

## 도시하천에서의 홍수범람도 작성을 위한 2차원 모형의 개발 Two-Dimensional Model for the Prediction of Inundation Area in Urbanized Rivers

한 건 연\* · 박 재 홍\*\*  
Han, Kun Yeun · Park, Jae Hong

---

### Abstract

Two-dimensional diffusion and kinematic hydrodynamic models have been studied for preparing the flood inundation map. The models have been tested by applying to one-dimensional dam-break problem. The results have good agreements compared with those of dynamic wave model. The diffusion wave model produces the mass conservation error close to zero. Floodwave analyses for two-dimensional floodplain with obstruction and channel-floodplain show both stable and efficient results. The model presented in this study can be used for flood inundation map and flood warning system.

---

### 요 지

본 연구는 제내지에서의 홍수범람도 작성을 위해서 2차원 천수방정식을 확산파 및 운동파로 단순화시킨 홍수해석 기법을 개발하였다. 모형의 검정을 위해서 1차원 댐 파괴의 문제에 적용하여 동역학적 해석결과와 비교검토하고 질량보존의 오차를 계산함으로써 모형의 검정을 실시하였다. 건물등의 장애물을 포함한 2차원 제내지 유역과 하도범람 홍수파의 홍수터에서의 2차원적 범람양상을 모의하여 확산파 모형의 적용성을 제시하였다. 본 연구 모형은 다양한 상황에서 유속분포, 수면변동 등에 있어 안정성과 수렴성이 우수하게 나타났으며 해석 영역에서의 질량보존의 오차는 0%에 가깝게 나타나 모형의 계산 수행 능력을 확인할 수 있었다. 본 연구의 해석기법은 하천에서의 홍수 예경보 수립과 홍수범람도 작성에 직접적으로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

---

\* 경북대학교 공과대학 부교수, 토목공학과  
\*\* 경북대학교 대학원 토목공학과 박사과정

## 1. 서 론

하천 제방 및 해안 방조제등의 붕괴 및 월류로 인한 재해는 제내지에서의 많은 인명손실과 극심한 재산피해를 줄 뿐 아니라 사회적 문제를 야기하기도 한다. 따라서, 제방의 붕괴로 인한 범람구역의 정확한 추정 필요하며, 이를 통해서 홍수범람 구역에 대한 적절한 홍수 예경보 및 피난대책의 수립이 가능하게 된다. 그간 국내에서의 범람 홍수의 예측은 그 해석상의 어려움으로 인하여 주로 과거 범람상황 및 지형도를 통한 경험적 추정등에 의존해 오고 있는 실정으로서 정교한 수리학적인 기초 이론에 근거하지 못하였으므로 범람 홍수파의 전파양상, 도달시간, 범람수심의 분포 양상을 정확하게 예측하기에는 미흡한 점이 많았다. 제방월류 및 붕괴등에 의한 제내지에서의 범람 홍수파 해석을 위해서는 제내지의 자연 지형조건에 따라 저류형 범람의 경우 0차원 모형, 직진형 범람의 경우 1차원 모형, 방사형 범람의 경우 2차원 모형으로 구성된 수치해석 모형이 각각 적용될 수 있겠다 (Lee와 Han, 1989).

범람 홍수파 해석에 관한 연구는 주로 댐 파괴의 문제와 연관되어 수행되어 왔는데 Dressler (1952), Whitham(1955), Stoker(1957)등은 급격한 붕괴로부터 발생하는 부정류의 근사해를 단순한 하도에 대하여 유도한 바 있다. Land(1980)는 댐 붕괴 홍수파 해석을 위하여 기존의 4가지 유형의 해석기법을 비교검토 하였고, Ponce와 Tsvoglou(1981)는 범람 홍수파 해석을 위하여 흙댐의 점진적 파괴를 조사하였고 퇴적물의 이동과 흐름의 부정류 해석을 실시하였다. Rajar(1978)는 범람 홍수파 해석을 위하여 1차원 확산형 모형과 2차원 Lax-Wendroff 모형을 제안하였으며, Sakkas와 Strelkoff(1973), Chen(1980) 등은 1차원 특성법에 의하여 해석하였고, Katopodes와 Strelkoff(1978)는 2차원 특성법에 의하여 해석하였다. Xantopoulos와 Koutitas(1977)는 2차원 범람홍수파 해석을 위하여 Eulerian 좌표상에서 陽解 유한차분모형을 이용하여 그 해를 구하였고, Strelkoff 등(1977)은 Baldwin Hill 댐의 파괴가

Los Angeles지역에 미치는 영향을 해석하기 위해서 Manning식과 질량보존식에 의하여 범람홍수도를 작성하였다.

Iwasa와 Inoue(1982)는 1차원, 2차원 陽解 유한차분모형에 의한 하천제방의 붕괴와 월류에 따른 범람 홍수파 해석을 실시하였고 Evans와 Lany(1983)는 영국의 Whitham강에서의 범람 홍수파 해석을 위하여 1차원 陰解 유한차분모형을 이용하여 해석하였다. Fread(1985)는 하천 제방범람 홍수파를 주수로와 연결된 하도망으로 고려하여 제내지에서의 1차원 홍수파 해석을 실시하였고, Hromadka와 DeVries(1985)는 Orange County 저수지의 가상적인 붕괴에 따른 범람 홍수파를 확산형 수치모형을 이용하여 해석하였고, O'Brien 등(1992)은 홍수류와 토석류 해석을 위해서 확산형 수치모형을 적용하였다.

국내에서 이 분야에 대한 연구는 이종태와 한건연(1989)이 제방월류와 파괴 및 제방 부속 구조물 손상에 따른 제내지의 침수양상을 하도부에서의 1차원 홍수파 해석과 제내지에서의 저류방정식을 이용하여 해석하였고, 이종태와 한건연(1990)은 망원동 배수문 파손에 따른 홍수 범람모의를 실시한 바 있다. 아직까지 국내에서 제방파괴에 따른 범람 홍수파 해석을 제내지에서의 다양한 자연조건을 고려하여 1차원 및 2차원 모형을 이용하여 정교한 계산을 수행하고 제내지의 범람예측도를 시간별로 작성할 수 있는 해석기법의 체계적인 연구는 부족한 실정이다.

본 연구의 목적은 하천제방의 월류 및 붕괴에 따른 제내지에서의 범람 홍수파 해석을 실시하기 위하여, 2차원 확산과 및 운동파의 천수방정식을 사용하여 범람 홍수파가 제내지로 범람해 나가는 수리학적 현상을 해석하는 모형을 개발함으로써 침수 예상구역도의 작성 및 홍수 예경보 체제의 확립에 기여함에 있다. 이를 위해서 2차원 홍수범람 모형을 개발하였고 이를 1차원 댐 파괴의 문제에 적용하여 동역학적 해석결과와 비교, 검토하고 질량보존의 오차를 계산함으로써 모형의 검증을 실시하였다. 건물등의 장애물을 포함한 2차원 제내지 유역과 하도범람 홍수파의 제내지에서의 2차원적 범람양상을 모의하였다.

## 2. 범람 홍수파의 해석

제방 파괴에 따른 홍수파가 제내지로 전달되는 경우에 홍수터의 저류, 홍수의 감쇠, 건물주위에서의 흐름, 가로에서의 흐름등에 따라 그 물리적인 양상을 수식으로 표시하기에 큰 어려움이 있다. 제방의 월류 및 붕괴에 따른 홍수파가 제내지로 전파되는 경우에는 관성력의 항이 압력, 마찰력, 중력의 항과 비교하여 그 중요도가 작게 나타나게 되는 물리적인 특성을 고려하여 2차원 천수방정식을 기본식으로 하여 이를 확산파 및 운동파 방정식으로 변환시킨 범람 홍수모형을 해석하였다.

2차원 동역학적 모형은 댐 및 제방 파괴 홍수파 해석시 단순한 지형조건 하에서는 수치적인 정확해를 보장할 수 있으나, 지형조건이 복잡한 제내지에서의 홍수파 해석시에는 홍수터에서의 각종 지형지물의 조건을 효과적으로 고려하지 못하고 계산과정에서의 수렴성 보장의 어려움 등이 발생한다. 본 연구에서는 제방파괴에 따른 홍수파의 다양한 양상 중에서 선단부에 단파가 발생되지 않고, 이동속도도 비교적 점진적인 제내지에서의 홍수전파에 대하여 실용성에 관점을 두고 해석하였다.

확산파 모형과 운동파 모형에서의 파의 감쇠는 각각 제방의 저류와 마찰경사 또는 하도경사와 확산형 압력경사항의 상호작용의 결과로 나온 것이다. 본 연구의 모형은 홍수 단파 및 도수 등을 해석할 능력은 없고 흐름 형상에 있어서의 이러한 급격한 변화는 평활화시킨다. 확산파 모형과 운동파 모형에 의한 홍수 추적을 위한 본 모형의 기본 가정은 다음과 같다.

① 한 시간간격 (보통 數秒 기간)에서는 정상상태의 흐름조건이다.

② 정수역학적 압력분포를 갖는다.

③ 정상상태의 저항방정식을 갖는다.

④ 충분히 균일한 하도단면 형상과 수로의 수리학적 저항조건을 갖는다.

⑤ 임의 격자에서는 하나의 표고와 조도계수를 갖는다.

⑥ 하상변동은 고려하지 않고 고정된 경계면으로 고려한다.

### 2.1 1차원 해석이론

1차원 확산파 및 운동파 모형의 관계식들은 1차원 동역학적 모형의 연속방정식과 운동량방정식을 변형하여 유도될 수 있다. 1차원 동역학적 방정식을 유량과 유수단면적의 함수로 표시하면 식 (1), (2)와 같다.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

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

여기서 Q는 유량, x, t는 거리 및 시간좌표, A는 흐름단면적, g는 중력가속도, S<sub>0</sub>, S<sub>f</sub>는 각각 하상경사와 마찰경사이다. H는 수심으로 수위 h와의 관계는 식 (3)과 같다.

$$\frac{\partial H}{\partial x} - S_0 = \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3)$$

이제 하상고를 Z라 하고, 식 (3)의 관계를 도입하면 하상경사와 마찰경사에 대해서 식 (4), (5)를 얻게된다.

$$S_0 = -\frac{dZ}{dx} \quad (4)$$

$$S_f = -\left[ \frac{\partial h}{\partial x} + M \right] \quad (5)$$

여기서

$$M = \frac{1}{gA} \left[ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) \right] \quad (6)$$

Manning식 으로부터 유량 Q는 식 (7)과 같이 기술된다.

$$Q = \frac{\phi}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7)$$

여기서 R는 경심, n는 Manning의 조도계수이며,  $\Phi$ 는 metric 단위에서는 1.0, FSS 단위에서는 1.486의 값이다.

식 (5)와 식 (7)로부터 유량은 식 (8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q = -F \left[ \frac{\partial h}{\partial x} + M \right] \quad (8)$$

$$\text{여기서, } F = \frac{\Phi}{n} A R^{2/3} \left[ \frac{\partial h}{\partial x} + M \right]^{-1/2} \quad (9)$$

식 (8)을 식 (1)에 대입하면 식 (10)과 같이 1차원 확산과 및 운동과 모형의 기본식을 유도할 수 있다.

$$\frac{\partial}{\partial x} F \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial A}{\partial t} \quad (10)$$

$$\text{여기서 } F = \frac{\Phi}{n} A R^{2/3} \left[ \frac{\partial h}{\partial x} \right]^{-1/2} \quad (\text{확산과의 경우}) \quad (11a)$$

$$F = \frac{\Phi}{n} A R^{2/3} \left[ \frac{\partial Z}{\partial x} \right]^{-1/2} \quad (\text{운동과의 경우}) \quad (11b)$$

## 2.2 2차원 해석이론

2차원 천수방정식을 x, y방향의 단위폭당 유량  $q_x, q_y$ 에 의하여 기술하면 식 (12)~(14)와 같다.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{Q_x}{A_x} \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{Q_y}{A_y} \frac{\partial Q_x}{\partial y} \\ + g A_x (S_{fx} + \frac{\partial H}{\partial x} - S_{ox}) = 0 \end{aligned} \quad (13)$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{Q_x}{A_x} \frac{\partial Q_y}{\partial x} + \frac{Q_y}{A_y} \frac{\partial Q_y}{\partial y}$$

$$+ g A_x (S_{fy} + \frac{\partial H}{\partial y} - S_{oy}) = 0 \quad (14)$$

여기서  $q_x, q_y$ 는 x,y 방향에 대한 단위 폭당 유량, h는 수위, H는 수심,  $Q_x, Q_y$ 는 x,y 방향에 대한 유량,  $A_x, A_y$ 는 x,y 방향에 대한 단면적,  $S_{fx}, S_{fy}$ 와  $S_{ox}, S_{oy}$ 는 x,y 방향에 대한 마찰경사와 하상 경사, g는 중력가속도를 나타내고 있다.

이제 식 (13), (14)는 식 (15)와 같이 기술할 수 있다.

$$S_{fi} = - \left[ \frac{\partial h}{\partial i} + M_i \right] \quad (i=x, y) \quad (15)$$

여기서,

$$M_x = \frac{1}{g A_x} \left[ \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{Q_x}{A_x} \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{Q_y}{A_y} \frac{\partial Q_x}{\partial y} \right] \quad (16)$$

$$M_y = \frac{1}{g A_y} \left[ \frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{Q_x}{A_x} \frac{\partial Q_y}{\partial x} + \frac{Q_y}{A_y} \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right] \quad (17)$$

Manning식으로부터

$$q_i = \frac{\Phi}{n} H^{5/3} S_{fi}^{1/2} \quad (18)$$

으로 정의되므로 식 (15)로부터 식 (19)과 같이 일반화된 식을 얻게된다.

$$q_i = -F_i \left[ \frac{\partial h_i}{\partial i} + M_i \right] \quad (i=x, y) \quad (19)$$

$$\text{여기서 } F_i = \frac{\Phi}{n} H^{5/3} \left[ \frac{\partial h}{\partial s} + M_s \right]^{-1/2} \quad (20)$$

식 (11)에서 기호 s는 x 방향에 대해  $\theta = \tan^{-1}(q_x/q_y)$ 를 이루는 흐름방향을 나타낸다. 이제 하나의 요소에서 x, y방향의 구간거리를 각각  $b_x, b_y$ 라 하고 요소의 수평면적을  $A_{x,y}$ 라 하면, 식 (19)를 식 (12)에 대입하여 2차원 확산과 및 운동과 모형의 기본식을 얻게된다.

$$\frac{\partial}{\partial x} (F_x b_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (F_y b_y \frac{\partial h}{\partial y}) = \frac{\partial h}{\partial t} \quad (21)$$

여기서  $F_i = \frac{\Phi}{n} H^{5/3} \left[ \frac{\partial h}{\partial s} \right]^{-1/2}$

(확산파의 경우) (22a)

$$F_i = \frac{\Phi}{n} H^{5/3} \left[ \frac{\partial Z}{\partial s} \right]^{-1/2}$$

(운동파의 경우) (22b)

$$Q_{dir1} = -(F_y b_y)_{dir1} \left[ \frac{h_1 - h_c}{\Delta x} \right] \quad (25)$$

$$Q_{dir2} = -(F_x b_x)_{dir2} \left[ \frac{h_2 - h_c}{\Delta y} \right] \quad (26)$$

$$Q_{dir3} = -(F_x b_x)_{dir3} \left[ \frac{h_3 - h_c}{\Delta x} \right] \quad (27)$$

$$Q_{dir4} = -(F_y b_y)_{dir4} \left[ \frac{h_4 - h_c}{\Delta y} \right] \quad (28)$$

### 3. 범람 홍수모형의 개발

#### 3.1 계산 알고리즘

식 (20)은 비선형의 포물선형 편미분 방정식으로서  $F_i$ 는 확산파 모형과 운동파 모형에 대해서 각각 수면경사 및 하도경사와 수심의 함수이므로 수치기법에 의해서 그 해를 구할 수 있다. 식 (20)의 직접적인 유한차분해는 단위폭당 유량  $q_i$  대신 전단면 유량  $Q_i$ 를 도입하면

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial Q_y}{\partial y} \Delta y = A_{x,y} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (23)$$

편미분항을 적분하면 식 (24)와 같이 기술된다.

$$\Delta Q_x + \Delta Q_y = A_{x,y} \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (24)$$

확산파 및 운동파 방정식을 해석하기 위하여 陽解 中央差分法을 변형한 격자망 계산방법을 적용하였다. 대상 유역을 직사각형 격자로 분할 구분하였고, 각 격자에 대한 고유번호, 표고, 조도계수등의 조사된 자료를 분포시켰다. 흐름해석은 유량을 계산하기 위해서 흐름의 수심값을 산정하며 격자 구간내에서 추적하여야 한다. 그림 1에서와 같이 임의 격자의 중심점을 C 라고 하고 상하좌우의 경계면을 각각 방향(direction) 1, 2, 3, 4 라 하면 이웃한 구간에 대한 유량은 식 (25)~(28)과 같이 기술된다.

식 (24)에서의  $\Delta Q_x$ 는 식 (25), (27)과 같고,  $\Delta Q_y$ 는 식 (26), (28)과 같다. 예를 들어 C구간과 우측의 1번 구간에 대한 관련식은 식 (25)로서 이 경우  $F_x$ 는 식 (29)와 같이 기술된다.

$$(F_x)_{dir1} = \frac{\Phi}{n} H^{5/3} \left[ \frac{h_1 - h_c}{\Delta x \cos \theta} \right]^{-1/2} \quad (29)$$

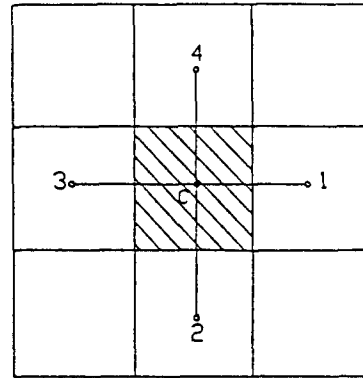


그림 1. 확산파 및 운동파 모형에서의 유한차분망

계산수행은  $h_i (i=1, 2, 3, 4)$  값이 시간대  $(k+1)$ 와  $(k)$ 에서의 수위차가 수렴 범위내에 들때까지 수행되는데 경험적인 계산수행 결과 실용적으로  $|h_i^{k+1} - h_i^k| < 10^{-4}m$ 가 타당한 것으로 판단되었다. 주어진 격자와 시간대에 대하여 각 격자의 경계 각면에서의 유량이 계산되고 합산되었다. 그 결과로 나온 유량변화는 구간내에 대하여 균등하게 분포되어 수심이 계산되었다. 이제 C구간에서의  $\Delta Q$ ,  $\Delta h$ 는 각각 식 (30), (31)과 같고,  $(k+1)$ 시간대

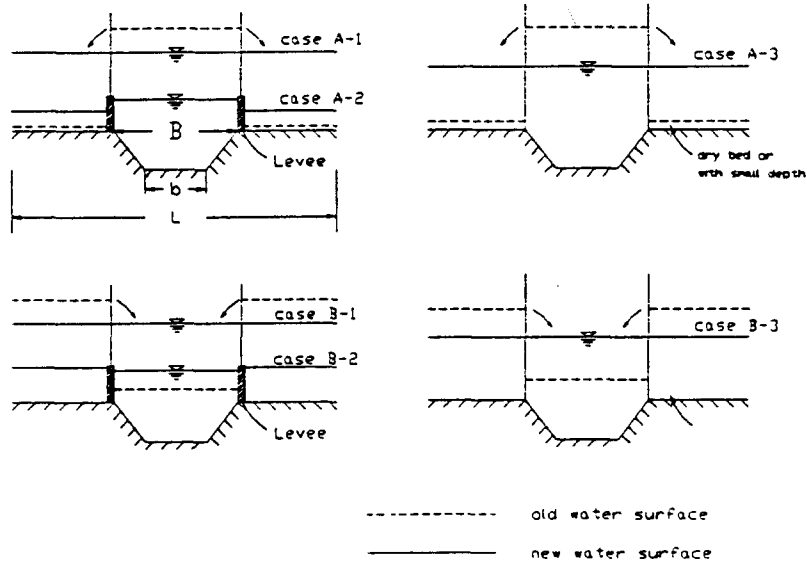


그림 2. 하도-홍수터의 접속부 해석

에서는 C점의 수위는 식 (32)로 기술된다.

$$\Delta Q_c^k = Q^k]_{dr1} + Q^k]_{dr2} + Q^k]_{dr3} + Q^k]_{dr4} \quad (30)$$

$$\Delta h_c^k = \frac{\Delta Q_c^k(\Delta t)}{\Delta x \Delta y} \quad (31)$$

$$h_c^{k+1} = h_c^k + \Delta h_c^k \quad (32)$$

### 3.2 1-2 차원 접속모형

1-2차원 접속모형은 제방이 낮게 형성되어 있거나 제방이 없는 중, 소규모하도의 좌우 제방의 대부분의 상당구간에서 범람이 발생되었을 경우로서, 하도 범람수의 2차원 제내지 범람 및 시간 경과에 따른 제내지에서의 범람수의 하도를 통한 1차원 배수현상등을 해석하기 위한 기법이다. 그림 2는 하도부의 경우 사다리꼴 단면을 가지며 홍수터는 직사각형의 형태로 되어 있을 때의 홍수류의 범람 양상을 도시한 것이다.

Case A-1의 경우는 하도수위의 상승에 따라 범람된 홍수량이 배분되어 홍수터의 수위와 하도수위

가 제방고보다 높은 상태에서 계산이 완료되는 경우이고, case A-2는 제방으로 인하여 하도수위가 홍수터 수위보다 높은 상태에서 계산이 완료되는 경우이다. Case A-3는 하천제방이 존재하지 않는 경우로서 하도-홍수터가 동일한 수위를 나타낼때 까지 계산이 수행된다. 유사한 그림으로서 case B-1, case B-2는 하도-홍수터의 접속부에 제방이 존재하는 경우이고, case B-3는 제방이 없는 경우를 각각 나타내고 있다. 모든 경우에 있어 하도부-홍수터의 수위는 마른하도의 경우를 처리할 수 있고, 수로 및 홍수터에 직접 내리는 강우량의 효과도 고려할 수 있도록 처리하였다.

#### (1) 하도 범람수에 의한 제내지 침수의 경우

Case A-1, A-3와 같이 하도의 물이 월류될때의 초과수량은 순간적으로 수직적으로 확장된 공간에 저류된 것으로 가정한다. 초과수량의 체적은 수심과 수로폭 및 거리의 곱으로 표시되며 초과수량은 식 (33)과 같이 제내지 쪽으로 균등하게 분포시켜 월류된다.

$$h_f^{new} = h_f^{old} + \frac{(h_c - h_f)B}{L} \quad (33a)$$

$$h_c^{new} = h_f^{new} \quad (33b)$$

여기서,  $h_f$ 는 제내지의 수위,  $h_c$ 는 하도의 수위,  $B$ 는 하도의 폭,  $L$ 은 해석대상인 하도와 제내지의 폭이다 (그림 2).

### (2) 제내지 범람수에 의한 하도 배수의 경우

Case B-1, B-3와 같이 제내지 수위가 하도 수위보다 클때, 초과수량은 하도내로 배수되는데 이 경우 새로운 수면표고는 식 (34)와 같이 계산된다. 이 경우에는 제내지 월류수가 하도부를 완전히 채울 수 있는 경우와 그렇지 못한 경우로 구분되어 수식화 될 수 있다. 이제  $V_a$ 를 단위길이당 초과수량이라 하고,  $V_b$ 를 단위길이당 하도를 채울 수 있는 여유수량이라 할때

$V_a \geq V_b$ 일 경우

$$h_f^{new} = h_f^{old} - \frac{V_c - V_a}{L} \quad (34a)$$

$$h_c^{new} = h_f^{new} \quad (34b)$$

$V_a < V_b$ 일 경우

$$h_f^{new} = h_f^{old} - (h_f - h_c) \quad (35a)$$

$$h_c^{new} = h_c^{old} + y_c \quad (35b)$$

여기서,  $y_c$ 는  $V_a$ 의 채적으로 채울 수 있는 수심의 증가치를 나타내는데, 이 값은 사다리꼴 단면에 대해 손쉽게 그 값을 구할 수 있다.

### (3) 하도 및 제내지에서의 동시범람의 경우

홍수 발생시 하도부 및 제내지의 동시범람의 경우에는 하도부수위와 제내지 수위의 대소에 따라 새로운 시간대에서의 하도부와 제내지의 수위는 식 (36), (37)에 의해서 계산된다.

$h_f > h_c$ 인 경우

$$h_f^{new} = h_f^{old} - \frac{(h_f - h_c)B}{L} \quad (36a)$$

$$h_c^{new} = h_f^{new} \quad (36b)$$

$h_f < h_c$ 인 경우

$$h_f^{new} = h_f^{old} + \frac{(h_c - h_f)B}{L} \quad (37a)$$

$$h_c^{new} = h_f^{new} \quad (37b)$$

## 4. 모형의 검정

### 4.1 1차원 댐 파괴의 경우

본 연구 모형들의 정확도를 검정하기 위하여 1차원 동역학적 모형에 의하여 해석한 결과와 비교, 검토하였다. 대표적인 부정류해석의 문제는 댐파괴 및 그에 따른 하류부에서의 수문곡선을 예측하는 것이다. 따라서, 본 연구에서도 전형적인 댐파괴로부터 야기되는 홍수위 계산을 위하여 확산형 모형을 적용하였다.

홍수 댐 파괴에 따른 홍수파의 전달에 대한 흐름방정식을 근사적으로 풀기 위한 수치해석 기법의 사용에 관한 많은 연구가 수행된 바 있다. 흐름과 직각방향과의 큰 변동성이 존재하지 않는 경우에 1차원 동역학적 해석기법이 널리 적용되어왔다. 동역학적 모형은 연속방정식과 운동방정식을 Preissmann기법에 의하여 해석하도록 구성하였는데 이 기법은 현재까지 연구된 바에 의하여 비교적 정확한 계산 결과를 제시하는 것으로 나타나 있다 (Fread, 1985).

확산과 및 운동과 모형과 동역학적 모형에 대해서 다른 초기조건이 사용되었다. 동역학적 모형은 모의 실험을 시작하기 위해 기저유량이 필요하며 초기수심도 '0'이 아닌 기저유량으로서의 등류 수심을 갖게된다. 확산과 및 운동과

모형은 마른 하도상에도 계산을 수행할 수 있으므로 가상의 초기유량과 수위는 필요하지 않게 된다. 상류단 경계조건은 침투유량이 각각  $3500\text{m}^3/\text{sec}$ 와  $15000\text{m}^3/\text{sec}$ 인 삼각형의 수문곡선이 적용되었다. 동역학적 모형에서는 각 경우에 대해서  $130\text{m}^3/\text{sec}$ 와  $940\text{m}^3/\text{sec}$ 의 초기유량이 적용되었다. 이 두 수문곡선은 1시간에 대해 0(또는 기저유량)부터 침투유량까지 직선적으로 증가하도록 가정되었고, 6시간 후에 직선적으로 0(또는 기저유량)까지 감소하도록 구성하였다. 하도단면은 수면폭 300 m인 직사각형 단면을 가지며 Manning의 조도계수는 0.04,  $S_0$ 는 0.002, 0.005, 0.008의 값을 적용하였다. 격자간격은 500 m로 하였고 시간간격은 동역학적 모형에서는 음해형 Preissmann기

법을 사용하였으므로 0.2시간이었고 확산과 및 운동과 모형에서는 양해법으로서 시간간격 제한조건에 의해 1~2초가 사용되었다.

확산과 및 운동과 모형과 동역학적 모형에 의해서 계산된 댐과피 지점으로부터 5km 및 10km 하류부에서의 유량수문곡선을 그림 3~6에 도시하였다. 그림에서 보는 바와 같이 확산과 모형과 동역학적 모형은 잘 일치하고 있었으나 운동과 모형은 침투유량의 감쇠가 확산과에 비해서는 작게 나타났다.

그림 7~10은 각 수로경사 및 유량조건에 대한 수위수문곡선을 주요 지점에 대해서 비교한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 하도경사가 급하고 유량규모가 작을수록 확산과 모형은 동역학적 모형과 잘 일치되고 있었다.

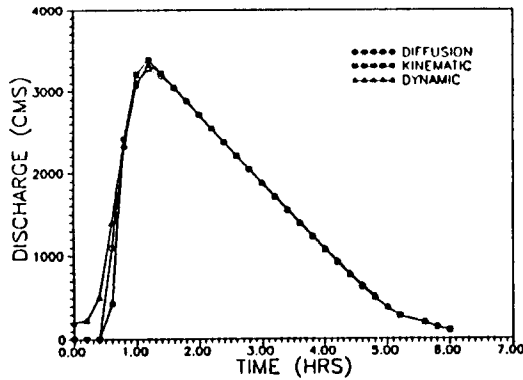


그림 3. 유량수문곡선의 비교  
( $S_0=0.002$ ,  $x=5\text{km}$ ,  $Q=3500\text{m}^3/\text{s}$ )

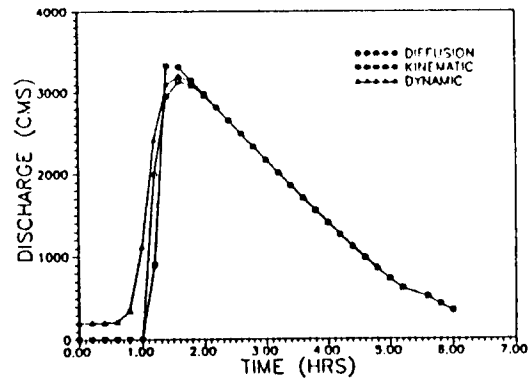


그림 4. 유량수문곡선의 비교  
( $S_0=0.002$ ,  $x=10\text{km}$ ,  $Q=3500\text{m}^3/\text{s}$ )

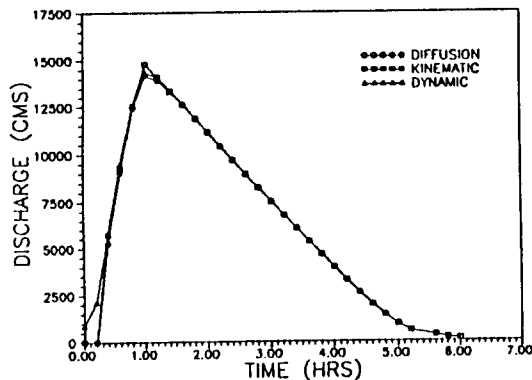


그림 5. 유량수문곡선의 비교  
( $S_0=0.002$ ,  $x=5\text{km}$ ,  $Q=15000\text{m}^3/\text{s}$ )

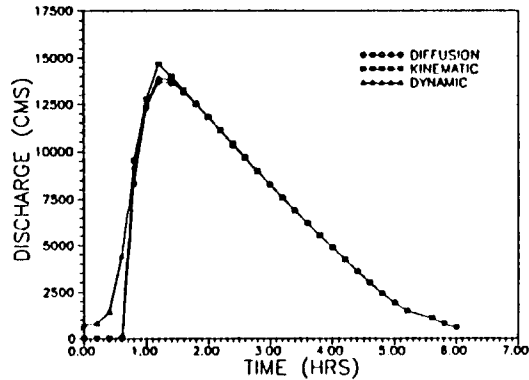


그림 6. 유량수문곡선의 비교  
( $S_0=0.002$ ,  $x=10\text{km}$ ,  $Q=15000\text{m}^3/\text{s}$ )



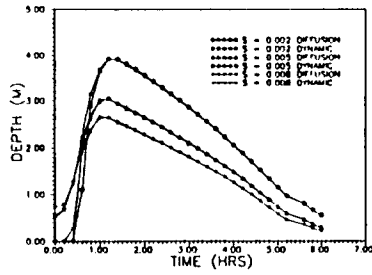


그림 7. 1차원 하도에서의 수심변화  
( $x=5\text{km}$ ,  $Q=3500\text{m}^3/\text{s}$ )

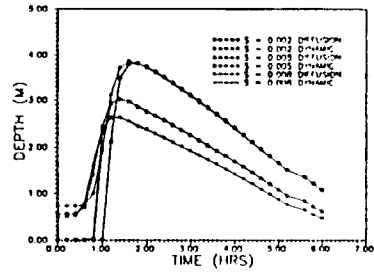


그림 8. 1차원 하도에서의 수심변화  
( $x=10\text{km}$ ,  $Q=3500\text{m}^3/\text{s}$ )

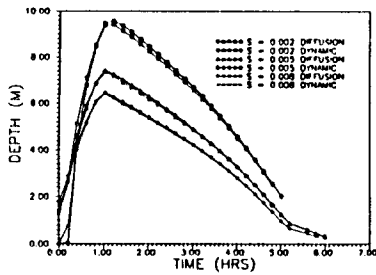


그림 9. 1차원 하도에서의 수심변화  
( $x=5\text{km}$ ,  $Q=15000\text{m}^3/\text{s}$ )

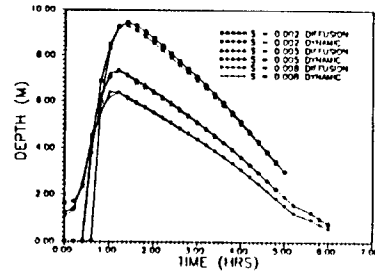


그림 10. 1차원 하도에서의 수심변화  
( $x=10\text{km}$ ,  $Q=15000\text{m}^3/\text{s}$ )

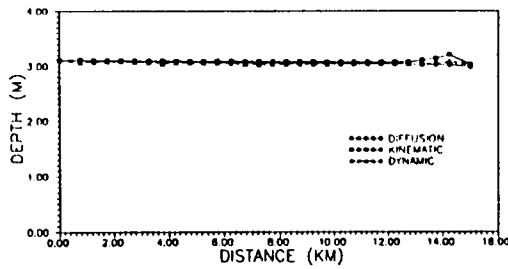


그림 11. 최고수위의 비교  
( $S_0=0.005$ ,  $Q=3500\text{m}^3/\text{s}$ )

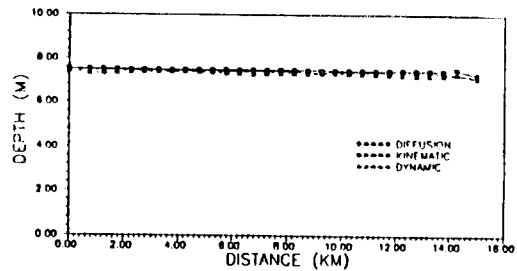


그림 12. 최고수위의 비교  
( $S_0=0.005$ ,  $Q=15000\text{m}^3/\text{s}$ )

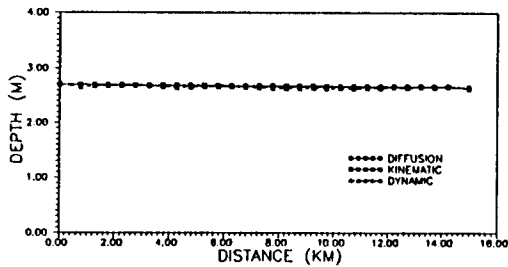


그림 13. 최고수위의 비교  
( $S_0=0.008$ ,  $Q=3500\text{m}^3/\text{s}$ )

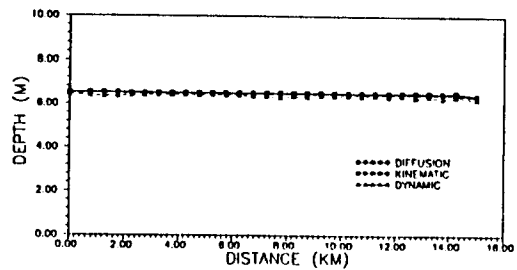


그림 14. 최고수위의 비교  
( $S_0=0.008$ ,  $Q=15000\text{m}^3/\text{s}$ )

15km 구간에서의 최고수위의 비교는 그림 11~14에 도시된 바와 같이 확산과 모형은 동역학적 모형과 일치되고 있었다. 운동과 이론은 확산과 모형보다는 오차가 크게 나타났는데 이는 확산과 모형의 근사해가 운동과 모형보다도 더욱 넓은 적용 범위를 갖으며, 완전한 동역학적 모형과 비교하면 매우 작은 정도의 손실만이 있게 된다는 기존의 연구와도 일치하고 있었다 (Akan과 Yen, 1981; Ponce 등, 1978).

운동과 이론의 경우 하상경사를 이용하여 흐름특성을 해석하므로 수평한 홍수터 구역이나 역경사가 상존하는 자연상태의 제내지에서는 수렴성을 가지지 못하였다. 따라서, 운동과 모형은 비교적 급한 순경사를 가지는 2차원 홍수터 구역에서는 근사계산으로서 적용될 수 있겠으나 불규칙적인 하상을 갖는 자연적인 제내지 구역에서는 적용이 어려워 확산과 모형에 비해서는 그 적용성에 있어 열등한 것으로 판단된다.

#### 4.2 장애물을 가진 제내지의 경우

본 연구모형을 장애물을 가진 2차원의 제내지 구간에 적용하였다. 이를 위해서 176 개의 요소로 구성된 2차원 제내지 구간을 고려하였는데 제내지의 중앙부에는 건물등의 장애물을 위치시켰다. 초기수심은 '0'으로서 마른하도인 수평 제내지 구간에 대하여 요소의 크기를 250m×250m로 하고  $n=0.03$ 인 상태하에서 침투유량은 15000m<sup>3</sup>/sec인 사다리꼴의 수문곡선이 적용되었다. 유량수문곡선은 1시간에 동안 0으로부터 침투유량까지 직선적으로 증가하고, 5시간까지 침투깊이 계속되다가 6시간까지 직선적으로 0까지 감소하도록 구성하였다.

2차원으로 계산된 결과치는 본 연구의 후처리모형을 이용하여 수심분포, 유속분포등을 일목요연하게 도시할 수 있도록 구성하였다. 그림 15~18은 시간대 1, 2, 3, 5 hour 에서의 유속분포도를 도시한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 각 시간대에서 흐름이 장애물 주위를 통과하는 양상이 잘 모의되고 있었으며, 좌측 상, 하부에서 한계수심으로 월류되는 조건도 합리적으로 계산하고 있었다. 유입수문곡선과 제내지 조건에 대하여 본 연구 모형

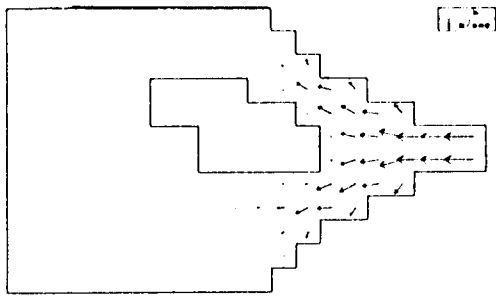


그림 15. 2차원 제내지에서의 유속분포도 (1 hr)

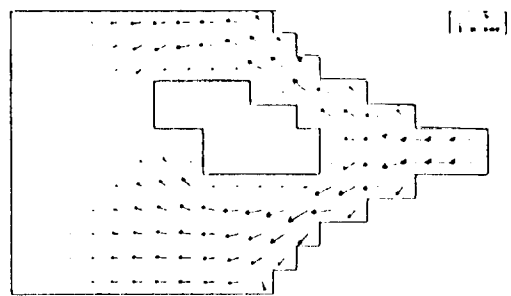


그림 16. 2차원 제내지에서의 유속분포도 (2 hr)

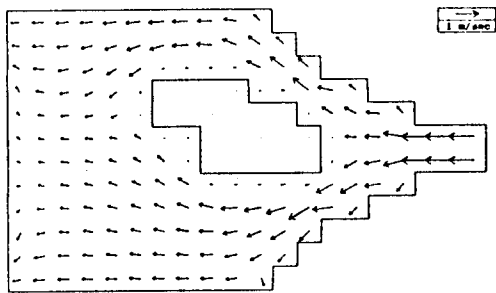


그림 17. 2차원 제내지에서의 유속분포도 (3 hr)

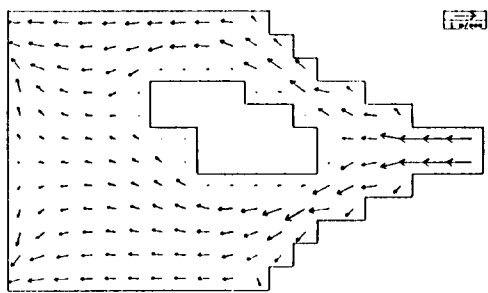


그림 18. 2차원 제내지에서의 유속분포도 (5 hr)

은 안정한 해를 얻을 수 있었고, 식 (38)에 의한 질량 보존의 오차는  $3 \times 10^{-3}\%$  이하로 나타났는데 이는 흐름을 유지할 수 있는 수심의 허용오차 및 계산 시간간격의 감소에 따라 계산오차도 감소하고 있었다.

$$Error = \frac{V_i - (V_o + V_s)}{(V_o + V_s)} \times 100 (\%) \quad (38)$$

여기서  $V_i$ 는 유입량( $m^3$ ),  $V_o$ 는 유출량( $m^3$ ),  $V_s$ 는 하도 및 제내지의 저류량( $m^3$ )을 나타내고 있다.

### 4.3 하도범람에 따른 홍수터 침수

하도를 범람한 홍수가 홍수터 구간의 침수를 일으키는 경우에 대해서 해석하였다. 모형의 구성은 홍수터 구간의 경우 180개의 요소로 구성하였고, 각 요소의 크기는  $300m \times 300m$ 로 하고  $12 \times 15$ 개의 요소로서 구성하였다. 하도부의 경우 하폭은 10m, 높이는 3m 인 직사각형 단면을 고려하였고 제방이 축조되지 않은 하도가 제내지의 중앙부를 그림 19에서와 같이 위치한 것으로 하였다.

하상경사는 홍수터의 경우 0.005, 하도부의 경우

		Channel #1			Channel #2			Channel #3					
15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180		
14												179	
13												178	
12												177	
11												176	
10												175	
9												174	
8												173	
7												172	
6												171	
5												170	
4												169	
3												168	
2												167	
1	6	31	46	61	76	91	106	121	136	151	166		

그림 19. 하도-홍수터 모형의 구성도

15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180	
14	29	44	59	74	89	104	119	134	149	164	179	
13	28									163	178	
12	27									162	177	
11	26									161	176	
10	25									160	175	
9	24									159	174	
8	23									158	173	
7	22									157	172	
6	21									156	171	
5	20									155	170	
4	19									154	169	
3	18									153	168	
2	17	32	47	62	77	92	107	122	137	152	167	
1	16	31	46	61	76	91	106	121	136	151	166	

그림 20. 범람하도의 홍수터 침수도 (1 hr)

15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180	
14	29	44	59	74	89	104	119	134	149	164	179	
13	28									163	178	
12	27									162	177	
11	26									161	176	
10	25									160	175	
9	24									159	174	
8	23									158	173	
7	22									157	172	
6	21									156	171	
5	20									155	170	
4	19									154	169	
3	18									153	168	
2	17	32	47	62	77	92	107	122	137	152	167	
1	16	31	46	61	76	91	106	121	136	151	166	

그림 21. 범람하도의 홍수터 침수도 (3 hr)

15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180	
14	29	44	59	74	89	104	119	134	149	164	179	
13	28									163	178	
12	27									162	177	
11	26									161	176	
10	25									160	175	
9	24									159	174	
8	23									158	173	
7	22									157	172	
6	21									156	171	
5	20									155	170	
4	19									154	169	
3	18									153	168	
2	17	32	47	62	77	92	107	122	137	152	167	
1	16	31	46	61	76	91	106	121	136	151	166	

그림 22. 범람하도의 홍수터 침수도 (5 hr)

0.001으로 하였고 조도계수는 하도부의 경우 0.025, 홍수터의 경우 0.040을 적용하였다. 하도부의 상류단에서 유입된 유량수문곡선은 하도 1, 3 및 하도 2에 대해서 각각 침투유량은  $80\text{m}^3/\text{sec}$ 와  $50\text{m}^3/\text{sec}$ 인 사다리꼴의 수문곡선이 적용되었다. 유량수문곡선은 1시간 동안에 0으로부터 침투유량까지 직선적으로 증가하고, 4시간까지 침투값이 계속되다가 6시간 후에 직선적으로 0까지 다시 하강하도록 구성하였다. 이와 같은 조건하에서 하도부를 월류한 홍수파가 홍수터로 범람되는 양상을 1~2차원 접속부 모형에 의해서 해석하였고 시간대 1, 3, 5 시간에서의 침수 양상을 그림 20~22에 도시하였다.

그림에서 보는 바와 같이 시간경과에 따라 수로 하류부로부터 침수가 시작되다가 시간 경과와 함께 침수가 상류부로 진행되는 양상을 합리적으로 계산하고 있었고, 그 후의 퇴수양상도 정확하게 재현하고 있었다. 이 경우에도 질량보존의 오차는 평균적으로  $5 \times 10^{-3}\%$  이하로 나타나고 있었는데 이는 3.2절에서 기술한 하도와 홍수터의 수량이동 판단 기준의 고려에 따른 오차로서 3.1절에서 기술한 수심 허용오차의 감소에 따라 질량보존의 오차도 크게 감소하고 있었다.

확산과 모형은 다양한 상황하에서 유속분포, 수면변동등에 있어 안정성과 수렴성이 우수하게 나타났으며 해석영역에서의 질량보존의 오차는 0%에 가깝게 나타나 모형의 계산 수행 능력을 확인할 수 있었다. 앞으로 범람된 하도로 야기된 홍수터에서의 침수양상은 수리 실험자료 및 실측자료의 수집을 통하여 그 검정이 계속 수행되어야 할 것으로 판단된다.

## 5. 결 론

(1) 본 연구에서는 제방의 월류 및 붕괴에 따른 홍수파가 제내지로 전파되는 경우에는 관성력의 항이 압력, 마찰력, 중력의 항과 비교하여 그 중요도가 작게 나타나게 되는 물리적인 특성을 고려하여 2차원 천수방정식을 기본식으로 하고 이를 확산파 및 운동과 방정식으로 단순화시킨 범람 홍수해석 모형을 개발하였다.

(2) 모형의 검정을 위해서 1차원 댐 파괴의 문제에 적용하여 동역학적 해석결과와 비교검토하고 질량보존의 오차를 계산함으로써 모형의 검정을 실시하였다. 운동과 모형은 확산파 모형보다는 오차가 큰 것으로 나타났는데 이는 확산파 모형의 근사해가 운동과 모형보다도 더욱 넓은 적용범위를 갖고며 흐름해석을 실시할 수 있는 것으로 사료된다.

(3) 운동과 이론의 경우 하상경사를 이용하여 흐름특성을 해석하므로 수평한 홍수터 구역이나 역경사가 상존하는 자연상태의 제내지에서는 수렴성을 가지지 못하였다. 확산파 모형을 건물등의 장애물을 포함한 2차원 제내지 유역과 하도범람 홍수파의 홍수터에서의 2차원 범람양상을 모의하여 그 적용성을 제시하였다. 본 연구 모형은 다양한 상황하에서 유속분포, 수면변동등에 있어 안정성과 수렴성이 우수하게 나타났으며 해석영역에서의 질량보존의 오차는 0%에 가깝게 나타나 모형의 계산 수행 능력을 확인할 수 있었다.

(4) 본 연구의 모형은 2차원 천수 방정식의 근사화 과정에도 불구하고, 하도구간에서의 1차원 댐 파괴 해석 및 홍수터 구간에서의 2차원 제방붕괴 해석의 경우 실용적으로 적용될 수 있는 해석기법으로서 제시하였다. 본 연구의 해석기법은 하도 및 제내지에서의 최고수위와 침투유량등을 비교적 단시간에 효율적으로 계산함으로써 홍수 예경보와 홍수 범람도 작성등의 각종 치수 및 방재계획 수립에 실제적으로 응용될 수 있을 것으로 기대된다.

## 감사의 글

이 논문은 1994년도 한국학술진흥재단의 공모과제 연구비에 의하여 연구되었으며 지원기관에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

- 이종태, 한건연 (1989). "하천제방의 붕괴로 인한 제내지의 침수 예측모형." 한국수문학회지, 제22권, 제2호, pp. 223-231.
- 이종태, 한건연 (1990). "84년 망원동 배수문 파손에 따른 제내지의 침수해석." 1990년도 대한토목학회

- 학술발표논문집, pp. 185-188.
- 이종태, 한건연, 윤세의, 박재홍 (1995). “제내지에서  
의 범람 홍수와 해석을 위한 수치 모형의 개발.”  
한국수자원학회지, 제28권, 제5호, pp. 163-174.
- Akan, A.O., and Yen, B.C. (1981). “Diffusion-  
wave flood routing in channel network.” *J.  
of Hyd. Div.*, ASCE, Vol. 107, No. HY6, pp.  
719-732.
- Chen, C.L. (1980). “Laboratory verification of a  
dam-break flood model.” *J. of Hyd. Div.*,  
ASCE, Vol. 106, No. HY4, pp. 535-556.
- Dressler, R.F. (1952). “Hydraulic resistance ef-  
fects upon the dam-break functions.” *J. of  
Research*, National Bureau of Standard, Vol.  
49, No. 3, pp. 217-225.
- Evans, E.P., and Lany, P.H. (1983).  
“Mathematical model of overbank spilling and  
urban flooding.” Paper No. G5, *Int. Conf. on  
Hydraulic Aspects of Floods and Flood Control*,  
London, England.
- Fread, D.L. (1985). “Channel routing.”  
*Hydrological Forecasting*, M.G. Anderson, and  
T.P. Burt, eds., John Wiley & Sons, New  
York, pp. 437-503.
- Hromadka II, T.V., and DeVries, J.J. (1985). “A  
two-dimensional dam-break model of the Or-  
ange County Reservoir.” *Int. Symposium on  
Urban Hydrology, Hydraulic Infrastructures  
and Water Quality Control*, Univ. of Kentucky,  
pp. 185-193.
- Iwasa, Y., and Inoue, I.K. (1982). “Mathematical  
simulations of channel and overland flows in  
view of flood disaster engineering.” *J. of Na-  
tional Disaster Science*, Kyoto Univ., Vol. 4,  
No. 1, pp. 1-30.
- Lee, J.T., and Han, K.Y. (1989). “A dynamic  
levee breach model and its applications to  
hypothetical and actual flood.” *Proc. of 23rd  
Congress of IAHR*, pp. 441-448.
- Katopodes, N., and Strelkoff, T. (1978). “Comput-  
ing two-dimensional dam-break flood waves.”  
*J. of Hyd. Div.*, ASCE, Vol. 104, No. HY9,  
pp. 1269-1288.
- Land, L.F. (1980). “Evaluation of selected dam-  
break flood wave models by using field  
data.” *Water Resources Investigation 80-44*,  
USGS, pp. 1-54.
- O’Brien, J.S., Julien, P.Y., and Fullerton, W.T.  
(1992). “Two-dimensional water flood and  
mudflow simulation.” *J. of Hyd. Eng.*, ASCE,  
Vol. 119, No. 2, pp. 244-261.
- Ponce, V.M., and Tsivoglou, A.J. (1981). “Model-  
ing dam breaches.” *J. of Hyd. Div.*, ASCE,  
Vol. 107, No. HY7, pp. 829-838.
- Rajar, R. (1978). “Mathematical simulation of  
dam-break flow.” *J. of Hyd. Div.*, ASCE, Vol.  
104, No. HY7, pp. 1011-1026.
- Sakkas, J.G., and Strelkoff, T. (1973). “Dam  
break flood in a prismatic dry bed.” *J. of  
Hyd. Div.*, ASCE, Vol. 99, No. HY12, pp.  
2195-2216.
- Stoker, J.J. (1957). *Water waves*. Inter-Science  
Publishers.
- Strelkoff, T., et al. (1977). “Comparative analysis  
of routing techniques for the floodwave from  
a ruptured dam.” *Proc. of the Dam-Break  
Flood Routing Workshop*, Water Resources  
Council, pp. 229-291.
- Whitham, G.B. (1955). “The effects of hydraulic  
resistance in the dam-break problem.” *Proc.  
of Royal Society of London*, Series A227, Lon-  
don, England, pp. 399-407.
- Xanthopoulos, T., and Koutitas, C. (1977). “Nu-  
merical simulation of a two-dimensional flood  
wave propagation due to dam failure.” *J. of  
Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 14, No. 4, pp.  
321-331.

〈접수: 1995년 5월 30일〉