

댐 붕괴흐름의 해석해(Ritter의 해)를 이용한 월파유속 분석

Analyses of Overtopping Velocity using Analytical Solution(Ritter's Solution) of Dam-Break Flow

유 용 옥* / 이 종 인** / 김 영 택***

Ryu, Yong-Uk / Lee, Jong-In / Kim, Young-Taek

Abstract

The present study examines similarity of behavior between an overtopping wave generated by a plunging wave and a dam-break flow through hydraulic model tests. The dam-break flow has been employed to estimate the overtopping effect on the basis of the dam-break flow's behavior similar to the overtopping. In this study, the overtopping velocity was measured by a modified image technique using bubble and bubble texture images called bubble image velocimetry. From the measurements, the vertical profiles of horizontal overtopping velocity at cross-sections along the deck were presented and discussed. Maximum velocity and depth-averaged velocity at each cross-section were compared with an analytical solution solving the dam-break flow, Ritter's solution. The initial water depth of importance for the solution was determined from the tested wave condition and the overtopping measurements. The comparison shows that the solution with the initial water depth estimated using the front velocity of the overtopping wave is in good agreements with the measurements.

keywords : hydraulic model test, overtopping, dam-break flow, analytical solution, bubble image velocimetry

요 지

본 연구는 수리실험으로 얻어진 권파에 의한 월파수괴의 유속을 댐붕괴흐름과 비교하여 거동의 유사성을 검토하였다. 댐붕괴흐름은 해석해가 간략하고 월파 거동과 유사함으로 인해 월파의 유속산정에 이용되어왔다. 월파는 일반적으로 많은 연행기포로 인해 기존의 유속측정기법을 적용하는데 제한을 받게 되므로, 본 실험에서는 기포나 기포조직모양을 이용한 기포영상유속계를 이용하여 월파 유속을 측정하였다. 실험결과로부터 월파의 유속단면을 검토하였고, 단면의 최대유속과 수심평균유속을 댐붕괴흐름의 1차원 해석해인 Ritter의 해와 비교하였다. 해석해와의 비교를 위해 댐붕괴 전 초기수심을 파랑조건과 월파의 측정값으로부터 유도하였다. 파랑조건으로부터 추정된 붕괴 전 초기수심을 이용한 해석해는 측정된 유속의 분포형태에 있어서는 차이를 보였으나, 월파수괴의 전면속도로부터 산정된 초기수심을 이용한 해석해는 유속크기의 비교에서 좋은 일치를 보였다.

핵심용어 : 수리모형실험, 월파, 댐붕괴흐름, 해석해, 기포영상유속계

* 한국건설기술연구원 하천·해안연구실 박사후연구원
Post-Doc., River and Coast Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Goyang-Si, Gyeonggi-Do, Korea
(e-mail: yuryu@kict.re.kr)

** 한국건설기술연구원 하천·해안연구실 책임연구원
Research Fellow, River and Coast Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Goyang-Si, Gyeonggi-Do, Korea
(e-mail: jilee@kict.re.kr)

*** 한국건설기술연구원 하천·해안연구실 선임연구원
Senior Researcher, River and Coast Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Goyang-Si, Gyeonggi-Do, Korea
(e-mail: ytkim@kict.re.kr)

1. 서 론

구조물의 상단을 따라 진행되는 월파는 그 거동에 있어 댐붕괴흐름과 유사성을 가지고 있다고 보고되어 왔으며(Buchner, 1995; Kleefsman, *et al.* 2005; Schüttrumpf and Oumeraci, 2005), 댐붕괴흐름을 이용한 월파의 예측은 그 해석해 사용의 용이함으로 인해 해양구조물에 관한 연구에서 많이 검토되어 왔다(Schoenberg and Rainey, 2002; Yilmaz, *et al.* 2003). Schoenberg and Rainey(2002)는 경계적분법과 포텐셜유동원리(potential flow theory)를 이용하여 월파를 모형화한 후 그 결과를 댐붕괴흐름의 해석해와 비교하였으며, 댐붕괴흐름의 해석해가 상대적으로 큰 운동량을 보였다. Yilmaz *et al.*(2003)은 Fourier급수와 Fourier변환을 이용하여 비선형성의 댐붕괴흐름에 대한 해석해를 유도하였다. Schüttrumpf and Oumeraci(2005)는 해안 제방을 넘는 월파수위 전면이 바닥과의 마찰로 인해 그 유속이 감소하는 경향이 있으며, 이는 실제 댐붕괴흐름의 거동형태와 유사하다고 보고하였다.

댐붕괴흐름은 수리학분야의 중요한 문제로서 다양하게 연구가 되어왔다. 댐붕괴흐름의 여러 해석해 중에서 Ritter의 해는 마찰이 없는 건조한 바닥으로의 흐름을 고려한 간단한 해석해로 분류되고 있다(Lauber and Hager, 1997; Vischer and Hager, 1998; Zoppou and Roberts, 2003). 댐붕괴흐름 및 범람홍수파는 여러 인자에 의해 거동에 영향을 받으며, 영향인자로는 크게 저수지내 하천수리특성과 댐붕괴특성, 그리고 하류부양상으로 구분할 수 있다. 한건연(1990)은 댐붕괴형태와 하류부특성에 따른 홍수파의 전파특성을 연구하였으며, 특히 건조한 하류저면위로 전파되는 홍수파의 선단부를 Hartree기법을 이용하여 해석하였다. 이종태와 한건연(1992)은 댐붕괴의 유형을 순간적 붕괴와 점진적 붕괴로 구분하여 댐붕괴특성에 따른 국내 유역에 적합한 무차원 홍수추적곡선을 유도하였다. 윤광석과 이정규(2007)는 제방붕괴에 따른 범람홍수파의 3차원 수리모형실험을 수행하여 범람홍수파의 거동을 검토하였으며, 붕괴폭과 하도수위를 다양하게 하여 댐붕괴특성과 하천수리특성을 고려하였다. Lauber and Hager(1997)는 수리모형실험을 통해 순간적 붕괴에 따른 댐붕괴흐름의 유속분포 결과와 Ritter의 해를 비교하였다. 실험결과로부터 댐붕괴흐름의 전면유속은 시간에 대한 함수로 나타내어지며, 시간이 경과함에 따라 감소하는 경향이 있음을 보여주었으며, 이는 Ritter의 해가 일정한 전면유속을 갖는 것과는 차이가 있는 것이다. 이와 같이 Ritter의 해는 많은 가정으로 인해 실제 흐름과의 차이

를 보임에도 불구하고, 해석해의 간단함과 사용의 용이성으로 인해 해양구조물의 월파예측에 많이 사용되고 있다(Shoenberg and Rainey, 2002).

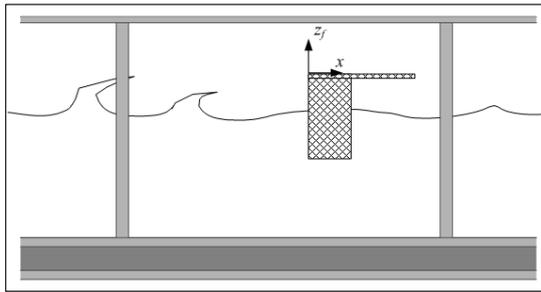
월파는 일반적으로 큰 파고의 파랑에 의해 발생하고 쇄파가 동반되기 때문에 상당량의 기포가 연행되게 된다. 연행기포를 포함하는 유속의 측정은 기존 측정기법으로는 많은 제한을 받는다. Jansen(1986)은 레이저를 이용하여 기포화된 쇄파영역을 가시화하였으나 정성적인 결과만을 제시하였고, Govender *et al.*(2002)은 레이저의 강도를 조절하여 쇄파영역의 정량적인 유속장을 측정하였다. 측정된 유속장은 기포가 연행된 지역을 포함하여 넓은 유속장을 제시하였으나, 기법에 대한 소개가 불명확하였다. 공기와 물이 섞어진 다위상흐름의 측정은 일반적으로 형광입자를 넣어 측정하는 PIV (particle image velocimetry)기법이 이용되었으나, 대부분 조파수조 규모 등으로 인해 파랑을 이용한 수리모형 실험에 사용하는 것은 비현실적이었다. Ryu *et al.* (2005)은 기포형상의 가시화에 사용되는 그림자기법 (shadowgraphy)과 PIV의 상관기법을 접목한 기포영상 유속계(bubble image velocimetry, BIV)를 소개하였으며, 이를 이용하여 쇄파의 기포영역을 측정하였다.

월파 직전의 거동은 댐붕괴흐름과 유사하다고 할 수 있으나, 초기 운동량 관점에서 볼 때 댐붕괴흐름은 초기 운동량이 0인 반면, 월파수위는 파랑운동의 영향을 받게 된다. 월파는 연직방향의 처오름이 변환되기 때문에 초기 수평방향 운동량은 상대적으로 작은 것으로 고려되고 있으나, 실제로는 처오름의 전면부만이 연직방향 거동을 보일뿐 그 이후의 흐름은 내습파랑의 수평방향 운동량에 영향을 받는다. 댐붕괴흐름은 그 해석해의 용이함으로 인해 특히 해양구조물에서의 유속예측에 적용되어 왔으나, 전술한 거동특성의 차이점이 존재하므로 이에 대한 검토가 필요하다.

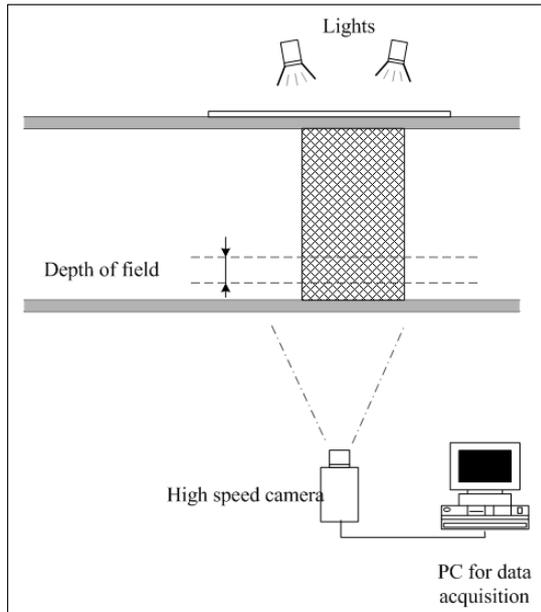
본 연구에서는 여러 가지 쇄파형태 중 권파에 의한 월파와 댐붕괴흐름 사이의 유속분포에 있어서 유사성을 검토하기 위해 수리모형실험을 수행하였다. 수리모형실험에서는 단면 조파수로내에 설치된 직립구조물 주위에서 권파와 월파를 발생시켰으며, 넓은 기포영역을 갖는 월파의 유속장은 기포영상유속계를 이용하여 측정하였다. 얻어진 결과로부터 월파수위의 수평유속 단면분포를 검토하였고, 각 단면의 최대수평유속과 수심평균유속을 댐붕괴흐름의 해석해인 Ritter의 해와 비교하였으며, 해석해의 붕괴전 초기수심은 파랑과 월파 실험조건으로부터 산정하였다.

2. 수리모형실험

수리모형실험은 길이 35m, 폭 0.9m, 깊이 1.2m인 2차원 수로에서 수행되었다. 수로에는 조파기와 함께 파랑의 반사율을 최소화하기 위하여 1:5.5경사의 소파망이 설치되어 있다. 수로내 조파기로부터 약 21.6m의 지점에 아크릴로 제작된 직립구조물 모형이 설치되었으며, 구조물은 0.15m, 높이 0.31m, 폭 0.9m의 직사각형 구조에 0.22m의 상판을 추가하여 총 0.37m의 천단길이를 갖는다. 모형은 Fig. 1에 도시되었다.



(a) Side view of wave flume and model

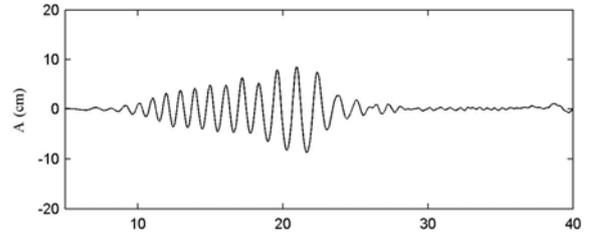


(b) Top view of wave flume and bubble image velocimetry setup

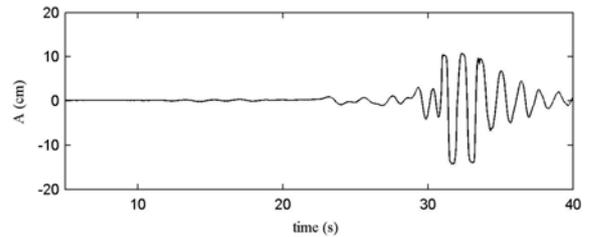
Fig. 1. Experimental Setup

본 실험에서의 월파는 권파(plunging breaker)형태의 쇄파에 의해 발생되고, 사용된 쇄파의 생성을 위해 파랑집중법이 이용되었다. 파랑집중법은 파군의 파랑주기를 변화시켜 구조물 전면에서 파군내의 여러 파랑성분을 중첩시킴으로서 에너지를 최대화하여 쇄파를 발생시키는 기법이다. 파고는 조파기로부터 5.1m의 지점과 구조물의 전면의 두 지점에서 100Hz의 측정율로 계속하였다. 조파기에 가까운 지점은 입사파 조건을 파악하기

위함이고, 구조물의 전면 지점은 쇄파의 일정함을 확인하기 위한 것이다. Fig. 2는 두 지점에서 계속된 자유수면을 도시한 것이다. 입사파 스펙트럼의 첨두주기(T_p) 1.3s에 해당하는 파속 C 는 1.95m/s이다.



(a) 5.1 m



(b) 21.7 m

Fig. 2. Wave Elevations at (a) 5.1 m and (b) 21.7 m from the Wavemaker

본 연구에서는 월파가 넓은 기포영역을 포함하고 있기 때문에 기포영상유속계를 적용하여 유속장을 측정하였다. 기포영상유속계는 입자영상유속계(PIV)의 변형된 기법이며, 입자 대신 기포를 가시화하고 상관관계를 이용한 기포의 이동변위 계산으로부터 유속을 측정하는 기법이다. 입자의 가시화에는 강한 세기의 레이저를 광원으로 이용하는 것이 일반적이나 기포의 가시화에 있어서는 색포화(light saturation)등의 문제가 발생하므로 그림자기법을 이용한다. 그림자기법은 가시화할 대상체를 기준으로 측정 카메라의 반대에 광원을 설치하고 대상체의 그림자를 화상으로 기록하는 기법으로 다위상유체의 기포 가시화에 많이 쓰이는 방법이다. 기포영상유속계의 자세한 소개는 Ryu *et al.*(2005)을 참조할 수 있다. 본 실험에서는 유체의 운동을 조명하기 위한 광원으로 600W의 보통 전구를 사용하였고, 빛을 대상영역 내에 고르게 분산시키기 위해 약 2mm의 두께의 백색 아크릴판을 광원 전면에 설치하였다. 화상은 $f/1.8$ 의 고정된 조리개 값을 갖는 105mm 초점렌즈를 장착한 고속카메라로 1000fps의 속도로 측정되어 컴퓨터에 저장되었다. 고속카메라는 초점 평면으로부터 약 4m의 거리에 설치되었으며, 이 거리와 초점평면두께로부터 오차는 약 2%로 추정되었다. 1024×768 픽셀의 해상도로 저장된 화상은 상관관계 계산을 이용하여 화상처리

(image processing)되었으며, 64×64 픽셀 크기의 초기 조사구간(initial interrogation window)과 32×32 픽셀의 최종조사구간(final window)으로 이중수행하여 계산의 정도를 높였다. 계산된 유속장 내의 그릇된 속도벡터는 중간값 필터(median filter)를 이용하여 제거하였고, 제거된 속도 벡터는 주변 속도벡터들을 이용한 선형보간 방법으로 대체하였다. 본 실험에서 구축한 기포영상유속계 시스템은 Fig. 1(b)에 도시되어 있다.

3. 이론적 배경

월파는 파랑이 구조물에 내습하여 떠오른 후 발생하는 흐름으로서 떠오름으로 인해 상승한 월파수위가 구조물 상단에 낙하한 후 수평방향 운동으로 변환되어 하류로 전파되는 현상을 보인다. 이와 같이 떠오름에서 월파로 변환되는 거동형태가 댐붕괴흐름과 유사성이 있다는 것이 기존의 여러 연구자들에 의해 검토되었다. 기존 연구에서는 내습파에 의해 발생하는 월파가 발생 초기에 수평방향 운동량이 존재하지만 댐붕괴흐름의 초기수심을 적절히 선택함으로써 월파거동에 적합한 댐붕괴흐름 해석해를 이용할 수 있다고 보고 부유구조물에서의 월파를 예측하기 위해 댐붕괴흐름의 간략한 해석해인 Ritter의 해를 적용하여 왔다. 또한 월파는 물이 거의 없는 건조상태의 구조물 상부로 진행하기 때문에 Ritter 해의 가정조건인 수심이 0인 건조한 하류저면과 같다고 볼 수 있다.

3.1 댐붕괴흐름

댐붕괴흐름은 수리학의 중요 관심분야의 하나로서 여러 연구자들에 의해 연구되어 왔으며, 다양한 해석해들이 제시되었다. 댐붕괴흐름의 여러 해석해 중에서 가장 간단한 형태를 가지고 있는 해석해가 Ritter의 해이다(Lauber and Hager, 1997; Zoppou and Roberts, 2003). Ritter(1892)는 해석해를 얻기 위해 여러 조건을 가정하였으며, 주요 가정으로는 댐의 순간적 붕괴 후 댐 상류는 무한히 확장되고, 하류저면은 건조하고 수평이며, 마찰경사와 하상경사는 무시할 수 있고, 흐름내 압력분포는 정수압이라는 것을 들 수 있다. 이와 같은 조건을 바탕으로 제시된 Ritter의 해석해에서 수심에 관한 식은 다음과 같다.

$$h(x,t) = \begin{cases} h_0 & \text{for } x/t \leq -\sqrt{gh_0} \\ \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^2 & \text{for } -\sqrt{gh_0} < x/t < 2\sqrt{gh_0} \\ 0 & \text{for } x/t \geq 2\sqrt{gh_0} \end{cases} \quad (1)$$

여기서, x 는 붕괴지점을 0으로 하는 하류거리, t 는 붕괴지점을 0으로 하는 시간, g 는 중력가속도, h 는 제내지내 수심, h_0 는 붕괴전 저수조내 초기수심이다. 유속에 관한 Ritter의 해는 다음과 같다.

$$U(x,t) = \frac{2}{3} \left(\sqrt{gh_0} + \frac{x}{t} \right) \quad \text{for } -\sqrt{gh_0} < x/t < 2\sqrt{gh_0} \quad (2)$$

여기서, U 는 수평방향유속이다. Eq. (2)에서 $x/t = 2\sqrt{gh_0}$ 일 경우, $U(x,t)$ 는 제내지내 붕괴흐름의 전면유속을 나타낸다.

3.2 월파와 댐붕괴흐름의 변수설정

월파와 댐붕괴흐름을 비교하기 위해서는 시간적, 공간적 변수의 일치가 필요하다. 댐붕괴흐름의 시간 t 는 붕괴가 시작되는 시점을 $t=0$ 으로 하고, 월파의 경우에는 댐붕괴흐름의 $t=0$ 에 상응한 시점으로 수평방향 운동량이 나타나기 시작하려는 순간을 기준시간($t=0$)으로 설정하였다. 기준시간에 해당하는 월파의 순간화상이 Fig. 3에 제시되어 있다. 월파의 $t=0$ 은 구조물 상단위로 월파가 진행되기 직전의 순간으로서 파랑의 자유수면이 모형의 전면선단을 지나 월파하려하고 떠오름은 연직방향의 운동을 보이고 있다. 댐붕괴흐름에서 x 는 붕괴지점을 원점으로 하고, 월파의 경우에는 구조물의 전면선단을 원점($x=0$)으로 하였다(Fig. 1(a) 참조). Eqs. (1) and (2)에서 댐붕괴전 초기수심 h_0 은 댐붕괴흐름의 수심과 수평유속을 결정하는 변수이며, 월파의 거동예측에 있어 주요한 변수가 된다. 본 연구에서 초기수심은 실험조건을 이용하여 산정하였으며, 이는 추후 논의하고자 한다.



Fig. 3. Snapshot of Wave Overtopping Flow at $t=0s$

4. 실험결과 및 분석

4.1 월파유속의 연직분포

월파의 유속분포는 연직방향에 비해 수평방향이 주 도적이기 때문에 수평방향 유속의 연직분포를 Fig. 4에 도시하였다. Fig. 4는 $t=0.02\sim 0.26s$ 동안의 각 지점별 수평유속으로서 $t=0$ 인 순간은 수평유속이 거의 0이므로 그림에서 제외하였다. z_f 는 구조물 상부면을 0으로 하는 연직좌표로서 Fig. 1(a)에 도시되어 있다. Fig. 4(a)는 처오름 후 월파수괴가 수평방향으로 전환되어 운동하는 순간으로서 구조물 상부면을 따라 흐르지 않고 연직방향 운동량에 의해 상승한 후 구조물 상단으로 떨어지는 형태임을 알 수 있으며, 그 이후에는 월파수괴가 구조물의 상단에 떨어져 상부면을 따라 운동을 하게 된다. 월파수괴가 수평운동의 거동을 보이는 Fig. 4(a)는 월파수괴 전면의 중간부에서 큰 유속을 보이나, 이 시점 이후의 유속분포는 연직방향으로 큰 기울기를 보이지 않는 반면, 구조물 전면선단에 가까운 $x=0\sim 100mm$ 구간의 월파 후면부는 변화가 상대적으로 크다는 것을 알 수 있다. 월파수괴의 전면부의 유속은 후면부에 비해 크기가 크며 연직방향으로 고른 분포를 보이고, 월파가 진행됨에 따라 각 x 지점에서 연직방향 최대 유속은 구조물 상부면에 접하는 영역에서 관측된다. 여기서, 전면부는 월파수괴의 전면선단 부근의 영역을, 후면부는 후면선단 부근의 영역을 의미한다. 월파가 구조물 후면선단을 지나는 순간은 $t=0.15s$ 로서 Fig. 4(d)와 Fig. 4(e) 사이에 해당되며, 이 시점을 전후로 하여 월파수괴의 연직방향 수평유속 분포는 큰 차이를 보이지 않는다.

4.2 월파와 댐붕괴흐름의 비교

Fig. 5는 각 단면에서 수평최대유속 U_m 과 수심평균 유속 U_D 를 도시한 것으로서, 수평최대유속과 수심평균 유속은 각각 다음과 같이 정의된다.

$$U_m = MAX[U_{z_f=h_l}, \dots, U_{z_f=h_u}] \quad (3)$$

$$U_D = \frac{1}{h_u - h_l} \int_{h_l}^{h_u} U dz_f \quad (4)$$

여기서, U 는 위상평균 수평유속이고, h_u 는 월파수괴의 상부수위면, h_l 은 하부수위면이다. h_u 는 일반적인 자유수면이고, 하부수위면 h_l 은 월파수괴가 구조물 상단

에 접하지 않고 떨어져 이동하는 경우의 하부경계를 의미한다. Fig. 5로부터 수평최대유속과 수심평균유속의 분포경향은 유사하며, 수평최대유속이 수심평균유속보다 약 20% 정도 크게 나타남을 알 수 있다. 수평최대유속과 수심평균유속을 각 단면의 대표유속으로 설정하고 댐붕괴흐름의 1차원 해석해인 Ritter의 해와 비교하였다.

전술한 바와 같이 월파실험결과를 Ritter의 해석해와 비교하기 위해서는 댐붕괴흐름의 붕괴전 초기수심 산정이 필요하다. 본 연구에서는 파랑과 월파 실험조건으로부터 초기수심을 산정하였으며, 파랑조건에 다음과 같이 표현하였다.

$$h_0 = H - D_f \quad (5)$$

여기서, H 는 입사파의 최대파고이고, D_f 는 구조물의 천단고이다. Fig. 2(a)에서 입사파의 최대파고는 약 17cm이고, 천단고는 11cm이므로 Eq. (5)에 의해 얻어진 초기수심은 약 6cm이다. 이와 더불어 월파조건을 바탕으로 또 다른 초기수심을 제안하였다. Fig. 6은 시간경과에 따른 월파수괴의 전면위치를 나타낸다. 월파수괴 전면위치는 시간에 대해 일정하게 증가하는 것을 알 수 있고, 이러한 선형적 증가는 월파수괴의 전면유속이 일정하다는 것을 의미하며, 상관계수(correlation coefficient)는 0.9734로서 강한 선형성을 보여준다. 월파수괴의 전면위치와 시간의 선형적 관계는 Ritter의 해를 유도하기 위한 특성선법에서 이동거리와 시간 사이의 선형관계와 유사한 모습을 보이며, 월파의 유속분포에 Ritter의 해를 적용할 수 있음을 보여준다. 이와 같이 위치와 시간의 선형적 관계로부터 월파수괴 전면유속과 Ritter의 해에 의한 댐붕괴흐름의 전면유속이 크게 변화하지 않고 일정하다는 것을 알 수 있으며, 이를 바탕으로 두 흐름을 연관시킬 수 있다. Fig. 6에 제시된 시간에 대한 위치분포 기울기로부터 권파에 의한 월파수괴 전면유속은 $1.2C$ 의 크기를 가지며, Ritter의 해에 의한 댐붕괴흐름 전면유속은 Eq. (3)으로부터 $2\sqrt{gh_0}$ 의 값을 갖는다는 것을 알 수 있다. 두 흐름의 전면유속이 같다고 가정하고, 초기수심을 다음과 같이 유도하였다.

$$h_0 = \frac{9}{25} \frac{C^2}{g} \quad (6)$$

본 실험의 파랑조건에서 파속 C 는 1.95m/s이므로, Eq. (6)에 의한 초기수심은 $h_0=14cm$ 이다. 참고로, 본

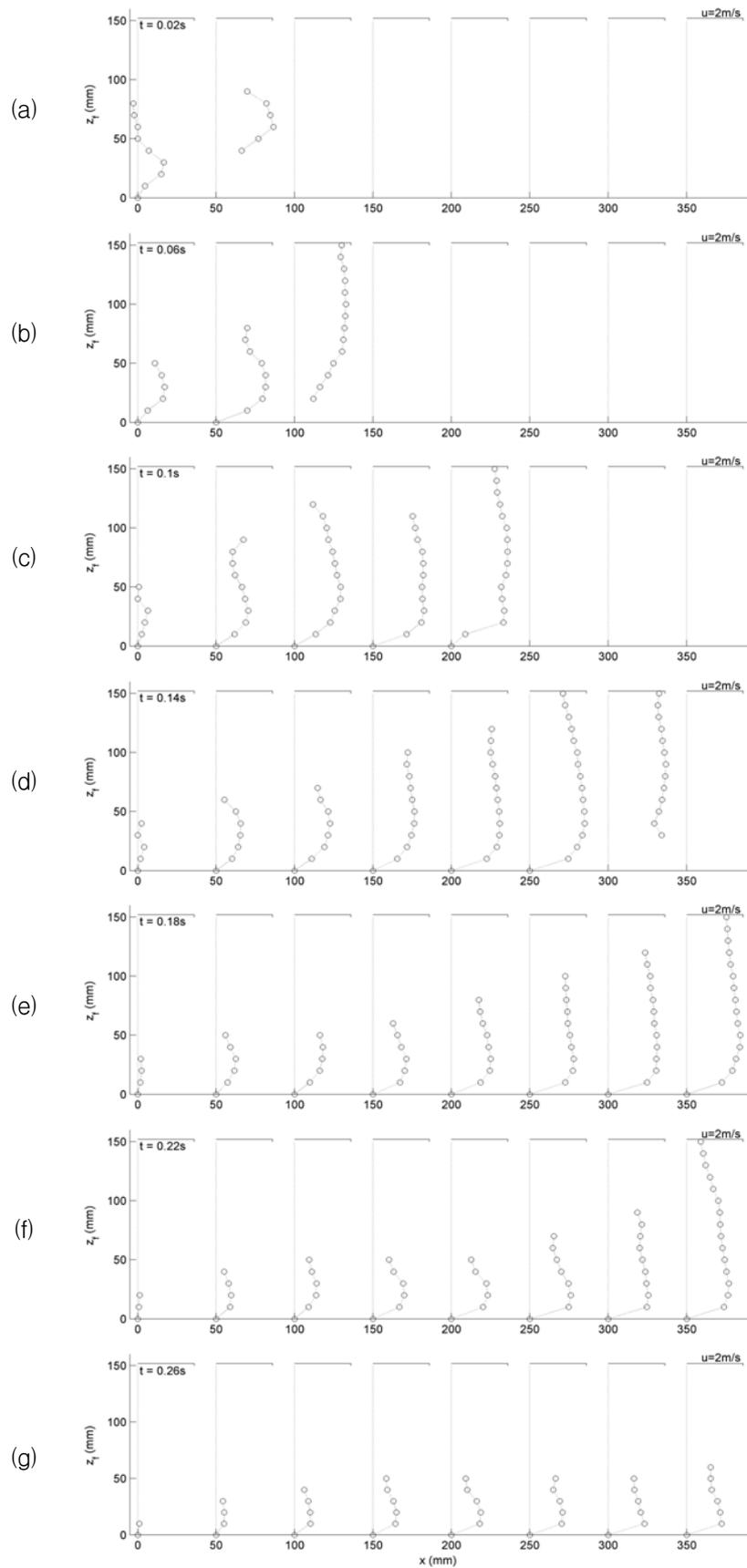


Fig. 4. Vertical profile of horizontal velocity of overtopping wave at $t =$ (a) 0.02s, (b) 0.06s, (c) 0.10s, (d) 0.14s, (e) 0.18s, (f) 0.22s, and (g) 0.26s

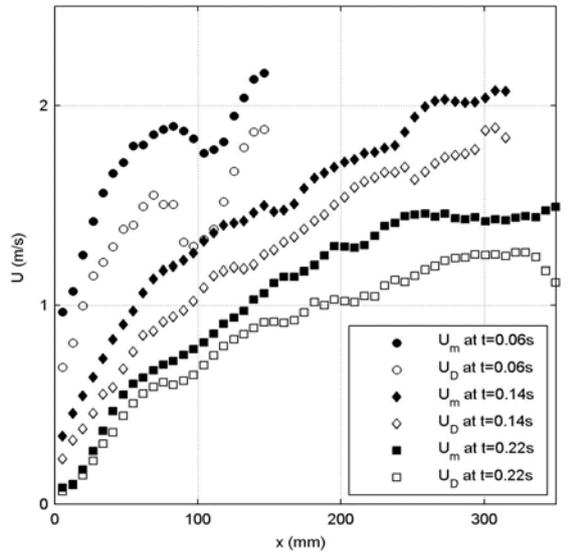


Fig. 5. Maximum Horizontal Velocity at Cross-section U_m and Depth-averaged Horizontal Velocity U_D

연구에 적용된 월파는 권파에 의해 발생한 것으로서 권파는 일반적으로 $1.5C$ 의 최대유속을 갖는다고 기존연구에서 보고되었다(Govender, 2002; Ryu *et al.* 2005). 본 실험에서 발생한 권파도 구조물 전면벽에 내습 전 $1.5C$ 의 크기를 보였으며, 내습 후 발생한 월파는 그 크기가 감소하였으나 위상속도보다 큰 $1.2C$ 의 크기를 보이며 진행하였다.

Eqs. (5) and (6)으로부터 얻어진 두개의 초기수심 h_0 에 의한 Ritter의 해석해와 수리실험에서 계측된 단면최대유속 및 수심평균유속을 세 시간단계에서 비교하여 Fig. 7에 제시하였으며, Ritter의 해석해 결과와 실험 값 분포의 끝단은 월파수괴 전면을 의미한다. Eq. (5)로부터 얻어진 초기수심에 의한 전면유속은 1.53m/s 로서 이는 측정된 월파수괴 전면유속의 0.7 배에 해당하는 값이다. Figs. 7(a,b)는 월파수괴 전면이 구조물의 후면선단을 지나기 전 단계에 대한 결과로서 Eq. (5)에 의한 Ritter의 해는 단면최대유속 U_m 을 과소하게 예측한 반면, 수심평균유속 U_D 의 분포와는 어느 정도 일치성을 보이고 있다. Eq. (5)에 의한 Ritter의 해는 유속 크기와 상승정도에 있어서 수심평균유속과 유사하였으나, 최대값에서 수심평균유속과 큰 차이를 보이며, U_m 과 U_D 의 유속예측에 있어서 좋은 결과를 보이지 못하였다. 반면, Eq. (6)으로부터 얻은 초기수심에 의한 Ritter의 해는 최대단면유속 U_m 과 비교적 좋은 일치를 보였다. 전면 유속이 동일하다는 가정 하에 유도된 공식인 만큼 전면 유속 비교는 좋은 일치를 보였고, 선형분포와 비선형분

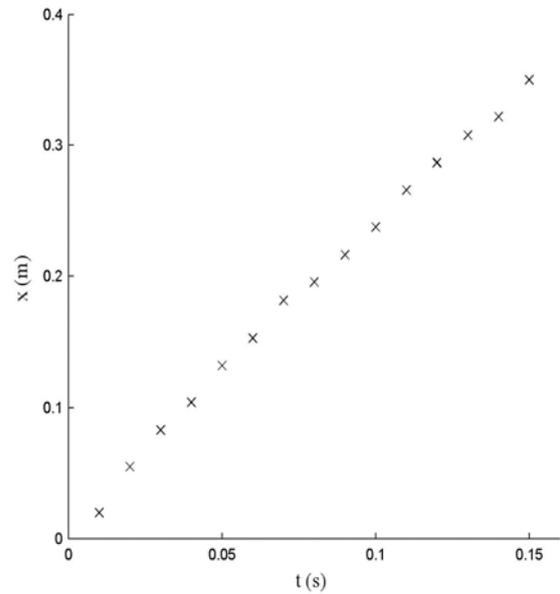


Fig. 6. Front Locations of the Overtopping Flow Against Time

포의 분포특성 차이로 인해 Ritter의 해가 과소 또는 과대 예측하였지만, Eq. (5)에 의한 결과보다 좋은 일치를 보였다. 그러나 Eq. (6)에 의한 해는 수심평균유속 U_D 의 분포를 전체적으로 과대하게 예측하였다. Fig. 7로부터 월파수괴의 단면최대유속과 수심평균유속은 전반적으로 비선형적인 분포를 보이는 반면, Ritter의 해에 의한 유속분포는 하류거리에 대해 1차식으로 표현되는 선형적인 분포를 보인다. 따라서 월파수괴의 전면과 후면에서 일치를 보이는 Fig. 7(a)는 중간영역에서 차이를 보이며, 중간영역에서 일치를 보이는 Fig. 7(b)는 전면과 후면에서 차이를 보인다. 상대적으로 좋은 일치를 보이는 Eq. (6)에 의한 해를 비교해 보면, 월파의 발생 초기에 해당하는 Fig. 7(a)의 경우에 월파를 따르는 파랑의 운동량에 의해 구조물의 전면선단 영역에서 Ritter의 해와 유사한 유속을 보이거나 시간이 경과한 Fig. 7(b)의 경우에는 파랑 수위 감소에 따른 유속감소로 큰 차이를 보인다. Fig. 7(c)는 월파수괴 전면이 구조물 후면선단을 지난 다음의 순간으로 단면최대유속과 수심평균유속이 모두 감소하며 Ritter의 해와 큰 차이를 보였다. 이는 댐붕괴흐름 해석해에서는 하류조건이 무한한 반면, 본 실험에서는 제한된 구조물 폭으로 인해 월파수괴가 구조물 후면선단을 지나 수로로 회귀하였기 때문에 차이가 커지는 것으로 생각된다. Fig. 7은 Ritter의 해에 대한 적용성을 확인하기 위해 대표적인 1차원 유속분포인 단면최대유속과 수심평균유속을 시간별로 비교한 것이며, 구조물 설계측면에서는 단면최대유속과의

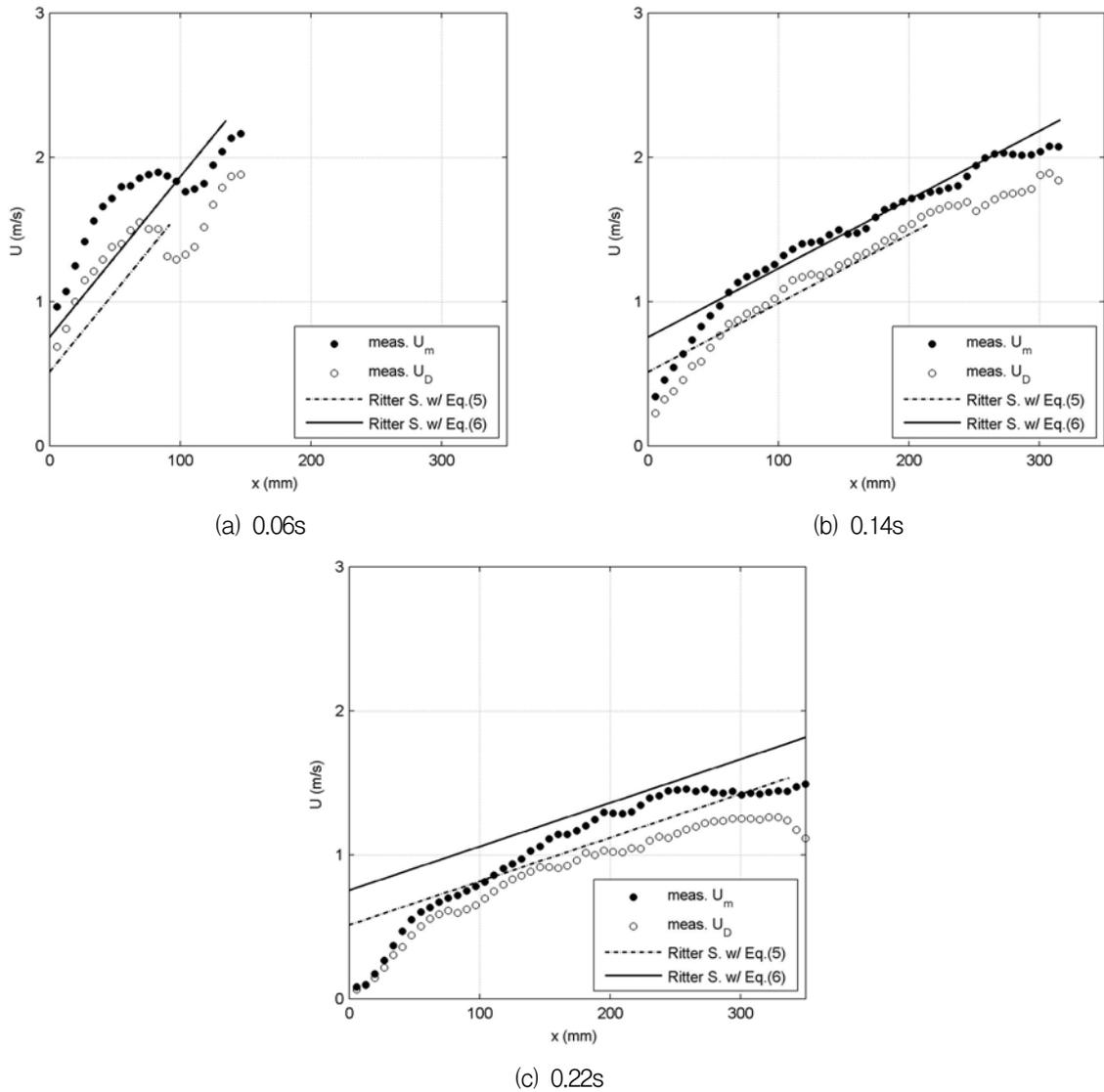


Fig. 7. Comparisons of the Dam-break Solution and the Overtopping Flow Measurements at $t =$ (a) 0.06s, (b) 0.14s, (c) 0.22s

비교가 중요하다고 판단된다. Eq. (6)에 의한 Ritter의 해는 단면최대유속에 비해 선형적 분포형태를 보이나 유속크기 차이가 상대적으로 작았으며, 시간별 최대유속은 비교적 좋은 일치를 보였다.

Fig. 8은 Ritter의 해와 월파수괴 단면최대유속 U_m 과의 차이를 시간별로 도시한 것이다. Fig. 8(a)는 각 시간별 U_m 의 최대값인 시간최대유속 U_M 과 비교한 것이고, Fig. 8(b)는 각 시간별 상단을 따른 전단면 최대유속 분포에 대한 해석해와의 편차를 RMS(root-mean-square)값으로 나타낸 것이다. Fig. 8(a)에서는 Ritter의 해와 단면최대유속과의 차이를 전면유속 U_f 에 대한 상대값으로 도시하였으며, 전면유속에 있어서 Eq. (6)에 의한 해석해는 10% 미만의 오차를 보인 반면, Eq. (5)에 의한 해석해는 30~40% 정도의 오차를 보였다. $t=0.15s$ 이후 시간에는 오차가 증가하였으나, 이는

월파수괴 전면이 구조물 후면선단을 지난 후의 과정이므로 전면유속 비교는 의미가 없다고 판단된다. Fig. 8(b)는 상단을 따르는 Ritter의 해와 단면최대유속간의 편차를 U_f 에 관한 상대값으로 나타낸 것으로서 Eq. (5)에 의한 Ritter의 해는 Eq. (6)에 의한 해의 경우보다 3배에 달하는 편차를 보였다. Fig. 8로부터 Eq. (6)에 의한 Ritter의 해는 단면최대유속과의 오차가 전면유속과 전체적인 분포에서 큰 차이를 보이지 않았으나, Eq. (5)에 의한 해는 전체적인 분포에 비해 전면유속 비교에서 큰 오차를 보였다. Fig. 8(b)에서 Eq. (5)에 의한 오차 RMS값이 감소하는 것을 볼 수 있으며, 이는 월파수괴 전면이 구조물 후면선단을 지난 후 그 크기가 급속히 감소하기 때문으로 판단된다. Fig. 8의 오차변량은 Table 1에 정리하였다. Eq. (5)는 월파의 시작단계에서 수평 운동량이 없다는 가정 하에 정수면에서 구조물 천

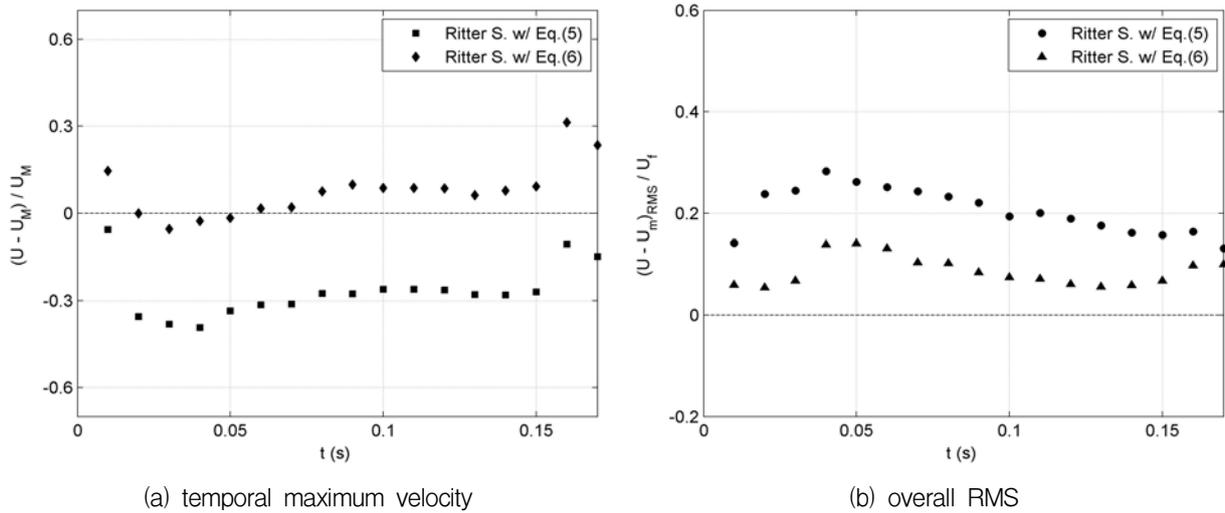


Fig. 8. Relative Difference between the Dam-break Solution and the Cross-sectional Maximum Velocity of the Overtopping Flow in Terms of (a) Temporal Maximum Velocity and (b) Overall RMS

Table 1. Difference between Ritter's Solutions and Measured Overtopping Velocities

t (s)	$(U - U_M)/U_M$		$(U - U_m)_s/U_f$	
	Eq. (5)	Eq. (6)	Eq. (5)	Eq. (6)
0.01	-0.056	0.145	0.142	0.060
0.02	-0.355	-0.001	0.238	0.054
0.03	-0.381	-0.054	0.244	0.068
0.04	-0.393	-0.026	0.282	0.138
0.05	-0.335	-0.016	0.261	0.141
0.06	-0.314	0.016	0.251	0.131
0.07	-0.312	0.019	0.242	0.103
0.08	-0.275	0.075	0.232	0.102
0.09	-0.276	0.099	0.220	0.084
0.10	-0.260	0.087	0.193	0.074
0.11	-0.261	0.087	0.200	0.071
0.12	-0.263	0.085	0.189	0.060
0.13	-0.279	0.062	0.175	0.055
0.14	-0.280	0.077	0.161	0.059
0.15	-0.270	0.092	0.157	0.067
0.16	-0.105	0.313	0.163	0.097
0.17	-0.148	0.235	0.131	0.100

단고까지의 높이인 여유고와 파고의 차이를 댐붕괴 이전 초기수심에 해당하는 값으로 추정하였다. 만약, 수평 운동량을 고려하여 파고와 여유고의 차를 댐붕괴 이전 초기수심이 아닌 붕괴 이후 댐 지점에서의 수위인 $4/9 h_0$ 와 같다고 가정하면, 이에 해당하는 초기수심 h_0 는 약 14cm로서 Eq. (6)으로부터 추정된 초기수심 값과 거의 일치하게 된다. 이로부터 구조물 전면상단에서 여유고를 초과하는 파고의 높이를 붕괴 전 초기수심이 아닌 붕괴 후 댐 지점 수위로 지정하는 것이 Ritter의 해의 적용에 있어서 나은 결과를 준다는 것을 알 수 있었다.

Lauber and Hager(1997)는 댐붕괴흐름 수리모형실험을 통하여 붕괴직후 짧은 순간동안만 흐름 전면유속이 일정한 크기를 보여주고, 이후에는 전면유속이 지속적으로 감소한다고 하였으며, Ritter의 해가 이와 같은 실제 댐붕괴흐름과 차이가 있다고 보고하였다. 반면, Ritter의 해에 따른 월파유속 산정에 있어서는 실제 댐붕괴흐름과 다르게 좋은 일치를 보였다. 이와 같은 월파유속 계산에 있어서 좋은 일치를 보인 것은 월파가 진행되는 구조물의 짧은 상단길이로 인해 전면유속 감소가 두드러지지 않았기 때문으로 판단된다. 그리고

Lauber and Hager(1997)의 수리실험에서는 댐붕괴흐름의 전면유속은 시간경과에 따라 감소하나 시간별 하류 거리에 따른 유속분포는 전면유속을 향하여 점진적으로 증가하는 분포형태를 가짐을 보였는데, 이러한 분포형태는 본 연구에서 제시된 월파수괴의 단면최대유속과 수심평균유속의 분포형태와 유사하다.

5. 결론 및 제언

본 연구에서는 수리실험을 수행하여 댐붕괴흐름의 해석해인 Ritter의 해와 권파에 의해 발생한 월파수괴 유속분포와의 유사성을 비교분석하였다. 월파의 유속측정은 기포영상유속계를 이용하였으며, 구조물 상단을 따른 단면최대유속과 수심평균유속을 해석해와 비교하였다. 단면최대유속은 구조물 상단을 따른 각 단면별 최대유속을 의미하며 수심평균유속에 비해 약 1.2배 정도의 크기를 보였고, 그 분포는 점진적으로 증가하는 비선형적인 분포형태를 보였고 시간경과에 관계없이 유사한 형태를 지속하였다. Ritter의 해에 의한 유속분포는 일정한 전면유속을 가지고 흐름 전면까지 선형적으로 증가하는 형태를 가지며 월파 분포형태와 차이를 보였다.

Ritter의 해에 따른 댐붕괴흐름의 유속결정에 있어서 가장 중요한 변수는 붕괴전 초기수심으로서 본 연구에서는 파랑과 월파조건으로부터 산정하였다. 파랑조건으로부터 결정된 초기수심은 구조물 전면에서 파랑 완전 반사의 가정하에 증가한 파랑의 진폭과 천단고의 차이로 산정하였으며, 월파조건으로부터 얻은 초기수심은 월파와 Ritter해의 전면유속이 일정하고 동일하다는 가정하에 산정하였다. 파랑진폭과 천단고 차이로부터 얻어진 Ritter의 해는 단면최대유속에 비해 전반적으로 작은 값을 보이며 잘 일치하지 않았고, 수심평균유속과는 월파수괴 후면부에서는 좋은 일치를 보였으나 전면부에서는 유속크기와 발생지점에서 차이를 보였다. 월파조건으로부터 유도된 후자의 초기수심에 의한 해석해는 수심평균유속에 비해 전반적으로 과대예측되는 경향이 있었으나 수심평균 최대유속과는 상대적으로 작은 차이를 보였고, 단면최대유속과는 월파수괴 전면부에서 후면부까지 고른 일치를 보였다. 공학적인 관점에서 단면 최대유속이 수심평균유속에 비해 중요하다고 판단되므로 월파조건으로부터 유도된 $h_0 = \frac{9}{25} \frac{C^2}{g}$ 에 의한 초기수심이 Ritter의 해에 의한 월파유속예측에 있어서 적절하다고 판단된다.

본 연구에서는 권파에 의해 발생한 월파와 댐붕괴흐

름의 해석해인 Ritter의 해를 비교하였고, 권파의 내습으로 인해 발생한 월파의 유속을 나타낼 수 있는 적절한 Ritter 해의 초기수심을 제시하였다. 월파는 다양한 내습파에 의해 발생하므로 이에 대한 연구가 수반되어야 할 것이며, 또한 보다 나은 예측을 위해 다양한 해석해와의 비교연구도 추가로 수행되어야 할 것으로 판단된다.

참고 문헌

- 윤광석, 이정규 (2007). “장애물이 없는 평탄지형 제내지에서의 범람홍수와 선단 전파거리 실험식 산정.” **한국수자원학회논문집**, 한국수자원학회, 제40권, 제10호, pp. 833-840.
- 이종태, 한건연 (1992). “댐 붕괴 홍수와 해석을 위한 무차원 홍수추적곡선의 유도.” **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제12권, 제2호, pp. 87-99.
- 한건연 (1990). “댐의 파괴형태와 하도부 양상에 따른 홍수파의 전달특성 해석에 관한 연구.” **한국수문학회는논문집**, 한국수문학회, 제23권, 제4호, pp. 467-476.
- Buchner, B. (1995). “The impact of green water on FPSO design.” *Offshore Technology Conference*, Houston, 7698, pp. 45-57.
- Fekken, G., Veldman, A. E. P., and Buchner, B. (1999). “Simulation of green water loadings using the Navier-Stokes equations.” *7th International Conference on Numerical Ship Hydrodynamics*, Nantes, 6.3, pp. 1-12.
- Govender, K., Mocke, G. P., and Alport, M. J. (2002). “Video-imaged surf zone wave and roller structures and flow fields.” *Journal of Geophysical Research*, Vol. 107C, 3072.
- Jansen, P. C. M. (1986). “Laboratory observations of the kinematics in the aerated region of breaking waves.” *Coastal Engineering*, Vol. 9, pp. 453-477.
- Kleefsman, K.M.T., Fekken, G., Veldman, A.E.P., Iwanowski, B., and Buchner, B. (2005). “A volume-of-fluid based simulation method for wave impact problems.” *Journal of Computational Physics*, Vol. 206, pp. 363-393.
- Lauber, G., and Hager, W. H. (1997). “Experiments to dambreak wave: Horizontal channel.” *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 36, pp. 291-307.
- Ritter, A. (1892). “Die Fortpflanzung der

- Wasserwellen." *Vereine Deutscher Ingenieure Zeitschrift*, Vol. 36(33), pp. 947-954.
- Ryu, Y., Chang, K.-A., and Lim, H.-J. (2005). "Use of bubble image velocimetry for measurement of plunging wave impinging on structure and associated greenwater." *Measurement Science and Technology*, Vol. 16, pp. 1945-1953.
- Schoenberg, T. and Rainey, R. C. T. (2002). "A hydrodynamic model of green water incidents." *Applied Ocean Research*, Vol. 24, pp. 299-307.
- Schüttrumpf and Oumeraci (2005). "Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at sea dikes." *Coastal Engineering*, Vol. 52, pp. 473-495.
- Vischer, D. L. and Hager, W. H. (1998). *Dam Hydraulics*, John Wiley and Sons, New York.
- Yilmaz, O., Incecik, A., and Han, J. C. (2003). "Simulation of green water flow on deck using non-linear dam breaking theory." *Ocean Engineering*, Vol. 30, pp. 601-610.
- Zoppou, C. and Roberts, S. (2003). "Explicit schemes for dam-break simulations." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, pp. 11-34.

(논문번호:08-04/접수:2008.01.09/심사완료:2008.04.24)