

淡水河上游流量對潮汐傳播之影響

The Effect of Freshwater Discharge on Tidal Propagation in Danshuei River Estuary

國立聯合大學
土木與防災工程學系
副教授

柳文成
Wen-Cheng Liu

國立台灣大學
生物環境系統工程學系
教授

許銘熙
Ming-Hsi Hsu

國立台灣大學
生物環境系統工程所
碩士

李振豪
Jen-Hau Li

國立台灣大學
海洋科學研究中心
客座教授

郭義雄
Albert Y. Kuo

摘要

河口是海洋與陸地交會的地方，河口具有著海洋潮汐、波浪與河川水文狀況互動而成的環境現象與特質，因此不論在生態系統、自然景觀及資源方面，都有其獨特性及高度的敏感性，感潮河段之水理情形，主要受到河口潮位變化與河川上游流量的影響，隨著河川流量、潮汐強弱有別，河口段的位置也常有變動。

本研究以感潮河段數值模式為主，以邊界條件交互迭代的方式，結合感潮河段數值模式與河川變量流模式，讓感潮河段數值模式上游邊界得以延伸。以淡水河流域為研究對象，將感潮河段上游邊界上移之後，以銜接完成後的模式進行模擬，對模擬數據加以分析，討論不同的上游入流量對於淡水河感潮河段內的水理現象與潮汐傳播變化之情形，進一步掌握淡水河上游流量對下游感潮河段所造成的影響。

關鍵詞：感潮河段，模式銜接，淡水河，上游流量。

ABSTRACT

The estuary sited in a transition between ocean and land has peculiarity and sensitivity in ecosystem and natural environment and resources, because the estuary is the place that there is interaction between freshwater inflow and tide. The hydrodynamic in estuarine river is affected by inflow and tide, so that the end of the estuarine river is often changed.

The main purpose of the study is to combine the estuarine hydrodynamic model and the unsteady flow model by iteration of the interior boundary condition in the junction. The modeling domain can be expanded to more upstream reach due to the modification.

The study domain includes the Danshuei River estuarine system. As examples of model utility, the calibrated model is used to investigate the hydrodynamics and tidal propagation in the Danshuei river estuary with different upstream inflow and to further understand the effect of the upstream inflow on the tidal Danshuei River.

Keywords: Reservoir operations, Reservoir planning, Goal programming, Linear programming, Network programming.

一、前言

感潮河川為海洋潮汐、波浪與河川的水文狀況互動而成的環境現象。因此，廣義而言，只要是受到海水潮波動力影響到的河川範圍皆屬之。於感潮河川內，其下游端為海洋，此處鹽分與海水幾乎相同，潮波動力往上游傳遞將海水鹽分帶往上游，潮波會比鹽分傳遞的距離更遠，所以在河川上游感潮終點附近，河水的鹽度接近零；此處即為海洋影響的終端點。

感潮河川受海洋潮汐的影響，也受河川入流量的左右，由於河川流量、波浪潮汐強弱有別，潮波往河川上游傳遞時，當上游淨流量流入，損耗了潮波傳遞的能量，隨著流量的變化，使得感潮終點的位置常有變動而不易明顯劃分。

1-1 淡水流域概況

淡水河為台灣最大感潮河川，淡水河流域河川之天然特性，感潮與非感潮河段之邊界不甚分明，其中淡水河主流全屬感潮河段，長約 21 公里。大漢溪自大漢溪口至城林橋附近屬感潮河段，長約 11 公里，其河床坡度於城林橋以上，急劇變陡且河床高於平均潮位，潮汐影響僅止於城林橋處。新店溪自新店溪口至秀朗橋附近屬感潮河段，長約 13 公里，新店溪河床標高自秀朗橋上游起，已高於平均潮位約 1 公尺以上，因此潮汐影響範圍最遠亦僅達秀朗橋。景美溪雖在秀朗橋下游，惟其河床從河口起即高於平均潮位，故均屬非感潮河段。基隆河自基隆河口至社後橋附近屬感潮河段，長約 31 公里。基隆河因河床坡度平緩，集水區地勢低窪，故感潮河段最長，淡水河系之平面圖見圖 1 所示。

1-2 研究目的

海洋受天體引潮力的影響，海水形成振盪，其運動的特性可視為一種波動，這種波動稱為潮波。由於潮波具有週期性的變化，在漲潮、落潮的更替階段，流向也隨之朝相反的方向改變；流速和流量亦隨潮位的不同而變化，這種影響自河口沿河上溯，可傳播到遠處才逐漸消失，感潮河川的水理狀況具有內陸河流的特徵，如上游淡水流量的洪水期、枯水期等變化，由於流量的不同，感潮影響的程度也有差異。

為了瞭解感潮河系之水理特性，除了現場實測資料之分析與理論推導外，通常須輔以適當之數值模擬，經由模擬結果可將各種因素對感潮河川之影響加以量化，有助於實際之工程應用與環境規劃。

水理模式依維度分類，可分為一維、二維與三維水理模式。理論上而言，三維之模式確可精準地反映出實際情況，但同時所需之現場實測資料相當龐大，且計算機之功能需求亦須加以考慮。此外，模式所須檢定、驗證之參數亦相對增加，故礙於現實考量並不一定實用，而且大部分的三維模式無法模擬上游河段，因為受到水深較淺的限制。因此，二維（或一維）模式往往足以符合需求。早期對河口水理特性作系統性的基礎研究，首推 Pritchard (1952, 1954, 1956) 對美國維吉尼亞州 James River 河口環流 Estuarine circulation) 之觀測與分析。Pritchard 發現由於海水與淡水密度之差異，促使水流淨流速或餘流 (tidal -averaged velocity or residual current)，在深水處是向內陸流，在近水面處是向外海流。

Festa and Hansen (1976) 利用定常流模式研究淡水流量及河道深度對河口分層與環流之影

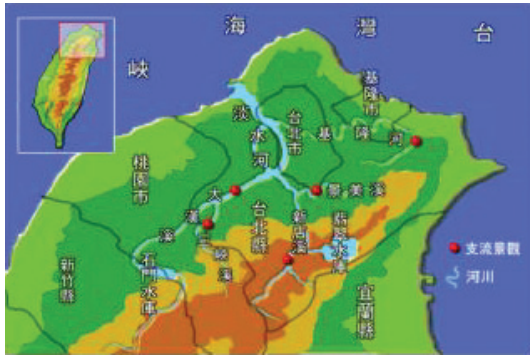


圖 1 淡水河流域分佈圖

響；Blumberg (1977)對河口環流現象與鹽分分佈所作之數值解析；De Grandpre et al. (1981)以數值模式研究潮水之垂直環流作用，Wang and Kravitz (1980)、Edinger and Buchak (1980)、Perrels and Karelse (1981)發展之感潮河口鹽分入侵模式，美國陸軍工兵團水道試驗所之 CE-QUAL-W2 (1986)模式具有模擬分支流之能力，Park and Kuo (1993)建立垂直二維模式於橫向採取河川寬度平均，以模擬垂直及水平縱方向之變化，其河口二維模式可模擬水理與水質狀況，並包含淺灘與小河灣之模擬；Unnikrishnan et al. (1997)以一維變量流模式探討上游流量通量對網路型河口潮汐傳播之影響。以河口而言，其海水、淡水交互作用之下產生分層現象，進而形成河口環流，使得水流之淨流速，於底層水流往上游方向流向內陸，而表層水流的流向則往外海流動。因為河口的動量及鹽度在垂直方向有顯著的變化，故以垂直二維模式為較適當。

本文是以感潮河系數值模擬模式為主，而以河川變量流數值模式為輔，本研究模擬感潮河川所採用的模式是 HEM-2D 模式，由於原 HEM-2D 模式只適用於模擬海平面以下的感潮河段，為彌補感潮河系垂直二維水理模式無法處理高程高於平均海平面的河段之不足，本研究銜接一河川變量流數值模式(unsteady flow)模式，將上游邊界往上游延伸，以河川變量流數值模式模擬感潮河川高程高於平均海平面的河段。

本研究將以感潮河系數值模式與河川變量流數值模式相結合，藉感潮河系垂直二維水理模

式與一維河川變量流數值模式的交互演算，可由模式模擬結果預測感潮河段內潮波傳遞情形以及感潮終點的位置，作為提供水理資訊之使用。

二、演算模式

本研究將淡水河系中淡水河包括大漢溪分為兩部分，在海平面以下的河段以感潮河系數值模式模擬，而海平面以上的部分，以河川變量流動力波模式模擬，起點於上游邊界，終點於出海口，本章分別就兩種演算模式說明其基本理論與數值方法。

2-1 感潮河系數值模式

HEM-2D 模式係由 Park and Kuo 於 1993 年所發展完成之二維水理水質模式，該模式以二維側向寬度平均來進行模擬，採用有限差分法進行空間交錯網格求解。模式適用於受感潮作用之水體，可模擬單一河道之水流傳輸，亦考慮側貯存區之效應。為了處理感潮河系中主流的問題，柳文成(1998)將單一河道水理及水質模式擴充為具有模擬主流交匯之感潮河川的能力，使模式具有分支河道河系之執行功能。許銘熙等(1996, 1997, 1998, 1999, 2002, 2003)、柳文成等(2001)、黃曉盈(2003)並將模式應用於淡水河系，對於水理物理現象、污染物傳輸及感潮段鹽分入侵之模擬皆有良好之成效。

2-1-1 控制方程式

採用二維直角座標系統，以河川縱長方向為 x 軸，垂直向上為 z 軸，將不可壓縮、非均質流體條件下之三維連續方程式、動量方程式與質量守衡方程式沿側向積分，可得基本方程式如下：

橫向平均連續方程式：

$$\frac{\partial(uB)}{\partial x} + \frac{\partial(wB)}{\partial z} = q_p \dots\dots\dots (2-1)$$

斷面平均連續方程式：

$$\frac{\partial}{\partial t} (B_\eta \eta) + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-H}^{\eta} (uB) dz = q \dots\dots\dots (2-2)$$

橫向平均動量方程式：

$$\frac{\partial(uB)}{\partial t} + \frac{\partial(uBu)}{\partial x} + \frac{\partial(uBw)}{\partial z} = -\frac{B}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(A_x B \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A_z B \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2-3)$$

橫向平均鹽分質量守衡方程式：

$$\frac{\partial(sB)}{\partial t} + \frac{\partial(sBu)}{\partial x} + \frac{\partial(sBw)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x B \frac{\partial s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z B \frac{\partial s}{\partial z} \right) + S_0 \quad \dots\dots (2-4)$$

靜水壓方程式：

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

狀態方程式：

$$\rho = \rho_0(1 + ks) \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

其中， t 為時間， q_p 為單位側面積之側流量， q 為單位河川長度之側流量， η 為自由水面高於平均海平面之高程， u 為 x 方向之平均速度， w 為 z 方向之平均速度， s 為橫向平均鹽分濃度， B 、 B_η 為河寬及自由水面寬度， H 為平均海平面下總深度， p 為壓力， ρ 為水密度， g 為重力加速度， A_x 、 A_z 為 x 與 z 方向之紊流黏滯係數， K_x 、 K_z 為 x 與 z 方向之紊流擴散係數， S_0 為側貯存區引起之鹽分生成或消失項， ρ_0 、 k 為淡水密度及常數。

式(2-1)、(2-2)與(2-3)可利用有限差分法求解時變之水位及水平縱向、垂直方向速度，壓力項可由(2-6)式之 ρ 代入式(2-5)求得，而鹽分濃度則利用式(2-4)可得。上述方程式共涵蓋了 η 、 u 、 w 、 s 、 p 、 ρ 等六個變數，須給予合適之邊界及起始條件方可求解。

2-1-2 邊界條件

1. 自由水面

假設忽略自由水面處之垂直方向速度及擴散作用，則代表該處無質量通量，此時風剪力效應為河口動量來源之一，故於 $z = \eta$ 處：

$$\rho A_z \frac{\partial u}{\partial z} = C_D \rho_a U_w |U_w| \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

式中， C_D 為無因次阻力係數， ρ_a 為空氣密度，

U_w 為自由水面上 10 公尺處風速於縱方向(沿 x 方向)之分量。

2. 底床

假設河底之垂直方向速度及擴散作用非常小，則表示底床無質量通量，此時底部所受應力是由河口底床之摩擦阻力所引起，故於 $z = -H$ 處：

$$\frac{\tau_b}{\rho} = A_z \frac{\partial u}{\partial z} = C_d \cdot u_1 |u_1| \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

式中， τ_b 為河床剪應力， u_1 為河床上方之水流速， C_d 為摩擦係數。 C_d 可由下式決定，

$$C_d = gn^2 \Delta z^{-1/3} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

其中 n 為曼寧係數， Δz 為底層厚度。

3. 上游邊界

模式之上游邊界，選擇在感潮終點之上游，假設在此邊界淡水流量及鹽分濃度皆為已知條件，則於 $x = 0$ 處：

$$u = \frac{Q_t}{A} \text{ 與 } s = \text{已知} \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

式中 $Q(t)$ 為上游邊界之淡水流量， A 為該處之通水斷面積。由於潮波上溯之距離遠較鹽分長，因此上游邊界之鹽分濃度設定值為零。

4. 下游邊界

下游邊界位於出海口附近，其水位高程受天文潮之影響，為時間之函數，可經由調和分析或量測之現場資料予以設定。為計算此開放式邊界之水平流速，假設於部分混合河口之動量平衡，僅包含表面坡降、密度梯度及紊流剪應力之作用，而忽略河口之水平對流及動量傳輸影響。

2-2 河川變量流模式

河川變量流模式為顏清連與許銘熙於 1982 年所發展，而陶偉麟(1983)、顏清連等(1984)等人，曾將模式應用於淡水河流域，河川變量流模式考慮河系中各斷面間一維連續方程式及運動方程式所組成之隱式差分式，亦有處理匯流之功能，配合匯流處水位相等及流量相等條件，可建立起一系統化河川體系的變量流模式。

河川之流況演算，根據迪聖凡納氏(de Saint Venant)所推導的一維緩變量流方程式，考慮完整之水流連續及運動方程式，即為動力波模式，其控制方程式依次為：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_{t1} + q_{t2} = 0 \dots\dots\dots (2-11)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) - gA \left(S_o - \frac{\partial y}{\partial x} - S_f \right) - q_{t1}V_1 + q_{t2} \left(\frac{Q}{A} \right) = 0 \dots\dots (2-12)$$

式中，

- A : 河川流量；
- Q : 河川通水斷面積；
- q_{t1} : 單位河川長度之側入流量；
- q_{t2} : 單位堤防長度之溢頂流量；
- t : 時間；
- x : 沿河流方向之座標；
- g : 重力加速度；
- S_o : 河床底床坡度；
- y : 河川之水深；
- S_f : $S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{AR^{4/3}}$ ，摩擦坡度；
- R : 水力半徑；
- n : 河川之曼寧糙度係數；
- V₁ : 側流流速在主流之方向之分量。

第(2-11)式表示在單一長度控制體積中，通過該體積之淨流量等於該控制體積內所含水體積之變化率。第(2-12)式表示在一控制體積中，沿方向之外力總和等於該控制體積中動量對時間之變化率，其外力包括由單位質量之重力、壓力梯度與摩擦阻力等所組成者。第(2-12)式中假設溢流沿方向之流速係與河槽之平均速度相同。

2-3 模式銜接

本研究依銜接點將河系分為兩段，在銜接點下游河川以感潮河系數值模式模擬，而銜接點上游河川，以一維河川變量流動力波模式模擬，而

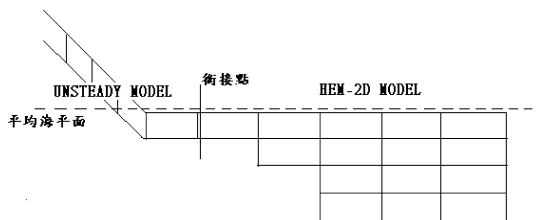


圖 2 模式銜接示意圖

於銜接點連接兩模式(見圖 2 所示)，銜接點的位置可移動，但原則上銜接點之底床高程必須低於平均海平面，其原因是感潮河川數值模式模擬只適用於模擬平均海平面以下的河段。

兩模式以相同演算時距進行同步演算，在銜接點上互予邊界條件來進行計算，而銜接點邊界的處理，則以迭代過程來逼近兩模式的交互演算所得銜接點上的水位，模式銜接流程詳述如下：

假設以算得當 t 時刻各斷面之流量與水位，開始演算 t + Δt 時刻各斷面之流量與水位，首先進行河川變量流模式的演算，此時將下游邊界水位的初始值 h 設為 0，而經過演算時距 Δt 的河川變量流模式，得到銜接點之流量 Q_t，將 Q_t 當作感潮河系數值模式上游流量邊界條件代入(2-10)式，利用感潮河系數值模式算得最上游斷面水位 h₁，將模擬結果 h₁ 與 h 相比較，可得一組水位誤差校正值 Δh 即 (h₁ - h)，檢查 $\frac{|\Delta h|}{h}$ 是否小於容許誤差 0.01，如大於容許誤差，則令 h = h₁ 作為河川變量流模式的下游邊界再次進行模擬；如小於容許誤差，則已完成 t 至 t + Δt 時刻的模擬，當下一時刻開始，以 h = h₁ 作為河川變量流模式的下游邊界，接著每一演算時距則重複上述演算逐步進行模擬，計算之流程見圖 3 所示。

三、模式之檢定

為了確認模式於現場實務之適用性，本研究以淡水河系為例，進行模式之檢定工作，且依銜接點的不同，分別獲取模式檢定後之參數值，並作為後續模擬方案之基礎。

3-1 幾何形狀及上下邊界條件

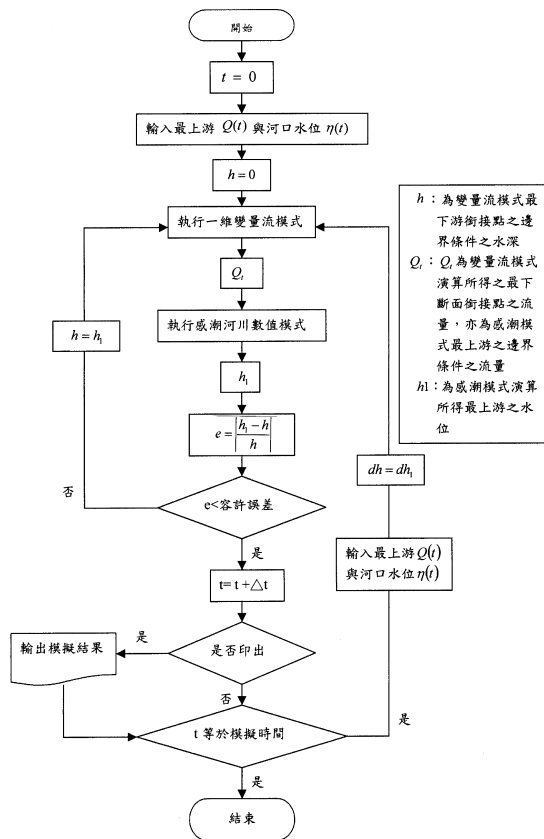


圖 3 模式演算之流程圖

本模擬過程中，感潮河段模式將大漢溪至淡水河視為河系之主流。模式演算時為尋求淡水河系潮流之合理邊界條件，淡水河之上游邊界沿大漢溪銜接變量流模式往上游延伸，下游邊界則為淡水河出海口。

水理模式之應用，在感潮河川數值模式部分，首先須將河川實際斷面及水深予以規則化，本研究以經濟部水利署第十河川局於民國 89 年之實測斷面資料為地形資料，將演算河道分段(圖 4)，每一河段依深度變化在 z 方向分層，再依深度決定該層之河寬。由於河口之低潮位於大潮時在海平面以下約 1.5 公尺，因此模式於 z 方向分層之最上層設為 2 公尺，以維持低潮位不低於頂層之底部，其下則每 1 公尺分一層， x 方向每 0.5 公里分一段。模式斷面最深處共分 11 層，最淺處則分 1 層，規則化後之縱剖面如圖 5 與圖 6 所示，圖 5 與圖 6 可看出分別以浮洲橋與城林

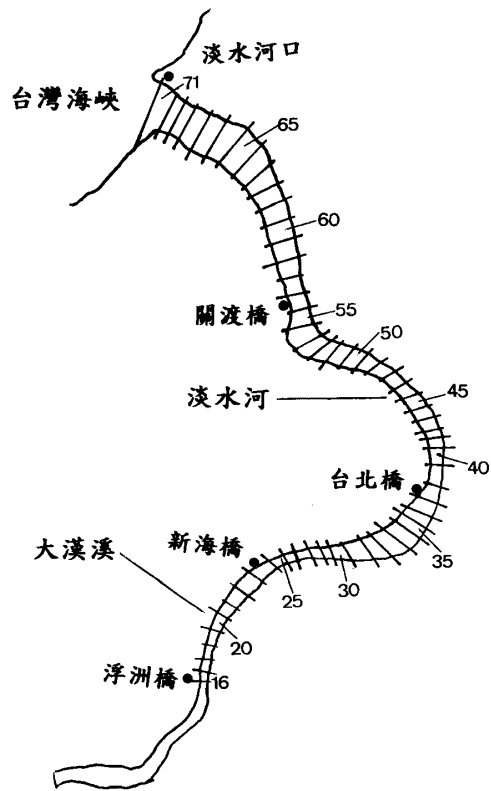


圖 4 淡水河-大漢溪平面圖及各河段編號(以浮洲橋為銜接點)

橋為銜接點的模式的模式輸入底床高程，而其斷面編號又分別為 16 至 71 號與 10 至 70 號。

銜接河川變量流模式後，於不同銜接點上，上游段的各斷面與斷面編號的情形如下，以浮洲橋附近為銜接點的模式，斷面編號為 1 至 15，銜接點位置在第 15 號斷面上；若模式以城林橋附近為銜接點的斷面編號為 1 至 9，銜接點位置在第 9 號斷面上。換言之，銜接點上游採用河川變量流模式，銜接點下游則採用感潮河川數值模式模擬。

3-2 M_2 潮平均潮差之檢定

由於水面之起伏變化深受河道底床摩擦係數之影響，因而在實際河道之模擬，摩擦係數之決定益顯重要，本研究之摩擦係數係以曼寧 n 值表示，故須檢定之參數為曼寧係數。潮汐為淡水河系感潮段水理之主要動力，其水位受潮波運

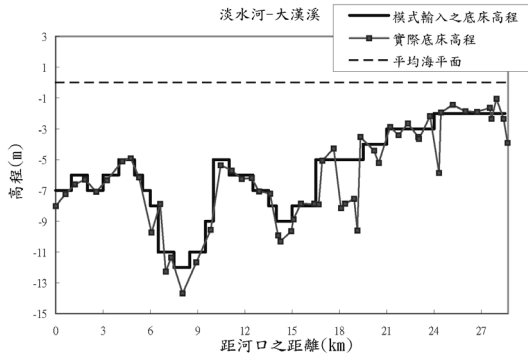


圖 5 淡水河規則化後之縱剖面圖(以浮洲橋為銜接點)

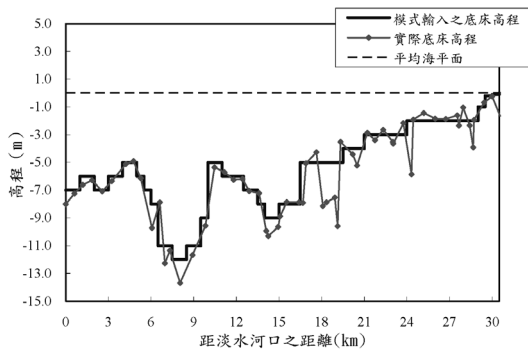


圖 6 淡水河規則化後之縱剖面圖(以城林橋為銜接點)

動作週期性之變化，而主太陰半日潮(M_2 潮)係形成一天兩次潮汐漲落之主導因素，因此以 M_2 潮來檢定曼寧係數，擬合之物理量則為平均潮差。

本研究根據民國 89 年水利署於淡水河實測之潮位資料，計算各測站之平均潮差，由於部分延時之潮位資料空缺，致使計算所得之平均潮差不甚合理，故將實測數據輸入調和分析模式，利用九個分潮(M_2 、 S_2 、 N_2 、 K_1 、 S_a 、 O_1 、 K_2 、 P_1 、 M_4)計算河口、土地公鼻、台北橋、入口堰、新海橋之平均潮差，分別為 216.34 公分、213.53 公分、219.83 公分、218.05 公分、212.84 公分，以此作為模式檢定所須之實測值。

模式之上游邊界條件採用民國 89 年之大漢溪年平均流量 $59.16 \text{ m}^3/\text{s}$ ；下游邊界條件則採用河口之平均水位 12.37 公分，並以河口平均潮差之一半(108.17 公分)為 M_2 潮之振幅。模式檢

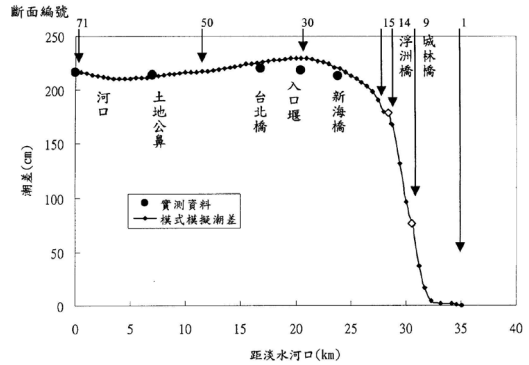


圖 7 實測資料與模式模擬之潮差比較(銜接點為浮洲橋)

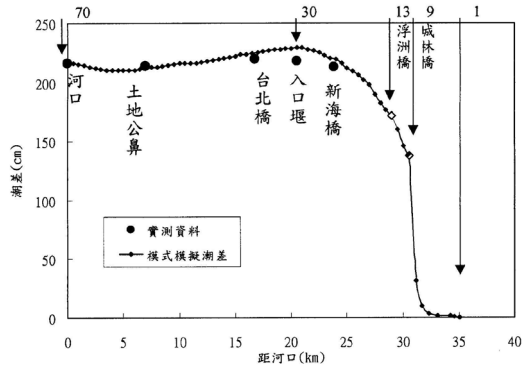


圖 8 實測資料與模式模擬之潮差比較(銜接點為城林橋)

定過程中，以試誤法重複調整曼寧係數，直到模擬值與實測值相符為止。模式模擬結果繪於圖 7 與圖 8，圖 7 與圖 8 分別為以浮洲橋及城林橋附近為銜接點的模式，其淡水河實測數據與模擬結果之平均潮差比較，結果顯示模擬值與實測值大致吻合，且於淡水河上游大漢溪之潮差變化較大，此乃因該河段之底床坡度較陡所導致；而接近河川之上游邊界，因其河道底床高程高出低潮位，所以潮差已趨近於零。

四、模式應用與探討

本章將針對淡水河系以不同案例進行模擬，分別以不同的上游流量，對模擬結果量化以進行討論，作為日後對感潮河川潮波傳遞終點研究之依據，模式並可作為提供資訊之用。

本模擬方案採用模式中以浮州橋附近作為

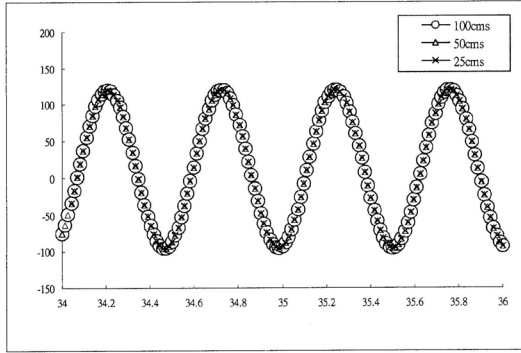


圖 9 第 71 斷面(出海口)不同上游流量之模式模擬水位

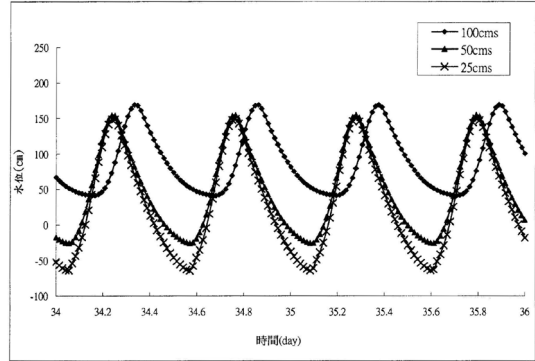


圖 12 第 14 斷面不同上游流量之模式模擬水位

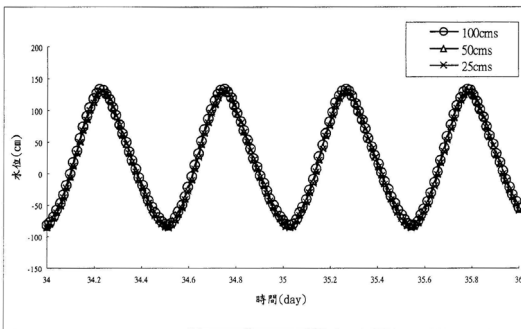


圖 10 第 50 斷面不同上游流量之模式模擬水位

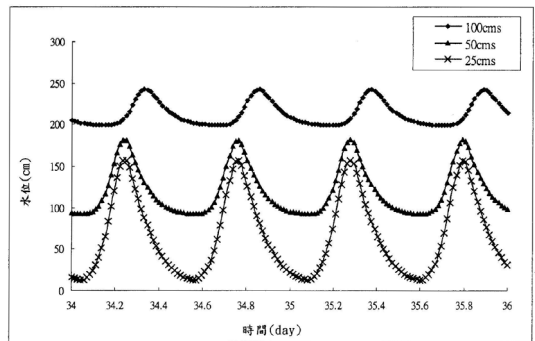


圖 13 第 10 斷面(城林橋)不同上游流量之模式模擬水位

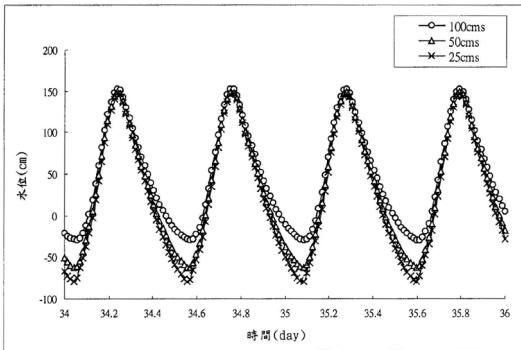


圖 11 第 20 斷面不同上游流量之模式模擬水位

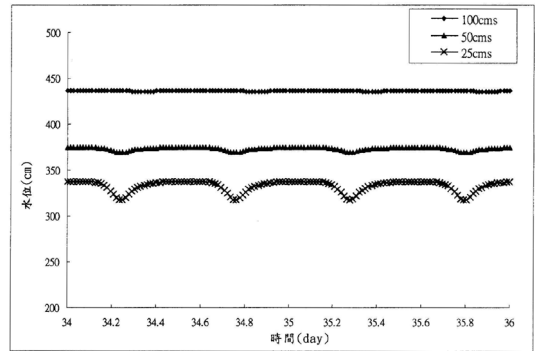


圖 14 第 6 斷面不同上游流量之模式模擬水位

銜接點，在浮州橋下游的河段用 HEM-2D 模式作模擬，斷面編號由 16 至 71 號，71 號斷面為出海口，每個斷面皆相距 500 公尺，在浮州橋上游的河段則用河川變量流模式模擬，斷面編號為 1 至 15 號，第 14 號斷面為浮洲橋，而銜接點的位置在第 15 號斷面上。

針對淡水河主流於大漢溪上游流量作用下，潮波傳遞受上游流量影響之變化情形，上游

邊界條件河川流量分別以 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 與 $25 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流量進行模擬，而下游邊界採用河口之平均水位 12.37 公分，並以河口平均潮差之半(108.17 公分)為 M2 潮之振幅，模擬時間為 70 個潮週(每 1 潮週為 12.42 小時)。

將不同上游流量進行模擬的結果繪製於圖 9 至圖 15，圖 9 至圖 15 為淡水河主流上游各斷

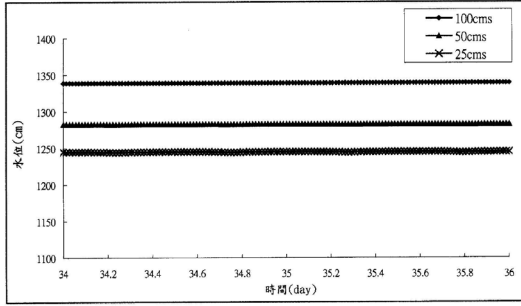


圖 15 第 2 斷面不同上游流量之模式模擬水位

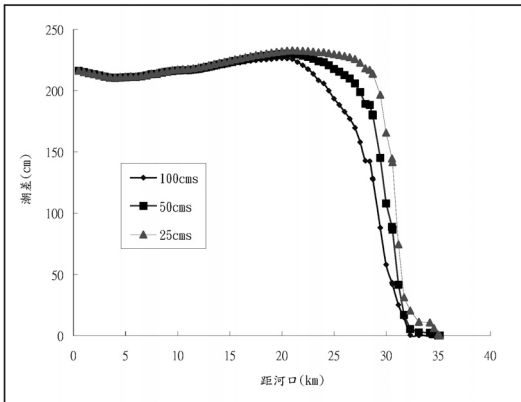


圖 16 不同流量下之模式模擬潮差

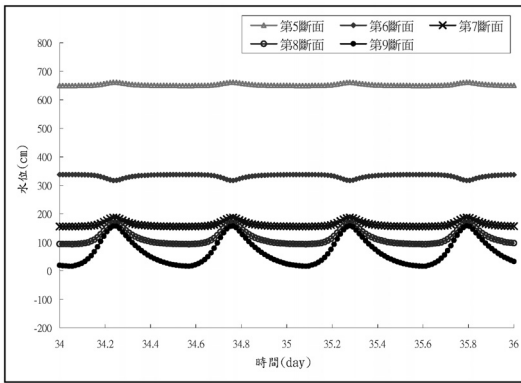


圖 17 上游流量為 25cms 大漢溪第 5 至第 9 斷面之水位

面水位變化情形，圖 9 為淡水河出海口，由於出海口近海洋為最下游斷面，其水位只與潮水漲落有關已不受上游流量所影響，而圖 10 為距離出海口約 10 公里之斷面，此點之水位仍未看出上游流量對水位變化的影響，而圖 11 至圖 15 則出現流量愈大，其斷面的水位變化愈小，當上游流

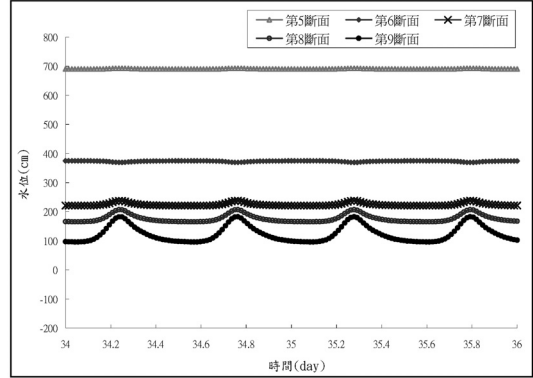


圖 18 上游流量為 25cms 大漢溪第 5 至第 9 斷面之水位

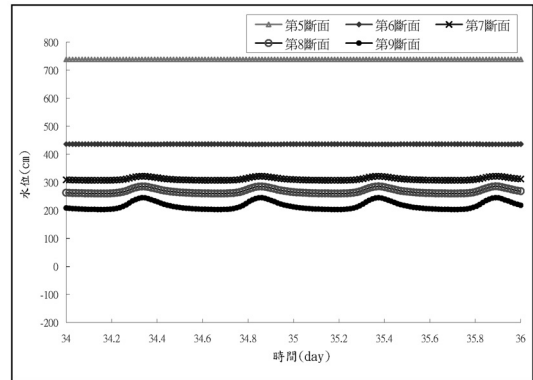


圖 19 上游流量為 25cms 大漢溪第 5 至第 9 斷面之水位

量為 $25 \text{ m}^3/\text{s}$ 時水位變化皆比上游流量為 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 與 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 時為明顯。由圖 16 可看出不同上游流量對潮汐影響之距離，當大漢溪上游流量為 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 時，潮差變化約由距河口 20 公里處開始遞減，當上游流量為 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 時，潮差變化約由距河口 25 公里處開始遞減，當上游流量為 $25 \text{ m}^3/\text{s}$ 時，潮差變化約由距河口 28 公里處開始大幅遞減。

潮汐的變化和天體運動有很密切之關係。而太陽和月球是引潮力的主要來源，這樣的海水在引潮力作用下，海水會週期性震盪，就形成了潮波，可是潮波傳遞會受到地形以及上游淨流量影響，當河床高程開始超過海平面，往上游傳遞的距離便有限，而根據模擬結果看來，圖 17 與圖 18 顯示出當上游流量為 $25 \text{ m}^3/\text{s}$ 時，潮波消失

在海平面以上約 4 公里的第 3 斷面，此處的模式模擬潮差為 6.2 公分，由此判別上游大漢溪感潮終點出現在距離河口約 34.5 公里處，而當上游流量為 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ 時，潮波消失在海平面以上約 2.5 公里的第 5 斷面，此處的模式模擬潮差為 2.75 公分，此時感潮終點則出現在距離河口約 33 公里處；圖 19 顯示當大漢溪上游流量為 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 時，潮波開始消失在海平面以上約 2 公里的第 6 斷面，此處的模式模擬潮差為 0.5 公分，此時感潮終點則出現在距離河口約 32 公里處。

五、結 論

經由本研究可獲致以下的結論：

1. 藉由感潮河川水理模式與河川變量流模式的結合，上游邊界不受限制可向上游延伸，可應用於大型感潮河系之水理特性之研究。
2. 河川變量流模式中可輸入實測河川底床地形斷面，本研究是由測得各河段橫斷面河川底床地形，而潮汐傳播與地形因素亦有相當大的關係，用實測地形進行模擬，更能與感潮河川潮波傳播實際情形相符。
3. 感潮終點的位置會隨上游入流量的不同以及河川底床地形變化，隨之改變，以往將感潮終點固定於一點，感潮終點無法更動，由本研究的結果可定出感潮終點的位置。
4. 由模式應用中可知，上游流量增大時，大量的淡水流量會推擠下游的潮汐作用，而使得感潮終點會向下游移動；反之，上游流量減小時，感潮終點則會向下游移動。

參考文獻

1. 柳文成，「感潮河系之水理與水質動態傳輸模擬研究」，博士論文，國立台灣大學農業工程學研究所，(1998)。
2. 黃曉盈，「網狀感潮河系數值模式之發展」，碩士論文，國立台灣大學生物環境系統工程學研究所，(2003)。
3. 許銘熙、郭振泰、郭義雄、柳文成，「淡水河系潮流、河口環流與鹽分分佈之研究(一)、(二)」，行政院國科會專題研究計畫報告，(1996,1997)。
4. 許銘熙、郭義雄、柳文成、黃將修、吳俊宗，「淡水河系河口感潮段水理、水質與生態系統模擬之研究(一)、(二)」，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，(2002, 2003)。
5. 顏清連、許銘熙，「河川體系變量流之數值模擬」，台大土木工程研究所報告，水利 7105，(1982)。
6. 葛餘恕，「邊界條件對變量流數值解穩定性之影響」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所，(1983)。
7. 顏清連、王如意、朱紹鎔、許銘熙、呂建華、張守陽，「基隆河水理特性之研究」，台大土木工程研究所報告，水利 7203，(1984)。
8. Blumberg, A. F., 1977. Numerical model of estuarine circulation. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, HY3, 295-310.
9. De Grandpre, C., ElSabh, M. I. and Salomon, J. C., 1981. A two-dimensional numerical model of the vertical circulation of tides in the St. Lawrence estuary. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 12, 375-387.
10. Edinger, J. E. and Buchak, E. M., 1980. Numerical hydrodynamics of estuaries. pp. 115-146. In: Hamilton, P. and Macdonald, K. B. (eds.), *Estuarine and Wetland Processes with Emphasis on Modeling*, Plenum Press.
11. Festa, J. F. and Hansen, D.V., 1976. A two-dimensional numerical model of estuarine circulation: the effects of altering depth and river discharge. *Estuarine and Coastal Marine Science*, 4, 309-323.
12. Hsu, M. H., Kuo, A. Y., Kuo, J. T. and Liu, W. C., 1998. Modeling estuarine hydrodynamics and salinity for wetland restoration. *Journal of Environmental Science and Health, Part A*, 33(5), 891-921.
13. Hsu, M. H., Kuo, A. Y., Kuo, J. T. and Liu, W. C., 1999. Procedure to calibrate and verify

- numerical models of estuarine hydrodynamics. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 125(2), 166-182.
14. Liu, W. C., Hsu, M. H. and Kuo, A. Y., 2001. Investigation of long-term transport in Tanshui river estuary, Taiwan. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE*, 127(2), 61-71.
15. Park, K. and Kuo, A. Y., 1993. A vertical two-dimensional model of estuarine hydrodynamics and water quality. Special Report in Applied Marine Science and Ocean Engineering, No 321.
16. Perrells, P. A. J. and Karelse, M. 1981. A two-dimensional laterally averaged model for salt intrusion in estuaries. pp. 483-535, In: Fischer, H. B. (ed.), *Transport Models for Island and Coastal Waters*, Academic Press, Inc.
17. Pritchard, D. W., 1952. Estuarine hydrography. pp. 243-280. In: *Advances in Geophysics*, Vol. 1, Academic Press Inc., New York, NY.
18. Pritchard, D. W., 1954. A study of the salt balance in a coastal plain estuary. *Journal of Marine Research*, 13(1), 133-144.
19. Pritchard, D. W., 1956. The dynamic structure of a coastal plain estuary. *Journal of Marine Research*, 15(1), 33-42.
20. Unnikrishnan, A. S., Shetye, S. R. and Gouveia, A. D., 1997. Tidal Propagation in the Mandovi-Zuari Estuarine Network, West Coast of India: Impact of freshwater influx. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 45, 737-744.
21. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 1986. CE-QUAL-W2: A two-dimensional, laterally averaged, hydrodynamic and water quality model.
22. Wang, D. and Kravitz, D. W., 1980. A semi-implicit two-dimensional model of estuarine circulation. *Journal of Physical Oceanography*, 10(3), 441-454.

收稿日期：民國 94 年 3 月 22 日
修正日期：民國 94 年 4 月 27 日
接受日期：民國 94 年 4 月 28 日