C の意義が実証されたといえるとともに、上式で与えられる洪水到達時間実用推定式の活用法がより広まったと言える。

ここでは、貯留型流出モデルによる洪水流出解析に際し、とくに観測ハイドログラフピーク部の再現性を向上させることを目的として、(18)式で表される洪水到達時間実用推定式の応用を考えてみる。

なお、タンクモデル法、貯留閾数法、長短期流出両用モデルなどいずれの貯留型流出モデルを適用しても、以下に示す概念が便宜的に利用できる。

さて、貯留型流出モデルとして角屋・永井の長短期流出両用モデルを取り上げることにする。

永井は長短期流出両用モデルの洪水ピーク流量発生条件を吟味した上で、洪水時に遅れ時間 t_{mL} を導入することにより、前述のような難点を改善する手法を示し、その適用性を岡山県の吉井川水系及び旭川水系の4流域で吟味、検討している。⁹⁾

そして、永井は、1) 遅れ時間 t_{mL} の最適値は出水ごとに異なる、2) t_{mL} とそのときのピーク流出高 q_p の関係は一つの曲線で単純には表現できないが、全般的には出水規模が大きくなるに伴い遅れ時間が小さくなる傾向がみられる、3) 旭川水系の湯原ダム流域 ($255km^2$) では遅れ時間の平均値 $t_{mL} = 0.5 \sim 0.6 h$ 、吉井川水系の湯郷流域 ($490.1 km^2$) では $t_{mL} = 1.6 h$ 、久木流域 ($978.8 km^2$) では $t_{mL} = 2.4 h$ 、岩戸流域では $t_{mL} = 3.6 h$ と評価され、流域面積が大きくなるにつれて遅れ時間も大きくなる傾向があると指摘している。そして、4) 洪水の遅れ時間 t_{mL} は出水規模と流域面積に左右されるのではないかと考察している。

ここでは前述の斐伊川流域での検討結果、さらに上述の永井の研究成果を参考に、次の仮定 i) ~ iv) が成立するものとして検討を進めることにする。

i) 河川流域の河道に付随する斜面域の斜面長分布は対数正規分布、あるいはガンマ分布で近似される。

ii) 洪水到達時間実用推定式中の r_e を洪水到達時間内の平均有効降雨強度ではなく、流域最遠ブロック斜面域の最上流端から計算単位時間毎に雨水流が流下し始める時刻の有効降雨強度と定義し直す。そして、その有効降雨強度が持続したときの雨水伝播時間を考える。そして、この伝播時間は実用的には(18)式で与えられる洪水到達時間実用推定式と同形式で表現され、次式で与えられるものとする。

$$\begin{aligned} t_l &= CA^{0.22}(f_l \cdot r)^{-0.35} \\ &= C_r A^{0.22} r^{-0.35} \end{aligned} \quad \dots\dots(21)$$

ここに、 t_l :流域最遠地点からの雨水擾乱の伝播時間 (min), C :土地利用係数, A :流域面積 (km^2), r :降雨強度 (mm/h), f_l :係数, $C_r = C \cdot f_l^{-0.35}$ である。

この場合、各計算単位時間毎の降雨強度は互いに独立と仮定し、任意の降雨強度 r に対する t_l は上述の C_r , A により、または C , f_l , A により一義的に定まることとする。

iii) 斜面長と斜面域の雨水擾乱の伝播時間が1対1に

対応し、かつ流域最下流端における雨水擾乱の伝播時間の確率密度関数がガンマ分布 $f(t)$ で表されたとする。この場合、上述 ii) の仮定から、連続降雨波形に対しては重ね合わせの原理により流域最下流端への雨水擾乱の伝播時間が算定されるものとする。

iv) 貯留型流出モデルには、このような雨水擾乱の伝播効果を受けた降雨量が入力降雨量として与えられるものとする。

さて、このような仮定のもとに、貯留型流出モデルへの入力降雨量の算定法を考えると以下のようになる。

いま計算単位時間を Δt とし、時刻 $t_{i-1} \sim t_i$ 間の降雨強度を $r(i \cdot \Delta t)$ とする。そして計算単位時間 Δt 内の降雨量をそのまま長短期流出両用モデルへの入力降雨とするのではなく、上述の雨水擾乱の伝播時間を考慮した遅延作用素（重み関数）により変換した降雨時系列 $r_c(j \cdot \Delta t)$ を本流出モデルへの入力降雨時系列とする。ここに、 $i, j = 1, 2, \dots$ 。

$r_c(j \cdot \Delta t)$ の算定式は(22)式で与えられる。

$$r_c(j \cdot \Delta t) = \sum r(i \cdot \Delta t) \cdot W_i(k \cdot \Delta t) \quad \dots\dots(22)$$

ここに、 $i = 1, 2, \dots, j, k = j - i + 1, W_i(k \cdot \Delta t) = F_i(t_k) - F_i(t_{k-1}), F_i(t_k) = \lambda^m \int_0^{t_k} t^{m-1} \exp(-\lambda t) dt / \Gamma(m)$ である。

実際の計算には $y_k = \lambda \cdot t_k, (\lambda = y_B / t_i, t_k = k \cdot \Delta t, k = 1, 2, \dots)$ と変数変換することにより、(23)式で $r_c(j \cdot \Delta t)$ を算定することにする。

$$r_c(j \cdot \Delta t) = \sum r(i \cdot \Delta t) \cdot Y_i(k \cdot \Delta y) \quad \dots\dots(23)$$

ここに、 $Y_i(k \cdot \Delta y) = F_i(y_k) - F_i(y_{k-1}), F_i(y_k) = \Gamma(m, y_k) / \Gamma(m), \Gamma(m, y_k) = \int_0^{y_k} y^{m-1} \exp(-y) dy$ で定義される不完全ガンマ関数、 $\Gamma(m)$ はガンマ関数である (図-2)。

$(k+1) \cdot \Delta t > t_i$ に対し、 $Y_i(k \cdot \Delta y) = 0$ 。

降雨時系列 $r(i \cdot \Delta t)$ から $r_c(j \cdot \Delta t)$ への変換手順をまとめると、次のようになる。

- 1) 所定の流域面積 A 、及び流域特性に応じた C, f_i の値を用い、(21)式により各単位時間毎の $r(i \cdot \Delta t)$ に対する $t_i(\min)$ の算定。
- 2) t_i 、及びガンマ分布の形状母数 m に応じた y_B の値から λ を求めた後、 $y_k = \lambda \cdot t_k$ により y_k を算定、ここに、 $t_k = \Delta t, 2\Delta t, \dots, M_k \Delta t, i = 1, 2, \dots, k = 1, 2, \dots$ 。

ただし $(M_k - 1) \Delta t < t_i < M_k \Delta t$ 。

3) $F_i(y_k), F_i(y_{k-1})$ の値から $Y_i(k \cdot \Delta y)$ の算定。

4) $r(l \cdot \Delta t) = r(i \cdot \Delta t) \cdot Y_i(k \cdot \Delta y)$ の算定。

ここに、 $l = i + k - 1$ であり、 $k = 1, 2, \dots$ とすることより、時刻 $t_{i-1} \sim t_i$ 間の降雨強度 $r(i \cdot \Delta t)$ が遅延効

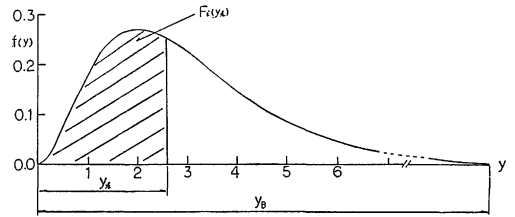


図-2 ガンマ分布 ($m=3, \lambda=1$)

果を受けた降雨波形 $r(l \cdot \Delta t)$ に変換される。

5) 前項4)の計算を $i = 1, 2, \dots$ ついて行った後、(23)式により累計すると求めるべく降雨時系列 $r_c(j \cdot \Delta t)$ が得られる。

以上の手法により遅延降雨波形を計算した例を以下に示す。

まず図-3は 10 mm/h の単一降雨波形についての計算例である。(21)式の $C = 290, f_i = 1.0, 0.5, 0.1, A = 100 \text{ km}^2$ 、またガンマ分布の形状母数 $m = 8$ とすると図-3の点線で示す降雨波形に変換される。図-4は C, A, m を図-3と同一の値、 $f_i = 0.5$ とした場合の降雨強度 $10, 20, 30 \text{ mm/h}$ についての比較である。図-5は形状母数 m の影響を、図-6は流域面積の大小の影響を比較したものである。これらの図から、係数 f_i 、降雨強度 r 、形状母数 m 、流域面積 A に応じて、降雨波形が種々の分布パターンに変換されることが指摘できる。

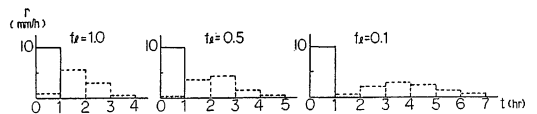


図-3 遅延降雨の算定例 ($A=100 \text{ km}^2, r=10 \text{ mm/h}, m=8$)

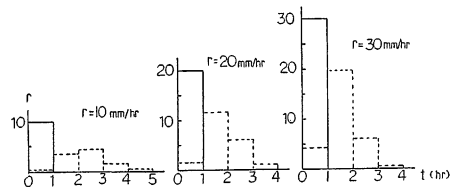


図-4 遅延降雨の算定例 ($A=100 \text{ km}^2, f_i=0.5, m=8$)

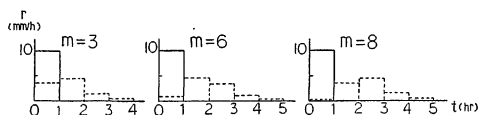


図-5 遅延降雨の算定例 ($A=100 \text{ km}^2, r=10 \text{ mm/h}, f_i=0.5$)

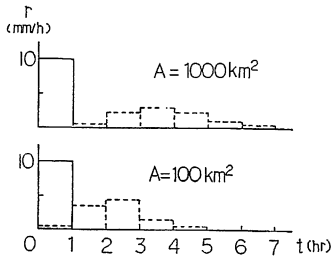


図-6 遅延降雨の算定例
($r=10\text{mm/h}$, $f_i=0.5$, $m=8$)

IV. 流出解析例

益田開拓農地造成域で昭和58年7月豪雨時に観測された出水を解析対象とする。図-7に解析対象とした音無川流域(集水面積 $A = 0.296\text{ km}^2$)の概要図を示す。解析対象期間は7月22日19時～7月23日23時とし、その間の総雨量は 391 mm 、ピーク流量は7月23日7時に $8.17\text{ m}^3/\text{s}$ が記録されている。

計算単位時間 $\Delta t = 10$ 分とし、上述の手法を用いて算定した降雨時系列を長短期流出両用モデルへの入力降雨とする。また、降雨遮断量を算定する(11)式で I_M の値は 2 mm とした。

SP法により最適同定した流出モデル定数を図-8に示す。また、図-9に流出解析結果を示す。図-9の最

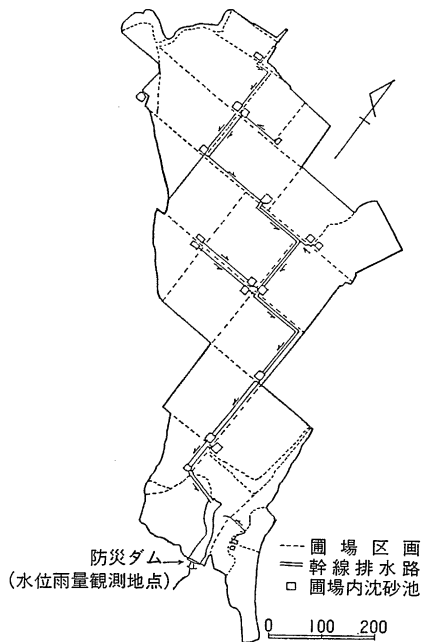


図-7 音無川流域の概要(単位; m)

上段はハイトグラフで上側が観測値、下側が上述の手法で変換されたハイトグラフである。この場合、ハイトグラフは形状母数 $m = 8$, $f_i = 0.07$, $C = 160$ の値を用いて変換されており、 C_r は406と $C = 160$ の2.54倍の値になっている。なお、 $C = 160$ の値は(20)式に示す値と比較してやや大きいが、この値は石原・高棹らの定義により洪水到達時間 t_p を推定した後、(18)式から逆算した値である。

10分毎の観測雨量をそのまま本流出モデルへ入力降雨とした場合、観測ハイドログラフの再現性は相対誤差で23.3%、計算ピーク流量は観測時刻より10分早く発生し、 $7.23\text{ m}^3/\text{s}$ となった。これに対し図-9では観測ハイドログラフの再現性は相対誤差で11.9%、計算ピーク流量は $7.37\text{ m}^3/\text{s}$ でその発生時刻は観測値と一致した結果となっている。なお、形状母数 $m = 3, 6, 10$ とした場合、それぞれ $f_i = 0.015, 0.045, 0.09$ で流出モデルが最適同定され、観測ハイドログラフの再現性は図-9の解析例とほぼ同程度であった。このように、種々の m , f_i の組合せに対して流出モデルが最適同定されることは、分布型流出モデルによる流出解析で、流域モデルの lumping に応じた最適流出モデルが同定されることに対応していると解釈される。

V. あとがき

本報告では、貯留型流出モデルによる洪水流出解析に際し、とくに観測ハイドログラフピーク部の再現性を向上させることを目的として、洪水到達時間実用推定式の応用を図った。すなわち、洪水到達時間の概念を応用した遅延効果を流出解析への入力降雨時系列に導入する手法を提案し、貯留型流出モデルの適用性の向上を図った。そして、貯留型流出モデルとして角屋・永井の長短期流出両用モデルを取り上げ、上述の適用法を益田開拓農地造成域の出水例で検討した結果、観測ピーク流量およびその発生時刻についての再現性が改善されることが示された。したがって、貯留型流出モデルへの本適用法の有用性が実証されたことになり、貯留型流出モデルに関して、本研究で意図した課題が一応達成されたものと思う。しかし、降雨変換過程に含まれるパラメーター m, f_i と流域特性との関係については、今後検討すべき課題といえる。なお、タンクモデル法、貯留関数法などの貯留型流出モデルを用いた流出解析法においても、本報告で示した手法が便宜的に利用できるものと考えている。

最後に本研究を進めるにあたり、ご指導を頂いた京都大学防災研究所角屋 睦教授、および計算、資料整理に

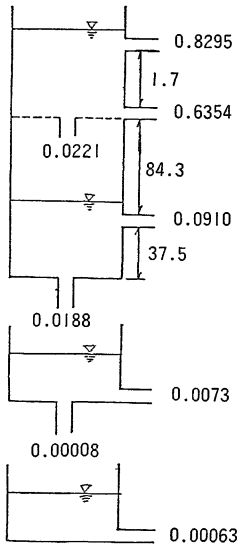


図-8 最適モデル定数 ($mm-h$)
($m=8, f_i=0.075, C=160$)

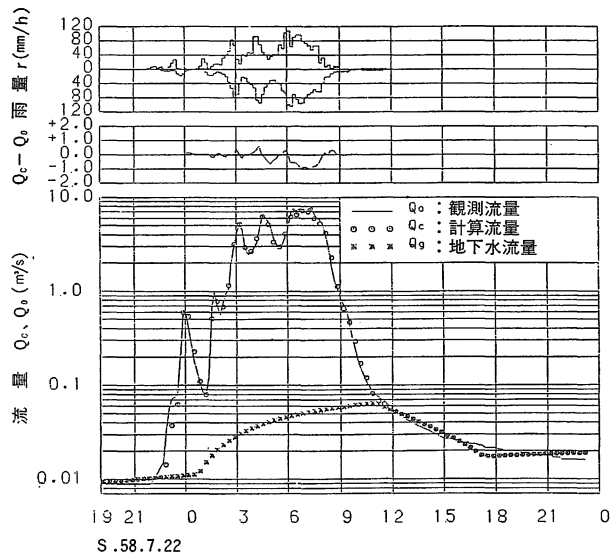


図-9 流出解析例 (音無川流域)
($m=8, f_i=0.075, C=160$)

協力を頂いた「農業水利工学専攻生の森山正人、大鳥圭巳、吉田圭一君に感謝の意を表する。

なお、本報告は平成2年度文部省科学研究費による研究成果の一部であり、また数値解析には島根大学情報処理センターのIBM3081-GX3システムを利用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 角屋 睦・永井明博：農土論集, 136, 31-38, 1988.
- 2) 角屋 睦・永井明博：農土論集, 137, 71-78, 1988.
- 3) 角屋 睦・田中丸治哉・永井明博・金口正幸：水資源研究センター研報, 9, 45-60, 1989.
- 4) 福島 晨・田中礼次郎：山陰地域研究, 6, 311-324, 1990.
- 5) 永井明博・角屋 睦：京大防災研年報, 23, B-2, 209-224, 1979.
- 6) 角屋 睦・福島 晨：京大防災研年報, 19, B-2, 143-152, 1976.
- 7) 角屋 睦：農土誌, 49(6), 59-64, 1981.
- 8) 角屋 睦：農土誌, 56(11), 5-9, 1988.
- 9) 永井明博：昭和63年度科研費(一般研究(C))研究成果報告書, 1-65, 1989.
- 10) 石原藤次郎・高棹琢馬：土木論集, 60(3-3): 8-9, 1959.