

〈論 文〉

댐의 파괴형태와 하도부 양상에 따른 홍수파의 전달특성  
해석에 관한 연구

—급격한 댐 파괴와 마른하도를 중심으로—

Numerical Simulation of the Floodwave Analysis Resulting from Dam Failure

—Floods on Dry Bed from Instantaneous Dam-Break—

韓 健 淵\*

Han, Kun-Yeun

Abstract

Numerical model for the floodwave propagation on dry bed which is resulting from the instantaneous failure of a dam has been developed by moving Hartree scheme. The numerical simulation result of the model has good agreements with the observed data by WES in terms of stage hydrograph and characteristics profiles. The model would contribute effectively to forecast the flood on dry bed resulting from instantaneous dam-break.

요 지

급격한 댐 파괴로 인한 홍수파가 마른하도 상에 전파되어 나가는 현상을 正波와 負波의 선단부의 이동을 추적하는 Hartree이동기법에 의하여 해석하였다. 본 연구에서 개발한 모형을 WES의 실험조건에 적용한 결과, 댐 상하류부 수개 지점에서의 수문곡선의 형상과 특성선의 전파양상에 있어 실측치와 계산치가 잘 일치되고 있었다. 본 연구에서의 해석기법은 마른 하도상에 전파되는 각종 홍수파 해석에 효과적으로 응용될 수 있을 것으로 판단되었다.

1. 서 론

댐 파괴로부터 야기되는 홍수파를 예측함으로써 가능한 인명 및 재산피해를 상정하는 것은 군사적 또는 공공 안전의 측면에서 오랫동안 중요한 문제가 되어왔다. 이러한 경우의 홍수파 해석

을 위하여 대 축척의 물리적인 수리 모형실험은 많은 시간과 비용이 소모되므로, 수학적 모형을 이용하는 것이 보다 효과적이고 경제적인 해석수단이 되는 경우가 많다.

댐 파괴 문제를 풀 수 있는 보다 정확하고 일반적인 방법을 개발하기 위하여 약 1세기 전부터

\*정회원, 경북대학교 공과대학 조교수, 토목공학과

노력하여 왔는데, Saint-Venant(1871)는 질량 및 운동량 보존적인 두개의 쌍곡선형 편미분 방정식을 개발하였으며, 댐 파괴 해석의 경우 이식은 1차원적 흐름과 정압력분포의 가정하에 적용될 수 있다.

급격한 댐 파괴의 경우에 대하여, Ritter(1892)는 마찰없는 균일한 하도단면에서 최초의 해석적인 해를 제시하였고, Dressler(1952)는 Shock-litsch의 실험자료를 이용하고 마찰항을 포함시켜 해석적인 해를 개발하였고, 계속하여(1954) 저수지 수위차를 고려한 구형단면직선 수로에서 수리 실험을 실시하였다.

댐 파괴의 흐름해석을 위한 각종 수치 해석기법이 연구되었으나 이러한 기법들을 증명하고 검증하기 위한 실험자료가 부족하였다. 그러나 1960-61년에 미국 육군공병단 수리실험소(WES, Waterways Experiment Station)에서 매우 우수하고 광범위한 댐 파괴 수리 모형실험이 수행되었는데 파괴부 형상 및 하상조도 변화에 따른 댐 상하류부에서의 홍수파 도달시간과 수위 관측치등을 제시하였다.

일반적으로 댐 하류부의 하도 추적과정에 있어서 대부분의 학자들은 Saint-Venant식을 이용하여 해석하였는데 대표적으로는 Rajar(1978), Chen(1980), Fread(1984), Katopodes와 Schamber(1984) 등을 들수 있겠고, 한편 Katopodes와 Schamber(1984), Hunt(1984)등은 Saint-Venant식의 단순화 형태인 kinematic wave, diffusion wave식에 대하여 연구하였다. 기본방정식을 풀기 위하여 도입된 수치해석 방법으로서 Sakkas와 Strelkoff(1973), Rajar(1978), Katopodes와 Strelkoff(1978), Chen(1980)등이 특성곡선방법을 이용하였고, Ponce와 Tsivoglou(1981), Fread(1984, 1989)등은 유한차분방법을 이용하였다. Katopodes(1984)는 유한요소법을 이용하여 shock와 surge의 해를 구하려고 노력하였으며, Chen(1980), Akanbi와 Katopodes(1988), Femma와 Chaudhry(1987)등

은 홍수파의 선단부에 대하여 다양한 수치해석기법을 도입하여 해석하였다.

국내에서 이 분야에 대한 연구는 한건연등(1985, 1986, 1987)이 fill dam의 파괴에 따른 홍수파를 Preissmann scheme에 의하여 차별화 한 후 double-sweep 및 fore-sweep 알고리즘에 의하여 해석한 연구가 있고, 오 등(1989)이 흙 댐의 점진적인 파괴양상에 대하여 연구하였으며, 이 등(1989)이 기존 수치모형에 대한 비교평가를 실시한 연구 등은 있으나, 다른 하도상에 전달되는 댐 파괴 홍수파의 전달특성에 주안점을 둔 연구는 전무한 실정이다. 따라서 본연구에서는 급격한 댐 파괴에 따른 홍수파가 다른하도상에 전달될 때 그에 따른 특성선의 전파특성을 논의하였고, 이 경우의 해석상 난점인 홍수파의 선단부는 Hartree 이동기법으로 해석하여 처리하는 수치모형을 개발하고 이를 실측치와 비교함으로써 본 모형의 적용성을 검토하였다.

## 2. 댐 파괴 홍수파의 특성

### 2.1 正波 및 負波의 형성

댐의 급격한 파괴로 나타나는 홍수파가 다른하도(dry bed)상에 전파될때 댐 하류부에서는 正波(positive wave)가 형성되고 저수지 상류부에서는 負波(negative wave)가 형성된다. 이 경우에 물의 유동은 근본적으로 부정류가 되는데, 변수  $x$ 는 댐으로부터 상·하류 방향으로의 거리, 변수  $t$ 는 시간을 나타낸다. 이 문제를 풀기 위하여 그림1과 같은  $x-t$ 평면상에서 負波는 댐 후면의 정

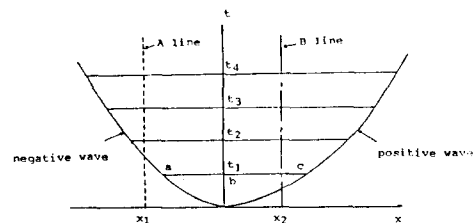


그림1. 正波와 負波의 특성선

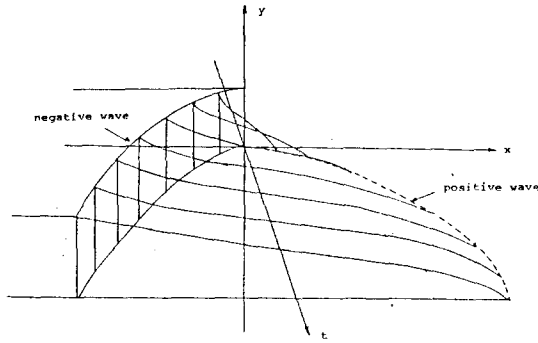


그림 2 수심 y에 대한 3차원 해석 형상면

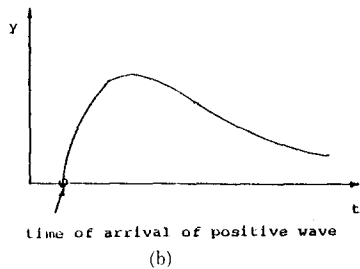
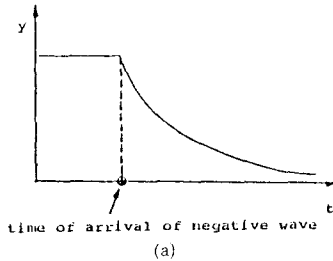


그림 3 수위수문곡선의 형상 (1)  $x_1$  지점, (b)  $x_2$  지점

수상태와 경계를 이루고 있고, 正波는 댐 하류부의 마른하도 구간과 경계를 이루고 있다.

이 경우에 대한 해는 그림에서와 같이 시간  $t_1, t_2, t_3, t_4$ 에서 직선을 그음으로서 나타낼수 있는 바, 어떤 시간에서의 수심 형상은  $x-t$ 평면에 대한 해석형상면(solution surface)을 이루게 된다.

수심 y에 대한  $(y, x, t)$ 의 3차원 형상은 그림2와 같다. 일단 해석평면이 연속된 시간에서 일련의 형상에 의하여 결정된다면 그에 따른 수문곡선은 보간과정을 통하여 얻어진다. A선과 B선에 대한 수위 수문곡선은 각각 그림3의 (a), (b)와 같다.

## 2.2 특성선의 전파양상

급격한 댐 파괴로부터 나타나는 마찰없는 수평한 마른하도상에 전파되는 댐 파괴파의 특성선은 그림4와 같다.

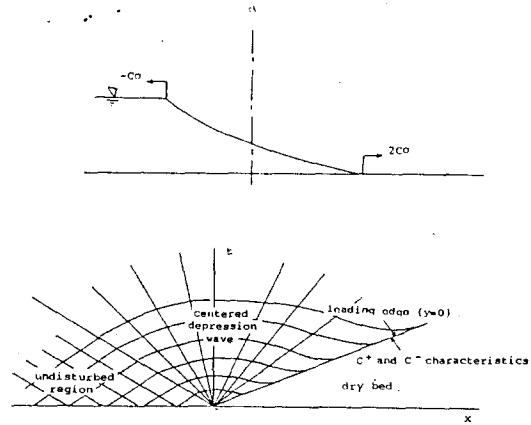


그림 4 마찰없는 수평수로에서의 특성선

하도단면이 폭넓은 직사각형일 경우 특성선에 관한 기본방정식은 (1), (2)식과 같다.

$$V + 2c = V_0 + 2c_0 \quad (1)$$

$$\frac{x}{t} = V - c \quad (2)$$

(1)식에서 저수지 내의 유속  $V_0=0$ 이므로 이식들을 정리하고 경계조건을 도입하면 (3), (4), (5)식과 같은 수면형 방정식, 유속의 식, 유량의 식을 얻게된다.

$$y = \frac{1}{9g} \left[ 2\sqrt{gy_0} - \frac{x}{t} \right]^2 \quad (3)$$

$$V = \frac{2}{3} \left[ \sqrt{gy_0} + \frac{x}{t} \right] \quad (4)$$

$$Q = \frac{2B}{27g} \left[ c_0 + \frac{x}{t} \right] \left[ 2c_0 - \frac{x}{t} \right]^2 \quad (5)$$

하도단면이 직사각형단면이 아니고 수면폭  $B = ky^m$ 으로 표시되는 단면에서는 특성선의 식은 (6), (7)식과 같다.

$$V + \omega = V_0 + \omega_0 \quad (6)$$

$$\frac{x}{t} = V - c \quad (7)$$

여기서  $\omega = 2(m+1)c$ 의 관계를 가지므로 직사각형단면의 경우와 같이 정리하면 (8), (9), (10) 식을 얻는다.

$$y = y_0 \left[ \frac{2m+2}{2m+3} \right]^2 \left[ 1 - \frac{x}{\omega_{c,t}} \right]^2 \quad (8)$$

$$V = c_0 \left[ \frac{2m+2}{2m+3} \right] \left[ 1 + \frac{x}{c_{c,t}} \right] \quad (9)$$

$$Q = \frac{ky^{m+1}}{m+1} c_0 \left[ \frac{2m+2}{2m+3} \right]^2 \left[ 1 + \frac{x}{c_{c,t}} \right] \quad (10)$$

실제 댐 파괴에서는 하도면의 마찰저항이 존재하기 때문에 파의 선단부의 양상은 그림5과 같이 표시되고, 특성선도 마찰없는 경우와 상이하게 나타난다.

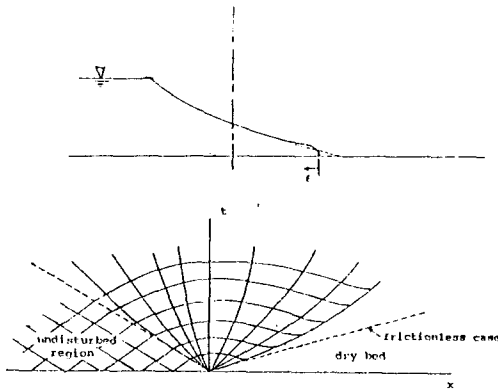


그림 5 마찰의 영향을 고려한 경우의 특성선

초기의 수면형은 Ritter의 해를 이용하였으며, 그 이후에는 선단부 영역에서의 유속은 균일하고 그 크기도 파속과 동일하며 하상마찰의 영향이 이영역에 국한된다는 Whitham의 가정하에 Saint-Venant 운동방정식으로부터 직사각형 및 일반단면형에 대하여 (11), (12)식과 같은 선단부에서의 수면형상의 식을 유도하였다(Strelkoff 외, 1977).

$$y(\epsilon) = \left[ \frac{7}{3} n^2 w^2 \epsilon \right]^{3/7} \quad (11)$$

$$y(\epsilon) = \left[ \frac{7}{3} n^2 w^2 \epsilon \right]^{3/7} [(m+1)\beta]^{1/7} \quad (12)$$

### 3. 댐 파괴에 따른 홍수파의 예측모형

#### 3.1 기본방정식

댐 파괴 이후의 물의 유동은 질량 및 운동량 보존의 법칙에 의하여 지배되는데, (13), (14)식과 같이 표시된다.

$$AV_x + VBy_x + By_t + q = 0 \quad (13)$$

$$V_t + V \cdot V_x + gy_x = gS_0 - gS_1 - \frac{V}{\Lambda} q \quad (14)$$

여기서, 첨자 x, t는 각각 거리 및 시간에 대한 편미분을 표시한다.

(13), (14)식의 Saint-Venant식은 앞장에서 논의된 바 같이 x-t평면상에서 특성선을 따라 전파되는 해를 가진 두 쌍의 상미분 방정식인 (15), (16)식으로 변형될 수 있다.

$$\frac{d}{dt}(V \pm \omega) = g(S_0 - S_1) + \frac{q}{\Lambda}(V \pm c) \quad (15)$$

$$\frac{dx}{dt} = V \pm c \quad (16)$$

본 연구에서 흐름의 자유수면 폭 B는 다음과 같은 함수관계로 일반화 시켰다.

$$B(x) = k_1(x)y^m + k_2(x)y^m \quad (17)$$

여기서,  $k_1$ 과  $k_2$ 는 수로를 따라 변화시킬 수 있으며 m은 상수이다. 만일 수로가 종축에 대하여 대칭 또는 비대칭형이 될수 있는데, 대칭인 경우  $k_1 = k_2 = k/2$ 가 되며 m값 변화에 따른 하도단면형은 그림6과 같이 표시된다.

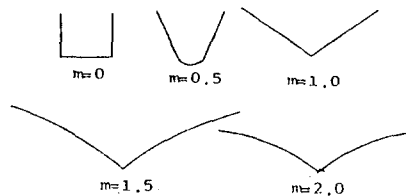


그림 6 m값 변화에 따른 하도단면형

흐름의 변수인 단면적  $A$ , 파속  $c$ , 수위변수  $\omega$ , 율변  $P$ 는 각각 (18)~(21)식과 같다.

$$A = \frac{(k_1 + k_2)y^{m+1}}{m+1} \quad (18)$$

$$c = \sqrt{\frac{gy}{m+1}} \quad (19)$$

$$\omega = 2(m+1)c \quad (20)$$

$$P = \int_{x_L}^{x_R} [1 + (mk_1)^2 y^{2m-2} + 1 + (mk_2)^2 y^{2m-2}] dy \quad (21)$$

### 3.2 Hartree 이동기법

급격한 댐 파괴로 인한 홍수가 마른하도상으로 전과될 때의 해석영역은 시간이 경과됨에 따라 확장되므로  $x-t$  해석평면 전체를 grid로 구분하여 처리하는 것은 매우 비효율적이다.

따라서 본 연구에서는 각 시간대에서 positive wave와 negative wave간의 영역만을 취급하고 시간경과에 따라 그 해석영역을 확장하는 Hartree 이동기법(moving Hartree scheme)을 이용하여 해석하였다. Hartree scheme은 그림7에서

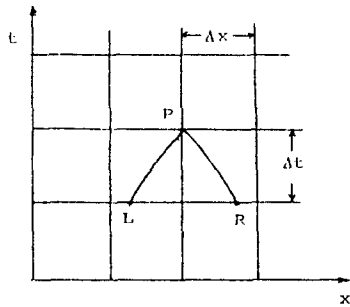


그림 7 Hartree scheme의 계산 grid

와 같은 계산 grid로 표시되는데, 특성선은 해를 구하고자 하는 P점으로 부터  $(V+c)$  및  $(V-c)$ 의 경사를 가지며 前 시간대 방향으로 연결하면 t 선상의 R 및 L점을 각각 교차하여 나타나게 된다.

이제 (15), (16)식은 측방유출입량을 무시하고 prismatic 수로를 가정하면 (22)~(25)식과 같은

비선형대수방정식이 유도된다.

$$S_1 = V_p + \omega_p - V_L - \omega_L - \frac{\Delta t}{2} [g(S_{0L} - S_{1p}) + g(S_{0R} - S_{1L})] \quad (22)$$

$$S_2 = V_p - \omega_p - V_R + \omega_R - \frac{\Delta t}{2} [g(S_{0L} - S_{1p}) + g(S_{0R} - S_{1R})] \quad (23)$$

$$S_3 = x_p - x_L - \frac{\Delta t}{2} [(V_p + c_p) + (V_L + c_L)] \quad (24)$$

$$S_4 = x_p - x_R - \frac{\Delta t}{2} [(V_p - c_p) + (V_R - c_R)] \quad (25)$$

(22)~(25)식은 미지수  $y_p, V_p, x_R, x_L$ 에 대하여 Newton-Raphson 기법을 이용하여 그 해를 구할 수 있는바 그 알고리즘은 (26)식과 같이 기술된다.

$$\bar{x}^{k+1} = \bar{x}^k - J^{-1}S \quad (26)$$

여기서,  $x$ 는  $y_p, V_p, x_R, x_L$ 로 구성되는 행 벡터,  $J$ 는 (27)~(30)식으로 구성되는 Jacobian matrix,  $S$ 는 반복계산  $k$  단계에서 계산된  $S_1, S_2, S_3, S_4$ 의 값,  $k$ 는 반복계산 횟수이다.

$$\frac{\partial S_1}{\partial y_p} = \frac{1}{2} \frac{\omega_p}{y_p} - \frac{2}{3} g \Delta t \frac{S_{1p}}{R_p} \frac{dR_p}{dy_p}$$

$$\frac{\partial S_1}{\partial V_p} = 1 + g \Delta t \frac{S_{1p}}{V_p} \quad (27)$$

$$\frac{\partial S_1}{\partial x_R} = 0$$

$$\frac{\partial S_1}{\partial x_L} = -\frac{\partial V_L}{\partial x_L} - \frac{1}{2} \frac{\omega_L}{y_L} \frac{\partial y_L}{\partial x_L} - \frac{2}{3} g \Delta t \frac{S_{1L}}{R_L} \frac{dR_L}{dy_L} \frac{dy_L}{dx_L} + g \Delta t \frac{S_{1L}}{V_L} \frac{dV_L}{dx_L}$$

$$\frac{\partial S_2}{\partial y_p} = -\frac{1}{2} \frac{\omega_p}{y_p} - \frac{2}{3} g \Delta t \frac{S_{1p}}{R_p} \frac{dR_p}{dy_p}$$

$$\frac{\partial S_2}{\partial V_p} = 1 + g \Delta t \frac{S_{1p}}{V_p} \quad (28)$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial S_2}{\partial x_R} &= -\frac{\partial V_R}{\partial x_R} + \frac{1}{2} \frac{\omega_R}{y_R} \frac{\partial y_R}{\partial x_R} \\
&\quad - \frac{2}{3} g \Delta t \frac{S_{IR}}{R_R} \frac{dR_R}{dy_R} \frac{dy_R}{dx_R} + g \Delta t \frac{S_{IR}}{V_R} \frac{dV_R}{dx_R} \\
\frac{\partial S_2}{\partial x_L} &= 0 \\
\frac{\partial S_3}{\partial y_P} &= \frac{\Delta t}{4} \frac{c_p}{y_P} \\
\frac{\partial S_3}{\partial V_P} &= -\frac{\Delta t}{2} \\
\frac{\partial S_3}{\partial x_R} &= -1 - \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\partial V_R}{\partial x_R} - \frac{1}{2} \frac{C_R}{y_R} \frac{dy_R}{dx_R} \right) \quad (29) \\
\frac{\partial S_3}{\partial x_L} &= 0 \\
\frac{\partial S_4}{\partial y_P} &= -\frac{\Delta t}{4} \frac{c_p}{y_P} \\
\frac{\partial S_4}{\partial V_P} &= -\frac{\Delta t}{2} \\
\frac{\partial S_4}{\partial x_R} &= 0 \\
\frac{\partial S_4}{\partial x_L} &= -1 - \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\partial V_L}{\partial x_L} + \frac{1}{2} \frac{c_L}{y_L} \frac{dy_L}{dx_L} \right) \quad (30)
\end{aligned}$$

미지값  $x$ 에 대한 (26)식의 해는 Gauss 소거법에 의하여 그 해를 구할 수 있으며,  $\Delta x$ 가 허용한 계 이내에 들 때까지 계산을 반복 수행하게 된다.

거리간격  $\Delta x$ 는 계산효율을 높이기 위하여 불균일하게 배치하게 되는데, 수심과 특성곡선의 방향 변화가 매우 심한 정·부과가 전파되는 각 선단부에서는 매우 작은 거리간격이 사용되었다. 또한  $x$ 방향의 격점수는 일정하게 취함으로서 홍수파의 해석영역이 확장되어 감에 따라 거리간격은 자동적으로 증가되도록 하였다. 시간간격  $\Delta t$ 는 (31)식의 CFL조건에 영향을 받는 범위에서 그 값을 선택하였고 계산초기에는 매우 작은 값을 사용하다가 흐름의 급격한 부정류성이 감소됨에 따라  $\Delta t$ 를 점차적으로 증대시켰다.

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{V \pm c} \quad (31)$$

### 3.3 초기조건 및 이동경계조건

본 연구에서 초기 조건은 짧은 구간에서 무딘 형상의 선단부를 갖는 Ritter의 해를 취하였는데, 계산경험에서 불매 홍수와 초기의 수심과 유속의 분포는 초기의 시간상태가 경과된 후에는 동일한 수면형을 얻어낼 수 있었다. 상류부 경계조건은 부과가 저수지 상류로 전파되어가는 동안에는 부과의 선단이 상류부 경계가 되므로, 경계치로써의 수심과 유량은 기지값이다. 부과가 저수지 끝단에 도달한 이후에는 물이 저수지로 부터 감퇴하기 시작하는데 매우 작은 수심이 특성선의 교차점으로 나타나게 되어 그 결과 계산된 수면형은 약간의 불규칙성이 나타난다. 이 경우에 유속이 어떤 최소값보다 작아지게 되면 상류경계를 한 node만큼 하류로 이동시켜 새로운 상류단 경계가 형성된다. 상류단 경계에서 유량경계조건은 0으로 하고 수심은 부방향 특성치에 의하여 계산하며 이 경계가 계산영역을 벗어나게 되면 계산이 끝나게 된다.

마른하도의 경우에, 정과의 형상은 하도구간을 따라 그 선단의 수심은 0인 상태로 하류로 전파된다. 이 선단영역은 회전성(rotationality)이 강한 영역으로서, 물입자는 회전하며 하도선단부에 영향을 끼친다. 시간적 평균을 취할 때 유선은 선단을 교차하게 되어 파의 최선단부 유속과 선단부 바로 후방의 유속은 동일하다. 이런 경우 파의 선단에 있어서는 단파선단에서의 강한 난류에서의 에너지 손실특성은 없고 바닥면 조도에 의하여 생성된 에너지 손실만이 존재하는 것으로 볼수 있다.

본 연구에서는 파의 선단부를 처리하는데 작은 수심  $y_1$ 를 가지는 파형단면의 캐적이 추적되었다. 이 단면은 그 지점에서의 물입자의 속도  $V_1$ 로 이동하는 것으로 가정하여 선단부의 전파속도는  $W=V_1$ 로 되어 새로운 하류단 경계가 형성된

다. 이제 이 식은 정방향 특성식과 함께 Newton-Raphson식에 의하여 시간  $t$ 에서의  $y_1$ 의 레벨의 위치와 경사를 결정짓는 하류 선단부의 이동경계 조건이 된다.

이 계산 과정은  $y_1$ 와  $\Delta t$ 가 충분히 작은값이라면 이론적으로 비교적 정확한 결과를 얻을 수 있다. 또한 하류부 계산영역은 웨어나 낙차공과 같은 불리적인 양상에 의하여 제한 받을수 있다. 바꾸어 말하면, 댐으로 부터 충분히 멀리 떨어진 곳에 rating curve가 주어진 지점이 하류부 경계 조건으로 사용될 수 있다. 관련된 수위-유량관계식이 정방향 특성치와 함께 풀어짐으로써 주어진 지점에서 요구되는 시간에 수심과 유속이 통과되도록 할 수 있다.

한편, 하도 전구간의 흐름이 사류이면 어떤 하류단 경계조건도 필요하지 않게 된다. 본 연구에서의 수치모형은 Metric단위 및 FSS단위 모두 사용가능 하도록 프로그래밍 하였다.

#### 4. 적용 및 비교검토

본 연구에서 개발한 Hartree이동기법을 이용한 수치해석 모형은 WES의 실험자료에 대하여 적용하고 실측치와 계산치를 비교 검토하였다. 실험조건은 수로폭이 4ft인 직사각형 단면으로서 그림8과 같이 상류단은 저수지이며, 하류단은 낙차공을 이루고 있다.

그림8과 같은 댐의 급격히 파괴(제거)되었을때 나타나는 현상에 대하여 수치실험을 실시하였다. 거리간격은  $\Delta x_{max} = 20ft$ , 시간간격  $\Delta t_{max} = 2.0sec$ 로 하였고 계산상의 격점수는 21개로 하였

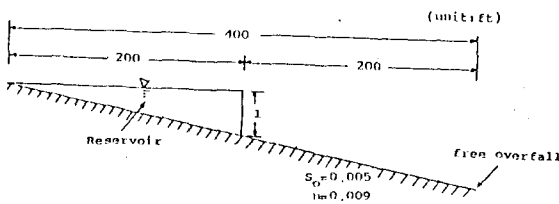


그림 8 WES의 실험조건

다. 그림9는 초기의 數時間대에서의 댐으로 부터의 거리에 따른 수심의 변화를 나타내고 있다. 초기조건으로서는  $t = 1.0sec$ 일때 Ritter의 해를 이용하였고 시간이 경과됨에 따라 Whitham의 가성에 따른 파의 선단부의 형태가 결정되었다.

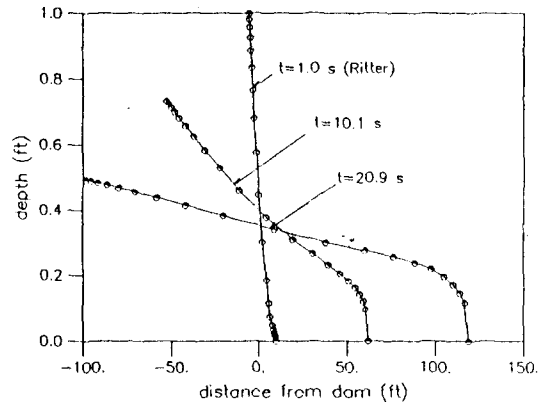


그림 9 파괴 초기부의 수심변화

그림10, 11은 각각 댐 상하류부에서 실측치와 계산치를 비교한 것이다. 그림10에서는 상류부인 -100, -28ft 지점에서의 수위수문곡선이 나타나 있고, 그림11에서는 하류부인 30, 150ft 지점에서의 수위수문곡선이 비교되었다. 그림에서 보는바와 같이 실측치와 계산치는 전지점에서 비교적 잘 일치되고 있었다. 그림12는 시간경과에 따른 수면형을 나타낸 것으로서 저수지 내의 물이 하류부로 전파되는 양상을 退水(recession)前後의 시점에 대하여 잘 도시하고 있다.

그림13은  $x-t$ 평면상 상에서 정·부파의 전파 양상을 도시한 것인데 이것들의 도달시간 역시 계산치와 실측치가 일치되는 양상을 보이고 있으며, 退水시의 특성선도 합리적으로 도시되었다.

이상의 비교검토를 통하여 볼때, 본 연구에서의 수치모형은 급격한 댐 파괴에 따른 홍수파가 마른하도상에 전파되는 양상을 정확하게 해석하고 있었고, 임의의 하도단면에 대하여도 적용할 수 있도록 모형이 구성되어 있으므로 실제하도의 경우에도 응용될 수 있을 것으로 사료된다.

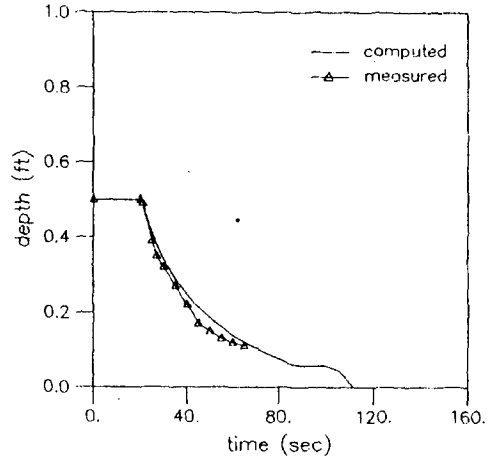
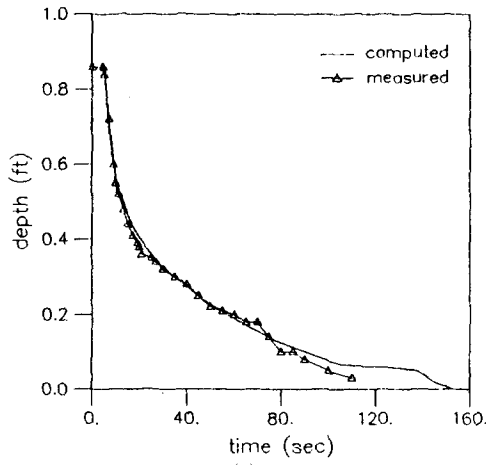


그림 10 댐 상류부 지점에서의 수위수분곡선

(a) -100 ft 지점 (b) -28 ft 지점

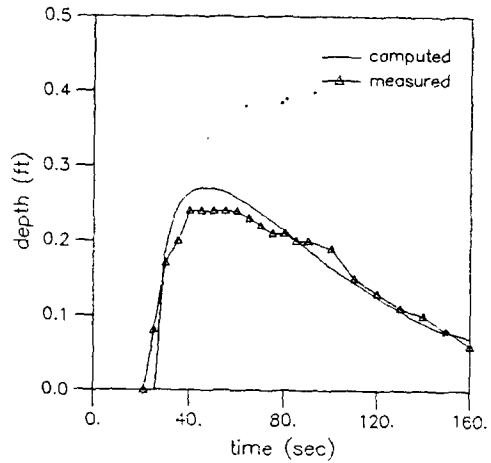
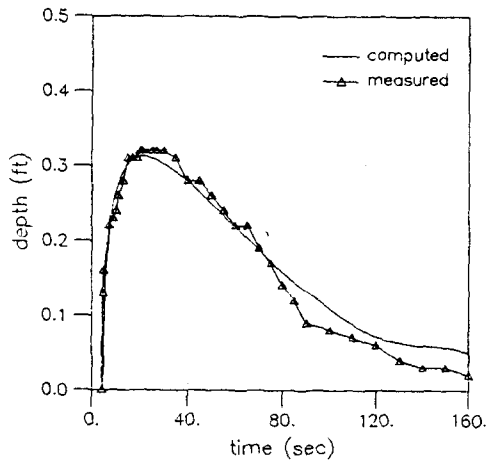


그림 11 댐 하류부 지점에서의 수위수분곡선

(a) 30 ft 지점 (b) 150 ft 지점

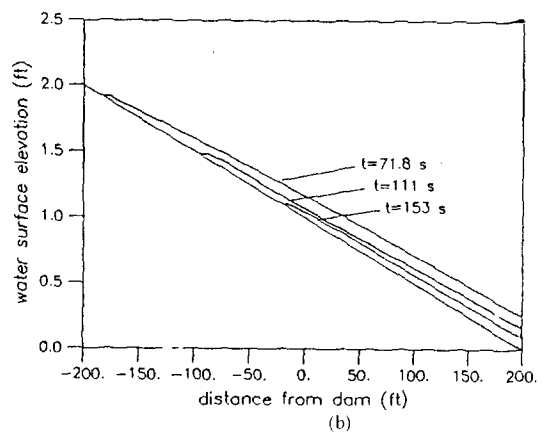
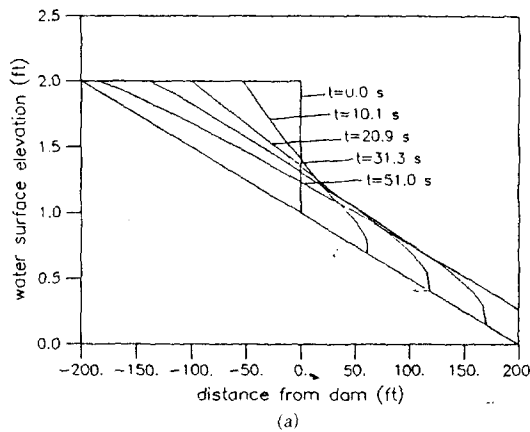


그림 12 댐 파괴 이후의 수면형

(a) 退水以前 (b) 退水以後



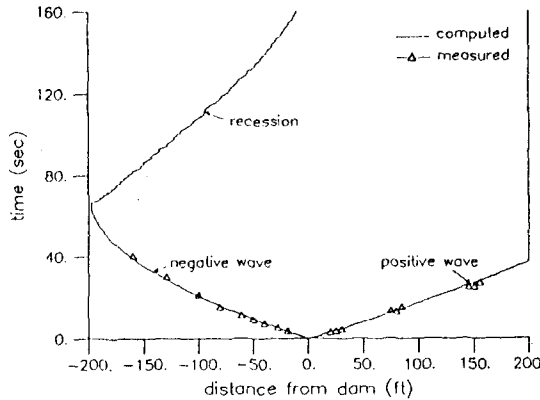


그림13. 正波와 負波의 전파양상

5. 결 론

본 연구는 급격한 댐 파괴로 인한 홍수파가 마른하도상에 전파될 때의 특성을 해석한 것으로서 다음과 같은 몇가지 결론으로 요약할 수 있다.

1) 기본 방정식인 Saint-Venant식을 Hartree 이동기법을 이용하여 비선형 대수방정식으로 표현하고, Newton-Raphson법으로 그 해를 구하였다.

2) 이동하는 경계조건을 도입함으로써 계산량을 효율적으로 이용할 수 있었고, 해석상의 난점인 홍수파의 선단부도 정확하게 해석할 수 있었다.

3) WES의 실측치와 본 수치모형의 계산치는 상하류부 수개 지점에서의 수위수문곡선 형상과 정파와 부파의 도달시간 등에 있어 매우 잘 일치되고 있었다. 본 모형은 임의의 하도단면에 대하여 적용할 수 있도록 구성되어 있기 때문에 마른하도상에 전파되는 홍수파 해석에 적용성이 큰 것으로 판단되었다.

〈감사의 글〉

본 논문은 1988년도 후반기 한국과학재단 해외 연수 지원을 통하여 1989년 1월부터 1990년 1월 까지의 기간동안 University of Michigan에서 수행된 연구의 일부로서 지원 당국에 깊이 감사드립니다.

〈기호〉

- A : 흐름의 단면적
- B : 흐름단면적에서의 수면폭
- c : 중력파의 전파속도
- g : 중력가속도
- k : 하도단면형상을 표시하는 계수,  $B=ky^m$
- n : Manning의 조도계수
- Q : 유량
- $S_0$  : 하상경사
- $S_f$  : 마찰경사
- t : 시간
- V : 유속
- W : 경계의 이동속도
- x : 거리
- y : 수심
- $\beta$  : 율변 P를 나타내는 계수( $P=\beta B$ )
- $\epsilon$  : 파의 선단부로 부터의 거리
- $\omega$  : 수위 변수

참고문헌

1. Akanbi, A.A., and Katopodes, N.D., (1988) "Model for propagation on initially dry bed". J. of Hydr. Engrg., ASCE, 114(7), 689-706.
2. Chen, C.L., and Armbruster, J.T., (1980) "Dam-break wave model: Formulation and verification". J. Hydr. Div., ASCE, 106(5), 747-767.
3. Chen, C.L., (1980) "Laboratory verification of a dam-break flood model". J. Hydr. Div., ASCE, 106(4) 535-556.
4. Dressler, R.F., (1954) "Comparison of theories and experiments for the hydraulic dam-break wave". Publ. No. 38, International Association of Scientific Hydrology, 319-328.
5. Fennema, R.J., and Chaudhry, M.H., (1987) "Simulation of one-dimensional dam-break flows". J. Hydr. Res., 25(1), 41-51.
6. Fread, D.L., (1985) "DAMBRK: The NWS dam-break

- flood forecasting model*", NWS Report. NOAA, Silver Springs, Md.
7. Hunt, B., "Dam-break solution", (1984) J. Hydr. Engrg., ASCE, 110(6), 675-686.
  8. Katopodes, N.D., and Chamber, D.R., (1983) "Applicability of dam-break flood wave models", J. Hydr. Engrg., ASCE, 109(5), 702-721.
  9. Katopodes, N.D., (1984) "A dissipative Galerkin scheme for open channel flow", J. Hydr. Engrg., ASCE, 110(4), 450-466.
  10. Ponce, V.M., and Tsivoglou, A.I., (1981) "Modeling gradual dam breaches", J. Hydr. Div., ASCE, 107(7), 829-838.
  11. Rajar, R., (1978) "Mathematical simulation of dam-break flow", J. Hgyd. Div., ASCE, 104(7), 1011-1026.
  12. Ritter, A., (1892) "Die Fortpflanzung der Wassercallen", Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 36(33), 947-954.
  13. Saint-Venant, Barre De, (1871) "Theorie du Movement Non-Permanente des Eaux avec Application aux Crues des Rivieres et a l'Introduction des Marees dans leur lit", Acad. Sci. (Paris) Comptes Rendess, Vol. 73, 148-154, 237-240.
  14. Sakkas, J.G., and Strelkoff, T., (1973) "Dam-break flood in a prismatic dry channel", J. Hydr. Div., ASCE, 99(12), 2195-2216.
  15. Strelkoff, T., Chamber, D.R., and Katopodes, N.D., (1976) "Comparative analysis of routing technique for the floodwave from a ruptured dam", Proc. of Dam-Break Flood Routing Workshop, 228-291.
  16. U.S Army Corps of Engineers, (1961) "Flood resulting from suddenly breached dams", Misc. Paper No. 2-374, Waterways Experiment Station, 1960.
  17. Whitham, G.B., (1955) "The effects of hydraulic resistance in the dam-break problem", Proc. of Royal Society of London, Series A, 227, London, England, 399-407.
  18. 오남재, 선우중호(1989), "홍택의 침진적 파괴에 관한 연구", 한국수문학회논문집, 22(2), 213-221.
  19. 이창훈, 이길성(1989), "댐 파괴 모형의 비교평가", 한국수문학회논문집, 22(3), 323-330.
  20. 한건연, 이종태, 이원환(1985), "Earth dam 파괴로 인한 유출수문곡선의 유도", 대한토목학회논문집, 5(2), 41-50.
  21. 이종태, 한건연, 이정식(1986), "Earth dam의 가상파괴로 인한 홍수파의 예측모형", 대한토목학회논문집, 6(4), 69-78.
  22. 한건연(1987), "하천에서의 홍수파 해석을 위한 수치모형의 개발", 한국수문학회논문집, 20(4), 285-294.