

〈論 文〉

洪水期中의 實時間 貯水池運營 模型(I)

理論과 模型化

A Model for Real-time Reservoir Operations during Flood Period I
: Theory and Modeling

심 명 필* . 선 우 중 호** . 박 인 보*** . 이 재 형**** . 정 동 국*****
Shim nyung pil Sonu, Jung Ho Pork, In Bo Lee, Jae Hyung Jeong, Dong Gu

Abstract

The purposes of the reservoir operation during flood period are the reduction of the flood damage in the downstream reaches and the conservation of flood control for the later use. This paper presents a model of simulation technique to determine the real-time operating rules on an hourly basis. The objective of strategy is to minimize the maximum release through the spillway gates with consideration of the uncertainties associated with the forecasted inflows. In this paper, a general procedure for solving this problem is described for a single and parallel reservoirs.

要 旨

洪水期中 貯水池運營의 目的은 댐 하류의 피해를 경감시키고 洪水 末期의 용수보존도 고려하는데 있다. 본 論文은 模擬 技法을 응용하여 시간별 實時間 貯水池 運營 模型을 제시한다. 運營 방안은 여수로를 통한 최대방류량을 최소화 하는 放流量 系列을 구했으며 豫測流入量의 불확실성도 고려하였다. 병렬 저수지의 경우에는 합류점에서의 방류량계열을 최소화하도록 유도하였으며, 본고에서는 單一 및 竝列 貯水池에 적용할 수 있는 模型의 理論과 節次를 제시한다.

1. 序 論

홍수란 호우나 장마등으로 인해 물의 供給이 過剩되어 하천제방을 越流하는 現象으로 低地帶를 범람하는 結果를 초래하여 막대한 재산과 인명의 피해를 가져오게 된다. 이러한 홍수를 방지

* 인하대학교 토목공학과 부교수
** 서울대학교 토목공학과 교수
*** 국민대학교 토목공학과 교수

**** 전북대학교 토목공학과 부교수
***** 한남대학교 토목공학과 조교수

하기 위한 대책으로는 堤建設, 堤防築造, 河川整備 등을 통한 構造物의인 대책과 非構造物的인 대책으로 나눌 수 있으며 저수지운영을 통한 홍수 조절은 後者의 경우에 속한다.

일반적으로 저수지운영은 非洪水期의 용수 공급과 발전등의 利水對策을 위한 장기적인 운영방안과 홍수조절을 통한 治水대책인 단기적인 운영방법으로 구분할 수 있다. 홍수조절을 위한 단기적인 운영방안은 SRC, Rigid ROM, Technical ROM 등의 模擬技法에 의한 방법(Nippon Koei Co., 1976 : 이길성과 전경수, 1986)과 LP, DP, IDP, DDDP 등을 이용한 最適化 技法(Yeh, 1985 : 김승권 등, 1988 : Labadie, 1988)이 이용되고 있다.

Jamieson과 Wilkinson(1972)은 短期間의 저수지운영을 DP기법을 이용했고 Windsor(1973)는 수정된 LP를 이용하여 하류의 피해를 최소로 하는 홍수조절 방안을 제시했으나 비교적 단기의 實時間 저수지운영을 위해 最適化技法을 적용한 사례는 찾아보기 어려운 셈이다.

복합적인 수자원 시스템은 수많은 변수와 제약조건을 포함하게 된다. 模擬技法에 의한 운영은 특히 여러가지의 제약조건을 가지고 댐 운영자의 판단과 경험을 요구로 하는 복합적인 수자원 시스템의 운영에는 적합하다고 할 수 있다(Yeh, 1985). 특히 實時間 貯水池 운영은 예측된 입력 정보에 의해 最適의 운영 방안을 짧은 시간에 제시하여야 한다. 이러한 입력 정보는 예측유입량 자료와 TM망으로부터의 강우자료와 댐 상하류의 수위등의 자료가 매 시간마다 전달되어야 한다.

Shultz와 Plate(1976)은 일반적인 Min-Max 模型 대신에 방류량의 자승을 最小化하는 模型을 제시하였고, Jamieson 등(1976)은 多目的댐 시스템의 단기간 저수지 운영방안을 제시하고 實時間 運營에 따른 誤差의 원인으로 부정확한 예측시간, 예측량의 크기, 예측시점 및 수문곡선의 형상을 들고 誤差의 영향에 대해 분석하였으며

예측유입량의 크기에 영향을 많이 받는다고 하였다. Can과 Houck(1985)는 實時間 貯水池運營을 위한 불완전한 예측유입량과 河道追跡模型을 조사하였으며, Arrau(1987)는 두가지 형태의 불확실성 조건으로 예측에 의한 수문학적 조건과 하류 피해에 따른 경제적 조건을 들고, 저수지 운영을 위한 방안은 방류에 따른 하류의 경제적 피해와 홍수가 끝난 뒤 저류량의 감소에 따른 피해를 최소로 하도록 하였다. 최근에는 O'Connell 등(1988)과 Armijos 등(1990)은 Knowledge-based한 Expert시스템을 이용한 實時間 저수지 운영방안을 제시하였다.

國內 多目的댐의 경우에는 일반적으로 6월 중순경부터 3개월이 홍수기간 (建設部등, 1981)이며 홍수기간중에 治水면이 중요하지만 홍수기간이 끝나면 용수보존이 중요하므로 홍수 말기에는 저수지의 유효 저수지공간에 홍수량을 최대한 貯溜할 수 있도록 운영되어야 할 것이다(김승권, 1988).

국내댐의 홍수조절 방안으로는 Simulation 技法을 사용하여 Feedback control에 의해 소양강과 화천댐의 最適運營方案을 제시하였고(이길성과 전경수, 1986), 오영민과 이길성(1986)은 Min-Max DP를 이용하여 單一댐의 最適運營方案을 제시하고 模擬 技法에 의한 여러방법과 비교 분석하였다.

김승권등(1988)은 IDP기법을 이용하여 병렬댐의 운영방안을 제시하였다. 이러한 모형들은 單一댐의 경우는 최대방류량을 최소로하고 竝列댐의 경우는 合流點에서의 최대유량을 최소로한다. DP에 의한 기법은 複合댐의 경우에는 Curse of Dimensionality의 문제가 생기며 많은 계산시간을 요하므로 복잡한 문제 및 可變性을 포함한 實時間운영에는 어려움이 따른다.

홍수기중 여수로를 통한 방류량을 결정하기 위해서는 홍수조절이 주목적이나 非홍수기가 겹치면 용수보존을 고려하여야 한다. 홍수시에 강우, 유출, 댐 상하류의 수위 등 수시로 변하는 자료

들을 on-line으로 입력하여 實時間으로 저수지를 운영함으로써 현지점에서의 최선의 방류량을 결정하고 예측유입량의 불확실성을 고려하여야 한다(韓國水資源公社, 1990).

본 연구에서는 위의 조건과 여러 제약조건을 만족하는 模型을 제시하였으며, 單一댐 및 竝列댐에 적용할 수 있으며 정확한 降雨流出模型과 하류의 홍하도추적모형과 연계된다면 홍수조절 용량을 최대한 활용하여 최적의 방류량을 결정할 수 있을 것이다.

본 연구에서는 모형의 이론과 절차를 다루었으며 본 모형의 單一댐 및 竝列댐에 대한 적용은 별도로 발표할 것이다.

2. 理論의 展開

2.1 基本 原則

洪水期中 적절한 洪水調節을 위해서는 다음의 몇가지 원칙을 지켜야한다.

(1) 홍수기중에는 洪水調節이 주 목적이므로 초기에는 制限水位(THWL)를 유지하여 貯水池의 洪水調節容量을 최대한 이용하여야 하나, 비홍수기에는 常時滿水位(HWL)를 유지하여 수자원의 확보도 고려하여야 한다.

(2) 댐 水位는 구조물의 안전을 위해 計劃洪水水位(FWL)를 넘어서는 안된다.

(3) 放流量은 여수로의 最小放流量(QMIN)을 넘어야 하나 最大放流量(QIMAX)은 넘을 수 없다.

(4) 實時間 放流를 하여 豫測流入曲線으로부터 각 시점에서의 최적치를 放流하여 放流에 의한 댐하류의 피해를 최소로 한다.

豫測流入量이 수정되는 경우에는 그 시점에서의 댐수위와 豫測流入量으로부터 남은 기간의 最適放流量을 결정하여야 한다. 위의 原則들을 고려한 狀態方程式과 制約條件을 나타내는 부등식은 다음과 같다.

$$St+1 = St + It - Qt \quad (1)$$

$$EL < FWL \quad (2)$$

$$QMIN < Qt < QIMAX < QMAX \quad (3)$$

여기서 St 는 기간 t 에서의 초기 저수량이고 It 와 Qt 는 각각 기간 t 에서의 總流入量과 放流量을 나타낸다. EL 은 貯水池 水位, $QIMAX$ 와 $QMAX$ 는 現水位와 計劃洪水水位에서의 最大放流量이다. 貯水池 運營方案의 전체적인 시스템은 그림1과 같다.

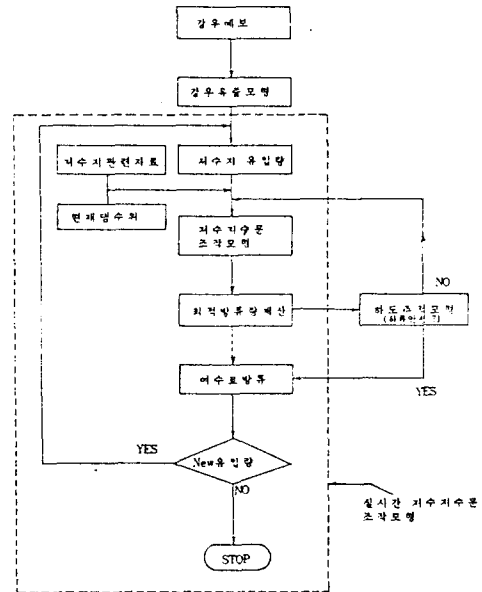


그림 1 홍수기중 실시간 저수지운영을 위한 시스템도

2.2 댐 水位와 最大放流量 關係

여수로의 水門을 통한 방류형태는 水門을 일부 개방한 Orifice 흐름과 水門을 완전 개방한 自由越流로 나눌 수 있다. 無調節여수로(Uncontrolled Spillway)의 最大可能放流量은 美國 U. S. B. R의 Design of Small Dams에서 제안한 Francis Type의 公式을 이용했으며 다음과 같다(USBR, 1977).

$$Q = C[W - 2(N \cdot Kp + Ka)H]H^{3/2} \quad (4)$$

여기서 H 는 여수로 마루높이로부터의 越流水深이고, W 는 水門의 有效幅, N 은 Pier 수로서

국내댐의 여수로에서는 양단의 단면수축을 고려하여야 하고, K_p 와 K_a 는 Pier와 Abutment로 인한 断面收縮係數이다. 流量係數 C 는 여수로 마루높이 및 월류수심에 따라 변하는 값이나 초기에 일정한 값을 입력하였다.

2.3 單位時間동안 一定放流量의 假定

본 模型에서는 단위시간 동안은 여수로를 통해 일정량을 放流한다고 가정하였다. 大清댐의 경우, 댐수위가 제한수위(76.5m)이고 水門을 모두 개방했을 때의 自由越流를 통한 유량은 6,000cms를 넘고, 충주댐은 制限水位에서의 放流能力이 약 7,600cms이고 소양강댐은 약 1,200cms이다. 大清댐과 충주댐은 방류기간중의 거의 대부분은 Orifice 흐름이라고 볼 수 있다. 각 시점에서 水門개도를 일정하게 한다면 放流量은 유입량에 따라서 변화될 것이다. 본 프로그램에서는 각 시간별로 일정방류량을 계산하므로 水門개도에 대해서는 구하지 않았으며 별도의 水門개도 방안이 사용되어야 한다.

自由越流를 통한 放流量은 유입량과 방류량의 함수, 즉 댐수위의 함수라서 일정한 값이라고 할 수 없다. 단위시간을 한시간으로 둘때, 임의의 시각 1시와 2시 사이의 Central difference의 貯溜方程式은 다음식으로 나타낼 수 있다.

$$\frac{I_1+I_2}{2} - \frac{Q_1+Q_2}{2} = \frac{S_2-S_1}{\Delta t} \quad (5)$$

여기서, Δt 는 시간간격이고 기지의 값은 流入量 I_1 과 I_2 , 流出量 Q_1 과 貯溜量 S_1 이다. 구하고자 하는 自由越流 流出量 Q_2 는 미지의 값 S_2 가 Q_2 의 함수로서 施行錯誤法에 의해서도 구할 수 있으나 다음의 貯溜指示法을 이용하는 것이 간편하다. 식 (5)를 정리하면 다음식과 같다.

$$\begin{aligned} (S_2 + \frac{\Delta t}{2} Q_2) &= (S_1 + \frac{\Delta t}{2} Q_1) - Q_1 \Delta t \\ &+ \frac{I_1+I_2}{2} \Delta t \end{aligned} \quad (6)$$

윗식에서 $(S + \frac{\Delta t}{2} Q)$ 항은 SI(Storage Indication)로 놓는다. 댐수위가 입력되면 貯溜量을 구할 수 있고 1시에서의 SI 값이 정해지므로 식 (6)의 우변항은 구해진다. 다음에는 우변의 값으로서 SI에 해당하는 Q_2 를 구할 수 있다. Storage Indication은 댐수위에 대해 표로서 줄수도 있고 회귀식을 이용할 수도 있다(建設部 漢江洪水統制所, 1985: Viessman 등, 1977).

본 프로그램에서는 단위시간동안은 방류량이 일정하다고 가정했으므로 貯溜指示法을 이용하지 않았다. 그림2는 自由越流量이 일정하다고 가정했을 때와 貯溜指示法을 이용하는 경우와의 차이를 설명한다. 그림 (a)는 流入量이 自由越流流量보다 큰 경우로서 점선은 自由越流流量的 변화를 나타내며 2시에는 Q_2' 에 이르게 된다. 1시와 2시 사이에 방류량을 Q_1 으로 일정하게 가정한다면 2시에는 빗금친 면적만큼 貯溜량이 증가하므로 본 프로그램에서의 자유월류유량은 Q_2' 보다 높은 Q_2 를 계산하게 된다.

유입량의 下降部에서는 반대의 결과가 발생하므로 결과적으로 洪水調節容량의 계산에는 큰 차이가 없게 된다. 더욱이 본 프로그램은 實時間運營하여 한시간만 방류하고 새로운 유입량과 댐수위로부터 매시간 계산하기 때문에 豫測流入量的 불확실성을 고려한다면 最適放流量계열의 결정에는 아무런 차이가 없게 된다.

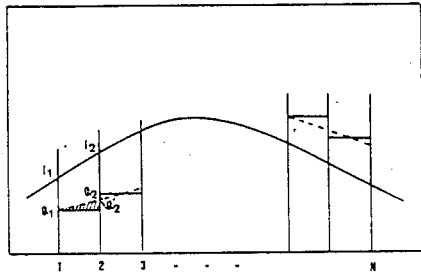
그림 (b)는 유입량이 自由越流流量보다 낮은 경우를 보여주며 계산유량 Q_2 는 Q_2' 보다 낮은 값을 나타내며 (a)와 같은 결론을 얻는다.

2.4 最適 放流量의 解析

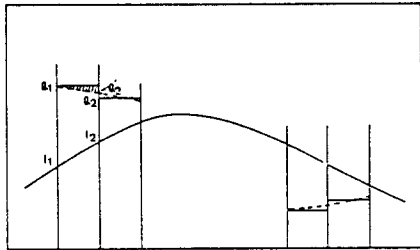
방류량의 결정은 洪水調節을 원칙으로 하여야 하나, 비교적 큰 홍수가 아닌 경우에는 豫測流入量的 불확실성으로 인한 초기의 불필요한 방류는 가급적 피하여 용수보존의 측면도 고려하도록 한다. 즉, 실제유입량의 변경으로 인해 발생할 수 있는 방류 말기의 댐수위가 제한수위 이하로 내려가는 것은 방지하고 비홍수기에는 滿水位를 유

지하도록 하여야 한다.

하도의 홍수추적에 의한 完全無害放流量(QFREE)을 결정하여 完全無害放流를 기준으로



(a) 유입량이 자유유통량보다 큰 경우



(b) 유입량이 자유유통량보다 작은 경우

그림 2 자유유통 경우의 일정 방류량 가정의 해석

방류방법을 달리한다. QFREE는 일정량을 계속 방류할 경우 하도가 안전한 값으로서, 외수위 증가에 의한 하류지역의 내수배제 불량으로 인한 침수등과 하류의 현재상황을 충분히 고려하여 낮은 값중에서 최대치를 취한다.

댐관리 규정(建設部 등, 1981)에 명시된 豫備放流量(QPRE)은 사전 예비방류를 위한 최대치로서 고정된 값이나 完全無害放流量(QFREE)은 하류의 상황에 따라 시간별로 다른 값이므로 안전치를 취해야 한다. 실례로 大淸댐의 경우에는 하류지역이 비교적 저지대이고 제방이 낮아서 大淸댐의 직접방류가 아니더라도 쉽게 홍수터화하는 경우가 많으므로 하류상황에 따라서는 完全無害放流量(QFREE)은 0으로 둘 수도 있다.

貯水池로의 유입량이 예측되면 현재의 댐수위에서 일정량을 방류할 경우 完全無害放流量을 넘느냐에 따라서 그림3에서와 같이 방류기준을 달리 하며 다음과 같이 두가지 형태로 나눈다.

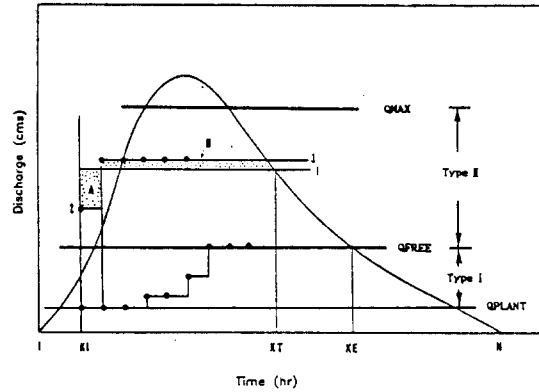


그림 3 방류형태에 따른 분류

(1) 放流量이 전기간 동안 完全無害放流量 이 하인 경우, 즉 $Q \leq Q_{FREE}$ (Type I) · 그림3에서 나타낸 바와같이 현시점에서 초기에는 방류량을 최소로 하고 남은 기간을 Type I의 점과 같이 QFREE로 방류한다. 즉, 유입량의 불확실성을 고려하므로서 용수보존의 이점을 얻을 수 있다. 豫測流入量이 작은 규모의 홍수로 수정되면 불필요한 방류를 하지 않았으므로 용수를 보존할 수 있고, 한시간 뒤 더 큰 규모의 홍수가 예측되면 QFREE는 안전율을 고려한 값이므로 충분한 여유가 있다.

(2) 放流量이 전기간동안 完全無害放流量을 넘는 경우, 즉 $Q > Q_{FREE}$ (Type II) · 貯水池의 최적 방류를 위한 目的函數(Objective function)로는 하류의 피해를 최소로 하는 방류계열을 구해야하나 하도추적에 의한 유통 수위별 피해액의 산정은 현실적으로 어려우므로, 일반적으로 방류계열의 최대값을 최소로하는 다음 식이 널리 이용된다.

$$O.F. = \text{Min} \left[\text{Max}_{Q_i} \{ Q_i \}_{K1 \leq i \leq KT} \right] \quad (7)$$

식 (7)은 最適化技法의 Min-Max 모델으로 DP 技法을 이용할 수 있으나 본 모형에서는 계산의 편의를 위하여 Simulation 技法을 이용하여 最適放流量을 결정하였다. 식 (7)에서 KI는 방류

시작 시간, KT는 일정 방류량과 유입량 곡선의 교차시간을 뜻한다. 그림3에서 Type II의 직선1과 같이 방류기간인 (KT-KI) 기간동안 일정량을 방류하는 경우에는 식 (7)의 目的函數를 만족시키나, 방류 초기의 댐수위가 낮음으로 인한 방류량의 감소는 남은 기간동안 방류량을 일정하게 증가시킨다.

그림3에서 직선1이 처음 방류량의 계열이나 초기에는 직선2로 방류하게 되므로서, 방류량의 미달분(사각형 A)은 면적 B가 되도록 남은 기간상향 조정하여 직선 3으로 방류하며 다음 시간은 계속 같은 절차로 조정해 나간다.

3. 模型의 開發

洪水期中에는 豫測時點에서의 수위는 制限水位보다 높거나 낮을 수가 있으나, 事前豫報時間을 지켜야하고 급격한 방류량의 변화는 피해야한다. 방류량의 결정시간은 한시간 단위로 했으며 단위시간 동안은 水門조작을 통해 일정량을 방류하는 것으로 가정한다. 單一貯水池와 같은 개념으로 竝列貯水池도 해석했으며 合流點 유량계열의 최대치가 최소가 되는 放流量 系列을 구하였다.

3.1 放流量의 決定方法

댐수위에 따른 여유홍수조절용량을 결정하기 위해서는 댐水位-貯溜量關係回歸式을 이용할 수 있으나, 댐水位-貯溜量關係曲線으로부터 여수로의 水門 월류부 아래부터 댐의 여유고까지를 결정하기 위해서는, STORE가 SMAX와 같은 점을 임의의 값 QK를 QFREE로부터 50cms 씩 증가시켜 Incremental Search Method로 구하면, QQOUT으로 일정량을 KI 시간부터 KT 시간까지 방류하는 것이 最適放流量이 된다.

3.2 最大 放流量의 解析

홍수기간중에 發電을 하는 경우 發電水量

(QPLANT)을 고려했으며 댐으로 부터의 총 방류량은 발전수량과 여수로의 水門을 통한 방류량의 합이 된다. 발전수량의 고려는 댐수위에 따른 여수로의 방류량의 한계를 고려하기 위한것이며, 一定放流量(QQOUT)이 결정되면 QPLANT를 뺀 값을 여수로를 통해 방류하게 되며 水門을 모두 개방하면 방류가 가능한지를 결정한다. 발전을 안할 경우는 QPLANT=0이다.

여수로의 방류량은 댐의 안정상 혹은 구조물적인 측면에서 最小放流量(QMIN)과 最大放流量(QMAX)을 고려해야 한다. 소양강 댐의 경우에는 最小放流量은 700cms이며 다른 댐은 제한이 없다.

3.3 事前豫報 및 危險係數의 考慮

最適放流 系列이 전기간 혹은 일부기간 동안 最大放流量(QMAX)을 넘거나, 하류의 수위가 안전수위를 넘게되면 방류시작시간(KI)은 앞당겨져서 제한수위보다 낮은 경우라도 事前放流를 하게된다. 첫 운영의 방류시작시간은 순차적으로 앞당겨지나, 事前豫報時間(3-5시간)을 지켜서 방류로 인한 하류의 피해를 대비하도록 하여야 한다.

방류기간중의 운영에서는 사전예보가 필요없으며 放流始作時間(KI)은 현재시간(1)이 된다. 방류기간 중에 예측유입량이 수정되어 보다 큰 유입량이 예측된다면 최대방류량을 넘을 수는 없으므로 댐은 위험하게 된다. 이를 위하여 방류중 등간격으로 관계값들을 읽어서, 입력치 사이에는 선형보간법으로 저류량을 구하였다. 放流量曲線과 流入量曲線의 침두유량 이후의 교차점(KT)에서 최대 댐수위가 발생하므로, 이시간 이후로는 制限水位(비홍수기에는 常時滿水位)가 될 때 까지 같은 양을 방류하거나 원하는 수위 이후에는 유입량과 같은 양을 방류하도록 한다. 세부적인 절차는 다음과 같다.

(1) 放流의 必要性 決定

현재의 댐수위와 예측유입량이 입력되면 방류

의 필요성을 확인하게 된다. 방류를 하지 않고도 홍수위에 미달된다면 방류를 할 필요가 없다. 홍수위를 넘더라도 最大流入量(QPEAK)이 完全無害放流量(QFREE)보다 작다면 역시 방류량을 계산하지 않아도 된다.

(2) 放流始作時間의 決定

현재의 貯溜量과 누가유입량으로부터 放流始作時間(KI)을 찾는다. 현재의 댐수위가 제한수위를 넘거나 방류중일때는 KI=1 이 된다.

(3) 放流 形態의 決定

完全無害放流量과 유입곡선의 교차점시간 KE를 찾은뒤, KI 시간부터 KE 시간까지 QFREE로 방류한다면 홍수조절 용량을 넘느냐에 따라 방류 Type을 결정한다.

(4) 放流 Type 에 따른 放流量 決定

방류 Type이 결정되면 Type II 별로 방류량을 계산한다. 그림3에서 Type의 계산을 위해서 시간 KI에서의 洪水調節容量(SMAX)과 증가된 저류량(STORE)은 다음과 같다.

$$SMAX = SFLOOD - S(NUMB, KI) \quad (8)$$

$$STORE = VINT(KT - 1) - VINT(KI - 1) - QK \cdot FLOAT(KT - KI) \cdot 3600 \quad (9)$$

여기서 NUMB는 저수지 번호이며 SFLOOD는 計劃洪水位에서의 貯溜量이고, S와 VINT는 각각 각 시점에서의 貯溜量과 總流入量을 구하는 함수이다. 그림3에서 일정방류량 QQOUT과 KT의 예측유입량의 불확실성을 부담하기 위한 危險係數(Risk factor)를 고려하여 최대 방류량은 危險係수를 곱한 값으로 변하게 된다.

그림4와 그림5는 大清댐의 경우로서 현수위 75m에서 100년 빈도(첨두유량은 9,500cms)의 홍수가 예측될때 QMAX=9,455cms이며, 危險係수를 0.7로 주면 방류는 제한수위가 넘는 시점인 26시의 수위 76.51m로 부터 방류가 시작된다. 그러나 危險係수를 0.5로 주면 최대방류량은 4,759cms가 되고 25시의 댐수위 76.36m에서 방류

가 시작된다. 危險係수를 0.3으로 주면 최대방류량은 3,009cms가 되며 제한수위보다 낮은 수위인 7시(댐수위 75.92m)부터 방류해야 한다.

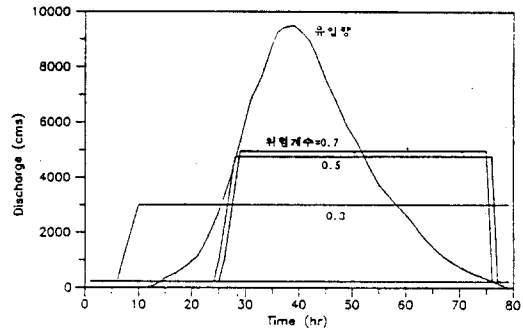


그림 4 최대방류량 및 위험계수의 변화에 따른 방류형태

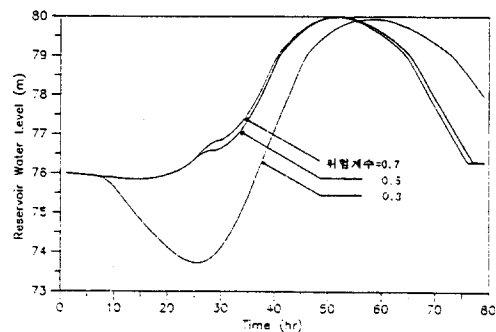


그림 5 최대방류량 및 위험계수의 변화에 따른 수위변화

사전방류를 해야 하는 경우에 豫備放流量(QPRE)의 한계는 1,000cms로 주었으나 中央災害對策本부의 지시가 있을때는 지시에 따른 유량을 방류할 수 있도록 고려하였다. 방류량의 급격한 변화는 피하도록 단계별로 방류하도록 하였다.

그림5는 危險係수에 따른 수위변화를 나타내며 危險係수가 0.7과 0.5일때는 52시에 최고수위 79.99m, 0.3일때는 58시에 최고수위 79.93m를 나타내며 홍수조절 용량을 100%에 가깝게 이용하게 된다.

3.4 댐下流의 河道追跡

현 시점에서의 最適放流量이 결정되면 댐하류

의 河道追跡을 통해서 제방의 越流 유무를 계산하게 된다. 현재의 최적방류량 계열로는 하류의 浸水 위험이 있다고 판단되면 방류시작시간을 자동적으로 앞당겨서 사전방류를 하게 되며, 실시간 예측유입량에 의해 현지점에서의 洪水調節容량을 최대한 활용하여 댐수위는 계획홍수위에 이르도록 한다. 방류시작시간을 앞당기면 일정방류량은 낮아지게 되므로 식 (7)을 만족하게 된다.

計劃洪水位에 이른 뒤에는 하도의 위험이 예상되면 유입량을 그대로 방류하여 홍수기간 중에는 최대수위를 유지하고 점차적으로 댐수위를 낮추도록 한다. 그러나 하도의 水理學的 및 地形學的特性에 따라서는 일정량 방류가 반드시 하류의 최적치가 아닐 수도 있으므로 河道追跡 模型에 의해 방류량계열의 Best Shape 를 검토해야 하나, 이 경우에는 식 (7)의 目的函數를 바꾸어야 하므로 현실적으로는 어려움이 따른다.

그림6과 그림7은 댐수위가 제한수위 76.5m에 도달하는 9시부터 방류를 시작했으나 하도추적에서 홍수의 위험이 예상되므로 3시간 앞당겨 6시의 76.47m부터 방류하고 다시 앞당겨 4시부터 방류하도록 한 것을 보여준다. 사전방류를 실시하더라도 3시간의 事前豫報時間(IPRE)을 지켜야 하므로, 이 경우는 4시 이전에는 방류할 수 없게 된다.

3.5 浸水時間의 考慮

앞에서 전술한 3.1-3.4절의 조건을 만족하는 현지점 혹은 事前豫報時間뒤 부터의 最適放流量 系列이 댐의 안전에 관련된 최대방류량을 넘거나 하류의 침수가 예상되면 일정량 방류로는 浸水를 막을 수 없게 된다. 이러한 경우에는 댐하류의 浸水에 의한 피해를 최소로 줄이도록 유도해야 한다.

일반적으로 하류지역이 농경지인 경우에는, 침수위가 크더라도 비교적 짧은 시간의 침수가 피해가 적으므로(Plate and Schultz, 1973 : 日本河川協會, 1986) 임의의 시간은 보다 큰 양을 방류

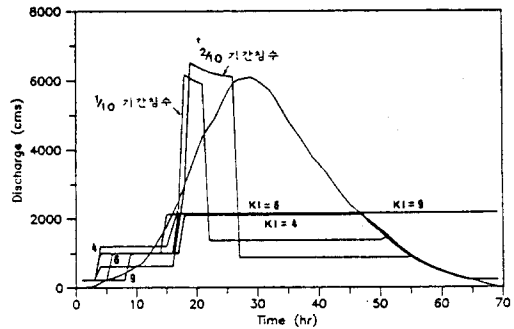


그림 6 하도추적에 의한 방류시작시간의 변화에 따른 방류형태

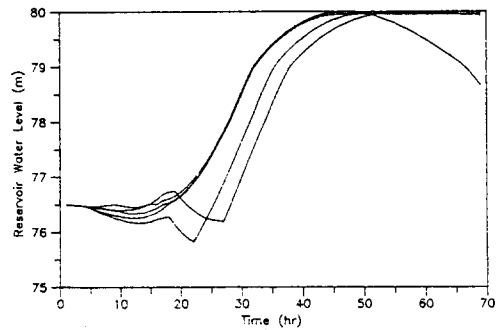


그림 7 하도추적에 의한 방류시작시간의 변화에 따른 수위변화

하고 다른 기간동안은 방류를 낮추도록 유도하였다. 상류의 流量水文曲線은 하류로 진행함에 따라 하도의 水理學的, 幾何學的特性 및 貯溜狀態와 수위상황등에 따라 바뀌게 되며 아울러 水位水文曲線도 형상이 바뀌게 된다. 河道追跡 模型과 연계하여 댐운영을 하더라도 상류의 최적해가 하류의 최적해가 되지 않을 수 있으므로, 유역별로 침수 피해액을 최소화하는 방류량 곡선의 형상에 대한 연구가 필요할 것이다.

그림6은 最小浸水時間을 유도하기 위하여 4시부터는 적은 양을 방류하고, 방류를 시작하여 최대 댐수위에 도달하는 방류기간(43시간)의 1/3시점인 17시부터 방류기간의 2/10(즉, 8시간)인 25시까지는 최대방류량을 방류하는 것을 나타낸다. 최소침수시간을 유도하기 위해서는 최대방류량의 방류시점과 방류시간의 결정이 중요하다.

그림6에서 침수시간을 방류기간의 1/10(즉, 4 시간)인 경우도 나타 내었다.

3.6 竝列댐의 操作方案

그림8은 여러가지 형태의 貯水池 시스템을 나타낸다. (a)는 單一貯水池, (b)는 直列貯水池, (c)는 竝列貯水池이고 (d)는 複合貯水池를 뜻한다. 홍수기간중 實時間 貯水池 運營을 위해서는 한 유역에 수개의 貯水池가 존재할 때는 서로 연계하여 체계적이고 종합적으로 운영하여야 한다. (a)경우는 전술한 조작방안을 따르고, (b)의 直列 경우는 저수지 1의 최적방류량을 결정하면 이들 값이 두 저수지 사이의 하도추적을 통하여 저수지 2의 예측유입량이 되므로 같은 절차로 최적 방류량을 결정할 수 있다.

竝列貯水池의 경우에는 비교적 洪水調節容量이 작은 규모의 貯水池로 부터 최적방류량을 결정 한 뒤에 합류점에서의 유량계열이 식 (7)을 만족하는 최적치가 되도록 다른 貯水池의 방류량을 결정한다. 그림9는 竝列貯水池의 조작방안을 나

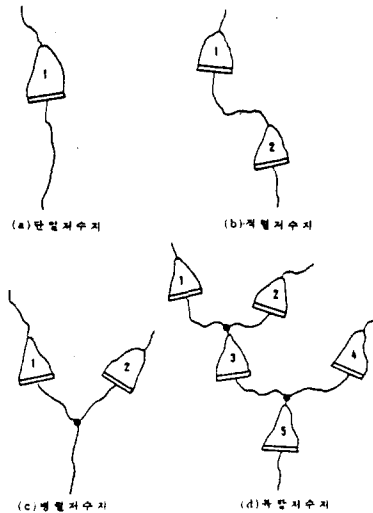


그림 8 저수지의 시스템

타낸다. 그림 (a)는 貯水池 1과 貯水池 2로의 유입량과 두 유입량의 합을 나타낸다. 貯水池 1의

최적방류량을 單一貯水池의 조작방안에 의해 최적방류량을 결정하면 방류시작시간은 KI_1 이고 최대 댐수위는 KT_1 시간에 일어난다. 저수지 1의 최적방류량이 결정되면 합류점의 최적방류량을 單一貯水池의 원리로 결정하게 된다.

합류 유입량의 放流始作時間(KI_2)은 저수지 2의 제한수위 혹은 사전예보를 고려한 방류시점부터이고 KT_2 시간에 貯水池 2는 계획홍수위에 이르게되며, 저수지 1에서는 KT_1 시간에 홍수위에 도달하므로 KT_2 시간에는 홍수위보다 낮을 수도 있고 같을 수도 있다. 즉, KT_1 이 KT_2 보다 빠른 시간이면 貯水池 1은 KT_1 시간 이후는 유입량을 그대로 방류하여 홍수위를 유지하므로서, KT_2 시간이나 KT_1 시간에서의 수위는 일치하게 된다.

그림10에서 (b)와 (c)는 각 貯水池의 시간별 댐수위와 洪水調節容量을 도식적으로 보여주며, 貯水池 2의 방류시작시간인 KI_2 에서의 합류유량에 의한 洪水調節容量은 그림 (b)와 (c)에서 점으로 표시한 면적을 합한 값이되므로 KI_2 의 상대적인 위치에 따라 변한다는 것이 單一貯水池運營方案의 해석과 다른점이라 할 수 있다.

합류점 이후에서의 하도추적을 행하면 貯水池 2의 경우에는 사전방류를 하더라도 합류점에서 일정유량을 보낼수 있으며 아울러 상황에 따라서 最小浸水時間도 고려할 수 있다.

프로그램의 계산절차는 다음과 같다.

(1) 1 貯水池의 最適放流量을 구한 뒤에 2 貯水池에 대해서 전술한 3.1(1)-(2) 절차를 시행하고, 방류가 필요하다면 방류 형태는 Type II로 한다.

(2) 1 貯水池의 流入量, 放流量 및 貯溜量을 기억하고 두 貯水池의 유입량을 더하여 새로운 누가유입량을 구한뒤 3.1(4)의 절차를 행한다. 식 (8)에서 SMAX는 다음과 같이 바뀌게 된다.

$$SMAX = SMAX + S(NUMB - 1, KT) - S(NUMB - 1, KI) \quad (10)$$

여기서, 좌변의 SMAX는 두 貯水池의 KI 시간에서 가능한 홍수조절용량으로서 KT 시간에 두번째 貯水池는 洪水位에 이르게 된다.

(3) 위의 절차로서 QQOUT가 구해지면 이 값은 두 貯水池에서 방류량의 합이므로, 2 貯水池의 K 시간에서의 방류량은 다음식으로 표시된다.

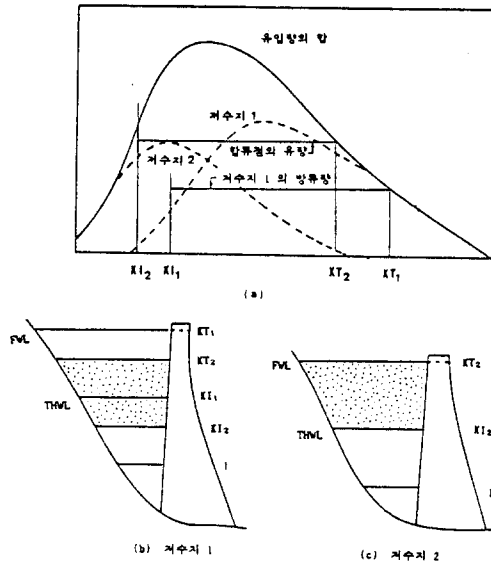


그림 9 병렬저수지의 조작방안 해석

$$QOUT(NUMB, K) = QQOUT - QOUT(NUMB - 1, K) \quad (11)$$

(4) 3.2 절의 절차를 통해 2 貯水池의 댐수위에 대한 여수로의 최대방류량을 비교한다.

3.7 實時間 運營方案

洪水期中 實時間 運營을 위해서는 정확한 洪水 豫測模型과 하류의 河道追跡模型을 통해 豫想下流水位 및 被害 有無를 알아야한다. 하류의 수리 및 지형특성자료가 없거나 河道追跡模型이 없으면 危險係數를 사용하여 최적방류량을 결정할 수 있다. 이러한 경우의 最大放流量(QMAX)은 댐 구조물의 안전에 관한 최대치와 하류상황에 따른

통수능력을 고려하여 방류 가능한 최대치중 작은 값을 취해야한다.

實時間 運營을 위해서는 방류시작시간의 결정이 중요하다. 방류를 하는 중에는 사전방류가 불가능하므로 정확한 판단이 요구된다. 방류가 시작되면 최적방류량 계열에서 첫 시간만 방류하고 새로운 예측유입량과 당시의 댐수위로부터 새로운 最適放流量을 결정하게 되므로 홍수기간중은 洪水調節容量을 완전히 이용하게 된다.

4. 프로그램의 構成

본 模型의 구성은 Main 프로그램과 6개의 Subprogram으로 구성되어 있다. 洪水時 實時間 運營을 위해서는 매시간 별로 별도의 降雨·流出 模型 및 河道追跡模型과 연계하여 운영하여야 한다.

4.1 入力資料

초기 入力資料는 貯水池의 특성을 나타내는 水位 資料: 制限水位, 常時滿水位, 計劃洪水位, 마지막 水位등의 자료와, 放流量 資料: 最大放流量, 豫備放流量, 完全無害放流量등의 資料 그리고 事前 豫報時間, 여수로 水門 操作資料 및 水位-貯溜量 관계치가 필요하다. 입력자료는 3개의 File로 읽도록하며 첫번째 File에 貯水池의 고정된 값들, 두번째 File은 매시간 운영 別로 變할 수 있는 값들을 입력하고, 세번째 File은 降雨·流出模型으로 부터의 출력자료인 豫測流入量 또는 頻度別 洪水 流入量의 첨두유량에 대한 比값을 읽도록 하였다.

현재의 댐수위와 事前豫報時間 및 最小浸水時間을 위한 관련 자료는 Keyboard로 직접 입력하도록 한다. 變수의 단위로는 길이는 meters, 유량은 cms이며 시간 단위는 hours이다.

4.2 出力 資料

최적 방류량이 결정되면 시간별 豫測流入量,

댐水位, 總放流量, 發電水量, 여수로放流量과貯溜量이 주요 입력자료와 함께 출력된다. 並列貯水池의 경우에는 각貯水池別 관련 자료와 합류점의 유량을 출력한다. 사전 방류나 최소 침수가 필요한 경우는 Monitor로 관련 정보가 출력하게 된다.

5. 結 論

본 연구에서는 洪水期中 實時間貯水池 運營을 위해 여러 제약요건을 만족하는 최적 방류량을 결정하는 모델을 개발하였다.

유역내의 수시로 변하는 수위자료들을 on-line 으로 입력하여 현상태에서 최선의 방류량을 Simulation 技法으로 결정하였으며, 豫測水文曲線의 불확실성을 고려하기 위해 안전률을 적용하면 洪水調節容량을 최대한 이용할 수 있으며 용수보존의 측면도 부수적으로 얻을 수 있다. 아울러 댐 하류의 침수가 예상되면 침수에 의한 피해를 최소로 줄이도록 유도했으나 유역별로 침수 피해를 최소로 하는 放流量 曲線의 형상에 대한 연구가 더 필요하다.

본 모델은 洪水時의貯水池를 運營하기 위한 프로그램으로서 별도의 降雨·流出模型과 河道追跡模型을 연계하여 사용하면 종합적인 實時間貯水池運營 모델이 된다. 본 모델은 한시간 단위로 운영할 수 있으며 單一 및 並列貯水池의 적용 결과 충분히 짧은 시간에 최적방류량 계열을 얻었으며 적용결과는 별도로 발표할 것이다.

參考文獻

1. Armijos, A., Wright, J.R., and Houck, M.(1990). "Bayesian inferencing applied to real-time reservoir operations." J. Water Resour. Plng. Mgmt., ASCE, 116(1), 38-51.
2. Arrau, L.(1987). "A model for the operation of spillway gates in pluvial floods." Flood Hydrology, Edited by V.P. Singh, Reidel Pub.Co., 293-308.
3. Can, E.K., and Houck, M.H.(1985). "Problems with modeling real-time reservoir operations." J.Water Resour. Plng. Mgmt., ASCE, 111(4), 367-381.
4. Jamieson, D.G., Smith, D.K., and Wilkinson, J.C.(1976). "Evaluation of short-term operational policies for a multi-purpose reservoir system." J.of Hydrology., 28, 191-213.
5. Jamieson, D.G., and Wilkinson, J.C.(1972). "River Dee research program:3. A short-term control strategy for multi-purpose reservoir systems." Water Resour. Res., 8(4), 911-920.
6. Labadie, J.W.(1988). *Dynamic Programming with the Microcomputer*, Colorado St. University, Colorado.
7. Nippon Koei Co.(1976). *Daecheong Multipurpose Dam Project:Report on Spillway Gate Operation During Flood Period.*, 12-18.
8. O'Connel, P.E., Cunge, J.A., Erlich, M., and Bomel, P.(1988). "Knowledgebased real-time management of risk processes." Computerized Decision Support Systems for Water Managers. Proc. 3rd Water Resour. Operation Mgmt., ASCE, Colorado St. University, 388-401.
9. Plate, E.J., and Schultz, G.A.(1973). "Flood control polices by simulation." Floods and Droughts Edited by E.F. Schultz et al., Water Resources Publications, Colorado, 246-258.
10. Schultz, G.A., and Plate, E.J.(1976). "Developing optimal operating rules for flood protection reservoirs." J. of Hydrology, 28, 245-264.
11. USBR(1977). *Design of Small Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, 372-384.
12. Viessman, W., Knapp, J.W., Lewis, G.L., and Harbaugh, T.E.(1977). *Introduction to Hydrology*. Harper & Row Pub., 240-243.
13. Windsor, J.S.(1973). "Optimization model for the operation of flood control systems." Water Resour. Res., 9(5), 1219-1226.

14. Yeh, W.W.(1985). "Reservoir management and operations models:A state-of-the-art review." Water Resour. Res., 21(12), 1797-1818.
15. 建設部 漢江洪水統制所(1985). "충주 다목적댐 건설에 따른 한강홍수예경보 프로그램 개선 보고서", 建設部 漢江洪水統制所, 667-673.
16. 建設部, 韓國水資源公社(1981). 댐관리 규정:대청다목적댐 관리규정, 건설부 훈령 제542호.
17. 김승권, 윤용남, 이성윤(1988). 最適化技法에 의한 南江-安東DAM의 洪水調節. 대한토목학회 논문집, 8(1), 49-60.
18. 김승권(1988). "저수지운영방안의 방법론적 개발", 韓國水文學會誌, 21(1), 16-24.
19. 오영민, 이길성(1986). "Min-Max DP에 의한 소양빛 충주호의 홍수조절 운영", 韓國水文學會誌, 19(4), 339-345.
20. 이길성, 전경수(1986). 홍수시 소양강댐 및 화천댐의 최적운영을 위한 시뮬레이션. 대한토목학회 논문집, 8(1), 13-24.
21. 日本河川協會(1986). 建設省 河川砂防 技術基準: 조사편, 606-607.
22. 韓國水資源公社(1990). 저수지 水文조작을 위한 홍수유입량의 예측모형 개발 연구 보고서, 韓國水資源公社, 291-357 & 413-435.