

# 横大路低平地域の内水の現状と将来予測

角屋 陸・岡 太郎・豊国永次・福島 晟

## RUNOFF CHARACTERS IN YOKO-OJI LOW LAND —PRESENT AND FUTURE—

By *Mutsumi KADOYA, Taro OKA, Eiji TOYOKUNI and Akira FUKUSHIMA*

### Synopsis

In this paper, runoff characters in the present and their changes presumed in accordance with urbanization in the near future in Yoko-oji low-lying drainage basin are discussed on the basis of observed hydrological data in June and July, 1969. The outline of this study is as follows:

Hydrographs of runoff discharge at the end of the main drainage channel are estimated using records of water levels in the channel and rivers enclosing the basin, pump operation and so on. But there exist few questionable problems in accuracy of the hydrographs because of the unfitness of water gauge locations and inflow from the rivers through embankments and foundations. The kinematic wave method is applied to synthesize hydrographs using a simple model of the basin. The results are fairly good in comparison with synthesized and estimated hydrographs.

A model of the basin is made under some assumptions, and the values of equivalent roughness are selected to meet with surface conditions, in the future. By using this model, runoff hydrographs are synthesized for given rainfalls. As the results, it is presumed that the peak discharge of flood runoff in the future must be two and/or five times as large as the ones in the present.

### 1. 緒 言

近年、都市周辺の丘陵林地や低平農地が数年を経ずして開発され市街地化されていく現象には目を見張るものがある。京都市南部に所在する横大路低平地域もその例に洩れず、市域開発整備計画の一環として、やがて市街地化される機運がみられる。われわれは、水害危険度の拡大を防止する観点より、低平地域の開発には十分に慎重な検討と対策が必要と考えているが、本報ではその一例として、横大路地域が市街地化された場合その内水性状にどのような変化が予想されるかを検討した結果について報告する。

### 2. 調査地域の概要

研究の対象とした横大路地域は、Fig. 1 にみられるように、四周を鴨川、桂川、宇治川および東高瀬川に囲まれた、面積 7.25 km<sup>2</sup> の平坦な輪中地域であって、概して北東部より南西部にかけて 1/2,000 の緩傾斜をし、北東部で OP 16.50 m、南西部で OP 10.70 m の標高を示している。この流域はほとんど水田主体流域といってよく、とくに南西部一帯は 100 mm 以下の雨でもたびたびはん濫たん水のみられる内水災害常習地帯となっている。地区内には大小各様規模の水路が走っているが、ほとんど用排兼水路である。Fig. 1 には 1/25,000 の地形図にみられる程度の水路が記入してあり、No. 1~6 が用（排兼用）水幹線、C1~4 および No. 9, 10 が排水幹線、No. 11 が自然放水路である。

この地域の平時の水は、納所放水路 (No. 11) によって桂川に排水されているが、出水時桂川の水位が OP 10.70 m 以上に上昇すると自然排水不能となり、松林および納所排水機場から宇治川および桂川に機械排水される。これら排水機場排水機の公称能力は次のようである。なお後述の出水解析には、昭和 40 年京都市

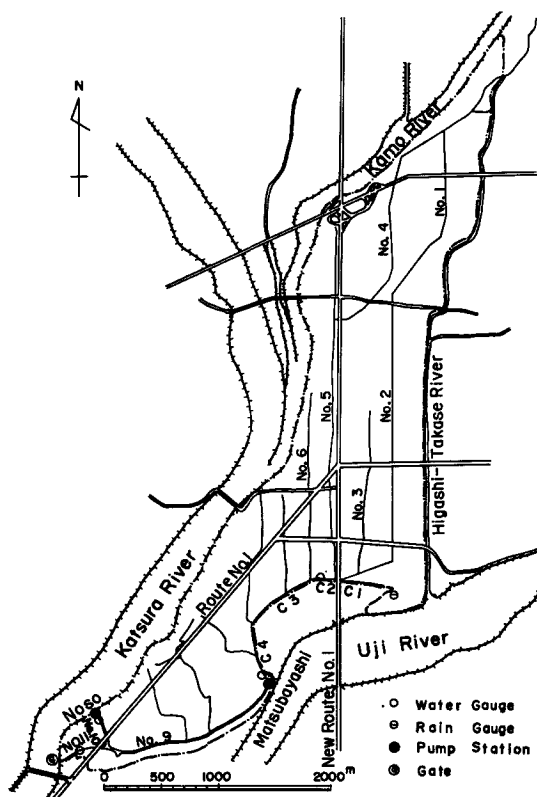


Fig. 1 Physiographical map of the research basin, Yoko-oji low land.

によって調査された性能曲線を現況能力として採用した。

松林排水機場：渦巻ポンプ  $\phi 1300$  mm 1台，電動機 250 Kw，実場程 4.0 m，最大排水量  $2.45 \text{ m}^3/\text{s}$ ，昭和 24 年設置。

納所排水機場：渦巻ポンプ  $\phi 1100$  mm 1台，ディーゼル 300 HP，実場程 4.2 m，排水量  $2.50 \text{ m}^3/\text{s}$ ，昭和 29 年設置および模型斜流ポンプ  $\phi 1000$  mm 2台，電動機 220 Kw，実場程 5.9 m，排水量  $2.30 \text{ m}^3/\text{s}$ ，昭和 40 年設置。

### 3. 現状の流域モデル

一般に水田主体低平地流域の雨水流出特性を論議するためには、各所で発生する水田地帯特有の貯留はん濫効果を考慮したモデルを検討する必要があるが、こうした意味ではこれまで提案されている流出解析法は、ほとんど無力である。たとえば鈴木ら<sup>1)</sup>が木曽岬村で検討したタンク式モデルは、貯留現象を重視した一つの有力なモデルともみられるが、実証すべき流出量ハイドログラフの推定に疑点を残し、まだその有用性が検証されたものとはいえない。一方山地流域や市街地流域で有用性の検証されている Manning 則を用いた kinematic wave 法をこのような流域に適用することは、本来の物理的意義が薄れる点で疑問ではあるが、たん水前線や緩こう配流れの抵抗係数など水理学上の問題が解決されていない今日、実用的近似法にしかすぎないが、適宜はん濫計算を併用することによってかなりの適応性も持たしうることが知られている<sup>2)</sup>。さらに後述のようにこの地域の豪雨時の出水ハイドログラフ観測精度が必ずしも十分でなく、物理的に精度の高い論議ができないこと、ならびに将来この地域が市街地域化された場合の流出特性変化予測の便宜などを

考慮して、ここでは同法の適応性吟味の程度の意味で、上述 kinematic wave 法を利用してみる。

こうしたことから、ここでは現状の流域モデルとして Fig. 2 の簡単なモデルを採用する。またその諸元を Table 1 に示す。これらの図表から、この地域の流路特性もある程度理解できよう。

#### 4. 内水の現状

##### 4.1 流量集量ハイドログラフ

機械排水を必要とするような低平地域では、水位の観測記録から雨水流出量を推定するのに、かなりの

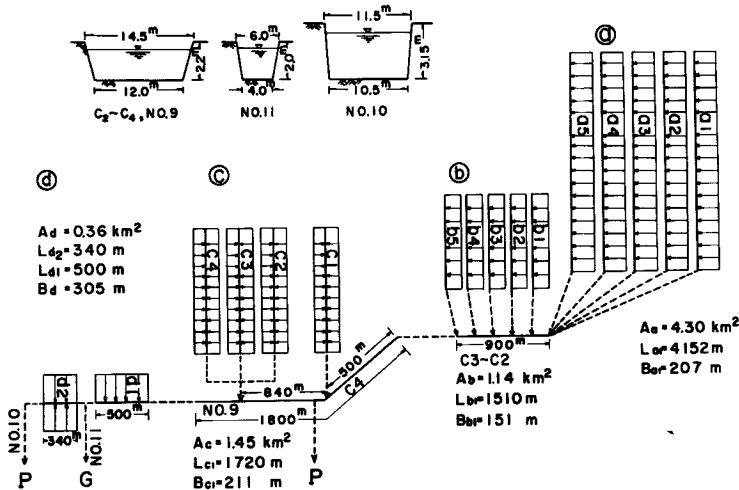


Fig. 2 Model of the research basin in the present.

Table 1 Basin and channel dimensions in the present model.

| Sub-basin No.        | Area $A$ (km <sup>2</sup> ) | Slope          |           | Channel        |           |                                        |                           |      |       |                 |
|----------------------|-----------------------------|----------------|-----------|----------------|-----------|----------------------------------------|---------------------------|------|-------|-----------------|
|                      |                             | Length $B$ (m) | Slope $I$ | Length $L$ (m) | Slope $i$ | Roughness $n$ (m <sup>-1/3</sup> ·sec) | Section Width × Depth (m) | $K$  | $P$   | Remark          |
| $a_1$                | 0.860                       | 207            | 1/500     | 4152           | 1/1200    | 0.05                                   | 0.2 × 0.6                 | 2.33 | 0.701 | No. 1           |
| $a_2, a_3, a_5$      | "                           | "              | "         | "              | "         | "                                      | 2.4 × 1.15                | 2.54 | 0.682 | No. 1 ~ 5 ex. 3 |
| $a_4$                | "                           | "              | "         | "              | "         | "                                      | 1.2 × 0.6                 | 2.33 | 0.701 | No. 3           |
| $b_1 \sim b_3$       | 0.228                       | 151            | 1/500     | 1510           | 1/800     | 0.05                                   | 2.8 × 1.0                 | 2.23 | 0.670 | No. 6           |
| $b_4, b_5$           | "                           | "              | "         | "              | "         | 0.03                                   | 1.8 × 0.55                | 1.44 | 0.685 |                 |
| $C_{b1} \sim C_{b5}$ |                             |                |           | 180            | 1/7000    | 0.035                                  | $C_2 \sim C_3$            | 4.51 | 0.738 |                 |
| $c_1, c_4$           | 0.363                       | 105.5 × 2      | 1/500     | 1720           | 1/3000    | 0.06                                   | 2.5 × 1.0                 | 3.90 | 0.674 |                 |
| $c_2, c_3$           | "                           | "              | "         | "              | "         | "                                      | 5.0 × 1.0                 | 4.40 | 0.635 |                 |
| $C_{c1}$             |                             |                |           | 500            | 1/7000    | 0.035                                  | $C_4$                     | 4.51 | 0.738 |                 |
| $C_{c2}$             |                             |                |           | 840            | "         | "                                      | No. 9                     | "    | "     |                 |
| $C_{c2}$             |                             |                |           | 460            | "         | "                                      | "                         | "    | "     |                 |
| $d_1$                | 0.153                       | 305            | 1/500     | 500            | 1/7000    | 0.035                                  | No. 11                    | 3.93 | 0.694 |                 |
| $d_2$                | 0.207                       | 305 × 2        | "         | 340            | "         | "                                      | No. 10                    | 5.08 | 0.636 |                 |

困難な問題を伴うことが多い。一般にたん水域への流集量  $Q$  を知るには、たん水量  $V$  の時間的变化と機械排水量  $Q_m$  がわかれれば、次式を利用すればよい、と単純に考えられている。

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t} + Q_m \dots\dots\dots (1)$$

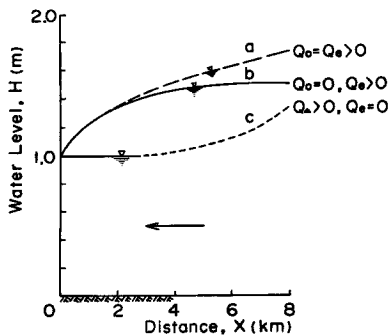


Fig. 3 Water surface profiles in the lower reach of a drainage channel.

4地点にリチャード型週巻水位計 (1m および 2m 計) を設置し、かんがい期の水位変化を観測した。しかしこの調査開始時点では上述の問題に想到しなかったため、下流部の水位計配置が疎にすぎ、流出量推定上大きな問題をもたらすことになってしまった。

昭和44年6月25日より7月8日の間の5回の豪雨はこの地域に大きなたん水はん濫をもたらした。このときの4点の水位計の水位記録、桂川、宇治川の水位記録、ポンプ運転日誌、ポンプ性能曲線、標高  $H$  ~ たん水量  $V$  曲線、ならびに自然放水路の流量曲線などを用いて、幹線排水路ないし下流端に流集する水量を1時間ごとに計算したが、水位は各ポンプの運転開始、休止時刻の近傍で急激な変化を示し、これに応じて(1)式より算出される  $Q$  は、極度に大きな値、または極度に小さな値 (ときには負値) となった。これに対して種々補正手段を検討したが、最終的には水位急変点近傍を中心に3時間程度の移動平均を試み、平滑化したものを以て流集量ハイドログラフとした。これが Fig. 4 である。基本的には、 $H \sim V$  曲線、ポンプの

しかしたん水はん濫を生じるような低平地域において、はっきりした遊水地が存在する地域はむしろ少なく、多くの場合、幹線排水路ないし周辺小排水路、水田がその役割を果たしているのが常である。このように排水路が遊水地を兼ねる場合には、水路内の流れの特性を無視することができない。すなわち Fig. 3 の例<sup>3)</sup>にみられるように、 $Q$  が  $Q_m$  を上廻り  $\Delta V/\Delta t > 0$  となると、逆の場合では水面形が異なる性状を示し、とくにポンプの運転開始、停止によって  $Q_m$  が急激に変化する時刻の近傍では、下流側によほど水位計を密に配置しない限り、 $Q$  の推定にかなりの誤差が含まれやすい。

さて横大路地域の豪雨時の雨水流出特性を検討するため、昭和44年6月、Fig. 1 にみられるように、幹線排水路の

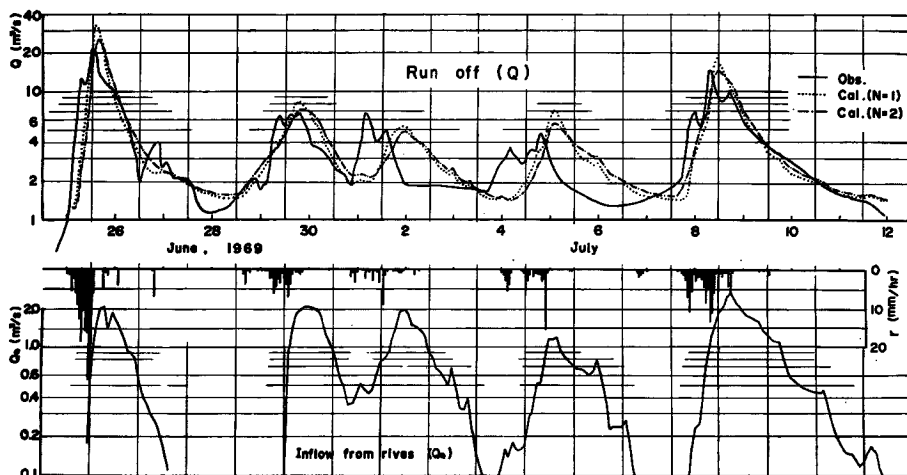


Fig. 4 Runoff hydrographs in June 25 to July 12, 1969.

性能曲線の精度もあって、一概に水位計の配置密度だけの問題とするわけにはいかないが、今後の研究に一つの問題を提記したものとしよう。しかし精度には若干の問題があるとしても、Fig. 4 がこの地域の豪雨時の出水特性を示す有用な資料であることはいうまでもない。

#### 4.2 雨水保留特性

上述のようにして得られた流集量ハイドログラフから基底流量を分離し、一雨流出率を推定したところ、いずれの降雨時にも 100% 以上という結果が得られた。この理由は判然としませんが、この地域が一種の輪中地域を形成しているところから、堤防漏水・堤体下浸透が意外に大きいのではないかと考えた。事実桂川沿岸の数地点で湧水のあることも知られている。しかしその量的な調査は全然行われていない。そこで止むを得ず、これら河川からの浸透量は堤防漏水とほぼ比例関係にあるものとして、簡単に鉛直土体浸透量  $Q_G$  を求める次式を利用した。

$$Q_G = khIL \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに  $k$ : 浸水係数,  $h$ : 浸透水深,  $I$ : 動水こう配,  $L$ : 河川堤防延長

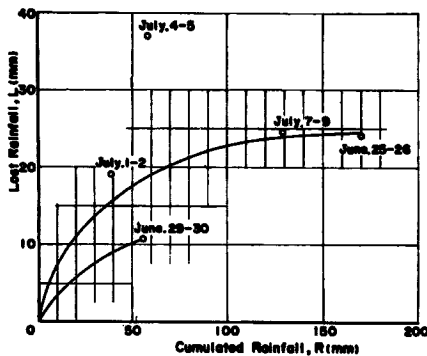


Fig. 5 Relation between cumulated and lost rainfalls.

すなわち  $k$  の値を  $k=10^{-4} \sim 10^{-3}$  (cm/s) の範囲で数種仮定して  $Q_G$  を求め、さきに求めたハイドログラフにこれを考慮して有効雨量  $R_E$  を推定したとき、損失雨量  $L=R-R_E$  が各雨降ともほぼ常識的な範囲に収まり、かつ一雨雨量  $R$  と  $L$  の関係がほぼきれいな曲線状になるような  $Q_G$  をもって、浸透量推定値とした。このようにして推定された  $Q_G$  のハイドログラフを Fig. 4 に併示してある。むろん (2) 式の形で浸透量を推定することには疑問もあるが、一応今後の検討事項の一つである。

また上述の手順によって得られた損失雨量の推定結果を Fig. 5 に示す。同図よりすると、この地域の損失雨量は概して小さく、市街地流域で得られているそれらとほぼ同程度で<sup>4)</sup>、通常水田地帯で見られる標準的な値<sup>5)</sup>

の約半分となっているが、水田地帯でも時期によってはこの程度の損失雨量を示す例も珍しくない<sup>6)</sup>。横大路地域の場合流集量ハイドログラフ観測精度にも関連するので確然とはしないが、6月25日以前も降雨が連続して生じており、長期にわたる連続降雨期であったことを考慮すると、Fig. 5 はまず首肯できる結果といえよう。

なお雨量は、この流域南東部に所在する本研究所宇治川水理実験所における観測記録を用いた。これを1時間雨量の形で Fig. 4 に併示してある。

#### 4.3 流出解析とその考察

前にも述べたように、水田主体流域の流出解析モデルとしては、水田地帯特有の貯留効果を組み入れたものを検討すべきであるが、ここでは Manning 型抵抗則を用いた kinematic wave 法を適用して検討してみる。周知のように基礎式は次式である。

$$\left. \begin{aligned} \text{斜面域: } h &= kq^p \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} &= \alpha r_e \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{流路: } A &= KQ^P \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに  $h$ : 水深,  $q$ : 単位巾流量,  $A$ : 流水断面積,  $Q$ : 流量,  $t$ : 時間,  $x$ : 距離,  $r_e$ : 有効降雨強度,  $\alpha$ : 単位換算係数,  $p, k$ : 斜面定数で通常  $p=0.6$ ,  $P, K$ : 流路定数 (Table 1)。

実際の計算は特性曲線上で成立する次式を、電子計算機を用いて順次解く方法をとった。

$$\left. \begin{array}{l} r_e > 0: \\ \quad q^p = \frac{(\alpha r_e)t}{k} + q_0^p \\ \\ x = \frac{q - q_0}{(\alpha r_e)} \\ \\ r_e = 0: \\ \quad x = \frac{q^{1-p}}{pk}, \quad \Sigma x = B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここに  $q_0$ :  $t=0$  のときの  $q$  の値,  $B$ : 斜面巾

流路の計算も同様であって、上述において  $p \rightarrow P, k \rightarrow K, q \rightarrow Q, (\alpha r_e) \rightarrow q$  (片側流入) または  $2q$  (両側流入),  $B \rightarrow L_i$  (流路区間長) とおけばよい。なお計算の単位時間は10分にとった。

さて斜面域では  $p=0.6, k=(N/\sqrt{I})^{0.6}$  であって、こう配  $I$  は Table 1 に示すように 1/500, また斜面等価粗度  $N$  としては、一般に水田主体流域では  $N=1 \sim 2$  ( $m^{-1/3} \cdot sec$ ) と大きくとって線形性を高めるのが通例であるので<sup>7)</sup>、ここでもこれを与えると  $k=6.452 \sim 9.779$  である。

6月25日～7月8日の豪雨に対して、有効雨量は Fig. 5 の実測値を考慮して、また基底流量、浸透量は実測値を算術的に加算できるものとして、流集量ハイドログラフを求めた結果を Fig. 4 に併示した。これより6月25日、29日および7月8日の雨に対してはかなり良結果が得られているが、7月1日、4日の雨に対してはほぼ1日のずれが見られ、いずれも実測値の方が先行している。この理由はよくわからない。一応実測値が降雨波形にほぼ対応していることから、ほぼ全地域がたん水はん濫状態にあったのではないかの疑問もあるが、水位記録の上ではむしろ6月25日、7月8日の雨に対するものの方がはれ濫が卓越している。また水路水深を考慮して水位伝播速度から吟味しても、実測値の説明はうまくできない。水位計を民間委託管理にしていたことも問題であったかも知れない。これらの実測値をほぼ1日ずらせると、計算値とかなりよい対応を示すことも注目さんよう。しかしいずれにしても、観測精度に若干の疑問が持たれる現状では、これ以上の追求はできないと考えた。

なおこの計算では、各ブロックとも同一の  $N$  を与えたが、たとえば現在駐車場面積が大きな割合を占めるブロック  $C_4$  など、土地利用状況に応じた  $N$  を各ブロックに与えた方が、さらに好結果が得られたかも知れない。また  $N=1$  と2のいずれがよいかの判断もむずかしいが、両者のピーク流出量、到達時間のずれを考えると、 $N < 1$  の値を与えてはらん計算を導入した方が、さらによい説明ができるのではないかとも思われる。しかしここでは、非常に簡単なモデルを用いていること、観測精度に問題があることなどを考慮して深い吟味は行なわなかった。しかし一部を除けば、kinematic wave 法を適用してもかなりよい結果が得られるとみてよいであろう。なお将来値との対比には、一応流量を重視して  $N=2$  の計算値を現状値とする。

## 5. 開発後の流域モデル

この地域が将来市街地化されるとすれば、当然道路の整備舗装、下水路網、排水路網の整備が行なわれるはずである。しかし将来の土地利用状況や整備の進展度は、必ずしも各ブロックとも同一ではない。こうしたことを考慮して、開発後の流域モデルとしては、現状のそれよりさらに丁寧な Fig. 6 のモデルを考え、かつ Table 2 のように開発段階を想定し、水路は現状水路の最良のものに改修されるものとする。なお、ここに採用している斜面等価粗度  $N$  の値としては、山科川流域<sup>7)</sup>、天神川流域<sup>4)</sup> など市街地における調査結果を考慮して次のような状況を想定している。

- $N=0.1$  : 区画割、道路整備ができるが、相当裸地面積が残る。排水路整備済。
- 0.05 : 道路舗装かなり進む。下水路整備不十分
- 0.01 : 舗装されるべき面積の50%以上舗装され、下水路整備もほぼ十分。
- 0.005: 舗装されるべき面積の舗装、下水路整備完了。

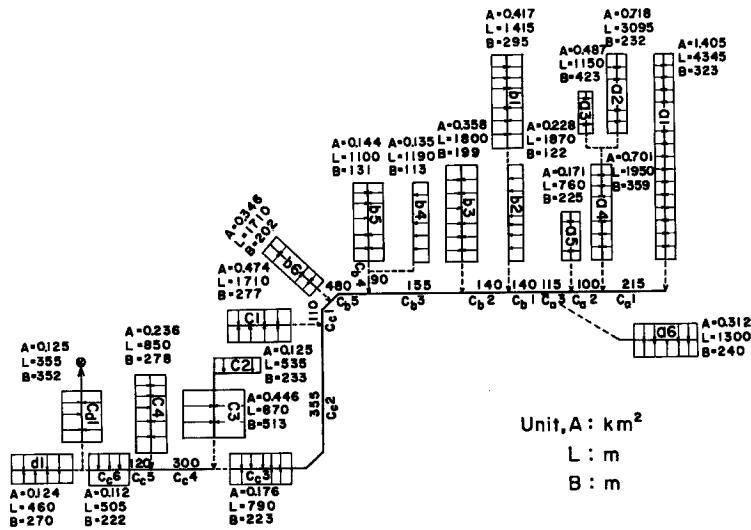


Fig. 6 Model of the research basin in the future.

Table 2 Model constants in accordance with the step of urbanization.

| Step of Urbanization<br>Sub-basin No. | I                            | II                       | III                          | IV                   |
|---------------------------------------|------------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------|
| $a_6$                                 | $N=0.1$                      | $N=0.05, k=1.069, p=0.6$ |                              |                      |
| $a_1 \sim a_5$                        | $k=1.621$                    | $N=0.05$                 | $N=0.01$                     | $N=0.005$            |
| $b_1 \sim b_6$                        |                              | $k=1.069$                | $k=0.407$                    | $k=0.269$            |
| $c_1 \sim c_2$                        | $p=0.6$                      | $p=0.6$                  | $p=0.6$                      | $p=0.6$              |
| $c_3$ (Park)                          | $N=0.1$                      |                          |                              | $N=0.05$             |
| $c_{e6}, c_{d1}$                      | $k=1.621, p=0.6$             |                          |                              | $k=1.069$<br>$p=0.6$ |
| $c_{e3}$                              | $N=0.1$<br>$k=1.621, p=0.6$  |                          |                              |                      |
| $c_4$ (Parking Area)                  | $N=0.01$<br>$k=0.407, p=0.6$ |                          |                              |                      |
| $d_1$                                 | $N=0.1$<br>$k=1.621, p=0.6$  |                          | $N=0.05$<br>$k=1.069, p=0.6$ |                      |

## 6. 開発後の流出特性変化

流域の開発に伴う流出ないしは氾濫特性の変化の予測に際し考慮されるべき問題としては、流域の林草地や裸地の面積変化、水田面積の減少に伴う雨水保留能力の変化、流域表面粗度の変化などがある。こうした問題を詳細に吟味するには相応の精度を持った資料が必要であるが、横大路地域の場合には十分な資料がなく、唯一の資料といえる Fig. 4 のハイドログラフすら、精度の点で決して十分なものとはいえないことは、すでに述べたとおりである。そこでここでは、まず開発後の降雨損失特性は現状と大差なく、Fig. 5 の関

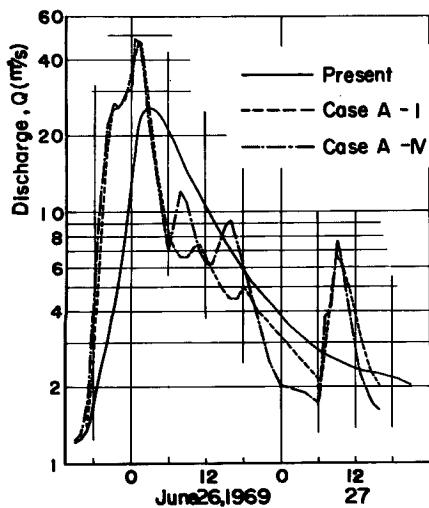


Fig. 7 Comparison of hydrographs in the present and the future.

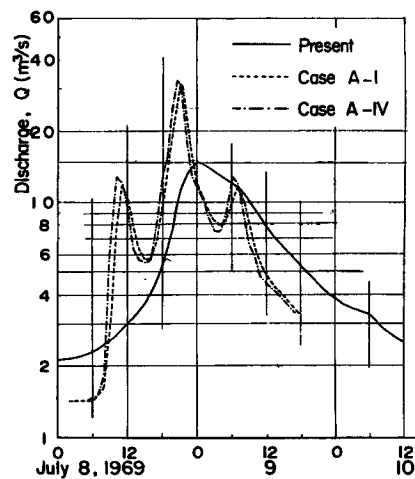


Fig. 8 Comparison of hydrographs in the present and the future.

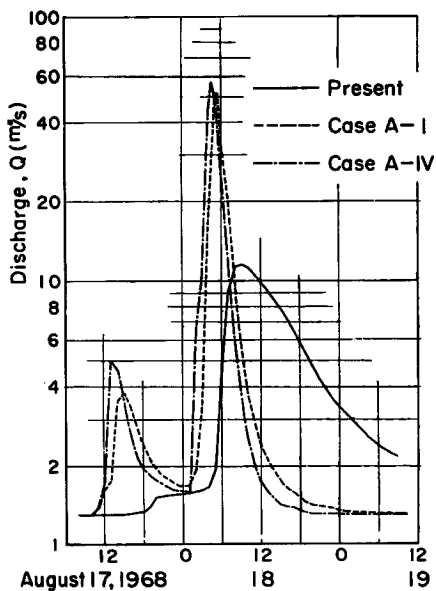


Fig. 9 Comparison of hydrographs in the present and the future. (for rainfall data in Yoko-oji)

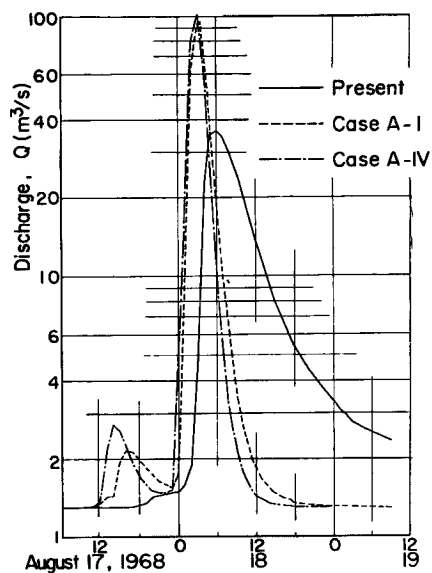


Fig. 10 Comparison of hydrographs in the present and the future. (for rainfall data at Kyoto Meteorological Observatory)



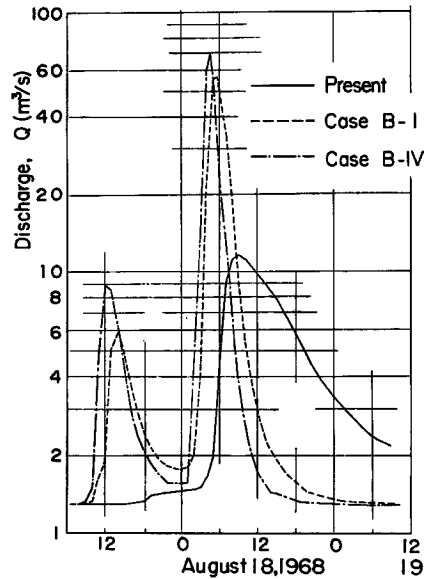


Fig. 11 Comparison of hydrographs in the present and the future. (Effective rainfall is changed in accordance with urbanizing steps.)

係が利用できるとしたものを条件Aとする。これは Fig. 5 の関係が市街地流域における実測値と大差がないという事実<sup>4)</sup>を考慮したものである。また、たとえば駐車場のよう、全面積が完全舗装されるブロックでは100%流出、公園など草生、裸地域では Fig. 5 の関係、舗装面の多い宅地域の損失雨量は Fig. 5 の1/2のように土地利用、開発状況に応じて適宜保留条件を変えたものを条件Bとする。次に表面粗度については Table 2 の諸数値を用いる。以上の仮定に基づいて、2, 3の降雨について、kinematic wave 法を適用して、流出量の推定を行なった。

Figs. 7, 8は6月25日、7月8日の降雨について求めた例である。Case I と IVの間に大きな差がないのは、斜面長が排水路のそれに比べてかなり短く、排水路こう配が小さいためもあって、結局流下時間内で流量の平均化が生じているためと思われる。しかしいずれにせよ、ピーク流出量が現状の2倍程度となっている。

Figs. 9は、ここ近年のうちに京都地方には珍しい強雨といわれた昭和43年8月17, 18日の降雨条件について比較した例である。ピーク流量に5倍程度の変化がみられる。こうしたピーク流量の差は降雨波形に強く影響を受けることは、同日の京都気象台の資料について計算した Fig. 10を Fig. 9と対比することによっても了解される。Fig. 10ではピーク流出量で約3倍に変化している。Fig. 9と10の間にかんがりの差があるのは、ピーク3時間雨量に70 mm/3hr, 152.5 mm/3hrと約2倍の差があることが主因とみられる。事実種々の降雨強度を与えて到達時間を検討した結果によると、50 mm/hrの強度の雨で170分 (Case I) ~135分 (Case IV) となっており、2~3時間の雨量がピーク流出量を左右するとみてよいようである。

Fig. 11は Fig. 9の降雨時の損失雨量を変えた例である。もともと損失雨量はあまり大きくないことから、両者の間に大きな差がないようである。

## 7. 結 言

本研究は京都市横大路低平地域を対象例として、低平地域の市街地化によって流出特性・内水性状にどのような変化が予想されるかを検討したものであって、そのおもな内容に若干の考察を加えてまとめる次の

ようである。

i) 内水調査には多くの困難を伴う。横大路地域の場合、水位計の配置密度、浸透量など調査当初予期しなかった問題が生じ、観測結果の整理、流量量ハイドログラフの推定に、今後さらに検討されるべき問題点を残した。

ii) 低平地域の流出解析に kinematic wave 法を適用することは問題であるが、一応各ブロックの仮想斜面に等価粗度  $N=1\sim 2$  ( $m^{-1/3}\cdot sec$ ) を与えて計算した結果は、実測値とかなりよい対応を示した。

iii) 開発後のモデルとして、将来の土地利用、開発段階を考慮してかなり丁寧なモデルを作成した。またこの場合斜面域に与える等価粗度は、土地の表面形態に応じて  $0.1\sim 0.005$  を想定した。なおこれらの値は山科川流域、天神川流域など市街地域の調査結果を考慮して想定したものである。

iv) 開発後のピーク流出量は、降雨条件によって異なるが、現状のその  $2\sim 5$  倍になるものと推定された。この比率は、横大路地域の場合、 $2\sim 3$  時間の平均ピーク降雨強度に左右されるようである。これは低平地域の場合排水路こう配が小さく、排水路流下時間内で流量の平均化効果があるためであって、丘陵地の場合にはもっと短い時間内の平均ピーク降雨強度に左右されることに留意すべきであろう。

v) 横大路地域の場合、現状に比べてピーク流量が  $2\sim 5$  倍に増加するとすれば、下流部におけるはんらは必須である。これを防止軽減するためには、かなり大規模な排水施設を必要とするが、市街地化によって期待される効果に比べて果して得策かどうかは疑問である。たとえば下流端に大容量遊水池を兼ねた遊園地などの区画の設定が検討されてよいのではないかと考える。

最後に、本研究の遂行にあたり本研究所長尾助教授、角田吉弘技官その他研究室員の援助を受けたこと、昭和 44, 45 年度科学研究費の援助のあったことを付記し、深謝の意を表するものである。

#### 参 考 文 献

- 1) 鈴木正勝・西畑勇夫：低平地における内水流出解析に関する一研究，土木学会論文報告集 163，昭和 44，pp. 29-37.
- 2) 豊国永次・角屋 睦：水田地帯における流出解析について，京都大学防災研究所年報 9，昭和 41，pp. 631-636.
- 3) 福田仁志編著：排水工学，養賢堂，昭和 40，p. 140.
- 4) 角屋 睦・岡 太郎：市街地域の雨水流出特性，京都大学防災研究所年報 14 B，昭和 46，pp. 143-155.
- 5) 任田新治：木曽三川下流域の排水計画に関する研究，昭和 36.
- 6) 田中礼次郎：水田流域の損失雨量について，島根大学農学部研究報告 2，昭和 43，pp. 135-140.
- 7) 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，京都大学防災研究所年報 8，昭和 40，pp. 297-306.