

# 内水の流出解析

名古屋大学工学部 工博 西畑 勇夫

## 1 ま え が き

わが国が地理的環境として、降水量に恵まれ、平地面積が国土面積の18.2%にすぎないにもかかわらず、水稻農業を中心として今日に至ったことは、多量な降水量におうものであることは論をまたないところである。しかしながらこの多量な降水量により、常に、生命と財産をおびやかされ、多くの犠牲をはらってきたことも事実であって、水害をまぬがれるために祖先のはらった努力は、はかり知れない。近年社会の発展につれて、国土の保全の必要性が高まり、河川改修が進展して、往時のような型での水害は著しく軽減されつつあるが、わが国の自然的条件に変化はなく、多量の降水による社会的損害は、陰性的なたちの悪い形態に変化して表面化するに至りつつある。このうちの重要な課題の一つとして、内水排除の問題をあげることができよう。内水排除の問題はわが国の自然的要因のほかに、河川改修、堤内地の開発、平地の都市化、その他各種の工業開発に伴い、年とともに内水被害が激化しつつあり、その合理的な対策が要請されている。内水排除対策を合理的に樹立するためには、その対象地域の降水特性、土地利用の形態、地質、地形、土地の標高、面積、その他の要素を統一的に研究する必要がある、従来この分野の研究としては、石原・末石、<sup>1)</sup>任田、<sup>2)</sup>角屋、<sup>3)</sup>豊国などの注目すべき研究があるが、なお未解明な問題も多く、ことに内水の流出に関する物理的機構は、関係する要素の複雑性のため、今後の研究にまつところが多い。

内水排除に関係して、その排除施設としての水門、樋門の計画と設計については、1965年度水工学に関する夏期研修会において、その一端を述べたが、<sup>6)</sup>今回においては、かかる内水の流出機構の物理的解明につき、現在までに試みられた研究の概要を紹介し、今後に残された問題点を考察しようと思うものである。

## 2 内水流出に関する従来研究とその概要

内水排除の問題が注目されるに至ったのは戦後国土の半を失い、狭い国土に増大する人口をかかえて、経済の再建に立ち上ってからで、主として低湿農地の開発と、都市排水が当面の問題であった。これらの対策は、戦前においても実施され、新潟、佐賀、愛知、岐阜などの低湿農地および各都市においては、みるべき施設も少なくなかったが、不足する食糧を増産するためには、一段と積極的な排水施設の拡充が必要であるとともに、明治以後の河川改修事業が、農地および都市域の水害防止に多大な貢献をなしつつも、内水排除に対しては、却って、逆効果に作用することが認識されて来たのも、この時期であって、治水を含む多目的ダム建設が積極的におこなわれる一方、河川改修事業の面からも、その内水処理が計画され、実施されるに至って、今日におよんでいる。

当時、流出に関する考え方としては、一般に農作物は短時間の湛水によっては極端な被害がなく、むしろある程度の湛水は許容されとする考え方からか、計画日雨量を水文資料から適当に選び、これが24時間または48時間など一定の時間内に均等流出するものと仮定して、その排水施設能力を算定しているものが多い。この仮定が事実と反し、かつ、土地利用の高度化、農地の市街地化が進むにつれて、その矛盾が顕著になることは明らかで、内水流出をより物理的に説明することが要望される理由もここにある。

ただし、内水の流出は、その対象とする内水域の種別、すなわち、市街地、農地、山地を含む小河川流域などにより、そのおもむきを異にするので、一定の方法のみで、その流出機構を説明することは困難であるし、内水流出といっても広い意味では一般の河川流出の一形態であって、種別によっては、一般河川の流出機構として研究された成果がそのまま適用されてよい場合もある。

したがって、内水流出問題は、一般の河川流域における流出の研究とも合わせて考察されなければならない。

この意味で、本文では一般の流出機構の研究にもふれつつ内水の流出に関する従来の主なる研究について、その概要を紹介することにする。

#### (1) 竹内の研究<sup>7)</sup>

竹内は、洪水の流出を降雨量、流域の性状、洪水量の関係における因果律で極めるべきであるとし、降雨量については、雨量計の数値がその流域の雨量をどのように代表しているかを究明すべきこと、雨量の時間分布は、豪雨の際いくつの降雨群が襲来し、それぞれの極大値および継続時間がどれ位になるかを研究すべきで、単なる時間雨量そのものでは不十分であることを提案し、流域の性状については、その流出量に影響を及ぼす要素がきわめて複雑多岐である事実から、機械的な扱い方法として、雨水がほとんど一時に、流出してしまう程度の小流域に分割し、これをいくつか集めたものを中流域、さらに大流域と段階をつけ、それらに応じて、その集中時間河道貯溜を考えること、ならびに実際の洪水流量観測値を正確に数多く把握することを提案し、流出係数については、流出を「おくれ」と「しみこみ」に分けて考え、中流域では1時間以内のおくれはあるが、雨の形は変形しないと仮定して、流量観測点までの流下時間を考え、観測点での時刻をそろえて雨の形を合成し、これにある係数をかけたものと流量高(=Q/A)が一致する場合の係数を「しみこみ」と呼び、これを中流域について考えることを提案している。「しみこみ」を検討するため、竹内は、伊藤の木曾川の観測値(流域面積69.4 km<sup>2</sup>)を用いて、整理した結果、毎時流量高と毎時雨量の比と、各毎時雨量の峯までの累加雨量との関係を図-1のように求め、その間に一つの傾向があると推定している。このような関係を多くの流域で求め比較することから流出現象に接近することを提案している。

以上是一般の流出を説明する上での提案であるが、内水流出についても同様な考え方が可能である。ただ今日においても、とくに内水に関しては、水文、水理資料が極めて僅少であることを指摘せねばならない。

#### (2) 渡辺の研究<sup>9)</sup>

渡辺は河川改修の面から内水排除を研究している。渡

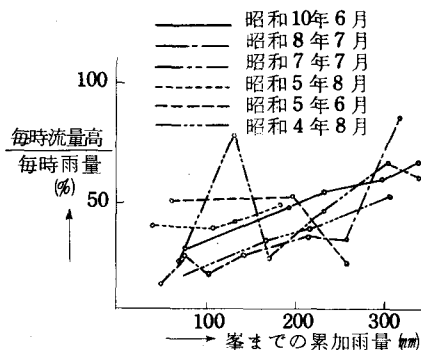


図-1

辺は、河川の堤内地湛水の原因を考察し、湛水および排水の機構を分析することにより経済的な排水計画の決定について論じており、内水の流出機構については触れていないが、堤内地の湛水の原因として、

- (a) 洪水流量の増大、したがって、本川水位の上昇。
- (b) 洪水到達時間の短縮。
- (c) 洪水継続時間の増大。
- (d) 河床の上昇。
- (e) 堤内地における湖沼の干拓、埋立。
- (f) 堤内地における河川流路または排水路の不良。
- (g) 用排水管理不十分のため上流の用水が下流の湛水を惹き起す。
- (h) 低地部を放水路、捷水路等の新路線が通るためにあらたな問題が生ずる。
- (i) 排水用の水門、樋門、樋管等の断面の過小。

等をあげ、河川改修の影響、堤内地の開発による内水増大を指摘し、湛水した内水位と河川水位（外水位）との関連において湛水機構を分析し、予想される被害の規模に対応する排水施設計画の立案が必要なることをのべている。

### (3) 矢野の研究<sup>10)</sup>

矢野は降雨と河川流出の関係において、降雨関数と河川流出関数をPearson 関数類似の型と仮定して扱い、これを単位時間の一定降雨強度による単位流出量の関係として適用し、その総和をもって河川の流出曲線を求めた。

$$\text{降雨関数} \quad R(t) = R_0 t^p e^{-\alpha t} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{流出関数} \quad Q(t) = Q_0 t^q e^{-\beta t} \quad \dots\dots\dots (2)$$

とすると、(1)式中の係数  $R_0, p, \alpha$  は最大降雨強度  $R_{\max}$  最大降雨強度の発生する時刻  $t_0$ 、総降雨量  $\Sigma R$  との間に、

$$dR/dt = R_0 t^{p-1} e^{-\alpha t} (p - \alpha t) = 0$$

の関係があり、これより、

$$p = \alpha t_0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$R_{\max} = R_0 \left(\frac{t_0}{e}\right)^p \quad \dots\dots\dots (4)$$

また総降雨量は、

$$\Sigma R = R_0 \int_0^\infty t^p e^{-\alpha t} dt = R_0 \frac{\Gamma(p+1)}{\alpha^{p+1}}$$

$$R_0 = \frac{\alpha^{p+1}}{\Gamma(p+1)} \Sigma R \quad \dots\dots\dots (5)$$

として求められる。降雨関係と流出関数の関係では、総降雨量（有効）と総流出量が等しいから、流出係数を  $\eta$  とすれば、

$$\int_0^\infty \eta AR(t) dt = \int_0^\infty Q(t) dt \quad \dots\dots\dots (6)$$

出水のおくれは流路延長に支配されるので、

$$t_g = C_t (L_p \cdot L)^{0.3} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $L_p$ ：流域重心からの距離

$L$  : 流域最遠点からの距離

$C_t$  : 係数

で示される。

著者はさらに、降雨と流出の間には、河道を貯水池と考えれば、流入量と流出量の関係が成立するとして、連続式 Muskingum 式を適用した。

$$Q_{in} - Q_{out} = dV/dt \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$V = K [x Q_{in} + (1-x) Q_{out}] \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$$Q_{in} = \eta A R_0 t^p e^{-at} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$Q_{out} = Q_0 t^q e^{-\beta t} \quad \dots\dots\dots (11)$$

また、

$$\frac{dQ}{dt} = Q_0 t^q e^{-\beta t} \left( \frac{q}{t} - \beta \right) = 0$$

$$\therefore q = \beta t_0^* \quad \dots\dots\dots (12)$$

(8) 式をかきかえと、

$$\begin{aligned} \eta A R_0 t^p e^{-at} - Q_0 t^q e^{-\beta t} &= K [x \eta A R_0 t^p e^{-at} \left( \frac{p}{t} - a \right) \\ &\quad + (1-x) Q_0 t^q e^{-\beta t} \left( \frac{q}{t} - \beta \right)] \quad \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

いま、 $t = t_0$ 、 $t = t_0^*$  において  $Q_0$  を消去すると、

$$\left( \frac{t_0}{t_0^*} \right)^{at_0 - \beta t_0^*} x e^{(a-\beta)(t_0^* - t_0)} = \frac{1 + K(1-x) \left( \frac{t_0^*}{t_0} - 1 \right) \beta}{1 - Kx \left( \frac{t_0}{t_0^*} - 1 \right) a} \quad \dots\dots\dots (14)$$

が得られ、 $\beta$  を決定でき、したがって、 $q$ 、 $Q_0$  も決定し結局、降雨関数が与えられると、河川流出が求められる。

しかしながら一般に降雨関数が上のような関数では与えられないので著者は単位時間の一定降雨強度による単位流出量をこの理論に適用し、おのその単位流出量の総和をもって流出曲線を求めた。

単位降雨量を  $R_r$ 、単位流出を  $Q_r$  とすると、

$$\eta A R_r = Q_{or} (t_{or}^*)^{q_r} e^{-\beta_r t_{or}^*} \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$\eta A R_r \Delta t = Q_{or} \frac{\Gamma(q_r + 1)}{\beta_r^{q_r + 1}} \quad \dots\dots\dots (16)$$

したがって、

$$\left( \frac{e}{\beta_r} \right)^{q_r} \Gamma(q_r) = \frac{\Delta t}{t_{or}} \quad \dots\dots\dots (17)$$

したがって、

$$Q_r = \eta A R_r \frac{\Delta}{t_{or}^*} \cdot \frac{1}{\Gamma(q_r)} \left\{ \frac{g_r}{e^{t/t_{or}^*}} \cdot \frac{t}{t_{or}^*} \right\} \quad \dots\dots\dots (18)$$

合成流出量は、

$$Q(t) = \sum_{r=1}^{r=\mu} Q_r \dots\dots\dots (19)$$

以上も河川の流出を対象としたものであるが、Muskingum法の導入など見るべき研究であって、平地の内水流出にも応用しうる研究として注目に値する。最近では、1966年G.E.WillekeがMuskingum法を導入した都市域の内水流出の研究を発表している。<sup>11)</sup>

(4) 広長、八島、坂野の研究<sup>12)</sup>

広長らは、低湿地緩流河川の治水計画樹立につき、寝夜川を調査研究した。寝屋川は大阪湾に注ぐ市街地、感潮、低湿河川の代表的な河川といえる。流出の解析には、流出関数法を用い、実測値を一般化する方法をとっている。unit

単位降雨と単位流出量

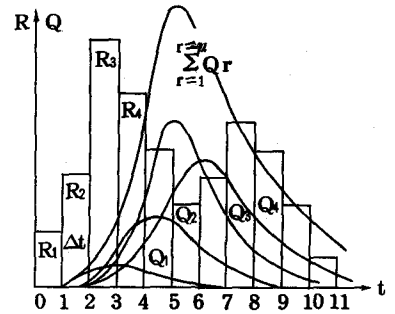


図 - 2

法を適用するには、unit storm によるunit flowの実測例がなく、またbase flowのとり方に難点があった。広長らは、流出量の基本式を、

$$q = F_1(t) + F_2(t) + \dots\dots\dots + F_i(t) + \dots\dots\dots (20)$$

なる無限級数で表わす方法をとった。

ここに  $F(t) = q = a t e^{-a t}$  で、 $a$  と  $a$  は定数である。

いま、 $\tau$  時間連続して  $r$  なる強度の降雨があった場合、任意の時刻  $t$  における流出量  $q$  は、 $t > \tau$  においては、 $t - \tau = t'$  とすると、

$$q = 0.2778 \cdot f \cdot r \{ \{ e^{-a t} (a t + 1) - e^{-a t'} (a t' + 1) \} + \{ e^{-a_0 t} (a_0 t + 1) - e^{-a_0 t'} (a_0 t' + 1) \} \} \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 $a$  は到達時間  $T$  の逆数で、 $f$  は流出係数、 $a_0$  は常数である。上式から、 $a$  の変動値（雨量あるいは、流量等に対する種々の値）と、 $f$  および  $a_0$  を別々に実測資料から試算的に各支川流域ごとに求めると、いかなる降雨量に対しても流出量が算定できる。ただし、著者らは、 $a$  と  $f$  は独立に決定しうるものの、 $a$  は流量あるいは雨量に関係すると考え、実測値から、 $T$  と  $T$  時間以前の時刻までの連続降雨量  $R$  の関係、すなわち、 $a$  の変動値を検討して、図 - 3 を得ている。

恩智川（住道新橋）  
(No.1) R,a,T 相関図

寝屋川本川上流（住道大橋）  
(No.4) R,a,T 相関図

平野川 (No.10) R,a,T  
相関図

楠根川 (No.12) R,a,T  
相関図

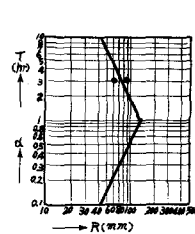
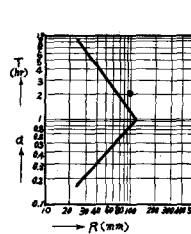
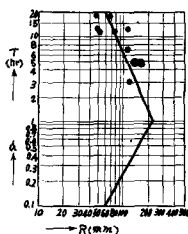
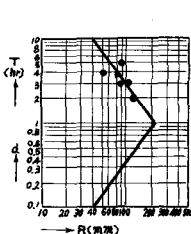


図 - 3

つぎに、 $f$  および  $\alpha_0$  の値については、

- (i) まず  $f = 1$  と仮定し、式(2)の第1項を  $\alpha$  の変動値を用いて算出し  $\alpha_0$  とする。
- (ii) 実測による推定値  $Q$  との比  $f_0 = Q/Q_0$  を求める。
- (iii)  $f_0$  のうち  $Q$  の最大値付近の値をとり、  
 $Q_b = Q - Q_0 f_0$  を求める。これは式(2)の第2項に相当する。
- (iv) 最大降雨強度からの  $T$  が、 $Q_{\max}$  の到達時間の約4～5倍となるように  $\alpha_0$  を仮定し、これを一定として、 $f = 1$  の場合の  $Q_b = Q_{b0}$  を求め、この  $Q_{b0}$  の最大値の時刻と(iii)で求めた  $Q_b$  の時刻がほぼ一致するように、試算的に  $\alpha_0$ 、 $Q_{b0}$  を求める。
- (v)  $f_0 = f_0 + Q_b/Q_{b0}$  となるから、 $f = Q/Q_0 + Q_{b0}$  を算定し、最大流量付近の  $f$  値を用いて  $f(Q_0 + Q_{b0})$  を算出し、これがもとの  $Q$  と大体一致すれば、これが一般化、された流量である。

なお著者らは、将来の土地利用計画および土地保全の将来計画により、流出係数  $f$  の変化が予想される点につき、その補正を考慮している。

#### (5) 末石の研究<sup>13)</sup>

末石は、河川の水源部の1本の流れは、降雨の有効部分は斜面を流下して横から渓谷へ流入し、これらの小溪もつぎの渓谷へ横から流入するものと考え、このような流れを単純化した比較的急勾配の矩形断面水路に横から流入のある不定流として特性曲線法を用いた近似解法を研究し、これを実用的で簡易な図式計算法に変形した。

すなわち、水流の運動および連続式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \alpha u \frac{\partial u}{\partial x} - (\alpha - 1) \frac{u}{A} \frac{\partial A}{\partial t} + g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - g \sin \theta - \frac{\tau_0}{\rho R} - \frac{\alpha u g}{A} \dots\dots\dots (22)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

ここに、 $q$ ：流路の単位長当りの横からの流入量

$u$ ：平均流速

$A$ ：流水断面積

$h$ ：水深

$R$ ：径深

$\alpha$ ：運動量の流速分布に対する補正係数

$\theta$ ：水路の傾斜角

$\rho$ ：水の密度

$\tau_0$ ：底面摩擦応力

$g$ ：重力の加速度

$x$ ：距離

$t$ ：時間

いま、流入量が一樣で流路の勾配が比較的急な場合を考え、流れが等流に近いものと仮定し、Manning の粗度係数  $n$  を用い、式(22)の摩擦面を  $\tau_0/\rho R = n^2 g u^2 / R^{\frac{4}{3}}$  と表わし、また  $\alpha = 1$  とすれば式(22)、(23)より第2近似の特性曲線式がつぎのように得られる。

$$\frac{dx}{dt} = \left(1 + \frac{2}{3\beta}\right)u + \frac{(1-2/3\beta)u g R^{\frac{4}{3}}}{2n^2 g A u + q R^{\frac{4}{3}}} \quad \dots\dots\dots (24)$$

$$\text{において、} \quad \frac{dA}{dt} = q \quad \dots\dots\dots (25)$$

あるいは、式(24)と同じ特性曲線上において、

$$\frac{dQ}{dx} = q \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここに、 $\beta = (R/A) / (dR/dA)$  である。

$$u = \sqrt{\left\{ \left(1 + \frac{2}{3\beta}\right) \frac{g R^{\frac{4}{3}}}{2n^2 g A} \right\}^2 + \frac{R^{\frac{4}{3}}}{n^2} \sin^2 \theta} - \frac{2(1-2/3\beta)u (q R^{\frac{4}{3}} / 2n^2 g A)^2}{u + q R^{\frac{4}{3}} / 2n^2 g A} \\ - \left(1 + \frac{2}{3\beta}\right) \frac{q R^{\frac{4}{3}}}{2n^2 g A} \quad \dots\dots\dots (27)$$

$q = 0$  の場合には上の各式は、

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{dt} &= \left(1 + \frac{2}{3\beta}\right)u && \text{において} \\ A &= \text{const. or } Q = \text{const.} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$Q = A \cdot u = \frac{A}{n} R^{\frac{4}{3}} (\sin \theta)^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (29)$$

となり、特性曲線は直線となる。

末石は以上の特性曲線を実際河川へ適用する場合、その基本条件のほか、支川の合流点その他で流路をある区間に分割したとき、その区間内では横断面、勾配および粗度、横からの流入量が流路にそって一様と仮定できることを条件としているが、断面積と流量の関係においては、一般河川では  $q$  の値のいかんにかかわらず式(24)が用いられること 分割した1区間の上流端を  $x = 0$  にとり、上流端よりの流入がない場合を標準特性曲線と定義して、式(24)および式(29)と  $A \sim Q$  の関係から、特性曲線上の点の座標  $(x, t)$  を求めることができ、 $q$  が異なるごとに、標準特性曲線が描けること。さらに、 $A$  と  $Q$  の関係は、 $q, n, \theta, \beta$  に左右され、これらが急変するとしばらく過渡領域が存在するが、 $q$  の値にかかわらず式(24)が用いられれば、 $q$  の時間的变化によって  $A \sim Q$  の関係は不変で、この場合の過渡領域は存在せず、距離的に  $n, \theta$  が変化するときも、過渡領域を省略してよく式(29)を用いられれば、特性曲線上では、常に  $dQ/dt = q$ 、また分割した流路の境界を除けば、 $dA/dt = q$  の関係が成立することを提案している。著者はさらに一様な勾配で、かつ一様な粗度をもつ流下長  $(B/2)$  の矩形斜面が流路の両側にある流域を仮想し、等価粗度  $N$  を導入して、かかる斜面に対する特性曲線式

$$\frac{dx'}{dt} = \frac{5}{3} u' + \frac{(1/3) u' r h'^{\frac{4}{3}}}{2N^2 g h' u' + r h'^{\frac{4}{3}}} \quad \dots\dots\dots (24)'$$

$$\text{において、} \quad \frac{dh'}{dt} = r \quad \dots\dots\dots (25)'$$

あるいは、 $\frac{dq}{dx'} = r$  ..... (26')

および  $q = \frac{1}{N} h'^{\frac{5}{2}} (\sin \theta')^{\frac{1}{2}}$  ..... (29')

ここにダッシュは斜面上における値を示す。

を展開している。

著者はさらに、以上の標準特性曲線の対数図式法を試みた。いま断面積  $A$  と経深  $R$  との関係が、  
 常数  $K'$ 、 $Z$  を用いて、

$R = K' A^Z$  ..... (30)

にて表わされると仮定すると、式(29)は、

$Q = \frac{K'^{\frac{2}{3}}}{n} A^{(2Z+3)} (\sin \theta)^{\frac{1}{2}}$ 、または、 $A = KQ^p$  ..... (31)

ここに  $3/(2Z+3) = p$        $n/(\sin \theta)^{\frac{1}{2}} \cdot K'^{\frac{2}{3}} = K$

式(31)に、標準特性曲線上にて成立する式(28)、すなわち  $A = qt$  を代入すると、

$t = KQ^p / q$  ..... (32)

$\therefore \log t = \log k - \log q + p \log Q$  ..... (32')

または式(32)と  $Q = qx$  の関係から

$t = K \cdot x \cdot Q^{p-1}$  ..... (33)

$\therefore \log t = \log k + \log x + (p-1) \log Q$  ..... (33')

となり標準特性流量曲線は図-4のように  $q$  をパラメーターとする勾配  $p$  の直線および標準特性流量曲線に対する  $x$  の等距離線が  $x$  をパラメーターとする勾配  $(p-1)$  の直線として得られる。

同じ関係が斜面の場合にも成立し、いずれにおいても図から簡単に下流端の所要の hydrograph を求めることができる。

(6) 酒井の研究

酒井は岡山県旭川第1ダムにおける実測資料から、その流域における河川流出と雨量との関係を研究し

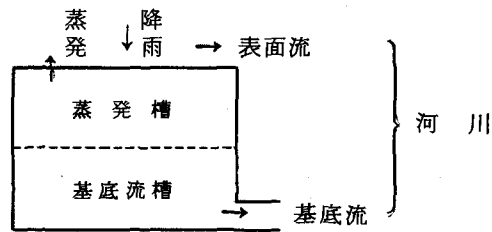


図-5 河川模型

大戸川流域⑦の流路における標準特性流量曲線  
 Logarithmic representation of normal discharge characteristics with parameter  $q$  and equidistance lines on the characteristics in the basin⑦ of the Daidō River

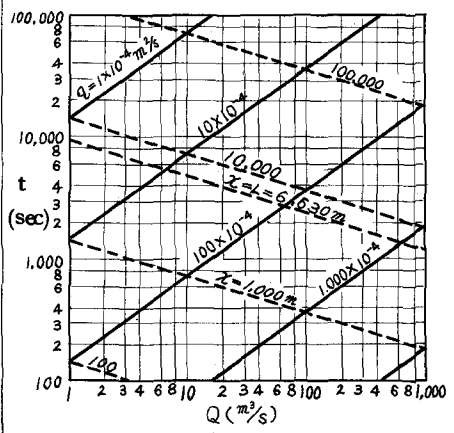


図-4

た。著者は流出における基底流減衰曲線の効果を明らかにしたもので、著者は一降雨量  $R$ 、基底流  $B$ 、表面流  $S$ 、蒸発量  $V$  の間に  $R=S+B+V$  ..... (34)

が成立するとして、一つの河川模型を考へて各要素を分析する方法を研究している。

河川模型としては、図-5に示すように、雨をうけて貯留する部分を上下に二分して考へ、降雨はまず蒸発槽に受入れられ、これを浸透により通過した水が基底流槽に供給される。基底流槽からは基底流のみが供給されるとする。この場合、基底流槽に移行途中の水は、蒸発槽にあってても蒸発水とはみないことにする。降雨の配分を图示したものが図-6である。

したがって、基底流槽および蒸発槽にポケット（水の満されていない容積）があるときは、降雨はまずこの容積を満たす作用が第1となり、表面流出となるものは比較的少い、すなわち、図-6において、 $t_1 \sim t_2$ の時刻に降雨  $R$  があつた場合、洪水は降雨量から面積  $(OB_0B_1t_1V_1V_0)$  を差引いたものからおこると考へてよい。著者はこの基底流量曲線を旭川第1ダムにつき、多くの資料から図-7のように得ている。

かくして、基底流 (B.F) 槽のポケットは日々そのBF番号から直接知りうるが、蒸発槽のポケットは不明であるので著者は、この場合としてBF槽の70%をとることにした。

以上より信頼できる流入水量、降雨記録から毎回の降雨量がどのように  $B$ 、 $S$ 、 $V$  に配分されたかを分析し、集計対比することにより、将来の降雨に対する配分比率を予想することができる。ただし、以上の基底流量曲線が、季節によって異なり、流域の大きさにより降雨量との関係でどのように分割するかなど問題点をあげている。

平担地の流出についても、基底流の扱いに困難を感じることは同様で、一般河川の場合に比してその影響は少ないと考えられるが、これを扱う場合の参考としてよいであろうが、やはり精度の高い実測値をうる必要がある。

降水分析図

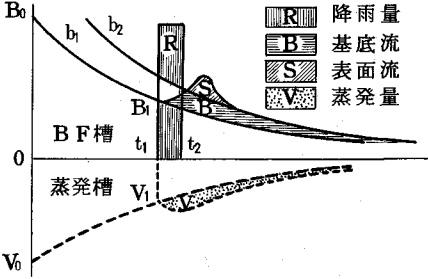


図-6

基底流曲線 (岡山県旭川第一ダム)

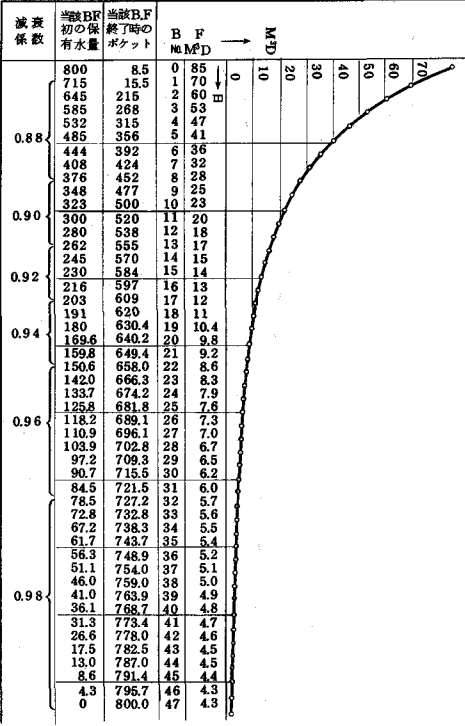


図-7

(7) 木下の研究<sup>15)</sup>

木下は石狩川上流域で、昭和29年秋の大規模な風倒木の発生を境として、その前後の流出特性をunit hydrographにより研究した。著者は、本来雨量と流量との関係は非線型的であることを指摘しつつも、unit hydrographは流域の雨に対する応答特性を示すものとして、風倒木にもとづく流出機構の変化の検出を試みたものである。

unit hydrographで、 $u$ を求めるに当たり、水位(日水位)、雨量(日雨量)を $r$ として、

線型法則が成りたつと仮定すると、

$$h(t)=h_0+\sum_{s=0}^{\infty}u(s)r(t-s) \quad \cdots \cdots \cdots (35)$$

すなわち、 $t$ 日の水位 $h(t)$ は定数項 $h_0$ 、その日の雨量 $r(t)$ に影響を示す係数 $u(0)$ をかけ、1日前の雨量( $t-1$ )に同様の係数 $u(1)$ をかけ、順次累計したもので、 $u$ がunit hydrographである。著者は誤差を小さくするため最小二乗法を用いて $u$ を算出した。

$$\text{すなわち} \quad E=\sum_t[h(t)-h_0-\sum_{s=0}^{\infty}u(s)r(t-s)]^2 \quad \cdots \cdots \cdots (36)$$

$$\frac{\partial E}{\partial h_0}=\frac{\partial E}{\partial u(i)}=0 \quad , \quad i=0,1,2, \cdots \cdots \cdots (37)$$

したがって、

$$\left. \begin{aligned} \sum_t[h(t)-h_0-\sum_{s=0}^{\infty}u(s)r(t-s)] &=0 \\ \sum_t r(t-i)[h(t)-h_0-\sum_{s=0}^{\infty}u(s)r(t-s)] &=0 \end{aligned} \right\} \cdots \cdots \cdots (38)$$

式(38)をまとめて整理すると、

$$\left. \begin{aligned} \sum_{s=0}^{\infty}u(s)[\sum_t r(t-i)r(t-s)-\bar{r}^2] &= \sum_t h(t)r(t-i)-\bar{h}\cdot\bar{r} \\ i &=0,1,2, \cdots \cdots \cdots \end{aligned} \right\} \cdots \cdots \cdots (39)$$

ここに、 $\bar{r}$ 、 $\bar{h}$ は雨量、水位の算術平均であり、この連立一次方程式を $u$ についてとけば、線型という仮定以外に何の仮定もないunit hydrographが得られる。

著者は以上を石狩川上流に適用し、雨量は層雲峡における日雨量、水位は下愛別の日水位を用い、

- (a) 1952年(昭27年) 7月10日～10月8日
- (b) 1954年(昭29年) 7月20日～ 9月10日
- (c) 1956年(昭31年) 7月10日～ 9月11日

の期間につき流出量を求めた結果は表-1および図-8の通りで、3期間の雨の継続性に著しい差違がなく、結論として風倒木のため、雨後2～3日の流出高が一様に増加したとしている。

表 - 1

|        | 1952   | 1954   | 1956   |
|--------|--------|--------|--------|
| $u(0)$ | + 0.34 | - 0.53 | + 0.39 |
| $u(1)$ | + 7.05 | +13.30 | +11.53 |
| $u(2)$ | + 5.71 | + 6.56 | + 8.68 |
| $u(3)$ | + 4.05 | + 4.92 | + 7.06 |
| $u(4)$ | + 3.51 | + 3.74 | + 5.06 |
| $u(5)$ | + 0.80 | + 3.30 | + 5.00 |
| $u(6)$ | + 3.88 | + 2.78 | + 4.55 |

unit :  $\frac{m}{mm} \times 10^{-3}$

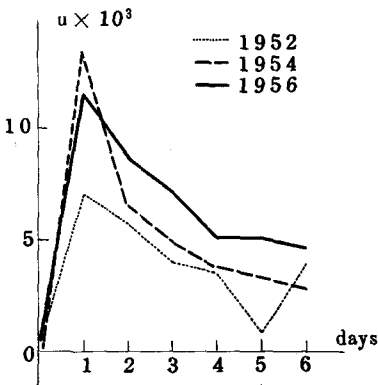


図 - 8

著者は資料の関係で日雨量、日水位により、解析したが時間雨量、時間水位の資料があれば更に詳細に検討も可能で、内水流出解析にも適用が許されるであろう。

# (8) 石原、高棹の研究<sup>10)</sup>

石原、高棹は1932年 Sherman が3つの線型仮説にもとづく単位図による流出解析法を提案して以来、急速に、その実用化の研究が進められた事実に対し、その適用の合理性と範囲を明らかにする基礎的な研究を行なった。すなわち、本来非線型である降雨と、流出量の関係を線型として扱う単位図法に対し、

- 1 単位図法の力学的意義を明確にする。
- 2 単位図法の基礎となる単位降雨および単位図のもつ内部的な機構を明らかにして、単位図法を適用するときの誤差関係を知る。

以上2つの主題を水理学的に究明したものである。著者らは雨水流出の水理機構は、力学的に取扱う限り、流域を斜面と流路に分けることが、流域を単純化する極限であるとし、流路と斜面における流出の理論をそれぞれ末石と同じ仮定と近似を用いて、同じ結果を得たうえ、その基礎方程式を用いて、流出特性と降雨および流域の特性との関係を研究している。しかし、単位図法は、斜面と流路を総合して扱うものであり、物理的意義においても両者の間に対応するものが多いことから、斜面と流路を切り離して処理した場合と同一の現象形態を与えるような総合量として、

$L_0$  : 総合量としての流下距離  
 $\sin\theta_0$  : " 勾配  
 $n_0$  : " 粗度係数  
 $K_0$  : " 流域の要素

とし、単位図の力学的意義を検討した。

総合流下座標  $x_0$  における雨水伝播の特性曲線式は、

$$\frac{dx_0}{dt} = \frac{1}{PK_0^{1/p}} \left\{ \int_t^t x(t) dt \right\}^{\frac{1}{p-1}} \dots\dots\dots (40)$$

$$\text{または、 } X_0 = \frac{1}{PK_0^{1/p}} \int_t^t ds \left[ \int_t^s r(z) dz \right]^{\frac{1}{p-1}} \dots\dots\dots (41)$$

と表わされ、その上で流量の関係式、

$$Q = \left[ \int_t^t r(t) dt / K_0 \right]^{1/p} \dots\dots\dots (42)$$

が成立する。この場合、流れを二次元流としうるから、運動方程式は、

$$h = K_0 Q^p \dots\dots\dots (43)$$

以上から、単位図の線形仮説が成立するのは、 $p=1$  の場合であるが、実際の流出現象では、 $p \neq 1$  であって、単位図法の仮説を一般には、満足しない。このため著者らは、単位図の精度とその誤差につき、さらに研究を進めた。

まず、単位図法の精度と降雨および流域の諸特性の関係につき、雨水伝播の変動効果を表わす  $\alpha_t$ 、および流量の変動効果  $\alpha_q$  なる係数を考え、雨水の伝播速度を  $\omega_u$  とすると、式(40)より、

$$\omega_u = (1/PK_0)^{1/p} \alpha_t \dots\dots\dots (44)$$

とすると、
$$\alpha_t = \left\{ \int_t^t r(t) dt \right\}^{\frac{1}{p-1}} \dots\dots\dots (45)$$

また、式(42)より

$$Q_u = ( \alpha_q / K_o^{\frac{1}{p}} ) \int_t^t r(t) dt \dots\dots\dots (46)$$

とすると、

$$\alpha_q = \left\{ \int_t^t r(t) dt \right\}^{\frac{1}{p-1}} \dots\dots\dots (47)$$

以上から、単位図法では、

$$\alpha_t = \alpha_q \dots\dots\dots (48)$$

が成立することを仮定しており、したがって、降雨の変動によって、 $\alpha_t$  および  $\alpha_q$  がどのように変化するかを最大流量付近について検討し、その総括的結果として、単位図の精度が向上する場合は下記の場合であるとしている。

線型性に関与する要素としては、

- (a) 降雨の平均強度が小さく、降雨曲線の変動がわずかで滑らかに変化する場合。
- (b) 流域の粗度が大きい場合。
- (c) 流域の平均勾配が小さい場合。

であり、非線型要素である流域の大小および形状については、

- (d) 流域面積が大きい場合、（但し過大になると適宜分割して取り扱う。）
- (e) 流域形状が比較的集約的である場合。
- (f) 降雨の継続時間が比較的長い場合。

（ただし、降雨が時間だけの偶然関数であるとすると結論は逆になる。）

著者らは、さらに最大流量の適合条件として、最大流量を発生する特性曲線上の  $\alpha_t$  を  $\alpha_{tp}$ 、その平均値を  $(\alpha_{tp})_m$  と表わし、単位降雨の  $(\alpha_{tp})_m$  を  $(\alpha_{tp})_{mu}$ 、対象降雨のそれを  $(\alpha_{tp})_{mn}$  とした場合、小流域の場合および大流域の場合の適合条件は、

$$(\alpha_{tp})_{mu} = (\alpha_{tp})_{mn} \dots\dots\dots (49)$$

であることを求めたうえ、単位降雨要素との関係を検討して、わが国で用いられている。単位降雨 10 ～ 20 mm/h の妥当性をのべ、さらに、単位図の要素であるピーク、上昇時間基長のうち、その精度に直接影響するピークと上昇時間を水理学的に考察している。まず、最大流量のおくれの時間、すなわち、降雨に関して定められたある基準時刻から、最大流量の発生時刻までの時間は、降雨および流域のあらゆる特性の総合効果を示すものであるが、その扱いがかならずしも明確でない点に理論的考察をかえているがこれによると、最大流量を発生する伝播の出発時刻  $\tau_p$  と到達時刻  $t_p$  の間には、前述の斜面より流路に流入する流入量が最大となる条件として、 $r(\tau_p) = r(t_p)$  であることが明らかにされており、また最大流量には  $(t_p - \tau_p)$  の間の降雨が関与する。したがって  $(t_p - \tau_p)$  を最大流量と直接関係をもつ雨水の伝播時間と考え、これを  $t_{pc}$  で表わす。 $t_{pc}$  は降雨中に最大流量が生じる場合と、降雨後に最大流量が生じる場合とで異なり、それぞれ  $t_{pcs}$ 、 $t_{pcl}$  と表示することにして、降雨の基準時刻は、小流域（前者）では、最大強度の時刻、大流域（後者）では降雨の重心の時刻をとって、最大流量のおくれの時間  $T_g$  と伝播時間  $t_{pc}$  の関係を考察

する。降雨中に最大流量を出す場合は、一般に、

$$T_{g,s} = (1-\alpha) t_{pc,s} \quad \dots\dots\dots (50)$$

ここに  $\alpha$  は最大流量の伝播の出発時刻  $\tau_p$  から最大降雨強度時刻までの時間と、 $t_{pc,s}$  との比で、一般に  $0 < \alpha < 1$  であり、降雨のピーク付近の形状が対称であれば  $\alpha = \frac{1}{2}$  である。また降雨後に最大流量を生じる場合は、

$$T_{p,l} = (1-\beta) t_{pc,l} + \beta t_d \quad \dots\dots\dots (51)$$

ここに  $d$  は降雨の継続時間、 $\beta$  は  $T_{p,l}$  から  $p_{c,l}$  までの時間と、 $t_d$  から  $t_{pc,l}$  までの時間の比で、一般に  $0 < \beta < 1$  であり、平均的には  $1/2$  と考えられる。

さらに、 $T_{g,l}$  と  $T_{p,l}$  との間には、

$$T_{g,l} = T_{p,l} - \beta t_d \quad \dots\dots\dots (52)$$

の関係がある。式(50)、(51)、(52)の関係は図-9、図-10のように示される。

降雨継続時間中に最大流量を生じる場合の雨水擾乱の伝播状態

Propagation states of rainfall disturbance in the case when the peak flow discharge occurs before the end of rainfall duration.

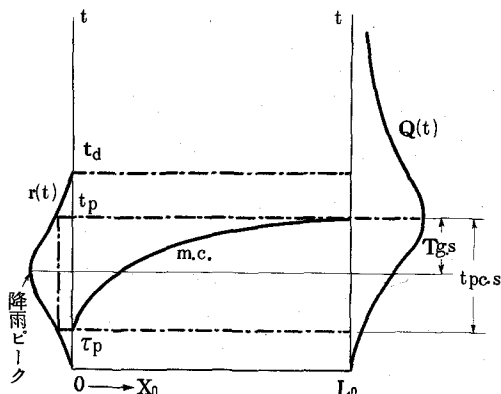


図-9

降雨継続時間後に最大流量を生じる場合の雨水擾乱の伝播状態

Propagation states of rainfall disturbance in the case when the peak flow discharge occurs after the end of rainfall duration.

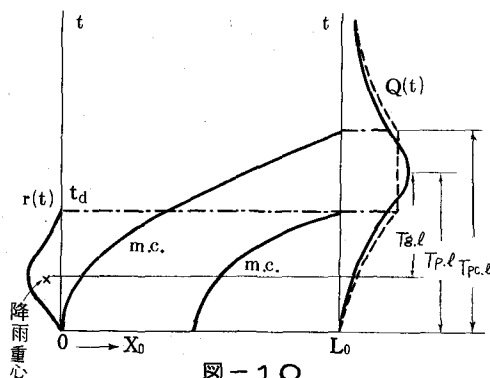


図-10

式(52)における  $\beta$  は、図-10のように降雨の基準時刻を降雨重心とすると、その重心時刻と  $t_d$  との比であり、一般に  $0 < \beta < 1$  で、降雨分布曲線が対称であれば  $\beta = 1/2$  である。つぎに小流域に対する考察として、いま単位図の上昇時間  $t_{g,s}$  は、前述の考察より、一般につぎのように表わされる。

$$t_{g,s} = (1-\alpha') t_{uc,s} + \alpha' u \quad \dots\dots\dots (53)$$

ここに、 $\alpha'$  は  $t_{g,s}$  から  $t_{uc,s}$  までの時間と  $t_u$  から  $t_{uc,s}$  までの時間の比であり、一般に  $0 < \alpha' < 1$  である。また式(49)の関係から、

$$t_{uc,s} = t_{pc,s} \quad \dots\dots\dots (54)$$

が成立すべきであり、したがって、

$$t_{g,s} = (1-\alpha') t_{pc,s} + \alpha' t_u \quad \dots\dots\dots (55)$$

これに式(50)の関係をを用いると、

$$t_{g,s} = \{ (1-\alpha') / (1-\alpha) \} T_{g,s} + \alpha' t_u \quad \dots\dots\dots (56)$$

式(56)の  $\alpha$ 、 $\alpha'$  を平均的に 0.5 と見なせば、

$$t_{g,s} = T_{g,s} + 0.5 t_u \quad \dots\dots\dots (57)$$

さらに、大流域についても、単位図の上昇時間  $t_{g,l}$  は一般に、

$$t_{g,l} = (1-\beta'') t_{u,c,l} + \beta'' t_u \quad \dots\dots\dots (58)$$

で与えられ、 $\beta''$  は  $t_{g,l}$  から  $t_{u,c,l}$  までの時間と  $t_u$  から  $t_{ucl}$  までの時間の比であり、一般に  $0 < \beta'' < 1$  である。

また式(49)の関係から、

$$t_{u,c,l} = t_{p,c,l} \quad \dots\dots\dots (59)$$

$$\therefore t_{g,l} = (1-\beta'') t_{p,c,l} + \beta'' t_u \quad \dots\dots\dots (60)$$

式(60)に式(51)、(52)の関係を代入すると、

$$t_{g,l} = \frac{1-\beta'}{1-\beta} T_{g,l} + \beta'' t_u - (1-\beta'') \frac{\beta-\beta'}{1-\beta} t_d \quad \dots\dots\dots (61)$$

したがって、式(61)のパラメーター  $\beta$ 、 $\beta'$  および  $\beta''$  を平均的にそれぞれ 0.5 とすれば、近似式として、

$$t_{g,l} = T_{g,l} + 0.5 t_u \quad \dots\dots\dots (62)$$

以上のように、小流域、大流域における単位図要素を水理学的に検討したのち、著者らは、単位図の適用誤差を論じている。その結論を要約すれば、線型仮説にもとづく、単位図法には、当然誤差をとめない。その限界を知らねばならない。最大流量に対する誤差としては、

$$\text{小流域: } r_{Qs} = (r_{m,n}/r_m)^{0.4} \quad \dots\dots\dots (63)$$

$$\text{大流域: } r_{Ql} = (R_u/R_{td})^{2/3} \quad \dots\dots\dots (64)$$

ここに  $r_Q$  は単位図法による最大流量と実際のそれとの相当比 ( $= Q_{u,p}/Q_{n,p}$ )、 $r_{m,u}$  は、伝播時間内の単位図の基礎として選んだ平均降雨強度、 $r_m$  は対象降雨の伝播時間内の平均降雨強度、 $R_u$  は単位降雨の総量、 $R_{td}$  は対象降雨の総量である。

以上が著者らの研究内容の概要であり、単位図法の適用について示唆するところが多い。

以上、(1)より(8)にあげた流出に関する各研究は、とくに平坦地とか、市街地、市街近郊地を対象としたものではなく、一般河川の流域における流出現象を中心とした研究の一部であって、雨水の流出の物理的な意義と扱い方を示す研究成果として注目されねばならない。内水流出もやはりこの範ちゅうにおいて考えられるべきものではあるが、いわゆる水田平地域とか都市ならびにその近郊地域における雨水流出には、一般山地を含む流域とは異なる特性が現われ、かかる地域に属する内水流出をそのまま上記の解析法で処理しても、満足すべき結果が得られないことが多い。このため、水田地帯とか、都市近郊などの低平地の内水流出の研究が進められている。低平地を土地利用の面からみれば、農地、住宅地ないし市街地、工場地帯、それらの混合利用地などがあり、それぞれ特有の流出特性をもつが、流出解析の上からは、貯留はんらん形式がみられる点に特異性があるといえる。

以上低平地における流出研究の主なるものをあげる。

#### (9) 清野の研究<sup>17)</sup>

清野は、農地整備と低湿地開発の進展につれ、水田農地の許容貯水量の減少と、排水量の増大がはかられねばならないため、著者は、新潟県車場地区における排水計画を研究した。著者は、

計画雨量として20年確率日雨量123mmを採用し、これを中央にピークをもち、ピークに対称な24時間継続雨量に分布され、損失雨量として、日減水深16mmを24時間に等分した0.67mm/hを各時間分布雨量より差引いたものを有効雨量として用いた。

水田の排水口からの自由流出は、水田1区画の面積をA(m<sup>2</sup>)、排水口の平均幅B(m)、流出係数をCとし、排出口敷高上の水深をHとすれば、

$$CBH^{\frac{3}{2}}dt = A \cdot dH$$

$$\therefore dt = \frac{A}{CB} H^{-\frac{3}{2}} dH \dots\dots\dots (65)$$

水深がH<sub>1</sub>からH<sub>2</sub>になるまでの時間Tは、

$$T = \frac{A}{CB} \left[ \frac{1}{\sqrt{H_2}} - \frac{1}{\sqrt{H_1}} \right] \dots\dots\dots (66)$$

水深Hに対する流出量qね、

$$Q = CBH^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (67)$$

ゆえに、式(66)、(67)の関係をHをパラメーターとして図示することができ、一例を示したものが図-11である。

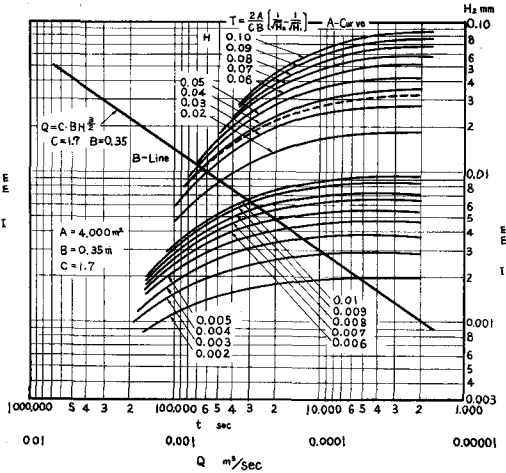


図 - 1 1

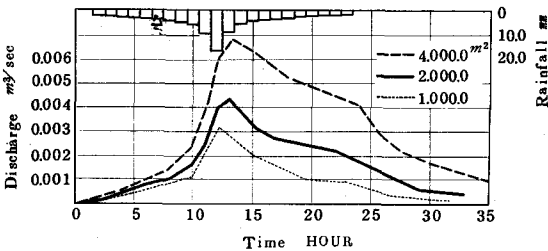


図 - 1 2

かくして、単位区画水田よりの流出量の時間分布図が図-12のように得られる。

著者は、排水路における流速を0.5m/secと仮定し、時間で流域を区分して、その時間内に集合する単位区画の数を求め、その数だけ単位流出量図の縦距を倍増し、時間をずらして集計して、一般流出図を得ている。さらに、著者は実際の流出では、さきに減水深として雨量から差引いた損失雨量が、基底流として流出し、また排水路に貯留される部分を差引くことも考察している。

10 任田の研究

任田は、木曾三川、すなわち木曾川、長良川、揖斐川の下流部のいわゆる輪中低湿地域におけ

る農地排水施設の計画にともない、とくに長良川と揖斐川にはさまれその瀬割堤につづく最下流部に位する海津町（高須輪中）について、その内水流出に関する研究を行なった。水田平地に関する流出解析として、注目される研究である。

任田は計画の必要上、高須輪中地区の水文、水理調査を詳細におこない、その資料にもとずいて流出の解析をおこなったもので、その解析方法として、流域内の流路要素を単純化して扱い、これに雨水流能の概念を導入して、特性曲線法を適用したものである。対象地域は、北より南におよそ1/11,200、東より西に1/3,000～1/5,000の傾斜をもつ面積4,700haの低平地で、その82.8%が水田である低湿な沖積地であり、その排水は揖斐川水位が高い場合はポンプ排水に依存せねばならない。流出解析には排水区域374haを選んでゐる。このうち、野市場地区内の代表的な排水路9ヶ所で流量観測をおこなって流路要素を整理したものが表－2である。

表－2 流路要素実測結果

| 排水路名        | 流量A                     | 平均流速<br>u             | 流量Q                     | 水面コウ配<br>$\sin\theta$        | 径深R     | 粗度係数 $n = \frac{1}{u} R^{2/3} (\sin\theta)^{1/2}$ |
|-------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|------------------------------|---------|---------------------------------------------------|
| ① 野 寺 落     | 0.270 $\frac{m^3}{sec}$ | 0.277 $\frac{m}{sec}$ | 0.051 $\frac{m^3}{sec}$ | $\frac{\sin\theta}{1/2,080}$ | 0.184 m | 0.0372 $\frac{m^{-1/3}}{sec}$                     |
| ② 勝 賀 落     | 0.395                   | 0.149                 | 0.059                   | 1/1,235                      | 0.204   | 0.0661                                            |
| ③ 勝 賀 落     | 0.435                   | 0.247                 | 0.107                   | 1/1,695                      | 0.214   | 0.0361                                            |
| ④ 勝賀未4種水路1  | 0.147                   | 0.082                 | 0.012                   | 1/ 176                       | 0.143   | 0.251                                             |
| ⑤ " 2       | 0.256                   | 0.047                 | 0.012                   | 1/1,054                      | 0.181   | 0.220                                             |
| ⑥ 中 江 落     | 1.254                   | 0.083                 | 0.104                   | 1/9,220                      | 0.399   | 0.0680                                            |
| ⑦ 勝 賀 落 下 流 | 1.054                   | 0.104                 | 0.110                   | 1/5,270                      | 0.316   | 0.0606                                            |
| ⑧ 用原第4種水路   | 0.114                   | 0.035                 | 0.004                   | 1/ 736                       | 0.120   | 0.252                                             |
| ⑨ 弁 天 排 水 路 | 1.884                   | 0.143                 | 0.269                   | 1/2,780                      | 0.421   | 0.0775                                            |

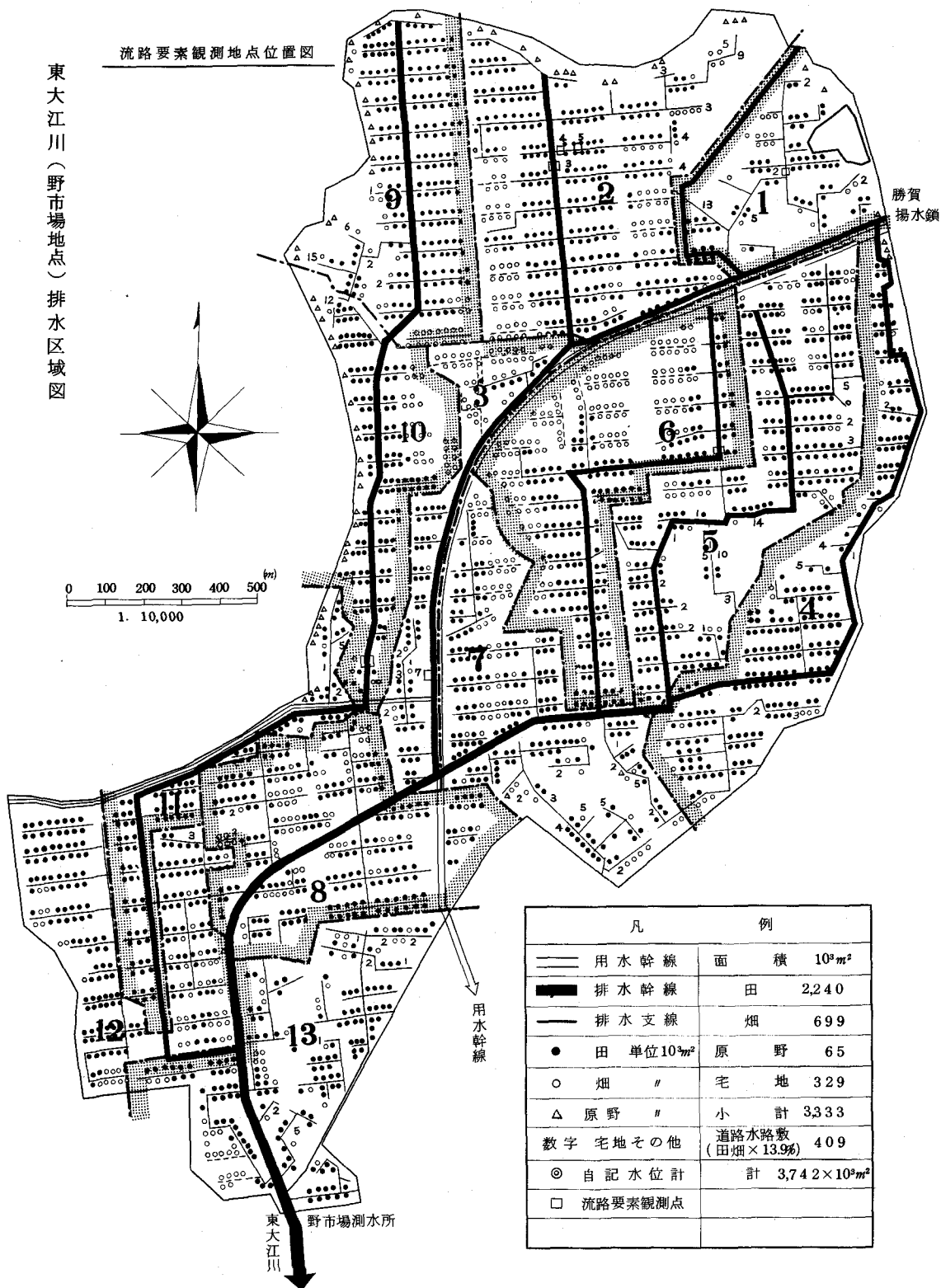
野市場排水区域の概要および著者が、解析上流域を模式化した図面を図－13および図－14に示す。

著者の基底流量の扱いは、野市場地点での調査の結果、かんがい期には0.47  $\frac{m^3}{sec}$ 、6月初めおよび10月では0.25  $\frac{m^3}{sec}$ 、10月以後漸減して1月には最低となり0.1  $\frac{m^3}{sec}$ であることを確め、非かんがい期の0.25～0.1  $\frac{m^3}{sec}$ は地下水の流出として、かんがい期を考察すると(0.47－0.25)＝0.22  $\frac{m^3}{sec}$ が田面における減水深17mm/日とよく一致することから、かんがい期の野市場地点の基底流量を0.47  $\frac{m^3}{sec}$ と定め、これが水田区画(36.4m×27.3m＝1,000  $\frac{m^2}{m}$ )の矩辺にそう最末端水路(総延長6100m)にまず浸出し、排水支線水路および幹線水路を通じて、野市場地点に集合すると仮定し、各排水路の単位長さ当たり下式で示される  $q_0$  が横から流入するとして扱うことにしている。

$$q_{0i} = \alpha_i Q_0 / L_i \dots\dots\dots (68)$$

東大江川（野市場地点）排水区域図

流路要素観測地点位置図



| 凡 例              |                                 |
|------------------|---------------------------------|
| 用水幹線             | 面 積 $10^3m^2$                   |
| 排水幹線             | 田 2,240                         |
| 排水支線             | 畑 699                           |
| ● 田 単位 $10^3m^2$ | 原 野 65                          |
| ○ 畑 #            | 宅 地 329                         |
| △ 原野 #           | 小 計 3,333                       |
| 数字 宅地その他         | 道路水路敷 (田畑 $\times 13.9\%$ ) 409 |
| ◎ 自記水位計          | 計 $3,742 \times 10^3m^2$        |
| □ 流路要素観測点        |                                 |

図 - 13

野市場排水区域模式図

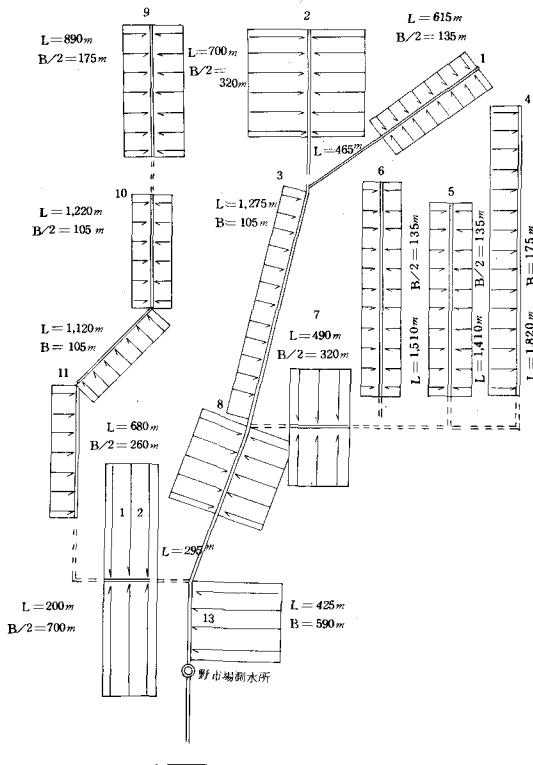
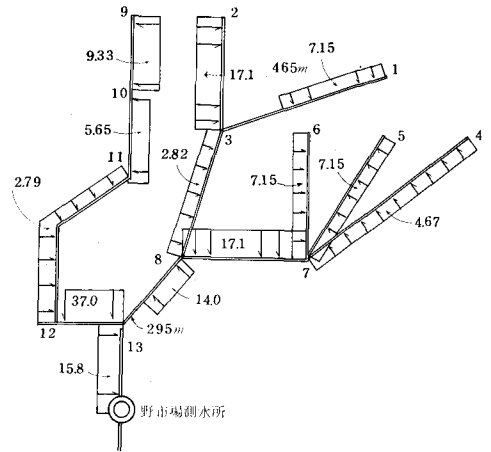


図 - 1 4

基底流量流入模式図



単位： $10^{-3} m \times Q_0$  (ただし  $Q_0$  は野市場地点基底流量)

図 - 1 5

ここに、 $q_{0i}$ ：各ブロックの流路における単位長さ当たりの横からの流入量、

$\alpha_i$ ：各ブロックの支配面積率

$Q_0$ ：野市場地点の基底流量

$L_i$ ：各ブロックの流路延長

この結果を模式的に示したものが図-15である。

つぎに有効雨量としては、水田地域では無効雨量の大半は田面の湛水分であることを考慮しつつ、実測資料から、

$$R - Q = F \quad \dots\dots\dots (69)$$

ここに、 $R$ ：累加雨量

$Q$ ：累加有効雨量

$F$ ：累加無効雨量

としてプロットした図面から損失雨量曲線を求めて、解析降雨に適用した。ただし、基底流量は降雨前の流量に等しいとして、差引いた流量を直接流出分  $Q$  としている。

つぎに、著者のいう雨水流出能であるが、これは雨水が田面湛水作用と、流路の通水能力に影響されて遅滞しつつ流出するものを意味し、排水施設や排水路網の不均衡による、排水能力不足に起因する流出阻害を意味するものではない。著者はまず、対象地区の水田から最末端水路への排水部分の構造がおよそ図-16のようであることから、水田面の貯留現象を、

有効雨量  $r_e >$  畦畔浸透量  $q_s$  + 水田欠口越流量  $q_1$

のときは貯留量が減少するとして、この間の流出解析は、貯水池における洪水調節作用と全く同じであるとして、物部の図式法で解析した。

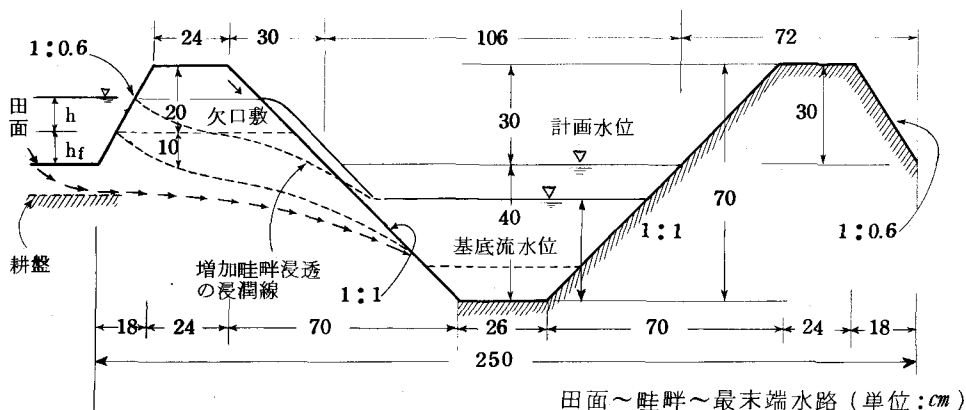


図 - 1 6

ところが、著者は低平農地においては、畦畔欠口からの流出が常に完全越流としておこなわれず、水路の通水能力により次第に不完全越流、モグリゼき型越流に変化する。この現象をつぎのように処理した。

(i) 増加畦畔浸透量  $q_s$

畦畔からの浸透量は、水深の増加により変化するが著者は平均的に一定量が、末端水路にそう畦畔から一様に浸透するとした。

(ii) 水田欠口からの越流量  $q_1$

欠口数高以上の水深を  $h$  とすると、欠口巾を  $B$  として、

$$q_1 = CBh^{2/3} \dots\dots\dots (70)$$

ここに、 $C$  は流量係数である。

(iii) 最末端水路の通水量、 $q_2$

実測により各最末端水路の要素を決定し、かつ水路堤防（水路にそう畦畔）高を水深の限界値として、その通水量を、

$$q_2 = \frac{A}{n} R^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \dots\dots\dots (71)$$

とする。上記  $q_s, q_1, q_2$  をそれぞれ雨量と同じ水深単位に換算したものを、 $q'_s, q'_1, q'_2$  とすると、田面水深にしたがい、水路要素によって、 $(q'_s + q'_1) \geq q'_2$  の状態が出現し、流出はつねにいずれか小さい方によって規制される。

ここで、田面を貯水池と考え、有効雨量  $r$  を流入量、畦畔浸透量  $q_s$  および欠口からの越流量（最末端水路の通水能力にも規制される）を  $q'$  とし、田面湛水深を  $v$  とすれば、物部法によりつぎの関係が得られる。

$$r dt = dv + (q' + q'_s) dt$$

$$\therefore \int_{t_1}^{t_2} r dt - (V_2 - V_1) = \int_{t_1}^{t_2} (q' + q'_s) dt \dots\dots\dots (72)$$

$$(V_n - \frac{q_n' + q_s}{2}) + r_{n, n+1} = (V_{n+1} + \frac{q_{n+1}' + q_s}{2}) \dots\dots\dots (73)$$
(11) 吉川、寺師、小池、高橋の研究<sup>19)</sup>

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial H}{\partial \mathbf{x}} + \frac{1}{g \cdot A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{n^2 Q}{A^2 R^{4/3}} &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial \mathbf{x}} + \frac{\partial A}{\partial t} &= q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (74)$$

$$\left. \begin{aligned} H(\text{水位}) &= \alpha \cdot e(\text{电压}) \\ Q(\text{流量}) &= \beta \cdot i(\text{电流}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (75)$$

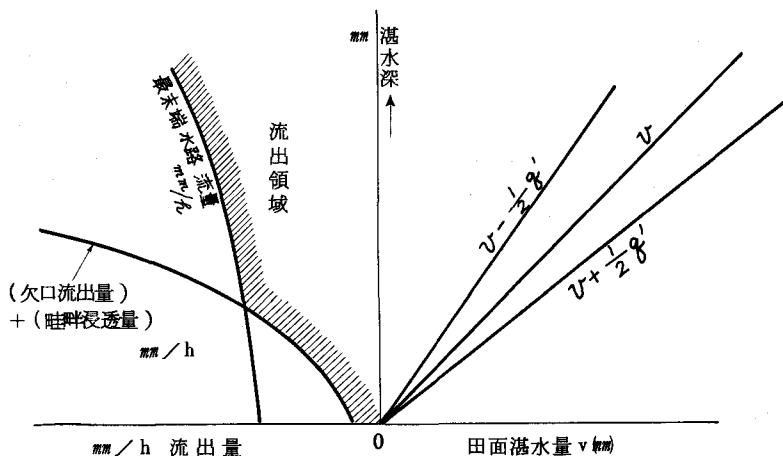


图 - 17

$$t \text{ (時間)} = \delta \cdot \tau \text{ (時間)} \quad \} \dots\dots\dots (75)$$

ここに、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ は変換係数である。

式(75)を用いて式(74)を変換すると、

$$\left. \begin{aligned} -\frac{\partial e}{\partial x} &= \frac{\eta^2 \beta^2 i}{R^2 A^2 \alpha} i + \frac{\beta}{g A \cdot \alpha \cdot \delta} \frac{\partial i}{\partial \tau} \\ -\frac{\partial i}{\partial x} &= \frac{\alpha}{\beta \cdot \delta} \frac{dA}{dH} \frac{\partial e}{\partial \tau} - i_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (76)$$

ここに、 $q = \beta \cdot i_0$  とする。ところが、一般に、分布定数の伝送回路の基本式は、

$$\left. \begin{aligned} -\frac{\partial e}{\partial x} &= r \cdot i + \ell \frac{\partial i}{\partial \tau} \\ -\frac{\partial i}{\partial x} &= C \frac{\partial e}{\partial \tau} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (77)$$

ここに  $r$ 、 $\ell$ 、 $C$  はそれぞれ単位長さ当たりの抵抗値、インダクタンス、静電容量である。式(76)と式(77)は相似でなければならないので、式(77)を四端子回路で表わすため  $\Delta x$  区間について階差式で表わすと、

$$\left. \begin{aligned} -\Delta e &= \left\{ R \cdot i + L \cdot \frac{\partial i}{\partial \tau} \right\} \Delta x \\ -\Delta i &= C \cdot \frac{\partial e}{\partial \tau} \cdot \Delta x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (78)$$

式(78)が式(76)と相似であるためには、

$$\left. \begin{aligned} L &= \frac{\beta \cdot \Delta x}{g \cdot \alpha \cdot \delta A} \\ R &= \frac{\eta^2 \beta^2 \Delta x \cdot i}{R^2 A^2 \alpha} \\ C &= \frac{\alpha \cdot \Delta x \cdot dA}{\beta \delta dH} = \frac{\alpha}{\beta \cdot \delta} \frac{dA_0}{dH} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (79)$$

ここに、 $A_0$ ：水位  $H$  のときの  $\Delta x$  区間の水面積、式(79)を満足する回路を開発し、このアナログコンピューターに各種の境界条件をあてて水理解析をおこなったものである。ただし、境界点での流出量は、適宜区分した流域につき、単位図法または貯溜関数法により求めた値をとっている。かくして、複雑な水路網における流量をアナログコンピューターにて解析する方法を開発したものである。

## 12 角屋、豊国、大橋の研究<sup>20)</sup>

角屋らは、国鉄新幹線工事に伴う、滋賀県入江干拓地区の内水災害助長問題に関して研究した。すなわち、琵琶湖東北岸の入江干拓地（耕地面積 250ha）は、図-18に示すように南に、矢倉川、北に天野川、西に琵琶湖をひかえ、矢倉川は干拓事業のため現位置に変更されたが両河川とも下流部の洪水疎通能力は低く、両河川のはんらん水は、地形上ほとんどが入江干拓地の後背地に流入する。

ところが、この背後地は中間に狭さく部があり、矢倉川のはんらん水はこの狭さく部を経て、天野

川背後地に流入し、天野川側のはんらん水と合流して、入江、筑摩排水路で琵琶湖に流出するが、湖面水位が高くなるとポンプ排水に切換えられるしくみであった。

この狭さく部にさらに新幹線が設けられることになり、85mの幅が60m幅にせめられることになり、その流出におよぼす影響を研究したものである。

著者らは、この背後地への流入量の推定をおこなうにあたり、昭和34年7号台風および伊勢湾台風をとり、その出水解析に特性曲線法による近似的追跡法<sup>13</sup>を採用した。

また水文資料が不十分のため、有効雨量については、累加損失雨量は累加雨量の増大につれ、漸次、大きくなるが、累加雨量が100mmでその上限値50mmに達し、以後はすべて有効降雨となるとして処理している。流出解析計算に使用した流域の模型図は、図-19の通りで、また河道部分に対するManningの粗度係数は $n=0.035$

( $m^{-\frac{1}{3}} \text{ sec}$ )、山腹斜面に対しては、 $N=1.0$  ( $m^{-\frac{1}{3}} \text{ sec}$ )とし、平地部については試算もおこなって、 $N=1.0$  ( $m^{-\frac{1}{3}} \text{ sec}$ )としている。

まず、天野川は改修工事がおこなわれても、洪水の一部を越流させるので、その越流量を簡単にEngelsの式で推定した。

$$Q_w = 0.57 \sqrt{2g} \cdot L^{\frac{5}{6}} \cdot H^{\frac{5}{3}} \dots\dots (80)$$

ここに、 $Q_w$ : 越流量 ( $m^3/\text{sec}$ )

$L$ : せき長 (m)

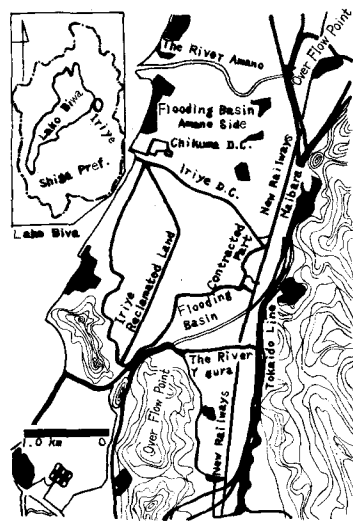
$H_2$ : 下流端越流水深(m)

つぎに矢倉川については、その背後地自体の内水と矢倉川のはんらん量を知らねばならない。矢倉川下流部の疎通能力については、不等流計算により、

$$H - H_2 = i\ell + \alpha \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) + \frac{Q^2 \ell}{2} \left( \frac{n_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (81)$$

ここに、 $H$ : 水位、 $A$ : 流積、 $Q$ : 流量、 $R$ : 径深、 $g$ : 重力の加速度、 $i$ : 河床勾配、 $\ell$ : 区間距離、 $n$ : Manningの粗度係数 ( $n_1=n_2=0.035$ )、1、2は下流、上流を示す添字である。この結果、矢倉川は破堤がなくても ( $Q_y-15$ )の洪水量は背後地にはんらんし、底面勾配0の入江排水路と田面を狭さく部を通じて流れるため、このような流れの粗度係数を、

$$\frac{n}{n_c} = \left( \frac{A}{A_c} \right)^{\frac{5}{2}} \left( \frac{R}{R_c} \right)^{-9/4} \dots\dots\dots (82)$$



Iriye-reclaimed-district and its hinterland.

図-18

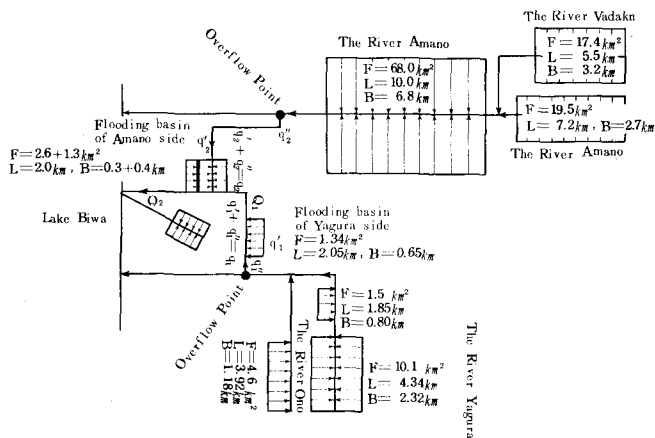


図-19

ここにCは限界状態の水理量を示す添字とすると、

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n_c} \cdot \frac{A_c^{5/2}}{R_c^{9/4}} \cdot \frac{R^{5/12}}{A^{5/2}} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (83)$$

著者らは、背後地水位の代表地点として、天野川側背後地より琵琶湖への排水計算では狭さく部の北側遊水池水位とし、水理量記号を表-3のように定めて、狭さく部における新幹線による狭巾前後の疎通量を式(83)から算定した。

表-3

| Flooding Area | Flooding Water Level | Runoff of (Self Basin)+(Inflow from River) | Volume of Storage Water | Out Flow  |
|---------------|----------------------|--------------------------------------------|-------------------------|-----------|
| Yagura Side   | $h_{1,t}$            | $(q'_1 + q''_1)_t$                         | $V_{1,t}$               | $Q_{1,t}$ |
| Amano Side    | $h_{2,t}$            | $(q'_2 + q''_2)_t$                         | $V_{2,t}$               | $Q_{2,t}$ |
| Lake Biwa     | $h_{3,t}$            |                                            |                         |           |

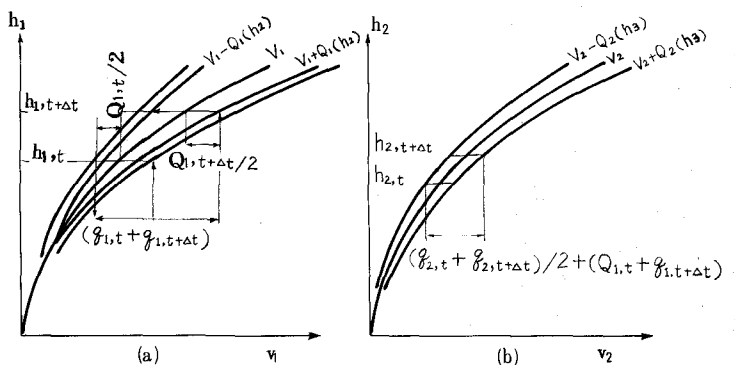
以上のように、この地区は狭さく部で2分され、下は琵琶湖に流入するので、解析上、上流から小、中、特大の3ケの遊水地が、モグリ堰で連結されている場合と考えられるので、著者らは、時刻tと(t+Δt)における各遊水地間の水理量の関係を下のように表わした。

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \{ q_{1,t} + q_{1,t+\Delta t} \} \Delta t &= \frac{1}{2} \{ Q_{1,t} + Q_{1,t+\Delta t} \} \Delta t - \{ V_{1,t+\Delta t} - V_{1,t} \} \\ &= \left\{ V_1 + \frac{1}{2} Q_1 \Delta t \right\}_{t+\Delta t} - \left\{ V_1 - \frac{1}{2} Q_1 \Delta t \right\}_t \\ \frac{1}{2} \{ q_{2,t} + q_{2,t+\Delta t} \} \Delta t &= \frac{1}{2} \{ Q_{1,t} + Q_{1,t+\Delta t} \} \Delta t \\ &= \left\{ V_2 + \frac{1}{2} Q_2 \Delta t \right\}_{t+\Delta t} - \left\{ V_2 - \frac{1}{2} Q_2 \Delta t \right\}_t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (84)$$

$$\begin{aligned} h_{1,t} &= f_1 (V_{1,t}) \\ h_{2,t} &= f_2 (V_{2,t}) \\ h_{3,t} &= f_3 (t) \end{aligned}$$

ここに、 $h_1, h_2$ は試算により推定され、図-20のような図式計算法が便宜である。

以上により、この地域での排水規約、すなわち、背後地が制限水位に達するまでは樋門操作をおこなわず、またこの水位に達したのちはそれ以上に水位をあげない条件のもとに、狭さく部の狭巾前後で、その必要処理量を求めている。流出の解析法としては、矢倉、天野両河川の越流点より上流部には、末石の特性曲線法により、内水の



Method of graphical calculation.

図-20

湛水部には、貯水池流出を適用したものである。

### (13) 豊国、角屋、大橋の研究<sup>21)</sup>

著者らは、都市開発が急速に進行しつつあり、かつ、淀川の背水影響をうける山科川流域の流出特性を研究した。第1報では主として、等価粗度につき検討し、第2報では昭和40年24号台風による内水災害の要因と特性を検討している。中間流出成分が表面流出成分に比べて無視できるか、あるいは表面流出の形で把握でき、その水流の抵抗法則がManning型の等流状態の流れで表現できると考えた場合の等流特性曲線法を適用するもので、基本式はさきの末石の研究<sup>(3)</sup>で示されたもので、再記すれば、斜面に対し、

$$\left. \begin{aligned} h' &= K' q^{p'} \\ P' &= 3/5, K' = (N / \sin \theta')^{3/5} \\ \frac{\partial h'}{\partial t} + \frac{\partial q'}{\partial x} &= \alpha r_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (85)$$

流路に対しては、

$$\left. \begin{aligned} A &= K Q^P \\ P &= 3/(2Z+3), K = (n / \sin \theta K_1)^{2/3} \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (86)$$

ここに、 $h'$ 、 $q$ ：斜面上流水の水深(m)、流量、 $r_e$ 、有効降雨強度(mm/h)、 $\alpha$ 、流量換算係数( $0.2778 \times 10^{-6}$ )、 $\sin \theta'$ 、斜面勾配、 $N$ 、等価粗度係数( $m^{-1/3} \cdot \text{sec}$ )、 $A$ 、 $Q$ 、流路内流れの断面積( $m^2$ )および流量( $m^3/\text{sec}$ )、 $\sin \theta$ 、流路勾配、 $n$ 、流路の粗度係数、 $K_1 Z$ 、経深 $R = K_1 A^2$ と表わしうる場合の定数、また上式の $N$ は、地形、地表面の粗さ、地質地被、地湿など $\sin \theta'$ や $r_e$ のみで表わしえないすべての要素を含むもので、さらに住宅地、低平水田地帯にはさらに人工的要素が加わることに注目し、著者らは対象流域をこれらの特質に応じて、図-21、22のように分割して検討した。

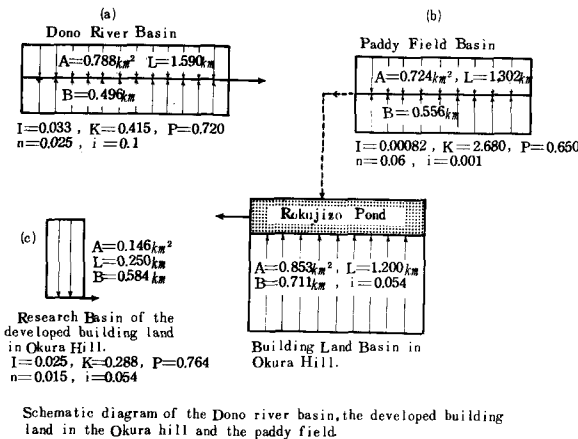


図-21

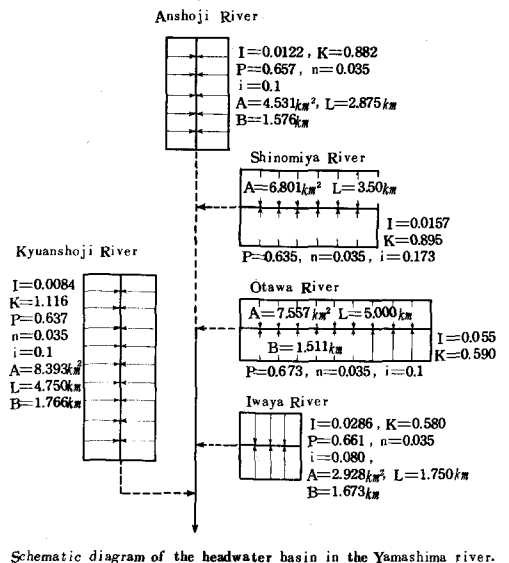


図-22

まず有効雨量については、宅地造成地区では  $2.4 \sim 4.4 \text{ mm/h}$  山地部では、 $4.5 \sim 7.2 \text{ mm/m}$  の損失があることを確め、水田地帯では、大体、降雨量  $100 \text{ mm}$  に対し、損失雨量が  $30 \text{ mm}$  程度であることを確めているが、結局累加雨量—累加損失雨量の関係から推定している。

かくして、分割流域にしたがい、標準特性曲線法により、観測流量ピークとその出現時刻が一致するよう試算して、等価粗度係数  $N$  を求めたもので、結果は、表 - 4 に示されている。

表 - 4

Equivalent roughness for each research basin

| Research basin                                                             | Equivalent roughness ( $\text{m}^{-1/3} \text{ sec}$ ) | Remarks                                                                                          |
|----------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Developed building land on the Okura hill.                                 | 0.05                                                   | Terraced building land.                                                                          |
| Partly developed building land, near by the Okura hill. (Dono river basin) | 0.1~0.2                                                | Terraced building land (15% of total area).                                                      |
| Paddy field basin.                                                         | 1~3                                                    | Net of the drainage channel is in the bad state.                                                 |
| Headwater basin of Yamashina river.                                        | 0.2~0.4                                                |                                                                                                  |
| Kyuanshoji river basin.                                                    | 0.6~1.1                                                | Low-lying district (50% of total area) consist of the paddy field and urban district, and hills. |
| Anshoji river basin.                                                       | 0.4~0.8                                                | Mainly wooded hills.                                                                             |
| Shinomiya river basin.                                                     | 0.3~0.5                                                | Wooded hills, terraced farm land and urban district.                                             |
| Otowa river basin.                                                         | 0.3~0.5                                                | Wooded hills, terraced farm land and urban district.                                             |
| Iwaya river basin                                                          | 0.2~0.4                                                | Hills having mainly terraced farm land.                                                          |

注 上表のうえ( )内に示したものは支流密度を考慮した方法<sup>22)</sup>による等価粗度である。

さらに著者らは上で得た  $N$  を用いて、昭和40年24号台風によるこの地区の出水を解析し、満足すべき結果を得たのち、将来における堤内地の開発にともなう内水事情の悪化を想定し、その対策の必要性を指摘し、同時に、淀川本流よりの逆流の影響を解析した。以上の研究により、特性曲線法における等価粗度の内容を明らかにしたことは注目に価するものであろう。

#### (14) 豊国、角屋の研究<sup>23)</sup>

豊国、角屋はさらに水田地帯を対象とする雨水流出機構を研究した。すなわち、水田地帯の雨水流出過程において、水路の合流点、弯曲部、道路横断部などで発生しやすい氾濫効果を雨水追跡過程に導入したものである。

著者らは、水田地帯における雨水流出が山地流域のそれと比べて著しく貯留効果が卓越する流

図-23のA点にいたり欠口流出が始まり、A～B間は、この欠口

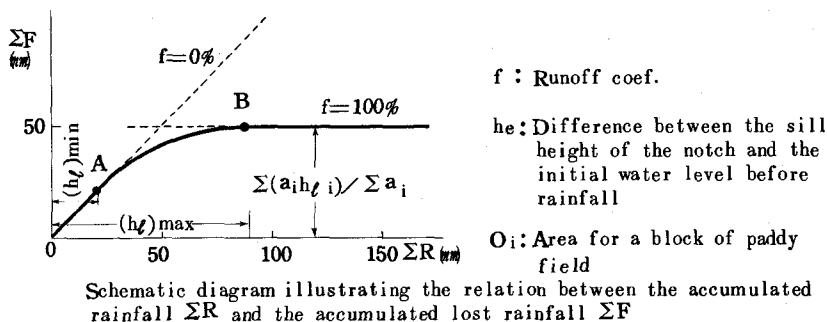
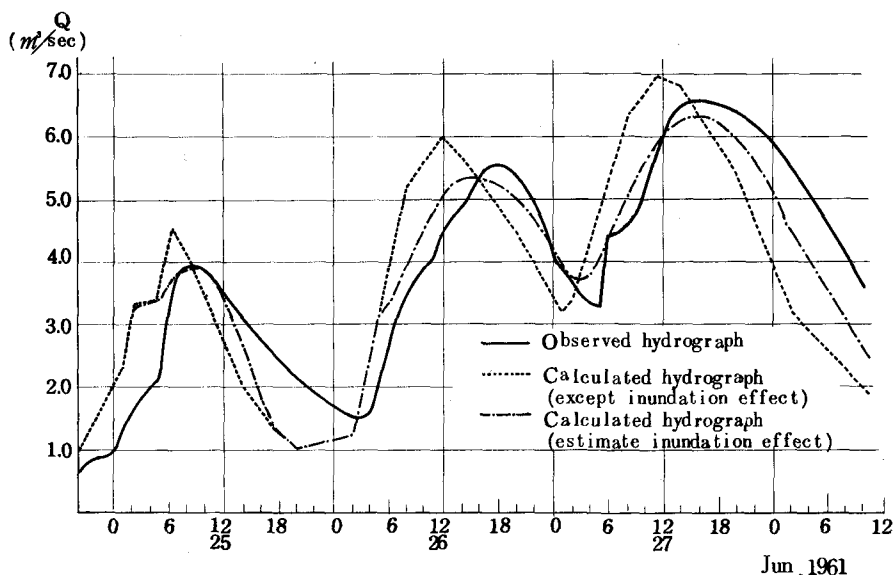


图-23

流出が全区画におよぶまでの過程を示し、初期湛水位の分布状態に支配される。降水量が  $\sum R = (h_f)_{\max}$  に達すると全区画で欠口流出が始まり、損失はなくなる。

著者らは調査事例から $\Sigma F$ には上限値があり、 $\Sigma R = 100 \text{ mm}$ で一定値に近づくこと、 $(h_f)_{\text{max}}$ の上限はほぼその地域の水田の欠口数高に一致することを指摘している。なお、水田地帯の基底流量も一般にかなり大きく、流出解折の精度を左右するが、時期別にはほぼ一定値を示すとしている。雨水追跡には、さきの任田の方法で、水田区画から末端水路への流出、末端水路の流出、支線排水路の流出と段階的に扱い、これに、支線排水路の合流点、弯曲部水利構造物設置点、道路横断地点などにおける氾濫効果を導入する必要を指摘し、滋賀県丁野木川支川益田川流域に、支線水路で氾濫がないとして計算した結果と、実測結果を比較し、最下流端にこの氾濫効果を入れて得た結果がかなり実測値に近づくことを明らかにしている。結果の比較を示したものが図-24である。



**☒-24** Runoff analysis of Masuda River at June 24-27, 1961

さらに豊国は、水田地帯の流出現象に単位図法の適用を検討し、汜濫貯留の卓越する流出場では、雨水追跡の基礎式が線型化し、したがって単位図法が利用しうることを論じたりを、上記益

田川の実例についてその妥当性を明らかにしている。<sup>24</sup>

以上、我が国で現在までにおこなわれた内水に関する研究の概要をあげたが、もちろんかかる研究を網羅することを目的としたものでなく、内水流出研究の経過概要を照会したものであることを申し添える。しかしながら内水の流出の機構は複雑で自然的要素の他に人為的要素も多く、雨水流出を十分に解明するには、さらに多くの研究が必要である。

### 3 内水流出の研究経過に対する考察

前節において明らかなように内水流出の研究は大別して、単位図法を基礎とするものと、特性曲線法を主体とする方法に分類できよう。

一般の河川流域においても、線型仮設に立脚する単位図法の適用には、その限界を認識すべきことが、多くの研究者によって指摘されており、一般河川流域と同じ特性が卓越するような内水流域にも、同様な考慮が必要であることに、開発度の高い地区を含む内水流域においては各種の人為要素が加わり、かつその要素の変化が甚だしい。このような流域に対しては単位図法の解析要素も年代の進行につれて、漸次、変化すると考えられ、その扱いとか、適用範囲などについて、今後の検討が必要のように思われる。つぎに特性曲線法を主体とする解析はさらに斜面と流路に分けて解析する方法と、貯溜現象に注目して、貯水池流出を適用する扱い方に2分できるようである。いずれも特性曲線法の扱いは、低平地の内水流出を主体とするものであって、注目すべき研究であるが、この流出の場には、一層人為的要素が多く、より広範な研究が要望される。平地部を斜面と考え、等価粗度 $N$ の概念を入れる扱いにおいても、その実測資料も少く、解析適用例も現在のところ限られており、さらに $N$ 値の実態を研究することが望まれる。また、低平地ことに水田地区の貯溜現象に対し、貯水池理論を適用する方法においても、きわめて浅い水深による貯溜遅滞を水理学的に解明すべきであって、一般の貯水池と同様に扱うことに大きな矛盾と抵抗が感じられる問題である。そのうえ任田の雨水流出能の概念においても、水位が排水路の通水能力を兩岸堤の高さおよび水田畦畔の高さ以上に達しないことを前提としたものであり、現実の低平地域の内水流出としては限られた範囲での概念であると言わざるをえない。実際の場合においては、畦畔も水中に没する事例も多く、また排水路についても、単一流路構造でなく、流出を規制する堰、水門が各所に存在し、水田区画からの排水構造についても、定まった形状をもつ欠口からの排水に統一されている場合はむしろ稀であって、土地の習慣により、各種様々であるなど、人為的な複雑な要素が存在するため、解析結果が実測に一致しないことを多く経験する。基礎的な低平地内水流出機構の研究を進めるとともに、特種な個々の要素による影響についても、一層の研究が進むことが望まれるところである。

### 4 内水流出に関する今後の研究問題

主として、低平地域の内水流出に関して、筆者の思いつく問題をあげれば、

(a) 調査資料の充実

前述の各研究者も指摘され、研究途上で困難が認められる点は、内水流出に関する調査資料の不備、不足である。河川の流出に関する基礎資料はかなり整備されている反面、それにつながる内水流出に関しては、観測態勢がきわめて貧弱であって、その解析研究の上に大きな支障をもたらしている。

(b) 湛水現象の研究

一般に低平地では複雑な排水路網が存在し、相互に作用しあう背水現象を伴なう。このような水路系における流れに対し、アナログコンピューターによる解析を試みた吉川らの研究は注目されるが、背水現象を含む不定流一般式の応用に関する研究が望まれる。

(c) 低平地における雨水流出の損失

一般の山地流出における損失の過程も、十分に解決されている問題ではないけれども、低平地における損失の問題は、さらに複雑な過程をとるものと思われ、その機構の解明が望まれる。

## 5 む す び

内水の流出解析につき、現在までに得られた研究成果の概要をまとめ、その発展のあとを概観したわけであるが、複雑な内水流出の機構も急速に解明されつつあるといえる。しかしながら、なお研究を要する問題点が残されていることも事実である。これを解明するためには、なんとしても、組織的な観測を実施し、多くの基礎資料を蓄積することが必要であることを痛感している。基礎資料が整なうにつれ、この分野の研究が一段と進歩発展することを期待できるであろう。

### 参 考 文 献

- (1) 京 都 府 : 京都府西高瀬川下流部の内水排除計画について、昭 34. 4.
- (2) 任 田 新 治 : 木曾三川下流地域の排水計画に関する研究、昭 36. 8.
- (3) 角屋睦、豊国永次、大橋行三 : 入江干拓地区の内水問題、京大防災研究所年報第 7 号、昭 39. 3.
- (4) 豊国永次、角屋睦、大橋行三 : 山科川流域の流出特性について(1)、京大防災研究所年報第 8 号、昭 40. 3.
- (5) 豊国永次、角屋睦 : 同上(2)、京大防災研究所年報第 9 号、昭 41. 3.
- (6) 西畑 勇 夫 : 1965 年度水工学に関する夏期研修会講義集、A ダム、河川コース、土木学会水理委員会、1965. 8.
- (7) 竹内 俊 雄 : 洪水の流出、土木学会誌、第 35 巻第 10 号、昭 25. 10.
- (8) 伊 藤 剛 : 内務省土木研究所報告、第 53 号.
- (9) 渡辺 隆 二 : 河川改修に関連する堤内地の排水について、土木学会誌第 38 巻第 12 号、昭 28. 12.
- (10) 矢野 勝 正 : わが国の河川対策の諸問題、土木学会誌第 39 巻第 12 号、昭 29. 12.
- (11) Willeke, G. E.: Time in Urban Hydrology, Proc., ASCE, Vol. 92, HY1, Jan., 1966.

- (12) 広長良一、八島忠、坂野重信 : 低湿地緩流河川の治水計画について、土木学会論文集、第20号、昭 29. 7.
- (13) 末石富太郎 : 特性曲線法による出水解析について、土木学会論文集、第29号、昭30. 12.
- (14) 酒井 一 郎 : 河川流出と降雨との関係、土木学会誌、第43巻、第 4 号、昭 33. 4.
- (15) 木下 武 雄 : 石狩川上流域の流出機構の変化について、土木学会論文集、第59号、昭 33. 11.
- (16) 石原藤次郎、高棹琢馬 : 単位図とその適用に関する基礎的研究、土木学会論文集、第60号、別冊 ( 3 - 3 )、昭 34. 3.
- (17) Tamotsu Seino : Adjustment of Drainage by Storing Water in Paddy Fields, International Commission on Irrigation and Drainage, Fifth Congress R10, 1963. 5.
- (18) 任田新治 : (2)と同じ
- (19) 吉川秀夫、寺師英雄、小池長春、高橋暎 : 佐賀江川改修計画に伴う水理計算、土木研究所報告、第 126号、昭 40. 10.
- (20) 角屋睦、豊国永次、大橋行三 : 入江干拓地区の内水問題、京大防災研究所年報第 7 号、昭 39. 3.
- (21) 豊国永次、角屋睦、大橋行三 : 山科川流域の流出特性について(1)、(2)、京大防災研究所年報、第 8 号、第 9 号、昭 40. 3, 昭 41. 3.
- (22) Sueishi T : Runoff Estimation in Storm Sewer System Using Equivalent Roughness, Trans., of JSCE, No. 91, March, 1963.
- (23) 豊国永次、角屋睦 : 水田地帯における流出解析について、京大防災研究所年報第 9 号、昭 41. 3.
- (24) 豊国永次 : 水田地帯における流出解析について(2)、京大防災研究所年報第10号B、昭 42. 3.