

1차원 수치모형의 가변 계산거리간격 추정 기법

Estimation Technique of Computationally Variable Distance Step in 1-D Numerical Model

김극수* / 김지성** / 김원***

Kim, Keuk Soo / Kim, Ji Sung / Kim, Won

Abstract

1-D hydrodynamic numerical models have been most widely used in the field of flood analysis. The model's input data are upstream/downstream boundaries, roughness coefficients, cross-sections, and so on, and computational distance step and time step are the most important factors in order to guarantee the computational accuracy, stability, and efficiency. In this study, a theoretical explanation is presented for the basis of the previous empirical selection criteria of cross-section's location; also, the estimation technique of computationally variable distance step is proposed to reflect the properties of flow at every computational time step. Combining this technique with 1-D unsteady numerical model, it was applied to two events of Teton dam failure flood and the Han River flood. The numerical experimental results demonstrate that the accuracy and stability is increased when used more interpolated cross-sections and show that the proposed technique of computationally variable distance step has the same order of accuracy with smaller numbers of cross-section than previous empirical selection criteria. The practical use of this technique will be possible to analyze the river floods with high efficiency as well as accuracy and stability.

Keywords : computational distance step, 1-D numerical model, numerical stability, accuracy, efficiency

요 지

하천 홍수해석 분야에서 가장 널리 이용되고 있는 1차원 동수역학 수치모형의 입력자료는 상하류단 경계조건, 조도계수, 하도단면 등이며, 계산 시간간격 및 거리간격의 선정은 계산결과와 정확성, 안정성, 효율성 확보를 위한 핵심 요소이다. 본 연구에서는 기존 단면간격 선정기법의 이론적 배경을 검토하였고, 매 시간단계별로 도출되는 흐름특성을 반영하여 계산거리간격을 추정하는 가변 계산거리간격 추정 기법을 제안하였다. 제안된 기법을 1차원 부정류 수치모형과 연계하여 Teton 댐 붕괴 및 한강 홍수 사상에 대해 적용함으로써 기존 고정 계산거리간격 추정 기법에 의한 해석결과와 비교하였다. 더 많은 내삽단면이 사용될 경우, 수치 수렴성 실험 결과는 수치해의 정확성과 안정성이 높아짐을 나타내었고, 본 연구에서 제안된 기법은 기존 고정 계산거리간격 추정기법보다 적은 단면개수로 동일한 정도의 정확도를 나타냄으로써 계산 효율성을 크게 향상시켰다. 본 연구에서 개발된 기법의 실무적용을 통해 정확성과 안정성뿐만 아니라 높은 효율성을 갖는 하천 홍수해석이 가능할 것으로 판단된다.

핵심용어 : 계산거리간격, 1차원 수치모형, 수치안정성, 정확성, 효율성

* 한국건설기술연구원 하천·해안항만연구실 박사후연구원 (e-mail: keuksookim@kict.re.kr)

Post-Doc., River, Coastal & Harbor Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Goyang-si, Gyeonggi-do, Korea

** 교신저자, 한국건설기술연구원 하천·해안항만연구실 박사후연구원 (e-mail: jisungk@kict.re.kr)

Corresponding Author, Post-Doc., River, Coastal & Harbor Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Goyang-si, Gyeonggi-do, Korea

*** 한국건설기술연구원 하천·해안항만연구실 연구위원 (e-mail: wonkim@kict.re.kr)

Research Fellow, River, Coastal & Harbor Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Goyang-si, Gyeonggi-do, Korea

1. 서론

하천 흐름계산 분야에서 기본이 되는 해석 도구 중의 하나는 수치해석 모형이며 다수의 모형들이 개발된 바 있다. 대표적인 1차원 부정류 모형들로는 HEC-RAS 모형, FLDWAV 모형, MIKE 11 모형, SOBEK 모형, InfoWorks RS 모형 등이 있으며 지배방정식은 Saint-Venant 식이다. 이러한 수치모형을 수행함에 있어, 경계조건인 유량/수위수문곡선, 지형조건인 하천단면/조도계수 등을 제외하고 생각해 볼 때, 성공적인 수치해석을 위하여 반드시 필요한 중요 요소는 계산거리간격 (Δx)과 계산시간간격 (Δt)의 크기 결정이다. 수치계산의 안정성 (stability)와 정확성 (accuracy)은 적절한 계산거리간격과 시간간격의 결정으로부터 확보될 수 있기 때문이다. 실무 목적의 대부분의 1차원 모형들은 수치해법으로 음해적 유한차분법을 사용하고 있으며, 국내에서 주로 이용되는 HEC-RAS 모형과 FLDWAV 모형은 Preissmann 기법 (Cunge et al., 1980)을 사용하고, 이 밖에 주요 음해법으로는 Abbott-Ionescu 기법 (Abbott and Basco, 1989)과 Beam and Warming 기법 (Chaudhry, 2008) 등이 있다. 유한차분 방정식은 도함수 차분에 포함된 절단 (round-off) 오차가 계산 과정에서 증가되지 않아야 하며, 이를 확인하기 위하여 von Neumann 방법과 같은 안정성 (stability) 분석이 수행된다. 일반적으로 음해법은 시간 가중치 (θ)에 따라 안정조건이 결정되며, Preissmann 기법은 $1/2 \leq \theta \leq 1$ 일 경우, 무조건 안정하고 시간 가중치를 사용자가 지정하지 않는 Abbott-Ionescu 기법은 무조건 안정하다. 즉, 수치안정성이 $\Delta x/\Delta t$ 의 영향을 받지 않으므로 어떠한 시간간격, 거리간격이 사용되어도 안정적으로 계산이 수행되어야 함을 의미한다. 한편 Beam and Warming 기법은 $\theta = 1/2$ 일 때, Crank Nicolson 기법이 되어 Courant 수가 1 이하인 경우만 안정하며, $\theta = 1$ 일 때, Euler 음해기법이 되어 무조건 안정하게 된다. 그러나 안정성 분석은 Saint-Venant 식을 선형화하여 수행되기 때문에 경계 조건의 부정류 상태 및 지배방정식의 비선형성을 반영할 수 없으며, 이로 인하여 무조건 안정한 조건에서도 수치모형이 불안정할 수 있다. 안정성과 별개로 수치기법의 정확성은 차분식의 수치해가 정확해를 얼마나 잘 표현하는가를 의미한다. 즉, 도함수의 차분에 있어 얼마만큼 고차 절단오차를 포함하고 있는가로 판단될 수 있으며, 상기된 Preissmann 기법, Abbott-Ionescu 기법, Beam and Warming 기법과 같이 Δx 와 Δt 가 0에 접근할수록 본래의 Saint-Venant 방정식으로 수렴되는 일관성 (consistency)이 검증된 기법에서는 계산거리간격 및 시간간격이 작아짐에 따라 절단오차의 크기가 감소하게 되어 계산 정확도가 높아지게

된다.

선형 안정성 분석에 의해 수치적으로 무조건 안정한 기법에서도 계산시간간격 및 거리간격은 결과의 안정성 및 정확성에 상당한 영향을 미친다. 초기조건 및 경계조건이 잘 부여된 초기치 문제 (initial value problem, IVP)에 일관성 (consistency)이 확보된 기법을 적용할 경우, 안정성 (stability) 조건의 만족이 수렴성 (convergence)를 의미하는 Lax의 Equivalence 이론은 선형방정식에만 유효하며, 비선형방정식의 경우 필요조건이지 충분조건이 될 수는 없다 (Abbott and Basco, 1989). 이러한 점을 고려하여 Fread (1973)는 상류단 유량경계 수문곡선의 첨두 도달시간과 계산시간간격의 관계로부터 Preissmann 기법의 수치적 안정을 위한 최적 시간 가중치를 제시하였다. 이는 비선형 Saint-Venant 식의 수치적 안정을 위한 계산시간간격을 제시한 것이다. 따라서 본 연구에서는 비선형방정식의 수렴을 위한 계산시간간격과 거리간격 가운데 적합한 거리간격의 선정에 집중하였다. 일반적으로 수치해석을 위하여 반드시 필요한 단면의 위치는 상하류단 경계, 내부경계로 작용하는 구조물 양단, 주요 관심지점, 계산결과와의 검증에 위한 유량/수위 관측지점이며, 이외에 흐름의 변화가 심한 지점, 댐·저수지·구조물로 인한 배수영향 지역 등과 같이 모형 해석결과와 안정성과 정확성에 영향을 미칠 수 있는 지점에 대해 단면이 추가될 필요가 있다.

수치해석의 안정성 및 정확도를 위한 계산거리간격 결정과 관련된 대부분의 연구는 주로 경험적인 방법으로 수행되었다. Samuels (1985)는 4점 음해적 유한차분기법에 대해 단면간격에 따른 허용 단면적 변화 기준을 이론적으로 도출하였으며 이후 Basco (1987)는 DAMBRK 모형 (Fread, 1988)을 이용, 인접 단면간 허용 단면적 비에 대한 수치 실험 연구를 수행하여 댐 붕괴피와 같은 급변류의 전파에 대해 단면적 변화 허용 범위를 수정한 바 있다. Fread (1988)는 DAMBRK 모형에서 단면간격 추천을 위해 단면 확대 및 축소 (Samuels, 1985; Basco, 1987), 파의 전파를 재현하는데 요구되는 입력자료의 공간해상도, 하상경사 변화 관련 기준들을 적용하여 모형수행 초기에 요구되는 계산거리간격을 결정하는 고정 계산거리간격 추정 기법을 모형에 반영하였다. Fread and Lewis (1993)는 파의 전파와 관련된 기존 경험적 기준에 대한 이론적 기초를 제공하였고, Samuels (1989)는 배수거리 (backwater length)를 만제수심 (bankfull depth)과 수면경사에 관한 함수로 제안하였으며 수치모형의 단면간격 결정 기준으로 확장하였다. 또한 Samuels (1990)는 1차원 하천 수치해석 모형에 대한 경험적/이론적 단면 위치선정 기준으로 만제하폭 (bankfull width), 만제수심과 수면경사, 파장에 관한 식 그리고 단면 확대·축소 기준 등을 요약하였다. 최

근 Castellarin et al. (2009)은 영국 Severn 강, 이탈리아 Po 강에 대해 HEC-RAS 모형을 적용한 사례연구에서 LiDAR (Light Detection And Ranging) 고해상도 수치지형자료와 일반 하천 단면측량자료를 이용하여 Samuels (1990)가 제시한 배수거리 및 파장 관련 기준의 적합성을 검토한 바 있다. 국내의 경우 수리학적 홍수예측 모형 구축을 위해 단면적 변화, 파속, 하상경사 변화 기준 등을 모형의 초기 단면자료 결정에 활용한 바 있으나(건설부, 1994), 1차원 하천 수치해석 모형의 단면 위치 선정에 관한 연구는 미미한 상황이다.

일반적으로 단면자료는 하천횡단 측량으로부터 얻어지며 측량은 일정한 간격으로 수행된다. 하천설계기준(국토해양부, 2009b)에 의하면 하천중단측량 간격은 하천규모(하폭)에 따라 50~500 m 내외를 표준으로 하고 있으며 하천의 중요도(하천등급)에 따라 그 간격을 달리하고 있다. 이러한 하천횡단 측량자료는 이산적인 자료특성으로 인해 하천지형의 대표성을 완전히 확보하기에 부족할 수 있으며, 경우에 따라서는 하천흐름의 물리특성을 왜곡시킬 수 있다. 따라서 수치모의 결과의 안정성 및 정확성을 위하여 가급적 조밀한 간격의 단면자료가 요구되나 단면 수에 따라 측량 소요비용이 크게 증가하는 문제를 가지고 있다. 최근 직접 측량에 의한 한계 극복을 위해 사용되는 LiDAR 측량, 고해상도 위성영상과 같은 원격탐사 자료의 활용(Bates, 2004) 또한 높은 비용 문제와 원격탐사 장비의 탐지 불가능 영역 문제로 인해 하천 실무에서의 활용은 곤란한 실정이다. 가용한 단면자료의 확보가 현실적으로 한계가 있는 경우, 추가 비용없이 모형을 정확하고 안정적으로 수행하는 방법은 추가 단면이 요구되는 위치에 대해 내삽 단면을 생성하는 것이다. 내삽 단면의 위치 결정은 선행 연구에서 제시된 단면위치 선정 기준을 활용할 수 있으며, 본 연구에서는 기존 단면위치 선정 기준의 이론적 배경을 검토하였다. 검토 결과, 이들 기준이 시간에 따라 변화되는 하도 흐름특성(파속, 흐름단면적 등)의 함수인 점을 확인하였으므로, 수치모형의 계산거리간격은 하도 흐름특성에 따라 시간단계별로 변화될 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 수치 모형의 해석 결과를 이용하여 매 시간단계별로 계산거리간격을 추정하는 가변 계산거리간격 추정 기법을 새롭게 제시하였고, Teton 댐 붕괴 사상 및 팔당댐 상류 한강 홍수에 적용함으로써 개발된 기법의 적용성을 검증하였다. 제안된 기법으로부터 단면 보간을 통한 수치모형의 안정성 및 정확성을 확보하는 동시에 기존 고정 계산거리간격 추정 기법보다 적은 단면을 사용함으로써 계산 효율성 확보가 가능할 것으로 판단된다.

2. 기존 계산거리간격 선정

유한차분 Saint-Venant 방정식에서 계산거리간격의 선정은 수치계산상 발생하는 불안정을 방지하기 위해 중요한 요소이다. 계산거리간격이 너무 크면 편미분 방정식의 해석해와 유한차분 방정식의 근사해 사이에 차를 나타내는 절단오차가 크게 증가하여 전체적으로 비현실적인 해(음의 수심)를 유발하게 된다. 이는 계산 수문곡선의 상승부 또는 하강부에서 불규칙적인 돌출현상을 나타낼 수 있으며 경우에 따라서 수치모형의 실행이 중지되는 문제를 유발할 수 있다. 1차원 수치모형에서 적절한 계산거리간격의 선정은 안정적이고 정확한 해석결과를 도출하기 위한 기본요소이다. 따라서 본 연구에서는 수치모형의 계산거리간격 선정에 활용가능한 기존 단면위치 선정 기준을 구체적으로 제시하고 현재 범용모형에서 적용되고 있는 고정 계산거리간격 추정 기법을 검토하여 가변 계산거리간격 추정 기법 개발에 활용하였다.

2.1 단면위치 선정 기준

1차원 부정류 수치해석 모형을 적용하는데 요구되는 기본적 단면위치는 주요 관심지점, 주요구조물 인접지점, 하천지형을 대표할 수 있는 지점, 계산결과의 검증에 위한 수위/유량 관측지점이다. 한편 모형의 정확성과 안정성 측면에서 요구되는 단면간격은 만제하폭, 배수영향, 파의 물리적 재현을 위한 공간해상도, 흐름단면적 변화에 의해 결정될 수 있다. 먼저 만제하폭(B)에 대한 단면간격(Δx)은 근사적으로 Eq. (1)과 같다.

$$\Delta x \approx kB \quad (1)$$

여기서, k 는 하천마다 상이한 경험적인 상수로 10~20의 범위를 갖는다(Samuels, 1990). 이 식은 규모가 큰 하천에 대해서는 상대적으로 큰 단면간격을 이용할 수 있음을 직관적으로 나타내고 있다.

Samuels (1989)는 배수곡선의 특성길이에 관한 연구를 수행하였고, 수치해석을 위해서는 경험적으로 4개 이상의 단면이 필요함을 제시하였다. 따라서 배수영향을 고려하기 위해 요구되는 최대 단면간격은 Eq. (2)와 같다.

$$\Delta x < 0.2 \frac{(1 - Fr^2)D}{s} \approx 0.2 \frac{D}{s} (Fr^2 \rightarrow 0) \quad (2)$$

여기서, Fr 은 Froude 수, D 는 만제수심, s 는 수면경사를 나타낸다.

홍수파나 조석파와 같은 물리파를 적절히 재현하기 위해서는 하나의 파장을 적절한 개수로 이산화하여야 한다. 따라서 수치해석을 위해 요구되는 최대 단면간격은 Eq.

(3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta x < \frac{cT}{N_{gp}} \quad (3)$$

여기서, c 는 파의 전파속도, T 는 주기, N_{gp} 는 하나의 파장을 수치모형에서 물리적으로 표현하기 위해 필요한 격자점 수를 나타낸다. Samuels (1990)는 30~50 사이의 N_{gp} 값이 필요하다고 하였고, 일반적으로 30의 값을 제안하였다.

마지막으로 인접 단면간 흐름 단면적 비는 단면 확대와 축소로 인해 발생될 수 있는 모형의 불안정성을 방지하기 위해 요구되는 기준이며 다음과 같이 나타낼 수 있다 (Samuels, 1985).

$$\frac{2}{3} < \frac{A_{i+1}}{A_i} < \frac{3}{2} \quad (4)$$

여기서, A_i 와 A_{i+1} 은 각각 i , $i+1$ 번째 단면의 흐름단면적을 나타낸다. Samuels (1985)는 인접 단면적 비가 크면 수치모형의 불안정성을 유발할 수 있기 때문에 단면간격을 감소시켜야함을 언급하였고, Eq. (4)는 수치적으로 계산된 단면의 에너지 오차가 인접 단면의 속도수두 차의 5%를 넘지 않음을 의미한다.

2.2 고정 계산거리간격 추정 기법

고정 계산거리간격 추정 기법은 1차원 부정류 수치모형 적용 시 발생될 수 있는 수치계산의 불안정성을 극복하기 위해서 Fread (1988)가 제안한 기법으로 몇 가지 단면위치 선정 기준을 적용하여 모의 시작 이전에 계산거리간격을 결정할 후, 이에 따라 단면자료를 내삽, 추가 생성하여 모형의 입력자료를 재구성하는 방법이다. 이 기법은

미국 기상청 1차원 부정류 모형인 DAMBRK 모형 (Fread, 1988)에 적용되었으며, 거의 동일한 방법으로 FLDWAV 모형 (Fread and Lewis, 1998)에 적용되었다.

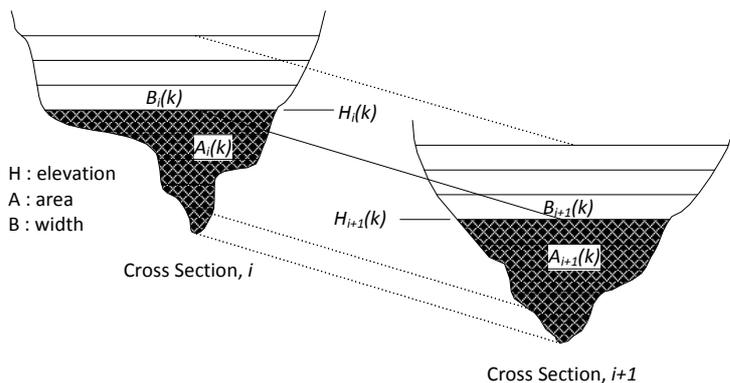
FLDWAV 모형에서 추천되는 계산거리간격은 단면 확대 및 축소, 파의 물리적 재현에 요구되는 공간해상도, 급격한 하상경사 변화에 관한 3가지 기준으로 나타낼 수 있다.

$$\Delta x \leq \frac{L}{1 + 2 \left[\frac{|A_i - A_{i+1}|}{\min(A_i, A_{i+1})} \right]} \quad (5)$$

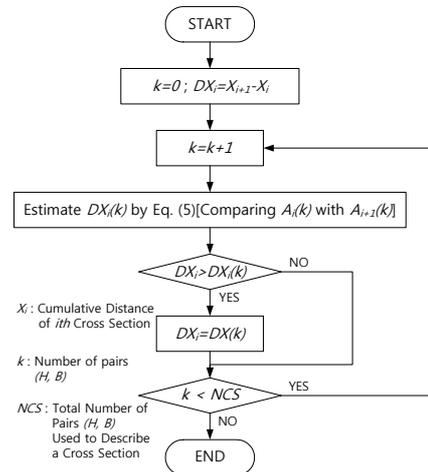
$$\Delta x \leq \frac{cT_r}{M} \quad (6)$$

$$\Delta x [mi] \leq \begin{cases} \frac{s_{o_{i+1}}}{s_{o_i}} \text{ (if, } s_{o_i} > 30 [ft/mi] \text{ and } s_{o_i} > 2.0 s_{o_{i+1}} \text{)} \\ \frac{s_{o_i}}{s_{o_{i+1}}} \text{ (if, } s_{o_{i+1}} > 30 [ft/mi] \text{ and } s_{o_{i+1}} > 2.0 s_{o_i} \text{)} \end{cases} \quad (7)$$

여기서, L 은 단면 i 와 $i+1$ 사이의 구간거리 (Eq. (5)의 괄호 [x]는 x 에 가장 가까운 정수를 의미), T_r 은 수문곡선의 상승시간, M 은 5~40 사이의 값 (모형의 기본값은 20)을 갖는 변수, $s_{o_{i+1}}$, s_{o_i} 은 각각 $i+1$ 번째, i 번째 구간의 하상경사를 나타낸다. Eq. (5)는 Samuels (1985)와 Basco (1987)의 연구결과를 토대로 단면적 변화 범위를 계산거리간격 추정을 위해 수정한 식이고, Eq. (6)은 앞서 제시한 Eq. (3)과 같은 의미를 갖는 식이다. 추가적으로 Fread (1988)는 하상경사가 급변하는 경우 Eq. (6)에서 요구되는 값의 약 1/5~1/2 정도로 상당히 작은 단면간격이 요구됨을 언급하였으며 Eq. (7)을 경험적인 계산거리간격 추정기준으로 활용하고 있다. 따라서 사용되는 경사의 단위 및 거리간격의 단위에 주의하여야 한다. 최종적으로



(a) Comparison of Area between Adjacent Cross Sections



(b) Flow Chart

Fig. 1. Application of Previous Expansion/Contraction Criterion

FLDWAV 모형은 세 가지 기준으로 계산한 거리간격 가운데 최소값을 필요 계산거리간격으로 추천한다.

고정 계산거리간격 추정 기법에서 단면위치 선정 기준을 적용하기 위해서는 몇 가지 가정이 선행되어야 한다. 즉, Eqs. (5), (6)의 매개변수인 흐름단면적 A_i , A_{i+1} 과 파의 전파속도 c 는 하도내 흐름 상황에 따라 시시각각 변화되는 값으로 수치모의 이전에 값을 추정하는 것은 한계가 있다. 따라서 FLDWAV 모형은 다음과 같은 과정으로 계산거리간격을 추정한다.

먼저 단면 확대 및 축소에 관한 기준의 적용 과정은 Fig. 1과 같이 나타낼 수 있다. 즉, 인접 두 단면사이에서 시간에 따라 변화되는 흐름단면적의 비를 근사하여 단면 i 의 수위가 $H_i(k)$ 일 때, 단면 $i+1$ 의 수위를 $H_{i+1}(k)$ 로 가정하는 것이다. 하천 단면형상을 나타내기 위하여 NCS 개의 (H, B) 순서쌍을 사용할 경우, 각 k 번째 단면적 비로부터 계산거리간격을 추정하고 가장 작은 값을 단면 확대/축소 기준에 의한 계산거리간격으로 결정하는 것이다. 다음으로 Eq. (6)에 사용되는 파의 전파속도 c 를 근사하여 운동파 전파속도 \hat{c} 를 사용하였고, 운동파 전파속도는 Eq. (8)과 같다. 운동파 전파속도 \hat{c} 는 하상경사의 함수이므로 모의 수행 전 계산거리간격 추정이 가능하다.

$$\hat{c} \approx 2\sqrt{s_o} \quad (8)$$

결과적으로 고정 계산거리간격 추정에 이용되는 값은 입력된 지형자료이며, 시간에 따라 변화되는 하도내 흐름 상황의 고려는 경험적이고 근사적인 가정을 통해 이루어짐을 확인할 수 있다.

3. 가변 계산거리간격 추정 기법

3.1 고정 계산거리간격 추정 기법의 한계

앞서 제시한 바와 같이 고정 계산거리간격 추정 기법은 계산 수행 이전에 계산거리간격을 결정하여 수치 계산에 이용하는 기법이다. 따라서 계산거리간격 선정에 있어 시

간에 따라 변화하는 흐름상태의 함수인 매개변수들을 지형자료의 함수로 근사하고 있다.

먼저 단면 확대 및 축소 관련 기준에서 발생가능한 문제점을 살펴보면 Fig. 2와 같다. 단면 i 와 단면 $i+1$ 이 동일한 직사각형 단면일 때, Fig. 2(a)의 경우 계산거리간격은 입력된 단면간격이 되며 Fig. 2(b)의 경우는 입력된 단면간격보다 더 작은 계산거리간격이 추정된다. 이는 사용자의 단면자료 입력 형태에 따라 계산거리간격 추정 값이 달라질 수 있음을 의미하며, 계산거리간격의 객관적이며 물리적인 추정을 위해서는 실제흐름 상태에 대한 고려가 필요함을 간접적으로 제시하고 있다.

다음으로 파의 물리적 제현을 위한 공간해상도와 관련하여 고정 계산거리간격 추정 방법의 문제점은 하상경사에 의한 근사된 전파속도가 사용된다는 점이다. 실제 하천흐름에서 파의 전파속도는 흐름상태 변화에 따라 시시각각 변화되지만 하상경사로부터 도출된 전파속도는 항상 고정된 값을 나타내기 때문에 흐름의 변화로 인한 단면 수요를 반영할 수 없다. 또한 Fread and Lewis (1998)가 가정한 운동파 전파속도는 일반적으로 동역학파의 전파속도보다 훨씬 작은 값을 나타내기 때문에 (Singh, 1998) 계산거리간격을 과소 추정할 수 있으며 이는 더 많은 내삽단면을 필요로 하므로 수치 계산 효율성을 감소시키는 문제를 야기할 수 있다.

3.2 가변 계산거리간격 추정 기법

앞서 제시한 바와 같이 고정 계산거리간격 추정기법은 하천 흐름상황에 대한 고려가 이루어지지 않아 계산상 불필요한 단면이 생성될 수 있으며 흐름상황의 변화로 인한 추가 단면요구에 대응하는 것이 불가능할 수 있다. 따라서 계산거리간격 추정과정에 실제흐름 상황을 반영하는 기법의 개발이 필요하며 이는 추정된 계산거리간격에 객관성과 물리성을 부여함을 의미한다.

본 연구에서 제안한 계산거리간격 추정은 2.2절의 FLDWAV 모형처럼 단면 확대 및 축소, 파의 물리적 제

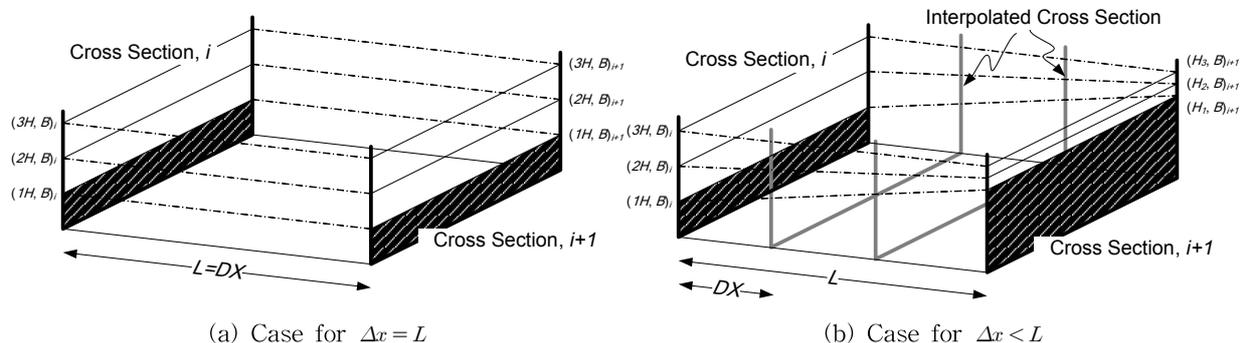


Fig. 2. Example of Δx Estimation by Expansion/Contraction Criterion

현을 위한 공간해상도, 하상경사 변화에 관련된 기준에 기초하고 있으며, 그 외 만제하폭, 배수거리에 관한 기준은 관련 매개변수 도출의 한계로 인해 기법 개발과정에서 배제하였다. 최적의 계산거리간격 추정을 위하여 기존 고정 계산거리간격 추정방법에 추가적으로 고려한 요소는 매개변수인 흐름단면적과 전파속도의 시간에 따른 변화이다. 즉, 흐름단면적과 전파속도의 변화를 시간단계별 수치계산 결과로부터 도출하였으며, 이와 같이 시간에 따라 변화하는 계산거리간격을 가변 계산거리간격으로 정의하였다. 본 연구에서 제안한 가변 계산거리간격 추정 기법의 적용 절차는 다음과 같다.

- ① 입력 단면자료 구축
- ② 입력된 단면자료를 토대로 초기조건 계산
- ③ 각 단면구간에 대해 단면위치 선정기준을 이용하여 흐름 특성치를 반영한 계산거리간격 추정 (DX_E : 단면 확대 및 축소 관련 계산거리간격, DX_C : 파의 물리적 재현을 위한 공간해상도 관련 계산거리간격, DX_S : 하상경사 변화 관련 계산거리간격)
- ④ 도출된 DX_E , DX_C , DX_S 중 최소를 구간별 소요 계산거리간격 ($DX_{req'd}$)으로 선정
- ⑤ 소요 계산거리간격 ($DX_{req'd}$)을 토대로 단면 내삽 수행
- ⑥ 내삽된 단면에 대해 흐름 특성치 부여
- ⑦ 내삽 전·후에 대한 구간별 흐름 특성 연속성 검토
- ⑧ 연속성이 만족되는 구간의 경우, 내삽 후 단면자료 이용, 그렇지 않은 구간의 경우 이전 시간단계의 단면자료 이용
- ⑨ 내삽에 따른 자료 (단면번호, 측방유입구간번호, 관측지점번호 등) 재구성
- ⑩ 다음 시간단계로의 수치모의 수행 : 흐름 특성치 도출
- ⑪ 전체 모의기간에 대해 과정 ③~⑩ 반복

단계 ③에서 단면 확대 및 축소를 고려한 계산거리간격 추정은 흐름단면적 A_i 와 A_{i+1} 에 수치모형에서 계산된 매

시간단계별 흐름단면적이 적용되며, 파의 물리적 재현을 위한 계산거리간격 추정에는 동역학파의 전파속도인 Eq. (9)을 매 시간단계별 적용하여 수행된다.

$$c = u + \sqrt{gd} \quad (9)$$

여기서, u 는 유속, g 는 중력가속도, d 는 수리수심 ($d = A/T$; T 는 하폭)을 나타낸다.

단계 ⑤의 추정된 계산거리간격에 대한 단면자료의 내삽은 입력 단면자료에 대해 선형으로 수행되며 내삽으로 생성된 단면에 대한 표고 대 하폭 테이블을 생성하게 된다 (Fig. 3).

단계 ⑥에서 흐름 특성치 부여 부분은 이전 시간단계에서 계산된 흐름 특성치 (모형의 독립변수인 흐름단면적과 유량)의 선형 내삽을 통해 수행된다. 그러나 새롭게 계산된 단면간격으로 인하여 생성된 내삽단면에 흐름 특성치를 부여할 때 발생할 수 있는 문제점은 Fig. 4에 제시된 바와 같이 이전 시간단계에서 도출된 흐름특성이 내삽 후 유지될 수 없는 경우이다. 즉, 원단면 i 와 원단면 $i+1$ 사이에서 n 시간단계에 사용된 단면으로 계산된 흐름단면적 및 유량의 결과는 $n+1$ 시간단계에 필요한 단면에 흐

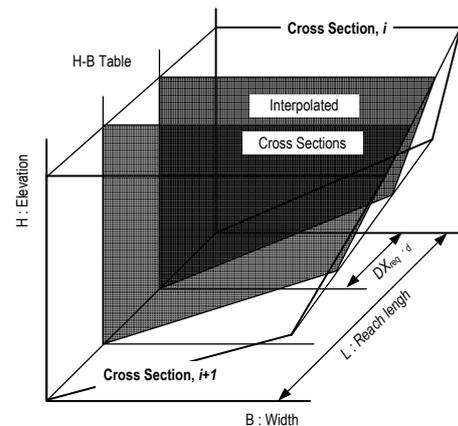


Fig. 3. Interpolation between Adjacent Cross Sections

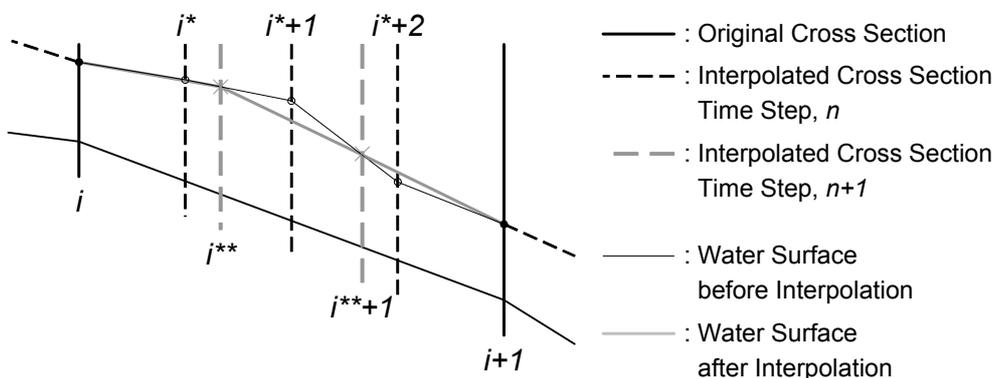


Fig. 4. Difference of Water Surface before and after Interpolation

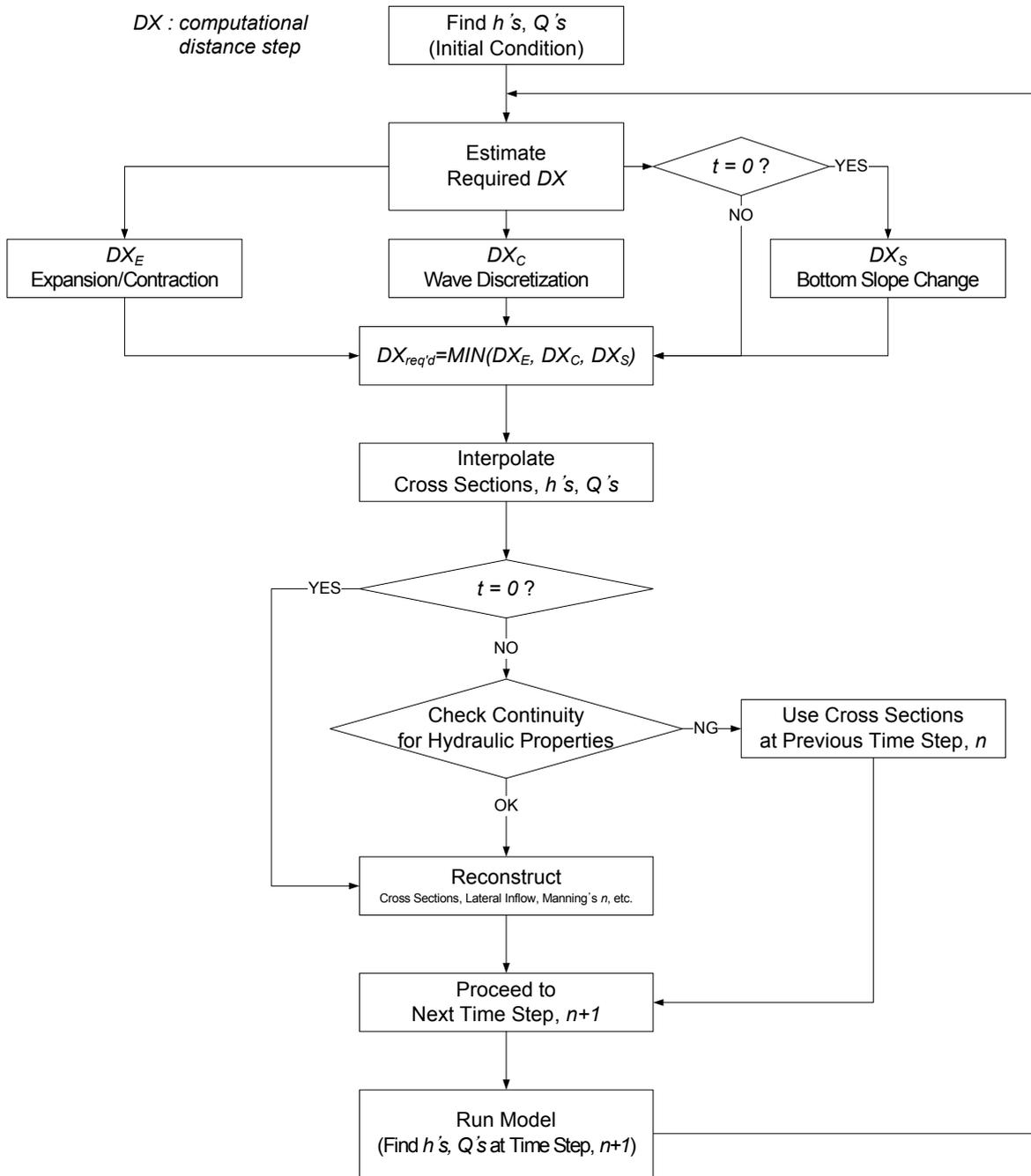


Fig. 5. Estimating Procedure of Computational Distance Steps during the Time-marching

름 특성치가 부여된 이후에도 유지되어야 질량 및 운동량 보존측면에서 합리적이다.

본 연구에서는 이러한 문제의 해결을 위해 보간단면에 흐름 특성치를 부여할 때, 동시에 원단면 i 와 원단면 $i+1$ 사이의 체적변화를 검토하였으며, 이는 동일한 계산 시간 간격을 사용할 경우 흐름단면적과 유량의 보존을 함께 고려한 것이다. 체적변화를 검토한 후, 흐름특성이 유지되지 않는 경우에는 추천된 계산거리간격을 이용하지 않고 이전 시간단계에서 사용된 단면을 그대로 이용하도록 함으

로써 시간단계별 흐름특성의 연속성을 유지할 수 있도록 하는 연속성 검사단계 (단계 ⑦, ⑧)를 기법에 추가하였다. 이 과정은 계산결과와 수리특성 훼손여부에 대한 검토과정으로 생각할 수 있으며, 본 연구에서는 0.01%의 체적오차 허용한계를 적용하였을 때 적합한 것으로 나타났다.

가변 계산거리간격 추정 기법의 절차를 흐름도로 나타내면 Fig. 5와 같다.

본 연구에서 제안된 기법의 특징은 아래와 같이 요약할 수 있으며 가변 계산거리간격 추정 기법을 사용하게 되면

모형의 정확성을 유지함과 동시에 모형의 불안정성을 최소화할 수 있을 뿐만 아니라 모형의 계산효율성을 극대화할 수 있을 것으로 판단된다.

- ① 단면간격 선정 기준에 대해 계산 흐름특성을 반영함으로써 추정된 계산거리간격에 대한 물리성을 부여할 수 있다.
- ② 계산단계별로 계산거리간격을 추정함으로써 모형 수행에서 발생 가능한 모형의 불안정성을 최소화할 수 있다.
- ③ 계산단계별로 실제 요구되는 단면간격의 사용이 가능함으로써 계산상 불필요한 단면수를 감소시켜 모형의 계산효율성을 극대화할 수 있다.

본 연구에서 개발된 가변 계산거리간격 추정 기법과 1차원 수치해석 모형의 연계를 위해 김원 등 (2005a, b)이 개발한 1차원 수치해석 모형을 활용하였다. 이 모형은 Beam and Warming 기법에 근거하여 음해적 상류이송기법 및 효율적인 생성향 처리기법을 이용하고 있으며 자연 하천 단면의 불규칙한 지형을 정확하게 고려할 수 있다. 특히 보, 여수로 등의 구조물을 통한 불연속 흐름 해석과 하상, 하폭 변화로 인해 발생하는 흐름 변화를 정확하게 해석할 수 있는 특징을 가지고 있다.

4. 적용

본 연구에서 개발된 가변 계산거리간격 추정 기법의 수행성 검토를 위해 개발 모형을 댐붕괴 극한홍수사상과 하천홍수사상에 대해 적용하였다. 적용 대상은 미국 Teton 댐 붕괴 사상과 2006년 7월 발생한 한강 홍수사상이다.

4.1 Teton 댐 붕괴 극한홍수사상에 대한 적용

Teton 댐은 미국 Idaho 주 남동부, Fremont 카운티와 Madison 카운티 사이에 건설된 사력댐으로 1976년 6월 5일 붕괴되었다. 댐 제원은 높이 93 m, 길이 940 m, 댐저면

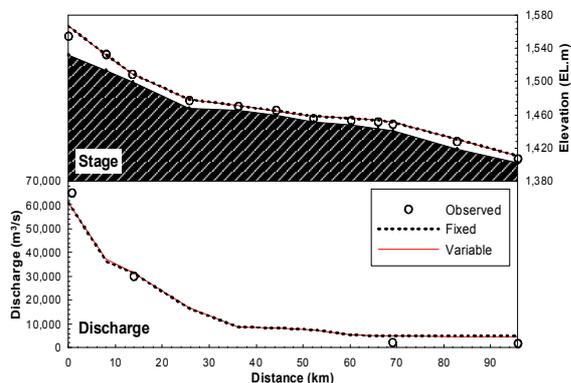


Fig. 6. Peak Profile

길이 520 m, 저수용량 288,954,000 m³이다. 모형 적용을 위한 입력자료는 Fread (1998)가 FLDWAV 모형의 댐붕괴 모의 검증에 위해 사용한 자료를 활용하였다. 총 모의구간 95.75 km에 대해 12개의 단면이 활용 가능하였으며 단면간격은 3.2~13.7 km로 구성되어 있다. 이 경우는 약 100 km에 가까운 구간에 대해 단면자료는 12개만이 제공되어 있어 동역학적 수치해석이 불가능할 것으로 판단된다. 단면 입력자료의 조도계수 및 기타 입력자료는 Fread and Lewis (1998)에 제시된 자료와 동일하게 구성하였다.

기법의 수행성 검토를 위해 원단면 12개만 이용한 경우, 기존 고정 계산거리간격 추정 기법(이하 고정기법)을 적용한 경우, 본 연구에서 개발된 가변 계산거리간격 추정 기법(이하 가변기법)을 적용한 경우 등 3가지 경우에 대해 모의를 수행하였고, 이 때 계산시간간격은 모두 100 초로 고정하였다. 그러나 원단면만 이용한 경우는 수치발산으로 모의가 수행되지 않았으므로 검토 대상에서 제외하였다. 고정기법과 가변기법을 적용하였을 경우 모의에 이용된 단면 수는 각각 474개, 205~262개였으며 적용결과 비교를 위해 최고수위와 첨두유량 종단을 Fig. 6에 도시하였다.

비교결과, 두 기법 모두 최고수위, 첨두유량에 대해 유사한 값을 나타내고 있으며 모의의 정확도 측면에서 큰 차이가 없음을 확인할 수 있다. Fig. 7(a), (b)는 고정 및 가변 기법을 적용한 결과의 적합도 평가를 위해 원단면(12개) 지점에서 계산된 시간별 수심과 유량을 고정기법 적용결과에 대한 가변기법 적용결과로 도시한 것이다. 수심과 유량에 대해 모두 상관계수가 0.999로 나타났으며 두 기법의 적용결과가 거의 일치하는 양상을 보이고 있다. 이는 가변기법을 적용한 경우가 고정기법에 비해 더 적은 수의 단면이 이용되고 있음에도 결과의 정확도는 유지되고 있음을 나타낸다.

계산거리간격은 모형의 안정성과 정확성에 상당한 영향을 미친다. 원단면 12개만을 입력단면으로 사용한 경우

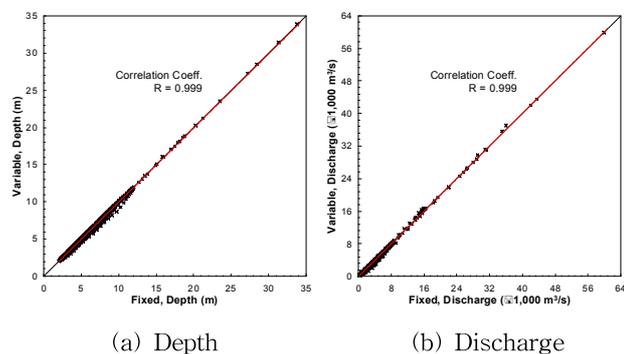


Fig. 7. Correlation between Fixed and Variable Technique (Teton)

수치모의 중 발산한 점은 계산거리 간격에 따라 수치적 불안정성이 발생할 수 있음을 의미한다. 계산거리간격 (Δx)에 따른 수치해의 정확성을 평가하기 위하여 최대 Δx 를 100 m, 250 m, 500 m, 1,000 m, 2,000 m로 고정하여 등간격의 거리간격을 사용함으로써 각각 Teton 댐 붕괴사상에 적용하는 수치 수렴성 실험을 수행하였고, 이 경우에도 계산시간간격은 100초로 고정하였다. Fig. 6의 중단 하상고의 변화에서 알 수 있듯이 12개의 원 단면자료 중 상류단에서 4번째 단면은 급경사에서 완경사로 변화되는 지점이다. 이처럼 하상경사가 급변하는 구간은 수치적으로 불안정할 수 있으며, 수치해의 정확도를 확보하기 위해서는 비교적 작은 계산거리간격이 필요하다. 각 등간격 거리간격을 사용하여 계산된 4번째 단면의 유량 및 수위수문곡선을 Fig. 8에 나타내었다.

Δx 가 1,000 m보다 큰 경우의 유량 및 수위수문곡선을 살펴보면, 수치해가 상당히 불안정함을 알 수 있다. 비록 본 적용 예에서는 완전한 수치발산 발생 이전에 계산이 종료되었으나, 이러한 결과는 다른 사상에 대한 적용에 수치안정성을 보장할 수 없으며 사용된 거리간격보다 더 작은 간격이 요구된다. 한편 Δx 가 500 m 이하인 경우는 비교적 안정적으로 수행되었으며, Δx 가 250 m 이하인 경우

는 수위 및 유량의 수치해가 큰 차이를 나타내지 않아 유사한 정확도를 나타냄을 확인하였다.

등간격의 Δx 를 사용한 경우와 고정기법 그리고 가변기법에 의한 수치해를 4번째 원단면 지점에서 비교하여 Fig. 9에 나타내었다. 비교결과, 가변기법은 Δx 가 250 m인 경우와 거의 완전히 일치하였고, 고정기법은 Δx 가 250 m인 경우와 500 m인 경우 사이의 결과를 나타내었다. 고정기법의 경우, 평균 Δx 가 약 240 m인 점을 고려해보면 다소 의외의 결과이며, 원인분석을 위하여 Fig. 10과 같이 동일지점의 시간에 따른 Courant 수 ($C_r = c\Delta t/\Delta x$)의 변화를 검토하였다.

Courant 수가 1보다 적은 조건은 양해법의 적용에 있어 계산 안정성을 확보하는 필요조건이다. 그러나 음해법의 경우, Courant 수가 계산 안정성에 미치는 영향은 크지 않다. Jha et al. (1996)은 Beam and Warming 음해법의 경우, Courant 수의 변화에 따라 계산 정확도 차이가 크지 않음을 보여주었으나, 비교적 큰 Courant 수가 사용되는 경우 수치 정확도가 저하됨을 보였다. Fig. 10에서 계산거리간격이 줄어들수록 Courant 수가 커짐을 알 수 있으며, Δx 가 100 m인 경우와 고정기법은 10보다 큰 Courant 수가 나타남을 확인할 수 있다. 따라서 상당히 작은 계산거

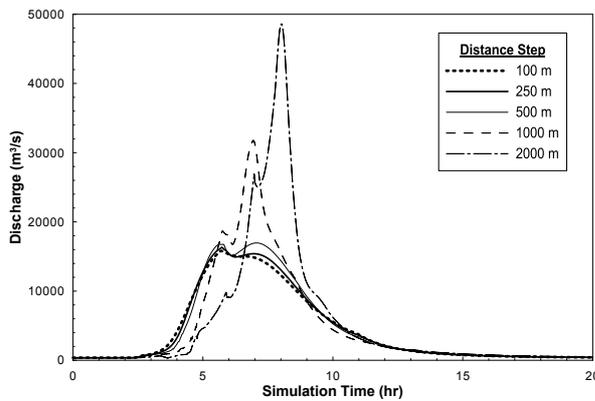


Fig. 8. Effect of the Computational Distance Step

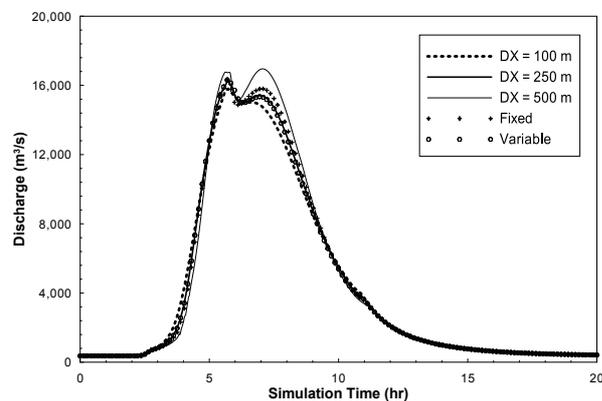
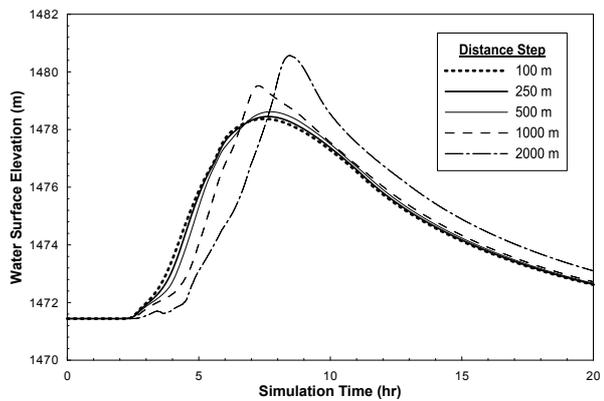


Fig. 9. Comparison of Numerical Accuracy

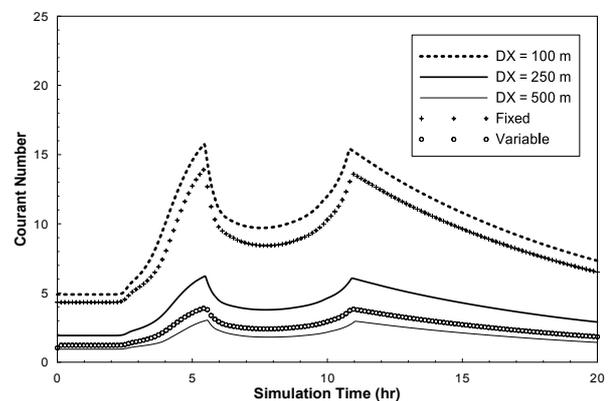


Fig. 10. Variation of Courant Number

리간격이 사용될 경우, 계산의 정확도를 높이기 위해서는 계산시간간격 (Δt) 또한 더욱 작은 값을 사용하여야 한다. 본 연구에서 제안한 가변기법의 평균 Δx 최소값은 약 470m이다. 가변기법에서는 매 시간단계별로 Δx 가 변화하며, 본 적용 예에서는 5보다 작은 Courant 수를 유지하는 것으로 나타났다. 또한 가변기법에서 사용된 계산거리간격의 약 1/2인 Δx 가 250m일 때의 결과와 거의 일치한 점은 제안된 기법으로 인한 수치 정확성의 향상을 입증한다.

다음으로 계산 효율성 측면에서 가변기법을 평가하기 위하여 시간단계별 전체 단면 수 변화 (Fig. 11), 하도구간별 최대 내삽 세부구간 수 (Fig. 12), 각 하도구간에 대한 시간별 내삽 세부구간 수 변화 (Fig. 13)를 고정기법의 결과와 비교하였다. Fig. 11에 제시된 바와 같이 고정기법의 경우는 단면 수가 모의 종료 시까지 일정하게 유지(474개)되는 것이 당연하며 가변기법의 경우는 사용 단면 수가 모의 진행에 따라 변화(205~262개)됨을 알 수 있다.

Fig. 12의 최대 내삽 세부구간 수의 비교에서 총 11개 구간에 대해 구간 2를 제외하면 세부구간 수가 고정기법에서 더 크게 나타났으며 이는 고정기법의 경우 계산거리

간격이 과소 추정됨을 의미한다. 구간 2에서 가변기법에 의한 세부구간 수가 고정기법보다 많은 현상은 구간의 단면 확대 및 축소로 인한 계산거리간격의 감소에 기인하고 있으며 Fig. 11의 1.6시간에서 전체 단면 수의 급증과 Fig. 13의 구간 2에서 세부구간 수의 증가(10개에서 60개로 증가)는 이를 뒷받침하고 있다. 이를 역으로 생각해 보면 고정기법은 수치계산 과정 중 발생 가능한 인접 두 단면 사이 흐름단면적의 확대 및 축소 현상에 대응이 불가능함을 보여주고 있다. 실제로 본 적용 예에서 고정기법을 적용한 경우, 1.64시간에서 구간 2의 인접 두 단면사이 흐름단면적 비가 약 1.8배로 계산되어 Eq. (4)에서 제시된 기준을 초과하므로 (> 1.5배) 추가적인 단면내삽이 필요하였으나, 고정기법으로는 이 영향을 반영할 수 없었다. Fig. 13은 6개 단면 구간에 대한 시간별로 내삽 보관된 세부구간 수의 변화를 보여주고 있으며 흐름 상황의 변화에 따른 계산거리간격의 변동을 나타내고 있다.

가변기법의 적용으로 계산에 필요한 내삽단면의 개수가 고정기법에 비하여 상당히 줄어들었음을 확인하였다. 계산단면 수가 감소함에 따라 전체 계산시간이 감소함은 자명하다. 그러나 매 계산시간단계에서 계산에 필요한 최

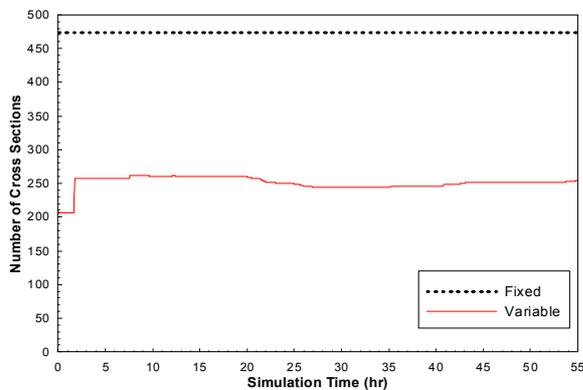


Fig. 11. Variation of Number of Cross Sections (Teton)

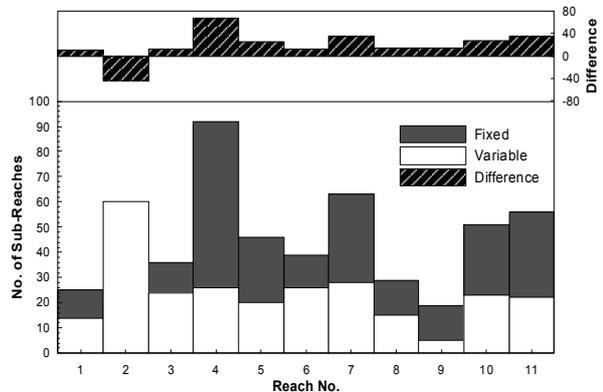


Fig. 12. Maximum Number of Sub-Reaches in Each Reach (Teton)

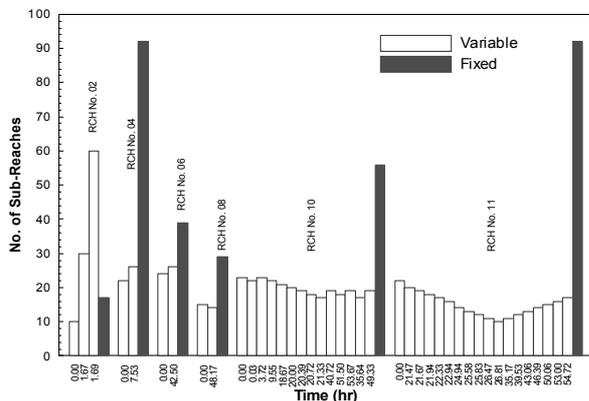


Fig. 13. Temporal Variation of Number of Sub-Reaches (Teton)

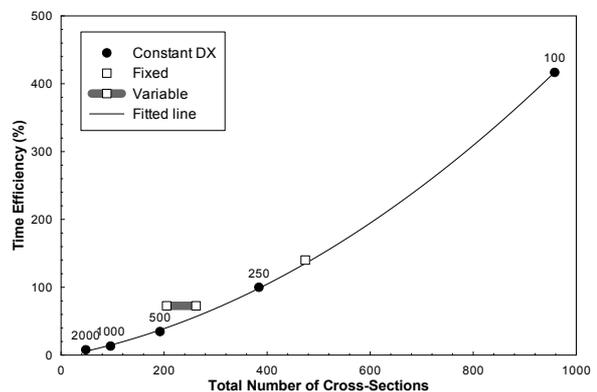


Fig. 14. Computational Efficiency

적의 단면간격을 산정하기 위하여 추가적인 연산을 수행하는 경우, 단면수의 감소가 계산 효율성 향상을 보장할 수 없다. 따라서 고정기법과 가변기법 그리고 등간격 Δx 의 5개 경우에서 사용된 단면개수에 따른 모형수행 시간을 Fig. 14에 비교하였다. 여기서 계산시간의 효율성은 Δx 가 250m인 경우 소요된 계산시간에 대한 각 경우 계산시간의 비로 표현하였고, 등간격으로 모의된 결과에는 각 Δx 를 함께 나타내었다. 비교결과, 고정기법은 모의수행 이전에 필요 계산단면간격을 계산하고 단면을 내삽하는 절차로 인하여 이러한 선행 계산없이 동일한 단면개수를 사용하는 경우보다 약간 더 많은 시간이 소요되었으나, 전체 계산시간에 비하여 상당히 작은 시간이 소요되어 큰 차이가 없는 것으로 판단되었다. 한편 가변기법은 계산과정에 따라 단면개수가 변화하므로 최소 개수부터 최대 개수의 범위로 표현하였으며, 선행 계산없이 유사한 단면개수를 사용하는 경우보다 비교적 많은 계산시간이 필요하였다. 그러나 가변기법과 거의 동일한 정확도를 나타내었던 Δx 가 250m인 경우와 비교하면 전체 계산시간이 73%에 불과하여 제안된 기법의 효율성을 확인할 수 있다.

Teton 댐 붕괴사상에 다양한 계산거리간격으로 수치 모의한 결과, 고정기법을 적용할 경우 계산거리간격이 과소 추정되어 계산의 정확도에 영향을 주는 Courant 수가 비교적 크게 나타날 수 있을 뿐만 아니라 수치계산 과정에서 추가 요구되는 단면 수요에 대해 즉각적인 대처가 불가능함을 확인하였다. 본 연구에서 개발한 가변 계산거리간격 추정 기법의 경우 수치계산에서 요구되는 단면 수를 흐름 상황을 반영하여 추정함으로써 수치계산의 정확도를 유지함과 동시에 요구되는 단면 수의 감소를 유발하여 계산 효율성을 크게 증가시키는 것으로 나타났다.

4.2 2006년 한강 홍수사상에 대한 적용

한강 홍수사상에 대한 적용 대상구간은 팔당댐~충주

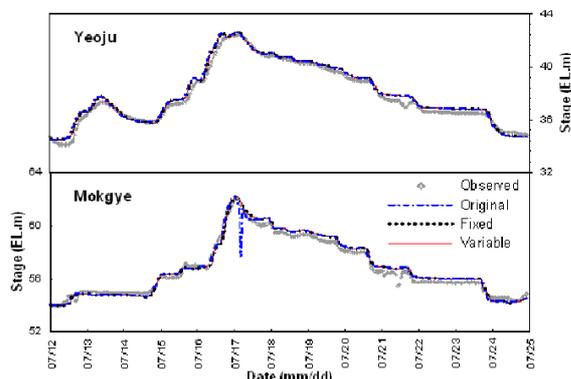


Fig. 15. Stage Hydrograph

댐구간이며 모의기간은 2006년 7월 12일~24일까지 총 310시간에 대해 모의를 수행하였다. 입력 단면자료 구성을 위해 국토해양부 (2009a) 보고서에 이용된 측량단면을 활용하였다. 모형 적용을 위한 대상구간 거리는 114.26 km이며 총 279개의 단면자료가 이용되었으며 단면간격은 40~660 m 범위로 구성하였다. 충주댐~팔당댐 구간의 지류들인 달천, 섬강, 청미천, 복하천, 북한강, 청미천은 측방유입으로 처리하였다. 모형의 상류단 경계로는 충주댐 방류량을 사용하였으며 하류단 경계는 팔당댐 실측저수위를 활용하였다. 계산거리간격 추정기법의 적용에 앞서 대상구간에 대한 조도계수 보정이 수행되었으며 보정에 활용된 관측지점은 상류로부터 목계, 강천, 우만, 여주, 이포, 양평지점이다. 또한 보정된 조도계수의 타당성 확인을 위해 국토해양부 (2009a) 보고서에 제시된 조도계수를 참고하였다.

기법의 수행성 검토를 위해 입력단면만을 이용한 경우, 고정 계산거리간격 추정 기법을 적용한 경우 및 본 연구에서 개발한 가변 계산거리간격 추정 기법을 적용한 경우에 대한 모의를 수행하였다. 모의별 수치계산에 이용된 단면 수는 279개 (입력단면만 이용), 1,648개 (고정 계산거리간격 추정 기법 적용), 346~360개 (가변 계산거리간격 추정 기법 적용)였으며 수위관측지점인 목계와 여주 지점에 대한 수위수문곡선을 Fig. 15에 관측결과와 함께 도시하였다. 3가지 적용 결과 모두 관측결과를 잘 재현하고 있는 것으로 나타났으나 입력단면만 이용하여 모의를 수행한 경우 목계지점에서 불안정한 계산결과가 도출되었다. 이는 계산거리간격 추정을 통한 단면 내삽이 수치계산의 안정성을 증가시키고 있음을 의미한다. Fig. 16(a), (b)는 고정 및 가변 계산거리간격 추정 기법을 적용한 결과의 적합도 평가를 위해 전체 279개 입력단면에서 도출된 시간별 수심과 유량을 고정기법 적용결과에 대한 가변기법 적용결과로 도시한 것이다. 수심과 유량에 대해 모두 상

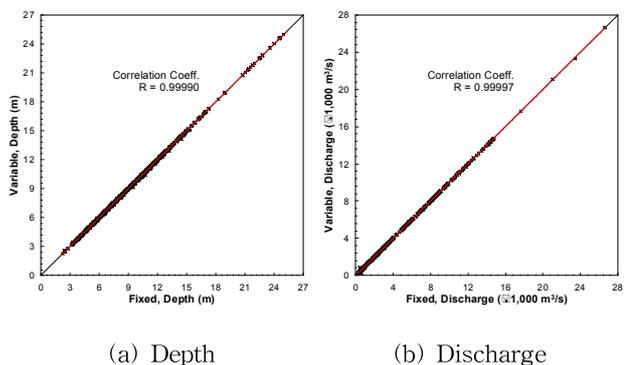


Fig. 16. Correlation between Fixed and Variable Technique (Han River)

관계수가 1.000로 나타났으며 두 기법의 적용결과가 거의 일치하는 양상을 보이고 있다. 이는 가변 계산거리간격 추정 기법을 적용한 경우가 고정 기법에 비해 더 적은 수의 단면이 이용되고 있음에도 결과의 정확도는 유지되고 있음을 나타낸다.

다음으로 가변 계산거리간격 추정 기법을 계산 효율성 측면에서 평가하기 위해 시간단계별 전체 단면 수 변화 (Fig. 17), 하도구간별 최대 내삽 세부구간 수 (Fig. 18), 각 하도구간에 대한 시간별 내삽 세부구간 수 변화 (Fig. 19) 를 고정 계산거리간격 추정 기법의 결과와 비교하였다.

한강 홍수사상에 대한 적용의 경우 가용한 하천단면 수가 279개로 대상구간 거리 114.26 km에 대해 평균 약 400 m 정도 간격으로 Teton 댐 붕괴 사상에 대한 적용 (평균 약 8,700m의 단면간격)에 비해 매우 조밀한 간격을 보이고 있다. 계산거리간격 추정 기법을 적용한 경우 실제 단면 내삽이 이루어진 구간은 고정의 경우 119개, 가변의 경우 28개로 입력된 모든 구간에 대한 내삽은 수행되지 않는 것으로 나타났다.

Fig. 17에 제시된 바와 같이 고정 기법의 경우는 단면

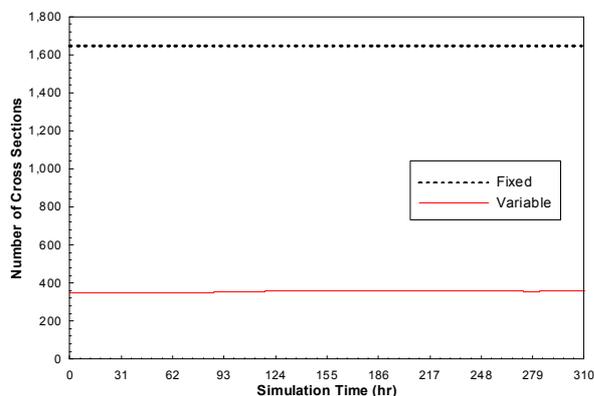


Fig. 17. Variation of Number of Cross Sections (Han River)

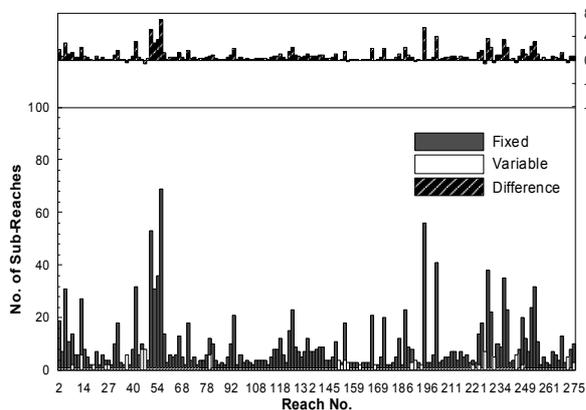


Fig. 18. Maximum Number of Sub-Reaches in Each Reach (Han River)

수가 모의 종료 시까지 일정하게 유지 (1,648개)되는 것이 당연하며 가변 기법의 경우는 사용 단면 수가 모의 진행에 따라 변화 (346~360개)됨을 알 수 있다. Fig. 18의 최대 내삽 세부구간 수는 고정과 가변 기법에서 서로 차이를 보이는 169개 구간에 대한 결과를 제시하였다. 대부분의 구간에 대해 고정기법이 가변기법보다 더 많은 단면 수를 요구하고 있음을 확인할 수 있으며 이는 Teton 댐 붕괴의 경우와 마찬가지로 고정기법이 가변기법에 비해 계산거리간격을 과소추정함을 의미한다. Fig. 19는 9개 단면 구간에 대한 시간별 보간 세부구간 수의 변화를 보여주고 있으며 흐름 상황의 변화에 따른 계산거리간격의 변동을 나타내고 있다. 여기서 구간 168, 190의 세부구간 수가 고정기법에 비해 더 많은 원인은 Teton 댐 붕괴의 경우와 같이 계산과정에 발생한 단면 확대 및 축소로 인해 계산거리간격이 감소되었기 때문이다.

Teton 댐 붕괴에 대한 적용 결과와 마찬가지로 한강 홍수 사상에 대한 적용에서도 가변 계산거리간격 추정 기법을 적용한 경우가 고정기법보다 작은 단면개수를 사용하므로 계산효율성이 향상된 것으로 판단된다. 특히 가변 계산거리간격 추정 기법의 적용의 경우, 28개 구간에 대한 단면 내삽 (고정의 경우 119개 구간)으로도 충분한 수치계산의 안정성과 정확성을 확보할 수 있었으며, 이는 계산거리간격 추정에 흐름 특성을 반영하는 것이 계산 효율성을 극대화할 수 있는 방안임을 보여주고 있다.

4.3 적용결과 분석

본 연구에서 개발된 기법을 1차원 하천 수치모형과 연계하여 실제 홍수사상에 대한 적용결과를 Table 1에 요약하였다. Table 1은 기존 고정 계산거리간격 추정 기법과 본 연구에서 개발된 가변 계산거리간격 추정 기법의 적용 결과를 수행성, 정확성, 안정성, 효율성 측면에서 비교한 것이다. 표에서 제시된 바와 같이 댐붕괴 사상과 홍수 사

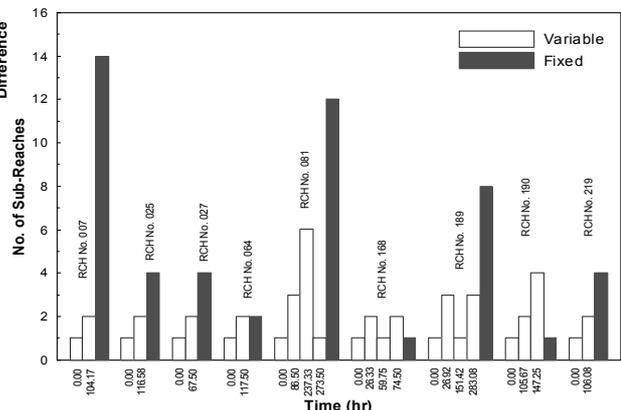


Fig. 19. Temporal Variation of Number of Sub-Reaches (Han River)

Table 1. Comparison between Methods in Selection of Computational Distance Step

Event	No. of Input X-S ¹⁾ 's	Actual No. of X-S's	Capability	Accuracy	Stability	Efficiency	Method of Δx Selection
Teton Dam Failure	12	12	×	×	×	×	Input
		474	○	○	○	Low	Existing
		Maximum 205	○	○	○	High	Developed
Han River Flood	279	279	○	△	×	×	Input
		1,648	○	○	○	Low	Existing
		Maximum 360	○	○	○	High	Developed

1) Cross Section

상에 대한 적용사례 모두 가용한 단면 자료만을 이용하여 모의를 수행하였을 경우, 모형수행이 불가능하거나 계산 정확도 및 안정성에 문제가 발생하는 것으로 나타났다. 반면 단면을 내삽한 경우(고정 및 가변기법)는 계산 안정성과 정확성이 확보되는 것으로 나타났다. 계산효율성 측면에서는 가변기법을 적용한 경우가 높은 효율성을 보였으며 이를 계산에 사용된 단면 수에 대해 비교해 보면 Teton 댐 붕괴의 경우 최소 약 2.31배, 한강 홍수사상의 경우 최소 약 4.58배 더 많은 단면이 소요되고 있음을 확인할 수 있다. Table 1에서 제시된 바와 같이 본 연구에서 개발된 가변 계산거리간격 추정기법은 1차원 수치해석 모형의 정확성을 유지함과 동시에 계산 안정성을 향상시킬 뿐만 아니라 고정 계산거리간격 추정 기법에 비해 높은 효율성을 가지는 것으로 나타났다. 가변 계산거리간격 추정 기법의 적용을 통해 계산거리간격 추정과정에 실제 흐름 상황을 반영함으로써 물리적인 수치 계산이 가능할 뿐만 아니라 실제 흐름 상황의 변화에 대한 능동적인 대처가 가능하여 모형의 안정성 및 효율성을 극대화할 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 1차원 부정류 수치모형 적용시 모형수행의 안정성과 정확성을 확보하기 위한 기존 단면간격 선정기준 및 단면간격 계산방법의 이론적 배경을 검토하였고, 가용한 하천단면 자료와 시간에 따라 변화하는 흐름 특성 계산결과를 이용하여 매 시간단계에서 최적의 계산거리간격을 산정하는 가변 계산거리간격 추정 기법을 개발함으로써 수치 안정성/정확성과 더불어 계산의 효율성을 확보하고자 하였다. 본 연구의 주요 결과는 다음과 같이 요약될 수 있다.

(1) 수치적 안정성 및 정확성 확보를 위한 기존 단면위

치 선정 기준의 주요 매개변수는 만제하폭, 배수영향, 파의 물리적 재현을 위한 공간해상도, 흐름단면적 변화, 하상경사의 급변 등이며, 시간에 따라 변화되는 흐름특성의 함수인 인접 단면간 흐름단면적 비와 동역학적 전파속도의 경우, 시간에 따른 변화를 고려하지 않고 근사하여 활용되고 있음을 확인하였다.

(2) 고정 계산거리간격 추정기법은 계산 시작 이전 단면간격을 먼저 추정하는 기법으로 단면간격 추정식의 적용에 다수의 경험적 가정이 수반되고 있으며 자료 입력 형태에 따라 계산거리간격 추정 결과가 달라질 수 있다.

(3) 기존 고정 계산거리간격 추정 기법의 문제를 극복하기 위해 계산거리간격 추정과정에 매 시간단계별 흐름특성을 반영하는 가변 계산거리간격 추정 기법을 개발하였으며 1차원 하천흐름 해석 모형과 연계하였다.

(4) 개발된 기법과 연계된 수치모형을 Teton 댐 붕괴 및 2006년 7월 한강 홍수사상에 대해 적용하여 수행성을 검토하였다. 가변 계산거리간격 추정 기법을 적용할 경우 기존 고정 계산거리간격 추정 기법보다 각각 2.31배, 4.58배 정도의 필요 단면개수 감소효과를 확인하였고, 매 시간단계별로 비교적 작은 Courant 수를 유지함으로써 계산의 안정성 및 정확성을 입증하였다.

(5) Teton 댐 붕괴사상에 대한 5가지 경우의 등간격 단면에 의한 수치 수렴성 실험결과, 1,000 m 이상의 계산거리간격이 사용될 경우 수치 불안정성이 나타났으며, 거리간격이 줄어들수록 수치모의는 안정적으로 수행되었다. 그러나 100 m 간격으로 상당히 작은 거리간격이 사용될 경우, Courant 수가 크게 증가하여 더 작은 계산시간간격이 필요하였

다. 가변 계산거리 추정 기법에 의한 수치모의 결과는 250 m 간격으로 수행된 수치해와 거의 일치하였으며, 전체 계산시간이 73%에 불과하여 수치모형의 정확성과 안정성 유지와 동시에 계산 효율성의 향상이 이루어진 것으로 판단된다.

본 연구는 기존 고정 계산거리간격 추정 기법 적용에서 수치 흐름특성을 반영할 수 없는 한계로 인한 계산거리간격 추정의 물리성 결여 문제를 극복하기 위해서 시간단계별 계산거리간격 추정하는 기법을 개발하였으며, 개발된 기법을 1차원 부정류 수치 모형에 적용함으로써 수치 계산의 정확성 유지와 안정성 및 효율성의 향상이 가능할 것으로 판단된다.

감사의 글

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

참고문헌

건설부 (1994). **홍수자료관리시스템 구축**.
 국토해양부 (2009a). **총주댐 상하류 수리학적 홍수예측 모형 개발**.
 국토해양부 (2009b). **하천설계기준**.
 김원, 한건연, 우효섭 (2005a). “일차원 상류이송형모형의 자연하도에 대한 적용.” **한국수자원학회논문집**, 한국수자원학회, 제38권, 제5호, pp. 333-343.
 김원, 한건연, 우효섭, 최규현 (2005b). “상류이송기법에 의한 새로운 생성항 처리 기법.” **한국수자원학회논문집**, 한국수자원학회, 제38권, 제2호, pp. 155-166.
 Abbott, A.B., and Basco, D.R. (1989). *Computational fluid dynamics-an introduction for engineering*, New York, Longman Scientific & Technical.
 Basco, D.R. (1987). “Improved robustness of the NWS DAMBRK algorithm.” *Hydraulic Engineering, (Proc. of the 1987 National Conference on Hydraulic Engineering)*, ASCE, New York, N.Y., Aug., pp. 776-781.
 Bates, P.D. (2004). “Computationally efficient modelling of flood inundation extent.” *European Science Foundation Workshop*, edited by BIOS, Bologna.
 Castellarin, A., Di Baldassarre, G., Bates, P.D., and

Brath, A. (2009). “Optimal cross-sectional spacing in Preissmann scheme 1D hydrodynamic models.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 2, pp. 96-105.
 Chaudhry, M.H. (2008). *Open-channel flow*, Second edition, Springer.
 Cunge, J.A., Holly, F.M., and Verwey, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*, Pitman, London.
 Fread, D.L. (1973). “Effects of time step size in implicit dynamic routing.” *American Water Resources Association*, Vol. 9, No. 2, pp. 338-352.
 Fread, D.L. (1988). *The NWS DAMBRK model: Theoretical background/user documentation*. HRL-256, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, Silver Spring, M.D., pp. 56-59.
 Fread, D.L., and Lewis, J.M. (1993). “Selection of Δx and Δt computational time steps for four-point implicit nonlinear dynamic routing models.” *Proceedings of the 1993 National Conference on Hydraulic Engineering*, ASCE, San Francisco, C.A., Jul., pp. 1569-1573.
 Jha, A.K., Akiyama, J., and Ura, M. (1996). “A fully conservative Beam and Warming scheme for transient open channel flows.” *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 34, No. 5, pp. 605-621.
 Samuels, P.G. (1985). “Modelling open channel flow using Preissmann’s scheme.” *Proceedings of 2nd International Conference on Hydraulics of Floods and Flood Control*. Cambridge, Beds, UK.
 Samuels, P.G. (1989). “Backwater lengths in rivers.” *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2*, Vol. 87, pp. 571-582.
 Samuels, P.G. (1990). “Cross-section location in 1-D models.” *Proceedings of International Conference on River Flood Hydraulics*, Edited by White, W.R., Wiley, Chichester, U.K., pp. 339-350.
 Singh, V.P. (1998). *Kinematic wave modeling in water resources: surface water hydrology*. Wiley, New York, p. 363.

논문번호: 11-027	접수: 2011.02.24
수정일자: 2011.04.01/04.26	심사완료: 2011.04.26