

第五章 案例模擬

上一章藉由實驗資料驗證模式後，可進行案例模擬。根據第四章模式驗證中可知，交匯角度較小，所模擬的成果較佳，故本章案例模擬皆採用 30 度之交匯角和分離角，內容分成三部分，首先模擬定量流情況；在合流方面，模擬主流交匯後流量、水位的變化，並和 Khan(2000)利用 CCHE2D 模擬二維定量流於主流交匯之結果作比較；在分流部分，同樣模擬分流後流量、水位的變化，並和李(2002)利用有限解析法於明渠分流之結果作比較。第二部分進一步探討變量流情況，在合分流模擬中，皆在主流上游給予一流量歷線，探討主流渠道受洪水波傳遞變化之情形。第三部分設計一非矩形渠道進行模擬，探討此模式於不規則渠道之適用性，為日後將模式應用於天然河川做準備。

5.1 主流交匯模擬

5.1.1 定量流之模擬

1. 案例說明

本模擬案例引用 Kumar et al.(1997)實驗研究，模擬渠道為一矩形渠道，如圖 5.1，主渠長度為 3.31 公尺，支渠長為 2.598 公尺，主流交匯角度為 30 度，渠寬皆為 0.5 公尺，支渠於離主渠上游 1.5

至 2.5 公尺匯入主渠，曼寧係數為 0.01，底床皆為平床；邊界條件，主支渠上游流量皆為 0.0124cms，下游水位為 0.1 公尺；主支渠斷面間距皆為 0.1 公尺，主渠取 34 個斷面，支渠為 27 個斷面數，一般一維模式模擬實際案例，因為斷面間距較渠寬大，或模式建立方便性，故將流量皆加於第一個匯流點，但為了和 CCHE2D 模擬結果比較，必須將流量分配至匯流區的每個匯流點，匯流段有一公尺長，故主渠第 16 至 26 斷面皆為匯流點。

2. 模擬結果

由於數值震盪的關係，需以起始流量 0.0124cms 依定量流模擬達數值穩定後，再進行後續之變量流演算，主渠水深沿程如圖 5.2，可看見在支流於主流 1.5 公尺匯入主流後，因為流量增加，但通水斷面積不變的情況下，根據比能的觀念，水位會呈下降趨勢，水深由原本 0.115m 至主流 2.5 公尺處降至 0.1m 左右，上游水深模擬結果稍微高於實驗資料，CCHE2D 結果也稍高於實驗資料，實際情況為三維複雜流場，CCHE2D 為模擬二維流場，而本模式為模擬一維流場，並無法完全反應出實際情況，但相較於實驗之設置，模式模擬要容易的多，而二維的資料建立又較為一維複雜許多，模擬時間也較長，且結果的差異性並不大，對於一維模式來說，已是相當成功的結果。由於 CCHE2D 和實驗資料只有主渠水深，因此只比較主渠水深，而模擬結果之主渠

流量沿程，如圖 5.3，流量由主流匯流點沿程 1.5 公尺處慢慢增加至 2.5 公尺，下游流量為 0.0248cms，符合質量守恆之條件。支渠的水位和流量沿程圖，如圖 5.4、5.5 所示，流量固定不變，維持在 0.0124cms，下游水位以交匯區前一點水位給定，水位為 0.1148m，故定量流之模擬結果符合預期。

5.1.2 變量流之模擬

1. 案例說明

上節案例模擬皆為小型渠道，而實際河川皆為較大渠槽，故設計較大尺寸案例進行模擬。渠道假設為矩形，主渠長度為 200 公尺，支渠長 100 公尺，匯流交度為 30 度，主支渠渠道坡度皆為千分之一，曼寧係數為 0.035，渠寬為 2 公尺，斷面間距皆為 2 公尺，主渠有 101 個斷面點，支渠斷面點數為 51，匯流點為第 51 個斷面；邊界條件分面，主流上游皆給定一流量歷線如下所述：

$$\begin{aligned}
 q^{\xi}(t) &= q_b + 0.5(q_p - q_b) \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] & 0 < t < 240\text{sec} \\
 q^{\xi}(t) &= q_b & 240\text{sec} < t < 480\text{sec}
 \end{aligned}
 \tag{5.1}$$

其中， q_b 為基流量 2.0cms； q_p 為洪峰流量 4.0cms； T 為單一洪鋒之歷線延時 240sec，總模擬時間為 480sec。主渠下游給予一水位歷線如下所述：

$$\begin{aligned}
h^\xi(t) &= h_b & 0 < t < 60 \text{ sec} \\
h^\xi(t) &= h_b + 0.5(h_p - h_b) \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] & 60 \text{ sec} < t < 320 \text{ sec} \\
h^\xi(t) &= h_b & 320 \text{ sec} < t < 480 \text{ sec}
\end{aligned}
\tag{5.2}$$

其中， h_b 為基水位 1.5m， h_p 為洪峰水位 1.65m，由於下游水位歷線受到上游流量歷線洪峰衰減和波峰傳遞的影響，將水位延時歷線增加為 260 秒，經過單一渠道模擬測試，200 公尺長渠道洪峰傳至下游時間約需 60sec，因此向後延 60sec。

2. 模擬結果

模擬結果如圖 5.6 至圖 5.8，顯示在模擬時間 480sec 時，主渠各格點位置之流量、流速及水位延時歷線，由圖 5.6 所示，在距上游 0 公尺處即為主流上游給定的入流歷線，在 120sec 時達到尖峰流量，240sec 又回到基流量，而後流量趨於穩定；支渠長度和主渠匯流點以上長度一樣，且渠道參數都相同，因此洪峰會同時到達匯流點，距上游 120 公尺處即為經過支渠匯流後的流量，洪峰流量達 7.48cms，低於兩洪峰流量疊加的 8cms，因為受到渠道摩擦阻力的影響，尖峰流量會隨著渠道延程下降，且也可看出波峰向渠道下游傳遞的現象；受到支渠匯流的影響，主渠下游的波形有明顯的向後延伸，但趨勢相當一致。圖 5.7 為主渠流速延時歷線圖，在主渠上游流速波峰隨著渠道累距增加逐漸衰減，在模擬時間 200 秒至 250 秒之間，因數值震盪

造成流速降低，離主渠上游 120 公尺處，因支渠匯入流速增加，呈現越向渠道下游流速越大的趨勢。圖 5.8 為主渠水深延時歷線圖，可看見在主渠上游水深因為受到支流影響水深稍微湧高，支流匯入後水深洩降，至主渠下游，模擬水深隨著渠道累距增加逐漸降低。

5.2 主支流分流模擬

5.2.1 定量流之模擬

1. 案例說明

本模擬案例，引用李(2002)所設計渠道，主渠長度為 200 公尺，支渠長度為 100 公尺，主支渠渠寬均為 4 公尺，渠道坡度均為平床，曼寧係數為 0.035。主支渠斷面間距為 5 公尺，主渠斷面數為 41，支渠斷面數為 21，支渠於主渠中間處分離，也就是距主渠上游端 100 公尺處，分流角度為 30 度。主渠上游初始流量為 4cms，主支渠下游水深固定為 0.7 公尺。

2. 模擬結果

圖 5.9 為主渠水深變化圖，由於渠道摩擦阻力的影響，水深沿渠道延程下降，當支渠分流後，產生水深突然上升的現象，而後下降至邊界條件；可看到所模擬結果較 EFA 模擬之水深為低，但相差不多，大致上的趨勢也相同。主渠流量變化如圖 5.10，和 EFA 所模擬之結

果相當一致。圖 5.11 和圖 5.12 為支渠水深和流量的沿程圖，由於本模式採用為水位相等法，故當所模擬之結果主渠水深較低，支渠也因受到主渠影響水深也會較低，而支渠所分得的流量為 1.7cms，模擬結果皆和 EFA 之模擬結果相近。

5.2.2 變量流之模擬

1. 案例說明

上節模擬定量流後，接續進入變量流模擬，模擬渠道幾何斷面資料、參數都和定量流案例一樣，而主渠上游入流歷線如下所述：

$$\begin{aligned}
 q^\xi(t) &= q_b + 0.5(q_p - q_b) \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] & 0 < t < 120\text{sec} \\
 q^\xi(t) &= q_b & 120\text{sec} < t < 240\text{sec}
 \end{aligned}
 \tag{5.3}$$

其中， q_b 為基流量 4.0cms； q_p 為洪峰流量 8.0cms； T 為歷線延時 120sec，總模擬時間為 240sec。主支渠皆下游給予一水位歷線如下所述：

$$\begin{aligned}
 h^\xi(t) &= h_b & 0 < t < 60\text{sec} \\
 h^\xi(t) &= h_b + 0.5(h_p - h_b) \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] & 60\text{sec} < t < 190\text{sec} \\
 h^\xi(t) &= h_b & 190\text{sec} < t < 240\text{sec}
 \end{aligned}
 \tag{5.4}$$

其中， h_b 為基水位 0.77m， h_p 為洪峰水位 0.87m，由於下游水位歷

線受到上游流量歷線洪峰衰減和波峰傳遞的影響，水位延時歷線增加為 130sec，且向後延 60sec。

2. 模擬結果

圖 5.13 至圖 5.15 為模擬主流之流量、流速及水深延時歷線，以圖 5.13 流量歷線中可知，主渠流量受到上游流量歷線及下游水位歷線之影響，分出不同的流量。在離主渠上游 0 公尺處，即主流上游給定之入流歷線，在 60 秒達尖峰流量 8cms，其餘尖峰流量及發生時間為 7.28cms、70 秒；6.98cms、80 秒；4.84cms、90 秒；4.68cms、100 秒；4.42cms、110 秒，可見尖峰流量隨著渠道沿程增加有逐漸衰減之趨勢，此乃受到渠道摩擦阻力之影響。在尖峰流量過後，流量趨於一穩定狀態。圖 5.14 為主流流速延時歷線圖，可知在未交匯前，流速隨著洪水波流量之消散，呈現增加的趨勢。在分流點下游，因受到下游邊界條件的影響和數值震盪的影響，流速皆有一微幅上升趨勢，至離主渠上游 200 公尺處，下游邊界影響更為明顯。圖 5.15 為主流水深延時歷線圖，亦受到摩擦阻力的影響，洪峰流量之衰減導致洪峰水位逐漸下降，也可明顯看出波峰往下傳遞的現象。

5.3 非矩形渠道之模擬

以上模擬之渠道皆為矩形渠道，為將模式應用於天然河川必須發

展不規則渠道之模式，但由於天然河川皆為網狀系統，且天然河川斷面形狀複雜，模式並未開發至可模擬於天然河川，因此設計一非矩形渠道進行模擬，未來可繼續發展應用於天然河川上。

1. 案例說明

主渠總長 200 公尺，支渠 100 公尺，於距離主渠上游 100 公尺處匯入主渠，主渠上游和支渠渠道斷面為梯形，如圖 5.16，而主渠下游斷面為一複式斷面形狀，如圖 5.17，曼寧係數為 0.035。主支渠斷面間距皆為 2 公尺，主渠斷面點數為 101，支渠為 51，交匯角為 30 度。

在邊界條件部分，主流上游皆給定一流量歷線如下所述：

$$\begin{aligned}
 q^{\xi}(t) &= q_b + 0.5(q_p - q_b) \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] & 0 < t < 240\text{sec} \\
 q^{\xi}(t) &= q_b & 240\text{sec} < t < 480\text{sec}
 \end{aligned}
 \tag{5.5}$$

其中， q_b 為基流量 2.5cms； q_p 為洪峰流量 5.0cms； T 為單一洪鋒之歷線延時 240sec，總模擬時間為 480sec。主渠下游給予一水位歷線如下所述：

$$\begin{aligned}
 h^{\xi}(t) &= h_b & 0 < t < 60\text{sec} \\
 h^{\xi}(t) &= h_b + 0.5(h_p - h_b) \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] & 60\text{sec} < t < 320\text{sec} \\
 h^{\xi}(t) &= h_b & 320\text{sec} < t < 480\text{sec}
 \end{aligned}
 \tag{5.6}$$

其中， h_b 為基水位 2.0m， h_p 為洪峰水位 2.2m。

2. 模擬結果

圖 5.18 至圖 5.20 為模擬之主流流量、流速及水深延時歷線圖，由圖 5.18 所示，可看出波峰向渠道下游傳遞，且尖峰流量隨著渠道沿程下降。圖 5.19 為主渠流速延時歷線圖，可看到在主渠下游尖峰流速處有一轉折點，因受到複式斷面的影響，當水位溢淹過洪水平原時，流速會減慢。圖 5.20 為主渠水深延時歷線圖，由於主渠在匯流點後渠寬增加為兩倍，通水斷面積增加，因此主渠受到支渠影響而產生上游水位湧高的現象較不明顯。其結果趨勢和規則渠道之模擬大致相同，而模擬重點在於當主流下游水位高於洪水平原時，在通水斷面積及水位計算上，不容易收斂，或產生數值震盪，也因此的模式模擬天然河川時，因斷面過於複雜，常無法收斂，此為日後模式發展必須克服的困難之一。