

사면 및 하도 복합유출장의 단기 유출해석 시스템 개발

Build-Up a Kinematic Wave Routing System for
the Catchment-Stream Complex

하 성 룡*

Ha, Sung Ryong

Abstract

This study is to develop an advanced storm runoff analysis program which takes geomorphological characteristics of watershed into consideration in determining model parameters. Basic concept of storm runoff modelling is based upon the kinematic wave theory. And numerical solution is obtained by the characteristic curve method. The storm runoff analysis program developed by this study is composed of multiple equivalent roughness sub-basins, each of which has two equivalent catchments on both side of a stream. Because it is based upon the stream-order of the Strahler system, the equivalent catchment-stream network reflects the stochastic geomorphological characteristics in the model parameter. Applicability and reliability of the storm runoff analysis program is evidenced by model calibration and verification process utilizing geographical and hydrological data of the Bocheong-river area which is a representative watershed of IHP projects in Korea. This study will hopefully contribute to hydrological calculation essentially required to understand water quality effect caused by regional development.

요 지

본 연구는 유역의 지형인자를 고려한 강우의 수리학적 단기유출 해석 시스템을 개발한 것이다. 강우 유출의 기본 개념은 Kinematic Wave 이론에 의거하였으며, 그 수치해는 특성곡선 추적법에 의하여 산출된다. 개발된 강우유출해석 시스템은 한개의 하도를 중심으로 좌우 2개의 등가사면을 지나는 단위 등가조도 모델이 복수개의 하도망을 따라 결합된 복합 등가조도 유역 모델로 구성되며, 등가조도유역 모델은 유역의 하천차수이론에 근거하여 규정됨으로써 유역이 지나는 확률적 지형인자를 모델 파라메타에 함축시키는 특성을 지닌다. 모델 파라메타의 민감도분석과 IHP 대표유역인 보청천 유역의 지형 및 수문자료를 이용한 모델 보정과 검정을 통하여 제안 시스템의 현장 적용성과 재현가능성이 확인되었다. 본 연구의 성과에 의하여 해석대상 등가유역의 시공간상 임의 위치에서 수리량의 시간변동 예측 및 유역의 개발에 따른 단기적 수질변동 해석에 요구되는 수리량의 해석이 가능하게 되었다.

* 정희원 · 忠北大學校 都市工學科 助教授

1. 서론

유역의 개발에 따른 상수원의 수질 악화 현상은 사회, 경제 및 생태적 측면에서 커다란 관심을 집중시키고 있다. 우리나라와 같이 국토의 대부분이 산지이며 하천 중심이 짧은 유역에서는 수자원의 개발과 도시의 산업경제 활동이 거의 동일한 공간에서 일어나게 된다. 따라서 상수원의 문제도 집수 유역내 하천의 홍수대책을 위한 치수의 면과 식수 및 산업용수의 공급을 위한 이수면에서 수량 및 수질학적 양면으로 발생되어지고 있다.

특히 유역의 개발(도시화 및 리조트 개발 등)은 강우유출 특성의 변화를 초래하여 홍수집중시간의 단축과 유출율의 증가를 유발시키며, 수질 측면에서도 점원 및 비점원 오탁부하 유출량의 증가에 의하여 상수원의 수질보전에 커다란 장애요인으로 지적되어지고 있다. 종래 수문해석 연구의 주요 관심은 재해대책을 위한 하천공사의 기초자료인 침투 유출량의 산정에 집중됨으로써, 유출현상의 수리해석은 비교적 경시되어 왔다고 볼 수 있다. 그러나 유역의 개발에 따른 상수원 수질변화를 평가하기 위해서는 오탁부하의 발생 및 그 유출에 지배적 영향을 미치는 강우-유출현상의 사면 및 하도공간에서의 수리학적 거동에 대한 해석 수법의 개발이 절실히 요구되어지고 있다. 따라서 본 연구의 목적은 유역개발에 따른 오탁부하 유출해석에 요구되어지는 유역의 지형인자를 고려한 강우의 수리학적 단기 유출해석 시스템을 개발하는 것이다.

2. 연구개발의 기술적 배경

유역의 지형인자를 적극적으로 도입한 대표적인 강우-유출 해석법으로는 Kinematic Wave 이론이 있으나 우리나라의 경우는 Kinematic Wave 이론에 의한 실용적 시스템의 구축 및 실유역에서의 적용 가능성에 대한 평가결과의 보고는 아직 이루어지지 않고 있다.

하도의 측방향 유입조건에서 개수로 부정류 흐름의 근사해법에 관한 연구는 특성곡선법을 적용한 Iwagaki와 Sueishi⁽¹⁾의 연구 이래, Wooding^(2,3)은 사면유출을 고려한 Kinematic wave 가정에 의한 부정류의 유출특성을 평가하였고 Gunaratnum과 Per-

kins⁽⁴⁾은 일반적인 부정류의 운동방정식을 구성하는 각 미분항의 수치적 크기를 비교분석 함으로써 운동학적 근사(Kinematic wave)의 수치적 검토결과를 제시하였다. 이러한 결과는 단순한 강우분포 및 경계조건 하에서 평가가 이루어졌으나, 보다 복잡한 강우 및 경계조건을 지닌 실제 강우유출해석에는 Smith와 Hebbert에 의한 Crank-Nicolson(4점 차분법) 및 Lax-Wendroff법 등^(5,6)을 적용하여 그 수치해를 Newton-Raphson법등의 수치적 방법으로 산출하는 것이 일반적이다.

그러나 실용적인 측면에서 유역의 개발에 따른 수질예측을 위한 수리량의 산정은 강우-유출현상이 지니는 엄밀한 물리적 현상규명보다는 해의 안정성과 정확성의 허용범위내에서 가능한 계산에 소요되는 시간과 계산기의 기억용량이 적게 요구되는 해법의 개발이 요구된다. 이러한 기존의 반복계산에 의한 문제점을 개선하며 강우유출현상을 구체적으로 해석할 수 있는 수법의 하나로 특성곡선 추적법을 들 수 있다. 특성곡선 추적법은 강우유출의 전파특성공간(시간-거리)에서 강우에너지의 시공간적 전파 경로를 나타내는 물리량 즉, 특성곡선을 수치적으로 추적하여 임의의 시간 및 지점에서의 수리량을 파악할 수 있는 효율적인 수치해법이나, 강우 및 그 유출공간이 지니는 다양한 초기 및 경계조건에 대응한 해석 시스템의 구축에는 많은 기술적 어려움이 동반되어진다. 따라서 본 연구에서는 강우유출해석 시스템을 구축함에 있어 특성곡선의 직접추적에 의한 보다 실용적인 Kinematic wave 해석 알고리즘을 제안하고 개발된 알고리즘을 활용한 사면 및 하도 복합유출공간에서의 단기유출해석 시스템을 구축하여 현장 적용가능성을 평가하고자 한다.

3. Kinematic Wave 이론

3.1 Kinematic Wave의 기초방정식

개수로 점변 비정상류의 기초방정식은 일반적으로 Dynamic wave로 알려진 St. Venant의 식으로 대표되어진다. 그러나 실제의 홍수에 있어서는 홍수파의 경사, 즉 홍수파고와 거리와의 비가 하상경사에 비하여 매우 작은 경우가 일반적이므로 운동방정식에 있어 유속의 시간 및 공간적 미분항과 수면경사항이 무시되어 2독립변수 1종속변수의 1계 편미분

방정식으로 간략화 될 수 있다. 이와 같은 방정식 계로 해석되는 홍수파를 Kinematic wave라 하며, 그 기초 방정식은 다음 식으로 정리된다.

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1)$$

$$W = K \cdot Q^p \quad (2)$$

단, $K = \{n \cdot (\sin\theta)^{-1/2} \cdot a^{-2/3}\}^p$, $p = 3/(2z + 3)$ 이고 상수 a , z 는 $R = a \cdot W^z$ 의 관계를 설명하는 정수이다. t 는 시간, x 는 유하거리, W 는 유수단면적, Q 은 유량, q 는 하도 단위길이당의 측방향유입(출)유량, 유입의 경우 $q > 0$, R 은 경심, n 은 Manning의 조도계수, θ 는 하상경사이다.

Kinematic wave의 해는 특성곡선(Characteristic curve)추적에 의하여 구할 수 있으며^(7,8) 이 특성곡선은 1방향으로만 전파되어지는 특성을 지닌다. 기초방정식의 해는 특성곡선인 식 (3)을 따라 산출된다.

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{PK^{1/p}} W^{(1/p-1)} \quad (3)$$

$$\frac{dW}{dt} = q \quad (4)$$

여기서 단위 하도길이 당의 측방향 유입유량은 $q = (q_{1r} \cos\phi_r + q_{2r}) + (q_{1l} \cos\phi_l + q_{2l})$ 으로 산출되며, q_1 , q_2 는 단위 하도길이당 측방향 유입하는 사면유출유량 및 지하수 유입유량, l 과 r 는 좌우사면을 나타내는 기호, ϕ 는 하도에 측방향 유입하는 사면의 평균경사이다. 따라서 특성곡선상의 유량 Q 는 다음 식으로 산출된다.

$$Q = \left\{ \int_{\tau}^t q(s) ds / K \right\}^{1/p} + Q(\xi, \tau) \quad (5)$$

$Q(\xi, \tau)$ 는 특성곡선이 출발하는 지점 ($x = \xi$), 시각 ($t = \tau$)에서의 유량이다. 따라서 시각 t 에서의 특성곡선의 전파위치는 식 (5)를 식 (2)에 대입한 W 를 식 (3)에 대입한 후 시간에 대하여 적분함으로써 식 (6)과 같이 얻을 수 있다.

$$x = \frac{1}{PK} \int \left[\left\{ \int_{\tau}^t q(s) ds / K \right\}^{1/p} + Q(\xi, \tau) \right]^{1-p} ds + \xi \quad (6)$$

이 식은 특성곡선평면 $x-t$ 위에 유수단면적 W 의 이동 위치를 투영시킨 것에 해당된다. 또한, 사면류에 관한 Kinematic wave의 기본방정식은 사면유량 $q(t)$ 와 사면의 균등유입량인 강우강도 $i_r(t)$ 의 관계로부터 다음 식으로 설명된다.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x'} = i_r \quad (7)$$

$$h = K_1 \cdot q^{P_1} \quad (8)$$

여기서, h 는 사면류 수위, i_r 는 강우강도, x' 는 사면위의 거리, K_1 과 P_1 은 사면정수를 표시한다. 식 (8)를 식 (7)에 대입함으로써 사면류의 특성곡선과 이 곡선을 따라 전파되어지는 수위의 특성방정식이 각각 다음 식 (9)와 (10)으로 산출된다.

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{P_1 K_1^{1/P_1}} \cdot h^{(1/P_1-1)} \quad (9)$$

$$\frac{dh}{dt} = i_r \quad (10)$$

따라서 특성곡선상의 사면유량 q 는, 사면류의 상류단 출발위치 및 시각에서의 유량 q 의 초기 및 경계조건이 0이므로 다음 식 (11)로 정의되며, 시각 t 에서의 특성곡선의 사면상의 전파위치 x' 는 식 (12)와 같이 얻을 수 있다.

$$q = \left\{ \int_{\tau}^t i_r(s) ds / K_1 \right\}^{1/P_1} \quad (11)$$

$$x' = \frac{1}{P_1 K_1} \int_{\tau}^t \left\{ \int_{\tau}^t i_r(s) ds / K_1 \right\}^{(1-P_1)} ds + \xi' \quad (12)$$

사면류가 Manning의 저항공식을 따른다고 가정하면, 사면정수 K_1 , P_1 는 $K_1 = (Ne/\sin\phi)^{1/2}$, $P_1 = 3/5$ 이며, Ne 는 사면의 등가조도계수(Equivalent roughness coefficient)이다.

3.2 우수전파의 수치해석법

3.2.1 특성곡선 추적의 차분방정식

식 (11)과 (12)에 의하여 정의된 Kinematic wave 모형의 이동거리 및 수리변화량은 적분시간 $\tau \leq s \leq t$ 간의 강우강도 i_r 가 일정하다면 적분없이 계산시간 간격을 곱함으로써 산출될 수 있다. 실제의 경우 식 (9)와 (10)의 해는 상미분방정식으로 Runge-Kutta

류의 수치계산을 통하여 충분한 정도의 해를 얻을 수 있으나, 현장에서 관측된 강우강도 자료 역시 단위시간당의 평균값으로서 입력되어짐을 고려할 때 적절한 적분간격의 선정에 의하여 계산상의 정도는 충분히 확보 될 수 있을 것으로 판단된다. 또한 식 (8)은 수심 h 와 유량 q 의 관계를 나타내는 식으로, 종속변수를 q 로 변형할 경우 $q=(h/K_1)^{1/p_1}$ 로 표현되고, 이를 h 에 관해서 미분하면 다음 식 (13)으로 된다.

$$\frac{dq}{dh} = \frac{1}{P_1 K_1^{1/p_1}} h^{(1/p_1 - 1)} \quad (13)$$

여기서 식 (13)의 우변은 사면류의 특성곡선 식 (9)의 우변과 동일함으로 $(\Delta X/\Delta t) = (\Delta q/\Delta h)$ 됨을 알 수 있다. 따라서 계산시간 간격 Δt 동안의 사면류의 이동위치 및 특성곡선상의 수리변화량은 다음 식 (14)와 같이 차분계산에 의하여 구해진다.

$$\begin{aligned} x'(t + \Delta t) &\cong x'(t) + \frac{\Delta q}{\Delta h} \cdot \Delta t, \\ \Delta h &= h(t + \Delta t) - h(t) \cong i_c(t + \Delta t) \cdot \Delta t, \\ \Delta q &= q(t + \Delta t) - q(t) \\ &\cong \frac{1}{K_1^{1/p_1}} \left[\{h(t + \Delta t)\}^{1/p_1} - \{h(t)\}^{1/p_1} \right] \end{aligned} \quad (14)$$

또한 하도류의 경우도 사면류의 경우와 같이 단위 계산시간 간격 Δt 간의 사면유출유량 $q(t + \Delta t)$ 가 일정하다면, 식 (3)과 (4)로부터 다음 등식이 성립한다.

$$\begin{aligned} W(t + \Delta t) &\cong W(t) + \bar{q} \cdot \Delta t, \\ \bar{q} &\cong 1/2 \{q(t) + q(t + \Delta t)\}, \\ x(t + \Delta t) &\cong x(t) + \frac{\Delta Q}{\Delta W} \cdot \Delta t, \\ \Delta W &= W(t + \Delta t) - W(t) = \bar{q} \cdot \Delta t, \\ \Delta Q &= Q(t + \Delta t) - Q(t) \\ &\cong \frac{1}{K^{1/p}} \left[\{W(t + \Delta t)\}^{1/p} - \{W(t)\}^{1/p} \right] \end{aligned} \quad (15)$$

이상의 차분방정식에 의하여 구해지는 Kinematic wave의 해는 우수유출 공간이 지나는 다양한 초기 및 경계조건하에서 특성곡선을 순차적으로 추적계산함으로써 단위 계산 시간 간격 Δt 간의 곡선이동거리 ΔX 가 부등간격으로 산출되어 결과적으로 부

등간격의 수리량이 산출된다. 따라서 실제의 수리 계산에 있어서는 부등간격으로 산출된 특성곡선상의 수리량을 충분한정도로 등간격 보간계산이 요구된다.

3.2.2 수치해의 안정조건 및 수치 Scheme

Kinematic wave 수치해의 안정성은 차분방정식의 계산시간 Δt 와 사면 및 하도 거리의 계산 간격 Δx 에 의하여 결정된다. 계산간격 Δx , Δt 가 주어질 때 해가 안정되기 위한 필요조건은 시간간격 Δt 간에 특성곡선의 궤적($x + dx$)가 $(x + \Delta x)$ 를 초과하지 않을 것, 즉 $dx < \Delta x$ 가 되도록 $\Delta t - \Delta x$ 의 격자망을 설정하는 것이다. 해의 안정조건은 특성곡선으로부터 다음 식으로 정의된다.

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} < \left(\frac{dx}{dt} \right)_{\max} = \left(\frac{Q^{1-p}}{PK} \right)_{\max} \quad (16)$$

그림 1은 특성곡선추적법에 의한 계산 Scheme을 모식적으로 나타낸 것으로 그림에서 계산시간간격 $\Delta t = (t_{i+1} - t_i)$ 간에 측방향 유입되는 유량 q 에 따른 특성곡선 이동위치는 다음 식으로 표현된다.

만일, 특성곡선이 G점으로부터 $X_2'(2)$ 지점에 도달 시까지의 하도측방향 사면으로부터의 유입유량 q 가 일정하고, $q > 0$ 인 경우,

$$\begin{aligned} X_2' &= XD + \frac{Q(X_2'(2)) - (QD_1 + QD_2)}{q}, \\ Q(X_2'(2)) &= (QD_1 + QD_2) + K^{-1/p} \cdot q^{1/p} (\Delta t - TD)^{1/p} \end{aligned} \quad (17)$$

또, $q = 0$ 이면,

$$\begin{aligned} X_2'(2) &= XD + K^{-1/p} \cdot 1/p \cdot (K \cdot QD_1^p)^{1/p-1} \cdot TD, \\ Q(X_2'(2)) &= QD_1 + QD_2 \end{aligned} \quad (18)$$

여기서 XD, QD, TD는 그림1에 나타낸 것과 같은 물리량이다. 단 식 (17)과 식 (18)은 그림상의 G점에서 출발점 $X_1(1)$ 과 $X_1(2)$ 의 2개의 특성곡선이 만나는 경우의 예를 제시한 것이다. 이러한 상하류간의 특성곡선이 만나는 현상(홍수파의 추월현상)은 홍수 계산상의 수리량 손실을 유발시키는 것^(9,10)으로 알려져 있어, 본 연구에서는 합류점 이후의 특성곡선과 수리량을 식 (17)과 같이 산정하여 계산상의 손실을 수치적으로 보완하였다. 계산 알고리즘에 있어 특성곡선이 만나는데 소요되는 시간 TD의 산정은 시

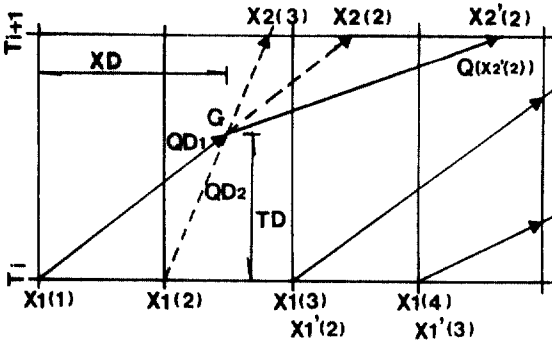


그림 1. 특성곡선 추적에 의한 수치계산 Scheme

각 T_i 에 상류와 하류의 두 위치 $X_1(1)$ 및 $X_1(2)$ (그림 1 참조)에서 출발하는 2개의 특성곡선이 Δt 시간 이후에 도달할 것으로 추정되는 각각의 위치 $X_2(2)$ 와 $X_2(3)$ 를 산정하고 이들의 상하류 관계를 판단함으로써 G점의 존재 추정이 가능하다. 합류점 G의 위치는 하도상류단($x=0$)로부터의 홍수의 유하거리($X_1(1)+XD$)에 해당되며, $X_1(1)$ 과 $X_1(2)$ 의 각기 다른 두 점으로부터 출발한 특성곡선의 유하누적거리가 일치하는 곳에 해당한다. 따라서 T_i 시각에 두 점 $X_1(1)$ 과 $X_1(2)$ 에서 각기 $W_1(1)$ 과 $W_1(2)$ 의 유수단면적으로 출발하는 두 특성곡선이 하도 측방향으로부터의 일정 유량 q 의 유입조건으로 합류점 G까지 이동하는데 소요되어지는 시간 TD 는 식 (15)에 있어 이동시간 Δt 를 미소간격으로 점중시켜 두 특성곡선이 동일한 유하누적거리를 나타낼 때까지를 수치계산함으로써 얻을 수 있다. 이와 같은 연속된 연산을 통하여 시각 T_{i+1} 에 특성곡선이 도달되는 위치 X_2 에서의 수리량 $Q(X_2)$ 를 모두 산출하고, 산출된 모든 X_2 점 상의 수리량 $Q(X_2)$ 값들은 부등간격의 특성곡선상의 수리량으로 시각 T_{i+1} 에 있어서의 등간격별의 수리량은 $Q(X_2)$ 들을 수치적으로 보간(Interpolation)처리함으로써 등간격 ΔX 와 Δt 격자점 상의 수리량을 산출한다.

4. 강우유출 해석 시스템 KIS(Kinematic Wave Storm Runoff System)

4.1 시스템의 전제조건

시스템의 기본개념을 강우-유출현상에 대한 Kinematic wave 가정을 전제로 하여 강우-유출현상을 사면류와 하도류로 구분하고, 강우의 전파현상을

특성곡선의 추적에 의하여 해석한다. 해석대상유역은 유역의 수문 지형학적 이론에 입각하여 다수의 단위등가조도 유역(2사면1하도 복합체)으로 분할되어지고, 각 단위등가조도유역은 유역의 하천망체계를 따라서 상하류 유역으로 모델화된다. 따라서 유역의 수문지형학적 특성은 등가조도유역과 하도망체계의 분산형모델 파라메타로 집약되어짐으로써 우수유출 현상을 재현하게 된다.

해석결과는 유역의 기존 수위관측점에서의 수문곡선 추정만이 아닌 등가조도유역의 임의 공간에서 시간경과에 따른 수문량의 거동 및 계산결과와 통계적 평가결과 제공으로 이루어진다. 표 1은 강우유출 해석시스템 KIS(Kinematic wave storm runoff system)의 시스템 구성요소 및 각 요소별 해석방법과 주요 모델 파라메타를 정리한 것이다.

4.2 초기 및 경계조건 처리 및 해석결과의 통계적 평가기준

사면류의 유출시작 시각에는 사면 초기수위가 없는 것으로 가정, 최초 사면류의 발생은 강우의 초기손실이 완료되고 강우량이 지하침투우량을 초과하는 시각에 모든 사면에서 동시에 시작되는 것으로 한다. 사면의 중간류는 지하수 유입 유량에 포함시킴으로써 별도의 계산은 하지 않는다. 하도류의 해석에 있어 단위 하도별 하도형상은 동일한 것으로 가정하고, 각 단위하도별 하도상 유량의 초기조건은 정상유량 관측이 이루어진 지점의 배수면적과 각 단위하도 하류단 배수면적과의 면적비에 의해 유량 배분된 수리량을 하도별 등류계산을 통하여 선형 배분시킴으로써 추정한다. 따라서 각 단위하도 상류단의 초기유량은 합류되는 하도의 하류단 정상유량이 선형합류되는 것으로 한다. 강우유출 계산기간중 단위 하도길이당 사면으로부터 측방향 유입되어지는 지하수 유입량의 산정은 기존의 수문곡선으로부터 산출된 지하수 감수계수를 고려하여 계산시간 간격별로 산정하고, 기존의 관측결과가 없을 경우에는 유역의 규모와 수문지형량이 유사한 유역의 지하수 유입량 자료를 토대로 전유역 동일 比流量이 시간변동없이 유입되는 것으로 고려한다.

설정된 모델 파라메타에 의한 시스템 계산결과와 통계적 평가기준은 침투자승오차 E_1 과 카이 자승오차 E_2 로 한다.

표 1. 강우 유출해석 시스템 KIS의 구성요소 및 해석방법

구 성 요 소	해석이론 및 방법	파라메타	단 위	설 명
사면류해석 및 등가조도유역 lumping	-Kinematic wave 이론 및 등가조도계수	Ne	m ^{-1/3} ·sec	사면등가조도계수
		S _s	-	등가사면평균경사
	-Characteristic curve 추적법	K ₁ , P ₁	-	등가사면 정수
		L _s	m	등가사면길이
ΔX _s , Δt _s	m, sec	사면류계산간격		
하도류 해석 및 하도망 추적	-Kinematic wave 이론	a, Z, K, P	-	하도정수
	-Characteristic curve 추적법	n	-	하도 조도계수
		S _c	-	하도 평균경사
		L _c	m	하도 길이
		ΔX _c , Δt _c	m, sec	하도 계산간격
지하수유입 해석	-지하수 감수계수 산정법	λ	hr ⁻¹	지하수감수계수
		G ₀ , G ₂	m ³ /sec/km ²	지하수 유입량
		t ₀ , t ₁ , t ₂	sec	지하수계산 시각
유역평균강우강도 및 유효강우분리	-Thiessen망	CN	-	SCS법의 유출지수
	-SCS법	Fa	mm	초기손실유량
		a _{ij}	-	Thiessen 계수

$$E_1 = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \left[\frac{F_0 - F_c}{F_{op}} \right]_i^2,$$

$$E_2 = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \left[\frac{(F_0 - F_c)^2}{F_0} \right]_i, \quad (19)$$

여기서 m는 관측데이터수, F₀, F_{op}는 관측수문량 및 첨두수문량, F_c는 계산수문량이다.

5. 시험유역의 등가조도 모델화

5.1 대상유역의 수문지형특성

금강수계 대청호 상류역의 보청천유역(443 km²)를 연구대상유역으로 한다. 이유역은 국제수문개발계획(IHP)의 대표유역의 하나로서 1983년부터 매년 대표강우에 대한 수문관측이 이루어지고 있다. 유역 주변의 강우관측은 12개소이며, 유출량 관측지점은 5개소로 수위-유량관계곡선에 의한 환산유량이 집계되고 있어, 개발모델의 적용에 필요한 수문정보가 비교적 정비된 유역이라 할 수 있다. 그림 2는 유역의 개요와 강우 및 수위관측지점의 위치를 나타낸 것이다.

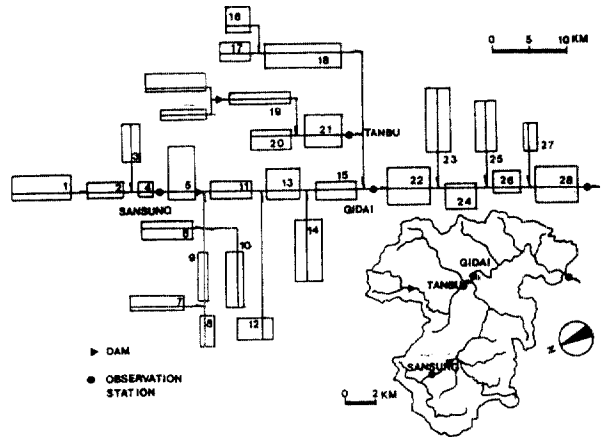


그림 2. 보청천 유역 개요 및 등가조도유역 모델

5.2 등가조도 유역 모델화

Strahler방식⁽¹¹⁾에 의해 차수화된 하도망을 기준으로 대상유역을 u차 집수역과 그 잔류역으로 분할하고, 각각의 단위유역 중앙에 하도를 그 양편에 좌우비대칭의 등가조도 사면을 지니는 직사각형 유역으로 단순화 한다. 이때, 각 u차 집수역의 하도길이

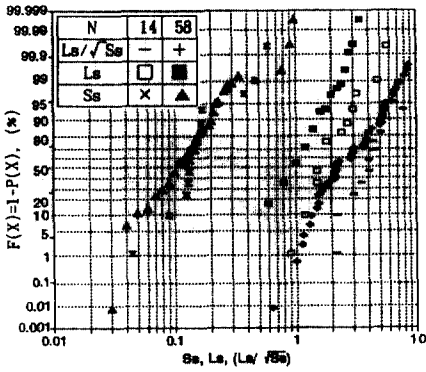


그림 3. 수문지형량의 확률분포 특성

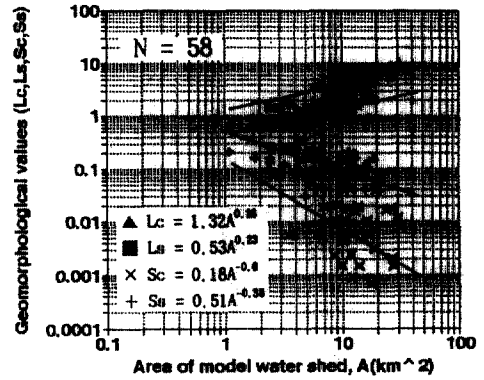


그림 4. 동가 유역모델의 지형법칙

(L_c)는 주 2차 하도 상류단으로부터 u 차 하도의 최하류단까지로 정의하고, 하도를 중심으로한 좌우 집수역 면적을 하도길이로 각각 나눈 값을 좌우 사면의 길이(L_s)로 한다. 단, 좌우사면 면적은 하도의 최상류단을 주 1차 하천의 상류단까지 연장하고 그 지점으로부터 유역경계선까지의 계곡을 따라 가상 하도를 연장, 하도길이에 의해 좌우로 분리된 집수역으로 한다. 이때 하도 좌우측에 형성된 직사각형 사면을 등가조도사면이라 하며, 등가조도사면은 전 사면이 동일 경사와 등가조도계수를 지닌다.

유역의 분할 갯수는 유역이 지니는 수문지형특성의 왜곡 및 계산기의 계산용량에 직접적인 관계를 지니므로, 분할기준 하천차수의 선정에 신중을 기하여야 한다. 본 연구에서는 유역분할규모의 차이가 계산결과에 미치는 영향을 파악하기 위하여 4차 하도를 기준으로한 대규모 분할과 2~3차 하도를 기준으로한 중규모 분할의 2가지 분할기준을 설정하였다. 그림 2는 중규모로 분할 모델화된 보청천 유역을 나타낸 것이다.

분할된 등가조도유역의 지형특성량의 예로 사면 길이 L_s 와 사면경사 S_s 의 비초과 확률분포를 분석한 결과가 그림 3이다. 특히 등가사면의 유출계수 K_1 과 밀접한 관계를 지니는 $L_s/\sqrt{S_s}$ 및 S_s 값의 왜곡도가 큰 것을 알 수 있다. 이는 사면길이에 비하여 유역의 하류 부근에 위치한 극히 완만한 사면경사를 지니는 경지등의 영향으로 사료된다. 사면의 분할 규모가 커질수록 왜곡도가 심한 것을 알 수 있다.

유역의 공간적 지형특성을 이용하는 유출해석방법인 Kinematic wave법에서는 확률적인 하도망을 대상으로 모델 파라메타의 집중화를 실시할 경우,

이론적으로는 통계적 분석절차가 요구되나 실질적인 유출계산에서는 이론 통계적인 것보다는 가능한 실제 유역에 충실한 지형량의 모델화가 필요하다. 따라서 유역의 등가조도 모델화에 따른 모델 파라메타의 집중화에 앞서 대상유역의 모델이 지니는 확률지형법칙에 관한 검토를 실시하였다.

그림 4는 대상유역의 등가조도 모델에 관한 수문지형량의 지형법칙을 분석한 결과로 하도경사(S_s)와 집수면적(A)와의 통계적 유의성은 매우 낮으나($r^2 = 0.16$), 그 이외의 항목은 양호한 유의성을 보이고 있다. 하도길이(L_c)와 A 와의 관계($L_c = \alpha A^\beta$)는 Eagleson,⁽¹²⁾ Hack, 角屋⁽¹³⁾에 의해 α , β 가 각각 km 단위에서 1.31~1.45, 0.568~0.65로 제안되어 있는데, 본 유역 모델의 경우 α 는 1.32, β 는 0.26를 나타내고 있다. 角屋는 사면길이(L_s)와 A 의 관계를 초과확률 10%의 $L_{s(10)}$ 과 $L_{s(10)}/\sqrt{S_s}$ 를 이용하여 각각 α 는 0.32와 0.7, β 는 0.17과 0.37를 제안하고 있으나, 대상 모델유역은 α 는 0.53, β 는 0.23를 나타내고 있어, 본 연구의 유역분할 모델화는 비교적 타당성을 지닌 것으로 사료된다.

5.3 모델 파라메타의 산출

Kinematic Wave법은 유역사면으로부터의 유출현상을 Manning의 평균유속 가정하에서 해석, 사면과 하도 복합유역으로부터 유출계산 수문곡선이 관측 수문곡선과 잘 일치하도록 유역의 등가조도계수를 도입하고 있다. 사면의 등가조도계수(N_e)의 도입은 Sueishi⁽¹⁴⁾에 의하여 제안된 이래, 유출계산 결과가 가장 크게 영향을 미치는 모델 파라메타로 유역의 분할방법(규모)의 의해 많은 영향을 받으나, 토지이

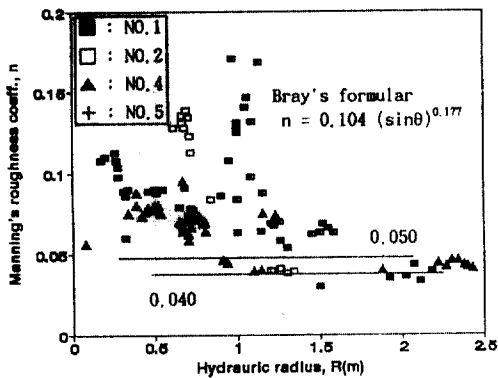


그림 5. 대상유역 하도의 조도계수 분포

용에 따라 표준적인 계수값이 설정되어지고 있다. 본 연구에서는 문헌(10,15,16)으로부터 논(1~3), 산림(0.4~0.8), 나지, 승지, 암 및 하천부지(0.1), 밭 및 공원(0.2~0.4), 시가지 및 주택지(0.1~0.2)의 표준적인 등가조도계수값을 추정하였다. 등가사면의 평균 사면경사 산정은 모델 하도의 좌우사면에 대하여 1/25,000의 지도로부터 해당 하도로 측방향 유입되는 다수의 주요계곡을 따라 유역경계선까지의 계곡 거리와 계곡 상하간의 고도경사를 측정하고 이를 이용, 사면의 평균경사를 산정하였다. 하도 모델에서 고려되는 조도계수는 Manning의 조도계수 n을 채용하고, 조도계수는 기존의 홍수자료를 근거로 역산출한 것과 하천시설기준(17)이 정하는 일반 및 급류하천의 표준치(0.030~0.050) 및 Bray 등의 경험 공식(18,19)을 이용하여 비교 검토함으로써 결정할 수 있다. 그림 5는 대상유역의 홍수 관측결과를 토대로 한 조도계수 분포로, 대표 수위관측지점의 홍수시는 등류계산에 의한 조도계수 환산값과 Bray의 공식에 의한 추정치가 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 따라서 본연구에서 각 하도의 조도계수 n는 하도평균경사(θ)를 함수로한 Bray의 경험공식을 채용하여 추정하였다.

$$n = 0.104 \sin^{\theta 0.177} \quad (20)$$

그림 6은 5개 수위 관측점의 하도정수 a와 z의 산정결과이며, 石原(20) 등의 경험공식에 의한 대상유역의 하도정수 산정결과도 참고로 나타난 것으로 하천차수 5~6인 관측지점 1(산개)과 2(기대)의 경우는 石原의 경험공식과 큰 차이를 보이는 반면 4

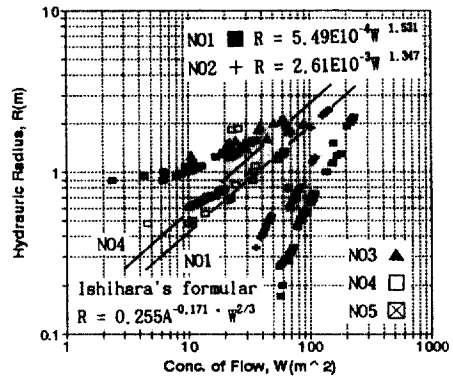


그림 6. 유수단면적 w와 경심 R과의 관계

차하천인 관측지점 3(탄부), 4(이평), 5(삼성)의 경우는 경험공식과 비교적 잘 일치하고 있다. 보청천 유역의 경우 대부분의 하도가 하천차수 2~4차이며, 하류지역 만이 5~6차 하도로 구성되어 있는 점을 감안하여, 5~6차 하도의 경우는 관측결과를 이용하고 그이외의 하도에 대해서는 石原의 경험공식을 사용하여 하도정수 a, z를 추정하였다. 지형특성치의 결정에 통계적 추정방법의 도입은 모형화된 소유역의 지형적 특성을 다소 왜곡시킬 가능성도 우려된다. 그러나 실질적으로 지도상의 정보를 토대로 분할되는 다수의 소유역 지형특성치를 모두 현장관측결과로부터 결정하는 것은 매우 많은 실행상의 어려움을 동반하고, 수문예측을 위한 모형 파라메타의 결정 방법으로서도 반드시 효율적이라 하기 어렵다. 따라서 본 연구에서는 현장관측된 결과와 통계적 추정치를 비교평가함으로써 그 결과로부터 모형의 입력자료를 결정하였다.

지하수감수계수 λ (hr⁻¹)는 1989년도 IHP보고서(21)에 제시된 1989년도까지의 보청천 5개 지점의 누적분석결과를 토대로 0.0052~0.0101의 값을 면적비 기준으로 설정하였다. 유효강우량 산정을 위한 SCS법의 CN값 역시, 보청천 유역에 대한 기존의 CN값 산정결과를 토대로 설정하였다.

5.4 계산간격 Δt, Δx의 산정

Kinematic Wave 수치해의 안정성 여부는 식 (16)의 조건을 만족하는 계산간격 Δt, Δx의 결정에 의하여 좌우된다. 즉, 주어진 시간간격 Δt에 대한 Δx의 규모는 유량 Q의 함수인 식 (16)의 조건을

표 2. Δt 에 대한 최대허용 Δx 의 산정결과

분할 구분	계산 간격 (m)	강우* 구분	배수 면적 (km ²)	유하 거리 (km)	정수 및 유출계수			침투 유량 Qp**	(dx/dt) max (m/s)	계산시간간격 Δt (min)				등가구역	
					P	K	f _p			5	15	30	60	최소 길이 (m)	최대 길이 (m)
중규모분할 (28)	ΔX_s	Flood A	1.09	0.61	0.6	1.397	0.8	0.73×10^{-3}	0.066	19.5	59.4	118.8	237.6	598.0	6170.0
		Flood B						0.86×10^{-3}	0.071	21.2	63.6	127.3	254.5		
	ΔX_c	Flood A	3.52	1.79	0.857	0.860	0.8	4.23	1.779	533.7	1601.1	3202.2	6404.4	1790.0	10080.0
		Flood B						4.94	1.819	545.7	1637.1	3274.2	6548.4		
대규모분할 (7)	ΔX_s	Flood A	15.57	0.84	0.6	1.392	0.8	0.10×10^{-2}	0.076	22.8	68.4	136.8	273.6	840.0	5690.0
		Flood B						0.42×10^{-2}	0.134	40.2	120.6	241.2	482.4		
	ΔX_c	Flood A	77.20	18.72	1.166	0.790	0.8	92.81	2.289	686.7	2060.1	4120.2	8240.4	8050.0	22040.0
		Flood B						108.42	0.904	871.3	2613.9	5227.8	10455.6		

*Flood A, B는 표 5의 대상홍수로 홍수도달시간(T_p)까지의 평균강우강도(ir: mm/hr)는 각각 5.41과 6.32이다.
**침투유량 Q_p 의 단위는 사면류의 경우(m³/s/m), 하도류의 경우(m³/s)이다.

만족하도록 결정되어야 한다. 식(16)에 있어, P와 K는 하도정수이므로 $(dt/dx)_{max}$ 는 유량 Q가 침투유량일 때의 조건에 해당하며, 식 (16)의 Δx 산정을 위해서는 침투유량 Q_p 의 결정이 선행되어야 한다. 침투유량 Q_p 의 추정방법으로 합리식⁽¹⁵⁾을 위시하여 Creager형 근사공식,^(20,21) 합리식과 DAD관계에 의한 방법⁽²²⁾ 등이 제안되어 있다. 그러나 합리식을 제외한 공식들은 대상구역의 고유한 지역특성 계수가 요구되어지나, 국내의 보청천 유역에 대한 구체적인 지역계수 산정에 관한 연구가 선행되어 있지 않다.

또한 Kinematic wave법 연산을 위한 계산 격자망의 적정 규모결정의 편의성을 제공한다는 측면에서 보면, 합리식은 그 모형의 단순성과 산출 침투유량의 큰 규모로부터 허용 최대이동거리를 추정하는 식 (16)의 적용상 큰 무리가 없을 것으로 사료되어 본 연구에서는 다음 식 (21)의 합리식에 의해 Q_p 를 산정하여 표 2의 최대 허용 ΔX 를 계산하였다.

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f_p \cdot i_r \cdot A \quad (21)$$

여기서 Q_p 는 침투유량(m³/sec), f_p 는 침투유출계수, i_r 는 홍수도달시간(T_p)까지의 평균강우강도(mm/hr), A는 유역면적(km²)이다. 침투유출계수 f_p 는 토지이용 상황에 따라 0.6~0.8간의 값이 제안되어 있다.⁽¹⁷⁾ 본

연구에서의 홍수도달시간 T_p 는 角屋의 경험공식을 사용하여 산출하였다.

검토 대상강우에 대한 특성곡선의 최대값 $(dt/dx)_{max}$ 와 임의 설정된 Δt 에 대한 최대 허용 Δx 값을 산정한 결과가 표 2이다. 본 계산은 최소유역면적을 지나는 단위집수역을 대상으로 실시된 결과이며 사면류의 침투유량은 식 (21)에 의해 산정된 결과를 해당 하도길이(L_c)로 나눈 값으로 단위 하도길이당의 측방향 유입침투유량에 해당한다. 임의의 Δt 에 대한 Δx_c 및 Δx_s 값의 최대허용 계산간격은 대상 등가구역에서의 최소하도 및 사면길이 즉 L_c 및 L_s 값과 Δx_c , Δx_s 를 각기 비교함으로써 최소하도길이(L_c) 및 사면길이(L_s)보다는 짧도록 정해야 하며, 최적값 결정은 대상구역의 최소하도길이와 최소사면길이의 비 (L_c/L_s)에 준하여 설정함이 적절할 것으로 사료된다. 대상 등가구역의 최소 L_c/L_s 값은 대규모 분할 및 중규모 분할에서 각각 0.104와 0.334이었다. 이로부터 본 검토의 계산간격은 시간간격(Δt) 15분, 사면거리 계산간격(Δx_s) 50 m, 하도거리 계산간격(Δx_c) 300 m로 결정하였다.

6. 개발 시스템의 현장 적용성 평가

6.1. 대상 홍수

표 3. 검토대상 강우 특성

	일 시	강우지속시간 (hr)	총강우량 (mm)	직접유출고 (mm)	첨두유량 (m ³ /s)	비 고
Flood A*	1993. 9. 16	33.0	91. 12	32.87	162.20	기대지점 배수면적 375.4(km ²)
Flood B**	1993. 7. 12	72.0	125.04	121.03	302.63	

*집중형 강우, **분산형 강우

표 4. 대상유역에 모델적용결과의 통계적 평가값

	추 정 (m=63)			검 정 (m=90)		
	기 대	탄 부	삼 성	기 대	탄 부	삼 성
E ₁	0.0039	0.0117	0.0101	0.0210	0.2567	0.0991
E ₁	148.61	46.43	29.97	816.14	740.67	827.79
Q _{CP} /Q _{OP}	1.04	0.94	1.10	1.03	1.09	0.43
T _{CP} -T _{OP}	0.25 hr	-0.25 hr	0.75 hr	0.00 hr	2.75 hr	8.25 hr

보청천 유역 IHP보고서의 대표홍수 관측자료로부터 가능한 최근의 관측강우중 강우유출형태가 서로 상이한 2개의 홍수를 선정 개발시스템의 현장 적용성 평가를 위한 대상홍수로 하였다. 보청천 하류역은 최근 들어 인공구조물의 설치와 골재의 준설 등으로 하도형상의 변화가 급격히 일어나고 있는 관계로 본 검토의 관측홍수자료는 기대 지점 상류역의 것을 대상으로 하였으며, 이들 강우의 특성치를 정리한 것이 표 3이다.

6.2 모델 파라메타의 추정과 검정

모델 파라메타의 추정은 중규모분할(28개 단위 유역) 등가 유역모델에 관측 홍수 A를 대상으로 식 (3)의 E₁, E₂ 오차가 최소화되도록 반복 계산을 통하여 실시하였다. 또한 추정된 모델 파라메타에 대한 검정은 동일유역에 대해 관측홍수 B를 대상으로 실시하였다. 평가의 결과를 관측지점별로 정리한 것이 표 4이며, 그림 7과 그림 8은 기대지점에서의 각각의 결과이다.

추정된 모델 파라메타는 비교적 양호한 재현성을 지니 첨두유량의 재현 결과는 거의 관측값과 일치하며, 검정결과 역시 좋은 일치성을 보이고 있다. X² 검정에 의한 관측 수문량군과 계산수문량군간의 동질성을 평가하였다. 홍수 A의 유의수준 0.05에서

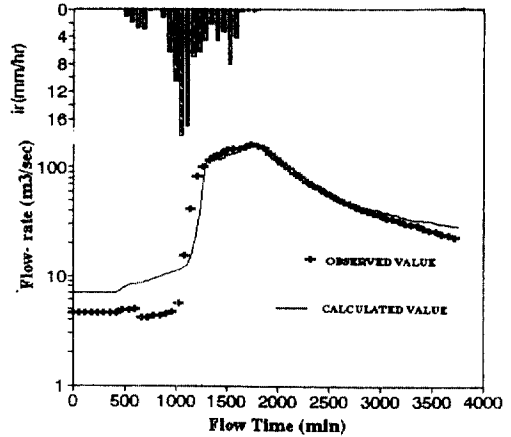


그림 7. 모델 파라메타 추정결과

X²(62, 0.05) 값은 81.38, 이에 대한 자료의 X² 검정 값은 삼성의 경우 29.97, 탄부의 경우 46.43, 기대의 경우가 148.61로써 기대의 경우 다소의 有意差가 인정되나, 그외에는 동질성이 인정되므로 추정된 모델 파라메타의 타당성이 인정된다. 그러나 검정 강우인 홍수B는 3개 기준 관측지점 모두 X² 검정 값이 X²(89, 0.05)를 초과하여 有意差가 인정되고 있다. 이는 표 3의 총강우량 125.04 mm 중 계산 기준 유출지속시간(90 hr)까지의 직접유출량이 121.03 mm로 약 97%의 강우가 직접유출된 것으로 유역내

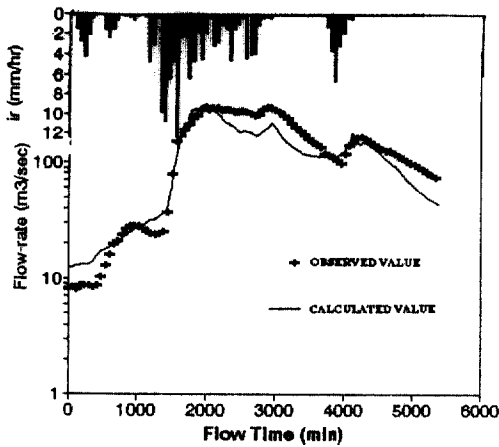


그림 8. 모델 파라메타 검정결과

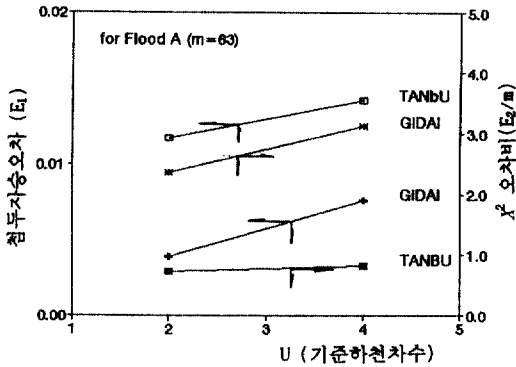


그림 9. 유역분할규모에 따른 재현성 영향

인위적으로 저류된 선행강우의 영향 또는 관측자료의 정확도 등의 영향에 의한 것으로 추정된다.

6.3 유역분할 규모에 따른 재현성 영향

유역분할 규모에 따른 모델의 재현성을 평가한 결과를 정리한 것이 그림 9이다. 그림의 횡축은 분할의 기준하천 차수 U 를, 종축의 좌는 침투자승오차 E_1 을, 우는 χ^2 오차 E_2 를 나타낸다. 분할 기준하천 차수 U 가 높아질수록, 즉 유역 모델 파라메타의 집중화가 확대되면 될수록 모델 재현성의 악화가 심화됨을 알 수 있으나 보다 구체적인 영향은 각 하천차수별의 검토가 요구된다. 대규모 분할의 경우 하도정수는 $0.762 \leq K \leq 7.573$, $0.527 \leq P \leq 0.834$ 를 사면정수는 $0.485 \leq K_1 \leq 3.944$ P_1 은 0.6을 나타내었고, 중규모분할의 경우, 하도정수는 $0.806 \leq K \leq 8.491$, 0.

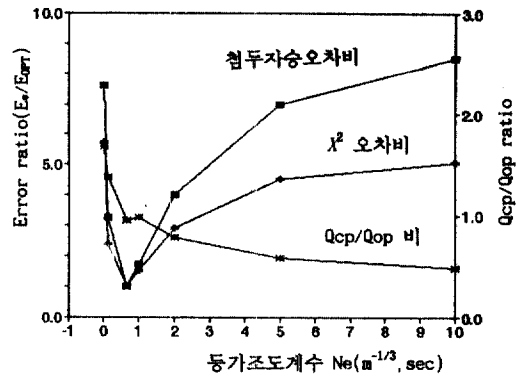


그림 10. 등가조도 Ne에 의한 계산재현성 영향

$527 \leq P \leq 0.857$ 를 사면정수는 $0.662 \leq K_1 \leq 2.823$, P_1 은 0.6를 나타내었다.

6.4 등가조도계수 Ne의 영향

그림 10는 유역 등가조도계수 $Ne(m^{-1/3} \cdot sec)$ 의 변화에 따른 모델 재현성의 영향을 평가한 결과이다. 그림의 좌측 종축은 모델 파라메타 추정 결과에 따른 최적 Ne값에 의한 계산결과의 오차량(E_1 , E_2)_{opt}에 대한 각 Ne값에 의한 계산 결과의 오차량(E_1 , E_2)의 비를 나타내고, 우측 종축은 침투유량 재현비(Q_{CP}/Q_{OP})를 나타낸다. Ne가 0.01~0.1간의 변화에 대한 발생오차량은 침투자승오차비가 7.63~3.25, χ^2 오차비가 5.74~2.4로 침투유량비가 1.67~1.37의 변화를 보였다. 반면, 최적 등가조도 주변의 Ne가 0.6~1.0에서는 오차비가 각각 1.0~1.75, 1.0~1.53, 0.95~0.98의 대단히 적은 변화를 보였고, Ne가 증가함에 따라 침투자승오차가 가장 민감한 변화를 다음이 χ^2 오차, 침투유량비의 순으로 반응하였다.

7. 결 론

유역의 지형인자를 고려한 강우의 수리학적 단기 유출해석 시스템개발을 위한 본 연구의 주된 성과를 정리하면 다음과 같다.

1) Kimematic Wave 이론에 근거한 강우유출과정을 특성곡선추적법에 의하여 해석하는 실용적 알고리즘의 개발과 개발 알고리즘을 도입한 강우의 비정상 유출해석 시스템(KIS)를 개발하였다.

2) 개발된 강우유출해석 시스템(KIS)은 등가조도

사면과 하도가 복합된 복수개의 등가유역모델로 구성된 하도망의 수리해석기능을 지닌다.

3) 기준 하천관측점 및 해석 대상유역의 임의 공간에서의 수리량의 시간 변동을 예측함으로써 오염부하의 발생 및 배출과정 해석에 요구되어지는 수리량의 해석수법으로 개발시스템의 적용이 가능하게 되었다.

4) 시스템의 재현성 및 현장 적용가능성 향상을 도모하기 위하여 검토 대상 등가유역의 확률적 수문지형특성량에 근거한 모델 파라메타 추정방법을 제안 시스템에 적용하였으며, 모델 파라메타 변화에 따른 모델 감도분석을 통하여 환경변화에 대한 시스템의 반응성능을 확인하였다.

감사의 글

본 연구는 한국학술진흥재단의 1992년도 신진과제 연구지원비에 의하여 수행된 것으로 재단에 감사드립니다.

참고문헌

1. Iwagaki, Y. and Sueishi, T., "Approximate Method for Calculation of Unsteady Flow in Open Channels with Lateral Inflow", *Proc. 4th Nat'l Cong for App. Mech.*, 1954, pp. 235-240.
2. Wooding, R.A., "A Hydraulic Model for the Catchment-Stream Problem., I. Kinematic-Wave Theory", *J. Hydrology*, Vol. 3, 1965, pp. 254-267.
3. Wooding, R.A., "A Hydraulic Model for the Catchment-Stream Problem, II. Numerical Solutions", *J. Hydrology*, Vol. 3, 1965, pp. 268-282.
4. Gunaratnam, D.J. and Perkins, F.E., "Numerical Solution of Unsteady Flow in Open Channels", MIT Report, No. 127, 1970, p.45.
5. Smith, R.E. and Hebbert, R.H.B., "Mathematical Simulation of Independent Surface and Subsurface Hydrologic Processes", *Water Resour. Res.*, Vol. 19, No. 4, 1983, pp. 987-1001.
6. 日野 幹雄, 太田 猛彦, 砂田 憲吾, 渡邊 那夫, "洪水의數値豫報", 森北出版(株), 1989, p.92.
7. Hjelmfelt, Jr., A.T., "Overland Flow from Time-

- Distributed Rainfall", *J. Hydraulic Div., Proc. ASCE*, Vol. 107., No. Hy2, 1981, pp. 227-238.
8. Eggert, K.G., "Upstream Calculation of Characteristics for Kinematic Wave Routing", *J. Hydraulic Eng.*, Vol. 113, No. 6, 1987, pp. 743-752.
9. 角屋 睦, "流出解析手法(その6)", *日本農業土木學會誌*, 第8卷, 12號, 1980, pp. 51-59.
10. 土木學會水理委員會, *水理公式集*, 日本土木學會, 1985, pp. 162-163.
11. Strahler, A.N., "Hypsometric(Area-Altitude) Analysis of Erosional Topography", *Bull. G.S.A.*, Vol. 63, 1952, pp. 1117-1142.
12. Eagleson, R.S., *Dynamic Hydrology*, Mc Graw-Hill, 1990, pp. 379.
13. 角屋 睦, 福島 辰, "中小河川の洪水到達時間", *京都大學防災研究年報*, 第19-B, 1976, pp. 143-152.
14. T. Sueishi, "Runoff Estimation in Storm Sewer System Using Equivalent Roughness", *Trans. of JSCE*, No. 91, 1963, pp. 41-54.
15. 建設省, 二訂建設省 河川砂防技術基準(案) 調査編, 1986.
16. 橋本, 森田, "土地利用變化を評價する洪水流出モデルに関する研究", *日本土木學會論文報告集*, 第325卷, 1982.
17. 建設部, *河川施設基準(河川篇)*, 1980, p.331, p.423.
18. Bray, D.I., "Estimating Average Velocity in Gravel-Bed Rivers", *Proc. ASCE*, Vol. 105, No. Hy9., 1979, pp. 1103-1122.
19. Limerions, J.T., "Determination of Manning Coefficient from Measured Bed Roughness in Natural Channels", *Water Supply Paper*, 1898-9, USGS, Washington, D.C. 1970.
20. 石原ふじろう, 小葉竹, "洪水の云播について", *京都大學防災研究年報* 20號 B-2, 1977.
21. 建設部, *國際水文開發計劃(IHP) 研究報告書*, 1989, 1990.
22. Creager, W.P., Justin, J.D. and Hinds, J., *Engineering for Dams*, Vol. 1, John Wiley & Sons, Inc., 1944, pp. 125-126.
23. 日本建設省土木研究所, "全國ダム地點地域別比流量圖", *土木研究資料*, 第1093號, 1976.
24. 角屋 睦, 永井 明博, "洪水比流量曲線へのアプローチ", *京都大學防災研究年報*, 第22號 B-2, 1979, pp. 195-208.

(接受: 1994. 3. 7)