

論 文

錦江 下流 洪水의 不定流 解析

Unsteady Flow Analysis on Flood Characteristics in KEUM River Downstream.

*金 顯 榮 . **朴 承 禹
Kim, Hyun Young · Park, Seung Woo

Abstract

KEUM River downstream has some characteristics in which the downstream is affected with tidal motion, the several tributaries are forming a dendritic river system, and the channel cross-sections are irregular. The flood in this downstream can not be analyzed by the hydrological flood routing methods and under the assumption regarding the dendritic river system as a single reach. In this study the river system was modeled as a dendritic system and the unsteady flow analysis i.e. explicit finite difference scheme was used for the flood routing. The flood records which were measured in 1978 and 1987 were applied for calibration and verification of the unsteady flow model respectively.

The results show that the flood at KANG-KYONG station was not affected with the tidal motion when the discharge at KONGJU station exceeded about 5,000m³/sec, and that the bottle neck at IP-PO station intercepted the tidal influences.

要 旨

錦江 下流는 感潮 區間이며 여러개의 支流가 樹枝狀을 形成하고 있고, 河川 斷面의 地形이 不規則한것이 特徵이다. 여기에 洪水가 發生할 경우 종래의 單純한 河道 洪水 追跡法이나, 單一流路로 假定하는 技法 等으로는 滿足할 만한 分析 結果를 얻을 수 없다. 따라서 本 研究에서는 樹枝狀의 河川 網으로 模型化하고 陽形式의 差分法에 의한 不定流 解析法을 適用하여 1978年과 1987年 洪水를 對象으로 分析한 結果, 公州地點에서 5,000m³/sec 內外가 流下할 경우 江景地點의 洪水에는 潮汐의 影響이 없었으며, 笠浦 地點의 협착부가 潮汐의 影響을 遮斷시키는 役割을 하고 있었다.

*農業振興公社 世國金事業處(農博)

**서울대학교 農科大學 助教授, 工博

1. 緒 論

錦江은 우리나라 3大江 中の 하나이며 그 流域은 國土의 約 1/10에 該當하는 9,828km²이고 이의 流路長은 約 401km에 달하고 있다³¹⁴⁾. 錦江 流域의 上流에서는 大淸댐이 1980년에 建設 되었고 河口에는 1988年 1월에 河口둑이 締切 되었다.

錦江 下流의 水理의 特性은 河口에서 約 60km 上流의 窺岩까지는 渴水時 潮汐의 影響이 미치고 있으며, 下流 河床 기울기가 매우 緩慢하며²⁾, 河口에서 約 30km에는 笠浦地点과 같은 협착부가 存在하고⁵⁾, 또한 論山川과 같은 支流도 本流의 水位에 影響을 미치고 있다는 것 등이다.

河川의 洪水를 解析하는 方法에는 水文學의 方法과 水理學의 方法으로 大別되는데 水文學의 方法은 連續方程式을 應用하는 것으로서 Muskingum 方法 등이 있다²⁰⁾. 水理學의 方法은 連續方程式과 함께 連動量 方程式을 使用하는 것으로서 連動量 方程式을 構成하는 여러個의 項中 어떤項을 省略 또는 簡略化 하느냐에 따라 Kinematic 方程式에서 부터 不定流 方程式과 같은 方法들이 제시되어 있다¹⁹⁾²⁰⁾. 錦江의 洪水解析에서는 이스라엘의 TAHAL用役團²¹⁾ (1975)이 背水曲線法을 適用한 바 있으며, 鮮우¹⁰⁾(1983) 및 崔等¹⁴⁾(1985)은 不定流 解析法을 適用한바 있다. 그러나 TAHAL用役團 및 崔等の 研究는 주로 潮汐의 影響을 檢討할 目的으로 시도된 것으로서 洪水波를 考慮하지 않거나 上流 區間에서의 流量을 一定하게 假定한 것이며, 또한 支流의 影響도 考慮하지 않은 것이었다. 따라서 洪水 解析의 精確도를 높이고 實際 洪水를 再現시키기 爲해서는 不定流 解析方法에 依하되 支流의 影響도 考慮할 수 있도록 樹枝狀의 河川網(Dendritic River System)解析이 要求된다.

한편 不定流 方程式을 解析하는 方法과 關聯하여 姜¹⁾(1970)이 特性 曲線法을 紹介한 以來 李¹²⁾(1982)는 陰形式(Implicit Method)의 差分法 中の 하나인 Preissman 枝法에 대해 發表하였고, 李等¹³⁾(1982)은 線型 4點 特性法에 대하여, 南等

⁶⁾(1985)을 對流-擴散 모델의 利用에 대하여 各 各 研究한 바 있다. 特히 鮮우¹⁰⁾(1983)는 錦江 河流部의 洪水位를 決定하기 爲해 不定流 解析을 시도하였는 데 이는 陰形式의 差分法에 依한 것이었다. 한편 日本의 三祐用役團(1977)에 依해 榮山江⁷⁾ 및 插橋川³¹⁾ 下流의 洪水追跡을 陽形式(Explicit Method)의 差分法을 利用하여 不定流 解析을 行한 바 있다.

本 研究의 目的은 錦江下流 區間을 樹枝狀의 河川網으로 模型化하고, 陽形式의 差分法으로 不定流 方程式을 解析한 다음, 上下流의 境界條件을 實際 洪水狀況에 맞게 適用하여 模型을 補正(Calibration)하고 檢定(Verification)해 봄으로서 不定流 模型의 應用性을 檢討하고 錦江下流部의 洪水 特性을 把握하는 것이다.

2. 不定流 基本方程式

가. 單一流路의 基本式

1차원 흐름의 基本方程式은 連續方程式과 連動量方程式으로서 다음과 같은 流量과 水位의 項으로 표현할 수 있다. (水理 公式集, ¹¹⁾1971).

$$\frac{\partial Q}{\partial X} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \dots\dots\dots (1)$$

그리고,

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2QB}{gA^2} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{2Qq}{gA^2} - \frac{Q^2B}{gA^3} \left(i + \frac{\partial H}{\partial X} \right) + \frac{\partial H}{\partial X} + \frac{|Q|Q}{K^2} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

여기서 Q=流量, H=水位, B=水面幅, q=橫流入量, g=重力加速度, X=흐름方向 으로의 距離, t=時間, A=通水 斷面積, i=바닥 경사 및 K=斷面의 通水能으로서 Manning의 粗度係數 n과 水理 徑深 R을 사용하면 다음과 같다. 즉,

$$K^2 = A^2R^{4/3}/n^2 \dots\dots\dots (3)$$

또한 式(2)에서 첫째 項과 넷째 項에서 각각 사용된 운동량 및 에너지 보정 계수는 모두 1로 가

정하였다.

나. 分合流点的 條件式

支流와 合流되는 計算地点에는 本流의 水位, 流量 등과 함께 未知量이 6개가 발생한다. 이의 解를 구하기 위해서는 6개의 方程式이 필요하며, 이는 式(2)에 의한 本流 및 支流의 運動量 方程式 2개와 다음 式(4) 및 (5)와 같이 合流点에서의 水位는 同一하다는 條件式 및 流量의 連續條件式 등이다. 즉,

$$H_u = H_t = H_d \dots\dots\dots (4)$$

$$Q_u + Q_t = Q_d \dots\dots\dots (5)$$

여기서 添字 u=本流 上流, t=支流, 및 d=本流 下流를 의미한다.

다. 方程式의 解法

式(1) 및 (2)의 解를 구하기 위해서는 임의의 計算地点에서 水位와 流量을 計算할 수 있도록 差分法으로 표시하고 연립으로 풀게 된다. 差分法에는 陽形式(Explicit)과 陰形式(Implicit)의 方法이 있으며¹⁶⁾ 여기서는 陽形式의 解法中 소위 Leap-Frog 方法을¹⁷⁾ 사용하였다.

陽形式의 差分法은 無條件 安定하지는 않고 距離와 時間間隔 즉, ΔX와 Δt에 의해 다음 式의 Courant 條件式을 만족하여야 한다.

$$\frac{\Delta X}{\Delta t} \geq \{ (gA/B)^{1/2} + |V| \} \dots\dots\dots (6)$$

여기서 V=平均流速이다.

3. 河川 水文 調査

가. 流域 調査

Fig. 1에서 보는 바와같이 公州地点 以下の 錦江下流 流域面積은 약 284,000ha이며¹⁸⁾, 이들 流域을 각각 計算地点의 橫流入量을 支配하는 小流域으로 보고 69개로 區分하였다. 流域調査는 각 小流域 間의 境界 確認, 流域의 土地利用 狀態, 流路形態, 및 林相 등을 調査 하였다. 이 橫流入量에 대해서는 다음 式(7)~(9)에서 정의하고 있

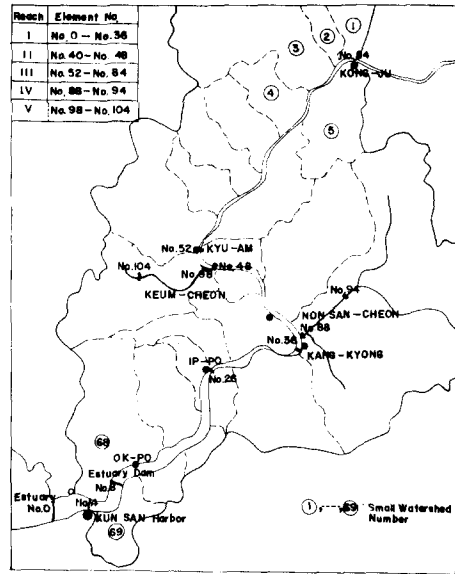


Fig. 1. Watershed Map of Lower KEUM River and River Modeling.

다.

나. 河川 縱橫斷 測量

式(1) 및 (2)에서 필요한 河川 斷面積 등의 資料를 얻기 위하여 1982년 農振公¹⁹⁾에서 錦江의 縱橫斷 測量을 실시하였는데 測量區間은 公州地点부터 河口까지 약 92km에 걸쳐 행하여 졌으며 公州부터 窺岩까지는 매 1,000m마다, 窺岩부터 하구까지는 매 300m마다 測量하였고, 測量 結果로부터 600m마다 通水斷面積 外에 潤邊과 水面幅 및 有效 水面幅(흐름에 영향을 미치지 않는 死水域 計算에 사용)등의 橫斷 資料를 얻었다.

測量方法은 窺岩 上流區間은 水深이 北較的 낮은 水深測定 方法으로 행하였고, 窺岩下流 區間은 水深이 깊고 河幅이 넓어 Echo-Sounding機를 이용하였다.

한편 公州부터 92km에 달하는 河川 水位를 連結하고 각 地点의 橫斷 成果가 聯關性을 가질 수 있도록 2等 水準測量에 準하여 B. M 網를 橫成하고 測量하였으며, 既設 水位 觀測所의 零点 標高도 確認 하였다. 그 結果는 Table 1. 과 같다.

Table 1. Surveyed Bottom Elevation of the Gages for Stage Stations

Stations	MOC	ADC	Remarks
KONG-JU	6.625	8.883	Unit:EL.m
KYU-AM	1.126	1.817	
KANG-KYONG	(-)2.084	(-)0.936	
IP-PO	0.009	(-)0.743	
OK-PO	(-)3.322	(-)1.648	

다. 降雨量 資料

公州地点 下流의 觀測所는 10餘個 정도이나, 時間別 降雨量 資料를 求得할 수 있는곳은 自記紙를 保有하고 있었던 扶餘, 裡里, 大田, 群山 等 4개소였고 이들은 모두 中央 氣象台 管轄이었다. 여기서 蒐集된 時間別 降雨量 資料는 橫流入量 推定에 필요한 降雨 分布率과 Thiessen 法에 의한 面積 降雨를 計算하는데 이용하였다.

라. 洪水 資料

公州地点 以下 水位觀測所는 公州, 窺岩, 頒詔院, 江景, 笠浦, 및 玉浦이며, 이들 6개 觀測所의 過法 洪水 記錄을 調査하였는 바, 本 不定流 模型의 補正을 위한 時間別 水位 記錄은 同一洪水 기간동안 各 觀測所가 同質의 洪水記錄을 保有하여야 하며 이러한 곳은 公州, 窺岩, 江景, 등 3개 觀測所 뿐이 있으며 그 期間은 1978년 8월 19일-26일 까지 1회 洪水에 불과 하였다. 그 후 1987년 7월 23일에 발생한 洪水의 경우 建設部 中央 災害 對策本部에서 그 기록을 求得할 수 있었다.

한편 河口地点의 潮位 記錄은 群山 內港 檢潮所의 測定 資料를 洪水位 資料와 同一期間의 것을 蒐集 하였으며 그 結果는 Table 2에 收錄하였다.

4. 不定流 模型의 適用

가. 河川 模型化

1) 計算要素의 分割

Fig. 1은 錦江 下流 區間을 模型化하기 위해 各 Reach와 計算地点을 표시한 것이다. 同 그림에서 보는 바와 같이 上流 境界點은 公州이고 下流 境界點은 河口이다. 또한 同 區間을 5개의 Reach로 분할 하였는 바 各 Reach는 水理 特性이 類似할 것으로 判斷되거나 支流가 合流하는 地点을 基準으로 분할하였다. 模型化에 고려한 支流는 江景과 窺岩(扶餘)地点에서 各 本流와 合流하는 金川과 論山川이며 이들 지류는 독립된 하나의 Reach로 구성하였다. 各 Reach는 다시 等間隔으로, 모두 104개의 計算要素(Computational Element)로 구분하였고 이의 번호는 하구에서 부터 일련번호를 부여하였다. 各 Element 간의 거리는 Reach # I - II 까지는 1,200m, Reach # III-V은 1,000m 이다. Reach # I-II의 거리는 당초 600m로 하였으나 式(6)의 安定條件을 충족하지 못하여 1,200m로 변경한 것이다.

2) 境界 條件 및 初期條件

본 模型의 境界條件은 上流端의 流量과 下流端의 水位이다. 流量資料를 얻기 위해서는 水位로 부터 流量을 計算할 수 있도록 水位-流量 曲線式이 있는 公州地点을 상류 경계點으로 선택하였다. 同 地点에서 수집한 1978년 및 1987년 洪水時의 流量 Hydrograph는 Fig. 2와 같다. 한편

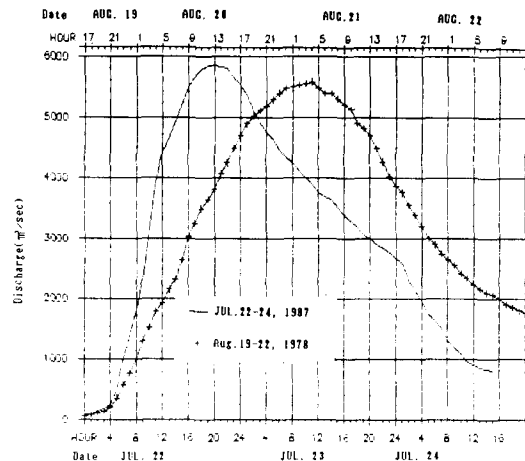


Fig. 2. Observed Flood Hydrographs at Upper Boundary, KONG-JU Station.

Table 2. Observed Tide Stages at Lower Boundary, KUN-SAN Harbor (unit:EL.m)

Year	1987			1978			
	JUL.22	JUL.23	JUL.24	JUL.19	JUL.20	JUL.21	JUL.22
01	2.40	2.30	2.08		*-2.77	-2.26	-2.46
02	2.22	2.53	2.70		-1.48	-2.32	-2.22
03	1.68	2.34	*2.77		0.80	-0.40	0.16
04	1.00	1.77	2.44		2.64	1.70	1.90
05	0.21	1.00	1.68		3.74	3.19	3.25
06	-0.29	0.24	0.78		*3.82	4.00	3.71
07	-0.67	-0.30	-0.08		3.02	3.64	3.14
08	-0.78	-0.72	-0.69		1.84	2.62	1.94
09	-0.31	-0.87	-1.09		0.30	1.22	0.50
10	0.17	-0.70	-1.21		-0.92	-0.12	-0.44
11	0.93	-0.07	-0.76		-1.61	-1.02	
12	1.41	0.80	-0.28		-2.00	-1.70	
13	1.58	1.38	1.15		-2.25	-2.08	
14	1.25	1.64	1.78		-2.20	-2.25	
15	0.86	1.44	1.94	1.00	-0.39	-1.68	
16	0.19	0.80		2.54	1.62	0.74	
17	-0.40	0.08		3.44	3.14	2.44	
18	-0.87	-0.57		3.26	3.50	3.50	
19	-1.15	-1.06		2.12	3.02	2.67	
20	-1.25	-1.44		0.68	1.80	1.39	
21	-1.05	*-1.57		-0.60	0.44	-0.02	
22	-0.26	-1.28		-1.57	-0.68	-1.07	
23	0.80	-0.20		-2.08	-1.50	-1.74	
24	1.60	1.04		-2.48	-1.98	-2.18	

(* means the highest or the lowest tide level during the given flood period.**

下流端의 水位 境界條件은 Table 2와 같이 群山 港의 潮位 資料를 적용토록 하였다.

Leap-Frog 差分法에 있어서 임의의 시각 j를 생각할때 초기 條件은 j-1 시각에서의 流量과 j-2 시각의 水位자료가 요구되므로, 각 계산지점i의 流量과 水位의 초기치는 上下流의 境界점과 중간 (窺岩 및 江景)地点의 실측 資料를 연결하고 이로부터 補間法(Interpolation)에 의해 결정하였다.

3) 橫 流 入 量

Fig. 1의 69개 小流域으로부터 본류로 流入되는 橫流入量은 流域형태가 다르고 실측 流量資料가 없는 관계로 각 小流域별로 流出 模型을 적용한다는 것은 사실상 곤란한 일이다. 따라서 강우 資料와 流域의 特性만 가지고 간단히 취급할 수 있고 또한 실제문제에 가끔 적용되는 流出函數法¹⁵⁾(Runoff Function Method)에 의한 橫流入量을 計算하였다. 즉, 강우강도 r(mm/hr)인 비가 t 동안 왔다고 하면 微小時間 dz를 생각할때 단위 면적당 유출량(m³/sec/km²)q=1 3.6 fr α²(t-τ)

$\alpha t' d\tau$ 가 되며, 이를 t_0 동안 합성하면 유출량 q 가 되고, 이를 m^3/sec 단위로 환산하면 式(7)이 된다.

즉

$$q = \int_0^{t_0} q' d\tau = \int_0^{t_0} \frac{f r \alpha^2}{3.6} (t-Z) e^{-\alpha t - \tau} d\tau$$

이고

$$Q = 0.2778 f r A \{ e^{-\alpha t'} + 1 - e^{-\alpha t} + 1 \} \dots (7)$$

여기서, f = 流出係數, 및 A = 流域面積(km^2)이다.

또한, $t' = t - t_0$ (단, $t \geq t_0$) (8)

한편 α 는 頂點 도달시간 T_p 로 부터 다음 式으로 구할 수 있다.

$$T_p = \frac{t_0 e^{\alpha t_0}}{\alpha e - 1} \dots (9)$$

또한 유출계수 f 는 일정비 손실우량법에 의하였으며, 누가우량 100mm까지는 0.5, 그 이상이면 0.7을 적용하였다.

나. 模型의 補正

不定流 模型의 補正은 式(3)의 粗度係數를 試算法에 의해 실측된 水位 (1978. 8月 洪水)와 계산된 水位가 주어진 오차의 범위내에서 접근하면 이때의 粗度係數를 確定하는 것이다. 補正方法은 해당 Reach별로 粗度係數를 가정하여 補正地点 (窺岩, 江景)의 時間別 洪水位를 計算하고 실측

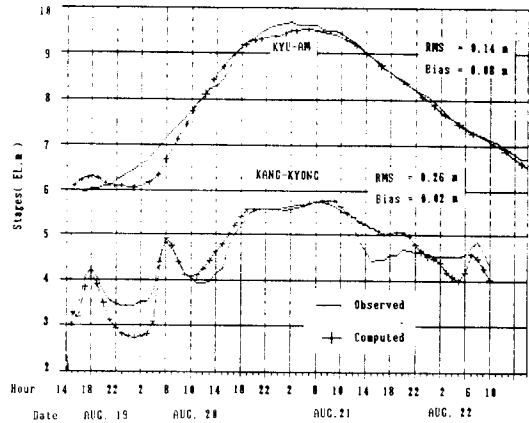


Fig. 3. Hourly Observed and Computed Hydrographs for Model Calibration at KYU-AM and KANG-KYONG Station, 1978.

水位와의 RMS⁽⁶⁾⁽²²⁾(Root-Mean-Square) 및 Bias를 計算하여 이 값들이 최소가 되는 粗度係數를 찾는 것이다.

Fig. 3은 窺岩과 江景 地点에서 실측 및 計算 洪水位의 時間別 비교를 보여주고 있다. 이때 최종적으로 채택된 粗度係數의 값은 Table 3에서 보는 바와 같이 窺岩地点의 水位의 경우, 洪水 초기 최대 약 0.7m의 오차를 제외하고 全 期間에 걸쳐 0.10m 내외의 좋은 補正결과를 보여주고 있다. 한편 江景地点에서는 流量이 적은 洪水初期 및 末期에서, 특히 低水부분에서 오차가 큰 반면 尖頭 洪水와 滿潮時에는 실측 水位에 거의 접근시킬 수 있었다. 低水時 오차가 큰 이유는 본 不定流 模型에서 粗度係數의 적용을 Reach별로 구분 적용하고 流量規模 또는 水深別로는 상

Table 3. Calibrated Roughness Coefficients.

Reach Number	Reach Name		Roughness Coeff.
	From	To	
#1-1	Estuary	Estuary Dam	0.028
-2	Estuary Dam	KANG-KYONG	0.020
#2	KANG-KYONG	KYU-AM	0.017
#3-1	KYU-AM	Section No. 60	0.020
-2	Section No. 60	KONG-JU	0.027
#4	Junct. #1	NON-SAN CHEON	0.030
#5	Junct. #2	KEUM CHEON	0.030

이하에 적용하지 못한 결과로 풀이된다.

다. 模型의 檢定

1978년 8월 洪水 기록에 의해 補正된 각 Reach 별 粗度係數(Table 3)를 사용하여 不定流 計算을 행하고, 1987년 7월 洪水 기록으로 檢定하였다.

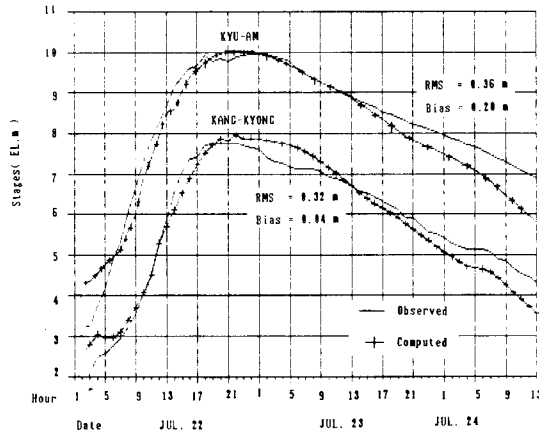


Fig. 4. Hourly Observed and Computed Hydrographs for Model Verification at KYU-AM and KANG-KYONG Station, 1987.

Fig. 4는 1987년 7월 洪水時 江景 및 窺岩地点의 시간별 실측 및 계산 洪水位를 비교하고 있다. Fig. 4의 窺岩地点에서 RMS는 0.36m이고 Bias가 0.20m로 계산되어 補正時의 RMS 및 Bias가 각각 0.14m 및 0.08m(Fig. 3 참조)임을 감안할 때 실측 Hydrograph가 계산시보다 높은 것으로 나타났으나 전반적으로 실측 수위에 접근하고 있음을 볼수 있다. Fig. 4에서 보는 바와 같이 江景地点에서도 窺岩地点과 유사한 경향을 보여주고 있다. 江景 및 窺岩의 兩地点에서 계산 Hydrograph는 補正時와 동일하게 洪水의 尖頭部分에서는 실측치에 잘 접근하고 있는 반면에 홍수의 시점 및 증점부에서 오차가 다소 크게 나타나고 있으며, 그 원인은 粗度係數의 補正이 洪水의 尖頭부분에 증점을 두고 행하여졌기 때문이다.

라. 洪水 特性 分析

Fig. 3에서 보는 바와 같이 洪水 初期와 末期에 해당되며 평시의 流下量보다 적은 경우 江景地点에서는 심한 수위 변동을 보이는 것으로 보아 이는 분명한 潮汐의 영향으로 볼 수 있으며 Fig. 3의 窺岩地点까지 올라가면 그 영향은 급격히 감소하여 거의 洪水 시점에서만 潮汐의 영향을 받고 있음을 볼수 있다.

그러나 동일규모의 洪水量이 流下하더라도 당시의 潮位 조건에 따라 각 地点의 시간별 洪水位 변화 樣相은 상이하게 되며 潮汐의 영향권이 달라지게 된다. 예를 들어 Fig. 2에서 보는 바와 같이 公州地点에서 1987년과 1978년의 洪水量의 크기에 있어 각각 5,900과 5,600m³/sec 으로서 비슷한 크기임에도 불구하고 Fig. 3 및 4에서 江景地点의 洪水位의 시간별 변화는 다른 양상을 보여주고 있다. 즉, 1987년의 江景 洪水位는 潮汐의 영향을 별로 받지않고 있는데 반해 1978년 洪水位에는 그 영향이 매우 큼을 볼 수 있다. 이러한 현상은 Table 2에서 알 수 있는 바와 같이 1987년 洪水時는 潮位條件이 小潮 期間(최고 (+)2.77m, 최저 (-)1.57m)이었고 1978년 경우에는 大潮時(최고 (+)3.82m, 최저 (-)2.77m)에 해당 되었기 때문으로 풀이할 수 있다. 그러나 洪水의 尖頭部分에 있어서는 潮汐의 영향은 거의 나타나고 있지 않으며, 이때 洪水量의 크기는 Fig. 2에서 보는 바와 같이 公州地点에서 약 5,000m³/sec內外이고, 이 程度의 洪水量이 流下할 경우 江景地点에서는 潮汐의 영향 보다는 同地点, 下流 하천 단면에 의해서 洪水位가 결정되고 있음을 알 수 있다.

한편 Fig. 5는 洪水規模와 潮位條件의 변화를 파악하고자 작성한 것이다. 洪水 규모는 100년과 10년 頻度를 적용하였고 潮位는 大潮와 小潮時의 경우이다. Fig. 5에서와 같이 하구에서 상류거리에 따른 尖頭 洪水位의 변화는 하구에서 약 29km의 笠浦地点까지 潮位의 영향으로 매우 심한 변화를 보인 반면 同地点 상류에서는 潮位의 영향

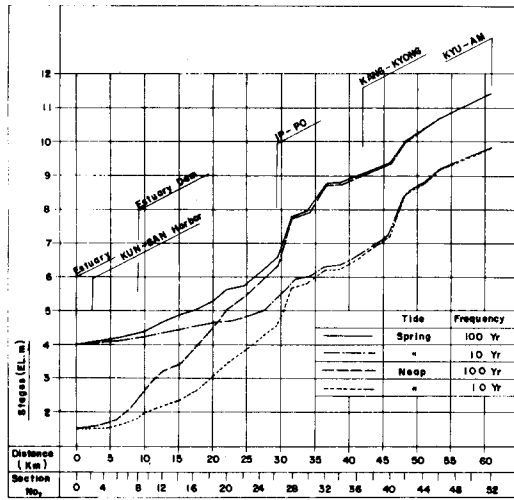


Fig. 5. Variations of Peak Stages with Tide and Flood Frequency Conditions on KEUM River Downstream.

은 급격히 감소하여 오직 홍수량의 크기에 따라 변하고 있음을 볼 수 있다. 한편 農振公*(1983) 및 建設部²⁵⁾ (1975, 1985)에 의하면 본 笠浦地点은 하천 수면폭이 약 460m로서 他地点의 평균 수면폭 약 1000m에 비해 狹窄部를 형성하고 있다. 이러한 이유로해서 錦江 下流部の 洪水 特性은 笠浦地点의 地形的인 특성으로 인해 上下流의 水理現狀을 분리하려는 경향이 있음을 알 수 있다.

5. 結論

錦江 下流部の 洪水를 해석하기 위해 樹枝狀의 河川網으로 不定流 模型을 구성하고 1978년 洪水 기록으로 模型을 補正한 후 1987년 洪水에 의해 模型을 檢定하여 洪水 特性을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- ① 錦江 下流區間에서 不定流 模型을 실측 洪水位 자료에 의해 補正한 결과 窺岩과 江景地点에서 RMS가 각각 0.14m 및 0.26m로서 비교적 좋은 결과를 얻을 수 있었다.
- ② 不定流 模型의 檢定 결과 RMS는 窺岩과 江景地点에서 각각 0.36m와 0.32m로 계산되어

補正時의 RMS와 약 0.10m 내외의 차이를 보이므로서 실제 洪水 特性을 분석하는 데 이용할 수 있을 것으로 판단 되었다.

- ③ 不定流 模型을 이용하여 洪水 特性을 분석한 결과 江景地点에서 潮汐의 영향을 받지 않는 洪水量의 크기는 公州地点에서 $5,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 내외로 추정되었다.
- ④ 또한, 錦江 하류구간에 있어서 洪水量이 $5,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 이상이 될때 潮汐의 영향이 미치고 있는 地点은 笠浦地点까지로서 이는 同地点이 지형적으로 협착되어 있기 때문이다.
- ⑤ 低水부분의 오차를 개선하기 위해서는 流量구모 또는 수위에 따라 粗度係數를 상이하게 적용할 수 있도록 함이 요구된다.

參考文獻

1. 姜 관원, 1970, 特性 曲線을 利用한 洪水追跡法, 물의 科學, Vol. 3, No. 1.
2. 建設部, 1975, 錦江 河川 整備 基本計劃.
3. 建設部, 1978, 錦江流域 調查報告書, 水文編.
4. 建設部, 產業基地 開發公社, 1979, 錦江流域 調查報告書, 水文編.
5. 建設部, 1985, 錦江 河床 變動調查 報告書.
6. 南 宣祐, 朴 상우, 1985, 對流 擴散 模型을 利用한 洪水追跡에 관한 研究, 水文學會誌, Vol. 18, No. 3.
7. 農業振興公社, 1975, 榮山江 農業綜合 開發事業(2 段階), 水文調查 報告書.
8. 農業振興公社, 1983, 錦江(I)地區 水文調查 報告書.
9. 三祐 用役團(加納正之), 1977, 農業綜合 開發事業 插橋川地區 不定流 解析 檢討 報告書.
10. 鮮우 중호, 1983, 不定流 解析에 의한 錦江 洪水位 決定, 水文學會誌, Vol. 16, No. 2.
11. 日本 土木學會*, 1971, 水理公式集.
12. 李 鍾泰, 1982, Preissmann技法에 의한 不定流의 해석, 水文學會誌, Vol. 15, No. 1.
13. 李 鍾泰, 李 元煥, 1982, 線型 4點 特性法에 의한 不定流解析, 水文學會誌, Vol. 15, No. 4.
14. 崔 秉昊, 安 元植, 1985, 錦江 感潮 區間의 潮汐傳

- 播, 水文學會誌, Vol. 18, No. 1.
15. 崔榮博, 1982, 水文學, 河川工學 I, 螢雪出版社.
 16. Fread, D.L., & G.F. Smith, 1978, *Calibration Techniques for one-dimensional unsteady flow models*, J. of the Hydraulics Div., ASCE, Vol. 104.
 17. James A. Liggett & J.A. Cunge, 1975, *Numerical methods of solution of the unstead flow equations*, Unsteady Flow in Open Channels, Edited by K. Mahmood et al, Water Resources Publication.
 18. Mahmood K. & V. Yevjevich, 1975, *Unsteady flow in open channels*, Water Resoureecs Publications.
 19. Miller, W.A. & J.A. Cunge, 1975, *Simplified equations of unsteady flow*, Unsteady Flow in Open Channels, Edited by K. Mahmood et al, Water Resources Publication.
 20. Rinsley, JR.R.K., M.A. Kohler, & J.H. Paulhus, 1982, *Hydrology for Engineers*, chap. 9 & 10, McGraw-Hill Inc.
 21. TAHAL Consultant, 1975, *Comprehensive agricultural development feasibility study for OK-SEO project*, Agricultural Dvelopment Corporation.
 22. USBR, 1983, *User's Guide to The DWOPER(Dynamic Wave Oprational Model)*, Revised by Timothy J. Randle.