

巨椋低平流域の都市化と内水 (10)

— 古川を中心とした内水排除施設 —

角屋 睦・近森 秀高

URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN (10)

— OPTIMUM PLAN OF DRAINAGE SYSTEMS ALONG THE RIVER FURU —

By *Mutsumi KADOYA* and *Hidetaka CHIKAMORI*

Synopsis

The Ogura low-lying basin located in the south of Kyoto has been urbanized rapidly in recent years. In this basin, several counter-measures against changes of flood runoff due to urbanization have been completed or are continuing, such as the construction of the Kumiyama Pump Station with a pump of 30 m³/s in 1973 and the channel improvements to the River Furu since 1971. Moreover, a pump of 30 m³/s was added at the Kumiyama Pump Station in 1987 and the Jouyou Pump Station with the drainage capacity of 10 m³/s composed of two pumps of 5 m³/s, was constructed at a point of the upper stream of the River Furu in 1990.

In the previous paper, we discussed an optimum plan of drainage system from the viewpoint of minimum cost of construction, on the basis of drainage conditions in 1960.

This paper deals continually with an optimum plan of drainage system in future on the basis of the present condition of drainage system.

As the result, it has been clarified that the optimum plan of drainage system in future is the combination of the improvement of channels and the increase of pump capacities at the existing pump stations, and that the construction of new drainage equipments become difficult because mainly of high price of lands.

1. ま え が き

全国各地の大中都市周辺で進行している急速な都市化現象は、流域の雨水流出形態を変化させ、水害危険度の増大を招いている。こうした水害危険度の増大は、とくに本来排水条件のよくない低平地域で顕著であり、これを軽減緩和するための効果的な治水対策が求められているが、低平地への人口・資産の集中、それに伴う地価高騰などのため、河道改修をはじめ各種治水施設の用地確保も容易ではなく、治水計画策定上様々な問題が提起されている。

われわれは、京都南部の巨椋低平流域を対象として、内水災害の形態や水害危険度の変化を攻究し、この地域における将来の洪水対策についてもいくつかの試案を提示してきた^{1)~9)}。また前報⁹⁾では、治水計画の経済的な側面に着目して、巨椋流域の主要排水河川である古川集水域を対象として、都市化前である昭和34年当時の状態を出発点とし、DP手法を用いて現在の排水施設の妥当性を検討した。

本報告はその続報として、現状の施設を是認した上で、将来望まれる排水施設の規模配置について検討を行った結果をまとめたものである。なお、前報で簡便化して扱っていた支川からの流入量ハイドログラフや古川主河道内での流量ハイドログラフの変化等も詳細に取扱い、簡便化した場合の効果、精度などを対比検討するとともに、各支流ごとに異なる都市化の状況を正確に反映した流出量に基づいて将来計画の検討を行った。

2. 研究対象流域

2.1 流域概要

巨椋流域は、京都南部の宇治川・木津川合流点の直上流に位置する低平地主体の流域 (51.6 km²) で、上段 (26.6 km²)・中段 (6.3 km²)・下段 (18.7 km²) と呼ばれる3つの排水区分けられている (Fig. 1)。

上流域に位置する上段地区は、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には自然排水、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。流域の都市化に対応するため、昭和47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8月には古川下流端に久御山排水機場が新設され、第1期計画として30 m³/sのポンプが設置された。その後、昭和61年7月豪雨による大規模な内水災害を機に、河川激甚災害対策特別緊急事業が実施されることになり、昭和62年9月に久御山排水機場に30 m³/sのポンプが増設され、さらに、平成2年8月には古川上流部八丁地点に10 m³/sの排水能力を持つ城陽排水機場が設置された。この排水機場では、将来、古川本川の改修状況に合わせて5 m³/sのポンプが増設される予定である。

中段地区は宇治川治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に導かれ、宇治川の水位が低い時は、幹線排水路をまたぐ掛通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、中段排水機場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。

下段地区は、往古巨椋池と呼ばれた干拓田 (10.3 km²) と、古川西部部に位置し近年特に工場等の進出の目立つ大内川流域 (8.4 km²) 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に導かれる。これらの水は、往時はすべて機械排水によらざるを得なかったが、古川下流部の改修と、幹線排水路と古川下流部との1号水

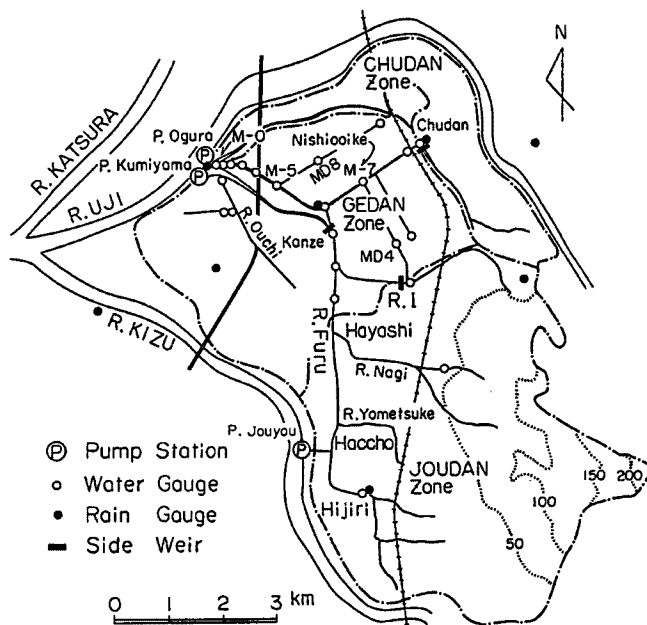


Fig. 1. Physiographical map of the Ogura basin.

門の新設（形の上では改修）に伴い、昭和53年以降は宇治川水位が低いときには1号水門から古川を経て自然排水されることになり、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、巨椋・久御山両排水機場の連携運転も可能となっている。

2.2 都市化の進展

巨椋流域は、京都・奈良・大阪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立ち始め、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、昭和60年にはすでに46%に達し、都市計画上の市街化区域のほとんどすべて（56%）が都市化した状態に近くなってきている。この区域には、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、それに伴う都市化域の急激な拡大が懸念されている。

3. 内水排除施設の規模配置問題とそのDP手法による定式化

3.1 内水排除施設の規模配置問題

内水排除施設の規模配置計画は、本来、豪雨の発生頻度、各種施設の建設費、維持管理費、減価償却費、洪水による被害額などを総合的に考慮して策定すべきであるが、ここでは前報と同様に、「計画降雨による流出量の排除施設建設費用を最小にすること」をとりあえずの方針とする。

一出水期間中の各排水施設の全排水量を決定変数とすると、内水排除施設の規模配置問題は以下のように記述される。

$$C = \sum_{i=1}^N \{C_s^{(i)}(Q_i) + \sum_j C_{cf}^{(j)}(s_i + Q_i - \sum_k q_k^{(i)})\} \rightarrow \min \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{ただし、 } s_N = q^{(N)} - Q_N, \quad s_i = s_{i+1} - Q_i + q^{(i)}, \quad Q_i \geq 0 \quad (i=1, 2, \dots, N).$$

ここに、 C ：総建設費、 N ：想定した排水施設の総数、 i ：排水施設の番号（最下流端を1とし、上流へ向かって順に番号を付ける）、 $q^{(i)}$ ：段階 i に属する支川から全流入量、 $C_s^{(i)}(Q_i)$ ：排水量 Q_i を排除するための排水施設 i の建設費、 $C_{cf}^{(j)}(s_i + Q_i - \sum_k q_k^{(i)})$ ：残流量 $(s_i + Q_i - \sum_k q_k^{(i)})$ が流下できる河道 j の改修費、ただし、 $\sum_k q_k^{(i)}$ は段階 i に属し河道 j より下流の支川総流入量。

ここで想定した排水施設は、次の5施設である。その位置関係をFig. 2に示す。

施設1：久御山排水機場と巨椋排水機場上段用ポンプ。なお、施設1の建設費には下段農地への越水氾濫による補償費も含まれるものとする。

施設2：井川合流点直下流から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の直下流から木津川へ排水する宇治市界排水機場。

施設5：嫁付川合流点の直下流八丁地点から木津川へ排水する城陽排水機場。

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

河道1：古川下流端から井川合流点までの区間（3.4km）。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（1.1km）。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（0.5km）。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（0.6km）。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（0.5km）。施設3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（0.4km）。施設4に属するものとする。

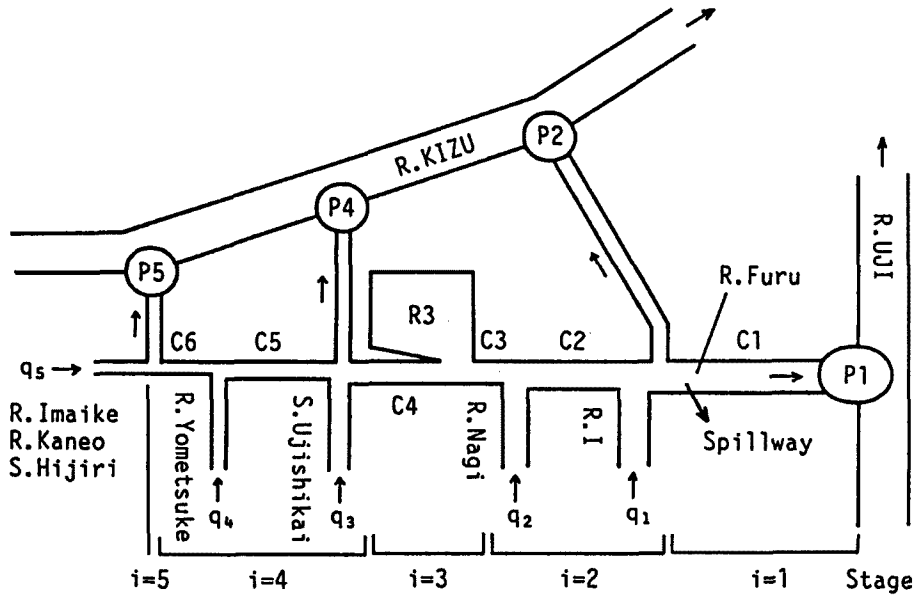


Fig. 2. Outline of drainage system in the Ogura Basin.

なお、対象とする出水が設定されるとその疎通能が一義的に定まる支川、および八丁より上流側の古川河道は対象外とする。また、古川主河道は昭和62年当時の改修状態であるとする。

また、排水の対象となる支川からの全流出量は次の通りである。

- q_1 : 井川および南山川からの全流出量。
- q_2 : 名木川からの全流出量。
- q_3 : 宇治市界水路からの全流出量。
- q_4 : 嫁付川からの全流出量。
- q_5 : 今池川および樋尻・金尾川からの全流出量。

したがって、排水すべき全流量 Q_i は、 $q_1 \sim q_5$ の和である。

3.2 DP手法による定式化

動的計画法 (Dynamic Programming, DP) は多段階決定問題の解法として、1950年代に Bellman によって創始された数理計画手法の一分野であり、複数の段階を持つ問題を、各段階ごとの副問題に分解して順次最適化し、問題全体の最適解を求めていく方法である。

DP手法を用いて (1)式の問題を定式化する際、上流から下流に向かって排水施設の規模を決定していく前進型と、逆に下流側から決定していく後進型とが考えられる。前進型で定式化を行った場合、以下のような関数漸化式が得られる。

段階 N :

$$f_N(s_N) = C_s^{(N)}(Q_N) + \sum_j C_{cj}^{(N)}(\sum_k q_k^{(N)}) \dots \dots \dots (2)$$

ただし、 $s_N = q^{(N)} - Q_{No}$

段階 i ($1 < i < N$):

$$f_i(s_i) = \min_{Q_i} \{ C_s^{(i)}(Q_i) + \sum_j C_{cj}^{(i)}(s_i + Q_i - \sum_k q_k^{(i)}) + f_{i+1}(s_i + Q_i - q^{(i)}) \} \dots \dots \dots (3)$$

ただし、 $q^{(i)} - s_i \leq Q_i \leq \sum_{k=i}^N q^{(k)} - s_i$, $0 \leq s_i \leq \sum_{k=i}^N q^{(k)}$, $s_i = s_{i+1} - Q_i + q^{(i)}$, $\sum_{k=i}^N q^{(k)}$ は段階 i より上流の支川流入量の総和を表す。

段階 1：

$$f_1(s_1) = \min_{Q_1} \{C_s^{(1)}(Q_1) + \sum_j C_{cj}^{(1)}(s_1 + Q_1 - \sum_k q_k^{(1)}) + f_2(s_1 + Q_1 - q^{(1)})\} \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $q^{(1)} - s_1 \leq Q_1 \leq \sum_{k=1}^N q^{(k)} - s_1$, $0 \leq s_1 \leq \sum_{k=1}^N q^{(k)}$ 。

この (2)～(4)式を古川流域に適用すると $N=5$ となり、各段階の C_s , C_{cj} , $q^{(i)}$ は次のようになる。

段階 5：

$$\left. \begin{aligned} \sum_j C_{cj}^{(5)}(\sum_k q_k^{(5)}) &= 0 \\ C_s^{(5)}(Q_5) &= C_{P5}(X_5), X_5 = [q_p^{(5)}(Q_5)/5] \times 5 \\ q^{(5)} &= q_5 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

段階 4：

$$\left. \begin{aligned} \sum_j C_{cj}^{(4)}(s_4 + Q_4 - \sum_k q_k^{(4)}) &= C_{c3}^{(4)}(s_4 + Q_4 - q_3) + C_{c4}^{(4)}(s_4 + Q_4 - q_3 - q_4) \\ C_s^{(4)}(Q_4) &= C_{P4}(X_4), X_4 = [q_p^{(4)}(Q_4)/5] \times 5 \\ q^{(4)} &= q_3 + q_4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

段階 3：

$$\left. \begin{aligned} \sum_j C_{cj}^{(3)}(s_3 + Q_3 - \sum_k q_k^{(3)}) &= C_{c4}^{(3)}(s_3 + Q_3) \\ C_s^{(3)}(Q_3) &= C_{R3}(X_3), X_3 \geq Q_3 \\ q^{(3)} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

段階 2：

$$\left. \begin{aligned} \sum_j C_{cj}^{(2)}(s_2 + Q_2 - \sum_k q_k^{(2)}) &= C_{c2}^{(2)}(s_2 + Q_2 - q_1) + C_{c3}^{(2)}(s_2 + Q_2 - q_1 - q_2) \\ C_s^{(2)}(Q_4) &= C_{P2}(X_2), X_2 = [q_p^{(2)}(Q_2)/5] \times 5 \\ q^{(2)} &= q_1 + q_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

段階 1：

$$\left. \begin{aligned} \sum_j C_{cj}^{(1)}(s_1 + Q_1 - \sum_k q_k^{(1)}) &= C_{c1}^{(1)}(s_1 + Q_1) \\ C_s^{(1)}(Q_1) &= \min_{X_1} \{C_{P1}(X_1) + C_g(Q_{in}, X_1)\} \\ q^{(1)} &= 0, s_1 = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $C_{P1}(X_1)$ ：久御山機場のポンプ容量を X_1 とするためのポンプ増設費、 $C_{P2}(X_2)$ ：ポンプ容量 X_2 の井川機場の建設費、 $C_{P4}(X_4)$ ：ポンプ容量 X_4 の宇治市界機場の建設費、 $C_{P5}(X_5)$ ：城陽機場のポンプ容量を X_5 にするためのポンプ増設費、 $C_{R3}(X_3)$ ：貯水量 X_3 の遊水池の建設費、 $q_p(Q_i)$ ：施設 i において全排水量が Q_i のときのピーク流量 ($i=1, 2, 4, 5$)、 $C_g(Q_{in}, X_1)$ ：下段農地への越流氾濫補償費で、上流からの全流入量 Q_{in} と久御山機場のポンプ容量 X_1 とで定義される。なお、(5), (6), (8)式中の [] は Gauss の記号であり、 $[a]$ は a を超えない最大整数を表す。

また、段階 1 では、宇治川の水位が高くなり古川が自然排水できなくなる期間を対象としているので、 $s_1=0$ として最適計算を行った。

排水施設に関する制約として、次の 4 つの条件を与える。

- ① 河川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 河道疎通能は下流側ほど大きい。
- ④ 遊水池への全流入量は貯水容積以下である。

最適計算を行う際、状態変量である全流量の離散化幅は、前報と同様に 1 万 m^3 とした。

3.3 支川からの流入量と古川主河道内の流量

(1) 計画降雨・有効降雨

計画降雨には、京都気象台のデータより求めた確率24時間雨量を、Talbot式を用いて30分単位で配列した後方80%主山型ハイトグラフを用い、100年確率降雨(288.8mm)、30年確率降雨(225mm)、10年確率降雨(176.3mm)について検討した。

有効降雨の算定には、浸透性の良い丘陵地には ϕ -index法($\phi=20$ mm/h)を用い、裸地、山林などその他の地目については、これまでの研究⁸⁾で用いられている雨水保留量曲線を用いた。すなわち都市域の有効雨量は、舗装面については保留量0、裸地面については前出の保留量曲線を用いると、それぞれの舗装面の比率によって有効雨量が算定できる。

(2) 流出計算

支川からの流出計算には、キネマティック流出モデルを用いた。本報告では簡便のため、これまで氾濫域として取扱ってきた古川周囲部の低平水田地帯からの流出もキネマティック流出として扱うことにした。

斜面の等価粗度には、都市斜面域で0.007、裸地・雑種地・畑地で0.25、丘陵山地で0.8、水田で2を用い、河道の粗度 n は、ライニング、草生の状況に応じて0.025～0.035を用いた。また、計算単位時間は10分とした。

本報告では、現在の排水施設を是認した上で将来の内水排除施設の最適規模配置を検討するため、将来の土地利用状況における流出計算を行った。

(3) ハイドログラフの取扱

前報では、支川からの流出量・古川主河道内の流量は、すべて今池川のハイドログラフに比例するものとした。しかし、この方法では各流域ごとに異なる都市化の状況を正確に反映できない恐れがある。そこで、本報告では各支川ごとに計算された10分単位のハイドログラフをそのまま用いることにし、古川主河道内での流量もこれらのハイドログラフを重ね合わせて10分単位で計算することにした。

3.4 排水施設の建設費

(1) 河道改修費

河道改修は、前報と同様、河床を固定して川幅を広げる方法を採用する。河道は将来の古川本改修に採用される台形単断面とし、河床勾配、法面勾配は古川河川改修計画一般図を参考に定めた。また、粗度係数は全区間で0.025とし、改修の前後で変わらないものとする。河道改修費は、用地買収費、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用を積算して与えることにする。

(2) 排水機場建設費

排水機場の初期状態として、久御山排水機場には現在の規模である60 m^3/s 、巨椋排水機場には上段用ポンプの13.4 m^3/s 、城陽排水機場には将来の規模である15 m^3/s を与え、井川、宇治市界の両排水機場は未設であるとする。また、巨椋機場の上段用ポンプについては、これを更新・増設する案についても検討することにした。

排水機場の排水量は、ポンプ容量と稼働時間によって決まるが、ここでは、上流からの流量に応じてポンプを容量5 m^3/s 単位で順次稼働させるものとして、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城陽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、前池の容積を定め、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、5, 10, 30 m^3/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、城陽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との関係をあらかじめ概算した。また機場の前池としては、城陽排水機場の放水路兼貯水池の規模を参考にし、とりあえず5 m^3/s のポンプが20分間連続運転できる規模を想定した。これらの結果は、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古川主河道が接続水路と前池の役割を果たしているものと考え、その河道貯留量以上の前池容量の確保は許容しないことにした。

古川から分流して木津川へ排水を行う場合、排水機場へ流入する流量と分流点より下流に流下する流量は次のようにして計算する。

- ① 分流点に流入する全流量と機場での全排水量との比 R を求める。
- ② 上流からのハイドログラフにこの R を掛けたものを、排水機場へ流入するハイドログラフとする。
- ③ 排水機場では10分単位で流入出計算を行う。前池の貯留量とその最大貯留量を超えた場合、超過分は古川へ戻り、主河道を流下するものとする。すなわち、分流点より下流へは、上流からのハイドログラフに $(1-R)$ を掛けたものに排水機場から古川に戻った分を加えた流量が流下することになる。

（3）遊水池建設費

遊水池建設の候補地は、名木川合流点と宇治市界水路合流点との間の古川中流部左岸に広がる水田地帯（47.7 ha）である。遊水池に貯留した水は、出水後に自然排水させることを前提に、掘削深は3.5 mとする。

遊水池建設に伴う古川のハイドログラフの変形を評価するため、10分単位で流入出計算を行う。この際、遊水池の設置地点で流量があるしきい値を超えた場合にこの超過分が遊水池へ流入し、遊水池より下流の古川の流量は、このしきい値ないしそれ以下とする。

遊水池建設費は、用地買収費、浚渫費、護岸費を積算して求めるが、これらはすべて遊水池貯留量の関数として表される。

近年、特に都市化域では、遊水池を公園、運動施設その他に多目的利用することが多いが、今回はこうした遊水池の持つ主目的外利得は考慮しなかった。

（4）下段農地の越水氾濫補償費

井川合流点の直下流の観世地点には、古川の水位が所定水位を超えたとき、その一部が下段農地へ越水するよう洪水吐が設けられている。従来越水に対する下段農地への補償費を考慮していないが、将来の土地利用を考えると今後多少とも補償の必要が出てくる場合が想定される。そこで、一つの試みとして次のように補償費を想定し、これを施設1の建設費に積算して考慮することにした。補償費の計算は以下のように行う。

- ① 河道1で10分単位で流入出計算を行い、流入量、排水量、河道内貯留量を計算する。河道内貯留量が河道1の最大貯留量を超えた場合、近似的にその超過分が下段農地へ越流するものとし、一出水期間中の総越流量を求める。
- ② 求められた総越流量から水位—氾濫面積—越流量（ $H-A-V$ ）曲線に基づいて氾濫面積を求める。ただし越水時、下段農地は自己流域からの出水によってすでに湛水しているものとし、その水深に

は水田地帯の許容湛水深である 30 cm を用いる。

③ この氾濫面積から、次式によって補償費を計算することにする。

$$C_g = r \cdot A \cdot C_L \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 C_g : 下段農地への補償費、 r : 補償係数、 A : 氾濫面積、 C_L : 下段農地の価格。

4. 最適排水計画

4.1 現在の排水能力

これまでの古川治水事業の基本方針をみると、「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機械排水する」ことを目標としているようである。そこで、この方針に従って、下段への越流を許容しない場合の将来の土地利用状況における10年、30年、100年確率出水に対する最適排水計画をDP手法を用いて求めた。流域の地価が現状通り(昭和60年当時の価格)の場合について、結果をTable 1に示す。

Table 1. Return period of flood and optimum plan of drainage system

Return Period (years)	Pump Capacity (m ³ /s)				Retarding Basin (10 ⁴ m ²)	Improvements of channel(m)						Cost (10 ⁶ ¥)
	1	2	4	5		1	2	3	4	5	6	
10	73.4	—	—	15.0	—	5	0	4	4	3	4	105.8
30	78.4	—	—	15.0	—	5	0	5	5	4	5	113.2
100	133.4	—	—	70.0	—	5	0	8	8	8	9	199.3

この結果から、現在の施設には河道改修が必要であるが、ポンプ施設は10年確率出水に対応できていることが分かった。また、久御山機場で5 m³/sのポンプ増設を行えば、30年確率出水にも対応できることが分かった。ここで、河道2では拡幅工事が不必要であるのに対し、河道1では拡幅が必要となっている。これは、下流側河道疎通能は上流側のそれと同等ないしそれ以上でなければならないという条件を与えていること、および疎通能の計算の際、河道2では河床勾配を1:1500としているのに対して河道1では1:3000としたため、結果としてこれらの条件は厳し過ぎたのかも知れない。現実には、河道1の疎通能は十分に確保されており、拡幅工事は不要であると考えている。

4.2 巨椋機场上段用ポンプの更新・増設が最適解に及ぼす影響

古川改修事業の基本方針に従い、下段農地への越流氾濫を許容しない場合の内水排除施設の規模配置について検討する。ところで、施設1に含まれる巨椋排水機场上段用ポンプ(13.4 m³/s)は、巨椋池干拓当時(昭和14年)設置されたものがそのまま用いられており、かなり老朽化が進んでいるものと思われる。そこで、ここではこれを更新・増設する案も含め、次の2つのケースについて検討する。

Case 1 : 巨椋機场上段用ポンプは現状通り用い、施設1のポンプ増設は、すべて久御山機場で行われるものとする。久御山機場には60 m³/sのポンプ増設が可能で、これを上回る増設が必要な場合は、新たな用地取得費が必要なものとする。

Case 2 : 施設1全体で60 m³/s以上のポンプ増設が必要な場合、巨椋機场上段用ポンプを更新して、現在の上段用ポンプの容量と60 m³/sを超えて必要とされる容量とを確保することにする。巨椋機場には十分な敷地があると仮定し、設置されるポンプの容量にかかわらず新たな用地買収は不要とする。

Table 2. Optimum plan of drainage system

Case	Price of farmland in the Gedan Zone (10 ⁴ ¥/㎡)	Pump Capacity (m ³ /s)				Retarding Basin (10 ⁴ ㎡)	Improvements of channel(m)						Cost (10 ⁸ ¥)
		1	2	4	5		1	2	3	4	5	6	
1*	3.1	133.4	—	—	70.0	—	5	0	8	8	8	9	183.4
	6.1	133.4	—	—	70.0	—	5	0	8	8	8	9	199.3
	12.2	133.4	—	—	70.0	—	5	0	8	8	8	9	231.0
2**	3.1	190.0	—	—	15.0	—	5	0	12	12	10	9	177.2
	6.1	190.0	—	—	15.0	—	5	0	12	12	10	9	194.3
	12.2	190.0	—	—	15.0	—	5	0	12	12	10	9	228.5

Note:

- * Adding pumps at the Kumiyama Pump Station for an excess of required pump capacity over 60m³/s at the drainage equipment P1 in Fig.2.
- ** Adding pumps at the Ogura Pump Station for an excess of required pump capacity over 60m³/s at the drainage equipment P1 in Fig.2.

将来の土地利用状況における100年確率出水時を想定し、流域の地価が現状（昭和60年当時の価格）通りの場合について、Case 1, 2の最適解を求めた結果をTable 2に示す。ここでは、地価の上昇が内水排除施設の規模配置に及ぼす影響を検討するため、地価が現状の2倍、1/2の場合についても最適解を求め、併示している。このTable 2によると、地価の高低にかかわらず、Case 1の場合は久御山・城陽両排水機場のポンプ増設、Case 2の場合は久御山・巨椋両排水機場のポンプ増設が最適解になっている。いずれの場合も、排水機場・遊水池の新設案は採用されず、現存施設の拡張案が採用されている。

施設1の全排水量 Q_1 と施設1～5の総建設費 C との関係を図3に示す。Case 1の場合、施設1の全排水量が450万m³を超える付近で総建設費が急騰しているが、これは久御山機場で60m³/s以上のポンプ増設が必要となり、新たな用地買収が必要となるためである。

Case 2の場合、巨椋機場に十分な敷地が確保されているものとしており、増設ポンプ容量が60m³/sを超えても新たな用地買収は不要としている。このため、施設1に排水量を集中させるほど建設費は安くなり、建設費曲線は右下がりになっている。しかし、実際には、現在の巨椋機場の敷地内に設置できるポンプ容量にも上限があるはずであり、増設するポンプの容量がこの上限を超えれば、新たな用地買収が必要となり、総建設費は急増すると考えられる。Case 2の建設費曲線上で、Case 1における最小建設費を下回るところまで施設1に排水量を集中させることができれば、Case 2の総建設費の方が安くなる。計算の結果、施設1全体で175m³/s以上のポンプが設置できれば、Case 2の方が得策になることが分かった。久御山機場の現在の敷地には、既設の60m³/s以外に更に60m³/sのポンプが増設可能であることから、巨椋機場の上段用ポンプ敷地に55m³/s以上のポンプが設置できれば、上段用ポンプは更新した方が得策となる。ただし、この場合久御山・巨椋両機場の排水能力を補うために城陽機場のポンプ増設が必要となる場合もある。

4.3 下段農地への越流氾濫を許容する場合

前節では、下段農地への越流氾濫は許容しないものとして、内水排除施設の規模配置を検討してきた。

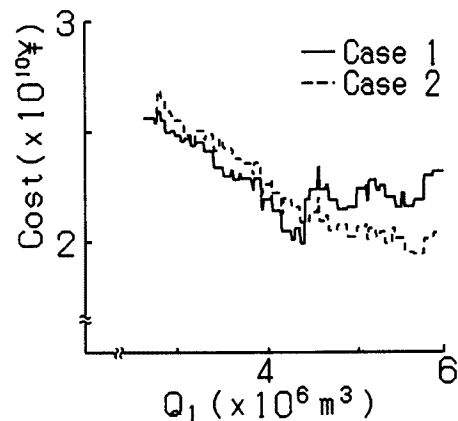


Fig. 3. Relationship between total cost and Q_1 in Eq. 9.

Table 3. Effects of flood plain compensation on optimum plan of drainage system

r	Over Flow (10 ⁴ m ³)	Pump Capacity (m ³ /s)				Retarding Basin (10 ⁴ m ³)	Improvements of channel(m)					
		1	2	4	5		1	2	3	4	5	6
0. ~0.02	135	73.4	—	—	15.0	—	5	0	12	12	10	9
0.04~0.06	129	73.4	—	—	15.0	—	5	0	12	12	10	9
0.08~	0	133.4	—	—	70.0	—	5	0	8	8	8	9

ここでは、下段への越流氾濫を許容することにし、将来の土地利用状況下における100年確率出水について、(10)式の補償係数 r に様々な値を想定して、下段農地への補償費が最適解に及ぼす影響を検討した。Case 1における補償係数 r と最適解との関係をTable 3に示す。これによると、 $r \leq 0.03$ では、ポンプ増設は行わずに河道改修のみを行って流出水を河道1まで導き、下段農地へ越水氾濫させる案が採用されているが、 $r \geq 0.04$ では、久御山・城陽の両排水機場でポンプ増設を行い、下段農地へは越水氾濫させない案が採用されている。Case 2についても同様の結果が得られた。

内水排除施設の総建設費と補償係数 r との関係をFig. 4に示す。流域の地価が現状通りの場合、 $r \leq 0.03$ の区間では r の増加にしたがって総建設費は増加していくが、 $r \geq 0.04$ では総建設費が一定になることが分かる。同図に流域地価が現状の2倍、1/2の場合の結果も併示してあるが、やはり総建設費には急変点があり、これに対応する r は、地価の上昇に従って小さくなることが分かる。

また、下段農地への越水氾濫補償費には限界があり、その額は、水稻10ha当りの年間収量を450kg、その価格を1t当り32万円とすると、Case 1の場合で約14年分、Case 2の場合で約13年分程度となる。この額は地価にほとんど左右されることなく一定であった。

4.4 ハイドログラフの取扱と最適解

前報で用いた今池川のハイドログラフを基準とする簡便法と、本報告で用いた方法とを比較し、ハイドログラフの取扱の簡便化による計算時間の短縮効果と、この簡便化が最適解に及ぼす影響を吟味した。まず、将来の土地利用状況において、100年確率出水を想定した場合について、前報で用いた方法で最適解を求め、2つの方法の計算時間を比較した。ただし計算にはapollo DN 10000を用いた。その結果、本報告で用いた方法では9分20秒であったのに対し、前報で用いた簡便法では2分50秒と1/3以下になり、簡便法を用いた方がかなり有利であることが分かった。

また、簡便法によって最適解として得られた各施設の全排水量に対し、2つの方法で総建設費、各排水機場のポンプ容量、各河道の拡幅長・疎通能・ピーク流量を求めた結果をTable 4に示す。

Table 4では、河道1のピーク流量は、本報告で用いた方法による結果の方が大きくなっており、施設1のポンプ容量も大きくなっている。将来の土地利用状況における100年確率出水時のピーク流量について、簡便法で基準として用いた今池川と、河道1上流端で流入する井川・南山川とを比較すると、今池川

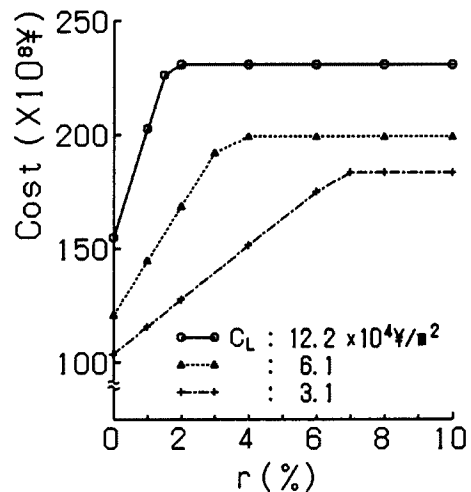


Fig. 4. Relationship between total cost and the compensation coefficient r in Eq. 10.

Table 4. Effects of simplified hydrograph on optimum plan

(a) The case of simplified hydrograph

Stage	Discharge Volume (10 ⁴ m ³)	Pump Capacity (m ³ /s)	Retarding Basin (10 ⁴ m ²)	Channel				
				No.	Width (m)	Improvements (m)	Capacity (m ³ /s)	Peak Discharge (m ³ /s)
1	467	128.4	—	C1	45.7	5	309.4	225.9
2	—	—	—	C2	37.6	0	306.9	162.5
				C3	16.5	8	103.9	98.2
				C4	16.5	8	103.9	98.2
3	—	—	—	C5	16.5	8	103.9	76.0
				C6	16.3	9	98.1	35.8
4	—	—	—					
5	124	55.0	—					

Total Cost (10⁸ ¥): 181.2

(b) The case of exact hydrograph

Stage	Discharge Volume (10 ⁴ m ³)	Pump Capacity (m ³ /s)	Retarding Basin (10 ⁴ m ²)	Channel				
				No.	Width (m)	Improvements (m)	Capacity (m ³ /s)	Peak Discharge (m ³ /s)
1	467	153.4	—	C1	45.7	5	309.4	246.7
2	—	—	—	C2	37.6	0	306.9	168.2
				C3	16.5	8	103.9	95.8
				C4	16.5	8	103.9	95.8
3	—	—	—	C5	16.5	8	103.9	75.8
				C6	16.3	9	98.1	40.5
4	—	—	—					
5	124	55.0	—					

Total Cost (10⁸ ¥): 218.8

Note: (a) Hydrographs at all points in the River Furu are assumed to be proportional to hydrographs at the end of the River Imaike.

(b) Exact hydrograph is the one evaluated exactly from the inflow from each sub-basin.

が 9.6 m³/sec/km²であるのに対し、井川は 15.5 m³/sec/km²、南山川は 16.8 m³/sec/km²と 60% 以上大きくなっている。簡便法では、この違いが反映されないため、施設 1 に必要なポンプ容量が過小評価されたものと思われる。

このように、前報で用いた簡便法は計算時間をかなり短縮でき、有利であるといえる。しかし、土地利用状況の違いなどのために支流域によって流出特性が異なる場合には、その違いが結果に反映できず、やや問題があるようである。巨椋流域のように、支流域によって流出特性の異なる地域を対象に最適排水計画を検討する際には、やはり支流域別にハイドログラフを考慮して検討する必要があると思われる。

5. む す び

本報告では、巨椋流域における古川を中心とした内水排除施設について、現状を是認した上で将来望まれる施設の規模配置に関する検討を行った。得られた結果は次の通りである。

(1) 現在の古川のポンプ施設は 10 年確率出水に対応できている。また、久御山機場で 5 m³/s のポンプ増設を行うことによって 30 年確率出水にも対応できる。ただし、いずれの場合も河道改修が必要である。

(2) 将来の土地利用状況における100年確率出水に対して下段農地への越水氾濫を許容しない場合は、河道改修と既存の久御山・城陽両排水機場におけるポンプ増設の組合せ案が得策となる。この結果は、流域全体の地価の変動には無関係であり、排水機場・遊水池の新設案は採用されない。

(3) 老朽化による性能低下が懸念されている巨椋排水機場の上段用ポンプは、現在の同機場敷地内に55 m³/s以上のポンプが設置できない場合は、そのまま使用した方が得策であるが、55 m³/s以上のポンプ増設が可能な場合は、久御山機場で60 m³/sのポンプ増設した上で、上段用ポンプを更新した方が総建設費は安くなる。この場合、久御山・巨椋両機場の排水能力を補うために城陽機場でのポンプ増設が必要になる場合もある。

(4) 観世洪水吐からの越流を許容して湛水に対する補償費を考慮した場合、その補償費が高い場合にはポンプ増設によってすべて機械排水した方が得策となるが、補償費が安い場合には、河道改修によって流出水を下流端まで導き、下段農地へ越水氾濫させる方が得策となる。この補償費には限界があり、その金額は農地年収穫高の13～14年分に相当する。

本報告に際し、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な協力を得たことを付記し、深謝の意を表す。

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，京大防災研究所年報，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—，京大防災研究所年報，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—，京大防災研究所年報，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—，京大防災研究所年報，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—，京大防災研究所年報，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—，京大防災研究所年報，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—，京大防災研究所年報，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—，京大防災研究所年報，第31号 B-2，1988，pp. 379-393.
- 9) 角屋 睦・田中丸治哉・熊谷幸樹：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—，京大防災研究所年報，第33号 B-2，1990，pp. 403-413.