内水排除の逐次最適制御に関する一考察

九州大学大学院　学生員 ○祐徳 泰郎
九州大学工学部　正 員 河村 明
九州大学工学部　正 員 神野 健二

1.はじめに

これまで内水排除のためのポンプは、規定の操作ルールに基づいて確定的に運用されている。しかし、より効率的な運用を行うには、実時間で得られる情報を基に、確率過程下でのポンプ流量を時時刻刻と決定して行く方法の方がより現実的で有効と考えられる。本報では、与えられた制約条件のもとで利益や経費などの目的関数を最小または最大にするための有効な手段として広く利用されている線形計画法(以下LPと記す)を、ポンプ操作によって内水を排除する計画に逐次適用していくことを考える。そこで内水区域を一つの水位で代表させる1ブロックモデルを用い、湛水深およびポンプを決定変数としてシミュレーションを行いLPによる内水排除の逐次最適制御の特性について検討を行っている。

2.ポンプ流量制御に対するLPの定式化

図-1に示すような内水区域を一つの水位で代表させる1ブロックモデルを考え、本モデルの連続の式が次のように表されるとする。

$$A \cdot d\{h_1(t)-h_d\}/dt=Q_{in}(t)-Q_h(t)-Q_p(t) \tag{1}$$

ここに、A:湛水面積(m²)、t:時点、h_1:湛水位(m)、h_d:地盤高(m)、Q_{in}:流入量(m³/s)、Q_h:樋管流量(m³/s)、Q_p:ポンプ流量(m³/s)

次に湛水深h_1-h_dとポンプ流量Q_pを決定変数としてLPの目的関数を次式で定義する。

$$\text{Minimize}: Z(k)=\sum_{\tau=0}^{T}\left[\lambda_1\{h_1(k+\tau+1)-h_d\}+\lambda_2 Q_p(k+\tau)\right] \tag{2}$$

ここに、T:制御時点数、k:時点、λ_1:重み係数(1/m)、λ_2:重み係数(1/m³)

また制約条件は、式(1)の連続の式とポンプ容量の制限より次のようになる。

$$\{h_1(k+\tau+1)-h_d\}=\{h_1(k+\tau)-h_d\}+\{Q_{in}(k+\tau)-Q_h(k+\tau)-Q_p(k+\tau)\}\Delta t/A \tag{3}$$

$$Q_p(k+\tau)\leqq P_{max} \tag{4}$$

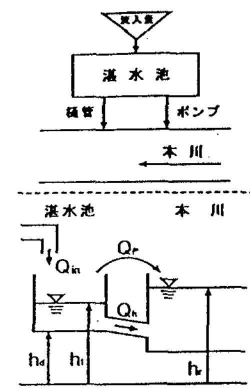

図-1 1ブロックモデル

ここに、樋管流量Q_hは次式で表される。

$$Q_h(k+\tau)=C_oA_o\sqrt{2G\{h_1(k+\tau)-h_r(k+\tau)\}}\cdot U(h_1(k+\tau)-h_r(k+\tau))\cdot U(h_r(k+\tau)-h_d)$$
$$+C_oA_o\sqrt{2G\{h_1(k+\tau)-h_d\}}\cdot U(h_d-h_r(k+\tau)) \tag{5}$$

ここに、Co:樋管流量係数、Ao:樋管断面積(m²)、G:重力加速度(m/s²)、h_r:本川水位(m)、Δt:刻み幅(s)、U:ステップ関数でU(X)=1.0の時X>0, U(X)=0.0の時X<0, U(X)=0.5の時X=0である。Q_hは, h_rがh_dよりも高い場合と低い場合に分けられそれをステップ関数Uで区別し、また非線形となるため直線近似により線形としており、それを図-2に示している。また非負条件は$h_1(k+\tau+1)\geqq 0$、$Q_p(k+\tau)\geqq 0$のようになる。LP問題は、入力条件となるQ_{in}および境界条件となるh_rが全て事前にわかっていれば一度だけの求解でよいが、それらを全て事前に予測することは不可能であるので、式(2)におけるT時点先までは予測可能としてLP問題を定式化し、これを最終時点まで逐次更新していく。

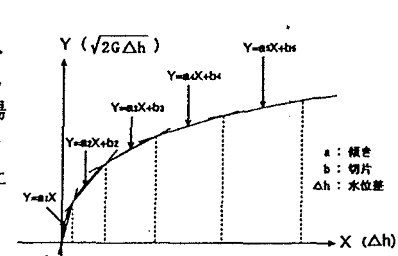

図-2 線形、非線形

3.LPの適用とその考察

以上述べたLPを1ブロックモデルに適用し検討した。本報では、模擬データとして湛水池の流入量データQ_{in}を10分間間隔(Δt=600s)で72時点(12時間)程用いており、これは図-4(c)の様である。また、同期間の本川水位h_rを図-4(d)に示している。また、湛水面積A=8.0×10⁶(m²)、地盤高h_d=1.00(m)、樋管流量係数C_o=0.60、樋管断面積

A_o=20.00(m²)、ポンプの最大容量P_{max}=30.00(m³/s)、重み係数λ_1=1.0(1/m), λ_2=0.003(1/m³)、初期湛水深$h_1(0)-h_d$=0.00(m)とし、LPの数値シミュレーションを行った。T=0の場合は決定変数が2個のみであるので図解が可能であり、決定変数である湛水深h_1-h_dおよびポンプ流量Q_pをそれぞれX_1, X_2とすると、制約領域は式(3)より図-3の直線上となり、また式(4)より制約領域はP_{max}によって変化する。P_{max}>P(Pは制約条件式とX_2軸との交点)の場合は図-3(a)の太線、またP_{max}≦Pの場合は図-3(b)の太線のようになる。図から分かるように、λ_2/λ_1(Z_{min}の傾き)>Δt/A(制約領域の傾き)の場合はX_2が0で目的関数Zは最小となり、λ_2/λ_1<Δt/Aの場合はX_2がP(P_{max}>P)あるいはP_{max}(P_{max}≦P)で最小となる。ここではT=5とした場合の湛水位h_1、樋管流量Q_h、ポンプ流量Q_pの変化をそれぞれ図-4の(d)、(b)、(a)に示している。図-4の(b)、(d)より湛水位が本川水位より高い場合は樋管流量がある。またkが5から10までの各時点のポンプ流量を表-1に示す。表-1から分かるように、7時点のポンプ流量は、kが5の時は0であるが6の時は6.43(m³/s)になり7の時は16.29(m³/s)となっている。これは、制御時点数T(=5)より後の流入量が考慮されないためである。kが10以降はT時点内の前半にポンプが稼働していた。これはkが10以降はτ=0の湛水深が大きく早めにポンプを稼働させ水深を下げておけば、それが後の時点にも効いてくるためと考えられる。またkが34以降は、流入量が減少しかつ本川水位が下がってくるため、T時点内のポンプの稼働回数はだんだん減少した。その結果τ=0のポンプは常に稼働し、図-4(a)のような操作となった。なおλ_2を小さくするにつれT時点内のポンプの稼働回数は増加し、大きくするにつれて減少した。次にLPの結果と、以下に示すようなルールでポンプ操作を行った場合との総被害(=λ_1×全時点の湛水深+λ_2×全時点のポンプ流量)を比較し検討した。ルール1:湛水位が許容湛水位h_a(0.0m~2.0mを0.01m間隔で変化させる)を上回った時点でポンプを稼働、下回ったら停止、ルール2:本川水位が湛水位よりも高くなった時点でポンプを稼働、低くなったら停止。LPの場合の総被害は37.6、、ルール1の場合はいくつか考えられる許容湛水位h_aの中で最小となった場合(h_a=0.0)の総被害は37.4、またルール2の場合は42.4となり、ルール1の方がLPの操作よりも小さくなった. これは、今回の場合T=5と小さめに設定しているため、この制御時点内では最適制御がなされるが、逐次制御を行った総被害は必ずしも最小とはならないためと考えられる。なおTを大きくすると総被害は小さくなるものと考えられるが、流入量Q_{in}などの予測が困難となる上、計算量は急激に増加することが問題となる。

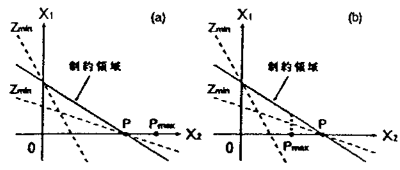

図-3 制約領域

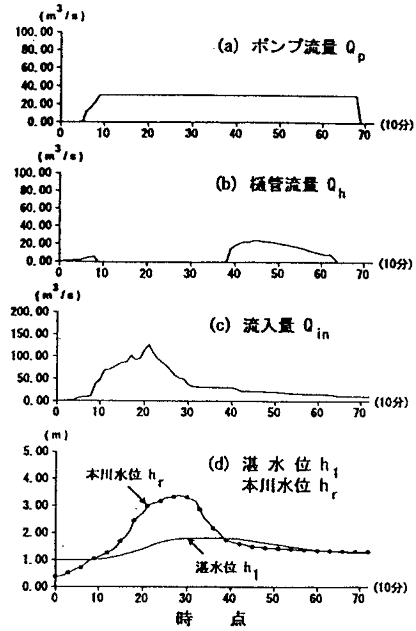

図-4 LPによる制御結果

表-1 ポンプ流量 Q_p (m³/s)

k \ k+τ	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					
6		12.42	6.43	9.06	0.00	0.00	0.00				
7			16.29	9.06	30.00	0.00	0.00	0.00			
8				22.42	30.00	30.00	0.00	0.00	0.00		
9					30.00	30.00	30.00	0.00	0.00	0.00	
10						30.00	30.00	30.00	0.00	0.00	0.00

4.むすび

本報では、LPによる内水排除の逐次最適制御の特性について検討を行った。その結果、制御時点数が0の場合、ポンプ流量は重み係数の比で決まり、制御時点数を5とした場合、制御時点内では最適制御がなされるが全時点でを通しての総被害は最小とはならなかった。また本制御のポンプの挙動特性が分かった。今後は、Tの変化に対するLPの挙動特性について検討し、さらにブロックを増やし平面的な問題にLPを適用していくつもりである。

参考文献 1)建設省河川局治水課:内水処理計画策定の手引き(1995.2)