

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

子計畫：水庫洩洪劇烈沖刷河床對洪水位影響計算模式之研  
發 (3/3)

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC94-2625-Z-009-001-

執行期間：94年08月01日至95年07月31日

執行單位：國立交通大學土木工程學系(所)

計畫主持人：葉克家

計畫參與人員：廖仲達、林恩添

報告類型：完整報告

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 95 年 10 月 30 日



## 摘要

天然河道常為主深水槽及其相鄰之洪水平原所構成之複式河槽，平時中低水時期僅於主深水槽中有水流動，但是在洪水時期，兩側高灘地亦遭淹沒，水流之流況相當複雜且頗難掌握，如同時考量河床之變動，則流況將更形複雜。台灣河川中下游兩岸人口密集，河道斷面亦多屬複式斷面，如何讓水庫洩洪所造成河床劇烈沖淤下之洪水安全通過所設計之流路，以確保沿岸居民生命財產於無虞，實屬刻不容緩之研究課題，故有本計畫之提出。

本計畫分三年進行，其最終目的為有效評估主槽沖刷、高灘地淤積量及考量底床變動情形下之洪水位與定床時之差異。第一年為 EFA 模式之建置、擴充與測試，係以實驗室流場案例檢驗模擬結果精度，並完成水庫洩洪對單槽砂質河床沖刷計算模式之研發。第二年為洪水對砂質河床主槽沖刷與高灘地淤積計算模式之研發。第三年為複式斷面河道劇烈淤積對洪水位壅高影響之研究，並以曾文溪水系之曾文水庫洩洪為對象進行實例模擬。

**關鍵詞：**洪水位、動床模式、顯式有限解析法

## **Abstract**

The cross section of a natural river is usually composed of a deep main channel and adjacent shallow floodplains. During low flow period, water only flows in the main channel, while during flood season, the floodplains would be inundated. The flow condition in the compound channel is very complex, especially under the consideration of sediment transport on the mobile bed. In Taiwan, lots of people live along the middle and lower reaches of the rivers, and the geometry of the cross sections are composed of compound section. Make assurance of the reservoir emitted flood can safely pass through the designed channel to keep the property and safety of residents is demanding an immediate attention.

The study proceeds in three years, and the final goal is to effectively evaluate the compound-channel scouring and deposition and the flood stage variation by taking sediment transport into account. In the first year, the EFA model was setup, and expanded; through the laboratory data the accuracy of simulation results will be checked, and the degradation of the main channel by the flood released from the reservoir were also studied. In the second year, the model for main channel scouring and floodplain deposition was developed. In the third year, the study focused on the severe changes of flood stage due to the river bed. Finally, the case of flood released from Zeng-Wen Reservoir in the Zeng-Wen Creek and their impacts on the flood stages and bed evolutions were simulated.

**Keywords:** flood stage, mobile-bed model, explicit finite analytic method

## 目錄

摘要.....	i
Abstract.....	ii
目錄.....	iii
圖目錄.....	v
第一章、前言.....	1
第二章、文獻回顧.....	1
第三章、研究目的與方法.....	4
3.1 研究目的.....	4
3.2 研究方法.....	5
第一年.....	5
第二年.....	7
第三年.....	8
3.3 完成之工作項目.....	9
第一年.....	9
第二年.....	9
第三年.....	9
第四章、理論基礎.....	10
4.1 模式簡介與概述.....	10
4.2 水理數值方法.....	10
4.3 輸砂數值方法.....	13
4.3.1 非黏性沉澱輸砂輔助關係式.....	14
4.3.2 黏性沉澱輸砂輔助關係式.....	16
第五章、模式測試與率定.....	18
5.1 單槽實驗室測試案例.....	18
5.1.1 單槽測試案例模擬相關資料.....	18
5.1.2 單槽測試案例率定結果.....	19
5.1.3 單槽測試案例定床及動床洪水水位差異模擬.....	19
5.2 複式河槽實驗室測試案例.....	20
5.2.1 複式河槽測試案例模擬相關資料.....	20
5.2.2 複式河槽測試案例率定結果.....	20
5.3 正交與非正交格網之影響測試案例.....	22
5.3.1 正交與非正交格網案例模擬相關資料.....	22
5.3.2 正交與非正交格網案例模擬結果.....	22
第六章、實際案例應用.....	38
6.1 曾文溪模擬相關資料.....	38
6.2 颱風事件模擬結果.....	38
6.2.1 速度沿程分佈.....	38
6.2.2 水位沿程變化.....	38
6.2.3 底床沖淤變化.....	39

6.3 頻率年模擬結果.....	39
6.3.1 高灘地糙度改變分析.....	39
第七章、結論與建議.....	60
7.1 結論.....	60
7.2 建議.....	61
參考文獻.....	61

## 圖目錄

圖 5-1 Run21 標準案例模擬 1 小時後之結果.....	23
圖 5-2 Run21 標準案例模擬 2.5 小時後之結果.....	23
圖 5-3 Run21 標準案例模擬 4.5 小時後之結果.....	23
圖 5-4 Run24 標準案例模擬 1 小時後之結果.....	24
圖 5-5 Run24 標準案例模擬 2.5 小時後之結果.....	24
圖 5-6 Run24 標準案例模擬 4.5 小時後之結果.....	24
圖 5-7 Run21 上游流量為標準案例之 2 倍之模擬結果.....	25
圖 5-8 Run21 上游流量為標準案例之 3 倍之模擬結果.....	25
圖 5-9 Run21 粒徑大小為標準案例之 2 倍之模擬結果.....	25
圖 5-10 Run21 粒徑大小為標準案例之 3 倍之模擬結果.....	26
圖 5-11 Run21 上游入流懸浮載為標準案例之 2 倍之模擬結果.....	26
圖 5-12 Run21 上游入流懸浮載為標準案例之 3 倍之模擬結果.....	26
圖 5-13 Run24 上游流量為標準案例之 2 倍之模擬結果.....	27
圖 5-14 Run24 上游流量為標準案例之 3 倍之模擬結果.....	27
圖 5-15 Run24 粒徑大小為標準案例之 2 倍之模擬結果.....	27
圖 5-16 Run24 粒徑大小為標準案例之 3 倍之模擬結果.....	28
圖 5-17 複式斷面圖.....	28
圖 5-18 run21 淤積案例模擬結果.....	29
圖 5-19 run21 淤積案例初始底床.....	29
圖 5-20 run21 淤積案例模擬 1hr 底床.....	30
圖 5-21 run21 淤積案例初始與模擬底床比較.....	30
圖 5-22 run21 淤積案例模擬結果(y=0.3).....	31
圖 5-23 run21 淤積案例模擬結果(y=0.4).....	31
圖 5-24 run24 沖刷案例模擬結果(y=0.15).....	32
圖 5-25 run24 沖刷案例初始底床.....	32
圖 5-26 run24 沖刷案例初始底床.....	33
圖 5-27 run24 沖刷案例初始與模擬底床比較.....	33
圖 5-28 run24 沖刷案例模擬結果(y=0.3).....	34
圖 5-29 run24 沖刷案例模擬結果(y=0.4).....	34
圖 5-30.....	35
圖 5-31.....	35
圖 5-32.....	36
圖 5-33.....	36
圖 5-34.....	37
圖 5-35.....	37
圖 6-1 模擬範圍.....	41
圖 6-2 模擬格網點 1.....	41
圖 6-3 模擬格網點 2.....	42
圖 6-4 納莉颱風上游邊界流量條件.....	42

圖 6-5 納莉颱風下游邊界水位條件.....	43
圖 6-6 納莉颱風上游邊界入砂條件.....	43
圖 6-7 200 年頻率年上游邊界流量條件.....	44
圖 6-8 200 年頻率年下游邊界水位條件.....	44
圖 6-9 200 年頻率年上游邊界入砂條件.....	45
圖 6-10 穩態速度向量分佈(1/6).....	45
圖 6-11 穩態速度向量分佈(2/6).....	46
圖 6-12 穩態速度向量分佈(3/6).....	46
圖 6-13 穩態速度向量分佈(4/6).....	47
圖 6-14 穩態速度向量分佈(5/6).....	47
圖 6-15 穩態速度向量分佈(6/6).....	48
圖 6-16 納莉颱風水位沿程縱剖面圖(1/2).....	48
圖 6-17 納莉颱風水位沿程縱剖面圖(2/2).....	49
圖 6-18 水位沿程變化 3D 展示 t=0hr.....	49
圖 6-19 水位沿程變化 3D 展示 t=4hr.....	50
圖 6-20 水位沿程變化 3D 展示 t=24hr.....	50
圖 6-21 水位沿程變化 3D 展示 t=63hr.....	51
圖 6-22 水位沿程變化 3D 展示 t=0hr.....	51
圖 6-23 水位沿程變化 3D 展示 t=4hr.....	52
圖 6-24 水位沿程變化 3D 展示 t=24hr.....	52
圖 6-25 水位沿程變化 3D 展示 t=63hr.....	53
圖 6-26 底床沖淤趨勢 2D 展示(1/2).....	53
圖 6-27 底床沖淤趨勢 2D 展示(2/2).....	54
圖 6-28 模擬前後斷面圖I=5 (斷面 129~101).....	54
圖 6-29 模擬前後斷面圖I=79 (斷面 129~101).....	55
圖 6-30 模擬前後斷面圖I=1 (斷面 98~59).....	55
圖 6-31 模擬前後斷面圖I=27 (斷面 98~59).....	56
圖 6-32 模擬前後斷面圖I=37 (斷面 98~59).....	56
圖 6-33 模擬前後斷面圖I=115 (斷面 98~59).....	57
圖 6-34 Q200 高灘地不同n值水位沿程圖 (98-59).....	57
圖 6-35 Q200 高灘地不同n值水位沿程圖放大 (98-59).....	58
圖 6-36 Q200 計算點I=123 斷面水位.....	58
圖 6-37 水位上升值與高灘地曼寧n值關係 (曾文溪實例).....	59
圖 6-38 水位上升百分比與高灘地曼寧n值關係 (曾文溪實例).....	59

## 第一章、前言

台灣河流中下游兩岸多為人口密集且經濟發達之沖積平原，所利用之水資源主要來自每年數場豪雨。因河流短促流急，雨水進入河道後往往僅需數小時就會流入大海而無法利用，故水庫為蓄儲雨水以供平時利用之必要水利設施。由於地形陡峻，台灣水庫容量小，最大的曾文水庫總容量為 707,530,000 立方公尺，故常必須洩洪以維護水庫安全。台灣河系各支流集水區及中、下游平原亦常逢豪雨發生豪雨洪水。因此上游之水庫洩洪，將增加原已高漲之河流洪水位越堤溢流，漫淹氾濫的風險。民國九十年之納莉颱風期間，曾文溪中、下游兩岸沖積平原洪氾成災，受災戶曾質疑係曾文水庫洩洪操作不當所故。故河系中各水庫在豪雨期間之洩洪操作，應考慮全流域的水理現象，以減免下游兩岸平原之淹水風險，保護人民生命財產安全。

另外，天然河道常為主深水槽及其相鄰之洪水平原所構成之複式河槽在洪水時期，兩側高灘地遭淹沒，水流之流況相當複雜，如同時考量河床之變動，則流況將更形複雜。台灣河川斷面亦多屬複式斷面，如何讓水庫洩洪所造成河床劇烈沖淤下之洪水安全通過所設計之流路，以確保沿岸居民生命財產於無虞，實屬刻不容緩之研究課題。

## 第二章、文獻回顧

天然河道常為主深水槽及其相鄰之洪水平原所構成之複式河槽，水流之流況相當複雜，尤其本省河川之中下游河道多屬複式斷面，平時中低水時期僅於主深水槽中有水流動，但是在洪水時期，兩側高灘地亦遭淹沒。Knight 等(1983、1987)、Wormleaton 及 Merrett(1990)指出當洪水平原之水深較低時，主深水槽及洪水平原兩者間極大之流速差異將使得主深水槽與洪水平原之交界面產生較強之剪力層以及明顯之動量交換。洪水平原除可提供水流蓄藏之空間外，亦可作為其流動之通道。洪水波在往下游傳遞的過程中，其峰值將逐漸消散，此現象可由其水位流量關係圖看出(NERC 1975; Tingsanchali 1976, 1988; Cunge et al. 1980; Yen 1987)。而當主深水槽之流速更快時，亦可能引起洪水平原環流之形成。關於此複雜流場之問題，已有為數不少之文獻加以探討 (Wormleaton et al. 1982; Knight 及 Hamed 1984; Prinos et al. 1985; Tominaga et al. 1989; Tominaga 及 Nezu 1991;

Shiono 及 Knight 1991)。近幾年來，國內外對於含洪水平原之複式斷面渠道之水理研究持續進行中，其方向不外紊流流場之分析(Naot et al., 1993; Pezzinga, 1994; Cokljat and Younis, 1995; Lambert and Sellin, 1996; Sofialidis and Prinos, 1998, 1999)、污染質傳輸(Nokes and Hughes, 1994; Lin and Shiono, 1995)、主深水槽與洪水平原間流動與動量之交換(Shome and Steffler, 1998; Bousmar and Zech, 1999)、底床粗糙度對流場之影響(Fathi-Maghadam and Kouwen, 1997; Knight and Brown, 2001; Myers et al., 2001)、流量及水位之試驗與數模(Sturm and Sadig, 1996; Myers and Lyness, 1997; Lai et al., 2000; Lambert and Sellin, 2000; Tucciarelli and Termini, 2000)等。

根據上述，複式斷面之水理乃屬三維之複雜流場，就簡化之二維數值演算而言，洪水漲退過程中，水位將通過主深水槽與高灘地之交界，此牽涉乾濕點計算之技巧與可能發生數值不穩定現象。如進一步考慮泥砂輸運及河床變遷行為，則將使問題更形複雜。Anderson 等人(1996)曾對洪水平原過程研究之方向作一綜合性之介紹，包括洪水平原變遷、水理、泥砂輸運、水質及永續經營等。有關複式斷面泥砂之側向交換機制、河床沖淤變化之探討與模擬並不多見，可供參考者有 James(1985), Falconer and Chen(1996), Walling et al.(1996), Narinesingh et al. (1996), Hardy et al. (2000) 等文獻。

早期一維動床模式曾被廣泛地應用於河川之沖淤模擬，如 HEC-6、GSTARs、SEDICOU(Holly and Rahuel,1990)、Bhallamudi and Chaudhry (1991)之模式等。以 Holly 及 Rahuel (1990)發展之 SEDICOU 模式為例，引進晚近發展之輸砂觀念，考量懸移載、河床載之運移及兩者間交換之機制、空間延遲效應(spatial-delay effect)之不平衡推移載、非均勻河床質之篩分及護甲等。該模式雖極完備，但只為一維模式，不能描述河道橫斷面方向之變化。由於實際之需要及計算機之進步，二維動床模式漸受人注意與研發，所用之方法一般係採用淺水波理論，配合深度平均之觀念，亦即所謂平面二維模式(plane view model)。本研究欲探討主深水槽及洪水平原間流量及輸砂量交換機制，及其對床形與洪水位之影響，因此須研發水平二維動床模式。

二維模式中，如 Simons et al. (1979)發展之模式中並未考慮懸浮載之運移，且在單一粒徑限制下，無法描述非均勻床質變化之行為；Usseglio-Polatera and

Cunge (1985)所發展之數值模式，只著重於懸浮載之運移，但對於河床載及河床之發展則缺乏描述，而且模式亦只限於單一粒徑；Pavlovic et al. (1985)發展之模式，雖考慮亂流作用下之流場模擬，然而懸浮載只利用經驗公式求解而忽略移流及擴散特性，另河床質與懸浮質亦無交互作用，且無法描述非均勻床質之變化。目前著名的 TABS2 模式(Thomas and McAnally,1985)係利用有限元素法求解污染傳輸及河床變動問題，但該模式只能處理單一粒徑均勻質輸砂問題，無法考慮非均勻沈澱之差異沈澱特性。柏特爾太平洋西北實驗室(Battelle Pacific Northwest Laboratory；Onishi and Trest,1985)發展一套模擬河川與海岸環境之非均勻質輸砂模擬，該模式將砂質細分成黏土、淤泥及細砂，其中並包括水力篩選(sorting)及護甲(armoring)作用，但該模式只專為該實驗室所需而撰寫，亦僅侷限於模擬長期性的放射性污染問題。尤其以往在研究洪水位變化時，常視底床為固定不變，以定床之條件模擬之，忽略底床變動之現象，而在實際情形中洪水流經所伴隨底床劇烈變化即無法合理考量。由王書益教授在美國密西西比大學研發之水平二維水理及輸砂模式，稱之為 CCHE2D 模式，目前已有頗多之應用成果出現(Jia and Wang, 1999)，係利用有限元素法數值解。另計畫主持人在交大研發之二維顯式有限解析法模式，在定床水理方面已有頗成熟之成果(Hsu et al., 2000)，在動床方面亦持續改良中(葉與沈，2000)。上述之二維數模並未對複式斷面河道在主深水槽與高灘地交界處特殊之水理及輸砂行為有所考量，因此在實際應用上有其限制。Falconer and Chen(1996)及 Hardy et al.(2000)之數值模式係針對複式斷面河道而研發，其成果可供參考與比較。由此觀之，為正確合理地模擬實際河川中之流況及沖淤趨勢，發展一具有模擬複式斷面河床能力之二維數值模式以為探討此問題之工具亦屬必須。

然欲合理模擬此一複式斷面河道含砂水流之複雜問題，有必要將此問題切割為若干子題進行探討，以利研究之進行。洪水對於砂質河床常有劇烈之沖淤作用，特別是對主槽之沖刷常頗劇烈。水庫洩洪水流含砂量低，對於主槽之沖刷更為明顯。因主槽與兩側高灘地流速差異大，主槽沖刷之泥砂易淤積於高灘地，因而抬高洪水位，增加溢流氾濫的潛勢，在河道之出口也易堵塞排水系統。因此必須演算洩洪水流可能增加的主槽沖刷及高灘地淤積的程度，以評估對洪水位的影響。據此，本研究擬將此問題分為三部分進行考量，第一部份為探討洪水對單一

河槽砂質河床沖刷之機制，第二部份為探討洪水對複式河槽之間水流質量、動量及輸砂通量之交換機制，第三部份則以曾文溪之曾文水庫洩洪為例，進行其下游河道沖淤及定床之數模，進而有效掌握複式斷面劇烈淤積對洪水位壅高之影響。

曾文水庫自完工運轉後，曾文溪河道砂源減少，除破壞河道之原有平衡外，亦使河口之砂源不足，導致海岸有退縮之現象。為維持曾文溪河道之穩定性及提供河口之砂源，將水庫淤泥迴歸曾文溪不失為經濟可行之方案，一方面可減少輸砂及沈砂池之工程費與用地費，同時亦可補充曾文溪之砂源。惟這些清除之淤泥於迴歸於水庫下游河道之際，洪水通過時淤泥之運移、洪水位之變化及河床變動情形，為必須探討之重要課題。而這些所排放出含高濃度淤泥勢必增加下游河道水流之濁度，可能對水域環境造成衝擊，此類影響則必須加以評估。經濟部水利處南區水資源局於民國 88 年之委辦計畫，曾以「一維流水面剖線演算模式」(CWSE)針對此一問題進行水理演算，並對其相應之輸砂量進行推估。該研究指出依曾文水庫水之洩洪輸砂能力評估，並不致對於下游造成淤積現象，且由於泥砂迴歸所增加之水流含砂濃度，將可減少洪水期間由河床補充之輸砂量，進而降低河道之沖刷量，對於曾文溪下游河床逐年下降情形有所助益。由於該模擬工具僅為一維水理模式，無法適切表示出複式斷面及動床變化等較複雜之水理輸砂變動情形以及對洪水位抬高之影響，若藉由本研究發展之二維數值模式模擬之，將可獲致更為精確之結果供相關單位規劃時參酌。

### 第三章、研究目的與方法

#### 3.1 研究目的

豪雨洪水雖可能氾濫淹水成災，但也帶來寶貴之水資源，可儲蓄利用。本整合型研究計畫包含子計畫一：水庫洩洪流量演算模式之評估與研發；子計畫二：水庫洩洪對河系洪流影響計算模式之研發；子計畫三（本計畫）：水庫洩洪劇烈沖刷河床對洪水位影響計算模式之研發；總計畫：河系洪水溢岸與兩岸沖積平原排水系統交互作用下之淹水潛勢演算模式研發；子計畫四：水庫洩洪對下游淹水影響決策資源系統之建立與應用。

總計畫之目標為建立河系多水庫洩洪操作之相關計算模式及展示系統，構成

水庫洩洪防淹決策支援系統，以減免豪雨期間水庫洩洪及河系洪水對中下游洪氾淹水之損失，進而儲蓄洪水以供利用。且有效評估主槽沖刷、高灘地淤積的程度及考量底床變動情形下之洪水位實際變化情形。

本子計畫分三年進行，其最終目的為有效評估主槽沖刷、高灘地淤積的程度及考量底床變動情形下之洪水位實際變化情形。第一年為 EFA 模式之建置、擴充與測試，係以實驗室流場案例檢驗模擬結果精度，並完成單槽砂質河床沖刷計算模式之研發。第二年為洪水對砂質河床主槽沖刷與高灘地淤積計算模式之研發。第三年為複式斷面河道劇烈淤積對洪水位壅高影響之研究，並以曾文溪水系之曾文水庫洩洪進行實例模擬。本計畫各階段性之成果密切與總計畫及其他子計畫配合與分享，期使本群體計畫之成果得以落實於曾文溪流域防洪工作之日趨完善。

## 3.2 研究方法

### 第一年

#### 1. 控制方程式之推導與擴充

動床含砂水流之控制方程式可分為兩部分，即水流與輸砂兩部分，其各自水深方向平均後之二維方程式，為便於表示起見，寫在卡氏座標上之形式為：

水流方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + p_r \frac{\partial Z_b}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h + Z_b)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + \frac{1}{\rho} \left[ \frac{\partial(\tau_{xx}h)}{\partial x} + \frac{\partial(\tau_{xy}h)}{\partial y} \right] \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h + Z_b)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + \frac{1}{\rho} \left[ \frac{\partial(\tau_{xy}h)}{\partial x} + \frac{\partial(\tau_{yy}h)}{\partial y} \right] \quad (3)$$

輸砂方程式

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} = -\frac{1}{\rho h} \frac{\partial(Q_1 h)}{\partial x} - \frac{1}{\rho h} \frac{\partial(Q_2 h)}{\partial y} + \frac{S}{\rho h} \quad (4)$$

$$\rho_s (1 - p_r) \frac{\partial(\beta E_m)}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + S - S_f = 0 \quad (5)$$

$$\rho_s(1-p_r)\frac{\partial Z_b}{\partial t} + \sum_{i=1}^k \left[ \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + S \right]_k = 0 \quad (6)$$

上述諸式中， $h$ =水深； $u, v$ = $x$ 及 $y$ 方向水深平均之流速； $p_r$ =河床交換層內之孔隙率； $Z_b$ =河床高程； $g$ =重力加速度； $\tau_{bx}, \tau_{by}$ = $x$ 及 $y$ 方向之底床剪應力； $\rho, \rho_s$ =水及沈澱之密度； $c$ =水深平均之懸浮質濃度； $S$ =沈澱交換速率； $\beta$ =某一顆粒之組成百分比； $E_m$ =交換層厚度； $q_{bx}, q_{by}$ = $x$ 及 $y$ 之河床載通量； $S_i$ =交換層底部之源項； $k$ =代表不粒徑之數目； $\tau_{xy}$ =水深平均有效剪應力(effective stress)之分量，可表為

$$\tau_{xy} = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_b+h} \rho \bar{u}' \bar{v}' dz \quad (7)$$

$$Q_i = q_i + \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_b+h} \rho(\tilde{c} - c)(\tilde{u}_i - u_i) dz, \quad i=1,2 \quad (8)$$

上式中， $q_i$ = $i$ 方向某一粒徑懸浮質之擴散通量； $\tilde{c}$ =懸浮質濃度； $\tilde{u}_i$ = $i$ 方向之流速。

(1)式為水流連續方程式，(2)及(3)式為水流在 $x$ 及 $y$ 方向之動量方程式，(4)式為某一粒徑之懸浮載質量守恆方程式，(5)式為某一床質粒徑在交換層內之質量守恆方程式，(6)式則為輸砂連續方程式。為考慮自然河川不規則之斷面幾何形狀，利用貼壁座標系統並配合數值格點產生法求解，如此往往造成網格點無法正交之問題，尤其是在複雜邊界處附近，如將控制方程式寫在正交曲線座標上，其數值精度亦受影響。因此，本研究將推導在非正交曲線座標系統上之水流、輸砂控制方程式，以及河床載與懸浮載交換機制之深入探討，其過程頗複雜，可參考Richmond et al.(1986)之論述。

## 2.數值方法與格點產生法的建立

本模式採用顯式有限解析法 (explicit finite analytic) 求解水流動量方程式。該法係由 Dai (1994) 首先提出，用於求解 Navier-Stokes 方程式，而本研究擬將其應用在具自由水面之二維渠流上 (Hsu et al., 2000)。其原理為將動量方程式之移流項保留在等式左邊，而擴散項及源項移至等式右邊，並視為已知；然後藉助特徵曲線法 (method of characteristics) 之觀念，決定擾動波傳播之方向，而據以推得待求格點上於該時刻之未知變量 ( $u$  及  $v$ ) 與其周圍相關格點前一時刻已

知變量之關係式。其後藉助連續方程式，求解水深 (h)，並來回疊代，直至收斂為止。根據 Dai (1994) 之分析，本方法在空間上為二階精確，而時間上為一階精確。由於係顯式法，故時間增量 ( $\Delta t$ ) 由 Courant Condition 來決定。

在輸砂方程式之數值求解方面，先將 (4) 式以特徵曲線法予以離散化，然後與經有限差分法離散化之 (5) 及 (6) 式同時求解。由於係非線性代數式，經線性化後，利用 Newton-Raphson 法疊代求得變數之增量  $\Delta Z_b, \Delta c_i, \Delta \beta_i, i=1, 2, \dots, k$ 。

格點產生 (grid generation) 法可分為結構性與非結構性兩者，本模式所需之計算格點係屬於前者。結構性格點產生法可分成數種：橢圓型、拋物線型及雙曲線型方程式法、代數格點法、調適格點法等，有關這些方法近年來之發展可參考鄭 (1995) 之介紹。在第一年之模式建立，將就上述前四種方法挑選出合適者。

### 3. 二維動床模式之建立與初步測試

前兩項工作完成後，將其理論架構與邏輯予以整合，擴充撰寫成電腦程式，即構成水平二維動床數值模式。由於此一模式甚為龐大，須經一連串之偵誤、測試，以確定其可以進行試跑，並以實驗室流場案例進行模式率定檢驗，以確保模式模擬精度。

### 4. 完成洪水對單槽砂質河床沖刷計算模式之研發

前項工作完成後即可針對洪水對河床主槽之沖刷機制進行探討，由所蒐集之資料進行相關文獻回顧與檢討，並從中選取較合宜之機制進行建構。建構完成則再將模式予以擴充、測試。俾使模式最後能適用於砂質河床主槽沖刷之模擬。

### 5. 單槽定床及動床洪水位差異模擬

目前河川設計洪水位均以一維定床水理模式加以模擬而得，並未對洪水通過時造成河床劇烈沖淤後洪水位之改變有所評估。本項工作，則在探討定床與動床情況下，可能造成之洪水位差異，並作有關物理因子之敏感度分析。

## 第二年

### 1.洪水對複式河槽砂質河床沖淤模式之研發

接續上年工作，本模式將繼續針對砂質河川主槽與高灘地間之泥砂交換機制進行探討，由所蒐集之資料進行相關文獻回顧與檢討，並從中選取較合宜之機制進行建構。此外，對於主槽與高灘地交界附近流場及輸砂在數值計算上可能遭遇之不穩定情形，亦將加以探究與解決。

### 2.二維動床模式之擴充與測試

將砂質高灘地淤積機制之架構加入原來之二維動床模式，以擴充模式模擬實際河床變動之能力，擴充期間仍須針對模式進行測試及試跑，以使模式可同時對於砂質河床主槽沖刷與高灘地淤積進行模擬。

### 3.試驗資料之模式驗證

模式經測試後，須進一步評估其模擬精度。本研究將選取數個具有代表性之動床實驗資料進行模式之驗證。

### 4.複式渠槽定床與動床水位初步比較

就實驗室較規則之複式渠槽之定床及動床試驗資料進行數模，以瞭解斷面形狀、底床變動對水位之影響情形。

## 第三年

### 1.正交與非正交格網之影響分析

為檢驗格網之正交與否對模擬結果之影響，將藉由若干水理及動床案例進行比較探討。

### 2.複式斷面河槽劇烈沖淤對洪水位壅高影響之研究

以往在研究洪水位變化時，常視底床為固定不變，以定床之條件模擬之，忽略底床變動之現象，而在實際情形中洪水流經所伴隨底床劇烈變化即無法合理考量，特別是在河川斷面為複式斷面主深水槽刷深、高灘地淤積的情況下，由於斷面形狀之改變、底床糙度之改變、流場及輸砂之改變等，其洪水位將有異於定床者，此於河防安全關連甚巨，EFA 模式先前嚴謹之建構組織，相信可清楚釐清此問題。

### 3.曾文水庫洩洪實例模擬

實驗室資料係在良好控制條件下量得者，而實際河川之情況複雜，資料之量取亦大為不易。因此可模擬實驗室資料之模式，往往應用至現場時發生問題。台灣河川常見之現象為河床形狀變化頗大，在有些亞臨界流況之河段中，存在局部底床變動劇烈處，造成局部之超臨界流況，一般之數值模式均無法求解此種流場。本研究採用顯式有限解析法，因具有特徵曲線法之優點，可藉由擾動波傳播之方向決定適當之內部邊界條件，而有解決此一困難之可能性。為進一步測試及評估本模式應用於實際河川沖淤及洪水位模擬之可行性，本研究將就曾文溪流域曾文水庫洩洪進行實例模擬分析。

### 3.3 完成之工作項目

#### 第一年

1. 控制方程式之推導與擴充。
2. 數值方法與格點產生法的建立。
3. 二維動床模式之建立與初步測試。
4. 完成洪水對單槽砂質河床沖刷計算模式之研發。
5. 單槽定床及動床洪水位差異模擬。

#### 第二年

1. 洪水對複式河槽砂質河床沖淤模式之研發。
2. 二維動床模式之擴充與測試。
3. 試驗資料之模式驗證。
4. 複式渠槽定床與動床水位初步比較。

#### 第三年

1. 正交與非正交格網之影響分析。
2. 複式斷面河槽劇烈沖淤對洪水位壅高影響之研究。
3. 曾文水庫洩洪實例模擬。

## 第四章、理論基礎

### 4.1 模式簡介與概述

本研究在水理計算方面採用顯式有限解析法 (explicit finite analytic method, EFA) 數值模式直接求解水流之連續方程式及動量方程式。EFA 法相較其他數值方法如有限體積法、有限元素法等有其推導容易及精度良好之優點，且此法在計算流力與水利計算領域之應用已證明相當不錯。

在沉滓運移計算方面，因天然河道之底床係由多種不同粒徑大小之沉滓所組成，且由於水庫迴水區甚長，能流至並淤在壩址前之沉滓一般均為細顆粒者，故經由水庫防淤策略操作所排放至下游河道的沉滓多屬於較細小之黏土或粉土，其特性明顯與河道中原有之沉滓不同，因此所採用之模式必須具有模擬非均勻黏性沉滓的特點，將水庫排淤部份以及河道原有沉滓部份之不同特性反應出來，如此才能正確的計算出水庫排砂對下游河道之影響。此外，考慮懸浮載與河床載具有不同的運移機制，故將兩者予以分開計算之，並考慮沉滓在渠道底床附近發生沉積與再懸浮的情形，因此模式必須引入懸浮載與河床載之間的交換機制，以正確求得水體中各懸浮沉滓之濃度變化情形，以及河床中各種粒徑之組成百分比。

本研究採行適用於雙曲線型方程式之特性法計算懸浮載質量守衡方程式，並與河床載質量守衡方程式及整體河床輸砂之質量守衡方程式進行結合演算，利用 Newton-Raphson 演算法疊代聯立求解，所得之結果即可用以分析河床之沖淤變化、懸浮載變化、床質粒徑變化等情形。

### 4.2 水理數值方法

對於不可壓縮流之控制方程式，其張量表示式如下：

連續方程式

$$V_{,i}^i = 0 \quad (9)$$

動量方程式

$$\frac{\partial V^i}{\partial t} + V^m V_{,m}^i = -g^{im} \frac{P_{,m}}{\rho} + \frac{\mu}{\rho} g^{mn} V_{,mn}^i + F^i \quad (10)$$

上式中， $V^i$  為速度向量  $\bar{V}$  在  $\xi^i$  座標方向之分量； $t$  為時間； $g^{mn}$ 、 $g_{mn}$  為逆變 (contravariant) 和協變 (covariant) 之公制係數 (metric coefficient)； $\rho$  為流體密度； $P$  為壓力； $\mu$  為動力黏滯係數； $F$  為體力 (body force)，變數上下標之值為 1~3，代表不同的座標方向。

對一般天然河川模式而言，假設其水深方向變化遠小於水平方向，並忽略風力、科氏力之影響，同時假設靜水壓分佈，將壓力轉換成水深形式等，可簡化原三維控制方程式之複雜性。對於任意水深函數  $f$  而言，深度平均可定義為：

$$\bar{f}(\xi, \eta, t) = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_s} f(\xi, \eta, z, t) dz \quad (11)$$

式中  $Z_b$  為底床高程； $Z_s$  為水面高程； $h$  為水深。在推導水深平均式前，式(10)中左邊流速與流速梯度的乘積項可利用連續方程式轉換為保守形式，以  $\xi$  方向為例：

$$\begin{aligned} g_{11}^{-0.5} u \frac{\partial u}{\partial \xi} + g_{22}^{-0.5} v \frac{\partial u}{\partial \eta} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= \frac{\partial [g_{11}^{-0.5} u^2]}{\partial \xi} + \frac{\partial [g_{22}^{-0.5} uv]}{\partial \eta} + \frac{\partial [uw]}{\partial z} \\ &+ \frac{1}{2} g_{11}^{-0.5} \left[ g^{11} \frac{\partial g_{11}}{\partial \xi} + 2g^{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \xi} + g^{22} \frac{\partial g_{22}}{\partial \xi} \right] \cdot u^2 \\ &+ \frac{1}{2} g_{22}^{-0.5} \left[ g^{11} \frac{\partial g_{11}}{\partial \eta} + 2g^{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \eta} + g^{22} \frac{\partial g_{22}}{\partial \eta} \right] \cdot uv \end{aligned} \quad (12)$$

轉換後不再有流速與流速梯度的乘積項，而流場變數偏微分項可由 Leibnits 法則推導，式(10)之水深平均表示式如下：

$$\frac{\partial \bar{V}^i}{\partial t} + \bar{V}^m \bar{V}_{,m}^i = -g^{im} \frac{\bar{P}_{,m}}{\rho} + \frac{\mu}{\rho} g^{mn} \bar{V}_{,mn}^i - \overline{(u^i v^m)_{,m}} + \bar{F}^i \quad (13)$$

在水深平均控制方程式推導過程中還需要 Leibnits 法則、自由水面邊界條件、底床邊界條件、流速剖面等條件，以下將做說明：

#### A. Leibnits 法則

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial}{\partial \xi} \int_{z_b}^{z_s} f(\xi, \eta, z, t) dz \\
&= \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial f}{\partial \xi} dz + f(\xi, \eta, z_s, t) \frac{\partial z_s}{\partial \xi} - f(\xi, \eta, z_b, t) \frac{\partial z_b}{\partial \xi} \\
&\Rightarrow \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial f}{\partial \xi} dz = \frac{\partial(\bar{f}h)}{\partial \xi} - [f(\xi, \eta, z, t) \frac{\partial z}{\partial \xi}]_{z_b}^{z_s}
\end{aligned} \tag{14}$$

式中  $\xi$  為函數  $f$  的任意自變數。

#### B. 自由水面邊界條件

假設流體無法穿過自由水面，可得到自由水面邊界條件：

$$w_s - \frac{\partial z_s}{\partial t} - g_{11}^{-0.5} u_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} - g_{22}^{-0.5} v_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} = 0 \tag{15}$$

式中  $s$  代表水面位置。

#### C. 底床邊界條件

和自由水面邊界條件類似，底床邊界條件為：

$$w_b - \frac{\partial z_b}{\partial t} - g_{11}^{-0.5} u_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - g_{22}^{-0.5} v_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} = 0 \tag{16}$$

式中  $b$  代表底床位置。

#### D. 流速剖面

水深平均模式中不考慮主流及側向流速在水深方向之分佈情形，在水深平均條件下其主流及側向流速如下（Zimmermann & Kennedy, 1978）：

$$u = \frac{N+1}{N} \bar{u} \left( \frac{\delta}{h} \right)^{1/N} \tag{17}$$

$$v = \bar{v} + \bar{u}_{ns} \left( 2 \frac{\delta}{h} - 1 \right) \tag{18}$$

式中  $u$  為主流流速，即水流切線方向之流速； $\bar{u}$  為水深平均主流流速； $v$  為側向流速，為水深平均流速與二次流流速之和，若在直線道，二次流流速為零； $\bar{v}$  為

水深平均側向流速； $\delta$  為距底床之深度； $h$  為水深； $\overline{u_{ns}}$  為自由水面之二次流流速， $\overline{u_{ns}} = b_s \overline{hu} / r_a$ ， $b_s$  為比例係數，決定方式可參考 (Odgaard, 1986)， $r_a$  為曲率半徑，可由格網點間距與其相對座標所決定； $N$  為常數， $N = k\sqrt{8/f}$ ， $k$  為 von Karman 係數， $f$  為 Darcy Weisbach 係數。

### 4.3 輸砂數值方法

輸砂之控制方程式包含了某一粒徑之懸浮載、河床載質量守衡方程式，及整體河床輸砂之質量守衡方程式

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = -\frac{1}{\rho_s A} \frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{S}{\rho_s A} \quad (19)$$

$$\rho_s (1-p) B_z \frac{\partial(\beta_E E_m)}{\partial t} + \frac{\partial q_b}{\partial x} + S - S_{ak} = 0 \quad (20)$$

$$\rho_s (1-p) B_z \frac{\partial(Z_b)}{\partial t} + \sum_{k=1}^n \left( \frac{\partial q_b}{\partial x} + S \right)_k = 0 \quad (21)$$

上式中， $C$  = 某一代表粒徑懸浮質之濃度(質量比)； $u$  = 水體流速； $q_s$  = 懸浮質之擴散通量(flux)； $\rho_s$  = 沉滓密度； $p$  = 孔隙率； $B_z$  = 底床位置之河寬； $\beta_E$  = 作用層內某粒徑沉滓之百分比； $E_m$  = 作用層厚度； $q_b$  = 河床載通量； $S$  = 懸浮載資源項； $S_{ak}$  = 作用層底部資源項； $Z_b$  = 底床高程； $n$  = 非均勻沉滓之代表粒徑數。

為求解上述三式，尚需一些補助關係式，以決定  $q_b$ 、 $q_s$ 、 $E_m$ 、 $S$  及  $S_{ak}$ 。當水庫排放具凝聚性或黏性之沉滓時，其運移行為不同於下游河道中原有之較大粒徑非黏性沉滓，因此模式兼具黏性沉滓與非黏性沉滓運移之機制，如此方能符合河道動床演算的需求。

輸砂模式之控制方程式係採用結合演算法，將這三條方程式以半隱式法差分聯立求解。因為懸浮載之質量守恆方程式依物理特性可分割為移流及反應項(advection-reaction term)與擴散項(diffusion term)二部份，所以輸砂方程式之結合演算步驟，首先將懸浮載質量守恆之移流及反應項與作用層質量守恆方程式、整體河床輸砂質量守恆方程式，利用 Newton-Raphson 演算法疊代聯立求解；然後，所得各變數之結果再與懸浮載質量守恆方程式之擴散項反覆疊代至收斂為止，可

求得底床高程、懸浮載濃度及床質粒徑等變量。

### 4.3.1 非黏性沉澱輸砂輔助關係式

#### 1. 河床載通量 (bed load flux, $q_b$ )

Van Rijn(1984a)係以泥砂之中值粒徑為代表粒徑來計算非均勻質砂之河床載體積通量。其後，Spasojevic(1990)針對每一粒徑( $D_k$ )，將 Van Rijn 之公式稍加修正之。假設河床載運移僅發生在作用層內，其內某粒徑之百分組成表示為  $\beta_E$ 。在一般非均勻之河床質中，較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間，而不易被水流帶動，故 Karim, Holly and Yang (1987)提出一個簡單之經驗因子，稱之為隱藏因子(hiding factor,  $\zeta$ )，對河床載通量予以修正。綜合上述之影響因子而得其河床載通量如下：

$$q_b = B_z \zeta_k \beta_E q_b^i(D)_k = B_z (1-\gamma) \zeta_k \beta_E 0.053 \rho_s \sqrt{(s-1)g} D_k D_k \frac{T_k^{2.1}}{D_{*k}^{0.3}} \quad (22)$$

上式中， $D_{*k} = D_k \left[ \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}$  = 無因次顆粒粒徑； $T_k = \frac{u_*^2 - (u_{*c})_k^2}{(u_{*c})_k^2}$  = 輸送參數；

$u_* = \frac{u\sqrt{g}}{c}$  有效河床剪力速度； $c = 18 \cdot \log\left(\frac{12d}{3D_{90}}\right)$  = 顆粒蔡司係數； $s = \frac{\rho_s}{\rho}$  = 砂

比重； $\nu$  = 運動滯度； $u_{*c}$  = 臨界剪應力； $\zeta_k = \left(\frac{D_k}{D_{50}}\right)^{0.85}$ 。

#### 2. 懸浮載通量 (suspended load flux, $q_s$ )

要計算懸浮載通量首先必須要知道懸浮濃度於通水斷面的分佈情形。一般皆在距離底床一參考高度的位置求一參考濃度  $C_a$ ，用以推求所須之濃度剖面。

$$C_{a_k} = 0.015 \frac{D_k T_k^{1.5}}{a D_{*k}^{0.3}} \quad (23)$$

其中， $a$  一般取砂丘高度之一半。引用 Van Rijn(1984b)之經驗式，推算懸浮載通量如下：

$$q_s = \frac{\left[\frac{a}{d}\right]^{Z'} - \left[\frac{a}{d}\right]^{1.2}}{\left[1 - \frac{a}{d}\right]^{Z'} [1.2 - Z']} u A C_{a_k} \quad (24)$$

其中， $Z' = \frac{w_k}{\beta \kappa u_*} + 2.5 \left[\frac{w_k}{u_*}\right]^{0.8} \left[\frac{C_{a_k}}{C_o}\right]^{0.4}$ ， $C_o = 0.65$  = 底床之最大體積濃度。

### 3. 懸浮載源 (S)

懸浮載源係懸浮質向下之通量與底床亂流剪力作用產生河床質向上之通量交互作用之結果。使懸浮質下移到河床表面，主要是受到重力的影響。懸浮質的沈降速度決定向下沈澱之通量，所以對某一粒徑  $k$  之懸浮質而言，其向下之通量可表為：

$$q_{d_k} = -\rho B_z w_k C_{d_k} \quad (25)$$

式中， $C_{d_k} = [3.25 + 0.55 \ln(\frac{w_k}{\kappa u_*})] C_k$  (Lin, 1984)； $C_k$  = 顆粒  $k$  之平均濃度； $w_k$  = 粒徑  $k$  之沉降速度； $\kappa$  = von Karman 係數。

另一方面，床面沈澱成為懸浮質，主要受到底床之亂流作用所造成。Li (1986)，Bennett and Nordin(1977)認為對某一粒徑  $k$  而言，河床質向上之通量可表為：

$$q_{e_k} = \rho B_z w_{lk} C_{a_k} \quad (26)$$

式中， $w_{lk}$  = 顆粒向上躍起之速度。對某一粒徑  $k$  之懸浮載源可表為：

$$S_k = \rho B_z \cdot (w_{lk} C_{a_k} - w_k C_{d_k}) \quad (27)$$

### 4. 作用層厚度 ( $E_m$ )

沖刷現象發生時，根據 Bennet 與 Nordin(1977)之研究， $E_m$  可以下式表示：

$$E_m = -L(z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (28)$$

式中， $L$  為數值參數。當河床表面接近護甲條件時(armored condition)，作用層厚度接近零，在這種情況下，可用 Borah et al.(1982)所提出護甲層之厚度(armored-layer thickness)，予以修正：

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_{Ek}} \frac{D_m}{1-p} \quad (29)$$

式中， $D_m$ 為不產生移動的最小顆粒粒徑。另外，作用層在淤積期間可定義為：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (z_n^{n+1} - z_b^n) \quad (30)$$

### 5.作用層源 ( $S_f$ )

作用層源係由於母層(active stratum)頂面之升降而產生，當其下降時，

$$S_f = -\rho_s(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_s(z_b - E_m)] \quad (31)$$

其中， $\beta_s$ 為母層內某一粒徑之百分組成比例。如母層之厚度增加，即其頂面上升時，(31)式中之 $\beta_s$ 則改為 $\beta_E$ 。

## 4.3.2 黏性沉澱輸砂輔助關係式

### 1.沉降速度

沉降速度( $W_s$ )影響其淤積速度以及懸浮載在垂直方向之濃度剖面。細小非黏性圓球體在靜止水體中之沉降遵循 Stokes law：

$$W_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{gD^2}{18\nu} \quad (32)$$

上式中， $D$ =沉澱直徑； $\nu$  = 運動滯度。對黏性沉澱而言，由於顆粒表面分子間之吸力，將凝聚成一團，加速沉降之速度，根據 Migniot(1989)之研究，可表為：

$$W_{s,agg} = F \times W_{s,part} \quad (33)$$

式中， $W_{s,agg}$ ,  $W_{s,part}$  = 凝聚體與單其一顆粒之沉降速度； $F$ =凝聚因子，與粒徑之關係為  $F = 250D^{-1.8}$ ，其中  $D$  的單位為微米。

### 2.沉澱速率

根據 Krone(1962)之研究指出，單位面積及時間之沉澱量， $Q_d$  ( $kg/m^2/s$ ) 可表為：

$$Q_d = \rho_s W_s P_d C_k \quad (34)$$

上式中， $C_k$  為粒徑  $k$  之濃度； $P_d$  為黏性沉澱黏附於床面之機率，可表為

$P_d = [1 - \tau/\tau_{*d}]$ ，當  $\tau$  大於  $\tau_{*d}$  時則  $P_d$  為零； $\tau$  為底床剪應力； $\tau_{*d}$  為發生沉淤之臨界剪應力，Shrestha 及 Orlob (1996) 根據試驗資料率定  $\tau_{*d}$  為  $0.06\text{Nm}^{-2}$ 。

### 3. 沖刷速率

根據 Cormault(1971)之實驗資料，單位面積及時間之沖刷量為

$$Q_e = M \left[ \frac{\tau}{\tau_{*e}} - 1 \right] \quad (35)$$

上式中， $\tau_{*e}$  為發生沖刷之臨界剪應力，且當  $\tau$  小於  $\tau_{*e}$  時則沖刷量  $Q_e$  為零；M 為沖刷係數。根據 Shrestha 及 Orlob (1996) 之文獻，對於剛落淤於底床上之砂層  $\tau_{*e}$  採  $0.06\text{Nm}^{-2}$ ，而對於較底部之砂層因有壓密因素，將使得其沖刷臨界剪應力變大，採  $0.082\text{Nm}^{-2}$ 。

## 第五章、模式測試與率定

### 5.1 單槽實驗室測試案例

#### 5.1.1 單槽測試案例模擬相關資料

模擬案例係採自 Suryanarayana(1969)之水槽動床實驗，經考量後，研採均質粒徑淤積案例 run21、均質粒徑沖刷案例 run24 兩組做模式測試率定。以下茲就模式演算設定參數分述如後。

##### A. 初始渠道幾何資料

模擬渠道為一矩形試驗水槽，長 18.3 公尺、寬 0.6 公尺，渠道上游處裝置一加砂器，下游末端裝置一沉滓收集器，渠道沿程每隔 0.305 公尺佈一底床高程量測點，每 1.525 公尺佈一水面線量測點。數值模擬之渠道長為 15.25 公尺，計算格點採用 (51×5) 格網點。各斷面之底床高程係以實驗起始時間所量測之底床高程作為初始底床高程。

##### B. 初始底床質資料

均質粒徑案例部分，其底床粒徑均採  $D_{50}=0.45\text{mm}$ 。

##### C. 糙度係數

曼寧 n 值以數值試驗率定之，均質案例之曼寧 n 值研採 0.017。

##### D. 上游入砂濃度

淤積案例中之上游入砂濃度，經換算可得 run21 為 409ppm。沖刷案例的部分則皆為清水沖刷，上游入砂濃度為 0ppm。

##### E. 孔隙率

孔隙率係根據淤積案例中，假設所有上游入砂皆落淤於渠道中，估算入砂體積與實際落淤於渠道體積之比值，再以 1.0 扣除此比值，即為孔隙率。沖刷案例由於缺乏淤積鋒面可供推算，乃採估計值為 0.3。

## F. 指標層厚度

此次率定案例採用 1mm 時，模擬結果最佳。

## G. 各案例流量及下游水深資料

Run21 上游入流量為 0.0236cms/m，下游水深 0.2565m；Run24 上游入流量為 0.0194cms/m，下游水深 0.249m。

### 5.1.2 單槽測試案例率定結果

#### A. 均質淤積案例 (run21)

案例 run21 模擬時間於 1 小時、2.5 小時、4.5 小時、7 小時以及 10 小時之渠道沿程模擬結果。由模擬結果得知，EFA 模式除於水面線之水理演算有相當之準確度外，於淤積鋒面之模擬亦頗接近實測值，如圖 5-1~5-3 所示。

#### B. 均質沖刷案例 (run24)

案例 run24 模擬時間於 1 小時、2.5 小時、4.5 小時、7 小時以及 10 小時之渠道沿程模擬結果。由模式於各個模擬時段，均有良好之模擬結果。本案例沖刷初期河床載之作用遠較沖刷末期為大，與沖刷過程中，渠道坡度漸緩之現象相符如圖 5-4~5-6 所示。

### 5.1.3 單槽測試案例定床及動床洪水位差異模擬

目前河川設計洪水位均以一維定床水理模式加以模擬而得，並未對洪水通過時造成河床劇烈沖淤後洪水位之改變有所評估。本項工作，則在探討定床與動床情況下，可能造成之洪水位差異，以下將率定案例作為標準案例為上游入流量 (0.0236cms/m)、粒徑大小 (0.45mm)，另於 run21 案例上游入流懸浮載濃度 (409ppm)，測試加大上游入流量為標準案例之 2~3 倍 (0.0472cms/m、0.0708cms/m)、加大粒徑大小為標準案例之 2~3 倍 (0.9mm、1.35mm)，另於 run21 案例探討加大上游入流懸浮載濃度為標準案例之 2~3 倍 (818ppm、1227ppm)。

#### A. 均質淤積案例 (run21)

此標準案例為一淤積案例，在上游端有較多的堆積，但在流量增大的情況下，其底床沖刷越激烈，導致底床相對下降，故水面線高程相對下降，如圖 5-7、5-8 所示。此外於標準案例之流量下，依序加大粒徑大小的情況下，由於較大的粒徑就有較快的的沉降速度，因此上游端的淤積相對較多，所以上游水位相對提高許多，而在加大粒徑，其底床沖刷越緩和，底床變化程度逐漸變小，也會導致水面線高程逐漸抬高，如圖 5-9、5-10 所示。。另於 run21 為淤積案例，在依序加大上游入流懸浮值濃度值，因此當上游入流懸浮值越高時，淤積量也越多，底床高程也將越高，所以水面線高程也將逐漸抬高，如圖 5-11、5-12 所示。。

#### B.均質沖刷案例 (run24)

此標準案例為一沖刷案例，所以在流量增大的情況下，其底床沖刷越激烈，導致底床相對下降，故水面線高程相對下降，如圖 5-13、5-14 所示。此外於標準案例之流量下，依序加大粒徑大小的情況下，其底床沖刷越緩和，底床變化程度逐漸變小，故水面線高程逐漸抬高，如圖 5-15、5-16 所示。

## 5.2 複式河槽實驗室測試案例

### 5.2.1 複式河槽測試案例模擬相關資料

模擬渠道底床同 Suryanarayana(1969)之水槽動床實驗，假設為一複式斷面試驗水槽，長 18.3 公尺，斷面如圖 5-17 所示，主深槽寬 0.5 公尺、深 0.02 公尺，兩側各延伸 0.15 公尺。渠道上游處裝置一加砂器，下游末端裝置一沉滓收集器，渠道沿程每隔 0.305 公尺佈一底床高程量測點，每 1.525 公尺佈一水面線量測點。數值模擬之渠道長為 15.25 公尺，計算格點採用 (51×9) 格網點。各斷面之底床高程係以實驗起始時間所量測之底床高程作為初始底床高程。

床質粒徑資料、粗糙係數、上游入砂濃度、孔隙率、指標層厚度、邊界條件等模式模擬參數同單槽測試案例中之參數。

### 5.2.2 複式河槽測試案例率定結果

#### A.均質淤積案例 (run21)

run21 淤積案例模擬結果如圖 5-18 所示，初始底床高程斜率大致保持一水平坡度，僅入流處沿程 2 公尺內為沖刷狀態；初始水面線大致亦為水平狀態，但呈現些許遞減趨勢。

模擬 1 小時後可發現沿程 1 公尺處有明顯之淤積現象產生，淤高約 0.046 公尺，沿程 3 公尺後其底床高程變化大致保持和原始底床相同，變化不大；水位方面，由於前段底床的淤積，可發現水面線在淤積段是呈現上升又下降的型態，這是由於泥砂淤積在主深槽與高灘地所致，明顯和定床時有所不同，後段之水面線變化由於底床並無明顯沖淤，因此和初始水面線幾乎相同。

從立體圖來看，河道之初始底床如圖 5-19 所示，1 小時後之模擬結果則如圖 5-20 所示。由上圖可清楚的看出整個河道的淤積型態，模擬前後的底床比較圖則整理如圖 5-21 所示。

接著改變高灘地的寬度為  $y=0.3\text{m}$ 、 $y=0.4\text{m}$ ，分析高灘地寬度是否影響底床及水位的高程變化，結果如圖 5-22、5-23 所示。在此淤積案例中，可發現增加高灘地寬度時，底床淤積的範圍往下游方向有些許增加；而水位方面，則無明顯改變，這是由於淤積的高度並無明顯增加而是範圍往下游延伸，因此對於水位抬高的作用並不顯著。

#### B. 均質沖刷案例 (run24)

run24 沖刷案例模擬結果如圖 5-24 所示，初始底床高程除沿程 2 公尺內為水平，後段約以 0.006 的斜率遞減；初始水面方面則大致保持與底床坡降平行。

模擬 1 小時後於沿程 1 公尺內有明顯之沖刷現象產生，後段之底床高程沖淤無明顯變化；水位方面，由於前段之沖刷較大，因此水位明顯下降，沖刷段後之水位也明顯較原始水位低。

再從立體圖來看，河道之初始底床如圖 5-25 所示，模擬 1 小時後如圖 5-26 所示，從立體圖的角度可很清楚的看出整個河道的沖刷型態，模擬前後的底床比較圖如圖 5-27 所示。

同樣試著改變高灘地的寬度為  $y=0.3\text{m}$ 、 $y=0.4\text{m}$ ，結果如圖 5-28、5-29，可發現隨著高灘地寬度的增加，沖刷的程度與範圍皆明顯變大，水位方面反而無明顯變化，可顯示高灘地之寬度並不直接影響水位變化的關係，而跟底床高程變化較為相關。

### 5.3 正交與非正交格網之影響測試案例

#### 5.3.1 正交與非正交格網案例模擬相關資料

模擬案例選用 S. Babarutsi (1989) 之定床實驗案例，格網點如圖 5-30 所示，格網點數(21×11)，為突擴之矩形試驗水槽，模擬區段長 4.0m，入流處寬 0.305m，入流後經過 0.5m 突擴為寬 0.61m。粗糙係數採用 Chezy C，值為 114.89。邊界條件部分，入流量為單位寬度流量 0.0043cms/m，下游水位為 0.039m，模擬定量流定床之渠道流場。

討論 X 方向格網改變為 21×11、27×11、33×11、41×11、81×21 之結果，分析不同格網疏密情況下，正交與非正交對模擬結果之影響。

#### 5.3.2 正交與非正交格網案例模擬結果

模擬結果如圖 5-31~5-35 所示，可發現在格網點較少時，模擬速度分佈結果與實測值有較大偏差，當格網點越密時，則差異逐漸減小，表示在特定之流場條件下，應有一定程度疏密且符合流場形狀之格網點才能將該流場特性完全展現。

比較正交與非正交情況下，X 方向格網點不同疏密之速度分佈，在 21×11 之格點條件下，可見正交與非正交結果有明顯差異，當格點增加為 27×11 時，其差異值減小，當格網點增加為 33×11、41×11、81×21 時，其部分點位已幾乎重合，顯示正交與非正交格網點在模擬結果上有差異存在，若格網點適當加密時，則差異性可減小，但在實際現地案例模擬時考慮到計算效率，格網點應適當調整疏密，在考量計算形狀切割與計算效率之同時，選擇非正交形式格網應佔有較大優勢。

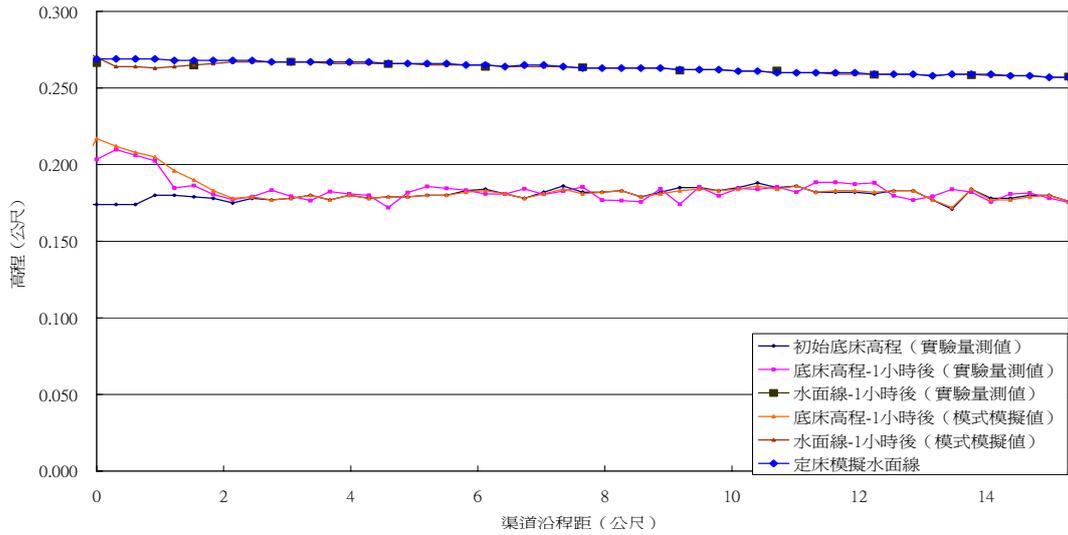


圖 5-1 Run21 標準案例模擬 1 小時後之結果

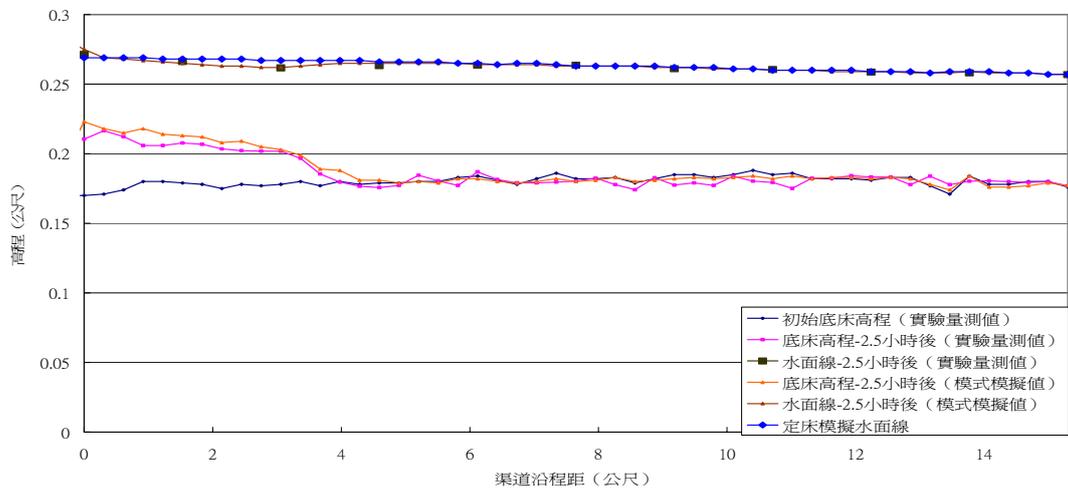


圖 5-2 Run21 標準案例模擬 2.5 小時後之結果

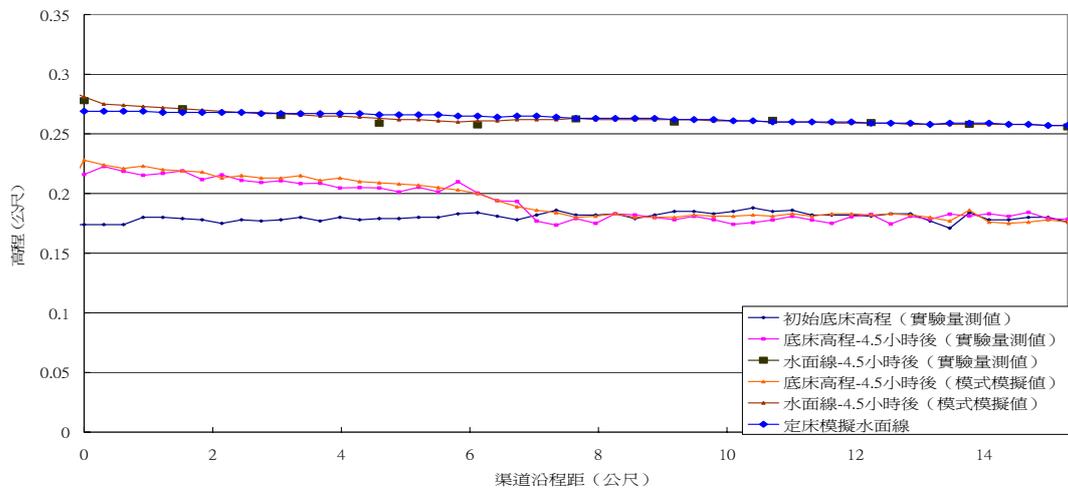


圖 5-3 Run21 標準案例模擬 4.5 小時後之結果

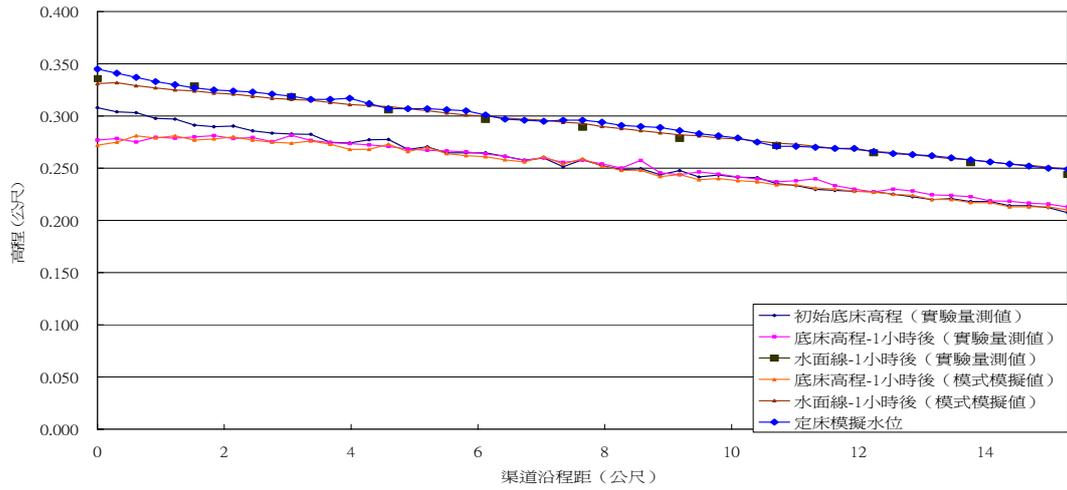


圖 5-4 Run24 標準案例模擬 1 小時後之結果

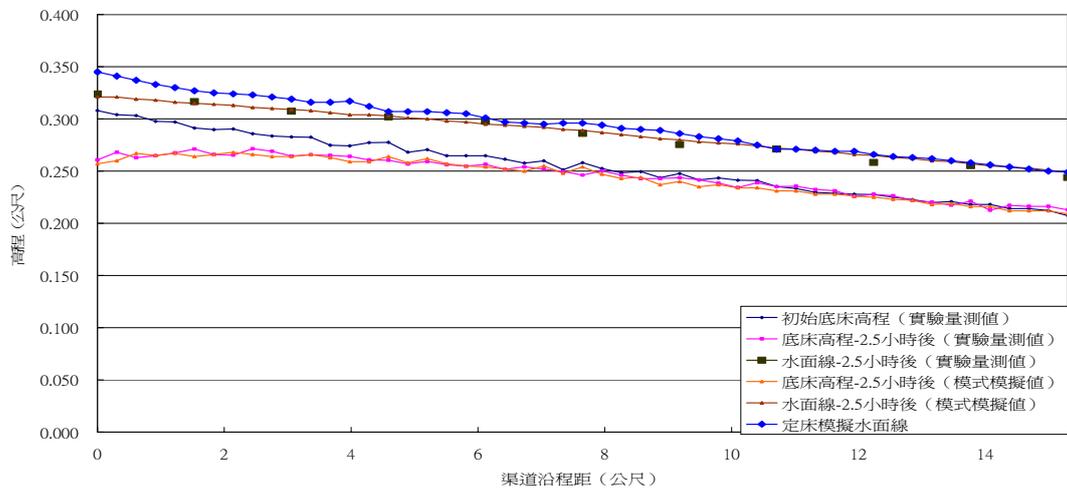


圖 5-5 Run24 標準案例模擬 2.5 小時後之結果

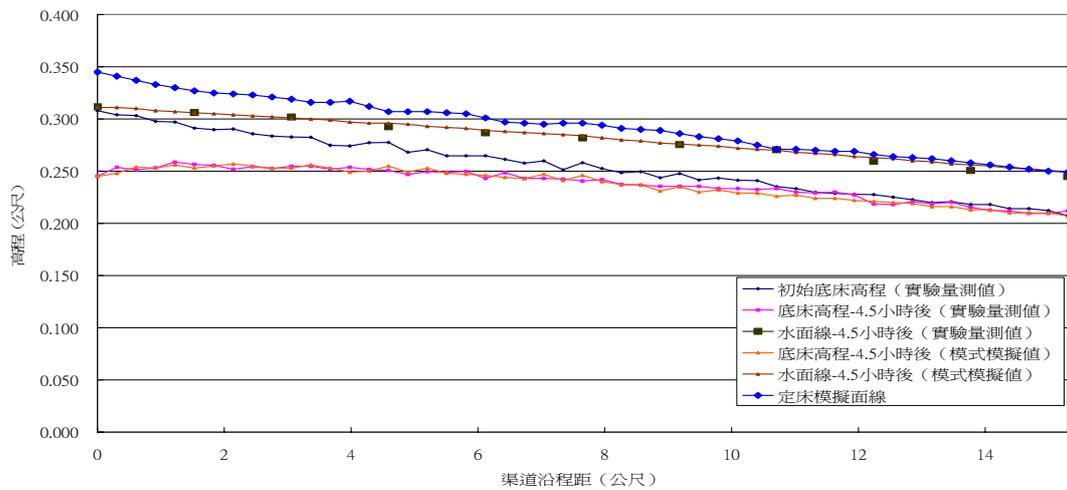


圖 5-6 Run24 標準案例模擬 4.5 小時後之結果

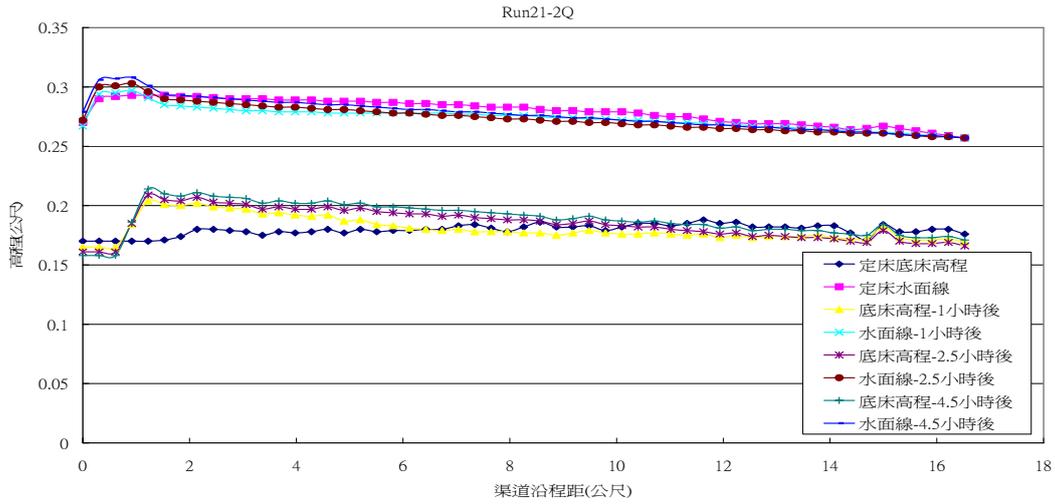


圖 5-7 Run21 上游流量為標準案例之 2 倍之模擬結果

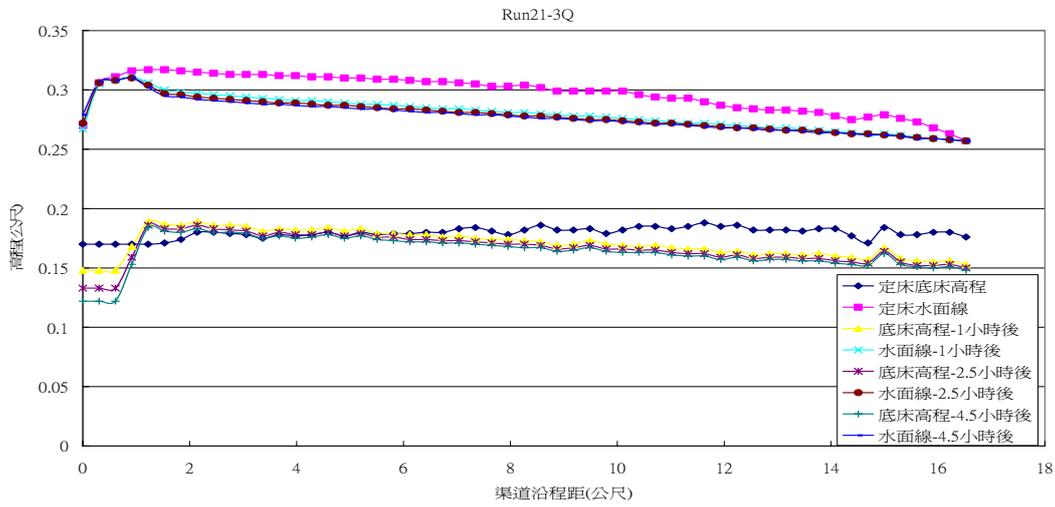


圖 5-8 Run21 上游流量為標準案例之 3 倍之模擬結果

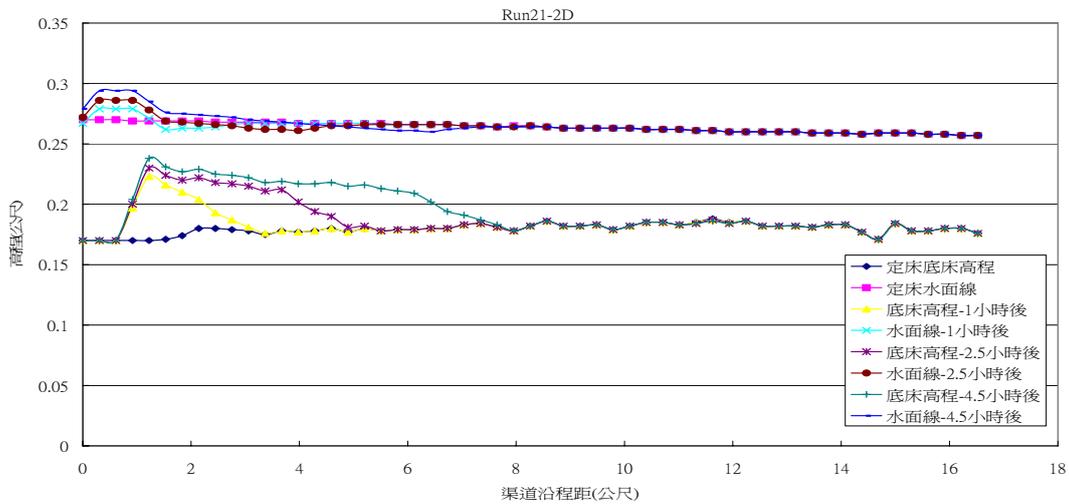


圖 5-9 Run21 粒徑大小為標準案例之 2 倍之模擬結果

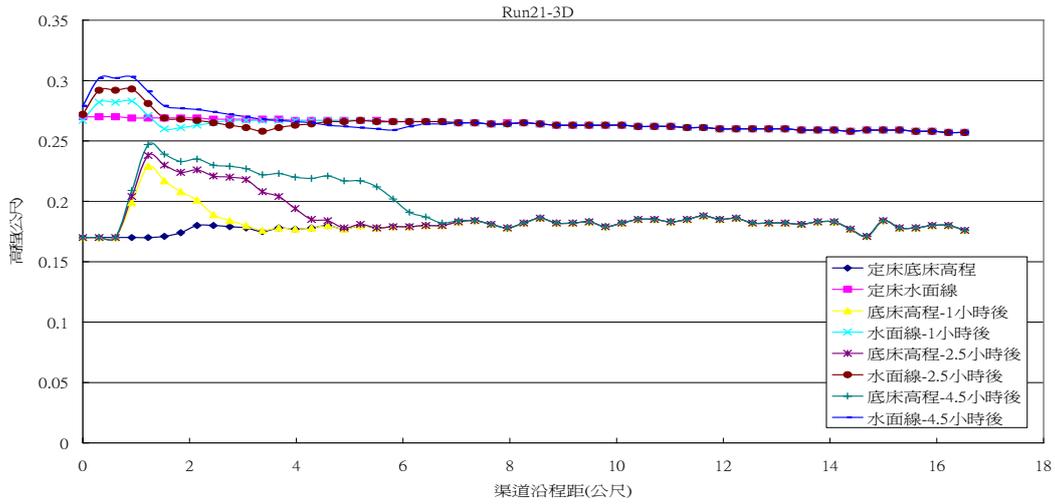


圖 5-10 Run21 粒徑大小為標準案例之 3 倍之模擬結果

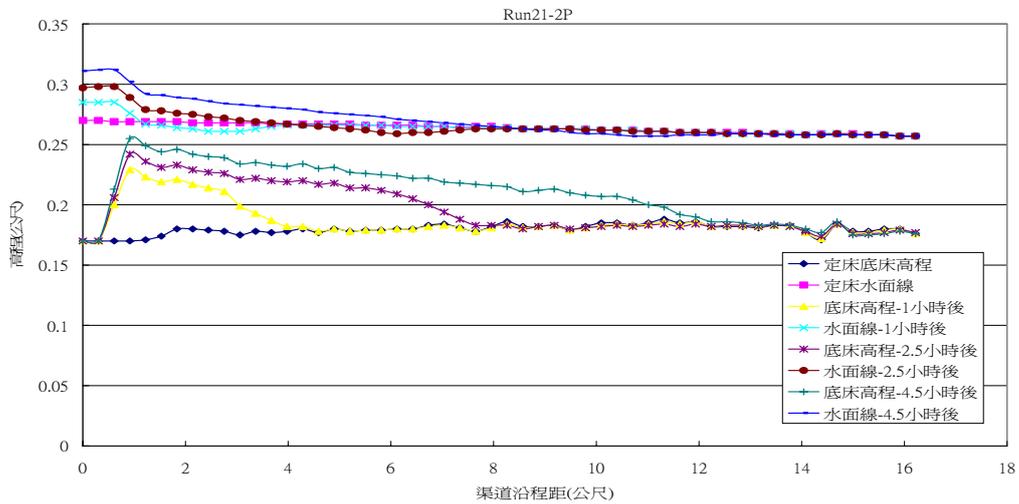


圖 5-11 Run21 上游入流懸浮載為標準案例之 2 倍之模擬結果

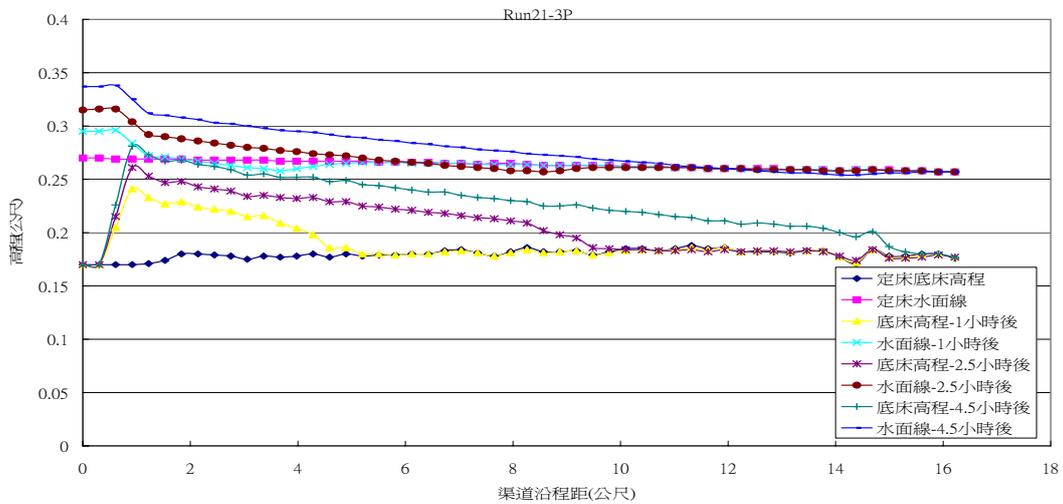


圖 5-12 Run21 上游入流懸浮載為標準案例之 3 倍之模擬結果

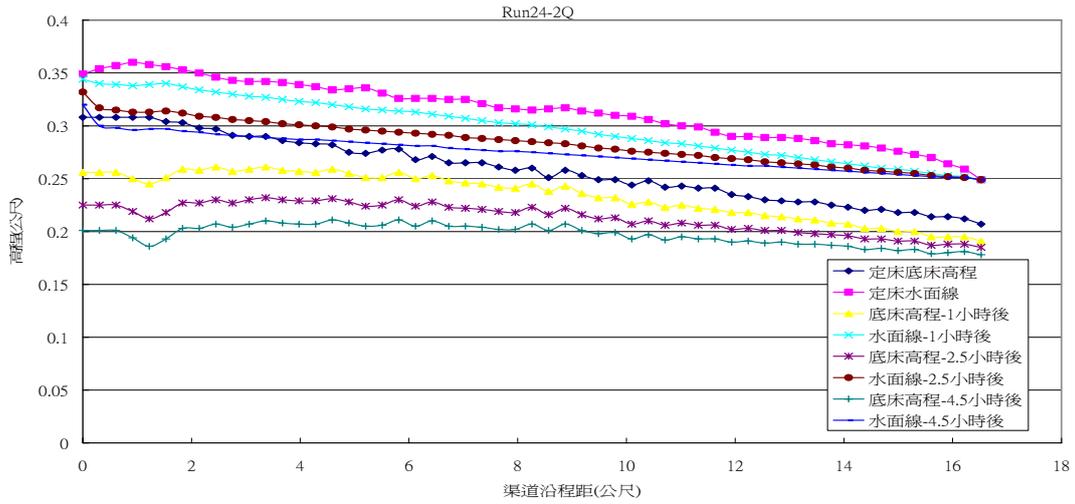


圖 5-13 Run24 上游流量為標準案例之 2 倍之模擬結果

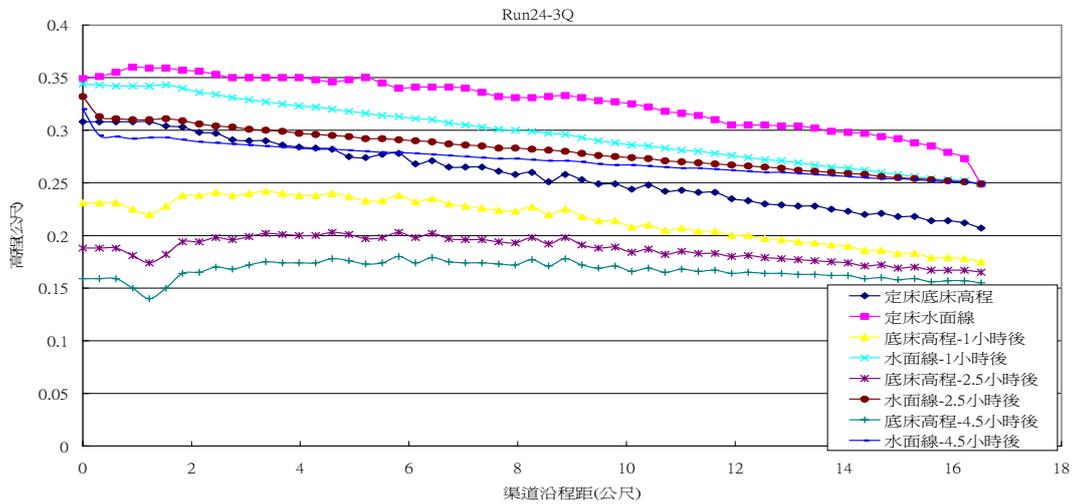


圖 5-14 Run24 上游流量為標準案例之 3 倍之模擬結果

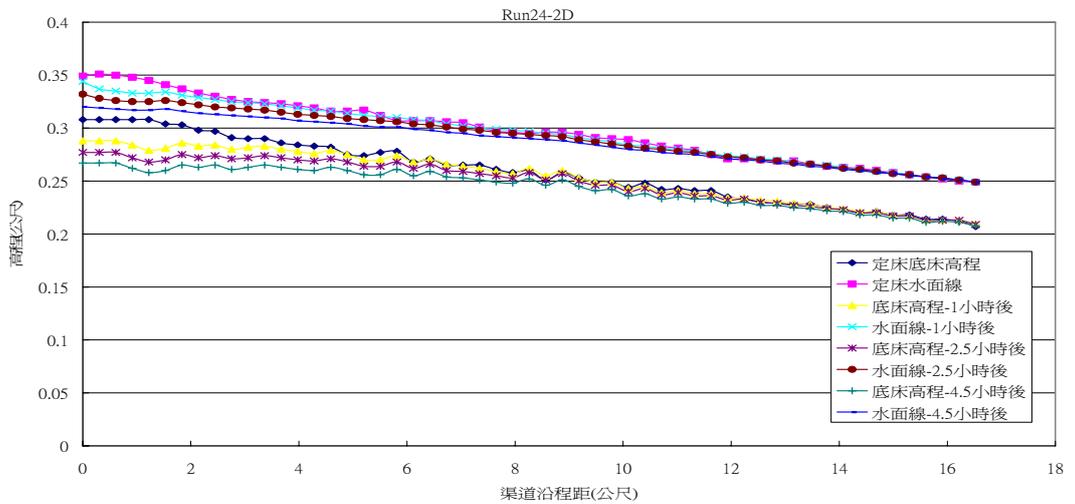


圖 5-15 Run24 粒徑大小為標準案例之 2 倍之模擬結果

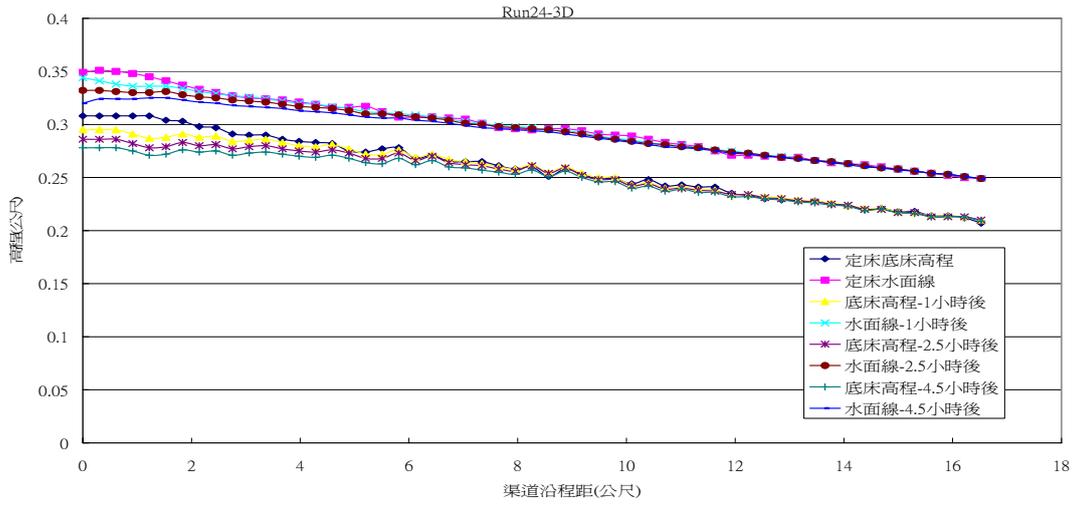


圖 5-16 Run24 粒徑大小為標準案例之 3 倍之模擬結果

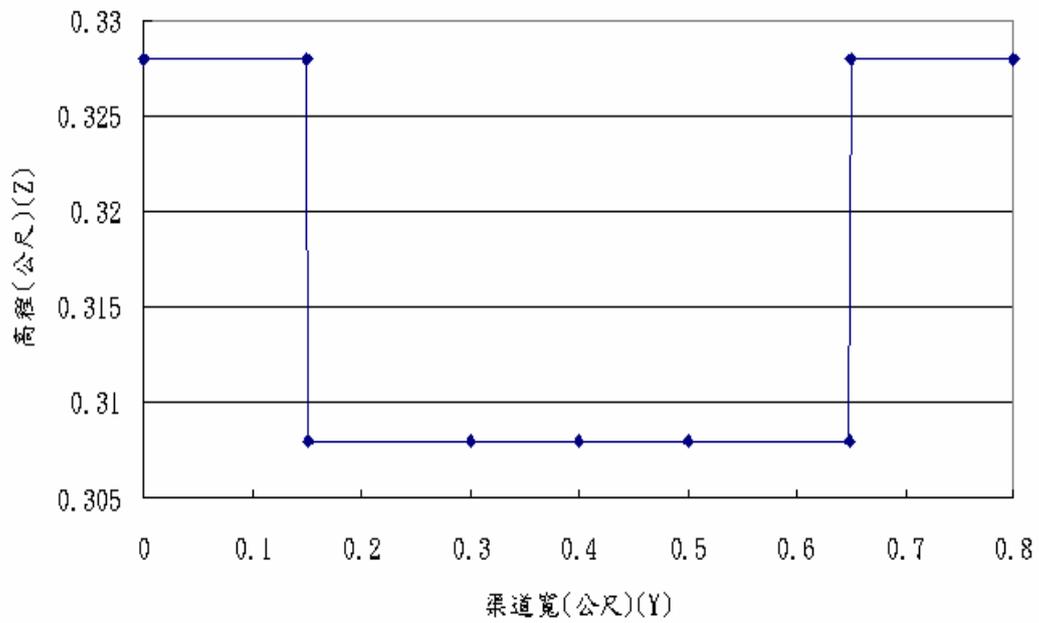


圖 5-17 複式斷面圖

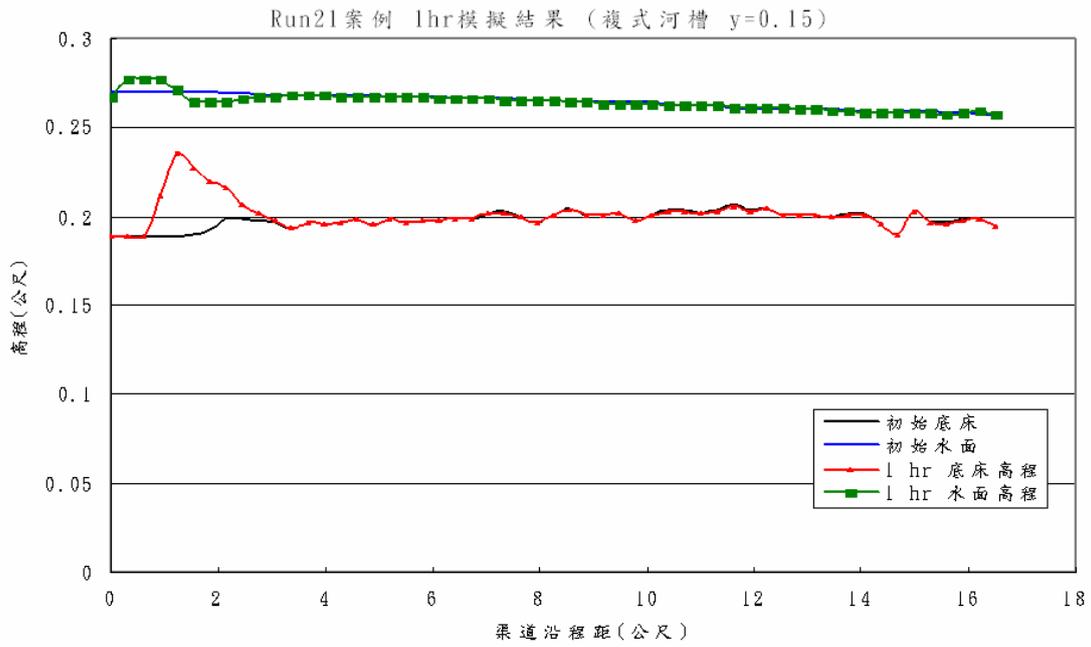


圖 5-18 run21 淤積案例模擬結果

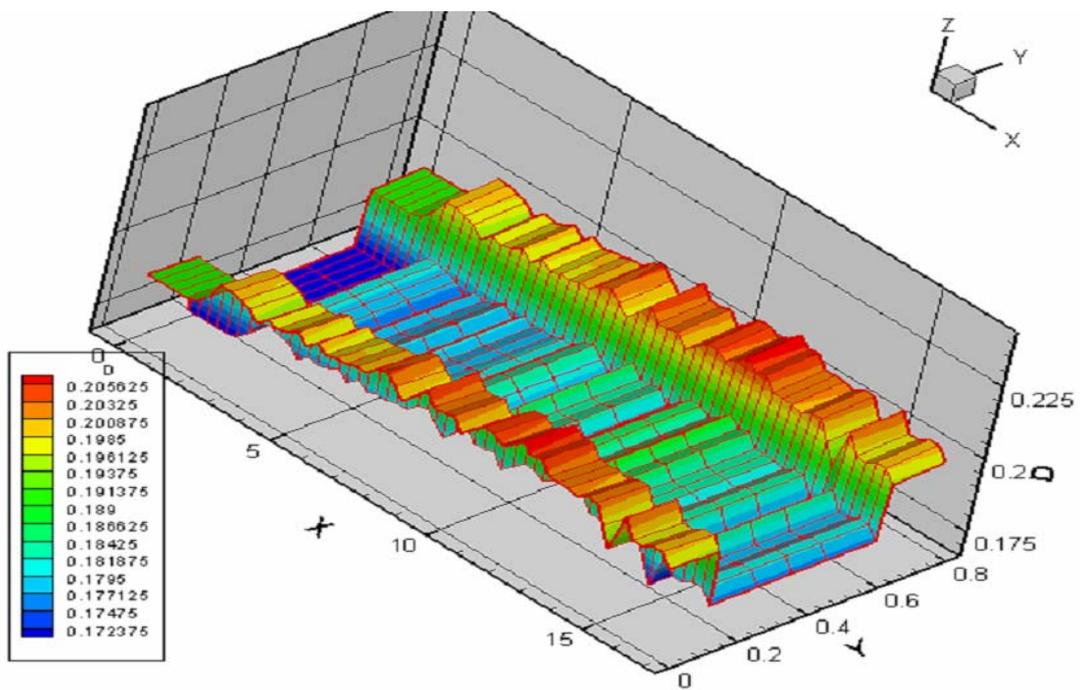


圖 5-19 run21 淤積案例初始底床

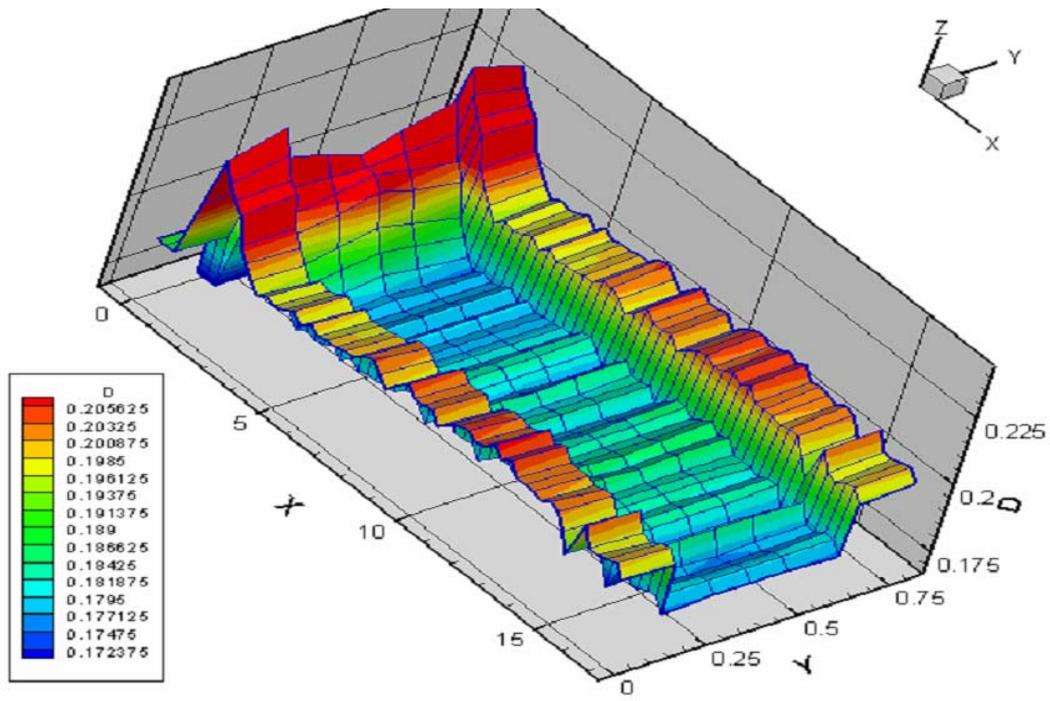


圖 5-20 run21 淤積案例模擬 1hr 底床

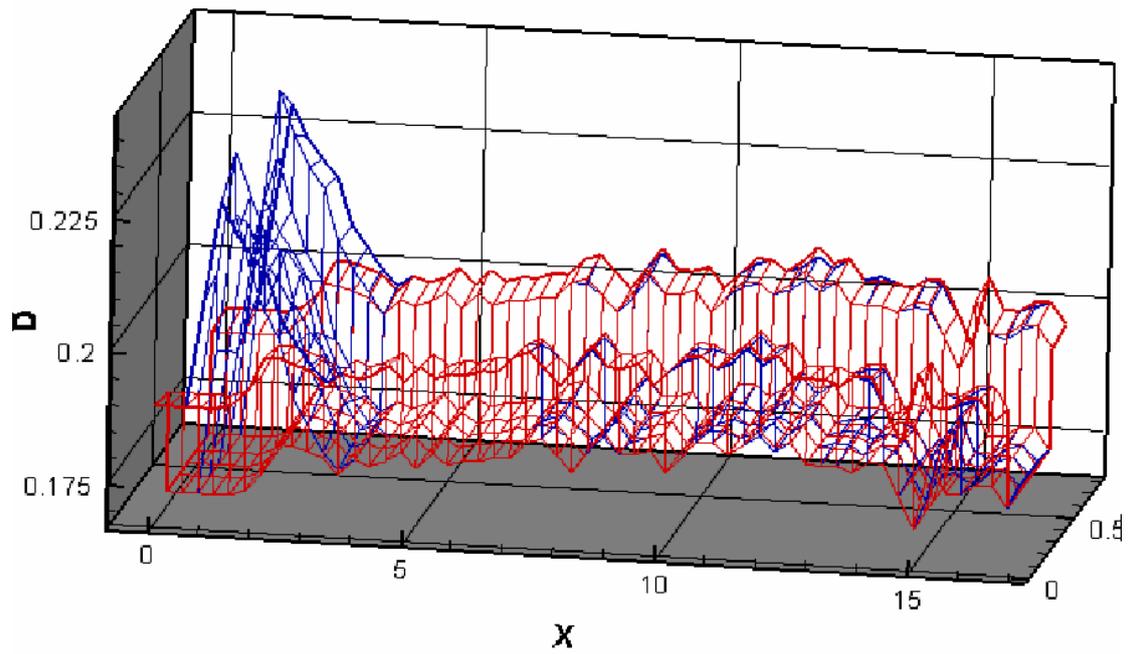
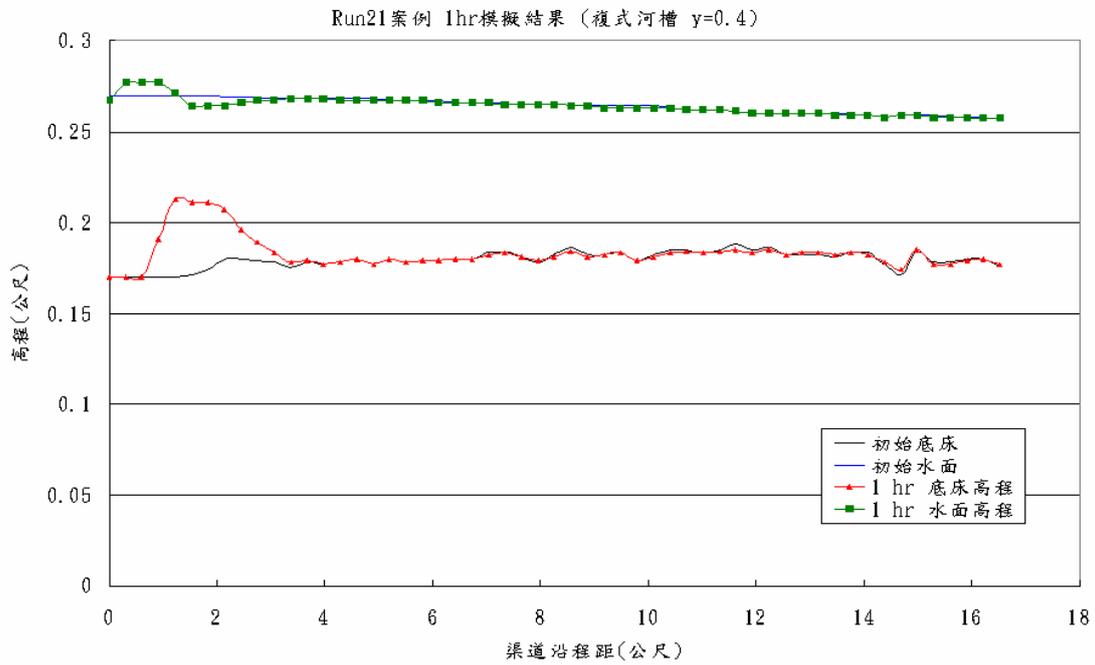
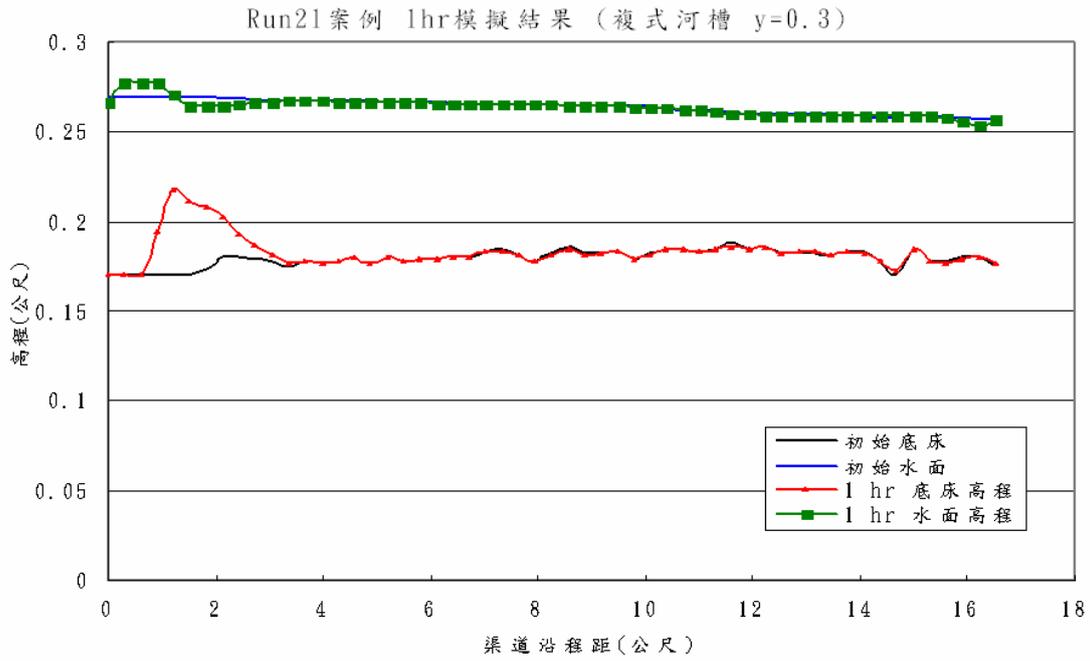
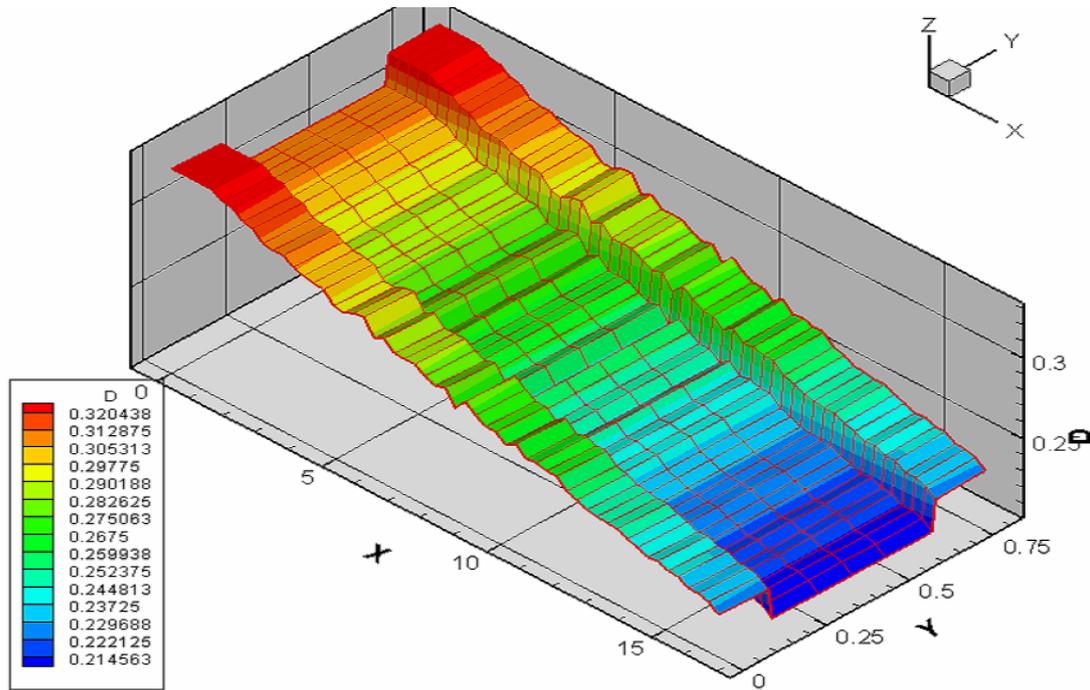
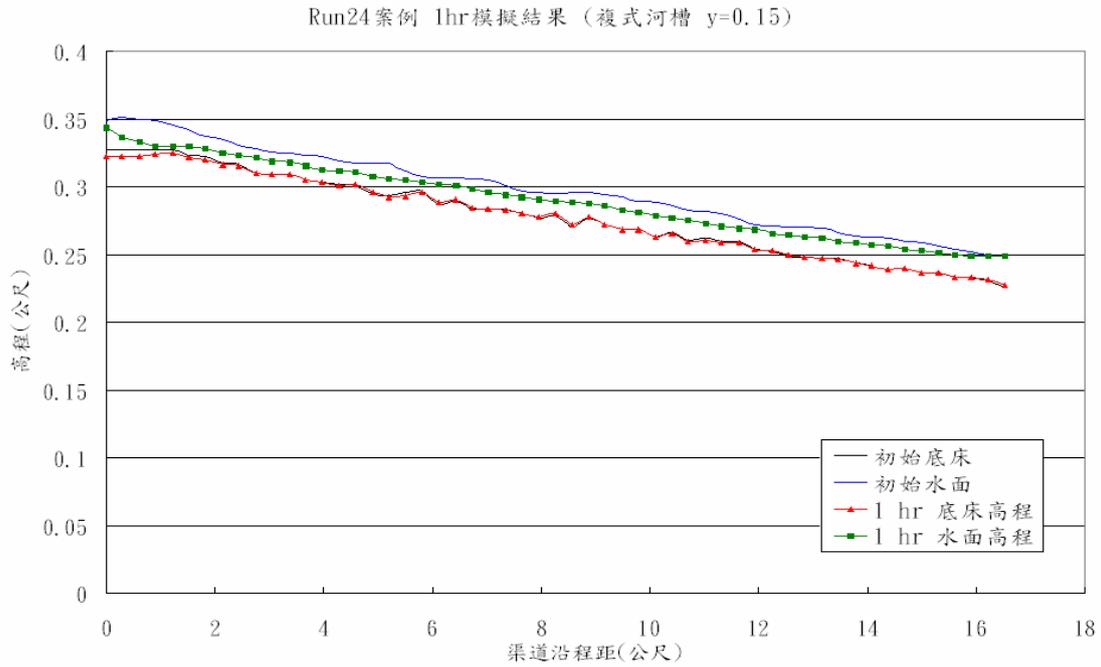


圖 5-21 run21 淤積案例初始與模擬底床比較





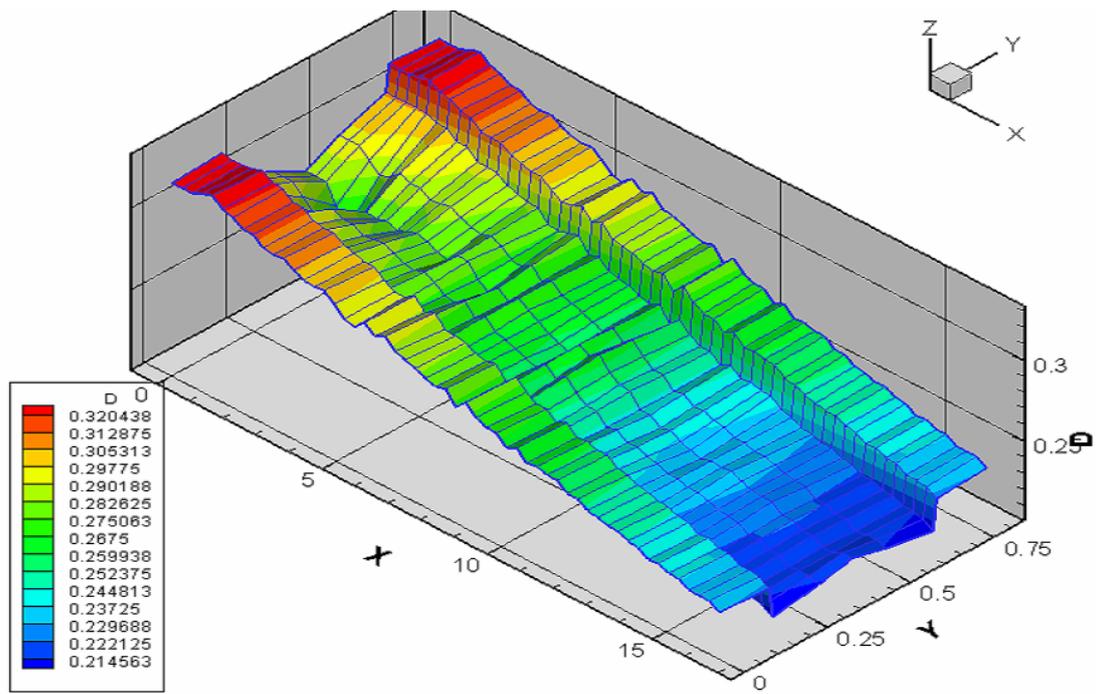


圖 5-26 run24 沖刷案例初始底床

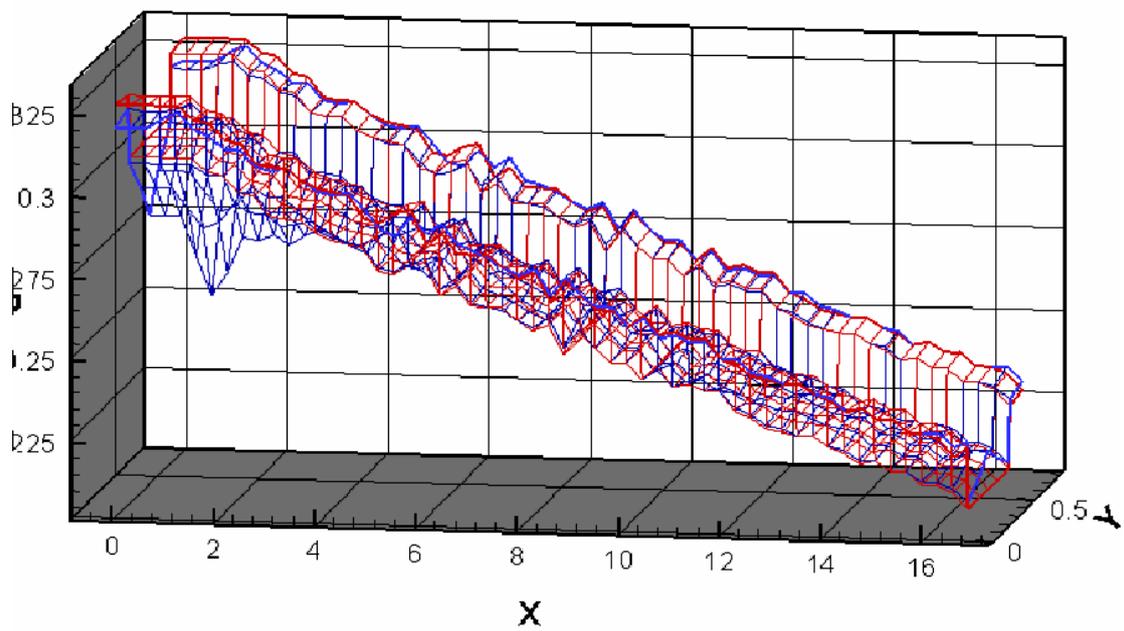


圖 5-27 run24 沖刷案例初始與模擬底床比較

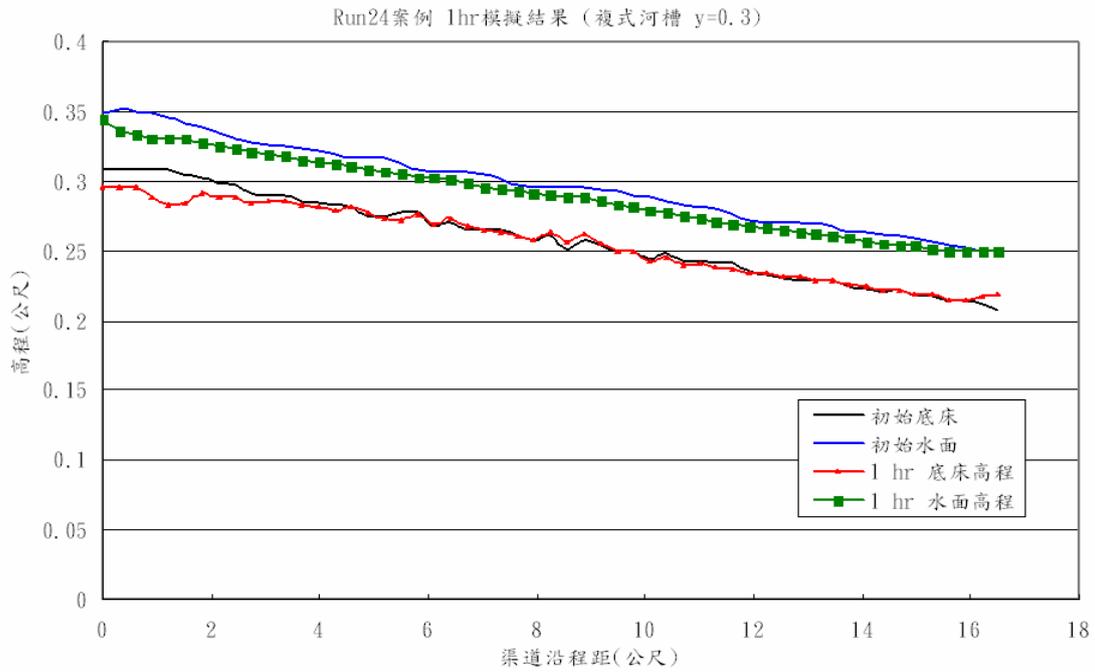


圖 5-28 run24 沖刷案例模擬結果 (y=0.3)

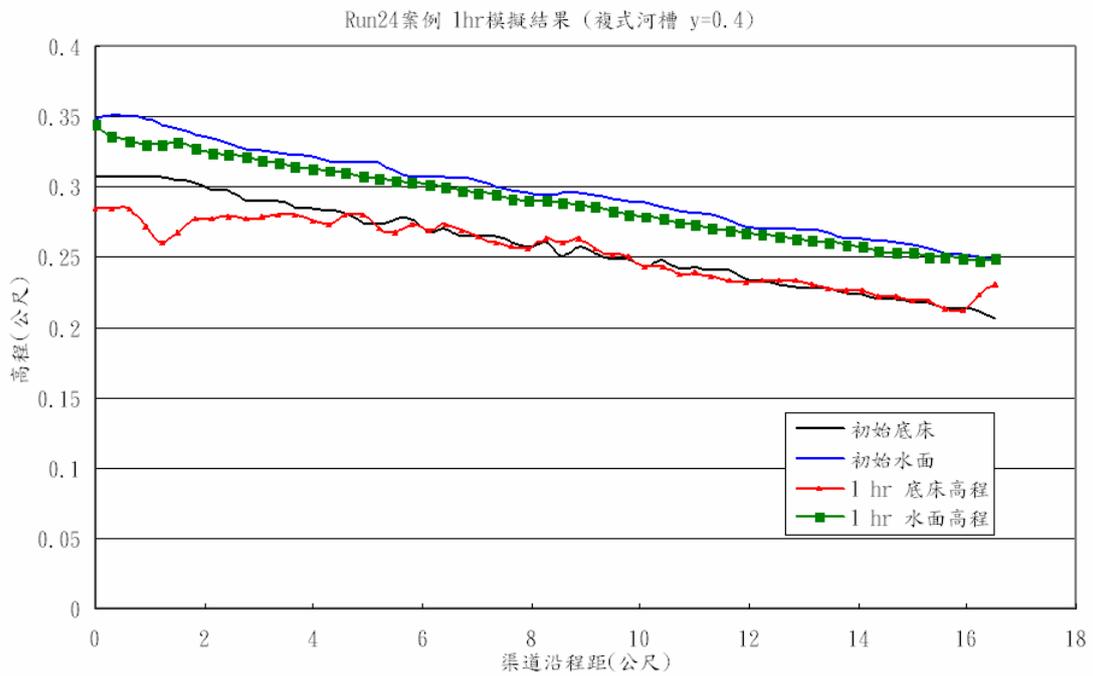


圖 5-29 run24 沖刷案例模擬結果 (y=0.4)

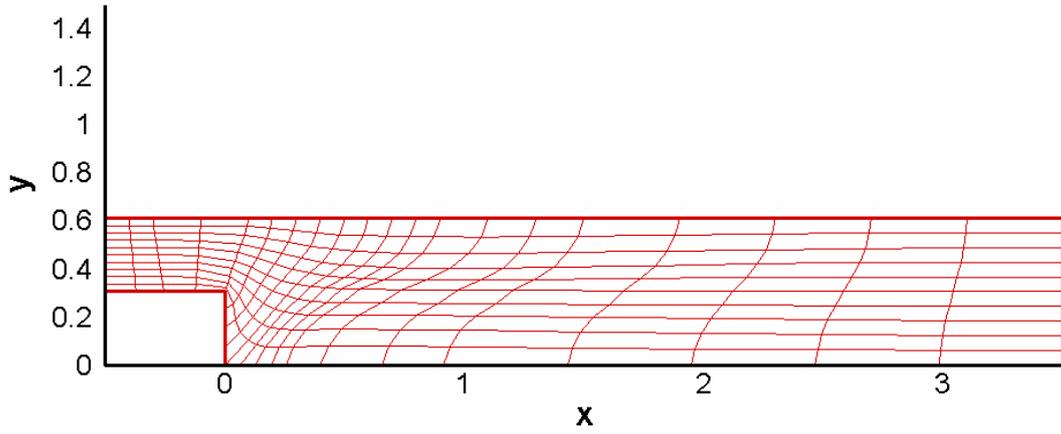


圖 5-30 Babarutsi (1989) 定床試驗格網示意圖

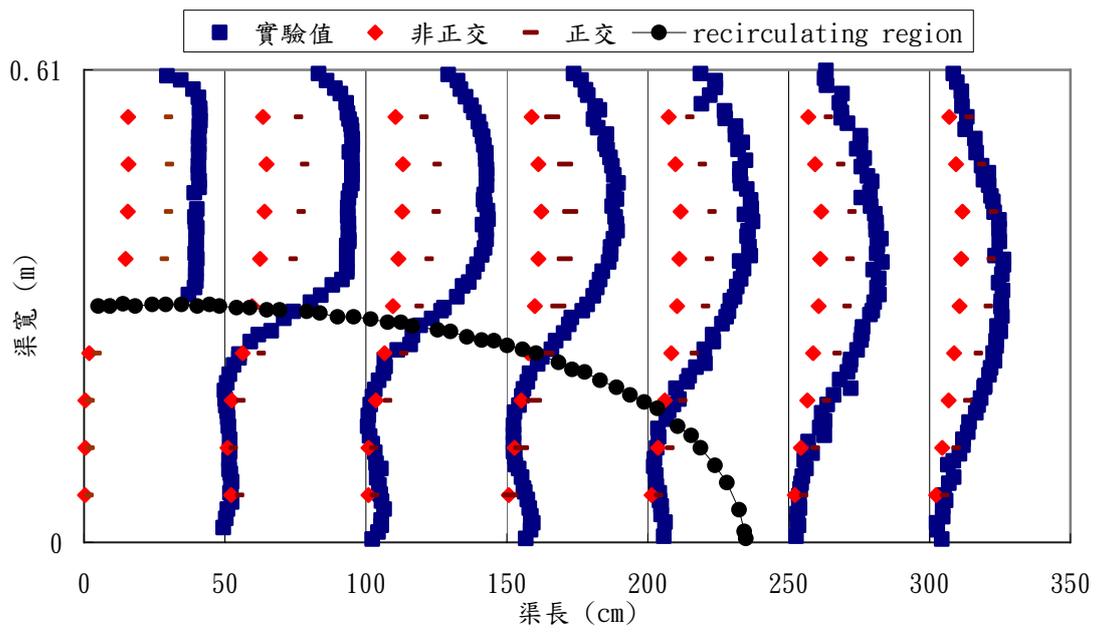


圖 5-31 正交與非正交格網速度分布比較圖 (21x11)

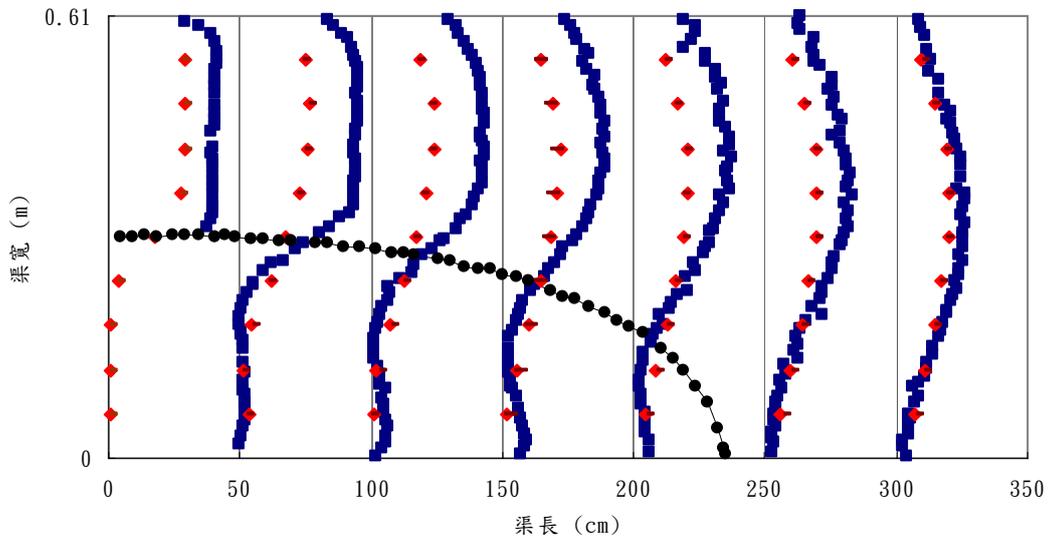


圖 5-32 正交與非正交格網速度分布比較圖 (27x11)

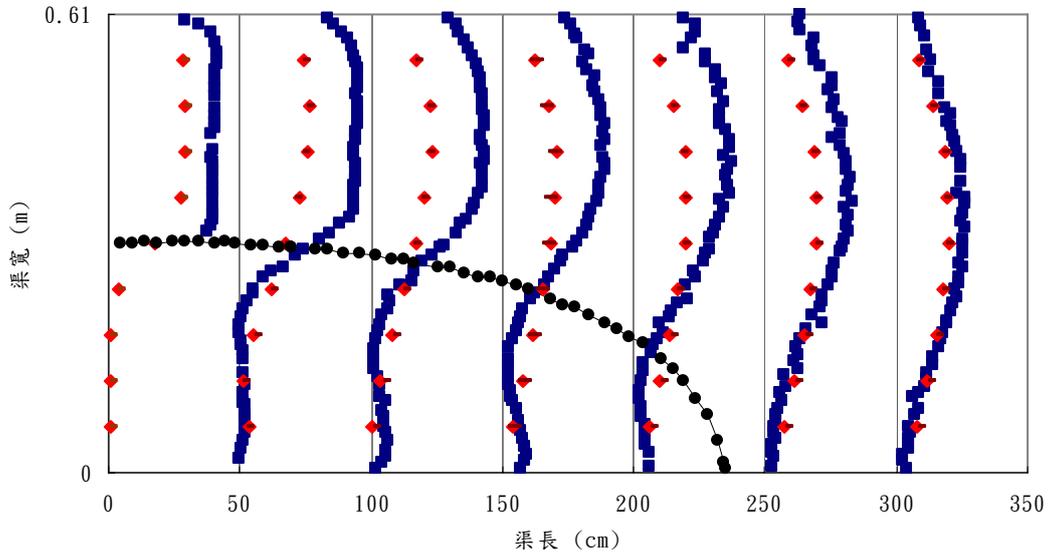


圖 5-33 正交與非正交格網速度分布比較圖 (33x11)

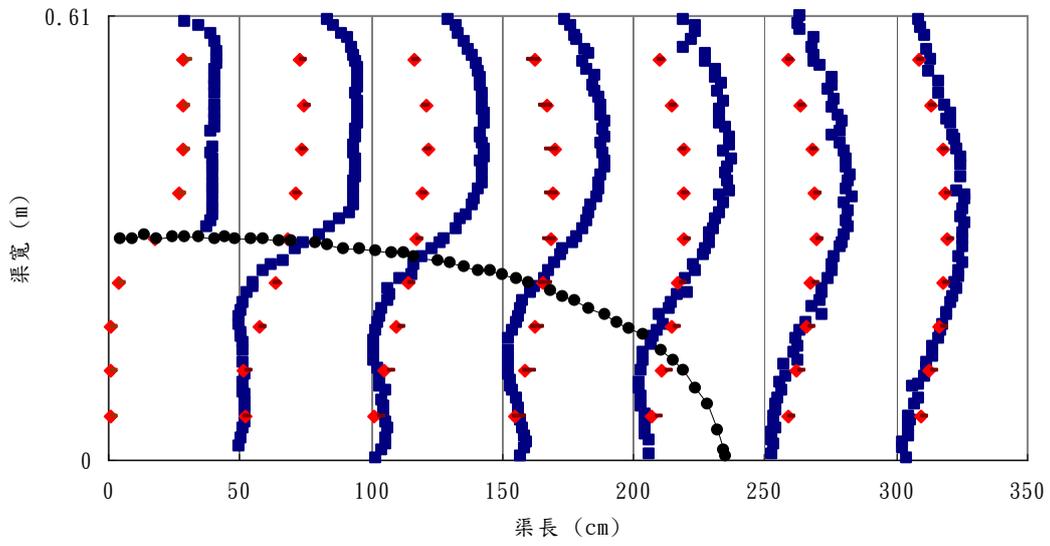


圖 5-34 正交與非正交格網速度分布比較圖 (41x11)

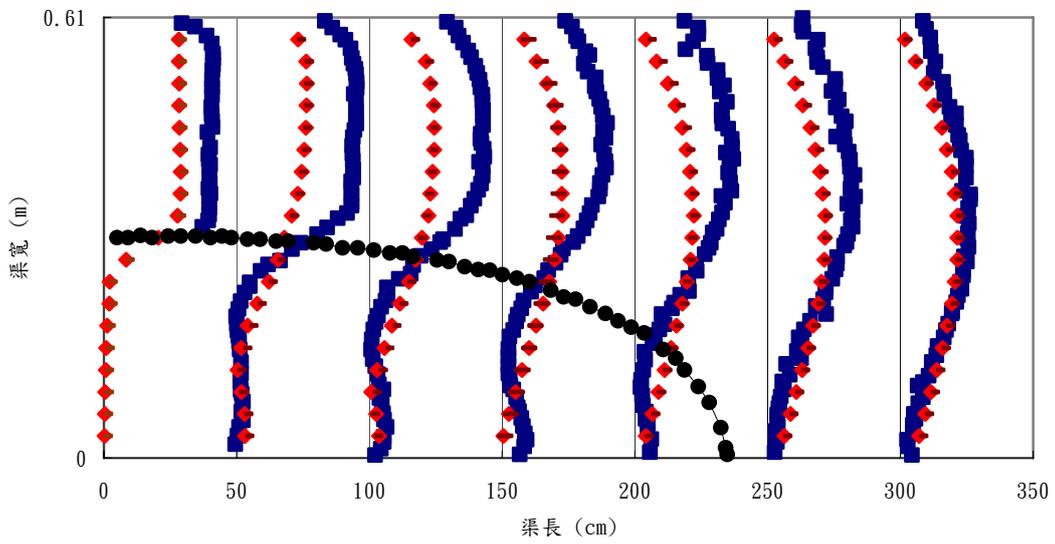


圖 5-35 正交與非正交格網速度分布比較圖 (81x21)

## 第六章、實際案例應用

### 6.1 曾文溪模擬相關資料

實際案例模擬方面，以曾文溪中下游河段為模擬對象，模擬範圍如圖 6-1 所示，從玉田站至麻善大橋，斷面編號為 129~59，模擬格網點如圖 6-2、6-3 所示，格點數分別為為(101x13)、(161x13)，由於模擬範圍較長，考慮二維動床模式之計算速度與效率，因此採用分段模擬方式，將結果利用續接方式給定於第二區段。斷面資料採民國 92 年實測資料，床質粒徑百分組成採民國 83 年治理規劃報告實測資料，取 6 組代表粒徑：0.0055、0.033、0.07、2.58、25、153.8mm，糙度係數曼寧 n 值採治理規劃報告中建議值 0.036。

模擬之事件以民國 90 年納莉颱風及 5、50、100、200 年頻率年為案例，由子計畫一及二提供降雨逕流及河道演算後之邊界條件，再經由本子計畫之動床模式演算河道沖淤結果，以達到整體計畫演算之整合性。上游入砂條件由於實測資料之缺乏，採用玉田站納莉颱風之實測濃度峰值與流量關係推估一入砂量歷線進行定性分析，其中 D1、D2 粒徑各佔 50%，邊界條件如圖 6-4~6-9 所示。

### 6.2 颱洪事件模擬結果

#### 6.2.1 速度沿程分佈

圖 6-10~6-15 為模擬納莉颱風穩態(steady state)下之速度向量分佈圖，上下游各分三個子區塊展示，可看出水流在基流時主要在深槽中流動，因此速度向量主要分佈在主深槽中，在下游段深槽與高灘地底床高程變化較明顯區段即可看出，且在主深槽中之流速相對於兩岸高灘地區域來的大。模擬過程中變量流之水流在河道升降，靠近高灘地與深槽交界會有環狀渦流之流線產生，反應出深槽與高灘地間存在著動量交換之機制。

#### 6.2.2 水位沿程變化

圖 6-16、6-17 為模擬納莉颱風不同時刻之水位沿程縱剖面圖，模擬時間為 63hr，河道中之糙度係數採治理規劃報告中之建議值 0.036，水位為斷面平均水位，由於二維模式具有能夠表現水平方向水深不同之特性，因此在同一計算斷面

剖面下，其水位可不為水平，在此採用斷面平均水位進行一維縱剖面圖之展示，可作為一代表性。

圖 6-18~6-25 為不同時刻水位沿程變化之 3D 展示，圖之上方為河道上游，下方為下游，在第二區段下游端左岸部分有一明顯高灘地區域，在初始時可看出水流僅在主深槽內，隨著模擬時間增加水位逐漸漫過高灘地，經過洪峰時段後水位又逐漸下降恢復穩定。

### 6.2.3 底床沖淤變化

底床沖淤變化採用平面二維方式展示，可看出整體河道之沖淤趨勢，如圖 6-26、6-27，其中正值代表為淤積，負值代表沖刷，第一區段模擬後其底床呈現淤積趨勢，平均淤積量約在+0.1m，最大淤積約為+0.6m；第二區段模擬後呈現沖刷趨勢，主要沖刷在計算斷面 I=95~115 區段，乃其斷面較狹窄所造成，平均沖刷量約在-0.17m，上游段因為斷面形狀，因此有局部沖刷較明顯之現象，將沖淤較明顯之斷面剖面繪出如圖 6-28~6-33 所示。整體而言，上下游區段沖淤約在-0.6m~+0.6m 間。

## 6.3 頻率年模擬結果

頻率年模擬主要取 5、50、100、200 年頻率年之洪峰流量，進行定量流改變高灘地糙度分析，各頻率年之洪峰流量由子計畫一及二提供。

### 6.3.1 高灘地糙度改變分析

改變高灘地糙度分析首先以 200 年頻率年洪水洪峰流量為範例，搭配下游高灘地區域糙度改變，其中  $n=0.036$  為主深槽基準值，做高灘地糙度改變  $n=0.046, 0.056, 0.066$  共 4 組案例，模擬後水位沿程變化如圖 6-34 所示，下游糙度改變區域之模擬水面線有明顯升高趨勢，圖 6-35 為放大圖，可發現  $n=0.066$  此組糙度值為模擬  $n$  值中水面線上升最高之案例。將水位上升程度最大之 I=123 位置之斷面剖面繪出，如圖 6-36，在不同糙度下整體斷面水位有明顯增高之趨勢，而高灘地部分之水位亦相較於主深槽部分來的壅高，越往左岸有越壅高之趨勢。

同理，進行 Q5、Q50、Q100 不同頻率洪水之分析，針對計算斷面 I=123 位置

可整理出圖 6-37、6-38，圖中橫座標為高灘地之糙度曼寧 n 值，縱座標為水位上升值與上升百分比(註[1])，就相同流量曲線下，若高灘地糙度增加，則整體斷面水位上升程度隨之增加，流量加大時，水位上升程度及上升百分比亦隨之增加，而 Q100 及 Q200 因流量已相當接近，其上升曲線有部分相當接近。

註[1]：上升百分比 =  $\frac{\text{改變不同n之斷面平均水位} - \text{n爲基準之斷面平均水位}}{\text{n爲基準之斷面平均水深}} \%$

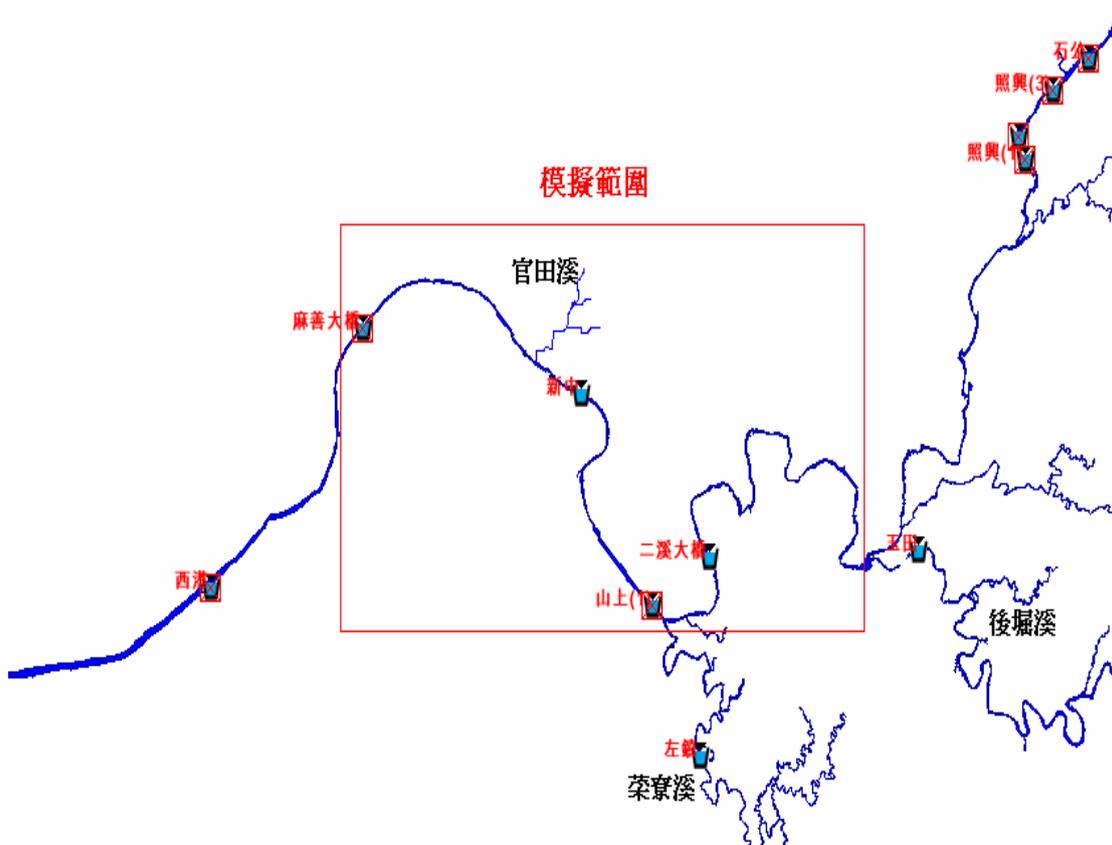


圖 6-1 模擬範圍

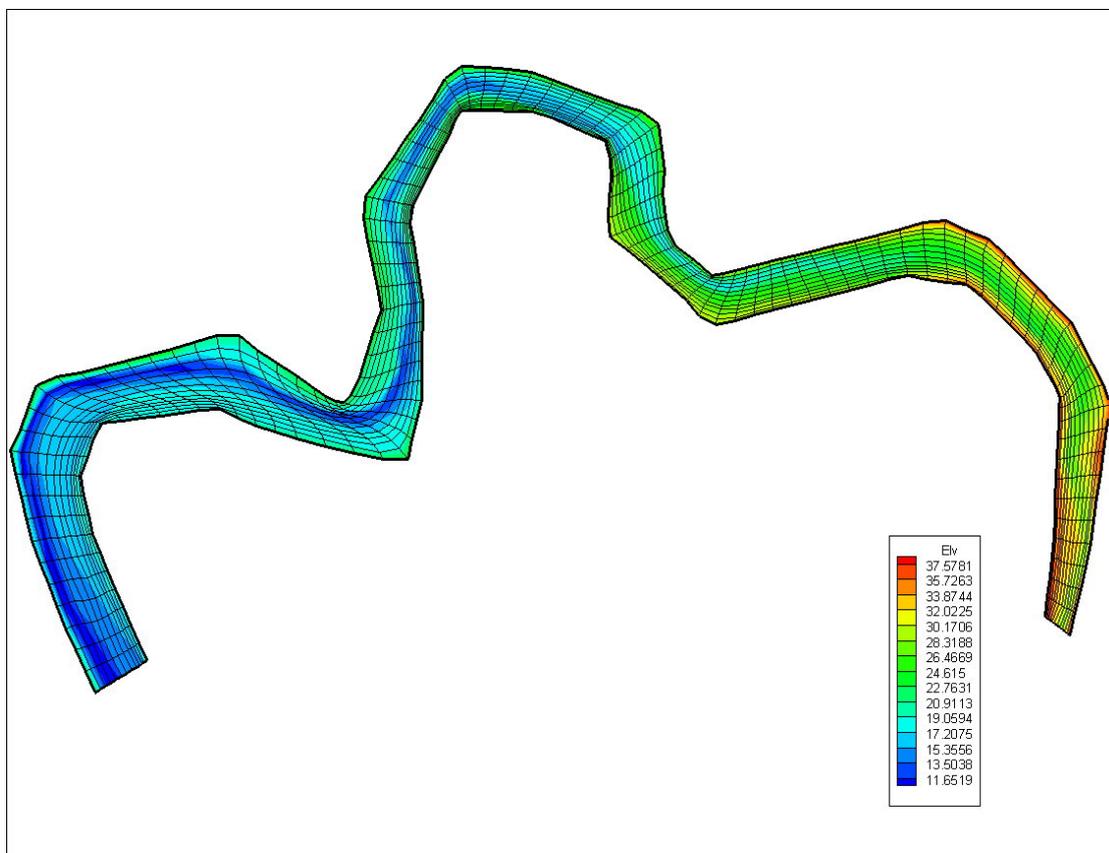


圖 6-2 模擬格網點 1

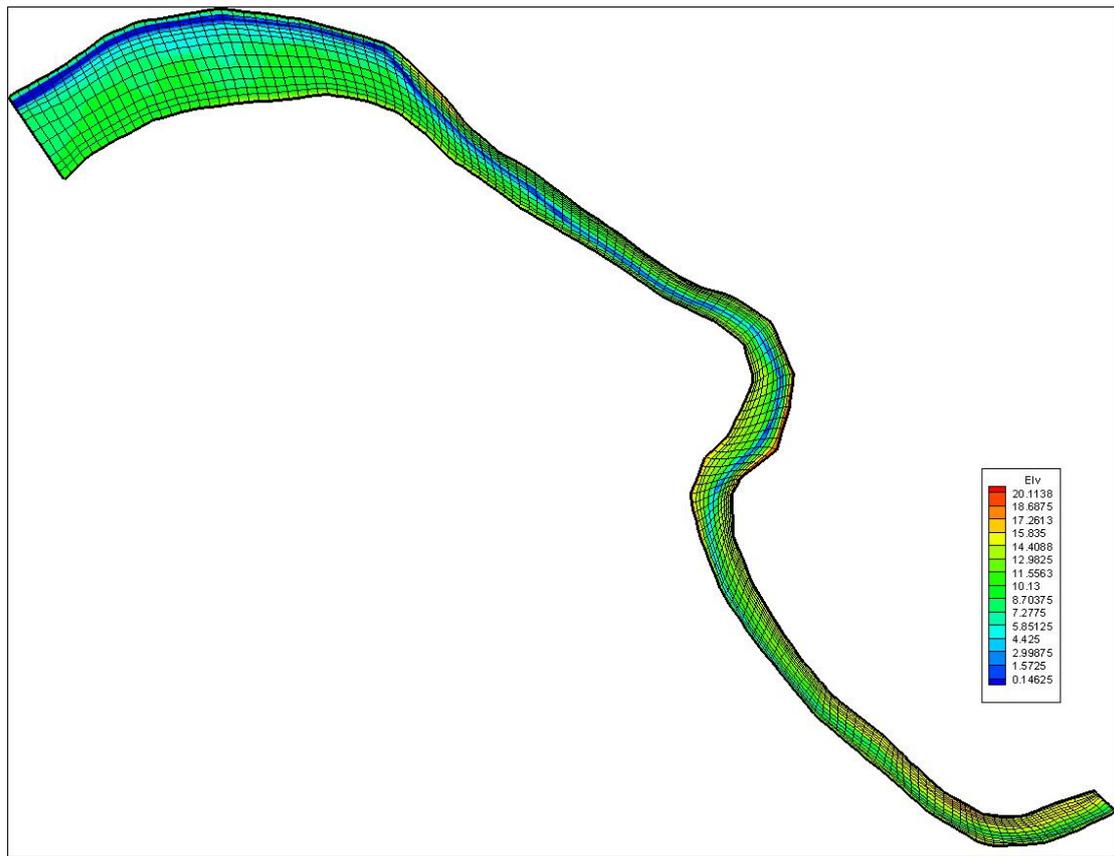


圖 6-3 模擬格網點 2

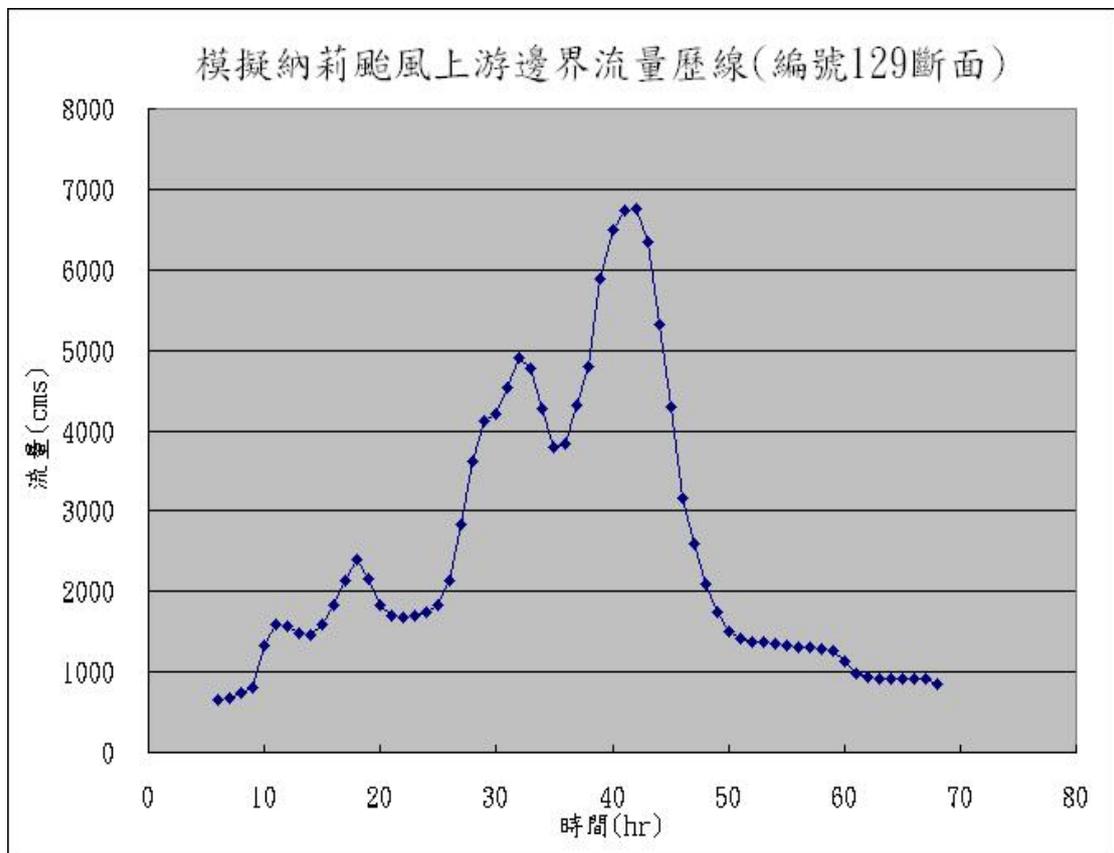


圖 6-4 納莉颱風上游邊界流量條件

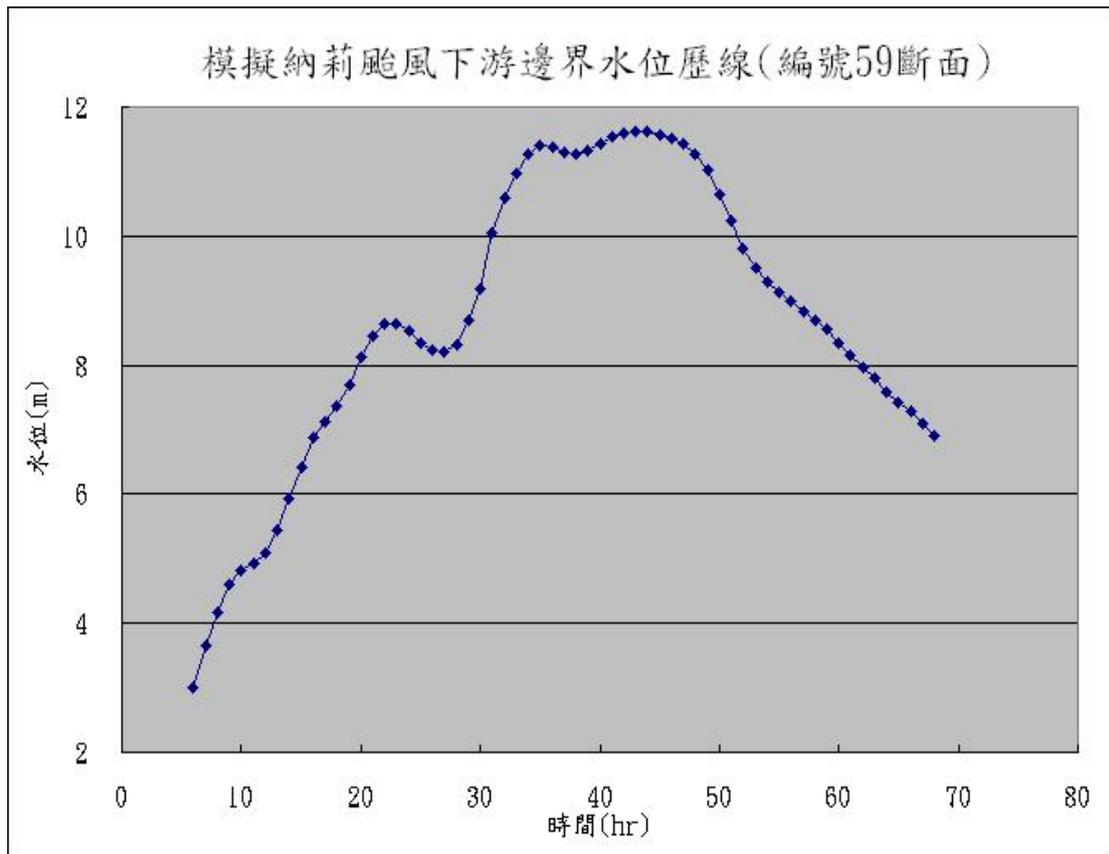


圖 6-5 納莉颱風下游邊界水位條件

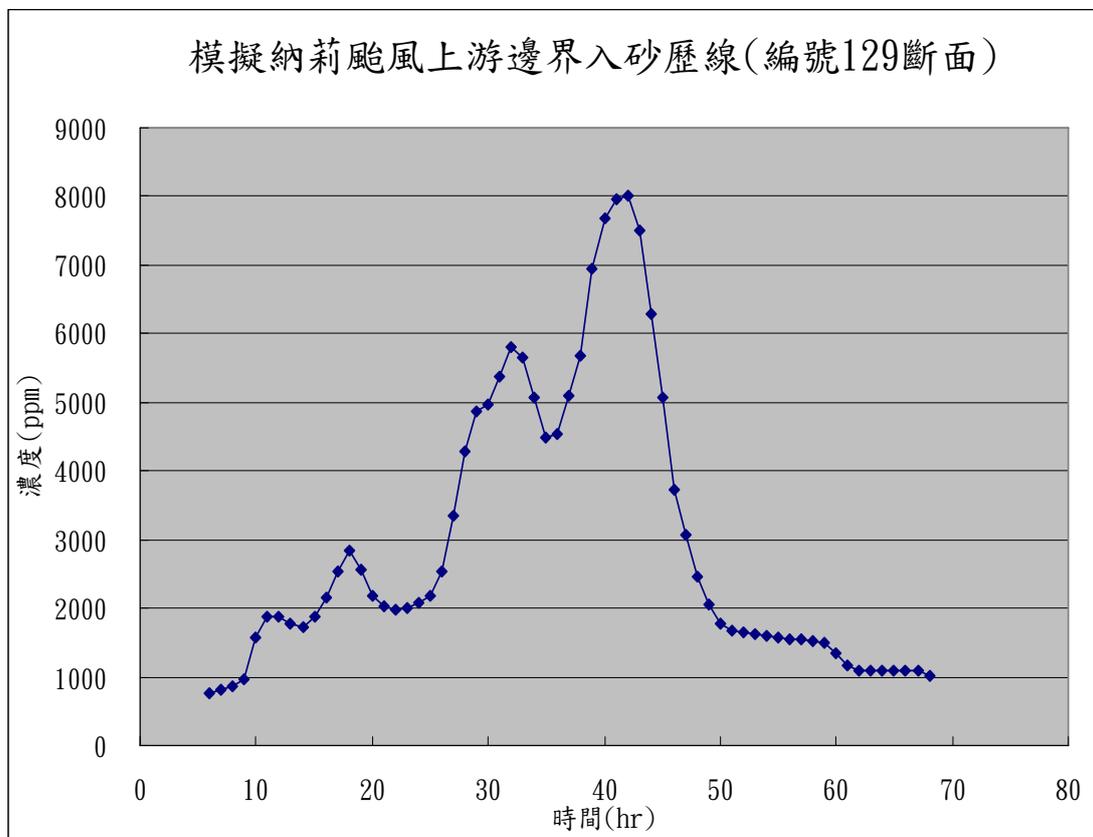


圖 6-6 納莉颱風上游邊界入砂條件

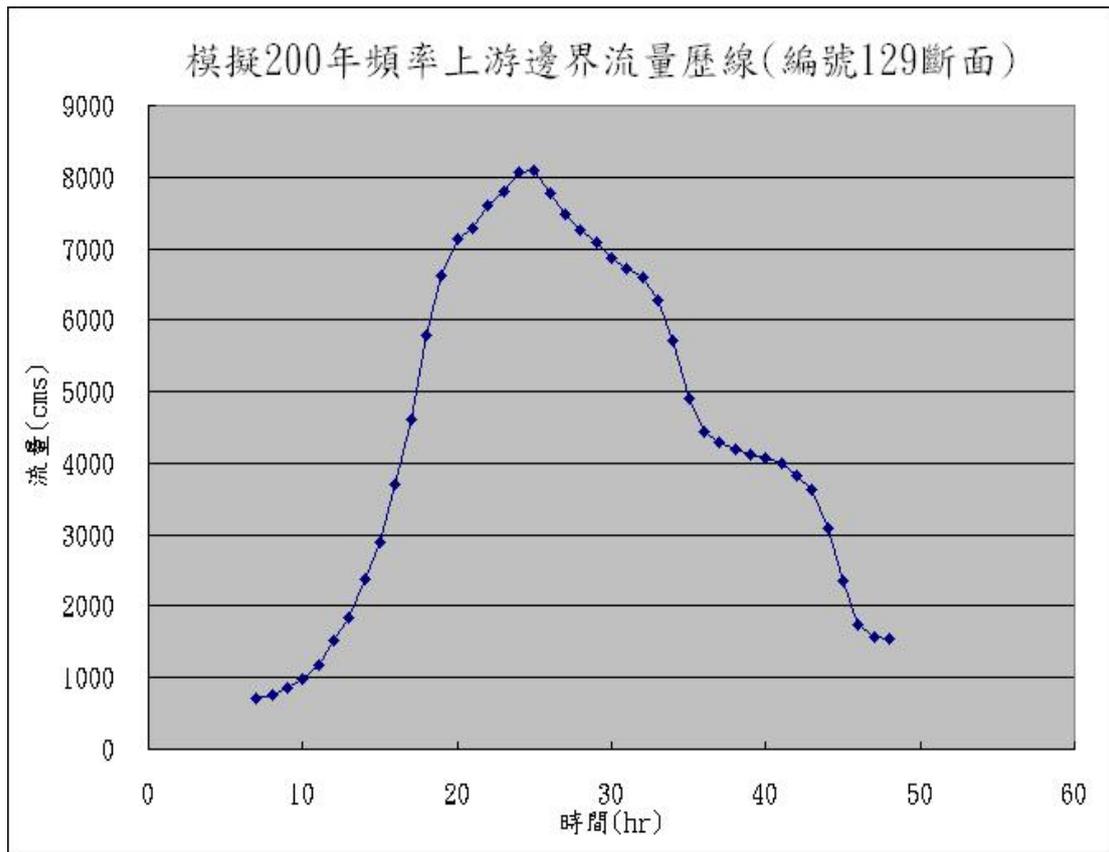


圖 6-7 200 年頻率年上游邊界流量條件

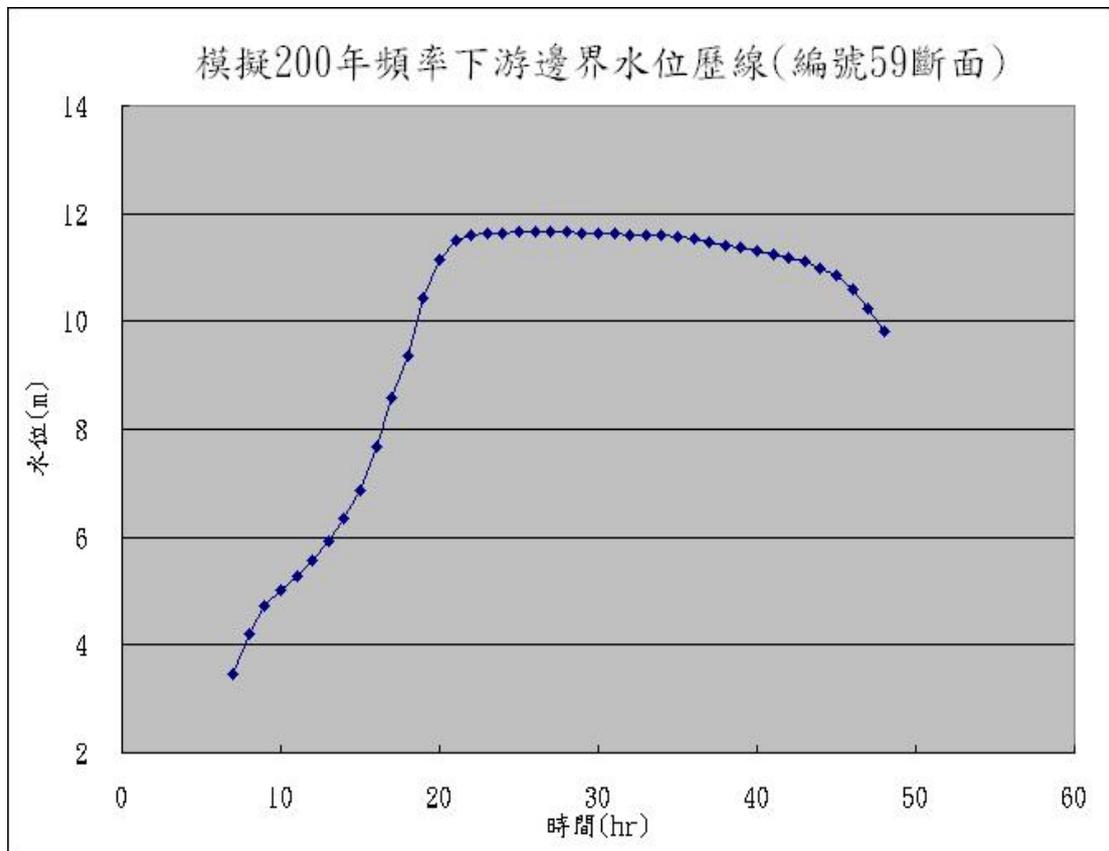


圖 6-8 200 年頻率年下游邊界水位條件

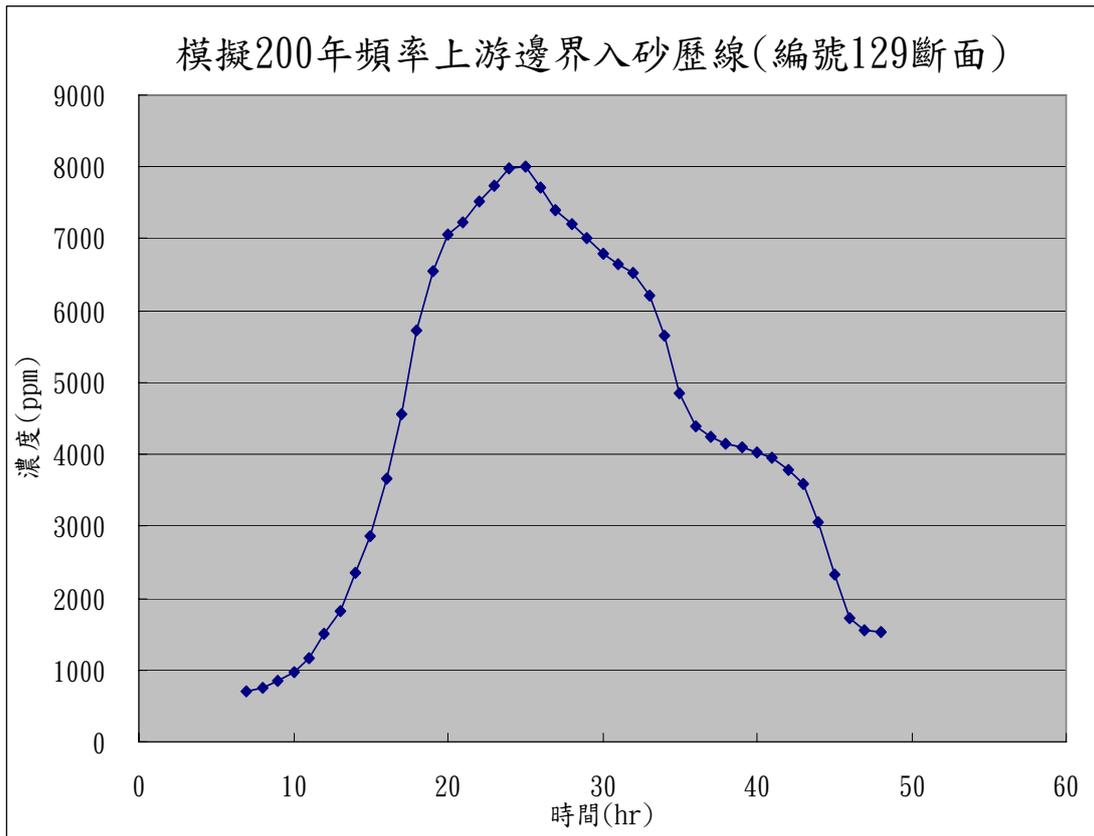


圖 6-9 200 年頻率年上游邊界入砂條件

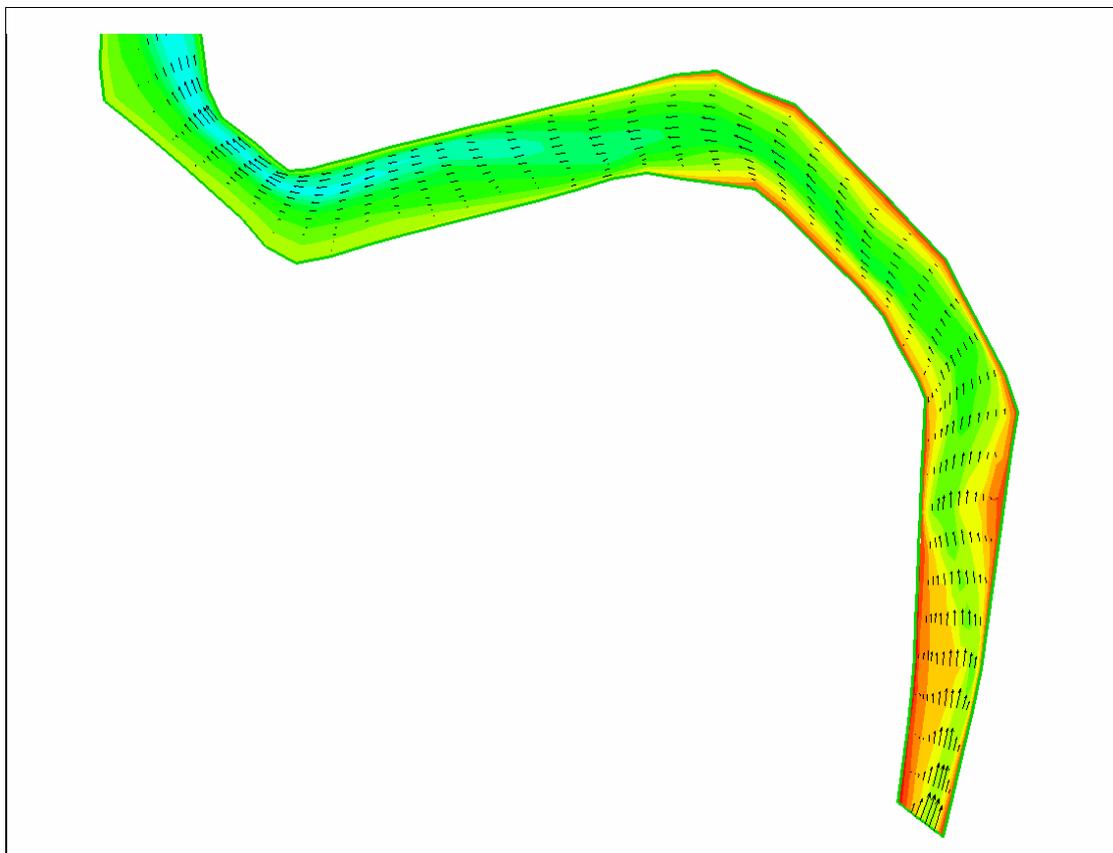


圖 6-10 穩態速度向量分佈(1/6)

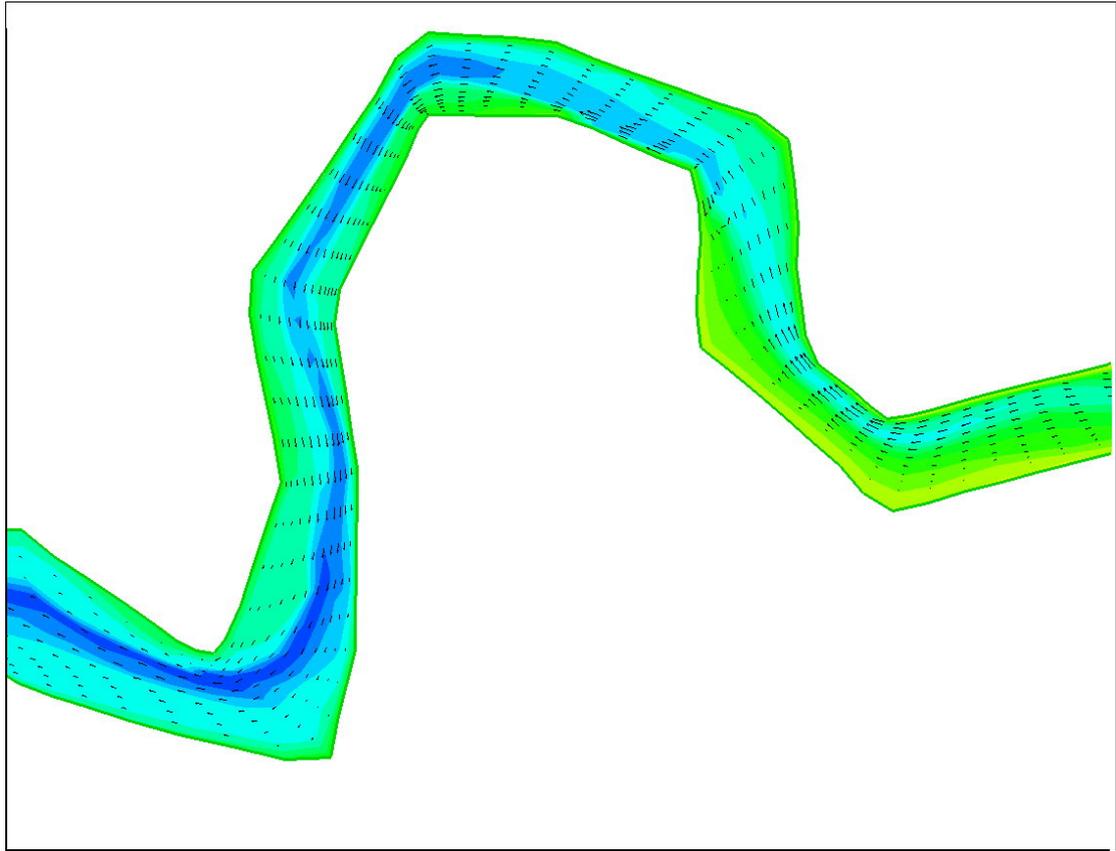


圖 6-11 穩態速度向量分佈(2/6)

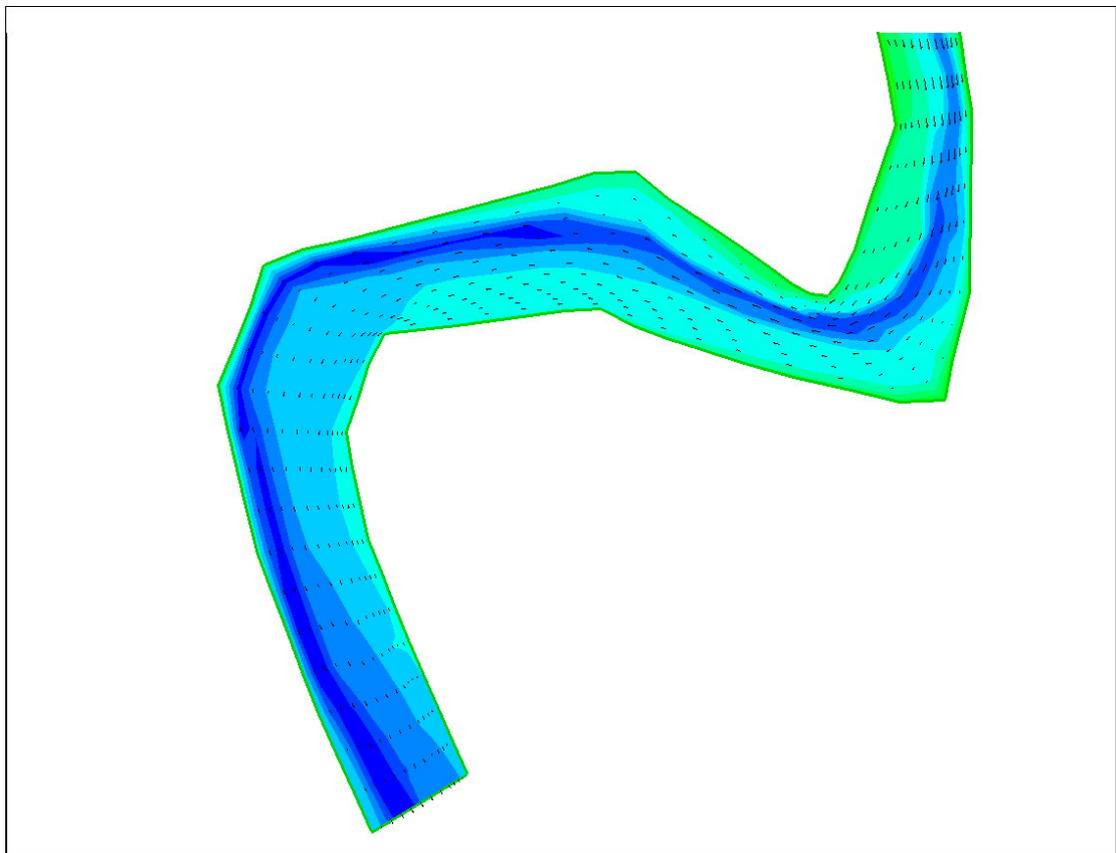


圖 6-12 穩態速度向量分佈(3/6)



圖 6-13 穩態速度向量分佈(4/6)



圖 6-14 穩態速度向量分佈(5/6)

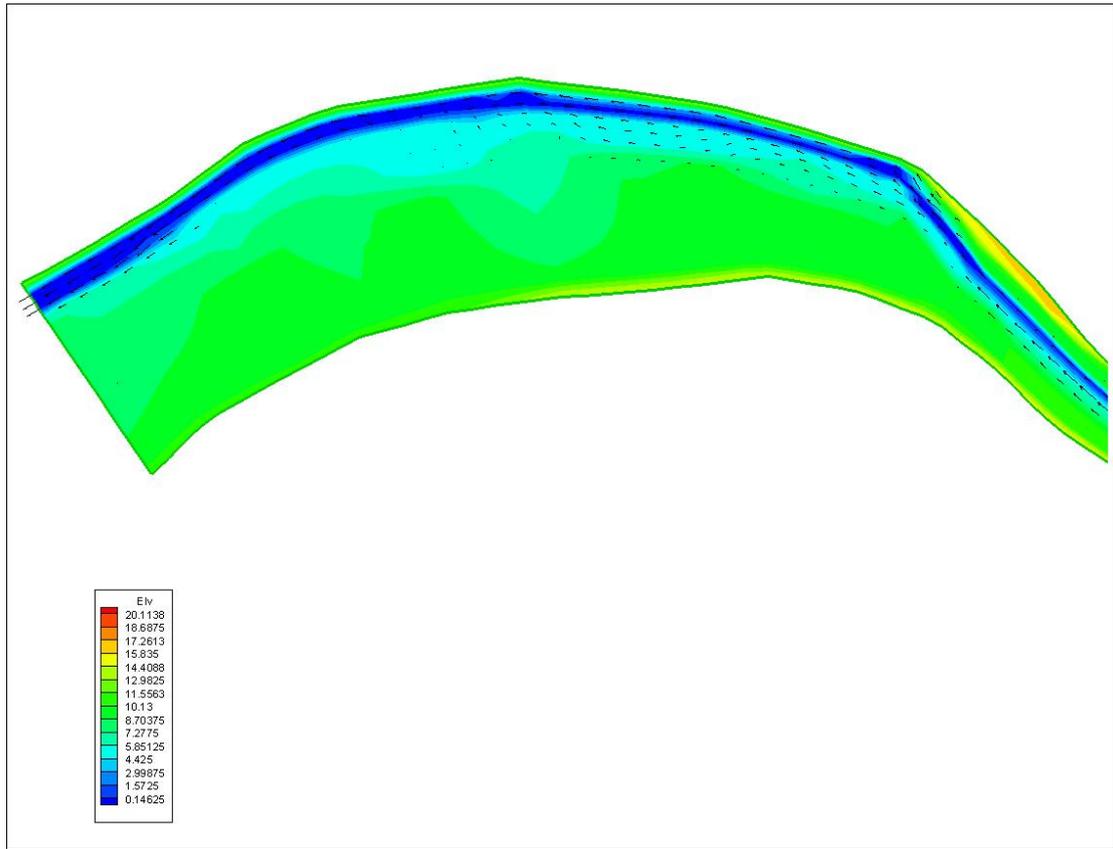


圖 6-15 穩態速度向量分佈(6/6)

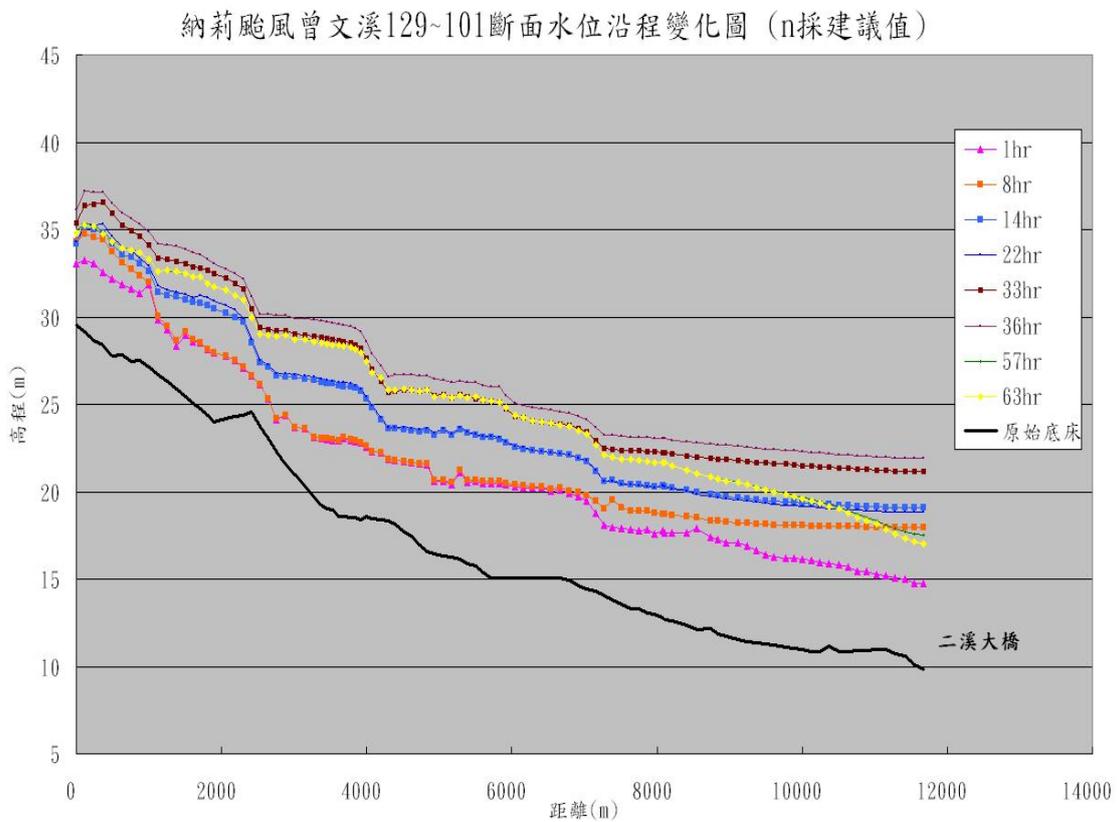


圖 6-16 納莉颱風水位沿程縱剖面圖(1/2)

納莉颱風曾文溪98~59斷面水位沿程變化圖 (n採建議值)

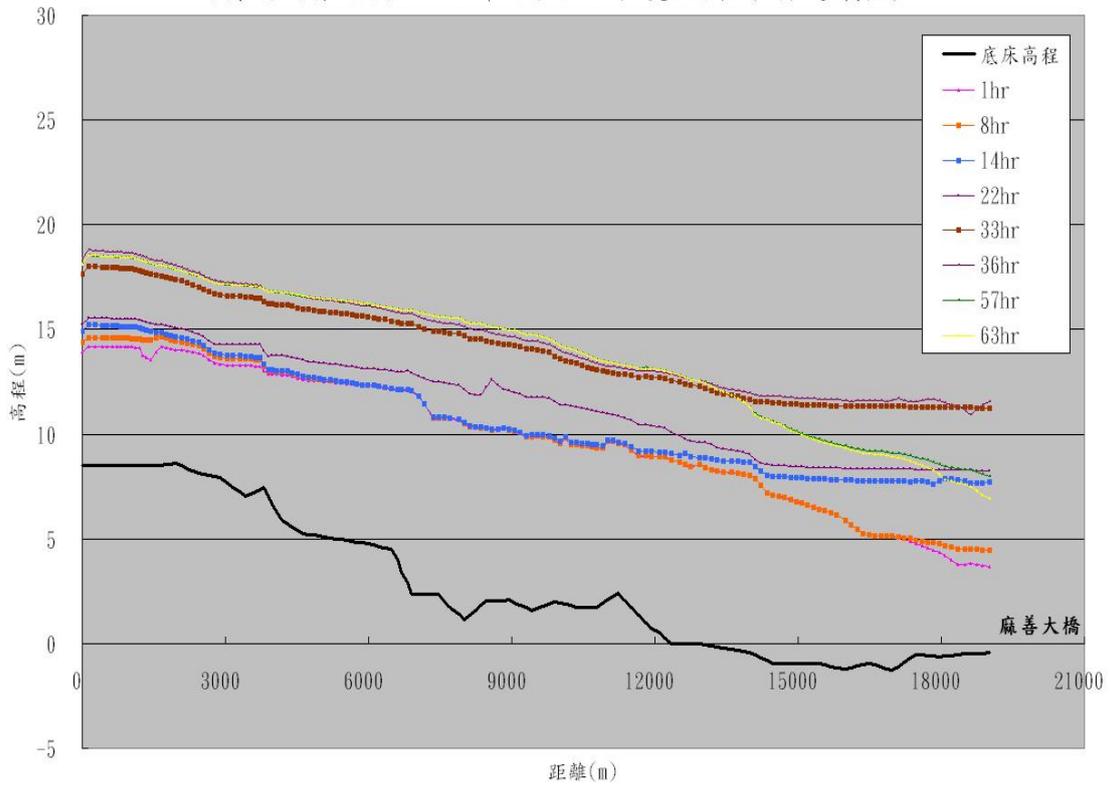


圖 6-17 納莉颱風水位沿程縱剖面圖(2/2)

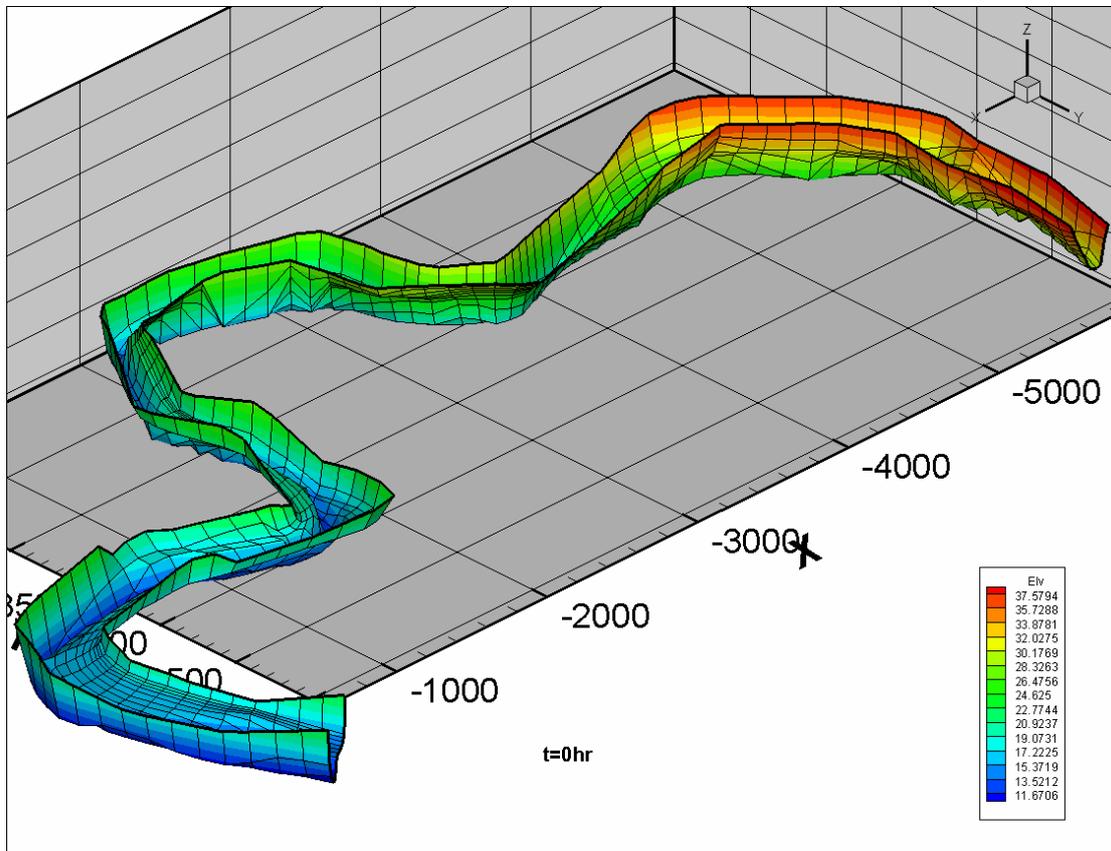


圖 6-18 水位沿程變化 3D 展示 t=0hr

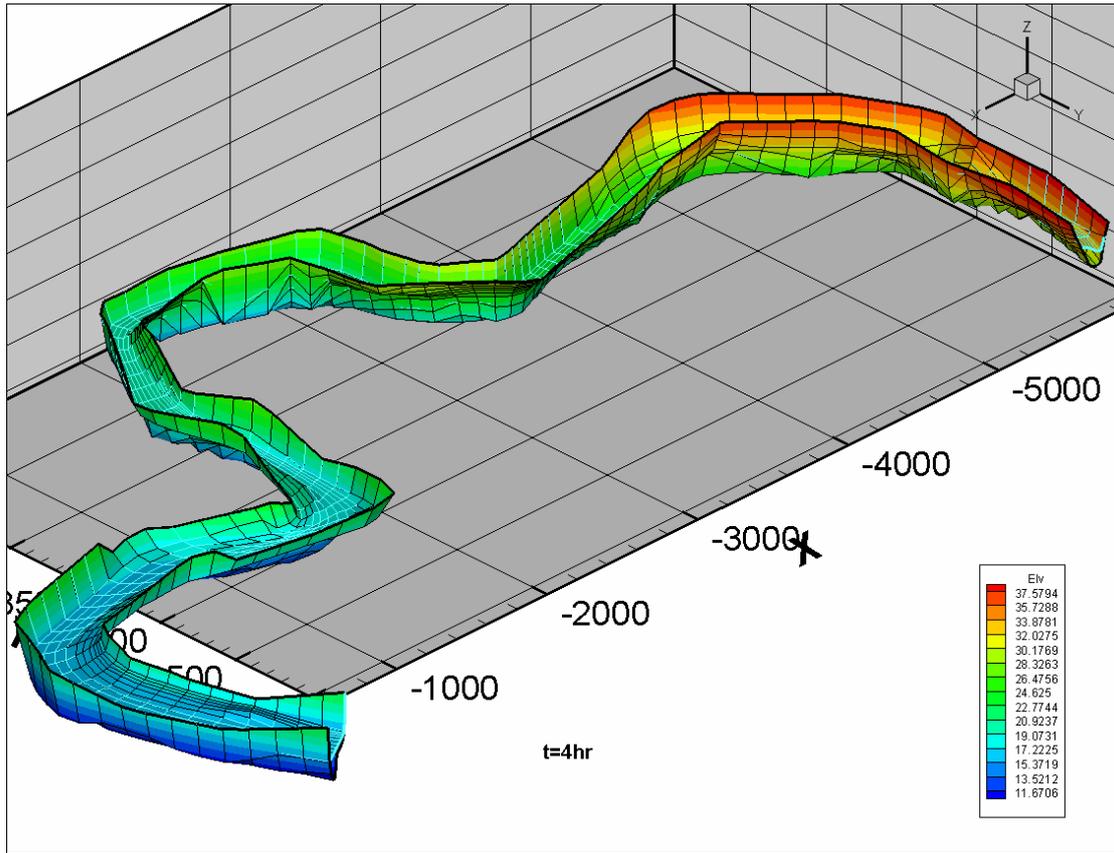


圖 6-19 水位沿程變化 3D 展示  $t=4\text{hr}$

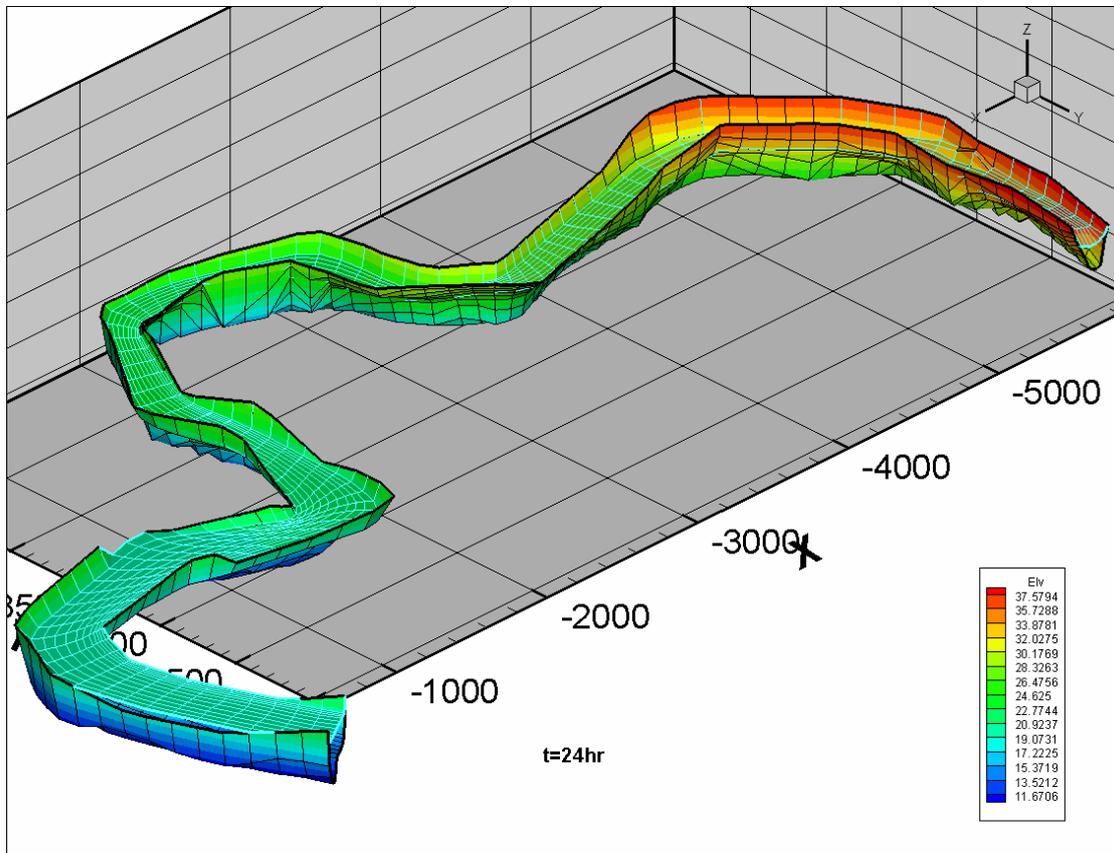


圖 6-20 水位沿程變化 3D 展示  $t=24\text{hr}$

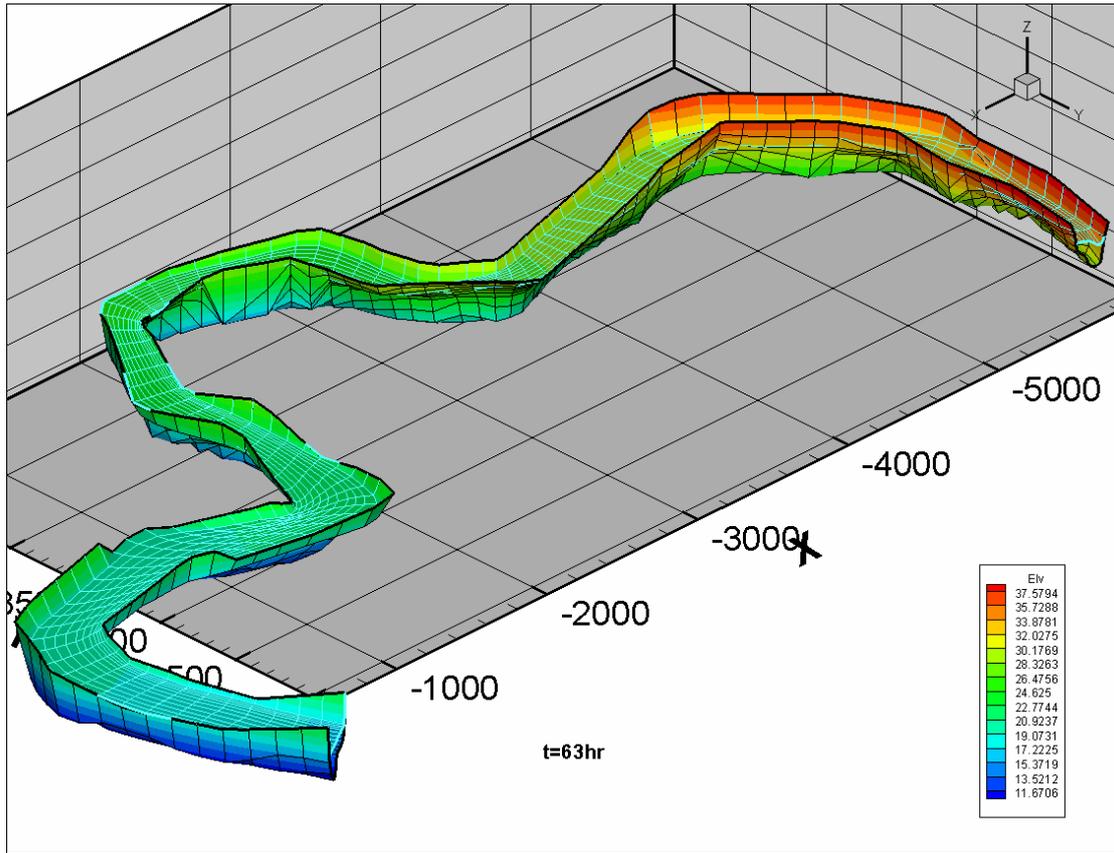


圖 6-21 水位沿程變化 3D 展示  $t=63\text{hr}$

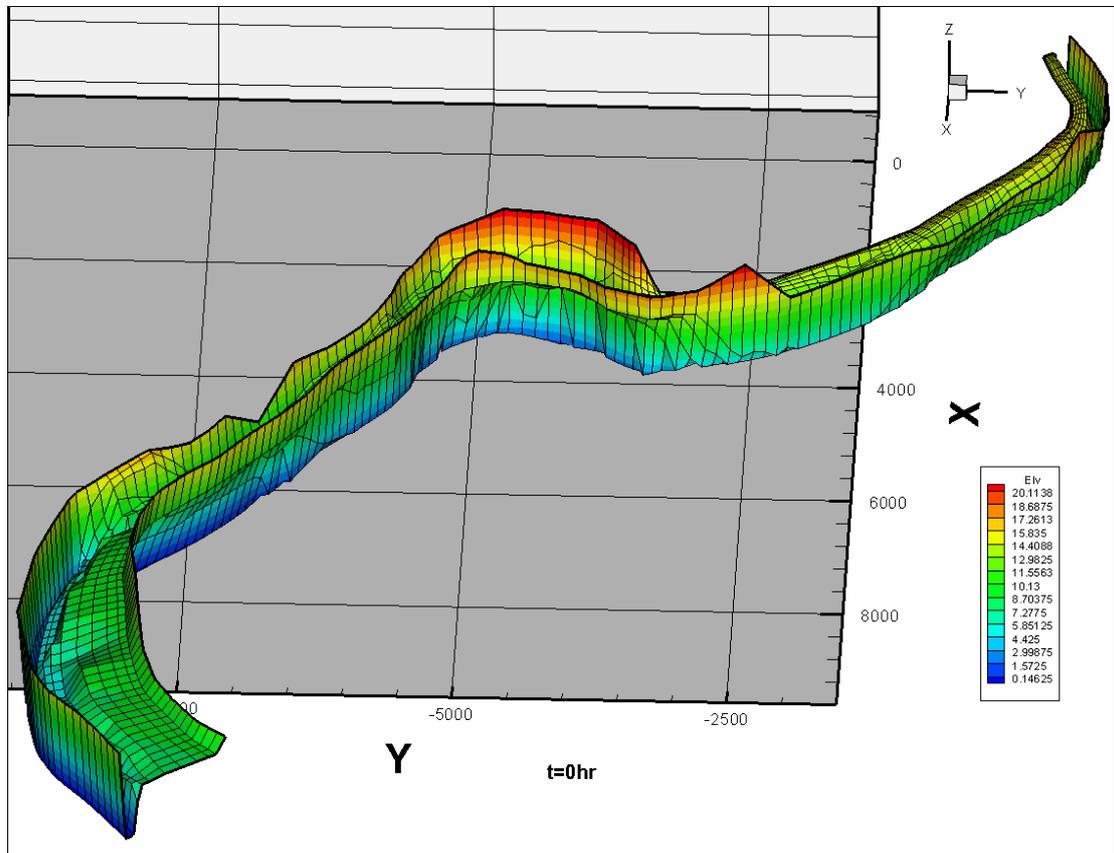


圖 6-22 水位沿程變化 3D 展示  $t=0\text{hr}$

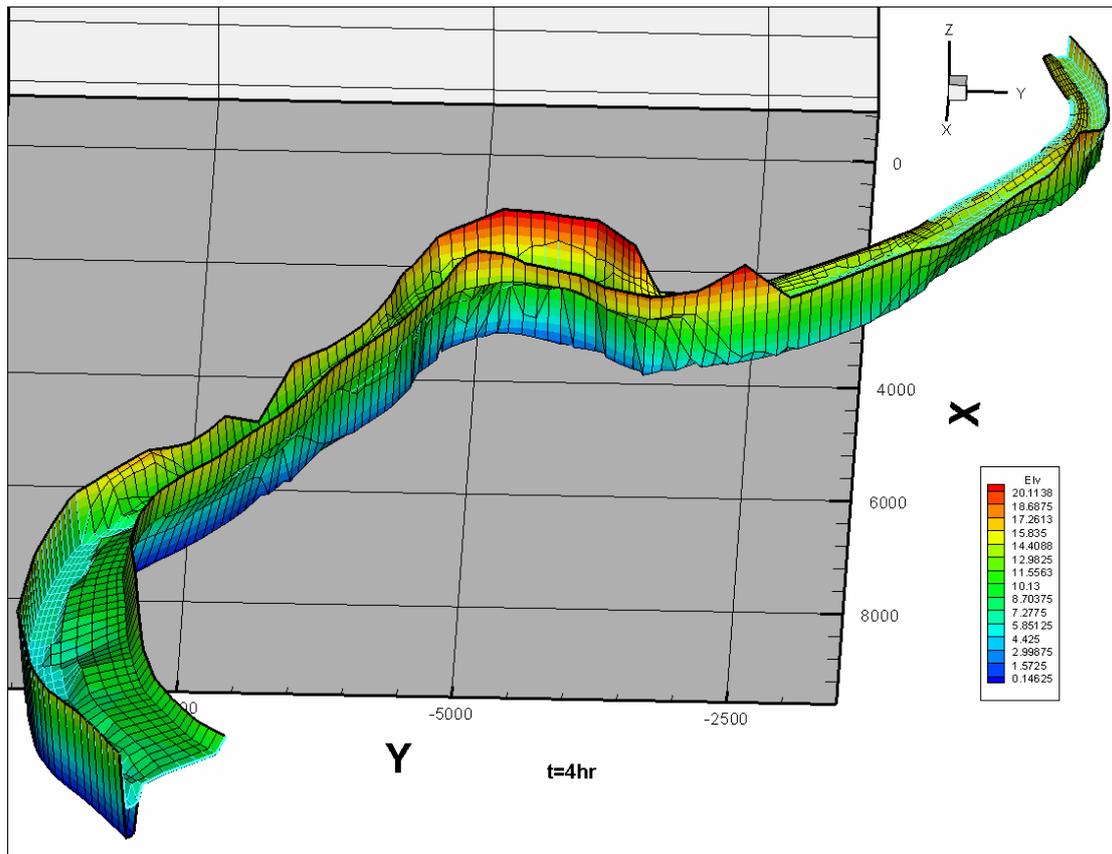


圖 6-23 水位沿程變化 3D 展示  $t=4\text{hr}$

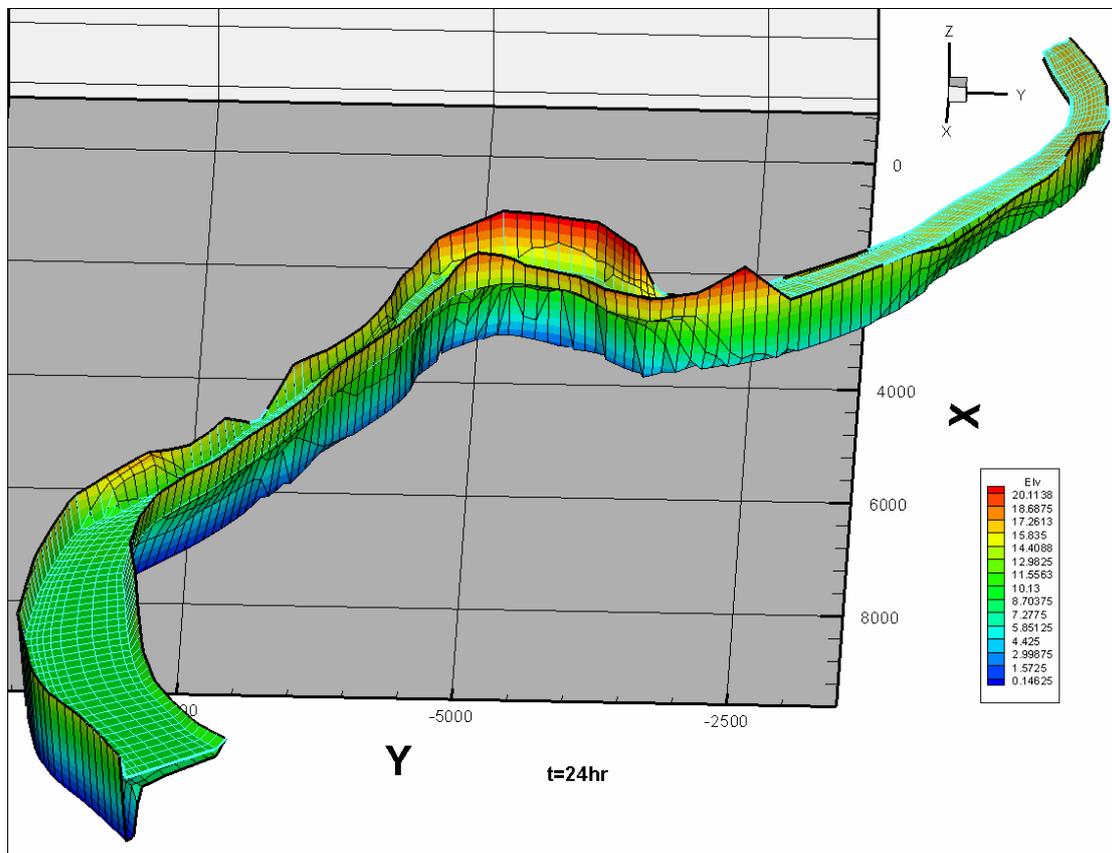


圖 6-24 水位沿程變化 3D 展示  $t=24\text{hr}$

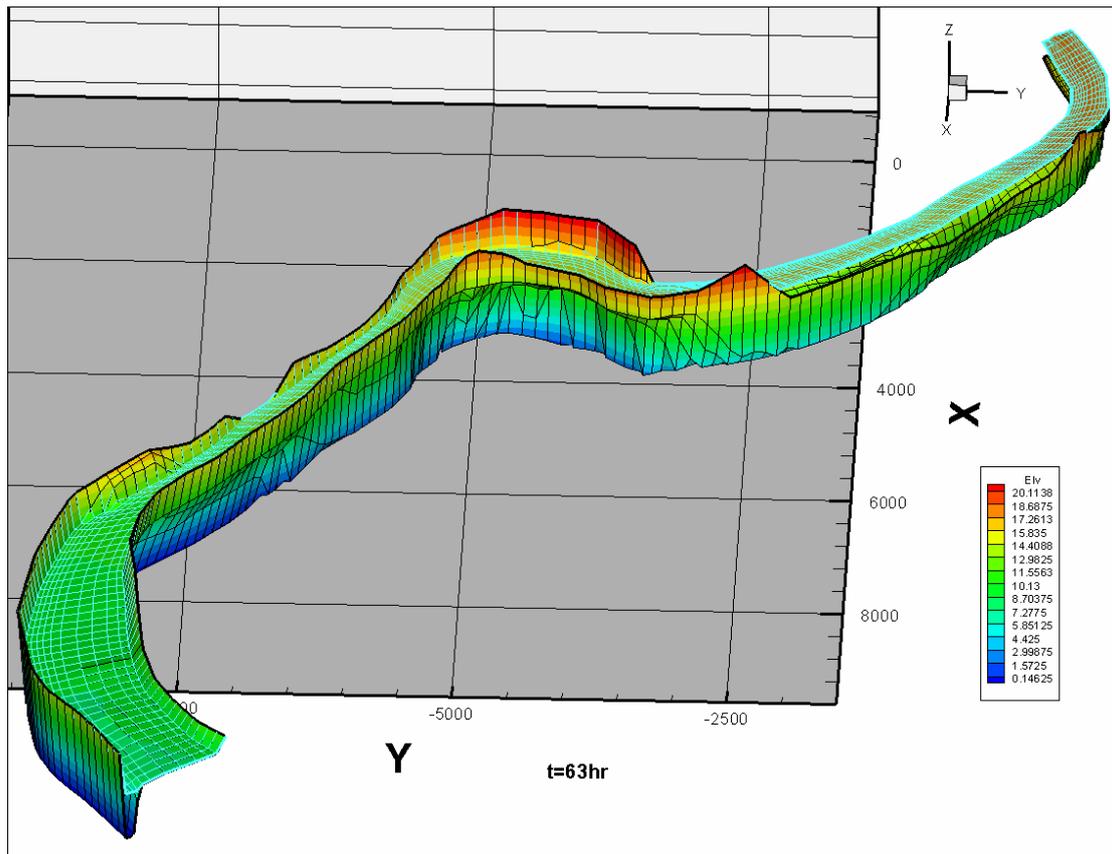


圖 6-25 水位沿程變化 3D 展示  $t=63\text{hr}$

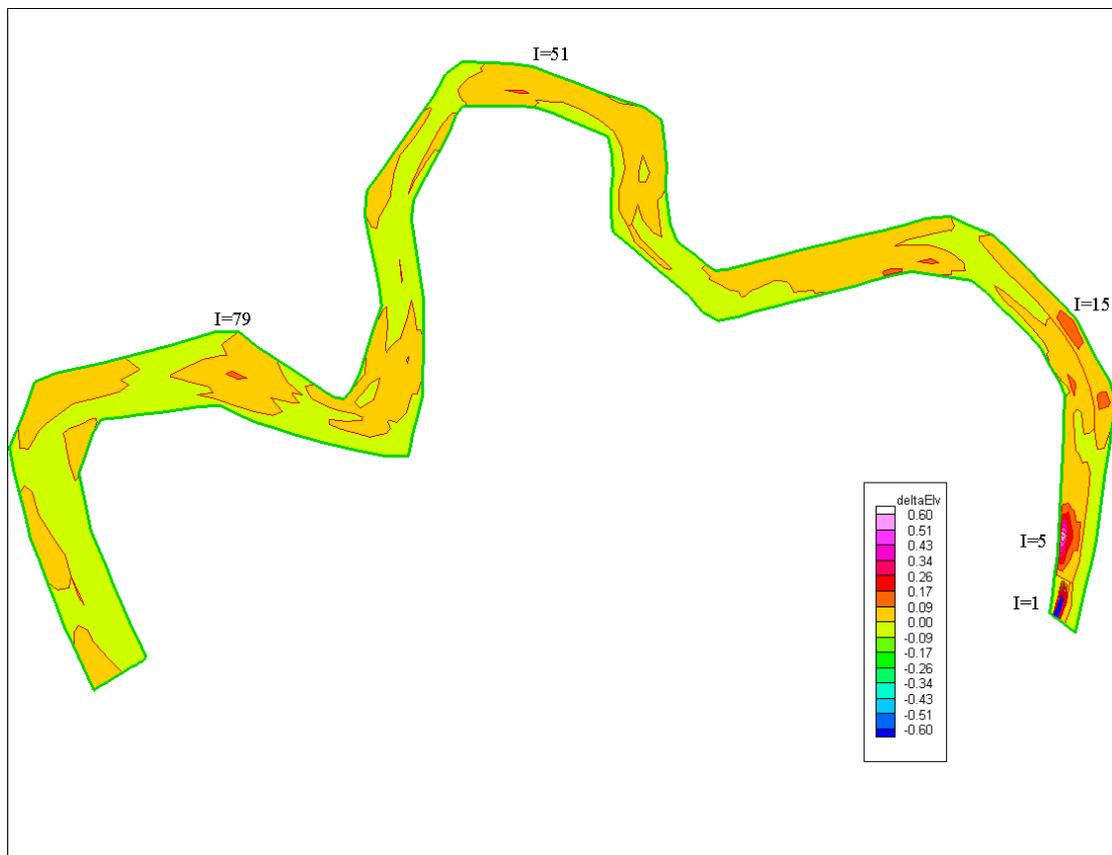


圖 6-26 底床沖淤趨勢 2D 展示(1/2)



圖 6-27 底床沖淤趨勢 2D 展示(2/2)

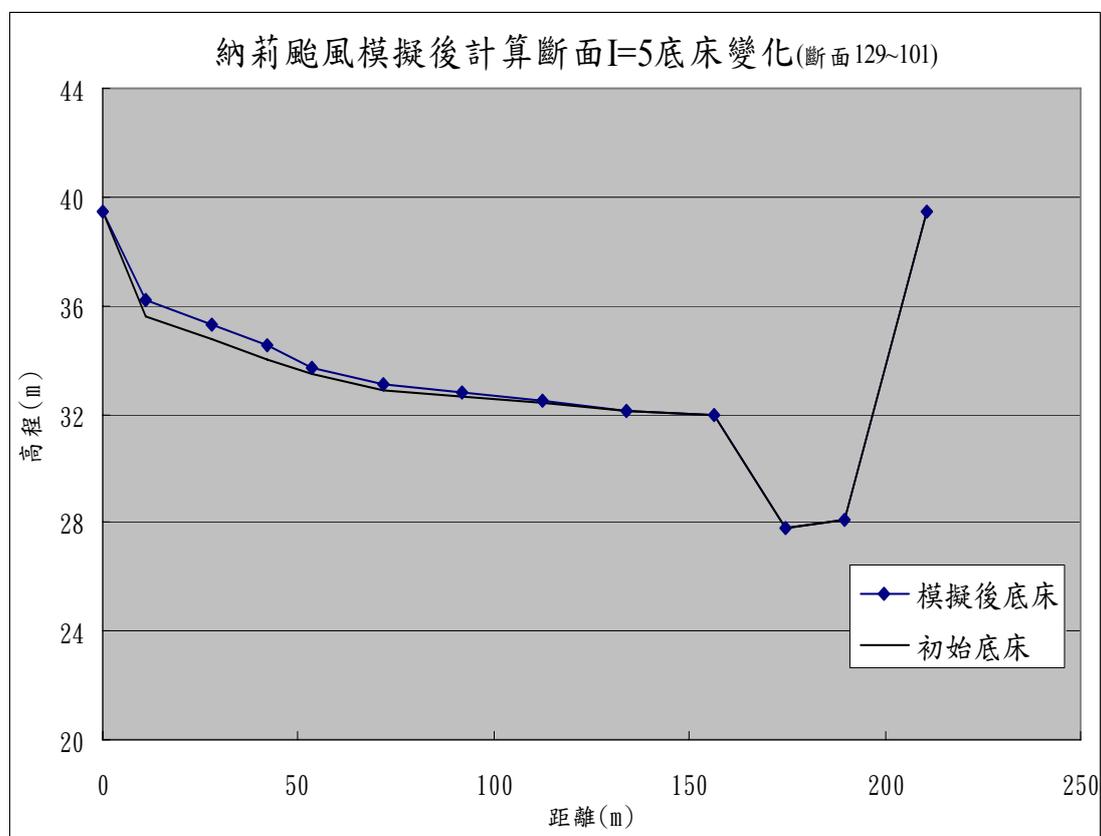


圖 6-28 模擬前後斷面圖 I=5 (斷面 129~101)

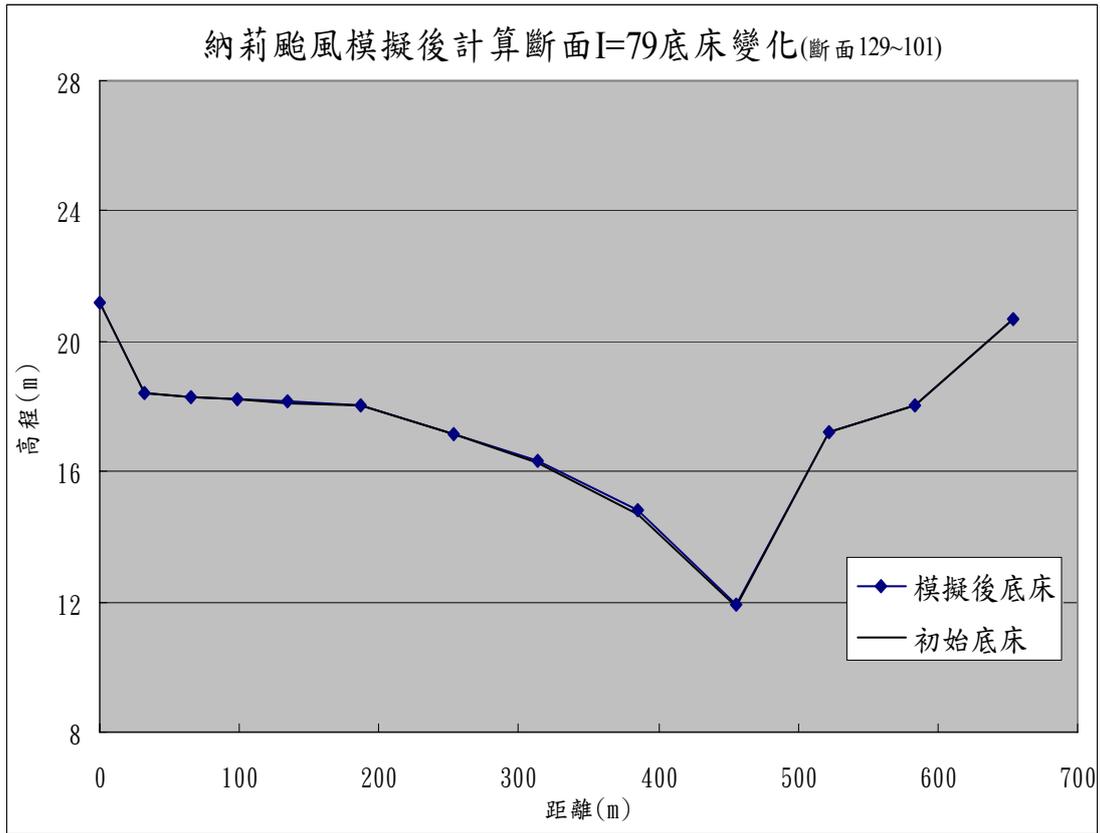


圖 6-29 模擬前後斷面圖 I=79 (斷面 129~101)

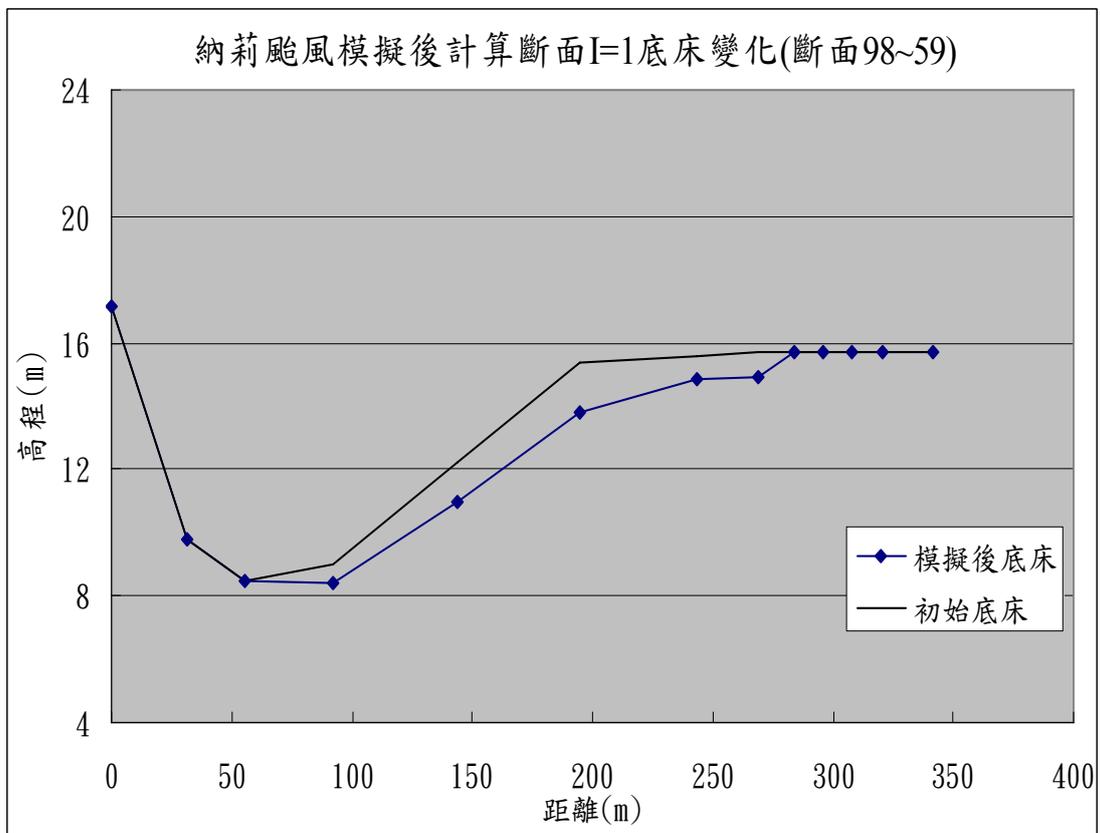


圖 6-30 模擬前後斷面圖 I=1 (斷面 98~59)

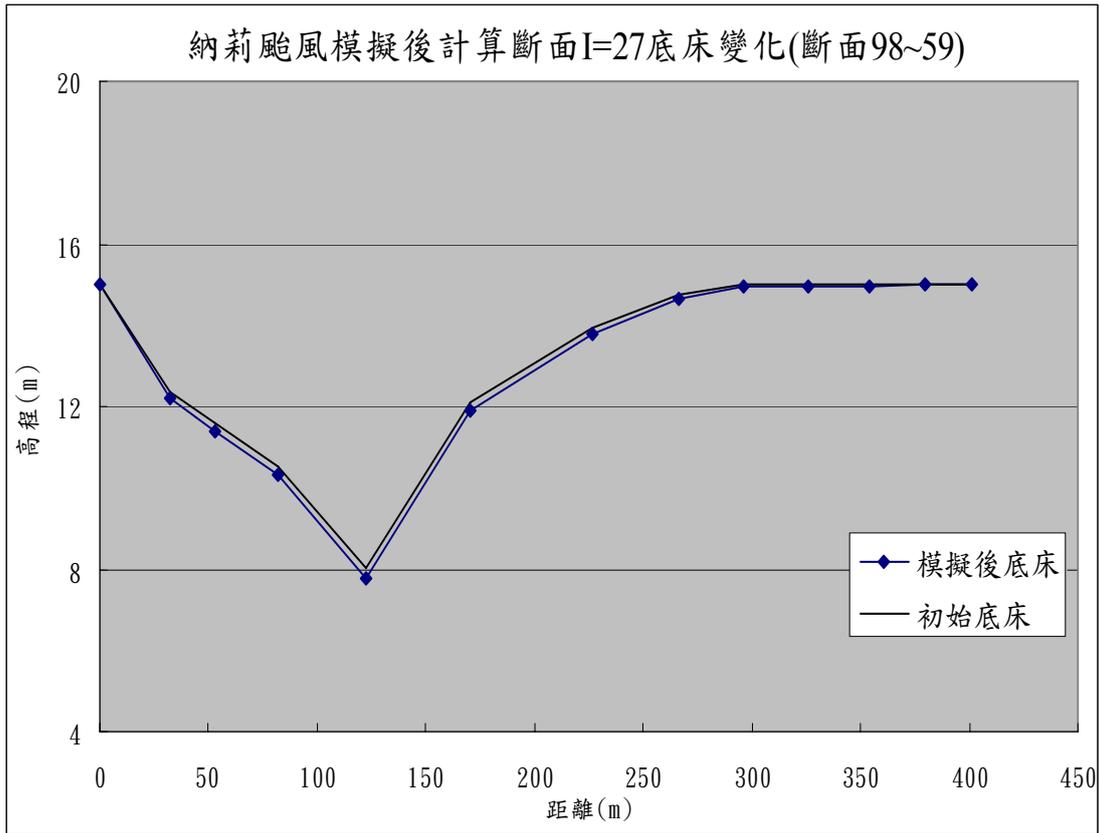


圖 6-31 模擬前後斷面圖 I=27 (斷面 98~59)

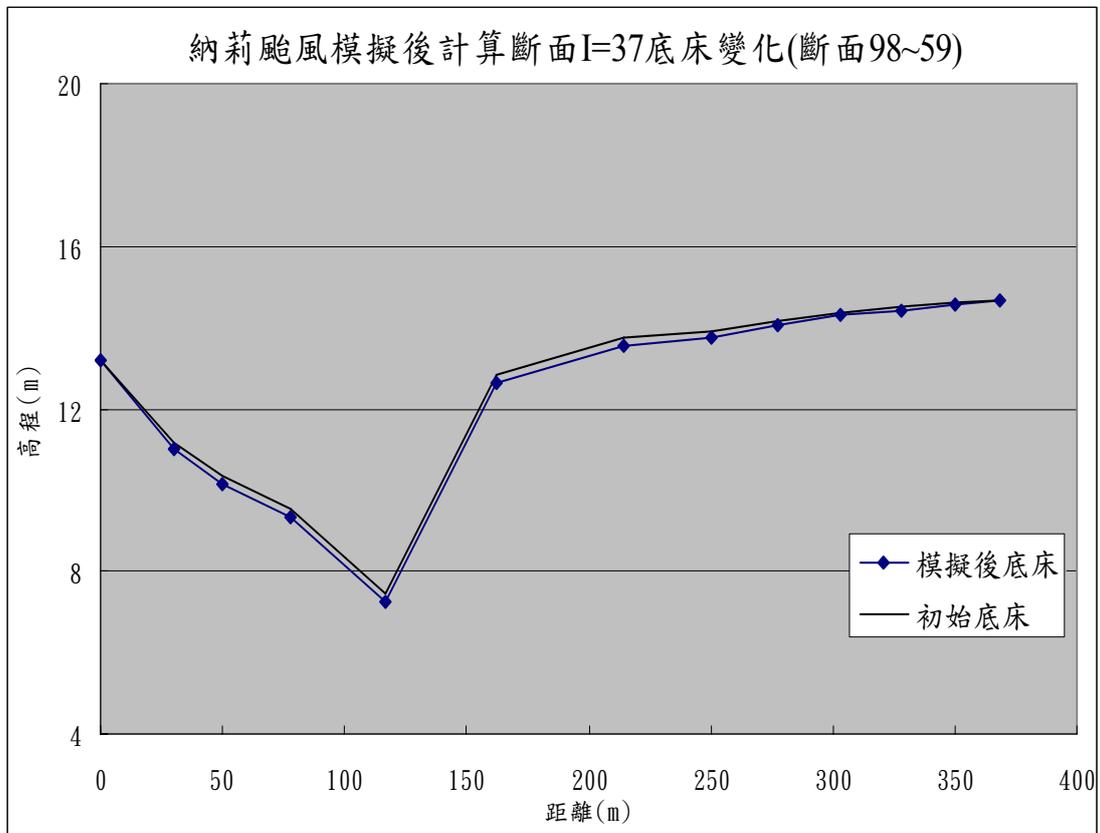


圖 6-32 模擬前後斷面圖 I=37 (斷面 98~59)

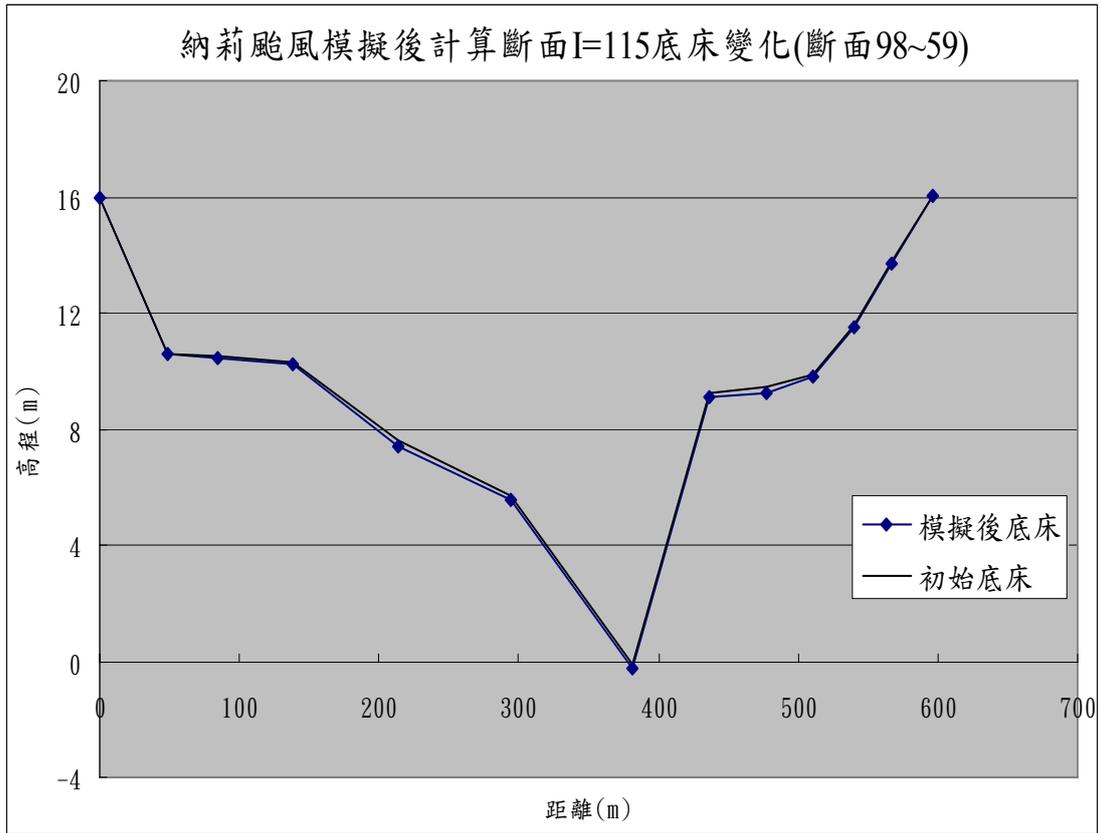


圖 6-33 模擬前後斷面圖 I=115 (斷面 98~59)

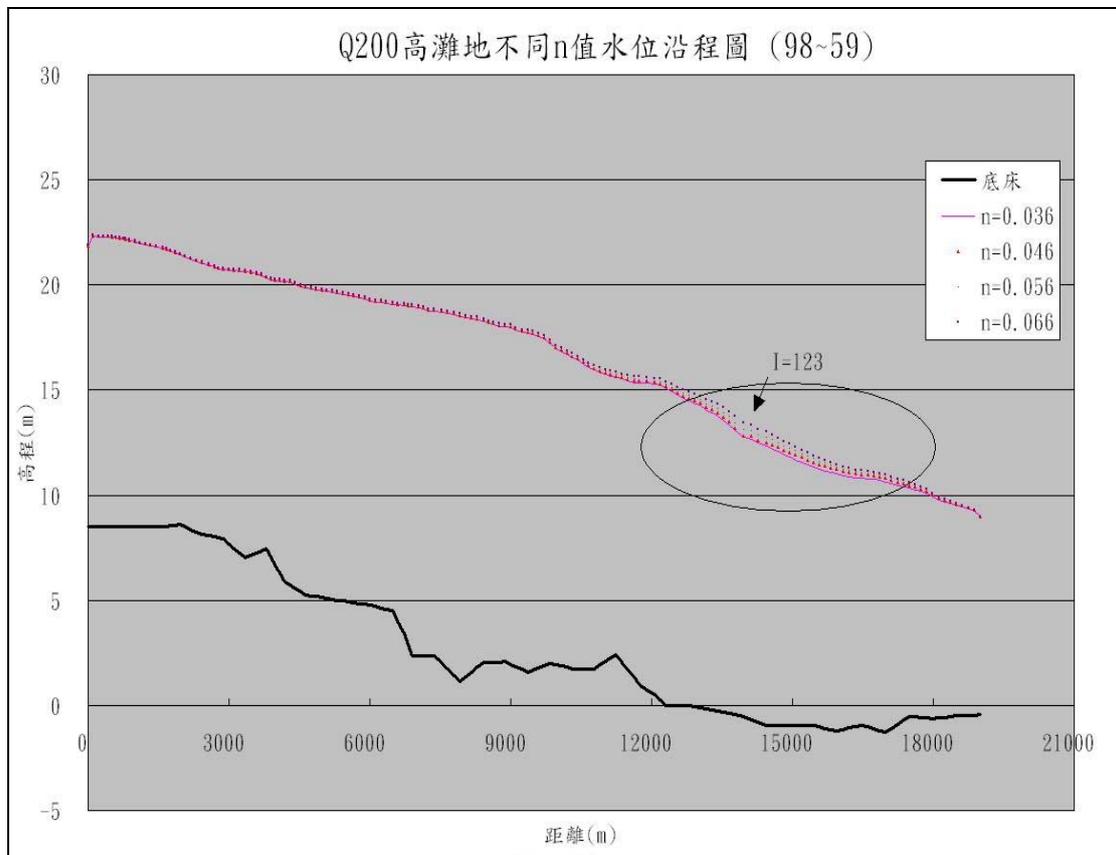


圖 6-34 Q200 高灘地不同 n 值水位沿程圖 (98~59)

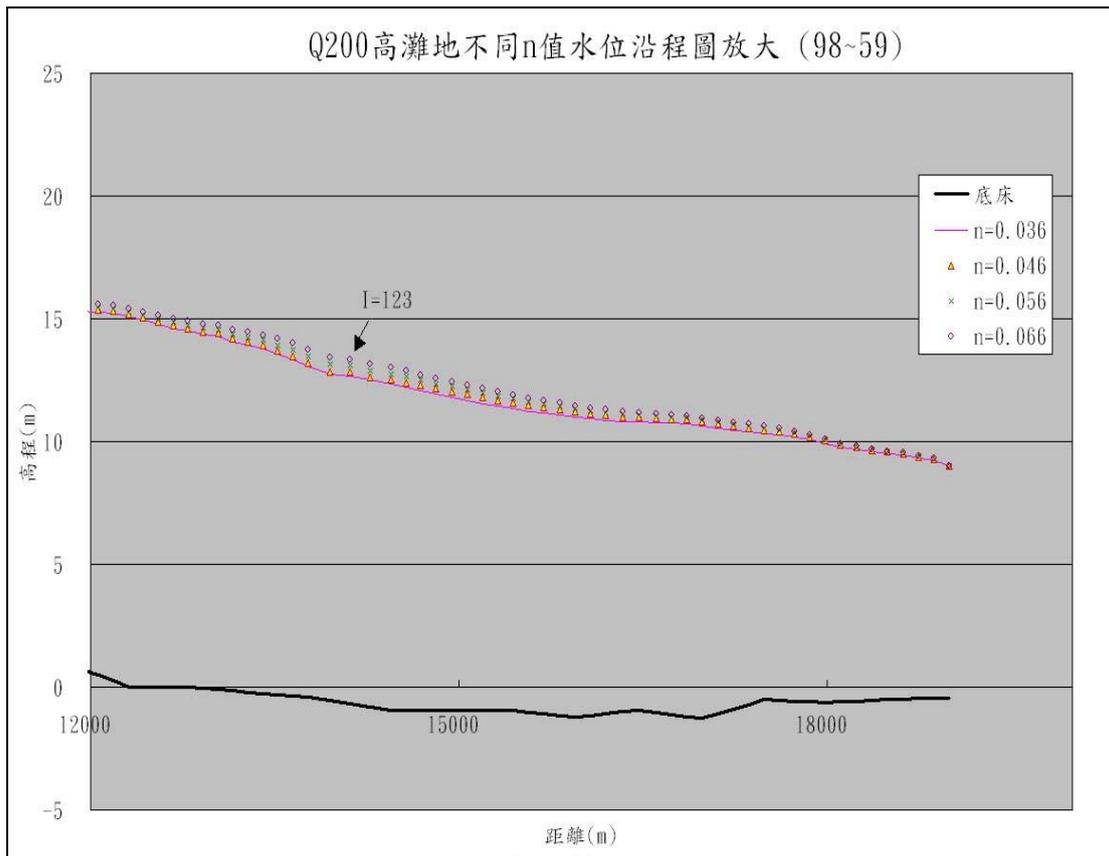


圖 6-35 Q200 高灘地不同 n 值水位沿程圖放大 (98-59)

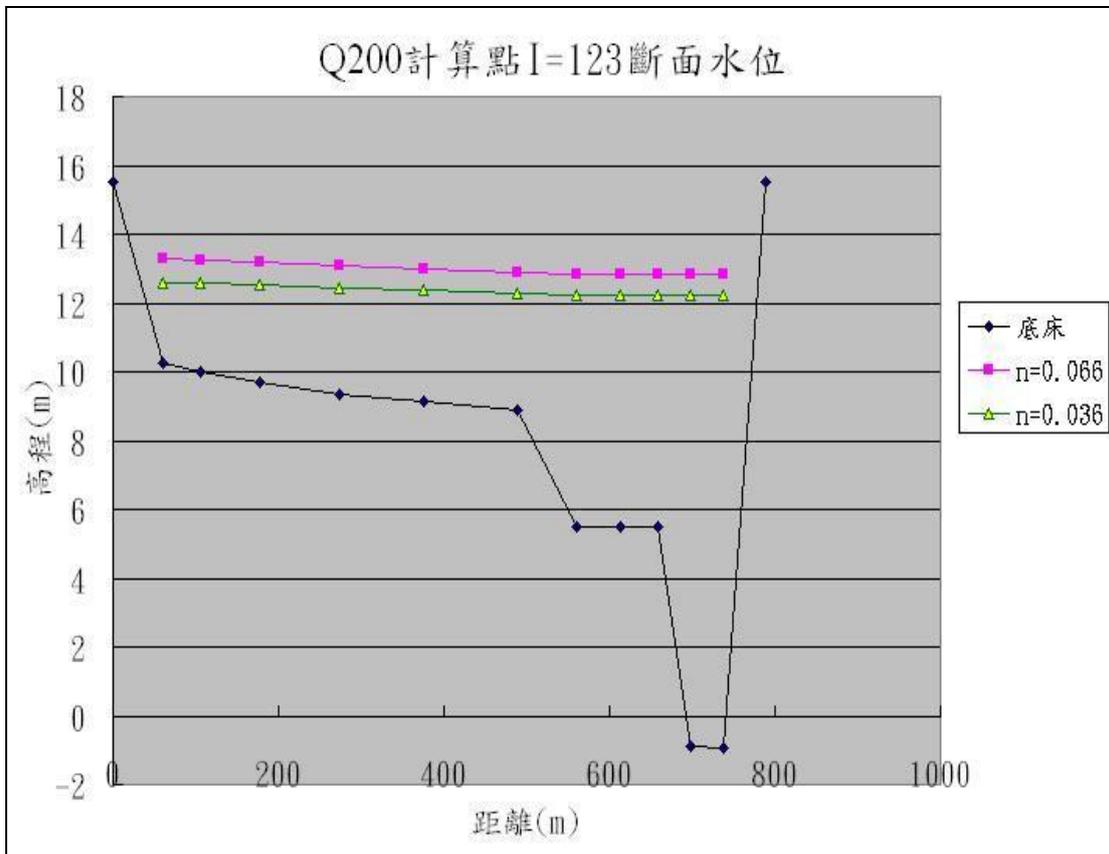


圖 6-36 Q200 計算點 I=123 斷面水位

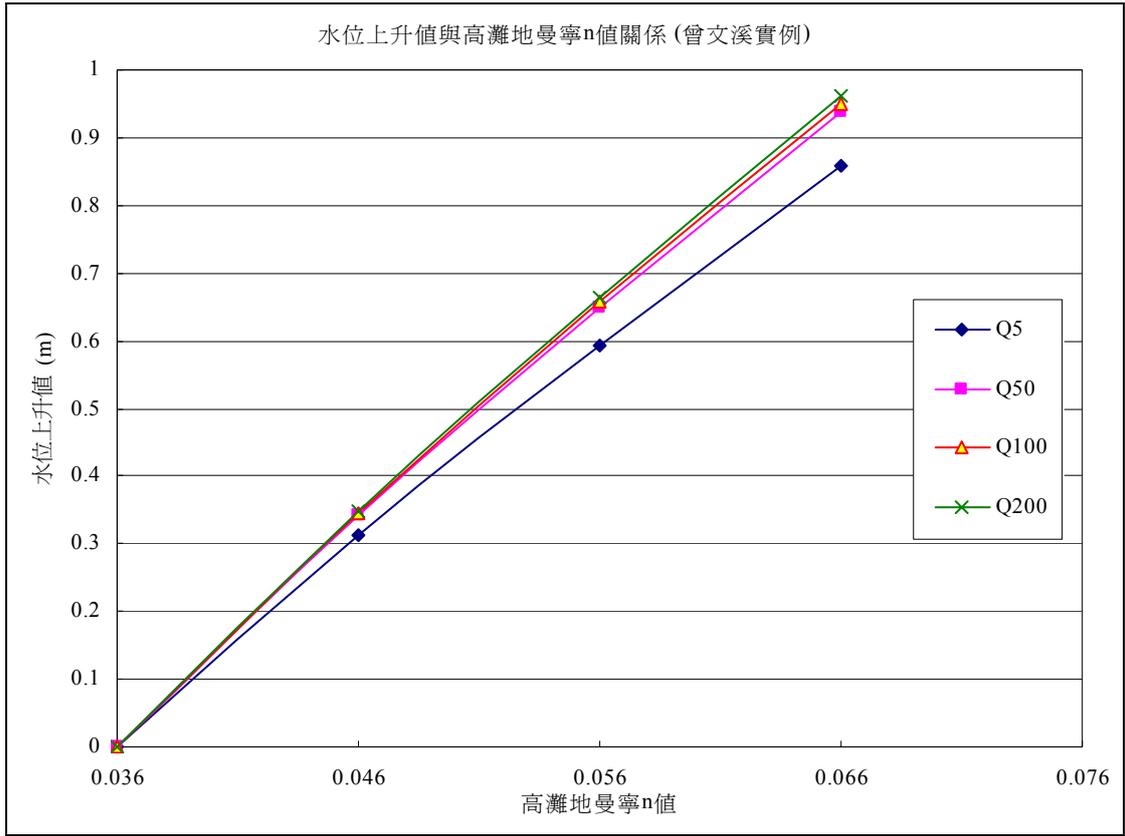


圖 6-37 水位上升值與高灘地曼寧 n 值關係 (曾文溪實例)

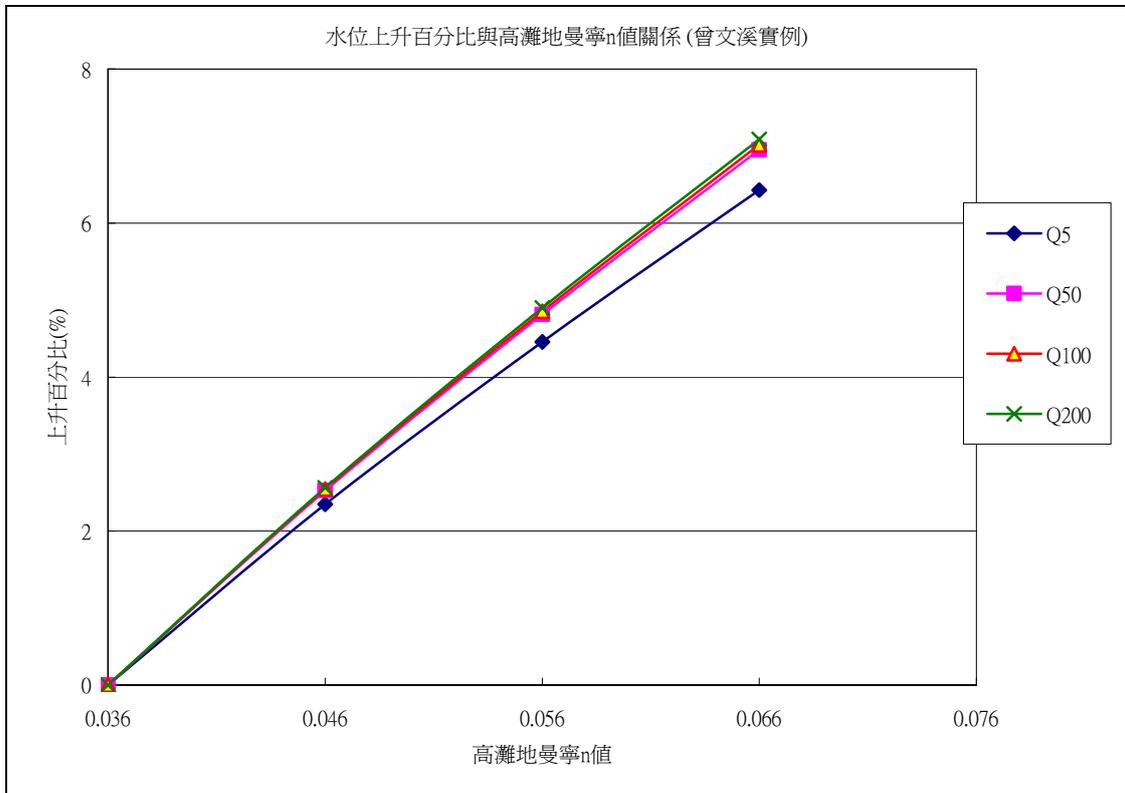


圖 6-38 水位上升百分比與高灘地曼寧 n 值關係 (曾文溪實例)

## 第七章、結論與建議

### 7.1 結論

本研究分三年進行，最終目的為有效評估主槽沖刷、高灘地淤積及考量底床變動情形下之洪水位與定床時之差異，並分析高灘地糙度改變於洪水位上升程度與上升百分比之影響。從模式研發、測試、檢定到實際案例應用，經由嚴謹之檢定與驗證，已研發一套應用於水庫洩洪沖淤河床之水平二維動床模式，可歸納以下幾點研究結論：

1. 本研究發展的數值模式與所收集之實驗水槽動床資料進行率定比較之下，率定結果與實驗資料除定性之趨勢一致外，定量上亦達相當之準確度。
2. 以Suryanarayana(1969)報告中之水槽動床實驗模擬單槽淤積案例，上游以409ppm濃度固定入砂，考慮單一粒徑0.45mm，在流量增大的條件下，底床越刷越深，使得洪水位可以相對降低；另外於加大粒徑2倍及3倍的情況下，其底床沖刷越緩和，底床變化程度逐漸變小，故水面線高程逐漸抬高。另外依序加大上游入流懸浮值濃度值，底床高程也將越高，水面線高程也將逐漸抬高。
3. 於Suryanarayana(1969)報告中之沖刷案例，假設上游以0ppm濃度清水沖刷，在流量增大的條件下，其底床沖刷越激烈，導致底床相對下降，故水面線高程相對下降；另於標準案例之流量下，依序加大粒徑大小，其底床沖刷越緩和，底床變化程度逐漸變小，水面線高程逐漸抬高。
4. 經由Suryanarayana(1969)單槽斷面假設之實驗室複式斷面案例模擬後發現，主槽與高灘地間之交換機制影響著底床之變化，進而也影響著水位的變化，主深槽底床與高灘地淤高時，水位隨之壅高；沖刷時，水位隨之下降。
5. 於實驗室複式斷面案例中，高灘地的寬度對於底床之淤積與沖刷程度有著相關性存在，高灘地越寬，淤積與沖刷的程度越明顯；但對於水位而言，高灘地的寬度則並不具有絕對的影響性。

6. 正交與非正交格網分析方面，從 Babarutsi (1989)之定床實驗案例可知，在特定之流場條件下，應有一定程度疏密且符合流場形狀之格網點才能將該流場特性完全展現，而該案例正交與非正交之差異在格網點大於  $21 \times 11$  時即非常小。
7. 在曾文溪納莉颱風實際模擬案例中，模擬範圍玉田至二溪大橋段呈現淤積趨勢，二溪大橋至麻善大橋段呈現沖刷情形，整體沖淤範圍約在  $-0.6\text{m} \sim +0.6\text{m}$ 。
8. 比較計算斷面 I=123 水平方向之水面線，高灘地水位相較主深槽區域來的高，且越靠近高灘地岸邊壅高程度越大。
9. 在模擬 5、50、100、200 不同頻率年洪水案例中，藉由改變高灘地糙度之量化圖分析其對洪水位上升之影響，發現高灘地糙度越高，上升程度越大，流量越大，上升程度亦越大，顯示高灘地糙度與流量大小對於洪水位升高具有影響性存在。

## 7.2 建議

1. 二維模擬格網點高程之建構僅由實測斷面資料內差換算，對於斷面與斷面間實際地形變化仍有所誤差，若能有更精準之河道數值高程資料，將有助模擬成果精度之提升。
2. 水位上升值、水位上升百分比與糙度關係圖，其中各項變數之相互關係可否藉由無因次化使其更具通用性，後續仍有許多研究價值。

## 參考文獻

1. Anderson, M. G., Bates, P. D., and Walling, D. E. (1996). "The general context for floodplain process research." *Floodplain Process*, 1-14.
2. Bhallamudi, S.M., and Chaudhry, M.H. (1991). "Numerical modeling of aggradation and degradation in alluvial channels." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 117(9), 1145-1164.
3. Bousmar, D. and Zech, Y. (1999). "Momentum transfer for practical flow computation in compound channels." *J. Hydr. Eng., ASCE*, 125(7), 696-706.
4. Cokljat, D. and Younis, B. A. (1995). "Compound-cannel flows: a parametric

- study using a Reynolds-stress transport closure.” *J. Hydr. Res.*, 33(3), 307-320.
5. Cunge, J. A. et al. (1980). “Chapters 2 and 4.” *Practical aspects of computational river hydraulics*, Pitman Pub., London.
  6. Dai, W. (1994). “Numerical solutions of unsteady Navier-Stokes equations using explicit finite analytic Scheme.” Ph.D. Thesis, the Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa.
  7. Fathi-Maghadam, M. and Kouwen, N. (1997). “Nonrigid, nonsubmerged, vegetative roughness on floodplains.” *J. Hydr. Eng., ASCE*, 123(1), 51-57.
  8. Falconer, R. A. and Chen, Y. (1996). “Modelling sediment transport and water quality processes on tidal floodplains.” *Floodplain Processes*, 361-398.
  9. Hardy, R. J. et al. (2000), “Development of a reach scale 2-D finite element model for floodplain sediment deposition.” *Water and Maritime Eng.*, 142(3), 141-156.
  10. Holly, F.M. Jr., and Rahuel, J.L. (1990). “New numerical/physical framework for mobile-bed modeling.” *J. Hydr. Research*, 28(4), 401-416.
  11. Hsu, C. T., Yeh, K. C., and Yang, J. C. (2000). “Depth-averaged 2-D curvilinear explicit finite analytic model for open-channel flows.” *Inter. J. for Numerical Methods in Fluids*, 33, 175-202.
  12. James, C. S. (1985). “Sediment transfer to overbank sections.” *J. Hydr. Res.*, 23(5), 435-452.
  13. Jia, Y. and Wang, S. S. Y. (1999). “Numerical model for channel flow and morphological change studies.” *J. Hydr. Eng., ASCE*, 125(9), 924-933.
  14. Knight, D. W., and Brown, F. A. (2001). “Resistance studies of overbank flow in rivers with sediment using the flood channel facility.” *J. Hydr. Res.*, 39(3), 283-302.
  15. Knight, D. W., and Demetriou, J. D. (1983). “Flood-plain and main channel flow iteration.” *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 109(8), 1073-1092.
  16. Knight, D. W. and Hamed, M. E. (1984). “Boundary shear in symmetrical compound channels.” *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 110(10), 1412-1430.
  17. Knight, D. W. and Sellin, R. H. J. (1987). “The SERC flood channel facility.” *J. Instin. Water and Envir. Mgmt.*, 1(2), 198-204.

18. Lai, C. J., Lin, C. L., and Lin, Y. Z. (2000). "Experiments on flood-wave propagation in compound channel." *J. Hydr. Eng., ASCE*, 126(7), 492-501.
19. Lambert, M. F. and Sellin, R. H. J. (1996). "Discharge prediction in straight compound channel using the mixing length concept." *J. Hydr. Res.*, 34(3), 381-394.
20. Lambert, M. F. and Sellin, R. H. J. (2000). "Estimating the discharge capacity of doubly sinuous compound channels." *Water and Maritime Eng.*, 142(2), 103-112.
21. Lin, B. and Shiono, K. (1995). "Numerical modeling of solute transport in compound channel flows." *J. Hydr. Res.*, 33(6), 773-788.
22. Myers, R. C. and Lyness, J. F. (1997). "Discharge ratios in smooth and rough compound channels." *J. Hydr. Eng., ASCE*, 123(3), 182-188.
23. Myers, W. R. C. et al. (2000). "Geometrical and roughness effects on compound channel resistance." *Water and Maritime Eng.*, 142(3), 15-166.
24. Myers, W. R. C., Lyness, J. F., and Cassells, J. (2001). "Influence of boundary roughness on velocity and discharge in compound river channels." *J. Hydr. Res.*, 39(3).
25. Naot, D., Nezu, I. and Nakagawa, H. (1993). "Calculation of compound-channel flow." *J. Hydr. Eng., ASCE*, 119(12), 1418-1426.
26. Narinesingh, P. et al. (1999), "Floodplain sedimentation along extended river reaches." *J. Hydr. Res.*, 37(6), 827-846.
27. NERC. (1975). *Flood Studies Rep., Vol. III: Flood routing studies*, National Environment Research Council, London, U. K.
28. Nokes, R. I. and Hughes, G. O. (1994), "Turbulent mixing in uniform channels of irregular cross-section." *J. Hydr. Res.*, 32(1), 67-86.
29. Onishi, Y., and Trest, D.S. (1985). "Three-dimensional simulation of flow, salinity, sediment, and radionuclide movements in the Hudson River estuary." *Proceedings of the Specialty Conference, Hydraulics and Hydrology in the Small Computer Age*, ASCE, Orlando, 12-17 August, 1095-1100.
30. Pavlovic, R. N., Varga, S., and Misic, B. (1985). "Two-dimensional depth-averaged model for the calculation of sediment transport and riverbed deformation. " *Proceedings of International Symposium on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements*, Iowa, U.S.A., September.

31. Pezzinga, G. (1994). "Velocity distribution in compound channel flows by numerical modeling." *J. Hydr. Eng.*, ASCE, 120(10), 1176-1198.
32. Prinos, P., Townsend, R., and Trvoularis, S. (1985). "Structure of turbulence in compound channel flow." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 111(9), 1246-1261.
33. Richmond, M. C, Chen, H.C., and Patel, V. C. (1986). "Equations of laminar and turbulent flows in general curvilinear coordinates." IIHR Report No. 300, Univ. of Iowa, Iowa.
34. Shiono, K., and Knight, D. W. (1991). "Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel." *J. Fluid Mech.*, Cambridge, England, 222, 617-646.
35. Shome, M. L. and Steffler, P. M. (1998). "Lateral flow exchange in transient compound channel flow." *J. Hydr. Eng.*, ASCE, 124(1), 77-80.
36. Simons, D.B., Chen, Y.H., and Ponce, V.M. (1979). "Development of a two-dimensional water and sediment routing model and its application to study lower pool 4 in the upper Mississippi River system." *Engrg. Research Center*, Colorado State Univ., Fort Collins, Colorado.
37. Sofialidis, D. and Prinos, P. (1998), "Compound open-channel flow modeling with nonlinear low-Reynolds  $k - \varepsilon$  models." *J. Hydr. Eng.*, ASCE, 124(3), 253-262.
38. Sofialidis, D. and Prinos, P. (1999), "Numerical study of momentum exchange in compound open channel flow." *J. Hydr. Eng.*, ASCE, 125(2), 152-165.
39. Sofialidis, D. and Prinos, P. (1999), "Turbulent flow in open channels with smooth and routh flood plains." *J. Hydr. Res.*, 37(5), 615-640.
40. Sturm, T. W. and Sadig, A. (1996). "Water surface profiles in compound channel with multiple critical depths." *J. Hydr., Eng.*, ASCE, 122(12), 703-709.
41. Suryanarayana, B. (1969). "Mechanics of Degradation and Aggradation in a Laboratory Flume", thesis presented to Colorado State University, at Fort Collins, Colorado, in 1969.
42. Thomas, W.A., and McAnally, W.H. Jr. (1985). "User's manual for the generalized computer program system open-channel flow and sedimentation – TABS-2, main text." *Instruction Report HL-85-1*, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, July, 30 Pages.

43. Tingsanchali, T., and Ackermann, N. L. (1976). "Effects of overbank flow in flood computation." *J. Hydr. Div. ASCE*, 102(7), 1013-1025.
44. Tingsanchali, T., and Lal, N. K. (1988). "Subsidence of flood waves in overbank flow." *J. Hydr. Res.*, 26, 585-597.
45. Tominaga, A., and Nezu, I. (1991). "Turbulent structure in open compound channel flows." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 117(1), 21-41.
46. Tominaga, A., Nezu, I., and Ezaki, K. (1989). "Experimental study on secondary currents in compound open-channel flow." *Proc., 23<sup>rd</sup> IAHR Congr.*, A15-A22.
47. Tucciarelli, T. and Termini, D. (2000). "Finite-element modeling of floodplain flow." *J. Hydr. Eng., ASCE*, 126(6), 416-424.
48. Usseglio-Polatera, J.M., and Cunge, J.A (1985). "Modeling of pollutant and suspended-sediment transport with Argos modeling system." *International Conference on Numerical and Hydraulic Modeling of Ports and Harbors, Birmingham, 23-25 April.*
49. Walling, D. E., He, Q., and Nicholas, A. P. (1996). "Floodplains as suspended sediment sinks." *Floodplain Processes*, 399-440.
50. Wormleaton, P. R., Allen, J., and Hadjipanous, P. (1982). "Discharge assessment in compound channel flow." *J. Hydr. Div., ASCE*, 108(9), 975-993.
51. Wormleaton, P. R., and Merrett, D. (1990). "An improved method of calculation of steady uniform flow in prismatic main/flood channel plain section." *J. Hydr. Res.*, 28, 157-174.
52. Yen, C. L. (1987). "Subsidence of peak flow in open channel with storage area." *J. Hydr. Res.*, 16(4), 309-326.
53. 葉克家、沈澄宇(2000)，「水庫排放凝聚性沈澱對下游河道之影響研究」，國科會精簡報告。
54. 經濟部水利處南區水資源局，「曾文水庫淤積清理規劃後續研究報告」，中華民國 88 年 11 月。
55. 鄭育能 (1995)，「結構性格點產生的一些進展」，第三屆計算流力研討會，59-65。