

준2차원 홍수범람 모형에 관한 연구

Quasi-Two-Dimensional Model for Floodplain Flow Simulation

전 경 수*

Jun, Kyung Soo

Abstract

A quasi-two-dimensional model for simulating the flood plain flow is developed. The model consists, in general, of a multiply-connected network which combines the main channel and two-dimensional flood plain cells. The main channel flow is described by the Saint Venant equations for one-dimensional unsteady flow, and the flood plain flow by the cell continuity and river- or weir-type stage-discharge relations between flood plain cells. The implicit algorithm for unsteady flow in looped channel network is extended to incorporate the flood plain flow. To verify the performance of the model, it is applied to three test problems, and sensitivities to various model parameters are analyzed. It turns out that the present model gives more accurate result than that by Cunge (1975) as the shape of cross section becomes more complex and irregular. Not only the inundation of water from the main channel but the return flow from the flood plain is successfully simulated.

Keywords: flood plain flow, quasi-two-dimensional model, looped-network model

요 지

홍수터 흐름의 모의를 위한 준2차원 계산모형을 수립하였다. 모형의 계산망은 2차원 홍수터 구획체계를 하도와 결합한 것으로서 일반적으로 폐합형 망으로 구성된다. 홍수터 흐름에 대해서는 각 구획에서의 수량보존에 관한 연속방정식 및 인접구획간 하도형 또는 월류형 수위-유량 관계식을, 하천 본류에 대해서는 1차원 부정류에 대한 St. Venant 방정식을 각각 지배방정식으로 하여 흐름을 모의하는 준2차원 계산모형으로서, 폐합형 하천수계에 대한 부정류 해석 수치기법을 홍수터 흐름까지 포함하도록 확장함으로써 하천 본류 및 홍수터 흐름을 동시에 모의할 수 있는 수치모형을 개발하였다. 개발된 모형을 여러 검증문제에 적용하여 모형의 적용성을 조사하였으며, 각종 모형의 매개변수들에 관한 민감도 분석을 수행하였다. 흐름단면의 형상이 복잡하고 불규칙적일수록 본 모형이 Cunge(1975)의 경우보다 정확한 계산결과를 나타내었으며, 하천 본류로부터 홍수터로의 범람은 물론, 본류로의 재유입, 즉 흐름방향이 반전되는 현상이 잘 모의되었다.

핵심용어 : 홍수터 흐름, 준2차원 수치모형, 폐합형 계산모형

* 성균관대학교 공과대학 토목공학과 부교수

Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ., Suwon, Kyonggi 441-746, Korea

1. 서 론

물 재해의 경감을 위한 지속적인 투자에도 불구하고 우리 나라는 여름철에 집중되는 강우로 인하여 빈번한 홍수피해를 겪고 있다. 홍수조절 및 피해경감을 위하여 건설된 댐, 제방 등의 수공구조물은 그 운영이 부적절하거나 또는 구조물 자체가 붕괴될 경우 더욱 큰 피해를 야기할 수 있는 가능성을 내재하고 있다. 댐의 붕괴는 좀처럼 일어나지 않음에도 불구하고 일단 발생하였을 경우에 야기되는 피해의 심각성이 매우 크기 때문에 국외에서는 물론 국내에서도 댐 파괴 및 그에 따른 홍수류의 전파에 관하여는 많은 연구가 행하여져 왔다(이상호와 이길성, 1992; 李鍾泰 등, 1986; 이창훈과 이길성, 1989; 韓健淵, 1990). 반면에 이상 홍수위, 상류댐의 부적절한 홍수조절 등으로 인하여 야기될 수 있는 제내지로의 범람에 의한 홍수피해는 댐 파괴의 경우에 비해서 그 규모는 작으나, 발생빈도가 빈번하여 실제로 우리 나라에서 발생하고 있는 대규모 홍수피해의 원인이 되고 있다. 따라서, 홍수피해를 평가하고, 이를 경감시키기 위해서는 하천 제방으로의 월류, 즉 제내지의 침수를 포함한 홍수류 계산모형이 필요하나, 이러한 모형에 관한 기존의 연구는 이종태 등(1995) 및 한건연과 박재홍(1995)이 있을 뿐 비교적 미진한 상태이다.

홍수터에서의 흐름양상은 분류에 비하여 수심이 작고 흐름에 대한 저항이 커서 분류의 흐름과는 많은 차이가 있으며 일반적으로 2차원적 해석을 요한다. 2차원 흐름해석을 위한 일반적인 방법으로서 천수방정식에 의한 해석방법이 있다(Sato 등, 1989). 그러나 홍수터 흐름의 경우에는 범람지역, 즉 홍수터 내의 모든 부분이 항상 침수되어 있는 것이 아니며, 침수지역 중에서도 범람이 시작되는, 즉 하천 분류에 가까운 지역과 먼 지역간에는 천수방정식을 적용하기에 상당한 수위 차가 있을 수 있다. 이는 홍수터 내에 도로 등의 경계물이 존재할 경우 특히 그렇다. 이와 같이 침수지역, 즉 모형의 경계가 일정하지 않기 때문에 경계의 설정 및 경계조건의 부과에 따르는 어려움이 있고 또한 홍수터 내에 내부경계가 존재할 경우 그 부근에서는 천수방정식을 적용할 수 없다는 문제점이 따른다. 이러한 점을 감안하여 Zanobetti 등(1970)과 Cunge(1975)는 홍수터를 그 지형적 동질성 및 자연경계를 기준으로 구분하는 2차원 구획체계를 구성하고 인접구획간 흐름을 1차원적 수위-유량 관계식으로 나타내어, 이러한 관계식

및 각 구획에서의 수량보존에 관한 연속방정식을 사용하여 구획간의 흐름을 모의할 수 있도록 하는 준 2차원 홍수터 계산모형을 개발한 바 있다. 그들은 구획전체를 여러 개의 구획 군으로 나눔으로써 선형 연립방정식들을 효율적으로 풀 수 있는 matrix double-sweep 알고리즘을 개발하여 적용하였다. 본 연구에서는 홍수터 흐름계산을 위한 계산망의 구성 및 지배방정식은 Cunge(1975)의 경우와 같으나, 수치해법으로는 폐합형 하천수계에 대한 Newton-Raphson 방법 및 그에 따른 double-sweep 알고리즘(Cunge 등, 1980; Holly 등, 1990)을 확장시켜 홍수터 흐름에 대하여 적용함으로써 정확하면서도 효율적인 계산이 가능하도록 하였다.

홍수터 흐름의 계산을 위해서는 하천 분류로부터의 유입량, 즉 범람유량이 주어져야 한다. 또한 하천수의 범람지점이 하천구간내의 특정 지점이 아니고 여러 지점인 경우에는 홍수터로의 범람이 하천 분류 흐름에 영향을 미치므로, 분류와 홍수터 흐름의 상호작용을 고려하여 하천 분류 및 홍수터 흐름을 함께 모의할 수 있는 홍수류 계산모형이 필수적이다. 본 연구는 홍수터 흐름은 물론 분류로부터의 범람 및 분류로의 재유입 등을 함께 모의할 수 있도록 분류 계산모형과 연계시킴으로써 분류 및 홍수터 흐름을 동시에 고려한 종합적인 홍수류 계산모형을 수립하고자 수행되었다.

2. 모형의 구성

모형 구성의 첫 번째 단계로서 홍수터를 여러 개의 구획(cell)으로 나눈다. 이때 구획분할의 기준으로서 주변 지역에 비하여 높게 위치한 도로, 철도, 제방 등의 자연경계들을 우선적으로 고려한다. 이러한 자연경계가 존재하지 않는 경우의 구획 경계설정에는 다분히 임의적이나 각 구획 내의 모든 지점에서 수위가 일정한 것으로 가정할 수 있도록 바닥경사 등 지형적 동질성을 감안하여 구획을 분할한다.

분류 및 홍수터를 포함한 전체 모형의 계산망은 절점(node), 수로(link) 및 계산점(computational point)으로 구성된다(Fig. 1 참조). 홍수터내 각 구획은 절점에 해당한다. 하천 분류에 있어서는 수계의 상류단 및 하류단, 홍수터로의 범람(가능)지점에 절점이 위치한다. 또한 흐름의 분기점 및 합류점, 댐이나 수중보 등 월류 구조물의 직상류 및 직하류에도 절점이 위치하도록 한다.

각 절점은 인접한 절점들과 수로로 연결된다. 수로는

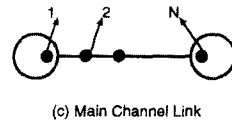
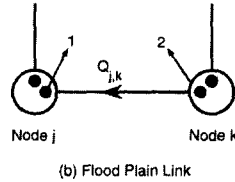
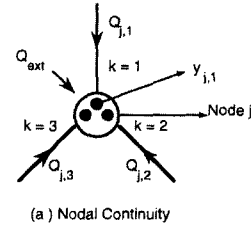
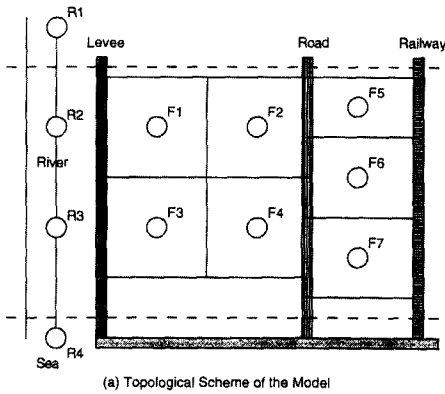


Fig. 2. Topological Definition Sketch

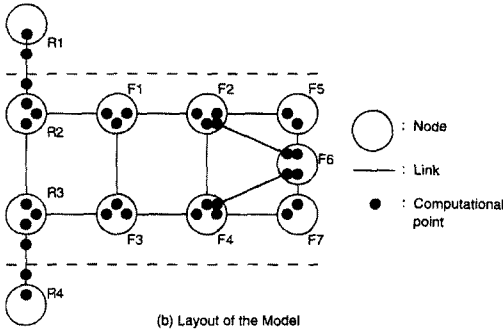


Fig. 1. Topological Schematization of Main Channel and Flood Plain

하천수로, 홍수터수로 및 본류와 홍수터의 연결수로(이하 범람수로라 칭함)로 분류할 수 있다. 즉, 수로 양단의 절점이 모두 하천 본류 상에 위치하면 하천수로가, 홍수터에 위치할 경우에는 홍수터수로가 되며, 홍수터 절점과 본류절점을 연결하는 수로는 범람수로로 분류한다. 홍수터수로에서의 흐름은 하도형 흐름과 월류형 흐름으로 구분된다. 자연경계가 없는 구획간의 흐름은 하도형 흐름으로서 Manning 공식과 같은 하도형 유량 공식이 사용되며, 도로 등을 경계로 하는 구획간 흐름은 월류형으로서 월류유량 공식에 의하여 모의된다. Fig. 1에서 절점 F1과 F2 및 F2와 F4간의 연결수로는 하도형, F2와 F5 및 F5와 F6간의 연결수로는 월류형 수로에 각각 해당한다. 범람수로는 하천수가 제방을 월류하여 범람할 경우에는 월류형으로, 제방이 없거나 파괴된 경우의 범람에 대해서는 월류형 또는 하도형으로 구분할 수 있다.

수로의 양단 및 수로 상에는 계산점이 위치한다. 홍수터수로 및 범람수로의 경우에는 수로 양단에 각각 한 개씩 두개의 계산점만이 위치한다. 하천수로의 경우

에는 수로 양단에 한 개씩 최소 두 개의 계산점을 포함하여 임의수의 계산점을 수로 상에 둘 수 있다(Fig. 2(c) 참조). 하천수계내 각 지점 및 홍수터 구획에 대한 부정류 계산, 즉 수위와 유량의 계산은 이들 계산점에 대하여 수행된다. 홍수터수로 양단의 각 계산점에 대한 수위 값은 각 구획 수위를 나타내며 유량 값은 인접구획간의 유량을 나타낸다. 예로서 Fig. 1에서 홍수터 절점 F1에는 세 개의 수로가 연결되어 있으므로 세 개의 계산점이 위치하게 된다. 따라서 Fig. 2(a)에 나타낸 바와 같이 이들 세 계산점에서의 수위 값은 모두 같으며 유량은 일반적으로 서로 다른 값을 갖게 된다. 또한 홍수터수로 및 범람수로의 유량은 수로 양단 두 계산점에서의 유량 값으로서 나타내진다. 따라서 이들 두 계산점에서의 유량은 서로 같은 값을 갖는다.

이와 같이 구성된 계산망은 일반적으로 폐합형 망을 이룬다. 폐합형 하천수계에 대해서는 Newton-Raphson 방법 및 double-sweep 알고리즘에 의한 흐름해석이 가능하며 널리 알려져 있다(Cunge 등, 1980; Holly 등, 1990). 본 연구에서는 홍수터를 포함한 경우에 대해서도 적용이 가능하도록 이를 확장한 계산모형을 수립하였다.

3. 절점 및 수로 지배방정식

3.1 절점 지배방정식

절점 j 에 대한 연속방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다(Fig. 2(a) 참조).

$$A_{sj} \frac{dy_j}{dt} = \sum_{k=1}^{L(j)} Q_{j,k} + Q_{ext}(j,t), \quad j = 1, \dots, M \quad (1)$$

여기서 t 는 시간을, M 은 절점의 총수를, $L(j)$ 는 절점 j 에 연결된 수로의 총수를 각각 나타낸다. y_j 는 절점 j 에서의 수위를 나타내며, $Q_{j,k}$ 는 절점 j 와 인접 절점 k 간의 유출입 유량으로서 절점 j 로 유입되는 경우에 양의 값을 갖는다. $Q_{ext}(j,t)$ 는 본류 절점에 대한, 지천 유입량, 상류단 경계에서의 유입량 등 기지의 외부 유출입량으로서 유입량일 경우 양의 값을 가지며, 홍수터 절점에 대해서는 영으로 된다. A_{sj} 는 홍수터 구획 j 의 수표면적(본류절점에 대해서는 영의 값이 부여됨)으로서 y_j 의 함수이다. 따라서 홍수터 절점 j 에 대한 식 (1)은 홍수터 구획에서의 유입량과 유출량의 차가 구획 내 총수량의 증가 또는 감소량과 같음을 의미한다.

절점에서의 에너지 방정식으로는 다음과 같이 등수위 조건식을 사용한다.

$$y_{j,k} = y_j, \quad k = 1, \dots, L(j), \quad j = 1, \dots, M \quad (2)$$

여기서 $y_{j,k}$ 는 절점 j 와 k 의 연결수로의 절점 j 측 끝단 계산점에서의 수위를 나타낸다.

3.2 수로 지배방정식

하천수로 흐름에 대한 지배방정식은 1차원 부정류에 관한 연속방정식 및 운동량방정식인 다음식 (3) 및 (4)를 Preissmann의 4점 음해법(Liggett과 Cunge, 1975; Cunge 등, 1980)에 의하여 차분화한 유한차분식들로 구성된다.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA \frac{Q|Q|}{K^2} = 0 \quad (4)$$

여기서 $Q = Q(x,t)$ 및 $y = y(x,t)$ 는 각각 유량과 수위를 나타내며, A 와 K 는 흐름단면적과 통수능으로서 각각 y 의 함수이다. α 는 운동량 보정계수, g 는 중력가속도이며, x 는 흐름방향 위치를 나타낸다. 통수능 K 는 Manning 조도계수(n)를 사용하면 다음과 같이 나타내진다.

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad (5)$$

여기서 R 은 동수반경(hydraulic radius)이다. 수로 지배방정식 (3) 및 (4)에 대한 차분식의 구체적인 형태는 Liggett과 Cunge(1975)에 상세히 기술되어 있다.

절점 j 와 k 를 연결하는 홍수터수로 또는 범람수로에 관한 연속방정식은 다음과 같다.

$$Q_1 = Q_2 = Q_{j,k} \quad (6)$$

여기서 침자 1과 2는 수로 양끝 단의 두 계산점을 나타내는 침자이다(Fig. 2(b) 참조). 하천수로에 대한 운동량방정식에 대응하는 유량관계식은 하도형 수로인 경우에는 다음식 (7)로 주어진다.

$$|Q_{j,k}| = \frac{K_{j,k}}{\sqrt{\Delta x}} (y_u - y_d)^{1/2} \quad (7)$$

여기서 Δx 는 양 구획의 중심간 거리이다. y_u 는 양 구획의 수위 (y_j 와 y_k) 중 큰 값이며, y_d 는 작은 값이다. $K_{j,k}$ 는 양 구획간 통수능으로서 다음식 (8)과 같이 각 구획의 흐름단면에 대한 통수능의 가중평균을 취한다.

$$K_{j,k} = \bar{K} = \beta K_u(y_u) + (1 - \beta) K_d(y_d) \quad (8)$$

여기서 β 는 0과 1사이의 값을 갖는 가중치이다. 월류형 흐름의 경우에는 수중왜어(submerged weir)형 또는 자유월류형 흐름으로 구분되어 각각 다음식 (9a) 또는 (9b)로서 주어진다.

$$|Q_{j,k}| = \mu_s b \sqrt{2g} (y_u - y_d)^{1/2} (y_d - y_w) \quad (9a)$$

$$(y_d - y_w \geq \frac{2}{3} (y_u - y_w))$$

$$|Q_{j,k}| = \mu_f b \sqrt{2g} \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1}{3}} (y_u - y_w)^{3/2} \quad (9b)$$

$$(y_d - y_w < \frac{2}{3} (y_u - y_w))$$

여기서 μ_s 와 μ_f 는 유량계수이며, b 는 월류폭, y_w 는 월류부의 바닥표고이다.

월류형 흐름의 홍수터수로 또는 범람수로에서 장애물 양측의 수위 y_u 및 y_d 가 모두 장애물의 높이보다 낮으면 실제적으로는 흐름이 존재하지 않게 된다. 이 경우에는 양측 수위차 및 월류폭(b)에 임의의 매우 작은 값을 부여한다. 이렇게 함으로써 수로에는 매우 작은 가상의 유량이 흐르는 것으로 되어 정확성에 거의 영향을 미치지 않으면서 전체적인 계산이 가능하게 된다. 이에 관한 상세한 내용은 전경수(1996)에 기술되어 있다.

4. 수치해법

상술한 바와 같이 각 절점 및 수로에 대한 지배방정식이 비선형이므로 계산상 전체적으로는 비선형 연립방정식을 이룬다. 따라서 각 계산점에서의 매시각 수위 및 유량은 Newton-Raphson 방법에 의하여 계산된다. Newton-Raphson 방법의 적용에 따른, 보정량에 관한 선형 연립방정식에 대해서는 폐합형 계산망에 대한 double-sweep 알고리즘에 의한 해석이 가능하다. 폐합형 하천수계에 대해서는 double-sweep 알고리즘에 의한 해석방법이 이미 잘 알려져 있으며(Holly 등, 1990), 본 연구에서는 홍수터를 포함한 경우에 대해서도 적용이 가능하도록 이를 확장한 계산모형을 수립하였다. Newton-Raphson 방법에 의한 1회 반복계산은 다음의 네 단계로 구성된다.

4.1 Newton-Raphson 보정량 방정식의 계수산정

하천수로 상의 계산점 i 와 $(i+1)$ 간의 연속방정식 및 운동량방정식에 대한 Newton-Raphson 보정량 방정식은 각각 다음 식 (10) 및 (11)과 같이 수위 및 유량 보정치에 관한 선형 방정식의 형태로서 주어진다.

$$A \Delta y_{i+1} + B \Delta Q_{i+1} = C \Delta y_i + D \Delta Q_i + G \quad (10)$$

$$A' \Delta y_{i+1} + B' \Delta Q_{i+1} = C' \Delta y_i + D' \Delta Q_i + G \quad (11)$$

여기서 A, B, C, D, G 및 A', B', C', D', G' 은 각각 이전 반복계산 단계(m)에서 구한 변수값 및 그 미분 값들로부터 주어지는 계수들로서, 구체적인 형태는 Liggett과 Cunge(1975)에 기술되어 있다.

홍수터수로 및 범람수로의 경우에는 계산점이 두 개 뿐이므로 보정량 방정식은 각각 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$A \Delta y_2 + B \Delta Q_2 = C \Delta y_1 + D \Delta Q_1 + G \quad (12)$$

$$A' \Delta y_2 + B' \Delta Q_2 = C' \Delta y_1 + D' \Delta Q_1 + G \quad (13)$$

연속방정식 (5)에 대한 Newton-Raphson 보정량 방정식은

$${}^m Q_1 + \Delta Q_1 = {}^m Q_2 + \Delta Q_2 = {}^m Q_{i,k} + \Delta Q_{i,k} \quad (14)$$

이므로 식 (12)의 계수 값들은 각각 $A = C = 0, B = D = 1$ 및 $G = {}^m Q_1 - {}^m Q_{i+1}$ 으로 된다. 이전 반복계산 단계에서도 계산점 1과 2에서의 유량이 같도록 계산되므로, 두 번 이상의 반복계산 단계($m \geq 2$)에서 G 의 값은 사실상 영과 같다. 하도형 및 월류형 수로에 관한 유량관계식은 일반적으로 다음의 형태로 나타낼 수 있다.

$$|Q| = f(y_u, y_d) \quad (15)$$

여기서 y_u 와 y_d 는 y_1 과 y_2 중 각각 큰 쪽 및 작은 쪽의 값을 나타낸다. 각 흐름유형에 대한 함수 f 의 형태는 3.2 절에서 기술된 바와 같다(식 (7), (9a) 및 (9b) 참조). 식 (15)에 대한 보정량 방정식은 다음과 같다.

$$|{}^m Q + \Delta Q| = {}^m f + \left. \frac{\partial f}{\partial y_u} \right|_m \Delta y_u + \left. \frac{\partial f}{\partial y_d} \right|_m \Delta y_d \quad (16)$$

흐름방향이 계산점 2에서 1로 향할 경우의 유량을 양으로, 반대의 경우를 음으로 정하고, $y_u = y_1, y_d = y_2$ 일 경우 및 반대의 경우에 대하여 식 (13)의 계수 값들을 구하면 Table 1과 같다.

Table 1. Coefficients for Newton-Raphson Iterations

	$m_{y_2} > m_{y_1}, Q > 0$ $y_u = y_2, y_d = y_1$	$m_{y_2} < m_{y_1}, Q < 0$ $y_u = y_1, y_d = y_2$
A'	$\left. \frac{\partial f}{\partial y_u} \right _m$	$-\left. \frac{\partial f}{\partial y_d} \right _m$
B'	- 1	- 1
C'	$-\left. \frac{\partial f}{\partial y_d} \right _m$	$\left. \frac{\partial f}{\partial y_u} \right _m$
D'	0	0
G'	$-m^f + m^m Q_{i+1}$	$m^f + m^m Q_{i+1}$

하도형 수로에 대한 함수 f 의 y_u 및 y_d 에 관한 미분치들은 식 (7) 및 (8)로부터 유도되는 다음식 (17) 및 (18)에 의하여 각각 계산된다.

$$\frac{\partial f}{\partial y_u} = \frac{1}{\sqrt{\Delta x}} \left(\frac{\overline{K}}{2\sqrt{y_u - y_d}} + \frac{\partial \overline{K}}{\partial y_u} \sqrt{y_u - y_d} \right) \quad (17)$$

$$\frac{\partial f}{\partial y_d} = \frac{1}{\sqrt{\Delta x}} \left(-\frac{\overline{K}}{2\sqrt{y_u - y_d}} + \frac{\partial \overline{K}}{\partial y_d} \sqrt{y_u - y_d} \right) \quad (18)$$

로 된다. 식 (17) 및 (18)에서 알 수 있듯이 y_u 와 y_d 가 같아지게 되면 함수 f 의 미분치들이 발산하게 된다. 이러한 현상은 구획간 흐름방향이 바뀌는 순간에 발생할 수 있다. 이러한 문제점은 식 (7)에 포함된 $(y_u - y_d)^{1/2}$ 를 다음과 같이 선형화함으로써 해결할 수 있다.

$$\sqrt{y_u - y_d} \approx \sqrt{\varepsilon} \frac{y_u - y_d}{\varepsilon} \quad \text{for } y_u - y_d < \varepsilon \ll 1 \quad (19)$$

즉, $(y_u - y_d)$ 의 값이 ε 보다 작을 경우(영에 근접할 경우)에는 식 (17) 및 (18)은 다음식 (20) 및 (21)로 각각 대체된다.

$$\frac{\partial f}{\partial y_u} = \frac{1}{\sqrt{\Delta x} \sqrt{\varepsilon}} [\overline{K} + \frac{\partial \overline{K}}{\partial y_u} (y_u - y_d)] \quad (20)$$

$$\frac{\partial f}{\partial y_d} = \frac{1}{\sqrt{\Delta x} \sqrt{\varepsilon}} [-\overline{K} + \frac{\partial \overline{K}}{\partial y_d} (y_u - y_d)] \quad (21)$$

월류형 수로에 대한 미분치들도 유사한 방법에 의하여 계산할 수 있는데, 수중웨어형 및 자유월류형의 각 경우에 대한 미분식들은 전경수(1996)에 기술되어 있다.

절점에서의 연속방정식 (1)의 유한차분식은 다음과 같이 나타낼 수 있으며

$$\frac{A_{sj}^n + A_{sj}^{n+1}}{2} \frac{y_j^{n+1} - y_j^n}{\Delta t} = \sum_{k=1}^{L(i)} Q_{j,k}^{n+1} + Q_{\text{ext}}(j, t_{n+1}), \quad j = 1, \dots, M \quad (22)$$

이에 대한 보정량 방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\overline{A}_{sj}}{\Delta t} (m y_j - y_j^n) + \frac{\overline{A}_{sj}}{\Delta t} \Delta y_j = \sum_{k=1}^{L(i)} m Q_{j,k} + \sum_{k=1}^{L(i)} \Delta Q_{j,k} + Q_{\text{ext}}(j, t_{n+1}), \quad j = 1, \dots, M \quad (23)$$

여기서

$$\overline{A}_{sj} = \frac{1}{2} (A_{sj}^n + m A_{sj}) \quad (24)$$

절점에서의 등수위 조건식 (2)에 대한 보정량 방정식은 다음과 같다.

$$\Delta y_{j,k} = \Delta y_j, \quad k = 1, \dots, L(j), \quad j = 1, \dots, M \quad (25)$$

수로에 대한 forward sweep 과정은 다음과 같다. 계산점이 N 개인 어떤 수로(Fig. 2(c) 참조)에 대하여 계산점 $(N-1)$ 과 N 간의 보정량 방정식으로부터 ΔQ_N 을 소거하여 ΔQ_{N-1} 을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta Q_{N-1} = E_{N-1} \Delta y_{N-1} + F_{N-1} + H_{N-1} \Delta y_N \quad (26)$$

또한, 식 (10) 및 (11)로부터 ΔQ_i 를 소거하여 Δy_i 에 대하여 나타내면 다음과 같은 형태로 된다.

$$\Delta y_i = L_i \Delta y_{i+1} + M_i \Delta Q_{i+1} + N_i \quad (27)$$

식 (26)과 (27)에서 E_{N-1} , F_{N-1} , H_{N-1} 및 L_i , M_i , N_i 는 A, B, C, D, G, A', B', C', D', G'의 값들로부터 주어지는 계수들로서, 구체적인 형태는 전경수(1994)에 기술되어 있다.

계산점 (i+1)에서의 유량 보정치를 다음과 같이 나타내면

$$\Delta Q_{i+1} = E_{i+1} \Delta y_{i+1} + F_{i+1} + H_{i+1} \Delta y_N \quad (28)$$

계산점 i에 대한 계수 E_i , F_i 및 H_i 는 식 (10) 및 (27)로부터 다음과 같이 유도된다.

$$E_i = \frac{C - L_{i+1}(A + BE_{i+1})}{(A + BE_{i+1})M_{i+1} - D} \quad (29)$$

$$F_i = \frac{G - (A + BE_{i+1})N_{i+1} - BF_{i+1}}{(A + BE_{i+1})M_{i+1} - D} \quad (30)$$

$$H_i = \frac{-BH_{i+1}}{(A + BE_{i+1})M_{i+1} - D} \quad (31)$$

따라서 E_{N-1} , F_{N-1} 및 H_{N-1} 로부터 $i = N-2, \dots, 1$ 에 대한 E_i , F_i 및 H_i 의 값을 식 (29)~(31)에 의하여 축차적으로 구할 수 있다.

또한 계산점 (N-1)과 N간의 보정량 방정식으로부터 ΔQ_{N-1} 을 소거하면 다음과 같은 형태로 된다.

$$\Delta Q_N = E_{N-1} \Delta y_{N-1} + F_{N-1} + H_{N-1} \Delta y_N \quad (32)$$

여기서 E_{N-1} , F_{N-1} 및 H_{N-1} 은 A, B, C, D, G, A', B', C', D', G'의 값들로부터 주어지는 계수들이다 (전경수, 1994).

ΔQ_N 을 다음식의 형태로 나타내면

$$\Delta Q_N = E_{i+1} \Delta y_{i+1} + F_{i+1} + H_{i+1} \Delta y_N \quad (33)$$

이 식과 식 (27) 및 계산점 i에서의 유량보정치에 관한 식(식 (28) 참조)으로부터 ΔQ_N 을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta Q_N = E_i \Delta y_i + F_i + H_i \Delta y_N \quad (34)$$

여기서

$$E_i = E_{i+1}(L_{i+1} + M_{i+1}E_i) \quad (35)$$

$$F_i = E_{i+1}(M_{i+1}F_i + N_{i+1}) + F_{i+1} \quad (36)$$

$$H_i = E_{i+1}M_{i+1}H_i + H_{i+1} \quad (37)$$

따라서 E_{N-1} , F_{N-1} 및 H_{N-1} 에서 시작하여, 식 (35)~(37)을 이용한 축차적 계산에 의하여 E_i , F_i 및 H_i 을 구한다. 이로부터 ΔQ_N 을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta Q_N = E_1 \Delta y_1 + F_1 + H_1 \Delta y_N \quad (38)$$

또한 계산점 1에 대한 유량 보정치는 다음과 같으므로 (식 (28) 참조)

$$\Delta Q_1 = E_1 \Delta y_1 + F_1 + H_1 \Delta y_N \quad (39)$$

결국 수로 양단의 계산점(1과 N)에서의 유량보정치는 양단에서의 수위 보정치, 즉 절점수위 보정치만으로 표현된다. 홍수터 수로의 경우에는 계산점이 두 개뿐이므로(N=2) 식 (26) 및 (28)로써 forward sweep이 종료된다.

4.3 절점 수위보정치의 계산 (matrix double-sweep)

모든 수로에 대하여 forward sweep이 종료되면 수로 양단 계산점에서의 유량보정치, 즉, ΔQ_1 과 ΔQ_N 이 식 (38) 및 (39)와 같이 수위보정치만으로 나타내진다. 따라서, 모든 절점으로의 유출입량 보정치가 해당절점 및 인접한 절점수위 보정치의 함수로 표현된다(식 (14) 및 (25) 참조). 이를 절점에서의 연속방정식에 관한 보정량 방정식인 식 (23)에 대입하면 절점수위 보정치 Δy_i ($i = 1, \dots, M$)에 대한 선형 연립방정식이 구성된다. 이를 행렬방정식으로 나타내면

$$[A] \{\Delta y\} = \{b\} \quad (40)$$

로 쓸 수 있는데 이는 Cunge(1975)의 홍수터 모형에

서의 수위 증분에 관한 행렬방정식과 같은 형태이나, Cunge(1975)의 $\{\Delta y\}$ 는 두 시간준위간의 수위 증분 벡터인 반면, 식 (40)의 $\{\Delta y\}$ 는 Newton-Raphson 반복 계산에 있어서 두 반복단계간의 수위 보정량 벡터를 나타낸다. Cunge(1975)의 경우와 마찬가지로 각 절점에서의 수위 보정량은 인접 절점들에서의 수위보정치들과 관련되어 있으므로 계수행렬 $[A]$ 는 sparse matrix가 된다. 따라서, Cunge(1975)와 유사하게 전체 절점을 몇 개의 절점 군으로 나누어 $[A]$ 가 군삼중대각 행렬을 이루도록 함으로써 matrix double-sweep 알고리즘에 의한 절점수위 보정치들의 효율적인 계산이 가능하다.

4.4 수로에 대한 return sweep

이와 같이 각 절점에서의 수위 보정치가 계산되면 식 (25)로부터 각 수로 양끝 단 계산점에서의 수위보정치가 구해진다. 즉, 계산점이 N 개인 수로에 대해서, 계산점 1 및 N 에서의 수위보정치 $\{\Delta y\}_1$ 과 $\{\Delta y\}_N$ 이 해당지점에서의 절점수위 보정치로서 즉시 주어진다. 이들 계산점에서의 유량보정치 ΔQ_1 과 ΔQ_N 은 각각 식 (39) 및 (38)로부터 계산된다. 계산점이 두 개뿐인 홍수터수로 및 범람수로에 대해서는 이로써 모든 계산점에서의 수위 및 유량보정치가 계산된 것이므로 1회 반복 계산이 종료된다.

하천수로의 수로 상 각 계산점 $i = N-1, \dots, 2$ 에 대한 수위 및 유량보정치는 위에서 구한 Δy_N 및 ΔQ_N 으로부터, 식 (27) 및 (28)에 의하여 축차적으로 구한다. 이로써 1회의 Newton-Raphson 반복 계산이 종료된다. 이와 같이 계산된 각 계산점에서의 수위 및 유량 보정치들을 이전 반복계산 단계(m)에서 구해진 각 계산점에서의 수위 및 유량 값에 더함으로써 급변계산단계(m+1)에서의 값들이 구해지고 이로부터 다음 단계의 계산을 수행한다. 본 계산모형에서는 수위 및 유량보정 최대치의 절대값이 어느 정도 이하로 작아지거나, 허용최대 반복계산 횟수에 이르르면 현 시간준위(n+1)에 대한 계산을 종료하고 다음 시간준위에 대한 계산을 수행하도록 하였다.

매 반복계산 단계에서 분류 흐름 및 하도형 홍수터 흐름에 대한 보정량 방정식의 계수 값 결정을 위해서는 수위에 따른 흐름면적, 폭, 통수능 등의 값이 주어져야 한다. 이들을 매번 계산하게 되면 상당량의 계산이 필요하므로, 각 단면유형에 대하여 일정간격의 수위 값들에 따른 이들 단면 특성치들을 구하여 저장한 후

이들 값들을 보간하여 사용하도록 하였다(Holly 등, 1990).

5. 모형의 검증 및 민감도 분석

모형의 정확성 판별의 한 척도인 수량보존 정도와 각 문제에 대하여 예상되는 물리적 현상들을 잘 모의하는지를 살펴볼 수 있도록 세 가지의 검증문제를 고안하였으며, 개발된 모형의 적용성을 검증하기 위하여 이들 문제에 모형을 적용하였다. 또한 모형의 여러 매개변수에 대한 민감도 분석을 수행하였다.

적용례 1과 2는 홍수터 흐름에 관한 것으로서 Fig. 3은 이들에 관한 설명도이다. 적용례 1에 대한 요약은 다음과 같다.

- 흐름구간: 수로길이는 10 km, 바닥경사는 0, Manning 조도계수는 0.04
- 계산조건: 균일 형상의 10개 구획(절점), 9개 수로

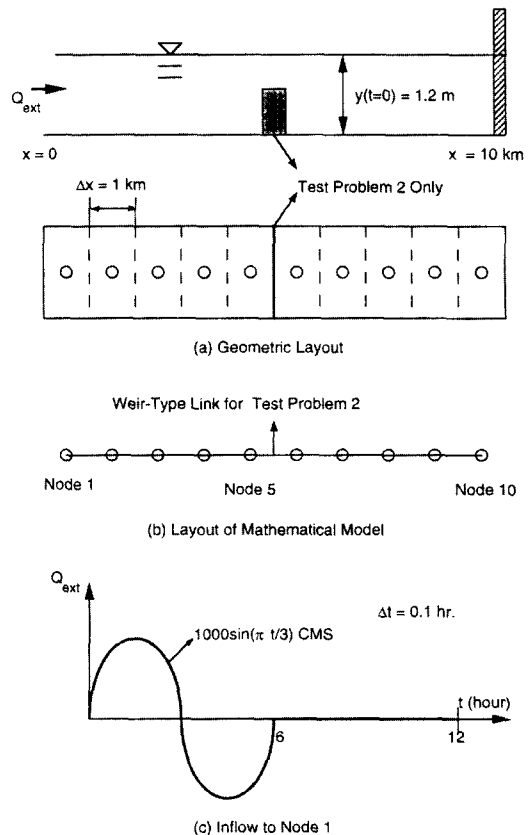


Fig. 3. Schematic Representation of Test Problems 1 and 2

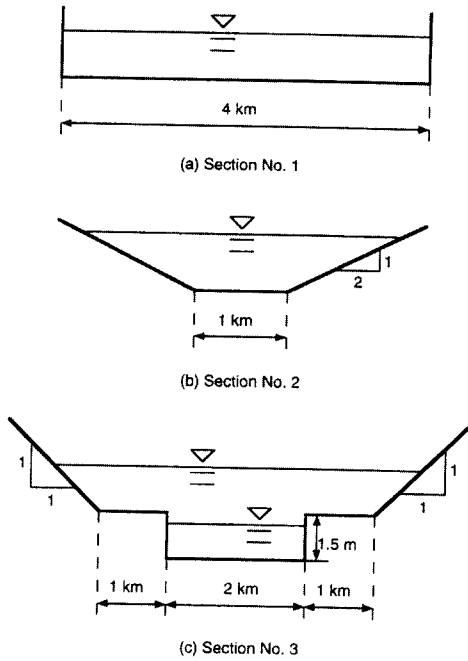


Fig. 4. Shape of Cross Sections for Test Problems 1 and 2

(하도형),

- 초기조건: 모든 구획에서 유량은 0, 수심은 1.2 m
- 외부유량: 절점 1에서 $Q_{ext} = 1000 \sin(\pi t/3)$ $m^3/s, 0 \leq t \leq 6$ hr

적용례 2는 적용례 1에서 흐름구간의 중간지점에 장애물, 즉 자연경계가 존재하도록 수정된 경우이며, 따라서 절점 5와 6을 연결하는 수로가 월류형으로 된다. 흐름단면의 형태로서 직사각형, 사다리꼴 및 복합단면형 등 세 가지 경우에 대한 계산을 수행하였다(Fig. 4 참조). 이 밖의 계산조건으로서 Newton-Raphson 반복계산 횟수, 하도형 및 수중웨어형 흐름에 관한 변형된 유량관계식의 적용범위 ϵ (식 (19) 참조) 및 구획간 통수능의 가중평균을 위한 가중치 β 의 값은 각각에 관한 민감도 분석의 경우를 제외하고는 2회, 0.01 m 및 0.5의 값을 각각 사용하였다.

Fig. 4와 같은 각 단면형을 갖는 하도형 홍수터 흐름(적용례 1)에 관한 모의 계산을 수행하였다. Fig. 5는 직사각형 단면의 경우에 대하여 계산된 $t = 2, 4$ 및 6 hr에서의 수위 및 유량의 공간분포로서, 홍수터로의 유입, 유출 및 초기상태로의 복귀과정이 잘 모의되

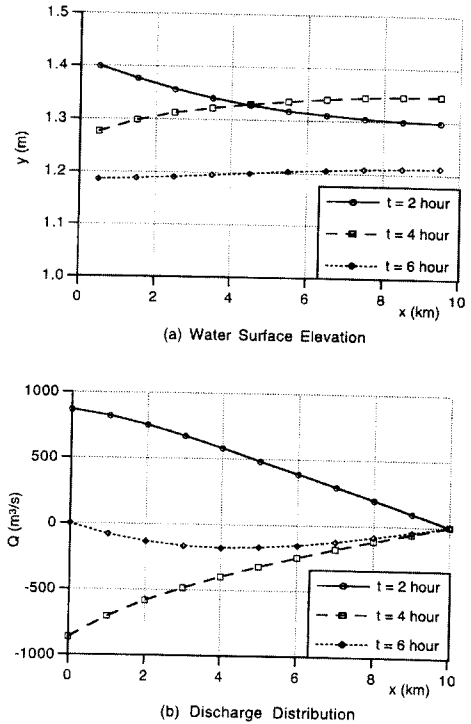
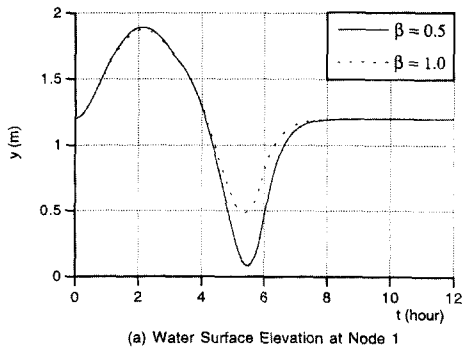


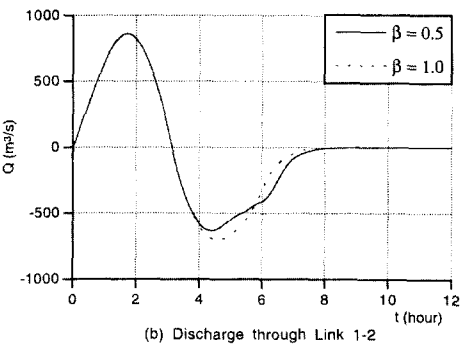
Fig. 5. Results of Test Problem 1 (Spatial Variation)

고 있음을 알 수 있다.

Fig. 6은 구획간 통수능의 가중평균에 관한 가중치 β 의 값을 각각 0.5 및 1.0으로 하여 사다리꼴 단면의 경우에 대하여 계산된 결과로서, 절점 1에서의 수위와 절점 1과 2간의 연결수로에 대한 유량의 시간변화를 나타내고 있다. 가중치 β 값(식 (8) 참조)의 변화에 따른 수위 및 유량변화곡선이 상당한 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 이러한 차이는 외부유출로 인하여 절점 1에서의 수위가 낮아지는 시점에서 현저히 나타나고 있는데, β 값 0.5로 계산된 유량변화곡선은 5-7 시간에서 다소의 수치적 진동현상을 나타내고 있다. 홍수터 구획의 수심이 매우 작아질 경우에 발생하는, 하도형 흐름에 대한 수치적 불안정성 및 그 처리기법에 대해서는 이미 잘 알려져 있다(Cunge, 1975; Holly와 Merkley, 1993; Meselhe와 Holly, 1993). 이러한 불안정성은 수위가 낮은 구획에서의 수위에 대한 유입량의 변화율이 영보다 큰 경우에 나타나며, 이때 Cunge(1975)는 β 의 값을 1로 하도록 제안하고 있다. 본 계산에서는 수위에 따른 유입량의 변화율이 영보다



(a) Water Surface Elevation at Node 1



(b) Discharge through Link 1-2

Fig. 6. Schematic Representation of Test Problems 1 and 2

크게 될 정도로 낮은 수심에 이르지는 않았으나, 이 경우에도 다소간 영향이 있음을 알 수 있다.

처음 6 hr 동안 하도에 유입된 총유출입량은 영이고 이후에는 유출입량이 없으므로 계산오차가 없다면 6 hr 이후 하도에 남아있는 총체적(total water volume)은 초기체적과 같아야 한다. Table 2는 각 단면형에 대하여 Newton-Raphson 반복계산 횟수를 1회 또는 2회로 하여 산정된 총체적의 오차 백분율을 정리한 것이다. 반복계산 횟수를 1회로 하면 한번 계산만으로 두 시간 준위간 수위 및 유량증분이 산정되므로, 이때의 계산결과는 결국 Cunge(1975)에 의한 것으로서, 단면형이

Table 2. Volume Errors for Various Types of Cross Sections (%)

Iterations	Section Type	Rectangular	Trapezoidal	Composite
	1		0.00	0.33
2		0.00	0.00	0.08

Table 3. Table of Section Properties (Section No. 3)

y(m)	b(m)	A(m ²)	R(m)	AR ^{2/3} (m ^{8/3})
1.2	2000	2400	1.20	2708
1.3	2000	2600	1.30	3094
1.4	2000	2800	1.40	3501
1.5	4000	3100	0.77	2614
1.6	4000	3501	0.87	3190
1.7	4000	3904	0.97	3812

불규칙해짐에 따라 2회 반복계산의 경우에 비하여 오차가 상대적으로 커짐을 알 수 있다. 이는 절점 연속방정식 (1)에 포함된 수표면적의 근사 정도에 따른 것으로서 본 모형에서는 이를 이전 시간준위와 현 시간준위간의 평균치로 근사시키는 데 반하여(식 (22) 참조), Cunge(1975)의 경우에는 이전 시간준위에서의 수표면적만으로 근사시키므로 시간준위간 수표면적의 변화가 클수록 부정확한 근사가 된다. 수표면적이 항상 일정한 직사각형 단면의 경우에는 2회 반복계산 시와 마찬가지로 오차가 거의 없는 반면에, 수위에 따라 수표면적이 변화하는 사다리꼴 단면의 경우에는 상대적으로 큰 오차를 나타내고 있다. 특히 불연속적인 단면변화가 있는 복합단면의 경우에 오차가 큰데, 2회 반복계산 시에도 약간의 오차를 보이고 있다. 이는 Table 3에 나타낸 바와 같은 통수능의 불연속성에 기인한다.

Table 3은 수심에 따른 단면폭, 통수면적, 동수반경 및 단위 조도계수당 통수능에 대한 표로서, 수심 1.5 m에서 하폭의 급격한 증가로 동수반경이 감소되어 수심 1.5 및 1.6 m에 대한 통수능은 수심 1.4 m의 경우보다 오히려 감소함을 알 수 있다. 따라서, 이들 값의 보간치로서 통수능이 계산되는 수심 1.4~1.6 m 범위에서 단면의 불연속성에 의한 오차가 발생된다.

Fig. 7은 Newton-Raphson 보정량 방정식의 계수값 발산을 방지하기 위하여 변형된 유량관계식을 사용해야 할 양 구획간 수위차 범위 ϵ (식 (19) 참조)에 대한 민감도 분석 결과로서 절점 5와 6간의 연결수로에 대한 유량변화를 나타내고 있다. ϵ 의 값을 0.1 m로 할 경우에 대한 유량변화 곡선은 다른 경우에 비하여 현저한 차이를 보이고 있으나, 0.01 m 이하로 할 경우에는 민감도가 낮음을 알 수 있다.

Fig. 8은 적용례 2에 대한 계산결과로서 절점 5와 6간에 위치한(Fig. 3 참조) 장애물의 높이가 각각 1.1,

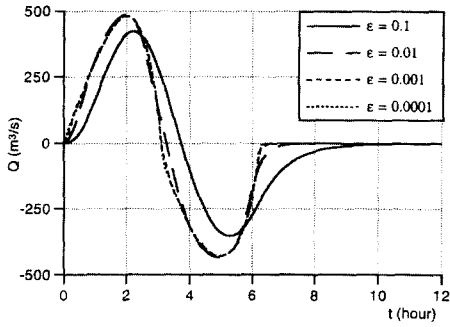


Fig. 7. Sensitivity to ϵ for River-Type Flow Simulation

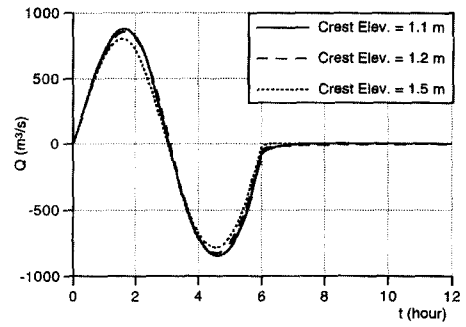
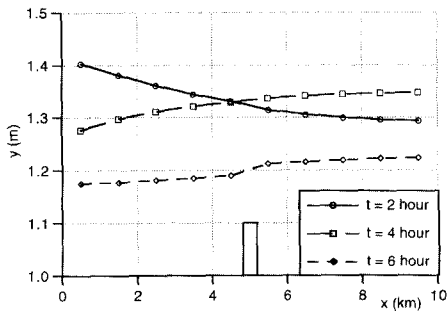
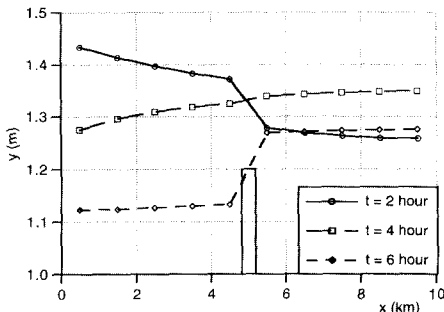


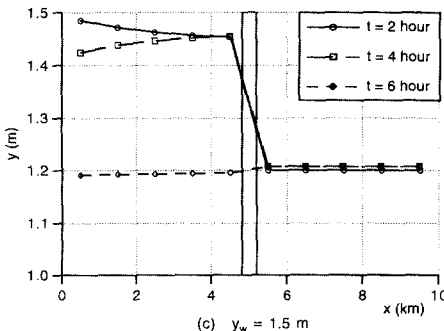
Fig. 9. Discharge through Link 1-2 for Various Weir-Crest Elevations



(a) $y_w = 1.1$ m



(b) $y_w = 1.2$ m



(c) $y_w = 1.5$ m

Fig. 8. Results for Test Problem 2

1.2 및 1.5 m인 경우에 대하여 범람수의 유입시($t = 2$ hr), 유출시($t = 4$ hr) 및 유출입이 종료되는 순간($t = 6$ hr)에서의 각 구획수위를 나타내고 있다. Fig. 8(a)와 8(b)를 비교해 보면 월류장애물의 표고가 높을수록 범람수의 유입이 원활하지 않아 장애물 양측 구획간에 큰 수위 차를 보이고 있다. 이는 범람수의 유출 시에도 마찬가지로서 유출이 종료된 시점에서 볼 때 장애물의 높이가 1.2 m인 경우에는 1.1 m인 경우에 비하여 양쪽 구획간 수위 차가 큼을 알 수 있다. Fig. 8(c)는 장애물이 높게 위치하여 범람수가 장애물을 월류하지 못하는 시각들에서의 수위 및 유량분포로서, 이와 같이 불연속적인 흐름을 성공적으로 모의할 수 있음을 보여 주고 있다. Fig. 9는 장애물의 높이에 따른 절점 1과 2간 수로에서의 유량의 시간변화를 나타내고 있다. 장애물이 높아질수록 수로를 통한 유출입 유량이 작아짐이 잘 나타나고 있다.

적용례 3은 하천과 홍수터가 결합된 경우에 관한 검증문제로서 이를 요약하면 다음과 같다(Fig. 10 참조).

- 하도구간: 하폭 2 km인 직사각형의 균일 단면 수로, 하도길이는 10 km, 바닥경사는 0, Manning 조도계수는 0.04
- 홍수터: 월류폭 1 km, 길이 2 km, 하도와의 바닥표고 차는 5 m
- 계산조건: 4개 절점(하도 3, 홍수터 1), 3개 수로(하천수로 2, 범람수로 1), 하천 각 수로상의 계산점수는 6개, 시간중분은 0.1 hour, 계산시간은 12 hour
- 초기조건: 하도- 모든 계산점에서 유량은 0, 수심은 7.0 m
홍수터- 유량은 0, 수심은 0.0 m

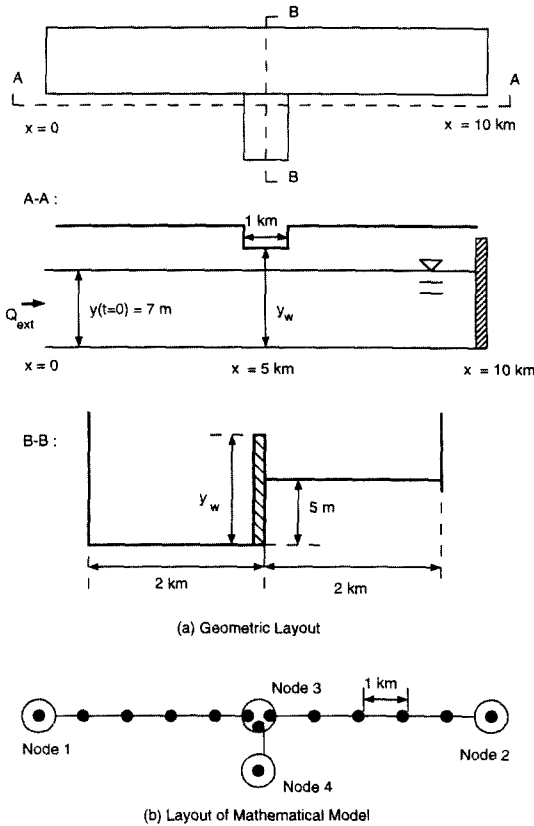


Fig. 10. Schematic Representation of Test Problem 3

- 하도경계: 하류단 $Q = 0$ (dead end)
상류단 $Q = 10000\sin(\pi t/3)$, $0 \leq t \leq 6$;
 $Q = 0$, $t > 6$
- 제방고: 7.5 m

하도와 홍수터간의 제방고가 5.0, 6.0 및 7.5 m 인 각 경우에 대하여 모의계산을 수행하였다. 제방고 6.0 m 인 각 경우는 부분과파, 5.0 m 인 경우는 완전과파에 각각 해당된다. Fig. 11은 각 경우에 대하여 계산된 홍수터에서의 수위와 범람수로 유량의 시간변화를 나타내고 있다. 그림에서 음의 유량 값은 홍수터로의 범람을, 양의 유량 값은 하도로의 재유입을 각각 의미한다. 홍수터에서의 수위변화를 살펴보면 제방고가 7.5 m 인 경우에는 범람이 시작되는 시점은 지체되나 분류측 절점(절점 3) 수위가 제방고보다 높아지는 시점에서는 절점간 수위 차가 제방고 5.0 또는 6.0 m 인 경우에 비하여 상대적으로 커지므로 범람유량도 커져 홍수터 수위

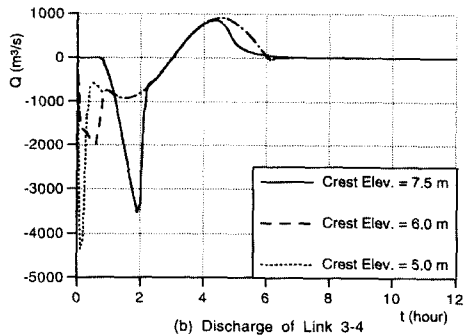
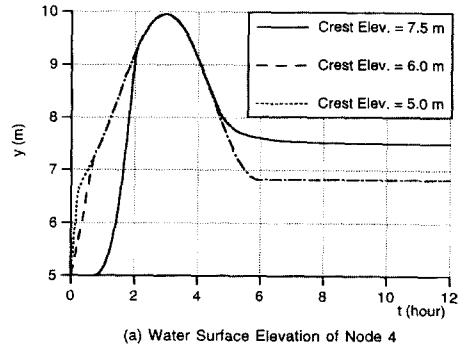
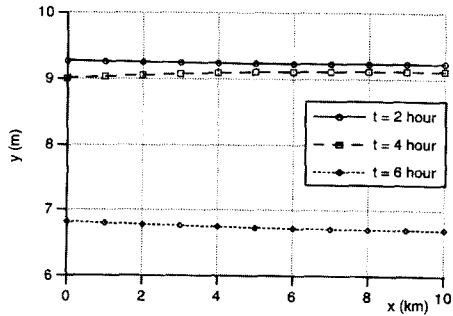


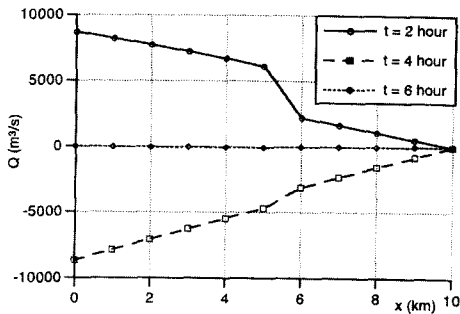
Fig. 11. Results for Test Problem 3 (Time Variation)

가 급격히 증가함을 보이고 있다. 또한 하도로의 재유입이 완료된 후의 홍수터 수위가 제방고인 7.5 m에 수렴함이 잘 나타나고 있다. 제방고가 5.0 및 6.0 m 인 경우를 살펴보면 제방고가 낮을수록 초기에 많은 수량이 범람되어 홍수터 수위가 빨리 증가하나, 얼마간의 시간이 경과한 후의 변화는 별다른 차이가 없음을 알 수 있다.

Fig. 12는 제방고 7.5 m 인 경우에 대하여 하도 각 지점에서의 수위 및 유량을 나타내고 있다. 하도로부터의 유입 및 유출과정이 잘 모의되고 있으며, 홍수터로의 범람 때문에 5 km와 6 km 지점에서의 유량 차가 뚜렷이 나타남을 알 수 있다. Fig. 13은 제방고가 6.0, 7.5 m 인 경우 및 10 m 인 경우에 대한 $t = 2$ hour에서의 수위 및 유량분포를 나타내고 있다. 제방고 10 m 인 경우는 범람이 전혀 발생하지 않는 경우이다. 제방고가 낮을수록 홍수터로의 범람수량이 증가하여 하도 내 수위가 낮아짐을 잘 나타내고 있다.



(a) Water Surface Profile of Main Channel



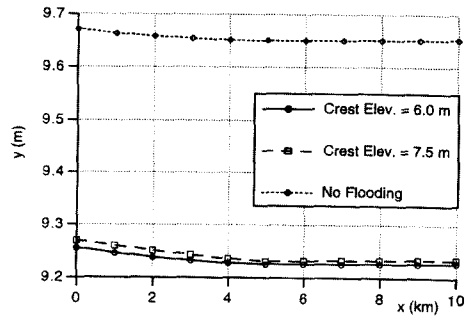
(b) Discharge Distribution of Main Channel

Fig. 12. Results for Test Problem 3 ($y_w = 7.5$ m)

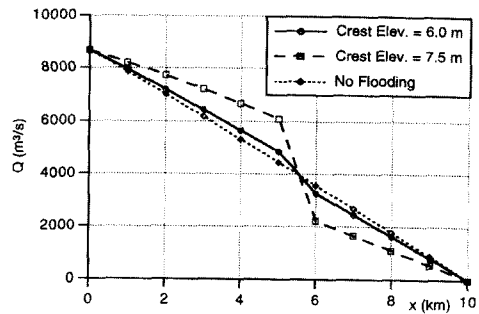
6. 결 론

본 연구에서는 폐합형 하천수계에 대한 부정류 해석 수치기법을 홍수터 흐름까지 포함하도록 확장함으로써, 하천 본류 및 홍수터 흐름을 동시에 모의할 수 있는 수치모형을 수립하였다. 본 모형의 계산망은 홍수터를 지형적 동질성 및 자연경계를 기준으로 구분하는 2차원 구획체계를 구성하여 이를 하도와 결합한 것으로서 일반적으로 폐합형 망으로 구성된다. 홍수터 흐름에 대해서는 각 구획에서의 수량보존에 관한 연속방정식 및 인접구획간 수위-유량 관계식을, 하천 본류에 대해서는 1차원 부정류에 대한 연속방정식 및 운동량방정식을 각각 지배방정식으로 하여 흐름을 모의하는 준 2차원 계산모형으로서, 유한차분 연립방정식의 수치해법은 Newton-Raphson 방법 및 double-sweep 알고리즘을 근간으로 한다. 개발된 모형을 여러 검증문제에 적용하여 민감도 분석을 수행한 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

(1) 하도형 홍수터 흐름의 모의에 있어서 수심에 따



(a) Water Surface Profile of Main Channel



(b) Discharge Distribution of Main Channel

Fig. 13. Main Channel Flow for Various Flooding Conditions ($t = 2$ hour)

른 수표면적의 변화가 없는 경우에는 본 모형 및 Cunge(1975)의 모형에 의한 계산결과가 거의 같은 정도의 정확성을 보였다. 그러나, 수심에 따른 수표면적의 변화가 클수록, 즉 흐름단면의 형상이 복잡하고 불규칙적일수록 본 모형이 보다 정확한 계산결과를 나타내었다. 이는 수표면적의 근사 정도에 따른 것으로서 Cunge(1975)의 경우에는 매 시간간위에서의 흐름계산이 단 한번의 계산으로 이루어져 이전 시간간위에서의 수표면적만으로써 근사시키므로 시간준위간 수표면적의 변화가 클수록 부정확한 근사가 된다. 이에 반하여 본 모형에서는 Newton-Raphson 방법을 사용하여 2회 이상의 반복계산을 수행함으로써 상대적인 정확성이 향상됨을 보였다.

(2) 불연속적인 복합단면형을 갖는 하도형 홍수터 흐름의 경우에 수심변화에 따른 통수능의 불연속성으로 인하여 약간의 수치적 진동현상이 나타났으며, 하도형 홍수터 흐름에서 홍수터 구획의 수심이 매우 작아질 경우에는 계산결과가 구획간 통수능의 기중평균에 관한 가중치 β 에 민감하며, β 값을 0.5로 계산할 경우 발산

하지는 않으나 다소의 수치적 진동이 있을 수 있음을 나타내었다.

(3) Newton-Raphson 보정량 방정식의 계수 값 발산을 방지하기 위하여 하도형 및 수중웨어형 흐름에 대하여 변형된 유량관계식을 적용해야 할 수위 차 범위 ϵ 에 대한 민감도 분석 결과, ϵ 의 값을 0.01 m 이하로 할 경우에는 민감도가 매우 낮은 것으로 나타났다.

(4) 장애물을 월류하는 월류형 흐름의 모의에 있어서 홍수터로의 범람 및 본류로의 재유입, 즉 흐름방향이 반전되는 현상이 잘 모의되었고, 장애물 양측의 수위가 모두 장애물의 높이보다 낮아 실질적으로 흐름이 존재하지 않는 경우도 성공적으로 모의되었다. 또한 장애물의 높이가 변함에 따라 물리적으로 타당한 것으로 기대되는 현상들이 재현되었다. 또한 하도와 홍수터가 결합된 경우에 대한 적용으로부터 제방고의 변화에 따라 물리적으로 예상되는 하도 수위 및 유량분포의 변화경향이 잘 모의되었다.

참 고 문 헌

- 이상호, 이길성 (1992). “소양강댐 가상 파괴파의 수치모의.” 대한토목학회논문집, 제12권, 제2호, pp. 109-122.
- 이종태, 한건연, 윤세의, 박재홍 (1995). “제내지에서 범람홍수와 해석을 위한 수치모형의 개발.” 한국수자원학회지, 제28권, 제5호, pp. 163-174.
- 이종태, 한건연, 이정식 (1986). “Earth Dam의 가상 파괴로 인한 홍수파의 예측모형.” 대한토목학회 논문집, 제6권, 제4호, pp. 69-78.
- 이창훈, 이길성 (1989). “댐파괴 모형의 비교평가.” 한국수문학회지, 제22권, 제3호, pp. 323-330.
- 전경수 (1994). “제방의 파괴 또는 월류로 인한 홍수 범람 모형에 관한 연구.” 국제수문개발계획연구 보고서, pp. 7.1-7.76.
- 전경수 (1996). “월류흐름을 포함한 부정류 계산모형에 관한 연구.” 한국수자원학회지, 제29권, 제2호, pp. 153-165.
- 한건연 (1990). “댐의 파괴형태와 하도부 양상에 따른 홍수파의 전달특성: 급격한 댐 파괴와 마른하도를 중심으로.” 한국수문학회지, 제23권, 제4호, pp. 467-476.
- 한건연, 박재홍 (1995). “도시하천에서의 홍수범람도 작성을 위한 2차원 모형의 개발.” 한국수자원학회지, 제28권, 제6호, pp. 119-131.
- Cunge, J.A. (1975). “Two-dimensional modeling of flood plains.” *Unsteady flow in open channels*, K. Mohmmod and V. Yevjevich, eds., Water Resour. Publications, Fort Collins, Colo., pp. 705-762.
- Cunge, J.A., Holly, F.M., Jr, and Verwey, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. Pittman.
- Holly, F.M., and Merkley, P.M. (1993). “Unique problems in modeling irrigation canals.” *J. Irrig. and Drain. Engrg.*, ASCE, Vol. 119, No. 4, pp. 656-662.
- Holly, F.M., Yang, J.C., Schwarz, P., Schaefer, J., Hsu, S.H., and Einhellig, R. (1990). “Numerical simulation of unsteady water and sediment movement in multiply connected networks of mobile-bed channels.” *IIHR Report No. 343*, Iowa Inst. of Hydr. Res., Iowa City, Iowa.
- Liggett, J.A., and Cunge, J.A. (1975). “Numerical methods of solution of the unsteady flow equations.” *Unsteady flow in open channels*, Edited by Mohmmod, K. and Yevjevich, V., Water Resour. Publications, Fort Collins, Colo., pp. 89-182.
- Meselhe, E.A., and Holly, F.M. (1993). “Simulation of unsteady flow in irrigation canals with dry bed.” *J. Irrig. and Drain. Engrg.*, ASCE, Vol. 119, No. 4, pp. 1021-1039.
- Sato, S., Imamura, F., and Shuto, N. (1989). “Numerical simulation of flooding and damage to houses by the Yoshida River due to Typhoon No. 8610.” *J. Natural Disaster Science*, Vol. 11, No. 2, pp. 1-19.
- Zanobetti, D., Lorgeré, H., Preissmann, E., and Cunge, J.A. (1970). “Mekong Delta mathematical model program construction.” *J. Waterways and Harbors Div.*, ASCE, Vol. 96, No. WW2, pp. 181-199.

(논문번호:97-052/접수:1997.06.30/심사완료:1998.07.29)