Earth Dam의 가상파괴로 인한 홍수파의 예측모형

A Forecasting Model for the Floodwave Propagation from the Hypothetical Earth Dam-Break

李 鍾 泰* Lee, Jong Tae

韓 健 淵** Han, Kun Yeun

李 正 植*** Lee, Jung Sik

Abstract

The floodwave propagation resulting from the earth dam-break is studied. DBF (Dam-Break Floodwave) model based on the dynamic wave equation is presented by introducing Preissmann scheme and double sweep algorithm.

DBF model is applied to the Teton dam, and the numerical results have good agreements with the data observed in the peak elevation profile, the peak discharge, the flood travel time and the flooded area.

요 지

본 연구에서는 earth dam의 파괴로부터 야기되는 유출수문곡선을 유도하고, 홍수파가 자연하도를 통하여 하류로 전파되어 나가는 과정을 추적하기 위하여 dynamic wave equation을 구성하고, 이 식을 Preissmann scheme과 double sweep 법을 이용하여 해석하는 DBF (Dam Break Floodwave) 모형을 개발하였다.

본 모형을 Teton dam에 적용하여 댐 파괴로 인한 홍수파의 첨두수위, 첨두유량, 도달시간 및 범람 범위 등을 계산하였고, 실측자료와의 비교검토를 통하여 본 모형의 적용성을 입증하였다.

1. 서 론

댐의 파괴로 인한 홍수파는 다른 어떤 강우로 인한 유출의 경우에 비교될 수 없을 정도로 그 규모가 크고 하류부에 미치는 인명 및 재산의 피해는 막대하다. 지난 100여년 동안에 지구상에는 무려 200여개의 댐이 붕괴되어 11,100여명에 달하는 인명이 희생되었다. 실제로 우리나라에서도 1961년 전남 남원군 효기리에 위치한 관개용수용 earth dam이 붕괴되어 128명의 인명이 희생되었고, 1980년에는 충북 보은군 보

* 정회원·경기대학교 공과대학 부교수, 토목공학과

** 정회원·경북대학교 공과대학 전임강사, 토목공학과

*** 정회원·금오공과대학 전임강사, 토목공학과

청천 유역에서 소규모의 소류지들이 연쇄적으로 유실되었던 경험이 있었으며, 1984년 9월 한강유역에서의 홍수는 댐의 적절한 수문조작과 아울러 가상파괴에 대한 연구의 필요성을 증대시켰다. 현재 우리 나라의 기존 2,000여개의 관개용 댐의 95% 이상이 earth dam이며, 기타 대 소규모의 사력댐들이 산재해 있는 바 이들의 예상하지 못한 파괴로부터 발생되는 홍수파를 해석하는 수리학적 해석모형의 개발은 방재공학적인 면에서 매우 긴요하다고 판단된다.

댐 파괴로 인한 홍수파가 하류로 전파되어 나가는 과정을 해석하기 위한 노력은 간략한 실용식에 의한 방법에서 부터 대형 전자계산기가 요구되는 복잡한 방법에 이르기까지 광범위하게 다루어져 왔다. 댐 파괴로 인한 홍수파의 예측모형을 개발하기 위한 그 기본 해석수법에 관하여는 많은 선택의 여지가 있으나 이를 크게 두가지로 구분하면 수문학적인 방법과 수리학적인 방법으로 대별할 수 있다.

수문학적 방법은 하도내에서의 유출입량 및 저류량의 변화에 관한 연속 방정식으로 구해진다. 이러한 종류의 모형은 일반적으로 그 해석이 간단하고 적용하기가 쉽다. 한편 수리학적 방법은 개수로에서의 부정류에 관한 de Saint Venant 식으로 알려진 연속방정식과 운동방정식으로 구성된 비선형 편미분방정식의 해를 구하는 것이 그 기본이다. 이 방법은 그 해를 구함에 있어서 보다 복잡한 과정을 거치나 일반적으로 하도의 흐름을 보다 정밀하게 해석할 수 있다.

수문학적 모형에는 Muskingum 법, modified Puls 법 또는 kinematic wave 법 등이 있다. 수리학적 모형에는 그 해법을 조금씩 달리하는 여러 종류의 유한차분법, 특성법, 유한요소법 등을 이용하고 있다.

현재까지 알려진 많은 예측모형들 중에서는 수리학적 모형으로서 de Saint Venant 식을 기본으로 하고 implicit 유한차분법에 의하여 해석하는 구조의 모형이 가장 정확하고 안정하다는 것이 USGS[1]의 각종 모형에 대한 비교 연구결과에서나, N.D. Katopodes[2]의 비교연구에서 얻어진 결론들이다. 따라서 본 연구에서 채택한 모형의 구조도 이러한 형식을 취하면서, 기본항들의 처리수법과 그 해석수법에 관하여 독립적으로 검토된 모형, DBF(Dam Break Floodwave)를 제시하였다. 본 모형의 적용성을 검토하기 위하여 파괴 당시의 자료수집이 비교적 용이한 Teton dam에 적용하였으며, 그 계산결과를 실측자료들과 비교검토 하였다.

2. Earth Dam 파괴와 유출수문곡선의 특성

Earth Dam 파괴의 특성은 댐 자체를 구성하는 토립자의 침식에 의한 점차적인 파괴이다. Overtopping에 의한 파괴는 댐의 높이와 저수지내의 수위차가 대략 0.5 m 이내가 되면 댐마루부(dam crest)의 가장 약한 하류단이 침식됨으로써 파괴가 시작되고 이 때 발생되는 강한 유속으로 인하여 세굴이 급격히 증대되다가 파괴부가 침식성이 작은 자연지반에 이르면 중지된다. Piping이나 seepage에 의한 파괴는 물이 제체를 통하여 누수되면서 공동을 형성하게 되고, 댐 하류단을 침식하면서 발생되는데 누수되는 유속이 증대됨에 따라 토사들을 대량으로 유실시키면서 댐 마루부가 무너져 내리고 overtopping의 경우와 유사한 형태로 파괴가 진행된다. 실제로 earth dam의 파괴원인에 대한 Johnson과 Illes[3]의 조사에 의하면 적절하지 못한 여수토에 의하여 발생하는 overtopping이 전체 파괴의 35%이고 piping, seepage가 25%이다. 미국의 Missouri주 지질국에 의하면 주내에서 조사된 39개 댐 중 24개가 overtopping으로 인한 파괴의 위험이 있는 것으로 보고된 바 있고[4] USCOLD/ASCE의 댐 파괴 조사자료에 의하여도 overtopping 및 piping, seepage 등에 의한 파괴가 거의 대부분을 차지하고 있다[5].

댐 파괴로 인하여 발생되는 유출 양상에 영향을 미치는 인자로는 파괴부의 형태, 크기, 파괴시간 등이며 이들을 예측하기에는 불확실한 면이 많지만, 파괴부의 형태는 비교적 규칙적인 사다리꼴로 보아 측벽면경사 $Z(0 \leq Z \leq 1)$와 폭 B 등의 값을 적절히 선택하므로써 일반화 시킬 수 있다. 이때 임의의 시간에서의 파괴부의 평균폭, 파괴시간, 파괴속도에 관하여서는 Fread[6]의 견해가 비교적 타당한 것으로 받아들여지고 있는바, 기왕의 댐 파괴에 관한 여러 자료들로

부터 파괴부의 평균폭 $\bar{B}$와 댐의 높이 H는, $H \leq \bar{B} \leq 3H$의 범위에 있으며, 비교적 견고하게 축조된 earth dam의 경우에 파괴시간 T는 $0.5 \leq T \leq 3.0$hr의 범위임을 밝힌 바 있다[6,7,8].

댐 파괴로 인한 유출수문곡선을 유도하기 위하여서는 일반적으로 순간파괴(sudden release)의 경우를 제외하고는 저수지내로의 유입량과 유출량의 따른 저수용량의 변화가 고려된 저류방정식이 사용된다. 임의의 시간 t에서의 총유출량 Q는 파괴부를 통한 유출량 Q_b와 비파괴부를 통한 유출량 Q_s의 합으로 표시된다.

Overtopping에 의한 파괴의 경우에는 넓은마루웨어의 공식이, piping의 경우에는 오리피스의 유량공식이 사용되었는데, 이들은 저수지내의 수위, 파괴부의 형상 및 하류부 수위 등의 함수로서 다음식에 의하여 결정된다.

$$Q_b = C_1\beta(h-h_b)^{1.5} + C_2\beta(h-h_b)^{2.5} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$Q_s = C_3(h-h_b)^{1.5} + C_4 \cdot a(h-h_g)^{0.5} + C_5(h-h_{dm})^{1.5} + Q_t \quad \cdots\cdots(2)$$

여기서, C_1, C_2 : 넓은마루 직사각형웨어 및 삼각형웨어의 유량계수

C_3, C_4, C_5 : 여수토, 수문 및 댐 마루부에서의 유량계수

h, h_b : 임의의 시간에서의 저수지 수위 및 파괴부의 높이

h_{dm} : 댐 마루부의 높이

h_g : 수문의 높이

Q_t : 기타 유출량

a : 수문의 유출단면적

β : submergence factor

결국 유출입량에 대한 저류방정식은 다음의 (3)식으로 표현되는데 이 식을 다시 유한차분의 형태로 바꾸고, 미지의 수위에 대하여 Newton-Raphson의 반복계산법을 이용하여 그 값을 구하게 된다. 보통 5~6회의 반복계산으로 h의 값을 계산할 수 있으며, (1), (2)식으로 부터 유출수문곡선이 유도된다.

$$ds/dt = Q_i(t) - Q_b(h,t) - Q_s(h,t) \quad \cdots\cdots(3)$$

여기서, $\frac{ds}{dt}$: 시간에 따른 저수용량의 변화율

$Q_i(t)$: 저수지내로의 유입량

$Q(h,t)$: 저수지로부터의 유출량

3. 홍수파의 해석

3.1 기본방정식

댐 파괴로 인한 유출수문곡선이 유도되면 하류부에서의 홍수파의 도달시간, 유량, 수위, 범람범위 등이 하도의 홍수추적과정을 통하여 예측되어야 한다. 댐 파괴로 인한 홍수파의 특징은 첨두유량의 값이 과거에 동일유역에서 발생되었던 강우—유출에 의한 홍수파의 경우보다도 그 값이 수배이상 크고, 수문곡선의 상승기점에서 첨두발생까지의 시간이 매우 짧게 나타나 매우 큰 가속성분의 영향이 발생한다는 것이다. 그러므로 이러한 경우에 있어서는 dynamic wave method에 의한 수리학적 추적방법이 관성력과 자유수면의 변화에 따른 압력항의 영향을 고려할 수 있고, 또한 제방, 교량, 지류부 등에 의한 하류부에서의 영향도 다룰 수 있어 매우 효과적이다.

Dynamic wave method는 다음의 연속방정식과 운동량방정식으로 구성되는 1차원 de Saint Venant 식으로 표현하였다(식(4), (5)).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b_t\frac{\partial y}{\partial t} - q_l = 0 \quad \cdots\cdots(4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\eta\frac{Q^2}{A}\right) + gA\left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f + S_e\right) + W_f \cdot b - q_l \cdot v_l = 0 \quad \cdots\cdots(5)$$

여기서, x는 하천 흐름방향으로의 거리 t는 시간

Q, y, A는 각각 (x,t)에서의 유량, 수심 및 단면적

b_t, b는 하천의 전단면 수면폭과 유수단면 수면폭

q_l, v_l는 측방 유출입량과 그 유속

S_0, S_f, S_e는 각각 수로바닥경사, 마찰경사, 단면변화경사(expansion contraction slope),

η는 운동량 보정계수

W_f는 바람응력의 전달계수

또한 (5)식에서 $\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 = \frac{\partial h}{\partial x}$로 기술되며 S_f, S_e, W_f의 값은 각각 다음과 같이 표현된다.

$$S_f = \frac{n^2 g|Q|Q}{A^2R^{4/3}} \quad \cdots\cdots(6)$$

$$S_e = \frac{k\Delta(Q/A)^2}{2g \cdot \Delta x} \quad \cdots\cdots(7)$$

$$W_f = C_w(V_w^2\cos\alpha) \quad \cdots\cdots(8)$$

여기서, n는 Manning의 조도계수

R는 경심, Δx는 계산구간거리

C_w는 마찰계수, V_w는 바람의 속도

α는 바람의 방향과 수로흐름과 이루는 각

k는 수로단면의 축소 및 확대에 의한 손실계수(0.0±1.0)

이상의 (4)~(8) 식들에서 표현된 기본방정식으로부터 댐 파괴로 인한 홍수파가 자연하천에 전파되는 양상을 해석하는 데 고려된 내용을 좀 더 자세히 기술하면 다음과 같다.

(1) 마찰손실 및 단면변화 손실

수로바닥의 형상, 비탈면에서의 피복상태, 장애물 또는 만곡의 영향 등에 의한 흐름의 저항을 고려하기 위하여 조도계수 n값은 수로의 구간별로 수위 또는 유량의 함수로 표시될 수 있도록 하였는데, 경우에 따라 계산결과는 이 값에 대하여 대단히 예민할 수 있다. 또한, 하천교각 등의 영향을 비롯한 단면의 급격한 확대, 축소부에서 발생하는 국지적인 손실의 효과는 (7)식의 k의 값으로 고려되고 있는데 (+)는 축소부 (−)는 확대부를 각각 표시하고 있다.

(2) 저류효과 및 바람의 영향

주 수로와 연결되어 있는 소류지 또는 하폭이 급격히 넓어지는 경우에는 저류효과가 고려되었으며 이 경우의 x방향 유속은 주단면 유속에 비하여 무시할만 하므로 흐름을 소통시키지는 않고 저류만 시키는 역할을 하도록 유수단면과 구분하였다.

(3) 측방향 유출입량

댐 파괴로 인한 홍수의 경우에 있어서는 대단히 큰 유량이 소통되어 수로의 제방이나 홍수터의 대부분을 범람시키므로 상당한 유량손실이 있게된다. 이것은 주로 비교적 건조상태에 있는 제방을 통한 침투량, detention storage에 의한 손실량, 정상적으로 흐름을 소통시키지 못하는 하도에서 발생하는 월류 범람량 등이 고려되어야 한다. 이러한 손실량은 예측하기가 매우 어려우나 본 연구에서는 임의의 구간 j에서의 측방향 유출량$(q_l)_j^n$는, 최대손실유량 q_m가 최대유량일때 발생된다고 보아 다음의 식으로 표현하였다.

$$(q_l)_j^n = \frac{Q_j^n - Q_j^1}{(Q_m)_j - Q_j^1} \cdot q_m \quad \cdots\cdots(9)$$

여기서, Q_j^n : 시간대 $n\cdot\Delta t$에서 j점에서의 유량

Q_j^1 : j점에서의 초기 기저유량

$(Q_m)_j$: j점에서의 추정된 최대 홍수파의 유량

한편, 지류 또는 지하수의 유입이 있는 경우에는 그 유입량과 그 방향성을 고려하였다.

댐 파괴로 부터의 홍수파해석을 위하여 이상에서 특별히 고려된 여러 항들의 영향을 도입하여 구성되어지는 (4), (5) 식들은 독립변수 x, t와 x, t, h, Q의 함수이거나 상수로서 이루어진 쌍곡선형 비선형 편미분 방정식이다.

3.2 Preissmann Scheme

댐 파괴에 의한 홍수파와 같은 장기간의 부정류해석을 위해서는 implicit 법이 시간 간격의 선정 및 정도 면에서 매우 적합한 방법이다. 많은 형태의 implicit scheme이 개발되었지만 Preissmann[9]에 의하여 처음으로 개발된 weighted four-point method는 경제조건의 도입이 용이하고, 다양한 거리간격을 사용할 수 있으며, 해의 안정성 및 수렴성의 면에서 매우 우수하다. 그 기본 구조는 x-t 영역에서 이산형 격자망의 형태로 구성되어지는데 함수 $f(x,t)$에 대한 미분값들은 다음과 같이 차분화하게 된다.

$$\frac{\partial f}{\partial x} \simeq \theta\frac{f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta)\frac{f_{j+1}^n - f_j^n}{\Delta x} \quad \cdots\cdots(10)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \simeq \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n}{2\cdot\Delta t} + \frac{f_j^{n+1} - f_j^n}{2\cdot\Delta t} \quad \cdots\cdots(11)$$

$$(x,t) \simeq \frac{\theta}{2}(f_{j+1}^{n+1} + f_j^{n+1}) + \frac{1-\theta}{2}(f_{j+1}^n + f_j^n) \quad \cdots\cdots(12)$$

이제 식 (10), (11), (12)을 식 (4), (5)에 대입하여 정리하면 $h_j, Q_j, h_{j+1}, Q_{j+1}$의 항들로 구성된 한 쌍의 비선형 대수방정식이 유도된다. 비선형식들을 해석하기 위하여서 Taylor의 급수전개방법을 사용하였다[10]. 즉,

$$f_j^{n+1}(h,Q) = f_j^n + \Delta f = f_j^n + \frac{\partial f_j}{\partial h}\Delta h_j + \frac{\partial f_j}{\partial Q}\Delta Q_j + \frac{\partial^2 f_j}{\partial h^2}\frac{\Delta h_j^2}{2} + \quad \cdots\cdots(13)$$

여기서, $\Delta h, \Delta Q$는 시간간격 Δt 동안에서의 h, Q의 증가량이다. 이 식에서 제곱항 이상은 무시하고, 이를 비선형 대수방정식에 대입하면 $\Delta Q_j, \Delta h_j, \Delta Q_{j+1}, \Delta h_{j+1}$의 항들로 표시되는 다음의 식들이 구성된다.

$$A1_j\Delta Q_j+B1_j\Delta h_j+C1_j\Delta Q_{j+1}+D1_j\Delta h_{j+1}=E1_j \quad \cdots\cdots(14)$$

$$A2_j\Delta Q_j+B2_j\Delta h_j+C2_j\Delta Q_{j+1}+D2_j\Delta h_{j+1}=E2_j \quad \cdots\cdots(15)$$

시간대 $n\cdot\Delta t$에서의 기지값 Q_j^n, h_j^n를 사용하여 $A1_j, B1_j, C1_j, \cdots\cdots E2_j$ 등의 값이 계산되고 새로운 시간대$(n+1)\cdot\Delta t$에서 J개의 점에 대한 2차 근사해가 주어진다면 선형화된 방정식(14), (15)의 해가 구해지게 된다. 대부분의 경우 이러한 계산과정은 1회 반복으로 충분히 만족하여 더 이상의 반복계산을 필요로 하지 않는데 이것은 Newton method의 2차 수렴특성 중에서 얻어질 수 있는 결과이다. 이러한 해석과정은 Q_j, h_j 등을 사용하여 반복계산을 수행하게 되는 Verwey's variant 법과 같은 경우보다는 그 계산이 복잡하나, 댐 파괴로 인한 홍수파와 같이 흐름의 변화가 심한 경우에는 보다 효율적인 방법이다[11,12].

식 (15)에서의 $A2_j$, $B2_j$, $C2_j$, $D2_j$ 등의 계수들을 표현함에 있어 마찰경사, 단면변화경사 등의 수위 및 유량에 대한 편미분치들은 각각 다음의 식들로 표현된다.

$$\left.\begin{aligned}
&\frac{\partial S_f}{\partial Q}=2S_f\left(\frac{1}{Q}+\frac{1}{n}\frac{\partial Q}{\partial n}\right)\\
&\frac{\partial S_f}{\partial h}=-2S_f\left\{\frac{1}{A}\left(\frac{5}{3}b-\frac{2}{3}R\frac{\partial P}{\partial h}\right)-\frac{1}{n}\frac{\partial n}{\partial h}\right\}\\
&\left(\frac{\partial S_e}{\partial Q}\right)_j=\frac{k}{g\cdot\Delta x}\left(-\frac{V}{A}\right)_j\\
&\left(\frac{\partial S_e}{\partial Q}\right)_{j+1}=\frac{k}{g\cdot\Delta x}\left(\frac{V}{A}\right)_{j+1}\\
&\left(\frac{\partial S_e}{\partial h}\right)_j=\frac{k}{g\cdot\Delta x}\left(V^2\frac{b}{A}\right)_j\\
&\left(\frac{\partial S_e}{\partial h}\right)_{j+1}=\frac{k}{g\cdot\Delta x}\left(-V^2\frac{b}{A}\right)_{j+1}
\end{aligned}\right\} \quad (16)$$

3.3 해석 방법

앞절에서 유도된 식 (14), (15)에서 ΔQ_j, Δh_j, ΔQ_{j+1}, Δh_{j+1} 등을 구하기 위하여는 five diagonal matrix로 표현되는 연립방정식계가 구성되는데 이 경우에는 double sweep 알고리즘을 이용하는 것이 매우 효율적이다[13]. 이를 위하여 먼저 식 (17), (18)을 도입하면 순환관계식(recurrence relation)이 성립된다.

$$\Delta Q_j=F_j\Delta h_j+G_j \quad \cdots\cdots(17)$$

$$\Delta h_j=H_j\Delta Q_{j+1}+I_j\Delta h_{j+1}+J_j \quad \cdots\cdots(18)$$

계산과정은 우선 주어진 기지시간 $n\cdot\Delta t$에서 $A1_j, B1_j, C1_j, \cdots E2_j$까지 계산한 후 순환관계식의 계수 $H_j, I_j, J_j, F_{j+1}, G_{j+1}$의 값이 fore sweep에 의하여 먼저 구해지고 경계조건에 의하여 $\Delta Q_j, \Delta h_j, \Delta Q_{j-1}, \Delta h_{j-1}, \cdots\cdots$의 순서로 back sweep를 통하여 계산된다.

실제로 본 모형을 Teton dam에 적용하여 본 결과, 계산속도는 대등한 결과치에 접근하기 위한 수렴속도가 NWS의 DAMBRK[14]보다 빠른 것으로서 여기서 선택한 차분구조와 그 해석 방법은 매우 능률적인 것으로 판단되었다.

3.4 초기조건 및 경계조건

부정류 방정식을 풀기위해서는 단면의 모든 지점에서의 초기조건인 정상류에서의 수위와 유량이 기지의 값이어야 하는데 대상 하천에서 획득할 수 있는 실측자료의 성격에 따라 결정된다. 또한, 하도의 상, 하류단에서의 경계조건이 매 시간대에서 주어져야 한다. 상류단에서는 수위, 유량, 또는 수위—유량 관계식이 주어질 수 있는데, 각 경우에 대한 F_1, G_1은 다음과 같이 결정된다[10].

(1) $h_1=h(t)$일 경우 ;

$$F_1=\gamma,\ G_1=-\gamma\cdot\Delta h_1 \quad \cdots\cdots(19)$$

(2) $Q_1=Q(t)$일 경우 ;

$$F_1=0,\ G_1=\Delta Q_1 \quad \cdots\cdots(20)$$

(3) $Q_1=f(h)$일 경우 ;

$$F_1=\frac{df}{dh},\ G_1=f(h^n)-Q_1^n \quad \cdots\cdots(21)$$

단, $\gamma\rangle\rangle\Delta Q_1$으로서 $10^4\sim10^6$의 값을 취한다. 하류단에서도 수위, 유량 또는 수위—유량 관계식이 주어지게 되는데 각 경우에 대한 Δh_J는 다음과 같이 결정된다.

(1) $h_J=h(t)$일 경우

$$\Delta h_J=h(t+\Delta t)-h_J^n \quad \cdots\cdots(22)$$

(2) $Q_J=Q(t)$일 경우

$$\Delta h_J=\frac{\Delta Q_J-G_J}{F_J} \qquad \cdots\cdots(23)$$

(3) $Q_J=f(h_J)$일 경우

$$\Delta h_J=\frac{f(h_J^n)-G_J-Q_J^n}{F_J-\frac{df}{dh}} \qquad \cdots\cdots(24)$$

만일 하류단에서의 흐름이 단지 하류단의 하도단면의 형태 및 조도값에 의하여만 영향을 받는다면, 각 시간대에서의 수면경사 자료를 기초로 loop 형 수위—유량관계에서 $f(h_J^n)$가 구해진다.

4. 적용 및 비교검토

댐 파괴로 인하여 홍수파가 하류부로 전파되어 나가는 과정을 해석하고 그 적용성을 검토하기 위해서는 하류부 하천의 지형측량자료 및 조도계수 등을 필요로 하며, 모형에 의한 계산결과와 비교하기 위하여 파괴당시의 수위, 유량, 도달시간 등의 실측치가 필요하다. 그러나 댐의 파괴는 예상하지 못한 시기에 돌발적으로 발생되는 경우가 대부분이므로 그 당시의 위급한 상황에서의 정확한 실측자료를 확보한다는 것은 국내외를 막론하고 매우 어려운 일이다. 그러나 1976년 6월 5일 미국 Idaho주에 위치한 Teton dam 파괴로 인하여 발생한 Teton-Snake강 유역에서의 피해상황에 대해서는 USGS[15], NWS[16], HEC[17] 등으로 부터 비교적 많은 실측자료를 구할 수 있었다. 따라서, 본 연구에서는 우선 Teton dam에 대하여 그 당시의 홍수파를 해석하고, 본 모형의 적용성을 검토하였다. 이를 위하여 먼저 USGS의 실측자료를 사용하여 식 (3)으로부터 Teton dam의 유출수문곡선을 유도하였는바, 첨두유량은 46,627 CMS, 첨두유량의 발생시간은 1.25hr로 나타났고 홍수파의 지속시간은 약 6hr이었다. 이 계산결과치는 DAMBRK에 의한 것과 거의 일치되는 값이었다[18]. (그림 1, 2)

유도된 유출수문곡선으로 부터 하류부에서의 홍수추적을 실시하였으며, 하도단면의 기하학적 형상과 조도계수 등의 자료는 USGS에서 항공사진 및 지형도로부터 작성된 자료를 이용하였다[19]. 그림 3은 Teton dam 하류부의 지형도이다. 하류부 5.0mile까지는 협곡을 이루고 있고, 43mile까지는 넓은 홍수터를 가지다가, 다시 하류에서 하폭이 크게 감소되는 지형으로서 부정류해석의 적용성을 효과적으로 검토할 수 있는 지형이다. 표 1은 추적구간 59.5mile에 대한 각 구간별 자료이다. 계산상의 Δx는 0.5

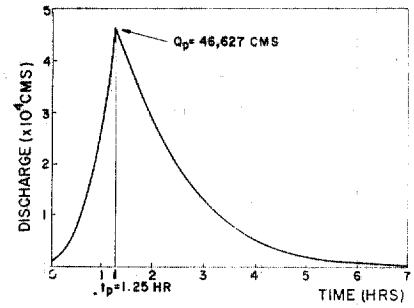

그림 1. Outflow Hydrograph from Teton Dam Failure

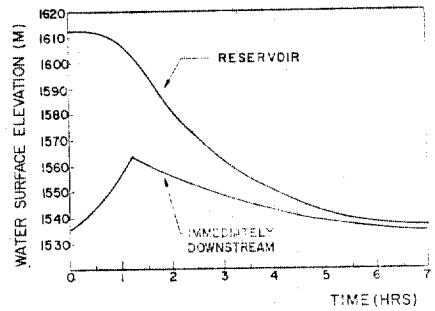

그림 2. Water Surface Elevation from Teton Dam Failure

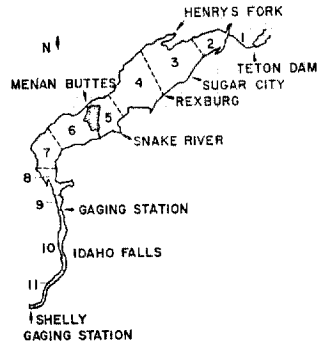

그림 3. Downstream of Teton Dam(Plan View)

표 1. Reach Information Data (Teton-Snake River)

Reach No	From Element	To Element	Bottom Slope	Manning's n-value	Exp-Cont Coeff.
1	2	11	.002349	.080	0.00
2	12	18	.002435	.050	−.90
3	19	33	.002601	.031	0.00
4	34	46	.000350	.034	0.00
5	47	56	.000644	.038	0.10
6	57	66	.000985	.037	−.50
7	67	76	.000379	.034	0.00
8	77	83	.000866	.034	0.00
9	84	87	.000663	.034	0.00
10	88	104	.001671	.036	0.00
11	105	120	.001255	.036	0.00

mile로 하여 119개 구간을 취하였고 Δt는 일정시간까지는 첨두유량 발생시간의 1/20인 225 sec로 계산을 실시하다가 약 30시간이 경과한 후 부터는 빠른 시간내에 원래의 정상상태로 회복시키기 위하여 점차적으로 그 간격을 크게하였다.

초기조건은 유역의 정상류 상태에서의 기저유량 368 CMS를 주었고 이 유량조건에 대하여 하류단에서 상류방향으로 순차적으로 초기수위를 계산하였으며, 전단면에 대하여 각 시간 간격에서의 Froude수를 점검하였는 바 본 추적구간에서의 흐름은 항상 상류이었다. 측방유출입량은 Teton dam에서 나타난 각종 자료를 기초로 하여 계산된 $q_l = -0.033$CMS/m로 하였고, weighting factor θ는 0.6을 사용하였다. 본 연구에서 개발된 DBF를 Teton dam에 적용하여 각 지점별 수위·유량 등의 수문량을 각 시간간격에 대하여 계산하였다. 본 모형의 계산결과치를 실측자료와 비교 검토하기 위하여 USGS, NWS, HEC 등의 관련기관으로 부터 광범위한 자료를 수집하였다. 파괴당시 USGS에서 촬영한 항공사진 결과를 토대로 작성된 하도 좌우안의 홍수터에서의 수위 실측치를 본 모형 계산에 의한 각 지점별 첨두수위의 종단형상과 비교하기 위하여 그림 4a, b, c 내에 동시에 도시하여 보았다. 그림 4a에서 reach no. 1에서의 계산

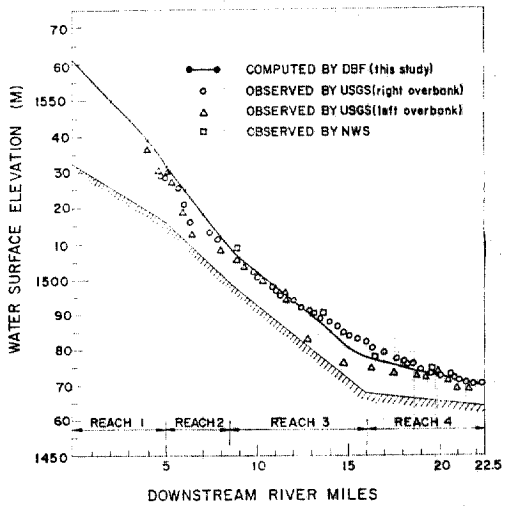

그림 4-a. Peak Elevation Profile from Teton Dam Failure

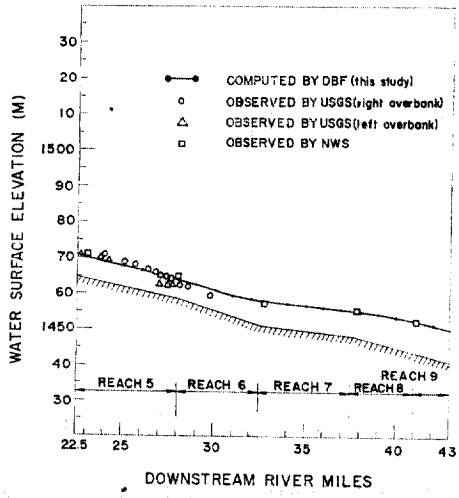

그림 4-b. Peak Elevation Profile from Teton Dam Failure

치가 실측치에 비해 크게 나타난 것은 추정된 Manning의 n값의 영향과 그림 4a에 도시된 실측치 중에는 인근 타 지류부에서의 홍수 흔적치가 사용되었기 때문으로 판단된다. Reach no. 3에서의 실측치는 좌 우안 홍수터에 대하여 차이를 보이고 있는데, 이는 reach no. 2로부터의 관성력과 지형의 영향 등으로 하도 양안의 수위차가 심하게 나타나는 구간으로서 계산결과치는 수로전반에 걸친 평균적인 첨두수위의 값을 나타내고 있다고 볼 수 있다. Reach no. 1 및 no. 3 구간을 제외한 나머지 구간에서는 실측치와 계산치가 거의 일치하고 있어 대단히 만족스러운 결과를 얻었다. 그림 5는 각 지점별 첨두

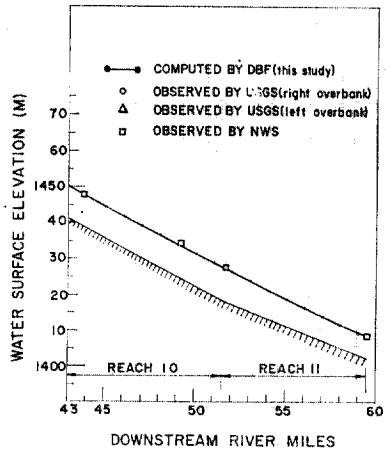

그림 4-c. Peak Elevation Profile from Teton Dam Failure

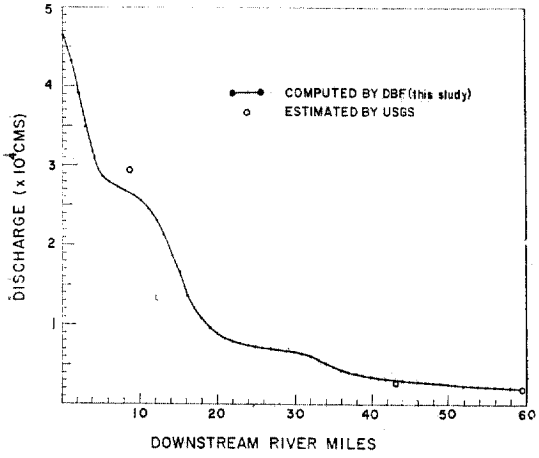

그림 5. Peak Discharge Profile from Teton Dam Failure

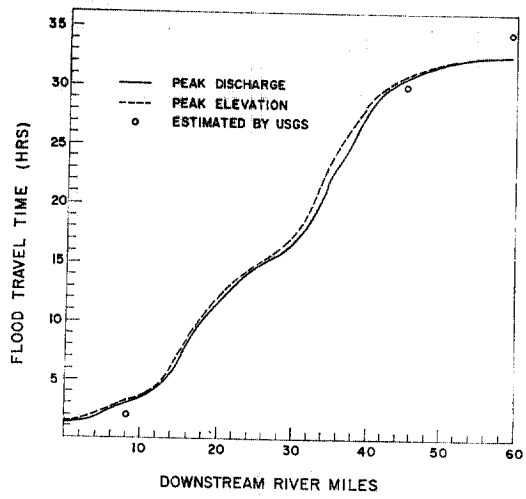

그림 6. Travel Time of Peak Discharge and Peak Elevation from Teton Dam Failure

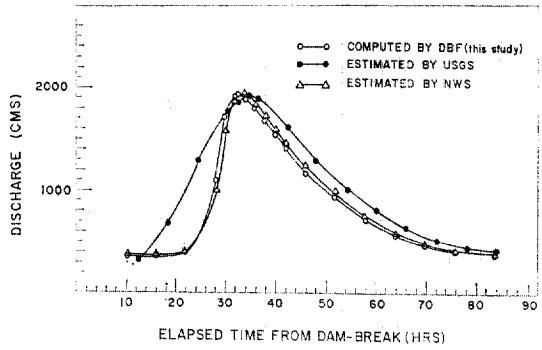

그림 7. Comparison of Discharge Hydrograph at Shelly Gaging Station

유량의 값을 나타내고 있으며, 그림 6은 첨두수위와 첨두유량의 도달시간을 도시한 것이다. 그림 5에서의 첨두유량은 하류로 갈수록 크게 확산, 감쇠되어 댐 지점에서 46,627 CMS 이었던 첨두유량이 reach no. 3의 상류단인 element no. 19에서는 첨두유량의 56.3%인 26,263 CMS, reach no. 7의 하류단인 element no. 76에서는 8.4%인 3,920 CMS, 최하류단에서는 4.1%인 1,926 CMS로 각각 나타나고 있는데, 이는 reach no. 3에서 no. 7에 걸친 광범위한 홍수터의 영향으로서 전 수면폭 b_t에 대한 저류부분 수면폭 b_s가 매우 큰 비율로 이루어지고 있기 때문인 것으로 판단되었다. 첨두유량 및 첨두도

표 2. Comparison of Peak Discharge and Peak Time at Shelly Gaging Station

	Peak Discharge (CMS)	Time to Peak (hrs)
DBF	1,926	32.75
USGS	1,905	35.0
NWS	1,933	33.0

달시간에 대한 실측치와의 비교는 실측치 자체가 댐 파괴라는 위급상황이기 때문에 정확한 관측자료가 제한되어 있어 홍수가 통과한 후에 간접적인 방법으로 추정된 것이라 오차를 포함할 가능성이 많고, 최고수위의 비교검토에서 확인된 모형의 적용성을 고려한다면 본 모형의 결과치가 관점에 따라서는 더 합리적인 계산결과로 볼 수도 있었다. 특히, 그림 7에서 나타난 수로 최하류단에 위치한 Shelly 수위표에서 추정된 관측치와 계산결과치에 대한 첨두유량 및 첨두발생시간에 대한 비교는 표 2와 같으며, USGS의 추산치나 NWS에서의 계산치와 비교해 대체로 잘 일치하고 있었다[15,16,20]. 이상의 비교검토를 종합하면 본 연구에서 제시된 DBF 모형의 적용성은 매우 양호한 것으로 판단되었다.

5. 결 론

본 연구는 earth dam의 가상파괴로 인한 홍수파를 예측하는 모형의 개발에 관한 것으로서 그 내용을 요약하면 다음과 같다.

(1) 댐의 가상파괴로 인한 홍수파가 자연하도를 통하여 전파되어 나가는 과정을 추적하기 위하여, dynamic ware equation을 Preissmann Scheme에 의하여 해석하는 모형 DBF(Dam Break Floodwave)를 개발하였다.

(2) 본 모형을 Teton dam의 경우에 적용하여, 댐 하류부 각 지점별 첨두수위, 첨두유량 및 도달시간 등을 계산하였고, 파괴 당시의 실측치들과의 비교검토를 통하여 본 모형의 적용성을 확인하였다.

(3) 본 연구의 결과는 댐의 가상적인 파괴로 인한 홍수파 예측을 가능케 하므로써 방재대책에 효과적으로 응용될 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 말씀

이 논문은 한국과학재단의 1985년도 후반기 연구비 지원으로 이루어진 것으로서, 재단당국의 배려에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. USGS, "*Evaluation of Selected Dam-Break Flood-Wave Models by Using Field data*", Water-Resources Investigations 80-44, USGS, 1980.
2. Katopodes, N.D. and Schamber, D.R., "Applicability of Dam-Break Flood Wave Models", *J. of HY, vol.* 109, *no.* 5, *ASCE*, May, 1983, pp. 702~721.
3. Johnson, F.A., and Illes P., "A Classification of Dam Failures", *Water Power and Dam Construction*, Dec, 1976, pp. 43~45.
4. Vineyard, J.D., "Pinkston Dam Failure", *Mineral Industry News*, vol. 8, no. 6, 1968, pp. 59~61.
5. USCOLD/ASCE, "*Lessons from Dam Incident*", US Committee on Large Dams, New York, 1975.
6. Fread, D.L., "The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model", *Proc. of the Dam-Break Flood Routing Workshop*, Water Resources Council, Oct, 1977, pp. 164~197.
7. MacDonald, T.C.. Jennifer, L.M., "Breaching Characteristics of Dam Failures", *J. of HY, vol.* 110, no. 5, *ASCE*, May, 1984, pp. 567~586.
8. Singh, K.P., "*Dam Safety Program*", Univ. of Illinois, Champaign, Illinois, June, 1982.
9. Preissmann, A., "Propagation des Intumescences dans les Canaux et Rivieres", 1*st Congress de l'Assoc., Francaise de Calcul*, Granoble, 1961, pp. 433~442.
10. Mahmood, K. and Yevjevich, V. (editors), "*Unsteady Flow in Open Channels*", vol. 1, Fort Collins, 1975.
11. Cunge, J.A., Holly, F.M., and Verwey, A., "*Practical Aspects of Computational River Hydraulics*", Pitman, 1980, pp. 95~108.
12. 이 종태, "Preissmann 기법에 의한 1차원 부정

류의 해석", 한국수문학회지 제15권 제1호, 1982.
13. Abbott, M.B., "*Numerical Methods*", Fifth edition, IHE, Delft, 1977, pp. 1~96.
14. Fread, D.L., "*DAMBRK: The NWS Dam-Break Flood Forecasting Model*", NWS, 1984, pp. 1~37.
15. U.S. Department of the Interior Teton Dam Failure Review Group, "*Failure of Teton Dam—A Report of Findings*", April, 1977.
16. *Personal Communication* with Fread, D.L., US National Weather Service, 1985.
17. Gundlach, D.L., and Thomas, W.A., "*Guidelines for Calculating and Routing a Dam-Break Flood*", Research Note no. 5, Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, Jan, 1977, pp. 1~13.
18. Han, K.Y., Lee, J.T., and Lee, W.H.," Characteristics of Outflow Hydrograph Due to Earth Dam Breaching", *Proc. of 5th Congress APD-IAHR*, Aug, 1986, pp. 145~159.
19. Ray, H.A., and Kjelstrom, L.C., "*The Flood in Southeastern Idaho from Teton Dam Failure of June 5, 1976*", USGS, Idaho, 1976.
20. James, O.B., "Floodplain Inundation Caused by Dam Failure", *Proc. of the Dam-Break Flood Routing Workshop*, Water Resources Council, Oct, 1977, pp. 47~64.

(接受 : 1986. 9. 24)