

## 소양강댐 가상 파괴파의 수치모의

A Numerical Simulation for the Dam-Break Wave  
from the Hypothetical Failure of Soyanggang Dam

이상호\* · 이길성\*\*

Lee, Sang Ho · Lee, Kil Seong

## Abstract

With the uncertainty of breaching mechanism, channel roughness, and elevation-discharge relationship at the downstream dam sites, the dam break wave from the hypothetical failure of Soyanggang dam is routed by DAMBRK. Simulation results show that lower region of Seoul will be flooded in 6~8 hours which has the elevation lower than 30~20m, and most part of Chuncheon will also be flooded. The peak discharge becomes approximately 70,000 CMS at Indogyo, and 220,000~340,000 CMS at Chuncheon. Sensitivity analysis shows that the inundation feature of Seoul will hardly be affected by the failure of downstream dams.

## 요 지

파괴양상, 조도, 하류댐 지점의 수위-유량 관계 및 붕괴여부에 불확실성이 있으나, 소양강댐이 가상 파괴될 경우 댐 파괴파의 전파양상을 DAMBRK로 수치모의하였다. 모의결과, 서울은 6~8시간 내에 범람이 예상되며 표고 30~20m 이하 지역이 침수되고, 춘천의 대부분 지역이 침수된다. 침투유량은 파괴시간 1~2시간에 대하여 인도교에서 약 7.0만 CMS이고 춘천은 약 22~34만 CMS였다. 민감도 분석결과 하류댐들의 붕괴여부나 파괴양상이 서울지역에 대한 범람양상에 크게 영향을 미치지 않는다고 하였다.

## 1. 서 론

댐의 설계는 수문자료가 주어지면, 하중에 대한 구조물의 안전성, 지반의 견고성 등을 고려하여 시행된다. 그리고 통상 설계홍수위에 대한 여유고(freeboard)가 설정되며 구조물과 기초의 설계과정에도 안전율을 충분히 두게된다. 그러나 자연현상과 상태를 엄밀하게 예측 또는 인지한다는 것은 매우

어려운 일이므로 위와 같은 안전성이 고려되어 건설된 댐이라도 붕괴의 가능성을 배제할 수는 없다. 1961년의 스페인 출판물 "Revista Obras Publicas"에 의하면, 1877-1944년 사이에 파괴된 308개 댐의 파괴원인으로 여수로 용량부족을 23%, 기초의 결함을 40%, 부실시공 및 부등침하를 22%로 들고있다. 실제로 우리나라에서도 1961년 7월에 남원군 효기리에 위치한 높이 15m의 흙댐이 무너져 128명의 인명이 희생되었으며<sup>(1)</sup>, 1972년 9월에는 부산시 구덕수원지의 붕괴로 75명의 사망자가 발생했다.<sup>(2)</sup> 또

\* 정희원 · 서울대학교 토목공학과, 박사과정

\*\* 정희원 · 서울대학교 토목공학과, 부교수

한 1980년 7월에 보은군 보은읍의 獐俗저수지가 붕괴하여 읍전체가 완전히 침수되고 22명이 사망 또는 실종되었다.

사력댐이나 흙댐은 월류에 대하여 매우 취약하며, 이같은 월류는 불확실성이 내포된 설계 수문량의 크기보다 큰 홍수가 발생하거나, 저수량 提高에 상반된 방류를 해야하는 홍수기 저수지운영 등에 의해서 일어날 가능성이 있다. 국내 댐중 높이 15m를 넘는 628개의 댐은<sup>(3)</sup> 대부분이 관개용 흙댐이라는 사실은 이분야의 지속적인 연구필요성을 시사하고 있다. 한편 소양강댐은 대표적인 대규모 댐으로서 만수위에서 약 29억 m<sup>3</sup>의 저수용량을 가진 사력댐인데, 월류한다면 파괴위험성이 매우높아 하류부에 엄청난 피해를 줄 것으로 예상된다. 물론 대규모 댐이고 사력댐인 만큼 충분한 안전성을 가지고 설계되었겠지만 하류부에 서울지역이 있다는 사실로 미루어보아 가상적인 파괴영향을 분석하는 것은 의미있는 일이라 할 것이다. 본 연구에서는 소양강댐이 월류에 의해 가상 파괴되었을 때의 홍수와 전파양상을 분석하고자 한다.

## 2. 연구내용 및 방법

### 2.1 연구 동향

댐의 붕괴문제는 여러가지 부분적 문제를 수반하게 되는데 첫째가 댐파괴 과정이며 둘째, 파괴 홍수파의 전파양상 셋째, 하류부의 범람 및 사회경제적 피해상황이라고 볼 수 있다. 본 연구에서는 파괴파의 추적에 주된 관심을 기울이면서 하류지역의 범람양상을 분석하고자 한다. 그렇지만 이와 관련하여 많은 국부적 문제들이 어려움을 주는데, 소양강 하류에 있는 발전용 댐들의 붕괴 여부와 팔당댐 상류 남북한강 합류점에 대한 동역학적 추적 등이 있다. 이들은 별도의 상세한 연구를 필요로 하는 것으로서 연구범위에서 제외시켰다.

댐파괴파의 추적방법은 급격한 유량증가가 없는 개수로의 비정상류를 해석하는 방법과는 달리 충격부위(shock)의 존재를 계산에서 고려하여야 한다. 충격부위의 처리여부를 기준으로 추적방법을 분류하면 다음과 같다. 우선 충격부위를 제외한 상하류에 대해서는 보통의 비정상류 해석방법을 적용하고, 충격부위는 따로 분리하여 그부위에서만 성립된다고

가정한 다른 형태의 식을 사용하는 방법이 있다. 이렇게 하려면 충격부위를 계속 추적해 나가야 하며, 사용되는 지배방정식은 모두 1차원 모형들이다. St. Venant 식을 지배방정식으로 채택하고 수치해석 방법으로는 특성곡선법을 사용하며 충격부위는 Whitham의 가정(1955)을 사용한 예는 Sakkas와 Strelkoff<sup>(4)</sup>가 있고, Chen은 특성곡선법과 Rankine Hugonot식(bore식)을 사용하였다.<sup>(5)</sup> Rajar는 St. Venant식에 Lax-Friedrich 해법과 Lax-Wendroff 해법을 적용하였으며 충격부위를 고려하기 위하여 감쇠(dissipative)항을 첨가하였다.<sup>(6)</sup> Amein 등은 마찰이 없는 마른하도에 대하여 St. Venant식을 Preissmann 방법으로 계산하면서 충격부위의 계산은 bore식을 사용하였다.<sup>(7)</sup> Katopodes와 Schamber는 St. Venant식뿐만 아니라 zero-inertia 등의 근사식들을 이용하였고<sup>(8)</sup> Whitham의 가정이나 특성곡선법에 의존한 Smith의 방법<sup>(9)</sup>을 도입하였다. Hunt도 저수지의 형상을 사각형으로 단순화하고 파괴파의 방출과정을 準定常流로 가정하후 kinematic wave의 해석해를 유도하였다.<sup>(10)</sup> 위에서 언급한 방법들은 대부분 지배방정식을 풀기 위하여 충격부위에서 성립되는 식들을 첨가시켜 이를 따로 계산해야하는 것들이다.

반면에 수치해석시에 충격부위에서의 감쇠를 억제하고 충격파의 강도(shock strength)를 유지할 수 있는 해석방법도 시도되어 왔는데 Glaister의 근사식에 의한 Riemann해를 예로 들수 있다.<sup>(11)</sup> 또한 파괴부 주위의 유동을 해석하기 위하여 2차원 지배방정식을 채택한 예는 Fennema와 Chaudhry의 경우를 예로 들수 있는데<sup>(12)</sup>, 유한차분 음해법인 Beam and Warming 기법을 사용하여 파괴부 주위에서의 모사결과를 제시하였다. 두 연구의 특징은 충격부위를 따로 계산하지않고 수치해석 기법 내에서 이를 고려한 점이지만 실용성보다는 이론적 측면에 치중하였다.

관점을 바꾸어 실제문제에 사용되어온 모형들을 살펴보면 수문학적 추적법을 사용하는 HEC-1이 있는데 이는 충격부위를 처리하지 않는다.<sup>(13)</sup> Fread가 개발한 DAMBRK<sup>(14)</sup>는 dynamic wave식을 Preissmann형태의 4점 음해법으로 해석하는데 충격부위에 대해서는 특별한 처리를 하지않고 차분 가중치나 시간격자 간격의 범위를 제한하고있다. 수리학적

추적법을 이용하는 다른 모형들과 달리 충격부위에 대한 고려를 하지않는 근거는, Martin과 Zovne<sup>(15)</sup>도 역시 충격부위를 무시하고 계산하여 타당함이 확인된 사실에서 찾을 수 있겠다. Wurbs는 미국에서 사용중인 댐파괴파 추적 프로그램들을 비교하였다.<sup>(16)</sup> Dynamic wave의 해석으로 DAMBRK, FLOW SIM1(양해법), FLOW SIM2(음해법), 수문학적 방법은 HEC-1, 근사 추적법으로는 TR66, SMPDBK 등을 평가한 결과, 컴퓨터 설비가 충분할 때 DAMBRK가 가장 좋고, 컴퓨터 설비가 부족한 경우에는 SMPDBK가 우위에 있다고 지적하였다.

국내에서는 이종태 등<sup>(17)</sup>이 비선형 차분식의 계산과정에 double-sweep 법을 채택하여 Gauss 소거법을 사용하는 DAMBRK의 결과와 비교한 바 있다. 한건연은 fore-sweep 방법으로 호기리 댐파괴시의 홍수와 전달양상을 해석하였고<sup>(18)</sup> 급격한 댐 파괴에 따른 홍수파가 마른 하도상에 전파되는 양상을 이동 Hartree 기법으로 해석하였다.<sup>(19)</sup> 이창훈과 이길성은 HEC-1과 DAMBRK, SMPDBK의 장단점을 비교하여 DAMBRK의 우수성을 지적하였고 간편성과 경제적인 면에서는 SMPDBK가 좋다고 평가했다.<sup>(20)</sup> 댐파괴파의 여러가지 추적법에 대하여 검토한 이길성<sup>(21)</sup>의 견해에 의하면, 각 방법이 장단점이 있으므로 상황에 따라 선택되겠지만, 수치해석의 문제인 안정성(stability)에 대한 제약을 덜 받고자 한다면 양해법을 제외시켜야 하고, 정확성을 보장하자면 근사해석법이나 수문학적 추적법을 피해야 할 것이다.

본 연구에서는 특정댐의 가상적 파괴에 따른 댐파괴파의 하류전달 양상을 분석하고자 하는 것으로 기존의 프로그램을 이용하고자 하며, 언급한 바와 같이 DAMBRK가 현재까지는 가장 우수한 모형이므로 이를 채택하였다.

## 2.2 댐파괴파의 추적

DAMBRK로 다룰 수 있는 흐름상태는 常流, 射流 모두이며, 이들이 함께 존재해도 계산 가능하다. 또한 유체성질로는 보통의 Newtonian 유체 뿐만 아니라 진흙이나 選鑛 부스러기를 동반한 non-Newtonian 유체도 고려할 수 있다. 그리고 하류에 설치된 댐이나 교량, 지류의 유입, 하천의 彎曲 등을 적절히 표현할 수 있으며, 홍수터나 제의지로의 浸透, 관개 시설로의 유출등도 처리할 수 있다. 이들에 대한

상세한 설명과 파괴유량의 계산과정 등은 DAMBRK 사용설명서<sup>(14)</sup>에 詳述되어 있으므로 생략하고, 추적에 사용되는 지배방정식부터 기술하면 다음과 같다.

$$\text{연속 방정식} : \partial Q/\partial x + \partial(A + A_o)/\partial t - q = 0 \quad (1)$$

$$\text{운동량 방정식} : \partial Q/\partial t + (\beta Q^2/A)/\partial x$$

$$+ gA(\partial h/\partial x + S_f + S_e + S_s) = 0 \quad (2)$$

여기서 Q와 h는 미지수로서 유량과 수위이고, A는 유효(active) 단면적, A<sub>o</sub>는 비유효(inactive) 단면적, q는 횡 유입량, β는 운동량 보정계수, S<sub>f</sub>는 마찰경사, S<sub>e</sub>는 단면의 확대/축소 경사, S<sub>s</sub>는 non-Newtonian 흐름의 내부 점성감쇠를 고려하는 손실경사 項이다. 이 식들은 하천의 만곡이나 단면의 확대/축소, non-Newtonian 흐름 등을 고려하여 Saint Venant식을 확장한 형태이다. 위의 식은 Preissmann 형태의 4점 음해법을 사용하여 해석되며 본 연구에서 사용한 가중치는 θ=0.6 이다.

초기조건은, 소양강댐의 '84년 9월 2일 17시의 유량 5500 CMS에 횡유입량들을 累加시켜 각 지점의 초기유량을 정한 뒤 定常 不等流계산을 수행하여 구한다. 上流 경계조건은, 常流일 때 (파괴)유량으로 주어지고 射流에서는 (파괴)유량과 함께 Manning 식이 사용되는데, 본 연구에서는 (파괴)유량을 사용하였다. 사용가능한 下流 경계조건들을 나열하면, 단일곡선을 이루는 수위-유량관계, 후술되는 식 (3)과 (4)로 표시되어 실행중 계산되는 환상(loop) 수위-유량관계, 한계수심에 대한 수위-유량관계, 시간의 함수로 주어지는 수위자료가 있다. 이들중 본 연구에서는 187.8Km 떨어진 월곶리의 조석 계산값<sup>(22)</sup>을 사용하였는데 위의 네번째 조건에 해당된다. 그리고 본 논문의 주된 결과를 模擬하는데 사용한 것은 아니지만, 하류 경계조건으로 선택할 수 있는 것중에서 흐름이 하도의 성질에만 支配받으며 환상 수위-유량관계를 나타내는 다음식의 적용결과를 후술하였다.

$$Q_N = (1/n)A_N^{5/3}/R_N^{2/3} S^{1/2} \quad (3)$$

$$S = (h_{N-1} - h_N)/\Delta x_{N-1} + (Q_N' - Q_N)/[0.5g(A_N + A_{N-1})\Delta t] + (Q_{N-1}^2/A_{N-1} - Q_N^2/A_N)/[0.5g(A_N + A_{N-1})\Delta x] \quad (4)$$

여기서,  $R_N$ 은 N 단면(하류단)의 動水半徑이고  $Q_N'$ 은 이전 시간준위(previous time level;  $t-\Delta t$ )에 대한 유량값이다.

DAMBRK에서는 파괴된 댐의 하류에 여러개의 댐이 있어 이들이 붕괴되더라도 고려할 수 있는데, 순차적(sequential) 방법에서는 하류댐에서의 경계 조건을 다음식으로 하여 여러개의 댐구간을 순차적으로 계산한다.

$$Q = Q_b + Q_s \quad (Q_b : \text{파괴부 유량}, Q_s : \text{여수로 유량}) \quad (5)$$

그렇지만 댐 직하류 단면의 흐름이 하류부의 영향을 받을 경우에는 동시적(simultaneous) 방법을 써서 댐을 내부경계의 짧은 구간으로 보고 다음식을 적용한다.

$$Q_i = Q_{i+1}, \quad Q_i = Q_b + Q_s \quad (6)$$

여기서  $i$ 는 공간격자를 나타내는 첨자이며, 이 방법에서는 각 하류댐에서 여수로 지점의 수위-유량 관계자료를 입력하여야 한다. 본 연구대상의 하천 체계는 짧은 거리에 많은 저수지가 있어 하류의 영향을 받을 것이므로 동시적 방법을 사용한다. 한편 팔당댐 상류에서는 북한강과 남한강이 합류하는데 이들중 한쪽의 하도에 상대적으로 많은 유량이 흐르면 그 하도의 수위가 상대적으로 높아진다. 이는

팔당댐이 흐름을 가로막고 있어 더욱 커지며, 높아진 수위는 유량이 작은 반대편 하도로 전파되어 그 하도의 흐름방향을 거꾸로 역전시키는 逆流현상이 일어날 수 있다. 이러한 현상을 올바르게 모의하기 위해서는 수지형 하천의 합류점에 대한 동적인 계산을 거쳐야 한다. 그런데 DAMBRK는 樹枝形 하천 체계에 대한 계산 프로그램이 아니므로 연속방정식에서 기술한 비유효 단면적으로의 유량분배로 이를 보완하였다. 이를 위하여 남북한강의 합류점 아래 짧은 간격의 단면 세개를 배치하고 가운데 단면에 비유효 단면적을 설정하였다. 비유효 단면적에 의하여 세 단면 사이에 형성된 부피는 남한강을 따라서 하도주위에 저류될 수 있는 부피와 같도록 하였다.

### 3. 하천체계 및 가상 파괴상황

#### 3.1 하천체계

소양강은 댐하류 11.8Km 지점에서 북한강에 지류로서 유입되며 그 하류에 홍천강이 유입되고 팔당댐 상류에서는 남한강과 북한강이 합류된다(그림 1). 그리고 한강의 하구에는 월곶리가 자리잡고 있다. 소양강댐부터 팔당댐 상류까지는, 춘천의 비교적 河幅이 넓고 하천변의 경사가 완만한 지역을 제외하고는 계곡의 좁은 수로로 되어있다. 팔당의 좁은 계곡에서 하구에 이르는 한강 본류는 완만한 하상

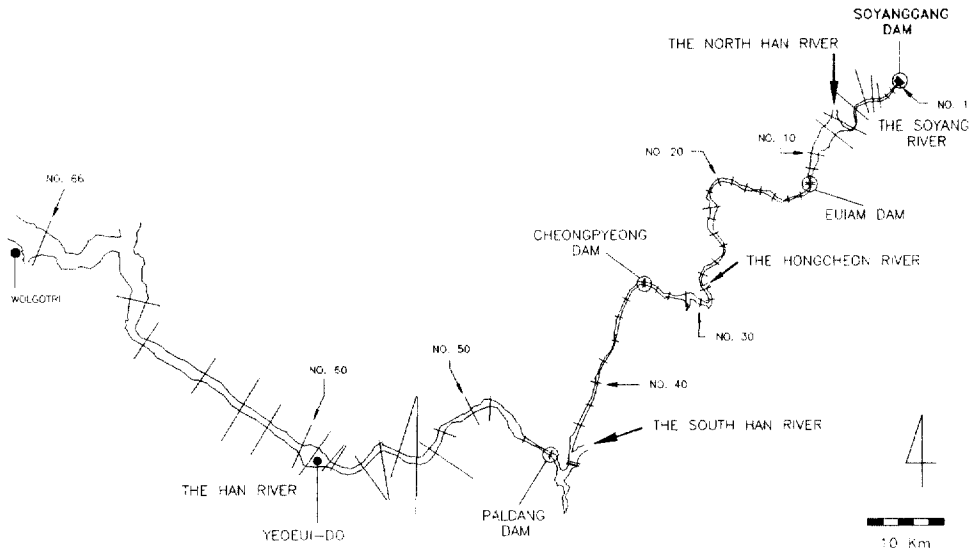


그림 1. Plan View of the River System and Cross Sections

경사, 낮은 河岸과 넓은 氾濫구역등으로 특징지워진다. 대상 하천체계의 모식도를 그리면 그림 2와 같고 그림 3에서는 각 댐의 상대적 크기를 나타내었다. 표 1에서는 각댐의 제원을 기술하였으며, 그림 1에서는 선택된 하천단면의 상대적 위치를 나타냈다. 횡단선의 길이가 하폭을 넘어 긴 부분은 하천변의 경사가 작은 곳이고 작은 부분은 제곡에 해당하는 단면이다.

계산격자의 수는 66개인데 급격한 유량증가가 있는 소양강댐 하류부근은 1km 간격으로 격자를 배치하다가 북한강 합류부 주변부터 청평댐까지는 2km 내외, 청평댐 하류부터 팔당댐까지는 약 3km, 한강 본류는 3~6km로 배치하였다. 그리고 하류댐

지점에는 제체 직상류와 직하류에 단면을 배치하여 간격이 수십 미터에 불과하지만 이들 단면은 식(6)에서 언급된 내부경계로 처리된다. 그런데 DAM-BRK의 실제계산에서는 배치된 계산격자의 간격이 1.609km(1 mile)를 넘을 경우에, 그 하도구간의 중간에 1.609km 간격으로 보간한 단면을 형성하여 계산에 추가시킨다.

하천 단면자료는 시기는 다르더라도 대부분 구간별로 조사된 바 있으나 본 연구를 수행한 시기는 '90년 이어서 이용가능한 자료는, 팔당댐 하류에 대하여 한강종합개발 기본계획 단면<sup>(23)</sup>과 하상변동 조사 보고서<sup>(24)</sup>, 의암댐부터 청평댐까지의 하천정비 기본계획 자료<sup>(25)</sup>였다. 그리고 하천 단면도에 수록되지 않은 높은 수위의 자료는 1:25,000 지형도를 이용하였고 저수지화된 팔당 상류 구간은 1920년대 1:50,000지형도도 참조하였다. 즉 팔당댐과 청평댐의 하상고는 알고 있으므로 이를 선형 보간하여각 단면지점의 하상고를 정한후, 1920년대 지형도상에서 표시된 하폭을 바다하폭으로 정한뒤 나머지 수위는 1:25,000 지형도의 등고선으로부터 하폭을 결정하였다. 그림 4에서는 위와같이 1920년대 지형도를 이용하였을 때 근래 하천정비 기본계획 단면자료와의 차이점을 상대적으로 비교한 실예이다. 비교 지점은 청평댐 상류 16Km(section No. 26)로서 첨가된 면적은 설계홍수위까지의 면적에는 25%이고 댐과 피에 의한 최고수위까지의 면적에는 7%였다. DAM-BRK에서는 최고 8개까지 수위에 대한 하폭을 입

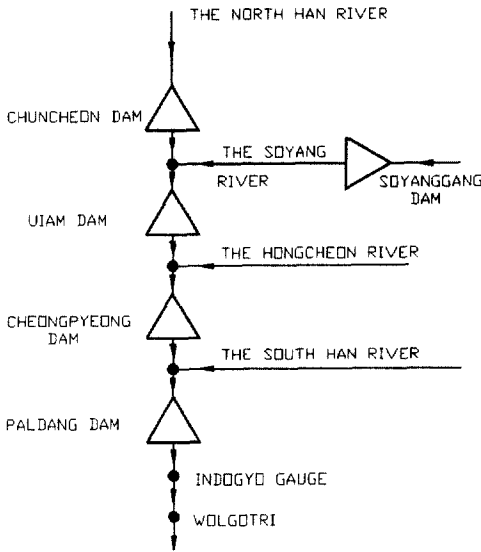


그림 2. Schematic Diagram of the River System

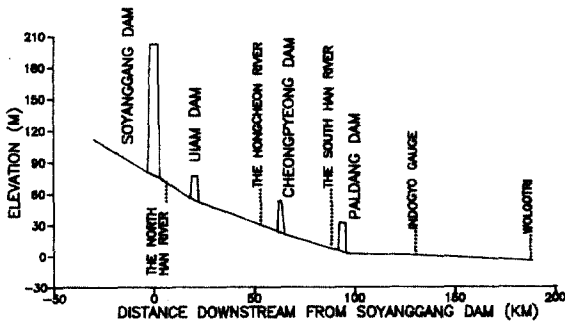


그림 3. The Dams and the River Profile

표 1. 댐 제원

댐 이름	소양강	의 암	청평	팔당
형 식	중심 삼벽형 사력	가동 언형 잠언	콘크 리트 중력식	가동 언형 잠언
댐정상부 표고(m)	203	77	53	32
댐 바닥 표고 (m)	78	53.9	22.6	4
댐 정상부 폭 (m)	447	293	470	575
여수로마루표고 (m)	185.5	57	41	9
최대 방류량 (CMS)	5,500	16,000	20,730	38,000
총저수량(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	2,872	80	185.5	244

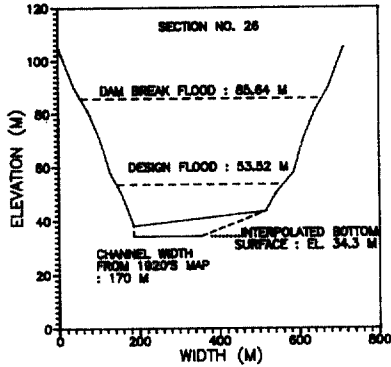


그림 4. A Cross Section Compared with 1920's Topographical Data

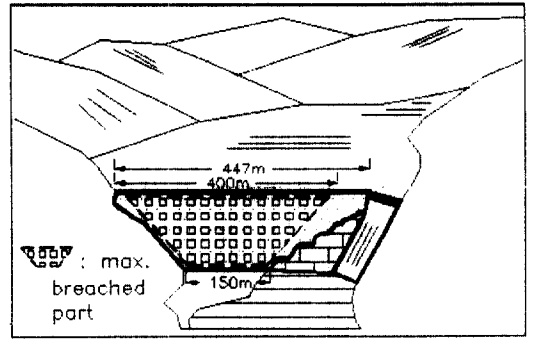


그림 5. The Region of Hypothetical Failure for Soyanggang Dam

력시키는데, 하폭의 길이만 같으면 단면형상에 관계없이 동일한 자료가 입력된다.

### 3.2 파괴상황

소양강댐 파괴시 상황은 수위가 만수위 198m 에 다다랐던 '84년 홍수의 경우로 상정하였는데, '84년 9월 2일 17시의 실제 저수위는 197.79m<sup>(26)</sup>였지만, 가상 파괴상황은 이 때에 저수위가 댐의 최대 높이인 203m에 이르렀고 그로부터 월류하여 파괴가 일어난다고 가정하였다. 하류의 횡 유입량은 당시의 조건으로 추산하였는데, 이렇게 하면 소양강댐이 월류하게되는 상황의 수문량보다 적은 유입량으로 계산하는 것이된다. 즉 소양강댐 수위가 댐정상부에 이른다는 것은 홍수시 만수위를 5m 이상 초과한다는 것인데 이럴 경우에 한강의 다른 유역에서도 '84년 보다 훨씬 많은 비가 내릴 것으로 예상되기 때문이다.

파괴 수문곡선에 영향을 미치는 요소로서 저수량, 파괴시간, 파괴폭, 파괴시 월류수심 등이 있다. 이와 같은 여러가지 요소를 가정한다는 것은 매우 어려운 일이지만 문헌을 통하여 각 요소들의 경중을 가릴 수는 있겠다. 먼저 댐이 파괴될 때 최대 월류수심은 0.15~0.61m의 범위에 있음이 실제자료를 통해 제시되었으나<sup>(27)</sup> 저수량이 큰 경우에 월류수심이 첨두 유량에 미치는 영향은 매우 작음을 밝히고 있다. 소양강댐의 경우 매우 큰 저수량을 가졌으므로 저수위가 댐 정상부에 이르렀을 때 파괴된다는 가정은 수문곡선의 첨두부 크기에 별다른 영향을 미치지

않을 것이다. 또한 첨두유량의 크기는 파괴부의 폭에 영향받는데, 실제로 파괴되었던 fill 댐의 경우에 대부분의 댐이 바닥까지 파괴가 진행되면서 폭방향으로는 접합부(abutment)까지 파괴되어 전체형상은 사다리꼴을 이룬 점으로 보아<sup>(28)</sup> 댐 정상부가 대부분 파괴된다고 가정하였다. 그래서 파괴폭은 댐정상부를 400m, 댐바닥을 150m로 가정하고, 측면경사는 1:1인 사다리꼴로 가정하였다. 그림 5에 정면에서 바라본 파괴부위를 표시하였다. 또한 위의 논문에서는 실제 붕괴된 42개의 댐 자료로부터, 10분~7시간에 이르는 파괴시간과 제거된 체체재료의 양과의 상관성을 분석하였는데, 흙댐의 경우에는 제거된 양이 커짐에따라 파괴시간도 커지는 점을 지적하였다. 그러나 사력댐 등을 포함하여 흙댐이 아닌 경우에는 파괴시간이 체체재료의 양과 관련이 없음도 지적하였다. 본 연구에서는 소양강댐의 가상 파괴시간을 1시간으로 가정하여 주된 결과를 기술하였으며 1.5, 2시간인 경우로 변경시켜 분석한 결과를 비교하였다.

하류 콘크리트 댐의 붕괴는 댐높이를 초과한 월류수심이 일률적으로 5m에 이르렀을 때 발생하는 것으로 가정하였다. 그리고 콘크리트 기동체가 전도나 활동을 하는 것으로 보고, 파괴시간을 0.1시간으로 계산하였고 파괴폭은 의암 청평 팔당댐에 대하여 각기 29, 27, 46m로 가정하였는데 이는 1개의 교대와 인접한 수문에 해당하는 폭이다. 또한 전술한 바와 같이 DAMBRK에서는 하류댐에서 여수로 부분의 수위-유량관계를 입력자료로 주어야 하는데, 여수로

가 아닌 부분의 붕괴라면 문제가 없으나 여수로 부분의 붕괴라면 파괴유량과 입력된 수위-유량관계에서의 유량이 파괴부분에서 중복되므로 과대한 계산이 수행된다. 이 밖에 non-Newtonian 흐름의 점성손실이나 재외지로의 침투, 서울지역에 있는 교량, 수중보 등은 무시하고서 계산을 수행하였다.

#### 4. 예비계산

##### 4.1 조도계수와 횡 유입량

조도계수를 추정하는 것은 매우 중요한 일이지만 북한강의 경우 현재의 하도부분에 이용한 자료가 부정확한 편이어서 추정하기 어렵고, 주된 통수단면인 현재 최고수면 위로의 양쪽 하안은 추정할 방법이 없다. 그래서 전형적인 값<sup>(29)</sup>을 참고하여 0.03-0.05로 하도의 조도를 입력하였고(표 2), 팔당담부터 인도교까지만 현재 하도부분에 대하여 추정하였다. 팔당담 '84년 9월 2일 방류량의 하도추적 결과를 인도교지점의 실측 침두수위 13m와 비교한 결과(그림 6) 그 구간의 n은 0.031로 추정된다. 추

표 2. 운변의 상태에 따른 Manning 계수 n

구간	운변의 상태		
	河道	河道위의 裸地,草地	숲 또는 도시구역
소양강담~춘천	0.04		0.05
춘천~청평담	0.03	0.04	0.05
청평담~팔당담	0.03	0.035,0.040	0.05
팔당담~월곡리	0.031		0.05

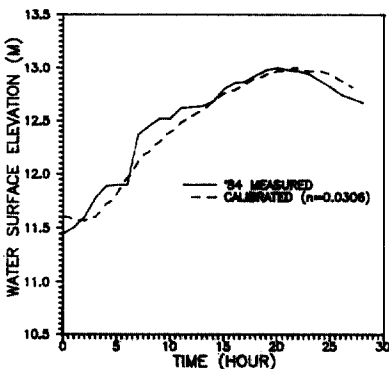


그림 6. Stage Calibration at Indogyo

정된 조도계수를 이용한 침두수위는 12.99m이고 시각은 9월 2일 23시 50분 경이었다.이 때 도달시간은 홍수통제소의 경험자료<sup>(30)</sup>인 "30,000 CMS 일 때 3시간 10분"과 비교할 때 약 40분 늦었다. 한편 실측 수위는 팔당담 직하류에서 9월 2일 19시에 최고 25.1m였고 인도교에서는 20시에 최고에 이르렀다. 팔당담 최고수위 시점으로부터 1시간 후에 인도교 지점이 최고수위에 이른 점과는 달리, 조도 추정시에는 3시간 50분만에 최고수위가 된 이유는 팔당담 하류의 횡 유입량을 고려하지 않았기 때문이라고 생각한다. 만일 횡유입량을 고려하여 조도를 추정한다면 침두수위 발생시각이 보다 잘 일치할 것으로 생각된다. 지류와 남한강, 북한강의 유입량은 당시 상류댐의 방류량<sup>(26)</sup>을 DAMBRK로 하도추적하여 하류댐의 유입량에서 除함으로써 얻었다(그림 7).

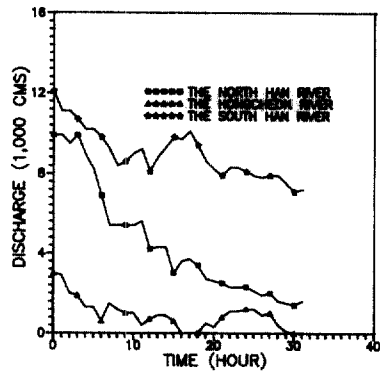


그림 7. Lateral Inflows

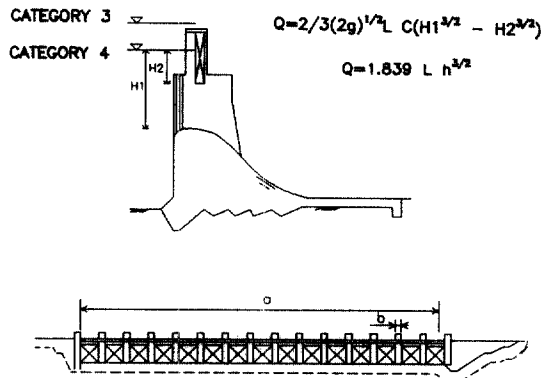


그림 8. Typical Elevation-Discharge Calculation

## 4.2 하류댐 여수로의 수위-유량 곡선

경계조건에서 언급했듯이 하류댐을 내부경계로 처리할 때에는 여수로에서 여수로 마루 위로의 수위-유량관계를 입력시켜야 한다. 여수로 부분(그림 8에서 a)의 수위-유량계산은 다음의 몇가지 범주로 구분되며, 댐 높이를 초과한 수위에서는 교대(그림 8에서 b)를 통한 월류도 포함시킨다.

- (1) 계산시작시('84년 9월 2일 17시) 저수위와 그 부근 유량의 선택(category 1)
- (2) 댐높이보다 낮은 수위에 대한 기존 자료의 수위-유량관계(category 2)<sup>(31)</sup>
- (3) 저수위가 개방된 수문의 최상단보다 낮고 댐 높이보다 높은 경우(category 3)
- (4) 저수위가 개방된 수문의 최상단보다 높은 경우(category 4)

의암댐과 청평댐의 수위-유량계산에서 (3)의 경우에 대한 여수로의 유량은 orifice 공식을 사용하여 구하고 교대로의 월류는 광정 위어공식을 사용한다.

$$Q = 2/3 (2g)^{1/2} L \cdot C (H1^{3/2} - H2^{3/2}) \quad (7)$$

$$Q = 1.839 L \cdot h^{3/2} \quad (8)$$

여기서 L은 여수로 또는 월류부의 폭이고 H1, H2는 그림 8에 정의한 바와 같다. C값은 Design of Small Dams<sup>(32)</sup>를 참조하였다. (4)의 경우 추가로 수문의 최고높이를 초과한 유량을 상기 광정 위어공식으로 계산한다. 이 때의 수위는 여수로 마루에서 저수위까지의 높이와 여수로 부분의 폭에 의한 통수 단면적으로 구한 평균유속을 접근속도로 보고 이의 효과를 감안하였다.

팔당댐 방류량은 하류부의 수위에 영향을 받는데 Hydraulic Design Criteria<sup>(33)</sup>로부터,  $h_s$ (하류수위-여수로 마루 높이;그림 9)를  $G_o$ (수문하단 높이-여수로 마루)로 나눈 값( $h_s/G_o$ )과 관련된 잠수(submerged)

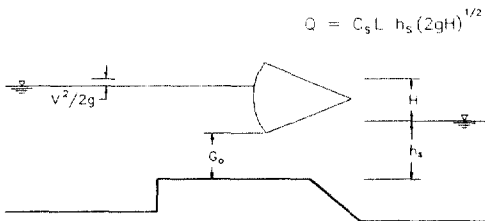


그림 9. Submerged Elevation-Discharge Calculation(Paldang Dam)

유량계수  $C_s$ 를 이용하여 결정하였다.

$$Q = C_s \cdot L \cdot h_s (2 \cdot g \cdot H)^{1/2} \quad (9)$$

먼저 유량 Q를 정하면 하류의 단면에 의해 하류수위  $h_s$ 가 결정되고 유량계수  $C_s$ 를 읽는다. 그 후 저수지의 수위를 가정하면 유수단면적을 정할 수 있으므로 Q를 단면적으로 나누어 단면 평균유속 V를 계산한 후, 속도수두  $V^2/2g$ 를 저수위에 더하면 H를 결정할 수 있다. 이들로부터 식(9)에 의한 유량 Q를 계산한뒤 본래 가정한 유량과 비교한다. 이러한 시산과정을 거쳐 본래 정해진 유량과 가정한 저수위에 의한 유량의 차가 오차범위에 들면 계산을 멈추고 하나의 유량-저수위 쌍으로 결정한다. 그리고 다른 유량에 대해서도 마찬가지로 계산을 수행한다. 그림 10은 이들 계산의 결과이다.

## 4.3 수치해의 수렴성

이 논문에서 채택한 하류 경계조건-월꽃리 조석 계산값-을 사용하기 이전에 인도교 지점을 하류경계로 지정하여 계산을 수행한 바 있다. 그런데 2.2절에서 언급한 河道支配 조건(식 3,4)을 사용하였을 때는, 댐파괴 홍수파가 도착하기 이전까지 模擬되다가 하류단에서 유량이 급격히 증가할 때 수치해가 수렴하지 않았다. 이 때 하류단 부근의 하상경사는 0.197(m/Km)이었는데, 실제 하상경사와는 상관없이 이경사의 약 4배인 0.740(m/Km) 이상을 사용한 경우는 수렴하였다. 즉 하상경사가 상대적으로 작으며 常流흐름을 나타낸 본 연구에서 식 (3),(4)를 하류 경계조건으로 사용할 수 없었다. 이와는 달리 이종태

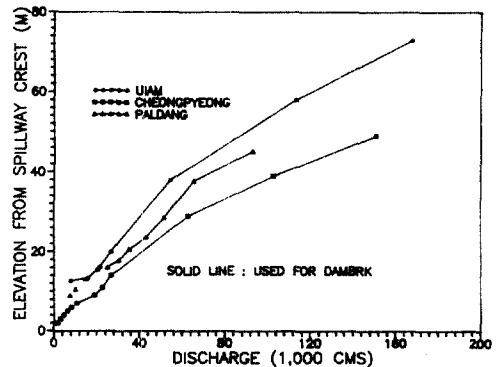


그림 10. Elevation-Discharge Curves



등의 Teton 댐 파괴에 대한 연구에서는<sup>(17)</sup> 하류단 부근의 경사가 1.255(m/km)였고 수렴성에 별다른 문제가 없었다.

여기서 하도지배 하류 경계조건과 하상경사가 가지는 연관관계는 다음과 같이 살필 수 있다. 즉 식(2)에서  $S_e$ 와  $S_b$ 를 무시하고  $h=y+z$  ( $y$ : 수심,  $z$ : 하상고)를 대입하여  $S(=S_b)$ 를 경사항들로 표시하면 식(10)와 같다.

$$S = -\partial Q/\partial t/gA - (Q^2/A)/\partial x/gA - \partial y/\partial x - z/\partial x \quad (10)$$

식(4)는 위의 네 편미분항을 하류단인  $N$ 단면과  $N-1$ 단면의 값들을 이용하여 차분근사한 것이다. 이때  $-\partial z/\partial x$ 는 하상경사항이  $S$ 의 근사 계산에서 차지하는 부분이 되겠다. 위에서 기술한 사항들로부터 하류단 하상경사의 크기는 常流의 경우에 하도지배 경계조건을 사용할 때 수렴성에 영향을 미치는 것으로 생각된다. 그렇지만 본 논문에서 고찰된 경우만 가지고는 결론을 내리기 어려우므로 추후에 검토해야 할 사항으로 생각한다.

또한 최심하상의 현장자료를 그대로 사용했을 때 수도치의 수렴성에 문제를 일으킨다. 즉 완만한 부(-)경사에서는 문제되지 않았으나 청평댐 상류 구간중 -1.07(m/Km)의 부(-)경사를 갖는 부분에서는 홍수추적 과정중 수렴하지 않았다. DAMBRK에서는 이같은 부경사 단면을 평활화(smoothing) 할 수 있는데, 상하류 단면 하상고에 0.25, 부경사 단면 하상고에 0.5의 가중치를 곱하여 합한 값을 사용했다.

## 5. 모의결과 및 민감도 분석

### 5.1 댐파괴파의 모의결과

소양강댐의 파괴는 파괴시간 1시간에서 최대 53.8만 CMS의 유량을 댐 직하류부에 형성시킨다. 이는 하류부로 전파되면서 130.0Km 떨어진 서울의 인도교에서 6시간 후 유량이 3.7만 CMS에 이르고 14.6시간까지 유량이 계속 증가하며 첨두유량은 7.0만 CMS로 감소되었다(그림 11). 각 지점에서의 최고 수위는 그림 12에서 볼 수 있는데 천호대교 상류 1.4Km 부근의 제방고 21.4m, 난지도의 제방고 14.2m와 비교하여 볼 때 각기 제방 위로 약 8.4~5.8m

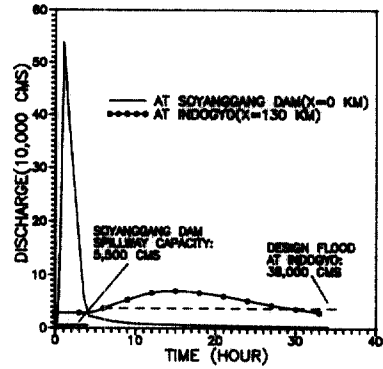


그림 11. Dam Break Hydrographs

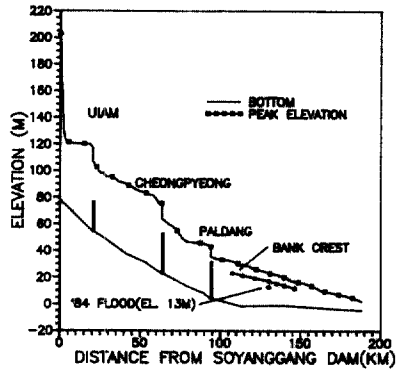


그림 12. Peak Elevation Profile

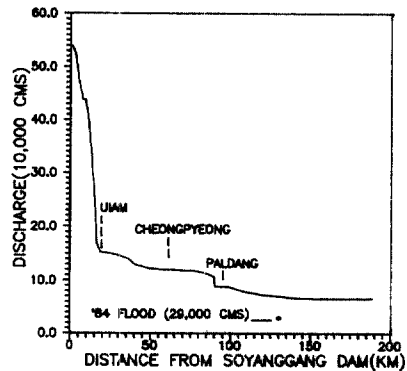


그림 13. Peak Discharge Profile

까지가 하도로 변하게 된다. 즉 표고(EL.) 29.8m (천호대교 상류) 20.0m(난지도 부근) 이하의 저지대에 댐파괴파가 범람하게 된다. 춘천은 대부분이 EL. 120m이하의 지역인데 이곳에서 댐파괴파의 수위가 120.2m까지 상승하므로 춘천의 전지역이 물에 잠

표 3. 최고수위/침투유량과 도달시간

지 점	유하거리 (Km)	최고수위 (m)	침투유량 / 최대방류량(CMS)	최고수위/침투유량 도달시간(HR)	침수시간(HR) (기 준)
춘 천	13.04	120.17/대부분 120m이하	339,768	3.10/ 1.30	
의암댐	20.34	116.99/ 댐정상부 77m	151,039/16,000	3.15/ 2.95	14 (댐정상부)
청평댐	63.36	75.40/ 댐정상부 53m	119,061/20,730	4.95/ 4.95	15 (댐정상부)
팔당댐	93.88	42.98/ 댐정상부 32m	87,657/38,000	9.50/ 9.05	19 (댐정상부)
인도교	130.00	23.10/제방높이 17.4m	69,871	17.60/14.60	27 (인접제방 15.3m)

기게된다. 그림 13은 침투유량의 지점별 크기를 보여준다. 주목할 점은 춘천지역(소양강댐 하류 약 15 Km)을 거치면서 넓은 하도 및 비유효 단면적에 저류되어 급격한 유량감소를 보이는 것이다. 표 3에서는 춘천과 인도교, 각 댐지점에서의 최대값들을 제시했다.

### 5.2 범람지역(서울)의 표시

그림 14에서는 인공위성 자료인 TM(Thematic Mapper) 자료상에 3" (약 90m) 간격 수치 지형 고도자료(Digital Topographic Elevation Data)를 이용하여 서울의 범람지역을 표시하였다. 하도를 가로지른 선들의 끝은 하천단면의 최고수위에 해당하는 범람하도 兩岸이다. 그리고 각 단면선들의 끝을 연결하여 그림의 다각형상이 되었다.

그림 15는 수치 지형 고도자료의 화상에서 저지대를 몇개의 고도등급으로 나누어 그 부분만을 절단한 뒤 TM화상에 중첩시킨 것인데 댐과피파 추적 계산단면을 넓게 택함으로써 단면 중간지역의 범람양상을 나타내기 어려운점을 보완할 수 있다. 그림 16은 이와같이 보완된 서울의 범람지역도이다.

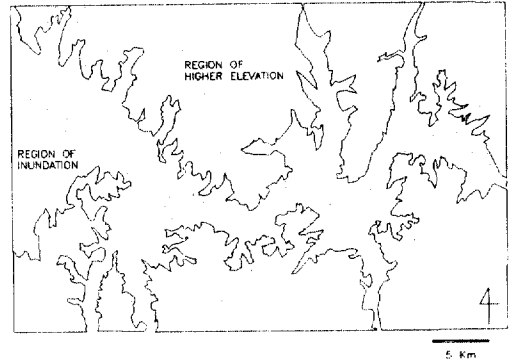


그림 16. Corrected Inundation Map of Seoul Area

표 4. 파괴시간과 최고수위/침투유량 관계

파괴시간 (HR)	지 역	최고수위 (m)	침투유량 (CMS)	최고수위/ 침투유량	
				도달시간(HR)	도달시간(HR)
1.0	춘 천	120.17	339,768	3.10/1.30	
	인도교	23.10	69,871	17.60/14.60	
1.5	춘 천	120.11	271,819	3.45/1.65	
	인도교	23.08	69,759	17.95/14.95	
2.0	춘 천	119.97	221,400	3.85/2.20	
	인도교	23.06	69,651	18.30/15.30	

### 5.3 민감도 분석

파괴시간을 1시간에서 1.5, 2시간으로 변경한 결과 춘천 지점에서 침투유량은 많은 변화를 보이지만 최고수위와 도달시간은 별다른 변화를 보이고 있지 않다(표 4). (파괴시간을 6시간까지 변경시켜 보았으나 인도교 지점의 변화는 미미하였다.)

하류댐의 파괴폭 변화에대한 결과를 표 5에 제시하였다. 의암, 청평, 팔당댐의 파괴폭이 본래 가정된 값에 대해 각기 약 2, 4, 3배 크게 파괴되었을때, 춘천에서의 최고수위와 침투유량은 각기 0.3%, 0.03

% 감소한다. 이는 의암댐이 춘천 하류에 위치하고, 침투유량 도달이전에 부분파괴가 일어난 뒤 이 때 부터 보다 많은 유량을 하류로 유출시킴으로써 의암댐 상류의 최고수위와 침투유량을 감소시킨 결과이다. 또한 인도교에서는 최고수위가 2% 증가하고 침투유량은 5% 증가한다. 인도교는 팔당댐 하류에 위치하기 때문에 위의 논의와 반대로 유량이 증가한다. 이러한 하류댐의 파괴폭에 따른 결과로부터,

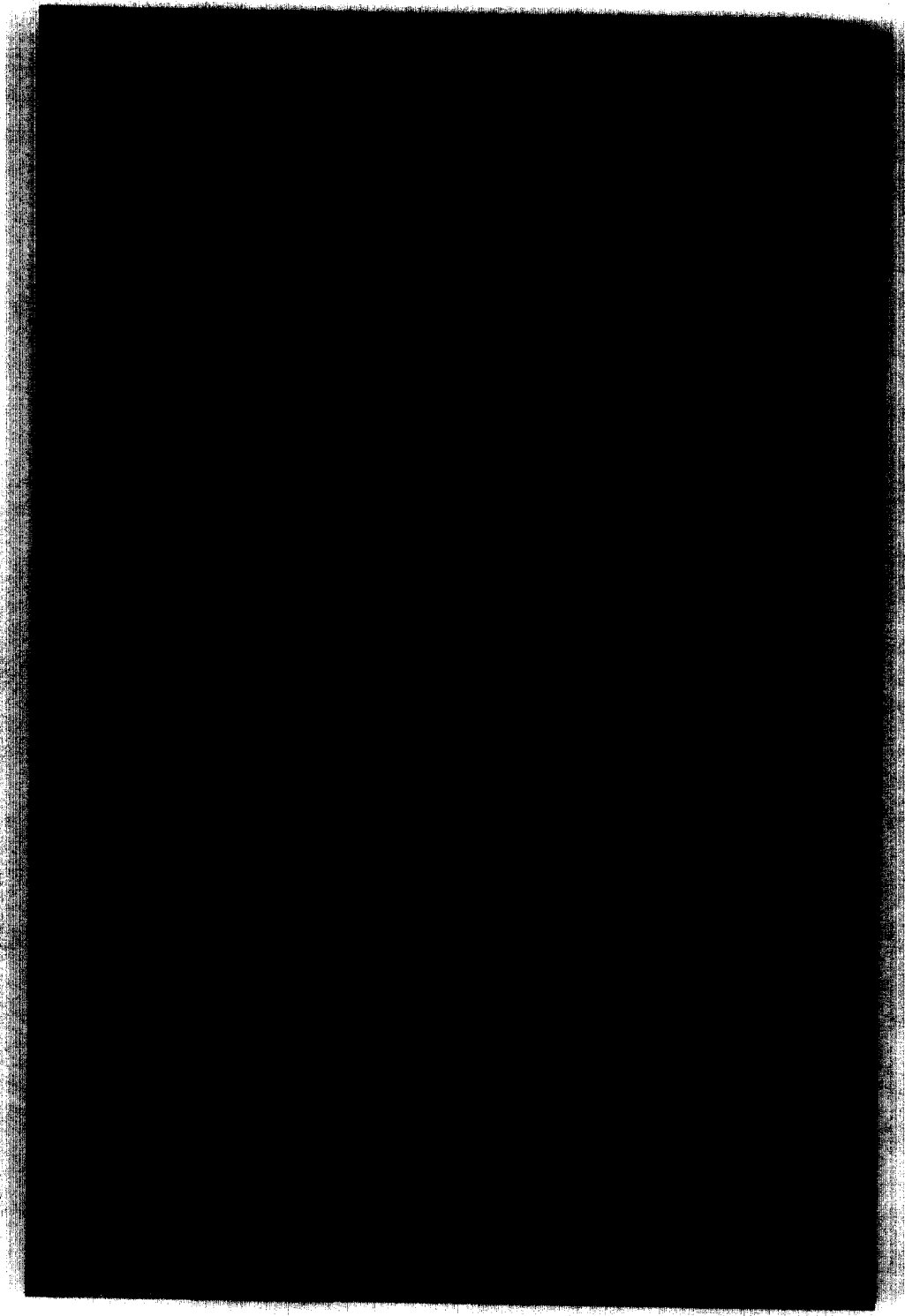
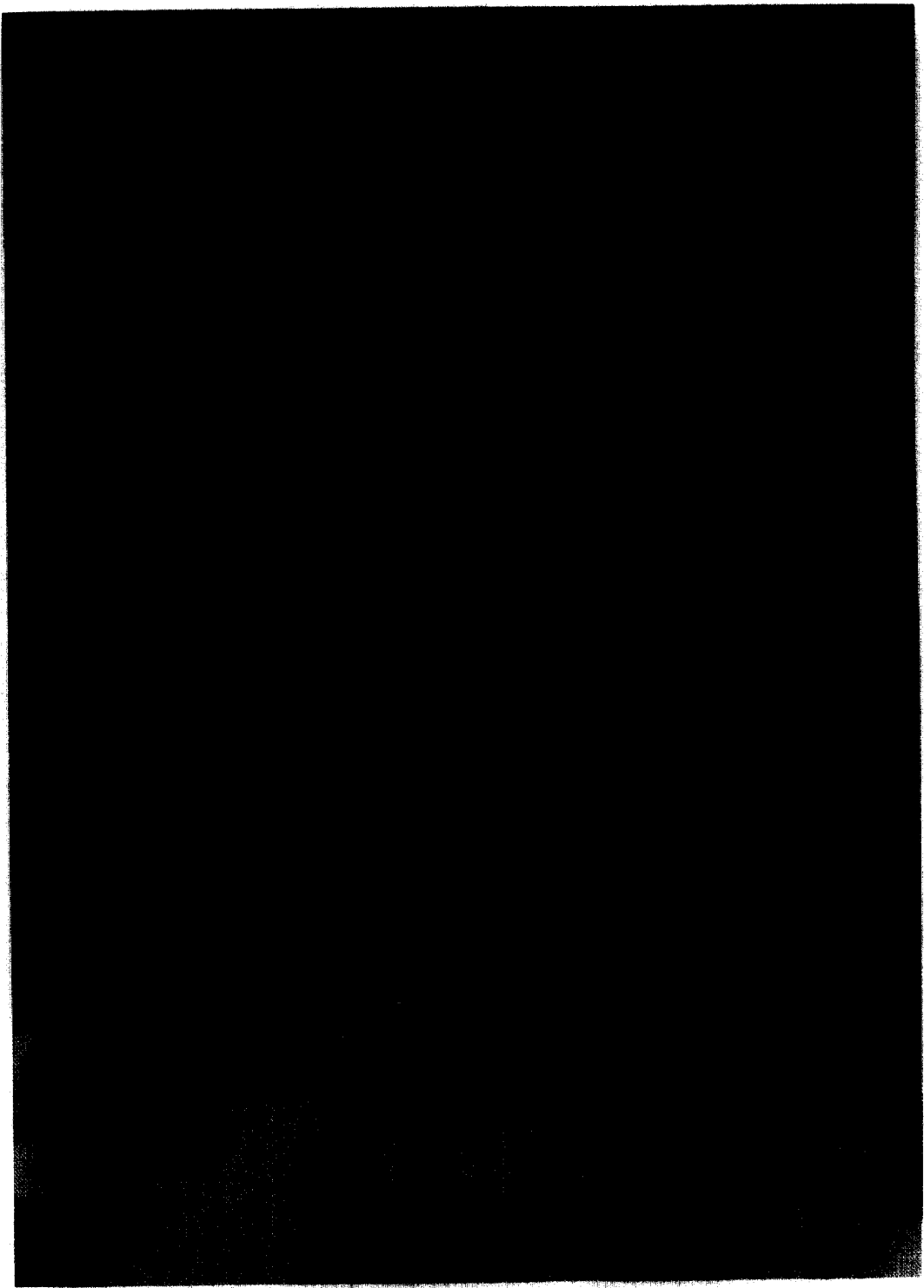


그림 14. Computational Inundation Polygon



**표 5. 파괴폭과 최고수위/침두유량 관계**

파괴폭 (m)	지역	최고수위 (m)	침두유량 (CMS)	최고수위/ 침두유량 도달시간 (HR)
의암 : 29 청평 : 27 팔당 : 46	춘천	120.17	339,768	3.10/1.30
	인도교	23.10	69,871	17.60/14.60
의암 : 59 청평 : 118 팔당 : 144	춘천	119.79	339,664	3.10/1.30
	인도교	23.57	73,125	16.55/13.75

주) 댐 정상부 폭:의암-293m,청평-470m,팔당-575m

**표 6. 월류수심과 최고수위/침두유량 관계**

월류수심 (m)	지역	최고수위 (m)	침두유량 (CMS)	최고수위/ 침두유량 도달시간(HR)
파괴 안됨	춘천	120.68	339,880	3.10/1.30
	인도교	22.52	66,271	18.80/15.80
11 m	춘천	120.20	339,879	3.10/1.30
	인도교	23.15	70,373	17.70/14.65
5 m	춘천	120.17	339,768	3.10/1.30
	인도교	23.10	69,871	17.60/14.60

주) 댐의 높이 : 의암-77m, 청평-53m, 팔당-32m

하류댐의 여수로 부분이 붕괴되어 형성되는 유량이 작으므로 미리 입력된 여수로 수위-유량관계의 유량과 중복되어 과대 계산되는 문제가 중요하지 않음을 알 수 있다.

하류댐의 파괴시 월류수심을 변경한 결과는 표 6에 제시하였다. 춘천의 경우는 의암댐이 파괴되지 않을 때에 비하여 파괴시 월류수심이 11m, 5m일때 최고수위가 각기 0.40%, 0.42% 낮아지므로 의암댐의 배수효과가 작아짐을 반영한다. 인도교에서는 팔당댐이 파괴되지 않을 경우보다, 월류수심 5m에서 파괴되었을때 최고수위가 2.6% 증가하나 월류수심 11m의 경우는 2.8% 증가한다. 최고수위 도달시간은 월류수심 5m 일때 17.6시간으로 1.2시간 빨라지고 11m일때는 17.7시간으로 5m 일 때와 별다른 차이가 없다. 결론적으로 하류댐의 파괴폭이나 파괴시 월류수심은 서울지역에 큰 영향을 주지 못한다. 이는

하류댐이 모두 발전용댐으로 저류능력이 매우 작기 때문이다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 월류에 의한 소양강댐의 가상파괴시 댐파괴파의 전파양상을 모의하였다. 소양강댐과 하류댐의 상세한 파괴양상이나 조도의 결정, 하류댐 지점에서의 수위-유량관계 등에 많은 불확실성이 있으나, 선택된 가정하에서 댐파괴파의 하류전파에 대한 모의결과를 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

우선 예비계산에서 드러난 문제점으로는, DAM-BRK의 河道支配 경계조건이 하상경사가 완만하고 흐름이 常流인 경우에 사용되지 못한 점과 급격한 부(-)경사 단면은 수치해의 수렴성에 영향을 줄 수 있다는 점이였다. 범람지역에 대한 모의결과 소양강댐 가상파괴로 인한 홍수파는 춘천을 완전히 물에 잠기게 하므로 비상 소개대책이 필요하며 서울의 저지대도 소개대책이 필요하다. 특히 파괴후 약 6~8 시간이 지나면 벌써 서울에 범람이 예상되므로 이에 대처할 수 있는 소개시간이 매우 짧다. 또 서울 지역의 표고 30m(천호대교 상류)~20m(난지도 부근) 이하 저지대가 광범위하게 침수되므로 사력댐인 소양강댐이 월류되지 않도록 적절한 홍수시 저수지운영이 필요하다. 하류댐의 파괴폭이나 파괴시 월류수심의 변화는 춘천과 서울지역에 큰 영향을 주지 못하였다. 그리고 소양강댐의 파괴시간은 춘천의 경우 침두유량에 큰 변동을 주나 최고수위는 변화가 매우작고, 서울에는 유량과 수위 모두 큰 변화를 주지 못하는 것으로 나타났다.

이제까지 열거한 결과들은 여러가지 고려하지 못한 요소들과 불확실성이 있는 상태에서 얻어진 것으로서 전반적인 양상을 파악하는 하나의 연구성과에 불과하다. 그러므로 이같은 결과가 수공학에 전문지식이 없는 일반인들에게 알려질 때에는 매우 세심한 주의가 요구된다. 만일 보다 정확한 해석을 요구할 경우에는 열거된 항목들 하나하나를 검토, 평가한 후에 적합한 결과를 산출해야 할 것이다. 향후 연구과제로는 남한강 합류점과 같은 역류지점에서의 시간에 따른 수지형 하도 추적, 범람유역에 대한 2차원 해석 등이 있겠다.

## 감사의 말

이 논문은 과기처 보고서<sup>(34)</sup>의 일부로서 재정적 지원에 사의를 표합니다. 또한 수치 지형 고도자료를 사용할 수 있도록 하여 준 시스템 공학센터 10그룹과, 이자료의 영상처리에 도움을 준 범아측지안 철호 선생님, 박병욱씨에게 심심한 감사의 뜻을 전합니다.

## 참고 문헌

1. 조선일보, 1961. 7. 13, 7.14.
2. 한국일보, 1972. 9. 15.
3. KNCOLD, *Major Dams in Korea*, 1984, p.1
4. Sakkas, J. G., and T. Strelkoff, "Dam-Break Flood in a Prismatic Dry Channel", *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 96, No. HY12, Dec. 1970, pp. 2581-2610.
5. Chen, C., "Laboratory Verification of a Dam-Break Flood Model", *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 106, No. HY4, April, 1980, pp.535-556.
6. Rajar, R., "Mathematical Simulation of Dam-Break Flow", *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 104, No. HY7, July, 1978, pp.1011-1026.
7. Amein, M., J. C. Li, and T. S. Wu, "Direct Computation of Dam Break Waves", *Proceedings of the Conference on Frontiers in Hydraulic Engineering*, ASCE, New York, 1983, pp.331-336.
8. Katopodes, N. D., and D. R. Schamber, "Applicability of Dam-Break Flood Wave Models", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 5, May, 1983, pp.702-721.
9. Smith, E., "Border Irrigation Advance and Ephemeral Flood Waves", *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, ASCE, Vol. 98, No. IR2, June, 1972, pp. 289-307.
10. Hunt, B., "Dam-Break Simulation", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 6, June, 1984.
11. Glaister, P., "Approximate Riemann Solutions of the Shallow Water Equations", *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 26, No. 3, 1988, pp.293-306.
12. Fennema, R. J., and M. H. Chaudhry, "Implicit Methods for Two-Dimensional Unsteady Free-Surface Flows", *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 27, No. 3, 1989.
13. U.S. Army Corps of Engineers, *HEC-1 Flood Hydrograph Package*, 1981.
14. Fread, D. L., *The NWS DAMBRK Model: The Theoretical Background/User Documentation*, Na-

- tional Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Md., 1988.
15. Martin, C. M., and J. J. Jovne, "Finite Difference Simulation of Bore Propagation", *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 97, No. HY7, July, 1971, pp.993-1010.
16. Wurbs, R. A., "Dam-Breach Flood Wave Models", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 113, No.1, January, 1987, pp 29-46.
17. 이종태, 한건연, 이정식, "Earth Dam의 가상 파괴로 인한 홍수파의 예측 모형", *대한토목학회 논문집*, 제 6권, 제 4호, 1986, pp.69-78.
18. 한건연, "하천에서의 홍수파 해석을 위한 수치모델의 개발", *한국수문학회지*, 제 20권, 제4호, 1987, pp.285-294.
19. 한건연, "댐의 파괴형태와 하도부 양상에 따른 홍수파의 전달특성 해석에 관한 연구", *한국수문학회지*, 제 23권 제 4호, 1990, pp.467-476.
20. 이창훈, 이길성, "댐파괴 모형의 비교평가", *한국수문학회지*, 제 22권 제3호, 1989, pp.323-330.
21. 이길성, "댐 파괴파의 홍수추적에 관한 고찰", *한국수문학회지*, 제20권, 3호, 1987, pp.191-196.
22. 해양연구소, "해양 정보 시스템 프로그램", *해안재해 예보 시스템 연구(IV)*, 1988.
23. 서울특별시, *한강 종합개발 기본계획 수리모형실험(1차) 보고서*, 1982.
24. 건설부, *한강 하상변동 조사보고서*, 1981.
25. 건설부, *하천정비 기본계획*, 1988.
26. 건설부, *재해 연보*, 1984, pp.246-267.
27. Singh, K. P., and A. Snorrason, "Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models", *Journal of Hydrology*, Vol. 68, 1984, pp.295-310.
28. MacDonald T. C., and L. M. Jennifer, "Breaching Characteristics of Dam Failures", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 5, May, 1984, pp.567-586.
29. Chow, V. T., *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, 1959, p.112.
30. 건설부 한강 홍수통제소, *한강 홍수에경보*, 1987, p.379.
31. 건설부 한강홍수통제소, *충주 다목적댐 건설에 따른 한강 홍수에경보 프로그램 개선 보고서*, 1985.
32. Bureau of Reclamation, *Design of Small Dams*, United States Department of Interior, 1977, p.386.
33. U.S. Army Corps of Engineers, *Hydraulic Design Criteria*, 1973, p320-8.
34. 과학기술처, *국토자원 관리를 위한 통합지리정보 시스템 개발(II)*, 한국 과학기술연구원 시스템 공학센터, 1990. 11.

(接受 : 1992. 2. 28)