

最適化 技法에 의한 南江-安東댐의 洪水調節

The Flood Control of the Namgang and Andong Reservoir System by an Optimization Procedure

金	勝	權*
Kim,	Sheung	Kown
尹	龍	男**
Yoon,	Yong	Nam
李	成	允***
Lee,	Sung	Yoon

Abstract

The use of an Incremental Dynamic Programming (IDP) for real-time flood control operation is investigated. The optimization model has been applied for the Namgang and Andong hypothetical flood control system in the Nakdong river basin. The objective of the operation is defined to minimize the maximum flow at the confluence of downstreams from the two reservoirs.

The results are compared to the direct summation of the flood routing results from individual flood control simulation run. It shows that peak flow at the confluence is reduced markedly by reducing peak outflows from individual reservoirs and by balancing the time of the peak release between the two reservoirs.

要 旨

낙동강 수계의 南江-安東댐群을 하나의(가상적) 시스템으로 간주하여 홍수시 두 댐 하류의 합류점에서의 최대유량을 최소화하기 위한 min-max IDP(Incremental Dynamic Programming) 모델을 수립하였다. 200년 빈도의 예측유입홍수량에 대하여 분석한 결과, 단일댐운영 방식에 의한 홍수조절보다 댐群을 시스템적 관점에서 최적화 과정에 의한 洪水調節을 하는 것이 효율적임을 수치적으로 입증하였다.

1. 序 論

1960년대 이후의 경제성장에 따른 산업 및 도

시 인구의 집중으로 治水, 利水 및 環境면에서 많은 부작용이 나타나고 있다. 특히 江의 중류 및 하류의 평야 유역에 모든 개발지역이 집중되어서 일단 홍수 범람시에는 막대한 홍수피해가 예상될 뿐아니라 수자원 이용의 욕구가 증대됨에 따라 流域內에는 댐이나 제방, 유역간의 導水터

* 正會員 · 高麗大學校 工科學 副教授, 産業工學科

** 正會員 · 韓國建設技術研究院 院長

*** 空軍士官學校 教授部

널 또는 地下水 펌프시설, 上水 및 下水 처리장 같은 治水 및 利水시설들이 증가되고 있다. 따라서 앞으로의 수자원 관리의 전체 유역을 하나의 시스템의 관점에서 파악하고 운영하여야 할 필요가 대두되었다.

특히 홍수시 댐의 운영은 유역내 홍수관리 체계의 측면에서 가장 중요한 대책방안이므로 크게 강조되어야 할 것이다. 댐의 상류에 강우에 의한 큰 홍수가 발생하면 대체로 댐의 홍수조절용 공간을 적절히 활용하여, 유입되는 홍수량의 일부를 저장함과 동시에 하류 제방의 용량이 초과되지 않도록 서서히 방류시킴으로써 하류의 홍수피해를 최소화 시킬 수 있는 것이다. 따라서 홍수피해를 최소화 시키기 위하여는 정확한 홍수 예측이 필수적이며 이는 강우와 유출 관계를 模擬하는 流出模型(rainfall-runoff)과 河道追跡(stream flow routing)을 통하여 구할 수가 있다. 실측되는 강우량자료는 T/M(telemeter) 통신망과 전자계산 시스템의 유기적인 연계운영으로 가능하다. 이와 같은 연계운영시스템이 확립되면 홍수조절 역시 종래의 單一댐위주의 조절 방식보다는 댐군의 시스템의 관점에서 운영의 妙를 살리는 것이 타당하다. 이는 홍수조절의 경우에는 잘 운영하면 시스템의 효과를 極大化시킬 수도 있으나 反面에 잘못 운영할 경우에는 반대로 더욱 상황을 불리하게 만들어 人災를 유발시킬 수도 있음에 근거하고 있다. 본 연구에서는 단일댐의 운영방안을 이용하여 홍수조절할 경우와, 댐군을 하나의 시스템의 관점에서 최적 홍수조절할 경우의 잇점을 비교하여 시스템 관점에서 최적화 기법을 응용한 홍수조절이 유리하다는 것을 나타내하고자 한다.

2. 洪水시 댐 운영 操作方法

저수지는 평시에는 수자원의 確保를 위하여 운영되지마는 홍수기에는 洪水調節의 극대화를 위하여 운영되어야 한다. 따라서 홍수기간중 저수지 조작방안은 평시의 운용방안과는 저수지 조작목표에 차이가 있다. 홍수기간중에는 댐의 안전관리 및 홍수조절이 중요하지만 홍수시기가 지나면 수자원의 확보가 중요하므로 홍수기간말에는 저수지의 有効貯水 공간을 최대한 활용

시켜서 수자원을 확보할 수 있도록 운용하여야 할 것이다. 따라서 홍수기간중 유입 홍수량을 무시히 효율적으로 조절하기 위하여는 기본적으로 다음의 네 가지 原則이 고려되어야 한다. 첫째 수위를 적절히 유지시키므로써 댐의 안전성을 도모해야 하며, 둘째로 유효 홍수조절 공간을 최대한 이용하므로써 침투유량의 최소화를 기하며, 셋째로 적절한 홍수위를 유지하여 댐상류의 홍수피해를 최소화시켜야 하고, 마지막으로, 홍수기말에는 최대한의 유효저수 공간을 채움으로써 비 홍수기의 용수 수요에 대비한다.

이상과 같은 사항을 고려한 홍수조절방안으로서는 크게 simulation에 의한 방안과 최적화 기법을 이용한 방안으로 구분할 수 있다. 홍수조절을 위한 최적화 기법을 국내에 처음 소개한 김치홍(1972) 논문 이래에 여러 논문들(권오현, 성세진, 1980; 양홍석, 1973)이 최적화기법을 이용하여 발전 등 利水의 관점에서 댐군의 저수지운영 문제를 연구한 바가 있고 Winsor(1973)는 댐군의 최적 홍수조절 문제를 선형계획법을 반복적으로 적용하여 분석할 수 있는 방법을 제시하였다. 특히 Yazicigil, Houck 과 Toebes (1983)는 선형계획법의 제약식에 하도추적 문제를 고려하므로써 홍수조절 문제도 고려할 수 있는 실질적인 多目的 댐群의 日日運營 모델(GR-BOOM)을 개발하였다. 이 모델에서는 각 댐 또는 제어지점들의 목표수위, 적정유량 또는 적정 변동량을 정하고 그로부터의 차이에 따른 적당한 가중치와 손실함수를 부여하여 계획기간중의 總損失의 합을 최소화시키므로써 理想的인 저수지시스템 운영의 模寫를 목적으로 한다. 따라서 이 모델은 최적화 모델이라기 보다는 최적화 기법을 응용한 일종의 operation control(simulation) 모델에 해당한다고 볼 수도 있다. simulation에 의한 기법으로는 spillway rule curve, rigid reservoir operation method(Rigid-ROM), technical reservoir operation method (Technical-ROM), linear decision rule(LDR) (이길성, 정동국, 1985)등 여러가지 방안이 있을 수 있으며, 이길성, 전경수(1985)는 소양화천댐의 홍수조절문제를 simulation에 의한 feedback control을 시도하였다. 단일댐 운영방안으

로는(서남수, 윤용남, 1978; 이길성, 정동국, 1985)등이 있다.

본 연구에서는 그 중 rigid ROM을 이용한 simulation 방법과, 두 덩의 合流點에서의 최대 유량을 최소화시키는 것을 목적함수로 고려한 min-max IDP 기법을 적용하여 비교해보기로 한다.

2.1 Rigid-ROM에 의한 Simulation

rigid ROM은 一定率, 一定量 放流에 의한 단일덱 저수지 운영방안으로서 수문조작 당시의 유입량 관측치, 예측 유입량, 수문곡선, 貯水位를 근거로 放流量을 결정하는 방법이다. 홍수조절을 위한 조작의 경우 流入될 수문곡선을 예측하여 流入량이 최대에 도달 할때까지는 一定率에 의한 방류를 하고 최대 流入量에 도달한 이후에는 그때의 방류량으로 一定量 방류를 행하여 계산된 총저류량이 홍수조절용량과 一致되도록 운영한다. 따라서 流入량이 예측된 최대 流入量에 도달할 때까지는 방류량의 流入量에 대한 비율이 R 이 되도록 방류하며 이 比率 R 은 다음의 式에서 선출된다. (Nippon Koei, 1975)

$$V(t) = (1-R) \int_{T_0}^t I(t) dt + \int_{T_p}^{T_e} I(t) dt - I(T_e)(T_e - T_p) \quad \dots(1)$$

여기서

$$I(T_e) = R * I(T_p) \quad \dots(2)$$

이고

$R : (=0(t)/I(t), t \leq T_p)$, T_0 : 홍수예측시점, T_p : 최대 홍수량 流入 시점, T_e : 홍수 流入量과 放流量이 일치되는 시점으로서 R 의 함수, $V(t)$: 홍수 예측 시점에서의 홍수조절용량, $I(T_p)$: 최대홍수량 流入시점 T_p 에서의 流入量 방류량의 유입량에 대한 비율을 R 이라하면 이 방법은 $0 < R < 1$ 조건內에서 R 값이 정해진다.

2.2 IDP(Incremental Dynamic Programming)

IDP는 Bernholtz와 Graham(1960)이 수력과 화력의 최적연계운영 문제를 고려할 때 사용한 방법으로써, Larson(1968)의 SIDP(state increment dynamic programming)의 기법이 Bellman의 principle of optimality를 이용한 DP로 optimal control 문제를 block의 개념을 이용하여 수치적으로 풀어가는 방법이라면

IDP는 상태변수를 제한된 구간(Heidari et. al. 은 통로(corridor)라고 부른다.) 내에서 원점으로부터 위, 아래, 세 점으로 離散化(discretize)시켜서 반복적으로 풀어가는 방법이라고 할 수 있다. 특히 IDP는 상태변수(state variable)가 여럿 있는 경우 전통적인 동적계획법을 적용하고자 할 때 나타나는 'curse of dimensionality'의 약점을 補完할 수 있는 기법중의 한 방법으로서 Heidari et. al (1971)의 discrete differential dynamic programming(DDDP)과는 본질적으로 같은 방법이라 할 수 있다. SIDP와 IDP의 중요한 차이점은 SIDP는 계산과정중 i 차원의 상태변수의 변화량 ΔX_i 를 확정시키고 단계(stage)를 정할 때 시간변수, $\Delta t = \text{Min}_{i=1,2,\dots,n} \left\{ \frac{\Delta X_i}{|f_i(x, u, t)|} \right\}$ 와 같이(여기서 $f_i(x, u, t)$ 는 i 번째 system의 상태변수 x 의 시간에 대한 변화율이고 u 는 control이다.) 종속적으로 정해지는 반면, IDP에서는 Δt 값도 미리 정하여 동적계획법을 적용한다. 특히 유입량과 저수량 및 유출량의 관제로 규정되는 수자원 시스템의 경우 貯溜量을 상태변수로 정하고 流出量을 결정변수로 하던 때 단계에서 결정변수 u 는 상태변수로 표시될 수 있으므로 SIDP에서와는 달리 補間法을 이용하여 시간 간격을 구해야하는 번거로움을 줄일 수 있게 된다.

IDP 방법은 우선 매 단계마다 주어진 도달가능한 상태변수값(feasible state vectors)으로 구성되는 초기 운용방안(initial trial trajectory)으로부터 시작한다. 주어진 초기 운용방안은 매 단계마다 도달 가능한 상태변수값이므로 매 단계에서 주어진 상태변수값보다 한 變化量 위의 값(+ ΔX_i), 아무런 변화도 주지 아니한 값(+0), 그리고 한 變化量 아래의 값(- ΔX_i)들을 도달 가능한 상태변수값이라 가정하여 동적계획법의 계산과정을 적용해 나간다. 만일 이와 같은 과정에 의해 목적함수값이 改善되는 새로운 운용방안이 발견되면 그 새로운 운용방안을 기준으로 하여 새로운 도달가능 상태변수들을 구성하고 이런 과정은 최적값이 수렴할 때까지 반복 적용한다. Turgeon(1982)은 모든 상태값이 항상 도달가능하지 못할 경우는 상태변화량의 값을 매 단계

마다 일정하게 유지시키면 최저값에 수렴하지 않을 수도 있음을 보였으며 따라서 최저해로 수렴되게 하기위하여 매단계에서의 상태값이 도달 가능한 상태가 되는 방향으로 조정시켜야 한다는 사실을 보였다.

이 IDP의 계산과정은, 동적계획법이 갖는 계산기의 기억용량과 계산시간의 급격한 증가(curse of dimensionality)를 가져오는 短點을 補完하는 방법으로써 Bellman과 Dreyfus(1962)의 successive approximation 법에 並用되어 다수의 댐으로 구성되는 수자원 시스템의 여러 문제에 적용되었다. Hall et. al(1969)과 Trott and Yeh(1973)는 댐에서의 firm energy 생산을 극대화시키는 문제에 적용한 바 있으며 권오현, 성세진(1980)은 북한강 유역의 댐군의 수력발전과 용수공급의 최적운명을 위한 시스템 모델에서 Bellman의 逐次概算法(successive approximation)과 일정률 증분을 적용하였다. IDP와 관련된 類似한 동적계획법 모델들에 대한 포괄적인 記述은 Yeh(1985)에 있다. 홍수조절이라는 단일 목적을 위한 min-max 방법은 소양강댐의 최적운명을 위해 적용된다(건설부, 1985)있으나, 이는 單一댐의 최적운명을 위한 단순한 동적계획모델로서 궁극적으로 technical-ROM에 해당되는 기법이라 할 수 있고 댐群을 위한 최적운영이라고는 볼 수 없다.

본 연구에서는 홍수시 서로 병렬로 위치한 두 댐의 최적운명을 두 댐 하류의 合流點에서의 最大流量을 最小化 하는 min-max IDP로 정식화하였다. 이 min-max IDP는 댐群의 최적운영문제를 定式化 하기위한 기본 단위로서 Bellman과 Dreyfus(1962)의 逐次概算法(method of successive approximation)을 이용하면 둘 이상의 댐群에 쉽게 적용할 수 있으며 이 방법 외에 多次元에 부수되는 계산상의 어려움을 극복하기 위한 계속적인 연구가 필요하다.

3. 洛東江 유역에의 적용

3.1 南江—安東댐의 가상 시스템의 운영

본 연구에서 분석 비교대상으로는 그림 1에 나타난 낙동강 유역의 남강—안동댐을 가상 시스템적 차원에서 분석하였다. 가상 시스템적 차

원이란 분석의 실제성을 유지하기 위하여는 각 댐에서 합류점까지의 河道 追跡을 고려하여야 하나 연구목적상 생략하여 분석비교 합을 의미하며 다음과 같은 가정이 추가된다. 즉 각 댐에서의 유입량자료는 확정적으로 주어지며, 각 댐에서 합류점까지의 流量의 손실 및 유입은 없고 각 저수지에서의 증발 및 침투손실은 무시하기로 한다. 필요하면 하도 추적을 위한 副모델과 증발 및 침투손실은 쉽게 최적화 모델에 수용될 수 있으리라 생각된다. 분석대상 시스템의 운영에 관한 수문학적 諸元은 표 1에 있다.

南江댐에 대한 頻度別 홍수 수문곡선은 과거 여러 조사보고서(工事誌, 1970. 7, 南江댐 洪水排除능력 조사보고서, 1982. 6)에 조사 처리되어 있는바 본 연구에서는 南江댐 洪水排除능력 조

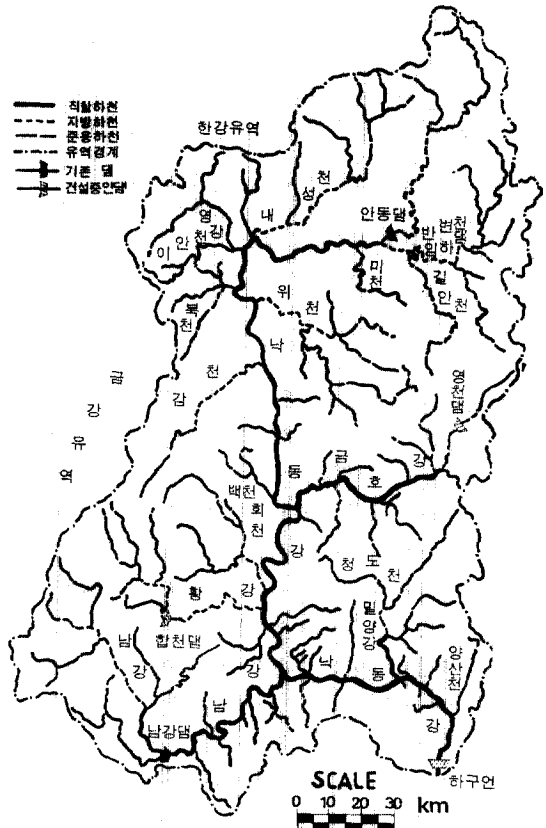


그림 1. 洛東江 流域圖

출처: 건설부 한강홍수 통제소, 낙동강 홍수에정보 및 물관리시설 기본설계보고서(1985. 5.)

表 1. 南江댐 및 安東댐의 諸元

區 分	單 位	南 江 댐	安東댐
유역면적	(km ²)	2285	1584
댐마루표고	El.(m)	42	166
홍수위	El.(m)	39.5	162.5 161.7
상시만수위(평시)	El.(m)	37.5	160
제한수위(홍수기)	El.(m)	35.5	160
저수기	El.(m)	31	130
총저수량	(10 ⁶ m ³)	136	1248
사수량	(10 ⁶ m ³)	27	239
홍수조절용량	(10 ⁶ m ³)	(雨 期) 87.1 (非雨期) 42.3	133(160 ~162.5) 90(160 ~161.7)
유효저수량	(10 m)	(雨 期) 66 (非雨期) 109	1,000
지정유량	(CMS)	500	
한계방류량	(CMS)	(본 댐) 1,460 (제수문) 5,460	
계획홍수량	(CMS)	10,173	8,350
계획홍수빈도		200년	PMF
최대방류량	(CMS)	(본 류) 2,000 (사천만) 6,000	5,350
최소방류량	(CMS)	—	40
무해방류량	(CMS)	(본 류) 1,000 (사천만) 3,500	300
최대예비방류량	(CMS)	2,000	
월류마루표고	El.(m)	(일류언) 31 (배사트) 26 (제수언) 27	151
수문의 폭×높이	(m×m)	(본 댐) 10×6.6 (제수문) 12×10.6	14×9.5
수문의 갯수		(본 댐) 5 (제수문) 10	4
생활 및 관개용수	(CMS)	(본 댐) 18~24 (제수문) 2.5	50
발전용수	(CMS)	100	105

출처: 1. 工事誌(건설부, 1970, 1976)
 2. 災害對策便覽(1984. 3)
 3. '81南江댐 洪水排除能力調查報告書, 1982. 6
 건설부 산업기지기개발공사

사보고서(1982. 6)의 빈도별 예측 수문곡선중 200년 빈도의 유입량을 기준으로 한다. 남강댐은 200年 頻度 설계홍수의 총 유입량 833×10⁶m³의 약 10.5%에 불과한 87.1×10⁶m³의 홍수조절용량 밖에 갖고있지 못하므로 저수지 홍수조

절용량은 예상 流入 洪水量에 비하여 過少하다. 따라서 200년 빈도 이상의 홍수에 대하여는 사천방수로나 남강댐 하류로 계획방류량 이상의 방류가 불가피하다. 그런데 이는 저수지 운영조작 한계를 벗어나므로 본연구의 목적상 최대 200년 빈도의 홍수에 대하여만 분석하기로 한다.

安東댐의 200年 빈도의 총 예상 유입량은 약 610×10⁶m³ 정도로 南江댐 설계홍수 200년 빈도의 총 예상홍수 유입량 833×10⁶m³의 73% 정도이다. 반면에 홍수조절 용량은 최대 133×10⁶m³(工事誌)에서 최소 90×10⁶m³(安東多目的댐 관리규정)으로서 流入 홍수의 약 15~22%에 해당되는 홍수량을 저장할 수 있으므로 南江댐에 비하여 훨씬 안정된 홍수조절을 期할 수 있다. 따라서 안동댐의 경우는 200년 빈도 이상의 최대가능 홍수(PMF)도 조절가능하지만 연구분석 비교의 편의상 200년 빈도의 유입홍수를 기준으로 삼는다. 標準 流入 수문 곡선으로서는 Nippon Koei의 조사보고서(1975)에 使用된 것과 同一한 수문곡선을 사용하였다.

3.2 洪水시 각 댐의 운영방안

남강댐의 홍수시 운영조작은 다른 댐의 홍수시 운영조작 방침과 특이하게 다른 점이 있다. 그것은 남강 本流로 방류시킬 수 있는 溢流門과 排砂門 이외에 流入 洪水量을 사천만 쪽으로 迂廻 방류시킬 수 있는 制水門이 있으므로써 홍수시 남강 본류로의 방류량 부담을 줄일 수 있기 때문이다. 따라서 수정된 rigid ROM을 적용하거나 두 댐간의 최적방류를 위한 min-max IDP를 이용함에 있어서는 방류방향선택에 따른 제약조건을 고려하여야 한다. 방류방향의 결정은 대략 現 南江 多目的댐 운영지침에 의한 기본원칙을 대체로 준수하였다. 따라서 홍수 유입 초기에 유입량이 사천 제수문의 最大可能放流量 5,460 CMS보다 적을 경우는 남강본류로의 방류는 500 CMS 이내로 유지시켜 방류하고 나머지의 양은 사천 제수문으로 방류시킨다. 그러나 유입량이 증가하여 사천 최대방류능력 5,460 CMS를 초과할 경우는 남강 본류의 방류량을 500 CMS로 부터 증가시켜 2,000 CMS이내가 되도록 하고 나머지를 사천만으로 우회시키며, 방류시켜야 할 양이 7,460 CMS이상이 될 경우

는 2,000 CMS를 제외한 전량을 사천만 계수문을 통하여 방류시키는 것으로 가정하였다.

안동댐의 경우는 制限水位와 洪水水位 사이의 홍수조절 공간을 자유로이 활용하여 방류할 수 있는 것으로 가정하였다. 또 안동댐의 직하류에 逆調整池가 있으나 홍수조절 능력은 없으므로 무시하였다.

3.3 Min-Max IDP에 의한 定式化

南江댐과 安東댐의 最淸운영을 위한 평가기준으로 두 댐의 合流點에서의 淸水유량을 淸소화하도록 한다. 제약조건으로서는 각 댐에서의 연속방정식, 初期貯水位(초기조건), 末期貯水位(말기조건), 最低貯水位, 最大貯水位, 淸水방류한계 그리고 각 댐의 특수한 여건에서 야기되는 조건(예 : 남강댐의 사천만과 남강분류사이의 방류방향 등)이다. 이를 수식으로 표시하면 다음과 같다.

DP 形成을 위한 기본적인 변수들을 다음과 같이 정의하면,

段階變數(stage) : 放流量을 決定한 期間 初

狀態變數(state) : $S_i(t)$ = 期間 t 初에 第 1 및 2 댐에서의 貯溜量($\times 10^6 m^3$)

決定變數(decision variable) : $D_i(t)$ = 期間 t 末에 到達될 第 1 및 2 댐의 貯溜量($\times 10^6 m^3$)

補償欲(return) : $R_i(t)$ = 期間 t 初에서 第 1 및 2 댐의 放流量(m^3/sec)

最適함수를 위한 목적함수(optimal value function) : $f_i[S_1(t), S_2(t)]$ = 期間 t 初期까지 第 1 댐과 第 2 댐으로부터의 合流點에서 나타날 수 있는 放流量의 最大合流量 系列中 가장 最小값 DP 적용을 위한 순환방정식은 다음과 같다.

$$f_{i+1}[S_1(t+1), S_2(t+1)] = \text{Min} \left\{ \text{Max} \begin{matrix} D_1(t) \\ D_2(t) \end{matrix} [R_1(t) + R_2(t), f_i(S_1(t), S_2(t))] \right\} \quad \dots(3)$$

이것은 2 차원의 前方向 動的計劃法(foward-DP)을 위한 순환방정식이며 다음과 같은 制約條件을 갖는다.

* 連續方程式(狀態變換式) :

$$Q_i(t) = I_i(t) - \frac{1}{\Delta t} [S_i(t+1) - S_i(t)] \quad i=1, 2 \quad \dots(4)$$

* 最小放流限界量 : 洪水期間 中에는 무시한다

* 最大放流限界量 :

$$R_i(t) = \text{Min} \{ Q_i(t), Q_{i, \text{max}}[S(t)] \} \quad i=1, 2 \quad \dots(5)$$

$Q_{i, \text{max}}[S(t)]$ 는 時間 t 초 末 i 에서 貯溜량이 $S(t)$ 일 때 最大可能放流量

* 單位時間당 變化量 : $|R_i(t+1)$

$$-R_i(t) | \leq D(\text{CMS/시간}) \quad i=1, 2 \quad \dots(6)$$

* 初期貯水位(初期條件) : $S_i(0)$ 는 주어진 값으로 最低貯水量(位)으로 한다. $i=1, 2 \quad \dots(7)$

* 期末貯水位(末期條件) : $S_i(T)$ 는 주어진 값 $i=1, 2 \quad \dots(8)$

* 最大貯水量(位) : $S_i(t) \leq S_i(\text{Max}) \quad i=1, 2 \quad \dots(9)$

* 其他 特殊한 與件(南江댐)

$$R_1(t) = \begin{cases} Q_1(t) & \text{if } Q_1(t) \leq 500 \\ 500 & 500 \leq Q_1(t) \leq 5460 \\ Q_1(t) - 5460 & 5460 \leq Q_1(t) \leq 7460 \\ 2000 & 7460 \leq Q_1(t) \end{cases} \quad \dots(10)$$

動的計劃法을 수행해 나가는 과정에서 주어진 시점의 주어진 貯水位에서의 最大可能放流量의 계산은 보간법에 의하여 구할 수도 있으나 계산 시간의 節約을 위하여 주어진 貯水量-放流量의 관계를 근사 다항식으로 구하였다. 근사다항식을 구하는 방법으로 정규방정식(normal equation)을 이용한 방법과 Chebyshev 다항식을 이용한 방법을 고려하였는데 次數가 높아질수록 Chebyshev 다항식을 이용한 근사가 더 뛰어나지만, 반면에 매 반복 계산마다 근사 다항식에 의한 계산이 필요하므로 높은 차수의 식을 이용함으로써 야기되는 계산시간의 증가를 감안하여 다음과 같이 구하였다. 남강댐의 경우는 사천만과 본류의 總合의인 방류량과 사천만쪽으로 방류시 저수량-방류량 관계가 서로 다른 관계식이 요구되므로 각각을 구하였다.

南江댐(사천만+분류) :

$$Q_{1, \text{max}}[S(t)] = .8856562 \times 10^{-11} \times S(t)^7 - .862679 \times 10^{-6} \times S(t)^6 + .379563 \times 10^{-5} \times S(t)^5 - .9484329 \times 10^{-3} \times S(t)^4 + .1393749 \times S(t)^3$$

$$\begin{aligned}
 & - .1170154 \times 10^2 \times S(t)^2 \\
 & + .5628759 \times 10^2 \times S(t) \\
 & - .9366457 \times 10^4 \dots (11)
 \end{aligned}$$

南江댐(사천만) :

$$\begin{aligned}
 Q_{1,max}[S(t)] = & .1098834 \times 10^{-9} \times S(t)^7 \\
 & - .9318382 \times 10^{-7} \times S(t)^6 \\
 & + .3284495 \times 10^{-4} \times S(t)^5 \\
 & - .6230614 \times 10^{-2} \times S(t)^4 \\
 & + .6858232 \times S(t)^3 \\
 & - .4371962 \times 10^2 \times S(t)^2 \\
 & + .1522486 \times 10^4 \times S(t) \\
 & - .2083762 \times 10^5 \dots (12)
 \end{aligned}$$

安東댐 :

$$\begin{aligned}
 Q_{2,max}[S(t)] = & .3102372 \times 10^{-10} \times S(t)^5 \\
 & - .176452 \times 10^{-6} \times S(t)^4 \\
 & + .3889242 \times 10^{-3} \times S(t)^3 \\
 & - .4064066 \times S(t)^2 \\
 & + .2038564 \times 10^3 \times S(t) \\
 & - .3981943 \times 10^5 \dots (13)
 \end{aligned}$$

실제 데이터와 구한 근사다항식의 비교는 그림 2, 그림 3에 나타나 있다.

min-max IDP 기법에 의하여 저수지 추적을 수행해 나가기 위하여는 각 단계에서의 초기 운영방안(initial trajectory)과 증분량을 미리 정해야 한다. 계산알고리즘의 관점에서 보면 초기 운영방안을 어떻게 정하는가와 매 반복 시기마다 증분량을 어떻게 정하는가에 따라 알고리즘의 수렴 속도가 영향을 받으므로, 적절한 초기 운영방안과 상태증분량을 선택하는 것이 매우 중요하다. 왜냐하면 초기운영방안이 최적 운영방안에 가까우면 가까울수록 필요한 반복계산횟수

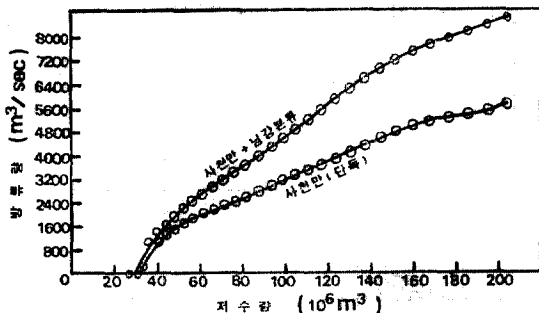


그림 2. 近似多項式에 의한 남강댐의 貯水量—放流量 관계

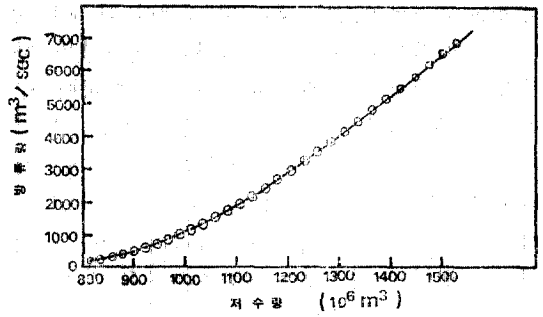


그림 3. 近似多項式에 의한 안동댐의 貯水量—放流量 관계

는 줄어들 것이 틀림없기 때문이다. 초기 운영방안을 선택하는 방법으로 대체로 다음과 같은 방법을 고려할 수 있다.

- (1) 단일댐 simulation 결과를 이용하는 방법
- (2) 단위시간당 증분량 혹은 감소량의 제한조건을 만족시키며 저류량의 습이 홍수조절용량공간보다 크지 않게 하는 임의의 운영방안

(3) 표준유입수문곡선과 동일하게 방류하는 방법, 이중 단일댐 simulation 결과를 이용하는 방법은 그 자체가 可能解이므로 별 무리없이 사용할 수 있고 두 번째의 방법은 홍수추적 초기의 流入水文曲線 상에서 단위시간당 허용 증분량을 기울기로 하며 총 저류량이 홍수조절 용량보다 적게 되는 임의의 接線과 유입 홍수수문곡선과 만나는 점에서부터는 일정방류를 하게하는 운영안을 初期 정책으로 삼으면 된다. 문제는 홍수조절 용량이 너무 작으면 이런 방법에 의한 유출곡선이 存在하지 않을 경우도 있는데 이때는 홍수초기에는 단위시간당 허용증분량의 조건을 완화시켜서 가능 운영방안을 구하면 된다. 세 번째의 경우는 유입되는 양을 모두 방류시키는 경우를 초기 운영방안으로 채택하는 것으로써 최적해에 도달하는 반복횟수를 증가시키는 단점이 있지만 이것 역시 가능한 방법중의 하나이다. 본 연구에서는 simulation에 의한 결과를 초기 운영방안으로 한다.

상태증분량의 크기는 수렴속도에 결정적인 영향을 미치는 중요한 요인의 하나로서 Hall et. al. (1967)은 매 반복 계산시마다 상태증분량의 크기를 일정하게 유지시키거나 반복횟수가 증가

해감에 따라서 증분량을 감소시켜 나가던가하는 방법을 제시하였으며, 후자의 방법이 더 效率의 임을 확인하였고 매 반복계산마다 최적값을 향상시키기 위하여 작은 상태증분량에 대하여 수 번의 반복계산을 수행할 것을 권하였다. 본 연구에서는 상태증분량을 一定한 값으로 가정하여 반복계산을 수행하고 어떤 반복계산단계에서 구한 운영방안이 바로 前 반복단계에서 구한 운영방안과 일치할 경우에는 상태증분량을 半으로 감소시켜서 반복계산을 수행하고, 상태증분량이 주어진 값 이내에 도달할 때에 정지하는 방안을 택한다.

IDP 를 적용해나가는 과정에서, 주어진 초기 운영방안(initial feasible trajectory)과 매 反復 계산 단계마다 적용되는 増分量, ΔX_i 값에 의하여 정의되는 狀態-段階 領域(state-stage domain)은 그림 4 와 같다. 그림 4 에 나타난 바와 같이 매 단계(stage), $(t+1)$ 에서 고려되어야 할 상태변수(state variable) 조합의 총 수효는 9 (3×3) 가지가 되며 매 stage 의 각 state 에 기억되는 최적값은 이 9 가지의 조합중에서 선택 된다. 이 狀態-段階 領域은 도달 가능 영역(feasible region)으로 유지되어야 한다. 따라서 식(4)에 의해 구하여지는 값이 $Q_{i, \max}[S(t)]$ 값보다 클 경우는 그런 $Q_i(t)$ 값을 얻게하는 狀態變數값, $S(t+1)$ 을 고려대상에서 제외시키는 방

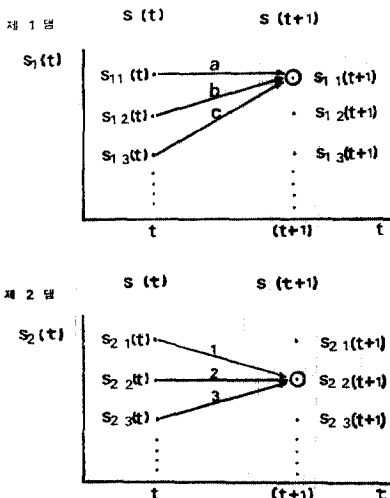


그림 4. 2次元 狀態段階領域(two dimensional state-stage domain)

법을 취한다.

4. 결과 및 고찰

그림 5 와 그림 6 은 南江댐과 安東댐을 각각 독립적으로 rigid-ROM 에 의한 simulation 기법을 적용하여 운영할 경우 각각 200 년 빈도의 표준유입수문곡선에 대한 저수위 및 방류량을 나타낸 것이다. 태풍에 의한 강우발생시 남강댐이 안동댐보다 남쪽에 위치한 지역적 위치를 고려하여 남강 유역의 강우에 의한 첨두유입량이 안동 유역에서보다 약 6 시간 먼저 발생한다고 임의로 가정하여 분석의 標準으로 삼았다. 그림 5 에서 rigid ROM 에 의한 단일댐 simulation 결과를 남강댐의 경우는 사천단쪽에서의 방류와 안동분류로의 방류 그리고 총방류량으로 나누어 표시하였다. 남강댐은 초기저수위(EI. 35.5m)로부터 홍수위(EI. 39.5m)까지의 $87.1 \times 10^6 \text{ m}^3$ 의 홍수조절용량을 이용하여 남강분류로의 최대유량 약 $1992 \text{ m}^3/\text{sec}$ 을 약 16 시간 동안 방류하며

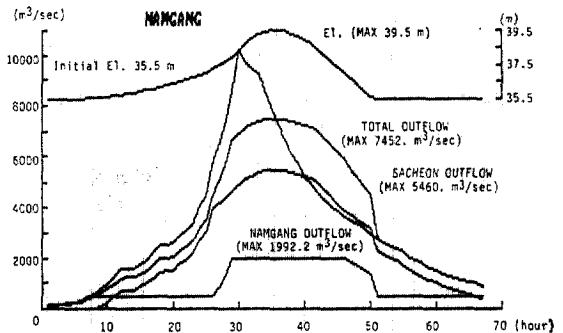


그림 5. 남강댐의 rigid ROM 단일댐 simulation 에 의한 홍수추적 결과

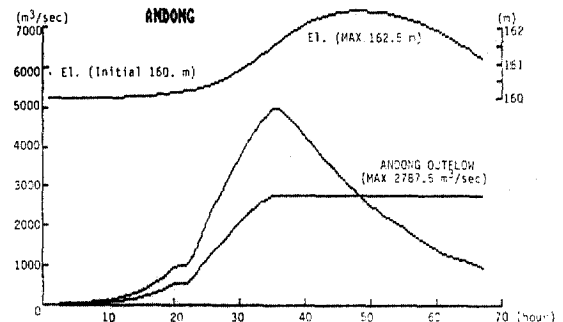


그림 6. 안동댐의 rigid ROM 단일댐 simulation 에 의한 홍수추적 결과

사천만쪽으로는 약 $5460\text{m}^3/\text{sec}$ 의 유량을 약 4시간 방류함으로써 결국은 최대 약 $7450\text{m}^3/\text{sec}$ 의 유량을 방류하는 것으로 나타났다. 안동댐의 경우 그림 6은 초기저수위(EI. 160m)로부터 홍수위(EI. 162.5m)까지의 $133 \times 10^6\text{m}^3$ 의 홍수조절용량을 이용하여 최대 약 $2788\text{m}^3/\text{sec}$ 를 14시간동안 방류하게 되는데(첨두유입량이 점차 줄어들어 방류량과 일치되는 시점까지의 시간 만을 고려한 것임.) 이때 최고 저수위는 162.5 m로서 안동댐의 댐마루표고 166 m 보다는 약 3.5 m 낮으므로 실질적인 홍수조절용량은 수문조작규정에 명시된 것보다 여유가 있다 하겠다. 그림 7은 남강댐과 안동댐 하류의 假想的 합류점에서의 방류량변화를 나타낸 것으로써 두 댐이 각각 단일댐으로 운영될 경우 나타날 수 있는 최대방류량이 약 $4780\text{m}^3/\text{sec}$ 임을 보여준다. 그림 8과 그림 9는 두 댐을 min-max IDP에 의해 연계운전을 하였을 경우 각 댐에서의 저수지 추적을 한 결과이다. simulation을 이용한 기법과 같은 조건에서의 비교를 위하여, min-max IDP

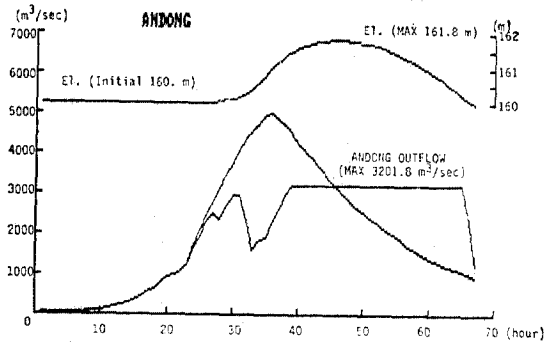


그림 9. min-max IDP에 의한 연계운영시 안동댐의 홍수추적 결과(예비방류 不許)

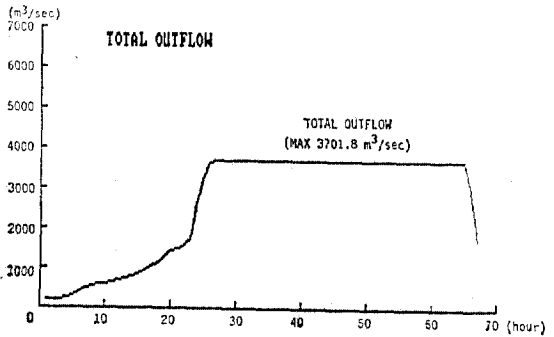


그림 10. min-max IDP에 의한 연계운영시 가상적 합류점에서의 홍수추적 결과(예비방류 不許)

를 이용한 경우도 simulation과 같은 最低貯水位와 最高貯水位, 初期條件과 末期條件을 갖도록하였다. 그림 10은 연계운영시 가상적 합류점에서의 방류량이며, 정확한 홍수예측이 가능하여 예비방류를 허용할 수 있을 경우(남강허용 최대예비방류량= $1000\text{m}^3/\text{sec}$, 안동 허용 최대 예비방류량= $2000\text{m}^3/\text{sec}$ 로 가정), min-max IDP의 연계운영에 의한 홍수추적 결과는 그림 11, 12, 13에 도시 되어있다. 표 2에는 각각의 결과를 종합하여 비교하였다.

특기할 만한 사항은 min-max IDP를 이용하여 저수지 추적을 할 때 남강댐의 본류의 첨두유량과 사천만쪽으로는 첨두유량이 나타나는 시각이 서로 다르다는 사실이며 사천만쪽 최대유량 방류 지속시간이 simulation에 의한 경우보다 긴 반면에 남강 본류쪽 최대방류 持續時間은 짧아서, 최적화 기법을 응용하면 남강본류로의 방류량을 줄일 수 있으며 또한 안동댐첨두유량 발생시각과 남강댐의 첨두유량의 發生時次를 균형

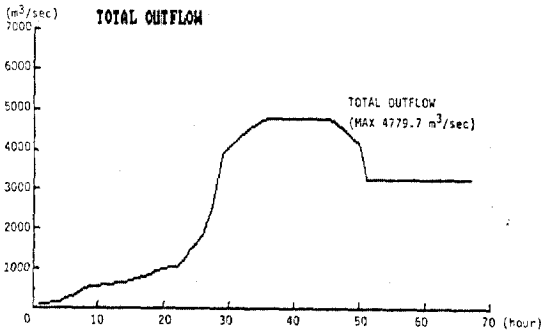


그림 7. 가상적 합류점에서의 rigid ROM 단일댐 simulation에 의한 홍수추적 결과

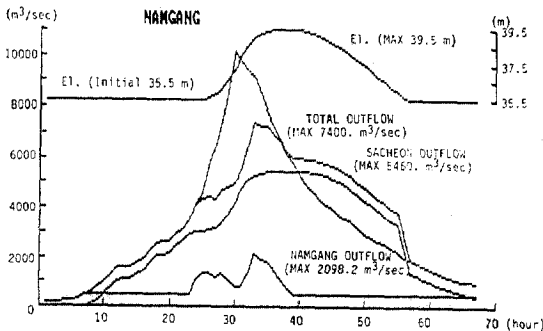


그림 8. min-max IDP에 의한 연계운영시 남강댐의 홍수추적 결과(예비방류 不許)

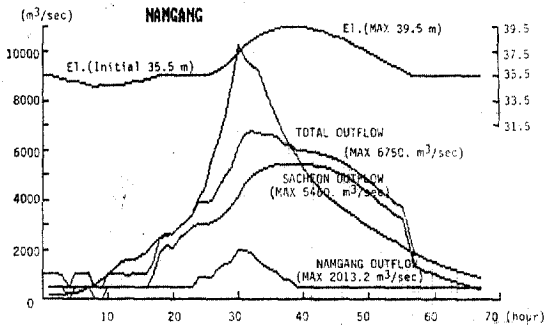


그림 11. min-max IDP 에 의한 연계운영시 남강댐의 홍수추적 결과(예비방류 許容)

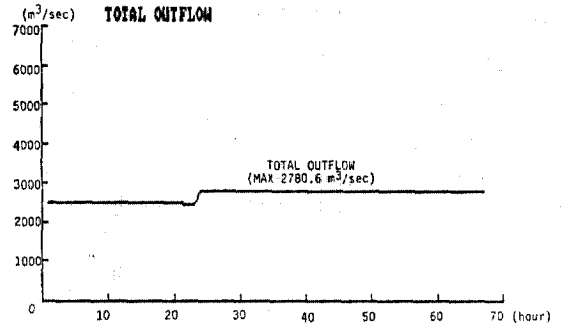


그림 13. min-max IDP 에 의한 연계운영시 가상적 합류점에서의 홍수추적 결과(예비방류 許容)

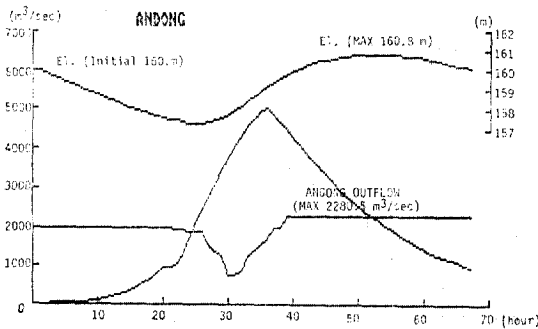


그림 12. min-max IDP 에 의한 연계운영시 안동댐의 홍수추적 결과(예비방류 許容)

있게 유지하여 합류점에서의 최대유량을 최소화 시킨다는 사실이다.

궁극적으로 simulation 과 min-max IDP 결과를 살펴보면 남강댐과 안동댐에 각각 200년 빈도의 홍수가 동시에 발생할 경우 단일댐 운영 기법에 의한 저수지조작을 하면 그림 7 과 같이

최대 4780m³/sec 의 가상적 방류량을 합류점에서 생기게 할 수 있는 반면 min-max IDP 와 같은 최적화 기법을 이용하면 그림 9 에서처럼 합류點에서의 최대 유량을 3702m³/sec 로 약 22 % 감소 시킬 수 있음을 보여준다. 만약 정확한 流入洪水水文曲線을 예측할 수 있고 豫備放流를 허용하여 최저 저수위를 제한수위 이하로 낮출 수 있을 경우는 그림 11 과 그림 12 같은 저수지 추적 결과를 얻으며, 合流點에서의 최대방류량을 그림 13 에서와 같이 2781m³/sec 로 合流點에서의 최대유량을 약 42% 정도 감소시킬 수 있음을 보여준다. 이 처럼 min-max IDP에 의한 최적연계운영 방안은 매우 유연하여서 원한다면 새로운 제약식을 추가하여 남강 본류의 방류량(simulation 에 의한 결과보다 약간 높게 나타나고 있으나 지속시간은 훨씬 짧다.)을 원하는 최대방류량 이내로 감소시킬 수도 있다.

表 2. Simulation Min-Max IDP 의 比較

		Simulation(Rigid-ROM)				Min-Max IDP(예비방류不容)				Min-Max IDP(예비방류許容)			
		최대 방류량	지속 시간	저수위변화		최대 방류량	지속 시간	저수위변화		최대 방류량	지속 시간	저수위변화	
				최소	최대			최소	최대			최소	최대
		m ³ /sec	시간	El. m	El. m	m ³ /sec	시간	El. m	El. m	m ³ /sec	시간	El. m	El. m
남 강 댐	본 류	1,992	16			2,098	2			2,013	1.5		
	사 천 만	5,460	4	35.5	39.5	5,460	6	35.5	39.5	5,460	6	34.5	39.5
	총방류량	7,452	4			7,400*	2			6,750*	2		
안 동 댐		2,788	14	160	162.5	3,202	7	160	161.8	2,277	13	157.3	160.8
가상적합류점		4,780	—	—	—	3,702	—	—	—	2,781	—	—	—

* 남강 본류로와 사천만으로의 첨두방류하는 시기가 서로 다르므로 첨두유량의 합보다 적게 나타난다.

물론 그에 따른 저수지추적의 형태의 변화는 예상하여야 할 것이다.

참고로 본 연구에서는 IBM PC-XT와 IBM 4341 computer를 사용하였으며 IBM PC-XT를 사용한 경우 8087 coprocessor 장착시에는 150번 반복계산을 수행하는데 18분 정도가 소요되었고 coprocessor 없이는 75분 정도가 소요되었다.

5. 結 論

본 연구에서는 홍수시 서로 병렬로 위치한 두 댐 하류의 合流點에서의 最大流量을 最小化하는 min-max IDP 방법에 의하여 수행하였다. 두 댐에 대한 홍수조절을 동시에 고려한 simulation 결과가 없어서 單一댐의 운영결과를 이용하여 비교를 시도하였다. 비교를 유효하게 하기 위하여 유입량의 발생시차를 단일댐의 경우와 일치시켜 놓고 그대의 유출량의 합과 본 연구의 결과를 비교하였다. 예상한대로 단일댐 운영방안에 의한 獨立인 운영을 하는 것 보다 優秀한 결과를 얻었으며 모델의 柔軟性도 입증되었다. 예를 들면 한쪽댐의 유입량을 고려하지 않을 경우 이 모델은 단일댐의 최적운영 문제로 轉換시킬 수 있고 그외의 시스템의 특수한 여건들도 제약식에 編入시켜 사용하거나 simulation 부모 모델을 추가시킬 수 있다. 따라서 병렬로 위치한, 近接한 두댐의 홍수조절문제는 min-max IDP와 같은 最適化 技法에 의하여 더 훌륭한 결과를 얻을 수 있음을 보였다.

그러나 본 연구는 실제의 流入量자료 및 댐의 諸元을 이용하기는 하였으나 연구의 편의상 대상 시스템을 意圖的으로 單純化 시킨 것으로써 실제 유역에 적용시킬 경우에는 지천유입량과 河道追跡을 고려한 simulation 부모 모델을 이용하여 合流點에서의 유량이 수정되어야 한다. 그에 따른 가장 큰 문제점으로는 계산시간의 증가를 예상할 수 있으며 實時間 운영에 적용시키기 위하여는 대개의 실제적인 computer 운영모델들이 그렇듯이 초미니(super-mini) 이상 大型컴퓨터 시스템의 사용이 必然的이라 생각된다.

그리고 min-max IDP는 전통적인 동적계획법을 적용할 때 야기되는 'curse of dimension-

ality'를 상당히 완화시켜 주므로 둘이상의 댐군에 대한 最適運營문제를 고려할 때에는 문제의 定式化를 위한 基本單位로 사용되는 것이 바람직하다. 댐의 수가 증가함에 따라 狀態變數의 차원이 증가하며 그에 따른 계산 소요시간의 증가는 기하급수적 이므로 大型컴퓨터를 이용하더라도 min-max IDP와 같은 기법은 實用的인 분석기법으로서 그 가치가 인정되며 앞으로는 이를 基本單位로 하여 계산상의 수고를 덜어 줄 수 있는 보다 나은 방법에 대한 연구가 계속되어야 할 것이다.

감사의 글

본 연구는 1987년도 과학재단의 연구비 일부 지원에 힘입어 수행된 것으로 감사의 뜻을 밝히고 rigid-ROM simulation 프로그램 개발에 도움을 준 고려대학교 공과대학 토목공학과 원석연, 이재수군과 min-max IDP 프로그램 개발에 힘써준 산업공학과 최인석군의 노고에 감사한다.

참 고 문 헌

1. 건설부, "충주 다목적댐 건설에 따른 한강홍수 예경보 프로그램개선 보고서", 한강홍수 통제소, 1985. 12.
2. 권오현, 함세진, "북한강 댐군의 최적운영을 위한 시스템 모델의 개발", 대한토목학회지, 제28권 제4호, 1980, pp.95~104.
3. 김치홍, "Dynamic Programming에 의한 홍수조절", 대한토목학회지, 제20권 제2호, 1972, pp.9~21.
4. 건설부, 南江댐 工事誌, 1970.
5. 건설부, 安東댐 工事誌, 1976.
6. 서남수, 윤용남, "단일 다목적댐의 최적운영방안을 위한 시스템의 모의기법의 응용", 대한토목학회지, 제26권 제3호, 1978, pp.99~104.
7. 양홍석, "Dynamic Programming에 의한 최적 제어", 전기학회지, 제22권 제2호, 1973, pp. 61~67.
8. 이길성, 전경수, "홍수시 소양강댐 및 화천댐의 최적운영을 위한 시뮬레이션", 대한토목학회논문집, 제6권 제1호, 1986, pp.13~24.
9. 이길성, 정동국, "홍수시 충주댐 운영방안의 비교 검토", 제18권 제3호, 한국수문학회지, 1985, pp. 225~233.

10. Bellman, R., and Dreyfus, S., *Applied Dynamic Programming*, Princeton University Press, Princeton, New Jersey, 1962.
11. Bernholtz, B., and L.J. Graham, "Hydrothermal economic scheduling, 1. Solution by incremental dynamic programming", *IEEE Trans. Power Appar. Syst.*, PAS79(12), 1960, pp. 921~932.
12. Hall, W.A., Harboe, R.C., Yeh, W. W-g., and Askew, A.J., "Optimum Firm Power Output from a Two Reservoir System by Incremental Dynamic Programming", Water Resources Center Contribution, No. 130, University of California, Los Angeles, California, October 1969.
13. Heidari, M., Chow, V.T. Kokotovic, P.V., and Meredith, D.D., "Discrete Differential Dynamic Programming Approach to Water Resources System Optimization", *Water Resources Research*, Vol. 7, No. 2, April 1971. pp.273~283.
14. Jacobson, D.H., "Second-order and Second-variation Methods for Determining Optimal Control: A Comparative Study Using Differential Dynamic Programming", *International Journal of Control*, 7(2), 175~196, 1968a.
15. Larson, R.E., *State Increment Dynamic Programming*, American Elsevier Publishing Co., Inc., New York, 1968.
16. Larson, R.E., and W.G. Keckler, "Applications of Dynamic Programming to Control of Water Resources System", *Automatica*, 5, 15~26, 1969.
17. Meredith, D.D., "Optimal Operation of Multiple Reservoir System", *J. of Hyd. Div. ASCE*, Vol. 101, pp.299~312, 1975.
18. Nippon Koei, ConsultingEngineers Tokyo, "An-dong Dam Multi-purpose Development Project", Report on Reservoir Operation Method during flood Period; Februbry, 1975.
19. Nopmongcol, P., and Askew, A.J., "Multi-Level Incremental Dynamic Programming", *Water Resources Research*, Vol. 12, No. 6, December 1976, pp.1291~1297.
20. Trott, W.J., and Yeh, W. W.-G. "Optimization of Multiple Reservoir Systems", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 99, No. HY10, October 1973, pp. 1865~1884.
21. Turgeon, A, "Incremental Dynamic Programming May Yield Nonoptimal Solutions", *Water Resources Research*, Vol. 118, No. 6, December 1982, pp.1599~1604.
22. Windsor, J.S., "Optimization Model for the Operation of Flood Control Systems", *Water Resources Research*, 9(5), pp.1219~1226, 1973.
23. Yazicigil, H, Houck, M.H., and Toebes, G.H., "Daily Operation of a Multipurpose Reservoir System", *Water Resources Research*, Vol. 21, No. 12, December 1985, pp.1797~1818.

(接受：1987. 12. 2)