

Riemann 해법을 이용한 1차원 개수로 수리해석 - 자연하도 적용

One-dimensional Hydraulic Modeling of Open Channel Flow

Using the Riemann Approximate Solver - Application for Natural River

김 지 성* / 한 건 연**

Kim, Ji Sung / Han, Kun Yeun

Abstract

The objective of this study is to develop the scheme to apply one-dimensional finite volume method (FVM) to natural river with complex geometry. In the previous study, FVM using the Riemann approximate solver was performed successfully in the various cases of dam-break, flood propagation, etc. with simple and rectangular cross-sections. We introduced the transform the natural into equivalent rectangular cross-sections. As a result of this way, the momentum equation was modified. The accuracy and applicability of newly developed scheme are demonstrated by means of a test example with exact solution, which uses triangular cross-sections. Secondly, this model is applied to natural river with irregular cross-sections and non-uniform lengths between cross-sections. The results shows that the aspect of flood propagation, location and height of hydraulic jump, and numerical solutions of maximum water level are in good agreement with the measured data. Using the developed scheme in this study, existing numerical schemes conducted in simple cross-sections can be directly applied to natural river without complicated numerical treatment.

keywords : transcritical flow, Riemann solver, natural river, equivalent cross-section, dry-bed

요 지

본 연구는 단순한 직사각형 하도에서 발생한 댐 붕괴 및 홍수전파 등에서 만족스러운 결과를 보였던 Riemann 근사해법을 이용한 1차원 유한체적기법을 불규칙한 하도형상의 자연하도에 적용하기 위하여 새로운 기법을 개발하는 것이 목적이다. 이를 위하여 자연하천 단면을 등가의 직사각형 단면으로 변환하는 개념을 도입하였으며, 그 결과, 운동량방정식이 수정되었다. 새롭게 개발된 기법을 정확해가 존재하는 삼각형 단면하도의 댐 붕괴 흐름에 적용하고 그 결과를 비교함으로써, 기법의 정확성 및 적용성이 검증되었다. 단면의 형상 및 단면간 거리가 균일하지 않는 자연하도에 적용한 결과는 실측수위와 비교하여 홍수파의 전파 양상, 도수의 발생 위치 및 크기, 그리고 전 구간에서의 최대 수위가 잘 일치함을 나타낸다. 본 연구결과로부터 기존의 균일한 단면을 사용하여 개발된 기법들을 복잡한 수치 처리과정 없이 자연하천 단면에 직접 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

핵심용어 : 천이류, Riemann 해법, 자연하도, 등가단면, 마른 하도

* 교신저자, 한국건설기술연구원 수자원·환경연구본부 하천·해안항만연구실 박사후연구원

Corresponding Author, Post-Doc., River and Coast Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Goyang-Si, Gyeonggi-Do, Korea

(e-mail: jisungk@kict.re.kr)

** 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

Professor, Department of Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu, Korea

1. 서 론

본 연구는 불규칙한 자연하도 흐름에서 발생하는 천이류 해석시 이전에 개발된 수치기법의 적용성을 검증하는 것이 목적이다. 선행연구(김지성과 한건연, 2008)에서는 하상과 하폭이 변화하는 직사각형 단면의 개수로에서 발생하는 다양한 천이류 해석에 개발된 기법의 적용성을 검증하였다. 그러나 직사각형이 아닌 불규칙한 자연하천단면에서 개발된 기법의 적용은 직사각형 단면 가정으로 인하여 한계를 가진다. 뿐만 아니라 댐 붕괴 또는 제방 붕괴와 같은 실제 상황에서는 붕괴과가 다른 하도로 전파되는 경우가 발생함으로 다른 하도에서의 수치해석도 필요한 과제이다.

홍수 해석 실무에 적용되고 있는 범용프로그램들은 일반적으로 운동량방정식 대신에 동역학과 방정식이 사용되고 있다. 이는 보존 특성을 만족할 수 있는 생성항의 수치처리가 매우 어렵기 때문이다. 최근 운동량 방정식을 사용하여 보존 특성을 만족할 수 있는 기법이 개발되고 있으나, 대부분 단순하고 균일한 하도에서 적용이 가능한 기법으로 불규칙한 실제하도에서 적용이 어렵다. 따라서 불규칙한 자연하도 단면에서도 개발된 기법들이 적용될 수 있는 기법의 개발이 필요하다.

국내에서 Riemann 해법을 실제 흐름에 적용한 1차원 수치해석 연구는 거의 전무한 실정이다. 다만 이정규와 김태관(2003)은 균일한 가상하도에서 TVD-McCormack 기법을 적용하여 파의 전파 방향에 따른 차분법의 적절한 선택이 중요함을 보였다. 이는 본 연구에서 사용된 Riemann 해법이 파의 특성속도로부터 계산되어 짐을 미루어볼 때, Riemann 해법의 정확성을 보여준다. 김원 등(2005a,b)은 유한차분기법에 음해적 ENO 기법을 이용하고 상류이송기법에 의한 새로운 생성항 처리에 대해서 연구한 바 있다. 그들은 생성항을 기존 지점차분기법으로 처리할 경우의 문제점을 제시하고 생성항의 처리에도 파의 전파 방향에 따른 적절한 차분법이 필요함을 보여주었다. 김원과 한건연(2005)은 이러한 개념을 McCormack 기법에도 적용하여 상류이송형 McCormack 기법을 개발함으로써 생성항의 수치처리에 파의 전파방향을 고려하는 것이 해의 정확도를 높일 수 있음을 보여주었다.

다른 하도로 전파되는 파의 포착능력에 있어 Riemann 해법은 물리적으로 타당하며 정확한 해를 제공하므로 수치해석 모형에 활용하기에 매우 큰 장점을 가진다. Toro(2001)와 Kim *et al.*(2004)은 다른하도로 전파되는 파의 이론적 특성속도를 이용하여 다른하도에서의 흐름을 계산하는 방법을 제안하였으며, 가상 댐

붕괴 및 실제 댐 붕괴에 적용하여 제안된 기법의 적용성을 검증하였다.

본 연구에서는 선행 연구에서 개발된 수치처리기법에 기존 연구(Toro, 2001; Kim *et al.*, 2004)를 참고하여 다른하도로 전파된 파를 포착할 수 있는 기법과 경계조건 반영(Sanders, 2002)을 보완하고, 불규칙한 자연하도 단면에서도 적용될 수 있도록 1차원 운동량방정식을 수정하였다. 이러한 수치처리로 재현된 계산결과와 실측결과와의 비교로부터 모형의 안정성과 정확성을 보여줌으로써, 복잡한 지형조건과 흐름영역에서 본 연구모형의 적용성을 검증하고자 한다. 이를 위하여 해석해가 있는 삼각형 단면에서 발생하는 댐 붕괴 해석 및 불규칙한 하천단면에서 실제 홍수파의 전파에 적용하여 실측치와 비교하였다.

2. Riemann 해법을 이용한 1차원 수리해석 모형

본 연구에서 사용된 지배방정식은 적분형의 Saint-Venant 방정식으로 Eq. (1)과 같다(Toro, 2001).

$$U_i^{t+\Delta t} = U_i^t - \frac{\Delta t}{\Delta x_i} [F_{i+1/2}^{t+\Delta t/2} - F_{i-1/2}^{t+\Delta t/2}] + \frac{\Delta t}{\Delta x_i} S(U_i) \quad (1)$$

여기서 U , F , S 는 Eq. (2)로 정의된다.

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, \quad F = \begin{pmatrix} Q \\ Q^2/A + gI_1 \end{pmatrix}, \quad S = \begin{pmatrix} 0 \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (2)$$

여기서 A 는 흐름단면적, Q 는 유량, g 는 중력가속도이고, I_1 은 단면 1차 모멘트, I_2 는 측면 정수압력을 고려해 주는 항이며, S_0 는 하상경사, S_f 는 마찰경사를 의미한다.

실제유역의 홍수해석을 위한 FLDWAV, HEC-RAS 등 범용 프로그램에 있어서, 운동량 방정식은 Leibniz 법칙을 적용하여 다음의 형태가 사용된다.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} - S_0 \right) + gAS_f = 0 \quad (3)$$

이 형태의 장점은 정수압력 항을 나타내기 위하여 수면경사를 이용한 하나의 항을 사용하는 점이다. 따라서 수직의 하상경사에서도 적용이 가능하며, 부적절한 하상경사의 수치처리로 인하여 발생하는 문제를 피할 수 있으므로 하상경사와 흐름을 사이의 균형을 맞추어

주기에 유용한 형태이다(Ying et al., 2004). 그러나 이 방정식은 엄밀히 운동량 보존을 의미하지 않으므로 동역학과방정식으로 불린다(Cunge et al., 1980).

자연하천은 불규칙한 단면 형상을 나타내고 있다. 이러한 불규칙성으로 인하여 흐름율과 생성항의 균형을 맞추는 것은 더욱 어려워진다. 본 연구에서는 불규칙한 단면 형상을 Fig. 1과 같이 등가단면으로 구성함으로써 다음과 같이 운동량방정식을 수정하였다.

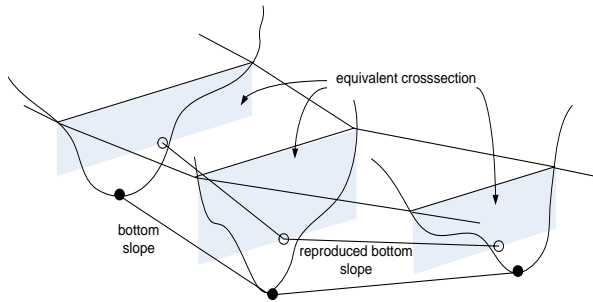


Fig. 1. Construction of Equivalent Cross-section

등가단면은 불규칙한 하천단면과 동일한 수면폭을 가지며 흐름단면적이 같은 직사각형 단면이다(Zanuttigh and Lamberti, 2002). 따라서 생성된 직사각형 등가단면으로 인하여 하상경사는 Eq. (4)와 같이 수정된다.

$$S'_0 = - \left\{ \frac{dy}{dx} - \frac{dh_d}{dx} \right\} \quad (4)$$

여기서 h_d 는 수리수심이다.

한편 자연하천의 불규칙한 단면을 고려하고 Leibniz 법칙을 적용하면, 정수압력과 관련된 항 I_1 , I_2 는 아래의 Eq. (5)를 만족한다.

$$\frac{dI_1}{dx} = I_2 + A \frac{dh}{dx} \quad (5)$$

따라서, 운동량방정식의 오른쪽 항은 Eq. (6)으로 수정될 수 있다.

$$\begin{aligned} gI_2 + gA(S_0 - S_f) &= g \left(\frac{dI_1}{dx} - A \frac{dh}{dx} \right) + gA(S_0 - S_f) \quad (6) \\ &= g \left(\frac{dI_1}{dx} \right) - gA \frac{dy}{dx} - gAS_f \\ &= gI'_2 + gA(S'_0 - S_f) \end{aligned}$$

$$\text{여기서 } I'_2 = \frac{dI_1}{dx} - A \frac{dh_d}{dx}$$

운동량방정식이 수정되고 난 후에도 마찰경사 항(S_f)은 변화되지 않는다. 이는 등가단면으로 변형되기 이전의 실제 단면에서 마찰경사의 계산이 수행되어야 함을 의미한다. 운동량 방정식에서 Eq. (6)과 같이 등가단면을 이용하여 변형한 생성항의 장점은 직사각형 단면에서 이미 개발된 모든 기법들을 불규칙한 자연 하천단면에서 적용할 수 있도록 함에 있다. 또한 등가단면을 이용함으로써 경계면에서의 단면보간이 쉽게 이루어질 수 있으므로 Eq. (7)과 같이 경계면에서 단면1차 모멘트를 쉽게 계산할 수 있다.

$$I_1 = \int_0^{h(x)} [h(x) - \zeta] \sigma(x, \zeta) d\zeta = h_y A = \frac{1}{2} h_d A \quad (7)$$

여기서 h_y 는 수면에서부터 단면의 도심까지의 거리이다.

등가단면으로 변형된 운동량방정식에서 흐름율 벡터 F 의 계산에는 Zhou et al.(2001)이 제안한 수면경사법(Surface Gradient Method)과 수치진동을 방지하기 위한 적절한 제한자(limiter)가 적용되어, 격자 i 의 좌우경계면에서 $t + \Delta t/2$ 에서의 값 $U_i^{L,R*}$ 이 Eq. (8)과 같이 예측될 수 있다.

$$U_i^{L,R*} = U_i^{L,R} + \frac{\Delta t}{2\Delta x} [F(U_i^L) - F(U_i^R) + S(U_i)] \quad (8)$$

예측된 U_{i-1}^{R*} 과 U_i^{L*} 은 $i - 1/2$ 경계면에서 새로운 Riemann 문제가 성립됨으로 HLL Riemann 근사해법(Harten, 1983)을 적용하여 흐름율은 Eq. (9)로 계산될 수 있으며, 이 때 필요한 파의 특성속도는 Eq. (10)과 같은 중간상태의 값(h_u^* , Q^*/A^*)과 마른 하도로의 선단부 파속을 고려하여 Eqs. (11)과 (12)와 같이 근사할 수 있다.

$$F_{i+1/2}^{HLL} = \begin{cases} F_L & \text{if } S_L > 0 \\ \frac{S_R F_L - S_L F_R + S_L S_R (U_R - U_L)}{S_R - S_L} & \text{if } S_L \leq 0 \leq S_R \\ F_R & \text{if } S_R < 0 \end{cases} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} h_d^* &= \frac{1}{16g} \left[\frac{Q_L}{A_L} - \frac{Q_R}{A_R} + 2(\sqrt{gh_{d_L}} + \sqrt{gh_{d_R}}) \right]^2 \quad (10) \\ \frac{Q^*}{A^*} &= \frac{1}{2} \left[\frac{Q_L}{A_L} + \frac{Q_R}{A_R} + 2(\sqrt{gh_{d_L}} - \sqrt{gh_{d_R}}) \right] \end{aligned}$$

$$S_L = \begin{cases} \min\left(\frac{Q_L}{A_L} - \sqrt{gh_{d_L}}, \frac{Q^*}{A^*} - \sqrt{gh_d^*}\right) & \text{if } A_L > 0, A_R > 0 \\ \frac{Q_L}{A_L} - \sqrt{gh_{d_L}} & \text{if } A_L > 0, A_R = 0 \\ \frac{Q_R}{A_R} - 2\sqrt{gh_{d_R}} & \text{if } A_L = 0, A_R > 0 \end{cases} \quad (11)$$

$$S_R = \begin{cases} \max\left(\frac{Q_R}{A_R} + \sqrt{gh_{d_R}}, \frac{Q^*}{A^*} + \sqrt{gh_d^*}\right) & \text{if } A_L > 0, A_R > 0 \\ \frac{Q_L}{A_L} + 2\sqrt{gh_{d_L}} & \text{if } A_L > 0, A_R = 0 \\ \frac{Q_R}{A_R} + \sqrt{gh_{d_R}} & \text{if } A_L = 0, A_R > 0 \end{cases} \quad (12)$$

계산된 파의 특성속도와 격자의 거리간격 Δx 를 이용하여, Courant 조건을 만족할 수 있는 계산시간 Δt 을 산정함으로써 모형의 안정성을 확보할 수 있다.

3. 경계조건

본 모형의 경계조건으로 경계면에서의 Riemann 해법이 필요하다. 일반적으로 자연하천의 경계에서 충격파나 단파와 같은 불연속은 거의 발생하지 않는다. 불연속성을 고려하지 않는다면 특성선이 선형화되기 때문에 Riemann 해법은 상당히 단순화 될 수 있다. 특성선 이론에 따르면 경계면의 좌측에서는 경계면으로 $R^+ = u + 2a$ 의 정보를 전달하며, 경계면 우측에서는 경계면으로 $R^- = u - 2a$ 의 정보를 전달하게 된다. 단순화된 Riemann 문제에서 경계면에서의 상태는 Eq. (10)으로 계산될 수 있으며, Riemann 변수(R^+ , R^-)를 이용하여 Eqs. (13) and (14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$h_d^* = \frac{1}{16g} [R_L^+ - R_R^-]^2 \quad (13)$$

$$u^* = \frac{1}{2} [R_L^+ + R_R^-] \quad (14)$$

3.1 상류단 유량수문곡선

상류단 경계조건으로 유량수문곡선($Q^* = Q(t)$)이 지정된다면, 흐름율을 계산하기 위한 경계면의 유량은 지정된 조건과 시간에 따라 변화된다. 한편 경계면에서의 단위 폭 당 유량(q^*)은 경계면 좌우의 Riemann 변수로부터 Eq. (15)와 같이 계산될 수 있다.

$$q^* = \frac{1}{32g} (R_L^+ - R_R^-)^2 (R_L^+ + R_R^-) \quad (15)$$

지정된 경계면의 유량과 Riemann 변수로부터 계산된 유량이 같다면, Eq. (15)의 미지수 R_L^+ 는 우측의 기저값 R_R^- 로부터 계산될 수 있다. 한편, Riemann 해법은 인접흐름의 영향을 받지 않은 불연속적인 좌우 흐름변수에 의한 비선형 해이다. 다시 말해서 경계면에서의 비선형 해는 좌우의 흐름변수와 특성선을 이용하여 Riemann 해법으로 해석된다. 그러므로 경계면 좌측에서 입력된 유량 q^* 가 지정되기 위해서는 인접흐름에 의해 교란받지 않은 R_R^- 값이 필요하다. 본 연구에서는 Sanders(2002)가 제안한 바와 같이 교란받지 않은 R_R^- 값으로 계산 시점에서 인접격자에 부여된 값, $(R_R^-)_U$ 를 사용하여 Eq. (16)을 계산하였다.

$$q^* = \frac{1}{32g} (R_L^+ - (R_R^-)_U)^2 (R_L^+ + (R_R^-)_U) \quad (16)$$

Eq. (16)은 미지수 R_L^+ 의 3차식이므로, Newton-Raphson 반복법으로 계산될 수 있으며, R_L^+ 의 정의로부터 반드시 양의 값을 가진다. 계산된 Riemann 변수 R_L^+ 와 경계격자에 입력된 유량으로부터 미지의 수심이 계산될 수 있다. 이 경우, 짧은 계산시간 간격 상에서 수면폭은 변화가 없는 것으로 가정하였다.

3.2 하류단 수위수문곡선

하류단 경계조건으로 수위수문곡선($y^* = y(t)$)이 지정된다면, 흐름율을 계산하기 위한 경계면의 수위 및 수심(h^*)은 지정된 조건과 시간에 따라 변화된다. 따라서 미지의 Riemann 변수 R_R^- 는 Eq. (13)으로부터 Eq. (17)로 계산된다.

$$R_R^- = (R_L^+)_U - 4\sqrt{gh^*} \quad (17)$$

여기서, 아래첨자 U 는 계산 시점에서 인접격자에 부여된 교란되기 전의 값을 의미하며, 계산된 R_R^- 와 경계격자에 입력된 수위 혹은 수심으로부터 미지의 유량이 계산될 수 있다.

4. 모형의 적용 및 분석

본 연구에서는 불규칙한 하천단면에서 발생하는 천이류에 대하여 개발한 수치모형의 계산 정확도를 검증하고자 한다. 따라서 해석해가 존재하는 삼각형 단면에서의 댐붕괴에 적용하여 제안된 기법의 정확도를 확인

하고, 불규칙한 자연하천단면에서 발생하는 홍수파의 전파 현상을 재현하였다.

4.1 등가단면을 이용한 댐 붕괴파 적용

본 연구에서 제안된 등가단면의 적용성을 검증하기 위하여 삼각형 단면 하도에서의 댐 붕괴파에 적용하였다. 50m 구간에 삼각형 균일단면으로 구성되며, 10m 지점의 댐 좌우의 초기수위는 각각 1.0m, 0.1m 이고 초기유속은 각각 2.5m/s, 0.0m/s 이다. 그리고 모의종료 시간은 5.5초로 하였다. 삼각형 하도에서 발생된 댐 붕괴파의 정확해는 Zanuttigh와 Lamberti(2002)의 연구결과를 활용하였다. 삼각형 단면을 등가의 직사각형 단면으로 재구성함으로써 Fig. 2와 같이 실제하도와 다른 하상고를 가지게 된다.

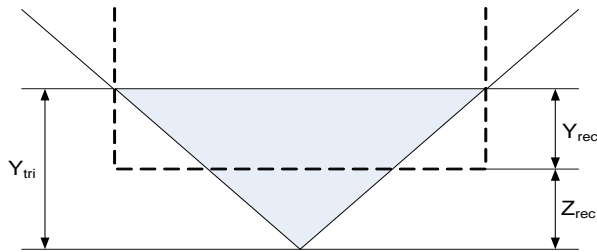


Fig. 2. Change of Bottom Elevation due to the Transform of Equivalent cross-section

등가단면의 변환으로 생성된 하상고는 하상경사가 존재하지 않는 수평 삼각형 하도의 해석에 가상의 하상경사가 존재하는 사각형 단면의 해석으로 근사됨을 의미하며, 계산된 수심과 유속을 해석해와 비교하여 Fig. 3에 나타내었다.

100개의 격자를 사용하는 경우($\Delta x = 0.5m$) 수심과 유속의 RMSE(Root Mean Square Error)가 각각 0.034 m, 0.881m/s 이고, 200개의 격자를 사용하는 경우($\Delta x = 0.25m$) 수심, 유속의 RMSE가 각각 0.004m, 0.020m/s로 계산되었다. 200개의 격자를 사용할 경우,

100개의 격자를 사용한 경우보다 전 구간에서 해의 정확도가 높았으며, 특히 수면 및 유속의 불연속 지점에서 더욱 정확한 해가 계산될 수 있음을 알 수 있다. 한편 100개의 격자가 사용되는 경우에도 단파 발생위치 및 높이를 잘 포착하는 것으로 나타나, 본 연구에서 제안된 등가단면을 이용하는 기법은 삼각형 단면에서 발생된 댐 붕괴파의 해석해와 비교하여 격자의 개수와 크게 상관없이 합리적인 결과를 보임으로써 기법의 적용성을 확인할 수 있다.

4.2 자연하천에 대한 모형의 적용

불규칙한 단면하도와 비균일 단면간격의 실제하도에서 본 모형의 부정류 해석 적용성을 판단하기 위하여 CADAM(Testa, 1999; Soares Frazao *et al.*, 2000)에서 연구한 수리실험 결과를 활용하였다. 대상구간은 북부 알프스 Toce 강의 5km 구간이며, 지형의 영향으로 상류단 경계와 하류단 경계에서 한계류가 발생하는 구간이다. 그러므로 상류단에는 유량과 수위의 경계조건을 지정하였고, 하류단의 경계조건은 자유유출 경계조건을 지정하였으며, 수리모형의 축척은 1:100이다. 전체 계산 단면은 각 단면의 간격이 0.25m에서 1.94m로 비균일하게 변화되는 62개로 구성하였고, 최상류의 단면번호를 1번으로 지정하였을 경우 불규칙한 단면의 형상과 계산 단면 간의 위치, 그리고 수위 실측지점을 표시한 지형형상은 Fig. 4와 같으며, 상류단 유량수문곡선과 수위수문곡선은 Fig. 5와 같다. Fig. 4(a)의 24번 단면의 경우, 좌안에 저수지가 있으며 본 모의조건에서는 저수지를 월류하지 않으므로 흐름해석에 저수지 단면은 고려하지 않았다.

마른하도 조건을 초기조건으로 적용하여 모든 단면에서 초기유량과 초기수심은 0으로 지정하였고, 하도 주수로와 범람원의 조도계수는 $0.0162s/m^{1/3}$ 로 동일하게 적용하였다. 계산시각 30초, 60초, 120초 시점의 전 구간에서 계산된 수위는 Fig. 6과 같다.

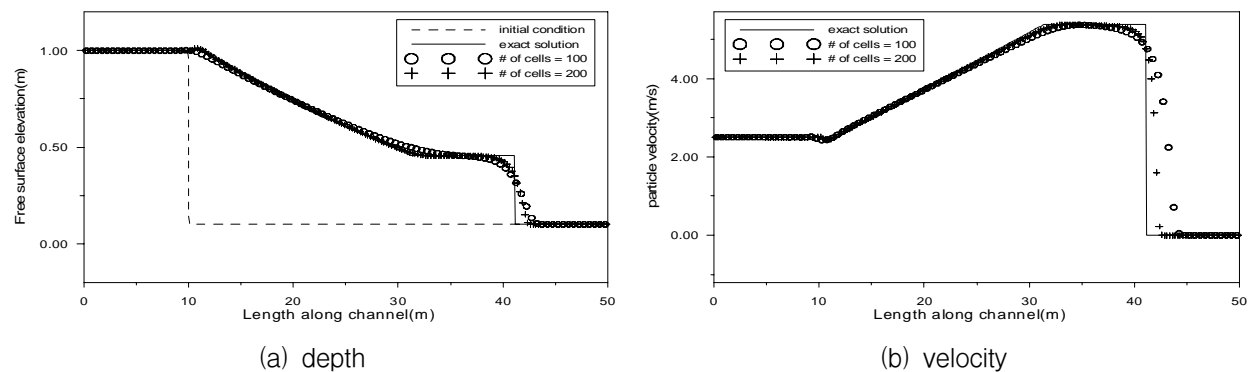
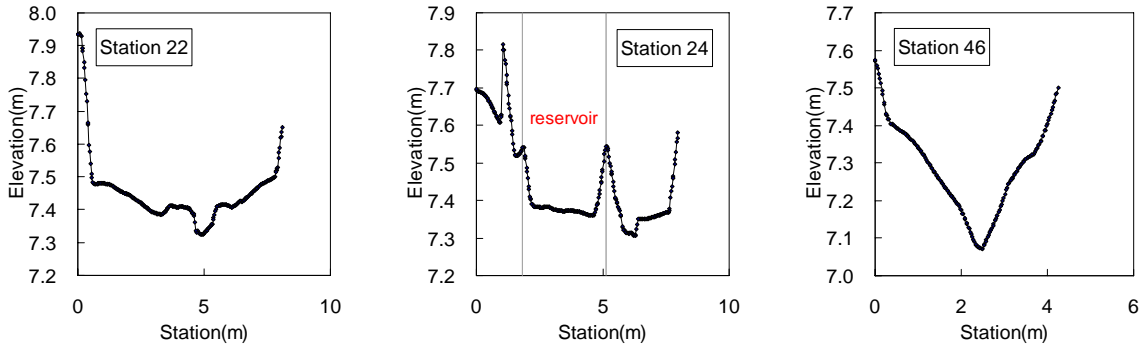
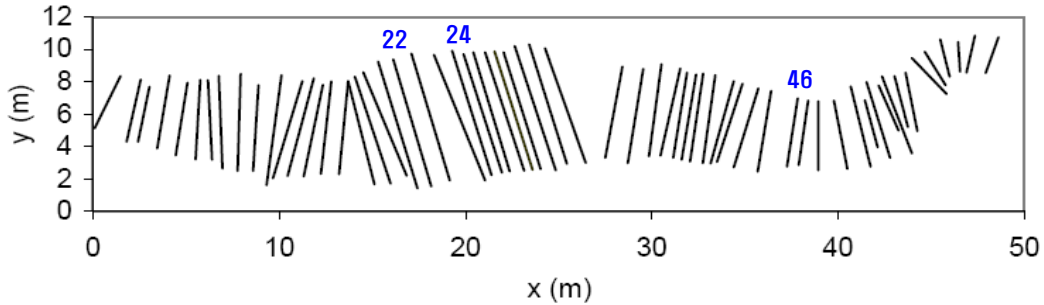


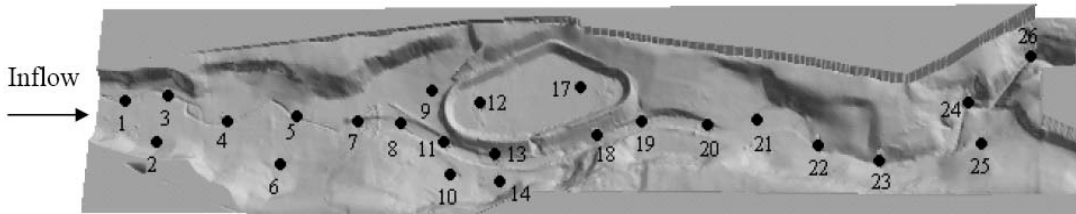
Fig. 3. Comparison of the Computed and Exact Solution



(a) Example of irregular cross-section



(b) Location of computational cross-sections



(c) Measurement points

Fig. 4. Topography of the Toce River

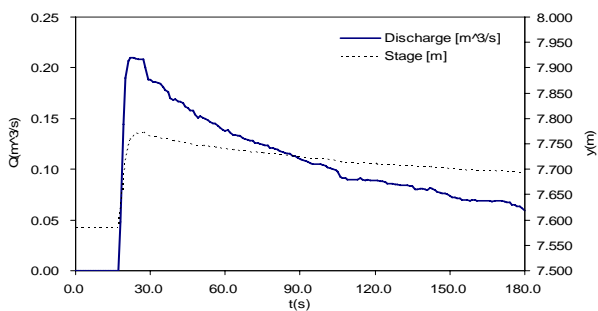


Fig. 5. Boundary Conditions

Fig. 6으로부터 계산시각 120초 시점에서 하류부의 배수영향 및 하상경사의 영향으로 다양한 크기의 도수가 형성됨을 알 수 있으며, 동일한 시점에서 각 단면에서의 Froude 수를 Fig. 7에 도시함으로서 도수의 형성을 확인할 수 있다.

Fig. 4(c)의 주수로 실측 지점에서 저수지의 위치를 기준으로 상류 구간(P1, P4), 중류 구간(P18), 하류 구간(P21, P24)의 시간에 따른 계산 홍수위의 변화와 실측 수위를 비교하여 Fig. 8에 나타내었고, 각 지점에서 실

측 수위는 기호를 사용하여 나타내었다. Fig. 4(c)를 살펴보면, P11 지점이 좌안에 위치한 저수지의 직상류 지점임을 알 수 있다. 본 연구에서는 저류지 단면을 고려하지 않았으므로 수치해석에 사용되는 단면의 급격한 축소가 불가피하며, 저수지 제방의 영향으로 P9, P10, P11 지점에서 발생하는 2차원 효과를 반영할 수 없는 일차원 모형의 한계를 가진다. 따라서 Fig. 8의 P18, P21, P24의 실측수위와 계산수위의 비교에서 다소 차이를 나타낼 수 밖에 없으며, 이러한 현상은 이전에 수행된 다른 연구자들의 결과에서도 동일한 유형을 보인다 (Rosu and Ahmed, 1999; Ying *et al.*, 2004). 뿐만 아니라 Fig. 8의 실측된 수위는 2차원 효과가 반영된 지점에서 측정 수위이며, 계산 수위는 각 횡단면의 평균 수위이므로 계산수위와 실측수위 사이에는 다소 차이가 나타날 수 있다. 이러한 점을 고려할 때, 비교를 위하여 사용된 5 지점의 실측 수위와 계산 수위는 홍수파의 도달시간 및 홍수위의 시간변동양상에서 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

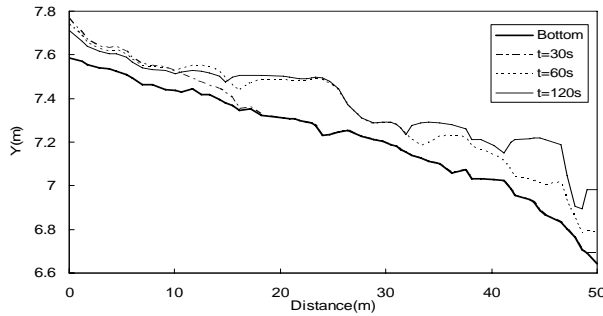


Fig. 6. Water Surface Profiles at Each Time

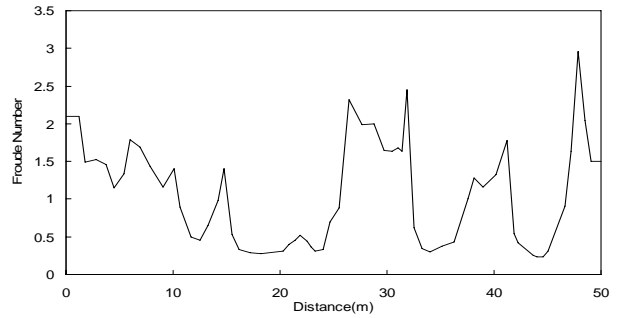


Fig. 7. Froude Number as a Function of x at $t=120\text{sec}$

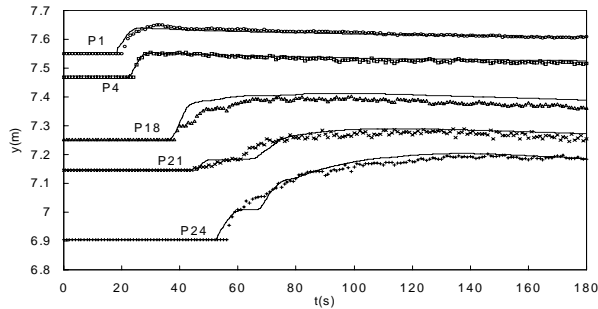


Fig. 8. Comparison of Computed and Measured Stage Hydrograph

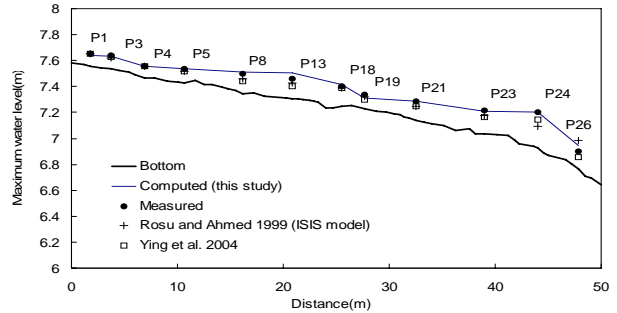


Fig. 9. Comparison of Maximum Water Surface Elevation

Table 1. Data of Physical Model and Various Simulations

River section		S60	S58	S54	S50	S43	S39	S31	S29	S22	S15	S9	S4
Gauging Point		P1	P3	P4	P5	P8	P13	P18	P19	P21	P23	P24	P26
Distance(m)		1.74	3.76	6.88	10.64	16.15	20.83	25.50	27.71	32.48	38.99	44.04	47.89
Stage(m)	Measured	7.65	7.64	7.56	7.54	7.50	7.46	7.40	7.34	7.29	7.21	7.20	6.90
	Rosu and Ahmed (1999)	7.65	7.62	7.56	7.52	7.46	7.43	7.39	7.33	7.24	7.18	7.09	6.98
	Ying <i>et al.</i> (2004)	7.65	7.63	7.56	7.52	7.44	7.40	7.39	7.30	7.25	7.17	7.15	6.85
	This study	7.64	7.63	7.55	7.54	7.51	7.50	7.41	7.31	7.29	7.21	7.20	6.95

Toce 강의 수리실험 결과는 국외의 일차원 및 이차원 수치모형 개발단계에서 활발히 다루고 있는 주제이므로 최근까지 다수의 연구결과들이 있지만, 본 연구모형과 동일한 일차원 해석결과들과의 비교를 위하여 Rosu and Ahmed(1999)와 Ying *et al.*(2004)을 비교대상으로 선정하였다. Toce 강의 주수로에서 실측지점의 최대수위와 계산 최대수위, 이전 연구자들의 해석결과를 비교하여 Fig. 9와 Table 1에 나타내었다.

저수지 제방에 의한 국부적인 배수효과가 크지 않은 P5 지점 이전에는 모든 모형에서 침두수위를 0.02m 이내로 잘 재현하였으나, 저수지에 의한 단면축소의 영향이 나타나는 P8 지점 이후로는 차이를 나타내고 있다. 본 연구모형은 P8 지점에서 단면축소로 인한 수위상승을 0.01m 오차로 가장 정확히 재현하고 있으며, 저수지를 지나 단면이 확대되는 지점인 P19 지점 이후에도 다

른 모형에 의한 결과보다 실측수위와 평균 0.02m 오차로 잘 일치하고 있으므로, 불규칙한 형상의 자연하도 적용을 위하여 제안된 본 연구 모형의 적용성을 확인할 수 있다. 다만 P13 지점의 경우, 계산 최대수위가 실측 최대수위보다 약간 높게 나타났으며, 이는 Fig. 4(c)의 P9 사수역 지점에서 저수지로 인하여 발생하는 수층 및 저류효과를 고려하지 않고 선형적인 단면의 축소로 반영함에 따른 문제로 판단된다. 한편 대상구간의 하류부인 P24, P26 지점에서는 ISIS 모형을 이용한 Rosu and Ahmed(1999)의 연구결과가 다른 결과와 뚜렷한 차이를 보이고 있는데, 그 원인은 ISIS 모형이 Fig. 7에서 확인할 있는 하류단 사류 경계조건을 해석할 수 없기 때문이며, 이로 인하여 P24, P26 지점 사이에서 완만한 수면경사를 나타내고 있음을 알 수 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 하상과 하폭이 변하는 실제 개수로 수리모형실험에서 발생하는 다양한 형태의 천이류에 적용하기 위하여 개발된 1차원 수치모형을 불규칙한 자연하천단면에 적용하기 위하여 운동량방정식을 수정하는 새로운 기법을 제안하였다. 그리고 마른하도에서의 홍수와 전파에 적용하기 위하여 마른하도에서의 수치처리 기법을 추가하였다. 본 연구를 통하여 얻은 주요 결론은 다음과 같다.

- 1) 본 연구에서는 불규칙적인 하천 단면에서 흐름과 생성항의 균형을 만족시키기 위하여 계산단계마다 동일한 수리특성을 가진 등가단면을 사용함으로써 운동량방정식을 재구성하는 새로운 방법을 제안하였다. 제안된 방법은 해석해가 존재하는 삼각형 단면의 댐 붕괴파에 적용하여 제안된 기법의 개념을 설명하고, 불연속적인 댐 붕괴 흐름 조건에서 모형의 적용성을 검증하였다.
- 2) 단면 형상이 불규칙하여 복잡한 자연하천단면에 본 모형을 적용하였다. 개발된 모형의 계산결과를 실측수위, 이전 연구결과들과 비교하여 홍수파의 전파가 합리적으로 재현되고 있으며, 모의기간 중의 최대수위를 잘 포착함을 확인하였다. 그리고 다양한 크기의 도수에 대해서도 비물리적인 결과 없이 안정적인 해를 제공하고 있음을 확인하였다.
- 3) 본 연구결과로부터 기존의 균일한 단면을 사용하여 개발된 모든 기법들을 불규칙한 자연하천 단면에 직접 적용할 수 있을 것이다. 본 연구에서 제안한 수치기법은 매우 불규칙한 자연하천 단면에서 불연속흐름이 발생하는 갈수기 및 저수기의 자유량 조건, 마른하도 흐름 조건에서도 안정적인 해석이 가능하므로 향후 오염물질의 이송-확산 해석 등으로 연계되도록 연구가 지속되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 건설기술혁신사업(08기술혁신 F01)에 의한 차세대홍수방어기술개발연구단의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참 고 문 헌

김지성, 한건연 (2008). "Riemann 해법을 이용한 1차원

- 개수로 수리해석 I:모형개발." **한국수자원학회 논문집**, 한국수자원학회, 제41권 제8호, pp. 761-772.
- 김원, 한건연, 우효섭, 최규현 (2005a). "상류이송기법에서의 새로운 생성항 처리 기법." **한국수자원학회 논문집**, 한국수자원학회, 제38권 제2호, pp. 155-166.
- 김원, 한건연, 우효섭 (2005b). "일차원 상류이송형모형의 자연하도에 대한 적용." **한국수자원학회 논문집**, 한국수자원학회, 제38권 제5호, pp. 333-343.
- 김원, 한건연 (2005). "상류이송형 McCormack 기법의 개발." **한국수자원학회 논문집**, 한국수자원학회, 제38권 제9호, pp. 727-736.
- 이정규, 김태관 (2003). "댐붕괴 문제의 해석에 관한 TVD-McCormack 기법의 적용." **한국수자원학회 논문집**, 한국수자원학회, 제36권 제3호, pp. 365-374.
- Cunge, J.A., Holly, I.M., and Verwey, A. (1980). *Practical Aspects of Computational Hydraulics*, Pitman Advanced Pub., London.
- Harten, A. (1983). "High Resolution Schemes for Hyperbolic Conservation Laws." *Journal of Computational Physics*, Vol. 49, No.3, pp. 357-393.
- Kim, D.H., Cho, Y.S. and Kim, W.G. (2004). "Weighted Averaged Flux-Type Scheme for Sallow-Water Equations with Fractional Step Method." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 130, No. 2, pp. 152-160.
- Sanders, B.F. (2002). "Non-reflecting Boundary Flux Function for Finite Volume Shallow-water Models." *Advanced in Water Resources*, Vol. 25, pp. 195-202.
- Soares Frazao, S., Morris, M. and Zech, Y. (2000). *CADAM Project CD-ROM*, Produced by Hydraulics Division, Civil Engrg. Dept., Univ. Catholique de Louvain, Belgium.
- Testa, G. (ed.) (1999). *3rd CADAM Meeting Proceedings*, Milan, Italy, 6/7 May.
- Toro, E.F. (2001). *Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*, John Wiley & Sons.
- Ying, X., Khan, A.A. and Wang, S.S.Y. (2004). "Upwind Conservative Scheme for the Saint Venant Equations." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 130, No. 10, pp. 977-987.
- Zanuttigh, B., and Lamberti, A. (2002). "Exact Riemann Solution and Weighted Average Flux Method for Power-law Channel Section." *International Journal of Computational Fluid*

Dynamics, Vol. 16, No. 3, pp. 155-169.
Zhou, J.G., Causon, D.M., Mingham, C.G. and
Ingram, D.M. (2001). "The Surface Gradient
Method for the Treatment of Source Terms in

the Shallow-Water Equations." *Journal of
Computational Physics*, pp. 1-25.

(논문번호:08-79/접수:2008.07.10/심사완료:2009.03.06)