

漢江의 陰解數值模型 An Implicit Numerical Model of the Han River

崔秉昊* · 高珍錫** · 安益壯***

Byung Ho Choi*, Jin Seok Ko** and Ike Jang Ann**

要旨: 前回の 陽解法을 採擇한 漢江의 動水力學模型(崔와 安, 1992)의 計算效率을 改善시키기 위해 支流變換方程式(Branch-transformation algorithm)을 適用한 陰解模型을 適用하였다. 樹立된 模型에 의해 定常流量 및 1925年, 1972年 및 1990年의 洪水算定을 遂行한 바, 滿足할 만한 初期結果를 가졌다. 追後 模型의 改善을 위한 問題點 및 討議를 收錄하였다.

Abstract □ Present study continues an earlier hydrodynamic modeling of the Han River (Choi and Ann, 1992) by adopting an implicit scheme with branch transformation algorithm to improve computational efficiency. The established model was used to compute steady flow conditions and also to hindcast 1925, 1972, 1984 and 1990 floods. Discussions were made on related problems and further improvements of the model.

1. 緒 論

河川 水系에서의 흐름에 관한 動水力學的의 樹立과 이의 工學的 應用에 관한 研究는 우리나라에서도 過去 十餘年間에 걸쳐 이루어져 왔다. 現在 漢江을 비롯한 主要 河川에서의 洪水 豫 警報體系가 갖추어져 있으나 根幹이 되는 技法은 貯留函數法에 의한 것으로 흐름의 基本式에 立脚한 動的 原理를 採擇한 것이 아니므로 河川흐름의 豫報體系의 樹立이 時急하다. 이러한 問題의 接近을 위해서 豫備研究段階로서 過去 5年에 걸쳐 陽解法을 採擇한 動的數值모델에 의해 漢江(崔等, 1987c; 崔와 徐, 1987), 錦江(崔等, 1987b; 崔와 吳, 1987) 및 洛東江(崔와 成, 1985)의 感潮區間 水位 시물레이션이 이루어진 바 있으며 主要 河川 水位觀測所의 觀測資料의 初期分析이 이루어진 바 있다(崔等, 1985, 1987a). 이 過程에서 水位觀測資料의 信賴性的 缺如 및 陸上標高基準에 關聯된 零點標高의 問題點들이 노정되었으나 水位 및 流量豫報를 위한 모

델適用的 妥當性은 立證되었다. 本 研究에서는 漢江의 洪水推定을 위해 樹立된 前回の 動水力學的模型(崔와 安, 1992; 崔等, 1992)은 陽解法 數值解析 技法에 根據한 것이므로 '安定條件을 滿足시키는 짧은 計算 時間 間隔 때문에 算定 時間이 오래 걸려서 實時間 豫報用으로는 適合하지 못하였다. 따라서 實時間 豫報體系에 運用될 수 있는 經濟的인 模型으로의 改善이 必要하게 되어 本 研究에서는 陰解法 數值 技法을 適用한 漢江 水系의 動水力學 模型을 樹立하였다.

本 研究에서 採擇된 模型의 Network는 Branch (reaches)와 節點(subreaches)으로 나뉘어져 많은 節點을 Branch로서 그룹화시켜 Branch로 變換된 支流 變換 方程式(branch-transformation algorithm)으로서 係數 行列을 形成시켜 解를 求하는 技法을 택하므로써 상당한 計算 時間의 節約을 기할 수 있는 美國 地質 調查局(USGS)의 模型技法(Schaffranek 등, 1987)인 branch-network model을 根幹으로 하였다.

*成均館大學校 工科大學 土木工學科 (Department of Civil Engineering, Sung Kyun Kwan University, Suwon, Science Campus, Suwon 440-746, Korea)

**成均館大學校-海洋研究所 學研 博士課程 (Sung Kyun Kwan University-Korea Ocean Research and Development Institute Joint Program on Coastal and Ocean Engineering)

***世一綜合技術公社(株) 港灣部 (Seil Engineering Co. Ltd., Seoul, Korea)

2. 數值 模型

2.1 支配方程式

Baltzer와 Lai(1968)가 제시하는 開水路 不定流의 基本方程式은 다음과 같다.

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + Q \frac{\partial(Q/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{gK}{AR^{4/3}} |Q|Q = 0 \tag{2}$$

여기서 B는 水路 上端幅, x는 河川의 縱軸, t는 時間, Z는 임의 기준면으로 부터의 水位, Q는 流量, g는 重力 加速度, A는 斷面積, R은 動水半徑, K는 摩擦 抵抗 係數(Manning의 n값과 類似)의 函數로서 $K=n^2$ 이다. 上記 式의 假定은 河床 傾斜는 緩慢하며 水路 接合 點에서의 橫的인 流出, 流入은 無視된다. 本 模型에 서는 均一하지 못한 斷面의 流速分布가 考慮되고 또한 바람 應力을 考慮하여 式 (2)를 다음과 같이 變化시 킨다.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \beta \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + Q \frac{\partial(\beta Q/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{gK}{AR^{4/3}} |Q|Q - \xi U_a^2 \cos \alpha = 0 \tag{3}$$

여기서 β 는 運動量 補正係數(通常의으로 $\beta=1.0 \sim 1.12$ 를 取함), ξ 는 바람 摩擦係數로서 $\xi=C_d(\rho_a/\rho)$ (C_d 는 水面 抗力 係數, ρ_a 空氣 密度, ρ 물의 密度)이다. 境界條件은 network의 上下端 및 branch의 接點에서 부여될 수 있는데 本 研究에서는 下流端에서는 潮位 變化, 上流端에서는 流量이 부여된다. 上記 方程式의 有限 差分形은 水位, 流量의 時間 導函數와 從屬인 變數 역시 時間, 空間的으로 中央 差分化 시켰는데 斷面積의 空間 導函數만을 前進 差分形으로 하였고 加重係數 θ , $\alpha(=1/2)$ 는 各其 時間 및 位置를 明示하기 爲해 利用된다.

2.2 係數 行列式(Coefficient Matrix)

式 (1), (2)는 有限 差分式으로 다음과 같이 變換 된다.

連續方程式

$$\gamma Z_{i+1}^{j+1} + Q_{i+1}^{j+1} + \gamma Z_i^{j+1} - Q_i^{j+1} = \delta \tag{4}$$

여기서

$$\gamma = \frac{\tilde{B} \Delta x_i}{2 \Delta t \theta} \tag{5}$$

이며

$$\delta = \gamma(Z_{i+1}^j + Z_i^j) - \frac{(1-\theta)}{\theta} (Q_{i+1}^j - Q_i^j) \tag{6}$$

運動方程式

$$Z_{i+1}^{j+1} + \zeta Q_{i+1}^{j+1} - Z_i^{j+1} + \omega Q_i^{j+1} = \epsilon \tag{7}$$

여기서

$$\zeta = -\lambda + \sigma + \mu, \tag{8}$$

$$\omega = \lambda + \sigma - \mu, \tag{9}$$

$$\lambda = \frac{\Delta x_i}{2 \Delta t g \tilde{A} \theta}, \tag{10}$$

$$\sigma = \frac{x K |\tilde{Q}| \Delta x_i}{2 \tilde{A}^2 \tilde{R}^{4/3} \theta}, \tag{11}$$

$$\mu = \frac{2 \beta \tilde{Q}}{g \tilde{A}^2} \tag{12}$$

$$\begin{aligned} \epsilon = & -\frac{(1-\theta)}{\theta} (Z_{i+1}^j - Z_i^j) + \left(\lambda - \sigma \frac{(1-\chi)}{\chi} \right) (Q_{i+1}^j + Q_i^j) \\ & - \mu \frac{(1-\theta)}{\theta} (Q_{i+1}^j - Q_i^j) + \beta \frac{\tilde{Q}^2}{g \tilde{A}^3 \theta} [\tilde{A}_{i+1}^{j+1} - \tilde{A}_i^{j+1}] \\ & + \frac{\xi \tilde{B}_i \Delta x_i}{g \tilde{A} \theta} U_a^2 \cos \alpha \end{aligned} \tag{13}$$

이다. tilde 記號는 局地的 常數로서 每 反復 計算 過程마다 새로이 規定된다. 每 節點에서의 流量을 求하는 式 (4), (7)은 다음과 같은 行列式으로 表現 된다.

$$\begin{bmatrix} 1 & \xi \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{Z}_{i+1}^{j+1} \\ \tilde{Q}_{i+1}^{j+1} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 1 & -\omega \\ -\gamma & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_i^{j+1} \\ Q_i^{j+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \epsilon \\ \delta \end{bmatrix} \tag{14}$$

2.3 變換 過程

上述된 聯立方程式 (14)는 network의 每 節點에 適用되는 바 適切한 境界條件과 初期 條件을 부여하

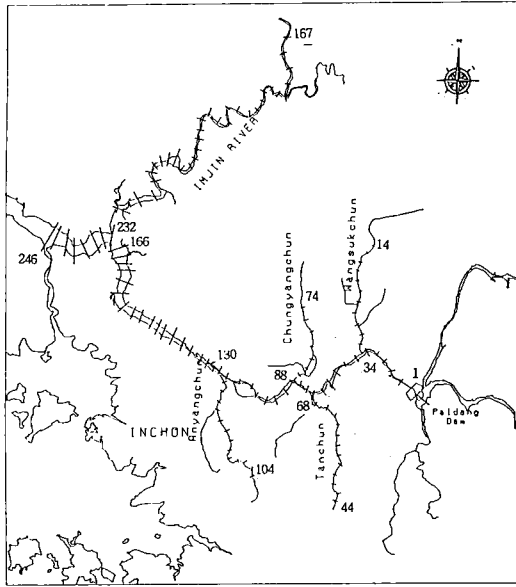


Fig. 1. 陰解法 branch netflow 模型의 格子 體系.

므로 直接解를 구할 수 있으나 本 branch network model 模型에서는 branch의 末端인 接點에서의 未知數를 節點流量과 相關시키기 위한 變換式이 다음과 같이 誘導되었다. i번째 斷面에서 두 成分 狀態 Vector는

$$S_i^{j+1} = \begin{bmatrix} Z_i^{j+1} \\ Q_i^{j+1} \end{bmatrix} \quad (15)$$

이므로 i번째의 節點의 變換 方程式은

$$S_{i+1}^{j+1} = U_{(i)} S_i^{j+1} + u_{(i)} \quad (16)$$

여기서 S_{i+1}^{j+1} 은 i+1번째 斷面에서의 狀態 벡터이다. i번째 節點의 變換 行列은 다음과 같다.

$$U_{(i)} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_{(i)} \\ \gamma_{(i)} & 1 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 1 & -\omega_{(i)} \\ -\gamma_{(i)} & 1 \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$u_{(i)} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_{(i)} \\ \gamma_{(i)} & 1 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \varepsilon_{(i)} \\ \delta_{(i)} \end{bmatrix} \quad (18)$$

上記의 節點 變換式의 連續的인 適用을 통해 branch 變換方程式을 다음과 같이 求할 수 있는데 末端 斷面 (1)과 n번째 branch의 m 節點의 未知數를 關聯시킨다.

$$S_m^{j+1} = U_n S_1^{j+1} + u_m \quad (19)$$

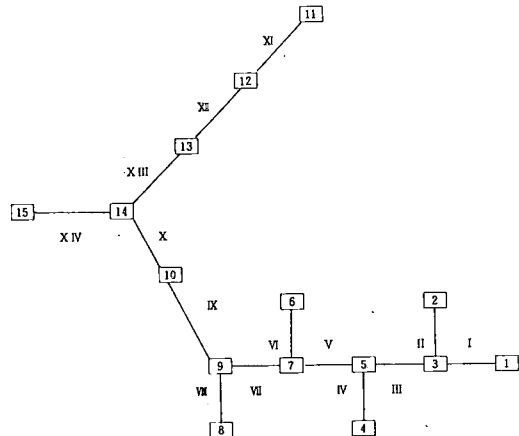


Fig. 2. 陰解法 模型의 branch 및 接點 表示.

n번째 branch의 變換 行列 U_n 과 u_n 은 m-1번째 節點부터 첫 節點까지의 節點 變換 行列을 連續的으로 代置시킴으로써 求해진다. 이 branch 變換 行은

$$U_n = U_{(m-1)} U_{(m-2)} \dots U_{(1)} \quad (20)$$

$$u_n = u_{(m-1)} + U_{(m-1)}(u_{(m-2)} + U_{(m-2)}(u_{(m-3)} + \dots + U_{(3)}(u_{(2)} + U_{(2)}u_{(1)})) \quad (21)$$

로서 接點(junction)에서의 狀態 벡터 S_{i+1}^{j+1} 과 S_i^{j+1} 간의 關係를 敘述한다. 上記 式에 適切한 境界條件을 부여하면 最終式으로부터 branch 端部(junction)에서의 水位, 流量이 算定되고 内部 節點의 解는 式 (16)에 의해 決定되므로 節點을 branch로서 그룹化 시키는데 따라 係數 行列의 크기가 크게 작아진다. 本 模型의 行列式의 算定은 maximum pivot 方法을 採擇하여 2段階 Gauss 消去法이 利用된다.

3. 模型의 適用 및 結果

3.1 定常 流量에 對한 實驗

模型은 Fig. 1 및 Fig. 2에 提示된 바와 같이 246개의 小區間(segment), 14개의 branch 및 15개의 節點(junction)으로 構成되어 있다. 여기서 XI, XII, XIII은 臨津江, VIII은 安養川, VI는 中浪川, II는 王宿川, IV는 炭川을 나타내는 branch이며 漢江 本流는 X IV, X, IX, V, III, I의 branch로 構成되었으며 斷面數는 漢江本流는 97개, 支流인 臨津江의 斷面은 65개, 王宿川은 20개, 炭川은 24개, 中浪川은 14개, 安養川은 26

Table 1. 陰解法 模型의 branch와 segment numbering

branch	segment number	IJI~IJT	segment數	explicit section no.	explicit branch no.
I	1-13	1-3	13	97-85	VII
II	14-33	2-3	20	181-162	XI
III	34-43	3-5	10	84-75	VI
IV	44-67	4-5	24	161-138	X
V	68-73	5-7	6	74-69	V
VI	74-87	6-7	14	131-124	IX
VII	88-103	7-9	16	68-53	IV
VIII	104-129	8-9	26	123-98	VIII
IX	130-147	9-10	18	52-35	III
X	148-166	10-14	19	34-16	II
XI	167-187	11-12	21	246-226	XIV
XII	188-209	12-13	22	225-204	XIII
XIII	210-231	13-14	22	203-182	XII
XIV	232-246	14-15	15	15-1	I

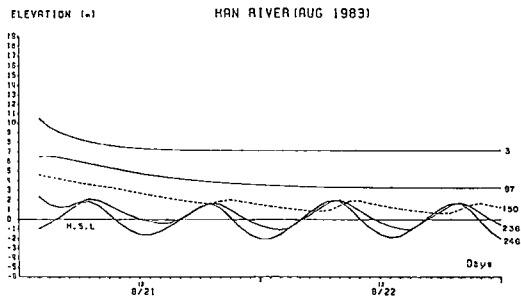


Fig. 3. 八堂댐에서 200CMS 放流時 漢江本流에서의 算定水位.

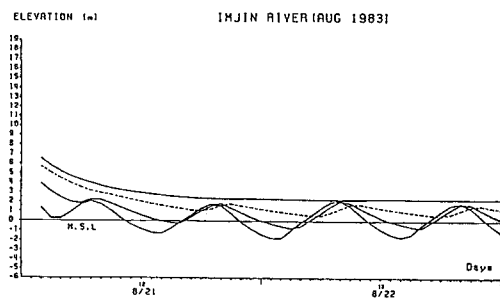


Fig. 4. 八堂댐에서 200CMS 放流時 臨津江에서의 算定水位.

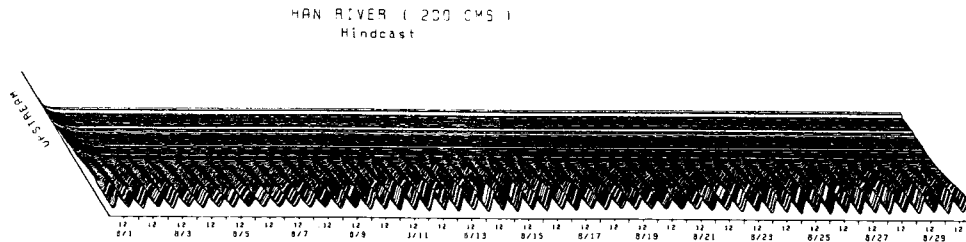


Fig. 5. 八堂댐에서 200CMS 放流時 漢江本流에서의 潮汐波及 樣相(1984年 6月 1日~6月 30日).

개의 斷面으로 各 斷面間隔은 600~1200m로 構成하였다. 각 segment는 6~24個의 斷面으로 構成하였으며 junction 1은 上流 八堂댐이며 junction 15가 漢江入口의 潮汐 境界條件이 賦與되는 곳이다.

陰解法模型에 利用된 斷面資料들은 建設部에서 發刊된 報告書 資料에서 整理하였다. 縱斷面과 橫斷面은 上記資料를 根幹으로 하여 江의 平均海面(Mean

Sea Level)을 基準으로 하여 作成하였다. 提示된 바와 같이 節點의 番號 順序는 上流側에서 下流側으로 構成되었는데 Table 1에 上記 內容이 前(崔와 安, 1992)의 陽解法 模型의 節點 構成과 對比하여 提示되어 있다.

模型의 對立은 前(崔와 安)의 研究에서 發表된 陽解法 模型에 의한 1983年 8月 21~23日 朝間의 低流量(200 m

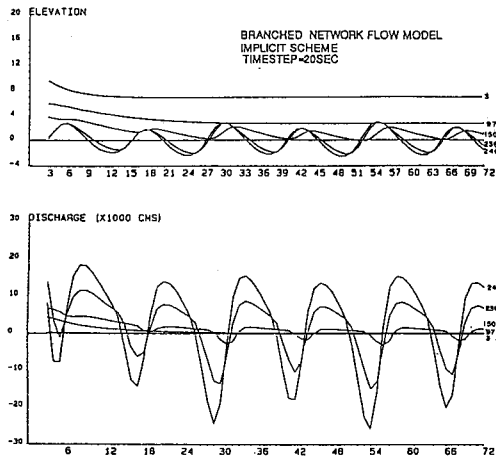


Fig. 6. 陰解法模型에 의한 漢江 本流의 潮位, 流量 算定(時間間隔=20秒).

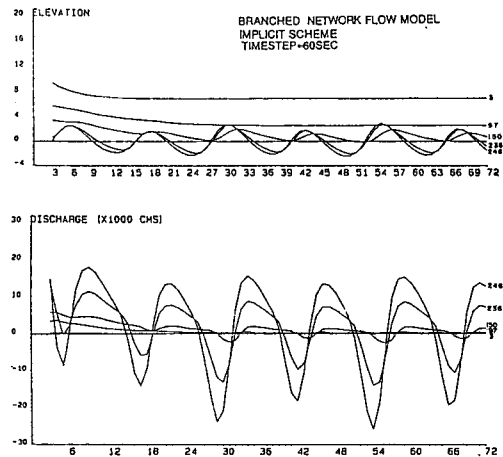


Fig. 8. 陰解法模型에 의한 漢江 本流의 潮位, 流量 算定(時間間隔=60秒).

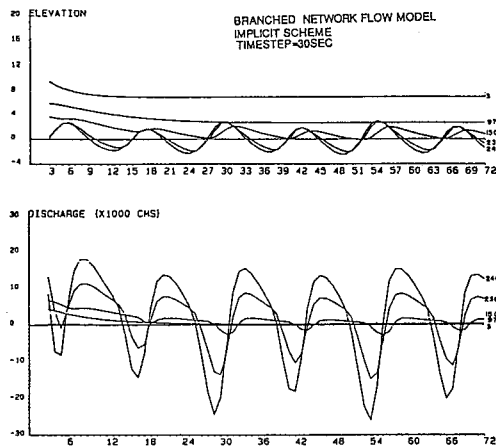


Fig. 7. 陰解法模型에 의한 漢江 本流의 潮位, 流量 算定(時間間隔=30秒).

²/sec)條件의 算定 結果와 今回에 對立된 模型 算定 結果와 比較로서 이루어졌다. Fig. 3은 今回 樹立된 陰解法 模型에서 低流量(200 m²/sec)條件일 때 漢江 本流에서의 主要地點, 즉 下流端(斷面番號 246), 人道橋(斷面番號 97), 一山(斷面番號 150), 八堂댐부근(斷面番號 3)에서의 算定水位로 潮汐의 波及樣相이 잘 나타나고 陽解法 模型에 의한 算定結果와 類似함을 알 수 있다. Fig 4는 陰解法 模型에 의한 臨津江에서의 算定水位를 나타낸 것으로 潮汐의 影響이 있음을 잘 提示하고 있다. Fig. 5는 陰解法 模型에 의한 1983年 6月 1日~6月 30日 期間의 低流量(200 m²/sec) 條件의 算定結果를 Hidden-line plot한 것으로 低流量 條件일

때의 潮汐이 잘 재현되었다. Fig. 6~Fig. 8은 timestep이 각기 20초, 30초 및 60초일 때의 算定된 水位와 流量을 나타낸 結果인데 陽解法 模型과 全般的인 一致를 보이며 큰 時間 間隔의 境遇에 있어서도 算定結果에는 큰 差異가 없는 結果를 보였다. 實際 正確한 水位 및 流量 觀測 時計列이 있을 境遇는 $\theta, \chi, \eta, \beta$ 의 값을 許容하는 範圍에서 調節하여 더 正確한 算定을 위한 變數 값을 指定할 수 있다. 一次的으로 η 는 0.0262, θ, χ 는 1.0, β 는 1.0을 取하였다.

3.2 洪水 hindcast

3.2.1 1925, 1972年 및 1984年의 洪水算定

前述한 陰解法 模型으로 1925年, 1972年의 1984年의 大洪水를 算定하였다. 下流端은 1925年 7月 9日, 1972年 8月 17日, 1984年 8月 29日을 각각 simulation의 시작일로 하여 實潮汐時間 潮位變化가 每 timestep 마다 부여되었는데 標準調和函數의 形態로서 다못과 같이 提示된다.

$$\xi = \sum_{i=1}^{14} f_i H_i \cos(\sigma_i t + u_i + V_i - k_i) \quad (22)$$

여기서 H_i, k_i 는 調和常數로서 分潮의 振幅과 局地的 遲角인데 灣곳리의 調和常數는 隣近 江華大橋에서 1978年 5個月 觀測值의 分析結果로서 14個의 分潮 ($n=14$ M₁, Q₁, O₁, K₁, μ_2 , N₂, M₂, L₂, S₂, MK₃, MN₄, M₄, MS₄, M₆)를 取하였다. 上流端의 境界條件으로는

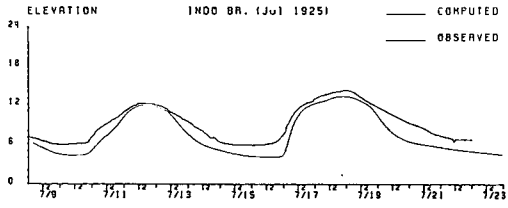


Fig. 9. 人道橋에서의 觀測值와 模型 計算值 比較(1925年).

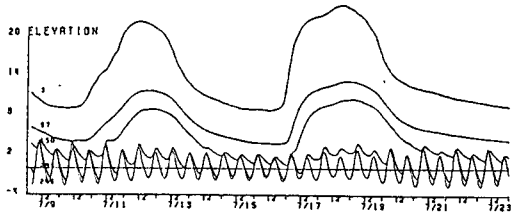


Fig. 10. 1925年 洪水時 漢江本流의 水位, 流量 算定.

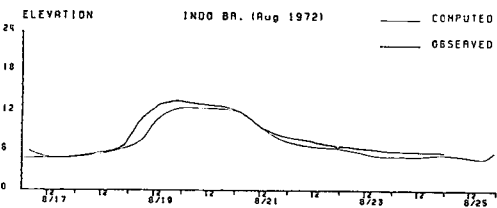


Fig. 11. 人道橋에서의 觀測值와 模型 計算值 比較(1972年).

1984年인 境遇는 八堂댐의 每時間當 放流量을 부여 하였고 1925年 및 1972年의 上流境界인 流量은 高安에서의 流量으로 定義되는데 觀測된 洪水水位曲線에서 다음과 같은 水位-流量 關係式을 適用하여 入力 流量을 算定하였다.

$$\begin{aligned} h \geq 11.26 \text{ m} & \quad Q = 1160.21 h^{1.22} \\ h < 11.26 \text{ m} & \quad Q = 16.36 h^{2.98} \end{aligned} \quad (23)$$

Fig. 7은 1925年 洪水時 模型에 의해 算定된 人道橋에서의 計算水位로서 人導橋의 零點標高上의 觀測

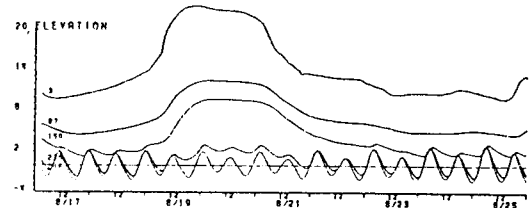


Fig. 12. 1972年 洪水時 漢江本流의 水位, 流量 算定.

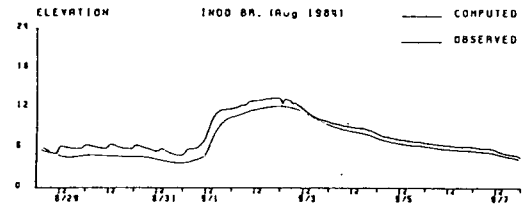


Fig. 13. 人道橋에서의 觀測值와 模型 計算值 比較(1984年).

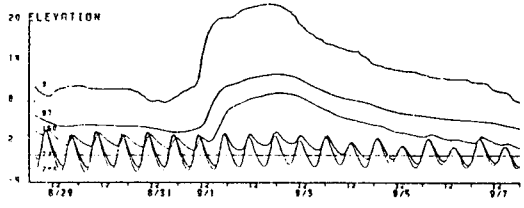


Fig. 14. 1984年 洪水時 漢江本流의 水位, 流量 算定.

水位(2.47m above M.S.L)로 換算하여 比較 提示하였는데 全般的인 位相은 一致하나 水位差가 있음을 알

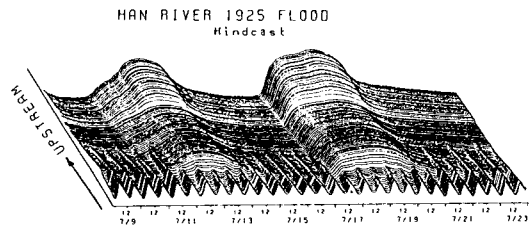


Fig. 15. 1925年 大洪水時 漢江本流의 洪水波及樣相.

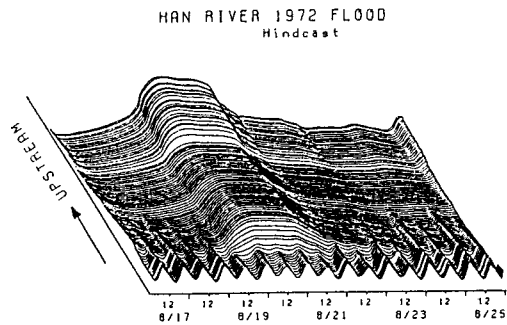


Fig. 16. 1972年 大洪水時 漢江本流의 洪水波及樣相.

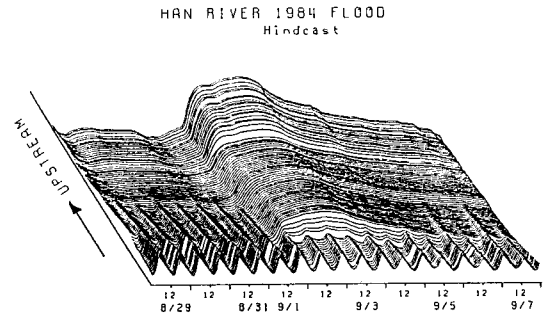


Fig. 17. 1984年 大洪水時 漢江本流의 洪水波及樣相.

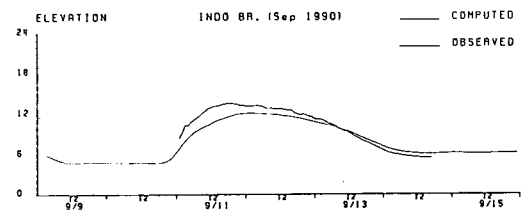


Fig. 18. 人道橋에서의 觀測值와 模型 計算值 比較(1990年).

수 있다. 이는 上流境界條件인 八堂댐에서의 放流量을 高안에서의 水位-流量曲線式에 의해 流量을 算出하였는데 이 水位-流量曲線式은 1965年과 1978年의 水位-流量曲線式을 適用하였으므로 適切한 流量이 入力되지 못한 것으로 판단되며 漢江本流인 경우 1981年의 報告量의 斷面資料를 使用함에 따라 1925年 당시 斷面과 차이가 있는 것으로 판단된다. Fig. 10은 1925年 洪水時 漢江本流의 主地點에 水位를 나타낸 것으로 平常時 潮汐이 人道橋까지 波及되었으나 洪水量의 影響으로 潮汐波及이 抑制됨을 알 수 있다. Fig. 11과 Fig. 13은 1972年과 1984年의 洪水時 模型計算值와 觀測值을 각각 比較 提示 하였는데 概略적으로 一致하나 洪水 最高水位의 差가 있고 洪水 到達時間도 늦어짐을 알 수 있다. 이는 1972年의 境遇도 1925年와 같이 上流端의 流量計算에 있어서 水位-流量曲線式을 1978年의 것을 利用하여 適切한 流量이 入力되지 못한 것으로 생각된다. 그리고 漢江에 있어서 洪水 最高水位는 八堂댐에서의 放流量이 支配的이지만 支流, 즉 臨津江, 安養川, 中浪川, 王宿川, 炭川에서 流入되는 流量의 影響이 考慮되어야 하므로 이들 支流에서의 보다 正確한 水文分析을 통한 支流에서의 境界流量의 入力이 本 模型의 信賴性을 向上시킬 수 있을 것이다.

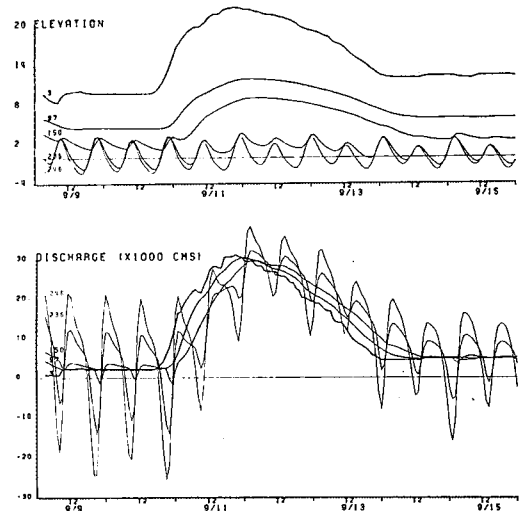


Fig. 19. 1990年 洪水時 漢江本流의 水位, 流量 算定.

Fig. 12와 Fig. 14는 1972年, 1984年 洪水本流의 主要地點에서의 算定水位로 洪水量에 의해 潮汐波及에 影響을 줌을 알 수 있다. Fig. 15, Fig. 16과 Fig. 17은 1925年, 1972年, 1984年의 大洪水時 漢江本流에서의 洪水波及樣相을 나타내는 것으로 上流에서 洪水量의 增加에 따라 潮汐傳播가 抑制되는 現象이 잘 提示되고 있다. 水平軸은 時間軸이며 水位變化를 나타내는 時間軸이며

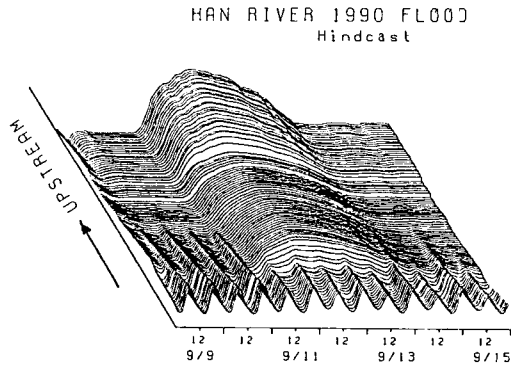


Fig. 20. 1990年 大洪水時 漢江本流의 洪水波及樣相.

垂直軸은 漢江入口부터 上流인 八堂댐의 位置를 나타내는 空間軸으로 되어 있다.

3.2.2 1990年 9月 洪水算定

1990年 9月의 洪水算定은 1990年 9月 9일부터 9月 15日까지 7日間을 遂行하였다. 下流端의 境界條件으로는 1990年 9月 9日을 模型算定 始作日로 하여 實時間 潮位가 부여되었고 上流境界條件으로는 上流端인 八堂댐에서의 放流量이 入力되었다. Fig. 18은 人道橋에서의 觀測值를 M.S.L을 基準으로 換算하여 模型의 算定結果와 比較 提示하였는데 人道橋에서의 洪水最高水位와 洪水到達時間이 差異가 있음을 알 수 있다. 이는 前述한 바와 같이 洪水時 支流에서의 流入量이 洪水位와 洪水到達時間에 影響을 주므로 漢江本流와 主要 支流에서의 繼續的인 水文資料 分析과 信賴性있는 水位, 流量 觀測이 先行되어야 한다고 판단된다. Fig. 19는 1990年 洪水時 漢江本流 主要地點에서의 算定水位로 洪水量에 의한 潮汐의 波及이 抑制됨을 잘 提示하고 있다. Fig. 20은 1990年 大洪水波及樣相을 3次元의으로 나타낸 것이다. 本 模型의 初期結果에 의하면 模型에 의한 水位算定은 全般的으로 河床의 縱斷勾配의 變化度에 敏感하며 各 橫斷面에 대해 平常時의 流量條件보다는 洪水時에 敏感하게 反應하며 支流에서의 流入量이 本流의 尖頭水位와 到達時刻에 影響을 주는 것을 알 수 있다.

4. 結 論

前記의 動水力學的 模型(崔와 安, 1992; 崔 等, 1992)인 陽解法은 386급 PC 機種基準으로 1日潮汐時間算定時 CPU의 所要時間이 20分인 反面에 陰解

法模型에 의한 算定時間은 10秒일 뿐만아니라 최근 범용적으로 이용되는 486급 機種以上에서는 더 迅速한 實時間 豫報用으로 適合한 것인바 精량적으로도 滿足할 만한 結果를 얻었다. 陰解法 數值技法을 利用한 模型으로 1次元漢江模型이 改善되어 상당히 經濟的인 豫報模型으로 運用할 수 있는 概念確認은 되었으나 模型의 檢證에 重要한 水位觀測所의 時計列資料가 全般的으로 不良하고 水位觀測에 있어 絶對的인 垂直基準에 대해 零點標高의 不確實性(崔, 1985; 崔 等, 1987) 때문에 正確한 水位算定에는 相當한 努力과 期間이 앞으로 所要되어야 할 것이다. 따라서 자세한 現場觀測에 의한 模型의 入力變數를 補完할 必要가 여전히 있는데 本流와 支流에서의 正確한 水文資料와 繼續的인 水位, 流量의 觀測, 定期的인 現實性있는 幾何學的인 斷面入力の 維持가 必須的인 것으로 判斷된다. 現業에서의 洪水豫報 模型으로의 改善을 위해서는 現實的인 斷面資料가 附與되고 심각양수장 근처의 수중보나 잠실수중보와 같은 水工構造物의 效果와 橋梁에 의한 影響 등을 考慮한 더 상세한 模型으로 發展되어야 할 것이다.

謝 辭

本 研究를 위한 (株)大宇의 部分的인 研究支援이 있었다. 本 研究는 國際聯合의 自然災害輕減의 10年에 기여하는 研究로서 遂行되었다.

參考文獻

建設部, 1978. 漢江水系 安養川 및 掘浦川 河川整備 基本計劃 및 改修計劃 調查報告書(安養川篇).
 建設部, 1980. 臨津江 河川 整備 基本計劃.
 建設部, 1981. 漢江 河川 變動 調查報告書.
 建設部, 1986. 漢江 河川整備 基本計劃(中浪川). 建設部, 1986. 漢江 河川整備 基本計劃(炭川).
 京畿道, 1844. 王宿川 河川整備 基本計劃.
 崔秉昊, 1985. 우리나라 感潮河川에서의 水位觀測, 韓國水文學會誌, 第 18卷 第 2號.
 崔秉昊, 徐景錫, 1987. 漢江感潮區間的 洪水推定, 大韓土木學會誌, 7(3), pp. 133-139.
 崔秉昊, 徐景錫, 吳允根, 1987a. 우리나라 感潮河川水位資料의 初期分析, 成均館大學校 論文集, 科學技術編, 38(21), pp. 371-379.
 崔秉昊, 成均根, 1985. 洛東江河口의 潮汐, 成均館大學校論文集, 科學技術編, 36, pp. 135-142.
 崔秉昊, 安元植, 金鎔潤, 1985. 우리나라 主要 感潮河川에서의 보름週期 水位變化, 大韓土木學會誌, 5(3), pp. 13-

20. 崔秉昊, 安益壯. 1992. 漢江水系의 動水力學的 數值模型, 成均館大學校 論文集, 科學技術編, **48(2)**, pp. 385-393.
- 崔秉昊, 吳允根. 1987. 河川流量增加에 따른 錦江潮汐의 變化, 大韓土木學會誌, **7(3)**, pp. 121-132.
- 崔秉昊, 吳允根, 李正烈. 1987b. 錦江河口둑에 의한 潮汐變化의 初期推定, 韓國水文學會誌, **20(2)**, pp. 161-168.
- 崔秉昊, 李正烈, 徐景錫. 1987c. 漢江感潮區間의 潮汐傳播, 韓國水文學會誌, **20(2)**, pp. 151-160.
- 崔秉昊, 全德一, 安益壯. 1992. 仁川灣 및 漢江體系의 數值模型, 韓國海岸 · 海洋工學會誌, **4(2)**, pp. 130-137.
- Baltzer, R.A. and Lai, C., 1968. Computer simulation of unsteady flow in waterways. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **94(HY4)**, pp. 1083-1117.
- Choi B.H. and Suh, K.S., 1990. Tide and flood interaction in the Han River. Proceeding of APD/IAHR, Beijing, China.
- Schaffranek, R.W., Baltzer, R.A. and Goldberg, D.E., 1987. A model for simulation of flow in singular and interconnected channels, USGS Proceeding, Techniques of Water-Resource Investigations, Ch. C3.