

低平地の水システムと内水排除に関する研究

佐賀大学理工学部 ○学 江川 宏昭 学 野原 昭雄
正 古賀 憲一 正 荒木 宏之

1. はじめに 低平地の治水においては、高水対策に加えて内水の排除が重要となる。わが国の場合、山地河川流域を対象とした高水対策中心の治水システムは整備されてきたものの、低平地を対象とした内水対策を考慮した水システムは確立されていない。低平地の合理的な内水排除には、ポンプや調整池と遅滞・遊水機能を有する水路網の活用が必要であると考えられる¹⁾。本研究は、水路網の排水機能および水路網を活用した内水排除システムについて検討を加えたものである。

2. 計算手法 数値計算はブランチ・ノードモデルを基本とする不定流計算モデル²⁾によって行なった。ブランチとノードの概念図を図-1に示す。水路部をブランチ、水路と水路の結合部をノードとする。本研究で用いた1次元非定常流に関する基礎式は、以下に示す運動方程式と連続の式である。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q \cdot v)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + J(Q, h) = 0 \quad (1) \quad \frac{\partial B}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

ここで、Q:流量、v:断面平均流速、g:重力定数、A:流れ断面積、J:摩擦項、B:濡れ断面積
計算に当たってはオランダで開発された水路網の不定流解析プログラム
(DUFLOW)を用いた。

図-2にモデル水路網を示す。モデル水路網の面的規模は、対象地域の用排水路網の面積密度(4%)を暫定的に用い、以下に示す降雨条件で水路から越流しない範囲まで面的規模を試行錯誤的に拡大した。降雨は最大降雨量50mm/hr、継続時間6時間のモデル降雨(三角形分布)で与えた。水路網の対照系として、単線水路についても水位・水量計算を行なった。単線水路の規模(面積密度)は水路網の場合と同様の方法で設定した。いずれの場合も内水の排除先は海域として計算を行なった。また、降雨量と非定常流出量(内水排除)の残差として得られる貯留量は重要な内水被害要因であると考えられる。そこで、総雨量を一定(150mm)として降雨継続時間(4時間、6時間、12時間)を変化させた3つのモデル降雨(三角形分布)を与え、モデル水路網を用いて水位・水量計算を行い、貯留量を求めた。

3. 結果及び考察 図-3に機械排水を行なった場合の水路網及び単線水路末端部付近における流出量の時間変化を示す。前述したように、越流がほとんど生じないように水路幅を修正した結果、単線水路の最終的な面積密度は11%となった。水路網の面積密度も同様の方法で規模拡大を行なった結果、6.7%となった。ただし、水路網の場合は後述するように若干量の湛水部も存在している。図-3からピーク流量は単線水路で約330m³/s、水路網で約100m³/sとなっており、水路網の大幅なピーク流量抑制効果が認められる。また、単線水路の場合、24時間で流出が終わっている

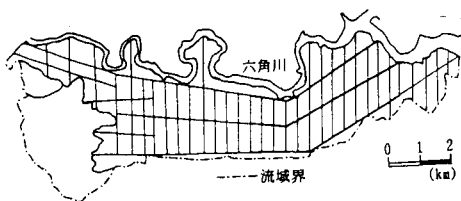
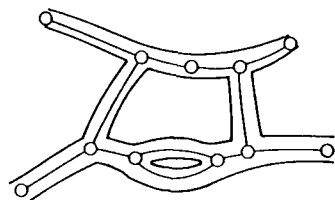


図-2 モデル水路網

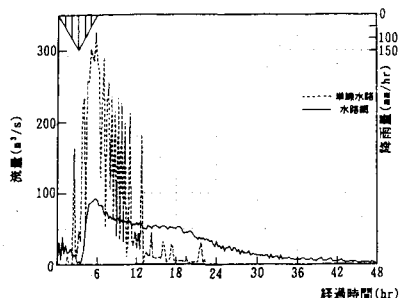


図-3 流量の時間変化

のに対し、水路網の場合、48時間にわたって流出が継続している。図-4に機械排水を行なった場合の降雨量と内水排除量の残差である貯留量(S)の時間変化を示す。単線水路と水路網とのピーク貯留量はほぼ等しくなっている。これらの結果は、水路網の有する遅滞、遊水効果によるものである。今回で用いた降雨をほぼ越流なしの状態では排除するための必要ポンプ規模は、単線水路で約300m³/s、水路網で約100m³/sであった。表-1に今回の計算結果で生じた湛水部の状況を示す。ここでの湛水部は図-5に示すように水路から越流する領域で定義される。ここで仮に、浸水水深15cm以上を湛水部とすると、湛水部は194haとなり、浸水水深を30cm以上とすると、湛水部は生じないことになる。また、浸水水深15cmを湛水部として、その湛水部分を含む面積密度を求めると11%となる。しかし、現在の内水氾濫防止における一般的な整備目標によれば、建設省では家屋の床上浸水(地盤高+30cm以上)防止、農林水産省では基準田面高+30cm以上の浸水時間を24時間以内にするなどのように概ね30cmが浸水水深の一般的限界値のようである。これらの整備目標に照らし合わせてみると、今回の計算結果においては、浸水水深は30cm未満となるので、被害をもたらすと思われる湛水部はほぼ生じてないこととなり、水路網の規模からみれば約7%程度で充分といえる。図-6にポンプ容量を変化させた場合の貯留量の時間変化を示す。ポンプ容量を増強するに従い貯留量のピーク、内水を排除するのに要する時間は減少する。しかしながら、ポンプ容量を約60m³/s以上に増強しても貯留量のピーク、内水を排除するのに要する時間はあまり減少していない。図-7に、ポンプ容量を変化させた場合の最大貯留量(S_{max})の変化を示す。ポンプ容量を無制限に増強しても、S_{max}は減少しなくなることがわかる。これらのことから、ある適正規模のポンプ容量が存在すると言えよう。

4. まとめ 低平地の内水排除に水路網を活用することによって、ピーク流量が抑制できるのでポンプや調整池の必要規模を縮小できることが明らかになった。また、貯留量を指標として、水路網を用いた場合の必要ポンプ容量について検討した結果、ポンプ容量の適正規模が存在することを示唆した。今後は、低平地の水システムにおいて重要となる内水排除先の選定について感潮河川と併せた検討を進めたい。本研究を遂行するにあたり、資料の提供など協力頂いた建設省九州地方建設局武雄工事事務所の方々に深謝します。

【参考文献】
1)野原、古賀、荒木、渡辺、権藤：低平地における総合水管理に関する一考察 ―オランダと佐賀低平地の水管理比較―、環境システム研究, Vol.21, pp.127-134 1993年8月
2)Nico Booij et.al.:A micro computer Package for the simulation of One-dimensional Unsteady Flow in Channel Systems ,IHE ,T.U. Delft ,Rijkswaterstaat, 1989

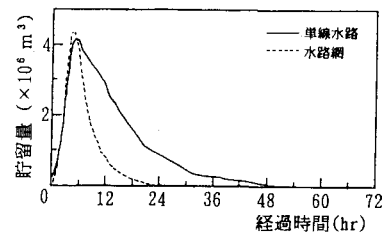


図-4 貯留量の時間変化

表-1 湛水部の状況

浸水水深	クリーク面積 (ha)	面積密度 (%)	湛水部の面積 (ha)	面積密度 クリーク+湛水部 (%)
15 cm 以上	25.6	6.67	19.4	11.1
30 cm 以上	25.6	6.67	0	6.67

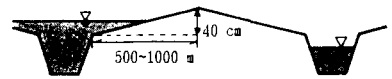


図-5 湛水部の概略

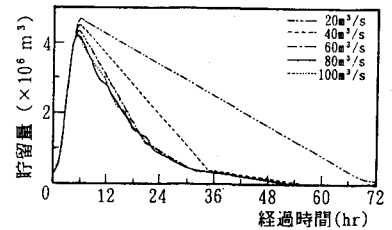


図-6 貯留量の時間変化

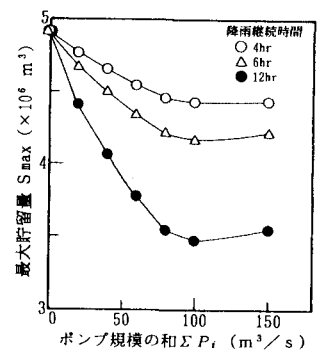


図-7 最大貯留量とポンプとの関係