

## 巨椋低平流域の都市化と内水(9)

——内水排除施設の規模配置に関する一考察——

角屋 睦・田中丸治哉・熊谷 幸樹

## URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN (9)

——Fundamental approach to optimum plan of drainage systems——

By *Mutsumi KADOYA, Haruya TANAKAMARU and Kouki KUMAGAI*

### Synopsis

The Ogura low-lying basin located in the south of Kyoto has been urbanized rapidly in recent years. To cope with changes of flood runoff due to urbanization, the improvement of the River Furu was begun in 1971 and the Kumiyama Pump Station with a pump of 30 m<sup>3</sup>/s was built at the downstream end of the River Furu in 1973. Moreover, a pump of 30 m<sup>3</sup>/s was added in the Kumiyama Pump Station in 1987 and a new pump station is being constructed at the upper stream of the River Furu.

In addition to those counter-measures, several measures have been proposed in our previous papers. These measures, however, are derived from the viewpoint of hydraulic engineering without of careful consideration on the economical aspect.

This paper deals with an optimum plan of drainage systems from the viewpoint of minimum cost of construction by using the technique of the Dynamic Programming. Furthermore, the effects of urbanization, change of the price of land and the flood plain compensation on the optimum plan of flood control are examined to give useful information for future strategy in the optimum design of drainage systems.

### 1. ま え が き

今日、大都市に限らず中小都市においても、丘陵地の開発・低平農地の埋立てなどによる都市域の拡大現象が顕著にみられる。いうまでもなく、流域の都市化は、雨水流出形態を変化させ、水害危険度の増大を招きやすい。こうした状況に対処するためには、水害危険度の変化を吸収軽減するための合理的な治水対策を講じる必要があるが、最近では市街地の密集化による空間的な制約や地価の高騰による経済的な制約がその対策を難しくしている。

われわれは、このような都市化に対処するための内水対策の方法論を展開することを目的として、これまで、巨椋低平流域を事例研究流域として内水災害の形態や危険度の変化を攻究し、いくつかの洪水対策試案<sup>1)~4)</sup>を提示してきた。しかしながら、これらの試案においては、経済的な配慮が必ずしも十分であったとはいえず、この点からの研究が今後の課題として残されていた。

今回は、巨椋流域の主要排水河川である古川集水域を研究対象地域として、DP手法により内水排除施

設の最適規模配置問題を検討するとともに、流域の都市化や下段農地への越水氾濫補償費などの諸要素が最適解に及ぼす影響について考察した結果を報告する。

## 2. 巨椋流域の概要

### 2.1 対象流域の概要

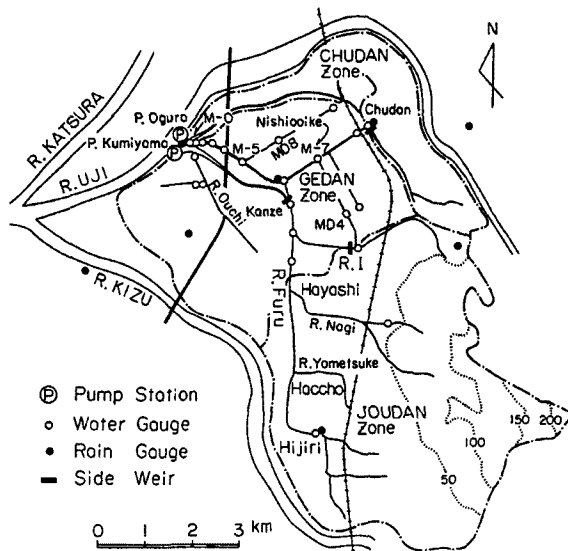


Fig. 1. Physiographical map of the Ogura basin.

巨椋流域は、京都南部の宇治川・木津川合流点直上流に位置し、京都市・宇治市・城陽市および久御山町にまたがる流域面積 51.6 km<sup>2</sup>の低平地主体流域である (Fig. 1)。流域は、上段・中段・下段の3排水区よりなっている。

上流域に位置する上段地区 (26.6 km<sup>2</sup>) は、丘陵林地、市街地、畑地、水田などからなり、その雨水は古川を経て下流に流れ、宇治川水位の低い時は自然排水、高い時は下流端久御山排水機場と巨椋排水機場のポンプで宇治川へ機械排水される。また、古川が下段幹線排水路に近接する観世地点および支流井川下流には洪水吐が設けられており、計画以上の流水は下段幹線排水路に越流するようになっている。流域の都市化に対処するため、昭和46年度より古川の暫定改修が開始され、現在名木川合流点まで進められている。さらに、昭和48年に新設された古川下流端久御山排水機場には、30 m<sup>3</sup>/sのポンプが設置されていたが、昭和61年7月豪雨による大規模な内水災害を契機として、久御山排水機場に30 m<sup>3</sup>/sのポンプが増設されるとともに、古川上流部八丁地点にポンプ容量15 m<sup>3</sup>/sの排水機場新設案が計画され、平成元年度より暫定ポンプ容量10 m<sup>3</sup>/sの機場建設が進められている。

中段地区 (6.3 km<sup>2</sup>) は、宇治川沿いに開けた干拓前からの既耕地が中心で、近年かなり都市化が進んでいる。雨水は承水路によって巨椋排水機場へ導かれ、宇治川の水位が低い時は、幹線排水路をまたぐ掛樋を経て古川に流下し、自然排水される。また宇治川水位が高い時は、中段排水機によって排水されるのが原則とされてきたが、現在は下段の水と一緒に排水されることが多いようである。中段承水路が下段幹線排水路と交差する地点に洪水吐が設けられている。

下段地区 (18.7 km<sup>2</sup>) は、往古巨椋池と呼ばれた干拓田 (10.3 km<sup>2</sup>) と、古川西方部に位置し近年特に工場等の進出が目だつ大内川流域 (8.4 km<sup>2</sup>) より構成されている。下段の雨水は幹線排水路および下流端でこれに合流する大内川によって巨椋排水機場へ導かれ、宇治川水位が低い時は下流端に位置する1号水門から古川を経て自然排水され、宇治川水位が高くなると巨椋排水機場から機械排水される。また出水時には、1号水門の操作により、久御山排水機場との連繋運転も可能となっている。

本報告では、主として、上段地区を集水域とする古川を対象として、その治水方策を考察する。

### 2.2 都市化の進展

巨椋流域は、京都・大阪・奈良を結ぶ幹線道路沿いに位置しているため、昭和40年頃から都市化の進展が目だち始め、昭和30年頃までは全体の3%程度に過ぎなかった都市域面積は、すでに46%に達し、

Table 1. Land classification in the Ogura basin

Classification	Zone	Joudan, Area (km <sup>2</sup> )			Chudan, Area (km <sup>2</sup> )			Gedan, Area (km <sup>2</sup> )		
		1959	1983	Future	1959	1983	Future	1959	1983	Future
Urban Area, Total		1.24	14.13	15.85	0.44	3.28	4.01	0.30	6.41	7.02
	Pavement 70%		0.44	15.09			4.01		0.66	6.43
	60%	0.39	3.56	0.48					0.10	0.10
	50%		1.89	0.20		3.06			4.72	0.17
	40%	0.85	7.45		0.44	0.22		0.30	0.93	0.32
	30%		0.79	0.08						
Paddy Field		8.00	3.81	3.57	6.29	2.37	2.26	18.40	10.44	10.38
Dry Field		1.45	1.36	1.33		0.06	0.03		1.03	1.03
Miscellaneous land (Bare land, Bamboo)		8.18	2.66	1.46		0.60	0.01		0.82	0.21
Forest		8.48	4.59	4.40						
Total		27.35	26.55	26.61	6.73	6.31	6.31	18.70	18.70	18.64

都市計画上の市街化区域のほとんどすべて（52％）が都市化した状態に近くなってきている。Table 1に昭和58年時点（昭和60年国土地理院発行地形図上での計測）の地目割合を示す<sup>7)</sup>。同表には、過去の状態として都市化前の昭和34年時点のものと、将来の状態として現在指定されている市街化区域がほぼ全域都市化された時点の土地利用も併示してある。この地域には、昭和63年度に開通した京滋バイパスの他、さらに将来幹線道路新設の計画がいくつかあり、それに伴う都市化の急激な進行が懸念されている。

### 3. 内水排除施設の規模配置問題と DP 手法による定式化

#### 3.1 内水排除施設の規模配置問題

本研究では、内水排除施設の規模配置計画の方針を

「計画降雨による流出量の排除施設建設費を最小にすること」

とする。このとき、問題は次のように定式化される。

$$C = \sum_{i=1}^N (C_i(Q_i) + \sum C_{Cj}) \rightarrow \min \dots\dots\dots (1)$$

$$Q_i \geq 0 \quad (i=1, 2, \dots, N)$$

$$\sum_{i=1}^N Q_i = Q_j$$

ここに、C：総建設費、C<sub>i</sub>(Q<sub>i</sub>)：排水量 Q<sub>i</sub> を排除するための排水施設 i の建設費、C<sub>Cj</sub>：排水施設 i に属する河道 j の改修費、Q<sub>i</sub>：総流量、N：総排水施設数、i：施設番号、j：河道番号。

ここでは、(1)式で表される内水排除施設の建設費最小化問題を研究対象地域に適用することを考える。ここで想定した排水施設は、以下の5施設である。Fig. 2にこれら排水施設の位置を示す。

施設1：古川下流端の久御山排水機場。ただし、施設1の建設費は、観世洪水吐による下段農地への越水氾濫の補償費を含む。

施設2：井川合流点直下流から分流し木津川へ排水する井川排水機場。

施設3：名木川合流点上流の古川左岸に広がる農地に想定した遊水池。

施設4：宇治市界水路合流点直下流から分流し木津川へ排水する宇治市界排水機場。

施設5：嫁付川合流点上流の八丁地点から分流し木津川へ排水する八丁排水機場。

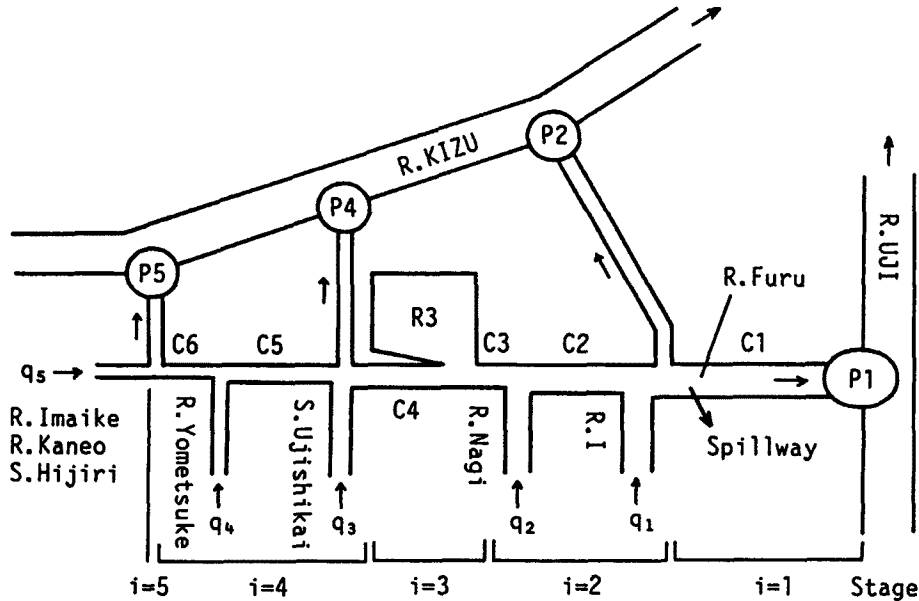


Fig. 2. Outline of drainage system in the Ogura basin.

改修の対象となる河道は、古川下流端から八丁地点までの全長 6.5 km の区間であり、それを次のように 6 区間に分けた (Fig. 2)。

河道 1: 古川下流端から井川合流点までの区間 (3.35 km)。施設 1 に属するものとする。

河道 2: 井川合流点から名木川合流点までの区間 (1.13 km)。施設 2 に属するものとする。

河道 3: 名木川合流点から遊水池下流側までの区間 (0.53 km)。施設 2 に属するものとする。

河道 4: 遊水池下流側から宇治市界水路合流点までの区間 (0.60 km)。施設 3 に属するものとする。

河道 5: 宇治市界水路合流点から嫁付川合流点までの区間 (0.50 km)。施設 4 に属するものとする。

河道 6: 嫁付川合流点から八丁地点までの区間 (0.40 km)。施設 4 に属するものとする。

なお、計画降雨に対する流出量が設定されると、必要となる疎通能が一義的に定まる支川河道および八丁地点より上流の古川河道は扱わないものとする。また、井川、宇治市界、八丁各排水機場への接続水路は、それぞれの排水機場に属する施設として扱う。

また、排水の対象となる支川からの総流量は、以下の通りである。

$q_1$ : 井川および南山川からの総流量。

$q_2$ : 名木川からの総流量。

$q_3$ : 宇治市界水路からの総流量。

$q_4$ : 嫁付川からの総流量。

$q_5$ : 今池川、金尾川および樋尻水路からの総流量。

したがって、排水すべき総流量  $Q_i$  は、 $q_1 \sim q_5$  の合計となる。

### 3.2 DP手法による定式化

動的計画法 (Dynamic Programming, DP) は、システムを各要素に分解し、システム構成要素を順々に最適化して、システム全体の最適解を求める手法である。ここでは、(1)式で表される内水排除施設の建設費最小化問題を DP 手法により排水施設への排水量配分問題として定式化する。(1)式は、河道の流れと同方向に上流側から解く前進型計算法と河道の流れとは逆方向に下流側から解く後進型計算法のいずれによっても解くことができるが、前者の方法によるとその再帰方程式は次のようになる。

$$f_5(Q) = \min_{Q_5} \{C_5(Q_5)\} \dots\dots\dots (2)$$

$$0 \leq Q_5 \leq q_5 - Q$$

$$0 \leq Q \leq q_5$$

$$f_4(Q) = \min_{Q_4} \{C_4(Q_4) + C_{C5}(Q + Q_4 - q_3) + C_{C6}(Q + Q_4 - q_3 - q_4) + f_5(Q + Q_4 - q_3 - q_4)\} \dots\dots (3)$$

$$0 \leq Q_4 \leq (q_3 + q_4 + q_5) - Q$$

$$0 \leq Q \leq q_3 + q_4 + q_5$$

$$f_3(Q) = \min_{Q_3} \{C_3(Q_3) + C_{C4}(Q + Q_3) + f_4(Q + Q_3)\} \dots\dots\dots (4)$$

$$0 \leq Q_3 \leq (q_3 + q_4 + q_5) - Q$$

$$0 \leq Q \leq q_3 + q_4 + q_5$$

$$f_2(Q) = \min_{Q_2} \{C_2(Q_2) + C_{C2}(Q + Q_2 - q_1) + C_{C3}(Q + Q_2 - q_1 - q_2) + f_3(Q + Q_2 - q_1 - q_2)\} \dots\dots (5)$$

$$0 \leq Q_2 \leq (q_1 + \dots + q_5) - Q$$

$$0 \leq Q \leq q_1 + \dots + q_5$$

$$f_1(Q) = \min_{Q_1} \{C_1(Q_1) + C_{C1}(Q + Q_1) + f_2(Q + Q_1)\} \dots\dots\dots (6)$$

$$0 \leq Q_1 \leq (q_1 + \dots + q_5) - Q$$

$$0 \leq Q \leq q_1 + \dots + q_5$$

ここに、 $Q$ ：段階  $i$  より下流へ流下する総流量、 $f_i(Q)$ ：総流量 ( $\Sigma q_k - Q$ ) を段階  $i \sim 5$  で排水する施設の最小建設費 (ただし  $\Sigma q_k$  は段階  $i \sim 5$  で流入する支川総流量)、 $C_i(Q_i)$ ：段階  $i$  で総流量  $Q_i$  を排水する施設建設費、 $C_{Cj}(Q + Q_i - \Sigma q_k)$ ：総流量 ( $Q + Q_i - \Sigma q_k$ ) が流下できる河道の改修費 (ただし  $\Sigma q_k$  は段階  $i$  に属し河道  $j$  より下流の支川総流量)。

なお、洪水時には、宇治川の水位が高くなり古川は自然排水ができなくなることから、(6)式の  $Q$  は 0 として最適化計算を行う。

さらに、 $C_i(Q_i)$  を詳しく表すと次のようになる。

$$C_1(Q_1) = \min_{X_1} \{C_{P1}(X_1) + C_g(Q_{im} X_1)\} \dots\dots\dots (7)$$

$$C_2(Q_2) = \min_{X_2} \{C_{P2}(X_2)\}, V_{out}(X_2) \geq Q_2 \dots\dots\dots (8)$$

$$C_3(Q_3) = \min_{X_3} \{C_{R3}(X_3)\}, X_3 \geq Q_3 \dots\dots\dots (9)$$

$$C_4(Q_4) = \min_{X_4} \{C_{P4}(X_4)\}, V_{out}(X_4) \geq Q_4 \dots\dots\dots (10)$$

$$C_5(Q_5) = \min_{X_5} \{C_{P5}(X_5)\}, V_{out}(X_5) \geq Q_5 \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $C_{P1}(X_1)$ ：ポンプ容量  $X_1$  の久御山機場建設費、 $C_{P2}(X_2)$ ：ポンプ容量  $X_2$  の井川機場建設費、 $C_{P4}(X_4)$ ：ポンプ容量  $X_4$  の宇治市界機場建設費、 $C_{P5}(X_5)$ ：ポンプ容量  $X_5$  の八丁機場建設費、 $C_{R3}(X_3)$ ：貯

水量  $X_3$  の遊水池建設費,  $V_{out}(X_i)$ : ポンプ容量  $X_i$  による排水量 ( $i=1, 2, 4, 5$ ),  $C_g(Q_{in}, X_1)$ : 下段農地への越水氾濫補償費で, 上流からの総流入量  $Q_{in}$  と久御山機場のポンプ容量  $X_1$  で定義される。

また, (2)~(6)式を解く際の制約条件は, 河道疎通能, ポンプ容量および遊水池容量に関する条件で, それぞれ次のようである。

- ① 河道疎通能は, ピーク流量以上である。
- ② 排水機場のポンプ容量は, ピーク流量以下である。
- ③ 遊水池への総流入量は, その最大貯水量以下である。
- ④ 河道疎通能は下流側ほど大きい。

上述の再帰方程式を具体的に解くためには, 状態変数である流量の離散化が必要である。そこで, 後述の最適化計算に先立ち, 0.5~10万 $m^3$ の範囲で離散化幅を変えて試算を行った結果, 離散化幅は1万 $m^3$ が適当と判断した。これは5 $m^3/s$ のポンプ1機の約30分間の排水量に相当する。

DP計算に際しては, 前進型計算法と後進型計算法のいずれも利用でき, 両者の結果に差が生じても, その差は変数の離散化幅の程度であることを予備検討によって確かめている。しかし④の制約条件を考慮する場合は, 河道疎通能が上流側から決定される前進型計算法の方が, 条件の導入が簡便で紛れがなさそうである。そこで, 本研究では(2)~(6)式の前進型計算法を採用することにした。

### 3.3 支川からの流入量

#### (1) 計画降雨・有効降雨

計画降雨には, これまで<sup>5)</sup>京都気象台のデータにより定めた確率24時間雨量をTalbot型降雨強度式を利用して配列した後方80%主山型ハイトグラフが用いられてきているが, 今回もこれを1時間単位で用いる。なお, ここでは100年確率雨量(288.8mm)および10年確率雨量(176.3mm)を採用する。

また有効降雨の算定には, 浸透性のよい丘陵地では $\phi$ -index法( $\phi=20\text{mm/h}$ )を適用し, 裸地, 水田等の地目では, これまでの解析<sup>6)</sup>で採用している雨水保留量曲線を用いることとする。また都市域については, 舗装面の保留量は0, 裸地面のそれは先の雨水保留量曲線の値として, それぞれの舗装率に応じて算定する。

#### (2) 流出モデル

古川に流入する各支川の洪水流出解析には, これまでの研究<sup>8)</sup>と同様にキネマティック流出モデルを適用する。なお取扱を簡単にするため, これまで氾濫域として扱われていた古川周辺の低位部水田域についてもキネマティック流出として扱うこととする。

斜面等価粗度  $N$  (m-sec 単位) には, 都市斜面域に0.007, 裸地・雑種地・畑地に0.25, 丘陵山地に0.8, 水田に2.0を与えた。河道の粗度係数  $n$  には, 0.025~0.035の値をライニング, 草生の状態に応じて与えた。また, 計算単位時間  $\Delta t$  は10分とする。

本研究では, 都市化が内水排除施設の最適規模配置に及ぼす影響の検討も研究課題の一つとしている。そこで流域モデルには, 都市化前の昭和34年時点の土地利用状況におけるモデルと, 都市計画上の市街化区域がすべて都市化した将来の土地利用状況におけるモデルを設定した。

#### (3) ハイドログラフの扱い

(2)~(6)式における各支川からの総流量  $q_1 \sim q_5$  は, 対象とする時点の流域モデルに計画降雨を入力して算定される。一方, 河道疎通能, ポンプ容量の決定や洪水吐による下段への越流量の算定には, ハイドログラフが必要となる。ここではその取扱を簡便化するため, 各支川からの流入量ハイドログラフは, 便宜的に上流今池川のハイドログラフに比例するものとし, これら支川からの流入量が合流して形成される古川のハイドログラフも, 排水施設の有無にかかわらず今池川のハイドログラフに比例するものとした。これによると, ハイドログラフは総流量の関数として定められる。

### 3.4 排水施設とその建設費

#### (1) 河道とその改修費

河道の初期状態として、暫定改修前の未改修の状態を想定し、河道疎通能を高めるための河道改修を検討する。河道改修方法には、河床の掘り下げと川幅の拡幅が考えられるが、当地区では、宇治川水位が低い時は古川の流水は自然排水されているため、河床の大きな掘り下げは困難である。そこでここでは、河道改修方法として川幅の拡幅方式を採用することにした。河道の断面形は、将来の古川本改修で採用される台形単断面とする。河床勾配、法面勾配は、古川河川改修計画一般図を参照して設定し、河道の粗度係数は、改修前後ともに全区間0.025とした。

河道改修費は、用地取得費、河道の断面整形による改修工事費、護岸費および橋梁の掛替費より積算する。用地取得費は、拡幅規模と土地利用状況に応じた地価に基づいて算出する。すなわち、河道改修費は、拡幅規模の関数として表現できる。

#### (2) 排水機場とその建設費

排水機場の初期状態として、巨椋排水機場の上段用ポンプ13.4 m<sup>3</sup>/sのみが設置された状態を想定し、久御山、井川、宇治市界および八丁の各排水機場は、未建設であるとする。

排水機場の排水量は、ポンプ容量と稼働時間によって定まるが、ここでは、上流からの流量に応じてポンプを容量5 m<sup>3</sup>/s単位で順次稼働させるものとして、総排水量を算定する。

排水機場の建設費は、機場建物の建築費、機場下部の土木工事費、ポンプ費用、機場敷地の用地取得費、接続水路および前池の用地取得費と土木工事費（久御山排水機場を除く）より積算する。ここでは、既設の久御山排水機場と建設中の八丁排水機場の資料を基礎として、建設費の概算方法を設定するが、その概要は以下のようなものである。

- ① 用地取得費は、総ポンプ容量に見合う機場敷地、接続水路および前池の面積を定め、土地利用状況に応じた地価に基づいて算出する。
- ② 機場建物の建築費と機場下部の土木工事費も総ポンプ容量に応じて算出する。
- ③ 総ポンプ容量に応じて、容量5、10、30 m<sup>3</sup>/sの3種類のポンプの組合せを定め、各ポンプの単価より総ポンプ費用を積算する。ここでは、原則として容量の大きいポンプを優先して採用するものとする。
- ④ 接続水路および前池の土木工事費は、それらの規模に応じた掘削費および護岸費より積算する。なお、接続水路が道路と交差する場合は、橋梁費が必要となる。

すなわち、排水機場の建設費用は、総ポンプ容量の関数として表現できる。

なお、排水機場の建設に際しては、そのポンプ容量に見合った規模の接続水路および機場前池を設ける必要がある。ここでは、井川、宇治市界、八丁の各排水機場接続水路（それぞれ古川から2.0、0.6、0.2 km）について、出水時のポンプ排水を想定した不等流計算を行い、各排水機場ごとにポンプ容量とその排水量を最大とするのに必要な接続水路幅および前池容量との関係をあらかじめ概算した。その結果は、先の用地取得費の算定に利用される。なお、久御山排水機場については、十分な大きさの河道貯留量を持つ古川が接続水路および前池の機能を果たしているものと仮定して、前池の新設は特に考慮しないことにした。

#### (3) 遊水池とその建設費

遊水池の候補地は、Fig. 2に示すように、名木川合流点と宇治市界水路合流点の間の古川中流部左岸に広がる水田域47.7 haである。ここでは、遊水池の最大面積を47.7 haとし、遊水池の水を自然排水させることを前提としてその掘削深さを3.5 mとした。

遊水池が設けられている場合は、流入流出量の時間変化を追跡計算する必要があるが、ここでは取扱を簡単にするため、総貯水量に等しい水量が遊水池へ流入するが、遊水池下流のハイドログラフは上流のそれに比例するものとした。

遊水池の建設費は、用地取得費、浚渫費および護岸費である。遊水池の水深を3.5 mとすると総貯水量

より遊水池面積が求まるから、用地取得費はこれに地価を乗じて算出できる。浚渫費も総貯水量から求められる。すなわち、遊水池の建設費は、総貯水量の関数として表現できる。

(4) 下段農地への越水氾濫補償費

久御山排水機場のポンプ容量に比べて、上流からの流下量が多い場合は、ポンプで排水できない水量を観世洪水吐から下段へ越流させざるを得ない。本研究では、下段への越流によって湛水した農地に対する補償費を内水排除施設の建設費に組み込むことにした。その補償費は次の手順で算定される。

① 久御山排水機場と井川合流点との間の河道1において、時間単位10分ごとに流入量、排水量、河道貯留量を求め、河道貯留量が最大貯留量以上になれば下段へ越流するものとして、総越流量を算定する。

② 下段地区の水位-湛水面積-越流量曲線(H-A-V曲線)より総越流量から湛水面積を求める。

③ 下段農地への越流湛水による補償費を次式で積算する。

$$C_g = r \cdot C_L \cdot A \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $C_g$ : 下段農地への補償費,  $r$ : 補償係数,  $C_L$ : 地価,  $A$ : 湛水面積。

4. 内水排除施設の最適規模配置

4.1 都市化の影響

都市化が内水排除施設の最適規模配置に及ぼす影響を吟味するため、都市化前の昭和34年時点を過去とし、都市計画上の市街化区域が全域都市化された時点を将来として、それぞれの土地利用状況を対象として最適化計算を行った。

初期状態は、施設1~5は未設、河道も未改修とする。

なお、これまでの古川治水事業の基本方針は、「将来の土地利用状況において昭和34年8月豪雨(24時間雨量で100年確率)を想定し、これによる出水を下段へ越流させることなく、久御山排水機場によって宇治川へ機械排水する」というものである。ここでは、この方針に従い「下段への越流を許さない」という条件の下で最適解を探索した。この前提条件を満足させるためには、下段への越水氾濫補償費を十分高く見積ればよい。そこで、(12)式の補償係数 $r$ を1として、すなわち越流による補償費が湛水地域の地価総額に等しいものとして検討した。

過去および将来の土地利用状況において10年および100年確率降雨を想定した場合の計算結果をTable 2に示す。これによると、過去においては、10年および100年確率のいずれの降雨を想定した場合も河道改修と久御山排水機場(施設1)の建設のみが必要となっており、雨水をすべて下流へ導いて集中排水するのが得策であったことがわかる。

一方、将来においては、10年確率降雨に対しては河道改修と久御山・八丁排水機場(施設1, 5)の建設が、100年確率降雨に対しては全区間の河道改修と久御山・八丁排水機場の建設に加えて宇治市界排水機場(施設4)の建設も必要となっている。すなわち、将来の土地利用状況においては、下流端の久御山

Table 2. Effect of urbanization on optimum plan of drainage system

Stage	Return Period (years)	Pump Capacity (m <sup>3</sup> /s)				Retarding Basin (10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup> )	Improvements of river (m)						Cost (10 <sup>8</sup> ¥)
		1	2	4	5		1	2	3	4	5	6	
1959	10	25	—	—	—	—	—	—	2	2	1	1	120.7
	100	95	—	—	—	—	—	6	7	7	6	5	189.1
Future	10	75	—	—	10	—	—	4	4	4	3	4	185.0
	100	120	—	30	10	—	5	7	9	9	9	9	288.0



排水機場だけでなく上流側の八丁および宇治市界にも排水機場を設けて、分散排水するのが得策という結果になっている。これは、都市化によってピーク流量が増大した場合、大規模な河道拡幅を行って雨水を下流端まで導くよりも上流側に排水機場を設けて河道の拡幅規模を抑えた方が経済的となるためである。

井川排水機場(施設2)および遊水池(施設3)は、いずれも建設すべき施設にならなかった。これは、井川排水機場は接続水路長が2kmもあり、その用地取得費等のために建設費が割高であり、遊水池も用地取得費が大きく排水機場に比べて建設費が高いためである。なお、遊水池の建設費算定には、無湛水時の農園、運動場、公園、下水処理施設等の公共施設としての活用による便益を考慮する必要があったと考えられるが、これについては今後の課題としたい。

#### 4.2 用地取得費の影響

最近の顕著な地価の高騰は、河道改修や排水施設建設のための用地取得を困難にしている。そこで、地価が現状よりも高い場合を想定して最適化計算を行い、用地取得費の増加が最適解に及ぼす影響について検討する。

Table 2 に示した計算結果では、いずれも現状の地価(昭和60年頃)に基づいて、下段および八丁付近の農地が6.1万円/㎡、井川、嫁付川合流点間の農地が、7.6万円/㎡、宅地が18.2万円/㎡であるとしている。ここでは、将来の土地利用状況と100年確率降雨を想定して、地価を農地、宅地の区別なく一律に現状の宅地に相当する18.2万円/㎡とした場合と、一律にその2倍の36.4万円/㎡とした場合について、それぞれ最適解を求めてみた。なお、ここでも補償係数 $r$ を1として下段への越流を許さないものとした。

得られた結果をTable 3 に示す。これによると、地価を一律に現状の宅地並みとした場合は、Table 2 の第4欄に示した現状地価による場合と同じ施設規模配置が最適解となっている。一方、その2倍の地価を想定した場合は、現状地価による場合よりも久御山排水機場のポンプ容量が減少、宇治市界、八丁両排水機場のポンプ容量が増加して、河道拡幅長が全般に小さくなった。これは、用地取得費が高くなれば、上流側からのポンプ排水量をできるだけ大きくして、河道の拡幅規模を抑えた方が得策となるためである。

この結果は、用地取得費が高く大規模な河道改修が困難なときは、上流側に複数の排水機場を建設する分散排水案を検討する価値があることを示唆している。

Table 3. Effect of price of land on optimum plan of drainage system

Price of land (10 <sup>4</sup> ¥/㎡)	Pump Capacity (m <sup>3</sup> /s)				Retarding Basin (10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup> )	Improvements of river (m)						Cost (10 <sup>8</sup> ¥)
	1	2	4	5		1	2	3	4	5	6	
18.2	120	—	30	10	—	5	7	9	9	9	9	369.6
36.4	100	—	45	30	—	1	4	8	8	8	9	503.8

#### 4.3 下段農地への越水氾濫補償費の影響

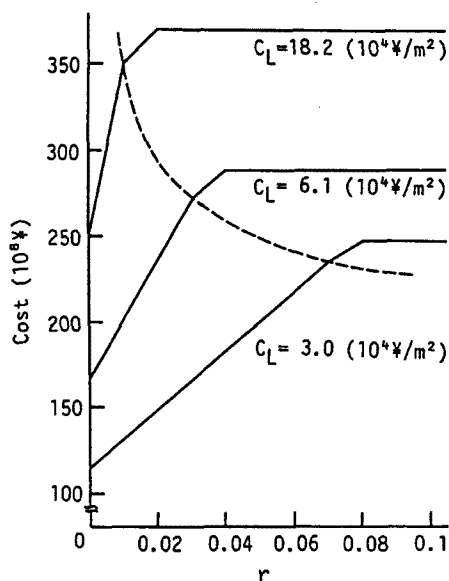
これまでの検討では、「下段への越流を許さない」という前提条件を満足させるため、補償係数 $r$ を1としていた。ここでは、将来の土地利用状況における100年確率降雨を想定した場合について、 $r$ に様々な値を想定し、下段農地への補償費の大小が最適解にどのような影響を及ぼすかを検討する。

まず、地価が現状(下段農地は6.1万円/㎡)の場合について、補償係数 $r$ を0.0~1.0の範囲で変化させて最適化計算を行った。その結果をTable 4 に示す。これによると、 $r \leq 0.03$  の場合は、排水機場を建設せず、河道全区間で河道改修を行って下流まですべての雨水を導き、下段へ越流させるのが最適解となっている。一方、 $r \geq 0.04$  の場合は、下段へ越流させずにポンプですべて排水するのが最適解となっている。

Fig. 3 には、補償係数 $r$ と総費用の関係を示す。地価が現状の場合は、 $r$ が0.03までは総費用が徐々に

Table 4. Effect of flood plain compensation on optimum plan of drainage system

r	Over Flow (10 <sup>4</sup> m <sup>3</sup> )	Pump Capacity (m <sup>3</sup> /s)				Retarding Basin (10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup> )	Improvements of river (m)						Cost (10 <sup>8</sup> ¥)
		1	2	4	5		1	2	3	4	5	6	
0	417	—	—	—	—	—	16	16	14	14	12	9	167.1
0.01	417	—	—	—	—	—	16	16	14	14	12	9	201.9
0.02	417	—	—	—	—	—	16	16	14	14	12	9	236.7
0.03	417	—	—	—	—	—	16	16	14	14	12	9	271.5
0.04~	—	120	—	30	10	—	5	7	9	9	9	9	288.0

Fig. 3. Relationship between total cost and coefficient  $r$  in Eq. 12.

と次のようである。

1) 都市化前の土地利用状況では、古川の拡幅改修と下流端の久御山排水機場の建設による集中排水案が最適解であったが、都市化の進んだ将来の土地利用状況では、古川全河道区間の拡幅改修と、久御山、宇治市界、八丁の各排水機場の建設による分散排水案が最適解となる。

2) 用地取得費が高く大規模な河道改修が困難な場合は、上流側に複数の排水機場を建設する分散排水によって、できるだけ河道の拡幅規模を抑える方が得策となる。

3) 観世洪水吐による下段への越流を許す場合は、下段農地への補償費が安いときは、河道改修を行い雨水を下段へ越流させることが得策となるが、補償費がある値以上になると、下段へ越流させずすべて機械排水することが得策となる。すなわち、下段補償費には限界があり、それは農地年収高の約15年間に相当する。

なお、DP手法の適用に際しては、その取扱を簡単にするため、ハイドログラフの扱いや遊水池・排水機場による雨水排除量の計算をかなり単純化している。これら水理諸量のより現実的な算定法の導入が今後の課題である。

本研究に際し、京都府宇治土木事務所から資料の提供その他多くの援助を受け、また本研究所角田吉弘技官および学生諸子に、現地調査や資料整理など多大の協力を頂いたことを付記し、深謝の意を表す。

大きくなり、0.04以上になると一定値になっている。同図には、地価を一律に昭和46年当時の下段農地価格である3.0万円/m<sup>2</sup>、現状の宅地並みの18.2万円/m<sup>2</sup>として、同様の計算を行った結果も併示した。これらのケースでも同様の傾向が見られ、地価が高くなるほど急変点に対応する  $r$  が小さくなっている。

下段へ越流させることが最適解となる最大の  $r$  に対応する下段補償費は、水稻10a当りの平年収量を450kg、その価格を1t当り32万円とすると<sup>9)</sup>、3ケースとも農地年収高の約15年間分程度となり、これが下段農地への補償限界値と判断できる。

## 5. む す び

本報告では、巨椋流域の主要排水河川である古川集水域を対象地域として、DP手法により内水排除施設の最適規模配置問題を検討した結果を述べた。その結果を総括する

## 参 考 文 献

- 1) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水，京大防災研年報，第 22 号 B-2，1979，pp. 237-256.
- 2) 角屋 睦・早瀬吉雄・西村昌之：巨椋低平流域の都市化と内水(2) —現状と将来—，京大防災研年報，第 23 号 B-2，1980，pp. 263-277.
- 3) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水(3) —水害危険度の変化—，京大防災研年報，第 24 号 B-2，1981，pp. 197-208.
- 4) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水(4) —将来の洪水対策試案—，京大防災研年報，第 24 号 B-2，1981，pp. 209-221.
- 5) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水(5) —出水規模を考慮した洪水対策試案—，京大防災研年報，第 25 号 B-2，1982，pp. 269-285.
- 6) 角屋 睦・早瀬吉雄：巨椋低平流域の都市化と内水(6) —農地のゾーニングと洪水対策試案—，京大防災研年報，第 26 号 B-2，1983，pp. 231-243.
- 7) 角屋 睦・増本隆夫：巨椋低平流域の都市化と内水(7) —昭和 61 年 7 月豪雨による氾濫とその考察—，京大防災研年報，第 30 号 B-2，1987，pp. 215-228.
- 8) 角屋 睦・増本隆夫：巨椋低平流域の都市化と内水(8) —幹線道路群の集中とその波及効果—，京大防災研年報，第 31 号 B-2，1988，pp. 379-393.
- 9) 建設省河川局河川計画課：治水経済調査要綱，1987.