

POM의 하천 흐름 해석에의 적용

천제호* · 안경모** · 윤종태***

*한동대학교 건설환경연구소

**한동대학교 공간환경시스템공학부

***경성대학교 토목공학과

Application of POM to the River Flow

Jeho Chun*, Kyungmo Ahn** and Jong-Tae Yoon***

*Institute of Constructional and Environmental Research, Handong University, Kyungbuk, Korea

**School of Spatial and Environment System Engineering, Handong University, Kyungbuk, Korea

***Department of Civil Engineering, Kyungsung University, Busan, Korea

KEY WORDS: Princeton ocean model (POM) 프린스턴해양순환모형, Coastal flooding 해안침수, River inundation 하천 범람

ABSTRACT: During typhoon periods, coastal regions are often directly flooded by typhoon-surges. There are also many cases where coastal regions are inundated by river inundations or dam breaks. However, most studies on coastal flooding by typhoons have been restricted to cases involving the sea. Flooding by river inundation has been excluded in those studies. Usually ocean numerical models are not applied to river flow because the governing equations for ocean flow and river flow are not the same. For a coastal flooding simulation with river inundation, POM, the three-dimensional numerical ocean model, was applied to the popular river flow problems, dam-break problem, and flows over a spillway. The simulated results showed good agreement with other numerical simulations and measured data, suggesting the possibility of using POM in coastal flooding simulations involving direct coastal surges and river inundations.

1. 서 론

최근 지구온난화와 함께 해수면 상승과 해수온도의 상승, 그리고 이로 인한 강도 높은 태풍의 발생빈도가 현저히 증가하면서, 우리 해역에도 2002년 15호 태풍 루사(Rusa)와 2003년 14호 태풍 매미(Maemi) 등의 강력한 태풍들이 한반도에 상륙하여 해안지역에 큰 피해를 입힌 바 있다. 이들 태풍은 높은 파랑으로 해안구조물에 큰 손상을 입힐 뿐만 아니라 해일로 인한 범람을 일으켜 수많은 인명 손실을 입혔는데, 앞으로의 기후변화와 함께 이러한 경향은 향후 더욱 가속화될 것으로 예상된다. 이에 최근에는 태풍 해일의 역학구조 규명, 정밀 수치모의 기법 개발, 해안범람의 예측 및 범람도 작성, 그리고 해일을 제어하고 그 피해를 경감하는 여러 기법 및 구조물에 대한 연구들이 활발하게 진행되고 있다(대한토목학회, 2005).

해안저지대 침수 현상은 주로 태풍에 의해 발생된 태풍 해일에 기인하는 경우가 많긴 하나, 태풍이 몰고 온 막대한 강우량과 함께 해안에서 하천으로 역류한 해일로 인해 하천이 범람하여 해안 저지대가 침수되는 경우도 많다. 일례로, 2005년 미국에 상륙한 허리케인 카트리나(Katrina)의 경우, 태풍 해일 등에 의한 해안에서의 일차범람으로 인한 피해보다는, 수로로 역류한 해일에 제방이 붕괴되어서 발생한 내륙에서의 이차범람으로

인한 피해가 더욱 컸던 것으로 보고되고 있다.

태풍 해일이나 태풍 파랑을 산정하는 대부분의 연구가 바다로부터의 직접적 범람에 국한하여 진행되는 경우가 많은데, 해안 지역에는 하천 또는 수로가 연결되어 있는 경우가 많고, 이러한 수로나 제방은 설계홍수량에 근거해 설계되었을 뿐 해일의 영향이 반영되어 있지 않으므로 강한 집중호우를 동반한 태풍이 범람을 일으킬 경우 해안선 내륙 쪽에서 심한 범람이 발생할 수 있다. 또한 이러한 내륙 쪽은 대비구조물이 많은 해안과 달리 많은 경우 범람에 취약하고 피해가 발생할 경우 그 비용이 대단히 커질 수 있다. 이처럼 태풍으로 인한 해안재해를 수치모의 하기 위해서는 하천 범람을 연계해 해안범람을 검토할 필요가 있다. 본 연구는 이를 위한 기초연구로서 태풍해일 모의에 널리 사용되는 대표적 3차원 해양 수치모형인 POM을 하천 흐름 문제에 적용하여 해양 수치모형의 하천 흐름 해석에의 적용성을 검토하였다. 연구에 사용한 POM 모형은 기존의 모형에 범람을 모의하기 위해 젖음/마름(Wet/Dry)을 추가한 모형으로서, 본 연구 및 향후 연구를 통해 태풍해일모의, 해안범람모의 및 하천범람모의가 동역학적으로 모두 가능한 모의체계를 구축하고자 한다.

본 연구에서는 POM의 하천 흐름 문제에 대한 적용성 검토를 위해, Fennema and Chaudhry(1990)의 댐파괴(Dam-break) 문제와 Olsen and Kjellesvig(1998)의 여수로 흐름해석에 POM을

적용하고, 본 연구의 계산 결과를 이들의 계산결과 또는 실험 결과 등과 함께 비교하였다.

2. 지배 방정식

2.1 천수방정식(Shallow water equation)

일반적으로 하천 흐름 해석에서는 천수 방정식이 많이 이용되는데, 천수방정식은 연속방정식과 2개의 운동 방정식으로 구성된다. 하천 흐름 해석에 사용되는 천수방정식을 다음에 나타내었다(서일원과 송창근, 2010).

$$\frac{\partial D}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}D}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}D}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{U}D}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}^2 D}{\partial x} + \frac{\partial \bar{U}\bar{V}D}{\partial y} = & -\frac{D}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial x} - gD \frac{\partial(D+z_b)}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(A_M D \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_M D \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} \right) + \tau_{s,x} - \tau_{b,x} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{V}D}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}\bar{V}D}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}^2 D}{\partial y} = & -\frac{D}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial y} - gD \frac{\partial(D+z_b)}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(A_M D \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_M D \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} \right) + \tau_{s,y} - \tau_{b,y} \end{aligned} \quad (3)$$

여기서 D : 수심, h : 정수위로부터 바닥면까지의 거리, \bar{U} : x 방향의 수심 평균 유속, \bar{V} : y 방향의 수심 평균 유속, $\tau_{s,x}$, $\tau_{s,y}$: x 및 y 방향의 바람 응력, $\tau_{b,x}$, $\tau_{b,y}$: x 및 y 방향의 바닥 마찰 응력, ρ : 물의 밀도, P_a : 대기압, A_M : 수평방향 난류 점성 계수, z_b : 기준면으로부터 바닥까지의 거리

위의 식 (1)~(3)은 비압축성 유체에 대한 연속방정식 (Continuity equation)과 Navier-Stokes 방정식을 운동학적 경계 조건 (Kinematic boundary condition)과 함께 수심에 대하여 적분한 수식으로 식 (1)~(3)의 자세한 유도 과정은 Chaudhry(2008)에 소개되어 있다. 식 (2), (3)에서 우변의 두번째 항은 정수압 가정 (Hydrostatic pressure)으로 구한 압력의 구배를 수심에 대해서 적분한 형태이다.

한편, 해안수리학 분야에서도 역시 천수 방정식이 사용되는데, 이때의 천수방정식은 조류나 폭풍 및 지진 해일의 해석에 이용된다. 천수방정식의 형태는 다음과 같다(Dyke, 2007).

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}D}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}D}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{U}D}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}^2 D}{\partial x} + \frac{\partial \bar{U}\bar{V}D}{\partial y} = & -\frac{D}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial x} - gD \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(A_M D \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_M D \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} \right) + \tau_{s,x} - \tau_{b,x} \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{V}D}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}\bar{V}D}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}^2 D}{\partial y} = & -\frac{D}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial y} - gD \frac{\partial \eta}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left(A_M D \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_M D \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} \right) + \tau_{s,y} - \tau_{b,y} \end{aligned} \quad (6)$$

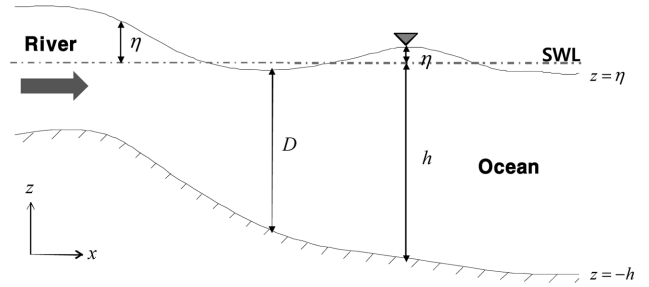


Fig. 2 Schematic diagram of water depth

여기서, η : 수면 변위

식 (4)~(6)은 식 (1)~(3)과 마찬가지로, 비압축성 유체에 대한 연속방정식과 Navier-Stokes 방정식으로부터 유도되어지며, 정수압 근사를 이용하여 압력의 구배를 나타내었다. 하지만, 식 (1)~(3)과 식 (4)~(6)은 그 형태가 서로 유사하긴 하지만, 동일하지는 않다.

식 (2), (3)과 식 (5), (6)에서 가장 큰 차이는 식 (2), (3)에 바닥 경사항인 $gD \partial z_b / \partial x$ 및 $gD \partial z_b / \partial y$ 가 더 추가되어져 있다는 점이다. 바다 경사는 하천 흐름의 주요 인자로 작용하는 반면에, 해양에서는 바다 경사는 큰 의미를 가지지 않는다. 해양은 하천과 달리, 해저면 경사에 의한 흐름은 일반적이지 않다.

그러나, z_b 는 위의 Fig. 1에서 보면, $z_b = -h$ 이다. 한편, 수심 D 는 수면 변위 η 와 정수위에서 바닥까지의 거리, h 를 이용하여 $D = \eta + h$ 와 같이 나타낼 수 있다. 이를 식 (2), (3)의 압력항에 대입하여 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\begin{aligned} gD \frac{\partial(D+z_b)}{\partial x} &= gD \frac{\partial(\eta+h-h)}{\partial x} = gD \frac{\partial \eta}{\partial x}, \\ gD \frac{\partial(D+z_b)}{\partial y} &= gD \frac{\partial(\eta+h-h)}{\partial y} = gD \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{aligned}$$

위의 식들을 식 (2), (3)에 대입하여 정리하면 식 (5), (6)과 같은 식으로 유도되어진다. 그리고 특별한 경우를 제외하고는 정수위의 수심이 시간에 따라서 변화하지는 않는다. 따라서, $\partial h / \partial t = 0$ 이고 $\partial D / \partial t = \partial \eta / \partial t$ 가 성립한다. 결과적으로 하천수리학 분야의 지배방정식인 식 (1)~(3)과 해양 분야의 지배방정식 (4)~(6)은 서로 동일하다.

2.2 POM의 지배방정식

POM의 지배방정식은 비압축성 연속방정식과 Navier-Stokes 방정식에 σ -coordinates를 적용하여 정리한 식으로 그 식의 형태는 다음과 같다(Mellor, 2003).

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial uD}{\partial x} + \frac{\partial vD}{\partial y} + \frac{\partial \omega}{\partial \sigma} = 0 \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial uD}{\partial t} + \frac{\partial u^2 D}{\partial x} + \frac{\partial uvD}{\partial y} + \frac{\partial u\omega}{\partial \sigma} &= f_v D - gD \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} \left(A_M D \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_M D \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(\frac{K_M}{D} \frac{\partial u}{\partial \sigma} \right) \\ &- \frac{gD^2}{\rho_0} \int_{\sigma}^0 \left(\frac{\partial \rho'}{\partial x} - \frac{\sigma}{D} \frac{\partial D}{\partial x} \frac{\partial \rho'}{\partial \sigma} \right) d\sigma \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v D}{\partial t} + \frac{\partial uv D}{\partial x} + \frac{\partial v^2 D}{\partial y} + \frac{\partial v \omega}{\partial \sigma} = -f u D - g D \frac{\partial \eta}{\partial y} \\ + \frac{\partial}{\partial x} \left(A_M D \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_M D \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(\frac{K_M}{D} \frac{\partial v}{\partial \sigma} \right) \\ - \frac{g D^2}{\rho_0} \int_{\sigma}^0 \left(\frac{\partial \rho'}{\partial y} - \frac{\sigma}{D} \frac{\partial D}{\partial y} \frac{\partial \rho'}{\partial \sigma} d\sigma \right) \end{aligned} \quad (9)$$

$$\omega = 0 \quad \text{on } \sigma = 0 \text{ or } \sigma = -1 \quad (10)$$

$$\frac{K_M}{D} \frac{\partial u}{\partial \sigma} = \tau_{s,x'}, \quad \frac{K_M}{D} \frac{\partial v}{\partial \sigma} = \tau_{s,y'} \quad \text{on } \sigma = 0 \quad (11)$$

$$\frac{K_M}{D} \frac{\partial v}{\partial \sigma} = \tau_{b,x'}, \quad \frac{K_M}{D} \frac{\partial v}{\partial \sigma} = \tau_{b,y'} \quad \text{on } \sigma = -1 \quad (12)$$

여기서, u, v : x 및 y 방향의 수평 방향 유속, σ : σ 좌표계, K_M : 수직 방향 난류 점성 계수, ρ' : 섭동 밀도(Perturbed density), ρ_0 : 기준 밀도(Reference density), ω 가연직속도(Pseudo vertical velocity), f : Coriolis 가속도 계수

식 (7)은 연속 방정식으로 식 (7)을 $\sigma = -1$ 에서부터, $\sigma = 0$ 에 대해서 적분하여 식 (4)와 같은 식을 얻을 수 있다. 식 (8), (9)는 x, y 방향의 운동방정식으로 밀도 차이에 의한 압력 구배 항 또한 포함되어 있다. 밀도 차이는 온도 또는 염분의 차이에 의해 발생하는 것으로 이를 구하기 위해서, 위의 식들 외에 별도로 온도 및 염분에 대한 이송-확산 방정식을 푼다. 온도 및 염분에 대한 이송-확산 방정식은 본 연구에서는 중요하지 않으므로, 이에 대한 언급을 생략한다. 그리고 식 (8), (9)에서 수직 방향 난류 점성 계수는 $k-\epsilon$ 방정식 또는 q^2-q^2l 방정식을 풀어서 계산한다. 이들 난류에너지 방정식들에 자세한 내용은 Mellor(2003)에 언급되어져 있다. 그리고 식 (10)~(12)는 수면 또는 저면에서의 경계 조건을 나타낸다. 본 연구에서는 일반적인 흐름 해석 조건을 적용하는데, 식 (8)과 식 (9)의 운동방정식에서 Coriolis 힘을 무시하고, 밀도 차 또한 무시한다. 이 조건을 그대로 적용한 후, 식 (8), (9)를 $\sigma = -1$ 에서부터, $\sigma = 0$ 까지 적분하면, 식 (4), (5)와 같은 식으로 유도된다.

POM은 수직 방향의 격자 체계를 σ -coordinates 로 표현하고 있는데, 이는 Terrain following coordinates의 일종으로 POM과 동일한 식은 아니지만, 대기역학 분야에서도 많이 사용된다(Jacobson, 2004). POM에서의 σ 격자 체계는 수직방향의 좌표 z , 수면 변위, η , 전체 수심, h 를 이용하여 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다(Mellor, 2003).

$$\sigma = \frac{z - \eta}{h + \eta} \quad (13)$$

해수면 $z = \eta$ 및 해저면 $z = -h$ 에서는 σ 값으로 각각 $\sigma = 0$ 또는 $\sigma = -1$ 과 같다. σ 값은 지점에 관계없이 동일하게 $-1 \leq \sigma \leq 0$ 의 분포를 가진다. σ 격자체계에 대한 예를 다음의 Fig. 2에 나타내었다. Fig. 2의 σ 격자체계는 전체 수심, D 를 3등분한 것으로 4개의 등 σ 선이 나타나 있다.

위의 지배방정식은 하천에 무난히 적용되지만, 실제 수치 계산에서는 위의 식을 있는 그대로 하천 흐름 해석에 적용하기에

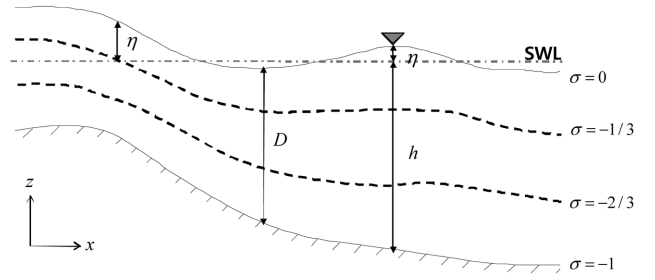


Fig. 2 An example of σ coordinates

는 무리가 있다. 해양에서는 정수위로부터 바닥까지의 거리가 언제나 0 보다 크기 때문에, 육지 경계 조건을 h 의 부호로 설정할 수 있다. 하지만, 하천에서는 h 가 반드시 $h > 0$ 인 것은 아니다. 하류 지역에서는 대체로 $h > 0$ 이기도 하지만, 하구의 상류 지역에서는 하천 바닥임에도 불구하고, $h < 0$ 인 지역이 존재한다. 이로 인해 해양 수치 모의실험에서 당연하게 사용되는 육지 경계 조건이 하천 흐름 분야에서는 사용되지 않는다. 이러한 차이 등으로 인해 해양 수치모형을 하천 지역에 그대로 적용할 수는 없다.

본 연구에서는 사용되는 수치모형은 젖음/마름 기법을 도입하여 $h < 0$ 인 지역에서도 흐름 계산이 가능하다. 본 연구의 수치모형에 포함된 마름젖음 기법은 Liu et al.(1995)이 사용했던 것과 동일한데, 본 기법은 태풍 '매미'에 의한 해안 침수를 성공적으로 재현한 바 있다.

3. 수치모의 실험

3.1 Fennema and Chaudhry(1990)의 연구

댐파괴(Dam-break) 문제는 하천수리학 분야에서 자주 인용되는 문제 중의 하나로, 최근까지도 수치해석 방법, 실험적인 방법 또는 현장 조사 등의 연구가 실행되고 있다(Fennema and Chaudhry, 1990; Fraccarollo and Toro, 1995; Alcrudo and Mulet, 2007). 이들 연구 중에서 Fennema and Chaudhry(1990)의 연구는 수치해석 연구로서, 다른 연구자들이 각자의 수치모형 검증을 위해 자주 활용한 경우이다(Zhao et al., 1994; Wang et al., 2000). 본 연구에서도 Fennema and Chaudhry(1990)의 문제를 대상으로 수치모형의 적용성을 검토하였다.

Fennema and Chaudhry(1990)는 실제 지형이 아닌 가상의 지형에 대해서 댐 파괴 문제를 해석하였다. 댐이 부분적으로 파괴되었을 경우에 대한 하천 흐름을 해석하였고, MacCormack, Gabutti scheme, Beam and Warming 등의 다양한 수치기법들을 적용하고 각 수치 기법들을 비교하였다. 이들 수치기법은 Fennema and Chaudhry(1990)에도 자세히 나와 있지만, Chung(2002)에도 소개되어 있다. 본 연구의 주 내용은 기존 수치해석 기법의 개선에 있지 않아, 본 논문에서는 이들 수치기법에 대한 설명을 생략한다. Fennema and Chaudhry(1990)는 안정적인 계산을 위해서 인공 점성 효과(Artificial viscosity)를 도입하였다. 댐파괴 문제를 해석할 때에는 하류 방향으로 홍수파가 전달되는 과정에 홍수파의 전면에서 종종 고주파의 수치 진동

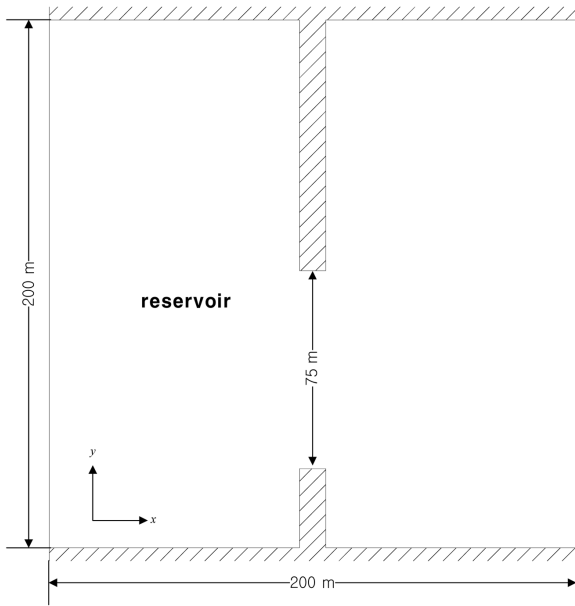


Fig. 3 Computational domain

(Oscillation) 현상이 발생한다. 이러한 수치진동은 종종 계산의 안정성에 문제를 일으키는데, 인공점성 효과는 이들을 효과적으로 제어가능하게 한다.

Fennema and Chaudhry(1990)의 계산영역을 다음의 Fig. 3에 나타내었다. 계산 영역의 크기는 동서 및 남북 방향으로 각각 200m 달한다. 그리고, 댐 수문의 폭은 75m이며, 댐 수문의 두께는 10m로 하였다. 본 연구에서 계산 격자의 크기로 동서 및 남북 방향으로 5m를 사용하였다. 그리고, 계산 시간 간격은 1초를 사용하였는데, 이 경우에 대한 CFL 수는 약 2.0에 해당다. 상류부 및 양측면의 경계 조건으로 흐름이 없도록 설정하였고, 하류부의 경계 조건으로는 개방 경계 조건을 적용하였다.

Fennema and Chaudhry(1990)에서는 7.1초까지 계산을 실행하였는데, 본 연구에서는 8초에 대해서 계산을 수행하였다. 본 연구의 계산 결과, 1, 3, 5, 7초에 대한 수심 값을 다음의 Fig. 4에 나타내었다. Fig. 4에 나타나 있는 수심은 Fennema and Chaudhry(1990), Zhao et al.(1994), Wang et al.(2000)의 계산 결과 얻은 수심 분포들과 유사하다. Fig. 4의 수심은 댐과 수치지모의 실험 결과 얻어지는 전형적인 양상을 띄고 있다.

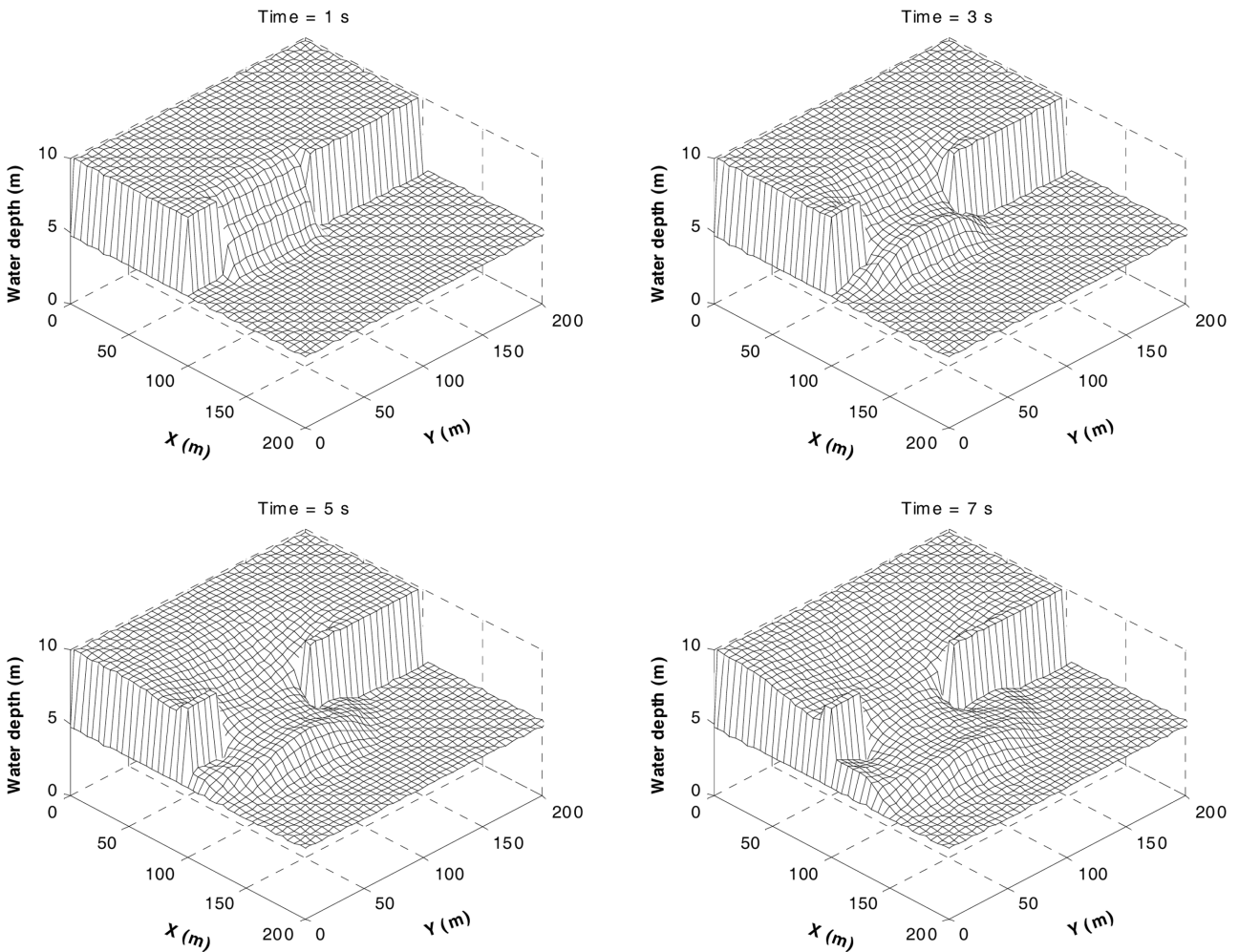


Fig. 4 Snapshots of water depth at time=1, 3, 5, 7 s

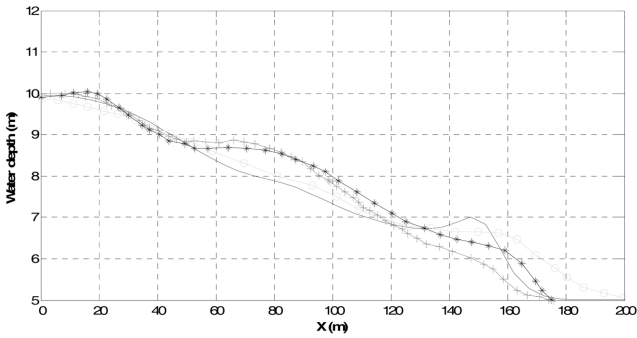


Fig. 5 Comparison between the numerical results of present study and ones of Fennema and Chaudhry (1990) at $y = 30$ m, present study (blue continuous line), MacCormack's scheme (red line with cross), Gaubutti's scheme (black line with asterisk), Beam and Warming's scheme

Fennema and Chaudhry(1990)는 $y = 30$ m 지점에서의 수심 계산 결과들을 제시하고, 수치기법에 따른 계산 결과들을 비교하였다. 본 연구의 계산 결과를 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산결과들과 함께 다음의 Fig. 5에 나타내었다. Fig. 5에서 보면, 하류부로 내려갈수록 수심이 점차적으로 낮아지는 것으로 나타나고 있다. 결과를 보면 본 모형의 경우 홍수파 전면에서의 수위가 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과에 비해 크게 나타나고 있다. 본 연구의 계산에서 나타나는 이러한 큰 수심의 변곡점은 도수현상(Hydraulic jump)으로 인해 지역적으로 수면이 상승한 결과로 보이는데, 이는 Fig. 7의 단면 유속 벡터도에서 확인할 수 있다. Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과에서는 이러한 현상이 나타나지 않고 있는데, 이는 안정적인 계산을 위해 도입된 인공점성이 낮은 수위 값을 보이고 있다. 이는 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산에 사용된 인공 점성 효과와, 본 모형이 보여주는 보다 탁월한 횡방향의 운동량전달효과가 중첩되어 나타나는 결과로 보인다. 이는 Fig. 6의 수심도에서도 확인된다. 작용한 결과로 보인다.

일반적으로 인공점성효과는 수치적 효과로만 존재하는 항인데, 물리적으로는 전단응력처럼 작용하여 운동량을 평활화하는

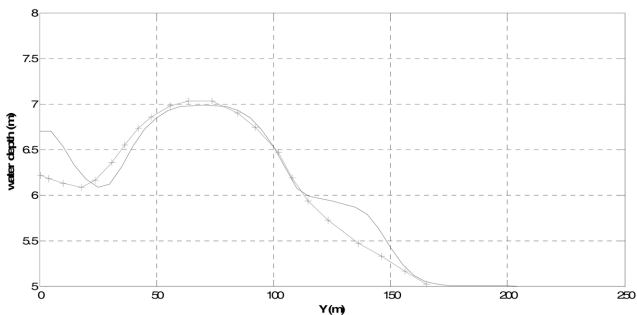


Fig. 6 Comparison between the water depth of present study and one of Fennema and Chaudhry (1990) at $x = 120$ m, present study (blue continuous line), Fennema and Chaudhry (1990) result (red line with cross)

기능을 수행하고, 이 결과 고차의 수치 진동 등이 제거된다. 전단 응력 항은 운동량 방정식에만 존재하나, Fennema and Chaudhry (1990)에서는 연속방정식과 운동 방정식 모두에 인공점성 효과를 적용하였고, 결과적으로 연속방정식과 운동방정식에서 유속과 수심이 모두 평활화 과정을 거치게 되어 일종의 확산효과로 나타나게 된다. 운동량은 운동방정식에 의해서 수심차가 증가하면 할수록 커지게 되어 있는데 연속방정식에도 인공점성 효과가 추가되어져 있어, 수심 계산 결과 자체가 평활화 되어있다. 이로 인해 Fennema and Chaudhry(1990)의 운동방정식에서 압력구배 항이 평활화되어 지역적으로 상대적 유속차가 작아진 것으로 판단된다. Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과에 본 연구 계산 결과에서 나타나는 수심 변곡점이 없는 것도 이러한 이유에 기인한 것으로 보인다.

본 연구 계산 결과 얻은 홍수파 전면의 위치는 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과 중에서 MacCormack scheme의 계산 결과와 유사한 것으로 나타나고 있다. 반면에 저수지의 출구 부분인 $40 < x < 120$ 에서는 본 연구의 계산 결과가 상대적으로 Fig. 6에는 $x = 120$ m 지점에서 본 연구 계산 결과 및 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과 얻은 수심을 나타내었다. Fig. 6에 있는 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과는 MacCormack scheme을 적용하여 얻은 결과이다. 본 연구의 계산 결과는 수문 근처를 제외하고는 대체로 Fennema and Chaudhry (1990)의 계산 결과보다 크게 나타나고 있다. 특히 $y = 0$ m와 $y = 135$ m에서 수위가 지역적으로 솟아있는 형태를 취하고 있지만, Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과에서는 이러한 형태가 나타나고 있지 않다. Fennema and Chaudhry(1990)의 계산에서 인공점성은 운동 방정식 뿐만 아니라, 연속 방정식에도 적용되는데, 그 결과로 횡방향의 운동량이 실제보다 과소평가된 것으로 보인다.

$y = 30$ m에서의 단면 유속 벡터도를 다음의 Fig. 7에 나타내었다. 수평 방향의 거리에 비해서 수직 방향의 거리가 작기 때문에, 수직 방향의 유속 벡터가 거의 확인되지 않아, 본 논문에서는 수직 방향의 유속을 수평 방향의 유속에 비해서 8배 정도 확대하였다. Fig. 7에서 보면, 댐의 상류부에서는 전반적으로 바닥을 향하는 흐름이 관찰되고 있다. 이러한 흐름은 하류부로 내려갈수록 수면을 따라 흐르다가, 홍수파의 전면에서는 수면 위로 향하게 된다. Fig. 7에서 나타나는 흐름 패턴은 홍수파 전면부에서 관찰되는 전형적인 흐름 패턴이다.

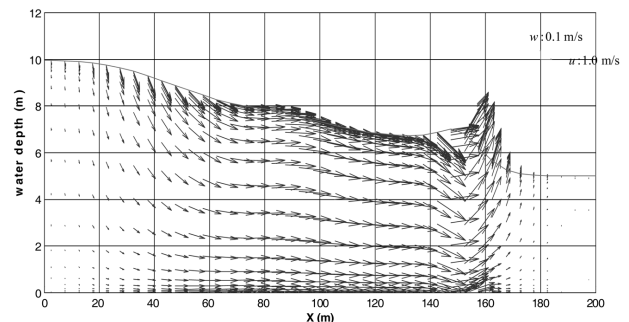


Fig. 7 Velocity vector at $y = 30$ m

3.2 Olsen and Kjellesvig(1998)의 연구

Olsen and Kjellesvig(1998)은 실험 또는 수치해석 기법을 이용하여 여수로 위에서의 3차원 흐름을 해석하였다. Olsen and Kjellesvig(1998)은 실험 조건을 다음의 Fig. 8에 나타내었다.

본 연구에서는 위의 Fig. 8에 나타나 있는 조건에 대해서 수치모형을 적용하였고, 계산 격자는 동서 및 남북 방향으로 0.025m를 사용하였다. 시간 격자 간격으로는 0.02초를 사용하였다. 본 수치모의 실험에서 최대 수심은 약 0.6m 정도 되는데, 이 경우에 대한 CFL 수는 약 1.94 정도 된다. 그 외 나머지 계산 조건은 Olsen and Kjellesvig(1998)의 것을 사용하였다. 상류부 경계 조건은 0.06m³/s를 적용하였다.

본 연구의 계산결과와 Olsen and Kjellesvig(1998)의 연구결과들을 비교하여 다음의 Fig. 9에 나타내었다. Fig. 9에서 보면 본 연구의 계산 결과는 Olsen and Kjellesvig (1998)의 연구결과들과 대체로 잘 일치하는 것을 볼 수 있다.

계산 영역의 중앙 지점인 y=0.25m에서의 단면 유속도를 다음의 Fig. 10에 나타내었다. Fig. 10에서 보면 유속 흐름이 거

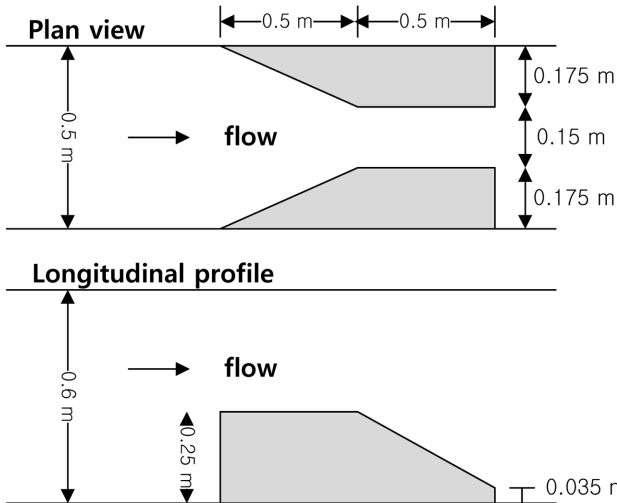


Fig. 8 Experimental and numerical model set-up of Olsen and Kjellesvig (1998)

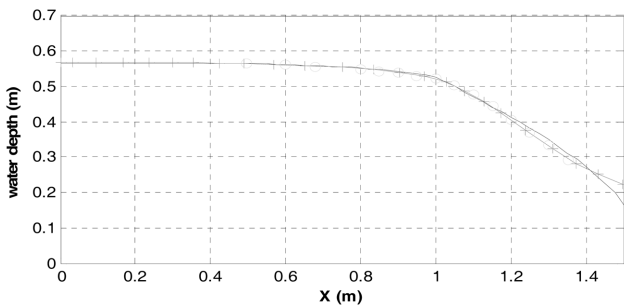


Fig. 9 Comparison between the numerical results of present study and ones of Olsen and Kjellesvig (1998), present study (blue continuous line), numerical results of Olsen and Kjellesvig (1998) (red line with cross), measured ones of Olsen and Kjellesvig (1998) (green circle)

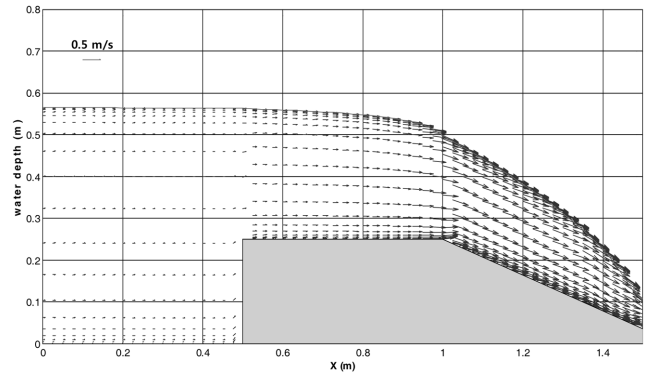


Fig. 10 Velocity vector at y=0.25m

의 없다가 여수로를 지나면서 점점 빨라지는 것으로 나타나고 있고, 이러한 경향은 Olsen and Kjellesvig(1998)의 계산 결과에서도 동일하게 나타난다.

4. 결 론

태풍이 내습하게 되면 바다 쪽 태풍 해일에 의한 피해도 크지만, 태풍으로 인해 발생하는 강수량과 함께 하천을 역류한 해일로 인해 하천이 범람하거나 제방이 붕괴되어 해안 저지대가 침수되는 경우도 많다. 하지만, 태풍 해일에 대한 대부분의 연구에서 하천 범람이 고려되지 않은 경우가 많아, 하천 범람까지 고려한 태풍 해일에 의한 범람 연구를 계획하였고, 본 연구는 이의 기초 단계에 해당하는 연구이다. 하천 및 해안 수리학 분야에서 각각 사용되고 있는 천수방정식이 서로 동일하다는 것을 간단한 방법으로 확인하였고, 이후 대표적인 3차원 해양 수치모형인 POM을 대표적 하천 흐름 문제인 댐 파괴 문제와 여수로 흐름 문제에 적용하였다.

댐 파괴 문제는 여러 연구자들에 의해 연구된 바 있는데, 본 연구에서는 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 조건에 대해 적용하였다. 본 연구의 수치모형을 적용한 결과, 계산된 수심 값은 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과와 대체로 잘 일치하였다. 본 연구의 계산 결과에서는 홍수와 전면에서도 수 현상으로 인해 수심이 지역적으로 상승하는 것을 볼 수 있는데, 이는 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산 결과에서는 모의되지 않는 것으로, Fennema and Chaudhry(1990)의 계산에서는 인공점성 효과를 도입하여 이러한 특징이 재현되지 못한 것으로 보인다. 그리고 저수지 출구 부위에서는 본 연구의 계산 결과가 약간 낮게 계산되고 있는데, 본 연구의 계산 결과 상에서 횡방향으로의 확산이 Fennema and Chaudhry(1990) 계산 결과보다 더욱 진행되어 나타난 결과이다. 이는 Fennema and Chaudhry(1990)의 계산에 포함되어져 있는 인공 점성 효과가 운동방정식뿐만 아니라, 연속방정식에도 적용되어 횡방향으로의 운동량 전달이 과소평가된 결과로 보인다. 본 연구의 수치모형이 3차원이어서 단면 유속 분포를 확인할 수 있는데, 홍수와 전면에서는 쳐오름 유속이 확인되고 있다. Olsen and Kjellesvig(1998)의 여수로 흐름 문제에 본 연구의 수치모형을

적용하였고, 계산된 수심 값은 Olsen and Kjellesvig(1998)의 결과와 대체로 잘 일치하였다. 여수로 끝부분에서는 유속이 크게 발달하여 Olsen and Kjellesvig(1998)의 결과보다는 약간 낮은 수심을 나타내었다.

이상의 연구결과를 통해 3차원 해양 수치모형인 POM의 하천 흐름 해석에의 적용성을 확인하였다. 차후 실제 하천에서의 흐름, 파제 및 월류 문제를 추가적으로 검토한 후 하천을 포함한 해안에서의 범람을 일괄 모의할 수 있는 모의체계를 구축하고자 한다.

후 기

이 논문은 2009년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(2009-0073960).

참 고 문 헌

- 대한토목학회 (2005). 태풍 해일에 대비한 단지조성방안 연구, 한국토지공사.
- 서일원, 송창근 (2010). "천수흐름 해석을 위한 유한요소모형의 개발", 대한토목학회지, Vol 30, No 2B, pp 199-209.
- Alcrudo, F. and Mulet, J. (2007). "Description of the Tous Dam Break Case Study", Journal of Hydraulic Research, Vol 45, pp 45-57.
- Chaudhry, M.H. (2008). Open-Channel Flow, 2nd ed., Springer.
- Chung, T.J. (2002). Computational Fluid Dynamics, Cambridge University Press.
- Dyke, P. (2007). Modeling coastal and offshore structures, Imperial College Press.
- Fennema, R.J. and Chaudhry, M.H. (1990). "Explicit Methods for 2-D Transient Free-surface Flows", Journal of Hydraulic Engineering, Vol 116, No 8, pp 1013-1034.
- Fraccarollo, L. and Toro, E.F. (1996). "Experimental and Numerical Assessment of the Shallow Water Model for Two-dimensional Dam-break Type Problems", Journal of Hydraulic Research, Vol 33, No 6, pp 843-864.
- Liu, P.-L.F., Cho, Y.-S., Briggs, J., Kanolagu, U. and Synolakis, C.E. (1995). "Runup of Solitary Waves on a Circular Island", Journal of Fluid Mechanics, Vol 302, pp 259-285.
- Jacobson, M.Z. (2004). Fundamentals of Atmospheric Modelling, Cambridge University Press.
- Mellor, G.L. (2003). User's Guide for a Three-Dimensional, Primitive Equation, Numerical Ocean Model, Program in Atmospheric and Oceanic Sciences Princeton University, Princeton, NJ 08544-0710.
- Olsen, N.R.B. and Kjellesvig, H.M. (1998). "Three-Dimensional Numerical Flow Modelling for Estimation of Spillway Capacity", Journal of Hydraulic Research, Vol 36, No 5, pp 775-784.
- Wang, J.S., Ni, H.G. and He, Y.S. (2000). "Finite-Difference TVD Scheme for Computation of Dam-Break Problems", Journal of Hydraulic Engineering, Vol 126, No 4, pp 253-262.
- Zhao, D.H., Shen, H.W., Tabios III, G.Q., Lai, J.S. and Tan, W.Y. (1994). "Finite-Volume Two-Dimensional Unsteady-Flow Model for River Basins", Journal of Hydraulic Engineering, Vol 120, No. 7, pp 863-883.

2010년 4월 6일 원고 접수

2010년 5월 4일 심사 완료

2010년 6월 18일 게재 확정