

排水路網を考慮した洪水氾濫解析に関する研究

京都大学防災研究所 正員 高橋 保
 京都大学防災研究所 正員 中川 一
 四国旅客鉄道(株) ○正員 寛 崇弘

1: まえがき 排水路が存在する場合における洪水氾濫水の挙動を説明できる氾濫水理モデルを構築し、その計算結果を実験結果と比較・検討した。ついで、長崎市の中島川を排水路にみたてて昭和57年7月の長崎災害にこのモデルを適用して計算し、実測値と比較・検討した。その結果、このモデルの妥当性のある程度検証することができた。

2: 排水路が存在する場合での洪水氾濫計算法 排水路が存在する場合において洪水氾濫計算を行う場合、その排水路の取り扱い方が問題となってくる。本研究における洪水氾濫水理モデルの特徴は、一般格子内での計算と排水路内での計算を別々に行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。その結果、計算時間もかなり短くなっている。

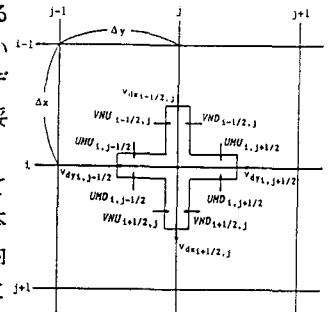


図1

排水路のコントロールボリュームは

$$\begin{aligned} & (h_{d,i,j}^{n+3} - h_{d,i,j}^{n+1})(B\Delta x + B\Delta y - B^2) \\ & + 2\Delta t B [v_{dx,i+1/2,j}^{n+2} (h_{d,i,j}^{n+1} + h_{d,i+1,j}^{n+1})/2 - v_{dx,i-1/2,j}^{n+2} (h_{d,i,j}^{n+1} + h_{d,i-1,j}^{n+1})/2 \\ & + v_{dy,i,j+1/2}^{n+2} (h_{d,i,j}^{n+1} + h_{d,i,j+1}^{n+1})/2 - v_{dy,i,j-1/2}^{n+2} (h_{d,i,j}^{n+1} + h_{d,i,j-1}^{n+1})/2] = 2\Delta t Q_{i,j} \dots (1) \end{aligned}$$

り、このときの連

続式を差分式で表すと(1)式のようなになる。

ここに、 h_d : 排水路内の水深、 B : 排水路の幅、 $Q_{i,j}$: 横流入流量であり、図1における $VNU_{i-1/2,j}$ などである。また、 $v_{dx,i+1/2,j}$ などは図1に示すように配置した。排水路内の流速は、流れ方向の運動方程式として岩佐らの方法¹⁾と同様のものを用いている。一般格子内での計算には、従来通り²⁾水深方向に積分した2次元の流体運動を表す基礎方程式を用いている。また、 h_1, h_2, h_3, h_4 を図2のように

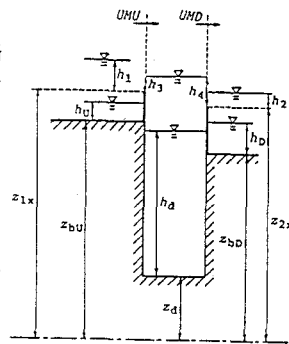


図2

定義したとき、 $h_1 > h_{tn}$ かつ $h_4 > h_{tn}$ または $h_2 > h_{tn}$ かつ $h_3 > h_{tn}$ ならば、河道水は排水路堤防よりも高い水位にあり、高い方の水位の格子から排水路をへだてて低い方の水位の格子への水の輸送を考える場合、一旦堤防を越流して河道に入り河道からまた越流して堤内地に入るというプロセスを経ると考えるのは、排水路をへだてて輸送される水に対する慣性効果や非線形効果を見捨てることになるので妥当ではないと思われる。その場合、 h_{tn} が問題となってくるが、先端条件と同じ threshold 水深を便宜的に使い、排水路がもはやないものとして氾濫計算と同じ取り扱いができるものとする。

3: 排水路が存在する場合での洪水氾濫実験 氾濫台は1辺170cmの正方形であり、その中には幅1.4cm、深さ1.5cmの排水路が存在しており、排水路の両側には高さ0.5cmの堤防が取り付けられている。計算においては一般格子に対しては $\Delta x = \Delta y = 5\text{cm}$ 、 $\Delta t = 0.002\text{秒}$ 、排水路に対しては $\Delta t = 0.001\text{秒}$ として、排水路の計算

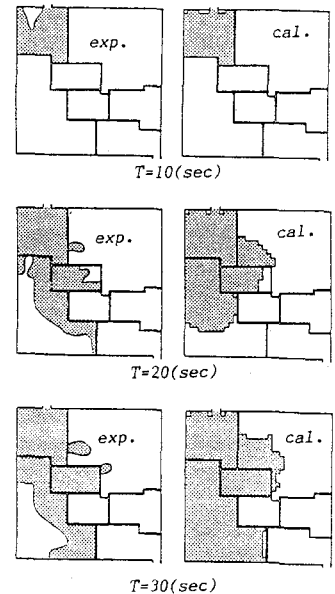


図3

Tamotsu TAKAHASHI, Hajime Nakagawa, Takahiro Kakehi

を2回行って次の一般格子の計

算を行うことにした。また、粗
度係数は排水路・一般格子とも
に $n=0.01$ とした。氾濫台には、
破堤口と排水口を結ぶ対角線方
向に1/500程度の勾配をつけてあ
るが、計算においてはレベルに
よって実測した地盤高を与えて
いる。以下、計算値と実測値の
比較を行う。全体的な傾向とし
ては、実験値の方はおもに地盤
高の低い方向にのみ広がりがよ
くなっているのに対して、計算
値の方はあらゆる方向に拡がり

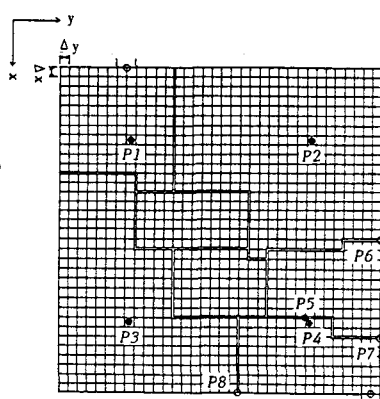


図4

やすくなっている(図3)。この理由としては、実験のスケールが小さい
ため表面張力の影響が大きかったことなどが考えられる。また、図5
には図4に示した各地点での水深の計算値と実験値を示している。一般
格子内での水深は図3で述べたことと同様の傾向がみられる。排水路の
水深は全体的に計算値の方が早く水が到達しているものの、実験値およ
び計算値はほぼ一致しているとみてよい。

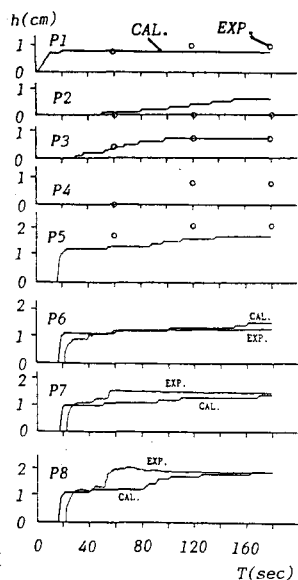


図5

4：昭和57年7月長崎災害における中島川の洪水氾濫への適用

計算においては一般格子に対して
は $\Delta t=0.1$ 秒、 $n=0.04$ とし、排水
路に対しては $\Delta t=0.05$ 秒、 $n=0.05$ としている。 $\Delta x=\Delta y=75$ m、排
水路の幅 $B=10$ mである。境界条件
は高橋らの研究³⁾と同じものを使
っている。図6には図7に示した
地点での湛水深の時間変化の計算
値をグラフで示しており、その中

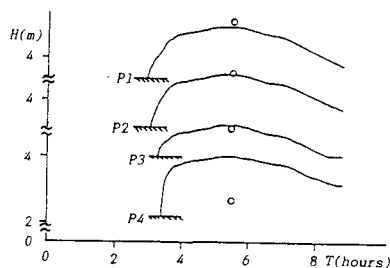


図6

に最大湛水深の実測値を○印で入れて比較してみた。全体的にはほぼ一致
しているが、大きくずれているところも見うけられる。この理由としては、
計算において比較的大格子の空間差分間隔を用いたため、地盤高の情報を
完全に取り入れることができなかったということが考えられる。また、図
7には最大湛水深の分布の計算値を示している。全体的な拡がりほぼ実
測値と一致しており、水深が一致していない場所については上記と同様の理由であると考えられる。計算時
間に関しては、高橋らの方法の9分の1程度に短縮することができた。

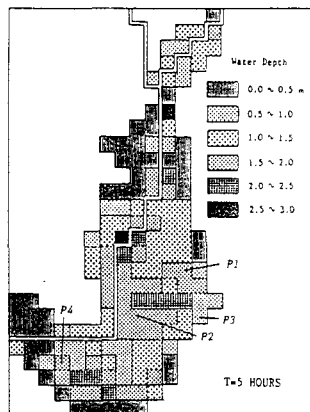


図7

5：あとがき 以上モデルの妥当性ある程度検証することができたが、 h_{tn} の決め方など今後再検討する
必要がある部分も多く残されている。

[参考文献] 1) 岩佐・井上・水鳥：京大防災研年報，23B-2，1980 2) 高橋・中川・西崎：京大防災研年報，
29B-2，1986 3) 高橋・大久保・中川：京大防災研年報，26B-2，1983