

〈論 文〉

橋梁에 의한 河川洪水位의 變動解析  
 Analysis of the Flood Level Variation through Bridges

韓 健 淵\*, 趙 弘 濟\*\*, 孫 廣 翼\*\*\*, 金 光 涉\*\*\*\*

HAN Kun Yeun, CHO Hong Je, SON Kwang Ik and KIM Kwang Seob

**Abstract**□ The variations of water surface elevation due to bridge are studied using one-dimensional dynamic wave equation. The Preissmann scheme is used to solve the dynamic wave equation and the bridges was treated as internal boundary conditions. Main causes of bridge backwater are the proportion of the contracted area due to bridge, roughness coefficient and discharge coefficient. The effect of discharge coefficient in weir flow condition is comparatively small. This model is verified by applying to the Suyoung River, which suffered a severe damage by typhoon Gladys. The rise of water level through bridge is 1.53-1.08m in the reach of 4.25-6.20km from the downstream of river. The simulation results of the model have good agreements with the observed data.

**요 지** : 홍수시 교량에 의한 수위상승 효과를 해석하기 위하여 1차원 동역학적 방정식을 방정식으로 하고 교량부의 수위변동에 따른 흐름조건식을 내부경계조건으로 도입하였으며 이에 대한 Jacobian 매트릭스를 유도하여 해석하였다. 가상하도에 대한 모의실험결과 교량에 의한 수위상승에 영향을 미치는 주요인자는 교량에 의한 하도단면의 수축정도, 하도경사, 하도부의 조도계수, 유량계수 등으로 나타났고 교량을 월류하는 경우에 유량계수의 영향은 비교적 작은 것으로 검토되었다. 본 연구에서의 해석기법을 태풍 그레디스(Gladys)로 인한 수영강 상류부의 홍수에 적용하여 그 활용성을 입증하였다. 계산결과치는 그 당시 조사된 홍수흔적치 등과 비교하여 합리적인 범위내에서 일치되었으며, 교량 상류부에서의 수위상승효과는 1.08-1.53m로 나타났다.

1. 서 론

최근에 들어 태풍 및 집중호우등 이상홍수로부터 발생되는 급격한 하천수위의 증가는 하천제방을 월류하여 인근 제내지에 큰 피해를 주고 있다. 이러한 이상홍수시에는 하도내에 설치된 각종 수공구조물을 통하여 흐르는 흐름이 발생하여 홍수 소통능력을 저해하고 이들 구조물 상류측에는 수위상승을 일으키게 된다. 본 연구의 목적은 홍수시 하천에서의 교량에 의한 수위 상승을 정확하게 예측하여 교

량 상류부에서의 수위 상승에 따른 홍수피해를 감소 하고자 함에 있다.

교량에 의한 하천에서의 수위상승 예측을 위한 기존의 1차원 부등류 해석방법은 홍수파에 의한 흐름의 가속항을 고려하지 않은 상태로 해석하기 때문에 실제의 물리적인 현상을 정확하게 표시하지 못하게 되어 근사적인 해석방법으로는 사용될 수 있으나, 홍수시 하천수계에 대한 부정류 해석방법과 비교하면 그 정확도가 떨어지게 된다. 따라서 본 연구에서는 교량에 대한 1차원 부등류 해석시 각 흐름에 대한 교량효과를 고려한 관련식들을 검

\* 경북대학교 공과대학 토목공학과 부교수  
 \*\* 울산대학교 공과대학 토목공학과 교수  
 \*\*\* 수자원공사 수자원 연구소 선임연구원  
 \*\*\*\* 경북대학교 대학원 토목공학과 석사과정

토하고, 1차원 부정류 해석시 발생할 수 있는 모든 물리적 현상을 고려할 수 있는 동역학적 방정식에서 내부 경계조건으로 처리하여 1차원 부정류 해석을 실시하였으며, 가상하도를 설정하여 모의실험을 함으로써 수위 상승에 영향을 미치는 각종 인자들을 분석하였다. 또한 실제로 이상홍수가 내습한 하도구간에 적용하여 상승된 수위를 계산하였고 실측치와 비교 검토하여 본 연구의 적용성을 입증하였다.

## 2. 교량구간에서의 1차원 부정류 해석

넓은 홍수터를 가진 하천을 가로질러 교량을 건설할 때 교량에 접속되는 제방을 홍수터 내로 확장시켜 교량을 건설하면 건설비용에 있어 경제적이다. 이 경우 홍수발생시 교량과 이에 접속된 제방은 흐름을 방해할 것이며 홍수흐름이 교량 개구부에 접근하면서 흐름단면이 축소되며 교량부를 통과하면서 점진적으로 흐름단면은 회복되는 유동특성을 나타낸다. 교각에 의한 장애와 함께 접속제방으로 인한 홍수류의 수축은 정상수위를 넘는 수면의 상승을 야기하고 유속을 증가시킨다. 여기서, 정상수위란 교량과 홍수터가 없는 자연상태에서의 수위이다. 교량 상류측에서의 수위상승 양상은 교량구조물에 의한 배수효과로 볼 수 있다. 교량에 의한 배수현상은 교량 상류부의 도시화된 제내지에 홍수의 발생을 가속화시킬 수 있다. 돌출된 접속제방을 가진 짧은 교량은 경제적이기는 하나 심각한 홍수 피해와 손실을 야기할 수 있다. 교량 상류측의 수면고의 정확한 계산결과는 교량상류측의 제방고의 결정에 매우 중요한 자료가 된다. 따라서 보다 정교한 수면고의 계산이 필요하며 이는 교량자체의 수리학적 설계에도 중요한 기초자료가 된다.

홍수의 잠재적인 피해와 예상되는 홍수에 부합될 수 있는 교량과 하도부를 설계하기 위한 수면고를 결정하기 위하여 많은 계산기법들이 사용되어 왔다. 교량의 개구부를 통한 에너지 손실과 수면형의 연구를 위해서 BPR 방법 (Bureau of Public Roads method), USGS 방법 (United States Geological Survey method), HEC 방법 (Hydrologic Engineering Center method) 등의 세가지 1차원

부등류 계산방법이 사용되었다. 이 방법들은 수리학적 및 지형학적으로 큰 변화를 가진 하도에 대한 적용은 효과적이지 못하다.

### 2.1 BPR 방법

BPR 방법은 수리모형실험의 결과를 기초로 하여 1960년에 최초로 개발되었으며 USGS에 의하여 비교적 짧은 교량에 대한 실제자료가 모형에 의한 해석결과를 증명하기 위하여 사용되었다. 그러나 넓은 홍수터를 가진 하도의 교량에 대하여 수집된 실제자료는 BPR방법에 의해 계산된 값보다 배수 수면고에 있어 높게 나타났다. 따라서, 개선된 해석방법이 1970년에 발표되었다. 개선된 방법에서는 교량에 의한 배수곡선이 최대 배수현상이 발생하는 상류점과 정상류로 회복되는 하류지점 간에 에너지 보존법칙을 적용함으로써 얻어지게 된다. 이 계산방법을 실제 자연하도에서 널리 발생하는 常流구간에 적용하였다. 이 경우에 교량에 의한 배수고  $h1^*$ 는 연속방정식과 에너지식으로 부터 (1) 식과 같이 기술된다.

$$h_1^* = K^* \alpha_2 (V_{n2}^2 / 2g) + \alpha_1 [(A_{n2} / A_4)^2 - (A_{n2} / A_1)^2] V_{n2}^2 / 2g \quad (1)$$

여기서,  $h_1$  = 전 배수고  $K^*$  = 전배수 손실계수  
 $\alpha_1$  = 교량상류단과 하류단에서의 속도수두 보정계수  
 $\alpha_2$  = 수축부에서 속도수두 보정계수  
 $A_{n2}$  = 정상수면조건하에서 수축부에서의 통수단면적  
 $V_{n2}$  = 정상수면조건하에서 수축부에서의 평균유속  
 $A_4$  = 교량하류단에서의 통수단면적  
 $A_1$  = 배수고를 포함한 교량상류단에서의 통수단면적

(1)식에서 배수계수  $K^*$ 는 주로 흐름의 수축정에 의존하지만 다음과 같은 조건에 의해서도 영향을 받게 된다. 즉,

- ① 교각의 갯수, 크기, 모양, 방향
- ② 계곡 횡단면에 대한 교량의 불균형적 배치

에 의한 편심정도

③ 흐름방향에 대하여 교량이 이루는 각도

따라서, 배수계수  $K^*$ 는 주로 수축에 의하여 지배되며 교각조건, 편심정도 등의 영향으로 인한 값이 추가로 고려된다.

USGS 방법도 BPR 방법과 마찬가지로 실험실에서의 연구결과를 기초로 하였고 수개의 교량부에 대한 실제 자료를 통하여 검증된 바 있다.

2.2 HEC 방법

HEC 방법에서의 교량부에 대한 고려는 정상계산방법(normal bridge method)과 특수계산방법(special bridge method)로 구분된다. 정상계산방법은 흐름이 교량구간을 통과할때 교각이나 상판 등의 영향으로 소용되는 단면이 축소되며 율변은 증가된다고 보아 기존의 부동류 계산방법인 표준축차계산법에 의하여 수위를 계산하는 방법이고, 특수계산방법은 교량부를통과하는 수위와 교량의 각 부분의 표고를 비교하여 수위 및 표고에 따라 저수 흐름(low flow), 압력흐름(pressure flow), 월류 흐름(weir flow)등으로 구분하고 이들의 조합으로 흐름상태를 계산하여 구하는 방법이다.

그림 1.에서의 같이 교량 상판상부의 표고를  $h_o$ , 상판하부의 표고를  $h_b$ , 하천수위를  $h_i$ 라 할때,  $h_i \leq h_b$  인 경우는 저수흐름조건으로서 수축흐름이 발생

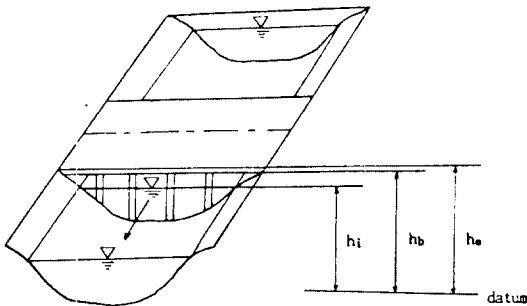


그림 1. 부동류해석을 위한 교량부의 형상

할 것이고,  $h_b \leq h_i \leq h_o$  인 경우는 압력흐름조건에서는 오리피스 흐름이 발생할 것이며,  $h_i > h_o$ 인 경우는 교량부를 월류하는 조건으로서 웨어흐름이 될 것이다.

(1) 수축흐름

이 흐름은 교량 상·하류측에서의 흐름상태에 따라 다음의 세가지 조건으로 구분된다.

上流측이 常流이고 下流측이 常流인 조건에서는 Yarnell(1934)의 식을 사용하여 수위차를 (2)식과 같이 기술하였다.

$$\frac{\Delta y}{y_3} = k F_3^2 (k + 5F_3^2 - 0.6) (\sigma + 15\sigma^4) \quad (2)$$

여기서,  $\Delta y$ 는 수심의 차이이고,  $F_3$ 는 수축단면의 Froude수이며,  $k$ 는 경험적 수치이고,  $\sigma$ 는 단면 수축률로서 ( $\sigma = 1 - \Gamma$ )이다. 여기서  $\Gamma = b_2/b_1$ 이고  $b_1$ 은 하도단면폭,  $b_2$ 는 교량에 의한 수축단면폭이다.

上流측은 常流이고 下流측은 射流인 조건에서는 도수가 발생한 경우의 흐름조건으로 운동량 방정식을 사용하여 (3)식 같이 기술할 수 있다.

$$m_1 - m_{p1} + (Q^2/(g A_1^2)) (A_1 - C_D/2A_{p1}) = m_2 + Q^2/(g A^2) = m_3 - m_{p3} + Q^2/(g A_3) \quad (3)$$

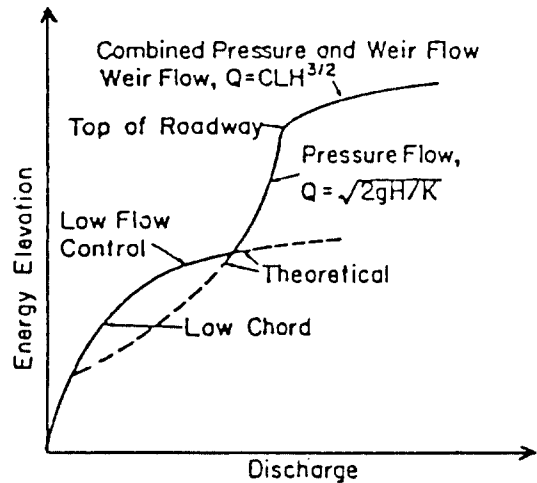


그림 2. 다양한 흐름조건에 대한 HEC모형의 적용

여기서,  $A_1, A_3$  : 상류부 및 하류부 단면의 흐름 단면적

$A_2$  : 수축부의 흐름단면적

$A_{P1}, A_{P3}$  : 상류부 및 하류부 단면중 흐름에 방해되는 면적

$y$  : 수표면으로부터 면적  $A$ 의 중력 중심까지 거리

$m = A y$   $C_D$  : 항력 계수

上流 및 下流측이 모두 射流인 조건에서의 해석은 상류-사류 조건에 적용한 것과 동일한 계산과정이 사용된다.

(2) 압력흐름

이 흐름은 교량 상판이 잠길때에 발생한다. 이 경우 흐름은 오리피스의 경우와 유사하며 관계식은 아래와 같이 표현된다.

$$Q = A(2g H/k)^{1/2} \tag{4}$$

여기서,  $H$  : 상·하류단의 전 에너지수두차

$k$  : 손실 계수

$A$  : 오리피스 흐름이 되는 단면적

(3) 웨어와 오리피스 흐름

이 흐름은 수위가 교량상판을 넘어서면서부터 발생하는 흐름으로 다음과 같은 관계식을 가진다.

$$Q = C L H^{3/2} \tag{5}$$

여기서,  $C$  : 유량 계수

$L$  : 침수된 상판부의 유효길이

$H$  : 상판부에서의 율류수두

HEC 방법에서는 수위에 따른 각 흐름 형태마다의 흐름 방정식을 가진다. 그림 2는 적절한 흐름영역의 결정에 사용된다.

3. 교량구간에서의 1차원 부정류 해석

3.1 기본 방정식

하천에서 수문학적 방법이나 단순화된 수리학적 방법을 이용하여 홍수발생시의 수위나 유량을 정확하게 계산하기에는 어려운 점이 많다. 이는 한 유

역에서의 이상홍수는 통상 발생하는 홍수에 비하여 첨두유량이 크고 첨두발생시간도 매우 짧게 나타나 매우 큰 가속성분의 영향이 발생한다. 단순화된 방법에서는 고려하지 못했던 관성력과 자유수면 변화에 의한 압력항이 중요한 역할을 하게 되므로 이들의 영향을 고려할 수 있는 동역학적모형의 적용이 필요하게 된다. 특히, 이상홍수에서는 넓은 홍수터 구간으로 유하하게 됨으로서 지류유입량, 제방율류량을 비롯한 측방 유입량의 고려 및 하천내에 위치한 교량 등의 수공구조물에 의한 영향 등이 고려되어야 한다. 이를 위하여 (6), (7)식의 방정식을 사용하였다.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(A+A_o)}{\partial t} - q = 0 \tag{6}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g A \left( \frac{\partial y}{\partial x} - S_o + S_r + S_c \right) + L + W_r, B = 0 \tag{7}$$

여기서,  $x$ 는 하천의 흐름방향거리,  $t$ 는 시간,  $Q$ 는 유량,  $y$ 는 수심,  $h$ 는 수위,  $A$ 와  $A_o$ 는 각각 하천의 흐름 및 저류 단면적,  $B$ 는 수면폭,  $q$ 는 측방 유출입량,  $L$ 은 측방유입량에 의한 운동량의 영향,  $W_r$ 는 바람응력에 의한 항,  $S_o, S_r, S_c$ 는 각각 수로 바닥경사, 마찰경사, 단면변화에 따른 손실경사의 항이다.

본 연구에서는 교량등 수공구조물에 대한 영향을

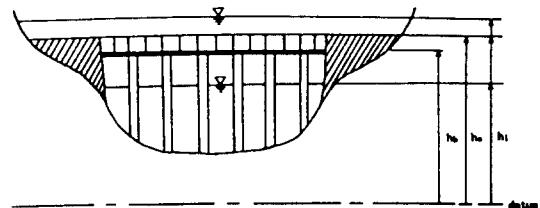


그림 3. 부정류해석을 위한 교량 단면도

동역학적 방정식의 내부 경계조건으로 처리하여 해석하였다. 즉, 교량부가 위치한 상·하류 단면을 내부 경계로 규정하고 이 구간에서의 흐름에 관한 조건식을 부여하였다. 교량부에 대한 흐름조건식은 그림 3에서 보는 바와 같이 수위변화에 따라 다양하게 나타나게 된다.

수위가 교량하부의 상판 아래 위치할 경우는 교각에 의하여 수축된 흐름이 발생되고, 교량의 상판을 넘고 홍수터의 제방부의 아래에 위치한 경우에는 오리피스 흐름이 되며, 그 월류부에서는 넓은마루의 웨어 상태의 흐름이 발생된다. 교량 월류의 경우에는 교량 직하류부의 수위에 의하여 잠수효과(submerged effect)가 나타날 수 있으며 이에 대한 영향도 고려하여야 할 것이다. (8)-(10)식은 교량부에 대한 흐름조건식을 기술한 것이다.

- ①  $h_i \leq h_b$ 인 경우(수축흐름)  

$$Q_{br1} = \sqrt{2g} C_c A_{i+1} (h_i - h_{i+1})^{1/2} \quad (8)$$
- ②  $h_b \leq h_i \leq h_c$ 인 경우(압력흐름)  

$$Q_{br2} = \sqrt{2g} C_o A_{i+1} (h_i - h_{i+1})^{1/2} \quad (9)$$
- ③  $h_i > h_c$ 인 경우(웨어와 오리피스흐름)  

$$Q_{br3} = S_b C_c L (h_i - h_c)^{3/2} + Q_{br2} \quad (10)$$

여기서,  $h_i$ 는 교량 상류측 경계수위,  $h_{i+1}$ 은 교량 하류측 경계수위,  $C_c$ 는 축수 흐름에 대한 유량계수,  $C_o$ 는 오리피스 흐름에 대한 유량계수,  $C_e$ 는 넓은마루웨어 흐름에 대한 유량계수,  $L$ 은 웨어부로 형성된 구간길이,  $S_b$ 는 잠수효과에 대한 보정계수로서 (11)식으로 기술된다.

$$S_b = 1.0 \quad r \leq 0.67$$

$$= 1.0 - 27.8(r - 0.67)^3 \quad r > 0.67 \quad (11)$$

$$r = \frac{h_{i+1} - h_c}{h_i - h_c}$$

### 3.2 내부 경계 조건

(6), (7)식의 비선형 편미분 방정식은 Preissmann implicit 기법에 의하여 차분화하고 정리하면 (12)식과 같은 매트릭스 식을 얻게된다.

$$[A] X = R \quad (12)$$

여기서 A는 Jacobian 계수의 매트릭스, X는 구하고자 하는 수위와 유량의 행벡터 이다.

이제, 교량부에 대한 내부 경계조건식을 (8)-(10)식과 같은 급변류를 표시하는 식과 시간에 대한 저류량을 무시한다는 가정하에 질량보존의 식으로서 (13),(14)식으로 표현된다.

$$I_1 = Q_i^{n+1} - Q_{br} = 0 \quad (13)$$

$$I_2 = Q_i^{n+1} - Q_{i+1}^{n+1} = 0 \quad (14)$$

여기서,  $h_i > h_c$ 인 경우  $Q_{br} = Q_{br2} + Q_{br3}$ 로 표시된다. 교량에 대한 내부 경계조건식을 (12)식의 행렬에 의하여 해석할때, (13), (14)식에 대한 Jacobian값은 (15), (16)식과 같이 구할 수 있어 동역학적 모형을 이용하여 교량구간에서의 흐름해석을 실시할 수 있다.

$$\frac{\partial I_1}{\partial Q_i} = 1 \quad \frac{\partial I_1}{\partial Q_{i+1}} = 0$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial h_i} = -\frac{1}{2} \frac{Q_{br2}}{(h_i^{n+1} - h_{i+1}^{n+1})}$$

$$-\frac{3}{2} \frac{Q_{br3}}{(h_i^{n+1} - h_c^{n+1})}$$

$$-83.4 \frac{Q_{br2}}{S_b} (\gamma - 0.67)^2 \frac{\gamma}{(h_i^{n+1} - h_c)}$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial h_{i+1}} = Q_{br2} \left( \frac{1}{2(h_i^{n+1} - h_{i+1}^{n+1})} - \frac{B_{i+1}}{A_{i+1}} \right)$$

$$+ 83.4 \frac{Q_{br3}}{S_b} (\gamma - 0.67)^2 \frac{1}{(h_i^{n+1} - h_c)} \quad (15)$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial Q_i} = 1 \quad \frac{\partial I_2}{\partial h_i} = 0$$

$$\frac{\partial I_2}{\partial Q_{i+1}} = -1 \quad \frac{\partial I_2}{\partial h_{i+1}} = 0 \quad (16)$$

(12)식에서 X행렬의 해를 구하기 위해서는 A행렬이 banded matrix를 이루고 있으므로 우선 '0'이 아닌 요소만 보관하여 그 크기를 줄이며 penta-diagonal 형으로 변형된 형태의 Gauss소거법을 적용하면 단일하도와 마찬가지로 효율적으로

그 해를 구할 수 있다.

#### 4. 가상 하도에 대한 적용

교량의 각종 관련인자들이 수위상승에 미치는 영향을 해석하기 위하여 9.8km 구간에 대하여 저면 폭 360m, 측면벽 경사 1 : 2인 사다리꼴 단면형을 선정하여 수치실험을 실시하였다.

가상하도망의 구성은 그림 4와 같이 구성하였는데 전체 하도단면은 21개로 하여 평균거리간격은  $\Delta x = 490m$ 였다. 교량은 9, 14, 18번 단면에 설정하였고 교량으로 인한 소통단면의 수축율은 각각 15%, 15%, 25%로 하였다.

하천의 흐름에 영향을 주는 인자 즉 조도계수, 하상경사, 유량, 각종 유량계수 등이 교량효과에 미치는 영향을 분석하기 위해 가상하도에 대하여 그림 5와 같은 상류단 유량수문곡선을 경계조건으로 하여 모의실험을 실시하였다.

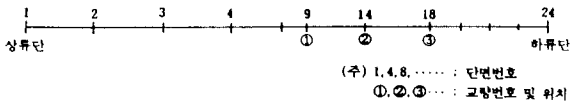


그림 4. 가상하도의 구성

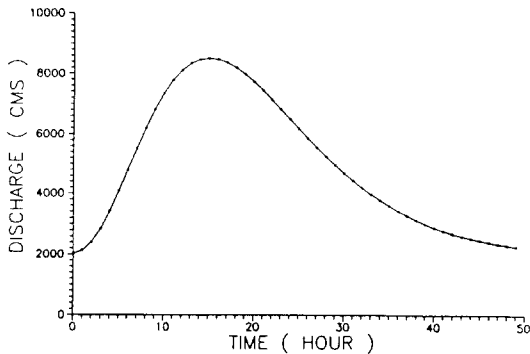


그림 5. 가상하도에 대한 상류단 경계조건

#### 4.1 하상경사의 영향

하상경사  $S_0$ 가 수위상승에 미치는 영향을 파악하기 위하여  $n=0.035$ ,  $C_c=0.85$ ,  $C_v=0.9$  로하고 교량부에서의 수위상승값을 직상하류부에서의 수위차로 계산하여 표 1과 같이 정리하였다. 표에서 볼 수 있는 바와 같이 하도경사가 급할수록 유속이 빠르게 되어 이로 인해 각 교량에서의 수위상승효과는 크게 나타났다.

하도경사의 변화가 교량상류부에서의 수위상승에 미치는 영향은 교량으로 부터 상류부인 0~5.6 km 구간에 대하여 교량영향의 유무에 따른 수위차를 계산함으로써 비교검토 하였다. 그림 6은 교량영향의 유무에 따른 상류부 지점에서의 수위차를 도시한 것으로 그림에서 보는 바와 같이 하도경사가 큰 경우가 교량에 의한 수위상승이 크게 나타나고 교량효과가 회복되는 구간이 짧게 나타남을 알

표 1. 하상경사에 따른 교량부에서의 수위상승

(단위 : m)

하상경사	BR # 1	BR # 2	BR # 3
0.0001	0.35	0.39	0.58
0.0002	0.41	0.44	0.63
0.0004	0.46	0.50	0.89
0.0005	0.49	0.61	0.99
0.0007	0.63	0.71	1.21

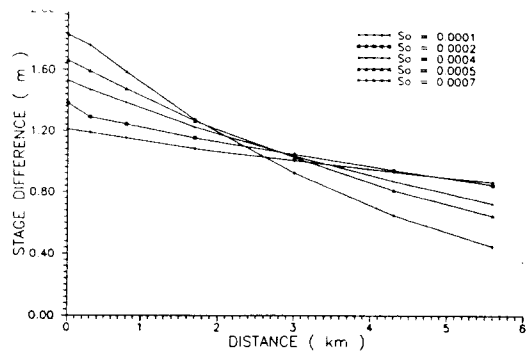


그림 6. 하상경사에 따른 교량유무시의 수위차

수 있다. 하상경사는 교량에 의한 상승수위에 큰 영향을 미치고 있으며 경사가 급한 경우에 더욱 그 영향이 크게 나타남을 알 수 있다.

4.2 조도계수의 영향

조도계수가 수위상승에 미치는 영향을 파악하기 위하여  $S_0=0.0002$ ,  $C_c=0.85$ ,  $C_o=0.9$ 로 하고 조도계수의 변화에 따른 교량부에서의 수위상승값을 직상하류부에서의 수위차로 계산하여 표 2에 정리하였다. 표에서 보는 바와 같이 조도계수가 작을수록 유속이 커져 교량효과가 크게 나타났다.

그림 7은 조도계수의 변화에 따른 교량 상류구간에서의 교량영향의 유무에 따른 수위차를 도시한 것으로서 하상에서의 조도계수가 증대됨에 따라 유속이 작아지고 이에 따른 교량유무의 수위차는 전체적으로 작게 나타남을 알 수 있었다.

표 2. 조도계수에 따른 교량부에서의 수위상승 (단위:m)

조도계수	BR # 1	BR # 2	BR # 3
0.02	0.61	0.71	1.35
0.03	0.45	0.46	0.83
0.04	0.41	0.44	0.63
0.05	0.35	0.39	0.57
0.06	0.24	0.25	0.33

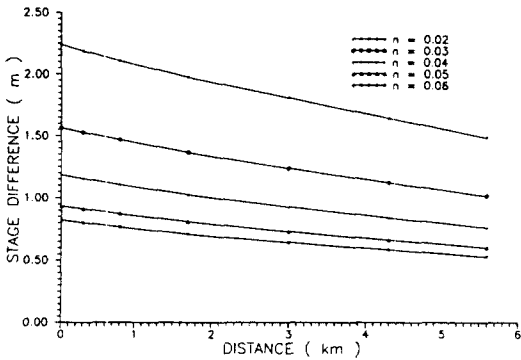


그림 7. 조도계수와 교량에 따른 수위차

4.3 유량계수의 영향

교량에 영향을 미치는 유량계수는 수축흐름의 경우  $C_c$ , 오리피스흐름의 경우  $C_o$ , 웨어흐름의 경우  $C_e$ 로 하여 각 계수가 수위상승에 미치는 영향을 검토 하였다. 표 3, 4, 5는 각각  $C_c$ ,  $C_o$ ,  $C_e$ 의 영향을 검토한 것이다.

표 3, 4, 5의 경우 상류단 경계에서의 첨두유량값을 각각 4500, 8500, 10000 CMS로 하여 유량에 따른 유량계수의 영향을 효과적으로 고려하였고, 각 유량계수의 변화범위는 Bradley(1960, 1970), Eichert(1970) 등의 참고문헌에서 조사된 값을 기초로 하여 적용하였다.

표에서 보는 바와 같이 수축흐름 및 오리피스흐름에 대한 효과는 유량계수가 작아질수록 각각 교량효과가 크게 나타났으나 웨어흐름의 경우에는 그 영향이 작게 나타났다. 이에 대한 원인은 복합적이며 수축흐름과 오리피스흐름의 경우의 유량계수는

표 3. 유량계수  $C_c$ 의 변화에 따른 영향

유 량 계 수			수 위 차 (m)		
$C_c$	$C_o$	$C_e$	BR #1	BR #2	BR #3
0.6	0.9	-	0.43	0.49	0.80
0.7	0.9	-	0.34	0.37	0.59
0.8	0.9	-	0.27	0.30	0.45
0.9	0.9	-	0.22	0.24	0.35

표 4. 유량계수  $C_o$ 의 변화에 따른 영향

유 량 계 수			수 위 차 (m)		
$C_c$	$C_o$	$C_e$	BR #1	BR #2	BR #3
0.85	0.9	-	0.41	0.44	0.63
0.85	0.8	-	0.48	0.54	0.80
0.85	0.7	-	0.55	0.65	1.03
0.85	0.6	-	0.62	0.78	1.35

표 5. 유량계수  $C_e$ 의 변화에 따른 영향

유 량 계 수			수 위 차 (m)		
$C_c$	$C_o$	$C_e$	BR #1	BR #2	BR #3
0.85	0.9	$1.0C_e$	0.42	0.48	0.74
0.85	0.9	$0.9C_e$	0.44	0.50	0.75
0.85	0.9	$0.8C_e$	0.46	0.51	0.75
0.85	0.9	$0.7C_e$	0.47	0.52	0.76

수위상승에 민감하게 나타남에 따라 실제 그 값의 선정에 있어 교량부에서의 흐름상태 및 실자료의 검증을 통하여 적용되어야 할 것으로 판단되었다.

### 5. 실제하천에 대한 적용

#### 5.1 적용대상의 선정

수영강 유역(그림 8)에는 태풍 Gladys에 의하여 1991년 8월 22일~23일간 439mm에 달하는 집중호우가 내려 계획 홍수량인 738CMS 보다 약 40%가 상회한 1035CMS에 달하는 큰 홍수가 유하하면서 제방이 낮은 일부 구간에서의 월류와 저지대의 침수로 인하여 커다란 피해가 발생하였다. 이 당시의 강우량은 200년 빈도인 426mm를 상회함으로써 부산 측우소 개설 이래 최대 기록치로 기록되었으며 상류부 회동 수위지의 월류고도 설계치인 2.74m를 약 0.86m 이상 상회하는 3.6m로 나타났다.



그림 8. 수영강 유역도

따라서, 본 절에서는 태풍 Gladys에 의한 홍수 파 해석을 실시하여 이를 당시의 홍수흔적치등과 비교하였고, 상류부 침수지역에서의 교량에 의한 홍수위 상승효과를 계산하였다. 이를 위하여 수영강의 하도구간을 그림 9와 같이 고려하였는데 舊流路는 약 2.15km 지점, 新流路는 3.05km 지점에 각각 유입되고 있었으며, 교량들은 3.75, 3.80, 4.0, 5.05km 지점에 위치하고 있으며 홍수중에는 이들 교량부를 월류하는 흐름이 뚜렷하게 나타났다.

하도구간에서의 조도계수는 하류부에서 상류부에 이르기까지 구간별로 0.02 에서 0.04 까지의 값이 각각 사용되었다.

홍수와 해석을 실시하기 위해서는 상 하류단 경계조건을 필요로 하는 바, 그림 10,11 은 각각 수영강 상류단과 구유로 및 첩수로의 유량 수문곡선을 나타내고 있으며 그림 12는 하류단의 수위수문곡선을 나타내고 있다.

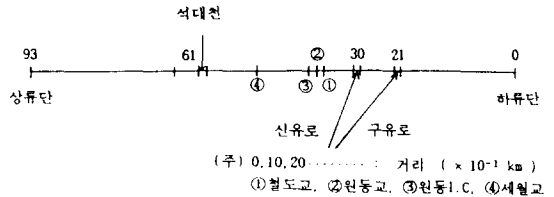


그림 9. 수영강에서의 홍수와 해석 구간

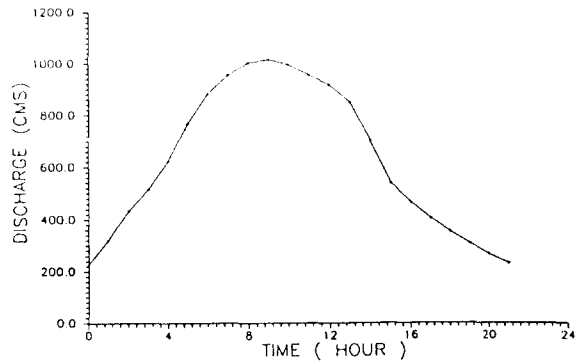


그림 10. 수영강 상류단의 유량수문곡선



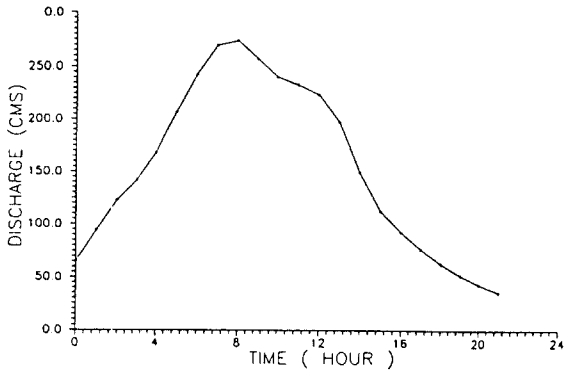


그림 11. 온천천 신·구유로 상류단의 유량수문곡선

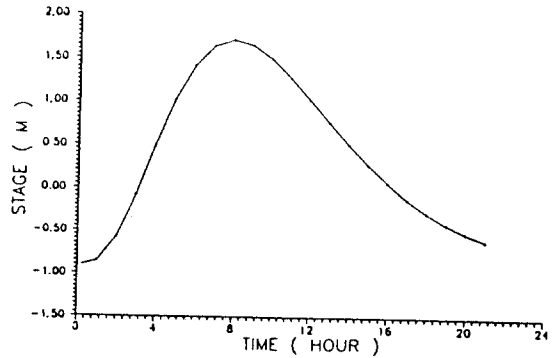


그림 12. 수영강 하류단의 수위수문곡선

5.2 적용결과 및 비교검토

Gladys 홍수시 온천천 첩수로 및 수개의 교량이 상류부에 미치는 수위 상승 효과를 다음의 과정을 통하여 계산하였다. 우선 홍수시 신유로와 구유로의 모두를 통하여 홍수류가 유하하였으므로 당시의 상황대로 해석하였고, 또한 교량 유 무에 따른 영

향을 해석하여 이를 당시의 실측자료와 비교 검토 하였다. 그림 13은 교량이 있는 실제경우와 교량의 영향이 배제된 경우에 대한 홍수파의 해석결과와 당시의 실측치를 도시한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 계산치는 당시의 홍수흔적 등에 의한 실측자료와 비교할 때 전 구간에 걸쳐 합리적인 범위 내에서 잘 일치되고 있어 교량에 의한 홍수위의 상승 효과를 효율적으로 검토할 수 있었다. 특히, 철

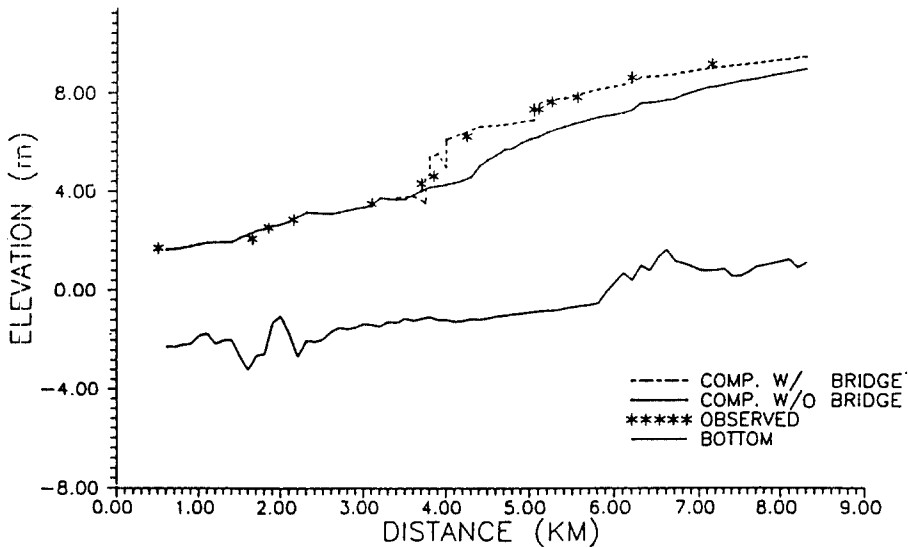


그림 13. 수영강에서의 홍수파 해석결과

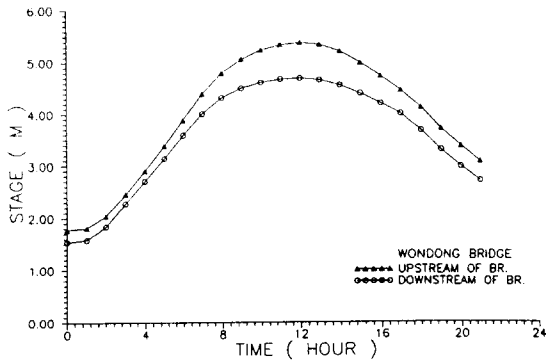


그림 14. 원동교 상·하류부에서의 수위 수문곡선

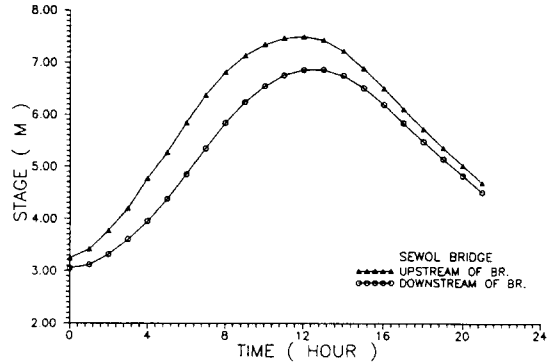


그림 15. 세월교 상·하류부에서의 수위 수문곡선

도교, 원동교, 원동 교차교는 교량간의 거리가 약 50m, 200m로 인접되어 있었고 교량에 의한 단면 수축정도는 각각 20.8%, 18.4%, 32.4%로 나타남에 따라 교량영향에 의한 수위상승 및 하강 특성이 크게 나타났다. 즉, 각 교량을 통한 수위 상승효과를 검토하기 위하여 철도교, 원동교, 원동 교차교, 세월교에 대하여 교량 상·하류부에서의 수위변동을 계산하는데 이중 원동교와 세월교에 대한 수위변동 양상을 그림 14-그림 15에 도시하였다. 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 교량 상 하류부에서의 수위차는 비교적 크게 나타났으며, 이를 도표로서 제시하면 표 6과 같다.

표 6. 교량 상 하류부에서의 수위차 (단위 : m)

	철도교	원동교	원동교차교	세월교
직상류부	4.48	5.35	6.07	7.49
직하류부	3.52	4.66	4.95	6.85
수위차	0.95	0.69	1.12	0.64

계산 결과에 의하면 철도교, 원동교, 원동교차교 및 세월교의 직상·하류부에서의 수위차는 각각 0.95m, 0.69m, 1.12m, 0.64m로 해석되어 이들 교량이 상류부 수위 상승에 미치는 영향은 큰 것으로 나타났다. 표 7은 수영강 수개 지점에 대한 최고수위의 계산치와 실측치를 비교한 것으로서 계산치와 실측치의 수위차는 최고 18cm 이내로 나타났으며 이들 자료를 기초로 할때 교량에 의한 수위상승 효

과는 4.25km 에서 6.2km 구간에서 1.53-1.08m에 달하는 것으로 계산되었다.

본 연구에서 제안한 해석기법을 수영강 유역에 적용한 결과 계산치는 그 당시의 홍수 흔적치들과 비교할 때 합리적인 범위내에서 잘 일치되고 있어 교량효과에 의한 수위상승값을 정확히 산정할 수 있었다.

본 연구에서는 교량부에서의 부정류의 1차원 흐름 특성만을 파악한 것으로서 교량 주위에서의 2차원 흐름특성, 와류발생 및 이에 따른 국부세굴 등의 영향은 2차원적 해석을 필요로 하고 이는 2차원 유한요소법을 이용하여 보다 정확한 해석을 수행할 수 있을 것으로 사료되며 이에 대한 연구는 향후의 연구과제로 하였다.

표 7. 주요지점에 대한 교량영향 검토 (단위 : m)

관측 지점 (km)	계 산 수 위			실측 수위	계산치와 실측치의 차이
	교량영향 무시	교량영향 고려	수위차		
1.85	2.55	-	-	2.55	0.00
2.15	2.88	-	-	2.86	0.02
3.10	3.40	-	-	3.50	-0.10
4.25	4.72	6.25	1.53	6.20	0.05
5.25	6.40	7.64	1.24	7.58	0.06
6.20	7.22	8.30	1.08	8.48	-0.18

## 6. 결 론

본 연구는 홍수시 교량에 의한 수위 상승 예측을 위하여 동역학적 방정식에 의한 1차원 부정류 해석을 실시한 것으로서 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 교량부에서의 흐름을 수위상승에 따라 수축흐름, 오리피스흐름 및 웨어흐름으로 각각 구분하고 부정류 계산시의 기본식을 기초로한 유량산정식을 이용하였다. 유량산정식의 Jacobian을 구하여 동역학적 모형의 내부 경계 조건으로 처리하여 이를 Newton-Raphson 방법에 의하여 해석하는 모형을 개발하였다.

2. 교량에 의한 수위상승에 영향을 미치는 주요 인자는 교량에 의한 수축단면의 정도, 하도경사, 하도부의 조도계수, 유량계수 등으로 나타났고 교량을 월류할 경우의 유량계수 영향은 비교적 작은 것으로 검토되었다.

3. 본 모형은 태풍 Gladys에 의한 수영강 유역에서의 홍수의 경우에 적용하여 해석하였다. 이 유역에서의 교량에 의한 교량상류부의 수위상승 효과는 하구부로 부터 4.25~6.2km 구간에서 1.53~1.08m에 달하는 것으로 나타났다. 이 계산치는 그 당시의 홍수흔적치등 실측치등과 비교할때 합리적인 범위에서 잘 일치되고 있어 본 모형이 교량에 의한 1차원 수위상승 해석에 적용성이 큰 것으로 나타났다.

## 참 고 문 헌

1. 이종태, 한건연,(1989) "하천제방의 붕괴로 인한 제내지의 침수 예측 모형", 한국수문학회지, 제 22 권 제 2 호, pp.223-231.
2. 이종태, 한건연,(1992) "댐 붕괴 홍수파 해석을 위한 무차원 홍수추적곡선의 유도", 대한토목학회 논문집, 제 12 권 제 2 호, pp.87-99.
3. 한건연,(1987) "하천에서의 홍수파해석을 위한 수치모형의 개발", 한국수문학회지, 제 20 권 제 4 호, pp.285-294.
4. 한건연,(1990) "댐의 파괴형태와 하도부 양상에 따른 홍수파의 전달 특성 해석에 관한 연구", 한국수문학회지, 제 23 권 제 4 호, PP.467-476.
5. Abbott, M.B.(1966) An Introduction to the Method of Characteristics, New York : American Elsevier.
6. Amein, M., and Fang, C.S.(1970) "Implicit Flood Routing in Natural Channels", J.Hydraulic Div., ASCE, 96(HY12), pp.2481-2500.
7. Bradley, J.N.,(1960) "Hydraulics of Bridge Waterways", Hydraulic Design Series. No.1, Bureau of Public Roads, U.S. Dept. of Commerce.
8. Bradley, J.N.,(1970) "Hydraulic of Bridge Waterways", Hydraulic Design Series. No.1, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transportation.
9. Eichert, B.S.,(1970) "Survey of Programs for Water Surface Profiles", J. of Hydraulics Division, ASCE, Vol.96., No.HY2. pp. 547-563.
10. Eichert, B.S., and Peter, J.,(1970) "Computer Determination of Flow through Bridges", J. of Hydraulics Division, ASCE, Vol.96., No.HY7. pp. 1455-1468.
11. Fread, D.L.(1985) "Channel Routing" in Anderson, M.G., and Burt, T.P.(eds) Hydrological Forecasting, John Wiley & Sons, 1985. pp.437-503.
12. Gee, D. M., and MacArthur, R. C.(1982) "Evaluation and Application of the Generalized Finite Element Hydrodynamic Model, RMA-2," Proceedings of a Seminar on Two-Dimensional Flow Modeling, US Army Engineer Hydrologic Engineering Center, Davis, Calif. pp. 97-113.
13. Liggett, J.A., and Cunge, J.A.(1975) "Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations", In Mahmood, K., and Yevjevich, V. (eds), Unsteady Flow in Open Channels, Vol.I., Fort Collins, Colorado : Water Resources Publications, Chapter 4, pp.89-102.
14. Preissmann, A.(1961) "Propagation of Translatory Waves in Channels and Rivers", In Proc., First Congress of French Assoc. for Computation, Grenoble, France, pp.433-442.
15. Schaffranek, R.W., Baltzer, R.A., and Goldberg,

D.E.,(1981) “ A Model for Simulation of Flow in Singular and Interconnected Channels”, Techniques of Water Resources Investigations of U.S. Geological Survey, Chap. C3, Book 7, USGS. pp.

1-110.  
16. Yarnell, D. L.,(1934) “Bridge Piers as Channel Obstructions”, Technical Bulletin. 442, U.S. Dept of Agriculture.

(접수 : 11월 30일)