

# 洪水発生限界モデルによる流出解析と予測

塩月 善晴 (社会建設工学科)

## Runoff analysis and prediction by the flood critical model

Yoshiharu Shiotsuki (Dept. of Civil Eng.)

A new simple method for runoff analysis and prediction will be introduced in this paper. We can express the basin water budget by Eq.(1) and the flood critical circumstance of river basin by Eq.(2), respectively, where all hydro-terms reach to the saturated with suffix c, like as, rainfall  $R \rightarrow R_c$  mm/hr, river flow at basin inlet  $Q1 \rightarrow Q1c$  m<sup>3</sup>/s, river flow at basin outlet  $Q2 \rightarrow Q2c$ , indirect runoff  $Q_w \rightarrow Q_{wc}$ , evaporation  $e \rightarrow e_c$  mm/hr, base flow  $B_f \rightarrow B_{fc}$  mm/hr, storage change of basin water  $\Delta W \rightarrow \Delta W_c$  mm/hr, infiltration  $g \rightarrow g_c$  mm/hr. Here,  $\alpha p$  is called the rainfall coefficient in this paper and is used to formulate the direct runoff from rainfall,  $\alpha p \times R$ . When we have much more R and Q1 in this critical state, the flooding flow Q2 can be expressed as Eq.(8) by subtracting Eq.(2) from Eq.(1). As we can set  $B_{fc} \doteq B_f$ ,  $\Delta W_c \doteq \Delta W$ ,  $g_c \doteq g$  and  $e_c = e = 0$  in the critical state, the river flood O and the inundation I can be written as Eq.(6) and (8), respectively. The new necessary river conveyance capacity Q2cN is written as Eq.(11) well to drain both of O and I, where  $(1-zet) \times I$  is the direct runoff and II is the indirect from accumulated inundation Is. Here, zet is called the stagnant coefficient. The flood critical state for us is mainly determined by the river conveyance capacity, while for other beings like fishes, birds, and aquatic animals must there each flood critical. Various different flood critical states will be defined for some beings even when the low river water stage. Therefore, it may be considered that the present flood critical model can be applied to any states of river flow and can be used to estimate new flow Q2cN. The results of runoff analysis show the present method to be useful for not only the analytical work but the predictive work in cases of river basin with small  $\alpha p$ .

*Key Words: Runoff analysis, Runoff prediction, Flood critical model.*

## 1. はじめに

いま河川では通水能ぎりぎりの状態で流れている状況を考える。この状態でさらに降雨がもたらされた時、河川では溢水が始まり氾濫となるであろう。このぎりぎりの状態を洪水発生限界と呼ぼう。本論ではまずこの限界状態にさらに新たな降雨、上流からの流入があった時の流量推定の方法を考案する。よく考えてみると、通水能を基準とした限界状態は河川堤防に守られた人間達にとっての限界であり、川の中で生活する魚や鳥や虫達にとっては彼らの生活空間に応じたそれぞれの洪水発生限界があるはずである。つまり河川ではどの水位の流れであっても流域生態系に住むどれかの生物にとっては限界状態であるといえる。このことは河川の流れが人間にとって限界状態には達していなくても、本論で考案された限界状態での河川流量算定の方法によって河川の流量算定が可能となることを示している。作成されたモデルを山口県の小規模ダム流域(木屋川ダム、生見川ダム)の降雨→ダム流入量に適用した結果を示し、提案した洪水発生限界モデルがひとつの流出解析法となりうることを報告する。また、当該流域では降雨の直接流出への配分は著しく少なく、この場合流出解析法はそのまま流出予測法となることを示す。

本論では、解析或いは予測の時間単位は1時間で現時刻を  $k$  とし、現時刻の降雨、流出量をそれぞれ  $R(k)$ ,  $Q(k)$  で表わし、 $Q(k)$  は未知とする。流出解析、或いは流出推定の作業は既知の  $R(k-2)$ ,  $R(k-1)$ ,  $R(k)$ ,  $Q(k-1)$  から  $Q(k)$  を推定することを指し、予測作業とは流出解析の流出解析の既知量から  $R(k)$  を除いてこれを未知とした時の未知  $Q(k)$  を推定することである。

## 2. 洪水発生限界時の河川流出量の算定

### ① 河川流域の水収支

図は対象河川流域の平面図と縦断図である。流域内に河川が貫流して、地点 P1 は流域河川入り口、P2 は出口である。本文に登場する記号は以下のとおりである。

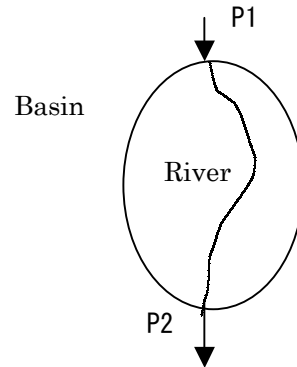


Figure 1 . River basin

A ; 流域面積、 $\text{km}^2$

$Q1c$  ; P1 での河川通水能、 $\text{m}^3/\text{sec}$

$Q2c$  ; P2 での河川通水能、 $\text{m}^3/\text{sec}$

$Q1$  ; P1 において上流部から流入する流量、 $\text{m}^3/\text{sec}$

$Q2$  ; P2 において流出する流量、 $\text{m}^3/\text{sec}$

流域での各水文量の出入りを水収支モデルで表わすと次式のようにになる。

$$Q1 \frac{A}{3.6} + alp \times R - e + Qw \frac{A}{3.6} + Bf + \Delta W$$

$$= Q2 \frac{A}{3.6} + g$$

(mm/hr) (1)

ここで、 $Q1$ 、 $Q2$  は P1、P2 での河川流量、 $Qw$  は間接流出 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ) である。R、e、Bf、 $\Delta W$ 、g はそれぞれ流域平均降雨、蒸発、基底流出、貯留変化、浸透、mm/hr、である。R は降雨 (mm/hr) で、このうち  $alp$  が河川に直接流れ込み、このときの  $alp$  をここでは降雨係数と呼ぶ。 $alp \times R$  は直接流出 (mm/hr) となる。残りの  $(1 - alp) \times R$  は間接流出に回る。一般に流出過程は非線型過程で特徴づけられ、降雨から流出への遅れを如何に表現できるかで流

出モデルの適切さが評価される。

実際に(1)式に基づいて流出解析行くと、alpに関しては、日単位では流域毎にやや変動するが、流域面積が小さく、時間単位、10分単位の解析ではalp≒0.035であることが判っている。すなわちこの場合、降雨Rは河川流量には3.5%しか直接寄与せず、残りの96.5%はQw計算用の自律タンクモデル<sup>1), 2)</sup>に入れられ、一部は貯留、蒸発、浸透に回り、残りが間接流出となって表れる。

## ② 限界状態での水収支

流域にこれまで以上のQ1やRが流入すると、流域では各生物にとっての氾濫が生じる限界状態を考える。このときの各水文学量に添え字cを付して表わすと次のようになる。

$$Q1c \frac{A}{3.6} + alp \times Rc - e_c + Qw_c \frac{A}{3.6} + Bf_c + \Delta Wc = Q2c \frac{A}{3.6} + g_c \quad (\text{mm/hr}) \quad (2)$$

ここでQ1c、Q2cは人間にとっては河川流量を最大限処理できる実際の河川通水能の値となるが、現状の河川の流れ環境を好んで棲息するどれかの生物にとっては現況の流量がこれに相当する。流域に環境保全の意思があるとなれば、限界状態では、流域はもうこれ以上の水分を河川流出としては出せない状況なのでQw<sub>c</sub>は最大値となっているとすることができる。同様にBf<sub>c</sub>、ΔW<sub>c</sub>、g<sub>c</sub>も最大値となっているであろう。一方e<sub>c</sub>は降雨中は0と置いてよい。

一方限界状態での河川内の水収支は次のように書ける。

$$Q1c + alp \times Rc \frac{A}{3.6} + Qw_c = Q2c \quad (\text{m}^3/\text{sec}) \quad (3)$$

この式に洪水発生限界時の降雨、すなわち限界降雨Rcを与え、さらにQ1c、Q2cとして現況の河川流量で与えると間接流出の最大値Qw<sub>c</sub>は次式で計算される。Rcの決定法は後の⑤で述べる。

$$Qw_c = Q2c - Q1c - alp \times Rc \frac{A}{3.6} \quad (\text{m}^3/\text{sec}) \quad (4)$$

## ③ 限界状態を超えたときの水収支モデル

いま流域に、Q1>Q1c、R>Rcの流入や降雨があったとき、(1)-(2)式よりQ2は次式で計算される。

$$Q2 = (Q1 - Q1c) + alp \times (R - Rc) \frac{A}{3.6} + (Bf - Bf_c) + (\Delta W - \Delta W_c) - (g - g_c) + Q2c \quad (\text{m}^3/\text{sec}) \quad (5)$$

ここで、Bf<sub>c</sub>=Bf、ΔW<sub>c</sub>=ΔW、g<sub>c</sub>=gであるから、河川からの溢水Oは

$$O = Q2 - Q2c = (Q1 - Q1c) + alp \times (R - Rc) \frac{A}{3.6} \quad (\text{m}^3/\text{sec}) \quad (6)$$

で与えられる。過剰降雨(R-Rc)にalpを乗じた部分が河川に向かっていることになる。

大雨時に、降雨Rからどれくらいの流出Qがもたらされるか、流出係数fを介在させてQ=f×Rと書くのが合理式以来の線型思想である。このため地表面状態によってfがどれだけ変動するかについては多くの研究がなされた。例えば大都市では地表面はビルや道路で覆い尽くされているのでf=0.9、田園地帯では樹木による遮断や、田畑における貯留、浸透が効いてf=0.65などと与えられた。こ

でも限界状態では間接流出の最大値  $Q_{wc}$  については、便宜的に

$$Q_{wc} = f \times (1 - alp) \times Rc \quad (\text{mm/hr}) \quad (7)$$

が成り立つとして考える。

一方、流域に新たに  $R > Rc$  なる降雨がもたらされたたすると、 $(1 - alp) \times R$  が間接流出に当てられる。 $(1 - alp) \times R$  のうち流域からは最大で (7) 式で示される  $Q_{wc}$  しか流出することが出来ないの、残余の水分は内水  $I$  となって (8) 式で表現される。

$$I = (1 - alp) \times (R - f \times Rc) \quad (\text{mm/hr}) \quad (8)$$

となる。なお、これまでの式の中の  $R$  は洪水到達時間  $T$  (min) での平均雨量強度  $R_T$  が使われる。

#### ④ 限界降雨 $Rc$ の求め方

洪水発生限界モデルでは刻々が発生限界状況であるので、毎時の降雨  $R$  を限界降雨  $Rc$  の仮定値  $Rc'$  としてよい。(4)、(8) 式にこれを使うと、(9)式が得られる。

$$f = \frac{Q2c - Q1c - alp \times Rc' \frac{A}{3.6}}{(1 - alp) \times Rc' \frac{A}{3.6}} \quad (9)$$

本報告では解析対象流域は山地であるので樹木が豊富なので、計算値  $f$  が 0.75 を超えるときは  $f = 0.75$ 、負になる時には  $f = 0$  とする。

(9)式による  $f$  が 0.75 から 0 の間の値となる場合は、仮定値  $Rc'$  が限界降雨  $Rc$  となるが、 $f > 0.75$ 、 $f < 0$  と計算される場合はそれぞれ  $f = 0.75$ 、 $f = 0$  として再び(4)、(8)式に代入すると、ある時刻における当該流域がとりうる限界降雨  $Rc$  は

$$Rc = \frac{Q2c - Q1c}{(1 - alp) \times f + alp} \times \frac{3.6}{A} \quad (\text{mm/hr}) \quad (10)$$

と再計算される。

#### ⑤ 河川端末流量 $Q2$ の算定

限界状態であるので、現状の  $Q2c$  にさらに  $Q1$ 、 $R$  が与えられて  $O > 0$ 、 $I > 0$  となれば、これらの余剰水は河川に向かって流出を始める。河川流量はいまの  $Q2c$  より当然大きくなる。これが新たな限界流量  $Q2cN$  であり、人間の場合、現在の通水能をも越えれば人間は新たな堤防を築かざるを得ない。解析を行ってみると、遊水  $I$  もまた直ちには河川に向かわないようで、 $I$  の滞留係数を  $zet$  とすると、 $zet \times I$  が流域内に残り、河川に直接向かうものは  $(1 - zet) \times I$  となる。このように内水  $I$  は降雨のたびに流域内に蓄積することになり、その積算値を  $Is, mm$  とする。流域での許容積算内水を  $I_h, mm$  とし、 $Is$  がこれより大きくなれば積算内水ははじめて河川に向かって流出するとする。 $Is$  からの流出の能率を内水流出係数  $bet$  とすれば、積算内水  $Is$  からの流出  $II$  は  $II = bet \times (Is - I_h)$  となる。このように  $II$  は内水からの流出の遅れを示して、流出の非線形効果を表現している。滞留係数  $zet$  についての与え方は次章で説明される。

新しい河川限界流量  $Q2cN$  は次式で与えられる。

$$Q2cN = \left( O + (1 - zet) \times I + II \right) \frac{A}{3.6} + Q2c \quad (\text{m}^3/\text{sec}) \quad (11)$$

### 3. 解析に必要なデータとパラメータ

#### ① 降雨係数 $alp$

今回の対象流域について、1時間単位での流出解析では  $a_{lp}$  は平均値で 0.035 として与えてよいが、実際の最適  $a_{lp}$  は降雨ケース毎に 0.025 から 0.065 の間で変動している。また参考のために、他流域での日単位の流出解析も行って見たが、日単位の解析でも流域により 0.07 から 0.015 まで大きく変動した。 $a_{lp}$  は流域面積  $A$ 、洪水到達時間などに影響を受けているようであるが、これらとは別に刻々と変動する降雨  $R$  にも大きく影響を受けているようである。今回の対象流域では  $a_{lp}$  は降雨ケース毎に一定値で与えるのではなく、 $a_{lp}$  は  $R$  によって変動していると仮定したほうがよく、次のように設定された。

- $R(k-1) < 10\text{mm/hr}$  の時  $a_{lp}=0.075$
- $10 < R(k-1) < 25\text{mm/hr}$  の時  $a_{lp}=0.05$
- $25\text{mm/hr} < R(k-1)$  の時  $a_{lp}=0.025$

このように、 $a_{lp}$  は降雨  $R$  が強くなると小さな値となっているのは、河川への直接流出は降雨の強さに関わらず一定の傾向があることを示している。

## ② 滞留係数 $zet$

前章③で述べたように、流域に降雨  $R$  がもたらされたとすると、 $(1-a_{lp}) \times R$  が間接流出に当てられる。 $(1-a_{lp}) \times R$  のうち流域からは最大で (7) 式で示される  $Q_w$ 。しか流出することが出来ないため、残余の水分は内水  $I$  となって (8) 式で表現される。また前章⑤で述べたように、実際の解析では  $I$  の滞留係数を  $zet$  とすると、 $zet \times I$  が流域内に残り、単位時間内に河川に直接向かうものは  $(1-zet) \times I$  となる。試行解析の結果、山口県の二つの小流域では  $zet$  は次のように与えてよいことが判った。

- 降雨開始からの雨量積算値  $R_s$  が 150mm 未満の時、 $zet=0.85$ 。
- $R_s > 150\text{mm}$  の時、 $zet=0.95$ 。
- 降雨が過去 1 時間内に 10mm/hr 以上急増

した時、 $zet=0.825$ 。

## ③ 積算内水 $I_s$ からの流出 $II$

内水  $I$  は降雨のたびに流域内に蓄積することになり、その積算値を  $I_s, \text{mm}$  とすると、 $I_s$  が許容積算内水  $I_h$  より大きくなれば積算内水ははじめて河川に向かって流出する。このときの内水流出係数を  $bet$  とすれば、積算内水  $I_s$  からの流出  $II$  は  $II=bet \times (I_s - I_h)$  となる。ただし  $II < 0$  のときは  $II=0$  とする。

試行解析の結果、山口県の二つの小流域ではともに

- 無降雨が 1 時間経過すれば  $I_s=0$  としてよいこと、従って積算雨量  $R_s$  も 0 に置き換える。
- $bet=0.01$
- $I_h=50 \text{ mm}$

で与えてよいことが判った。

なお、降雨がかなりあった後、積算内水  $I_s$  が 75mm を下回った時は、 $I_s$  からの流出が速まららしく、両流域とも次のように設定された。

- $R_s > 150\text{mm}$  で  $I_s < 75\text{mm}$  の時、 $I_h=25 \text{ mm}$
- また、 $I_s$  が小さく 25mm を下回れば  $I_h=12.5 \text{ mm}$  とし、 $I_s$  が負となった時は  $I_s=0$ 、 $II=0$  とした。

## ④ 基底流 $B_f$ 、浸透 $g$ の補正

以上のデータとパラメータで流出解析はほぼ満足すべき結果をうる事が出来るが、(2) 式で限界状態では最大となって一定値を取ると仮定した基底流量  $B_f$ 、浸透量  $g$  は実際は若干変動しているようでそれらの補正量を  $B_f0, g0$  として与えれば(11)式は(15)式となる。

$$Q2cN = (O + (1 - zet) \times I + II + Bf0 - g0) \frac{A}{3.6} + Q2c \quad (\text{m}^3/\text{sec}) \quad (15)$$

解析の結果次のように補正すればよいことがわかった。

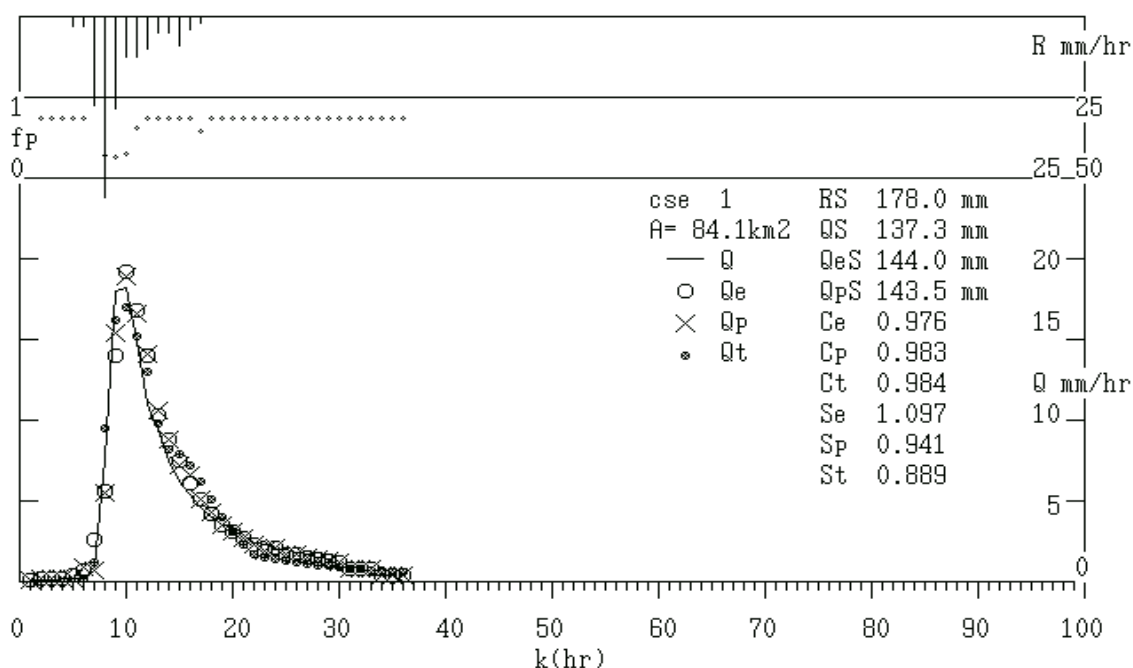


Figure 2. Hourly runoff analysis and prediction of Koyagawa Dam basin , Case 1.

#### ・ 基底流補正量 Bf0

木屋川ダム流域 ; Bf0=0.1 mm/hr

生見川ダム流域 ; Bf0=-0.1 mm/hr

(負は定常的流域外散逸)

#### ・ 浸透補正量 g0

これまでの解析で浸透は流域水分に応じて増えることが判っているので、積算内水  $I_s$  に応じて

$$g_0 = 0.005 \times I_s \quad \text{mm/hr}$$

で与える。なお  $g_0$  は  $I_s$  から供給されたとして、次の時刻の積算内水には  $(I_s - g_0)$  が持越しされる。

#### 4. 流出解析手順

図 1 は上に述べた洪水発生限界モデルに従って、山口県の木屋川ダム (流域面積  $A = 84.1 \text{ km}^2$ ) の時間単位での現在の流入量  $Q(k)$  を 1 時間前の流入量  $Q(k-1)$  から推定した結果を示している。ただし  $k$  は現在時刻を表わし、

( $k-1$ ) は 1 時間前の時刻を示す。解析手順を計算表に従って説明する。図上部の下向きのヒストグラムは毎時の降雨量  $R, \text{ mm/hr}$  を示す。右縦軸下向きにスケールを示している。横軸は時間軸である。このケース 1 の降雨一流出例の場合、13 時間続いた降雨を挟んで約 40 時間のダム流入量  $Q, \text{ mm/hr}$  の時間変化を図下部の実線で示している。丸印は現時間の降雨  $R(k)$  を参考にして推定されたダム流入量  $Q_e, \text{ mm/hr}$  である。また、×印は  $R(k)$  を参考することなく推定した、すなわちダム流入量の予測値  $Q_p, \text{ mm/hr}$  である。ともに右縦軸上向きにスケールに従う。中ほどの点で示されたものは予測作業で推定された流出係数  $f_p$  の時間変化である。縦軸左に 0~1 の範囲を示す。一雨の総降雨量は  $RS=178 \text{ mm}$  であった。これに対し 40 時間内の総流出量は  $QS=137.3 \text{ mm}$  であった。流入推定値、流入予測値の総量はそれぞれ  $Q_eS=144.0 \text{ mm}$ 、 $Q_pS=143.5 \text{ mm}$  となった。推定値○、予測値×は現実の流入量  $Q$  (実線) によく乗っているので結果はともに良好である。

なお、小さな●印は流入推定値○と比較のため、前報告<sup>2)</sup>でも示されている1時間単位タンクモデルによる解析結果を示したものである。適合度を相関係数C、標準誤差Sで示すと、解析の場合それぞれ  $C_e=0.976$ 、 $S_{est}=1.097$ 、予測の場合は  $C_p=0.983$ 、 $S_p=0.941$  で予測の方が若干適合度が良い。これらはタンクモデル

による相関係数  $C_t=0.984$ 、 $S_t=0.889$  に較べそれほど悪くはない。

このように降雨→流出の過程の中で、降雨の直接流出に関与する降雨係数  $\alpha_p$  が極端に小さな流域では解析手順はそのまま予測手順となりうる。

Table 1. Calculation scheme of hourly runoff analysis and prediction by the present flood critical model

Case = 1 Time = k = 9	(14) $Rc'e = R(k-1) = 56.2 \text{ mm/hr}$ (15) $fe = \{Q(k-1) - \alpha_p Rc'e\} / \{(1 - \alpha_p) Rc'e\} = 0.11$ (16) $Rce = Qc / (1 - \alpha_p) * fe + \alpha_p * 3.6 / A = 56.2 \text{ mm/hr}$
(1) A = 84.1 km <sup>2</sup> (2) $R(k-2) = 27.6 \text{ mm/hr}$ (3) $R(k-1) = 56.2 \text{ mm/hr}$ (4) $R(k) = 28.6 \text{ mm/hr}$ (5) $Q(k-1) = 7.6 \text{ mm/hr}$ (6) $Qc = Q(k-1) * A / 3.6 = 176.6 \text{ m}^3/\text{s}$ (7) $\alpha_p = 0.025$ (8) $zet = 0.850$ (9) $bet = 0.0100$ (10) $I_h = 50.0 \text{ mm}$ (11) $Bf_0 = 0.10 \text{ mm/hr}$ (12) $g_0 = 0.33 \text{ mm/hr}$	(17) $Rc'p = R(k-2) = 27.6 \text{ mm/hr}$ (18) $fp = \{Q(k-1) - \alpha_p Rc'p\} / \{(1 - \alpha_p) Rc'p\} = 0.26$ (19) $Rcp = Qc / (1 - \alpha_p) * fp + \alpha_p * 3.6 / A = 27.6 \text{ mm/hr}$ (20) $Qde = \alpha_p * \{R(k) - Rce\} * A / 3.6 + Qc = 160.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (21) $Qdp = \alpha_p * \{R(k-1) - Rcp\} * A / 3.6 + Qc = 193.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (22) Overflow $Oe = (Qde - Qc) * 3.6 / A = -0.7 \text{ mm/hr}$ (23) Overflow $Op = (Qdp - Qc) * 3.6 / A = 0.7 \text{ mm/hr}$ (24) Inundation $I = (1 - \alpha_p) * \{R(k-1) - fp * Rcp\} = 47.9 \text{ mm/hr}$ (25) $Is = \text{sum of } zet * I = 64.8 \text{ mm}$ (26) Runoff from $Is$ ; $II = bet * (Is - I_h) = 0.2 \text{ mm/hr}$
** Real river flow ** (13) $Q(k) = 18.0 \text{ mm/hr} = 419.6 \text{ m}^3/\text{s}$	*** Estimated river flow $Q_{est}$ at k *** (27) $Qe(k) = \{Q_{est} + (1 - zet) * I + II + Bf_0 - g_0\} + Q(k-1) = 14.0 \text{ mm/hr} (= 326.6 \text{ m}^3/\text{s})$ *** Predicted river flow $Q_{pre}$ at k *** (28) $Qp(k) = \{Q_{pre} + (1 - zet) * I + II + Bf_0 - g_0\} + Q(k-1) = 15.4 \text{ mm/hr} (= 359.4 \text{ m}^3/\text{s})$

以下に流出計算の手順を毎時の計算表にしたがって説明する。第1表は第2図の中で毎時降雨  $R(k)$  が最大値  $56.2 \text{ mm/hr}$  を示した直後の時刻  $k=9$  での解析作業を示している。番号順に、

(1)  $A = 84.1 \text{ km}^2$  ; 流域面積。

(2) 時刻  $k$  から2時間前の1時間降雨量  $R(k-2) = 27.6 \text{ mm/hr}$ 。予測の場合の限界降雨  $R_{cp}$  の仮値  $Rc'p$  をこの表(17)のように与えるのに

使われる。添字  $p$  については後に説明する。

(3) 時刻  $k$  から1時間前の1時間降雨量  $R(k-1) = 56.2 \text{ mm/hr}$ 。表に示されていないが、ここでの洪水到達時間は約50分 (=0.8時間)であった。つまり降雨は直接流出では約1時間かかり、しかもこれは  $\alpha_p$  の値が示すように降雨の僅かな部分に過ぎない。降雨は最初の1時間ではほとんどが流域滞留になって間接流出にまわり、間接流出で出てくるのは次の1時間以降となる。したがって流量  $Q(k)$

を推定するのに 1 時間前の降雨  $R(k-1)$  を使うときは予測作業となる。

- (4) 時刻  $k$  での降雨  $R(k)=28.6\text{mm/hr}$  を示す。流量  $Q(k)$  を推定するのに、時刻  $k$  での降雨  $R(k)$  を使えば通常の流出解析となる。ここでは  $R(k-1)$  を使った場合の予測作業に対し、 $R(k)$  を使った場合は解析作業と呼ぶ。解析作業の場合の計算値は添字  $e$  で、予測作業の場合の計算値は添字  $p$  で表わすことにする。
- (5) 1 時間前のダム流入量  $Q(k-1)=7.6\text{mm/hr}$ 。限界流量として与えられる。
- (6)  $Q(k-1)$  の  $\text{m}^3/\text{s}$  表示。  $176.6\text{m}^3/\text{s}$ 。
- (7) 時刻  $k$  での降雨係数  $a_{lp}=0.025$ 。
- (8) 時刻  $k$  での滞留係数  $z_{et}=0.825$ 。
- (9) 積算内水  $I_s$  からの流出係数  $b_{et}=0.1$ 。
- (10) 許容積算内水  $I_h=50.0\text{mm}$ 。
- (11) 当該流域での基底流補正量、 $Bf_0, \text{mm/hr}$ 。
- (12) 時刻  $k$  での浸透補正量、 $g_0, \text{mm/hr}$ 。
- (13) 時刻  $k$  での実測流量  $Q(k)$
- (14) 解析作業の場合の仮限界降雨  $Rc'_e=R(k-1)$
- (15) (9) 式で計算される 1 時間前の流出係数  $f_e=0.11$ 。時刻  $k$  についてもこの  $f_e$  が支配していると仮定する。
- (16) 上の  $f_e$  を (10) 式に代入して求めた限界降雨  $R_{ce}=56.2\text{mm/hr}$ 。もし  $f_e$  が  $0.75$  を超えたり、負になった時は、 $f_e$  はそれぞれ  $0.75$ 、 $0$  と置き換えられるので、 $R_{ce}$  は  $Rc'_e$  と異なってくる。
- (17) 予測作業の場合の仮限界降雨  $Rc'_p=R(k-2)$ 。
- (18) (9) 式で計算される 2 時間前の流出係数  $f_p=0.26$ 。時刻  $(k-1)$  においてもこの  $f_p$  が支配していると仮定する。なお、第 1 図のように降雨が強くなると  $f_p$  は小さくなっていることが指摘される。
- (19)  $f_p$  を (10) 式に代入して求めた予測作業の場合の限界降雨  $R_{cp}=27.6\text{mm/hr}$ 。同じく  $f_p$  が  $0.75$  を超えたり、負になった時は、 $R_{cp}$  は  $Rc'_p$  と異なってくる。
- (20) (5) 式による解析作業における時刻  $k$  で

の直接流出  $Q_{de}$ 。

- (21) (5) 式による予測作業における時刻  $k$  での直接流出  $Q_{dp}$ 。
- (22) (6) 式による解析作業での時刻  $k$  での河川氾濫  $O_e$ 。
- (23) (6) 式による予測作業での時刻  $k$  での河川氾濫  $O_p$ 。
- (24) (8) 式による予測作業における時刻  $k$  での内水発生量  $I=47.9\text{mm/hr}$ 。前に述べたように、降雨は最初の 1 時間ではほとんどは内水に回るので、解析作業の場合直接流出による  $Q_{de}$  を求めるのに現在降雨  $R(k)$  が使われても、内水からの流出を求めるための内水発生量は 1 時間前の降雨  $R(k-1)$  による  $I$  を使った方が良かった。すなわち、内水発生量に関しては解析作業の  $I$  は予測作業の  $I$  と同じ値をとる。
- (25) 積算内水  $I_s$  ; 上の  $I$  に滞留係数  $z_{et}$  を乗じた  $z_{et} \times I$  が流域内に残り、河川に直接向かうものは  $(1-z_{et}) \times I$  となる。 $I_s$  は  $z_{et} \times I$  の積算値、 $\text{mm}$  である。
- (26) 積算内水  $I_s$  からの流出  $II=0.01 \times (I_s - 50)$ 、 $\text{mm/hr}$ 。
- (27) 本文 (15) 式による  $Q_{2cN}$  を解析流量  $Q_e$  として算出したもの。
- (28) 本文 (15) 式による  $Q_{2cN}$  を予測流量  $Q_p$  として算出したもの。

## 5. 解析と予測例

上に述べた方法で、山口県の二つの小規模ダムの流入量について解析と予測検証を行った。木屋川ダム、生見川ダムの流域面積  $A$  はそれぞれ  $84.1\text{km}^2$ 、 $72.4\text{km}^2$  で同規模である。検証は 1975 年～1999 年の間での夏の降雨期の顕著降雨それぞれ 5 ケースについて行われた。解析、検証結果はいずれも良好である。解析については前報<sup>2)</sup>で示したタンクモデルによる結果と比較され、今回の方法がタンクモデルの精度を凌ぐことが示される。



### 5-1. 木屋川ダム流域での流入量の解析と予測

#### (1) 降雨ケース 1 (1975 年 7 月 11 日、図 2)

既に図 2 の説明で結果を示している。相関係数は解析、予測ともに 10 ケースの中で最もよかった。再現積算雨量は解析で  $QeS=144.0\text{mm}$ 、予測で  $QpS=143.5\text{mm}$  で実際の  $QS=137.3\text{mm}$  より 5%程度大きくなった。この降雨ケースの場合はタンクモデルによる再現  $Qt$  は今回の方法より良い適合度を示している。

#### (2) 降雨ケース 2 (1981 年 6 月 25 日、図 3)

120 時間すなはち 5 日間の流入量記録のうち、図のヒストグラムのように降雨のピークが 6 つ見られる。総雨量は  $RS=610.5\text{mm}$  であった。解析の場合  $Ce=0.959$ 、 $Se=0.802$ 、予測

の場合は  $Cp=0.944$ 、 $Sp=0.931$  である。再現積算雨量は解析で  $QeS=415.5\text{mm}$ 、予測で  $QpS=404.2\text{mm}$  で実際の  $QS=396.6\text{mm}$  に近い。タンクモデルの再現は降雨の前半で過剰になった。このため  $Ct=0.909$ 、 $St=1.621$  と大幅に悪化した。

#### (3) 降雨ケース 3 (1991 年 9 月 13 日、図 4)

相関係数  $C$ 、標準誤差  $S$  では、解析の場合それぞれ  $Ce=0.974$ 、 $Se=0.582$ 、予測の場合は  $Cp=0.974$ 、 $Sp=0.575$  で適合度は解析、予測とも同程度である。再現積算雨量は解析で  $QeS=112.9\text{mm}$ 、予測で  $QpS=112.4\text{mm}$  で実際の  $QS=110.2\text{mm}$  に近い。タンクモデルの再現はこの降雨ケースの場合は、 $Ct=0.983$ 、 $St=0.499$  と今回の方法よりよい結果となっている。

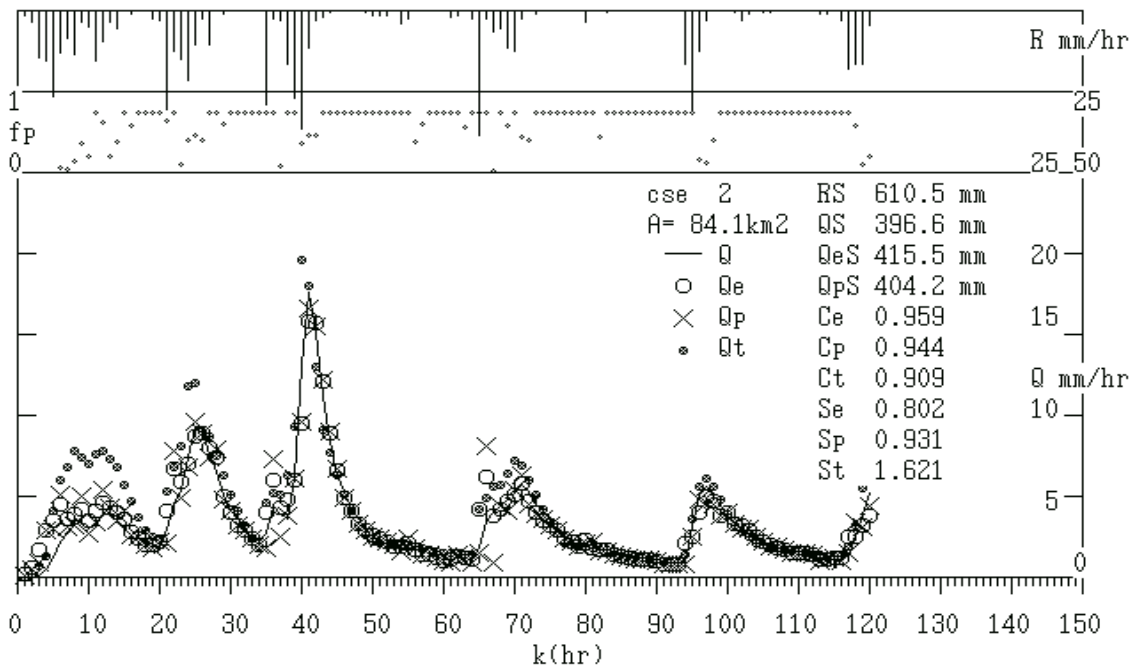


Figure 3. Hourly runoff analysis and prediction of Koyagawa Dam basin , Case 2.

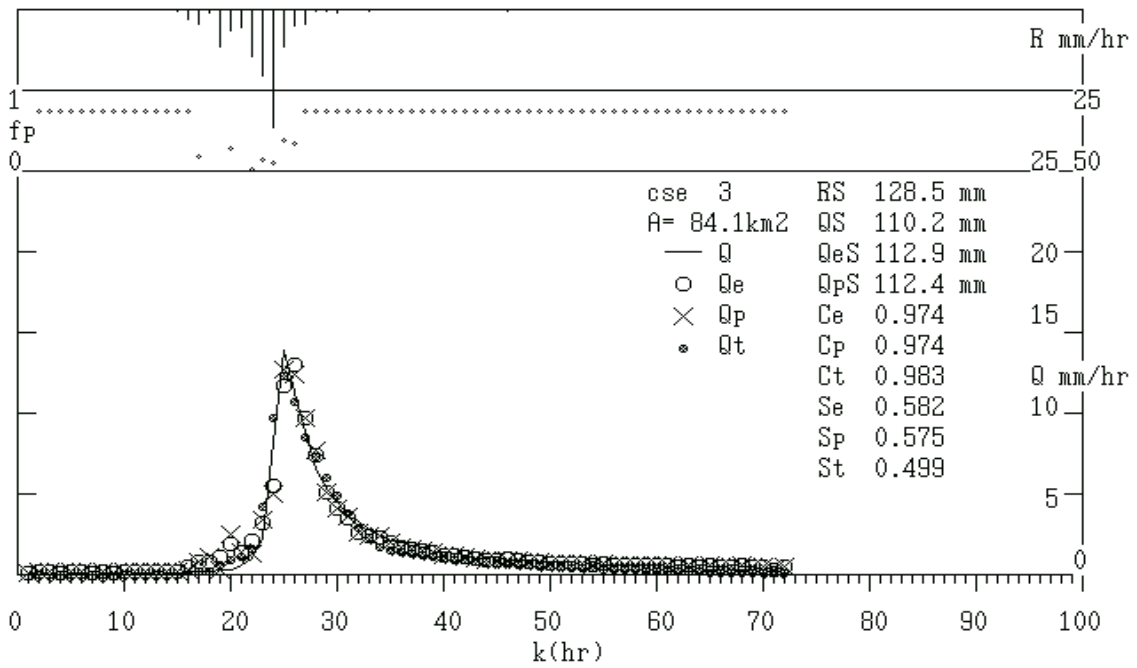


Figure 4. Hourly runoff analysis and prediction of Koyagawa Dam basin , Case 3

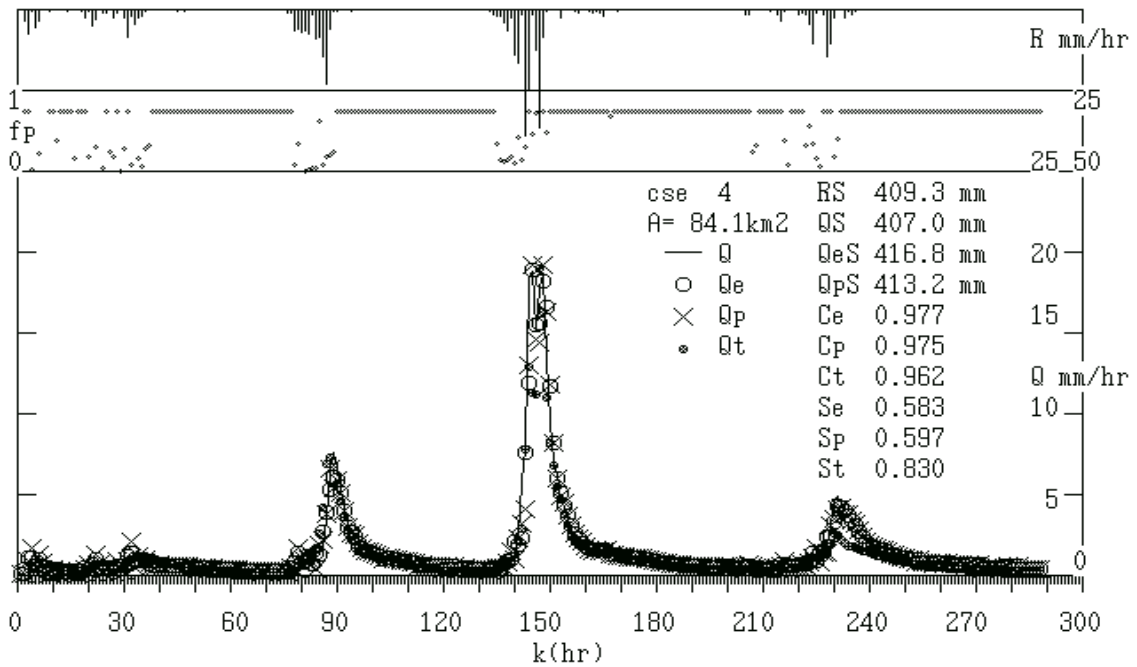


Figure 5. Hourly runoff analysis and prediction of Koyagawa Dam basin , Case 4.

## (4) 降雨ケース 4 (1999年6月23日、図5)

288時間すなはち12日間の流入量記録のうち、図のヒストグラムのように降雨のピークが4つ見られる。各ピークの降雨はは2日間続いている、典型的な梅雨シーズンの雨といえる。総雨量はRS=409.3mmであった。解析の場合  $C_e=0.977$ 、 $S_e=0.583$ 、予測の場合は

$C_p=0.975$ 、 $S_p=0.597$  である。再現積算雨量は解析で  $Q_eS=416.8\text{mm}$ 、予測で  $Q_pS=413.2\text{mm}$  で実際の  $QS=407\text{mm}$  より5%程度大きい。タンクモデルの再現は降雨の最後の方で過小評価となった。このため相関係数  $C_t=0.962$  はいいが、標準誤差は  $S_t=0.830$  と悪化した。

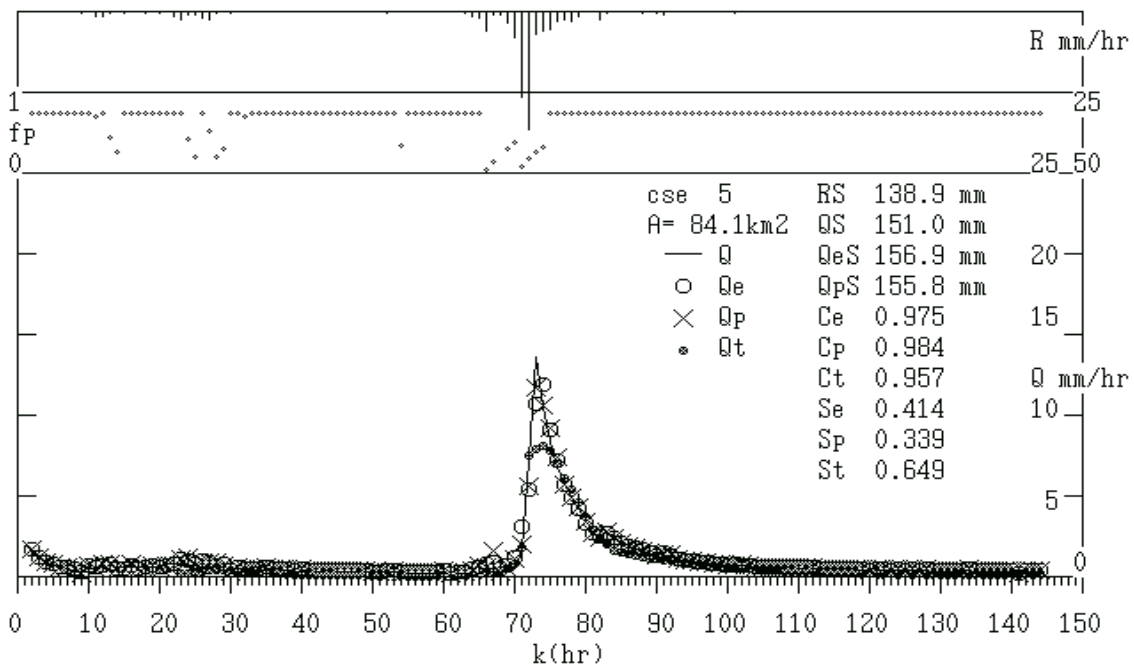


Figure 6. Hourly runoff analysis and prediction of Koyagawa Dam basin , Case 5.

## (5) 降雨ケース 5 (1999年9月21日、図6)

144時間すなはち6日間の流入量記録のうち、図のヒストグラムのように降雨のピークは1つである。総雨量はRS=138.9mmであった。解析の場合  $C_e=0.975$ 、 $S_e=0.414$ 、予測の場合は  $C_p=0.984$ 、 $S_p=0.339$  で予測の方が良い。再現積算流出量は解析で  $Q_eS=156.9\text{mm}$ 、予測で  $Q_pS=155.8\text{mm}$  で実際の  $QS=151.2\text{mm}$  に近い。タンクモデルの再現はピークが十分表現できず過小評価なので、 $C_t=0.957$ 、 $S_t=0.649$  と大幅に悪化した。

図に示されたように、6日間の流出期間で総

降雨量RS=138.9mmは総流出量QS=151.2mmより少ない。今回の方法が無降雨日の流出過程を基底流量補正  $Bf_0$ 、積算内水  $I_s$  からの流出IIによりうまく表現できていることを示している。

## 5-2. 生見川ダム流域での流入量の解析と予測

## (1) 降雨ケース 6 (1992年8月8日、図7)

図のヒストグラムのように降雨はほぼ1日間続いたものだけで、従ってピークは1つである。総雨量はRS=224mmであった。解析の

場合  $C_e=0.976$ 、 $S_e=0.716$ 、予測の場合は  $C_p=0.985$ 、 $S_p=0.594$  である。再現積算流出量は解析で  $Q_eS=95.8\text{mm}$ 、予測で  $Q_pS=94.2\text{mm}$  で実

際の  $QS=92.2\text{mm}$  に近い。タンクモデルの再現はピーク付近で過大評価となり、 $C_t=0.977$  はいいが、 $S_t=1.853$  と大幅に悪化した。

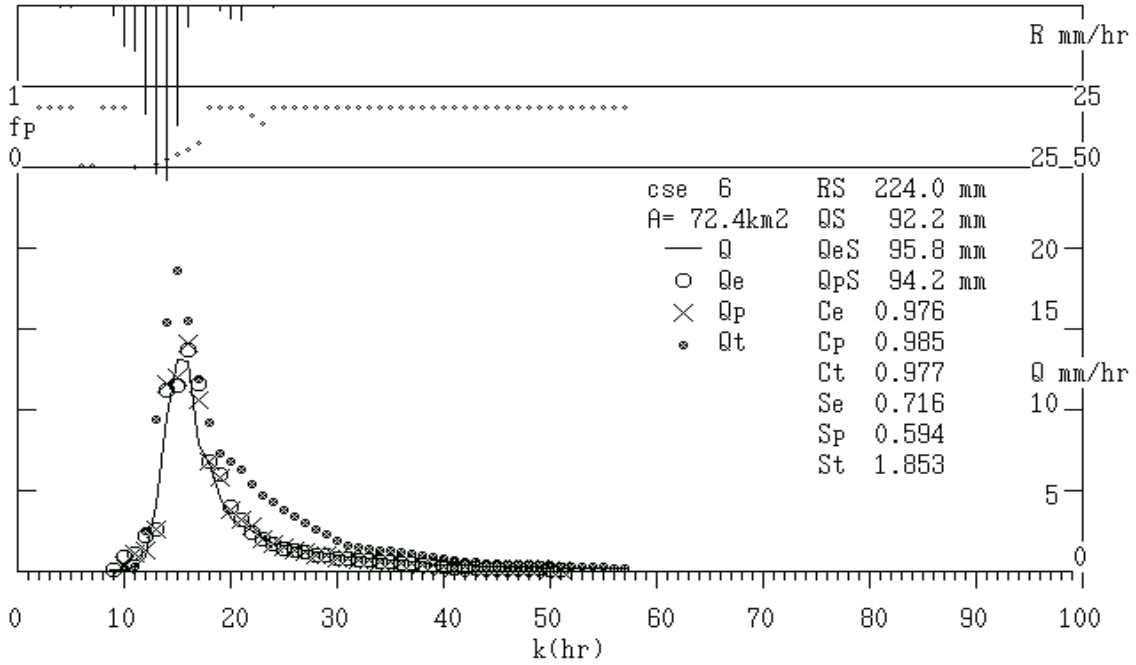


Figure 7. Hourly runoff analysis and prediction of Ikumigawa Dam basin , Case 6.

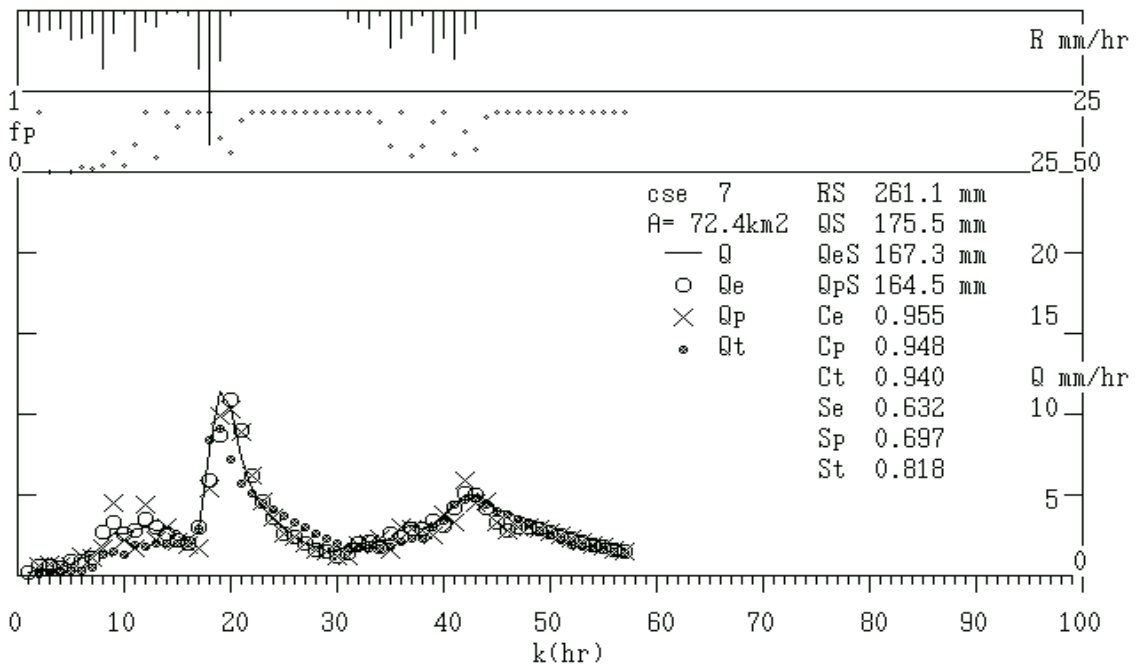


Figure 8. Hourly runoff analysis and prediction of Ikumigawa Dam basin, Case 7.

(2) 降雨ケース7(1993年7月27日、図8) 降雨は2日間続いた。ピークは2つである。総雨量はRS=261.1mmであった。解析の場合  $C_e=0.955$ 、 $S_e=0.632$ ，予測の場合は  $C_p=0.948$ 、 $S_p=0.697$  である。再現積算流出量は解析で  $Q_eS=167.3\text{mm}$ 、予測で  $Q_pS=164.5\text{mm}$  で実際の  $QS=175.5\text{mm}$  に較べ予測では5%ほど少なくなった。タンクモデルの再現はピーク付近で過小評価となり、 $C_t=0.940$ 、 $S_t=0.818$  と悪化した。

(3) 降雨ケース8 (1995年7月3日、図9) 81時間の流入量記録のうち、図のヒストグラムのように強弱はあるが降雨はほぼ70時間にわたって降り続けている。総雨量はRS=247.4mmであった。解析の場合  $C_e=0.944$ 、 $S_e=0.503$ ，予測の場合は  $C_p=0.952$ 、 $S_p=0.481$  である。再現積算雨量は解析で  $Q_eS=131.4\text{mm}$ 、予測で

$Q_pS=128.9\text{mm}$  で実際の  $QS=138.7\text{mm}$  より5%程度少ない。タンクモデルの再現も良く、 $C_t=0.961$ 、 $S_t=0.480$  となった。

(4) 降雨ケース9 (1997年6月28日、図10) 降雨はほぼ1日続き、ピークは1つである。総雨量はRS=216.3mmであった。解析の場合  $C_e=0.982$ 、 $S_e=0.478$ ，予測の場合は  $C_p=0.985$ 、 $S_p=0.461$  である。再現積算流出量は解析で  $Q_eS=88.9\text{mm}$ 、予測で  $Q_pS=87.5\text{mm}$  で実際の  $QS=81.1\text{mm}$  よりともに10%程多くなった。タンクモデルの再現はピーク付近で過大評価となり、相関係数は  $C_t=0.994$  と数値の上では良いが、標準誤差は  $S_t=1.543$  と大幅に悪化した。今回のモデル、タンクモデルともに解析、予測の作業の結果は図7の降雨ケース6の単一降雨の場合と同じ特徴を示した。

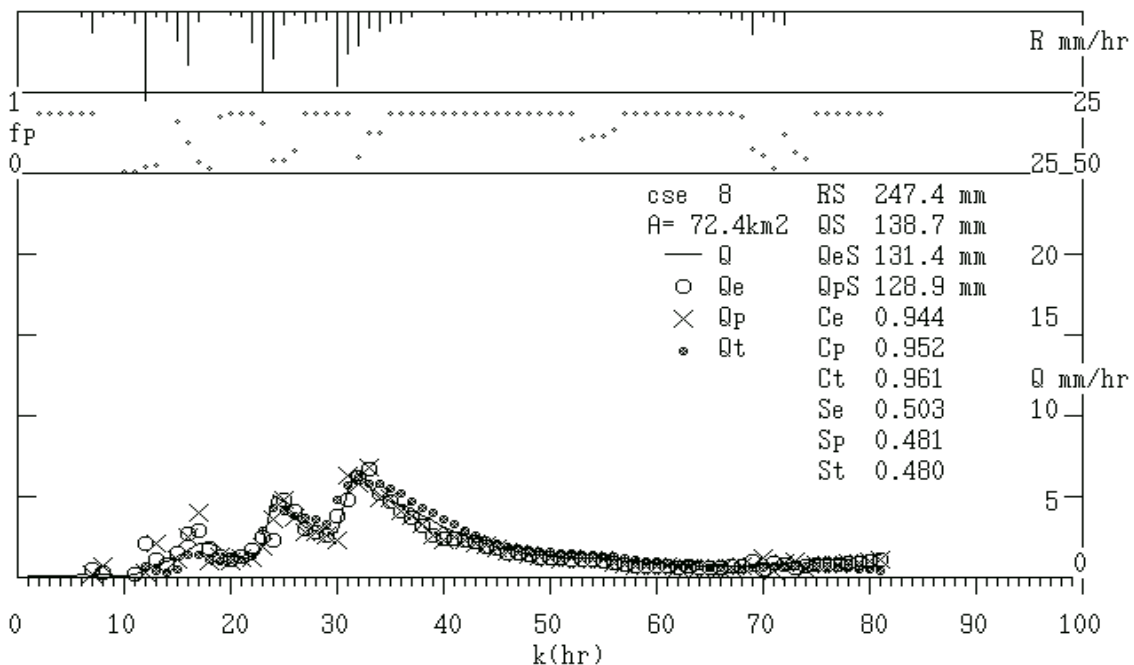


Figure 9. Hourly runoff analysis and prediction of Ikumigawa Dam basin , Case 8.

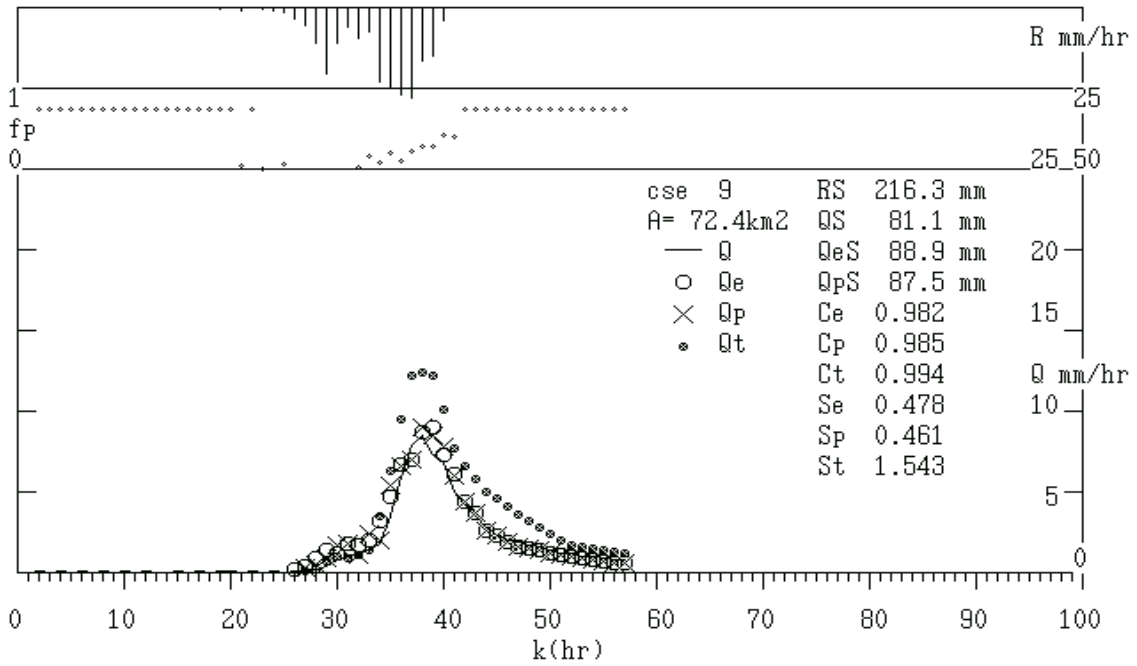


Figure 10. Hourly runoff analysis and prediction of Ikumigawa Dam basin , Case 9.

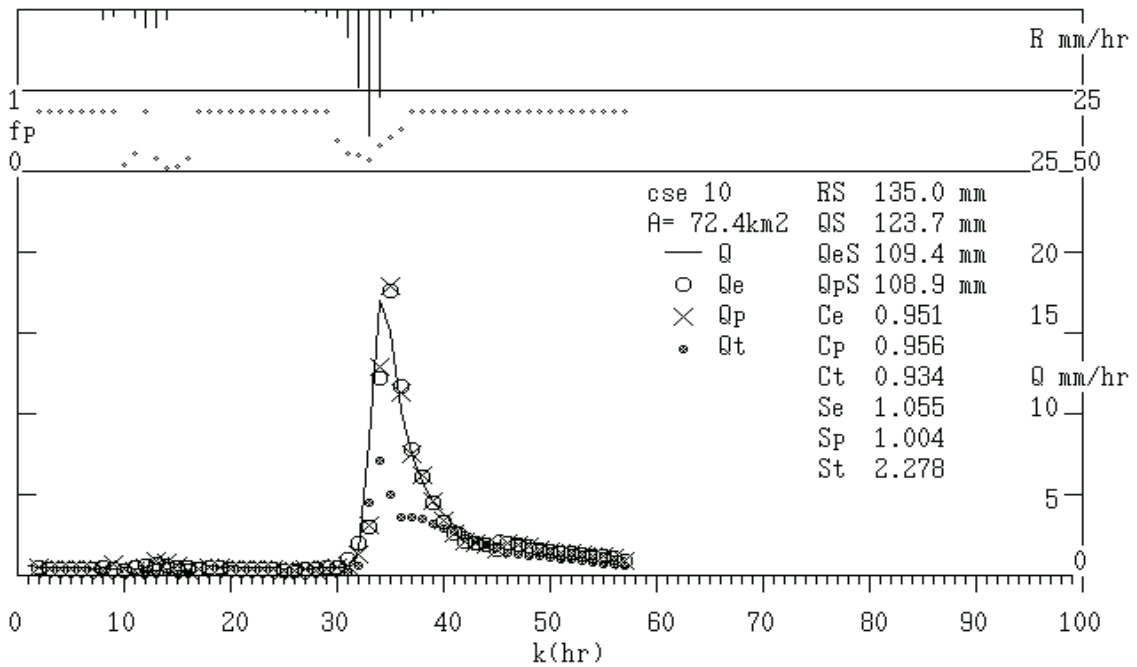


Figure 11. Hourly runoff analysis and prediction of Ikumigawa Dam basin , Case 10.

(5) 降雨ケース 10 (1999年9月24日、図11)  
 降雨は2日間にわたって続いたが、前日の雨は弱い。後の日もピークの1時間雨量は25mmを超えたが短時間降雨である。総雨量はRS=135mmであった。解析の場合  $C_e=0.951$ 、 $S_e=1.055$ 、予測の場合は  $C_p=0.956$ 、 $S_p=1.004$  である。再現積算流出量は解析で  $Q_eS=109.4\text{mm}$ 、予測で  $Q_pS=108.9\text{mm}$  で実際の  $QS=123.7\text{mm}$  よりともに10%程度少ない。タンクモデルの再現はピーク付近で著しく過小評価となり、相関係数は  $C_t=0.934$ 、標準誤差は  $S_t=2.278$  と大幅に悪化した。このケースの雨では、今回のモデルはタンクモデルと同じく過小評価の傾向を示した。おそらく降雨の重心が降雨観測点から離れたところにあったためであると思われる。しかし今回のモデルの解析、予測精度はタンクモデルよりはるかに良いことが示された。

## 6. 予測実験

今回のモデルによる予測とは過去2時間内の1時間雨量  $R(k-2)$  と  $R(k-1)$ 、過去1時間の流量  $Q(k-1)$  から、今から1時間経過した現在時刻の流量  $PQ_0=Q(k)$  を知ることである。従って、今から1時間かけて降る現在時刻の予想雨量  $R(k)$  を与えることが出来れば、実測降雨  $R(k-1)$ 、予測降雨  $R(k)$ 、1時間前に予測済みの流量  $PQ_0=Q(k)$  を使って、今後2時間先の流量予測値  $PQ_1=Q(k+1)$  を得る。同様に今後2時間先の1時間雨量予測値  $R(k+1)$ 、3時間先の1時間雨量予測値  $R(k+2)$  があれば、3時間先の流量  $PQ_2=Q(k+2)$ 、4時間先の流量  $PQ_3=Q(k+3)$  の予測も可能となる。

ここでは刻々と観測された1時間雨量  $R(k)$  を予測雨量として採用した場合、すなわち降雨は完全に予測された場合、前に示した全ての降雨ケースについて予測実験を行った結果から今回のモデルの予測精度を見る。第5章の解析結果で見たように、(7)式の流出係数  $f$

は降雨、流出が強まる時にむしろ小さい。予測作業ではとくにこの傾向が見られたので、予測実験での流出係数  $f_p$  は高々0.25と設定した。このため流出が過小評価となったので、基底流補正  $Bf_0$  をケース1~5では0.25mm/hr、ケース6~10では0.2mm/hrと変えられた。また浸透補正量  $g_0$  についても半減させた。

図12は木屋川ダム流域、降雨ケース1での結果である。毎時刻における1時間予測流量  $QP_0$  の精度が相関係数  $C_0=0.989$ 、標準誤差  $S_0=0.733$  であるのに対し、2時間予測流量  $QP_1$  の精度の相関係数  $C_1=0.974$ 、標準誤差  $S_1=1.097$ 、3時間予測流量  $QP_2$  の精度の相関係数  $C_2=0.965$ 、標準誤差  $S_2=1.244$ 、4時間予測流量  $QP_3$  の精度の相関係数  $C_3=0.966$ 、標準誤差  $S_3=1.234$  と目先の予測時間が長引けば精度が悪くなっているのがわかる。図13~図21の他のケースについても同様である。

しかしながら、詳しい精度検証は今後に待つとしても、目視では3、4時間先の予測値も実用的には十分耐えられるようである。

## 7. あとがき

以上のように、我々人間にとって洪水には至らない、平水時に於いても刻々と変化する河川流量値と降雨データから、洪水限界モデルによって流出解析と予測が可能であることが示された。予測実験で示されたように、今回の洪水限界モデルによる予測精度は実用に耐えられるようである。短時間雨量予測を組み合わせて市民による地域の自主防災に役立つよう検討を重ねたい。

### 参考文献

- 1) 塩月善晴：自律タンクモデル、ダム技術、No. 183, p3-8, 2001
- 2) 塩月善晴、他：自律タンクモデルによる時間単位流出解析、山口大学工学部研究報告、Vol. 52, No. 2, p29-46, 2002

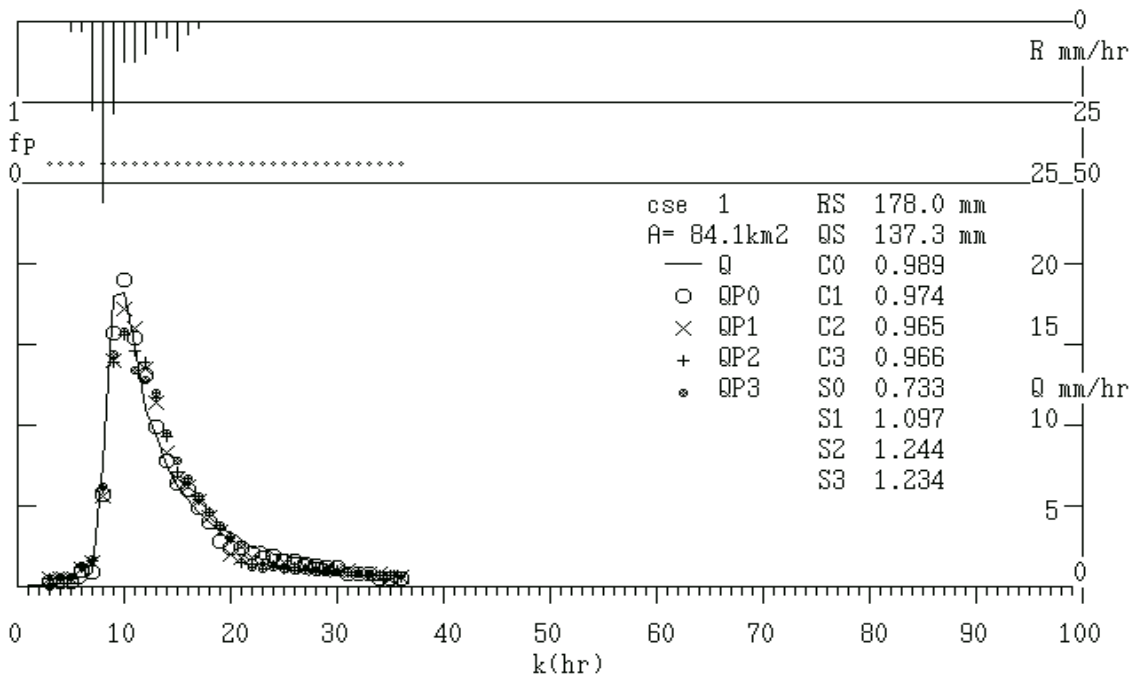


Figure 12. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Koyagawa Dam basin , Case 1.

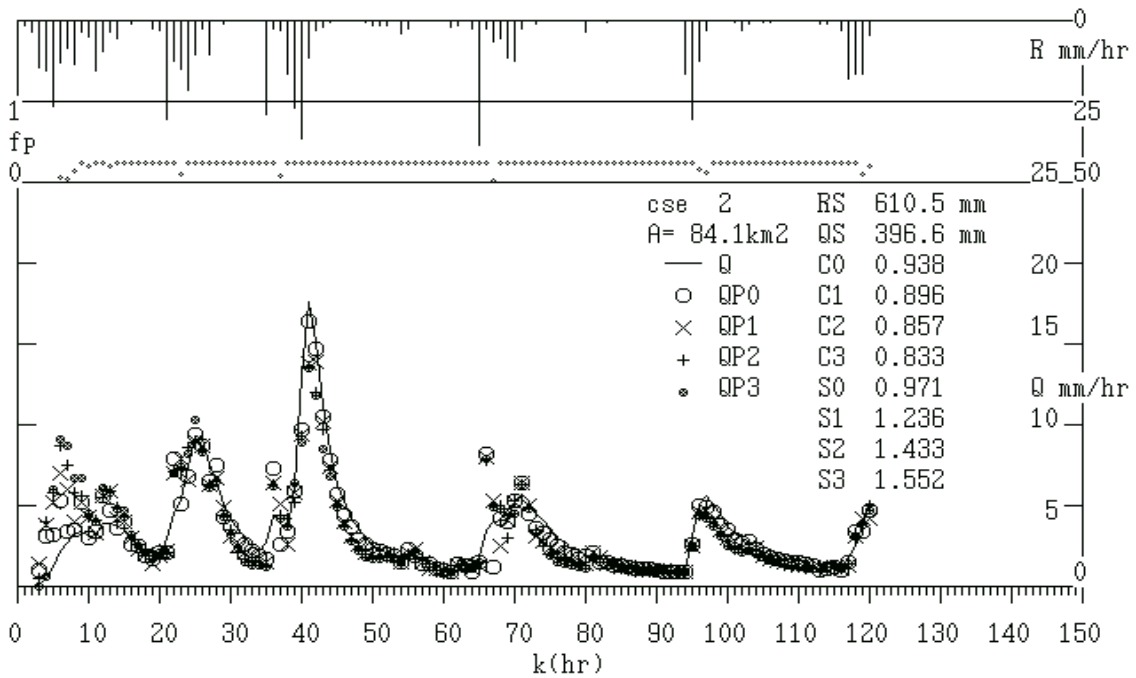


Figure 13. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Koyagawa Dam basin , Case 2.



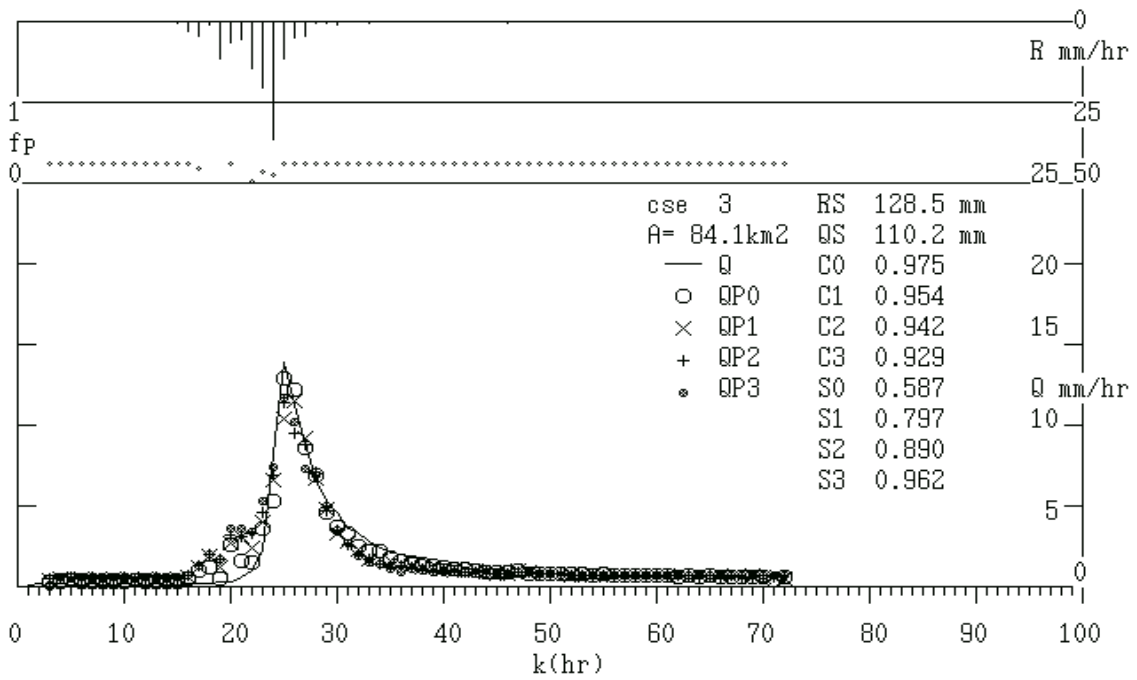


Figure 14. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Koyagawa Dam basin , Case 3.

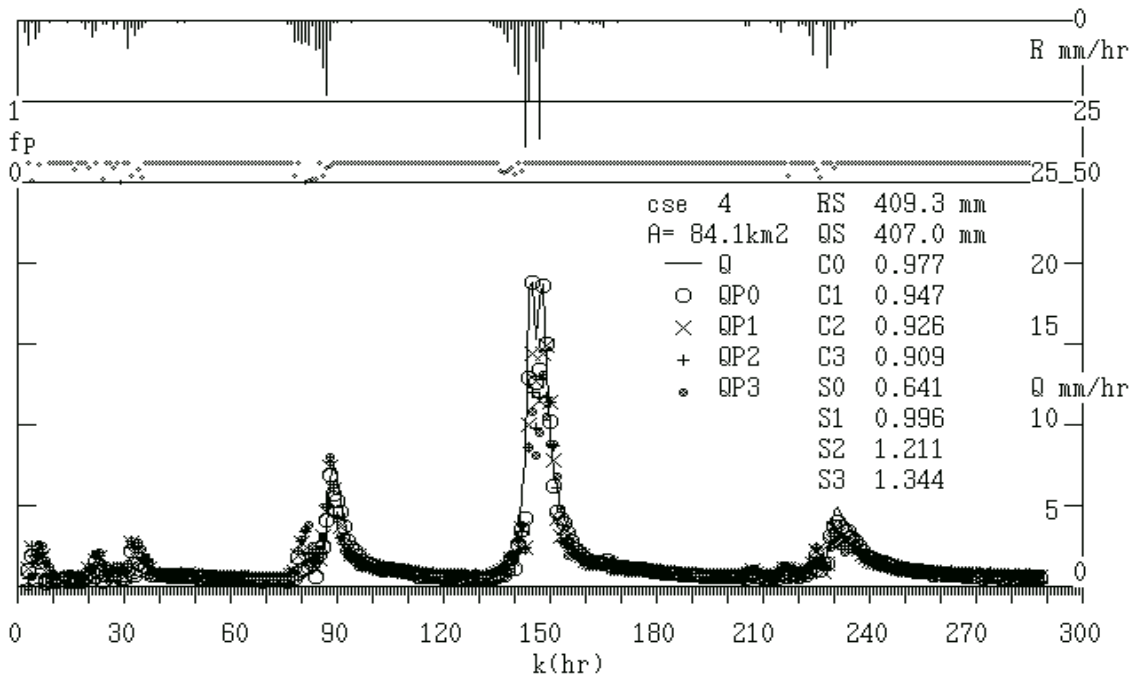


Figure 15. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Koyagawa Dam basin , Case 4.

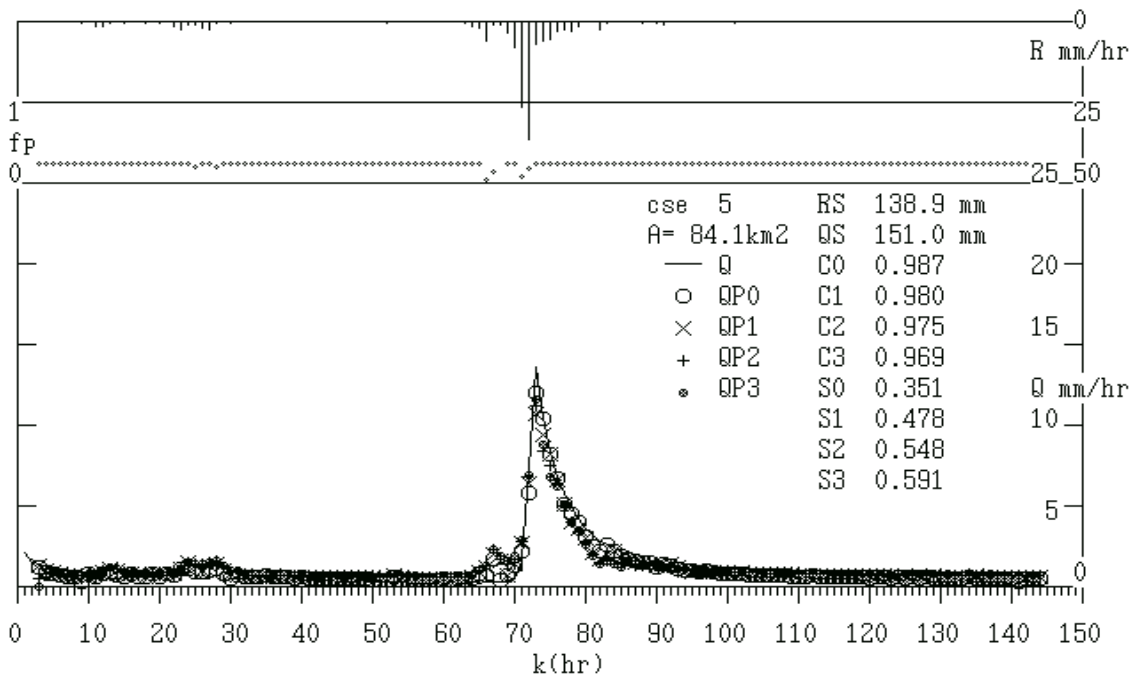


Figure 16. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Koyagawa Dam basin , Case 5.

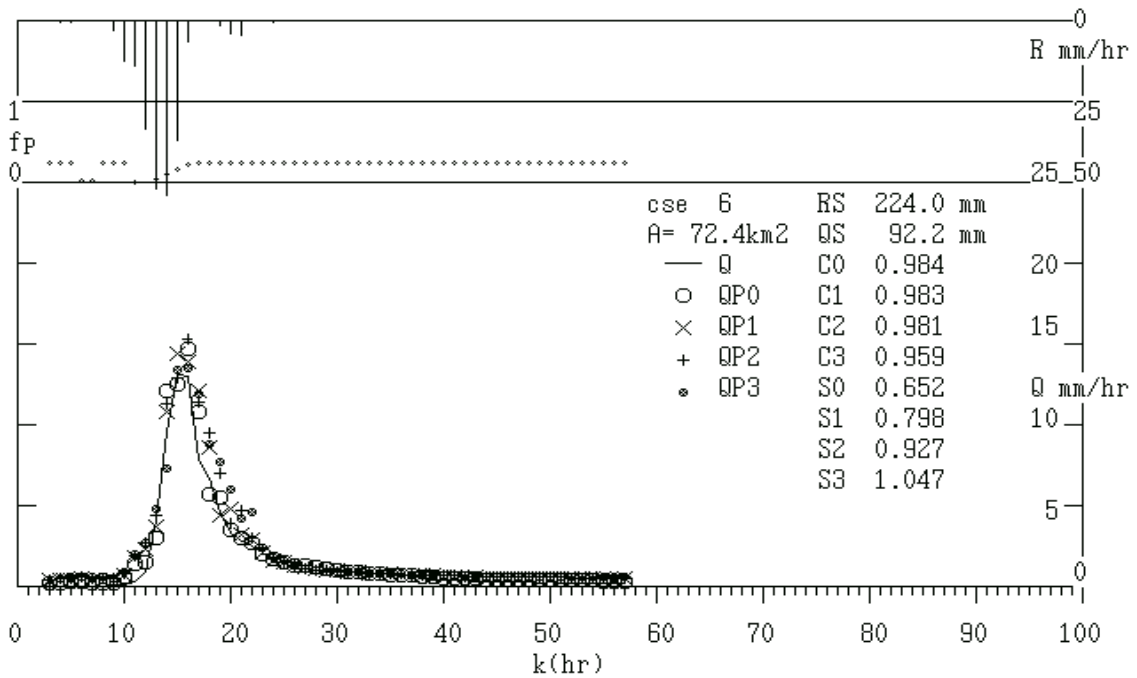


Figure 17. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Ikumigawa Dam basin , Case 6.

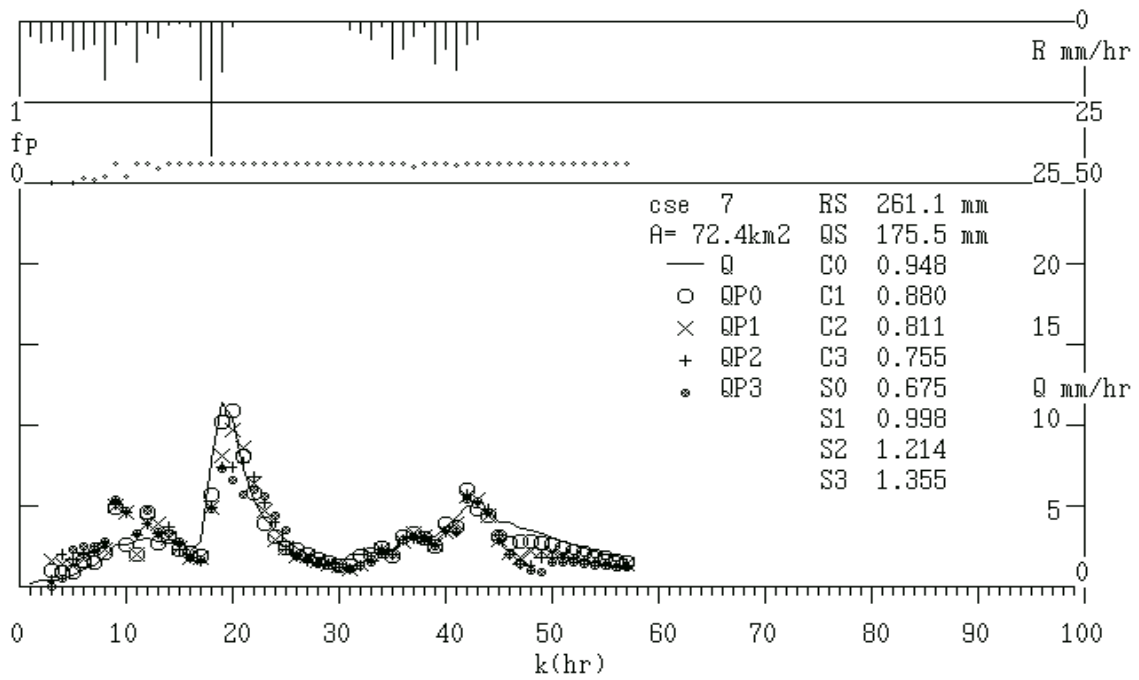


Figure 18. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Ikumigawa Dam basin , Case 7.

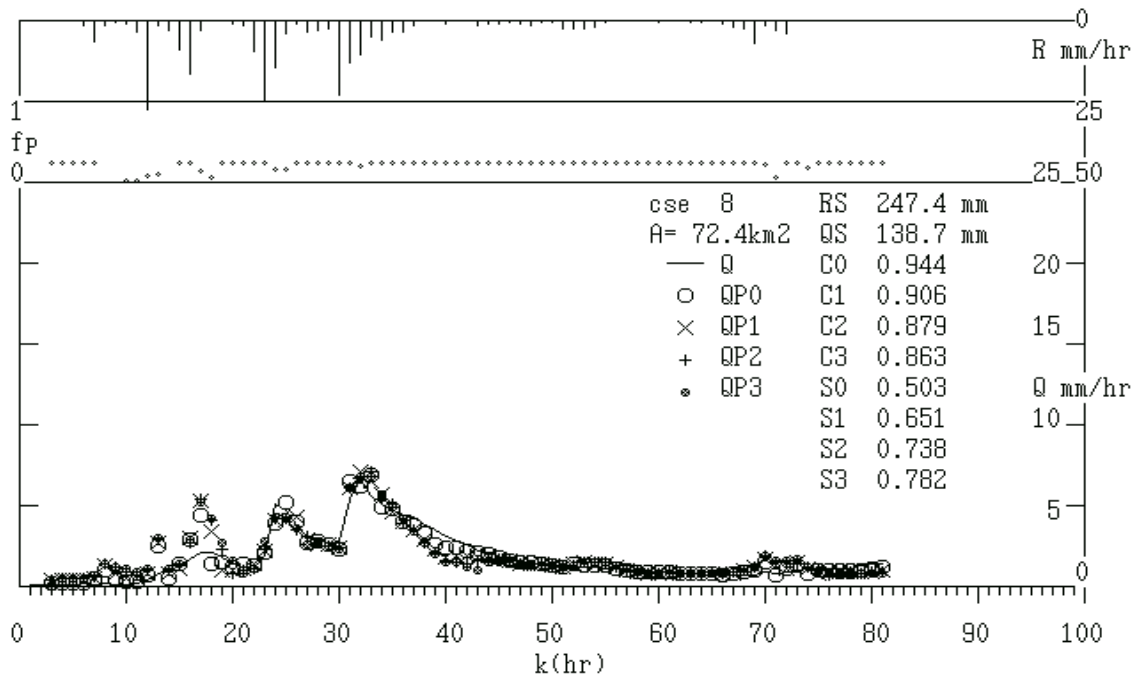


Figure 19. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Ikumigawa Dam basin , Case 8.

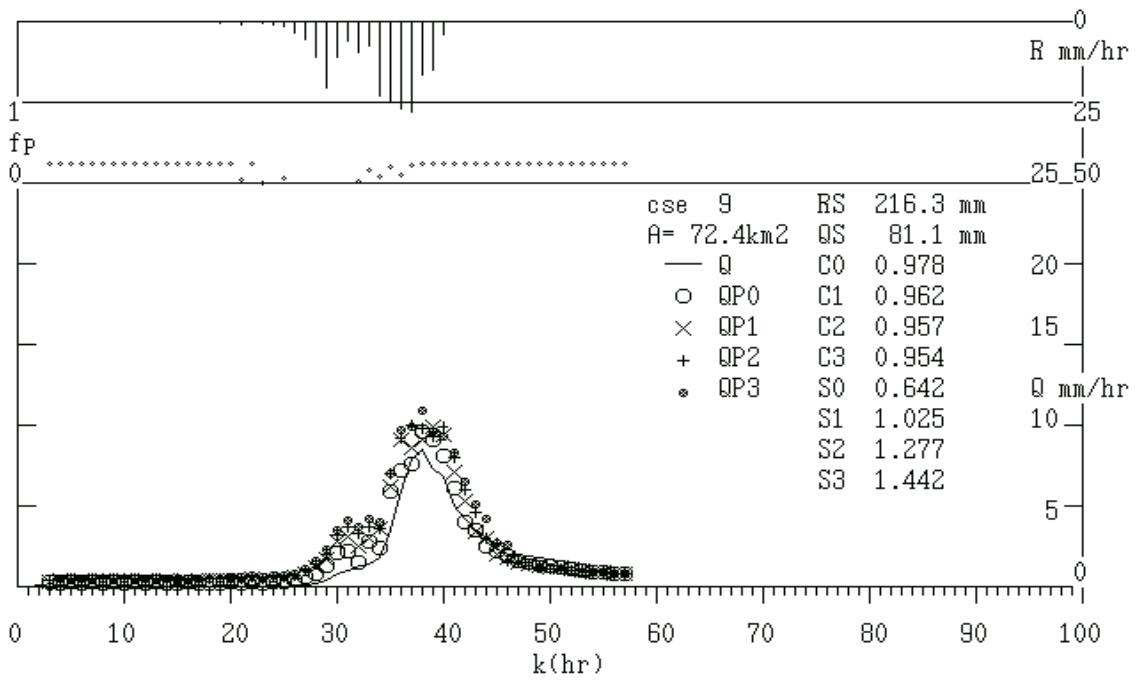


Figure 20. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Ikumigawa Dam basin , Case 9.

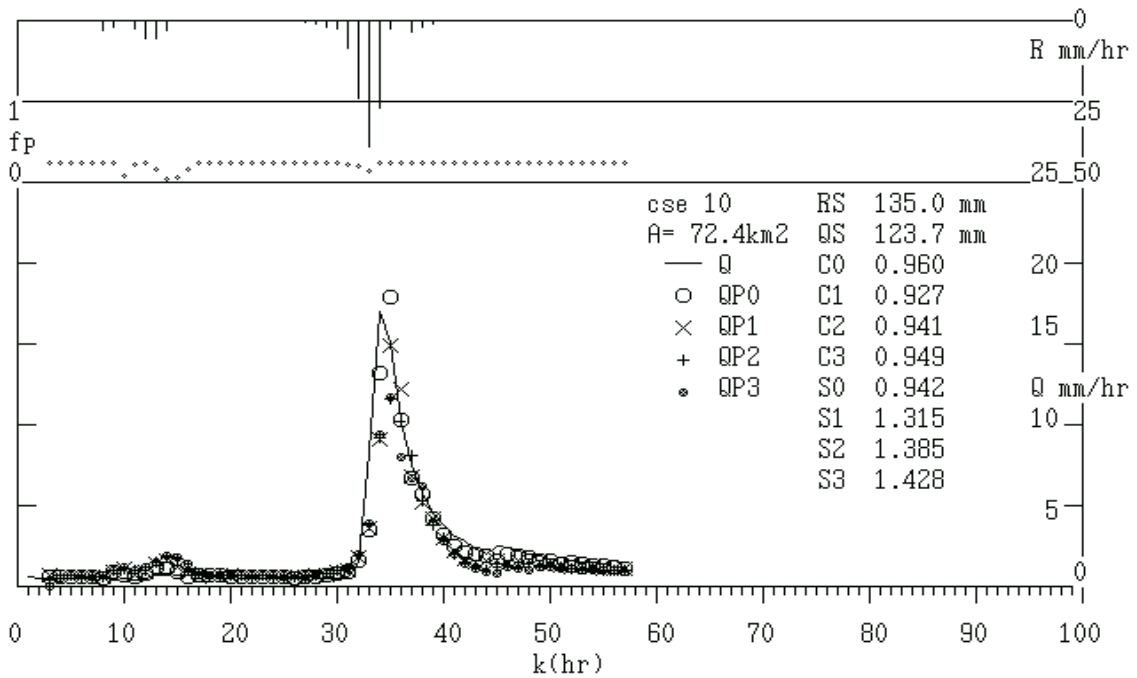


Figure 21. Forecasting result of 1~4hr ahead discharges for Ikumigawa Dam basin , Case 10.

(平成 15年 8月 29日受理)