

Riemann 해법을 이용한 댐 붕괴파의 전파 해석

Propagation Analysis of Dam Break Wave using Approximate Riemann solver

김병현* · 한건연** · 안기홍***

Kim, Byung Hyun · Han, Kun Yeon · Ahn, Ki Hong

Abstract

When Catastrophic extreme flood occurs due to dam break, the response time for flood warning is much shorter than for natural floods. Numerical models can be powerful tools to predict behaviors in flood wave propagation and to provide the information about the flooded area, wave front arrival time and water depth and so on. But flood wave propagation due to dam break can be a process of difficult mathematical characterization since the flood wave includes discontinuous flow and dry bed propagation. Nevertheless, a lot of numerical models using finite volume method have been recently developed to simulate flood inundation due to dam break. As Finite volume methods are based on the integral form of the conservation equations, finite volume model can easily capture discontinuous flows and shock wave. In this study the numerical model using Riemann approximate solvers and finite volume method applied to the conservative form for two-dimensional shallow water equation was developed. The MUSCL scheme with surface gradient method for reconstruction of conservation variables in continuity and momentum equations is used in the predictor-corrector procedure and the scheme is second order accurate both in space and time. The developed finite volume model is applied to 2D partial dam break flows and dam break flows with triangular bump and validated by comparing numerical solution with laboratory measurements data and other researcher's data.

Keywords : dam break, approximate Riemann solver, dry bed, mesh reconstruction, surface gradient method

요 지

댐 붕괴로 인한 극한홍수가 발생하였을 경우, 홍수경보에 대한 대응시간은 일반적인 홍수의 경우보다 훨씬 짧다. 수치모형은 홍수파의 전파양상을 예측하고, 범람지역, 홍수파 도달시간 그리고 침수심 등에 관한 정보를 제공하는데 있어 강력한 도구가 될 수 있다. 그러나 댐 붕괴로 인한 홍수파의 전파는 불연속 흐름이나 마른하도의 전파를 포함하고 있으므로, 수학적으로 표현하기 어려운 경우가 많다. 그럼에도 불구하고 최근에 유한체적기법을 이용하여 댐 붕괴로 인한 홍수범람을 모의하기 위한 수치모형의 개발이 많이 이루어졌다. 유한체적기법은 적분보존형 방정식을 기본으로 하고 있으므로, 불연속 흐름이나 충격파의 해석에 용이하다. 따라서, 본 연구에서는 2차원 보존형 천수방정식의 해석을 위해 유한체적기법과 Riemann 근사해법을 이용한 수치모형을 개발하였다. 그리고 예측단계와 수정단계에서 연속방정식과 운동량 방정식의 보존변수 재구성을 위해 수면경사법과 연계한 MUSCL 기법을 적용하여 시간과 공간에서 2차정확도를 얻었다. 개발한 유한체적모형을 2차원 부분적 댐 붕괴 해석 및 삼각형 용기를 가진 하도에 대한 댐 붕괴 해석에 적용하고, 적용결과를 실험자료 및 기존 연구자의 계산결과와 비교하여 개발모형을 검증하였다.

핵심용어 : 댐 붕괴, 근사 Riemann 해법, 마른하도, 격자 재구성, 수면경사법

1. 서 론

수공학 기술의 발달과 함께 전 세계적으로 대규모의 댐이 건설되고 있으며, 이러한 댐들은 발전용수, 생활 및 농업용수, 주운운하의 운영을 위해 사용되고 있다. 하지만 댐 붕괴로 인한 재해지의 홍수범람은 세계 곳곳에서 발생하고 있으며, 이러한 홍수재해는 수많은 인명피해 및 막대한 재산 손실을 일으킨다. 따라서 댐 붕괴로 인한 홍수파에 관한 연구

는 홍수재해의 예측과 계획 그리고 평가를 위해 매우 중요하며, 수치모형은 범람면적, 홍수파의 도달시간 그리고 수심 등에 관한 정보를 제공 할 수 있어 홍수위험이 있는 지역에 대한 대피 계획 및 예·경보 시스템 구축 그리고 댐 운영 및 홍수 조절을 위한 유용한 도구가 될 수 있다.

댐 붕괴로 인한 홍수파의 전파에 관한 연구는 해석적인 방법, 실험적인 방법 그리고 수치해석 방법으로 주로 연구된다. 해석적인 방법은 컴퓨터와 수치기법들이 발달하기 이전

*정회원 · 경북대학교 건축 · 토목공학부 BK21사업단 박사후연구원 (E-mail : hydrobk@knu.ac.kr)

**정회원 · 경북대학교 건축 · 토목공학부 교수 (E-mail : kshanj@knu.ac.kr)

***교신저자 · 한국수자원공사 댐·유역관리처 공동연구원 (E-mail : khahn@kwater.or.kr)

에 많이 사용되었으며, 단순한 문제의 경우를 제외하고는 식의 전계가 너무 복잡하여 해석이 불가능한 경우가 많아 주로 하상경사 및 마찰이 없는 1차원 흐름에 적용된다(Huang, 2005). 해석적인 방법은 댐 붕괴파의 전파에 대한 기본적인 거동을 이해하는데 유용하다.

실제 자연하천에서 발생하는 댐 붕괴는 예측할 수 없는 자연재해이므로, 댐 붕괴 흐름에 관한 연구에 이용할 수 있는 자료는 거의 없다. 따라서 실험실에서 수행한 댐 붕괴 실험자료가 댐 붕괴 홍수파의 전파에 관한 연구에 많이 이용되고 있다. Lauber and Hager(1998)는 하상경사에 따라 직선수로에 전파하는 댐 붕괴파의 전파에 관한 실험을 수행하였고, Miller and Chaudry(1989)는 180°의 U자형 만곡수로에서 댐 붕괴 실험을 수행하고 수위를 측정하였다. Fraccarollo and Toro(1995)는 댐이 부분적으로 붕괴되면서 마른하도로 전파하는 댐 붕괴 실험을 수행하였고, Frazao and Zech(2002)는 90° 만곡부를 가진 수로에 대해 댐 붕괴 실험을 수행하여 수위와 유속을 실측하였다. 이러한 실험자료들은 수치모형의 검증에 위해 매우 유용하게 사용된다.

컴퓨터 기술의 발전과 더불어 유한차분법, 유한요소법 그리고 유한체적법을 이용한 2차원 수치모형의 급속한 개발이 이루어졌다. 하지만 2차원 유한차분모형은 복잡한 경계조건을 다루는데 어려움이 있기 때문에 대부분의 결과는 직사각형 수로 단면을 기반으로 하여 도출되고 정확도가 다소 떨어지는 단점이 있으며(Bai *et al.*, 2007), 2차원 유한요소모형은 미분형 지배방정식의 사용으로 불연속지점 및 마른하도에서의 계산이 어렵다. 반면에 2차원 유한체적모형은 질량 및 운동량 보존을 만족시키기 용이한 적분형 지배방정식을 이산화하는 근사해법의 적용으로 불연속흐름 및 마른하도의 계산에 효율적이며, 특히 흐름의 수면경사 및 하상경사가 크거나 혹은 불연속 지점에서 정확하고 안정된 계산을 할 수 있는 TVD(Total Variation Diminishing) 기법(Tseng and Chu, 2000; Louaked and Hanich, 1998; Delis and Skeels, 1998)과 근사 Riemann 해법(Valiani *et al.*, 2002; Bardford and Sanders, 2002; Jha *et al.*, 2000; Mingham and Causon, 1998; Zhao *et al.*, 1996)의 개발로 댐 붕괴로 인한 홍수파의 전파에 관한 연구에 최근 많은 발전이 있었다.

국내에서의 시간과 공간에서 2차 정확도를 가지는 2차원 유한체적법에 관한 연구는 김우구 등(2003)이 WAF 기법을 이용하여 댐 붕괴파를 해석하였으며, 김대홍과 조용식(2005)은 수직으로 변하는 지형의 수치처리가 가능한 개선수면경사법 개발하여 보존특성을 검증하고 댐 붕괴파를 해석하였다. 하지만, 지금까지 국내에서 개발된 고정확도 2차원 유한체적모형은 차원 분리기법인 fractional step 기법을 적용하였다. 하지만 Fractional step 기법은 준정상상태 혹은 정상상태에서 흐름율과 생성항의 균형을 이루기 어려워 부정확한 해를 도출할 수 있어(Leveque, 1998), 본 연구에서는 차원 및 생성항 비분리기법인 unsplit 기법을 적용하였다. Unsplit 기법은 흐름율과 생성항의 균형 문제의 해결할 뿐만 아니라, 비구조적 격자의 적용이 가능하여 자연하천과 같은 복잡한 지형의 처리도 용이하다. 본 연구에서는 차원비분리기법의 적용을 위해서 계산격자의 인접격자를 찾는 알고리즘을 개발하였으며, 질량 및 운동량의 보존을 이루게 하기

위해 수위를 이용하여 보존변수를 재구성하는 수면경사법을 적용하였다. 그리고 2차정확도 기법의 사용으로 불연속지점에서 발생할 수 있는 수치진동을 제어하기 위해 TVD(총변동량 제어) 기법을 적용하였다. 그리고 개발모형을 마른하도로 전파하는 부분적 댐 붕괴 해석, 삼각형 용기가 존재하는 하도에 대한 댐 붕괴 해석을 수행하고, 수치모의 결과를 실험자료 및 기존 연구결과와 비교하였다.

2. 2차원 유한체적 모형

2.1 천수방정식 및 Godunov형 지배방정식

본 연구에서는 수치모형의 개발을 위해 천수방정식을 지배방정식으로 하며, 보존변수로 이루어진 2차원 천수방정식을 벡터형태로 나타내면 Eq. (1)과 같다.

$$U_t + F(U)_x + G(U)_y = S(U) \quad (1)$$

$$U = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}, F(U) = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \\ huv \end{bmatrix}, G(U) = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix}, S(U) = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{bmatrix} \quad (2)$$

여기서, U 는 보존변수 벡터, $F(U)$ 및 $G(U)$ 는 각각 x 및 y 방향의 흐름율, $S(U)$ 는 생성항, u 와 v 는 각각 x 와 y 방향의 유속, h 는 수심, S_0 는 하상경사, S_f 는 마찰경사로 Eq. (3)을 적용하였다.

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}, S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (3)$$

천수방정식인 Eq. (1)을 Godunov형 방정식으로 표현하기 위해 유한체적 V 에 대해서 적분하면 Eq. (4)와 같은 상미분 방정식이 되고, 계산격자 (i,j) 에서 보존변수 벡터 $U_{i,j}$ 와 생성항 벡터 $S_{i,j}$ 가 $\overline{U}_{i,j}$ 와 $\overline{S}_{i,j}$ 로 일정하다고 가정하고 시간 미분항을 이산화하면, 본 연구에서 적용하고자 하는 기본 방정식인 Eq. (5)를 구할 수 있다.

$$\frac{d}{dt} \int_V U dV + \int_{\Omega} H \cdot nd\Omega = \int_V S dV \quad (4)$$

$$U_{i,j}^{n+1} = U_{i,j}^n - \frac{\Delta t}{A_{i,j}} \sum_{k=1}^m [(F_k \cos \phi_k + G_k \sin \phi_k) L_k - S_{i,j}] \quad (5)$$

여기서, H 는 Ω 의 경계면에 수직방향 흐름을 벡터(F, G)로 정의되며, n 은 경계면 Ω 의 외향 단위법선벡터로 Fig. 1에서 볼 수 있듯이, $(\cos \phi, \sin \phi)^T$ 로 나타낼 수 있다. m 은 계산격자의 경계면 개수, L_k 는 k 번째 경계면 길이이며, ϕ_k 는 x 축과 k 번째 경계면의 법선벡터 n_k 사이의 반시계방향 각을 나타낸다.

2.2 격자 재구성 알고리즘 개발

본 연구에서는 공간적으로는 차원을 분리하지 않고,

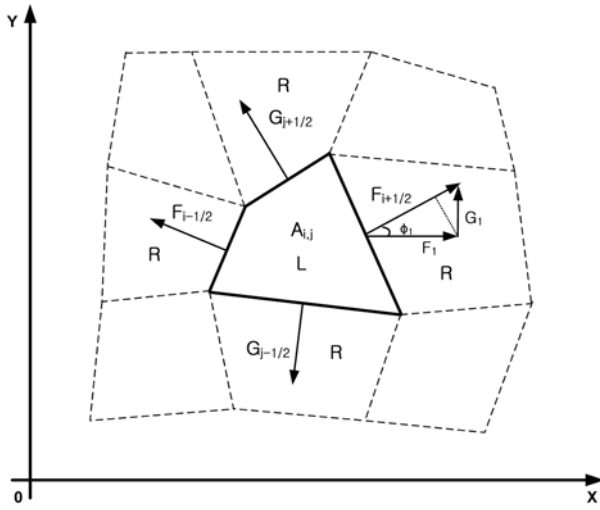


Fig. 1 Finite volume cell and Riemann interface

Godunov형 지배방정식에서 생성항을 분리하지 않는 unsplit 기법을 적용하였다. Unsplit 기법은 차원을 분리하지 않는 완전한 2차원 기법으로, n 시간에서 다음 계산시간 $n+1$ 까지의 보존변수 U 의 갱신과정에서 한번에 계산격자의 모든 인접격자를 고려하여 경계면에서의 흐름율을 계산하여야 한다. 따라서 Unsplit 기법의 적용을 위해서는 계산격자의 인접격자를 찾아야 하며, 본 연구에서는 계산격자의 인접격자 번호를 알기위해 최규현(2004)을 참고하여 계산격자의 인접격자를 재구성하고, 재구성된 격자의 순서로 인접격자를 찾는 알고리즘을 개발하였다. Fig. 2와 같이 계산격자에 대한 인접격자의 순서를 정하기 위해 계산격자의 무게중심과 계산격자를 구성하고 있는 절점 좌표가 이루고 있는 각도를 Eq. (6)을 이용하여 계산하고, 계산된 각도의 크기로 인접격자의 순서를 결정하였다.

$$\theta_k = \tan^{-1}\left(\frac{y_k}{x_k}\right) \quad (6)$$

2.3 흐름율 계산 및 마른하도 처리

계산격자의 인접격자를 찾고 나면, 이 두 격자사이의 경계

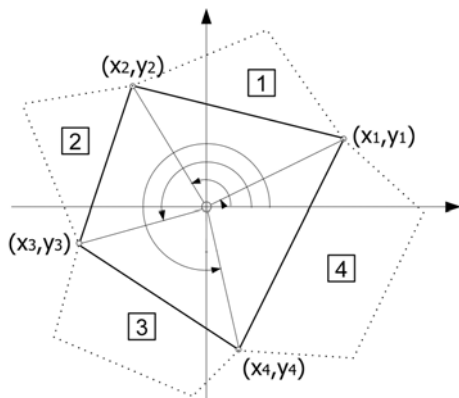


Fig. 2 Reconstruction of adjacent cells

면을 가로지르는 흐름율을 계산하여야 한다. 본 연구에서는 흐름율을 계산하기 위해 근사 Riemann 해법인 HLLC(Harten, Lax and van Leer for contact wave) 기법을 이용하여 유한체적의 경계면에서 질량 및 운동량의 흐름율을 계산하였다. HLLC 기법은 엔트로피 조건을 만족하며(LeVeque, 2002), 하류부로 파가 전파될 때 발생할 수 있는 마른하도에 대한 계산도 용이하게 처리할 수 있는 장점이 있으며(Fraccarollo and Toro, 1995), 특히 2차원 문제의 해석에 있어서 더 높은 정확도를 제공한다(Valiani *et al.*, 2002). HLLC Riemann 해의 구조는 파속 S_L 및 S_R 그리고 S_* 에 따라 보존변수 U 가 네 개의 구간으로 나누어지며, 각 구간에서의 보존변수가 결정되면 HLLC 수치 흐름율은 Eq. (7)을 이용하여 계산한다.

$$F_{i+1/2}^{HLLC} = \begin{cases} F_L & \text{if } 0 \leq S_L \\ F_{*L} = F_L + S_L(U_{*L} - U_L) & \text{if } S_L \leq 0 \leq S_* \\ F_{*R} = F_R + S_R(U_{*R} - U_R) & \text{if } S_* \leq 0 \leq S_R \\ F_R & \text{if } 0 \geq S_R \end{cases} \quad (7)$$

HLLC 기법을 적용하여 모의결과에 대한 높은 정확도를 얻기 위해서는 파속 S_L 및 S_R 그리고 S_* 의 정확한 계산이 가장 중요한 요소라고 할 수 있다(Fraccarollo and Toro, 1995). 본 연구에서는 차원 비분리 기법의 적용을 위해 계산격자를 L , 계산격자의 인접격자를 R 로 두고, 파속 S_L 및 S_R 의 정확한 계산을 위해 Table 1과 같이 젖은하도와 마른하도를 구분하여 파속을 계산하였으며, 중간영역의 파속 S_* 는 Eq. (8)을 사용하여 계산하였다. 그리고 수심 h_* 는 Eq. (9)로 계산하였다.

$$S_* = \frac{S_L h_R (u_R - S_R) - S_R h_L (u_L - S_L)}{h_R (u_R - S_R) - h_L (u_L - S_L)} \quad (8)$$

$$h_* = \frac{1}{g} \left[\frac{1}{2} (\sqrt{gh_L} + \sqrt{gh_R}) + \frac{1}{4} (u_L - u_R) \right]^2 \quad (9)$$

여기서, u_L , u_R , h_L 그리고 h_R 은 Riemann 문제에 대한 좌·우 초기값이고, q_k ($k=L, R$)는 Eq. (10)으로 구할 수 있다.

$$q_k = \sqrt{\frac{1}{2} \left[\frac{(h_* + h_k) h_*}{h_*^2} \right]} \quad (10)$$

2.4 수면경사법과 연계한 MUSCL 기법

본 연구에서는 생성항의 효율적인 수치처리를 위해 MUSCL(Monotone Upstream-centered Schemes for Conservation Laws)기법을 수면경사법과 연계하였다. 수면경사법과 연계한 MUSCL 기법을 Godunov형 유한체적기법에 적용하기 위해서는 예측단계와 수정단계로 이루어진 2단계의 보존변수 재구성 과정이 필요하다.

Table 1. Wave Celerity

젖은 하도	마른 하도 (인접격자 R에서 발생)	마른 하도 (계산격자 L에서 발생)
$S_L = u_L - \sqrt{gh_L}$, $S_R = u_R + \sqrt{gh_R} q_R$	$S_L = u_L - \sqrt{gh_L}$	$S_L = u_R - 2\sqrt{gh_R}$
$S_L = u_L - \sqrt{gh_L} q_L$, $S_R = u_R + \sqrt{gh_R}$	$S_R = u_L + 2\sqrt{gh_L}$	$S_R = u_R + \sqrt{gh_R}$

예측단계에서는 계산격자와 인접격자의 보존변수 값의 차이를 이용하여 계산격자 경계면에서 보존변수의 재구성이 이루어진다. 계산격자 (i, j) 에 대한 방향 경계면인 $(i-1/2, j)$ 및 $(i+1/2, j)$ 그리고 y 방향 경계면인 $(i, j-1/2)$ 및 $(i, j+1/2)$ 에서의 연속방정식과 운동량방정식의 보존변수 $U=[h, hu, hv]^T$ 는 Eq. (11)을 이용하여 재구성 할 수 있다. 하지만, 수면경사법을 적용하기 위해서는 연속방정식에서의 보존변수인 수심 h 대신 수위 η 로 재구성을 이룬후, Eq. (12)를 이용하여 수심 h 를 계산한다.

$$U_{i-1/2,j} = U_l - \frac{1}{2}\Delta x_l \delta U_{xl}, \quad U_{i+1/2,j} = U_l + \frac{1}{2}\Delta x_l \delta U_{xl} \quad (11a)$$

$$U_{i,j-1/2} = U_l - \frac{1}{2}\Delta y_l \delta U_{yl}, \quad U_{i,j+1/2} = U_l + \frac{1}{2}\Delta y_l \delta U_{yl} \quad (11b)$$

$$h_{i-1/2,j} = \eta_{i-1/2,j} - z_{bi-1/2,j}, \quad h_{i+1/2,j} = \eta_{i+1/2,j} - z_{bi+1/2,j} \quad (12a)$$

$$h_{i,j-1/2} = \eta_{i,j-1/2} - z_{bi,j-1/2}, \quad h_{i,j+1/2} = \eta_{i,j+1/2} - z_{bi,j+1/2} \quad (12b)$$

여기서, l 은 계산격자인 (i, j) 를 나타내고, Δx_l 및 Δy_l 는 각각 계산격자의 x 및 y 방향의 평균 폭, δU_{xl} 및 δU_{yl} 는 각각 x 및 y 방향에 대한 계산격자와 인접격자와의 보존변수 값의 차이를 나타낸다. 계산격자의 경계면에 대해서 재구성이 이루어진 보존변수들을 이용하여, x 와 y 방향에 대한 흐름을 $F_{l,k}^{(p)}$ 와 $G_{l,k}^{(p)}$ 를 Eq. (2)를 이용하여 계산하고, 시간에 대한 2차정확도를 구하기 위해 Eq. (13)를 이용하여 $\Delta t/2$ 시간에서의 보존변수를 계산한다.

$$(U)_l^{n+1/2} = (U)_l^n - \frac{\Delta t}{2A_l} \left(\sum_{k=1}^{N_l} (F_{l,k}^{(p)} n_{l,k}^{(x)} + G_{l,k}^{(p)} n_{l,k}^{(y)}) b_{l,k} - S_l^n \right) \quad (13)$$

여기서, A_l 및 N_l 는 각각 계산격자 l 의 면적 및 경계면의 수, $F_{l,k}$ 및 $G_{l,k}$ 는 격자 l 의 k 번째 경계면에서의 x, y 방향 흐름율로 x 방향인 경우 $k=1, 3$ y 방향인 경우 $k=2, 4$ 이다. 그리고 $n_{l,k}$ 및 $b_{l,k}$ 는 각각 격자 l 의 k 번째 경계면의 외향 단위벡터 및 경계면 길이를 나타낸다.

수정단계에서는 예측단계에서 계산된 보존변수를 이용하여 계산격자에 대한 흐름을 $F_{l,k}^{(c)}$ 와 $G_{l,k}^{(c)}$ 를 Eq. (7)을 이용하여 계산하고, 계산된 $F_{l,k}^{(c)}$ 와 $G_{l,k}^{(c)}$ 를 이용하여 $n+1$ 시간에서의 최종 보존변수를 Eq. (14)로 계산한다.

$$(U)_l^{n+1} = (U)_l^n - \frac{\Delta t}{A_l} \left(\sum_{k=1}^{N_l} (F_{l,k}^{(c)} n_{l,k}^{(x)} + G_{l,k}^{(c)} n_{l,k}^{(y)}) b_{l,k} - S_l^{n+1/2} \right) \quad (14)$$

2.5 생성항의 처리

불규칙한 하상변화를 가진 지형에서 천수방정식을 해석하기 위한 수치모형을 개발하는데 있어서 적절한 생성항의 수치처리는 정확한 계산을 위해서 매우 중요하다. 본 연구에서는 생성항에 대한 2차정확도를 얻기 위해서 Eq. (13) and (14)에서의 생성항의 x 와 y 성분인 \tilde{S}_x 와 \tilde{S}_y 에 대해서 각각 이산화한 형태인 Eq. (15)를 적용하였다. Eq. (15)에서 볼수 있듯이, 생성항으로 하상경사와 마찰경사를 고려하였으며, 하상경사는 Guo et al.(2007)이 적용한 발산정리를 이용하여 계산하였고, 마찰경사는 Manning식을 이용하여 유도된 식을

적용하였다. 본 연구에서 처리한 생성항은 Eq. (16)과 같다.

$$\tilde{S}_x = \int_V S_x dV = \int_V gh(S_{ox} - S_{fx}) dV = \int_V -gh \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} + S_{fx} \right) dV \quad (15a)$$

$$\tilde{S}_y = \int_V S_y dV = \int_V gh(S_{oy} - S_{fy}) dV = \int_V -gh \left(\frac{\partial z_b}{\partial y} + S_{fy} \right) dV \quad (15b)$$

$$S_x = -gh_{i,j} A_{i,j} \left[\frac{(z_{b1} - z_{b3})(v_2 - v_4) - (z_{b2} - z_{b4})(v_1 - v_3)}{(x_1 - x_3)(v_2 - v_4) - (x_2 - x_4)(v_1 - v_3)} + u_{i,j} n_{i,j}^2 \frac{\sqrt{u_{i,j}^2 + v_{i,j}^2}}{h_{i,j}^{4/3}} \right] \quad (16a)$$

$$S_y = -gh_{i,j} A_{i,j} \left[\frac{(z_{b1} - z_{b3})(x_2 - x_4) - (z_{b2} - z_{b4})(x_1 - x_3)}{(v_1 - v_3)(x_2 - x_4) - (v_2 - v_4)(x_1 - x_3)} + v_{i,j} n_{i,j}^2 \frac{\sqrt{u_{i,j}^2 + v_{i,j}^2}}{h_{i,j}^{4/3}} \right] \quad (16b)$$

여기서, 아래첨자 1, 2, 3, 4는 Fig. 2에서 보는바와 같이, 계산격자를 구성하고 있는 절점의 순서를 나타낸다.

2.6 경계조건

Godunov 기법에 근거한 유한체적모형에서는 계산영역의 경계에서도 흐름을 계산되어야 한다. 이를 위해 가상격자가 필요하고, 경계에 인접한 가상격자에 적절한 값을 부여함으로써 경계조건이 도입된다. 가상격자의 보존변수의 값은 주어진 문제의 물리적 의미에 따라 일반적으로 두 가지의 단순한 형태로 닫힌경계조건과 열린경계조건으로 구분할 수 있다. 닫힌경계조건은 흐름이 벽면에 의해서 막혀 경계면 직각 방향으로 흐름이 존재 할 수 없는 조건으로 경계면에서의 유속이 0이 되도록 경계 격자의 값을 처리하며, 열린경계조건은 경계면 밖의 조건이 인접흐름에 영향을 주지 않는 조건으로 경계면에서의 Riemann 해가 인접한 계산영역에서의 값과 같은 값이 지정되게 함으로써 전달경계로 처리한다. 따라서 본 연구에서는 닫힌경계조건과 열린경계조건은 각각 Eq. (17) 및 Eq. (18)로 처리하였다.

$$h_* = h_L, \quad u_* = -u_L, \quad v_* = -v_L \quad (17)$$

$$h_* = h_L, \quad u_* = u_L, \quad v_* = v_L \quad (18)$$

3. 모형의 적용

유한체적기법을 이용하여 개발한 2차원 수치모형을 댐 붕괴로 인한 홍수파가 여러 가지 상태의 하도로 전파하는 홍수파 해석에 적용하여 모형의 정확성 및 적용성을 검증하였다. 이를 위해 실험실에서 수행된 댐 붕괴 실험에 대한 조건과 동일하게 개발모형을 적용하여 계산결과를 실험자료 및 기존 연구자의 계산결과와 비교하였다.

3.1 마른하도로 전파하는 부분적 댐 붕괴

Fraccarollo and Toro(1995)는 Fig. 3과 같은 실험하도에서 댐 붕괴파가 마른하도로 전파하는 댐 붕괴 실험을 수행하였다. 실험하도는 크기가 $4m \times 2m$ 이며, 저수지와 홍수터의 2개 부분으로 구분되어 있다. 저수지의 초기수위는 $0.6m$ 인 반면 댐 하류단은 수위가 $0m$ 인 마른하도이며, 댐의 가운데 부분에서 $0.4m$ 의 붕괴가 발생하는 조건이다. 그리고

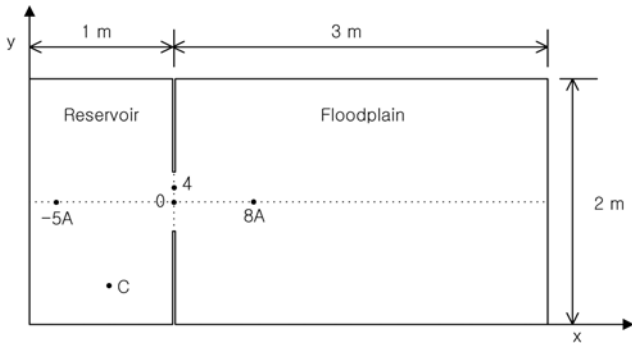


Fig. 3 Schematic diagram for partial dam break test

저수지의 경계는 닫힌경계조건이며, 홍수터의 경계는 모두 열린경계조건으로 설정하였다. 하상의 마찰은 고려하지 않았으며, 격자 간격은 0.04 m, CFL은 0.8로 모의를 수행하였다.

Fig. 4는 댐 붕괴 후 0.1초, 0.35초, 0.75초 그리고 5초 대한 수면형을 보여준다. Fig. 4의 수면형에서 볼 수 있듯이, 댐이 붕괴되면서 전향 붕괴파는 하류인 홍수터로 전파하고, 후향 붕괴파는 상류로 전파된다. 후향 붕괴파가 최상류단에 도달하여 벽에 부딪쳐 반사파를 발생시키며, 이러한 현상이 반복되면서 저수지에서의 수위는 요동하게 된다. 0.75초 후에는 초기의 댐 붕괴파가 계산격자 밖으로 전파하며, 시간이 지남에 따라 저수지에서의 수위는 낮아지고, 하류로 흘러내려가는 유량은 적어지는데, 이것은 홍수터의 경계조건을 열린경계조건으로 지정하였기 때문으로 판단된다.

Fig. 5에는 개발모형의 계산결과와 실험수심 그리고 유한차분법인 TVD-MacCormack 기법을 적용한 Tseng and Chu(2000)의 계산결과를 비교하여 나타내었다. 모든 지점에서 개발모형의 계산결과가 Tseng and Chu(2000)의 계산결과보다 실험자료와 더욱 일치하는 것으로 나타났으며, 특히 홍수터인 8A 지점에서 TVD-MacCormack 기법을 적용한 Tseng and Chu(2000)는 마른하도의 처리를 위하여 매우 알

은 수심을 가정하여 처리한 반면, 본 연구에서는 0.0 m로 처리하여 마른하도의 처리에 우수함을 보여주었다(Fig. 5(e)). Fig. 5의 -5A와 C지점은 저수지내에 존재하는 지점으로 댐의 붕괴유량이 하류로 전파하면서 수위가 점차 낮아지고, 붕괴폭이 좁아 일부는 후향 전파되면서 약간의 수위상승이 발생하였다. 8A는 홍수터에 위치한 지점으로 저수지내에 존재하는 실측지점과 마찬가지로 실측수심과 계산수심이 비교적 잘 일치하였다. 하지만 4와 O지점은 저수지와 홍수터의 경계부분으로 댐 붕괴직후 실측수심과 약간의 오차가 발생하였다. 이러한 오차는 복잡한 흐름현상의 단순화를 위해 천수방정식의 유도과정에서 적용한 정수압 분포 가정의 불합리성과 실험의 부정확성 때문에 발생한다고 하였다(Tseng and Chu, 2000; Ying *et al.*, 2004). 그리고 유한체적기법에서는 실측지점과 일치하는 지점에 대한 결과를 출력하는 것은 어려우므로 실측지점과 가장 인근한 격자의 결과를 이용하는데, 이러한 점은 흐름이 급변하지 않는 -5A, C, 그리고 8A 지점에서는 크게 문제가 되지 않지만, 댐 붕괴 초기에 흐름이 급변하고 수위차이가 많이 발생하는 4 및 O지점과 같은 경계부분에서는 계산의 정확도에 매우 큰 영향을 미칠 수 있다. 4지점과 O지점의 계산결과를 나타내는 Fig. 5의 (c)와 (d)에서 댐 붕괴 초기에 오차가 많이 발생하지만 흐름이 안정화되면서 실측치와 계산치가 잘 일치한다는 점이 이를 잘 보여준다. 따라서 경계부분에서의 계산격자를 더욱 조밀하게 구성한다면 경계부분에서 좀 더 정확한 계산결과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

3.2 삼각형 용기가 존재하는 하도에 대한 댐 붕괴

삼각형 용기가 존재하는 하도에 대한 댐 붕괴 흐름에 관한 실험은 CADAM(Alcrudo and Soares Frazao, 2000) 연구에서 수행되었다. 삼각형 용기가 존재하는 하도에 대한 댐 붕괴파 흐름은 충격파의 전파, 부분 반사파, 도수 그리고 여

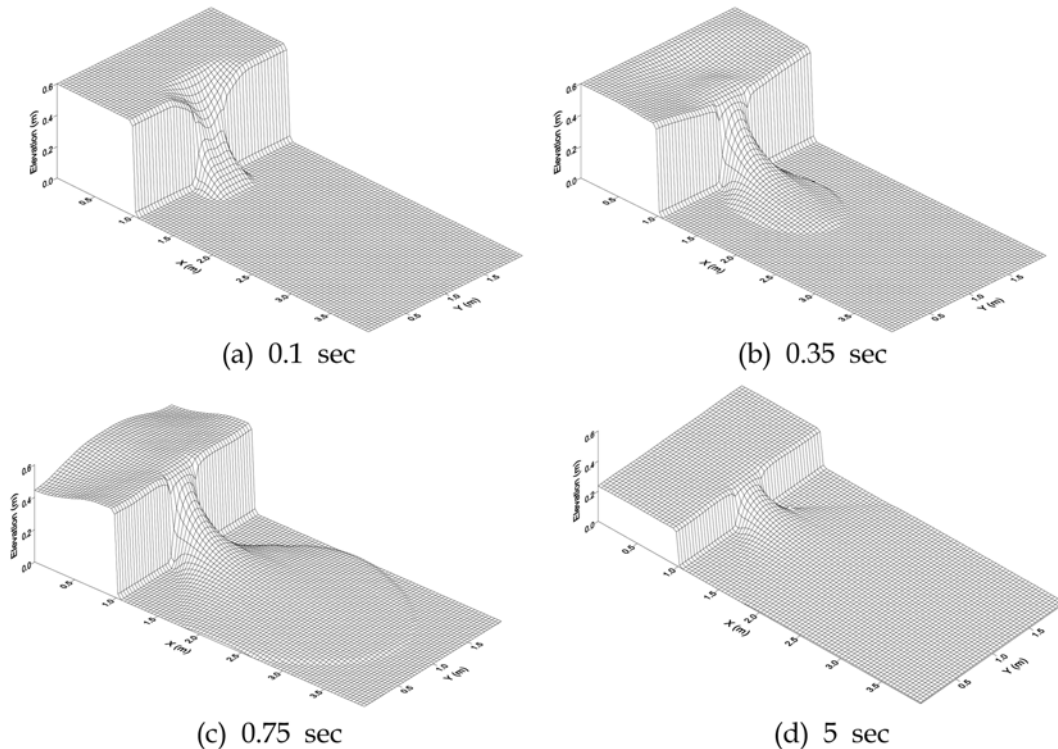


Fig. 4 Computed water surface profile

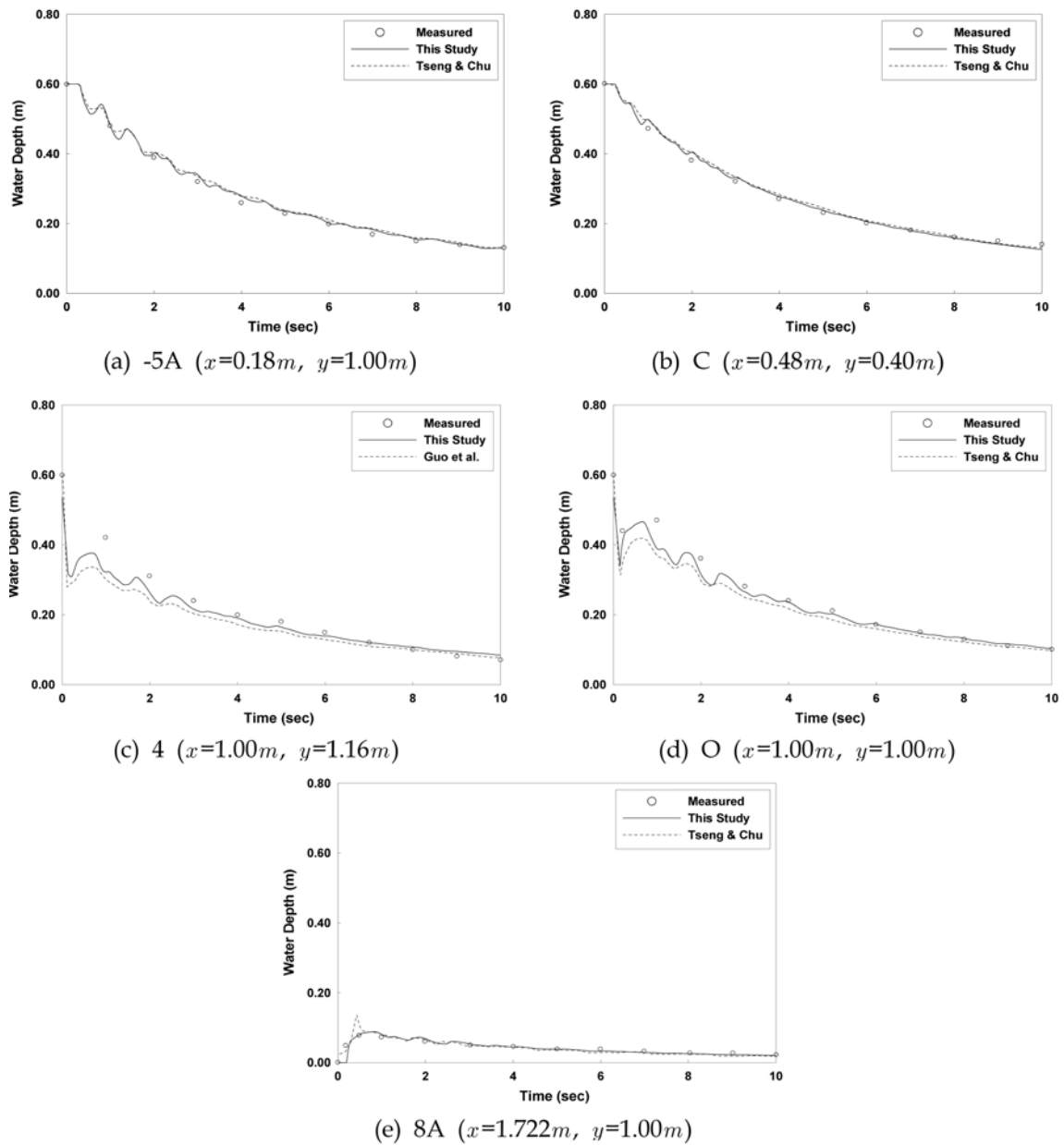


Fig. 5 Comparison of numerical and experimental results for partial dam break

러 가지 파의 복잡한 상호작용을 포함하는 매우 복잡한 흐름이며, 이러한 실험결과는 개발된 수치모형을 검증하는데 유용한 자료이다(Zhou *et al.*, 2004). Fig. 6에서 보는바와 같이 전체 실험하도는 길이 38 m, 폭 0.75 m이며 댐은 상류부로부터 15.5 m 지점에 위치하고 있다. 삼각형 용기는 높이 0.4 m, 길이 6 m로 댐에서부터 하류로 13 m 아래에 위치하고 있다. 이 실험에 대한 해석은 Zhou *et al.*(2004) 그리고 Guo *et al.*(2007)이 유한체적법을 이용하여 모의를 수행한바 있다.

본 연구에서는 Guo *et al.*(2007)의 모의한 조건과 동일하

게 $\Delta x=0.25\text{ m}$, $\Delta y=0.75\text{ m}$ 로 152개의 격자를 구성하고, Manning 조도계수는 0.015, 전체 모의시간은 댐 붕괴후 40 초까지로 하여 모의를 수행하였다. 모의는 실험조건과 동일하게 세가지의 경우로 구분하여 수행하였으며, 실험 및 모의에 대한 조건은 Table 2에 나타내었다. 그리고 계산결과와 수렴성과 정확도에 대한 정량적인 분석을 위해 Eq. (19)과 같은 L_1 오차(절대값평균 오차), L_2 오차(제곱평균제곱근 오차) 그리고 L_∞ 오차(최대 오차)를 계산하였다. L_1 오차는 계산 영역 내에서 오차의 평균을 나타내고, L_2 오차는 전체 오차를 측정하는 기본적인 오차 평균이며 L_∞ 오차는 최대오차에 초

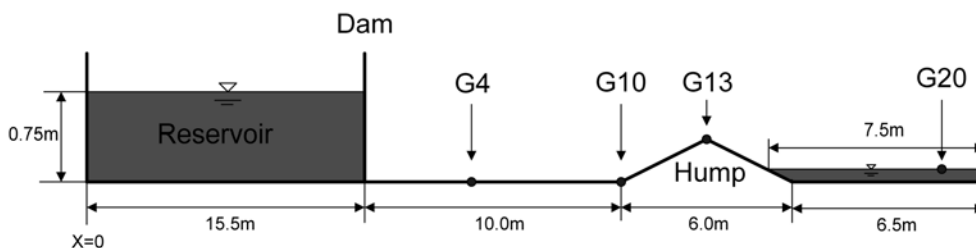


Fig. 6 Definition of sketch for partial dam-break test and location of the gages

Table 2. Test conditions for dam break simulation with triangular Bump

구분	저수지수위 (m)	하도 수위 (m)		경계조건		조도 계수	하도상태
		댐으로부터 0~13m	댐으로부터 13~22.5m	상류단	하류단		
CASE 1	0.75	0.0	0.0	닫힌	열린	0.015	미름
CASE 2	0.75	0.0	0.15	닫힌	닫힌	0.015	젖음
CASE 3	0.75	0.0	0.15	닫힌	열린	0.015	젖음

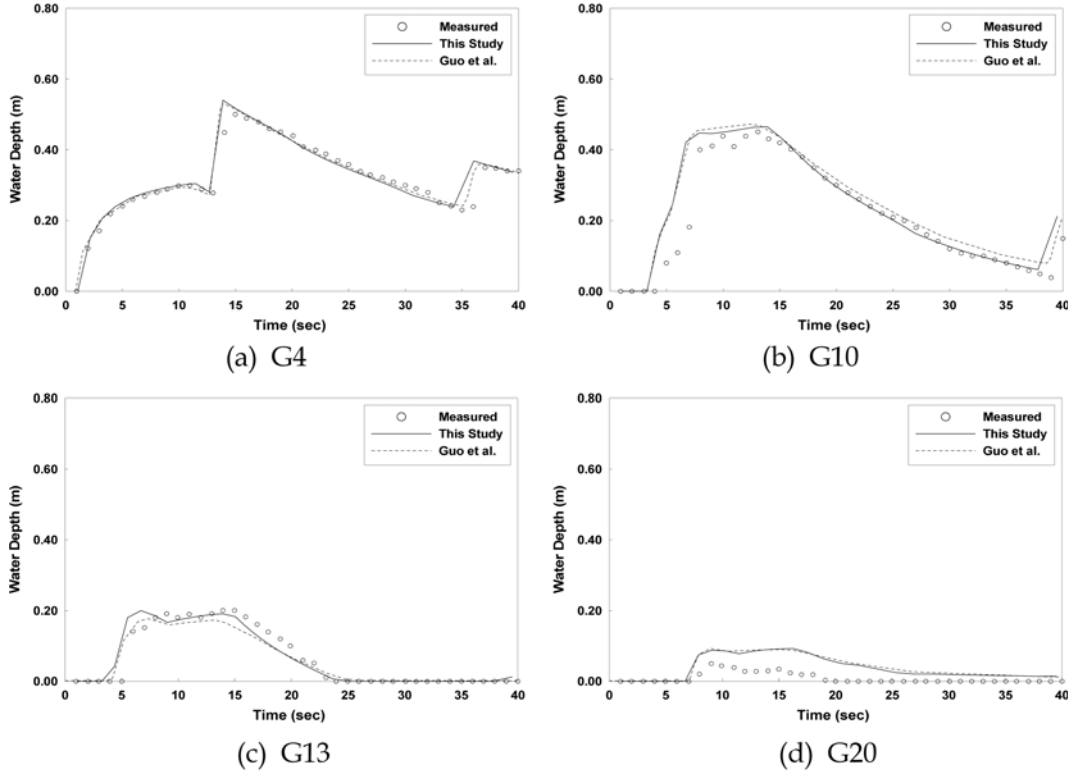


Fig. 7 Comparison of experimental with numerical results for CASE 1

점을 맞추는 경우 유용하며, 수치해석과정에서 국부적인 오차가 중요할 경우 사용되는 방법이다.

$$\begin{aligned}
 \|e\|_{L_1} &= \frac{1}{m} \left(\frac{1}{\psi_{\max}} \sum_{i=1}^m |e_{i,j}| \right), \quad \|e\|_{L_2} = \left[\frac{1}{m} \left(\frac{1}{\psi_{\max}^2} \sum_{i=1}^m |e_{i,j}|^2 \right) \right]^{1/2}, \\
 \|e\|_{L_\infty} &= \frac{1}{\psi_{\max}} \max |e_{i,j}| \quad (19)
 \end{aligned}$$

여기서, e 는 계산치 ψ 와 정확치 $\hat{\psi}$ 의 차이($e_{i,j} = \psi_{i,j} - \hat{\psi}_{i,j}$), m 은 자료수, 그리고 ψ_{\max} 는 ψ_i 의 최대값을 나타낸다.

3.2.1 마른하도의 경우

Table 2에 나타난 CASE 1의 마른하도 조건으로 모의를 수행하고, 모의결과인 수심에 대해 댐 직하류부인 G2, 삼각형 용기가 시작되는 부분인 G10, 삼각형 용기의 정점부분인 G13 그리고 삼각형 용기가 지난 지점인 G20에서 실측한 수심 및 Guo *et al.*(2007)의 계산결과와 비교하여 Fig. 7에 나타내었다. 여기서 G는 Gage를, 숫자는 댐 지점에서 하류단으로의 거리를 나타낸다. 즉, 예를 들어 G13은 댐 지점부터 13m 하류부에 위치한 지점이다. 그리고 개발모형의 정확도에 대한 정량적인 분석을 위해, 실측수심에 대한 개발모형의 계산수심 및 Guo *et al.*(2007)의 계산수심의 오차를 산

정하여 Table 3에 나타내었다.

3.2.2 젖은하도의 경우

젖은하도에 대한 모의는 하류단 경계조건을 다르게 적용하여 두가지 경우로 구분하였다. 두가지로 구분된 경계조건으로는 Table 2에서 볼 수 있듯이, 하류단 경계조건을 닫힌 경계조건과 열린경계조건으로 구분하였다. Table 2에 나타난 조건으로 모의를 수행한 결과인 계산수심을 실측수심 및 Guo *et al.*(2007)의 계산수심과 비교하여, 하류단 경계조건이 닫힌조건인 CASE 2의 경우 Fig. 8에, 열린조건인 CASE 3의 경우는 Fig. 9에 각각 나타내었다. 그리고 실측수심에 대한 개발모형의 계산수심 및 Guo *et al.*(2007)의 계산수심 오차를 산정하여 Table 4 and 5에 각각 나타내었다.

3.2.3 결과에 대한 검토

모의를 수행한 삼각형 용기가 존재하는 하도에 대한 세가지 경우 모두 댐 붕괴 후 충격파가 발생하고 발생한 충격파는 하도를 따라 전파한다. 충격파가 삼각형 용기부분에 도달하면, 충격파는 용기부분을 타고 올라 용기를 율류하고 율류한 파는 하류부로 전파된다. 계산수심과 4개의 측정지점에서 실측한 수심을 비교하여 나타난 Fig. 7~9에서 볼 수 있듯이, 실측수심과 계산수심이 비교적 잘 일치하였다. 저수지 인근

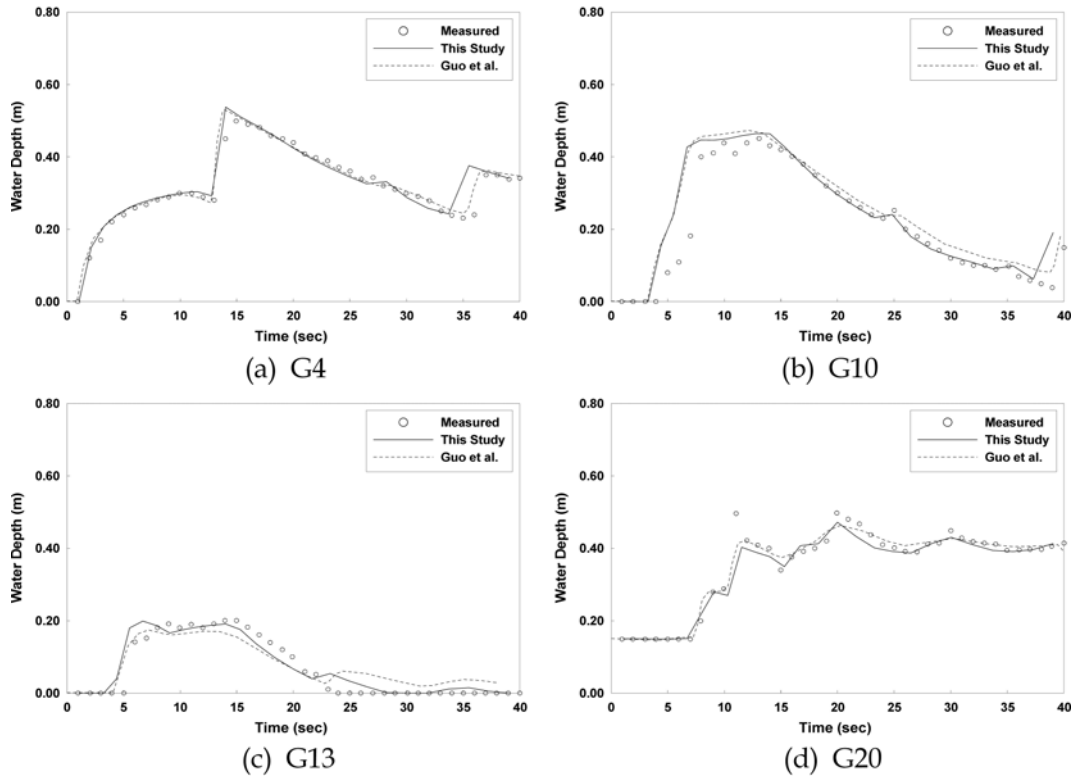


Fig. 8 Comparison of experimental with numerical results for CASE 2

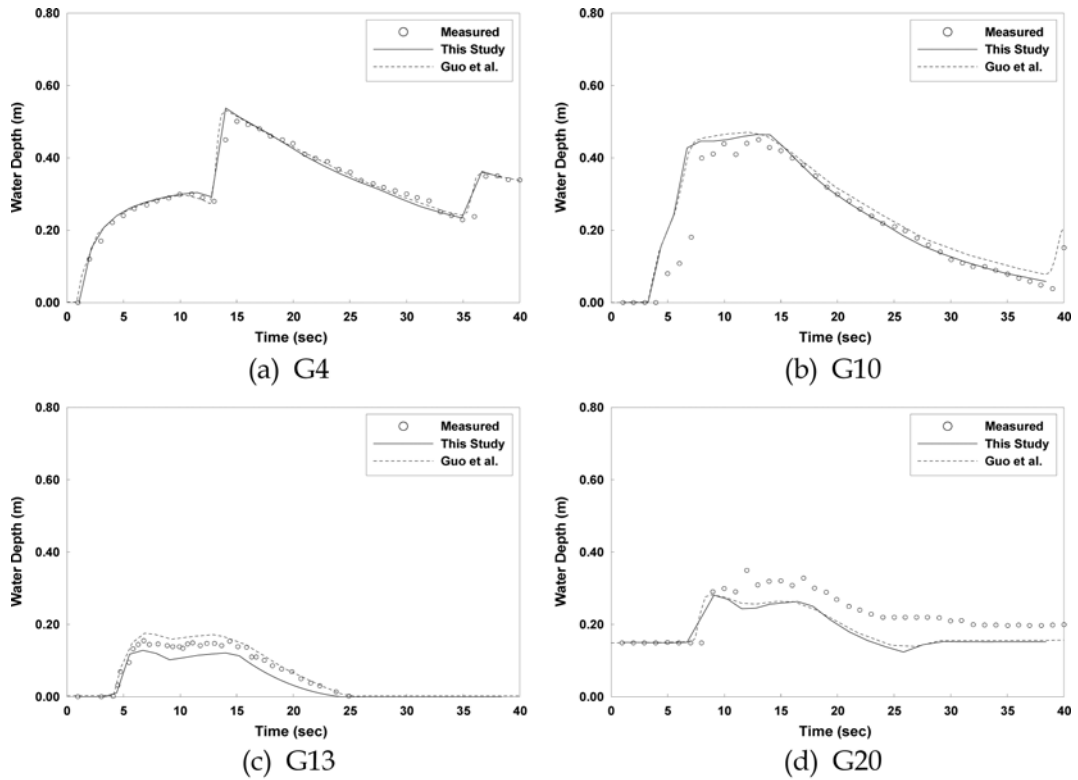


Fig. 9 Comparison of experimental with numerical results for CASE 3

Table 3. Comparison of L_1 , L_2 and L_∞ error for CASE 1

측정지점	L_1 오차		L_2 오차		L_∞ 오차	
	본 연구	Guo <i>et al.</i>	본 연구	Guo <i>et al.</i>	본 연구	Guo <i>et al.</i>
G4	3.32×10^{-2}	6.27×10^{-2}	3.73×10^{-3}	9.30×10^{-3}	2.39×10^{-2}	2.25×10^{-1}
G10	6.96×10^{-2}	1.38×10^{-1}	1.89×10^{-2}	4.03×10^{-2}	1.93×10^{-1}	1.91×10^{-1}
G13	6.78×10^{-2}	1.28×10^{-1}	1.89×10^{-2}	3.76×10^{-2}	2.40×10^{-1}	6.57×10^{-1}
G20	3.22×10^{-1}	3.77×10^{-1}	1.64×10^{-1}	1.94×10^{-1}	7.45×10^{-1}	6.90×10^{-1}
평균	1.23×10^{-1}	1.76×10^{-1}	5.14×10^{-1}	7.03×10^{-2}	3.00×10^{-1}	4.41×10^{-1}

Table 4. Comparison of L_1 , L_2 and L_∞ error for CASE 2

측정지점	L_1 오차		L_2 오차		L_∞ 오차	
	본 연구	Guo <i>et al.</i>	본 연구	Guo <i>et al.</i>	본 연구	Guo <i>et al.</i>
G4	3.40×10^{-2}	7.75×10^{-2}	3.98×10^{-3}	2.24×10^{-2}	2.52×10^{-1}	6.06×10^{-1}
G10	7.80×10^{-2}	1.37×10^{-1}	2.27×10^{-2}	4.51×10^{-2}	1.94×10^{-1}	1.92×10^{-1}
G13	8.20×10^{-2}	1.88×10^{-1}	1.31×10^{-2}	5.58×10^{-2}	2.37×10^{-1}	7.50×10^{-1}
G20	2.40×10^{-2}	4.32×10^{-2}	1.07×10^{-3}	5.65×10^{-3}	7.59×10^{-2}	2.97×10^{-1}
평균	5.45×10^{-2}	1.11×10^{-1}	1.02×10^{-2}	3.22×10^{-2}	1.90×10^{-2}	4.61×10^{-1}

Table 5. Comparison of L_1 , L_2 and L_∞ error for CASE 3

측정지점	L_1 오차		L_2 오차		L_∞ 오차	
	본 연구	Guo <i>et al.</i>	본 연구	Guo <i>et al.</i>	본 연구	Guo <i>et al.</i>
G4	2.46×10^{-2}	5.79×10^{-2}	1.63×10^{-3}	9.96×10^{-3}	1.63×10^{-1}	3.34×10^{-1}
G10	6.32×10^{-2}	1.46×10^{-1}	1.87×10^{-2}	4.69×10^{-2}	1.94×10^{-1}	1.91×10^{-1}
G13	2.34×10^{-1}	1.16×10^{-1}	1.21×10^{-1}	2.61×10^{-2}	6.47×10^{-1}	4.46×10^{-1}
G20	2.34×10^{-1}	3.76×10^{-1}	1.21×10^{-1}	2.83×10^{-1}	6.47×10^{-1}	1.03×10^0
평균	1.39×10^{-1}	1.74×10^{-1}	6.56×10^{-2}	9.15×10^{-2}	4.13×10^{-1}	4.25×10^{-1}

의 실측점인 G4에서는 댐 붕괴후 13~14초 후에 댐 붕괴파가 지나가면서 수심의 급격한 증가가 나타났으며, 삼각형 용기에 도달한 붕괴파의 일부가 용기를 월류하지 못하고 상류로 반사된 파가 35초 부근에서 G4에 도달하면서 또다시 급격한 수심의 증가가 나타났다. 이러한 모의결과는 세가지 경우 모두에서 유사한 결과가 나타났으며, 이는 G4 지점이 삼각형 용기로 인해 하류단의 흐름영향이 차단되어 하류단의 영향을 크게 받지 않기 때문이라고 판단된다. 용기의 시작부인 실측점 G10은 G4와 유사한 결과가 나타남을 확인할 수 있다. 용기의 정상부의 실측점인 G13에서는 세가지 경우 모두, 계산수심이 실측수심보다 작게 모의되었다. 이것은 개발 모형의 지배방정식인 천수방정식이 수직속도를 특별히 고려하지 않으며, 하상경사의 부분적인 불연속 구간 때문이라고 판단된다(Zhou *et al.*, 2004). Fig 7(d) and 9(d)에서 볼 수 있듯이, 하류부근의 실측점 G20은 열린 경계조건인 CASE 1과 CASE 3에서 계산수심과 실측수심 비교 결과가 차이가 나지만, 이는 다른 연구자(Brufau *et al.*, 2002; Rebollo *et al.*, 2003; Zhou *et al.*, 2004; Guo *et al.*, 2007)의 연구결과도 유사한 결과를 나타내었다. 이러한 결과가 나타나는 원인으로 실험조건은 하류단에 0.15 m의 수심을 유지하기 위해 설치한 보 계산과정중에 제거하였지만, 수

치모의에서는 계산중에 젖은하도를 유지하기 위한 보를 제거하지 못함에서 기인하는 것으로 판단된다. 하지만 하류단이 닫힌 경계조건인 CASE 2에서는 물이 빠져나가지 못하고 정체되어 수심이 깊어지면서 보의 영향을 거의 받지 않으므로, 심한 수심 변동이 발생하지만 실측수심과 계산수심이 매우 잘 일치하는 결과를 보여주었다.

Fig. 10 and 11은 각각 젖은하도에 대한 하류단 닫힌경계조건과 열린경계조건의 경우에 대해 특정 시간대의 수면형

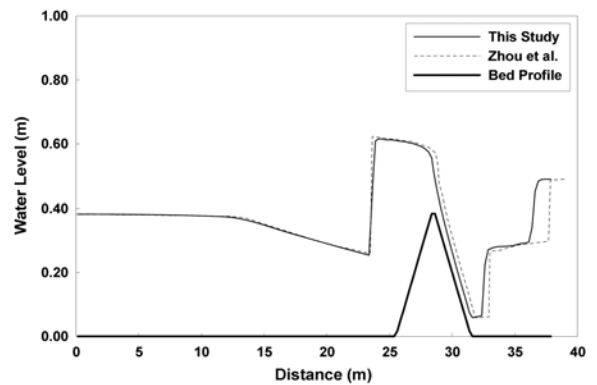


Fig. 10 Comparison of water surface profile for CASE 2 (t=9.7 sec)

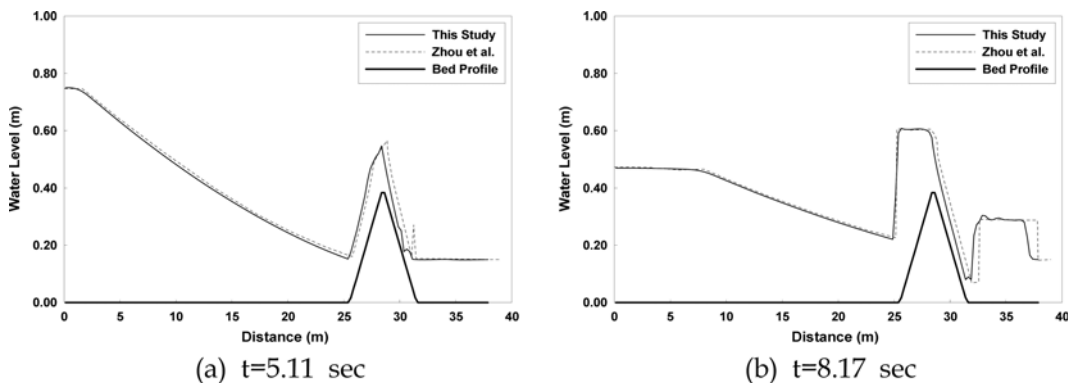


Fig. 11 Comparison of water surface profile for CASE 3

을 Zhou et al.(2004)의 수면형 계산결과와 비교하여 나타낸 것이며, 두 계산결과가 비교적 잘 일치하지만 약간의 차이가 발생함을 볼 수 있다. Zhou et al.(2004)는 본 연구에서의 모의조건과 다른 $\Delta x = \Delta y = 0.05 m$, Manning 조도계수는 0.0125를 적용하여 계산하였으므로, 이러한 상이한 모의조건 때문에 약간의 오차가 발생하는 것으로 판단된다. Fig. 10 and 11에서 볼 수 있듯이, 충격파의 일부가 용기를 월류하는 동시에 일부는 반사되어 상류방향으로 전파한다. 초기의 댐 붕괴파가 삼각형 용기를 월류하면서 용기의 하류부에 사류를 발생시키고, 젖은 하도의 경우에 이러한 사류는 도수를 발생시키며, 하류단이 닫힌경계조건일 경우, 충격파는 하류단 끝부분에서 반사되어 상류부로 전파된다(Fig. 11).

따라서, 삼각형 용기가 존재하는 댐 붕괴에 대한 모의결과는 수면경사법을 적용한 개발모형이 하상경사, 마찰경사 그리고 마름 및 젖음 하도조건에서도 잘 적용될 수 있음을 보여준다.

4. 결 론

본 연구에서는 개발모형을 마른하도 및 젖은하도로 전파하는 2차원 부분적 댐 붕괴 및 삼각형 용기가 존재하는 하도에 대한 댐 붕괴파 해석을 위해 적용하였다. 그리고 해석결과를 실험자료 및 기존 연구결과와 비교하여 개발모형에 적용한 마름/젖음 해석 알고리즘에 대한 정확도 및 적용성을 검증하였다. 본 연구에 대한 주요 결론은 다음과 같다.

1. 본 연구에서는 2차원 천수방정식의 해석을 위해 계산격자의 인접격자를 찾은 알고리즘을 개발하여 차원 비분리 기법을 적용한 Godunov형 유한체적모형을 개발하였다.
2. 하상경사 및 마찰이 없는 마른하도로 전파하는 2차원 부분적 댐 붕괴파에 대한 해석결과는 TVD-Maccormack 기법을 적용한 기존 연구보다 더욱 개선된 결과를 보여주어 개발모형의 마름 해석 알고리즘의 정확성을 입증하였다.
3. 하상경사 및 마찰의 영향을 고려한 삼각형 용기가 존재하는 하도에 대한 댐 붕괴파 해석은 하도의 상태 및 경계조건에 따라 세 가지 경우로 구분하여 모의하였으며, 해석결과 실험조건과 동일하게 적용하지 못한 모의조건의 영향을 받는 실측지점을 제외한 나머지 지점에서는 실측치와 비교적 잘 일치하여 개발모형의 생성형의 수치처리 및 경계조건의 처리 그리고 마름/젖음 해석 알고리즘이 적절하게 처리되었음을 알 수 있었다.
4. 따라서, 개발모형은 댐 및 제방붕괴로 인한 연속 및 불연속 흐름 그리고 마른하도 흐름해석에 효과적으로 적용될 수 있을 것으로 판단되며, 향후 부정류 경계조건의 처리 그리고 자연하천에서의 댐 붕괴와 같은 복잡한 지형 및 흐름현상을 해석할 수 있는 모형의 확장의 필요하다고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 건설기술혁신사업(08기술혁신F01)에 의한 차세대홍수방어기술개발연구단의 연구비 지원에 의해 수행되

었습니다.

참고문헌

- 김대홍, 조용식(2005) 불규칙 지형에 적용가능한 쌍곡선형 천수방정식을 위한 개선표면경사법. *대한토목학회 논문집*, 대한토목학회, 제25권, 제3B호, pp. 223-229.
- 김우구, 정관수, 김재한(2003) WAF 기법을 이용한 천수방정식 해석. *한국수자원학회 논문집*, 한국수자원학회, 제36권, 제5호, pp. 777-785.
- 최규현(2004) 레이더 정량강우와 연계한 홍수유출 및 범람해석 시스템 확립, 공학박사학위논문, 경북대학교.
- Alcrudo, F. and Soares Frazao, S. (2000) Conclusions from the 1st CADAM Meeting-Wallingford, UK. In Soares Frazao, S, Morris, M., and Zech, Y. (eds.), *Concerted Action on DAM-break Modelling*. Université Catholique de Louvain. (CD-ROM).
- Bai, Y.C., Xu, D., and Lu, D.Q. (2007) Numerical simulation of two-dimensional dam-break flows in curved channels. *Journal of Hydrodynamics*, Vol. 19, No. 6, pp. 726-735.
- Bradford, S.F. and Sanders, B.F. (2002) Finite-volume model for shallow-water flooding of arbitrary topography. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 289-298.
- Delis, A.I. and Skeels, C.P. (1998) TVD Schemes for open channel flow. *International Journal for Numerical Method in Fluids*, Vol. 26, No. 7, pp. 791-809.
- Fraccarollo, L. and Toro, E.F. (1995) Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 33, No. 6, pp. 843-864.
- Frazao, S.S. and Zech, Y. (2002) Dam break in channels with 90° bend. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 11, pp. 956-968.
- Guo, W.D., Lai, J.S., and Lin, G.F. (2007) Hybrid flux-splitting Finite-volume schemes for shallow-water flow simulations with source terms. *Journal of Mechanics*, Vol. 23, No. 4, pp. 399-414.
- Huang, G.F., Zhang, Y.F., and Wu, C. (2005) Analytical solutions for 1-D dam break flood on sloping channel bed. *Journal of Hydrodynamics, Ser. A*, Vol. 20, No. 5, pp. 597-603.
- Jha, A.K., Akiyama, J., and Ura, M. (2000) Flux-difference splitting schemes for 2D flood flows. *Journal of hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 33-42.
- Lauber, G. and Hager, W.H. (1998) Experiments to dam break wave: horizontal channel. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 36, No. 3, pp. 291-307.
- Lauber, G. and Hager, W.H. (1998) Experiments to dam break wave: sloping channel. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 36, No. 3, pp. 761-773.
- Leveque, R.J. (2002) *Finite Volume Methods for Hyperbolic Problems*, Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- Louaked, M. and Hanich, L. (1998) TVD Scheme for the shallow water equations. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 36, No. 3, pp. 363-378.
- Miller, S. and Chaudry, M.H. (1989) Dam break flows in curved channel. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 11, pp. 1465-1478.
- Mingham, C.G. and Causon, D.M. (1998) High-resolution finite-volume method for shallow water flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 6, pp. 605-614.
- Tseng, M.H. and Chu, C.R. (2000) Two dimensional shallow water flows simulation using TVD-Mac cormack scheme. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 38, No. 2, pp. 123-131.
- Valiani, A., Caleffi, V., and Zanni, A. (2002) Case study: malpasset dam-break simulation using a two-dimensional finite volume

method. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 5, pp. 460-472.

Ying, X., Wang, S.S.Y., and Khan, A.A. (2003) Numerical simulation of flood inundation due to dam and levee breach. *World Water Congress 2003*, ASCE, Philadelphia, Pennsylvania, Vol. 1, pp. 1-9.

Zhao, D.H., Shen, H.W., Tabios, G.Q., Lai, J.S., and Tan, W.Y (1996) Finite-volume two-dimensional unsteady-flow model

for river basins. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 7, pp. 863-883.

Zhou, J.G., Causon, D.M., Mingham, C.G., and Ingram, D.M. (2004) Numerical prediction of dam-break flows in general geometries with complex bed topography. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 4, pp. 332-340.

(접수일: 2009.5.18/심사일: 2009.6.11/심사완료일: 2009.7.3)