

京都大学防災研究所 正員 早瀬吉雄

角屋 睦

岡 太郎

1. まえがき 前回は、低平水田地帯における雨水の流下現象を水理モデルで再現する場合に計算上許される単純化の吟味を進め、結局河道網を2次の河道網系として把握して十分なることを明らかにしたが、今回はこの成果を引用して、われわれが調査研究を進めている巨椋流域の流出解析をおこない、モデル化の適否について検討した結果を報告する。

2. 流域の概況 巨椋流域は、京都市宇治市にまたがる水田主体の低平地で、排水区は上段(古川)、中段、下段(幹線)に分けられ上中段の流出は常時自然排水するが高水時には、下段の水とともに宇治川へ機械排水をする(図1)。古川、井川及び中段排水路には高水時の破堤防止のため余水吐が設けられている。幹線排水路は、排水機場から上流3km区間は勾配 $1/10,000$ 、河巾30mの土水路である。排水路は数多く複雑である。水田の勾配は $1/1200$ 以下、最低地面標高は約OP+10mである。

3. 観測結果とその考察 昭和47年7月の340mm(6日間)の豪雨について検討する。幹線排水路沿いのM-1(排水機場)、M-5(1.3km)、M-6(2.2km)、M-7(3.1km)及びM-8(4.1km)点の水位の実測値を図2に示す。地区内の最低部付近のM-6,7点では、氾濫に伴いほとんど水位差がなくなり、ピーク時には、M-5,7間の水面勾配は $1/65,000$ とほぼ水平な状態である。この時の水位と地区内の水田標高とを比較し湛水深図を描くと図3のようになる。

4. 解析領域と手法 既提案の貯水池-不定流モデルを図1の実観内領域(4.1km²)に適用する。この地区へ実線、破線等で囲まれたA, B, C, Dの市街地、造成地、水田の混在した流域の水が流入するが、地形勾配が大きいので、これらの小流域には、等価粗度を水田2、市街地0.02としてkinematic wave法を適用し、古川及び井川の余水吐からの流入量とともに解析地区内への強制流入量(図4の Q_a, Q_b, Q_c, Q_d)として扱う。水田地帯の最大損失雨量は、山科流域等の資料より30~50mmとみなされるから、7月11日の60mmの前期降雨のため12日以降の雨水は、100%流出と考える。

5. 計算モデルと解析結果 初期条件等については、12日の降

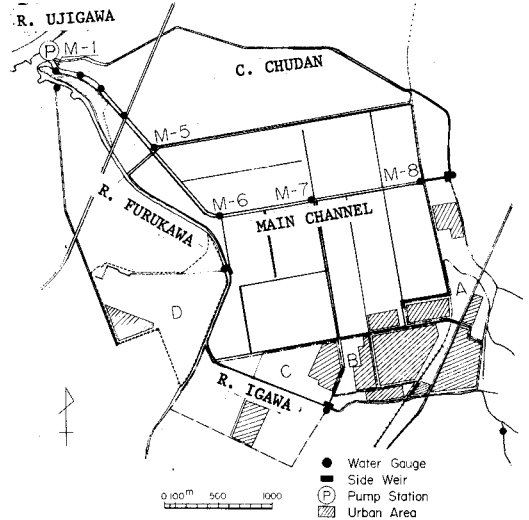


図1 巨椋流域の概況図

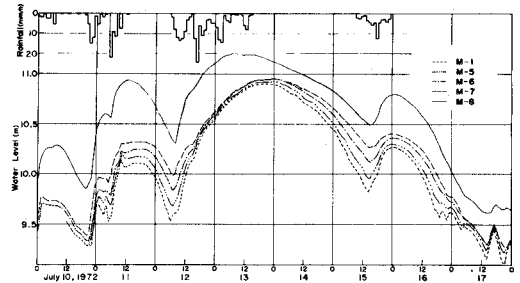


図2 幹線排水路の水位

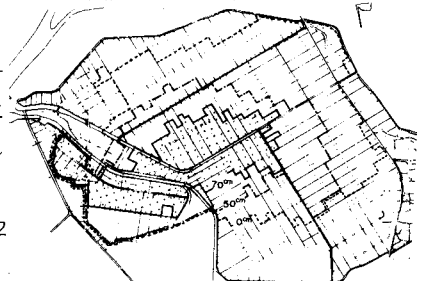


図3 地区内の湛水深図

雨前始前の幹線排水路の流量は、M-5, 6の実測水位をもとに不定流計算によって求め、これより水田の初期湛水深を逆算し、初期越流量が求められる。幹線、支線排水路の初期水位は、不等流計算によって、父口敷高と田面の標高差は、地区内の実測値3.2cmを採用する。この地区では、雨水は水田-末端-支線-幹線排水路へと流下する形態をしているので前報告の検証結果を考慮して末端排水路の水面積を水田に含めて省略し、それが支配する水田を湛水池におきかえることによって単純化した幹線-支線排水路-貯水池系のモデルをModel 1とする(図4, 5)。境界条件として図4に示すようにM-5, 8

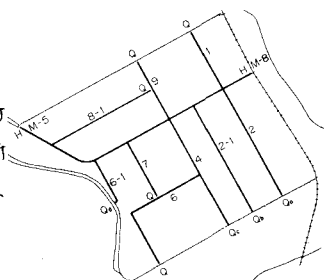


図4 支線幹線排水路

で実測水位を与えて流出計算を行う。図7にM-6, 7地点の計算水位を丸印で示す。同図より立ち上り部で計算値が実測値より若干高いがピーク付近では、実測値とよく一致している。15日の夕刻及び16日午後の低水時での計算値と実測値の差が若干めだつ。図8にM-6地点の計算流量を実線で、流量観測値を丸印で示す。15日にはほぼ一致しているが16日午後には若干の差がある。しかし、全般的に水位、流量ともによく再現されているから、前報告の結論とあり2次の河道網系の計算モデルで十分といえる。なおこのモデルでは、 $\Delta x = 100\text{m}$, $\Delta t = 30\text{sec}$ としてFACOM 230-75で約5分である。次に非定常性の弱い本例では、幹線排水路の流下現象をさらに単純化モデルで説明できないかを検討した。幹線排水路のほか地区外流入を持つ2本の支線排水路のみを水路として扱うモデルをModel 2とする。図8, 9にM-6地点でModel 1と流量、水位を比較しているが大差がみられない。これらのことからポンプ排水地区では計算をさらに単純化してよいといえる。

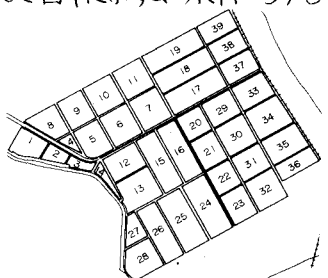


図5 Model 1

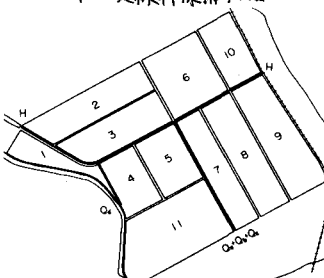


図6 Model 2

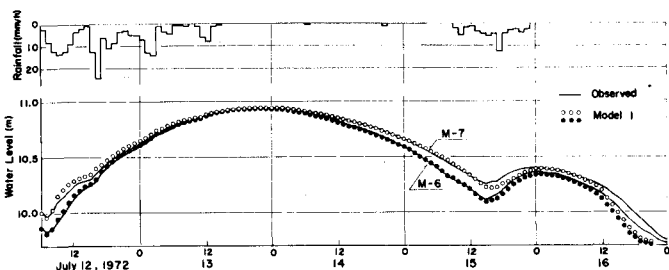


図7 Model 1の計算水位と実測値の比較(M-6, 7地点)

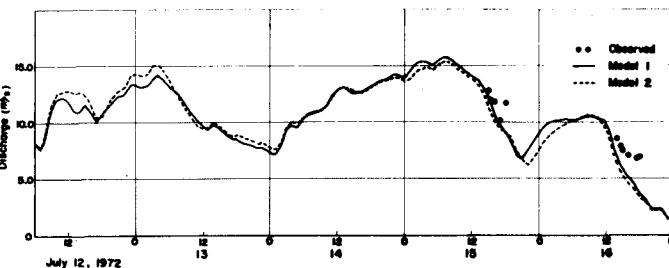


図8 Model 1, 2の計算流量と実測値の比較(M-6地点)

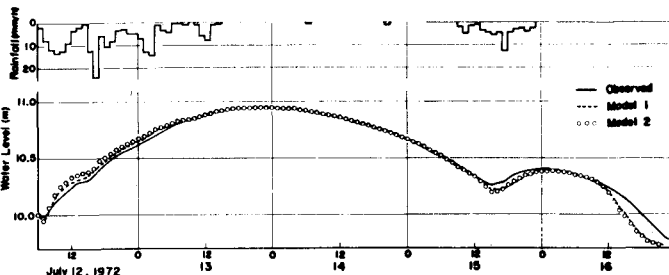


図9 Model 1, 2の計算水位と実測値の比較(M-7地点)

6. あとがき 上述の検証結果より現地のように非定常性が弱く氾濫が大きい場合、2次の河道網系のモデルをさらに単純化できることがわかる。なお、宇治市の巨帛池土地改良区の多大な協力を得たこと、計算は京大大型計算機センターのFACOM 230-75を使用したことを付記する。