

## 排水路網を考慮した洪水氾濫解析

高橋 保・中川 一・笈 崇弘

### NUMERICAL SIMULATION METHOD OF OVERLAND FLOOD FLOW CONSIDERING THE EXISTENCE OF DRAINAGE CHANNEL NETWORKS

By *Tamotsu* TAKAHASHI, *Hajime* NAKAGAWA and *Takahiro* KAKEHI

#### Synopsis

In this study, a numerical simulation method which was able to demonstrate the behavior of the overland flood flow in the protected lowland with drainage channel networks is presented. Experimental results for the inundation in the protected lowland with drainage channel networks were comparatively in good agreement with calculated ones. This model was also applied to the actual basin, the Nagasaki city, which was suffered damages from a flood caused by heavy rainfall in July, 1982. In this case, the Nakashima river, which runs through middle of the Nagasaki city, was regarded as a drainage channel. Calculated results concerned with the water depth and the shapes of flooding showed relatively good agreement with observed ones.

#### 1. 緒 言

河川堤防の決壊によって堤内地に洪水氾濫が生じた場合、堤内地には道路、鉄道などの線状の盛り土構造物、市街地家屋群や内水排除用の小河川網が輻輳して存在し、これらが氾濫水の進行方向、速度、浸水規模および氾濫範囲などに影響を及ぼすことは明かである。家屋群が氾濫水の挙動に与える影響については、著者らは既に家屋群の密集度に応じて局所的に粗度係数を変化させる方法<sup>1)</sup>や家屋間の空隙面積に基づく通過率の概念を導入した数値シミュレーション手法<sup>2)</sup>などを提示しており、これらの方法によってある程度氾濫水の挙動が説明できることを明らかにしている。

一方、排水路網に代表されるような小河川が氾濫場に存在するような場合の従来の氾濫モデルの一つに、排水路を単に地盤の低い格子として取り扱う方法<sup>3), 4), 5)</sup>がある。この方法は排水路網が存在しない場に対する計算方法がそのまま一貫して使用できるという長所がある反面、排水路幅規模の格子サイズを採る必要があるため、総格子数が増大して計算時間が長大になるという欠点もある。一方、排水路を一般の計算格子と区別し、そのまま水路として取り扱う方法も考えられている。その際、排水路を格子の辺に沿わせて配置する場合<sup>6)</sup>と格子の内部に配置する場合<sup>7)</sup>がある。井上<sup>7)</sup>によると前者の方法では一般格子と排水路の規模が極端に異なることが原因して、計算の安定性に厳しい条件が加わることや、実際に計算した結果、水面が水平に近く、氾濫水がほとんど流動していないような時でもかなり大きい流速が排水路内にまだ残っているというような実際には考えにくい結果しか得られていない。しかし実際には水深が氾濫域で排水路の深さに比べてかなり大きくなれば、排水路の存在は事実上考えなくてよいはずであり、そのように計算法を改良するためには、排水路を格子の辺ではなく格子の中を含めることが必要である、と指摘している。

排水路を格子の内部に配置する方法は、各格子に与えられた水位—湛水量の関係から水位、水深が求められ、同一の方程式系で排水路と一般格子の計算ができる。しかしながら、排水路が堤防を有する場合には、氾濫初期には格子内の水が排水路堤防で分断され、排水路とそれを含む格子とで水面が不連続になり、水位—湛水量曲線が一価関数とはならず、もはや水位あるいは水深を一意的に求めることができなくなるばかりでなく、氾濫方向がこのような比較的低い排水路堤防によっても大きく異なってくる。このことは、いままで水没していた堤防が水面から露出してくる減水期においても同様である。

本研究においては、排水路を格子に沿わせて配置する岩佐らの方法を用い、排水路内の連続式と、排水路—一般格子間の横流入流出量について修正・改良を加え、水理模型実験結果と本モデルの数値シミュレーション結果とを比較検討する。ついで、昭和57年7月の長崎豪雨災害における中島川の洪水氾濫解析に、中島川を排水路に見立てて比較的大格子の空間差分間隔を用いた氾濫計算を行ない、実測値と比較することにより、本手法の実際の場合への適用性について検討する。

## 2. 排水路が存在する場合における洪水氾濫解析

### 2.1 基礎式

格子周囲に排水路を有しないような一般格子における氾濫計算には、以下に示すような水深方向に積分した二次元平面流れに関する連続式、 $x$  および  $y$  方向の運動量保存式を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h+z_b)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h+z_b)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $M$  および  $N$ ；それぞれ  $x$  および  $y$  方向について  $M=uh$ 、 $N=vh$  と定義した流量フラックス、 $u$  および  $v$ ；それぞれ  $x$  および  $y$  方向の流速成分、 $h$ ；水深、 $z_b$ ；地盤高、 $\rho$ ；水の密度、 $g$ ；重力加速度、 $\tau_{bx}$  および  $\tau_{by}$ ；それぞれ  $x$  および  $y$  方向の底面せん断応力である。ここで、これらの算定にあたって Manning の抵抗則を用いることにすれば、それぞれ次式で与えられる。

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (5)$$

排水路内流速の計算は、岩佐ら<sup>6)</sup>と同様に次式の運動方程式を用いる。

$$\frac{\partial(h_d+z_d)}{\partial x} = \frac{n_d^2 v_{dx} |v_{dx}|}{h_d^{4/3}} \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{\partial(h_d+z_d)}{\partial y} = \frac{n_d^2 v_{dy} |v_{dy}|}{h_d^{4/3}} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $n_d$ ；排水路内の Manning の粗度係数、 $v_{dx}$  および  $v_{dy}$ ；それぞれ  $x$  および  $y$  方向の排水路内流速、 $h_d$ ；排水路内の水深、 $z_d$ ；排水路内の地盤高である。なお、排水路内の水の連続式については、次節で検討する。

排水路が格子線上にある場合、排水路への流出流量フラックスあるいは排水路からの流入流量フラックスは、越流公式等を用いて求める。すなわち、Fig. 1において、

$$h_1 = h_U + z_{bU} - Z1X \dots\dots\dots (8)$$

$$h_2 = h_D + z_{bD} - Z2X \dots\dots\dots (9)$$

$$h_3 = h_d + z_d - Z1X \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$h_4 = h_d + z_d - Z2X \quad \dots\dots\dots (11)$$

とおく。ここに、 $h_U$ ；排水路北側（ $x$ 軸に対して上流側）の一般格子内水深、 $h_D$ ；排水路南側（ $x$ 軸に対して下流側）の一般格子内水深、 $z_{bU}$ ；排水路北側の一般格子の地盤高、 $z_{bD}$ ；排水路南側の一般格子の地盤高、 $Z1X$ ；排水路北側の堤防の基準面からの高さ、 $Z2X$ ；排水路南側の堤防の基準面からの高さである。ここで、 $h_1 \geq h_{th}$  かつ  $h_4 \geq h_{th}$  あるいは  $h_2 \geq h_{th}$  かつ  $h_3 \geq h_{th}$  のとき、河道水は排水路堤防よりも高い水位にあるが、高い水位の格子から排水路を隔てて低い方の水位の格子への水の輸送を考えると、従来の方法では一旦堤防を越流等横流入して河道に入り、河道からまた越流等横流出して堤内地に流入するというプロセスを経ると考えるものと思われるが、このような考え方では、水路を隔てて輸送される水に対する慣性効果や非線形効果を無視することになるので、氾濫水の挙動を説明し難いと思われる。このような場合、排水路の存在がもはやそれほど重要でないと考え、排水路が無いものとして排水路をはさんだ両方の一般格子で氾濫計算と同じ取り扱いができるものとする。そのとき、氾濫水あるいは河道水がどの程度堤防を越流しているか、すなわち  $h_{th}$  がどの程度であればこのような取り扱いが可能であるかは重要な問題であるが、不明な点も多いのでここでは氾濫水の先端条件と同じ threshold 水深を便宜的に用いることにする。すなわち、 $h_{th} = 0.001$  m とする。

上記以外の場合は、河道水位と堤内地水位との関係で、完全越流する場合と潜り越流する場合が考えられる。すなわち、排水路北側の堤防を越流する単位幅流量  $UMU$  に関しては、

(a)  $h_1 \geq h_3$  のとき  
 $2h_1 \geq 3h_3$  ならば  $UMU = \mu_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (12)$

$$2h_1 < 3h_3 \text{ ならば } UMU = \mu_2 h_3 \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \dots\dots\dots (13)$$

(b)  $h_1 < h_3$  のとき  
 $2h_3 \geq 3h_1$  ならば  $UMU = -\mu_1 h_3 \sqrt{2gh_3} \dots\dots\dots (14)$

$$2h_3 < 3h_1 \text{ ならば } UMU = -\mu_2 h_1 \sqrt{2g(h_3 - h_1)} \dots\dots\dots (15)$$

排水路南側の堤防を越流する単位幅流量  $UMD$  に関しても同様に、

(c)  $h_2 \geq h_4$  のとき  
 $2h_2 \geq 3h_4$  ならば  $UMD = -\mu_1 h_2 \sqrt{2gh_2} \dots\dots\dots (16)$

$$2h_2 < 3h_4 \text{ ならば } UMD = -\mu_2 h_4 \sqrt{2g(h_2 - h_4)} \dots\dots\dots (17)$$

(d)  $h_2 < h_4$  のとき  
 $2h_4 \geq 3h_2$  ならば  $UMD = \mu_1 h_4 \sqrt{2gh_4} \dots\dots\dots (18)$

$$2h_4 < 3h_2 \text{ ならば } UMD = \mu_2 h_2 \sqrt{2g(h_4 - h_2)} \dots\dots\dots (19)$$

と表わせる。ここに、 $\mu_1$  および  $\mu_2$  はそれぞれ完全越流時および潜り越流時の流量係数である。

排水路側岸に堤防が無い場合は、越流公式の代わりに段落ちあるいは段上がり公式を用いて横流入流量を求めればよい。いま Fig. 2 に示すような場合を考える。

(a)  $h_4 < 0$  のとき

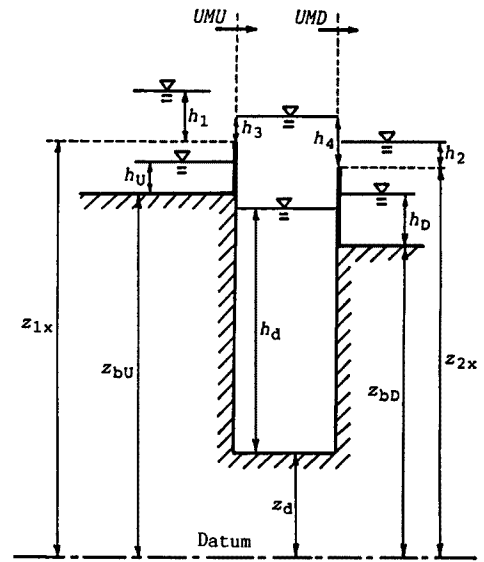


Fig. 1. Relationship between water level of the drainage channel and that of the flood plain in the case of the existence of levees on both banks of the drainage channel.

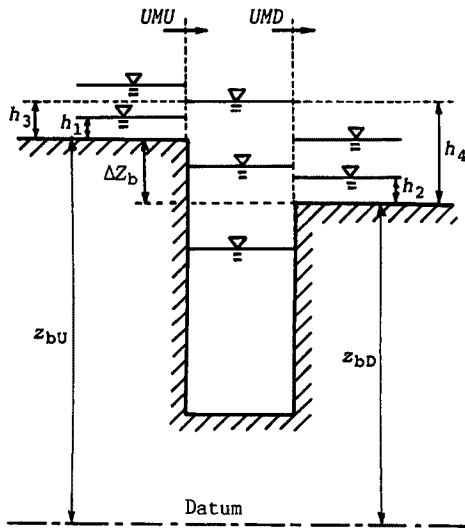


Fig. 2. Relationship between water level of the drainage channel and that of the flood plain in the case of no levees on both banks of the drainage channel.

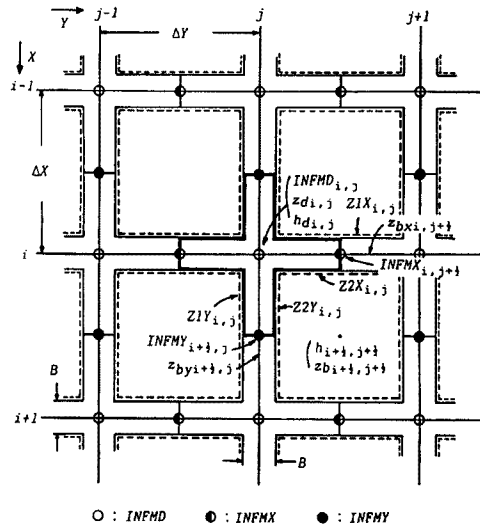


Fig. 3. Definition sketch of a control volume of the drainage channel and the arrangement of variables in the calculation.

$$h_1 \geq h_{th} \text{ならば } UMU = \mu'_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (20)$$

$$h_2 \geq h_{th} \text{ならば } UMD = -\mu'_1 h_2 \sqrt{2gh_2} \dots\dots\dots (21)$$

(b)  $h_{th} < h_4 < \Delta z_b + h_{th}$  のとき

$$h_1 \geq h_{th} \text{ならば } UMU = \mu'_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (22)$$

$$h_2 \geq h_4 \text{ならば } UMD = -\mu'_1 h_4 \sqrt{2g(h_2 - h_4)} \dots\dots\dots (23)$$

$$h_2 < h_4 \text{ならば } UMD = \mu'_2 h_2 \sqrt{2g(h_4 - h_2)} \dots\dots\dots (24)$$

(c)  $h_4 \geq \Delta z_b + h_{th}$  のとき、排水路が無いものとして氾濫計算に組み込む

ここに、 $\mu'_1$ および $\mu'_2$ ；それぞれ段落ちおよび段上がり流れの流量係数、 $\Delta z_b = z_{bu} - z_{bd}$ である。

以上、 $x$ 方向成分について述べたが、排水路が南北方向( $x$ 軸方向)に存在する場合も同様にして、排水路西側の堤防を越流する単位幅流量  $VNU$ 、および排水路東側の堤防を越流する単位幅流量  $VND$ 等、 $y$ 方向成分も求められるが、紙面の都合上ここではその説明を省略する。

2.2 差分式

上記基礎方程式を差分化して数値計算を実行するが、(1)～(3)式の差分式はすでに洪水氾濫解析に際して詳細に吟味されている方法<sup>2)</sup>を用いるものとし、ここではその詳細については説明を省略する。

まず、排水路内の計算法について検討する。Fig. 3に排水路のコントロールボリュームと排水路内の計算に必要な変数の配置を示す。ここに、 $INFMD_{ij}$ ；格子線の交点が排水路であるかどうかの情報、 $INFMX_{i+1/2,j}$ ；東西方向の格子線が堤防、段落ちあるいは何もないかの情報、 $INFMY_{i+1/2,j}$ ；南北方向の格子線が堤防、段落ちあるいは何もないかの情報、 $B$ ；排水路の幅(ここでは一定とする)、 $Z_{bx}$ および $Z_{by}$ ；それぞれ東西( $y$ 軸方向)および南北( $x$ 軸方向)に延びる道路などの線状構造物の地盤高である。排水路のコントロールボリュームは図に示すように十字型にとっており、これも修正点の一つである。こ

のようなコントロールボリュームを用いたとき、排水路内の水の連続式を差分化すると次式となる。

$$\frac{h_{di,j}^{n+3} - h_{di,j}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{v_{dx,i+1/2,j}^{n+2}(h_{di,j}^{n+1} + h_{di+1,j}^{n+1})/2 - v_{dx,i-1/2,j}^{n+2}(h_{di,j}^{n+1} + h_{di-1,j}^{n+1})/2}{\Delta x + \Delta y - B} + \frac{v_{dy,i,j+1/2}^{n+2}(h_{di,j}^{n+1} + h_{di,j+1}^{n+1})/2 - v_{dy,i,j-1/2}^{n+2}(h_{di,j}^{n+1} + h_{di,j-1}^{n+1})/2}{\Delta x + \Delta y - B} = \frac{Q_{i,j}}{B(\Delta x + \Delta y - B)} \dots\dots (25)$$

ここに、 $\Delta x$  および  $\Delta y$ ; 空間差分間隔,  $\Delta t$ ; 時間差分間隔,  $Q_{i,j}$ ;  $(i, j)$  地点における排水路の横流入出流量の総和である。 $v_{dx}$ ,  $v_{dy}$  などは Fig. 4 に示すような配置になっている。上式で  $Q_{i,j}$  が求めれば排水路内水深  $h_d$  が計算される。ただし、排水路の形は常に十字型とは限らないので、すべての 16 通りのパターンに分けてそのコントロールボリュームを定義する。そのとき、その形に応じて  $Q_{i,j}$  も変化するが、一般には、 $Q_{i,j}$  は次式で求められる。

$$Q_{i,j} = \frac{\Delta y - B}{2}(UMU_{i,j-1/2} - UMD_{i,j-1/2} + UMU_{i,j+1/2} - UMD_{i,j+1/2}) + \frac{\Delta x - B}{2}(VNU_{i-1/2,j} - VND_{i-1/2,j} + VNU_{i+1/2,j} - VND_{i+1/2,j}) \dots\dots (26)$$

排水路内での流速に関する (6) および (7) 式の運動方程式を差分化するとそれぞれ次式となる。

$x$  方向

$$v_{dx,i+1/2,j}^{n+2} = \text{sign}(h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di+1,j}^{n+1} - z_{di+1,j}) \frac{1}{n_d} \left( \frac{h_{di,j}^{n+1} + h_{di+1,j}^{n+1}}{2} \right)^{5/2} \left| \frac{h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di+1,j}^{n+1} - z_{di+1,j}}{\Delta x} \right|^{1/2} \dots\dots (27)$$

$y$  方向

$$v_{dy,i,j+1/2}^{n+2} = \text{sign}(h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di,j+1}^{n+1} - z_{di,j+1}) \frac{1}{n_d} \left( \frac{h_{di,j}^{n+1} + h_{di,j+1}^{n+1}}{2} \right)^{5/2} \left| \frac{h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di,j+1}^{n+1} - z_{di,j+1}}{\Delta y} \right|^{1/2} \dots\dots (28)$$

ここに、 $\text{sign}(x)$  は  $x$  の符号を表わす。

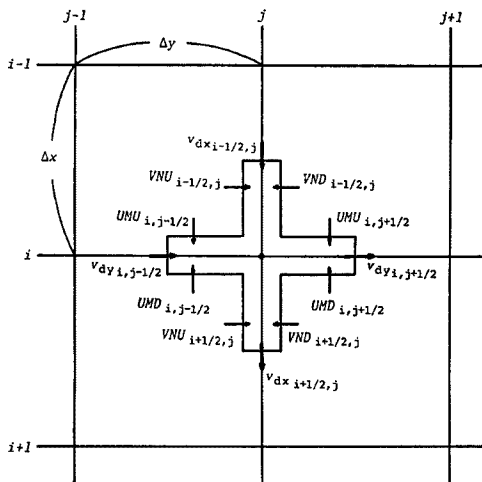


Fig. 4. Arrangement of variables on the lateral inflow or outflow discharge.

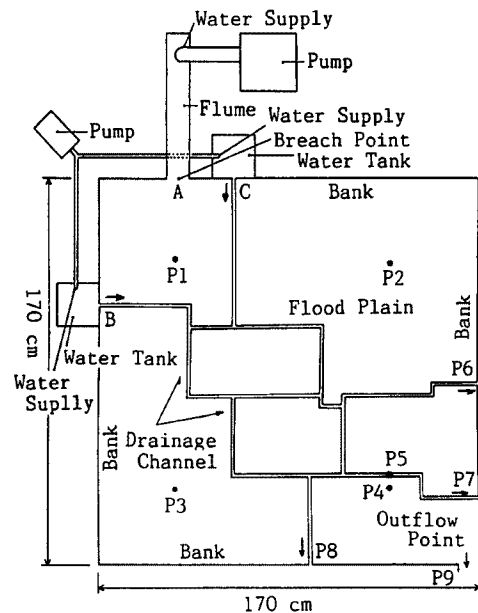


Fig. 5. Experimental apparatus.

### 3. 排水路網が存在する場における洪水氾濫実験

#### 3.1 実験装置および実験方法

氾濫台は Fig. 5 に示すように 1 辺が 170 cm の正方形をしており、その中に幅 1.4 cm、深さ 1.5 cm、両岸に 0.5 cm の高さの堤防を有する排水路網が配置されている。氾濫台は対角線方向に 1 / 500 の勾配がつけられているが、各格子の中央、排水路床および両岸の堤防の標高をレベル測量し、計算ではこれらの実測値を用いている。氾濫台の四方は氾濫水が越流流出しない程度の堤防で囲ってある。図中の A 点には幅 10 cm の破堤口を設け、これと接続した一次元水路にポンプで給水することによって氾濫を生起させる。また、B および C 点には排水路への給水口が設けてあり、ここへ一定流量の水が小型ポンプによって供給されるようになっている。排水路下流端の P6、P7、P8 の各点は段落ちによる流出条件になっているが、実験条件によってはここに水槽を設け、水槽からの overflow によって排水路の水が流出するような場合も考慮した。さらに、氾濫した水が氾濫台上から流出するように、P9 点に幅 10 cm の排水口が設けてある。

実験方法は以下のものである。すなわち、まず所定の流量を排水路に供給し、排水路下流端の水位を 3 台のサーボ式水位計で計測し、水位が定常状態になった段階で破堤口に接続した水路上流から、所定の流量を給水して洪水氾濫を発生させる。測定項目は、氾濫水の拡がりの時間変化、排水路下流端および排水口における水深、P1～P4 地点の水深、P5 地点における排水路内水深および破堤口からの流入流量で

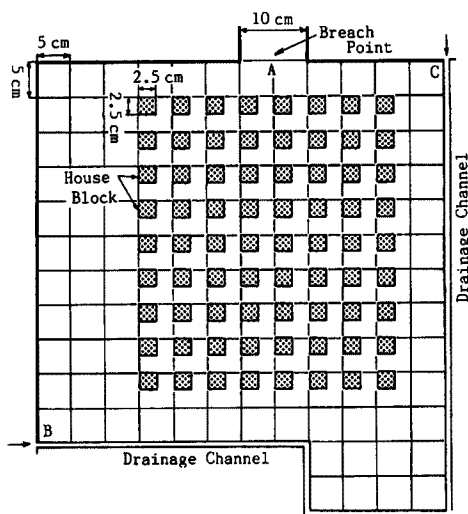


Fig. 6. Arrangement of blocks on the flood plain.

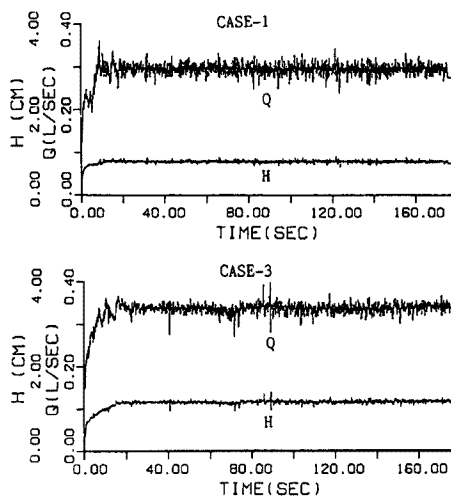


Fig. 7. Hydrograph and water depth at breach point.

Table 1. Experimental conditions

| CASE No. | Initial Flow Condition in Drainage Channel | Surface Condition of the Flood Plain | Outflow Condition of the Drainage Channel |
|----------|--|--------------------------------------|---|
| CASE-1   | Dry Bed Type                               | No House Blocks                      | Step Down Type                            |
| CASE-2   | Steady Flow Type                           | No House Blocks                      | Step Down Type                            |
| CASE-3   | Dry Bed Type                               | House Blocks                         | Step Down Type                            |
| CASE-4   | Steady Flow Type                           | House Blocks                         | Step Down Type                            |
| CASE-5   | Steady Flow Type                           | No House Blocks                      | Overflow Type                             |

あって、氾濫水の拡がりの時間変化は氾濫台上部に設けたビデオカメラで撮影し、P3～P9の各地点における水位は4台のサーボ式水位計で、P1～P5の各地点における水深は1分毎に標尺で読み取って求めた。破堤口から堤内地への流入流量は、給水直後は流れが非定常であるので破堤口に設けたサーボ式水位計から得られる水深とビデオカメラによる撮影で得られたトレーサーの表面流速とを乗じて求めた。ただし、氾濫初期には破堤口付近の流れはFroude数が1.1～1.2程度の射流であり、表面流速を用いると若干過大に流量を評価してしまうことになるが、定常時におけるポンプの流量とこの方法で求めた流量が概ね一致したので、この方法を採用した。なお、サーボ式水位計の出力はペンレコーダーでモニタリングしながら20 Hzでパソコンのディスクに収録した。

実験条件は、破堤口付近に市街地を想定して2.5 cm四方の家屋ブロックをFig. 6に示したように配置した場合と配置しない場合、排水路に予め水を流しておく場合と流さない場合、排水路下流端が段落ち流れになっている場合と貯水槽を架設して排水機能を低下させた場合などの組合せでTable 1に示すような5ケースの実験を行なった。排水路へ給水する場合の流量はB点で20 cc/sec、C点で27 cc/secであり、各ケースとも測定時間は180秒である。なお、破堤口におけるCASE-1およびCASE-3の流出流量と水深の時間変化をFig. 7に示す。ただし、同図に見られる振動はサーボ式水位計の針の振動である。

### 3.2 実験結果と計算結果との比較・検討

数値計算を実行するにあたり、破堤口における流入境界条件として、Fig. 7に示した流量ハイドログラフをそのまま用い、排水路流入端における流量は横流入流量として取り扱った。排水路の下流端条件としては、排水路に水を予め流しておくCASE-2、4、5では、サーボ式水位計から得られた水深を用い、その他のケースの排水路下流端および排水口では段落ち流れの条件を用いた。一般格子においては、 $\Delta x = \Delta y = 5$  cm、 $\Delta t = 1/500$  secとし、排水路に対しては $\Delta t = 1/1000$  secとして排水路の計算を2回行なってから次の一般格子の計算を行なった。Manningの粗度係数は一般格子および排水路とも $n = 0.01$ とした。完全越流時および潜り越流時の流量係数はそれぞれ0.35および0.91とし、段上がりおよび段落ち時の流量係数は両者とも1.0とした。また、家屋ブロックを配置したCASE-3およびCASE-4ではブロックの影響を考慮するため、通過率による流量フラックスの補正を行なっている。

Fig. 8 (a)～(e)は、各ケースにおける氾濫形状の時間変化に関する実験値と計算値を比較したものである。排水路に水を流しておかないCASE-1と予め水を流しておくCASE-2とではCASE-1の $t = 120$  secとCASE-2の $t = 90$  secの実験値がとがほぼ同じ氾濫形状を呈し、CASE-2の方が早く拡がり易くなっている。計算結果からも同様のことが認められる。また、家屋ブロックを配置した場合は、実験ではブロックを配置した区域の水深が大きくなり、排水路堤防を越流して隣の領域にまで氾濫し易くなっているが、計算でもこのことが再現できている。排水路の流下能力を低下させたCASE-5では、排水路から堤内地への氾濫がかなり上流の方で生じていることが実験および計算で再現されている。これらの図より、排水路網が存在する場における氾濫水の拡がりに関する実験結果をここで提示した方法である程度再現できることがわかる。しかしながら、全ケースについて実験値では氾濫水は地盤の低い方に流下しながら拡がっているのに対し、計算値は氾濫台全体に拡がり易くなっていることや、実験では全く冠水していない領域がでていのに計算ではその部分が冠水しているなど、若干両者には違いもみられる。この原因としては、実験上の問題として、実験のスケールが小さいために、とくに氾濫水の縁(先端ではない)で表面張力が影響して氾濫水が横方向に拡がりにくくなったこと、微妙な地盤の高低差が影響して輪中状の部分が形成されてしまうことなどが挙げられる。また、計算上の問題点としては、このような小規模な領域における氾濫計算では、先端条件が氾濫水の拡がりに関してかなり支配的になっているものと思われ、今後さらに検討を要する点でもある。

Fig. 9 (a)～(e)は各ケースにおけるP1～P5の各地点の水深の時間変化に関する実験値と計算値とを比較したものである。P1～P5地点の水深については、各ケースとも、氾濫水の拡がりに関して実

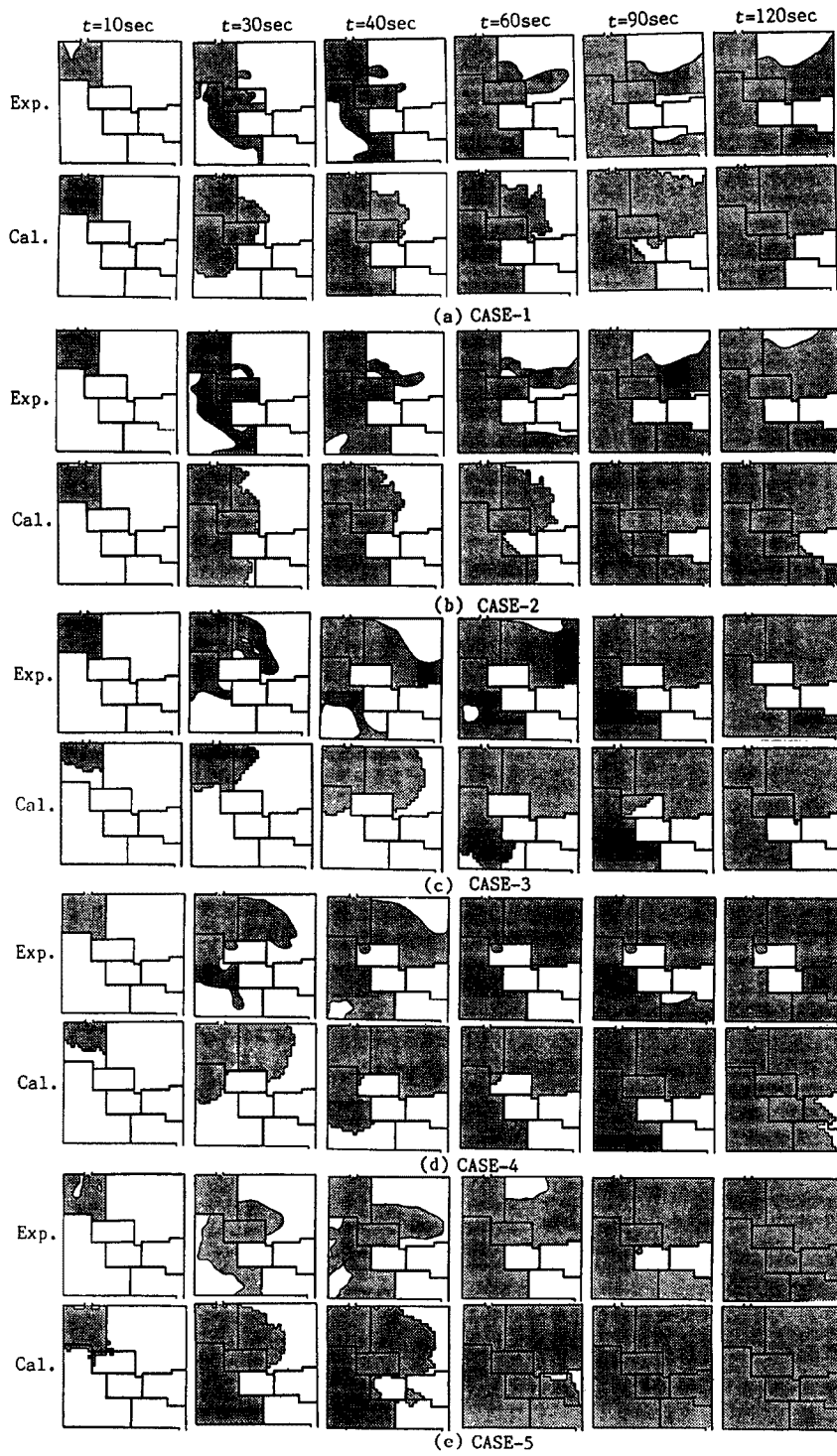


Fig. 8. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with shapes of flooding.



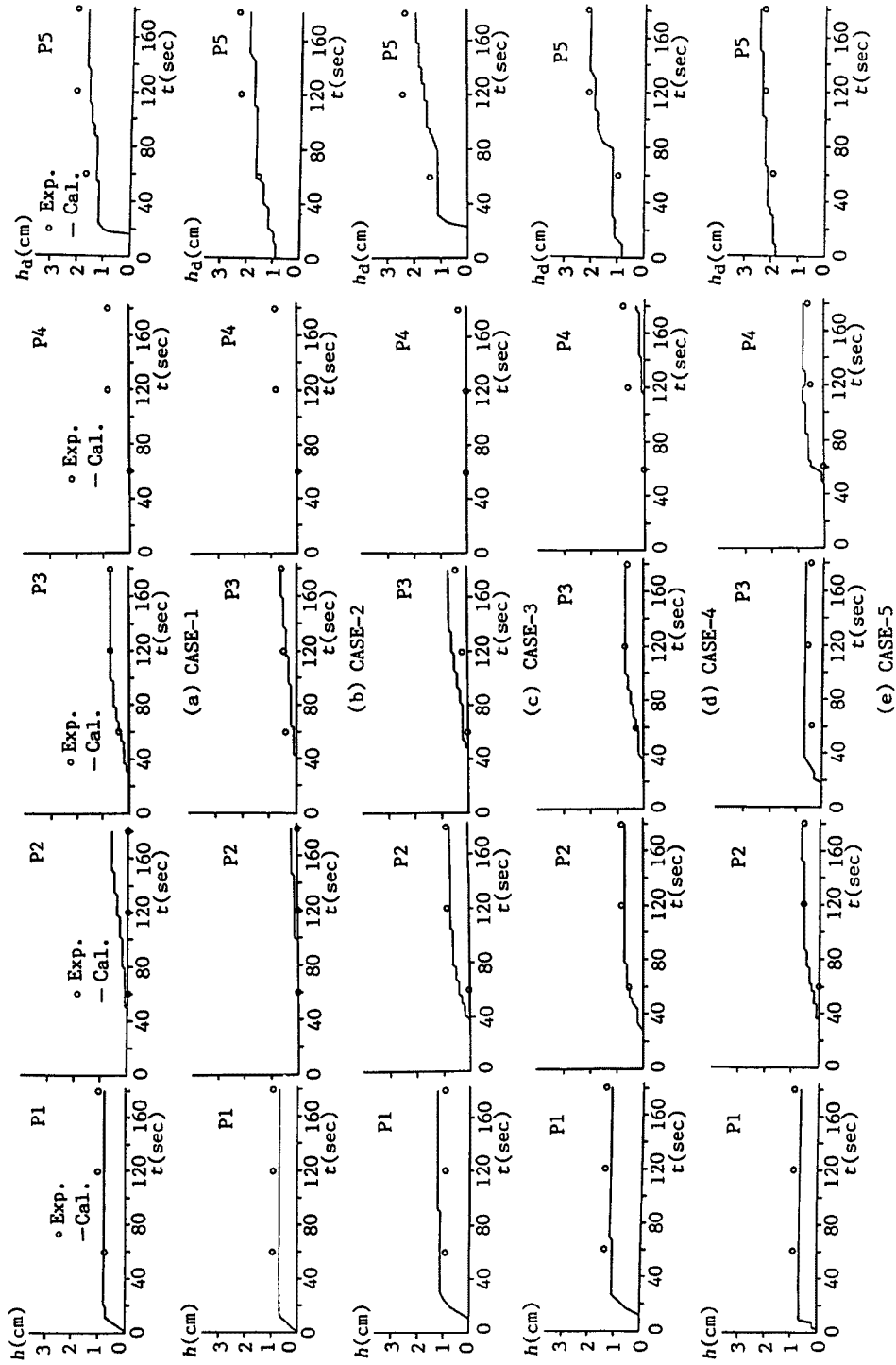


Fig. 9. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with water depth of the flood plain at P1~P4 and that of the drainage channel at P5.

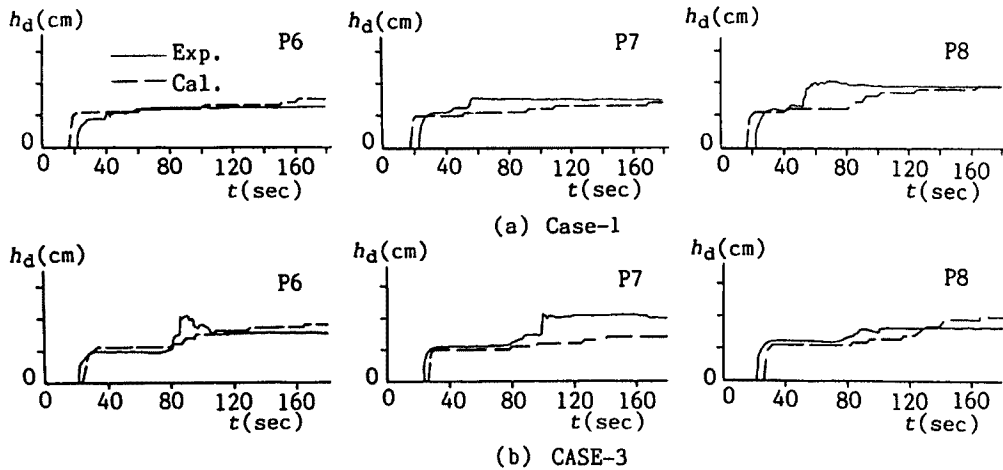


Fig. 10. Comparison between experimental results with calculated ones concerned with water depth at the drainage channel end.

験値と計算値が一致していない部分で水深にも違いがみられ、実験では全く水がきていないのに計算では水がきている部分もあったりするが、浸水規模は今回の計算でかなりよく再現されている。とくに、排水路下流端における実測水深を用いた CASE-2, 4, 5 では、計算値と実験値が比較的良好に一致している。一方 CASE-1 および CASE-3 では両者はあまりよく一致していない。これは、Fig. 10 (a), (b) に見られるように、排水路下流端での水深の計算値と実験値の違いが原因しているのかもしれない。

Fig. 11 (a) ~ (d) に CASE-1, 2, 3, および 5 における流速ベクトルの計算値と実測値を示す。実測値のデータが少ないが、どのケースにおいても流向・流速ともに両者は比較的良好に一致している。ただし、排水路内の流速に関しては、実験においてトレーサーの動きが追跡できなかったため両者の比較はできないが、計算においては排水路から堤内地への流出や堤内地から排水路への流入によって、排水路内の水深が振動し、その結果、水面勾配から計算される流速ベクトルが向かい合ったり逆方向を向いたりして実際現象とは食い違った結果となっている。

以上、計算結果はある程度実験結果を説明し得ることがわかったが、 $h_m$  の決め方や水面勾配と水路床抵抗のみを用いた運動方程式から排水路内流速を計算したことなど、今後検討すべき点および改良すべき点も残されている。

#### 4. 昭和 57 年 7 月長崎豪雨災害における中島川の洪水氾濫への適用

##### 4.1 概説

九州地方を中心に、昭和 57 年 7 月 23 日の夕方から翌日まで降り続けた梅雨末期の集中豪雨は、わが国観測史上驚異的な降雨量を記録し、長崎市を中心に土石流などの土砂災害、中小都市河川の洪水氾濫災害を発生させ、多大の人的・物的被害をもたらした。長崎市中心部のように極度に市街化が進行した地域においてこのような災害が発生し、都市のライフラインが断たれたということは他にあまり例の無いことであり、都市域における今後の洪水対策のあり方を再認識させることとなった。そして、現在も追跡調査や研究が活発に行なわれており、数多くの成果もあがっている。著者らも災害直後に現地へ赴き、洪水災害の実態を明らかにするとともに長崎市の中心部を流れる中島川を例にとり、洪水氾濫解析を行ない、洪水氾濫過程の再現を試みている<sup>3)</sup>。そのとき、中島川も一般格子と同様に扱うために格子サイズを川幅程度の 25 m × 25 m に採っている。これでも実際の川幅よりかなり大きい部分があったり計算時間が長

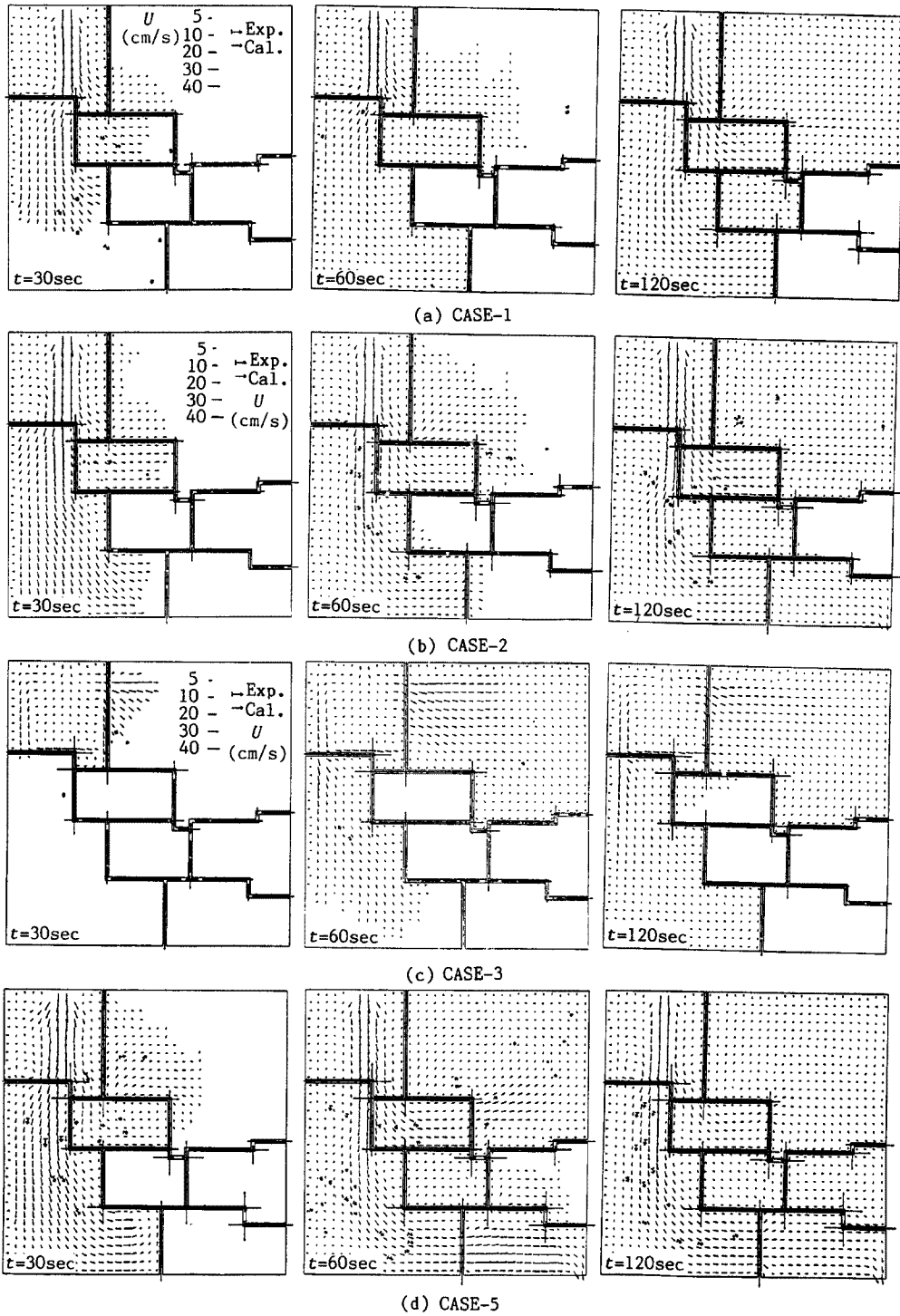


Fig. 11. Comparison between calculated results with experimental ones concerned with flow patterns.

大になるといった不都合もあった。ここでは、中島川を排水路にみたてて、ここで提示している排水路網が存在する場における洪水氾濫水理モデルを中島川に適用し、数値シミュレーションを実行して実測値と比較し、このモデルの適用性を検討する。

#### 4.2 中島川の洪水氾濫解析

(1) 境界条件 中島川における洪水氾濫解析を行なうためには洪水流量の把握が必要であるが、ここでは著者らの研究におけるハイドログラフ<sup>3)</sup>をそのまま使うことにする。Fig. 12は、西山川と中島川の合流点付近における各河川のハイドログラフと中島川と銅座川が合流する地点における銅座川のハイドログラフを示したものである。中島川と西山川の流量は各々の流入境界点で横流入するものとして10分毎の離散値を時間的に線形補間して与えている。また、銅座川は、油屋町付近から中島川との合流点付近まで暗渠化しているため排水路としては取り扱わず、合流点で中島川に強制横流入するものとした。河口潮位についても著者らの研究と同様に中島川の最下流の排水路格子の水位としてFig. 13に示すような1時間毎の潮位を線形補間して与えた。空間差分間隔は $\Delta x = \Delta y = 75$  mに採り、その格子の中央の地盤高を1/2500の地形図から読みとった。地盤変化の激しい地域の割に格子が比較的大きいので、離散値として与える地盤高の精度としては若干問題ではある。Fig. 14にこの計算の対象領域を示す。格子数は $x$ 方向(南西方向)に26、 $y$ 方向(南東方向)に20である。時間差分間隔は、一般格子に対して0.1 sec、河道に対しては0.05 secとした。粗度係数は石造りの橋の影響も考慮して河道に対して0.05、その他の場所では0.04とした。また、河道幅(排水路幅)は10 mとしている。

#### (2) 計算結果の考察と実測値との比較・検討

河道の初期条件は、完全にdryの状態から、各河川にそれぞれ一定流量を与え、潮位も一定の条件で流れが定常になるのに十分であると思われる3時間通水して作成した。このときの各河川の流量及び潮位は、23日17時の値を用いている。Fig. 15は、23日20時から翌日の1時までの湛水深の分布の計算結果を示している。氾濫形状は20時から21時の間に大きく変化しているが、それ以後はほとんど変化していない。水深も20時から21時の間にかなり急増している。この結果は、水位上昇がかなり短時間のうちにおきたという現地の証言とも一致している。河道流量が最大になったと思われる22時に最大湛水深分布

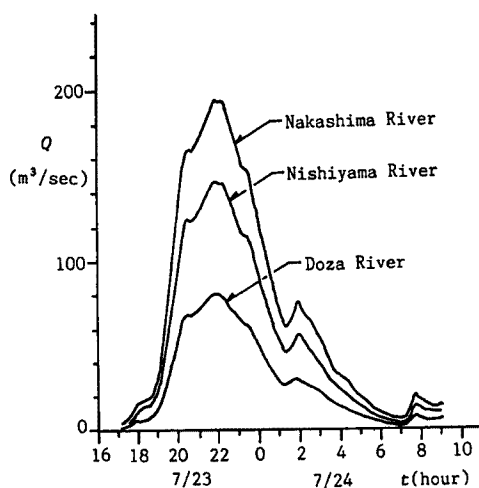


Fig. 12. Hydrographs of the Nakashima, the Nishiyama and the Doza river at their inflow boundaries.

を示し、その後氾濫域の面積が広がっているにもかかわらず、湛水深が減少していくことから、氾濫水が徐々に引き始めたものと思われる。最大湛水深の実測図<sup>8)</sup>であるFig. 16と比較すると、全体的な傾向としてはほぼ一致しているが、最大湛水深を示す位置がややずれている。これは、計算においては比較的大格子を用いているため、地盤高の詳細な情報を計算に取り入れることができなかったためと思わ

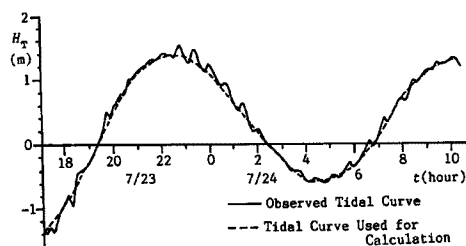


Fig. 13. Tidal curve of the Nagasaki bay in flood sequence.

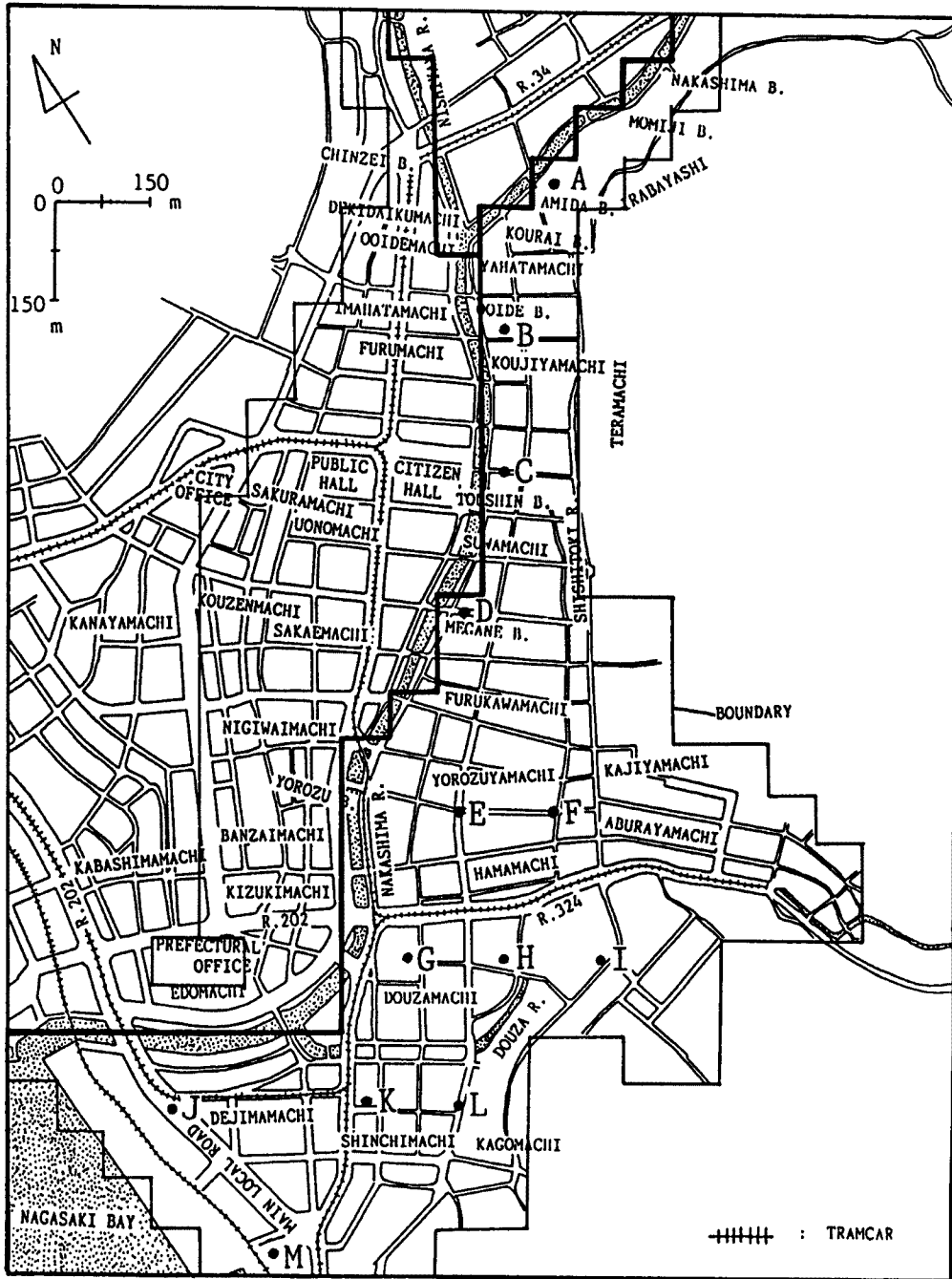


Fig. 14. Study area.

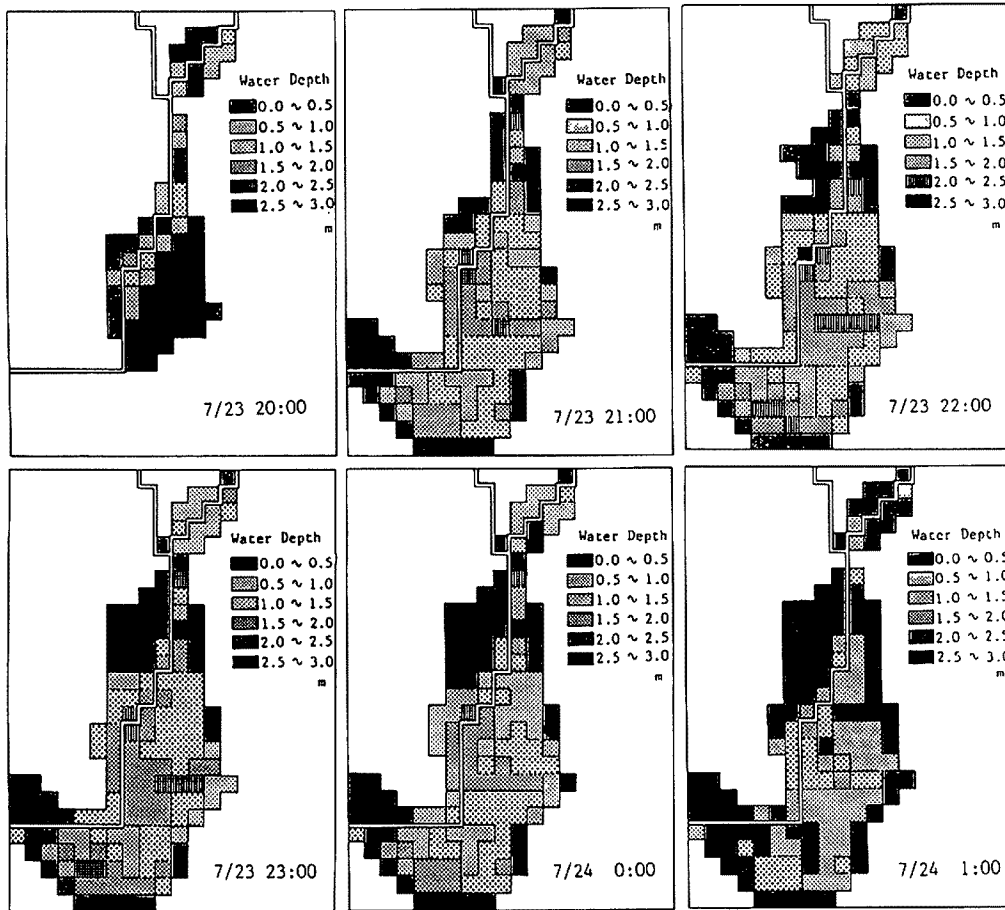


Fig. 15. Time variation of the calculated water depth distribution.

れる。このことは本手法で計算が比較的大きな格子間隔で行える反面に生ずる欠点の一つでもある。

Fig. 17 は、Fig. 14 に示した 13 の地点における湛水深の計算値の時間変化を示したものであり、図中に最大湛水深の実測値を丸印で記入してある。B 点および J 点を除いて、両者はほぼ完全に一致しており、以前の高橋らの結果<sup>3)</sup>よりもよく一致しているとさえいえる。上記 2 点における水深が一致していない理由として、前述したように格子が大きいため、地盤高の情報を正確に取り入れることができなかったことや一つの格子内にいくつかの実測値があってその実測値の地盤高が不明であることなどが考えられる。これらの図より、湛水深のピークも 22 時頃になっており、以前の高橋らの結果と比較的良く一致している。

#### 4.3 モデルの適用性に関する検討

本研究における水理モデルの最大の特徴は、河道の計算と一般格子の計算を別々に行なうことによって、比較的大格子の空間差分間隔を用いることができるということである。そのため、総格子数が著者らの以前の方法の 9 分の 1 に減少した結果、計算時間もかなり短縮できた。時間差分間隔については今回の計算ではかなり安全側に採って以前の方法と同じ値を用いたがさらに小さくできる可能性もある。しかしその反面、地形情報の粗雑さから、一般格子の計算精度が悪くなるということが明らかになった。このことは当然予想されていたことではあるが、本手法によって実際現象が再現されることが認められ、本モデルがある程度適用可能であることがわかった。しかし、一般格子の規模に対して排水路の幅がどの程度の割合

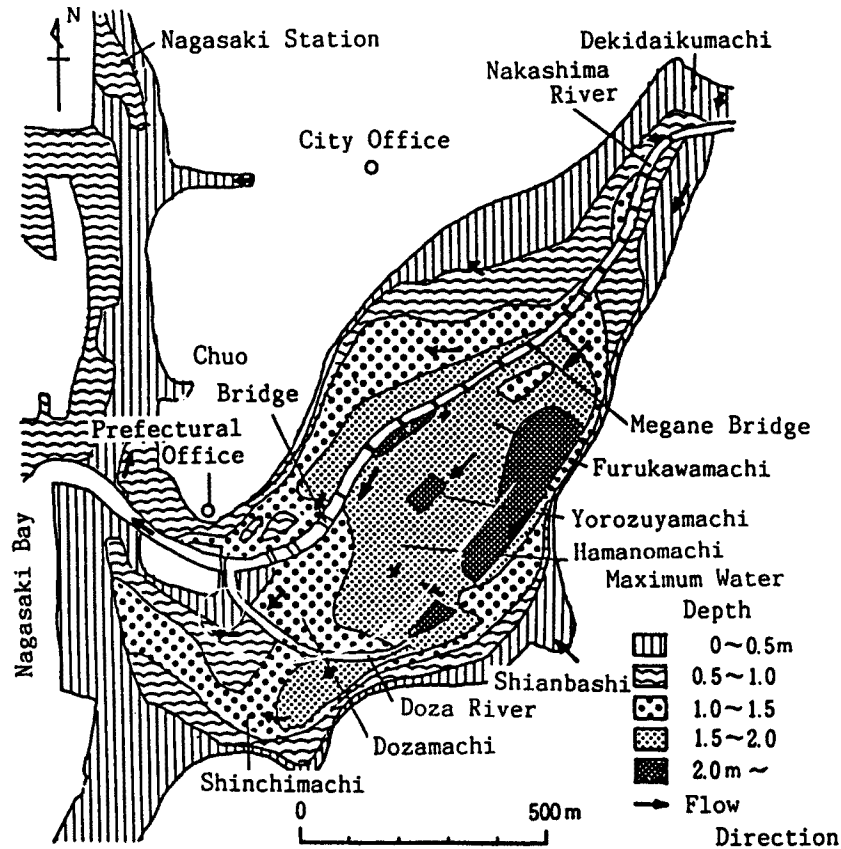


Fig. 16. Observed maximum water depth distribution.

まで計算可能かということについては全く検討されておらず、今後これについても明らかにする必要があるだろう。

## 5. 結 語

本研究においては、排水路網が存在する場における洪水氾濫水の挙動を説明し得る水理モデルを構築し、水理模型実験結果と数値シミュレーション結果とを比較することによってモデルの妥当性を検討した。その結果、本川法によって実験結果がある程度再現できることが確認された。ついで、本モデルを実際の災害事例である昭和57年の長崎豪雨災害における中島川の洪水氾濫解析に適用し、本手法によっても著者らが以前得た計算結果とほぼ同じような結果が得られることがわかった。しかしながら、排水路が水没して、もはや排水路を考慮せずに氾濫計算に移るときの条件となる水深  $h_u$  の決め方や、排水路内の水の運動方程式にも本文中で指摘したような問題点もあり、今後さらに一般性のある議論ができるよう、モデルの改良が必要である。

最後に、本研究を進めるに際し、一部文部省科学研究費（重点領域研究（2） 課題番号 62601524 研究代表者 中川 一）を使用した。数値計算には京都大学大型計算機センターのシステムを利用した。関係各位に記して感謝する次第である。

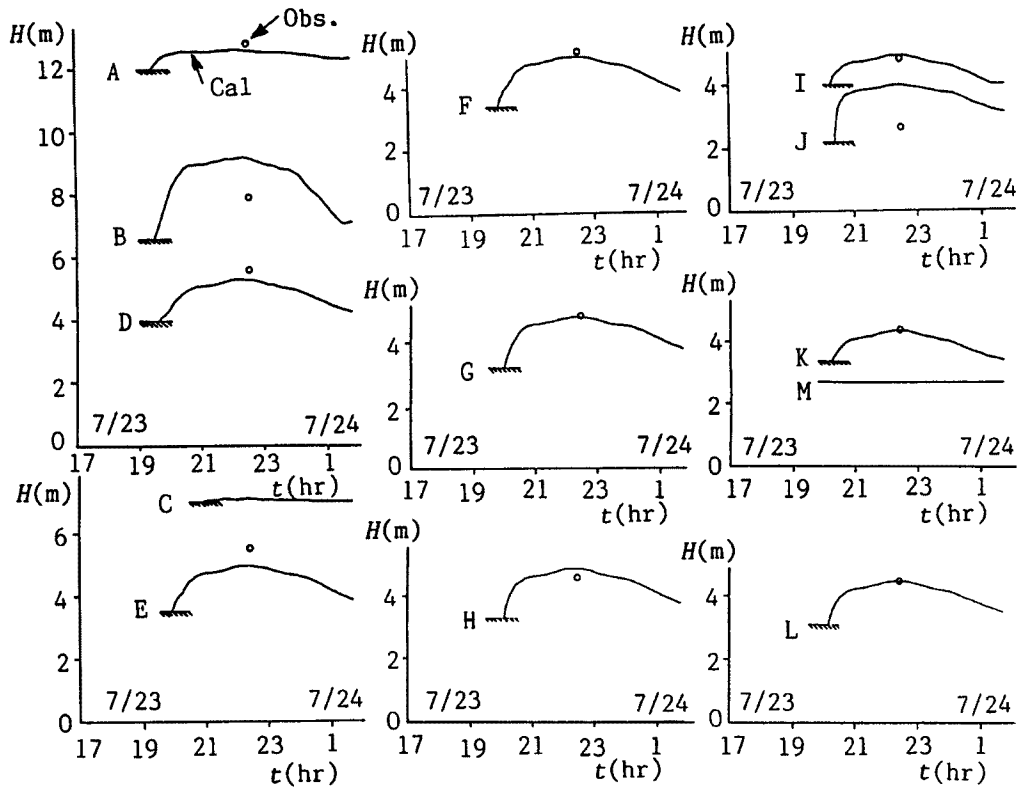


Fig. 17. Time variation of the water level at each point shown in Fig. 14. Observed data were compared with calculated ones.

#### 参考文献

- 1) 中川 一・高橋 保: 堤防の決壊による市街地の洪水氾濫に関する研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第40回, 1985, pp.113-114.
- 2) 高橋 保・中川 一・西崎丈能: 堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究, 京大防災研年報, 第29号B-2, 1986, pp.431-450.
- 3) 高橋 保・大久保賢治・中川 一: 昭和57年長崎豪雨による中島川の洪水氾濫解析, 京大防災研年報, 第26号B-2, 1983, pp.109-126.
- 4) 岩佐義朗・井上和也: 氾濫原における洪水の挙動の解析, 第20回自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集, 1983, pp.222-225.
- 5) 岩佐義朗・井上和也: 氾濫原における洪水の挙動の解析(2), 第21回自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集, 1984, pp.343-346.
- 6) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文: 氾濫水の水利の数値解析法, 京大防災研年報, 第23号B-2, 1980, pp.305-317.
- 7) 井上和也: 開水路非定常流の数値計算とその水工学への応用に関する研究, 京都大学学位論文, 1986, pp.198-214.
- 8) 高橋 博・木下武雄・植原茂次・藤田寿雄・小松章一・山口高志: 豪雨・洪水防災, 白亜書房, 1987, p.158.