

# 入江干拓地区の内水問題

— 2 次的内水災害の研究 (1) —

角 屋 睦・豊 国 永 次・大 橋 行 三

## FLOODING TROUBLE AT IRIYE-RECLAMATED-DISTRICT

—Studies on Interior Flooding Troubles Derived from Other Works (1)—

by *Dr. Agr. Mutsumi KADOYA, Eiji TOYOKUNI*  
and *Gyozo OHASHI*

### Synopsis

Iriye-reclaimed-district facing Lake Biwa has circumstantially danger from floods, because it is sandwiched between two floodable rivers. The flooded area behind this district seems just to consist of two sub-area, because of existence of a narrow part that is formed by the embankments behind this district and of the old railways. Regardless of that the existence of such a contracted part has often caused the flood damage for this district, recently this part has been more contracted in width by the construction of the new railway.

In this paper, the increment of dangerousness of this district from floods caused by this contraction is examined under conditions that, if water in the flooded area is so vast that it will overflow to destroy the embankment, a portion of such water should be introduced into this district through a gate before overflowing it, and that the highest water level in the flooded area is same before and after the contraction. As a result, the influence of the contraction is evaluated as the increment of volume of water which should be introduced into the district.

### ま え が き

内水災害には自然的要因のほか、社会経済の変化にともなう社会的要因が多分に含まれる<sup>1)</sup>。ここに 2 次的災害とは、後者のうちで、とくに急激な環境条件の改変によってもたらされるもの、たとえば道路整備、河川改修その他別途の主要目的のため行なわれる事業などにより、水文、地文的環境条件が急激に変更されることによってもたらされる、派生的なものを意味するものとする。こうした問題は、これまでも各地にかなりみられ、また今後の社会経済の進展にともない十分予想されることであって、その対策もまた民生安定上ゆるがせにできないはずである。

ここにとりあげる事例は、国鉄新幹線工事にともない、滋賀県入江干拓地区で問題化した、内水災害助長度の問題である。その細部の検討については特筆すべきものはないが、1つの特殊な事例であって、また分析の方針については若干の論議があると思われるので、ここにその概要を述べ、大方の御批判を仰ぎたいと考える。

## 1. 問題の所在

### 1.1. 現 況

入江干拓は、びわ湖東北岸に位置した旧入江内湖の干拓によって造成(昭和22年度完工)された 305 ha

(耕地面積 250 ha) の干拓地であって、**Fig. 1** に示されるように、南側に矢倉川、北側には天野川があり、西側はびわ湖に面している。

矢倉川は、旧入江内湖に流入していた、流域面積 16.2 km<sup>2</sup> の小河川であるが、干拓事業にともない、現位置に変更された。この流路変更によって延長された河口部 1.7 km の区間の河床こう配は、当然予想されるように、ほとんど 0 に近い。したがって洪水の疎通能力はきわめて小さく、これまでも数次にわたり、越水・破堤をみている。

一方天野川は、流域面積 104.8 km<sup>2</sup> の中河川であるが、その上流山岳部は、わが国有数の多雨地帯の 1 つであって、下流部数箇所には霞堤が設けられているとはいえ、河口部断面はかなり小さい。県当局の改修案の 1 つに、河口部流路をさらに北側に変更する案もあるようであるが、その実現の可能性は小さいようであり、現状では、国道 28 号線との交差部近傍低位部 (**Fig. 2** 越流点) の嵩上げ (堤高斉一化) 工事の実現性も薄いようである。そして伊勢湾台風時などの低位部よりの越水ないし破堤の実績がある。

これら矢倉川、天野川のはらん水は、地形上、ほとんど入江干拓地の背後地、約 120 ha、に直接流入する。ところがこの背後地には、**Fig. 2** に示されるように、国鉄東海道線、北陸線および干拓堤防によって形成された、巾約 85 m の狭搾部がある。すなわちこの背後地は、狭搾部のために、約 40 ha の矢倉川側背後地と、約 80 ha の天野川側背後地に 2 分された形となっている。

矢倉川のはらん水は、矢倉川側背後地より、狭搾部を経て天野川側背後地に流れ、ここで天野川側のはらん水と合して、巾 20 m、17 m の入江、筑摩両排水路によってびわ湖へ流出する。両排水路にはいずれも排水樋門があり、びわ湖水位が内水位より高くなれば、ポンプ排水に切換えられる。実際には、内外水位にかなり時差のあることが多く、またわずかでも内水位の高い間は、機械排水能力に比べ自然排水量の方が大きい。とはいえ、両排水路の底こう配は 0 である。

以上のように当該地区は、元來水害危険度の高い地区といえるのであって、これまでも、昭和 28 年 13 号台風、34 年 7 号台風および伊勢湾台風時には、干拓堤防の越水・破堤により大被害を受け、その他越水限界まで背後地水位が上昇した出水もたびたびある。

こうしたこれまでの水害の教訓、さらには伊勢湾台風によるびわ湖干拓地災害対策調査団の勧告<sup>2)</sup> もあつ

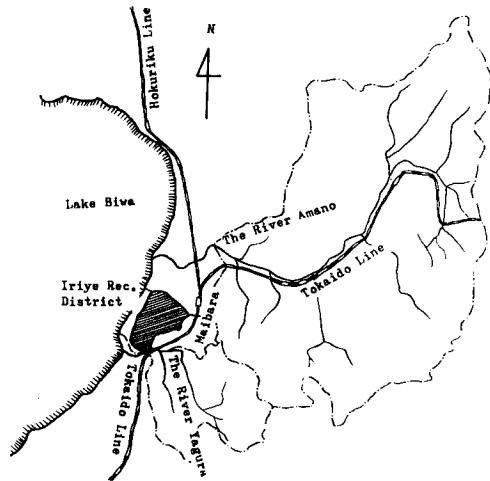


Fig. 1 Location of Iriye-reclaimed-district and considered basin.

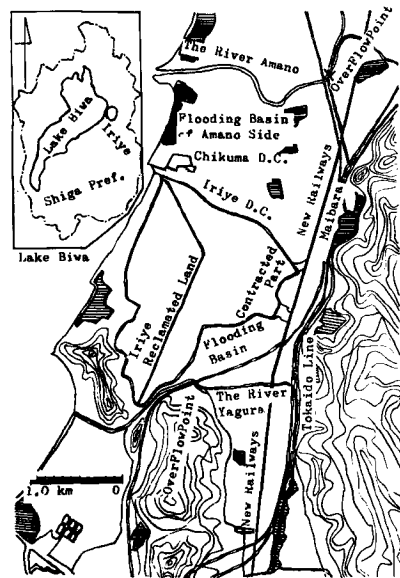


Fig. 2 Iriye-reclaimed-district and its hinterland.

て、ある程度以上の背後地出水に対して、はらん水の一部を干拓地区内に導入することにより、背後地の水位上昇を制限し、災害を未然に防止する方法が考えられた。具体的には、前記調査団の勧告趣旨が十分生かされたとはいえないが、干拓堤防3カ所に巾2mの樋門が5門設置された。そしてその操作規定も県当局によって制定されている模様である。

## 1.2. 問題の所在

近年の社会経済の進展に呼応して、現今着実に進行しつつある国鉄東海道新幹線事業の意義についてとくに述べることはないが、この新幹線工事によって、前述のように問題のある当該地区背後地の狭搾部が、さらに25m狭巾されることとなった。

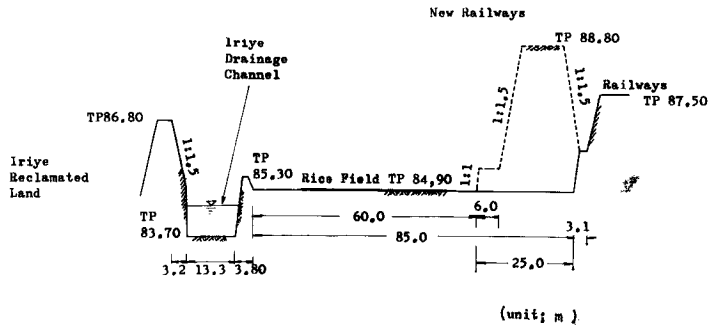


Fig. 3 Section of contracted part.

こうした背後地における狭搾部の存在が、入江干拓地にどのような影響を与えるかについては、出水程度、びわ湖の水位状態によって一概にいえないであろうが、これがさらに狭巾されたとあれば、その間の疎通能力はいくらか減退し、いずれかの側の背後地の水位上昇度を促進する可能性がある。むしろその程度は、狭巾程度によって異なるであろうが、その水位に及ぼす影響が高々数cm程度であるとしても、これが越水ないし破堤の限界付近では当然問題となるであろう。

まして当該地区は、異常出水の一部を地区内に導入するという思い切った策を実施している地区であるだけに、将来どのような問題を残すかわからない。こうした禍根を残さないためには、一応その影響の程度を吟味し、万全の策をこうじておく必要がある。

## 2. 検討の方針

当該地区背後地の異常出水時における樋門操作の方式は、県当局によって、ある出水をモデルとして、背後地たん水位が干拓堤防の刃金天端高 T.P. 86.50m を越えないよう立案されている。しかしこの操作方式は上記の新らしい問題に対して再検討の必要があるであろうこと、また計画対象出水に対してはともかく、現実の出水状態に対して適切であるかどうか、あるいは実際の操作が地元民の管理に委任される以上、十分な操作が期待できるかなど、問題がないわけではない。

したがってここでは、県当局案には無関係に、新幹線工事にもない、地区内導水その他なんらかの形で別途に処理されるべき水量(増加要処理量と呼ぶ)を、その上限が存在する場合には上限値を、上限が容易に求められないときは確率評価によって推定することにする。

このような方針に従えば、問題は、現実には起りうると思われる背後地の水位、または、はらん量の hydrograph の想定と、これにもとづく増加要処理量の検討に2大別される。

前者の問題は、Fig. 2, 4にも示されるように、i) 天野川越流量の推定、ii) 矢倉川はらん量の推定、iii) 矢倉川側背後地自体の内水と矢倉川はらん量との合成、iv) 天野川側背後地自体の内水と天野川越流量の合成、に分割して考えることができる。

後者の問題は、i) 狭狹部の疎通能力とこれに関連する矢倉川側背後地水位の hydrograph, ii) びわ湖への排除能力とこれに関連する天野川側背後地水位の hydrograph, の両者を同時に対応させて検討する必要がある、iii) その結果得られる増加要処理量を何らかの factor で表示する、ことになる。そしてこの段階では、背後地水位が i) 干拓堤防の刃金天端高 T.P. 86.50m を超える場合は何等かの処理によって、水位上昇を押える、ii) さらに水位上昇する事態があっても、干拓堤防天端高 T.P. 86.80m 以上には絶対許されない。の2条件を考慮する。

以上の方針にしたがって実施した検討の概要を以下簡単に述べる。

### 3. 背後地への流入量

#### 3.1. 対象豪雨とその出水解析

検討の対象にされるべき背後地の hydrograph としてはいくつかの case が考えられるべきであるが、その形が現実のそれに類似するものであれば、必ずしも既往のそれである必要はない。そこでここでは、まず基本形として、当該地区に最大の災害をもたらした昭和34年7号台風、および伊勢湾台風時の hydrograph を推定する。

この場合有効降雨強度の推定と出水解析が問題であるが、十分なデータも得られないので、まず前者については、累加損失雨量は累加雨量の増大につれ漸次大きくなるが、累加雨量が 100mm でその上限値 50mm に達し、以後 100% 有効降雨となるという簡単な考え方で処理した。

また後者については、いわゆる雨水流れの特性曲線法による近似的追跡法<sup>3)</sup>を採用した。

まず河道部では

$$\left. \begin{aligned} A &= KQ^p \\ \partial A / \partial t + \partial Q / \partial x &= q \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ただし、A: 流積, Q: 流量, q: 単位長あたりの横越流量, t: 時間, x: 距離, K, p: 常数  
が成立するものとして、とくに  $x=0, t=0$  より出発する特性曲線を利用する

$$\left. \begin{aligned} q \neq 0; \quad t &= KQ^p q^{-1} \\ t &= K x Q^{p-1} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$q = 0; \quad x = Q^{1-p} t^{p-1} K^{-1} \quad (3)$$

また山腹斜面上では、上式において

$$\left. \begin{aligned} K &= (N i^{-1/2})^{3/5} \\ Q &\rightarrow q \\ q &\rightarrow \alpha r \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここに N; 等価粗度, i; こう配, r; 降雨強度,  $\alpha$ ; 換算係数

とすればよい。

これらの式に含まれる常数は、まず河道部分に対しては、実測値ないし県当局の計画を参照して定め、山腹斜面部分に対しては、入手し得た唯一の資料である、7号台風時における天野川長岡地点の最高水位とその時刻を手掛りに、若干の試算の上定めることにした。この結果河道部分に対して Manning の粗度係数  $n=0.035$  ( $m^{-1/3} \cdot sec$ ) とし、山腹斜面に対しては  $N=1.0$  ( $m^{-1/3} \cdot sec$ ) と推定した。また平地部については、何等実測資料が得られなかったので、河川部分の hydrograph の peak に比べてあまり平地部の peak がずれないように、かつ農地の流出性状の特長を失わないように、既往の研究<sup>4)</sup>をも参照して、若干の試算の後、結局  $N=1.0$  ( $m^{-1/3} \cdot sec$ ) とし、斜面部分と同様な扱いをすることにした。

これらの計算に使用した流域の模型図を Fig. 4 に、また計算の結果得られた主要地点の hydrograph を Fig. 5, 6 に示す。

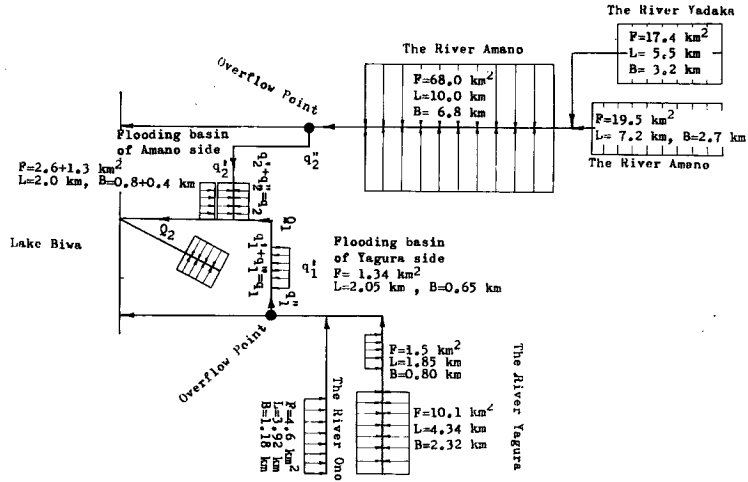


Fig. 4 Model of basin.

3.2. 天野川越流量

天野川は各所に霞堤が設けられているが、ここでは将来の改修等による流量増加をみこして、霞堤の存在により遊水効果を無視して、越流地点における越流量を推定した。なお横越流量の推定式の選択についてはいろいろ問題があるが、現在のところ決定的なものがないこと、後述5の検討では横越流量そのものについて必ずしも厳密性が要求されないことなどを考慮して、ここでは簡単にEngelsの式を採用した。

$$Q_w = 0.57\sqrt{2g} L^{5/6} H_2^{3/2} \quad (5)$$

ここに  $Q_w$ ; 越流量 (m<sup>3</sup>/s),  $L$ ; セキ長 (m),  $H_2$ ; 下流端越流水深 (m)

計算の結果、伊勢湾台風時の越流量の hydrograph は Fig. 6 に示されるようになり、7号台風時には越流しないことがわかった。

3.3. 矢倉川下流疎通能力

矢倉川の国鉄横断地点より下流部の疎通能力は、矢倉川はんらん量の推定に関連して重要である。そこで

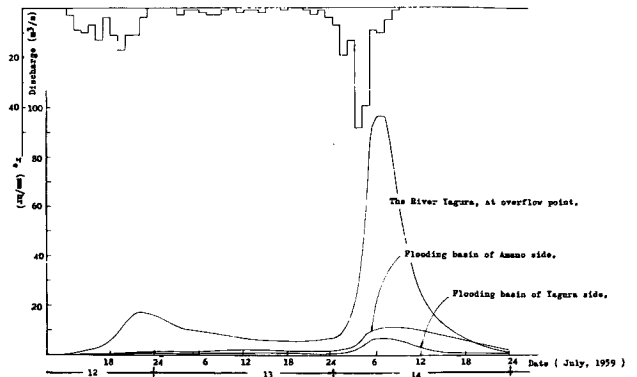


Fig. 5 Hydrograph at Typhoon No. 7, 1959.

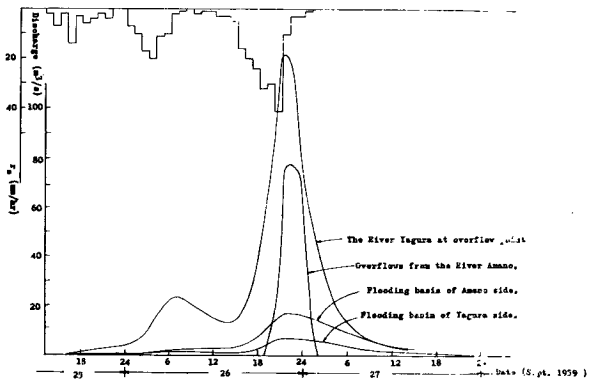


Fig. 6 Hydrograph at Ise-Bay-Typhoon, 1959.

この区間について、通常の不等流計算を行なってみた。

$$H_2 - H_1 = il + \alpha \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) + \frac{Q^2 l}{2} \left( \frac{n_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \quad (6)$$

ここに  $H$ ; 水位,  $A$ ; 流積,  $Q$ ; 流量,  $R$ ; 径深,  $g$ ; 重力の加速度,  $i$ ; 河床こう配,  $l$ ; 区間距離,  $n$ ; Manning の粗度係数 ( $n_1 = n_2 = 0.035$ ), 1, 2; 下流, 上流断面の水理量を表わす添字

その結果 Fig. 7 に示されるように、矢倉川下流疎通能力は  $15\text{m}^3/\text{s}$  と推定された。すなわち、矢倉川の破堤がなくても ( $Q_r - 15$ )  $> 0\text{m}^3/\text{s}$  の洪水量は矢倉川背後地へはらんするものと推定される。矢倉川が破堤する場合はこの国鉄横断地点(急曲点)近傍か、その上流であるから、後述 5 の検討では、( $Q_r - 15$ )  $> 0\text{m}^3/\text{s}$  がはらんする場合を基準に、( $Q_r - 15$ )  $> 0\text{m}^3/\text{s}$  となる時刻以後全量のはらんする場合など種々の状態を考える。なお、この地点での  $Q_r$  の hydrograph は Fig. 5, 6 に示したとおりである。

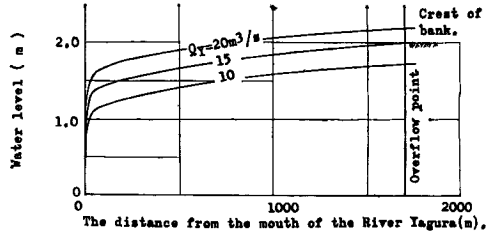


Fig. 7 Water surface profile of River Yagura.

#### 4. 背後地のはらん水排除能力

背後地のはらん水は、入江・筑摩両排水路によってびわ湖に自然排水され、また両背後地間の疎通は入江排水路と田面上のはらん流れの両者によるが、いずれも底面こう配は 0 である。このような流れの水理についてはなお不明の点が少ないが、ここでは、これに類似の状態で検討された 1 実験式<sup>6)</sup>を用いる。すなわちこのような流れが Manning の粗度係数で近似的に扱えるとすれば、

$$\frac{n}{u_c} = \left( \frac{A}{A_c} \right)^{5/2} \left( \frac{R}{R_c} \right)^{-9/4} \quad (7)$$

ここに  $A$ ; 流積,  $R$ ; 径深,  $c$ ; 限界状態の水理量を表わす添字

したがって流量は次式で推定される。

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n_c} \frac{A_c^{5/2}}{R_c^{9/4}} \frac{R^{35/12}}{A^{9/2}} I^{1/2} \quad (8)$$

さて天野川側背後地よりびわ湖への排水計算に際し、背後地水位をどの点で代表させるか問題となるが、結局狭搾部北側の遊水池水位を以て代表させることにし、両排水路の疎通量を(8)式にもとづいて推定した。この疎通量を  $h_2$  と  $h_3$  の関数として示すと Fig. 8 のようになる。ただし水理量の記号は Table 1 のように約束する。

つぎに狭搾部の疎通能力の計算では、その南側遊水池水位を以て矢倉川側背後地水位とみなすことにし、狭搾部の狭巾前後の疎通量を(8)式より算定した。これを  $h_1$  および  $h_2$  の関数として Fig. 9 に示す。

Table 1 Symbols at  $t$

Flooding Area	Flooding Water Level	(Runoff of Self Basin) + (Inflow from River)	Volume of Storage Water	Out Flow
Yagura Side	$h_{1,t}$	$(q'_1 + q''_1)t$	$q_{1,t}$	$V_{1,t}$
Amano Side	$h_{2,t}$	$(q'_2 + q''_2)t$	$q_{2,t}$	$V_{2,t}$
Lake Biwa	$h_{3,t}$			$Q_{1,t}$ $Q_{2,t}$

where,  $h_i$  are expressed as the elevation of bottom of drainage channel equal 0.

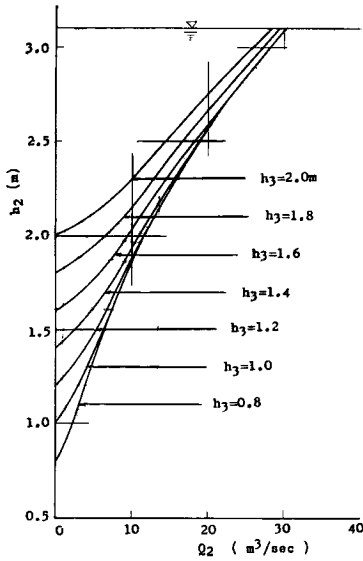


Fig. 8 Relation between discharge and water level at drainage channel.

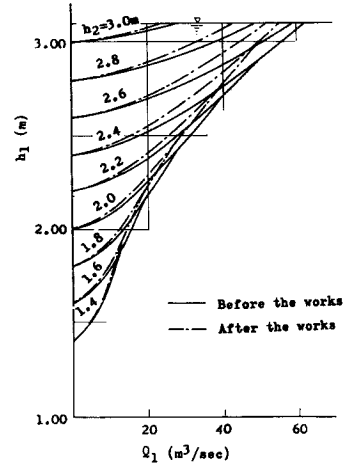


Fig. 9 Relation between discharge and water level at contracted part.

なおこのようなはんらん状態の流れの扱い方については、今後さらに研究されるべき1つの問題であろう。

### 5. 増加要処理量の検討

#### 5.1. 検討の方法

前述のように、当該背後地は狭槽部によって2分され、さらに排水路によってびわ湖に続いている形であるから、計算上、上流より小、中、特大の3箇の遊水池が相連続し、それらがモグリセキのようなもので結ばれているものとする。この連結部の流量算定式は4.で示されている。

さてこのような状態では、Table 1に約束した記号を用いると、時刻 $t$ および $t + \Delta t$ における各遊水池間の水理量の関係は、実用的につきのように表わされる。

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{1}{2} \{q_1, t + q_1, t + \Delta t\} \Delta t &= \frac{1}{2} \{Q_1, t + Q_1, t + \Delta t\} \Delta t + \{V_1, t + \Delta t - V_1, t\} \\
 &= \left\{ V_1 + \frac{1}{2} Q_1 \Delta t \right\}_{t + \Delta t} - \left\{ V_1 - \frac{1}{2} Q_1 \Delta t \right\}_t \\
 \frac{1}{2} \{q_2, t + q_2, t + \Delta t\} \Delta t + \frac{1}{2} \{Q_1, t + Q_1, t + \Delta t\} \Delta t \\
 &= \left\{ V_2 + \frac{1}{2} Q_2 \Delta t \right\}_{t + \Delta t} - \left\{ V_2 - \frac{1}{2} Q_2 \Delta t \right\}_t \\
 h_1, t &= f_1(V_1, t) \\
 h_2, t &= f_2(V_2, t) \\
 h_3, t &= f_3(t)
 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

すなわち  $h_3$  は時刻  $t$  に応じて一義的に与えられるが、 $h_1, h_2$  は試算によって推定せざるを得ない。たとえば時刻  $t + \Delta t$  における水理量を知るには、まず  $h_2, t + \Delta t$  を仮定して、Fig. 10 (a) のように流入量  $\{q_1, t + q_1, t + \Delta t\} \Delta t / 2$  を与えたときの  $h_1, t + \Delta t$  を知り  $\{Q_1, t + Q_1, t + \Delta t\} \Delta t / 2$  を求め、ついで Fig. 10 (b) において  $h_3, t + \Delta t$  および流入量  $\{q_2, t + q_2, t + \Delta t\} \Delta t / 2 + \{Q_1, t + Q_1, t + \Delta t\} \Delta t / 2$  を与えたときの  $h_2$  を推定する。これが先

に仮定した  $h_2$  に等しくなるまで試算を繰返せばよい。

実際の計算では  $\Delta t=1$  時間にとり、 $(q_t+q_{t+\Delta t})\Delta t/2$  をあらかじめ与えておいた。また  $h_2$  を与えたときの  $h_3$  の変化に対する  $Q_2$  の変化は無視できるほどであったから、計算労作はさほどのものではなかった。

さて 2 で述べたように、背後地水位が制限水位  $h=2.80\text{m}$  (T.P. 86.50m) または  $3.10\text{m}$  (T.P. 86.80m) に達するまでは樋門操作は行なわれず、これに達した後はこれを上昇させないとの条件のもとに、狭擁部の狭中前後の要処理量を求め、その差を増加要処理量とみなすことにした。

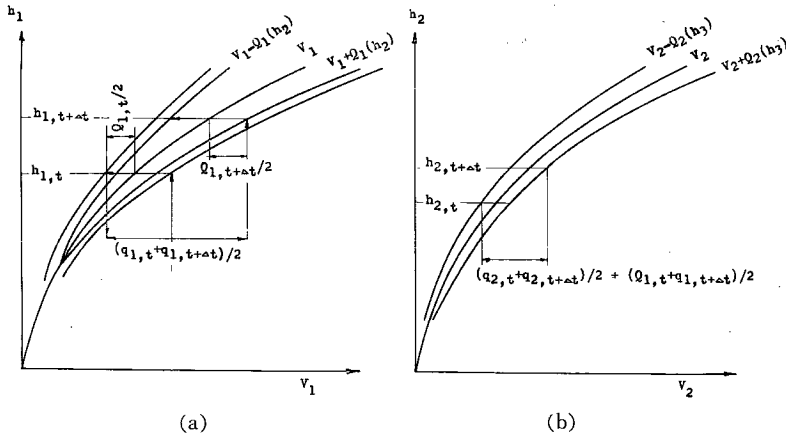


Fig. 10 Method of graphical calculation.

5.2. 増加要処理量  $\Delta Q'$

以上の方針、方法にしたがい、まず伊勢湾台風時の背後地への流入量の hydrograph を、Table 2 のように、種々の条件の下に想定し、case A~D, a~d と検討を進めるうちに、おおむね

- i)  $h_1$  が制限水位に達した時刻の  $h_{2i}$  が小さいほど

Table 2 Conditions of hydrograph at flooding basin, which is used for examination

Fundamental Type of Hydrograph	Inflow from the River Yagura	Inflow from		Symbols		
		the River Amano	the Flooding Basin in Amano Side	$h_i \leq 2.80\text{m}$	$h_i \leq 3.10\text{m}$	
Ise-Bay-Typhoon	$Q_Y - 15 > 0$	present	present	A	a	
	"	0	"	B	b	
	$Q_Y$	present	"	C		
	"	0	"	D	d	
	Embankment were destroyed at peak of hydrograph.	0	decrease	E	e	
	Above hydrograph were deformed.	0	"	F		
	"	0	0	G	g	
	$Q_Y - 15 > 0$	Present, but the peak were lagged 1 hr in time.	present		H	h
	Typhoon No. 7	$Q_Y$	0	"	I	i



ii)  $h_1$  が制限水位に達した後、その水位を維持する(ように樋門等による操作が行なわれるべきものとして、その)時間内で、 $h_1 > h_2$  の時間  $T$  が長いほど

iii)  $h_2$  が制限水位に達しないときは、その最高水位が低いほど

増加要処理量  $4Q'$  が大きく評価される傾向があることがわかった。

すなわち実際にはそれほど多くの case について検討しなくとも  $4Q'$  の最大値が把握できそうであることがわかったので、さらにそれを試探するよう、case E~G, e~g と hydrograph を若干変形し、7号台風時のそれとともに検討を加えた。なお case A, C, a では、天野川越流量の背後地への到達時間を無視したが、新幹線工事ともなう側水路の新設のため、到達時間に1時間程度の変化があるとみた場合の検討(case H, h)も加えておいた。

さて以上の検討の結果を Fig. 11 に示す。同図よりすれば、さらに  $4Q'$  が大きくなるような case が計算上存在するようにもみえるが、さらに2, 3の case について検討してみても、全体としての要処理量が増加することがあっても  $4Q'$  の大きくなるようなものが見つからず、また case G, g 自体が非常に極端な場合に相当することより、これ以上の検討は不要と考えられた。

以上のような検討は  $h_1 < h_2$  の場合も可能であるが、この場合は矢倉川背後地へのはらん水の排除場所がないため、 $h_1$  の上昇が速く、結果的には  $4Q'$  はあまり大きくならない。

以上の検討によって、制限水位としては 2.80m より 3.10m まで許容した場合の方が  $4Q'$  が大きく評価され、一般には  $10\text{万m}^3$  前後、最大限  $17.1\text{万m}^3$  程度と推定される。

結 び

以上入江干拓地区の背後地の狭雑部が、国鉄新幹線工事によってさらに狭巾された場合、これが当該地区の水害危険度をどの程度助長するかを、異常出水時のはらん水の一部を地区内に導入、処理する方式などをとった場合の増加要処理量  $4Q'$  の形で評価してみた。

その結果  $4Q'$  は、矢倉川、天野川両川が越水、破堤して当該地区に大はらんをもたらす事態よりも、むしろ天野川よりのはらんがなく、矢倉川のみが大はらんするような事態の方が大きく評価され、その程度は最大限  $17\text{万m}^3$  程度と推定された。これはその時の全要処理量とはあまり関係がなく、むしろ中程度のはらん時の方が  $4Q'$  が大きく評価される傾向さえみられた。

実際には、扉門操作方式が再検討され、制限水位も 2.80m 以下に押えるよう、制限水位に達するまでに

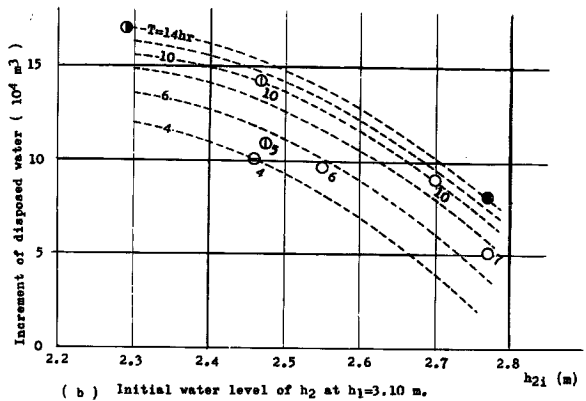
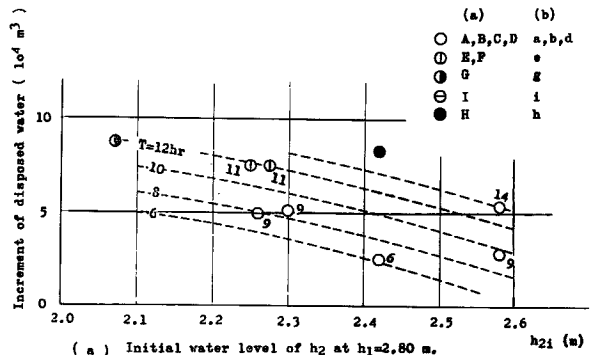


Fig. 11 Relation between  $4Q'$  and  $h_{2i}$  and  $T$ ; where  $4Q'$ ; increment of disposed water,  $h_{2i}$ ; initial water level of  $h_2$ , when  $h_1$  reaches to limited water level;  $T$ ; duration time as  $h_1 > h_2$ .

扉門が開扉されることになるであろうから、 $4Q'$  はかなり小さくなるであろう。しかし将来に禍根を残さないためには、少なくとも 17万  $m^3$  程度の水を余裕を以て処理できるよう、対策を考えておくのが望ましい。

こうした問題を根本的に解決するには、まず矢倉川の改修が考えられるが、地形的および経済的条件より限度がある。消極的な案ではあろうが、狹窄部近傍の干拓堤防突出部を数 10m 干拓地区側に後退させる案、あるいは排水ポンプを  $4Q'$  排除するに足るだけ増強する案が考えられる。

さらに今度の問題を含めて、当該地区の水害予防の観点よりいえば、堤防後退案と同時に、樋門方式を人為的要因の入らない越流堤方式に改ためるべきよう思われる。

#### 引用文献

- 1) 矢野勝正, 角屋 睦: 内水災害に関する諸問題について, 京大防災研年報 5 号 A, 昭37.3.
- 2) 滋賀県編: びわ湖干拓地災害対策調査団報告書 (伊勢湾台風等に関連して), 昭35.5.
- 3) 末石富太郎: 特性曲線法による出水解析について, 土木学会論文集29号, 昭30.
- 4) 任田新治: 木曾三川下流地域の排水計画に関する研究, 昭36.8.
- 5) 角屋 睦, 今尾昭夫: 農地表面流の抵抗係数に関する一実験的研究, 京大防災研年報 5 号 A, 昭37.3.