

水庫沉滓運移模式研究與應用(2/2)

— 以石門水庫為例

Investigation and Application of the Sediment
Transport Model in Reservoir(2/2)

— for Shih-Men Reservoir



主辦機關：經濟部水利署

執行單位：國立交通大學防災工程研究中心

中華民國九十二年十二月

水庫沉滓運移模式研究與應用(2/2)

—以石門水庫為例

**Investigation and Application of the Sediment
Transport Model in Reservoir(2/2)**

—for Shih-Men Reservoir

委託單位：經濟部水利署

執行單位：國立交通大學防災工程研究中心

中 華 民 國 九 十 二 年 十 二 月

目錄

目錄	i
表目錄	v
圖目錄	vi
中文摘要	viii
英文摘要	ix
第一章 緒論	1-1
1.1 計畫緣起與目的	1-1
1.2 模式發展需要性分析	1-2
1.3 分年工作內容摘要	1-3
1.3.1 第一年工作內容	1-3
1.3.2 第二年工作內容	1-4
1.4 報告內容	1-6
第二章 石門水庫基本資料蒐集與分析	2-1
2.1 水庫概述	2-1
2.2 集水區地勢、水系	2-1
2.3 氣象水文	2-2
2.4 地質與土地利用	2-3
2.5 水文站	2-3
2.6 集水區泥砂產量	2-4
(摘自「水庫集水區土砂整治成效評估(1/2)」(民國91年)與「台灣 地區水資源供需情勢分析(二)之子題三-台灣地區水庫淤砂改善 方法之研擬與評估」(民國86年))	
2.7 庫區泥砂特性	2-7
2.8 水庫淤積狀況	2-7

	(摘自「建立水庫高效率排砂」，民國89年)	
2.9	水庫清淤現況	2-8
	(摘自「建立水庫高效率排砂」，民國89年)	
2.8.1	水力挖泥船清淤	2-9
2.8.2	水力抽泥船清淤	2-9
第三章	石門水庫既有資料之完整性探討	3-1
3.1	水庫沉滓運移模擬分析之資料需求	3-1
3.2	水庫管理單位應量測之資料	3-2
3.3	石門水庫現有量測資料檢討分析	3-3
3.4	石門水庫模擬應用可行性分析	3-4
3.4.1	模式輸入所需資料部分	3-4
3.4.2	率定與驗證所需資料部份	3-5
第四章	模式功能評估比較	4-1
4.1	RESED2D模式	4-1
4.2	GSTARS 3.0模式	4-3
4.3	NETSTARS模式	4-5
4.4	模式比較分析	4-9
第五章	模式應用於石門水庫之功能測試	5-1
5.1	模式應用於石門水庫所需模擬功能分析	5-1
5.2	石門水庫特性相關案例之模擬測試	5-1
5.2.1	水理部分	5-2
5.2.1.1	迴水演算案例	5-2
5.2.1.2	變量流案例	5-2
5.2.1.3	彎道案例	5-3
5.2.1.4	環流流場案例	5-5

5.2.2 非凝聚性沉滓輸砂部分	5-6
5.2.2.1 沖刷案例	5-6
5.2.2.1.1 均勻沉滓案例	5-7
5.2.2.1.2 非均勻沉滓案例	5-7
5.2.2.2 淤積案例	5-8
5.2.2.3 沖淤交替案例	5-9
5.2.3 凝聚性沉滓輸砂部分	5-10
5.2.3.1 懸浮載運移案例	5-10
5.2.3.2 淤積測試	5-12
5.2.3.3 沖刷測試	5-13
5.2.3.4 底床壓密測試	5-14
5.3 模式於石門水庫之適用性分析	5-14
第六章 石門水庫應用例之模擬分析	6-1
6.1 本計畫擬解決之問題	6-1
6.2 模式限制及假設條件	6-1
6.3 模擬條件概述	6-2
6.4 模擬參數決定分析	6-5
6.5 浚淤位置對發電取水口之影響分析	6-6
6.6 水庫下游段(R3至R7斷面)每年淤砂量之推估分析	6-7
第七章 結論	7-1
7.1 石門水庫應用例部分	7-1
7.2 其他部分	7-2
附錄一 參考文獻	A-1
附錄二 石門水庫斷面及水庫運轉資料數位化工作	B-1
附錄三 RESED2D模式之理論基礎	C-1

附錄四 GSTARS 3.0模式理論基礎	D-1
附錄五 GSTARS 3.0模式輸入簡介	E-1
附錄六 GSTARS 3.0模式基本功能測試	F-1
附錄七 GSTARS 3.0模式於大埔、阿公店及石門水庫之應用評估 ..	G-1
附錄八 NETSTARS模式英文使用手冊	H-1
附錄九 審查意見及處理情形.....	I-1
附錄十 歷年參與工作人員一覽表.....	J-1

表目錄

表 2-1 石門水庫集水區地文特性表	2-11
表 2-2 石門水庫集水區不同重現期之比洪峰流量	2-11
表 2-3 石門水庫集水區雨量站概況表	2-12
表 2-4 石門水庫集水區流量站概況表	2-13
表 2-5 石門水庫歷年淤積記錄	2-14
表 2-6 石門水庫淤積物清除數量統計表	2-15
表 4-1 RESED2D 模式綜合評估表	4-12
表 4-2 GSTARS 2.0、2.1、3.0 模式發展重點與新增功能一覽表	4-14
表 4-3 GSTARS 3.0 模式綜合評估表	4-15
表 4-4 NETSTARS 模式綜合評估表	4-17
表 4-5 模式功能比較表	4-19
表 4-5 模式功能比較.....	4-19
表 5-1 無因次環流長度 L/d_e 及無因次回流量 q_m/U_0d_e 實驗及模擬結果 一覽表	5-15
表 5-2 沖淤交替案例入砂條件與初始床質粒徑組成	5-15
表 5-3 凝聚性沉滓淤積測試模擬案例一覽表	5-16
表 5-4 凝聚性沉滓淤積測試模擬結果比較表	5-16
表 5-5 凝聚性沉滓沖刷測試模擬案例一覽表	5-17
表 5-6 凝聚性沉滓河床各層臨界沖刷剪應力表(RESED2D 模式)	5-17
表 6-1 民國 83 年霞雲水文站平均日流量統計表	6-10
表 6-2 民國 83 年下游段淤積量推估表.....	6-11

圖目錄

圖 2-1 石門水庫集水區地勢、水系圖	2-16
圖 2-2 石門水庫集水區地質分佈圖	2-17
圖 2-3 石門水庫集水區雨量站位置圖	2-18
圖 2-4 石門水庫集水區流量站位置圖	2-19
圖 2-5 石門水庫水力抽泥船佈置	2-20
圖 2-6 石門水庫沉澱池平面佈置圖	2-21
圖 3-1 石門水庫橫斷面位置圖	3-8
圖 5-1 迴水演算案例水深模擬結果比較圖	5-18
圖 5-2 迴水演算案例流速模擬結果比較圖	5-18
圖 5-3 變量流案例單位寬度流量模擬結果比較圖	5-19
圖 5-4 變量流案例水深模擬結果比較圖	5-19
圖 5-5 de Vriend 與 Koch 實驗水槽幾何形狀圖	5-20
圖 5-6 $100 \cdot (Z_s - Z_{sm}) / d$ 比較圖	5-21
圖 5-7 U / UM 比較圖	5-22
圖 5-8 Babarutsi et al. (1989) 試驗水槽佈置圖	5-23
圖 5-9 環流流場案例 RESED2D 模擬結果分佈圖	5-23
圖 5-10 環流流場案例 GSTARS 3.0 模擬結果流場分佈圖	5-24
圖 5-11 Suryanarayana 試驗之沉滓粒徑分佈曲線	5-24
圖 5-12 均勻沉滓沖刷案例之底床沖刷時變圖	5-25
圖 5-13 非均勻沉滓沖刷案例之底床沖刷時變圖	5-27
圖 5-14 淤積案例之底床沖刷時變圖	5-29
圖 5-15 沖淤交替案例之底床與水位高程縱向剖面圖	5-32
圖 5-16 Almquist and Holley (1985) 試驗水槽幾何形狀圖	5-34

圖 5-17 Almquist and Holley(1985)試驗之水理模擬結果與 實驗值比較圖	5-35
圖 5-18 左岸施放污染源案例之率定結果	5-36
圖 5-19 右岸施放污染源案例之驗證結果	5-37
圖 5-20 凝聚性沉滓沖刷測試案例 1~4 之渠道底床沿程變化圖 (RESED2D).....	5-38
圖 5-21 凝聚性沉滓沖刷測試案例 1~4 之渠道底床沿程變化圖 (GSTARS 3.0).....	5-38
圖 5-22 凝聚性沉滓沖刷測試案例 1、5、6、7 之渠道底床沿程 變化圖(RESED2D 模式).....	5-39
圖 5-23 凝聚性沉滓沖刷測試案例 1、5、6、7 之渠道底床沿程 變化圖(GSTARS 3.0 模式).....	5-39
圖 5-24 考慮與不考慮底床壓密模擬結果比較圖(RESED2D 模式)..	5-40
圖 6-1 石門水庫模擬範圍之計算格網	6-12
圖 6-2 民國 53 到 57 年雲霞水文站流量與含砂量關係曲線.....	6-13
圖 6-3 民國 86 到 90 年雲霞水文站流量與含砂量關係曲線.....	6-13
圖 6-4 量與含砂量關係曲線比較圖	6-14
圖 6-5 模擬參數率定計算流程圖	6-15
圖 6-6 民國 55 年底床模擬結果比較圖.....	6-16
圖 6-7 民國 56 年底床模擬結果比較圖.....	6-17
圖 6-8 R3 斷面在不同浚漂情形下底床高程變化圖.....	6-18
圖 6-9 上游入流量與下游段淤積量關係圖	6-19
圖 6-10 下游段淤積量之計算流程圖	6-20

摘要

台灣地區山高坡陡，河川流短湍急；降雨量雖然豐富，但豐枯懸殊，因此水資源之利用常以建造水庫調節水量。但台灣地區因地質條件不佳，山區地質鬆軟，再加上多年來山坡地的大量開發，水土保持工作未落實，每逢颱風暴雨侵襲，山洪自上游挾帶大量土石奔馳而下，淤積於庫內，造成水庫在蓄水的同時也兼蓄砂。根據水資會83年的統計資料，台灣水庫每年的泥砂淤積總量高達14,600,000 m³，相當於一座明德水庫之設計有效容量。在優良壩址有限，復以工商發展、土地價值不菲，及環保、生態意識高漲，使得構建大型水庫以獲得新水源的開發方式，必須付出高昂的土地成本與社會成本，而日益降低其作為開發新水源方式的可行性。因此，如何減少水庫淤積，以延長現有水庫壽命，並充分利用有限的水資源，實為當務之急。為了保持庫容，減少或清除水庫淤積，首先必須研究入庫泥砂在水庫內之運移、沖淤和分佈的規律，而數值模擬即是最佳的工具之一。數值模擬具有預測的功能，可輔助解答水庫淤砂在規劃、設計及運行階段所面臨到的問題。因此，考量台灣水庫淤砂的特性，發展適用於台灣地區水庫沉滓運移數值模式，配合實際案例之模擬，以具體分析台灣水庫淤砂的相關課題，不失為值得探討的方向。

本計畫最主要的目的乃擬發展一水庫沉滓運移數值模式，且擇定石門水庫基本資料，以進行模式的評估模擬工作，期望此計畫數值模式開發完成後，將來能提供與水庫管理單位作為評估分析之工具，研討具體可行之方案，以為水庫營運策略參考之依據。本計畫同時評估測試 USBR 所發展之 GSTARS 3.0 模式，協助中美水庫淤積技術合作相關工作事宜，並編修 NETSTARS 模式英文使用手冊。

ABSTRACT

Due to uneven distribution of rainfall, Taiwan needs to build many reservoirs to store excessive water during wet seasons in order to supplement water deficit during dry seasons. However, according to 1994' data, the annual amount of reservoir sedimentation in Taiwan is about 14,600,000 m³ which is equal to the effective storage of Ming-Te Reservoir. Owing to unfavorable topographical condition and severity of soil erosion, suitable dam site is difficult to come by and concerns with environmental impact have made the construction of new reservoirs almost impossible. So, now the main work should focus to prevent the reservoir sedimentation to extend the reservoir life and to manage the water resource effectively.

The key of this project is to develop a numerical model to simulate the transport of sediment in the reservoir. The practical applicability of the model will be assessed by using the measured data of Shih-Men Reservoir. The other work of the present project is that: to assess the GSTARS3.0 model proposed by USBR, to edit the user's manual of the NETSTARS model in English form and to assist the proceeding of AIT-TECRO Water Resources Program Annual Review Meeting.

第一章 緒論

1.1 計畫緣起與目的

台灣地區山高坡陡，河川流短湍急；降雨量雖然豐富，但豐枯懸殊，因此水資源之利用常以建造水庫調節水量。但台灣地區因地質條件不佳，山區地質鬆軟，再加上多年來山坡地的大量開發，水土保持工作未落實，每逢颱風暴雨侵襲，山洪自上游挾帶大量土石奔馳而下，淤積於庫內，造成水庫在蓄水的同時也兼蓄砂。根據水資會 83 年的統計資料，台灣水庫每年的泥砂淤積總量高達 14,600,000 m³，相當於一座明德水庫之設計有效容量。在優良壩址有限，復以工商發展、土地價值不菲，及環保、生態意識高漲，使得構建大型水庫以獲得新水源的開發方式，必須付出高昂的土地成本與社會成本，而日益降低其作為開發新水源方式的可行性。因此，如何減少水庫淤積，以延長現有水庫壽命，並充分利用有限的水資源，實為當務之急。為了保持庫容，減少或清除水庫淤積，首先必須研究入庫泥砂在水庫內之運移、沖淤和分佈的規律，而數值模擬即是最佳的工具之一。數值模擬具有預測的功能，可輔助解答水庫淤砂在規劃、設計及運行階段所面臨到的問題。因此，考量台灣水庫淤砂的特性，發展或引用適用於台灣地區水庫沉滓運移數值模式，配合實際案例之模擬，以具體分析台灣水庫淤砂的相關課題，不失為值得探討的方向。

本計畫之主要的目的乃是針對石門水庫應用例，發展及引用水庫沉滓運移模式進行水庫浚淤方案的評估模擬工作。本計畫發展的模式為水平二維(深度平均)RESED2D 模式，引用的模式為美國聯邦政府內政部墾務局(U.S. Bureau of Reclamation, USBR)所發展之擬似二維

GSTARS 3.0 模式。藉由發展適用於石門水庫的水庫沉滓運移模式，可提供與石門水庫管理單位，作為水庫管理規劃之分析工具，研擬具體可行之管理策略，以為水庫營運管理參考；藉由評估不同類型的水庫沉滓運移模式，可提供與石門水庫管理單位，作為選用合適分析工具之參考。另外，本計畫之工作項目尚包含 GSTARS 3.0 模式之基本功能測試及台灣地區不同水庫(大埔及阿公店水庫)之適用性分析、NETSTARS 模式英文版使用說明編、石門水庫斷面及水庫運轉資料數位化工作、協助中美水庫淤積技術合作相關工作事宜。

1.2 模式發展需要性分析

考量電腦計算時間與資料率定驗證的問題，目前在水利工程相關課題的實用分析上，一般多採用二維、擬似二維及一維的數值模式。基本上，每個模式均有其特有的功能性與適用性，因此，模式之間沒有誰能取代誰的問題，只是使用者針對其模擬案例的需求，應該擇定哪一個合適模式的問題。就水庫沉滓運移之模擬案例而言，一維模式無法合宜模擬水庫淤砂在平面空間之分布情形，擬似二維模式可能無法合宜模擬斷面束縮或近壩址附近可能產生的局部回流流場，以及局部沖淤變化較大的底床變化情形。因此，在以平面空間為重點考量的情況下，發展水深平均之水平二維模式仍有其必要性。

整體而言，藉由水平二維模式的發展，搭配擬似二維模式與一維模式，可初步完成水庫沉滓運移模式工具庫的建立。配合未來側向平均之垂直二維模式、擬似三維模式及三維模式的發展，模式使用者即可依其需求，由此數值模式工具庫選用合適的模式，以進行案例演算及分析的工作。

1.3 分年工作內容摘要

1.3.1 第一年工作內容

本計畫擬分兩年完成，茲將第一年之工作內容敘述如下：

1. 資料蒐集與分析

第一年度應蒐集的相關資料包含

- (1)水理及非凝聚性沉滓運移之相關資料蒐集。
- (2)GSTARS 模式相關資料蒐集。
- (3)NETSTARS 模式相關資料蒐集。
- (4)石門水庫鄰近區域相關資料之蒐集。

2. 模式功能評估比較

針對本計畫擬發展的 RESED2D 模式及 GSTARS 3.0 模式、NETSTARS 模式，進行綜合評估的工作，以釐清各模式之基本功能與適用範圍。此評估結果除可提供模式使用者選用模式參考外，並可針對石門水庫應用例進行模式適用性之初步評估分析。

3. RESED2D 模式之發展

透過座標系統轉換將控制方程式轉換為正交曲線座標系統方程式，並利用自由水面、底床之運動邊界條件及輔助關係式將控制方程作時間平均及水深平均，則可推得水平二維正交曲線座標控制方程式。其中水理控制方程包含水理連續及動量方程式；輸砂部份將輸砂通量分離為非均勻質之懸浮載與河床載，所以其控制方程包含某一粒徑之懸浮載質量守恆方程式、某一粒徑於作用層之質量守恆方程式及整體河床輸砂之質量守恆方程式。

4. 模式應用於石門水庫之功能測試

考量石門水庫的相關特性，分別擇定合適的模擬案例，利用 RESED2D 及 GSTARS 3.0 模式進行模式測試工作，以釐清兩模式應用於石門水庫之適用性。

5. GSTARS 3.0 模式基本功能測試

針對模式設定功能，分別選用合適的模擬案例，進行 GSTARS 3.0 模式之評估測試工作。

6. NETSTARS 模式英文版使用說明編撰

7. 技術轉移及教育訓練

第一年度將舉辦 GSTARS 3.0 模式訓練講習會。

8. 協辦中美水庫淤積技術支援合作計畫

1.3.2 第二年度工作內容

本計畫第二年度之工作內容，及其與第一年度工作之銜接性，概述如下：

1. 基本資料持續蒐集與分析

第二年度蒐集的相關資料包含

- (1) 凝聚性沉澱運移之相關資料蒐集：RESED2D 模式中之水理及非凝聚性沉澱子模式已於第一年度發展完成，第二年度之發展重點為凝聚性沉澱子模式的部分。
- (2) GSTARS 3.0 模式相關資料蒐集：第一年度本計畫已大致完成 GSTARS 3.0 模式之功能評估及測試工作，第二年度主要再持續觀察 GSTARS 3.0 模式使否有更新版本，以進行此模式之持續評估工作。

(3)石門水庫鄰近區域相關資料之持續蒐集：第一年度已大致完成石門水庫基本資料之蒐集與分析之工作，第二年度主要持續蒐集數值模擬所需之相關量測資料。

2. RESED2D 模式凝聚性沉澱子模式之發展：

第一年度已發展完成 RESED2D 模式之水理及非凝聚性沉澱子模式，凝聚性沉澱子模式則為第二年度之發展重點。

3. 模式於石門水庫之適用性分析

考量石門水庫的相關特性，分別擇定合適的模擬案例，利用 RESED2D 模式及 GSTARS 3.0 模式進行模式測試工作。此項工作第一年度已完成水理及非凝聚性沉澱部分，第二年度將進行凝聚性沉澱部分。

4. 石門水庫應用例

應用本計畫兩年來所發展的水庫沉澱運移模式，進行石門水庫浚渫方案之模擬分析，工作項目包括：

- (1)石門水庫參數率定與驗證工作。
- (2)石門水庫浚渫方案評估(位置、量)。

5. GSTARS 3.0 模式持續評估

第一年度已針對 GSTARS 3.0 模式的設計功能，進行評估測試的工作。第二年度之工作項目包括：

- (1)新增功能之評估測試：若美方有提供更新版本，將針對此新增功能進行評估測試。
- (2)大埔及阿公店水庫之模擬分析：本單位曾經利用 GSTARS 2.0 及 2.1 模式模擬分析大埔及阿公店水庫(楊氏，2001)，因此，本計畫以此兩個水庫為應用例，進行 GSTARS 3.0 模式之測試

比較工作。此項工作除了可比較 GSTARS 模式不同版本之差異性外，亦可評估 GSTARS 模式於台灣不同類型水庫之適用性。

6. 協助中美水庫淤積技術支援合作計畫相關工作事宜

本單位將投入適當的人力，協助中美水庫淤積技術合作計畫之相關工作事宜。

7. 舉辦訓練講習會完成技術轉移

為將本計畫之研究成果與相關技術移轉至水利署相關單位，本計畫預定於計畫完成前舉辦訓練講習會。

1.4 報告內容

本計畫報告內容共可分為七個章節及十個附錄。

七個章節中，第一章為緒論，說明本計畫之緣起、目的、執行成效及報告內容；第二章為石門水庫基本資料蒐集與分析，敘述分析石門水庫的相關基本資料；第三章為石門水庫既有資料之完整性探討，首先定義水庫沉滓運移模擬所需之資料及水庫管理單位應量測之資料，再檢視石門水庫目前現有的資料，評估石門水庫模擬應用之可行性；第四章為模式功能評估比較，評估比較的模式包含 RESED2D、GSTARS 3.0 及 NETSTARS 三個模式；第五章為模式應用於石門水庫之功能測試，首先評估模式應用於石門水庫所需之模擬功能，再針對此模擬功能的特性，選定合適的案例，分別利用 RESED2D 及 GSTARS 3.0 模式進行模擬測試工作，以釐清兩模式應用於石門水庫之適用性；第六章為石門水庫應用例之模擬分析，首先說明本計畫所要解決的問題，接著利用實測資料決定相關模擬參數，

最後進行石門水庫應用例之模擬分析；第七章為結論與建議。

十個附錄中，附錄一為參考文獻；附錄二為石門水庫斷面及水庫運轉資料數位化工作，摘要說明本計畫協助處理石門水庫相關量測資料之數位建檔工作內容；附錄三為 RESED2D 模式之理論基礎，簡要說明本計畫發展的 RESED2D 模式所採用的控制方程式及數值處理方法；附錄四為 GSTARS 3.0 理論基礎，附錄五為 GSTARS 3.0 模式輸入簡介；附錄六為 GSTARS 3.0 模式基本功能測試，根據該模式之設計功能，選用 6 個合適的案例，進行模式基本功能之測試工作；附錄七為 GSTARS 3.0 模式於大埔、阿公店及石門水庫之應用評估，除了比較 GSTARS 模式不同版本(3.0、2.1 及 2.0 版)之差異性外，主要在評估 GSTARS 3.0 模式於台灣不同類型水庫之適用性；附錄八為 NETSTARS 模式英文使用手冊；附錄九為審查意見及處理情形，包含各年度之期初、期中與期末報告；附錄十為歷年參與工作人員一覽表。

第二章 石門水庫基本資料蒐集與分析

2.1 水庫概述

石門水庫位於桃園縣龍潭鄉之大漢溪主流上，集水面積 763.4 km²。水庫於民國 45 年 7 月開工，民國 52 年 5 月開始蓄水，至民國 53 年 6 月施工完成。石門水庫為一多標水庫，具有防洪、灌溉、給水及發電功能。大壩位於大漢溪之石門峽谷，為一滾壓式土石壩，壩頂標高為 252.1 m，最大壩高 133.1 m，壩頂長 360 m，壩身體積 7,059,000 m³。水庫滿水位標高為 245 m，呆水位標高 195 m。滿水時庫區水域長達 16.5 km，周長 41 km，面積 8.15 km²。民國 53 年完工時之原始總容積為 309,120,000 m³，呆容積為 5,724,000 m³，有效容積為 251,880,000 m³。

2.2 集水區地勢、水系

石門水庫集水區位於雪山山脈之西北部，略呈南北向之長腰形，地形大致自西北向東南逐漸增高，西北部為丘陵地帶，東南部為山岳地帶。本集水區標高自最低之石門水庫壩址 135 m 至最高之品田山 3,529 m，平均高度為 1,752 m。雪山山脈主峰—雪山(3,884 m)，在大漢溪源頭之西約 5 km。自雪山向東北綿延至品田山，始分歧兩支山嶺線，圍成石門水庫集水區，此兩支山嶺線為與東面蘭陽溪。東北新店溪、西面頭前溪之分水嶺。

大漢溪為淡水河第一大支流，發源於品田山北麓之泰崗溪，自發源地曲折北流，流至秀巒之北，與源出大壩尖山北麓之白石溪匯合北流後稱為玉峰溪，至高台右折東北行，溪谷稍寬，水流湍急，復於三

光之東北納源出崩崩山之三光溪，再左折北行乃稱大漢溪，數度橫切山嶺，先後納卡拉溪於蘇樂，黑白庫溪於高義，匹亞溪於榮華，色霧鬧溪於色霧鬧，高坡溪於高坡，義盛溪於羅浮，霞雲溪於霞雲坪，流量漸增，至角板山又左折西行，流經脆弱之岩層，河谷益形擴大，並納奎輝溪、三民溪、高達溪、浦子溝溪等支流，形成石門水庫廣大蓄水區域，至石門經大壩調節，而後右折東北行入淡水河，圖 2-1 為石門水庫集水區地勢、水系圖。石門水庫集水區大漢溪本流全長 94.01 km，本支流總數 64，本支流總長 52.63 km，表 2-1 為石門水庫集水區地文特性表。

2.3 氣象水文

本期水區內之平均雨量，除秀巒附近一帶之高山寒原區觀測到的雨量站較低外，各地年平均降雨量約在 2300 mm 左右，玉峰、秀巒一帶約 2200 mm，巴陵約 2000 mm 左右。降雨日數以 5~10 月降雨日較多，尤以六月份最多，而以十一月份最少。

本區內月平均溫度各地均以元月份時為最低，尚不及攝氏 15 度，在七、八月份則較高，約在 24 度~27 度，各地之全年高低溫差幾達攝氏 40 度，平均氣溫約為 20 度左右，另外月平均濕度皆在 80 % 以上，而且各地蒸發量大致與其月平均氣溫成正比，全年平均蒸發量約在 1100 mm 左右。

霞雲水文站自民國 42 年至 74 年之流量資料可得，平均年逕流量為 36 cms，換算為深度相當於 1822 mm。秀巒水文站之平均年流量為 6.9 cms，換算為深度相當於 1840 mm，其年逕流量主要隨著雨量而變化。不同面積之各子集水區之河川季流量與河川月流量之關係大致相類似。石門水庫不同集水區不同重現期之年洪峰流量列如表 2-2。年洪

峰流量通常是由颱風所帶來的暴雨所形成，其所挾帶之降雨量經常超過 300 mm，降雨強度超過 30 mm/hr。

2.4 地質與土地利用

石門水庫集水區之出露地層，可以屈尺斷層為界，分為東南側雪山山脈帶之古第三紀岩層及西北側屬西部麓山帶之新第三紀岩層。水庫集水區地質分佈如圖 2-2 所示。古第三紀岩層分佈於集水區之東南側，屬輕度變質岩層，岩性以硬頁岩、板岩及砂岩為主。新第三紀岩層分佈於集水區之西北部，包括庫區周邊地帶，岩性以砂岩、頁岩為主。第四紀地層分佈於大漢溪主支流沿岸地區及地勢較平緩之台地山麓地帶，膠結程度低，易受風化沖刷。整體而言，集水區岩性脆弱，劈理、節理及裂縫發達，且經強力擠壓而破碎，加以地勢陡峻，暴雨時易遭沖蝕。

石門水庫集水區之土地利用以國有林班地 530.24 km² 為最廣，佔全集水區面積之 69.46 %;山地保留地 167.88 km² 居次，佔 21.99 %;私有地 23.5 km² 居第三，佔 3.10 %;其他用地 41.58 km²，佔 5.45 %。其中以山地保留地為集水區人為活動最頻繁地區，因人口急速增加，土地需求殷切，更因溫帶果樹之引進，致超限利用嚴重，泥砂產量之大增，影響水庫淤積及水質最大。

2.5 水文站

石門水庫集水區現設有 16 個雨量站，自上游依序為西丘斯、鎮西堡、白石、秀巒、鞍部、玉峰、三光、嘎拉賀、巴陵、高義、霞雲、復興、長興、石門、十一份、池端等。圖 2-3 為石門水庫集水區雨量站

位置圖，表 2-3 為石門水庫集水區雨量站概況表。

石門水庫集水區現設有秀巒、玉峰、稜角、高義、霞雲等 5 個流量站，低水時利用流速儀求算流量，高水時則利用浮標法求算流量。石門水庫壩址站則利用水庫運用演算，以推算流量資料，圖 2-4 為石門水庫集水區流量站位置圖，表 2-4 為石門水庫集水區流量站概況表。霞雲站位於所有水文站的最下游，控制水庫集水區面積 80 % 以上，因此最為重要，設有自計水位計並定期進行流量、含砂量及河床斷面的量測，流量及含砂量之量測以每月 2 至 3 次為原則。高義及玉峰站收集的資料則與霞雲站相同，至於稜角及秀巒站則設有自計水位計。霞雲、高義及玉峰除收集平時的水文資料外，於颱風暴雨發生時亦進行洪峰水位流量的量測及含砂量的量測(石門水庫管理局)。

石門水庫集水區於民國 70 年完成水文自動遙報系統，包括石門、霞雲、高義、巴陵、嘎拉賀、玉峰、白石、鎮西堡、西丘斯、池端等 10 處雨量遙報站，石門、霞雲、玉峰等 3 處水位遙報站，以提高石門水庫洪水預報之精確性。

2.6 集水區泥砂產量

水庫淤積與上游集水區之泥砂產量息息相關，所有水庫水資源開發計畫均會受入庫水流所攜帶泥砂之影響。一般而言，水庫集水區常見的泥砂來源有二，一為來自坡面沖蝕而下之土壤沖蝕量，一為來自河岸崩塌量。但並非所有的泥砂來源均會到達欲觀測之區段，因此，一般泥砂產量(sediment yield)的定義係指上游泥砂來源能流達至下游控制點或測站之泥砂量。此泥砂產量不僅可作為推估水庫壽命的基礎，並可作為數值模式上游入砂量之設定依據。

近年來諸多研究致力於建立石門水庫相關之泥砂產量經驗公式，

茲分述如下：

吳建民(1991)以集水面積估算台灣地區水庫集水區總輸砂量為

$$\text{輸砂量較少之河川 } Q_s = 1410A^{1.154} \quad (2-1)$$

$$\text{輸砂量平均之河川 } Q_s = 3038A^{1.154} \quad (2-2)$$

$$\text{輸砂量較劇之河川 } Q_s = 7240A^{1.154} \quad (2-3)$$

式中， Q_s 為泥砂產量(ton/yr)； A 為集水區面積(km²)。

陳樹群等(2001)亦以集水區面積為指標，針對全省 20 座中小型水庫集水區進行產生模式推估，並以全省 33 座水庫集水區為對象以作比較，經回歸分析後可得

$$\text{中小型水庫 } SY = 0.235A^{1.193} \quad (2-4)$$

$$\text{全省水庫 } SY = 0.4241A^{0.8982} \quad (2-5)$$

式中， SY 為年平均淤積量(10⁴m³/yr)。

林俊輝(1984)由石門、德基、曾文與霧社水庫所建立之產砂公式為

$$q_s = 0.013416P^{3.26}C^{-1.43}S^{3.23} \quad (2-6)$$

式中， q_s 為年泥砂產量(ton/km²-yr)； P 為年平均雨量(以 1000 mm 為單位)； C 為森林覆蓋率(%)； S 為平均坡度。

林長立(1985)利用石門水庫之實測資料推估集水區泥砂產量公式為

$$\log q_s = -7.57 + 1.54 \log P + 5.54 \log S - 29 \log C \quad (2-7)$$

蔡長泰(1992)將 1963 年前之石門水庫各子集水區年泥砂產量與洪峰流量進行分析探討，求得

$$SE = 0.0069Q^{0.661} \quad (2-8)$$

式中， SE 為年淤砂量(mm)； Q 為年洪峰流量(cms)。

中華水土保持學會(1989)推估石門水庫之集水區年平均產砂模式為

$$q_s = 10^{-7.75} P^{1.54} S^{5.54} C^{-29} \quad (2-9)$$

式中， q_s 為年泥砂產量(ton/km²-yr)； P 為年平均雨量(以 1000 mm 為單位)； C 為森林覆蓋率(%)。

中華水土保持學會(1989)將石門水庫集水區劃分為 6 個子集水區，並考慮會影響集水區產量的因子(如地貌係數、覆蓋率等)，集水區之產砂推估模式可表示為

$$Q_s = 10^{3.019} A^{1.239} \quad (2-10)$$

$$Q_s = 10^{-5.74} Q^{1.359} \quad (2-11)$$

$$Q_s = 10^{-1.21} (AQ)^{0.653} \quad (2-12)$$

$$Q_s = 10^{-20.657} A^{-2.322} Q^{3.932} \quad (2-13)$$

$$q_s = 10^{17.87} L^{-2.267} \quad (2-14)$$

$$q_s = 10^{14.728} C^{-23.84} L^{-1.858} \quad (2-15)$$

$$q_s = 10^{13.212} P^{0.513} C^{-21.164} L^{-1.945} \quad (2-16)$$

$$q_s = 10^{6.807} P^{0.00381} S^{6.939} C^{-23.855} L^{-2.544} \quad (2-17)$$

式中， Q_s 為泥砂產量(ton/yr)； A 為子集水區流域面積(km²)； Q 為年平均逕流量(m³/yr)； P 為年平均雨量(mm)； q_s 為年泥砂產量(ton/km²-yr)； L 為地貌係數(m²)； C 為森林覆蓋率(%)； S 為平均坡度。

林金炳與何智武(1996)假設大漢溪於某一時段為一平衡河道，且全集水區為均勻沖蝕狀態，利用輸砂理論分析其河流長度與泥砂運移之關係為

$$1.3777 - \frac{(d_{ES})_X}{(d_{ES})_{SY}} = 0.3777e^{-0.01911X} \quad (2-18)$$

式中， $(d_{ES})_{SY}$ 為霞雲站之懸浮質輸砂率； $(d_{ES})_X$ 為其下游距 X km 處水位站之懸浮質輸砂率。

陳樹群(1996)分析石門水庫歷年懸浮質資料以建立懸浮質率定曲線，其歷年的率定曲線為

$$C_s = 10^{-4.685} Q^{0.7551} \quad (2-19)$$

式中， C_s 為懸浮質之重量百分濃度； Q 為流量(cms)。

2.7 庫區泥砂特性

就台灣水庫泥砂資料建立而言，以往對於淤積量較為重視，但對淤砂之粒徑分佈則較為忽略，一般文獻中僅能蒐集少數水庫之資料，且資料亦不完整。就石門水庫而言，粗顆粒沉澱會沿程落淤於庫區中上游段，粒徑介於 0.05~3 mm，一般歸類於非凝聚性沉澱；壩址前的淤砂多為細顆粒沉澱，粒徑介於 0.003~0.05 mm，一般歸類於凝聚性沉澱 (cohesive sediment) 的範疇內。

由上述水庫泥砂的淤積行為與淤砂沉澱特性可知，石門水庫泥砂的重要特性為

1. 非均勻質：包含中上游段的粗顆粒沉澱與下游段的細顆粒沉澱。
2. 凝聚性沉澱：主要為壩址前的淤砂部分。
3. 非平衡輸砂：細顆粒沉澱於庫區內的沉積行為會有時間與空間上的延滯效應，即所謂的非平衡輸砂行為。

2.8 水庫淤積狀況

石門水庫初始規畫設定時，原估算平均年泥砂淤積量為 800,000 m³，但運轉後之淤積測量結果顯示實際淤積率遠超過此設計值。石門水庫幾乎每年均實施一次淤積測量，表 2-5 為石門水庫歷年淤積記錄。依表 2-5 所列之累積淤積量，至民國 66 年 11 月之年平均淤積量為 2,893,000 m³，為規畫設計值之 3.6 倍；至民國 88 年 11 月止，累積淤積量已達 58,810,000 m³，致水庫總容量損失約 19%，年平均淤積量為 1,610,000 m³，相當於原規畫設計的 2 倍。另外，表 2-5 中部份年度之淤積量呈現負值，這可能是測量誤差與未記入清淤量所致。歷次測量所得之淤積量以民國 52 年 5 月至 53 年 3 月之 19,470,000 m³ 居首，此乃由於民國 52 年 9 月 9 日至 14 日葛樂禮颱風過境帶來豪雨(64 小時最大降雨量達 1,375 mm)，集水區崩塌嚴重，土壤大量流失之故。民國 84 年 11 月至 85 年 11 月間 8,670,000 m³ 之高淤積量乃因 85 年 7 月 30 日至 8 月 2 日賀伯颱風過境之故，集水區 24 小時最大降雨量達 588.9 mm。

泥砂淤積使石門水庫容積受損，大壩附近之淤積面亦迅速上升，至民國 59 年時，已由原始河床之 135 m 標高升至 168.2 m，距離發電進水口底檻(標高 170.23 m)僅 2 m，但已超過河道放水口底檻(標高 163.76 m)，威脅到發電廠之正常運轉。石門水庫乃於發電進水口前構築擋泥牆，牆頂標高為 174.66 m。至民國 73 年 11 月時淤積面已升至標高 174.5 m，超過河道放水口 0.3 m，距發電進水口擋泥牆僅 0.16 m。

2.9 水庫清淤現況

鑑於石門水庫淤積嚴重，為維護水庫容積，水庫自民國 62 年起開始於中游段庫區以挖泥船清淤。其後又於民國 74 年起在下游段庫區實施水力抽泥船清淤以控制發電進水口附近之淤積面。

2.9.1 水力挖泥船清淤

石門水庫於民國 62 年開始在中游段庫區授權民間廠商無償以水力挖泥船實施清淤，清淤物作為建築骨材出售。但當時已泥砂顆粒細，較不適用於作為建築骨材，因此建商意願低，清淤量小，清淤效果不彰。民國 66 年以後，建築用砂來源缺少，且需求量增大，清淤量才漸增加。近年來挖泥船作業範圍由大漢坪至復興橋下游，共有 7 家廠商參與，依合約每年至少共需清除 395,000 m³ 之淤砂。如表 2-6 所示，民國 66 年至 91 年間共以此方式清淤 6,451,513 m³。

2.9.2 水力抽泥船清淤

鑒於淤積面日漸升至發電進水口擋泥牆頂，石門水庫於民國 67 年起開始規劃壩前庫區之清淤。壩前庫區之淤砂以細顆粒淤泥為主，粒徑介於 0.003 至 0.05 mm，因此於民國 74 年在下游段庫區開始以水力抽泥船清除壩前 1.5 km 範圍庫區之淤泥。石門水庫之水力抽泥設施包括工作船、沉水式抽泥泵、高壓噴水泵、主輸泥泵、輸泥管線及沉澱池。圖 2-5 為工作船及附屬設施之示意圖。

進行抽泥作業時，先以高壓噴水泵攪鬆庫底淤泥，再以沉水式抽泥泵抽取泥水，經主輸泥泵及輸泥管線，送至沉澱池。石門水庫之沉澱池設於後池堰下游右岸之河川地，共有 13 座，總容量約 4,200,000 m³，個別長度介於 200 至 300 m，寬度介於 100 至 200 m，深度為 5 至 10 m，其佈置如圖 2-6 所示。輸泥管線之泥水由 12 英吋閘門導入沉澱池上游側之進水渠，再經溢流堰均勻流入沉澱池。尾水則經沉澱池下游側之溢流堰洩入出水渠，再經排水系統注入大漢溪。

石門水庫水力抽泥船清淤於民國 74 年 3 月由得標廠商正式作業，預定每年抽泥 300,000 至 450,000 m³，淤泥抽至沉澱池沉澱 20 天後再

計量付費。合約同時規定抽泥船所抽出泥水之含砂濃度不得低於 20%，以減少清淤水量之損失。至民國 84 年 4 月，水力抽泥船共清淤 3,722,000 m³，發電進水口前之淤積面標高由原來之 174.55 m 降至 162.35 m，已低於擋泥牆之牆頂 12 m，壩前 1.5 km 抽泥範圍內之淤積面亦平均下降 7.2 m。如表 2-6 所示，民國 74 年至 91 年間共以此方式清淤 4,198,990 m³。

石門水庫水力抽泥之成本包括抽泥與沉澱池兩部分，根據民國 81 年之資料，該年共清淤 300,000 m³，抽泥船作業成本為 60,265,000 元，沉澱池作業成本為 20,964,000 元。依此，抽泥與沉澱池之單位成本分別為每立方公尺 201 元及 70 元，合計 271 元。

表 2-1 石門水庫集水區地文特性表

項目	符號	數量	單位	備註
集水區面積	A	763.4	km ²	
集水區周長	P	156.96	km	
河川總數	N	64		
本流長度	Lo	94.01	km	
本支流總長	L	352.63	km	
集水區平均寬	W	8.12	km	$W=A/L_0$
河流長與集水區平均寬之比	R	11.577		$R=L_0/W=L_0^2/A$
集水區形狀係數	F	0.086		$F=A/L_0^2$
集水區密集度	C	0.623		$C=2\sqrt{\pi A}/P$
河川密度	Ds	0.084		$D_s=N/A$
排水密度	Dd	0.462		$D_d=L/A$
集水區平均高度	E	1,417.12	m	
山嶺線平均高度	H	1,752.00	m	

表 2-2 石門水庫集水區不同重現期之比洪峰流量

單位：m³/s/km²

重現期距	2 年	5 年	10 年	25 年	50 年	100 年	200 年
洪峰流量	2.62	4.91	5.24	5.98	7.61	11.4	11.8

表 2-3 石門水庫集水區雨量站概況表

站名	東 經	北 緯	標高 (m)	設站日期 (年/月)	備註
西丘斯山	121° 21'	24° 31'	2,000	71/1	遙報站
鎮西堡	121° 18'	24° 34'	1,630	43/7	遙報站
白石	121° 13'	24° 33'	1,620	43/7	遙報站
秀巒	121° 17'	24° 37'	840	43/5	
鞍部	121° 16'	24° 40'	1,450	43/5	
玉峰	121° 18'	24° 40'	780	43/5	遙報站
三光	121° 22'	24° 40'	630	43/5	
嘎拉賀	121° 24'	24° 38'	1,260	45/7	遙報站
巴陵	121° 23'	24° 41'	1,220	43/6	遙報站
高義	121° 21'	24° 43'	620	43/5	遙報站
霞雲	121° 21'	24° 48'	350	54/4	遙報站
復興	121° 21'	24° 49'	470	43/5	
長興	121° 18'	24° 48'	350	52/6	
石門	121° 14'	24° 49'	255	15/1	遙報站
十一份	121° 14'	24° 50'	235	46/11	
池瑞	121° 28'	24° 39'	1,070	53/6	遙報站

表 2-4 石門水庫集水區流量站概況表

站名	東經	北緯	標高 (m)	流域面積 (km ²)	設站日期 (年/月)	備註
秀巒	121° 17'	24° 37'	827	115.93	45/8	
玉峰	121° 18'	24° 40'	701	335.29	45/8	遙報 站
稜角	121° 22'	24° 41'	525	107.76	45/7	
高義	121° 21'	24° 43'	438	542.03	46/1	
霞雲	121° 21'	24° 48'	249	622.8	51/1	遙報 站
石門	121° 14'	24° 49'	137	763.4	35/3	遙報 站

表 2-5 石門水庫歷年淤積記錄

起迄年月	合計 (單位：1000 m ³)		
	水庫容量	淤積量	累計淤積量
52.05~53.03	289650	19470	19470
53.03~54.04	288880	770	20240
54.04~55.05	286890	1990	22230
55.05~56.05	284700	2190	24420
56.05~57.06	283520	1180	25600
57.06~58.05	282190	1330	26930
58.05~59.06	277160	5030	31960
59.06~60.06	275750	1410	33370
60.06~61.12	270520	5230	38600
61.12~63.08	270285	235	38835
63.08~64.11	269985	300	39135
64.11~65.11	267957	2028	41163
65.11~66.11	267170	787	41950
66.11~67.11	266664	506	42456
67.11~68.11	266480	184	42640
68.11~69.11	265653	827	43467
69.11~70.11	265530	123	43590
70.11~71.11	264638	892	44482
71.11~72.11	264540	98	44580
72.11~73.11	264471	69	44649
73.11~74.11	260776	3695	48344
74.11~75.11	260651	125	48469
75.11~76.11	260428	223	48692
76.11~77.11	260840	-412	48280
77.11~78.11	260667	173	48453
78.11~79.11	259974	693	49146
79.11~80.11	261376	-1402	47744
80.11~81.11	261378	-2	47742
81.11~82.11	262359	-981	46761
82.11~83.11	261826	533	47294
83.11~84.11	261927	-101	47193
84.11~85.11	253257	8670	55863
85.11~86.11	251780	1477	57340
86.11~87.11	250768	1012	58352
87.11~88.11	250310	458	58810
88.11~89.11	250036	274	59084

表 2-6 石門水庫淤積物清除數量統計表

時間(年)	清淤量(m ³)		備註	
	水庫下游段浚漂作業	水庫中游段浚漂作業		
66		151,795	統計資料截至 91.12.31	
67		123,203		
68		194,929		
69		165,063		
70		224,376		
71		197,732		
72		70,649		
73		219,901		
74	321,863	556,844		
75	534,530	426,475		
76	410,860	300,315		
77	323,301	385,452		
78	315,420	264,730		
79	302,000	281,700		
80	300,322	835,000		
81	300,144	385,000		
82	328,531	915,845		
83	351,845	308,404		
84	233,128			
85				
86		43,970		
87		52,550		
88		210,000		※表列 91 年中游 清除數量，包括水 庫中游緊急疏浚 量 36,213m ³ 及上 游緊急疏浚量
89	42,759	52,500		
90	257,434			
91	176,853	85,080		
小計	4,198,990	6,451,513		
總計	10,650,503		33,579m ³	

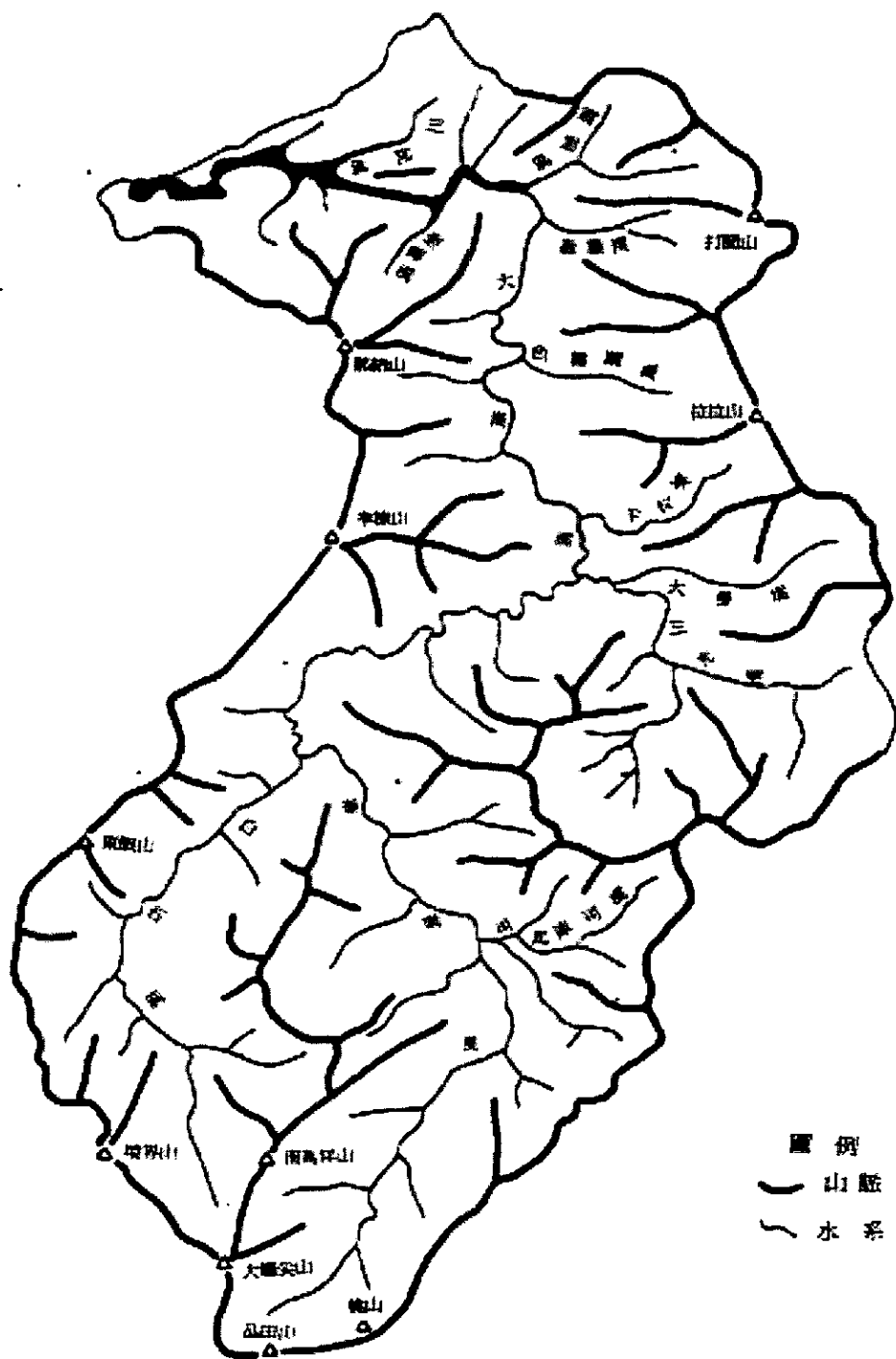


圖2-1 石門水庫集水區地勢、水系圖

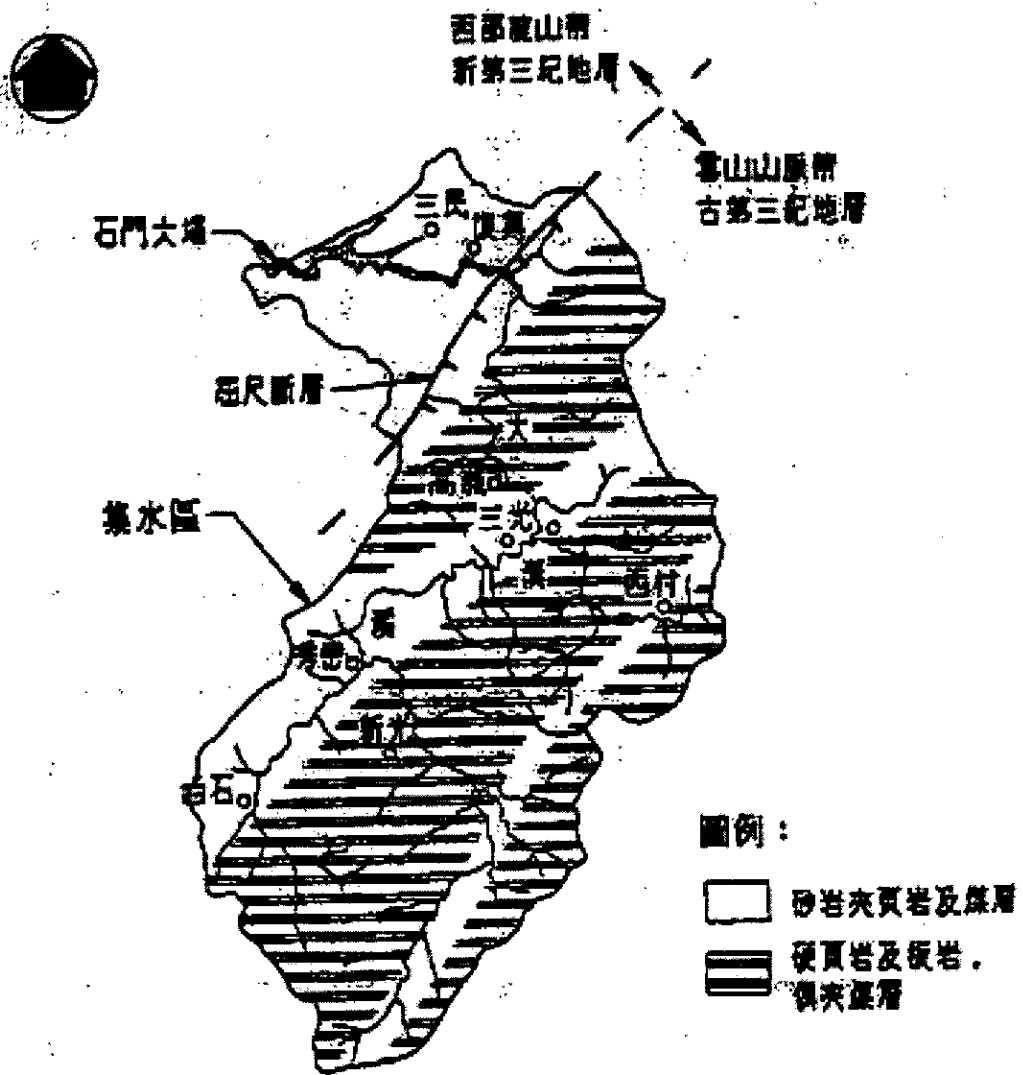


圖 2-2 石門水庫集水區地質分佈圖

資料來源：「石門水庫泥沙控制」，中興工程第五十八期

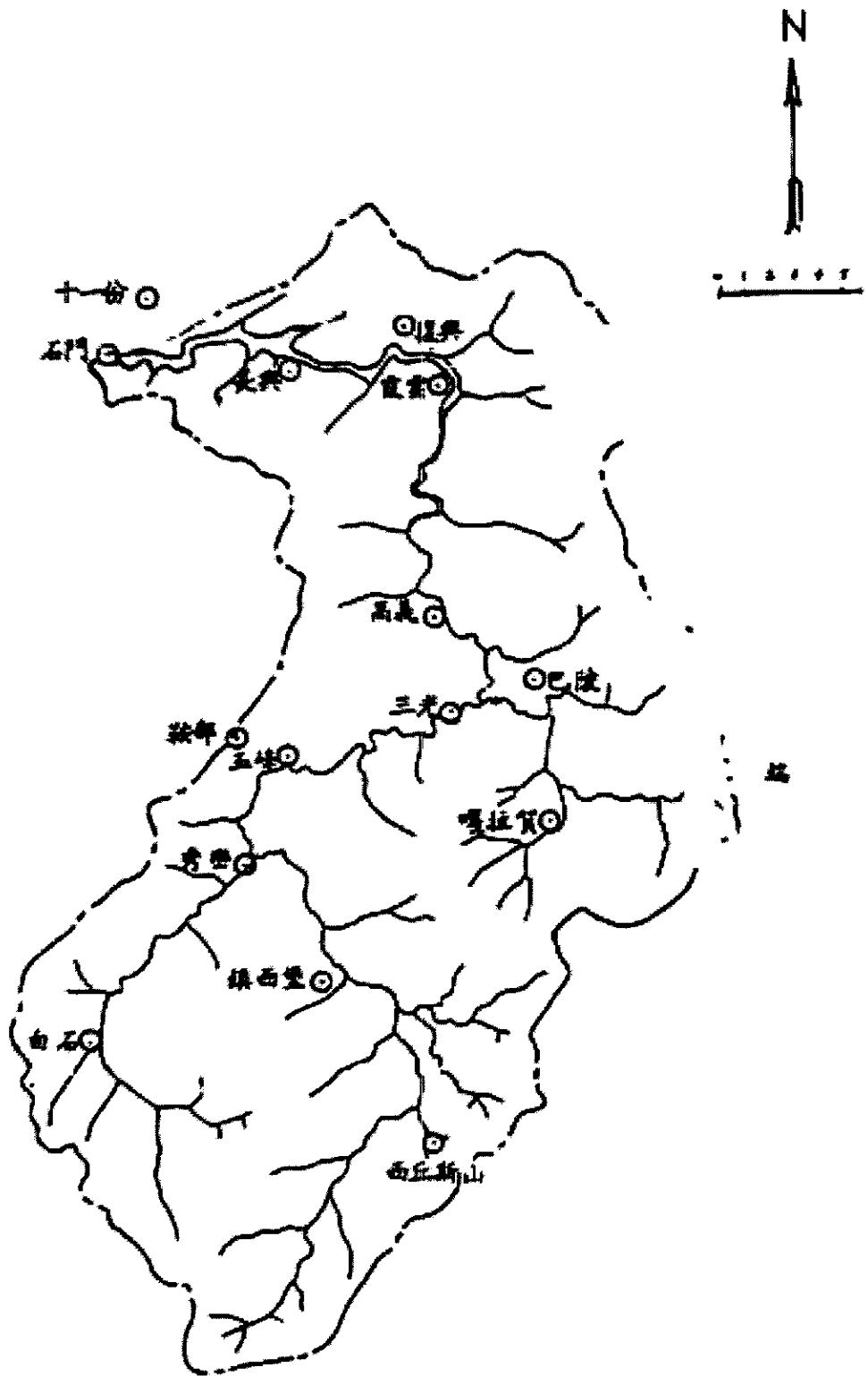


圖 2-3 石門水庫集水區雨量站位置圖

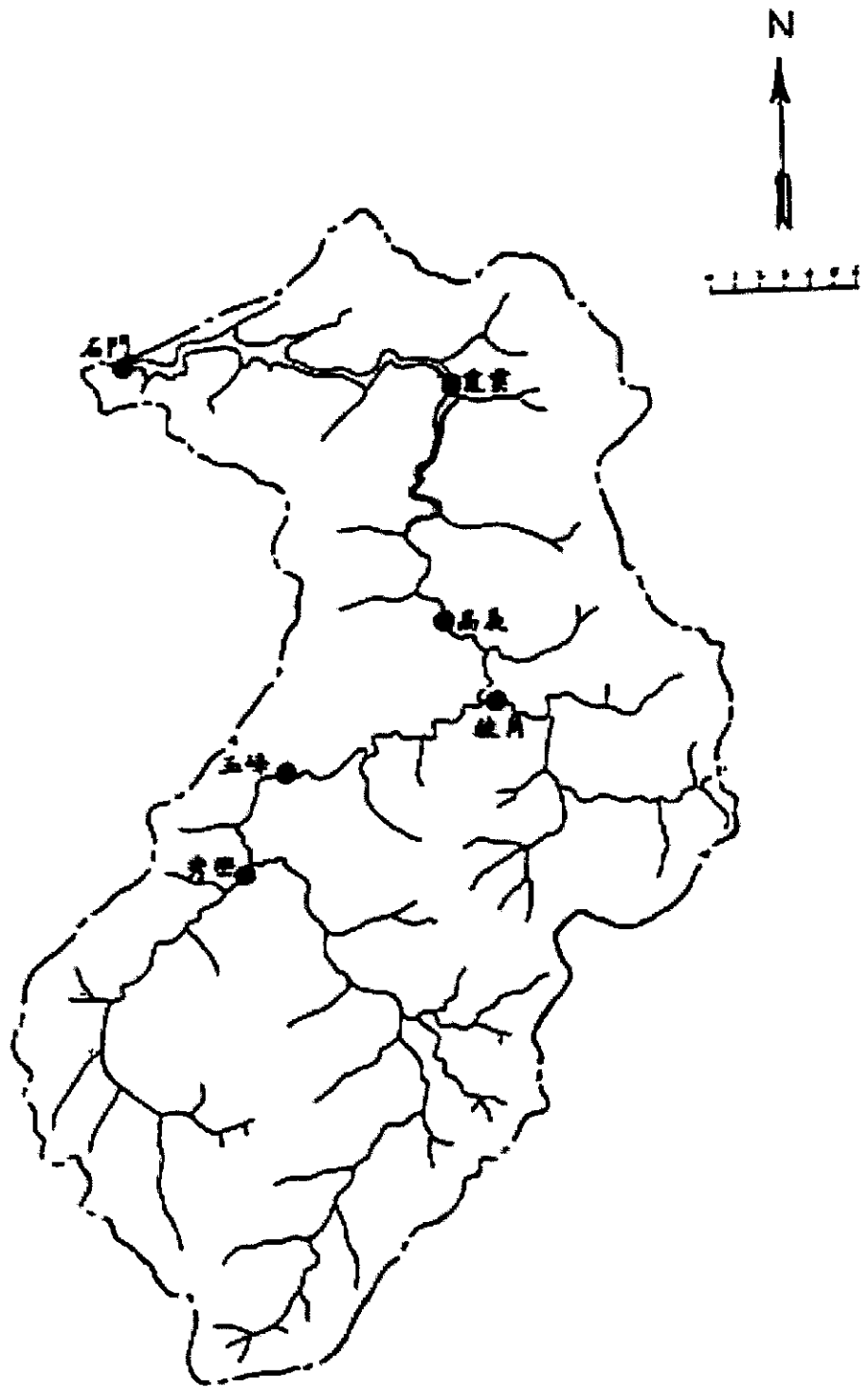


圖 2-4 石門水庫集水區流量站位置圖

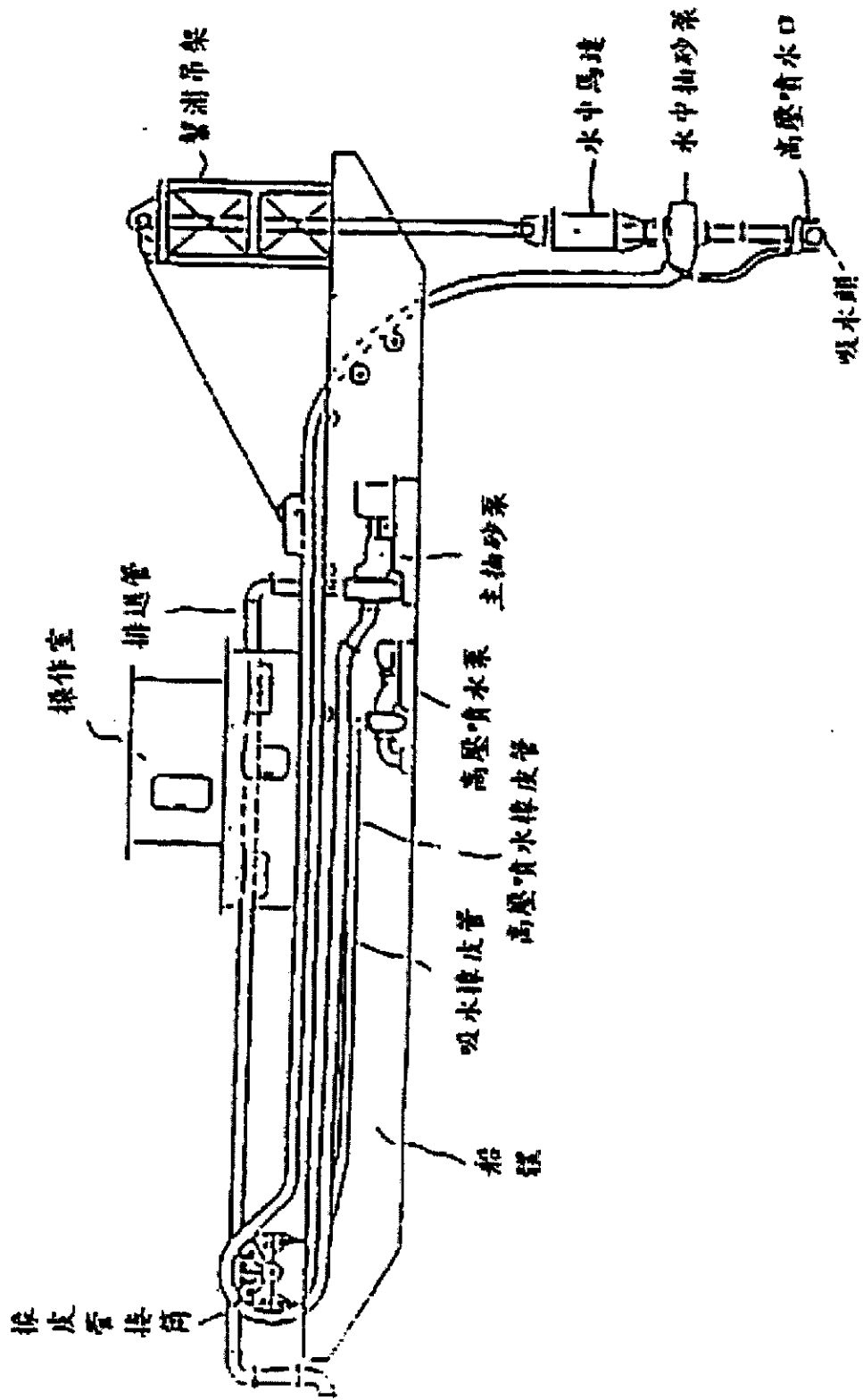


圖 2-5 石門水庫水力抽泥船佈置

資料來源：「建立水庫高效率排砂」，經濟部水資源局(2000)

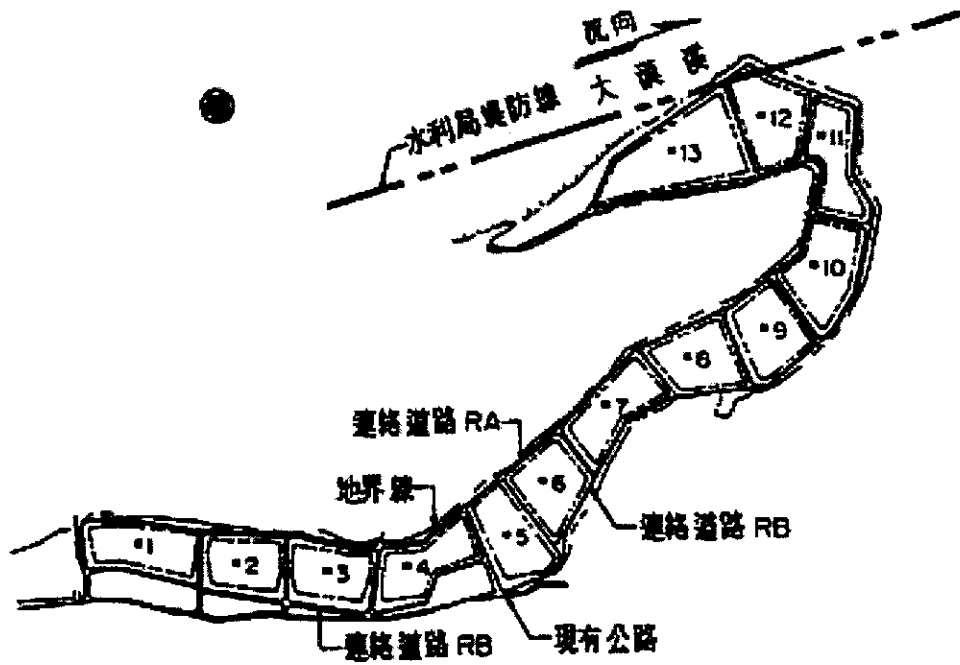


圖 2-6 石門水庫沉澱池平面佈置圖

資料來源：「建立水庫高效率排砂」，經濟部水資源局(2000)

第三章 石門水庫既有資料之完整性探討

3.1 水庫沉滓運移模擬分析之資料需求

欲進行水庫沉滓運移數值模擬時，其所需具備的完整資料可分為兩部份，一為數值模擬所需之資料，一為模擬參數檢定驗證所需的資料。茲分述如下：

1. 數值模擬所需之資料：

- (1)幾何資料：以提供與模式設定模擬幾何邊界，並據此劃分模擬計算格網。
- (2)水庫入流資料：以提供與模式作為設定上游入流或側入流邊界條件之基礎。
- (3)壩址處水庫水位資料：以提供與模式作為設定模式下游邊界條件之基礎。
- (4)水庫入砂資料：以提供與模式設定上游入砂或側入流入砂之邊界條件，應包含入砂濃度資料與粒徑組成資料。
- (5)初始床形資料：以提供與模式設定初始底床高程資料。
- (6)底床糙度係數：以提供與模式設定底床摩擦因子。
- (7)河床質資料：以提供與模式設定底床河床質資料。

2. 模擬參數檢定驗證所需之資料：為提供與模式進行模擬參數之檢定驗證工作，模擬庫區內應具備有下列量測資料：

- (1)流速資料。
- (2)水位資料。
- (3)含砂濃度資料。
- (4)床形資料。
- (5)河床質資料。

3.2 水庫管理單位應量測之資料

根據 3.1 節所述，則為配合數值模擬所需，茲將水庫管理單位應量測資料之項目、位置及量測原則整理分析如下：

1. 量測項目：

- (1) 水流速度。
- (2) 水深。
- (3) 含砂濃度。
- (4) 河床質資料。
- (5) 斷面測量。

2. 量測位置：

(1) 流速、水深及含砂濃度：

可分為上游邊界與庫區內兩部份，上游邊界點可提供與模式設定上游邊界條件，庫區內則可提供與模式作為模擬結果之檢定驗證之用。

(2) 河床質與斷面資料：

庫區內所有樁號斷面皆需量測。

3. 量測原則

(1) 流速、水深及含砂濃度：

完整的做法應於量測位置設法建立長期之觀測資料，否則，應至少達到下述原則：

- i. 每年豐水期間至少量測二次，且二次量測皆需在水庫先前為蓄水狀態下施行。
- ii. 在每個量測斷面處，水平方向至少三點，垂直方向至少一點。

iii. 每次量測至少 8-12 小時，每半小時取樣一次。

iv. 各量測點需同時量測。

(2) 河床質及斷面測量：

每年至少施行一次量測。

就數值模擬所需與參數檢定驗證模所需之資料而言，資料愈多，參數的可靠度當然愈高，模擬結果愈可信。但就經濟與效益考量的觀點而言，有時將很難對上述之項目均進行量測工作，因此，有必要針對這些量測工作定出優先次序。

就數值模擬所需資料而言，水庫入流資料可藉由壩址水位與水庫出流量進行水庫演算而推估；在臺灣大部分的水庫均無設置排砂設施的情況下，水庫入砂量可藉由某一段時間的床形變化資料加以推估；底床糙度係數則可利用河床質資料推估。另外，床形資料及河床質資料亦可作為模擬參數檢定驗證的資料。因此，若以經濟與效益考量的觀點，壩址處水庫水位資料、床形資料及河床質資料應為優先辦理的三個量測工作。

3.3 石門水庫現有量測資料檢討分析

石門水庫現有量測資料包括

1. 霞雲流量站：於民國 51 年 1 月即以設站，具有長期以來該位置每天的平均日流量資料，在霞雲流量站位置可以視為模擬之上游入流邊界的情況下，此流量資料可用來設定模擬之上游入流邊界條件。
2. 霞雲含砂量測站：與霞雲流量站位置相同，從民國 52 年起，長期量測該位置的含砂量及輸砂量資料，此含砂量相關資料可用來設定模擬之上游入砂邊界條件。
3. 水庫運轉日報：水庫開始運轉以來，水庫管理單位每天填寫水庫運

轉日報表，詳細紀載水庫水位之變化歷程，紀錄時間間距為 1 小時。

4. 斷面測量資料：水庫開始運轉以來，每年均有進行斷面淤積測量。

庫區內流速、水深及含砂濃度，底床河床質等資料，目前石門水庫並沒有相關的量測資料。就庫區量測位置而言，建議可於庫區上游處(斷面 27~29 處)、中游阿姆坪附近及下游壩址附近，各選一個位置施行，上述各點之相關位置則如圖 3-1 所示。

3.4 石門水庫模擬應用之可行性分析

本章節就數值模式資料輸入與模式率定、驗證的觀點，評估分析石門水庫作為應用案例之可行性。

3.4.1 模式輸入所需資料部分

針對模式模擬時的輸入資料需求分析如下

1. 幾何資料：模式所需的幾何資料主要為模擬區域的平面座標位置，由與石門水庫相關的圖籍資料，即可滿足模式所需。
2. 初始床形資料：石門水庫每年均有進行淤積測量，此測量資料即可作為模式初始底床高程之設定。
3. 水庫入流量：霞雲流量站之長期觀測資料，可用以設定水庫入流量資料。另外，石門水庫集水區現設有 16 個雨量站，5 個流量站。除了西丘斯、霞雲及池瑞雨量站分別於民國 71、54 及 53 年設站外，其餘所有的雨量站均在民國 52 年 6 月前即以設站，且所有的流量站均於民國 51 年 1 月前即以設站。因此，石門水庫自民國 52 年 5 月開始運轉後，上游集水區的水文流量相關資料相當充足，此資料可作為模式水庫上游入流量設定之參考。

4. 水庫入砂量：水庫入砂量的來源為集水區土壤沖蝕與河岸崩塌量，如 2.6 節所述，在推估石門水庫上游泥砂來源能流達至下游某控制點的所謂泥砂產量，近年已有諸多研究成果可供應用。另外，於霞雲流量站處，有施行含砂濃度的量測工作，此資料亦可作為水庫入砂量設定之參考。
5. 壩址水位：石門水庫庫區的水位資料，可作為模式下游水位邊界條件設定之依據。

綜觀上述之分析，目前所蒐集的水庫相關資料，除了底床河床質資料外，其他資料應可滿足數值模式所需的輸入資料。至於底床河床質的相關資料，則採用經驗方式推估，相關內容請參閱第六章所述。

3.4.2 率定與驗證所需資料部份

水理部分可能沒有太多資料可供模式率定與驗證。在模擬重點為水庫淤砂的行為下，本計畫將把模式率定與驗證的重點擺在輸砂的部份。

為合宜的利用數值模式探討石門水庫淤砂的相關課題，首先需先利用歷史資料對數值模式進行率定與驗證的工作，以推求適用於石門水庫的相關模擬參數。在輸砂模擬部份，用以率定的依據為床形變化資料。石門水庫每年均有施行淤積測量，即每年均有床形變化的資料，但水庫自民國 62 年起開始於中游段庫區以挖泥船清淤，其後又於民國 74 年起在下游段庫區實施水力抽泥船清淤以控制發電進水口附近之淤積面，因此，有必要針對此清淤量對模式率定驗證的影響進行評估分析。

1. 就石門水庫的清淤記錄而言，雖然最早於民國 62 年即開始在中游段庫區實施清淤，但此時實際需求量不大，所以直至民國 66 年才

算真正開始有較大量的清淤工作。因此，民國 66 年前底床淤積資料應可視為不受水庫清淤之影響。

2. 石門水庫於民國 74 年起在下游段壩址前庫區實施水力抽泥船清淤，以控制發電進水口附近之淤積面。水庫壩址處可視為入庫泥砂運移的終點，且次處的淤泥屬於細顆粒沉澱的範疇，淤積行為屬於靜水沉積，因此在此處施行浚渫對底床高程的改變應該只會造成局部的影響，對於模式率定驗證影響應也僅止於近壩址處的若干區域。
3. 根據表 2-6 水庫歷年淤砂資料，其中 73.11~74.11 及 84.11~85.11 兩次測量的淤砂量特別大，分別為 3,695,000 m³ 及 8,670,000 m³。根據表 2-7 之清淤量記錄，74 年的清淤量為 556,844 m³，清淤量約為當年水庫淤積量的 13%。若以表 2-7 中歷年最大清淤量 915,845 m³ 為基礎，則 85 年的清淤量約為當年水庫淤積量的 9.6%。在清淤量影響權重不大的情況下，此兩年度的淤砂記錄應可作為率定驗證的案例。

綜觀上述之分析，目前共有 14 個時段的淤砂資料可作為模式率定與驗證的案例，分別為 12 個不受清淤影響的時段(52.05~65.11)，與 2 個受清淤影響的時段(73.11~74.11 及 84.11~85.11)。就模擬參數之率定與驗證的觀點而言，14 個案例應是足夠得到合理的結果。

整體而言，目前石門水庫的相關資料應可滿足數值模式的輸入與率定、驗證的需求，其做為數值模式的應用案例應是可行的。

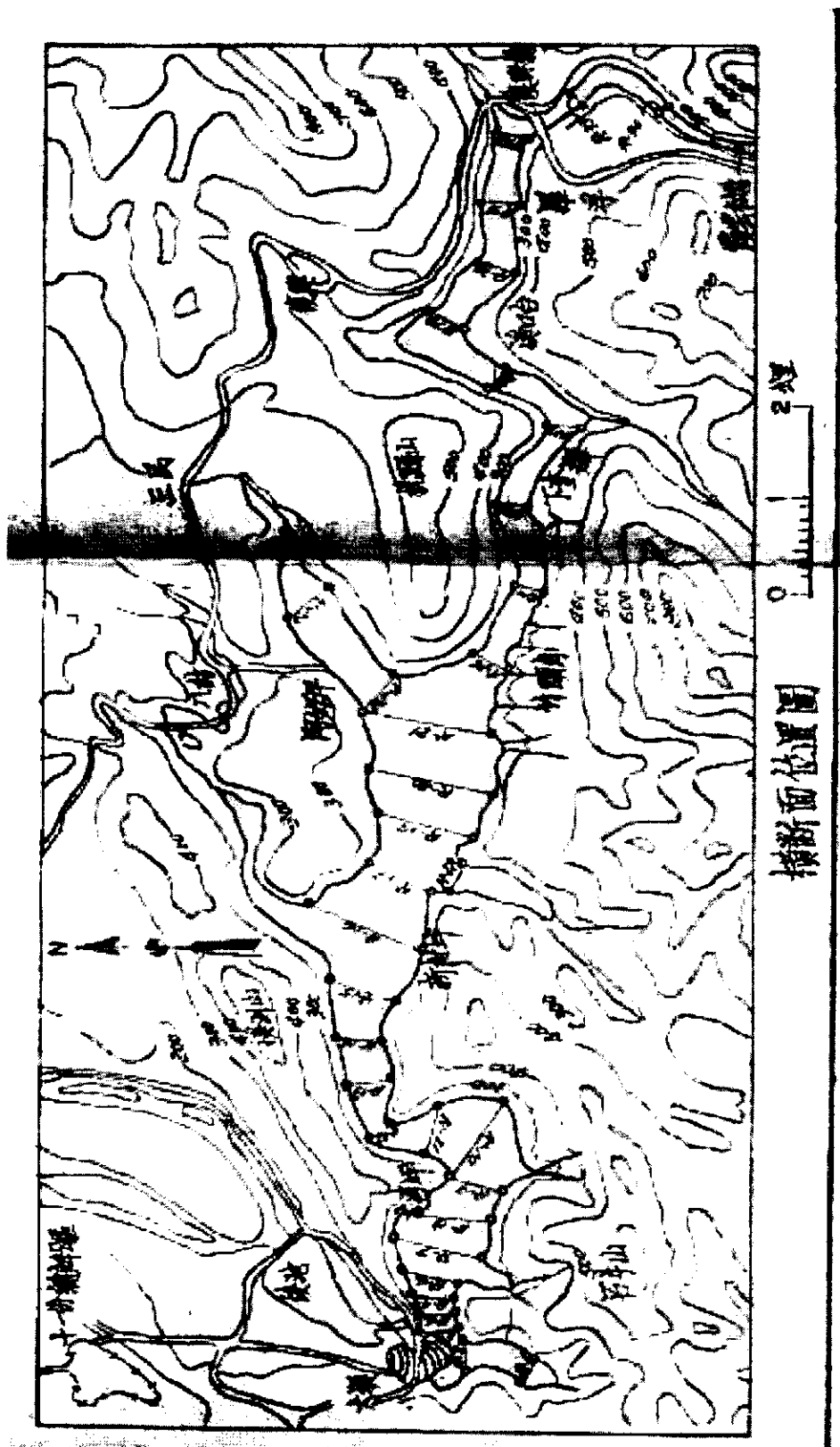


圖 3-1 石門水庫橫斷面位置圖(摘自石門水庫淤積測量成果)

第四章 模式功能評估比較

本計畫在石門水庫應用例部分，擬定計畫執行方向為庫區浚渫方案之評估。為達此標的，模式的研選方向為模式需能模擬水流與輸砂機制在平面的變化情況。三維模式在資料檢定與驗證上仍有不足，且計算量仍嫌龐大，在實用上仍有其困難存在。因此，為模擬石門水庫浚渫的相關課題，模式研選方向應為擬似二維模式與水平二維模式。

GSTARS 3.0 模式為擬似二維輸砂模式，已成功應用於美國地區許多實際河川問題之模擬，因此，本計畫在擬似二維模式部份，選用 GSTARS 3.0 模式，作為模式比較分析的基礎。本計畫的主要工作項目之一為發展水平二維模式，此模式(RESED2D 模式)即可作為模式比較分析中二維模式的基礎。另外，編撰 NETSARS 模式英文使用手冊亦列為本計畫之工作項目，因此，在模式評估時，亦將 NETSTARS 模式納入考量。

4.1 RESED2D 模式

一、模式發展沿革

本模式為國立交通大學土木系楊錦釗教授累積多年的研究成果，期間承蒙多個單位的經費補助，使本模式之發展能漸趨完整。迄今，該模式曾分別應用於淡水河、景美溪截彎取直工程及阿公店水庫更新改善工程之排砂模擬工作。目前模式發展的重點在於水庫淤砂模擬，以探討石門水庫相關的淤砂課題。

二、模式功能

茲將本模式重要功能與特性敘述如下：

1. 模式採用正交曲線座標系統(貼壁座標系統)之控制方程式，對於天然渠道堤線不規則變化之幾何形狀可沿著河道邊界建立計算格點，一方

面除了可簡化邊界條件之處理以縮短模擬時間外，另一方面也可提高模擬之精確度。

2. 為平面二維模式，模擬結果能具體反映模擬變數在平面上之變化情形。
3. 模式包含二個部分，第一部份為二維水理子模式，第二部分為輸砂子模式。水理子模式具有變量流、回流流場、彎道等之模擬能力；而輸砂子模式包含懸浮載、河床載之運移及兩者間交換之機制、非均勻河床質之篩分(sorting)及甲護(armoring)等，可適切模擬河道底床高程之沖淤變化與水體含砂濃度變化。
4. 模式之數值方法採用雙階分割操作趨近法(two-step split-operator approach)，將動量方程分割成延散項和傳播項二個步驟方程式求解，第一步驟(延散步驟)為求解不含壓力梯度之動量方程式之暫時流速值(provisional velocity)，第二步驟(傳播步驟)聯立只含壓力梯度及底床剪應力之動量方程式與連續方程式，求解修正後之流速值與最終壓力值。

三、模式限制

1. 模式僅能模擬亞臨界流，流場若存在局部的超臨界流流況，模式在模擬上將會受到限制。
2. 無法模擬岸壁沖刷的問題。
3. 模式僅適用於模擬單一河道案例。

四、綜合評估

水庫沉滓運移模式相關理論基礎則整理如附錄三所示。依理論、數值及應用範圍三部份探討，其綜合評估如表 4-1 所示。

4.2 GSTARS 3.0 模式

一、模式發展沿革

GSTARS 模式 (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation)發展迄今十餘年，已成功應用於美國地區許多實際河川問題之模擬。該模式不但具備一般一維沖淤河川模擬之功能，利用流管(stream tube)演算之觀念，該模式並具備擬似二維水流及擬似三維河床變形之功能。GSTARS模式最早版本是由美國聯邦政府內政部墾務局之資深之工程師Molinas及Yang (1986)所發展，惟此版本僅適用於大型電腦(mainframe computer)。Yang (1998)等人進一步將GSTARS模式加以改進，升級為GSTARS 2.0版本，並將程式擴展至能應用於個人電腦之操作。近來又擴充部分功能且將程式操作視窗化，升級為GSTARS 2.1版本，目前正進行GSTARS 3.0版本的研發工作。

二、模式功能

茲將GSTARS 2.0、GSTARS 2.1及GSTARS 3.0版本的發展重點與新增功能整理如表4-2所示，並分述如下。

GSTARS 2.0 模式：

1. 將程式更改成適用於個人電腦之操作。
2. 凝聚性沉滓(cohesive sediment)輸運功能。
3. 模式中使用的輸砂公式由 4 個增加至 11 個，包含 10 個非凝聚性沉滓(noncohesive sediment)輸砂公式及 1 組凝聚性沉滓輸砂公式。
4. 以安息角(the angle of repose)為考量之邊坡穩定功能
5. 利用 Han (1980)的遞減函數(the decay function of Han)觀念，模擬非平衡輸砂(non-equilibrium sediment transport)歷程。
6. 增加多項模式輸出功能，包括河川斷面及水位線之繪圖功能。
7. 輸入資料可以選用英制或公制單位。

GSTARS 2.1 模式：

1. 增加支流入流(tributary inflows)時，水理及輸砂之演算功能。
2. 增加一個非凝聚性沉澱輸砂公式。
3. 改進程式的演算方法，以增加模式的穩定性與正確性
4. 使用者圖形介面(graphical user interface)的建立(目前尚未完成)。

GSTARS 3.0 模式：

1. 增加水庫演算功能。
2. 增加 3 個非凝聚性沉澱輸砂公式，其中 2 個可適用於水庫演算。
3. 增加河床質分層之設定，各層可分別設定其沉澱粒徑之組成。
4. 增加高含砂濃度凝聚性沉澱之演算功能。
5. 增加流管間輸砂沉澱交換之機制。
6. 增加不沖不淤斷面(transmissive cross sections)的功能，以設定控制斷面底床不會發生變化。
7. 異重流(density currents)之模擬(目前尚未完成)。

綜觀 GSTARS 模式之發展歷程，將目前 GSTARS 3.0 模式的功能整理如下：

1. 增加水庫演算功能。
2. 為一水理及動床演算模式。
3. 利用多個流管的設定，模擬結果能呈現擬似二維水流及擬似三維河床變形之功能。
4. 水理演算具有模擬超臨界流(supercritical flow)及亞臨界流(subcritical flow)俱存之混合流況的問題。
5. 動床演算具有如下之功能。
 - (1) 具模擬水力篩選及甲護之功能。

- (2) 具模擬非均勻沉澱之功能。
 - (3) 河床質能分層設定不同沉澱粒徑之組成。
 - (4) 具模擬非平衡輸砂之功能。
 - (5) 具模擬凝聚性沉澱功能。
 - (6) 具模擬流管間輸砂沉澱交換的功能。
6. 在渠道側壁處，利用最小功率法(minimum total stream power)作為判斷的準則，可決定渠道幾何變化是在側壁或底床部分。因此，模式具有模擬岸壁沖刷(bank erosion)的功能，並利用安息角觀念考量邊坡穩定之問題。
 7. 具模擬支流入流時，水理及輸砂之演算功能。
 8. 具水庫演算之功能。

三、模式限制

1. 模式為擬似二維模式，無法實際模擬變量流的案例。
2. 模式無法模擬流場回流的問題。
3. 水流無法有效反應二次流效應。

四、綜合評估

GSTARS 3.0 模式相關理論基礎則整理如附錄四所示，模式輸入簡介如附錄五所示，模式基本功能測試則如附錄六所示。GSTARS 3.0 模式之綜合評估，可依理論、數值及應用範圍三部探討，如表 4-3 所示。

4.3 NETSTARS 模式

一、模式發展沿革

NETSTARS (Network of Stream Tube Model for Alluvial River Simulation) 模式為李鴻源教授等 (1993) 陸續發展修正而成。本模式為一個擬似二維沖淤模式，凡主支流、複雜河系、陡坡、緩坡、水躍、定

量流及變量流之水理及相對應底床沖淤特性均可模擬，同時藉由流管之重新分配進行輸砂演算，可以反應河床橫斷面之不規則變化。一般河川輸砂模式大多以總輸砂量公式去計算輸砂量，所以在不平衡輸砂流況下會有較大的誤差，本模式採用推移載及懸浮載分開計算方式可以反映懸浮質控制之不平衡輸砂狀況。同時因具有處理節點之水理及輸砂分配能力，所以適用於一般網路型河川及水工模型試驗沖淤問題的模擬。

本模式水理模擬分定量流、迴水演算與變量流三種演算法，定量流模式係根據一維能量方程式配合節點連續關係差分求解，求得水位及流量值，主要取自 BRALLUVIAL 模式有關水理部份理論；變量流模式係根據 de Saint Venant 之一維渠道緩變量流連續及動量方程式再配合節點連續關係差分求解，求解水位及流量值，主要採用 CHARIMA 模式的水理理論及解法；迴水演算方面，係採用 GSTARS 模式水理部份加入網路節點處理修改而成，具有處理陡坡及水躍的功能，其適用範圍較廣。

二、模式功能

輸砂模擬以水理模擬所得河川網路的水位、流量配合流管理論分成多個流管，假設所分的每個流管在已知斷面輸水能力均相同，並分別計算輸砂量，再代入輸砂連續方程式中求解每個流管中平均底床沖淤情形。因每個時間段流量並非固定，所以每次流管分配的邊界也會有所不同，如此即可模擬橫向的河床沖淤變化。其中輸砂量計算又可分为由輸砂公式直接計算總輸砂量及底床載、懸浮載分開計算後再合併為總輸砂量兩種方法，尤其在高懸浮載的河川或不平衡輸砂現象明顯的區域即需使用後者來計算方能符合實際物理現象。

水理演算中的迴水演算可用來計算亞臨界流、超臨界流或兩者混合的流況（如水躍）。若流管數目選擇 1，則所計算的底床變化成果將類似於 HEC-6 模式。含主流及局部點側流之河川系統流況及相對應底床變化

均可利用 NETSTARS 模擬。節點處理是河川系統模擬的重點，由節點 (nodes) 連接許多河段 (links) 可形成河川網路系統，同時也透過節點傳遞各河段的水理及輸砂特性。

NETSTARS 具有 GSTARS 分流管執行輸砂演算的功能。流管數目為使用者在輸入時即選定，在計算過程中流管數目應相同。天然河川泥砂運動種類依其性質可分為推移載 (bed load)、懸浮載 (suspended load) 及沖洗載 (wash load)，其中推移載及懸浮載合稱河床質載 (bed material load)。在河床質載計算 (即總輸砂量) 方面，程式內有四個公式可供選擇：(1) Yang's (2) Ackers & White (3) Engelund-Hansen (4) Van Rijn，其中 (2) 及 (3) 適用粒徑範圍為 0.0625 mm-2 mm；(1) 則可用於礫石 (Gravel)，最大粒徑可為 10 mm；(4) 之適用粒徑範圍為 0.0625 mm-10 mm，計算若超出範圍粒徑時，(1) 超過 150 mm 及小於 0.06 mm 輸砂量以起動條件控制，此區間之計算結果誤差較大，而在 10 mm-150 mm 之間則有適當參數判斷是否應計算輸砂量；(2) 則粒徑小於 0.0005 ft 時，所計算之輸砂量誤差也較大，超過 2 mm 也有參數判斷是否應計算輸砂量；(3) 及 (4) 則在粒徑超過 150 mm 及粒徑小於 0.06 mm 的輸砂量均可由起動條件控制，所得結果誤差也較大。推移載計算方面，模式內有三個公式可利用，即 (1) Meyer-Peter and Muller (2) Van Rijn (3) Schoklitsch。以上公式均為經由實驗或現場資料迴歸而得之經驗式，所以要視案例的粒徑百分組成來判斷選擇此類公式。同時因水力的篩選作用，在不同的時間粒徑組成均不同，因此本模式具有模擬分選及護甲作用之功能。

三、模式限制

在計算過程中濕周的區域乃是可能發生沖淤的範圍，在輸入資料中更可控制每個斷面最低沖刷高程、寬度及最高淤積高程，以防止特殊之沖

刷(如底部人工結構物)或淤積(如排砂工)條件。大部份河川上游邊界入砂量之實測資料甚少，以採用流量、輸砂量率定曲線為最多。下游邊界懸浮載濃度則由濃度梯度或濃度值來控制;下游邊界輸砂量則由輸砂公式計算求得，不需加以控制。模式需檢定的參數有河道曼寧 n 值、流管數、 Δt 、上游輸砂量率定曲線、可沖刷層厚度、輸砂公式等。以下為本模式之假設及限制：

1. 對河川蜿蜒橫斷面上因二次流作用造成之泥砂偏向分佈的情況不適用。
2. 對河川垂直向之二次流無法模擬。
3. 河床床形(bed form)變化也不做預測。
4. 在水理計算中，斷面浸水區均假設為動床部份，所以在每個時距每個流管的浸水區內底床做均勻的沖淤變形，並藉由每個演算時距內重新計算流管邊界來反映不均勻的底床橫向變化。
5. 由於總輸砂量公式只適用於輸砂平衡之狀況下，為反映懸浮質運動的機制，本模式將懸浮質運移行為從總輸砂量公式中分離出來，以較合乎懸浮載運動現象之對流擴散方程式來模擬，可適用於不平衡河段之沖淤模擬。
6. 糙度係數的表示可由資料檔輸入設定，也可用河川流量的函數計算代替，或由半經驗式計算求得，在缺乏資料時可先由公式計算其概略值再行檢定或修正。
7. 若要求精度高而調小 Δt 時，所有演算所使用的邊界條件，程式會在歷線資料內自動做線性內插計算。

四、綜合評估

NETSTARS 模式功能之綜合評估依理論、數值及應用範圍三部份探討，如表 4-4 所示。

4.4 模式比較分析

根據RESED2D模式、GSTARS 3.0模式與NETSTARS模式之理論基礎，可將三個模式依空間維度、水理條件、輸砂條件及其他功能進行評估分析，評估分析結果如表4-5所示。茲將綜合評估結果分述如下

一、空間維度：

GSTARS 3.0模式與NETSTARS模式均利用流管的概念，將模擬區域切割成若干個一維河道，使其模擬結果能呈現擬似二維水流及河床變形的功能。RESED2D模式為水平二維模式，能具體呈現水流及河床在平面空間之變化情形。

二、水理條件：

(1) 亞臨界流與超臨界流

GSTARS 3.0模式與NETSTARS模式均有針對超臨界流流況進行處理，使其對超臨界流及亞臨界流均能進行模擬。RESED2D模式目前僅能模擬亞臨界流流況。

(2) 定量流與變量流

GSTARS 3.0模式為擬似變量流模式，上游入流量雖然可以隨時間改變，但在進行水理演算時，每個演算時刻所有斷面的流量均與當時刻之上游入流量相同，因此GSTARS 3.0模式無法模擬變量流歷線之傳遞過程。NETSTARS模式除了上述擬似變量流功能外，另提供變量流演算選擇，使其具有模擬變量流的功能。RESED2D模式在控制方程式中加入時間項的效應，使其具有模擬變量流的功能。

(3) 彎道

RESED2D模式將延散剪應力(dispersion stresses)納入考量，使其具有模擬蜿蜒河道的功能。GSTARS 3.0模式與NETSTARS模式在進

行水理演算時，每個斷面先計算出一個水面高程值，再計算各流管的水流速度，因此模式將無法有效反應河道斷面水面超高與流速重新分配的現象。

(4) 回流流場

GSTARS 3.0模式與NETSTARS模式均利用流管觀念及能量方程式進行水理演算，因此模式無法模擬流場發生回流的案例，即模式無法合宜模擬流場具有縱方向與側方向傳輸效應的案例。RESED2D模式為平面二維模式，且利用動量方程式求解，使模式能處理回流流場的案例。

(5) 支流入流

三個模式均有處理支流入流的功能。

三、輸砂條件：

(1) 理論基礎

GSTARS 3.0模式採用河床質載(bed-material load)計算輸砂量；RESED2D模式將懸浮載與河床載分離演算；NETSTARS模式則上述兩個功能均以建置於模式中。

(2) 河床質篩分(bed sorting)與甲護(armoring)

三個模式均針對河床質篩分與甲護進行處理。

(3) 凝聚性沉滓

三個模式均能模擬凝聚性沉滓運移的行為。

(4) 岸壁沖淤

渠道沖淤現象可能發生在兩個方向，一為底床沖淤而使底床高程降低或升高，一為岸壁沖淤而使渠道變寬或窄。GSTARS 3.0模式利用最小功率法決定河床變形的方向，因此可模擬岸壁沖淤的現

象。RESED2D模式與NETSTARS模式目前沒有針對岸壁沖淤進行處理。

(5) 支流入流

三個模式均有處理支流入流的功能。

(6) 彎道

在彎道輸砂模擬部分，GSTARS 3.0模式將彎道二次流所導引之較小粒徑沉滓逆側坡而上的傳送納入模式中考量，RESED2D模式與NETSTARS模式目前對於彎道輸砂並沒有特別的處理。

表 4-1 RESED2D 模式綜合評估表(1/2)

理論部份

<p>水 理 方 程 式</p>	<p>連續方程式 動量方程式 ξ方向： η方向： (請參照附錄一)</p>
<p>輸 砂 方 程 式</p>	<p>懸浮載之質量守恆方程式</p> $\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{u}{h_1} \frac{\partial C}{\partial \xi} + \frac{v}{h_2} \frac{\partial C}{\partial \eta} = -\frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 Q_1 d) - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 Q_2 d) + \frac{S}{\rho d}$ <p>對某一粒徑於作用層之質量守恆方程式</p> $\rho_s (1-p) h_1 h_2 \frac{\partial (\beta E_m)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 q_{b1}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 q_{b2}) + S - S_f = 0$ <p>整體河床輸砂之質量守恆方程式</p> $\rho_s (1-p) h_1 h_2 \frac{\partial z_b}{\partial t} \sum \left[\frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 q_{b1}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 q_{b2}) + S \right] = 0$ <p>式中，C=懸浮質濃度；ρ_s=泥砂密度；β=粒徑百分比；z_b=河床高層；p=孔隙率；q_i=i 方向某一粒徑之擴散通量；E_m=作用層厚度(active-layer thickness)；q_{bi}=i 方向某一粒徑之河床載通量；S=懸浮載源(suspended-load source)；S_f=作用層源(active-layer floor source)</p>
<p>假 設 條 件</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 流體不可壓縮 2. 忽略風剪應力 3. 忽略科氏力
<p>率 定 參 數</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 曼寧 n 值 2. 沉降條件 3. 輸砂經驗常數

表 4-1 RESED2D 模式綜合評估表(2/2)

數值部份

結合演算法		分離演算法		*	
數值方法		1. 有限差分法 2. 控制體積法			
起始條件		水位高程、底床高程、速度、泥砂粒徑和其特性			
邊界條件		上游	流量		
		下游	水面高程		
格網處理	ΔX	固定		變化	*
	ΔY	固定		變化	*

應用範圍

一維		擬似二維		二維	*
河床質載	*	懸浮載	*	河床載	*
總載	*	黏性泥砂		*	
級配	*	篩分	*	護甲	*
均勻質	*	非均勻質		*	
超臨界流		亞臨界流		*	
直渠道	*	彎道		*	
規則渠道	*	不規則渠道		*	
單一渠道	*	網路渠道			

表 4-2 GSTARS 2.0、2.1、3.0 模式發展重點與新增功能一覽表

模式	發展重點與新增功能
GSTARS 2.0	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將程式更改成適用於個人電腦之操作； 2. 凝聚性沉滓(cohesive sediment)輸運功能； 3. 模式中使用的輸砂公式由 4 個增加至 11 個，包含 10 個非凝聚性沉滓公式及 1 組凝聚性沉滓公式； 4. 以安息角為考量之邊坡穩定功能； 5. 利用 Han (1980)的遞減函數觀念，模擬非平衡輸砂； 6. 增加多項模式輸出功能，包括河川斷面及水位線之繪圖功能； 7. 輸入資料可以選用英制或公制單位。
GSTARS 2.1	<ol style="list-style-type: none"> 1. 增加支流入流時，水理及輸砂之演算功能； 2. 增加一個非凝聚性沉滓輸砂公式； 3. 改進程式演算方法，增加模式的穩定性與正確性； 4. 使用者圖形介面的建立(目前尚未完成)。
GSTARS 3.0	<ol style="list-style-type: none"> 1. 增加水庫演算功能； 2. 增加 3 個非凝聚性沉滓輸砂公式，其中 2 個可適用於水庫演算； 3. 增加河床質分層之設定，各層可分別設定其沉滓粒徑之組成； 4. 增加高含砂濃度凝聚性沉滓之演算功能； 5. 增加流管間輸砂沉滓交換之機制； 6. 增加不沖不淤斷面的功能，以設定控制斷面底床不會發生變化； 7. 異重流之模擬(目前尚未完成)。

表 4-3 GSTARS 3.0 模式綜合評估表(1/2)

理論部分

<p>水 理 方 程 式</p>	<p>1.連續方程式 $Q=AV$ $Y_1 + a_1 \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + a_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e$ 2.能量方程式</p>
<p>輸 砂 方 程 式</p>	<p>$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial t} = 0$ 1.輸砂方程式 2.輸砂公式 (1)Meyer-Peter and Muller (1948) (2)Laursen (1958) (3)Toffaleti (1969) (4)Engelund and Hansen (1972) (5)Ackers and White (1973) (6)Ackers and White (1990) (7)Yang (1973) +Yang (1984) (8)Yang (1979) +Yang (1984) (9)Parker (1990) (10)Yang et al. (1996) (11)Dubuois (1879) (12)Tsingshua University Equation for Reservoir Flushing (1985) (13)Ashida and Michiue Method (1972)</p>
<p>假 設 條 件</p>	<p>1. 擬似二維定常流 2. 可近似模擬二次流,密度流,床形影響 3. 河岸為可沖刷 4. 斷面可給一條以上之砂石級配曲線</p>
<p>率 定 參 數</p>	<p>1. 河道曼寧糙度係數 2. 流管數目</p>

表 4-3 GSTARS 3.0 模式綜合評估表(2/2)

數值部分

結合演算法			分離演算法	*	
數值方法		1.標準步推法解水流方程式 2.有限差分法解輸砂方程式			
起始條件		1.起始底床位置 2.砂石級配曲線及可沖刷厚度			
邊界條件		上游	流量歷線、各粒徑組成於各流量下之輸砂量及溫度		
		下游	水位流量率定曲線		
格網處理	ΔX	固定		變化	*
	ΔT	固定		變化	*
ΔX 或 ΔT 之限制		$V \times \Delta T / \Delta X \leq 1$			

應用範圍

一維		擬似二維	*	二維	
河床質載	*	懸浮載		河床載	
總載		*	黏性泥砂		*
級配	*	篩分	*	護甲	*
均勻質		*	非均勻質		*
超臨界流		*	亞臨界流		*
直渠道		*	彎道		
規則渠道		*	不規則渠道		*
單一渠道		*	網路渠道		

表 4-4 NETSTARS 模式綜合評估表(1/2)

理論部分

<p>水 理 方 程 式</p>	<p>1. 定量流：連續方程式 能量方程式 2. 變量流：連續方程式 動量方程式</p>
<p>輸 砂 方 程 式</p>	<p style="text-align: center;">$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial t} = 0$</p> <p>1. 輸砂方程式 2. 輸砂公式 河床質載(total load) Yang's formula (bed-material) Ackers and White's equation (bed-material) Engelund-Hanson (bed-material) Van Rijn (bed-material) Meyer-Peter and Muller (bed-load) Van Rijn (bed-load) Schoklitsch (bed-load)</p>
<p>假 設 條 件</p>	<p>1. 擬似二維定常流 2. 忽略二次流, 密度流, 床形影響 3. 河岸為定床不可沖刷 4. 斷面可給一條以上之砂石級配曲線</p>
<p>率 定 參 數</p>	<p>1. 河道曼寧糙度係數 2. 流管數目</p>

表 4-4 NETSTARS 模式綜合評估表(2/2)

數值部分

結合演算法			分離演算法	*	
數值方法		1.標準步推法(定量流模組) 2.雙掃法(變量流模組)			
起始條件		1.起始底床位置 2.砂石級配曲線及可沖刷厚度			
邊界條件		上游	流量歷線、各粒徑組成於各流量下之輸砂量及溫度		
		下游	水位流量率定曲線		
格網處理	ΔX	固定		變化	*
	ΔT	固定		變化	*

應用範圍

一維		擬似二維	*	二維	
河床質載	*	懸浮載	*	河床載	*
總載		*	黏性泥砂		*
級配	*	篩分	*	護甲	*
均勻質		*	非均勻質		*
超臨界流		*	亞臨界流		*
直渠道		*	彎道		
規則渠道		*	不規則渠道		*
單一渠道		*	網路渠道		*

表 4-5 模式功能比較表

		RESED2D 模式	GSTARS3.0 模式	NETSTARS 模式
空間維度	擬似二維		●	●
	二維	●		
水理條件	亞臨界流	●	●	●
	超臨界流		●	●
	定量流	●	●	●
	變量流	●		●
	彎道	●		
	回流流場	●		
	支流入流	●	●	●
輸砂條件	河床質載		●	●
	懸浮載與河床載分離	●		●
	河床質篩分甲護	●	●	●
	凝聚性沉滓	●	●	●
	岸壁沖淤		●	
	彎道		●	
	支流入流	●	●	●

第五章 模式應用於石門水庫之功能測試

5.1 模式應用於石門水庫所需模擬功能分析

針對石門水庫應用例之特性，模式應用於此案例時，其所應具備之模擬功能可整理如下所示：

一、水理部分：

1. 迴水演算：以反映水庫蓄水效應之影響。
2. 變量流：以合理模擬洪水歷線之漲退水過程。
3. 彎道：在霞雲雨量站附近為一明顯蜿蜒渠道，因此，模式應具有彎道模擬的能力。
4. 回流流場：以反映水庫蓄水效應與幾何不規則變化之影響。

二、輸砂部分：

1. 非平衡輸砂：為反映水庫變量入流與水庫蓄水所導致的非平衡輸砂的現象，模式應具有模擬非平衡輸砂之功能。
2. 非凝聚性沉澱：以描述非凝聚性沉澱的運移歷程，模擬功能應包括沖刷與淤積的相關機制。
3. 凝聚性沉澱：為具體反映水庫細顆粒沉澱的特性，模式沉澱類別應包含凝聚性沉澱，其模擬功能應包含沖刷、淤積與底床壓密 (consolidation) 等機制。

5.2 石門水庫特性相關案例之模擬測試

首先，定義本計畫所欲評估的數值模式為兩個，分別為本計畫所發展的水庫沉澱運移模式與美國內政部墾務局所發展的 GSTARS 3.0 模式。因此，針對石門水庫應用例之需求(如 5.1 節所述)，本計畫針對水理、非凝聚性沉澱輸砂及凝聚性沉澱輸砂三個部分，分別選用數個合適的案例，

利用 RESED2D 模式與 GSTARS 3.0 模式，進行兩模式於石門水庫特性相關案例之模擬測試工作。茲將各部分模擬測試之分析結果敘述如下：

5.2.1 水理部分

5.2.1.1 迴水演算案例

假定一矩形渠道長 8000 m，渠寬 100 m，河床坡度 0.0005，曼寧係數 0.035，下游受堰的影響而抬高水位 1.5 m。模式上游邊界條件為單位寬度入流量 $3.987 \text{ m}^2/\text{s}$ ，下游為固定水深 4.5 m。在此流況下，河道正常水深為 3 m，臨界水深為 1.175 m。RESED2D 模式採用 81×11 的均勻計算格網，數值參數為 $\Delta x = 100 \text{ m}$ ， $\Delta y = 10 \text{ m}$ ， $\Delta t = 100 \text{ s}$ 。GSTARS 3.0 模式採用 41 個等距計算斷面，數值參數為 $\Delta x = 200 \text{ m}$ ， $\Delta t = 1 \text{ day}$ ，流管數為 1。

圖 5-1、5-2 分別為兩模式水深及流速模擬結果比對圖，由圖中可看出兩模式模擬結果除了在渠道上游端有些許差異外，兩模式之模擬結果趨於一致，均能有效反應迴水效應的影響。下游為給定的固定水位邊界條件，沿著往上游方向其與下游控制斷面的距離增加，迴水效應越小，水深漸漸趨向正常水深 3 公尺。相對地，由圖 5-2 可看出流速從上游的 1.307 m/s 遞減為下游的 0.886 m/s 。即在流場僅為一個方向流動的案例中，GSTARS 3.0 與 RESED2D 模式均能得到合理的結果。

5.2.1.2 變量流案例

假定一矩形渠道長 100 km，渠寬 100 m，河床坡度 0.0001，曼寧係數 0.0187，單位寬度入流量 $q \text{ (m}^2/\text{s)}$ 可以下式表示

$$\begin{aligned} q &= 1.5 + 0.25[1 - \cos(2\pi/T)] & 0 < t < 24(\text{hr}) \\ q &= 1.5 & 24 < t < 48(\text{hr}) \end{aligned} \quad (5-1)$$

RESED2D 模式採用 101×9 的均勻計算格網，數值參數為 $\Delta x = 1000$ m， $\Delta y = 12.5$ m， $\Delta t = 240$ s。GSTARS 3.0 模式採用 101 個等距計算斷面，數值參數為 $\Delta x = 1000$ m， $\Delta t = 240$ s，流管數為 1。為觀測流量、水深隨空間及時間變化之情形，在沿渠道主流方向每隔 20 km 設一參考點。其流量模擬結果如圖 5-3，水深模擬結果如圖 5-4 所示，圖中實線部份為水庫沉滓運移模式之模擬結果。

RESED2D 模式之模擬結果可展現因蓄水效應影響而導致歷線重新分配之情形，沿著往下游方向，洪水波時間變得較長且波峰變得較小，其結果相當合理，驗證 RESED2D 模式具有模擬變量流的能力。

GSTARS 3.0 模式為擬似變量流模式，因此由圖 5-3 及 5-4 中可看出每個演算時刻，渠道所有斷面的流量與水深均會與當時刻之上游邊界相同，即 GSTARS 3.0 模式無法模擬渠道蓄水效應影響而導致歷線重新分配之情形。由圖 5-3 可看出兩模式每個時刻上游($X=0$ km 處)的入流量均設定相同的流量值，由圖 5-4 亦可看出 GSTARS 3.0 模式 $X=0$ km 處水深計算結果會較 RESED2D 模式有稍許偏高的現象。

5.2.1.3 彎道案例

分析彎曲渠道之水理分佈是很複雜的問題，在最近幾十年來有相當多的研究利用實驗和數值方法來探討彎道的問題(Rozovskii 1961；de Vriend and Koch 1977；Yeh and Kennedy 1993)。本研究採用 de Vriend and Koch (1977)之實驗數據，驗證本模式模擬彎道的能力。

實驗水槽佈置如圖 5-5 所示，從斷面 A_0 至斷面 B_0 為直線道，斷面 B_0 為彎道之起點，沿著渠道一直到斷面 E_0 為一蜿蜒 90° 之固定曲率半徑之定床矩形渠道。渠道長 38 m，渠寬 6 m，渠道中心線曲率半徑為 50 m，渠道縱向坡度在直線段維持水平，在彎道內為 0.0003，Chezy 係數為 $70 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ 。

上游邊界條件為固定入流量 $0.61 \text{ m}^3/\text{s}$ ，下游邊界條件為實測水位資料。RESED2D 模式採用 103×39 的非均勻計算格網， $\Delta t = 2.5 \text{ s}$ 。GSTARS 3.0 模式採用 103 個等距計算斷面，數值參數為 $\Delta x = 1 \text{ m}$ ， $\Delta t = 1 \text{ min}$ ，流管數為 5。

圖 5-6 為兩模式流速模擬結果與實驗值之比較圖，圖中縱軸之無因次參數為比較點之水深平均流速 U 除以該斷面的平均流速 U_M ，橫軸之無因次參數為比較點曲率半徑 R 減去渠道內岸之曲率半徑 R_I 後再除以渠道寬度 B 。圖 5-7 為兩模式水位模擬結果與實驗值之比較圖，圖中縱軸為比較點水位高程 Z_s 減去該斷面平均水位高程 Z_{sm} 除以水深 d 後，再乘上一百倍之放大尺度無因次參數，橫軸之定義如同流速比較圖。

由圖 5-6 及 5-7 可看出，RESED2D 模式之流速、水位模擬結果與實驗數據相當吻合。如圖 5-6 所示，流場受到二次流效應的影響，呈現外岸流場加速的現象，此彎道中下游段受此效應的影響，外岸縱向流速會明顯大於內岸的縱向流速。如圖 5-7 所示，受彎道效應的影響，斷面水面高程會呈現所謂水面超高(superelevation water surface)的分佈，即外岸水面高程會大於內岸的水面高程。此水面超高的現象甚至從彎道入口處(斷面 B_0)即已發生，至斷面 B_1 時，此斷面水面高程的側向坡度即已達穩定的狀態。

由圖 5-6 可看出 GSTARS 3.0 模式每個斷面的水位高程均為一固定值，無法如 RESED2D 模式般有效地模擬彎道水面超高的現象。因此，GSTARS 3.0 模式亦無法有效模擬彎道中各斷面流速重新分配的現象。由圖 5-7 可看出 GSTARS 3.0 模式流速模擬結果，從斷面 B_0 至斷面 E_0 ，斷面流速分布幾乎保持不變，無法有效模擬斷面動量從內岸向外岸傳遞的效應。

5.2.1.4 環流流場案例

水流在流經港灣、島嶼、障礙物時，在其後方常會形成環流 (recirculating flow) 流場，所以本計畫採用 Babarutsi et al. (1989) 的環流流場實驗資料，驗證本模式模擬環流流場的能力。Babarutsi et al. (1989) 的試驗水槽平面佈置如圖 5-8 所示，均勻入流從左側上方流入試驗渠道，在流經渠道突擴處時即會產生環流流場，其中 L 表環流流場的環流長度 (recirculating length)。上游均勻入流流速 U_0 為 0.145 m/s，下游水深為 0.0819 m，渠道的突擴寬度 d_e 為 0.305 m，突擴後渠道的寬度 B 為 0.61 m，摩擦係數 C_f 為 0.00527。

環流流場的特性可以用兩個無因次參數來表示，分別為無因次環流長度 L/d_e 及無因次回流量 (dimensionless reverse-flow rate) q_m/U_0d_e ，其中 q_m 表最大單位寬度回流量。Babarutsi et al. (1989) 除了進行試驗外，亦發展一水平二維模式 (稱為 CV 模式) (Babarutsi et al. 1996)，以進行環流流場的數值模擬，其試驗結果與數值模擬結果列如表 5-1 所示。其中 CV 模式對於層流與亂流剪應力的處理與本計畫相同，即採用 Boussinesq 之渦流黏性理論。本計畫在模擬此環流流場案例時，採用 CV 模式對渦流剪應力 (ν) 的建議值，設定為 $\nu=0.0067U_0d_e$ 。

RESED2D 模式採用與 CV 模式相同的 81×20 均勻計算格網， $\Delta t=0.4$ s 進行數值演算。GSTARS 3.0 模式採用 81 個等距的算斷面，數值參數為 $\Delta x=0.061$ m， $\Delta t=1$ min，流管數為 5。

RESED2D 模式 L/d_e 與 q_m/U_0d_e 之模擬結果亦列於表 5-1。由表 5-1，與實驗值比較，CV 模式低估 L/d_e 5.6%，高估 q_m/U_0d_e 28.2%。相對地，RESED2D 模式模擬結果僅輕微低估 L/d_e 2.4% 和 q_m/U_0d_e 3.5%，模擬結果與實測資料相當一致。圖 5-9 為 RESED2D 模式模擬結果流場分佈圖，如同圖 5-8 之環流流場示意圖，渠道左側上方設定均勻入流的情況，在流

經渠道突擴處時，在渠道下半部會產生環流流場的合理流況。

圖 5-10 為 GSTARS 3.0 模擬結果流場分佈圖，由圖中可看出 GSTARS 3.0 模式無法模擬出環流流場的流況。GSTARS 3.0 模式雖然經由流管的切割後，能展示擬似二維的水流，但各流管基本上仍是一維演算，水流質量與動量的交換僅能反映在縱方向，無法模擬水流在側方向的交換機制。因此，GSTARS 3.0 模式無法如水庫沉滓運移模式般，合理模擬出水流同時具縱向與側向傳輸的環流流場案例。

5.2.2 非凝聚性沉滓輸砂部分

5.2.2.1 沖刷案例

渠道內因入流砂量小於水流之挾砂能力所引起的底床下降過程稱之為沖刷，本計畫採用 Suryanarayana (1969)的實驗案例，驗證輸砂模式之沖刷機制。實驗渠道為一直線矩形試驗水槽，長 18.3 m、寬 0.6 m，渠道上游處裝置一加砂器，下游末端裝置一沉滓收集器。本文中引用的案例，所用之沉滓包含兩種標示為粒徑二與粒徑三的組成，其粒徑分佈曲線如圖 5-11 所示，其中粒徑二可視為均勻沉滓，粒徑三則為非均勻沉滓。實驗過程中，渠道沿程每隔 0.305 m 紀錄底床高程資料，每隔 1.525 m 紀錄水面高程資料。RESED2D 模式採用 51×5 的均勻計算格網， $\Delta t = 1$ s。GSTARS 3.0 模式採用 51 個均勻計算格點，數值參數為 $\Delta x = 0.3$ m， $\Delta t = 1$ min，流管數為 1。

5.2.2.1.1 均勻沉滓案例

均勻沉滓沖刷案例上游邊界為清水入流，單位寬度入流量為 0.0236 m²/s，下游邊界水位高程為 0.251 m，底床沉滓採用粒徑二，在模擬案例中以其相對之中值粒徑 0.45 mm 為代表粒徑，孔隙率為 0.3。數值模擬的過

程，由啟始平衡條件開始($t=0$)，於 1.5、4 和 9 hr 分別紀錄渠道沿程之底床高程與水位高程，並與實驗量測資料相比較，以驗證模式對於渠道沖刷過程的預測能力。

圖 5-12 為 RESED2D 及 GSTARS 3.0 模式底床高程與水位高程模擬結果與實驗資料之比較圖。就 RESED2D 模式而言，由圖中可看出在 $t=1.5$ hr 時，明顯的底床沖刷僅發生在靠上游的渠段，下游段雖有沖刷發生，唯其影響被上游渠段沖刷而起的砂源所抵銷，因此下游段幾乎仍維持在初始的平衡狀態。隨著時間的增加，沖刷現象漸漸的向下游傳遞，至 $t=9$ hr 時，整個模擬渠道底床均呈現沖刷的情況，造成渠道底床高程下降，水面高程亦隨之下降。與實驗資料比較的結果顯示，除了底床高程在渠道上游端附近有較明顯的差異外(分析造成此差異性的原因可能是來至於實驗過程中不穩定的入流擾動所引起的過度局部淘刷)，模擬結果與實驗值相當吻合，驗證 RESED2D 模式非凝聚性沉滓沖刷機制之正確性。

如圖 5-12 所示，GSTARS 3.0 模式雖可模擬出底床沖刷的現象，但由圖中可看出模擬之底床沖刷量與水面高程均會有高估的現象發生，模擬結果相較於 RESED2D 模式較不合理。

5.2.2.1.2 非均勻沉滓案例

非均勻沉滓沖刷案例上游邊界為清水入流，單位寬度入流量為 $0.0683 \text{ m}^2/\text{s}$ ，下游邊界水位高程為 0.292 m 漸變至 0.302 m 。底床沉滓採用粒徑三，在模擬案例中將其粒徑範圍分為三部分，分別以 0.4 、 0.9 和 1.6 mm 為代表粒徑，其分別屬於中砂沉滓、粗砂沉滓和極粗砂沉滓，孔隙率則設定為 0.2 。

分別於模擬時間 2.25、7 和 13 hr 紀錄渠道沿程之底床高程與水位高程，並與實驗量測資料相比較，以驗證模式對於非均勻沉滓之適用性。圖

5-13 為 RESED2D 模式採用 51×5 的均勻計算格網， $\Delta t = 1 \text{ s}$ 。GSTARS 3.0 模式採用 51 個均勻計算格點，數值參數為 $\Delta x = 0.3 \text{ m}$ ， $\Delta t = 1 \text{ min}$ ，流管數為 1。圖 5-13 為兩模式模擬結果與實驗資料之比較圖，由圖中可看出 RESED2D 模式模擬結果與實驗值相當一致，GSTARS 3.0 模式仍會發生高估底床沖刷量的情形發生。就 RESED2D 模式之模擬結果而言，底床的下降速度在開始時最大，隨著沖刷現象漸漸的向下游傳遞，整個渠道高程逐漸下降，平均坡度亦越趨平緩，使得水流的動能下降而沖刷能力變小，底床的下降速度也因此減緩。另外，與均勻沉滓案例相比，非均勻沉滓案例因具有較大的入流量，所造成的底床沖刷深度相對的較大，因此沖刷現象向下傳遞至整段渠道所需之時間也因而較短。

5.2.2.2 淤積案例

渠道內因入流砂量大於水流的挾砂能力所引起的底床上升過程稱之為淤積，本計畫同樣採用 Suryanarayana (1969) 的實驗案例，驗證輸砂模式之淤積機制。此淤積案例上游邊界單位寬度入流量為 $0.0236 \text{ m}^2/\text{s}$ ，下游邊界水位高程為 0.2565 m 。上游入砂與底床沉滓均採用粒徑二(即均勻沉滓)，代表粒徑為 0.45 mm ，上游入流沉滓體積濃度為 409 ppm ，孔隙率為 0.4 。此案例兩模式之模擬參數與沖刷案例相同。

圖 5-14 為 RESED2D 及 GSTARS 3.0 模式在模擬時間 1.5、2.5、4.5、7、10 hr 時，水位與底床高程模擬結果與實驗資料之比較圖。由圖中可觀察出此案例的淤積過程，在 $t = 1.5 \text{ hr}$ 時上游端附近即會出現明顯的淤積波前，且隨著試驗時間的增加，此淤積波前會如同湧浪般的向下游傳遞。在淤積波前的上游，底床高程會因沉滓落淤而上升，但淤積速率會因水深變淺，底床坡度變緩，致使水流挾砂能力增加而逐漸減緩，最後達到新的平衡狀態，淤積現象近乎停止。另一方面，在淤積波前尚未傳達的下游渠

道，則維持原有之平衡狀態，直到淤積波通過，淤積現象方才在該渠道發生。

就兩模式之模擬結果而言，由圖 5-14 可看出 RESED2D 模擬結果與實驗資料相當吻合，驗證 RESED2D 模式模式模擬渠道淤積歷程的能力。GSTARS 3.0 模式模擬結果尚稱合理，但隨著模擬時間增加，渠道上游會產生過度淤積的現象，並且會有類似數值震盪的情形發生。

5.2.2.3 沖淤交替案例

除了上述個別的沖刷與淤積現象之外，天然河道中存在著更為複雜的沖淤交替現象。本計畫採用台大水工試驗所顏等(1988)所進行的物理模型試驗，驗證本模式對於非均勻沉渠道沖淤交替的模擬能力。

試驗水槽長 72 m，寬 1 m，渠道初始底床坡度為 0.0035，上游邊界入流量維持固定流量 0.12 cms。根據試驗資料，採用 5 個代表粒徑來表示上游入砂與底床沉滓之組成，分別為 0.42、2、4.2、6.2 和 11 mm，各代表粒徑佔入砂濃度與河床質組成的比例則列如表 5-2 所示。此沖淤交替案例共分為四個階段進行，依次為 0~1175 min 時，上游以 3.3 kg/min 定量沉滓供應以進行平衡試驗；1176~2570 min 時，提高沉滓供應量至 9.9 kg/min 進行超載試驗；2571~4795 min 時，恢復沉滓供應至 3.3 kg/min 進行減載試驗；4796~5100 min 時，停止上游沉滓供應量進行清水沖刷試驗。

圖 5-15 為兩模式模擬結果於不同階段之底床與水位高程縱向剖面與試驗量測值之比較圖。就 RESED2D 模式而言，由圖中可看出模擬結果與試驗資料相當吻合。在平衡試驗階段，河道輸砂條件可視為平衡輸砂的情況，所以底床沖淤變化不大。在超載試驗階段，因入流砂量大於水流的挾砂能力而造成底床淤積，河床面升高。在開始進行減載試驗時，此時的河道平衡條件為上游沉滓供應量 9.9 kg/min，所以當沉滓供應恢復至 3.3

kg/min 時，此入流砂量即會小於水流之挾砂能力，因而造成底床沖刷，河床面下降。同理，在清水沖刷試驗階段，上游沉滓供應相對的降低，造成底床沖刷現象持續發生。就 GSTARS 3.0 模式而言，在平衡試驗階段，底床會發生沖刷的情況，水面高程則會有高估的情形。在超載試驗終了時，上游斷面會產生不合理的大量淤積現象。

整體而言，RESED2D 模式可以正確反應非凝聚性、非均勻沉滓所造成的底床沖淤變化歷程，GSTARS 3.0 模式在底床高程模擬會有過度沖刷或淤積的情況，水面高程亦會有高估的情形，整體模擬結果較不合理。

5.2.3 凝聚性沉滓輸砂部分

凝聚性沉滓輸砂部份分別選用懸浮載運移案例、淤積測試案例、沖刷測試案例與底床壓密案例進行模擬測試分析的工作。

5.2.3.1 懸浮載運移案例

在凝聚性沉滓之河床載可以忽略的情況下，文獻中均利用懸浮載模式來分析凝聚性沉滓的運移問題(Teisson 1991； Ziegler and Nisbet 1995)，所以沉滓運移模式具有正確的懸浮載運移機制是必須的。若忽略懸浮質之向下通量與河床質之向上通量(即假定懸浮載源 S 等於零)，則懸浮載質量守恆方程式[(A-37)式]即相當於污染傳輸質量守恆方程式。因此，本計畫採用 Almquist and Holley (1985)之污染傳輸實驗案例來測試模式懸浮載運移之相關機制。

GSTARS 3.0 模式以河床質載方式進行輸砂演算，無法如 RESED2D 模式般(採用懸浮載與河床載分離演算方式)，有效區分懸浮載的運移機制。因此，在懸浮載運移案例中，僅採用 RESED2D 模式進行模擬分析及測試的工作。

如圖 5-16 所示，實驗水槽為一蜿蜒之定床矩形渠道，渠寬 1.652 m，渠道中心線曲率半徑 4.953 m，河床坡度 0.001，曼寧係數 0.015。渠道上游入流量為 0.0991 cms，下游水深為 0.1219 m，污染源為鹽加甲醇溶液(溶液密度與水相同)，濃度為 60,000 mg/l。此污染傳輸試驗分別在第 2 站(如圖 5-16 所示)之左岸及右岸施放污染源，本研究利用左岸施放污染源的案例作為率定傳輸係數的標準，右岸施放污染源案例則作為模式驗證的依據。

圖 5-17 為水理之模擬結果與實驗值之比對圖，其中橫座標 -0.5 代表渠道左岸，0.5 代表渠道右岸， U 為 ξ 方向深度平均速度， U_m 為 ξ 方向斷面平均速度。由圖中可看出在第一個彎道入口處(第 1 站)之流速分布呈現內岸向外岸遞減的趨勢，沿著往下游方向，流場呈現外岸加速、內岸減速的現象，至第二個彎道入口處(第 10 站)，由於彎道反曲的緣故，又再度呈現流速分布為內岸大於外岸的現象。與實驗值相比較，流場模擬結果除了靠近渠道兩岸處有較大誤差外，其餘整體模擬結果之絕對誤差 ($|\Phi_c - \Phi_m|/\Phi_m$ ，其中 Φ_c 為計算結果， Φ_m 為實驗值)均會小於 10%，驗證水理模擬結果之合宜性。

圖 5-18 為左岸施放污染源案例各斷面濃度分佈之率定結果，圖 5-19 為右岸施放污染源案例各斷面濃度分佈之驗證結果，其中 C 為深度平均濃度， C_{max} 為斷面最大濃度值。由圖 5-18 及圖 5-19 中可看出污染源在左岸及右岸施放後，因側向傳輸之效應，污染質會分別往右岸及左岸傳輸之合理情形。圖 5-19 之模擬結果為採用圖 5-18 所率定的傳輸係數，由圖中可看出除了在第 6、12、13、14 站之若干計算值與實驗值有較大誤差存在外，其餘整體模擬結果之絕對誤差均會小於 14%，驗證 RESED2D 模式懸浮載運移機制之合宜性。

5.2.3.2 淤積測試

假設一矩形河道長8000 m，渠寬100 m，河床坡度0.0005，曼寧係數0.03。採用三種非均勻沉滓進行演算，其中粒徑一(0.001 mm)屬黏土的範圍，粒徑三(0.05 mm)在坩土的範圍內，粒徑二(0.01 mm)介於黏土與坩土範圍的交界處。模式下游水深邊界條件固定為4.5 m，起始懸浮濃度為零，總模擬時間為6天。

為測試凝聚性沉滓模式之淤積機制，根據前述之假定案例，分別改變上游的入流量、入流的懸浮濃度與臨界沉降剪應力而擬出10個案例，模擬案例如表5-3所示。此模擬案例可分為三個組別，第一組為案例1~4，改變的模擬因子為上游的入流量；第二組為案例4~7，改變的模擬因子為臨界沉降剪應力；案例4、8、9、10為第三組，改變的模擬因子為上游入流懸浮濃度。

RESED2D與GSTARS 3.0模式各案例之模擬結果如表5-4所示，包括模擬案例之最大淤積高度與起始落淤之位置。案例1~4逐序增加上游入流量，入流量增加相對地會使水流剪應力增大，而使落淤量(最大淤積高度)相對變小，起始落淤位置相對往下游移動。RESED2D與GSTARS 3.0模式模擬結果雖然在數值上有所差異(採用不同的經驗公式)，但整體趨勢均能符合上述所描述的現象，惟GSTARS 3.0模式在案例2之最大淤積高度會較不合理。

案例4~7逐序增大臨界沉降剪應力，增加臨界沉降剪應力，會使水流剪力小於臨界沉降剪應力的機率變大，造成落淤量加大，起始落淤位置相對地往上游移動。RESED2D與GSTARS 3.0模式均展現合理之模擬結果。

案例4、8、9、10增加上游入流懸浮濃度，此時水理條件與沉滓落淤控制條件仍然維持不變，所以起始落淤位置在此四個案例均會是相同的；

在落淤量方面，則可看出模擬結果呈現入流濃度增大而使落淤量變大的合理現象。類似案例1-4，兩模式模擬結果均能符合上述所描述的現象，惟GSTARS 3.0模式在案例10之最大淤積高度會有低估的不合理情形發生。

5.2.3.3 沖刷測試

在沖刷測試中，採用與淤積測試相同的假定案例進行模式沖刷機制的測試工作。根據淤積測試所述之假定案例，分別改變上游的入流量、與臨界表層沖刷剪應力(此案例中忽略塊狀剝蝕剪應力之效應)而擬出7個案例，模擬案例如表5-5所示。此模擬案例可分為二個組別，第一組為案例1~4，改變的模擬因子為上游的入流量，旨在探討水流剪力強度對底床沖蝕之影響；第二組為案例1、5、6、7，改變的模擬因子為臨界表層沖刷剪應力，旨在探討臨界表層沖刷剪應力對底床沖蝕之影響。

圖5-20、5-21分別為RESED2D與GSTARS 3.0模式，案例1~4之渠道底床沿程變化模擬結果比較圖，模擬結果均合理顯示，流量愈大水流剪力強度會愈強，造成沖刷深度愈大的模擬結果。圖5-22、5-23分別為RESED2D與GSTARS 3.0模式，案例1、5、6、7之渠道底床沿程變化模擬結果比較圖，圖中顯示增大臨界表層沖刷剪應力即是反映底床沉滓壓密程度愈大，造成沖刷深度變小的合理模擬結果。

整體而言，模擬結果顯示RESED2D與GSTARS 3.0模式均可適切模擬凝聚性沉滓之淤積與沖刷的行為，惟GSTARS 3.0模式在淤積的模擬部分，有時會產生不合理的現象。

5.2.3.4 底床壓密測試

凝聚性沉滓與非凝聚性沉滓最大的不同在於凝聚性沉滓具有壓密的特性，使河床質緊密結合在一起相對較不容易產生沖刷。RESED2D模式可

將河床質分成若干層，每一層可設定不同的臨界沖刷剪應力，以藉此反映凝聚性沉滓底床壓密的現象。GSTARS 3.0模式無法將底床分層，分別設定不同剪應力，無法有效反映底床壓密之現象。因此，在凝聚性沉滓底床壓密的測試中，將僅採用RESED2D模式進行。

為測試模式底床壓密機制的合理性，分別採用考慮與不考慮底床壓密的案例進行模擬比較分析，兩案例之模擬條件與沖刷測試之案例1相同。在不考慮底床壓密的案例中，河床質各層的臨界表層沖刷剪應力均設定為 0.06 N/m^2 ；考慮底床壓密案例的模擬條件中，河床質各層則分別設定不同的臨界表層沖刷剪應力，設定情形如表5-5所示(其中層1為底床最上層)。兩案例之模擬結果如圖5-24所示，圖中可明顯看出考量底床壓密特性後，底床的沖刷量將會減緩的合理現象，即模式可合理反映凝聚性河床質壓密的特性。

5.3 模式於石門水庫之適用性分析

根據上述之分析結果，RESED2D 模式在水理、非凝聚性沉滓及凝聚性沉滓部分的每個案例均能展現合理的模擬結果，就石門水庫應用例而言應是合適的。在 GSTARS 3.0 模式部分，除了水理部分的迴水演算及凝聚性沉滓之沖刷與淤積之案例外，其餘案例均無法得到合理或正確之模擬結果。因此，就石門水庫案例而言，GSTARS 3.0 模式在應用時仍有其限制存在。

表 5-1 無因次環流長度 L/d_e 及無因次回流量 q_m/U_0d_e 實驗及模擬

結果一覽表

實驗值		模擬結果			
		水庫沉滓運移模式		CV 模式	
L/d_e	q/U_0d_e	L/d_e	q/U_0d_e	L/d_e	q/U_0d_e
7.87	0.085	7.68	0.082	7.43	0.109

表 5-2 沖淤交替案例入砂條件與初始床質粒徑組成

代表粒徑 (mm)	入砂體積濃度 (ppm)	初始床質粒徑組成 (%)
0.42	19.92	36.00
2.00	22.01	37.00
4.20	3.67	10.00
6.20	3.14	8.00
11.00	3.67	9.00

表5-3 凝聚性沉滓淤積測試模擬案例一覽表

案例	單位寬度入流量	τ_{cd}	入流濃度
	(cms/m)	(N/m ²)	(ppm)
1	0.02	0.06	2000
2	0.08	0.06	2000
3	0.16	0.06	2000
4	0.24	0.06	2000
5	0.24	0.10	2000
6	0.24	0.40	2000
7	0.24	1.10	2000
8	0.24	0.06	4000
9	0.24	0.06	6000
10	0.24	0.06	10000

表 5-4 凝聚性沉滓淤積測試模擬結果比較表

案例	最大淤積高度(m)		起始落淤位置(m)(距上游邊界)	
	RESED2D	GSTARS 3.0	RESED2D	GSTARS 3.0
1	0.00087	0.00174	0	0
2	0.00081	0.00266	0	0
3	0.00077	0.00162	800	1400
4	0.00074	0.00144	1600	3800
5	0.00078	0.00158	1000	2600
6	0.00085	0.00187	0	400
7	0.00088	0.00263	0	0
8	0.00147	0.00287	1600	3800
9	0.00220	0.00364	1600	3800
10	0.00368	0.01559	1600	3800

表5-5 凝聚性沉滓沖刷測試模擬案例一覽表

案例	τ_{ces} (N/m ²)	單位寬度入流量 (cms/m)
1	0.06	1.0
2	0.06	2.0
3	0.06	4.0
4	0.06	8.0
5	0.40	1.0
6	1.10	1.0
7	3.00	1.0

表5-6 凝聚性沉滓河床各層臨界沖刷剪應力一覽表(RESED2D模式)

層	臨界沖刷剪應力 (N/m ²)	層厚度(m)
1	0.06	0.01
2	0.20	0.01
3	1.00	0.01
4	3.00	0.01
5	3.00	0.01
6	3.40	0.01

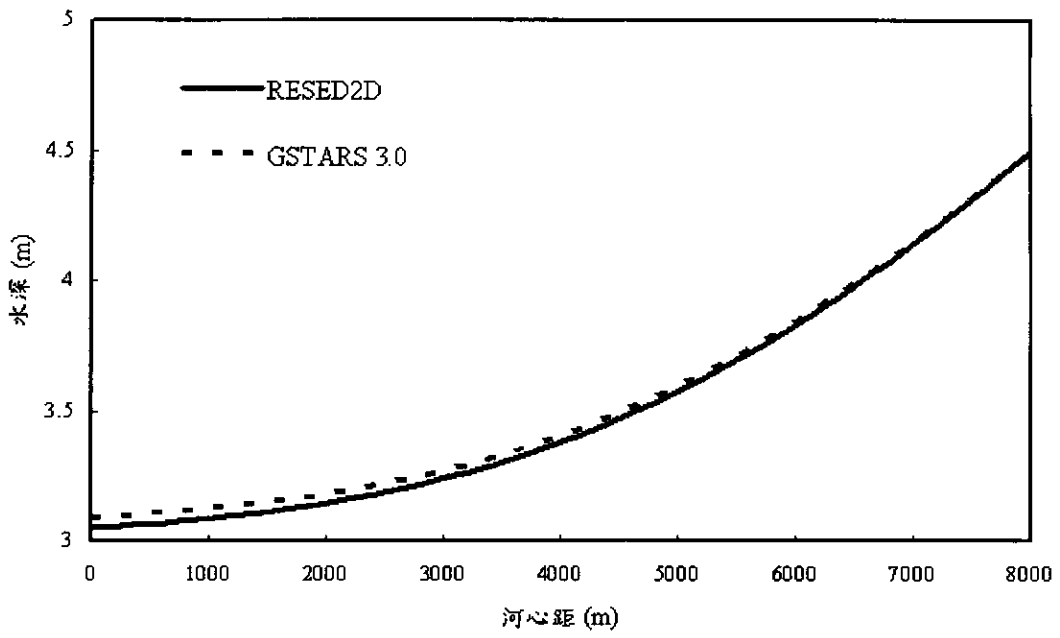


圖 5-1 迴水演算案例水深模擬結果比較圖

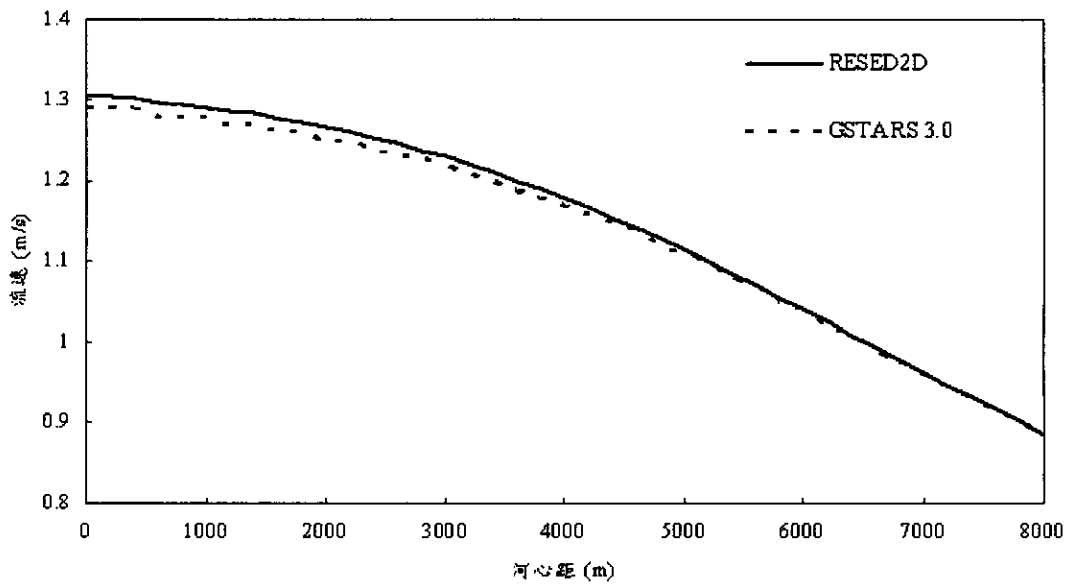


圖 5-2 迴水演算案例流速模擬結果比較圖

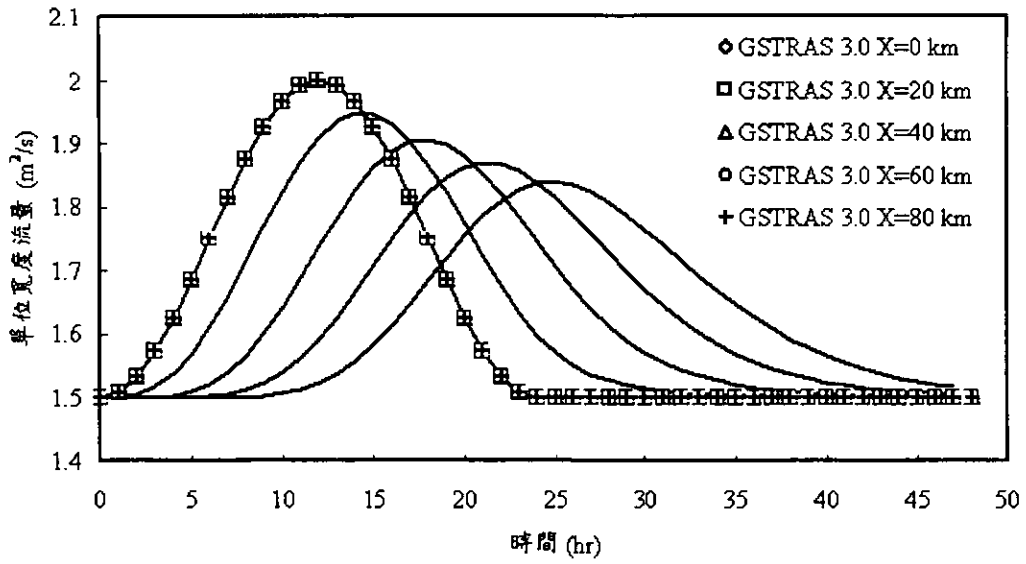


圖 5-3 變量流案例單位寬度流量模擬結果比較圖

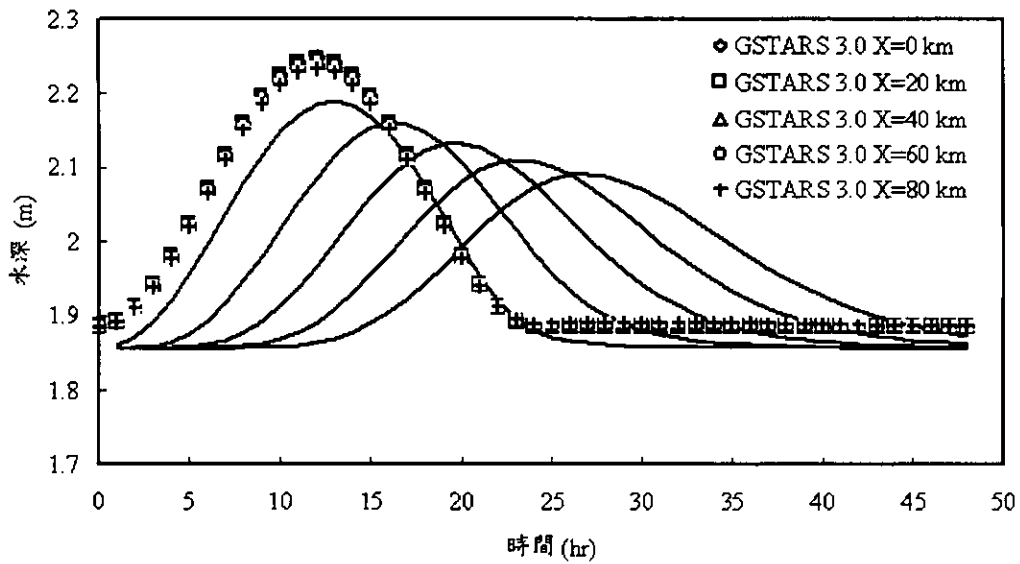


圖 5-4 變量流案例水深模擬結果比較圖

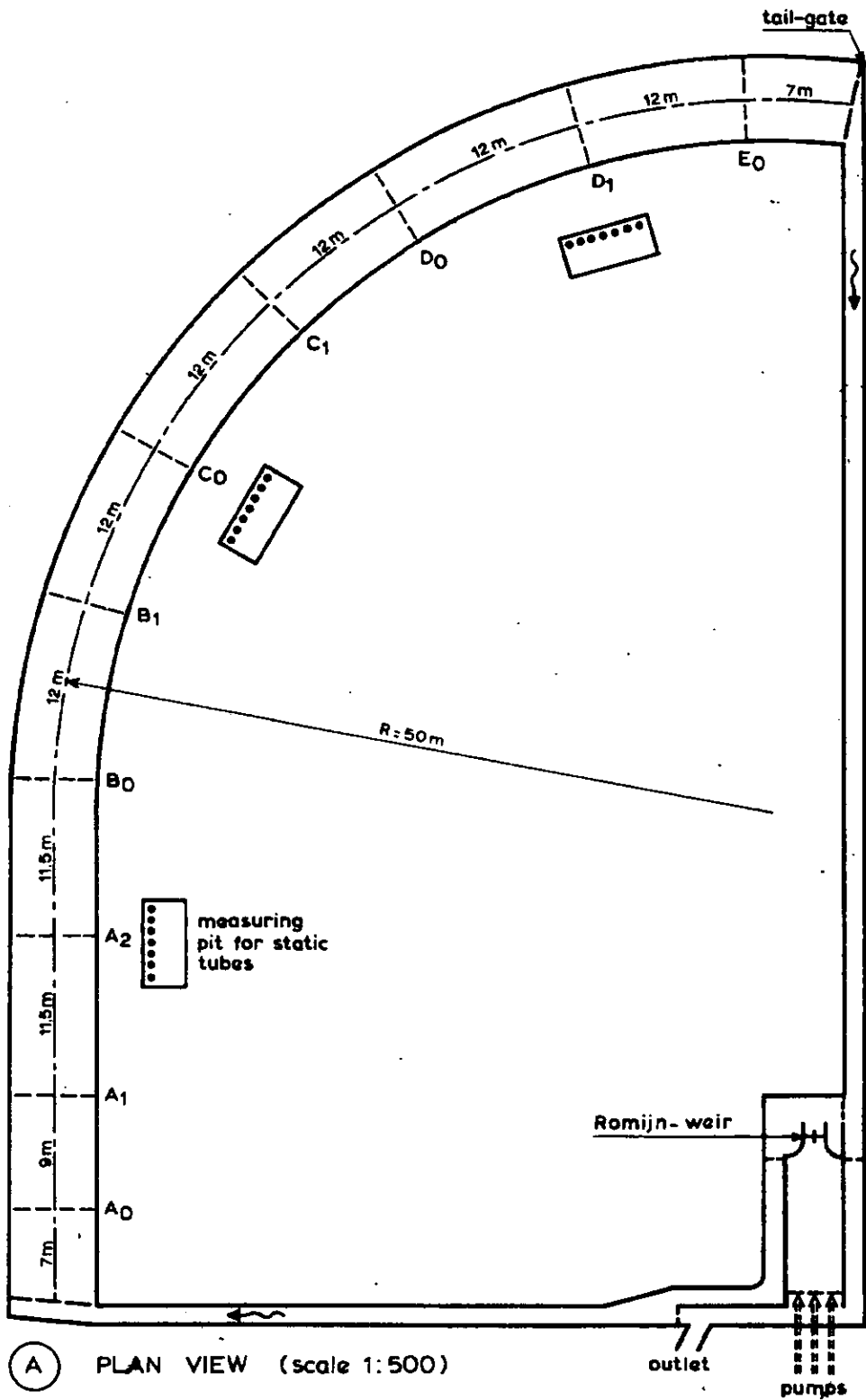


圖 5-5 de Vriend 與 Koch 實驗水槽幾何形狀圖

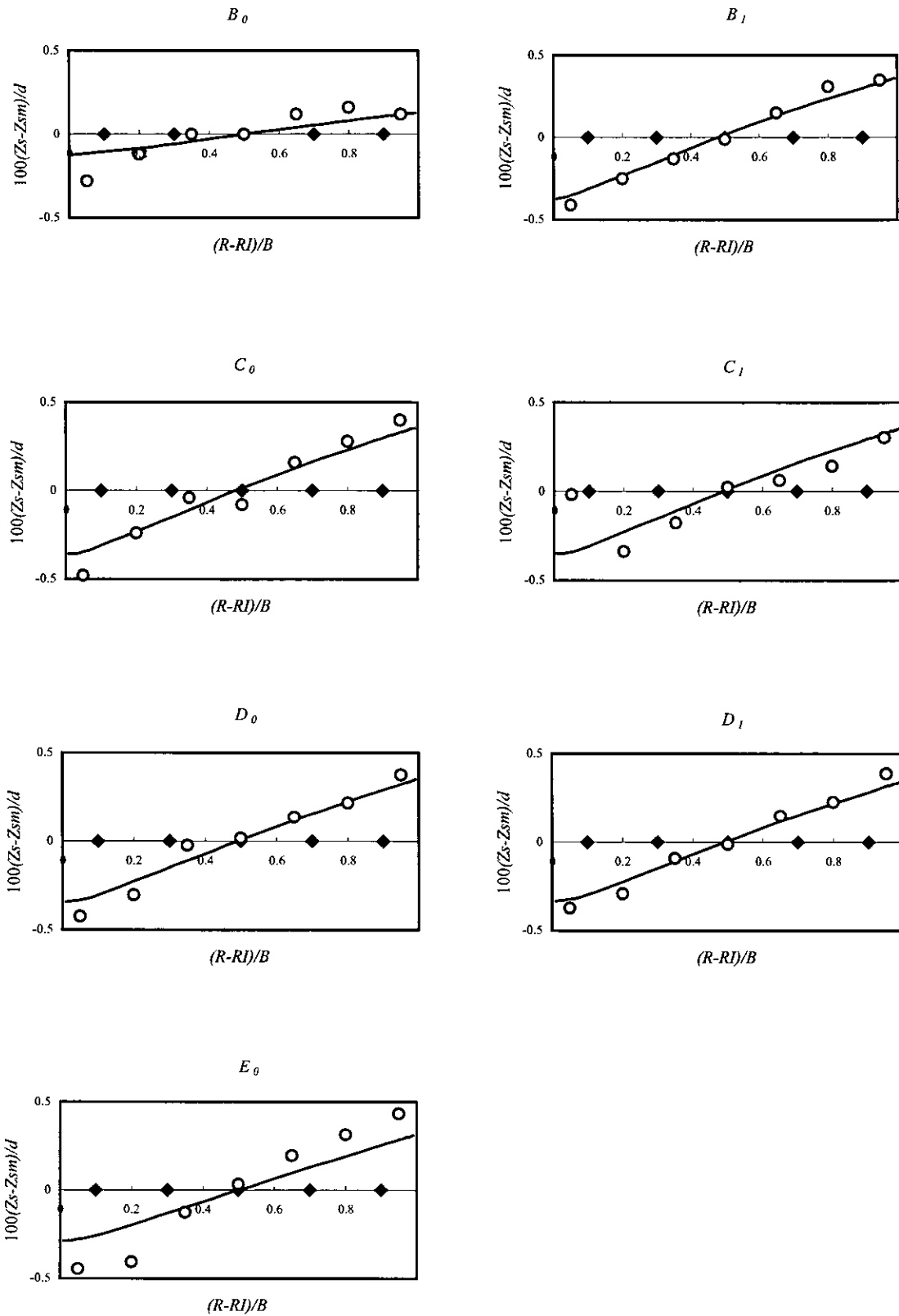


圖 5-6 $100 \cdot (Z_s - Z_{sm})/d$ 比較圖。實驗值(○)；RESED2D 模式(-)；GSTARS 3.0(◆)

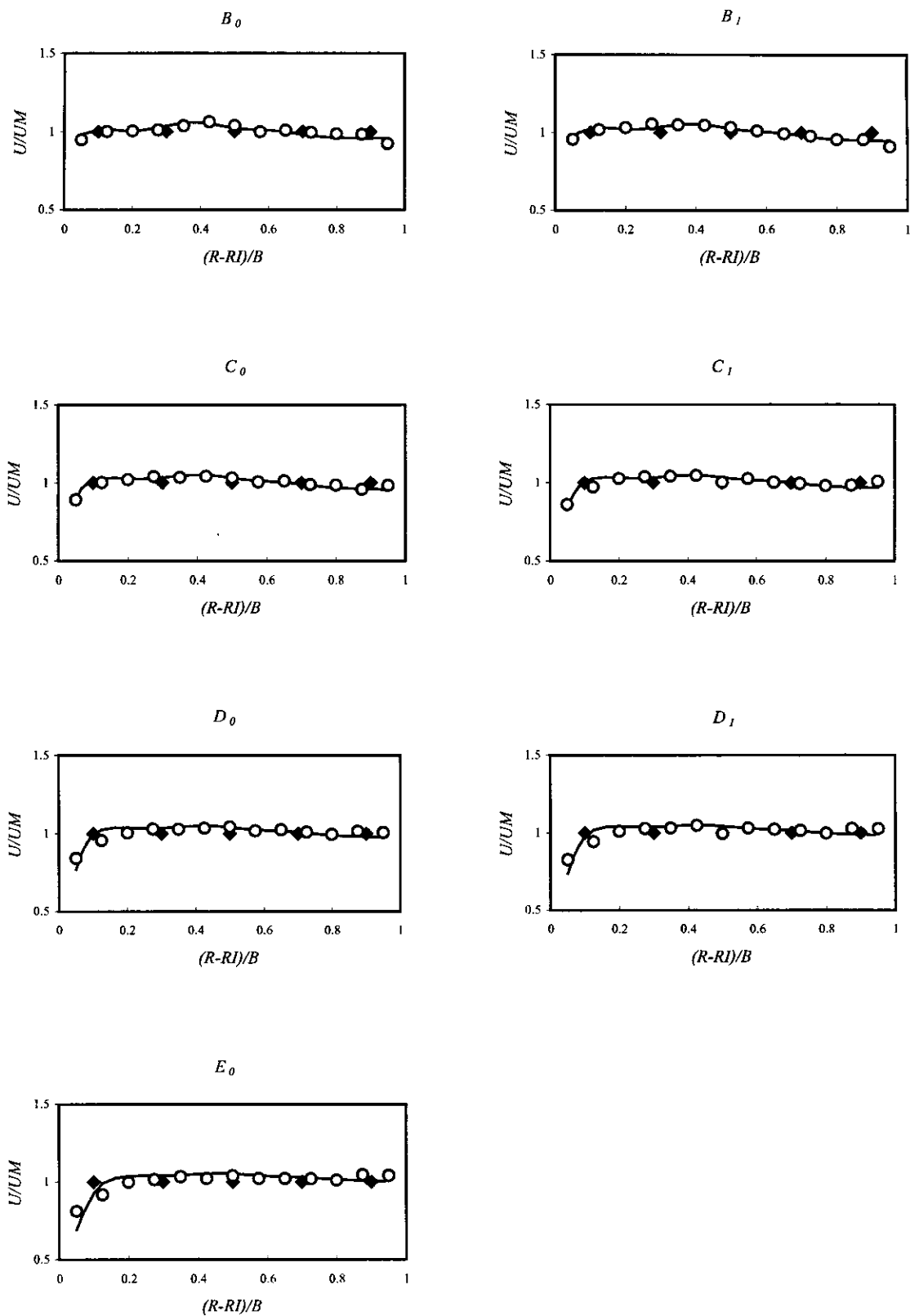


圖 5-7 U/UM 比較圖。實驗值(\circ)；RESED2D 模式(-)；GSTARS 3.0(\blacklozenge)

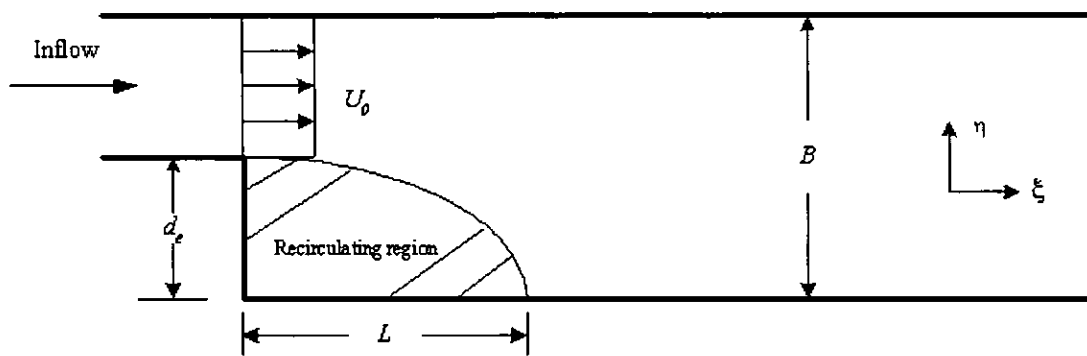


圖5-8 Babarutsi et al. (1989)實驗水槽佈置圖

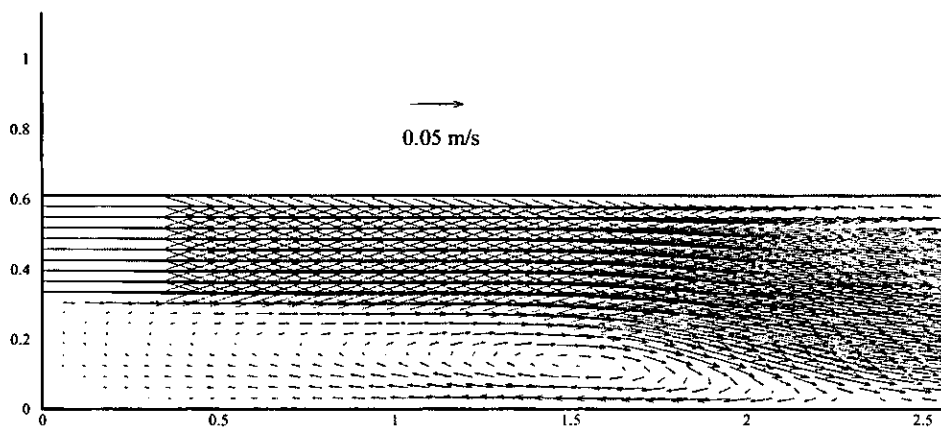


圖 5-9 環流流場案例 RESED2D 模擬結果分佈圖

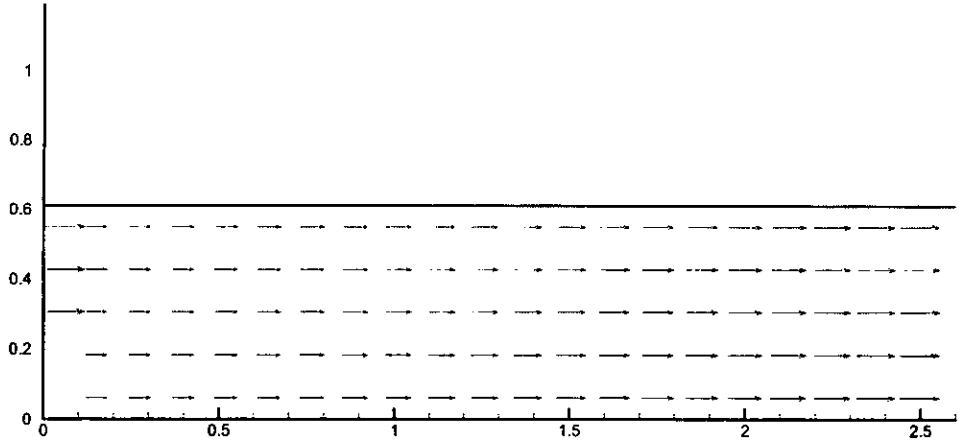


圖 5-10 環流流場案例 GSTARS 3.0 模擬結果流場分佈圖

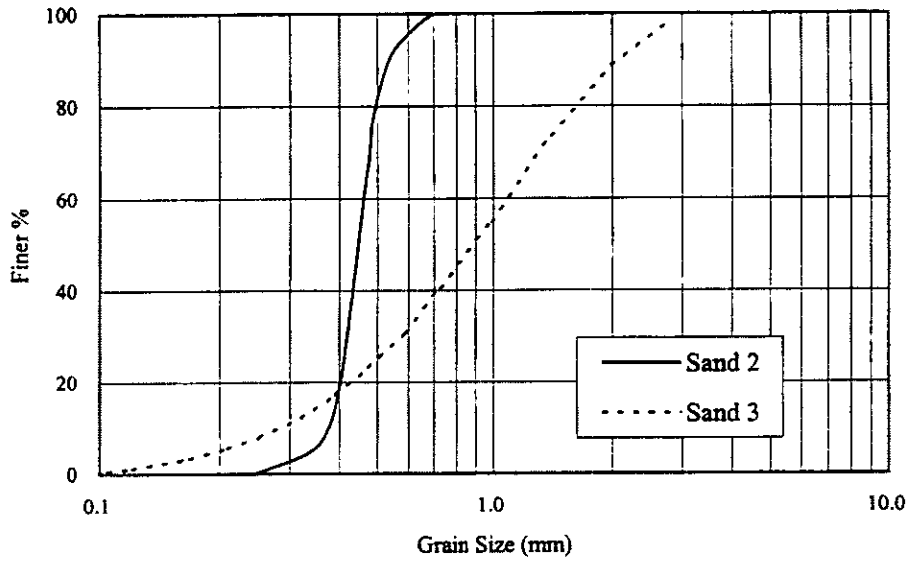
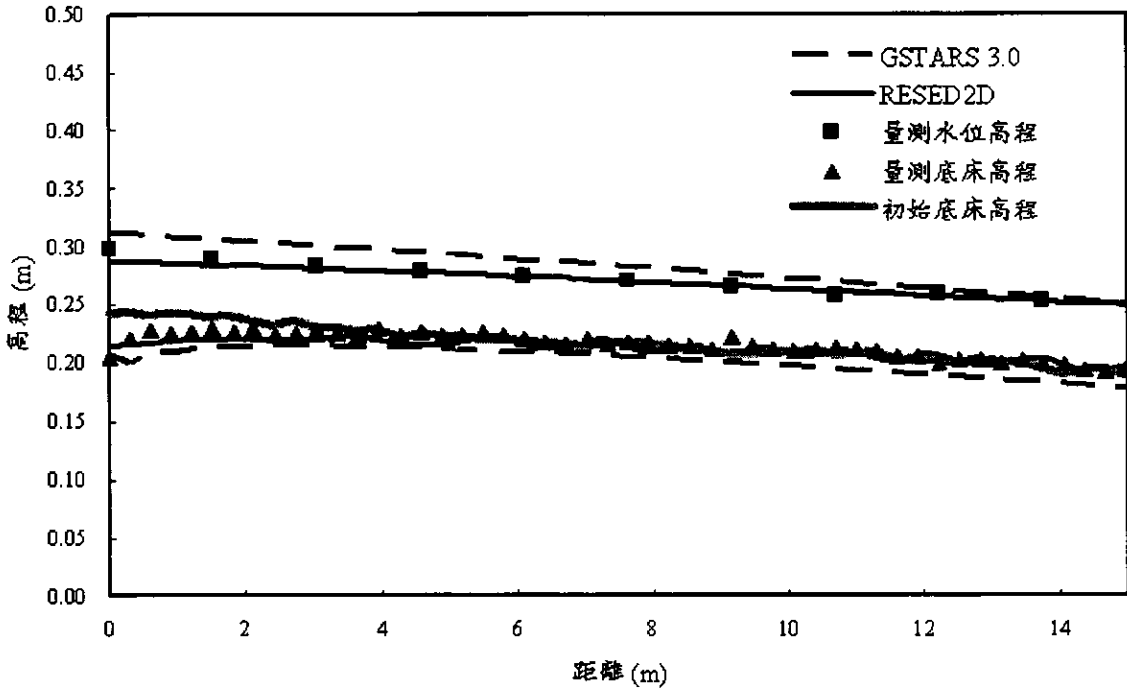


圖 5-11 Suryanarayana 試驗之沉滓粒徑分佈曲線

1.5 小時



4 小時

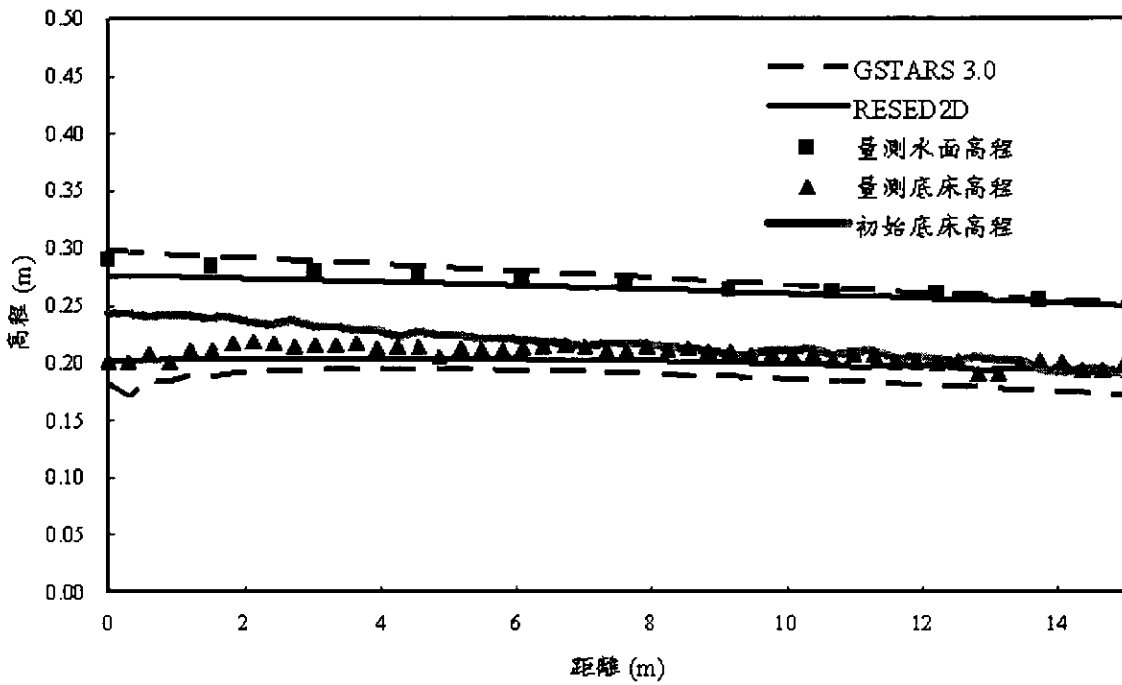


圖5-12 均勻沉滓沖刷案例之底床沖刷時變圖

9 小時

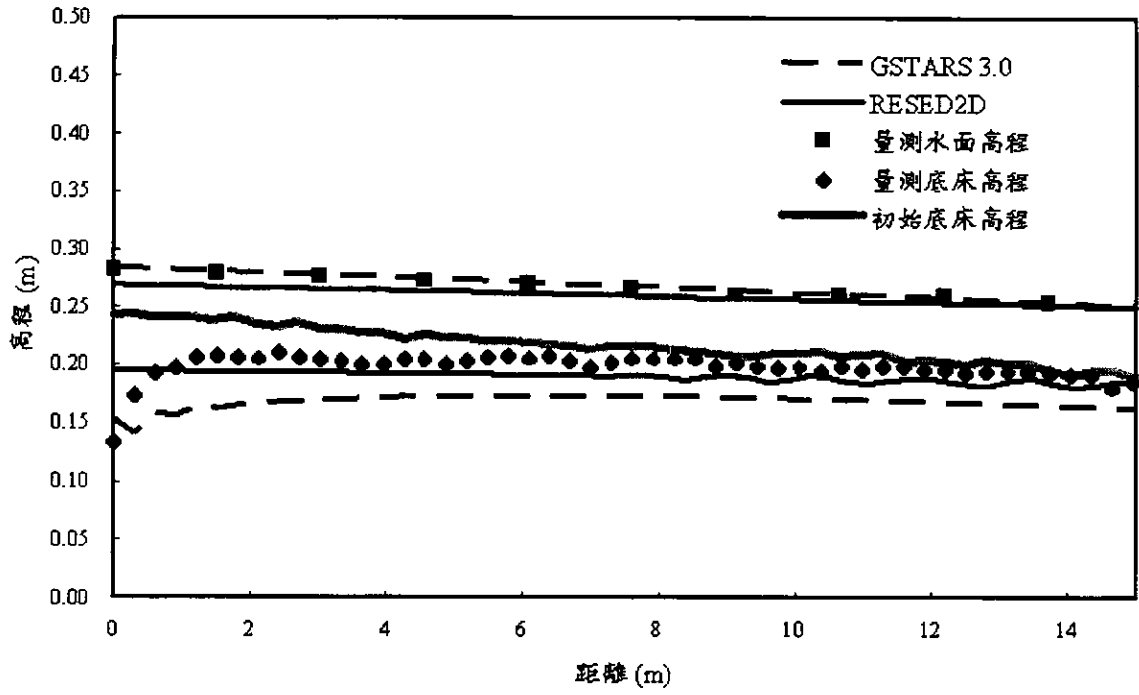
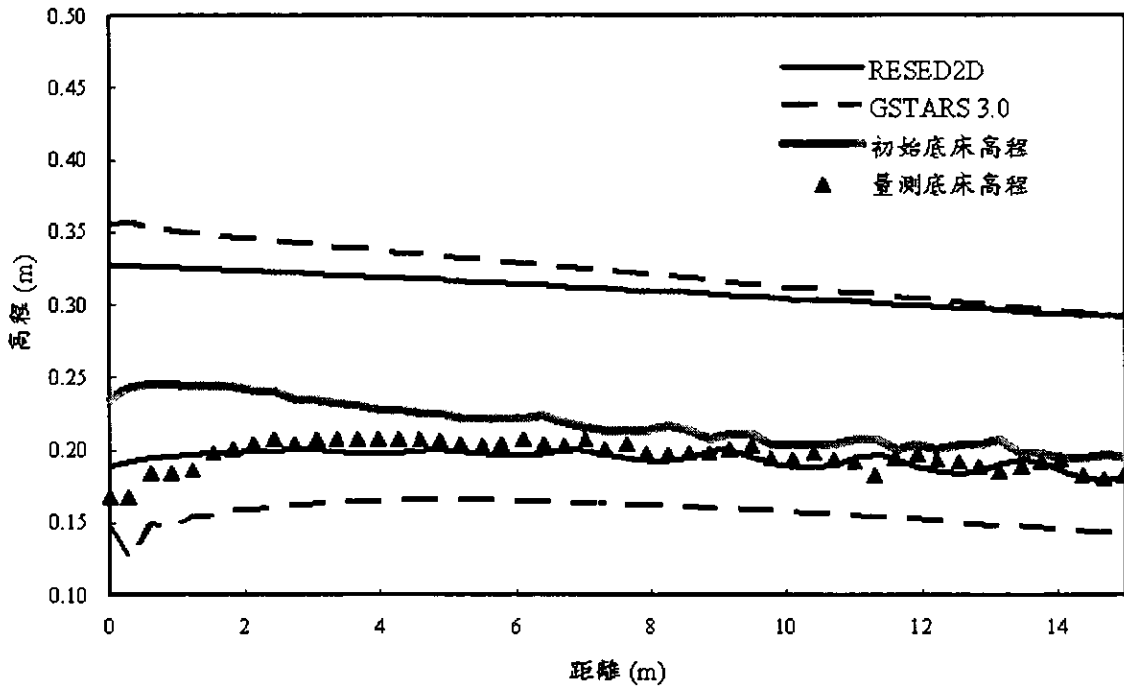


圖 5-12 均勻沉滓沖刷案例之底床沖刷時變圖(續)

2.25 小時



7 小時

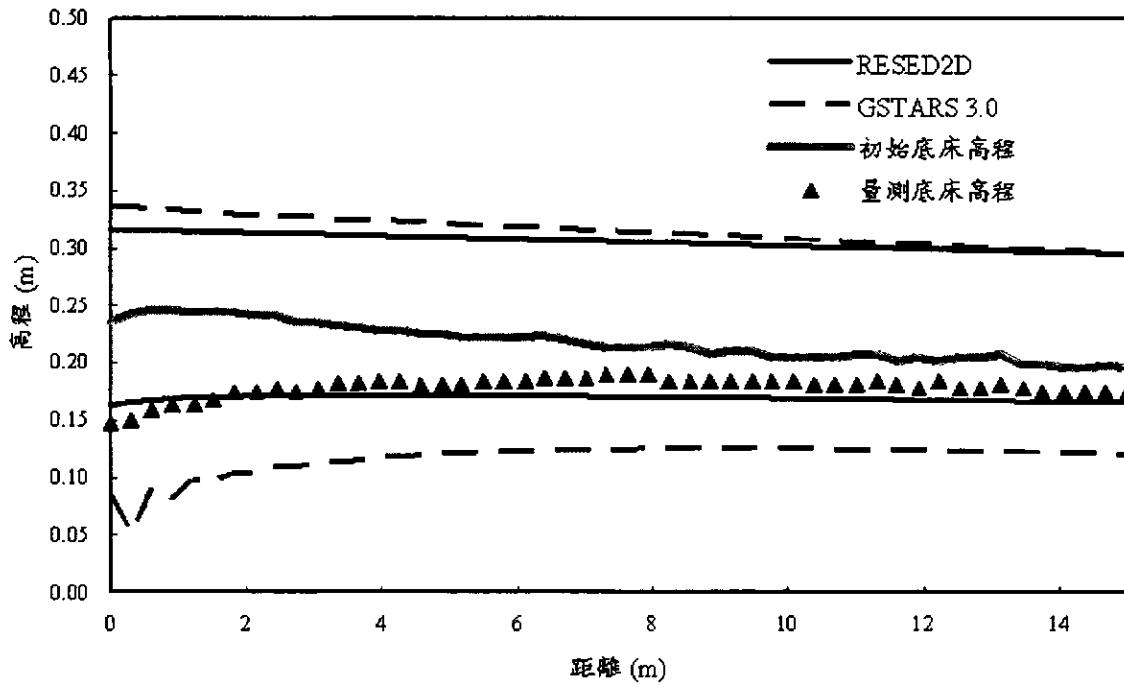


圖 5-13 非均勻沉滓沖刷案例之底床沖刷時變圖

13 小時

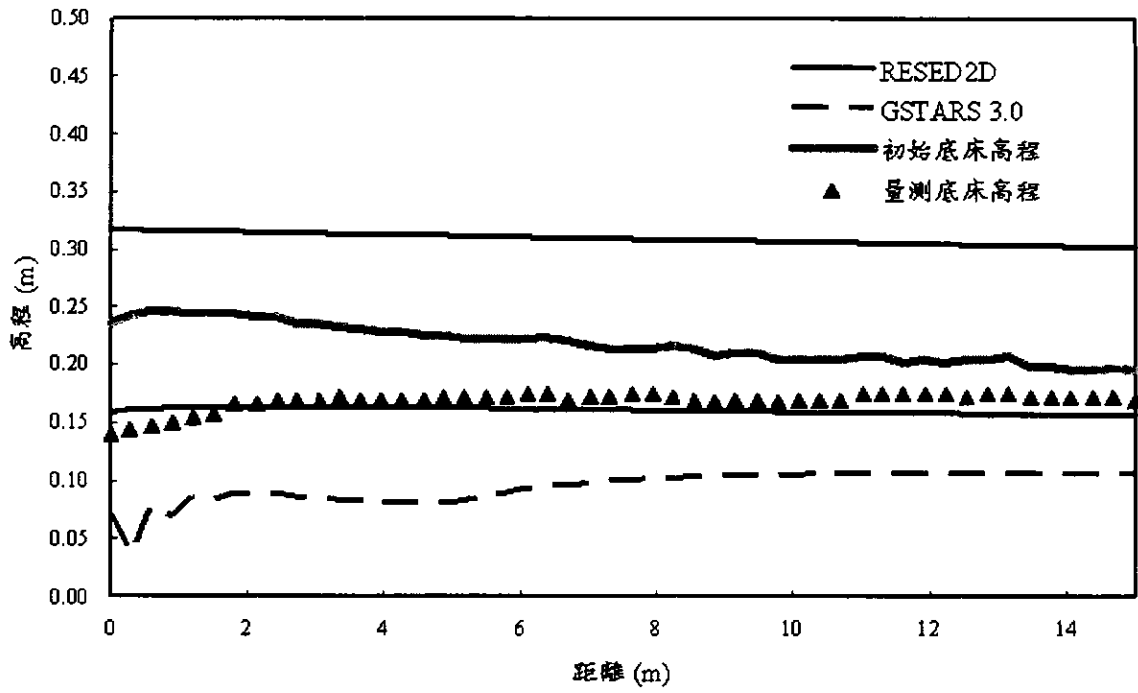
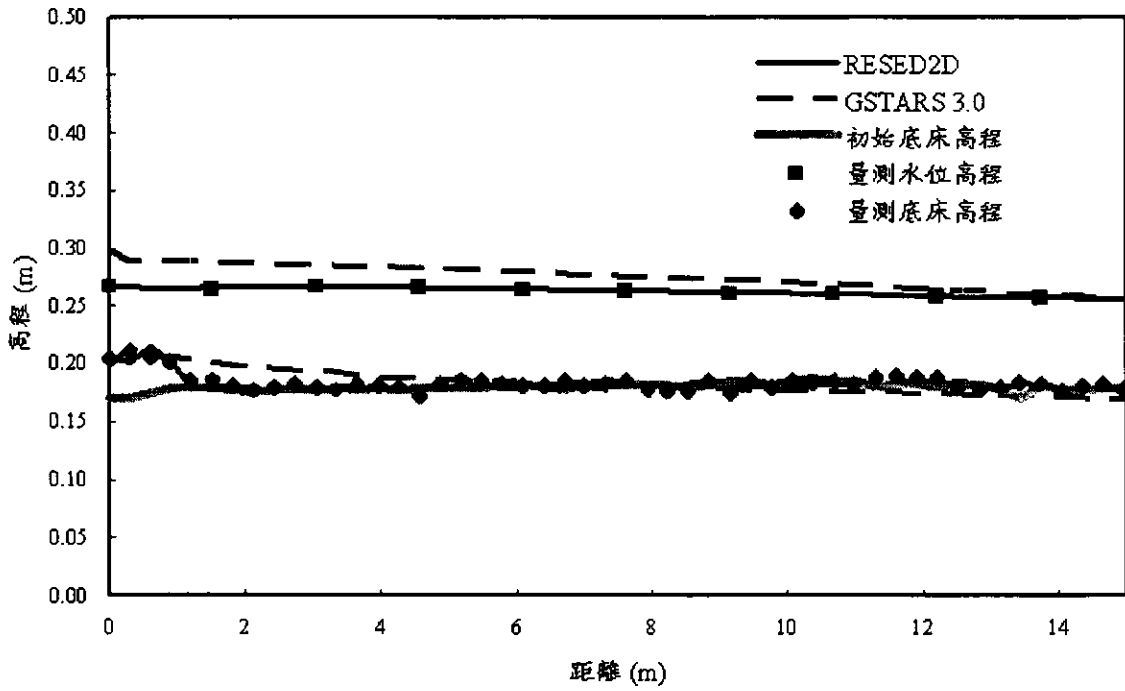


圖 5-13 非均勻沉滓沖刷案例之底床沖刷時變圖(續)

1.5 小時



2.5 小時

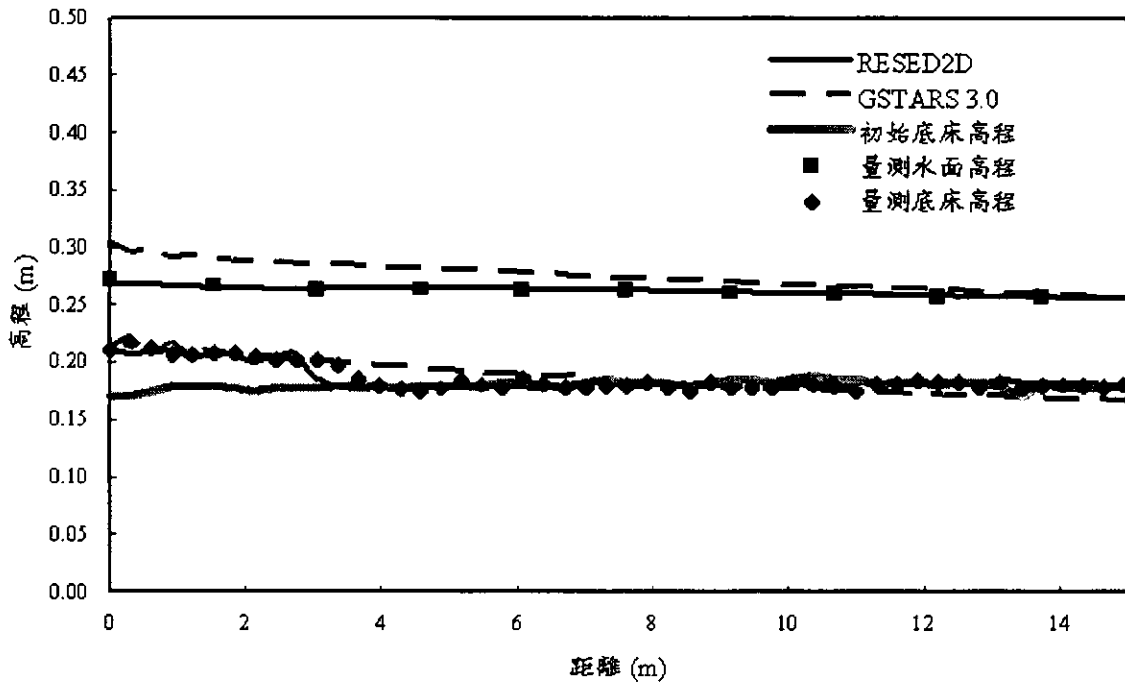
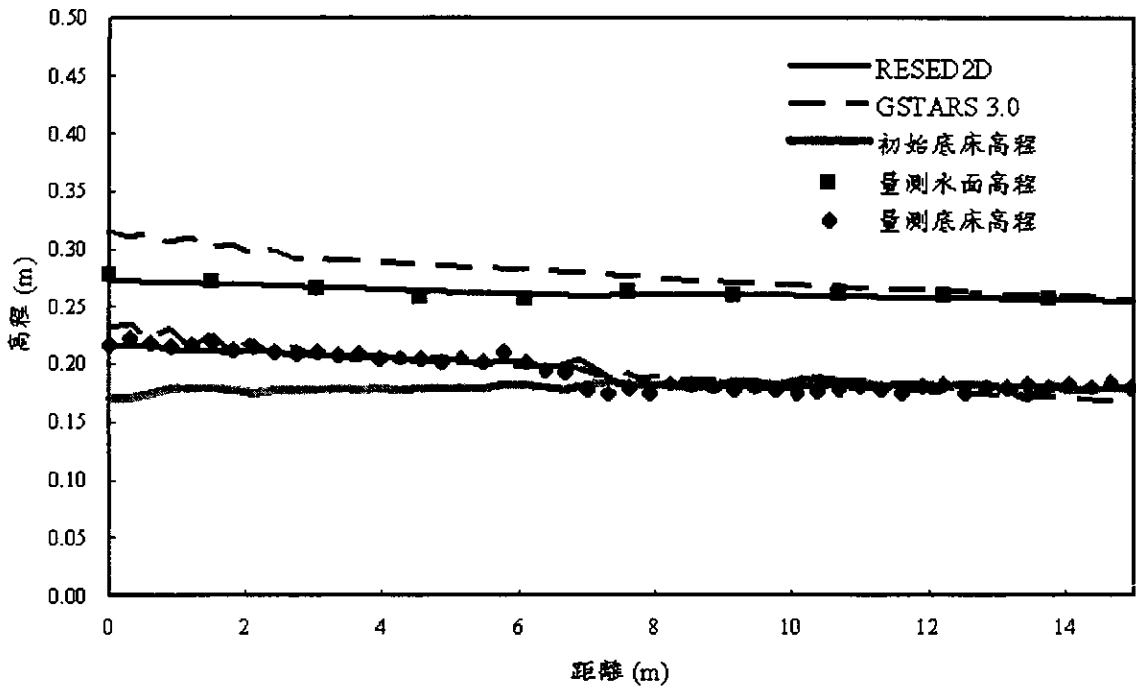


圖 5-14 淤積案例之底床沖刷時變圖

4.5 小時



7 小時

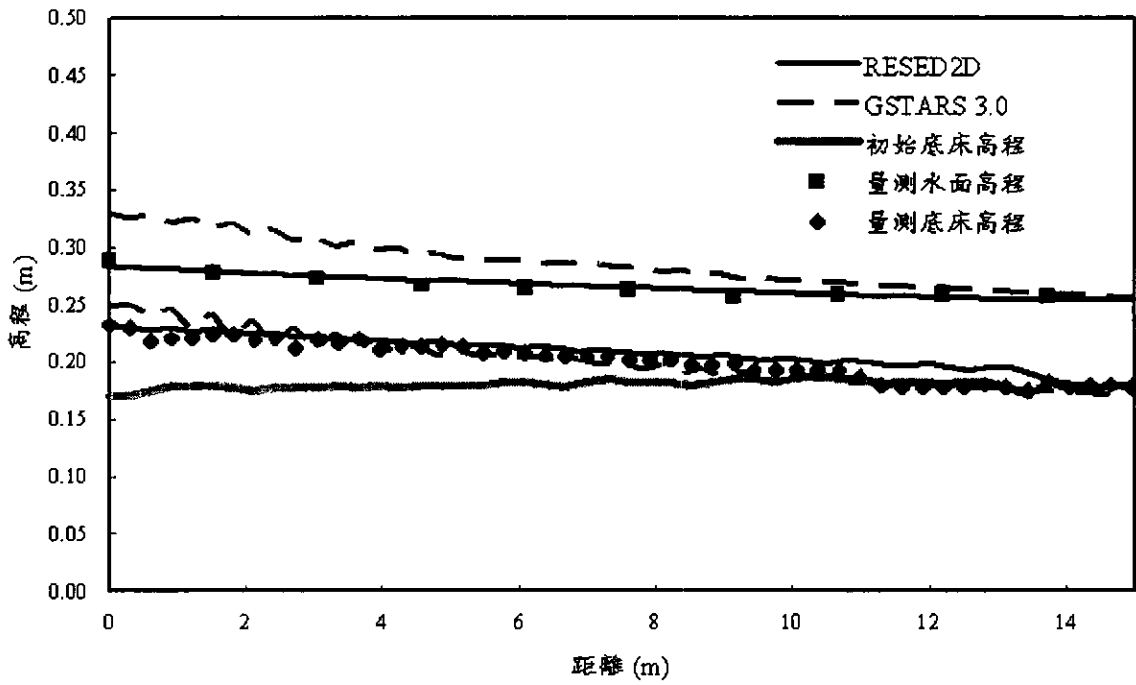


圖 5-14 淤積案例之底床沖刷時變圖(續)

10 小時

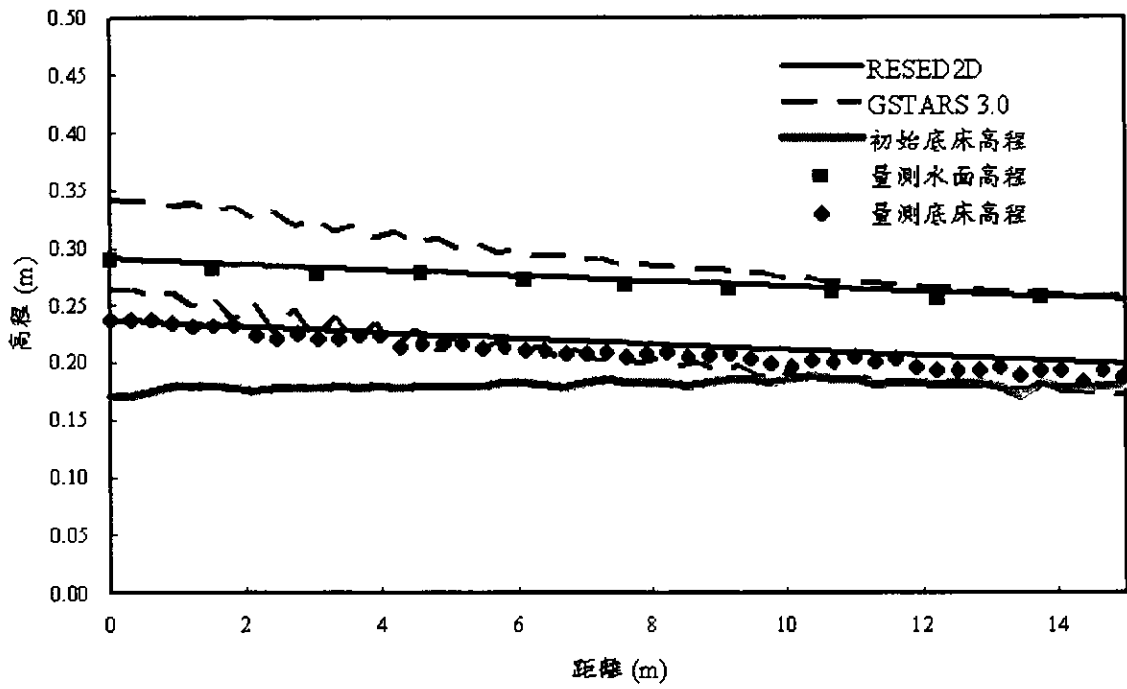


圖 5-14 淤積案例之底床沖刷時變圖(續)

19.58小時

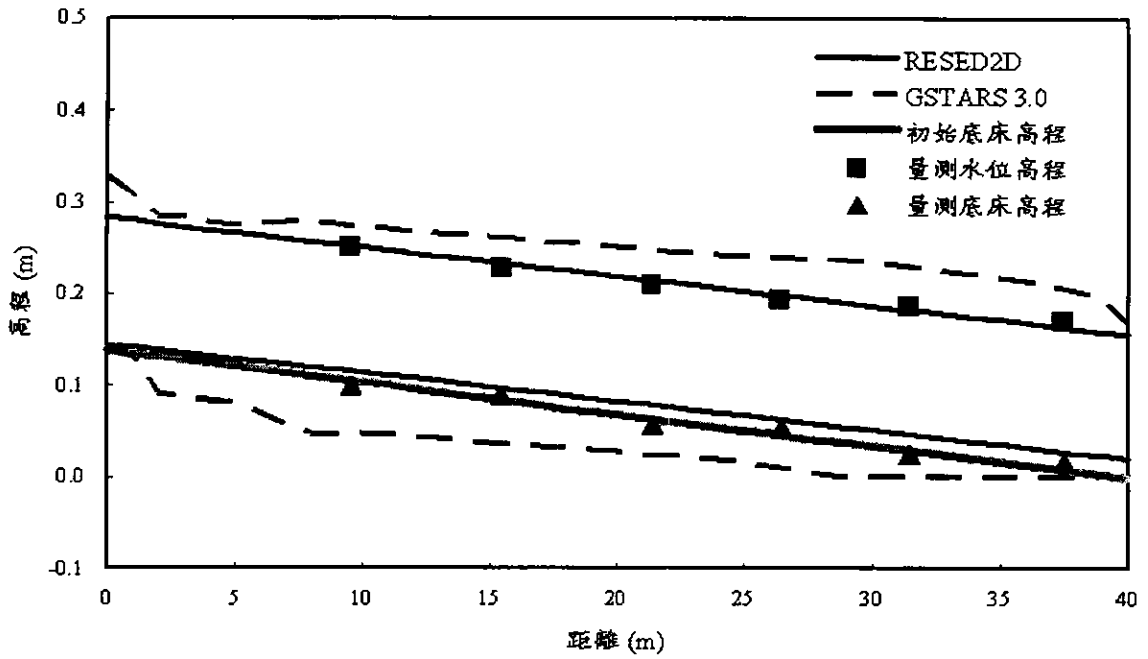


圖 5-15(a) 沖淤交替案例平衡試驗後之底床與水位高程縱向剖面圖

42.83小時

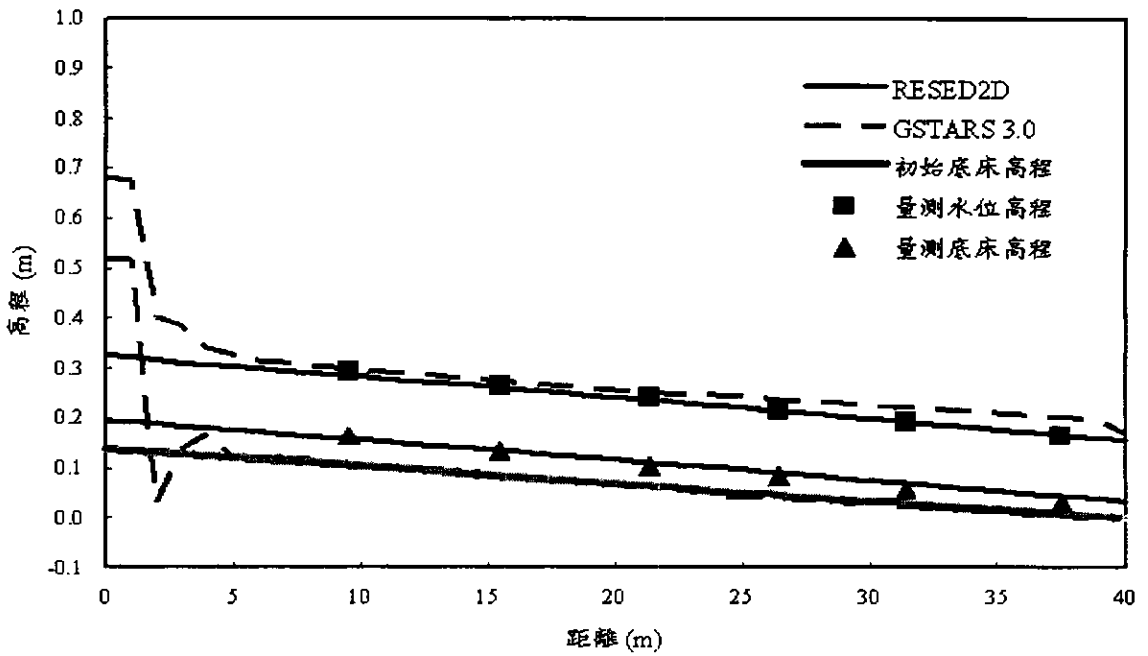


圖 5-15(b) 沖淤交替案例超載試驗後之底床與水位高程縱向剖面圖

79.82小時

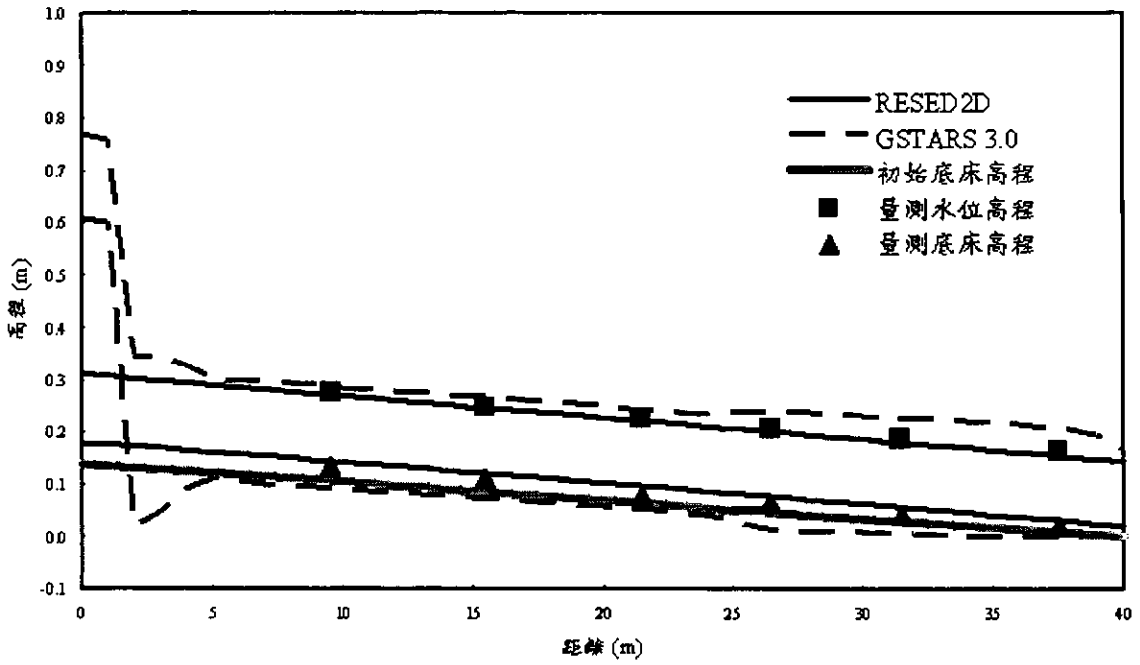


圖 5-15(c) 沖淤交替案例減載試驗後之底床與水位高程縱向剖面圖

85小時

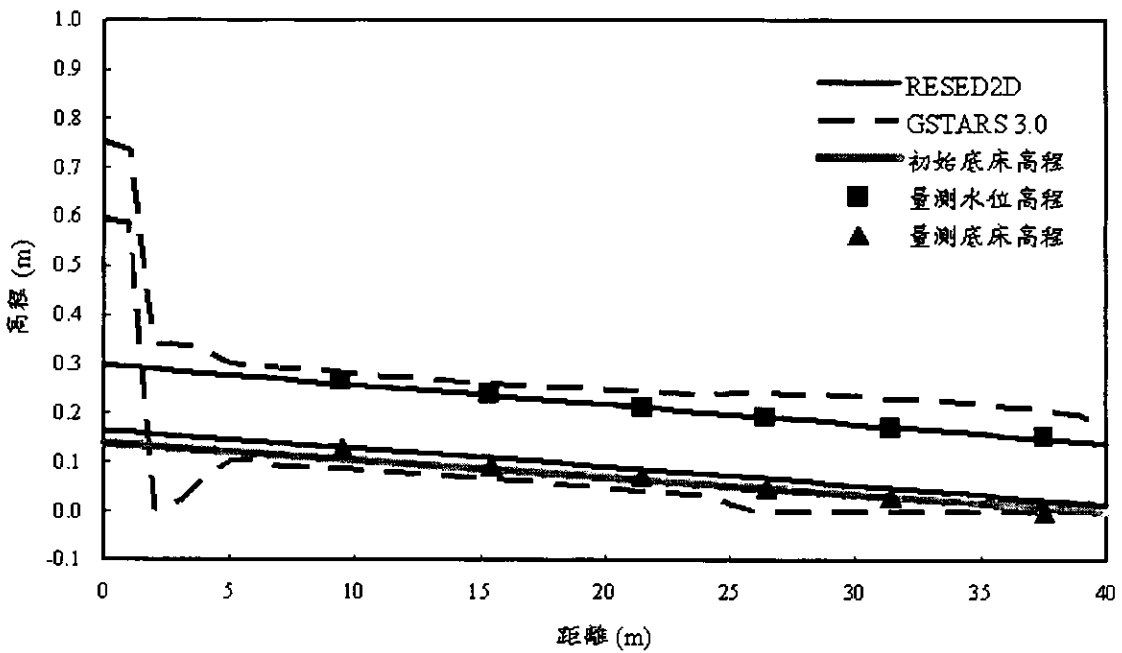


圖 5-15(d) 沖淤交替案例清水沖刷試驗後之底床與水位高程縱向剖面圖

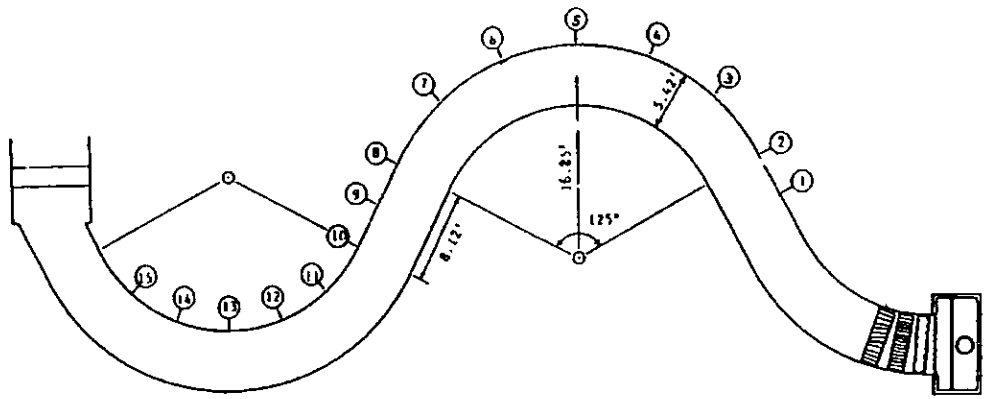


圖 5-16 Almquist and Holley (1985)試驗水槽幾何形狀圖

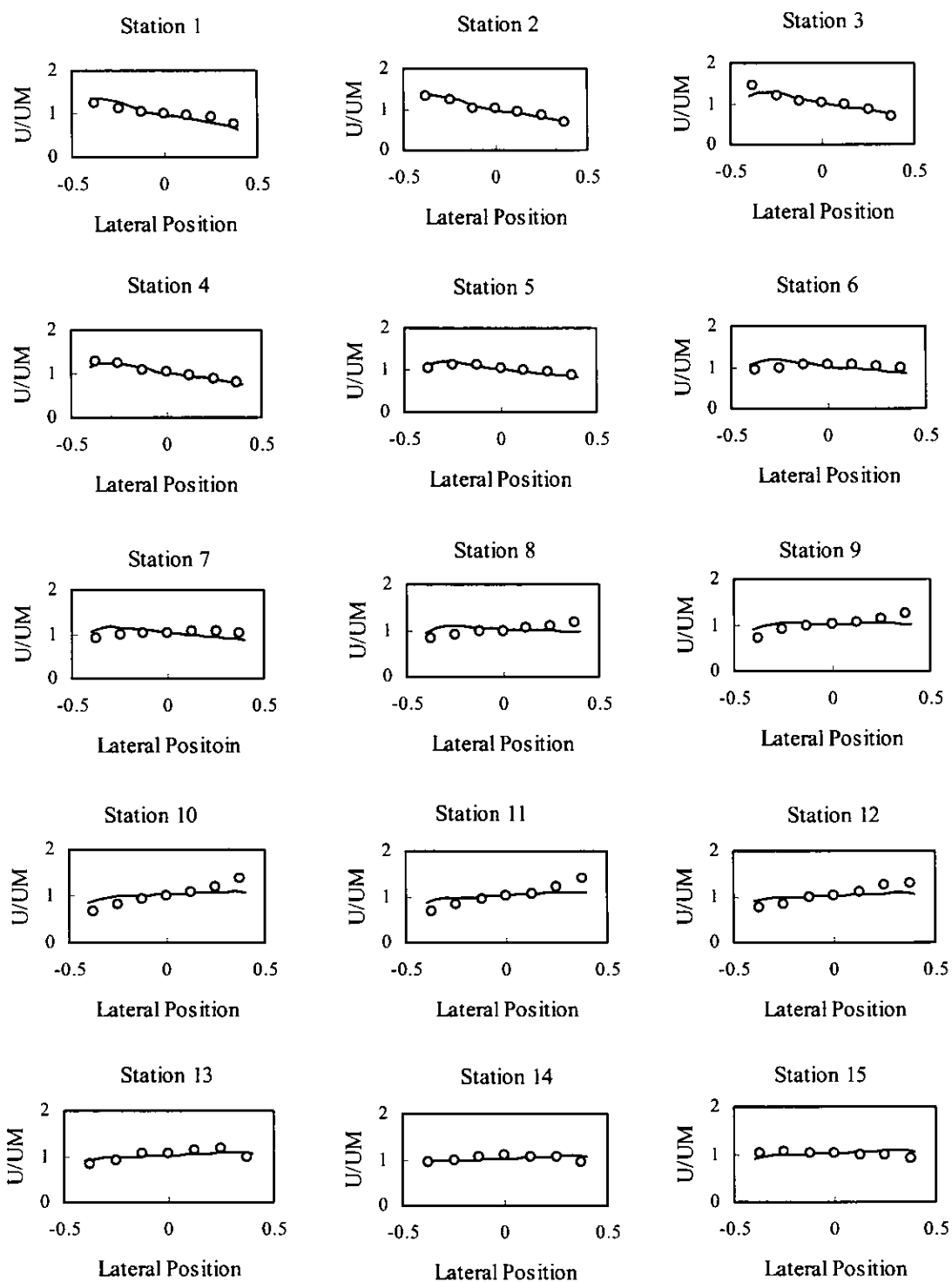


圖 5-17 Almquist and Holley(1985)試驗之水理模擬結果與實驗值比較圖

計算值(-)；實驗值(o)

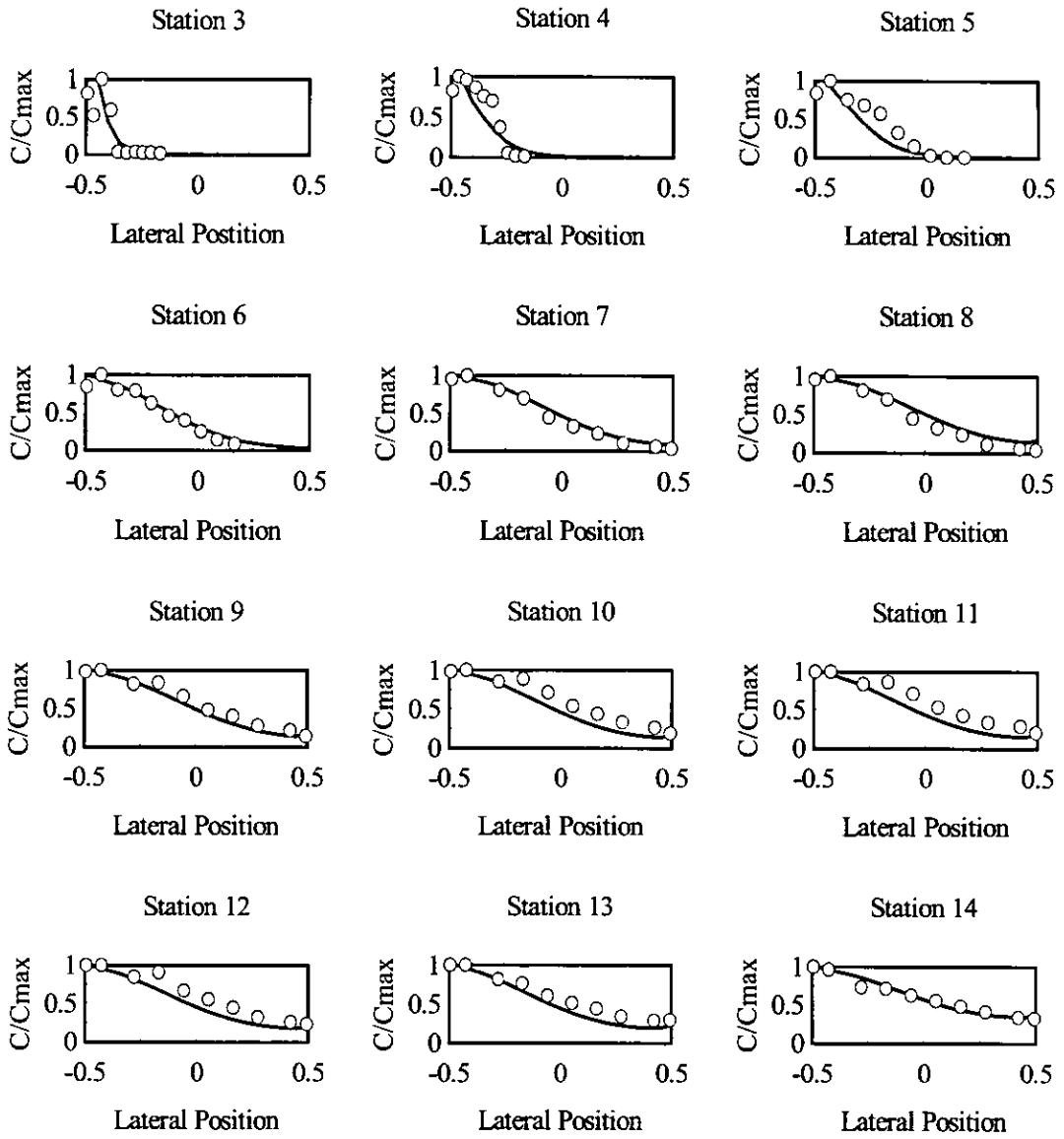


圖 5-18 左岸施放污染源案例之率定結果。計算值(-)；實驗值(o)

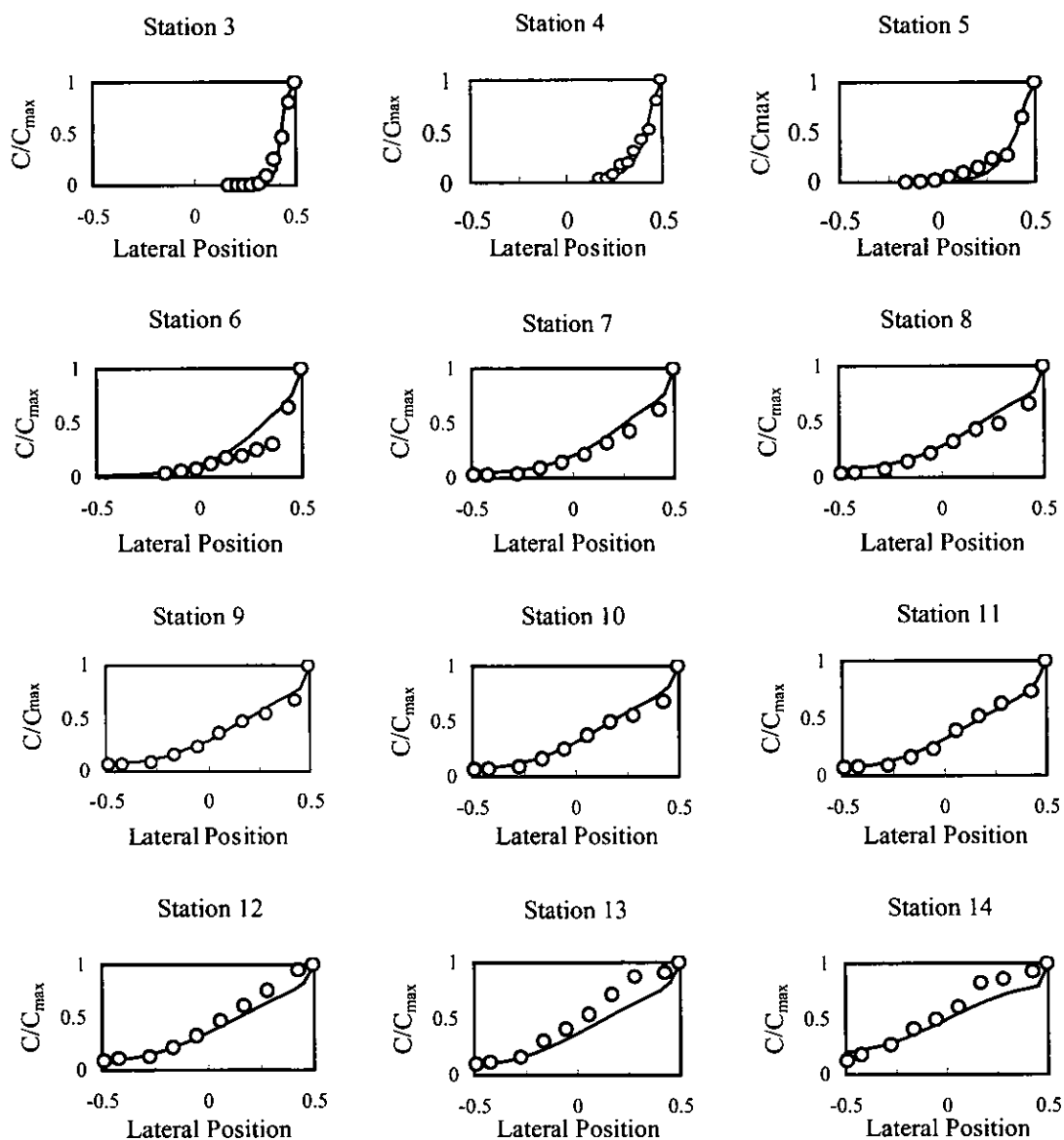


圖 5-19 右岸施放污染源案例之驗證結果。計算值(-)；實驗值(o)

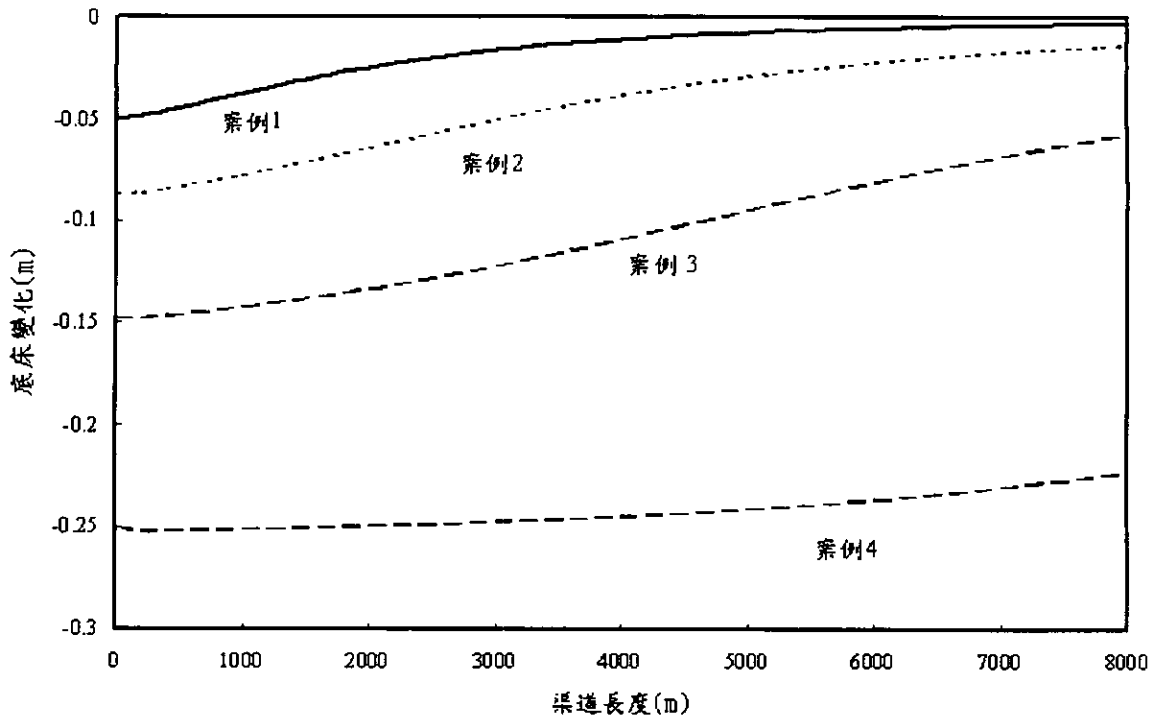


圖5-20 凝聚性沉滓沖刷測試案例1~4之渠道底床沿程變化圖(RESED2D)

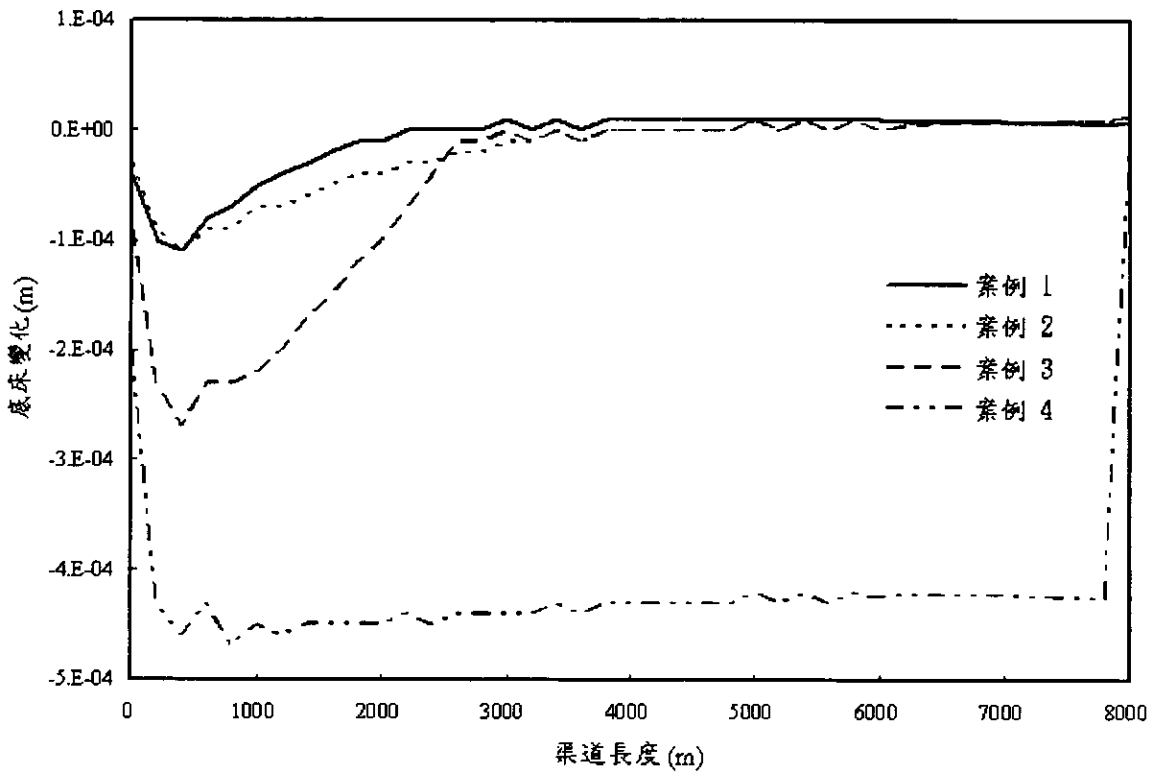


圖5-21 凝聚性沉滓沖刷測試案例1~4之渠道底床沿程變化圖(GSTARS 3.0)

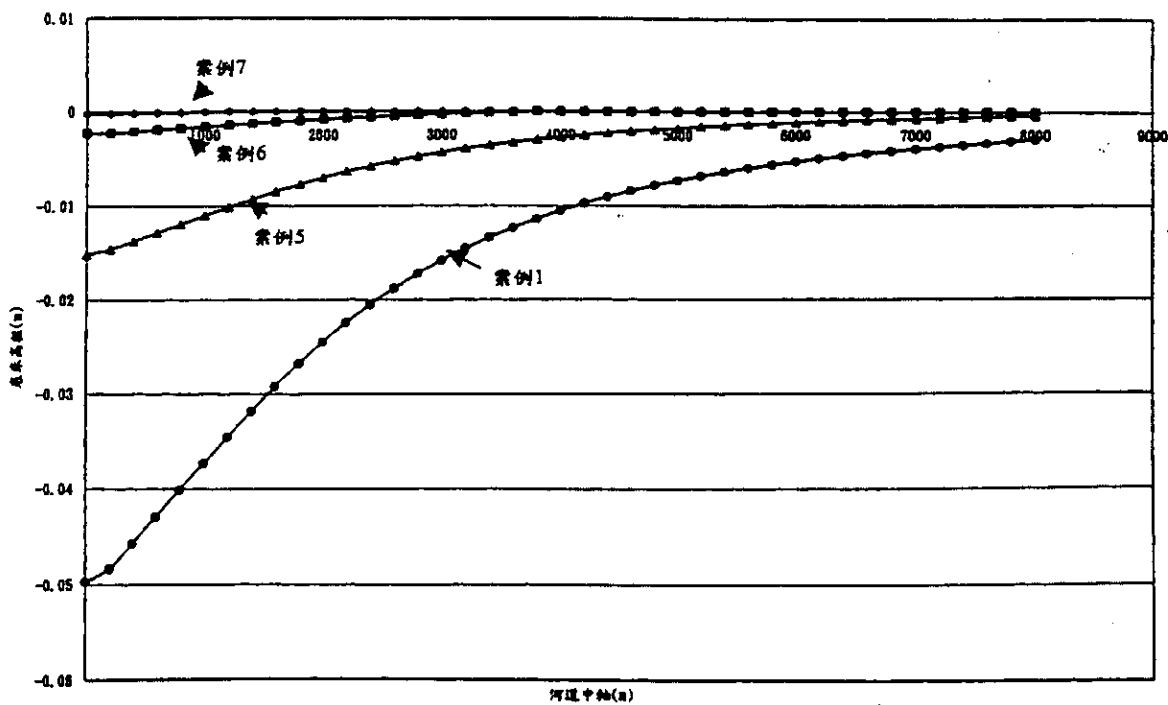


圖5-22 凝聚性沉滓沖刷測試案例1、5、6、7之渠道底床沿程變化圖 (RESED2D模式)

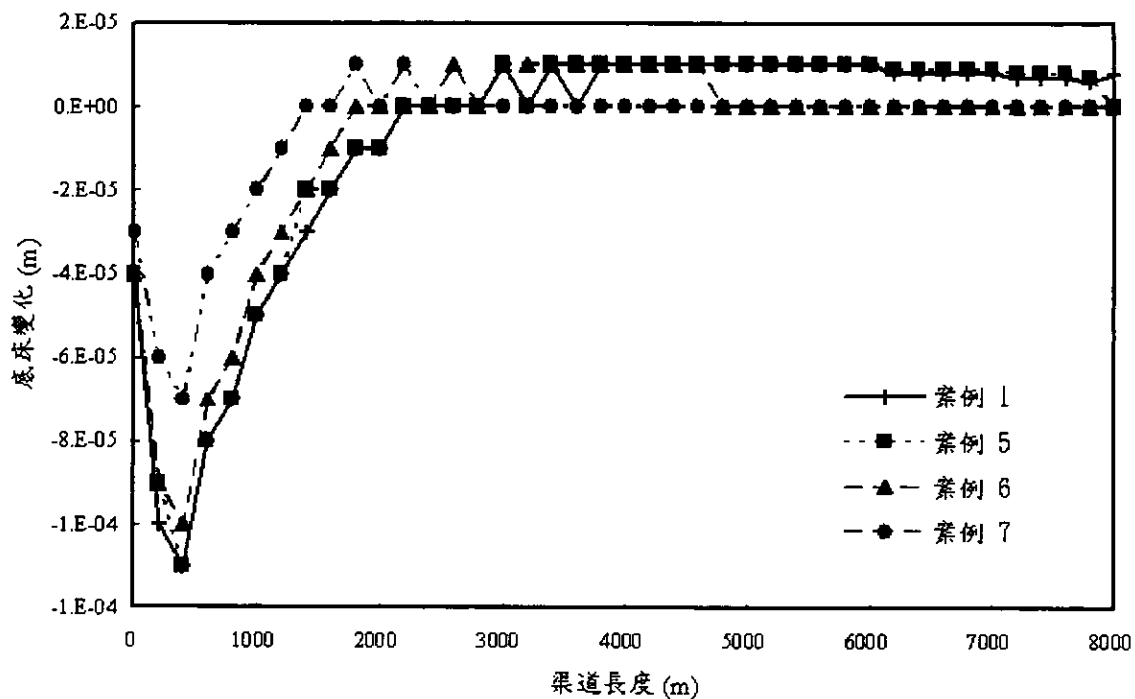


圖5-23 凝聚性沉滓沖刷測試案例1、5、6、7之渠道底床沿程變化圖 (GSTARS 3.0模式)

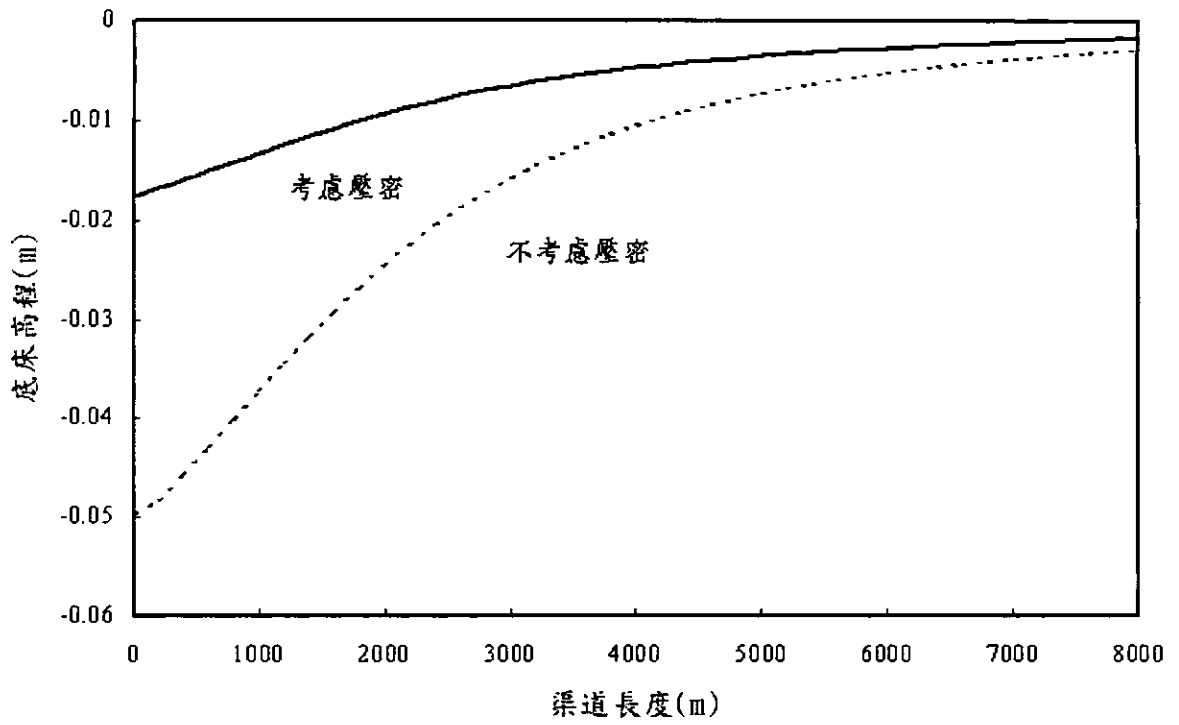


圖5-24 考慮與不考慮底床壓密模擬結果比較圖(RESED2D模式)

第六章 石門水庫應用例之模擬分析

6.1 本計畫擬解決之問題

鑑於石門水庫淤積嚴重，在水庫並不具備水力排砂的條件下，為維護水庫容積，水庫自民國 62 年起開始於中游段庫區以挖泥船清淤。其後又於民國 74 年起在下游段庫區實施水力抽泥船清淤以控制發電進水口附近之淤積面，其中對於發電進水口附近淤積面之控制實為石門水庫管理單位最迫切關心的課題。上述浚漂策略已沿用多年，但實際上並沒有相關研究探討此浚漂策略是否合宜，或分析探討是否有其他較佳方案存在。因此，本計畫在石門水庫應用例部分，擬定計畫執行方向為庫區浚漂方案對發電進水口之影響評估，評估的內容包括：

1. 包括抽砂位置之影響。
2. 抽砂後泥砂回淤分析。
3. 淤積量之評估。

根據 5.3 節模式於石門水庫之適用性分析中可知，就石門水庫應用例而言，RESED2D 模式應是合適的，GSTARS 3.0 模式則仍有其限制存在。因此，本計畫在進行本章節之石門水庫浚漂方案模擬時，主要將採用 RESED2D 模式進行分析討論，GSTARS 3.0 模式石門水庫應用例之相關結果則請參閱附錄七所示。

6.2 模式限制及假設條件

雖然本計畫已針對石門水庫特性設定相關模擬案例，利用 RESED2D 模式進行模擬分析，並驗證 RESED2D 模式應用於石門水庫之可行性。但上述之模擬案例均屬規則渠道，當模式應用於石門水庫

現場案例模擬時，模式仍會受到若干限制，必須藉由若干假設條件輔助，方能順利完成相關模擬工作。茲將模式應用於石門水庫現場案例之限制與應用時採用之假設條件敘述如下：

一、模式應用於石門水庫現場應用例之限制

1. 無法模擬岸壁沖刷的問題。
2. 模式無法模擬乾濕點交替變化之問題。
3. 對於太過複雜的幾何與底床形狀案例，模式在模擬收斂時將會遭遇困難。
4. 無法模擬細顆粒沉澱之靜水沉降問題。
5. 模式下游邊界設定為水位條件，將無法反映石門水庫無排砂設施情況下，入庫泥砂均應囚於庫內的情形。

二、模式應用石門水庫現場應用例採用之假設條件

1. 不考慮岸壁沖刷的問題，因此幾何邊界位置為固定。
2. 假設模擬區域之斷面底床形狀在側邊界處均為垂直的形態，以避免漲退水所造成的岸壁乾濕交替問題。
3. 當模擬區域存在過於複雜的幾何與底床形狀時，將局部修正此過於複雜之資料，以增進數值模擬之穩定性。修正的原則以使複雜形狀趨於規則形狀為原則。
4. 對於細顆粒之靜水沉降與水庫囚砂等問題，本計畫將利用假設的經驗推估方式求解，相關處理情形請參閱 6.4 節所述。

6.3 模擬條件概述

本計畫利用 RESED2D 之模擬案例包括兩個部分，一為石門水庫相關參數的率定與驗證，以確保後續石門水庫浚淤方案模擬結果之可靠性，選定模擬時間為尚未有清淤工程的民國 55 年與民國 56 年；一

為浚渫方案的評估，主要是針對浚渫方案對發電取水口處（如圖 3-1 之 R3 斷面）之影響進行評估分析，包括兩部分，一為不同浚渫位置對此處底床高程變化之影響；一為合理浚渫量之推估。模擬條件選用最新的量測資料，以有效反應現況的問題，目前選定民國 90 年的條件來模擬。茲將相關模擬參數設定如下：

1. 計算格網：選定模擬範圍從上游的霞雲水文站至壩址處。模擬範圍之計算格網如圖 6-1 所示。
2. 底床高程：水庫自開始運轉以來，每年均有進行斷面淤積測量。根據北區水資源局所提供的斷面淤積測量資料可作為模式模擬應用所需。
3. 模擬時間：由於底床高程的資料均以一年為單位，為了使模擬結果與實際底床相互比較，每個模擬案例均以一年為單位，分別選取該年度較大降雨事件進行模擬分析。
4. 曼寧 n 值：本模式在摩擦因子的設定上參考 Henderson(1966)對天然河道底床的曼寧 n 建議值，設定曼寧 n 值為 0.03。
5. 上游入砂量：模擬區域的上游邊界為霞雲水文站，該站自民國 52 年具有長期量測的含砂量以及輸砂量等資料，可提供模式上游入砂邊界條件。霞雲水文站於民國 54、55 年間並非每天均有含砂量及輸砂量紀錄，如此會對上游入砂量的設定造成困擾，故將民國 53 至 57 年間所有含砂量量測資料進行回歸分析，結果如圖 6-2。由於含砂量量測資料在民國 53 至 57 年與民國 90 年差異甚大，故另外選定民國 86 至 90 年間所有含砂量量測資料進行回歸分析，結果如圖 6-3 所示。至於兩條回歸關係式的差異從圖 6-4 比較，在相同入流量的情況下，兩者入砂量的濃度平均約差了 10 倍，從這差異可以發現石門水庫在建庫初期，由於上游集水區於較不穩定的狀態，故上游入

砂濃度必然較穩定的狀態大得許多。在模擬事件具有含砂量量測資料時，則以實測資料設定上游入砂量；若模擬事件不具有含砂量量測資料時，則以圖 6-2、6-3 的回歸公式計算含砂量，以設定入砂邊界條件。

6. 上游入流量：模擬區域的上游邊界為霞雲水文站，該站具有長期量測的平均日流量資料，可提供模式上游入流邊界條件。另外由民國 53 至 57 年間的水文資料顯示，當平均日流量小於 100 cms 的情況下，含砂量幾乎都小於 1000 ppm，輸砂量會小於 6000 公噸/日，相較於大流量的數萬 ppm 含砂量或上百萬公噸/日的輸砂量而言，日平均流量小於 100 cms 入流量情況下的輸砂量幾可忽略不計。因此在模擬分析上，對於民國 53 至 57 之案例僅選用日平均流量大於 100 cms 的事件。另外，由於庫區輸砂條件的改變(如第 5 點所述)，對於民國 86 至 90 年之案例則選用日平均流量大於 200 cms 的事件。
7. 壩址處水庫水位資料：水庫管理單位每日填寫的水庫運轉日報表，詳細記載水庫水位之變化歷程，記錄時間間距為 1 小時，可提供模式作為下游邊界條件的設定。
8. 沉滓粒徑：目前台灣水庫沉滓粒徑分佈之基本資料均相當缺乏或不夠齊全，就石門水庫而言，粗顆粒沉滓會延程落於中上游段，粒徑約介於 0.05~3 mm，壩址前的淤砂多為細顆粒沉滓，粒徑約介於 0.003~0.05 mm。因此，在模擬案例中，沉滓粒徑設定為三種，分別為 0.003、0.05、3 mm。
9. 沉滓粒徑百分組成：對於上游入砂量必須設定三種沉滓粒徑之入流比例，在此利用民國 54、55 年兩年的底床高程變化差，換算成下、中、上游的落淤體積，並分別以下、中、上游的落淤體積比例代表三種沉滓粒徑 0.003、0.05、3 mm 的入砂量組成比例。計算結果沉

滓粒徑 0.003、0.05、3 mm 的入砂量組成比例分別為 0.34、0.45、0.21。

10. 凝聚性沉滓參數：臨界表層沖刷及塊狀剝蝕剪應力採用 Teisson(1991)

對長時間壓密沉滓的建議值，均設定為 1.1089 N/m^2 ；臨界沉滓剪應力採用 Krone(1962)的建議值，設為 0.06 N/m^2 。

6.4 模擬參數決定分析

本計畫利用 RESED2D 模式，在不考慮細顆粒沉滓靜水沉降機制的情況下，細顆粒幾乎不會發生落淤，而且經過長時間的模擬後，底床高程的模擬結果幾乎沒有變化，與初始模擬底床高程幾乎相同，故在不考慮細顆粒沉滓靜水沉降機制的情況下，模擬結果將無法合宜反應水庫淤砂的行為，故對於細顆粒沉滓靜水沉降機制的處理即為本計畫工作之重點。

模式模擬之底床高程變化可分為兩部分，一為考慮總載(total load)情況下之底床變化量 $(Zb)_1$ ，一為考慮靜水沉降所得之底床變化量 $(Zb)_2$ 。當模式模擬結束後，可得各計算點因考慮總載的底床高程 $(Zb)_1$ 以及考慮細顆粒沉滓靜水沉降機制所造成的底床高程變化量 $(Zb)_2$ ，其中 $(Zb)_2$ 之計算方法可利用各計算點的控制水體含砂濃度，配合該計算點之水深與控制面積轉換成底床高程的變化量，即模擬淤積量 $= (1 - e^{-kt}) \times \text{濃度} \times \text{水深} \times \text{控制面積}$ ，其中假設靜水沉降的時間夠長，足使懸浮沉滓均能落淤至底床，即 $e^{-kt} = 0$ ，並且除以控制面積，以轉換成底床高程的變化量，即 $(Zb)_2 = \text{濃度} \times \text{水深}$ 。由於石門水庫並無排砂設施，理論上入庫泥砂均應囚於庫內，但在數值模式下游邊界設定為水位條件的情況下，將會使若干泥砂流出庫外，因此，為修正此囚砂效應，將前述計算所得之 $(Zb)_2$ 再乘上一囚砂修正係數 c ，即真正靜水沉粉底床變化量應為 $c(Zb)_2$ 。再計算底床總變化量 $(Zb)_c$ 為

$(Zb)_1+c(Zb)_2$ ，最後利用實測底床變化量 $(Zb)_1$ 應等於 $(Zb)_1+c(Zb)_2$ ，據以檢定 c 值。相關計算流程如圖 6-5。

由於石門水庫淤積嚴重，水庫自民國 62 年起開始進行庫區清淤的工程，所以必須選定尚未有清淤工程的模擬條件，才能完全反應出底床高程的變化量即為整年度的淤砂量，在此選定民國 55 年來進行參數的率定，首先選取 R3、R10、R26（如圖 3-1 所示）三個參考斷面來進行模擬參數的率定與驗證，並且選取上游入流量大於 100 cms 的事件來代表一年水庫淤砂的模擬，參數率定的結果如圖 6-6，由圖 6-6 在 R3、R10、R26 的模擬結果均相當符合實際底床高程，模擬參數率定結果相當合理，其中在 R3、R10、R26 斷面因砂修正係數 c 分別為 15、6、5。另外選定民國 56 年來進行參數的驗證，參數驗證的結果如圖 6-7，由圖 6-7 可以發現在壩址處 R3 斷面平均約淤積了 1.5 公尺，模擬結果相當符合實際底床高程，在 R10 斷面平均約淤積 2.1 公尺，模擬結果雖未能完全符合實際底床高程，但如此的模擬結果尚可接受，在 R26 斷面實測資料產生了底床沖刷的現象，實際底床高程約刷深了 7 到 8 公尺，對於石門水庫在無排砂設施與浚渫工程情形下，一年竟產生如此大的沖刷量，該年度實測資料的正確性確實值得商榷，且本計畫所考量的重點在於下游壩址處的淤積情形，故對於模擬參數率定與驗證的結果應可接受。

6.5 浚渫位置對發電取水口之影響分析

對於石門水庫浚渫方案的評估主要包括兩個部分，一為浚渫的位置，一為浚渫量。有關水庫浚渫的位置，自民國 62 年起開始於中游段庫區以挖泥船清淤，其後又於民國 74 年起在下游段庫區實施水力抽泥船清淤以控制發電進水口附近的淤積。在模式模擬時，中游段庫區選

取模擬段面 R19 到 R21 作為清淤的範圍；下游段庫區選取模擬段面 R3 到 R7 作為清淤的範圍（「石門水庫淤積泥砂抽取計畫服務報告，民國 84 年」），並且將浚漂量轉換成底床高程下降量以反應底床因清淤所造成底床高程的變化。有關石門水庫庫區中游段與下游段歷年浚漂量則如表 2-6。在此則選取民國 90 年的底床高程資料與水文資料作為模擬條件。針對石門水庫浚漂的模擬案例，分別於中游段與下游段採用歷年最大清淤量（中游段歷年最大清淤量為 915,845m³，下游段歷年最大清淤量為 534,530m³），以模擬此兩處清淤對發電取水口處（R3 斷面）的影響。選取模擬斷面 R3 底床高程的變化來比較模擬的結果，模擬結果如圖 6-8，由圖 6-8 可以發現在中游段就算以歷年最大的清淤量進行浚漂，與水庫均不浚漂的情形比較，對於下游段 R3 斷面底床高程變化幾乎沒有影響。而在下游段的浚漂案例中，R3 斷面浚漂後回淤的底床高程較水庫均不浚漂而回淤的底床高程還低，表示在下游段進行浚漂確實使 R3 的淤積面獲得控制。由這一案例可以發現在中游段浚漂對於 R3 淤積面的影響甚微，就控制 R3 淤積面而言，浚漂的位置建議應以下游段為主，而中游段的浚漂則不影響 R3 淤積面，可視實際需求研擬獨立的浚漂策略。

6.6 水庫下游段(R3 至 R7 斷面)每年淤砂量之推估分析

在水庫上游入流量已知(霞雲水文站之量測資料)的情況下，若能推得上游入流量與水庫下游段(R3 至 R7 斷面)的淤積量關係，將能利用每年已知入流資料推估下游段每年的淤砂量。因此，本計畫將進行上游入流量與水庫下游段淤積量關係的推估工作。

利用 200、400、600、800、1000 cms 五組上游入流量及相對應之入砂量(為反映石門水庫現況，入砂量設定採用民國 86 至 90 年間所有

含砂量量測資料之回歸關係圖，如圖 6-3 所示)，延時分別為一天、二天、三天，利用前述已決定的模擬參數行模擬分析。將模擬結果繪製成上游入流量與下游段淤積量的關係圖，如圖 6-9 所示，並可得到上游入流量與下游段淤積量的回歸關係式。故由此關係式可檢視當年度上游入流量大於 200 cms 之水文事件，再以每場之平均日流量配合該場事件延時，則可得一相對應的下游段淤積量，將每場所得之下游段淤積量相加則可得該年下游段之總淤積量。相關流程如圖 6-10 所示。

欲進行圖 6-9 之驗證工作時，僅能採用 80 年代的資料較為合理(因圖 6-9 乃由民國 86 至 90 年之輸砂資料推得)，且須有連續兩年的底床高程測量資料方能計算每年之淤砂量。檢視石門水庫提供的資料(如附錄二所示)，目前本計算僅能採用民國 83 年的資料進行驗證的工作。

以民國 83 年為例，該年度每天日平均流量如表 6-1 所示。選取大於 200 cms 之水文事件分別是 8 月 8~10 日、8 月 21~23 日、9 月 1 日、10 月 10~11 日共四場，根據每場延時天數計算平均日流量，再利用圖 6-9 中的回歸關係式配合每場延時天數推估每場事件下游段的淤積量，而每場淤積量之總和即為該年度下游段之總淤積量，詳細計算數據如表 6-2。由表 6-2 可得民國 83 年度石門水庫下游段之總淤積量為 $346,434 \text{ m}^3$ 。另外，由民國 82、83 兩年在 R3 到 R7 斷面的底床高程差，可概估底床淤積量約為 $35,275 \text{ m}^3$ ，再加上民國 83 年水庫下游段的清淤量 $351,845 \text{ m}^3$ ，則可估算民國 83 年水庫下游段實際淤積量為 $387,120 \text{ m}^3$ 。推估結果較實測資料小 $40,686 \text{ m}^3$ ，誤差百分比為 10.51%。歸咎此差異的原因，可能為民國 83 年有兩場上游入流量接近(小於)200 cms 的事件(8 月 11~18 日、10 月 12~15 日)並未納入計算所造成。

整體而言，針對 R3 斷面淤積面的控制，利用圖 6-9 上游入流量與下游段淤積量的回歸關係式，並根據圖 6-10 的計算流程，即可推估得

石門水庫下游段每年之淤積量。此過程不但簡便、迅速且不需經由數值模式的模擬便可得到下游段之淤積量，應可提供與石門水庫管理單位，作為下游段淤積量之定性參考。

表 6-1 民國 83 年霞雲水文站平均日流量統計表

日期	Basin No. 1140			Sub-basin No. H054			Reach 淡水河			Headway 大漢溪			Station No. 622.8		
	流量	水位	流速	流量	水位	流速	流量	水位	流速	流量	水位	流速	流量	水位	流速
1日	8.47	5.07	34.62	16.58	8.76	22.34	16.9	29.82	208.48	19.27	41.37	12.28			
2日	8.18	4.62	43.39	16.17	16.17	34.62	14.64	20.38	160.41	18.11	39.91	11.93			
3日	8.47	4.62	41.43	14.2	20.48	13.8	11.8	18.84	106.68	18.68	39.19	11.59			
4日	6.79	4.84	40.78	14.2	65.48	24.25	13.38	59.28	85.82	33.7	37.07	10.59			
5日	7.61	4.41	38.88	14.59	80.88	15.97	11.43	53.53	73.78	33.7	36.38	9.35			
6日	6.27	4.84	27.35	12.72	35.21	13.8	11.43	40.4	65.13	33.7	35.03	10.27			
7日	6.79	4.62	27.35	12.01	45.39	17.85	11.8	63.5	59.32	32.41	33.05	9.05			
8日	6.27	4.62	25.29	12.36	41.43	63.3	8.99	1666	52.77	33.05	33.7	8.2			
9日	7.33	8.18	25.8	11.66	38.26	38.33	8.05	409	46.66	100	33.7	9.96			
10日	9.69	12.36	23.79	10.65	29.5	33.21	220	246.28	43.76	1571	33.05	12.64			
11日	2.37	10.65	24.78	13.08	26.31	27.88	436	179.94	43.76	379	33.05	7.14			
12日	5.07	18.69	20.48	11.32	38.26	27.88	160	146.63	39.17	193.22	31.15	9.65			
13日	6.27	20.93	18.26	10.98	27.88	23.67	90.81	123.31	58.2	144.48	18.3	8.76			
14日	12.01	8.18	18.26	14.59	21.87	17.37	72.93	109.49	72.5	120.41	19.22	9.65			
15日	13.83	20.02	18.69	24.78	22.34	14.22	62.28	103.63	49.66	102.79	18.3	8.76			
16日	10.65	44.72	17.41	12.72	20.93	13.8	55.41	117.05	41.89	89.19	16.55	9.35			
17日	20.48	43.39	14.97	10	17.83	9.99	49.01	138.05	38.29	78.92	16.55	9.35			
18日	1.65	59.15	15.37	13.45	21.87	14.64	45.56	105.08	34.87	72.49	16.98	9.05			
19日	1.65	54.61	19.57	10.65	27.35	31.15	42.25	89.77	34.87	66.4	14.51	17.85			
20日	3.6	58.38	27.35	9.07	17.83	39.1	39.1	155	25.71	63.47	15.72	32.41			
21日	7.06	46.76	24.78	9.69	16.99	57.32	40.66	1222	19.27	64.44	15.31	14.13			
22日	7.33	42.08	19.57	9.07	15.77	40.66	37.57	335	21.09	50.86	15.31	8.76			
23日	2.87	36.41	26.83	10.65	16.99	40.66	33.92	208.48	19.87	51.7	14.13	10.59			
24日	6.27	18.26	37.64	7.89	14.97	36.08	33.92	159.14	23	48.38	15.31	9.96			
25日	5.54	27.88	25.29	11.66	13.83	33.21	32.51	87.13	25.01	45.97	12.28	7.92			
26日	6.02	27.88	23.3	10.65	13.45	29.82	35.35	112.48	19.87	45.18	13.37	17.85			
27日	10.65	42.08	22.82	7.61	13.08	39.51	35.35	97.96	18.11	49.2	11.93	13			
28日	5.78	59.15	19.13	9.07	13.83	29.82	31.83	87.13	22.35	78.92	13.74	15.72			
29日	6.02	17.41	17.41	8.47	26.83	19.34	28.52	78.24	21.09	59.69	13.37	15.72			
30日	5.78	16.99	16.99	8.18	18.69	17.85	28.52	71.03	21.09	48.38	12.28	13			
31日	5.54	15.37	15.37	8.18	23.79	17.85	26.64	64.2	21.09	45.18	11.59	11.59			

資料來源：經濟部水利署水文資料庫

表 6-2 民國 83 年下游段淤積量推估表

模擬日期 (民國 83 年)	第一天日 流量(cms)	第二天日 流量(cms)	第三天日 流量(cms)	延時天數 (天)	平均日流量 (cms)	下游段淤積 量 (m ³)
8/8-8/10	1666.00	409.00	246.28	3	773.76	170756
8/21-8/23	1222.00	335.00	208.48	3	588.49	106376
9/1	208.48			1	208.48	0
10/10-10/11	1571.00	379.00		2	975.00	69302

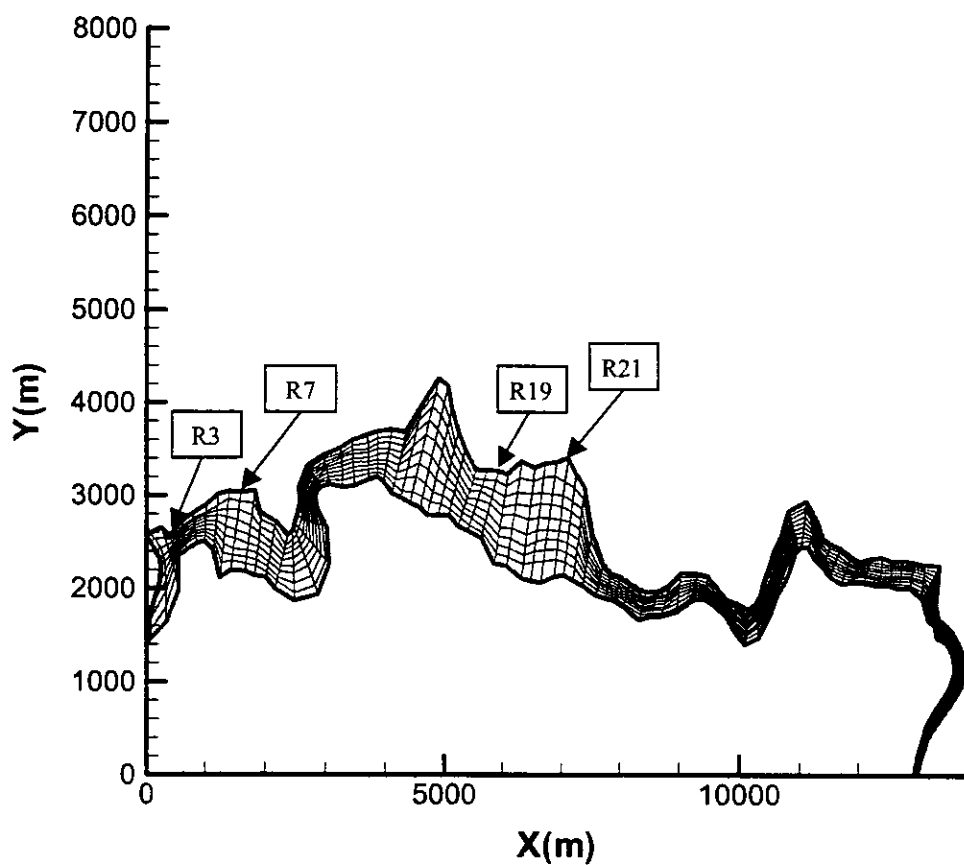


圖 6-1 石門水庫模擬範圍之計算格網

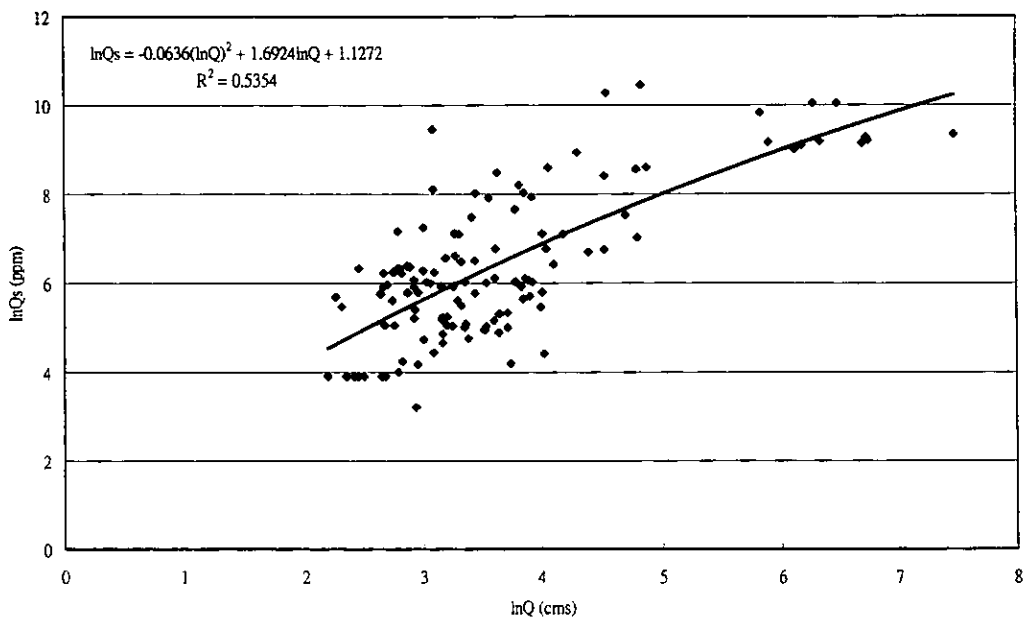


圖 6-2 民國 53 到 57 年雲霞水文站流量與含砂量關係曲線

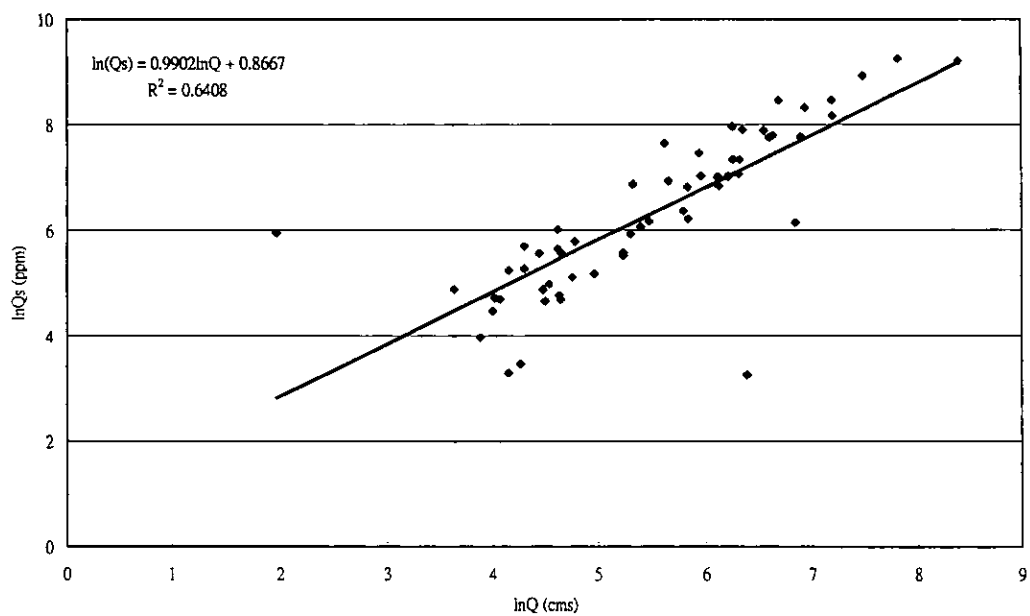


圖 6-3 民國 86 到 90 年雲霞水文站流量與含砂量關係曲線

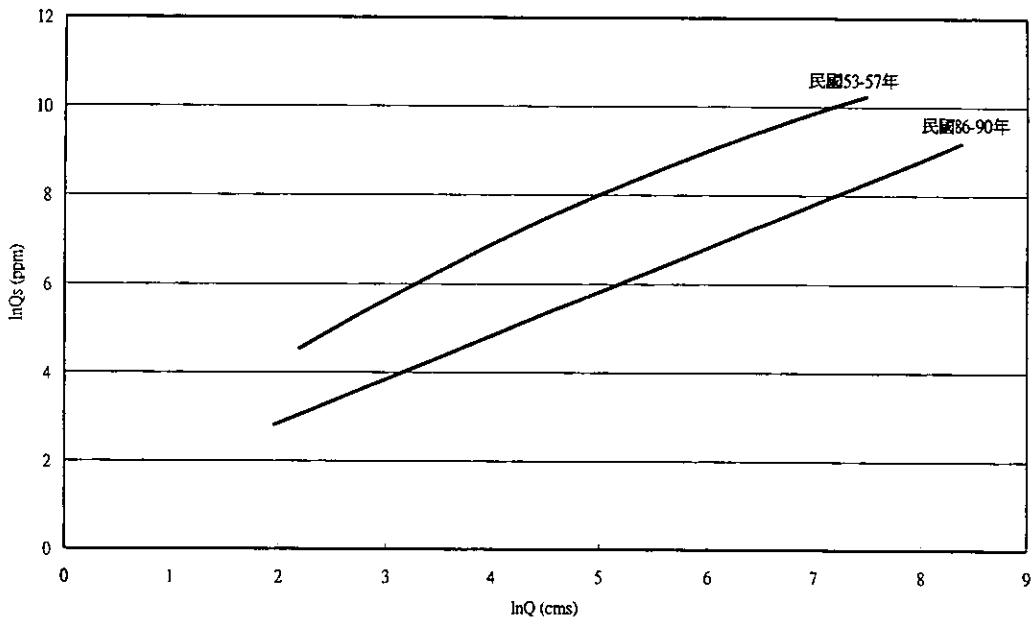


圖 6-4 流量與含砂量關係曲線比較圖

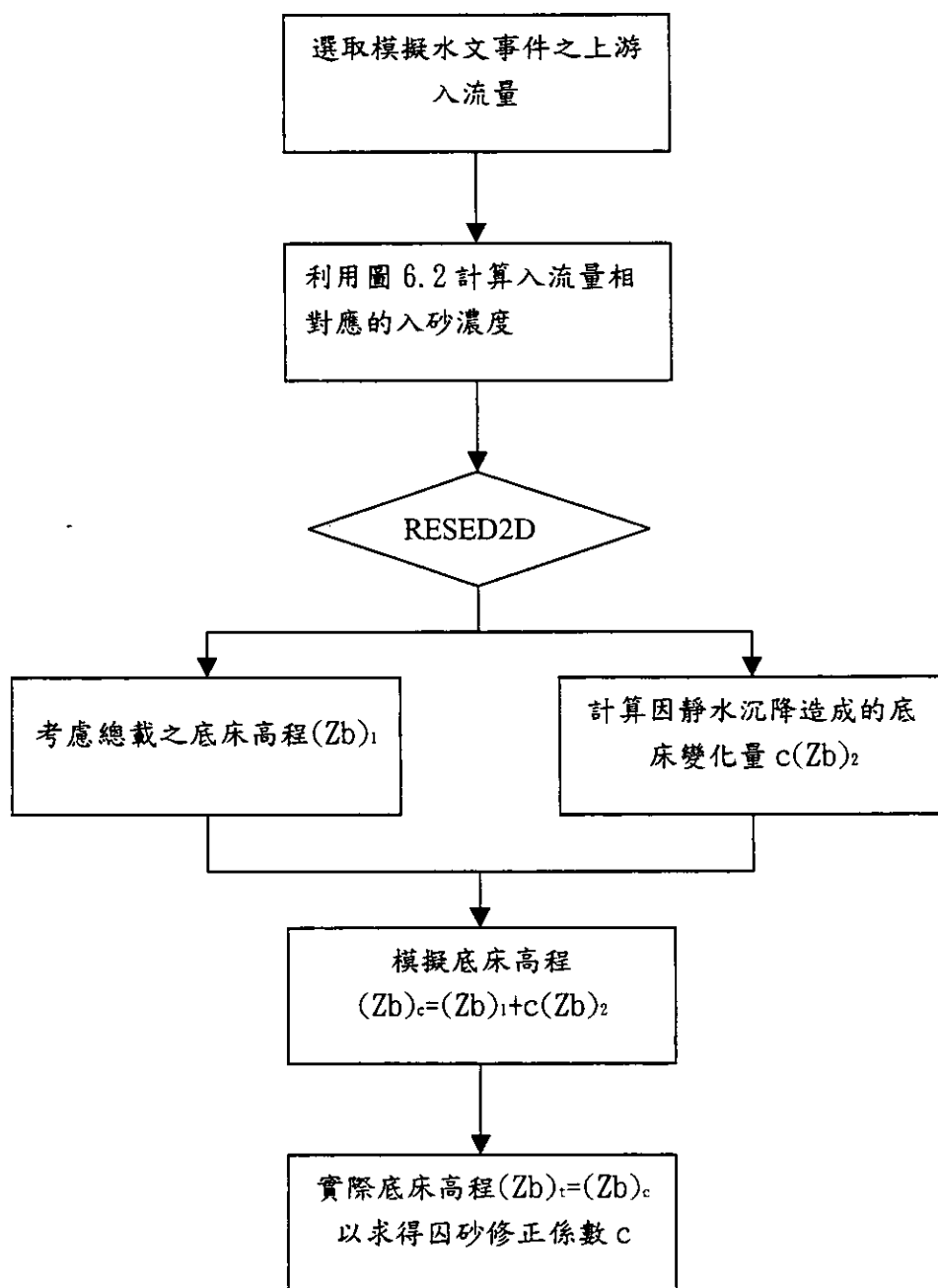


圖 6-5 模擬參數率定計算流程圖

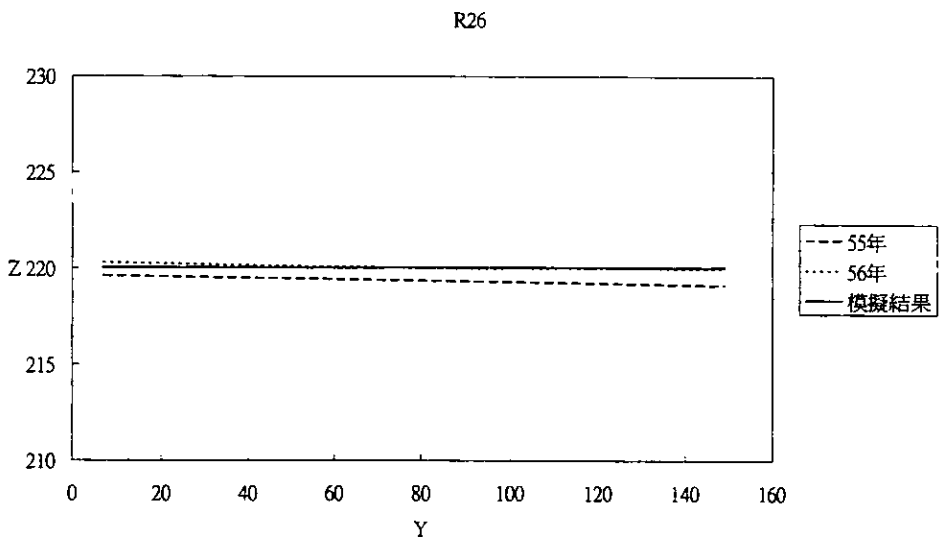
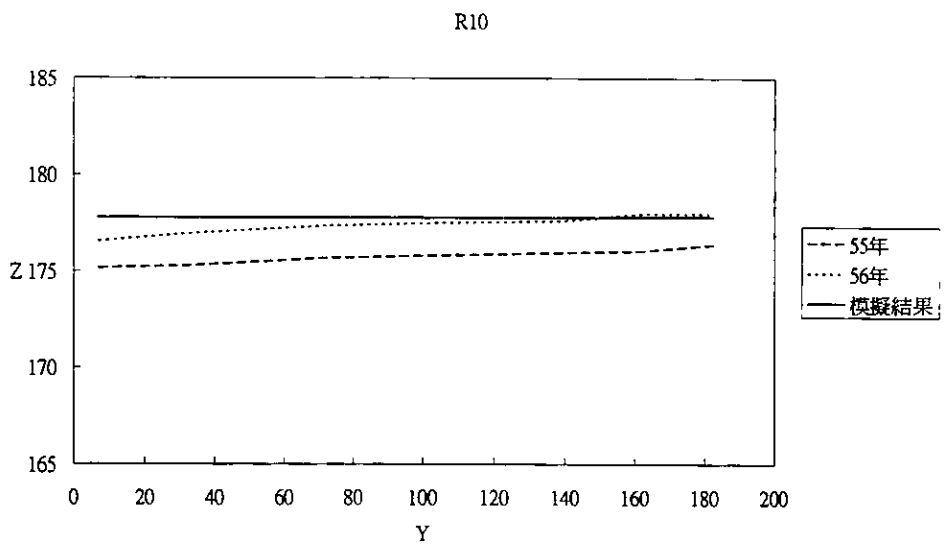
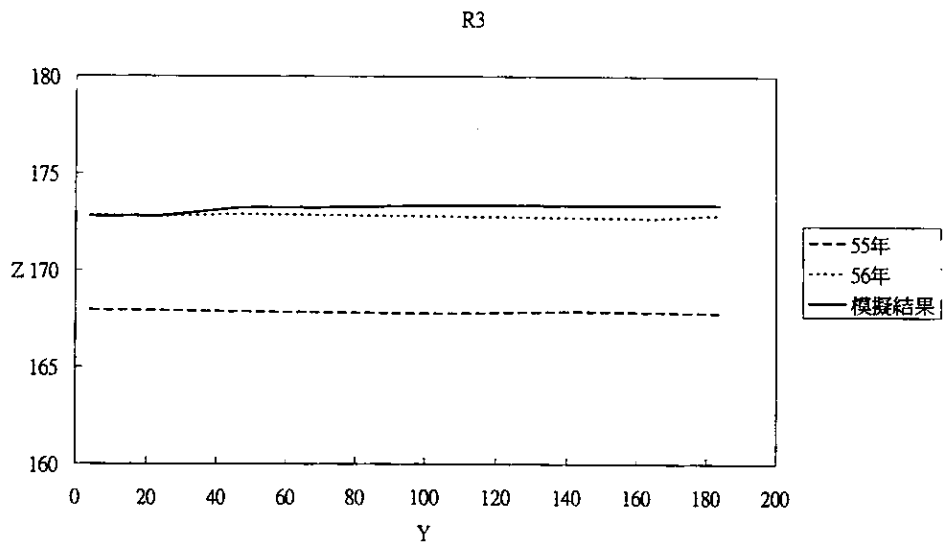


圖 6-6 民國 55 年底床模擬結果比較圖

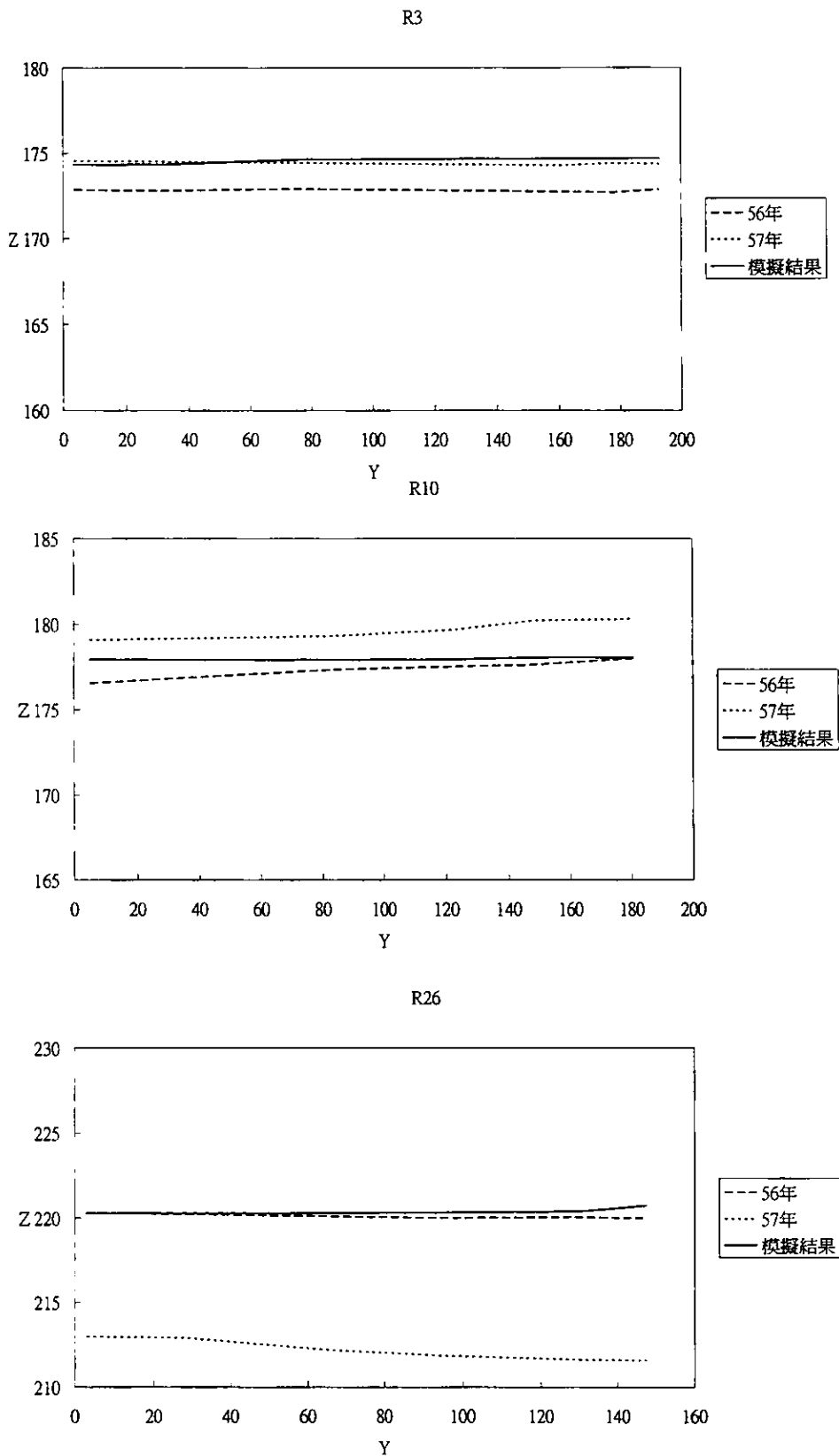
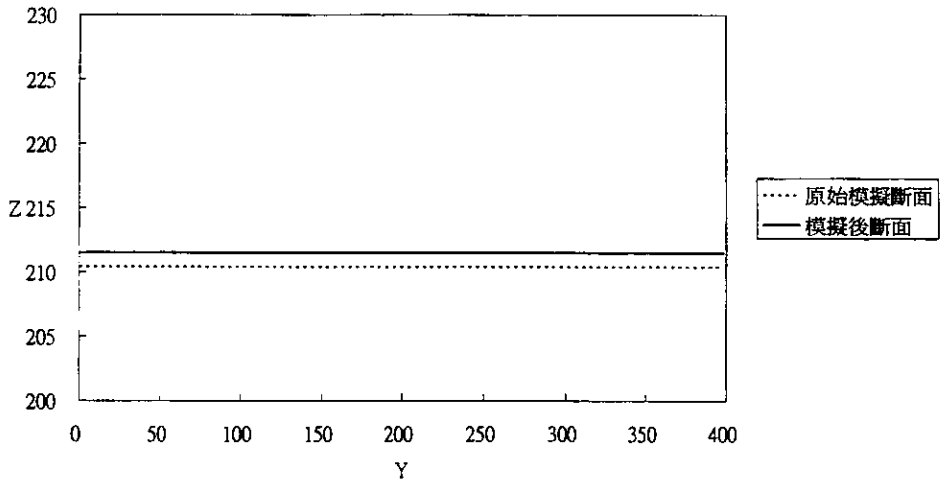
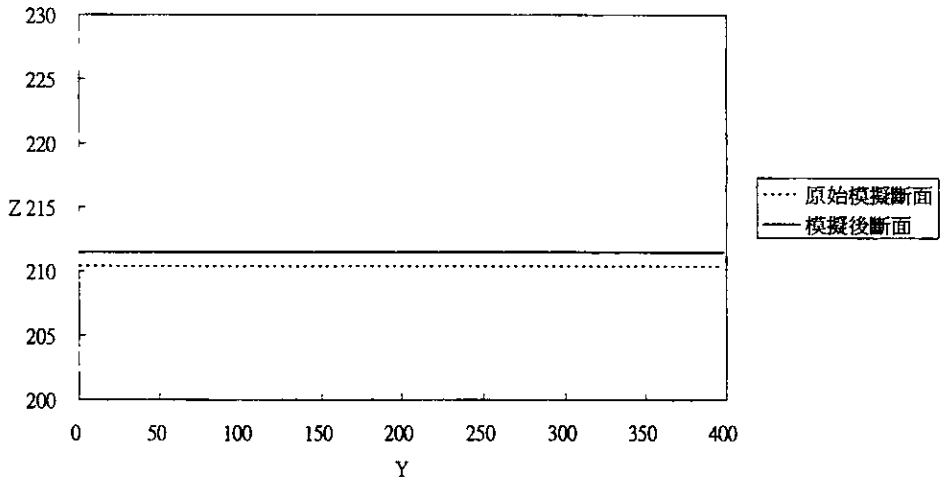


圖 6-7 民國 56 年底床模擬結果比較圖

中游段、下游段均不進行浚漂



中游段浚漂歷年最大清淤量



下游段浚漂歷年最大清淤量

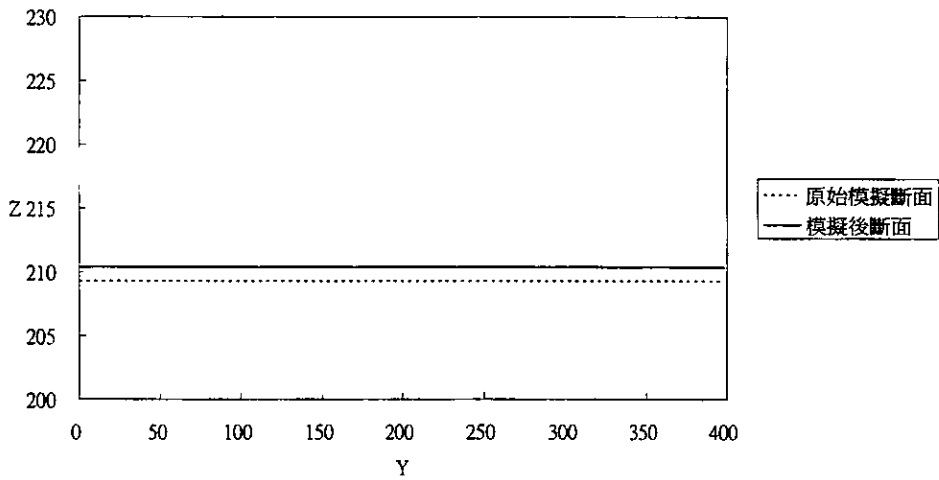


圖 6-8 下游段 R3 斷面在不同浚漂情形下底床高程變化圖

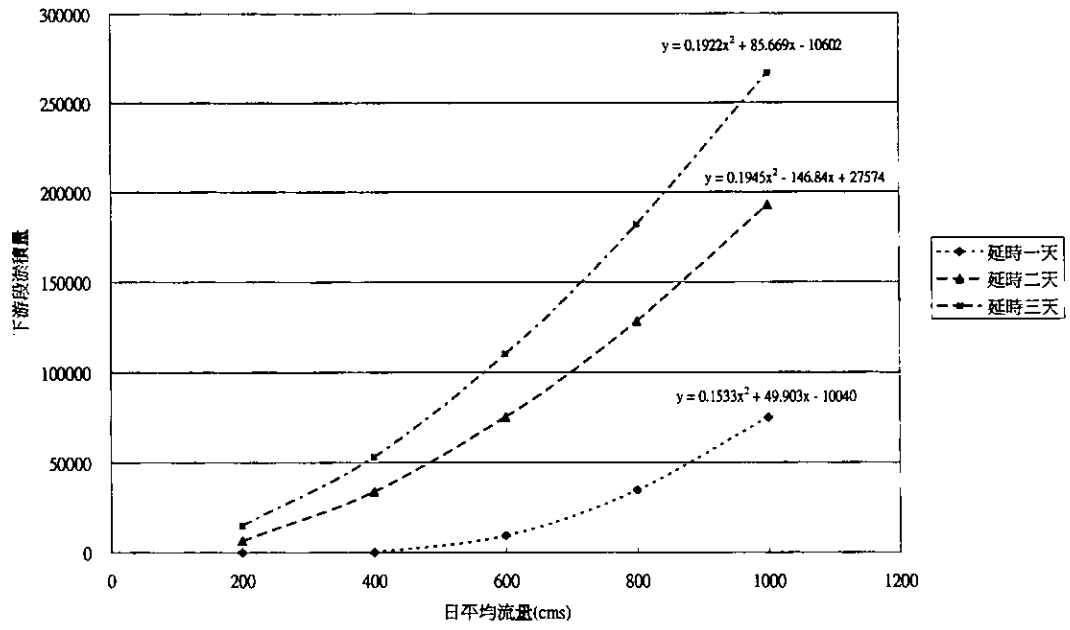


圖 6-9 上游入流量與下游段(R3 至 R7 断面)淤積量關係圖

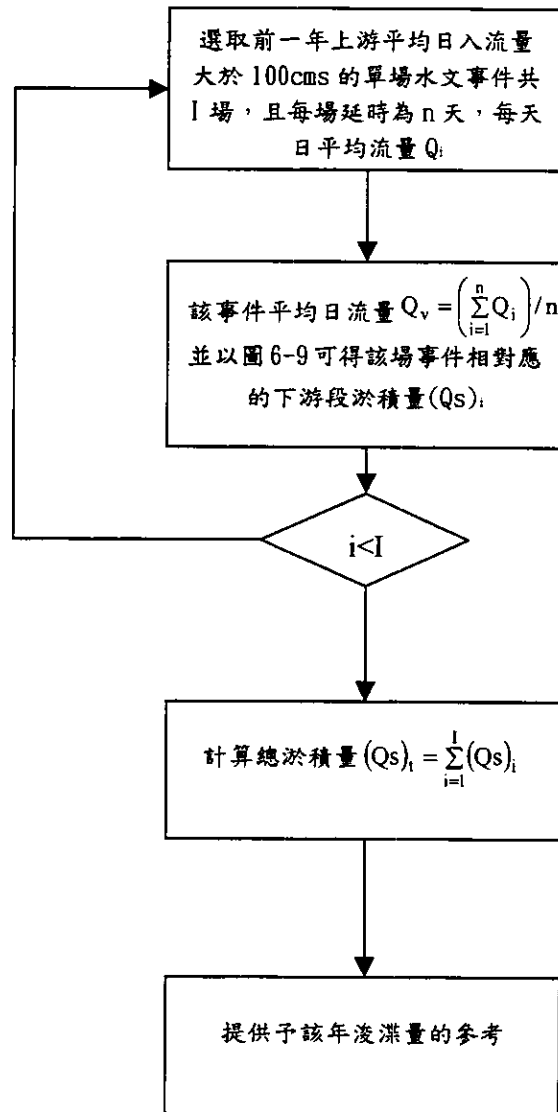


圖 6-10 下游段淤積量之計算流程圖

第七章 結論

7.1 石門水庫應用例部分

1. 石門水庫的相關資料應可滿足數值模式的輸入與率定、驗證的需求，其做為數值模式的應用案例應是可行的。
2. 完成 RESED2D 模式的建置，包含水理、非凝聚性沉澱與凝聚性沉澱三個子模式。
3. 根據 RESED2D 模式、GSTARS 3.0 模式與 NETSTARS 模式之理論基礎與應用功能，建立各個模式之模擬功能評估表，以及三個模式之綜合評估比較表，以提供與模式使用者選用合適模式參考。
4. 針對石門水庫特性，分別利用 RESED2D 與 GSTARS 3.0 兩模式，進行模式應用於石門水庫之功能測試工作。測試案例包括
 - (1) 水理部分：迴水演算、變量流、彎道、及環流流場案例。
 - (2) 非凝聚性沉澱部分：沖刷、淤積及沖淤交替案例。
 - (3) 凝聚性沉澱部分：懸浮載運移、淤積測試、沖刷測試、底床壓密測試等案例。測試結果顯示：
 - (1) RESED2D 模式在每個測試案例均能展現適切的模擬結果，就石門水庫應用例而言應是合適的。
 - (2) GSTARS 3.0 模式部分，除了水理部分的迴水演算及凝聚性沉澱之沖刷與淤積之案例外，均無法得到合理或正確之模擬結果，使 GSTARS 3.0 模式在石門水庫應用時仍有限制存在。
5. 在石門水庫庫區浚渫位置對發電進水口之影響評估部分，可得下列幾點結論：

- (1) 選定尚未有清淤工程的民國 55 年資料進行模擬參數的率定，民國 56 年的資料進行參數的驗證，並得到合理之驗證結果，奠定後續浚漂相關模擬方案之可靠性。
 - (2) 水庫中游段的浚漂不影響發電取水口的淤積情形，可視實際需求研擬獨立的浚漂策略。
 - (3) 水庫下游段浚漂確實可使發電取水口的淤砂量獲得控制，對控制發電取水口處之淤砂情況而言，下游段浚漂是必須的。
6. 在石門水庫下游段(R3 至 R7 斷面)每年淤砂量之推估分析，可得下列幾點結論：
- (1) 完成石門水庫上游入流量與下游段淤積量關係圖之建置工作，提供與水庫管理單位利用每年已知的入流資料，推估下游段每年的淤砂量。
 - (2) 利用民國 83 年的資料，進行石門水庫上游入流量與下游段淤積量關係圖之驗證工作。關係圖之推估結果較實測資料小 $40,686 \text{ m}^3$ ，誤差百分比為 10.51 %。

7.2 其他部分

1. 完成石門水庫斷面及水庫運轉資料之數位化建檔工作，以協助水利署北區水資源局進行石門水庫相關資料的管理工作。
2. 根據 GSTARS 3.0 模式之基本設計功能，分別選用混合流況、凝聚性沉滓輸砂、流管間沉滓相互傳輸、最小功率法應用、支流入流及水庫演算等案例，進行 GSTARS 3.0 模式的測試工作，其模擬結果均展現合理之結果，驗證該模式基本功能演算之正確性。
3. 利用 GSTARS 3.0 模式進行大埔、阿公店及石門水庫之應用評估：
 - (1) 採用不同版本(2.0、2.1、3.0)及不同輸砂公式進行模擬分析，模擬

結果差異性不大。即 GSTARS 3.0 版之增修功能，並無法具體反映在臺灣水庫應用例上。

(2) 各水庫模擬結果底床皆無明顯沖刷與淤積現象發生，與實測資料有明顯差異。在直接應用此程式於臺灣水庫模擬時，將仍其限制存在。

4. 完成 NETSTARS 模式英文使用手冊。

5. 舉辦訓練講習會完成技術轉移。

附錄一

參考文獻

附錄一 參考文獻

1. 林俊輝(1984)，「國姓水庫集水區泥砂產量推估之研究」，中興大學水土保持學系碩士論文。
2. 林長立(1985)，「石門、德基、曾文水庫集水區泥砂產量型態之初步研究」，中興大學水土保持學系碩士論文。
3. 顏清連、李鴻源、張守陽(1988)，「沖積河流之沖淤力學與數值模擬-以濁水溪為應用對象(II)」，國科會防災科技研究報告。
4. 中華水土保持學會(1989)，「石門水庫集水區治理效應評鑑」。
5. 吳建民(1991)，「泥砂運移學」。
6. 蔡長泰等(1992)，「石門水庫集水區產砂量分析」，集水區泥砂產量與輸砂問題研討會，5.1-5.37。
7. 李鴻源等(1994)，「瓣狀河系沖淤模式之發展」，國立台灣大學土木工程研究所水利工程組研究報告第 8301 號。
8. 楊錦釗、湯有光、葉克家(1996)，「台灣水庫集水區極端暴雨及其不安定性之研究」，台灣電力公司建教合作研究報告。
9. 林金炳、何智武(1996)，「石門水庫集水區輸砂特性與河相之相關性研究」，第八屆水利工程研討會論文集。
10. 陳樹群(1996)，「土地利用對水庫淤砂之影響」，國立中興大學水土保持學系。
11. 葉克家(1997)，「石門水庫灌溉用水及公共給水之可靠度研究」，桃園農田水利會。
12. 邱照淋等(1997)，「台灣地區水資源供需情勢分析(二)之子題三-台灣地區水庫淤砂改善方法之研擬與評估」，經濟部水資源局。

13. 方俊杰(1997)，「石門水庫集水區降雨：逕流模式之研究」，碩士論文。
14. 鄭皆達、謝在郎(1997)，「石門水庫集水區泥沙生產雨水文特性之關係」，中華水土保持學報，28 (1)，1-9。
15. 方俊杰(1999)，「石門水庫與防洪」水資源管理季刊 (4)，28-32。
16. 張斐張、李子倫(1999)，「颱風時期水庫操作風險分析之研究—以石門水庫為例」，台灣水利，pp.30-40 第 47 卷，第四期。
17. 許如霖、黃錦榮，「石門水庫泥沙控制」，中興工程，第五十八期。
18. 蔡長泰、王文江(2000)，「建立水庫高效率排砂」，經濟部水資源局。
19. 經濟部水利署(2002)，「GSTARS 3.0 模式訓練講習會—課程講義」。
20. 陳樹群(2002)，「水庫集水區土砂整治成效評估(1/2)」，經濟部水利署。
21. Ackers, P. and White, W.R. (1973). "Sediment transport: new approach and analysis." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 99 (11).
22. Ariathurai, R. and Krone, R. B. (1976), "Finite Element Model for Cohesive Sediement Transport", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 102 (3), 323-338.
23. Ashida, K. and Michiue, M. (1972). "Study on hydraulic resistance and bed load transport rate in alluvial streams." *Proc. JSCE*, 59-69. (In Japanese.)
24. Babarusti, S., Ganoulis, J., and Chu, V.H. (1989). "Experimental investigation of shallow recirculating flows." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 115 (7), 906-924.
25. Babarusti, S., Nassiri, M., and Chu, V.H. (1996). "Computation of shallow recirculating flow dominated by friction." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 122 (7), 367-373.

26. Bennett, J.P. and Nordin, C.F. (1977). "Simulation of sediment transport and armouring." *Hydrological Sciences Bulletin*, XXII.
27. Borah, D.K., Alonso, C.V., and Prasad, S.H. (1982). "Routing graded sediments in streams: formulations." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 108 (12), 1486-1505.
28. Chow, V.T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, 568.
29. de Vriend, H. J. (1977). "A mathematical model of steady flow in curved shallow channels." *J. Hydr. Res.*, Delft, The Netherlands, 15 (1), 37-54.
30. de Vriend, H. J. and Koch, F. G. (1977). "Flow of water in a curved open channel with a fixed plan bed." *Rep. on Experimental and Theoretical Investigations R675-VM1415, Part I*, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
31. Elder, J.W. (1959). "The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow." *Journal of Fluid Mechanics*, 5 (4).
32. Engelund, F. and Hansen, E. (1972). A monograph on sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag, Technical Press, Copenhagen, Denmark.
33. Falcon, A.M. (1979). "Analysis of flow in alluvial channel bends." PhD thesis, Dept. Mech. and Hydr. University of Iowa, Iowa City, Iowa.
34. Fischer, et al., "Mixing in inland and coastal waters." Academic Press, New York.
35. Fraccarollo, L. and Toro, E.F. (1996). "Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems." *J. Hydr. Res.*, 33 (6), 843-863.
36. Han, Q. (1980). "A study on the non-equilibrium transportation of suspended load." *Proc. Of the Int. Symp. On River Sedimentation*, Beijing, China, 793-802. (In Chinese.)
37. Han, Q. and He, M. (1990). "A mathematical model for reservoir sedimentation and fluvial processes." *Int. J. of Sediment Res.*, 5(2), IRTCES, 43-84.
38. Holley, F.M., Yang, J.C., Schovarz, P., Scheefer, J., Hsu, S.H., and Einhellig, R. (1990). CHARIMA numerical simulation of unsteady water and sediment movements in multiply connected networks of mobil-bed channels, IIHR Report No. 343, The University of Iowa, Iowa City, Iowa, U.S.A..
39. Holley, F.M., Yang, J.C., and Spasojevic, M. (1985). Numerical simulation of water and sediment movement in multi-connected networks of mobil bed, Iowa

- Institute of Hydraulic Research, Limited Distribution Report No. 131, The University of Iowa, Iowa City, Iowa, U.S.A..
40. Ikeda, S., Yamasaka, M., and Chiyoda, M. (1987). "Bed topography and sorting in bends." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 113 (2), 190-206.
 41. Karim, M.F., Holley, F.M., and Yang, J.C. (1987). "ALLUVIAL: Numerical simulation of mobil-bed rivers: Part I, Theoretical and numerical principles." Iowa Institute of Hydraulic Research Report No. 309, April 1987, University of Iowa, Iowa City, Iowa.
 42. Kikkawa, M., Ikeda, S., and Kitagawa, A. (1976). "Flow and bed topography in curved open channels." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 102 (9), 1327-1342.
 43. Krone, R.B. (1962). Flume studies of the transport of sediment in estuarial processes. Hydraulic Engineering Laboratory and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California, Berkeley, CA.
 44. Laursen, E.M. (1958). "The total sediment load of streams." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 84 (1).
 45. Lin, B. (1984). "Current study of unsteady transport of sediment in China." Proceedings of Japan-China Bi-Lateral Seminar on River Hydraulics and Engineering Experience, 23 July-6 August, Tokyo-kyoto-Sapporo, 337-342.
 46. MacDonald, I., Baines, M.J., Nichols, N.K., and Samuels, P.G. (1997). "Analytic benchmark solutions for open-channel flow." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 123 (11), 1041-1045.
 47. Madden, E. (1993). Modified Laursen method for estimating bed-material sediment load, USACE-WES, Contract Report HL-93-3.
 48. Meyer-Peter, E. and Muller, R. (1984). "Formula for bed-load transport." *Proc. Of the Int. Assoc. for Hydraulic Research*, 2nd Meeting, Stockholm.
 49. Molinas, A. and Yang, C.T. (1986). Computer Program User's Manual for GSTARS (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation), U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, Colorado.
 50. Parker, G. (1990). "Surface based bedload transport relationship for gravel rivers." *J. Hydr. Res.*, 28 (4), 417-436.
 51. Partheniades, E., (1965), "Erosion and Deposition of Cohesive Soils", *J. Hydr.*

- Div.*, ASCE, 91(1).
52. Rastogi, A.K. and Rodi, W. (1978). "Prediction of Heat and Mass Transfer in Open Channels." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 104 (3), 397-420.
 53. Rozovskii, I. L. (1961). *Flow of water in bends of open channels*. The Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.
 54. Song, C.C.S. and Yang, C.T. (1979a). " Velocity profiles and minimum stream power." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 105 (8).
 55. Song, C.C.S. and Yang, C.T. (1979b). " Minimum stream power: theory." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 105 (8).
 56. Song, C.C.S. and Yang, C.T. (1982a). " Application of variation principle to river flow." *Applying Research to Hydraulic Practice*, ASCE, Peter E. Smith (ed.)
 57. Song, C.C.S. and Yang, C.T. (1982b). " Minimum energy and energy dissipation rate." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 108 (5).
 58. Spasojevic, M., and Holly, F.M. (1990), "2-D Bed Evolution in Natural Watercourses -- New Simulation Approach." *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 4, 425-433.
 59. Suryanarayana, B. (1969). " Mechanics of degradation and aggradation in a laboratory flume." *Engrg. Hydr.*, Colorado state University, Colorado.
 60. Teisson, C. (1991), "Cohesive Suspended Sediment Transport: Feasibility and Limitations of Numerical Modeling", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 29, No. 6, 755-769.
 61. Toffaleti, F.B. (1969). " Definitive computations of sand discharge in rivers." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 95 (1).
 62. Van Rijn, L.C., (1984), "Sediment Transports, Part II:Suspended Load Transport," *Journal of Hycraulic Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 11, 1613-1641.
 63. Yang, C.T. (1973). " Incipient motion and sediment transport." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 110 (12).
 64. Yang, C.T. (1979). " Unit stream power equation for total laod." *J. of Hydrology.*, 40.
 65. Yang, C.T. (1984). " Unit stream power equation for gravel." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 99 (10).

66. Yang, C.T., Molinas, A., and Wu, B. (1996). "Sediment transport in the Yellow River." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 122 (5).
67. Yang, C.T. and Simoes, F.J.M. (2000). User's manual for GSTARS 2.1 (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation version 2.1), U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, Colorado.
68. Yang, C.T. and Simoes, F.J.M. (2002). User's manual for GSTARS 3.0 (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation version 3.0), U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, Colorado.
69. Yang, C.T. and Song, C.C.S. (1979). " Theory of minimum rate of energy dissipation." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 105 (7).
70. Yang, C.T. and Song, C.C.S. (1986). " Theory of minimum energy and energy dissipation rate." *Encyclopedia of Fluid Mechanics*, Vol. 1, Chapter 11, Gulf Publishing Company, N.P. Chermisinoff (ed.).
71. Yang, C.T., Trevino, M.A., and Simoes, F.J.M. (1998). User's manual for GSTARS 2.0 (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation version 2.0), U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, Colorado.
72. Yeh, K.C. and Kennedy, J.F. (1993). "Moment model of nonuniform channel-bend flow. I: Fixed beds." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 119 (7), 776-795.

附錄二

石門水庫斷面及水庫運轉資料

數位化工作

附錄二 石門水庫斷面及水庫運轉資料數位化工作

石門水庫開始運轉以來，每年均有進行斷面淤積測量。根據北區水資源局所提供的斷面淤積測量資料(均為書面資料，包含民國 53、54、55、56、57、59、60、61、78、79、80、82、83、87、88 年，共 15 年資料)，本計畫協助北區水資源局進行相關資料的數位化工作，以提供與北區水資源局資料建檔管理及數值模式模擬應用所需。以民國 53 年至 57 年為例(包含率定案例之模擬時間)，圖 B-1 為此 5 年斷面底床高程示意圖，圖例中底床代表建庫前原河床之高程。另外，根據某兩年之底床高程資料，亦可建立發電取水口附近，此兩年之底床變化數值地形資料，分別如圖 B-2 至 B-7 所示。

水庫管理單位每天填寫的水庫運轉日報表，詳細紀載水庫水位之變化歷程，紀錄時間間距為 1 小時，本計畫亦協助北區水資源局進行相關資料的數位化工作，數化檔案的年份則配合斷面淤積測量資料，選用相同的 15 年份。以民國 88 年 1 月 1 日為例，表 B-1 為該日水庫運轉日報表之數位檔案格式。

表B-1 石門水庫之斷面底床高程資料
石門水庫多目標運用記錄日表

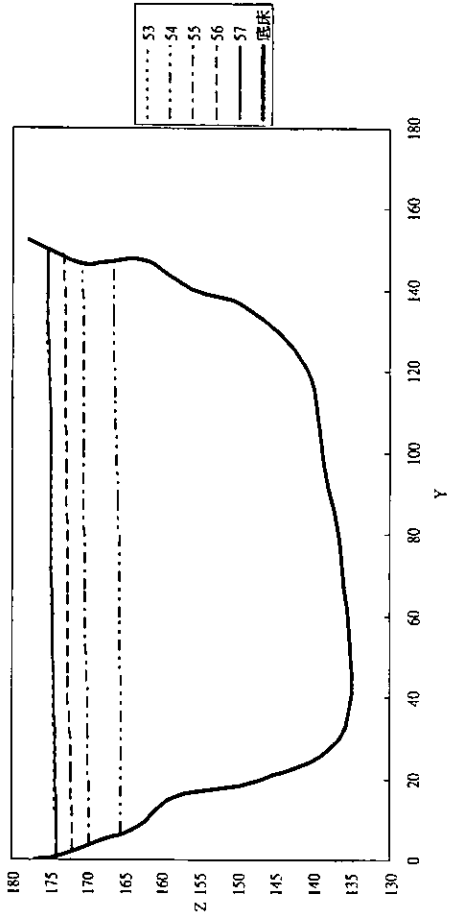
時間	水庫水位 標高(M)	水庫容置(CMSD) 單位	壩頂	容置差	單位時			河槽放水口	單位時			平均			流量			流量			流量			流量			池水位 標高(M)	時間
					石門大壩	排洪隧洞	溢洪道		石門大壩	排洪隧洞	溢洪道	石門大壩	排洪隧洞	溢洪道	石門大壩	排洪隧洞	溢洪道	石門大壩	排洪隧洞	溢洪道	石門大壩	排洪隧洞	溢洪道	石門大壩	排洪隧洞	溢洪道		
00:00	243.13	2756.72	0	0	30.36	5.07	0	0	0	35.43	0.25	0.04	4.99	0.04	134.72											00:00		
01:00	243.13	2756.72	0	0	34.53	5.07	0	0	0	39.6	0.25	0.04	4.99	0.04	134.86											01:00		
02:00	243.13	2756.72	-1.91	-45.84	7.67	5.07	0	0	-33.1	0.25	0.04	4.99	0.04	135.06												02:00		
03:00	243.11	2754.81	-0.96	-23.04	17.19	5.07	0	0	-78	0.25	0.04	4.99	0.04	135.05												03:00		
04:00	243.1	2753.85	0	0	18.28	5.07	0	0	23.35	0.25	0.04	4.99	0.04	135.12												04:00		
05:00	243.1	2753.85	0.96	23.04	5.39	5.07	0	0	33.5	0.25	0.04	4.99	0.04	135.22												05:00		
06:00	243.11	2754.81	0	0	0	5.07	0	0	5.07	0.25	0.04	4.99	0.04	135.2												06:00		
07:00	243.1	2753.85	-0.96	-23.04	0	5.07	0	0	-17.97	0.25	0.04	4.99	0.04	135.18												07:00		
08:00	243.09	2752.89	1.92	46.08	11.36	5.07	0	0	62.51	0.25	0.04	4.99	0.04	135.14												08:00		
09:00	243.11	2754.81	0	0	0	5.07	0	0	5.07	0.25	0.04	4.99	0.04	135.18												09:00		
10:00	243.11	2754.81	0	0	15.08	5.07	0	0	26.16	0.25	0.04	4.99	0.04	135.44												10:00		
11:00	243.11	2754.81	0.95	22.8	0	5.07	0	0	27.87	0.25	0.04	4.99	0.04	135.2												11:00		
12:00	243.12	2755.76	0.96	23.04	0	5.07	0	0	28.11	0.25	0.04	4.99	0.04	135.14												12:00		
13:00	243.13	2756.72	0.96	23.04	11.06	5.07	0	0	39.17	0.25	0.04	4.99	0.04	135.11												13:00		
14:00	243.14	2757.68	0	0	0	5.07	0	0	5.07	0.25	0.04	4.99	0.04	135.14												14:00		
15:00	243.14	2757.68	0	0	0	5.07	0	0	5.07	0.25	0.04	4.99	0.04	135.11												15:00		
16:00	243.14	2757.68	0.96	23.04	3.44	5.07	0	0	31.55	0.25	0.04	4.99	0.04	135.08												16:00		
17:00	243.15	2758.64	-0.96	-23.04	59.06	5.07	0	0	41.09	0.25	0.04	4.99	0.04	135.03												17:00		
18:00	243.14	2757.68	-2.87	-68.88	94.61	5.07	0	0	30.8	0.25	0.04	4.99	0.04	135.17												18:00		
19:00	243.11	2754.81	-3.83	-91.92	97.5	5.07	0	0	10.65	0.25	0.04	4.99	0.04	136.05												19:00		
20:00	243.07	2750.98	0	0	21.61	5.07	0	0	26.68	0.25	0.04	4.99	0.04	136.5												20:00		
21:00	243.07	2750.98	0.95	22.8	0	5.07	0	0	27.87	0.25	0.04	4.99	0.04	136.59												21:00		
22:00	243.08	2751.93	0.96	23.04	0	5.07	0	0	28.11	0.25	0.04	4.99	0.04	136.55												22:00		
23:00	243.09	2752.89	-0.96	-23.04	0	5.07	0	0	1.22	0.25	0.04	4.99	0.04	136.51												23:00		
24:00	243.08	2751.93			19.19	5.07	0	0						136.55												24:00		
總計		-4.70			18.6																					總計		
平均																										平均		
標準差																										標準差		

風風： 指D字類

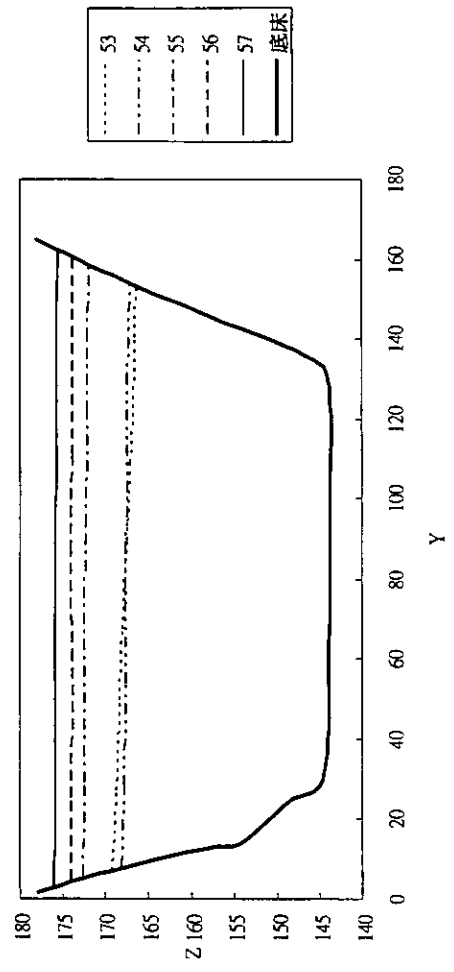
記錄：

校核：

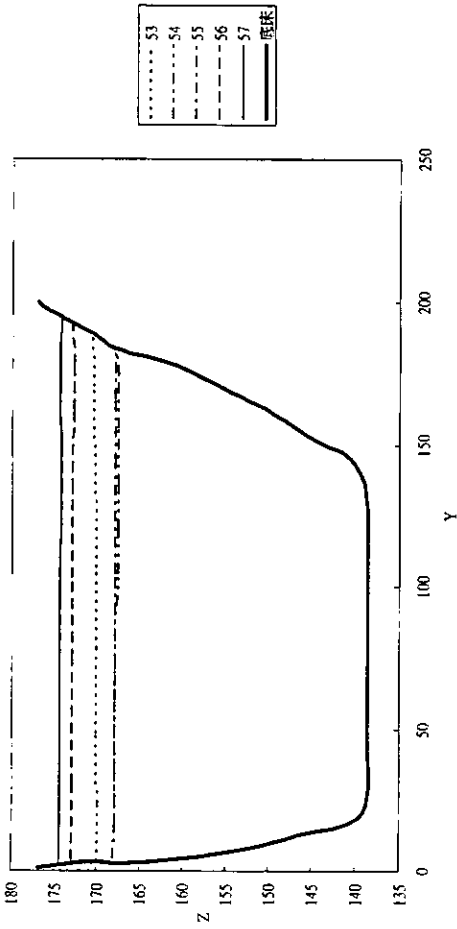
R4



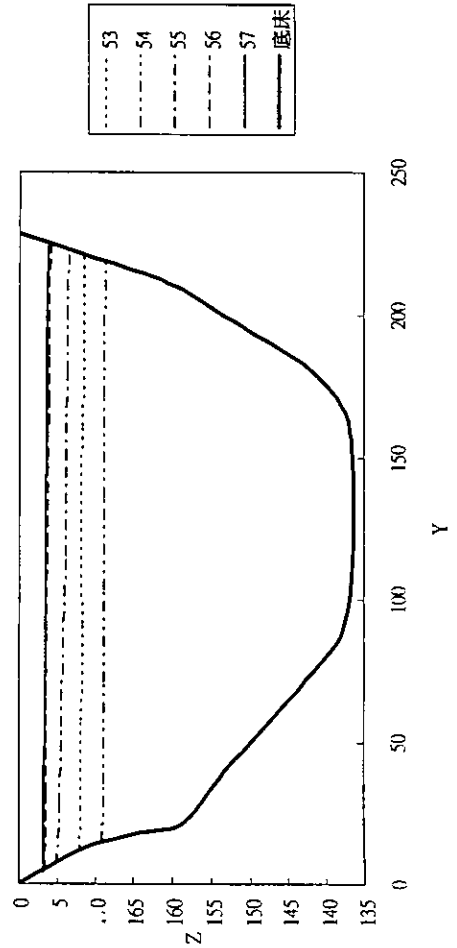
R6



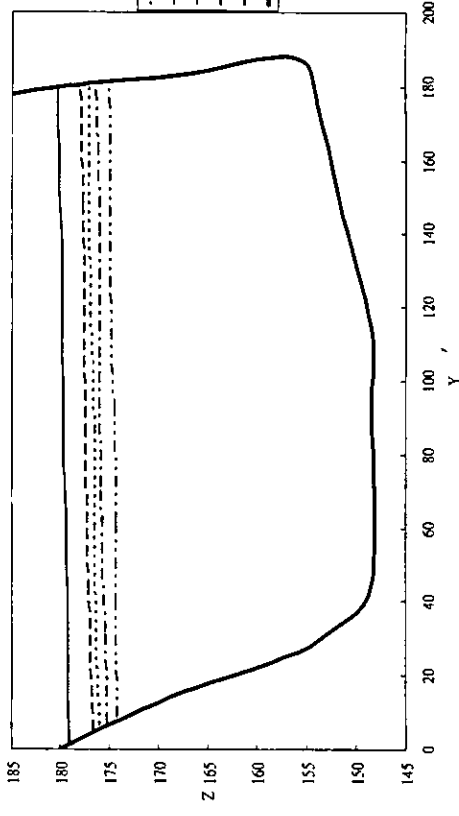
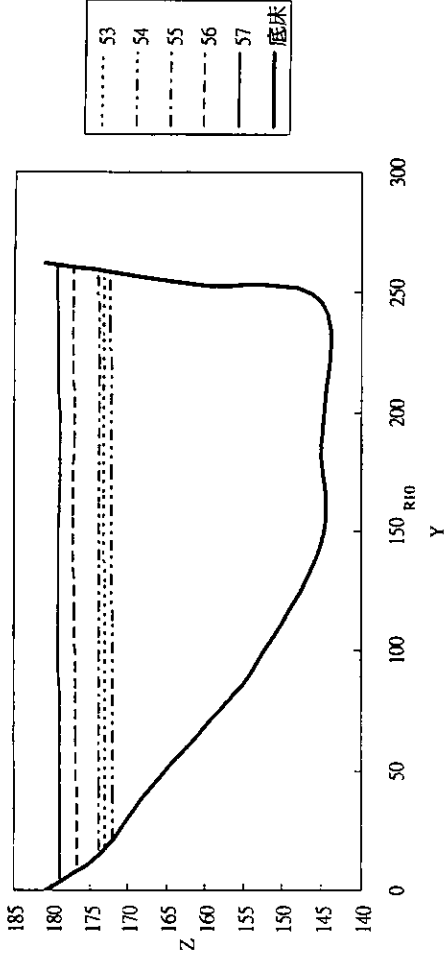
R3



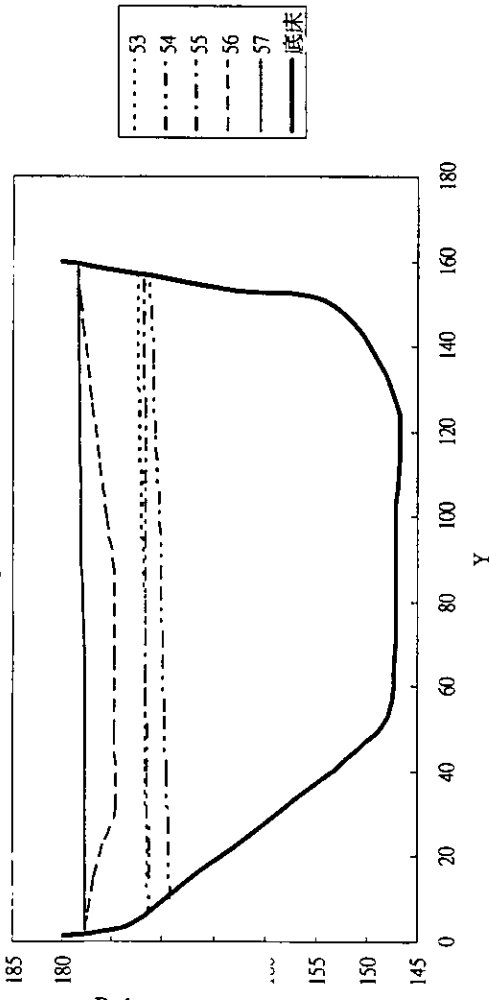
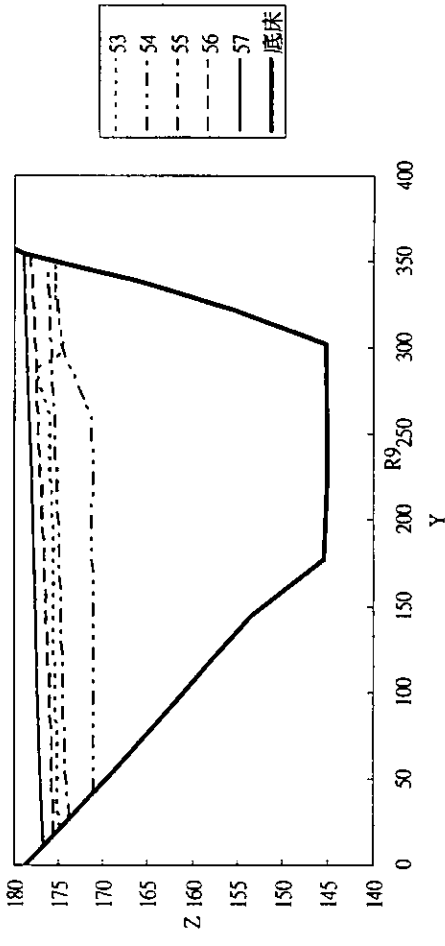
R5



R8

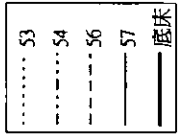
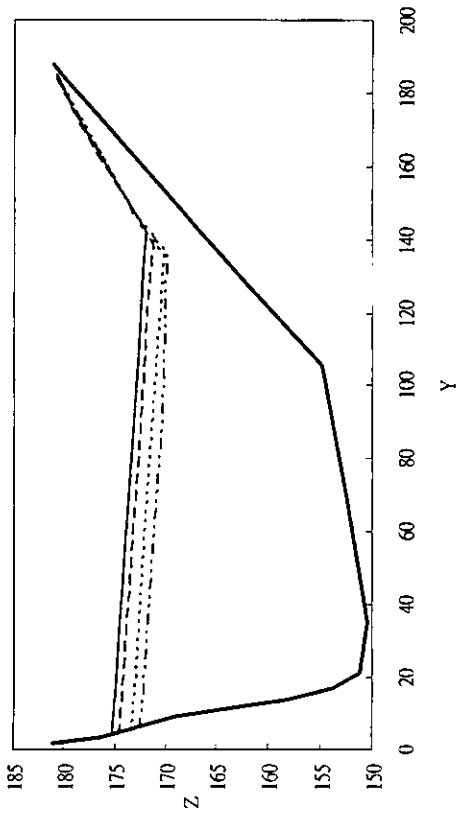


R7

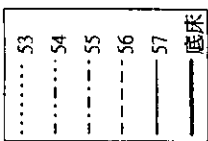
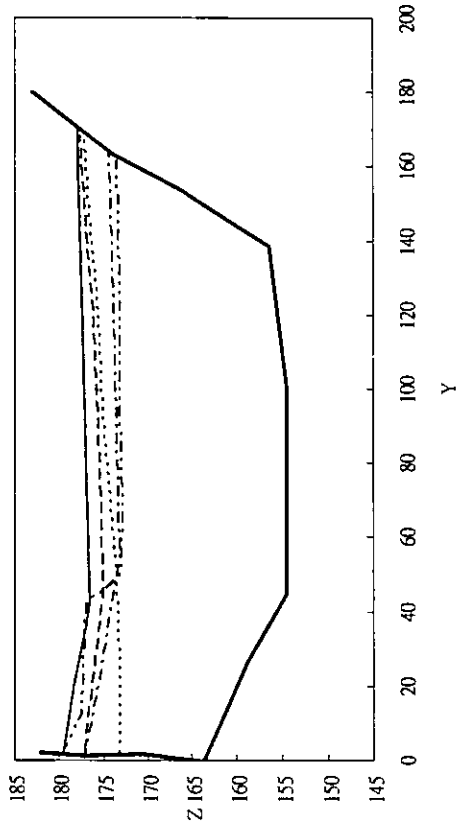


B-4

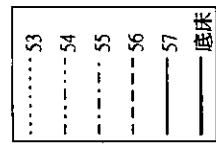
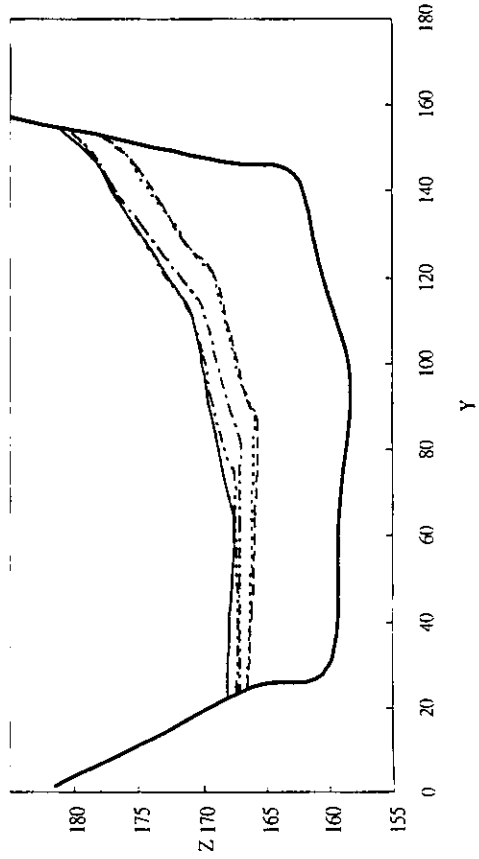
R11



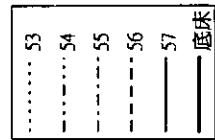
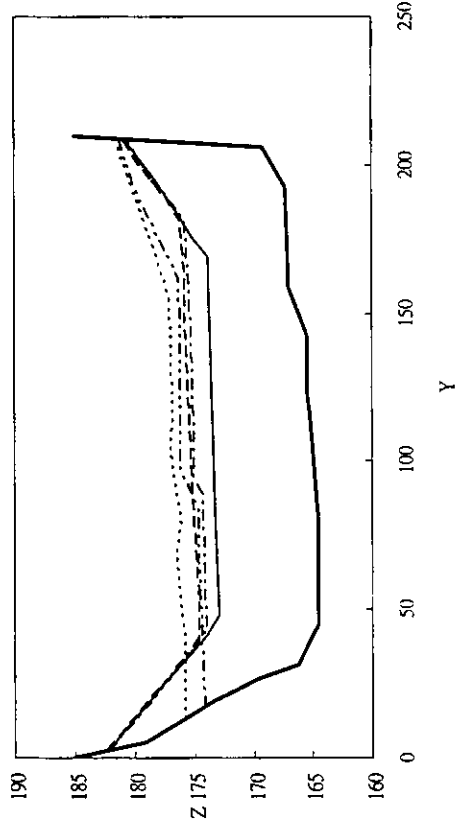
R12



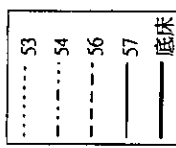
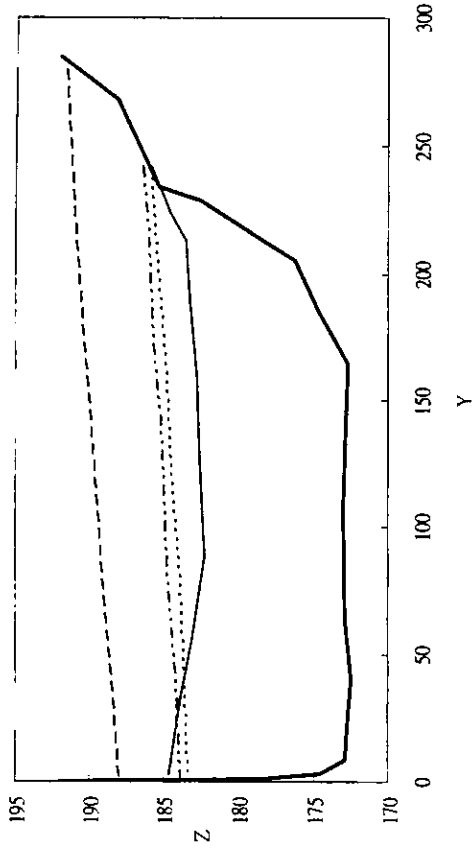
R13



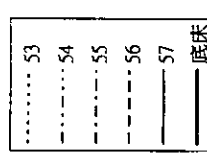
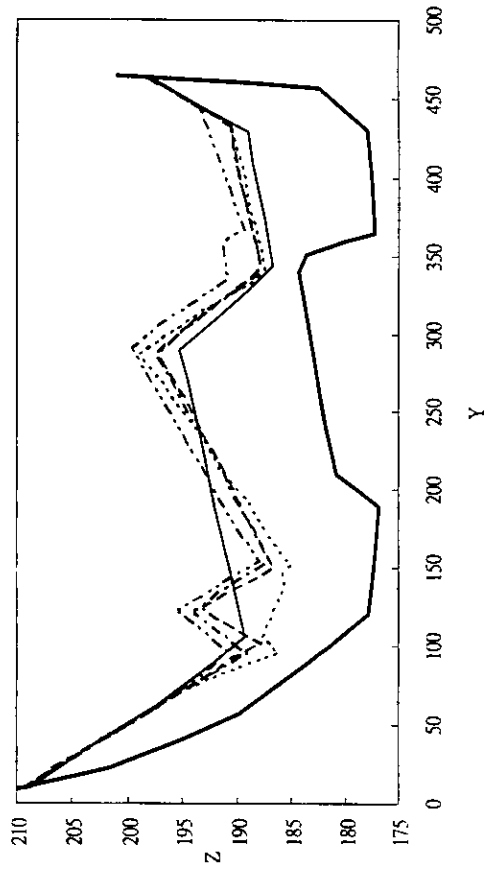
R14



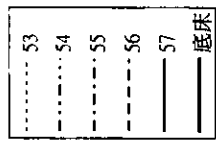
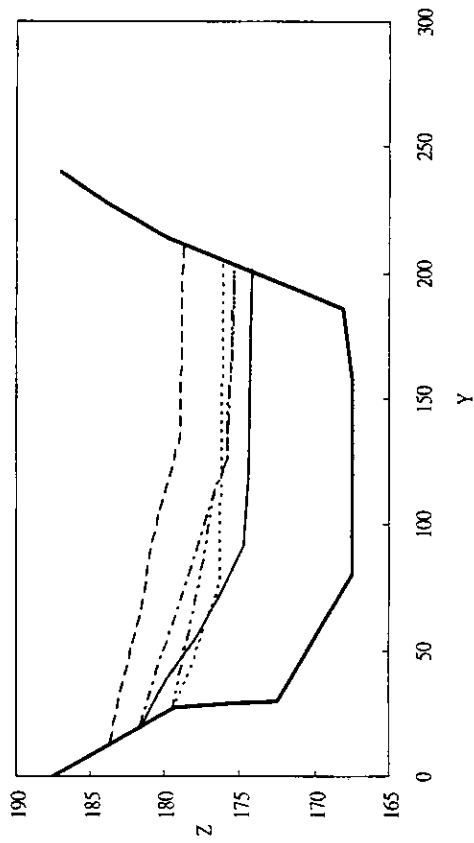
R16



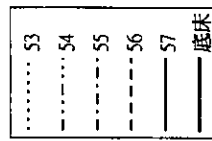
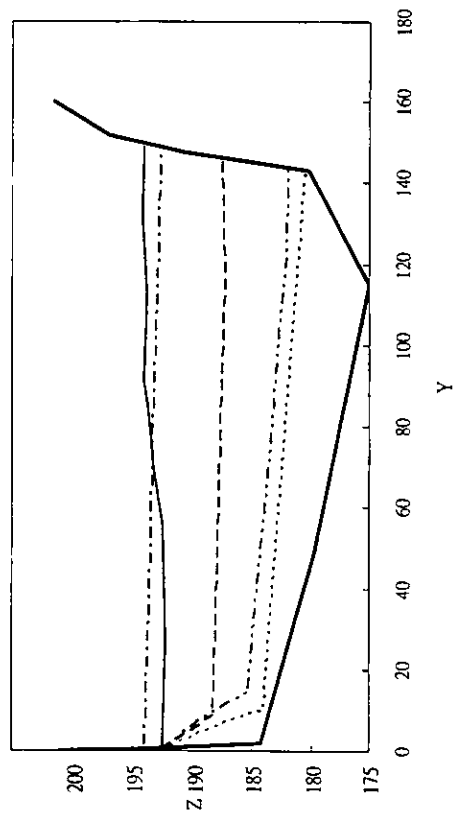
R19



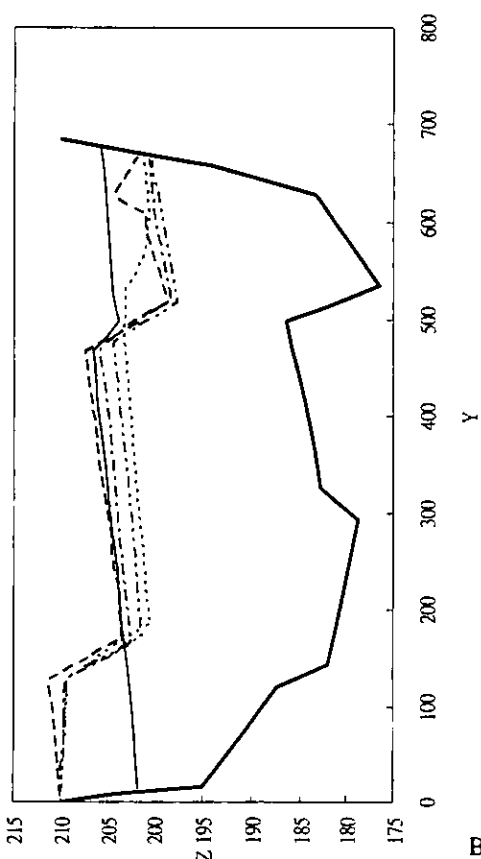
R15



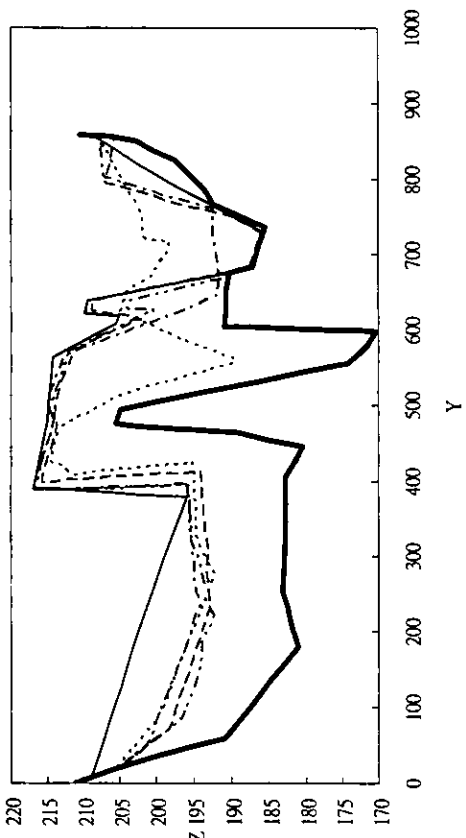
R17



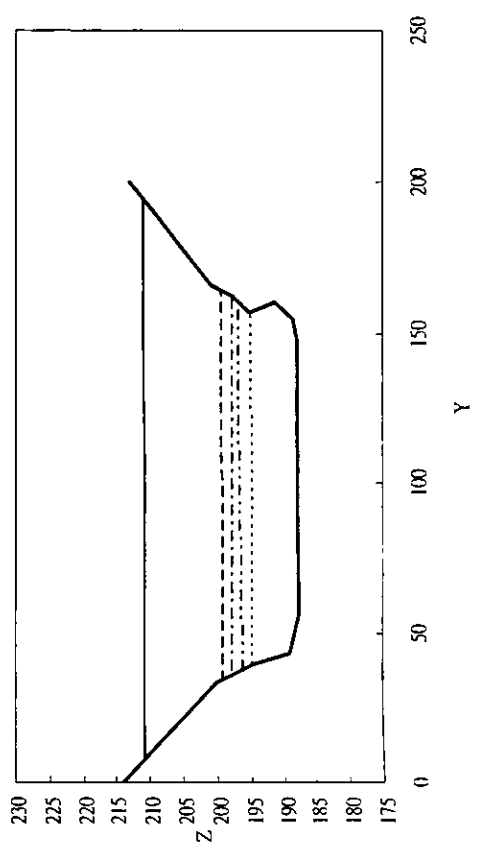
R20



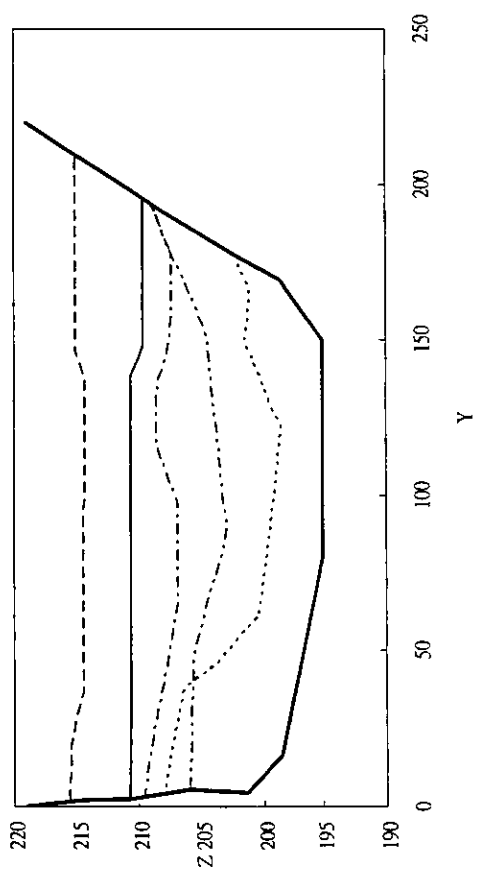
R21



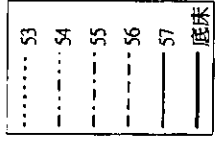
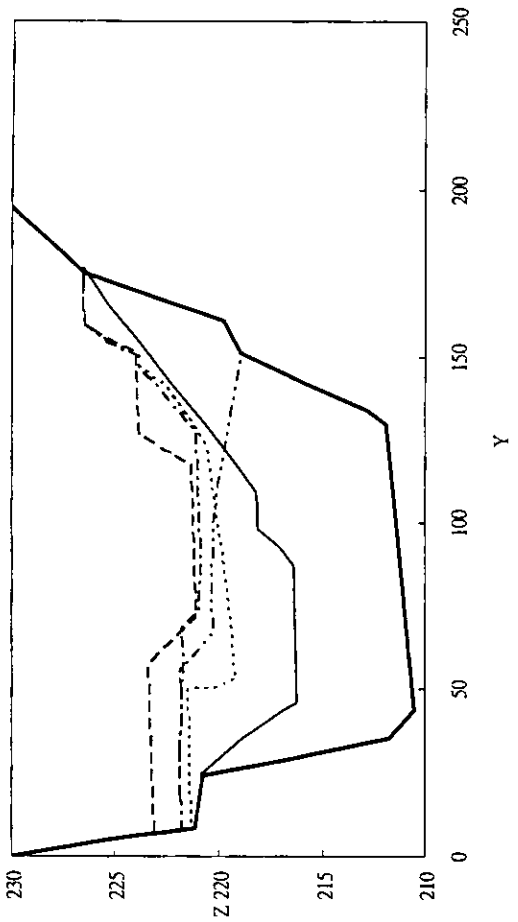
R24



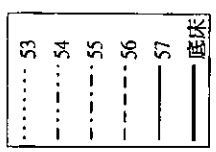
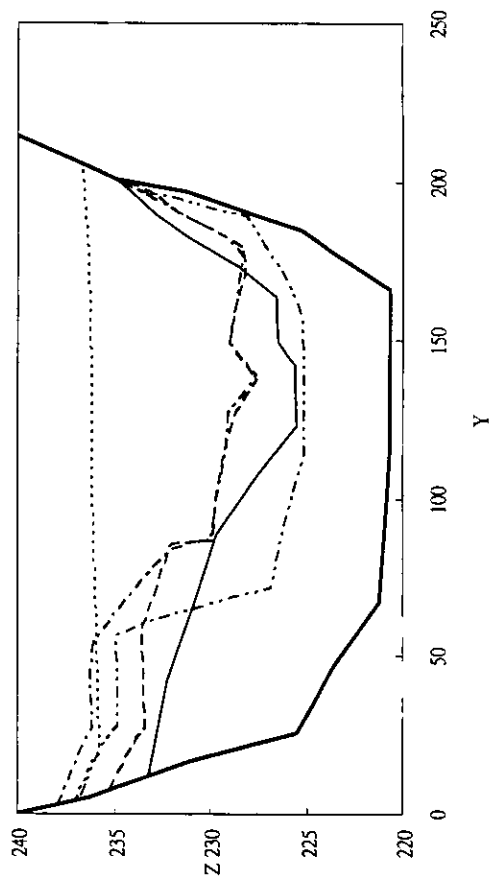
R25



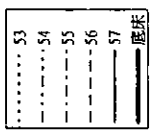
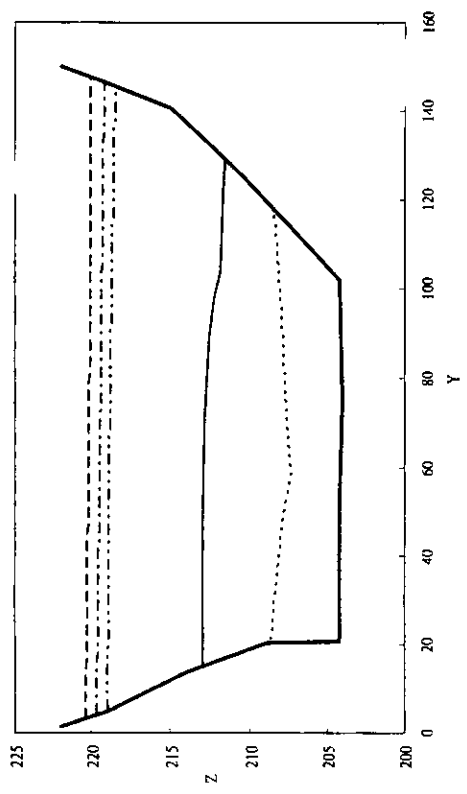
R27



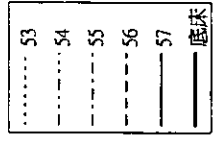
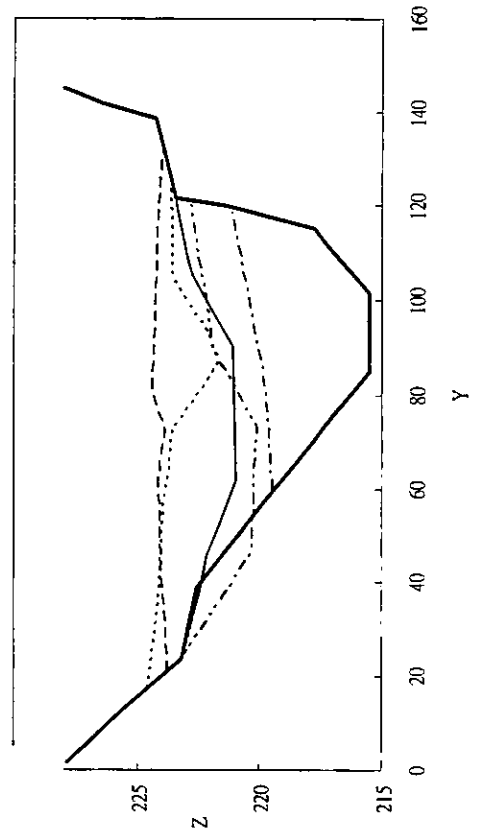
R29



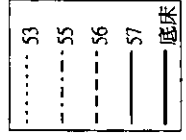
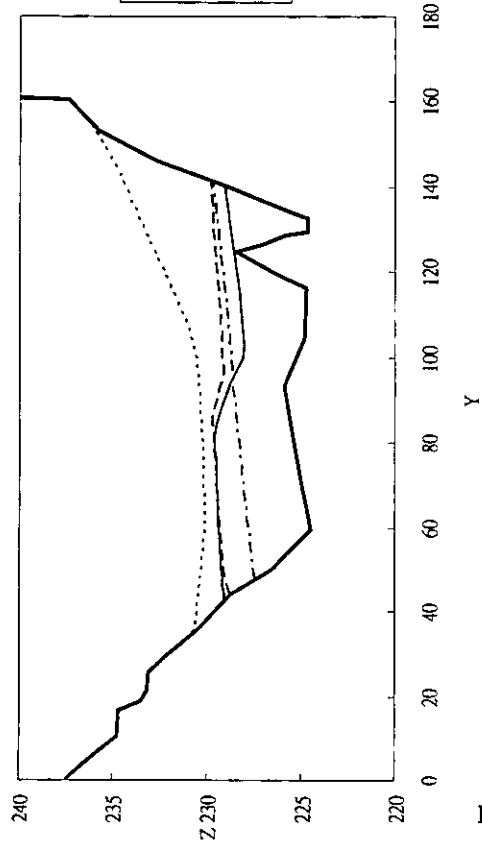
R26



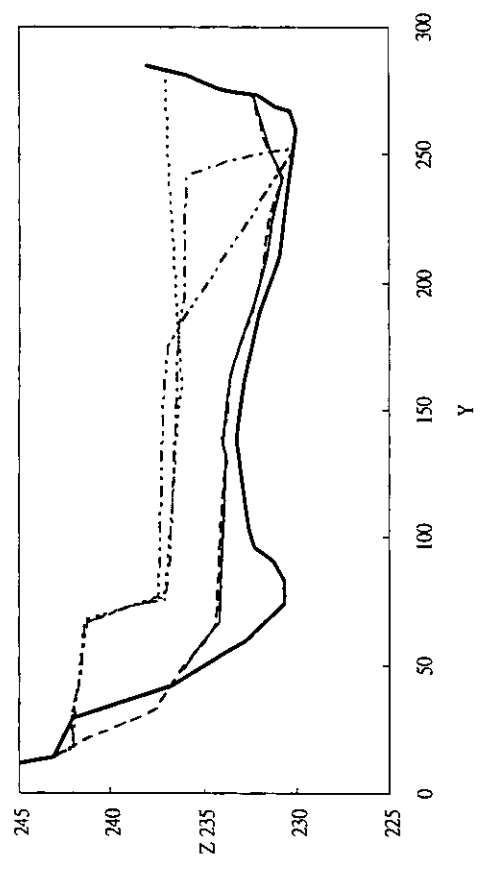
R28



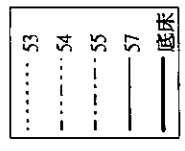
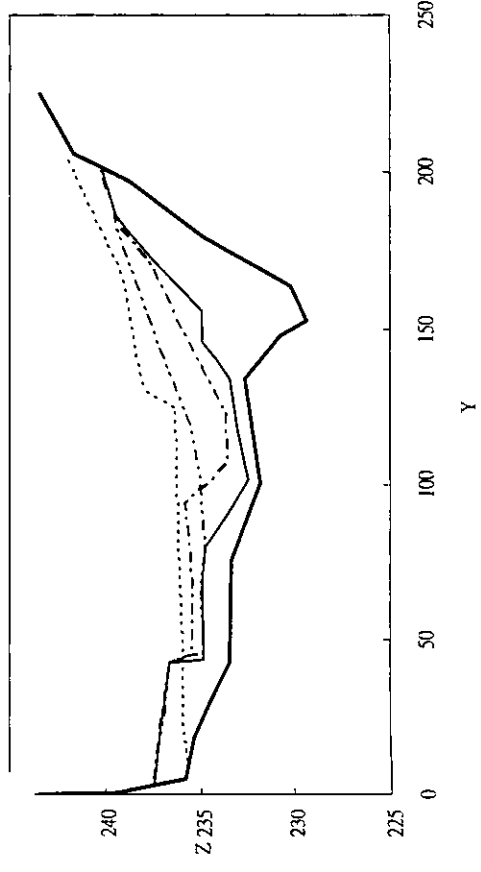
R30



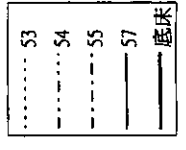
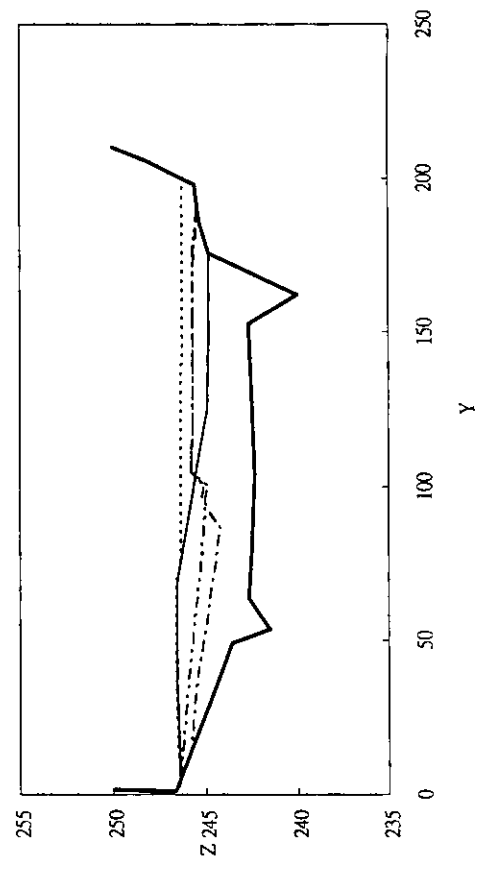
R31



R32



R33



R34

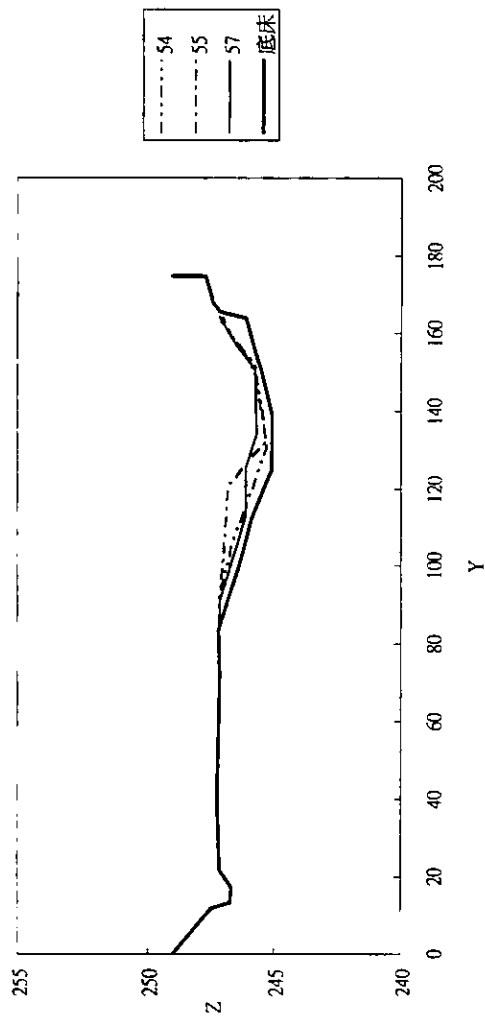


圖 B-1 石門水庫之斷面底床高程資料

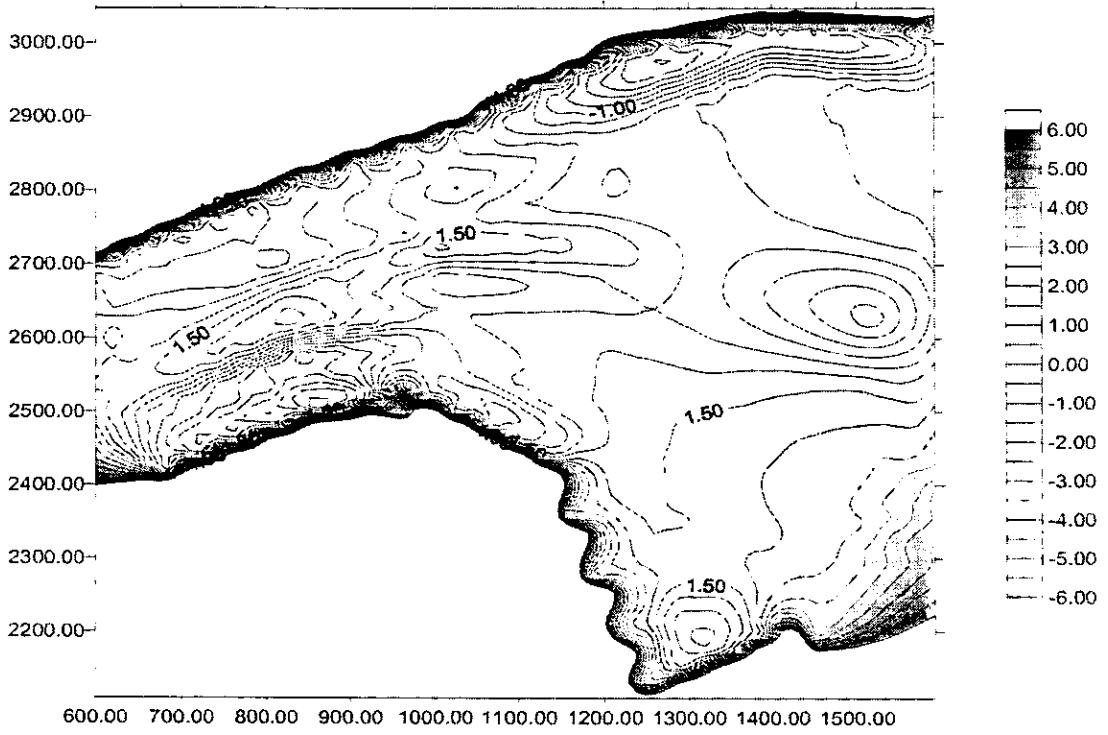


圖 B-2 民國 78~79 年之底床高程變化圖

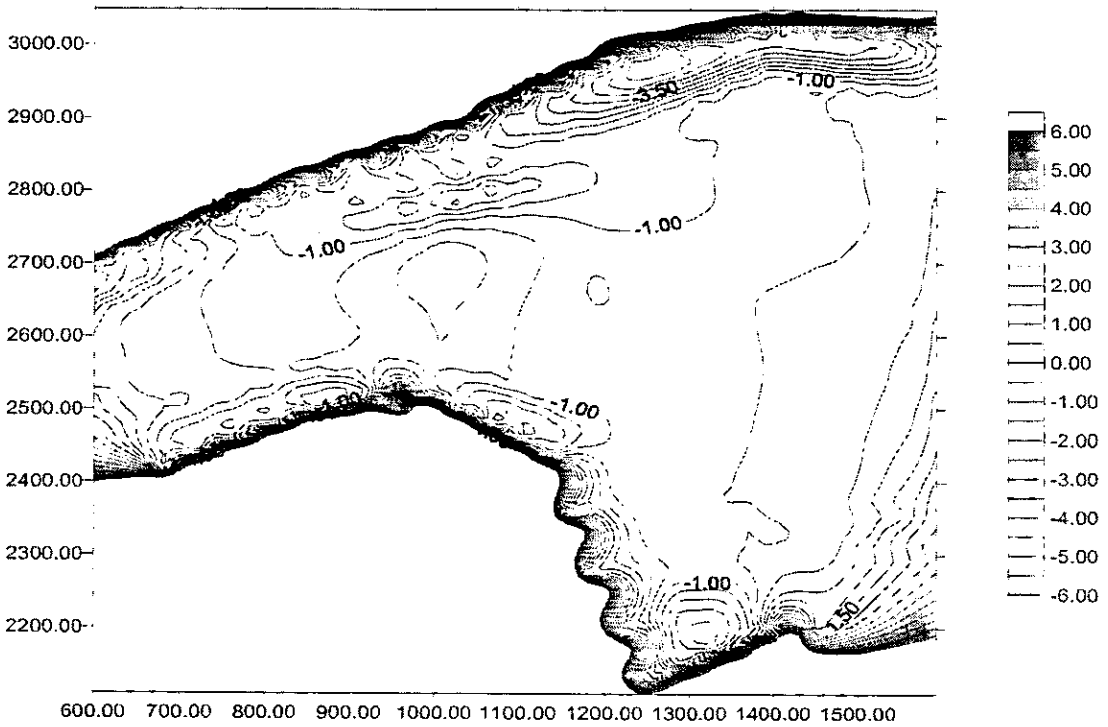


圖 B-3 民國 79~80 年之底床高程變化圖

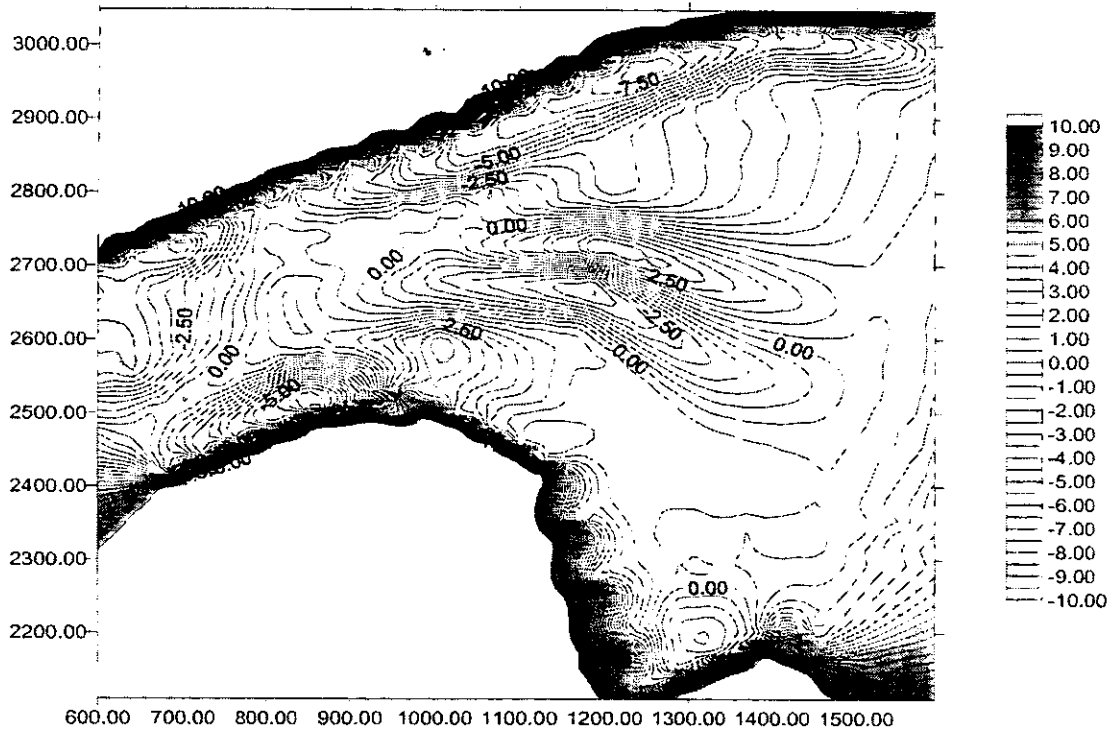


圖 B-4 民國 80~82 年之底床高程變化圖

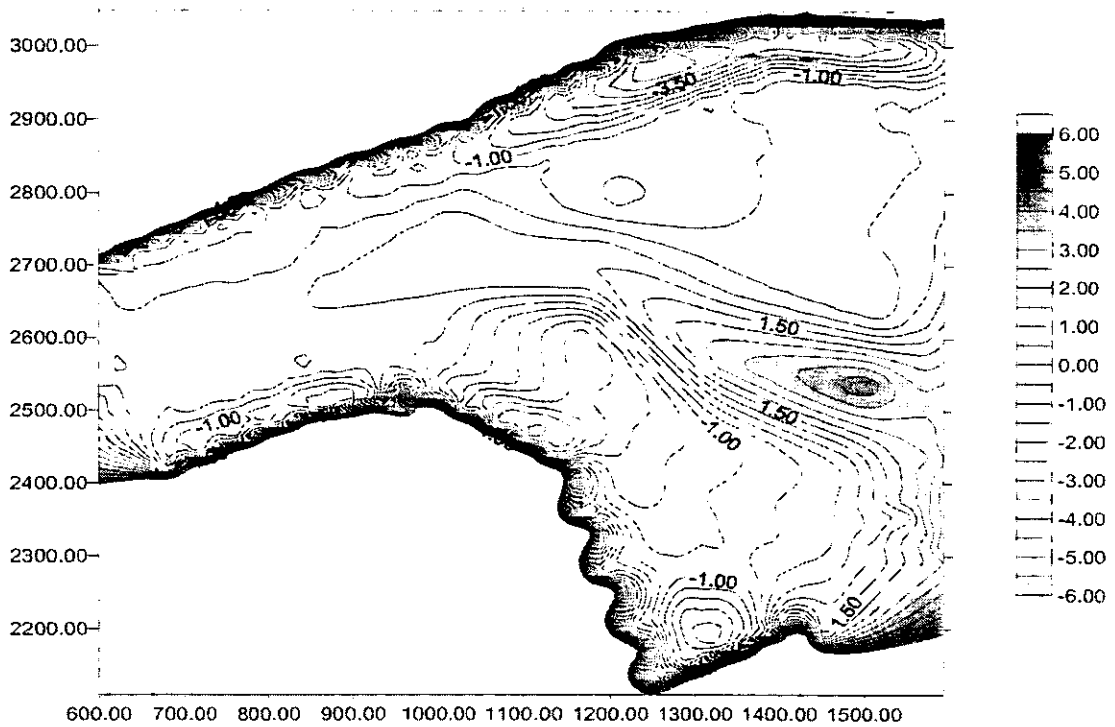


圖 B-5 民國 82~83 年之底床高程變化圖

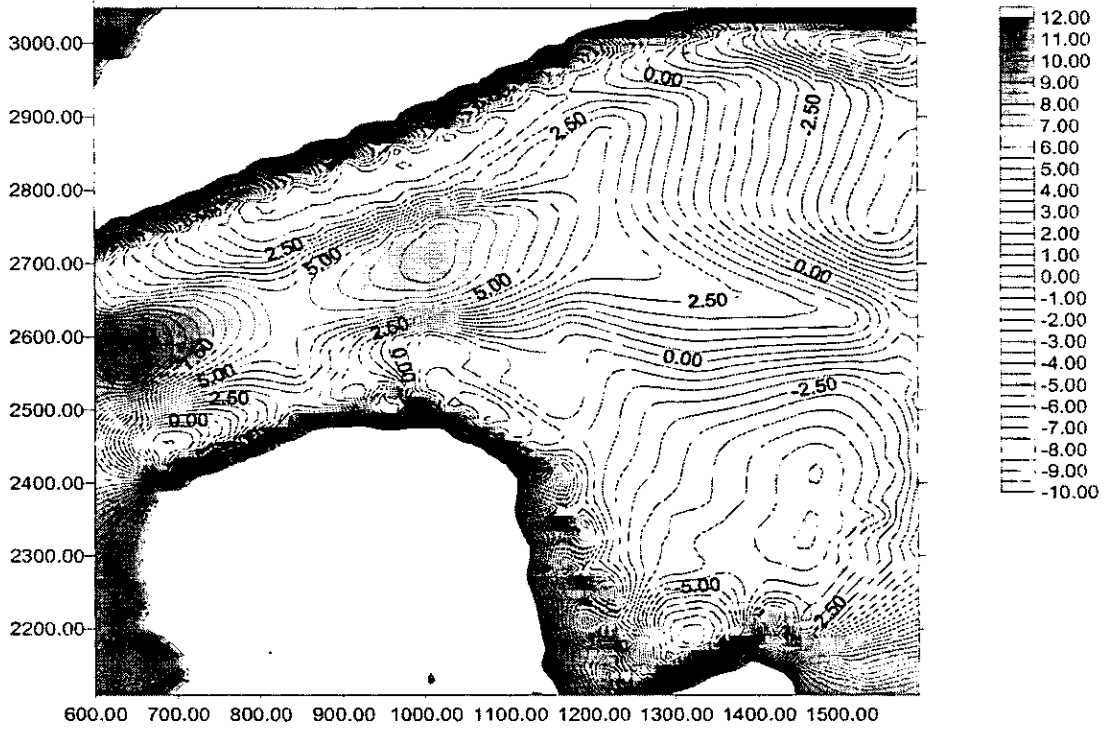


圖 B-6 民國 83~87 年之底床高程變化圖

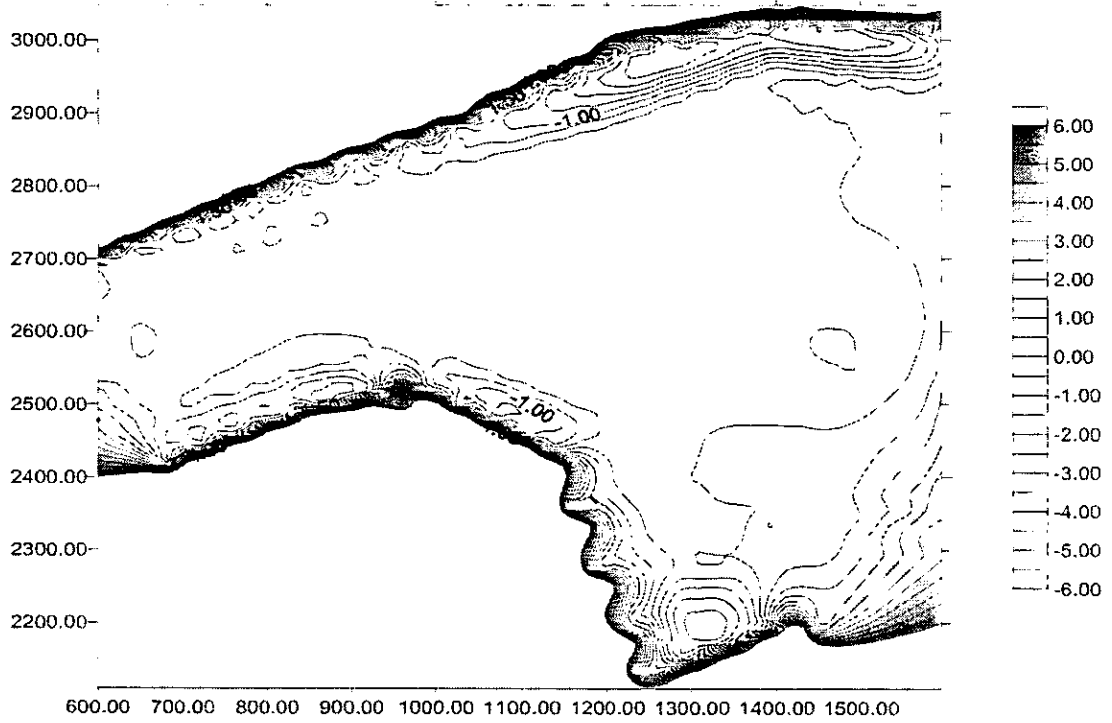


圖 B-7 民國 87~88 年之底床高程變化圖

附錄三

RESED2D 模式之理論基礎

附錄三 RESED2D模式之理論基礎

C.1 曲線座標

首先定義卡式座標與正交曲線(orthogonal curvilinear coordinate)座標系統的符號設定為

$$\text{卡式座標} \quad x^i = (x^1, x^2, x^3) = (x, y, z)$$

$$\text{正交曲線座標} \quad \xi^i = (\xi^1, \xi^2, \xi^3) = (\xi, \eta, z)$$

水理及輸砂控制方程式可以張量的形式表示為

(1) 水理連續方程式

$$V_j^j = 0 \quad (\text{C-1})$$

(2) 水理動量方程式

$$\frac{\partial V^i}{\partial t} + (V^j V^i)_{,j} = \frac{1}{\rho} F^i - \frac{1}{\rho} g^j P_{,j} + \frac{1}{\rho} \tau_{,j}^i \quad (\text{C-2})$$

(3) 懸浮載之質量守恆方程式

$$\frac{\partial C}{\partial t} + (C V^i)_{,i} = -\frac{1}{\rho} q_{,i}^i \quad (\text{C-3})$$

(4) 作用層之質量守恆方程式

$$\rho_s(1-p) \frac{\partial(\beta E_m)}{\partial t} + (q_b)_{,i}^i + S - S_f = 0 \quad (\text{C-4})$$

(5) 整體河床輸砂之質量守恆方程式

$$\rho_s(1-p) \frac{\partial \hat{z}_b}{\partial t} + \sum [(q_b)_{,i}^i + S] = 0 \quad (\text{C-5})$$

以上諸式中， V^i = 卡式座標系統下之速度； ρ = 流體密度； F = 微體力(body force)； P = 壓力； τ = 層流及亂流剪應力(shear stress)。

另外，

$$\Phi^i_{,j} = \frac{\partial \Phi^i}{\partial \xi^j} + \Gamma^i_{js} V^s \quad (\text{C-6})$$

$$\Gamma^i_{js} = \frac{1}{2} g^{ii} \left(\frac{\partial g_{lj}}{\partial \xi^k} + \frac{\partial g_{kl}}{\partial \xi^j} - \frac{\partial g_{jk}}{\partial \xi^l} \right) \quad (\text{C-7})$$

$$g_{ik} = \delta_{ij} \frac{\partial x^i}{\partial \xi^k} \frac{\partial x^j}{\partial \xi^l} \quad (\text{C-8})$$

在正交曲線座標系統中，當 $i \neq j$ 時， $g_{ij} = g^{ij} = 0$ 。且 g_{ii} 和 g^{ii} 可表為

$$g_{ii} = h_i^2 \quad (\text{C-9})$$

$$g^{ii} = \frac{1}{h_i^2} \quad (\text{C-10})$$

其中，

$$h_i^2 = \left(\frac{\partial x^1}{\partial \xi^i} \right)^2 + \left(\frac{\partial x^2}{\partial \xi^i} \right)^2 + \left(\frac{\partial x^3}{\partial \xi^i} \right)^2 \quad (\text{C-11})$$

將(C-11)代入(C-7)可得

$$\Gamma^i_{ii} = \frac{1}{h_i} \frac{\partial h_i}{\partial \xi^i} \quad (\text{C-12})$$

$$\Gamma^i_{ij} = \Gamma^i_{ji} = \frac{1}{h_i} \frac{\partial h_i}{\partial \xi_j} \quad (\text{C-13})$$

$$\Gamma^i_{jj} = -\frac{h_j}{h_i^2} \frac{\partial h_j}{\partial \xi^i} \quad (\text{C-14})$$

$$\Gamma^i_{jk} = 0 \quad (\text{C-15})$$

卡式座標系統之速度量 V^i 與正交曲線座標系統速度量 $V(i)$ 之轉換關係為

$$V(i) = \sqrt{g_{ii}} V^i \quad (\text{C-16})$$

綜合上述諸式，正交曲線座標系統水理及輸砂控制方程式可表示成

(1) 水理連續方程式

$$\frac{\partial}{\partial \xi^i} [h_k h_j V(i)] + \frac{\partial}{\partial \xi^j} [h_i h_k V(j)] + \frac{\partial}{\partial \xi^k} [h_i h_j V(k)] = 0 \quad (C-17)$$

(2) 水理動量方程式

$$\begin{aligned} & \frac{\partial V(i)}{\partial t} + \frac{V(i)}{h_i} \frac{\partial V(i)}{\partial \xi^i} + \frac{V(j)}{h_j} \frac{\partial V(i)}{\partial \xi^j} + \frac{V(k)}{h_k} \frac{\partial V(i)}{\partial \xi^k} \\ & + \left[\frac{1}{h_i h_j} \frac{\partial h_j}{\partial \xi^i} V(i) - \frac{1}{h_j h_i} \frac{\partial h_j}{\partial \xi^i} V(j) \right] V(j) \\ & + \left[\frac{1}{h_i h_k} \frac{\partial h_i}{\partial \xi^k} V(i) - \frac{1}{h_k h_i} \frac{\partial h_k}{\partial \xi^i} V(k) \right] V(k) \\ & = \frac{h_i}{\rho} F(i) - \frac{1}{\rho h_i} \frac{\partial P}{\partial \xi^i} + \frac{1}{\rho h_i} \frac{\partial \tau(ii)}{\partial \xi^i} + \frac{1}{\rho h_j} \frac{\partial \tau(ij)}{\partial \xi^j} + \frac{1}{\rho h_k} \frac{\partial \tau(ik)}{\partial \xi^k} \\ & + \left(\frac{1}{h_j h_i} \frac{\partial h_j}{\partial \xi^i} + \frac{1}{h_k h_i} \frac{\partial h_k}{\partial \xi^i} \right) \frac{\tau(ii)}{\rho} - \frac{1}{h_j h_i} \frac{\partial h_j}{\partial \xi^i} \frac{\tau(jj)}{\rho} - \frac{1}{h_k h_i} \frac{\partial h_k}{\partial \xi^i} \frac{\tau(kk)}{\rho} \\ & + \left(\frac{2}{h_j h_j} \frac{\partial h_i}{\partial \xi^j} + \frac{1}{h_k h_j} \frac{\partial h_k}{\partial \xi^j} \right) \frac{\tau(ij)}{\rho} + \left(\frac{2}{h_i h_k} \frac{\partial h_i}{\partial \xi^k} + \frac{1}{h_j h_k} \frac{\partial h_j}{\partial \xi^k} \right) \frac{\tau(ik)}{\rho} \end{aligned} \quad (C-18)$$

(3) 懸浮載之質量守恆方程式

$$\begin{aligned} & h_i h_j h_k \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi^i} [h_j h_k C V(i)] + \frac{\partial}{\partial \xi^j} [h_i h_k C V(j)] + \frac{\partial}{\partial \xi^k} [h_i h_j C V(k)] \\ & = - \frac{\partial}{\partial \xi^i} \left[\frac{h_j h_k}{\rho} q(i) \right] - \frac{\partial}{\partial \xi^j} \left[\frac{h_i h_k}{\rho} q(j) \right] - \frac{\partial}{\partial \xi^k} \left[\frac{h_i h_j}{\rho} q(k) \right] \end{aligned} \quad (C-19)$$

(4) 作用層之質量守恆方程式

$$\rho_s (1-p) h_i h_j \frac{\partial (\beta E_m)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi^i} [h_j q_b(i)] + \frac{\partial}{\partial \xi^j} [h_i q_b(j)] + S - S_f = 0 \quad (C-20)$$

(5) 整體河床輸砂之質量守恆方程式

$$\rho_s(1-p)h_i h_j \frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi^i} [h_j q_b(i)] + \frac{\partial}{\partial \xi^j} [h_i q_b(j)] + S \right\} = 0 \quad (C-21)$$

C.2 數學模式

為適度簡化複雜的控制方程式，需對數學模式作若干假設，分別為(1)不可壓縮牛頓流體(incompressible Newtonian fluid)；(2)靜水壓分布；(3)忽略風剪力；(4)忽略科氏力。同時，透過座標系統轉換將控制方程式轉換為正交曲線座標(orthogonal curvilinear coordiante)系統方程式，並利用自由水面、底床之運動邊界條件及輔助關係式將控制方程作時間平均(time-average)及水深平均(depth-average)，則可推得二維正交曲線座標控制方程式。

C.2.1 水理部份

C.2.1.1 控制方程式

(1) 水流連續方程式

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 \bar{u} d) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 \bar{v} d) = 0 \quad (C-22)$$

(2) 水流動量方程式

ξ 方向：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2 \\ & = -\frac{g}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{11}) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{12}) \\ & \quad + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} - \frac{\tau_h}{\rho d} \end{aligned}$$

$$+ \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (C-23)$$

η 方向：

$$\begin{aligned} & \frac{\bar{\partial}}{\partial} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\bar{\partial}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\bar{\partial}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u}^2 \\ & = -\frac{g}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{12}) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{22}) \\ & \quad - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} - \frac{\tau_{b2}}{\rho d} \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{22})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{22})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \end{aligned} \quad (C-24)$$

式中，

$$T_{11} = \int_b^s [\tau_{11} - \rho \overline{u'^2} - \rho(\bar{u} - \bar{u})^2] dz \quad (C-25)$$

$$T_{22} = \int_b^s [\tau_{22} - \rho \overline{v'^2} - \rho(\bar{v} - \bar{v})^2] dz \quad (C-26)$$

$$T_{12} = T_{21} = \int_b^s [\tau_{12} - \rho \overline{u'v'} - \rho(\bar{u} - \bar{u})(\bar{v} - \bar{v})] dz \quad (C-27)$$

以上諸式中， ξ 、 η = 平面上兩正交曲線座標方向； h_1 = ξ 方向轉換係數； h_2 = η 方向轉換係數； u = ξ 方向速度； v = η 方向速度； d = 水深； g = 重力加速度； t = 時間； z_b = 底床高程； z_s = 水面高程； τ_s 、 τ_b = 底床剪應力在 ξ 與 η 方向之分量； $(\bar{\quad})$ = 時間平均； $(\overline{\quad})$ = 水深平均； (\quad) = 時間平均瞬時擾動量；下標 s 、 b 分別代表變數在水面與底床的值； T_{11} 、 T_{12} 、 T_{22} = 有效剪應力項，包含層流剪應力(τ_{11} 、 τ_{22} 、 τ_{12})、亂流剪應力($-\rho \overline{u'^2}$ 、 $-\rho \overline{v'^2}$ 、 $-\rho \overline{u'v'}$)與延散剪應力(dispersion stresses)。

C.2.1.2 輔助關係式

(1)底床剪應力

底床剪應力採用Rastogi and Rodi (1978)之經驗式

$$\tau_b = C_f \rho \bar{u} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \quad (C-28)$$

$$\tau_b = C_f \rho \bar{v} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \quad (C-29)$$

式中， $C_f = g/c^2 =$ 摩擦係數； $c =$ Chezy 係數。

(2)層流與亂流剪應力

採用Boussinesq之渦流黏性理論，層流與亂流剪應力可合併表示為

$$\frac{\tau_{11} - \overline{u'^2}}{\rho} = 2\nu \left[\frac{1}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \right] \quad (C-30)$$

$$\frac{\tau_{22} - \overline{v'^2}}{\rho} = 2\nu \left[\frac{1}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{\bar{u}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \right] \quad (C-31)$$

$$\frac{\tau_{12} - \overline{u'v'}}{\rho} = 2\nu \left[\frac{h_2}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\bar{v}}{h_2} \right) + \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\bar{u}}{h_1} \right) \right] \quad (C-32)$$

式中， $\nu = \nu_l + \nu_t$ ； $\nu_l =$ 層流黏滯係數； $\nu_t =$ 亂流黏滯係數 $= k u_* d / 6$ (Falcon 1979)； $u_* = (\tau_b / \rho)^{1/2} =$ 剪力速度； $k =$ von Karman's 係數(約等於0.4)。

(3)延散剪應力

為積分水深平均所產生之延散剪應力項(C-4)-(C-6)式，須對流速剖面作一適當假設。本模式在延散剪應力的處理上，僅考量彎道二次流 (secondary flow) 的影響，並採用 de Vriend (1977) 對彎道二次流速度剖面之假設：

$$\bar{u} = \bar{u} \left[1 + \frac{\sqrt{g}}{kc} + \frac{\sqrt{g}}{kc} \ln \zeta \right] = \bar{u} f_m(\zeta) \quad (C-33)$$

$$\bar{v} = \bar{v}_m(\zeta) + \frac{\bar{u}d}{k^2r} \left[2F_1(\zeta) + \frac{\sqrt{g}}{kc} F_2(\zeta) - 2\left(1 - \frac{\sqrt{g}}{kc}\right) f_m(\zeta) \right] \quad (\text{C-34})$$

式中，

$$F_1(\zeta) = \int_b^{\zeta} \frac{\ln \zeta}{\zeta - 1} d\zeta \quad (\text{C-35})$$

$$F_2(\zeta) = \int_b^{\zeta} \frac{\ln^2 \zeta}{\zeta - 1} d\zeta \quad (\text{C-36})$$

以上諸式中， $r =$ 曲率半徑； $\zeta = (z - z_b)/d =$ 距離底床之高度與水深之比值。

C.2.2 輸砂部份

C.2.2.1 控制方程式

輸砂子模式將輸砂通量分離為非均勻質之懸浮載與河床載，包含某一粒徑之懸浮載質量守恆方程式、某一粒徑於作用層(active layer)之質量守恆方程式及整體河床輸砂之質量守恆方程式，分別表示如下：

(1) 對某一粒徑懸浮載之質量守恆方程式

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} = & -\frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 Q_1 d) \\ & -\frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 Q_2 d) + \frac{S}{\rho d} \end{aligned} \quad (\text{C-37})$$

(2) 對某一粒徑於作用層之質量守恆方程式

$$\rho_s (1-p) h_1 h_2 \frac{\partial (\beta E_m)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 q_b) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 q_{b_s}) + S - S_f = 0 \quad (\text{C-38})$$

(3) 整體河床輸砂之質量守恆方程式

$$\rho_s(1-p)h_1h_2\frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum \left[\frac{\partial}{\partial x} (h_2q_{b1}) + \frac{\partial}{\partial y} (h_1q_{b2}) + S \right] = 0 \quad (C-39)$$

以上諸式中， C = 懸浮質濃度； ρ_s = 泥砂密度； β = 粒徑百分比； p = 孔隙率； Q_i = i 方向某一粒徑懸浮載之擴散(diffusion)及延散(dispersion)通量； E_m = 作用層厚度(active-layer thickness)； q_{bi} = i 方向某一粒徑之河床載通量(bedload flux)； S = 懸浮載源(suspended-load source)； S_f = 作用層源(active-layer floor source)。

C.2.2.2 輔助關係式

(1) 河床載通量 q_b

凝聚性沉滓之河床載可假定為零。非凝聚性沉滓的河床載通量則採用 Spasojevic & Holly(1990)之經驗式：

$$q_b = q_b(D)_k = 0.053\rho_s\sqrt{(s-1)gD_k}D_k\frac{T_k^{2.1}}{D_k^{0.3}} \quad (C-40)$$

上式中，

$$D_{*k} = D_k \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} = \text{無因次顆粒粒徑；}$$

$$T_k = \frac{u_*^2 - (u_{*c})_k^2}{(u_{*c})_k^2} = \text{輸送參數；}$$

u_{*c} = 臨界剪力速度。

$$c = 18 \log\left(\frac{12d}{3D_{90}}\right) = \text{顆粒蔡司係數；}$$

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} = \text{砂比重。}$$

假設河床載運移僅發生在作用層內，並考慮較小粒徑在水體中會形成懸浮載及較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間較不易被水流帶動之機制，則某一粒徑之河床載通量可進一步修正為：

$$q_b = (1-\gamma)\zeta_k\beta_k q_b(D)_k \quad (C-41)$$

式中， γ = 懸浮載與河床質載之比值(Van Rijn 1984)； ζ = 隱藏因子(hiding factor) (Karim el al. 1987)。

(2) 懸浮載源 (S)

(i) 非凝聚性沉滓

懸浮載源是由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。對某一粒徑 k 之懸浮質而言，其向下之通量可表為：

$$q_{d_k} = -\rho w_{fk} C_{d_k} \quad (C-42)$$

式中， $C_{d_k} = [3.25 + 0.55 \ln(\frac{w_{fk}}{\kappa u_*})] C_k$ (Lin 1984)； C_k ：顆粒 k 之深度平均濃度； w_{fk} = 顆粒 k 之沉降速度。

另一方面，床面沈滓成為懸浮質，主要受到底床之亂流作用所造成。對某一粒徑 k 而言，河床質向上之通量可表為：

$$q_{e_k} = \rho w_{fk} \beta_k C_{e_k} \quad (C-43)$$

式中， $C_{e_k} = 0.015 \frac{D_k}{a} \frac{T_k^{1.5}}{D_k^{0.3}}$ (Van Rijn 1984)； a ：沙丘高度之一半。

故由(C-42)及(C-43)式知，對某一粒徑 k 之懸浮載源可表為：

$$S_k = \rho(w_{fk}\beta_k C_{e_k} - w_{fk} C_{d_k}) \quad (C-44)$$

(ii) 凝聚性沉澱

對某一顆粒 k ，向下沉澱之通量(S_d)採用 Teisson (1991) 之經驗式

$$S_d = P w_{fk} C_k \quad (C-45)$$

式中， $P = 1 - \tau_b / \tau_{crd}$ = 沉降機率； τ_{crd} = 臨界沉降剪應力(critical shear stresses for deposition)。

對某一顆粒 k 河床質向上之通量 S_e ，採用 Partheniades (1965) 之沖刷經驗式

$$S_e = \beta_k M' \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cre}} - 1 \right) \quad \text{for } \tau_b > \tau_{cre} \quad (C-46)$$

式中， M' = 沖刷係數； τ_{cre} = 臨界沖刷剪應力(critical shear stresses for erosion)。

(3) 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，

$$S_f = -\rho_s(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [(\beta_s)_k (z_b - E_m)] \quad (C-47)$$

式中， $(\beta_s)_k$ = 母層中某一顆粒 k 之粒徑百分比。

如母層之厚度增加，及其頂面上升時，(C-47)式中之 $(\beta_s)_k$ 則改為 β_k 。

(4) 作用層厚度 (E_m)

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

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (C-48)$$

式中，C 為數值參數(本模式暫取為 20)。

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：

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (C-49)$$

式中， D_m ：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：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (C-50)$$

(5) 懸浮載之擴散及延散通量 (Q_1 、 Q_2)

在懸浮載之擴散及延散通量之處理上，一般均假定其可以梯度定理 (gradient theorem) 化簡為：

$$Q_1 = \varepsilon_1 \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} \quad (C-51)$$

$$Q_2 = \varepsilon_2 \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} \quad (C-52)$$

式中，

$$\varepsilon_1 = 5.93u.d \quad (\text{Elder 1959}) \quad (C-53)$$

$$\varepsilon_2 = \begin{cases} 0.23u.d & \text{for 直渠道 (Elder 1959)} \\ 25\left(\frac{\bar{u}d}{u.r}\right)^2 u.d & \text{for 彎道 (Fischer et al. 1979)} \end{cases} \quad (C-54)$$

式中， ε_i = i 方向之擴散及延散係數。

C.3 數值方法

C.3.1 水理部份

C.3.1.1 雙階操作分割趨近法

本研究基於分割操作(split-operator approach)之觀念，將動量方程式分割成二個步驟求解，分別稱為延散步驟及傳播步驟。延散步驟求解移流項和擴散項，擴散步驟求解壓力項、底床剪應力項和連續方程式。據此，水理控制方程可改寫成

延散步驟

$$\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right) = -(V \cdot \nabla)V + \frac{1}{\rho} \nabla \cdot T \quad (C-55)$$

擴散步驟

$$\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right) - \left(\frac{\partial V}{\partial t}\right) = -g \nabla(z_b + d) - \frac{\tau_b}{\rho d} \quad (C-56)$$

$$\nabla \cdot V = 0 \quad (C-57)$$

(C-55)~(C-57)的一般式可表示成

延散步驟

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = & -\frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} - \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} - \frac{1}{h_1 h_2} \left[\frac{\partial h_1}{\partial \eta} \frac{\bar{u} \bar{v}}{\bar{v}^2} - \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2 \right] \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_2 T_{11})}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_1 T_{12})}{\partial \eta} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \end{aligned} \quad (C-58)$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = -\frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi} - \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} - \frac{1}{h_1 h_2} \left[\frac{\partial h_2}{\partial \xi} \frac{\bar{u} \bar{v}}{\bar{u}^2} + \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u}^2 \right]$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial(h_2 T_{12})}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial(h_1 T_{22})}{\partial \eta} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} \\
& + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{22})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{22})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (C-59)
\end{aligned}$$

傳播步驟

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = -\frac{g}{h_1} \left(\frac{\partial(z_b + d)}{\partial \xi} \right) - \frac{C_f \bar{u} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \quad (C-60)$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = -\frac{g}{h_2} \left(\frac{\partial(z_b + d)}{\partial \eta} \right) - \frac{C_f \bar{v} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \quad (C-61)$$

和

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial(h_2 \bar{u} d)}{\partial \xi} + \frac{\partial(h_1 \bar{v} d)}{\partial \eta} = 0 \quad (C-62)$$

針對 $n+1$ 時刻的水深值(d^{n+1})做線性化處理，且僅保留一階項，(C-62)

式可改寫成

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\alpha_1 \frac{\partial(\Delta d)}{\partial \xi} + \beta_1 \Delta d + \gamma_1 \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\alpha_2 \frac{\partial(\Delta d)}{\partial \eta} + \beta_2 \Delta d + \gamma_2 \right) = 0 \quad (C-63)$$

其中

$$\alpha_1 = -\frac{h_2 g \Delta t}{C_r h_1} d^n; \quad \beta_1 = \frac{h_2}{C_r} \bar{u}^{n+\frac{1}{2}} - \frac{h_2 g \Delta t}{C_r h_1} \left[\frac{\partial \bar{u}^{n+1}}{\partial \xi} + \frac{\partial d^n}{\partial \xi} \right]; \quad \gamma_1 = \beta_1 d^n \quad (C-64)$$

$$\alpha_2 = -\frac{h_1 g \Delta t}{C_r h_2} d^n; \quad \beta_2 = \frac{h_1}{C_r} \bar{v}^{n+\frac{1}{2}} - \frac{h_1 g \Delta t}{C_r h_2} \left[\frac{\partial \bar{v}^{n+1}}{\partial \eta} + \frac{\partial d^n}{\partial \eta} \right]; \quad \gamma_2 = \beta_2 d^n \quad (C-65)$$

$$C_r = 1 + \Delta t \frac{C_f \sqrt{(\bar{u}^{n+\frac{1}{2}})^2 + (\bar{v}^{n+\frac{1}{2}})^2}}{d^n} \quad (C-66)$$

式中， $\Delta d = d^{n+1} - d^n$ ； $\Delta t = t^{n+1} - t^n$ 。

C.3.1.2 數值差分

在數值差分方法選用的考量上，利用顯式數值方法求解時，演算時間間隔將會受到很大的限制，在模擬天然明渠水流問題時將耗費冗長的演算時間與龐大的電腦計算量，在應用上有其困難存在。為解決這個問題，本計畫採用隱式數值方法求解。

本模式採用控制體積(control volume)法的觀念來離散控制方程式，控制體積法的基本概念如圖C-1所示，其中(a)圖為實際區域，(b)圖為計算區域，E、W、N、S 表相鄰格點，e、w、n、s 表控制面。在水理控制方程式中，除了移流項採用一階精度上風法(upwind scheme)差分外，所有空間差分均採用二階精度的中央差分法。另外，時間項則採用簡單的前項差分。

中央差分法可表示成

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial \xi}\right)_p^{n+1} = \frac{\Psi_e^{n+1} - \Psi_w^{n+1}}{\Delta \xi} \quad (C-67)$$

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial \eta}\right)_p^{n+1} = \frac{\Psi_n^{n+1} - \Psi_s^{n+1}}{\Delta \eta} \quad (C-68)$$

式中

$$\Psi_e^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_E^{n+1} + \Psi_p^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i+1,j}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) \quad (C-69)$$

$$\Psi_w^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_p^{n+1} + \Psi_w^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i-1,j}^{n+1}) \quad (C-70)$$

$$\Psi_n^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_N^{n+1} + \Psi_p^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j+1}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) \quad (C-71)$$

$$\Psi_s^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_p^{n+1} + \Psi_s^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i,j-1}^{n+1}) \quad (C-72)$$

式中， Ψ 可表為 \bar{u} ， \bar{v} ， h_1 ， h_2 ， d ， z_s 和 z_b 。

上風法應用於移流項的處理可表成

$$\frac{\bar{u}^n}{h_1} \left(\frac{\partial \Phi^{n+1}}{\partial \xi} \right) = 0.5 \frac{\bar{u}_{i,j}^n}{h_{1,j}} \left[(1 - \alpha_x) \left(\frac{\Phi_{i+1,j}^{n+1} - \Phi_{i,j}^{n+1}}{\Delta \xi} \right) + (1 + \alpha_x) \left(\frac{\Phi_{i,j}^{n+1} - \Phi_{i-1,j}^{n+1}}{\Delta \xi} \right) \right] \quad (C-73)$$

$$\frac{\bar{v}^n}{h_2} \left(\frac{\partial \Phi^{n+1}}{\partial \eta} \right) = 0.5 \frac{\bar{v}_{i,j}^n}{h_{2,j}} \left[(1 - \alpha_y) \left(\frac{\Phi_{i,j+1}^{n+1} - \Phi_{i,j}^{n+1}}{\Delta \eta} \right) + (1 + \alpha_y) \left(\frac{\Phi_{i,j}^{n+1} - \Phi_{i,j-1}^{n+1}}{\Delta \eta} \right) \right] \quad (C-74)$$

式中

$$\alpha_x = \begin{cases} 0 & |R_x| \leq 2 \\ 1 & R_x > 2 \\ -1 & R_x < -2 \end{cases} ; \quad \alpha_y = \begin{cases} 0 & |R_y| \leq 2 \\ 1 & R_y > 2 \\ -1 & R_y < -2 \end{cases} \quad (C-75)$$

$$R_x = \frac{\bar{u}_{i,j}^n h_{1,j} \Delta \xi}{\mu / \rho} ; \quad R_y = \frac{\bar{v}_{i,j}^n h_{2,j} \Delta \eta}{\mu / \rho} \quad (C-76)$$

式中， Φ 可表成 \bar{u} or \bar{v} ； μ = 流體動力黏滯係數(dynamic viscosity)。

C.3.1.3 邊界條件

本模式目前考量三種邊界條件設定，分別為渠道入流、渠道出流與固體邊界。一般而言，渠道入流邊界條件設定為單位寬度入流量，渠道出流邊界條件則採用水位高程設定。在固體邊界處，應用側壁理論(law of the wall)，設定靠近固體邊界的邊界條件為

$$\frac{u_w}{U_*} = \frac{1}{k} \ln(Ey^+) \quad (C-77)$$

其中， u_w = 近固體邊界的水深平均速度； E = 糙度因子 = 9.0； $y^+ = y_w U_* / \nu$ ， y_w = 固體邊界與鄰近固體邊界格點的距離。

C.3.2 輸砂部份

C.3.2.1 結合演算法

假定底床是由 k 種粒徑所組成，則與輸砂有關之控制方程式包含 k 個深度平均懸浮載之質量守恆方程式【(C-37)式】、 k 個作用層質量之守恆方程式【(C-38)式】及一個整體河床輸砂之質量守恆方程式【(C-39)式】。求解的未知變數為 k 個深度平均懸浮載濃度 C 、 k 個粒徑百分比 β 及河床高程 z_b 。

由於各物理量具有高度之相關性，如河床質與懸浮質藉著懸浮載源 S 連結，河床高程 z_b 及作用層內之粒徑百分組成 β 又因懸浮載源 S 而變動等，故有賴結合演算方式以求解此三條方程式。(C-38)及(C-39)式為雙曲線偏微分方程式，但(C-37)式為雙曲線-橢圓形混合之偏微分方程式，因此聯立解此三方程式時，須先對(C-37)式作一適當處理。(C-37)式為延散方程式，解此方程如同解水流運動方程式，可分成下列二個步驟：

(1)移流及反應(advection-reaction)步驟

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} = \frac{S}{\rho d} \quad (C-78)$$

式中 $\frac{\partial \bar{C}}{\partial t}$ 為移流及懸浮載源 S 所引起的濃度變化，可以 $(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t})^a$ 表示之。

(2)擴散(diffusion)步驟

$$\left(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t}\right)^d - \left(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t}\right)^a = \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 Q_1 d) - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 Q_2 d) \quad (C-79)$$

經上述方法分解後之懸浮載方程式，在移流及反應步驟為一雙曲線偏微分方程，而於擴散步驟則為一橢圓型偏微分方程。

因此，先聯立求解(C-38)、(C-39)及(C-78)式；然後，所求得各變數之中間值再與(C-79)式反覆疊代至收斂為止。

C.3.2.2 數值差分

以圖 C.1 中之主格點 P 為例，(C-38)及(C-39)式之離散化方程式可分別表為：

$$\begin{aligned} & \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t} [(\beta E_m)_p^{n+1} - (\beta E_m)_p^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} [h_{2e}(q_{b1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b1})_w^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{h_{1p}h_{2p}} [h_{2e}(q_{b1})_e^n - h_{2w}(q_{b1})_w^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} [h_{1n}(q_{b2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b2})_s^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{h_{1p}h_{2p}} [h_{1n}(q_{b2})_n^n - h_{1s}(q_{b2})_s^n] + \theta S_p^{n+1} + (1-\theta)S_p^n - (S_f)_p = 0 \end{aligned} \quad (C-80)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t} [(z_b)_p^{n+1} - (z_b)_p^n] + \frac{1}{h_{1p}h_{2p}} \sum \{ \theta [h_{2e}(q_{b1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b1})_w^{n+1}] \\ & + (1-\theta) [h_{2e}(q_{b1})_e^n - h_{2w}(q_{b1})_w^n] + \theta [h_{1n}(q_{b2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b2})_s^{n+1}] \\ & + (1-\theta) [h_{1n}(q_{b2})_n^n - h_{1s}(q_{b2})_s^n] \} + \sum [\theta S_p^{n+1} + (1-\theta)S_p^n] = 0 \end{aligned} \quad (C-81)$$

懸浮載質量守恆方程式之移流及反應步驟可採用特性法求解，(C-78)式之等式左邊各項，可以全微分表示，即

$$\frac{\overline{dC}}{dt} + \frac{\overline{u}}{h_1} \frac{\overline{dC}}{d\xi} + \frac{\overline{v}}{h_2} \frac{\overline{dC}}{d\eta} = \frac{DC}{Dt} \quad (C-82)$$

且(C-57)式變為：

$$\frac{DC}{Dt} = \frac{S}{\rho d} \quad (C-83)$$

在正交曲線座標上，其方向軌跡為：

$$\frac{h_1 d\xi}{dt} = \overline{u} \quad \text{and} \quad \frac{h_2 d\eta}{dt} = \overline{v} \quad (C-84)$$

圖 C-2 為質點運動軌跡之示意圖，A 點為 $t^{n+1} = (n+1)\Delta t$ 時之到達點，D 點為 t^n 時之離開點。要解(C-83)式之全微分項，必須先解(C-84)式，

即求出其積分路徑。由於模式採用固定格點，故離開點不能保證剛好落在格點上，而必須以鄰近格點採內差法求之。

由於河床載方程式與懸浮載方程式在時間尺度上相差很大，即河床質移動量遠小於懸浮質移動量。在必須聯立求解前提下，移流及反應步驟之懸浮載方程式【(C-78)式】必須使用較大之可蘭數(Courant number)，但大可蘭數將導至軌跡線必須穿過若干個格網方能落在 t^n 平面上，為求出質點之移動軌跡，路徑求解採分段方式處理，如圖 C-3 所示。

(1) 運算軌跡之計算

對某一粒徑，如以從 D_i 積至 A_i 之軌跡為例，則：

$$\xi_D^{(m+1)} = \xi_A - \frac{(u_A + u_D^{(m)})}{2h_{1M}^{(m)}}(t_A - t_D^{(m+1)}) \quad (C-85)$$

$$\eta_D^{(m+1)} = \eta_A - \frac{(v_A + v_D^{(m)})}{2h_{2M}^{(m)}}(t_A - t_D^{(m+1)}) \quad (C-86)$$

$$t_D^{(m+1)} = t_A - \min\left[\frac{h_{1M}^{(m)}(\xi_D^{(m)} - \xi_A)}{\frac{1}{2}(u_A + u_D^{(m)})}, \frac{h_{2M}^{(m)}(\eta_D^{(m)} - \eta_A)}{\frac{1}{2}(v_A + v_D^{(m)})}\right] \quad (C-87)$$

式中，下標 A,D 表示在到達和離去點的軌跡，M 為 A 與 D 之中點值；上標 m 表疊代次數。此疊代過程係為求得離去點 D_i 之座標值。

(2) 移流及反應步驟之離散方程式

當運動軌跡已知後，可積分(C-82)式，以圖 C-3 之軌跡為例，其離散化之方程式為：

$$C_A - C_{D_L} = \sum_{i=L}^2 \left[\left(\frac{S_{D_i}}{\rho d_{D_i}} + \frac{S_{D_{i-1}}}{\rho d_{D_{i-1}}} \right) \frac{t_{D_{i-1}} - t_{D_i}}{2} \right] + \left(\frac{S_{D_1}}{\rho d_{D_1}} + \frac{S_A}{\rho d_A} \right) \frac{t_A - t_{D_1}}{2} \quad (C-88)$$

另外，懸浮載質量守恆之擴散項之數值方法，同河床載之數值方法，以控制體積法離散方程式。

C.3.2.3 數值解析法

在主格點 P 上之離散化方程式共有 k 個(C-80)式，1 個(C-81)式及 k 個(C-88)式。而在 P 點上之未知量，可以如下向量表式之：

$$\bar{s}^{n+1} = (z_b^{n+1}, C_1, \beta_1, \dots, C_k, \beta_k, \dots, C_K, \beta_K) \quad (C-89)$$

或更簡潔的記作

$$\bar{s}^{n+1} = (s_1, s_{2k}, s_{2k+1}) \quad k = 1, K \quad (C-90)$$

式中 k 為粒徑 k 之代號。則(C-80)、(C-81)及(C-88)式可分別寫成：

$$F_1(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad (C-91)$$

$$F_{2k}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, K \quad (C-92)$$

$$F_{2k+1}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, K \quad (C-93)$$

(C-91)至(C-93)式為一非線性代數式，可加以線性化後，利用 Newton-Raphson 法疊代求解：

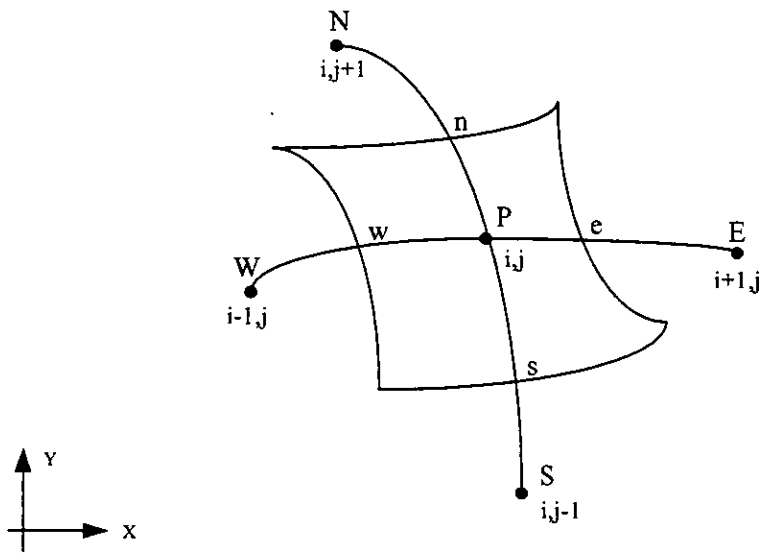
$$\left[\frac{\partial F_1}{\partial \bar{s}} \right] \Delta \bar{s} = -F_1({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (C-94)$$

$$\left[\frac{\partial F_{2k}}{\partial \bar{s}} \right] \Delta \bar{s} = -F_{2k}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad k = 1, K \quad (C-95)$$

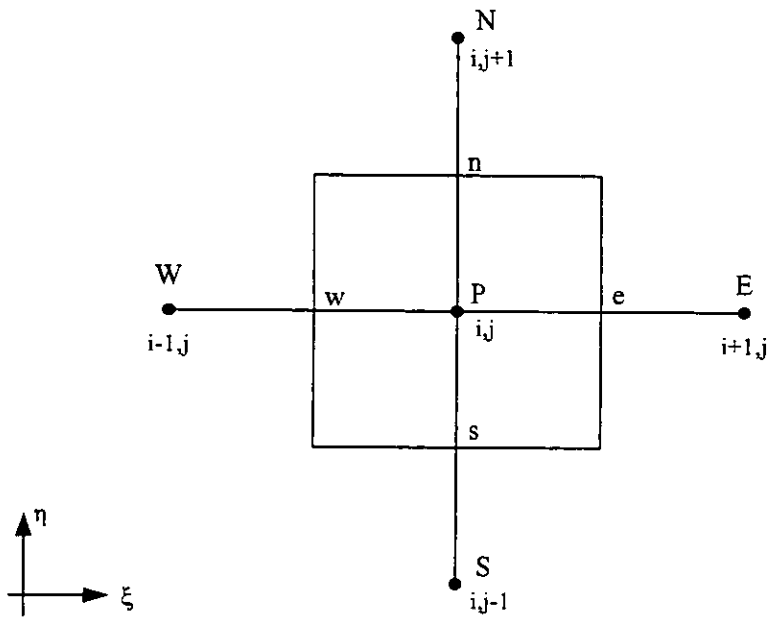
$$\left[\frac{\partial F_{2k+1}}{\partial \bar{s}} \right] \Delta \bar{s} = -F_{2k+1}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad k = 1, K \quad (C-96)$$

式中， $\left[\frac{\partial F}{\partial \bar{s}} \right]$ 為 Jacobian 係數矩陣中之一列向量； ${}^m \bar{s}^{n+1}$ 為前一次疊代未知向量； $\Delta \bar{s}$ 為疊代修正向量，可表為 $\Delta \bar{s} = (\Delta s_1, \Delta s_{2k}, \Delta s_{2k+1})$ 。解得修正向量 $\Delta \bar{s}$ 後，可得新的 ${}^{m+1} \bar{s}^{n+1}$ 向量：

$${}^{m+1} \bar{s}^{n+1} = {}^m \bar{s}^{n+1} + \Delta \bar{s} \quad (C-97)$$



(a)



(b)

圖A-1 控制體積法示意圖 (a) 實際區域; (b) 計算區域

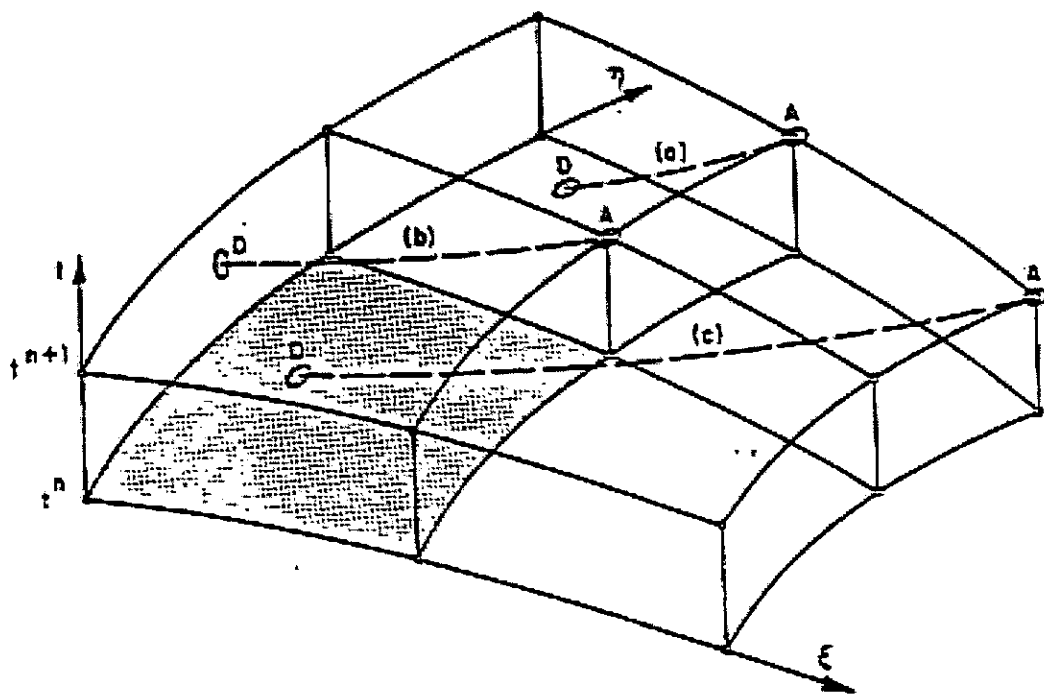


圖 C-2 質點運移軌跡示意圖

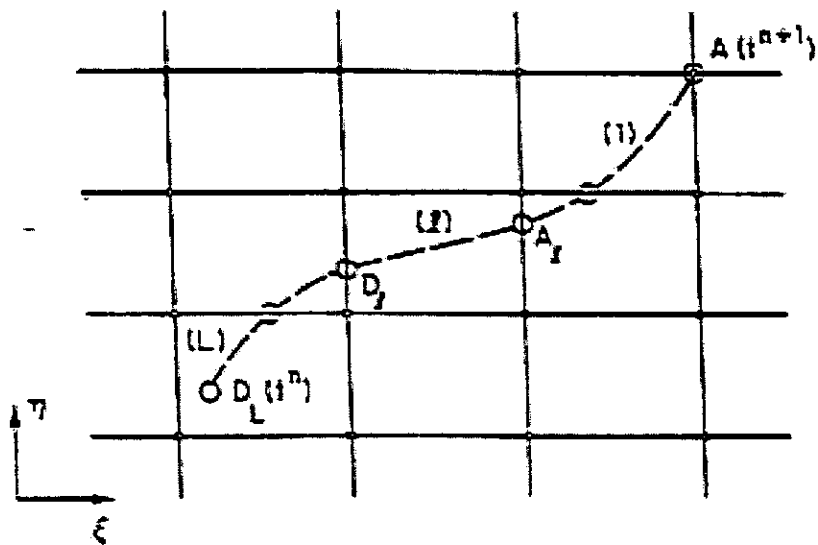


圖 C-3 質點運移軌跡在計算平面之示意圖

附錄四

GSTARS 3.0 模式理論基礎

附錄四 GSTARS 3.0 模式理論基礎

D.1 流線與流管

流線與流管概念的應用為 GSTARS 3.0 模式發展之特色之一。流線(streamline)係指流場中的一組曲線在每一瞬間(t)，其任一點的切線向量平行於該點的速度向量，該組曲線係稱為流線。而流管(stream tube)係指以流線為邊壁所組成的流管概念。因流體質點不可能穿透流管邊界(即流線)，所以沿著每一流管，其流量是不變的；且其流速與流管面積成反比。圖 D-1 所示為 GSTARS 3.0 模式所應用之流管基本概念。

對一定量不可壓縮流體而言，沿著一流管之總能量 H_t 為一常數：

$$\frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h = H_t = \text{constant} \quad (\text{D-1})$$

式中， P =作用於橫斷面之壓力； γ =水之單位重； v =流速； g =重力加速度；及 h =水力高度。

D.2 迴水演算

對一擬似定量流而言，流量歷線可以由一連串定常流量變化歷線組成來表示，如圖 D-2 所示。在每一段定常流量裡，即以定量流方程式進行迴水演算。GSTARS 3.0 模式係以標準步推法(standard-step method)求解能量方程式。為解決不同流況間之轉換，如超臨界流轉換至亞臨界流流況，即水躍發生之情況，則以動量方程式來替代能量方程式。

D.2.1 能量方程式

GSTARS 3.0 模式所使用之能量方程式：

$$z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + H_e \quad (D-2)$$

式中， Z =底床高程； Y =水深； v =流速； α =流速分佈係數； H_e =斷面 1、2 間之總能量損失。如圖 D-3 所示為水流能量守恆圖。

D.2.2 動量方程式

當不同斷面之流況有不同變化，導致能量無法守恆時，係水躍發生時，則以動量方程式來替代能量守恆之能量方程式。動量方程式如下所示：

$$\frac{Q\gamma}{g}(\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (D-3)$$

式中， β =動量係數； W =斷面 1、2 間之水體重量； θ =渠坡夾角；及 F_f =沿渠坡之總摩擦損失。

D.3 流管演算

GSTARS 3.0 模式利用流管的觀念來達成擬似二維河川水理及輸砂的模擬，使得此模式能夠同時考量到模擬過程中每一斷面縱向及側向的水理、輸砂變化特性。每一斷面所需擇定合適流管數，可依下列相關特性來決定：(1)渠段中總流量可平均分佈在每一流管當中；(2)流管邊壁可由渠道邊界及虛擬垂直邊壁分割；(3)沿著每一流管的流量為固定不變。

因為模式中水理演算為迴水演算結果，所以每一橫斷面的水面線都假設為水平；故流管側向位置的決定乃由每一時刻輸水能力的計算來獲得，亦即流管間邊壁的決定乃依每一流管皆擁有等輸水能力來決

定。流管位置由每一時刻計算而定，故其隨著時間而變；模式中輸砂演算部分在每一時刻於每一流管中獨立演算，故輸砂演算結果隨著不同時刻之流管位置而變化。每一流管中的河床質組成在每一計算時刻開始時皆進行重新的演算，所以水力篩選(sorting)及護甲(armoring)作用的演算工作亦在每一流管中獨立進行。故由每一演算時刻的不同流管中輸砂的演算結果，便可獲得不同時刻每一斷面上輸砂特性的側向變化。而 GSTARS 3.0 模式因其並非真正二維模式，故對於渦流(eddies)、環流(recirculating flow)、二次流(secondary flow)及側向水面線變化等現象無法模擬。

D.4 輸砂演算與渠道幾何形狀調整

D.4.1 泥砂連續方程式

對一維變量流中輸砂演算中最基礎的泥砂連續方程式可表為：

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial A_s}{\partial t} - q_{lat} = 0 \quad (D-4)$$

式中， η =單位河床層中泥砂體積； A_d =單位長度中床砂體積； A_s =橫斷面上單位長度懸移泥砂體積； Q_s =泥砂體積流量；及 q_{lat} =側向泥砂入流量。在 GSTARS 3.0 模式中有幾個假設，以化簡(D-4)式。首先，假設橫斷面上懸移泥砂濃度遠小於床砂的變化，亦即：

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} \ll \eta \frac{\partial A_d}{\partial t} \quad (D-5)$$

其次，假設泥砂輸移函數中的參數在每一演算時距內，每一橫斷面上皆為常數；亦即：

$$\frac{\partial Q_s}{\partial t} = 0 \quad \text{或} \quad \frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{dQ_s}{dx} \quad (\text{D-6})$$

前述假設僅在每一橫斷面幾何形狀改變極微情況下方能成立，亦即在每一演算時距中泥砂沖淤量變化不可太大。這一假設對水、砂分離演算而言是成立的，故泥砂連續方程式最後可化簡成：

$$\eta \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{dQ_s}{dx} = q_{lat} \quad (\text{D-7})$$

D.4.2 水力篩選及護甲作用

GSTARS 3.0 模式中的輸砂演算以不同粒徑級配為處理基礎，對於不同水流輸移強度將有不同的粒徑被水流帶走。依據不同的水力參數，入流泥砂分佈，床砂組成等因素條件，有些粒徑顆粒將遭沖刷外移，有些則不受影響停滯於原處或淤積下來。GSTARS 3.0 模式中床砂輸移率係以不同粒徑級配條件決定，但其總輸移量則以輸砂演算方程式來決定。因此，便可反映出多種不同的泥砂運動機制。諸如床面上細顆粒因水力篩選作用，已遭沖移；但較粗顆粒因水流輸移力不夠而留下形成一不動層。在這相同水力條件維持下，床面將不再有顆粒被沖移，此一不動層即為護甲層(armored layer)。護甲作用的發生將使其下的顆粒受到暫時的掩護，而此時產生的泥砂輸移亦僅限於進入此區的外來泥砂；直至水流條件改變，水流速度增強，將使得此一護甲狀態受到改變，重新開始另一階段泥砂輸移歷程。為能夠良好模擬護甲作用機制過程，GSTARS 3.0 模式中乃採用 Bennett and Nordin(1977)對床砂組合的處理概念與方法進行演算模擬。

D.4.3 泥砂輸移函數

天然河川泥砂依泥砂來源的不同可將總沉滓載分為河床質載(bed

material load)及沖洗載(wash load)；或依運動性質的不同分為河床載 (bed load)及懸移載(suspended load)兩種。而輸砂量的計算方法有將懸移載及河床載分開計算的方式，或將兩者合併考量的總輸砂量法，GSTARS 3.0 模式即以總輸砂量法去推估泥砂輸移變化。

GSTARS 3.0 模式中沖淤理論係以水理理論計算所得河川的水位、流量為已知條件，配合流管概念，依河川中斷面上渠道邊界間具有等輸水能力的原則劃分多個流管，在每個流管中分別計算水理參數及輸砂量，再代入輸砂連續方程式中求解每個流管內平均底床沖淤情形。GSTARS 3.0 模式中提供 14 個非凝聚性沉滓的總輸砂量公式，及一套凝聚性沉滓之輸砂公式。14 個非凝聚性沉滓輸砂公式分別為：

1. Meyer-Peter and Muller's Formula(1948): 可用於沉滓粒徑大於 10 mm 的情況，公式如下：

$$\gamma \left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} RS = 0.047(\gamma_s - \gamma)d + 0.25\rho^{1/3}q_b^{2/3} \quad (D-8)$$

式中， γ 、 γ_s 代表水和沉滓的單位重量；

R 為水力半徑；

S 為能量坡降；

d 為沉滓平均粒徑。

2. Laursen's Formula (1958) and Modification by Madden (1993): 適用於沉滓粒徑大於 0.0625 mm 時，其公式如下：

$$C_t = 0.01\gamma \sum_i p_i \left(\frac{d_i}{D} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'}{\tau_{ci}} - 1 \right) f \left(\frac{u_*'}{\omega_i} \right) \quad (D-9)$$

式中， C_t = 單位體積之平均輸砂濃度重量；

p_i =泥砂粒徑分析所佔比重；

d_i =泥砂粒徑；

ω_i =粒徑 d_i 泥砂之沉降速度；

D =水深。

3. Toffaleti's Method (1969)：適用於沉滓粒徑大於 0.0625 mm 時，其公式如下：

$$Q_{ti} = B(q_{bi} + q_{sui} + q_{smi} + q_{sli}) \quad (D-10)$$

式中， B =渠寬；

q_{bi} 、 q_{sui} 、 q_{smi} 、 q_{sli} =分別為底床層、渠流上層、中層、下層之單位寬度泥砂輸移載。

4. Engelund and Hansen's Method(1972)：適用於沉滓粒徑大於 0.0625 mm 時，其公式如下：

$$f' \phi = 0.1 \theta^{5/2} \quad (D-11)$$

$$f' = \frac{2gSD}{V^2} \quad (D-12)$$

$$\phi = \frac{q_t}{\gamma_s} \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g d^3 \right]^{-1/2} \quad (D-13)$$

$$\theta = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (D-14)$$

式中， g =重力加速度；

S =能量坡降；

V =渠流平均速度；

q_i =單位寬總沉滓重量輸移率；

τ =底床剪應力。

5. Ackers and White's Method(1973)：適用於沉滓粒徑大於 0.04 mm 以及水流福祿數小於 0.8 時，其公式如下：

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (D-15)$$

式中，A、C、m、n 由實驗室資料經由回歸分析求得。

6. Ackers and Whites' Method(1990)：針對前述第 5 項公式其對於粒徑小於 0.2 mm 的沉滓之運移速率有過度預測的缺憾，Ackers 和 White (1990)提出此修正公式。其與第 5 項公式之不同點詳如表 D-1 所示。

7. Yang's Sand (1973) and Gravel (1984) Transport Formulas：對於泥砂而言，沉滓粒徑必須小於 2 mm，其公式如下：

$$\log C_{ts} = 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.457 \log \frac{u_*}{\omega} + \left(1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.314 \log \frac{u_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \quad (D-16)$$

式中， C_{ts} =總沉滓濃度重(ppm)；

ω =泥砂沉降速度；

ν =水之運動黏滯係數；

u_* =剪力速度；

VS =單位渠流功率；

V_{cr} =臨界啟動平均流速。

對於礫石而言，適用於平均粒徑小於 10 mm 時，其公式如下：

$$\log C_{tg} = 6.681 - 0.633 \log \frac{\omega d}{\nu} - 4.816 \log \frac{u_*}{\omega} + \left(2.784 - 0.305 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.282 \log \frac{u_*}{\omega} \right) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \quad (D-17)$$

式中， C_{tg} =總礫石濃度重(ppm)。

8. Yang's Sand (1979) and Gravel (1984) Transport Formulas: 楊氏於 1979 年提出適用於泥砂之公式：

$$\log C_g = 5.165 - 0.153 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.297 \log \frac{u_*}{\omega} + \left(1.780 - 0.360 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.480 \log \frac{u_*}{\omega} \right) \log \frac{VS}{\omega} \quad (D-18)$$

9. Parker's Method (1990): 可用於沉滓粒徑大於 10 mm 的情況，共分為無因次河床載運移函數 W_i^* ，及無因次剪應力參數 ϕ_i ，其公式如下：

$$W_i^* = \frac{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) q_{bi}}{p_i (gDS)^{1/2} DS} \quad (D-19)$$

$$\phi_i = \frac{DS}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) d_i \tau_{ri}^*} \quad (D-20)$$

式中， q_{bi} =粒徑 d_i 泥砂單位寬度推移載輸移量；

p_i =粒徑 d_i 泥砂所佔重量百分比。

10. Yang's Modified Formula for Sand Transport with High Concentration of Wash Load (1996): 適用於高沖洗載情況下之泥砂輸移計算，其公式如下：

$$\log C_s = 5.165 - 0.153 \log \frac{\omega_m d}{\nu_m} - 0.297 \log \frac{u_*}{\omega_m} + \left(1.780 - 0.360 \log \frac{\omega_m d}{\nu_m} - 0.480 \log \frac{u_*}{\omega_m} \right) \log \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_s - \gamma_m} \frac{VS}{\omega_m} \right) \quad (D-21)$$

式中， ω_m =沉滓流泥砂沉降速度；

ν_m =沉滓流運動黏滯係數。

11. DuBoys' Method(1879)；為簡易的計算公式，其公式為

$$Q_b = K\tau(\tau - \tau_c) \quad (D-22)$$

$$K = \frac{0.173}{d^{3/4}} \quad (D-23)$$

式中， Q_b =河床載輸砂量； d =沉滓粒徑。

12. Tsinghua University Equation for Reservoir Flushing(1985)：此公式適用於水庫排砂之情況，可表示成

$$Q_s = \Omega \frac{Q^{1.6} S_0^{1.2}}{B^{0.6}} \quad (D-24)$$

式中， Q_s =輸砂量(公噸/s)； Q =流量(cms)； S_0 =底床坡度； Ω =經驗常數。

13. Ashida and Michiue Method (1972)；可適用於水庫輸砂演算，其公式可表示成

$$\frac{q_b}{\rho u_*' d} = 17\tau_c' \left(1 - \frac{\tau_c'}{\tau}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_c'}{\tau}}\right) \quad (D-25)$$

$$\tau' = \frac{u_*'^2}{Ggd} \quad (D-26)$$

$$\tau_c' = \frac{u_c'^2}{Ggd} \quad (D-27)$$

$$\tau_e^* = \frac{u_e^{*2}}{Ggd} \quad (D-28)$$

$$\frac{v}{u_e^*} = 5.75 \log\left(\frac{R_h / d_{50}}{1 + 2\tau_e^*}\right) + 6.0 \quad (D-29)$$

式中， p =該粒徑所佔百分比； G =比重； R_h =水力半徑。

GSTARS 3.0 模式提供一套計算凝聚性沉滓(平均粒徑小於 0.0625 mm)的輸移公式。當底床剪應力 τ_b 小於底床臨界沉積剪應力 τ_{cd} 時，GSTARS 3.0 模式應用以下公式(Krone 1962)：

$$\frac{C}{C_0} = e^{-k\Delta t} \quad (D-30)$$

$$k = \frac{w_s}{D} \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}}\right) \quad (D-31)$$

其中， C =演算時距末泥砂濃度；

C_0 =演算起始泥砂濃度；

Δt =泥砂運移歷時；

w_s =泥砂沉降速度。

當底床剪應力大於底床臨界顆粒沖蝕剪應力 τ_{cs} 、小於底床臨界塊狀沖蝕剪應力 τ_{cm} 時，GSTARS 3.0 模式應用以下公式(Partheniades 1965 ; Ariathurai and Krone 1976)：

$$E_1 = \frac{1}{A} \frac{dm}{dt} = M_1 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cs}} - 1 \right) \quad (D-32)$$

其中， E_1 =單位面積泥砂沖蝕率；

m =質量；

t =時間；

A=演算範圍底床面積；

M₁= 係數。

當底床剪應力大於底床臨界塊狀沖蝕剪應力 τ_{cm} 時，亦即 $\tau_{cs} < \tau_{cm} < \tau_b$ ，GSTARS 3.0 模式應用以下公式：

$$E_2 = \frac{1}{A} \frac{dm}{dt} = M_2 \left(\frac{T_e}{\Delta t} \right) \quad (D-33)$$

其中，E₂=單位面積沖蝕率；

T_e=沖蝕特性時間；

M₂=係數。

D.4.4 非平衡泥砂輸移

對於大多數河川輸砂模擬案例而言，皆假設於平衡輸砂狀態下進行輸移演算，亦即將河床質載輸移量與水流對泥砂輸移能力視為相等。事實上，在某些情況下，時間延滯性(time delay)或空間延滯性(spatial delay)效應往往是不可忽略的。例如水庫輸砂現象或河口泥砂沖淤現象。或如實驗室中經常可觀測到水庫入流清水經常要行經一段距離後才能將底泥完全沖起達飽和濃度狀態。為能模擬此種現象，GSTARS 3.0 模式應用對流—擴散方程式解析解為基礎，以計算非平衡泥砂輸移量 (Han 1980)：

$$C_i = C_i^* + (C_{i-1} - C_i^*) \exp\left\{-\frac{\psi \omega_s \Delta x}{q}\right\} + (C_{i-1}^* - C_i^*) \left(\frac{q}{\psi \omega_s \Delta x}\right) \left[1 - \exp\left\{-\frac{\psi \omega_s \Delta x}{q}\right\}\right] \quad (D-34)$$

式中，C=泥砂濃度；C*=泥砂輸移能力；q=單位寬度流量； Δx =計算長度； ω_s =泥砂沉降速度；i=演算斷面標示；及 Ψ =無因次參數，對於淤積情況 $\Psi=0.25$ ，對於沖刷情況 $\Psi=1.0$ (Han and He (1990))。

D.4.5 泥砂沉降速度計算

GSTARS 2.0 模式中有多種泥砂沉降速度計算方法，可依不同輸砂公式及粒徑做選擇。當採用 Toffaletti 輸砂公式時，以 Rubey 公式來計算泥砂沉降速度：

$$\omega_s = F\sqrt{dg(\gamma_s - 1)} \quad (D-35)$$

其中，

$$F = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3(\gamma_s - 1)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36\nu^2}{gd^3(\gamma_s - 1)} \right]^{1/2} \quad (D-36)$$

上式在泥砂粒徑介於 0.0625~1 mm 間成立；若粒徑大於 1 mm 則 $F=0.79$ 。式中， ω_s =泥砂沉速； γ_s =泥砂比重； ν =水之運動粘滯係數。至於採用 Toffaletti 公式以外之輸砂公式，則泥砂沉速可由圖 D-4 之各關係曲線來決定(U.S. Interagency Committee on Water Resources Subcommittee on Sedimentation, 1957)。

D.4.6 河流最小功率概念

GSTARS 3.0 模式中最重要的演算概念之一便是流管演算與河寬演算調整功能。一般一維水理輸砂演算模式僅能演算反映渠床高程變化，而無法考量到河寬的變化。GSTARS 3.0 模式中河寬與河床高程間互為調整的演算機制概念主要源自於最小耗能率定理(Song and Yang 1979a, 1979b, 1982a, 1982b)及河流最小功率定理(Yang and Song 1979, 1986)等相關概念發展而成。若河段發生沖刷情況時，則渠道幾何斷面的調整將可能朝底床刷深或河道變寬兩種方向發展，反之，若河道輸砂演算是傾向淤積，則渠道幾何斷面的調整則可能朝向底床淤高或河道窄縮兩種方向發展。前述兩種河寬及底床高程不同調整方向的平衡

取捨，則由此一渠段的最小功率來決定。

D.5 流管間沉滓之相互傳輸

如圖 D-5 所示，側向流管間沉滓之相互傳輸機制主要有兩個，一為因重力效應所導引之較大粒徑沉滓順側坡而下的滾動，一為因彎道二次流所導引之較小粒徑沉滓逆側坡而上的傳送。其中二次流效應所造成沉滓傳輸方向的改變採用 Kikkawa et al. (1976)的公式計算

$$\beta = \frac{vh}{u_* A_* R} \left(-4.167 + 2.64 \frac{u_*}{kv} \right) \quad (D-37)$$

重力效應則採用 Ikeda et al.(1987)的公式計算，所以總側向傳輸方向的改變可表示成

$$\tan \sigma = \tan \beta + \frac{1 + \alpha \mu}{\lambda \mu} \sqrt{\frac{\tau_0^*}{\tau^*}} \tan \delta \quad (D-38)$$

式中， τ_0^* 與 τ^* 分別為無因次臨界剪應力與底床剪應力； δ =側向底床坡度； $\alpha=0.85$ ； $\lambda=0.59$ ； $\mu=0.43$

因此，輸砂量在流管方向(q_s)與穿越流管方向(q_r)分別可表成

$$q_s = q_r \cos \sigma \quad (D-39)$$

$$q_r = q_s \sin \sigma \quad (D-40)$$

表 D-1 Ackers and White (1973)與(1990)輸砂公式比較表

	1973	1990
$1 < d_{gr} < 60$	$A = 0.23d_{gr}^{-1/2} + 0.14$	$A = 0.23d_{gr}^{-1/2} + 0.14$
	$\log C = -3.53 + 2.86 \log d_{gr} - (\log d_{gr})^2$	$\log C = -3.46 + 2.79 \log d_{gr} - 0.98(\log d_{gr})^2$
	$m = 9.66d_{gr}^{-1} + 1.34$	$m = 6.83d_{gr}^{-1} + 1.67$
	$n = 1.00 - 0.56 \log d_{gr}$	$n = 1.00 - 0.56 \log d_{gr}$
$d_{gr} > 60$	$A = 0.17$	$A = 0.17$
	$C = 0.025$	$C = 0.025$
	$m = 1.50$	$m = 1.78$
	$n = 0$	$n = 0$

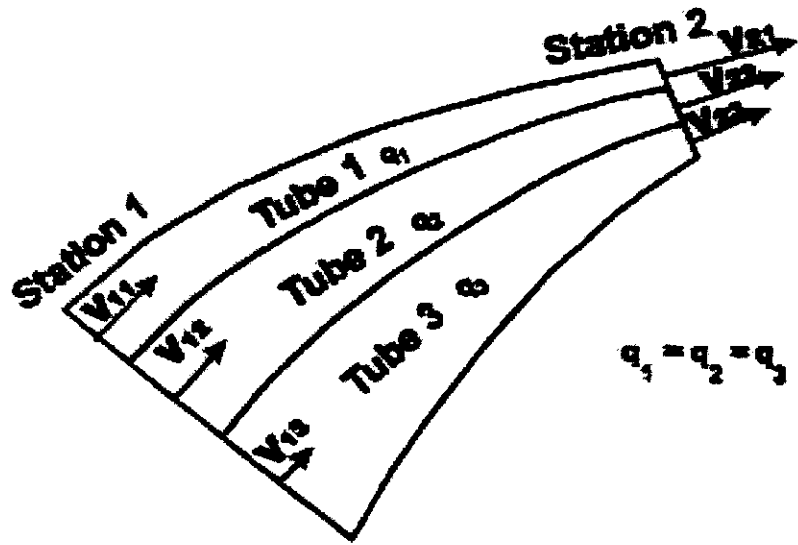


圖 D-1 流管基本概念圖

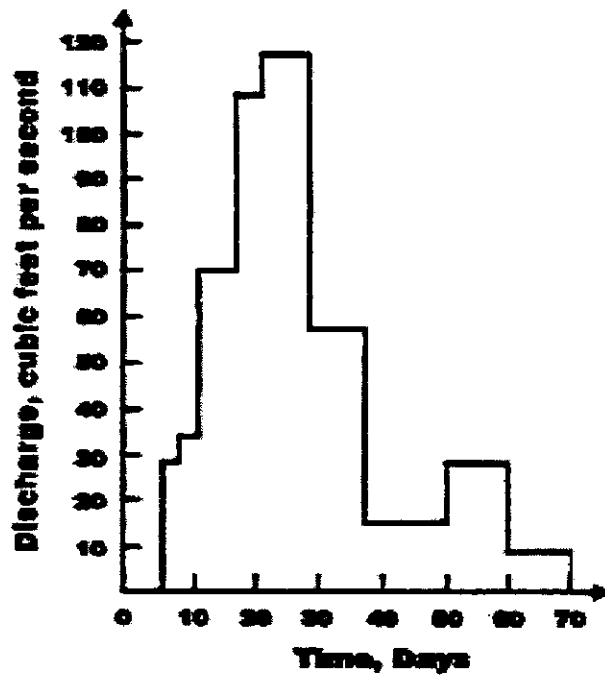


圖 D-2 流量歷線圖

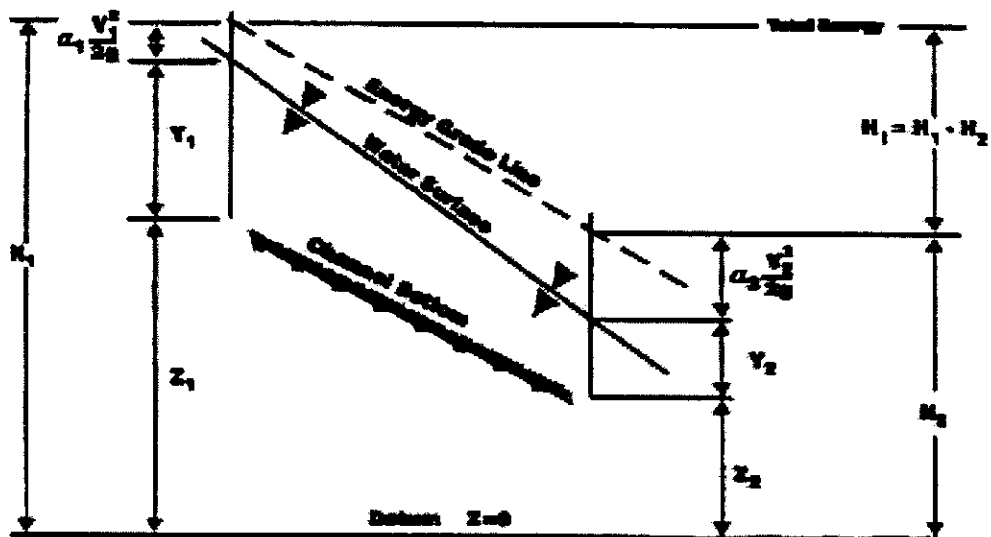


圖 D-3 水流能量守恆圖

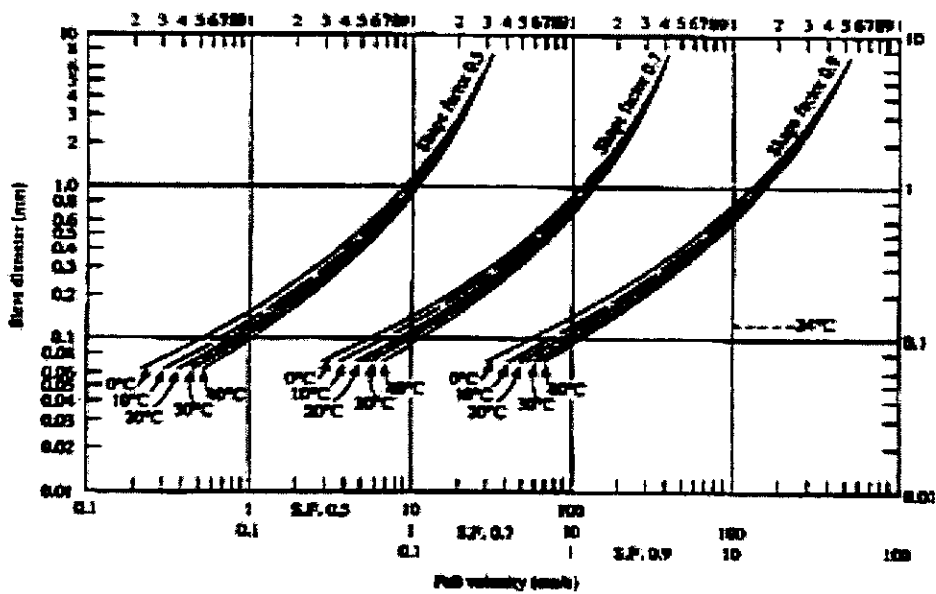


圖 D-4 泥砂沉速關係曲線

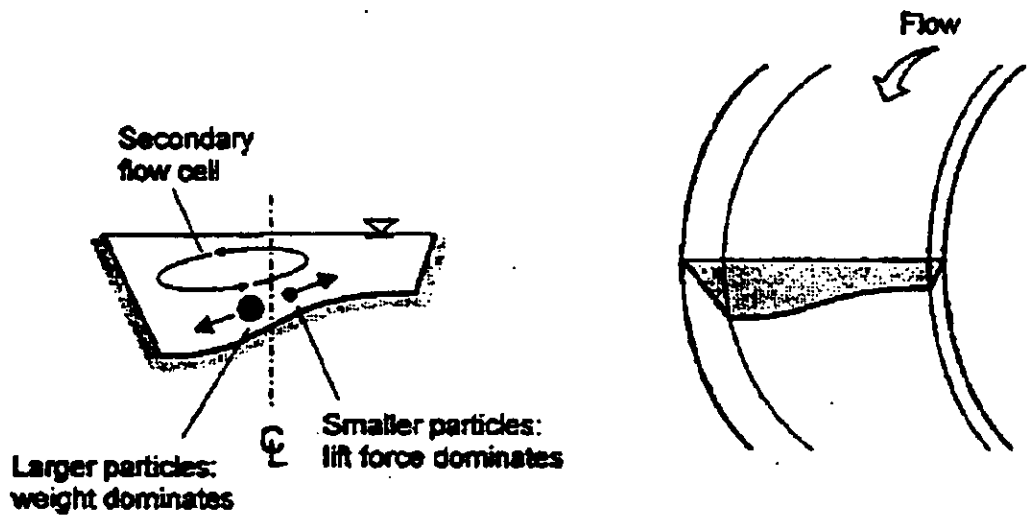


圖 D-5 沉澱側向傳輸示意圖

附錄五

GSTARS 3.0 模式輸入簡介

附錄五 GSTARS 3.0 模式輸入簡介

E.1 資料輸入格式

GSTARS 3.0 模式的資料輸入係由一系列的卡(record)組合而成，輸入資料檔中的每一行均代表一張卡的設定，如圖 E-1 所示，每一行的最大輸入長度為 80 個字元(characters)，且可區分為 11 個不同的欄位(field)。欄位 0 包含 2 個字元，用來表示卡的名稱；欄位 1 至欄位 10 用來輸入此卡所需的資料，其中欄位 1 包含 6 個字元，欄位 2 至欄位 10 各包含 8 個字元。

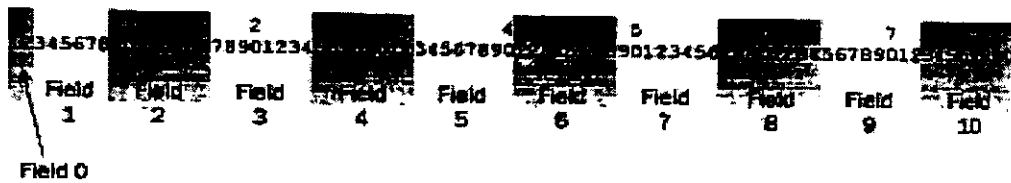


圖 E-1 資料輸入格式示意圖

E.2 水理資料

E.2.1 斷面資料

在進行數值計算時，需將演算的河段(reach)切割成若干斷面(cross section)，每一個斷面所需要建立的資料敘述如下：

1. 距最下游斷面的距離：用以描述該斷面在模擬河段的相對位置，此距離乃是沿著流線方向計算其累距。
2. 劃分斷面子區域：根據斷面幾何形狀，可將斷面區分為若干子區域。例如包含左右兩高灘地的複式斷面，即可區分為 3 個子區域，子區域 1 為左岸高灘地，子區域 2 為主深水槽，子區域 3 為右岸高灘地。

3. 斷面形狀：如圖 E-2 所示，根據斷面形狀選取適當且足夠的代表點，且輸入此代表點在側方向的位置(lateral position)與底床高程資料，即可適切描述該斷面的幾何變化情形。



圖 E-2 斷面形狀與代表點示意圖

4. 糙度係數(roughness coefficient)：不同的斷面與不同的區域均可以設定不同的糙度係數。GSTARS 3.0 提供三種不同的糙度係數供使用者選擇，分別為 Mannig、Chezy 與 Darch-Weisach 公式。

GSTARS 3.0 可利用 ST、ND、XS、RH 四張卡描述上述的資料，如圖 E-3 之範例所示。各卡的輸入資料分別敘述如下：

1	2	3	4	5	6	7
345678	78901234	34567890	90123456	34567890	90123456	34567890
333100	0	0	0	0.0	0	0
3	319.0					
4468.0	4465.5	4463.7	4462.8	4464.1		
4464.0	4454.8	4452.1	4450.0	4451.0		
4450.8	4450.2	4461.6	4462.0	4463.0		
4463.7	4463.5	4463.4	4463.4	4463.4		
4463.2	4461.5	4461.6	4461.7	4461.7		
44660.5	4462.2	4463.0	4461.5	4461.5		
1125.0	1128.0	1128.0	1061.0	1061.0		
4460.0	4462.1	4461.5	4458.7	4461.2		
1125.0	1128.0	1128.0	1170.0	1170.0		
4461.5	4463.9	4467.8	4467.9	4462.0		
1189.0	1197.0	1205.0	1209.0	1184.0		
0.000	0.024	0.000				

圖 E-3 斷面資料輸入範例

ST 卡：主要輸入的資料為欄位 1 至欄位 3，此 3 個資料分別為距最下游斷面的距離、斷面代表點的數目與該斷面是否為控制斷面。

ND 卡：輸入的資料為斷面子區域的數目，以及每個子區域的右邊界。

欄位 1 為該斷面子區域數目；欄位 2 至欄位 10 為每個子區域的右邊界位置(依左岸往右岸的方向輸入)。

XS 卡：由左岸往右岸的方向，依序輸入代表點在側方向的位置(lateral position)與底床高程資料。GSTARS 3.0 最多允許 196 個代表點，且限制底床高程資料不可以為負值。

RH 卡：由左岸往右岸的方向，依序輸入各斷面子區域的糙度係數。RH 卡預設的糙度公式為 Manning 公式，利用 RE 卡可設定使用其他糙度公式。

E.2.2 流量與水位資料

GSTARS 3.0 在進行數值模擬時，需設定上、下游邊界條件。上游邊界條件為入流量資料，下游邊界條件為水位資料。GSTARS 3.0 可利用 QQ、SS 兩張卡設定上述流量與水位資料輸入的形式。表 E-1 描述三種流量與水位資料輸入的形式，並列出各種輸入形式設定時所需的卡。

表 E-1 流量與水位資料輸入形式一覽表

REQUIRED RECORDS	QQ	
	TABLE OF DISCHARGES	DISCRETIZED DISCHARGES
SS		
RATING CURVE	NC, RC, TQ 形式二	NC, RC, DD 形式一
STAGE DISCHARGE TABLE	TL, SQ 形式三	

E.2.2.1 形式一

此輸入形式流量資料採用入流歷線(hydrograph)，水位資料採用率定曲線(rating curve)。舉例來說，圖 E-4 為一假定的入流歷線，首先將

茲將圖 E-5 中所使用到的卡說明如下：

IT 卡：用來設定時距(time step)與總演算時距。欄位 1 為總演算時距；欄位 3 為時距大小；欄位 4 設定時距的單位(預設天)。

QQ 卡：用來設定流量的輸入形式。有兩種形式可以選擇，一為 TABLE OF DISCHARGE，一為 DISCRETIZED DISCHARGES。

SS 卡：用來設定水位的輸入形式。亦有兩種形式可以選用，一為 RATING CURVE，一為 STAGE DISCHARGE TABLE。

DD 卡：用來輸入離散化入流歷線。欄位 1 為對應流量的時距數，欄位 2 為為流量值。此卡在使用上需特別注意，所有 DD 卡時距數的累加值應等於 IT 卡中的總演算時距。

NC 卡：RATING CURVE 的數目。

RC 卡：用來輸入 RATING CURVE 的公式。欄位 1 為此率定曲線應用的斷面；欄位 2 至欄位 4 為率定曲線的係數值。

E.2.2.2 形式二

形式二可視為形式一的一種特殊情況，即離散化入流歷線中每一個流量所對應的時距數均是相同的，舉例如表 E-2 所示。

表 E-2 形式二入流量資料

Day	Discharge (ft ³ /s)
0	200
1	450
2	700
3	1,020
4	1,000
5	700
6	525
7	400
8	325

假設率定曲線應用斷面及其公式與 E.2.2.1 節相同，則此案例的輸入資料可表示如圖 E-6 所示。

	1	2	3	4	5	6	7	8
345678	901234	567890	123456	789012	345678	901234	567890	123456
SD	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
SE	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.	1.
TD	200.	450.	700.	1020.	1000.	700.	525.	400.
RC	1							
RC	23	0.41	0.23	1000.				

圖 E-6 形式二之輸入資料

其中 TQ 卡用來輸入每個時刻的入流量。

E.2.2.3 形式三

若已知每個時刻入流量與水位資料，則可以使用此形式來設定輸入資料。舉例而言，表 E-3 為每個時刻入流量與水位資料，則此時 GSTARS 3.0 的輸入資料可表示如圖 E-7 所示。

表 E-3 形式二入流量與水位資料

Days	Discharge (M ³ /s)	Stage
0	200	1002.6
1	450	1003.1
2	700	1003.3
3	1,020	1003.6
4	1,000	1003.6
5	700	1003.3
6	525	1003.2
7	400	1003.0
8	325	1002.9

茲將圖 E-7 中所使用到的卡說明如下：

TL 卡：入流量與水位資料應用的斷面。

SQ 卡：用來輸入入流量與水位的資料。欄位 1 為流量值，欄位 2 為相對應的水位值。

Station	1	2	4
345678			
9.	35		
DISCHARGE		1.	
200.		1003.6	
450.		1003.1	
700.		1003.3	
1020.		1003.6	
1000.		1003.6	
700.		1003.3	
525.		1003.2	
400.		1003.0	
325.		1002.9	

圖 E-7 形式三之輸入資料

E.3 輸砂資料

E.3.1 入砂量資料

在進行輸砂演算時，在上游邊界必須給定入砂量的相關資訊。GSTARS 3.0 提供兩種方法來設定入砂量資料，一為利用 QS 卡來輸入

離散化入砂量歷線，一為利用 QR 卡來輸入輸砂率定曲線。QS 卡的輸入格式與 E.2.2.1 節的 DD 卡類似，在此不多贅述，此部份僅就 QR 卡作說明。假設已知輸砂率定曲線如下式所示

$$\text{入砂量} = 0.4Q^{1.2} \quad (\text{E-2})$$

則此時 GSTARS 3.0 的輸入資料可表示如圖 E-8 所示。

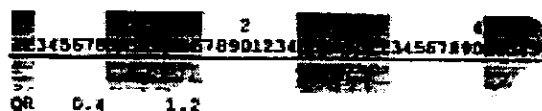


圖 E-8 QR 卡輸入格式

其中欄位 1 與欄位 2 為率定曲線的係數值。

若沒有額外設定，入砂量中各代表粒徑的百分組成分布情形則假定與上游邊界斷面底床的粒徑百分組成相同。GSTARS 3.0 亦可利用 IQ 卡與 IS 卡來設定入砂量中各代表粒徑的百分組成，茲舉例說明如下。表 E-4 為一假定入砂量資料，則此時 GSTARS 3.0 的輸入資料可表示如圖 E-9 所示。

表 E-4 入砂量資料

Size fraction no.	Q = 1,000 ft ³ /s	Q = 5,000 ft ³ /s	Q = 12,000 ft ³ /s
1 (fine sand)	50%	60%	60%
2 (medium sand)	50	30	25
3 (coarse sand)	0	10	15

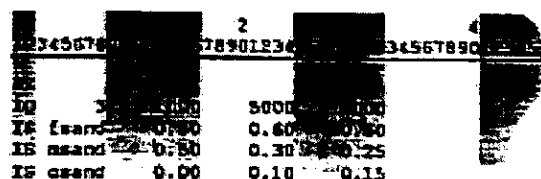


圖 E-9 入砂量中各代表粒徑的百分組成設定示意圖

茲將圖 E-9 中所使用到的卡說明如下：

IQ 卡：欄位 1 為資料數目；欄位 2 至欄位 9 為入流量資料。GSTARS 3.0 最多允許 9 個流量資料點。

IS 卡：欄位 1 為說明；欄位 2 至欄位 9 為粒徑百分組成資料。

當使用此設定時需特別注意，此部份的資料僅提供內插的功能，並沒有外插的功能。即當流量資料落於給定的範圍內時，則此時粒徑百分組成資料即以內插的方式計算，若流量資料落於給定的範圍外時，則此時粒徑百分組成的資料即採用給定範圍的邊界值。如圖 E-9 的案例，若流量為 $13,000 \text{ ft}^3/\text{s}$ ，則此時粒徑百分組成即採用流量為 $12,000 \text{ ft}^3/\text{s}$ 之情況。

E.3.2 粒徑資料

GSTARS 3.0 利用 SF 卡與 SG 卡來設定代表粒徑群與各代表粒徑群的粒徑百分組成資料。舉例而言，圖 E-10 為模擬區域的粒徑百分組成分布圖，則此時 GSTARS 3.0 的輸入資料可表示如圖 E-11 所示。

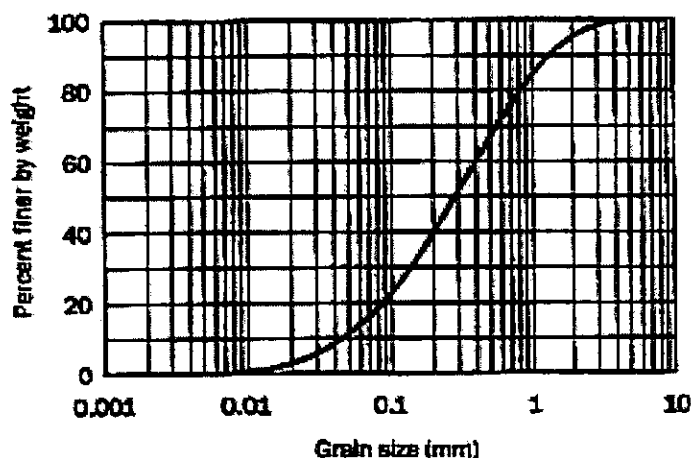


圖 E-10 模擬區域的粒徑百分組成分布圖

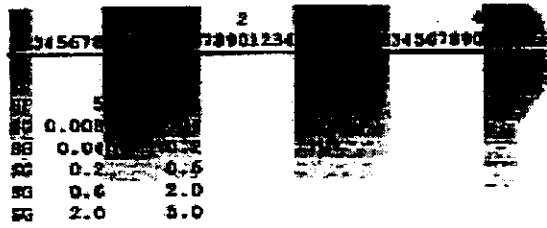


圖 E-11 模擬區域粒徑百分組成分布設定示意圖

茲將圖 E-11 中所使用到的卡說明如下：

SF 卡：欄位 1 為代表粒徑群的數目；欄位 2 為設定沉澱的乾比重(dry specific weight)，0 代表使用預設值。GSTARS 3.0 最多允許 10 個代表粒徑群。

SG 卡：欄位 1 為代表粒徑群的最小粒徑；欄位 2 為代表粒徑群的最大粒徑；欄位 3 為乾比重的設定，0 代表使用預設值。

GSTARS 3.0 利用 SD 卡來設定各斷面底床粒徑百分組成資料。舉例而言，圖 E-12 為某斷面底床粒徑百分組成分布圖(選用 5 個代表粒徑群)，則此時 GSTARS 3.0 的輸入資料可表示如圖 E-13 所示。

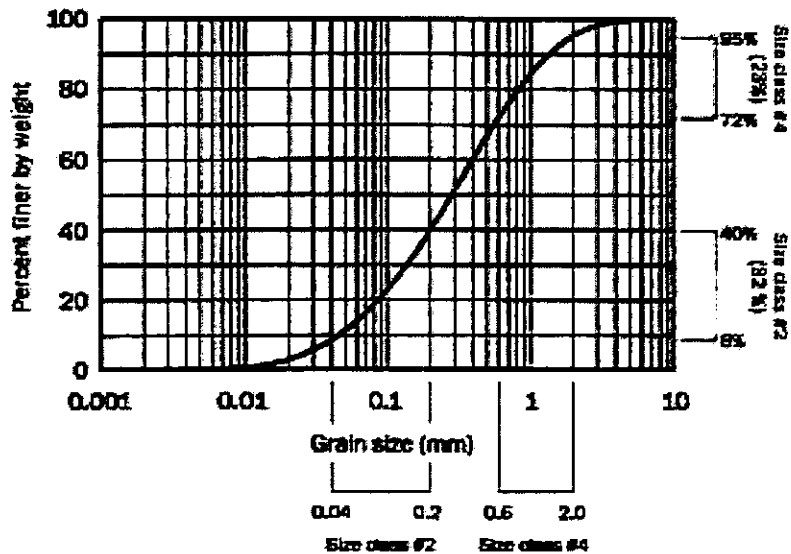


圖 E-12 某断面底床粒徑百分組成分布圖

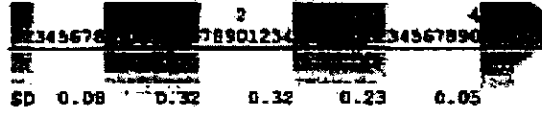


圖 E-13 某断面底床粒徑百分組成分布設定

SD 卡中，欄位 1 至欄位 10 分別為各代表粒徑群的粒徑百分組成值。此資料的輸入需依小粒徑至大粒徑方式輸入，且每個断面均需要用 SD 卡設定底床粒徑百分組成。

E.3.3 凝聚性沉滓傳輸參數

凝聚性沉滓具有強烈地域性的特性，其傳輸參數很難用固定的參數來表示，所以 GSTARS 3.0 在此部份的輸入沒有設定預設值，使用者需輸入所有相關的資料。茲將此部份主要需要輸入的資料敘述如下，各參數的示意圖則如圖 E-14 所示。

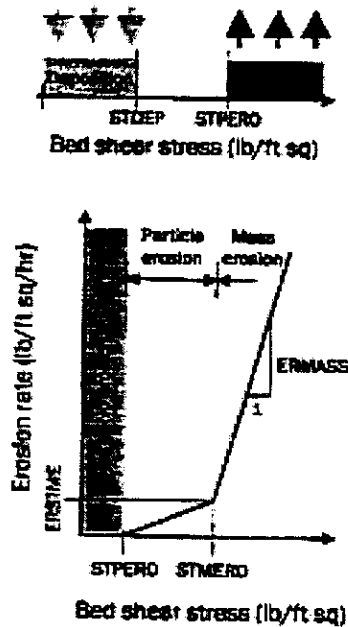


圖 E-14 凝聚性沉滓參數示意圖

STDEP：臨界沉降剪應力。

STPERO：臨界表層沖蝕剪應力。

STMERO：臨界塊狀沖蝕剪應力。

ERMASST：塊狀沖蝕沖蝕率曲線的坡度。

ERSTME：當底床剪應力等於臨界塊狀沖蝕剪應力時的沖刷率。

E.4 最小功率(stream power minimization)

GSTARS 3.0 利用 MR 卡控制最小功率概念的設定。若引用最小功率的功能，則每一個斷面均需有一張 MR 卡，輸入的順序則為上游往下游方向。舉例而言，某一河段包含 5 個斷面，寬度均為 100 ft (側向位置介於 0~100)，底床高程 1000 ft，前 3 個斷面在底床高程 920 ft 以下為不可沖刷層；第 3 個斷面在側向位置 112 ft 處有一結構物，即此處邊坡不會遭到沖蝕破壞；第 5 個斷面在側向位置 0 ft 處有一結構物，即此處邊坡不會遭到沖蝕破壞。則此時 GSTARS 3.0 的輸入資料可表示如圖 E-15 所示。

1	2	3	4	5
MR -9999.	MR -9999.	MR -9999.	MR -9999.	MR -9999.
		MR 0, 9999.		

圖 E-15 最小功率設定示意圖

MR 卡：欄位 1 為設定左岸某處為控制面，此處向左不會發生側向沖蝕，-9999 代表不設控制面；欄位 2 為設定右岸某處為控制面，

在此處向右不會發生側向沖蝕，9999 代表不設控制面；欄位 3 為設定底床沖蝕的極限值，-9999 代表不設控制面；欄位 4 為設定底床沉積的極限值，9999 代表不設控制面。

E.5 側入流

圖 E-16 為側入流的示意圖，則 C 點的流量會是 A 點與 B 點流量的加總。

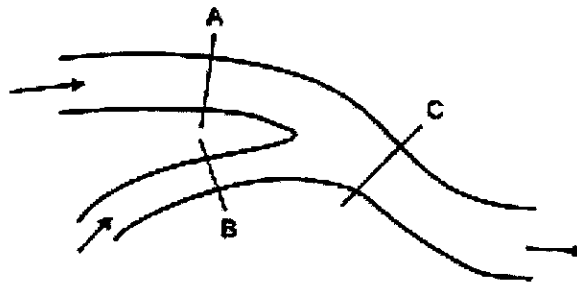


圖 E-16 側入流示意圖

GSTARS 3.0 在遇到側入流的問題時，在資料輸入時需額外建立一側入流輸入檔，並利用 LI 卡來連結主輸入檔與側入流輸入檔。側入流輸入檔需包括 DD 卡、MX 卡、QS 卡、IQ 卡與 IS 卡。圖 E-17 為一側入流範例。

```

345678          2          3456789
78901234          3456789

Example:  General Inp
data f

Tributary  charge:
01  50
02  50

Sediment  Inp:
01  0.10          0.50

Sediment  charge:
01  50
02  50

* Sediment composition:
IQ  2  0.10  100.0
IS  0.50  0.40
IS  0.40  0.40
IS  0.10  0.20

```

圖 E-17 側入流輸入檔範例

MX 卡：用以設定側入流砂量分配至各流管的比例。

E.6 水庫演算資料

GSTARS 3.0 進行水庫演算時，首先需將 QQ 卡設定為 TABLE OF DISCHARGE，SS 卡設定為 DISCHARGE AT DAM，再利用 HR 與 DR 卡設定相關資料。圖 E-18 為一假定案例水庫上游入流量與水庫出流量示意圖，其資料可離散如表 E-5 所示， $\Delta t=1$ day，總模擬時間為 9 day。圖 E-19 為此案例輸入資料。

表 E-5 水庫入流量與出流量資料

Days	Inflow Discharge	Outflow Discharge
1	200	25
2	400	200
3	625	250
4	625	325
5	300	325
6	200	325
7	200	250
8	25	200
9	25	25

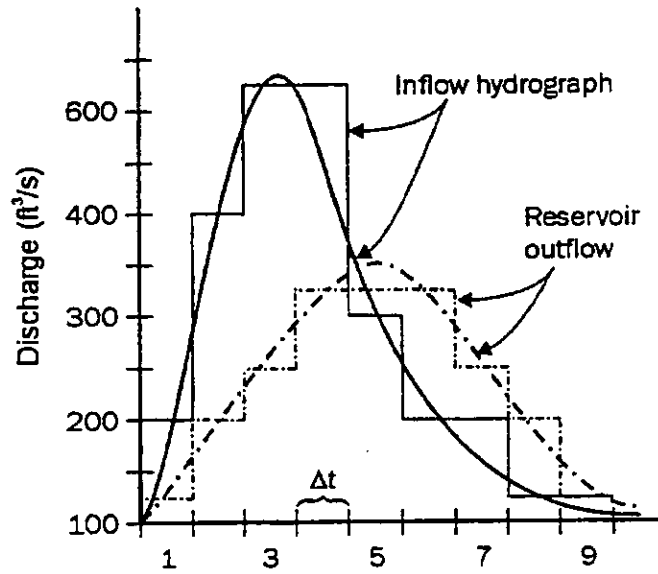


圖 E-18 水庫入流與出流量示意圖

IT	9	1.	1.
QQ	TABLE OF DISCHARGES		
SS	DISCHARGE AT DAM		
HR	5	1350.	
DR	1	200.	25.
DR	1	400.	200.
DR	1	625.	250.
DR	1	625.	325.
DR	1	300.	325.
DR	1	200.	325.
DR	1	200.	250.
DR	1	25.	200.
DR	1	25.	25.

圖 E-19 水庫演算案例輸入資料

HR 卡：欄位 1 定義幾個 Δt 後重新計算水庫容量；欄位 2 為設定水庫初始水位高程。

DR 卡：欄位 1 為延時；欄位 2 為水庫入流量；欄位 3 為水庫出流量。

E.7 輸出控制

GSTARS 3.0 可利用 PR 卡、PX 卡、PW 卡來控制演算資料的輸出。
茲分述如下：

PR 卡：用來設定模擬結果的輸出。欄位 1 為輸出資料的控制，-1 表不輸出資料，0 表輸出水面高程與輸砂演算紀錄，1 表除了 0 的資料外還有正常與臨界水深的輸出，2 表除了 1 的資料外還有流管的幾何與流量資料，3 表除了 2 的資料外還有輸砂量的資料。欄位 2 為資料輸出時程之控制。

PW 卡：控制斷面幾何資訊輸出的設定。

PW 卡：控制水面高程輸出的設定

附錄六

GSTARS 3.0 模式基本功能測試

附錄六 GSTARS 3.0模式基本功能測試

針對 GSTARS 3.0 模式之主要功能，美國內政部墾務局提供 6 個相關案例，包括混合流況案例、凝聚性沉滓輸砂案例、流管間沉滓相互傳輸案例、最小功率法應用案例、支流入流案例及水庫演算案例。本計畫利用此 6 個案例進行 GSTARS 3.0 模式之基本功能測試工作，茲將各案例之測試成果分述如下。

F.1 混合流況案例

混合流況水理測試採用 MacDonalld et al. (1997)提出具有解析解的水躍案例進行數值演算，此案例為梯形渠道，渠道長度 1000 m，渠底寬度 10 m，梯形渠道邊坡坡度為 1，曼寧係數為 0.02，渠道底床高程變化如圖 F-1 所示。渠道上游入流量為 $20 \text{ m}^3/\text{s}$ ，下游出口水位為 1.63 m。設定流管數為 1(相當於一維演算)，並將河道劃分成 21 個等距計算斷面，數值參數為計算斷面間距 $\Delta s = 50 \text{ m}$ ， $\Delta t = 1 \text{ day}$ ，總模擬時間為 4 days。

水位高程模擬結果如圖 F-1 所示，渠道入游為亞臨界流流況，在距下游出口約 700 m 處流況轉變為超臨界流，至距下游出口 400 m 附近發生水躍，流況再度轉變為亞臨界流流況。圖 F-2 為模式模擬結果與解析解的絕對誤差(定義為 $100\% * (z_{s_a} - z_{s_m}) / z_{s_a}$ ，其中 z_{s_a} 為解析解之水位高程； z_{s_m} 為模式模擬之水位高程)示意圖，圖中可看出在距下游出口約 400 m 處會發生比較大的誤差(約 20%)，其主要的原由乃在於渠道在此發生水躍，而在該處形成一近似垂直的水面剖線，所以此處發生較大的誤差是可以理解的。整體而言，模式模擬結果與解析解的差異不大，驗證 GSTARS 3.0 模式模擬混合流況的正確性。

F.2 凝聚性沉澱輸砂案例

此部份的測試工作採用美國新墨西哥州(New Mexico) 的 Elephant Butte 水庫輸砂案例，圖 F-3 為模擬案例幾何示意圖，模擬區域界於 San Marcial 與 Elephant Butte 壩址之間，總模擬長度約 45.11 km。模式中上游入流量與下游水位資料如圖 F-4 所示，上游入砂量採用輸砂率定曲線設定為 $Q_s = 0.89Q^{1.411}$ (其中 Q_s = 輸砂量(ton/day)， Q = 流量(cfs))，曼寧 n 值在主深水槽為 0.024，在高灘地為 0.08。輸砂模擬採用非均勻質演算，沉澱粒徑區間 1~9 分別為 0.00025~ 0.004 mm、0.004~0.008 mm、0.008~0.016 mm、0.016~0.031 mm、0.031~0.062 mm、0.062~0.125 mm、0.125~0.25 mm、0.25~0.5 mm 及 0.5~2 mm，其中前 5 個為凝聚性沉澱(第 1 個為黏土(clay)，第 2~5 個為坩土(silt))，後 4 個為非凝聚性的細砂(fine sand)沉澱。設定流管數為 3，並將河道劃分成 33 個計算斷面，非凝聚性沉澱輸砂演算採用 Yang's sand (1973)與 gravel (1984)輸砂經驗公式， $\Delta t = 1$ day，總模擬時間為 2460 days (約 6.74 年)。

圖 F-5 為底床高程模擬結果，由圖中可看出上游斷面入砂量大於水流挾砂能力，造成上游入流斷面附近的淤積；在距下游壩址約 38 km 附近(計算斷面 6)流管一發生底床局部沖刷的原因在於此斷面主深水槽位於此流管內，再加上此斷面主深槽的寬度相較於其他斷面為窄，造成流速加劇所致；河道斷面在距下游壩址約 36.2 km 附近(計算斷面 7)主深槽較不顯著，造成斷面通水面積增加，流速減緩，而在此處形成淤積的情況；在距下游壩址約 30 km 處，河道輸砂已達平衡的狀態，由圖中可看出此處後之河道底床幾乎維持不變。整體而言，Elephant Butte 水庫之囚砂效應不大，水庫經過約 7 年的運轉

後，底床最大沖淤量約為 0.015 m。

定義流達率為上游入流沉滓可以運移至壩址處的比例，計算方式為 $100\% * (Q_{s_m} - Q_{s_{out}}) / Q_{s_m}$ ，其中 Q_{s_m} = 上游總入砂量， $Q_{s_{out}}$ = 離開下游計算斷面之總砂量。藉由此流達率可分析沉滓的運移特性，並可初步評估水庫的囚砂行為。表 F-1 為入庫沉滓流達率一覽表，由表中可看出細砂沉滓的流達率均為 100 %，而凝聚性沉滓隨著粒徑變小，流達率有降低的趨勢，此乃因為粒徑愈小的凝聚性沉滓其比面積愈大，沉滓顆粒間的凝聚結合效應愈強，沉降的機會愈大。整體而言，入庫沉滓的囚砂現象並不顯著，不同沉滓的流達率約可達 9 成以上，各沉滓的總流達率更高達 98.24 %。

F.3 流管間沉滓相互傳輸案例

根據 GSTARS 3.0 模式之理論架構，側向流管間沉滓之相互傳輸機制主要有兩個(如圖 A-5 所示)，一為因重力效應所導引之較大粒徑沉滓順側坡而下的滾動，一為因彎道二次流所導引之較小粒徑沉滓逆側坡而上的傳送。設定三個案例以測試模式沉滓側向傳輸之機制，案例一忽略沉滓側向相互傳輸之機制，案例二設定沉滓側向相互傳輸僅受重力效應之影響，案例三設定為沉滓側向相互傳輸同時受重力與二次流效應之影響。

模擬渠道長度 338.7 m，渠道寬度 12.2 m，渠底側向坡度為 14° (如圖 F-6 所示)，渠道曲率半徑為 176.8 m，曼寧係數為 0.02。渠道上游入流量為 $9.91 \text{ m}^3/\text{s}$ ，上游入砂量設定為平衡輸砂情況(根據水流之挾砂能力計算入砂量)，下游出口水位設定為正常水深。設定流管數為 5 (其中流管編號愈大者，其初始底床高程愈低)，並將河道劃分成 7 個計算斷面，輸砂模擬採用非均勻質演算，3 個不同沉滓粒徑

區間分別為 0.02~0.5 mm、0.5~2 mm 及 2~12.5 mm。輸砂演算採用 Yang (1973)之輸砂公式，數值參數 $\Delta t=20$ min，總模擬時間為 1000 hr。

圖 F-7 為模擬時間終了時三個案例流管總輸砂量沿程變化圖，其中(a)~(e)分別為流管編號 1~5 之模擬結果。案例一忽略流管間相互傳輸之機制，在平衡輸砂的情況下，由圖 F-7 可看出各流管之總輸砂量都維持在穩定的狀態。案例二考量重力效應的影響，所以流管間沉滓的相互傳輸為底床高程較高之流管向底床高程較低之流管傳送，相對於本案例，流管 5 為斷面底床高程最低之流管，由圖 F-7 可看出流管 1~4 多呈現總輸砂量減少的現象，流管 5 則呈現總輸砂量增加的合理情況。案例三較案例二多考量二次流效應之影響，即側向傳輸會增加沉滓逆側坡而上的傳送，由圖 F-7 可看出二次流效應對流管 1~3 的影響不大，流管 4 受此逆側坡而上傳送的影響，總輸砂量呈現增加的情況，相對地，流管 5 則呈現總輸砂量減少的情況。考量重力與二次流效應所造成側向傳輸之模擬結果均相當合理，驗證模式模擬流管間沉滓相互交換之可行性。

F.4 最小功率法應用案例

GSTARS 3.0 模式中，最小功率法僅適用於鄰近邊壁(bank)的流管計算，其主要目的乃在於決定渠道幾何變化是在側壁部份或底床部分。如圖 F-8 所示，鄰近邊壁的流管發生沖刷(erosion)時，渠道可能發生底床沖刷而使底床高程降低，或是產生岸壁沖刷而使渠道變寬；當鄰近邊壁的流管發生淤積(deposition)時，渠道可能發生底床淤積而使底床高程升高，或是產生岸壁堆積而使渠道變窄。模式中，鄰近邊壁流管渠道幾何變化是在側壁部份或底床部分，乃是藉由比

較兩者在此河段的總功率，總功率較小者，即為渠道變形之方向。如此，配合安息角之觀念，GSTARS 3.0 模式便具有模擬岸壁沖刷及邊坡穩定之功能。

此部份的測試工作採用具有實測資料的 Lake Mescalero 水庫溢洪道下游河道的沖刷案例，此壩建於 1974 年，座落於美國新墨西哥州內印第安文物保護區 Ciewegita 河與 Carrige 河的合流處。圖 F-9 為模擬範圍河道幾何示意圖，總模擬長度約 300 m。模式中上游入流與下游水位資料採用 1984 年 12 月 20 日至 31 日的實測資料，曼寧 n 值設定為 0.06。輸砂模擬採用非均勻質演算，5 個不同沉澱粒徑區間分別為 0.06~0.8 mm、0.8~2 mm、2~5 mm、5~10 mm 及 10~20 mm。設定流管數為 3，並將河道劃分成 23 個計算斷面，輸砂演算採用 Yang's sand (1973)與 gravel (1984)輸砂經驗公式， $\Delta t = 20 \text{ min}$ ，總模擬時間為 2000 min。

為呈現最小功率法之功能，分別採用忽略與考量最小功率法的案例進行模擬。圖 F-10 為兩者之模擬結果與原始床形沿河心距方向之比對圖，由圖中可看出整個模擬河道均呈現沖刷的情況，且忽略最小功率法之底床刷深量會普遍大於考量最小功率法之刷深量。此結果之主要原因乃在於忽略最小功率法之模擬時，河道沖刷僅能反應在底床部份，而不能反應在側壁方向，所以其刷深量會普遍大於考量最小功率法之模擬結果。此外，在距上游溢洪道出口約 18.3 m 處(圖 F-9 中 0+60 處)有斷面量測資料，圖 F-11 為忽略與考量最小功率法之模擬結果與實測資料之比對圖，由圖中可看出忽略最小功率法之模擬會產生局部底床過度刷深的不合理情況，且其主深槽亦與量測值相異。而考量最小功率法之模擬結果能同時反應河道斷面刷深與變寬的情況，模擬結果與實測資料比對呈現合理之趨勢，驗證

GSTARS 3.0 模式最小功率法之實用性。

F.5 支流入流案例

假定支流入流案例其主流渠道總長度為 1,500 m，在距下游出口 914 m 處有一支流匯入主流。此主流渠道為一梯形渠道，渠底寬度為 61 m，渠道邊坡坡度為 1:2 (垂直:水平)，縱向坡度為 0.0001，曼寧係數為 0.03。主流渠道上游入流量及入砂量分別為 $85 \text{ m}^3/\text{s}$ 及 86.28 公噸/天，渠道下游出口水位設定為正常水深(normal depth)。分別設定兩個支流入流案例進行模擬，案例一為淤積案例，在模擬時間 0 至 500 hr 時支流入流量及入砂量均為零，在模擬時間 500 至 1500 hr 時支流入流量及入砂量分別為 $5.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 及 108.9 公噸/天；案例二為沖刷案例，在模擬時間 0 至 500 hr 時支流入流量及入砂量均為零，在模擬時間 500 至 1500 hr 時支流為清水入流，其入流量為 $5.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 。設定河道流管數為 3，並將河道劃分成 21 個等距計算斷面，輸砂模擬採用均勻質演算，沉滓中值粒徑為 0.447 mm，輸砂公式為 Ackers and White (1990)，並假設支流之入砂量在此支流入流斷面呈均勻分布，即此入砂量會平均分配至三個流管。其他數值參數分別為 $\Delta s = 75 \text{ m}$ ， $\Delta t = 30 \text{ min}$ ，總模擬時間為 1500 hr。

在模擬時間終了時，案例一各流管總輸砂量模擬結果如圖 F-12 所示，由圖中可看出上游入砂量幾乎等於上游入流水流之挾砂能力，所以在支流入流前各流管總輸砂量幾乎維持不變，即此時河道輸砂處於平衡的情況。由於支流含砂水流納入主流，所以由圖中可看出各流管的總輸砂量在支流入流處突然增大，且由圖中可看出此時河道各流管均處於超載的情況，造成輸砂沉滓會沿程發生落淤，使河道各流管總輸砂量沿程降低，至距下游出口約 500 m 左右，河道

又達到新的平衡情況，所以在距下游出口 500 m 以後，河道各流管總輸砂量均維持在穩定的狀態。案例二各流管總輸砂量模擬結果如圖 F-13 所示，相似於案例一，在支流入流前河道處於平衡輸砂的情況，各流管總輸砂量幾乎維持不變。由於支流入流僅為清水水流，由圖中可看出此時河道各流管處於減載的情況，造成河道水流沿程沖刷底床，使河道各流管總輸砂量沿程增加，並漸漸地趨向於新的平衡情況，沿著往河道下游方向，河道各流管總輸砂量漸趨於穩定的狀態。綜合上述兩個案例的模擬，GSTARS 3.0 模式對於支流入流後，主河道超載及減載所造成的淤積及沖刷模擬均相當合理，驗證該模式模擬支流入流的合理性。

F.6 水庫演算案例

採用大埔水庫作為模式水庫演算之測試案例，模擬河段為自水庫壩址處向上游延伸約 12.7 km。不同時刻水庫上游入流量及下游壩址處之出流量如圖 F-14 所示，河道曼寧係數為 0.035。設定流管數為 1，並將模擬河段劃分成 17 個計算斷面，水庫初始水位高程為 67.06 m，數值參數 Δs 約為 800 m， $\Delta t = 1$ day，總模擬時間為 10 days。

圖 F-15 為不同時刻水位高程模擬結果，對照圖 F-14，在模擬時間第 1 天水庫入流量大於出流量，第 2 天水庫入流量等於出流量，所以在模擬時間第 2 天終了時，水庫蓄水量會增加，水庫水位應呈現上升的情況。由圖 F-15 可看出在模擬時間第 2 天終了時($t=2$ days)，水庫水位約為 69.2 m，大於模擬初始水位高程，呈現合理的蓄水增加情況。在模擬時間第 3 至 4 天時，水庫出水量持續增加，且出水量會大於入流量，此時水庫蓄水量會減少，水庫水位應呈現下降的情況。由圖 F-15 可看出在模擬時間第 4 天終了時($t=4$ days)，水庫水位

降至約 66.3 m，呈現合理的蓄水減少情況。在模擬時間第 5 至 7 天時，水庫出水量持續減少，但此時出水量仍大於入流量，所以水庫蓄水量及水庫位仍會持續減少與降低。由圖 F-15 可看出在模擬時間第 7 天終了時($t=7$ days)，壩址處水位降至約 58.22 m。在模擬時間第 9 至 10 天時，水庫入流量又呈現大於出流量的情況，由圖 F-15 可看出在模擬時間第 10 天終了時($t=10$ days)，水庫蓄水量增加，水位上升至約 65.9 m。綜合上述之模擬分析，GSTARS 3.0 模式能合理模擬水庫蓄水變化所造成的水庫水位變化歷程，驗證該模式水庫演算之合理性。

表 F-1 入庫沉滓流達率一覽表

粒徑區間	流達率			合計
	流管一	流管二	流管三	
1	90.96%	92.46%	87.27%	90.23%
2	99.90%	99.79%	99.63%	99.77%
3	99.98%	99.97%	99.93%	99.96%
4	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
5	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
6	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
7	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
8	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
9	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
合計	98.38%	98.64%	97.71%	98.24%

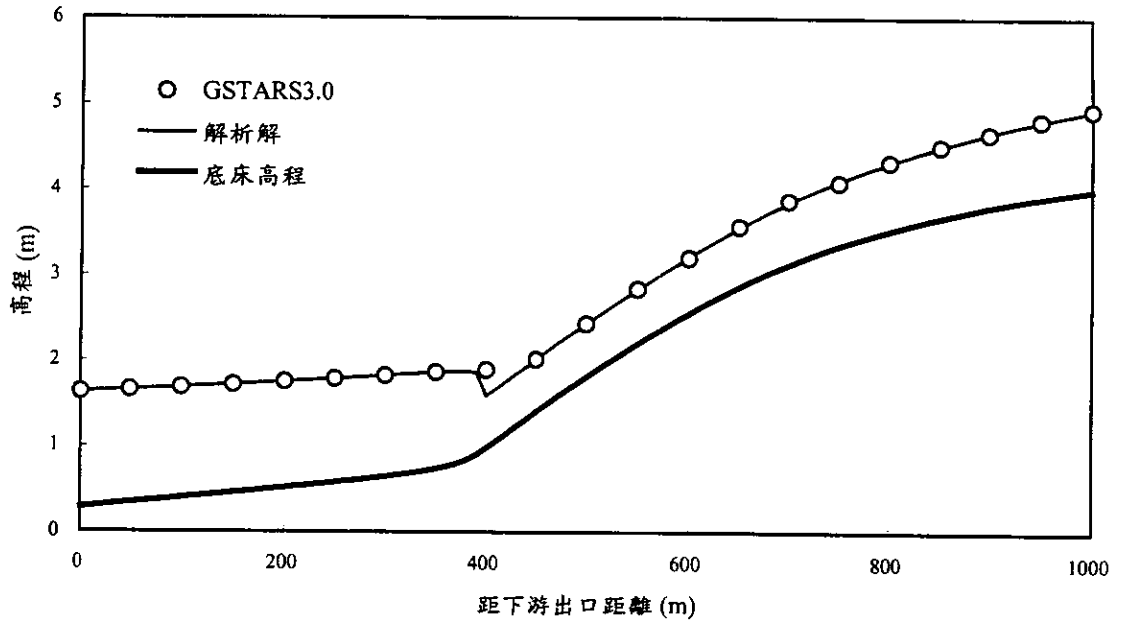


圖 F-1 混合流況案例水位高程模擬結果

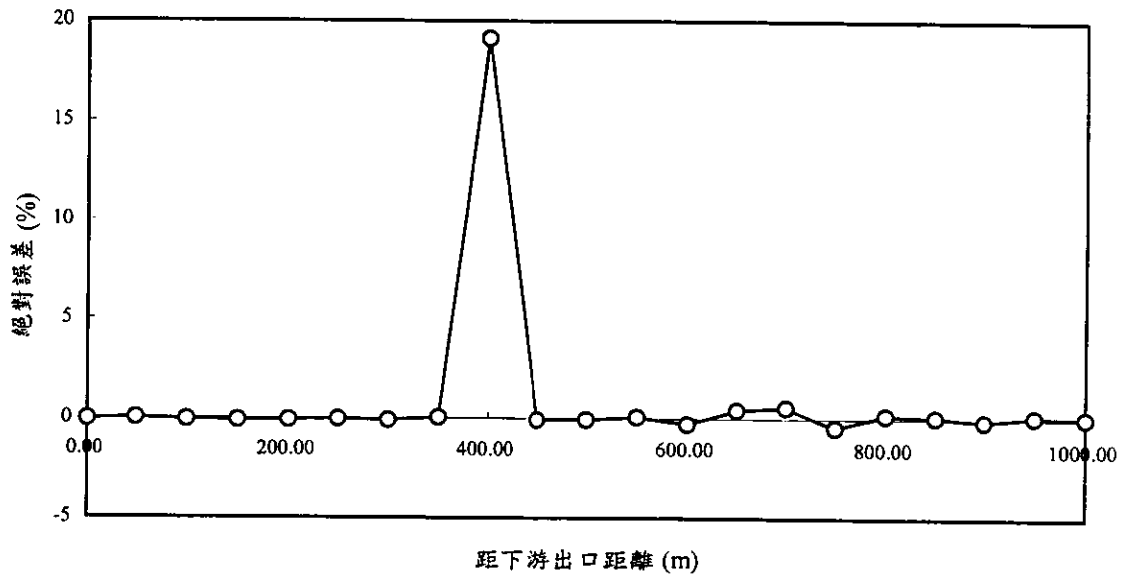


圖 F-2 混合流況案例模擬結果之絕對誤差

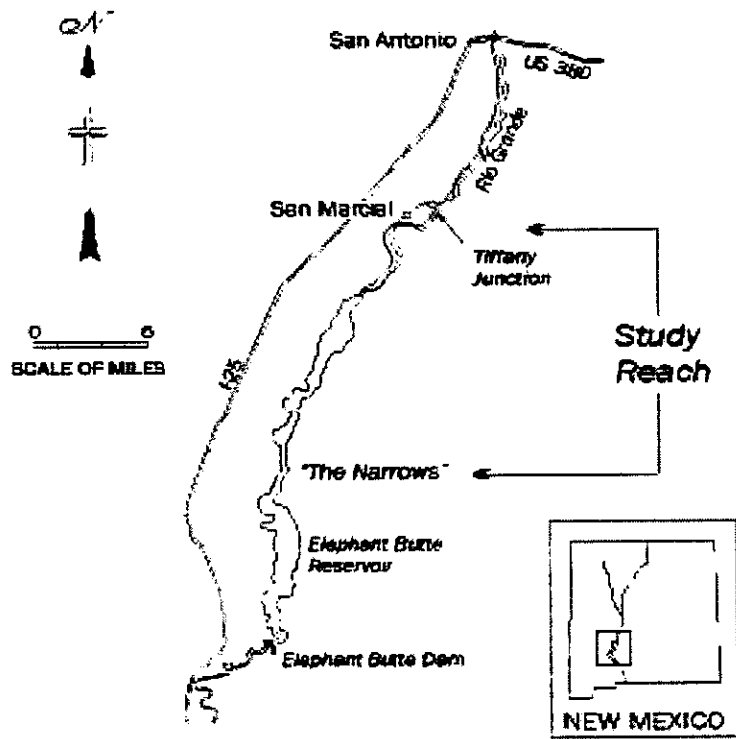


圖 F-3 凝聚性沉滓輸砂案例幾何示意圖

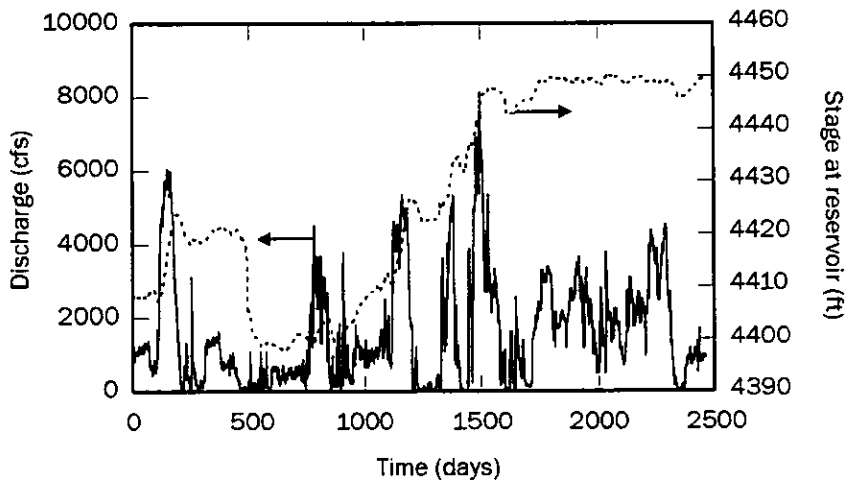


圖 F-4 凝聚性沉滓輸砂案例上游入流量與下游水位資料

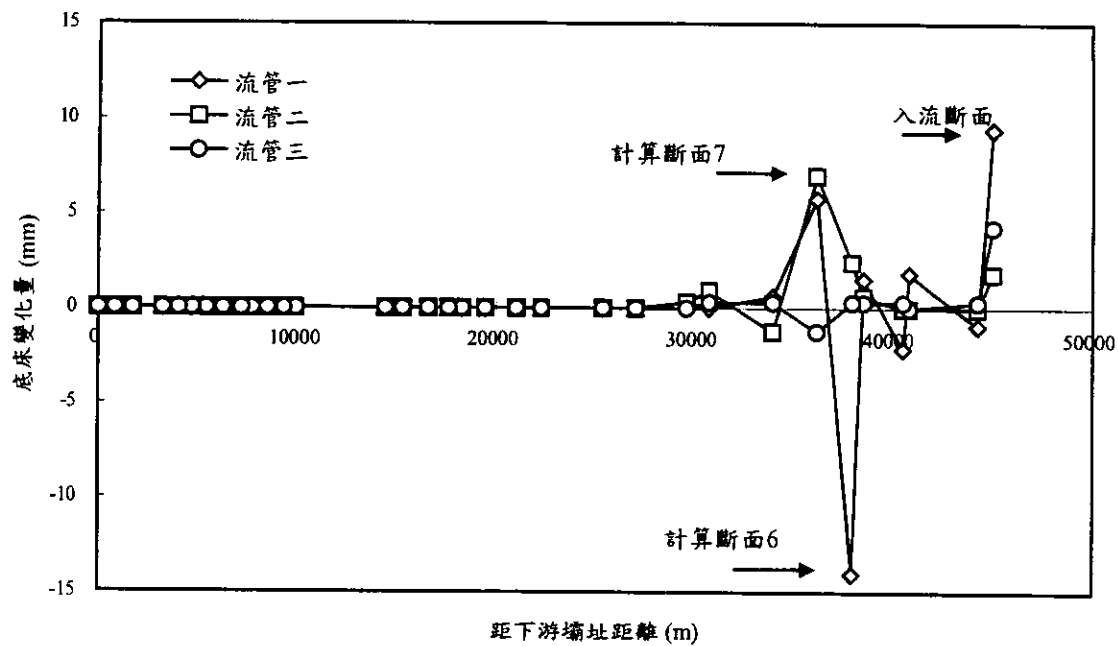


圖 F-5 凝聚性沉滓輸砂案例底床高程模擬結果

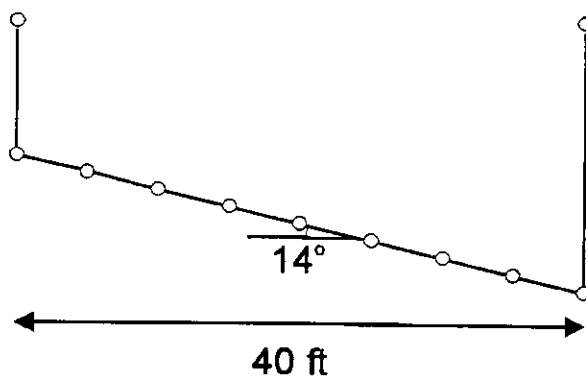
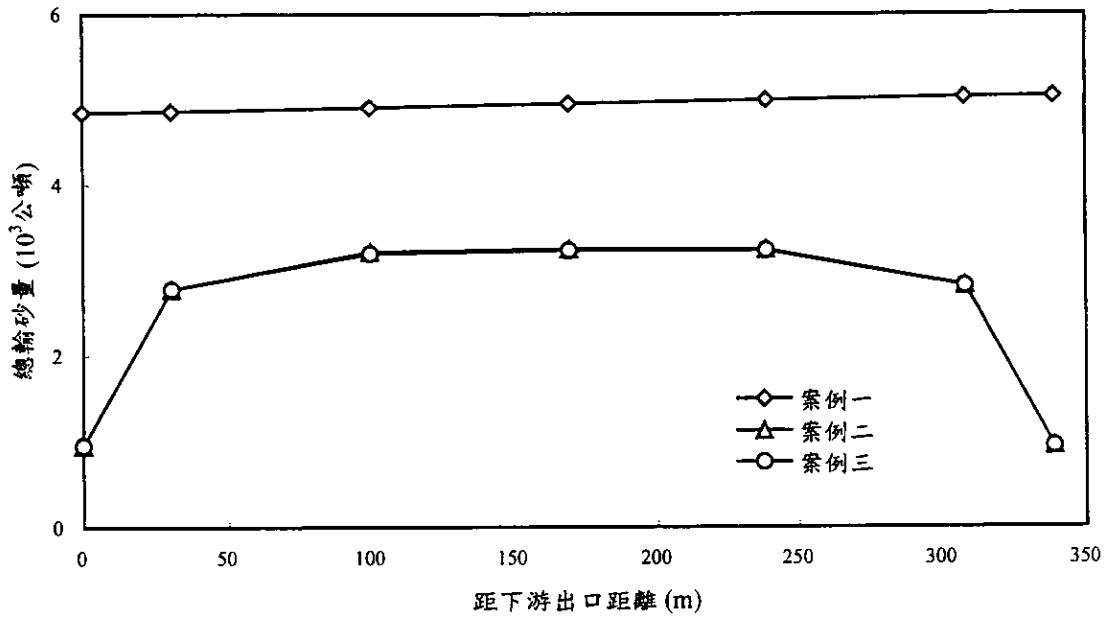
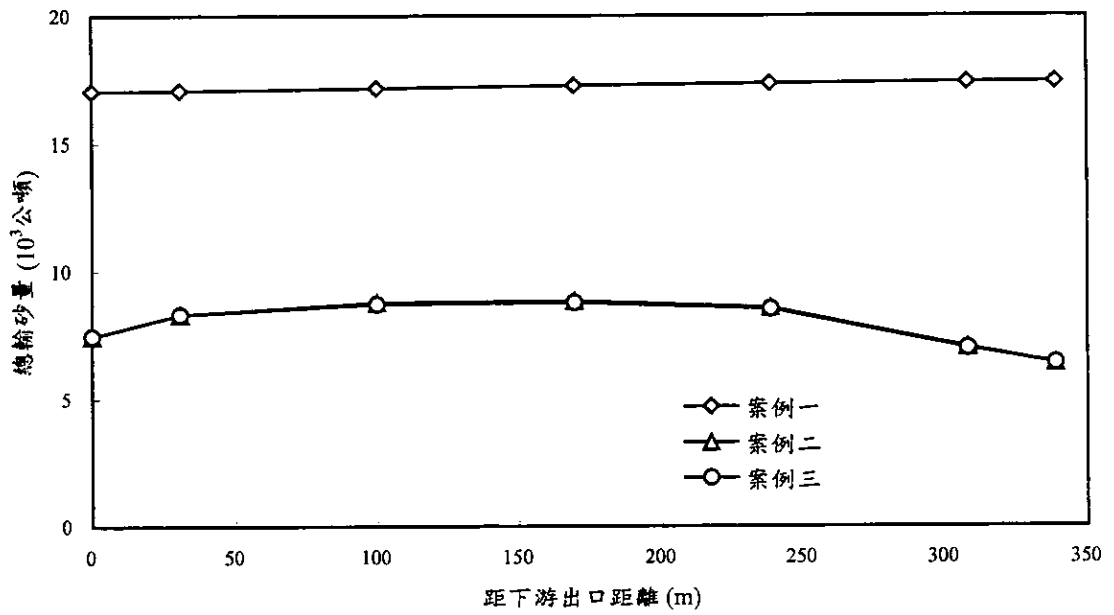


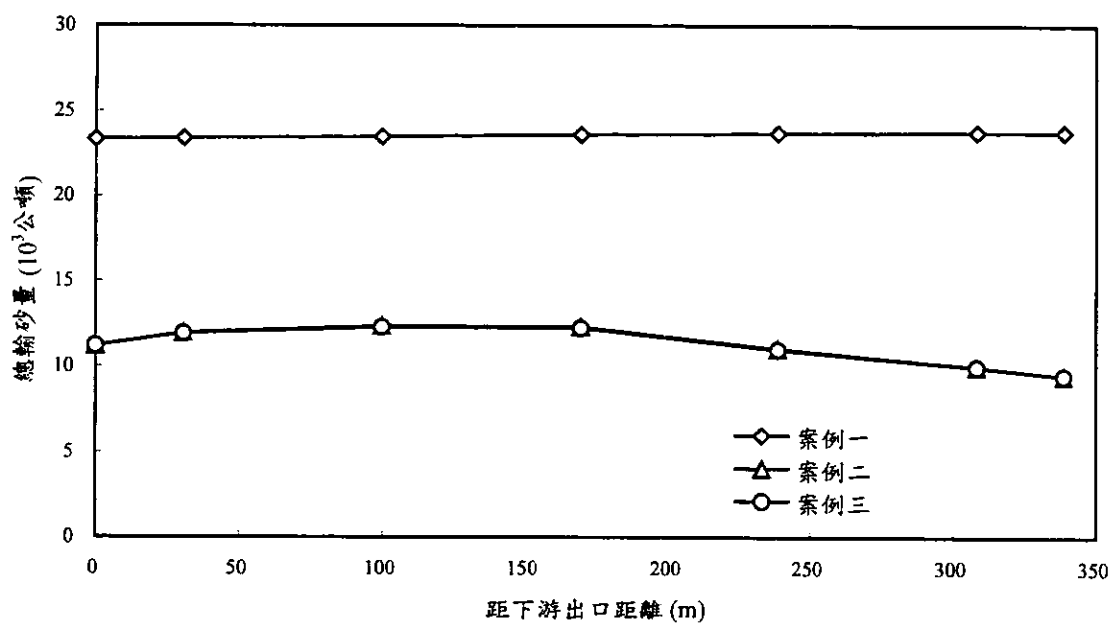
圖 F-6 流管間沉滓之相互傳輸案例河道断面示意圖



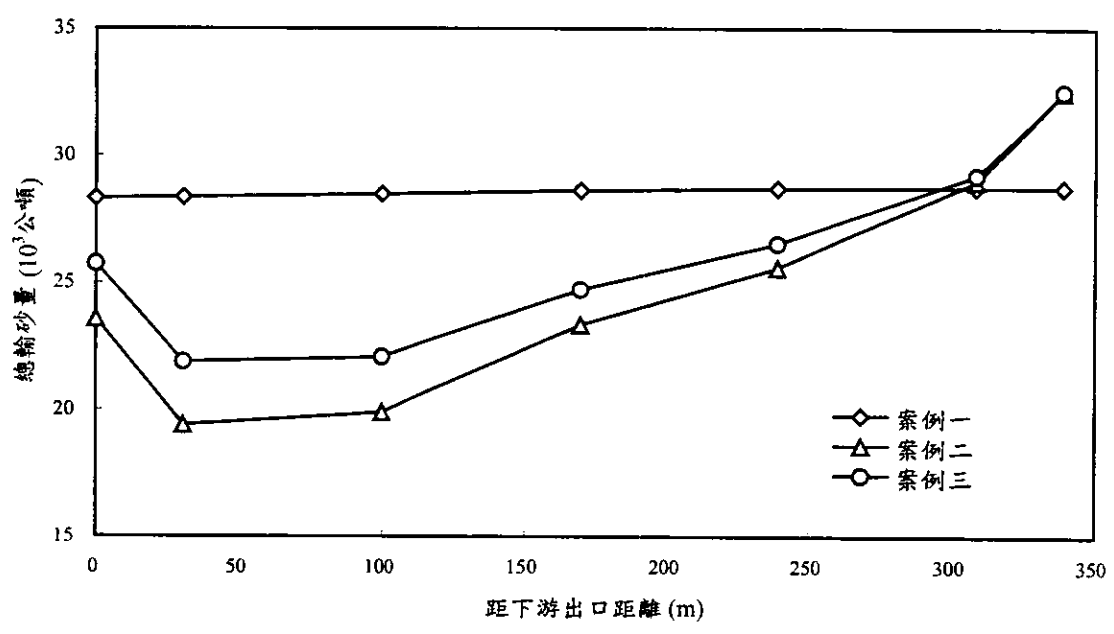
(a)



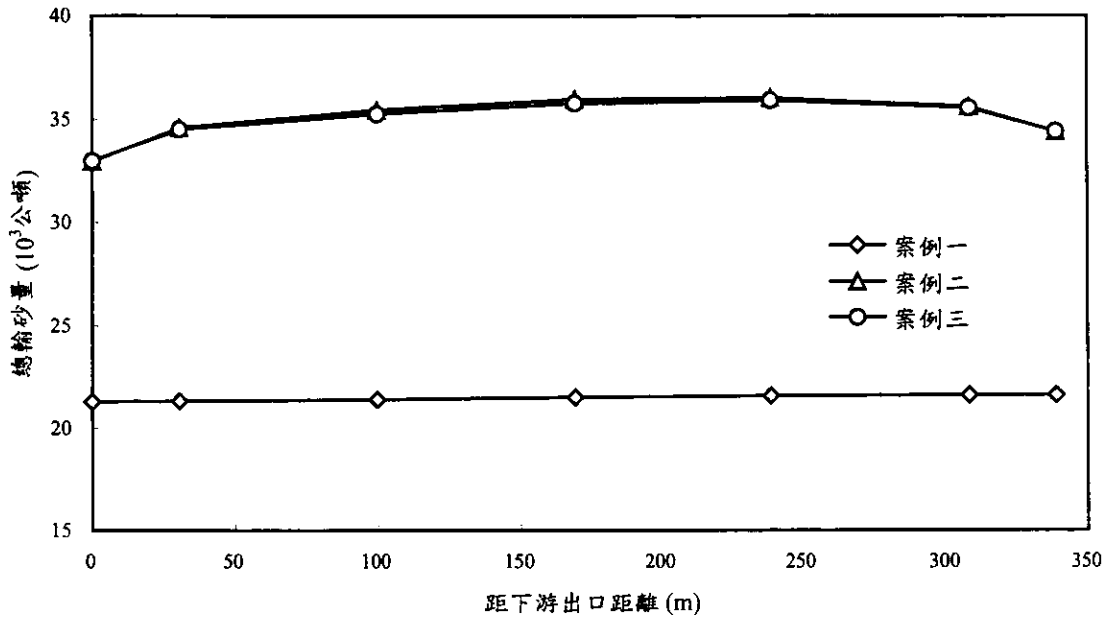
(b)



(c)



(d)



(e)

圖 F-7 流管總輸砂量沿程變化圖

(a)流管 1；(b)流管 2；(c)流管 3；(d)流管 4；(e)流管 5。

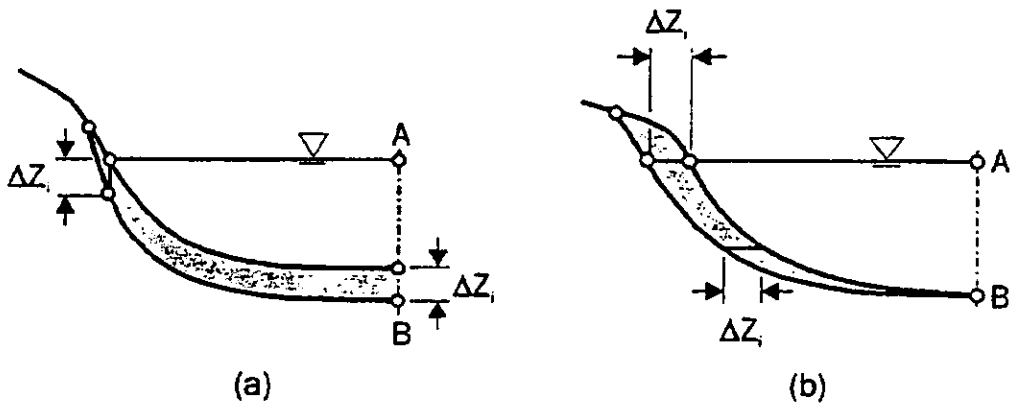


圖 F-8 渠道變遷示意圖：(a)底床部分；(b)側壁部

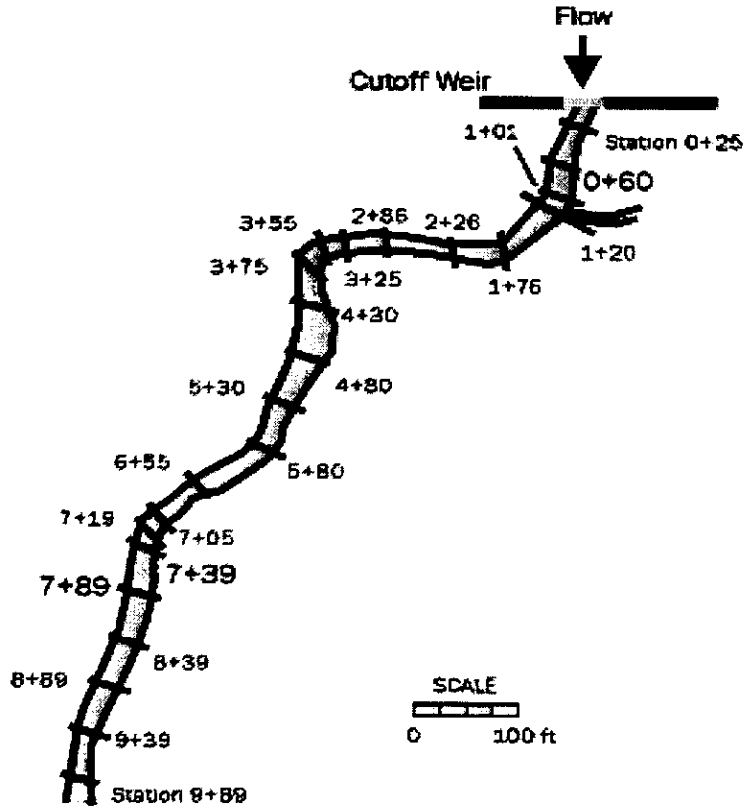


圖 F-9 最小功率法應用案例幾何示意圖

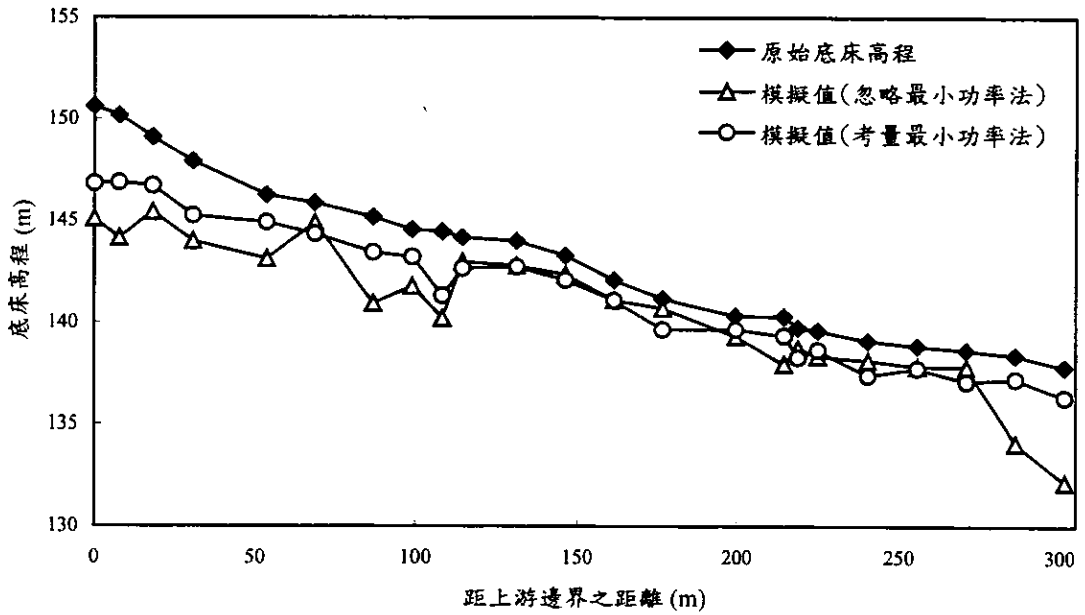


圖 F-10 忽略與考量最小功率法案例底床高程模擬結果比對圖

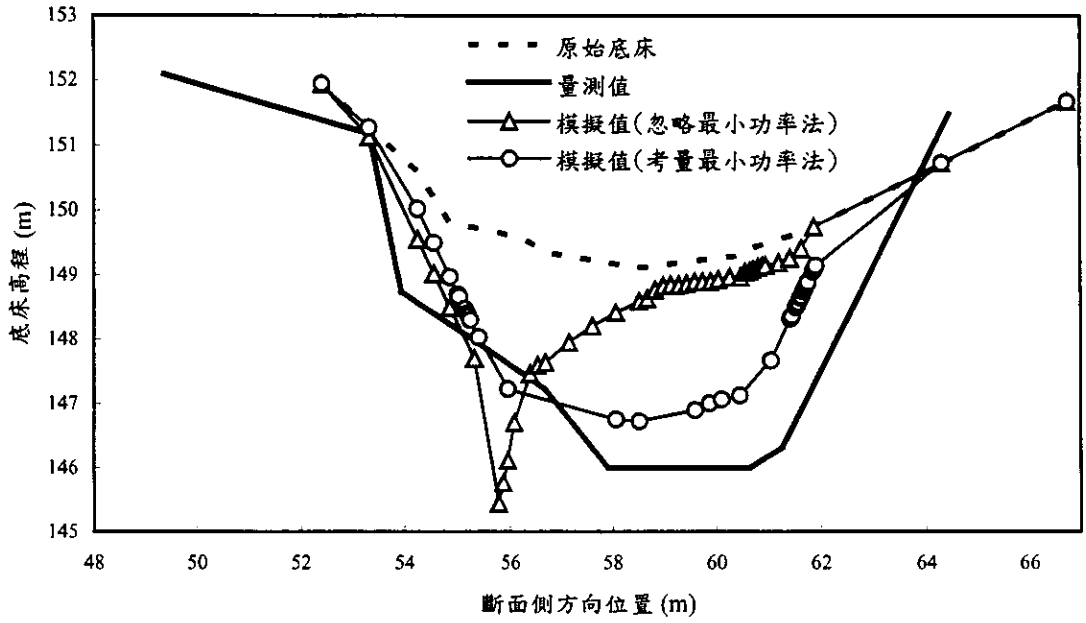


圖 F-11 0+60 處斷面底床模擬結果與實測資料之比對圖

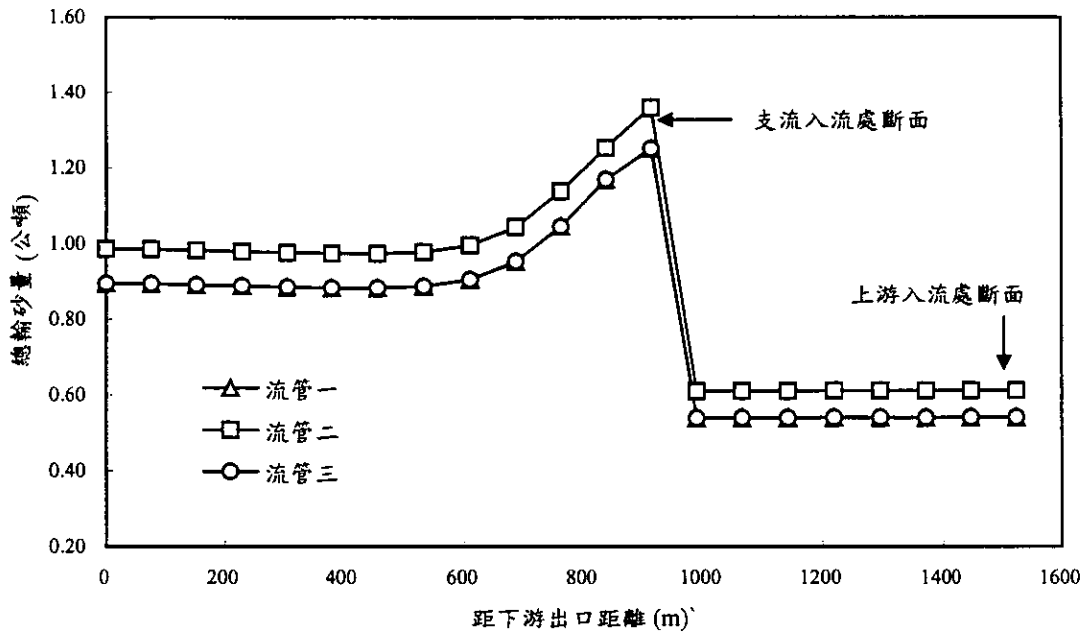


圖 F-12 案例一各流管總輸砂量模擬結果

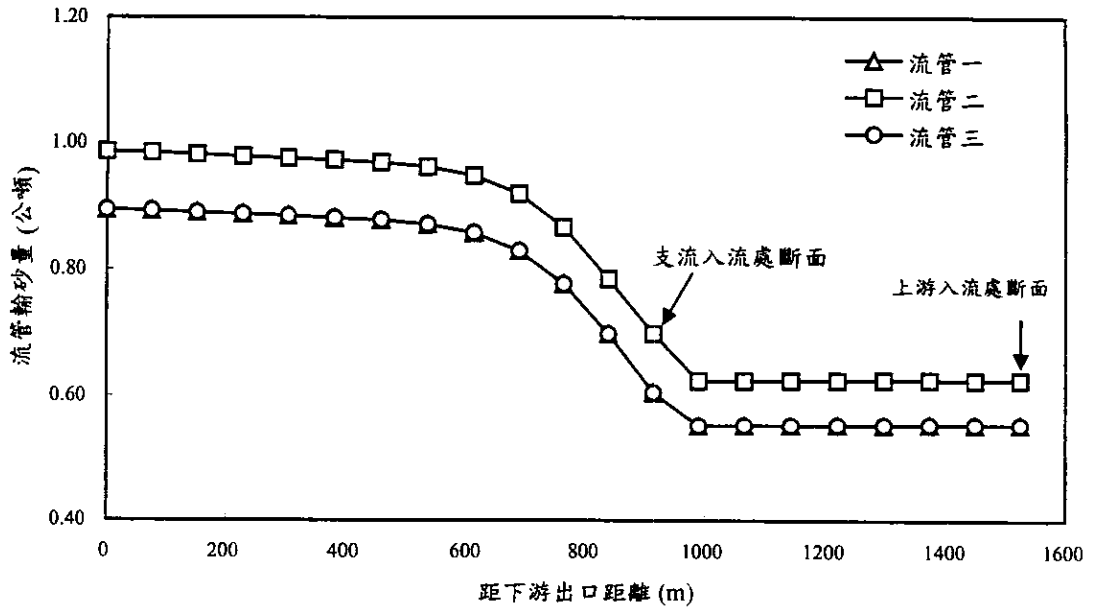


圖 F-13 案例二各流管總輸砂量模擬結果

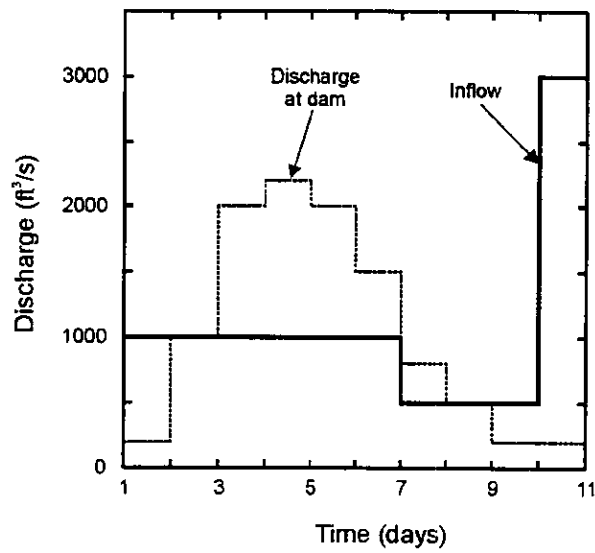


圖 F-14 水庫演算案例上游入流量及下游壩址處出流量示意圖

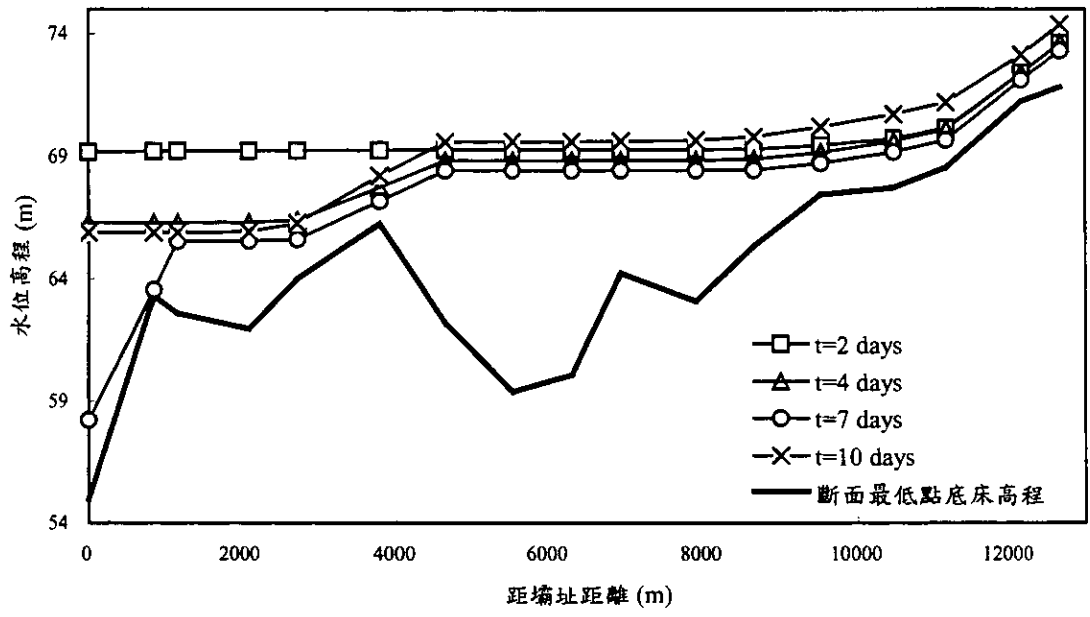


圖 F-15 水庫演算案例水位高程模擬結果

附錄七

GSTARS 3.0 模式於大埔、阿公
店及石門水庫之應用評估

附錄七 GSTARS 3.0模式於大埔、阿公店及石門水庫 之應用評估

G.1 大埔水庫

G.1.1 水庫概述

大埔水庫於民國 45 年 7 月正式動工，迄 49 年 6 月竣工，並於同年開始營運供水，為本省北部第一座由國人自行設計興建之水庫。其位於新竹縣峨眉鄉西河排之中港溪水系支流峨眉溪中下游，距合流點上游約六公里處，係屬於中小型水庫，目標為供應灌溉、工業用水等。

大埔水庫長度達 8 km，滿水位面積 135,000,000 m²，原始設計總容量為 9,258,000 m³，有效容量為 7,960,000 m³，重要之設施包含混凝土重力攔河壩、閘門溢洪道、輸水門及長達 11 km 之供水幹渠，供應新竹縣之香山、寶山及苗栗縣之竹南、頭份等地區約 1,100 公頃之用水，同時補給下游頭份、竹南地區舊灌區之灌溉用水。而工業上則供輸台元紡織廠及台糖養豬場之用水以及頭份鎮興華一帶地區之民生用水。昔日因永和山水庫於民國 76 年開始營運，本水庫曾暫停供應民生用水，但因本水庫之集水區遼闊，水資源亦極為豐沛，且頭份與竹南地區近年來人口及工業呈現穩定之成長，目前亦規劃繼續供應民生用水。

大埔水庫於民國 49 年完工後，水庫的有效容積於民國 50 年至 60 年間大量減少，即淤積量持續增加，至民國 60 年後趨於平緩，原因乃礦業發展所造成。由於 50 年至 60 年間礦業大量發展，導致採礦泥砂大量流入水庫。近年容量回升乃肇因 82 年之機械浚漂。

而影響水庫淤積主要有四個原因，運用方式、水庫地形、進庫水砂條件、及支流匯入情形，根據這幾項因素可分析大埔水庫淤積型態如下：

1. 縱向型態

大埔水庫的縱向淤積型態為錐體淤積，乃因水庫水位變化大，水庫容量相較於入庫容量小及水流具有相當的夾砂能力，民國 50 年至 60 年為錐體淤積的發展期，之後變成型，且達平衡狀態。

2. 橫向型態

根據水利署「大埔水庫第二次安全評估報告」(1997)及「中小型水庫保育整體計畫」明德、大埔水庫淤積測量報告(1999)，發現部分斷面因為受到河道彎曲的影響，造成凸岸沖蝕、凹岸淤積的現象，但整體淤積現象以主深水槽較為明顯，因此大埔水庫屬主槽淤積型。

G.1.2 資料處理

模式所需之斷面幾何資料包括斷面高程、各斷面間之距離、斷面形狀、斷面粗糙係數；分別輸入於 ST、XS、RH 卡。斷面粗糙係數採曼寧值 $n = 0.035$ 。

模式所需輸入之水理條件為流量與水位，輸入方式可選擇一個流量對應一個水位（SQ 卡），或是輸入流量與水位之率定曲線（NC、RC 卡）。再藉由輸入降雨延時（IT 卡）以決定模擬時間。本研究採用前者方法，逐一輸入流量與水位資料。模式模擬時間為民國 86 年 1 月至 88 年 4 月，分 850 個間隔，每一間隔 1 天，共 850

天。

欲決定底床粒徑資料，需先定義泥砂之粒徑分佈於（SF、SG 卡），再藉由輸入各粒徑分佈所佔之百分比（SD 卡或 NB、BG 卡）以決定底床粒徑資料。本研究泥砂之粒徑分佈定義十種，最小之粒徑為 0.001 mm，最大之粒徑為 10 mm。

上游泥砂邊界條件包含入砂量與流量之關係（QR 卡）、入流泥砂於不同流量下各粒徑組成百分比（IQ、IS 卡），若粒徑組成中包含小於 0.0625 mm 之黏聚性土壤，則必須額外輸入 CS 卡定義黏聚性土壤需要之計算參數。

由「中美水庫淤積技術支援合作成果計畫評估成果期末報告」（2001）得知，GSTARS 2.0 模式模擬大埔水庫時，若切割三個流管模擬時，水理及輸砂模擬結果已可達到最大準確性，再增加流管數目並不會增加模擬之準確性，因此本研究報告採三個流管數目來模擬。本研究報告除了 GSTARS 3.0 的應用外，同時又針對 GSTARS 2.0、GSTARS 2.1，進行不同版本大埔水庫沖淤模擬之比較分析。

G.1.3 模擬結果分析與比較

GSTARS 3.0 模擬結果如附圖 G.1，輸砂公式採用編號 6 號公式 (Yang's 1973 sand with 1984 gravel methods)，由圖 G.1 可知在模擬時間終了時(民國 88 年 4 月)，底床高程模擬結果與初始設定(民國 86 年 1 月)近乎相同，底床幾乎沒有變動，理論上模擬時間終了之底床高程應與民國 88 年資料相近，但結果仍有差距。

分析圖 G.1，在河道上游斷面一到四(距下游 10000m~7000m)處，模擬結果有淤積的現象發生，從第五斷面(距下游 7200m 處)到

第十三斷面(距下游 1200m 處)模擬結果無明顯淤積與沖刷現象。再看模擬結果與實測資料差，其中以第七斷面相差最大，與民國 88 年實測相差 3.875m。圖 G.2 為各斷面位置圖，可知其斷面之位置分佈。圖 G.3~G.8 為各斷面模擬結果剖面圖，可供參考比對用。

比較 2.0、2.1 與 3.0 不同版本的差異，由圖 G.9 三個版本比較圖可知，這三個版本的模擬結果趨勢基本上是相同的，並沒有多大的差異。而 GSTARS 3.0 新增兩個適用於水庫演算的輸砂公式做選擇，分別為編號 13 號(Ashida and Michiue's method)，14 號(Tsinghua University method)，其模擬結果如圖 G.10。可發現其 13 號公式結果跟 6 號公式的趨勢相同，唯上游斷面有一些出入；而 14 號公式結果在第五斷面(距下游 7000m)之後有沖刷的現象發生，不過大體上新增的水庫演算輸砂公式還是跟 88 年實測值有一段差距，並不適用於大埔水庫。

G.2 阿公店水庫

G.2.1 水庫概述

阿公店水庫位於高雄縣燕巢鄉，水庫壩址建於旺萊溪與濁水溪匯合處。水庫集水區行政區域包括燕巢鄉的金山村、尖山村、東燕村、西燕村、田寮鄉的新興村、七興村和岡山鎮三和里的一部份，集水面積約為 31.87 km²。阿公店水庫係以防洪為主，兼具灌溉及公共用水之多目標水庫，水庫於民國 42 年建成時，其標高 26 m 以下為備淤部份，設計水位為標高 40 m，壩頂標高則為 42 m。期防洪保護標準為 250 年頻率洪水，洪水由內徑 3 m 的豎井溢洪管排出，溢洪管頂標高 34.5 m，最大排洪量 90 cms，灌溉及公共用水則自標高

26 m 的灌溉管流出，灌溉管內徑 1.5 m，最大引水量 5 cms。

因集水區內含大量灰色泥質頁岩，質地鬆軟易吸水，大量凝聚性沉滓入庫，自民國 42 年以來，每年約有 500,000 m³ 之淤砂量淤積於庫底，至民國 56 年備淤部份已填滿，至民國 60 年灌溉與給水容量已因淤積減至約 8,000,000 m³。雖然水利署於民國 62 年時於溢洪管頂加設 2 m 的閘門，溢洪管頂標高由 34.5 m 提高至 35.5 m，並允許非汛期上限蓄水位達 36.5 m，以增加蓄水空間，但仍無法根本解決水庫淤日漸減少之問題。至民國 80 年時，水庫淤積已達 71%，對以防洪為主的阿公店水庫來說，已無法承受 50 年以上頻率之洪水量，防洪功能不足將危及下游岡山、彌陀等地區及西部交通走廊的安全。

G.2.2 模型試驗設計概述

阿公店水庫模型試驗設計上，因為場地大小的限制，模型採用不等比方式建立，水平比為 1/60，垂直比為 1/15；而由於難以覓得符合不等比模型適用條件以及物化特性類似阿公店水庫原體砂的模型用砂，因此最後採用原體砂進行試驗模擬。其中重要關係比分別為速度比 1/3.87、時間比 1/15.49、流量比 1/3485.69、福祿數比 1/1 以及雷諾數比 1/60。

同樣地本研究報告同時針對 GSTARS2.0、GSTARS2.1、GSTARS3.0 三個不同版本，進行阿公店水庫沖淤模擬之比較。

G.2.3 資料處理

在使用 GSTARS 3.0 模式模擬河床之沖淤變化時，需具備河道斷面形狀、斷面間距、斷面粗糙度、底床泥砂組成、上游流量歷線、

下游水理邊界條件、上游泥砂輸入量及流管數目等相關資料，本研究資料之選用皆參考經濟部水利署水利規劃試驗所「阿公店水庫防淤操作模型試驗及檢討計畫」(2000)之研究報告。

斷面幾何資料包括斷面高程、各斷面間之距離、斷面形狀、斷面粗糙係數；分別輸入於 ST、XS、RH 卡。此處斷面粗糙係數採用曼寧 n 值， n 值定為 0.012。而各斷面詳細位置如圖 G.11 所示。

欲決定底床粒徑資料，需先定義泥砂之粒徑分佈於 SF、SG 卡，再藉由輸入各粒徑分佈所佔之百分比（SD 卡或 NB、BG 卡）以決定底床粒徑資料。參考阿公店水庫模型試驗資料，並沒有提到泥砂粒徑百分組成，惟因試驗採用原體砂，因此可藉由阿公店水庫泥砂粒徑分布圖分析其泥砂組成百分比。圖 G.12 所示即為阿公店水庫泥砂粒徑組成百分比圖。本研究對於泥砂之粒徑分佈共定義六種，最小之粒徑為 0.0015 mm，最大之粒徑為 0.4 mm。

本研究輸入之流量為阿公店水庫 5 年頻率洪水之流量，水位為相對應之溢洪管出口之水位，詳如表 G.1 所示。而時間間隔為原型 1 小時，相當於模型試驗間隔 3 分 52 秒。

由於阿公店水庫之泥砂主要來源為濁水溪，因此模型試驗僅在濁水溪供水箱加砂，而加砂量如表 G.2 所示。

阿公店水庫之泥砂組成約有 80% 是屬於粒徑小於 0.0625 mm 的黏聚性土壤，因此必須額外定義其相關參數，包括臨界沉降剪應力、臨界沖刷剪應力等以利數值模擬進行。本研究黏聚性土壤之臨界沉降剪應力採用 Krone(1962)之建議值，設為 0.06N/m^2 ；而臨界沖刷剪應力部分，因為模型試驗底床為水泥砂漿鋪設而成，不會有沖刷現象發生，因此臨界沖刷剪應力設為一非常大之值，以避免數值

模擬時產生沖刷的現象。

G.2.4 模擬結果分析與比較

本研究報告以 5 年頻率洪水淤砂模擬，由圖 G.13 可知 GSTARS 3.0 模擬結果與 2.0、2.1 結果相同。5 年頻率洪水模型試驗與 GSTARS3.0 模擬淤砂量結果如表 G.3，其因砂率為 5.79%，而實測資料為 88.8%，模擬皆果相差甚大，究其原因，當是泥砂粒徑分布與異重流之關係所影響。在模型試驗過程中，可發現異重流現象的發生，使渾水潛入水體下層，沿著底床往下游運移。而阿公店水庫更新後的排砂機制為原豎井溢洪管改建而成的自由溢流排砂道，其所能排出的入庫含砂水流為高於溢洪管頂高程部分，而異重流的發生造成高濃度含砂水流潛入水體下層運移，使得大部分沉滓皆留置於庫內，形成高因砂率。

在 GSTARS 3.0 模式目前無法演算異重流效應，且阿公店水庫之入流沉滓多為粒徑小於 0.0625 mm 之黏聚性沉滓的情況下，將使模式模擬結果產生沉滓不易沉降的情形，因此模式演算結果將發生大部分泥砂於下游流出邊界的現象，造成模擬結果因砂率相當的低。

G.3 石門水庫

G.3.1 水庫概述

石門水庫位於桃園縣龍潭鄉大漢溪主流上，集水面積 763.4 km²，橫跨龍潭及大溪兩個鄉鎮，是一個多目標水利工程，具有灌溉、發電、公共給水、防洪、觀光等效益。民國 45 年 7 月開工，民國 52 年 5 月開始蓄水，總蓄水量 309,120,000 m³，呆容積 5,724,000

m³，有效蓄水量 235,669,000 m³ (民國 77 年測量)。大壩位於大漢溪之石門峽谷，為一滾壓式土時壩，壩高 133m，壩頂長度 360m，壩頂寬度 11.2m，壩頂標高 252.1m，壩體積 7,060,000m³，溢洪道有六座閘門，並設後池堰、發電廠、石門大圳及環湖道路，是東南亞最大的水利工程。

石門水庫初始規劃設定時，原估算平均年泥砂淤積量為 800,000m³，但運轉後之淤積測量結果顯示實際淤積率超過此設計值。石門水庫幾乎每年均實施一次淤積測量，至民國 66 年 11 月年平均淤積量為 2,893,000m³，為規劃設計值之 3.6 倍；至民國 88 年 11 月止，累積淤積量已達 58,810,000m³，致水庫總容量損失約 19%，年平均淤積量為 1,610,000m³，相當於原規劃設計的 2 倍。

泥砂淤積使石門水庫容積受損，大壩附近之淤積面亦迅速上升，至民國 59 年時，已由原始河床之 135m 標高升至 168.2m，距離發電進水口底檻(170.23m)僅 2m，但已超過河道放水口底檻(163.76m)，威脅到發電廠之正常運轉。石門水庫乃於發電進水口前構築擋泥牆，牆頂標高 174.66m。至民國 73 年 11 月時淤積面已升至標高 174.5m，超過河道放水口 0.3m，距發電進水口擋泥牆僅 0.16m。

G.3.2 資料處理

模式所需之斷面幾何資料包括斷面高程、各斷面間之距離、斷面形狀、斷面粗糙係數；分別輸入於 ST、XS、RH 卡。斷面粗糙係數採曼寧值 $n = 0.035$ 。

模式所需輸入之水理條件為流量與水位，輸入方式可選擇一個

流量對應一個水位（SQ 卡），或是輸入流量與水位之率定曲線（NC、RC 卡）。本研究採用前者方法，逐一輸入流量與水位資料。再藉由輸入降雨延時（IT 卡）以決定模擬時間。模式模擬時流量與水位資料採民國 54 年流量值超過 100cms 的六天，共計有 22 組流量與水位資料。模擬時間分 22 個間格，每個間格 1 天，共 22 天。

上游泥砂邊界條件包含入砂量與流量之關係（QR 卡）、入流泥砂於不同流量下各粒徑組成百分比（IQ、IS 卡），本研究粒徑組成中包含小於 0.0625 mm 之黏聚性土壤，所以必須額外輸入 CS 卡定義黏聚性土壤需要之計算參數，包括臨界沉降剪應力、臨界沖刷剪應力等以利數值模擬進行。本研究黏聚性土壤之臨界沉降剪應力採用 Krone(1962)之建議值，設為 0.06 N/m^2 。

G.3.3 模擬結果分析與比較

模擬結果如圖 G.14，我們發現模擬結果其底床沒有變動，與模擬的初始底床高程相同，且幾乎都沒有沖刷或淤積的現象發生，很明顯的與民國 55 年實測資料有差異。在上游斷面 R34~R31(距下游 16000m~13700m)處大致與民國 55 年實測資料相符，之後下游陸續出現差異，其中差異較大的斷面為 R17 斷面，相差有 11m。

我們再比較 GSTARS2.0、GSTARS2.1、GSTARS3.0 三個不同版本的結果，如圖 G.15，可清楚看出三個版本的結果是相同的，模擬的結果皆無沖刷和淤積的現象發生。

G.4 小結

GSTARS 模式經過了三個水庫的模擬測試，我們大概可以歸納

出下列幾點結論:

1. GSTARS2.0、GSTARS2.1、GSTARS3.0 三個版本對於進行水庫模擬演算時，模擬結果是相同的，僅有些許的小差異。
2. 雖然 3.0 版本有修正許多地方，以及增加輸砂公式做選擇，但其效果並沒有顯示在台灣水庫應用例上。
3. 模擬的結果底床皆無明顯沖刷與淤積現象發生，與實測資料有明顯差異。

表 G.1 5 年頻率洪水流量—水位關係表

原型時間 (Hr)	模型流量 (CMS)	模型水位 (m)	原型時間 (Hr)	模型流量 (CMS)	模型水位 (m)
1	0.00031	27.00667	36	0	27.30511
2	0.00088	27.01055	37	0	27.29008
3	0.0039	27.01688	38	0	27.27367
4	0.0052	27.02516	39	0	27.25793
5	0.0065	27.03124	40	0	27.24137
6	0.0080	27.04326	41	0	27.22602
7	0.0101	27.05341	42	0	27.21030
8	0.0130	27.06310	43	0	27.19372
9	0.0190	27.07530	44	0	27.17689
10	0.0264	27.09878	45	0	27.15966
11	0.0345	27.13625	46	0	27.14228
12	0.0516	27.19120	47	0	27.12488
13	0.0625	27.27133	48	0	27.10706
14	0.0389	27.35010	49	0	27.08935
15	0.0296	27.40305	50	0	27.07166
16	0.0235	27.43531	51	0	27.05660
17	0.0196	27.45559	52	0	27.04663
18	0.0162	27.46795	53	0	27.03896
19	0.0125	27.47590	54	0	27.03317
20	0.0097	27.47933	55	0	27.02903
21	0.0082	27.47786	56	0	27.02614
22	0.0073	27.47354	57	0	27.02405
23	0.0065	27.46819	58	0	27.02174
24	0.0061	27.46201	59	0	27.02034
25	0.0054	27.45472	60	0	27.01849
26	0.00416	27.44641	61	0	27.01726
27	0.00126	27.43579	62	0	27.01658
28	0.000488	27.42320	63	0	27.01531
29	0.0000861	27.40911	64	0	27.01465
30	0	27.39629	65	0	27.01337
31	0	27.38449	66	0	27.01271
32	0	27.36769	67	0	27.01206
33	0	27.35216	68	0	27.01141
34	0	27.33677	69	0	27.01077
35	0	27.32124			

表 G.2 模型試驗加砂量表

原型時間 (Hr)	5 年頻率洪水模 型加砂量 (Tonne/day)	原型時間 (Hr)	5 年頻率洪水模型加 砂量 (Tonne/day)
1	1.152	16	83.376
2	3.168	17	69.552
3	13.824	18	57.312
4	18.432	19	44.064
5	22.896	20	34.416
6	28.224	21	29.088
7	35.856	22	26.064
8	46.080	23	22.896
9	67.248	24	21.744
10	93.600	25	19.152
11	122.400	26	14.688
12	182.592	27	4.464
13	221.616	28	1.728
14	137.952	29	0.288
15	104.832	30	0.000

表 G.3 5 年頻率洪水模型試驗與 GATARS3.0 模擬淤砂量結果比較

斷面位置說明	5 年重現期距洪水各斷面模型淤砂量量測值 (Tonne/day)	5 年重現期距洪水各斷面模型淤砂量模擬值 (Tonne/day)
濁水溪供水箱	290	
斷面 35~36	90	
斷面 34~35	136.7	8.65245
斷面 33~34	116	17.263
斷面 32~33	95.2	15.497
斷面 31~32	94.4	8.6006
斷面 30~31	60.6	5.88065
斷面 29~30	65.3	6.174
斷面 28~29	40.6	6.41585
斷面 27~28	42.3	6.94295
斷面 26~27	42.6	7.01705
斷面 25~26	73.6	7.2825
斷面 24~25	70.4	7.1214
斷面 23~24	68.5	5.87225
斷面 22~23	65.3	7.7568
斷面 21~22	217.4	10.16045
斷面 20~21	163.2	13.1865
斷面 19~20	201.3	16.141
斷面 18~19	390	17.5615
斷面 17~18	326	17.4355
斷面 16~17	245	16.1985
斷面 15~16	444.9	11.75885
斷面 14~15	242	5.00455
斷面 13~14	60	1.92505
斷面 13~右岸	22	
旺萊溪供水箱	21	
淤砂量合計	3373.3	219.8484
總加砂量	3797.7	3797.7
囚砂率	88.82%	5.79%

●—86年實測底床 --□--3.0 模擬結果 —▲—88年實測資料

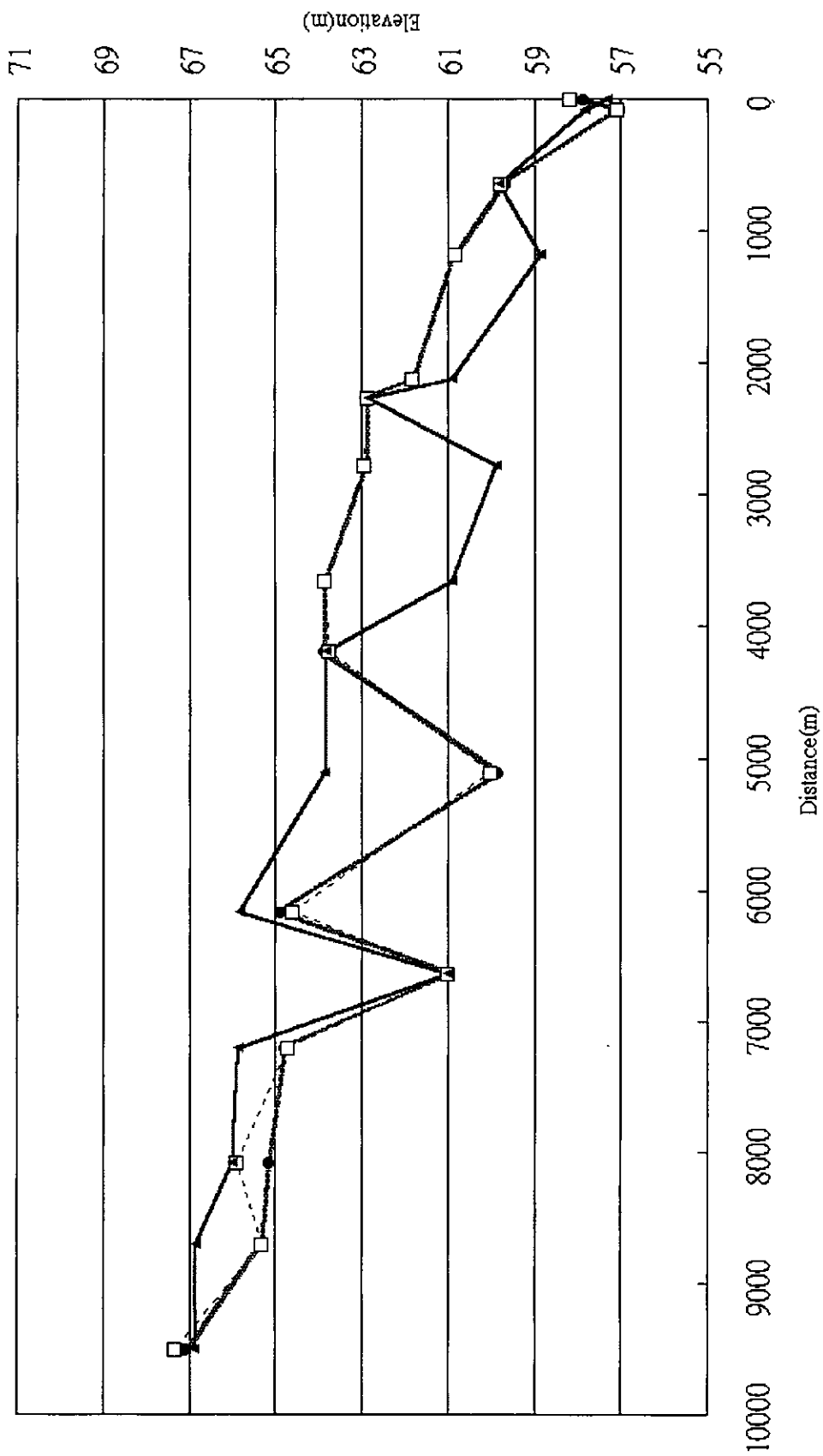


圖 G.1 大埔水庫 3.0

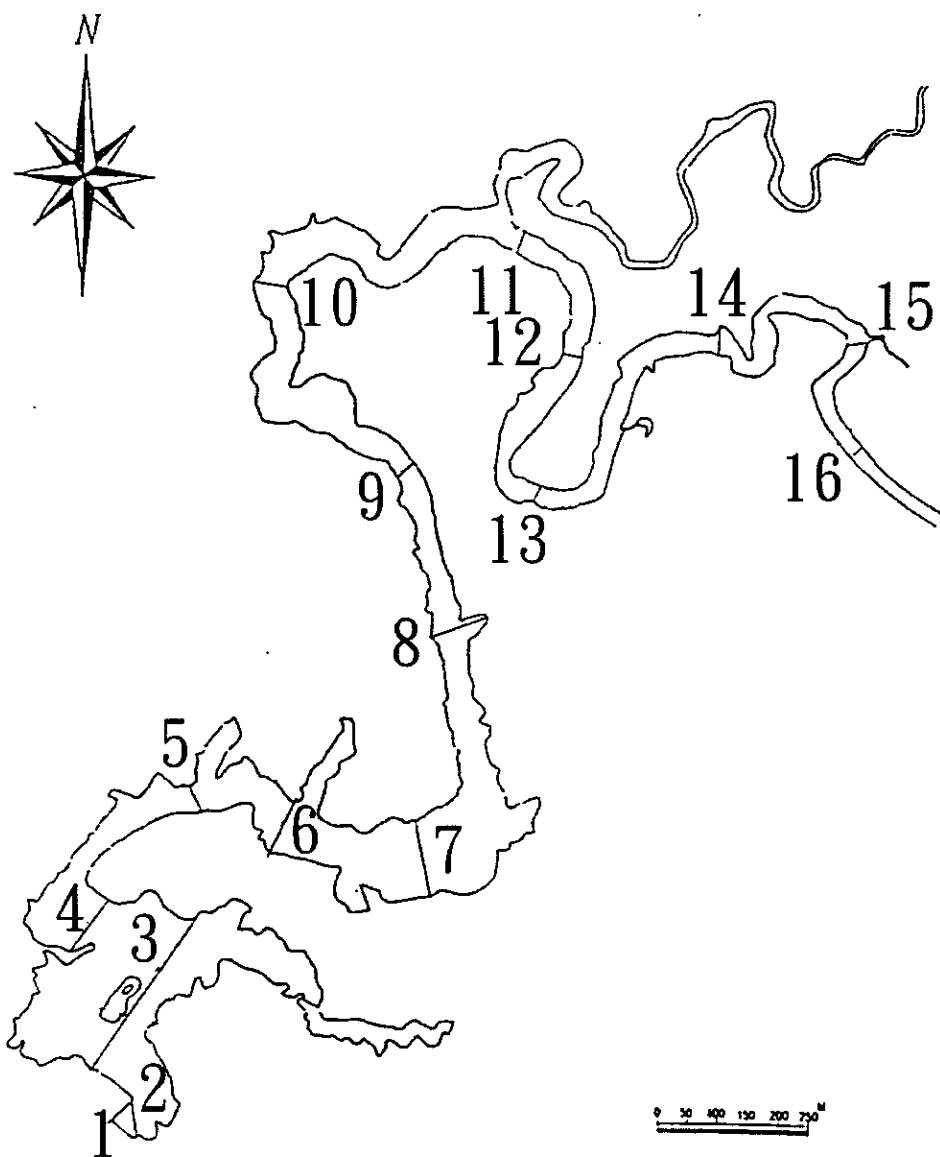


圖 G.2 大埔水庫各斷面位置圖

——86年實測資料 ——2.0斷面1 2.1斷面1 - - - - -3.0斷面1 88年實測資料

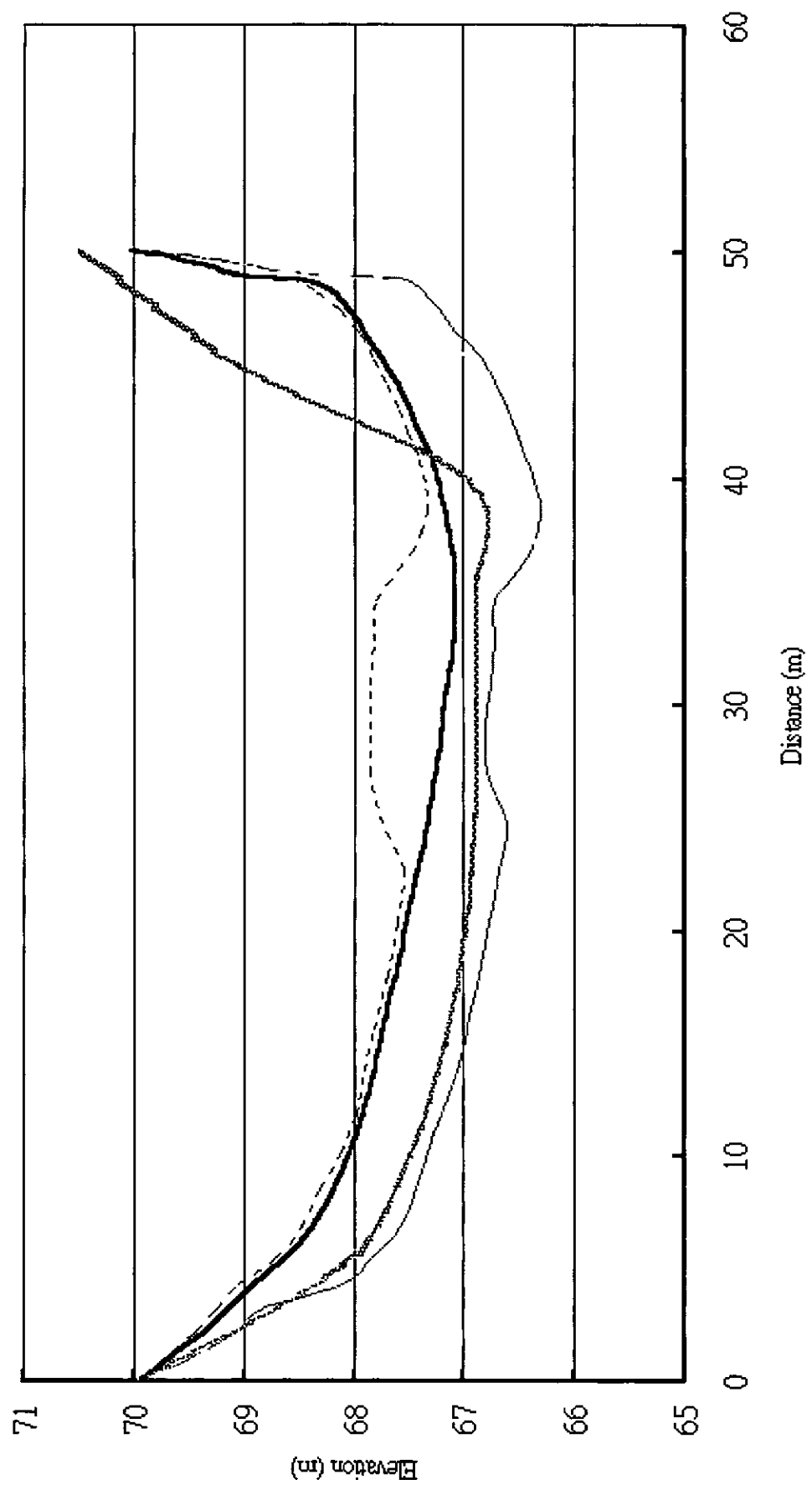


圖 G.3 大埔水庫斷面一

——86年實測資料 ——2.0斷面3 - - - - -3.0斷面3 ~~~~~88年實測資料

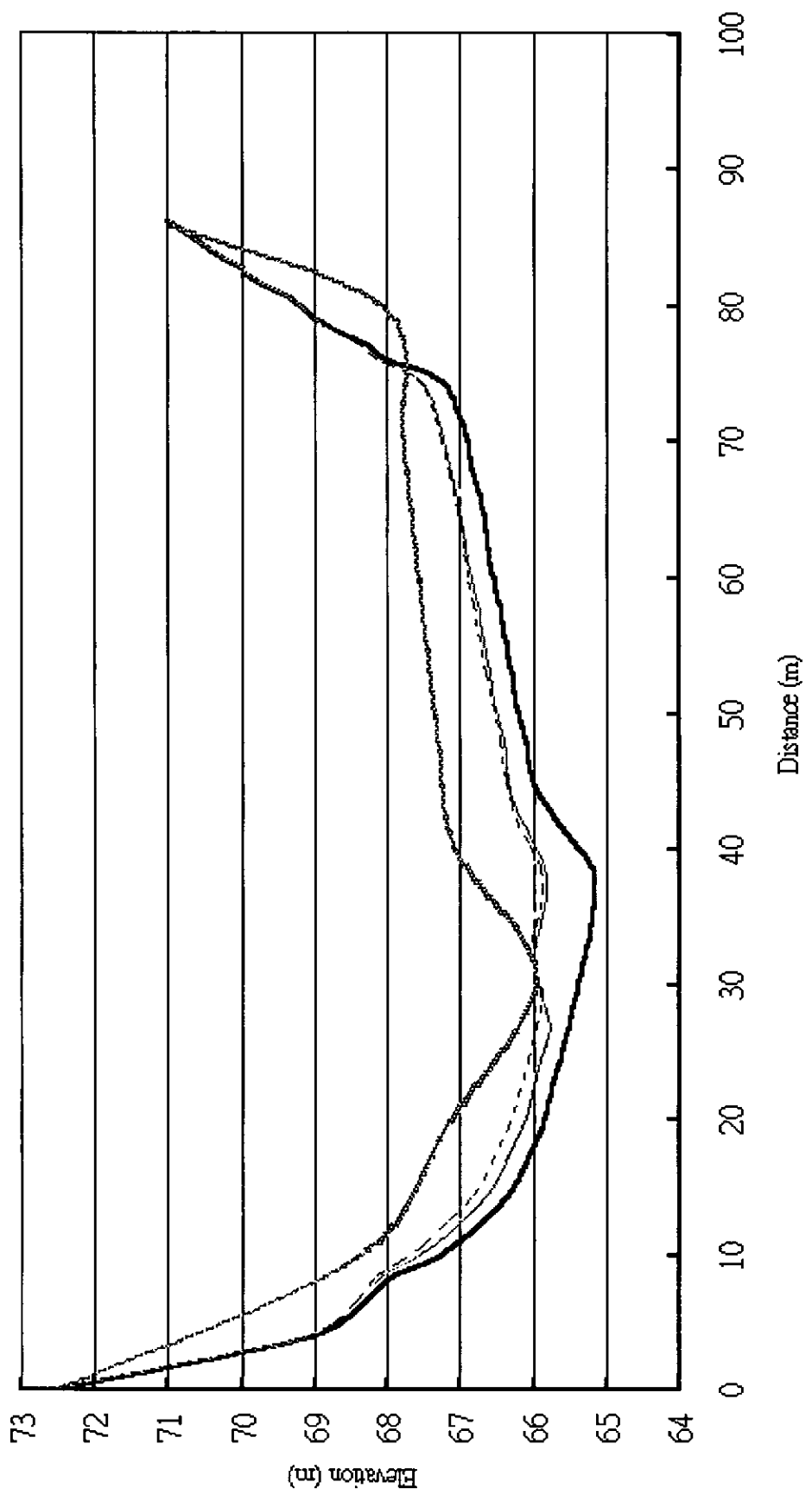


圖 G.4 大埔水庫斷面三

— 86年實測資料 88年實測資料 —— 2.0斷面7 2.1斷面7 - - - - - 3.0斷面7

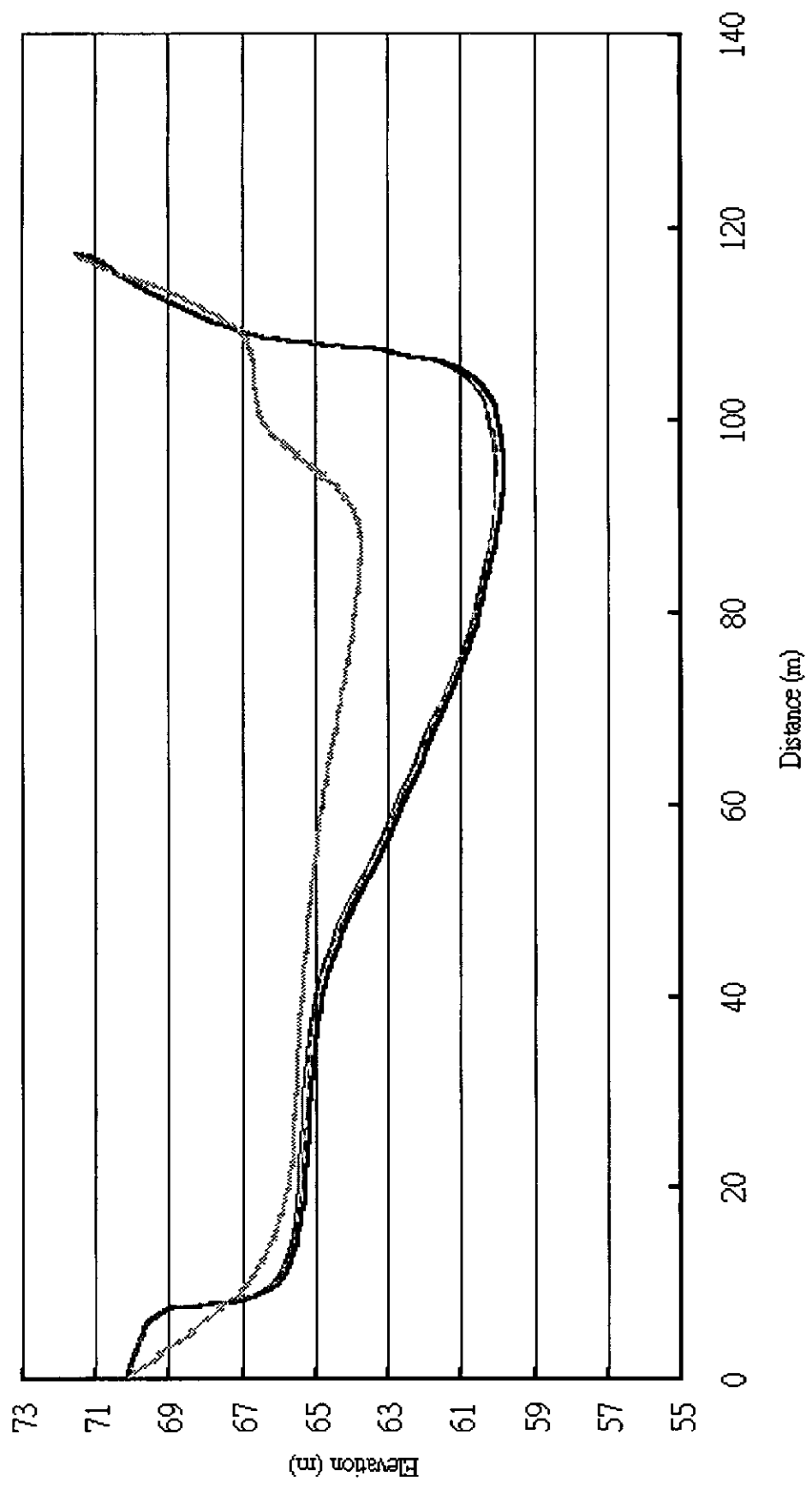


圖 G.5 大埔水庫斷面七

——86年實測資料 ——2.0斷面9 - - - - 2.1斷面9 3.0斷面9 88年實測資料

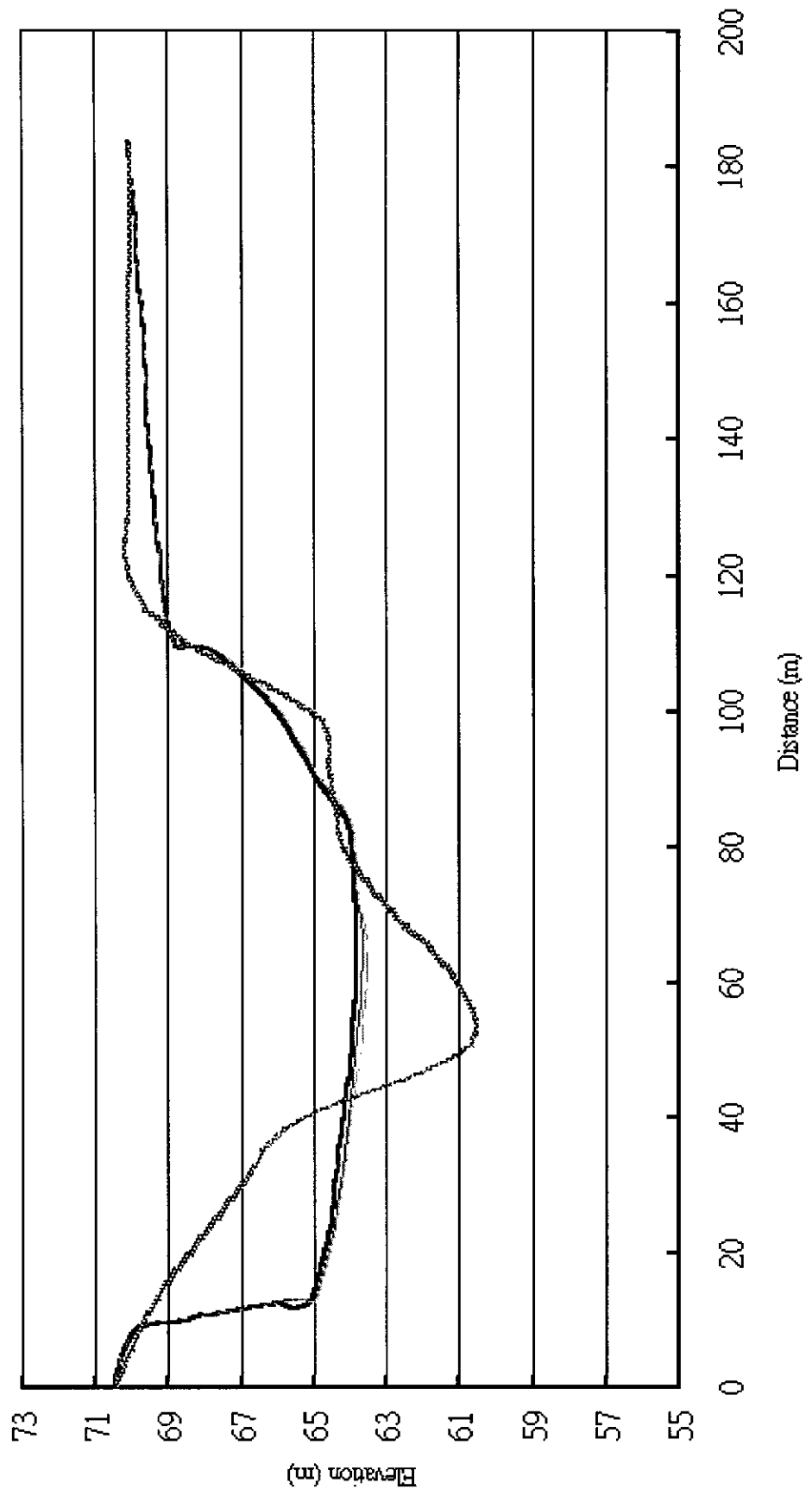


圖 G.6 大埔水庫斷面九

——86年實測資料88年實測資料 ——2.0斷面10 - - - - -3.0斷面10

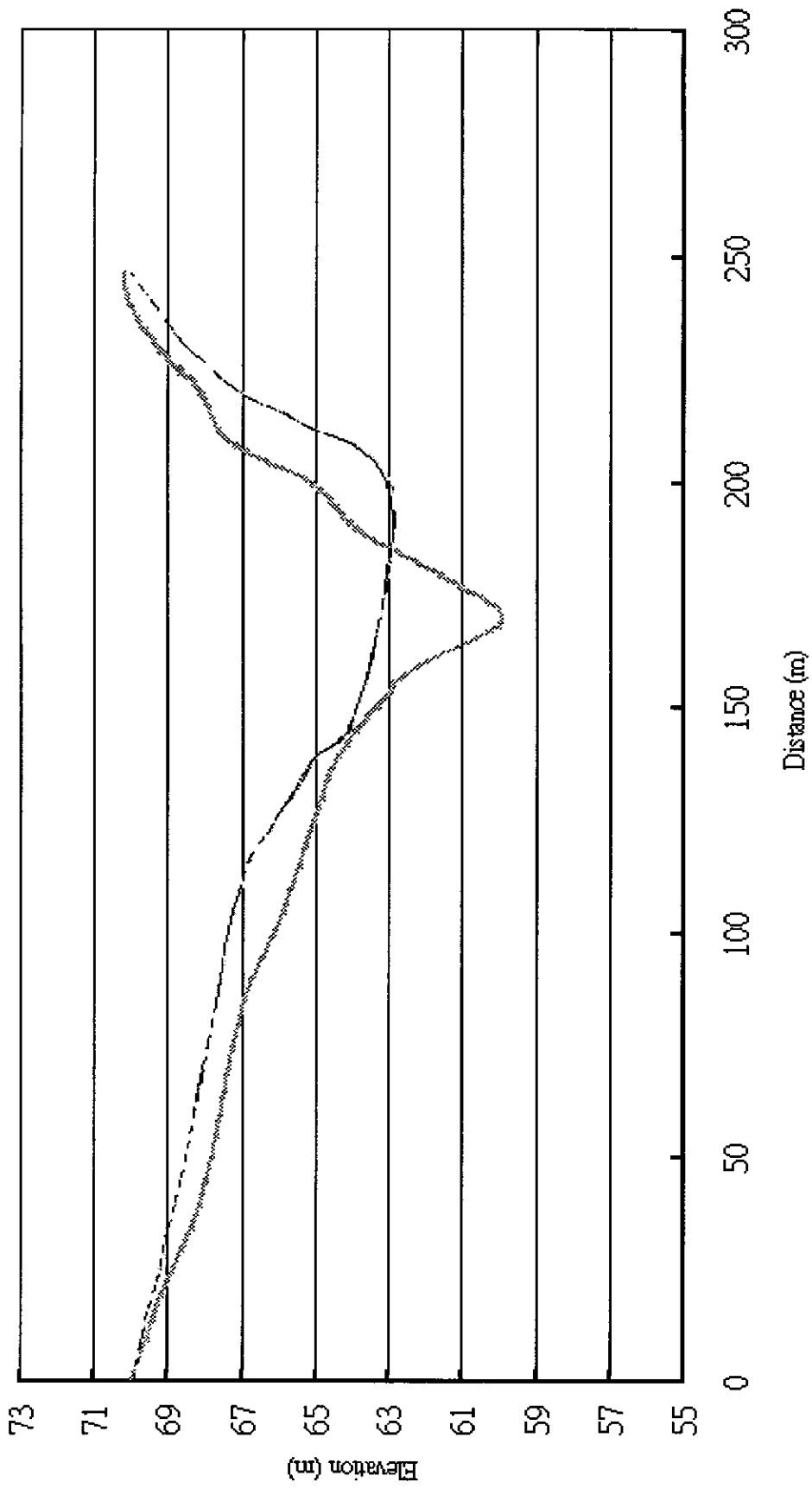


圖 G.7 大埔水庫斷面十

——86年實測資料 ——2.0斷面13 - - - - -3.0斷面13 88年實測資料

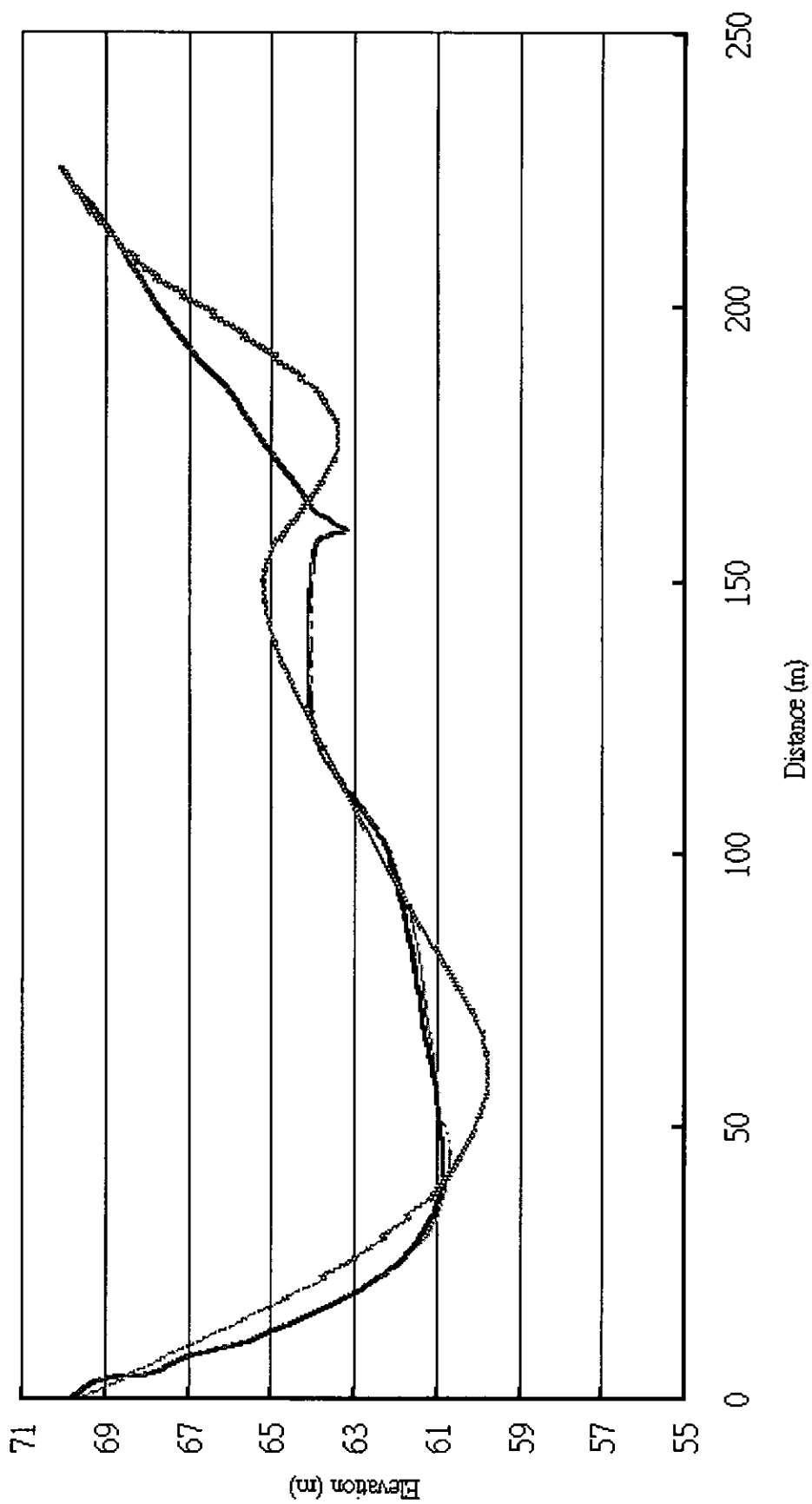


圖 G. 8 大埔水庫斷面十三

●—86實測資料 ▲—2.0 模擬結果 □—2.1 模擬結果 ■—3.0 模擬結果 ▲—88實測資料

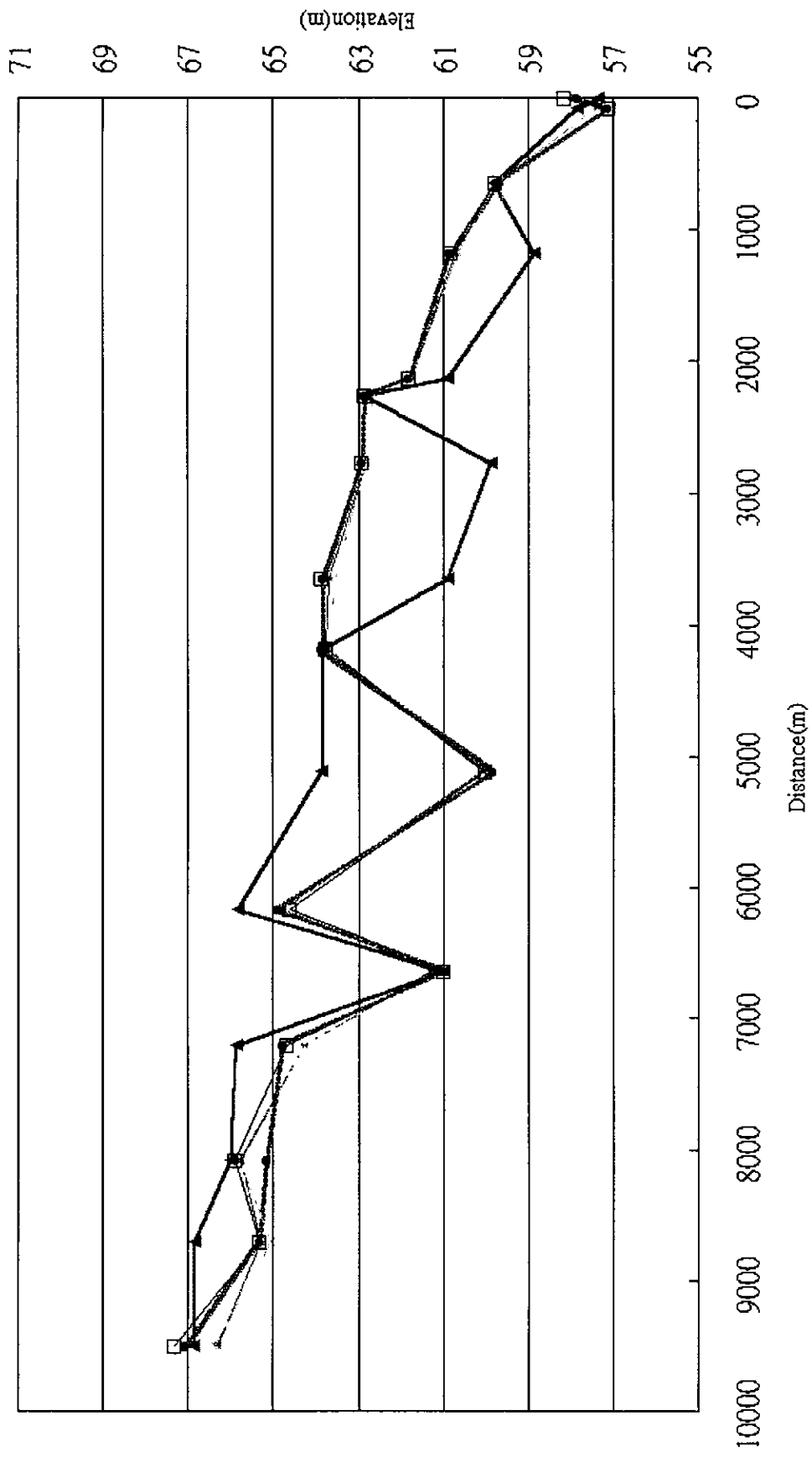


圖 G.9 大埔水庫三個版本模擬結果比較圖

—●— 88年實測資料 - - - ● - - - 13號公式模擬結果 14號公式模擬結果 -□- 6號公式模擬結果 - * - 86年實測資料

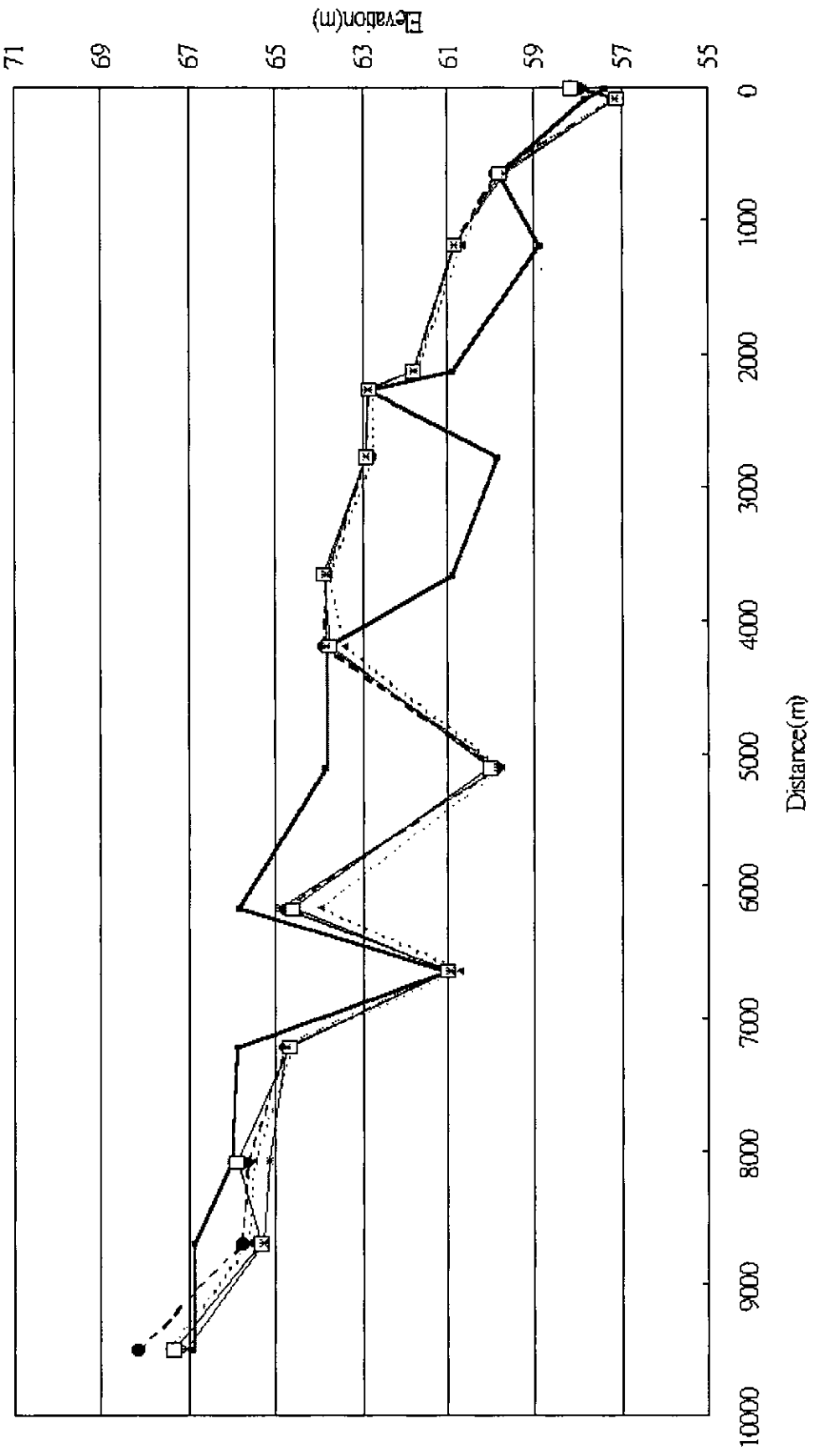


圖 G.10 GSTARS 3.0 新增公式比較圖

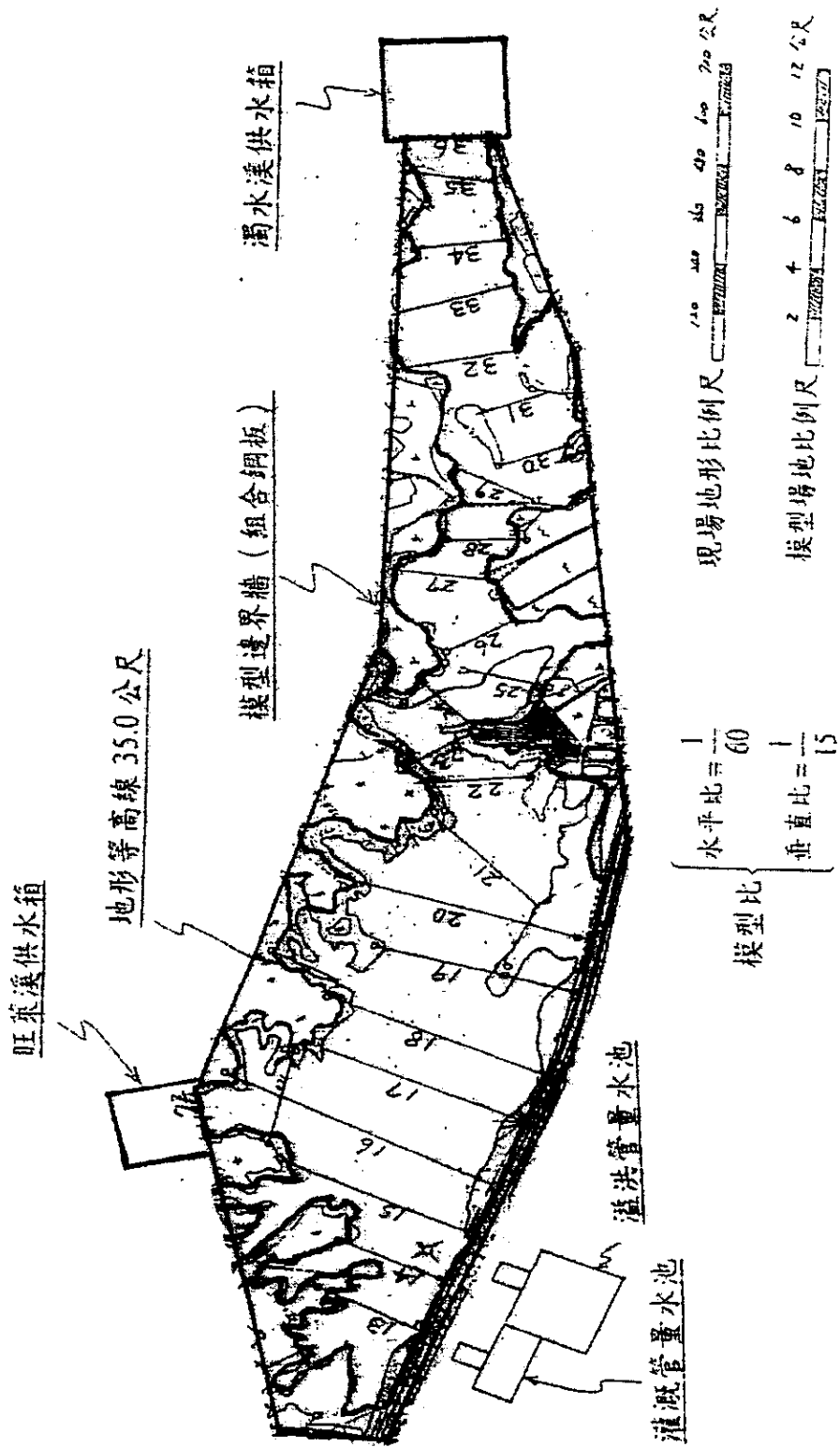


圖 G.11 阿公店水庫各斷面位置圖

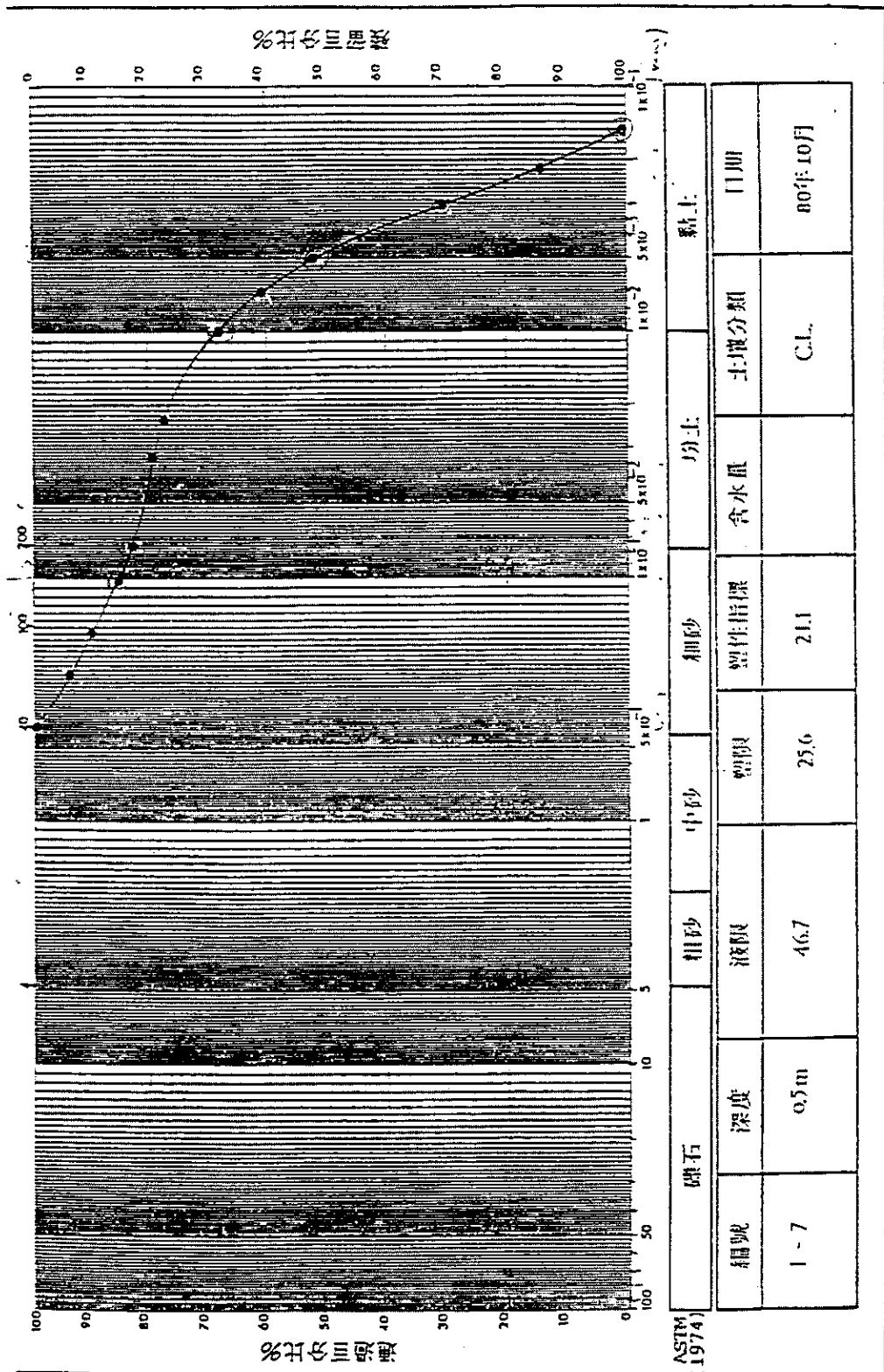


圖 G.12 阿公店水庫泥沙粒徑組成百分比圖

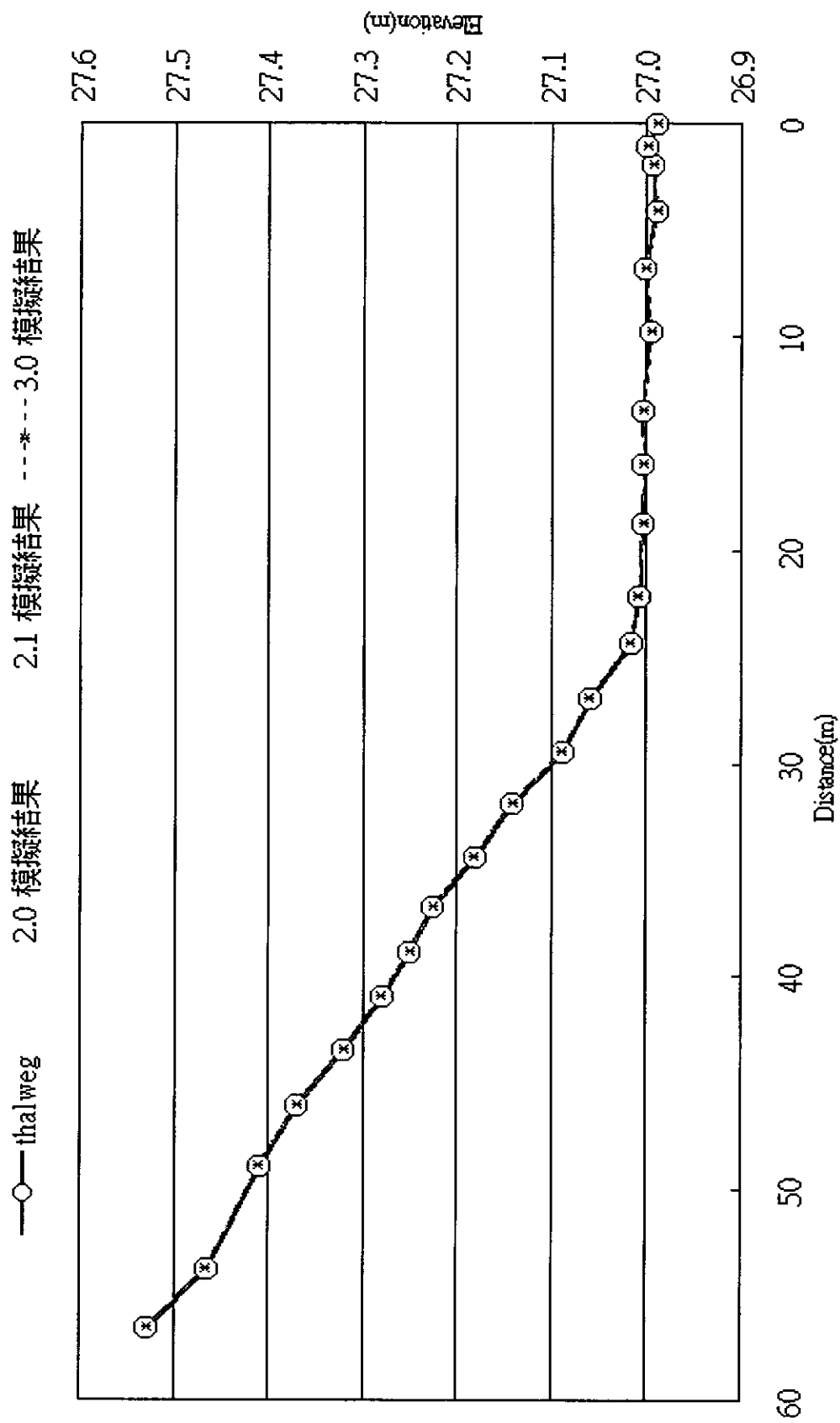


圖 G.13 阿公店水庫模擬結果

—●— 54年實測資料 —□— 3.0模擬結果 —▲— 55年實測資料

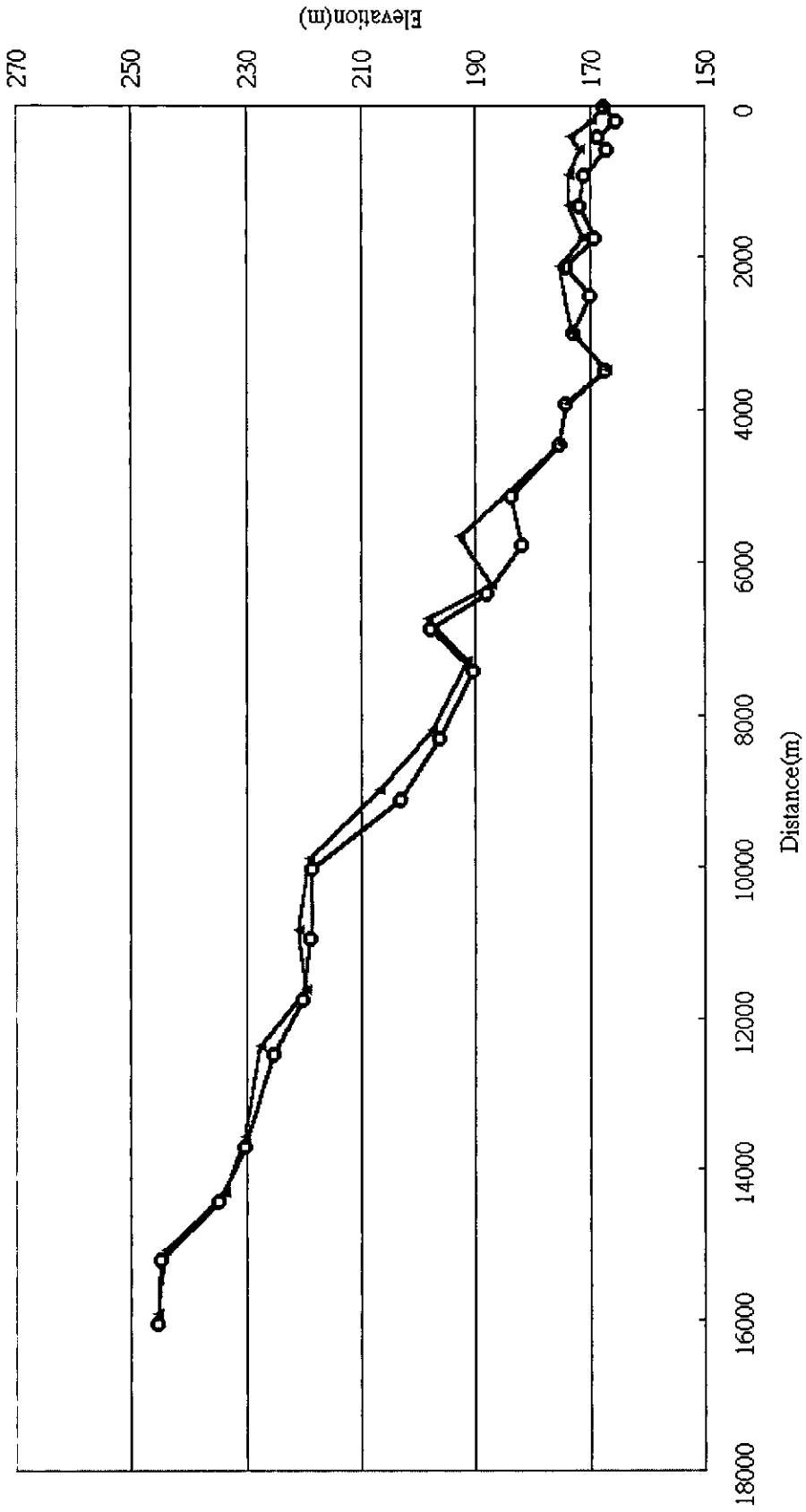


圖 G.14 石門水庫模擬

●—54年實測資料 □—3.0模擬結果 ▲—55年實測資料 2.0模擬結果 *—2.1模擬結果

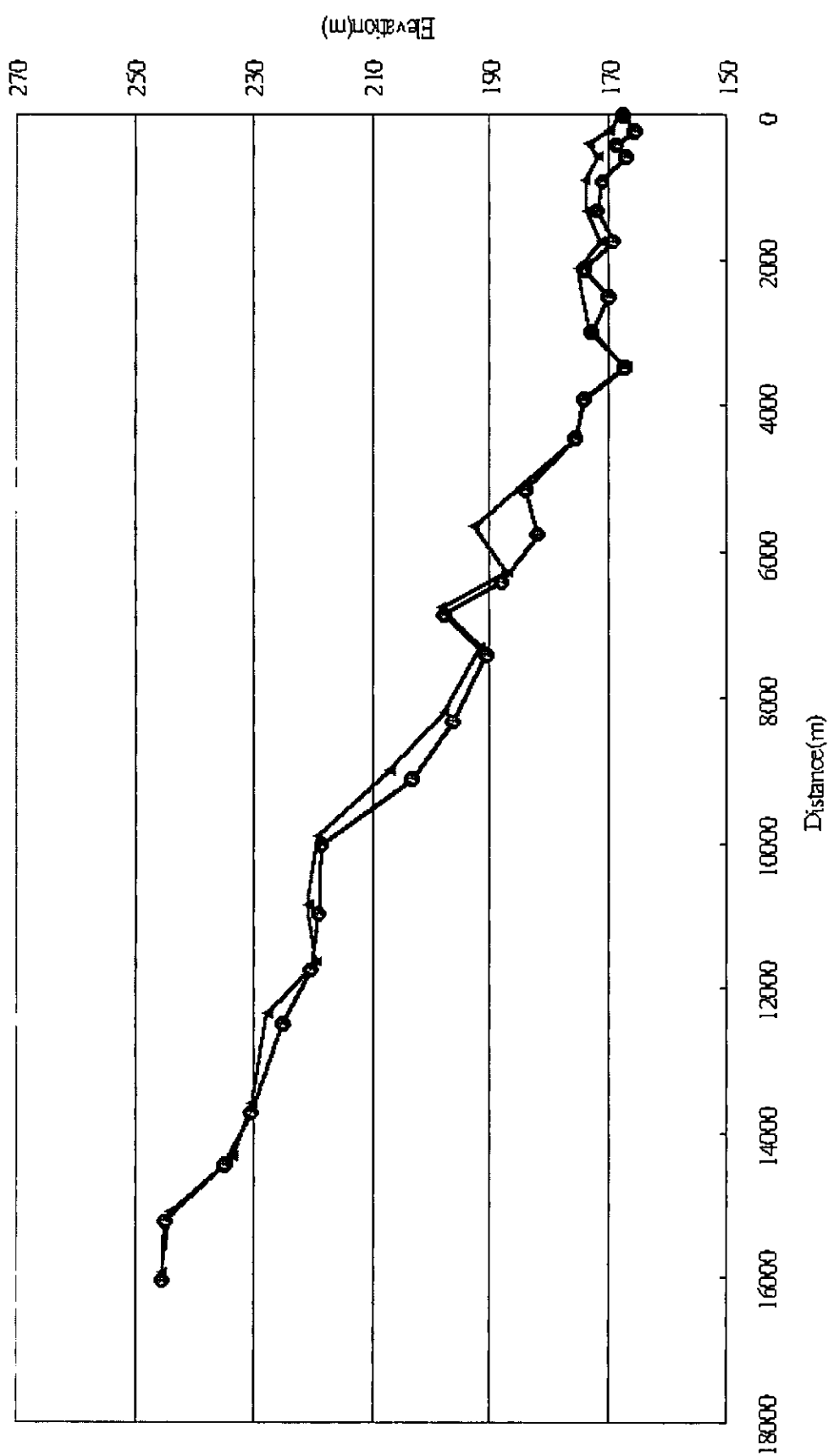


圖 G.15 石門水庫三個版本比

附錄八

NETSTARS 模式英文使用手冊

附錄八 NETSTARS 模式英文使用手冊

TABLE OF CONTENTS

1. Introduction	H-4
1.1 Model Description.....	H-4
1.2 Model Applications.....	H-5
1.3 Assumptions and Limitations.....	H-6
2. Flow Routing.....	H-7
2.1 Introduction.....	H-7
2.2 Unsteady Flow Computation	H-7
2.2.1 Governing Equations.....	H-7
2.2.2 Discretization of Equations	H-8
2.2.3 Solution Strategy	H-10
2.3 Steady Flow Computation.....	H-17
2.3.1 Governing Equations.....	H-17
2.3.2 Discretization of Equations	H-17
2.3.3 Solution Strategy	H-19
2.4 Backwater Computation (I).....	H-21
2.5 Backwater Computation (II)	H-23
2.6 Geometric Computations	H-25
2.7 Hydraulic Parameters for Sediment Computation	H-27
2.8 Roughness Coefficients.....	H-27
3. Sediment Routing.....	H-29
3.1 Introduction	H-29
3.2 Stream Tube Concept.....	H-29
3.3 Total Load Computation	H-31

3.3.1	Sediment Transport Functions.....	H-31
3.3.2	Sediment Continuity Equation	H-32
3.3.2.1	Governing Equation.....	H-32
3.3.2.2	Discretization of Equations.....	H-32
3.4	Bed Load and Suspended Load Computation.....	H-33
3.4.1	Sediment Transport Functions.....	H-33
3.4.1.1	Governing Equation	H-33
3.4.1.2	Discretization of Equations.....	H-34
3.4.2	Bed Load Transport Functions	H-34
3.4.3	Convection-Diffusion Equation	H-34
3.4.3.1	Governing Equation.....	H-34
3.4.3.2	Discretization of Equations.....	H-35
3.4.3.3	Solution Strategy.....	H-39
3.4.4	Computations of Scour and Deposition of the Bed	H-42
3.5	Bed Sorting and Armoring.....	H-43
3.6	Sediment Loads at Nodes and Boundaries.....	H-44
3.7	Distinguish Between Bed Load and Suspended Load.....	H-46
4.	Data Requirements	H-47
4.1	Input Control	H-47
4.1.1	Channel Geometry Data	H-47
4.1.2	Hydraulic and Hydrologic Data	H-47
4.1.3	Sediment Data	H-47
4.1.4	Tributary Inflow Data.....	H-48
4.1.5	Suspension Data	H-48
4.1.6	Node Data and Boundary Conditions	H-48
4.1.7	Other Special Data	H-49
4.2	Output Control	H-49
4.2.1	Initial Data.....	H-49

4.2.2 Flow Data	H-49
4.2.3 Suspension Data	H-50
4.2.4 Sediment Data	H-50
4.2.5 Bed Variation Data	H-50
4.2.6 Others	H-50
5. Input Data Records.....	H-51
5.1 Input Data Format	H-51
5.2 List of Input Data Records	H-51
References	H-97

1. INTRODUCTION

1.1 MODEL DESCRIPTION

NESTARS (Network of Stream Tube Model for Alluvial River Simulation) is a quasi-two-dimensional scour and deposition model which may be used to simulate braided river systems (stream networks) and reservoir sedimentation. This model employs uncoupled computational approach to solve scour and deposition problems in the river networks. The uncoupled approach performs separate computations for hydraulic routing and sediment routing and sediment routing. The NETSTARS model is basically an extended GSTARS model (1986) which incorporates the GSTARS with BRALLUVIAL (1985) and CHARIMA (1990) models for hydraulic computations as an added feature, and employs principles of conservation of sediments and continuity of sediment transport for sediment computations at the nodes to estimate scour and deposition of the river bed. The GSTARS applies the stream tube concept to river scour and deposition modeling in which one-dimensional computations are made in each stream tube, and may be considered as a quasi-two-dimensional model. The BRALLUVIAL and CHARIMA models are hydraulic and sediment routing models for steady flows and for unsteady flows, respectively, and may be used to model scour and deposition phenomena in one-dimensional river networks. The NETSTARS possesses merits of the three above-mentioned models and is capable of modeling transport characteristics of suspended sediments, and hence, may be employed to simulate reservoir sedimentation phenomena.

On hydraulic routing methods, backwater computation (I), BRALLUVIAL's steady-flow computation and CHARIMA's unsteady-flow computation, in addition to GSTARS's backwater computation (backwater computation (II) as here-in referred to), are available as options. Backwater computation (I) calculates starting water stage and discharge in the network to facilitate BRALLUVIAL's steady-flow computation and CHARIMA's unsteady-flow computation as well. On sediment routing methods, total sediment load may be computed as a whole or by separate estimates of bed load and suspended load. In the former approach, four transport equations for total load are available to select. In the latter approach, advection-diffusion equations are employed to simulate the transport phenomena of suspended sediments, which may be applied to

reservoir sedimentation problems, and three different equations for bed load are available to choose from.

The NETSTARS may be used to model both short-term and long-term flood routing and associated river bed variations by separate computations of hydraulic routing and sediment routing. Known stage hydrograph and discharge hydrograph are used to define boundary conditions and calibrate hydraulic parameters in flow computations. For a given discharge, the water surface profile may be obtained by the relationship among energy grade line, flow velocity and flow depth at each cross section. With known discharge and stage, the cross section is subdivided into several stream tubes with equal-conveyance in each tube applying the concept of stream tube. Sediment computations are performed for each stream tube to obtain sediment load and suspended sediment concentration with the aid of boundary conditions of sediment inflow and suspended concentration. Appropriate sediment transport equation may be selected for the flow conditions and sediment characteristics in question. Computational results of each time step are used to redefine the water surface elevation and bed form. The NETSTARS is, as is GSTARS, capable of modeling sorting and armoring phenomena, and may be used for beds of non-uniform sands.

1.2 MODEL APPLICATIONS

Broad applications of NETSTARS model include flow simulations of complex river systems of main stream and tributaries, with steep slope or mild slope, of hydraulic jumps, subcritical and supercritical flows in steady-state conditions, of subcritical flows in unsteady-state conditions, and corresponding scour and deposition simulations of river beds. Bed variations in the transverse direction are reflected as a result of subdividing of stream tubes in the cross section to redefine stream tube boundaries in the simulation. Backwater computation (II) in the model is able to simulate flow conditions in subcritical flows, supercritical flows and mixed flows of supercritical and supercritical types. Simulated results of longitudinal bed profile with one single stream tube are equivalent to one-dimensional HEC-6 (1993) simulations.

Sediment movements in natural streams are generally in equilibrium conditions. The equilibrium conditions no longer exist when a reservoir or hydraulic structure is erected on the river. Consequently, characteristics of flow and sediment transport in the stream change continuously as time progresses. Sediment transport formulas for total

load, suitable for rivers in equilibrium state, are used to estimate total sediment load in most models. The NETSTARS separates suspended load and bed load in simulation computations and may be used to forecast changing trends in flow behavior, sediment transport and bed form of the river. Simulated results may prove helpful to designs of check dam, reservoir and diversion channel on the river.

1.3 MODEL ASSUMPTIONS AND LIMITATIONS

1. The model is not applicable to lateral movement of sediments due to secondary currents in river bends.
2. The model is not able to simulate secondary currents.
3. The model should not be used to forecast variations of bed form.
4. The cross section of the stream submerged under water is considered as a movable bed. In each time step of flow computations, the bed of each stream tube is assumed to be uniformly raised or lowered according to computational results of scour and deposition, and subdividing of stream tubes is then performed to redefine stream tube boundaries based on the new bed. By this approach, the variation of bed in the transverse direction is accounted for.
5. Sediment transport formulas for total load are, in general, suitable for estimating total sediment load under equilibrium conditions. This model is able to make separate estimates of suspended load and bed load, individually. The advection-diffusion equation is employed to govern the mechanism of suspended sediment movement. The NETSTARS is capable of simulating variations in concentration of suspended sediments under in equilibrium conditions of sediment motion.
6. The roughness coefficient for stream channel may be inputted as a given value, or estimated by the model using semi-empirical formula or discharge relationship. For lack of information on roughness coefficient, one may make a quick and easy estimate and calibrate it to obtain a reasonable value.
7. If times step, Δt , is reduced for better accuracy of simulation results, data points in time series of boundary information will automatically be requested to create required data through linear interpolation by the model.

2. FLOW ROUTING

2.1 INTRODUCTION

Computational methods for hydraulic simulations include steady-flow computation, unsteady-flow computation, backwater computation (I) and backwater computation (II). Steady-flow computation employs 1-D energy equation along with continuity equation at the node to solve for stage and discharge by finite difference techniques. Unsteady-flow computation employs de Saint Venant's 1-D momentum and continuity equations for gradually-varied flows along with continuity principle at the node using finite differences to solve for stage and discharge. Both backwater computations (I) and (II) employ 1-D energy equation on each single stream tube to solve for stages, and revise link discharges at the node until the stages from all links at the node are consistent with one another. The backwater computation (II) is capable of computing mixed flows of subcritical and supercritical types.

2.2 UNSTEADY FLOW COMPUTATION

2.2.1 Governing Equations

For unsteady flow computation, the de St Venant (1871) hypotheses are essentially taken into account in the above equations:

- (1) the flow is one-dimensional, i.e., the velocity is uniform over the cross section and the water level across the section is horizontal;
- (2) hydrostatic pressure distribution prevails at any point in the channel;
- (3) the resistance laws for steady-state flow are applicable to unsteady flow;
- (4) the channel bed slope is small

The basic one-dimensional governing equations for unsteady water flow are:

Water-Continuity Equation

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.1)$$

Momentum Equation

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f - uq = 0 \quad (2.2)$$

where Q = water discharge; t = time; x = the longitudinal coordinate; α = momentum correction factor; A = cross-section area; g = gravitational acceleration; y = water surface elevation; $S_f = \frac{Q|Q|}{K^2}$ = energy slope; K = conveyance; u = lateral inflow velocity in the longitudinal direction; q = lateral unit discharge inflow.

In NETSTARS, any of the following formulae can be used to compute K :

Manning's formula:

$$Q = KS_f^{1/2} = \left(\frac{1}{n} AR^{2/3} \right) S_f^{1/2} \quad (2.3)$$

Chezy's formula:

$$Q = KS_f^{1/2} = (CAR^{1/2}) S_f^{1/2} \quad (2.4)$$

or Darcy-Weisbach's formula:

$$Q = KS_f^{1/2} = \left[\left(\frac{8gR}{f} \right)^{1/2} A \right] S_f^{1/2} \quad (2.5)$$

where n , C , f = roughness coefficients in Manning, Chezy, and Darcy-Weisbach's formulae, respectively; and R = hydraulic radius.

2.2.2 Discretization of Equations

Since no analytical solution is possible, a numerical method whose central feature is Preissmann's (1977) finite-difference approximation to Eqs. (2.1) and (2.2) is used. The scheme replaces a continuous function, e.g., f , its time derivative and its space derivative by the following formulae (Fig. 2.1):

$$f = \theta [\phi f_{i+1}^{n+1} + (1 - \phi) f_i^{n+1}] + (1 - \theta) [\phi f_{i+1}^n + (1 - \phi) f_i^n] \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} [\phi (f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n) + (1 - \phi) (f_i^{n+1} - f_i^n)] \quad (2.7)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} [\theta (f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + (1 - \theta) (f_{i+1}^n - f_i^n)] \quad (2.8)$$

in which the superscript n denotes the time level, the subscript i denotes the computational section; Δt is the computational time step; Δx is the distance between points i and $i+1$ (not necessarily constant); and θ and ϕ are weighting factors between 0 and 1.

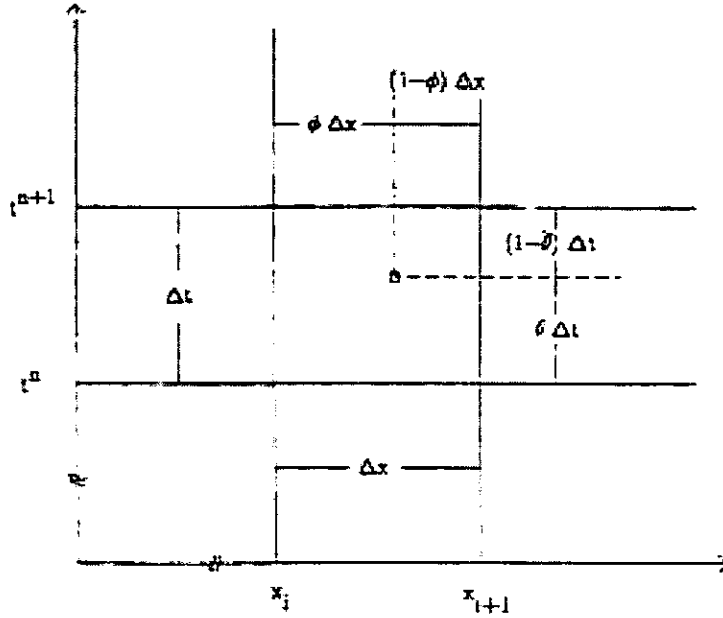


Fig. 2.1 Preissmann four point finite-difference approximation

Therefore, Eqs. (2.1) and (2.2) take the following algebraic forms, after use of the Preissmann's discretizations:

(1) Continuity equation

$$\begin{aligned} \frac{\phi}{\Delta t} (A_{i+1}^{n+1} - A_{i+1}^n) + \frac{(1-\phi)}{\Delta t} (A_i^{n+1} - A_i^n) + \frac{\theta}{\Delta x} (Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) \\ + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) - q_i = 0 \end{aligned} \quad (2.9)$$

(2) Momentum equation

$$\begin{aligned} \frac{\phi}{\Delta t} (Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n) + \frac{(1-\phi)}{\Delta t} (Q_i^{n+1} - Q_i^n) \\ + 2 \left[\alpha \theta \left[(1-\phi) \frac{Q_i^{n+1}}{A_i^{n+1}} + \phi \frac{Q_{i+1}^{n+1}}{A_{i+1}^{n+1}} \right] + \alpha (1-\theta) \left[(1-\phi) \frac{Q_i^n}{A_i^n} + \phi \frac{Q_{i+1}^n}{A_{i+1}^n} \right] \right] \\ \left[\frac{\theta}{\Delta x} (Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& -\alpha \left[\theta \left[(1-\phi) \frac{Q_i^{n+1}}{A_i^{n+1}} + \phi \frac{Q_{i+1}^{n+1}}{A_{i+1}^{n+1}} \right]^2 + (1-\theta) \left[(1-\phi) \frac{Q_i^n}{A_i^n} + \phi \frac{Q_{i+1}^n}{A_{i+1}^n} \right]^2 \right] \\
& \quad \left[\frac{\theta}{\Delta x} (A_{i+1}^{n+1} - A_i^{n+1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (A_{i+1}^n - A_i^n) \right] \\
& \quad + g \{ \theta [(1-\phi)A_i^{n+1} + \phi A_{i+1}^{n+1}] + (1-\theta) [(1-\phi)A_i^n + \phi A_{i+1}^n] \} \\
& \quad \left[\frac{\theta}{\Delta x} (y_{i+1}^{n+1} - y_i^{n+1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (y_{i+1}^n - y_i^n) \right] \\
& \quad + g \{ \theta [(1-\phi)A_i^{n+1} + \phi A_{i+1}^{n+1}] + (1-\theta) [(1-\phi)A_i^n + \phi A_{i+1}^n] \} \\
& \quad \left\{ \theta \left[\beta \frac{Q_i^{n+1} |Q_i^{n+1}|}{(K_i^{n+1})^2} + (1-\beta) \frac{Q_{i+1}^{n+1} |Q_{i+1}^{n+1}|}{(K_{i+1}^{n+1})^2} \right] \right\} \\
& \quad + \left\{ (1-\theta) \left[\beta \frac{Q_i^n |Q_i^n|}{(K_i^n)^2} + (1-\beta) \frac{Q_{i+1}^n |Q_{i+1}^n|}{(K_{i+1}^n)^2} \right] \right\} \\
& - C \left[\theta \left[(1-\phi) \frac{Q_i^{n+1}}{A_i^{n+1}} + \phi \frac{Q_{i+1}^{n+1}}{A_{i+1}^{n+1}} \right] + (1-\theta) \left[(1-\phi) \frac{Q_i^n}{A_i^n} + \phi \frac{Q_{i+1}^n}{A_{i+1}^n} \right] \right] q_i = 0 \quad (2.10)
\end{aligned}$$

In NETSTARS, $\phi=0.5$, $\theta=1.0$, and $\beta=0.9$ are adopted throughout.

Since all needed values are known at time level n (from the initial condition or from the results of the previous time step) and A and K are function of y , the problem becomes one of the nonlinear algebraic system in which the four unknowns, y_{i+1}^{n+1} , Q_{i+1}^{n+1} , y_i^{n+1} , and Q_i^{n+1} , would be understood to be at time level $n+1$.

Use the Taylor series expansion

$$f^{n+1} = f^n + \frac{\partial f}{\partial y_i^{n+1}} \Delta y_i^{n+1} + \frac{\partial f}{\partial Q_i^{n+1}} \Delta Q_i^{n+1} + \frac{\partial f}{\partial y_{i+1}^{n+1}} \Delta y_{i+1}^{n+1} + \frac{\partial f}{\partial Q_{i+1}^{n+1}} \Delta Q_{i+1}^{n+1} + \dots \quad (2.11)$$

Eqs. (2.9) and (2.10) can be expressed as:

$$a_1 \Delta y_{i+1} + b_1 \Delta Q_{i+1} - c_1 \Delta y_i - d_1 \Delta Q_i - g_1 = 0 \quad (2.12)$$

$$a_2 \Delta y_{i+1} + b_2 \Delta Q_{i+1} - c_2 \Delta y_i - d_2 \Delta Q_i - g_2 = 0 \quad (2.13)$$

in which $a_1, b_1, c_1, d_1, g_1, a_2, b_2, c_2, d_2$, and g_2 are coefficients.

2.2.3 Solution Strategies

Fig. 2.2 shows a schematic diagram of a portion of a multiply-connected network. As indicated on the diagram, a node is any junction of two or more links, or a boundary point; a link is any flow path beginning at one node and ending at another; a computational point is any location along a link at which the cross-section is known and with which hydraulic parameters are associated; a reach is any stretch of channel between two points. Any link always has at least two points, one associated with the node at each end.

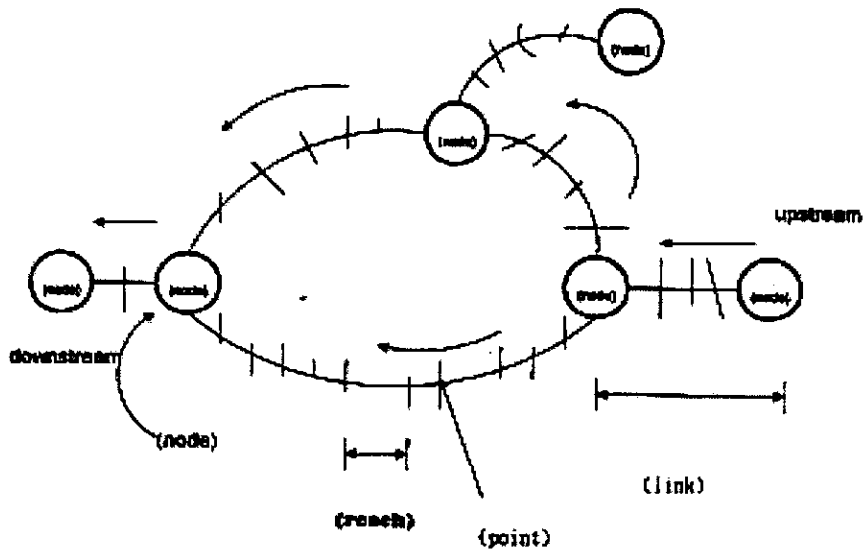


Fig 2.2 Schematic diagram of a portion of a multiply-connected network

The multiply-connected flow paths of a braided river necessitate the use of non-traditional procedures for solving the governing equations. Whereas in a traditional backwater computation the discharge is known a priori, in a multiply-connected system the discharge distribution, i.e., the flow in each channel, must be determined as an

integral part of the backwater computation. This determination is based on the application of continuity principles at any junction of two or more channels.

1. Nodal Continuity:

Under the quasi-steady-flow assumption, at any moment the discharge along a link must be constant, i.e., all points must have the same flow. Thus a unique discharge Q_l is associated with each link l at any time. On this basis, the continuity equation (inflow= outflow) for any node m at time level $n+1$ can be written

$$Q_m^{n+1} + \sum_{l=1}^{L(m)} Q_{m,l}^{n+1} = 0 \quad m = 1, 2, \dots, M \quad (2.14)$$

where $L(m)$ denotes the total number of links connected to node m ; M is the total number of nodes in the network; and Q_m^{n+1} is any external inflow to node m at time $n+1$.

If the discharge is expressed as the sum of the latest estimate Q and a correction to that estimate ΔQ , Eq. (2.14) can be rewritten as

$$Q_m^{n+1} + \sum_{l=1}^{L(m)} Q_{m,l}^n + \sum_{l=1}^{L(m)} \Delta Q_{m,l} = 0 \quad m = 1, 2, \dots, M \quad (2.15)$$

Now Q_m^{n+1} and $Q_{m,l}^n$ are known quantities, but the $\Delta Q_{m,l}$ values are unknown. The solution strategy consists in expressing the $\Delta Q_{m,l}$ values in terms of corrections to water surface elevations at the nodes through use of the energy equation.

2. Formulation of Nodal Matrix Equation

From Eqs. (2.12) and (2.13), one can obtain

$$\Delta y_{i+1} = L_{i+1} \Delta y_i + M_{i+1} \Delta Q_i + N_{i+1} \quad (2.16)$$

where

$$L_{i+1} = (c_1 b_2 - c_2 b_1) / (a_1 b_2 - a_2 b_1) \quad (2.17)$$

$$M_{i+1} = (d_1 b_2 - d_2 b_1) / (a_1 b_2 - a_2 b_1) \quad (2.18)$$

$$N_{i+1} = (g_1 b_2 - g_2 b_1) / (a_1 b_2 - a_2 b_1) \quad (2.19)$$

Again, suppose that it is possible to express the discharge increment at any

intermediate point i of the link l as a function of two water level increments:

$$\Delta Q_i = E_i \Delta y_i + F_i + H_i \Delta y_l \quad (2.20)$$

where

$$E_i = [c_1 - L_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1})] / [M_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1}) - d_1] \quad (2.21)$$

$$F_i = [g_1 - N_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1}) - b_1 F_{i+1}] / [M_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1}) - d_1] \quad (2.22)$$

$$H_i = -b_1 H_{i+1} / [M_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1}) - d_1] \quad (2.23)$$

and Δy_l is the water-level correction at point $i = I$, the last point on the link.

Coefficients E , F , and H at point $i = I$ for each link cannot be obtained directly, since the hydraulic conditions are not known a priori (except at a boundary point). However, the recursion relation can always proceed downstream without knowing the conditions at point I , because coefficients E , F , and H at the second point can be obtained directly from Eqs. (2.12), (2.13), and (2.17):

$$E_{I(l)-1} = (c_2 b_1 - c_1 b_2) / (d_1 b_2 - d_2 b_1) \quad (2.24)$$

$$F_{I(l)-1} = (g_2 b_1 - g_1 b_2) / (d_1 b_2 - d_2 b_1) \quad (2.25)$$

$$H_{I(l)-1} = (a_1 b_2 - a_2 b_1) / (d_1 b_2 - d_2 b_1) \quad (2.26)$$

Thus, once E , F , H have been initialized by Eqs. (2.24)~(2.26), the remaining E_i , F_i , H_i coefficients can be calculated by recurrence using Eqs. (2.21)~(2.23) for $i = I(l)-1, \dots, 2$. In particular, once E_i , F_i , H_i for $i = 2$ are known, Eq. (2.20) can be written for $i = 1$ as:

$$\Delta Q_1 = E_1 \Delta y_1 + F_1 + H_1 \Delta y_{I(l)} \quad (2.27)$$

Now the same procedures are needed to find the nodal relation for point I . Again, suppose

$$\Delta Q_{I(l)} = E'_{i+1} \Delta y_{i+1} + F'_{i+1} + H'_{i+1} \Delta y_{I(l)} \quad (2.28)$$

From Eqs. (2.12), (2.13), (2.20), and (2.28), the following recursion relations can be obtained:

$$E'_i = E'_{i+1} (c_1 M_{i+1} - d_1 L_{i+1}) / [M_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1}) - d_1] \quad (2.29)$$

$$F'_i = E'_{i+1}[M_{i+1}(g_1 - b_1 F_{i+1}) - d_1 N_{i+1}] / [M_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1}) - d_1] \quad (2.30)$$

$$H'_i = -b_1 H_{i+1} E_{i+1} M_{i+1} / [M_{i+1}(a_1 + b_1 E_{i+1}) - d_1] \quad (2.31)$$

Now for $i = I(l)-1$,

$$E'_{I(l)-1} = (c_1 d_2 - c_2 b_1) / (b_1 d_2 - b_2 d_1) \quad (2.32)$$

$$F'_{I(l)-1} = (g_1 d_2 - g_2 d_1) / (b_1 d_2 - b_2 d_1) \quad (2.33)$$

$$H'_{I(l)-1} = (a_1 d_2 - a_2 d_1) / (b_1 d_2 - b_2 d_1) \quad (2.34)$$

Therefore,

$$\Delta Q_{I(l)} = E'_l \Delta y_l + F'_l + H'_l \Delta y_{I(l)} \quad (2.35)$$

A relation among the water-level changes at adjacent nodes is established by substituting Eqs. (2.28) and (2.35) into the node continuity equation, Eq. (2.15). This leads to the matrix equation

$$[A]\{\Delta y\} = \{B\} \quad (2.36)$$

where $[A]$ is the coefficient matrix comprising appropriate summations of E , H , E' , and H' coefficients; and $\{B\}$ is a known vector whose elements are imposed inflows, and sum of latest discharge estimates, F and F' coefficients.

3. Solution in One Iteration

The general solution algorithm comprises four phases for each iteration: link forward sweep, node matrix loading, node solution, link backward sweep. These are described as follows:

(1) Link Forward Sweep

— For each link l , $l = 1, \text{LINKS}$

— For each point i , $i = 1, I(l)-1$:

- Compute $a_1, b_1, c_1, d_1, g_1, a_2, b_2, c_2, d_2$, and g_2 .
- Compute E, F, H, E', F' , and H' .

(2) Node Matrix Loading

— For downstream boundary nodes acquire the imposed water level y_m^{n+1} , and replace the downstream boundary nodes' "continuity" equation by

$$\Delta y_m = y_m^{n+1} - y_m^n \quad (2.37)$$

— For each non-boundary node m :

- Acquire the external inflow Q_m^{n+1} , if any, and load in appropriate term of $\{B\}$.

— For each link attached to node m , $l = 1, L(m)$:

- Retrieve $E_l, F_l, H_l, E_l', F_l', H_l'$,
- Accumulate Q_l (or Q_l'), F_l (or F_l') in appropriate term of $\{B\}$
- Accumulate E_l, H_l, E_l' , and H_l' in appropriate elements of $[A]$

(3) Node Solution

This procedure can be expressed as

$$\{\Delta y\} = [A]^{-1}\{B\} \quad (2.38)$$

The block tri-diagonal matrix solution technique is adopted here. The method as described below closely parallels that described in Mahmood and Yevjevich (1975). The basic goal of this technique is to replace the inversion of a NODE×NODE matrix by the inversion of NG matrices, each of size MAXG×MAXG, where NG is the total number of node groups, and MAXG is the maximum number of nodes in a node group.

By definition, a node group is a group of nodes which contains nodes which are linked only to each other, or to nodes of the previous group, or to nodes of the following group. In the following derivations the subscript ng denotes the node group number, $1 < ng < NG$.

The node continuity equation for a node group which is neither the first, nor the last, can be written:

$$[R]_{ng} \{\Delta y\}_{ng-1} + [S]_{ng} \{\Delta y\}_{ng} + [T]_{ng} \{\Delta y\}_{ng+1} = \{V\}_{ng} \quad (2.39)$$

where $\{\Delta y\}_{ng}$ denotes the vector of nodal water level corrections in node group ng , etc., matrices $[R]$, $[S]$, $[T]$ can be thought of as sub-matrices of $[A]$ in Eq. (2.36), and the vector $\{V\}$ can be thought of as a sub-vector of $\{B\}$ in Eq. (2.36).

In order to develop an algorithm which requires inversion of matrices having square dimensions no larger than the number of nodes in the largest node group, one first proposes a relation of the form:

$$\{\Delta y\}_{ng-1} = [E]_{ng-1} \{\Delta y\}_{ng} + \{F\}_{ng-1} \quad (2.40)$$

where $[E]_{ng-1}$ is an (unknown) matrix having NGS_{ng} columns and NGS_{ng-1} rows, and $\{F\}_{ng-1}$ is an (unknown) vector having NGS_{ng-1} rows. If Eq. (2.40) is substituted into Eq. (2.39), the resulting expression becomes a relationship between $\{\Delta y\}_{ng}$ and $\{\Delta y\}_{ng+1}$ which can be written:

$$\{\Delta y\}_{ng} = [E]_{ng} \{\Delta y\}_{ng+1} + \{F\}_{ng} \quad (2.41)$$

Therefore, if $[E]_{ng-1}$ and $\{F\}_{ng-1}$ are known, they can be used with the always known matrices of Eq. (2.39) to compute $[E]_{ng}$ and $\{F\}_{ng}$, for $ng = 2, 3, \dots, NG$. Consequently it is possible to compute and store $[E]_{ng}$ and $\{F\}_{ng}$, for $ng = 1, 2, \dots, NG$. This process can be thought of a “matrix forward sweep”. For $ng = NG$, one can obtain $\{\Delta y\}_{NG} = \{F\}_{NG}$. Once $\{\Delta y\}_{NG}$ has such been obtained, Eq. (2.40) can be applied recursively for $ng = NG, \dots, 2$ yielding the desired $\{\Delta y\}_{NG}$ vectors.

(4) Link Backward Sweep

— For each link l , $l = 1, LINKS$

- Set $\Delta y_{1,l} = \Delta y_{m1}$, $m1$ = node to which the $i = 1$ end of link l is attached
- Set $\Delta y_{l,l} = \Delta y_{ml}$, ml = node to which the $i = l(l)$ end of link l is attached
- Compute ΔQ_1 , ΔQ_l from Eqs. (2.20) and (2.27)

— For each point i , $i = 2, l(l)-1$:

- Compute ΔQ_i and Δy_i from Eqs. (2.20) and (2.16)
- Compute $y_{i,l}^{n+1} = y_{i,l}^n + \Delta y_{i,l}$
- Compute $Q_{i,l}^{n+1} = Q_{i,l}^n + \Delta Q_{i,l}$

4. Flow Stabilization Procedure for Quasi-Steady Flow

Steady flow calculations are required as part of an unsteady flow simulation study to provide a reasonable initial condition from which an unsteady simulation can be performed. For a complex river system, it is impossible to furnish an initial condition for every computational point which is close to the desired steady state. A common procedure is to start with constant depths and an arbitrary chosen discharge, which can

be zero. Obviously, a stabilization procedure is required to smooth out the discontinuities caused by the inconsistency between the initial condition, boundary conditions and the governing equations. The procedure expressed in this section basically follows the algorithm developed by Cunge et al. (1980).

The basic idea of this procedure is to allow disturbances (waves) generated by the initial discharge and water-level discontinuities to propagate out of the system as rapidly as possible. A certain systematic structure of time-step variations is used to stabilize the hydraulic conditions into a steady flow. The series of time steps must start with several small ones, so the computation will not be destroyed due to the rapid variation of water level in the early stages of flow adjustment. After the initial local disturbances are thus smoothed, the model must be run for a long equivalent time, with boundary conditions fixed, to allow for volume adjustment by following a systematic series of time steps which are progressively increased.

The time step could be increased by a certain factor whenever the maximum change in water levels becomes smaller than a specified value ε . As the time steps increase, the specified criterion ε itself becomes smaller and smaller. In addition, if there is danger of the flow passing locally and temporarily into supercritical regime during the stabilization phase, the convective acceleration terms in the de St. Venant equations can be suppressed for a preliminary volume stabilization; then the process can be repeated retaining the convective term to let the water-surface slope adjust to differences in velocity from one section to another.

Through test experience, the systematic time-step variations and the corresponding specified criterion ε used to control the simulation (i.e., when the maximum water-level change is less than ε the simulation proceeds to the next iteration with the larger time step), have been established as shown in Table 2.1.

Table 2.1 Relationship between Δt and ε

Δt	$0.2t_b$	$0.5t_b$	t_b	$2t_b$	$5t_b$	$10t_b$	$20t_b$	$30t_b$	$40t_b$	$50t_b$
ε	$50\varepsilon_b$	$50\varepsilon_b$	$50\varepsilon_b$	$15\varepsilon_b$	$7\varepsilon_b$	$5\varepsilon_b$	$4\varepsilon_b$	$3\varepsilon_b$	$2\varepsilon_b$	ε_b

In Table 2.1, t_b is a specified fundamental time step which is determined on the basis of the given initial condition (input variable FDELTB). If the initial condition is close to the true steady state condition, t_b can be relatively large, otherwise it must be

relatively small. ε_b is the specified fundamental value for the water level change, usually 0.01 feet. As shown in Table 2.1, the time step Δt is maintained until the maximum water-level change between two successive cycles is less than ε , then the next larger time step is adopted, and so on. At the end of this procedure the flow is fully stabilized.

2.3 STEADY FLOW COMPUTATION

2.3.1 Governing Equations

Energy Equation for Steady Water Flow :

$$\frac{d}{dx} \left(z + d + \frac{Q^2}{2gA^2} \right) = -S_f \quad (2.42)$$

2.3.2 Discretization of Equations

The multiply-connected flow paths of a braided river necessitate the use of non-traditional procedures for solving Eq. (2.42). Whereas in a traditional backwater computation the discharge is known a priori, in a multiply-connected system the discharge distribution, i.e., the flow in each channel, must be determined as an integral part of the “backwater” computation. This determination is based on the application of continuity principles at any junction of two or more channels.

Under the quasi-steady-flow assumption, at any moment the discharge along a link must be constant, i.e., all points must have the same flow. Thus a unique discharge Q_ℓ is associated with each link ℓ at any time. On this basis, the continuity equations (inflow=outflow) for any node m at time level $n+1$ are the same as Eqs. (2.14) and (2.15). The solution strategy consists in expressing the ΔQ values in terms of corrections to water surface elevations at the nodes through use of the energy equation.

The energy Eq. (2.42) written in implicit discrete form across the computational reach between points i and $i+1$ of some link ℓ is :

$$y_i^{n+1} + \frac{\alpha_i}{2g} \left(\frac{Q_i^{n+1}}{A_i^{n+1}} \right)^2 = y_{i+1}^{n+1} + \frac{\alpha_{i+1}}{2g} \left(\frac{Q_{i+1}^{n+1}}{A_{i+1}^{n+1}} \right)^2 + (x_{i+1} - x_i) (\beta_i S_{f_i}^{n+1} + (1 - \beta_i) S_{f_{i+1}}^{n+1}) \quad (2.43)$$

in which β = energy-slope weighting coefficient.

The energy slope S_f is expressed in general as

$$S_f = Q|Q|/K^2 \quad (2.44)$$

$$K = A\sqrt{8gR/f} \quad \text{or} \quad \frac{1}{n}AR^{2/3} \quad \text{or} \quad ACR^{1/2} \quad (2.45)$$

Eq. (2.43) is now linearized by expressing each unknown at time level $n+1$ as the sum of the latest estimate and a correction, e.g., $y^{n+1} = y + \Delta y$, $Q^{n+1} = Q + \Delta Q$, $A^{n+1} = A + \Delta A$, $K^{n+1} = K + \Delta K$. Thus Eq. (2.43) becomes :

$$y_i + \Delta y_i + \frac{\alpha_i}{2g} \left(\frac{Q_i + \Delta Q_i}{A_i + \Delta A_i} \right)^2 = y_{i+1} + \Delta y_{i+1} + \frac{\alpha_{i+1}}{2g} \left(\frac{Q_{i+1} + \Delta Q_{i+1}}{A_{i+1} + \Delta A_{i+1}} \right)^2 + (x_{i+1} - x_i)(Q_i + \Delta Q_i)|Q_i + \Delta Q_i \left[\frac{\beta_i}{(K_i + \Delta K_i)^2} + \frac{1 - \beta_i}{(K_{i+1} + \Delta K_{i+1})^2} \right] \quad (2.46)$$

This relation is then linearized by neglecting products of correction (delta) quantities and leads to the following relation :

$$p_i \Delta y_i + q_i \Delta y_{i+1} + r_i \Delta Q_i + s_i = 0 \quad (2.47)$$

In the multiply-connected networks, Eq. (2.47) contains three unknowns Δy_i , Δy_{i+1} , and ΔQ_i . If a link ℓ has $I(\ell)$ total points and $I(\ell)-1$ computational reaches, then there are available $I(\ell)-1$ Eqs. (2.47) and $I(\ell) + 1$ unknown. Thus it is clear that additional equations, arising from imposition of the node continuity Eq. (II.11), must be combined with Eq. (2.47) to obtain a solution for the discharge and level corrections.

One proceeds by seeking to relate the discharge correction in one link, ΔQ_i , to the water-level changes at the nodes situated each end of the link. A procedure analogous to the looped-network double-sweep algorithm described by Cunge et al (1980) involves first hypothesizing the relation :

$$\Delta Q_i = E_{i-1} \Delta y_{i-1} + F_{i-1} + H_{i-1} \Delta y_i \quad (2.48)$$

Eq. (2.48) can be written for $i = I(\ell)$ as :

$$\Delta Q_\ell = E_{I(\ell)-1} \Delta y_1 + F_{I(\ell)-1} + H_{I(\ell)-1} \Delta y_{I(\ell)} \quad (2.49)$$

In the node-continuity Eq. (2.15), each link-discharge correction ΔQ_m , ℓ can now be replaced by Eq. (2.49) for the appropriate link, transforming it to :

$$Q_m(t_{n+1}) + \sum_{\ell=1}^{L(m)} Q_m, \ell + \sum_{\ell=1}^{L(m)} (E_{I(\ell)-1, \ell} \Delta y_{1, \ell} + F_{I(\ell)-1, \ell} + H_{I(\ell)-1, \ell} \Delta y_{I(\ell), \ell}) = 0, m = 1, 2, \dots, M \quad (2.50)$$

At this point an important additional constraint is introduced, namely that all points associated with a node m share the same common water level correction, Δy_m .

$$[A] \{ \Delta y \} = \{ B \} \quad (2.51)$$

where $\{ \Delta y \}$ is the vector of water-level corrections at the nodes, Δy_m , $m = 1, 2, \dots, M$, [A] is the coefficient matrix comprising appropriate summations of $E_{I(\ell)-1}$ and $H_{I(\ell)-1}$ coefficients, and B is a known vector whose elements are imposed inflows, and sums of latest discharge estimates and $F_{I(\ell)-1}$ coefficients.

2.3.3 Solution Strategy

(1) Link Forward Sweep

- For each link ℓ , $\ell = 1, \text{LINKS}$
- For each point i , $i=1, I(\ell)-1$:
 - Compute p_i, q_i, r_i, s_i
 - Compute and store $E_{1, \ell}, F_{1, \ell}, H_{1, \ell}$.

(2) Node Matrix Loading

- For $m = 1$ (always the node situated at the downstream boundary) acquire the imposed water level $y_{ds}(t_{n+1})$ and set the first node “continuity” equation of the system (Eq. (2.51)) to be :

$$\Delta y_{m=1} = y_{ds}^{n+1} - y_{m=1} \quad (2.52)$$

- For each node m , $m = 2, \text{NODES}$:
 - acquire the external inflow $Q_{m(m+1)}$, if any, and load in appropriate term of {B}.

— For each link attached to node m, $\ell = 1, L(m)$:

- retrieve $E_{I(\ell)-1,\ell}, F_{I(\ell)-1,\ell}, H_{I(\ell)-1,\ell}$
- accumulate $Q_\ell, F_{I(\ell)-1,\ell}$ in appropriate term of B
- accumulate $E_{I(\ell)-1,\ell}$ and $H_{I(\ell)-1,\ell}$ in appropriate elements of [A]

(3) Node Solution

— Apply the procedures

$$\{ \Delta y \} = [A]^{-1} \{ B \} \tag{2.53}$$

(4) Link Backward Sweep

— For each link $\ell, \ell=1, LINKS$:

- set $\Delta y_{i,\ell} = \Delta Y_{m1}$, m1 = node to which the $i = 1$ end of link ℓ is attached.
- set $\Delta y_{I(\ell),\ell} = \Delta Y_{m1}$, m1 = node to which the $i = I(\ell)$ end of link ℓ is attached.
- compute ΔQ_ℓ from Eq. (2.49)

— For each point $i, i = 2, I(\ell)$:

- Compute $\Delta y_{i,\ell}$ from Eq. (2.48)
- Compute $y_{i,\ell}^{n+1} = y_{i,\ell} + \Delta y_{i,\ell}$
- Compute $Q_{i,\ell}^{n+1} = Q_{i,\ell} + \Delta Q_\ell$

2.4 BACK WATER COMPUTATION (I)

Energy equation for non-prismatic channels takes the form in the trial-and-error step method:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{Q_1^2}{2gA_1^2} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{Q_2^2}{2gA_2^2} + h_f + h_e \dots \dots \tag{2.54}$$

where subscript 1 represents upstream section and subscript 2 represents downstream section,; $z =$ bed elevation at cross section; $\alpha_1 =$ upstream velocity correction coefficient (momentum coefficient).

$$h_f = \text{frictional losses} = S_f \Delta x = \frac{(S_{f1} + S_{f2}) \Delta x}{2} \dots \dots \dots \tag{2.55}$$

$$h_e = \text{energy losses due to eddies} = k\Delta\left(\alpha \frac{Q^2}{2gA^2}\right) \dots\dots\dots (2-56)$$

in which k is the energy loss coefficient due to eddies

Eq. (2-54) may be rewritten as

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{Q_1^2}{2gA_1^2} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{Q_2^2}{2gA_2^2} + \frac{(S_{f1} + S_{f2})\Delta x}{2} + k\Delta\left(\alpha \frac{Q^2}{2gA^2}\right) \dots(2.57)$$

and define

$$H_1 = z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{Q_1^2}{2gA_1^2} \dots\dots\dots(2.58)$$

$$H_2 = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{Q_2^2}{2gA_2^2} \dots\dots\dots (2.59)$$

then

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \dots\dots\dots (2.60)$$

For subcritical flow, we may assume downstream (subscript 2) is given and perform computation towards upstream. Trial-and-errors method assumes upstream stage equals downstream stage initially and revises upstream value each step till H_1 values computed by (2.58) and (2.60), respectively, coincide. This method uses trial-and-error to revise H_1 value until the deviation previous H_1 value approaches to zero. Let e be the deviation in H_1 , then

$$\frac{de}{dy_1} = \frac{d}{dy_1}\left(y_1 + \alpha_1 \frac{Q_1^2}{2gA_1^2} - \frac{1}{2} \Delta x S_{f1}\right) \dots\dots\dots(2.61)$$

$$\frac{de}{dy_1} = 1 - F_1^2 + \frac{3\Delta x S_{f1}}{2R_1} \dots\dots\dots(2.62)$$

$$\Delta y_1 = \frac{\Delta e}{1 - F_1^2 + \frac{3\Delta x S_{f1}}{2R_1}} \dots\dots\dots(2.63)$$

The value of y_1 is revised in each step until e value approaches zero and the upstream stage is thus obtained. Similar approach applies to the next upstream cross section as the downstream is known, and is repeated upwards to the farthest upstream cross section. For supercritical flows, the upstream (subscript 1) stage is given, computations are performed towards downstream direction. Similar deviation in H_2 value is differentiated with respect to y_2 to obtain an expression for corrected value

Δy_2 . Similar procedures are followed in the computations towards the lowest downstream cross section. Backwater computation (I) is applicable to subcritical flows or supercritical flows straight ward, not for transition flows (i.e., mixed flows of subcritical and supercritical).

This method applies to water surface computations for a single channel. Simple techniques are developed to extend this method to river network applications. In a network, discharges are one of several variables in question, stages at a node, where more than two links join together, by backwater computation (I) may be inconsistent from each link and must be adjusted to have a common value by applying continuity of discharges at the node and revising discharges of joining links step by step. This technique allows lateral flows at computational points on the link.

Assume a fixed discharge of Q_i at all computational points on a link, and the continuity equation for node m at the time step n+1 takes the form as Eq. (2.15). Take average value of all link stages, obtained from backwater computation, at the node and determine discharge corrections corresponding to stage corrections in each link. For a given downstream stage of a link (as in subcritical flows) or a given upstream stage of a link (as in supercritical flows), water stages at all computational points on the link may be for steady flow. For a node connecting several links on downstream side, stages of each link at the node may not be consistent, and must be adjusted to have a common value by re-distributing discharges in each link. Techniques for the solution are described as follows.

- (1) For a node having more than one link on downstream side, stages at computational points on each link may be obtained by backwater computation with an initial discharge of Q_i . Let y_i be the stage at the first computational point, the i th link downstream of the node, and \bar{y} be the average stage of all links on downstream side of the node. Assume Δy_i to be stage correction and ΔQ_i to be discharge correction for the i th link, the following relations may be established :

$$Q = AV = A \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots \dots \dots (2.64)$$

$$\Delta Q_i = \frac{\partial Q}{\partial y} \Delta y_i = \left(\frac{2}{3} \frac{1}{R} \frac{\partial R}{\partial y} Q + \frac{\partial Q}{\partial y} \frac{Q}{A} \right) \Delta y_i \dots \dots \dots (2.65)$$

where $\Delta y_i = \bar{y} - y_i$ and $\bar{y} = \frac{y_1 + y_2 + \dots + y_n}{n}$.

- (2) The sum of all discharge corrections ΔQ_i must be zero. If $\Delta Q_1 + \Delta Q_2 + \dots + \Delta Q_n = R_n \neq 0$, then $\Delta Q_i = \Delta Q_i - \frac{Q_i}{\sum_{j=1}^n Q_j} \cdot R_n$ are taken as new discharge corrections for next computation. This procedure is repeated until stages of all links are approximately equal (error of 0.01 m as default value) or the number of iterations reaches 50. In the latter case, the solution for stage and discharge with least error will be selected. The approach may also be used for computing initial stage and discharge.
- (3) Generally, allocation of link discharges at a node is considered in proportion to the discharges resulted from previous time step. If upstream flows and/or lateral flows change at any time step, data-tree search technique is employed to re-calculate discharge allocation and corrections for stage and discharge until the sum of discharges and deviations of stages at the node approach zero. This technique of approach extends present backwater computation to river network solutions for stage and discharge, and may be time-consuming as compared to total solution approach.

2.5 BACK WATER COMPUTATION (II)

For most of the water profile computations, NETSTARS uses the energy equations

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{Q_1^2}{2gA_1^2} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{Q_2^2}{2gA_2^2} + h_t \quad (2.66)$$

where z = bed elevation; y = water depth; α = velocity distribution coefficient; h_t = total energy loss between section 1 and 2; and subscripts 1 and 2 denotes sections 1 and 2, respectively.

The energy equation is applied if there is no change of flow regime throughout the study reach. If there are changes in flow regime, the momentum equation is used:

$$\frac{Q\gamma}{g}(\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta_1 - F_f \quad (2.67)$$

where γ = unit weight of water; P = pressure acting on a given cross section; W =

weight of water enclosed between sections 1 and 2; θ_1 = angle of inclination of channel; and F_f = total external friction force acting along the channel boundary. If the value of θ_1 is small ($\sin \theta_1 \cong 0$) and if $\beta_1 = \beta_2 = 1$, equation (2.67) becomes

$$\frac{Q^2}{A_1 g} + A_1 \bar{y}_1 = \frac{Q^2}{A_2 g} + A_2 \bar{y}_2 \quad (2.68)$$

where \bar{y} = depth measured from water surface to the centroid of the cross section containing flow.

Before starting the backwater computation (II), it is necessary to determine the flow regime, i.e., whether the flow conditions are supercritical, subcritical, or critical. For that purpose, the normal and critical depths are computed along the study reach. The normal depth is calculated by satisfying these equations

$$g(d) = Q - K(d)\sqrt{S_0} = 0 \quad (2.69)$$

where $K(d)$ = conveyance, which is a function of the depth d ; and S_0 = bottom slope.

The critical depth is calculated by satisfying the equation

$$f(d) = 1 - \alpha(d) \frac{Q^2 W(d)}{g A^3(d)} = 0 \quad (2.70)$$

where $W(d)$ = channel's top width at the depth d ; and $A(d)$ = channel cross-sectional area at depth d .

Sequent depths for a given discharge are the depths with equal specific forces. The specific force of a natural channel can be expressed by

$$SF(d) = \frac{Q^2}{A_t g} + A_m \bar{y} \quad (2.71)$$

where $SF(d)$ = specific force corresponding to a water depth d ; A_t = total flow area; and A_m = flow area in which motion exists.

The sequent depth is computed where hydraulic jumps occur. An iterative trial-and-error procedure is used to find the sequent water surface elevation. The process starts

with two guesses; the critical water surface elevation with the theoretical minimum specific force, and the maximum bottom elevation for the cross section. The subcritical sequent water surface elevation is located within these two values. The bisection method is used to solve equation

$$SF(d_a) = SF(d_b) \quad (2.72)$$

where d_a = computed supercritical water surface elevation, and d_b = desired subcritical sequent water surface elevation.

Detailed procedures for normal, critical, and sequent depth computations can be found in open channel hydraulics books (e.g., Chow, 1959; Henderson, 1966) and in the paper by Molinas and Yang (1985).

2.6 GEOMETRIC COMPUTATIONS

The river reach to be modeled must be described by a finite number of discretized cross sections. Cross section geometry is described by X-Y coordinate pairs, i.e., by coordinate pairs with lateral location and bed elevation.

For natural channels of irregular cross section, the channel can be divided into subchannels. The variables related to the cross-sectional geometry (area, wetted perimeter, hydraulic radius, channel's top width) are computed for each subchannel. These values are summed to obtain the total values for the cross section. The relationships used are well known in the literature and are the following:

$$A_i = 0.5(y_i + y_{i+1})dx_i \quad (2.73)$$

$$P_i = [dx_i^2 + (y_i - y_{i+1})^2]^{1/2} \quad (2.74)$$

$$R_i = \frac{A_i}{P_i} \quad (2.75)$$

$$\bar{y}_i = 0.25(y_i + y_{i+1}) \quad \text{if not adjacent to channel wall} \quad (2.76)$$

$$\bar{y}_i = \frac{1}{3}y_i \quad \text{if adjacent to channel wall} \quad (2.77)$$

$$A_t = \sum_{i=1}^m A_i \quad (2.78)$$

$$P_t = \sum_{i=1}^m P_i \quad (2.79)$$

$$R = \frac{A_t}{P_t} \quad (2.80)$$

$$T = \sum_{i=1}^N T_i \quad (2.81)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^m A_i \bar{y}_i}{A_t} \quad (2.82)$$

where A_i , P_i , R_i , \bar{y}_i = area, wetted perimeter, hydraulic radius, and centroid of a subsection, respectively; T_i = top width of a subchannel; A_t , P_t , R , T , \bar{y} = area, wetted perimeter, hydraulic radius, top width, and centroid of the whole cross section, respectively; m = number of subsections; and N = number of computed subchannels. The beginning of a subchannel is identified when the bottom elevation of the channel drops below the water surface. The end of a subchannel is identified when the bottom elevation emerges above the water surface elevation.

Each one of these channel divisions would have its own value of the roughness coefficient. Manning, Chezy, or Darcy-Weisbach equations can be selected, with corresponding roughness coefficients are entered from left to right across the section. The total conveyance for each cross section, K_T , is computed as the sum of the conveyance for each subsection of constant roughness. For example, using the Manning's roughness n we have

$$K_T = \sum_{j=1}^N \frac{1.49 A_j R_j^{2/3}}{n_j} = \sum_{j=1}^N K_j \quad (2.83)$$

where the subscript j refers to each individual subsection of the wetted perimeter with a given Manning's n_j .

The effective water depth (EFD) is used to determine average bed elevation in NETSTARS model.

$$EFD = \frac{\sum_{i=1}^{i_t} D_{avg} a_i D_{avg}^{2/3}}{\sum_{i=1}^{i_t} a_i D_{avg}^{2/3}} \dots \dots \dots (2.84)$$

where D_{avg} is the average depth of trapezoidal area below water surface, a_i is the water area of subdivided cross section, i_t is the total number of trapezoids in subdivided cross section. Bed elevations are expressed in four different ways in the NETSTARS, i.e., (1) minimum bed elevation, (2) average bed elevation = water surface elevation – EFD, (3) average bed elevation = water surface elevation – hydraulic depth R_h , where $R_h = \frac{A_t}{T_t}$, $A_t = \sum_{j=1}^{Nstube} A_j$, $T_t = \sum_{j=1}^{Nstube} T_j$, T_t is top width, (4) average bed elevation = average elevation of the cross section in which distance between two neighboring cross sectional points is used a weighting factor. The former three expressions indicate that bed elevation is always below the water stage. Expression (1) shows only minimum bed elevation to emphasize local charge, and does not reflect scour and deposition characteristics of the entire cross section. For irregular channels where main channel and its overbanks are clearly distinguishable or thalweg is well defined, expression (1) is deemed adequate to reflect scour and deposition characteristics of the bed. When overbanks are not distinguishable from main channel and cross sections of the channel are extremely irregular, expression (4) seems to better reflect average scour and deposition behavior of channel bed. The fact that bed elevation is higher than water stage would generally with main channel is distinguishable from its overbanks or thalweg in well defined in channel. In this case, it is better to use the first three expressions for bed elevation. Expressions (2) and (3) refer to water surface elevation, hence the water surface elevation must be maintained at same level for comparison of average scour and deposition characteristics.

2.7 HYDRAULIC PARAMETERS FOR SEDIMENT COMPUTATION

Hydraulic parameters required for sediment load computation are flow velocity, flow depth, hydraulic radius, top width, friction slope and flow discharge at the cross section.

2.8 ROUGHNESS COEFFICIENTS

Roughness coefficients are generally a complex function of flow discharge, flow depth, grain sizes of bed materials, bed form and bed surface covering. For simplification, roughness coefficients are assumed constant values in NETSTARS model and need to be calibrated in advance. Energy losses due to grain roughness, bed form, channel bend, contraction, expansion, confluence, vegetation cover on overbanks are lumped and reflected in roughness coefficients. NETSTARS model allows the user to determine roughness coefficient with three options, i.e., (1) Manning's formula, (2) Chezy's formula and (3) Darcy-Weisbach formula. In addition, the model provides two other formulae which automatically compute Manning's n value.

One is to revise energy slope by weighting method and then solve for n value by Manning's formula.

$$n = \frac{1}{V} R^{2/3} S_n^{1/2} \dots\dots\dots(2.85)$$

$$S_n = \left\{ [g(\gamma_s - \gamma)]^{-0.312} V D_{50}^{0.064} \left(\frac{Q}{W} \right)^{-0.3761} \cdot 10^{-0.45} \right\}^{3.22} \dots\dots(2.86)$$

The other is Limerinos' (1970) formula

$$n = \frac{0.0926R^{1/6}}{1.16 + 2.0 \log_{10} \left(\frac{R}{D_{84}} \right)} \dots\dots\dots(2.87)$$

where R is hydraulic radius in feet, D_{84} is the grain size 84% of bed materials are smaller than that size in feet.

3. SEDIMENT ROUTING

3.1 INTRODUCTION

Transport of sediments in natural streams may be divided into bed load, suspended load and wash load according to sediment moving behaviors. The combination of bed load and suspended load is called bed material load of which the stream bed is composed. The wash load is composed of sediment particles of sizes finer than those represented in the bed and stays in suspended state all the time. For scour and deposition study of river bed, the bed material load is considered as the total load.

Sediment routing is performed with given stages and discharges, obtained by flow routing, for each stream tube in the cross section per stream tube concept. Sediment loads are computed for each stream tube of equal conveyance in the cross section (per stream tube concept) and continuity equation of sediments is applied to determine average bed change in each stream tube. Since the discharge and bed form may change from time step to time step, boundaries of subdivided stream tubes may vary accordingly, as a result, transverse bed form change is simulated.

Sediment load computation, bed sorting and armoring, sediment load conditions at boundaries and nodes, and sediment size demarcation for bed load and suspended load are described in the following sections.

3.2 STREAM TUBE CONCEPT

By definition, a streamline is a conceptual line to which the velocity vector of the fluid is tangent at each and every point, at each instant in time. Stream tubes are conceptual tubes whose walls are defined by streamlines. The discharge of water is constant along a stream tube because no fluid can cross the stream tube boundaries. Therefore, the variation of the velocity along a stream tube is inversely proportional to the stream tube area. Fig. 3.1 illustrates the basic concept of stream tubes used in NETSTARS.

NETSTARS uses the stream tube concept to accomplish a semi-two-dimensional approximation of the region being modeled. This allows the program to consider not only longitudinal, but also lateral variations of the hydraulics and sediment activity at each cross section of the study. The use of stream tubes by NETSTARS is described in

this section.

The water surface profiles are computed first, as described in the previous sections of this chapter. The channel is then divided in a selected number of stream tubes with the following characteristics: (1) the total discharge carried by the channel is distributed equally among the stream tubes; (2) stream tubes are bounded by channel boundaries and by imaginary vertical walls; (3) the discharge along a stream tube is constant; and (4) there is no exchange of water or sediments through stream tube boundaries.

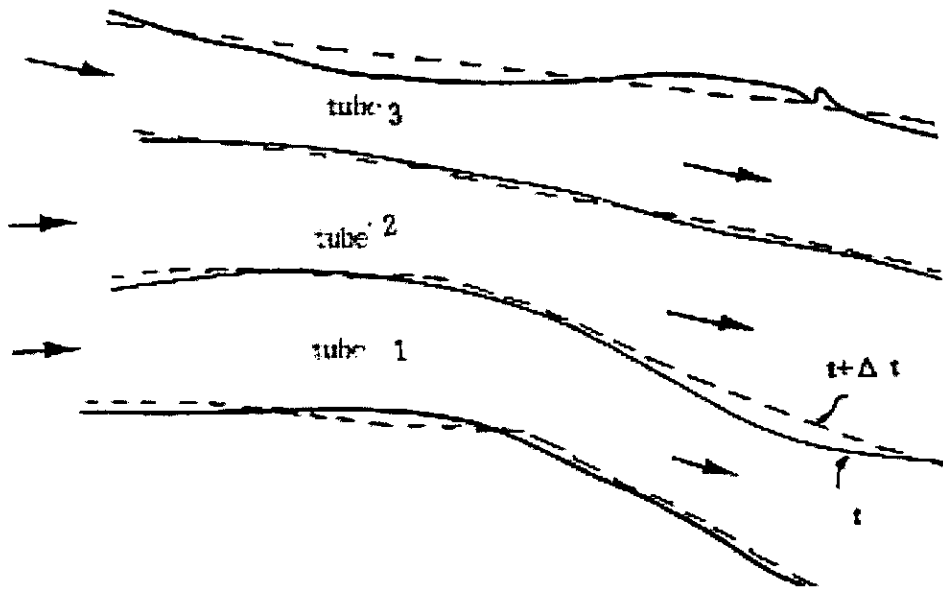


Fig. 3.1 Basic concept of stream tubes used in NETSTARS

Due to the nature of the backwater computations, the water surface elevation is assumed to be horizontal across each cross section. The lateral locations of the stream tubes are computed at each time step from the channel conveyance, i.e., stream tube boundaries are set to provide equal conveyance. As described earlier, each cross section is divided into 10 subsections of equal width, from which the channel's total conveyance is computed incrementally, as a sum of these individual conveyances. The total conveyance is divided by the number of stream tubes to yield stream tube conveyance, and the locations of the stream tube boundaries are determined accordingly.

Stream tube locations are computed for each time step, therefore they are allowed

to vary with time. Sediment routing is carried out independently for each time step, therefore they are allowed to vary with time. Sediment routing is carried out independently for each stream tube and for each time step. Bed material composition is computed for each tube at the beginning of the time step, and bed sorting and armoring computations are also carried out separately for each stream tube. In NETSTARS, lateral variations of bed material composition are accounted for, and this variation is included in the computations of the bed material composition and sorting for each stream tube. Therefore, although no material is allowed to cross stream tube boundaries during a time step, lateral movement of sediment is accomplished by the lateral variation of the stream tube boundaries from time step to time step.

NETSTARS is not a truly two-dimensional program, therefore it cannot simulate areas with recirculating flows or eddies. Other limitations include the inability to simulate secondary flows, reverse flows or eddies. Other limitations include the inability to simulate secondary flows, reverse flows, water surface variations in the transverse direction, hydrograph attenuation, and others that result from the use of the simplified governing equations described in this chapter.

3.3 TOTAL LOAD COMPUTATION

NETSTARS model provides two options to estimate total load of sediments. One is the direct estimate of bed-material load, and the other takes summation of separate estimates of bed load and suspended load. For suspended-load-controlled river reaches, the later approach is performed.

3.3.1 Sediment Transport Functions

NETSTARS model provides four different formulas to compute total load : (1) Yang's (1973,1984), (2) Ackers-White (1973), (3) Engelund and Hansen (1967), and (4) Van Rijn (1984,1985). The computed result from either formula is expressed in sediment concentration by weight of the mixture, C_s . If the sediments are non-uniform,

$C_s = \sum_{i=1}^n P_i C_{si}$ in which P_i is % by weight of the i th size fraction. The total load Q_s is determined by

$$Q_s = \gamma \int_{B_L}^{B_R} \int_a^D C_s u dz dB \quad (3.1)$$

where u = average flow velocity (L/T); C_s = sediment concentration by weight (M/M); Q_s = total load ($\frac{ML}{T^3}$); $\gamma = \rho g$, unit weight of sediment ($\frac{M}{L^2 T^2}$); B = coordinate system for cross sediment (L); B_L = left boundary of stream tube (L); B_R = right boundary of stream tube (L); D = flow depth (L); a = bed layer thickness (L).

After Q_s is obtained and expressed in volume rate L^3/T , sediment continuity equation is employed to solve for bed form change.

3.3.2 Sediment Continuity Equation

3.3.2.1 Governing Equation

The basis for sediment routing computations in NETSTARS is the conservation of sediment mass. In one-dimensional unsteady flow, the sediment continuity equation can be written as

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1-p) \frac{\partial A_d}{\partial t} - q_{sl} = 0 \quad (3.2)$$

where p = porosity; A_d = volume of bed sediment per unit length; Q_s = volumetric sediment discharge; and q_{sl} = lateral sediment inflow.

3.3.2.2 Discretization of Equations

In order to accomplish the discretization process, the change in the volume of bed sediment due to deposition or scour, ΔA_d , is written as

$$\Delta A_d = (aT_{i-1} + bT_i + cT_{i+1})\Delta Z_i \quad (3.3)$$

where T = top width; ΔZ = change in bed elevation (positive for deposition, negative for scour); i = cross section index;

Using Eq. (3-3), the partial derivative terms are approximated as follows:

$$\frac{\partial A_d}{\partial t} \approx \frac{(1T_{i-1} + 2T_i + 1T_{i+1})\Delta Z_i}{4\Delta t} \quad (3.4)$$

$$\frac{dQ_s}{dx} \approx \frac{Q_{s,i} - Q_{s,i-1}}{1/2(\Delta x_i + \Delta x_{i-1})} \quad (3.5)$$

where Δx_i = distance between cross sections i and $i+1$; Δt = time step interval; and $Q_{s,i}$ = sediment transport rate at cross section i . The sediment continuity equation, Eq. (3.2), can be used to compute the change in bed elevation, ΔZ_i , which is done for each individual sediment size fraction within each stream tube. Inserting expressions Eqs. (3.4) and (3.5) into Eq. (3.2) we obtain

$$\Delta Z_{i,k} = \frac{\Delta t}{(1 - p_i)} \cdot \frac{q_{lat}(\Delta x_i + \Delta x_{i-1}) + 2(Q_{s,i-1,k} - Q_{s,i,k})}{(aT_{i-1} + bT_i + cT_{i+1})(\Delta x_i + \Delta x_{i-1})} \quad (3.6)$$

where κ = size fraction index; p_i = porosity at cross section i ; and $Q_{s,i,k}$ = computed volumetric sediment discharge for size class κ at cross section i . The total bed elevation change for a stream tube at cross section i , ΔZ_i , is computed from

$$\Delta Z_i = \sum_{k=1}^N \Delta Z_{i,k} \quad (3.7)$$

where N = total number of size fractions present in cross section i . The new channel cross section at station i , to be used at the next time iteration, is determined by adding the bed elevation change to the old bed elevation.

3.4 BED LOAD AND SUSPENDED LOAD COMPUTATION

In a model bed load and suspended load are not treated separately, hence it can not reflect the non-equilibrium deposition of the suspended sediment. To remedy the shortcomings of this type of models, an alternate approach is developed herein. This approach uses the stream tube concept and includes the capability of simulating the movement of suspended load and bed load, and their interactions. Hence, it is able to simulate deposition patterns of the suspended sediment in a non-equilibrium process.

3.4.1 Sediment Continuity Equation

3.4.1.1 Governing Equation

The sediment continuity equation is given as

$$(1-p) \frac{\partial A_d}{\partial t} + \sum_{k=1}^{Nsize} S_k + \frac{\partial Q_b}{\partial x} = q_{sl} \quad (3.8)$$

Eq. (3.8) can be rewritten as

$$(1-p) \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \sum_{k=1}^{Nsize} [q_t C_k] + \frac{\partial Q_b}{\partial x} = q_{sl} \quad (3.9)$$

where Q_b = bed load transport rate in stream tube; q_t = flow discharge in stream tube; and C_k = depth-averaged concentration of suspended sediment of size fraction k in stream tube.

3.4.1.2 Discretization of Equation

The difference equation of the sediment continuity equation for every size fraction, i.e., Eq. (3.9), is shown as

$$\Delta Z_{ki} = \frac{-4\Delta t}{(1-p)(2P_i + P_{i+1} + P_{i-1})} \left[\frac{\sum_{k=1}^{Nsize} (qC_k)_i - \sum_{k=1}^{Nsize} (qC_k)_{i-1} + Q_{bki} - Q_{bki-1} - q_{slki} \Delta x_i}{(\Delta x_i + \Delta x_{i-1})/2} \right] \quad (3.10)$$

3.4.2 Bed Load Transport Functions

The bed load transport rate Q_b can be calculated using the follow equation

$$Q_b = \int_l^r q_b dB \quad (3.11)$$

where q_b = bed load discharge/unit width, which can be calculated using Meyer-Peter and Muller (1948), Schoklitsch (1935), and Van Rijn (1984) formulas, and r and l = right and left boundary of stream tube.

3.4.3 Convection-Diffusion Equation

3.4.3.1 Governing Equation

The concentration C_k is calculated using the convection-diffusion equation shown as

$$\frac{\partial(C_k A_t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(C_k q_t) = \frac{\partial}{\partial x} \left(A_t K_x \frac{\partial C_k}{\partial x} \right) + S_k + \left(h k_z \frac{\partial C_k}{\partial z} \right)_t \quad (3.12)$$

where k_x and k_z = longitudinal and transverse dispersion coefficients; A_t = area across stream tube; h = flow depth; and S_k = source term of suspended sediment of size fraction k .

According to Van Rijn (1984) and Holly and Rahuel (1990), the source term S_k is the combination of deposition and resuspension, and can be expressed as

$$S_k = S_{ek} + S_{dk} = a - bC_k \quad (3.13)$$

where S_{ek} and S_{dk} = quantities of sediment resuspension and deposition, respectively. The amount of sediment resuspension can be calculated by

$$S_{ek} = \rho B_t W_k \beta_k C_{ek} \quad (3.14)$$

where B_t = width of stream tube; ρ = sediment-water mixture density; W_k = fall velocity of sediment of size fraction k ; β_k = weight percentage of sediment of size fraction k ; and C_{ek} = sediment concentration close to channel bed, which can be calculated by the equation proposed by Van Rijn (1984)

$$C_{ek} = 0.015 \frac{D_k T_k^{1.5}}{a D_*^{0.3}} \quad (3.15)$$

where D_k = particle diameter of size fraction k ; D_* = particle parameter = $D_{50} \{ [(s-1)g]/\nu^2 \}^{1/3}$; T_k = transport stage parameter = $[(u'_*)^2 - (u_{*,cr})^2]/(u_{*,cr})^2$; ν = water kinematic viscosity; s = specific weight of sediment particle; u'_* = grain shear velocity = $g^{0.5} u/c'$; c' = Chezy coefficient related to grains = $18 \log(12 R_t / 3D_{90})$; R_t = hydraulic radius in stream tube; and $u_{*,cr}$ = critical shear velocity.

The amount of sediment deposition can be calculated by using the following equation (Holly and Rahuel 1990):

$$S_{dk} = -\rho B_t W_k C_{dk} \quad (3.16)$$

where C_{dk} = deposition concentration, which can be estimated by

$$C_{dk} = [3.25 + 0.55 (\ln(W_k / ku_*))] C_k \quad (3.17)$$

with $k = 0.4$.

3.4.3.2 Discretization of Equation

The concentration C_k is obtained by solving the convection diffusion equation, i.e., Eq. (3.12). The split operator approach is used in solving this equation. The governing equation is separated into four portions, i.e., advection, longitudinal diffusion, transverse diffusion, and reaction. They are solved subsequently in one time step. The C_k and CX_k , $CX_k = \partial C_k / \partial x$, values obtained in the previous portion are served as the known values for the next portion. The computational techniques are described as the following: (To simplify the expression C is used to replace C_k from here on.)

(1) Advection Step.

The advection portion of Eq. (3.12) can be written as

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad (3.18)$$

where U = average velocity.

Using the Holly-Preissmann two-point four-order scheme, the difference equation of Eq. (3.18) can be obtained, when the Courant Number is less than 1

$$C_{i+1}^{n+1} = C_{\xi}^n = a_1 C_i^n + a_2 C_{i+1}^n + a_3 CX_i^n + a_4 CX_{i+1}^n \quad (3.19)$$

where $a_1 = r^{12}(3 - 2r')$; $a_2 = 1 - a_1$; $a_3 = r^{12}(1 - r')\Delta x$; $a_4 = -r'(1 - r')^2 \Delta x$; and $r' = (U_i^n \Delta t) / \Delta x$.

Differentiating Eq. (3.19) with respect to x , the difference equation can be obtained

$$CX_{i+1}^{n+1} = CX_{\xi}^n \frac{1 - \frac{\Delta t}{2} \frac{\partial U}{\partial x} \Big|_{\xi, t^n}}{1 + \frac{\Delta t}{2} \frac{\partial U}{\partial x} \Big|_{i+1, t^{n+1}}} \quad (3.20)$$

where $CX_{\xi}^n = b_1 C_i^n + b_2 C_{i+1}^n + b_3 CX_i^n + b_4 CX_{i+1}^n$; $b_1 = [6r'(r' - 1)] / \Delta x$; $b_2 = -b_1$; $b_3 = r'(3r' - 2)$; and $b_4 = (r' - 1)(3r' - 1)$.

when Courant Number is greater than 1, the difference equation of Eq. (3.20) can be obtained

$$C_{i+1}^{n+1} = C_i^r = A_1 C_i^n + A_2 C_i^{n+1} + A_3 C X_i^n + A_4 C X_i^{n+1} \quad (3.21)$$

where $A_1 = s^{12}(3 - 2s')$; $A_2 = 1 - A_1$; $A_3 = -U_i^n s^{12}(1 - s')\Delta t$; $A_4 = U_i^{n+1} s'(1 - s')^2 \Delta t$; and $s' = (\Delta x / U_{i+1}^{n+1}) / \Delta t$.

Differentiating Eq. (3.18) with respect to t , and then transforming CT to CX , the difference equation is obtained

$$C X_{i+1}^{n+1} = C X_i^r \frac{U_i^r + \frac{s'\Delta t}{2} \frac{\partial U}{\partial t} \Big|_{i,r}}{U_{i+1}^{n+1} - \frac{s'\Delta t}{2} \frac{\partial U}{\partial t} \Big|_{i+1,t^{n+1}}} \quad (3.22)$$

where

$$C X_i^r = B_1 C_i^n + B_2 C_i^{n+1} + B_3 C X_i^n + B_4 C X_i^{n+1}; B_1 = [-6s'(s' - 1)] / \Delta t U_i^r; B_2 = -B_1$$

$$B_3 = (U_i^n / U_i^r) s' (3s' - 2); \text{ and } B_4 = (U_i^{n+1} / U_i^r) (s' - 1) (3s' - 1).$$

(2) Longitudinal Diffusion Step

The longitudinal diffusion portion of Eq. (3.11) can be written as

$$\frac{\partial C}{\partial t} - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} (A K_x \frac{\partial C}{\partial x}) = 0 \quad (3.23)$$

Using the Crank-Nicholson central difference method, Eq. (3.22) can be discretized as

$$C_i^{n+1} - C_i^n = f_1 (C_{i+1}^{n+1} - C_i^{n+1}) - f_2 (C_i^{n+1} - C_{i-1}^{n+1}) \quad (3.24)$$

where

$$f_1 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(x_{i+1} - x_{i-1})A_i} \frac{[\frac{1}{2}(A_i K_{x_i} + A_{i+1} K_{x_{i+1}})]}{(x_{i+1} - x_i)}$$

$$f_2 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(x_{i+1} - x_{i-1})A_i} \frac{[\frac{1}{2}(A_i K_{x_i} + A_{i-1} K_{x_{i-1}})]}{(x_i - x_{i-1})}$$

Differentiating Eq. (3.23) with respect to x , and then using the numerical scheme, the difference equation becomes

$$CX_i^{n+1} - CX_i^n = g_1 CX_{i+1}^{n+1} - (g_2 + g_3) CX_i^{n+1} + g_4 CX_{i-1}^{n+1} \quad (3.25)$$

Where

$$g_1 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(A_{i+1} + A_i)} \frac{A_{i+1} K_{xi+1}}{\frac{1}{2}(x_{i+1} - x_{i-1}) \cdot (x_{i+1} - x_i)}$$

$$g_2 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(A_{i+1} + A_i)} \frac{A_i K_{xi}}{\frac{1}{2}(x_{i+1} - x_{i-1}) \cdot (x_{i+1} - x_i)}$$

$$g_3 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(A_{i-1} + A_i)} \frac{A_i K_{xi}}{\frac{1}{2}(x_{i+1} - x_{i-1}) \cdot (x_i - x_{i-1})}$$

$$g_4 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(A_{i-1} + A_i)} \frac{A_{i-1} k_{xi-1}}{\frac{1}{2}(x_{i+1} - x_{i-1}) \cdot (x_i - x_{i-1})}$$

The values of C and CX can be obtained by using Gaussian Elimination Method to solve the tri-diagonal matrix formed by Eqs. (3.23) and (3.24).

(3) Transverse-Diffusion Step

The transverse-diffusion portion of Eq. (3.11) can be written as

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{1}{A} (hk_z \frac{\partial C}{\partial z}) \Big|_r \quad (3.26)$$

Using the same method as the longitudinal diffusion step, Eq. (3.26) can be discretized as

$$C_{i,j}^{n+1} - C_{i,j}^n = r_1 (C_{i,j+1}^{n+1} - C_{i,j}^{n+1}) - r_2 (C_{i,j}^{n+1} - C_{i,j-1}^{n+1}) \quad (3.27)$$

where

$$r_1 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(A_{i,j+1} + A_{i,j})} \frac{\frac{1}{2}(h_{i,j} k_{zi,j} + h_{i,j+1} k_{zi,j+1})}{(z_{i,j+1} - z_{i,j})}$$

$$r_2 = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2}(A_{i,j+1} + A_{i,j})} \frac{\frac{1}{2}(h_{i,j} k_{zi,j} + h_{i,j-1} k_{zi,j-1})}{(z_{i,j} - z_{i,j-1})}$$

Differentiating Eq. (3.26) with respect to x , and then using the Tee scheme, the difference equation is shown as

$$-r_1 \cdot CX_{i,j+1}^{n+1} + (r_1 + r_2 + 1)CX_{i,j}^{n+1} - r_2 CX_{i,j-1}^{n+1} = CX_{i,j}^n + q_1 + q_2 \quad (3.28)$$

where

$$q_1 = -\frac{(A_{i+1,j} - A_{i,j})}{\Delta x} \cdot \frac{1}{A_{i,j}} [r_1(C_{i,j+1}^{n+1} - C_{i,j}^{n+1}) - r_2(C_{i,j}^{n+1} - C_{i,j-1}^{n+1})]$$

$$q_2 = -\frac{h_{i+1,j}k_{zi+1,j} - h_{i,j}k_{zi,j}}{\Delta x} \frac{1}{(h_{i,j}k_{zi,j})} [r_1(C_{i,j+1}^{n+1} - C_{i,j}^{n+1}) - r_2(C_{i,j}^{n+1} - C_{i,j-1}^{n+1})]$$

The values of C and CX can be obtained by using Gaussian Elimination Method to solve the tri-diagonal matrix formed by Eqs. (3.27) and (3.28).

(4) Reaction Step

The reaction portion of Eq. (3.12) is shown as

$$\frac{\partial C}{\partial t} = a_p - b_p C \quad (3.29)$$

where $a_p = a/A$ and $b_p = b/A$. There exists an analytical solution for Eq. (3.29), and shown as

$$C_i^{n+1} = (a_p / b_p) + (C_i^n - a_p / b_p) e^{-b_p \Delta t} \quad (3.30)$$

Differentiating Eq. (3.29) with respect to x and the difference expression form for CX_i^{n+1} can be obtained as

$$CX_i^{n+1} = \frac{1}{(1 + b_{pi} \Delta t)} [CX_i^n + (\frac{a_{pi} - a_{pi-1}}{\Delta x}) \Delta t - (\frac{b_{pi} - b_{pi-1}}{\Delta x} \cdot C_i^{n+1}) \Delta t] \quad (3.31)$$

3.4.3.3 Solution Strategy

The advection diffusion equation is solved in form separate parts using split operation method. Concentrations terms in advection and in longitudinal diffusion are solved as in a single stream tube within the network. The transverse diffusion is the concentration exchange between stream tubes in a cross section and may be solved Gauss theorem. The concentration terms in reaction are solved as in a single stream tube in a cross section.

Longitudinal and transverse dispersion coefficients are estimated by using Elder's (1959) empirical equations: $k_x = 5.93u.d$ and $k_z = 0.23u.d$. These coefficients should be properly adjusted for reaches of tidal effects.

With given conditions, the advection diffusion equation is solved in form separates parts to revise values of C_k and CX_k in stream tubes. Details of solution method are described as follows.

1. Advection

(1) Boundary conditions and initial conditions

B.C. and I.C. at both upstream and downstream must be given to solve the advection diffusion equation for C_k values.

(A) C_N^{n+1} known.

(B) $CX_N^{n+1} = CX_{N-1}^{n+1}$ indicating long downstream reach with open boundary; a national control section on the stream; advection of suspended sediments exists.

(C) $CX_N^{n+1} = 0$ indicating closed boundary, no advection occurs. Initial value of CX_k may be obtained from the variation of C_k with respect to x . However, boundary condition of CX_k is difficult to attain. Fortunately, the accuracy of initial and boundary values does not affect significantly the models accuracy as evidenced by Holly and Preissmann (1977). One may assume $CX_k = 0$ for starting boundary condition and uses CX_k value in previous time for subsequent computation.

(2) Node continuity

Assuming that suspended sediments at the node where links join are fully mixed and sediment contents in downstream links are directly proportional to link discharges, then the values of C_k as and CX_k as well are same in all links just downstream of the node. Continuity at the node requires

$$C_{k,out} = \frac{\sum C_{k,in} Q_{in}}{\sum Q_{out}}, \quad \sum Q_{out} = \sum Q_{in} \quad (3.32)$$

where $C_{k,in}$ = entering concentration at the node (L^3/L^3); Q_{in} = entering discharge at the node (L^3/T); $C_{k,out}$ = exit concentration at the node (L^3/L^3); Q_{out}

= exit discharge at the node (L^3/T).

Suspended sediment fluxes may be represented by CX_k , and continuity of fluxes requires

$$CX_{k,out} = \frac{\sum CX_{k,in} Q_{in}}{\sum Q_{out}}, \sum Q_{out} = \sum Q_{in} \quad (3.33)$$

where $CX_{k,in}$ = entering concentration gradient at the node ($1/L$); $CX_{k,out}$ = exist concentration gradient at the node ($1/L$).

(3) Computation procedures

The following computations are executed in each time step.

(A) Determination of flow direction

The direction of flow velocity determines the direction of characteristic line and distributions of link concentration and concentration gradient at the node. The flow direction should be checked in each time step since unsteady flow can be modeled by the NETSTARS.

(B) Obtain all values of C_k^{n+1} and CX_k^{n+1} ($k=1 \sim NF$, NF being the total maybe of size fractions) of suspended sediments at upstream boundary.

(C) Proceed computations in downstream direction till a node exists. Values of C_k and CX_k of suspended sediments at computational points are obtained with an aid of Eqs. (3-19), (3-20) or (3-22) depended courant number at that point.

(D) After computations of all links upstream of the node are completed in step (C), C_k and CX_k values at the first computational point of downstream links from the node may be determined using Eqs. (3-32) and (3-33).

(E) Steps (C) and (D) are repeated until finished.

2. Longitudinal Diffusion

(1) Boundary conditions and initial conditions

Three types of boundary conditions are:

(A) C_N^{n+1} known.

(B) $CX_N^{n+1} = CX_{N-1}^{n+1}$ indicating long downstream each with open boundary, a natural control section on the stream, diffusion of suspended sediments exists.

(C) $CX_N^{n+1} = 0$ indicating closed boundary, no diffusion of suspended sediments exist.

Boundary conditions applied depend upon the coefficients of finite difference equations transformed from longitudinal diffusion equation by Tee Scheme. Initial conditions for longitudinal diffusion equation are taken from the resulted C_k and CX_k of advection solution.

(2)Node continuity

The assumptions that no suspended sediments are accumulated at the node and concentration changes though the node due to diffusion remain intact call for

$$\sum K_i A_i CX = 0 \quad (3.34)$$

$$\Delta C_p = \Delta C_q \quad (3.35)$$

where p and q are computational point connected to the node. IF the values of concentration gradient of all links at a node CX are computed using node input data or assumed boundary conditions and resulted such that $\sum K_i A_i CX = R_n \neq 0$. A correction of $-(R_n / I) / (k_x A_i)$ for CX must be added to each link so that node continuity, $\sum K_i A_i CX = 0$, is satisfied.

(3)Computation Procedures

- (A) Obtain upstream boundary values of C_k^{n+1} and CX_k^{n+1} . If only C_k^{n+1} values are given, assume $CX_k^{n+1} = 0$. If only CX_k^{n+1} values are given, C_k^{n+1} values are computed using C_k^n of next computational point in previous time step.
- (B) Values of C_k^{n+1} or CX_k^{n+1} are taken as downstream boundary conditions. Compute as in step (A).
- (C) Proceed computations in downstream direction. When interior node is encountered, computed concentrate gradients at the farthest downstream computational point are treated as boundary conditions at the node to solve for revised CX_k^{n+1} using Eq. (3.25). The revised CX_k^{n+1} values are than used as node boundary conditions to solve for concentrations at computational points using Eq. (3.24).
- (D) After computations as in step (C) for upstream link of the node are completed, the values of C_k^{n+1} and CX_k^{n+1} at the first computational point on the downstream link may be obtain with the aid of Eqs. (3.32) and (3.34).
- (E) Steps (C) and (D) are repeated until all finished.

3. Transverse Diffusion

Initial conditions for transverse diffusion are the values of C_k and CX_k from longitudinal diffusion computation. Boundary conditions are $CX_k = 0$ for stream tubes No.1 and N. No conditions are specified at nodes. Since central difference concept is used to transform transverse diffusion equation into finite difference equation, the solutions for C_k and CX_k are for each stream tube in the cross section. Values of a_1 , a_2 , b_1 and b_2 may be computed with given conditions and substituted into equations of C_k and CX_k to obtain coefficient matrix. The coefficient matrix is then solved for C_k^{n+1} and CX_k^{n+1} using Gauss method.

4. Reaction

Initial conditions for the reaction part are the values of C_k and CX_k from transverse diffusion computation; no conditions are specified at boundaries and nodes. The expressions for C_k and CX_k in the reaction computations are obtained from analytical solution and direct difference technique. Values of C_k^{n+1} or CX_k^{n+1} at computational points are determined by computation coefficients of a' and b' and then substituting a' , b' and given values into the expressions for C_k and CX_k .

3.4.4 Computations of Scour and Deposition of the Bed

1. Use numerical method to obtain suspended sediment concentration C_k and sediment transport formulas to obtain bed load Q_b as previously described. The bed load Q_b in each stream tube should be converted to volume rate in L^3/T unit.
2. Values of C_k and Q_b from step 1 are substituted into Eq. (3.10) to solve for ΔZ_i . Bed elevations are revised accordingly.
3. Hydraulic computations for stage, discharge and stream tube subdivision are performed in each time step. And then execute steps 1 and 2. The three steps are repeated until the end of simulation time.

3.5 BED SORTING AND ARMORING

Consequently, several different processes may take place. For example, all the finer particles may be eroded, leaving a layer of coarser particles for which there is no carrying capacity. No more erosion may occur for those hydraulic conditions, and the bed is said to be armored. This armor layer prevents the scour of the underlying materials and the sediment available for transport becomes limited to the amount of sediment entering the reach. However, future hydraulic events, such as an increase of flow velocity, may increase the flow carrying capacity, causing the armor layer to break and restart the erosion processes in the reach.

Many different processes may occur simultaneously within the same channel reach. These depend not only on the composition of the supplied sediment, i.e., the sediment entering the reach, but also on bed composition within that reach. The bed composition may vary within the reach both in space and time. In order to model these type of events, GSTARS 3.0 uses the bed composition accounting procedure proposed by Bennett and Nordin (1977).

In Bennett and Nordin's method, bed accounting is accomplished by the use of two or three conceptual layers (three layers for deposition and two layers for scour). The process is schematically illustrated in Fig. 3.2. The top layer, which contains the bed material available for transport, is called the active layer. Beneath the active layer is the inactive layer, which is the layer used for storage. Below these two layers there is the undisturbed bed, with the initial bed material composition.

The active layer is the most important concept in this procedure. It contains all the sediment that is available for transport at each time step. The thickness of the active layer is defined by the user as proportional to the geometric mean of the largest size class containing at least 1 percent of the bed material at that location. Active layer thickness is, therefore, closely related to the time step duration. Erosion of a particular size class of bed material is limited by the amount of sediments of that size class present in the active layer. If the flow carrying capacity for a particular size class is greater than what is available for transport in the active layer, the term availability limited is used (Bennett and Nordin, 1977). On the other hand, if more material is available than that necessary to fulfill the carrying capacity computed by a particular sediment transport equation, the term capacity limited is used.

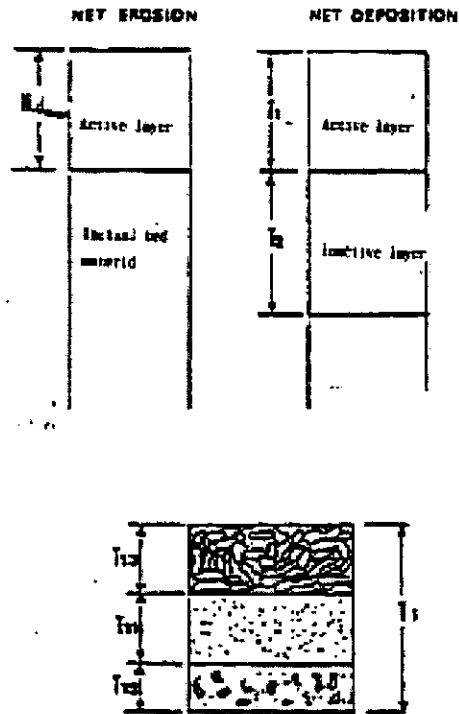


Fig. 3.2 Conceptual layers for bed accounting

The inactive layer is used when net deposition occurs. The deposition thickness of each size fraction is added to the inactive layer, which in turn is added to the thickness of the active layer. The size composition and thickness of the inactive layer is computed first, after which a new active layer is recomputed and the channel bed elevation updated.

3.6 SEDIMENT LOADS AT NODES AND BOUNDARIES

1. Sediment loads at nodes

Sediment load (total load or bed load) out of a node may be allocated to downstream links in proportion to either link discharges or link sediment transport capacities.

(A) In a proportion to link discharge

Assume that no sediments are allowed to accumulate at the node and sediment load of each link downstream of the node is directly proportional to link discharge (at first cross section of the link), continuity of sediment loads at the node requires

that

$$Q_s^{n+1} + \sum_{i=1}^{L(m)} Q_{s_{in,m,j}}^{n+1} = \sum_{j=1}^{L(m)} Q_{s_{out,m,j}}^{n+1} \quad (3.36)$$

$$Q_{s_{out,m,j}}^{n+1} = \frac{Q_{out,j}}{\sum_{k=1}^{L(m)} Q_{out,k}} \left(Q_s^{n+1} + \sum_{j=1}^{L(m)} Q_{s_{in,m,j}}^{n+1} \right) \quad (3.37)$$

where $L(m)$ = total number of links connected to node m ; m = total number of nodes; Q_s^{n+1} = external sediment load added to node m at time step $n+1$ (L^3/T); $Q_{s_{out,m,j}}^{n+1}$ = sediment load of the i th link at nose m (L^3/T).

(B) In proportion to sediment transport capacity

The following continuity relationship of sediments at a node may be established using the rating curve of sediment transport capacity versus discharge ($Q_s = A_c Q^{B_c}$) at the first cross section of each link downstream from the node.

$$Q_s^{n+1} + \sum_{i=1}^{L(m)} Q_{s_{in,m,j}}^{n+1} = \sum_{j=1}^{L(m)} Q_{s_{out,m,j}}^{n+1} \quad (3.38)$$

$$Q_{s_{out,m,j}}^{n+1} = \frac{A_{c,j} Q_{out,j}^{B_{c,j}}}{\sum_{k=1}^{L(m)} (A_{c,j} Q_{out,k}^{B_{c,j}})} \left(Q_s^{n+1} + \sum_{j=1}^{L(m)} Q_{s_{in,m,j}}^{n+1} \right) \quad m = 1, 2, \dots, M \quad (3.39)$$

where $A_{c,j}$ = coefficient in the relationship between sediment transport capacity and flow discharge; $B_{c,j}$ = exponent in the relationship between sediment transport capacity and flow discharge.

The sediment load allocated to each link downstream from the node m is directly proportional to the link sediment transport capacity as computed from the relationship of sediment transport capacity versus flow discharge at the first cross section of the link downstream from the node.

2. Boundary conditions for sediment loads

(A) Sediment load time series

As obtained from field measurements of sediment loads.

(B) Sediment rating curves

As obtained from statistical analysis of long-term records of flow discharge and sediment load at the study boundary point. The regression result of sediment transport capacity versus flow discharge is generally expressed in the form $Q_s = A_c Q^B$. The sediment transport capacity may be computed for a flow discharge and regression constants of A_c and B_c .

3.7 DISTINGUISH BETWEEN BED LOAD AND SUSPENDED LOAD

The Rouse number $W / \kappa u_*$, where W = fall velocity; κ = karman's constant; and u_* = shear velocity, is used to distinguish between bed load and suspended load. Particle with $W / \kappa u_* > 5$ is treated as bed load and particle with $W / \kappa u_* \leq 5$ is treated as suspended load.

4. DATA REQUIREMENTS

This chapter describes the hydraulic and sediment data requirements for NETSTARS. Moreover, this chapter also describes the overall data needs and some of the formats used to input data.

4.1 INPUT CONTROL

4.1.1 Channel Geometry Data

Channel geometry data include cross section geometry, location, and channel roughness. Data are entered in records. Record BR contains the location, elevation of lowest point in the initial cross section, and channel roughness. Record NS is used to specify number of data points in the cross section, increment in bed elevation, enlargement coefficient for the width, scorn limits at river banks and bed elevation. Record GR is used to define the cross section geometry at the given station using X-Y coordinate pairs, i.e., by coordinate pairs with lateral location (X) and bed elevation (Y).

4.1.2 Hydraulic and Hydrologic Data

Hydraulic and Hydrologic data include water discharge, stage, and rainfall. Record AB selects the hydraulic model to execute the flow routing. Record BR contains the initial estimate of water surface elevation and water discharge. Record RE is used to select the calculation method for friction loss calculations and the roughness equation. Record CQ contains water discharge and stage hydrograph at the given node. Record TT is used to define a title.

4.1.3 Sediment Data

Sediment data includes bed material size distributions for the reach of study, the sediment inflow hydrograph entering the reach, stream tube, and sediment transport function. Record AB selects the sediment inflow type at the upstream boundary. Record BC contains the sediment discharge entering the study reach at the cross section farthest upstream as a function of the water discharge. Record BS contains the number of size fractions associated with this cross section. Record CQ contains sediment discharge at the given node. Record IT contains the desired number of time steps for the

sediment-routing procedures. Record NT contains the number of stream tube used in sediment-routing computations. Record SE contains the selection of the sediment transport equation and the control of the active layer thickness. Record SF contains the number of sediment size fractions used in the study. Record SG contains the sediment size groups for the study. Record ST is used to define a title in the sediment simulation. Records SN and Record SP are used to specify sediment size fractions at the cross section and on the upstream boundary.

4.1.4 Tributary Inflow Data

The information necessary to model the effects of a tributary flow are the number of the tributary flows, inflow location, tributary's water discharge, the inflow sediment, and its composition. Records LA and LI contain the number of the tributary flows and the tributary inflow location, respectively. Record LT contains the title for tributary inflow simulation. Record RI contains the lateral inflow water and sediment discharges at the tributary inflow location.

4.1.5 Suspension Data

Suspended sediment data include initial concentration at the cross section, concentration time series on the upstream boundary and dispersion coefficients. Record AI is used to specify the method for suspended sediment computation. Record CC is use to specify suspended sediment concentration time series on the upstream boundary Record CF is used to specify the threshold value for suspended sediment concentration and dispersion coefficients at the cross section. Record CT is used to define the title for suspended sediment competitions. The test way includes sources, characteristics and time period of the suspended sediment data.

4.1.6 Node Data and Boundary Conditions

Node data include total number of links at the node and grouping of nodes. At the nodal point is a fictitious cross section in which neither scow nor deposition occurs. At the node, both sum of flow discharges and sum of sediment loads and all zero, and no lateral water flows and lateral sediment inflow and allowed suspended sediment concentration immediate upstream of the node are distributed to downstream links in proportion to link discharges. Sediment loads upstream of the node may be distributed

to downstream links in proportion to either link discharges or link sediment transport capacities. Boundary conditions include discharge, sediment load and suspended sediment concentration time series at upstream boundary, and suspended sediment concentrations at downstream boundary.

Record AC is used to specify method to determine water stage and suspended sediment concentration gradient on the downstream boundary. Record AJ is used to specify grouping of nodes. Record BC is used to specify the rating curve of sediment load versus flow discharge for sediment inflow computation at upstream boundary. Record BK is used to specify links at a node. Record BL is used to specify link including nodes and computation point on the link. Record CC is used to specify suspended sediment concentration time series at a node. Record CQ is used to specify time series of hydraulic and sediment load at a node. Record SN is used to specify size fraction of sediment at a node.

4.1.7 Other Special Data

Record AB is used to specify time step for each step in concentration. Record AI is used to specify number of changes in time step, units (metric or English system) in computation, dispersion coefficients determination, inclusion of lateral flows, and output of longitudinal bed profile. Record AM is used to specify maximum number of iterations in hydraulic computation, roughness coefficient determination, include of sediment computation. Record AT is used to specify beginning and end times of simulation, and time step Δt . Record BE is used to specify error tolerance of water stage and discharge in iteration of hydraulic computations. Record BP is used to specify specific gravity and porosity of sediment, time and space weighty factors, θ and Φ , in de Saint Venant equation, and initial slope of riverbed for steady-flow computation. Record DT is used to specify the time when time step change is required, and the value for new time step.

4.2 OUPUT CONTROL

4.2.1 Initial Data

Record AP allows the user to select link and node data, starting cross section at computation point and sediment load in each stream tube to be printed out. Most of the

input data will be echoed in NETS03.OUT file for data verification.

4.2.2 Flow Data

Record PR provides four options for printouts of hydraulic computations, i.e., (1) no printout required, (2) printout for water surface profile only, (3) add normal and critical depth table to printout, and (4) print all.

4.2.3 Suspension Data

Record AP allows the user to control printouts for computed size fractions of suspended sediment concentration in each stream tube.

4.2.4 Sediment Data

Record AP allows the user to control printouts for computed size fractions of sediment load in each stream tube.

4.2.5 Bed Variation Data

Record AP allows the user to control printouts for bed form change in the cross section.

4.2.6 Others

Record AN and record AO allow the user to control printouts for specific cross section at the specified time. Output data include sediment load and bed form change at that particular time, and time series data of discharge, stage, bed form change, sediment load and concentration change up to this time. Time series data are stored in output files NETF01.OUT through NETF0n.OUT. The number of output files equals the total number of specific cross sections. Record TO allows the user to specify the time to print out sediment load and bed form change at the specific cross section, and suspended sediment concentration of each size fraction, longitudinal profiles of discharge, stage, lowest bed elevation, velocity, Froude number, energy slope in the river system. Sediment loads at specific cross section at specified time are stored in NETS02.OUT file. Bed form changes at specific cross section at specific time are stored in NETS08.OUT file. Suspended sediment concentrations of each size fraction in each stream tube in the river system and stored in NETS11.OUT file. Longitudinal profiles of

- 4.Record AJ Used to specify total numbers of nodes, links (reaches), computational points and node groups.
- 5.Record AM Used to specify maximum number of iterations for hydraulic computation, methods to compute sediment load and friction coefficient.
- 6.Record AN Used to specify number of cross sections to be on output data for results of hydraulic and sediment computations.
- 7.Record AO Used to specify the cross section number for output of hydraulic and sediment computational results.
- 8.Record AP Used to specify printout of morphologic data and sediment transport data for special events.
- 9.Record AT Used to specify start and end times of the event and time step for simulation.
- 10.Record BC Used to specify the rating curve of sediment load versus flow discharge at a node.
- 11.Record BE Used to specify tolerance of error for iterations on hydraulic computations.
- 12.Record BK Used to specify links at a node.
- 13.Record BL Used to specify nodes and computational points on a link.
- 14.Record BN Used to specify nodes and boundary conditions in a node group.
- 15.Record BP Used to specify physical parameters and threshold values.
- 16.Record BR Used to specify threshold values for hydraulic parameters at the cross section for hydraulic computations.
- 17.Record BS Used to specify grain size fractions of sediments at a cross section.
- 18.Record CC Used to specify time series for concentrations of suspended sediment at a node.
- 19.Record CF Used to specify threshold value for the concentration of suspended sediment and dispersion coefficients at a cross section.
- 20.Record CQ Used to specify time series for hydraulic parameters and incoming sediments at a node.
- 21.Record CT Used to specify the title for suspended sediment data file.
- 22.Record DT Used to specify changes in time step.
- 23.Record GR Used to specify coordinates of cross section points.

24.Record	IT	Used to specify the execution number of computations in each time step for sediment routing.
25.Record	LA	Used to specify number of cross sections with lateral inflows.
26.Record	LI	Used to specify locations of cross sections with lateral inflows.
27.Record	LT	Used to specify the title for lateral inflows data file.
28.Record	NS	Used to specify cross section data for scour and deposition.
29.Record	NT	Used to specify number of stream tubes in a link.
30.Record	PR	Used to specify printout for computational results of water surface elevations and other hydraulic parameters.
31.Record	RI	Used to specify time series for lateral inflow.
32.Record	SE	Used to specify methods for sediment load calculations and maximum scour depth.
33.Record	SF	Used to specify number of grain size fraction for the sediments.
34.Record	SG	Used to specify end values of each fraction of grain sizes.
35.Record	SN	Used to specify percent of sediment smaller than the indicated size fraction per sieve analysis, i.e., cumulated grain size distribution data at a node.
36.Record	SP	Used to specify percent of sediment smaller than the indicated size fraction per sieve analysis, i.e., cumulated grain size distribution data at a cross section.
37.Record	ST	Used to specify the title for sediment transport data file.
38.Record	TO	Used to specify the time when computational results at that specified time are to be stored in output data file.
39.Record	TT	Used to specify the title for hydraulic data file.
40.Record	X3	Used to specify floodplain area in relation to main channel.

Record AB

Required

<u>File</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AB	Record identification.
1	ITRIB	<0	Read in suspended sediment concentrations from time series data file.
		=0	Compute suspended sediment concentrations from sediment load data (default).
		>0	Obtain sediment load from the rating curve of sediment load versus flow discharge, and compute suspended sediment concentration (1 is the default value).
2	INDTI	=0	Time unit in days.
		=1	Time unit in hours.
		=2	Time unit in minutes.
		=3	Time unit in seconds.
3	IUNST	=0	Use momentum equations for unsteady flows to compute starting water surface elevation in steady flows (i.e., run a time step to adjust starting water surface elevation in input file for unsteady flow computations.
		=1	Use momentum equations for unsteady flows to compute water surface profiles with initial estimates or calculated values for starting water surface elevation and discharge as the results of previous time step. (Double sweep method)

<u>File</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
		=2	Use energy equation for steady flows to compute water surface profiles. (Double sweep method)
		=3	Backwater computation (I) (Non-prismatic channel)
		=4	Backwater computation (II) (Capable of hydraulic jump computation)
4	ICARD	=1	Read in data from record X3.
		≠1	No data read from record X3.
5	ICONT	=1	Use hydraulic computation (II) to obtain starting water surface elevation.
		=2	Use hydraulic computation (I) to obtain starting water surface elevation.
		≠1,2	No backwater computation required.

Record AC

Required

<u>File</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AC	Record identification.
1	IDSBC		Downstream boundary condition for water surface elevation.
		=0	Stage hydrograph (Default).
		=1	Rating curve for uniform flows. Only valid for the nodes where there exist only one link on the upstream side. (Water surface elevation may be determined by bed slope, discharge and bed friction for uniform flow calculation.)
		=2	Stage-discharge relationship $Q = a_0 * y^b$ (Not valid when tidal effects exist.)
2	IPDSBC		Downstream boundary condition for suspended sediment concentration.
		=0	Value of concentration (C) from input concentration time series.
		=1	$\frac{\partial c}{\partial x} = 0$ (Default)
		=2	$\frac{\partial c}{\partial x} \neq 0$ value of the gradient from input concentration gradient time series.

<u>File</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
		=3	For long river reach (link), C and $\frac{\partial c}{\partial x}$ assume the resulted values of previous time step. Starting value for $\frac{\partial c}{\partial x}$ is assumed to be 0.
3	INODES	=0	Allocation of sediment loads at nodes. In proportion to discharge values.
		≠0	Use rating curves of sediment load versus flow discharge.
4	IEQSED		Selection of continuity equation for sediment transport.
		=0	Use Eq. (3.8)
		≠0	Use Eq. (3.7) with S_k replacing suspended load term.
5	IRESV		Suspended sediment computations.
		=0	High flow discharges in natural streams.
		≠0	Reservoir computation or moderate/low flow discharges.

Record AI

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AI	Record identification.
1	JNITOUT	+	Total number of specific times when computed results are required to be on output file. $JNITOUT \leq 10$.
2	JNDBT	+	Total number of specific times when Δt is required to change in subsequent computations. $JNDBT \leq 5$.
3	IDEX	=0 ≠0	Units in English system. Units in metric system. 1 is the default value
4	ISO	=1 ≠1	Compute suspended sediment concentrations. No concentration computations required. 0 is the default value.
5	IDO	+	Computations of suspended sediment concentrations consist of the following: (1) Due to advection (2) Longitudinal diffusion (3) Transverse diffusion (4) Response to bed variations (Reaction) Execution of computations required for different value of IDO. (15 is the default value.)
		1	(1)
		2	(2)
		3	(3)
		4	(4)
		5	(1)(2)
		6	(1)(3)

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
		7	(1)(4)
		8	(2)(3)
		9	(2)(4)
		10	(3)(4)
		11	(1)(2)(3)
		12	(1)(2)(4)
		13	(1)(3)(4)
		14	(2)(3)(4)
		15	(1)(2)(3)(4)
6	IFXZ	=1	Use empirical equations: Longitudinal dispersion coefficient (k_x) = 5.93 du_x . Transverse dispersion coefficient (k_z) = 0.23 du_x .
		≠1	k_x and k_z from assigned values in Record CF. (0 is the default value.)
7	JLAT	=1	Add lateral flows. Data read in from NETS 88.LAT.
		≠1	No lateral flows
8	JAVGB	0	Output longitudinal profile of lowest bed elevations.
		1	Output longitudinal profile of average bed elevations as obtained from HEC-6 effective depth computations
		2	Output longitudinal profile of average bed elevations as obtained from hydraulic depth computations
		3	Output longitudinal profile of average bed elevations as obtained from computations of distances between adjacent cross sections.
9		0	Use Manning formula
		1	Use Chezy formula
		2	Use Darcy-Weisbach formula
			The roughness coefficients, n, c, f, in above-mentioned formulas are the FFFACT values in Record BR of NETSO5.HYD file. Only Manning's n value can be automatically calculated.

Record AJ

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AJ	Record identification.
1	JNODES	+	Number of nodes, JNODES \leq 15.
2	JKMAX	+	Maximum number, JKMAX \leq 15.
3	JLINKS	+	Number of links, JLINKS \leq 15.
4	JIMAX	+	Maximum number of computation points on the link, JIMAX \leq 100.
5	JMAXG	+	Maximum number of nodes in a node group, JMAXG \leq 15.
6	JNGROUP	+	Number of node groups, JNGROUP \leq 3.
7	JNSECS	+	Number of section types, JNSECS \leq 300.

Record AM

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AM	Record identification.
1	MITHYD	+	Maximum number of iterations for steady-flow computation.
2	IFFACT		Friction coefficient
		0	Read from input data.
		1	Use Manning Equation.
		2	Use Limerinos' (1970) formula.
3	ISED1	≤ 0	Without sediment computation.
		> 0	Deal with sediment computation.
4	ITERMX	+	Maximum number of Newton-Raphson iterations, default value is 2.
5	ITGLMX	+	Maximum number of unsteady-flow stabilization computations in each of several progressively increasing time steps, default value is 10.
6	IDTMX	+	Maximum number of iterations for ALPH=0 for the flow stabilization procedure, default value is 20.
7	IDTTMX	+	Maximum number of iterations for ALPH \neq 0 for the flow stabilization procedure, default value is 10.
8	ITADVL	+	Number of iterations for characteristic line, default value is 1.

Record AN

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AN	Record identification
1	NU1	+	Total number of cross sections to be outputted for flow velocity, water surface elevation, discharge, bed elevation, sediment concentration of each stream tube, and average sediment concentration of the cross section. (Location of cross section specified in variables THEXL and TEXTI of Record AO.) $1 \leq \text{NU1} \leq 10$.

Record AO

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AO	Record identification.
1	TEXL	+	Link number (name) on which the cross section to be on output is located. (To be used with Record AN.)
2	TEXL	+	Cross section member (name) for which data output is required. (To be used which Record AN.)

Record AP

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AP	Record identification.
1	IPLINK	+	Option for printing link topology (0: no print).
2	IPNODE	+	Option for printing node topology (0: no print).
3	IPOINT	+	Option for printing point topology (0: no print).
4	IPSECT	+	Option for printing section data (0: no print).
5	IPSEDI	+	Option for printing sediment discharge (0: no print).
6	IPSUSI	+	Option for print suspended concentration (0: no print)
7	IPTALW	+	Option for print elevation of lowest point in cross section (0: no print).

Record AT

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	AT	Record identification.
1	TTBEG	+	Time of beginning of simulation, consistent with INDTI in record AB
2	TTEND	+	Time of end of simulation, consistent with INDTI in record AB
3	TDELTA	+	Time step, consistent with INDTI in record AB.

Record BC

Optional

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BC	Record identification.
1	AC	+	Value of the coefficient AC (no default).
2	BC	+	Value of the exponent BC (no default).

Sediment discharge (tons/day)=AC×(Water discharge (ft³/s))^{BC}

Record BE

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BE	Record identification.
1	EPSHYD	+	Threshold value of water surface changes for terminating global iterations in steady-flow computation, default value is 0.005 m
2	EPSQ	+	Threshold value of discharge changes for terminating global iterations in steady-flow computation, default value is 0.1 cms.
3	DRYQ	+	No use
4	EPSDYM	+	Threshold value of node water surface changes for terminating global iterations in unsteady-flow computation, default value is 0.001 m.
5	EPSYB	+	Threshold value of water surface level change corresponding to the specified time interval during the flow stabilization, default value is 0.01 m.
6	FDELTB	+	Base time interval for flow stabilization procedure.
7	A0	+	Value of the coefficient A0 for IDSBC=2.
8	B0	+	Value of the exponent B0 for IDSBC=2.

Record BK

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BK	Record identification.
1	KKK	+	Number of links attached to node.
2	LL		Integer "name" of links attached to node, total number of values for noe node is KKK.
		+	LL=-LNKNAM, downstream (MD).
		-	LL=+LNKNAM, upstream (MU).

Record BL

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BL	Record identification.
1	LNKNAM	+	Integer "name" of link.
2	II	+	Number of computation points on link.
3	MU	+	Integer "name" of node at upstream end of link.
4	MD	+	Integer "name" of node at downstream end of link.
5	RATEP	+	

Record BN

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BN	Record identification.
1	NODNAM	+	Integre "name" of node.
2	NUSDS	0	The most upper stream boundary nodes.
		1	Internal nodes.
		2	The most down stream boundary nodes.
3	NINQ		Sequence number of water inflow in list of time dependent data
		=0	No external inflow.
		<0	Imposed water level boundary.
		>0	External water inflow.
4	NINC	+	
5	NINQS		Sequence number of sediment inflow in list of time dependent data
		=0	No external inflow.
		<0	Sediment discharge compute by the method of power law.
		>0	The input data represents the sediment discharge.
6	MGROUP	+	Node group to which NODNAM belongs.
7	MPOS	+	Relative position of node in its group.

Record BP

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BP	Record identification.
1	SGRAV	+	Specific density of sediment, default value is 2.65.
2	POROS	+	Porosity, default value is 0.4.
3	THETA	+	Time weighting factor in de St. Venant equation.
4	PHI	+	Space weighting factor in de St. Venant equation.
5	S01	+	Initial value of bed slope.
6	DYINIT	+	Threshold value of node water surface changes for initial computation.

Record BR

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BR	Record identification.
1	RRM	+	River station of this point.
2	TTALWE	+	Elevation of lowest point in cross section.
3	YY	+	Initial estimate of water surface elevation.
4	QQ	+	Initial estimate of water discharge.
5	FFFACT	+	Initial estimate of roughness for river.
6	AALPHA	+	Kinetic energy coefficient α .
7	BBETA	+	Energy slope weighing factor β .

Record BS

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	BS	Record identification.
1	LNAME	+	Integer "name" of link.
2	I	+	Number of computation point.
3	NNSEC	+	Number of section type associated with this point.
4	NNSEED	+	Number of size fractions associated with this point.
5	ISWIT2	0	The current station is not a control section; therefore, no boundary condition is imposed there.
		1	The current station is a control section; therefore, the water surface elevation is a known function of the discharge (boundary condition) at this station.
6	ITYP2	0 or 1	If ISWIT2=0.
		1	If ISWIT2=1.

Record CC

Required for suspended sediment concentration computations

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	CC	Record identification.
1	TTDAT	+	Given time data in the time series of concentration data at nodes. (Time data same as TDAT in Record CQ, and time unit same as INDTI in Record AB.)
2-10	QTRIN	+	Corresponding concentrations or concentration gradients ($10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$) in the time series for the node. (Total number of concentration or gradient values same as JNODES in Record AJ.) The sequence numbers of data points correspond to the absolute values of NINC in Record BN. Field 2 generally specifies the concentration at the farthest downstream boundary, when the NINC value takes 1, and all nodes upstream are specified in subsequent fields in the order from downstream towards upstream. The NINC value takes 0 for interior nodes. If the concentration at the farthest upstream boundary can not be obtained by the rating curve of sediment load versus discharge, the concentration time series should be given by field measurement data. Whenever rating curve is used, it supersedes time series data.

Record CF

Required for suspended sediment concentration computations

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	CF	Record identification.
1	CLNAME	+(-)	Link number (name), same as LNAME in Record BS. (Last one of Record CF should add a minus sign.)
2	CI	+	Cross section number, same as I value in Record BS. (In the order from downstream towards upstream.)
3	CONTA	+	Starting concentration value of suspended sediment. ($10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3$)
4	FFX	+	Longitudinal dispersion coefficient (m^2/sec), superseded when IFXZ=1 in Record AI.
5	FFZ	+	Transverse dispersion coefficient (m^2/sec), superseded when IFXZ=1 in Record AI.

Record CQ

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	CQ	Record identification.
1	TDAT	0,+	Time-dependent data, consistent with INDTI in record AB
2	TFREAD	+	Water temperature of the study reach.
3	QTRIB	0,+	List of dat, e.g. w/s level or water inflows in a consistent with the NINQ and NINQS sequence numbers assigned to nodes.

Record CT

Required for suspended sediment concentration computations

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	CT	Record identification
1-7	ITITLE		Define title of suspended sediment concentration computations. The text may include suspended sediment concentrations, corresponding boundary conditions, dispersion coefficients and starting concentration values, and will be echoed in the output file of NETS11.OUT.

Record GR

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	GR	Record identification.
1,3,5,7,9	B0	+/-	Vertical coordinate (bottom elevation) of the data points that define the cross-sectional geometry at the current station.
2,4,6,8,10	CR	+/-	Lateral coordinate, measured from a reference point, of the data points that define the cross-sectional geometry at the current station.

Record IT

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	IT	Record identification.
1	QSITRS	+	The number of sediment-routing time steps to be carried out during each hydraulic time step.

Record LA

Required for lateral flows

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	LA	Record identification
1	INLAT	0,+	Total number of entering points of lateral flows. Locations of lateral flows are defined in Record LI. The maximum value of INLAT can not exceed total number of cross sections.

Record LI

Required for lateral flows

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	LI	Record identification.
1	LATL	+	Link number where lateral flow enters.
2	LATI	+	Cross section number at which lateral flow enters.
3	AC1	+	The coefficient AC1 in the equation of sediment inflow, Q_b , of lateral flow, Q_l , $Q_b = AC1 * Q_l^{BC1}$
4	BC1	+	The exponent BC1 in sediment inflow equation for lateral flow.

Record LT

Required for lateral flow

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	LT	Record identification.
1-7	ITITLE		ASCII text to be echoed in the NETSTARS output files.

Record NS

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	NS	Record identification.
1	NUMSEC	+(-)	Value same as in NNSEC of Record BS. A minus sign should be added to this value for the last record.
2	PNTS	+	Total stations (data points) for the cross sections(170 is the default value)
3	BEDC	-,0,+	Increment in bed elevation. (0 is the default value)
4	WIDC	+	Enlargement coefficient for the width. (1.0 is the default value)
5	CCLF	-,0,+	Left bank station for scour limit. (-9999 is the default value)
6	CCRT	-,0,+	Right bank station for scour limit. (+9999 is the default value)
7	CCBT	-,0,+	Bed elevation for scour limit. (-9999 is the default value)
8	CCTP	-,0,+	Bed elevation for scour limit. (+9999 is the default value)
9	CLOSS	+	Energy loss coefficient at the cross section due to expansion, contraction or bend when IUNST=4 in Record AB.

Record PR

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	PR	Record identification.
1	PRL	-1	No output is required
		0	Level 0 output; print only water surface profile.
		1	Level 1 output; in addition to level 0 output, normal and critical depth tables are generated.
		2	Level 2 output; in addition to level 1 output, stream tube geometry and conveyances are generated.

Record RI

Required for later flows

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	RI	Record identification
1	TDAT1	-,0,+	Time data in the time series, same as TDAT in Record CQ. (Time unit same as INDTI in Record AB.)
2-10	RILI	+	Lateral flows at the points as described in Record LI. Field 2 value (the first data) corresponds to the first Record LI and the INLAT-th Record LI. When the number of data points exceeds 9, the subsequent Record RI should start the data point in Field 2. Units for lateral flows CMS (metric) or CFS (English). The corresponding sediment inflow(tons/day) is specified in the 2*INLAT-th data field. If the value of AC1 in Record LI is non-zero, the sediment inflow is computed using the relationship of sediment inflow values lateral inflow.

Record SE

Required for sediment computation

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	SE	Record identification.
1	SE	+	Variable to choose the sediment transport equation used to compute sediment carrying capacity. The options are:
		1	Yang's method
		2	Ackers and White method
		3	Engelund and Hansen method
		4	Meyer-Peter and Muller method
		5	Van Rijn total load method
		6	Van Rijn bed load method
		7	Schoklitsch bed load method
2	ALT	0	Use the default active layer thickness of $50 \cdot D(\text{LSF})$, where $D(\text{LSF})$ is the geometric mean sediment size of the largest size fraction available.
		+	Use the active layer thickness of $\text{ALT} \cdot D(\text{LSF})$.

Record SF

Required for sediment computation

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	SF	Record identification.
1	F	+	Number of size fractions defined for the current study, $1 \leq F \leq 10$.

Record SG

Required for sediment computation

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	SG	Record identification.
1	DRL	+	Lower bound of the particle size for this group (mm).
2	DRU	+	Upper bound of the particle size for this group (mm).

Record SN

Required for sediment routing

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	SN	Record identification
1	NODNUM	+(-)	Node number. (A minus sign should be added to this value for the last record)
2	NODSTT	+	Sediment size fraction number, value same as NSEDTT in Record SP.
3	PTYP	$0 \leq \text{PTYP} \leq 1$	Percent of sediment smaller than the corresponding size fraction per sieve analysis. If total number of size fractions exceeds 8, the subsequent Record SN should start the data in Field 3.

Record SP

Required for sediment routing

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	SP	Record identification
1	NSEDTT	+(-)	Sediment size fraction number. (A minus sign should be added to the value in the last record.) Value same as NNSSED in Record BS.
2	PTYP	$0 \leq \text{PTYP} \leq 1$	Percent of sediment smaller than the corresponding size fraction per sieve analysis. Total number of data fields equals the value of F in Record SF plus 1. Field 2 usually takes a value of 0.00, and the 10 th size fraction takes Field 2 of the next Record SP.

Record ST

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	ST	Record identification
1-7	ITITLE		Define title of sediment routing computation. The text may include data, sources, sieve analysis, and sampling time of sediment data, limit for scour, total number of stream tables, etc, and will be echoed in the output file of NETS02.OUT.

Record TO

Optional

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
O	ID	TO	Record identification
1-10	TOUT	+	The specific time when computed results at that moment are required to be on output file. Total number of data fields equals JNITOUT in Record AI. Time unit same as specified in INDTI of Record AB. NETS02.OUT file will not be on output file if IPSEDI=0 in Record AP. NETS11.OUT file will not be on output file if ISO=0 in Record AI.

Record TT

Required

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	TT	Record identification.
1-7	ITITLE		ASCII text to be echoed in the NETSTARS output files.

Record X3

Optional

<u>Field</u>	<u>Variable</u>	<u>Value</u>	<u>Description</u>
0	ID	X3	Record identification.
1	NDIV2	+	Number of channel divisions at the present station.
2	DL2	+	Location of the channel division boundaries. These locations are defined as a distance from a reference point in the cross section. They must be given in order, starting at the point farthest left in the cross section (looking downstream).

REFERENCE

1. Ackers, P., and White W.R., "Sediment Transport: A New Approach and Analysis," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.99, No.HY11, 2041-2060, 1973.
2. Bennet, J.P. and Nordin, C.F. "Simulation of Sediment Transport and Armoring," *Hydrological Sciences Bulletin*, XXII, 1977.
3. Carnahan, B., Luther, H.A., and Wilks, J.O., *Applied Numerical Methods*, John Wiley and Sons Inc., New York, 1969.
4. Cunge, J.A., *Applied mathematical modeling of open channel flow*, chapter 10 of *Unsteady Flow in Open Channels*, Water Resources Publication, Fort Collins, Colorado, 1975.
5. Cunge, J.A., Holly F.M., Verwey Jr A., "Practical Aspects of Computational River Hydraulics", Pitman publishing Ltd., London, 1980.
6. Elder, J.W., "The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow", *J. Fluid Mechanics* 5,544-560, 1959.
7. Englund, F., and Hanson E. "A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams," Teknisk Forlag, Technical Press, Copenhagen, Denmark, 1967.
8. Holly, F.M., and Preissmann A., "Accurate Calculation of Transport in Two Dimensions", *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, Vol. 103(HY11), 1259-1277, 1977.
9. Holly, F.M., Yang, J.C., Schovarz, P., Scheefer J., Hsu, S.H., and Einhellig, R., *CHARIMA Numerical Simulation of Unsteady Water and Sediment Movements in Multiply Connected Networks of Mobile-Bed Channels*, IHR Report No. 343, The University of Iowa, Iowa City, Iowa, USA, 1990.
10. Holly, F.M., Yang, J.C., and Spasojevic, M, *Numerical Simulation of Water and Sediment Movement in Multi-Connected Networks of Mobile Bed*, Iowa Institute of Hydraulic Research, Limited Distribution Report No.131, The University of Iowa, Iowa city, Iowa, USA, 1985.
11. Liggett, J.A. and Cunge, J.A., "Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations", *Water Resource Publications*, Ft. Collins, Colorado, 1975.
12. Limerinos, J.T., *Determination of the Manning Coefficient from Measured Bed Roughness in Natural Channels* , Water Supply Paper 1898B ,U.S. Geological

- Survey , 1970.
13. Meyer-Peter, E. and Muller, R., "Formulas for Bedload Transport," IAHR, 2nd Meeting, Stockholm, 1948.
 14. Mitchell, A.R.; and Griffiths, D.F., "The Finite Difference Method in Partial Differential Equations", John Wiley & Sons Inc., New York, 1980.
 15. Molinas, A., and Yang, C.T., Computer program User's Manual for GSTARS, U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation Engineering and Research Center, Denver, Colorado, 1986.
 16. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC), HEC-6 Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs User's Manual, CPD-6, 1993.
 17. Van Rijn, L.C., "Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport" Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.110, No.11, 1613-1641,1984.
 18. Vanoni, V.(ed), "Sedimentation Engineering", ASCE Manual 54, ASCE, New York,1975.
 19. Verway Adrianus and Daubert Odile, "Discussion of Accurate Calculation of Transport in two Dimensions by F.M. Holly and A. Preissmann", Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 104(HYZ), 1116-1118, 1978.
 20. Yang, C.T., "incipient Motion and Sediment Transport" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.99, No. HY10, 1679-1704, 1973.
 21. Yang, C.T., "Unit Stream Power Equation for Gravel," Journal of the Hydraulics Engineering, ASCE, Vol.110, No.12, December, 1679-1704, 1984.
 22. Yang, J.C. & Hsu, E.L." Time-line interpolation for solution of the dispersion equation", Journal of Hydraulic Research, Vol.28, No.4, 1990.
 23. Van Rijn, L.C., "Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.110, No.10, 1984.
 24. Schoklitsch, "River bed degradation below large capacity reservoir", Trans. ASCE, Vol.122, No.4, 1935.
 25. Molinas, A.M. & Yang, C.T.," Generalized Water Surface Profile Computations", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.111, No.3, 1985.
 26. Henderson, F.M., Open Channel Flow, The Macmillan Company, New York, 1966, pp.140-144.
 27. Holly F.M., and Rahuel J.L., "New Numerical / Physical Framework for Mobile-Bed Modelling Part I", Journal of Hydraulic Research, Vol.28, NO.4,

1990.

28. Lai, C., Numerical Modeling of Unsteady Open - channel Flow, Virginia, Reston, U.S. Geological Survey National Center U.S.A., 1986, pp.225.
29. Asai, K., Komatsu, T., Shiomi, H. & Ohgoshi, K.,” Development of a simple and High-Accurate Scheme for 1-D diffusion Simulation”, HYDRA 2000(Vol.2). Thomas Telford, London, 1995.

附錄九

審查意見與處理情形

I.1 第一年期初審查意見及辦理情形對照表

審查委員	意見	辦理情形
蔡教授長泰	2. 本計畫欲發展水庫沉滓運移模式，宜注意水庫於洪水過後之蓄水期間，因流速甚小而產生細粒沉滓之淤積現象。 3. 模式驗證時，需注意不同水庫之相關特性對模式之影響。	1. 謝謝指教，將於未來報告中針對此點提出相關的意見。 2. 謝謝指教，未來模式應用時，將此因素列為考量的重點。
林教授國峰	1. 此計畫之模式係要研發研發新沉滓運移模式，亦或是修正 GSTARS 3.0 模式？請釐清。 2. 本計畫將研發一適用於台灣水庫特性之模式，採用石門水庫做驗證，惟各水庫間特性有所差異，是否可代表台灣水庫之特性？ 3. 未來是否可將本計畫研發模式用於評估阿公店水庫，重新驗證該水庫排砂功能，提供工程設計參考。	1. 主要目的在於研發新模式，GSTARS 3.0 的相關工作重點在於模式的測試。 2. 誠如委員之提問，每個水庫有其特性，本研究為一個開端，期望將來模式能納入不同水庫特性的處理。 3. 遵照主席意見辦理。(阿公店水庫等未來資料齊全後，再以研議。)
陳教授樹群	1. 沉滓運移模式之模擬研究，來砂量為一重要之邊界條件，請教如何估算來砂量（如沖蝕與崩塌）。 2. 石門水庫因挖砂等人為干擾過於嚴重，恐將影響模擬之精確度。 3. 能否就相同邊界及起始條件下分析 GSTARS 2.1、GSTARS 3.0 及 NETSTARS 三模式之差異，並比較其優劣點。	1. 若有量測資料，當可據此設定來砂條件。若無此資料，則可採用試誤法，以底床高程作為率定的標準，修正來砂量。 2. 相較於水庫入砂量，石門水庫每年挖砂量並不大，此挖砂部份的影響應不大。 3. NETSTARS 模式評估測試工作不在本計畫之研究範圍內，目前暫不考慮。GSTARS 3.0 模式乃是根據 GSTARS 2.1 模式繼續增加新的功能，其模式演算架構是相同的。所以，就兩模式均可模擬的相同案例而言，其模擬結果會是一致的。兩個模式的差異在於 GSTARS 3.0 模式能處理更複雜的水利課題。本計畫將於未

	<p>4. 美方是否提供 GSTARS 3.0 原始程式檔？此可針對台灣特殊條件自行修正模式。</p> <p>5. 請說明本計畫係模擬單場暴雨事件或整年累積雨量所造成之水庫淤積，又如何進行模式之檢定與驗證。</p>	<p>來報告中，針對 GSTARS 模式的發展過程與模式功能做詳實的描述。</p> <p>4. 美方未提供，所以本計畫在 GSTARS 3.0 模式部分的主要工作為模式測試工作。</p> <p>5. 整合單場暴雨進行長時模擬。除了實驗室的資料外，並蒐集石門水庫現場量測資料，以進行模式檢定驗證。</p>
賴博士進松	<p>1. 石門水庫利用抽泥船進行清淤工作，經現場操作發現效果良好，惟排放入沉砂池後，其淤泥處置之問題，有時是行政上之困難，如土地取得等之問題。但本計畫在數值模型上則能提供淤積行為之分析，可提供抽砂區域之選定，則十分有價值。</p> <p>2. 現場抽砂船操作過程發現，雖有含砂情形之觀察，但對其抽砂含砂量定量之分析或品管則無法得知，將來提出相關清淤規範時應注意加以規範。</p>	<p>1. 謝謝指教。本計畫將與石門水庫管理單位保持聯繫與討論，並將研究成果提供與管理單位參考。</p> <p>2. 謝謝指教。</p>
蔡副局長茂明	<p>1. 石門水庫上游歷年來建有 120 座大小攔砂壩，其攔截之泥砂量因未做淤積測量而無法確知，模式如何納入模擬考量？建議是否將其中五座較大型攔砂壩，如榮華、義興、巴陵、玉峰等之影響納入。</p> <p>2. 目前水庫淤積測量僅限於淹沒區範圍，且部分資料為手工圖檔，執行單位需自行估算。</p> <p>3. 石門水庫抽泥有歷年來抽泥總量資料，但無分年抽泥量，其中庫區抽泥部分可由目前庫區部分各年斷面量測資料推算，阿姆坪部分則需由執行單位設法克服。</p>	<p>1. 本計畫研究區域不包括石門水庫集水區上游區域，所以暫不考量此部份的效應。</p> <p>2. 謝謝指教，本執行團隊將持續蒐集相關之資料。</p> <p>3. 謝謝指教，本執行團隊將持續蒐集相關之資料。</p>
簡科長俊傑	<p>1. 現有水庫沉滓運移模式除 GSTARS、NETSTARS 等外，是否尚有其他應用模式，請一併蒐集並評估比較其優劣點與</p>	<p>1. 遵照委員意見辦理。</p>

	<p>適用性列入報告中，可作為未來發展數值模式之參考。</p> <p>2. p3-4 提及石門水庫年平均淤砂量約為 300 萬立方米，如何求得？似與現有資料有所出入，請說明之。</p> <p>3. 期初報告中文字及數字之筆誤、圖表與報告章節不致等請一併修正。</p>	<p>2. 此部份係有考量極端事件(如賀伯颱風)之影響，所以數值會較偏高。本執行團隊將持續蒐集相關資料，並於未來報告中說明。</p> <p>3. 遵照委員意見辦理。</p>
劉科長以詮	<p>1. 水庫疏浚除抽、挖砂外，排砂亦為可行之方式，因此模式是否能對異重流現象模擬，應列為計畫發展之重點。</p> <p>2. 淤滯物處理為清淤之困擾，本模式是否有考慮對下游河道放淤之影響？</p> <p>3. 發展沉滓運移模式必須要哪些觀測資料，請於本計畫一併提出，以作為未來規劃改善觀測資料參考。</p>	<p>1. 因本模式發展為水平二維模式，對於異重流模擬有其困難處。</p> <p>2. 此部份工作內容不在本計畫範疇中，暫不考量。</p> <p>3. 遵照委員意見辦理。</p>
郭工程司俊禎	<p>本計畫所研擬之水庫沉滓運移模式，是否含有 GSTARS 3.0 和 NETSTARS 模式之優點，並改善其缺點，以加強本模式之功能，請說明補充。</p>	<p>每個模式有其功能性，本計畫所發展的水庫沉滓運移模式，將朝著適用於台灣水庫的方向發展。</p>

I.2 第一年期中審查意見及辦理情形對照表

審查委員	意見	辦理情形
蔡教授長泰	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水庫沉滓運移模式已完成水理模式部份，在進一步發展沈滓模式時請注意水庫入流泥砂以細粒沈滓為主，淤積也以細粒沈滓為主，其淤積現象宜為沈滓模式之重點。 2. 石門水庫除主流外，其兩側有多條支流匯入，其泥砂輸入對水庫局部淤積的影響也宜加入分析。 3. 石門水庫上游的榮華壩容量大，且尚未淤滿，在演算石門水庫沈滓運移之輸入條件(邊界條件)時，亦應列入考慮。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理。 3. 遵照辦理。
林教授國峰	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫所發展之沈滓運移模式為何用二維正交曲線座標系統？請說明。 2. 曲線座標系統與卡氏座標系統之轉換方程式沒有推導提供於報告中？ 3. 曲線座標系統的使用符號恐有和卡氏座標系統混淆之處，請考慮更動。 4. 部分符號未定義，請補充。 5. 模式測試驗證用到潰壩案例，是否有必要，請斟酌。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 利用曲線座標系統或卡式座標系統均可處理目前的課題，本研究選用曲線座標的原因在於此系統處理不規則邊界問題較為容易。 2. 將於期末報告中補列。 3. 因為控制方程變數眾多，更動符號表示方式可能會使方程式表達趨於繁雜。目前在水庫沉滓運移模式之變數均建構於曲線座標系統，報告中對於每個變數均詳加定義說明，以免混淆。 4. 遵照辦理。 5. 誠如委員所言，潰壩與水庫淤砂無直接無關，故模式測試案例刪除潰壩的部分。
蔡副局長茂明	<ol style="list-style-type: none"> 1. 潰壩案例中請加入探討模擬榮華壩潰壩後，導致下游容量較小之義興壩一併潰壩之分析 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 誠如林教授所言，潰壩與水庫淤砂無直接無關，本研究還是將研究重點著重於水庫淤砂之模擬，潰壩問題暫不考慮。

	<p>2. 關於河川分流、合流之案例，本模式是否可用，請加以探討？</p>	<p>2. GSTARS 3.0 與本研究所發展的水庫沉滓運移模式均無法處理河川分流及合流的問題。但兩模式均可利用側流邊界，適度模擬側入流的問題。</p>
<p>劉科長以詮</p>	<p>1. p2-10 圖 2-1 不清楚，請加強。</p> <p>2. 有關 GSTAR3.0 文中並未提及應用於水庫淤積之案例，應請蒐集類似案例瞭解其適用性並掌握預期成果。</p> <p>3. 本計畫擬發展之二維模式：</p> <p>(a) 水理模式係以實驗室資料作測試，是否有實測資料來作測試，較具說服力。</p> <p>(b) 擬發展之子模式有那些？請說明。</p> <p>(c) 於沈滓運行將考慮應用之公式有那些？請提出說明及解釋引用原因。</p>	<p>1. 遵照辦理。</p> <p>2. 此部份之工作將於期末報告中補列。</p> <p>3.</p> <p>(a) 現場實際案例之模擬為本計畫第二年之主要工作。</p> <p>(b) 主要包含水理及輸砂兩大部分。</p> <p>(c) 在水庫沉滓運移模式發展上，因為沉滓運移公式改變將會改變若干程式的架構，增加程式發展的複雜性。因此，在有限的計畫時程內，目前本計畫僅先考慮一套經驗公式。</p>

I.3 第一年期末審查意見及辦理情形對照表

審查委員	意見	辦理情形
李理事長三畏	<ol style="list-style-type: none"> 1. 計畫預定工作與報告內容相符。 2. 如同保育事業組王工程師所言，建議於報告中增列一章，說明資料蒐集之相關內容。 3. 建議報告中，增列模式使用手冊之運用說明。 4. 請於報告中補列摘要。 5. 計畫名稱中採用”運移”兩字是否恰當。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝指教。 2. 經與王工程師溝通請教後，報告內容之編排方式已依委員意見辦理。 3. 已於報告中增列一個章節，說明及評估水庫沉滓運移模式、GSTARS 3.0 模式及 NETSTARS 模式，使模式使用者能更具體明瞭各模式之功能與應用範圍。 4. 遵照委員意見辦理。 5. 文獻中探討輸砂問題時，多用此描述。
賴博士進松	<ol style="list-style-type: none"> 1. 肯定謝組長推動此計畫，藉由評估美方發展的 GSTARS 3.0 模式，可增進中美雙方的互動。 2. GSTARS 3.0 版中，雖然加入岸壁沖淤、彎道模擬之功能，但是對於有較寬闊庫區之水流流況仍有其限制存在。雖然此模式已應用於大埔水庫及阿公店水庫之模擬，但也僅能展現”擬二維”的特性。就石門水庫而言的模擬而言，GSTARS 3.0 仍有其不足，故二維模式是有其發展的必要。 3. 對於水庫清淤操作課題而言，模擬石門水庫相關案例是有其必要性的，包括淤澱位置、營運管理等。但是用以檢定驗證模式中相關參數的現場量測資料或是水工試驗資料的取得，將會非常困難。未來如何推動與獲得數據，可在報告建議中提出。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 2. 謝謝指教。 3. 遵照委員意見辦理。研究思考可行之方案，並於未來報告中說明。

	<p>4. GSTARS 3.0 模式不是變量流模式，故在庫區中之演算應小心考慮。因為水理會因庫區愈長而流量衰減愈顯著，未來使用時應比較分析其影響。</p> <p>5. 台灣能排砂的水庫沒幾座，大部分靠挖砂，因而在淤砂平面上產生局部坑洞。因此，二維模式有其發展的必要性，去評估挖砂位置、量等是否合宜。</p>	<p>4. 遵照委員意見辦理。</p> <p>5. 遵照委員意見辦理。</p>
陳顧問茂生	<p>1. 經本計畫研究發展沉滓運移模式，可輔助作為水庫防淤規劃及營運計畫之分析工具，成果值得肯定。</p> <p>2. 本案模式發展與測試需要實測資料之蒐集與監測，本計畫資料蒐集工作宜與水庫管理單位合作，以研擬應用本模式必須蒐集之基本資料項目與標準格式，以利未來工作之進行。</p> <p>3. 水庫整體管理應包括上游集水區、庫區與下游河道的區域，建議可整合此三部分沉滓運移之影響，可提供與實務管理與環境影響監控參考。</p>	<p>1. 謝謝指教。</p> <p>2. 此工作方向值得進一步思考，列為明年工作項目參考。</p> <p>3. 將此意見提供與相關決策單位參考。</p>
蔡副局長茂明	<p>1. 石門水庫歷年累積淤積量約 58,810,000 m³，雖佔總容量約 19%，但其中大部分是屬於呆容量的部分。因此，對水庫營運並無「大幅受損」，請予加註說明或更正。</p> <p>2. 表 5-6 中，89~90 年測量成果淤積量為負值，並非完全是清淤之結果，而係水庫容量採用衛星定位系統測量成果計算，發現較以往以二萬五分一地形圖計算成果較為精確(以往成果數量偏小)，請特別說明或不列此部分，以免誤導。</p> <p>3. 石門水庫沉澱池為 13 座，請修正。</p> <p>4. 表 5-7 請將下游水力抽泥船之數量一併計列，可與表 5-6 互補比較。</p>	<p>1. 遵照委員意見辦理。</p> <p>2. 遵照委員意見辦理，於報告中移除此年之紀錄。</p> <p>3. 遵照委員意見辦理。</p> <p>4. 持續石門水庫相關資料蒐集，並於未來報告中補列。</p>

	5. 目前石門水庫兩處清淤地點範圍都不大，歷年均在該處清淤，以水庫營運及砂石利用觀點，該處地點應為適當。但以有效清淤而言，該地點是否為最佳地點，或何處為最佳地點，請一併研究後，提供北水局最為以後清淤計畫參考。	5. 將此工作列為明年重點工作。
保育事業組	本計畫期末報告中，基本資料蒐集散在各章節中，建議將此部分整理為一個專章說明	經與保育事業組王工程師溝通請教後，報告內容之編排方式已依委員意見辦理。
綜合計畫組	1. NETSTAR 英文使用手冊內容中之錯別字，請修正 2. NETSRAR 模式使用公制或英制的單位？	1. 遵照委員意見辦理。 2. 兩者均可。

I.4 第二年期初審查意見及辦理情形對照表

審查委員	意見	辦理情形
陳顧問茂生	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本模式之應用需長期正確之觀測記錄，石門水庫屬大型具規模且管理良好之水庫，為期本模式之廣泛應用於各水庫，請於本年工作項目「基本資料蒐集與分析」內研提水庫管理單位應觀測與分析之資料或應備之替代資料。 2. 本案成果可供水庫浚渫方案進行評估，並研擬後續之方案模擬。為便利水庫管理單位之應用，請研析模式與評估之實際效益分析，以供管理單位使用。 3. 本計畫未來報告內容，應符合計畫題目，加強「應用」之適用範圍與推廣使用。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照委員意見辦理，相關內容請參閱本報告第三章所述。 2. 遵照委員意見辦理。 3. 遵照委員意見辦理，相關內容請參閱本報告第四章所述。
林教授國峰	<ol style="list-style-type: none"> 1. 第一年研究成果已指明 GSTARS 3.0 模式不適用於石門水庫，因此本年宜把心力放在自行發展的模式，請參酌。 2. 模式中將植入適當的沉降經驗公式，執行單位對此等經驗公式不知有何構想。此等經驗公式可能因沉澱特性不同而異，應如何修正？請說明。 3. 浚渫方案評估提到抽砂量之合理性，此處「合理性」之意義為何？請說明。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照委員意見辦理。 2. 首先先訂定靜水沉降之水理條件為水流流速小於某一設定值，再引進深度方向沉澱濃度分布之經驗式(如 Rouse (1973)方程式)，以計算水庫為靜水狀態時之落淤量。另外，修正的方式則需選定敏感度較大的重要影響參數，再以實測資料率定驗證後決定。 3. 合理性的評估標準為「抽砂量是否影響發電進水口的操作」，以符北水局實際需求。

	4. 控泥船和抽泥船清淤資料並不詳盡，如何反應於模擬（或模式）中，請說明。	4. 在僅知抽砂量及抽砂區域，而無抽砂對床型影響資料的情況下，本計畫在進行數值模擬時，擬將此抽砂量均勻分配至此抽砂區域。
李教授三畏	<ol style="list-style-type: none"> 1. 九十一年度之成果宜在計畫報告書中摘錄，並將第二年需解決的問題列出，供為第二年研究之參考依據，請修正。 2. 依據水庫淤積資料，每次颱風均有大量淤積產生，此一現象希能列入研究中，以使模式更加完備。 3. p.20 水力抽泥船列入本計畫中之功用，其機制為何？請說明。 4. 水庫尾水高度以上地區設置防砂壩，其攔蓄砂石之機制及影響為何？請說明 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照委員意見辦理，相關內容請參閱本報告第一章所述。 2. 遵照委員意見辦理。 3. 此部分主要是說明石門水庫清淤的現況，此清淤相關資料可提供與模式設定淤澱位置及評估淤澱量參考。 4. 受攔砂壩影響的情況下，粗顆粒泥砂將可能不會進入庫區，在進行數值模擬時，則需調整上游入砂邊界條件。
賴博士進松	<ol style="list-style-type: none"> 1. 石門水庫利用抽泥船抽砂時，應評估如何取得庫床高程測量之詳細地形等高線的資料，如此才可給予數模地形高程資料。 2. 泥砂壓密及沖刷啟動時，例如其中(3-5)式中之M'值應利用實驗室水槽試驗，進行石門水庫淤泥之特性分析，以獲得其資料。 3. 淤砂的行為應有兩部份，一為長期淤積行為，可以歷年淤積資料及庫底縱剖面來檢定驗證模式；另一為局部之採砂(阿姆坪)及抽砂(取水口前)，單場洪水可能使庫底有所變動，故 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將此意見提供與水庫管理單位參考。本計畫實際執行時，將以抽泥船所走的範圍大概畫一範圍，以此範圍配合抽砂量，以進行數值模擬。 2. 此試驗課題不在本計畫工作範圍內，但誠如賴博士所言M'值對不同沉滓有不同結果，若能得此資料將可解決石門水庫一些沉滓參數的問題。 3. 遵照委員意見辦理。

	應另外分析之。	
劉科長以銓	<ol style="list-style-type: none"> 1. 在模式率定與驗證部分，在河床載之資料部分是否有需要？另外，管理單位需要提供什麼資料，數值模式才可執行？請說明。 2. 本模式是否可以考慮水力排砂之方式進行模擬？請說明。 3. 技術轉移的部分，請就規模次數說明。 4. 對於崩塌地產生的淤積，應該如何於模式中考量？請說明。 5. 目前發展的模式能否模擬異重流？請說明。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 若有河床載資料，將可提供模式率定與驗證工作更可靠的成果。管理單位需提供的資料，請參閱本報告第一章所述。 2. 石門水庫並不具備水力排砂的條件，因此在石門水庫應用例暫不考慮此問題。 3. 將於年底舉辦一次講習會，邀請相關單位參加。 4. 崩塌地之影響，在本計畫中暫不考慮。 5. 對異重流而言，深度方向的效應不可忽略，在本計畫所發展的模式忽略深度方向效應的情況下，模式將無法模擬異重流的情況。

1.5 第二年期中考查意見及辦理情形對照表

審查委員	意見	辦理情形
<p>經濟部水利署 陳顧問茂生</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本案水庫沉澱運移模式從去年之成果及期初審查所提意見均已參考辦理，並已完成石門水庫實例之功能測試及成果，甚具水庫營運、檢討防淤及清除淤泥計畫之重要工具。 2. P3-1 所探討基本資料，在台灣地區大型水庫尚未非常完整，而中小型水庫將缺乏資料。故經濟與效益之考量，請在文中建議本模式適用之水庫（或水庫規模）及請加強監測資料之要求事項。 3. 本案模式發展之初期希望有較完整之實測資料驗證，但擬訂重要參數以後，請檢討簡化監測數量與頻率之措施，以符精簡管理之目標。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理。 3. 遵照辦理。
<p>台灣大學土木系 林教授國峰</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 請補充斷面位置圖。 2. 圖 5-2 的斷面底床高程資料，各斷面年份不一致。採用民國 54 年底床高程資料之理由為何？ 3. 圖 5-8 的流速場看不出流速大小。又報告提及由該圖可看出模擬結果之合理性，有關合理性方面能否請委託機關量測一些流速資料以作驗證。 4. GSTARS3.0 既不適用於石門水庫，現欲應用於大埔及阿公店兩水庫，不知預期是否可行？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 因有些年份的資料缺乏，導致於各斷面年份不一致。54 年的底床資料是為隨機採用。 3. 流速大小的標示將於期末報告中加強，其驗證的資料將與北區水資源局做進一步討論。 4. 評估結果將於期末報告中說明。
<p>台北科技大學土木系 李教授三畏</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 依據第三章敘述水庫沉澱運移模擬所需輸入資料尚有待管理單位量測，管理單位有否能力量測？應請在編製手冊時列入考慮。 2. 量測資料之採樣位置，建議在報告中有較明確之說明，並考慮其他水庫之可用性，以利操作運用。 3. 計畫中有二個模式 GSTAR3.0 及沉澱運移模擬，結果將運用哪一項計畫成果 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理。 3. 於期末報告將作具體說明。

	為依據，宜作具體說明。	
台灣大學水工試驗所 賴博士進松	<ol style="list-style-type: none"> 1. 利用數模來模擬水庫庫區之水理與輸砂時，二維模式可獲得比一維模式更為詳細之資料，但是若希望得到正確的參數檢定驗證結果，水庫單位應考慮進行較準確之資料收集與現場量測，如此才可提供未來規模在水庫庫區之應用。 2. 凝聚性沉滓之模擬所需要的參數，即泥砂壓密及沖刷的行為模擬，基本上仍需要實際之泥砂採樣分析才可獲得，希望石門水庫庫區之泥砂量測資料，能由北水局規劃並編列經費來支持此研發案。 3. 在石門水庫清淤記錄，在中游庫區有實際的採砂，希望北水局能夠提供詳細之數據，如此才可提供模式較正確的輸入資料。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將與水庫管理單位討論相關資料的量測與收集。 2. 謝謝指教。將此意見提供與北水局參考。 3. 謝謝指教。北水局已提供相關清淤記錄。
成功大學水利及海洋系 蔡教授長泰	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水庫中凝聚性沉滓淤積行為當與靜水或接近靜水時淤積行為有關，故建議考慮依據演算結果之局部濃度及沈降時間演算淤積量（靜水淤積澄清時間）。 2. 建議探討是否有異重流現象。 3. 建議應用二維模式分析細粒沉滓（凝聚性沉滓）之可沖刷範圍，以及抽泥區之回淤現象。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 在石門水庫既有的資料中，可能無法判別是否會有異重流的現象。另外，異重流非本計畫探討之重點。 3. 遵照辦理。
台北科技大學土木系 李教授鴻源	<ol style="list-style-type: none"> 1. RESED 2D 為二維模式，GSTAR3.0 為擬似二維模式，如何比較？二維模式對資料精度要求較高，可否提供更精準的描述。 2. 黏性材料之物理特性描述是本研究模擬之成敗，主辦單位應成立計畫建立 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 比較的重點將放在兩模式均可得到的結果，在本計畫中主要為底床高程變化的部分。模式展示部分，二維模式將可提供更精確的描述(相較於擬似二維模式而言)。 2. 謝謝指教。將此意見提供與主辦單位參考。

	<p>這些關係式。</p> <p>3. 抽砂量應有相當詳細的記錄，請北水局提供出來給研究單位比較之用。</p> <p>4. 研究單位應將模擬細節作較詳細的描述，如歷年流量如何訂定、上下游邊界條件等。目前提出之率定及驗證多為定性描述，期末報告應對定量方面多所著墨。</p>	<p>3. 謝謝指教。北水局已提供相關抽砂資料。</p> <p>4. 遵照辦理。</p>
<p>經濟部水利署 北區水資源局 邱先生</p>	<p>1. 量測資料項目、精度、設施之建置，請依水庫規模建議之。</p> <p>2. 85~89年間淤積量大增係：(1) 下游未有抽砂 (2) 85-87年遇大颱風。</p>	<p>1. 於期末報告中補充說明。</p> <p>2. 謝謝指教。</p>
<p>經濟部水利署 保育事業組 劉科長以銓</p>	<p>RESED 2D 和 GSTAR3.0 在什麼情況下作比較。</p>	<p>以石門水庫應用例之特性為基準，分別選用合適案例，利用 RESED2D 和 GSTAR 3.0 模式模擬，並進行比較分析。</p>

I.6 第二年期末審查意見及辦理情形對照表

審查委員	意見	辦理情形
台灣大學土木系 林教授國峰	<ol style="list-style-type: none"> 1. 先前審查意見已有適當回覆，研究成果值得肯定。 2. 水庫斷面底床高程資料，圖中各斷面的年代不一，不知原因為何？ 3. 底床高程變化圖看不清楚，請修正。 4. 石門水庫模擬範圍之計算格網是否為正交？ 5. GSTARS 2.0、2.1 和 3.0 能否列表說明其相關之處。又新增水庫輸砂公式不適用於台灣，不知執行單位有何建議？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝指教。 2. 底床高程資料圖中，分別列出不同年代之資料。因此，不同年代之資料分別代表各年之量測結果。 3. 原圖為採色版本，因此列印成黑白時，會較不清晰。將於定稿時修正。 4. 現場案例計算格網很難達到完全正交，目前僅為近似證交格網。 5. GSTARS 不同版本之比較如表 4-2 所示。新增輸砂公式不適用於台灣之問題，會提供與美方楊博士參考。
台灣大學土木系 李教授鴻源	<ol style="list-style-type: none"> 1. GSTARS 因為沒有懸浮載的落淤功能，因此並無法反應不平衡輸砂行為，無論採用何種輸砂公式，均無法適用於水庫，應明確指出。 2. 建議北水局做幾場二維斷面測量。 3. 上游入砂量與下游淤積量應無直接關係，建議將這部分去除或加以適當修正。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 將此意見提供與北水局參考。 3. 遵照辦理。
成功大學水利及 海洋系 蔡教授長泰	<ol style="list-style-type: none"> 1. P6-6，對於浚淤位置之影響分析，以民國九十年之底床與水文資料進行清淤模擬分析，顯示在中游浚淤不影響 R3 斷面，建議繼續作連續多年之模擬分析，比較中游段不浚淤對 R3 之影響。 2. P6-7，合理浚淤量定義為 R3 至 R7 間之年淤積量，建議亦作多年之模擬分析，檢討 R7 以上之淤積是否會造成 R3 至 R7 間之坑狀而有滑動現象。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 目前本計畫案例模擬採用的浚淤量為歷年最大清淤量，就定性參考而言，應已具足夠代表性。 2. 因石門水庫資料不足，此部分可能無法進行多年模擬，相關說明請參考 6.5 節所述。

<p>台灣大學水工試驗所 賴博士進松</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 圖 6.1 可將斷面編號繪於格網圖中，並可將中游、下游浚淤之施作範圍標示出來，以利說明。 2. 浚淤範圍的選定在中游段及下游段是利用大斷面，未來可考慮局部浚淤之方式來評估。 3. 庫區底床之地形資料希望能有等高線的資料，對浚淤範圍較精確的選定則十分重要。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 謝謝指教。 3. 謝謝指教。將此意見提供與北水局作為未來量測工作參考。
<p>經濟部水利署 陳顧問茂生</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫評估 GSTARS 模式應用於水庫沉滓運移模擬，檢討石門水庫沉滓運移，提供水庫應用之參考，並協助中美水庫技術支援合作計畫，甚具成效。 2. 石門水庫應用例將凝聚性沉滓淤積作測試，並研提對發電取水口之影響分析，請對水庫管理單位為後續應加強監測與模式參數修訂與實用作建議。 3. 遇豪大雨或颱風時，水庫將有大量泥沙流入，故利用本模式檢討個案暴雨時之石門水庫沉滓運移情形與即時獲得管運影響之應用。 4. 直接應用此模式於台灣水庫模擬時，仍具限制存在？可否以正面方式提可用範圍？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝指教。 2. 請參考報告 3.2 節所述。 3. 謝謝指教，並將此意見提供與北水局參考。 4. 請參考報告第四章模式評估比較部分之成果。
<p>經濟部水利署 北區水資源局 蔡副局長茂明</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本局對交大防災中心於計畫執行中，協助本局就部分老舊資料進行數位化工作，在此先向執行單位致謝。 2. 本計畫之研究成果及應用，希望交大防災中心於未來辦理訓練講時，除將技術移轉予水庫管理單位外，建議就本計畫成果及運移模式，如何應用於各不同水庫使用，略作說明，並就計畫所建議各水庫所應辦理之各項觀測項目、頻率及資料數位化整理等，列為訓練教育項目之一，以為日後類 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝指教。 2. 技術移轉為本計畫之重點，委員相關意見將遵照辦理。本計畫之計畫目的為應用於石門水庫，至於其他水庫的問題，在沒有實際進行分析研究的情況下，本研究團隊可能不宜貿然驟下結論。

	<p>似研究計畫之資訊來源。</p> <p>3. 計畫第 2-14 頁表列資料，56 年 5 月攔水庫容量誤植為 383520 應為 283520，85 年 11 月攔水庫容量誤植為 251257 應為 251780，請修正。</p> <p>4. 計畫第 2-15 頁表列資料，因石門水庫於中游段之清淤作業係常態時採抽砂船浚淤，於枯水期河床裸露時，機動採以機械開挖辦理，並非表列「挖泥」船清淤之方式，請修正之。(建議該表資料將該欄住中()文字去除)</p> <p>5. 合理浚淤量由於並未去分析分析每年抽砂能力，且其推估方法並不完整且缺乏足夠驗證資料，且浚淤並不能固定集中在 R3-R7 斷面此範圍，對於以後執行上會有困難。</p>	<p>3. 遵照辦理。</p> <p>4. 遵照辦理。</p> <p>5. 將於定稿中修正該部分之文字內容。</p>
<p>經濟部水利署 保育事業組 黃工程師琮達</p>	<p>1. 本計畫成果應回饋給實際執行單位，以提供管理的參考。</p> <p>2. 對於台灣中小型水庫，相關資料均不齊全，能否有一精簡版可供使用。</p>	<p>1. 遵照辦理。</p> <p>2. 此部分之內容可能還有待進一步進行不確定與風險分析工作後，方能提出相關建議。建議可列為未來繼續推動之工作之一。</p>

附錄十

歷年參與工作人員一覽表


附錄十 歷年參與工作人員一覽表

第一年

計畫主持人	楊錦釗 教授
共同主持人	許盈松 博士
工作人員	謝德勇

第二年

計畫主持人	楊錦釗 教授
工作人員	謝德勇 博士
	姜世偉
	盧琇真
	張益家
	廖仲達

 經濟部水利署

台北辦公區（出版）

地址：台北市信義路三段41之3號9~12樓

總機：（02）37073000

傳真：（02）37073166

免費、服務專線：0800212239

台中辦公區

地址：台中市黎明路二段501號

總機：（04）22501250

傳真：（04）22501628

免費、服務專線：08000001250