

댐 붕괴 흐름에 의한 직립 홍수터의 범람 실험 및 모의

황승용* · 김형석**

Hwang, Seung-Yong*, Kim, Hyung Suk**

Numerical Simulation and Laboratory Experiment of Flooding on a Perpendicular Floodplain with Dam-Break Flows

ABSTRACT

Numerical simulation with Hwang's scheme, which can analyze shallow-water flow over discontinuous topography, was compared with a laboratory experiment of flooding on a perpendicular floodplain with dam-break flows. The simulation results were in good agreement with the results measured in an experimental flume with a reservoir, channel, and floodplain. The wetting and drying process on a perpendicular floodplain with a dam-break flow was particularly well simulated. The difference in simulation results according to the type of flow resistance was insignificant. The results of this study are expected to improve the accuracy of predicting inundation in urban rivers.

Key words : Numerical simulation, Dam-break experiment, Discontinuous topography, Floodplain, Wetting and drying

초록

불연속 지형을 지나는 천수 흐름을 해석할 수 있는 Hwang의 기법이 채택된 수치 모의를 댐 붕괴 흐름에 의한 직립 홍수터의 범람 실험과 비교하였다. 모의 결과는 저수지, 저수로, 홍수터로 이루어진 실험 수로에서 측정된 결과와 잘 일치하였다. 특히, 댐 붕괴 흐름이 직립 홍수터로 차고 빠지는 과정이 잘 모의되었다. 흐름 저항의 종류에 따른 모의 결과의 차이는 미미하였다. 이 연구를 바탕으로 도심 하천의 범람 예측에서 정확도를 높일 수 있을 것으로 기대된다.

검색어 : 수치 모의, 댐 붕괴 실험, 불연속 지형, 홍수터, 잠김과 드러남

1. 서론

공간 활용이 고도화 된 도심 하천에서 웅벽과 같은 직립 구조물로 하천 부지를 분할하여 도로, 주차장, 공원 등으로 활용하더라도 주거나 상업 지구로 이용되지 않은 이유는 범람이 허용되는 홍수터이기 때문이다. 천변에 직립한 홍수터의 범람을 이해하려면, 불연속 지형을 이루는 하천 구조물이 천수 흐름(shallow-water flow)에 의해 잠기고 드러나는 현상(wetting and drying)에 대한 해석이 요구된다.

천수 흐름을 지배하는 천수 방정식의 여러 항 중에서 직립 구조물을 지나는 흐름의 해석에 어려움이 가장 큰 항은 바닥 표고에 대한 공간 미분으로 표현되는 바닥 경사에 의한 생성항(source term)이다. 왜냐하면 불연속 지형에서 미분이 불가능하므로 그 생성항이 정의되지 않기 때문이다. 이러한 불연속 지형을 지나는 천수 흐름의 해석에서 대처 방법은 경사로 완화하거나 직립 해석하는 두 가지로

* 종신회원 · 교신저자 · 한국건설기술연구원 국토보전연구본부 연구위원

(Corresponding Author · Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology · syhwang@kict.re.kr)

** 군산대학교 공과대학 토목공학과 조교수, 공학박사 (Kunsan National University · hskim0824@kunsan.ac.kr)

Received November 20, 2020/ revised December 1, 2020/ accepted December 8, 2020

귀결된다. 기존의 수심 적분(depth-integrated) 모형의 적용에서 전자는 불가피한 선택이나(Hwang, 2015a), 계산 격자가 늘어나므로 모의 시간이 오래 걸리는 대가를 치러야 한다.

Alcrudo and Benkhaloud(2001)은 직접 해석 방법을 모색하였으며, 단일 계단 위를 지나는 천수 흐름에 대한 Riemann 문제의 정확 해(exact solution)를 제시하였다. Hwang(2014)은 불연속 지형을 내부 경계로 간주하여 그들의 정확 해를 적용한 바 있다. 불연속 지형에 대해 정확 해법으로 접근하는 연구는 Chinnayya et al.(2004), Rosatti and Begnudelli(2010), Parés and Pimentel (2019) 등으로 이어진다.

계단을 지나는 천수 흐름의 Riemann 문제에 대한 정확 해법 대신 근사 해법으로 불연속 지형 처리의 어려움을 우회하려는 시도가 Zhou et al.(2002), Prokof'ev(2005) 등에 의해 이루어졌다. 이후 Hwang(2015b)은 불연속 지형을 지나는 천수 흐름의 흐름률(flux) 계산에서 흐름 저항이 우세한 계단 전면과 그 영향이 비교적 작은 계단 위로 구분하는 새로운 기법을 제안하였다. 또한, Alcrudo and Benkhaloud(2001)이 제시한 여러 가지 정확 해에 Zhou et al.(2002)에 의한 결과보다 더 잘 부합됨을 보였다. 또한, Hwang(2019)은 Hwang(2015b)의 새로운 기법을 적용할 때 계단에 의한 흐름 저항으로서 추력(thrust)을 이용한 모의 결과가 실험 결과에 잘 부합됨을 확인하였다.

댐 붕괴(dam-break) 실험은 유량 공급이 필요 없어 그 구성이 비교적 간단하고 초기에 불연속인 수위 조건, 급작스런 수위 변화에 따른 복잡한 흐름, 경계의 단순함 등 여러 측면에서 Riemann 해법에 의한 해석 결과를 비교하기에 적당하다. 그 중에서 자료의 공유 측면에서 유명한 실험이 IMPACT (Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty) 연구 사업(IMPACT project, 2001)의 일환으로 수행된 댐 붕괴 실험들이다(Zech and Soares-Frazaó, 2007). 국내에서 수행된 불연속 지형에 대한 댐 붕괴 실험으로 전면 및 후면 계단을 지나는 흐름에 대한 Kim et al.(2014)의 실험실 실험이 있다. 이후 계단 구조물의 잠김과 드러남 실험(Kim et al., 2015), 직립 홍수터의 범람 실험(Kim and Hwang, 2019) 등으로 이어졌다.

이 연구에서는 불연속 지형을 지나는 천수 흐름을 해석할 수 있는 Hwang(2015b)의 기법을 Kim and Hwang(2019)이 수행한 직립 홍수터의 범람 실험에 적용하고 그 결과에 대해 검토하고자 한다.

2. 이론

2.1 지배 방정식

2차원 천수 흐름을 지배하는 방정식은 수심 적분 흐름 변수들을 종속 변수로 두는 천수 방정식으로서 다음과 같이 보존형으로

나타낼 수 있다(Weiyan, 1992).

$$\mathbf{U}_t + \mathbf{F}(\mathbf{U})_x + \mathbf{G}(\mathbf{U})_y = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \quad (1a)$$

여기에서 아래 첨자 t, x 와 y 는 각각 시간과 공간에 대한 편미분이고 보존 변수 벡터, \mathbf{U} , x 방향의 흐름률 벡터, \mathbf{F} , y 방향의 흐름률 벡터, \mathbf{G} , 생성항 벡터, \mathbf{S} 는 각각 다음과 같다.

$$\mathbf{U} = [h, hu, hv]^T \quad (1b)$$

$$\mathbf{F} = [hu, hu^2 + gh^2/2, huv]^T \quad (1c)$$

$$\mathbf{G} = [hv, huv, hv^2 + gh^2/2]^T \quad (1d)$$

$$\mathbf{S} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{S}_f \quad (1e)$$

여기에서 h 는 수심, u 와 v 는 각각 x 와 y 방향 유속, g 는 중력 가속도이고 \mathbf{S}_0 와 \mathbf{S}_f 는 각각 바닥 경사와 마찰에 의한 생성항으로서 다음과 같다.

$$\mathbf{S}_0 = [0, -ghb_x, -ghb_y]^T \quad (1f)$$

$$\mathbf{S}_f = [0, -n^2gh^{-1/3}u\sqrt{u^2+v^2}, -n^2gh^{-1/3}v\sqrt{u^2+v^2}]^T \quad (1g)$$

여기에서 b 는 바닥 표고이고 n 은 Manning의 조도 계수이다.

2.2 수치 해법

Gauss의 발산 정리를 이용하여 Eq. (1)을 임의의 검사 체적, Ω 에 대해 적분하면 다음과 같다.

$$\iint_{\Omega} \mathbf{U}_t d\Omega + \oint_{\partial\Omega} [\mathbf{F}(\mathbf{U}) + \mathbf{G}(\mathbf{U})] \cdot \mathbf{dn} = \iint_{\Omega} \mathbf{S}(\mathbf{U}) d\Omega \quad (2)$$

여기에서, \mathbf{n} 은 경계, $\partial\Omega$ 에서 외부로 향하는 단위 법선 벡터이다.

Eq. (2)를 k 개의 변으로 이루어진 2차원 계산 격자, i 에 대해 적용하고 천수 방정식의 회전 불변성(rotational invariance)을 이용하면, 다음과 같이 유한 체적법(finite volume method)을 위한 이산화(discretization) 방정식을 얻는다(Lee and Lee, 1998).

$$\dot{\mathbf{U}}_i = -(1/A_i) \sum_{j=1}^k \mathbf{T}(\theta_{ij})^{-1} \mathbf{F}_{ij}(\hat{\mathbf{U}}) L_{ij} + \mathbf{S}(\mathbf{U}_i) \quad (3)$$

여기에서 A 는 격자의 면적, L 은 변의 길이, θ 는 변이 x 축과 이루는 각도, \hat{U} 은 시간에 대한 U 의 도함수, \hat{U} 은 변에서 외부로 법선 방향인 U 의 성분, 그리고 회전 행렬, $T(\theta)$ 는 다음과 같다.

$$T(\theta) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \theta & \sin \theta \\ 0 & -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \quad (4)$$

Fig. 1과 같이 삼각형 격자의 한 변에 대한 국부 좌표계 (\hat{x}, \hat{y}) 를 생각하면, 천수 방정식에서 Riemann 문제는 다음과 같은 1차원 쌍곡선형 미분방정식의 초기치 문제(initial-value problem)이다.

$$\hat{U}_t + [F(\hat{U})]_{\hat{x}} = 0, \quad \hat{U} = \begin{cases} \hat{U}_i & \hat{x} < 0 \\ \hat{U}_j & \hat{x} > 0 \end{cases} \quad (5)$$

여기에서 j 는, Fig. 1에서 보이듯이, i 에 인접한 격자이고 \hat{U}_i 와 \hat{U}_j 는 초기 조건을 이루는 자료(data)이다. 자료가 격자 내에서 상수이면 해법의 정확도는 1차이며, 그 이상의 정확도를 확보 하려면 \hat{U}_i 와 \hat{U}_j 로부터 선형 또는 더 고차의 자료 재구축(data reconstruction)을 통해 변($\hat{x}=0$)의 왼쪽과 오른쪽에서 각각 재구축된 자료, \hat{U}_{ij} 와 \hat{U}_{ji} 로 Eq. (5)의 초기치를 바꾸면 된다. 이 연구에서는 자료 재구축에 van Leer(1979)가 제안한 MUSCL (Monotonic Upstream-centered Scheme for Conservation Laws) 기법을 적용 하였다.

Riemann 해법은 Eq. (5)와 같은 Riemann 문제를 푸는 방법에 따라 정확 해법과 근사 해법으로 구분된다. 재구축된 자료로부터 어떤 Riemann 해법, \mathcal{R} 에 의해 흐름률, F_{ij} 는 다음과 같이 결정된다.

$$F_{ij} = \mathcal{R}(\hat{U}_{ij}, \hat{U}_{ji}) \quad (6)$$

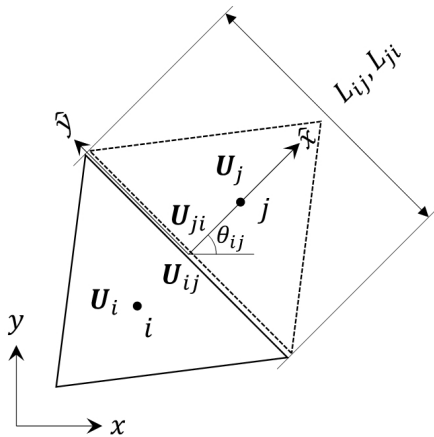


Fig. 1. Local Coordinate System (\hat{x}, \hat{y})

이 연구에서는 근사 Riemann 해법의 일종인 HLLL 기법 (Hwang and Lee, 2012)이 적용되었다.

Batten et al.(1996)은 고차의 정확도 확보를 위한 재구축에서 최대 원리(maximum principle)가 삼각형 격자에서 충족되기 위한 제약 조건을 제시하였으며, 격자 전반에 대해서는 다음과 같다.

$$\Delta t \leq \min_i \left(\frac{A_i}{3 \max_j |\hat{\lambda}_{ij} L_{ij}|} \right) \quad (7)$$

여기에서 Δt 는 시간 간격, $\hat{\lambda}$ 는 특성 파(characteristic wave)의 속도이다.

2.3 Hwang의 기법

Fig. 2와 같이, 계단과 같은 불연속 지형을 지나는 흐름에 대해 계단에 의한 저항이 지배적인 전면과 그 위를 지나는 흐름 영역으로 구분하여 해석한다(Hwang, 2015b). Hwang(2015b)의 기법에 따라 계단 전면에 인접한 계산 격자, i 와 j 사이에서 흐름률은 다음과 같다.

$$F_{ij} = \bar{F}_{ij} + F_{ij} \quad (8)$$

여기에서 윗줄과 아랫줄은 각각 계단 위와 아래를 의미하며, \bar{F}_{ij} 은 Eq. (6)을 적용하여 다음과 같다.

$$\bar{F}_{ij} = \mathcal{R}(\bar{U}_{ij}, U_{ji}) \quad (9)$$

$F_{ij} = [F_{ij}^{(1)}, F_{ij}^{(2)}, F_{ij}^{(3)}]^T = [0, F_{ij}, 0]^T$ 이며, 계단을 고려한 추 력에 의한 흐름률, F_{ij}^f 는 다음과 같다(Hwang, 2019).

$$F_{ij}^f = 0.5g \{ (h_{ij} - h_{ji})^3 + 4h_{ij}h_{ji}\Delta b \} / (h_{ij} + h_{ji}) \quad (10)$$

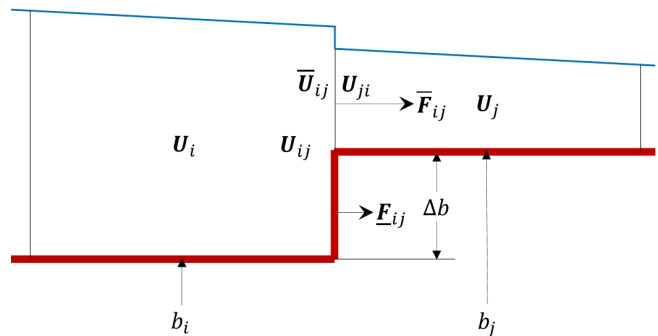


Fig. 2. Definition Sketch of Computational Cell with a Step

Eq. (10)에서 $h_{ji} = h_{ij} - \Delta b$ 로 두면, 계단 전면에 작용하는 정수압이 되므로 그에 의한 흐름률, F_{ij}^w 는 다음과 같다(Hwang, 2015b).

$$F_{ij}^w = 0.5g\Delta b(2h_{ij} - \Delta b) \quad (11)$$

3. 적용

3.1 직립 홍수터의 범람 실험

Kim and Hwang(2019)은 길이가 5.1 m, 너비가 0.4 m인 실험 수로를 마련하고 그 좌안에 너비, 0.1 m 그리고 높이가 최소 0.03 m, 최대 0.2 m인 홍수터를 저수로에 직각으로 설치하였다(Figs. 3(a) and 3(b) 참조). 홍수터의 종단면은, Fig. 3(c)에서 보이듯이, 상류 수문에서 0.2 m, 그로부터 1 m 위치에서 0.06 m, 1.96 m부터 2.04 m까지 0.03 m, 그리고 3 m부터 하류 끝까지 0.06 m로 이어지는 선형이다.

실험 수로의 상류 끝으로부터 1.5 m 구간을 수문으로 막아 저수지를 조성하였으며, 댐 상류 수심, $h_u = 0.18$ m가 되도록 물을 채웠다. 입력으로 상류 수문을 개방하였으며, 그로 인해 발생된 댐 붕괴 흐름은 하류의 저수로로 통해 진행되고 그에 따라 비교적 표고가 낮은 홍수터의 일부 구간에서 범람이 일어난다. Lauber and Hager(1998)에 따르면, 댐 붕괴 순간에 수입자의 연직 거동이 종료되기까지 걸리는 시간, $t_f \approx \sqrt{2h_u/g} \approx 0.19$ s이므로 그 이전에 수문이 완전히 개방되도록 유의하였다.

실험 수로의 하류 끝에 수문(tail gate)을 붙여 월류 판(weir plate)의 오르내림으로 하류 수위를 조절하였다(Fig. 4 참조). 초기 저수로에서 댐 하류 수심, (1) $h_d = 0$ mm, (2) $h_d = 15$ mm, 그리고 (3) $h_d = 30$ mm로 맞추어 각각의 경우에 대해 댐 붕괴 실험을 수행하였다. 댐 붕괴 흐름의 거동을 살피기 위해 정전 용량(capacitance) 식 과고계 4대를 활용하여 저수지(P1), 저수로(P2), 홍수터(P3), 그리고 하류 수문(P4)에서 각각 시간에 따른 수위 자료를 취득하였다(Table 1과 Fig. 3(a) 참조).

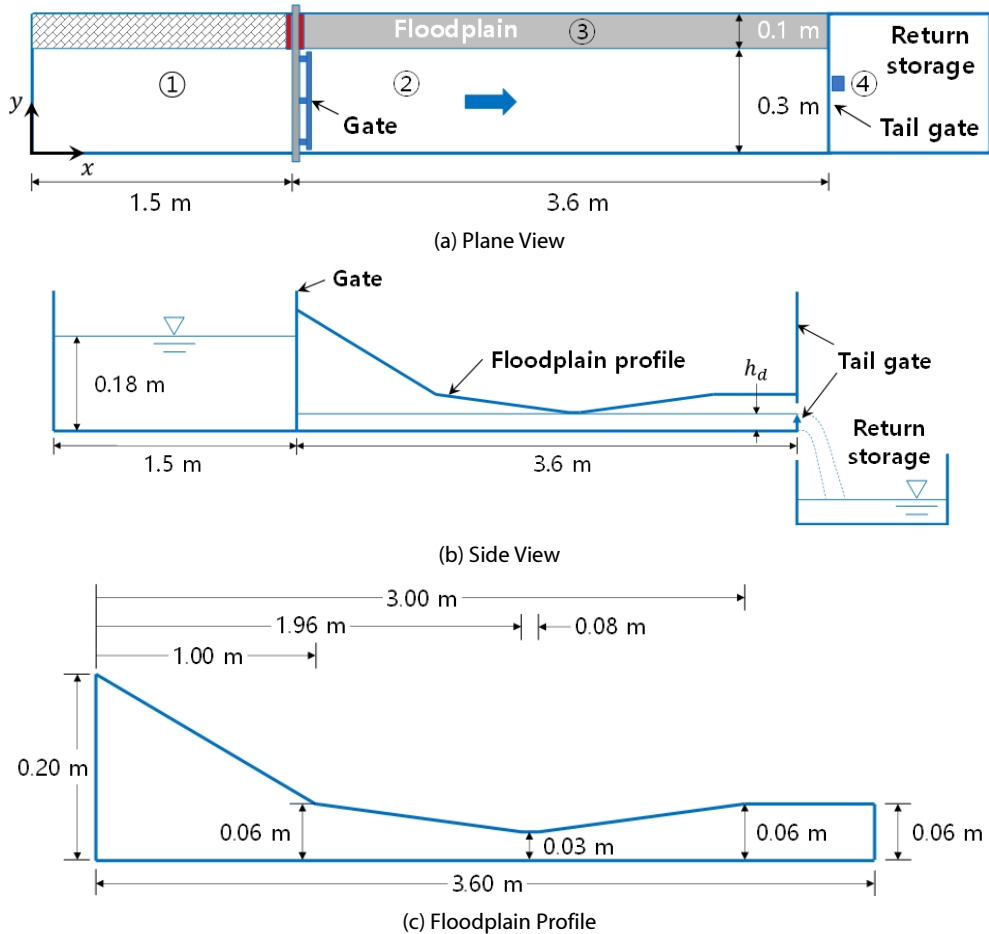


Fig. 3. Experimental Flume Setup (not to scale)

Table 1. Position of Probes

Probe	x (m)	y (m)
P1 (①)	0.8	0.2
P2 (②)	2.4	0.2
P3 (③)	3.5	0.35
P4 (④)	5.1	0.2

3.2 모의 조건

Fig. 4에서 보이듯이, 저수로 바닥과 직각을 이루는 홍수터와 하류 수문을 불연속 지형으로 보고 Hwang(2015b)의 기법을 적용하였다. 홍수터의 불연속 면에 대해 Eqs. (10) and (11)의 흐름률을 적용하여 그 결과를 검토하였다. 하류 수문에 대해서는 Eq. (11)의 정수압만 적용하였는데, 그 이유는 하류 수문의 불연속 면이 계산 영역의 하류 경계가 되어 Eq. (10)에서 h_{β} 가 경계의 밖에서 적절하게 정의되기 어렵기 때문이다.

저수지와 저수로 그리고 홍수터로 구성된 계산 영역에 대해 불연속 면에 유의하여 858개의 삼각형 계산 격자로 분할하였다 (Fig. 5 참조). 만약 불연속 면을 직접 해석하지 않고 경사로 완화한다면, Hwang(2019)이 측면 위어에 적용하여 보인 바와 같이, 두 배에 가까운 계산 격자가 필요할 수도 있다. 초기 수심에 따른

세 가지 실험 경우에 맞추어 모의하였으며, 실제 실험 수로에 대한 Manning의 조도 계수를 0.011로 설정하였다.

하류 경계는 하류 수문의 오르내림으로 결정되는 개방 경계이다 (Fig. 4 참조). 여기에 세 가지 서로 다른 경계 조건(boundary condition, BC)을 부여하고 그에 따른 결과를 비교하였다. 먼저, 흐름이 하류 수문을 지나 자유 낙하(free overfall)하므로 그것을 한계류(critical flow)로 보고 한계 수심(critical depth)을 부여할 수 있다(critical flow BC). 두 번째, 자유 낙하 흐름의 모서리에서 수심은 한계 수심의 0.715배로 알려져 있으므로(Henderson, 1966), 가장자리 수심(brink depth)을 경계 조건으로 설정할 수 있다(brink BC). 마지막으로 자유 낙하에 의해 이미 물이 없다고 보고 수심을 영으로 둘 수 있다(dry-bed BC).

댐 붕괴 흐름은 그 양상이 급작스런 수위의 변화로 나타나므로 실험에서 관측된 현상이 모의에서도 동시에 벌어져야 수위 변동의 육안 대조나 오차의 정량 분석 등에서 유리하다. 실험에서 인력에 의한 수문 조작 시각과 컴퓨터에 연결된 파고계에 의한 관측 시점 사이에 차이가 있어 실험 결과에 맞추어 모의 결과를 동기화 하는 것이 필요하였다(Fig. 6 참조). 실험 경우 (1)에서 -0.28 s, (2)에서 -0.36 s, 그리고 (3)에서 -0.27 s의 시간 지연을 확인하고 모의 결과를 조정하였다.

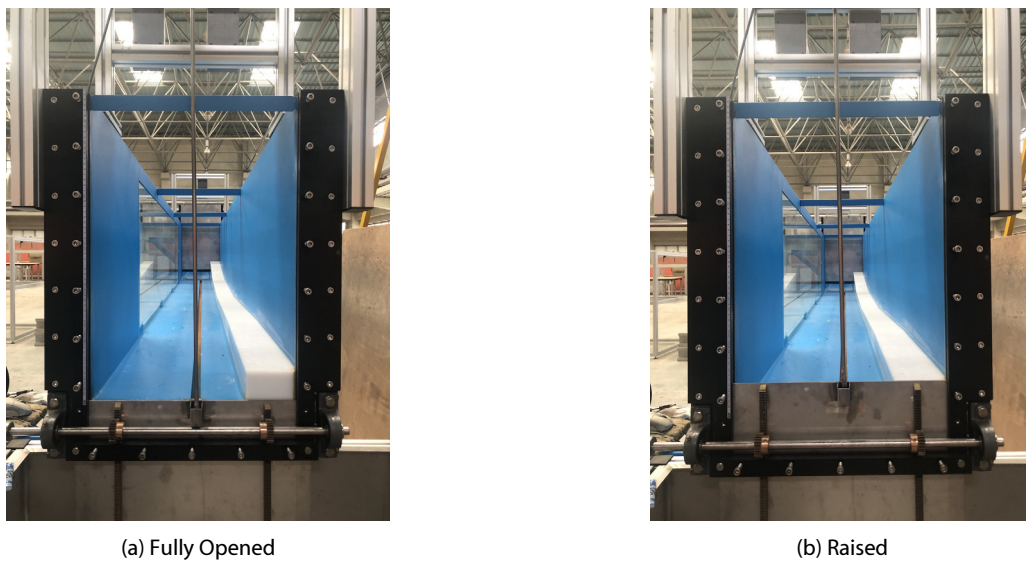


Fig. 4. Tail Gate and Floodplain

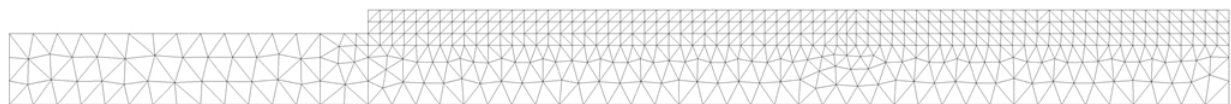


Fig. 5. Computational Meshes

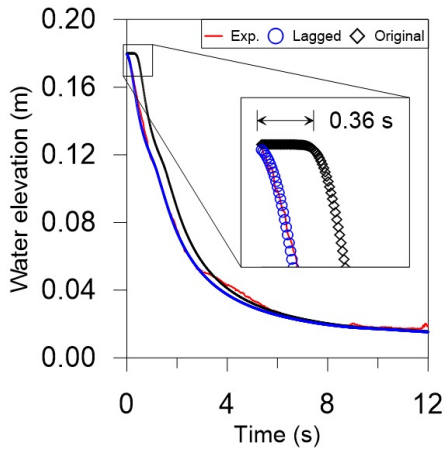


Fig. 6. Time Lag of Simulation to Experiment in Case (2) $h_d = 15$ mm

3.3 모의 결과

홍수터에서 불연속 지형에 의한 흐름 저항을 Eq. (10)의 추력과 Eq. (11)의 정수압으로 둔 결과의 차이는 미미하였다. 가장자리 경계 조건이 부여된 모의 결과에서 실험 수위에 대한 RMSE (Root Mean Square Error)의 전체 평균을 따져보면, 실험 경우 (1)에서 추력과 정수압에 의한 오차가 각각 2.94 mm와 2.92 mm, (2)에서 각각 3.64 mm와 3.42 mm, 그리고 (3)에서 각각 3.77 mm와 3.86 mm로서 그 차이는 두드러지지 않았다. 다만, 실험 경우 (1)에서 홍수터 위 수위의 변화 시점에서 약간의 차이가 있으나, 이 경우에도 둘 사이 RMSE의 차이는 0.1 mm에 불과하였다.

Table 2. Root Mean Square Errors in Case (1) $h_d = 0$ mm

BC type	P1	P2	P3	P4	Mean
Critical flow	1.60	4.62	2.02	3.67	2.98
Brink	1.60	4.62	2.02	3.46	2.92
Dry-bed	1.61	4.64	2.02	3.43	2.92

Table 3. Root Mean Square Errors in Case (2) $h_d = 15$ mm

BC type	P1	P2	P3	P4	Mean
Critical flow	1.85	3.30	3.37	6.89	3.86
Brink	2.16	2.58	3.31	5.58	3.41
Dry-bed	2.08	3.29	3.29	6.92	3.89

Table 4. Root Mean Square Errors in Case (3) $h_d = 30$ mm

BC type	P1	P2	P3	P4	Mean
Critical flow	5.38	4.34	3.37	6.96	5.01
Brink	4.09	3.57	2.38	5.38	3.86
Dry-bed	6.16	4.75	3.83	7.93	5.67

이후 제시한 표와 그림은, RMSE가 약간이라도 더 작은, 정수압을 흐름 저항으로 둔 모의 결과에 의한 것이다.

Tables 2-4는 각각 실험 경우 (1)-(3)에서 하류에 부여된 경계 조건의 유형에 따른 RMSE를 보인 것이다. 표에서 알 수 있듯이, 초기 조건인 하류 수심이 깊을수록 오차도 커지는 경향을 보인다. 가장자리 경계 조건이 부여된 결과의 평균 오차가 각 실험 경우에서 가장 작았다. 특히, 하류 수문을 올렸을 때 P4에서 오차가 가장 작을뿐더러 하류 수심이 두 배가 되어도 오차는 오히려 약간 줄어들 정도로 변동이 작았다. Hwang(2015a)은 측면 위어 실험 결과와 비교에서 자유 낙하 흐름에 대한 경계 조건으로서 가장자리 수심 부여의 우수성에 대해 이미 보고한 바가 있으며, 여기에서 다시 확인된다. 이후 보이는 모의 결과는 하류 끝에서 가장자리 경계 조건의 부여에 의한 것이다.

Fig 7은 댐 붕괴 흐름에 의한 직립 홍수터의 범람 양상을 개략적으로 살펴보기 위해 실험 경우 (3)에 대해 모의 초기 몇 초 동안

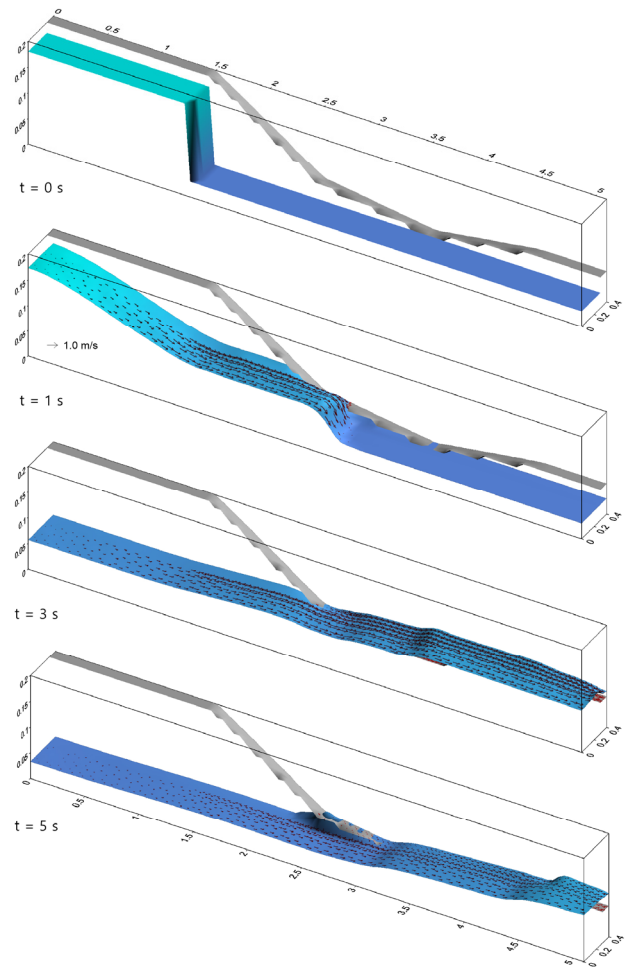


Fig. 7. Water Surfaces and Velocity Fields in Case (3) $h_d = 30$ mm

수면 변화와 유속 벡터를 나타낸 그림이다. 상류 수문의 갑작스런 개방으로 저수지에서 희유파(rarefaction wave)가 상류로, 저수로에서 충격파(shock wave)가 하류로 진행한다. 진행파에 의해 표고가 낮은 홍수터의 일부 구간에서 범람이 일어난다. 하류 수문을 완전히 열어둔 실험 경우 (1)을 제외하면, 진행파가 하류 끝의 율류 관에 닿으면서 발생한 반사파가 상류로 전파되고 이 과정은 실험 수로에서 흐름이 잦아들 때까지 반복된다.

Figs. 8~10은 하류 수심에 따른 실험 경우 (1)~(3)에 대해 저수지 (P1), 저수로(P2), 홍수터(P3), 그리고 하류 수문(P4)에서 시간에 따른 수위 변화를 보인 것이다. 충격파의 높이는 댐 하류 초기

수심에 비례하며, 결국 홍수터에서 범람 규모도 그것에 비례한다. 실험 경우 전반에 걸쳐 모의와 실험 결과가 잘 일치하며, 이는 모든 측정점에서 RMSE의 평균이 4 mm (저수지 초기 수심의 2.2 %) 이내인 사실로도 확인된다(Tables 2~4 참조).

초기에 수로에 물이 없는 실험 경우 (1)에서 저수지, 저수로, 홍수터, 그리고 하류 수문에서 모의 수위는 실험 결과와 잘 일치한다 (Fig. 8 참조). 실험 수위에 대한 RMSE를 모든 측정점에서 평균한 값은 2.92 mm이다(Table 2 참조). 저수로(P2)에서 수위의 정점 이후 모의 수위가 다소 낮게 이어지면서 다른 측정점에 비해 차이가 커 보이나 RMSE로는 5 mm 미만이다.

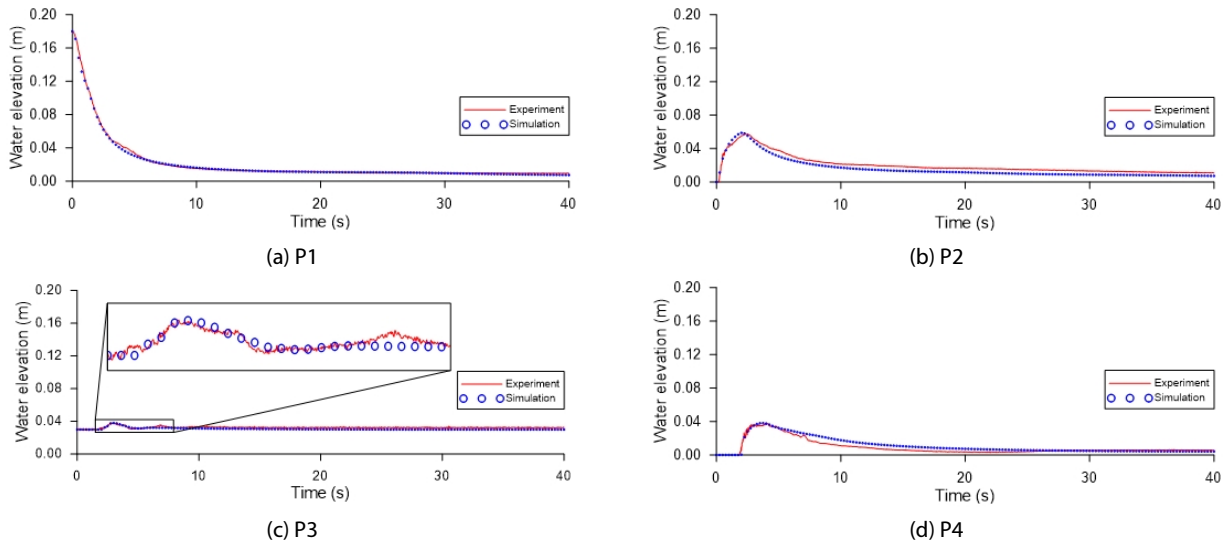


Fig. 8. Water Levels in Case (1) $h_d = 0$ mm

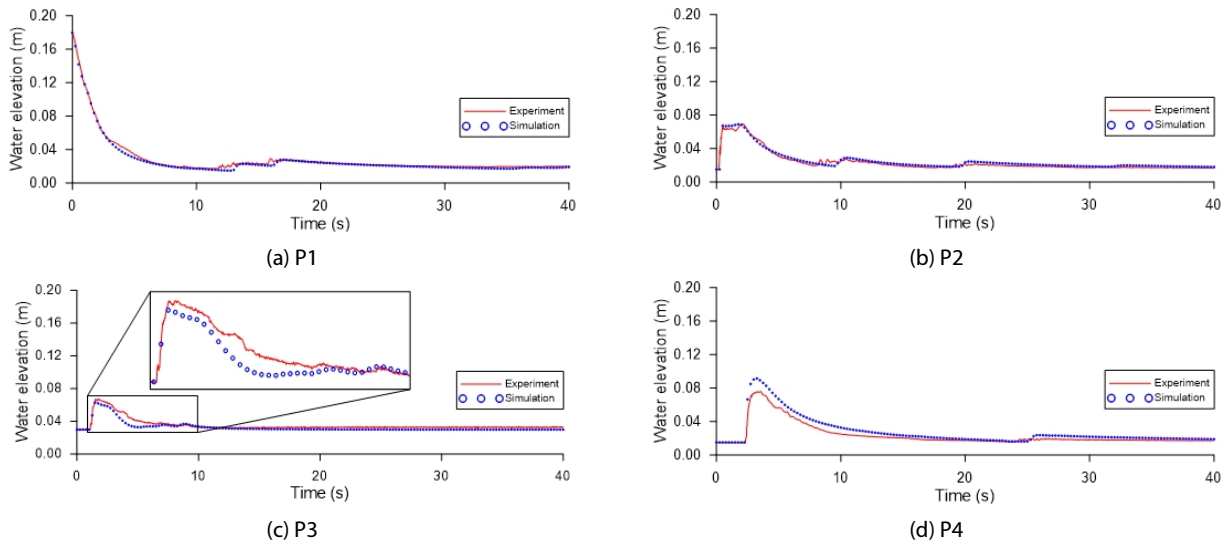


Fig. 9. Water Levels in Case (2) $h_d = 15$ mm

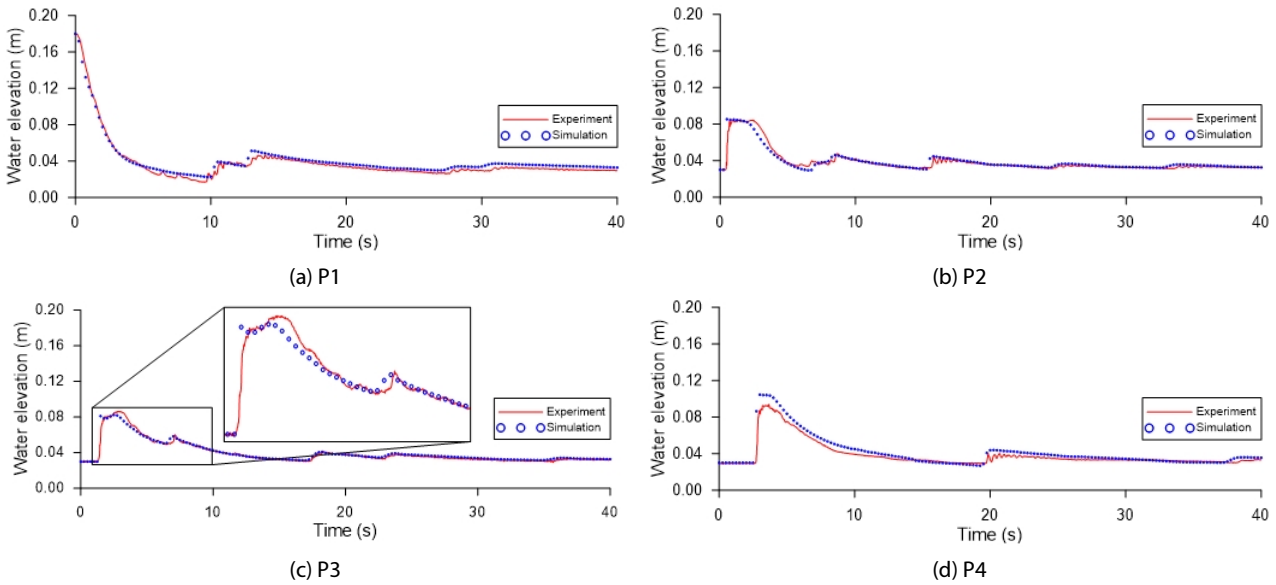


Fig. 10. Water Levels in Case (3) $h_d = 30$ mm

실험 경우 (2)와 (3)은 하류 수문을 올려 저수로에 초기 수심이 설정된 경우로서 하류 수문 위 측정점(P4)을 제외하면, Figs. 9 and 10에서 보이듯이, 모의 수위는 실험 결과에 잘 부합된다. 특히, 홍수터(P3)에서 수위의 정점뿐만 아니라 물이 차고 빠지는 변화 추이가 실험 결과와 잘 일치한다(Figs. 9(c) and 10(c) 참조). 다만, 하류 수문을 완전히 개방한 실험 경우 (1)과 비교할 때, 실험 결과에 비해 하류 수문 위에서 모의 수위가 더 높고 그것에 의해 일어난 반사파로 인해 상류에서도 모의 수위가 약간씩 크게 나타난다. 실험에 비해 자유 낙하 흐름이 더 적거나 월류 판에 의한 흐름 저항이 더 크기 때문인 것으로 보인다.

4. 결론

불연속 지형을 지나는 천수 흐름을 해석할 수 있는 Hwang (2015b)의 기법이 채택된 수치 모형을 댐 붕괴 흐름에 의한 직립 홍수터의 범람 실험(Kim and Hwang, 2019)에 적용하여 그 결과를 비교하였다.

홍수터에서 불연속 지형에 의한 흐름 저항을 추력과 정수압으로 두고 모의한 결과 사이에 큰 차이가 없으며, 실험 결과와 비교에서도 확인되었다. 하류 수문 위에서 부여한 경계 조건으로서 한계 수심, 가장자리 수심, 영의 수심 중에서 가장자리 경계 조건에 의한 모의 수위가 실험 결과에 가장 잘 부합하였다.

하류 수심의 유무와 대소에도 불구하고 저수지, 저수로, 홍수터 등 실험 수로에서 모의 수위는 실험 결과와 잘 일치하였다. 특히, 댐 붕괴 흐름이 불연속 지형인 직립의 홍수터로 차고 빠지는 과정이

잘 모의되었다. 따라서 도심 하천에서 범람 예측의 신뢰성을 제고할 수 있을 것으로 기대된다.

하류 수문에서 실제 흐름에 더 가까운 결과를 얻으려면 자유 낙하 흐름에 대한 경계 조건의 개선이나 월류 판과 같이 두께가 얇은 불연속 지형의 흐름 저항에 대한 적절한 평가가 있어야 할 것이다.

감사의 글

이 연구는 한국건설기술연구원(주요사업 과제번호: 20200417)의 지원에 의한 것이며, 선행 연구에 대해서는 국토교통과학기술진흥원(과제번호: 14CCTI-C063749)의 일부 지원이 있었음을 밝혀 둔다.

본 논문은 2020 CONVENTION 논문을 수정·보완하여 작성되었습니다.

References

Alcrudo, F. and Benkhaldoun, F. (2001). "Exact solutions to the Riemann problem of the shallow water equations with a bottom step." *Computers & Fluids*, Vol. 30, No. 6, pp. 643-671.

Batten, P., Lambert, C. and Causon, D. M. (1996). "Positively conservative high-resolution convection schemes for unstructured elements." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 39, No. 11, pp. 1821-1838.

Chinnayya, A., LeRoux, A. Y. and Seguin, N. (2004). "A well-balanced numerical scheme for the approximation of the shallow-

- water equations with topography: The resonance phenomenon.” *International Journal on Finite Volumes*, Vol. 1, No. 1, pp. 1-33.
- Henderson, F. M. (1966). *Open channel flow*, Macmillan Publishing Co., Inc., New York, USA.
- Hwang, S. Y. (2014). “A study on imposing exact solutions as internal boundary conditions in simulating the shallow-water flows over a step.” *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol. 34, No. 2, pp. 479-492 (in Korean).
- Hwang, S. Y. (2015a). “2D numerical simulations for shallow-water flows over a side weir.” *Journal of Korea Water Resources Association*, KWRA, Vol. 48, No. 11, pp. 957-967 (in Korean).
- Hwang, S. Y. (2015b). “A novel scheme to depth-averaged model for analyzing shallow-water flows over discontinuous topography.” *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol. 35, No. 6, pp. 1237-1246 (in Korean).
- Hwang, S. Y. (2019). “Flow resistance by discontinuous topography in simulating shallow-water flow.” *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol. 39, No. 1, pp. 175-181 (in Korean).
- Hwang, S. Y. and Lee, S. H. (2012). “An application of the HLLL approximate riemann solver to the shallow water equations.” *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol. 32, No. 1B, pp. 21-27 (in Korean).
- IMPACT Project (2001). *IMPACT - embankment failure, flooding, erosion*, Available at: <http://www.impact-project.net> (Accessed: November 20, 2020).
- Kim, H. S. and Hwang, S. Y. (2019). “Experimental study of wetting and drying over a floodplain by dam-break flows.” *Proceedings of the KSCE Conference*, KSCE, pp. 104-105 (in Korean).
- Kim, H. S., Park, M. H. and Hwang, S. Y. (2014). “Experimental study on characteristics of dam-break flow over discontinuity obstacles.” *Proceedings of the KWRA Conference*, KWRA, pp. 721 (in Korean).
- Kim, H. S., Park, M. H. and Hwang, S. Y. (2015). “Experiment of wetting and drying for a step by dam-break flows.” *Proceedings of the KWRA Conference*, KWRA, pp. 333 (in Korean).
- Lauber, G. and Hager, W. H. (1998). “Experiments to dambreak wave: horizontal channel.” *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 36, No. 3, pp. 291-307.
- Lee, K. S. and Lee, S. T. (1998). “Two-dimensional finite-volume unsteady-flow model for shocks.” *Journal of Korea Water Resources Association*, KWRA, Vol. 31, No. 3, pp. 279-290 (in Korean).
- Parés, C. and Pimentel, E. (2019). “The Riemann problem for the shallow water equations with discontinuous topography: The wet-dry case.” *Journal of Computational Physics*, Vol. 378, pp. 344-365.
- Prokof'ev, V. A. (2005). “Two-dimensional horizontal numerical model of open flow over a bed with obstacles.” *Water Resources*, Vol. 32, No. 3, pp. 252-264.
- Rosatti, G. and Begnudelli, L. (2010). “The Riemann problem for the one-dimensional, free-surface shallow water equations with a bed step: theoretical analysis and numerical simulations.” *Journal of Computational Physics*, Vol. 229, No. 3, pp. 760-787.
- van Leer, B. (1979). “Towards the ultimate conservative difference scheme V. a second order sequel to Godunov's method.” *Journal of Computational Physics*, Vol. 32, No. 1, pp. 101-136.
- Weiyang, T. (1992). *Shallow water hydrodynamics*, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, The Netherland.
- Zech, Y. and Soares-Frazão, S. (2007). “Dam-break flow experiments and real-case data. A database from the European IMPACT research.” *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 45, No. Supp1, pp. 5-7.
- Zhou, J. G., Causon, D. M., Ingram, D. M. and Mingham, C. G. (2002). “Numerical solutions of the shallow water equations with discontinuous bed topography.” *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 38, No. 8, pp. 769-788.