

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—

角屋 睦・増本 隆夫

URBANIZATION EFFECTS ON FLOOD RUNOFF AND INUNDATION CHARACTERISTICS IN OGURA BASIN (7)

—Flooding Processes Caused by Record Heavy Rainfall in
July, 1986 and Counter-Measures against its Flood—

By *Mutsumi* KADOYA and *Takao* MASUMOTO

Synopsis

Part of new residential area and low-lying arable land in the Ogura basin located in the south of Kyoto suffered inundation damages caused by record heavy rainfall such as 257mm (return period: 1/50 years) in 24 hours and 332.5mm (1/100 years) in 48 hours, in July 21-22, 1986.

To cope with changes of flood runoff due to the rapid urbanization of this area, the improvement of the River Furu begun in 1971, and the Kumiya Pump Station with a pump of 30m³/s was built at the downstream end of the River Furu in 1973. In addition to those counter-measures, several promising measures have been proposed in previous papers⁴⁾⁻⁶⁾.

Almost all of these plans, however, are based upon the states that the improvement of the River Furu had been completed. It seems as if the heavy rainfall of this time struck this weakness of the area to bring the disaster.

This paper discusses the flood behavior of this occasion analyzed by the kinematic runoff model and the diffusive tank model, and effects of urbanization on this flooding to show the existence of the weak points to be improved. Moreover, several flood control plans which are expected as the emergency measures are examined by using the rainfall pattern of this time.

1. ま え が き

昭和61年7月20日深夜から22日にかけて、京都府南部一帯は梅雨末期特有の雷雨性豪雨に見舞われ、とくに木津川沿いの各地で多くの浸水・かけ崩れ被害が発生した。われわれが、都市化に伴う流出変化・水害危険度変化予測手法確立のための事例対象研究流域として、鋭意観測調査研究を続けてきている巨椋低平流域でも、観測最大級のこの豪雨によって、住宅地域で多くの浸水被害、低位部農地で湛水被害を生じた。かねてから、われわれはこの流域の内水災害の形態や危険度の変化を攻究し、その対策についてもいくつかの私案を提示してきたが¹⁾⁻⁶⁾、これらは基本的には現在進行中の幹線河道古川の改修事業の完了を前提としたものであった。今次の豪雨災害は、凶らずも進行状態にある治水事業の弱点を突いた形になっているように思われる。そこで今回は、今次の出水氾濫現象をシミュレーション的に検討して問題点を明らかにするとともに、その対策について若干の考察を加えた結果を報告する。

2. 巨椋流域の概要

2.1 流域の概要

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 約52km² の低平地主体流域である (Fig. 1)。流域は、上段・中段・下段の3排水区に分けられている。

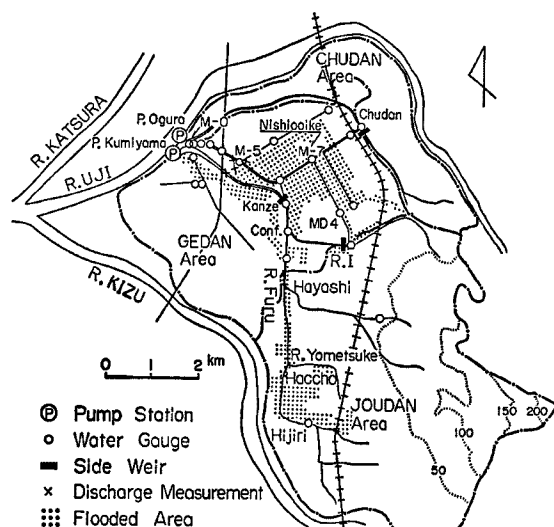


Fig. 1 Physiographical map of the Ogura basin (water gauge station and flooded area).

(1) 上段地区 (26.6 km²)

良透水の砂土で覆われた洪積層の丘陵山地を背後に持ち、市街地、水田、畑地等からなる。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 (30m³/s) と巨椋排水機場上段用ポンプ (4台、計13.4 m³/s) 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流下するようになっている。流域の都市化はかなり進んでおり、現在古川の暫定改修が進められている。

(2) 中段地区 (6.3 km²)

宇治川沿いに開けた干拓前からの既耕地が中心の沖積層流域で、近年、上流部の都市化が著しい。雨水は、中段承水路によって排水機場へ導かれ、宇治川水位が低いときは、幹線排水路を跨ぐ掛樋を経て古川に流下し、自然排水される。また宇治

川水位が高いときは、中段排水機 (2台、計5.0 m³/s) によって排水されるのが原則であるが、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。

(3) 下段地区 (18.7 km²)

中段と同様沖積層からなり、往古巨椋池と呼ばれた干拓田地区 (10 km²) と古川西部部に位置し場外地区と呼ばれる畑地及び水田地区より構成される。古川・井川および中段洪水吐からの流入水を含め、雨水は幹線排水路によって巨椋排水機場へ導かれる。この水は、かつては平時も下段用排水機によって宇治川へ機械排水されていたが、現在は1号水門によって古川と連結されているため、宇治川水位が低いときは古川を経て自然排水され、また出水時久御山排水機場との連繋運転も可能となっている。下段排水 (7台、計30.5 m³/s) は、一応中段排水と別々に行うのが原則とされていたが、現在はほとんど一緒に排水されることが多いようである。

2.2 流域の土地利用変化

巨椋地域は、京都、大阪・奈良を結ぶ幹線道路沿いに位置しているため、都市化が著しく進行していることはこれまで度々述べたが、昭和30年頃全体の3%程度に過ぎなかった都市化面積は、すでに45%に達し、都市計画上の市街化区域のほとんどすべてが都市化 (50%) 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。ここでは、山城総合運動公園の建設による流域変更のため、上段地区流域面積は以前⁹⁾ より小さくなっている。同表には昭和34年のものと、都市計画上の将来の土地利用も併示してある。

Table 1 Land classification in the Ogura basin

Zone Classification	Joudan, Area(km ²)			Chudan, Area(km ²)			Gedan, Area(km ²)		
	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

この地域では、現在京滋バイパスが建設中であるが、さらに将来幹線道路新設の計画もいくつかあるようである。

3. 豪雨及び氾濫の概要

3.1 豪雨の状況

昭和61年7月中旬、梅雨前線が日本海沿岸に停滞して、京都府下全域に雷雨注意報が頻繁に出されるなど大気的不安定な状態が続いていたが、20日夕方から21日早朝にかけて梅雨前線の活動が活発になり、21日0時から9時頃にかけて京都南部一帯は雷を伴う局地的な大雨となった。この雨は日中は小康状態を保っていたが、夜半から22日早朝にかけて、この地方は再び激しい雨に見舞われた。

この雨は、京都南部でもとくに木津川沿岸に集中した局地性の強いもので、巨椋流域内では、中段洪水吐地点で24時間雨量 257 mm、48時間雨量は 333mm が観測されている。巨椋流域で雨量観測が始められた昭和9年以降今日までの日雨量最大は、201mm、2日最大は 225mm (ともに昭和34年8月) であるから、今回の雨は巨椋地区で両者とも観測最大となっている。これは、24時間雨量で50年に1度、48時間雨量で100年に1度の豪雨であったと推定される。

Fig. 2 には7月20日から24日までの総雨量分布を示す。また Fig. 3 には巨椋排水機場、Figs. 9~11 には流域内13観測点の値を平均したハイエトグラフを示している。なお、7月20日の夕方に短時間の降雨があった。これは上段地区の山添いでは 30~40mm の量になっているが、中・下段平地部では数 mm と地域的な差がみられる。

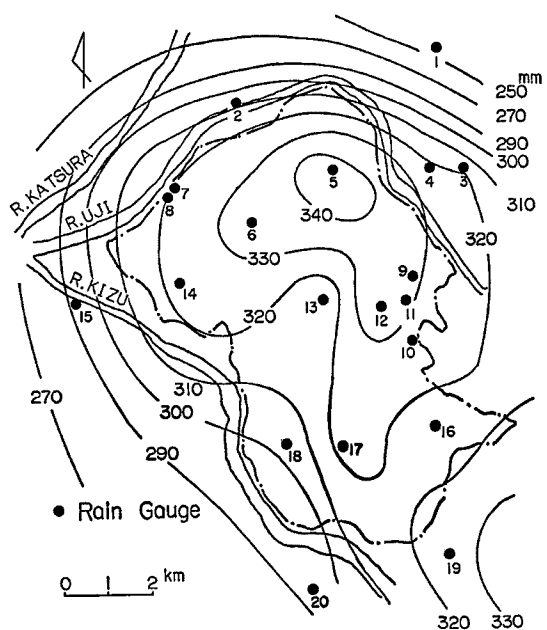


Fig. 2 Areal distribution of total rainfall.

3.2 氾濫被害の概要

上記の豪雨により、流域内の各所で浸水や湛水が生じた。すなわち古川上流に位置する城陽市内低位部の住宅地、古川支川の井川に沿った住宅地、下段主排4号 (MD 4, Fig. 1) 上流部の宅地など、いずれも比較的近年に開かれた住宅地域で10~50cmの浸水があり、浸水戸数は延3400戸に及んでいる。また下段干拓地区内農地一帯は、1m以上の湛水が2日続いた。Fig. 1には今回の豪雨による氾濫域を示している。

巨椋流域には、Fig. 1に示す20数点に自記水位計が設置してある。Fig. 3には古川沿いの3地点および宇治川の水位を示している。標高が高く都市化の激しい上段地域の河道水位は、降雨の2つの山に対応して2個のピークが見られ、かつ前の方が大きい。一方、下段幹線排水路内3地点での観測水位を同図に示しているが、ここでは7月21日と22日両日も各地点におけるピーク時の水位差は小さく、いずれも2山目の方が高くなっている。幹線排水路沿いの最低田面標高はOP 9.80mであるから、水位がこれを越える時間が氾濫時間となり、最高氾濫水深は1m以上になっていたことが分る。これらのことは、低平地氾濫現象の検討には日雨量より2日雨量が重要になることがありうることを示唆している。

また、今回の氾濫時には、Fig. 1に示すいくつかの地点で流量観測を、また浸水のあった宅地域で浸水氾濫直後に流域調査、聞き取り調査を行った。

4. 出水氾濫過程の検討

4.1 排水施設とその操作条件

(1) 排水機

巨椋流域では、排水のため、現在、巨椋排水機場に上段用4台延13.4m³/s、中段用2台5.0m³/sおよび下段用7台30.5m³/s、総計13台、公称能力48.9m³/sのポンプがある。また、上段用として久御山排水機場に30m³/sのポンプ1台が設置されていることはすでに述べた。しかし、今回の豪雨時には、昭和29年に追加設置された下段用ポンプ1台(3.0m³/s)が故障のため稼働しなかった。巨椋排水機場のポンプは下段用の6台、延27.5m³/sのポンプが昭和46年、53年度に更新されたほかはいずれも古く、その能力に若干の懸念が持たれるが、一部のものを除いてその検定ができないので、一応ポンプ特性曲線・内外水位差を用いて排水量を算定することにした。なおこのときのポンプの能力と対策の吟味に用いたその操作条件を

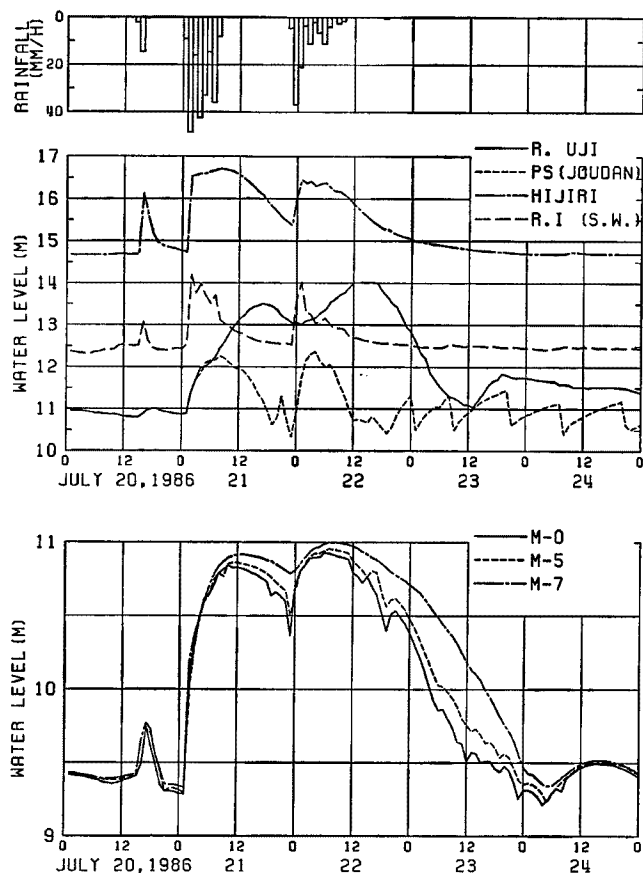


Fig. 3 Observed stage hydrographs in the Ogura basin (Upper: Furu river of the Joudan zone, Lower: Main drainage channel of the Gedan zone).

Table 2 Criteria of pumping operation at the Ogura and Kumiya Pump Stations

Pump Station		Pump Capacity (m ³ /s)	Water Level (m, O. P.)	
			Active	Stop
Ogura	Joudan	3.15	11.80	11.40
		12.35	12.00	11.40
	Chudan*	2.10	11.00	10.50
		4.10	11.20	10.50
	Gedan	4.70	9.50	9.30
		9.40	9.70	9.50
		14.26	9.90	9.70
		18.91	10.00	9.90
		30.11	10.10	9.70
Kumiya	Gate No. 1 Closed**	5	11.00	9.80
		10	11.10	9.80
		15	11.20	11.00
		20	11.30	11.10
		25	11.40	11.20
		30	11.60	9.80
		120	11.80	
	Gate No. 1 Open	5	10.00	9.80
		30	10.20	
		60	10.40	
		90	10.60	
		120	10.80	

* In recent years, runoff from the Chudan zone is apt to be drained with runoff from the Gedan zone.

** The Gate No. is opened for $H_0 \geq H_k$ and closed for $H_0 < H_k$ in which H_0 and H_k are the water levels at the Ogura and Kumiya Pump Stations, respectively.

Table 2 に示す。

(2) 古川

昭和48年以来古川改修事業が進められ、昭和61年度末には、井川合流点より下流側の暫定河道がごく一部の区間を除いて概成した形になっているので、解析は実際に近い形で進める。また対策案の検討に用いる下流端目標水位は、従来どおり堤防天端標高 12.73m より 0.60m 差引いた 12.13m とする。

(3) 1号水門

下段排水機場と久御山排水機場とは現在1号水門でつながっている。これは、干拓当時舟通水門として作られていたものを昭和54年に改修したもので、現在幅 10m、高 4m のゲート 2 枚よりなっており、閉鎖時の天端標高は 12.0m である。この水門の出水時の操作は、久御山排水機場水位が巨椋排水機場下段水位よりも低くなると開き、久御山排水機場の水位が低下してポンプ停止水位の 9.80m 以下になると閉じられる。なお、両排水機場の間の流れは幅 21m、長さ 140m の河道流れとして扱う。

Table 3 Key facilities in the basin
(a) Gate and Side weir

Name	Elevation (m, OP) – Length (m)	
	Past	Present
Joudan Gate (Ogura P.S.)	12.0 – 9.0	
Gate No. 1		12.0 – 20.0 (1979)
Chudan Conduit	11.45 – 13.2	
Kanze S.W.	11.830 – 24.3	12.732 – 25.0 (5986)
R.I S.W.	12.921 – 12.2	
Chudan S.W.	11.436 – 10.7	

(b) Siphone

Name	Height(m) × Width(m) × Length(m), Number			
	Past		Present	
Oouchi	1.5 × 3.0 × 50.	2	3.0 × 2.6 × 110. (1978)	2
Nakauchi	1.5 × 2.7 × 50.	1	2.5 × 3.2 × 105. (1983)	1
Kanze	1.2 × 1.2 × 50.	1	1.75 × 1.75 × 97. (1983)	1

Note: The numbers in parentheses are the years in which old facilities were improved or new facilities were installed.

(4) 洪水吐

古川改修前に古川下流観世に設置されていた洪水吐（堰頂標高 11.83m・堰幅 24.3m）は、昭和59年に標高 12.73m・堰幅 25m に改修された。

(5) 暗渠

古川の下を通り、下段幹線排水路に導水される旧巨椋池の一部の地区の排水用の暗渠は、古川河道の改修に伴って改修された。

参考のために、これら主要排水施設の諸元を **Table 3** に示す。

4.2 水収支

今回の出水氾濫解析に先立ち排水区別収支を調べた。雨量は巨椋流域内の13地点観測雨量の算術平均 326 mm を採用し、また流域からの排出量はポンプの性能曲線と内外水位差から概算した。その結果を **Table 4** に示す。これより流域全体としてはつじつまが合うが、それぞれの排水区別にみると、かなりの出入りを考えざるを得ないことが分る。ただし、今回はかなり早い時期から中段最下流ゲートを開き、中段出水を下段出水と一緒に排水していたようであるので、中・下段を一緒に扱うことにした。

さてこの計算によると、上段からの排出量は 508万m³ (192mm)、中・下段流域からは 876万m³ (350mm)

Table 4 Water balance in July 20-24, 1986

Rainfall (mm)			326.2	
	Retention (mm)	Area Ratio (%)	Retention Ratio* (mm)	Runoff (mm)
Urban	22.0	46.2	10.2	140.5
Paddy	34.0	32.2	10.9	94.2
Dry Field	80.0	4.8	3.9	11.7
Miscellaneous**	167.0	7.9	13.2	12.6
Mountain	218.4	8.9	19.4***	9.6
Total		100.0	57.6	268.6
Drainage**** by pumps (mm)		Drainage (mm)	Area Ratio (%)	Drainage Ratio***** (mm)
	Joudan	191.5*****	51.5	98.6
	Chudan Gedan	350.4*****	48.5	170.0
	Seepage			6.5
Total		100.0		275.1

Note: This table is based on water balance from 20 through 24 in July, 1986.

* Retention Ratio(mm)=Retention(mm)×Area Ratio.

** Bare land and Bamboo in hill side.

*** The value is estimated by the ϕ -index method considering the water balance of the whole zone.

**** Drainage by pumps includes the amount of natural discharge in the Joudan zone before the pumps were started.

***** The depth of drainage in this column is calculated in the Joudan zone.

***** The depth of drainage in this column is calculated in the Chudan and Gedan zones.

***** Drainage Ratio(mm)=Drainage(mm)/Area Ratio.

と算出され、雨量に比べて上段地区過小、中・下段地区過大ということになる。上段井川の氾濫水の越水、洪水吐流入、巨椋排水機場の樋門や1号水門上の越水により、多量の水が下段に流入していたことになる。また、宇治川等からの浸透量 ϕ も若干量(1.945m³/s, 6.5mm)考慮することにしたが、これは、問題かもしれない。むしろ巨椋排水機場のポンプの能力低下によるものと考えべきかも知れない。いずれにせよ、その差引分が実排水量となり、後述の再現計算において、下流端流量を境界条件にする場合の条件値となる。

4.3 有効雨量

有効降雨は、各地目ごとに標準的とされている雨水保留能曲線 (Fig. 4) より算出する。なお、浸透性の良い丘陵地については ϕ -index 法 (前節での水収支の検討結果より $\phi=20$ mm/h) で算定する。また都市域については、舗装面での保留量は0、裸地面での保留量は Fig. 4 の値として、舗装率70%~30%のそれぞれに応じて有効降雨を算定する。

4.4 数理モデルとその適用条件

この地域の出水氾濫解析のための数理モデルとしては、これまでの報告と同様、丘陵地・市街地および低

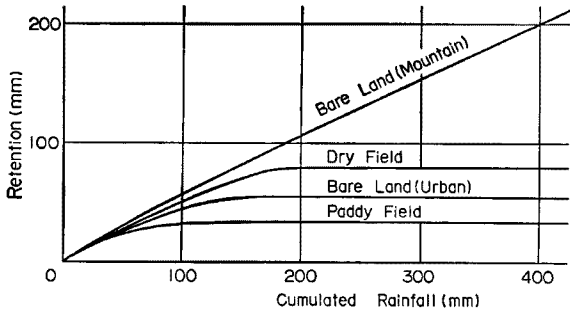


Fig. 4 Retention curves for direct runoff.

河道の粗度係数 n は、下段幹線排水路で 0.025~0.035, ただし、農業用水用の掛樋等の横断により潜り流出状態になるところでは、試算により 0.040 を与えた。その他の排水路で 0.030~0.050, 上段古川で 0.025~0.045 の値をライニング, 草生の状態により与えた。

計算単位時間 Δt は、キネマティック流出モデルで 900秒, 低平地タンクモデルで 3600秒とする。水田欠口幅は、この流域の標準とされる 1m/ha を採用する。

4.5 流域モデル

現状の土地利用に則した非氾濫域の流域モデルは上・中・下段の順に Figs. 5, 6, 7 である。それぞれの非氾濫域からの流出量が、低平地タンクモデルへの境界流入量となる。

氾濫域に適用する低平地タンクモデルのブロック図は、Fig. 8 のようである。下段氾濫域には前報⁶⁾と同様農地を詳細に分割したものをを用いており、それに対応する流域分割数は58個となる。Fig. 8 において、前報⁶⁾で観世洪水吐の将来の拡張可能性を考慮して4分割していた河道タンクは、今回の解析では1つの河道タンク^⑨にしている。排水機場の No. 182 は1号水門を示し、△177, △179 は、中・上段の掛樋や1号水門上の越流を考慮するためのものである。河道タンク^⑨の直上流には、後述の分散排水のための新設ポンプ場を示している。

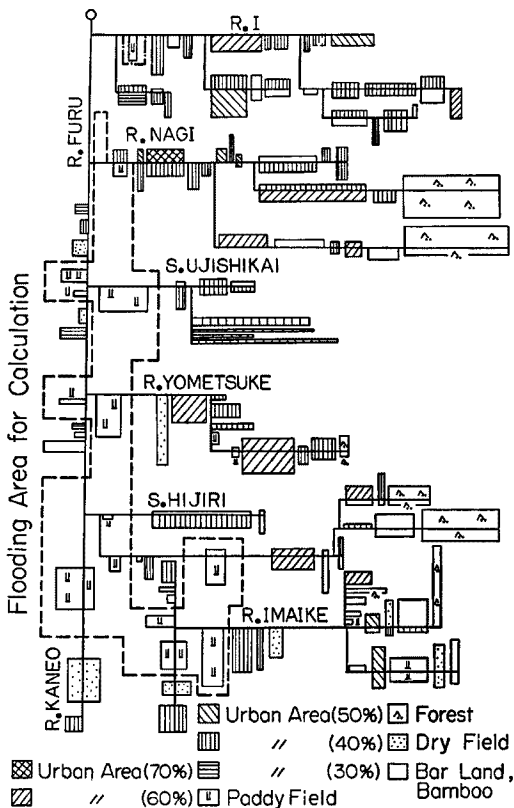


Fig. 5 Model of the Joudan zone.

平地の中でも非氾濫域と考えられる地域には、キネマティック流出モデルを、低平流域の氾濫域、すなわち、水田や排水路には、低平地タンクモデルを適用することにする^{8), 9)}。

斜面上の流れを追跡する際に使用する等価粗度の値 N (m-sec 単位) としては、以下に述べるような流域モデルを採用することとし、かつこれまでの成果を考慮して、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 を与えた。

氾濫域に適用する低平地タンクモデルのブロック図は、Fig. 8 のようである。下段氾濫域には前報⁶⁾と同様農地を詳細に分割したものをを用いており、それに対応する流域分割数は58個となる。Fig. 8 において、前報⁶⁾で観世洪水吐の将来の拡張可能性を考慮して4分割していた河道タンクは、今回の解析では1つの河道タンク^⑨にしている。排水機場の No. 182 は1号水門を示し、△177, △179 は、中・上段の掛樋や1号水門上の越流を考慮するためのものである。河道タンク^⑨の直上流には、後述の分散排水のための新設ポンプ場を示している。

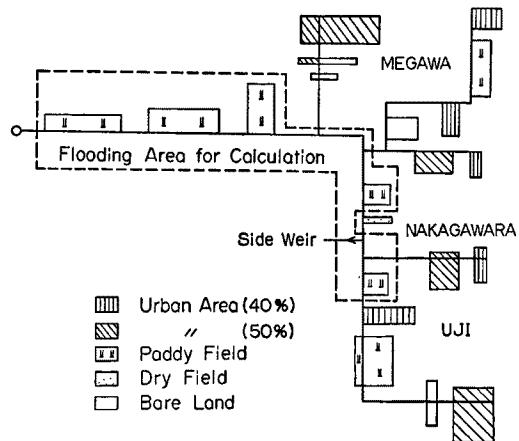


Fig. 6 Model of the Chudan zone.

5. 出水氾濫現象の再現とその考察

5.1 昭和61年7月の出水氾濫の再現

下流排水機場における上・中・下段の観測水位を境界条件として、粗度係数等を変えて試算を繰返して得た幹線排水路 M-7 地点の水位ハイドログラフを、観測値と対比して Fig. 9 に示す（地点は Fig. 2 参照）。7月20日の夕刻における計算値は実測値よりも高い値を示しているが、これはこのときの雨が夕立性のもので、場所によって雨量の違いが大きく、中段洪水吐地点観測値は 10mm にも満たないのに、流域平均雨量 22mm を与えているために、中段や下段からの流出量過大となったためと考えられる。また低減部では、計算値が7月23日午前には実測値よりも高く、午後には急速に下がる傾向がある。これは、このときの水位付近で氾濫水深が0となるタンクが多いことから、モデル化に伴うランピング効果とみられ、さらに降雨終了後の高位部からの低水流出を考慮していないことも理由に挙げられるかも知れない。しかし、ピーク付近での再現性はかなり良い。また、同図には、この解析により得られた M-5 地点の流量ハイドログラフを併示しているが、かなりの再現性がみられる。計算流量は実測値に比べて若干小さ目となっているが、流量観測精度からすると、どちらが正しいともいいにくい。

次に、上記の試算で得られたモデル定数を用いて、下流端流量を境界条件とする解析も行ってみた。その結果得られた計算水位は、ピーク付近でやや低目、低減部でやや高目の傾向があるが、水位を境界条件に採用した前述の結果と大差はなく、逆に計算流量は前述の結果より観測値によく合う結果となっている。

上記いずれの場合にも、実用上十分な精度で現象の再現ができたと考えられるので、以下の計算でも、本検討で用いたモデル定数をそのまま採用する。

5.2 再現計算による流域の水収支

氾濫の再現計算の結果に基づいて、あらためて水収支を調べると Table 5 のようになる。すなわち、上

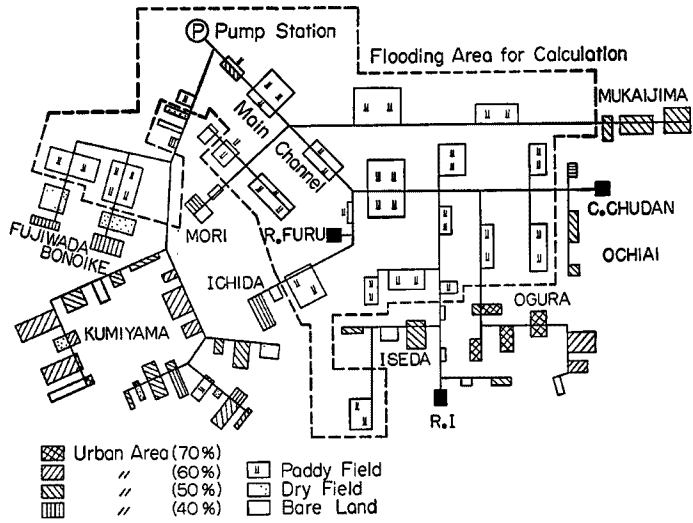


Fig. 7 Model of the Gedan zone.

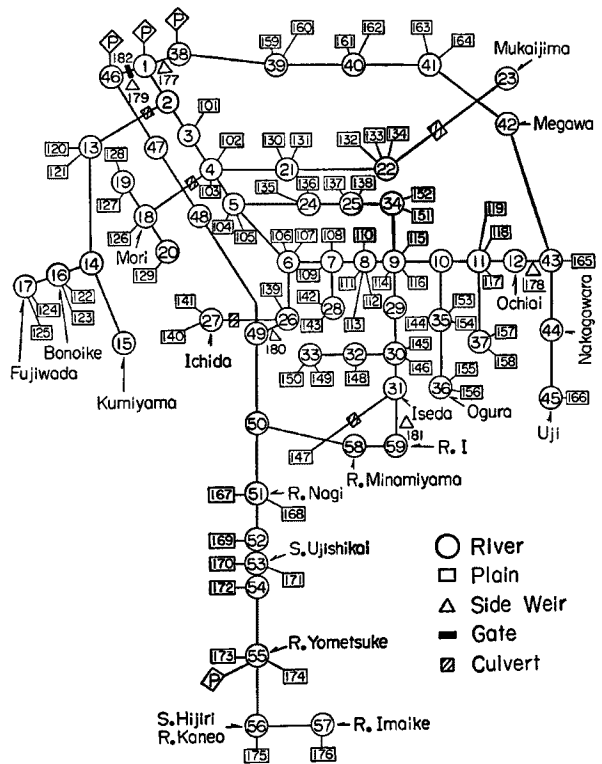


Fig. 8 Watershed diagram for applying the diffusive tank model.

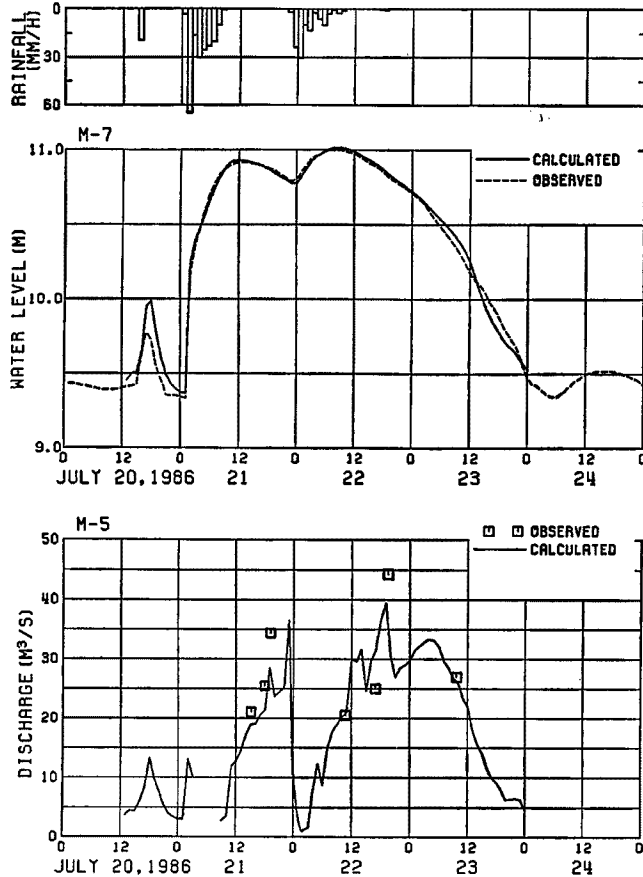


Fig. 9 Comparison between observed and calculated hydrographs (water level at M-7 and discharge at M-5).

段から下段へは、古川下流の巨椋排水機場内樋門上及び1号水門天端上の越水が16万 m^3 (3.1mm)、井川洪水吐及び井川氾濫越水により78万 m^3 (15.2mm)、観世洪水吐よりごくわずかの流出があったことになる。また、中段から下段へは、中段承水路最下流ゲートから116万 m^3 (22.6mm)、中段洪水吐から70万 m^3 (13.5mm)の流出があったことになる。さらに、1号水門の開閉により下段から41万 m^3 (8.0mm)の流出水が上段久御山排水機場へ移動した。したがって、上・中・下段それぞれから574万 m^3 (111.3mm)、186万 m^3 (36.1mm)、589万 m^3 (120.8mm)の流出量があったことになる。ただし、上記の流出高(mm)はすべて全流域に換算した値である。

5.3 都市化の影響

今次の出水氾濫現象に、流域都市化の進行がどの程度影響していたかを調べるため、排水施設の規模は現在のままで、土地利用が過去の状態(昭34)であったとしたときの再現計算を試みた。Fig. 10は流域最低部である下段西大池地点

Table 5 Areal water balance using the simulation model

	(Unit: mm)		
	Joudan	Gedan	Chudan
Drainage	100.9		167.3
Chudan Gate			← 22.6
Side weir	0.1 (Kanze) → 5.3 (R. I) →		← 13.5
Overflow*	3.1 (Kumiyama P.) → 9.9 (R. I) →		
Gate No. 1		← 8.0	
Total	111.3	120.8	36.1

Note:

* Discharge over the top of the sluice and the Gate No. 1 at the Kumiyama Pump Station and discharge over the embankment of the River I.

(+) Values(mm) in the table are converted to the runoff from the total drainage area (51.56 km²).

(M-7) と古川観世洪水吐地点での水位を比較したものである。ピーク水位では下段で 0.28m, 上段で 0.38m の増加となり, 明らかに現在では危険度が著しく増大している。都市化の進んだ現在では氾濫ピークの発生する時間も, 当然のことながら, 過去に比してかなり早くなっている。今回の豪雨による7月20日から23日の4日間のポンプ排水量は上・中・下段合わせて, 過去の 1100万 m^3 (213 mm) であったものが, 1380万 m^3 (267 mm) に増加している。

6. 洪水対策

巨椋地域の将来における洪水対策として, これまでにもいくつかの案を提示してきた^{4)~6)}。それらは, 基本的には, 現在進行中の古川改修事業が完了することを前提としたものであった。しかし, 改修事業に長年月の期間を必要とする現実をみると, もっと応急的対策もありうるのではないかと思考され, 今次の災害はこれを大きく示唆したものとも思われる。そこで, ここではこうした問題について二, 三考察を加えることとする。

(1) 古川観世地点洪水吐

これまでわれわれは, 上段地区の都市化に対処する対策として, 観世洪水吐の拡張案を提示し^{4), 5)}, これが効果的であるというよりもむしろ最小限行われるべき基本案であることを強調してきた。しかしながら, 不幸にして行政当局には採択されず, **Table 3** に示したように, 堰頂標高を高くして存置する程度に留まっていた。今次の豪雨は, この洪水吐に再考すべきことを警鐘している。すなわち堰頂標高が嵩上げされたため, この洪水吐から僅かに 600 m^3 の流出があったに留まり, 一方越流の許されない1号水門から大量の水が下段に越流するという事態を生じている。ここでわれわれはあらためて上段観世洪水吐の堰頂を低下させ, また拡幅する必要のあることを強調したい。ただし, 以下の検討では, この洪水吐は現在の断面を用いて行うこととする。

検討に用いた土地利用は昭和58年現在のものである。

(2) 将来計画完了状態

現在, 暫定断面での古川改修計画が進行中である。これが予定通り完成していたならば, 今次出水はどうかであったかをまず調べる。ただし, 計画断面完成時点では井川洪水吐は閉鎖され, 下流久御山排水機場には, 90 m^3/s のポンプ増設ができたものとする。そのときの流域内の代表地点での最高水位を **Table 6 (B)** 欄に示す。この時, 下流での水位は目標水位以下となり, 上流で宅地浸水は残るが僅かである。ただし, ポンプの増大は間欠運転を激化させることになるのは止むを得ない。

(3) 八丁排水機場の新設案

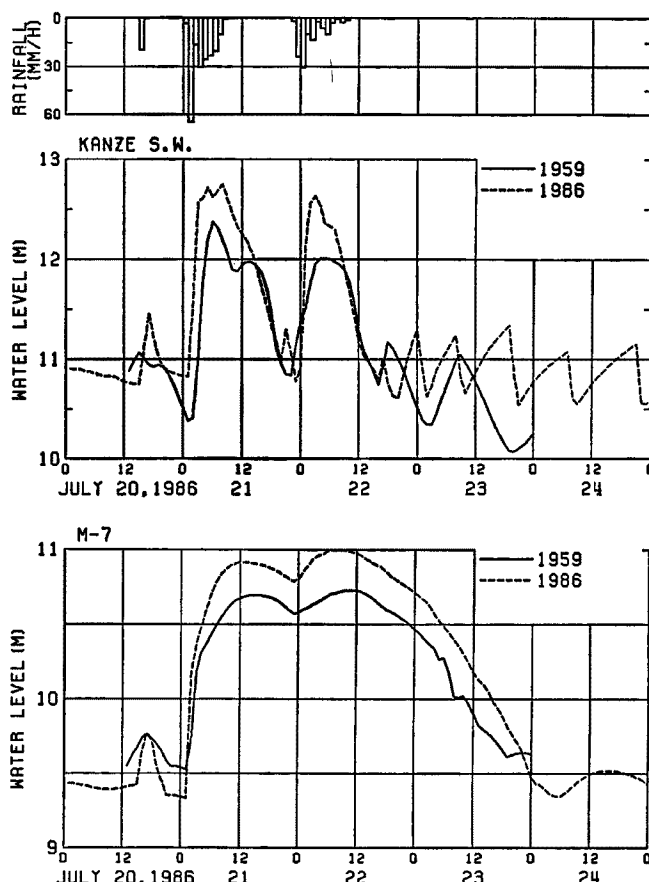


Fig. 10 Comparison of stage hydrographs for the past and present land uses (Joudan zone; Kanze, Gedan zone; M-7) under the present drainage facilities.

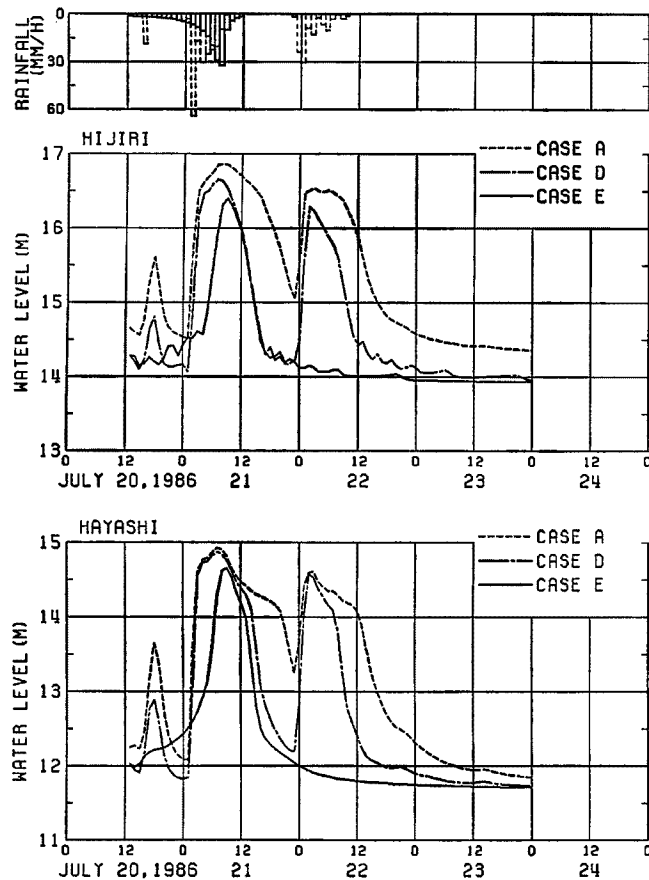


Fig. 11 Change of stage hydrographs for dispersed drainage with newly built pump station (Haccho).

そこで、ピーク位置0.8の1山降雨波形⁵⁾に配分した1/10年確率規模の24時間雨量を入力として、氾濫解析を行った (Fig. 11) 結果を Table 6 (E) 欄に示す。上流宅地域における浸水はわずかになり、少なくとも上流に関しては、将来計画完了時点と同程度の効果があることが分る。

(4) 将来計画に八丁排水機場を組込む案

前述八丁排水機場案は古川改修が未完状態を想定したものであった。しかし、古川河道改修を含む将来計画完成時点に、この八丁排水機場の効果を検討しておく必要がある。このため、将来のポンプの集中案 (Table 6 (B) 欄) と対比して、八丁排水機場に $15\text{m}^3/\text{s}$ 、下流久御山排水機場に $75\text{m}^3/\text{s}$ のポンプ増設がある場合を考える。Table 6 の (B) 欄と (F) 欄での最高水位を比較すると、排水機場の分散により古川最下流では目標水位を上回る。古川上流宅地域ではポンプを下流に集中させた方が最高水位は低い。すなわち、この地域では河道改修後で十分な通水能力があれば、集中排水の方が有利といえる。問題は何年後にこの状態に到達するか、その間の経済性はどうかなど、まだ検討すべき問題は多いと考えている。

(5) その他

以上の案の他に、古川上流域を完全に下流域と独立させる案、高位部排水を考える案、その他いくつかの案も考えられる。しかしこれらは経済性を無視しては考えられないことであるので、これらについてはあらためて検討の機会を持ちたいと考えている。

古川最下流端から 6.5km 上流で、古川が木津川への最も近接する地点 (支配面積 9.6km^2 , Fig. 8 参照) に分水路を作り、排水機場を新設する案を考える。今回の出水で氾濫しないと仮定した時のピーク流出量は、八丁上流で $44\text{m}^3/\text{s}$ 、その下流側嫁付川合流後で $68\text{m}^3/\text{s}$ であった。必要ポンプ容量はこれまで、ピーク流出量の $1/2 \sim 1/4$ 程度とされているから、 $7.5\text{m}^3/\text{s}$ のポンプ2台、計 $15\text{m}^3/\text{s}$ を新設する案を考える。まず新設排水機場上下流の河道を改善しない場合 (Table 6 (C) 欄) と改修する場合 (同表 (D) 欄) を検討した。古川上流樋尻付近の宅地浸水を軽減するには、ポンプ場新設に伴い上流側の河道改修が必然といえる。このときの計算水位ハイドログラフを Fig. 11 に示す。なお、同図中の A~F は Table 6 の (A) 欄から (F) 欄に対応している。流出ピーク時には、下流部での最高水位の変化は少ないものの、都市化の激しい上流側では氾濫水位が抑えられる結果となった。ただし、古川上流の住宅地浸水の解消には至らない。これは、今回検討した豪雨が $1/50 \sim 1/100$ 年相当のものであったためと考えられる。

Table 6 Comparisons of maximum flood levels for several flood mitigation measures

Case		A	B	C	D	E	F		
Haccho Pump capacity (m ³ /s)		×	×	15	15	15	15	Target	
Channel Improvement	Upstream	×	○	×	○	○	○		
	Downstream*	×	○	×	×	×	○		
Kumiyama Pump capacity (m ³ /s)		×	+90	×	×	×	+75		
Highest Water Level (m)	Gedan	Ogura P. S.	10.95	10.67	10.91	10.92	10.62	10.69	
		Nishiooike	11.03	10.80	11.00	10.98	10.72	10.80	
	Joudan	Kumiyama P.	12.38	12.05	12.33	12.35	12.20	12.18	12.13
		Confluence	12.92	13.20	12.83	12.86	12.69	13.00	13.25
		Hayashi	14.92	14.34	14.82	14.86	14.65	13.95	15.00
		Haccho	16.28	15.82	16.00	16.32	15.99	16.14	15.90
		Hijiri	16.87	16.40	16.76	16.66	16.40	16.57	16.35
		R. I (S. W.)	14.05	13.95	14.05	14.06	14.02	13.93	13.99

Note: Rainfall patterns used here are the storm in July 20-22, 1986. for A, B, C, D, F, and the designed rainfall (1/10year) for E.

* Channel improvement upstream or downstream from the newly built Haccho Pump Station.

7. む す び

本報告では、昭和61年7月に発生した観測最大級の豪雨により引き起された京都南部巨椋地域の氾濫災害について、氾濫現象をシミュレーション的に検討し、その発生過程と洪水対策について、若干の考察を加えた結果を述べた。その結果を総括すると次のようである。

i) 昭和61年7月21～22日の両日、巨椋流域は観測最大級の豪雨に見舞われた。これは24時間雨量で1/50年級、48時間雨量ではほぼ1/100年の豪雨に相当する。

ii) 古川の河川改修が進行中であるが、上段流域の都市化のスピードに改修が追いつかず、今次豪雨出水はその弱点を突いた形となった。

iii) 古川鶴世洪水吐の改修拡張は、この地域の治水計画上の要点である。それにもかかわらず、上段観世の洪水吐標高を高めたことで、上段最下流では目標水位の12.13mを優に越え、1号水門上からの下段への越流量がかなりの量になった。改修計画の再検討が望まれる。

iv) 古川改修に長年月を必要とする現在では、古川上流での八丁排水機場の新設も検討される価値のある対策案の一つといえる。

本研究に際し、巨椋土地改良区、建設省淀川工事事務所、京都府河川課・宇治土木事務所、城陽市役所・消防署、城陽ゴルフC.C.から資料の提供その他の援助を受け、また本研究所岡太郎教授、田中丸治哉助手、角田吉弘・永田敏治両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。なお、計算には京都大学大型計算機センターのFacom M-382・M-780/10を使用した。

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，京都大学防災研究所年報，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——，京都大学防災研究所年報，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——，京都大学防災研究所年報，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——，京都大学防災研究所年報，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——，京都大学防災研究所年報，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——，京都大学防災研究所年報，第26号 B-2，1983，pp. 231-243.
- 7) 巨椋干拓誌，巨椋池土地改良区，1981，pp. 415-481.
- 8) 例えば，角屋 睦：流出解析法（その6），農業土木学会誌，第48巻第6号，1980，pp. 419-425.
- 9) 角屋 睦・早瀬吉雄：流出解析法（その14），農業土木学会誌，第49巻第4号，1981，pp. 321-332.