

〈論 文〉

하천에서의 홍수파해석을 위한 수치모형의 개발

—효기댐 파괴에 따른 홍수파 해석을 중심으로—

A Study on the Numerical Modeling for the Floodwave Analysis in a River

—Hyogi Dam-Break Floods—

韓 健 淵*
Han, Kun-Yeun

Abstract

The floodwave analysis for unsteady supercritical flow is performed. The numerical model based on dynamic wave equation is presented by introducing the general Preissmann scheme and fore-sweep algorithm.

The model is applied to Buffalo-Creek floods for proving its validity, and the simulation results have good agreements with those computed by DAMBRK and the observed data. It is also applied to Hyogi dam-break. The outflow hydrograph is derived based on the observed data and the analysis for the floodwave propagation is investigated.

요 지

본 연구는 댐파괴나 급격한 방류로부터 발생하는 홍수파가 하도내에서 사류의 흐름으로 나타날 때, 이를 해석하기 위한 수치모형을 개발한 것이다. 기본방정식으로서 dynamic wave equation을 사용하였고 이식을 general Preissmann scheme에 의하여 유한차분화시켰으며 fore-sweep algorithm에 의하여 해석하였다.

본 모형을 Buffalo-Creek flood의 경우에 적용하고 실측치 및 DAMBRK에 의한 계산 결과치와 비교검토하여 모형의 적용성을 입증하였다. 국내 효기댐의 경우에 대하여서는 파괴 당시의 실측자료를 기초로한 유출수문곡선을 유도하였고 댐 하류부의 홍수파 전달양상을 해석하였다.

1. 서 론

하천에서의 홍수파 해석에 관한 수리학적 연구는 크게 경험적인 모형, 수문학적 모형, 수리학적 모형 등으로 구분될 수 있다. 이들중 수리학적 모형은 다시 kinematic model, diffusion model 등

의 단순화된 水理模型(simplified hydraulic model)과 characteristic model, explicit model, implicit model, finite element model 등의 완전한 水理模型(complete hydraulic model)으로 대별된다.¹⁾ 고속전자계산기의 보편화는 Saint-Venant의 기본식에 수리현상을 지배하는 다양한 계산항을 도입한 dynamic wave model의 효용성을 증

* 정희원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 조교수

대시켰다. 특히 집중호우, 댐 파괴나 급격한 방류로 인하여 흐름의 변화가 심한 부정류해석의 경우에 있어서는 관성력의 항과 자유수면 변화에 의한 압력의 항이 중요한 역할을 하고, 하도구간에서의 각종 수공구조물의 영향을 다룰 수 있을 뿐 아니라 channel network에 까지 확장 발전시킬 수 있다는 면에서 dynamic wave model은 매우 효과적으로 검토될 수 있는 모형이다. 이 범주의 모형중에서도 implicit model은 수치해석적으로 안정성과 수렴성이 우수할뿐 아니라 다양한 거리 및 시간간격을 사용할 수 있고, 여러 유형의 內外部 境界條件을 효과적으로 다룰 수 있는 기법이다.^{1,2)} 지금까지 개발된 각종 수리학적 모형에 대한 연구성과는 常流(subcritical flow)의 경우에 대하여서는 비교적 충분히 다루어졌다고 볼 수 있으나⁴⁾ 射流(supercritical flow)의 경우에 대하여서는 아직도 그 안정성, 적용성 등에 있어서 어려움이 많다. 본 연구에서는 Saint-Venant의 식에 기초한 implicit 유한차분해석을 실시하였고, 국내의 많은 댐들이 하천상류부의 산간구역에 위치하고 있는 점³⁾을 중시하여 특히 사류구간에서의 홍수파해석을 위한 알고리즘에 대하여 중점적으로 검토하였다.

본 연구에서 개발된 수치모형의 적용성을 검토하기 위하여, 사류흐름구간에 대하여 파괴당시의 실측자료 수집이 가능하였던 미국의 Buffalo-Creek 댐에 적용하여 그 계산결과를 비교 검토하였다. 또한 국내의 경우에 대하여서는 호기댐 파괴시의 자료를 수집하여 하류부에서의 홍수파 전달 양상을 해석하였고 당시의 실측치와 비교검토 하였다.

집중호우로 인한 유출, 댐이나 제방등 수공구조물의 파괴나 급격한 방류로부터 야기되는 홍수파의 수학적 해석 및 홍수범람지역의 예측은 이미 많은 국가에서 법적으로 의무화 하였고⁵⁾, 미국 개척국 조사자료⁶⁾에 의하여도 신속하고 정확한 홍수예보가 그렇지 못했던 경우에 비하여 인명피해를 1/20로 크게 줄일수 있는 것으로 나타나 그 중요성은 크게 강조되고 있는 실정이다. 댐 파괴에 대한 국내자료를 살펴보면, 1961년 7월 전라북도 남원군 호기리에 위치한 높이 15m의 흙댐이 파괴되어 128명의 사망자를 낸

경우가 있고⁷⁾, 1972년 9월에는 부산시 구덕수원지의 저수지 둑이 붕괴되어 75명의 사망자가 발생하였으며⁸⁾, 1980년 7월 충청북도 보은군 보청천유역⁹⁾에서는 소규모 소류지들이 연속적으로 유실된 사실이 있다. 또한 1984년 9월 한강유역 및 최근 1987년 7월의 금강유역에서의 집중호우로 인한 하류부 홍수피해⁹⁾는 홍수파 해석에 관한 수리학적 연구의 필요성을 증대시켰다.

2. 홍수파의 해석 알고리즘

2-1. General Preissmann Scheme

본 연구에서 개발한 수치모형은 dynamic wave equation에 그 기본을 두고 있는데 다음의 질량보존의 식과 운동량보존의 식으로 구성된다.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B_t \frac{\partial y}{\partial t} - q_i = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f + S_e \right) + W_f B - q_i V_i = 0 \dots\dots\dots(2)$$

식 (1), (2)의 비선형 편미분방정식을 비선형 대수방정식으로 변환하기 위하여 잘 알려진 Preissmann implicit scheme을 일반화하여 시간에 대한 가중치 θ 와 거리에 대한 가중치 ϕ 로서 표시된 다음과 같은 식을 사용하였다.^{9,10)}

$$\frac{\partial f}{\partial x} \simeq \theta \frac{f_{j+1}^n - f_j^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{f_j^n - f_j^{n+1}}{\Delta x} \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \simeq \phi \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n}{\Delta t} + (1-\phi) \frac{f_j^{n+1} - f_j^n}{\Delta t} \dots\dots\dots(4)$$

$$f(x, t) \simeq \theta [\phi f_{j+1}^{n+1} + (1-\phi) f_j^{n+1}] + (1-\theta) [\phi f_{j+1}^n + (1-\phi) f_j^n] \dots\dots\dots(5)$$

(3)-(5)식에서 우선 $\phi=0.5$ 인 경우는 거리에 대한 가중치를 중앙으로 취한 scheme으로서 표준적으로 사용되어오고 있는 scheme²⁾이다. 이 경우 $\theta=0.5$ 일때가 central difference scheme, $\theta=1.0$ 일때가 fully implicit scheme이다. 이 식들에 대한 안정성과 수렴성을 기초로 하여 Fread¹¹⁾는 prismatic channel에서 $\theta=0.55$ 를, Liggett와 Cunge¹²⁾는 non-prismatic channel에

대하여 $\theta=0.6$ 을 사용할 것을 제안한 바 있으며, Schaffranek¹³⁾ 등은 자연하도의 경우에 대하여 적용한 결과를 기초로 $0.6 \leq \theta \leq 1.0$ 의 범위를 사용할 것을 추천하였고, θ 값을 calibration 과정에 도입하여 해석하였다. Chaudhry와 Contractor¹⁴⁾는 구형단면수로에서 surge의 전파양상을 검토한 결과 $\theta=0.6$ 일때가 surge 선단의 형상을 비교적 잘 표현한 안정해를 얻었고 $\theta=1.0$ 일때 surge 선단에서의 확산현상이 동반된 안정해를 관찰하였다. 사류흐름에 대한 θ 값의 영향은 비교적 최근에 다루어진바 있는데 Fread¹⁵⁾는 자연하도에서의 사류를 다루기 위하여 $\theta=1.0$ 을 사용하여 실측치와 잘 일치된 결과를 얻었으며 Yen¹⁶⁾ 등은 실험수로에서의 사류에 대한 해석결과 $\theta=1.0$ 의 값을 제안하였다. 다음으로 $\phi \neq 0.5$ 경우는 Lyn¹⁷⁾ 등에 의하여 연구되었는데 그는 선형화 시킨 방정식을 general Preissmann scheme으로 차분화하고 이를 Fourier series 해석방법을 통하여 안정도 및 수렴성을 해석하였다. 수치안정해를 얻기 위한 von Neumann condition은 다음식으로 유도되었다.

$$\frac{\phi - \frac{1}{2}}{C_{ri}} + \left(\theta - \frac{1}{2}\right) \geq 0 \dots\dots\dots(6)$$

여기서 C_{ri} 는 Courant number 이고 θ 및 ϕ 가 각각 1.0에 가까와질수록 numerical diffusion 현상이 뚜렷하게 나타나고 있다. $\phi \neq 0.5$ 의 값을 사용하는 경우는 하나의 흐름해석영역에서 특성곡선이 上流 또는 下流방향으로 전파되는 경우로서, 다시 말하면 불규칙한 하도단면을 가진 자연하천에서 常流와 射流가 혼합되어 있는 상태에 적용하게 되는데 이 값을 사용하는데 있어서는 신중한 주의가 요구되는 것을 지적하였다. (3)-(5)식에 나타난 유한차분 근사식을 (1), (2)식에 대입하고 비선형 항들을 선형화 시키기 위하여 Taylor의 급수전개방법을 사용하면 다음의 (7)식이 얻어지게 되는데, (7)식의 계수는 (8), (9)식과 같이 표시된다.

$$\left. \begin{aligned} A1_j \Delta Q_j + B1_j \Delta h_j + C1_j \Delta Q_{j+1} + D1_j \Delta h_{j+1} &= E1_j \\ A2_j \Delta Q_j + B2_j \Delta h_j + C2_j \Delta Q_{j+1} + D2_j \Delta h_{j+1} &= E2_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

여기서,

$$\left. \begin{aligned} A1_j &= -\theta \\ B1_j &= \frac{\Delta x}{\Delta t} (1-\phi) B_j^n \\ C1_j &= \theta \\ D1_j &= \frac{\Delta x}{\Delta t} \phi B_j^n \\ E1_j &= -(Q_{j+1}^n - Q_j^n) \end{aligned} \right\} \dots(8)$$

$$\left. \begin{aligned} &+ \Delta x [\theta \{\phi q_{j+1}^{n+1} + (1-\phi) q_j^{n+1}\} \\ &+ (1-\theta) \{\phi q_{j+1}^n + (1-\phi) q_j^n\}] \\ A2_j &= \frac{\Delta x}{\Delta t} (1-\phi) - 2\theta \left(\frac{Q}{A}\right)_j^n \\ &+ g \Delta x \theta (1-\phi) \lambda_1 S_{1j} \\ B2_j &= \theta \left[\left(\frac{Q^2}{A^2} B\right)_j^n + g \lambda_1 \{-1 \right. \\ &+ \Delta x (1-\phi) S_{2j}\} + g (1-\phi) B_j^n \{h_{j+1}^n \\ &- h_j^n + \Delta x (\lambda_2 + \lambda_3)\} \Big] \\ C2_j &= \frac{\Delta x}{\Delta t} \phi + 2\theta \left(\frac{Q}{A}\right)_{j+1}^n \\ &+ g \Delta x \theta \phi \lambda_1 S_{1j+1} \\ D2_j &= \theta \left[-\left(\frac{Q^2}{A^2} B\right)_{j+1}^n + g \lambda_1 \{-1 \right. \\ &+ \Delta x \phi S_{2j+1}\} + g \phi B_{j+1}^n \{h_{j+1}^n - h_j^n \\ &+ \Delta x (\lambda_2 + \lambda_3)\} \Big] \\ E2_j &= -\left[\left(\frac{Q^2}{A}\right)_{j+1}^n - \left(\frac{Q^2}{A}\right)_j^n \right] \\ &- g \lambda_1 (h_{j+1}^n - h_j^n) - g \Delta x \lambda_1 (\lambda_2 + \lambda_3) \\ &+ \Delta x [\theta \{\phi K_{j+1}^{n+1} + (1-\phi) K_j^{n+1}\} \\ &+ (1-\theta) \{\phi K_{j+1}^n + (1-\phi) K_j^n\}] \end{aligned} \right\} \dots(9)$$

여기서,

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \phi A_{j+1}^n - \phi A_j^n + A_j^n \\ \lambda_2 &= \phi S_{fj+1}^n - \phi S_{fj}^n + S_{fj}^n \\ \lambda_3 &= \phi S_{ej+1}^n - \phi S_{ej}^n + S_{ej}^n \\ S_1 &= \frac{\partial S_f}{\partial Q} + \frac{\partial S_e}{\partial Q}, \quad S_2 = \frac{\partial S_f}{\partial h} + \frac{\partial S_e}{\partial h} \\ K &= q_1 V_i \end{aligned}$$

2-2. 사류조건에 대한 해석 알고리즘

홍수파는 수로바닥 경사가 비교적 급한 上流部에서 射流의 흐름으로 나타나게 된다. 射流의 흐름은 임의의 지점 및 시간에서의 Froude 수 또는 에너지 경사가 한계치 F_c, S_c 를 넘으므로써 발생된다.

$$F_i = \frac{V_i}{\sqrt{g D_i}} = \frac{Q_i}{\sqrt{\frac{g}{B_i} A_i^{3/2}}} > F_c \equiv 1.0 \dots\dots (10)$$

$$S_c = \frac{g n_i^2}{R_i^{1/3}} = \frac{g n_i^2}{(A_i/B_i)^{1/3}} \dots\dots\dots (11)$$

射流상태에서는 표면파는 上流方向으로 전달되지 않고 그림 1에서 보는 바와 같이 그 특성곡선은 下流방향으로만 그 영향을 미치게 되므로 시간에 대한 하류단에서의 경계 조건은 불필요하게 되고, 上流에서는 시간에 대하여 두개의 경계치(two boundary data)가 필요로 하며, 댐지점에서의 유출수문곡선이 유량에 관한 하나의 경계조건이 되고 식 (12)가 수위에 관한 또 다른 경계조건으로 이용 된다.

$$Q_i^{n+1} = \frac{1}{n_i} A_i^{n+1} R_i^{n+1} S_i^{1/2} \dots\dots\dots (12)$$

여기서,

$$S = \frac{h_1^n - h_2^n}{\Delta x}$$

초기조건 계산에 있어서 계산진행 방향은 常流의 경우와는 반대로 상류단에서 하류부로 수행되는데 초기유량 Q가 주어졌을 때 초기수위 h는 식 (2)의 운동량 방정식에서 시간미분항을 zero로 놓아 정상류 상태로 단순화시켜 계산한다.

$$\left(\frac{Q^2}{A}\right)_{j+1} - \left(\frac{Q^2}{A}\right)_j + g \frac{A_j + A_{j+1}}{2} (h_{j+1} - h_j) + \Delta x \frac{S_{fj} + S_{fj+1}}{2} = 0 \dots\dots\dots (13)$$

식 (13)은 수위에 관한 비선형식을 나타내고 있으므로 Newton-Raphson 반복 계산에 의하여 그 해를 구할 수 있는데 불규칙적인 자연하도에 있어서는 4~5회 반복수행을 필요로 하게 된다.

해석알고리즘에 있어서는 常流의 흐름시에 적용되었던 바 있는 (14), (15)식의 double-sweep algorithm에 대하여^{4,10)}, 사류의 흐름에서는 하류단 경계조건이 불필요하므로 상류단 경계조건

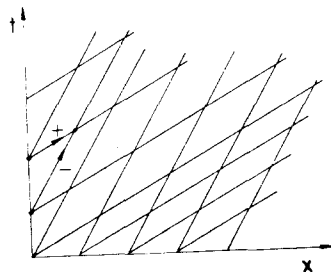


그림 1. 사류상태에 대한 특성선의 전파양상

을 도입한 식(16), (17)의 fore-sweep algorithm에 의하여 그 해가 구해지게 된다.

for subcritical flow

$$\Delta Q_j = F_j \Delta h_j + G_j \dots\dots\dots (14)$$

$$\Delta h_j = H_j \Delta Q_{j+1} + I_j \Delta h_{j+1} + J_j \dots\dots\dots (15)$$

for supercritical flow

$$\Delta Q_j = -\frac{1}{C1_j} (A1_{j-1} \Delta Q_{j-1} + B1_j \Delta h_{j-1} + D1_j \Delta h_j - E1_{j-1}) \dots\dots\dots (16)$$

$$\Delta h_j = \frac{1}{SD_{j-1}} (SA_{j-1} \Delta Q_{j-1} + SB_{j-1} \Delta h_{j-1} - SE_{j-1}) \dots\dots\dots (17)$$

$$\text{여기서, } SA_{j-1} = A2_{j-1} - \kappa A1_{j-1}$$

$$SB_{j-1} = B2_{j-1} - \kappa B1_{j-1}$$

$$SD_{j-1} = D2_{j-1} - \kappa D1_{j-1}$$

$$\kappa = C2_{j-1} / C1_{j-1}$$

상류 및 사류상태에 대한 계산과정을 그림으로 나타내면 그림 2(a), (b)와 같다. 사류상태의 흐름이 하도단면의 변화가 작은 prismatic channel을 따라 전파되는 경우는 해의 안정성은 별 문제가 되지 않으나 자연하도의 경우와 같이 단면변화가 급격한 경우, 홍수파가 시간에 대한 수위, 유량 등의 변화폭이 클 경우, Courant number가 1보다 지나치게 클 경우, Froude Number가 2.0보다 큰 경우등에 대하여는 常流에서 보편적으로 사용하는 加重值인 $\theta=0.6$, $\phi=0.5$ 를 그대로 적용할 경우에는 해가 불안정하게 되는 경우가 많다.^{15,16,17,18)} 이러한 경우에는 단면변화가 심한곳에서는 계산상의 거리구간을 보다 작게 취하여 급격한 단면변화 양상을 완화시켜야 하며, Courant number는 1보다 조금 작은 값을 취한다. 또한 사류의 경우에는

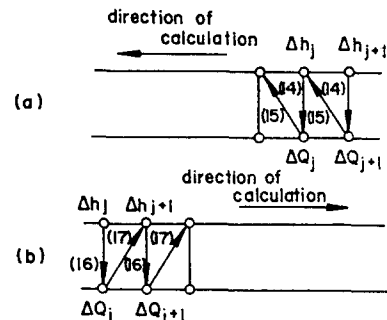


그림 2. 상류 및 사류상태에 대한 계산과정 (a) 상류상태 (b) 사류상태

해의 안정성을 확보하기 위한 numerical diffusion을 일으키기 위하여 시간의 가중치는 $\theta=1.0$, 거리의 가중치는 $\phi=0.5$ 를 택하는 것이 일반적이다. 그러나 앞에서도 언급한 바와 같이 대상구간내에서 특성곡선이 上流 또는 下流方向으로 시간 및 거리에 따라 변화하는 경우에는 거리에 대한 가중치 ϕ 를 0.5 보다 약간 큰 값을 택함으로써 안정해를 취할 수 있다.^{10,17,18)} 실제로, θ 와 ϕ 의 적절한 선택의 기준은 매우 복잡적이므로 이는 실측자료와의 비교검토를 통한 검증과정이 반드시 수반되어야 할 것이다.

3. Buffalo-Creek Floods에 의한 검증

홍수과의 사류흐름 영역에 대한 본 연구에서의 수치해석모형의 적용성을 검토하기 위하여 미국의 Buffalo-Creek floods 자료를 이용하였다. Buffalo-Creek에 위치한 Coal-waste dam은 1972년 6월 overtopping에 의해 파괴되어 118명의 인명피해와 많은 재산피해를 냈다. 당시의 파괴양상, 하류부 하도단면의 기하학적 형상 및 Manning의 조도계수, 홍수파 실측자료 등은 USGS¹⁹⁾, NWS²⁰⁾ 등의 관련기관으로부터 수집하였다. Coal-waste dam의 높이는 약 12.2m, 파괴부의 폭은 51.8m, 파괴지속 시간은 약 0.083hr로 조사 되었고 이들 자료를 기초로하여 유출수문곡선을 유도하였던 바 첨두유량은 1,944CMS, 첨두유량의 발생시간은 0.078hr로 나타났고 홍수파의 지속시간은 0.25hr로 나타났다.^{3,17)}

유도된 유출수문곡선으로부터 하류부 홍수파 해석을 실시하기 위하여 댐지점에서 약 3.6mile 위치한 지점까지를 하도구간으로 선정하였는데 이 구간의 수로바닥경사는 비교적 급하여 0.015ft/ft에 달하는 사류 흐름영역으로 나타나 본 연구에서의 fore-sweep algorithm의 적용성을 확인해 볼 수 있는 적절한 유역으로 판단되었다.

하도구간에 대한 Manning의 조도계수는 0.035가 사용되었고 계산상의 Δx 는 0.1mile로 하여 37개의 node를 취하였으며 Δt 는 일정시간까지는 파괴지속시간의 1/20인 14.94 sec로 계산을 실시하다가 0.4시간 경과이후부터는 빠른 시간 내에 정상상태로 되돌아 오기 위하여 점차적으

로 그 간격을 크게 하였다. 초기조건은 유역의 정상류 상태에서의 기저유량인 28 CMS를 주었고 이때의 Courant number는 평균 0.2 정도 이었으며 이 유량조건에 대하여 식 (13)에 의한 초기 수위 값을 상류단에서 하류방향으로 순차적으로 계산하였던 바 흐름은 사류조건으로 나타났다.

계산시 사용된 측방향유출량은 Coal-waste dam에서 나타난 각종 자료를 기초로 하여 계산된 $q_2=-0.005\text{CMS/m}$ 로 하였고, 사류상태이므로 시간에 대한 가중치는 $\theta=1.0$, 거리에 대한 가중치는 $\phi=0.5$ 를 사용하였다. 본 연구에서 개발된 수치모형을 Buffalo-Creek floods의 사류구간에 대하여 적용하여 하류부 3.6mile 구간에서의 수위, 유량 등을 각 시간간격에 대하여 계산하였다. 그림 3은 첨두유량의 종단형상을 나타내고 있고 그림 4는 최고수위의 종단형상과 홍수파 도달시간을 도시한 것이다. 사류구간에 대한 하류부 실측자료로서는 1.1mile 지점에서의 자료를 구할 수 있었는데, 표 1은 하류부 수개지점에서 본 연구에 의한 계산결과치, DAMBRK에 의한 계산치, 실측치 들을 비교하여 표시한 것이다. 표 1에서 볼 수 있는 바와 같이 본 연구에서 개발한 fore-sweep algorithm에 의한 사류구간에 대한 계산치는 Newton-Raphson 방법을 이용한 DAMBRK와 거의 같은 결과를 얻었으며 실측치¹⁹⁾와도 비교적 근사한 값을 보여 주었다.

표 1 홍수파 해석 결과치의 비교 (Buffalo-Creek floods)

하류부의 위치 (mile)	최고수위 (m)			최고수위의 도달 시간 (hrs)		
	실측치	DAM-BRK	본연구	실측치	DAM-BRK	본연구
0.0	—	463.90	463.87	—	0.079	0.079
1.1	430.00	433.15	433.15	0.125	0.129	0.129
2.1	—	407.16	407.17	—	0.203	0.203
3.1	—	381.23	381.25	—	0.278	0.274
3.6	—	368.29	368.31	—	0.320	0.315

4. 호기댐 파괴에 따른 홍수파 해석

국내자료로부터 댐 파괴로 인한 홍수파 해석을 실시하기 위하여 현재까지의 파괴사고중 최

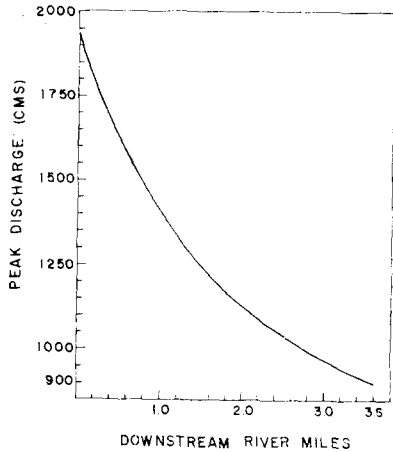


그림 3. 침두유량의 종단 형상 (Buffalo-Creek Floods)

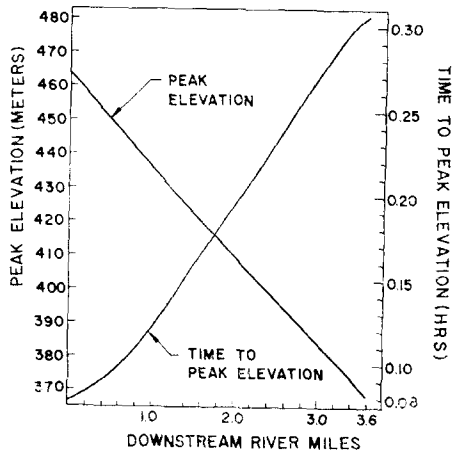


그림 4. 최고수위의 종단형상 및 홍수파의 도달 시간 (Buffalo-Creek Floods)

대 참사의 하나로 기록되고 있는 全羅北道 南原郡 二白面 孝基里 댐 파괴를 대상으로 본 수치모형을 적용하여 수리학적 해석을 실시하였다.

4-1. 기본 자료

효기댐은 높이 약 15m, 댐 제체의 길이 약 115m, 저수용량 $2.7 \times 10^6 m^3$, 물리 면적 약 63ha 인 관개용 fill dam 으로서 1961년 7월 11일 하오 10시경 파괴되어 128명의 사망자와 60여명의 부상자 등 많은 인명피해를 냈고 하류부 유역에 많은 재산피해를 입혔다. 파괴당시의 자료는 남원군 농지개량조합, 남원군 이백면 사무소의 관련 자료와 당시 피해를 당하고 생존한 현지주민과의 면담을 통한 자료를 수집하였고 전

국 주요 일간지의 보도자료를 참고로 이용하였다. (7, 21, 22)

효기저수지는 1938년경 해마다 가뭄에 시달리던 이곳 주민들이 자신들의 힘으로 쌓은 것으로서 파괴전의 약 60mm/hr의 호우가 약 두시간 반동안 이 지역에 내려 댐 파괴가 발생하였다. 남원군 농지개량조합에 보관되어 있는 자료는 당시의 파괴상황을 다음과 같이 기술하고 있다. (21)

“1961년 7월 11일 20시에서 22시 30분 사이에 강우량 150mm의 일시적인 폭우로 인하여 기존 여수로 및 방수로의 작용이 충분하지 못하여 홍수위가 급진적으로 상승되어 제방을 월류하게 되어 60m 구간이 파괴 유실되어 일시적인 방류로 하류부에 소재하였던 효기리 부락이 불의의 재화를 입었다…….”

그림 5는 효기댐 하류부 홍수와 추적구간의 유역평면도로서, 댐 지점으로 부터 하류부 4.2 km 지점까지를 홍수와 해석의 대상구간으로 선정하여 1/5,000 지형도를 중심으로 한 현지측량을 실시하였다.

댐 하류부 지형은 평균 하상경사가 약 0.02m/m로서 그림 9에서 보는 바와 같이 上流部에서는 급경사를 보이다가 하류로 감에 따라 경사가 약간 완만해지는 경향을 나타내고 있었다.

4-2. 유출수문곡선의 유도

댐 파괴에 따른 유출수문곡선을 유도하기 위해서는 파괴부의 형상과 파괴지속시간 등의 자료를 필요로 하게 된다. 파괴부 형상중에 있어서 가장 중요한 자료의 하나인 파괴폭은 당시의 실측치인 60m을 이용하였고 파괴측 벽면의 경사는 $0 \leq Z \leq 1$ 의 자료를 사용하였다. 파괴 지속시간에 대한 자료는 구체적인 실측치가 없고 일시적으로 발생한 것으로만 보고 되고 있는데 한 등(23)의 fill dam의 파괴 지속시간에 대한 관련 조사자료에서 $0.1 \leq T \leq 0.5$ 시간으로 나타났으므로 본 효기댐의 파괴 지속시간은 이들 값의 하한범위인 6~12분으로 보고 해석하였다. 즉 파괴양상에 대한 자료중 불확실한 값을 내포하고 있는 측벽면 경사 Z와 파괴지속시간 T에 대하여 Z를 각각 0.0, 0.5, 1.0으로 T를 각각 6분, 12분으로 변화 시키면서 계산된 침두유출량 Q_p 를 비교하여 표 2에 나타내었다.

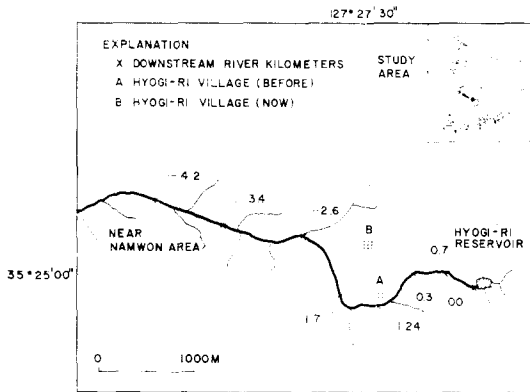


그림 5. 효기댐 하류부의 유역평면도

표 2 파괴 특성치 변화에 따른 첨두유량의 비교 (단위 : CMS)

	T=6(min)	T=12(min)
Z=0	1,372	728
Z=0.5	1,359*	721**
Z=1.0	1,349	715

* breach case 1 ** breach case 2

표에서 보는 바와 같이 Q_p 값의 Z 값에 대한 차이는 1.0% 미만인데 비하여 T에 대하여는 약 1.9배 정도의 차이를 나타내고 있는 데 이는 파괴가 짧은 시간내에서 발생할 경우에는 Z 값은 Q_p 에 큰 영향을 미치지 못하는 것을 확인할 수 있었는데, MacDonald 등²⁴⁾의 Z 값에 대하여 조사한 연구결과치를 고려하여 이들 값의 중앙치인 Z=0.5에 대하여 유출수문곡선과 저수지 및 댐하류부에서의 수면변동을 그림 6, 7, 8과 같이 얻을 수 있었다. 파괴지속시간이 6분인 경우 (case 1)의 첨두유출량은 1,359CMS, 첨두유량 발생시간은 0.078hr, 홍수와 지속시간은 0.12hr 이였고, 파괴지속시간이 12분인 경우(case 2)의 첨두유출량은 721CMS, 첨두유량 발생시간은 0.124hr, 홍수와 지속시간은 0.22hr으로 각각 나타났다.

4-3. 홍수파의 해석

파괴시간 6분과 12분에 대하여 유도된 유출수문곡선을 기초로 효기리지역에 대한 홍수파 전파양상을 규명하기 위한 수리학적 해석을 실시하였다. 하도구간에 대한 Manning의 조도계

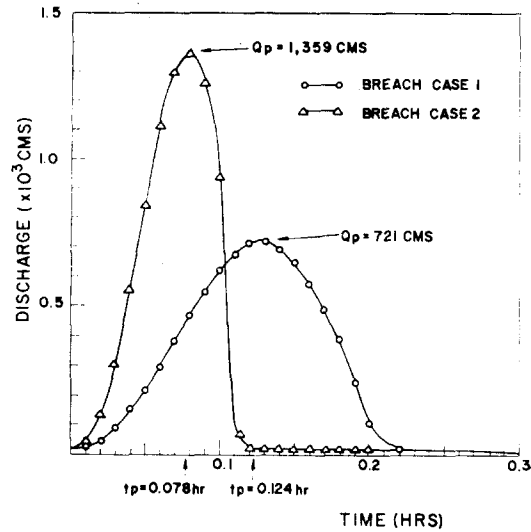


그림 6. 효기댐 파괴로 인한 유출수문곡선

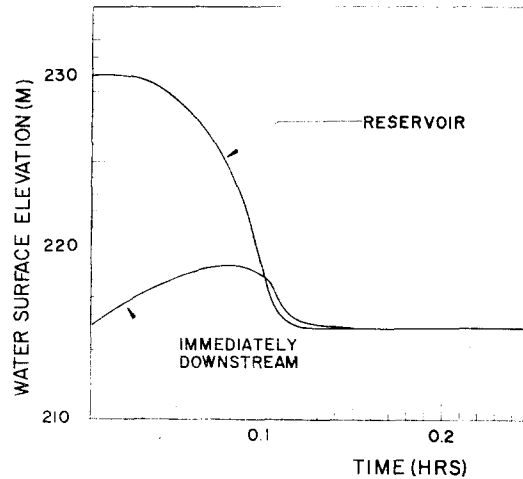


그림 7. 효기댐 파괴로 인한 수면곡선의 변화 (CASE 1)

수는 0.035로 고려하였고 계산상의 Δx 는 100m로 하여 전구간 4.2km를 43개 node로 구분하였으며 Δt 는 20sec로 계산하였다.

하도구간의 초기 유량조건은 댐 지점에서의 초기 방류량인 20CMS로 고려하였으며 하도의 하상경사와 Froude 수를 점검해 본 결과 흐름의 상태는 射流로 나타났으며 이 유량조건에 대하여 상류단에서 하류부로 식 (13)에 의해 순차적으로 초기수위를 계산하였고 이 경우의 Courant number는 평균적으로 0.7이었다. 거리 및 시간에 대한 가중치는 사류 흐름구간이므로 $\theta=1.0$, $\phi=0.5$ 를 사용하였다.

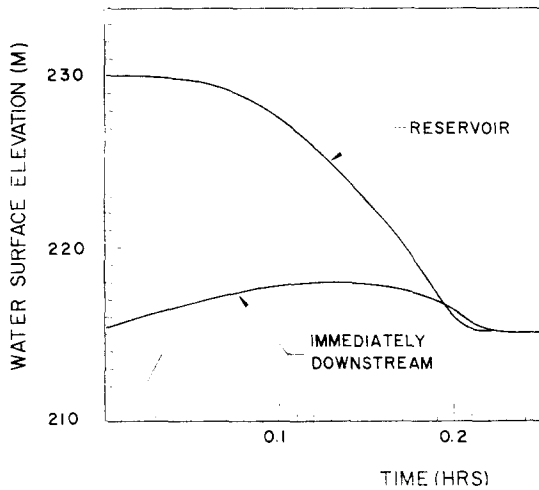


그림 8. 효기댐 파괴로 인한 수면곡선의 변화 (CASE 2)

본 수치모형을 효기댐 하류부에 적용하여 하류부 각 지점에서 case 1 과 case 2 의 경우에서의 최고수위 및 첨두유량에 대한 종단현상을 그림 9, 10 에 각각 도시하였다. 그림 9 에 나타난 최고수위는 case 1 과 case 2 에 있어서의 파괴지점에서 77cm 에 달하던 수위차는 계산 하류단에서 15cm 로 그 차이가 크게 감소하였는데 이는 하류부 0.7km 에서 1.7km 에 이르는 하도구간에 있어서 수로단면 좌측부에 형성되어 있는 넓은 홍수터가 큰 영향을 미치는 것으로 판단되었으며 홍수와 추적구간을 하류부로 더욱 연장시키면 상류부에서 나타난 큰 편차는 더욱 감소될 것으로 사료되었다. 그림 10 에 나타난 첨두유량의 경우에 있어서도 최고수위의 경우와 같이 하류부로 갈수록 크게 확산, 감쇠되는 현상을 보여 case 1 과 case 2 에 있어서 파괴지점에서 46.9% 에 달하던 편차는 계산 하류단에서 14.9% 로 크게 줄어든 현상으로 나타났다. 첨두유량 도달시간에 있어서는 댐 지점에서 4.2km 떨어진 하류단 까지 도달시간은 댐 파괴시간으로부터 case 1 의 경우 16.3 분, case 2 의 경우 20.0 분으로 각각 나타나 하상경사가 비교적 큰 지역이므로 그 도달시간도 짧게 나타났다.

댐 파괴로 인하여 많은 인명피해를 낸 효기리 마을은 댐 하류부 약 1.24km 지점에 위치하고 있었는데 이 지역에 대한 최고수위 및 첨두유원

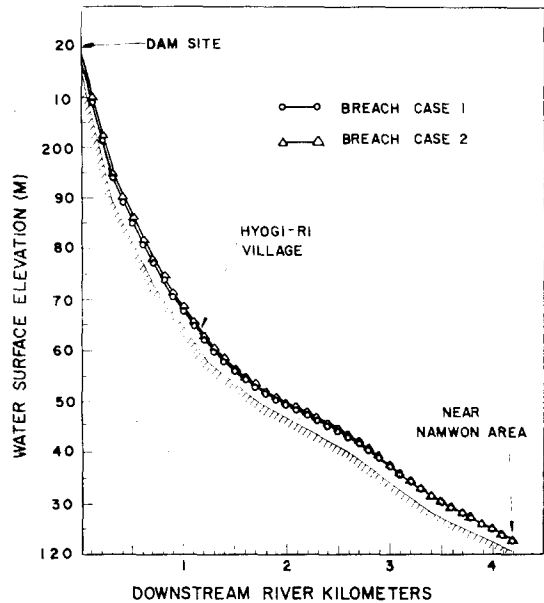


그림 9. 효기댐 파괴로 인한 하류부의 최고수위

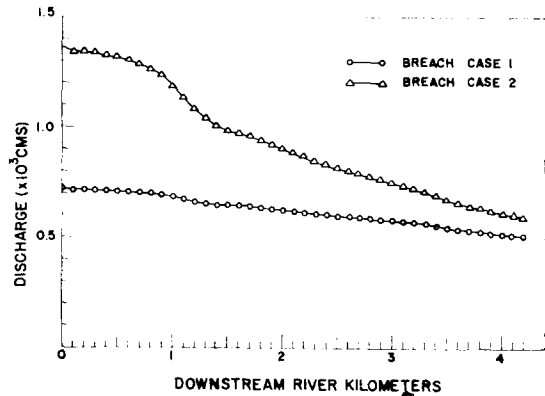


그림 10. 효기댐 파괴로 인한 하류부의 첨두유량의 예측치는 표 3 과 같이 계산되었다.

표 3 효기리 마을에 대한 홍수파의 예측치

	최고수위 (m)	최대수심 (m)	첨두유량 (CMS)
CASE 1	162.02	4.52	1.064
CASE 2	161.40	3.90	663

표 3 의 계산결과에 대한 신뢰성을 검토해 보기 위하여 홍수파가 효기리 마을을 통과할 시에 최고수위를 당시상황을 바탕으로 간접적으로 조사하고⁷⁾ 이를 그림 11 에 나타난 결과 비교적 합리성 있게 계산된 범위내에 도시됨을 알수 있으며 파괴시간을 6 분으로 가정한 case 1 의 경

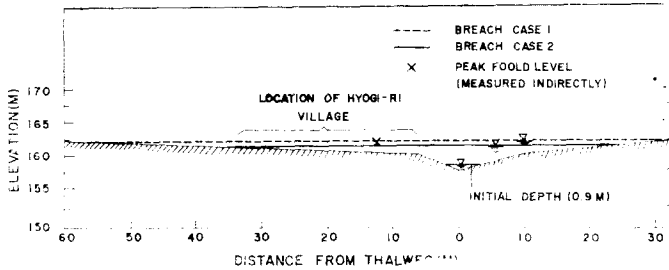


그림 11. 효기리 마을에 대한 홍수범람범위의 예측도

우에 더욱 가깝게 접근하는 수위를 보였다. 그림에서 볼 수 있듯이 효기리 마을 전체가 수심이 약 1.2~2.0m 정도에 이르기까지 침수된 상황으로 나타났다.

5. 결 론

본 연구는 집중호우로 인한 유출이나, 댐이나 제방 등 수공구조물의 파괴 및 급격한 방류로부터 야기되는 홍수파해석을 실시하기 위한 수치모형을 개발한 것으로서 본 연구를 통하여 얻어진 성과는 다음과 같다.

(1) 홍수파가 사류의 흐름으로 나타나는 경우에 대하여 dynamic wave equation을 general Preissmann scheme으로 차분화 하였고 이식을 fore-sweep algorithm에 의하여 해석하는 수치해석 모형을 개발하였다.

(2) 본 연구에서 개발된 수치모형을 Buffalo-Creek flood의 경우에 적용하여 홍수파 해석을 실시하였고 실측치 및 DAMBRK에 의한 계산결과와의 비교검토를 통하여 모형의 적용성을 확인하였다.

(3) 국내 효기댐 파괴의 경우에 대하여 실측 자료를 기초로한 유출수문곡선을 유도하였으며 댐 하류부에 대한 홍수파 전달 양상을 해석하였다.

감사의 글

이 논문은 한국학술진흥재단의 1986년도 연구비에 의하여 연구되어졌으며 이에 사의를 표한다.

기 호

- A : 하천의 흐름단면적
- B : 하천의 유수단면 수면폭
- B_t : 하천의 전단면 수면폭
- D_i : 하천의 임의지점 i 에서의 수리수심
- F_i : 하천의 임의지점 i 에서의 Froude 수
- h : 하천의 수위
- h_j^n : 하도 추적시 시간 n , 위치 j 에서의 수위
- j : 위치의 격점번호 ($j=1, 2, 3, \dots, J$)
- n : 시간의 격점번호 ($n=1, 2, 3, \dots, N$) 또는 Manning의 조도계수
- Q : 하천의 유량
- Q_b : 침투유량
- Q_j^n : 하도추적시 시간 n , 위치 j 에서의 유량
- q_l : 측방향 유출입량
- S_c : 한계경사
- S_e : 단면변화에 의한 손실경사
- S_f : 마찰경사
- S_0 : 수로바닥경사
- T : 댐 파괴의 지속시간
- t : 시간
- t_b : 침투유량 발생시간
- V_l : 측방향 유출입량의 유속
- W_f : 바람응력의 전달계수
- x : 하천 흐름방향의 위치
- y : 하천의 수심
- Z : 댐 파괴부 측벽면 경사
- Δh : 시간간격 t 동안의 수위증가량
- ΔQ : 시간간격 t 동안의 유량증가량
- Δx : 위치간격

참 고 문 헌

1. Fread, D.L., "Channel Routing" in Anderson, M.G., and Burt, T.P., (eds), *Hydrological Forecasting*, John Wiley and Sons, New York, 1985, pp.437~503.
2. French, R.H., *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, 1985, pp.549~582.
3. 한 건연, 이 종태, 이 원환, "Earth Dam 파괴로 인한 유출수문곡선의 유도", 대한토목학회 논문

- 집, Vol. 5, No.2, 1985, pp.41~50.
4. 이 종태, 한 건연, 이 정식, "Earth Dam 의 가상 파괴로 인한 홍수파의 예측모형", 대한토목학회 논문집, Vol. 6, No.4, 1986, pp.69~78.
 5. Rajar, R., "Mathematical Simulation of Dam-Break Flow", *J. of HY Div., ASCE*, Vol. 104, No.7, 1978, pp.1011~1026.
 6. Coasta, J.E., *Floods from Dam Failure*, USGS Open File Report 85-560, Denver, Colorado, US Geological Survey, 1985, pp.1~54.
 7. 조선일보, 동아일보, 한국일보, 중앙일보, 전북일보, 1961년 7월 14일자.
 8. 조선일보, 1972년 9월 17일자, 1980년 7월 24일자, 1984년 9월 1일자 및 1987년 7월 21일자.
 9. Preissmann, A., "Propagation of Translatory Waves in Channels and Rivers", in *Proc., First Congress of French Assoc. for Computation*, Grenoble, France, 1961, pp.433~442.
 10. Abbott, M.B., *Computational Hydraulics*, Pitman Advanced Publishing Program, 1980, pp.117~211.
 11. Fread, D.L., *Numerical Properties of Implicit Four-Point Finite Difference Equation of Unsteady Flow*, NOAA Tech. Memo. NWS HYDRO-18, US Dept. of Commerce, NOAA, National Weather Service, 1974, pp.1~38.
 12. Liggett, J. A., and Cunge, J. A., "Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations", in Mahmood, K., and Yevjevich, V., (eds), *Unsteady Flow in Open Channels*, Water Resources Publications, 1975, pp.142~163.
 13. Schaffranek, R.W., Baltzer, R. A., and Goldberg, D. E., *A Model for Simulation of Flow in Singular and Interconnected Channels*, Chapter C3, Techniques of Water Resources Investigations of the United States Geological Survey, USGS, 1981, pp.1~110.
 14. Chaudhry, Y.M., and Contractor, D.N., "Application of the Implicit Model to Surges in Open Channels", *Water Resources Research*, Vol. 9, No.6, 1973, pp.1605~1612.
 15. 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.
 16. Yen, C.L., and Lin, C.H., "Numerical Stability in Unsteady Supercritical Flow Simulation", *Proc. of 5th Congress, APD-IAHR*, 18~20, August, 1986, pp.29~44.
 17. Lyn, D.A., and Goodwin, P., "Stability of a General Preissmann Scheme", *J. of HY Div., ASCE*, Vol. 113, No.1, 1987, pp.16~28.
 18. Wurbs, R. A., *Military Hydrology Report 9: State-of-the-Art Review and Annotated Bibliography of Dam-Break Flood Forecasting*, Miscellaneous Paper, EL-79-6, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 1985, pp.62~66.
 19. Davies, W.E., Bailey, J.F., and Kelly, D.B., *West Virginia's Buffalo Creek Flood: a study of the hydrology and engineering geology*, Geological Survey Circular 667, U.S. Geological Survey, 1972, pp.1~32.
 20. Fread, D.L., *DAMBRK: The NWS Dam-Break Flood Forecasting Model*, Office of Hydrology, National Weather Service, 1984, pp.1~37.
 21. 남원군 농지개량조합 자료.
 22. 남원군 이백면 사무소 자료.
 23. 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*, 18~20, August, 1986, pp.145~149.
 24. MacDonald, T.C., and Jennifer, L.M., "Breaching Characteristics of Dam Failures", *J. of HY Div., ASCE*, Vol. 110, No.5, 1984, pp.567~586.