土木研究所報告

第百二十六号

昭和四十年十月

土木研究所報告

第126号

佐賀江川改修計画に伴う水理計算
——アナログ・コンピューターによる感潮部洪水解析——
……吉川秀夫，寺師英雄，小池長春，高橋　暎…(1)

有義波とうちあげ高の関係 ……首藤伸夫…(19)

河川の分流に関する研究（9）
——揖保川の各分流に関する諸問題の検討—— ……西田祥文…(31)

利水ダム建設に伴う洪水処理に関する研究
——熊野川を例として—— ……木下武雄，水越三郎…(61)

昭和40年10月

建設省土木研究所

佐賀江川改修計画に伴う水理計算

——アナログ・コンピューターによる感潮部洪水解析——

（昭和 39 年 12 月）

吉川秀夫*・寺師英雄**
小池長春***・高橋暎****

目　次

1. まえがき……（1）
2. 計算上の問題点……（1）
3. 水理計算用アナログ・コンピューター……（2）
〔1〕 水理系と電気系の対応……（2）
〔2〕 水理計算用アナログ・コンピューターの構成……（3）
（a） (12)式の関係……（3）
（b） (13)式の関係……（4）
（c） (14)式の関係……（6）
4. 計算条件……（7）
〔1〕 計画対象降雨……（7）
〔2〕 流出量……（9）
〔3〕 対象洪水に対する本川洪水……（9）
〔4〕 計画潮位曲線……（9）
〔5〕 新川および佐賀江川合流点における本川水位……(12)
〔6〕 佐賀江地区対象降雨と本川洪水との時間的組み合せ……(12)
〔7〕 巨勢川および中地江川の流出量……(12)
〔8〕 計算に用いる境界条件……(13)
5. 測定結果……(13)
6. あとがき……(18)

1. まえがき

佐賀江川は佐賀平野を西から東に緩流蛇行し，筑後川に流入する。その流域面積 93.8km²，流路延長 13km の河川である。

佐賀江川流域は，大部分が低平な平地部である上に，有明海の干満潮の影響をうけて，元来内水被害が大きかったが，近年筑後川や城原川の改修が進むにしたがい，これらの河川の洪水到達時間の短縮や洪水流量の増大がますます内水被害を助長する傾向にある。

このため，筑後川改修計画の一環として佐賀江 2/200 付近に逆流止め水門を建設中であるが(蒲田津水門)，佐賀江川地域の内水処理のためには，さらに佐賀川およびその派川である新川，八田江川の改修などが考えられなければならない。

佐賀江川水系は図-1に見られるように多布施川，巨勢川，中地江川等の流入河川があり，佐賀江川は城原川に流入し，その城原川がさらに筑後川に流入しており，さらに筑後川に流出する新川および直接有明海に流出する八田江川の二派川を有しており，また，多数の水門が設置されているので非常に複雑な水路系統となっている。

したがって上に述べたような改修計画が考えられるが，このように複雑な水路網において，どの部分をどの程度改修することが最も有効であるのかを判定することは非常に困難である。

したがって，このような複雑な水路網の水理計算を土木研究所で開発中であった水理解析用アナログ・コンピューターを利用して行ない，この計算結果に基づいて改修計画を樹立するためにこの水理計算が行なわれた。

2. 計算上の問題点

前項において述べたように佐賀江川水系は水理解析を行なうことが非常に困難であるが，ここでは計算を行なう上の問題点を整理してみると次のようである。

（1） 河道における流水の運動方程式が非線型である
（2） 支川流入およびたん水地への流入の数が多い。
（3） 佐賀江川の出口が直接海洋でなく，筑後川および城原川の洪水流量および潮汐の影響により水位が変動する地点に流出する。
（4） 派川を有しており，この出口がやはり直接有明海と筑後川である。
（5） 河川規模に比し非常に大きい湛水地を持っている。
（6） 水門の数が多い。
（7） 内水処理が河川改修の主目的であるので，定常流の計算では解析することができないので，不定流の計算をしなければならない。
（8） したがって上流および流入支川について時間—流量曲線，下流端（佐賀江川，新川，八田江川の出口）において時間—水位曲線を与えて計算した

＊ 河川部長　工博，　＊＊ 筑後川工事事務所長
＊＊＊ 技術管理室技官　＊＊＊＊ 河川研究室技官

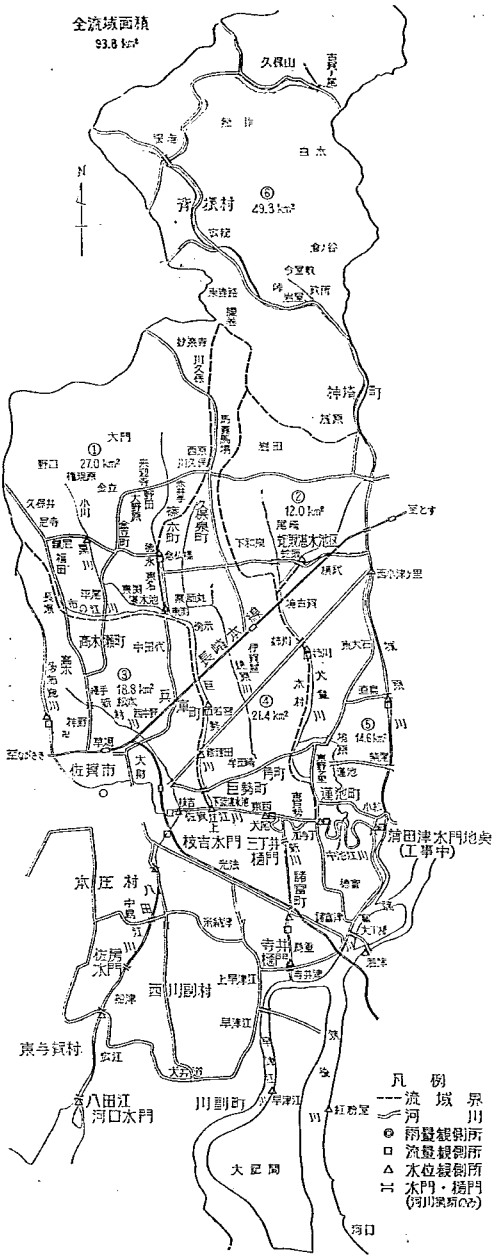


図-1　佐賀江川平面図

ければならない。

（9）種種の改修方式が考えられ，それらの優劣を比較しなければならないので，計算ケースが多い。

(10) 流域の大部分が低湿地であり，いま計算しようとする範囲の河道における水位は潮汐および筑後川本川水位に相当影響される

以上のような問題点があるのでこの複雑な水路網の不定流計算を多くのケースについて行なう必要があるが，これを手計算により逐次解を求めていくことはほとんど不可能である。またディジタル計算機を用いて計算することも可能であるが複雑な水路網の不定流計算は計算に要する時間が非常に長くかかり，有利ではないと考えられる。

したがってこのような問題に対しては水理量を電気量にシュミレートさせ，電気系に変換して計算を行なうことが有利と考えられる。しかし，この場合にも若干の問題がないわけではない。すなわち，水理系の流水の抵抗法則と電気系の抵抗法則とは異なること，また，水理系の貯溜項，波動項は水位によって変化するが，これを電気系でどのようにシュミレートさせるか等いろいろな困難な問題が考えられる。

しかし，このような難点は電気技術の発展によりなんらかの手段により解決し得るようになってきたので，この計算においてはこのようなアナログ・コンピューターを使用して計算を行なった。

3. 水理計算用アナログ・コンピューター

〔1〕 水理系と電気系の対応

不定流の運動方程式および連続式は

$$\begin{cases} -I+\left(1-\dfrac{Q^2\cdot(\partial A/\partial k)}{g\cdot A^3}\right)\cdot\dfrac{\partial h}{\partial x}+\dfrac{1}{g\cdot A}\cdot\dfrac{\partial Q}{\partial t} \\ +\dfrac{2Q}{g\cdot A^2}\cdot\dfrac{\partial Q}{\partial x}\cdot\dfrac{n^2Q^3}{R^{4/3}\cdot A^2}=0 \quad\cdots\cdots(1) \\ \dfrac{\partial Q}{\partial x}+\dfrac{\partial A}{\partial t}=q \quad\cdots\cdots(2) \end{cases}$$

となる。ただし

h：水深

I：河床こう配

Q：流量

A：流水断面積

n：Manning の粗度係数

q：局地流入，流出量

（1）式において第2項の $Q^2(\partial A/\partial h)/gA^3$ は Froude 数の2乗に等しく，緩流河川では1に対して省略し得る程度の大きさである。また第4項の $(2Q/g\cdot A^2)\cdot(\partial Q/\partial x)$ も他の項に比して小さいと考えられるので，これも省略すれば

(1), (2)式は

$$\begin{cases} \dfrac{\partial H}{\partial x}+\dfrac{1}{g\cdot A}\cdot\dfrac{\partial Q}{\partial t}+\dfrac{n^2\cdot Q^2}{R^{4/3}\cdot A^2}=0 \cdots\cdots(3) \\ \dfrac{\partial Q}{\partial x}+\dfrac{\partial A}{\partial t}=q \cdots\cdots(4) \end{cases}$$

ただし

H(水位)$=Z+h$

Z：基準線から測った河床の高さ

(3), (4)式をこの場合の不定流の基本方程式として用いる。アナログ・コンピューターはこの水理系の現象を電気系で模擬し，電気回路に表われる現象から水理系の現象を知ろうとする。このためには電気回路における電気系の方程式が水理系のものと同一であり，かつ境界条件および初期条件が相似になるようにしなければならない。

したがって，まず水理系の基本方程式を電気系に変換する。ここでは，つぎのような対応による変換方式を採用した。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{水理系} & \text{電気系} \\ H\text{(水位)}=\alpha\cdot e\text{(電圧)} \\ Q\text{(流量)}=\beta\cdot i\text{(電流)} \\ t\text{(時間)}=\delta\cdot\tau\text{(時間)} \end{array}\right\} \cdots\cdots(5)$$

ここに α, β, δ は変換係数である。

(5)式を用いて(3), (4)式を変換すれば

$$\begin{cases} -\dfrac{\partial e}{\partial x}=\dfrac{n^2\cdot\beta^2\cdot i}{R^{4/3}\cdot A^2\cdot\alpha}\cdot i+\dfrac{\beta}{g\cdot\alpha\cdot\delta\cdot A}\cdot\dfrac{\partial i}{\partial\tau} \cdots\cdots(6) \\ -\dfrac{\partial i}{\partial x}=\dfrac{\alpha}{\beta\cdot\delta}\cdot\dfrac{dA}{dH}\cdot\dfrac{\partial e}{\partial\tau}-i_0 \cdots\cdots(7) \end{cases}$$

となる。ここに $q=\beta\cdot i_0$ とする。

一般に分布定数の伝送回路の基本式は

$$\begin{cases} -\dfrac{\partial e}{\partial x}=\gamma\cdot i+l\cdot\dfrac{\partial i}{\partial\tau} \cdots\cdots(8) \\ -\dfrac{\partial i}{\partial x}=C\cdot\dfrac{\partial e}{\partial\tau} \cdots\cdots(9) \end{cases}$$

で与えられる。

ここに γ, l, C はそれぞれ単位長さ当りの抵抗値，インダクタンス，および静電容量である。

(8), (9)式は(6), (7)式と相似でなければならないから，非線型の分布定数伝送回路の式でなければならない。このような電気回路を作ることは困難であるので，微小区間ごとの非線型の四端子回路によって表わされるものとした。

すなわち，水理系でいえば河道をいくつかの区間に分け，その一区間を一組の四端子回路として，これを結合していく方法をとった。

河道部分の区切り方を細かくすればするほど，このような方法は分布定数回路に近づくことは明らかである。

(8), (9)式を四端子回路で表わすために，Δx 区間についての階差式で表わせば，

$$-\Delta e=R\cdot i+L\cdot\frac{\partial i}{\partial\tau} \cdots\cdots(10)$$

$$-\Delta i=C\cdot\frac{\partial e}{\partial\tau} \cdots\cdots(11)$$

となる。ただし，この式が(6), (7)式で表わされる水理系と全く相似になるためには，次の条件を満足しなければならない。

$$L=\frac{\beta\cdot\Delta x}{g\cdot\alpha\cdot\delta\cdot A} \cdots\cdots(12)$$

$$R=\frac{n^2\cdot\beta^2\cdot\Delta x\cdot i}{R^{4/3}\cdot A^2\cdot\alpha} \cdots\cdots(13)$$

$$C=\frac{\alpha\cdot\Delta x\cdot dA}{\beta\cdot\delta\cdot dH}=\frac{\alpha}{\beta\cdot\delta}\cdot\frac{dA_0}{dH} \cdots\cdots(14)$$

ここに，　H：水位

A_0：水位Hの場合の Δx 区間の水面積

C：Δx 区間の静電容量

L：Δx 区間のインダクタンス

R：Δx 区間の抵抗値

(10), (11)式は図-2に示す四端子回路の式である。したがって，この四端子回路の L, R, C が(12), (13), (14)式で表わされる値をとるならば，この回路は(6), (7)式で示される水理系の方程式と全く相似になり，電気回路を水理系の条件のように結合し，初期条件，境界条件を相似に与えれば，この電気系において水理系の計算を行なうことができる。

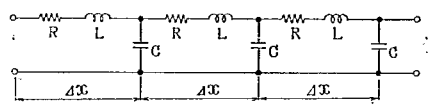


図-2

〔2〕 **水理計算用アナログ・コンピューターの構成**

以上に述べた四端子回路において(12), (13), (14)式で示される関係が満足されるならば，この電気回路は実際の水理現象と等価となるものと考えてよい。ただし，(12), (13), (14)式で示される関係は通常の電気現象では容易に得られないので，この関係を満足するように考案しなければならないし，また，この関係の忠実度が計算の精度を決定することが知られる。次にこれらの関係を電気的にどのように解決するかについて個個について述べる。

(a) (12)式の関係

(12)式中 $\beta\Delta x/g\alpha\delta$ は定数であるが，一般河川では式中の A は水位Hの函数であるから，L は H (電気系では電位 E) の変化により値の変わるものでなければならない。このようなLを製作することは困難であるが，一般の河川の洪水の場合において L による Δe の程度を計算してみると，抵抗値 R による Δe に比較して非常に小さく，L の項を省略しても計算結果にほとんど影響を与え

ないことが知られるので，この佐賀江川の計算の場合にも，影響程度を見積ってみた結果，Lの項を省略してもよいことが認められたので，本計算においては省略することとした。

（b）(13)式の関係

Rの値は計算結果に大きく影響するので，できる限り忠実に(13)式の関係を満足するようにしなければならない。

(13)式中$n^2\cdot\beta\cdot\Delta x/\alpha$はそれぞれの区間につき定数で，水理条件により変化しない。式中$R^{4/3}\cdot A^2$はHの函数であり，また，式中にiを含む。

(13)式で表わされる抵抗により生ずる電圧降下をΔeとすれば

$$\Delta e=\frac{n^2\cdot\beta\cdot\Delta x\cdot i^2}{R^{4/3}\cdot A^2\cdot\alpha}\quad\cdots\cdots(15)$$

となる。

このような2乗特性の抵抗体はタングステン電球，ポジスター，真空管の静特性の一部等にあるが，(15)式中の分母に入っているHの函数で変化するようなものは現在ではない。

したがって(15)式で表わされるような電圧降下を生ずるものを電気的に構成しなければならない。

前回鬼怒川の計算を行なった演算器[1]では真空管の対数特性を利用した多くの演算増幅器を使用した形のもので，指数回路の増幅率が高いため，演算増幅器のドリフトによる誤差が大きく，あまり良い結果が得られなかった。

本計算においては，安定性が良く，信頼性の充分ある演算器を比較的低廉な価格で作るため，種種の予備実験を行なった結果，抵抗と整流器を用いた折線近似回路を利用することとした。図-3にその基本回路を示す。

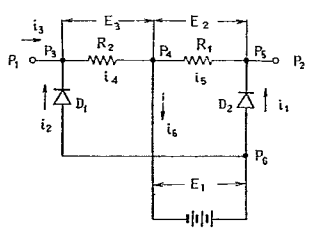


図-3

図-3において，電池の電圧E_1により流れる電流は，$i_3=0$，$R_1=R_2$のときには$i_1=i_2=i_3=i_5=-\frac{i_6}{2}$となるが，$i_4$と$i_5$は方向が逆であり，$E_2=E_3$となるために，$P_1$, P_2間の電圧は0となる。次にP_1からP_2にi_3が流れた場合には，P_1からP_3，P_4，P_6，P_5，P_2の順に電流が流れ，$i_3<$(i_3が0のときの$i_6/2$)のときはi_2がi_3の分だけ減少し，$i_2+i_3=i_4=i_5=i_6/2=i_1-i_3$となり，$E_3=E_2$のバランスは崩れない。

$i_3>$(i_3が0のときの$i_6/2$)のときは$i_3=i_4=i_1-i_5$，$i_2=0$となり，$E_3>E_2$となる。これらの関係をP_1，P_2間の電圧とi_3とで示すと図-4のような折線となる。

図-3に示す回路を組み合せて図-5に示す回路とした。図中Sは高速リレーで，これを水位H(電位E)の函数で，ON，OFFすることにより図-6に示されるE, Δe, i(すなわちH, ΔH, Q)の関係の近似曲線を得ることができる。

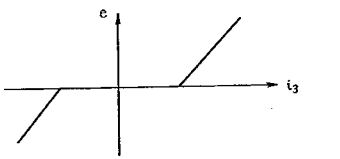


図-4

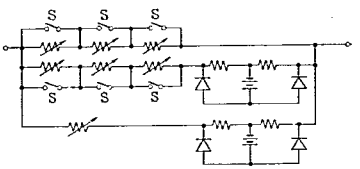


図-5

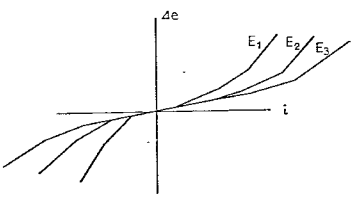


図-6

この計算では，以上に述べた方式により行なったが，計算を行なった結果，このリレー型の演算器ではEについて函数が不連続となり，計算精度がやや落ちること，個個の演算器にそれぞれ独立した可変電源を必要とすること，およびR_1，R_2の値が折点の位置に影響を及ぼすため調整上手数を要することなどの欠点が認められたため，本計算以後の計算においては次に述べるトランジスターのスイッチング特性を利用する方式を用いた演算器を開発使用している。

これによれば，以上の欠点がなくなり，精度よく，便利に計算することができた。この原理図を図-7に示す。

図-8において$i_3=0$のときは電池電圧E_1によりT_{r1}，

1) 吉川秀夫，戸田和男，小池長春：洪水追跡用アナログ・コンピューター，土木技術資料　3巻1号　p. 8

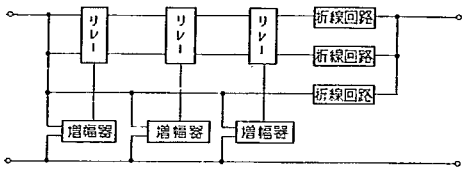


図-7

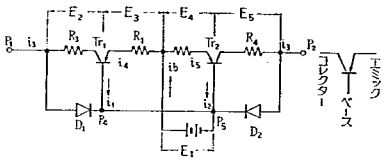


図-8

T_{r2} のベース電流 i_6, i_5, i_4, i_2, i_1 が流れ，$R_1=R_2$ ならば $E_3=E_4$, $i_4=i_5$ で，P_1, P_2 間の電圧は 0 となる。

$i_3<(i_3=0$ のときの $i_6/2)$ のときには電流は P_1 より D_1, P_4, P_5 を通り，電池の中を通って，P_3, R_2, T_{r2} のコレクター，R_4 を通って P_2 に流れる。このときには $i_4=i_5=i_6/2=i_2+i_3$ となり，i_2 の値は i_3 の分だけ少なくなるが，P_1, P_2 間の電圧 Δe は $R_4 \cdot i_3$ となる。

$i_3<(i_3=0$のときの$i_6/2)$ のときには，$i_2=0$ となり，P_1, P_2 間の電圧は∞となる。

したがって Δe と i との関係は図-9のようになる。

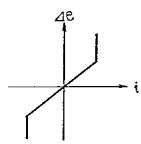


図-9

このような回路を図-10のように並列に接続すれば図-6と同様な関係が得られ，この場合には電池が 1 個でよく，また低電圧で∞に近い抵抗

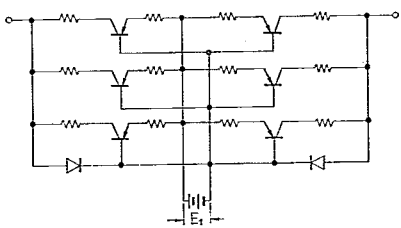


図-10

値が得られると同時に電池の電圧を変化させることにより自由な曲率を作ることができる。

以上で 2 乗関係の説明を終り，つぎに $H(E)$ の函数について述べる。

このためには，図-3, 8, 10 に示された電池の電圧 E_1 を演算器の平均電圧の函数で変化させる非線型増幅器によることとし，そのためには入力インピーダンスおよび入出力間の絶縁を高くしないと計算誤差を生ずるから，この点に充分注意して設計を行なった。

まず入出力を電位的に無関係にし，絶縁を高くするために入力電圧をチョッパーで矩型波交流に変換し，矩形波トランスでカップリングした。この際周波数特性を良くするためにトランジスター・チョッパーを使用して搬送波高周波は 5kC 以上にした。

次に入力インピーダンスを高くするため高信頼度真空管5751を使用し，またドリフトをふせぐために真空管はカソードフロワー平行増幅器，トランジスターはエミッターフロワー電流増幅器を使用して，電圧増幅を矩形波トランスで行なった。

この回路を図-11 に示す。

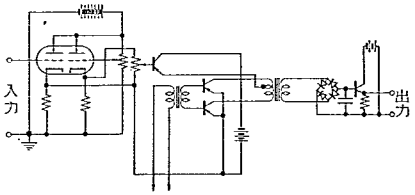


図-11

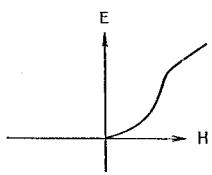


図-12

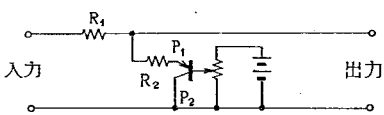


図-13

増幅器の入出力の電圧特性は一般河川の複雑な断面形を持つ場合には図-12 に示すような複雑な曲線となる。図-12 に示すような曲線を折線で近似するために 図-13 に示す回路を使用した。この回路はトランジスター，T で定電圧回路を構成し，図-14 に示すような特性のため，図-13 の P_1 P_2 間の電圧は電流に影響なく一定であるため，入力電圧が一定値以上になると R_3 に電流が流れて出力電圧は折線となる。この回路を数個組み合せ，出力インピーダンスを下げるためトランジスター電流増幅器をつけ加

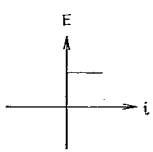


図-14

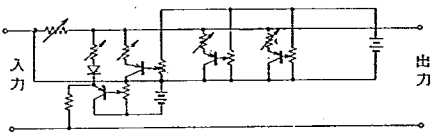


図-15

えると図-15に示す回路となり，入出力特性は図-12に示す曲線となる。

以上述べた2乗特性回路と非線形増幅器を組み合せると(13)式の関係を満足するような回路を構成することができる。この組立ブロック図を図-16に示す。図中 R_1，R_2，は同一抵抗値を持ち，かつ高抵抗のものを用い，P_1，P_2 の電位の平均値が取れるようにしてある。

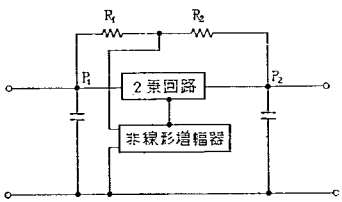


図-16

(c) (14)式の関係

この関係は矩形断面の河川では水面積 A_0 は一定で，コンデンサーの値も一定になるが，一般の河川では水位により水面積が変化するため，電圧の変化に伴いコンデンサーを増減させる回路が必要になる。

このために図-17に示すような回路を考える。図中 R_1 は可変抵抗で，コンデンサーを加えるべき電圧を決めておき，入力電圧の方がそれより高くなると，トランジスターが通電し，高速度リレーに電流が流れ，スイッチSがONになり，コンデンサーを加えることができる。この回路を並列につないで，何段階かにコンデンサーの容量を増す方式をとった。この回路のブロック図を図-18-1 に示し実際の回路を図-18-2 に示す。

佐賀江川の計算においてはこの方式を用いて計算を行

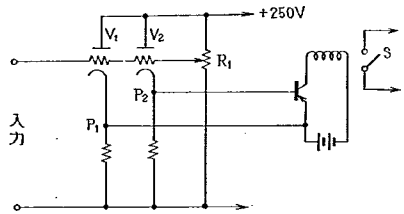


図-17

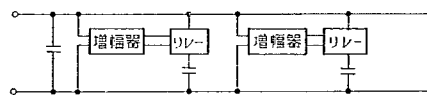


図-18-1

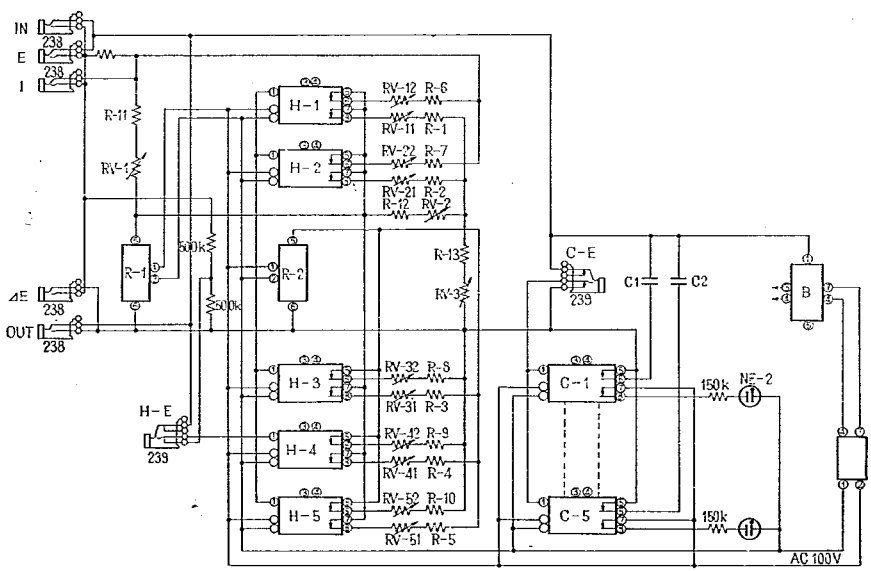


図-18-2

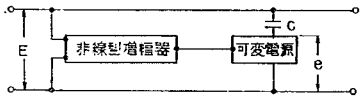


図-19

なったが，この方式は抵抗の演算において述べたと同様にリレー方式であるので，Hの函数が不連続になるため，計算精度が落ちる。この点を改良するため，その後の計算においては図-19に示すような非線型増幅器と可変電源を使用した回路を用いることとし，使用した結果充分精度よく計算することができることが知られた。

以上で個個の要素の説明を終り，次に佐賀江川計算に用いた演算器のブロック図を図-19に示す。なお図中のR部およびH，C部の回路図を図-20，21にそれぞれ示す。

また佐賀江川計算以後において開発され，一応不定流計算に充分な精度をもって計算し得ることが判った演算器の回路図を図-22に示す。

4. 計 算 条 件

前項で述べたアナログ・コンピューターに諸種の境界条件を与えて水理解析を行なう。この境界条件については筑後川工事事務所において検討を担当し，次に示すような結論を得たので，このような条件に従って解析する。次に簡単に境界条件について述べる。

〔1〕 計画対象降雨

佐賀連続雨量 100mm 以上および瀬ノ下における水位 3.5m 以上（筑後川流量約 1,000m³/s）の洪水を昭和10年以降の資料から抽出し，かつ連続総雨量 100～300mm，300～400mm，400～500mm，500mm 以上ごとに分類し各代表洪水1個あて選定し，調査対象降雨とした。

このうちで佐賀江川改修計画の規模を決定するためには50年確率洪水程度を対象として検討することが適当と考えられた。したがって明治24年より昭和33年までの間の佐賀測候所の各年最大3日連続降雨量を求め，岩井氏の方法により超過確率雨量を計算すれば，50年確率雨量は440.0mm となり，400～500mm の範囲にある。

各洪水規模ごとの調査対象降雨および計画対象降雨は表-1のとおりである。

降雨の地域分布は平地部の代表降雨として佐賀雨量を山地部の代表降雨として三瀬および春日の雨量をとって相関関係を調べた結果，山地雨量は平地雨量の1.15倍と

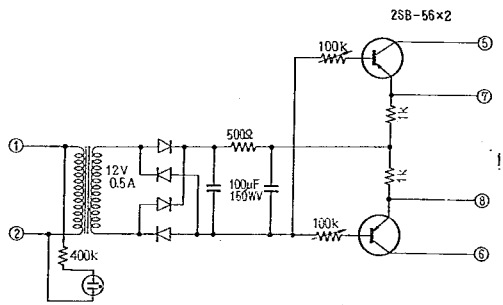


図-20 R 部 回 路 図

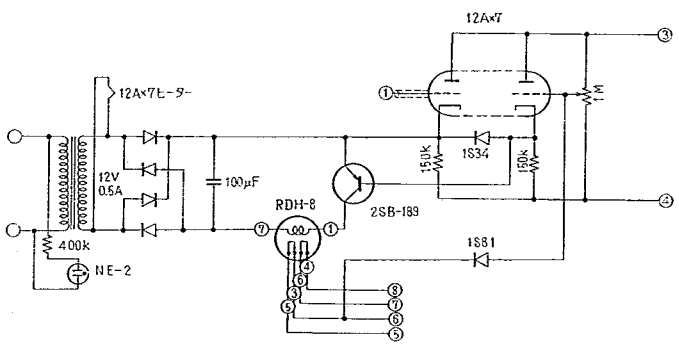


図-21 H.C 部 回 路 図

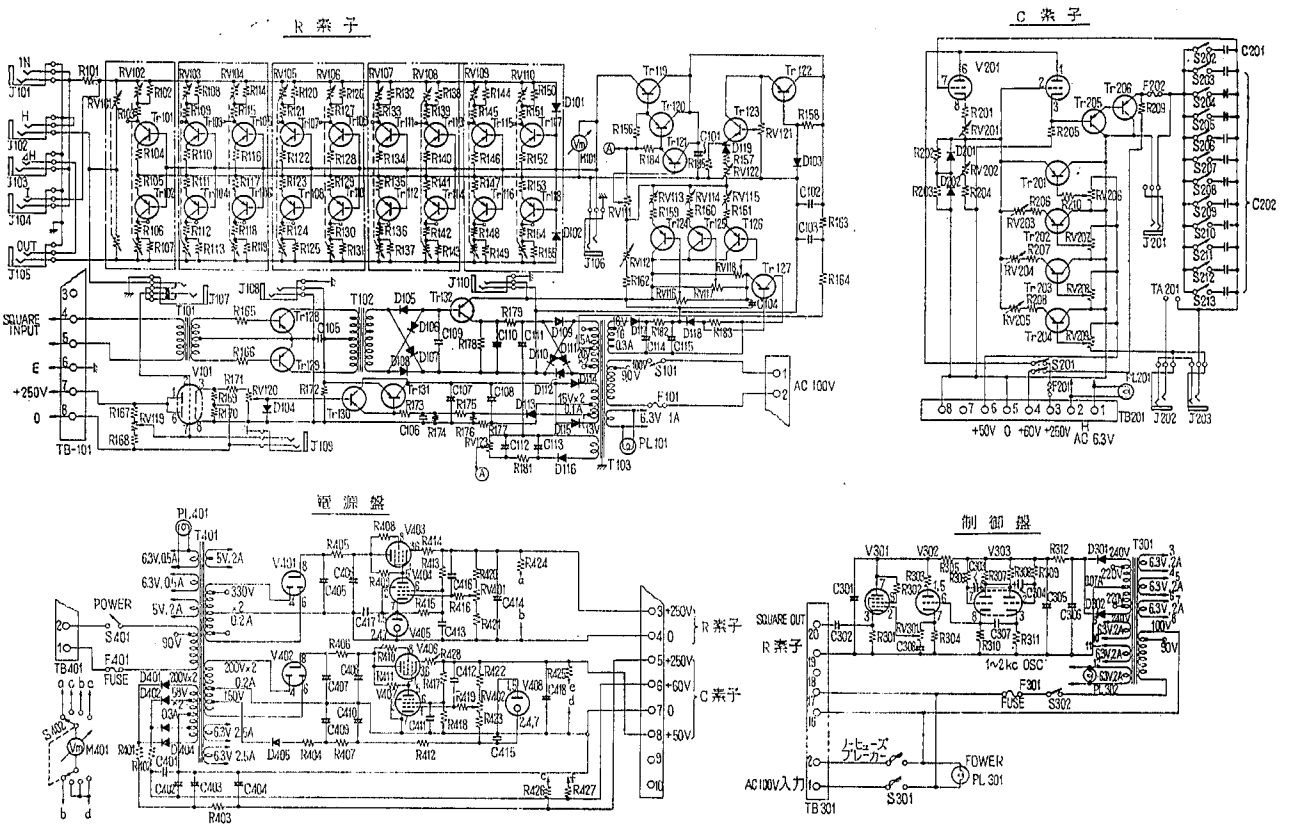

R 素子
C 素子
電源盤
制御盤
SQUARE INPUT
AC 100V
POWER
FUSE
R 素子
C 素子
SQUARE OUT
1~2kc OSC
ノーヒューズブレーカー
FOWER
AC100V入力
+50V 0 +60V +250V
AC 6.3V

図-22

表-1　調査対象降雨および計画対象降雨

型	降雨規模 (mm)	対象洪水 年　月	連続降雨量 (mm)	超過確率年 (年)	頻度
Ⅰ	100～300	S.27.7	215.7	2.2	0.748
Ⅱ	300～400	S.32.7	367.3	5.5	0.141
Ⅲ	400～500	計画対象洪水	440.0	50	0.045
Ⅳ	500以上	S.28.6	571.8	100以上	0.024

ずればよいことが判ったので，この値を用いて佐賀雨量より山地雨量を推定することとする。

降雨の時間分布はⅠ，Ⅱ，Ⅳ型降雨に対しては表-1に示すように対象洪水の場合の時間分布を用い，Ⅲ型についてはⅣ型の場合の時間分布に相似な分布を考えるものとする。

〔2〕 流 出 量

流出量算定に当って，流域の区分は図-1に示すように横堤の状況，河川の状況および排水の状況から考えて，表-2に示す5流域に分類するのが適当と考えられる。なお，城原川の流出も佐賀江川の流出に直接関係があるので，これに含めた。

山地部の流出係数は巨勢川上流支川徳永川の念仏橋地点における実測値から図-23に示すような結果を得たので，全体の山地部についてもこれを使うこととする。

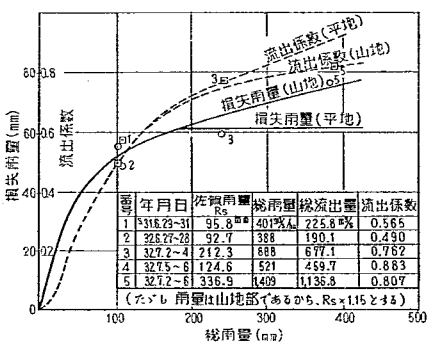


図-23　流出係数曲線図　徳永川（念仏橋）

平地部における流出係数はクリークたん水後はほとんど降った雨の全部が流出するものと考えられるので，その限界を200mm として，それ以後における損失は無いものとした。

流量実測資料が各流域にはないため各流域の単位図を作製し，各降雨に対する流出量を算定することとした。単位図は流域①，②は中安氏の方法，③，④，⑤は佐藤—吉川—木村氏の方法，⑥は木村氏の貯溜函数法により求め，前に求めた有効雨量および単位図から各型および各地区ごとの流出量を求めた。図-24，25に3型および4型降雨についてのものを図示した。

〔3〕 対象洪水に対する本川洪水

佐賀川流出に対応する筑後川本川洪水を決定しなければならないが，Ⅰ型降雨に対しては，この型に属する本川洪水の記録を集めその内で代表的と思われるS.15年8月洪水を選び，Ⅱ，Ⅳ型に対しては対象として考えた降雨による本川洪水を直接用いることにする。

Ⅲ型降雨，すなわち計画対象降雨に対しては次のようにして決定した。

まず，佐賀雨量と本川洪水（下流地区では氾濫貯溜しているので，できるだけ上流地点をとり，恵蘇宿地点流量とする）との相関関係を求め，計画対象降雨440mmに相当する本川洪水の大きさを求めると6,450m³/sとなる。

次に，この規模に該当する洪水資料がなく，また，降雨の型もS.28年6月降雨を採用しているので，本川のハイドログラフはS.28年6月洪水と相似のものと考えることにする。

筑後川治水計画が完成すれば，上流ダムによる調節が行なわれ，計画の場合の比率(0.76)で一定率で調節されるものとして本川流量曲線を決定した。各型の流量曲線は図-26に示すとおりである。

〔4〕 計画潮位曲線

Ⅱ型のS.32年7月洪水については実測値を用いることとし，その他の型については計画潮候曲線を選定し，これを用いる。筑後川河口において定められている計画潮位は2.50m であるが，これに該当する潮位を示す三池港記録の内6月下旬より7月中旬のものを選定し，S.32年7月洪水時のものが適当であろうと判断されるので，

表-2 流　域　の　区　分

No	種　別	流域面積 (km²)	流路延長 (km)	摘　要
①	山　地	27.0	7.0	巨勢川上流部 } 山地部でこう配急である。
②	〃	12.0	5.8	中地江川上流部 }
③	平　地	18.8	8.9	多布施川—巨勢川間 } こう配緩でクリーク多く排水路，用水路が雑然としている
④	〃	21.4	10.6	巨勢川—中地江川間 }
⑤	〃	14.6	7.4	中地江川—城原川間 }
⑥	山　地	49.3	20.7	城原川の山地部でこう配急である

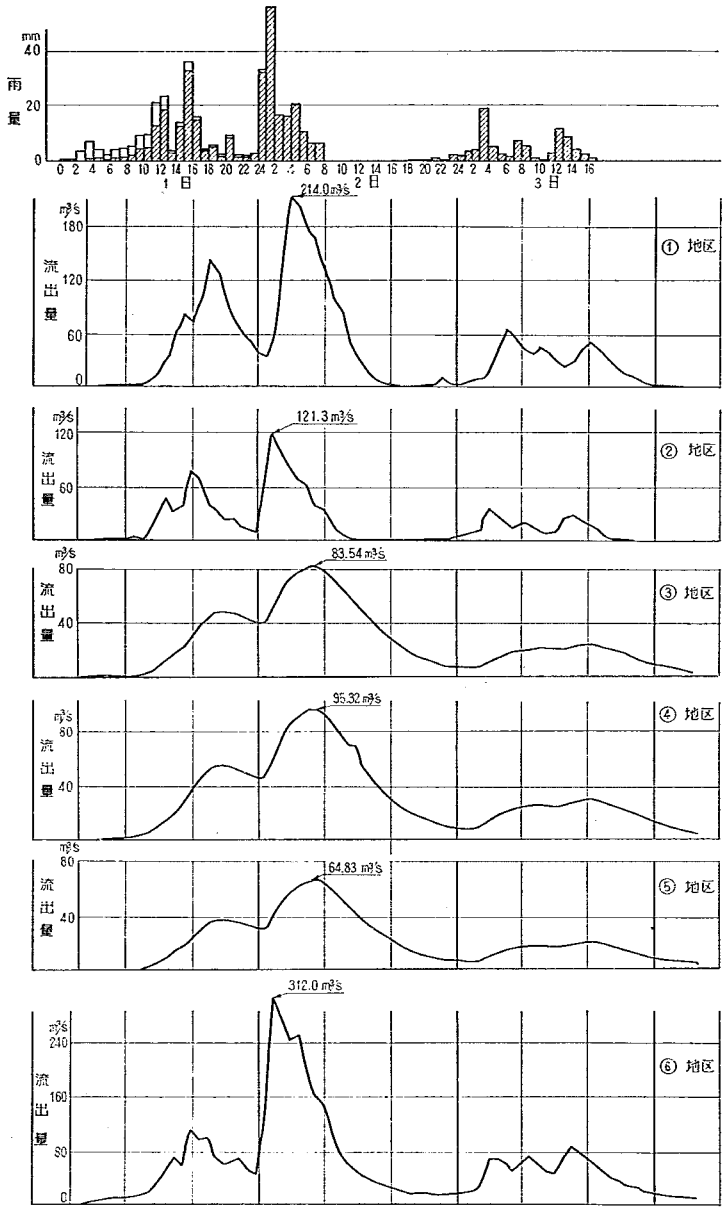


図-24 直型降雨に対する各地区よりの流出量

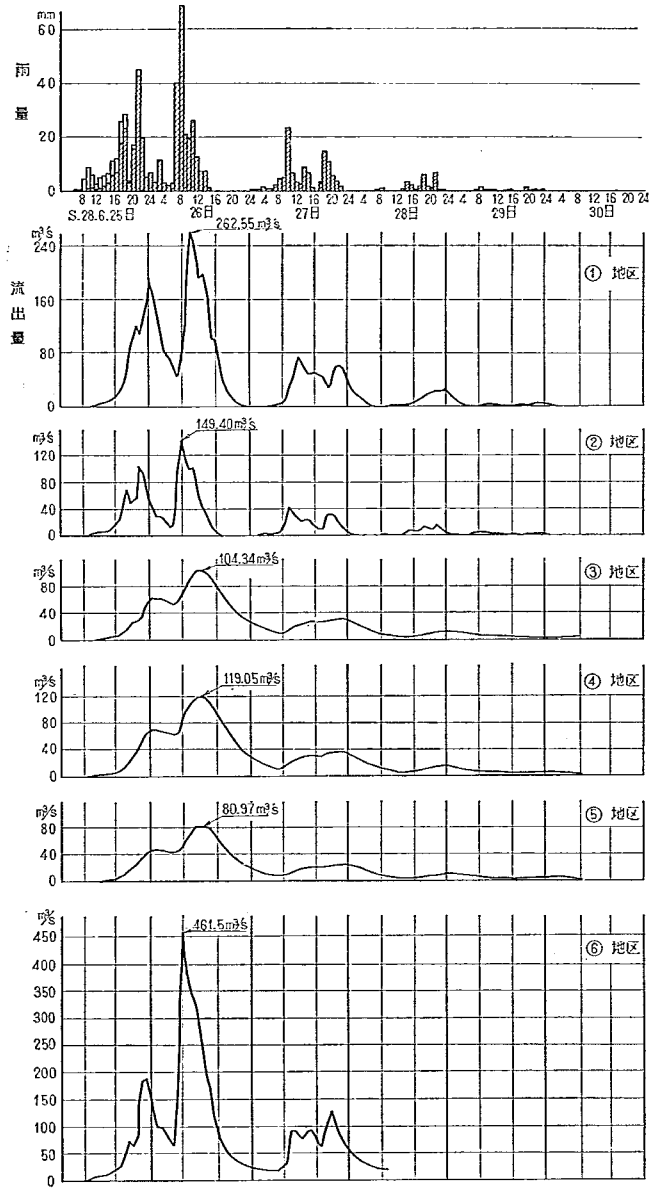


図-25 Ⅳ型降雨に対する各地区よりの流出量

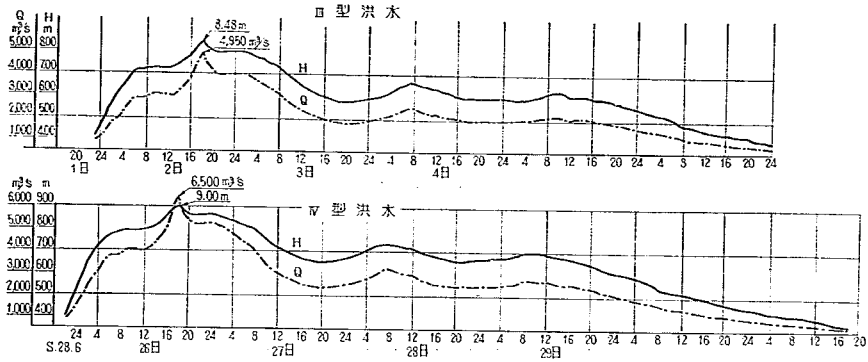


図-26　筑後本川の水位，流量曲線図（瀬ノ下地点）

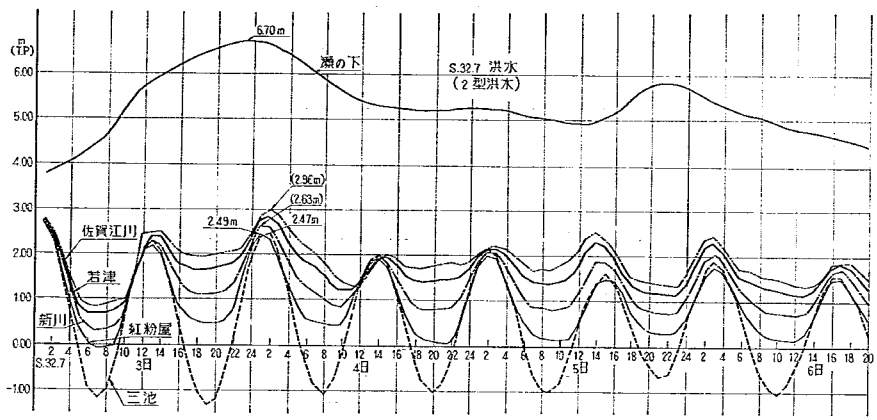


図-27　S.32年7月洪水時の水位曲線

これを計画潮位曲線とする。三池港と河口とでは潮位変化は若干の差はあるが，計画上は同じと見做してさしつかえない。この曲線は図-27に示すごとくである。

〔5〕 新川および佐賀江川合流点における本川水位

Ⅱ型については，若津および紅粉屋において実測記録があるので，これより合流点水位を推定する。

Ⅰ，ⅢおよびⅣ型については河口潮位および本川流量が与えられているので，不等流計算により合流点水位曲線を求めた。なお河口潮位と本川流量との時間的関係は計算機の都合により最も高い潮の繰返しの場合について計算することになったので，最悪条件として満潮位時と本川最大流量時とが一致する場合を取り扱うこととした。不等流計算には粗度係数，低水路 0.023，高水敷 0.040 を用いて計算した。

〔6〕 佐賀江地区対象降雨と本川洪水との時間的組み合せ

Ⅱ型についてはS.32年7月洪水，Ⅲ，Ⅳ型については S.28年6月洪水の実測記録そのままの組み合せとする。

Ⅰ型の場合は，対象降雨はS.27年7月洪水，本川水位はS.15年8月洪水を採用しているので，この時間的組み合せは過去の実績から推定して，佐賀における降雨最盛時（S.27年7月9日5時）から14時間後である19時に瀬ノ下の最高水位が現われるものとして決定した。

〔7〕 巨勢川および中地江川の流出量

巨勢川および中地江川の流出量は厳密には上流たん水池の水位のみでなく，下流佐賀江川筋たん水池の水位の影響を受けると考えられるが，S.32年7月洪水の実測によれば，若宮一傍示(巨勢川)，蛇取一姉川(中地江川)間の水面こう配は洪水期間中ほとんど一定で，約 1/1500～1/1800 を示している。一方両たん水池の最低田面高は約 T.P.＋4.4m で常時たん水面の高さは約 T.P.＋5.0～6.5m，また，下流たん水池の田面高は約 T.P.＋3.0m で，常時たん水面の高さは約 T.P.＋3.5～4.0m と考えられるので，両たん水池出口における流出量は近

似的にたん水池水位および河道状況により決定されるものと考える。

このような仮定に基づいて，巨勢川，中地江川の種種の改修段階について，それぞれの河道の粗度係数を $n=0.032$ とし，水面こう配を巨勢川 $I=1/1800$，中地江川 $I=1/2300$ として計算し，各型の降水に対してたん水位—たん水時間曲線を作成した。

また各対象降雨型による麦および稲の収益を各改修計画幅に対して求め，改修各段階における年平均便益額を計算した。

次にこのようにして得られた，各改修計画河幅に対するたん水位—たん水時間曲線の変り方および便益額の増加度等を合せ考えて，経済性を持たせた巨勢川，中地江川の改修計画の規模としては

巨勢川　底敷幅　15m
中地江川　底敷幅　10m

くらいが適当と判断されたので，この案によりそれぞれの流出量を求めた。

この計算にはこのようにして求められた巨勢川，中地江川の改修計画が行なわれた場合の流出量と，この改修が時期的に遅くなることも考えられるので，両川とも現状のままの場合の流出量について検討することとした。

〔8〕 **計算に用いる境界条件**

最後に以上に述べた計算条件を検討した結果，次の諸条件について調べれば改修計画を立案するのに十分であろうと判定されたので，これについてアナログ・コンピューターを使って計算を行ない，主要地点の水位，流量を測定した。

筑後川本川洪水波形：Ⅲ型洪水，Ⅳ型洪水

巨勢川，中地江川の流出量：両川未改修の場合と既改修の場合の二種類の流出量

蒲田津水門：水門の城原川側水位が佐賀江川水位より高いときは水門閉鎖，逆に佐賀江川水位が高いときは開放するという操作方式と，城原川の出水時差の変化，あるいは流出量が増大した場合を考えて佐賀江川出水期間中全閉の二つの場合を取り扱う。

佐賀江川，八田江，新川の改修程度：佐賀江川は上流地区を河幅 30，45m の 2 段階，下流地区は，10，20m，八田江川は10，25，40 m の 3 段階，新川は 7，15，23m の 3 段階の河幅に改修する。

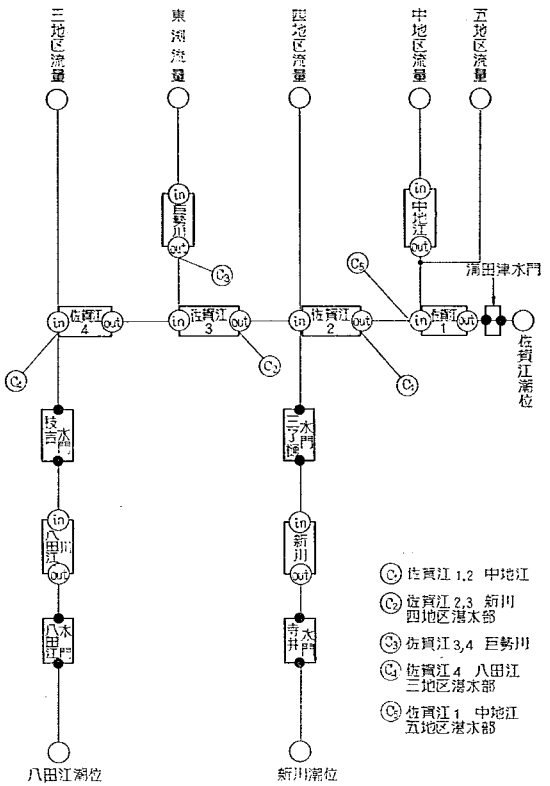


図-28　佐賀江川回路図

また，計算に用いた区間割りは図-28に示すようにして行ない，それぞれの河川の上流端より河川流量を流入させ八田江川河口において有明海の潮位を与え，新川河口，佐賀江川河口(蒲田津水門地点)において，前述した河口水位を与えて計算を行なった。

5. 測定結果

表-3に示す44通りの条件に対して，それぞれ図-28に示す地点において，洪水期間中時間的に水位および流量を測定した。測定された例として，Ⅲ型およびⅣ型洪水について 1 例ずつ，測定結果を示せば図-29および図-30，31のごとくである。

これらの測定結果より各地点の水位および流量の洪水中の最大値を読み取り，これを表示すれば表-3に示すようになる。なお，この改修の場合には洪水による浸水時間が特に問題となるので，水位がT.P.＋3m以上になっている時間を各地点において読み取り，同表中に示して

表-3 計算結果総括表

計算番号	条件						水位								流量						備考
	佐1	佐2	佐3	佐4	八	新	H_1	T_1	H_2	T_2	H_3	T_3	H_4	T_4	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_a	Q_h	
Ⅲ型洪水（小）5地区流出なし，浦田津水門閉鎖																					
(1)	10	10	30	30	現	23	3.70	56	3.50	55	4.15	58	4.30	58		−40	78	−32	158	18	
(2)	10	10	30	30	現	35										−38	117	56	227	18	
(3)	10	10	45	30	現	23	3.70	56	3.70	57	3.90	57	4.00	57		−47	90	40	162	15	
(4)	10	10	45	30	現	35	3.40	56	3.30	56	3.60	57	3.80	57		−37	118	62	230	17	
Ⅲ型洪水（大）5地区流出なし																					
(5)	現	現	現	現	現	現	4.00	173	4.50	147	6.40	153	4.55	180	44	17	19	−36	11	21	水門改修
(6)	現	現	現	現	現	現	4.00	160	4.40	162	6.30	180	4.40	180	46	18	19	−34	10	18	水門あり
(7)	10	10	30	30	現	現	3.67	124	3.67	142	3.90	160	3.95	165	130	108	54	$^{-20}_{+20}$	8	20	
(8)	10	10	30	30	10	7	3.60	95	3.65	105	3.75	113	3.87	104	116	90	55	$^{+19}_{+15}$	42	32	
(9)	10	10	30	30	40	7	3.25	47	3.30	55	3.40	63	3.30	48	110	83	24	−45	90	50	
(10)	10	10	30	30	現	23	3.45	16	3.70	31	4.30	58	4.50	55	102	60	128	70	17	143	
(11)	10	10	30	30	10	23	3.20	5	3.60	22	4.10	45	4.20	47	97	58	116	55	40	137	
(12)	10	10	30	30	40	23	3.40	16	3.55	11	3.80	27	3.70	20	74	32	46	−49	107	109	
(13)	10	10	30	30	10	35	2.85	—	2.85	—	3.47	35	3.53	54	81	43	68	20	172	31	
(14)	10	10	30	30	40	35	2.90	—	2.90	—	3.10	9	3.05	6	75	40	42	−41	155	84	
(15)	10	10	45	30	現	23	3.00	—	3.50	15	3.70	24	3.80	25	138	100	118	62	145	16	
(16)	10	10	45	30	現	35	3.00	—	3.05	6	3.50	12	3.65	30	68	31	134	72	196	16	
(17)	20	20	45	30	現	23	3.00	—	3.10	3	3.45	10	3.80	33	161	129	136	71	140	16	
(18)	20	20	45	30	現	35	3.20	6	3.25	8	3.60	19	3.65	16	99	72	139	75	172	17	
Ⅲ型洪水（大）5地区流出あり																					
(19)	10	10	30	30	現	現	3.60	45	4.00	59	4.55	45	4.70	51	222	149	79	52	7	18	
(20)	10	10	30	30	現	7	3.55	26	3.80	46	4.35	52	4.60	56	200	116	100	72	127	18	
(21)	10	10	30	30	現	23	3.35	11	3.50	23	4.10	44	4.35	48	181	77	125	72	143	20	
(22)	10	10	30	30	現	35	3.35	8	3.25	5	4.10	41	4.25	42	128	35	148	81	198	20	
(23)	10	10	30	30	10	現	3.60	35	3.90	51	4.45	56	4.55	56	222	148	70	35	10	60	
(24)	10	10	30	30	10	7	3.45	19	3.70	37	4.20	46	4.45	49	200	112	100	48	128	48	

表-3 つづき

計算番号	条件						水位								流量						備考
	佐1	佐2	佐3	佐4	八	新	H_1	T_1	H_2	T_2	H_3	T_3	H_4	T_4	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_8	Q_h	
(25)	10	10	30	30	10	23	3.50	12	3.60	22	4.20	36	4.15	35	172	70	118	55	138	43	
(26)	10	10	30	30	10	35	3.40	10	3.25	6	4.05	36	4.20	37	124	30	134	65	191	38	
(27)	10	10	30	30	40	現	3.60	23	3.75	29	4.00	30	4.00	30	211	134	35	−71	6	141	
(28)	10	10	30	30	40	7	3.60	14	3.75	27	3.95	27	4.00	30	186	90	48	−60	113	137	
(29)	10	10	30	30	40	23	3.40	8	3.50	9	3.80	17	3.70	17	142	36	55	−49	121	132	
(30)	10	10	30	30	40	35	3.45	8	3.45	8	3.70	24	3.85	27	100	−28	72	−42	163	116	
(31)	10	10	45	30	現	23	3.55	22	3.45	24	3.85	31	4.00	38	196	108	124	61	168	20	
(32)	10	10	45	30	現	35	3.40	7	3.50	12	3.65	21	3.90	26	78	30	150	75	220	16	
(33)	20	20	45	30	現	23	3.40	10	3.60	15	3.85	27	4.00	32	224	130	141	75	192	20	
(34)	20	20	45	30	現	35	3.30	6	3.40	10	3.70	21	3.90	29	164	67	156	81	145	20	
Ⅳ型洪水（大）佐1なし																					
(35)	10	10	30	30	現	23	4.35	82	4.20	82	4.65	82	4.75	82		−73	68	44	181	20	
(36)	10	10	30	30	現	35	3.75	55	3.50	28	4.25	56	4.50	57		−133	158	94	378	19	
(37)	10	10	45	30	現	23	4.50	79	4.30	72	4.50	73	4.50	79		−78	96	45	204	20	
(38)	10	10	45	30	現	35	3.95	56	3.65	31	4.00	40	4.10	44		−122	166	94	391	18	
Ⅳ型洪水（大）佐1あり																					
(39)	10	10	30	30	現	23	3.50	33	3.80	49	4.50	37	4.55	40	187	80	120	79	136	16	
(40)	10	10	30	30	現	35	3.30	7	3.30	8	4.05	56	4.35	57	110	−29	167	94	278	17	
(41)	10	10	45	30	現	23	3.55	34	3.80	42	4.10	47	4.25	49	200	93	130	68	149	13	
(42)	10	10	45	30	現	35	3.45	13	3.45	14	3.80	32	4.05	40	119	−24	180	102	305	16	
(43)	20	20	45	30	現	23	3.40	25	3.80	39	4.05	45	4.20	44	265	146	141	80	135	22	
(44)	20	20	45	30	現	35	3.35	11	3.45	15	3.90	40	4.00	38	154	−29 +25	182	111	289	17	

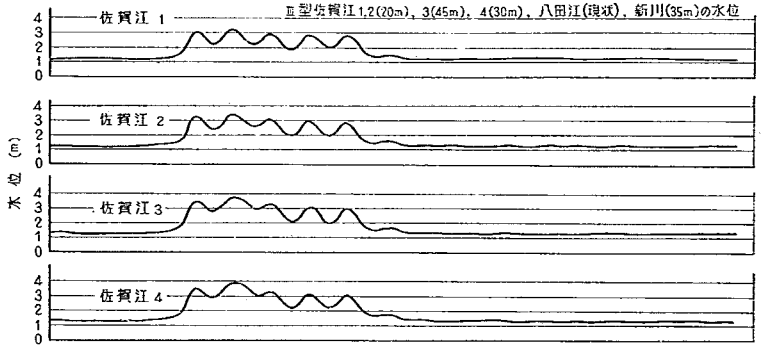


図-29 Ⅲ型洪水水位曲線

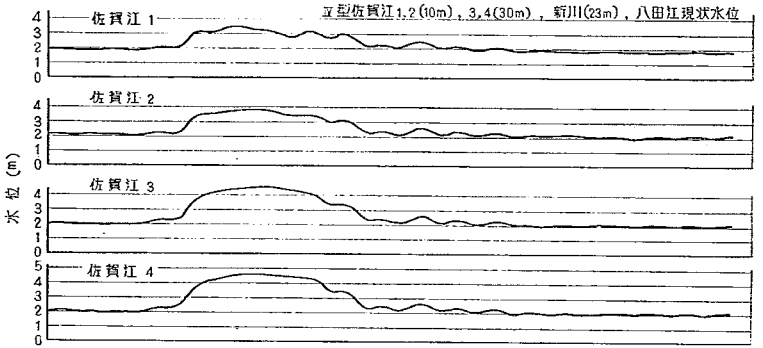


図-30 Ⅳ型洪水水位曲線

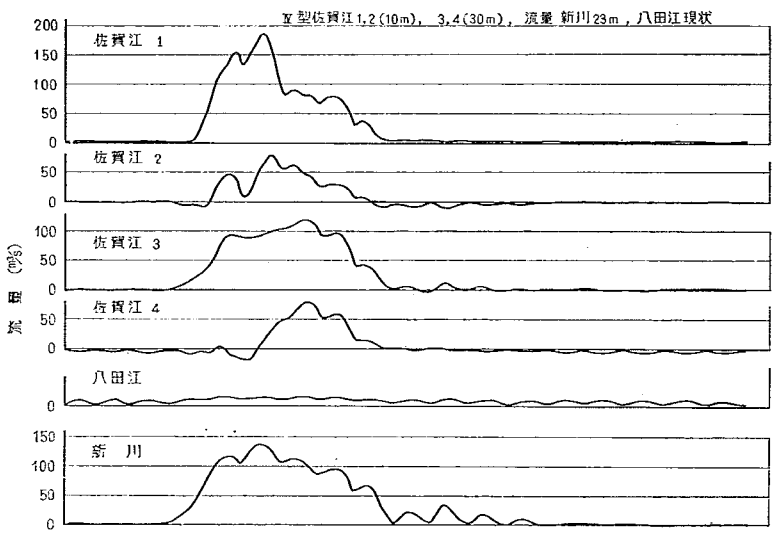


図-31 Ⅳ型洪水流量曲線

ある。

以上の測定結果から次のようなことが判る。

1) 佐賀江川全体が低湿地河川であるため，このような洪水期間中も全体的に潮汐の影響を非常に受ける。

2) (5)，(6)(計算番号を示す。以下同じ)を比較すると，水位，流量とも水門改修による変化はほとんどなく，水門改修だけでは効果がなく，水路改修の必要が認められる。ただし現状水門は良好な状態に管理されるものとして計算されているので，適切に管理できるよう改修する必要がある。

3) 出水のピーク前後の時刻においては，佐賀江川の水位が非常に高いが，これは佐賀江川河口水位を筑後川出水の最盛期に合せて24時間分を定め，それを函数発生器の都合でその水位を繰り返し境界条件として与えているためであり，実際には佐賀江川河口水位は出水前後期においては約1m下っているので，佐賀江4の水位は前後期に約1m程度低いものと考えられる。

なお，このことは現在の状況では新川，八田江川の水路抵抗が佐賀江川に比して大きく，佐賀江4の水位は主として佐賀江川の疎通能力により支配されることを示している。すなわち，流量資料からみれば現状では佐賀江1の流量は八田江川と同程度であるが，八田江川の流量は流入量にほとんど関係なく，ほとんど一定値が流れているに対し，佐賀江川は出水に見合って流れている。新川の流量は八田江川と同じ傾向にあるが，流下量は非常に少ない。

4) 佐賀江川のみを改修した場合にも相当の改修効果が認められる。すなわち，(5)と(7)との差を求めてみると次のようになる(数字の単位はm，以下同じ)。

	H_1	H_2	H_3	H_4
(5)—(7)	0.33	0.83	2.50	0.60

5) 城原川の出水の影響

Ⅳ型洪水について佐賀江1区間のある場合とない場合について，その影響を調べてみる。すなわち，城原川の出水が大きい場合には，佐賀江川出水の際蒲田津水門外側水位は高くなり，水門を閉鎖しておかなければならない。城原川と佐賀江川の出水時差の関係で出水中常に閉鎖ということにはならないと考えられるが，最悪条件として出水中全く蒲田津水門が閉鎖されている状況を考えその場合の佐賀江川の状況と一応予想される城原川出水の場合とを比較してみる。その結果は次のようになる。

	H_1	H_2	H_3	H_4
(35)—(39)	0.85	0.40	0.15	0.20
(36)—(40)	0.45	0.20	0.20	0.15
(37)—(41)	0.95	0.50	0.40	0.25
(38)—(42)	0.50	0.20	0.20	0.05

この結果から知られるように蒲田津水門に近い所では水門常時閉鎖の影響は相当に表われ，佐賀江1では1～0.5m程度の水位上昇を見るが，佐賀江4においては0.05～0.25m程度の差しかなく，あまり影響を受けないことが知られる。

洪水中水位3m以上の継続時間は河川の改修程度の低いものに対しては，完全閉鎖の場合は普通の城原川出水の場合に比して約2倍となるが，改修程度が進むと佐賀江4ではほとんど差がなくなる。

6) 新川改修の効果

新川の改修程度による効果をⅢ型洪水について比較してみると次のようになる。

	新川	H_1	H_2	H_3	H_4
(20)—(19)	現状→7m	0.05	0.20	0.20	0.10
(21)—(19)	現状→23m	0.25	0.50	0.45	0.35
(22)—(19)	現状→35m	0.25	0.75	0.45	0.45

となり，新川の流出点である H_2 では改修による水位低下は表われているが，H_4 においてはあまり顕著でない。また H_4 では水路を23m程度にしたとき最も効果が表われるが，23mより35mにしてもあまり効果が表われない。しかし，Ⅳ型洪水の場合には新川の水路幅を23mより35mに改修した場合には次に示すように比較的効果が表われる。

	新川	H_1	H_2	H_3	H_4
(40)—(39)	23m→35m	0.20	0.50	0.45	0.20

7) 新川，佐賀江川の改修効果

前項より知られるように新川のみを改修した場合には，新川流出部のみ水位低下が生ずるだけで，佐賀江4の地域には余り効果がない。このことは佐賀江川河道の水路抵抗が大きいために，せっかく佐賀江2地区の水位を下げても，佐賀江4地区には影響の及ぶことが少ないと考えられるので，新川を改修するとともに，佐賀江川を改修する案が考えられるので，それにつき比較すると，次のようになる。

	新川	佐賀江川 1	2	3	4	H_1	H_2	H_3	H_4	洪水
(21)—(19)	現状→23m	10	10	30	30	0.25	0.50	0.45	0.35	Ⅲ型
(31)—(21)	23m	10	10	30→45	30	−0.20	0.05	0.25	0.35	〃
(33)—(31)	23m	10→20	10→20	45	30	+0.15	−0.15	0.00	0.00	〃
(22)—(19)	現状→35m	10	10	30	30	0.25	0.75	0.45	0.45	〃
(32)—(22)	35m	10	10	30→45	30	−0.05	−0.25	0.45	0.35	〃
(34)—(32)	35m	10→20	10→20	45	30	0.10	0.10	−0.05	0.00	〃

	新川	佐賀江川 1	2	3	4	H_1	H_2	H_3	H_4	洪水
(41)—(39)	23m	10	10	30→45	30	−0.05	0.00	0.40	0.30	Ⅳ型
(43)—(41)	23m	10→20	10→20	45	30	0.15	0.00	0.05	0.05	〃
(42)—(40)	35m	10	10	30→45	30	−0.15	−0.15	0.25	0.30	〃
(44)—(42)	35m	10→20	10→20	45	30	0.10	0.00	−0.10	0.05	〃

この結果から見ると新川を改修した場合には佐賀江3の区間を拡幅することにより佐賀江 3, 4 の水位を相当程度下げることができることが知られ，そのために佐賀江 1, 2 地区の水位はほとんど上昇しない。

また佐賀江 1, 2 地区の河道を拡幅しても佐賀江 3, 4 地区には影響のないことが知られる。

8) 同じようにして八田江川改修の効果を調べてみると，八田江川を現状から10m幅にした場合には佐賀江1, 2地区にはほとんど影響がなく，佐賀江4地区では15cm程度水位が低下する。八田江川を40m幅に改修すれば，相当効果が表われることが知られる。

9) Ⅲ型洪水とⅣ型洪水とでは佐賀江川の改修程度が高いほど洪水流量が大きくなった影響の表われることが少ない。佐賀江4ではⅣ型洪水の方がどの場合でも水位が10～20cm程度高くなり，また佐賀江1では新川が改修された場合には，洪水流量が大きくてもあまり変化がないことが知られた。

10) その他表-3を詳細に検討することにより，改修計画を工事に要する費用との関連において決定することができるであろう。

6. あとがき

感潮部の洪水解析を行なうことは非常に困難であるが，開発されたアナログ・コンピューターにより比較的精度よく解析を行なうことができた。この計算の結果，複雑な水路においても容易に不定流の解析ができることが知られ，この計算結果を用いて，改修計画樹立のための水理要素をさらに検討することができると考えられる。

なお，今回の演算器は若干精度の落ちる点があったが，その後の開発によりさらに精度のよいものが試作され，実用に供されているので，それについても本文に同時に述べた。

本計算を遂行するに当り，計算条件については堀川光治技官（現九州地建河川計画課長）の努力に負うところが非常に多く，また不定流の演算については河川研究室員江原良和技官の手をわずらわした。ここに記して感謝の意を表します。

有義波とうちあげ高の関係

(昭和39年12月)

首藤伸夫*

目　次

はしがき……(1)
1. 波の分布関数……(2)
2. 有義波高をこえる波……(3)
3. うちあげ高曲線……(4)
4. うちあげ高の分布関数……(5)
5. $a=\infty$ のとき……(7)
6. $C_2=1$ のとき……(7)
7. $C_2=1/2$ のとき……(8)
8. 有義波を用いて求めたうちあげ高をこえる度数……(8)
〔1〕 $a=\infty$ のとき……(8)
〔2〕 $C_2=1$ のとき……(8)
〔3〕 $C_2=1/2$ のとき……(9)
〔4〕 計画うちあげ高をうわまわる度数……(10)
9. 結　論……(10)

はしがき

海岸構造物の設計の際には，一般に有義波が用いられている。しかし，現実の波は，さまざまな波高，周期を含む波群からなりたっているので，有義波のような代表波をもちいるときには，それによって設計するのが安全側なのか危険側なのかを確かめておかなければならないが現状ではこのようなことはほとんどおこなわれていない。最近 Saville[1] は，ある波群に対するうちあげ高の分布関数がどのようになるかを若干計算しているが，これはおそらく数値計算によったものとみえ，計算法の詳細は不明であり，しかもあまり見通しのよいものではない。

われわれの論文では，簡単な仮定（これは，それほど非現実的なものではない。）をおけば，うちあげ高の分布関数を容易に求める関係をうることをしめし，こうしてもとめられたうちあげ高分布関数から，有義波を用いて設計することが危険となりうる場合のあることを明らかにする。

海岸構造物の設計は，古くは波高のみを対象としておこなわれていた。ついで波高と周期の組み合せを考慮するようになり，有義波高，有義周期が問題となるようになってきている。しかし，さらに波の分布関数，それに対応する構造物へのうちあげ高の分布関数，越波量の分布関数を考えなければならないように変っていくであろう。

これは，ちょうど河川の洪水計画が高水位から高水流量を対象としたものにかわり，ついには洪水調節ダムの計画などを含めるようになると，洪水流出曲線そのものを考えなければならなくなったのと似ている。

不規則波をおこす装置があれば，$1/n$ 最大波に似た概念をうちあげ高にももちい，$1/n$ 最大うちあげ高を求めることも可能である。だが，この方法の難点は，個個の模型について実験をおこなわなくてはならないことであり，非常に手数のかかることである。

これに反し，ここでおこなう方法は，規則波に対しておこなわれた実験結果を有効に利用できるので，大体の見当をつけるのに今すぐ用いうる。しかも，その結果は現実の現象とそれほど大きな違いはないものと考えられるのである。

計算をおこなう基本となる考え方は，次のとおりである。波はある分布関数をもっている。つまり，さまざまな波高，周期の組み合せからなりたっており，この組み合せ方は，波浪予知のための実測値などから与えられている。こうした組み合せをもった波が，うちあげ高の曲線によってあらわされる一種のフィルターを通ることによりある部分は増幅され，またある部分は減少せしめられて

* 河川部 海岸研究室 研究員

当初の分布関数は変換されることになる。変換をうけた分布関数が，うちあげ高について考えた分布関数となり，議論の対象となるのである。

完全に発達した波の場合，波高の分布は Rayleigh 分布になるといわれている。Rayleigh 分布と考えて $H_{1/3}$, $H_{1/10}$, $\overline{H}$ などを求め，これらの諸量の間の関係を求めると，これは実測値からえられる結果と非常によく一致することが知られている。また，周期に関しては $\overline{T}=T_{1/3}$ となることが知られている。

有義波高を越える波がどのくらいあるかを調べると，Rayleigh 分布として計算すると 13.5 %，実測値からは 13.8 %となる。

さて，有義波をもちいてうちあげ高を計算したとき，このうちあげ高をこえるものが 13.5 %あれば，有義波と，これにもとづいて求めたうちあげ高の対応は良好で設計はおなじオーダーでなされていると考えることができるが，常にこの関係が成立するとはかぎらず，有義波を対象とするのでは不十分な場合が生ずるのである。

1. 波の分布関数

Bretschneider[1] によると，完全に発達した波の分布関数は，平均波高を $\overline{H}_0$，平均周期を $\overline{T}$ とすると，

$$P(H_0, T)=\left\{1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}\right\}\right\}\times\left\{1-\exp\left\{-0.675\frac{T^4}{\overline{T}^4}\right\}\right\} \quad \cdots\cdots(1.1)$$

であるとされている。H_0 は波高，T は周期である。

(1.1) 式からわかるとおり，波高と周期は無相関であることになっており，これは物理的には適当ではない。

通常，波高と周期の間には，ある一定の値をこえることのできない関係がある。たとえば，Michell[2] によると，$H_0/L_0=0.142$ が，進行波の最大の波形こう配であって，これ以上になることはありえない。首藤[3] によるとこの値は $H_0/L_0=0.12$ の程度であり，波浪予知のためにあつめられた資料をみても，$H_0/L_0=0.10$ を越えるものはほとんどない。

このように，H_0/L_0 の値には物理的な限界があるのであるから，どのような波であっても波高と周期が全く無相関ということはない。ところが，次にしめすように物理的に可能な限界と平均波高の波形こう配の比が4程度であれば，無相関と想定して誤差はほとんどなく，見掛け上相関なしとすることが，それほどわるい結果を与えるものでないことがわかる。

(1.1) 式から，波高の確率密度関数 $p(H_0)$，波長の確率密度関数 $p(L_0)$ は，$L_0=1.56\,T^2$ を考えにいれると，

$$p(H_0)=\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H}_0^2}\cdot\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}\right\} \quad \cdots\cdots(1.2)$$

$$p(L_0)=1.35\cdot\frac{L_0}{\overline{L}_0^2}\cdot\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\overline{L}_0^2}\right\} \quad \cdots\cdots(1.3)$$

である。波形こう配 H_0/L_0 の分布関数は (1.2)，(1.3) から次のように決定される。

いま，X，Y が二つのランダム変数であり，この二つの変数の結合度数関数 $p(X, Y)$ がわかっているとする。このとき，$Z=f(X, Y)$ という関係でもとめられる変量 Z の分布関数 $R(Z)$ は

$$R(Z)=\int\int_A p(X, Y)\cdot dX\cdot dY \quad \cdots\cdots(\text{Ⅰ})^{4)}$$

であたえられる。ここに，積分領域 A は，$Z\geqq f(X, Y)$ をみたす (X, Y) 空間の領域である。X，Y が独立であると，(Ⅰ) はかきなおされて，

$$R(Z)=\int\int_A p(X)\cdot p(Y)\cdot dX\cdot dY \quad \cdots(\text{Ⅱ})^{4)}$$

$p(X)$，$p(Y)$ は，それぞれ X，Y の確率密度関数となる。また，Z についての確率密度関数 $r(Z)$ は，

$$r(Z)=\frac{\partial}{\partial Z}\int\int_A p(X)\cdot p(Y)\cdot dX\cdot dY \quad \cdots\cdots(\text{Ⅲ})^{4)}$$

である。

波形こう配の分布関数 $P(H_0/L_0)$ をもとめるには，図-1 の斜線であらわされる領域に対して (Ⅱ) 式をつかって積分すればよいことになる。これをおこなうと，

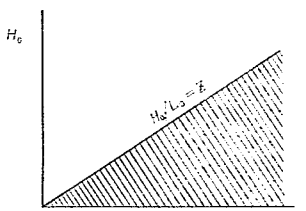


図-1　(1.4) 式の積分領域

$$\begin{aligned}P(H_0/L_0)&=\int\int_A p(H_0)\cdot p(L_0)\cdot dH_0\cdot dL_0\\&=\int_0^\infty dL_0\cdot\int_0^{ZL_0} p(H_0)\cdot p(L_0)\cdot dH_0\\&=\int_0^\infty 1.35\cdot\frac{L_0}{\overline{L}_0^2}\cdot\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\overline{L}_0^2}\right\}\times\left\{-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}\right\}\right\}\Bigg|_0^{ZL_0}\cdot dL_0\\&=\int_0^\infty 1.35\cdot\frac{L_0}{\overline{L}_0^4}\cdot\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\overline{L}_0^2}\right\}\times\left\{1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{Z^2}{\overline{H}_0^2}L_0^2\right\}\right\}\cdot dL_0\\&=\int_0^\infty 1.35\cdot\frac{L_0}{\overline{L}_0^2}\exp\cdot\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\overline{L}_0^2}\right\}\cdot dL_0\end{aligned}$$

$$-\int_0^{\infty} 1.35\cdot\frac{L_0}{\bar{L}_0^2}\cdot\exp\left\{-\left(0.675\cdot\frac{1}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{Z^2}{\bar{H}_0^2}\right)L_0^2\right\}\cdot dL_0$$

$$=1+\frac{1.35}{2\cdot\bar{L}_0^2}\cdot\frac{1}{0.675\cdot\frac{1}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{Z^2}{\bar{H}_0^2}}\cdot\exp\left\{-\left(0.675\cdot\frac{1}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{Z^2}{\bar{H}_0^2}\right)L_0^2\right\}\Bigg|_0^{\infty}$$

$$=1-\frac{1}{1+\frac{\pi}{2.7}\cdot Z^2\cdot\frac{1}{(\bar{H}_0/\bar{L}_0)^2}}$$

$$=\frac{\frac{\pi}{2.7}\cdot\frac{Z^2}{(\bar{H}_0/\bar{L}_0)^2}}{1+\frac{\pi}{2.7}\cdot\frac{Z^2}{(\bar{H}_0/\bar{L}_0)^2}}$$

$$=\frac{1}{1+\frac{2.7}{\pi}\cdot\frac{1}{Z^2}\cdot\left(\frac{\bar{H}_0}{\bar{L}_0}\right)^2} \quad \cdots\cdots(1.4)$$

普通，波浪予知曲線から求めた波高や周期，あるいは実測値からもとめて設計に用いられているものは，$H_{1/3}/\bar{L}=0.04$，$\bar{H}_0/\bar{L}_0=0.025$ の程度のものが多い。$H_0/L_0=z$の最大値を Michelle によってあたえられた値 0.142 とすると，$\bar{H}_0/\bar{L}_0=0.025$ のときには，(1.4) 式から

$$P(H_0/L_0\leqq 0.142)=0.975 \quad \cdots\cdots(1.5)$$

という結果をうる。つまり，波高と周期を独立と仮定しても，物理的な限界以下にあるものが 97.5% にのぼり，不当な評価をする危険はわずか 2.5% であるということである。このことから考えても，実際の設計にあたって，波高，周期を独立と仮定しても誤りは小さいことがわかる。もちろん，$H_{1/3}/\bar{L}_0$ の値がもう少し大きくても誤差 5% くらいで成立するのであるが，こうなると，次第に現実から離れてくる可能性のあることには注意を必要とする。

2. 有義波高をこえる波

波高と周期とが無相関であれば，波高だけに着目して話をすすめることができる。Bretschneider によると，(1.2) 式 の分布をしており，また，Longuet-Higgins[5] によっても，波高は Rayleigh 分布をするとしてよいことが示されている。したがって，(1.2) 式をもとにして計算をすすめる。

ある値 H_1 をこえるものが，全体の何%をしめるかは

$$\int_{H_1}^{+\infty}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\bar{H}_0^2}\cdot\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\cdot dH_0=\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_1^2}{\bar{H}_0^2}\right\} \quad \cdots\cdots(2.1)$$

であらわされる。

H_1 をこえるものが全体の 1/3 であるならば，

$$\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_1^2}{\bar{H}_0^2}\right\}=\frac{1}{3} \quad \cdots\cdots(2.2)$$

$$\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_1^2}{\bar{H}_0^2}\fallingdotseq 1.10$$

$$H_1=1.183\bar{H}_0 \quad \cdots\cdots(2.3)$$

1/3 最大波をもとめるためには，H_1 より大きなものについて加重平均をすればよい。つまり，

$$H_{1/3}=\frac{\int_{H_1}^{\infty}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\cdot\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\cdot dH_0}{\int_{H_1}^{\infty}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\bar{H}_0^2}\cdot\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\cdot dH_0}$$

$$=\frac{1}{1/3}\left\{-H_0\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\Bigg|_{H_1}^{\infty}+\int_{H_1}^{\infty}\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\cdot dH_0\right\}$$

$$=H_1+3\cdot\int_{H_1}^{\infty}\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\cdot dH_0$$

$$u=\frac{\sqrt{\pi}}{2}\cdot\frac{H_0}{\bar{H}_0}, \qquad du=\frac{\sqrt{\pi}}{2\bar{H}_0}\cdot dH_0$$

とおくと，

$$=1.183\bar{H}_0+3\frac{2}{\sqrt{\pi}}\bar{H}_0\cdot\int_{1.050}^{\infty}\exp(-u^2)du$$

$$=1.183\bar{H}_0+3\cdot\bar{H}_0\times\left\{\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\infty}e^{-u^2}\cdot du-\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^{1.05}e^{-u^2}du\right\}$$

$$=1.183\cdot\bar{H}_0+3\cdot\bar{H}_0[1-0.862]$$

$$\fallingdotseq 1.60\bar{H}_0 \quad \cdots\cdots(2.4)$$

という。よくしられた結果が出てくる。

この有義波 $H_{1/3}=1.60\bar{H}_0$ をこえるものは，(2.1)式をつかうと，全体の

$$\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1.6^2}{\bar{H}_0^2}\cdot\bar{H}_0^2\right\}=\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\times 1.6^2\right\}$$

$$=\exp\{-2.01\}=0.134 \quad \cdots\cdots(2.5)$$

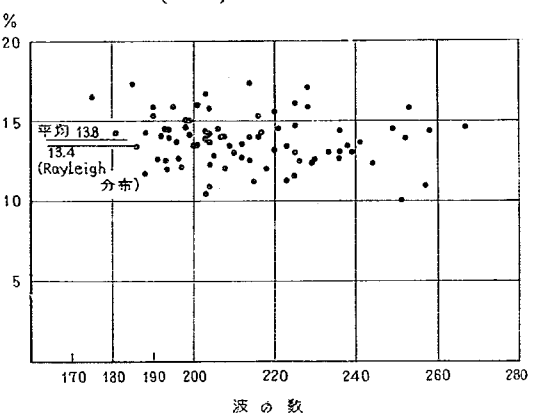


図-2　有義波をこえる波

表-1　青森，津軽での実測値による値

日　時	総波数	有義波をこえる波の数	%	有義波高 m	日　時	総波数	有義波をこえる波の数	%	有義波高 m
37.1.2					37.1.19				
9.10～ 9.30	236	34	14.4	1.20	15.40～16.00	218	26	11.9	1.50
9.30～ 9.50	209	28	13.4	1.82	16.00～16.20	220	34	15.5	1.57
9.50～10.10	201	27	13.4	2.18	16.20～16.40	221	32	14.5	1.49
10.10～10.30	204	29	14.2	2.09	16.40～17.00	220	29	13.2	1.50
10.30～10.50	190	30	15.8	2.41	17.00～17.20	225	29	12.9	1.58
10.50～11.10	201	32	15.9	2.15	17.20～17.40	223	25	11.2	1.49
11.30～11.50	196	25	12.7	1.86	17.40～18.00	225	26	11.6	1.41
11.50～12.10	175	29	16.5	1.87	18.00～18.20	229	34	14.8	1.13
12.10～12.30	203	29	14.3	1.71	18.20～18.40	239	31	13.0	1.04
12.30～12.50	207	29	14.0	1.75	18.40～19.00	233	30	12.9	1.18
12.50～13.10	206	30	14.5	1.67	19.00～19.20	251	25	10.0	0.88
13.10～13.30	196	27	13.7	1.70	19.40～20.00	258	37	14.3	0.94
13.30～13.50	194	27	13.9	1.61	20.00～20.20	252	35	13.9	0.94
13.50～14.10	212	27	12.7	1.48	20.20～20.40	253	40	15.8	0.99
14.10～14.30	200	27	13.5	1.81	20.40～21.00	241	33	13.7	1.11
14.30～14.50	203	34	16.7	1.46	21.00～21.20	236	30	12.7	1.28
14.50～15.10	193	28	14.5	1.41	21.20～21.40	216	33	15.3	1.35
15.10～15.30	190	29	15.3	1.36	21.40～22.00	226	28	12.4	1.39
15.50～16.10	185	32	17.3	1.55	22.00～22.20	223	30	13.4	1.53
16.10～16.30	193	24	12.5	1.68	22.20～22.40	217	31	14.3	2.00
17.50～18.10	191	24	12.6	2.08	22.40～23.00	215	24	11.2	1.49
18.10～18.30	197	24	12.1	1.27	23.00～23.20	208	25	12.0	1.45
18.30～18.50	210	27	12.9	0.67	23.20～23.40	214	37	17.3	1.45
37.1.3					23.40～24.00	214	27	12.6	1.52
8.45～ 9.05	203	21	10.4	0.98	0.00～ 0.20	214	30	14.0	1.54
9.05～ 9.25	195	31	15.9	0.94	0.20～ 0.40	212	29	13.6	1.25
9.25～ 9.45	204	22	10.8	0.91	1.00～ 1.20	207	29	14.0	1.02
9.45～10.05	199	28	14.1	0.88	1.20～ 1.40	204	32	15.7	1.06
10.05～10.25	204	25	12.2	0.84	1.40～ 2.00	205	26	12.7	0.88
37.1.19					2.00～ 2.20	203	28	13.8	0.81
10.00～10.20	267	39	14.6	0.64	2.20～ 2.40	198	29	14.6	0.89
12.00～12.20	257	28	10.9	0.84	2.40～ 3.00	194	28	14.4	0.82
12.20～12.40	249	36	14.5	1.14	3.00～ 3.20	204	28	13.7	0.86
12.40～13.00	244	30	12.3	1.25	3.20～ 3.40	198	30	15.1	0.76
13.00～13.20	236	31	13.1	1.37	3.40～ 4.00	192	27	14.0	0.75
13.20～13.40	238	32	13.4	1.35	4.00～ 4.20	181	26	14.3	0.60
13.40～14.00	230	29	12.6	1.39	4.20～ 4.40	188	27	14.3	0.55
14.00～14.20	225	33	14.7	1.42	4.40～ 5.00	188	22	11.7	0.73
14.20～14.40	216	30	13.9	1.50	5.00～ 5.20	199	30	15.1	0.84
14.40～15.00	228	39	17.1	1.46	5.20～ 5.40	193	23	11.9	0.78
15.00～15.20	228	36	15.8	1.36	6.00～ 6.20	186	25	13.4	0.85
15.20～15.40	225	36	16.0	1.36			平均値	13.8	

つまり，約 13.5% あることになる。

表-1，図-2 は，青森海岸で津軽工事事務所のおこなった波観測値を整理したものである。これによると，バラツキはあるけれども，有義波をこす波は平均で13.8%であり，Rayleigh 分布として求めたものと，きわめてよい一致をしめしている。

このことからしても，波高と周期を独立とみなすこと，波高の分布を Rayleigh 分布であると仮定することが，それほど不当ではなく，現実の設計の際に用いても十分な仮定であることを示しているとしてよいのである。

3.　うちあげ高曲線

堤防へのうちあげ高 R は通常，R/H_0～H_0/L_0 の関係として，対数紙上で与えられる。また，H_0/L_0 をパラメタとして，R/H_0～h/L_0 の曲線としてあたえられているものもある。ここで，H_0，L_0 は，それぞれ沖波波高，沖波波長，h は堤防設置水深である。うちあげ高には，このほか海底こう配や堤防の形状などが影響する。こうしたことは，たとえば図-3[6]，図-4[7] にみられる。これらの実験曲線は，H_0/L_0 のごく小さいところや，大きいところではどうなるかわかっていないが波の分布もそのほとんどが，実験曲線の存在する範囲に

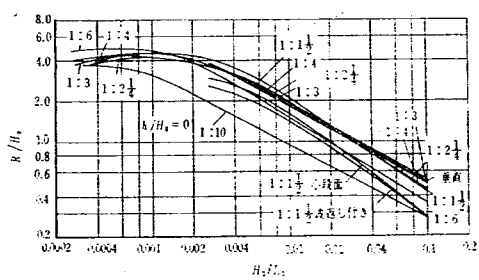


図-3　堤脚水深が0のときのうちあげ高 (Saville)

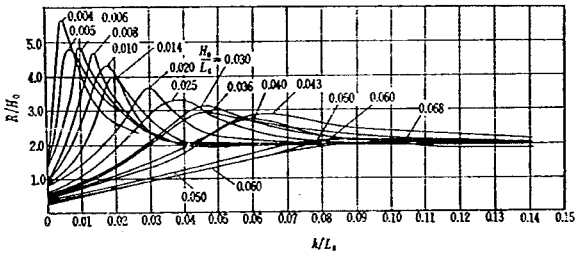


図-4　2割堤防のうちあげ高（佐藤，岸）

含まれていると考えて大差ない。したがって，これらの曲線のたりないところを，存在する曲線からの類推で想定したとしても，このことから生ずる誤差は大きいものではない。

図-4 からわかるとおり，設置水深が深くなると R/H_0 の値は H_0/L_0 に関係なくほとんど一定になる。

図-3 によると，ある H_0/L_0 より大きいところでは，R/H_0 の曲線はこう配 -1 から $-1/2$ 程度の対数紙上の直線となる。この H_0/L_0 より小さいところでは，R/H_0 は一定となるかまたは若干小さくなってから一定値をとると考えられる。

しかし，H_0/L_0 の小さいところでは実験の精度が非常にわるく，実験点のバラツキが大きくて，R/H_0 の曲線がある H_0/L_0 で極大値をとることを明確にみとめることはむずかしい場合が多い。

Hunt[8] は，このような事情を考えて，設計曲線として，ある H_0/L_0 より小さい側では R/H_0 は一定値，それより大きいところではこう配一定の直線とするべきだと提案している。

われわれは，ここで行なう計算に使用する曲線として $R/H_0 \sim H_0/L_0$ の関係を図-5 のようにする。この仮定は，上に述べた事柄からわかるとおり，それほど悪いものではないし，また簡単な形状となるため計算がらくになる。

もし，使用する曲線をもう少し複雑にすると，数値計算をおこなわないとならなくなり，そうしたことからえられる結果は，われわれのものよりもちろん良くなるであろうが，実質的には精度をうんと向上できるというものでもあるまい。

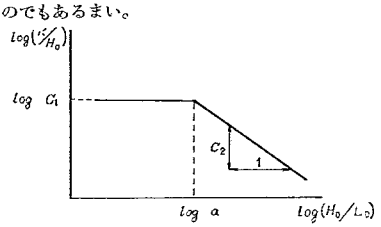


図-5　$R/H_0 \sim H_0/L_0$

4.　うちあげ高の分布関数

図-5 のような関係で，うちあげ高 R/H_0 と H_0/L_0 はむすびつけられる。つまり，

$$R/H_0 = f_1(H_0/L_0) \quad \cdots\cdots(4.1)$$

これから，

$$R = f_2(H_0,\ H_0/L_0) \quad \cdots\cdots(4.2)$$

としてあらわされる。H_0/L_0 の分布関数を使うかわりに

$$R = f(H_0,\ L_0) \quad \cdots\cdots(4.3)$$

として，H_0，L_0 の分布関数をもちいる方が計算上便利である。うちあげ高の分布関数 $P(R)$ は，H_0，L_0 の確率密度関数を $p(H_0)$，$p(L_0)$ とすると，

$$P(R) = \iint_A \cdot p(H_0) \cdot p(L_0) \cdot dH_0 \cdot dL_0 \quad \cdots\cdots(4.4)$$

であらわされる。積分領域 A は，$R \geqq f(H_0, L_0)$ をみたすところである。

積分領域の決定をおこなう。図-5 から

$$\left.\begin{aligned} &H_0/L_0 \leq a \quad \text{で} \quad R/H_0 = C_1 \\ &H_0/L_0 \geq a \quad \text{で} \\ &\quad \log R/H_0 = -C_2 \cdot \log H_0/L_0 + \log C_3 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4.5)$$

$H_0/L_0 = a$ での関係から $C_1 = C_3 \cdot a^{-C_2}$ であるから

$$\left.\begin{aligned} &H_0/L_0 \leq a \quad \text{で} \quad R = C_3 \cdot a^{-C_2} \cdot H_0 \\ &H_0/L_0 \geq a \quad \text{で} \quad R = C_3 \cdot H_0^{1-C_2} \cdot L_0^{C_2} \end{aligned}\right\}$$

をうる。この結果，積分領域 A は，図-6 の斜線部である。もし，物理的な配慮から，H_0/L_0 の最大値が規制されるとすると，図-6 の斜線部から，図-7 の横線部をさしひいた領域が積分領域となる。のちに個個の例でわかるとおり，そしてまた，1. でさきにふれたとおり $\bar{H}_0/\bar{L}_0 = 0.025$ 程度までの波であれば，こうした物理的配慮から生ずる修正量はきわめて小さいので問題としなくてよい。

図-6 によってえられる分布関数は，斜線部について積分するかわりに，白い部分の積分をおこない，全体つまり1から差引くことによってもえられる。すなわち，

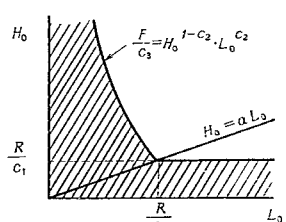


図-6　積分領域

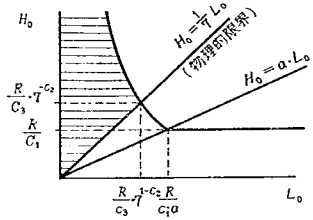


図-7　積分領域の修正量

$$P(R)=1-\int_{R/C_1}^{\infty} dH_0 \times\int_{\left\{\frac{R}{C_3}\cdot H_0{}^{C_2-1}\right\}^{\frac{1}{C_2}}}^{\infty} p(H_0)\cdot p(L_0)\cdot dL_0$$

$$=1-\int_{R/C_1}^{\infty} dH_0 \times\int_{\left\{\frac{R}{C_3}\cdot H_0{}^{C_2-1}\right\}^{\frac{1}{C_2}}}^{\infty} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2} \times\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2}\right\}\cdot 1.35\cdot\frac{L_0}{\overline{L_0}^2} \times\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0}{\overline{L_0}^2}\right\}\cdot dL_0$$

$$=1-\int_{R/C_1}^{\infty} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2}\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2}\right\} \times\left\{-\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\overline{L_0}^2}\right\}\right\}_{\left\{\frac{R}{C_3}\cdot H_0{}^{C_2-1}\right\}^{\frac{1}{C_2}}}^{\infty} dH_0$$

$$=1-\int_{R/C_1}^{\infty} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2} \times\exp\left\{-\left\{\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2}+0.675 \times\frac{1}{\overline{L_0}^2}\left(\frac{R}{C_3}\right)^{2/C_2}\cdot H_0{}^{2-(2/C_2)}\right\}\right\}\cdot dH_0 \quad\cdots\cdots(4.7)$$

であたえられる。修正すべき部分を図-7 にもとづいて考えよう。図-7 の横線部について積分すると，

$$\int_0^{7H_0}\cdot dL_0\int_0^{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}} p(H_0)\cdot p(L_0)\cdot dH_0 +\int_0^{\left\{\frac{R}{C_3}\cdot H_0{}^{C_2-1}\right\}^{1/C_2}} dL_0 \times\int_{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}}^{\infty} p(H_0)\cdot p(L_0)\cdot dH_0$$

$$=\int_0^{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}} p(H_0)\cdot \times\left\{-\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\overline{L_0}^2}\right\}\right\}_0^{7H_0}\cdot dH_0 +\int_{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}}^{\infty} p(H_0) \times\left\{-\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\overline{L_0}^2}\right\}\right\}_0^{\left\{\frac{R}{C_3}\cdot H_0{}^{C_2-1}\right\}^{1/C_2}}\cdot dH_0$$

$$=1-\int_0^{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2}\cdot \times\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2}+0.675\cdot\frac{49H_0^2}{\overline{L_0}^2}\right)\right\}\cdot dH_0 -\int_{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}}^{\infty} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2} \times\exp\left\{-\left\{\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2}+0.675 \times\frac{1}{\overline{L_0}^2}\left(\frac{R}{C_3}\right)^{2/C_2}\cdot H_0{}^{2-(2/C_2)}\right\}\right\}\cdot dH_0 \quad\cdots\cdots(4.8)$$

となる。物理的な修正をおこなったのちの分布関数は，(4.7) から式 (4.8) をひけばよい。その結果

$$P(R)=\left(\int_{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}}^{+\infty} -\int_{R/C_1}^{\infty}\right) \times\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2}\cdot\exp\left\{-\left\{\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2} +0.675\cdot\frac{1}{\overline{L_0}^2}\cdot\left(\frac{R}{C_3}\right)^{2/C_2}\cdot H_0{}^{2-(2/C_2)}\right\}\right\}\cdot dH_0 +\int_0^{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2} \times\exp\left\{-\left\{\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2}+0.675\cdot\frac{49H_0^2}{\overline{L_0}^2}\right\}\right\}\cdot dH_0$$

$$=\int_0^{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2} \times\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2} +0.675\cdot\frac{49}{\overline{L_0}^2}\cdot H_0^2\right)\right\}\cdot dH_0 -\int_{R/C_1}^{\frac{R}{C_3}\cdot 7^{-C_2}} \frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H_0}^2} \times\exp\left\{-\left\{\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H_0}^2}+0.675 \times\frac{1}{\overline{L_0}^2}\cdot\left(\frac{R}{C_3}\right)^{2/C_2}\cdot H_0{}^{2-(2/C_2)}\right\}\right\}\cdot dH_0 \quad\cdots\cdots(4.9)$$

こうして，うちあげ高についての分布関数が一般的な

形であたえられた。式 (4.9) は (4.7) 式を物理的な配慮をおこなうことによって修正したものである。もし，うちあげ高についての確率密度関数を必要とするならば，関係式（Ⅲ）をつかえば求められる。

ところで，(4.7) 式，(4.9) 式は，特別な場合をのぞき，容易には積分できない。ここでは，比較的積分の容易な三つの場合について計算し，それからえられた結果を滑らかな曲線で結び内挿することとする。このようなおおまかな議論からも，うちあげ高についての情報をうることは可能である。

5. $a=\infty$ のとき

このとき，うちあげ高の分布関数は波長とは無関係になる。すなわち，

$$P(R)=\int_0^{\infty} 1.35\cdot\frac{L_0}{\bar{L}_0^2}\cdot\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\bar{L}_0^2}\right\}\cdot dL_0 \times\int_0^{R/C_1}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\bar{H}_0^2}\cdot\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\cdot dH_0$$
$$=1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^2}{C_1^2\cdot\bar{H}_0^2}\right\}$$
$$=1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^2}{\bar{R}^2}\right\} \quad \cdots\cdots(5.1)$$

ここで，$\bar{R}=C_1\bar{H}_0$ とおいてある。うちあげ高の分布は，波高の分布とまったく同じになることがわかる。

つぎに，物理的な条件によって波長が制限されるものとしよう。このとき，

$$P(R)=\int_0^{7(R/C_1)} dL_0\int_0^{(1/7)L_0} p(H_0)\cdot p(L_0)\cdot dH_0 +\int_{7(R/C_1)}^{\infty} dL_0\int_0^{R/C_1} p(H_0)\cdot p(L_0)\cdot dH_0$$
$$=\int_0^{7(R/C_1)} 1.35\cdot\frac{L_0}{\bar{L}_0^2}\cdot\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\bar{L}_0^2}\right\}\times\left\{-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\right\}\Bigg|_0^{(1/7)L_0} dL_0$$
$$+\left\{-\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\bar{L}_0^2}\right\}\right\}_{7(R/C_1)}^{\infty}\times\left\{-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\right\}_0^{R/C_1}$$
$$=\exp\left\{-0.675\cdot\frac{49}{\bar{L}_0^2}\cdot\frac{R^2}{C_1^2}\right\}\times\left\{1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^2}{\bar{H}_0^2C_1^2}\right\}\right\} +\int_0^{7(R/C_1)} 1.35\cdot\frac{L_0}{\bar{L}_0^2}\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\bar{L}_0^2}\right\}\times\left\{1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{L_0^2}{49\cdot\bar{H}_0^2}\right\}\right\}\cdot dL_0$$
$$=\exp\left\{-0.675\cdot\frac{49}{\bar{L}_0^2}\cdot\frac{R^2}{C_1^2}\right\}\times\left\{1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^2}{\bar{H}_0^2C_1^2}\right\}\right\} +\left\{-\exp\left\{-0.675\cdot\frac{L_0^2}{\bar{L}_0^2}\right\}\right\}_0^{7(R/C_1)} -\int_0^{7(R/C_1)} 1.35\cdot\frac{L_0}{\bar{L}_0^2}\times\exp\left\{-\left(\frac{0.675}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4\cdot49\bar{H}_0^2}\right)L_0^2\right\}\cdot dL_0$$
$$=1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^2}{C_1^2\cdot\bar{H}_0^2}\right\}\times\exp\left\{-0.675\cdot\frac{49}{\bar{L}_0^2}\cdot\frac{R^2}{C_1^2}\right\} +\frac{0.675}{\bar{L}_0^2\cdot\left\{\frac{0.675}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{49}\cdot\frac{1}{\bar{H}_0^2}\right\}}\times\exp\left\{-\left(0.675\cdot\frac{1}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{49\cdot\bar{H}_0^2}\right)L_0^2\right\}\Bigg|_0^{7(R/C_1)}$$
$$=1-\exp\left\{-\left(0.675\cdot\frac{49}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\bar{H}_0^2}\right)\frac{R^2}{C_1^2}\right\} -\frac{1}{1+\frac{\pi}{2.7}\cdot\frac{1}{49}\cdot\frac{1}{(\bar{H}_0/\bar{L}_0)^2}}\times\left\{1-\exp\left\{-\left(0.675\cdot\frac{49}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\bar{H}_0^2}\right)\frac{R^2}{C_1^2}\right\}\right\}$$
$$=\left\{1-\frac{1}{1+\frac{\pi}{2.7}\cdot\frac{1}{49}\cdot\frac{1}{(H_0/L_0)^2}}\right\}\times\left\{1-\exp\left\{-\left(0.675\cdot\frac{49}{\bar{L}_0^2}+\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\bar{H}_0^2}\right)\frac{R^2}{C_1^2}\right\}\right\}$$
$$\fallingdotseq 1-\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^2}{\bar{R}^2}\right\} \quad \cdots\cdots(5.2)$$

(5.2) 式では，(1.4)，(1.5) 式の評価の際に用いた関係をつかっている。わずかの誤差で (5.1) 式と (5.2) 式とは一致するから，物理的な配慮はおこなわなくとも十分であることがわかる。

6. $C_2=1$ のとき

まず，物理的な制限を考慮しない場合を考えてみよう。(4.7) 式から

$$P(R)=1-\int_{R/C_1}^{\infty}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\bar{H}_0^2}\times\exp\left\{-0.675\cdot\frac{1}{\bar{L}_0^2}\left(\frac{R}{C_3}\right)^2\right\}\times\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\bar{H}_0^2}\right\}\cdot dH_0$$

$$=1-\exp\left\{-0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\left(\frac{R}{C_3}\right)^2\right\}$$
$$\times\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}\left(\frac{R}{C_1}\right)^2\right\}$$
$$=1-\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}\cdot\frac{1}{C_1^2}+0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{1}{C_3^2}\right)R^2\right\} \quad \cdots\cdots(6.1)$$

つぎに，(4.9) 式にもとづいて計算すると，

$$P(R)=\int_0^{(R/C_3)\cdot 7^{-1}}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H}_0^2}\times\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}+0.675\cdot\frac{49}{\overline{L}_0^2}\right)H_0^2\right\}\cdot dH_0$$
$$-\int_{R/C_1}^{(R/C_3)\cdot 7^{-1}}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H}_0^2}\times\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}\right)\right\}\times\exp\left\{-0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{R^2}{C_3^2}\right\}\cdot dH_0$$
$$=\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}\cdot\frac{1}{\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}+0.675\cdot\frac{49}{\overline{L}_0^2}}\times\left[-\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}+0.675\cdot\frac{49}{\overline{L}_0^2}\right)H_0^2\right\}\right]_0^{(R/C_3)\cdot 7^{-1}}$$
$$+\exp\left\{-0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{R^2}{C_3^2}\right\}\times\left[\exp\left(-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}\right)\right]_{R/C_1}^{(R/C_3)\cdot 7^{-1}}$$
$$=\frac{1}{1+\frac{2.7}{\pi}\cdot 49\cdot(\overline{H}_0/\overline{L}_0)^2}\times\left[1-\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}+0.675\cdot\frac{49}{\overline{L}_0^2}\right)\frac{R^2}{49\cdot C_3^2}\right\}\right]$$
$$+\exp\left\{-0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{R^2}{C_3^2}\right\}\times\left[\exp\left(-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^2}{49\cdot C_3^2\cdot\overline{H}_0^2}\right)-\exp\left(-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}\cdot\frac{R^2}{C_1^2}\right)\right]$$
$$=\frac{1}{1+\frac{2.7}{\pi}\cdot 49\cdot(\overline{H}_0/\overline{L}_0)^2}+\left[1-\frac{1}{1+\frac{2.7}{\pi}\cdot 49\cdot(H_0/L_0)^2}\right]\times\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}+0.675\cdot\frac{49}{\overline{L}_0^2}\right)\frac{R^2}{49\cdot C_3^2}\right\}$$
$$-\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}\cdot\frac{1}{C_1^2}+0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{1}{C_3^2}\right)R^2\right\}$$
$$\fallingdotseq 1-\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}\cdot\frac{1}{C_1^2}+0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{1}{C_3^2}\right)R^2\right\} \quad \cdots\cdots(6.2)$$

ここでも，(1.4)，(1.5) 式を考慮にいれている。したがって Bretschneider があたえた波高，波長の分布関数が妥当である場合には，物理的な制限について考えなくとも十分である。

7. $C_2=1/2$ のとき

(4.7) 式より

$$P(R)=1-\int_{R/C_1}^{\infty}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H}_0^2}\cdot\times\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}+0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\left(\frac{R}{C_3}\right)^4H_0^{-2}\right)\right\}\cdot dH_0 \quad \cdots\cdots(7.1)$$

である。これを一般的な形に積分してあたえることは，ちょっと不可能であるが，積分の下限 R/C_1 をあたえれば，適当な近似展開を用いて計算することは不可能ではない。

8. 有義波を用いて求めたうちあげ高をこえる度数

完全に発達した波では $\overline{T}=T_{1/3}$ であるとされる。それゆえ，有義波をつかってうちあげ高を求めるということは，$H_{1/3}/\overline{L}$ から，それに対応する $R/H_{1/3}$ を求めることを意味する。このようにしてきめられた R をこえるうちあげ高の度数がどのくらいであるかを求めよう。

〔1〕 $a=\infty$ のとき

このとき，うちあげ高は波長とは無関係であるから，$H_{1/3}$ からは $R=C_1\cdot H_{1/3}$ としてきまる。また，このとき，$\overline{R}=C_1\cdot\overline{H}$ とおいたから，R と $\overline{R}$ の関係は，$H_{1/3}$ と $\overline{H}$ の関係とまったくおなじである。うちあげ高の分布形状も Rayleigh 形であるから，$C_1\cdot H_{1/3}$ をこすうちあげ高の度数は，全体の 13.4% である。

〔2〕 $C_2=1$ のとき

(6.1) 式から，あるうちあげ高 R をこえる度数 $P(R'\geqq R)$ は

$$P(R'\geqq R)=\exp\left\{-\left(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1}{\overline{H}_0^2}\cdot\frac{1}{C_1^2}\right.\right.$$

$$+0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{1}{C_3^2}\Big)R^2\Big\}$$

であたえられる。

$$\overline{H}_0=\frac{1}{1.60}\cdot H_{1/3},\qquad C_1=C_3a-C_2=C_3\cdot a^{-1}$$

とから，

$$P(R'\geqq R)=\exp\Big\{-\Big(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{1.6^2}{H_{1/3}^2}\cdot a^2+0.675\cdot\frac{1}{\overline{L}_0^2}\Big)\frac{R^2}{C_3^2}\Big\}\qquad\cdots\cdots(8.1)$$

$H_{1/3}/\overline{L}_0\gtrless a$ にしたがって，$R=C_3\cdot\overline{L}_0$，$R=C_3\cdot a^{-1}\times H_{1/3}$ であるから，

$$P(R'\geqq R)=\begin{cases}\exp\Big\{-\Big(\dfrac{2.0\cdot a^2}{(H_{1/3}/\overline{L}_0)^2}+0.675\Big)\Big\}, & a<H_{1/3}/\overline{L}_0,\\ \exp\Big\{-\Big(2.0+0.675\cdot\dfrac{1}{a^2}\cdot(H_{1/3}/\overline{L}_0)^2\Big)\Big\}, & a>H_{1/3}/\overline{L}_0,\end{cases}\qquad\cdots\cdots(8.2)$$

〔3〕　$C_2=1/2$ のとき

(7.1) 式にもとづいて考えよう。設計にもちいる $H_{1/3}/\overline{L}_0$ が a よりも大きいとき，うちあげ高 R は

$$R=C_3\cdot H_{1/3}^{1/2}\cdot\overline{L}_0^{-1/2}$$

からきまる。また，$R/C_1=R/C_3\cdot a^{1/2}$ であるから，有義波からきめられたうちあげ高よりも大きい値の生ずる度数は

$$\int_{R/C_1}^{\infty}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H}_0^2}\cdot\exp\Big\{-\Big(\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}+\frac{0.675}{\overline{L}_0^2}\cdot\frac{R^4}{C_3^4}\cdot H_0^{-2}\Big)\Big\}\cdot dH_0$$

$$=\int_{(a\cdot H_{1/3}\cdot\overline{L}_0)^{1/2}}^{\infty}\frac{\pi}{2}\cdot\frac{H_0}{\overline{H}_0^2}\cdot\exp\Big\{-\frac{\pi}{4}\cdot\frac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}\Big\}\times\exp\{-0.675\cdot H_{1/3}^2\cdot H_0^{-2}\}\cdot dH_0$$

$$=\int_{2.01\cdot a\cdot(\overline{L}_0/H_{1/3})}^{\infty}\exp(-t)\times\exp(-1.36t^{-1})\cdot dt$$

ただし，$\dfrac{\pi}{4}\cdot\dfrac{H_0^2}{\overline{H}_0^2}=t.$

$$=1.36\int_{1.48\cdot a\cdot(\overline{L}_0/H_{1/3})}^{\infty}\exp(-1.36z)\times\exp\Big(-\frac{1}{z}\Big)\cdot dz$$

ただし，$z=\dfrac{t}{1.36}$,

$$=1.36\int_A^{\infty}\sum_{n=0}^{\infty}\frac{1}{n!}(-1)^n\cdot z^{-n}\times\exp(-1.36z)\cdot dz,\qquad A=1.48\frac{a}{(H_{1/3}/\overline{L}_0)},$$

$$=1.36\Big\{\int_A^{\infty}e^{-1.36z}\cdot dz-\int_A^{\infty}\frac{e^{-1.36z}}{z}\cdot dz+\frac{1}{2}\Big\{\frac{e^{-1.36A}}{A}-1.36\int_A^{+\infty}\frac{e^{-1.36z}}{z}\cdot dz\Big\}+\frac{1}{6}\Big\{\frac{e^{-1.36A}}{2}\Big(\frac{1}{A^2}-\frac{1.36}{A}\Big)+\frac{1.36^2}{2}\cdot\int_A^{+\infty}\frac{e^{-1.36z}}{z}\cdot dz\Big\}+\cdots\cdots\Big\}\qquad\cdots\cdots(8.3)$$

(8.3) 式を $a/(H_{1/3}/\overline{L}_0)\geqq 0.6$ のときにもちいて計算することができる。$a/(H_{1/3}/\overline{L}_0)<0.6$ のところでは良い近似展開がえられないが，一つの極限，つまり $a=0$ のときには，ベッセル関数をつかって簡単にもとめうる。

すなわち，

$$1.36\int_0^{+\infty}\exp(-1.36z)\cdot\exp\Big(-\frac{1}{z}\Big)\cdot dz=1.36\int_0^{\infty}t^{-2}\cdot\exp\Big(-\frac{1.36}{t}\Big)\cdot\exp(-t)\,dt$$

$$=1.36\times2\times\frac{2}{u}\times K_1(u)\qquad\cdots\cdots(8.4)$$

ここで　　$u^2=4\times1.36,\quad u=2.332$

表-2　計画うちあげ高をうわまわる度数

$a/(H_{1/3}/\overline{L}_0)\leqq1$				$(H_{1/3}/\overline{L}_0)/a\leqq1$			
$a/(H_{1/3}/\overline{L}_0)$	$a=\infty$のとき (%)	$C_2=1$ (%)	$C_2=1/2$ (%)	$(H_{1/3}/\overline{L}_0)/a$	$a=\infty$ (%)	$C_2=1$ (%)	$C_2=1/2$ (%)
0	13.4	50.9	21.2	0	13.4	13.4	13.4
0.1	〃	49.9	(21.0)	0.1	〃	13.3	
0.2	〃	47.0	(20.5)	0.2	〃	13.1	
0.3	〃	42.5	(20.0)	0.3	〃	12.7	
0.4	〃	37.0	(19.5)	0.4	〃	12.1	
0.5	〃	30.9	(19.0)	0.5	〃	11.4	
0.6	〃	24.8	17.7	0.6	〃	10.6	
0.7	〃	19.9	15.7	0.7	〃	9.7	
0.8	〃	14.0	12.8	0.8	〃	8.8	
0.9	〃	10.1	10.6	0.9	〃	7.8	
1.0	〃	6.9	9.4	1.0	〃	6.9	9.4

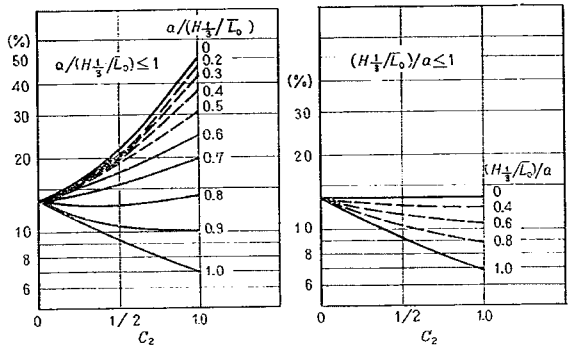


図-8　有義波からきめたうちあげ高をこえる割合

したがって，(8.4) 式の値は 0.212 となる。

計算の結果によると，$a/(H_{1/3}/\overline{L}_0)=0.6$ のときには (8.3) 式は 0.177 をあたえ，これと $a/(H_{1/3}/\overline{L}_0)=0$ のときの値 0.212 とはその差が小さいし，また (8.3) 式に対応するような良い近似展開をうることができないので，内挿した値を用いることとする。$a>H_{1/3}/\overline{L}_0$ のときにも簡単な式をうることはむずかしい。

〔4〕　計画うちあげ高をうわまわる度数

計算結果を表-2 にあげる。カッコのついた項は内挿してもとめた値である。

図-8 に，表-2 の値にもとづいた曲線群をあたえてある。図中，実線は計算値を滑らかな曲線で結んだもの，破線は計算値の外に内挿値をも用いたものである。

9. 結　論

波の分布とうちあげ高曲線とを若干理想化したものをつかえば，うちあげ高の分布曲線を容易にもとめることができることを示し，さらに，計画うちあげ高をこえるものがどのくらいあるかを求めた。このとき，波の分布関数に対して考えられる制限については，1. でふれておいたし，うちあげ高を計算するのにつかう曲線群については，3. でのべておいた。だが，うちあげ高の分布をもとめる際に問題となる点がいくつかあるので，ここでこれら問題点について注意をむけておくことが必要であると考えられる。

まず，第一に，うちあげ高曲線は規則波に対してつくられたものでありながら，かなり平均値のまわりにバラツキをもつ曲線であるということである。このバラツキの生ずる原因をよく注意してみると，堤防前面での波の重複の状態が終始変化することと関係がある。

したがって，不規則な波群が襲来するときには，さらに複雑な様相を呈するであろうから，ここで与えた計算結果と違う可能性がある。

第二に，最近のうちあげ高についての実験結果からみると，うちあげ高 R/H_0 は単に H_0/L_0 の関数と考えてよいとされていた領域でも，かなり h/L_0 (h：堤脚水深) の影響のありそうなことがわかってきている。もし，そうであれば，うちあげ高分布も，もう少し異なった形をもつことになろう。

こうした困難を克服するには，不規則波をつかった実験をおこない，海底や堤防位置の影響を，波とうちあげ高との間に介在する系の応答関数の形で求めなければなるまい。しかし，この系は線型でなく，非線型性のかなり強いものであろうから一般的な結論をうるのはむずかしく，また，実験の際に考えにいれなければならない縮尺効果が，成分波に対して異なることからおこる困難もあろう。

したがって，現在の段階では，さまざまな制約があろうとも，この論文でしめされたような結果にもとづいて設計をおこなうのが良策である。

図-8，表-2 からわかるとおり，有義波をつかって堤防高を設計すると，実験値のバラツキを考えにいれなくとも，計画堤防高をこえる頻度がかなり大きいことがあることがわかる。著しいときには，約半数の波が計画堤防高をこえてしまう。

ここで，現実の堤防設計にあたって，二つの考え方がうまれてくるかにおもえる。

一つは，4. で示したうちあげ高分布関数をもちいて，うちあげ高についても $1/n$ 最大うちあげ高という概念を採用し，堤防高さをきめようとする考えである。

他の一つは，直接うちあげ高を設計の対象とするのではなく，堤防にうちあげ，堤防をこえてゆく越波量そのものを対象とする考え方である。波の状態によっては，うちあげ高は大きくとも危険の少ない場合もあるから，この第二の考え方は，構造物の安全，背後地の保全という目的とより密接に関連しているかにみえる。

ただ，第二の考え方にしたがうとすると，水実質部分からちぎれた水の運動を適確に表現する方法はまだ確立

されているとはいいがたいので，多くの解決すべき問題点が残されている。

このような事情を考えにいれると現在の時点では，オランダではすでにおこなっているように，$1/n$ 最大うちあげ高の考えを採用し，これを (4.7) 式などを用いてうるのが望ましい。また，1/3 有義波を用いて設計せざるをえない場合にも，図-8 の事実を十分配慮しておくべきであろう。

参考文献

1) Bretschneider, C.L : "Revisions in Wave Forecasting : Deep and Shallow Water" Proc. 6th Conf. Coast. Eng.,(1958)
2) Michell. : "The Highest Waves in Water." Phil. Mag. Vol. 36, (1893)
3) 首藤：「有限振巾波について—高次級数解による進行波の砕波限界—」土木研究所報告 111の4, (昭36)
4) Miller K.S. 佐藤，藤井訳：「技術者の数学」共立全書
5) Longuet-Higgins, M.S : "On the Statistical Distribution of Heights of Sea Waves." Jour. Marine Res. Vol. II., No. 3, (1952)
6) Saville, T., Jr : "Wave Run-up on Shore Structures." Proc. of A.S.C.E. April. (1956)
7) 佐藤・岸：「海岸堤防の形状特性ならびに波の陸岸への遡上」第三回海岸工学講演会講演集
8) Hunt, I.A., Jr : "Design of Seawalls and Breakwater." Proc. of A.S.C.E. Sept. (1959)

河川の分流に関する研究（9）

――揖保川の各分流に関する諸問題の検討――

（昭和40年3月）

西田祥文*

目次

Ⅰ 揖保川の概要……(2)
Ⅱ 分流実験の目的と方針……(2)
〔1〕目的……(2)
〔2〕方針……(2)
(i) 中川・元川の分流量……(2)
(ii) 揖保川・中川の分流量……(2)
〔3〕作業の順序……(2)
Ⅲ 水理計算……(4)
〔1〕計算の目的と条件……(4)
(i) 目的……(4)
(ii) 条件……(4)
〔2〕経過と結果……(4)
(i) 方法……(4)
(ii) 揖保川の計算結果……(5)
(iii) 中川，元川の計算……(5)
(iv) 各水位の比較……(6)
〔3〕中川，元川の分流量……(7)
〔4〕中川，元川の結論……(11)
Ⅳ 現状模型実験による解析……(11)
〔1〕実験条件……(11)
(i) 水位……(11)
(ii) 流量……(11)
(iii) 粗度係数……(11)
〔2〕検証実験……(11)
(i) 模型粗度の調整条件……(11)
(ii) 調整方法……(11)
(iii) 調整結果と検討……(11)
〔3〕分流量……(13)
(i) 測定の条件と考慮すべき点……(13)
(ii) 測定の方法と方針……(13)
(iii) 測定の経過と結果……(13)
(iv) 測定結果の検討……(16)
〔4〕水位……(16)
(i) 測定の意義……(16)
(ii) 測定の条件……(16)
(iii) 測定結果……(17)
(iv) 縦断水位の検討……(17)
(v) 横断水位の検討……(19)
〔5〕分流点付近流向……(19)
(i) 測定経過と結果……(19)
(ii) 結果の検討……(19)
〔6〕床固，せき等の上流の流速……(20)
(i) 実験の目的，経過，結果……(20)
(ii) 結果の検討……(20)
Ⅴ 目的達成のための対策……(20)
〔1〕方針……(20)
〔2〕各方法の検討……(21)
〔3〕作業の順序……(21)
Ⅵ 地建改修計画案による模型実験解析……(23)
〔1〕分流量……(23)
(i) 測定の経過と結果……(23)
(ii) 実験結果の検討……(23)
〔2〕分流点剝離状態区域の問題……(24)
(i) 模型実験による測定……(24)
(ii) 越流水に対する検討……(24)
(iii) 剝離状態区域……(24)
Ⅶ 最終案による模型実験解析……(24)
〔1〕模型の改造……(24)
〔2〕分流量……(24)
〔3〕水位……(25)
(i) 縦断水位……(25)
(ii) 横断水位……(26)
〔4〕分流点付近流向……(26)
〔5〕流砂量……(27)
Ⅷ 結語……(28)

* 河川部河川研究室

Ⅰ　揖保川の概要

本河川流域の上流区域は，瀬戸内式気候で降雨量は比較的少ないが，上流区域は年間降雨量2,000mmに達する中国山脈の東端にその源を発し，引原，三方，染河内，栗価，林田等の多くの支川を合せて，姫路市余部区上川原において一次派川中川を，同刈屋において二次派川元川をわかち，幹川揖保川は奥浜で網干川を分流し，それぞれ瀬戸内海に注ぐ兵庫県下屈指の大河である。この下流区域を「揖保川下流平面図」として図-2に示す。

本河川の総流路延長は320km（内幹川76km）で，総流域面積は791km²（内山地部，653km²，平地部138km²）で下流地域は我国有数の工業地帯であり，県下第二位の人口密集地域，また播州米の米どころとあって，工業，上水道農業等の用水とますます重要な存在となってきている。

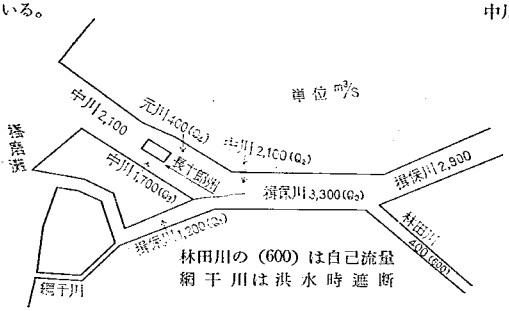


図-1　計画高水流量配分図

今，かりに林田川合流後，中川揖保川分流までの揖保川流量をQ_0，揖保川分流量をQ_1揖保川分派後元川分流までの中川流をQ_2，元川を分派した中川をQ_3，元川分流量をQ_4とする。

Ⅱ　分流実験の目的と方針

〔1〕 目　的

揖保川の改修は，図-1の地建総体計画による計画高水流量配分に基ずいておこなわれてきたが，配分の根拠が，揖保川と中川，および中川と元川と共に明確でなく，又実際に計画通り分流しているかも疑わしいので，現状における両分派点の分流量を水理的に明らかにし，分流実験の結果に応じて善処しようとするものである。

〔2〕 方　針

（i） 中川，元川の分流量

計画高水流量を含めた大小数個の流量を与えて不等流計算を両派川に付いておこない，それらの結果より両派川分派点必要断面での水位流量曲線を作り，更にそれらを重ねて同一水位に対する流量の関係を求めていけば両派分流量相関曲線を得る事ができる。

以上の方法で中川，元川の分流量を解析する。

（ii） 揖保川，中川の分流量

中川筋に三基，揖保川筋一基分派点に一基とせき，床固等が，あるので，上記の方法では分流量を求める事ができない。そのために大型の模型による実験で解析する事に決めた。

〔3〕 作業の順序

1．模型製作

模型の製作には建設省近畿地方建設局姫路工事事務所がS36年8月に測量した縦横断成果（必要に応じて局部的には，その後にも再測）を用いた。

実験場などの都合により，模型の縮尺度および範囲を下記のごとく決定した。図-3はそれの平面図である。

縮尺度

水平縮尺	1/50
鉛直縮尺	1/50
流速縮尺	1/7.0711
流量縮尺	1/17,678
粗度縮尺	1/1.9194

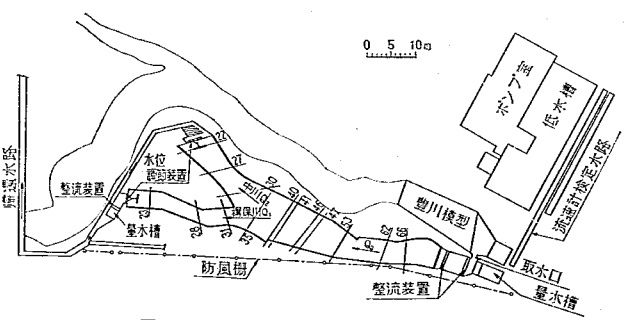


図-3　揖保川分流実験模型平面図

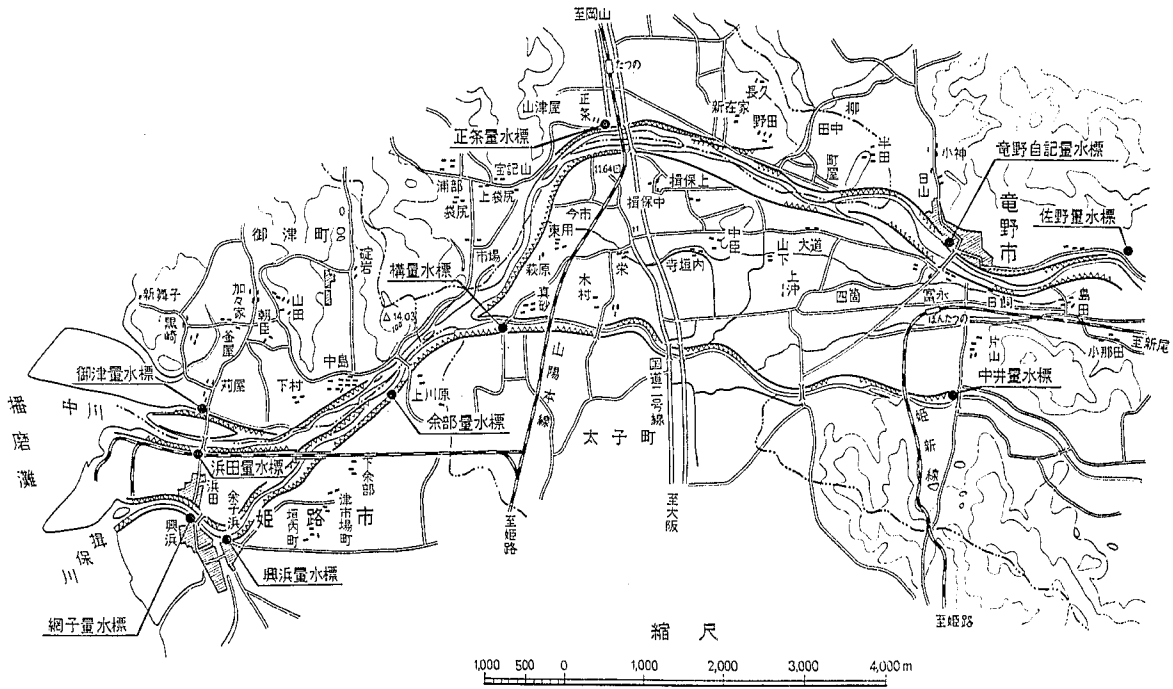

至岡山
正条
山津屋
正条量水標
宝記山
浦部
上袋尻
袋尻
市場
構量水標
御津町
碇岩
加々家
山田
朝臣
新舞子
黒崎
釜屋
苅屋
中島
下村
御津量水標
中川
播磨灘
浜田量水標
浜田
余子浜
興浜
姫路市
津市場町
垣内町
下余部
興浜量水標
網子量水標
上川原
余部量水標
至姫路
山陽本線
太子町
国道二号線
至大阪
至姫路
新在家
長久
野田
柳
田中
半田
町屋
小神
日山
竜野自記量水標
竜野市
佐野量水標
揖保上
揖保中
今市
東用
萩原
真砂
木村
栄
寺垣内
中臣
山下
大道
上沖
四箇
富永
日飼
島田
小那田
至新尾
片山
中井量水標
姫新線
至姫路
縮尺
1,000 500 0 1,000 2,000 3,000 4,000 m

図-2　揖保川下流平面図

模型範囲

揖保川上流端	No. 70
揖保川下流端	No. 21
中川下流端	No. 21

なお，付帯構造物として，橋梁三ヵ所，せきおよび床固を五ヵ所にそれぞれ付加えた。

2．水理計算

模型実験に必要な水理資料の作成と中川，元川の分流量解析

3．検証実験

粗度係数の検討と模型の粗度調整

4．現状における模型実験

計画高水流量を含めた数個の流量を流して，現状での分流状態と分流に関連しているその価の問題を実験で明らかにする。

5．実験結果の検討

模型実験等の結果を，実験別に総合的に，いろいろの角度から，検討して現状の分流量とその他の問題を把握する。

6．実験目的達成のための諸作業

洪水を安全に流下せしめ，当初の目的を達成させるための作業を行なう。

Ⅲ　水理計算

〔1〕 計算の目的と条件

（i）目　的

「作業の順序」の項で述べたごとく，

1．模型実験に必要な水理資料を得る。

2．中川と元川の分流量を解析する。

3．分派点（揖保川，中川）より下流の計画高水位の検討

以上の目的で不等流計算を行なう。

（ii）条　件

資料を検討の結果粗度係数　n：0.030とする。

出発点河口水位（中川，揖保川とも）

H；T.P 1,80Cm

流量　Q　　使用断面　図-4

中　川 (Q_2)	2,600 m³/s 2,100 1,600 1,100	揖保川 (Q_1)	1,600 1,200 800

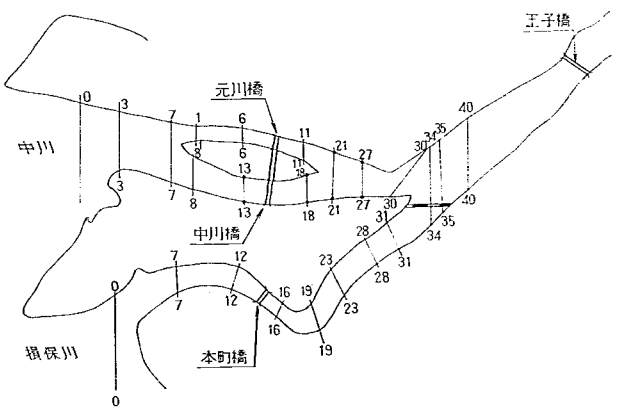


図-4　不等流計算断面位置図

使用断面がNo.40までであるのは，その上流に両派川ともせきがあるために計算が精確にできないからである。

〔2〕 経過と結果

（i）方　法

中川，元川の流量関係については，上に示した流量の条件を中川，元川の分流量を仮定して計算をおこなった。（表1）

なお計算には次式を用いた。

$$H_1-H_2=\frac{\frac{V_1^2+V_2^2}{2}}{\frac{R_1^{4/3}+R_2^{4/3}}{2}}\cdot n^2\cdot\Delta x+\frac{\alpha}{2g}(V_2^2-V_1^2)$$

H_2……上流断面水位

H_1……下流断面水位

V_2……上流断面流速

V_1……下流断面流速

R_2……上流断面経深

R_1……下流断面経深

n ……粗度係数
Δx……2断面間距離
α……約10/9
g……9.80m/sec²

（ii）　揖保川の計算結果

揖保川の計算結果数値を表-2に示し更に計画高水位と比較するため図-5に揖保川水位縦断面図を掲げるが，同図に見られるように網干川分派点，興浜の1.0k付近で

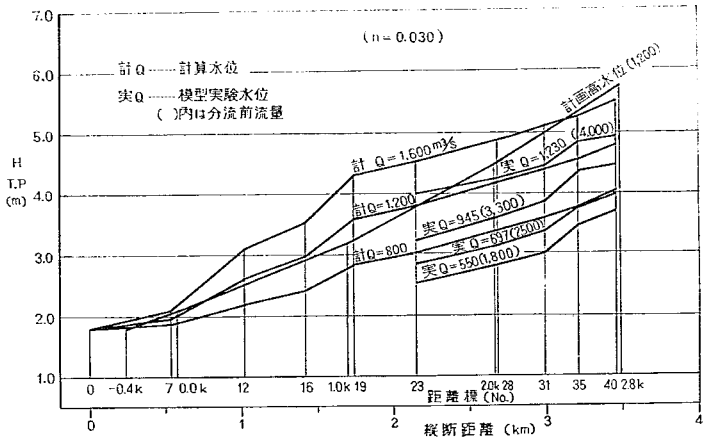


図-5　揖保川水位縦断面図

計画高水位より計算水位が高くなっていることに注目しなければならない。これは1.0k付近より下流本町橋までの流積の小さくなっていることと，湾曲等によるせき上げの影響であって今後検討しなければならない。

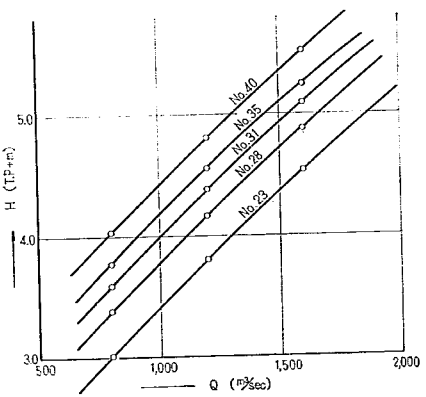


図-6　揖保川各断面計算水位～流量曲線

また図-6は計算結果より水位—流量曲線を求めたものでこれより逆に任意の流量に対する水位縦断を求めることができる。

（iii）　中川，元川の計算

中川は元川を分派し再び合流しているため，計算は煩雑になるが，計算の方法として

1．河口より合流点までの縦断水位を4種類のQ_2'に付いて求める。

2．合流点で得た水位を基に表-1の流量の関係により，中川，元川の水位を分派点まで求める。

表-1　不等流計算中川，元川流量関係一覧表

元川を分流しない中川の流量	元川を分流した中川の分流量	元川の分流量	元川を分流しない中川の流量	元川を分流した中川の分流量	元川の分流量
m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
	2,000	600		1,450	150
		650		1,300	300
		700		1,100	500
2,600		750	1,600	900	700
	1,500	1,100		700	900
	1,000	1,600		500	1,100
	600	2,000			
	1,800	300		1,000	100
	1,600	500		900	200
	1,500	600		800	300
2,100	1,300	800	1,100	700	400
	800	1,300		500	600
	300	1,800		300	800

3．分流点における各派川の水位一流量曲線を作り，更にそれより中川，元川の同一水位に対する各流量の関係を明らかにする。

4．Q_2（Q_2'）に付いてのそれぞれの水位を分流点で上の関係より求めて更に条件で与えられた断面まで計算する。

中川，元川の計算結果を図-7に水位縦断図として掲げた。又掛保川と同様に水位と流量の関係を中川，元川の各断面に付いて図-8～図-16に示した。

（iv）　各水位の比較

図-17に表わしたように今までの作業で得られた水位を相互に比較検討してみる。なお同図における「後実験中川」「後実験掛保川」の各水位に付いては後ほど見ることにする。

中川，元川の水位に付いてまず見ると各3種類の水位がある。前実験中川，元川実験水位は，「掛保川模型実験

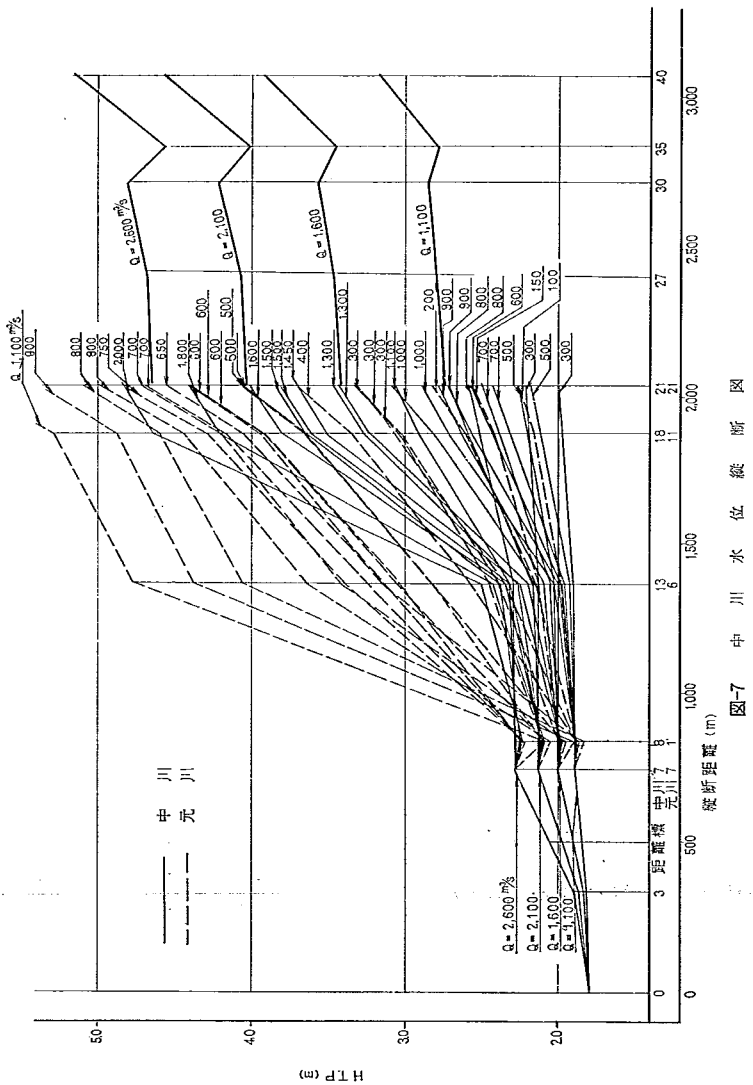


図-7　中 川 水 位 縦 断 図

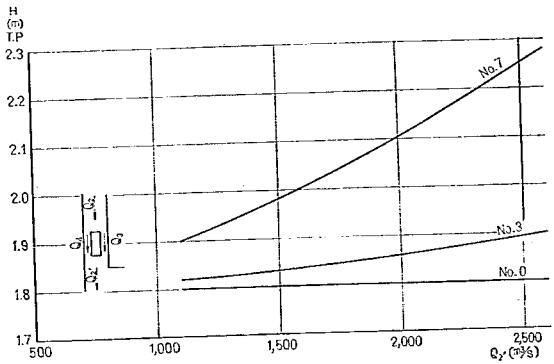


図-8　中川各断面計算水位—流量曲線

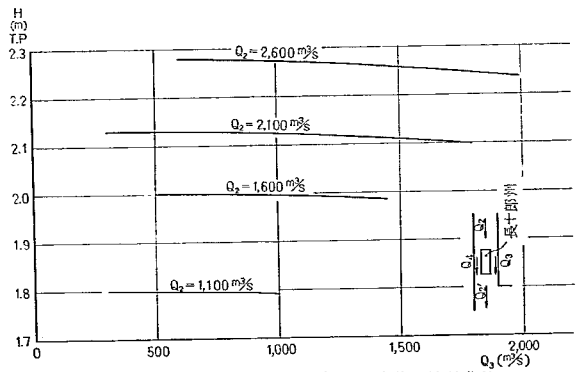


図-9　中川No.8（元川合流前）計算水位—流量曲線

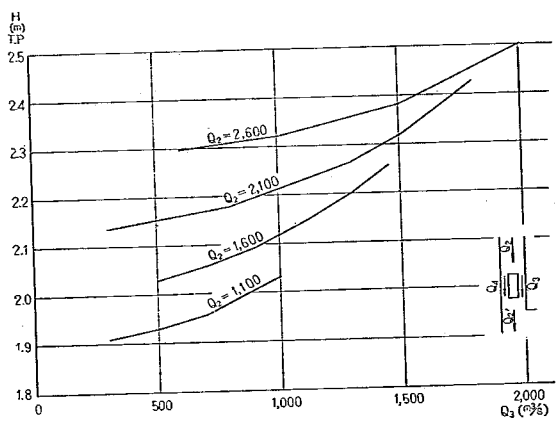


図-10　中川No.13計算水位—流量曲線

* 前報告書P.7 ii) を参照
** 前報告書P4 IIを参照

報告書」より抜萃したものである。同報告書に記した実験の目的は中川，元川合流点より下流「河口部の前進に伴なう諸問題の検討」であったが，実験の方法や問題の性質等のために中川，元川分流点より若干上流までを模型の範囲として実験した。模型の設計の際，直接問題になったのが河口部であったため分流点付近の相似律の検討を充分しなかった。その結果，検証実験の項*にも見られるように問題ある点が存在する。以上のように，もともと目的が別の実験であったので，この水位は信頼度は少さく参考資料程度である。

中川，元川の計算水位は，計算断面間隔が大（小にとれば，射流部分が随所に出てくる）であったり，河口の概念があいまいである等，問題点もあるが現状の水位としてはほぼ適当であろう。また，後の項でも述べるが現状における分流量が中川1610，元川490とおさえられているため同流量での比較検討はできない。計算は現状だけしかやっていないが計画断面を決定してやってみる必要がある。

〔3〕 中川，元川の分流量

中川，元川の分流量の解析は次の理由により計算によっておこなった。

1. 計算による解析が可能である。
2. 「揖保川模型実験」で先におこなっている。
3. 揖保川，中川の分流個所と連続させると問題が複雑になり，作業も煩雑になる。
4. 実験場の場所と模型の縮尺の関係より中川，元川の分流個所を入れる事ができなかった。

表-2は，中川，元川の分流量に関する，今までに得られた資料をまとめて比較したものである。

模型実験による分流量は前項の「各水位の比較」で述べたごとく相似律に関して疑問な点があり，水位が信頼できないため流量も参考程度である。なお，模型実験に2通りの結果があるのは，現在の状態における場合と兵庫県土木建築部港湾課の計画*に基づいて改修した状態で実験した結果である。

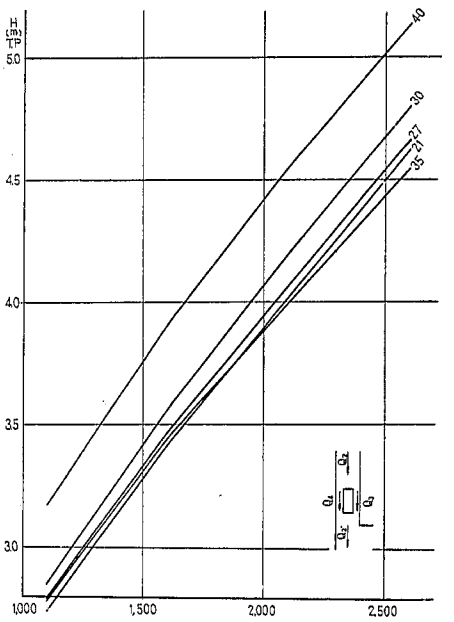


図-13　各断面計算水位—流量曲線

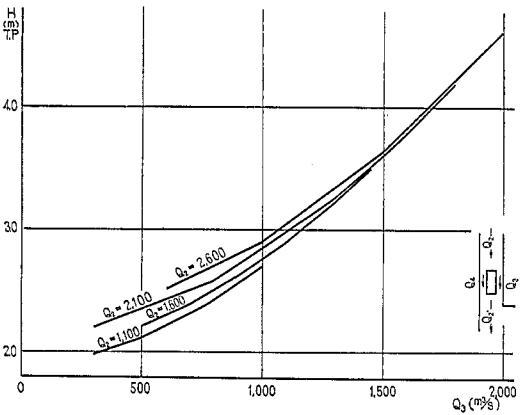


図-11　中川No.18（元川分流後）計算水位—流量曲線

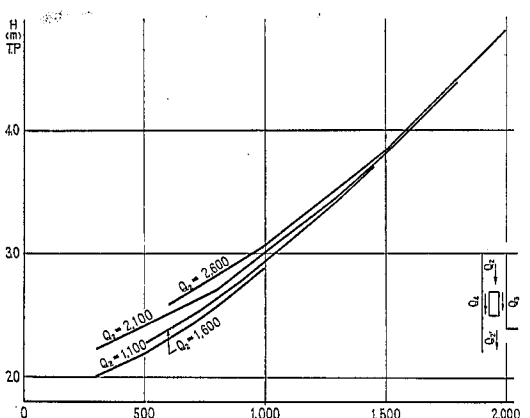


図-12　中川No.21（元川分流後）計算水位—流量曲線

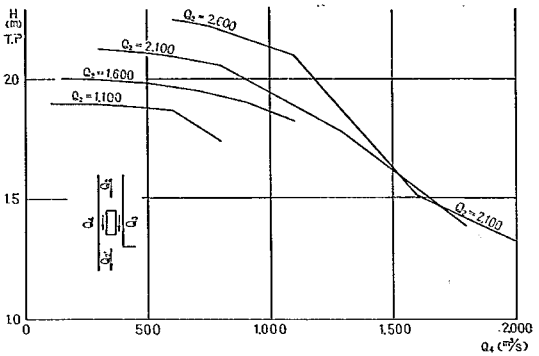


図-14　元川No.1 計算水位—流量曲線

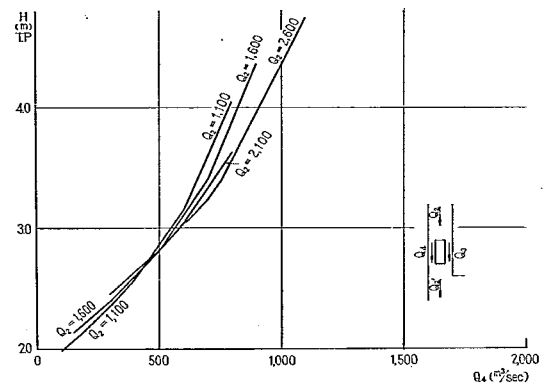


図-15　元川 No.6 計算水位—流量曲線

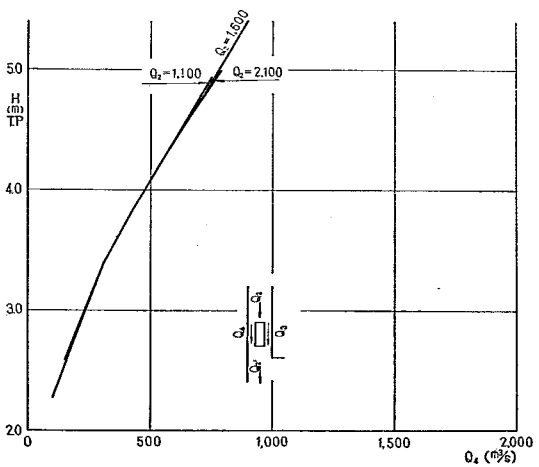


図-16　元川No.21計算水位—流量曲線

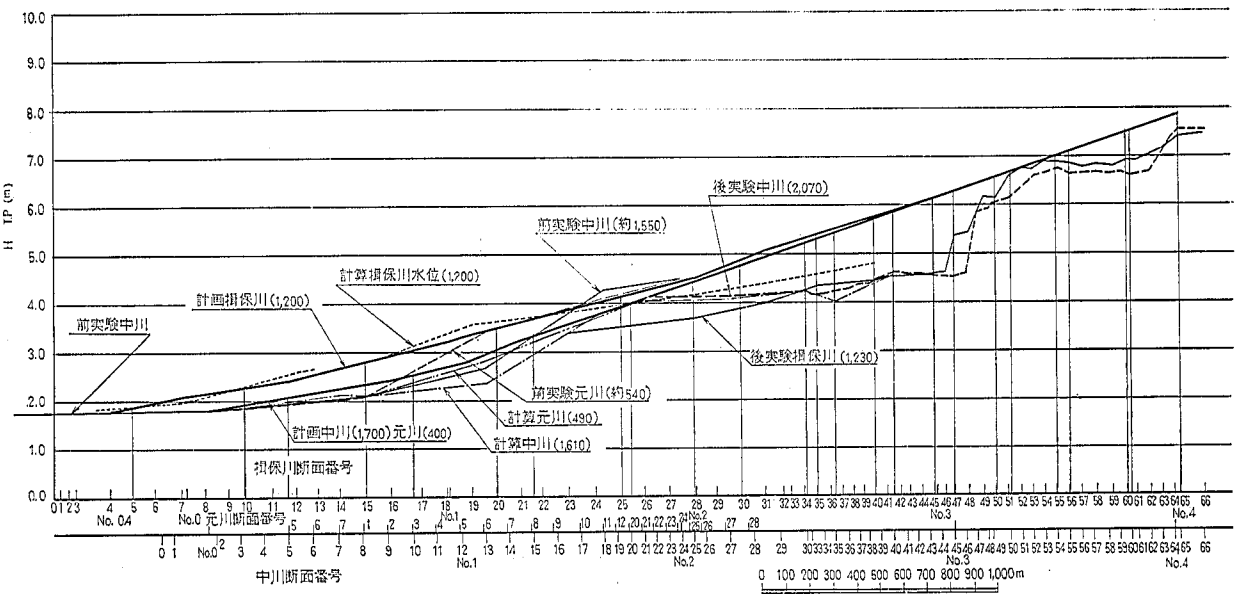

H TP (m)
10.0
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
後実験中川(2,070)
前実験中川(約1,550)
計算堤保川水位(1,200)
計画堤保川(1,200)
前実験中川
後実験堤保川(1,230)
前実験元川(約540)
計算元川(490)
計画中川(1,700)元川(400)
計算中川(1,610)
堤保川断面番号
No.0.4
No.0 元川断面番号
No.1
No.2
No.3
No.4
No.0
No.1
No.2
No.3
No.4
中川断面番号
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1,000m

図-17　各水位比較図

表－2

解析の種類 ＼ 派川名	現状における計算結果*	模型実験 現状型*	模型実験 改修型	計画分流量
中　川	1610m³/s	1533m³/s	1554m³/s	1700m³/s
元　川	490	532	540	400

現状における計算結果は前項「中川，元川の計算」に述べた3)の両派川の水位—流量曲線より同一水位に対する流量の関係を表わし（図-18）両派川の分流量の和が計

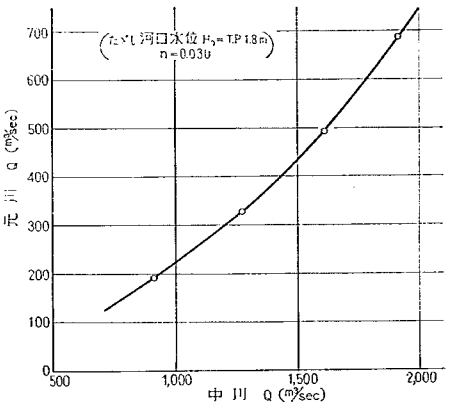


図-18　中川No.21（分流点）分流量曲線

画高水流量の2,100m³/sになる場合の値である。水位計算結果を見てもわかるとおり，部分的に射流に近い状態がみられ疑問と思われる個所もあるが，現状に近い値が出ているものと思われる。

〔4〕 中川，元川の結論

中川，元川の分流に関する結論は，計画通り分流させるにしろ，現状の分流ぜきに合せて改修していくにしろ，元川分派後中川筋右岸の拡幅，左岸の引堤の計画，計画高水流量と計画河口潮位等の問題が明らかになれば，計算によって充分解決することができる。

Ⅳ　現状模型実験による解析

〔1〕 実験条件

（i） 水　位

先の水理計算結果を用い，揖保川はNo.31，中川No.30において下流の水位を与える。

（ii） 流　量

実験の対象として，計画高水流量3,300 m³/s以外に4,000，2,500，1,800m³/sを考慮する。

（iii） 粗度係数

過去の実績よりの算出は困難である。本実験では，地建総体計画で採用している0.030を一応用いる。

〔2〕 検証実験**

（i） 模型粗度の調整条件

調整に使用した流量は，次の通りである。

分派点まで　Q_0；3,300 m³/s

揖保川筋　Q_1；1,200

中川筋　Q_2；2,100

なお，粗度係数の計算式は次式を用いた。

$$n^2=\frac{\Delta h+0.056\ (V_2^2-V_1^2)}{\left(\frac{V_2^2}{R_2^{4/3}}+\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}}\right)\frac{\Delta x}{2}}$$

n……計算区間粗度係数

Δh……計算区間水位差

0.056……$\frac{\alpha}{2g}$；$\alpha=\frac{10}{9}$

V_2……上流側断面の流速

V_1……下流側断面の流速

R_2……上流側断面の経深

R_1……下流側断面の経深

Δx……計算区間距離

（ii） 調整方法

モルタル仕上げの模型では，現地粗度係数よりはるかに小さいので与えられた粗度係数値を得るために豆砂利（5～7mm）にセメントペーストをまぶして河床に撒布張付ける方法をとり，河床条件，水理条件，作業方法等より五つの区域に分けて作業を行なった。その内容は，

1．No.40より下流の揖保川，計算水位と模型水位を一致させる。

2．No.40より下流の中川，計算水位と模型水位を一致させる。

3．揖保川，中川No.40～No.53の河床横造物存在区間，前作業結果にならって同程度の密度で調整する。

4．No.53より王子橋まで，上下流区間断面水位差を目安に調整。

5．王子橋より上流，(3)区間と同様

（iii） 調整結果と検討

調整順序は上に記したごとく，下流より上流に粗度付けを行なった。

No.42断面付近より下流はかりに瀬割堤を造り，揖保川と中川を分離し，先ず中川を締切って揖保川に与えた流量1,200m³/sを流下させ，前記計算断面に対応する模型断面に3点ずつ水位測定基準点を設けて水位を測り，3点の平均値を，その断面の水位とした。その際No.31断面の模型水位を計算水位と一致させ，他の断面の水位が，計算水位と合致するように調節した。各断面が対応する計算水位と合致した状態における模型水位より，模

* 元川分派後の中川は中川橋上流付近まで改修ずみである。

** 本報告書では特別記さないかぎり，図，表の数値は総て現地実物値に換算してある。

型粗度係数を上式より逆算した。その水位測定結果は最終値のみ図-19に水位縦断図と示す。同図で見るとほぼ最終調整後の水位と計算結果水位との差はなく，最大の個所で7cm（模型で1.4mm）であるので5回目の調整結果から粗度係数を算出して表-11に示したが，No.35～No.40断面間で小さいほかは計画粗度係数0.030より多小大きい。

次に揖保川筋を締切り，中川筋に$Q_2=2,100m^3/s$を流してNo.30断面の模型水位を計算水位に一致させて前の調整と全く同様の操作を行なった。図-19の水位縦断図は

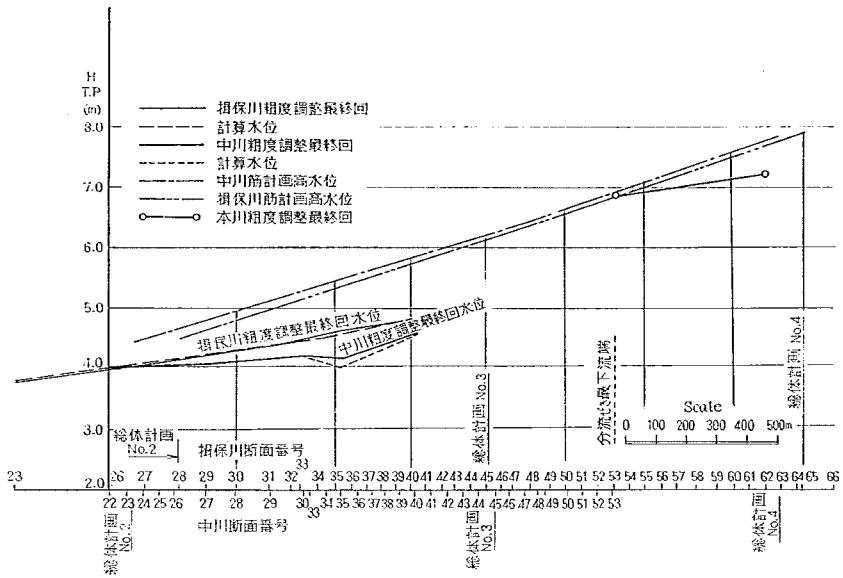


図-19　粗度調整水位縦断図

その結果を示すものである。同図では，No.35断面における模型，計算両水位の差が若干あるが，同断面で両水位を一致させることは，他の断面で一致しない結果となり，これはモルタル河床のままですでに計算水位よりも高いことを示している。原因は水位計算においてNo.30断面からNo.35断面にかけての河道の特殊な要素例えば，上下流両断面の流積が急変していたり，河道の湾曲等を計算に考慮してない。これらの事を検討するために，No.30断面とNo.35断面の間にNo.34断面を入れて計算して，模型水位（二回目）と比較したものを図-20に載せる。同図ではNo.34断面を挿入して計算した水位の方が，いく分かは実測水位に近くなっている。この結果から，より多くの断面につき計算を行ない，またまがりによる損失を考えれば，ますます実測水位に近ずくだろう。粗度調整は二回で終り，測定結果より粗度係数を算出して表-3に記した。

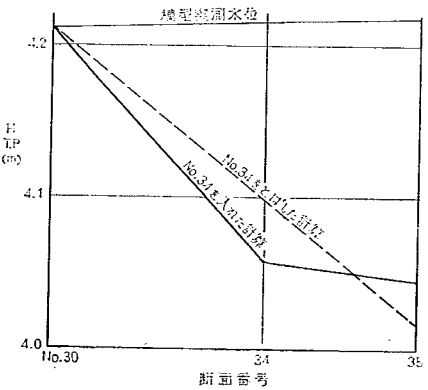


図-20　No.35断面水位図

No.40断面より下流の両派川の粗度調整は以上で終り締切堤と背割堤を撤去して，更に残った三区分の調整を行ない，両派川に挟まれた高水敷は計画粗度係数0.030より若干大きくなるように加減した。

先ずNo.40からNo.53断面区間の調整は，河道構造物のために不等流計算ができず，また模型においても構造物等の影響で随所で射流を呈しているので，構造物の影

表-3　揖保川不等流計算結果流量別水位一覧表

No.	距離	累加距離	計算水位 Q；1,600 m³/s	Q；1,200 m³/s	Q；800 m³/s	計画高水位
	m	m	m	m	m	m
0	0.00	0.00	1,800	1,800	1,800	
7	340	340	2,080	1,969	1,881	
12	485	825	3,097	2,598	2,186	
16	395	1,220	3,537	2,958	2,416	
19	327	1,547	4,284	3,564	2,813	
23	405	1,952	4,532	3,799	3,015	
28	540	2,492	4,881	4,165	3,379	
31	300	2,792	5,094	4,381	3,593	
35	223	3,015	5,251	4,550	3,766	
40	245	3,260	5,519	4,812	4,031	

響による損失と，河床などによる本来の粗度による損失を区別して調整することは困難であるので，本区間は先に行なったNo.40断面より下流の両派川の粗度付けと同様の密度で豆砂利を撒布はり付けた。

次にNo.53断面よりNo.62断面の王子橋までの区間は，水位流積，水位一経深曲線を作って，水位より前式を用いて粗度を算出しながら調整する方法で調整した。

王子橋No.62断面より上流は，河道構造物のあったNo.40断面よりNo.53断面の区間と同様な方法で調整した。

以上の結果を図-19に示した。

〔3〕 分流量

（i） 測定の条件と考慮すべき点

実験対象流量は，前記4種類の総流量Q_0に付いて，揖保川分流量Q_1を測定し，中川残流量Q_2を算出した。分流量測定の場合，分流点下流において，揖保川No.31断面，中川No.30断面の水位が，いずれもそれぞれ同一流量に対する計算水位と一致しているという事が，必要な条件である。

図-21に見られるように揖保川No.54～No.63断面において中川流頭を斜に約500mにおよぶせきをいま，かりに分流ぜきと呼ぶとこの分流ぜき上には，土砂が堆積しているが，洪水出水時には当然せき上の土砂は流されるものと思われる。模型製作の場合の現地の状態は，せき上に堆砂している状態の資料であったので，堆砂が分流に与える影響も考えなければならない。

また，分流ぜきの前面（揖保川筋上流側）にNo.56より王子橋にかけて，最高値4.5m（分流ぜき高4.1m）幅120mの洲の存在も無視することはできない。

（ii） 測定の方法と方針

ある総流量に対し，両派川の下流端水位は，それぞれの分流量に対応した水位でなければならない。これを実験的に求めるのは，操作が複雑になるので本実験では次の方法で実験，測定した。

1. 揖保川No.31断面の水位と分流量の関係を計算水位—流量曲線に合致する状態に保つ。
2. 次に中川No.30断面計算水位を含んだ上，下に跨がる，任意数種類の水位を同断面で与える。
3. 前記30断面における人為的各水位に対する揖保川分流量を流末分流量測定ぜきで実測する。
4. 総流量Q_0と揖保川分流量Q_1の差から中川No.30断面における実測水位—流量曲線を求める事ができる。
5. 更に前記実測（験）水位—流量曲線と計算水位—流量曲線を重合せる。

以上の方法であると，各総流量Q_0に対する中川No.30断面における実験曲線群が同断面の計算水位—流量曲線と交叉する点の示す残流量Q_2は，実験が条件を満足させていれば両曲線交点値が中川分流量である。したがって揖保川分流量Q_1は総流量Q_0に対する中川残流Q_2の差である。

方針として前項で記した「考慮すべき点」の分流ぜき上の堆砂の問題を解明するために分流ぜき前面の洲の問題は別として（せき上に堆積している土砂の量は構造物の規模よりある程度推測はできるが，洲の量的変化の問題に付いては移動床実験による他は仕方ない。）分流ぜき上に砂が堆積した場合と土砂が流出した場合の2ケースを実験した。

（iii） 測定の経過と結果

最初の模型実験では，分流ぜきの存在を重視していなかったため，模型製作の際，特別に分流ぜきに付いての詳細図（構造物調査成果）を参考にしたわけでなく約50m間隔に測定した横断図を航空写真と平面図にならって結んでいったものであったので正確には模型上にあらわされていない。

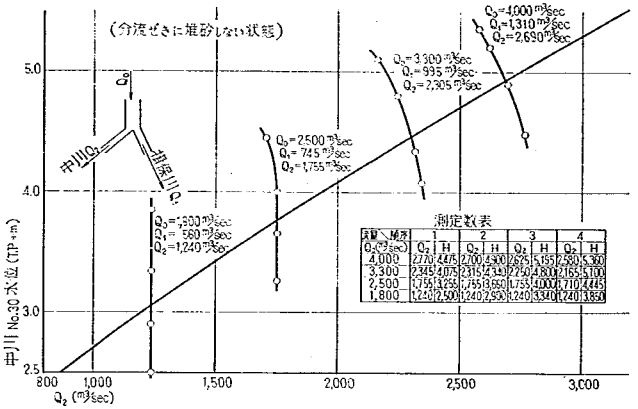
しかし分派点付近の流況の観察の結果，分流ぜきの果している役割を過小評価することができず，分流ぜき構造物調査成果に基ずいて模型を改造し，せき上に土砂のない状態で実験した。

分派点が以上の状態での分流量測定結果を図-22にまた図-23は総流量Q_0に対する両派川分流量Q_1，Q_2の関係を示したものである。

前項の「方針」の中で明らかにしたように，分派点付近の河床の複雑かつ不安定な状態を推察把握するための資料とする意味で，更に土砂がせき上に堆積した状態で総流量Q_0が2,500m³/sと3,300m³/sの2ケースを実験した。

結果は図-24と図-25である。

図-21 排水路分流堰き平面図



流量＼順序	1		2		3		4	
Q_0 (m³/sec)	Q_2	H	Q_2	H	Q_2	H	Q_2	H
4,000	2770	4.45	2,700	5.30	2,625	5.155	2,560	5.300
3,300	2,305	4.075	2,315	4.34	2,250	4.800	2,165	5.100
2,500	1,755	3.735	1,755	3.980	1,755	4.000	1,710	4.445
1,800	1,240	2.500	1,240	2.950	1,240	3.340	1,240	3.850

図-22　各流量時の中川No.30水位と分流量（Q_2）

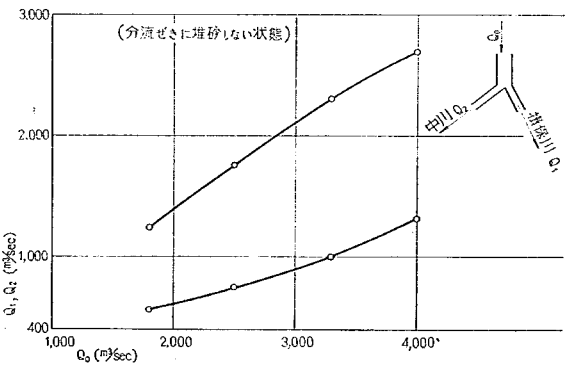
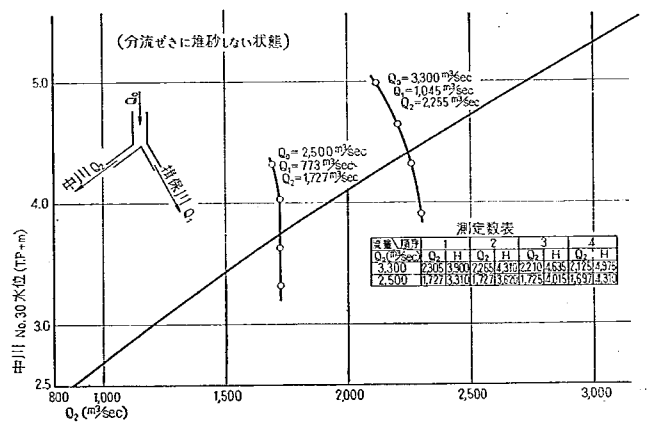


図-23　総流量（Q_0）と分流量（Q_2）および残流量（Q_1）



流量＼順序	1		2		3		4	
Q_0 (m³/sec)	Q_2	H	Q_2	H	Q_2	H	Q_2	H
3,300	2,305	3.950	2,284	4.310	2,210	4.535	2,175	4.575
2,500	1,727	3.310	1,727	3.560	1,725	4.015	1,597	4.375

図-24　各流量時の中川No.30水位と分流量（Q_2）

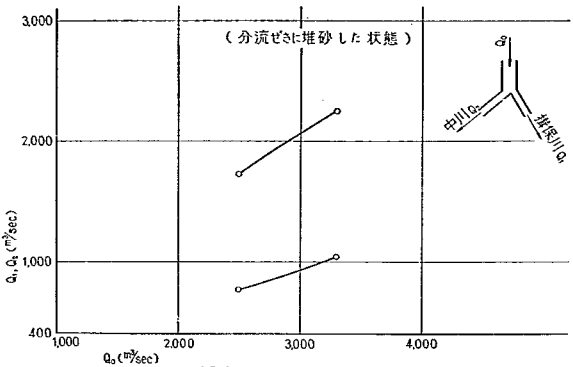


図-25　総流量（Q_0）と分流量（Q_2）および残流量（Q_1）

(iv)　**測定結果の検討**

先にも明らかにしたように現状における分流量の模型実験による解析は，

1．分流ぜきを横断図よりおおまかに造った状態での実験

2．分流ぜきを詳細に造ってせき上に堆砂してない場合の実験，図-22，23．

3．同じくせき上に堆砂している状態での実験，図-24，25，の3ケースについて行なったが分流ぜきが果している役割から考えて(1)の場合は一応無視して(2)，(3)に付いて検討してみる。

いま，計画高水流量（総流量Q_0）3,300m³/sのみに付いて比較して見ると下表のごとくなる。

	揖保川 Q_1	中　川 Q_2
分流ぜき上に堆砂しない状態	995m³/s	2,305m³/s
分流ぜき上に堆砂にした状態	1,045	2,255
計　　画	1,200	2,100

これによれば「分流ぜき上に堆砂しない状態」の場合は，揖保川への分流量Q_1は「堆砂した状態」の場合よりも，少ない現象，流量にして約50m³/sの差が起きている。しかしこれはせき上の砂に付いてのみ変化させたもので分流ぜき前面の洲に付いては考慮してない。

現状における分流量の解析は複雑な分流点付近の状態を考えた時「堆砂しない状態」よりも「堆砂した状態」を採用した方が「せき上の堆砂」と「せき前面の洲」を同時に考えている点で好ましい。

また個個の実験結果，図-22，図-24に付いて見れば，総流量Q_0が1,800m³/sと2,500m³/sの2ケースに付いてともに水位と流量の関係が直線の部分が存在するが，これは中川No.30の水位変化を与えてもこの範囲内では分派点にまで影響しない，即ち分流量には変化が表われないということを示している。

〔4〕　**水　位**

（i）　**測定の意義**

洪水を安全に流下せしめるために各河川構造物，河道の変化等が流れに与える影響を水位の面より考察していく目的で測定する。そのためには縦断水位を明らかにするだけではなく，分流点付近の河床状態や両派川に挟まれている高水敷の果している役割を水位横断図より推察しまた分流ぜきや床固等が流量の変化に伴なって影響する損失の度合を明らかにして多面的に検討していく。

（ii）　**測定の条件**

先ず「各構造物が流量変化に伴なって与える損失」の測定のため

流量　　Q_0=4,000m³/s
　　=3,300
　　=2,500
　　=1,800

水位測定断面（測定点位置図 図-26）

揖保川No.66,62,53,47,46,41,40,35,31,28.23

中　川No.47,46,41,40,35,30,27,22

の条件で「分流量実験」と同様に4ケースの実験を行う。

次に「水位横断面図」を得るために

流量　　Q_0 3,300m³/s

水位測定断面（測定点位置図，付図）

揖保川　No.66～No.40

中　川　No.53～No.33

前回の実験に比べて横断方向にも水位測定点を6～19点増加し水面形の詳細を測定する。

(iii)　測定結果

測定結果を図-27～図-28に水位縦断図として掲げる。

(iv)　縦断水位の検討

先ず図-27の水位縦断図の顕著な現象に付いて検討する。

揖保川，中川ともNo.40断面より下流即ち一番下のせきより下流において，両派川の水位の関係は高水敷で分断されているものとし（実際には流量が大きくなると若干の流通はある）総流量Q_0が小である場合は中川水位の方が低くQ_0が大きくなるにしたがって水位は中川筋が高くなり，3,300m³/sをピークとして更にQ_0が大きくなると再び，両水位は接近している。

この現象の原因は，支配断面として揖保川No 23断面，中川No.22断面の水位—流量曲線を比較すれば理解できる。即ち図-29の水位—流量曲線図で見ると中川筋のそれのこう配が大であるのに対して揖保川筋の方は，下に凸でこう配がゆるやかな曲線である。また「中川筋が3,300m³/sをピークにして……」は中川筋の水位—流量曲線が約2,300m³/s付近で折れていて下流のせき上げの影響が相当上流まであることでうなずける。また，中川筋No.35断面で逆こう配になっている現象はすでに粗度調整の項で説明したとおりである。

両派川ともNo.40からNo.41断面にせきが存在しているが，中川筋の$Q_0$3,300，4,000の水位が同カ所で逆こう配になっているのは，流量が大きくなってせきの影響で跳水現象を起しているためである。同様に中川筋ではNo.46とNo.47断面間、No.51とNo.52断面間にせきが存在しているためそれぞれの個所で相当の水位差がみとめられる。ただしNo.51～No.52断面間は詳しく水位を測定してないために特にその断面間の落差としては表われない。

それに反してせきの存在しない揖保川筋も同様な縦断水位を示していることは，まずNo.46断面で前後断面に比較して急激に流積が縮小（下流断面より14%）しているためであり，No.47からNo.53断面間の急こう配も同様に流積の急変（約41%の差）が原因である。

No.62断面より再び水位が急こう配に

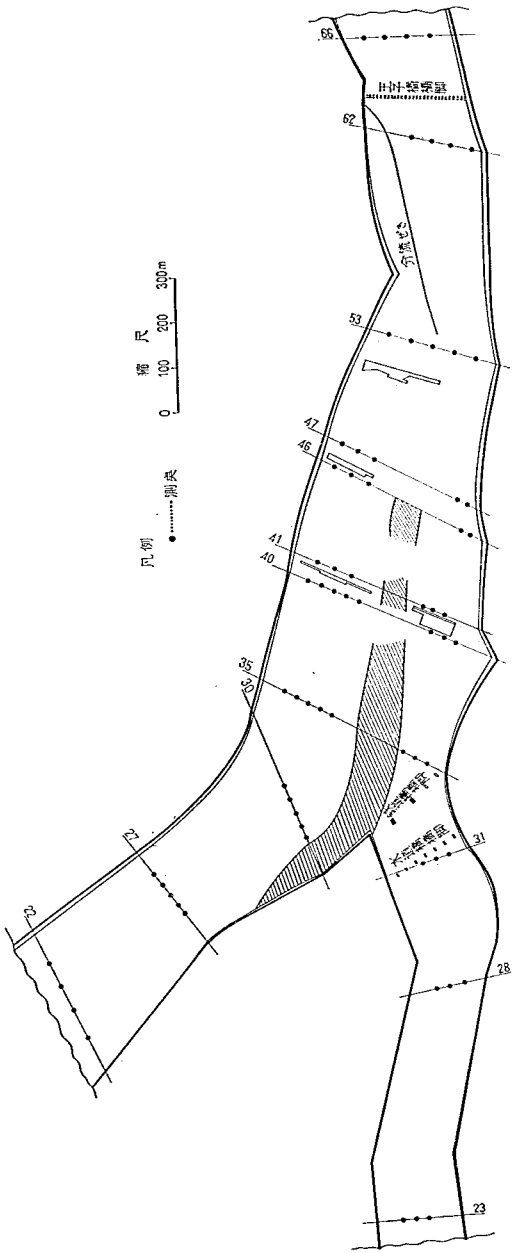


図-26　水位測定図

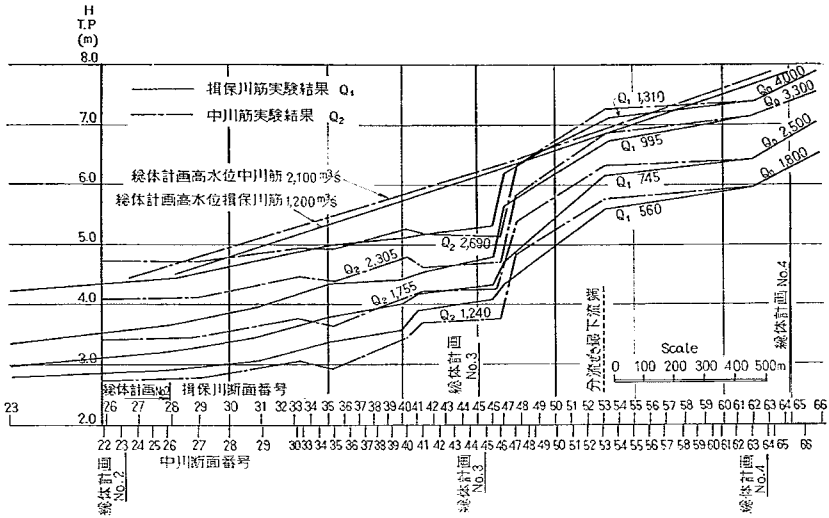


図-27　実 験 結 果 水 位 縦 断 図

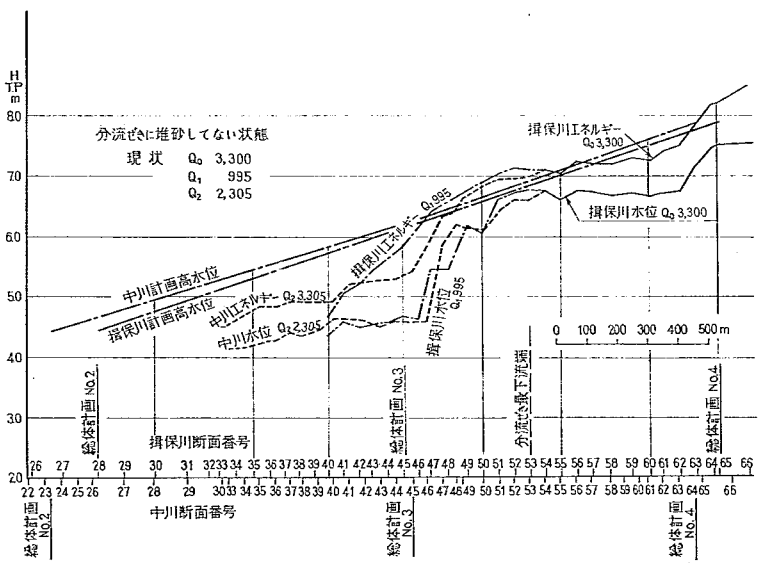


図-28　実 験 水 位 縦 断 図

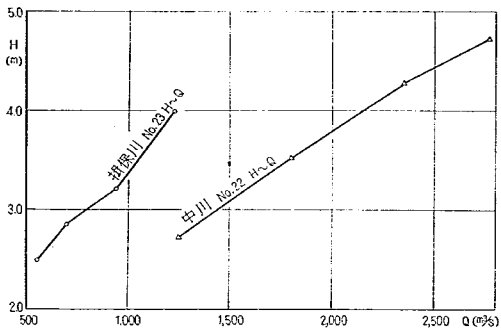


図-29　両派川支配断面 H～Q

なっているのは王子橋の橋脚によるせき上げである。

その他にめだつ現象は中川筋では真中のせきが一番きいていてエネルギーの消費が大きい。また排保川筋でも分流後のNo.47断面より下流の損失がめだっている。また王子橋のせき上げの影響も見のがすことはできない。

全体的に見てこの実験範囲内では，水位に対する特別な問題点はない。

(v)　横断水位の検討

No.40断面は両派川共，一番下流のせきより約25m下流の位置で他断面と比較して両水位が高水敷よりも若干高いのは，高水敷自体がNo.40の上下流断面に比べて低くなっているためである。

No.42断面の高水敷上はかなりの水深が有り，実際，石炭粉を投入して見ると排保川筋より中川筋への流通はみとめられたが，両派川流心部の流速に比較すれば問題にならないと思われる。

No.46断面は縦断水位のところでも説明したとおり，非常にエネルギーの損失する個所である。中川筋横断図で3m近くの水位差が見られることはこれを裏付けている。また両派川とも中央付近に比べて両岸の水位が高くなっていることは，中央に流量が集中して相当流速が出ていると思われる。

No.47，48断面において中川筋水位の方が高いのは，真中のせきのせき上げの影響である。

50断面で極端に高水敷上の水位が高いことは，No.42断面で述べた理由と同じである。その上に流心が共に高水敷側に片寄っていることが一層大きな水位差となって表われておりまた，高水敷上で縦断方向にかなりの流れがあるものと思われる。これは高水敷がNo.53断面付近からはじまっているものの50m上流のNo.51断面で1m以上の水深があり，両派川の流積に大きな影響を与えていたものが，50断面になってそれより上流の各断面程の流れに対する積極的役割を果さなくなったことでもあると思われる。

No.55断面付近では，排保川，中川筋のすなわち左右岸の水位差が約40cm位と明確に表われている。これは，分流ぜきとその前面にある洲による作用であって中川筋においては越流する際の損失であり排保川筋おにいてはせき上げの影響すなわち流れを排保川左岸方向に押しやるためである。これが分流ぜきの上流No.61断面では左岸から右岸にきれいなこう配を見せ約280mの川幅に対して50cmの差である。

ここで分流ぜきとその前面の洲の存在が非常に大きな意味を持っていることがわかったが，次の項で述べる流向と共に考察していきたい。それ以外としてせき等の影響（特に第二床固め）も同時に検討しなければならないがこれは流速の項で見ていく。

〔5〕　分流点付近流向

（i）　測定経過と結果

排保川，中川の分流境界線を知り分流後どのように流れているかを掴むために計画高水流量3,300m³/sを対象として，その他の実験条件は，分流量測定の際の条件と合せてNo.64断面付近の王子橋の橋脚を目印として過マンガン酸カリを流して流跡を追い，拡散する中央点を記録した。過マンガン酸カリの結晶は投入後底に沈み溶解しつつ流線を描き投入点では底層流向を示すが，100～150m下流では上方への拡散のためほぼ全水深の平均流線を示すものと見て支障ない。

以上のような方法で記録した流向図を図-30に示した。

（ii）　結果の検討

現状における実験の場合には，主として分流境界線を測定したために図-30では流向図という性格ではなくむしろ分流境界を明らかにした図である。同図で見ると両派川の分流境界は王子橋付近において左岸側より全川幅のほぼ⅓の近くに有り，No.59断面に至っては1/5.4で派川排保川へ流れる水は57mの川幅の中におさまっている。これを更に図-21と同時に見ていくとNo.61断面付近まで4.0mの等高線に沿い同断面より更に下流にいくと3.5mの等高線に沿って分流している。これから見てもわかるように分流ぜき前面の洲の存在は大きな意味を持っている。すなわち排保川筋の流心は極端に左岸側に片寄らされている傾向がある。そのためにNo.60断面では両派川の最深河床の差は実に2.8mと表われ，左岸の護岸に対して好ましくない。

もちろん本実験が固定床によったという要素も考えなければならないが最深河床差が明らかにしているように分流ぜきとNo.47断面付近によるせき上げが分流ぜきの前面に洲を発達させそれが中小洪水時に河床の洗掘を促している。

また高水敷の始まるNo.53断面付近より下流の流向は，

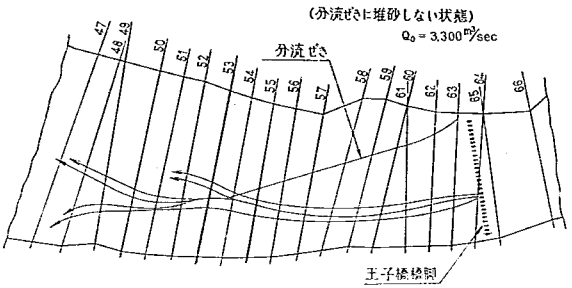


図-30　分流点流向図

揖保川筋の水が高水敷を越して中川筋に流入している。これは航空写真等で見た場合の高水敷上の畑や草原の区分形等と一致する。流量としてはもちろん問題になる程大きなものではないが越流する際けずられる土砂に問題がある。

〔6〕 床固，せき等の上流の流速

（i） 実験の目的，経過，結果

分流ぜきも含めて，現状における分流点付近の中川筋3基揖保川筋1基のせき等の存在は分流量に対する非常に大きな要素である。（これは水位の項で明らかになった。）つまりせき等の破損は分流点の水位を変えしたがって分流量が変ることである。

このことからもわかるように洪水時におけるせき等の安定性の検討をするための資料として中川筋の3基のせき等の下流の流速を測定した。

模型実験の条件は，分流量実験の条件と一致させ総流量は，計画高水流量3,300m³/sを対象として測定位置は図-31に示す。この位置は各せき等から下流に6個所ずつ選びほぼ正常な流れに復すをまでの区域を目標として測定用具はピトー管（径2mm）を用い，複雑な流れをしている点は水平方向のみピトー管の後部に糸を付けて流水の方向に管口を向けて測定した。

（ii） 結果の検討

いま，かりに中川筋のせきおよび床固を上流から順次，No.1床固，No.2床固，No.3床固と称する。

第一床固の流速分布を見ると左岸側，真中，右岸側の三本の流速分布とも同様な傾向を呈している。せき直下流の分布では流れが剝離して後流領域*を生じているがフルード数は1.0以下で射流は出ていない。また流速分布図よりその測点に付いて積分して単位幅流量と平均流速を計算して単位幅流量は床固直下流（第1測点～第3測点）では中央に集まっているが，更に下流へ行けば中央より右岸側に集まる傾向がある。そしてせき上の流速は下流に比較してみると中央以外はほぼ変りないのはNo.2床固めのせき上げの影響と思われる。

第二床固は右縦断，中縦断に射流が生じ，左縦断もフルード数は1.0に近い状態で跳水も著しく非常に好ましくない現象を呈している。またこの乱れは相当下流まで伝わり，No.46断面の同一横断上で水位に3m以上の差が付いているのは第二床固めの影響である。

第三床固めの流速分布でもフルード数は1.0に近く部分的には射流も認められる。また第三測点より下流は比較的流速変化がスムーズであるが第一，第二測点は中央等に至っては倍近くになる等非常に不安定な状態を示している。

いずれにしろ第一床固においては4.85m/s第二床固めは8.09m/s第三床固は6.28m/sとそれぞれ大きな最大流速を示しているので構造上検討する必要があるものと思われる。

V　目的達成のための対策

〔1〕 方　針

模型実験による解析の結果揖保川，中川分流量は155 m³/s計画分流量と異っていることが明らかになった。

これに対して洪水を安全に流下せしめる立場で次のような対策を立てた。

A．計画通り分流させる方法。

1．分流ぜきを調節して分流させる。

2．その他のせきおよび床固を調節して分流させる。

3．分流点付近の高水敷をカットして分流ぜきを設けて分流させる。（地建改修案）

B．分流量を現状のままにする方法。

4．計画分流量を変更させる。

以上4方法が考えられるおのおのに付いて検討して目的の達成のために最善の方式を見る。

* 土木研究所報告第105号，開水路断面急拡部の水理に関する研究2—段落部の水理—参照

〔2〕 各方法の検討

Bの4の分流量を現状のままにする方法即ち，分流量を変更させる方式は，計画分流量が揖保川1,200m³/s中川2,100m³/sであるのに対して揖保川約1,050m³/s中川2,250m³/sになる。こうなった場合揖保川に付いては安全側に（計画高水流量でNo. 1.0k付近は危険）なるが中川に対しては中川，元川分派点付近水位が計画高水流量でも問題があるのに更に流量が増すということは好ましくない傾向である。また現在中川河口部が年年堆積の方向にあり，兵庫県が木材港を計画していること等を勘案すると問題をより複雑にし，これ等下流の計画を今一度検討しなおす必要がでてくるので計画分流量を変更することは見合せた。

Aの1と2の方式に付いては，現状の分流量を計画通り分流させることは，いずれかの中川筋のせきもしくは分流ぜきを嵩上げすることを意味する。床固等の嵩上げは流砂の要素を考慮した場合床固およびせき等より上流の河床の上昇をまねく。したがって必然的に水位が高くなり，現在でもNo. 53断面あたりで全く余裕がないことを考えた場合この方式も消極的にならざるを得ない。むしろ中川筋等のせきを嵩上げするよりは，揖保川筋No.40～No.41断面間の取水ぜきを下げることが好ましいが，取水位の問題が入ってくる。

Aの3の地建改修計画案方式，両派川に挟まれた高水敷を揖保川筋に付いて掘削し分流堤を設ける方法は，現状の分流後の両派川の水位を見た時に均衡が保てているが分流量を揖保川が増し中川が減るということは，揖保川筋水位を上げ中川筋水位を下げる作用を持たらし均衡を破ることになる。
また揖保川の網干川分派付近No.1.0kあたりで計画高水位より高くなることは望ましくないことである。

いずれの方法においても一長一短があるがせきおよび床固めを調節する方法は用水取水の点で問題があり計画分流量変更方式は揖保川，中川分派点より下流の計画やすでに改修ずみの個所について問題を生ずる恐れがある。これに対してAの3は比較的問題点が少ない。この場合分流点の河床状態が変化するので揖保川，中川の流砂の配分量が変化すると思われるから河床こう配を充分に検討しなければならない。

以上の理由で地建改修計画方式を採用することにした。

〔3〕 作業の順序

1. 模型改造

a. 地建総体計画横断図のNo.53断面より38断面に至る各断面の断面要素表を作成した。

b. 模型河床が断面要素表より高い個所を削り整備。

c. 断面要素表より対応断面に距離と高さを釘で示す。

d. 釘で示された断面変化を若干幅を持たせてモルタルで固める。

e. 改修計画，平面図を参考に各断面間をモルタルで結ぶ。

上の様に改造した模型の平面図を図-31にまた各断面の横断図を図-32に載せる。

2. 粗度調整

模型改造部分に対する粗度調整は他の部分と同様の密度で豆砂利をセメントペーストでまぶした状態で河床に撒布張付けた。

3. 地建改修計画案で改造した状態における模型実験

分流量測定を行ない当初目的が達成されれば水位の測定も行ない，分流点における流砂量推定のため流向をスケッチする。なお水位測定は模型実験による分流量が計画分流量と一致しない場合には行なわず最終の実験で行なう。

4. 各模型実験結果の検討

それぞれの測定結果を検討し目的が達成されなければ更に結果に見合った対策をたてる。

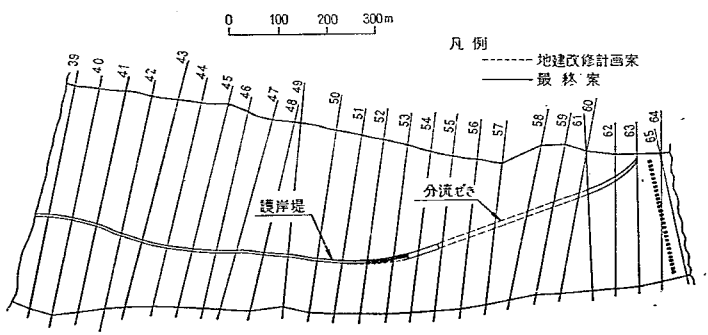


図-31　改修計画改造平面図

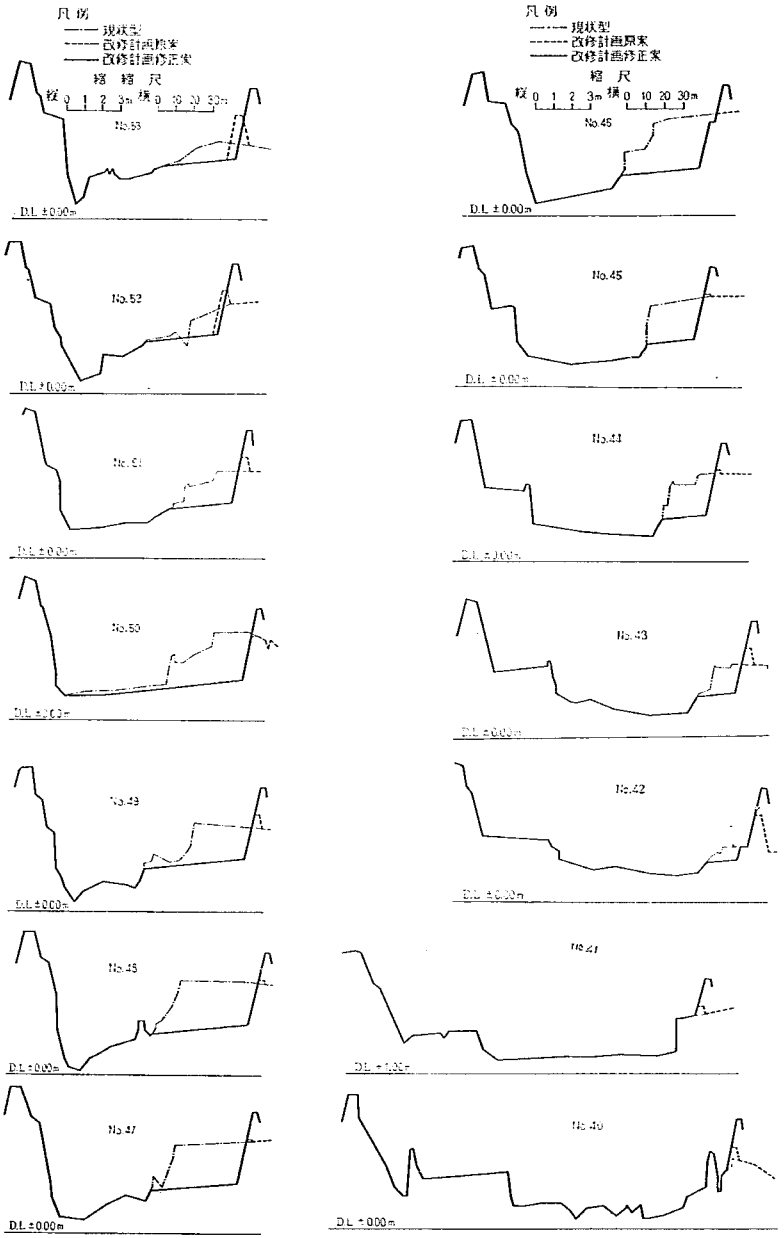


図-32 改修計画改造横断図

Ⅵ　地建改修計画案による模型実験解析

〔1〕 分　流　量

（i） 測定の経過と結果

分流点付近の河床の条件，すなわち分流ぜきの堆砂に対する問題は分流ぜき前面に存在する洲と同時に考慮する必要から相対的高さは分流ぜき上に堆砂している状態を実験の条件としてた方が好ましいと判断した。また他の条件や測定方法については現状模型実験と同一にした。

以上の条件と方法で測定した結果を図-33に掲げ，更に総流量に対する揖保川，中川各分流量の関係を図-34に載せる。

（ii） 実験結果の検討

地建改修計画方式による実験結果を表わした「各流量時の中川No.30断面の水位—流量曲線」（図-33）と「総流量Q_0と揖保川分流量Q_1および中川分流量Q_2」（図-34）等と計画高水分流量を比較してみると揖保川分流量Q_1 1,230m³/sに対して計画は1,200m³/sまた中川分流量Q_2 2,070m³/sに対しては計画は2,100m³/sと模型実験結果はそれぞれ30m³/sの差がみられるが，これは揖保川筋で2.5％中川筋でも1.4％程度でありほぼ計画を満足させるといってよい。

現状模型実験による分流量の水位—流量曲線と今回の実験結果を比較してみたところ一般に総てのQ_0に付いて今回の実験結果が垂直に近い。すなわち中川のNo.30断面より下流の影響による分流量の変化はみとめられない。これは，揖保川筋に分流する流量が大きくなり，逆に中川筋は小さくなったことによる中川筋の床固め群による作用が現状模型に比較して大きくなったことを表わしている。

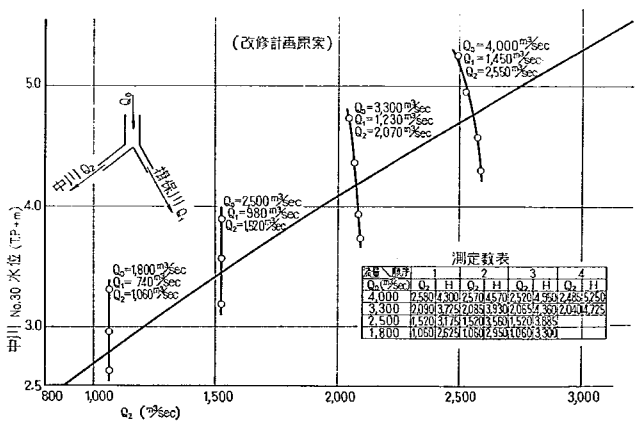


図-33　各流量時の中川No.30水位と分流量（Q_2）

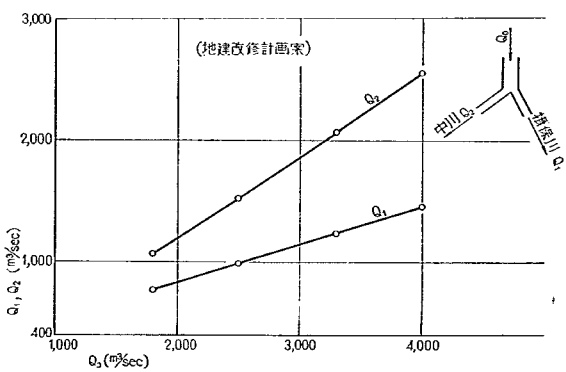


図-34　総流量（Q_0）と分流量（Q_2）および残流量（Q_1）

〔2〕 分流点剝離状態区域の問題

（i） 模型実験による測定

地建改修計画による今回の実験では分流点付近において，揖保川筋No.53断面より下流右岸剝離状態を有する区域が存在し，また揖保川筋から中川筋部分的に計画護岸を越流する等の現象が見られた。

これらの問題は揖保川筋の有効河積や，計画護岸の保持という点からも放置しておくことができないので測定した。

測定の方法はNo.54断面付近より石炭粉を投入して流下状態を観察し撮影した。

結果はNo.50断面あたりから下流の剝離状態区域に幅約5～13mくらいの石炭粉の堆積を生じている。

No.50断面より上流においても剝離現象は見られるが，中川筋より揖保川に越流する流水の影響により石炭粉の推積は見られず剝離状態を記録することはできなかった。

No.42断面付近では揖保川筋流水が中川筋に流入している。

（ii） 越流水に対する検討

両派川に挟まれた高水敷上を中川筋より越流して揖保川筋に流入（No.50断面付近）したり，逆に揖保川筋より中川筋に越流したり（No.42断面付近）する現象が見られた。

これは床固せき等のせき上げの影響や流速の相違等から生ずる水位差より起きる現象であるが護岸の安全性より好ましくないので護岸天端を計画高水位よりも高くして揖保川，中川の流水を遮断させる必要がある。

このことは護岸堤を揖保川筋右岸の護岸だけを目的とした構造物と考えるのではなく，両派川の分流を促す分流堤としても考えるのが妥当と思われる。この場合本実験では水理的検討だけであるから構造上の検討をやる必要がある。なお護岸堤（分流堤）はNo.32断面まで延ばして堤防に取付けることが良いだろう。

（iii） 剝離状態区域

実験の中で明らかになったように剝離状態区域に石炭粉が堆積したことは，現状における揖保川がNo.53付近から下流に右岸高水敷に沿って洲を造っていることと一致し，現象的に，同様なことを予想させる。したがって洲の発達は有効流積の減少をまねき分派点水位をせき上げ計画通り分流しない可能性を有する。

剝離区域対策としては剝離状態をなくすことが最善策と判断して分流堤の線型を若干頭部のみ右岸に寄せた。なおこの問題に関連して流砂量の検討を最後に載せる。

Ⅶ 最終案による模型実験解析

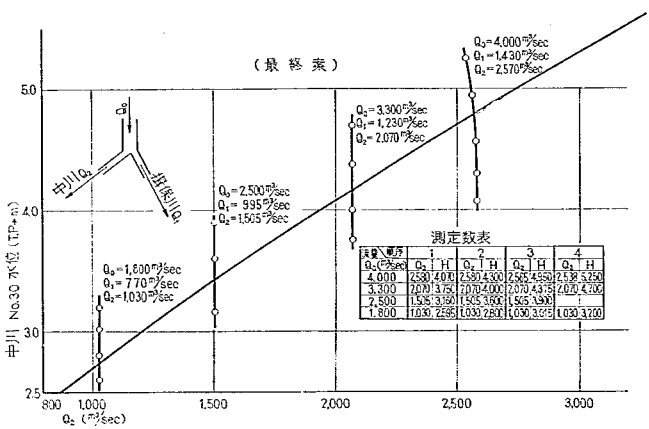
〔1〕 模型の改造

今までの実験で分流量に付いては地建総体計画改修案でほぼ目的を達成することができたが，同改修案の中で実験の結果若干問題のあった護岸（分流）堤をさきに検討した結果の修正案（図-31）で模型を改造した。模型の改造方法は前回と同様である。その横断図を図-32に示す。

〔2〕 分流量

今までの実験と条件，方法等を同様にして測定を行ない，その結果を図-35，36に示す。

これを地建改修計画方式と比較して見ると計画高水流量3,300m³/sでは分流量には変化は表われていない。しかし両曲線が明らかにしているように前回よりも更に中川筋のせきおよび床固群がよく効いている。



Q_3(m³/sec)	1 Q_2	1 H	2 Q_2	2 H	3 Q_2	3 H	4 Q_2	4 H
4,000	2,580	4,000	2,580	4,300	2,565	4,550	2,530	5,250
3,300	2,070	3,750	2,070	4,000	2,070	4,315	2,070	4,700
2,500	1,505	3,150	1,505	3,600	1,505	3,930		
1,800	1,030	2,595	1,030	2,850	1,030	3,075	1,030	3,700

図-35　各流量時の中川No.30水位と分流量（Q_2）

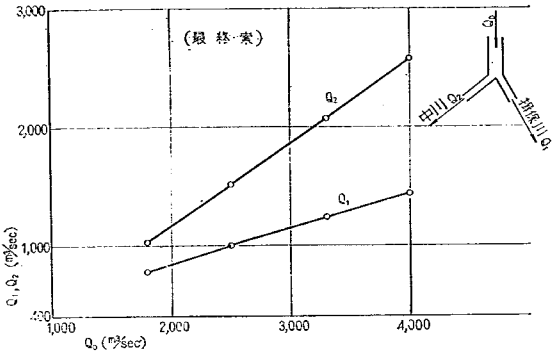


図-36　総流量（Q_0）と分流量（Q_2）および残流量（Q_1）

実験別 ＼ Q_0	m³/s 1,800	m³/s 2,500	m³/s 3,300	m³/s 4,000
地建改修案	1,432	1,551	1,683	1,759
最終案	1,338	1,513	1,683	1,797

また上表に示すように Q_2/Q_1 と中川と揖保川の分流ぜきは総流量 Q_0 が増すにしたがって前回の実験より大きくなっている。つまり中川筋への分流量がふえていることになる。これは流量としては問題にならないが（Q_0 が4,000m³/sの場合で20m³/sの差）このような傾向が現われていることは前回の実験ではNo.53断面よりNo.49断面にわたり約200mの間で揖保川筋に護岸堤を越流して流入していた流量が今回の実験では分流堤によって遮断してしまったためNo.53断面より下流での越流がないためであると思われる。もっとも前回の実験では逆にNo.42断面の付近では揖保川から中川筋への越流も認められた。

以上これまでの諸検討の結果，総体計画通り揖保川1,200m³/s中川2,100m³/sと分流させることができた。

〔3〕 水　位

（i） 縦断水位

分流量の測定と同様に前回の実験の条件，方法に一致させたが水位測定点に付いては若干変更した。

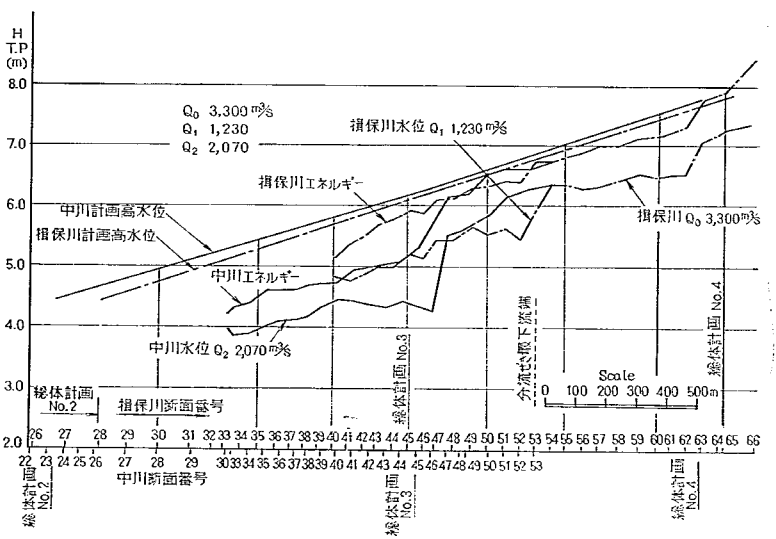


図-37　最終案実験水位縦断図

実験結果は図-37にエネルギーこう配，計画高水位として示した。

同図を図-28の「現状模型による水位」と比べると特に分流点付近の水位が下っていることがめだつ。これで計画高水位に対しては最も差の少ない個所でも50cmもあり充分安全側にある。

それ以外には，あいかわらず中川筋第二床固めと王子橋の各構造物によるせき上げ，損失がめだっている。また掛保川筋No.52断面の水位の落込みは，縮流による影響で損失も若干ある。

分流ぜきがあるNo.53からNo.62，63断面付近の水位も以前とは異って相当なめらかになっている。

全体を見れば縦断水位に関しては問題はない。

（ii）　横断水位

先ずNo.66断面からNo.63断面間では若干右岸側水位が高くなっているが，これは分流ぜきや同せき前面にある洲によるせき上げとまた左岸側では流速が大きくなっているので流速水頭に置換えられているものと思われる。

No.60～No.62断面に至る間で左岸水位が相当盛上っているのは先に記したごとく分流ぜきあるいは洲等が流れを左岸に押しているためである。またNo.62断面右岸側の水位の異常な低下は，「流れに対して斜のせきでは完全越流に近くなるほど越流水はせきに対して直角に近く越流する」*ということと，特にこの部分が他に比べて高くまた流れに対しても大きな角度であるためである。

次にNo.58断面からNo.55断面では右岸より左岸側が高くなっているのは，No.54断面付近で再び派川掛保川筋の断面が小さくなり，それによってせき上の影響が表われているからである。

両派川が分流した後に再び中川筋水位がNo.55断面からNo.50断面の間で高くなっているのは，中川筋の第一，第二床固めのせき上げの影響と同時に掛保川筋においては分流後の断面の縮小で流速水頭にあらわれている。

第二床固めから下流においてNo.40断面とNo.41断面の間の第三床固（掛保川筋にも同断面間に存在する）を考えても派川掛保川筋水位が高いのは，中川に比べて河口までの流路延長が長いことと網干川分流点上流の湾曲部や河積の非常に小さくなっていることなどのせき上げが原因と思われる。

〔4〕　分流点付近流向

「現状形模型における実験と同様に条件，方法とも一致させて測ったが，前回の測定がほぼ全水深の平均であったのに対して今回は水面流向を測定した。区別して測定する方法は，風の影響のない時を選んで水面流向はモミガラを用いて全河幅にわたり，連続して投入し，その流跡を撮影し，河床流向に付いては石炭粉を用いて水面流向と同様に写真撮影して，両者を区別して同一図面上に図化して掲げた。図-38

水面流と河床流を同時に考えた場合，分流ぜきと分流境界線の間に，時計の回転方向の螺旋状の流れが存在すると推察される。この流れが生じる原因は，河床流が分流ぜきの影響のためにこれに沿って流れようとするのに対して水面流は分流ぜきの越流の際，前に述べたごとくせきに対して直角方向に越流しようとして右岸方向に流れる傾向がある。この両者のくい違った傾向を持つ流れのためである。現象そのものはたいして大きなものではないが流砂の分派量に大きな影響力を持っている。

分流ぜき越流後の右岸側と中川筋の流向にはきわ立った傾向は見られないが，ただ河床流向は河床の低い方向に集まろうとしている。

掛保川筋の流跡は前回実験と比較して，より直線的で特に河床流に付いてはNo.53断面あたりまでは相当流速

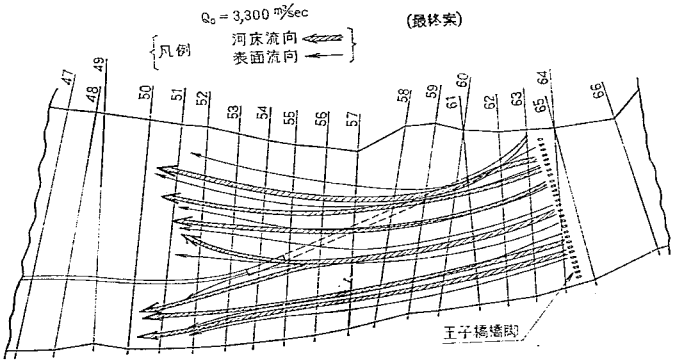


図-38　分流ぜき付近河床および表面流向図

* 土本研究所報告第八十号「河川の分流に関する基礎実験」

が大であるものと思われる。

〔5〕 流砂量

最終案による方式で改修する場合，河床の安定性の検討が必要であるから現状の場合を含めて流砂量計算を行なった。

計算の対象は掃流土砂だけにし佐藤，吉川，芦田公式を用いた。

$$\frac{q_B\left(\frac{\sigma}{\rho}-1\right)g}{\left(\frac{\tau_0}{\rho}\right)^{\frac{3}{2}}}=\phi F\left(\frac{\tau_0}{\tau_c}\right)$$

$$q_B=K\cdot Q^3\frac{1}{R^{\frac{1}{2}}\cdot A^3}\qquad K=\frac{\phi}{\sigma-\rho}\cdot n^3\cdot\sqrt{g}$$

ただし　$F(\tau_0/\tau_c)\fallingdotseq 1.0$　　$\tau_0\gg\tau_c$

結果を図-39，図-40に示す。

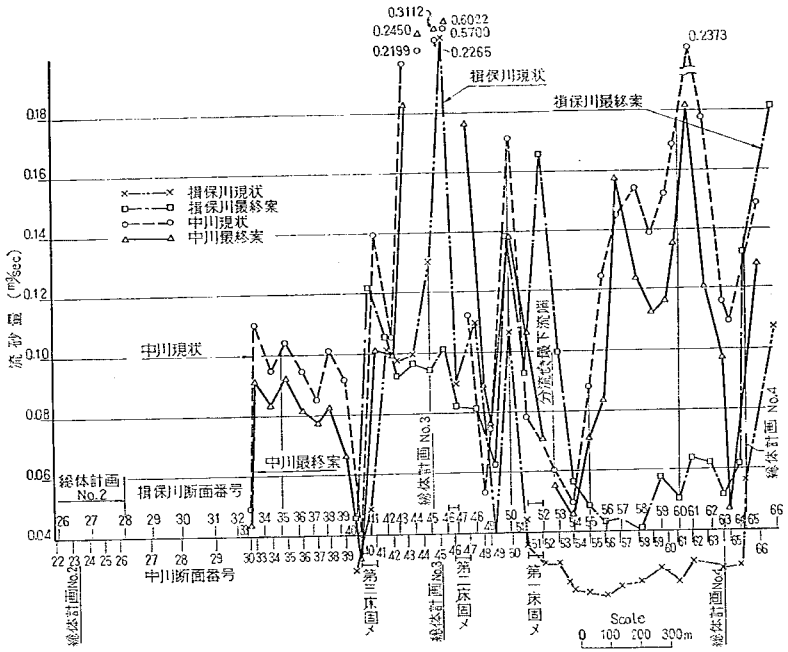


図-39　流　砂　量　縦　断　図

まず図-39の流砂量縦断図を見ると第三床固めより下流の中川においては掃流力は約0.1m³/s減少している。これは比較的整った河道で流量が少なくなった事が原因である。

No. 40断面で中川，揖保川とも前後の断面に比べて非常に小さくなっている。No.40断面が第三床固めの直下流であることを考えれば相当洗掘されているためと思われる。実際水位横断図で調べて見てもNo.40とNo.39の最深河床の差は2m以上でている。これはたまたま計算に用いた時の断面が洗掘されていた状態であったというだけで何時でも図のような掃流力が出るとはかぎっていない。

また中川筋においては第二，第三床固めの間で非常に大きな掃流力が出ており更に最終案では大きくなっておる。これは流速の項で述べたことと一致し好ましくない傾向であろう。

逆に揖保川筋におけるNo.46断面の現状での掃流力が最終案によって大きく減って前後の断面と比較して平均化されたことは望ましい。また中川と揖保川を比べて見た場合この区間では流砂量は，はるかに中川筋が大きいがこれは中川の流積が大きいというだけではなく図-40に示す単位流砂量を比較して見ても揖保川筋の方が小さい。

揖保川筋ではNo.49断面より上流は総ての断面にわたり現状より最終案の場合の方が流砂量は0.02m³/s位増しているが，No.53断面より下流を掘削した影響と思われる。

中川筋における現状と最終案の相違が明らかになっているのは，No.49断面までくらいでそれより上流No.57断面までは両者の相違は明らかではなく上下に入り組んでいる。逆にこれをいえば掃流力の変化はほとんどないことであろう。この区間を更に分けるとNo.49～No.53

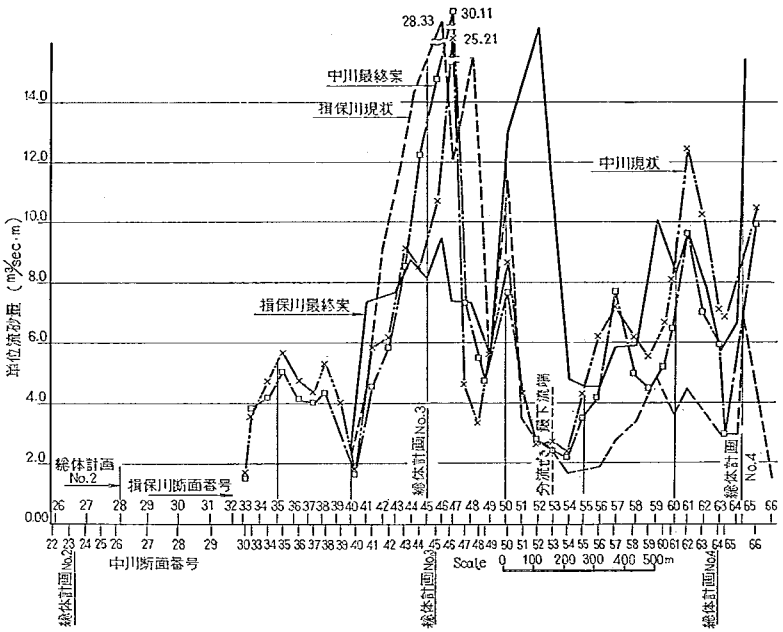


図-40　単位幅流砂量

とNo.53～No.57になり下流の区間すなわちNo.49からNo.53の間には第一床固めが存在し第二床固めのせき上げが効いている等，相当複雑であり上流に付いては分流ぜきと分流境界線が下流にいくほど接近していることやしたがって右岸側と分流ぜきの距離が離れていくことなどが原因していると思われる。

No.57断面より上流は相当掃流力は小となっている。

全体的に見て中川筋は改修することによって流砂量は小さくなりしたがって堆積の傾向にあり逆に揖保川筋においては洗掘の傾向がある。ただしし派川揖保川は分流後は掘削したために堆積されるだろう。なお分流量の変化に伴ない，また下流の条件が変ってくることなどによって流送土砂量の分流ぜきが当然異ってくるであろう。この場合分流ぜきが流送土砂の分流に果している役割を解明していくのは今後の課題である。

Ⅷ　結　　語

本実験の目的であった現状における揖保川と中川，また中川と元川の分流量の解析と，分流量が計画配分と異っていたために更に両分派点で計画配分通り分流させるための手段を求めて来た経過は今まで述べてきたとおりである。

揖保川，中川の分流に関する結論は建設省近畿地方建設局の総体計画の「揖保川右岸護岸堤案に若干の修正を加えて分流させるという方法を得た。

第二次分派点の中川，元川の分流に付いては，中川橋付近右岸側の掘削と元川と合流後付近の左岸側の拡幅の問題も考慮して解決する。この場合計算によって充分解析することができる。

本報告を終るにあたり，この実験を通じて提起された問題―今後とも検討や解析を行なっていかなければならない問題―を今まで報告してきたものと一部は重複するがここに記しておく。

1．計画高水流量，河口潮位，粗度係数などの根拠を明らかにしていくこと。

2．徐徐に河口が前進していく傾向があるので，計画河口高水位，計画河口潮位の断面や位置等を明確*にしておく。

3．中川，元川の分流に関する諸問題の検討**

4．揖保川筋No.19断面網干水門付近の計画高水位よりも計算水位が高いことに対する対策***

5．各せきや床固め等の維持の問題

---

*　揖保川模型実験報告書「揖保川派川中川の河口前進に伴なう諸問題の検討」P10〔イ〕水位測定〕

**　本報告書P 9〔4〕中川，元川の結論

***　本報告書 P 7 (ii)　揖保川の計算結果

6．王子橋あたりより，分流ぜき最下流端のNo.53断面付近にかけての左岸側河床低下に伴なう護岸根入部洗堀に対する対策

7．それに関連して分流ぜき前面に存在する洲と分流ぜき上の堆砂が与える問題

8．分流ぜき最上流端部で越流した水が護岸に及ぼす影響とその対策。

以　上

利水ダム建設に伴う洪水処理に関する研究

——熊野川を例として——

（昭和40年3月）

木下武雄*
水越三郎**

目次

1. まえがき……(1)
2. 概要……(1)
〔1〕経過……(1)
〔2〕実施内容……(1)
〔3〕解析方針……(2)
3. 解析の基本諸元および基礎資料……(2)
4. 流域自然状態における流出推算……(4)
〔1〕貯留関数法の基礎方程式……(4)
〔2〕水文定数……(4)
5. ダム操作を想定した場合の流出推算……(5)
〔1〕利水ダムにおける洪水処理の問題点…(5)
〔2〕熊野川水系ダム群の洪水処理方式……(6)
〔3〕ダム操作を想定した場合の流出推算…(12)
6. 推算結果の検討……(13)
〔1〕検討項目……(13)
〔2〕自然河道ハイドログラフとの比較……(13)
〔3〕自然河道におけるピーク流量および生起頻度との比較……(13)
〔4〕ケース0と他のケースとのピーク流量についての比較……(22)
〔5〕洪水処理に必要な貯水容量の予備放流による確保の問題……(23)
〔6〕貯水位回復の問題……(23)
〔7〕初期貯水位が常時満水位より低下している場合の予備放流の考え方……(27)
7. 結論……(27)
〔1〕ダム群の洪水処理方式……(27)
〔2〕その他……(28)
8. あとがき……(28)
参考図……(29)
付図……(42)

1. まえがき

この報告は昭和38年度同39年度に電源開発株式会社より委託をうけ実施したもので，熊野川水系に既設あるいは建設中の発電用ダム群について，洪水時のゲート操作規定を定めるときの基礎的調査として実施したものである。

2. 概要

〔1〕経過

この解析は，昭和37年12月の時点において，大別して2つに分けられた。

それまでに，すでに熊野川水系には，幾つかの発電用ダムが設置されていた。当事建設中の池原ダムの操作規定を早急に決定する必要にせまられていたため，漸定操作規定を決定することを第1次解析の目的とした。そして，第2次解析は水系のダム群の操作規定を一貫して再検討し，河川管理上改訂すべき点があれば改定することにした。第1次解析の内容は熊野川水系およびその周辺について，幅広い水文資料の収集およびその整理，降雨解析（分割された流域の時間雨量を算出すること），流出解析（実測流量との比較において貯留関数の諸定数を決定すること）および池原ダムの漸定操作規定の検討の諸項目であった。これらの決定内容に基づいて，引きつづいて，第2次解析が行なわれた。本報告は第2次解析の報告である。

〔2〕実施内容

（i）解析上の問題点

近年，ダム群による洪水処理が単独ダムの場合と異なる問題を提起している。また，利水専用ダムが洪水時に

* 河川部 水文研究室長
** 河川部 水文研究室研究員

いかなる影響を持つかが問題となっている。利水と治水の2つの目的は貯水池の運用上原則的に相反する操作方式を要求するため，洪水調節においても十分安全性が保証され，しかも利水効果も十分発揮できるような洪水処理方式が取りにくい点に根本問題があり早急な解決が要求されている。

本解析は，熊野川水系ダム群を対象として上記の問題点を検討し，ダム群の洪水時操作規定を決定するための基礎的調査である。

熊野川はよく知られている通り，紀伊半島の中央を流れる大河川で，流域面積は約2,440km²，流路は，おおむね，北から南へ流れる。河口は，熊野灘に注いでいて，そこに新宮市がある。そこから20kmさかのぼった地点で，東と西の2大支川に分かれている。北山川と十津川である。

紀伊山脈はほぼ東西に走っていて，それに沿って中央構造線も東西に走っている。この流域は地質的には西日本外帯に属し，中世代から古第三紀にかけての砂岩，粘板岩で構成されていて，一般に岩石は緻密である。熊野川は，この山脈に深い貫入蛇行の谷を切って流れ，川の両岸はきり立っていて平地に乏しく，流路は瀬と淵の連続で，瀞八丁は中でも有名である。この流域は太平洋につき出したような形をしていること，台風の通路に近いことなどから，わが国でもっとも雨の多い地方として有名であり，年平均雨量が4,000mmをこえる大台原山などがある。したがって，熊野川は，流量の変化がきわめて激しくその利用率を高めるには大容量の貯水池を設ける必要があった。ところが急峻な地形のため貯水池のポケットとなるべき広濶な土地が乏しいので有利なダム地点は少なかった。このようなわけで，最近になって，電力需要の増加と土木技術の進歩によってこの水系の包蔵水力が脚光をあびてきた。しかし，上記の地形，気象条件を裏がえして言えば，河川管理上の問題と水資源の高度利用とを調和させたダム操作方式というはこの川ではきわめてむずかしいということである。ここのダム群のダムの名称をあげると次のとおりである。

河川名	ダム	管理	有効貯水容量
十津川筋	猿谷	建設省	17,300,000m³
〃	風屋	電源開発K.K.	89,000,000
〃	二津野	〃	11,000,000
北山川	坂本	〃	68,000,000
〃	池原	〃	220,000,000
〃	七色	〃	13,300,000
〃	小森	〃	5,500,000

（ii） 実施内容

実施内容の全体を大別すれば，

（I） 流域自然状態における流出推算。

（II） 水系ダム群について数種のダム操作方式を想定した場合の流出推算。

（III） 河道主要基準地点における上記（I）（II）推算ハイドログラフを基礎にダム群の貯水能力・ハイドログラフの形・ピーク流量およびその頻度等の比較をして，操作規定基本方式を決定すること。

〔3〕 解析方針

（i） 解析の対象となる洪水は，主要支川および水系主要地点について十分な流量の実測値がなく，また，流域や河道の状態が経年的に変化していることも考えられ，解析を統一的におこなうため，基本的には降雨を基として流出を推算する。

（ii） 流出推算の基礎となる流域平均時間雨量は対象の20洪水について，第一次解析で決定された値をそのまま利用した。欠測値がある観測点については相関の高い別の観測点の値から推定し，ティーセン法によって，分割された各流域の時間雨量を求めた。

(iii) 雨量より流量の推算は貯留関数法によって実施する。必要な水文定数は第一次解析の成果を使用する。

具体的な定数の値は4.の〔2〕において述べるが，昭和33年8月25日，昭和34年9月26日，昭和35年8月29日，昭和36年6月26日，同9月16日の諸洪水の実測流量との比較において，この諸定数が決定された。

(iv) ピーク流量の頻度解析は2日雨量との比較によっておこなう。流域面積の割には2日という単位は短かいが洪水の1山の継続時間はほぼ2日なので2日雨量を用いた。

（v） 操作規定は操作方式の安全性・下流への影響・発電効果等を考慮して数案を想定し比較検討する。

3. 解析の基本諸元および基礎資料

第一次解析の成果・解析の目的を考慮して下記のとおり基礎資料を用い，また基本的諸元を定めた。

（i） 解析対象洪水

表-1に示す20洪水とする。資料のはっきりしている最近の洪水をえらんだ。伊勢湾台風洪水番号14は重要である。

（ii） 流域河道分割

図-1熊野川流域図に示すように解析対象最下流端の相賀上流を解析の目的を考慮して14流域・12河道に分割する。分割のしかたは，ダム地点を基準に分ける。ダム建設により河道から貯水池となる部分と，河道のままでいる部分に対応して流域を分けた。重要支川も分けた。表-2に流域面積を示す。

(iii) 操作規定の解析対象ダム

風屋（D_2），二津野（D_3），坂本（D_4），池原（D_5），七色（D_6），小森（D_7）の6ダムを解析の対象とする。図-1

表-1　解析対象洪水一覧表

洪水番号	降雨期間	降雨時間
1	S．28．7．17～20	89
2	〃 9．24～25	39
3	S．29．6．22～23	21
4	〃 〃 28～30	63
5	〃 8．17～18	44
6	〃 9．17～18	42
7	S．30．10．18～20	61
8	31．9．25～29	48
9	31．10．29～30	42
10	33．8．24～25	48
11	〃 9．16～18	48
12	S．34．8．8～9	24
13	〃 〃 12～13	48
14	〃 9．25～26	48
15	S．35．8．10～12	72
16	〃 〃 28～29	48
17	〃 10．6～7	48
18	S．36．6．24～28	120
19	〃 9．14～16	56
20	〃 10．26～27	48

表-2　流域面積表

流域番号	流域面積(km²)	流域番号	流域面積(km²)
1	207.0	8	83.3
2	299.9	9	98.7
3	157.5	10	102.3
4	175.8	11	185.2
5	178.9	12	93.7
6	257.1	13	150.4
7	67.4	14	242.4

参照。

(iv)　流出推算系統

(ii)の流域・河道分割および(iii)の解析対象ダムを基に，流域自然状態およびダム操作を考慮した場合の流出推算系統を定めれば図-2，図-3に示すとおりとなる。

(v)　流出推算の対象地点

各分割流域および図-2，図-3に示すA～R地点とする。

(vi)　解析対象洪水の各分割流域平均時間雨量

第一次解析成果「熊野川水系北山川池原ダム洪水吐ゲート操作方法解析報告書（雨量解析編）昭和38年10月 Page62～88」を使用する。

(vii)　雨量の頻度解析

第一次解析成果「熊野川水系北山川池原ダム洪水吐ゲート操作方法解析概要報告書（その1）昭和38年10月 Page49～79 年最大流域平均2日雨量の統計解析」を使

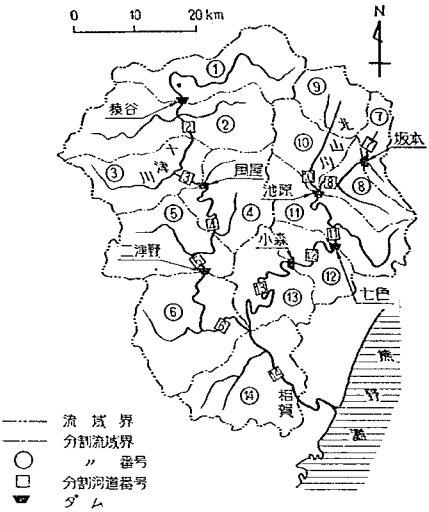


図-1　熊野川水系流域図

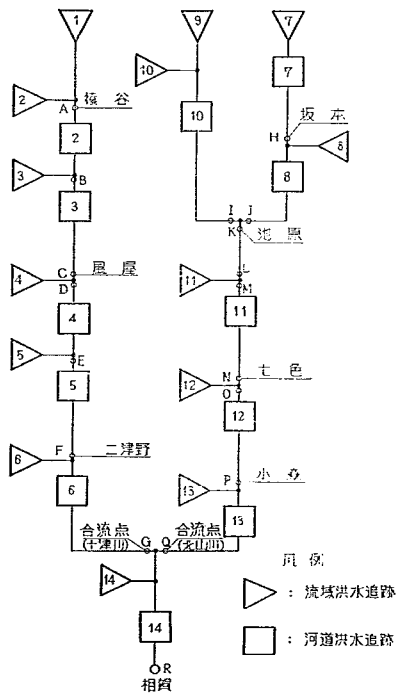


図-2　熊野川洪水解析系統図（自然状態）

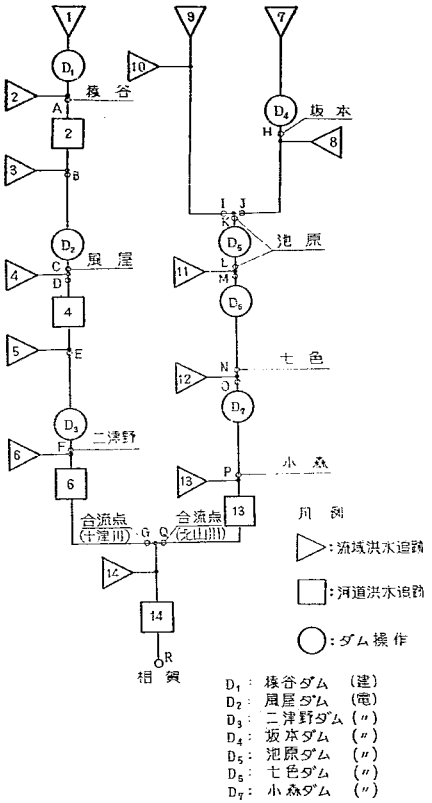


図-3　熊野川洪水解析系統図（ダムカット）

用する。

(viii) その他参考基礎資料

a　池原・七色・風屋・二津野各ダム暫定操作規定（電源開発K.K.作成）。

b　熊野川水系北山川池原ダム洪水吐ゲート操作方法解析概要報告書その2昭和38年10月。

c　熊野川水系北山川池原ダム洪水吐ゲート操作方法解析報告書資料編（その1）昭和38年10月。

4.　流域自然状態における流出推算

流域自然状態における流出推算は流域平均時間雨量を基礎に，図-1に示す14コの流域および12コの河道における追跡計算を，図-2に示す推算系統にしたがっておこなう。

〔1〕 貯留関数法の基礎方程式

（i）　流域より流出量の推算式

$$r_{ave}-q_l=ds_0/dt \quad \cdots\cdots(1)$$

$$Q_l=0.278fA\cdot q_l \quad \cdots\cdots(2)$$

$$Q_t=Q_{l(t-T_l)} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに r_{ave}：流域平均時間雨量　mm/hr

s_0：r_{ave} と q_l による見掛の単位貯留高　mm

q_l：単位流出高　mm/hr

A：流域面積　km²

Q_l：T_l を考慮した流出量　m³/s

Q_t：流量　m³/s

T_l：遅滞時間　hr

t：時間　hr

なお，基底流量は初期流量に等しい一定値と考えて，上式によってえた Q_t に算術的に加算する。

（ii）　河道における流量の推算式

$$\sum_{j=1}^{n} f_j\cdot I_j-O_t=dS/dt \quad \cdots\cdots(4)$$

$$O_t=O_{t(t-T_l)} \quad \cdots\cdots(5)$$

ここに　I_j：流入量　m³/s

O_t：T_l を考慮した流出量　m³/s

T_l：遅滞時間　hr

t：時間　hr

f_j：流入係数

S：$\Sigma f_j\cdot I_j$ と O_t による見掛の貯留量　(m³/s)hr

〔2〕 水文定数

上記貯留関数法の基礎方程式における水文定数は，すでに第一次解析において実測の雨量および流量を基礎に，次のように確定されているので，それらを使用した。

（i）　流域定数

（イ）　貯留関数 s_0：全分割流域について

$$s_0=20.0q_l^{0.5} \quad \cdots\cdots(6)$$

単位は s_0：mm，q_l：mm/hr

（ロ）　遅滞時間 T_l：経験式

$$T_l=0.047\cdot L-0.56 \quad \cdots\cdots(7)$$

$$L>11.9$$

$$T_l=0 \quad \cdots\cdots(8)$$

$$L\leqq 11.9$$

T_l(hr)

L 流路延長 (km)

による推定値で表-3に示す。

（ハ）　他の河川の解析に際しては飽和雨量 R_{sa} を導入し，降雨の積分値が飽和雨量 R_{sa} に達するまでは一次流出率 f_1($f_1=0.5$ というような例が多い）を用いて，(2)式を　$Q_l=0.278f_1Aq_l$ とし，R_{sa} に達した後は

$$Q=0.278f_1Aq_l+0.278(1-f_1)Aq_{sal}$$

q_l：流出域流出量

q_{sal}：浸透域流出量

とおいていた。この河川では実測値との対比や，この流域での地質が，古くて緻密な岩石によって構成されていること等から，$R_{sa}=0$，$f_1=1$ と仮定した。すなわち，

表-3　遅滞時間表（自然状態の場合）

流域および河道番号	流域	河道	ΣT_L	摘要
	hr	hr	hr	
1	0.16	—	1.48	ΣT_L は相賀地点からその流域までの T_L の合計値である。
2	0.20	0.11	1.52	
3	0	0.22	1.21	
4	0	0.19	0.99	
5	0	0.20	0.80	
6	0	0.34	0.60	
7	0	0.07	1.35	
8	0	0.11	1.28	
9	0	—	1.37	
10	0	0.20	1.37	
11	0	0.26	1.17	
12	0	0.17	0.91	
13	0	0.48	0.74	
14	0	0.26	0.26	

R_{ss} という形では損失雨量はないと仮定したわけで計算としては流量が大きい目に出ることになる。その方が実測とよく合うこと，さらに，ダムによる洪水処理を考えるときには，このような傾向で検討しておいた方が，後のためによいと判断されたからである。

（ii）　河道定数

（イ）　貯留関数 S：一般式 $S=K\cdot Q^P-T_l\cdot Q$ の定数 K，P の値を実際の河川の断面資料を用いて等流計算により推定したもので各河道の $K\cdot P$ 値を表-4に示す。

表-4　分割河道貯留関数の $K\cdot P$ 表（自然河道の場合）

河道番号	K	P	T_l(hr)	L (km)
2	4.07	0.788	0.11	11.50
3	17.33	0.699	0.77	20.00
4	9.04	0.747	0.19	17.50
5	19.10	0.654	0.20	14.90
6	34.70	0.672	0.34	23.80
7	10.05	0.645	0.07	9.25
8	6.11	0.735	0.11	12.00
10	13.18	0.716	0.20	19.65
11	22.25	0.677	0.26	21.50
12	8.05	0.738	0.17	13.10
13	29.10	0.708	0.48	30.60
14	9.12	0.767	0.26	13.80

T_l：河道遅滞時間　L：河道延長

（ロ）　流入係数 f：$f=1.0$

（ハ）　遅滞時間 T_l：経験式

$$T_l=10^{-4}\cdot 7.36\cdot L\cdot I^{-0.5} \quad \cdots(9)$$

L：流路延長(km) I：河床平均こう配に基づく推定値で表-3に示す。

（iii）　ハイドログラフの推算

以上の流出推算基本式(1)～(5)および水文定数を用い，流域平均時間雨量より各分割流域および河道主要地点のハイドログラフを推算した。なお，(3)，(5)式により推算されたハイドログラフをその都度遅滞時間 T_l だけずらす代りに流域平均時間雨量を前もって最下流端相賀よりの遅滞時間の合計だけずらし統一的に流出推算をおこなった。推算結果を付図に示す。

5.　ダム操作を想定した場合の流出推算

〔1〕　利水ダムにおける洪水処理の問題点

利水専用のダムまたはダム群における洪水処理方式としては，下流部の洪水被害を自然河道におけるそれより助長させないため，利水効果の低下を最小限にとどめつつ，ダム放流波形をダム地点の自然河道における流出波形に出来るかぎり近接するようにゲート操作するのが原則であり，また，特殊な流出条件・流域条件にあっては，支川の合流時差を利用することにより下流に安全な洪水処理が可能な場合もある。洪水波が自然河道をAからBへ流下する場合，図-4に示すように，A点の波形：太い実線ⓐはB点の波形：太い点線ⓑのように変化する。すなわち

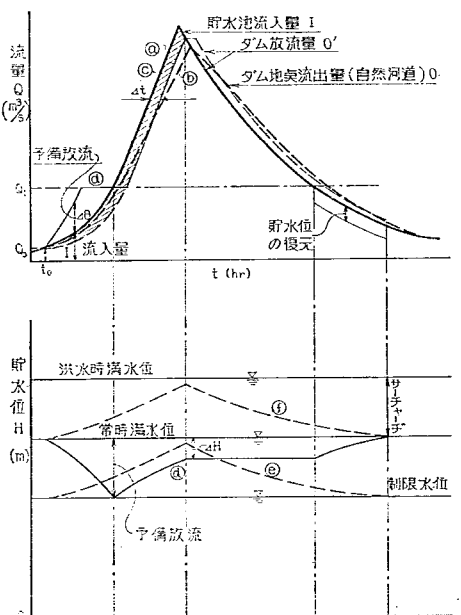


図-4　利水ダム洪水処理基本図（模式図）

ⅰ）洪水のピークのおくれ

ⅱ）洪水波形の扁平化

の現象が一般的に認められる。Bにダムを建設してAB間が貯水池となった場合はどうだろうか。貯水池上流端Aでの洪水波形をそのままダムBにおける放流波形としたとき，AB間の上記ⅰ），ⅱ）の効果はなくなりその影響は下流に対してピーク流量の増加，洪水到達時刻の早まり，等となってあらわれる。そこで，洪水期間中自然河道におけるⅰ），ⅱ）の効果を適確に，量的に把握し，これをダム操作方式にとり入れれば理想的であるが，洪水の予報技術・貯水池内洪水現象の解明等が十分とは言えない今日，それはきわめて困難と思われるので何等かの近似的方法によらざるを得ない。近似の方法の一つとして，図-4に示すように上流端Aにおける洪水波形を一定時間 Δt だけずらしてダムBにおける放流波形㊁とすることが考えられる。Δt はABが自然河道だった時の洪水波形のおくれであって，流量によって，変化させることも考えられ，下流における支川合流等も考慮して試算的に定める必要がある。このような操作方式をとった場合斜線部分で示される貯水を考慮する必要がある。これに相当する貯水容量を確保するためには当然，

（a）予備放流方式

（b）サーチャージ方式

（c）上記二者の組み合せ

のいずれかが考えられる。（b）サーチャージ方式および（c）については，治水効果を期待しない利水専用ダムにおいて，常時満水位以上にサーチャージ容量を待ち（図-4㋑）あるいは常時満水位以下に一定期間制限水位をおきその間の容量を洪水処理に用いる（図-4㋺）ことは利水経済効果の点で問題がある。さらに，サーチャージを許した場合，貯水池の背水の影響をうける河道部分には掃流土砂の堆積のおこる可能性も考えられた。

また，予備放流方式（図-4㋩）については，

ⅰ）洪水初期の予備放流による洪水立上り部分の流量増および流量上昇速度の急激化

ⅱ）洪水の予測をあやまって放流した場合の貯水位回復の困難性。等の問題がある。しかし，ⅰ），ⅱ）を十分な保障のもとに実施すれば予備方流方式は常時は貯水位を全面的に利用できる点できわめて有効な方式と思われるので，本報告においては予備放流方式を主体に検討を進めることにした。予備放流方式において検討すべき事項は，上記の問題点を含めて具体的には，

ⅰ）予備放流開始時期（t_0）または開始流量（Q_0）

予備放流の開始を早めにきめておくことは急激な予備放流をさけることができ，洪水立上り部分の変化が少ないので下流に対する影響は減少するが，洪水予報技術が十分でない場合，予備放流開始の判断が不確実となり洪水の予測をあやまり，人工洪水を惹起し，またその結果貯水位の回復が困難となる可能性がある。

また，予備放流開始をおそめにきめておくことは洪水の予測は確実となるが，洪水処理のため一定の容量を確保する必要上，いきおい急激な予備放流をおこなうことになり，結果として下流に対して洪水立上り部分の悪影響を生ずる。この問題はダム管理者の洪水予報技術・洪水処理に必要な貯水容量を下流に対して安全な予備放流によって確保するに要する時間・洪水発生時の貯水容量・操作の安全度等を考慮して，大局的に定める必要がある。

ⅱ）予備放流方式および予備放流時における最大放流量（Q_1）

予備放流方式は，安全度の点で予想量（例えば予想雨量・予想流量）によるものより実測量（例えば実測雨量・実測流量・貯水位等）を基準に定める方が良く，内容的にはゲート操作能力を考慮し，洪水処理に必要な容量が下流側に対して安全に確保され。しかも洪水減水側において貯水位の回復が十分保障されていることが必要である。予備放流時における最大放流量は，下流側の洪水被害の発生開始流量を考慮し十分安全に定めるべきである。

ⅲ）位相のおくれ時間：Δt の値

下流側に対して安全な Δt の値は洪水時雨量分布・洪水の規模等によって変化するものと思われ，既往洪水について試算的に推定する。

ⅳ）貯水位の回復

洪水ピークをすぎても貯水位が満水面以下の場合に貯水位を回復する操作は，おそすぎれば，貯水位が回復できなくなるし，早すぎれば連続洪水に対して危険となる。それで，貯水位の回復に対する十分な保障のもとに，連続洪水に対しても安全に対処し得る流量以下に減水したのちに貯水位の回復をおこなう。

〔2〕熊野川水系ダム群の洪水処理方式

1）基本方針

解析対象の6カ所のダムについて，主として予備放流方式をとり上記の問題点を考慮して種種な洪水処理方法を想定し，さらに個個のダムの洪水処理方法を組み合せ，水系ダム群としての洪水処理方式を10数案想定した。それらの基本的考え方は，

ⅰ）貯水池の規模から考えて北山川筋は池原ダム（D_5），十津川筋は風屋ダム（D_2）が主体をなすので，洪水処理は両者による。風屋，池原以外はできるかぎり簡単な操作方式を採るので，二津野（D_3），七色（D_6），小森（D_7）で処理すべき分も池原（D_5），風屋（D_2）において洪水処理を行なうようにする。

ⅱ）図-4の Δt を考慮して放流波形を自然河道における流出波形に近似するように操作する案以外に，十津川筋・北山川筋の合流時差を利用して，ダム群の下流に

対する影響を少なくするため一方側の水系の流出を意識的に早め，他方をおくらすよう操作する案も採用する。

iii) 予備放流に対する貯水位回復の安全性の保障は流域貯留量によって判定する方式を採用する。

iv) 洪水発生時の各ダムの初期貯水位について，風屋 (D_2)，坂本 (D_4)，池原 (D_5) は最も危険側と思われる満水位をとったが，他のダムについては特に初期貯水位の仮定はおこなわなかった。

2) 各ダムの洪水処理方法

i) 風屋ダム (D_2)

電源開発K.K.の調査・既往洪水・洪水予測態勢・下流の被害状況・ダム使用水量等種種の情勢を考慮して，

a) 予備放流開始流量 Q_0：200～300m³/s

b) 予備放流時における最大放流量 Q_1：1,200～1,500m³/s

c) Δtの値：自然河道におけるピーク時刻のおくれを基本に0.5～1.0時間程度を試算的に採る。

d) 貯水位の復元：減水側1,500m³/s 以下にておこなう。

以下風屋ダムの洪水処理案を列記する。説明中 I_D(m³/s) は貯水池流入量・Q_D(m³/s) はダム放流量，t(hr) は時間，Δt (hr あるいは sec) は放流のおくれ時間をそれぞれ表すものとする。操作方式は実測流入量 I_D の変化に応じて逐次放流量 Q_D を規定する方法をとっている。説明中 Q_D を連続的に変化させる項もあるが実際の操作にあたっては，ゲートの昇降能力に応じて Q_D を階段的に変化させることになる。説明図を図-5に示す。

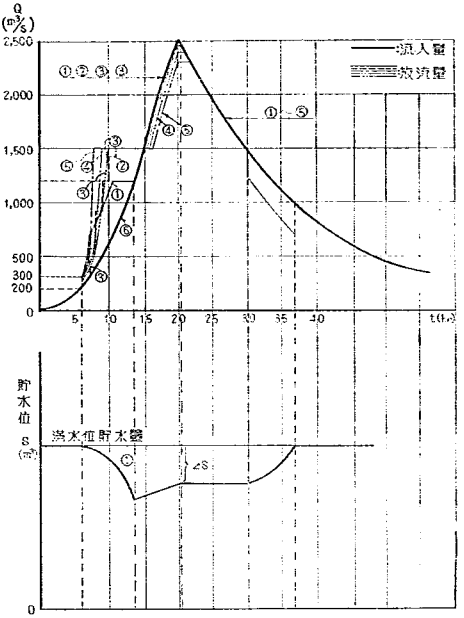


図-5　風屋ダム (D_2) 洪水処理方式 (模式図)

① 案

本案は電源開発 K.K. の暫定操作規定に基づくもので，Δt=0.5(hr)，Q_0=200(m³/s)，Q_1=1.200(m³/s) である。

① (1) $I_D<200$　　$Q_D=I_D$

(2) $200\leqq I_D<350$　$Q_D=I_D+400t\ (0\leqq t\leqq 0.5)$

$Q_D=I_D+400$　$(0.5<t)$

ただし t は I_D=200(m³/s) となった時刻よりの時間を表わす。(以下 t に関しては同様の扱いとする。)

(3) $350\leqq I_D<1,200$

$Q_D=750+150t$　$(0\leqq t<3)$

$Q_D=1,200$　$(3\leqq t)$

(4) $1,200\leqq I_D<1,500$　$Q_D=I_D$

(5) $1,500\leqq I_D<$ピーク

$Q_D=1,500$　$(0\leqq t<0.5)$

$Q_{D(t)}=I_{D(t-0.5)}$　$(0.5\leqq t)$

(6) ピーク$\geqq I_D>1,500$ (I_D の減水側) ピーク時の Q_D を一定に保ち，I_D と一致したら以後 $Q_D=I_D$

(7) $I_D\leqq 1,500$　$\Delta S=\sum_t(I_D-Q_D)\Delta t$　の値が0となるまで　$Q_D=I_D-250$ それ以後は

$Q_D=I_D$　　ΔS：貯水量の変化

② 案

本案は流域貯留を考慮しておこなう方法であって，第一次解析の結果によれば風屋流域の貯留関数は，

$$s_0=20.0q_t^{0.5}\quad s_0:(\mathrm{mm})\quad q_t:(\mathrm{mm/hr}) \qquad \cdots\cdots(10)$$

とされている。本式の s_0 は遅滞時間 T_l を考慮した仮流域貯留量であるが，T_l の値は，風屋地点より最も遠い1流域について考えても T_l=0.5hr 程度であり，しかも実流域貯留量 s は $T_l>0$ であれば一般に $s>s_0$ であるから，風屋貯水池に q_t(mm/hr) の流入量があれば，流域には $s_0(=20.0q_t^{0.5})$ (mm) なる貯留量があると考えても安全側である。そこで q_t(mm) を風屋流入量 I_D(m³/s)，s_0(mm) を風屋流域留量 S(m³) に単位変換すれば

$$S=811,440I_D^{0.5} \qquad \cdots\cdots(11)$$

となる。ただし，換算にあたっては，上流猿谷ダムは利

水専用ダムであるので猿谷流域を除き，風屋流域面積 $A=457.4\text{km}^2$ として計算した。いま，ゲートの昇降能力に応じて適当な時間間隔 Δt をとり Δt 時間の流入量 I_D の増加に応ずる流域貯留量の増加分を(11)式をもとに推定し，次の Δt 時間でダム貯水量から，この増加分を予備放流として放流する。この操作をくり返して，洪水処理に必要な容量を確保するようにすれば，洪水予測を誤まった場合でも，予備放流は，流域貯留量という保障の下におこなわれることになり貯水位回復に要する時間の問題はあるが，量的には一応の安全性がある。

この方法で流入量の増加が急激な場合それに応じて流域貯留の増加も急激になり，これをそのまま予備放流とすると下流側の洪水立上りが急になり好ましくないので予備放流分の最大限を自然河道のハイドログラフを参考に定めておく必要がある。

本解析の計算では $\Delta t=0.5$(hr) 予備放流分の最大を 300m³/s とした。以上を基にして次のような操作方法を想定した。なお，$\Delta t=0.5$(hr)，$Q_D=200$(m³/s)，$Q_1=1{,}500$(m³/s) とした。

② (1) $I_D<200$　$Q_D=I_D$

(2) $200\leqq I_D<1{,}500$

a. 図-6または(11)式の風屋流域 $I_D\sim S$ 曲線を基礎に，次式によって放流量 $Q_D=1{,}500$ となるまで逐次 Q_D を放流する。

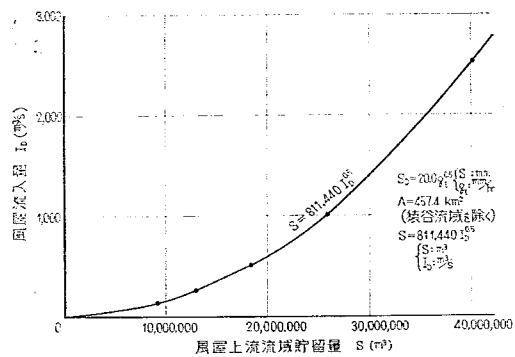


図-6　風屋流域貯留量曲線

$$\frac{S_{(t+\Delta t)}-S_{(t)}}{\Delta t}=\Delta Q_{D(t+\Delta t)} \quad \cdots\cdots(12)$$

$$Q_{D(t+\Delta t)}=I_{D(t+\Delta t)}+\Delta Q_{D(t+\Delta t)} \quad \cdots\cdots(13)$$

$$Q_{D(t+2\Delta t)}=I_{D(t+2\Delta t)}+\Delta Q_{D(t+2\Delta t)} \quad \cdots\cdots(14)$$

ここは $S_{(t)}$ は流入量 $I_{D(t)}$ に対応する流域貯留量である。

ただし (12) 式において $\Delta Q_{D(t+\Delta t)}\geqq 300$ の場合は，$\Delta Q_{D(t+\Delta t)}=300$ として (13)，(14) 式を計算する。ここに t，$t+\Delta t$，$t+2\Delta t$ は時刻，Δt は時間差。

b. $Q_D=1{,}500$となったら以後 Q_D を 1,500 一定に保つ。

(3) $1{,}500\leqq I_D<$ピーク

$Q_D=1{,}500$　　$(0<t<0.5)$

$Q_{D(t)}=I_{D(t-0.5)}$　　$(0.5\leqq t)$

(4) 以下①と同様。

③ 案

本案も②案と同様流域貯留を考慮したものであって，②案が流域貯留量の増加分を予備放流量としたのに対して，本案ではその時刻の流入量 I_D に対応する流域貯留量に比例した量を予備放流するものである。そこで風屋流域貯留関数は，

$S=225.4I_D^{0.5}$

S：(m³/s)·hr，I_D：m³/s

であるから，予備放流量分は $\alpha\cdot 255.4\cdot I_D^{0.5}$，全放流量 Q_D は，

$Q_D=I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5}$

となる。ここに α は定数である。今，$Q_0=200\text{m}^3/\text{s}$，$Q_1=1{,}500\text{m}^3/\text{s}$ とし，また流入量 I_D の立上り部分は既往の洪水を参考に近似的に，

$I_D=13t^2+200(t:\text{hr})\ 0\leqq t\leqq 10$ ……(15)

で表わし，予備放流を次のようにおこなうものとする。

$200\leqq I_D\leqq 1{,}500$ の範囲で，

$I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5}<1{,}500$ なら

$Q_D=I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5}$

$I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5}\geqq 1{,}500$ なら

$Q_D=1{,}500$

$I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5}=1{,}500$ となる時刻を t_1 とし，洪水が予測通りでなかった場合この予備方流方式による貯水位回復の安全度 f を，その時刻まで予備放流の総量とその時刻の流域貯留量との比で表わせば，

i) $0\leqq t\leqq t_1$

$$f=\frac{\int_0^t \alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5}dt}{S}$$

$$=\frac{\int_0^t \alpha\cdot 225.4(13t^2+200)^{0.5}dt}{225.4(13t^2+200)^{0.5}} \quad \cdots(16)$$

ii) $t_1\leqq t\leqq 10$

$$f=\left[\int_0^{t_1}\alpha\cdot 225.4(13t^2+200)^{0.5}dt+\int_{t_1}^{t}\{1{,}500-(13t^2+200)\}dt\right]\Big/ 225.4(13t^2+200)^{0.5} \quad \cdots\cdots(17)$$

となる。$\alpha=0.1$，0.2 について f を概略計算したのが図-7である。図-6より $\alpha=0.2$ 以下であれば $f\fallingdotseq 1$ であり予備放流量は流域貯留量の保障がなされていることが分る。なお，$\alpha\leqq 0.2$ 程度で洪水処理に必要な容量を予備放流できるかは既往の洪水については以下において検

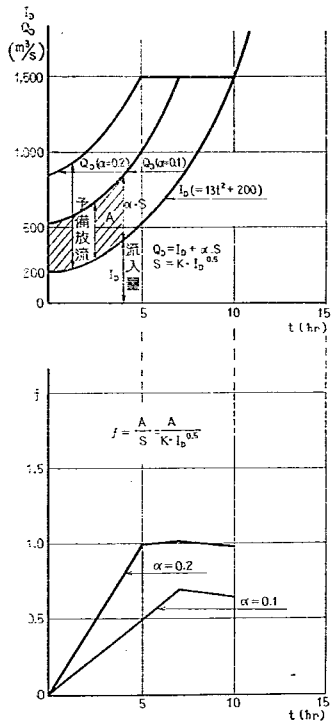


図-7　流域貯留を考慮した予備放流

討することにする。また，洪水の立上りが(15)式に比べて極度に緩かな場合は，安全度が低くなることに注意されたい。

以上の考え方に基づき③案は次のような操作方式とした。なお，$\alpha=0.10$，$\Delta t=0.5$(hr)，$Q_0=200$m³/s，$Q_1=1{,}500$m³/s とした。

（1）$I_D<200$　$Q_D=I_D$

（2）$200\leqq I_D<1{,}500$　$\alpha=0.1$ として $(I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5})<1{,}500$ の範囲で

$Q_D=I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5}$

$(I_D+\alpha\cdot 225.4\cdot I_D^{0.5})\geqq 1{,}500$ の範囲で

$Q_D=1{,}500$

（3）$1{,}500\leqq I_D<$ピーク　$Q_D=1{,}500$　$(0\leqq t<0.5)$

$Q_{D(t)}=I_{D(t-0.5)}$　$(0.5\leqq t)$

ただし t は $I_D=1{,}500$ の時刻よりの時間を表わす。

（4）ピーク$\geqq I_D>1{,}500$(減水期) I_D ピーク時の Q_D を保持し $Q_D=I_D$ となれば以後 $Q_D=I_D$ とする。

（5）$1{,}500\geqq I_D$　$\Delta S=\sum_t(\overline{I_D}-\overline{Q_D})\cdot\Delta t$ の値が0になるまで $Q_D=I_D-250$ それ以後は

$Q_D=I_D$　　ΔS：貯水量の変化

ただし t の値は $I_D=200$ の時刻よりの時間を表わす。なお I_D のピーク値$<1{,}500$ の場合は，ピークの時刻より(2)の段階から(5)に移る。

③ 案

③案と操作方式は同一であるが，$\alpha=0.15$，$\Delta t=0.5$(hr)，$Q_0=300$(m³/s)，$Q_1=1{,}500$(m³/s) としたものである。

（1）$I_D<300$　　$Q_D=I_D$

（2）$300\leqq I_D\leqq 1{,}500$　$\alpha=0.15$ として③と同様

（3）以下③と同様。

④ 案

$\alpha=0.15$，$\Delta t=0.75$(hr)，$Q_0=200$(m³/s)，$Q_1=1{,}500$(m³/s)

（1）$I_D<200$　$Q_D=I_D$

（2）$200\leqq I_D<1{,}500$　$\alpha=0.15$として③と同様。

（3）$1{,}500\leqq I_D<$ピーク　$Q_D=1{,}500$　$(0\leqq t\leqq 0.75)$

$Q_{D(t)}=I_{D(t-0.75)}$　$(0.75\leqq t)$

（4）以下③と同様。

⑤ 案

$\alpha=0.20$，$\Delta t=1.00$(hr)，$Q_D=200$(m³/s)，$Q_1=1{,}500$(m³/s)

（1）$I_D<200$　　$Q_D=I_D$

（2）$200\leqq I_D<1{,}500$　$\alpha=0.20$として③と同様。

（3）$1{,}500\leqq I_D<$ピーク　$Q_D=1{,}500$　$(0\leqq t<1.0)$

（4）以下③と同様。$Q_{D(t)}=I_{D(t-1.0)}$　$(1.0\leqq t)$

⑥ 案

合流時差を利用する場合等に採用するもので，一洪水期間中 $Q_D=I_D$ とする。

ii) 二津野ダム D_3

貯水池の規模から考えて，できるだけ簡単な操作方式をとった。

① 案

上流風屋ダムの予備放流の開始時期と合せて，放流が自由越流となるまでは流入量に応じてゲートを上昇させダム地点貯水位を一定に保つようにし，以後は自由越流のまま放置し，洪水の減水側において，風屋ダムの貯水位回復状況を考慮して，貯水をおこなう。

本解析計算においては，河道番号5の河道貯留関数

$S=19.10Q^{0.564}-T_lQ$ ……(18)

の T_l 項を無視 ($T_l=0$) した $S=19.10Q^{0.654}$ …(19) によって I_D を追跡することにより近似する。

② 案

風屋ダム⑥案と同様 $Q_D=I_D$ とする。

iii) 坂本ダム

坂本ダムは構造上，ゲート操作はおこなわず常時満水位と洪水時満水位間の容量を利用し，洪水を自由越流させる。

本解析計算では，越流量 Q_D の推算はダム地点総流入

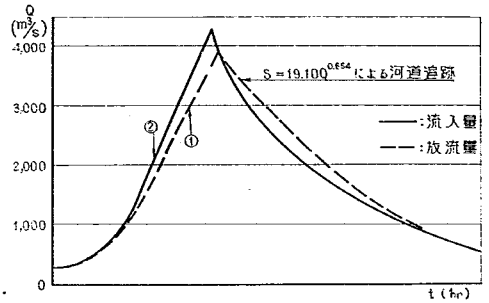


図-8①　二津野ダム（D_3）洪水処理方式

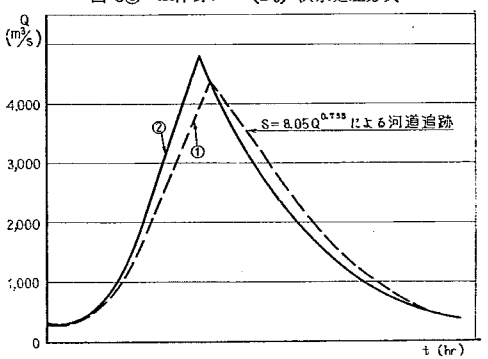


図-3②　小森ダム（D_7）の洪水処理方式

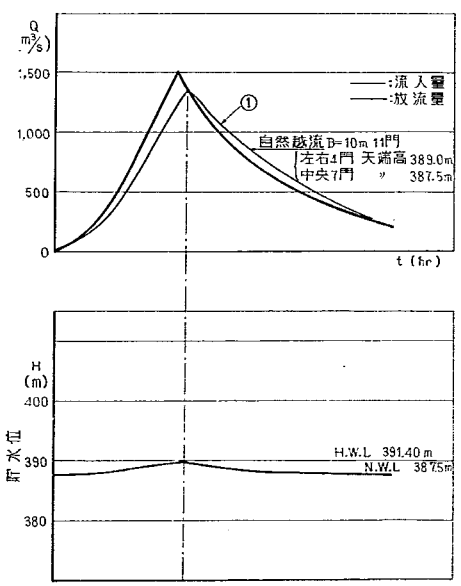


図-9　坂本ダム（D_4）洪水調節図（模式図）

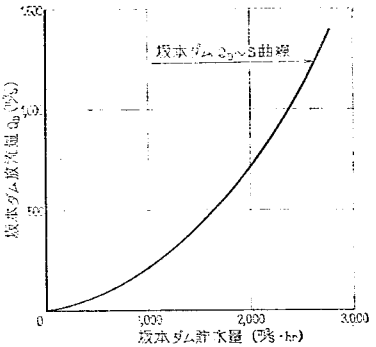


図-10　坂本ダム放流量 Q_D～貯流量曲線

量 I_D を基礎として図-10の坂本ダム Q_D～S 曲線を用いて，次式により $Q_{D(n+J1)}$ を逐次計算する。

$$\frac{I_{D(n)}+I_{D(n+J1)}}{2}-\frac{Q_{D(n)}+Q_{D(n+J1)}}{2}=\frac{S_{(n+J1)}}{\Delta t}-\frac{S_{(n)}}{\Delta t}$$

ここに n は時刻，Δt は時刻差，$S_{(n)}$ は $Q_{D(n)}$ に対する図-9の S の値。

iv）池原ダム D_5

既往洪水・洪水予測態勢・下流の被害状況・ダム使用水量を考慮して，次のように定めた。

i）予備放流開始流量 Q_0：200～400m³/s

ii）予備放流時における最大放流量 Q_1：1,200～1,500m³/s

iii）Δt の値　：自然河道におけるピーク時刻のおくれを基本に 0.5～1.0(hr) 程度を試算的に採る。

iv）貯水位の復元：洪水の減水側 1,500m³/s 以下にておこなう。

以下池原ダムの洪水処理案を列記する。本ダムの洪水処理方式は，風屋ダムのそれと基本的に同一の考え方をとっており，すなわち，①案は電源開発K・Kの暫定操作規定が主体をなし③案は流域貯留量の増加分を予備放流する方式であり，③，③′，④，⑤案は流域貯留量に比例した量を予備放流するもので，$\Delta t \cdot \alpha \cdot Q_D$ 等の値を変えたものである。最後の⑥案は流入量をそのまま放流量とするものである。

① 案

（1）$I_D<400$　　$Q_D=I_D$

（2）$400\leqq I_D<800$　$Q_D=I_D+350t$　$(0\leqq t\leqq 0.5)$

$Q_D=I_D+350$　$(0.5<t)$

（3）$800\leqq I_D<1,200$

$Q_D=1,150+100t$　$(0\leqq t\leqq 0.5)$

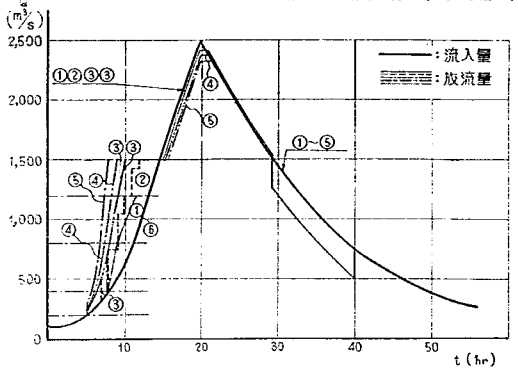


図-11①　池原ダム（D_5）洪水処理方式（模式図）

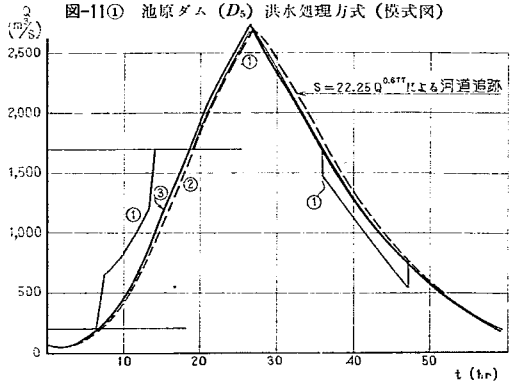


図-11②　七色ダム（D_6）洪水処理方式（模式図）

$Q_D=1{,}200$　$(0.5<t)$

（4）　$1{,}200\leqq 1{,}500$　$Q_D=I_D$

（5）　$1{,}500\leqq I_D<$ピーク　$Q_D=1{,}500$　$(0\leqq t\leqq 0.5)$

$Q_{D(t)}=I_{D(t-0.5)}$　$(0.5<t)$

（6）　ピーク$\geqq I_D>1{,}500$（減水側）I_D ピーク時の Q_D を一定に保ち I_D と一致後 $Q_D=I_D$

（7）　$I_D\leqq 1{,}500$　$\Delta S=\sum_t(\overline{I_D-Q_D})\Delta t$ の値が0となるまで

$Q_D=I_D-250$ それ以後は

$Q_D=I_D$　　ΔS：貯水量の変化

②　案

（1）　$I_D<250$　$Q_D=I_D$

（2）　図-12の池原流域 $I_D\sim S$ 曲線を用いて D_2 風屋ダム②と同様。

（3）　以下 $D_2$② と同様。

③　案

（1）　$I_D<200$　$Q_D=I_D$

（2）　$200\leqq I_D<1{,}500$　$\alpha=0.1$ として $(I_D+\alpha\cdot 197.7\cdot I_D^{0.5})<1{,}500$ の範囲で

$Q_D=I_D+\alpha\cdot 197.7\cdot I_D^{0.5}$

$(I_D+\alpha\cdot 197.7\cdot I_D^{0.5})\geqq 1{,}500$ の範囲で

$Q_D=1{,}500$

（3）　$1{,}500\leqq I_D<$ピーク

$Q_D=1{,}500$　$(0\leqq t<0.5)$

$Q_{D(t)}=I_{D(t-0.5)}$　$(0.5\leqq t)$

ただし t は $I_D=1{,}500$ の時刻よりの時間を表わす。

（4）　ピーク$\geqq I_D>1{,}500$（減水側）I_D ピークの時の Q_D を保ち $Q_D=I_D$ となれば以後 $Q_D=I_D$

（5）　$1{,}500\geqq I_D$　$\Delta S=\sum_t(\overline{I_D-Q_D})\Delta t$ の値が0になるまで

$Q_D=I_D-250$ それ以後は

$Q_D=I_D$　　ΔS：貯水量の変化

ただし t の値は $I_D=200$ の時刻よりの時間を表わす。なお，I_D のピーク値$<1{,}500$ の場合はピークの時刻より（2）の段階から（5）に移る。

③　案

（1）　$I_D<400$　$Q_D=I_D$

（2）　$400\leqq I\leqq 1{,}500$　$\alpha=0.15$として③と同様。

（3）　以下③と同様。

④　案

（1）　$I_D<200$　$Q_D=I_D$

（2）　$200\leqq I_D<1{,}500$　$\alpha=0.15$ として⑧と同様。

（3）　$1{,}500\leqq I_D<$ピーク　$Q_D=1{,}500$　$(0\leqq t<0.75)$

$Q_{D(t)}=I_{D(t-0.75)}$　$(0.75\leqq t)$

（4）　以下③と同様。

⑤　案

（1）　$I_D<200$　$Q_D=I_D$

（2）　$200\leqq I_D<1{,}500$　$\alpha=0.20$として③と同様。

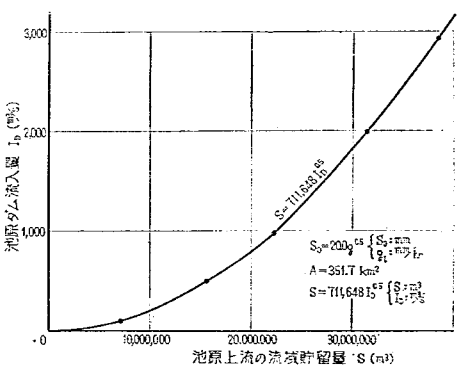


図-12　池原流域貯留量曲線

（3） $1{,}500 \leqq I_D <$ ピーク　$Q_D = 1{,}500$　$(0 \leqq t < 1.0)$

$Q_{D(t)} = I_{D(t-1.0)}$　$(1.0 < t)$

（4） 以下②と同様。

⑥ 案

一洪水期間中　$Q_D = I_D$

v） 七色ダム D_6

① 案

電源開発K.K.の暫定操作規定を基本にしたものである。

（1） $I_D < 200$　　$Q_D = I_D$

（2） $200 \leqq I_D < 800$　　$Q_D = I_D + 400t$　$(0 \leqq t < 1.0)$

$Q_D = I_D + 400$　$(1.0 \leqq t)$

（3） $800 \leqq I_D < 1{,}700$　$Q_D = 1{,}200 + 500t$　$(0 \leqq < 1.0)$

$Q_D = 1{,}700$　$(1.0 \leqq t)$

（4） $1{,}700 \leqq I_D <$ ピーク　$Q_D = 1{,}700$　$(0 \leqq t < 0.5)$

$Q_{D(t)} = I_{D(t-0.5)}$　$(0.5 \leqq t)$

（5） ピーク$\geqq I_D > 1{,}700$(減水側)I_D ピーク時のQ_Dを一定に保ち，$Q_D = I_D$ となれば以後 $Q_D = I_D$。

（6） $1{,}700 \geqq I_D$　$\Delta S = \sum_t (I_D - Q_D)\Delta t$ の値が0となるまで，$Q_D = I_D - 200$ それ以後

$Q_D = I_D$　　ΔS：貯水量の変化

② 案

二津野ダム①案と同様な操作方式をとる。したがって，本解析計算においては流入量を $S = 22.25Q^{0.677}$ によって河道追跡し放流量を近似的に推定する。

③ 案

一洪水期間中 $Q_D = I_D$ とする。

vi） 小森ダム D_7

① 案

二津野ダムの案と同様。解析計算では流入量を $S = 8.05Q^{0.785}$ によって追跡する。

② 案

一洪水期間中 $Q_D = I_D$ とする。

なお，猿谷ダム D_1（直轄管理）は利水専用ダムであり，その貯水池利用方式から考えて，ダムによる洪水波形の変形を考慮しなかった。この仮定は本解析の結果検討にあたっては安全側と思われる。

3） 熊野川水系ダム群の洪水処理方式

上に述べた各ダムの洪水処理方法をいろいろ組み合せて計算した。組み合せ方を表-5に示す。

表-5は次のような内容をもつものである。

i） ケース0：

全水系のダム群について，それぞれの流入量をそのまま放流量とする方式（$Q_D = I_D$）で，従来多くの利水ダムで採用されている。利水効果の低下が少ない点で有利と思われる。

ii） ケースⅠ，Ⅶ：

両者とも電源開発K.K.の暫定操作規定を主体とするものである。七色ダム D_6 の扱い方がやや簡略化してある。

iii） ケースⅡ，Ⅵ，Ⅵ′，Ⅷ，Ⅺ，ⅩⅣ：

十津川筋，北山川筋の流出波形を自然河道のそれにできるだけ近づけるよう，ダム操作を行なうものである。ケースⅡ，Ⅷは予備放流に際して流域貯留量の増加分を貯水池より予備放流する方式であり，両者は D_7 の扱いが異なる。また，ケースⅥ，Ⅵ′，Ⅺ，ⅩⅣは流域貯留量に比例した量を貯水池より予備放流するもので，おのおの $\alpha, \Delta t, Q_0$ 等の値が異なる。

iv） ケースⅢ，Ⅸ，Ⅻ：

十津川筋の流出を早める方式である。北山川筋池原ダムの予備放流方式，洪水処理方式をかえて検討する。（α，Δt の相違）

v） ケースⅤ，Ⅹ，ⅩⅢ：

北山川筋の流出を早める方式である。十津川筋風屋ダムの予備放流方式・洪水処理方式をかえて検討する。（α，Δt の相違）

表-5　熊野川水系ダム群洪水処理方式　（案）

ダム名＼ケース	0	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅴ	Ⅵ	Ⅵ′	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ	Ⅹ	Ⅺ	Ⅻ	ⅩⅢ	ⅩⅣ	備考
風屋 D_2	⑥	①	②	⑥	③	③	③′	①	②	⑥	④	④	⑥	⑤	⑤	Ⅰ，Ⅶケース：電発KKによる暫定操作方式が主体
二津野 D_3	②	①	①	②	①	①	②	①	①	②	①	①	②	①	①	Ⅲ，Ⅸ，Ⅻケース：十津川水系の波形を早め，北上川水系をおくらす
坂本 D_4	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	Ⅴ，Ⅹ，ⅩⅢケース：十津川水系の波形をおくらせ北上川水系を早める
池原 D_5	⑥	①	②	③	⑥	③	③′	①	②	④	⑥	④	⑤	⑥	⑤	Ⅱ，Ⅵ，Ⅵ′，Ⅷ，Ⅺ，ⅩⅣケース：両水系をおくらす
七色 D_6	③	②	②	②	③	②	③	①	①	②	③	②	②	③	②	
小森 D_7	②	①	①	①	②	①	②	①	①	①	②	①	①	②	①	

〔注〕 猿谷 D_1 は，ダムによる洪水波形の変型を考慮せず，流域流出波型を猿谷地点のそれとする。

〔3〕 ダム操作を想定した場合の流出推算

表-6の流域・分割河道の遅滞時間，表-7の河道貯留関数 K，P，T_l 値を用いて，各分割流域時間雨量を基礎に表-5の各ケースについて流出推算を行なった。推算の対象は表-1の20洪水を採った。なお，20洪水中には，自然河道における推算結果より分かるように，風屋・池原地

表-6　遅滞時間（貯水池の場合）

流域および河道番号	流域	河道	ΣT_l	適要
	(hr)	(hr)	(hr)	
1	0.16	—	1.06	貯水池における T_l は0とする
2	0.20	0.11	1.10	
3	0	0	0.79	
4	0	0.19	0.79	
5	0	0	0.60	
6	0	0.34	0.60	
7	0	0.07	0.81	
8	0	0	0.74	
9	0	—	0.74	
10	0	0	0.74	
11	0	0	0.74	
12	0	0	0.74	
13	0	0.48	0.74	
14	0	0.26	0.26	

表-7　分割河道貯留関数の $K \cdot P$ 表（ダムを考慮）

河道番号	K	P	T_l (hr)
2	4.07	0.788	0.11
4	9.04	0.747	0.19
5	19.10	0.654	0
6	34.70	0.672	0.34
11	22.25	0.677	0
12	8.05	0.738	0
13	29.10	0.703	0.48
14	9.12	0.767	0.26

点のピーク流量が 1,200～1,500m³/s 以下のものが数洪水ある。これらのうちには洪水の予測がなされれば洪水処理を実施しない場合も実際には生じてくると思われるが，本解析計算では機械的に全洪水を推算の対象とした。推算結果の洪水波形をケースⅠ，Ⅱ，Ⅵ，Ⅺ，ⅩⅣについて付図に示す。

6. 推算結果の検討

〔1〕 検討項目

昭和37年12月の熊野川水系ダム群の洪水時操作規定打合せ会議によれば，操作規定の決定基準として

ⅰ） 相賀地点のピーク流量およびその頻度の変化

ⅱ） 相賀地点の増水時水位上昇速度の変化

ⅲ） 発電効果低下を最小限にとどめること

等の項目をあげているのでこれらを主体に，その他数項目を含めて，以下推算結果より検討をおこなった。

〔2〕 自然河道ハイドログラフとの比較

付図に推算対象20洪水の自然河道およびダム操作方式ケースⅠ，Ⅱ，Ⅵ，Ⅺ，ⅩⅣの主要地点推算ハイドログラフを示す。それ以外のケースは後で示すように，結果があまりよくないので，付図には掲げなかった。ピーク流量値の検討は，次項でおこなうとして，自然河道およびダム操作を想定した場合の波形の比較をおこなって見る。

ⅰ） 洪水の立上り部分は，池原・風屋の予備放流のため，当然，自然状態に較べてダム操作後は流出は早まり，立上りこう配も急になる傾向にある。ただし，この傾向も下流に行くにしたがい，河道貯留・遅滞効果のため減少し，相賀地点では両者の差はわずかであり，本解析で採った程度の予備放流方式は，下流に大きな支障を与えるものではない。

ⅱ） 大洪水のピーク付近では洪水処理方式で採った Δt の効果のため（その他坂本ダム等の自然越流による洪水のおくれ効果も考えられる）自然状態より流出がおくれる傾向にある。

ⅲ） 小洪水（特に風屋・池原地点でピーク流量が 1,500m³/s 以下のもの）の場合，本解析では洪水の予測を考慮せず操作規定を機械的に適用したため，人工洪水を作るような結果になっている。これは，現在の操作規定でも，風屋，池原で 2,000m³/s を越すと予想された場合にのみ予備放流をしているので現在の予報技術水準のままで，これらの人工洪水は避けられる内容である。また，連続洪水で小さな山が連続する場合に，不必要に予備放流・貯水をくり返す結果になっているが，本計算中で増水時・減水時の判別を機械的におこなったためで，予報技術が進歩すればもちろんのこと，ピークの判断を大局的に把握することで，現段階でもさけられることである。

以上の傾向は，ケース0および流出を早めるように操作するケース以外ではすべて同じである。

〔3〕 自然河道におけるピーク流量および生起頻度との比較

表-8～14は河道主要地点の自然河道およびダム操作を想定した各ケースのピーク流量比較表である。

ピーク流量の比較を相賀地点を基準にしておこなって見る。

ⅰ） ケースⅠ，Ⅱ，Ⅴ，Ⅹ，ⅩⅢは，推算対象洪水の大多数が自然状態よりピーク流量増となっている。

ⅱ） ケースⅢ，Ⅵ，Ⅶ，Ⅷ，Ⅸ，Ⅺ，ⅫⅠ，ⅩⅥは，自然状態に較べて半数程度の洪水のピーク流量が大体等しいかまたは減少している。

ⅲ） ピーク流量の変化を平均的に見るため，自然状態およびダム操作を想定した場合の相賀地点ピーク流量 Q と相賀流域平均2日雨量 R との相関式を20洪水の推算結果より求めた。

各洪水のピーク流量 Q と2日雨量 R との関係を示す図-13(a)～(n)の結果によれば，両者の相関式は降雨型を(A)台風型，(B)その他に分類し，$Q=K \cdot R$ (K：

表-8　解析対象洪水の風屋ピーク流量表　　単位：m³/s

洪水番号	洪水年月日	風屋ピーク流量(自然状態)	風屋ピーク流量(ダム操作後)												
			I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
1	S 28. 7.17～18	3,337	3,725	3,725	4,274	3,868	3,868	3,868	3,725	3,725	4,274	3,476	3,476	4,274	3,094	3,094
2	28. 9.24～25	3,304	3,359	3,359	3,443	3,377	3,377	3,378	3,359	3,359	3,443	3,307	3,307	3,443	3,230	3,230
3	29. 6.22～23	794	1,200	1,144	857	1,500	1,500	1,500	1,200	1,144	857	1,500	1,500	857	1,500	1,500
4	29. 6.28～29	1,820	2,030	2,030	2,076	1,981	1,981	1,981	2,030	2,030	2,076	1,905	1,905	2,076	1,981	1,981
5	29. 8.17～18	1,446	1,484	1,500	1,482	1,500	1,500	1,500	1,484	1,500	1,482	1,500	1,500	1,482	1,500	1,500
6	29. 9.16～17	1,711	1,730	1,730	1,817	1,794	1,794	1,794	1,730	1,730	1,817	1,743	1,742	1,817	1,687	1,687
7	30.10.18～19	1,198	1,378	1,500	1,357	1,500	1,500	1,500	1,378	1,500	1,357	1,500	1,500	1,357	1,500	1,500
8	31. 9.25～26	2,860	3,081	3,081	3,113	3,065	3,065	3,069	3,081	3,081	3,113	2,986	2,986	3,113	2,857	2,857
9	31.10.29～30	1,521	1,621	1,621	1,637	1,577	1,577	1,577	1,621	1,621	1,637	1,525	1,525	1,637	1,500	1,500
10	33. 8.24～25	4,016	4,425	4,425	4,430	4,388	4,388	4,388	4,425	4,425	4,430	4,324	4,324	4,430	4,201	4,201
11	33. 9.16～17	963	1,200	1,254	1,001	1,500	1,500	1,500	1,200	1,254	1,001	1,500	1,500	1,001	1,500	1,500
12	34. 8. 7～ 8	2,031	2,156	2,156	2,169	2,129	2,129	2,129	2,156	2,156	2,169	2,101	2,101	2,169	2,192	2,192
13	34. 8.12～13	1,514	1,540	1,500	1,543	1,540	1,540	1,540	1,540	1,500	1,543	1,537	1,537	1,543	1,540	1,540
14	34. 9.25～26	6,168	6,849	6,849	6,975	6,745	6,745	6,745	6,849	6,849	6,975	8,564	6,564	6,975	6,745	6,745
15	35. 8.11～12	2,239	2,448	2,448	2,471	2,436	2,436	2,436	2,448	2,448	2,471	2,355	2,355	2,471	2,233	2,233
16	35. 8.28～29	3,616	3,836	3,836	3,835	3,749	3,749	3,749	3,836	3,836	3,835	3,618	3,618	3,835	3,474	3,474
17	35.10. 6～ 7	669	1,125	1,113	804	1,443	1,443	1,500	1,123	1,113	804	1,500	1,500	804	1,500	1,500
18	36. 6.25～26	1,398	1,500	1,500	1,574	1,514	1,514	1,514	1,500	1,500	1,574	1,500	1,500	1,574	1,500	1,500
19	36. 9.15～16	4,980	5,111	5,111	5,539	5,405	5,405	5,405	5,111	5,111	5,539	5,176	5,176	5,539	4,930	4,930
20	36.10.26～27	2,905	2,959	2,959	2,987	2,944	2,944	2,944	2,959	2,959	2,989	2,920	2,782	2,987	2,895	2,895

表-9　解析対象洪水の二津野ピーク流量表　　単位：m³/s

洪水番号	洪水年月日	二津野ピーク流量(自然状態)	二津野ピーク流量(ダム操作後)												
			I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
1	S 28. 7.17～18	5,145	6,685	6,704	7,439	6,539	6,539	6,770	6,685	6,704	7,432	6,208	6,208	7,432	5,927	5,927
2	〃 9.24～25	5,181	5,438	5,439	5,585	5,369	5,369	5,416	5,438	5,439	5,586	5,277	5,277	5,585	5,188	5,188
3	29. 6.22～23	1,611	2,026	1,874	1,746	2,217	2,217	2,482	2,026	1,874	1,746	2,350	2,350	1,746	2,376	2,376
4	〃 6.28～29	2,738	2,944	2,957	3,071	2,946	2,946	3,008	2,944	2,957	3,071	2,891	2,891	3,071	2,820	2,790
5	〃 8.17～18	2,243	2,275	2,317	2,307	2,324	2,324	2,342	2,275	2,317	2,307	2,324	2,324	2,307	2,324	2,324
6	〃 9.16～17	3,278	3,305	3,338	3,428	3,328	3,328	3,382	3,305	3,338	3,421	3,294	3,294	3,428	3,272	3,272
7	30.10.18～19	1,714	1,962	2,096	1,986	2,212	2,212	2,340	1,962	2,096	1,986	2,289	2,289	1,986	2,289	2,289
8	31. 9.25～26	3,456	3,706	3,644	3,855	3,606	3,606	3,708	3,706	3,644	3,855	3,528	3,523	3,855	3,414	3,414
9	〃 10.29～30	3,072	2,941	2,949	3,026	2,960	2,960	3,029	2,941	2,949	3,026	2,929	2,929	3,026	2,913	2,913
10	33. 8.24～25	5,823	6,494	6,494	6,666	6,356	6,356	6,467	6,494	6,494	6,666	6,226	6,226	6,666	6,065	6,065
11	〃 9.16～17	1,684	2,155	2,075	1,817	2,364	2,364	2,483	2,155	2,075	1,817	2,432	2,432	1,817	2,461	2,461
12	34. 8. 7～ 8	3,408	3,477	3,490	3,577	3,445	3,445	3,491	3,477	3,490	3,577	3,390	3,390	3,577	3,329	3,329
13	〃 8.12～13	2,220	2,000	2,100	1,968	1,973	2,021	2,082	2,000	2,100	1,997	2,021	2,122	2,020	2,021	2,021
14	〃 9.25～26	7,422	8,644	8,644	9,094	8,618	8,618	8,842	8,644	8,644	9,094	8,442	8,442	9,094	8,183	8,183
15	35. 8.11～12	4,023	4,084	4,091	4,304	4,133	4,133	4,244	4,084	4,091	4,304	4,065	4,065	4,304	3,967	2,332
16	〃 8.28～29	4,624	4,679	4,670	4,810	4,688	4,688	4,723	4,679	4,670	4,810	4,616	4,616	4,810	4,534	4,534
17	〃 10. 6～ 7	1,157	1,448	1,445	1,342	1,645	1,645	2,030	1,448	1,445	1,342	1,822	1,822	1,342	1,892	1,892
18	36. 6.25～26	2,351	2,182	2,587	2,478	2,835	2,835	2,997	2,182	2,587	2,478	2,487	2,863	2,478	2,869	2,869
19	〃 9.15～16	6,323	6,905	6,905	7,420	7,033	7,033	7,212	6,905	6,905	7,420	6,811	6,811	7,420	6,560	6,560
20	〃 10.26～27	2,370	4,453	4,452	4,530	4,462	4,462	4,504	4,453	4,452	4,530	4,436	2,893	4,530	44,05	4,405

表-10　解析対象洪水の坂本ピーク流量表　　単位：m³/s

洪水番号	洪水年月日	池原ピーク流量（自然状態）	池原ピーク流量（ダムカット後） I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
1	S 28. 7.17～18	424	279													
2	〃 9.24～25	1,048	1,003													
3	29. 6.22～23	281	215													
4	〃 6.28～29	105	72													
5	〃 8.17～18	222	186													
6	〃 9.16～17	676	631													
7	30.10.18～19	500	364													
8	31. 9.23～26	432	352													
9	〃 10.29～30	1,126	1,163					I	ケース	に	同じ					
10	33. 8.24～25	649	610													
11	〃 9.16～17	410	346													
12	34. 8. 7～ 8	411	350													
13	〃 8.12～13	355	334													
14	〃 9.25～26	1,375	1,350													
15	35. 8.11～12	378	212													
16	〃 8.28～29	553	527													
17	〃 10. 6～ 7	485	421													
18	36. 6.25～26	676	585													
19	〃 9.15～16	425	376													
20	〃 10.26～27	710	662													

表-11　解析対象洪水の池原ピーク流量　　単位：m³/s

洪水番号	洪水年月日	池原ピーク流量（自然状態）	池原ピーク流量（ダム操作後） I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
1	S 28. 7.17～18	2,550	2,682	5,372	2,682	2,995	2,682	2,682	2,682	5,372	2,500	2,995	2,500	2,318	2,995	2,318
2	〃 9.24～25	4,966	5,072	5,072	5,072	5,259	5,072	5,072	5,072	5,072	4,973	5,259	4,973	4,873	5,259	4,873
3	29. 6.22～23	1,338	1,387	1,500	1,500	1,387	1,500	1,500	1,387	1,500	1,500	1,387	1,500	1,500	1,387	1,500
4	〃 6.28～29	627	1,040	960	1,209	690	1,209	1,209	1,040	960	1,469	690	1,469	1,500	690	1,500
5	〃 8.17～18	1,486	1,500	1,500	1,500	1,541	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500	1,302	1,500	1,500	1,541	1,500
6	〃 9.16～17	2,584	2,487	2,487	2,487	2,585	2,487	2,487	2,487	2,487	2,433	2,585	2,433	2,378	2,585	2,378
7	30.10.18～19	1,689	1,500	2,093	1,580	1,758	1,580	1,580	1,500	2,093	1,500	1,758	1,500	1,500	1,758	1,500
8	31. 9.25～26	1,607	1,604	1,604	1,500	1,652	1,604	1,604	1,604	1,604	1,569	1,652	1,569	1,500	1,652	1,549
9	〃 10.29～30	3,792	3,928	3,928	3,928	5,095	3,928	3,928	3,928	3,928	4,253	5,095	4,255	3,945	5,095	3,945
10	33. 8.24～25	2,944	3,006	3,006	3,006	3,026	3,006	3,006	3,006	3,006	2,987	3,026	2,710	2,968	3,026	2,968
11	〃 9.16～17	2,063	2,048	2,048	2,048	2,082	2,048	2,048	2,048	2,048	2,026	2,082	2,026	2,004	2,082	2,004
12	34. 8. 7～ 8	1,263	1,233	1,500	1,500	1,233	1,500	1,500	1,239	1,500	1,500	1,233	1,500	1,500	1,233	1,500
13	〃 8.12～13	1,649	1,880	1,880	1,875	1,923	1,875	1,875	1,880	1,880	1,848	1,923	1,848	1,500	1,923	1,820
14	〃 9.25～26	5,728	5,739	5,739	5,739	6,086	5,739	5,739	5,739	5,739	5,509	6,086	5,509	5,279	6,036	5,279
15	35. 8.11～12	2,375	2,342	2,342	2,342	2,353	2,342	2,342	2,342	2,342	2,335	2,353	2,335	2,327	3,353	1,500
16	〃 8.28～29	2,869	2,880	2,880	2,880	2,888	2,880	2,880	2,880	2,880	2,876	2,888	2,876	2,872	2,888	2,872
17	〃 10. 6～ 7	1,240	1,245	1,500	1,500	1,384	1,550	1,500	1,245	1,500	1,500	1,384	1,500	1,500	1,384	1,500
18	36. 6.25～26	2,297	2,181	2,181	2,181	2,381	2,181	2,181	2,181	2,181	2,081	2,381	2,081	1,981	2,381	1,981
19	〃 9.15～16	1,888	1,874	1,874	1,874	1,889	1,874	1,874	1,874	1,874	1,873	1,889	1,873	1,500	1,889	1,873
20	〃 10.26～27	2,288	2,187	2,187	2,187	2,234	2,187	2,187	2,187	2,187	2,166	2,234	2,166	2,144	2,234	2,144

表-12 解析対象洪水の七色ピーク流量表 単位：m³/s

洪水番号	洪水年月日	七色ピーク流量(自然状態)	七色ピーク流量(ダム操作後)													
			I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
1	S 28. 7.17～18	3,922	4,290	4,290	4,102	5,372	4,102	5,059	4,871	4,871	3,977	5,372	3,977	3,851	5,372	3,851
2	〃 9.24～25	7,167	7,065	7,065	6,717	7,349	6,717	7,162	6,791	6,791	6,679	7,349	6,679	6,631	7,349	6,631
3	29. 6.22～23	2,031	1,955	1,955	2,232	2,224	2,232	2,377	2,092	2,092	2,235	2,224	2,235	2,237	2,224	2,237
4	〃 6.28～29	1,029	1,047	1,047	1,381	1,295	1,381	2,074	1,700	1,700	1,615	1,295	1,615	1,733	1,295	1,733
5	〃 8.17～18	1,944	1,907	1,635	1,957	2,237	1,850	1,968	1,700	1,700	1,667	1,770	1,851	2,006	2,237	1,783
6	〃 9.16～17	4,067	3,970	3,970	3,882	4,277	3,882	4,179	4,099	4,099	3,830	4,277	3,830	3,772	4,277	3,772
7	30.10.18～19	2,398	2,307	2,307	2,354	2,871	2,354	2,693	2,593	2,593	2,331	2,871	2,331	2,319	2,871	2,319
8	31. 9.25～26	2,310	2,243	2,243	2,096	2,546	2,096	2,498	2,445	2,445	2,092	2,546	2,092	2,251	2,546	2,251
9	〃 10.29～30	5,700	5,926	5,926	5,485	6,625	5,485	5,389	5,961	5,961	5,295	6,625	5,295	5,114	6,625	5,114
10	33. 8.24～25	4,069	4,064	4,034	4,017	4,146	4,017	4,126	4,121	4,121	3,994	4,146	3,994	3,968	4,146	3,968
11	〃 9.16～17	2,891	2,850	2,850	2,807	3,008	2,807	2,974	2,988	2,988	2,783	3,008	2,783	2,754	3,008	2,754
12	34. 8. 7～ 8	1,994	1,931	1,931	2,255	2,138	2,255	2,405	2,121	2,121	2,276	2,138	2,276	2,283	2,138	2,283
13	〃 8.12～13	2,180	2,360	2,360	2,351	2,595	2,351	2,183	2,395	2,395	2,325	2,595	2,325	2,295	2,595	2,295
14	〃 9.25～26	7,352	7,747	7,473	7,207	7,823	7,207	7,656	7,222	7,222	7,070	7,823	7,070	6,910	7,822	6,910
15	35. 8.11～12	3,353	3,284	3,284	3,264	3,506	3,264	3,464	3,310	3,310	3,239	3,506	3,239	3,207	3,506	1,788
16	〃 8.28～29	3,938	3,906	3,906	3,856	4,090	3,856	4,082	4,001	4,001	3,838	4,090	3,838	3,821	4,090	3,821
17	〃 10. 6～ 7	2,555	2,531	2,531	2,517	2,915	2,517	3,031	2,657	2,657	2,523	2,915	2,523	2,526	2,915	2,526
18	36. 6.25～26	3,079	3,177	3,177	3,043	3,501	3,043	3,301	3,370	2,370	2,950	3,501	2,950	2,855	3,501	2,855
19	〃 9.15～16	2,743	2,728	2,728	2,695	2,947	2,695	2,932	2,855	2,855	2,679	2,947	2,679	2,659	2,947	2,659
20	〃 10.26～27	3,217	3,131	3,131	3,095	3,256	3,095	3,205	3,214	3,214	3,072	3,252	3,072	3,045	3,252	3,045

表-13 解析対象洪水の小森ピーク流量表 単位：m³/s

洪水番号	洪水年月日	小森ピーク流量(自然状態)	小森ピーク流量(ダム操作後)													
			I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
1	S 28. 7.17～18	3,990	4,571	4,571	3,960	4,760	3,960	5,814	4,373	4,373	3,899	4,760	3,899	3,837	4,760	3,837
2	〃 9.24～25	6,914	7,963	7,963	7,299	7,741	7,299	8,199	7,528	7,528	7,205	7,660	7,205	7,098	4,741	7,098
3	29. 6.22～23	2,232	2,151	2,151	2,341	2,283	2,341	2,694	2,185	2,185	2,354	2,283	2,354	2,365	2,283	2,365
4	〃 6.28～29	1,210	1,213	1,213	1,321	1,283	1,321	2,353	1,577	1,577	1,479	1,295	1,479	1,585	1,295	1,585
5	〃 8.17～18	2,038	1,990	1,990	1,885	2,073	1,885	2,108	1,811	1,811	1,923	1,761	1,889	1,944	2,073	1,805
6	〃 9.16～17	4,672	4,655	4,655	4,393	4,687	4,393	5,029	4,570	4,570	4,343	4,687	4,343	4,290	4,687	4,290
7	30.10.18～19	2,631	2,543	2,543	2,412	2,681	2,412	3,170	2,599	2,599	2,446	2,681	2,446	2,394	2,681	2,394
8	31. 9.25～26	2,628	2,548	2,548	2,232	2,616	2,332	2,951	2,556	2,369	2,245	2,616	2,245	2,486	2,616	2,486
9	〃 10.29～30	5,986	6,378	6,378	5,814	6,417	5,814	6,093	6,017	6,017	5,644	6,417	5,644	5,468	6,417	5,468
10	33. 8.24～25	4,679	4,710	4,683	4,576	4,727	4,576	4,818	4,680	4,680	4,549	4,727	4,549	4,520	4,727	4,520
11	〃 9.16～17	3,254	3,194	3,194	3,020	3,238	3,020	3,421	3,185	3,185	2,999	3,238	2,999	2,974	3,238	2,974
12	34. 3. 7～ 8	2,202	2,125	2,125	2,346	2,227	2,346	2,740	2,230	2,230	2,402	2,227	2,402	2,429	2,227	2,429
13	〃 8.12～13	2,400	2,540	2,540	2,460	2,591	2,460	2,421	2,244	2,344	2,441	2,591	2,441	2,418	2,591	2,418
14	〃 9.25～26	7,741	8,167	8,167	7,548	8,076	7,548	8,574	7,693	7,693	7,381	8,076	7,381	7,206	8,076	7,206
15	35. 8.11～12	3,814	3,817	3,817	3,646	3,874	3,646	4,100	3,759	3,759	3,626	3,874	3,626	3,597	3,874	1,897
16	〃 8.28～29	4,289	4,378	4,378	4,154	4,380	4,154	4,611	4,318	4,318	4,114	4,380	4,114	4,081	4,380	4,081
17	〃 10. 6～ 7	3,207	3,174	3,174	2,979	3,209	2,979	3,905	3,101	3,101	2,995	3,209	2,995	3,003	3,209	3,003
18	〃 6.25～26	3,357	3,528	3,528	3,299	3,613	3,299	3,817	3,517	3,517	3,234	3,613	3,234	3,154	3,613	3,154
19	〃 9.15～16	2,951	3,000	3,000	2,880	3,032	2,880	3,923	2,949	2,949	2,859	3,032	2,859	2,834	3,032	2,834
20	〃 10.26～27	3,535	3,464	3,464	3,338	3,492	3,938	3,605	3,449	3,449	3,311	3,492	3,311	3,285	3,492	3,285

表-14 解析対象洪水の相賀ピーク流量表

単位：m^3/s

（　）：自然状態よりピーク流量の減少してるもの

洪水番号	種別	洪水年月日	相賀ピーク流量（自然状態）	相賀ピーク流量（ダム操作後）														流域平均2日雨量
				I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	
		S																mm
1	・	28. 7.17～18	9,788	11,946	11,950	11,544	12,000	11,166	13,038	11,746	11,738	11,543	11,799	10,953	11,540	11,595	10,717	327.3
2	◉	9.24～25	16,079	17,700	17,961	16,541	16,913	(15,986)	17,946	16,865	16,876	16,376	16,818	(15,746)	16,201	16,730	(15,497)	353.5
3	・	29. 6.22～23	5,400	5,762	5,613	5,607	5,937	5,946	6,999	5,860	5,709	5,649	6,134	6,172	5,680	6,232	6,309	122.0
4	・	6.28～29	4,616	4,783	4,783	4,867	4,886	4,882	5,163	5,001	4,999	4,990	4,902	5,021	5,071	4,894	5,094	167.4
5	・	8.17～18	5,138	5,140	5,215	5,187	5,233	5,263	5,215	(5,073)	5,139	5,188	5,234	5,265	5,188	5,234	5,265	213.6
6	◉	9.16～17	11,461	11,556	11,647	(11,077)	11,531	(11,135)	12,038	(11,265)	(11,368)	(11,045)	11,527	(11,099)	(11,015)	11,525	(11,068)	311.8
7	◉	30.10.18～19	4,745	4,889	4,970	4,839	5,115	4,964	5,606	4,958	5,106	4,911	5,223	5,130	4,978	5,307	5,262	163.0
8	◉	31. 9.25～26	7,595	7,600	7,628	7,298	7,446	(6,968)	8,004	7,623	(7,397)	(7,308)	(7,346)	(6,879)	(7,312)	(7,247)	(6,778)	222.0
9	◉	10.29～30	12,847	13,085	13,138	(12,303)	12,997	(12,216)	13,253	(12,405)	(12,445)	(12,093)	12,987	(11,997)	(11,854)	12,981	(11,753)	257.5
10	◉	33. 8.24～25	14,667	15,928	15,841	15,844	15,563	15,201	16,030	15,820	15,826	15,787	15,431	15,006	15,728	15,307	14,819	273.3
11	◉	9.16～17	6,959	7,568	7,353	(6,807)	7,532	7,215	8,202	7,514	7,296	(6,801)	7,705	7,342	(6,787)	7,794	7,447	196.8
12	・	34. 8. 7～ 8	7,489	8,739	7,526	7,788	7,550	7,671	8,393	(6,982)	7,783	7,922	7,514	7,754	8,005	(7,474)	7,805	204.4
13	・	8.12～13	5,589	(5,211)	(5,247)	(5,206	(5,190)	5,148	(5,369)	(5,034)	(50,60)	(5,202)	(5,190)	(5,144)	(5,188)	(5,190)	(5,130)	280.6
14	◉	9.25～26	17,674	20,649	20,598	19,817	19,966	19,111	20,912	19,942	19,870	19,612	19,700	18,676	19,410	19,398	18,251	374.4
15	・	35. 8.11～12	10,939	11,102	11,117	10,958	11,197	(10,883)	11,680	11,030	11,043	10,978	11,156	(10,850)	(10,979)	11,097	(10,782)	239.3
16	・	8.28～29	11,086	11,619	11,615	11,130	11,649	11,108	12,003	11,385	11,381	(11,060)	11,575	(10,992)	(10,997)	11,472	(10,856)	344.8
17	◉	10. 6～ 7	9,900	10,013	10,006	(9,520)	(9,830)	(9,601)	11,160	(9,883)	(9,876)	(9,628)	9,984	(9,849)	(9,693)	10,070	10,005	179.6
18	・	36. 6.25～26	6,795	(6,515)	7,558	(7,485)	7,746	7,824	7,258	7,680	7,636	7,624	7,834	8,048	7,710	7,870	8,169	348.2
19	◉	9.15～16	11,392	12,409	12,395	12,705	12,198	12,118	12,588	12,260	12,252	12,687	11,976	11,897	12,668	11,751	11,661	298.4
20	◉	10.26～27	7,205	9,270	9,272	9,019	9,327	9,063	9,507	9,151	9,153	8,990	9,314	9,020	8,961	9,299	8,974	215.3

◉：9月～10月（主として台風型）
・：その他

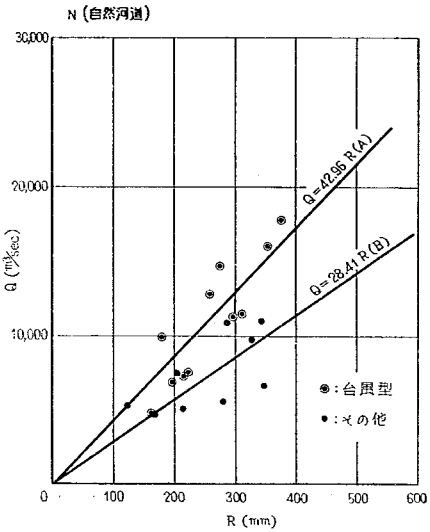


図-13(a)

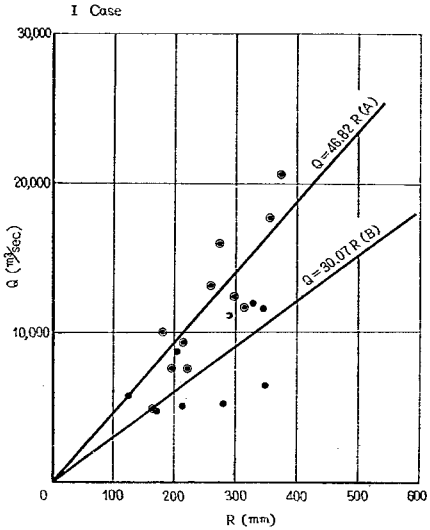


図-13(b)

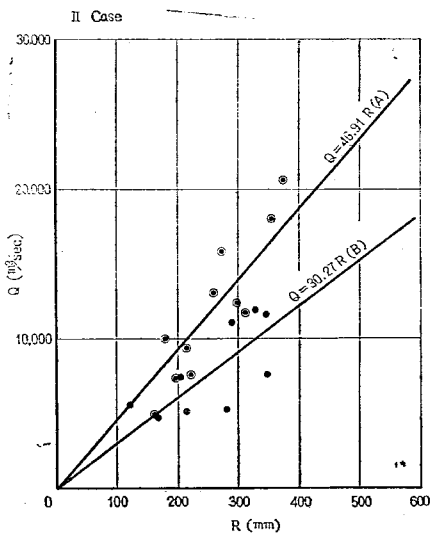


図-13(c)

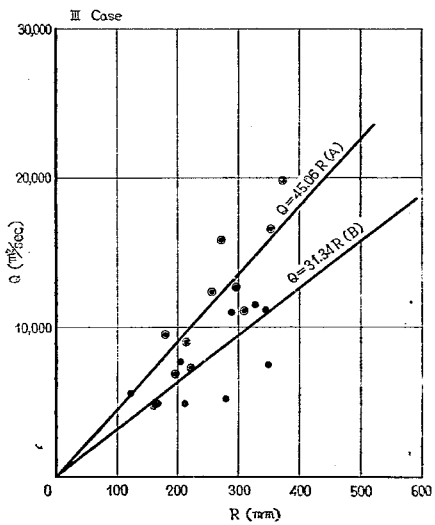


図-13(d)

図-13 相賀地点ピーク流量～流域平均2日雨量相関図

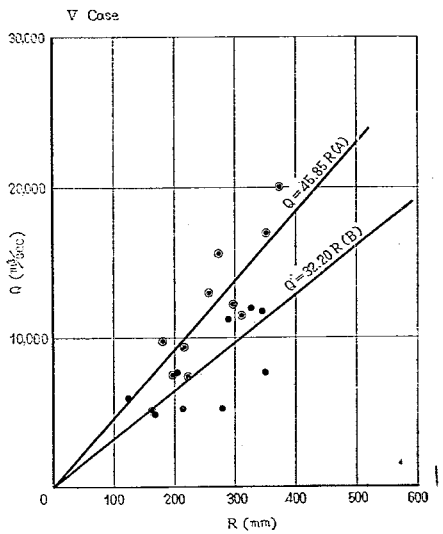


図-13(e)

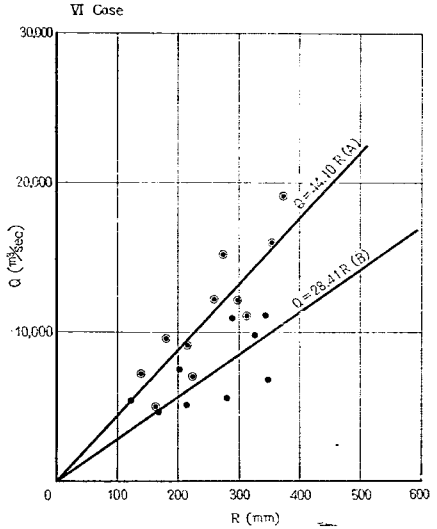


図-13(f)

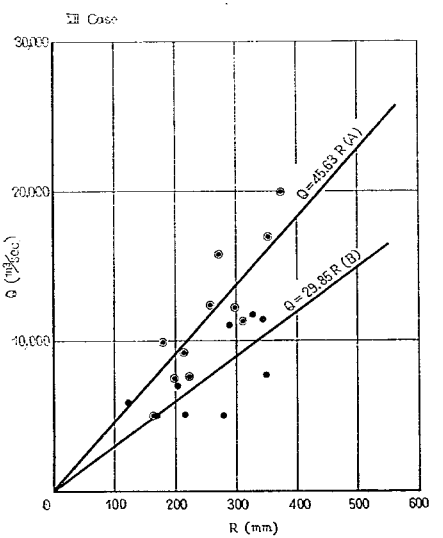


図-13(g)

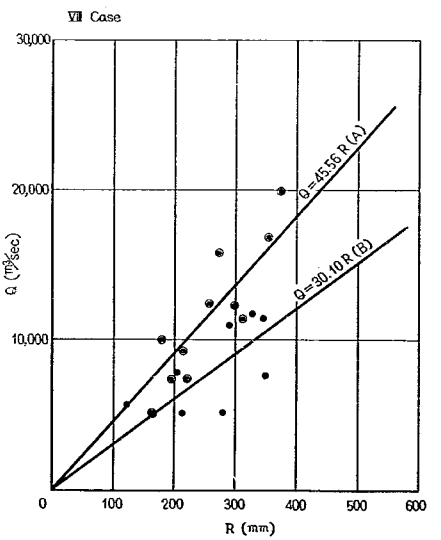


図-13(h)

図-13　相賀地点ピーク流量～流域平均２日雨量相関図

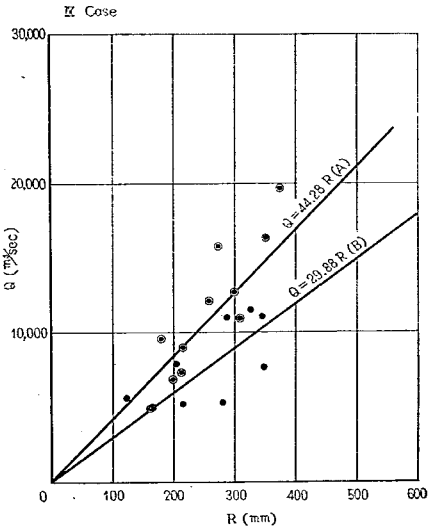


図-13(i)

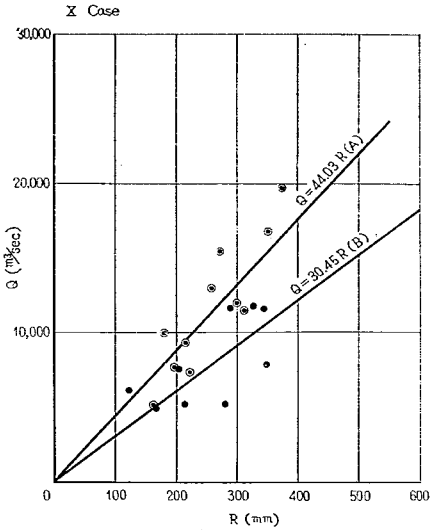


図-13(j)

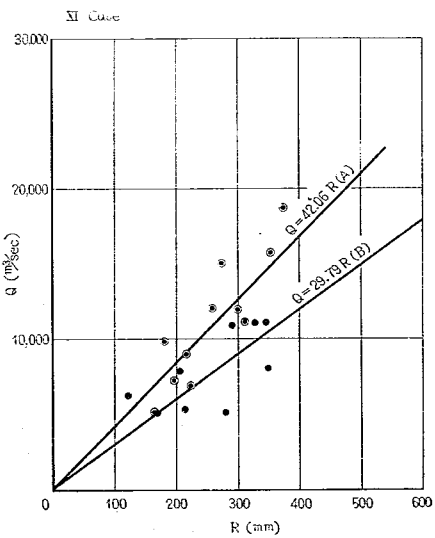


図-13(k)

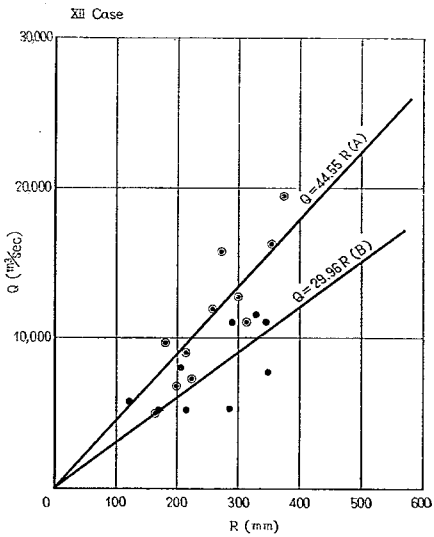


図-13(l)

図-13 相賀地点ピーク流量～流域平均2日雨量相関図

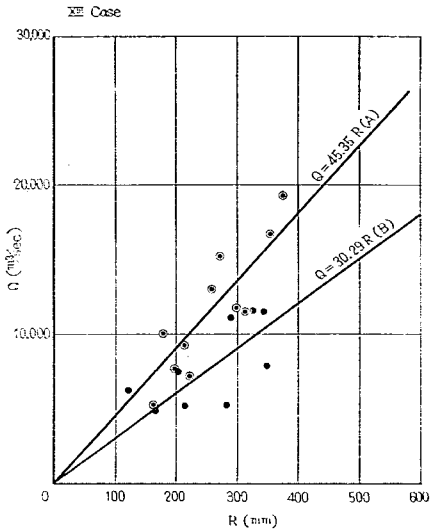


図-13(m) 相賀地点ピーク流量～流域平均2日雨量相関図

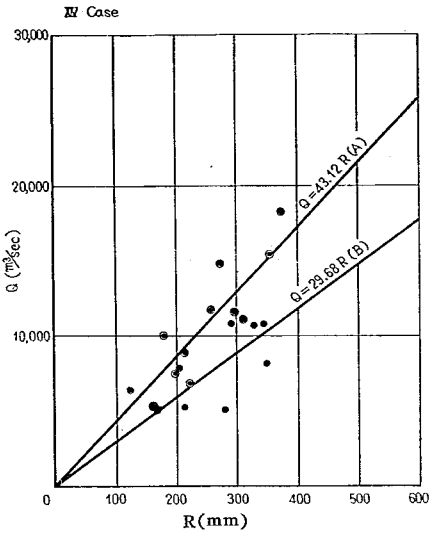


図-13(n) 相賀地点ピーク流量～流域平均2日雨量相関図

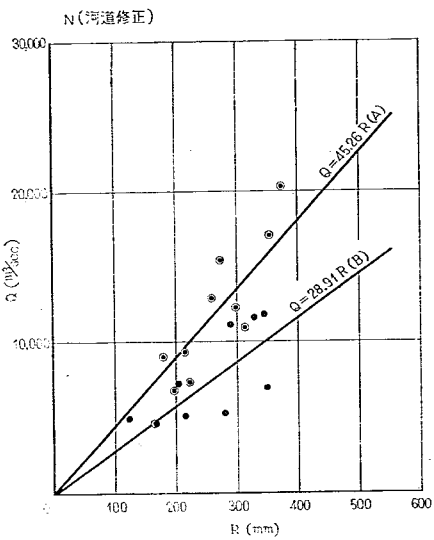


図-13(o) 相賀地点ピーク流量～流域平均2日雨量相関図

表-15 相賀地点ピーク流量～流域平均2日雨量相関式

ケース	降雨型 台風型(A)	降雨型 その他(B)	備考
自然河道(N)	$Q=42.96R$	$Q=28.41R$	Q：相賀ピーク流量 (m^3/s)
ダム操作0ケース	$Q=48.61R$	$Q=32.01R$	
〃 I 〃	$Q=46.82R$	$Q=30.07R$	
〃 II 〃	$Q=46.91R$	$Q=30.27R$	R：流域2日雨量(mm)
〃 III 〃	$Q=45.06R$	$Q=31.34R$	
〃 V 〃	$Q=45.85R$	$Q=32.20R$	
〃 VI 〃	$Q=44.10R$	$Q=28.41R$	
〃 VI′ 〃	$Q=48.16R$	$Q=31.82R$	
〃 VII 〃	$Q=45.63R$	$Q=29.85R$	
〃 VIII 〃	$Q=45.56R$	$Q=30.10R$	
〃 IX 〃	$Q=44.28R$	$Q=29.88R$	
〃 X 〃	$Q=44.03R$	$Q=30.45R$	
〃 XI 〃	$Q=42.05R$	$Q=29.79R$	
〃 XII 〃	$Q=44.55R$	$Q=29.96R$	
〃 XIII 〃	$Q=45.35R$	$Q=30.29R$	
〃 XIV 〃	$Q=43.12R$	$Q=29.68R$	

係数) になる式を適用することで，本検討上，大きな支障はないものと判断される。そして自然河道および各ケースについて K の値を定めたのが表-15の結果である。

表-15によればA，B両降雨型を考慮して，相関式が自然河道とほぼ等しいかまたは流量の下まわるのはケースVI，XI，XIVである。これらは，いずれも予備放流において流域貯留量に比例する量を放流し，洪水処理において，十津川・北山川両水系とも一定の Δt を考慮して，放流量を自然河道の流出に近づける方式であり，それ以外の水系全ダム放流量＝流入量で操作するケース0，あ

るいは一方の水系ダム群について放流量＝流入量とするケースⅢ，Ⅴ，Ⅸ，Ⅹ，ⅫⅢおよび電源開発K.K.の暫定規定を主体とするケースⅠ，Ⅶあるいは，流域貯留量の増加分を予備放流するケースⅡ，Ⅷ等は平均的に自然状態よりピーク流量が上まわる。なお，ケースⅥ′はケースⅥに較べて悪い結果になっているが，両者は風屋・池原の操作方式で予備放流開始流量 Q_p および予備放流量を定める α の値が異なるだけで他の条件は同一であるので両地点ではピーク流量の値に差はないが，ケースⅥ′においては下流の二津野・七色・小森の各ダムにおいて放流量＝流入量の操作方式をとったためでこれらのダムもケースⅥと同様な操作をおこなえば，下流側でケースⅥと同じ結果が期待される。

次に，相賀地点のピーク流量生起頻度を自然河道およびケースⅠ，Ⅵ，Ⅶ，Ⅺ，ⅩⅣについて推算し，比較をおこなった。

計算方法は，雨量の超過確率を基にするものである。すなわち，第一次解析の結果，相賀流域年最大2日雨量の超過確率が推定されているので（熊野川水系北山川池原ダム洪水吐ゲート操作方法解析概要報告書その1　P.53），表-15の自然河道およびダム操作各ケースの相賀ピーク流量～流域平均2日雨量相関式より任意ピーク流量に対する2日雨量を求め，この2日雨量と超過確率の関係からピーク流量と超過確率とを結びつけるものである。なお，相関式は二つの降雨型に分類されるので，第一次解析成果の熊野川水系雨量表（上記報告書　P.11）より両降雨型の生起回数の比がA＝0.334，B＝0.666程度なので任意ピーク流量に対する両降雨型2日雨量の超過確率を，これら生起回数の比で重みをつけ平均し最終的にピーク流量～超過確率の関係を求めた。具体的な計算例を表-16に示す。

以上の方法による計算結果を図-14(a)～(1)に示す。これらの結果よりケースⅥ，Ⅺ，ⅩⅣはピーク流量の頻度にほとんど変化なく，ケースⅠ，Ⅶは同一頻度に対してダム操作後はピーク流量が増大する傾向にある。その他のケースについても表-15の相関式より考えてケースⅠ，Ⅶと同一傾向にあることは明瞭である。

表-16　相賀地点ピーク流量頻度計算（自然河道）表

（その1）

Q (m³/s)	R_A (mm)	P_{RA}	R_B (mm)	P_{RB}	備　考
4,000	93.1	0.9500	140.8	0.8400	Q：相賀ピーク流量
6,000	139.7	0.8400	211.2	0.6200	R_A：Qに対応するA型2日雨量
8,000	186.2	0.7100	281.6	0.3700	
10,000	232.8	0.5500	352.0	0.1680	R_B：Qに対応するB型2日雨量
12,000	279.4	0.3800	422.4	0.0770	
14,000	325.9	0.2300	492.8	0.0325	P_{RA}, P_{RB}：R_A, R_Bの超過確率
16,000	372.5	0.1360	563.2	0.0135	
18,000	419.0	0.0800	633.6	0.0055	

熊野川水系雨量表の昭和28.6～昭和36.10間の42降雨中A型（主として台風型）14降雨，B型（その他）28降雨

A型：$\frac{14}{42}=0.334$　　B型：$\frac{28}{42}=0.666$

（その2）

Q(m³/s)	① P_{RA} ×0.334	② P_{RB} ×0.666	P ①+②	備　考
4,000	0.3173	0.5594	0.8767	P：相賀ピーク流量超過確率
6,000	0.2806	0.4129	0.6935	
8,000	0.2371	0.2464	0.4835	
10,000	0.1837	0.1119	0.2956	
12,000	0.1269	0.0513	0.1782	
14,000	0.0768	0.0216	0.0984	
16,000	0.0454	0.0090	0.0544	
18,000	0.0267	0.0037	0.0304	

〔4〕 ケース0と他のケースとのピーク流量についての比較

従来多くの利水ダムにおいて採られている洪水処理方

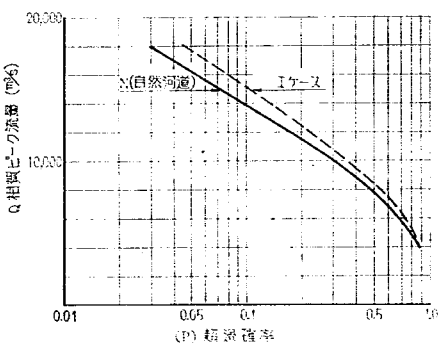


図-14(a)

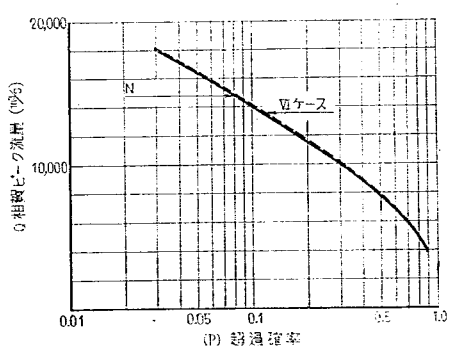


図-14(b)

図-14　ピーク流量頻度比較図

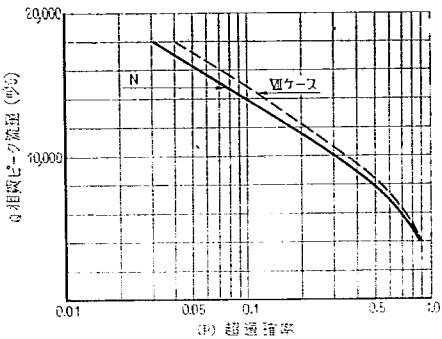


図-14(c)

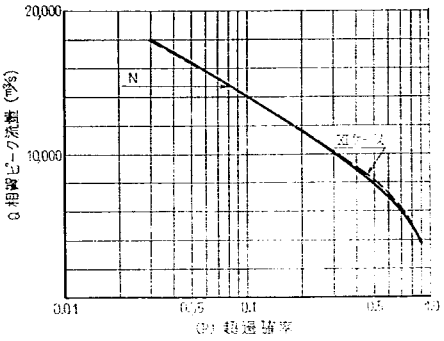


図-14(d)

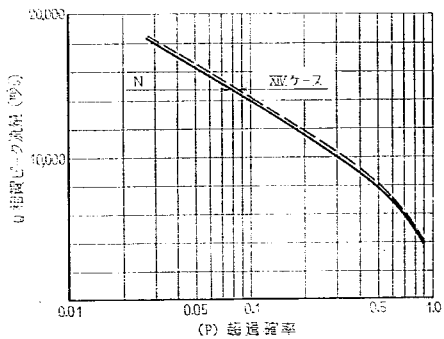


図-14(e)

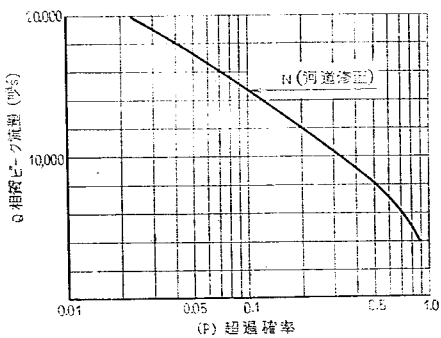


図-14(f)

図-14　ピーク流量頻度比較図

式は放流量＝流入量とする方法であるが，本解析においてはケース0に相当する。表-18は相賀地点でケース0とその他のケースのピーク流量を比較したものである。表-18によればケースⅠ～ⅩⅣは大多数ケース0に較べて流量減となっていることが分かり，自然河道と比較すれば，流量増になるケースはあるが，従来の方式に較べればより良い方式であることが分かる。

〔5〕 洪水処理に必要な貯水容量の予備放流による確保の問題

流入量を ΔT 時間おくらせて放流するため各洪水に応じた一定量の貯水容量を必要とするわけであるが，予備放流によってそれが十分に確保されているかどうかの問題である。推算の基本仮定によって風屋 (D_2)，池原 (D_5) およびケースⅦ，Ⅷの七色 (D_6) の各ダムは初期貯水位＝常時満水位として計算しているので，一洪水期間中の各時刻における常時満水位よりの貯水量の変化分 ΔS を求め，特に放流量ピーク時の ΔS の正，負を調べれば，洪水処理に必要な貯水容量が予備放流によって確保されたかどうかが判定できる。すなわち，

i) $\Delta S<0$ ならピーク放流時にも，なお貯水量に余裕があり，予備放流は必要十分に行なわれている。

ii) $\Delta S>0$ ならピーク放流時以前に常時満水位になってしまい，それ以上にサーチャージしており予備放流の不足を示す。もちろん常時満水位以上にサーチャージ容量を持たないダムでも多少の貯水は安全と思われる。

以上の考え方により，ダム操作各ケースの D_2，D_5 および D_6 についてピーク放流時の常時満水位よりの貯水量の増減 ΔS を算定したのが表-17である。

この表によれば，ケースⅢ，Ⅴ，Ⅵ，Ⅵ′，Ⅹ，ⅩⅢは全洪水について $\Delta S<0$ で安全であり，ケースⅠ，Ⅱ，Ⅶ，Ⅷではかなり多数の洪水で $\Delta S>0$ すなわちサーチャージを生じており，ケースⅨ，Ⅺ，ⅫⅠ，ⅩⅣでは，一洪水だけが $\Delta S>0$ となっている。

〔6〕 貯水位回復の問題

発電効果の低下に関連する問題であるが，予備放流を開始してより，洪水減水側で貯水をし，元の水位にもどるまでの時間および最大予備放流貯水量の値を，以上の〔1〕～〔4〕の検討で最も有望と思われるケースⅥについて調べたのが表-18の結果である。

表-18によれば風屋(D_2)，池原(D_5)については，予備

（その1）

表-17　放流量 Peak 時の貯水量の変化 ΔS（常時満水位貯水量よりの増減）　(——)：減少 $\Delta S<0$　——：増加 $\Delta S>0$　単位：m^3

洪水番号	洪水年月日	I Case		II Case		III Case	V Case	VI Case		VI' Case		VII Case		
		D_2	D_5	D_2	D_5	D_5	D_2	D_2	D_5	D_2	D_5	D_2	D_5	D_6
1	S.28. 7.18	4,027,061	1,861,831	3,315,349	1,185,206	(1,202,400)	(356,400)			(190,800)	(673,200)			518,400
2	28. 9.25	(872,487)	4,312,950	(3,421,145)	1,489,064	(2,037,600)	(9,846,000)			(10,389,600)	(1,468,800)			2,808,000
3	29. 6.23	(10,300,193)	(5,331,377)	(6,479,999)	(7,627,626)	(11,311,200)	(12,085,200)			(25,369,200)	(10,436,400)			(8,618,400)
4	29. 6.29	(10,986,432)	(1,574,999)	(7,848,807)	(1,619,999)	(5,868,000)	(11,804,400)			(8,002,800)	(4,226,400)			(10,897,200)
5	29. 8.18	(5,748,721)	(1,296,368)	(1,037,521)	(2,758,556)	(5,086,800)	(17,629,200)			(10,216,800)	(4,993,200)			(3,452,400)
6	29. 9.17	(7,821,974)	(2,376,785)	(11,443,631)	(5,972,805)	(10,382,400)	(19,436,400)			(21,200,400)	(9,633,600)			(5,418,000)
7	30.10.19	(7,314,725)	(23,402)	(5,392,705)	(1,955,539)	(3,661,200)	(2,552,400)			(6,116,400)	(4,017,400)			(1,440,000)
8	31. 9.25	(1,271,991)	(7,940,499)	(6,146,198)	(7,793,509)	(11,518,100)	(11,518,100)			(13,258,800)	(14,598,000)			(14,067,400)
9	31.10.30	(6,829,606)	10,949,956	(5,055,223)	8,502,237	(6,238,800)	(11,138,400)			(13,669,200)	(4,158,000)			2,113,200
10	33. 8.25	4,389,325	3,323,078	(3,329,587)	2,507,687	(3,322,800)	(7,570,800)	V Case	III Case	(8,784,000)	(4,230,000)	I Case		3,308,000
11	33. 9.17	(20,819,954)	(3,916,924)	(9,063,766)	(6,085,963)	(9,471,600)	(16,164,000)	と同様	と同様	(15,696,000)	(11,001,600)	と同様		11,451,600
12	34. 8. 8	1,242,231	(4,255,684)	(4,741,064)	(6,976,379)	(14,439,000)	(11,962,800)			(15,080,400)	(12,081,600)			14,014,800
13	34. 8.12	(6,782,053)	(14,751,599)	(9,300,261)	(13,964,534)	(19,936,800)	(12,445,200)			(16,556,400)	(25,552,800)			10,587,500
14	34. 9.26	(3,386,974)	(4,959,263)	1,576,451	3,458,159	(2,498,400)	(6,728,400)			(7,768,800)	(2,970,000)			(2,278,800)
15	35. 8.12	(18,344,002)	(15,700,788)	(12,906,946)	(13,735,429)	(17,722,800)	(13,885,200)			(11,480,400)	(28,983,200)			(19,080,000)
16	35. 8.29	(5,880,310)	(1,860,559)	(3,878,534)	(8,290,840)	(20,059,200)	(11,026,800)			(7,362,000)	(22,557,600)			(22,276,800)
17	35.10. 7	(3,373,431)	(1,450,414)	(3,239,999)	(5,492,566)	(8,388,000)	(5,508,000)			(7,088,400)	(8,355,600)			(4,716,000)
18	36. 6.25	(28,317,420)	(14,899,032)	(24,800,924)	(16,821,493)	(16,286,400)	(32,068,880)			(42,177,600)	(22,654,800)			(8,420,400)
19	36. 9.16	(12,810,776)	(8,679,837)	(4,259,149)	(11,148,314)	(15,940,800)	(17,294,400)			(24,368,400)	(19,954,800)			(13,690,800)
20	36.10.27	(1,182,210)	(4,832,255)	(5,058,853)	(7,152,556)	(9,061,200)	(7,758,000)			(8,949,600)	(9,889,200)			(5,814,000)

（その2）

表-17 放流量 Peak 時の貯水量の変化 ΔS（常時満水位貯水量よりの増減）

（——）：減少 $\Delta S<0$
（——）：増加 $\Delta S>0$
単位：m^3

洪水番号	洪水年月日	VIIICase			IXCase	XCase	XICase		XIICase	XIIICase	XIVCase	
		D_2	D_5	D_6	D_5	D_2	D_2	D_5	D_5	D_2	D_2	D_5
1	S.28. 7.18			518,400	(1,443,600)	(1,062,000)			(1,659,600)	(1,353,600)		
2	28. 9.25			2,890,800	54,000	(10,360,800)			504,000	(10,756,800)		
3	29. 6.23			(8,618,400)	(12,848,400)	(16,826,400)			(14,230,800)	(19,864,800)		
4	29. 6.29			(10,897,200)	(9,046,500)	(15,354,000)			(10,886,400)	(20,041,200)		
5	29. 8.18			(3,452,400)	(6,559,200)	(21,265,200)			(7,567,200)	(20,948,400)		
6	29. 9.17			(5,418,000)	(13,654,800)	(22,262,400)			(15,984,000)	(23,842,800)		
7	30.10.19			(1,440,000)	(4,514,400)	(16,629,400)			(5,932,800)	(21,632,400)		
8	31. 9.26			(14,067,400)	(18,784,900)	(13,949,000)			(23,464,800)	(14,043,600)		
9	31.10.30			2,113,200	(2,865,600)	(4,407,200)			(1,063,900)	(15,588,100)		
10	33. 8.25	II Case	II ケース	3,348,000	(4,950,000)	(7,066,800)	X Case	IX Case	(5,964,400)	(5,483,400)	XIII Case	XII Case
11	33. 9.17	と同様	と同様	(11,451,600)	(14,058,000)	(22,921,200)	と同様	と同様	(17,830,300)	(29,255,900)	と同様	と同様
12	34. 8. 8			(14,090,400)	(19,144,800)	(15,483,600)			(23,480,200)	(21,041,900)		
13	34. 8.12			(10,962,000)	(29,228,400)	(17,913,600)			(36,696,600)	(21,323,100)		
14	34. 9.26			(2,887,200)	(2,739,600)	(9,000,000)			(3,600,000)	(10,744,800)		
15	35. 8.12			(19,080,000)	(33,580,800)	(26,805,600)			(43,664,400)	(31,924,800)		
16	35. 8.29			(22,276,800)	(25,408,800)	(13,863,600)			(27,082,800)	(15,476,400)		
17	35.10. 7			(4,449,600)	(10,756,800)	(7,880,400)			(12,333,360)	(9,316,800)		
18	36. 6.25			(8,420,400)	(27,936,000)	(42,642,000)			(34,844,400)	(49,187,200)		
19	36. 9.16			(10,108,800)	(22,932,000)	(25,174,800)			(27,000,000)	(28,486,800)		
20	36.10.27			(5,814,000)	(11,811,600)	(8,766,000)			(13,158,000)	(8,629,200)		

表-18 解析対象洪水の相賀ピーク流量表

単位：m^3/s
（ ）：Case 0よりピーク流量の減少しているもの

洪水番号	洪水年月日	種別	相賀ピーク流量（ダム操作後）														
			0 Case	I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
1	S 28. 7.17～18	・	13,429	(11,946)	(11,950)	(11,544)	(12,000)	(11,166)	(13,038)	(11,746)	(11,738)	(11,543)	(11,799)	(10,953)	(11,540)	(11,595)	(10,717)
2	28. 9.24～25	◉	18,271	(17,700)	(17,961)	(16,541)	(16,913)	(15,986)	(17,946)	(16,865)	(16,876)	(16,376)	(16,818)	(15,746)	(16,201)	(16,730)	(15,497)
3	29. 6.22～23	・	5,937	(5,762)	(5,613)	(5,607)	(5,937)	5,946	6,997	(5,860)	(5,709)	(5,649)	6,134	6,172	(5,680)	6,232	6,309
4	29. 6.28～29	・	4,967	(4,783)	(4,782)	(4,867)	(4,886)	(4,882)	5,163	5,001	4,999	4,990	(4,902)	5,021	5,071	(4,894)	5,094
5	29. 8.17～18	・	5,147	(5,140)	5,215	5,187	5,233	5,263	5,215	(5,073)	(5,139)	5,188	5,234	5,265	5,188	5,234	5,265
6	29. 9.16～17	◉	11,976	(11,556)	(11,674)	(11,077)	(11,531)	(11,135)	12,038	(11,265)	(11,368)	(11,045)	(11,527)	(11,099)	(11,015)	(11,525)	(11,068)
7	30.10.18～19	◉	5,210	(4,889)	(4,970)	(4,839)	(5,115)	(4,964)	5,606	(4,958)	(5,106)	(4,911)	5,223	(5,130)	(4,978)	5,307	5,262
8	31. 9.25～26	◉	8,113	(7,600)	(7,628)	(7,298)	(7,446)	(6,968)	8,004	(7,623)	(7,397)	(7,308)	(7,346)	(6,879)	(7,312)	(7,247)	(6,778)
9	31.10.29～30	◉	13,520	(13,085)	(13,138)	(12,303)	(12,997)	(12,216)	(13,253)	(12,405)	(12,445)	(12,093)	(12,987)	(11,997)	(11,854)	(12,981)	(11,753)
10	33. 8.24～25	◉	16,358	(15,928)	(15,841)	(15,844)	(15,563)	(15,201)	(16,030)	(15,820)	(15,826)	(15,787)	(15,431)	(15,006)	(15,728)	(15,307)	(14,819)
11	33. 9.16～17	◉	7,503	7,568	(7,353)	(6,807)	7,532	(7,215)	8,202	7,514	(7,296)	(6,801)	7,705	(7,342)	(6,787)	7,794	(7,447)
12	34. 8. 7～ 8	・	7,995	(7,739)	(7,526)	(7,788)	(7,550)	(7,671)	8,393	(6,961)	(7,783)	(7,922)	(7,514)	(7,754)	8,005	(7,474)	(7,805)
13	34. 8.12～13	・	5,397	(5,211)	(5,247)	(5,206)	(5,190)	(5,148)	(5,369)	(5,034)	(5,060)	(5,202)	(5,190)	(5,144)	(5,188)	(5,190)	(5,130)
14	34. 9.25～26	◉	21,636	(20,649)	(20,598)	(19,817)	(19,960)	(19,111)	(20,912)	(19,942)	(19,870)	(19,612)	(19,700)	(18,676)	(19,410)	(19,398)	(18,251)
15	35. 8.11～12	・	11,713	(11,102)	(11,117)	(10,958)	(11,197)	(10,883)	(11,680)	(11,030)	(11,043)	(10,978)	(11,156)	(10,850)	(10,979)	(11,097)	(10,782)
16	35. 8.28～29	・	12,129	(11,619)	(11,615)	(11,130)	(11,649)	(11,108)	(12,003)	(11,385)	(11,381)	(11,060)	(11,575)	(10,992)	10,997	(11,472)	(10,856)
17	35.10. 6～ 7	◉	10,483	(10,013)	(10,006)	(9,520)	(9,830)	(9,601)	11,160	(9,883)	(9,876)	(9,628)	(9,984)	(9,849)	(9,693)	(10,070)	(10,005)
18	36. 6.25～26	・	7,798	(6,515)	(7,558)	(7,485)	(7,746)	7,824	(7,258)	(7,680)	(7,636)	(7,624)	7,834	8,048	(7,710)	7,870	8,169
19	36. 9.15～16	◉	12,960	(12,409)	(12,395)	(12,705)	(12,198)	(12,260)	(12,588)	(12,260)	(12,252)	(12,687)	(11,976)	(11,897)	(12,668)	(11,751)	(11,661)
20	36.10.26～27	◉	9,578	(9,270)	(9,272)	(9,019)	(9,327)	(9,063)	(9,507)	(9,151)	(9,153)	(8,990)	(9,314)	(9,020)	(8,961)	(9,299)	(8,974)

◉：9月～10月（主として台風型）
・：その他

表-19　最大予備放流貯水量 ΔS_{max} および放流開始より常時満水位に復するまでの所要時間 T' 一覧表

単位：ΔS_{max}(m³)　$\Delta T'$ (hr)

洪水番号	洪水期間	VI Case D_5		VI Case D_2		備考
		ΔS_{max}	T'	ΔS_{max}	T'	
1	S28. 7. 17～18	10,713,600	* 45.0	13,669,200	* 55.0	* 連続洪水
2	28. 9. 24～25	8,276,400	21.5	13,320,000	31.0	
3	29. 6. 22～23	11,131,120	22.5	12,841,200	21.5	
4	29. 6. 28～29	5,868,000	11.5	10,296,000	* 44.0	
5	29. 8. 17～18	5,328,000	22.5	17,629,200	48.0	
6	29. 9. 16～17	12,636,000	38.5	20,001,600	51.0	
7	30. 10. 18～19	2,340,000	10.5	2,791,800	11.5	
8	31. 9. 25～26	11,458,800	33.5	14,040,000	39.0	
9	31. 10. 29～30	10,612,800	21.5	12,070,800	25.0	
10	33. 8. 24～25	9,694,800	* 34.5	13,698,000	* 42.0	
11	33. 9. 16～17	10,436,400	31.0	16,725,600	40.0	
12	34. 8. 7～ 8	14,691,600	28.5	13,104,000	28.0	
13	34. 8. 12～13	20,642,400	* 77.0	16,524,000	* 42.0	
14	34. 9. 25～26	10,850,400	25.0	16,484,400	31.5	
15	35. 8. 11～12	21,092,400	* 121.0	20,725,200	* 73.0	
16	35. 8. 28～29	22,964,400	—	15,246,000	37.0	
17	35. 10. 6～ 7	8,596,800	17.0	6,253,200	10.5	
18	36. 6. 25～26	18,194,400	* 83.0	32,187,600	* —	
19	36. 9. 15～16	16,599,600	76.0	24,591,600	61.5	
20	36. 10. 26～27	10,360,800	* 52.0	15,897,600	* 44.5	

放流開始より常時満水位に復するまでの時間 T' は38時間程度である。この解析計算では，洪水の予測を考慮に入れず小洪水，連続洪水でも機械的に不必要な予備放流をおこなわせているので，$T'>50$(hr) 以上のものが数洪水あるが，実際の操作にあたつて，洪水の予報を行ないながら作業すれば T' の値はさらに小さくなり，発電効果の低下は特に問題にならないと思われる。

〔7〕 初期貯水位が常時満水位より低下している場合の予備放流の考え方

本解析計算では，風屋(D_2)，池原(D_5)は計算の初期貯水位は常時満水位と仮定したが，実際の操作にあたっては，満水位以下の場合が多いと思われる。このような場合の考え方を，〔5〕と同様ケースVIを基本にして検討する。方法としては次の二つが考えられる。

i) 放流開始流量を変えず α を小さくする。

ii) α を変えず放流開始流量を大きくする。

後者は洪水の予測の点で有利であり，誤って予備放流する危険性がなくなるが，放流が急激になる可能性が注意を要する。ここでは後の立場をとって検討を進める。図-15は推算対象20洪水における予備放流部分の流入量 I_D とそれまでの総予備放流量 $|\Delta S|$ の関係を示したものである。

点の散らばりの大きいのは，流入量立上り分の緩急の差によるもので，この影響を T（流入量 200m³/s より 1,500m³/s になるまでの時間）なる要素で表わし，数洪水について調査した結果も図-15に示してある。この方法で，さらに詳細に T を調査すれば，T をパラメーターとする $|\Delta S|\sim I_D$ 曲線が推定されるので，初期貯水位における満水位よりの貯水量の減少 $|\Delta S|$ と予想の T を与えれば放流開始流量 I_D が大略推定できる。もし，T の予想ができない場合は，図-15の上限をとれば安全側である。

7. 結　論

〔1〕 ダム群の洪水処理方式

以上の検討結果を要約すれば表-20のとおりである。

表-20において，検討項目最後の予備放流の安全度でVI<VI′とは，ケースVI′のD_2，D_5の予備放流開始流量がケースVIより大きいので，洪水の予測をおこない予備放流を開始する場合の判断，あるいは洪水の予測を誤って予備放流する危険性等についての安全度が高いという意味である。表-20より判断して，熊野川水系ダム群の洪水処理方式としては検討した15ケース中ケースVIが最適と判断され，また特にケースVIのうち風屋(D_2)，池原(D_5)については，さらにケースVI′の操作方式を採用すればより良い結果になることが判明した。

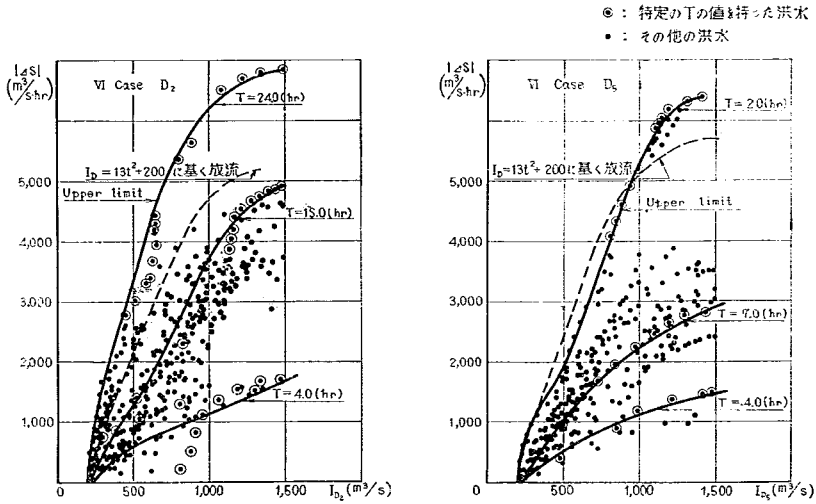


図-15　流入量 I_D ～総予備放流量 $|\Delta S|$

表-20　推 算 結 果 の 検 討 要 約

検討項目＼ケース	0	I	II	III	V	VI	VI′	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
洪水立上り部分の変化（自然状態の相賀での比較）		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
ピーク流量の頻度の変化（自然状態の相賀での比較）	×	×	×	×	×	◎	×	×	×	×	×	◎	×	×	○
ピーク流量の変化（Case 0 の相賀での比較）		◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
貯水量の変化 ΔS (D_2, D_5, D_6)		×	×	◎	◎	◎	◎	×	×	○	◎	○	○	◎	○
貯水位の回復 ΔT (D_2, D_5)						ΔT =38(hr)									
予備放流の安全度 (D_2, D_5)						VI＜	VI′								

注）◎：検討結果良　　×：検討結果不良
　　○：〃　やや不良　　VI＜VI′：VI′の方がより良い

したがって，これまでの調査で最も妥当と思われる操作方式は下表のとおりである。

表-21　熊野川水系ダム群の操作方式（最終案）

ダム名	操作方式	ダム名	操作方式
風屋 D_2	③′	池原 D_5	③′
二津野 D_3	①	七色 D_6	②
坂本 D_4	①	小森 D_7	①

〔2〕 その他

上記のダム操作方式は洪水の予報量を基本的に必要としない方法であるが，操作を効果的に行なうためには洪水の予報が重要である。特に，次の諸点について予報技術の向上を計るべきである。

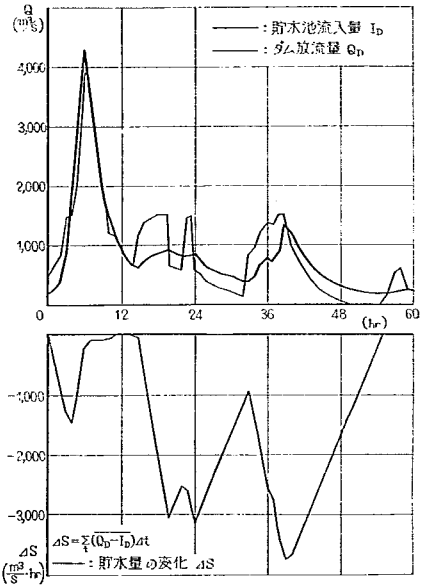
i）風屋・池原地点で 1,500m³/s 以上の洪水であるか否かの判断。

ii）同上地点で 1,500m³/s 以上が予想されれば予備放流開始流量より 1,500m³/s までの時間（T）の大略の予報。換言すれば急激に立上がる洪水であるかゆっくり立上がる洪水であるかの判断。

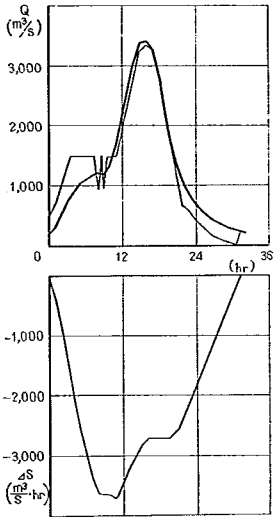
iii）次の洪水が引きつづいて来るか否かの判断。

8. あとがき

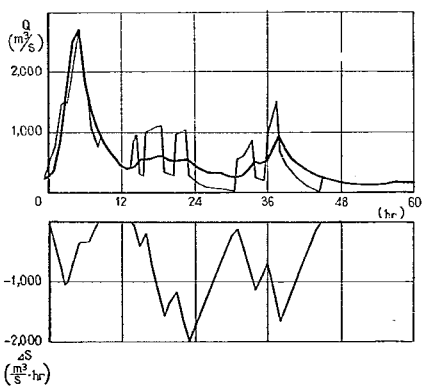
熊野川水系ダム群の洪水処理解析をおこない以上のような結果を得た。ダム操作方法の記述は解析計算を目的として表現されたものが多いので，内容に十分留意の上実際の操作規定作成にあたっていただきたい。また，貯水位以下の場合の予備放流の問題についても十分な検討が必要である。



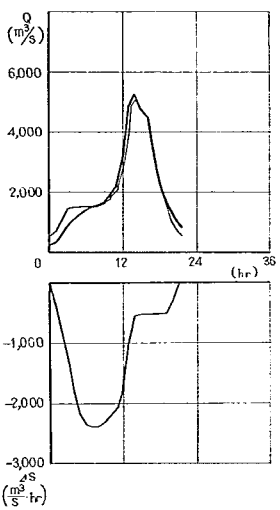
洪水番号　1　風　屋　(D_2)



洪水番号　2　風　屋　(D_2)

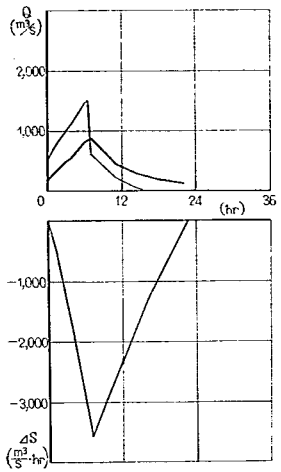


洪水番号　1　池　原　(D_5)

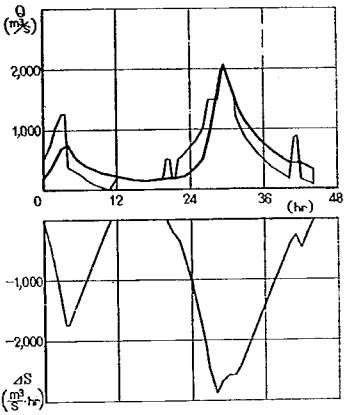


洪水番号　2　池　原　(D_5)

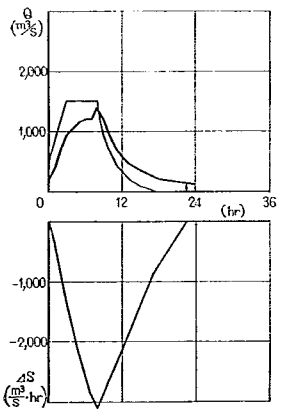
参考図　貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図



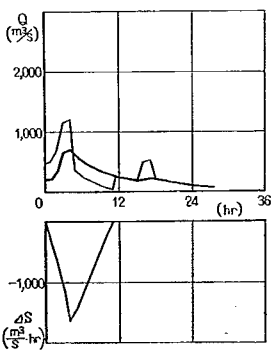
洪水番号 3 風 屋 (D_2)



洪水番号 4 風 屋 (D_2)

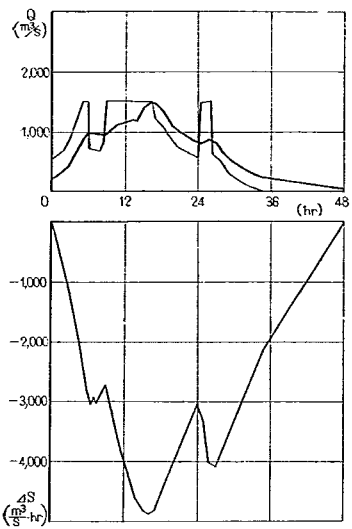


洪水番号 3 池 原 (D_5)

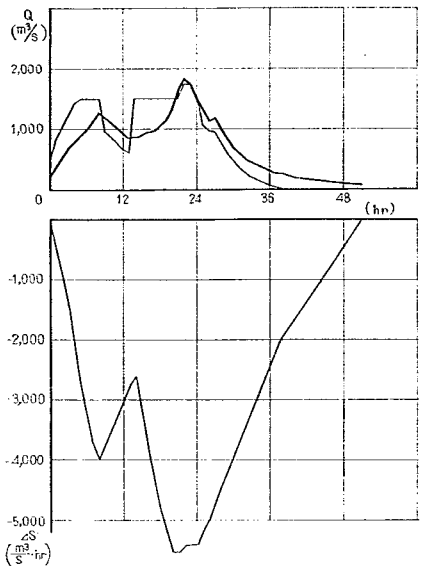


洪水番号 4 池 原 (D_5)

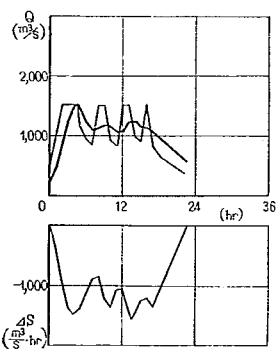
参考図 貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図



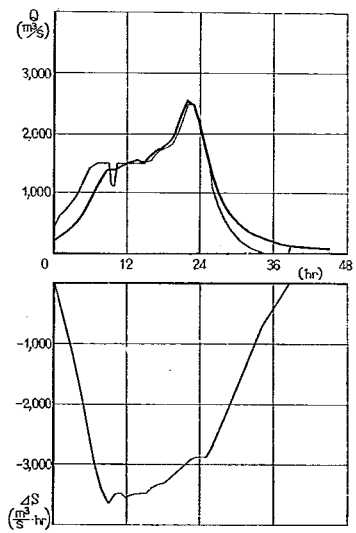
洪水番号　5　風　屋　(D_2)



洪水番号　6　風　屋　(D_2)

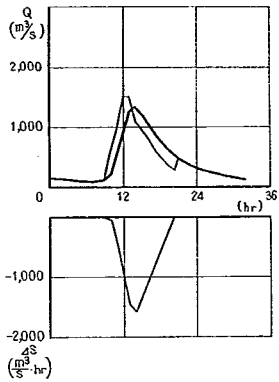


洪水番号　5　池　原　(D_5)

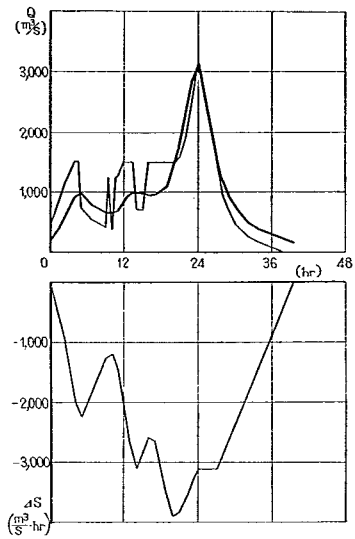


洪水番号　6　池　原　(D_5)

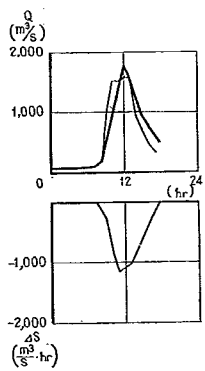
参考図　貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図



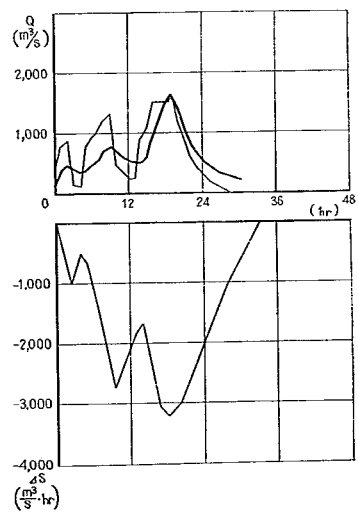
洪水番号 7 風 屋 (D_2)



洪水番号 8 風 屋 (D_2)

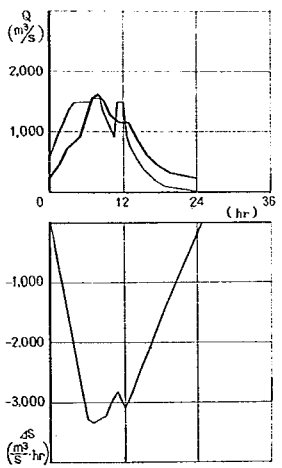


洪水番号 7 池 原 (D_5)

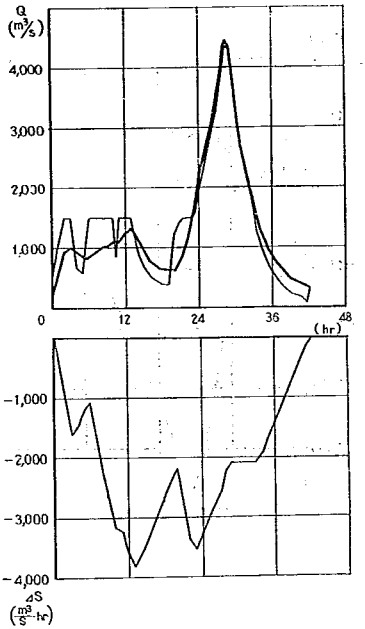


洪水番号 8 池 原 (D_5)

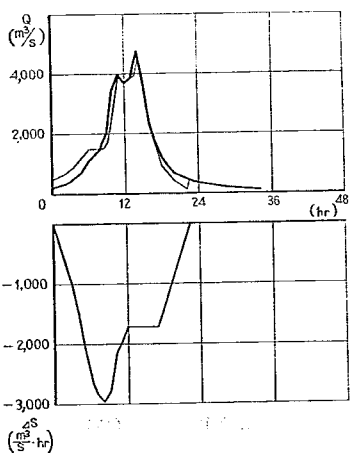
参考図 貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図



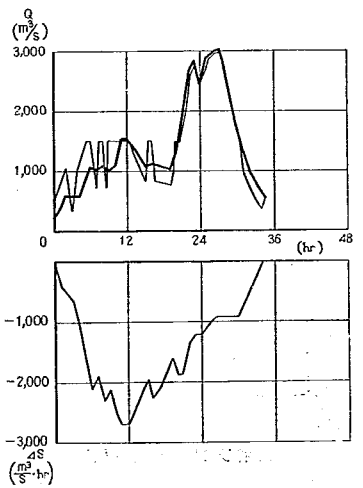
洪水番号 9 風 屋 (D_7)



洪水番号 10 風 屋 (D_8)

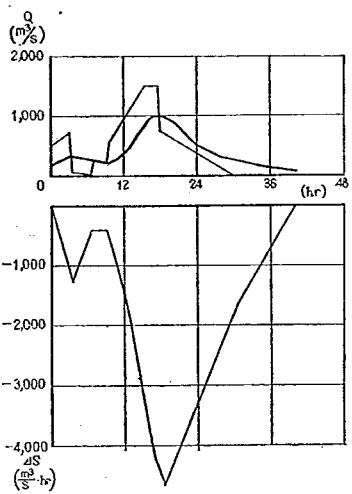


洪水番号 9 池 原 (D_5)

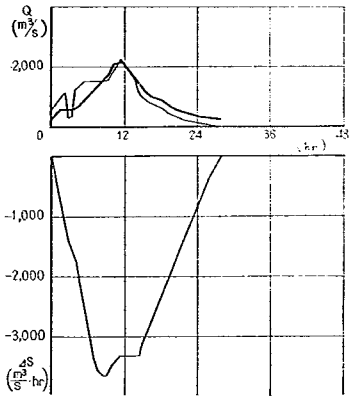


洪水番号 10 池 原 (D_6)

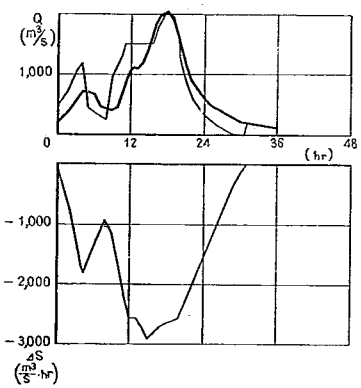
参考図　貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図



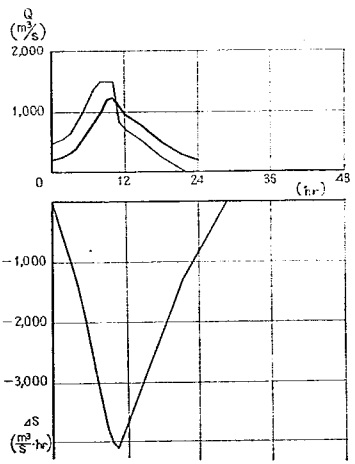
洪水番号 11 風 屋 (D_2)



洪水番号 12 風 屋 (D_2)

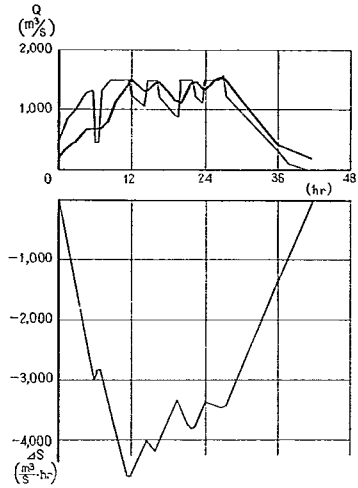


洪水番号 11 池 原 (D_3)

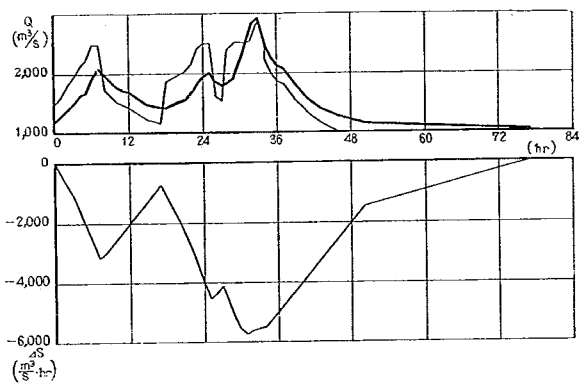


洪水番号 12 池 [illegible] (D_3)

参考図 貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図

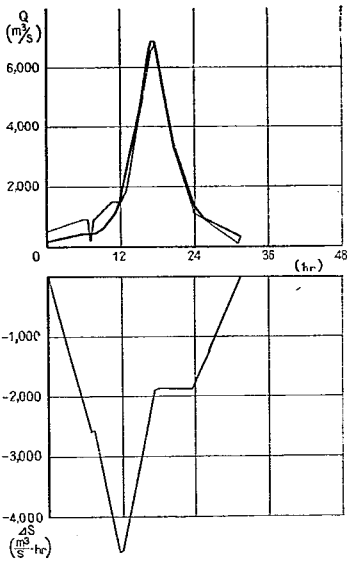


洪水番号 13　風　屋 (D_2)

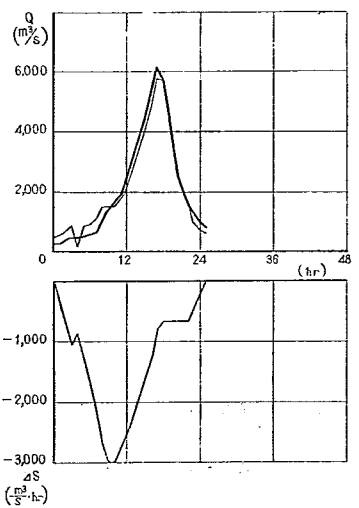


洪水番号 13　池　原 (D_5)

参考図　貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図

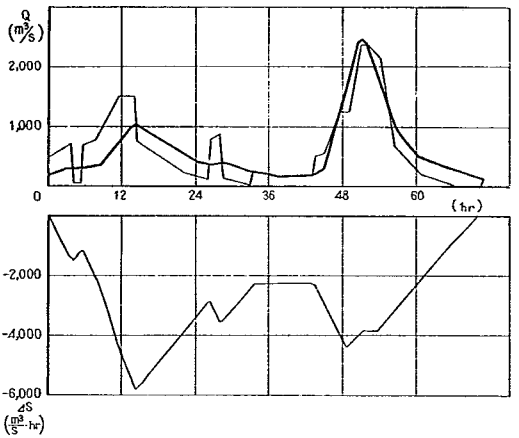


洪水番号 14 風 屋 (D_2)

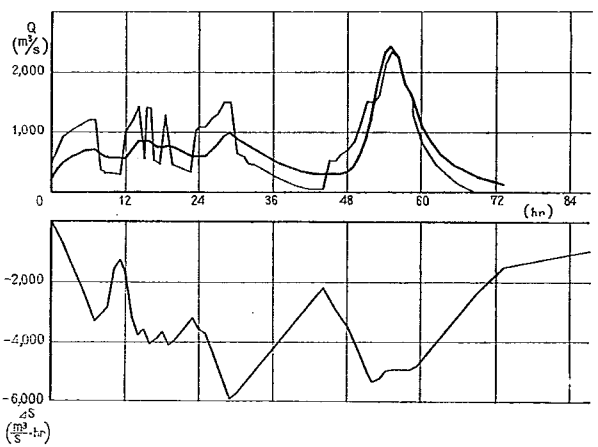


洪水番号 14 池 原 (D_3)

参考図 貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図

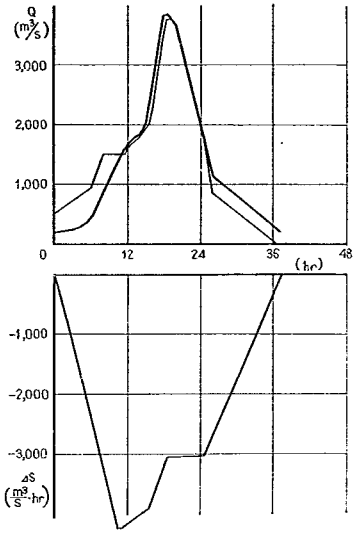


洪水番号 15　風　屋 (D_2)

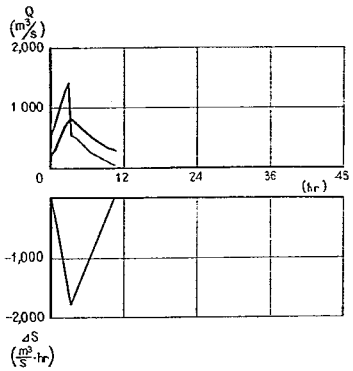


洪水番号 15　池　原 (D_5)

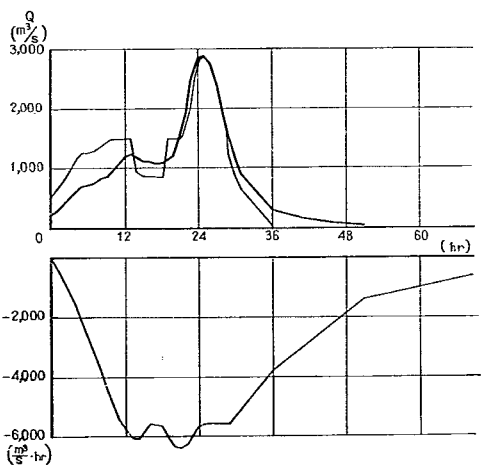
参考図　貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図



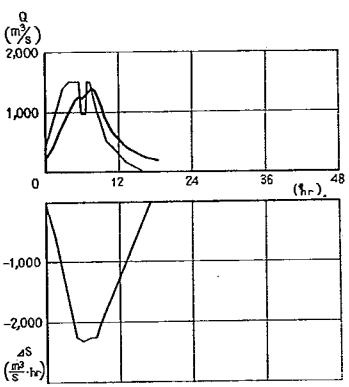
洪水番号 16 風 屋 (D_2)



洪水番号 17 風 屋 (D_2)

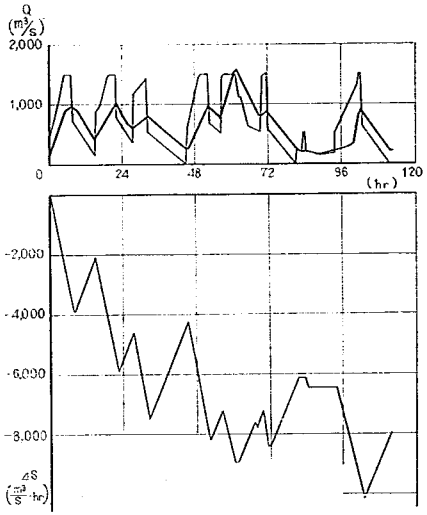


洪水番号 16 池 原 (D_5)

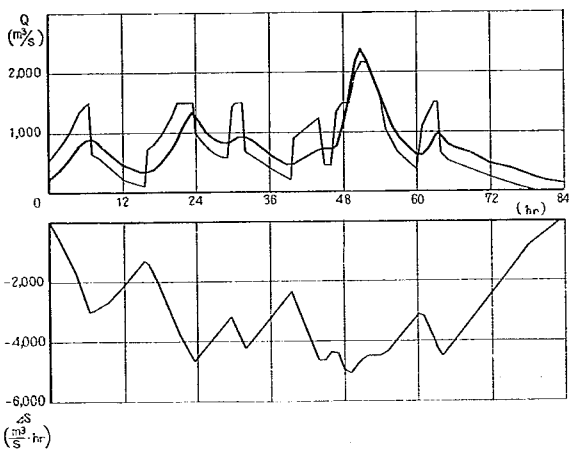


洪水番号 17 池 原 (D_5)

参考図 貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図

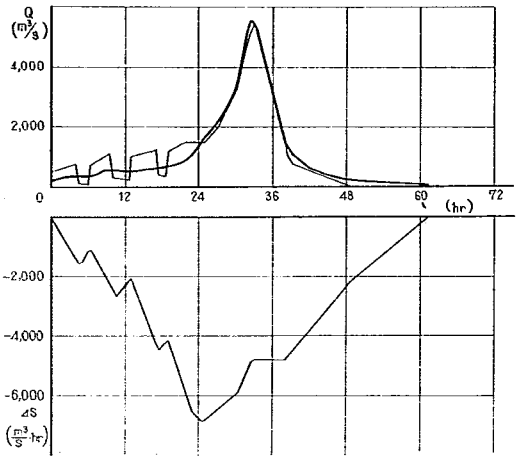


洪水番号 18　風　屋 (D_2)

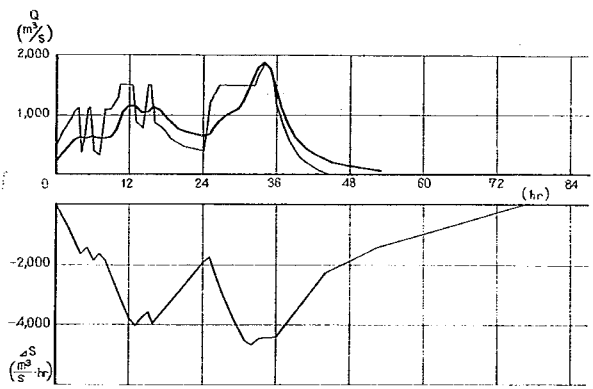


洪水番号 18　池　原 (D_5)

参考図　貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図

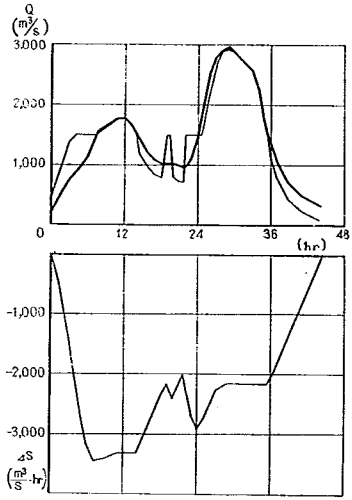


洪水番号 19 風 屋 (D_2)

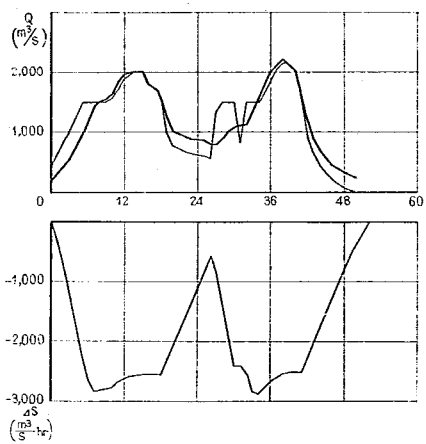


洪水番号 19 池 原 (D_5)

参考図 貯水池流入量・貯水放流量・貯水量の変化図



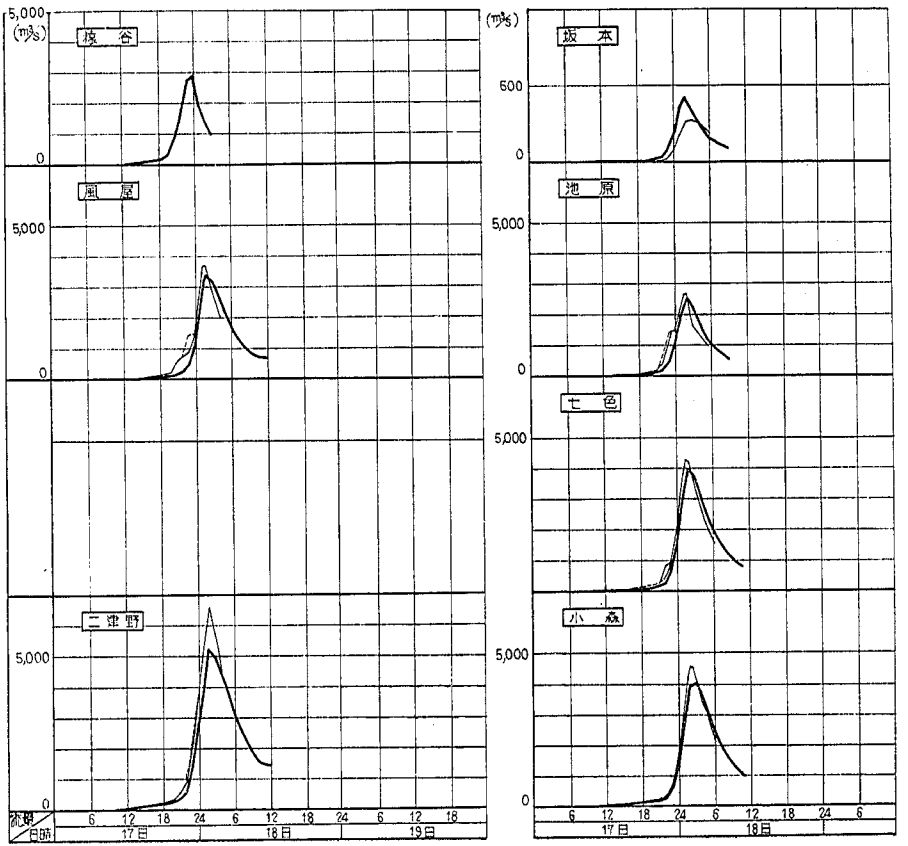
洪水番号 20　風　屋 (D_2)

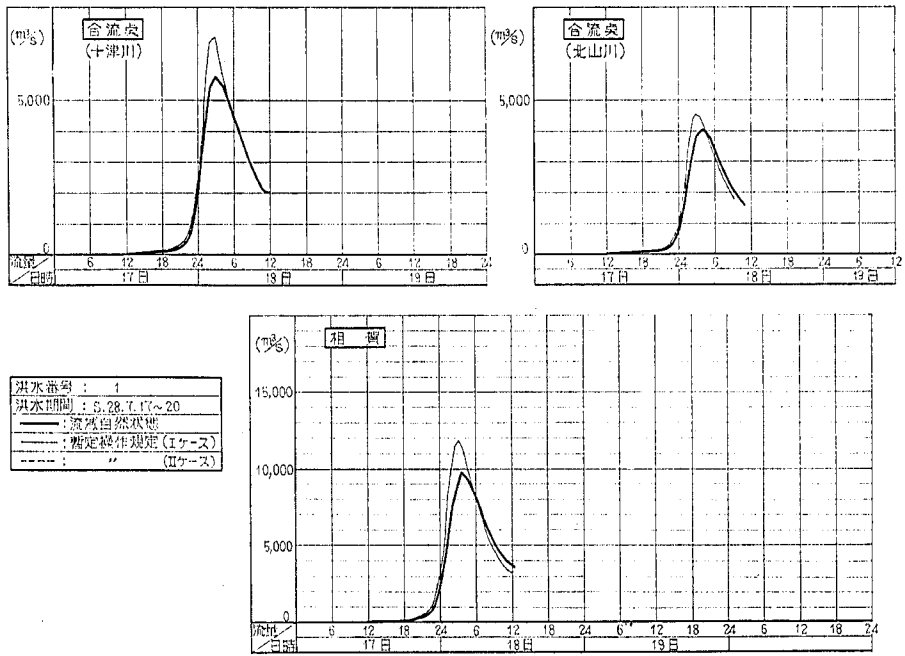


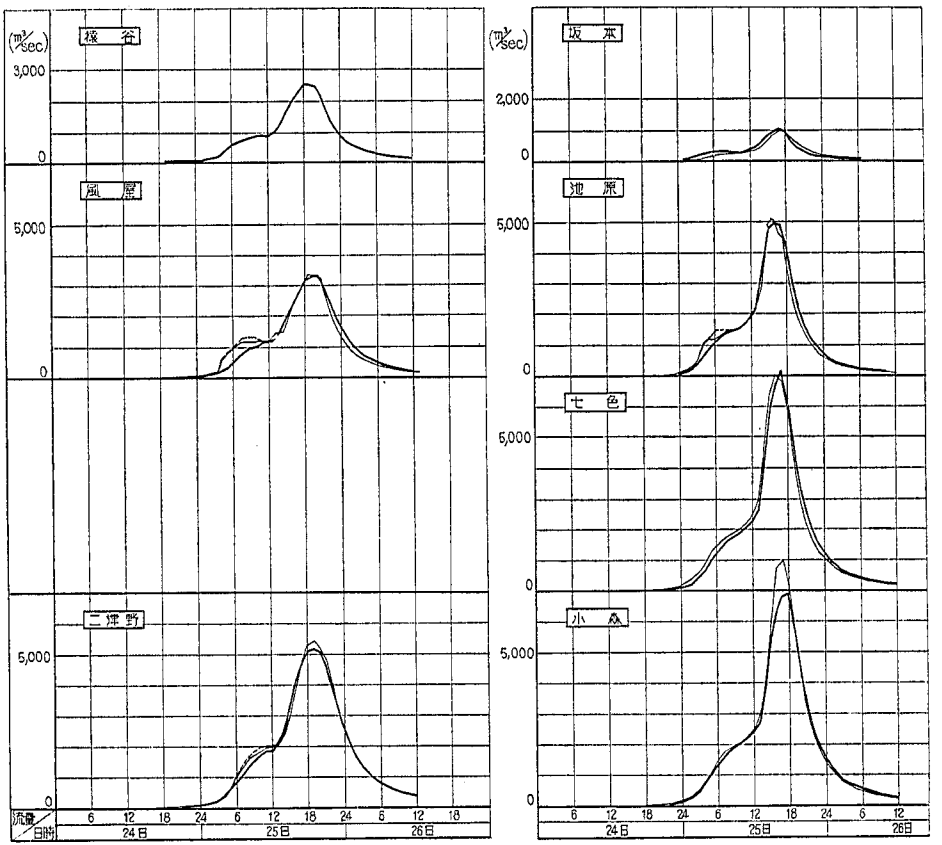
洪水番号 20　池　原 (D_5)

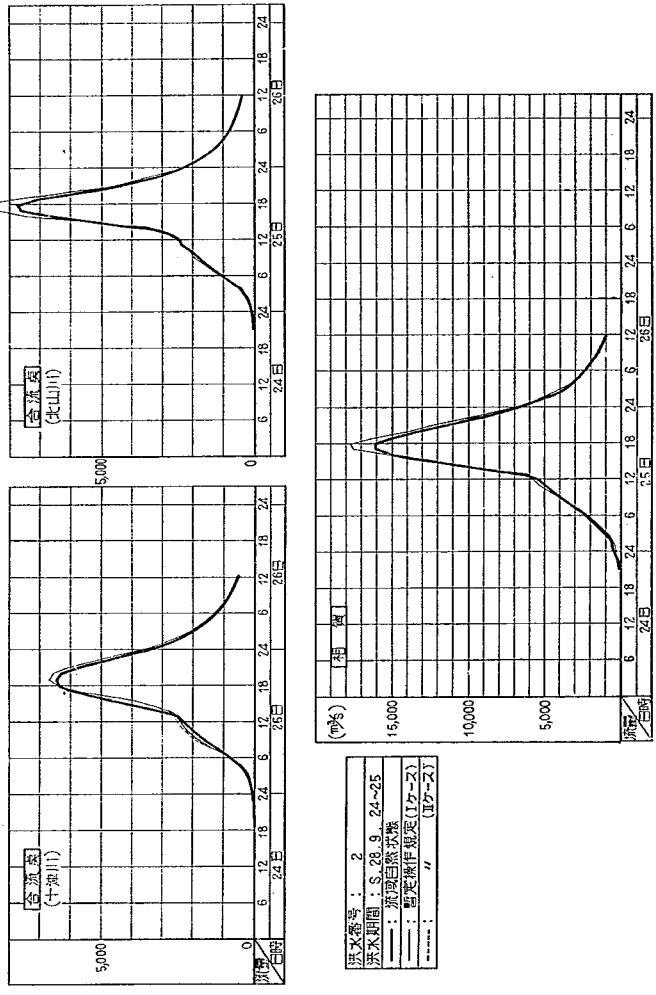
参考図　貯水池流入量・ダム放流量・貯水量の変化図

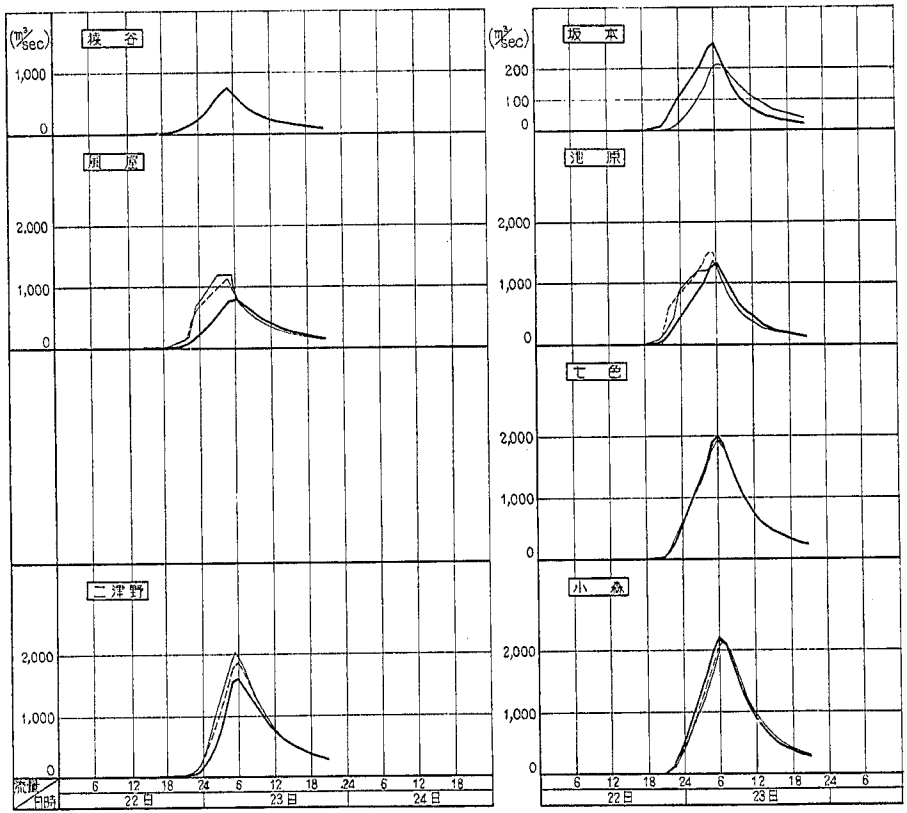
付　図

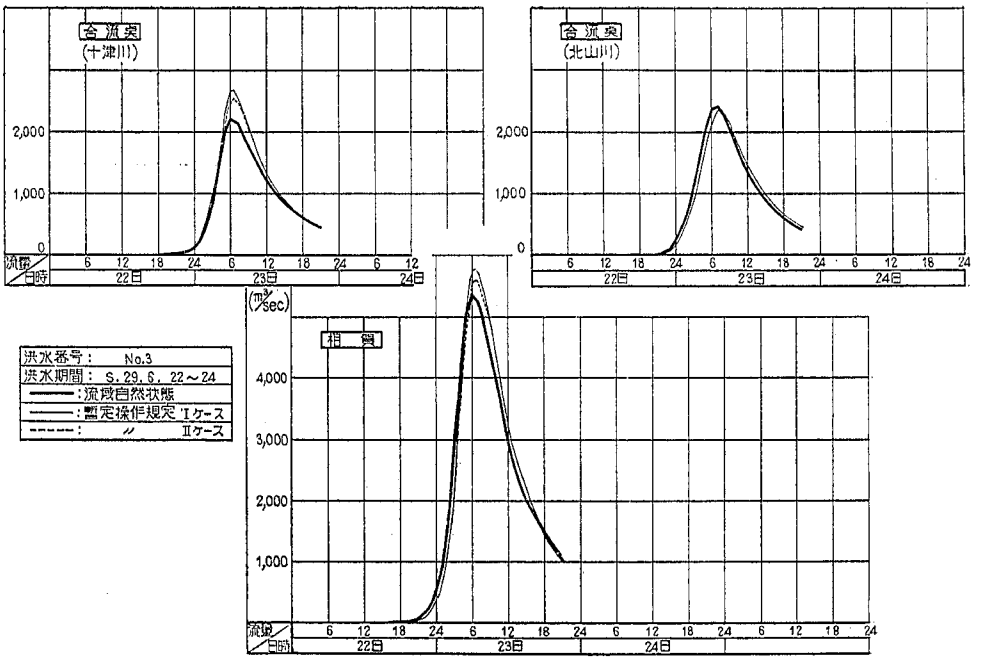

5,000
(m³/s)
0
坂谷
風屋
二津野
坂本
600
池原
七色
小森
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
17日
18日
19日

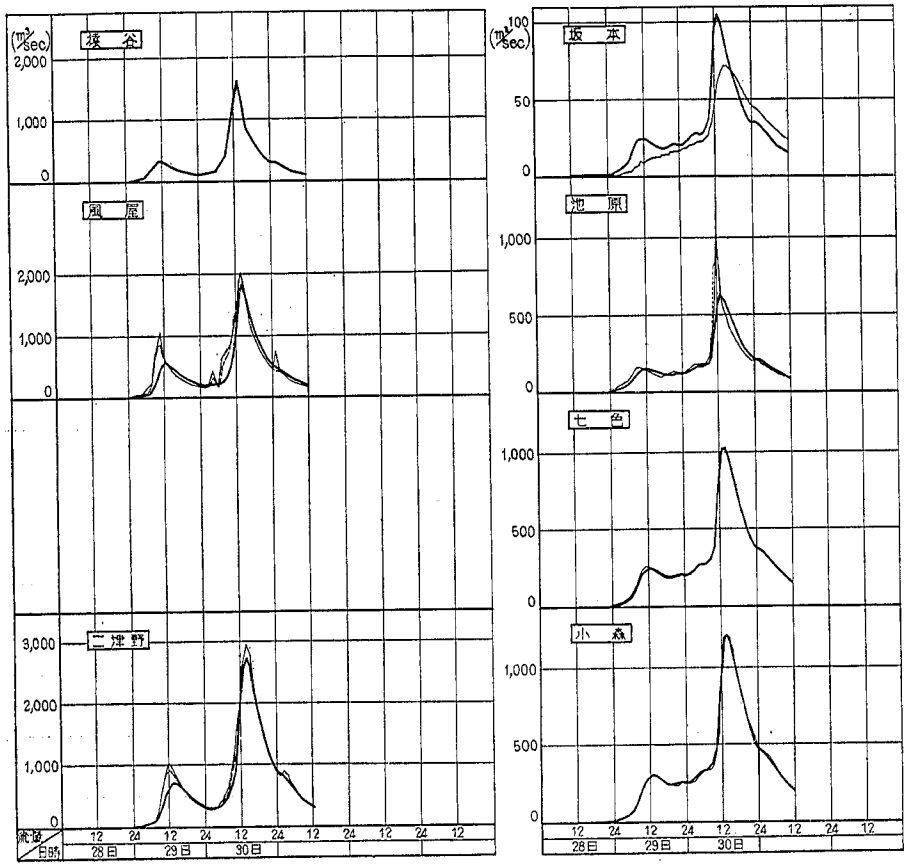

合流点
(十津川)
(m³/s)
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日
合流点
(北山川)
(m³/s)
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12
17日 18日 19日
相賀
(m³/s)
15,000
10,000
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日
洪水番号 : 1
洪水期間 : S.28.7.17~20
:流域自然状態
:暫定操作規定(Iケース)
: 〃 (IIケース)

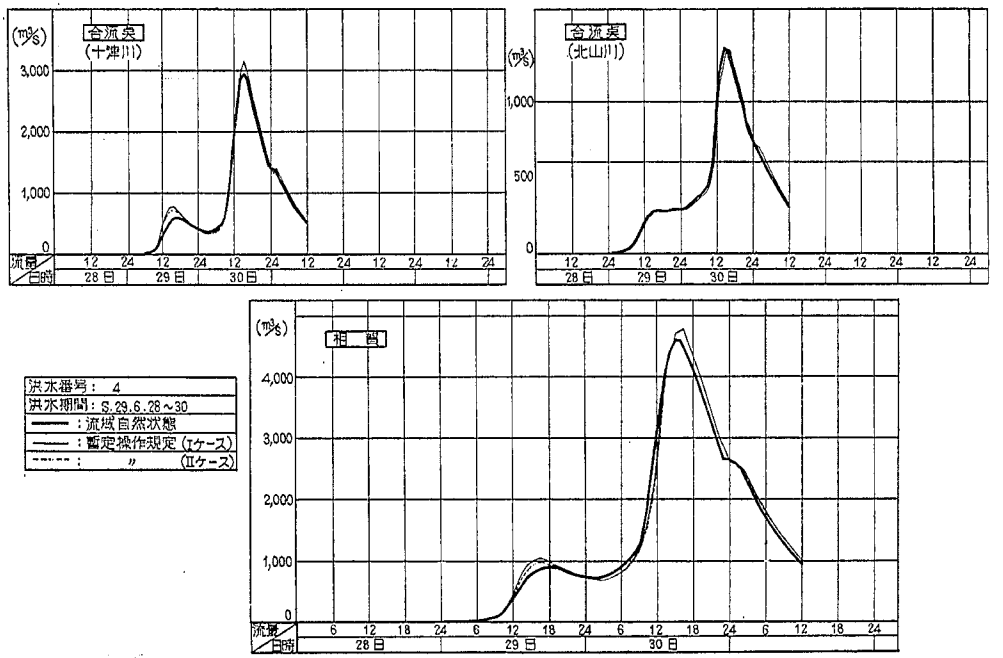

極谷
(m³/sec)
3,000
0
風屋
5,000
0
二津野
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
24日 25日 26日
坂本
(m³/sec)
2,000
0
池原
5,000
0
七色
5,000
0
小森
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12
24日 25日 26日

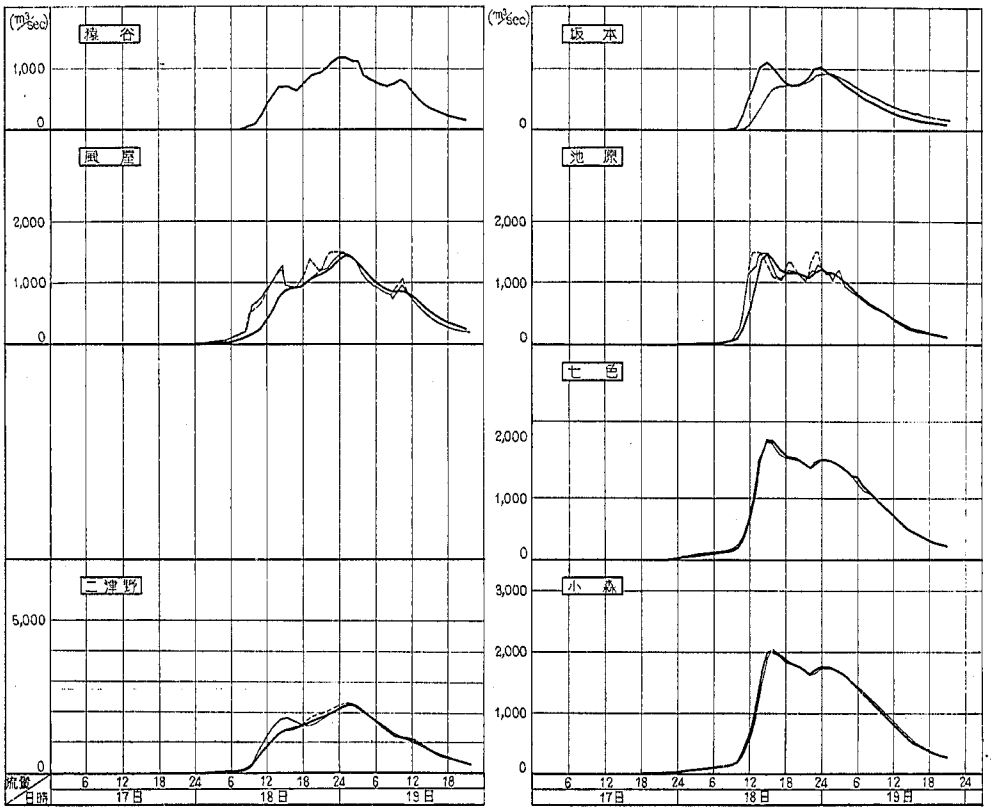

合流点
(北山川)
合流点
(十津川)
相賀
(m³/s)
15,000
10,000
5,000
0
流量
日時
24日
25日
26日
洪水番号：　2
洪水期間：S. 28. 9. 24~25
：流域自然状態
：計定操作規定(1ケース)
〃　(2ケース)

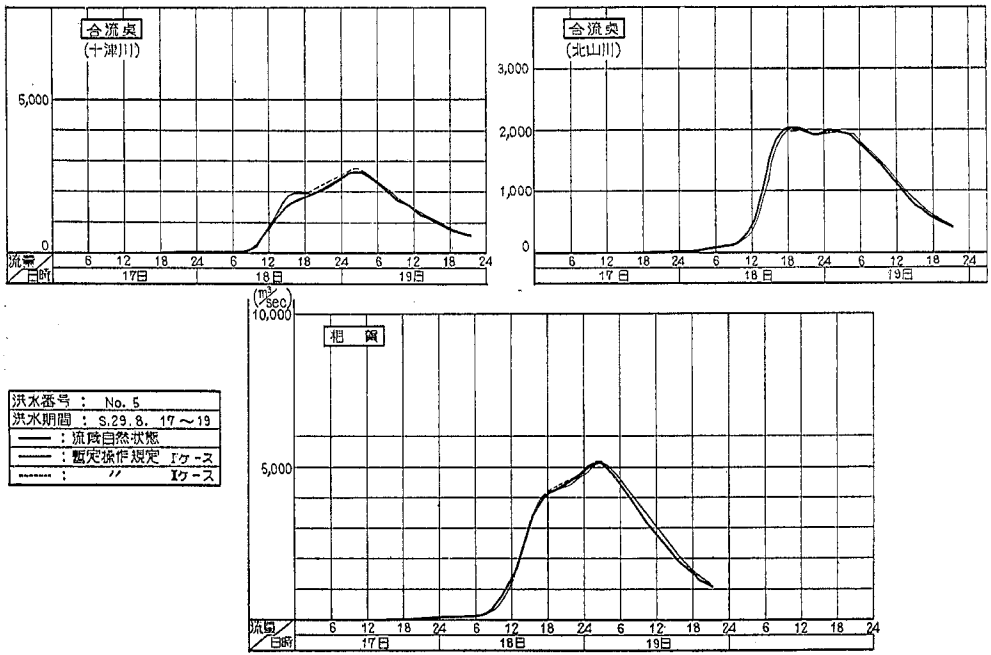

(m³/sec)
梶谷
1,000
0
飛原
2,000
1,000
0
二津野
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
22日
23日
24日
(m³/sec)
坂本
200
100
0
池原
2,000
1,000
0
七色
2,000
1,000
0
小森
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6
22日
23日

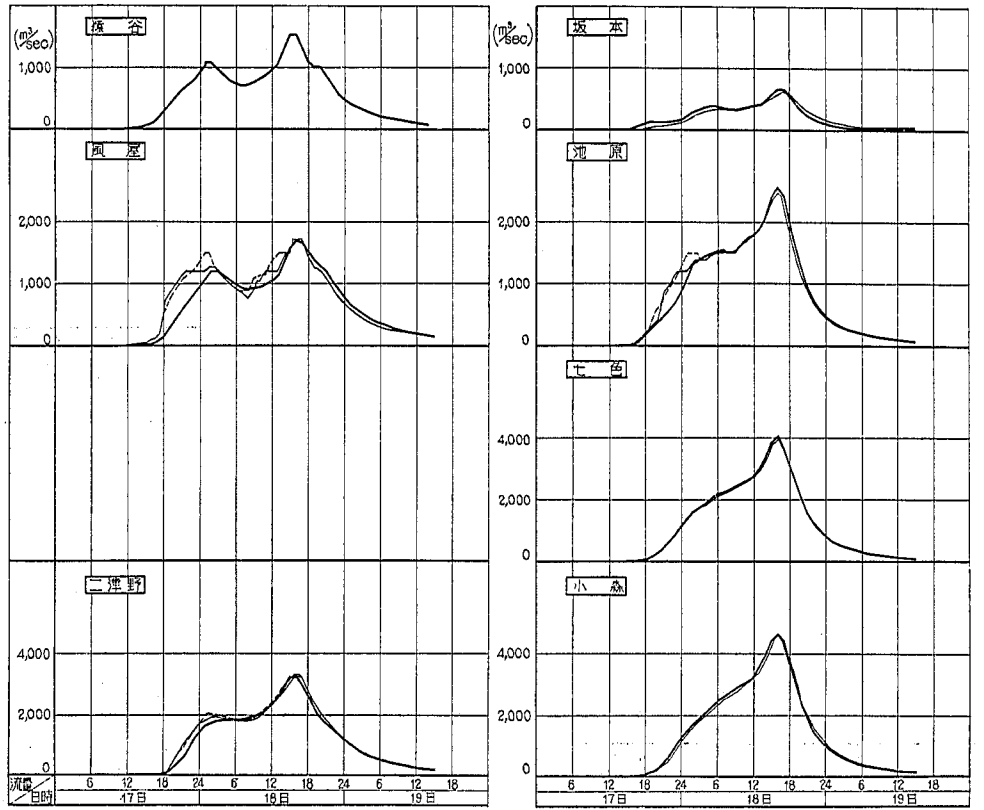

合流点
(十津川)
合流点
(北山川)
相賀
(m³/sec)
流量
日時
22日
23日
24日
洪水番号： No.3
洪水期間： S. 29. 6. 22～24
：流域自然状態
：暫定操作規定 Iケース
：〃 IIケース


(m³/sec)
榛谷
2,000
1,000
0
風屋
2,000
1,000
0
二津野
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12
28日 29日 30日
(m³/sec)
坂本
100
50
0
池原
1,000
500
0
七色
1,000
500
0
小森
1,000
500
0
12 24 12 24 12 24 12 24 12
28日 29日 30日

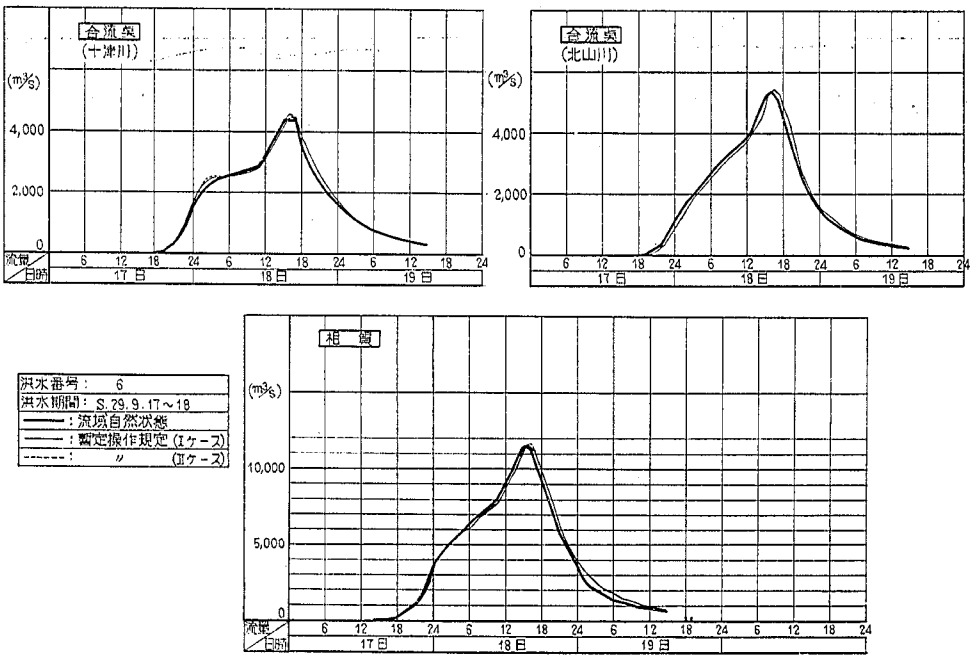

合流点
(十津川)
(m³/s)
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12 24
28日 29日 30日
合流点
(北山川)
(m³/s)
1,000
500
0
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12 24
28日 29日 30日
相 賀
(m³/s)
4,000
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
28日 29日 30日
洪水番号： 4
洪水期間：S.29.6.28～30
：流域自然状態
：暫定操作規定（Iケース）
：〃（IIケース）

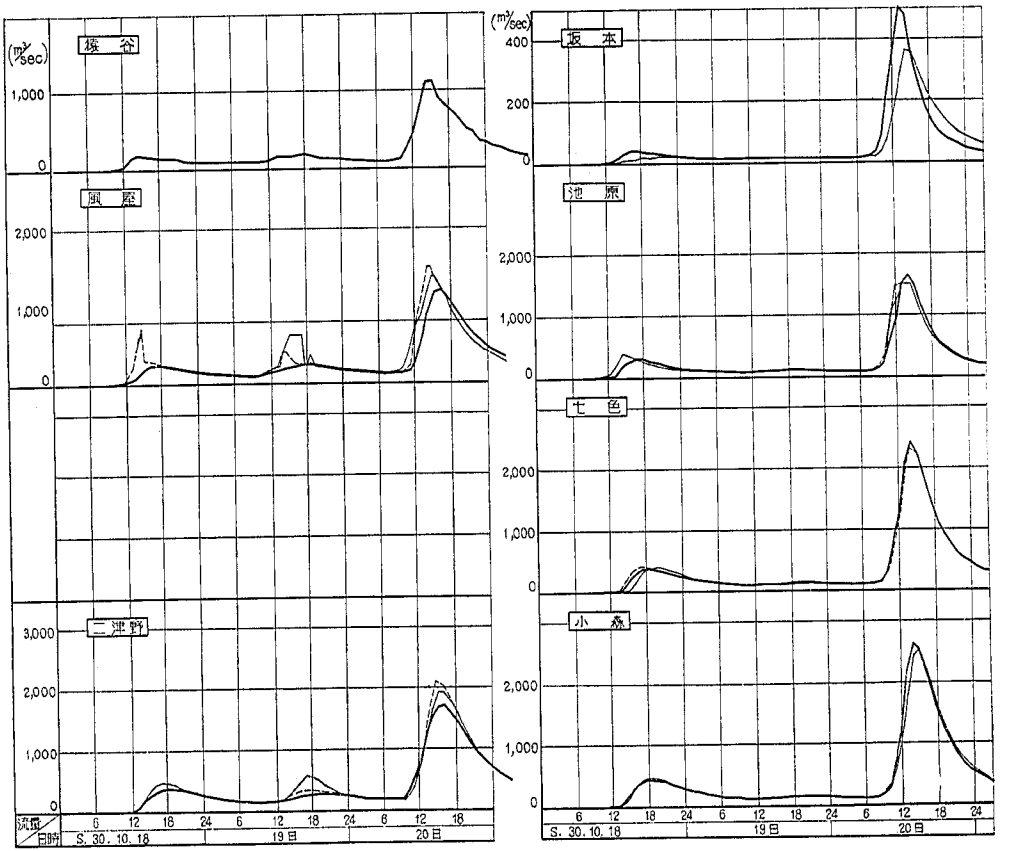

(m³/sec)
猿谷
1,000
0
風屋
2,000
1,000
0
二津野
5,000
0
坂本
0
池原
2,000
1,000
0
七色
2,000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
17日 18日 19日
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日

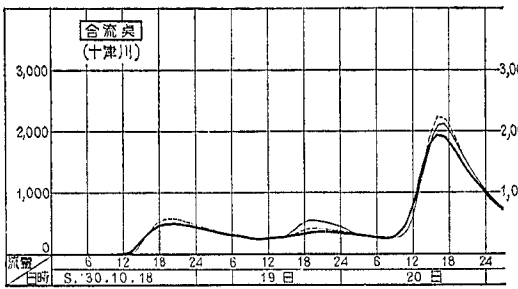

合流点
(十津川)
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日
合流点
(北山川)
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日
(m³/sec)
10,000
相 賀
5,000
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日
洪水番号 : No. 5
洪水期間 : S.29.8. 17～19
：流域自然状態
：暫定操作規定 Iケース
：〃 Iケース

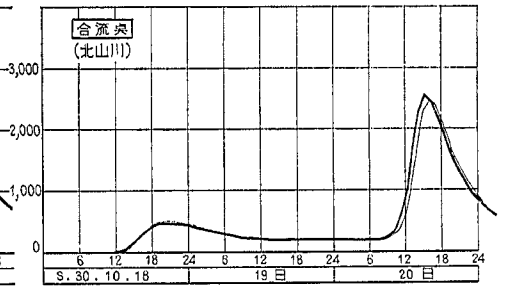


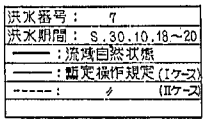
(m³/sec)
1,000
0
2,000
4,000
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
17日
18日
19日

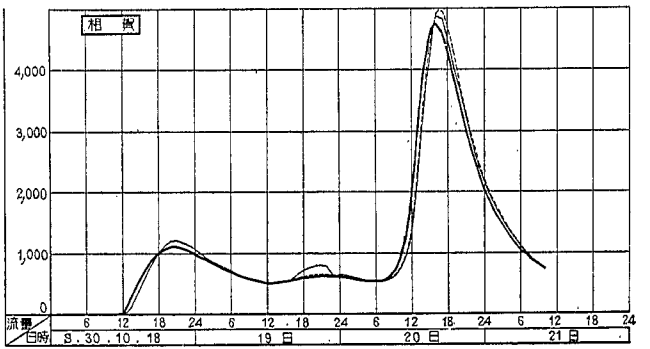

合流点
(十津川)
(m³/s)
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日
合流点
(北山川)
(m³/s)
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日
洪水番号： 6
洪水期間： S.29.9.17～18
——：流域自然状態
——：調定操作規定 (Iケース)
------：〃 (IIケース)
相賀
(m³/s)
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
17日 18日 19日

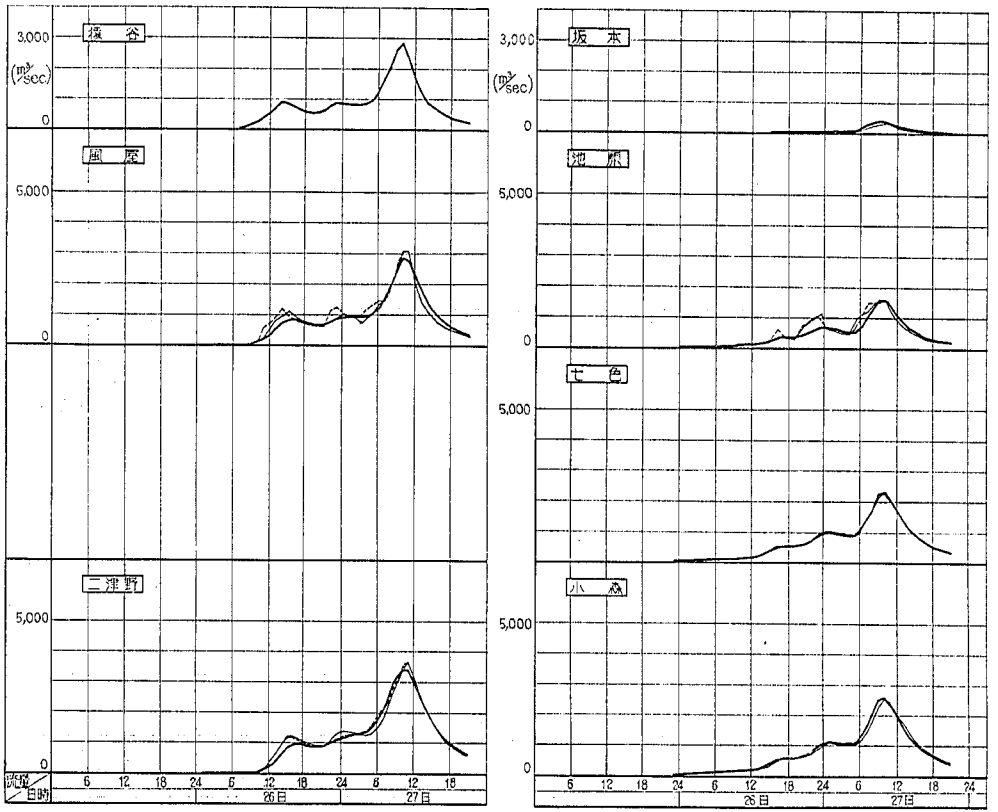

(m³/sec)
榛谷
1,000
0
風屋
2,000
1,000
0
二津野
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
S. 30. 10. 18
19日
20日
(m³/sec)
坂本
400
200
0
池原
2,000
1,000
0
七色
2,000
1,000
0
小森
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 30. 10. 18
19日
20日


合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S.30.10.18
19日
20日

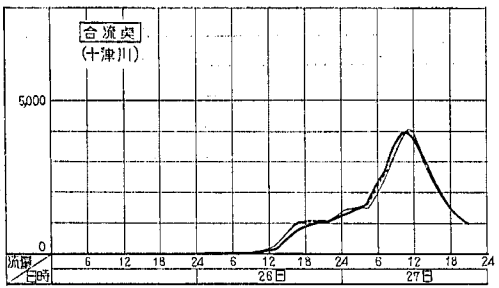

合流点
(北山川)
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S.30.10.18
19日
20日

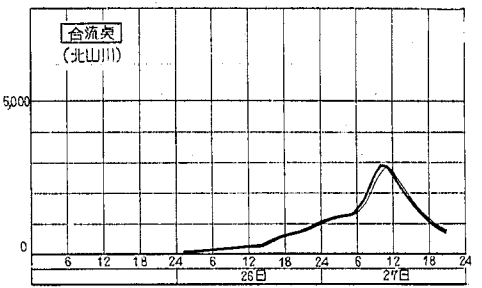

洪水番号： 7
洪水期間： S.30.10.18～20
：流域自然状態
：暫定操作規定(Iケース)
：〃 (IIケース)


相 賀
4,000
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S.30.10.18
19日
20日
21日

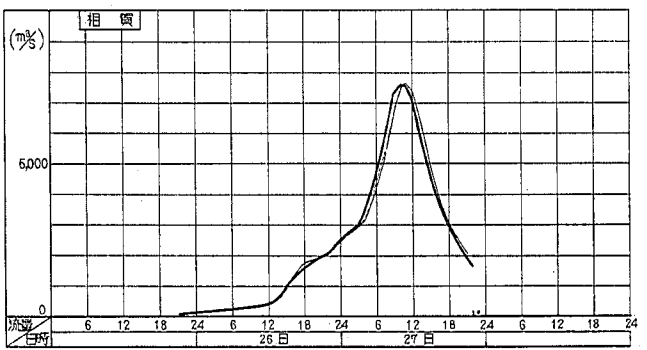


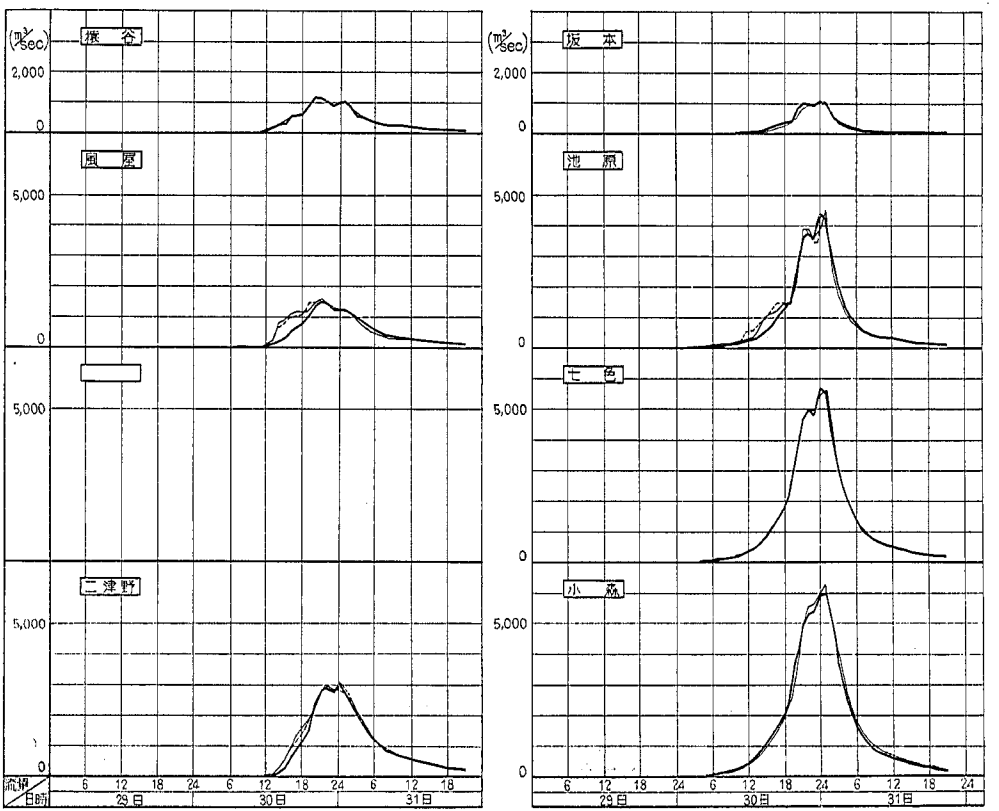
3,000
(m³/sec)
0
5,000
0
5,000
0
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
26日
27日

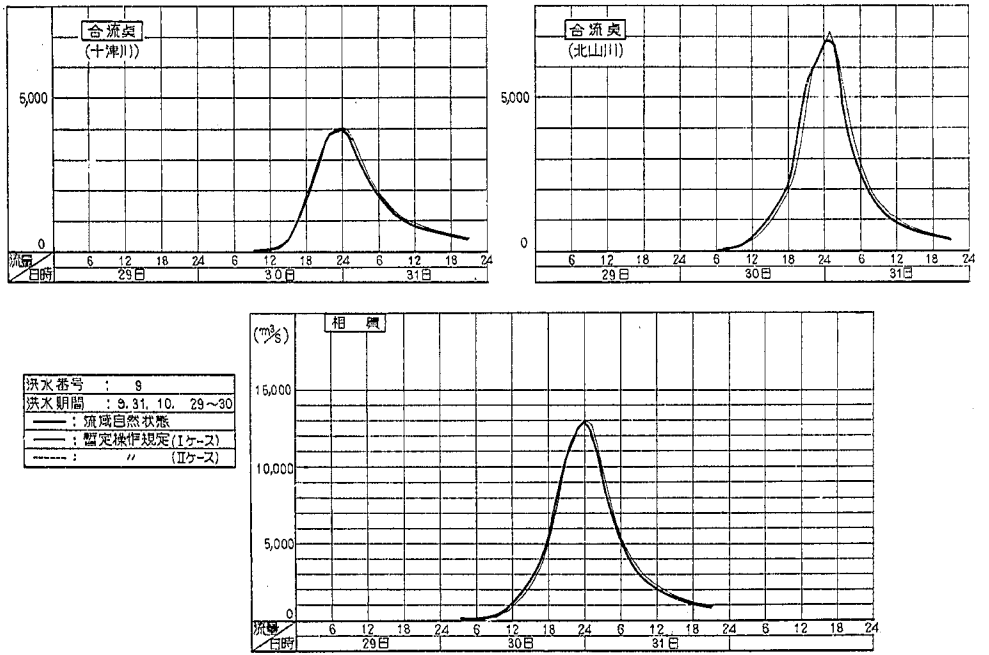


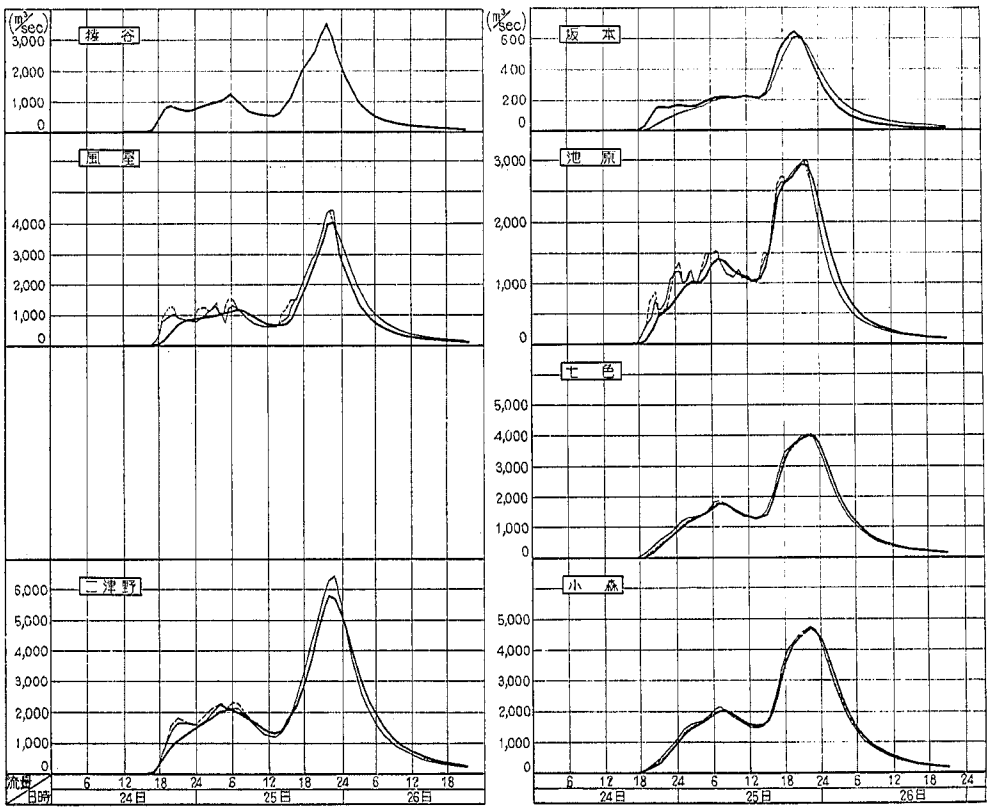


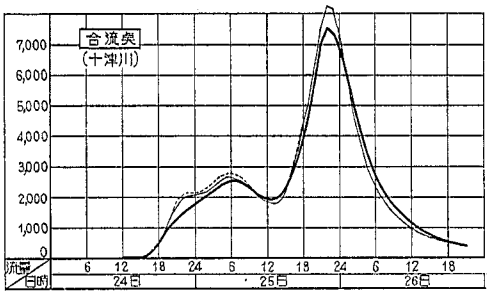
洪水番号 ： 8
洪水期間 ： S.31. 9. 25~29
——： 流域自然状態
——： 暫定操作規定 (Iケース)
------ ； 〃 (IIケース)

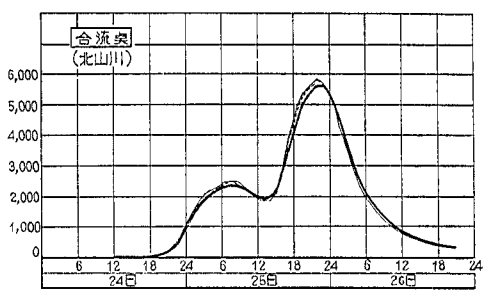



(m³/sec)
猿谷
2,000
0
風屋
5,000
0
5,000
二津野
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
29日 30日 31日
(m³/sec)
坂本
2,000
0
池原
5,000
0
七色
5,000
0
小森
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
29日 30日 31日

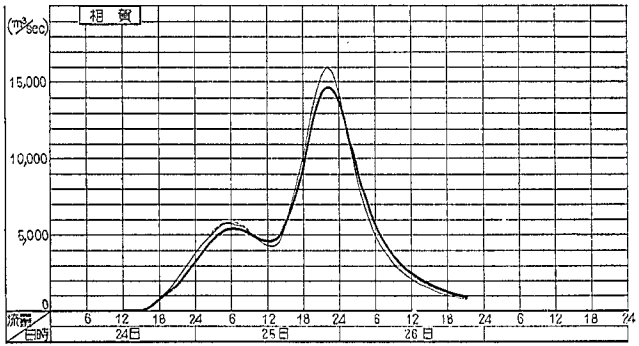

合流点
(十津川)
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
29日
30日
31日
合流点
(北山川)
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
29日
30日
31日
洪水番号 : 9
洪水期間 : 9. 31. 10. 29～30
：流域自然状態
：暫定操作規定(Iケース)
：〃 (IIケース)
相 積
(m³/s)
15,000
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
29日
30日
31日

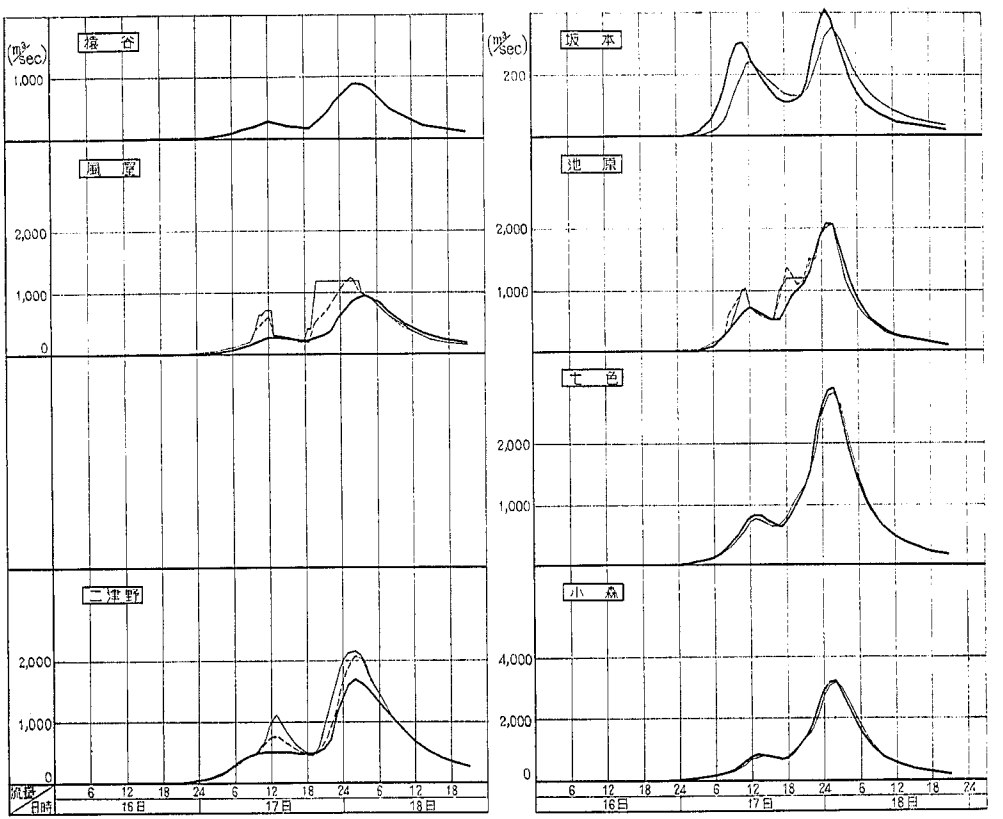

(m³/sec)
桜谷
3,000
2,000
1,000
0
風屋
4,000
3,000
2,000
1,000
0
二津野
6,000
5,000
4,000
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
24日 25日 26日
(m³/sec)
坂本
600
400
200
0
池原
3,000
2,000
1,000
0
七色
5,000
4,000
3,000
2,000
1,000
0
小森
5,000
4,000
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
24日 25日 26日

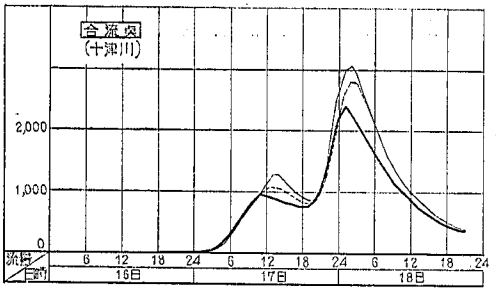


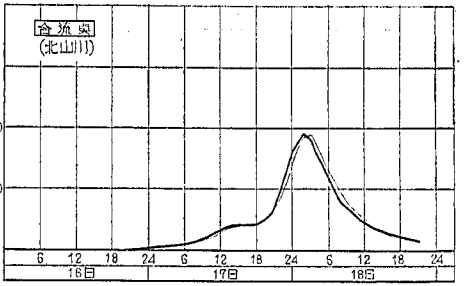


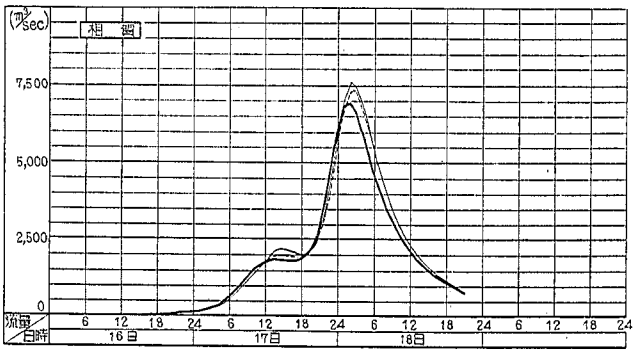
洪水番号：　10
洪水期間：　S.33. 8. 24～25
——：流域自然状態
——：暫定操作規定（Iケース）
------：　〃　（IIケース）



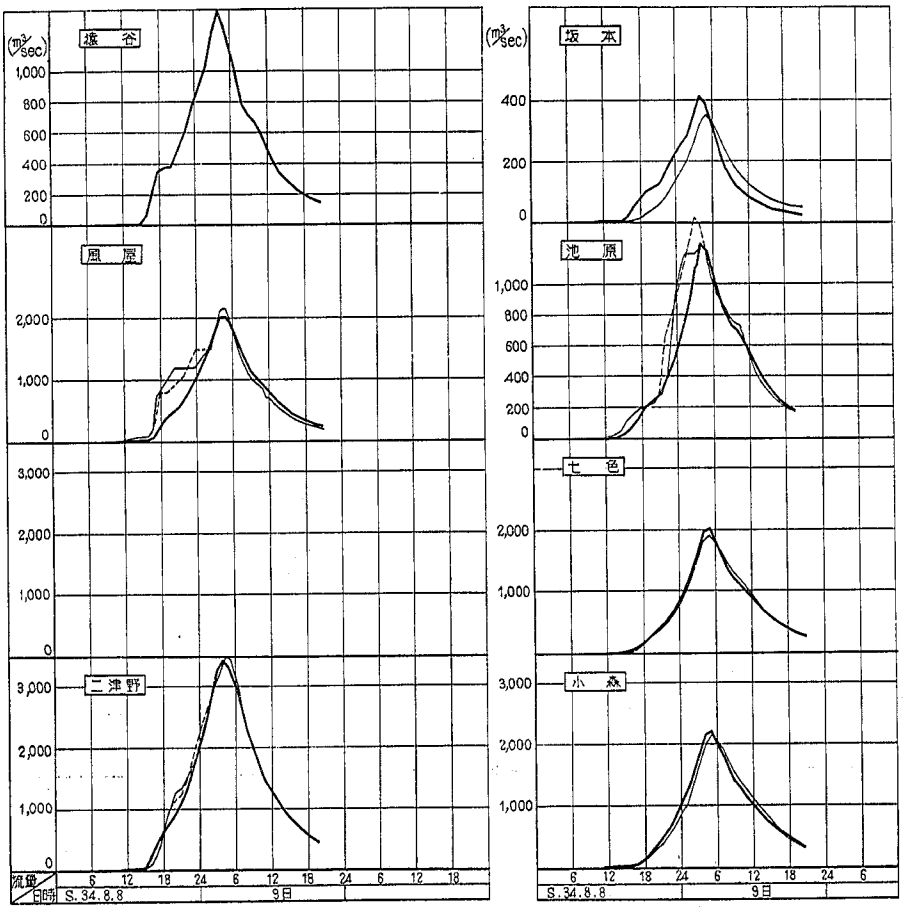

猿谷
風聲
二津野
坂本
池原
七色
小森
(m³/sec)
1,000
2,000
0
200
4,000
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
16日
17日
18日

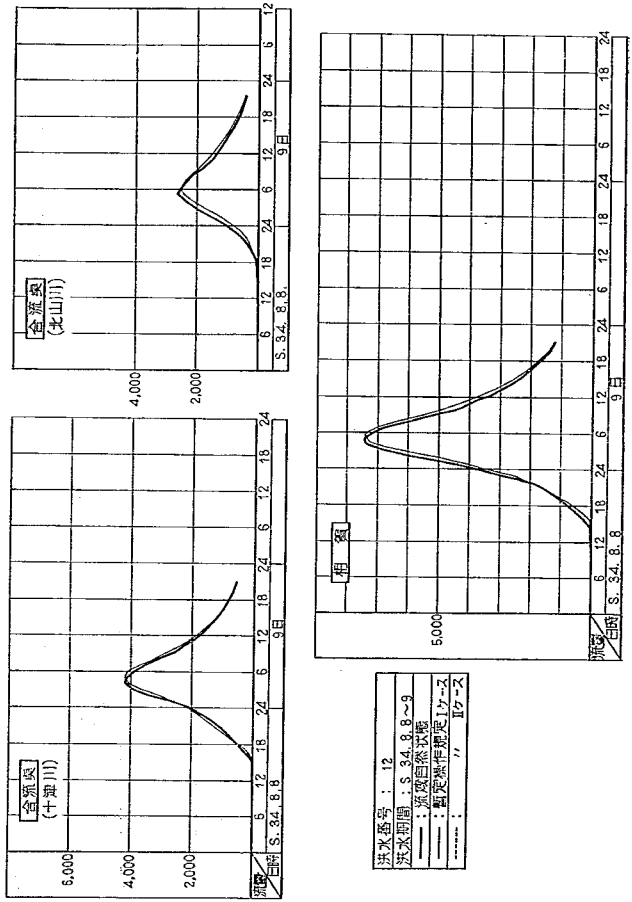


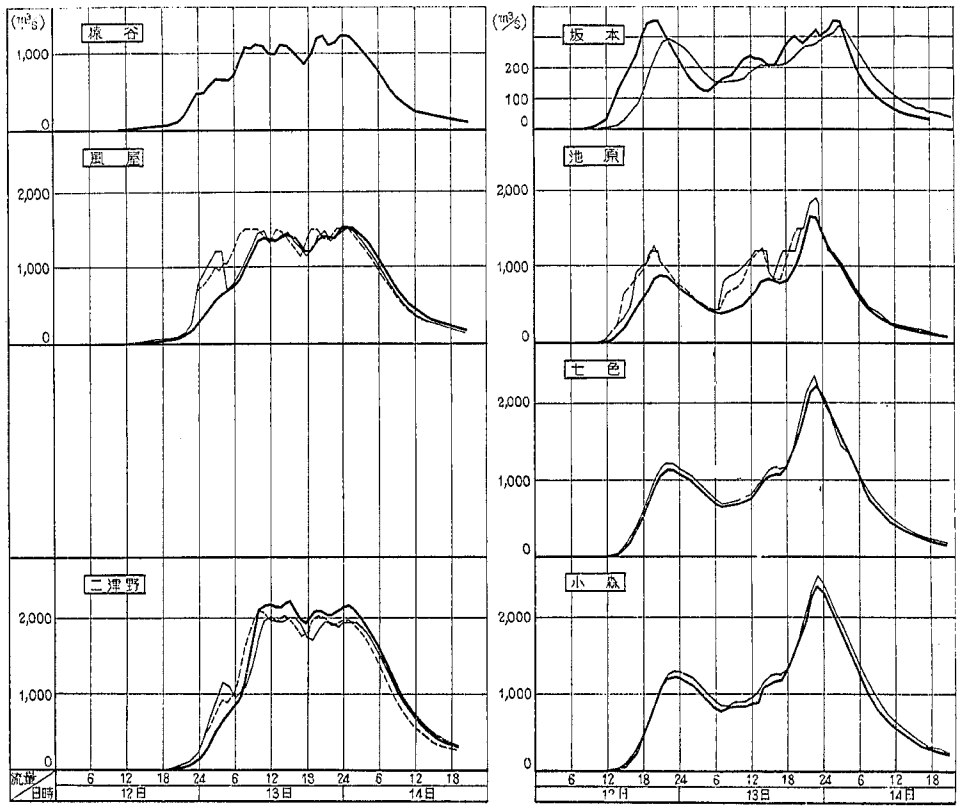


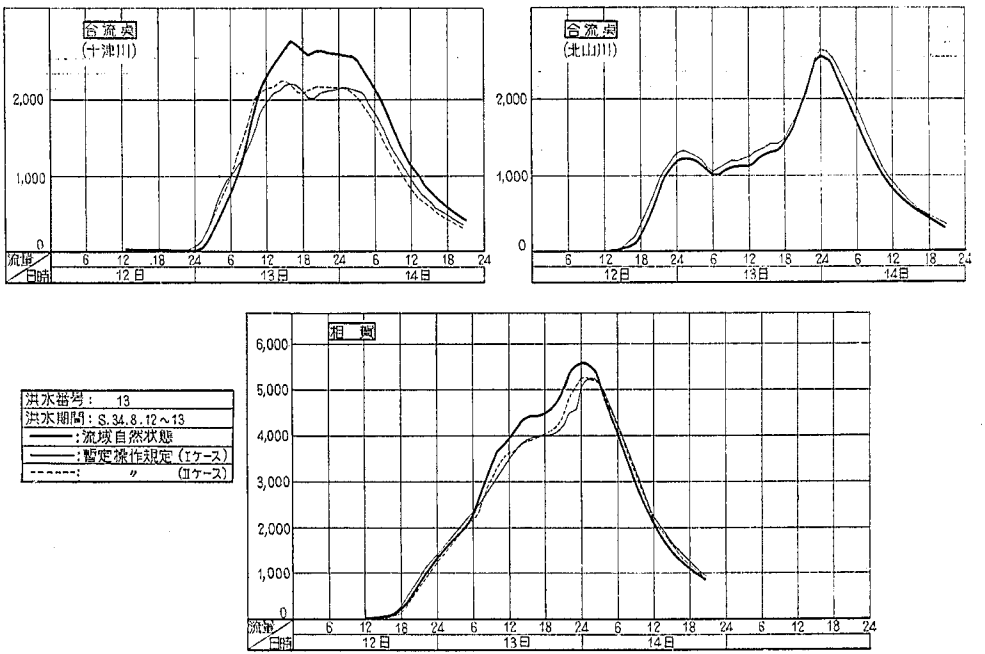


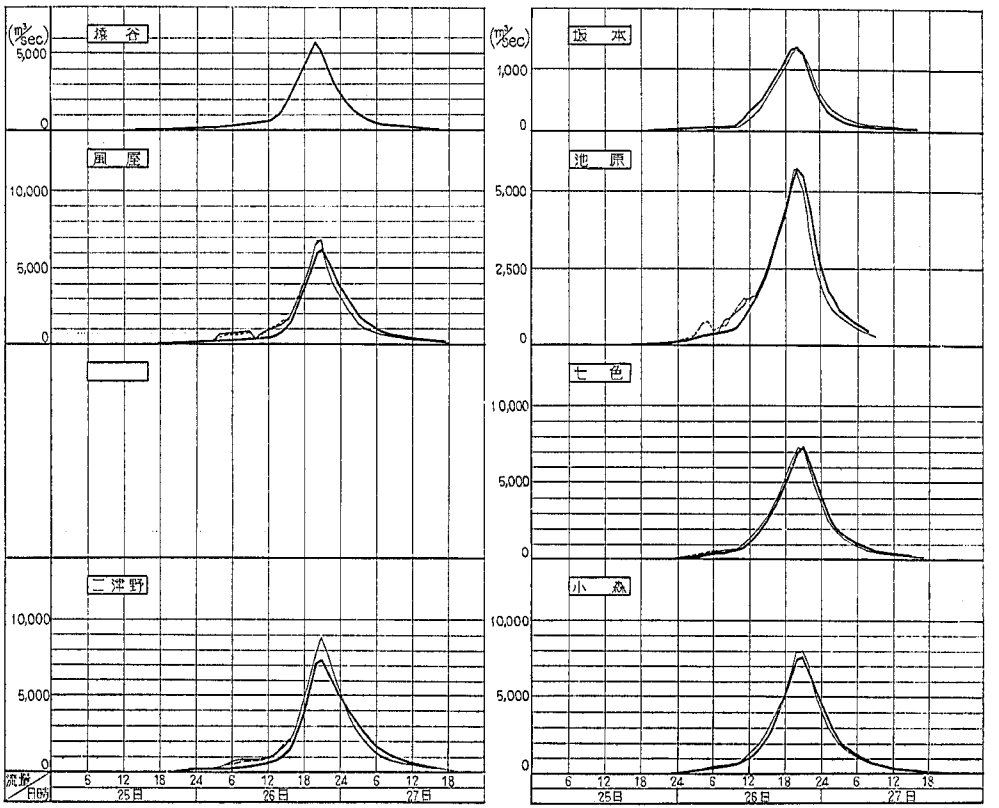
洪水番号	No.11
洪水期間	S.33.9. 16～18
——：	流域自然状態
——：	調査操作規定(Iケース)
------：	〃 (IIケース)

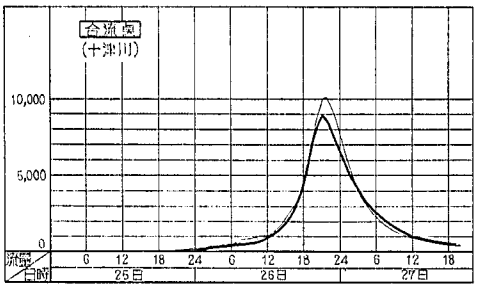

塩谷
風屋
二津野
坂本
池原
七色
小森
(m³/sec)
流量
日時
S.34.8.8
9日

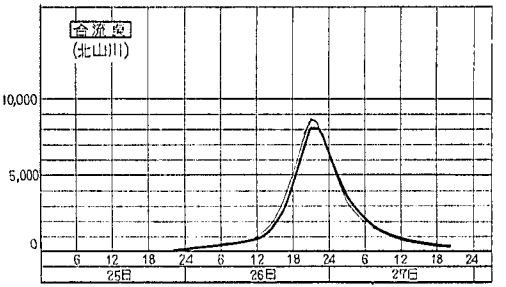

合流点
(十津川)
5,000
4,000
2,000
S.34.8.8
9日
合流点
(北山川)
4,000
2,000
S.34.8.8
9日
相賀
5,000
S.34.8.8
9日
洪水番号：12
洪水期間：S.34.8.8～9
：流域自然状態
：計定降雨規定1ケース
：〃 2ケース

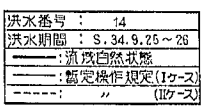

(m³/s)
塚谷
1,000
0
風屋
2,000
1,000
0
二津野
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
12日 13日 14日
(m³/s)
坂本
200
100
0
池原
2,000
1,000
0
七色
2,000
1,000
0
小森
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
12日 13日 14日

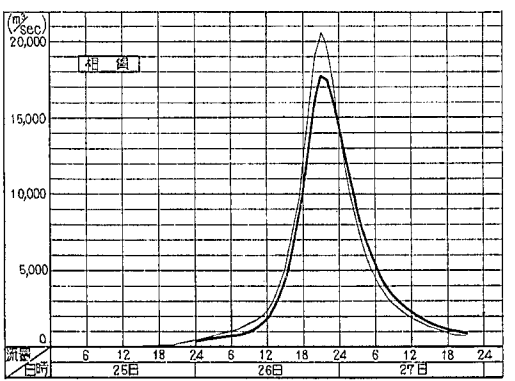

合流点
(十津川)
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
12日
13日
14日
合流点
(北山川)
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
12日
13日
14日
洪水番号： 13
洪水期間：S.34.8.12～13
：流域自然状態
：暫定操作規定（Iケース）
〃 （IIケース）
相賀
6,000
5,000
4,000
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
12日
13日
14日

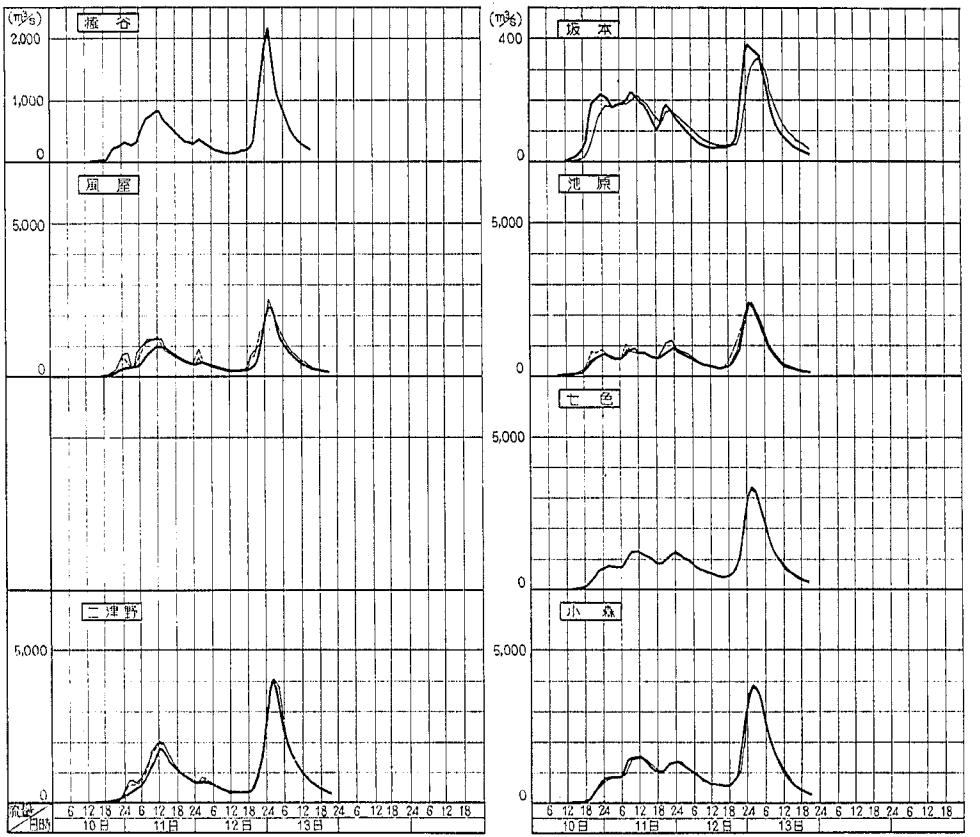

(m³/sec)
5,000
0
10,000
5,000
0
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
25日
26日
27日
(m³/sec)
1,000
0
5,000
2,500
0
10,000
5,000
0
10,000
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
25日
26日
27日

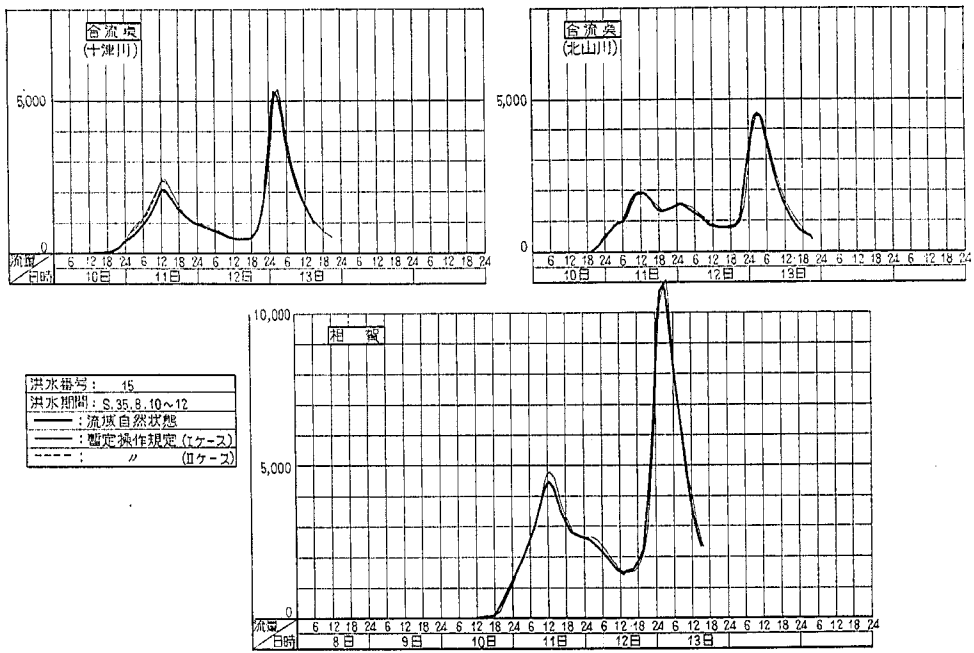

合流点
(十津川)
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
25日
26日
27日

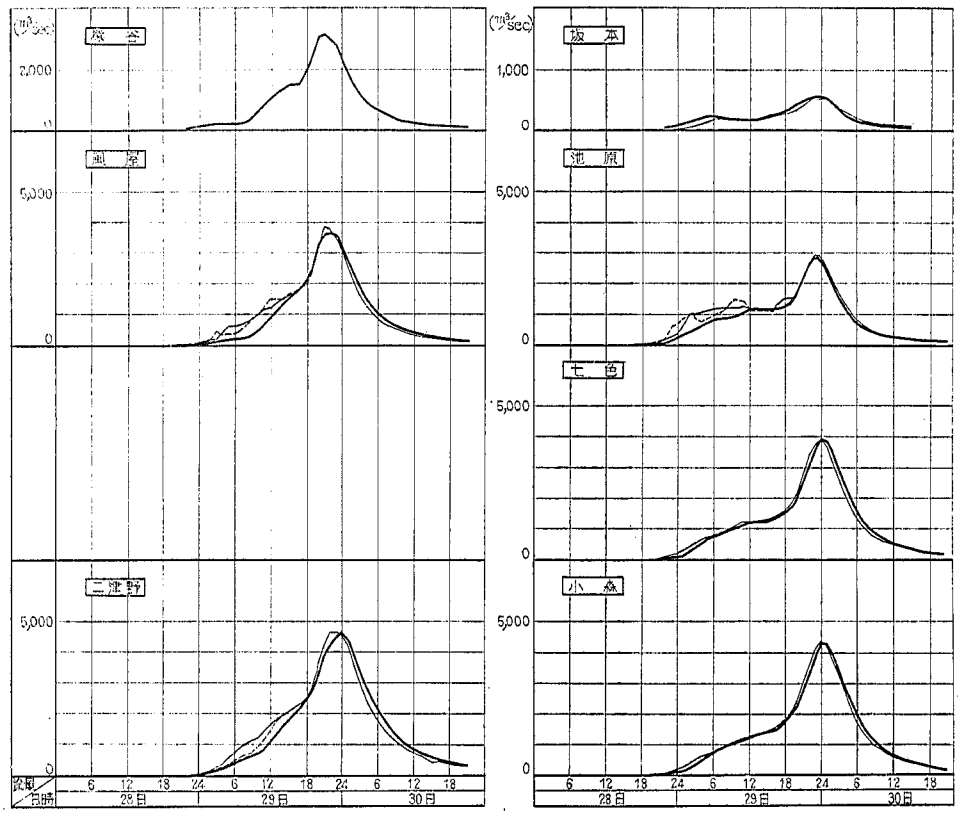

合流点
(北山川)
10,000
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
25日
26日
27日

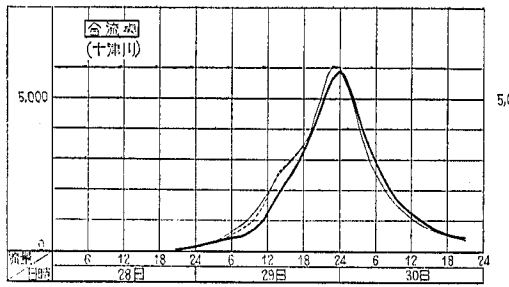

洪水番号 : 14
洪水期間 : S.34.9.25～26
:流域自然状態
:暫定操作規定(Iケース)
: 〃 (IIケース)

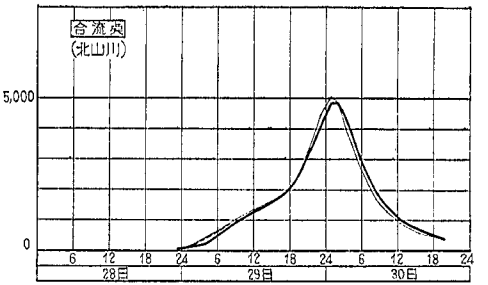

(m³/sec)
20,000
15,000
10,000
5,000
0
相 鉛
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
25日
26日
27日

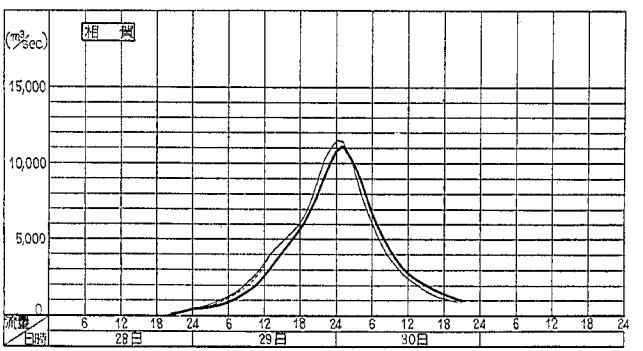

(m³/s)
2,000
1,000
0
掘谷
5,000
0
風屋
5,000
0
二津野
(m³/s)
400
0
坂本
5,000
0
池原
5,000
0
七色
5,000
0
小森
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
10日
11日
12日
13日


合流域
(十津川)
5,000
0
流量
日時
10日
11日
12日
13日
合流域
(北山川)
5,000
0
10日
11日
12日
13日
相賀
10,000
5,000
0
流量
日時
8日
9日
10日
11日
12日
13日
洪水番号： 15
洪水期間：S.35.8.10～12
：流域自然状態
：暫定操作規定（Iケース）
：〃（IIケース）

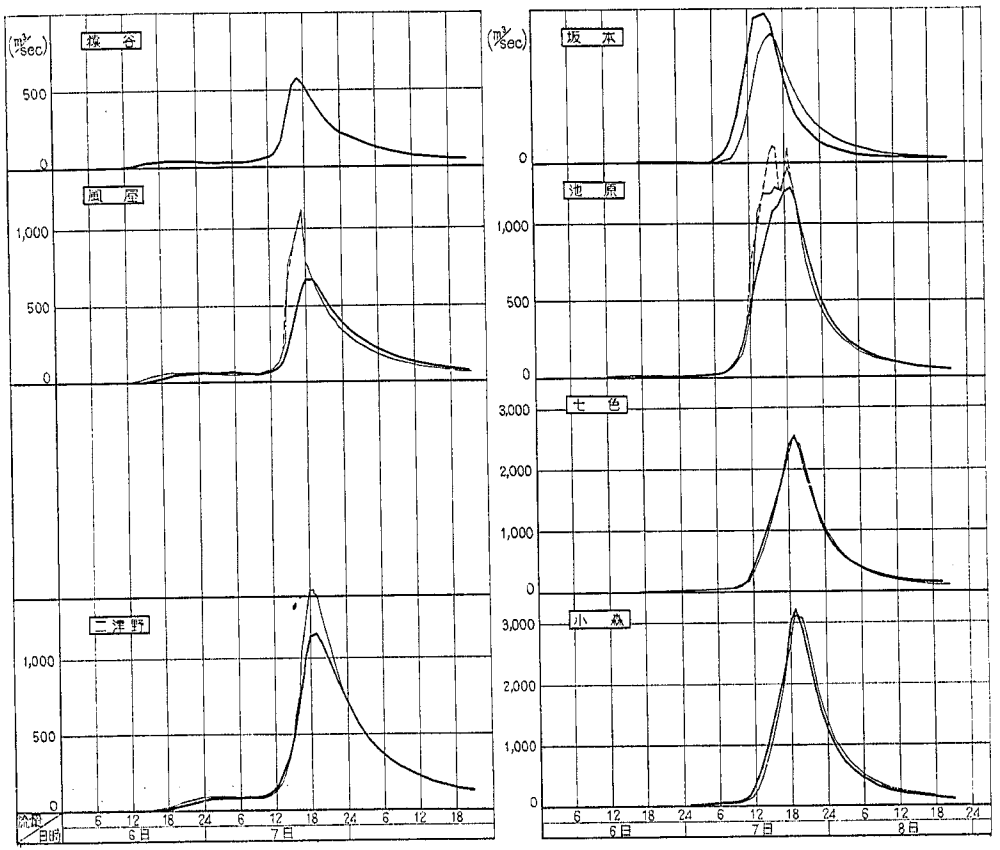

(m³/sec)
2,000
0
5,000
0
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
28日
29日
30日
(m³/sec)
1,000
0
5,000
0
5,000
0
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
28日
29日
30日

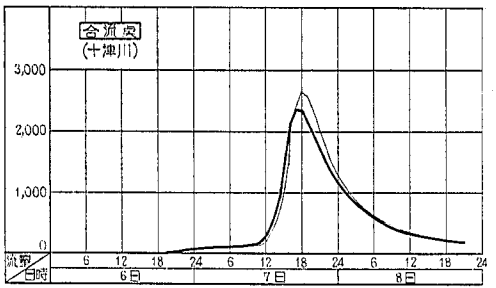


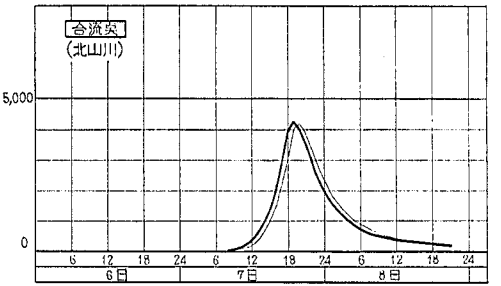


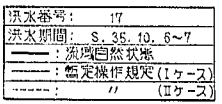


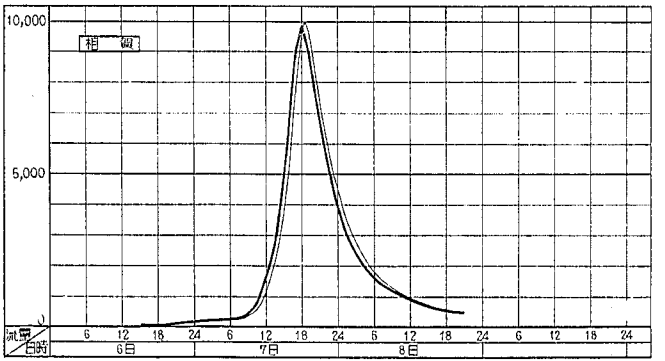
洪水番号： 16
洪水期間：S.35.8.28～29
——：流域自然状態
——：暫定操作規定（Iケース）
-----：〃（IIケース）

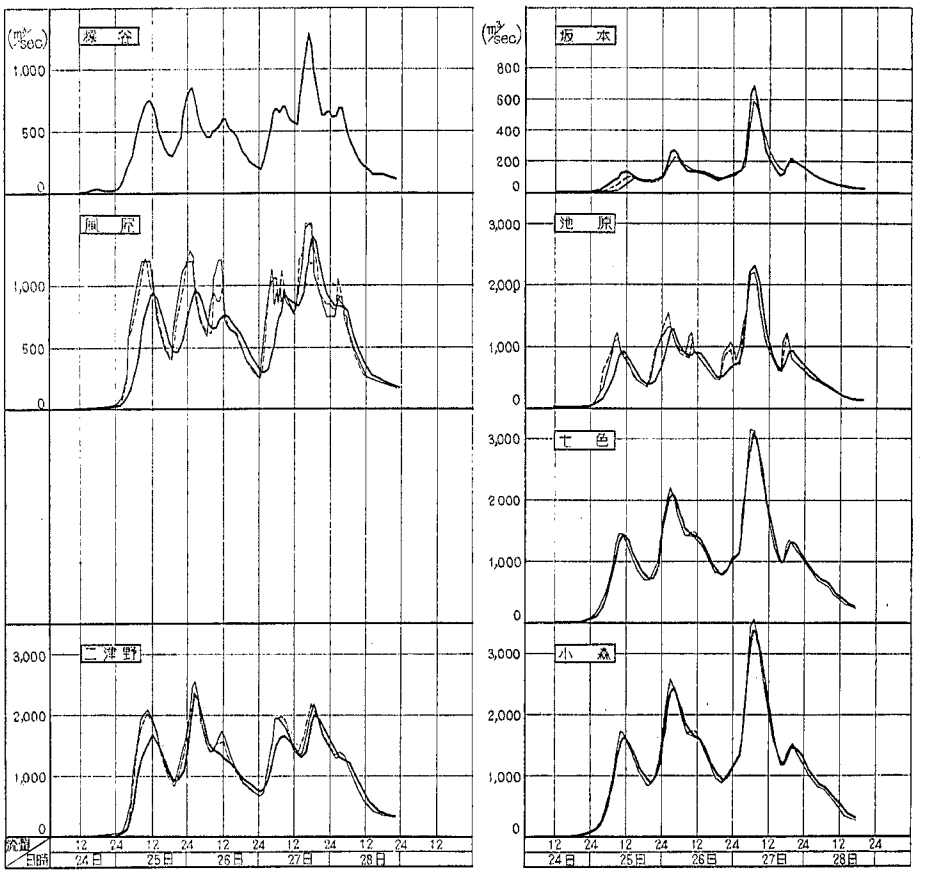

(m³/sec)
桜谷
500
0
風屋
1,000
500
0
二津野
1,000
500
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
6日
7日
(m³/sec)
坂本
0
池原
1,000
500
0
七色
3,000
2,000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
6日
7日
8日

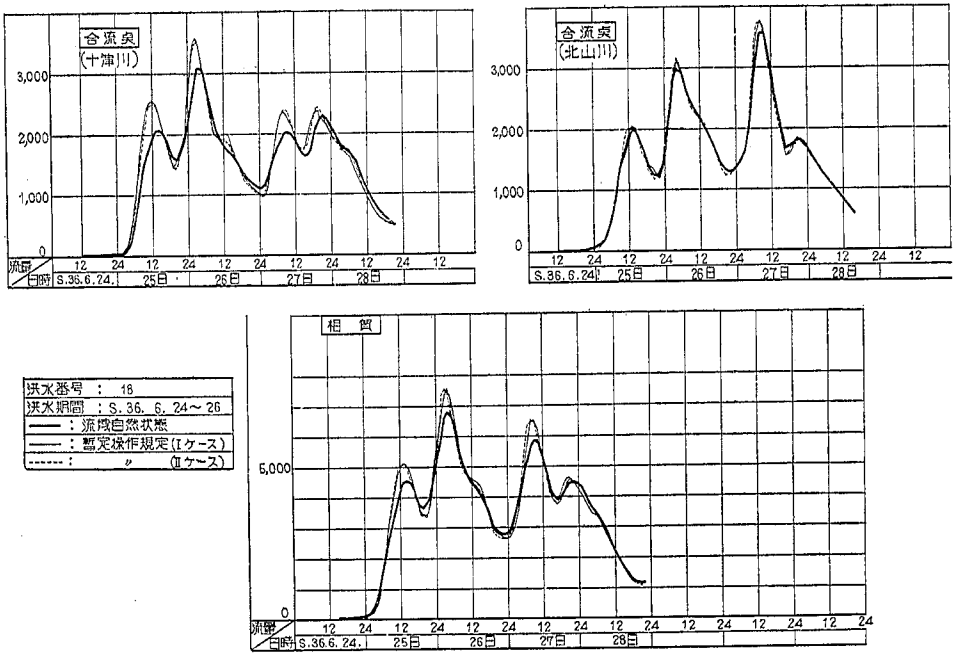

合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
6日
7日
8日

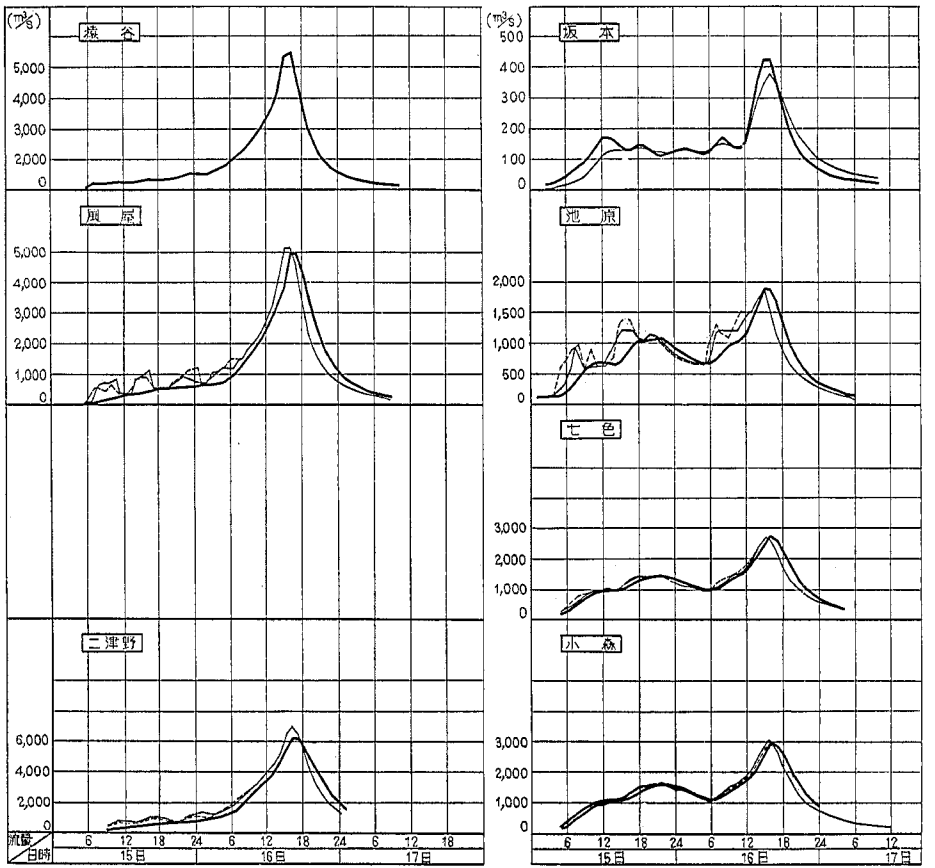

合流点
(北山川)
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
6日
7日
8日

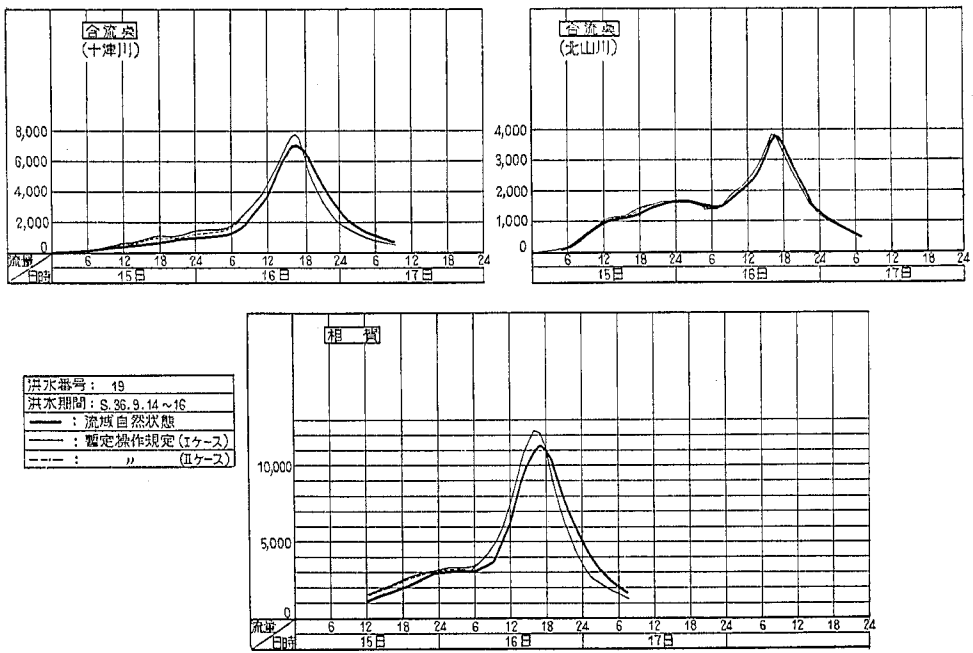

洪水番号: 17
洪水期間: S. 35. 10. 6~7
: 流域自然状態
: 暫定操作規定(Iケース)
: 〃 (IIケース)

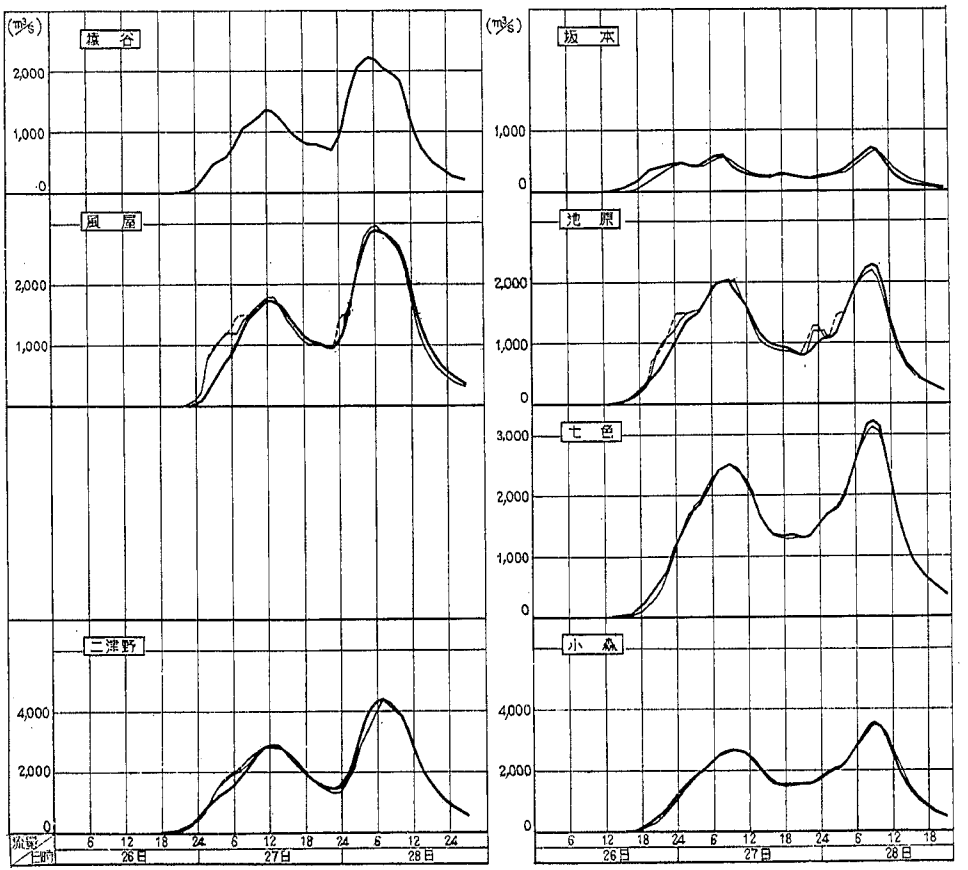

相 観
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
6日
7日
8日

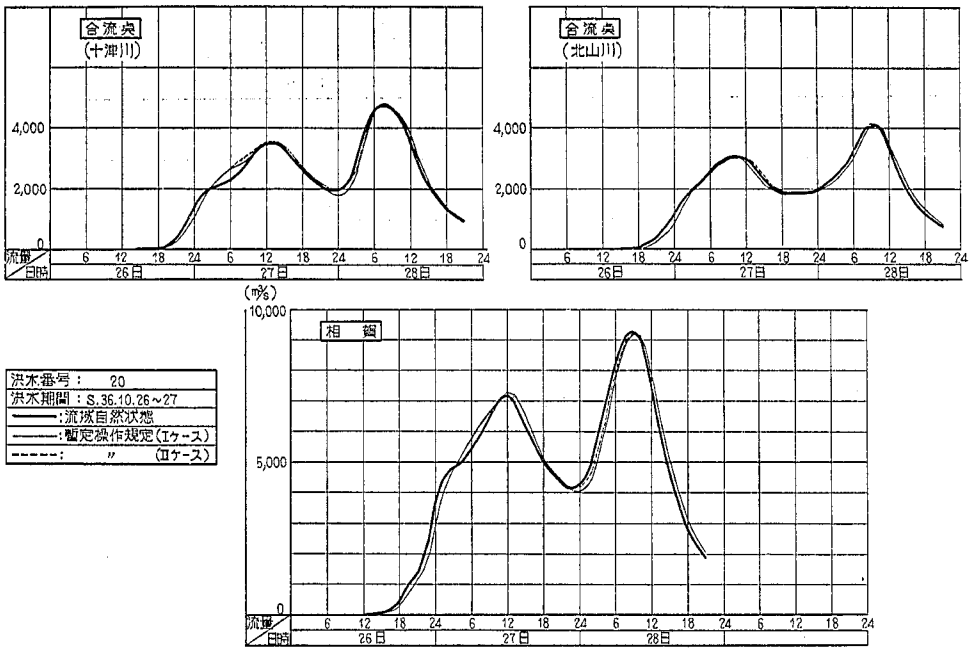

(m³/sec)
塚谷
1,000
500
0
風屋
1,000
500
0
二津野
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12
24日 25日 26日 27日 28日
(m³/sec)
坂本
800
600
400
200
0
池原
3,000
2,000
1,000
0
七色
3,000
2000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24
24日 25日 26日 27日 28日

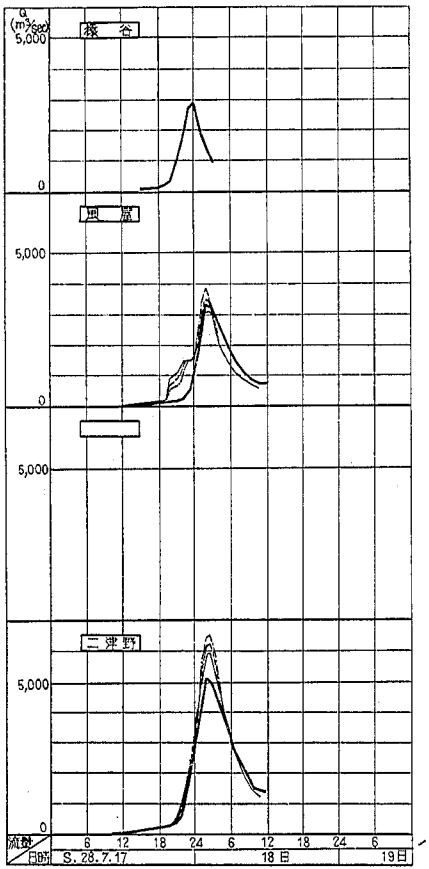

合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
S.36.6.24.
25日
26日
27日
28日
合流点
(北山川)
相 賀
5,000
洪水番号 : 18
洪水期間 : S.36. 6. 24～26
：流域自然状態
：暫定操作規定(Iケース)
：〃 (IIケース)

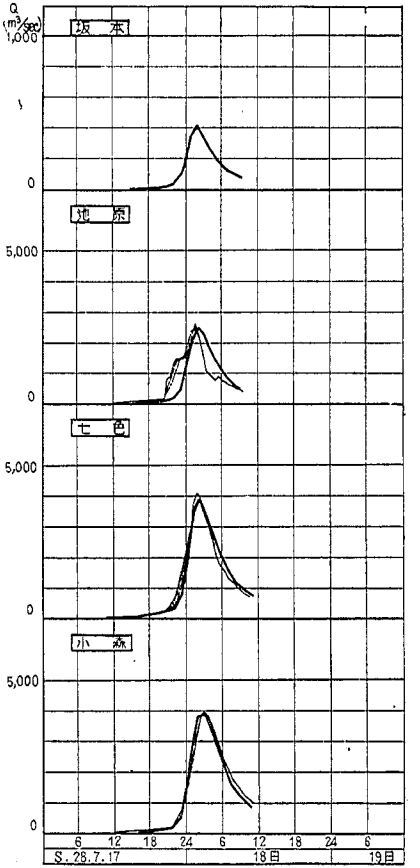

(m³/s)
猿谷
5,000
4,000
3,000
2,000
0
風屋
5,000
4,000
3,000
2,000
1,000
0
二津野
6,000
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
15日 16日 17日
(m³/s)
坂本
500
400
300
200
100
0
池原
2,000
1,500
1,000
500
0
七色
3,000
2,000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12
15日 16日 17日

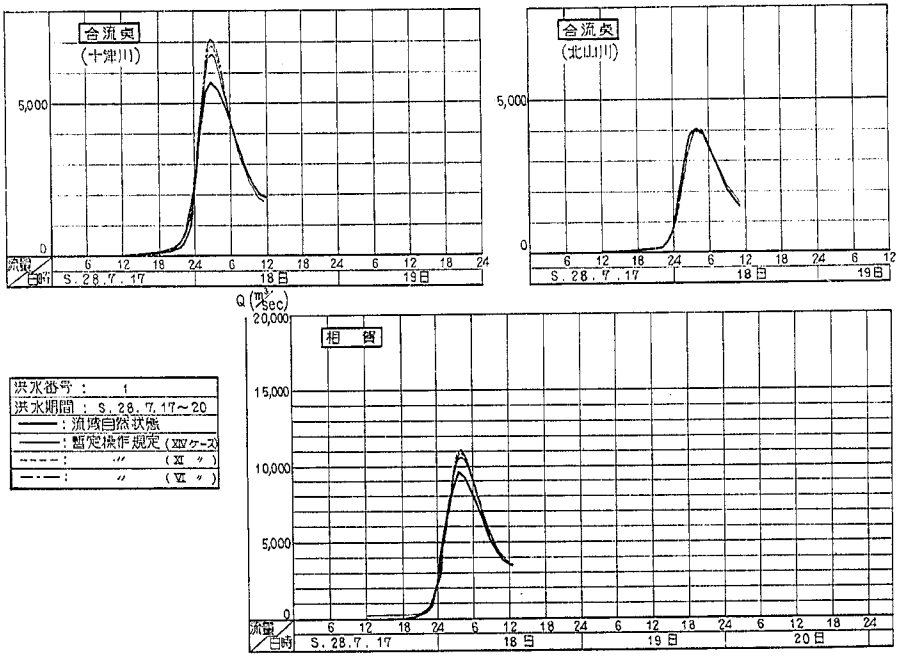

合流点
(十津川)
8,000
6,000
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
15日
16日
17日
合流点
(北山川)
4,000
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
15日
16日
17日
相 賀
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
15日
16日
17日
洪水番号： 19
洪水期間：S.36.9.14～16
：流域自然状態
：暫定操作規定(Iケース)
：〃 (IIケース)

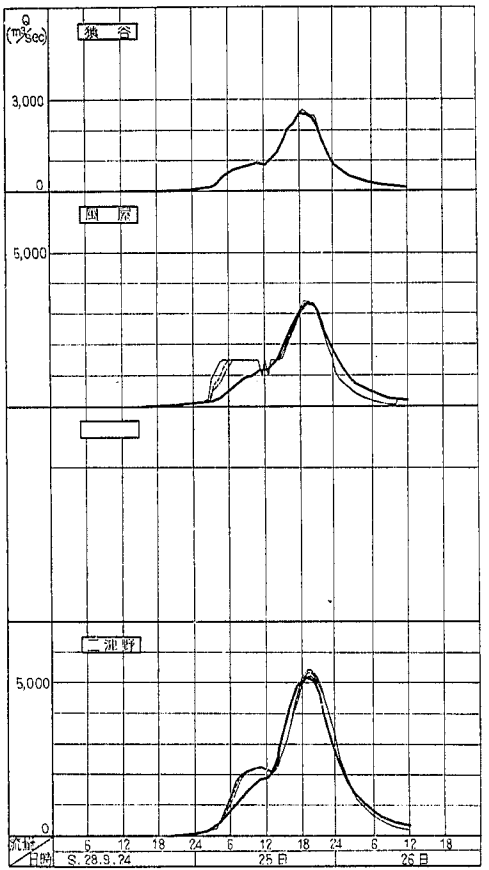

(m³/s)
塩谷
2,000
1,000
0
風屋
2,000
1,000
二津野
4,000
2,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 24
26日 27日 28日
(m³/s)
坂本
1,000
0
池原
2,000
1,000
0
七色
3,000
2,000
1,000
0
小森
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
26日 27日 28日

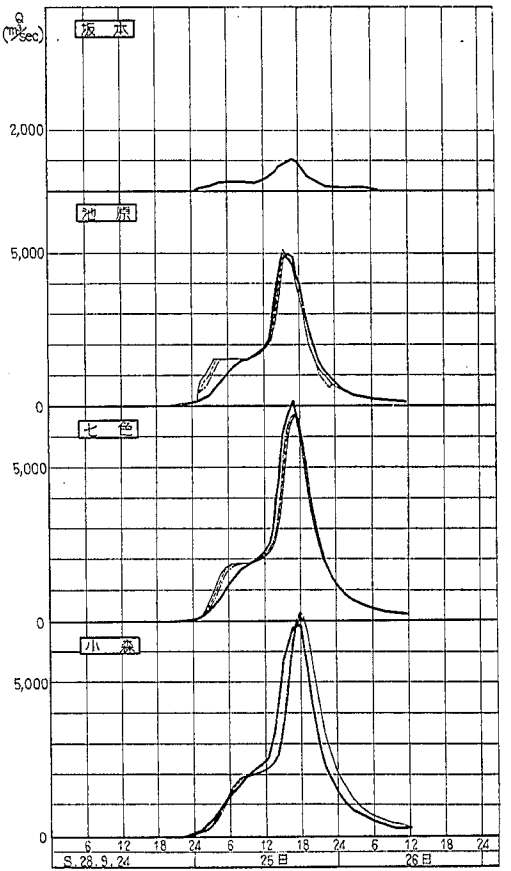

合流点
(十津川)
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
26日
27日
28日
合流点
(北山川)
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
26日
27日
28日
洪水番号： 20
洪水期間：S.36.10.26～27
——：流域自然状態
——：暫定操作規定(Iケース)
-----： 〃 (IIケース)
(m³/s)
10,000
5,000
0
相 園
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
26日
27日
28日

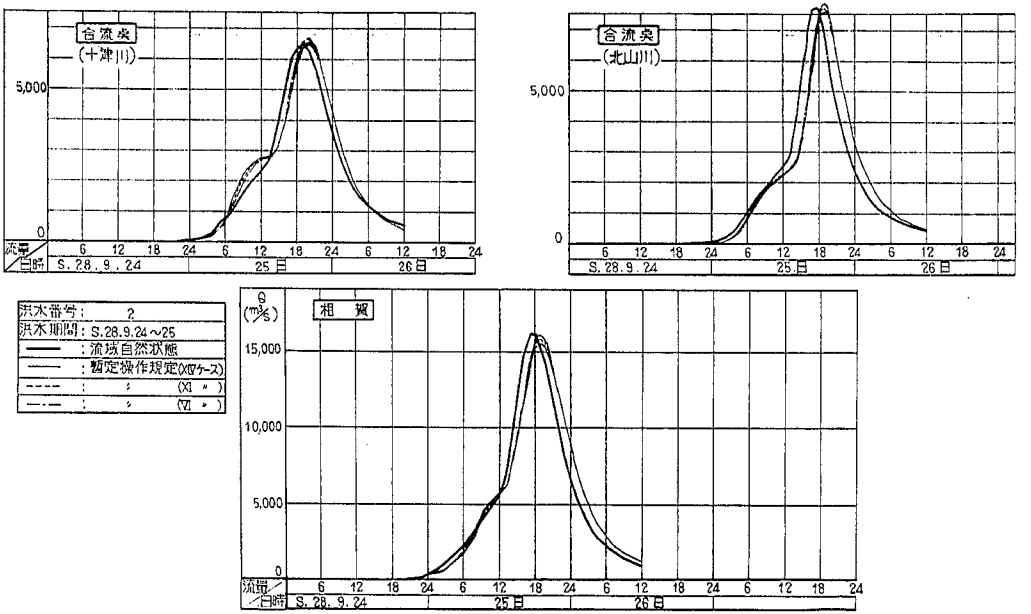

Q (m³/sec)
5,000
0
5,000
0
5,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6
S. 28.7.17
18日
19日

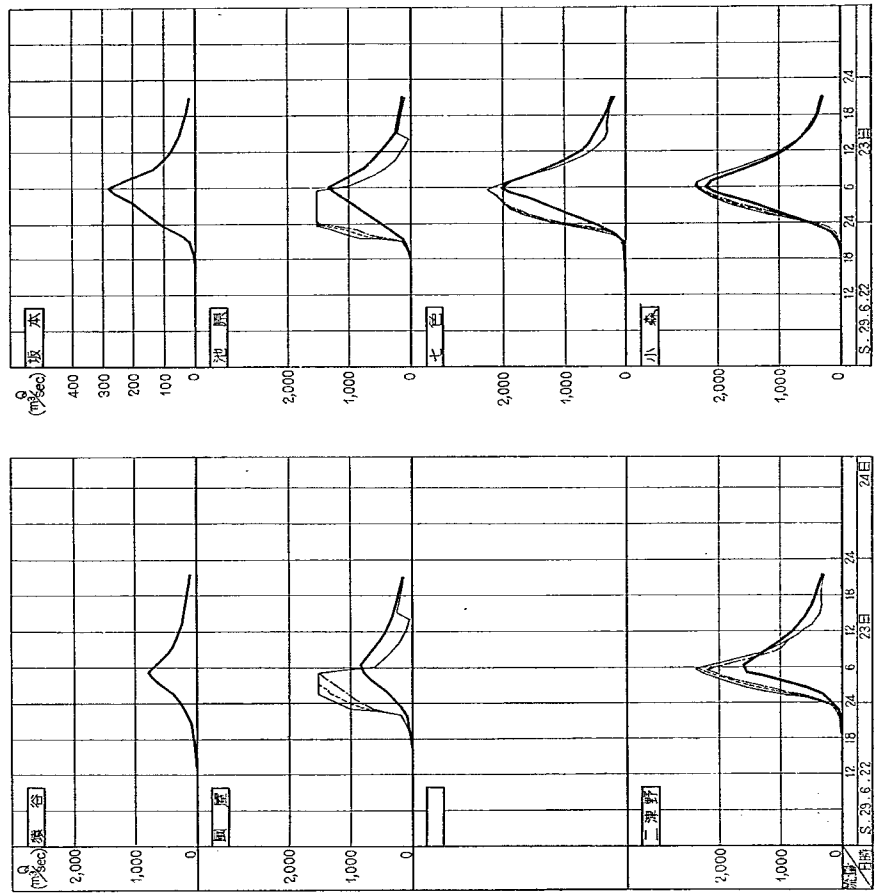

Q (m³/sec)
1,000
0
5,000
0
5,000
0
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6
S. 28.7.17
18日
19日

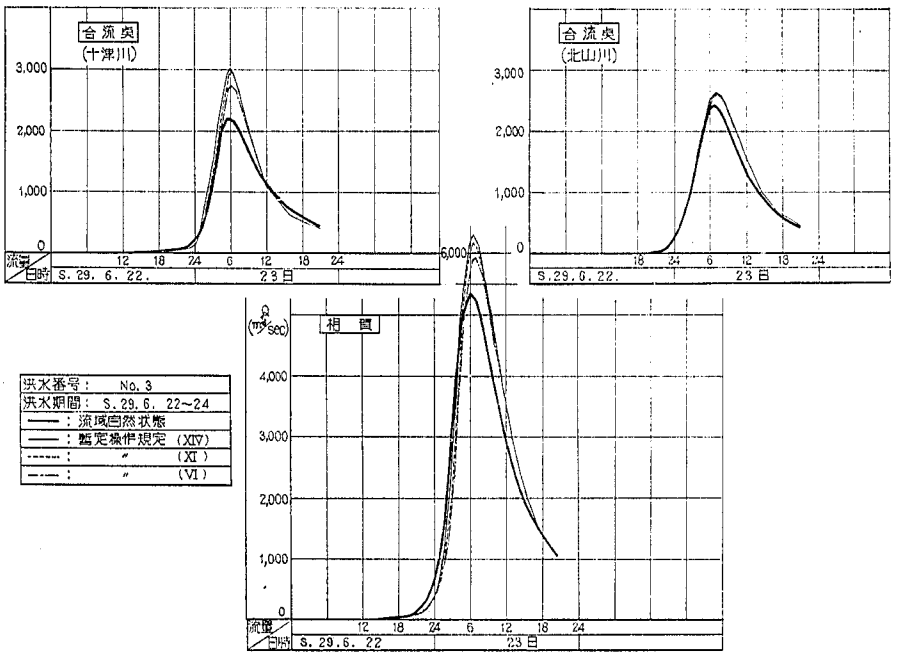

合流点
(十津川)
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 28. 7. 17
18日
19日
合流点
(北山川)
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12
S. 28. 7. 17
18日
19日
Q (m³/sec)
20,000
15,000
10,000
5,000
0
相賀
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 28. 7. 17
18日
19日
20日
洪水番号 : 1
洪水期間 : S. 28. 7. 17～20
: 流域自然状態
: 暫定操作規定 (XIVケース)
: 〃 (XI 〃)
: 〃 (VI 〃)

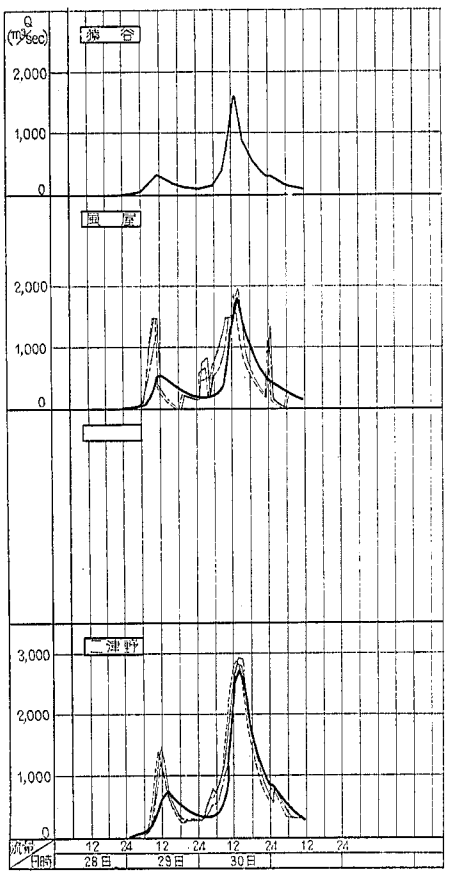

Q (m³/sec)
猿谷
3,000
0
鯛原
5,000
二洲野
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
S. 28. 9. 24
25日
26日

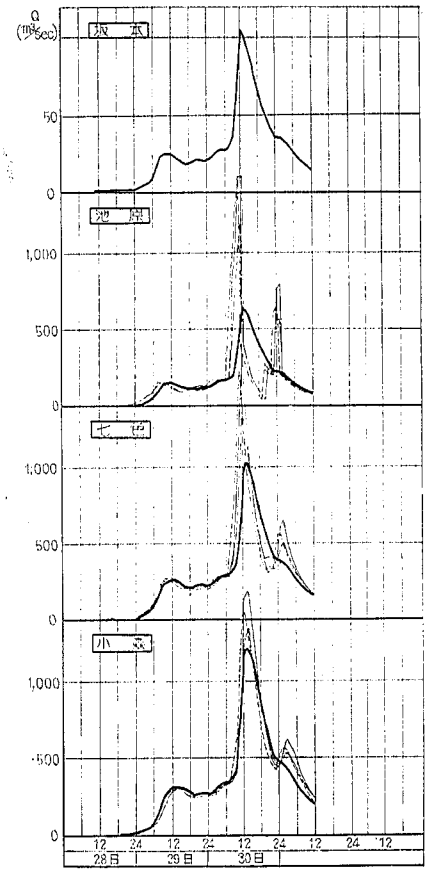

Q (m³/sec)
坂本
2,000
池原
5,000
0
七色
5,000
0
小森
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 28. 9. 24
25日
26日

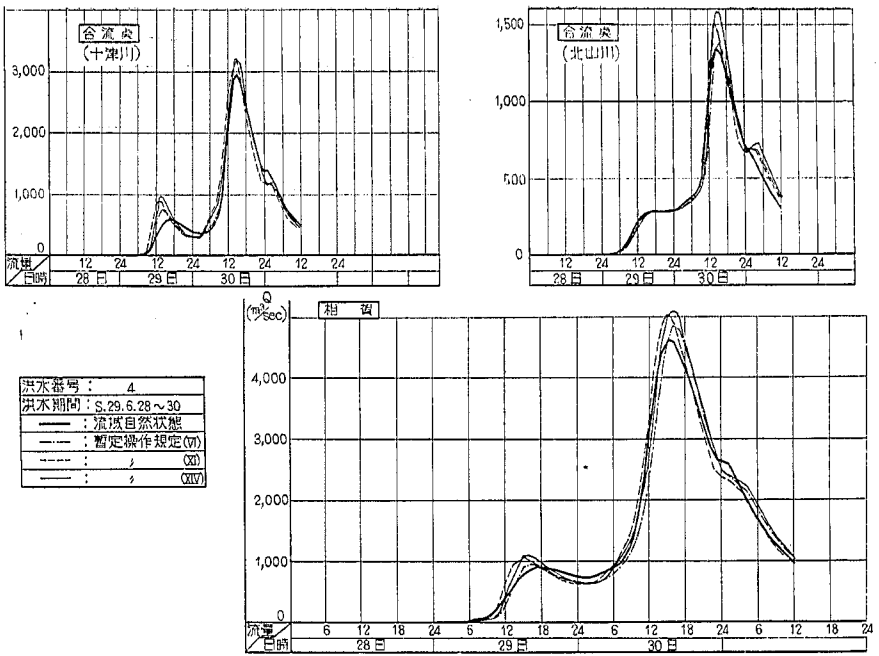

合流点
(十津川)
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 28. 9. 24
25日
26日
合流点
(北山川)
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 28. 9. 24
25日
26日
洪水番号: 2
洪水期間: S.28.9.24～25
: 流域自然状態
: 暫定操作規定(XIVケース)
: 〃 (XI 〃)
: 〃 (VI 〃)
Q (m³/s)
相賀
15,000
10,000
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 28. 9. 24
25日
26日

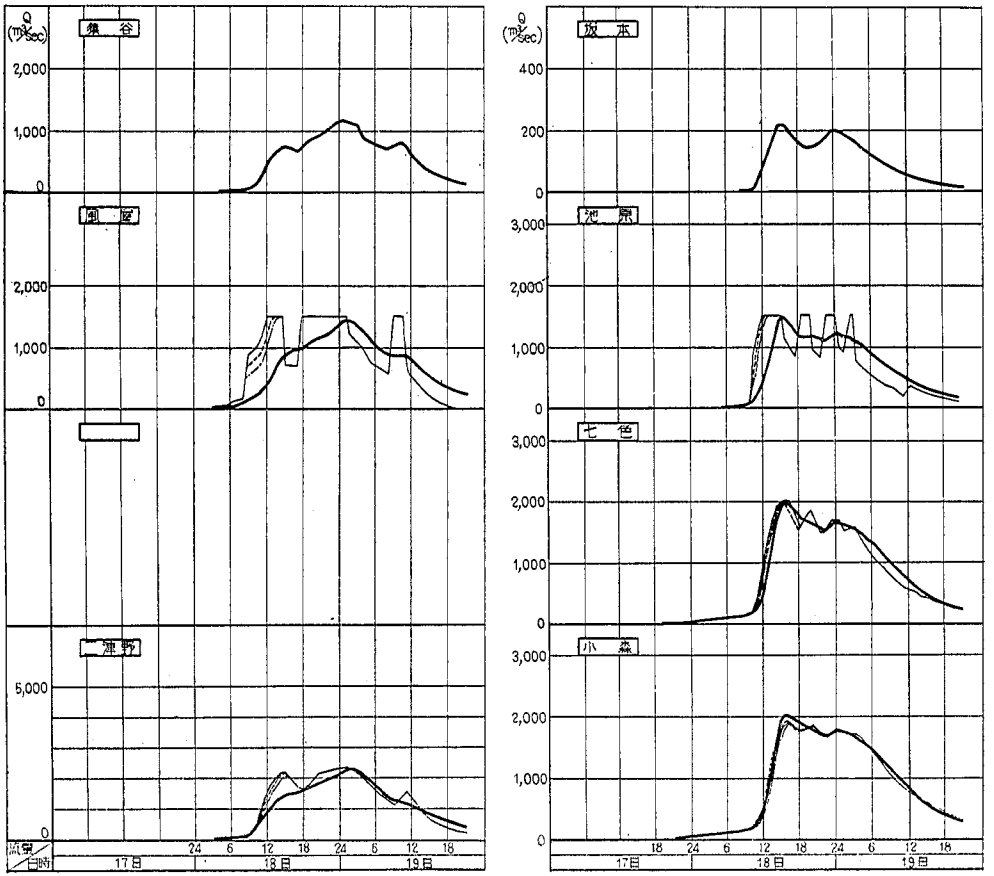

Q (m³/sec)
坂本
400
300
200
100
0
池原
2,000
1,000
0
七色
2,000
1,000
0
小森
2,000
1,000
0
S. 29. 8. 22
12
18
24
6
12
18
24
23日
Q (m³/sec)
猿谷
2,000
1,000
0
風屋
2,000
1,000
0
二津野
2,000
1,000
0
S. 29. 8. 22
12
18
24
6
12
18
24
23日
24日
流量
日時

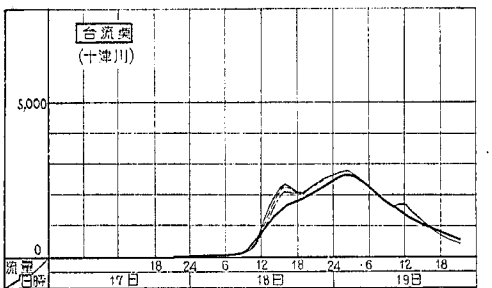

合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 18 24 6 12 18 24
S. 29. 6. 22.
23日
合流点
(北山川)
3,000
2,000
1,000
0
18 24 6 12 18 24
S.29.6.22.
23日
6,000
Q
(m³/sec)
相 賀
4,000
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 18 24 6 12 18 24
S. 29.6. 22
23日
洪水番号： No. 3
洪水期間： S. 29. 6. 22~24
——：流域自然状態
——：暫定操作規定 (XIV)
------：〃 (XI)
-·-·-：〃 (VI)

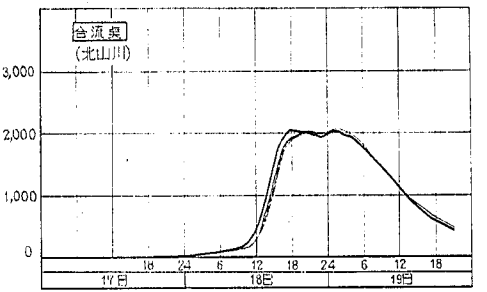

Q (m³/sec)
2,000
1,000
0
2,000
1,000
0
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 24 12 24 12 24 12 24
28日 29日 30日

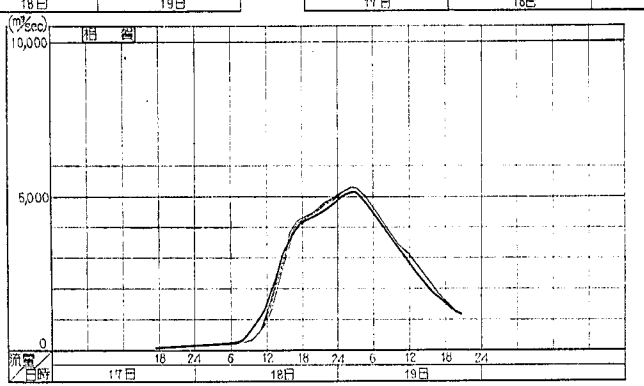

Q (m³/sec)
50
0
1,000
500
0
1,000
500
0
1,000
500
0
12 24 12 24 12 24 12 24 12
28日 29日 30日


合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
流域
時間
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24
28日 29日 30日
合流点
(北山川)
1,500
1,000
500
0
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24
28日 29日 30日
Q
(m³/sec)
相賀
4,000
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
28日 29日 30日
洪水番号： 4
洪水期間：S.29.6.28～30
：流域自然状態
：暫定操作規定(VI)
：〃 (XI)
：〃 (XIV)

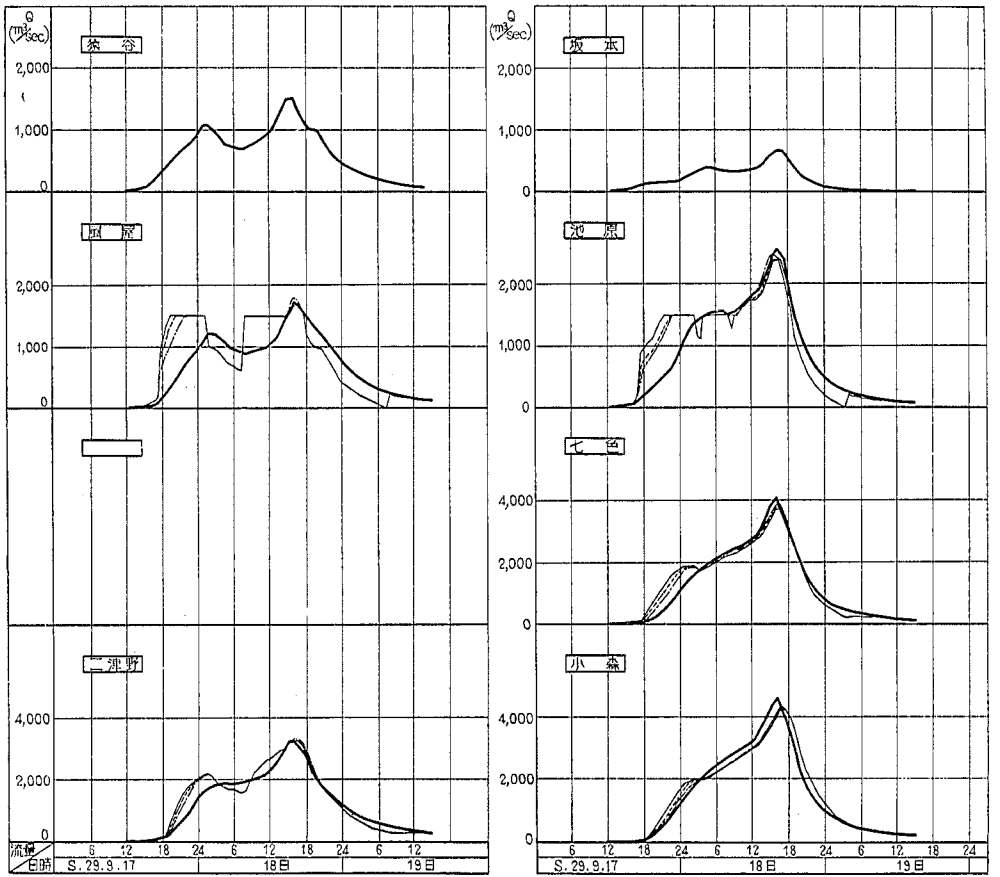

Q (m³/sec)
猿谷
2,000
1,000
0
関屋
2,000
1,000
0
一津野
5,000
0
流量/日時
17日
18日
19日
24 6 12 18 24 6 12 18
Q (m³/sec)
坂下
400
200
0
沈原
3,000
2,000
1,000
0
七色
3,000
2,000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
17日
18日
19日
18 24 6 12 18 24 6 12 18

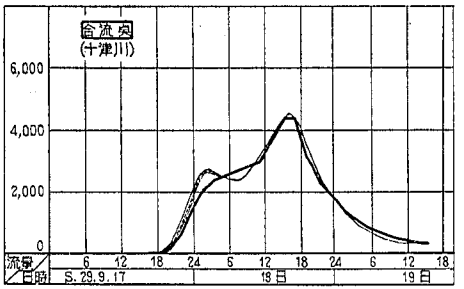


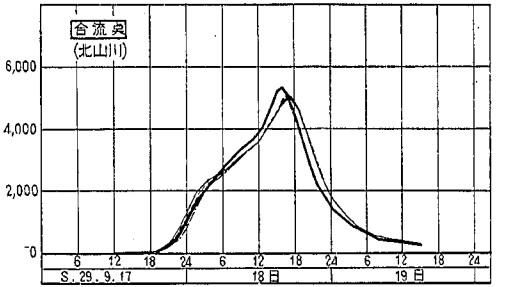


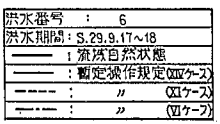


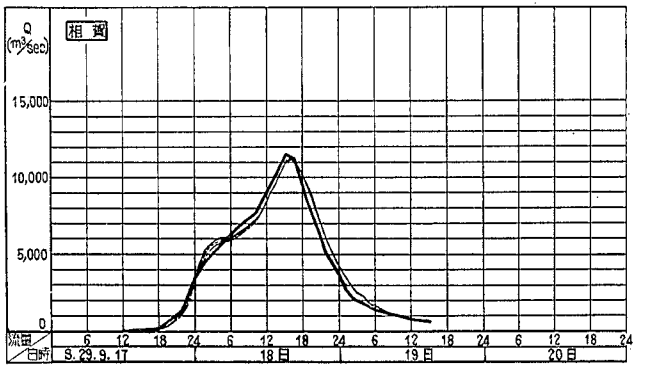
洪水番号 : 5
洪水期間 : S.29.8.17～18
———— : 流域自然状態 (I)
———— : 暫定操作規定 (XIV)
- - - - - : 〃 (XI)
—·—·— : 〃 (VI)

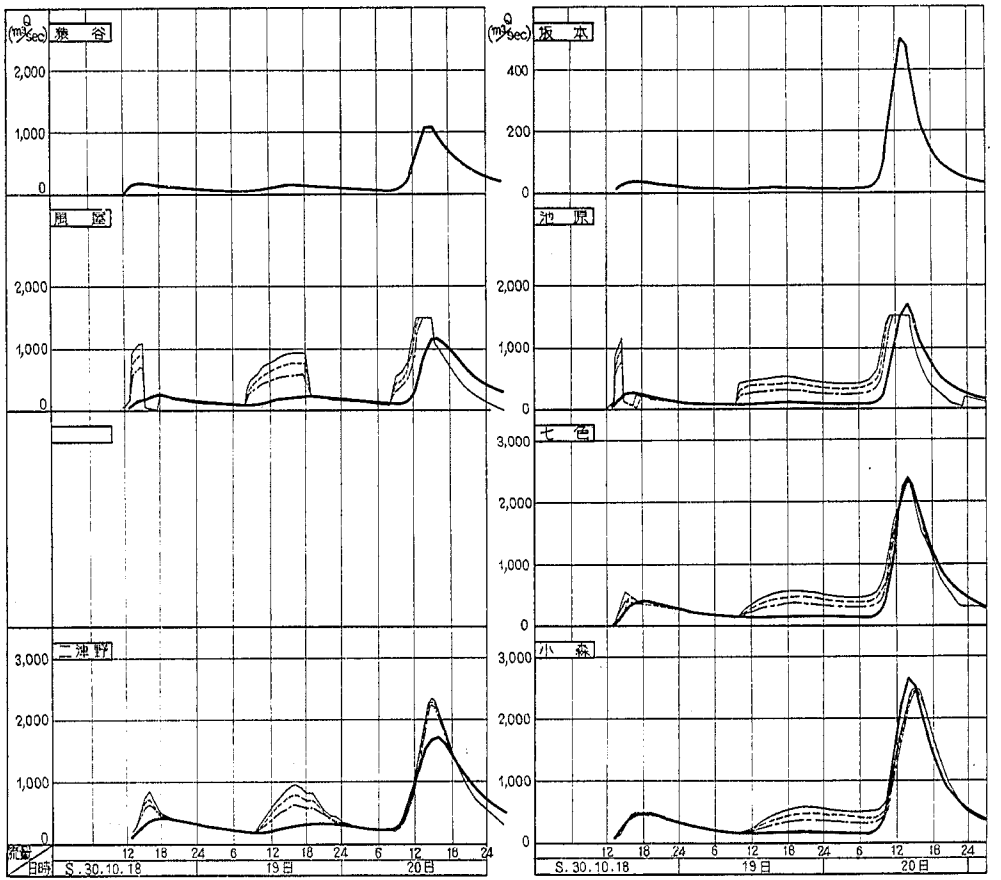

Q (m³/sec)
狭谷
2,000
1,000
0
坂本
池原
七色
4,000
2,000
二津野
小森
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12
S.29.9.17
18日
19日

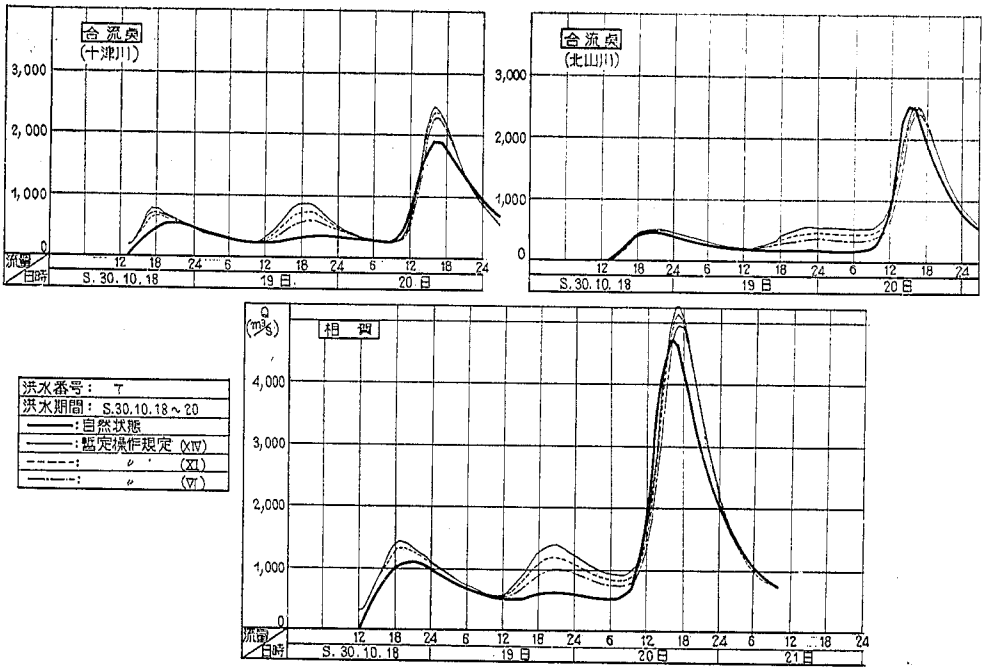

合流点
(十津川)
6,000
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
S. 29. 9. 17
18日
19日

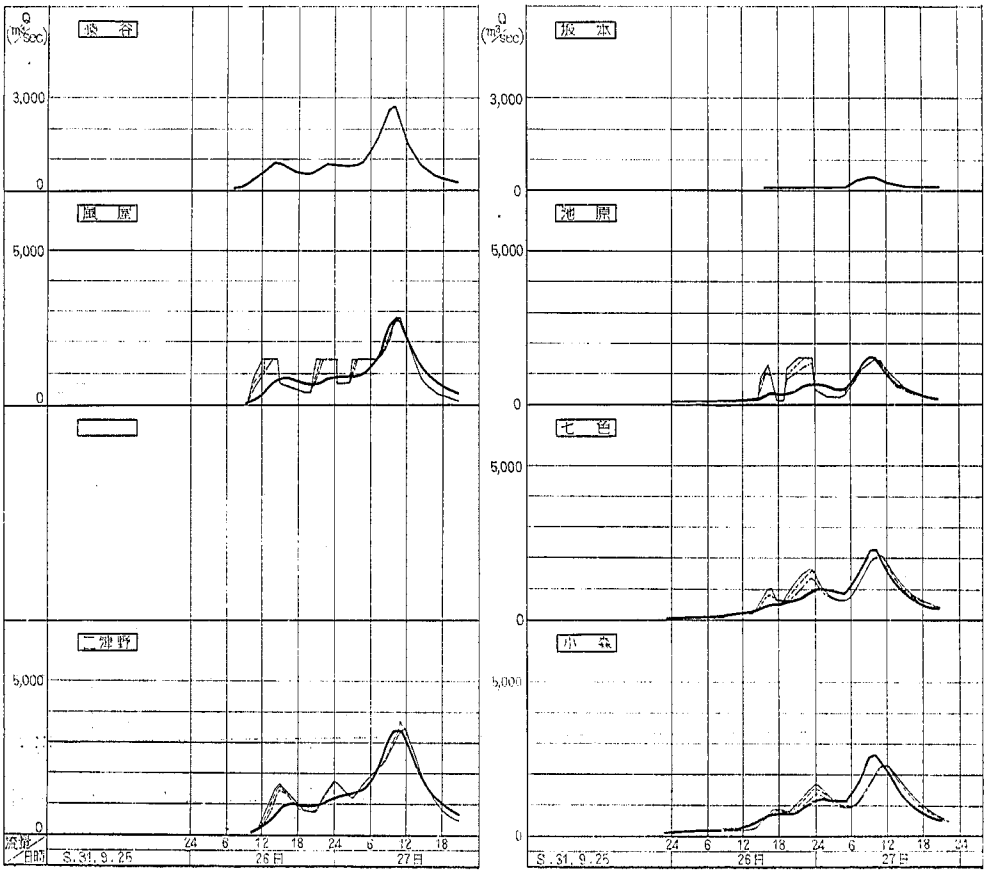

合流点
(北山川)
6,000
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 29. 9. 17
18日
19日

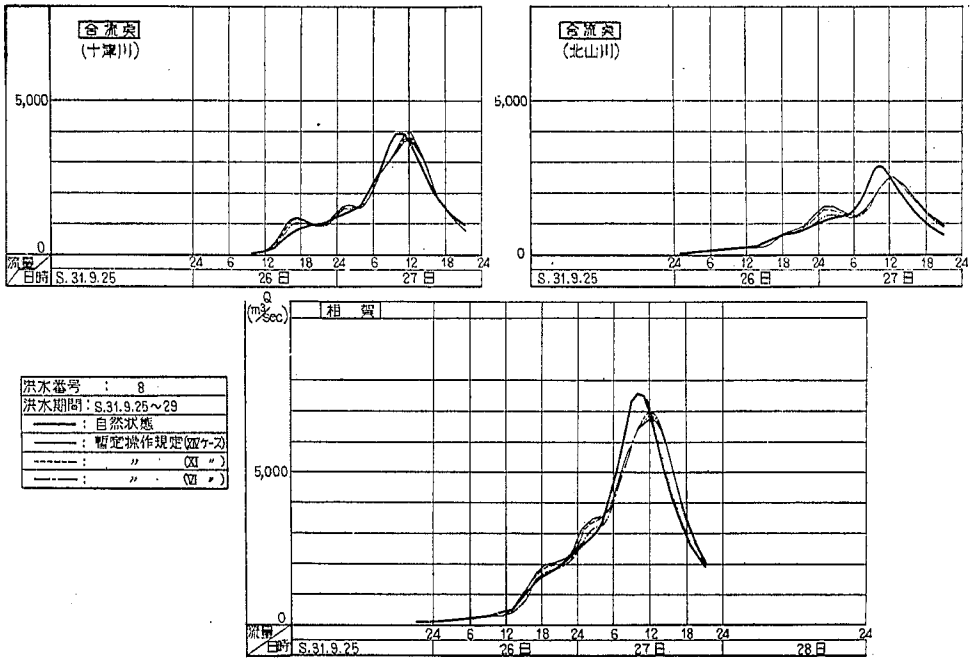

洪水番号　：　6
洪水期間：S.29.9.17~18
：流域自然状態
：暫定操作規定(Ⅲケース)
：〃　(Ⅱケース)
：〃　(Ⅳケース)

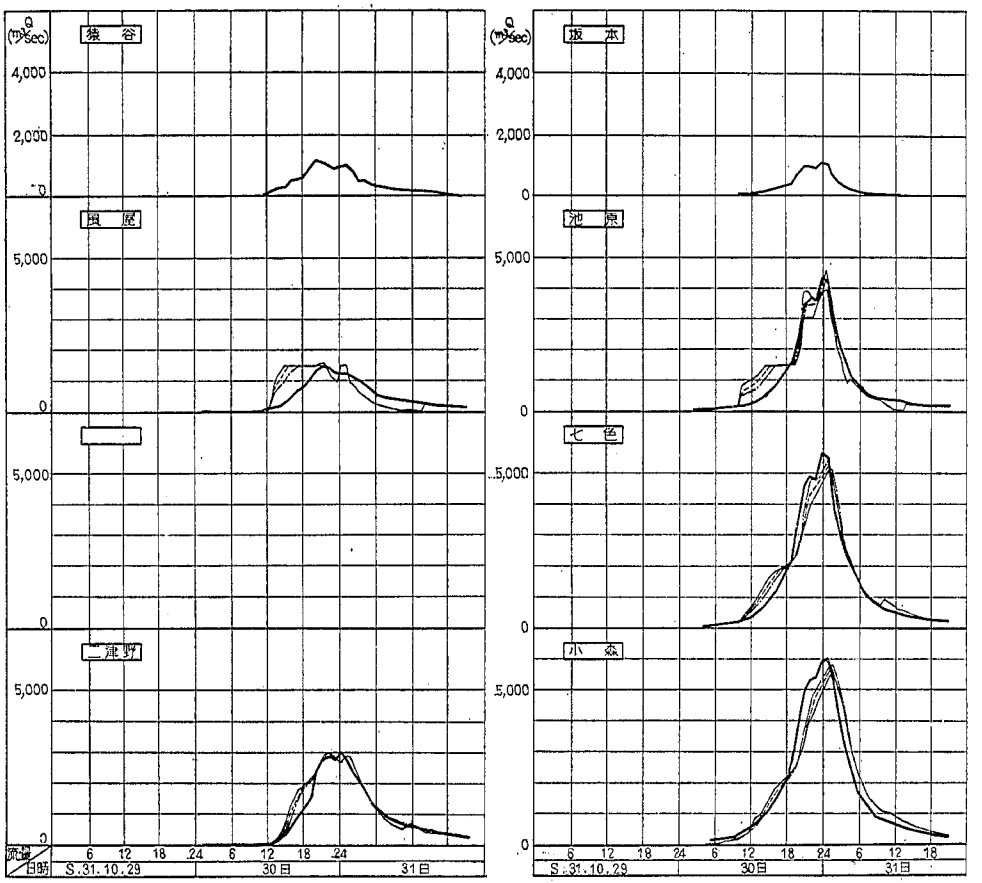

Q
(m³/sec)
相賀
15,000
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 29. 9. 17
18日
19日
20日

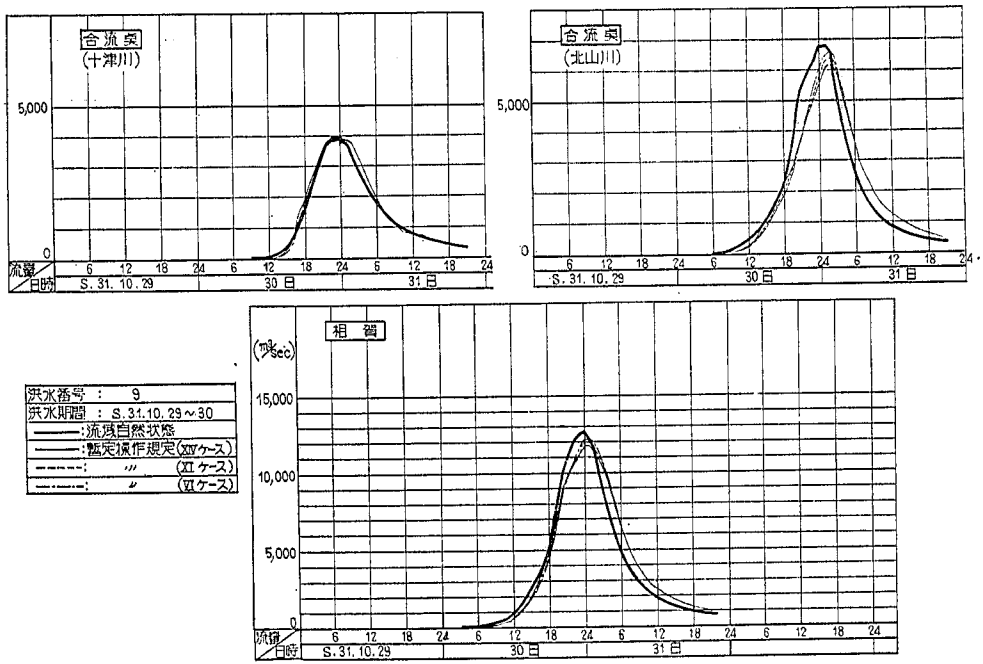

Q (m³/sec)
猿谷
2,000
1,000
0
風屋
二津野
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S.30.10.18
19日
20日
Q (m³/sec)
坂本
400
200
0
池原
七色
小森
3,000
2,000
1,000
0
12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S.30.10.18
19日
20日

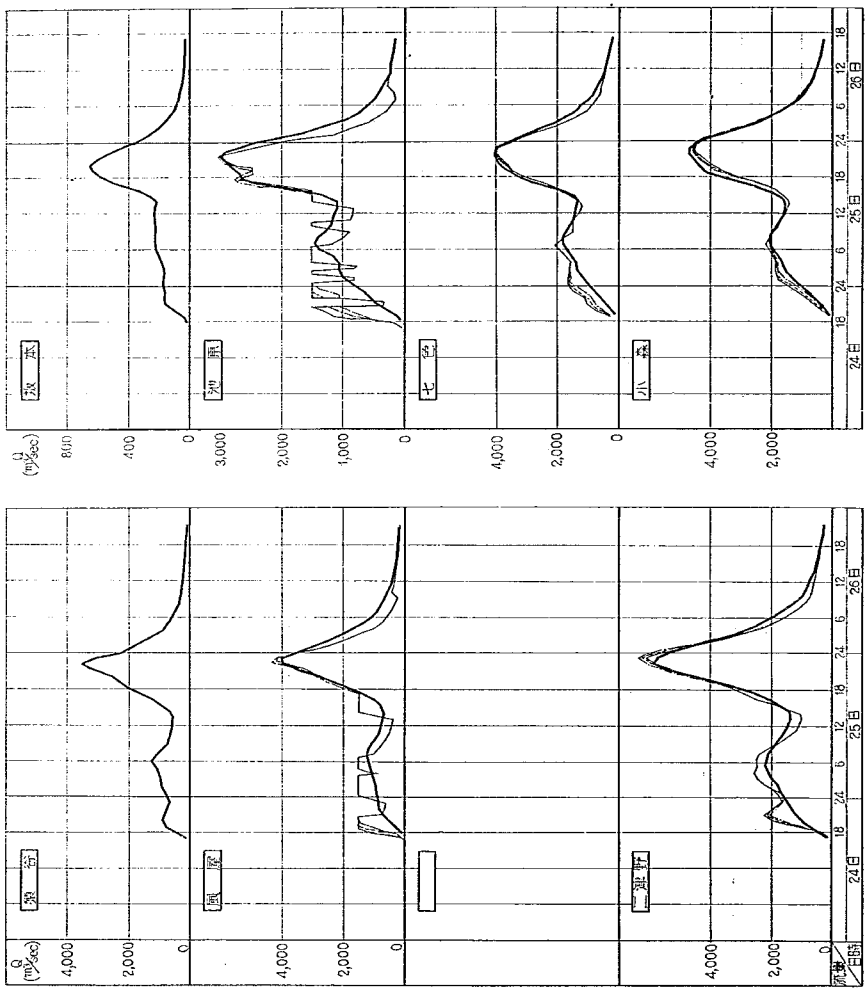

合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 30. 10. 18
19 日
20 日
合流点
(北山川)
3,000
2,000
1,000
0
12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 30. 10. 18
19 日
20 日
Q
(m³/s)
相賀
4,000
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 30. 10. 18
19 日
20 日
21 日
洪水番号： T
洪水期間： S.30.10.18～20
：自然状態
：暫定操作規定 (XIV)
：〃 (XI)
：〃 (VI)

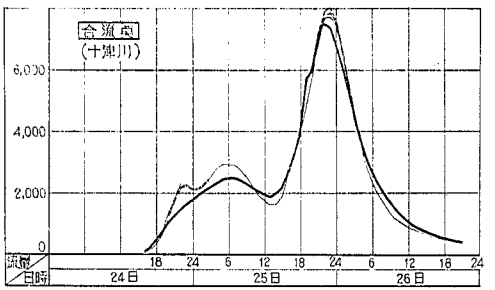

Q (m³/sec)
3,000
0
5,000
0
5,000
0
5,000
0
24 6 12 18 24 6 12 18
S.31.9.25
26日
27日
Q (m³/sec)
3,000
0
5,000
0
5,000
0
5,000
0
24 6 12 18 24 6 12 18 24
S.31.9.25
26日
27日

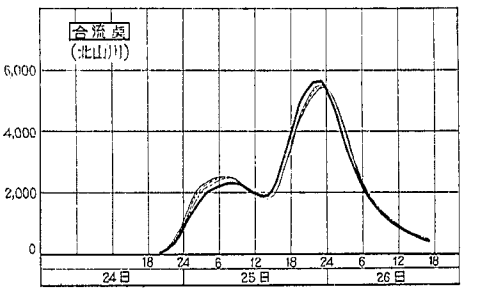

合流点
(十津川)
5,000
0
流量
日時
S.31.9.25
26日
27日
合流点
(北山川)
5,000
0
S.31.9.25
26日
27日
Q
(m3/sec)
相賀
5,000
0
流量
日時
S.31.9.25
26日
27日
28日
洪水番号 : 8
洪水期間 : S.31.9.25～29
: 自然状態
: 暫定操作規定(XIVケース)
: 〃 (XI 〃)
: 〃 (VI 〃)

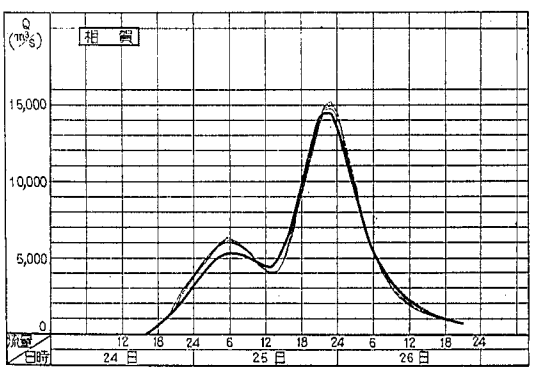

Q (m³/sec)
猿谷
4,000
2,000
0
瓶屋
5,000
0
5,000
0
二津野
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24
S.31.10.29
30日
31日
Q (m³/sec)
坂本
4,000
2,000
0
池原
5,000
0
七色
5,000
0
小森
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
S.31.10.29
30日
31日


合流点
(十津川)
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 31. 10. 29
30 日
31 日
合流点
(北山川)
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 31. 10. 29
30 日
31 日
相 習
(m³/sec)
15,000
10,000
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
S. 31. 10. 29
30 日
31 日
洪水番号 : 9
洪水期間 : S. 31. 10. 29～30
:流域自然状態
:暫定操作規定(XIVケース)
: 〃 (XIケース)
: 〃 (VIケース)

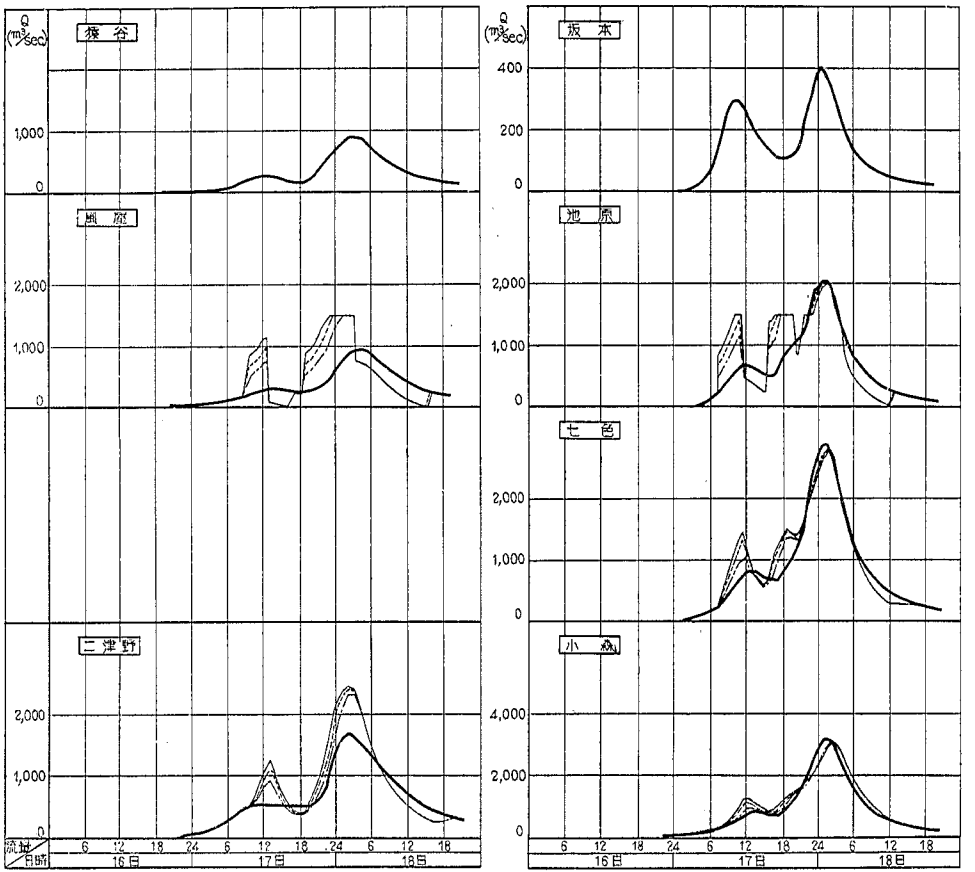

Q (m³/sec)
8,000
4,000
0
3,000
2,000
1,000
4,000
2,000
4,000
2,000
4,000
2,000
4,000
2,000
0
24日
25日
26日
6
12
18
24

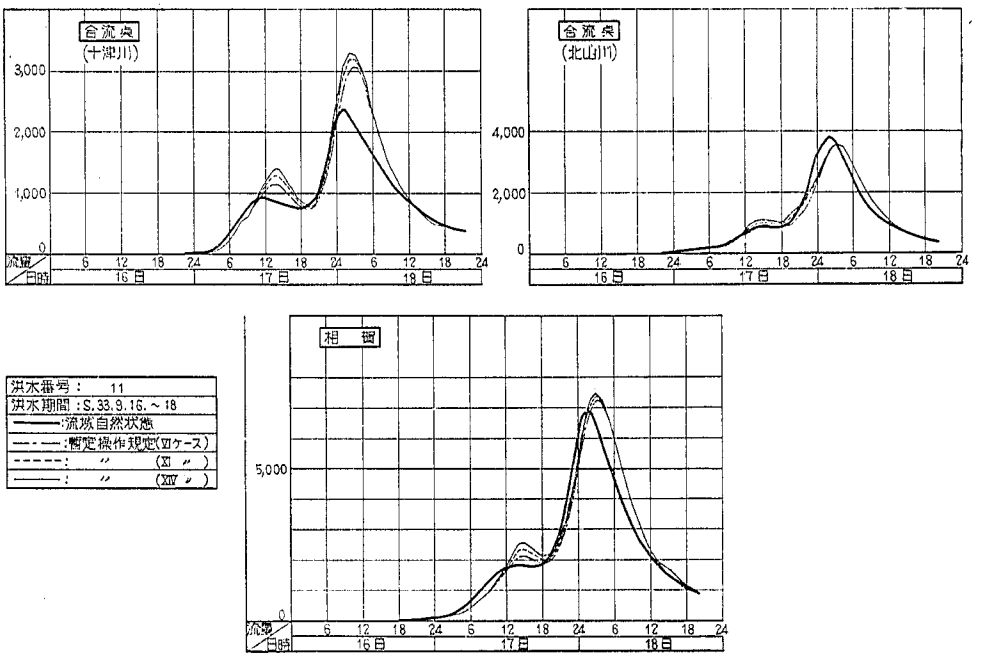


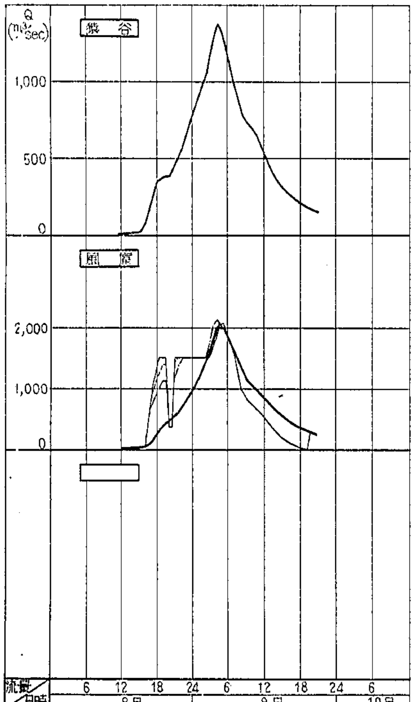


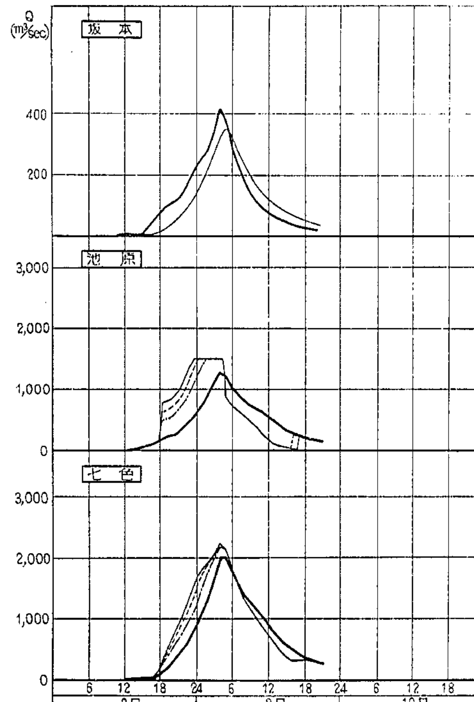


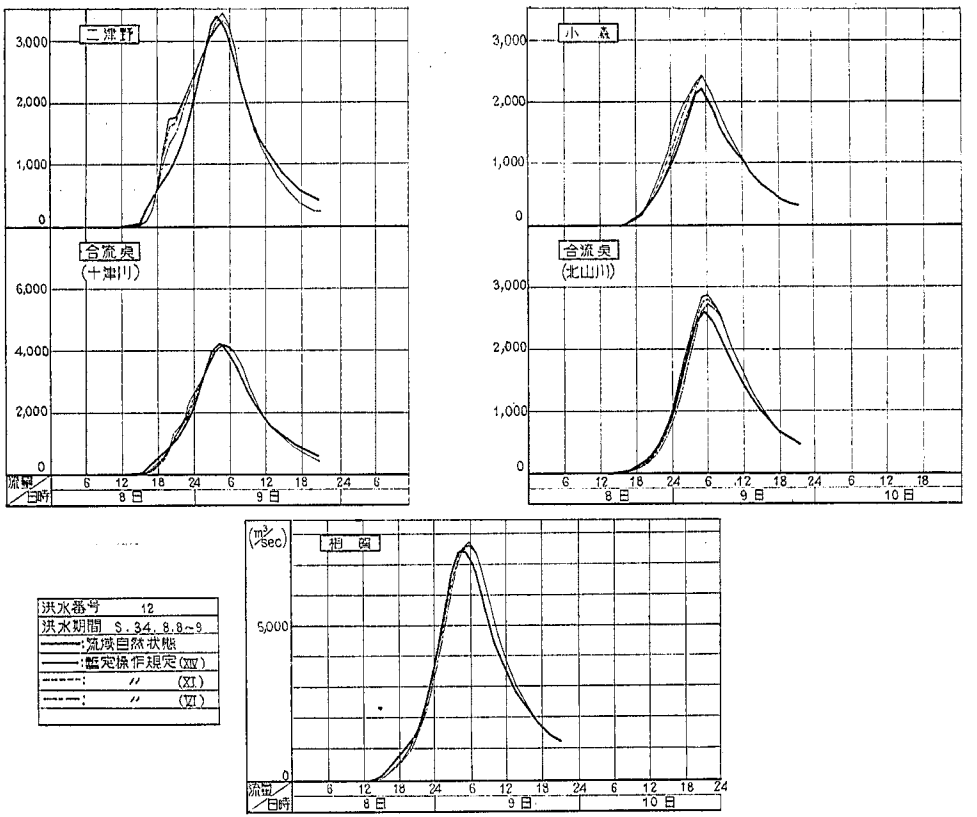
洪水番号	10
洪水期間	S.33.8.24～25
———	流域自然状態
———	暫定操作規定 (XIV)
------	〃 (XI)
—·—	〃 (VI)

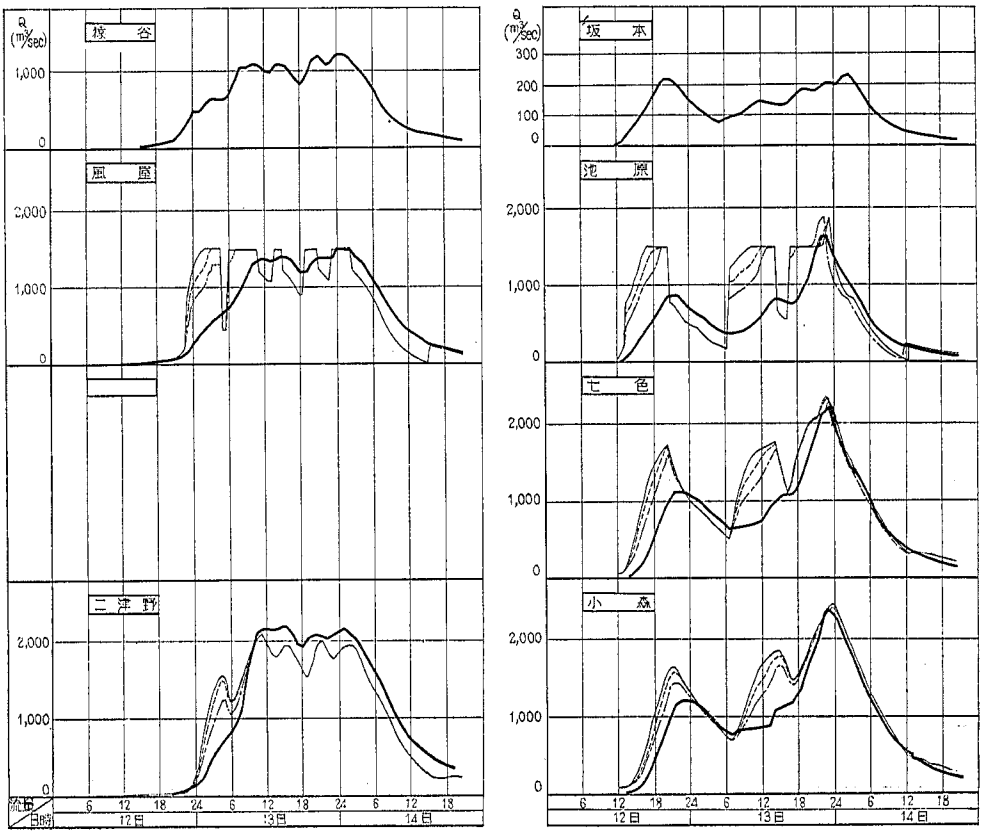

Q (m³/sec)
猿谷
1,000
0
風窟
2,000
1,000
0
二津野
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
16日
17日
18日
Q (m³/sec)
坂本
400
200
0
池原
2,000
1,000
0
七色
2,000
1,000
0
小森
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
16日
17日
18日

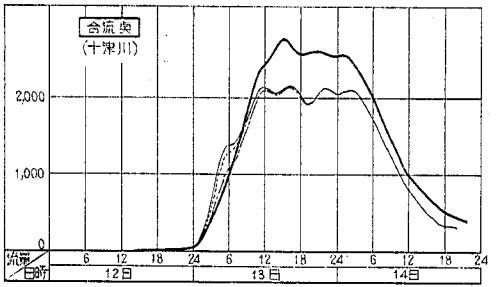

合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
16日 17日 18日
合流点
(北山川)
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
16日 17日 18日
相 賀
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
16日 17日 18日
洪水番号： 11
洪水期間：S.33.9.16.～18
:流域自然状態
:暫定操作規定(Ⅵケース)
: 〃 (Ⅺ 〃)
: 〃 (ⅩⅣ 〃)

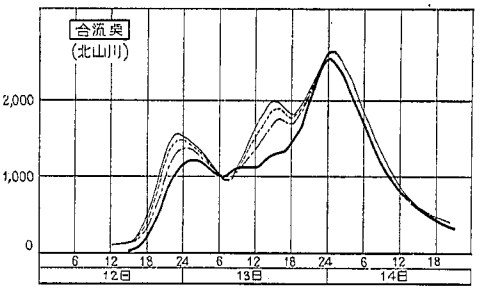

Q
(m³/sec)
猿　谷
1,000
500
0
風　屋
2,000
1,000
0
流量/日時
6
12
18
24
6
12
18
24
6
8日
9日
10日

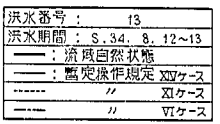

Q
(m³/sec)
坂　本
400
200
池　原
3,000
2,000
1,000
0
七　色
3,000
2,000
1,000
0
6
12
18
24
6
12
18
24
6
12
18
8日
9日
10日

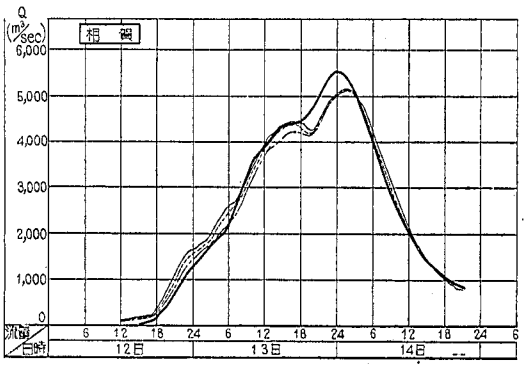

二津野
3,000
2,000
1,000
0
合流点
(十津川)
6,000
4,000
2,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6
8日
9日
小 森
3,000
2,000
1,000
0
合流点
(北山川)
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
8日
9日
10日
(m³/sec)
相 関
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
8日
9日
10日
洪水番号 12
洪水期間 S.34.8.8~9
流域自然状態
暫定操作規定(XIV)
〃 (XI)
〃 (VI)

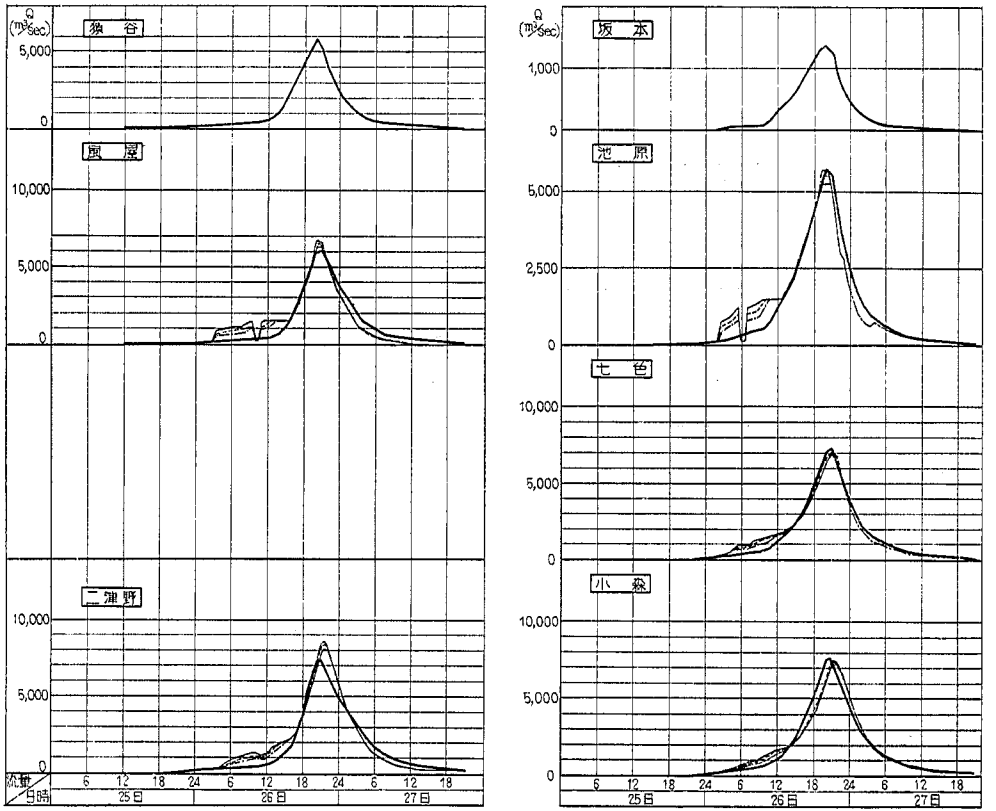

Q (m³/sec)
核谷
風屋
二津野
坂本
池原
七色
小森
1,000
2,000
300
200
100
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
12日
13日
14日

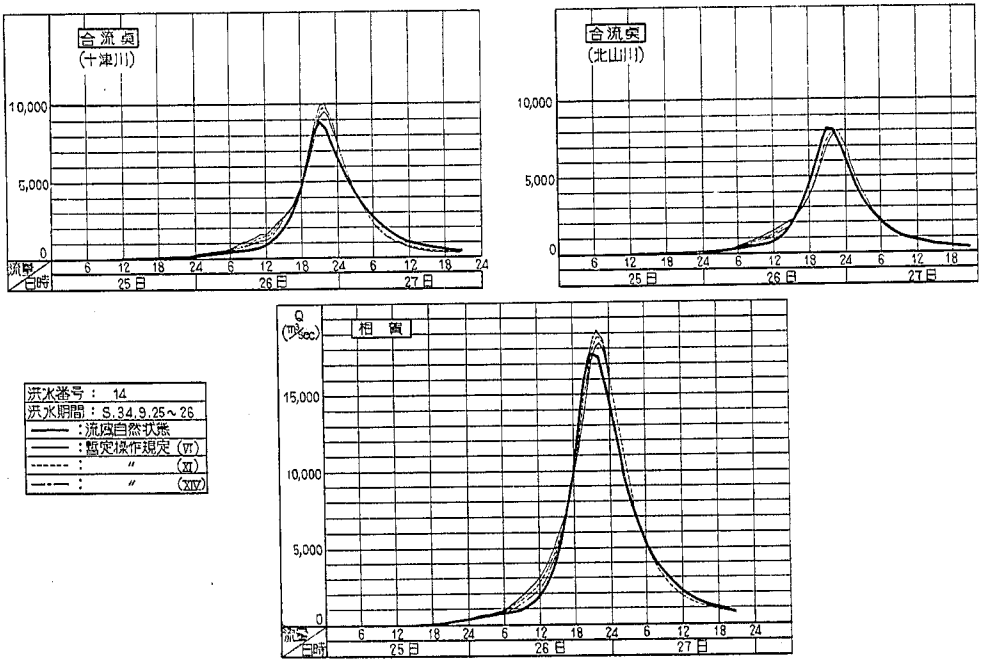

合流点
(十津川)
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
12日
13日
14日

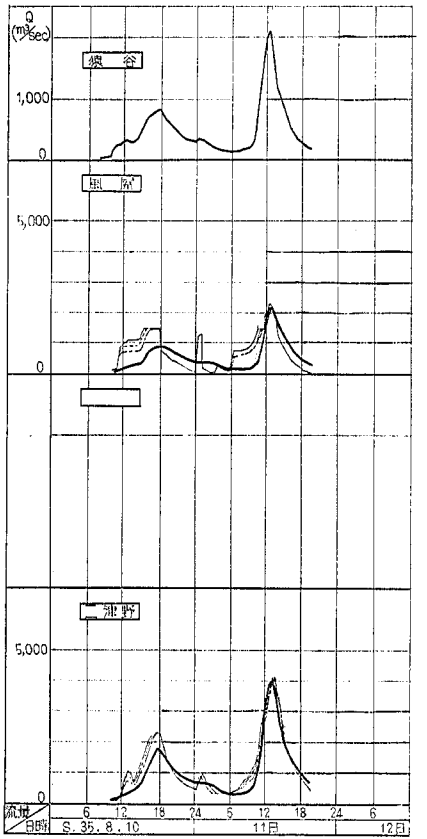

合流点
(北山川)
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
12日
13日
14日

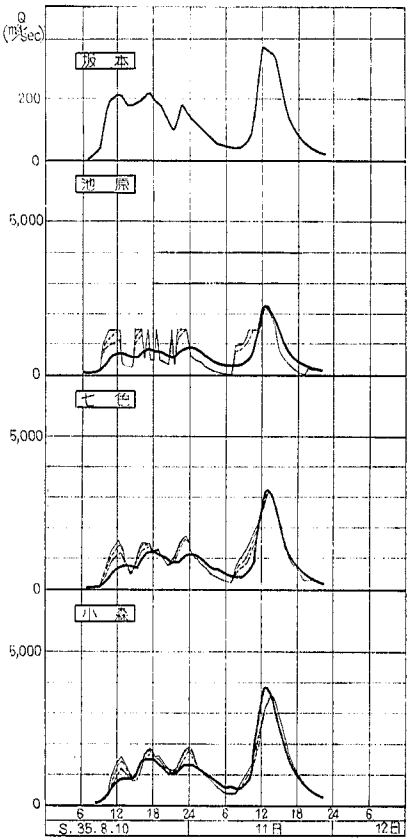

洪水番号 : 13
洪水期間 : S.34. 8. 12~13
: 流域自然状態
: 暫定操作規定 XIVケース
〃 XIケース
〃 VIケース

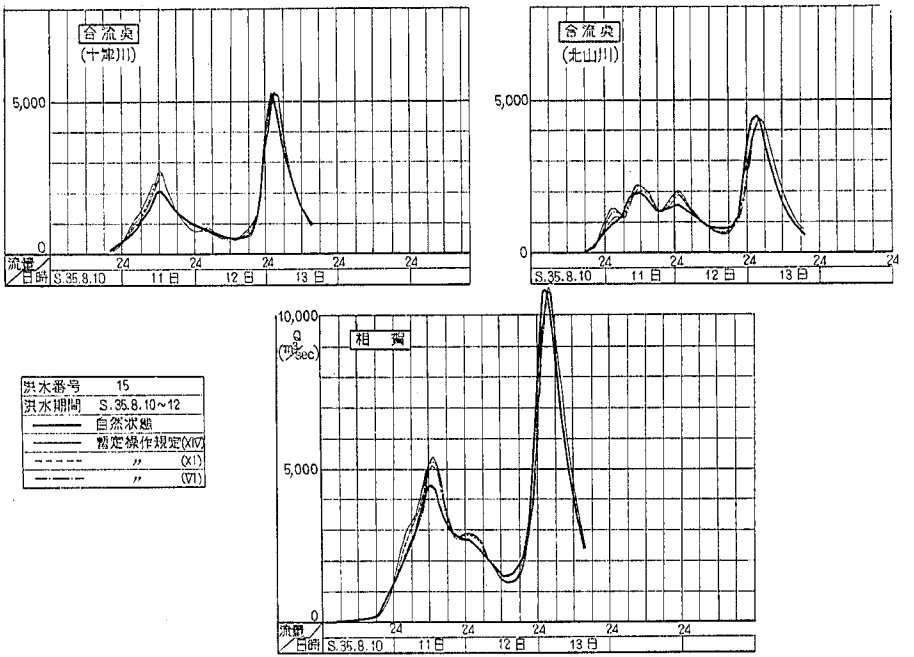

Q
(m³/sec)
相 賀
6,000
5,000
4,000
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6
12日
13日
14日

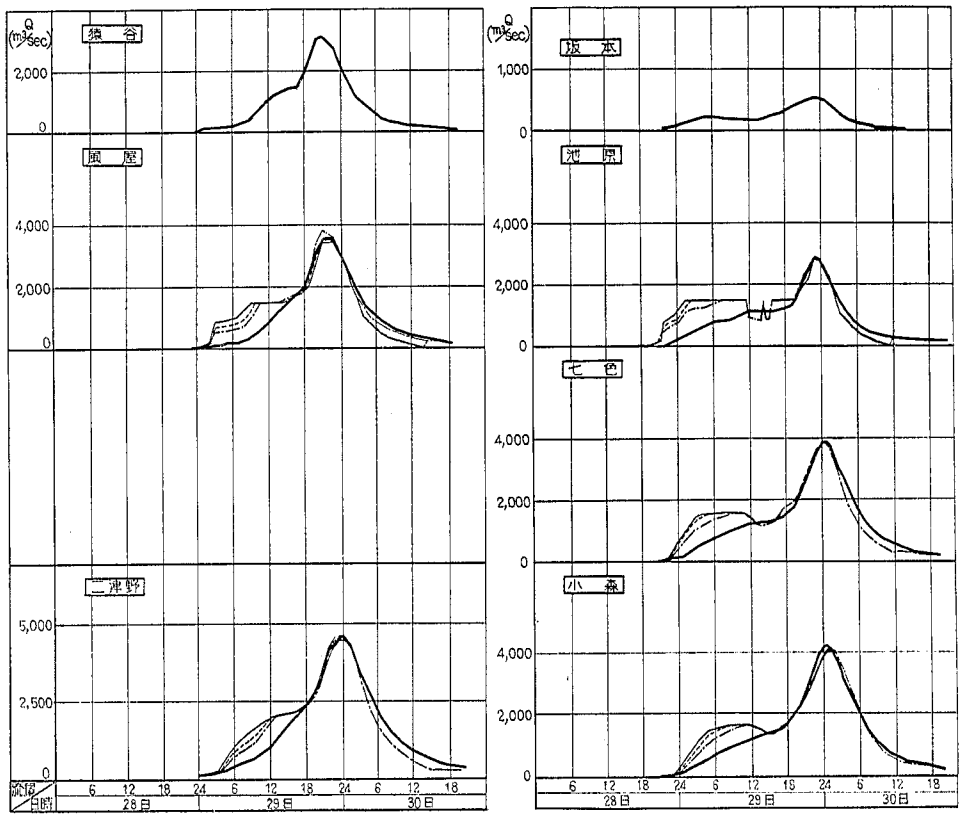

Q (m³/sec)
狼谷
5,000
0
嵐屋
10,000
5,000
0
二津野
10,000
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
25日 26日 27日
Q (m³/sec)
坂本
1,000
0
池原
5,000
2,500
0
七色
10,000
5,000
0
小森
10,000
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
25日 26日 27日

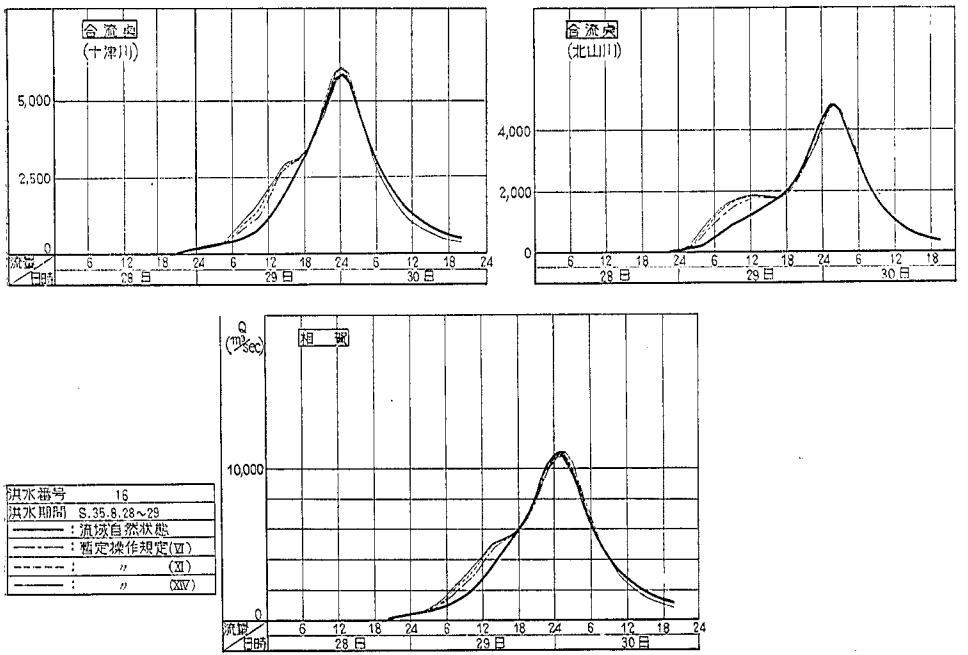

合流点
(十津川)
10,000
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
25日 26日 27日
合流点
(北山川)
10,000
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
25日 26日 27日
Q
(m³/sec)
相賀
15,000
10,000
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
25日 26日 27日
洪水番号： 14
洪水期間：S.34.9.25～26
：流域自然状態
：暫定操作規定 (VI)
：〃 (XI)
：〃 (XIV)

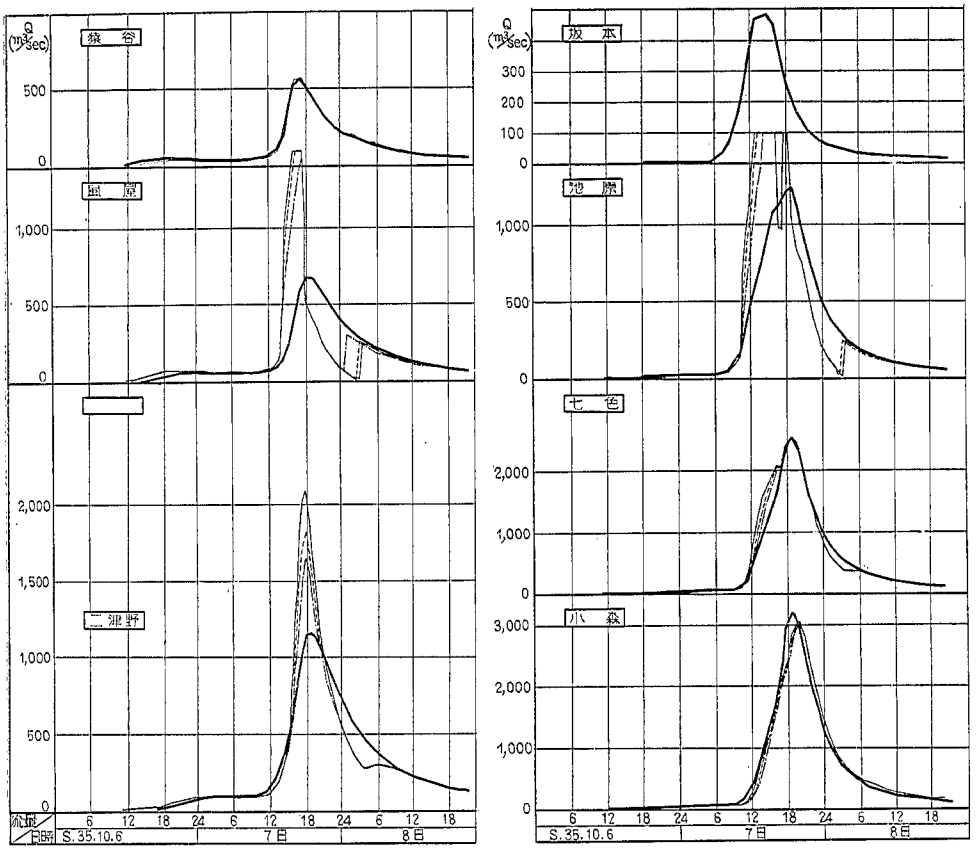

Q
(m³/sec)
1,000
0
5,000
0
5,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6
S. 35. 8. 10
11日
12日

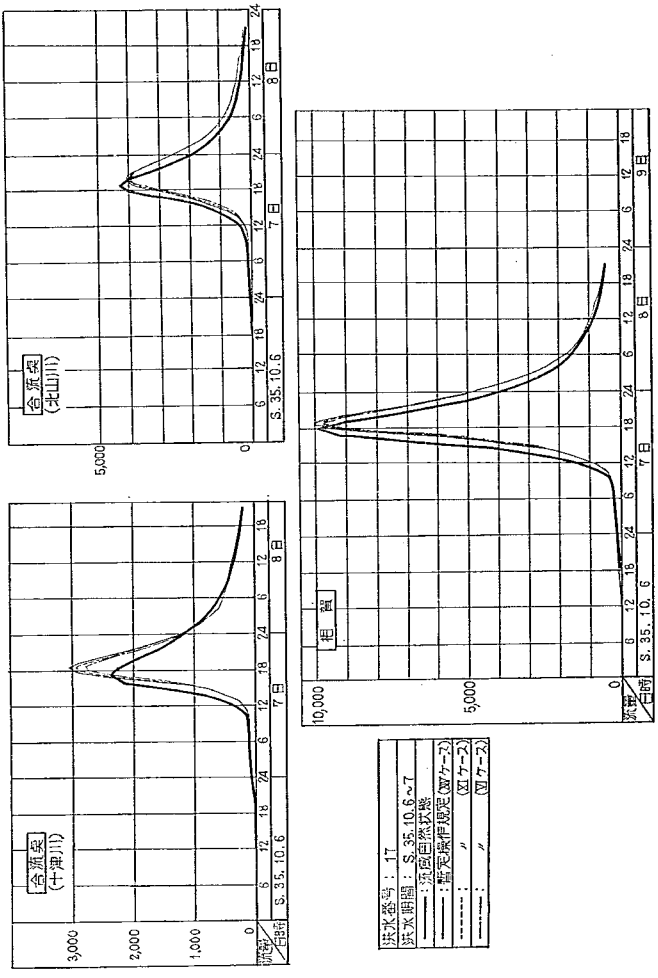

Q
(m³/sec)
200
0
5,000
0
5,000
0
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6
S. 35. 8. 10
11日
12日

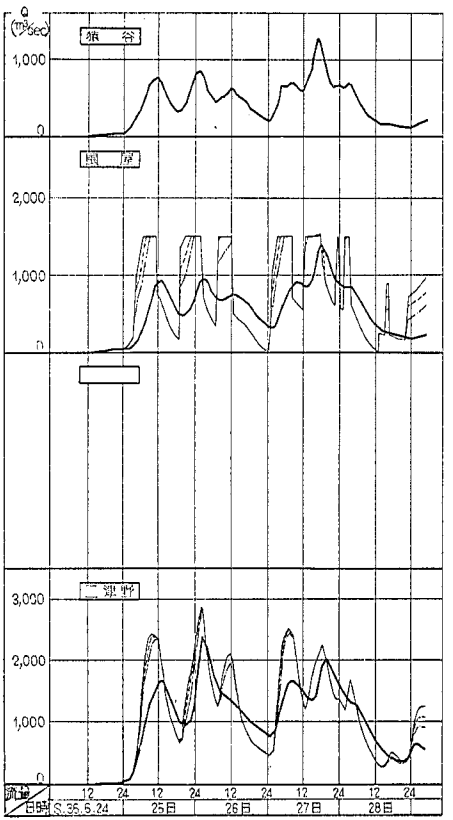

合流点
(十津川)
5,000
0
流量
日時
S.35.8.10
11日
12日
13日
24
合流点
(北山川)
5,000
0
相賀
10,000
Q
(m³/sec)
5,000
0
洪水番号 15
洪水期間 S.35.8.10~12
自然状態
暫定操作規定(XIV)
〃 (XI)
〃 (VI)

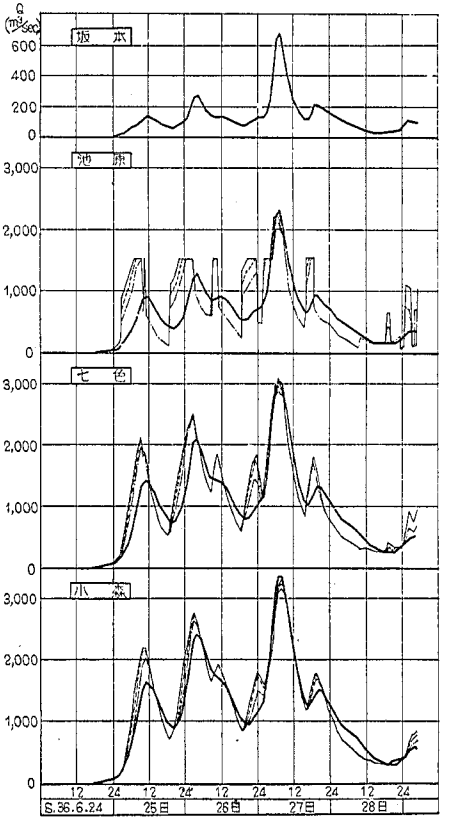

Q (m³/sec)
猿谷
2,000
0
風屋
4,000
2,000
0
二津野
5,000
2,500
0
旅館
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
28日
29日
30日
Q (m³/sec)
坂本
1,000
0
池原
4,000
2,000
0
七色
4,000
2,000
0
小森
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
28日
29日
30日

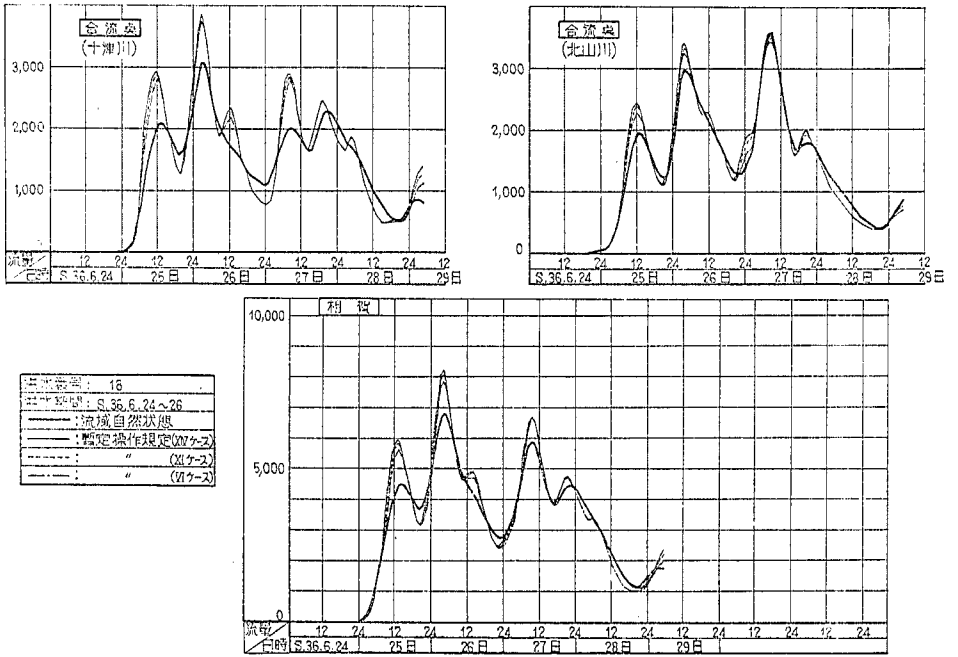

合流点
(十津川)
5,000
2,500
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
28日
29日
30日
合流点
(北山川)
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
28日
29日
30日
Q
(m³/sec)
相賀
10,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
28日
29日
30日
洪水番号 16
洪水期間 S.35.8.28～29
：流域自然状態
：暫定操作規定(Ⅵ)
：〃 (Ⅺ)
：〃 (XIV)

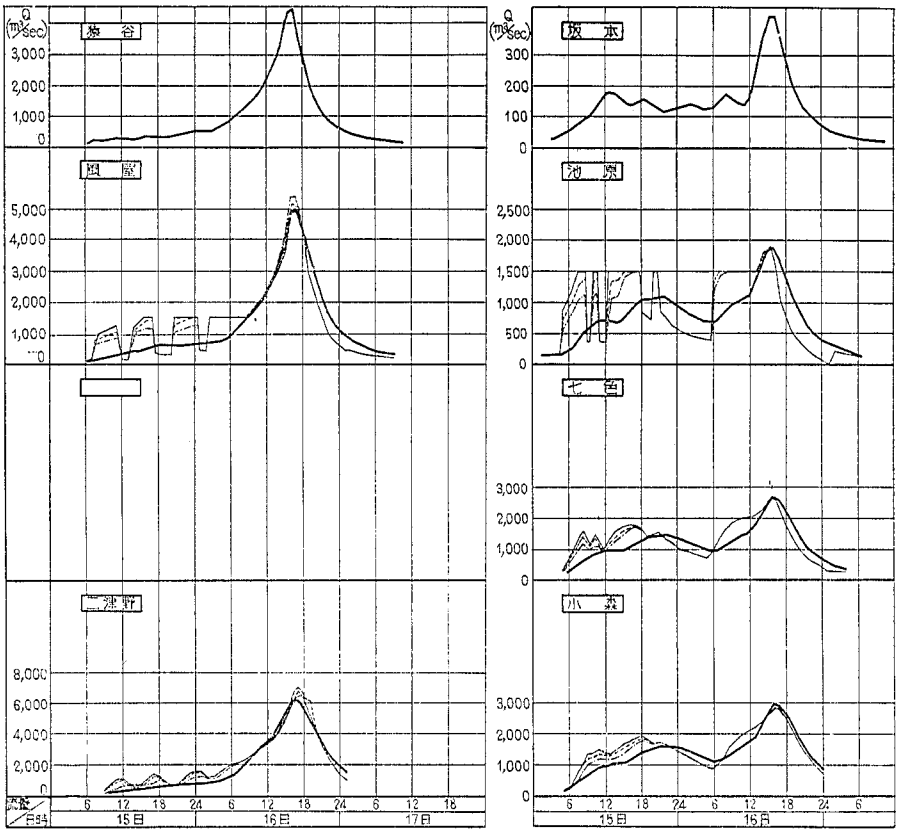

Q (m³/sec)
猿谷
500
0
風屋
1,000
500
0
二津野
2,000
1,500
1,000
500
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
S.35.10.6
7日
8日
Q (m³/sec)
坂本
300
200
100
0
池原
1,000
500
0
七色
2,000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
S.35.10.6
7日
8日

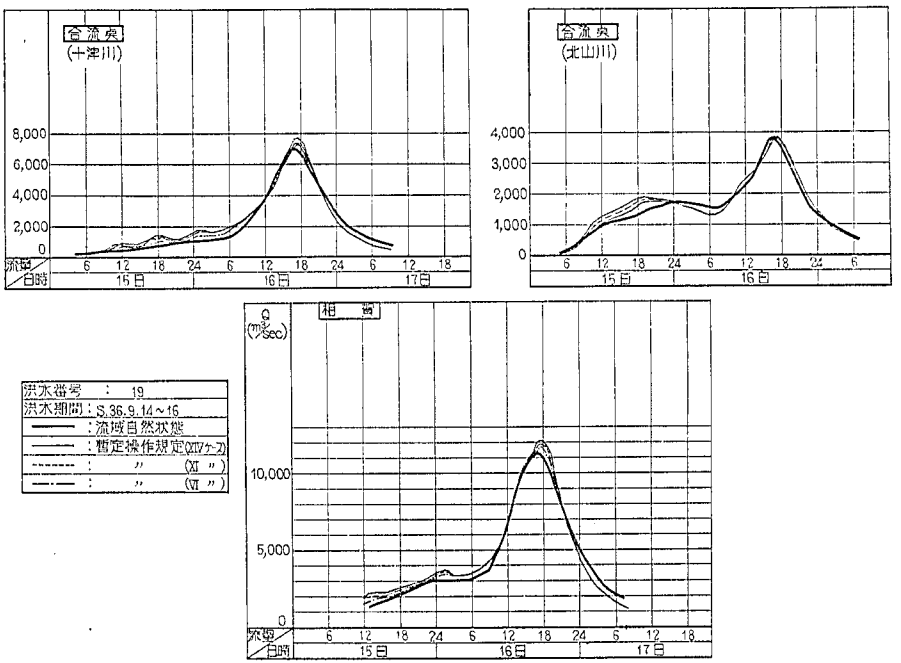

合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
0
S. 35. 10. 6
7日
8日
合流点
(北山川)
5,000
0
S. 35. 10. 6
7日
8日
相賀
10,000
5,000
0
S. 35. 10. 6
7日
8日
9日
流量
時間
洪水番号：17
洪水期間：S. 35. 10. 6～7
：流域自然状態
：暫定操作規定(Ⅲケース)
：〃　(Ⅳケース)
：〃　(Ⅴケース)

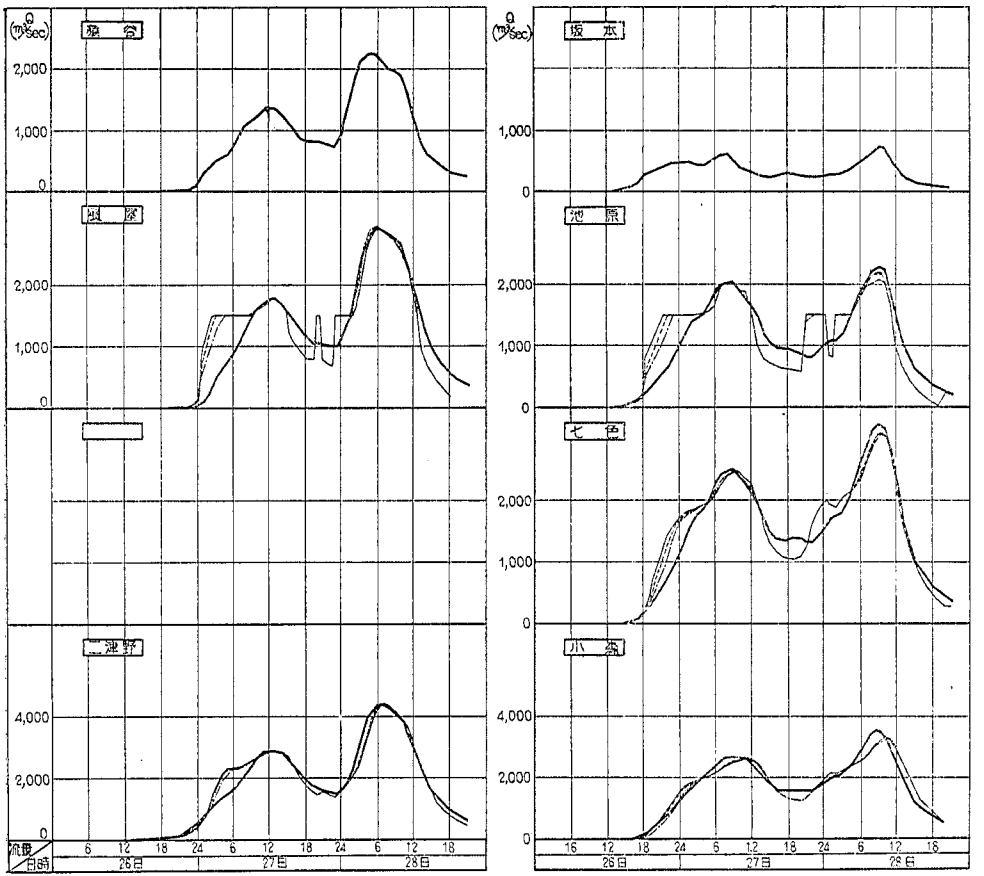

Q (m³/sec)
旅谷
1,000
0
岡屋
2,000
1,000
0
三郎平
3,000
2,000
1,000
0
流量
日時
S.36.6.24
25日
26日
27日
28日
12
24

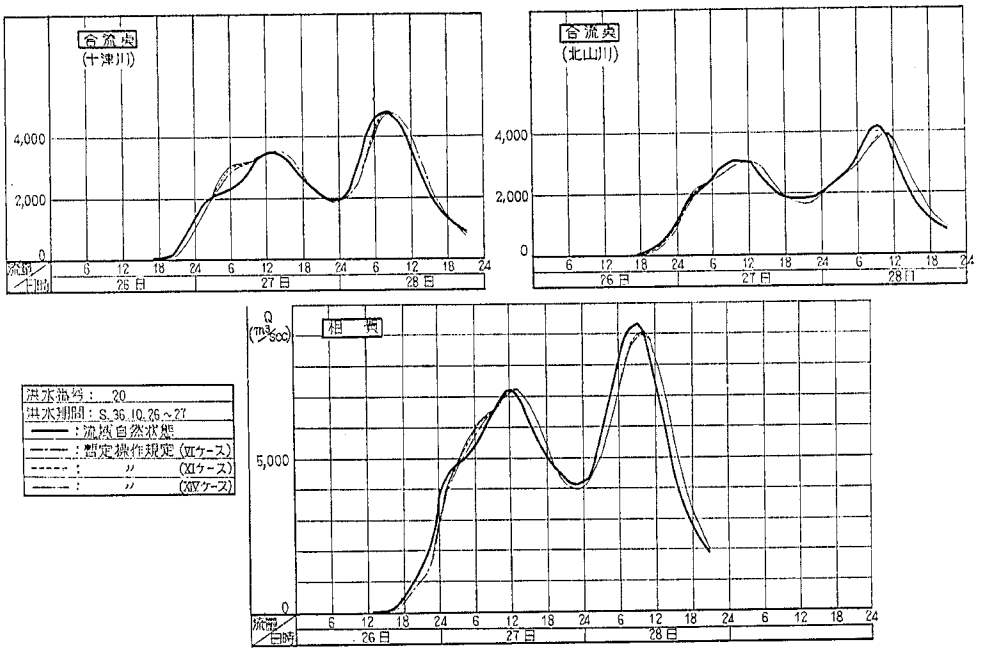

Q (m³/sec)
坂本
600
400
200
0
池原
3,000
2,000
1,000
0
七色
3,000
2,000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
S.36.6.24
25日
26日
27日
28日
12
24


合流点
(十津川)
3,000
2,000
1,000
流量/日時
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12
S.36.6.24 25日 26日 27日 28日 29日
合流点
(北山川)
3,000
2,000
1,000
0
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12
S.36.6.24 25日 26日 27日 28日 29日
利 賀
10,000
5,000
0
流量/日時
12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12 24 12 24
S.36.6.24 25日 26日 27日 28日 29日
洪水数量: 16
洪水期間: S.36.6.24～26
: 流域自然状態
: 暫定操作規定(XIVケース)
: 〃 (XIケース)
: 〃 (VIケース)


Q (m³/sec)
原谷
3,000
2,000
1,000
0
風屋
5,000
4,000
3,000
2,000
1,000
0
二津野
8,000
6,000
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
15日 16日 17日
Q (m³/sec)
坂本
300
200
100
0
池原
2,500
2,000
1,500
1,000
500
0
七色
3,000
2,000
1,000
0
小森
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6
15日 16日


合流点
(十津川)
8,000
6,000
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
15日
16日
17日
合流点
(北山川)
4,000
3,000
2,000
1,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6
15日
16日
洪水番号 : 19
洪水期間 : S.36.9.14~16
: 流域自然状態
: 暫定操作規定(ケース1)
: 〃 (ケース2)
: 〃 (ケース3)
Q (m³/sec)
相 賀
10,000
5,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
15日
16日
17日


Q (m³/sec)
2,000
1,000
0
4,000
2,000
0
流量
日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
26日
27日
28日
Q (m³/sec)
1,000
0
2,000
1,000
0
2,000
1,000
0
4,000
2,000
0
16 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
26日
27日
28日


合流点
(十津川)
4,000
2,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
26日 27日 28日
合流点
(北山川)
4,000
2,000
0
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
26日 27日 28日
Q
(m³/sec)
相 賀
5,000
0
流量/日時
6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18 24
26日 27日 28日
洪水番号： 20
洪水期間：S.36.10.26～27
：流域自然状態
：暫定操作規定 (Ⅵケース)
：〃 (Ⅺケース)
：〃 (XIVケース)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 126, October 1965

CONTENTS

1. H. Kikkawa, H. Terashi, N. Koike and A. Takahashi
Analysis on Floods in the Tidal Reach of Sagae River by Analog Computer ..... (1)

2. N. Shuto
Relation between Significant Wave and Run-Up Height ..... (19)

3. Y. Nishida
Researches on the Diversion of River (9)
——Model Study on the Diversiou of the Ibo River—— ..... (31)

4. T. Kinosita and S. Mizukoshi
A Study on the Flood Control by Means of the Reservoirs of Hydroelectric Plants ..... (61)