

山科川下流部の内水の実態について

山科川下流部の内水(2)

豊 国 永 次・角 屋 睦

INUNDATION CHARACTERISTICS IN LOW-LYING BASIN OF LOWER REACHES OF YAMASHINA RIVER.

Study on Exclusion from Flooding Trouble in Low-lying
Basin of Lower Reaches of Yamashina River (2)

By Eiji TOYOKUNI and Mutsumi KADOYA

synopsis

Inundation characteristic in the low-lying basin of lower reaches of Yamashina River, a branch of Yodo River, has been discussed under the analysis of observed data at Typhoon No. 24 in 1965. As a result, it has been disclosed that the inundation in this district principally results from the high water of Yodo River.

The equivalent roughness in the method of runoff analysis by the characteristics studied in the previous report has been reexamined using the data, and its fitness has been recognized.

Moreover, the states of inundation have been examined under the various conditions. As the result, it has been concluded that inundation troubles in the district will be extremely mitigated if the embankment works to protect the inland will be accomplished, but drainage facilities will become necessary if the urban land is more developed.

1. ま え が き

宇治川支流山科川の下流部低地帯では、農地の浸水はほとんど毎年、家屋浸水は5年に1回程度も発生するいわゆる内水災害の常習地帯である。

こうした内水災害の実態を把握するため、われわれは昭和38年度よりその実態観測と解析を進め、その第1報として前報¹⁾で山科川流域全般の流出特性を検討した。

本報は、まず本年の24号台風時の資料を中心に、この地域の内水災害の要因ないしその特性を吟味し、さきにとりあげた流出特性についても若干の補足検討を行なうとともに、現在当局によって進行中の改修工事の効果、あるいは今後予測される堤内開発にともなう内水状況の変化についても検討を加え、この地域の内水排除対策の指針をえようとしたものである。

2. 山科川下流部の内水の実態

2. 1 昭和40年24号台風時のはんらん

(1) 流域の現況

山科川下流部の堤内地は、Fig. 1に示すように、木幡池、六地藏池周辺ならびに本川沿いの低地帯には農地、その周縁より丘陵地にかけて宇治市木幡、六地藏、京都市伏見区桃山町などの市街地となっている。

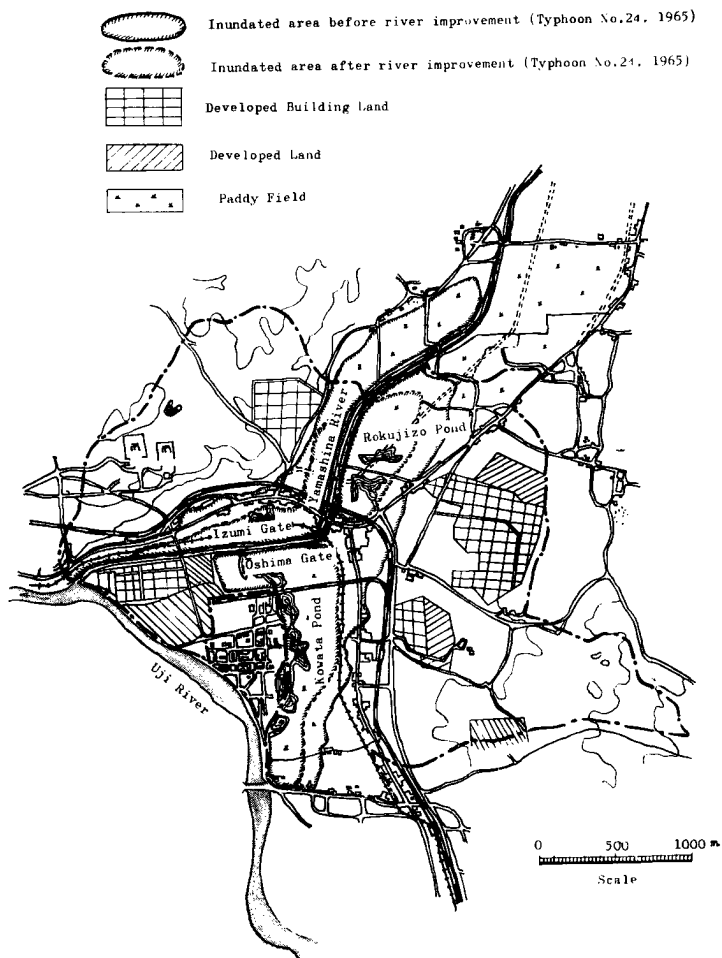


Fig. 1 Present condition in the basin of lower reaches of Yamashina River

これらの堤内地では、丘陵部に住宅地の造成、池沼沿いの低地帯にも宅地、工場用地の造成あるいは道路網の整備などの開発が現在急速に行なわれている。一方、山科川は、当局により鋭意改修工事が進められてきているが、まだ完成途上にあり、今回のような規模の宇治川本川水位の異常上昇に対してはその効果を期待しえない状態にあった。

(2) 出水、被害状況

まず、降雨概況を流域内に設置している雨量計の観測記録よりみると、23号台風時(9日2時～10日23時)に、丘陵地(御蔵山観測地点)93mm、平地(六地藏観測地点)88mm、山科盆地(山科追分観測地点)80mmの降雨があり、ついで24号台風の接近とともに秋雨前線が刺激され、13日20時より14日23時にかけてほぼ流域一様に90mm前後の降雨があった。これにより、流域全体はかなり飽水状態にあったとみられるが、その

直後、24号台風が襲来し、16日12時から18日1時にかけて山科盆地で 158mm、丘陵地で 171mm、平地で 191mmに達する豪雨があった。これらの降雨にともない山科川本川、堤内小支川は刻々増水し、一方淀川本川も異常な増水を始めた。

a) 山科川本川の出水。山科川本川の出水状況を勸修寺地点の観測記録よりみると、17日23時にピークが現われたが、その流量は $80\text{m}^3/\text{sec}$ 程度で、既往の大出水をもたらした昭和28年13号台風時(53.13と略記)最大流量の $\frac{1}{4}$ 程度と推定される中規模の出水で、53.13 台風時におけるような山科川自体の破堤はんらんは起らなかった。今回の豪雨は、53.13 台風時のそれにくらべ、連続雨量で 50mm 程度多かったが、最大雨量強度は23.5mm/hrとさして大きくなく、到達時間内の最大平均降雨強度も 12mm/hr 程度と 53.13 台風時のほぼ $\frac{1}{4}$ 程度であったことより山科川自体は中程度の出水に止まったものと考えられる。

b) 下流部堤内地のはんらん。上述のように山科川本川自体の出水はさして大規模のものではなかったから、いま宇治川の背水の影響がないものとする、樋門地点の最高水位は op. 14.3m 程度と推算される。これは山科川出水ピーク前後の数時間左岸堤内地では堤防低位部より若干の浸水が予測されるが、この場合の量は大了したことはない。しかし現実には、淀川本川枚方地点で計画高水位を 0.40 m 上廻る大出水²⁾で、これが背水はんらんは山科川下流部におよび、一方、天ヶ瀬ダムでは、南郷洗堰下流の残流域からの流入量増加にともない、当初 $200\text{m}^3/\text{sec}$ にしぼっていた放流量を17日12時より漸次増し、17日21時から18日0時にわたり、最大 $700\text{m}^3/\text{sec}$ の放流を行なった。

こうした実情から山科川下流部の水位は刻々上昇し、17日15時左岸大島樋門は全閉されたが、19時頃より左岸堤防の低位部より外水の流入が始まった。一方、右岸においても築堤中途にある低位部からの浸水が始まり、さらにひきつづく急激な水位上昇によりほとんど堤防全体より流入し、最高水位に達した18日4時にはおよそ標高 op. 17m までの低地一帯がたん水池と化した。

このため宇治市六地蔵、木幡、京都市伏見区桃山町の低地帯にある家屋、農地は次々に浸水し、浸水面積 2.35km^2 、床上浸水600戸(伏見区秦長老地区を含む)という大はんらんをみた。さらに淀川本川の高水位が長期間におよんだため、農地の浸水被害を一層大きくした。

2. 2 山科川下流部におけるはんらんの特性

この地域におけるはんらんの実態を明確にし、その特性を把握するため、今回の24号台風によるはんらん時の観測調査結果を解析し考察を加える。まず下流部はんらん水の hydrograph を示すと Fig. 2 のとおりである。

(1) 外水について

山科川樋門地点(宇治川合流点上流 1.0 km)の水位を宇治川向島量水標(宇治川合流点下流 0.7km)水位と対比検討すると、17日2時より始まる水位上昇期において、樋門地点より下流の水面勾配は一応順勾配ながらほぼ $1/3,400$ 、18日0時以後ではほぼ0となっている。向島地点での最高水位は op. 17.026m (18日4時)、これより 4.3km 下流の巨椋排水樋門地点のそれは op. 17.01m を示し、天ヶ瀬ダムからの放流が停止した最高水位時にはほとんど河道全般にわたり全く停滞たん水に等しい背水現象を起している。

前節で述べたように、山科川自体の出水ではわずかのはんらんをみる程度と推定されるから、この地域のはんらんは淀川本川の背水によるものといえる。

いま、既往³⁾の53.13台風、61.26台風における向島地点の最高水位をみると、それぞれ OP. 17.59m⁴⁾(三栖 OP. 17.53m、淀 OP. 17.522m⁵⁾)、OP. 17.496m (三栖 OP. 17.41m)にのぼり、大はんらんを起しているが、こうしたことをあわせ考慮すると山科川下流部のはんらんは淀川本川の背水にもとづく外水によってもたらされるものといえる。

(2) 内水はんらん

樋門の閉鎖された17日15時以降の内水の hydrograph を Fig. 2 よりみると、16時頃より一部堤防低位部か

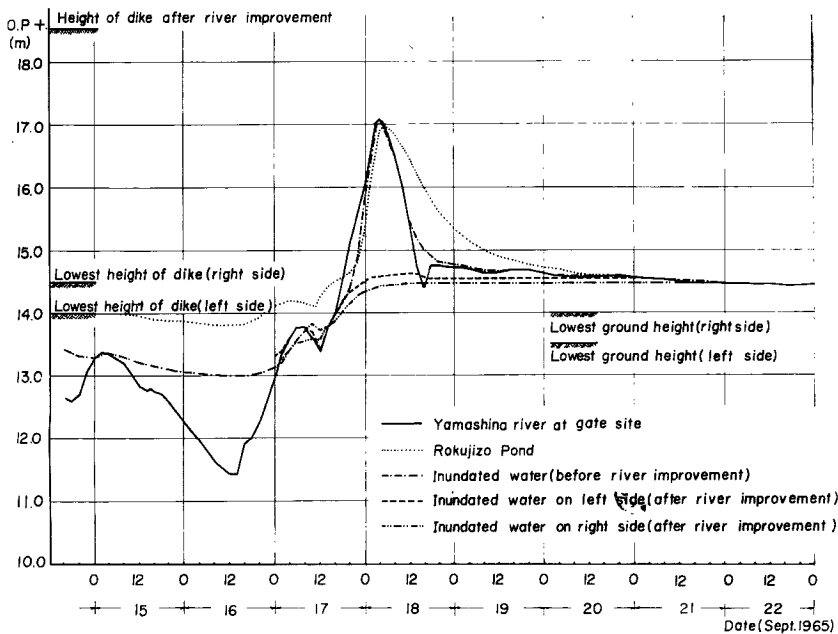


Fig. 2 Hydrographs for inundated water in low-lying basin of lower reaches of Yamashina River at Typhoon No 24 in 1965

らの浸入と堤内地の流出水のため 10cm/hr 程度の水位上昇がみられるが、外水位が OP. 15.40m 前後に達する21時頃より水位上昇は急激になり内水位のピークは外水位にほとんど等しい OP. 17.02m を示す。減水部においては、OP. 15.40m 前後以下では内水位は外水位より高く、結局OP. 15.40m 前後に堤防全面越流の限界点があることを示している。なおその後 OP. 14.70m より OP. 14.00m までの低下は外水の長期にわたる高水位持続のため相当の時間を要している。

このことは山科川改修工事完了後、さらに内水排除の検討が必要なことを意味している。

3. 堤内地における流出特性の検討

前報¹⁾において、昭和39年までの調査資料をもとに、山科川流域の流出特性、とくに土地開発が進展してゆく過程におけるそれを把握するため、流出特性を等価粗度の形で評価検討したが、これらの解析に用いた資料は少なく、かつ 100mm をこえるような降雨もなかったため、若干の問題を残していた。そこで今回の記録にもとづきとくに御蔵山住宅造成地の例をとりあげ若干の補足検討をしてみたい。

3.1 有効雨量の算定

御蔵山住宅地区の出水は Fig. 3 の hydrograph にみられるように 10分間程度の降雨強度を反映する急激な流出性状を示す。こうした階段状の住宅造成地域の損失機構についてはさらに詳細な検討が必要であるがここでは前回の結果と比較検討する観点より、一応 W-index 法によることとし、9月13日20時から14日22時にわたる第1の降雨 ($\Sigma R_1 = 89.9\text{mm}$) に対しては $W_1 = 1.625\text{mm/hr}$ 、9月16日12時から17日6時にわたる第2の降雨 ($\Sigma R_2 = 60.4\text{mm}$) に対しては $W_2 = 0.770\text{mm/hr}$ 、9月17日12時から18日1時にわたる第3の降雨 ($\Sigma R_3 = 109.9\text{mm}$) に対しては $W_3 = 0.618\text{mm/hr}$ の値を採用した。これらの値は降雨損失が非常に少ないことを示しているが、これらの降雨前に台風23号による総雨量 93.2mm (9月9日2時～10日23時)

の雨があり、階段状の平坦面で構成される本住宅造成地域ではその表層部が飽水に近い状態にあったためと推定される。

有効雨量は各10分間降雨からそれぞれの期間における W の値をさし引いて求めた。

3. 2 Hydrograph の算定

hydrograph の推定には、前報¹⁾ 同様等流特性曲線法により、また流域の等価粗度係数は、前報の検討によって得られた値 $N=0.05$ を採用したが、こうして得られた結果を Fig. 3 に示す。同図において計算値

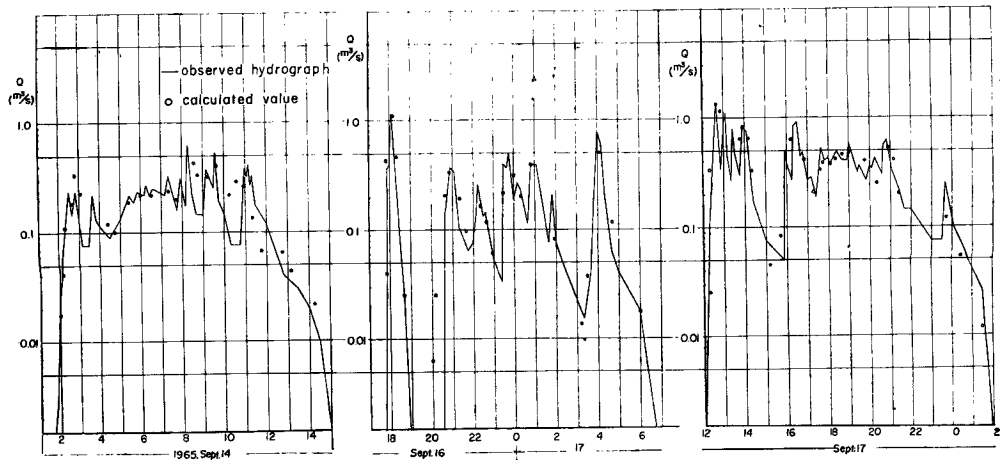


Fig. 3 Observed hydrograph and calculated values

を○印で示してあるが、推定値は実測値とかなりよく適合し、等価粗度係数の評価ならびに解析法の妥当性を裏付けているといえる。なお参考のためこの手法により算定した24号台風時の堤内地における hydrograph を Fig. 4 に示す。

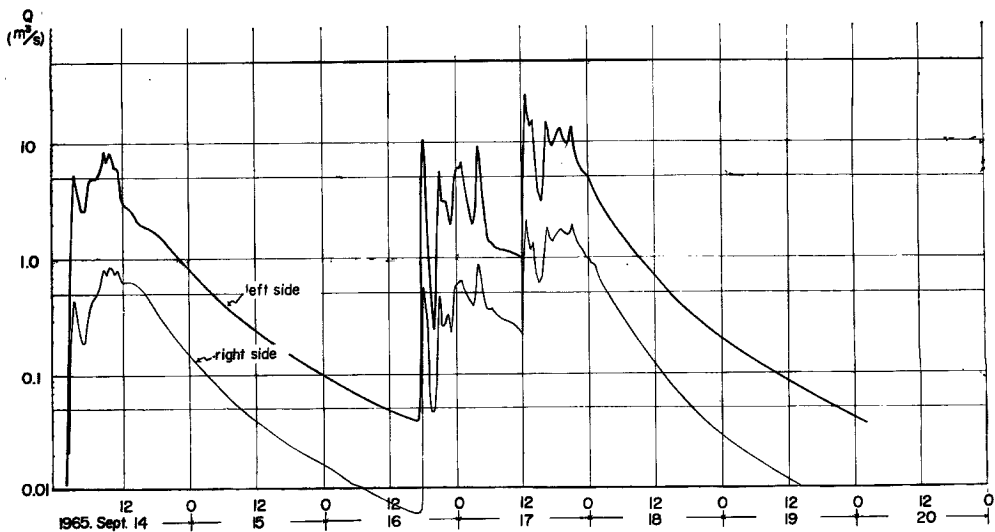


Fig. 4 Calculated hydrographs for the basin protected by dike at Typhoon No. 24 in 1965

3.3 等価粗度係数の理論的評価

住宅造成地域は、宅地面と流路とが結合したかなり単純な流域であるから、等価粗度係数もかなり理論的に評価できるはずである。

いま Fig. 5 の記号を用いて、単位区画に対する粗度 n_s と支線排水路に対する等価粗度 N_0 との関係を求めると⁶⁾ 次式が得られる。

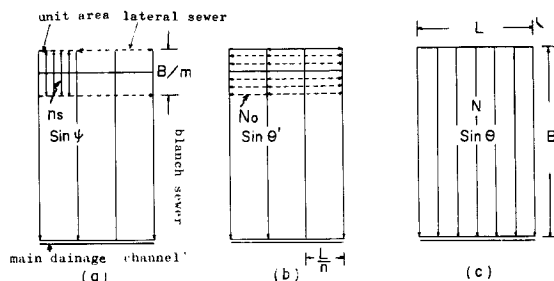


Fig. 5 Equivalent drainage area

$$N_0 = \left\{ \left(\frac{\sin \theta'}{\sin \psi} \right)^{3/10} \left(n_s \frac{B}{2m} \frac{n}{L} \right)^{3.5} + \frac{K_0 (r_e L / n)^{(5P_0-3)/5} (\sin \theta')^{3/10}}{(B/2m)^{1-P_0}} \right\}^{5/3} \quad (3.1)$$

また、 N_0 と幹線排水路に対する等価粗度 N との関係も同様に得られ、それは上式において、 N_0 を N に、 n_s を N_0 に、 K_0 、 P_0 、 $\sin \theta$ 、 $\sin \psi$ 、 $B/2m$ 、 L/n をそれぞれ K 、 P 、 $\sin \theta$ 、 $\sin \theta'$ 、 L/n 、 B とおけばよい。ここに、 K_0 、 P_0 および K 、 P はそれぞれ末端排水路、支線排水路の特性をあらわす定数、 r_e は有効降雨強度である。

いま、この地域に対する諸量、 $A=0.146\text{km}^2$ 、 $L=250\text{m}$ 、 $B=584\text{m}$ 、 $n=3$ 、 $m=18$ 、 $\sin \psi=0.001\sim0.0002$ 、 $\sin \theta'=0.033$ 、 $\sin \theta=0.054$ 、 $n_s=0.01\sim0.05$ 、 $K_0=K=0.2$ 、 $P_0=P=0.7$ を (3.1 式) に代入し、 $(5P_0-3)/5=(5P-3)/5=0$ と仮定して、 n_s より N_0 を、さらに N_0 より N を算定すると、 $0.012\sim0.051(\text{m}^{-1/3}\text{sec})$ なる値を得、実測結果をもとにした解析値に近い値をとる。このことは、こうした比較的単純な区画と流路で合成される流域の等価粗度係数が理論的にもかなりの精度をもって推定が可能であることを示すものと考えられる。

4. 将来における内水の検討

4.1 築堤直後の内水の検討

すでに述べたようにこの地域のはんらんの主因は外水によるものであるから、現在進行中の山科川下流の築堤工事が完成すればこの種災害が大巾に軽減されるであろうことはいうまでもない。

しかしこれのみによって、この地域の内水災害が必ずしも防止できるとは限らず、外水の長期間にわたる高水位の持続状況、堤内地の開発にともなう出水特性の変化、低地、湖沼の埋立による洪水調節能力の減少などを考慮した検討も必要である。そこでいま、既往の大出水である 53.13 台風、56.15 台風、59.7 台風、61.26 台風および今回の 65.24 台風時の降雨にもとづいて若干の検討を加えてみよう。

(1) 検討の条件

現況堤内地の地目を考慮してこの地域をモデル化すると Fig. 6 を得る。外水条件としては、山科川下流部の築堤は完成しているが、中流部は未改修で、旧安祥寺川合流点(兩岸)、および合場川合流点(左岸)の2ヶ所で若干のはんらんがみられるものとする。しかしこのはんらんは実質的には大した影響はない。

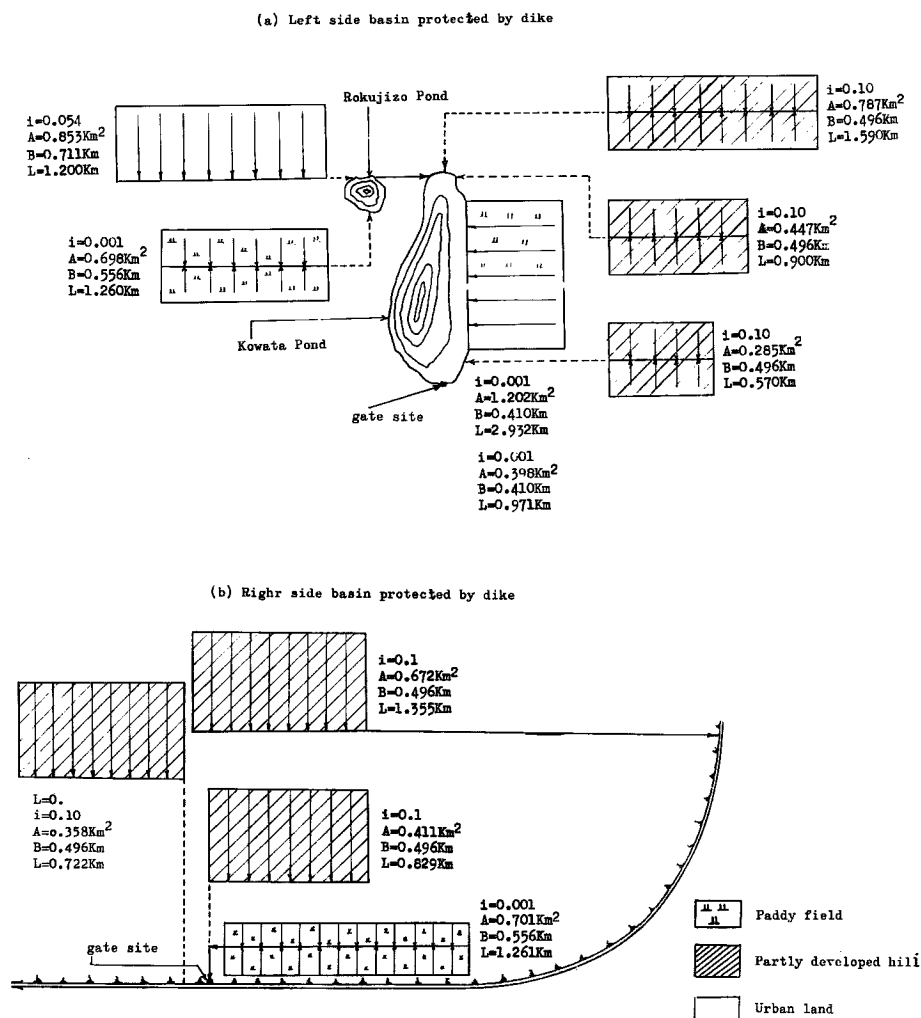


Fig. 6 Schematic diagram of the basin protected by dike (present condition)

(2) 内水解析の方法

こうした内水の検討に際し、まず必要となるのは、i) 堤内自己流域の流出 hydrograph の推定、ii) 排水樋門地点における外水位 hydrograph の推定、iii) 樋門の排水能力であり、次に、これらの解析資料を用いて堤内はんらん水の出入計算を行ない、内水諸量を評価する手順となる。

i) 堤内自己流域の流出 hydrograph. まず流域を住宅造成地域、丘陵地域、水田地域に分け、前報¹⁾で示した地目別等価粗度係数を用いて特性曲線法により雨水追跡を行ない、流出 hydrograph を求めた。

ii) 樋門地点における外水位 hydrograph. 樋門地点の外水位は出水時淀川本川の背水をうけている。そこで一応山科川自体の流出 hydrograph を与えて、宇治川合流点から不等流計算を行ない樋門地点の外水位 hydrograph を算定する方法をとった。

iii) 樋門の排水能力. 山科川の改修にともない、現在左岸に大島樋門 (1.5m×1.5m×21.40m, 2連、)

左岸に泉樋門(1.5m×1.5m×21.90m, 1連)が設置されている。樋門の排水能力は内外水位条件により異なる。一般に樋門内の流れは6つのタイプに分類できるとされているが⁷⁾、ここではこれらの樋門で予測される3つのタイプをとりあげ、次式により樋門排水量を求めた。

case 1; はき出し口がもぐりの場合 ($h_1 > h_2 > H_0$)

$$Q = bH_0 \left\{ 2g(h_1 - h_2) / \left(1 + f_0 + \frac{2gn^2L}{R^{1/3}} \right) \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (4.1)$$

case 2; はき出し口水位がもぐりでない場合;

次式 ($h_1 > H^* = 1.5H_0$) または不等流計算 ($h_1 < H^* = 1.5H_0$) による。

$$Q = \mu H_0 b \{ 2g(h_1 - \mu H_0) \}^{1/2} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに Q : 樋門排水量 (m³/sec), h_1, h_2 : 内外水位 (m), b, H_0 : 樋門断面の巾, 高さ (m), L : 樋門の長さ (m) μ : 収縮係数 (0.63) f_0 : 流入損失係数 (0.5), n : manning の粗度係数 (0.015, m^{-1/3}sec)

iv) 内水 hydrograph の算定. 内水位 hydrograph の算定は通常の連続式による。

$$\left\{ V - \frac{\theta}{2} \Delta t \right\}_t + q \Delta t = \left\{ V + \frac{\theta}{2} \Delta t \right\}_{t+\Delta t} \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに V : たん水量 (m³), q : Δt 時間内の平均流入量 (m³/s), Q : 樋門流出量 (m³/s)

(3) 内水はんらの規模とその特性

上述の検討条件のもとに内水解析を行なった結果, Fig. 7~10を得た。

これらよりこの地域の内水自体によるはんらの規模は築堤前にくらべ著しく減少することがわかる。すなわち, はんらん面積は $\frac{1}{2}$ 程度に, 最高水位は OP. 15.04m に減少し, ほぼ家屋の浸水をまぬがれうる状態となることは注目すべき事実で築堤効果の顕著なことがわかる。

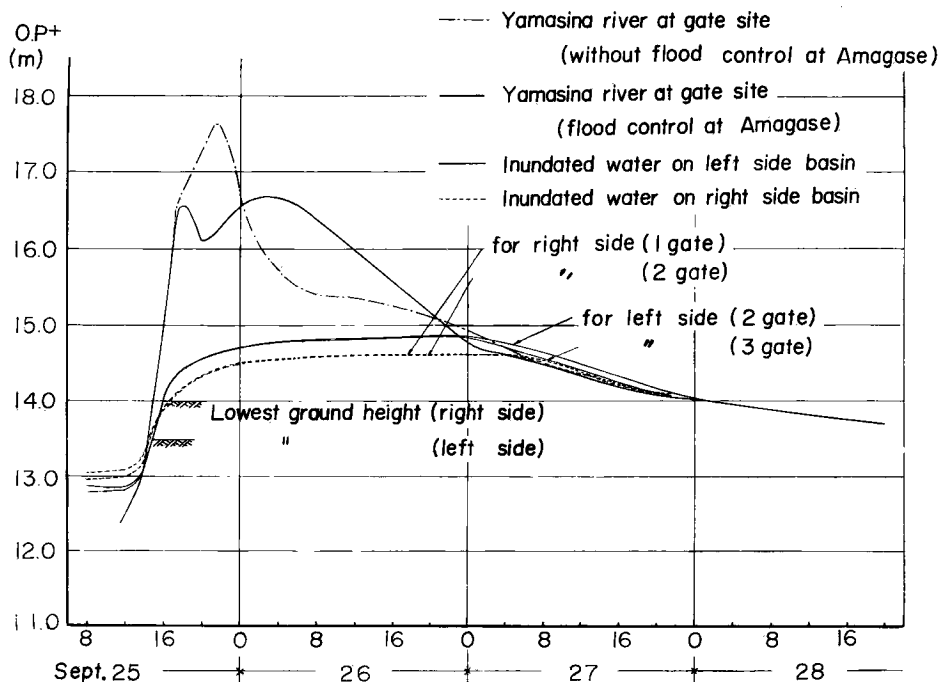


Fig. 7 Hydrographs for inundated water in the basin protected by the dike at Typhoon No. 13 in 1953

Table-1. Scale of the inundation in the basin protected by dike

Typhoon			53. 13	56. 15	59. 7	61. 26	65. 24
Precipitation	Rainfall depth for 2days (mm)		202. 9	186. 9	263. 0	176. 0	170. 3
	Probability of exceedance		1/10. 8	1/7. 0	1/65	1/5. 3	1/5. 1
	Max intensity(mm/hr)		53. 0	24. 1	27. 5	16. 0	23. 5
	Probability of exceedance		1/8. 7	1/1. 2	1/1. 3	1/1. 0	1/1. 2
Floods in Yamas-hina river and Uji river	Max water level (Gate site) (m)	op.	16. 68 (17. 59)	14. 82 (unknown)	16. 63 (17. 30)	16. 54 (unknown)	17. 07
	Duration time over op. 14. 00m (hrs)		57	27	72	39	216
	Duration time over op. 13. 50m (hrs)		8	1. 5	7	3	16
	Max water level (Mukōjima) (m)	op.	17. 59	15. 76	17. 30	17. 35	17. 03
	Probability of exceedance		1/65	1/5	1/42	1/45	1/38
Inundation in the basin Protected by dike	Max water level in basin	left op.	14. 87	14. 17	15. 04	14. 55	14. 48
	Protected by dike (m)	right op.	14. 62	14. 33	14. 81	14. 58	14. 62
	Max water depth of inundated area (m)	left	1. 37	0. 67	1. 54	1. 05	0. 98
		right	0. 62	0. 33	0. 81	0. 58	0. 62
	Duration time over op. 14m (hrs)	left	57	21	71	41	214
		right	55	23	69	40	216
	Duration time over op. 13. 50m (days)	more than	8	1. 5	7	3	16
	inundated area (ha)	left	81. 2	46. 0	94. 0	63. 0	59. 0
		right	10. 5	5. 0	12. 8	9. 7	10. 5
	Max runoff (m³/sec)	left	40. 7	16. 4	18. 8	11. 8	25. 7
		right	3. 5	1. 0	3. 0	1. 9	2. 19
	Total runoff (m³)	left	712, 000	510, 000	868, 000	548, 000	999, 000
		right	130, 000	123, 000	184, 000	119, 000	144, 000
Remarks	() values without flood control by Amagase-Dam						

Table 1 上記出水時の内水はらん諸量を一括して表示し、この地区の内水特性について考察した結果を要約する。

a) 築堤前におけるはらんの主因は淀川本川の背水位であったが、築堤後においてもその影響はかなり大きい。すなわち、淀川本川に大規模な出水を起した 53. 13台風、59. 7台風あるいは今回の 65. 24台風時についてみても、減水時、外水位は OP. 14cm 前後以下になると、遞減率が急激に低下し、最低田面標高の OP. 13. 50m以下に下るのに10日前後もかかる。しかも Fig. 7～10 にみるように開樋後自然排水のきくのはせいぜい20時間程度で、以後内水位はほとんど外水位に等しい状態となり、内水は全く外水そのものに支配される。

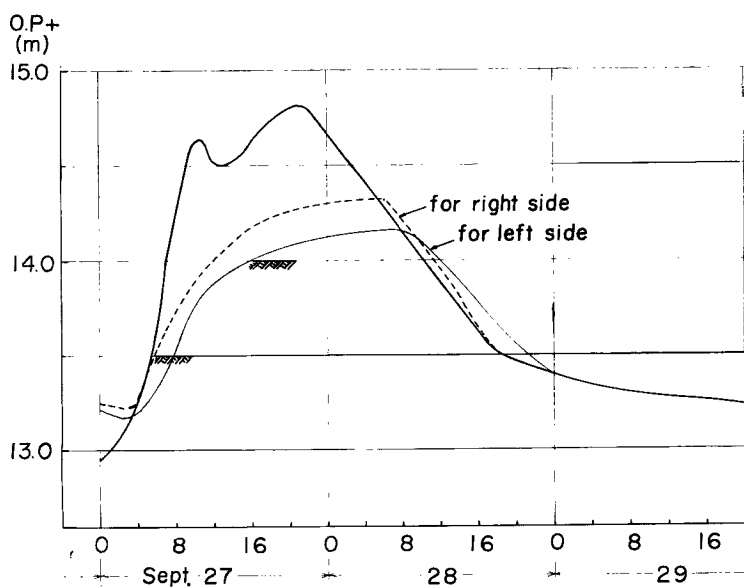


Fig. 8 Hydrographs for inundated water in the basin protected by the dike at Typhoon No. 15 in 1956

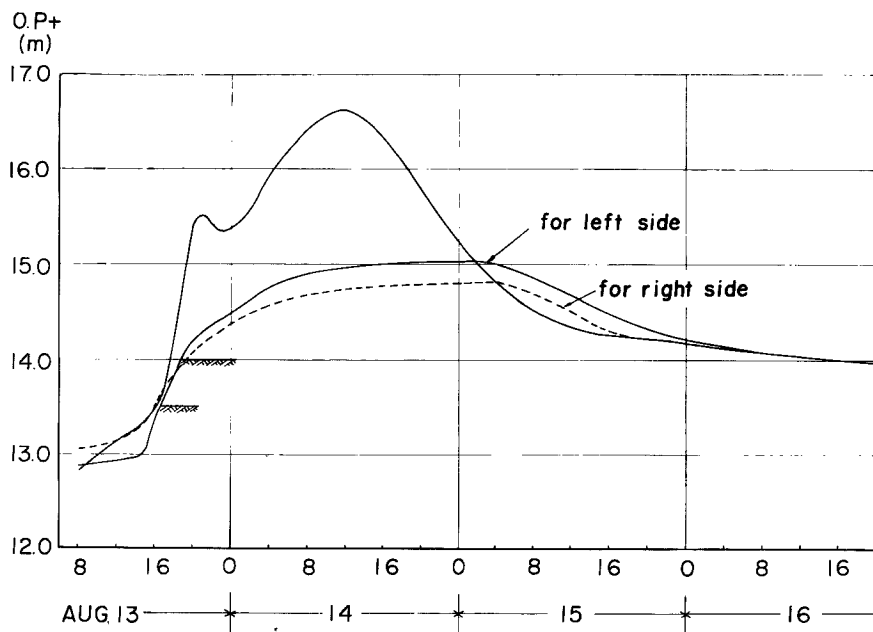


Fig. 9 Hydrographs for inundated water in the basin protected by the dike at Typhoon No. 7 in 1959

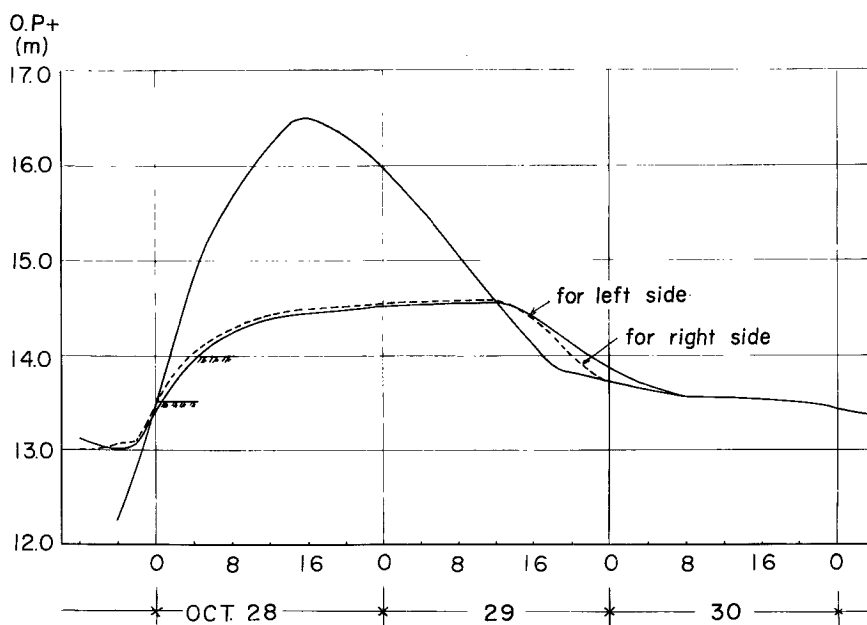


Fig. 10 Hydrographs for inundated water in the basin protected by the dike at Typhoon No. 26 in 1961

b) 一般に内水はらん区域を規制する最高内水位は樋門閉鎖時の内水位、閉鎖期間中の堤内流入量によりきまるが、本地域においては外水の高水位が長期間にわたるので、閉鎖期間中の堤内流入量はほぼこの間の有効雨量に等しくなる。さらに、樋門閉鎖時の内水位は降雨前の初期内水位、当該降雨による堤内流出量、樋門排水能力、外水位によっても大きく左右されるが、ここに検討した出水では、それらの影響はあまり顕著にみられなかった。

また浸水時間はこの地区の場合、外水位の高水位持続時間が長い結果これに支配されている。このため外水位条件が最悪であった本年の 65.24 台風時では、内水が最低田面に低下するのに実に16日間を要している。

c) 淀川本川水位が直接影響するため、継続時間1日程度の豪雨では、この地域にはさほど不都合な内水はみられないが、豪雨が2日以上のもものでは継続時間の長いものほど悪条件となり結局機械排水によらない限り、根本的な内水対策とはなり得ない。このことは高山ダム⁸⁾等の操作などに関連して将来重要な問題となるであろう。そこで必要とするポンプ容量を概算すると、たとえば 53.13 台風時の出水では農地浸水を全く許さぬとした場合、左岸 $Q=20\text{m}^3/\text{s}$ 、右岸 $Q=2\text{m}^3/\text{s}$ 程度の排除能力をもつポンプが必要となってくる。

4. 2 堤内地の開発にともなう内水の検討

本節では、将来予想される堤内地の開発過程において、堤内の水田地帯が OP. 15.00m まで埋立され、宅地化した場合 (case I, Fig. 11)、さらに堤内地の池沼すべてが埋立され、全く遊水機能をもたなくなった場合 (case II, Fig. 12) をとりあげ、53.13 台風時の水文、水理条件を想定した場合の内水を検討する。ただし、前者においては、山科川の改修進展状況を勘案して勧修寺でなおはんらんがあり、後者では全川にわたり改修完了し、はんらんがおこなないとする。

(1) 堤内水田地帯が埋立られた場合 (case I) Fig. 13 に示すように、低地水田地帯の埋立により遊水機

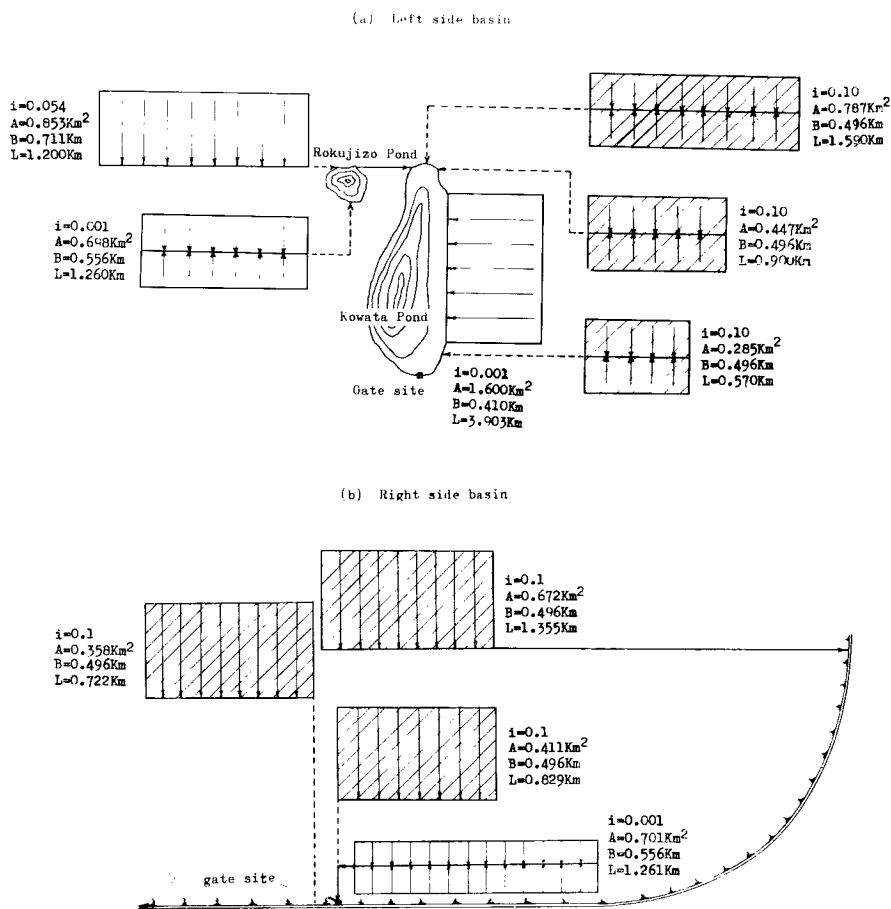


Fig. 11 Schematic diagram of the developed basin (Case I)

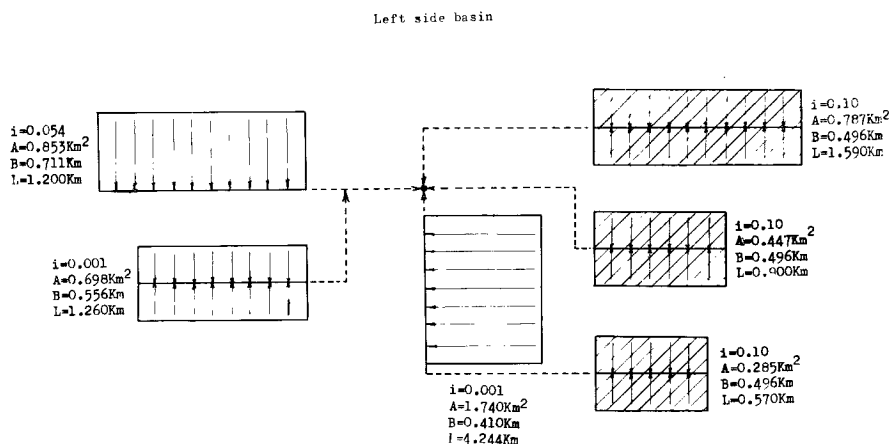


Fig. 12 Schematic diagram of the developed basin (Case II). (Right side basin equal to case I)

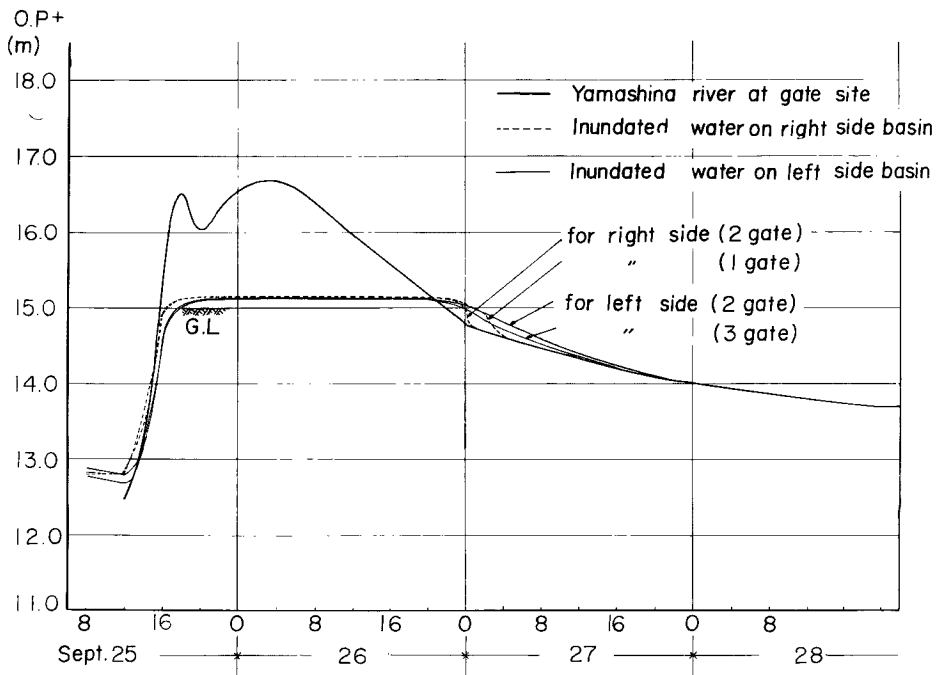


Fig. 13 Hydrographs for inundated water in the developed basin at Typhoon No. 13 in 1953 (Case I)

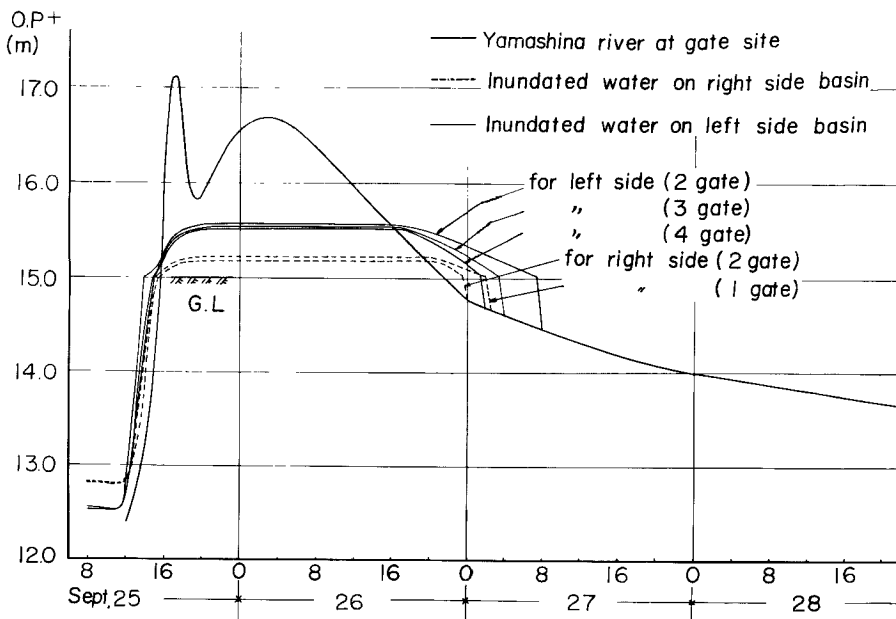


Fig. 14 Hydrographs for inundated water in the developed basin at Typhoon No. 13 in 1953 (Case II)

能が削減される一方雨水の流出は急激になる。このため樋門閉鎖後内水位は急激に上昇し、最高浸水深は宅地面上約 0.10m まで達する。また床下浸水面積は 130ha、その浸水時間は26時間程度になる。このような状態は堤内開発前の現状よりも内水事情をさらに悪化させることになり、被害額、環境衛生上の面より問題となる。

これを改善するに要するポンプの能力は左岸で $Q=55\text{m}^3/\text{s}$ 、右岸で $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ 程度という大規模なものとなる。

(2) 堤内水田地帯および池沼が埋立された場合 (case II)

Fig. 14 に示すように、最高浸水深は左岸 0.56m、右岸 0.22m に達し、ほとんど床上浸水に近い状態が 150haにわたって 30時間程度も続くことになり、内水状況をますます悪化させることになる。これに対処するためにポンプ排水を考えると、左岸 $Q=61\text{m}^3/\text{s}$ 、右岸 $Q=11\text{m}^3/\text{s}$ 前後の排水能力が必要となる。

以上、この地域では、堤内地の開発が内水事情を急速に悪化させ、これに対処するために必要なポンプ施設の規模が非常に大きいものとなることを指摘したが、内水排除計画に際しては、さらに経済効果を考慮した詳細な検討が必要であることはいうまでもない。

5. む す び

本報では、まず今年の 65.24台風時の資料を中心にして山科川下流部の内水の実態を検討し、この地域の内水が実は外水が主体になってくることを明らかにした。あわせて前報の成果を再検討してその妥当性を確認するとともに、現在進行中の山科川下流部の築堤効果、将来予想される堤内地開発後の内水の状態についても検討を加えた。その結果この地域の内水対策としては、いずれ機械排水に依存せざるを得ないこと、ないしその規模がかなりのものになる可能性のあることを指摘した。

本報ではこの地域の内水の実態把握に主眼をおいたため、内水対策の経済性については触れなかったが、これについては次報で検討する予定である。

なお本研究に際し、一部文部省科学研究費「特定研究」の援助を受けたことを付記しておく。

参 考 文 献

- 1) 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, 京大防災研究所年報第8号, 昭40. 3. pp. 297~306.
- 2) 建設省近畿地方建設局: 台風24号(65.24)による高水速報, 昭40. 9.
- 3) 建設省近畿地方建設局: 宇治川の背水について, 昭32. 11.
- 4) 建設省近畿地方建設局: 宇治川水系改修計画概要, 昭33. 10.
- 5) 建設省近畿地方建設局: 昭和28年9月台風13号による近畿水害報告, 昭29. 3.
- 6) Sueishi, T: Run-off Estimation in Storm Sewer System Using Equivalent Roughness, Trans. of JSCE No. 91, March, 1963, pp. 41~54.
- 7) Ven Te Chow: Open channel hydraulics, 1959.
- 8) 建設省近畿地方建設局: 淀川高山ダム建設事業計画書, 昭37. 3.