

100-152-7570
MOTC-IOT-98-H1EB006

橋墩沖刷計算模式之建立研究



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 12 月

100-152-7570
MOTC-IOT-98-H1EB006

橋墩沖刷計算模式之建立研究

著者：邱永芳、謝明志、曾文傑、林雅雯、廖哲民
許長安、廖翊鈞、陳彥璋、李冠暉、黃進國
羅冠顯、郭庭鳴

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 12 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

橋墩冲刷計算模式之建立研究

/邱永芳等著. --初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，

民 100.12

面；公分

ISBN 978-986-03-1270-6 (平裝)

1. 橋樑工程 2. 數值分析

441.816

100027843

橋墩冲刷計算模式之建立研究

著者：邱永芳、謝明志、林雅雯、廖哲民、許長安、廖翊鈞、陳彥璋、
李冠曄、黃進國、羅冠顯、郭庭鳴

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 台北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 100 年 12 月

印刷者：彩霖股份有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 150 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定價：400 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 台北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02)25180207

五南文化廣場：40042 台中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010004967

ISBN：978-986-03-1270-6 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

100

橋墩沖刷計算模式之建立研究

交通部運輸研究所

GPN : 1010004967

定價 400 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-03-1270-6（平裝）	政府出版品統一編號 1010004967	運輸研究所出版品編號 100-152-7570	計畫編號 98-H1EB006
本所主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 研究人員：林雅雯 聯絡電話：04-26587197 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司 計畫主持人：廖哲民工程師 研究人員：許長安、廖翊鈞、陳彥璋、李冠曄、 黃進國、羅冠顯、陳家隆 地址：台北市南京東路五段一七一號十四樓 聯絡電話：02-27698388	研究期間 自 98 年 10 月 至 100 年 12 月	
關鍵詞：數值模擬分析、橋墩沖刷、橋河共治區			
摘要：			
<p>國內近年來落橋事件持續發生，人民生命財產安全飽受威脅，對於橋墩之沖淤機制必須加以瞭解，方可提出有效之因應對策，以防止此類災害再次發生。</p> <p>本研究之目的期望藉由理論的研析、數值分析計算模式的研發、現場案例的模擬檢討，協助釐清橋河共治區的水理與動床問題，解析結構物的設置對水理條件與床型變化的影響，並完成沖刷深度推估模式，可提供與相關管理單位作為橋梁維護管理的參考依據及防災預警參考應用。</p> <p>本研究發展之水深平均平面二維水理模式是奠基於明渠流理論，而二維明渠流即是三維 Navier-Stokes 方程組之簡化與近似，一般統稱其為二維淺水波方程組或 2D Saint-Venant 方程組。</p> <p>本研究建置之定床水理數值模式已整合彎道二次流、內部邊界處理，並完成以數個具實驗資料之定床水理算例來驗證所建置之二維變量流水理模式之精確度。結果顯示本研究所提出之數值模式可適用於恆定性緩變量至非恆定性急變量之各種流況，特別是對含水躍或移動震波等不連續水流問題有極佳之解析能力。此外，本模式可模擬乾濕交替之河床，配合非結構性網格處理不規則河道、阻水構造物與地形之優勢，可有效模擬實際水利工程遭遇之各種流況。而輸砂及動床水理部分亦已完成整合彎道二次流、內部邊界處理，並與相關實驗資料驗證其功能性，驗證結果顯示本動床模式可合理模擬一般河道之沖淤變化。並也建立沖刷深度推估模式、完成沖刷深度與水理條件之關聯性分析，協助另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』預警系統之建立，提供橋梁管理單位規劃設計與防災預警參考。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
100 年 12 月	422	400	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級：			
<input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （解密條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密）			
<input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS

TITLE: Establishment of bridge scouring models			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-03-1270-6 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010004967	IOT SERIAL NUMBER 100-152-7570	PROJECT NUMBER 98-H1EB006
DIVISION: Harbor and Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Ming-jyh Hsieh PROJECT STAFF: Ya-wen Lin PHONE: 04-26587197 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM October 2009 TO December 2011
RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, LTD. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Che-min Liao PROJECT STAFF: Hsu Chiang-an, Liao Yi-jiun, Chen Yen-chang, Li Guan-ye, Huang Chin-kuo, Luo Guan-Suan, Chen Jia-long ADDRESS: PHONE: 07-3814526ext5256			
KEY WORDS: numerical simulation, bridge scouring, bridge-river co-governance.			
ABSTRACT: <p>The bridge broken event continues to occur threaten life and property of society. It is necessary to understand the mechanism of pier scouring to propose the effective countermeasures.</p> <p>The purpose of the project is to clarify the hydraulic and mobile bed problems by the theory research analysis, numerical analysis model of the development, and on-site review of case simulations. The project also completed a scour depth estimation model to provide early disaster warning for cross-river bridge. It is expected to provide reference for bridge maintenance and management.</p> <p>The research developed a depth-average two-dimensional hydrodynamic model basing on the theory of open channel flow. The two-dimensional hydrodynamic model is the simplified approximation of three-dimensional Navier-Stokes equations and generally referred as two-dimensional shallow water equations or the 2D Saint-Venant equations.</p> <p>The fixed-bed numerical hydraulic model had integrated the secondary flow and the internal boundary treatment and been finished and verified with a number of experimental data. The results showed that the numerical model proposed in this study could be applied in steady gradually varied flow and unsteady rapidly varied flow, especially for hydraulic jump and rolling waves. In addition, the model can simulate the alternation of the wet and dry riverbed and deal with the non-structural irregular grids, which has advantage in effectively simulating the actual flow conditions.</p> <p>The moving-bed module had integrated the secondary flow and the internal boundary treatment. Verifying with relevant experimental data, it showed that the model can reasonably simulated erosion and deposition.</p> <p>The project also established scouring depth estimation model and completed analysis of scour depth associated with the hydrological conditions. It also assisted the sub-project: "bridge crossing safety warning system to establish research and integration of operations" to establish early warning systems for the bridge management unit and design reference.</p>			
DATE OF PUBLICATION December 2011	NUMBER OF PAGES 422	PRICE 400	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

橋墩沖刷計算模式之建立研究

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目 錄.....	III
圖目錄.....	VII
表目錄.....	XV
第一章 前言.....	1-1
1.1 計畫背景.....	1-1
1.2 委託研究範圍.....	1-2
1.3 工作項目.....	1-3
1.4 計畫目的.....	1-4
1.5 預期成果與效益.....	1-4
第二章 國內外研究情形.....	2-1
2.1 定床水理模式.....	2-1
2.2 輸砂及動床水理模式.....	2-6
2.3 橋墩沖刷.....	2-9
第三章 理論架構及數值方法.....	3-1
3.1 二維水理理論架構.....	3-3
3.1.1 二維淺水波方程組.....	3-4
3.1.2 紊流剪應力與紊流模式.....	3-7
3.1.3 延散剪應力與二次流模式.....	3-9
3.1.4 水工結構水理模擬.....	3-12
3.2 二維輸砂理論架構.....	3-12

3.2.1	懸浮載與河床載質量守恆方程式.....	3-14
3.2.2	河床質級配方程式.....	3-16
3.2.3	泥砂連續方程式.....	3-17
3.2.4	輸砂輔助關係式.....	3-18
3.3	二維水理數值模式.....	3-27
3.3.1	空間離散法.....	3-28
3.3.2	通量差分離法.....	3-31
3.3.3	時間離散法.....	3-35
3.3.4	紊流模式.....	3-37
3.3.5	邊界條件.....	3-37
3.3.6	初始條件.....	3-41
3.4	二維輸砂數值模式.....	3-43
3.4.1	懸浮載傳輸方程式.....	3-43
3.4.2	河床質級配與泥砂連續方程式.....	3-44
第四章	水理及輸砂模式驗證.....	4-1
4.1	Bellos 等人(1992)之潰壩試驗.....	4-1
4.2	渠槽 90°轉彎之潰壩模擬.....	4-3
4.3	Dam-break Flow in the Toce Valley.....	4-6
4.4	渠道存在結構物之潰壩模擬.....	4-9
4.5	Rozovskii (1961) 180°彎道定量流試驗.....	4-15
4.6	Steffler (1984) 270°彎道定量流試驗.....	4-21
4.7	Tamai 等人(1983)連續彎道定量流試驗.....	4-24
4.8	渠道平衡坡度.....	4-27
4.9	Suryanarayana (1969)之渠道沖淤試驗.....	4-28
4.9.1	Run 22 均勻沉滓沖刷試驗.....	4-29
4.9.2	Run 21 均勻沉滓淤積試驗.....	4-34

4.9.3	Run 15 非均勻沉滓沖刷試驗	4-36
4.10	顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗	4-52
4.11	遷急點變遷模擬	4-55
4.12	U 形彎道動床模擬	4-58
第五章	定床模式應用案例	5-1
5.1	國道 1 號大甲溪橋	5-4
5.1.1	模擬河段基本資料	5-4
5.1.2	模式建置	5-5
5.1.3	模擬成果	5-10
5.2	國道 3 號大甲溪橋	5-14
5.2.1	模擬河段基本資料	5-14
5.2.2	模式建置	5-14
5.2.3	模擬成果	5-20
5.3	地形資料的重要性	5-25
第六章	二維非均勻質動床模式應用案例	6-1
6.1	動床模式參數之率定及驗證	6-1
6.1.1	基本資料	6-1
6.1.2	輸砂參數	6-6
6.1.3	控制參數敏感度分析	6-15
6.1.4	模式率定成果討論	6-29
6.1.5	模式驗證成果討論	6-29
6.2	動床模式應用案例	6-44
6.2.1	國道 1 號大甲溪橋	6-44
6.2.2	國道 3 號大甲溪橋	6-50
6.2.3	動床模式綜合評估	6-56
第七章	橋河共治區案例模擬	7-1

7.1 大甲溪石岡壩下游河段治理對策概略.....	7-1
7.2 橋河共治區案例模擬.....	7-3
第八章 橋墩沖刷深度推估.....	8-1
8.1 橋墩沖刷深度.....	8-1
8.1.1 一般沖刷.....	8-1
8.1.2 束縮沖刷.....	8-2
8.1.3 局部沖刷.....	8-5
8.2 沖刷深度推估模式之建立與驗證.....	8-11
8.2.1 沖刷深度推估模式之建立.....	8-11
8.2.2 沖刷深度推估模式之驗證.....	8-12
8.3 沖刷深度與水理特性之關連性分析.....	8-12
8.3.1 國道 1 號大甲溪橋.....	8-15
8.3.2 國道 3 號大甲溪橋.....	8-19
8.4 預警系統建置.....	8-25
第九章 結論與建議.....	9-1
9.1 結論.....	9-1
9.2 建議.....	9-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 SWFS2DUG 數值模式之 I/O 說明.....	附錄 1-1
附錄二 期中期末報告審查意見處理情形表.....	附錄 2-1
附錄三 期末報告簡報資料.....	附錄 3-1

圖目錄

圖 3.1 模式數值計算流程圖	3-3
圖 3.2 彎道曲線座標系統	3-11
圖 3.3 沉滓傳輸型態示意圖	3-13
圖 3.4 有限體積非結構性網格離散示意圖	3-31
圖 3.5 邊界型態示意圖	3-38
圖 4.1 Bellos et al. (1992) 潰壩試驗佈置	4-1
圖 4.2 Bellos 等人之潰壩案例實驗值與計算結果之比較	4-3
圖 4.3 渠槽 90°轉彎潰壩案例：佈置圖（單位：公分）	4-4
圖 4.4 渠槽 90°轉彎潰壩案例：水位比較圖	4-5
圖 4.5 渠槽 90°轉彎潰壩案例：水面歷時圖	4-6
圖 4.6 Toce valley 河床地形與量測點位置	4-7
圖 4.7 Toce valley 潰壩模擬之計算網格	4-7
圖 4.8 Toce valley 潰壩模擬在量測點之水位比較圖	4-8
圖 4.9 Toce valley 潰壩模擬水位歷時變化圖	4-9
圖 4.10 Soares-Frazão and Zech (2007) 試驗水槽佈置及量測位置	4-10
圖 4.11 Soares-Frazão and Zech (2007) 潰壩算例：各測點之水位比較	4-12
圖 4.12 Soares-Frazão and Zech (2007) 潰壩算例：與其他數值解之比較	4-13
圖 4.13 Soares-Frazão and Zech (2007) 潰壩算例：水面高程等位圖	4-14
圖 4.14 Rozovskii(1961)之彎道幾何及試驗量測位置	4-16
圖 4.15 Rozovskii(1961)彎道算例：各斷面流速剖面比較	4-18
圖 4.16 Rozovskii(1961)彎道算例：水位高程比較	4-19
圖 4.17 Rozovskii(1961)彎道算例：水位及流速分布比較	4-20
圖 4.18 Steffler(1984)之彎道幾何及試驗量測位置	4-21
圖 4.19 Steffler(1984)彎道算例：各斷面流速剖面比較	4-23

圖 4.20 Tamai et al. (1983)之彎道幾何及試驗量測位置	4-24
圖 4.21 Tamai et al. (1983) 彎道算例：各斷面流速剖面比較	4-25
圖 4.22 Tamai et al. (1983) 彎道算例：各斷面水深比較	4-26
圖 4.23 平衡坡度驗證算例：上游水位隨時間變化圖	4-27
圖 4.24 平衡坡度驗證算例：渠道沿程之底床高程隨時間變化圖	4-28
圖 4.25 Suryanarayana (1969)試驗之沉滓粒徑分布曲線	4-29
圖 4.26 Suryanarayana 沖刷案例 22：Yang 河床質載公式	4-31
圖 4.27 Suryanarayana 沖刷案例 22：Engelund-Hansen 河床質載公式	4-32
圖 4.28 Suryanarayana 沖刷案例 22：van Rijn 河床質載公式	4-33
圖 4.29 Suryanarayana 淤積案例 21：van Rijn 河床載公式	4-35
圖 4.30 Suryanarayana 淤積案例 21：van Rijn 河床載公式(完)	4-36
圖 4.31 Suryanarayana 沖刷案例 15：Yang 河床質載公式	4-38
圖 4.32 Suryanarayana 沖刷案例 15：Acker-White 河床質載公式	4-39
圖 4.33 Suryanarayana 沖刷案例 15：Engelund-Hansen 河床質載公式	4-40
圖 4.34 Suryanarayana 沖刷案例 15：Karim 河床質載公式	4-41
圖 4.35 Suryanarayana 沖刷案例 15：van Rijn 河床質載公式	4-42
圖 4.36 Suryanarayana 沖刷案例 15：Toffaleti 河床質載公式	4-43
圖 4.37 Suryanarayana 沖刷案例 15：Einstein 河床質載公式	4-44
圖 4.38 Suryanarayana 沖刷案例 15：Wu-Wang-Jia 河床質載公式	4-45
圖 4.39 Suryanarayana 沖刷案例 15：Schoklitsch 河床載公式	4-46
圖 4.40 Suryanarayana 沖刷案例 15：Meyer-Peter-Muller 河床載公式	4-47
圖 4.41 Suryanarayana 沖刷案例 15：Ho-Huang 河床載公式	4-48
圖 4.42 Suryanarayana 沖刷案例 15：Smart 河床載公式	4-49
圖 4.43 Suryanarayana 沖刷案例 15：Wilcock-Crowe 河床載公式	4-50
圖 4.44 Suryanarayana 沖刷案例 15：Parker 河床載公式	4-51
圖 4.45 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗：平衡、超載、減載及清水沖刷四個階段末期之底床與水位縱向剖面計算結果與試驗量測值之比較	4-55

圖 4.46 Brush and Wolman (1960)遷急點變遷試驗：初始流場.....	4-56
圖 4.47 Brush and Wolman (1960)遷急點變遷試驗：在時間 T=160 分鐘 時採用不同輸砂公式計算之底床高程與實驗量測值之比較.....	4-57
圖 4.48 U 形彎道沖淤模擬：T = 1200 s 時底床變動量之計算結果。 上圖：無考慮二次流效應；下圖：有考慮二次流效應.....	4-58
圖 5.1 國道 1 號大甲溪橋影像圖(Google Earth)	5-2
圖 5.2 國道 3 號大甲溪橋影像圖(Google Earth)	5-2
圖 5.3 辛樂克颱風石岡壩放流歷線	5-4
圖 5.4 國道 1 號大甲溪橋附近歷年河道變遷圖	5-5
圖 5.5 國道 1 號大甲溪橋模擬範圍內之河床模擬地形	5-7
圖 5.6 國道 1 號大甲溪橋模擬範圍內之網格式	5-7
圖 5.7 國道 1 號大甲溪橋模擬範圍內橋墩周遭網格式加密情形.....	5-7
圖 5.8 國道 1 號大甲溪橋上游邊界流量歷線(斷面 27).....	5-8
圖 5.9 國道 1 號大甲溪橋下游邊界水位歷線(斷面 21).....	5-9
圖 5.10 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時水位分佈圖.....	5-11
圖 5.11 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時流速分佈圖.....	5-11
圖 5.12 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時水位分佈圖.....	5-11
圖 5.13 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時流速分佈圖.....	5-12
圖 5.14 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時水位分佈圖.....	5-12
圖 5.15 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時流速分佈圖.....	5-12
圖 5.16 國道 1 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時水位及流場分佈圖	5-13
圖 5.17 國道 1 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時流速及流場分佈圖	5-13
圖 5.18 國道 3 號大甲溪橋附近歷年河道變遷圖	5-15
圖 5.19 國道 3 號大甲溪橋模擬範圍內之河床模擬地形	5-16
圖 5.20 國道 3 號大甲溪橋模擬範圍內之網格式	5-16
圖 5.21 國道 3 號大甲溪橋模擬範圍內橋墩周遭網格式加密情形.....	5-17
圖 5.22 國道 3 號大甲溪橋上游邊界流量歷線(斷面 12).....	5-18

圖 5.23 國道 3 號大甲溪橋下游邊界水位歷線(斷面 8).....	5-19
圖 5.24 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時水位分佈圖.....	5-21
圖 5.25 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時流速分佈圖.....	5-21
圖 5.26 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時水位分佈圖.....	5-22
圖 5.27 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時流速分佈圖.....	5-22
圖 5.28 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時水位分佈圖.....	5-23
圖 5.29 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時流速分佈圖.....	5-23
圖 5.30 國道 3 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時水位及流場分佈圖	5-24
圖 5.31 國道 3 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時流速及流場分佈圖	5-24
圖 5.32 以 97 年大斷面資料內差並以低流量計算(國道 1 號大甲溪橋)...	5-25
圖 5.33 以 1m x 1mDTM 資料並以低流量計算(國道 1 號大甲溪橋).....	5-25
圖 6.1 動床模式率定驗證河段(斷面 33 至斷面 23-2)	6-1
圖 6.2 模式率定驗證河段現況照片	6-2
圖 6.3 模擬河段民國 93 年地形等高線圖	6-3
圖 6.4 模擬河段民國 94 年地形等高線圖	6-4
圖 6.5 模擬範圍之地形三角網格	6-4
圖 6.6 上游入流量歷線 (率定用)	6-7
圖 6.7 上游入流量歷線 (驗證用)	6-7
圖 6.8 河床質粒徑分佈曲線(護甲層).....	6-12
圖 6.9 河床質粒徑分佈曲線(底層).....	6-12
圖 6.10 模擬河段斷面沖淤量變化(不同輸砂公式).....	6-21
圖 6.11 模擬河段斷面谿線變化(不同輸砂公式).....	6-21
圖 6.12 模擬河段斷面沖淤量變化(不同糙度係數).....	6-22
圖 6.13 模擬河段斷面谿線變化(不同糙度係數).....	6-22
圖 6.14 模擬河段斷面沖淤量變化(上游來砂量改變).....	6-23
圖 6.15 模擬河段斷面谿線變化(上游來砂量改變).....	6-23

圖 6.16 模擬河段斷面沖淤量變化(不同混合層厚度).....	6-26
圖 6.17 模擬河段斷面谿線變化(不同混合層厚度).....	6-26
圖 6.18 模擬河段斷面沖淤量變化(不同 HSED T).....	6-27
圖 6.19 模擬河段斷面谿線變化(不同 HSED T).....	6-27
圖 6.20 模擬河段斷面沖淤量變化 (不同 DZBMAX)	6-28
圖 6.21 模擬河段斷面谿線變化 (不同 DZBMAX)	6-28
圖 6.22 底床變化模擬結果與測量值比較 (93 至 94 年)	6-31
圖 6.23 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 32-1)	6-32
圖 6.24 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 32-1D)	6-32
圖 6.25 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 32)	6-32
圖 6.26 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 31-1)	6-33
圖 6.27 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 31)	6-33
圖 6.28 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 30-1)	6-33
圖 6.29 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 30-1D)	6-34
圖 6.30 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 30)	6-34
圖 6.31 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 29)	6-34
圖 6.32 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 28-1)	6-35
圖 6.33 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 28-1D)	6-35
圖 6.34 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 28)	6-35
圖 6.35 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 27)	6-36
圖 6.36 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 26)	6-36
圖 6.37 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 25)	6-36
圖 6.38 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 24)	6-37
圖 6.39 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 23-1)	6-37
圖 6.40 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 23-1D)	6-37
圖 6.41 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 32-1)	6-38
圖 6.42 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 32-1D)	6-38
圖 6.43 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 32)	6-38

圖 6.44 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 31-1)	6-39
圖 6.45 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 31)	6-39
圖 6.46 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 30-1)	6-39
圖 6.47 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 30-1D)	6-40
圖 6.48 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 30)	6-40
圖 6.49 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 29)	6-40
圖 6.50 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 28-1)	6-41
圖 6.51 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 28-1D)	6-41
圖 6.52 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 28)	6-41
圖 6.53 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 27)	6-42
圖 6.54 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 26)	6-42
圖 6.55 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年斷面 25)	6-42
圖 6.56 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 24)	6-43
圖 6.57 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 23-1)	6-43
圖 6.58 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年, 斷面 23-1D)	6-43
圖 6.59 99 年度國道 1 號大甲溪橋河段地形等高線圖	6-44
圖 6.60 國道 1 號大甲溪橋河段沖淤模擬地形等高線圖	6-45
圖 6.61 國道 1 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤變化圖.....	6-45
圖 6.62 國道 1 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤及流場變化圖.....	6-45
圖 6.63 模擬成果與量測值比較 (斷面 22)	6-46
圖 6.64 模擬成果與量測值比較 (斷面 23)	6-47
圖 6.65 模擬成果與量測值比較 (斷面 23-2)	6-47
圖 6.66 模擬成果與量測值比較 (斷面 23-1D)	6-48
圖 6.67 模擬成果與量測值比較 (斷面 23-1)	6-48
圖 6.68 模擬成果與量測值比較 (斷面 24)	6-49
圖 6.69 模擬成果與量測值比較 (斷面 25)	6-49
圖 6.70 99 年度國道 3 號大甲溪橋河段地形等高線圖	6-50
圖 6.71 國道 3 號大甲溪橋河段沖淤模擬地形等高線圖	6-51

圖 6.72 國道 3 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤變化圖.....	6-51
圖 6.73 國道 3 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤及流場變化圖.....	6-52
圖 6.74 模擬成果與量測值比較 (斷面 9)	6-53
圖 6.75 模擬成果與量測值比較 (斷面 9 上游 249 公尺處)	6-53
圖 6.76 模擬成果與量測值比較 (斷面 9-1D)	6-54
圖 6.77 模擬成果與量測值比較 (斷面 9-1)	6-54
圖 6.78 模擬成果與量測值比較 (斷面 11)	6-55
圖 7.1 數值模擬採用之上游洪水入流量歷線	7-6
圖 7.2 河床質粒徑分佈曲線(護甲層).....	7-6
圖 7.3 河床質粒徑分佈曲線(底層).....	7-7
圖 7.4 案例一模擬成果 (現況)	7-9
圖 7.5 案例二模擬成果 (三處丁壩群設置)	7-10
圖 7.6 案例三模擬成果(左岸灘地開挖+原右岸主深槽採該河段類似級 配粒料堆填)	7-11
圖 7.7 案例四模擬成果 (左岸灘地開挖+原右岸主深河槽護甲粒料堆 填)	7-12
圖 7.8 案例五模擬成果 (三處丁壩群設置+左岸灘地開挖+原右岸主深 河槽護甲粒料堆填)	7-13
圖 8.1 束縮沖刷示意圖	8-3
圖 8.2 橋墩周圍局部沖刷與流況示意圖	8-6
圖 8.3 橋臺周圍局部沖刷與流況示意圖	8-6
圖 8.4 國道 1 號大甲溪橋模擬河段之水理特性	8-14
圖 8.5 國道 3 號大甲溪橋模擬河段之水理特性	8-14
圖 8.6 國道 1 號大甲溪橋 P6 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關係 圖	8-15
圖 8.7 國道 1 號大甲溪橋 P12 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關 係圖	8-16
圖 8.8 國道 3 號大甲溪橋 P21 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關 係圖	8-19

圖 8.9 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關係圖	8-20
圖 8.10 國道 3 號大甲溪橋 P28 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關係圖	8-21
圖 8.11 跨河橋梁安全預警系統之各模式串聯關係圖.....	8-26

表 目 錄

表 4.1 渠槽 90°轉彎潰壩案例之偵測點座標	4-5
表 4.2 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗之初始河床質	4-53
表 5-1 辛樂克颱風石岡壩放流量記錄表	5-3
表 5-2 國道 1 號大甲溪橋上游流量邊界條件(斷面 27)	5-8
表 5-3 國道 1 號大甲溪橋下游水位邊界條件(斷面 21)	5-9
表 5-4 國道 3 號大甲溪橋上游流量邊界條件(斷面 12)	5-18
表 5-5 國道 3 號大甲溪橋下游水位邊界條件(斷面 8)	5-19
表 6-1 中山高大甲溪橋固床工處之水位—流量關係	6-8
表 6-2 採樣點篩分析成果表	6-9
表 6-2 採樣點篩分析成果表(續)	6-10
表 6-2 採樣點篩分析成果表(續)	6-11
表 6-3 粒徑區間設定	6-11
表 6-4 河床質粒徑分佈設定分區	6-14
表 6-5 模式各分區之輸砂修正係數及可沖淤深度	6-14
表 6-6 大甲溪模擬河段沖於控制參數變化測試案例	6-17
表 7-1 沖刷河段橋河共治河道穩定對策	7-2
表 7-2 舊山線鐵路橋至中山高大甲溪橋河道調整措施模擬案例設定	7-4
表 8-1 Laursen (1960) 束縮沖刷深度公式河床質輸送特性指數表	8-4
表 8-2 國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋各重現期距之水位流量	8-13
表 8-3 國道 1 號大甲溪橋橋墩 P6 之橋墩沖刷深度分析表	8-17
表 8-4 國道 1 號大甲溪橋橋墩 P12 之橋墩沖刷深度分析表	8-18
表 8-5 國道 3 號大甲溪橋橋墩 P21 之橋墩沖刷深度分析表	8-22
表 8-6 國道 3 號大甲溪橋橋墩 P24 之橋墩沖刷深度分析表	8-23
表 8-7 國道 3 號大甲溪橋橋墩 P28 之橋墩沖刷深度分析表	8-24

第一章 前言

1.1 計畫背景

臺灣地區河川坡陡流急，河床沖淤現象顯著，常使河川管理面臨很大的挑戰。且在社會與經濟高度發展的過程中，陸續會有河道中增建橋梁等影響河道通水斷面的工程設施，再加上天然環境的變遷、人為的破壞等因素的影響，常會造成橋梁工程設施附近產生局部的淘刷，影響橋梁的安全，進而威脅人民生命財產的安全。

近二十年來國內跨河橋梁基礎沖刷災害時有所聞，自民國 80 年 7 月艾美颱風、81 年 8 月寶莉颱風、83 年 7 月提姆颱風、83 年 8 月道格颱風及弗雷特颱風、85 年 8 月賀伯颱風、89 年 8 月碧利斯颱風、90 年 7 月桃芝颱風、93 年 7 月敏督利颱風與 8 月艾利颱風、94 年 7 月海棠颱風、94 年 8 月馬莎颱風及泰利颱風、94 年 9 月龍王颱風、95 年 7 月碧利斯颱風、96 年 8 月聖帕颱風與 10 月柯蘿莎颱風、97 年 7 月卡玫基颱風與 9 月辛樂克颱風及薔蜜颱風、98 年 8 月莫拉克颱風等相繼過境，均造成多處省縣道公路之橋梁阻斷，例如在允許的河床沖刷深度約為 8 公尺的高安全設計條件下，89 年 8 月 27 日 碧利斯颱風仍造成臺 1 線高屏大橋 P22 橋墩之崩塌與斷橋災情；97 年 9 月 14 日辛樂克颱風造成省道臺 13 線后豐大橋、臺 21 線牛眠橋、臺 18 線五虎寮橋及臺 20 線甲仙大橋等四座主要公路橋梁倒塌；98 年 8 月莫拉克颱風更造成包括臺 17 線雙園大橋等上百座橋梁斷裂；而國道跨河橋梁(如國道 3 號濁水溪橋與國道 4 號神岡高架橋)，歷年來亦因洪水沖刷而出現多次險情，嚴重影響人民之交通與生活。

在河川區域面臨諸多自然與人為等諸多不確定性因子的影響下，跨河橋梁的安全將存在很高的風險。在橋梁破壞將對人民生命財產造成很大威脅的前提下，如何發展合適的分析工具，解析橋墩附近的水理與動床現象，提供與橋梁安全維護與管理參考，實為當前相當重要的研究課題。

1.2 委託研究範圍

河床質因水流的動能而離開床面的行為稱為沖刷，而水流受到阻礙時，底床在阻礙物的附近發生沖刷的現象稱為局部沖刷。位於河川中的橋墩若對水流產生阻礙，即會發生局部沖刷現象。目前有相當多研究與實驗針對橋墩流場的局部沖刷現象進行經驗公式的發展，然經驗公式無法在時間與空間上計算橋墩對河床的影響，且使用上有適用性的問題，適用範圍常隨複雜度降低則愈無法考慮周圍流場的變化，橋墩幾何形狀與當地河床質的影響。如此，適當的計算模式發展顯得相當重要。橋墩沖刷屬於局部現象，因此需排除一維模式的適用性；而三維模式發展過程相當耗時，在長時間的變量流模擬時，穩定性及計算效率均不若二維模式便利。因此，本計畫橋墩沖刷計算模式的發展將以二維為主。

一般二維模式的發展在面對橋墩等內部邊界時，通常採用非結構性格網的有限元素或有限體積法，但在產生非結構格網上，目前無簡單且便利的工具，實用性有其限制存在。若要採用有限差分法，一般多以乾床(dry bed)數值處理技巧來解決內部邊界的問題，但其計算時間與數值穩定性常遭受很大的挑戰，並不實用。因此，如何簡化內部邊界數值處理的複雜性，增進計算模式的實用性，為本計畫模式發展的重點之一。

在蜿蜒河道處，在水理上會有水面超高(凹岸水位高於凸岸水位)的現象，在動床上則會有局部沖淤(凹岸沖刷，凸岸淤積)的現象發生，實務上亦常為水工構造物破壞的重點位置。因此，如何將彎道二次流(secondary flow)效應納入計算模式，亦為模式發展的另一個重點。

另外，為合適解析現場實際的水理動床歷程，符合現場實況的變量流與非均勻質沉澱的分析功能，應為計算模式發展的基本需求。整體而言，本計畫計算模式發展應以水平二維為基礎，重點功能包括變量流、非均勻質、彎道與內部邊界處理等。

1.3 工作項目

依據合約文件說明，本計畫之工作項目預計分成兩期如下：

第一期(98/10/21 - 99/12/31)：

- [1] 水理分析理論機制之彙整與研析。
- [2] 二維變量流水理模式發展與測試。
- [3] 二維變量流水理模式與彎道、內部邊界處理模式之整合發展與測試。
- [4] 二維水理模式現地應用分析。
- [5] 動床分析理論機制之彙整與研析。
- [6] 二維非均勻質動床模式發展與測試。
- [7] 沖刷深度推估模式之初探與建立。

第二期(100/1/1 - 100/12/31)：

- [1] 動床分析理論機制之持續彙整與研析。
- [2] 二維非均勻質動床模式與彎道、內部邊界處理模式之整合發展與測試。
- [3] 二維非均勻質動床模式現地應用分析。
- [4] 分析橋河共治區水理、動床與結構物之互制行為。
- [5] 沖刷深度與水理條件之關聯性分析。
- [6] 沖刷深度推估模式之建立與驗證。

1.4 計畫目的

期望藉由理論的研析、數值分析計算模式的研發、現場案例的模擬檢討，協助釐清橋河共治區的水理與動床問題，提供與相關管理單位作為橋梁維護管理的參考依據。

本計畫之成果將提供給另一子計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業」進行預警系統之建立與整合；於預警系統中，本計畫將引用另一子計畫「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」一維計算結果作為本計畫二維計算之起始條件，經二維計算出沖刷深度後，再提供給另一子計畫「跨河橋梁安全評估之研究」進行安全評估，以建立起此跨河橋梁安全預警系統。

1.5 預期成果與效益

國內近年來落橋事件持續發生，人民生命財產安全飽受威脅，對於橋墩之沖淤機制必須加以瞭解，方可提出有效之因應對策，以防止此類災害再次發生。

本研究計畫執行 2 年完成後，可分析橋河共治區水理、動床與結構物之互制行為，解析結構物的設置對水理條件與床型變化的影響，提供橋梁管理單位維護管理參考。並完成沖刷深度推估模式，提供橋梁管理單位防災預警參考應用。

第一期(98/10/21 - 99/12/31)之預期成果為：

- [1] 完成水理分析相關理論機制之彙整以及相關文獻報告回顧，以作為後續研究之基礎。
- [2] 建置二維變量流水理模式的模式架構，並完成模式的測試。
- [3] 完成二維變量流水理模式與彎道、內部邊界處理模式之整合發展與測試。
- [4] 擇定重要現場實際案例，完成水理模式之應用模擬分析，釐清相關水理資訊，實作經驗並可作為後續模式增修的參考。

- [5] 完成動床分析相關理論機制之彙整以及相關文獻報告回顧，以作為後續研究之基礎。
- [6] 建置二維非均勻質動床模式的模式架構，並完成模式的測試。
- [7] 初步探討與建立沖刷深度推估模式。

第二期(100/1/1 - 100/12/31) 之預期成果為：

- [1] 針對彎道與內部邊界問題，持續完成動床分析相關理論機制之彙整以及相關文獻報告回顧，以作為後續模式發展之基礎。
- [2] 完成二維非均勻質動床式與彎道、內部邊界處理模式之整合發展與測試。
- [3] 擇定重要現場實際案例，完成動床模式之應用模擬分析，釐清相關動床資訊，實作經驗並可作為後續模式增修的參考。
- [4] 配合其他子計畫現地量測資料(監測與檢測資料)，進行模擬比對分析，強化整體計畫資料共享與資源整合的效益。
- [5] 完成橋河共治區水理、動床與結構物之互制行為分析，解析結構物的設置對水理條件與床型變化的影響，提供未來相關單位橋梁維護管理參考。
- [6] 完成沖刷深度與水理條件之關聯性分析，提供橋梁管理單位規劃設計與防災預警參考。
- [7] 建立沖刷深度推估模式並驗證。

藉由本研究計畫完成後，可產生預期效益為：

- [1] 研究成果可建立大甲溪二維變量流水理模式及二維非均勻質動床模式。
- [2] 本研究研擬之沖刷深度推估模式，可與橋梁沖刷深度監測結果互相驗證，並可將所得沖刷深度結果納入風險評估中分析。

- [3] 研究成果於學術貢獻上，可提供大甲溪適合之沖刷深度推估模式，讓橋梁管理單位於規劃設計及防災預警作為參考；於經濟效益上，可減少斷橋發生，進而保護人民之生命財產安全。

第二章 國內外研究情形

本研究之範圍頗為廣泛，相關之理論數學模式及數值方法與模式眾多，要做充分之文獻回顧幾乎是不可能的。在此僅就數值方法與模式部分做回顧。以河道水理演算為例，一維計算需要之幾何資料通常僅是河道之大斷面測量資料，二維計算則需詳細之三維空間座標點以建構出明確之計算域與地形，因此需將計算域分割成有限數目之小區域即所謂之網格。而計算力學中常見之空間離散（space discretization）方法有：有限差分法（finite difference）、有限體積法（finite volume）及有限元素法（finite element）等三大類，但在現今之計算流體力學或是計算水力學研究中，有限體積法是最廣泛使用之方法，而這也是本研究所採用之方法。以下分定床水理、輸砂及動床水理、橋樑沖刷等分類進行相關文獻之回顧與整理。

2.1 定床水理模式

定床水理模式求解的是二維淺水波方程組 (shallow water equations)，一般認為二維淺水波水理計算模式至少需具備以下能力：

1. 能處理複雜幾何地形（包括不規則邊界與河床形）；
2. 能處理不同之流況，即亞臨界流（sub-critical flow）、超臨界流（super-critical flow）及超亞共存之跨臨界流（trans-critical flow）皆須能模擬；
3. 能處理定常流及非定常流，非定常流需能模擬因水面高程變動可能出現之乾濕（drying and wetting）區域交替出現之情形；
4. 能處理水流經過各種水工結構物（如堰、閘門、橋樑及涵洞等）之流況。

才有潛力成為可供一般工程應用之分析工具。

在此將複雜幾何地形分為不規則之計算邊界與河床形兩類，單就不規則計算邊界而言：

- ◆ 有限差分法可能採用直角座標網格(Cartesian grid)或是經座標轉換之廣義(非)正交曲線座標網格系統(generalized (non)-orthogonal curvilinear coordinates system)。直角座標網格於(不規則)邊界之處理大致可分為兩類：一為傳統之鋸齒狀近似邊界，此法於邊界處之解析較差，但為傳統之水力計算模式所好，如著名之 MIKE-21 HD 即屬此類；二為以較精準之所謂 cut-cell 技巧來解析真正之邊界，如 Borthwick et al. (2001)、Causon et al. (2001)及 Liang et al. (2007)。直角座標網格有計算網格容易建立、網格規則化及容易建立數值方法等優點，但若採用較精準之 cut-cell 做法，因常需配合自我調適網格(adaptive mesh refinement; AMR)之應用，則程式實作難度較高，但是，目前 cut-cell 做法之研究與應用日多，因為對使用者而言此法幾乎無須任何網格建立之知識與負擔。至於廣義非正交曲線座標網格系統之應用，吾人認為已日漸式微而為有限體積法所取代。
- ◆ 有限體積分法常分為結構性網格(structured grid)與非結構性網格(unstructured grid)兩類。兩者皆可處理複雜幾何邊界，但非結構性網格之建立較有彈性且可自動化，對使用者而言較方便又有效率。然而非結構性網格不僅程式實作較難，在電腦記憶體與計算時間方面亦是較為耗費的。有限體積法兼具有限差分法與有限元素法之優點，且是從控制方程之積分式著手，最能符合守恆律之特性，是現今之計算流體力學或是計算水力學研究中最廣泛使用之方法。
- ◆ 有限元素法有較強之數學理論基礎，且處理不規則邊界本就是其強項，但直觀上，相較於有限差分法及有限體積分法，有限元素法似乎有較高之應用門檻，此外有些特定之有限元素表示法其實可證明其與有限體積分法相當，因此考量計算效率或是算則設計等因素，目前在計算流體力學之範疇內，採用有限元素法者算是少數。然而著名之 SMS (Surface-water Modeling System)軟體中之二維模式 RMA2、FESWMS 及 HIVEL2D，皆是採用有限元素法，

值得提醒的是前兩套模式皆無法處理超亞共存之跨臨界流，這對台灣之河川特性而言可能是一不小之限制，而 HIVE2D 是專為高速水流而設計，因此可處理亞臨界流、超臨界流及跨臨界流，然而此模式並無法處理流場中含水工結構物或乾濕交替區域之流況。有關這三套模式之詳細功能介紹，可參見其相關技術手冊。另一功能較強且應用有限元素法之二維軟體是法國人發展之 TELEMAC-2D。

至於不規則之河床形（如陡坡、底床高程急遽變化），在自然河川中是不可避免地，然而淺水波方程式之基本假設之一即為底床坡度平緩，因此應用淺水波方程式於此類流況到底可信度如何？方程式本身是否需修改或需如何修改？就吾人所知，文獻上並無具體統一之作法，而目前市面上之二維軟體亦未對此方面有所著墨。

關於前述水理計算模式需具備之第 2 項功能，直至今日仍有許多與數值模式相關之文獻發表僅是在強調其模式具備此能力：即能解決傳統明渠流數值模式在處理含水躍之不連續水流、或其他跨臨界流時所遭遇之數值不穩定難題。然而熟知計算流體力學發展過程之研究者，都知道可有效解決關於雙曲型守恆律（hyperbolic conservation laws）存在之不連續解之數值算則，早在三十年前即已陸續發表，其中最具代表者如 van Leer (1973~1979)、Roe (1981)、Osher 及 Solomon(1982)，其後，全變量消逝法(Total Variation Diminishing，簡稱 TVD)在 Harten (1983)、Roe(1983)及 Sweby(1984)等人引入後，即造就了所謂高解析震波捕捉算則(high-resolution shock-capturing schemes)之誕生，而所謂之高解析指的是數值解在不連續解(即俗稱之 shock waves)處不會產生非物理性之數值震盪且在平滑區能達到二階精確度以上。此後則有更高階之數值方法如 ENO (Essentially Non-Oscillatory)、WENO (Weighted Essentially Non-Oscillatory)等方法之發表，這些方法可參見 Harten 等人 (1987)、Shu 及 Osher(1989)、Yee(1989)、Jiang 及 Shu(1996)，因此可以說至少在 1990 年代初期，雙曲型守恆律不連續解之模擬技術（及其在氣動力學上之應用）即已相當成熟。

由於 TVD/ENO 及類似性質之高解析算則在氣動力學上之成功應用，許多研究者陸續地將其應用到其他之雙曲型守恆律，這當然也包括了淺水波方程式。就吾人所知目前所有應用於淺水波方程式而能妥善處理跨臨界流之數值方法幾乎都源自於計算流體力學，如 Katopodes (1986)、Glaister (1988, 1990, 2000)、Fennema & Chaudhry (1990)、Bhallamudi & Chaudhry(1992)、Alcrudo & Garcia-Navarro (1993)、Yang et al. (1993)、Yang 及 Hsu (1993)、Zhao et al. (1994, 1996)、Ambrosi(1995)、Fraccarollo & Toro (1995)、Berger & Syockstill (1995)、Hsu(1995)、Molls & Chaudhry (1995)、Nujic(1995)、Anastasiou & Chan (1997)、Louaked & Hanich(1998)、Sleigh et al. (1998)、Hervouet & Petitjean(1999)、Zoppou & Roberts (1999)、Brufau & García-Navarro(2000)、Borthwick et al. (2001)、Causon et al. (2001)、Jha et al. (2001)、Brufau et al. (2002)、Aizinger & Dawson (2002)、Caleffi et al. (2003)、Gallouët et al. (2003)、Mohamed et al. (2003)、Schwanenberg1 & Harms (2004)等等，不勝枚舉。

雖然這些源自於氣動力學之數值算則皆成功地應用於含震波(或水躍)之流場模擬，但研究者也發現淺水波之源項(source terms)，尤其是底床坡度項若未能妥善處理，則可能遭遇如下問題：

- ◆ 底床非水平時，靜止流場（速度為 0，水面呈水平）之維持。
- ◆ 定量流模擬時，流量難以保持常數。

過去之研究 [Roe (1986)、Glaister (1988)、Bermudez & Vazquez-Cendon (1994)、Greenberg & Leroux (1996)、LeVeque (1998)、Vazquez-Cendon (1999)、García-Navarro & Vazquez-Cendon (2000)、Hubbard & García-Navarro (2000)、Burguete & García-Navarro (2001)、Vukovic & Sopta (2002, 2003)、Crnjacic-Zic et al. (2004)、Audusse et al. (2004)、Audusse & Bristeau (2005)、Noelle et al. (2007)] 顯示問題出於數值源項與通量之處理未能保持平衡（定量流需如此），因此一個好的數值算則不僅需具備上述之高解析特性，亦需為一所謂之 well-balanced 算則。目前普遍採用之做法是將源項（尤其是含梯度之底床坡度項）之處理採用與通量計算法一致之算則，以上風算則(upwind scheme)為例，

源項處理亦需採用上風法。另外，Zhou 等人 (2001,2002) 有別於上列文獻所提倡之上風法源項處理，而引用所謂之 Surface Gradient Method (SGM)，亦能有效解決上述難題。

除此之外，文獻上尚有許許多多針對發展滿足 well-balanced 特性之數值方法，如 Audusse 等人 (2004,2005) 所提出之 hydrostatic reconstruction 方法，還有一系列以 WENO 算則為核心之 well-balanced 高階(四階)算則，如 Vukovic and Sopta, (2002); Crnjaric-Zic et al. (2004); Xing and Shu (2006); Noelle et al. (2007) 及 Caleffi and Valiani (2009) 等等。

Well-balanced 算則之發展確實提昇了數值模式對處理不規則地形複雜流況之能力與精確度，然而當應用至流場內存在乾濕網格不規則地形時，仍需特別處理 (Brufau, Vazquez-Cendon & Garcia-Navarro, 2002; Brufau, Garcia-Navarro & Vazquez-Cendon, 2004; Begnudelli & Sanders, 2007; Murillo et al. 2007)，以確保質量守恆性或降低質量不守恆性之程度。

表面上，將三維 Navier-Stokes 方程式簡化為二維淺水波方程式時，已將惱人之自由液面移動邊界問題轉化至水深 h 之單一流場變數，然而流場內乾濕界面隨水面高程變動而移動之問題仍然是二維淺水波方程式數值解中一項難解之困難，雖然在一維計算時有些研究者採用追蹤此移動界面 (水深為零處) 並給予適當之邊界條件 (shoreline boundary condition) 之做法，這方面之文獻可參考 Balzano (1998) 及 Brocchin et al. (2001)。然而在二維計算時此法顯然很難實用化，目前一般之做法乃是設定一假想之小水深，當流場內有水深小於此值時即視為乾床 (令其速度為零)，如此可讓整個區域採用同一數值計算程序進行，即使如此，此所謂之小水深究竟應取多少，其值對流場之影響有多大，其實都是不容易回答的問題，對簡單之問題 (規則河床) 而言，此小水深可以取的很小 (例如 10^{-8})，此情況下可預見此值對於流場之結果可說毫無影響，然而對不規則之自然河川而言，此小水深也許需用到幾公分之尺度 (當然這跟使用之計算網格粗細度亦有關)。另外當流場存在小水深時

通常會額外引發兩個問題，一為底床摩擦阻力公式如 Manning 式，在水深趨近於零時會發散（異常大值），二為一般數值模式在每一計算時步計算得到的是 h , hu 及 hv ，再用 $u = hu/h$, $v = hv/h$ 求速度，同樣地在水深趨近於零時，所求得之速度值 u, v 亦會有很大之誤差，因此目前普遍認為以一假想小水深來代替乾床是個可行且有效之做法。有關乾濕區域之數值處理方法及相關文獻回顧可參見 Tchamen & Kahawita (1998)、Brufaut et al. (2002, 2004)、Begnudelli & Sanders (2007)、Murillo et al. (2007)等之文章。

流場中存在水工結構物是常見的，水流流經水工結構之流況，一般而言並不適用於以水深平均平面二維水理模式來模擬。若此類結構物設施於模擬區域之邊界，則可以以設定邊界條件之方式進行模擬；而若其位於模擬區域之中，則因其流況與其上下游之流況互為影響，因此必須連結上、下游與此等水工結構物設施一同進行模擬。為求簡化問題，一般皆是以慣用之所謂內邊界條件(internal boundary condition)來處理含水工結構物之流場模擬。

2.2 輸砂及動床水理模式

在水利工程實務中，河道之沈滓運移行為為一重要的研究課題，它將影響底床沖淤變化、河口與海岸型態的變遷等，進而影響水工結構物的設計與操作策略的研選等層面。在輸砂理論方面，曾有不少學者針對特定的物理現象做過深入的研究，如泥沙起動條件、跳躍特性及沈降速度等，相關的成果也相當豐碩，然而水流與泥砂及泥砂顆粒間複雜的力學機制，迄今仍缺乏如水流動量方程式般的通用表示式，因此在模式的建立過程中常需藉助經驗公式來計算相關的物理量，而這些經驗公式本身的適用性便直接影響模式的可靠度。文獻中已存在許許多多的輸砂模式，若以空間維度來加以分類，則有一維、擬似二維、水深平均平面二維、寬度平均垂直二維、擬似三維、淺水波(靜水壓假設)三維及完整三維模式等。然而，輸砂行為是一種複雜的三維現象，這似乎使得一維或二維數值模式在理論上受到一些限制與挑戰而顯得不夠嚴謹，儘管如

此，在某些流場及一般工程應用上，這類模式的應用成果多能符合所需而深具參考價值。再者，相較於物理試驗模型的不可再利用性，雖然各種現存數值模式對於不同流場型態與沈澱特性的適用性，多少受限於所採行數值求解方法的特性及輸砂經驗公式本身的基本假設等因素，然而數值模式仍不失為一種經濟可行的模擬分析工具。

目前絕大部分的輸砂數值模式都是以質量守衡的觀點為基礎，並引用與水理條件及沈澱特性相關之經驗公式來考量眾多的輸砂影響因子。常見著名的一維模式，如 HEC-6 (U.S. Army Corps of Engineers, 1993)、SEDICOU (Holly & Rahuel, 1990)、CHARIMA (Holly et al., 1990)、STARS (Orvis & Randle, 1987)、GSTARS (Molinas & Yang, 1986)、NETSTARS(李氏等, 1996)、SEC-HY11(許氏, 2001)、MIKE 11 (DHI, 1992)、EFDC1D (Tetra Tech, 2001)、CCHE1D (Wu & Vieira, 2002)、RHS-1D (Huang & Greimann, 2008)、常見著名的二維模式，如 MIKE21C (DHI, 1998)、MOBED2 (Spasojevic & Holly, 1990b)、CCHE2D (Jia & Wang, 1999; Wu, 2001)、DELFT3D-MOR (WL|Delft Hydraulics, 2002)、TELEMAC-2D (Peltier et al., 1991)、FESWMS (Froehlich, 2002)、HSCTM2D (Hayter et al., 1999)、TABS2 (Thomas & Mcanally, 1985)、FLO-2D(O'Brien, 2009)、SRH-2D(Lai, 2008)等等，因發展和應用的目標不盡相同而各自有不同的設計架構與理論基礎。若以模擬沈澱傳輸型態的方式來加以分類，則有考慮河床質載(bed material load)，或河床載(bed load)及懸浮載(suspended load)分開計算兩種。河床載亦稱為推移載，而河床質載加上沖洗載(wash load)後稱為總載(total load)。考慮河床質載的模式，在懸浮載所佔比例不高，及著重在瞭解底床變動量的情況下，具有相當不錯的實用價值，著名的河床質載計算公式如 Yang (1973)公式及 Engelund and Hansen (1967)公式等都被廣泛的應用。另一方面，新近發展之模式大都亦提供將河床載及懸浮載分開計算之選項，考量各自對底床變動的影響，並可模擬懸浮載濃度的大小與分布，此優點在部分工程問題中顯得格外重要。舉例來說，在取水工附近如何降低沈澱的懸浮濃度以提高取水的品質、規劃沈砂池尺寸與效能評估、水庫及感潮河段大量懸浮載之沉降與沖刷行為等方面，都可藉助此類模式進行數值試

驗並提供參考方案。再者，推移載與懸浮載分開計算的方式較能合理反映台灣河川坡陡流急且粒徑變化大的非平衡輸砂行為。

美國聯邦政府跨部會泥砂工作小組在美國能源管制委員會(FERC)主導下，於 1987 年曾著手針對各種輸砂模式進行有系統地整理與評估，最後研選出 12 個較具代表性且廣為使用之模式，包括 CHARIMA、FLUVIAL-12 (Chang, 1988)、HEC2SR (Li et al., 1988)、TWODSR (Simons et al., 1979)、RESSED (Chen, 1987)、ACRONYM (Parker, 1990a)、HEC-6、TABS-2、IALLUVIAL (Karim & Kennedy, 1982)、STARS、XSUFMB (Lai, 1989)及 GSTARS 等進行較深入的評估工作，此項模式評估工作國內許多學者（河川輸砂模式講習班, 1995）亦有參與，對於上述各模式（GSTARS 除外）均有相當深入的系統分類、比較及分析，此評估工作基本上將輸砂模式依空間維度、水理條件、河床質組成、泥砂傳輸型態、水理與輸砂演算程序、適用流況，及適用之河道幾何形狀等加以分類。

若依照輸砂數值模式發展的歷程概述，從早期斷面平均之一維模式開始，其中以美國工兵團之 HEC-6 模式最為著名，該模式在水理上僅求解能量方程式，或所謂的迴水演算，輸砂方面則以河床質載計算之，方法頗為簡單適用於長期河道沖淤變化之模擬，故至今仍被普遍應用。此類定量流模式尚有 IALLUVIAL、BRALLUVIAL (Holly et al., 1985) 及 HEC2SR 等。為解決變量流況或下游受潮汐影響之河道沖淤行為，則有一維變量流輸砂模式出現，如 SEDICOU、CHARIMA、MIKE 11 及 Bhallamudi & Chaudhry (1991)之模式等。進一步為考慮河道橫向不均勻之沖淤變化，STARS、GSTARS 以及後來的 NETSTARS 及 SEC-HY11 等都採用流管的概念建構擬似二維模式。由於實際需要以及計算機的進步，乃有平面二維、垂直二維甚至三維變量流輸砂模式之研發。早期的二維模式中，如 Simons et al. (1979)發展之模式並未考慮懸浮載之運移，且在單一粒徑限制下，無法描述非均勻床質變化之行為；Usseglio-Polatera & Cunge (1985)發展之數值模式，只著重於懸浮載之運移，對於河床載及河床之發展則缺乏描述，而且僅限於均勻質條件；

Pavlovic et al. (1985)發展之模式，雖考慮紊流作用下之流場模擬，然而懸浮載只利用經驗公式求解而忽略對流及擴散特性，且河床載與懸浮載間無交互作用，且同樣無法描述非均勻床質之變化。而著名的 TABS2 模式係利用有限元素法求解污染傳輸及河床變動問題，該模式雖能處理非均勻質輸砂問題，但卻沒有處理級配、篩分(sorting)及護甲(armoring)等功能。柏特爾太平洋西北實驗室(Battelle Pacific Northwest Laboratory, Onishi & Trest, 1985)發展一套模擬河川與海岸環境之非均勻質輸砂模式，該模式將砂質細分成黏土、淤泥及細砂，其中並包括水力篩選及護甲作用，但該模式專為該實驗室所需而撰寫，只侷限於模擬長期性的放射性污染問題。

Papanicolaou et al. (2008)對於現有一維/二維/三維之輸砂模式作了系統性之整理，也探討了各種模式之選擇與其功能限制以及未來之發展方向等。此外，國內楊錦釧教授等(1995,1998)、蔡長泰教授等(1993,2001)及葉克家教授等(1997,2002)等都曾發展輸砂模式，也都獲得不錯的研究與應用成果。

在沖積河川中彎曲河段之床形變化，需加以探討水流特性、輸砂情形及岸壁穩定性；而彎道二次流效應乃為影響整體彎道底床沖淤之重點，其中包含水理控制方程之延散剪應力項、懸浮載控制方程之環流傳輸項及底床載通量之彎道曲率半徑效應等。此方面之相關二維數值模式發展有 Koch and Flokstra (1981)、Struiksmā et al. (1985)、Lein et al. (1999)、Duan et al. (2001)、Kassem and Chaudhry (2002)、Wu and Wang (2004)、Duan (2004)、Abad et al. (2008)及 Vasquez et al. (2008)等。

2.3 橋墩沖刷

橋墩沖刷首重對於沖刷機制的瞭解，沖刷機制可由許多文獻中得到詳細的介紹。沖刷可分為一般沖刷(general scour)、局部沖刷(local scour)及束縮沖刷(contraction scour)等。

一般沖刷：係指不論有無橋墩或水中結構物之設置，水流對河床造成河段之高程下降的情形。依據 Melville and Raudkivi (1977)之

研究，一般沖刷可分為短期或長期的沖刷。其中短期的一般沖刷為在單一個或數個接連的洪水沖刷下，所形成的河床下降。至於長期的一般沖刷，則是在長時間或歷經數年之沖刷所致。

局部沖刷：是指由於橋墩或水中結構物的存在對水流產生局部阻礙或干擾的現象，並進而造成局部河床之沖刷侵蝕與高程下降的情形。若就橋基或橋台的局部沖刷來說，則專指橋基或橋台與水流的干涉作用，而在墩台周邊形成強烈墩前壅水、向下射流、馬蹄型渦流、尾跡渦流及局部沖刷坑的現象。另外，針對不同型式之橋基、及水流流向與橋基軸線形成攻角效應等所造成之最大沖刷深度，可按 Melville and Coleman (2000) 提出之局部沖刷深度公式或其它計算公式來獲得。

束縮沖刷：束縮沖刷一般係指橋梁的引道與橋台延伸進入河川之行水區域內以致佔據部分之河寬，或由於橋基、橋墩之設置形成阻水效應，造成水流之通水斷面束縮，因而導致迴水(backwater)效應，通過橋址處之流速增加，進而對河床所衍生之沖刷現象。

由於橋墩附近的流況非常複雜，沖刷現象乃為水流與泥沙兩者之間複雜的二相運動，至今大多藉以模型實驗或因次分析法描述局部沖刷的問題。關於橋墩的局部沖刷的研究非常多，根據前人的研究分析，可將影響橋墩的沖刷因素分為水流性質、河床質材料、橋墩性質三類。

水流性質包含流體性質(密度及黏滯性)，和流動性質(流速、水深、重力、加速度等)，在 Shen(1966)的研究中，認為雷諾數影響馬蹄形渦流之強度。

在水流流速方面：Melville and Raudkivi (1977)、Chiew and Melville (1987)均曾對平均流速與臨界啟動流速比值(V/V_c)及橋墩沖刷深度與橋墩直徑比值(ds/D)之關聯有所研究，而歸納如下：

- (1) 當 $V/V_c < 0.5$ 時，無沖刷。

- (2) 當 $0.5 \leq V/V_c < 1.0$ 時，屬於清水沖刷， V/V_c 與 ds/D 成線性關係。
- (3) $V/V_c = 1.0$ 時，產生最大沖刷，當河床質為非砂連型($d_{50} > 0.7\text{mm}$)時， ds/D 之值約為 2.3；而河床質為砂連型($d_{50} < 0.7\text{mm}$)時， ds/D 之值約為 1.3。
- (4) 當 $V/V_c > 1.0$ 時，渾水沖刷。在這階段沖刷深度的變化與河床型態有關。

在水流深度方面：Breusers et al. (1977)指出一般認為水深與橋墩直徑比值(H/D) > 1 時，可以忽略水深的影響。Randkivi and Ettema (1983)經由清水沖刷實驗，則認為在 $H/D > 3\sim 4$ 時，才可以忽略水深對沖刷深度的影響。

在河床質粒徑方面：Randkivi and Ettema (1977)由清水沖刷實驗發現，當 $D/d_{50} \geq 50$ 時，粒徑對沖刷深度沒有顯著的影響；而當 $D/d_{50} < 50$ 之際，隨著中值粒徑 d_{50} 的增大，沖刷深度逐漸減少。Melville 和 Sutherland (1988)將 Chiew and Melville (1987)的濁水沖刷實驗結果與 Randkivi and Ettema (1977)之清水沖刷實驗結果作比較，發現不論是何種沖刷狀況，都有上述情形。

在河床質級配方面：在濁水沖刷情況下，Baker (1980)由實驗得知，沖刷深度並不會隨幾何標準偏差的變化而有明顯的改變。且在 $V/V_c > 4.0$ 時，沖刷深度與幾何標準偏差無關。

蔡得正(2009)於荖濃溪里港大橋河段設置 6 種不同尺寸的假設橋墩及現地實際橋墩 1 座，針對水深對橋墩沖刷之影響進行分析。根據實驗結果得知，當流速與臨界起動流速比值 V/V_c 為定值時，當水深與橋墩直徑比值 $H/D < 3\sim 4$ 之淺水情況下，會影響橋墩沖刷深度，當水深與橋墩直徑比值 $H/D > 3\sim 4$ 時，水深將不再影響橋墩沖刷的深度。橋墩在水深為定值及流速幾乎相同沖刷下，橋墩沖刷深度隨著橋墩直徑越大沖刷深度越深，但是橋墩最大沖刷深度與橋墩直徑比值卻成反比。在上述相

同條件下，橋墩的直徑越大，橋墩前方沖刷坑坡度越小坡度越平緩，沖刷範圍越大。

第三章 理論架構及數值方法

本計畫之研究標的為發展水深平均之二維水理及輸砂模式，模式重點功能須包括變量流、乾溼床交替、非均勻河床質輸砂、彎道二次流與內部(不透水)邊界處理等，研發所建立之分析模式與工具，須能解析橋墩附近的水理與動床現象。此外；尚須研究橋墩沖刷深度之有效估算方法或公式，俾提供與橋梁安全維護與管理之參考。

中興工程顧問社與中興工程顧問公司長期以來已投入相當人力於二維水理及輸砂動床分析模式之自主研發，相關成果可參見許長安(1997; 2002; 2004; 2007)等文獻，其發展軌跡基本上是先建立水理分析模式再擴展至輸砂動床及汙染質傳輸等其他模式。由於實際工程應用之水理分析案例可能相當複雜，因此自發展初期即設定二維水理分析模式至少需具備以下能力：

1. 能處理複雜幾何地形（包括不規則邊界與河床形）。
2. 能處理各類流況，即亞臨界流（sub-critical flow）、超臨界流（super-critical flow）及超亞共存之跨臨界流（trans-critical flow）皆須能模擬。
3. 能處理定常流及非定常流，非定常流需能模擬因水面高程變動可能出現之乾濕（drying and wetting）區域交替出現之情形。
4. 能處理水流經過各種水工結構物（如堰、閘門、橋樑及涵洞等）之流況。

經過多年來之研發與實際工程應用經驗回饋已成功發展功能相當完備之泛用型二維水理分析模式，且為便利使用，亦藉由圖形使用者介面(GUI)發展各分析模式對應之前處理（網格與地形建立）與電腦繪圖流場視覺化等後處理工具，而完整建立一套具商業軟體規模之Windows 視窗軟體 (SEC-HY21)。此軟體已廣泛應用於包括「基隆河員山子分洪工程水理分析」、「新山水庫溢洪對下游河道之影響研究」、「社子大橋施工圍堰水理分析」、「台東海岸波浪溯上越波數值分析」、「河川及沿海禦潮預警指標暨通報離型建置計畫」、「德基水庫潰壩

緊急應變計畫」、「大甲溪石岡壩下游河段河道穩定方案之研究」、「塔羅灣溪及濁水溪河段治理規劃」等 60 多個計畫，服務之業主包括經濟部水利署(水規所、防災中心、北水局、中水局、南水局、各河川局)、台北翡翠水庫管理局、台電公司、台灣自來水公司、台北市政府、台北縣政府、交通部(高速鐵路工程局、鐵路改建工程局)、行政院(農委會水土保持局、國科會中部科學工業園區管理局)、以及其他工程顧問公司等，因此不論是在模式研發或應用上，本研究團隊皆已累積了扎實之經驗與成果。

基於既有開發 **SEC-HY21** 之研究基礎與經驗，本計畫將採用基於非結構性三角網格之有限體積法來建立相關之數值模式，非結構性網格不僅能有效且快速處理實際水利及海岸工程常遭遇之幾何複雜性（包含如橋墩等之內部不透水邊界）問題，配合彈性易用之網格建立工具亦能大幅減輕使用者建模之負擔，且相對於有限元素法亦有計算效能上之優勢，為本計畫之最適當選擇。

以下分節描述二維時變性之定床水理模式及輸砂動床模式之基本理論控制方程式與數值方法，圖 3.1 為模式數值計算流程圖。其中彎道二次流與橋墩局部沖刷實為三維流況，並非水深平均之二維模式所能完整描述，因此如何利用二維水理輸砂模式配合既有現況量測數據及沖刷深度估算方法來嘗試解析這些三維效應，亦為本計畫之研發重點與挑戰所在。

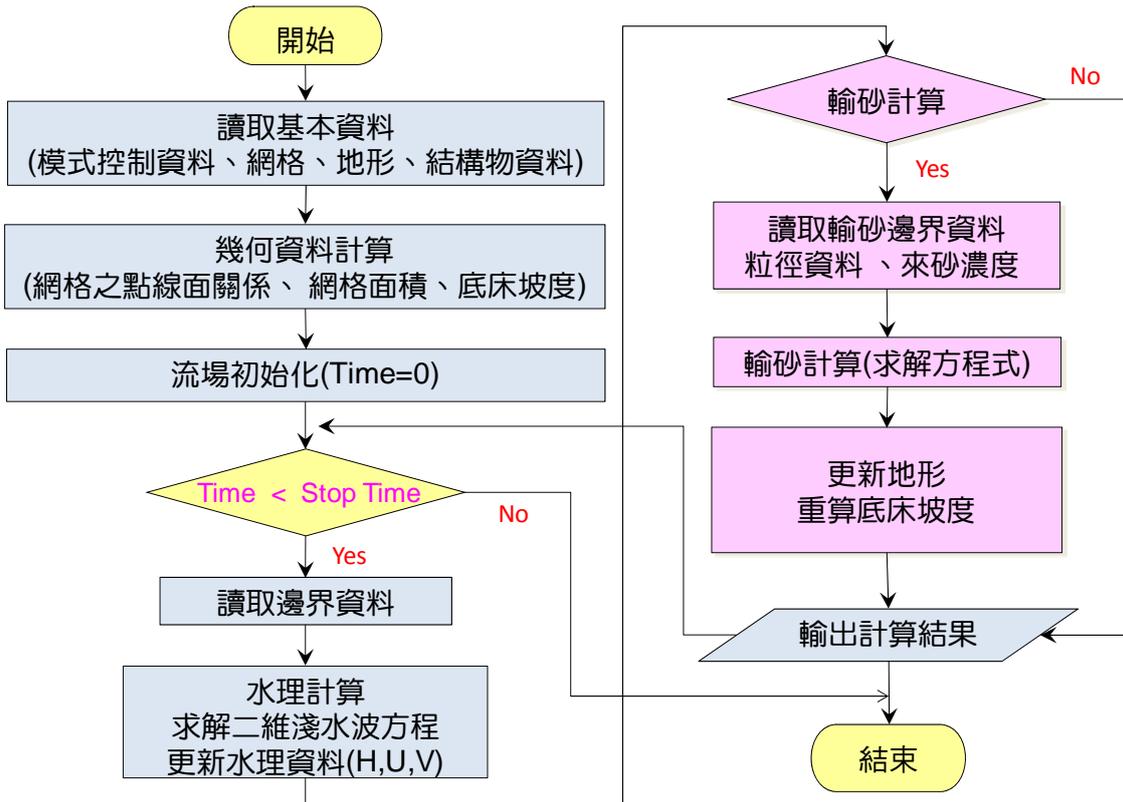


圖 3.1 模式數值計算流程圖

3.1 二維水理理論架構

描述所謂牛頓流體包括紊流現象等各種流體力學行為之數學模式即為 Navier-Stokes 方程組，Navier-Stokes 方程組基本上代表著質量守恆、動量守恆及能量守恆等三個物理守恆律，而在不考慮流體壓縮性及溫差變異不大情況下，可不求解能量方程式，而將簡化之質量守恆與動量守恆方程式合稱為不可壓縮 Navier-Stokes 方程組。雖然自然界中大部分之流場，包括河川、海洋、水庫、河口等水流皆為三維水理現象，但實際應用時，通常並不需或因現實困難而無法直接以三維流場進行模擬，而是將三維模式進行合理之簡化與近似，以兼顧計算效率與數值解之精確度。

本研究欲發展之水深平均平面二維水理模式是奠基於明渠流(open channel flow)理論，而二維明渠流即是上述三維不可壓縮 Navier-Stokes 方程組之簡化與近似，它是將 Navier-Stokes 方程組自底床至水面做深

度方向積分，並利用底床與水面之運動邊界條件(kinematic boundary conditions)，且假設水深方向之速度與加速度分量可忽略、流體壓力呈靜水壓分布及底床坡度平緩等條件下推導而得，一般亦統稱其為二維淺水波方程組(two-dimensional shallow water equations)或 2D Saint-Venant 方程組。

3.1.1 二維淺水波方程組

二維淺水波方程組為主導二維明渠流之控制方程式，其詳細推導可參見 Chaudhry (1993)。一個包括潮汐、波浪、風、大氣壓力梯度、科氏力(Coriolis force)、地形邊界效應、底床摩擦力與流體剪應力等主要影響流場因素之廣義二維淺水波方程組，在直角平面座標系統下可寫為：

連續方程式：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = S^h \quad (3.1)$$

X-方向動量方程式：

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} + \frac{1}{2} gh^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) = ghS_{0x} + \Omega q + \frac{1}{\rho} (\tau_x^s - \tau_x^b) \\ + \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}^e) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}^e) \right] - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial x} + \mathfrak{R}_x + S^p \end{aligned} \quad (3.2)$$

Y-向動量方程式：

$$\begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} + \frac{1}{2} gh^2 \right) = ghS_{0y} - \Omega p + \frac{1}{\rho} (\tau_y^s - \tau_y^b) \\ + \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}^e) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}^e) \right] - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial y} + \mathfrak{R}_y + S^q \end{aligned} \quad (3.3)$$

上列諸式中，各符號之定義說明如下：

符號	定義	單位
t	時間。	s
x, y, z	平面座標 x, y 與垂直座標 z ，且 z 軸向上為正。	m
h	水深 = 水面高程 (z_s) - 底床高程 (z_b)。	m
g	重力加速度。	m/s^2
P_a	大氣壓力。	$kg/m/s^2$
ρ	水密度。淡水可取 $\rho = 1000$ ，海水可取 $\rho = 1027$ 。	kg/m^3
u, v	水深平均速度 \mathbf{u} 在 x, y 方向之分量 即： $\mathbf{u} = u\mathbf{i} + v\mathbf{j} = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} (u_3\mathbf{i} + v_3\mathbf{j}) dz$ u_3, v_3 為原三維速度場之水平速度分量。	m/s
p, q	水深積分速度 \mathbf{U} 在 x, y 方向之分量 = (hu, hv) 。	m^2/s
Ω	科氏力參數， $\Omega = 2\omega \sin\phi$ ， ϕ 為緯度， $\omega = 7.292 \times 10^{-5}$ 為地球旋轉角速度。	1/s
S_{0x}, S_{0y}	底床坡度項， $S_{0x} = -\partial z_b / \partial x$ ， $S_{0y} = -\partial z_b / \partial y$ 。	
τ_x^s, τ_y^s	水面風剪力 τ^s 在 x, y 方向之分量。	$kg/m/s^2$
τ_x^b, τ_y^b	底床摩擦力 τ^b 在 x, y 方向之分量。	$kg/m/s^2$
$\tau_{xx}^e, \tau_{yy}^e, \tau_{xy}^e$	有效應力 (effective stress) τ^e 之分量。	$kg/m/s^2$
$\mathcal{R}_x, \mathcal{R}_y$	波浪輻射應力 (radiation stress) 在 x, y 方向之貢獻項。	m^2/s^2
S^h	連續方程式之源項：如表面蒸發 (evaporation)、 降雨 (rainfall) 及滲透 (infiltration) 等，亦可以是底床高 程之時變項 $\partial z_b / \partial t$ (如邊坡滑動)。	cms/m^2
S^p, S^q	x, y 方向動量方程式之其它外力項，如邊坡滑動或 是由 S^h 引入之額外動量等。	m^2/s^2

以上方程式右手邊有些效應在某些應用上是可以忽略其影響的，例如本計畫之研究內容為模擬河川水理及輸砂問題，則科氏力、風剪力、波浪輻射應力、 S^h 、 S^p 、 S^q 及大氣壓力梯度等因素通常是可以忽略不計的，然而在颱風暴潮演算時，科氏力、風剪力、波浪輻射應力與大氣壓力梯度則為主要之外力。以上列出各種效應之表示式，目的在說明二維淺水波方程組可能之應用範圍以及數值模式未來可擴充延伸之方向。

如前所述，就本計畫而言，科氏力、風剪力、波浪輻射應力、 S^h 、 S^p 、 S^q 及大氣壓力梯度等項皆可不予考量，則方程式(3.2)與(3.3)右手邊各項僅剩底床坡度項、底床摩擦力及有效應力等項需處理，其中底床摩擦力與有效應力之表示式說明如下：

1. 底床摩擦剪應力

$$\begin{cases} \tau_x^b = \rho m_b C_f |\mathbf{u}| u = \rho m_b \sqrt{C_f} u_* u \\ \tau_y^b = \rho m_b C_f |\mathbf{u}| v = \rho m_b \sqrt{C_f} u_* v \end{cases} \quad (3.4)$$

式中 $|\mathbf{u}| = \sqrt{u^2 + v^2}$ 為流速大小、 $m_b = \sqrt{1 + (\partial z_b / \partial x)^2 + (\partial z_b / \partial y)^2}$ 為考慮坡度之調整係數、 $u_* = \sqrt{C_f} |\mathbf{u}|$ 為底床摩擦速度(friction velocity)、 C_f 為無因次摩擦係數，通常可表示成以下幾種形式：

$$C_f = \frac{gn^2}{h^{1/3}} \quad \text{or} \quad C_f = \frac{g}{C^2} \quad \text{or} \quad C_f = \frac{f}{8} = \left[6.25 + 5.75 \log \left(\frac{h}{k_s} \right) \right]^{-2} \quad (3.5)$$

其中 C 為蔡氏(Chezy)常數、 n 為曼寧(Manning)係數、 f 為 Darcy-Weisbach 係數、 k_s 為底床粗糙度(roughness height)， k_s 值隨流況及河床質組成而異，文獻上一般取在 D_{65} 到 $3.5D_{90}$ 之間。本計畫配合國人使用習慣，將固定採用曼寧摩擦阻力公式。

2. 有效應力

有效應力之表示式最為複雜，可表示如下：

$$\begin{aligned}
\tau_{xx}^e &= \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \left[2\mu \frac{\partial \bar{u}_3}{\partial x} - \overline{\rho u'_3 u'_3} - \rho (\bar{u}_3 - u)^2 \right] dz \\
\tau_{yy}^e &= \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \left[2\mu \frac{\partial \bar{v}_3}{\partial y} - \overline{\rho v'_3 v'_3} - \rho (\bar{v}_3 - v)^2 \right] dz \\
\tau_{xy}^e &= \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \left[\mu \left(\frac{\partial \bar{u}_3}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}_3}{\partial x} \right) - \overline{\rho u'_3 v'_3} - \rho (\bar{u}_3 - u)(\bar{v}_3 - v) \right] dz
\end{aligned} \tag{3.6}$$

上式右邊積分式內三項依序分別代表層流應力(τ^v)、紊流應力(τ^t)及所謂之動量延散(momentum dispersion)應力(τ^d)，其中 μ 為水之黏滯係數、 \bar{u}_3 與 \bar{v}_3 為未經深度平均前之時間平均三維速度場之水平分量。由於工程界有興趣之流場，其紊流效應遠大於流體之分子黏滯性，因此可忽略層流應力。第三項動量延散應力項代表的是三維水平流速與水深平均流速間之差異所造成之影響，此項之引進常見於具二次流(secondary flow)之模擬，然至目前為止並尚未有廣泛適當之二次流模式來處理此項。有關紊流及二次流效應模擬之方法，請參見以下專節之介紹。

3.1.2 紊流剪應力與紊流模式

由於動量方程式經過雷諾平均(Reynolds average)處理後，出現了擾動速度所引致的紊流傳輸項 $\overline{u'_i u'_j}$ ，此為紊流擾動二次相關未知量，須建立紊流的閉合(closure)機制。理論上雖可推導出這些項的正合傳輸方程式以求解，然而該等方程式同樣因非線性效應，含有更高階次的紊流相關未知量，閉合問題依然存在且益形複雜；是故藉助半經驗學理的假說以建立紊流相關量與平均流場變數之關係是必要的，此等關係即所謂的紊流模式。

任何紊流模式的主要工作係將紊流衍生的二次相關量表達成平均流場變數的關係，其功能並不是去描述流場中紊流振動的細節，而只是描述這些二次相關項對平均流場變數所造成的平均效應。而大部分紊流模式的建構主要係植基於紊流黏滯觀念(eddy viscosity concept)，此觀念最早於1877年由布茲尼克(Boussinesq)所提出，其論點是在類比層流中

的黏滯應力下，假設紊流應力與平均速度梯度成比例關係。故而對一般之明渠流況而言，紊流黏滯觀念可以數學式表示如下：

$$\frac{h\tau'_{ij}}{\rho} = hv_t \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] - \frac{2}{3} hk \delta_{ij} \quad (3.7)$$

式中 v_t 為深度平均渦流黏滯係數、 k 為深度平均紊流動能、 δ_{ij} 為 Kronecker delta 函數。因此，一般所稱之紊流模式即可簡化為渦流黏滯係數 v_t 之決定，以下簡述三種常見估算 v_t 之方法。

1. 簡易經驗公式

採用型如 Fischer et al. (1979) 所提之經驗式如下：

$$v_t = C_0 + C_1 hu_* \quad (3.8)$$

其中 C_0 與 C_1 為待率定之經驗係數， C_1 通常取於 0.05~1.61 之間，需視問題加以校正。

2. 次網格尺度(sub-grid scale)模式

依 Smagorinsky (1963) 之次網格尺度概念， v_t 可估計如下：

$$v_t = (C_s \Delta)^2 \sqrt{2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2} \quad (3.9)$$

式中 $\Delta = \sqrt{\Delta x \Delta y}$ 代表格網平均間距、 C_s 為模式係數，通常取於 0.1~1.0 之間，需視問題加以校正。

3. $k-\varepsilon$ 紊流模式

參考 Rastogi & Rodi (1978)、Chapman & Kuo (1985)、Younus & Chaudhry (1994) 及 Minh Duc, Wenka & Rodi (2004) 等人之做法，一適用於水深平均平面二維明渠流之 $k-\varepsilon$ 方程式可表示如下：

$$\begin{aligned}
\frac{\partial(hk)}{\partial t} + \frac{\partial(huk)}{\partial x} + \frac{\partial(hvk)}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial(hk)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial(hk)}{\partial y} \right] \\
&+ P_h + P_k - h\varepsilon \\
\frac{\partial(h\varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(hu\varepsilon)}{\partial x} + \frac{\partial(hv\varepsilon)}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial(h\varepsilon)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial(h\varepsilon)}{\partial y} \right] \\
&+ \frac{\varepsilon}{k} (C_1 P_h - C_2 h\varepsilon) + P_\varepsilon
\end{aligned} \tag{3.10}$$

其中

$$\begin{aligned}
v_t &= C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \\
P_h &= hv_t \left[2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right] \\
P_k &= \frac{u_*^3}{\sqrt{C_f}}, \quad P_\varepsilon = \frac{C_2 C_\mu^{1/2}}{(e_* \sigma_t)^{1/2} C_f^{3/4} h} u_*^4
\end{aligned} \tag{3.11}$$

以上模式包含有 5 個經驗常數，其標準值仍與未進行深度積分平均時相同，各常數之內定值為 $C_\mu = 0.09$, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$, $C_1 = 1.44$, $C_2 = 1.92$ 。 σ_t 稱為 Schmidt 數，其值可取為 1.0， e_* 為可調整之無因次參數， Minh Duc et al. (2004) 建議可用此參數來間接考量二次流效應，他們之數值試驗指出對實驗室水道 e_* 可取為 0.15，一般河川 e_* 約在 0.6 ~ 10 之間。

在方程式(3.7)中之深度平均紊流動能 k ，若非採用 $k-\varepsilon$ 紊流模式，一般均忽略之，但亦可根據 Nezu & Nakagawa (1993) 所提出之經驗公式： $k = 2.07u_*^2$ ，來計算深度平均紊流動能。

3.1.3 延散剪應力與二次流模式

水流沿彎道作曲線運動時產生離心力，在離心力作用下，凹岸水面升高凸岸水面降低形成所謂之水面超高現象。同時，由於上層水流

速大離心力亦較大，故上層的水流指向凹岸；而河底下層水流的流速小離心力亦較小，故河底的水流則指向凸岸，因而形成橫向環流。然而橫向環流並非在橫斷面上進行，橫向環流與縱向(主流)水流結合在一起，呈現螺旋式向下游運動的水流，此即所謂之螺旋狀橫向環流(helical flow)。由於橫向環流是引起泥沙橫向運動的動力，它促使彎道凹岸沖刷而凸岸淤積，因此在輸砂動床模式中屬重要因子。動量延散應力為在水深積分平均程序時因三維水平流速與水深平均流速間之差異所造成，一般之水深平均二維水理模式多假設流速於水深方向成均勻分布，亦即忽略二次流效應而無延散剪應力之存在。由於不可能預知實際三維之流速分布，因此欲模擬二次流，需對流速在水深方向之分布作適當之假設，而不同之流速分布假設所推得之延散應力項亦不同，相關文獻有 Lein et al. (1999), Wu and Wang (2004), Duan (2004)及 Begnudelli et al. (2010)等。且值得注意的是彎道中可能有一個大的環流，也可能有大小不同的幾個環流，環流可能佔據整個橫斷面，也可能只占橫斷面的一部分；然目前文獻上所使用之二次流模式皆僅適用在橫向僅具一個二次流結構之流況，更複雜之二次流結構唯有三維模式才可能充分解析。

在卡式直角座標下，由(3.6)式知延散剪應力之表示式如下：

$$\begin{aligned}\tau_{xx}^d &= \frac{-\rho}{h} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{u}_3 - u)^2 dz \\ \tau_{yy}^d &= \frac{-\rho}{h} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{v}_3 - v)^2 dz \\ \tau_{xy}^d &= \frac{-\rho}{h} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{u}_3 - u)(\bar{v}_3 - v) dz\end{aligned}\quad (3.12)$$

然而為方便推導二次流流速分布，通常採用如圖 3.2 之彎道曲線座標系統，其中 s 為主流方向， n 為垂直主流方向之橫向流方向，而彎道流場主流速於水深方向之分布通常假設可以對數或冪次函數來表示，本研究參考 Odgaard (1989) 採用如下之冪次函數表示式：

$$u_s = \frac{m+1}{m} \left(\frac{z-z_b}{h} \right)^{1/m} U_s \quad (3.13)$$

其中 u_s 為某參考點在高程 z 處之三維局部主流流速， U_s 為該點對應之水深平均主流流速， $m = \kappa U_s / u_*$ 為摩擦參數，其值約在 7 左右， κ 為 von Karmant 常數（一般可取為 0.4）， u_* 為底床摩擦速度。而局部橫向流速 v_n 於水深方向之分布通常假設為水深平均橫向流速 V_n 與離心力引致之分量所組合，根據 Kikkawa et al. (1976) 及 Odgaard (1986) 等人之研究，此分量可合理表示為一線性分布函數，即：

$$v_n = V_n + v' \left(2 \frac{z - z_b}{h} - 1 \right) \quad (3.14)$$

其中 v' 代表在水表面之橫向流速，若假設為完全發展之流況，Odgaard (1986) 推得 v' 與水深平均主流流速 U_s 有如下關係：

$$v' = \frac{2m+1}{2\kappa^2 m} \left(\frac{h}{r} U_s \right) = b_s I \quad (3.15)$$

其中 r 為彎道之曲率半徑， b_s 值約在 7 左右， $I = hU_s/r$ 代表螺旋狀橫向環流之強度。

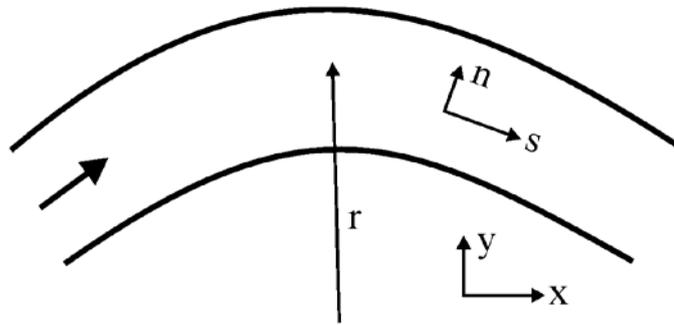


圖 3.2 彎道曲線座標系統

由(3.13)~(3.15)式可求得在 s - n 彎道曲線座標系統下之主流與橫向流在垂直向之速度分布剖面，再透過如下之座標轉換即可得在 x - y 直角座標系統下之三維局部速度分布：

$$\begin{aligned} \bar{u}_3 &= u_s \cos \theta - v_n \sin \theta \\ \bar{v}_3 &= u_s \sin \theta + v_n \cos \theta \end{aligned} \quad (3.16)$$

其中 θ 為 s 方向與 x 軸之夾角。將上式帶入(3.12)式積分即可得延散剪應力之各個分量如下：

$$\begin{aligned}\tau_{xx}^d &= -\rho \left[\frac{1}{m(m+2)} \cos^2 \theta U_s^2 - \frac{b_s}{2m+1} \sin(2\theta) I U_s + \frac{b_s^2}{3} \sin^2 \theta I^2 \right] \\ \tau_{yy}^d &= -\rho \left[\cos \theta \sin \theta \left[\frac{U_s^2}{m(m+2)} - \frac{b_s^2}{3} I^2 \right] + \frac{b_s}{2m+1} \cos(2\theta) I U_s \right] \\ \tau_{xy}^d &= -\rho \left[\frac{1}{m(m+2)} \sin^2 \theta U_s^2 + \frac{b_s}{2m+1} \sin(2\theta) I U_s + \frac{b_s^2}{3} \cos^2 \theta I^2 \right]\end{aligned}\quad (3.17)$$

3.1.4 水工結構水理模擬

水流流經水工結構物設施如閘門(gate)、涵洞(culvert)等之流況，一般而言並不適用於以水深平均平面二維水理模式來模擬。若此類水工結構物設施於模擬區域之邊界，則可以設定邊界條件之方式（即給定流量歷線或水位歷線或流量水位率定曲線）進行模擬；而若其位於模擬區域之內，則因其流況與其上下游之流況互為影響，因此必須連結上、下游與此等水工結構物設施一同進行模擬。由於結構物近域三維流況複雜，為求簡化問題，一維及二維數值模式通常以所謂之內邊界條件(internal boundary condition)來處理含水工結構物之流場模擬。增加流場內域水工結構物設施之模擬，可使得二維數值模式之應用層面更為廣泛，建議可列為後續計畫模式擴充功能之選項。

3.2 二維輸砂理論架構

沉滓傳輸的方式可以依據運動機制的不同分為滾動、滑動、跳躍及懸浮等型態。流場流況與沉滓特性為決定此等傳輸型態的主要因素，但歷經數十年之研究，至今仍無法對個別的傳輸型態給予精確的數學定義，也無法在它們之間做出確切的分野，尤其在複雜的天然流場中更是如此。通常，滾動、滑動與跳躍等三種傳輸型態被歸類為河床載(bed load)，或稱為推移載，它們的共同點在於沉滓顆粒明顯受到重力作用的牽制，使其運移範圍僅侷限在底床上方有限的高度 δ_b (稱為拘限層高度) 內，當紊流衝量大於構成沉滓懸浮的起始條件時，一部分的沉滓顆粒會

向上運移超越拘限層高度，形成懸浮載傳輸型態；反之，一部分的懸浮沉滓亦會受到重力的影響逐漸沈降至底床，而轉變為河床載傳輸型態。

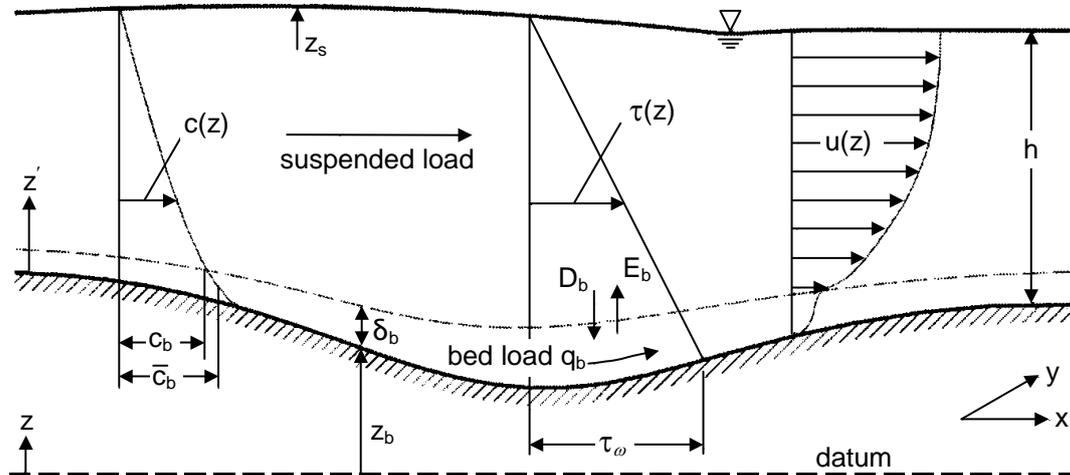


圖 3.3 沉滓傳輸型態示意圖

參見圖 3.3，一般將沉滓傳輸型態於水深方向分成兩個區域，從 $z = z_b$ 到 $z = z_b + \delta_b$ 之區域稱為河床載區，從 $z = z_b + \delta_b$ 到 $z = z_s$ 之區域稱為懸浮載區。有關河床載之拘限層高度 δ_b 的定義，多位學者所提出者略有不同。Einstein (1950) 將之定義為二倍沉滓粒徑的高度，並將跳躍距離超過幾倍沉滓粒徑的沉滓傳輸行為，歸類為懸浮載傳輸型態；van Rijn (1984a) 則是根據 Bagnold (1973) 的觀念將拘限層高度定義為沉滓的最大跳躍高度。

儘管沉滓傳輸的方式可依其物理機制大致區分為河床載及懸浮載兩種方式，但仍有許多的數值模式採用河床質載的輸砂量推估經驗式，即直接推估河道中會影響河床沖淤或河床質粒徑組成之總輸砂量，而不區分沉滓之傳輸型態，這類模式僅需求解兩組方程式，即「河床質級配方程式」及「泥砂連續方程式」，而無須計算「懸浮載質量守恆方程式」，此類作法在計算效能方面較為經濟。然而，採用河床質載之模式並無法得到水體中懸浮質濃度的分布和變化情形，這在某些工程應用也許並無法充份滿足需求，因而現今之許多輸砂模式除可採用傳統的總輸砂量演

算方式外，通常另亦提供將懸浮載與河床載分開計算的方式。本研究之數值模式為求應用彈性，亦將同時提供上述兩種輸砂演算方式，使用者可根據應用案例的特性採用不同的模擬方式。茲將建立本研究輸砂模組之主要控制方程式及相關理論背景說明如下。

3.2.1 懸浮載與河床載質量守恆方程式

考慮不均勻沉滓傳輸，將沉滓分成 NF 組之粒徑組成，則對每一組粒徑，在三維流場之懸浮載質量守恆方程式可以下式表示：

$$\begin{aligned} \frac{\partial c_k}{\partial t} + \frac{\partial u_3 c_k}{\partial x} + \frac{\partial v_3 c_k}{\partial y} + \frac{\partial w_3 c_k}{\partial z} \\ = \frac{\partial}{\partial x} (\varepsilon_x \frac{\partial c_k}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\varepsilon_y \frac{\partial c_k}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\varepsilon_z \frac{\partial c_k}{\partial z} + w_{sk} c_k) \end{aligned} \quad (3.18)$$

其中， t 為時間； x, y 為平面座標； z 為重力方向座標； c_k 為第 k 組粒徑之懸浮沉滓濃度； (u_3, v_3, w_3) 分別為 (x, y, z) 方向之水流流速； $(\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z)$ 分別為懸浮沉滓於 (x, y, z) 方向之擴散係數； w_{sk} 為第 k 組粒徑懸浮沉滓之沉降速度。懸浮載質量守恆方程式(3.18)尚需配合適當之邊界條件才可解，一為於水面 $z = z_s$ 之邊界條件：

$$\varepsilon_z \frac{\partial c_k}{\partial z} + w_{sk} c_k = 0 \quad (3.19)$$

二為於懸浮載與河床載界面 $z = z_b + \delta_b$ (亦稱參考高程) 之邊界條件：

$$\varepsilon_z \frac{\partial c_k}{\partial z} + w_{sk} c_{b^*k} = 0 \quad (3.20)$$

其中 c_{b^*k} 為第 k 組粒徑懸浮沉滓於懸浮載與河床載界面之平衡濃度。

要得到平面二維的傳輸方程式必須將(3.18)式做水深積分處理，亦即進行 z 方向的積分以消去這方向的維度，此做法雷同於平面二維水流連續方程式與動量守恆方程式之推導方式，首先定義第 k 組粒徑懸浮沉滓之水深平均濃度 C_k 為：

$$C_k = \frac{1}{h - \delta_b} \int_{z_b + \delta_b}^{z_s} c_k dz \quad (3.21)$$

其中 h 為水深。應用 Leibnitz 法則、邊界條件(3.19)式與(3.20)式、以及水流於水面 z_s 和參考高程 $z_s + \delta_b$ 之所謂運動邊界條件：

$$\begin{cases} \left(w_3 - \frac{\partial z}{\partial t} - u_3 \frac{\partial z}{\partial x} - v_3 \frac{\partial z}{\partial y} \right) \Big|_{z=z_s} = 0 \\ \left(w_3 - \frac{\partial z}{\partial t} - u_3 \frac{\partial z}{\partial x} - v_3 \frac{\partial z}{\partial y} \right) \Big|_{z=z_b+\delta_b} = 0 \end{cases} \quad (3.22)$$

即可推導得水深平均平面二維之懸浮載質量守恆方程式如下：

$$(h' = h - \delta_b)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} [h' C_k] + \frac{\partial}{\partial x} [h' u C_k] + \frac{\partial}{\partial y} [h' v C_k] - E_{bk} + D_{bk} - q_{\Delta} C_{\Delta k} \\ & = \frac{\partial}{\partial x} \left[h' \left(K_{xx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[h' \left(K_{yx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{yy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.23)$$

其中， u, v 即為由水理模式計算得到之水深平均流速； $K_{xx}, K_{xy} = K_{yx}, K_{yy}$ 為延散(dispersion)係數，其效應可包括水平紊流擴散及在垂直方向之不均勻流速與懸浮載濃度分布所造成之延散綜合作用； E_{bk} 與 D_{bk} 分別為第 k 組粒徑懸浮沉滓於參考高程處之向上捲昇(entrainment)速率與向下沉降(deposition)速率，可分別定義為 $E_{bk} = w_{sk} c_{b^*k}$ 及 $D_{bk} = w_{sk} c_{bk}$ ，其中 c_{b^*k} 為在參考高程處之懸浮載平衡濃度， c_{bk} 為在參考高程處之懸浮載真正濃度，但在水深積分後之二維模式，則通常將沉滓向上捲昇與向下沉降之淨交換率合寫為 $S_{bk} = E_{bk} - D_{bk} = \alpha w_{sk} (C_{*k} - C_k)$ ，在此 C_{*k} 為在輸砂平衡狀態下之水深平均濃度， α 為聯結水深平均沉滓濃度與近底床沉滓濃度關係之參數，即 $\alpha = c_{b^*k} / C_{*k}$ 或 $\alpha = c_{bk} / C_k$ ，但數值模式則通常視 α 為參數。由於沉滓捲昇與沉降之交換率在二維輸砂模式中極為重要，故對於 E_{bk} 與 D_{bk} 之估算方法與討論將另於以下專節討論之。(3.23)式最後一項則是對應於水流連續方程式中之源匯項，其中 $C_{\Delta k}$ 為單位水平面積外加流量 (q_{Δ}) 所挾帶之懸浮載濃度。

通常假設拘限層厚度 δ_b 遠小於水深 h ，即 $h' = h - \delta_b \approx h$ ，則上式可進一步簡化成：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t}[hC_k] + \frac{\partial}{\partial x}[huC_k] + \frac{\partial}{\partial y}[hvC_k] - E_{bk} + D_{bk} - q_{\Delta}C_{\Delta k} \\ & = \frac{\partial}{\partial x} \left[h \left(K_{xx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[h \left(K_{yx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{yy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.24)$$

式(3.24)即為所欲求解之懸浮載傳輸控制方程式，共有 NF 條。

類似步驟，若水深積分從 $z = z_b$ 到 $z = z_b + \delta_b$ 之河床載區域，則可得河床載連續方程式如下(van Rijn, 1987)：

$$(1 - p') \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} + \frac{\partial(\delta_b \bar{c}_{bk})}{\partial t} + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} = D_{bk} - E_{bk} \quad (3.25)$$

其中， p' 為河床之孔隙率(porosity)； $\partial z_{bk} / \partial t$ 代表第 k 組粒徑對底床高程變動量 $\partial z_b / \partial t$ 之貢獻； \bar{c}_{bk} 為在河床載區域內之水深平均河床載濃度； q_{bkx} ， q_{bky} 分別為第 k 組粒徑之推移載通量 q_{bk} 於 x, y 方向之分量，通常將其表示成 $q_{bkx} = \alpha_{bx} q_{bk}$ ， $q_{bky} = \alpha_{by} q_{bk}$ ，其中 α_{bx} ， α_{by} 為河床載移動方向與 x, y 軸之方向餘弦，而如何決定河床載之移動方向實為一重要之研究主題，一般假設與底床剪應力同方向，同受二次流及橫向坡度項之影響，本研究於此部分之處理方式留待於數值模式專節再行說明。式(3.25)中第二項為河床載拘限層內之沉滓蓄存量(storage of sediment)之時變率，一般可忽略其影響。

3.2.2 河床質級配方程式

底床沉滓粒徑組成在底床下方垂直方向是可變的，數值模式通常之做法是將底床往下分層(layer)，每層有自己的厚度及沉滓粒徑組成。最頂端之一層常稱之混合層(mixing layer)，緊鄰混合層之下一層本研究稱之為活動層(active layer)，最底端之一層稱之為母層，其作用在於記錄河床深層未直接受到沉滓傳輸影響之沉滓粒徑組成比例。考慮各種可能造成混合層內粒徑組成改變的因素，可得河床質級配方程式(於混合層內)如下：

$$\left\{ \begin{array}{l} (1-p') \frac{\partial(\beta_k T_m)}{\partial t} + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} = D_{bk} - E_{bk} + (1-p') \beta_k^* \left(\frac{\partial T_m}{\partial t} - \frac{\partial z_b}{\partial t} \right) \\ \text{or} \quad \frac{\partial(\beta_k T_m)}{\partial t} = \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} + \beta_k^* \left(\frac{\partial T_m}{\partial t} - \frac{\partial z_b}{\partial t} \right) \end{array} \right. \quad (3.26)$$

其中， T_m 為混合層之厚度； β_k 為第 k 組粒徑於混合層所佔之比例；右手邊最後一項為第 k 組粒徑於混合層下邊界（亦即與其下方活動層之界面）的沉滓交換速率，以下稱之為活動層源，其影響方式就如同在混合層上邊界處之沉滓交換速率（ $D_{bk} - E_{bk}$ ）一般，皆屬於源項。當混合層下邊界在一模擬時距內是上昇時（ $\partial T_m / \partial t - \partial z_b / \partial t \leq 0$ ），則 $\beta_k^* = \beta_k$ ；當混合層下邊界在一模擬時距內是下降時（ $\partial T_m / \partial t - \partial z_b / \partial t > 0$ ），則 $\beta_k^* = \beta_k^{al}$ ，其中 β_k^{al} 為第 k 組粒徑於活動層所佔之比例。由式(3.26)中可觀察到影響混合層內粒徑組成改變的因素包括了河床載通量之空間梯度、混合層上邊界與下邊界之沉滓交換速率。前兩項為沉滓傳輸所形成之影響，與沉滓特性以及水理條件有關，最後一項之活動層源則假設與沉滓傳輸行為無關，僅和底床升降與混合層厚度的改變有關。當河床發生沖淤變動時，混合層厚度也將跟著改變，造成混合層下邊界的升降，也因此產生了活動層源。式(3.26)即為所欲求解之底床沉滓粒徑組成比例控制方程式，共有 NF 條。

3.2.3 泥砂連續方程式

泥砂連續方程式，即所謂之 Exner 方程式，其表示式如下：

$$(1-p') \frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum_{k=1}^{NF} \left(\frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} \right) = \sum_{k=1}^{NF} (D_{bk} - E_{bk}) \quad (3.27)$$

上式可由(3.25)加總而得，其中 $\partial z_b / \partial t = \sum_{k=1}^{NF} (\partial z_{bk} / \partial t)$ 。(3.27)式即為所欲求解之底床高程變動控制方程式。底床高程的變動，除了受河床載的影響之外，與懸浮載之間的沉滓交換速率亦為重要的影響因子。河床載通量(上式中的第二項)與局部的水理流況有關，其大小在空間上的分布情形為決定河床局部淤積或沖刷的主要機制。以一有限河段而言，在不考慮沉滓交換速率的情形下，河床載上游入流通量大於下游出流通量時，

此河段之底床高程將會上升，呈現淤積的現象；反之，則呈現沖刷的現象。再者，若加計沉滓交換速率的影響，即上式中的第三項，其作用就如同源項一般，直接增加沉滓沈降所引起的底床上升量，或扣除沉滓受淘刷而引起的底床下降量。此外，(3.27)式已假設河床載拘限層之沉滓蓄存量為定值，因此並不包含沉滓蓄存量改變所造成之影響。

3.2.4 輸砂輔助關係式

為求解上述之輸砂控制方程式，尚需一些輔助關係式，用以決定河床載傳輸通量 q_{bk} 、混合層厚度 T_m 、沉滓捲昇與沉降交換率 E_{bk} 與 D_{bk} 等相關物理量。此外，當考慮非均勻沉滓時，不同粒徑沉滓間的遮蔽效應，會改變沉滓的起動剪應力條件，因此尚需針對此影響做適當的修正，方能較符合實際的輸砂行為。茲將各輔助關係式及沉滓起動剪應力條件分述如下。

3.2.4.1 河床載及河床質載通量

文獻中曾有多位學者提出河床載及河床質載的推估經驗式，根據其理論基礎或經驗式建立的方法來加以分類 (Yang, 1996)，則大致可區分成以下幾種類別：

- 剪應力法 (shear stress approach)
- 能量波降法 (energy slope approach)
- 流量法 (discharge approach)
- 速度法 (velocity approach)
- 床形法 (bed form approach)
- 回歸分析法 (regression analyses)
- 概率法 (probabilistic approach)
- 隨機法 (stochastic approach)
- 流功法 (stream power approach)
- 等可動性法 (equal mobility approach)

輸砂公式之選擇甚為困難，迄今尚無通用之輸砂公式，不同之河道可能需要不同之公式，因此僅能根據既有的觀測河性資料與輸砂公式的限制

條件加以比較，以檢定其適用性，並期能選出最適當之輸砂公式。本計畫採取之方式為儘可能的提供文獻上常用之輸砂公式供使用者選擇。

SEC-HY21 模式目前提供下列 11 個河床質載及 12 個河床載輸砂經驗式供使用者彈性選用，以期能應付不同的流場條件及輸砂沉滓特性，本計畫延續此作法。

A. 11 個河床質載公式：

1. Yang (1973 for sand + 1984 for gravel) — 流功法
2. Ackers and White (1973) modified by Proffitt and Sutherland (1983) — 流功法
3. Engelund & Hansen (1967) — 流功法
4. Karim (1998) — 回歸分析法
5. van Rijn (1984) — 剪應力法
6. Toffaleti (1969) — 概率法
7. Einstein (1950) — 概率法
8. Wu, Wang and Jia (2000) — 剪應力法
9. Power law : $q_t = a(S_f)^b h^c (|u|)^d$, q_t 單位為 m^2/s , S_f 為摩擦坡降, h 為水深(m), $|u|$ 為速度大小(m/s)
10. Govers (1992)
11. Ashida & Michiue (1972 for bedload + 1970 for suspended load)

B. 12 個河床載公式：

1. Schoklitsch (1934) — 流量法
2. Meter-Peter and Müller (1948) — 能量波降法
3. 何智武-黃宏斌公式 (1992) — 流量法
4. Smart (1984) — 剪應力法
5. van Rijn (1984, 河床載部份) — 剪應力法

6. Toffaleti (1969, 河床載部份) — 概率法
7. Einstein (1950, 河床載部份) — 概率法
8. Wu, Wang and Jia (2000) — 剪應力法
9. Wilcock & Crowe (2003) — 等可動性法
10. Parker (1990) — 等可動性法
11. Ashida & Michiue (1972)
12. Wong & Parker (2006)

3.2.4.2 非均勻沉澱與起動剪應力條件

一般常見計算非均勻沉澱河床載通量的方法，如 Borah et al. (1982)、Samaga et al. (1986a)、Spasojevic & Holly (1990a)及著名的 HEC-6 模式等所採用者，係將沉澱粒徑分成幾組粒徑區間，每組粒徑區間各自取一代表粒徑，利用均勻沉澱輸砂經驗式逐一計算其輸砂量，再以該組粒徑區間於非均勻沉澱所佔的比例為權重係數，便可得各組粒徑區間的河床載通量，而將各組粒徑區間的河床載通量加總即為非均勻沉澱之總輸砂量。在非均勻河床質中，較小顆粒可能被較大顆粒所遮蔽，因而其實際的輸砂量應會小於用均勻沉澱輸砂公式所估算之輸砂量。另一方面，較大顆粒因相對有較高機率暴露於水中，因此應比同一粒徑之均勻沉澱較易捲昇。因此計算非均勻沉澱河床載通量時，有必要考慮不同粒徑沉澱間的遮蔽與暴露效應，以便對河床載通量予以適當的修正。

以下介紹常見於文獻上之三種計算非均勻沉澱河床載通量的方法，分別是遮蔽與暴露因子(hiding and exposure factor)法、起動剪應力修正法、及傳輸沉澱組成(transported gradation)法。茲分別舉例說明如下，以做為比較與參考。

1. 遮蔽與暴露因子修正法

利用每一組粒徑區間的代表粒徑 d_k 取代輸砂公式的中值粒徑，求得各組粒徑區間的河床載通量，再以各組粒徑區間於混合層

內的粒徑組成比例 β_k 及遮蔽與暴露因子 ζ_k 做修正，得各組粒徑區間的河床載通量如下：

$$q_{bk} = \zeta_k \beta_k q_b(d_k) \quad (3.28)$$

至於遮蔽與暴露因子 ζ_k 之估算經驗式，文獻上存在許許多多之方法，例如 Karim & Kennedy (1982) 提出：

$$\zeta_k = c_1 \left(\frac{d_k}{d_{50}} \right)^{c_2} \quad (3.29)$$

其中， d_{50} 為此非均勻沉澱之中值粒徑， c_1 及 c_2 為經驗參數，Karim & Kennedy (1982) 之建議值分別為 1.0 和 0.85。Karim (1998) 則提出利用以下公式計算：

$$c_1 = 1.15 \frac{w_s}{u_*}, \quad c_2 = 0.60 \frac{w_s}{u_*} \quad (3.30)$$

上式中， u_* 為底床剪力速度，在此 w_s 為中值粒徑 d_{50} 之沉降速度。此外，Wu, Wang & Jia (2000) 則提出：

$$\zeta_k = \left(\frac{p_{hk}}{p_{ek}} \right)^m \quad (3.31)$$

其中， m 為一參數，該文獻取 $m = 0.6$ 。 p_{hk} 為第 k 組粒徑區間代表粒徑 d_k 受到其它代表粒徑遮蔽的機率，而 p_{ek} 則為未受到遮蔽而直接暴露於水體的機率，兩者存在 $p_{hk} + p_{ek} = 1$ 之關係，其表示式如下：

$$\begin{cases} p_{hk} = \sum_{j=1}^{NF} \beta_j \frac{d_j}{d_k + d_j} \\ p_{ek} = \sum_{j=1}^{NF} \beta_j \frac{d_k}{d_k + d_j} \end{cases} \quad (3.32)$$

(3.29) 式僅單純考慮非均勻沉澱間粒徑相對大小的影響，而 (3.31) 式則除了考慮粒徑相對大小外，亦涵蓋了粒徑組成比例的影響，因此應較能確切反應實際的情況。

2. 起動(臨界)剪應力修正法

多位學者曾提出不同的方法用以決定非均勻沉滓的起動剪應力，一般常見的形式如下：

$$\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*cp}} = f\left(\frac{d_k}{d_p}\right) \quad (3.33)$$

其中， d_k 為第 k 組粒徑區間之代表粒徑； τ_{*ck} 為粒徑 d_k 之無因次起動剪應力； d_p 為某一種代表粒徑，如算數平均粒徑、中值粒徑、幾何平均粒徑、或幾何平均粒徑與幾何標準偏差的乘積等，甚至也可以是任意特定粒徑； τ_{*cp} 為粒徑 d_p 之無因次起動剪應力。有關此部分的詳盡介紹與相關文獻回顧，可參照 Patel & Ranga Raju (1999)。

Wu, Wang & Jia (2000) 亦利用(3.31)式之遮蔽與暴露因子來修正 Shields(1936)所提出之起動剪應力，其表示式如下：

$$\frac{\tau_{ck}}{(\rho_s - \rho)gd_k} = \theta_c \left(\frac{p_{hk}}{p_{ek}}\right)^m \quad (3.34)$$

上式中， $\theta_c = \tau_c / [(\rho_s - \rho)gd_{50}]$ 為相對於中值粒徑之無因次起動剪應力； τ_c 為中值粒徑之起動剪應力； ρ 為水密度； ρ_s 為砂密度。

利用修正後之起動剪應力，各組粒徑區間之河床載通量可計算如下：

$$q_{bk} = \beta_k q_b(d_k) \quad (3.35)$$

3. 傳輸沉滓組成法

與上述傳統方法（各自推求分組輸砂能力）不同，Hsu & Holly (1992) 將床砂的代表粒徑與輸移中泥砂的某一特徵粒徑聯繫起來，以此來考慮床砂的非均勻性對輸砂能力的影響。根據對非均勻砂試驗過程的分析，Hsu & Holly 認為輸移泥砂中某粒徑組所占百分比，與該組粒徑泥砂的相對可動性(mobility)和補給率(availability)

的聯合概率成正比。Hsu & Holly 假設水流紊動速度符合高斯分布，並以此估算各組粒徑區間沉澱起動的機率，再配合混合層中的粒徑組成比例，求取真正起動傳輸的沉澱粒徑組成比例 β_{tk} ，進而推得傳輸沉澱的平均粒徑 d_{mi} ，再以此平均粒徑代入均勻沉澱河床載經驗式中，直接計算非均勻沉澱之總輸砂能力 $q_b(d_{mi})$ ，則各組粒徑區間之河床載通量可表示如下：

$$q_{bk} = \beta_{tk} q_b(d_{mi}) \quad (3.36)$$

本研究擬採用之做法是：若輸砂公式是以剪應力法為理論基礎之河床載及河床質載推估經驗式，則利用 Wu, Wang & Jia (2000) 所提出的起動剪應力修正法來進行非均勻沉澱輸砂量的修正；若採用其它類型之輸砂公式則利用遮蔽與暴露因子修正法。

3.2.4.3 混合層厚度

水力輸砂行為所引起的河床質粒徑組成變化，主要是發生在河床表層處，在數值模式中可由底床表面向下設定一混合層厚度，針對此空間內的河床質計算其粒徑組成變化。實際上混合層的設計純為數值計算上的需要，並非物理特性的定義，所設定厚度的大小會影響粒徑組成變化的程度，當厚度過大時，變化的幅度可能無法反應真實的改變量；反之，則可能使變化的幅度放大而失真。因此，模式中必須給定適當的混合層厚度，以期能正確反應粒徑組成的變化。一般來說，當底床平坦而無明顯床形出現時，則混合層厚度僅為幾倍顆粒直徑，而當形成砂漣(ripple)或砂丘(dune)床形時，則河床質將因河床擾動、床形運移而產生級配的變化。茲整理文獻中幾種常見的混合層厚度定義方式如下：

1. 混合層厚度為一常數。
2. 混合層厚度為河床質最大粒徑的某個倍數。
3. 混合層厚度為河床質中值粒徑的某個倍數。
4. 混合層厚度為水深的某一比值。
5. 混合層厚度為砂漣或砂丘的平均高度。

這些定義方式大致可分為定值與非定值兩種：前兩者屬於定值，此類方式設定的混合層厚度在模擬過程中不會改變，因此，可能僅適用於流況變動不大且底床平坦無明顯床形出現的情況。後三者的設定方式則假設與流場或床質特性有關，因此，混合層厚度並非定值而是會隨著時間與位置的不同而改變，在流況變動較大或底床具有明顯床形改變與移動的流場，此等設定方式應該較為合理。此外，在床質粒徑分布較均勻的情況下，粒徑組成的變化對於底床沖淤的影響不再那麼顯著，因此，混合層厚度的設定方式對於模擬結果的影響將相對地降低。當選擇以第五種方式定義混合層厚度時需估算砂漣或砂丘之高度，有關砂漣或砂丘高度之估算可參見 Allen (1978) 及 van Rijn (1984c)。

3.2.4.4 沉滓交換速率

懸浮載傳輸控制方程式(3.23)中之沉滓交換速率（捲昇率 E_{bk} 與沉降率 D_{bk} ）是為聯繫懸浮載與河床載之重要橋樑，本計畫只考慮非凝聚性沉滓，關於凝聚性沉滓部分建議於後續之研究計畫另行探討。

在推導懸浮載質量守恆方程式一節中，提到在三維模式或是垂直二維模式中大都將沉滓捲昇與沉降之淨交換率 $S_{bk} = E_{bk} - D_{bk}$ 表示成（以第 k 組粒徑為例）：

$$S_{bk} = E_{bk} - D_{bk} = w_{sk} (\beta_k c_{b^*k} - c_{bk}) \quad (3.37)$$

其中 c_{b^*k} 與 c_{bk} 分別為在參考高程處之懸浮載平衡濃度（中國大陸慣稱為挾砂力）與真正濃度（中國大陸慣稱為含砂量），上式可注意到吾人已將第 k 組粒徑於混合層所佔之比例考慮進去。但在水深積分平均後之平面二維模式，通常假設床面含砂量 c_{bk} 和挾砂力 c_{b^*k} 與水深平均後之平均含砂量 C_k 和平均挾砂力 C_{*k} 之間的關係為：

$$\alpha_1 = c_{b^*k} / C_{*k} \quad , \quad \alpha_2 = c_{bk} / C_k \quad (3.38)$$

且普遍認為（或進一步假設） $\alpha_1 \cong \alpha_2 = \alpha$ ，而將(3.37)式轉換為：

$$S_{bk} = E_{bk} - D_{bk} = \alpha w_{sk} (\beta_k C_{*k} - C_k) \quad (3.39)$$

其中參數 α 於中國大陸稱為恢復飽和係數(Zhang and Xie, 1993)，目前並無通用之公式可用。Minh Duc et al. (2004) 引用 Rouse 平衡濃度剖面，取：

$$\alpha = \frac{h - \delta_b}{\int_{\delta_b}^h \left(\frac{h-z}{z} \frac{\delta_b}{h-\delta_b} \right)^R dz} \quad (3.40)$$

其中 $R = w_{sk}/(\kappa u_*)$ 稱為 Rouse 參數，而 κ 為 von Karman 常數。Armanini and Di Silvio (1988)則給出如下之計算式：

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\delta_a}{h} + \left(1 - \frac{\delta_a}{h} \right) \exp \left[-1.5 \left(\frac{\delta_a}{h} \right)^{-1/6} \frac{w_{sk}}{u_*} \right] \quad (3.41)$$

在此， u_* 為底床剪力速度， $\delta_a = 33h/\exp(1 + \kappa/\sqrt{C_f})$ 。

所謂之恢復飽和係數 α 是因採用水深平均含砂量代替河底(參考高程處)含砂量而引起的，由於河底含砂量一般是大於水深平均含砂量的，因此就理論而言，恢復飽和係數(無論是用(3.40)式或(3.41)式計算)總是大於1的。但是，在實際計算時(參考 Wu (2001)之引述)，根據實測資料推求的恢復飽和係數 α 往往卻都是小於1的，有的河流(河段)中，由實測資料率定的恢復飽和係數甚至為遠小於1的正數(例如0.001)，因此 α 常變成是一個需要率定之數值參數。國內許至聰(2002)亦針對平面二維模式採用(3.39)式做為沉滓交換率之適宜性有諸多探討，並提出所謂之積分法代替。

關於恢復飽和係數 α 數值之矛盾性，趙氏及李氏(2002)認為造成此矛盾現象之關鍵在於假設 $\alpha_1 \square \alpha_2 = \alpha$ ，即 $c_{b*k}/C_{*k} = c_{bk}/C_k$ 與實際情況不符。他們論點是： $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$ 僅僅是在懸浮質泥砂處於飽和狀態、河床處於沖淤平衡條件下才成立；當懸浮質泥砂處於非飽和狀態、河床沖淤不平衡時，由於含砂量於水深方向分布與飽和狀態的分布不同，因而 $\alpha_1 \neq \alpha_2$ 。他們進一步提出新的沉滓交換速率表達式如下：

$$S_{bk} = E_{bk} - D_{bk} = \alpha w_{sk} \left(\beta_k C_{*k} - \left(\frac{C_{*k}}{C_k} \right)^\chi C_k \right) \quad (3.42)$$

其中含 χ 項之引入在於調整恢復非飽和狀態到飽和狀態，其值在 0 到 1 之間，可由實測資料推求；而此時之 α 則單純地代表在飽和條件下用水深平均含砂量代替河底含砂量而引起之大於 1 的修正係數。(3.42)式雖解釋了原先恢復飽和係數 α 數值之矛盾性，但對數值模式而言卻也多了另一個需要率定之數值參數 χ ，增加了使用上之不便性。

此外；Hamrick and Hayter (2001)利用（簡化之）理論推導，亦推得一適用水深平均平面二維模式之沉澱交換率如下：

$$S_{bk} = E_{bk} - D_{bk} = w_{sk} \left(\frac{2(1+R)}{2+R(1-\delta_b)} \right) (\beta_k C_{*k} - C_k) \quad (3.43)$$

其中 $R = w_{sk} / (\kappa u_*)$ 為 Rouse 參數，並以下式計算 C_{*k} 。

$$C_{*k} = \begin{cases} \frac{\ln(\delta_b^{-1})}{(\delta_b^{-1} - 1)} c_{b^*k} & \text{if } R = 1 \\ \frac{(\delta_b^{R-1} - 1)}{(1-R)(\delta_b^{-1} - 1)} c_{b^*k} & \text{if } R \neq 1 \end{cases} \quad (3.44)$$

在以上各個式子中，參考高程 δ_b 、水深平均挾砂力（水深平均平衡濃度） C_{*k} 、挾砂力（參考高程平衡濃度） c_{b^*k} 需引用適當之經驗公式求算之。Garcia and Parker (1991)曾比較了 7 個計算 c_{b^*k} 之關係式，結論是 Smith and McLean (1977)、van Rijn (1984b)及他們新提出之關係式之表現與實驗及現場觀測值吻合度較佳。本計畫採用 van Rijn (1984b) 提出之公式，van Rijn (1984b)定義參考高程 δ_b 為 3 倍 d_{90} 粒徑，且定義參考高程平衡濃度 c_{b^*k} 為：

$$c_{b^*k} = 0.015 \frac{d_k T_k^{1.5}}{\delta_b d_{*k}^{0.3}} \quad (3.45)$$

其中， $d_{*k} = d_k \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}$ 為無因次沉滓粒徑； $T_k = \frac{(u'_*)^2 - (u_{*ck})^2}{(u_{*ck})^2}$ 為傳輸參數； $u'_* = \frac{u\sqrt{g}}{C'}$ 為顆粒底床剪力速度； $C' = 18 \log \left(\frac{12R_b}{3d_{90}} \right)$ 為顆粒蔡司係數； ν 為運動滯度(kinematic viscosity)； u_{*ck} 為第 k 組粒徑之 Shields 臨界底床剪力速度； R_b 為底床水力半徑； d_{90} 為 90% 沉滓小於的粒徑。

由於文獻上尚無通用之沉滓交換速率公式，因此也造成數值模式之困擾，本計畫之數模提供上述多種沉滓交換速率公式供使用者選用，實際案例應用時可做比較分析。而由過往諸多案例應用之經驗顯示：Hamrick and Hayter (2001) 公式不論是在計算結果及數值穩定性方面皆有較佳之表現，故為本模式之內定選項。

3.2.4.5 河床孔隙率

河床孔隙率 p' 在輸砂模式中通常是由使用者輸入，本研究亦採用此做法，且允許其值隨空間變化。但為方便使用者，模式內亦可選擇採用適當之公式計算之，如 Wu & Wang (2006) 根據眾多試驗與現場資料所迴歸出之河床孔隙率估算式：

$$p' = 0.13 + \frac{0.21}{(d_{50} + 0.002)^{0.21}} \quad (3.46)$$

其中 d_{50} 之單位為 mm。

3.3 二維水理數值模式

首先將二維淺水波方程組（即(3.1)至(3.3)式，但忽略科氏力、風剪力、波浪輻射應力、 S^h 、 S^p 、 S^q 與大氣壓力梯度等項），寫成如下之保守型式：

$$\frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial t} + \frac{\partial (\mathbf{F} - \mathbf{F}_v)}{\partial x} + \frac{\partial (\mathbf{G} - \mathbf{G}_v)}{\partial y} = \mathbf{H} \quad (3.47)$$

其中

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} h \\ p \\ q \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} p \\ \frac{p^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \\ \frac{pq}{h} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{G} = \begin{bmatrix} q \\ \frac{pq}{h} \\ \frac{q^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{F}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{h}{\rho}(\tau'_{xx} + \tau^d_{xx}) \\ \frac{h}{\rho}(\tau'_{xy} + \tau^d_{xy}) \end{bmatrix}, \quad \mathbf{G}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{h}{\rho}(\tau'_{xy} + \tau^d_{xy}) \\ \frac{h}{\rho}(\tau'_{yy} + \tau^d_{yy}) \end{bmatrix}, \quad \mathbf{H} = \begin{bmatrix} 0 \\ ghS_{0x} - \frac{\tau_x^b}{\rho} \\ ghS_{0y} - \frac{\tau_y^b}{\rho} \end{bmatrix}.$$

求解上述偏微分方程組之數值方法很多，但傳統之數值模式因受限於非線性數值不穩定性，而常無法處理所謂之跨臨界流(trans-critical flow)，跨臨界流常伴隨著水躍等不連續水理現象，常可見於陡急河川及水工結構物週遭，為克服此困境，本計畫在空間離散方式採用已充分證明可模擬混合流況且具全變量消逝(Total Variation Diminishing; TVD)特性之有限體積法，在時間離散方式則採用 Runge-Kutta 顯式時間積分法，此數值模式可適用恆定性緩變量至非恆定性急變量之各種二維明渠流況，特別是對含水躍或移動震波等不連續水流問題有極佳之解析能力。

3.3.1 空間離散法

首先將(3.47)式改寫成向量積分型式如下：

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \mathbf{Q} dV + \iint_S (\mathbf{F} - \mathbf{G}) dS = \int_V \mathbf{H} dV \quad (3.48)$$

其中

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} h \\ \mathbf{U} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} hV \\ V\mathbf{U} + \frac{1}{2}gh^2\mathbf{n} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{G} = \begin{bmatrix} 0 \\ \left[hv_t(\nabla\mathbf{u} + \nabla\mathbf{u}^T) - \frac{2}{3}hk\mathbf{I} + \mathbf{D} \right] \cdot \mathbf{n} \end{bmatrix} \quad (3.49)$$

$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh\mathbf{S}_0 - C_f m_b |\mathbf{u}| \mathbf{u} \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

以上諸式中， V 代表積分之控制體積，其表面由 S 所圍繞， $\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_y \mathbf{j}$ 為控制表面 S 之單位向外法向量， \mathbf{Q} 為待求之保守變數 (conservative variables) 向量， $\mathbf{F} = F n_x + G n_y$ 為法向對流（或稱無黏性）通量向量， $\mathbf{G} = F_v n_x + G_v n_y$ 為法向紊流及延散通量向量， \mathbf{H} 為源向量， V 為垂直於該控制表面之水深平均速度分量，定義為 $V = \mathbf{u} \cdot \mathbf{n} = u n_x + v n_y = (p n_x + q n_y) / h = (\mathbf{U} \cdot \mathbf{n}) / h$ ，其中 (u, v) 與 (p, q) 分別為 \mathbf{u} 與 \mathbf{U} 向量在卡式平面座標系統下之分量， $\mathbf{S}_0 = S_{0x} \mathbf{i} + S_{0y} \mathbf{j}$ 為底床坡度項， $\mathbf{D} = h \tau^d / \rho$ 代表動量延散剪應力項， \mathbf{i} 和 \mathbf{j} 為卡式座標之基底向量， \mathbf{I} 為單位矩陣。

有限體積離散法首先將計算區域分解為有限數目的單元體積 (cell)，二維時可視單元體積為具單位厚度之單元面積，而令每一單元體積都滿足(3.48)式之守恆律，然後定義任意變數 Φ 之單元體積平均值如下：

$$\bar{\Phi} = \frac{1}{V} \int_V \Phi dV \quad (3.51)$$

利用以上定義，(3.48)式可改寫成

$$\frac{\partial \bar{\mathbf{Q}}}{\partial t} + \frac{1}{V} \oint_S (\mathbf{F} - \mathbf{G}) dS = \bar{\mathbf{H}}$$

因此，可知有限體積法求得之物理量代表該單元體積之平均值。而為便利書寫及無混淆不清之慮下，本文以下內容皆省略各變數之橫桿而直接寫成：

$$\frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial t} + \frac{1}{V} \oint_S (\mathbf{F} - \mathbf{G}) dS = \mathbf{H} \quad (3.52)$$

上式中 \mathbf{Q} 向量即為所欲求取之變數向量。

有限體積法因變數存放位置不同，常分為 cell-centred (變數儲存於網格式心) 及 vertex-centred (變數儲存於網格式頂點) 兩類，本研究採用

的是 cell-centred。為便利以下算則之說明，取任一控制體積編號為 i 之單位厚度單元體積（以圖 3.4 之粗線三角形為例），將(3.52)式中之表面積分成以通過三角形之 3 個邊界線中心之法向通量和代替，則可得如下之半離散化通式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(\mathbf{Q}V)_i = - \left[\sum_{l=1}^{\text{nedge}} (\mathbf{F}^N - \mathbf{G}^N)_i^l S_i^l - (\mathbf{H}V)_i \right] = -\mathfrak{R}_i \quad (3.53)$$

其中 S_i^l 代表網格 i 之第 l 個邊界線之長度， V_i 為網格 i 之面積， \mathfrak{R}_i 表示網格 i 之殘值(residual)，當所有網格之殘值趨近於零時即代表數值解答到穩態解。形如(3.53)式之表示方法其實可同時適用非結構性網格及結構性網格，只是控制體積編號方式不同而已。上式中，邊界線上法向通量 \mathbf{F} 與 \mathbf{G} 之上標 N 表示此為數值通量(numerical flux)，代表物理通量在邊界線上之數值近似值，黏性數值通量 \mathbf{G}^N 之求法，一般是以二階準確度之中央差分法計算，本模式亦採用此慣常作法，故不擬贅述。而非黏性數值通量 \mathbf{F}^N 之設計頗為重要，傳統方法由於無法妥善處理此非線性項，使得其在處理如水躍等不連續水流時遭受挫折，然目前此種困境已完全克服，底下即介紹吾人所慣用之所謂高解析震波捕捉數值算則。

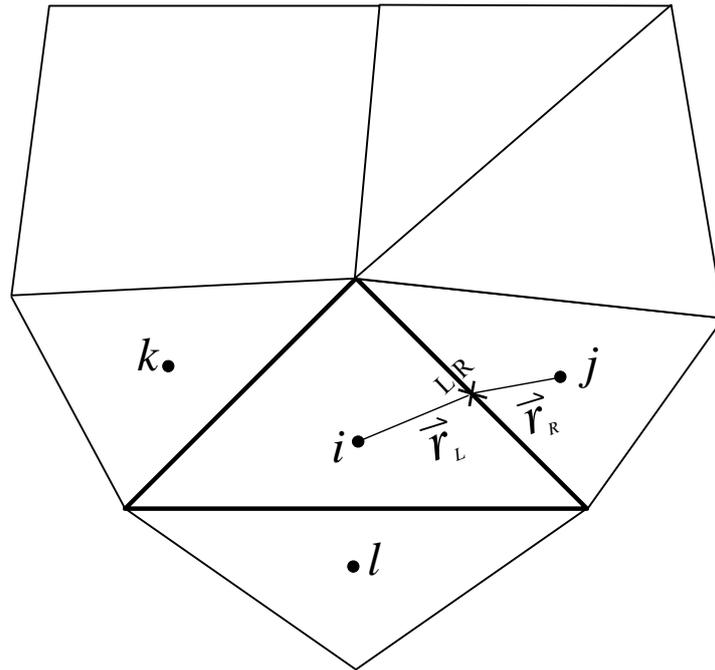


圖 3.4 有限體積非結構性網格離散示意圖

3.3.2 通量差分法

本模式 F^N 之求法是以每一網格邊界線上由左、右兩邊狀態 (Q^L, Q^R) 所形成之黎曼問題(Riemann problem)之解所建構，文獻上常稱為 Godunov-type 方法(Godunov, 1959)。由於黎曼問題之解析解頗為繁複費時，故一般皆採用所謂之近似黎曼解(approximate Riemann solvers)，本模式延伸引用 Roe (1981)之通量差分法(flux-difference splitting)做為近似黎曼解。依此， F^N 可表示成：

$$F^N = \frac{1}{2} [F(Q^L, \mathbf{n}) + F(Q^R, \mathbf{n}) - |A_{LR}|(Q^R - Q^L)] \quad (3.54)$$

上式中 Q^L 及 Q^R 代表網格邊界線上左、右兩邊之變數向量，在 Godunov 原方法中是直接取此網格邊界線之左、右相鄰網格形心之變數向量值做近似，此為一階空間精確度之做法。值得注意的是 Godunov 算則屬於單調(monotone)算則，不僅能自動捕捉不連續解，且於不連續解處不會產生非物理性之數值震盪，這種特性在處理含水躍之不連續水流問題時是相當重要的。

法向對流通量 Jacobian 矩陣 \mathbf{A} 定義為：

$$\mathbf{A} \equiv \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \mathbf{Q}} = \begin{bmatrix} 0 & n_x & n_y \\ c^2 n_x - Vu & V + un_x & un_y \\ c^2 n_y - Vv & vn_x & V + vn_y \end{bmatrix} \quad (3.55)$$

此矩陣具有 3 個特徵值分別為：

$$\lambda^1 = \lambda_0 = V, \quad \lambda^2 = \lambda_+ = V + c, \quad \lambda^3 = \lambda_- = V - c \quad (3.56)$$

其中 $c = \sqrt{gh}$ 為重力波之速度。

由於 \mathbf{A} 矩陣之雙曲線型性質，吾人可找到相似轉換矩陣 \mathbf{R} 及 \mathbf{R}^{-1} ，使其對角線化如下：

$$\mathbf{R}^{-1} \mathbf{A} \mathbf{R} = \Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_0 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_+ & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_- \end{bmatrix} \quad (3.57)$$

其中 \mathbf{R} 矩陣為 \mathbf{A} 矩陣之右特徵向量所組成， \mathbf{R}^{-1} 為其反矩陣，分別表示如下：

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 1 \\ -n_y & u + cn_x & u - cn_x \\ n_x & v + cn_y & v - cn_y \end{bmatrix}, \quad \mathbf{R}^{-1} = \begin{bmatrix} un_y - vn_x & -n_y & n_x \\ -\lambda_-/2c & n_x/2c & n_y/2c \\ \lambda_+/2c & -n_x/2c & -n_y/2c \end{bmatrix} \quad (3.58)$$

在(3.54)式中之 \mathbf{A}_{LR} 矩陣之表示式同 \mathbf{A} ，只是其中之 u, v, c 需以 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{c}$ 取代，而這些界面值 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{c}$ 是以所謂之 Roe 平均法(Roe, 1981)計算，以圖中 i 網格與 j 網格之邊界為例， $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{c}$ 可表示如下：

$$\left\{ \begin{array}{l} \tilde{u} = \frac{\sqrt{h_L} u_L + \sqrt{h_R} u_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}} = \frac{\sqrt{h_i} u_i + \sqrt{h_j} u_j}{\sqrt{h_i} + \sqrt{h_j}} \\ \tilde{v} = \frac{\sqrt{h_L} v_L + \sqrt{h_R} v_R}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}} = \frac{\sqrt{h_i} v_i + \sqrt{h_j} v_j}{\sqrt{h_i} + \sqrt{h_j}} \\ \tilde{c} = \sqrt{g \frac{(h_L + h_R)}{2}} = \sqrt{g \frac{(h_i + h_j)}{2}} \end{array} \right. \quad (3.59)$$

上述一階精確度算則具有計算效率及數值強穩定性之優勢，而若欲提高數值算則之空間精確度至二階，在結構性網格架構下(許長安, 2004)，通常有兩類方法可應用：一為 Harten (1983)所提出之修正通量法 (modified flux approach)，二為 van Leer (1974, 1979)所提出之 MUSCL (Monotonic Upstream Schemes for Conservation Laws)。而對非結構性網格而言，通常是採用 MUSCL 方法，然而發展非結構性網格之二階算則相對複雜許多，尤其是將底床坡度（以及存在乾濕床）一併考慮以發展所謂之 well-balanced 算則，更屬不易。再者；此所謂之二階精確度乃針對對流通量而言，實際複雜問題存在之源項作用常使得二階算則之表現較一階算則無明顯優勢，且更不易達到質量完全守恆。以下雖介紹目前文獻上慣常運用之二階算則，但考量計算效率及數值穩定度，在複雜地形實務應用上仍以一階精確度(對流通量)數值算則為優先考量。

3.3.2.1 二階 MUSCL 算則

以圖中 i 網格與 j 網格之邊界為例，首先吾人定義網格界面值：

$$\begin{cases} \mathbf{Q}_{i,j}^L = \mathbf{Q}_i + \Psi_i (\nabla \mathbf{Q}_i \cdot \bar{r}_L) \\ \mathbf{Q}_{i,j}^R = \mathbf{Q}_j + \Psi_j (\nabla \mathbf{Q}_j \cdot \bar{r}_R) \end{cases} \quad (3.60)$$

其中向量 \mathbf{Q} 之取法可不同於 \mathbf{Q} ，本研究取 $\mathbf{Q} = [z_s, u, v]^T$ ， \bar{r}_L 及 \bar{r}_R 分別為從網格 i 及網格 j 之形心至邊界中心點之位置向量， Ψ_i 為網格 i 之斜率限制子(slope limiter)，當其值取為零時，即回歸至先前之一階算則，而 Ψ_i 之取法基本上需滿足兩項要求：一為使(3.60)式能提供二階精確度之流場訊息，二要確保高階內插之流場值仍具有單調保守(monotonicity preserving)之特性，依此原則，文獻上存在一些限制子函數，其中 Venkatakrishnan (1995)提出之限制子函數如下：

$$\Psi_i = \min_j \begin{cases} \frac{\Delta_{1,\max}^2 + \varepsilon^2 + 2\Delta_2\Delta_{1,\max}}{\Delta_{1,\max}^2 + \varepsilon^2 + 2\Delta_2^2 + \Delta_2\Delta_{1,\max}} & \text{if } \Delta_2 > 0 \\ \frac{\Delta_{1,\min}^2 + \varepsilon^2 + 2\Delta_2\Delta_{1,\min}}{\Delta_{1,\min}^2 + \varepsilon^2 + 2\Delta_2^2 + \Delta_2\Delta_{1,\min}} & \text{if } \Delta_2 < 0 \\ 1 & \text{if } \Delta_2 = 0 \end{cases} \quad (3.61)$$

其中

$$\begin{aligned} \Delta_{1,\max} &= \mathbf{Q}_i^{\max} - \mathbf{Q}_i \quad ; \quad \Delta_{1,\min} = \mathbf{Q}_i^{\min} - \mathbf{Q}_i \quad ; \quad \Delta_2 = \nabla \mathbf{Q}_i \cdot \vec{r}_L \\ \mathbf{Q}_i^{\max} &= \max(\mathbf{Q}_i, \mathbf{Q}_j), \quad j \in N(i) \\ \mathbf{Q}_i^{\min} &= \min(\mathbf{Q}_i, \mathbf{Q}_j), \quad j \in N(i) \end{aligned}$$

上式中 $N(i)$ 代表與網格 i 相鄰之所有網格之集合，參數 ε^2 可用來控制限制子之強度，當 $\varepsilon^2 = 0$ 時表示完全限制，此可能會影響穩定解之收斂性，當 $\varepsilon^2 \rightarrow \infty$ 時 $\Psi_i = 1$ 表示完全沒限制，此時數值解在不連續處可能產生非物理性之震盪，實用上取 $\varepsilon^2 = K^3 A_i^{1.5}$ ， A_i 為網格 i 之面積， K 則為可調整之常數。

此外，Darwish & Moukalled (2003) 亦提出之一簡便之方法，即當建構網格界面之數值通量時，經由適當之定義所謂之「上上遊」網格，則眾多用於結構性網格之限制子（如 MINMOD、SUPERBEE 等）亦可直接應用於非結構性網格。

3.3.2.2 源項之處理

近幾年來，許多研究者皆已發現源項之處理適當與否影響數值解之品質甚鉅，尤當底床形不規則時底床坡度項之計算最為關鍵。上述高解析算則在無底床坡度源項存在時，眾多之數值實驗已證明其為一優良之數值算則，但當應用至含底床坡度源項之算例時，則遭遇了些許困難。這些困難主要有兩點：

- ❖ 底床非水平時，靜止流場（速度為 0，水面呈水平）之維持。
- ❖ 定量流模擬時，流量 Q 難以保持常數。

過去之研究 (Roe 1986, Glaister 1988, Bermudez & Vazquez 1994, LeVeque 1998, Vazquez 1999, Hubbard & Garcia-Navarro 2000, Garcia-Navarro & Vazquez-Cendon 2000, Burguete & García-Navarro 2001) 顯示問題出在數值通量與源項之處理未能保持平衡，因此一個好的數值算則不僅需具備高解析特性，亦需為一所謂之 well-balanced 算則。目前普遍採用之做法是將源項 (尤其是底床坡度項) 之處理採用與通量計算法一致之算則，以上風算則為例，源項處理亦需採用上風法。

Zhou 等人 (2001,2002) 有別於上列文獻所提出之上風法源項處理，而引用所謂之 Surface Gradient Method (SGM) 亦有效解決上述難題，SGM 主要之觀念是在連續方程式中採用水面高程 (取代原先之水深) 做為斜率限制子(3.61)式之變數，在求得界面處之左右水面高程後，再扣掉界面處之底床高程即得到吾人所需之界面處之左右水深。SGM 之精神適合用於二階 MUSCL 算則。

除此之外，文獻上尚有許許多多針對發展滿足 well-balanced 特性之數值方法，如 Audusse 等人 (2004,2005) 所提出之 hydrostatic reconstruction 方法，還有一系列以 WENO 算則為核心之 well-balanced 高階(四階)算則，如 Vukovic and Sopta, (2002); Crnjacic-Zic et al. (2004); Xing and Shu (2006); Noelle et al. (2007) 及 Caleffi and Valiani (2009) 等等。

Well-balanced 算則之發展確實提昇了數值模式對處理不規則地形複雜流況之能力與精確度，然而當應用至流場內存在乾濕網格不規則地形時，通常仍需特別處理(Brufau et al., 2002 & 2004; Murillo et al., 2005 & 2007)，以確保質量守恆性或降低質量不守恆性之程度。

3.3.3 時間離散法

在進出每一網格的通量和計算出來後，需利用時間積分方式求得下一物理時間之流場值，以繼續流場之計算直至達到穩態解或至所欲觀察之時間為止。時間積分方式一般常分為顯式法及穩式法，通常可視問題之特性而選取其一。一般而言，顯式法較適用於非定常流況之模擬，其

計算時步雖受限於數值穩定性，然有較容易設計具較高時間精確度之算則及容易發展平行計算之優勢；反之，隱式法之數值穩定性較佳，但通常時間精確度僅為一階或不具時間精確度，因此一般用於定常流況之模擬。這裡宜注意的是，流場是定常流或非定常流之判斷一般取決與所模擬問題之邊界條件、源項與外力（若有），當邊界條件、源項與外力皆和時間無關時，稱此為定常流，反之稱為非定常流。使用者常誤解的觀念是：「定常（量）流使用隱式法，非定常（量）流使用顯式法」，其實不論是定常流或非定常流皆可使用顯式法，定常流使用顯式法時雖因計算時步較小（收斂速度可能因而較慢，但可採用局布時步(local timestep)法加速），若流場內存在大量多處之乾濕網格界面時，顯式法因較能滿足前述 well-balanced 算則之精神，有時反而較易收斂。就本計畫而言，採用顯式法較能捕捉二維時變性之水理輸砂現象，故採用之。

首先將(3.53)式寫成

$$\frac{\partial}{\partial t} \mathbf{Q}_i^n = -\frac{1}{V_i} \sum_{l=1}^{\text{nedge}} (\mathbf{F}^N - \mathbf{G}^N)_i^l S_i^l + \mathbf{H}_i \equiv L(\mathbf{Q}^n) \quad (3.62)$$

則具一階時間準確度之 Runge-Kutta 積分形式可寫為

$$\begin{aligned} \mathbf{Q}_i^{n+1} &= \mathbf{Q}_i^n + \Delta t L(\mathbf{Q}^n) \\ \text{CFL\#} &= 1. \end{aligned} \quad (3.63)$$

值得注意的是(3.63)式之穩定性條件是對一維且空間算則採用一階上風法之情況下才成立，一般當用於二維流場之計算時 CFL 數通常需小於 0.5。具二階時間準確度之 Runge-Kutta 積分形式可寫為

$$\begin{aligned} \mathbf{Q}_i^* &= \mathbf{Q}_i^n + \Delta t L(\mathbf{Q}^n) \\ \mathbf{Q}_i^{n+1} &= \mathbf{Q}_i^n + 0.5\Delta t [L(\mathbf{Q}^n) + L(\mathbf{Q}^*)] \\ \text{CFL\#} &= 1. \end{aligned} \quad (3.64)$$

再者；上述顯式法之穩定性條件係基於對流項控制之流況，並未考慮源項及黏滯項之影響，因此實際問題模擬時 CFL 數有時恐需有所調降。

此外，若以 Manning 公式計算底床摩擦力，為增進數值穩定性，對底床摩擦力源項可採用半隱式 (semi-implicit) 之處理方式以避開小水深之困擾，如此可不影響 CFL 數。

3.3.4 紊流模式

在前述二維水理理論中，介紹了三種常用之紊流計算模式，即(3.8)式、(3.9)式及(3.10)式，其中(3.8)式與(3.9)式並不需額外解其它方程式，較為簡單省時，而(3.10)式所代表之深度積分 $k-\varepsilon$ 雙方程模式則需再多解兩條方程式，較為麻煩費時，因此真正複雜工程應用時並不建議採用 $k-\varepsilon$ 雙方程紊流模式。本質上，方程式(3.10)在數學架構上與(3.47)式相同，因此上述之數值方法亦可直接應用，然考量本研究之重點在於非均勻質輸砂模式，其需求解之方程式數目通常遠大於水理部分，計算效能是一大考驗，為須首要考量之因素，因此本研究將不採用複雜費時且對網格布置要求較嚴苛之 $k-\varepsilon$ 雙方程紊流模式。

3.3.5 邊界條件

以上介紹之數值方法僅能求出內部點之流場值，邊界點需藉助適當之邊界條件來處理。數值模式於邊界條件之處理，常區分為所謂之物理邊界與數值邊界，如圖 3.5 所示，物理邊界常見者有實體邊界與開放邊界兩種，而所謂之數值邊界顧名思義可知此邊界純因數值處理需要而產生，並非所模擬問題之真正物理邊界，常見之數值邊界包括對稱邊界與區塊網格交界邊界，惟目前因非結構性網格之建立相當方便，並不需像結構性網格分區塊建立，因此非結構性網格僅採用單一區塊。

為便利說明，以下以 $\hat{\mathbf{n}}$ 及 $\hat{\mathbf{t}}$ 分別表示所欲處理邊界之單位向外法向量與切線向量，而以 u_n 與 u_t 分別表示邊界上計算點之法向與切向速度分量，而以 h_b , $\mathbf{u}_b = u_b \mathbf{i} + v_b \mathbf{j}$ 代表待求之邊界點水深與速度，茲分別說明各種物理邊界與數值邊界之含意以及其對應之 h_b , \mathbf{u}_b 計算方法如下。

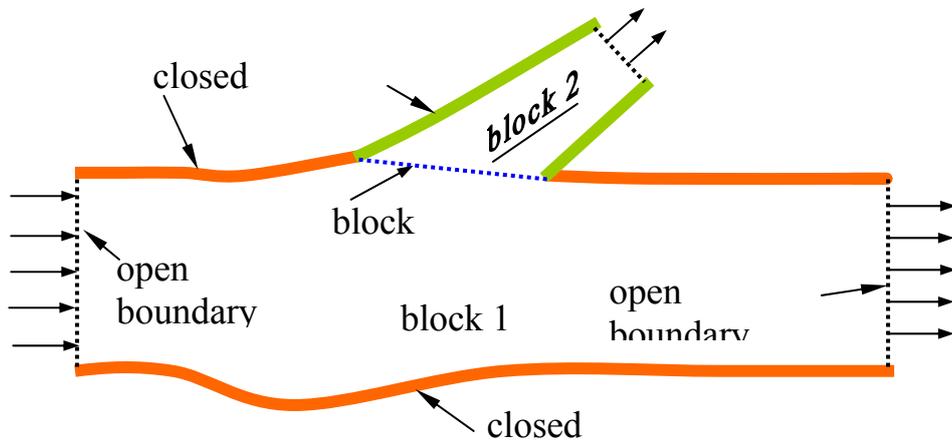


圖 3.5 邊界型態示意圖

3.3.5.1 實體邊界

實體邊界為水流不能穿越之邊界，如河岸、堤岸、海岸、橋墩等，其邊界上之垂直法向速度 $u_n = 0$ ，而切線方向速度之設定則可採用完全滑動（full slip）邊界與不滑動（no slip）邊界之兩種常見選擇，使用者可視流況及靠壁面網格分布疏密情況選用適當之滑動度。而實體邊界上之水深則以該處之水面高程法向梯度為零之條件由計算域外插求出水位再扣除底床高程求得水深。

3.3.5.2 開放邊界

所謂之開放邊界即在此邊界上允許水流進出。數值模式常需處理三種開放邊界，即：入流邊界(inflow boundary)、出流邊界(outflow boundary)及無反射遠域邊界(non-reflective far field boundary)。開放邊界之設定尚需考量進出此邊界之流況，即亞臨界流與超臨界流之邊界條件處理方式並不相同。目前本模式對於各種開放邊界皆利用特徵理論(characteristic theory)之黎曼不變量(Riemann invariant)關係式來設定，根據特徵理論，且對二維流場做局部一維(法向)化處理後，由(3.55)式與(3.56)式可知在開放邊界上之法向非黏性通量 Jacobian 矩陣之 3 個特徵值分別為 u_n 與 $u_n \pm c$ ，而其所對應之特徵變數則分別為 $R_0 = u_t$ 與

$R_{\pm} = u_n \pm 2c$ ，其中 R_{\pm} 即一般所稱之黎曼不變量。由於特徵值之物理意義為訊號傳遞之速度與方向，因此由特徵值之正負號即能判斷該特徵變數之傳遞方向是流進或流出計算域，茲說明以上三種開放邊界之處理方式如下。

1. 入流邊界 ($u_n < 0$)

若入流邊界處之流況是超臨界流 ($|u_n| > c$)，則 3 個特徵值皆為負，代表所有訊息皆來自於流場外部，因此使用者需輸入 3 個邊界條件，通常即直接設定此邊界點之水深 h_b 與速度分量 u_b, v_b 。若入流邊界處之流況為亞臨界流 ($|u_n| < c$)，則特徵值 $u_n + c$ 為正，代表該特徵線是由邊界內往邊界外傳遞，因此 R_+ 黎曼不變量應由內部點決定，而 R_0 與 R_- 仍是由流場外部之邊界條件決定，因此在理論上，對於亞臨界流之入流邊界，使用者需給定兩個邊界條件，但本模式內定 $R_0 = u_t = 0$ 為其中之一個條件，因此使用者尚需給定一個邊界條件才能決定此邊界點之三個未知變數，而此邊界條件通常即為所謂之流量歷線或水位歷線，對於流量歷線，本模式可選擇輸入入流邊界上每一邊界點之單寬流量，或輸入入流邊界之總流量，程式內部再依傳輸率(conveyance)分配在入流邊界上每一個計算網格之單寬流量。

今以水位歷線為例，說明 h_b 與 u_b 之計算方式，因是輸入水位歷線，故 h_b 直接可由輸入之水位與該處之底床高程決定，因此只需計算 u_b ，為計算 u_b 首先需利用下式計算 u_n (已內定 $u_t = 0$)，

$$R_+ = (u_n)_{in} + 2c_{in} = u_n + 2\sqrt{gh_b} \quad (3.65)$$

其中下標 in 代表取值於流場內部點之外插值，如此，則邊界點上之速度 u_b 可由下式求得

$$u_b = u_n \hat{n} \quad (3.66)$$

2. 出流邊界 ($u_n > 0$)

若出流邊界處之流況是超臨界流，則 3 個特徵值皆為正，代表所有訊息皆來自於流場內部，因此無須給定任何邊界條件。若出流邊界處之流況為亞臨界流，則特徵值 $u_n - c$ 為負，代表該特徵線是由邊界外往邊界內傳遞，因此 R_- 黎曼不變量應由外部邊界條件設定，而 R_0 與 R_+ 應由流場內部點決定，因此在出流邊界上只需給定一邊界條件，而此一出流邊界條件可為：水位歷線、流量歷線、及流量 - 水深率定曲線，其中後兩者之流量可選擇輸入每一邊界計算點之單寬流量或輸入一排邊界點之總流量，但通常出流邊界條件為水位歷線或流量 - 水深率定曲線，而為考量實際工程應用時，出流邊界常無可用之水位歷線或率定曲線，因此模式內亦建構有所謂之均勻流率定曲線。至於計算出流邊界點之水深 h_b 與速度分量 u_b, v_b 之方法，則與入流邊界相似。

3. 無反射遠域邊界

某些應用之開放邊界型態可能隨流況變化，即此邊界此時可能是入流，但稍後或稍前可能是出流。以河口模擬為例，其靠海一端之開放邊界可設定為水位歷線以反映潮汐之水位變化，而在靠內陸一端之開放邊界因受感潮影響，其邊界值設定實無法事先得知，解決此困擾方法之一，即是將此邊界往上游移動至感潮河段外，然因感潮河段可能相當長，因此為計及計算效率一般並不會採取如是做法，而是採用所謂之無反射邊界條件。

無反射邊界條件意指讓計算域內之各種波傳訊息能自由且「幾無」反射地通過邊界。根據前述之特徵線理論（黎曼不變量），可輕易地設定此種邊界條件，首先是需給定在感潮河段外之遠域參考水深 h_∞ （可由遠域參考水位求得）與流速 $(u_n)_\infty$ ，然後利用黎曼不變量關係式：

$$\begin{cases} R_+ = (u_n)_in + 2c_{in} \\ R_- = (u_n)_\infty - 2c_\infty \end{cases} \quad (3.67)$$

其中 $c_\infty = \sqrt{gh_\infty}$ ，如此則邊界點上之法向速度與波速可由下式求得

$$\begin{cases} u_n = (R_+ + R_-)/2 \\ c = (R_+ - R_-)/4 \end{cases} \quad (3.68)$$

而邊界點上之水深 h_b 與流速 \mathbf{u}_b 之計算式為

$$\begin{cases} h_b = h_\infty \left(\frac{c}{c_\infty} \right)^2 \\ \mathbf{u}_b = u_n \hat{\mathbf{n}} \end{cases} \quad (3.69)$$

應用上述之特徵理論來處理各種開放邊界條件，有一個基本之假設，即假設在開放邊界處之流況為近似一維（即水流近似垂直於此邊界），而且靠近此邊界處之河道形狀幾無變化，即此開放邊界不應設在河道寬度或坡度有明顯變化處。另外，在黎曼不變量關係式中並未考量摩擦力等源項之影響。雖說本模式於開放邊界之處理是基於上述假設，但只要把握一個原則：開放邊界不應設在河道寬度或坡度或曲度有明顯變化處，則以上介紹之方法應已足敷所需。

3.3.6 初始條件

無論是求解變量流或定量流問題，皆須先給定初始流場，即水深 h 或水位 z_s 和水深平均速度分量 u, v 必需於起始模擬時輸入。數值模式通常以控制參數提供所謂之冷啟動與熱啟動兩種做法。

3.3.6.1 冷啟動

當模擬案例初次建立時，並無先前模擬結果或已知條件可供運用，此時可以設定固定之流速及固定之水位高程（或固定之水深）於每一區塊格網，做為運算之初始條件，即使用者於每一區塊格網需輸入 z_{init} 、 u_{init} 與 v_{init} ，其中 u_{init} 與 v_{init} 代表此區塊格網中所有網格之初始速度，而 z_{init} 則可有兩種含意，當 $z_{init} \geq 10000$ 時，程式將 z_{init} 解讀為使用者欲輸入固定之水深，而此固定水深 $h_{init} = z_{init} - 10000$ ，而當 $z_{init} < 10000$ 時，程式將 z_{init} 解

讀為使用者欲輸入固定之水位，此時初始水深 $h_{init} = z_{init} - z_b$ ，因此所謂之冷啟動，即令：

$$\begin{cases} h = h_{init} \\ u = u_{init} \\ v = v_{init} \end{cases} \quad (3.70)$$

某些應用時機，若每一網格區塊只能設定一組固定之流速及水位之做法不敷使用，則使用者尚可在每一網格區塊中劃分為數個子區域，再分別設定每個子區域內之流速及水位資料，採用此做法時，後設之區域會蓋掉先設之區域。通常之情況下，初始流速皆不可知，可設為靜止，而初始水位若亦不可知，因本模式可模擬乾床故亦可設初始水深為零即可。

3.3.6.2 熱啟動

所謂熱啟動意指以先前之模擬結果做為目前模擬之初始流場。熱啟動至少有三項功能，一為當模擬變量流時，可以接續之方式來進行長時間之模擬，即先跑一段短時間觀看流場變化趨勢是否合理，若流場合乎預期，則可以熱啟動之方式繼續進行後續較長時間之模擬。二為在模擬過程中，若欲模擬之邊界條件有些許改變時，可運用前次（或類似）模擬結果為本模擬之啟始條件，然需注意調整邊界條件於宜採漸進式，因若邊界條件改變過大，將有可能造成數值之不穩定而發散或是流場變化過大而無法達到原來採用此法之目的。三為當模擬定量流時，若程式發生收斂不佳或發散現象時，使用者可藉由調整計算模式之控制參數（如計算時步）以獲得收斂之穩態解。

在動床模擬時也會用到熱啟動之時機，通常執行輸砂動床演算前，使用者需先執行水理演算以建立基礎流況，再由此基礎流況開始進行輸砂動床演算。

不論是定常流或是非定常流模擬，模式皆會（在指定之儲存時距）自動輸出可供作為下次熱啟動之資料檔。

3.4 二維輸砂數值模式

天然河川泥砂運動種類依性質可分為推移載、懸浮載及沖洗載，其中推移載及懸浮載合稱為河床質載，為與河床變動有關之泥砂運移量，若再加上沖洗載即為總輸砂量。沖洗載是以懸浮型態輸送，存在底床之量極小，為不影響河床變動之泥砂運移量，因此在考慮河床沖淤變化時常予以忽略。

在早期的動床模式中，多採用河床質載公式來計算輸砂量，再將所計算之輸砂量代入泥砂連續方程式來求取底床之變動量，這種做法是建立在推移載與懸浮載於運動過程中對流況均有同步反應的假設上，這和泥砂運動之基本特性可能並非完全一致。近年來為了更確實反映泥砂運動之基本特性，常將推移載及懸浮載分開來計算，推移載利用推移載公式計算，懸浮載則直接解析懸浮質對流擴散方程式來計算，再將計算所得之推移載輸砂量及懸浮載濃度代入泥砂連續方程式以求解河床斷面變化情形。在天然河川中若部分河段懸浮載所佔比率較高，則以分開計算法求解較為合理。

本模式對於水理與輸砂是採用所謂擬耦合(semi-couple)演算法，亦即輸砂模擬是以水理模擬（可選擇每一個計算時步或是數個計算時步後）所得之水位及流量為已知條件，求解底床高程變動量、非均勻河床質粒徑組成、懸浮載濃度及底床高程變動量等，再於下一計算時步以新的底床高程計算新的水流狀態，依此流程演算至指定之終了時間。

本模式同時提供「河床質載」及「推移載與懸浮載分開計算」兩種演算法，且「河床質載」演算法可說是「推移載與懸浮載分開計算」演算法之特例（不計懸浮載且以河床質載輸砂經驗公式取代推移載輸砂經驗公式），因此以下僅就推移載與懸浮載分開計算法做說明，分別介紹懸浮載傳輸、河床質級配及泥砂連續方程式之解法。

3.4.1 懸浮載傳輸方程式

本研究所欲求解之懸浮載傳輸控制方程式如下：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t}[hC_k] + \frac{\partial}{\partial x}[huC_k] + \frac{\partial}{\partial y}[hvC_k] - E_{bk} + D_{bk} - q_{\Delta}C_{\Delta k} \\ & = \frac{\partial}{\partial x} \left[h \left(K_{xx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[h \left(K_{yx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{yy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.71)$$

其中待求量 C_k 為第 k 組粒徑懸浮沉滓濃度， $K_{xx}, K_{xy} = K_{yx}, K_{yy}$ 為延散係數， E_{bk} 與 D_{bk} 分別為第 k 組粒徑懸浮沉滓於參考高程處之向上捲昇速率與向下沉降速率， $C_{\Delta k}$ 為單位水平面積外加流量 q_{Δ} 所挾帶之懸浮載濃度。上式配合水流連續方程式亦可改寫為：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial C_k}{\partial t} + u \frac{\partial C_k}{\partial x} + v \frac{\partial C_k}{\partial y} - \frac{1}{h} [E_{bk} - D_{bk} + q_{\Delta}(C_{\Delta k} - C_k)] \\ & = \frac{1}{h} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left[h \left(K_{xx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[h \left(K_{yx} \frac{\partial C_k}{\partial x} + K_{yy} \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \right] \right\} \end{aligned} \quad (3.72)$$

(3.71)式之數學形式同水理模式(3.47)式，故可採用類似之高解析算則，所不同者為(3.71)式為線性純量式之對流-延散-反應方程式，而水理模式(3.47)式則為非線性系統方程組，因此不再贅述其求解方式。

3.4.2 河床質級配與泥砂連續方程式

本研究所欲求解之河床質級配與泥砂連續方程式分別如下：

$$\begin{cases} (1-p') \frac{\partial}{\partial t} (\beta_k T_m) + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} + E_{bk} - D_{bk} - S_{mlb,k} = 0 \\ S_{mlb,k} = (1-p') \beta_k^* \left(\frac{\partial T_m}{\partial t} - \frac{\partial z_b}{\partial t} \right) \end{cases} \quad (3.73)$$

$$(1-p') \frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum_{k=1}^{NF} \left(\frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} \right) + \sum_{k=1}^{NF} (E_{bk} - D_{bk}) = 0 \quad (3.74)$$

其中待求量為第 k 組粒徑於混合層（厚度為 T_m ）所佔之比例 β_k 及底床高程 z_b ， p' 為河床之孔隙率，其餘各變數之意義請參考前面理論部分。

泥砂連續與河床質級配方程式係以有限體積顯式法求解，首先需求得各分組粒徑於網格上之推移載輸砂通量。推移載之運行方向因受橫向底床坡度與彎道二次流效應之影響，因此並不相同於水深平均速度方向，然二維模式如何估算推移載之運行方向，文獻上並未有統一之作法。

Minh Duc et al. (2004)之作法，假設底床剪應力(亦即近底床流速)之方向與主流方向之夾角 δ 符合以下關係：

$$\tan \delta = \frac{u_{bn}}{u_{bs}} \quad (3.75)$$

其中 u_{bs}, u_{bn} 代表在近底床參考距離 a 處沿主流 s 方向及橫向流 n 方向之速度分量，Van Rijn (1984a)建議取 $a = \max(3d_{90}, 0.01h)$ 。而為求得近底床之速度，需採用所謂之擬三維(quasi-3D)作法，即對速度隨水深變化之關係有所假設，假設主流方向之速度在水深垂直剖面滿足對數關係：

$$u_s(z) = U_s + \frac{u_*}{\kappa} \left(1 + 2.3 \log \frac{z - z_b}{h} \right) \quad (3.76)$$

上式中 U_s 為主流方向之水深平均速度， u_* 為摩擦速度， κ 為 von Karman 常數。引用 Odgaard (1986)之二次流模式，將橫向流速度在水深垂直剖面之表達式寫為：

$$u_n(z) = U_n + \frac{2m+1}{2\kappa^2 m} \frac{hU_s}{r} \left(2 \frac{z - z_b}{h} - 1 \right), \quad m = \kappa \frac{U_s}{u_*} \quad (3.77)$$

其中 U_n 為橫向流方向之水深平均速度， r 為曲率半徑可以下式計算：

$$\frac{1}{r} = \frac{u^2 \frac{\partial v}{\partial x} + uv \left(\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{\partial u}{\partial x} \right) - v^2 \frac{\partial u}{\partial y}}{(u^2 + v^2)^{1.5}} \quad (3.78)$$

由(3.75)式至(3.78)式可決定底床剪應力之方向，再納入底床坡度對輸砂率之影響，可得主流方向之推移載 q_{bs} 為：

$$q_{bs} = q_b \left(\cos \delta - \beta_1 \frac{\partial z_b}{\partial s} \right) \quad (3.79)$$

其中 q_b 為利用現有之各種輸砂公式估算之輸砂率， β_1 為無因次參數。橫向流方向之推移載 q_{bn} 為：（參考 Sekine & Parker, 1992）

$$q_{bn} = q_b \left(\sin \delta - \frac{1}{\beta_2 \theta} \frac{\partial z_b}{\partial n} \right) \quad (3.80)$$

其中 $\theta = u_*^2 / (\sigma_s - 1) g d_{50}$ 為 Shields 參數，而 β_2 亦為無因次參數，Minh Duc et al. (2004) 內定 $\beta_1 = \beta_2 = 1$ ，以上兩式中 $\partial z_b / \partial s$ 及 $\partial z_b / \partial n$ 代表底床沿主流及橫向流方向之坡度梯度。求得流線座標下之 q_{bs} , q_{bn} 後，可將其值轉換為直角座標下之 q_{bx} , q_{by} 代入相關方程式求解。

如前所言，考量底床坡度與近底床水流速度方向之推移載輸砂通量計算法並不唯一。另一類常見之作法(始自 Van Bendegom, 1947)是直接以下式計算推移載之運行方向：

$$\tan \alpha = \frac{\sin \delta - \frac{1}{f(\theta)} \frac{\partial z_b}{\partial y}}{\cos \delta - \frac{1}{f(\theta)} \frac{\partial z_b}{\partial x}} \quad (3.81)$$

在此， α 為推移載移動方向與 x 軸之夾角（即 $q_{bx} = q_s \cos \alpha$, $q_{by} = q_s \sin \alpha$ ）， δ 為底床剪應力之方向，可以下式計算：

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{v}{u} \right) - \tan^{-1} \left[\frac{2}{\kappa^2} \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right) \frac{h}{r} \right] \quad (3.82)$$

其中 C 為 Chezy 摩擦係數， $f(\theta)$ 為 θ 之函數，而 $\theta = u_*^2 / (\sigma_s - 1) g d_{50}$ 為 Shields 參數。無因次函數 $f(\theta)$ 之定義並不統一，如 Koch & Flokstra (1981)，Struiksma et al. (1985) 及 Vasquez et al. (2008) 等採用 $f(\theta) = \zeta \theta$ ， ζ 為形狀因子其值在 1 到 2 間；Zimmermann and Kennedy (1978) 及 Greimann et al. (2008) 則採用 $f(\theta) = 0.85 \zeta \sqrt{\theta}$ ，而 Talmon et al. (1995) 則採用

$$f(\theta) = 9 \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0.3} \sqrt{\theta}. \quad (3.83)$$

除上以上作法外，其他諸如 Ikeda (1982), Parker and Andrews (1985) 及 Wu (2004) 等亦有相關成果發表，各種表達式未能統一，目前很難去評斷孰優孰劣，此除了凸顯現今科學對輸砂行為機制仍未能充分掌握，也點出了輸砂數值模式發展之無奈及數值解存在不確定性之本質。

求得 q_{bx} , q_{by} 後，利用有限體積積分法關係可將(3.73)式中推移載之散度(divergence)項，化為通過網格邊界之推移載通量之和，即

$$\oiint \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) dx dy = \sum_{l=1}^{\text{nedge}} (q_{bx} n_x + q_{by} n_y)^l S^l = \sum_{l=1}^{\text{nedge}} (q_b^\perp S)^l \quad (3.84)$$

上式中 q_b^\perp 為通過網格界面之法向推移載，其計算方法可由相鄰網格之加權平均而得，若簡單地取相鄰網格之算術平均值即形成所謂之中央差分法，或為增加數值穩定度亦可採用上風法，在此參考 Mike 21 Flow Model FM (DHI, 2005) 之輸砂模組之做法，仍以圖中網格 i 與網格 j 之界面為例，先計算此兩相鄰網格各自通過其界面之法向推移載：

$$\begin{aligned} (q_b^\perp)_i &= (q_{bx})_i n_x + (q_{by})_i n_y \\ (q_b^\perp)_j &= (q_{bx})_j n_x + (q_{by})_j n_y \end{aligned} \quad (3.85)$$

再以 $(q_b^\perp)_i + (q_b^\perp)_j$ 之正負號來判斷上游網格為網格 i 或網格 j ，其值為正時代表網格 i 為上游網格，反之則網格 j 為上游網格。以網格 i 為上游網格為例，則通過此網格界面之法向推移載可以一加權參數 χ 表示成：

$$(q_b^\perp)_{ij} = \chi (q_b^\perp)_i + (1 - \chi) (q_b^\perp)_j \quad (3.86)$$

其中 χ 以下式決定：

$$\chi = \tanh \left\{ 0.54931 \max \left[\left(\frac{(q_b^\perp)_i}{(q_b^\perp)_j} \right)^2, \left(\frac{(q_b^\perp)_j}{(q_b^\perp)_i} \right)^2 \right] \right\} \quad (3.87)$$

由上式可知當 $(q_b^\perp)_i$ 與 $(q_b^\perp)_j$ 相等時 $\chi = 0.5$ ，(3.86)式即為算術平均值，而若兩者差異大時，則上風法之精神已隱含其中。

在非均勻沉澱共區分為NF組粒徑區間的情況下，若 $NF \geq 2$ ，則經由以上數值離散處理後，需求解包括NF條懸浮載對流-反應離散式(3.71)、NF條河床質級配方程離散式(3.73)及1條泥砂連續方程離散式(3.74)。若是均勻沉澱($NF = 1$)的情況，則僅須求解懸浮載傳輸及泥砂連續方程式。

若模式採用「河床質載」演算方法時，則毋須求解懸浮載傳輸方程式，在考慮非均勻沉澱的情況下，需求解包括NF條河床質級配方程離散式及1條泥砂連續方程離散式，但在均勻沉澱的情況下，則僅存1條泥砂連續方程式待解。

第四章 水理及輸砂模式驗證

本章以數個具實驗資料之算例作為模式驗證，模式驗證為模式發展必經且重要之環節。以下將依本計畫執行進度分定床水理、輸砂及動床水理分別描述之，其中水理分析為最常用且為動床模組之基本，而且可資比較之實驗亦較多，因此內容比重佔最多。本章提出輸砂動床分析之驗證算例，以測試及驗證所建置之二維變量流水理及輸砂模式。以下為 SEC-HY21 水理及輸砂模式發展過程之部分測試案例介紹，這些案例皆具代表性，亦常見於文獻做為數值模式之驗證算例。在定床水理部分，潰壩模擬不僅是水利工程實務當中相當重要之一環，且對數值算則之技術要求較高，因此文獻上存在頗多此類之試驗案例，以下由簡至繁提出三個潰壩驗證算例。此外，彎道流場模擬為本計畫所重視者，因此亦提出相關之試驗案例來檢驗本研究採用之二次流模組之功能。最後提出一些動床試驗案例，來檢驗本研究之輸砂動床模式。本研究數值模式之 I/O 說明請詳附錄一。

4.1 Bellos 等人(1992)之潰壩試驗

此算例為 Bellos 等人(1992)所做之一系列二維潰壩試驗當中，唯一呈現震波現象之一組，試驗之基本條件如圖 4.1 所示：

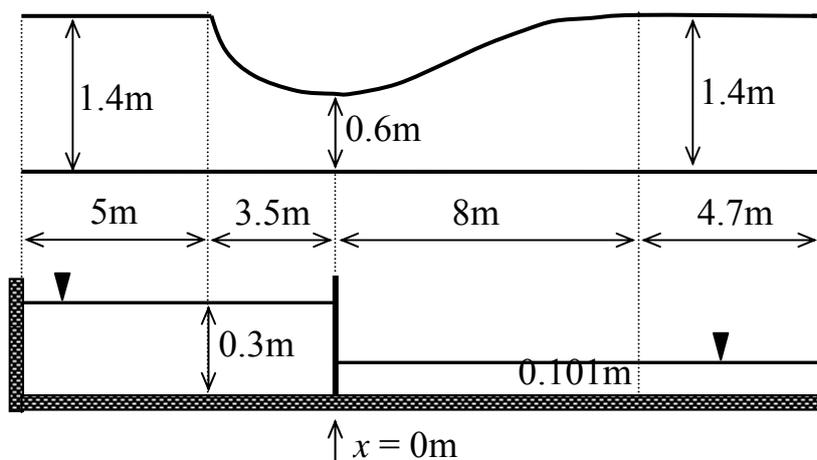


圖4.1 Bellos et al. (1992) 潰壩試驗佈置

如圖 4.1 所示，試驗渠道呈先縮後擴狀，全長 21.2 m，起初閘門位置位於此先縮後擴渠道之頸口 ($x = 0$)，閘門上游蓄水池水位為 0.3 m，閘門下游尾水位為 0.101 m，曼寧 n 值依 Bellos 等人(1992)之建議取為 $0.012\text{sm}^{-1/3}$ ，試驗時渠道無坡度，且欲固定閘門下游水位為尾水位，故於最下游端設置一高度等同於初始尾水位(0.101 m)之檔水板。當時間 $t = 0\text{ s}$ 時將閘門瞬間拉起全開，試驗歷時 70 s，並於渠道之中心線多處量測並記錄其水位歷時變化。

數值模擬採用結構性四角網格，格點數為 43(沿渠道方向)與 11(沿寬度方向)，初始流況水流為靜止，閘門上游水位給定蓄水池水位 0.3 m，閘門下游水位給定尾水位 0.101 m，邊界條件除下游端外皆為完全滑動之固體邊界，下游端為模擬試驗情況採用如下型似堰流之流量—水深率定曲線：

$$q = \begin{cases} 0 & \text{if } h \leq 0.101\text{m} \\ 2.1(h - 0.101)^{1.5} & \text{if } h > 0.101\text{m} \end{cases}$$

上式中 q 為單位寬度流量， h 為水深，當下游端水深超過該處之檔水板時，水流可以越流而過。試驗結果發現在試驗期間震波在渠道內傳遞及碰到邊界處反射之各種波傳現象明顯，是一檢驗數值模式捕捉震波能力之一良好算例。

計算結果與實驗量測值之比較繪於圖 4.2，由比較結果可發現，不論是在 $x = -8.5\text{m}$ 、 $x = -4.0\text{m}$ (此兩點位於閘門上游蓄水池內)、 $x = -0.0\text{m}$ (即閘門所在點)、 $x = 5.0\text{m}$ (位於閘門下游漸擴段) 及 $x = 10.0\text{m}$ (位於閘門下游平直段) 幾乎完全與試驗結果相符，且明顯地優於前人(如 Aureli et al., 2000)之計算結果。由計算結果不僅顯現出本模式處理(多重)移動震波之能力，也說明了下游邊界條件設定之適當性。

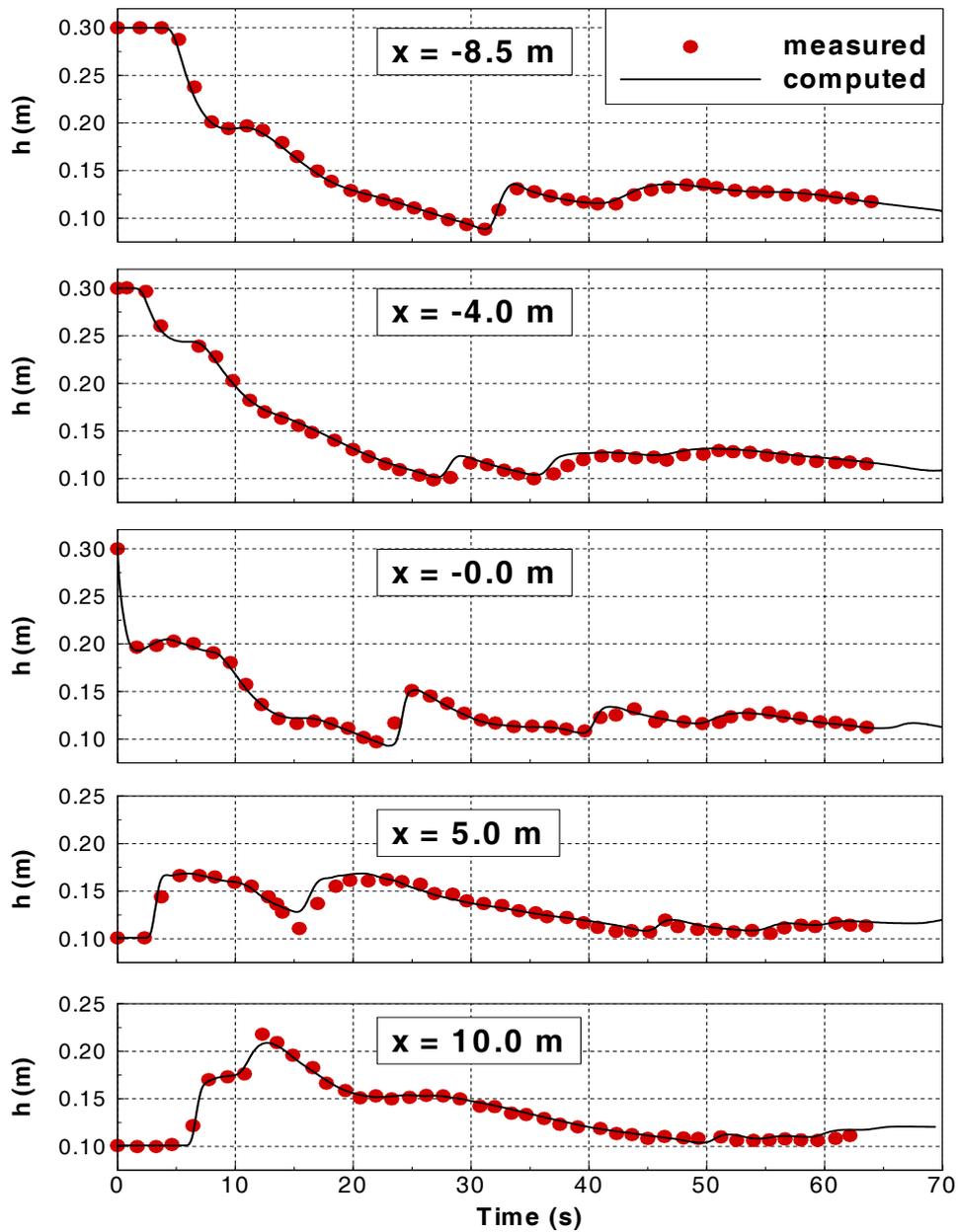


圖4.2 Bellos 等人之潰壩案例實驗值與計算結果之比較

4.2 渠槽 90°轉彎之潰壩模擬

比利時 Catholic University of Louvain 之土木工程實驗室裝設有一矩形試驗渠道(參見 Soares-Fraão & Zech, 2002), 其寬為 0.495 公尺、長為 7.6 公尺, 此渠槽分為兩部分, 其間允許插入彎道, 上游有一水槽

寬為 2.44 公尺、長為 2.39 公尺，並以一閘門與渠槽相連結，渠槽較水槽高 33 公分，實驗時將閘門快速抽出以模擬瞬間潰壩之情況。

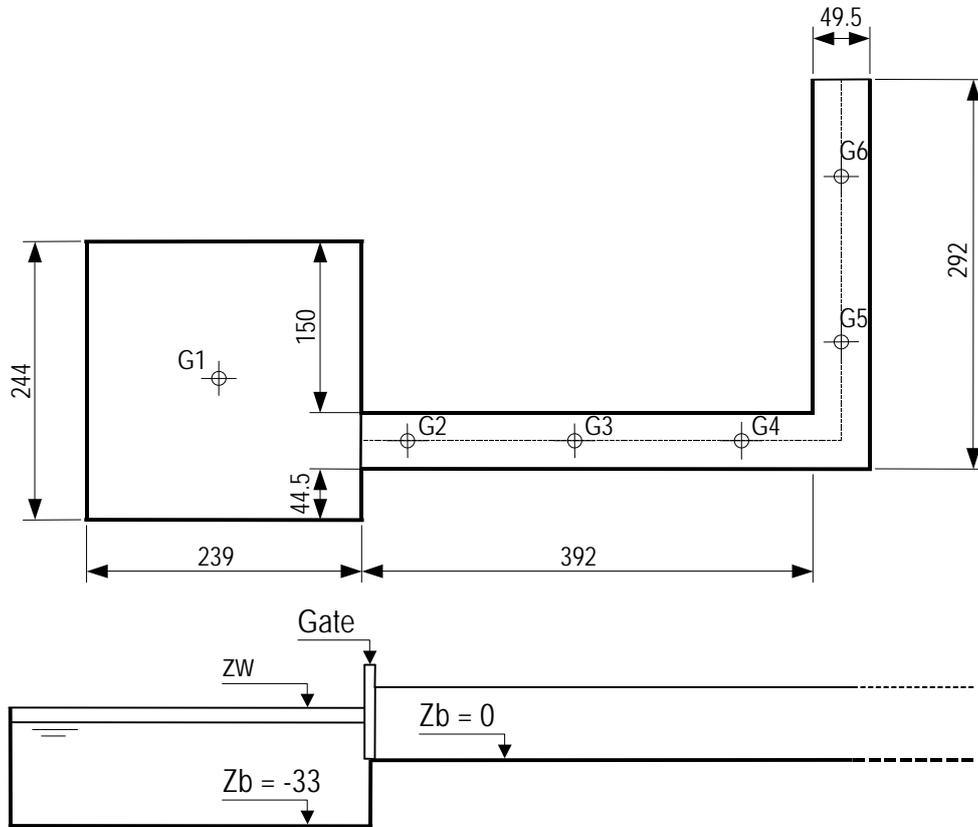


圖4.3 渠槽 90°轉彎潰壩案例：佈置圖（單位：公分）

渠槽 90°轉彎之佈置如圖 4.3，試驗時水槽起始水位為 0.2m，渠槽起始時為乾床，試驗之觀測偵測點位置如圖 4.3所示，而其對應之座標則列表於表 4-1。計算採用之網格數為 9458 個頂點及 18262 個三角網格，三角形邊長由最小之 0.018m 到最大之 0.069m 採不均勻之分布，曼寧 n 值直接採用試驗之建議值 $0.0095\text{sm}^{-1/3}$ ，且將水槽與渠槽交接處之階梯納入考量，模擬結果與試驗比較詳見圖 4.4，比較結果不論是在洪水位以及洪峰到達時間皆令人滿意。

圖 4.5展示時間系列之水面雲彩圖。由圖可見，當閘門瞬間開啟，水流快速地衝進渠道並很快地到達轉彎段，碰壁後水流反射形成震波 (bore) 往上游傳遞返回蓄水槽，與此同時，水流通過轉彎段繼續往下游前進，與岸壁交互作用形成多重震波反射現象。由此圖可知在轉彎之

前水面波之傳遞可說是一維現象，但過了轉彎段，複雜之二維震波傳播現象至為明顯。

表4-1 渠槽 90°轉彎潰壩案例之偵測點座標

觀測點號	試驗觀測點		SEC-HY21 模擬觀測點	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
G1	1.19	1.20	1.19	1.19
G2	2.74	0.69	2.74	0.69
G3	4.24	0.69	4.24	0.69
G4	5.74	0.69	5.74	0.69
G5	6.56	1.51	6.56	1.52
G6	6.56	3.01	6.56	2.99

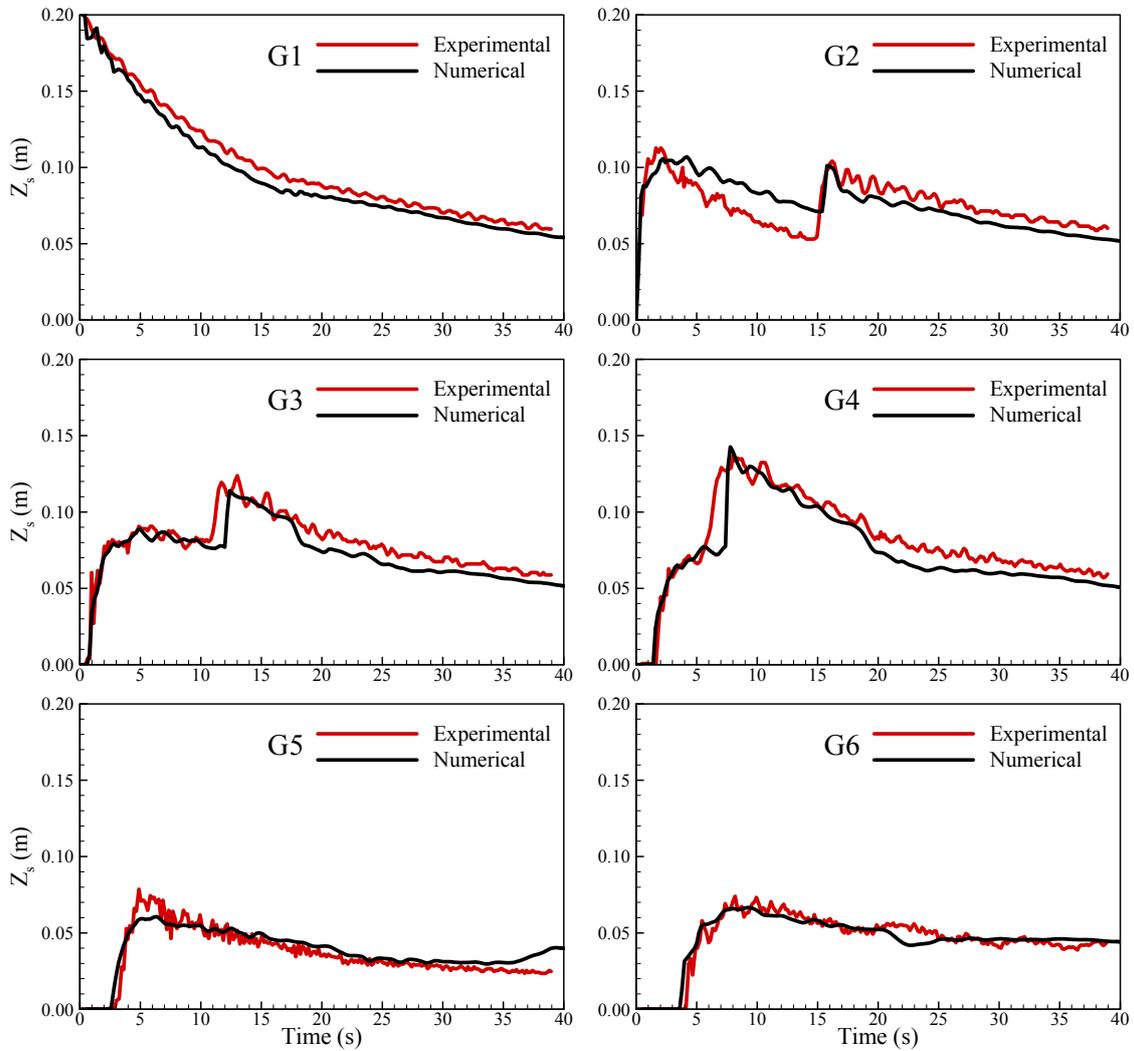


圖4.4 渠槽 90°轉彎潰壩案例：水位比較圖

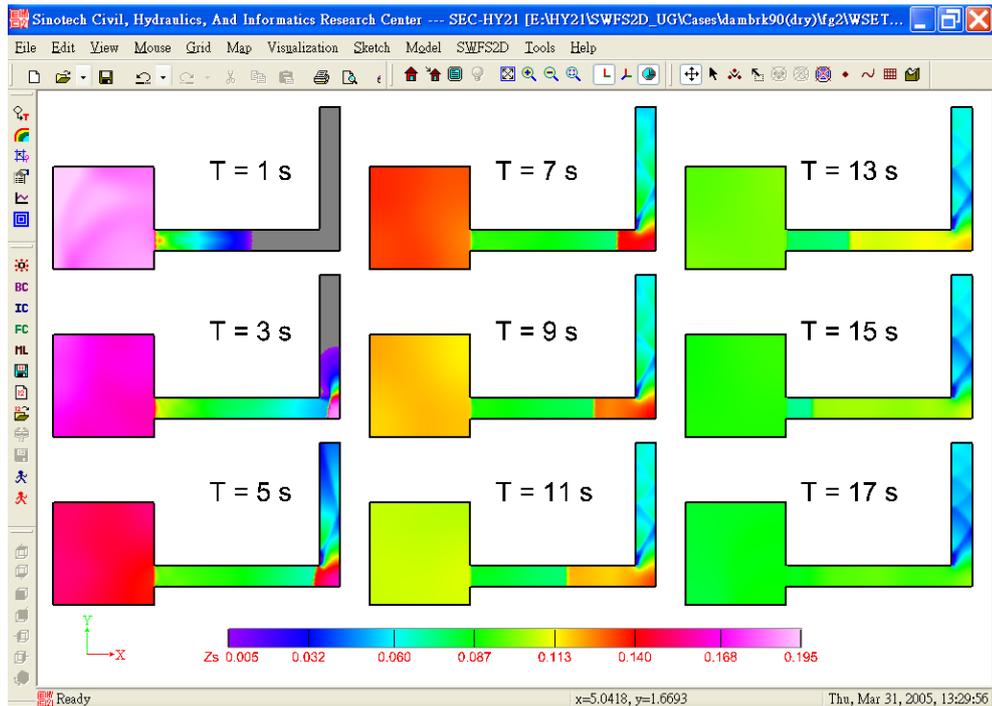


圖4.5 渠槽 90°轉彎潰壩案例：水面歷時圖

4.3 Dam-break Flow in the Toce Valley

此算例之物理模型為模擬位於義大利北邊的阿爾卑斯山脈之 Toce River 中一段長 5 km 之河谷，詳細之模型描述可參見於 Milano 舉行之第三次 CADAM 會議論文集（參見 <http://www.hrwallingford.co.uk/projects/CADAM/CADAM/milan.html>）。圖 4.6 所示為該河谷地形及流場偵測點，物理模型縮尺為 1:100。該模型試驗共有兩組潰壩流況，一為潰壩洪水波會溢氾到位於計算域中央之蓄水庫 (hydrograph HY2)，二為潰壩洪水波不會溢氾到蓄水庫 (hydrograph HY1)，試驗時河谷起始為無水之乾床狀態。以下選擇會溢氾到蓄水庫之案例來模擬。在上游邊界為超臨界流，計算時直接給定在 S2 量測點上之流量及水位歷線，下游邊界為零法向梯度邊界。計算採用之網格與地形如圖 4.7 所示，乃直接採用該網站提供之數化地形檔，一共使用 6 個結構性網格區塊（再合併成單一之非結構性網格），計算域中之房屋與兩座橋樑並未模擬，河床摩阻係數之曼寧 n 值統一採用模型試驗之建議值 $0.0162 \text{ sm}^{-1/3}$ ，圖 4.8 為在量測點 (P2, P8, P9, P12, P13, P18, P19, P21, P25 及 S6S) 之

數值模擬與物理試驗水位線之比較，儘管河谷地形與流況複雜，且房屋與橋樑效應並未考量，以及採用統一固定之曼寧 n 值等因素，可能導致局部流況未能充分解析，但整體而言，數值結果在大部分量測點之表現皆令人滿意。

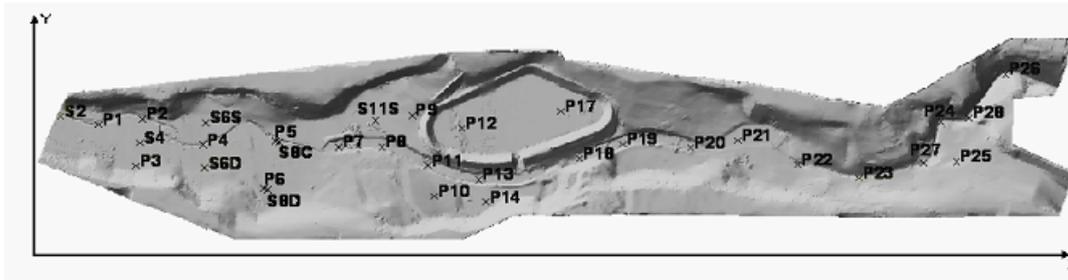


圖4.6 Toce valley 河床地形與量測點位置

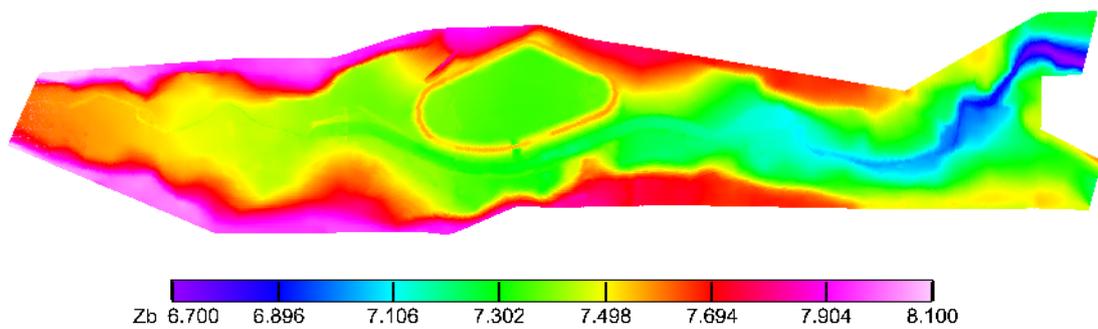


圖4.7 Toce valley 潰壩模擬之計算網格

圖 4.9 展示幾個特定時間之三維水面變化圖。由圖可見，在時間約 $t=35$ 秒時，洪水到達中間之蓄水庫並開始溢淹，此後一方面有更多的水流進蓄水庫，另一方面洪水亦繼續往下游河道流，大約在時間 $t=58.5$ 秒時到達量測點 P26，而從量測點 P1 到 P26 之行進時間約 43 秒，與試驗值 40 秒亦頗為相近。

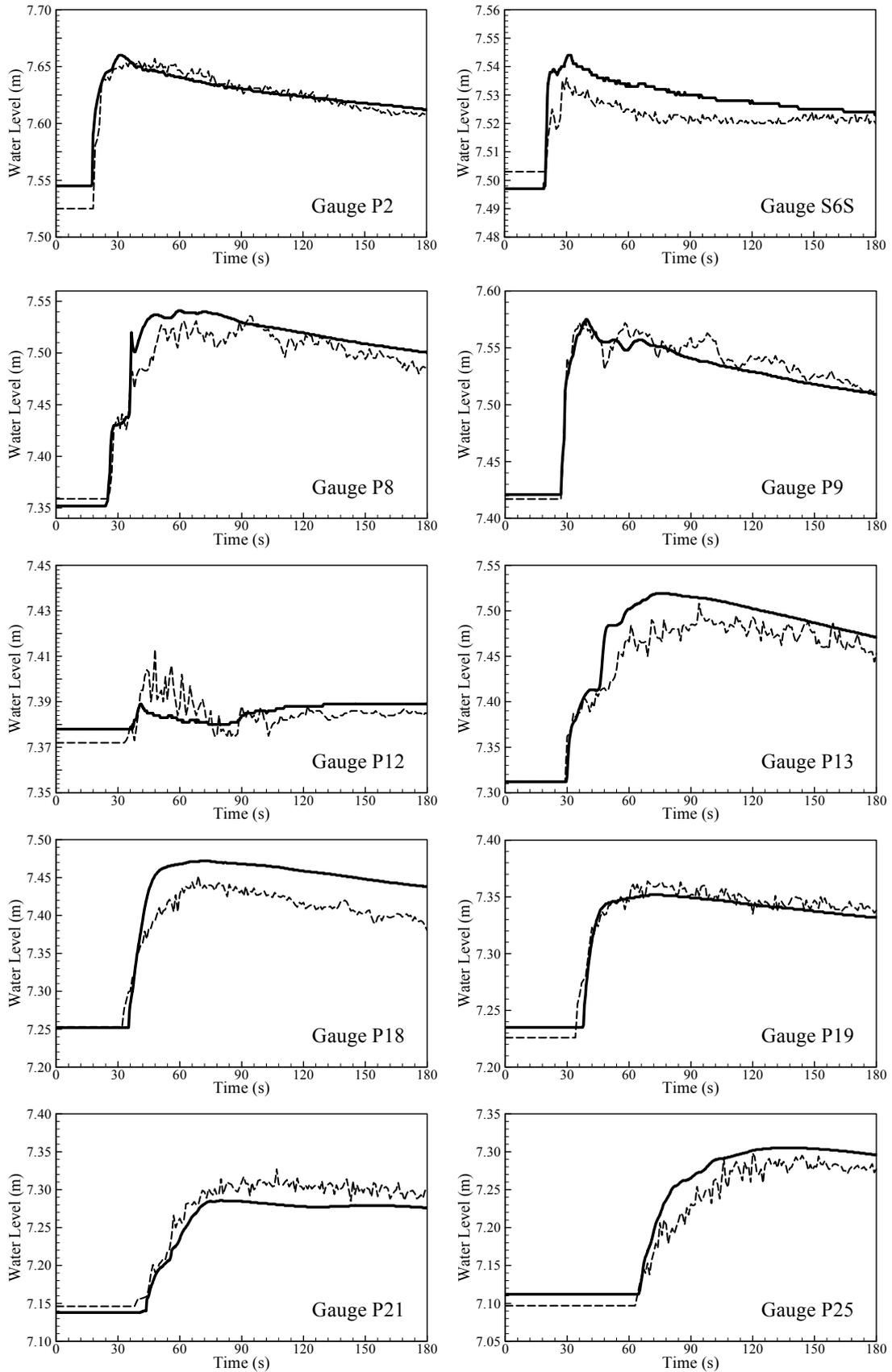


圖4.8 Toce valley 潰壩模擬在量測點之水位比較圖

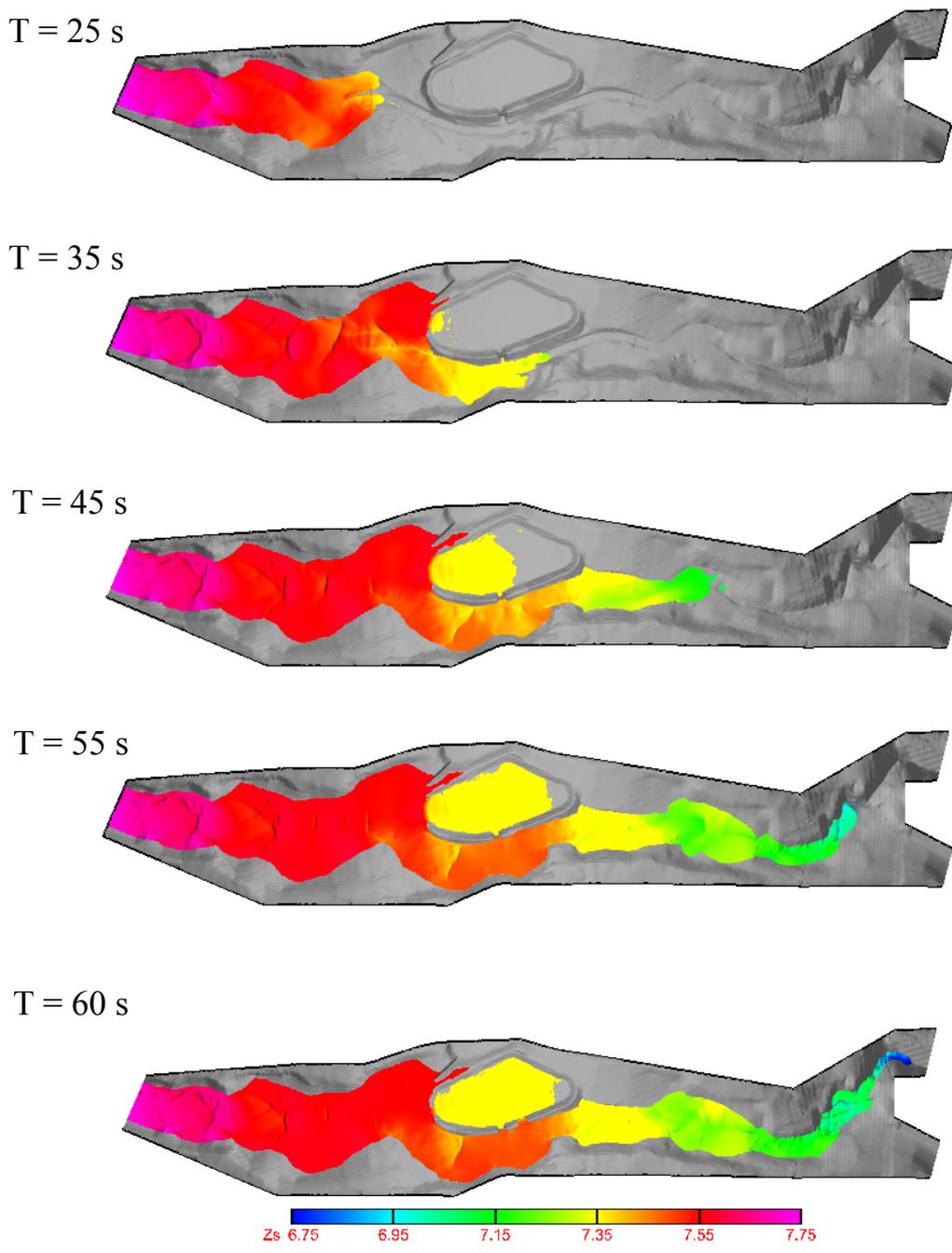


圖4.9 Toce valley 潰壩模擬水位歷時變化圖

4.4 渠道存在結構物之潰壩模擬

本節模擬 Soares-Frazão and Zech (2007)之實驗，此算例主要在研究單一建築物對潰壩洪水波傳播之影響，其目的是做為研究更廣泛之潰

壩洪水波在都市區域傳播行為之前導工作。此實驗之水槽佈置如圖 4.10 所示，試驗渠道（除了閘門位置）為等寬度無水平坡度之梯形斷面，閘門位於座標系統之中心點，在其左方為蓄水庫，初始水深為 0.4 m，而閘門右方渠道之初始水深為 0.01 m，底床 Manning n 值為 0.01，渠道上游及兩側均為封閉邊界，而實驗結果顯示在潰壩後 30 秒內洪水傳播不受下游邊界影響，因此下游邊界可採用開放邊界。圖中可見有 6 個觀測點(G1 ~ G6)，其目的在於方便數值解與實驗量測值之比較。圖 4.11 為模擬結果與試驗量測值在各測點之水位高程比較圖。

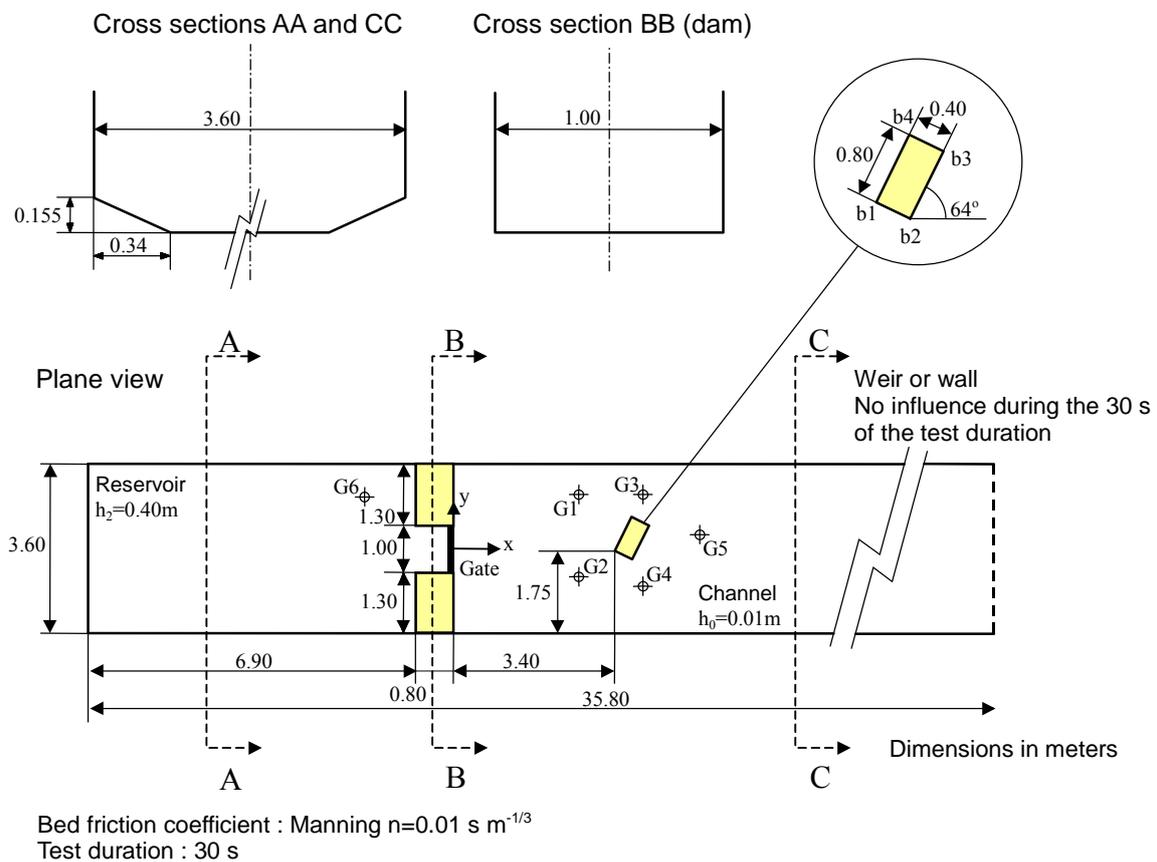
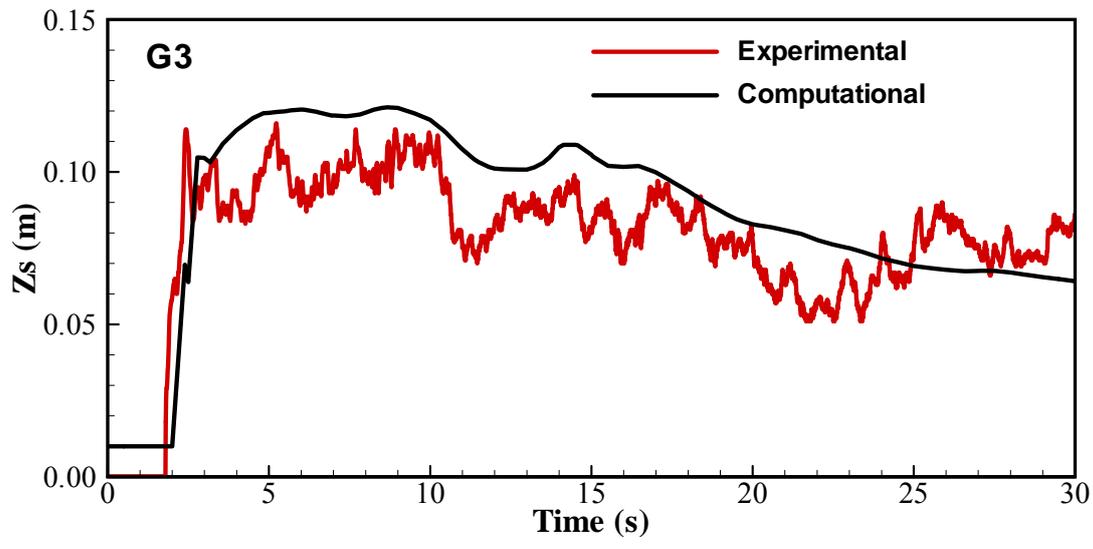
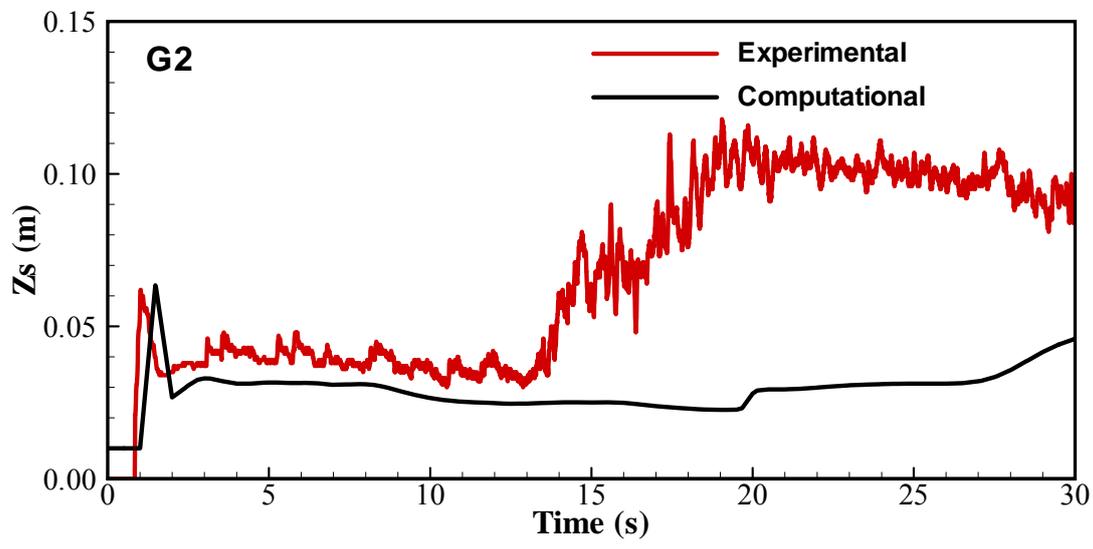
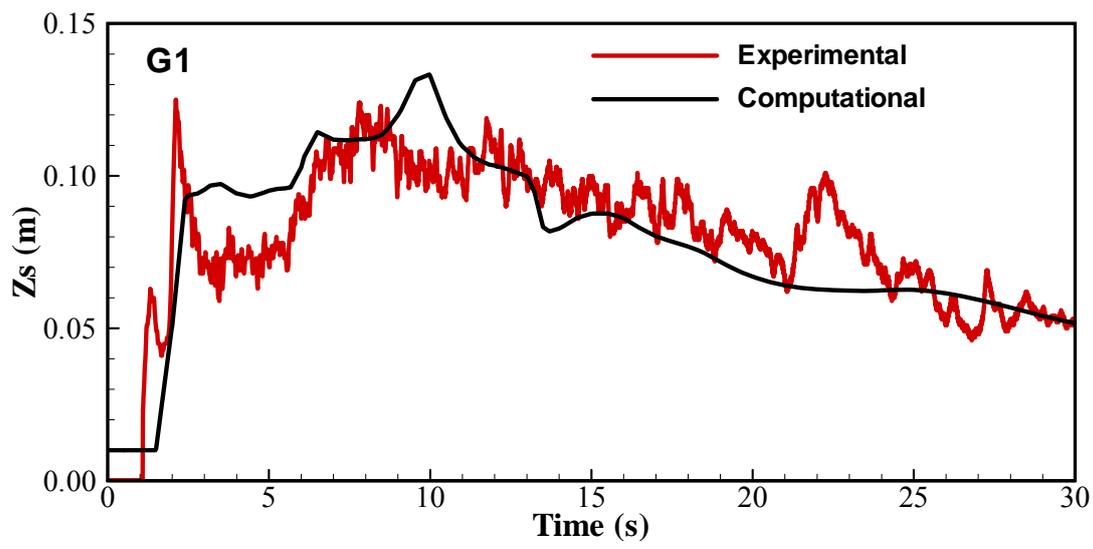


圖 4.10 Soares-Frazão and Zech (2007) 試驗水槽佈置及量測位置



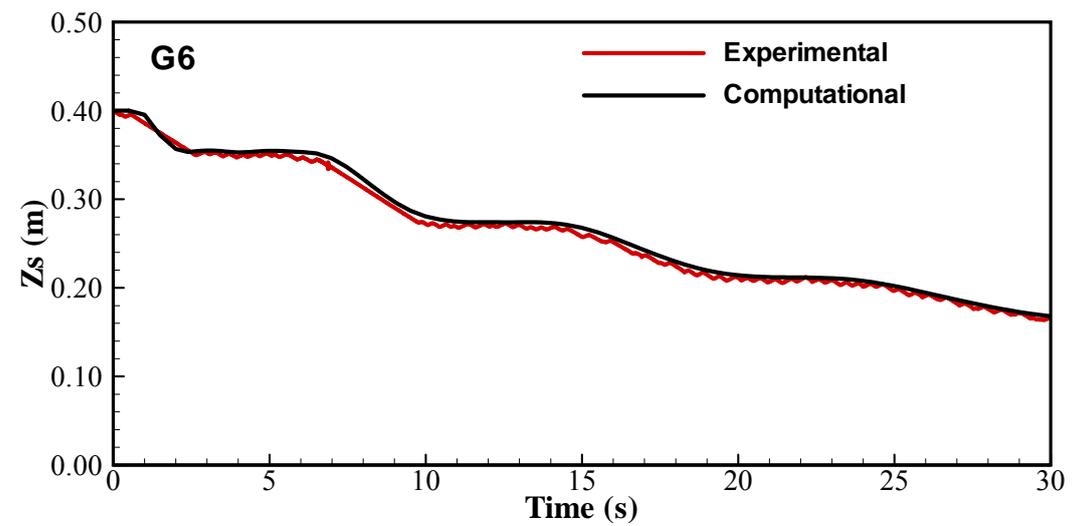
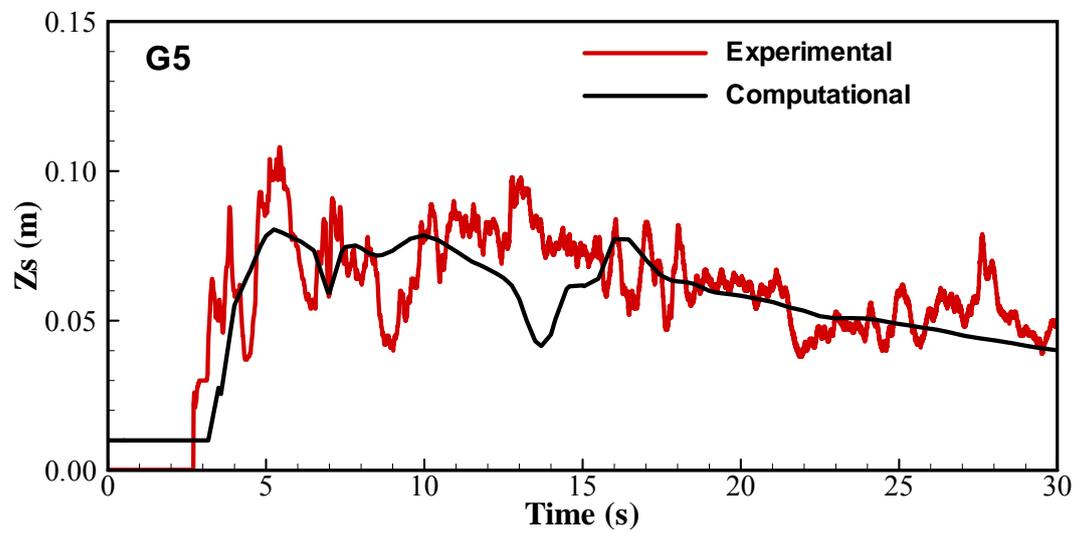
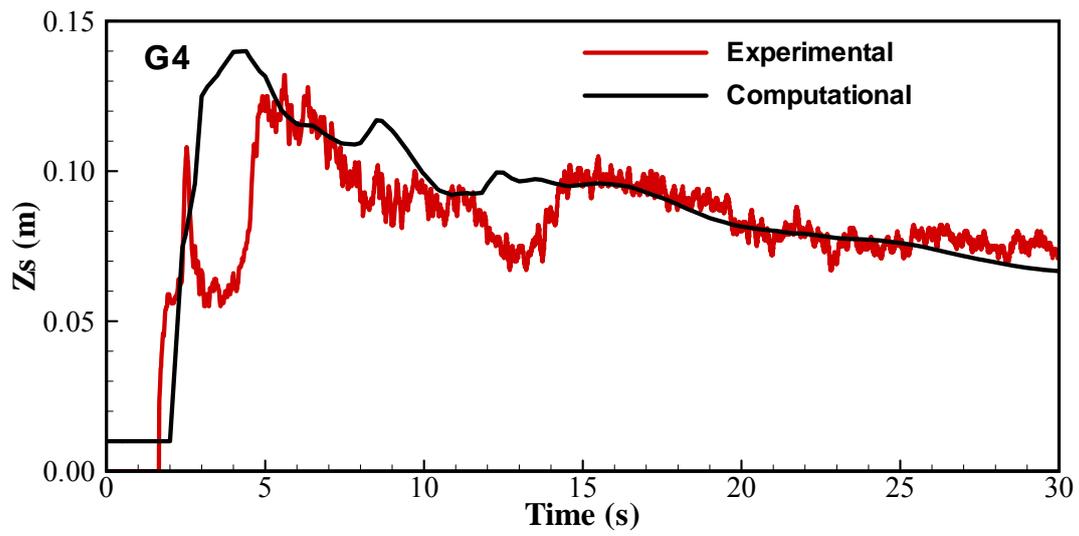


圖4.11 Soares-Frazão and Zech (2007)潰壩算例：各測點之水位比較

圖 4.11 中 G6 測點位於蓄水庫中，其水位計算值與量測相當吻合。其餘 5 個測點皆位於結構物附近，因結構物週遭之流況存在三維效應（靜水壓假設不成立），二維水深平均模式本難預期能如 G1 測點般準確模擬，然而本文數值解除了 G2 測點有較明顯偏差外，其餘測點水位之符合性大致良好。事實上，本研究數值解相較於文獻上其他數值解之結果毫不遜色，圖 4.12 為 Soares-Frazão et al. (2003) 比較 8 個不同數值模式之模擬結果（在此僅呈現 G1、G2、G4 與 G5 測點），圖之右半部取自 Soares-Frazão et al. (2003)，圖中比較可發現本研究之數模表現可謂優異。

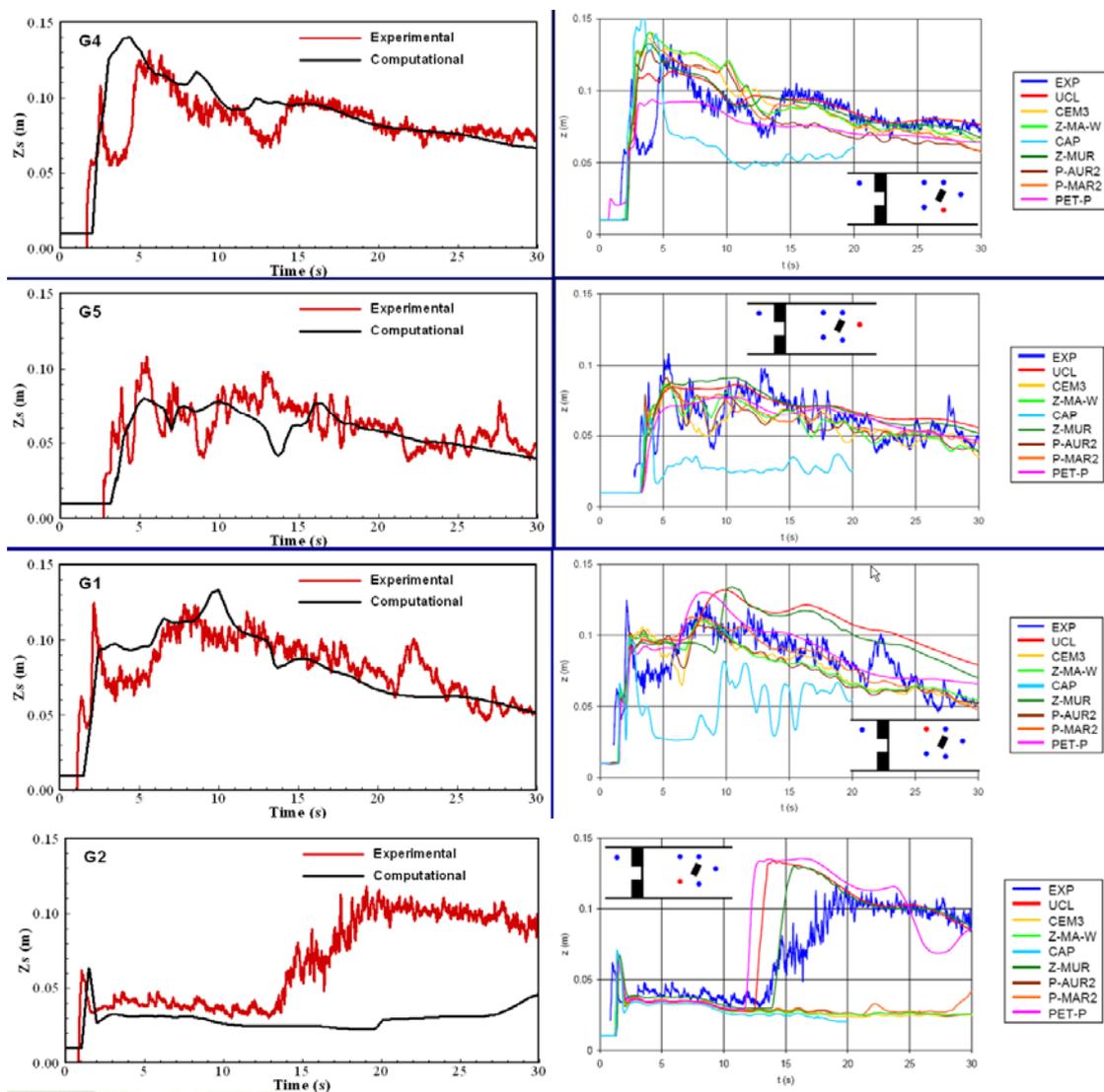


圖 4.12 Soares-Frazão and Zech (2007) 潰壩算例：與其他數值解之比較

為解釋數模結果為何在 G2 測點有較明顯偏差(類似差異亦存在於 Soares-Frazão et al. (2003))，圖 4.13 吾人呈現數模之水面高程等位圖，由圖 4.11 中 G2 測點之實驗值可知在約 $T=13.5$ 秒時水位有明顯之抬昇，而數值解則無解析到此水位變化，此乃因在 $T=13.5$ 秒(及 $T=20$ 秒)時數值解 G2 測點雖接近不連續流(震波)前緣，但仍位於超臨界流區域致使水面並無急劇上升，而相對地實驗結果之 G2 測點在 $T=13.5$ 秒後即處於震波區域內致有較高之水位。此差異可經由調整網格疏密或底床糙度而獲得改善。

此算例除了在結構物上游存在明顯之震波外，在結構物下游處亦明顯可見斜震波與岸壁碰撞形成之交波現象，複雜之跨臨界流流況充分凸顯了本研究之水理計算模式對不連續流(震波)模擬之優異能力。

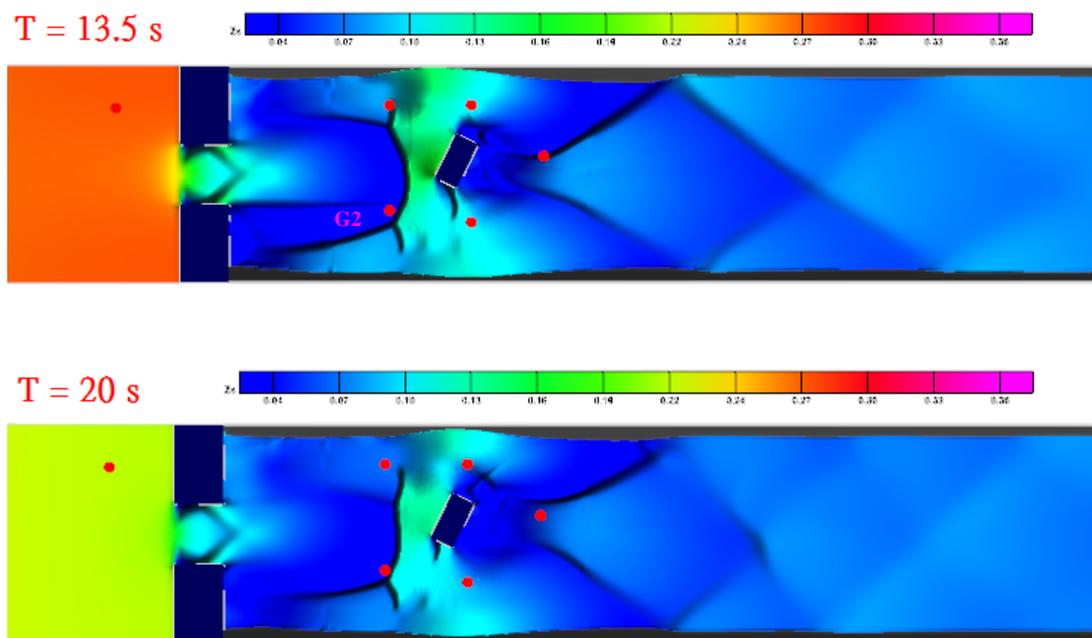


圖4.13 Soares-Frazão and Zech (2007)潰壩算例：水面高程等位圖

由以上算例可知結構物對潰壩洪水波之影響很大，其作用非傳統上以增加底床糙率(以抬昇水位)所能模擬，而建築物之存在亦不僅僅是減縮通水斷面而已，其存在亦改變了流路，且震波之存在以及震

波與渠道邊壁及結構物之反射與繞射現象可巨幅地抬昇建築物上游之水位，此等流況需藉由較精確之數學模式及優良之數值模式來解析。

4.5 Rozovskii (1961) 180°彎道定量流試驗

Rozovskii(1961)之實驗室水槽佈置及試驗量測位置如圖 4.14所示，此水槽為定床水平矩形渠道，渠道寬度 B 為 0.8m，彎道前入口段長 6m，彎道後出口段長 3m，中間連接一中心曲率半徑 $R_c = 0.8m$ 之 180°彎道，此例 $R_c/B = 1$ 屬於急彎道渠道(sharply curved channel)。計算條件如下：上游邊界入流量固定為 0.0123 cms，下游水位固定為 0.053m，岸壁採用部分滑動速度邊界條件，使用 98×21 之規則網格點，底床粗糙度高 (roughness height) 取為 0.001m。圖 4.15 為數值解在 $\theta = 0^\circ, 35^\circ, 65^\circ, 100^\circ, 143^\circ, 186^\circ$ 等斷面上之速度分布與實驗量測值之比較，圖中橫軸代表距內岸之無因次長度(R_i 為內岸曲率半徑)，縱軸 V_m 為該斷面之平均流速，由圖中結果可發現此案例在 $\theta = 0^\circ, 35^\circ$ 及 65° 等斷面上有無採用二次流模組之流速分布模擬並無明顯差異，而在其他斷面，採用二次流模組之數值解則明顯優於未採用者，相較於無考量二次流之結果，二次流有降低近內岸流速而增加靠外案流速之效應。圖 4.16(a)為沿彎道之水位數值解與實驗量測值之比較，圖中可見無論有無考量二次流效應，數值解皆可模擬出彎道水面超高之現象，但無考量二次流效應之數值解不但低估外岸水位且明顯高估了彎道水位超高。然就此算例而言，有無考量二次流效應皆低估內岸之水面高程，而類似低估之結果亦出現在其他研究文獻，圖 4.16(b,c)所示即分別為 Lien et al. (1999)及 Ahmadi et al. (2009)之數值結果，兩者同樣低估內岸之水面高程。值得說明的是 Lien 等人及 Ahmadi 等人採用之二次流模式，其彎道主流速及橫向流速於水深方向之分布是基於 de Vriend (1977)及 Rozovskii (1961) 之對數函數，與本文採用基於 Odgaard (1989)及 Kikkawa et al. (1976) 之冪次函數不同，儘管採用不同之二次流模式，然由圖 4.16可知其數值表現卻相當近似，因此推論此低估內岸水面高程之現象恐非單靠二次流模式可改善。

圖 4.17 為水位及流速分布在有無考量二次流效應之等位線圖比較，對於急彎道渠道而言，最大流速始發生於彎道進口處內岸，隨後最大流速漸往外岸偏移，於彎道出口達最大值。

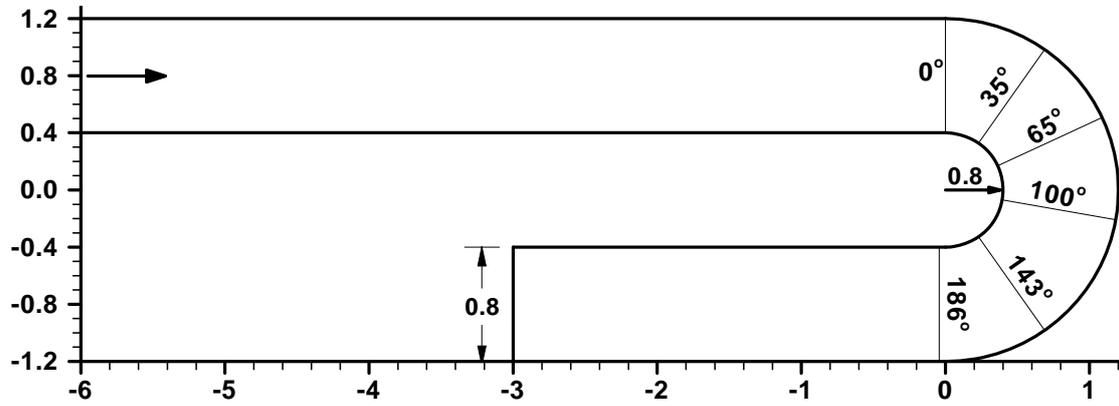
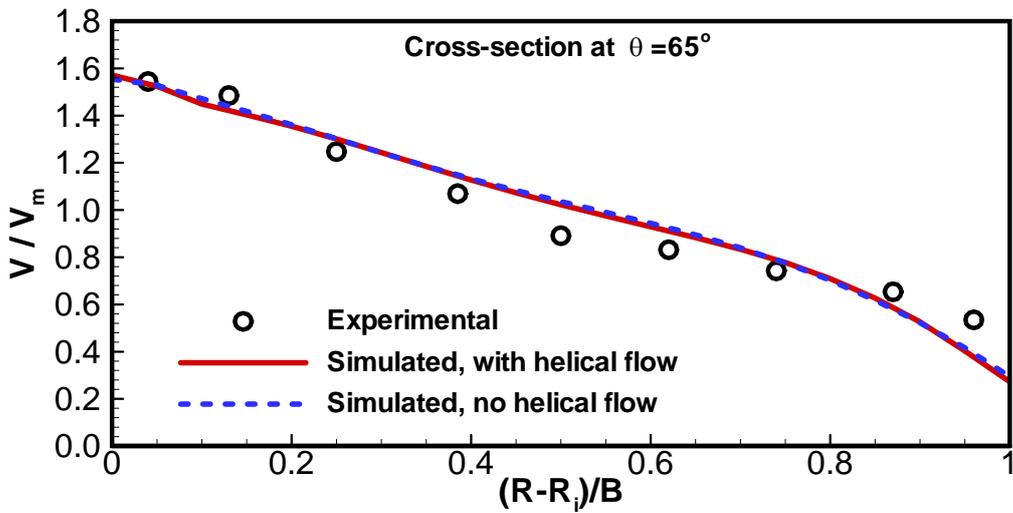
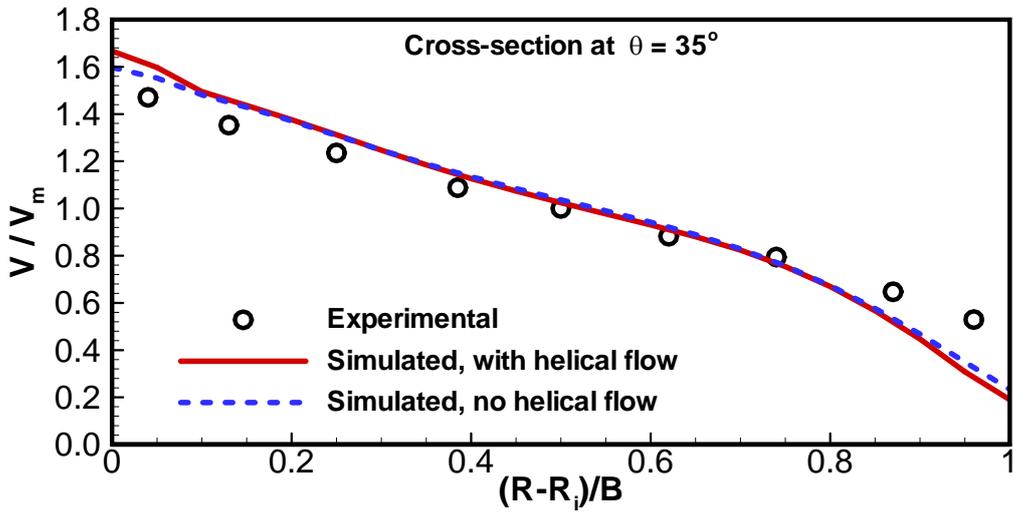
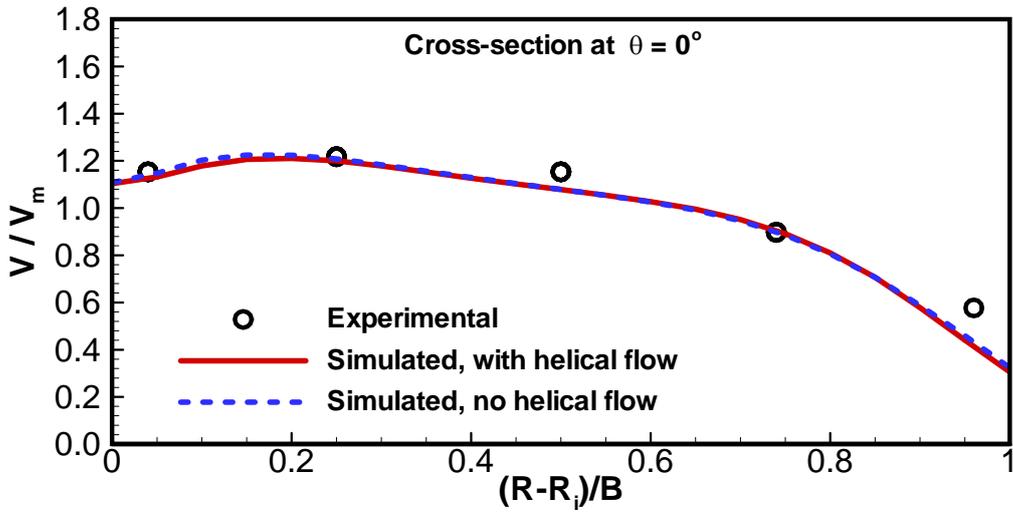


圖4.14 Rozovskii(1961)之彎道幾何及試驗量測位置



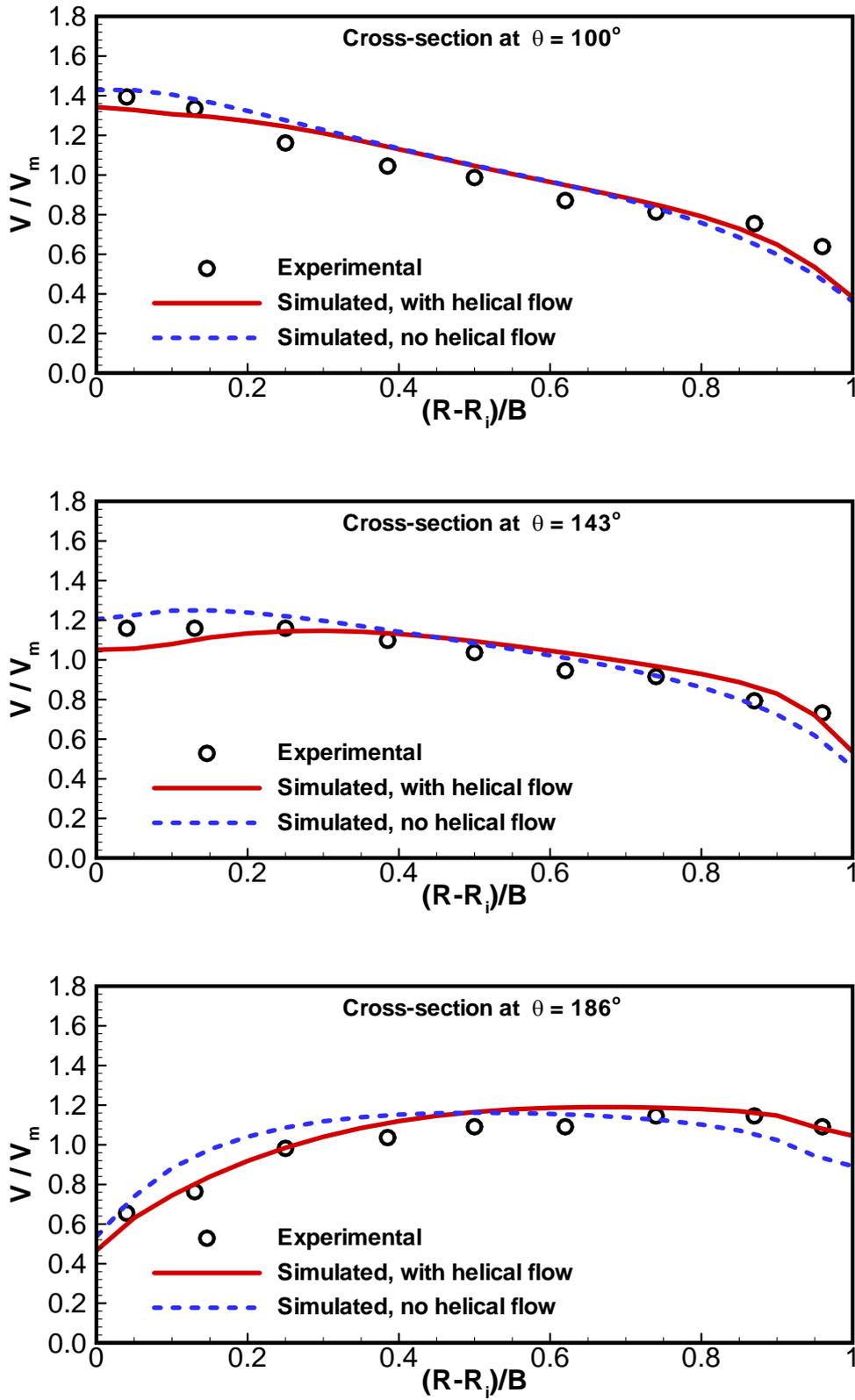


圖4.15 Rozovskii(1961)彎道算例：各斷面流速剖面比較

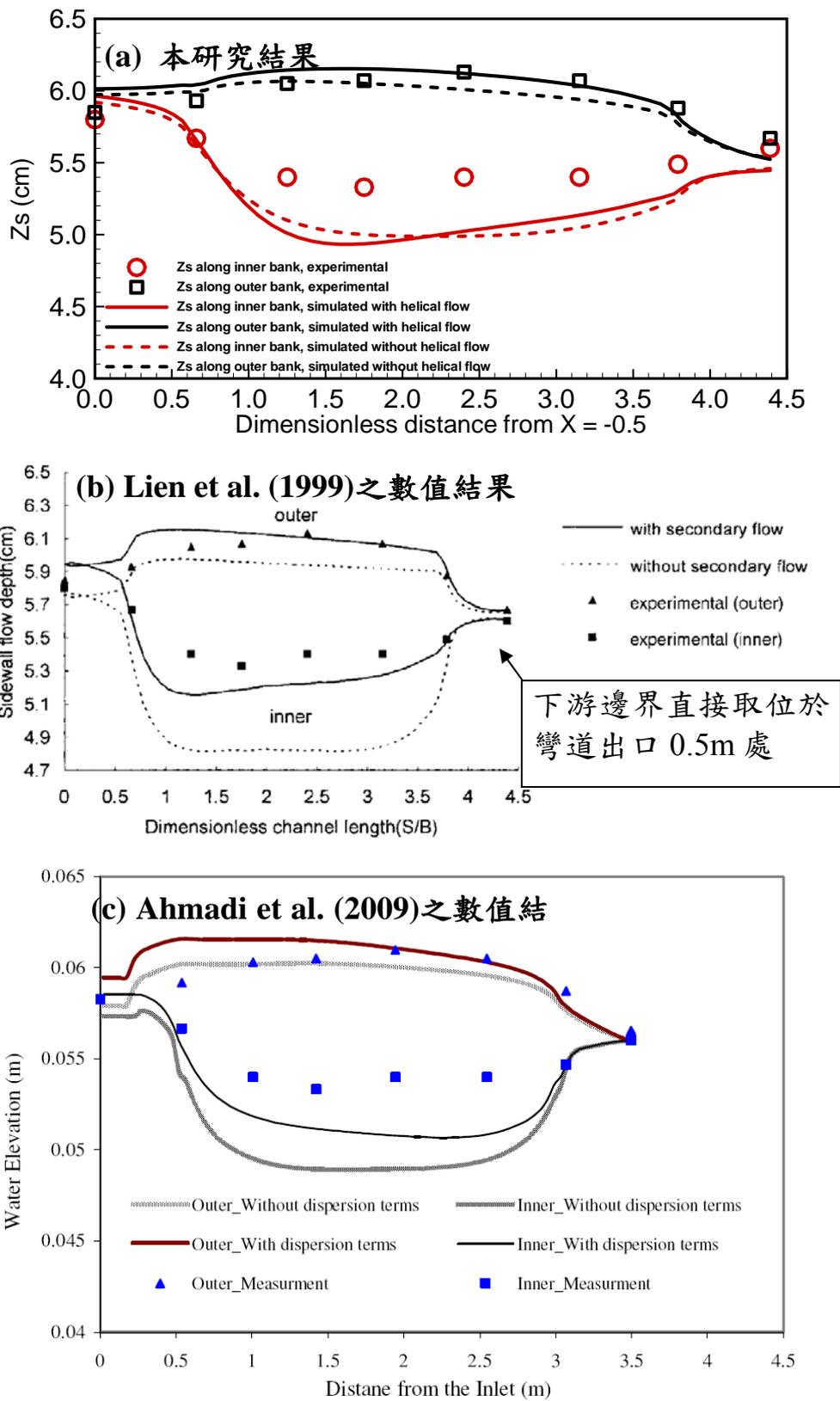
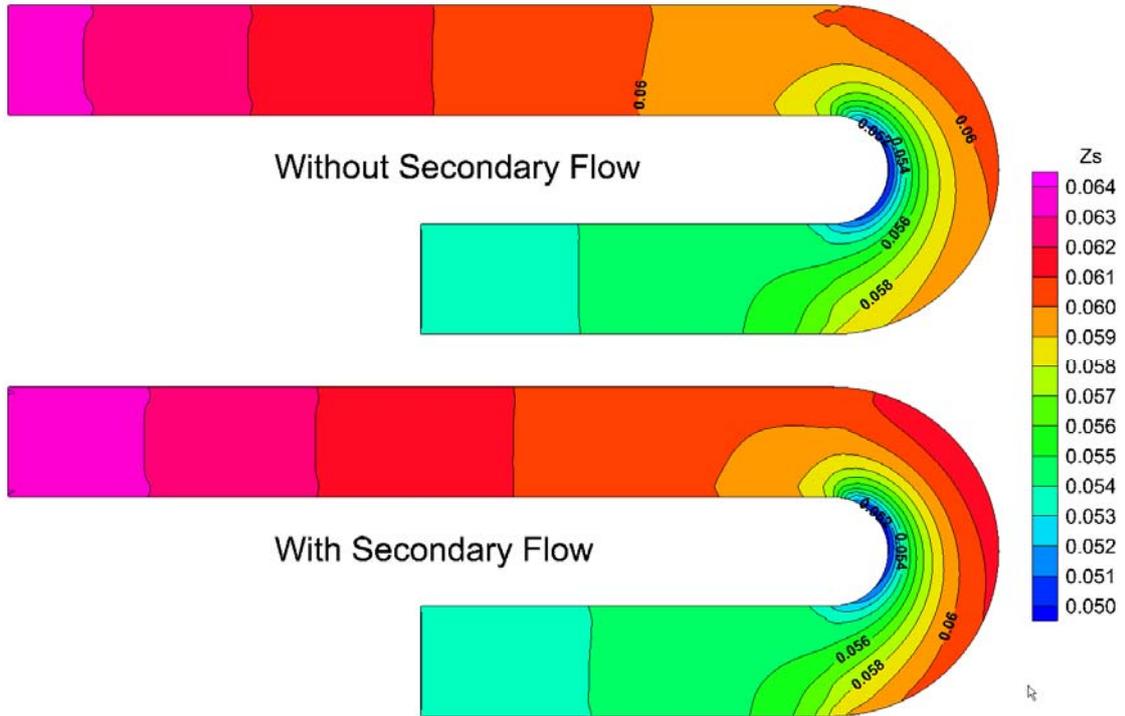


圖4.16 Rozovskii(1961)彎道算例：水位高程比較

(a) 水位分布



(b) 流速分布

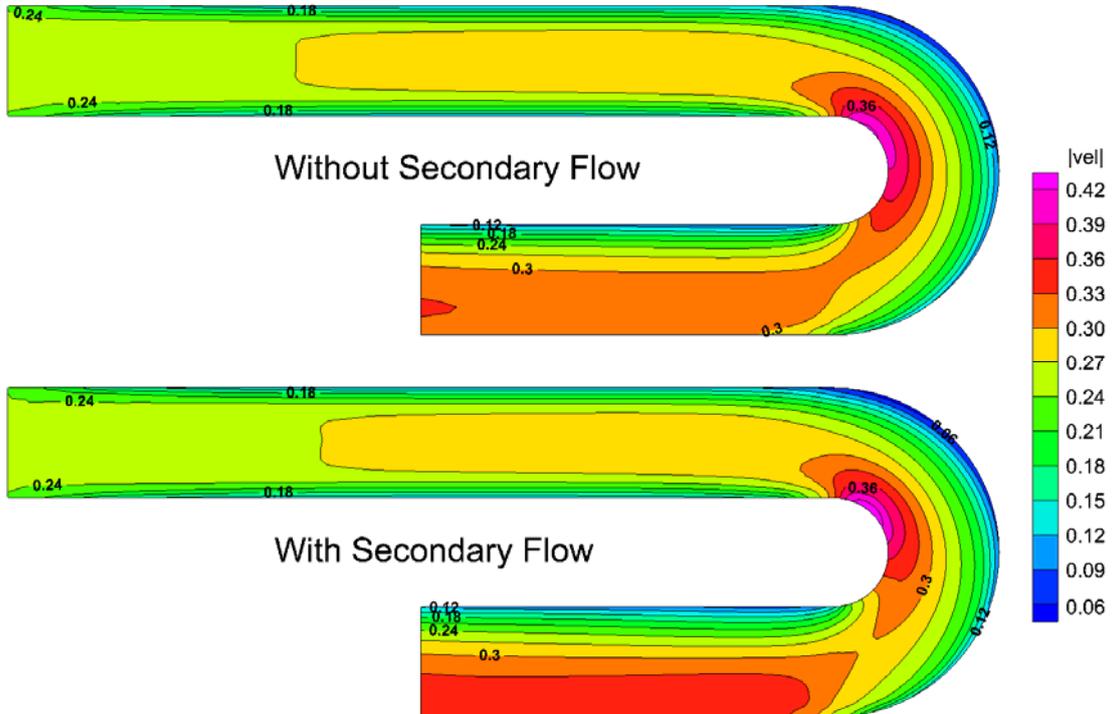


圖4.17 Rozovskii(1961)彎道算例：水位及流速分布比較

4.6 Steffler (1984) 270°彎道定量流試驗

Steffler(1984)之實驗室水槽佈置及試驗量測位置如圖 4.18所示，此水槽為定床矩形渠道，渠道寬度 B 為 1.07m，底床坡度為 0.00083，彎道前入口段長 6.13m，彎道後出口段長 2.53m，中間連接一段中心曲率半徑 $R_c = 3.66\text{m}$ 之 270°彎道，此例 $R_c/B = 3.42$ 屬於中等彎道渠道 (moderate curved channel)。計算採用 341×31 之規則網格點，上游邊界入流量固定為 0.0235 cms，下游水位固定為 0.061m，岸壁採用無滑動速度邊界條件，底床曼寧 n 值取為 0.0125 (底床粗糙度高估計為 0.0013m)。圖 4.19為數值解在 $\theta = 0^\circ, 60^\circ, 120^\circ, 180^\circ, 240^\circ, 270^\circ$ 等斷面上之速度分布與實驗量測值之比較，圖中橫軸代表距外岸之無因次長度 (R_o 為外岸之曲率半徑)，由圖中結果可發現在彎道入口 ($\theta = 0^\circ$) 斷面上，有無採用二次流模組之數值解並無差異，而在其他斷面，相較於無考量二次流之結果，二次流有降低近內岸流速而增加靠外案流速之效應，使得其模擬結果較接近實驗量測值。

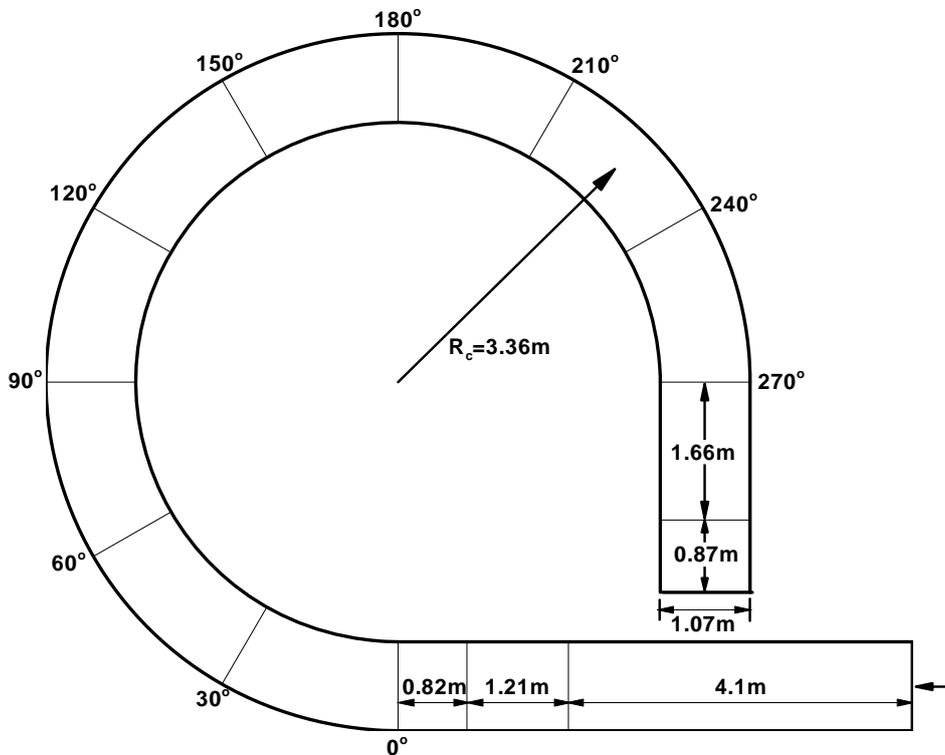
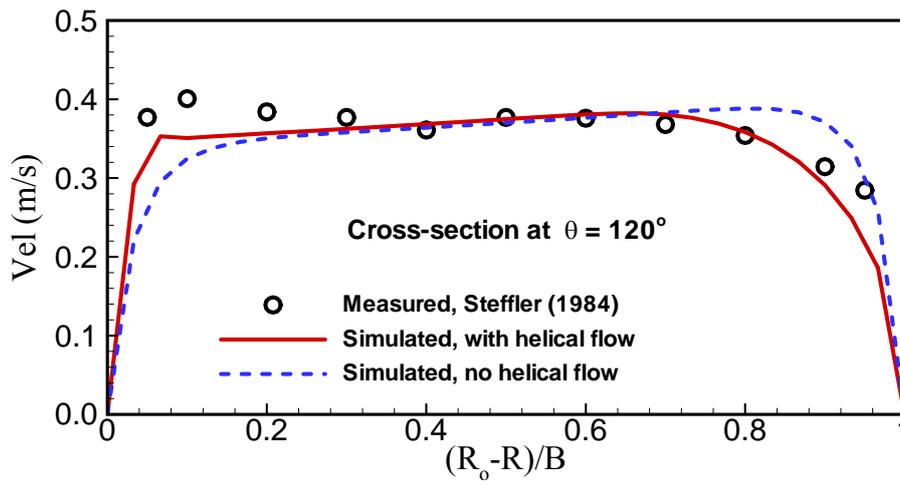
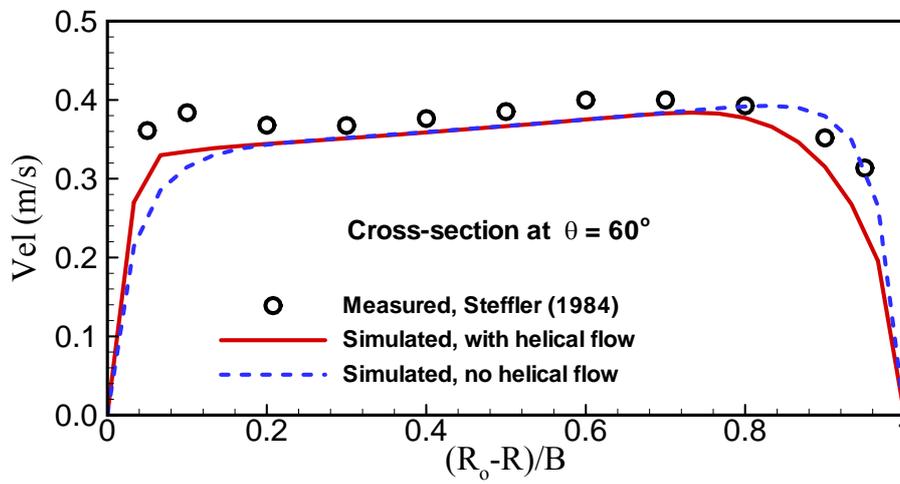
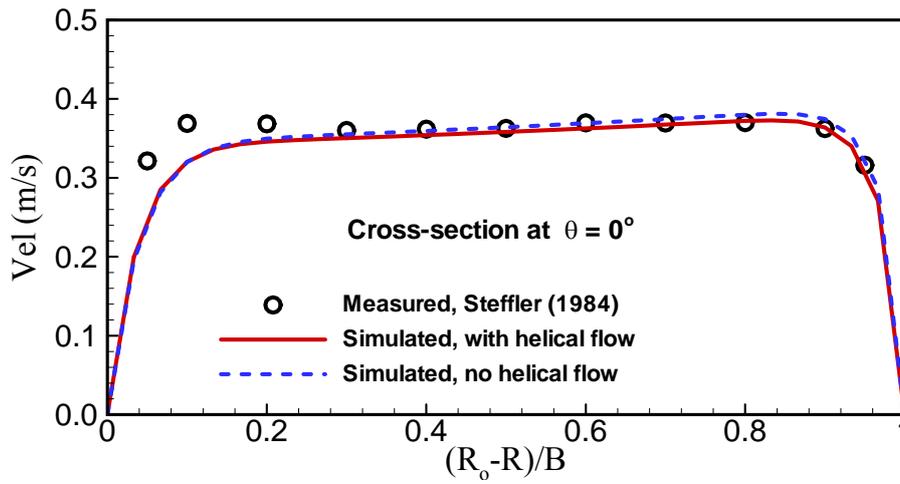


圖4.18 Steffler(1984)之彎道幾何及試驗量測位置



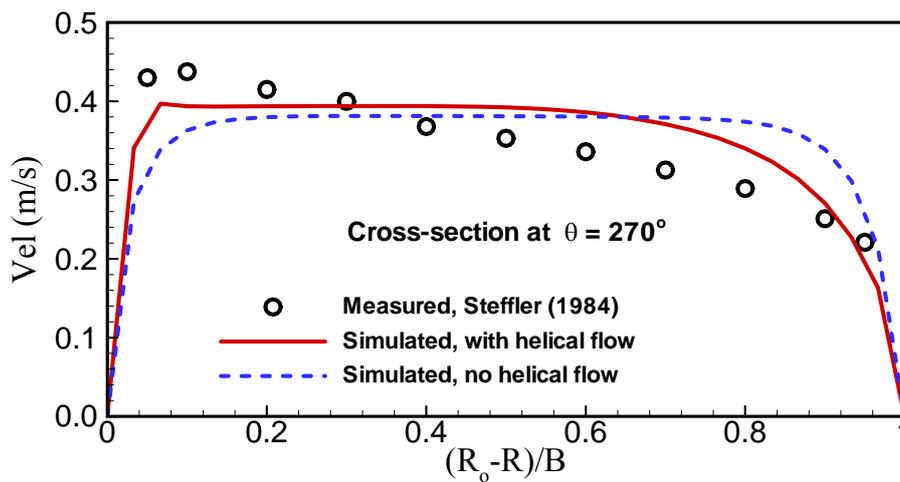
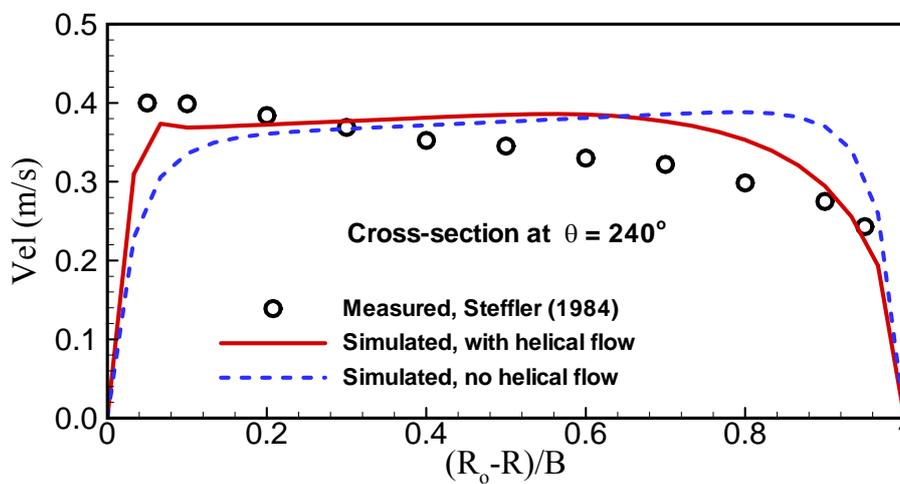
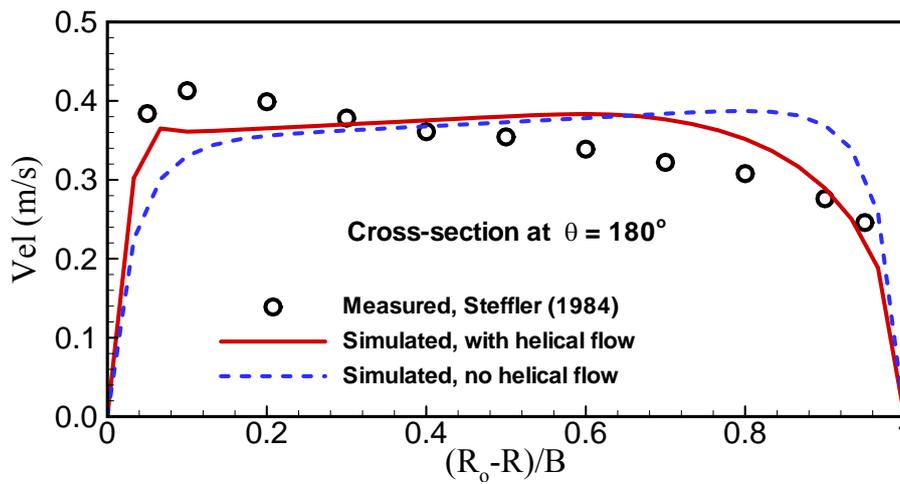


圖4.19 Steffler(1984)彎道算例：各斷面流速剖面比較

4.7 Tamai 等人(1983)連續彎道定量流試驗

Tamai et al. (1983)之實驗室水槽佈置及試驗量測位置如圖 4.20 所示，此實驗為一系列具 10 個 90° 彎道所組成之矩形渠道，其寬度 B 為 0.3m ，彎道中心曲率半徑 $R_c = 0.6\text{m}$ ，連續兩彎道間以一長 0.3m 之直線段串接，渠道底床坡度為 0.001 ，此例 $R_c/B = 2$ 屬於急彎道渠道。數值模擬僅採用其中連續兩段 90° 彎道為模擬區域，上游邊界入流量為 0.002 cms ，平均水深及平均 Froude 數各約 0.03m 及 0.42 ，實驗資料及其他相關文獻 (Zarrati (2005); Lai (2010)) 並無明確交代下游水位，以下數值模擬採用 0.02915m 為下游水深。採用 219×21 之均勻結構性格網，底床曼寧 n 值取為 0.013 。圖 4.21 為數值解在 $\theta = 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ 等斷面上之速度分布與實驗量測值之比較，圖中橫軸代表距內岸之距離，由圖中結果可發現此案例有無採用二次流模組之流速分布模擬與實驗值均有落差，但整體而言，採用二次流模組之數值解之流速分布趨勢較接近於實驗值。圖 4.22 為數值解與水深實驗量測值之比較，圖中可見採用二次流模組之數值解明顯優於未採用者。

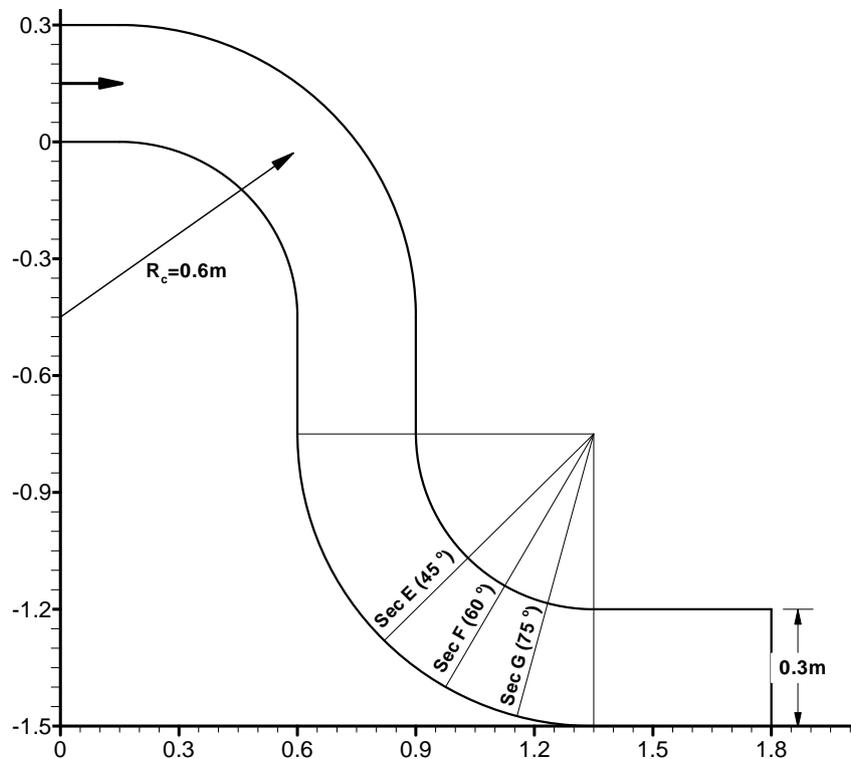


圖4.20 Tamai et al. (1983)之彎道幾何及試驗量測位置

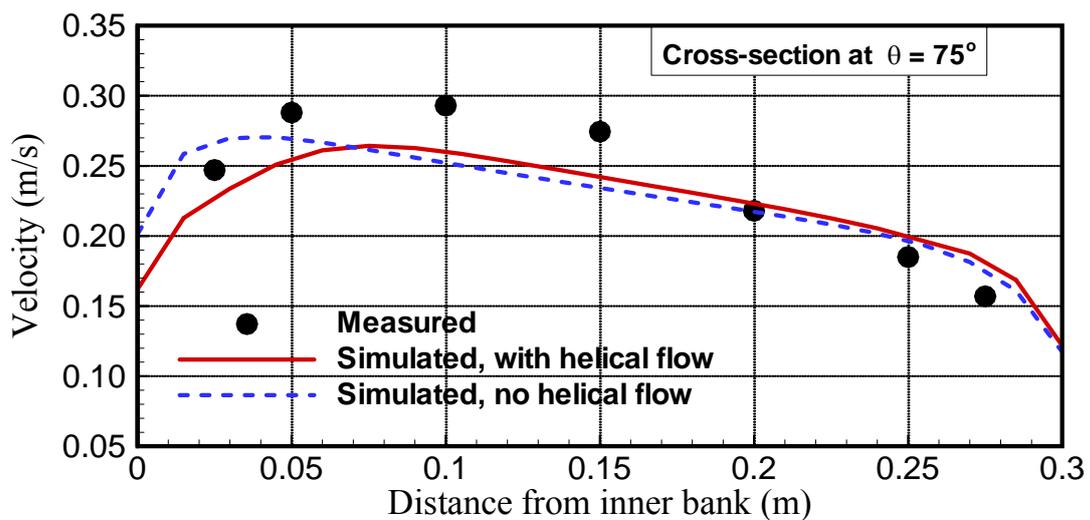
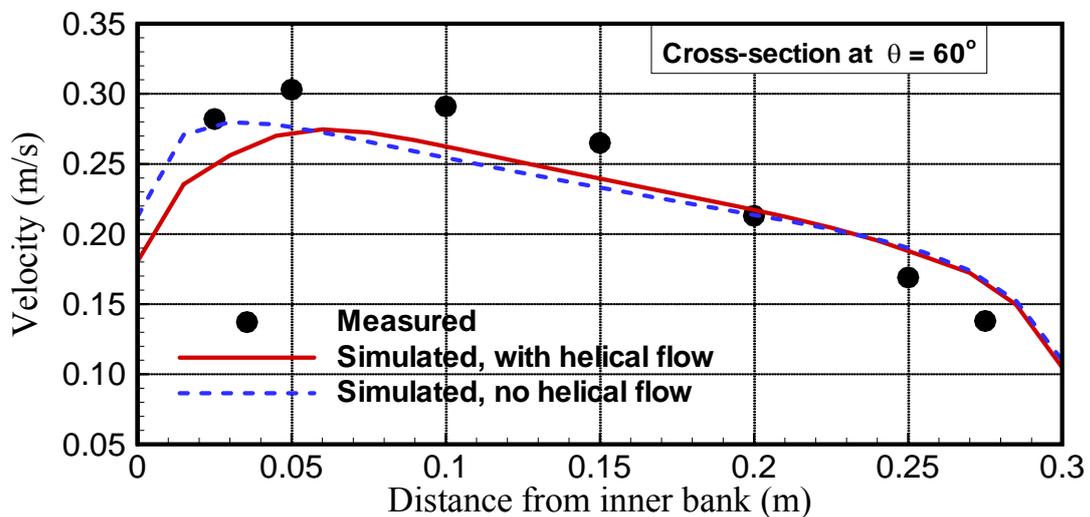
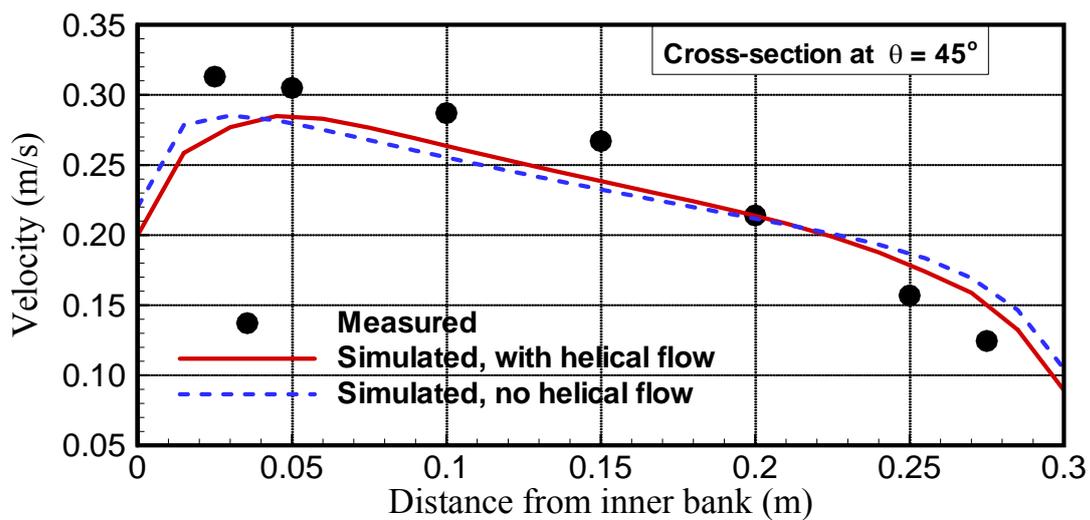


圖4.21 Tamai et al. (1983) 彎道算例：各斷面流速剖面比較

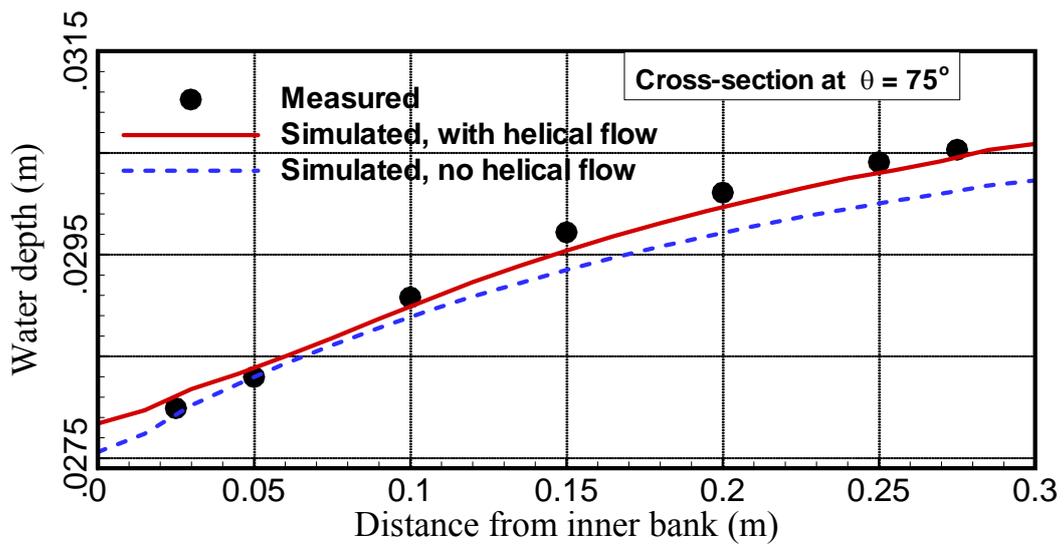
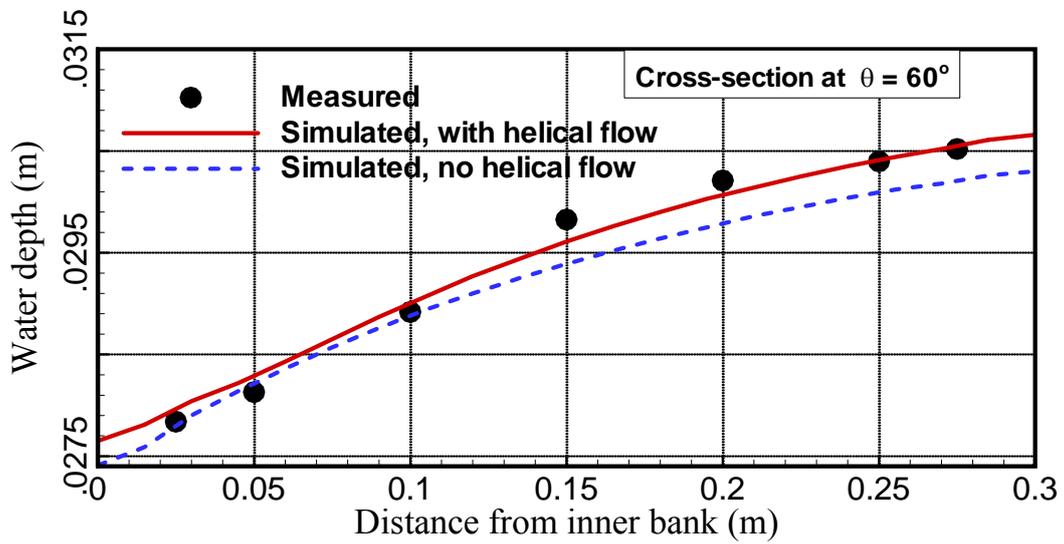
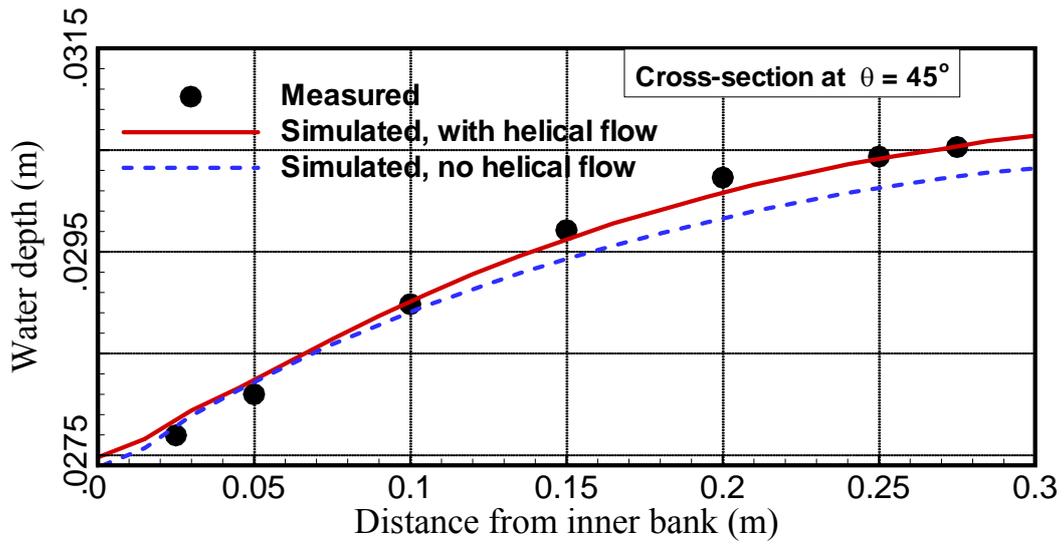


圖4.22 Tamai et al. (1983) 彎道算例：各斷面水深比較

4.8 渠道平衡坡度

此算例旨在驗證本文之輸砂及動床模式可正確模擬平直渠道之平衡坡度。假設有一渠道長 30 m 寬 2 m，整條渠道之初始河床高程為 -0.4 m。上游給定流量、下游固定水位，因初始河床為水平，故渠道呈現加速狀態致使河床沖刷以維持平衡。

整條渠道之初始水位高程為 0 m，在上游邊界給定流量為 0.5 cms（單寬流量為 $q=0.25 \text{ m}^2/\text{s}$ ），下游邊界固定水位為 0 m，河床曼寧粗糙係數 n 值為 0.03125，不考慮水平剪應力，河床質為粒徑 0.06 mm 之均勻沉滓，孔隙率設為 0.4。計算採用 $\Delta x = \Delta y = 0.2 \text{ m}$ 之均勻網格，時距固定為 0.02 s，輸砂演算時上游河床高程固定不動（平衡輸砂），下游則採用輸砂通量零梯度之條件，圖 4.23 為在上游邊界點水位隨時間之變化，當流場達平衡時，上游邊界點之水位為 0.030388 m，下游邊界點之水位為 0.0 m，故水面坡降為 $S=0.0010129$ ，而根據曼寧公式知此渠道之正常水深(normal depth)應為 $h_N = (nq/\sqrt{S})^{3/5} = 0.430526 \text{ m}$ ，即下游邊界點之理論河床高程應為 -0.430526 m。圖 4.24 為模擬過程不同時間渠道沿程之底床高程變化，圖中可見，當流場達平衡時，計算所得之下游邊界點之底床高程為 -0.430453 m，此與理論值相當吻合。

在此稍做說明的是，本文之輸砂動床模擬皆是時變性流況，因此在啟動動床模擬前，應先以時間 $t=0$ 之邊界條件跑出一穩定之定床初始解，再以熱啟動之方式執行輸砂動床模擬。

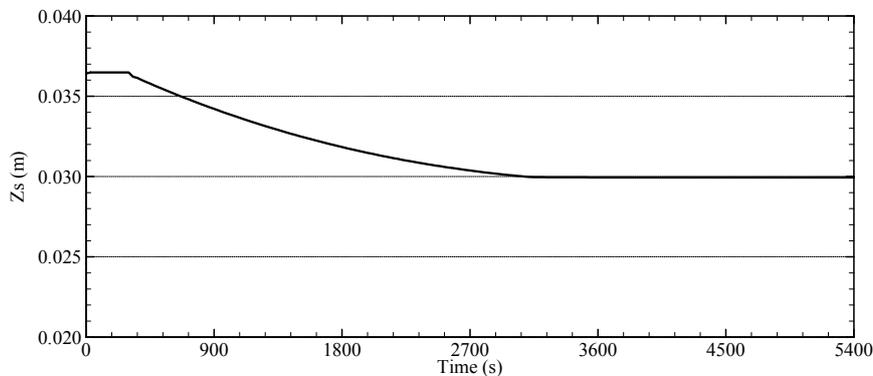


圖4.23 平衡坡度驗證算例：上游水位隨時間變化圖

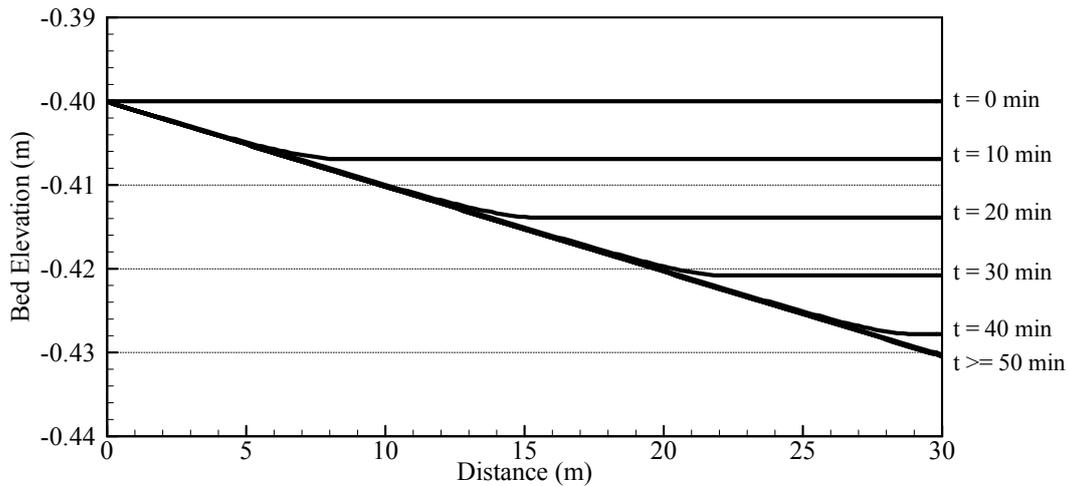


圖4.24 平衡坡度驗證算例：渠道沿程之底床高程隨時間變化圖

4.9 Suryanarayana (1969)之渠道沖淤試驗

以下依序分節呈現 Suryanarayana (1969)所發表的 Run22 均勻沉澱沖刷、Run 21 均勻沉澱淤積及 Run15 非均勻沉澱沖刷等試驗條件，來驗證模式預測底床沖淤的能力。首先記錄一啟始條件做為評判底床沖淤情形的標準，在此實驗中以平衡狀態為啟始條件，係先以一固定含砂濃度水流在渠道內反覆循環流動，直到實驗段渠道的底床不再發生明顯的變化，此時的底床即達到該入流含砂濃度條件下之平衡狀態。

實驗渠道為一直線矩形試驗水槽，長 18.3 公尺、寬 0.6 公尺、高 0.7625 公尺。本研究中引用的案例為圖 4.25 中之 Sand 2 粒徑分布曲線，其標準偏差僅為 1.12，可視之為均勻沉澱。在以下的模擬中，以其相對之中值粒徑 0.45 釐米為代表粒徑。實驗過程中，在距上游端 4 英尺到 56 英尺的範圍內，每間隔一英尺記錄底床高程資料，並在距上游端 5 英尺到 55 英尺的範圍內，每間隔 5 英尺記錄水位高程資料。為了使得模式能根據量測之水位高程給定下游邊界條件，並考慮量測資料的範圍，數值模擬的範圍設定在距上游端 5 英尺到 55 英尺區域，經轉換後其相對之公制座標設定為 0 到 15.5 公尺，此即為以下模擬結果與實驗之比較圖中所顯示之座標系統。

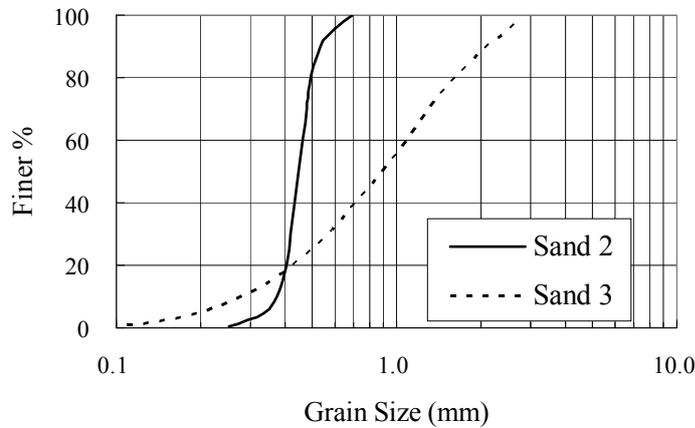


圖4.25 Suryanarayana (1969)試驗之沉澱粒徑分布曲線

4.9.1 Run 22 均勻沉澱沖刷試驗

Run 22 乃一清水沖刷試驗。在整個沖刷演變過程中，上游底床會先下降且有較大的沖刷深度，而後沖刷現象逐漸向下游傳遞，整體的底床坡度會逐漸變緩，也因此使得水流的能量梯度漸漸變小，不再有足夠的動能對底床進行沖刷。最終，沉澱的傳輸近乎完全停止，底床高程不再有明顯的變化，因而達到一相對於無入砂量的新平衡狀態。

參考許至聰 (2002)之流場參數描述，渠道之曼寧粗糙係數 n 值取為 0.017，孔隙率取為 0.4，上游單寬入流量為 $0.0236 \text{ m}^2/\text{s}$ ，下游固定水位 0.251 m。數值模擬的過程，由啟始平衡條件開始($t=0$)，分別於 1.5、4 和 9 小時記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。

由於模式包含的輸砂量推估經驗式眾多，在此僅呈現幾個較常用輸砂公式之結果。圖 4.26至圖 4.28分別為選用 Yang、Engelund-Hansen 及 van Rijn 輸砂公式之模擬結果與實驗資料之比較圖，由圖中可看出在 $t = 1.5 \text{ hr}$ 時，明顯的底床沖刷僅發生在上游端，下游段雖有沖刷行為，但其影響會被上游段沖刷而起之砂源所補充，隨著時間增長，沖刷現象會逐漸向下游傳遞，到 $t = 9 \text{ hr}$ 時，整條渠道均已呈現刷的情況。

此算例 van Rijn 的結果與實測的底床沖刷情形最為相近，但上游端 Engelund-Hansen 的結果則和實驗同樣產生比較大的沖刷深度，惟其沖刷幅度仍低於實測值，而此上游端偏差亦出現於前人之數值結果（如許至聰(2002)及謝德勇(2003)），推測其原因可能是實驗過程中不穩定的入流擾動所引起的過度局部掏刷。輸砂數值模擬最大的迷失就是其數值結果常因選用不同之數砂公式而有著顯著甚至沖淤趨勢不同之結果，但儘管有些輸砂公式的模擬結果對有些案例可能不盡理想，但這僅表示該公式不適用於這個案例之流場或沉滓特性。

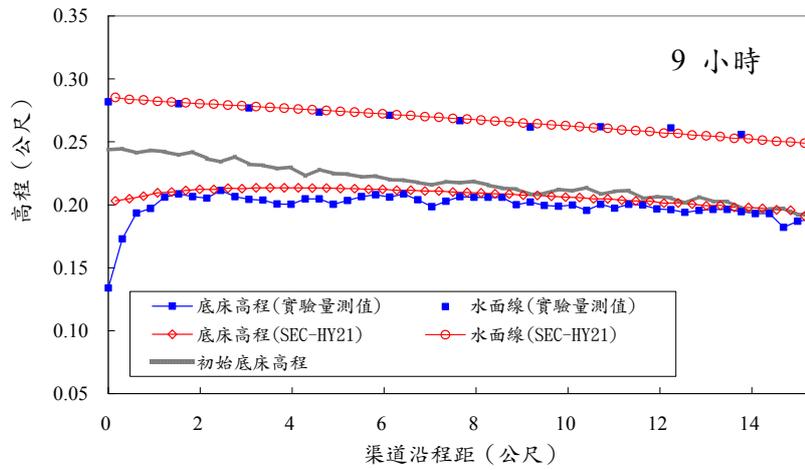
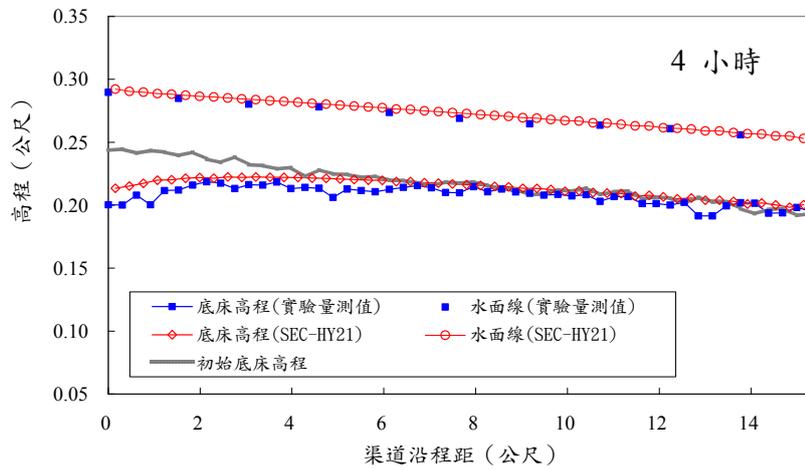
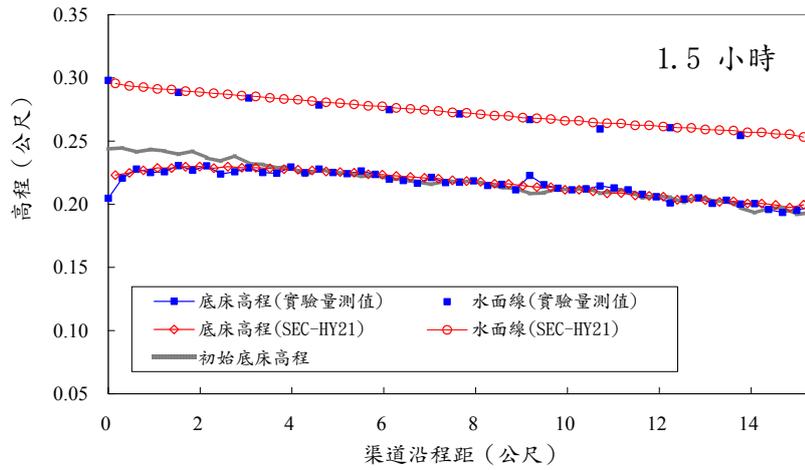


圖4.26 Suryanarayana 沖刷案例 22：Yang 河床質載公式

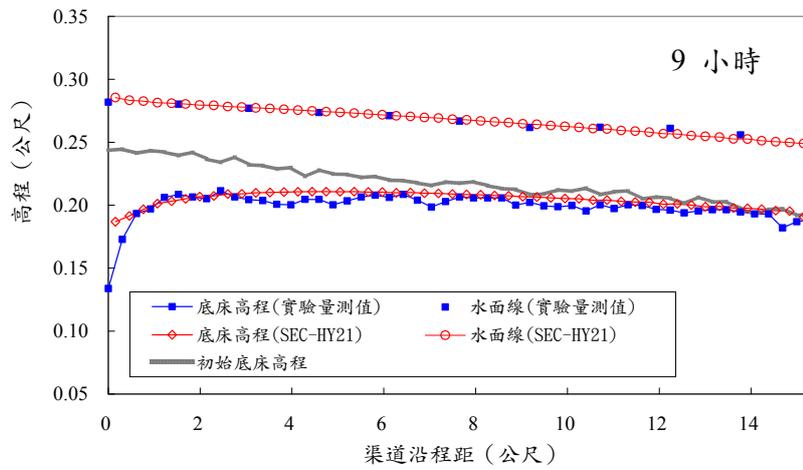
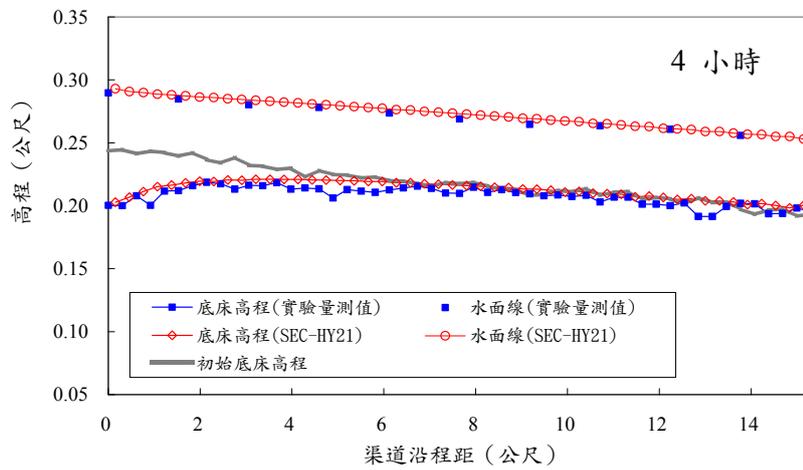
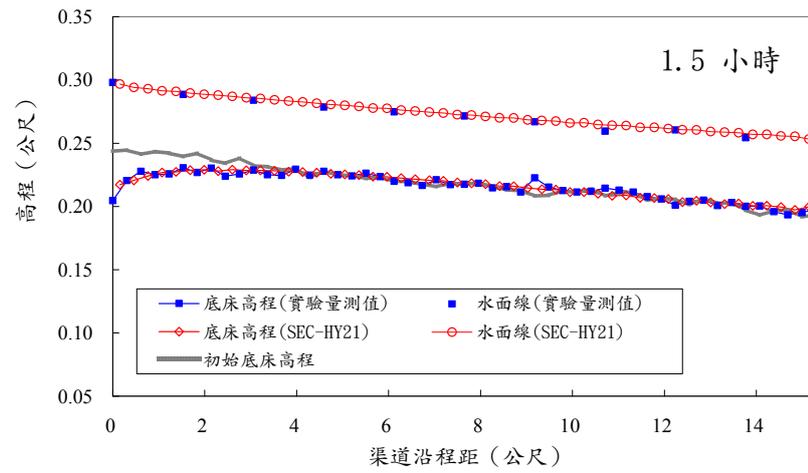


圖4.27 Suryanarayana 沖刷案例 22: Engelund-Hansen 河床質載公式

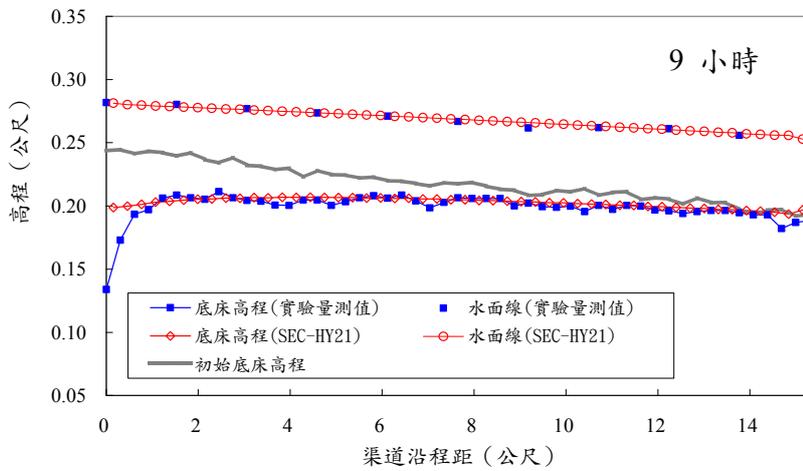
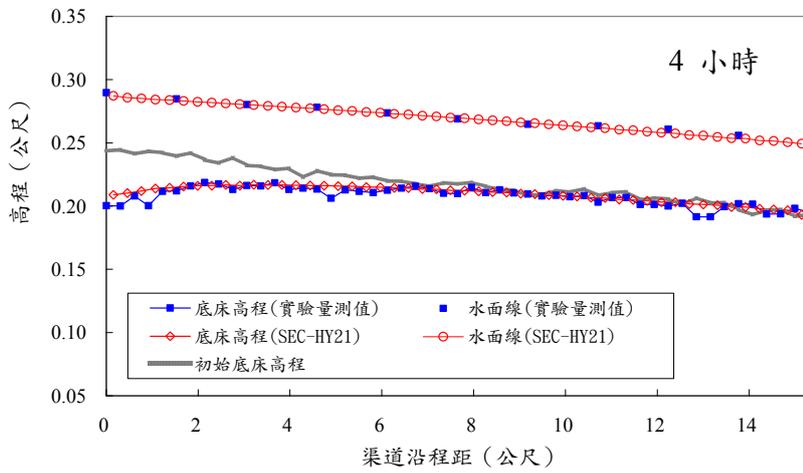
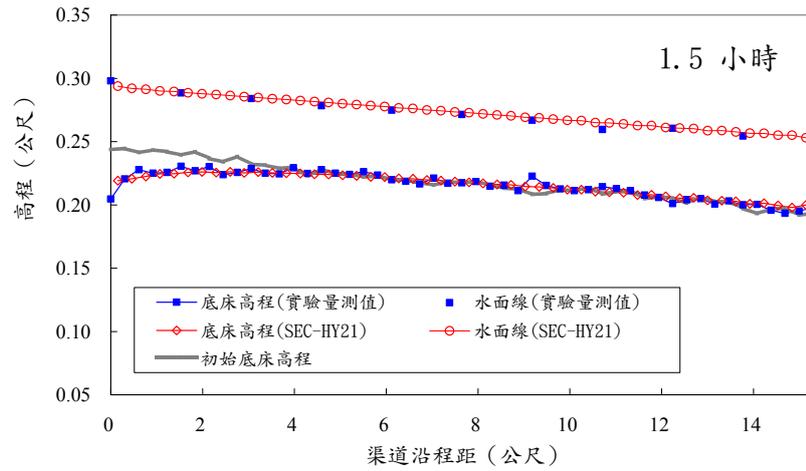


圖4.28 Suryanarayana 沖刷案例 22：van Rijn 河床質載公式

4.9.2 Run 21 均勻沉滓淤積試驗

根據 Run 21 淤積試驗，在得到起始平衡條件後，增加上游的供砂量，使其入流濃度發生超載的現象，過多的砂量會漸漸的落淤至底床，致使底床高程因沉滓淤積而上升。此試驗同樣以 Sand 2 做為底床沉滓與上游供砂，如前所述，其標準偏差僅為 1.12，可視為均勻沉滓，代表粒徑取其中值粒徑 0.45 mm。試驗條件與參數如下：渠道之曼寧粗糙係數 n 值取為 0.017，孔隙率取為 0.4，上游單寬入流量為 0.0236 m^2/s ，下游固定水位 0.2565 m，上游入流沉滓體積濃度(volumetric concentrations)為 409 ppm，這些條件在整個模擬過程中均維持不變。數值模擬的過程，由起始平衡條件開始($t=0$)，選取若干不同的時間，記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淤積過程的預測能力。所選取記錄時間之間隔，隨時間增加而逐漸增大，因為淤積速率在剛開始時為最大，而後則慢慢的降低，直到淤積現象停止且達到新的平衡狀態。

在初期階段，即可在上游端附近發現明顯的淤積波前，並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，同時底床坡度變陡，致使水流的挾砂能力增加而逐漸減緩。當淤積現象近乎停止時，則達到新的平衡狀態。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，淤積現象方才在該斷面發生。由水理的觀點視之，淤積波前猶如一個後向階梯般，當水流流經此一底床高程突降的區域，水面會上升以滿足能量的守恆條件。

圖 4.29 為選用 van Rijn 輸砂公式所模擬之結果，由圖可以看出 van Rijn 公式預測不同時間的淤積情形都和實驗量測值相近，這樣的結果一部分也驗證模式選用 van Rijn 的輸砂理論來計算懸浮載與推移載間沉滓交換速率的可靠性。此外，由不同時間淤積坡前的位置可看出，所模擬淤積坡前的前進速率和實驗的結果大致符合，且在淤積坡前的位置，水位也有明顯上升的現象，這和前面所討論的現象相吻合，由實驗的結果也同樣得到驗證。

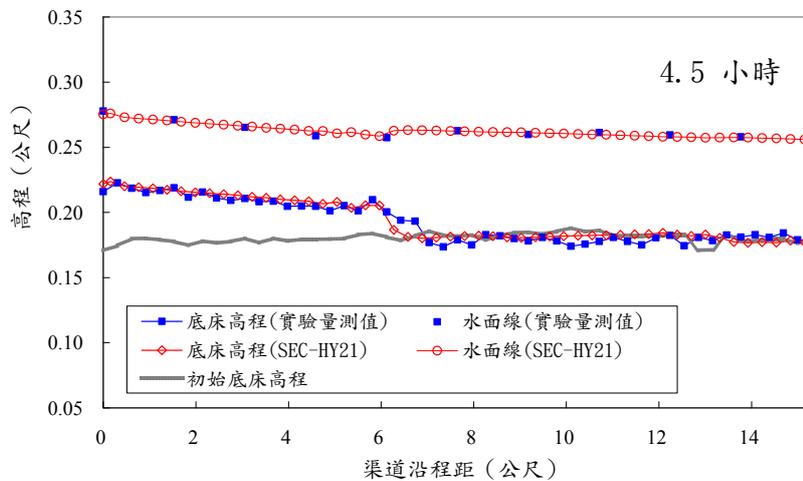
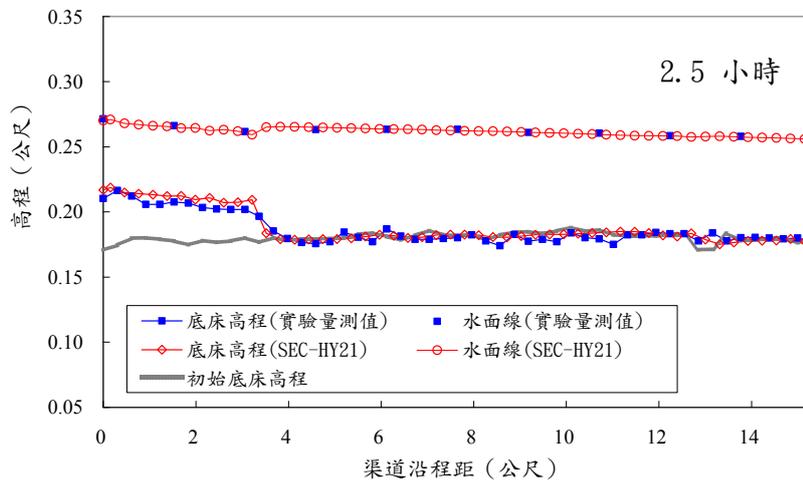
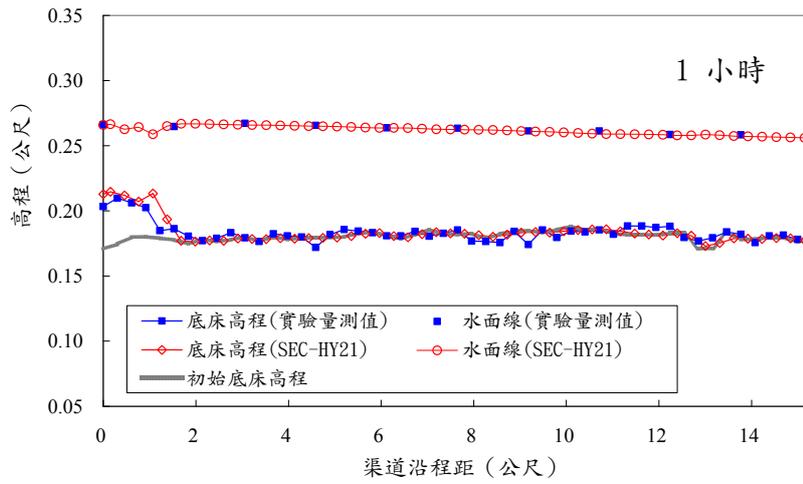


圖4.29 Suryanarayana 淤積案例 21：van Rijn 河床載公式

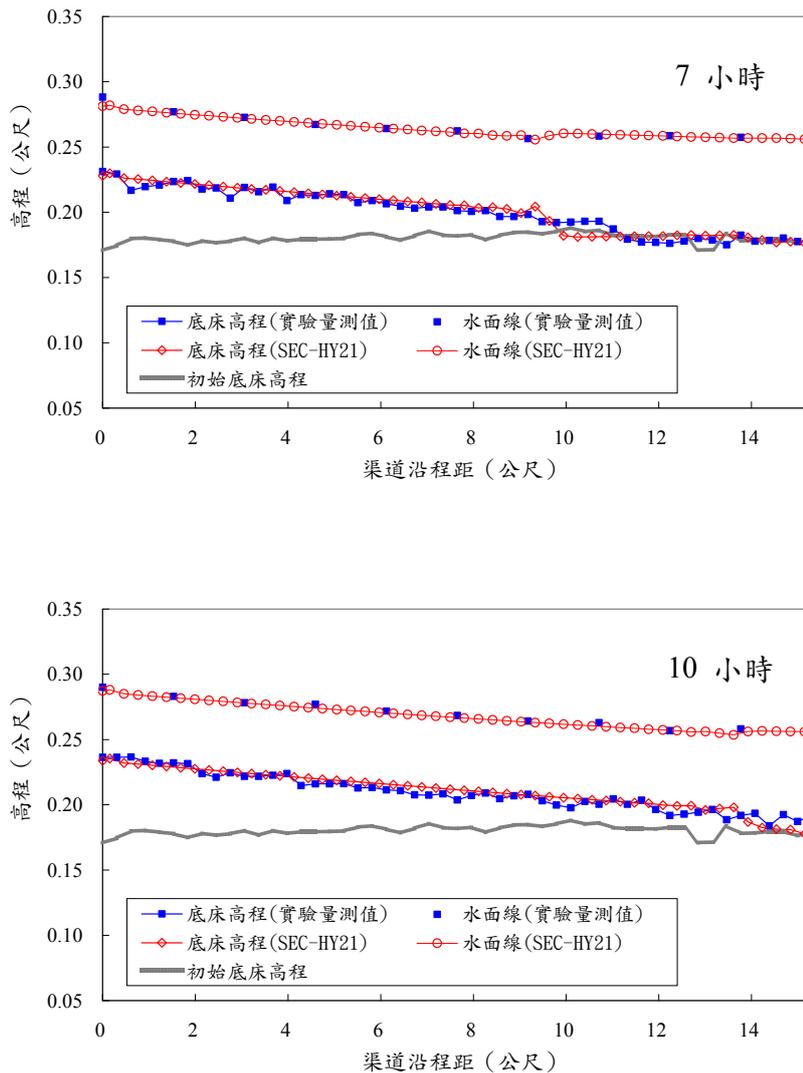


圖4.30 Suryanarayana 淤積案例 21：van Rijn 河床載公式

4.9.3 Run 15 非均勻沉澱沖刷試驗

非均勻沉澱沖刷試驗採用圖 4.25 中 Sand 3 粒徑分布曲線，其標準偏差約為 2.2。數值模擬參照許至聰(2002)之作法，將粒徑範圍分為三部分，分別以 0.4、0.9 及 1.6 mm 為代表粒徑，且其組成比例依序為 0.35、0.3 及 0.35。上游邊界入流量為 0.04098 cms，入砂量為 0，下游邊界水位高程則由 0.292 m 漸變至 0.302 m。根據數值試驗結果，Sand 3 之相對曼寧粗糙係數 n 值為 0.0185，孔隙率為 0.2。數值模擬的過程，由起始平衡條件開始（試驗時間 $t = 0.33$ hr，數模時間 $t = 0$ hr），於試驗時間 $t = 2.25$ (1.92)、7 (6.67) 及 13 (12.67) 小時分別記錄

渠道沿程之底床高程與水位高程，並與實驗量測值相比較，以驗證模式對於非均勻沉澱渠道沖刷過程之預測能力。

由於輸砂公式眾多，且相關之輸砂演算參數亦不少，若將各種參數變化配合不同之輸砂公式選擇，則將展生眾多之數值結果，故本算例擬統一採用 Wu, Wang & Jia (2000) 之方法來計算非均勻沉澱之臨界剪應力及遮蔽因子(hiding factor)，而且逐一選用本模式所提供之輸砂公式來計算，其目的除可藉以比較各個輸砂公式於此特定問題之模擬結果外，也可確認各輸砂公式程式實作之正確性。本模式目前提供之輸砂公式列表如下：

河床質載 (Bed Material Load)

河床載 (Bed Load)

1. Yang (1973 for sand, 1984 for gravel)

2. Ackers and White (1973)

3. Engelund and Hansen (1967)

4. Fazle Karim (1998)

5. Van Rijn (1984)

6. Toffaleti (1969)

7. Einstein (1950)

8. Wu, Wang and Jia (2000)

9. Power law : $qs [cms/m] = a (Sf)^{**b} (h)^{**c} (lu)^{**d}$

10. Govers (1992)

11. Ashida and Michiue (1972) + (1970)

1. Schoklitsch (1934)

2. Meyer-Peter and Muller (1948)

3. Ho-Huang (1992)

4. Smart (1984)

5. Van Rijn (1984), bedload part only

6. Toffaleti (1969), bedload part only

7. Einstein (1950), bedload part only

8. Wu, Wang and Jia (2000), bedload part only

9. Wilcock and Crowe (2003)

10. Parker (1990)

11. Ashida and Michiue (1972)

12. Wong and Parker (2006)

其中 van Rijn (1984)、Toffaleti (1969)、Einstein (1950) 及 Wu, Wang & Jia (2000) 之輸砂公式同時提供河床質載（或稱總載）及河床載之版本。本算例採用總載之計算架構（即不分開獨立計算懸浮載與河床載），圖 4.31 至圖 4.44 為分別採用上表中 8 個河床質載及 6 個河床載之計算結果，其中實驗量測僅有底床高程資料並無水位資料。由數值結果可知此算例採用 Acker-White、Schoklitsch 及 Ho-Huang 等輸砂公式之表現較不理想，採用 Karim、van Rijn、Toffaleti 及 Wilcock-Crowe 等輸砂公式之表現尚可接受，而其餘輸砂公式之表現與實測的底床沖刷情形皆頗為相近而有令人滿意之結果，其中尤以 Einstein、Meyer-Peter & Muller 及 Parker 等輸砂公式之表現最佳。但再次強調的是，輸砂數值模擬最大的迷失就是其數值結果常因選用不同之數砂公式及演算參數而有著顯著不同之結果，甚至在複雜流況與地形時亦可能出現沖淤趨勢不同之現象，然儘管有些輸砂公式的模擬結果對有些案例可能不盡理想，但這通常僅表示該公式不適用於這個案例之流

場或沉滓特性。由於缺乏廣泛適用之輸砂公式以及輸砂理論本身之尚未健全，使得輸砂數值模擬充滿著挑戰性與不確定性。

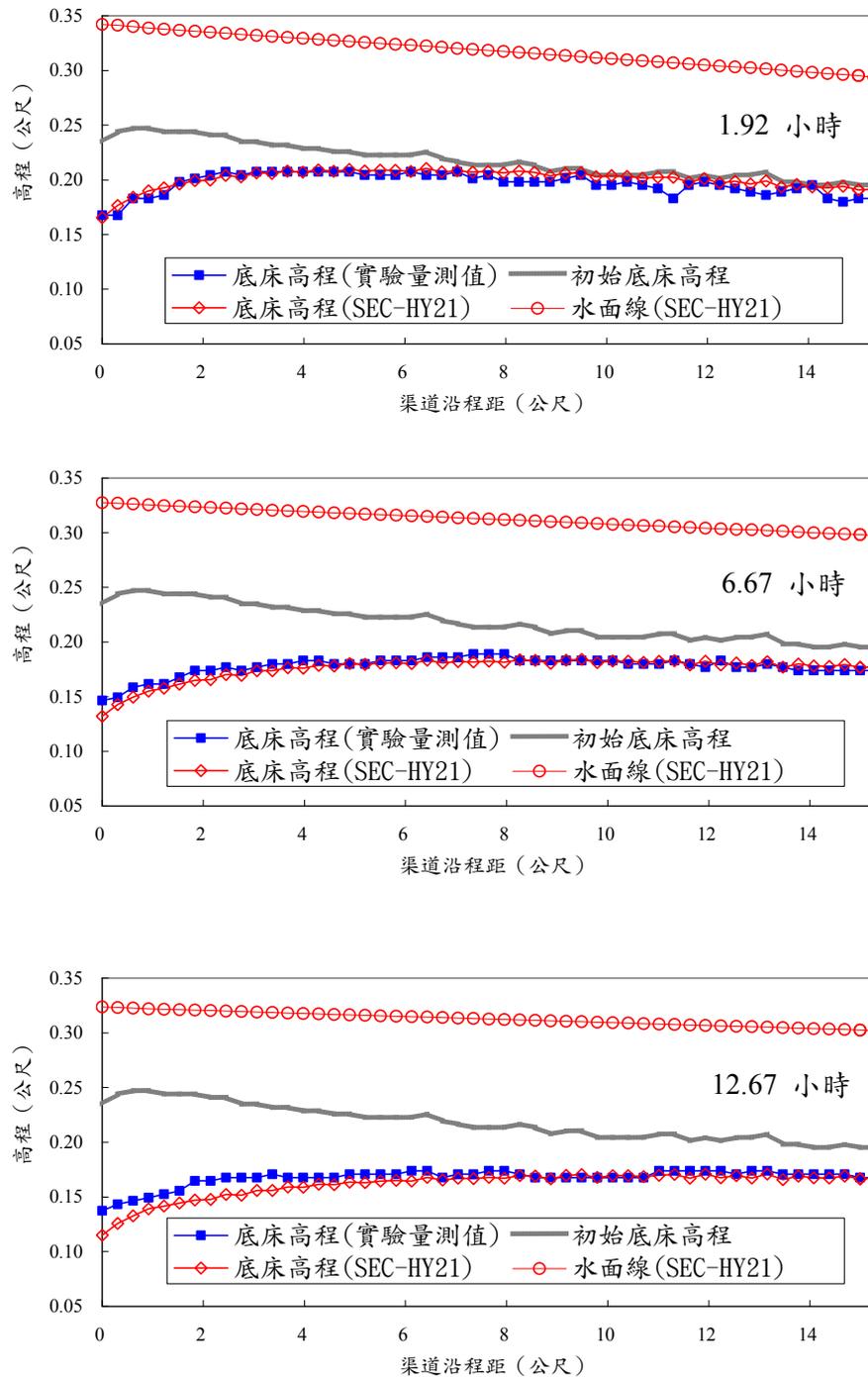


圖4.31 Suryanarayana 沖刷案例 15：Yang 河床質載公式

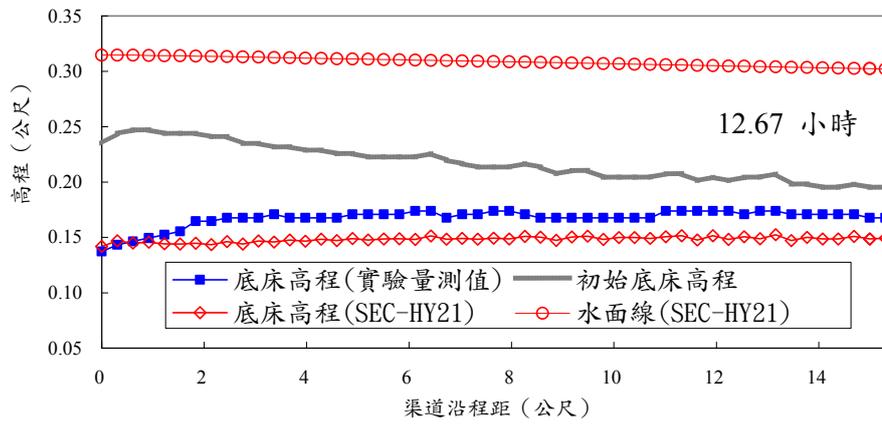
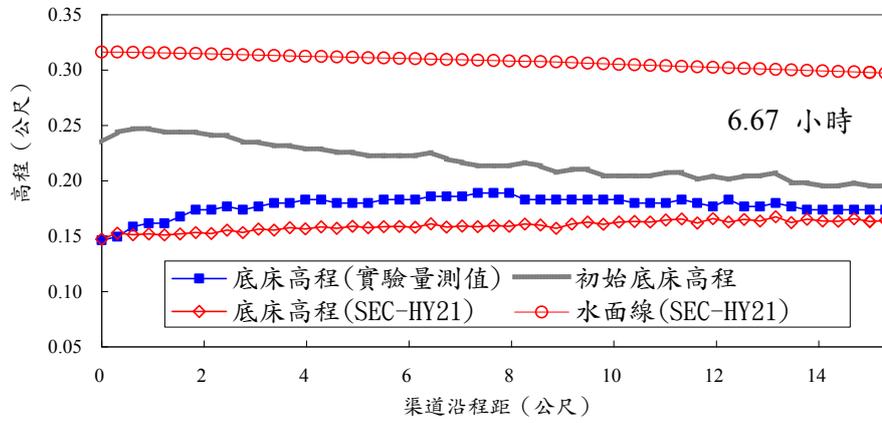
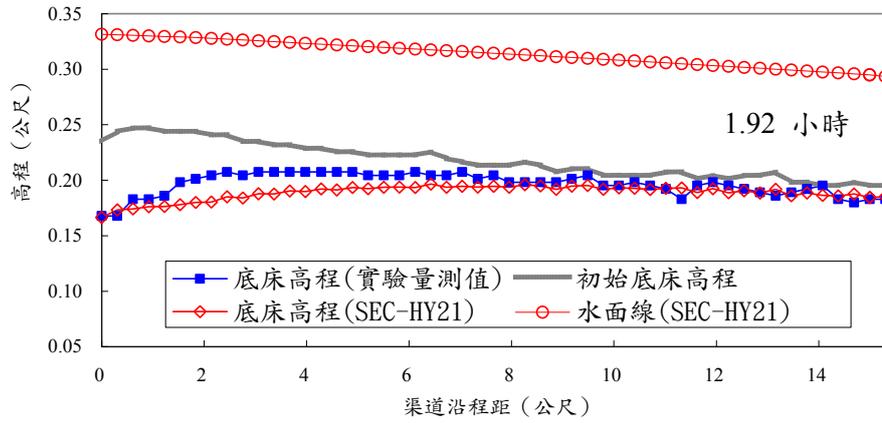


圖4.32 Suryanarayana 沖刷案例 15：Acker-White 河床質載公式

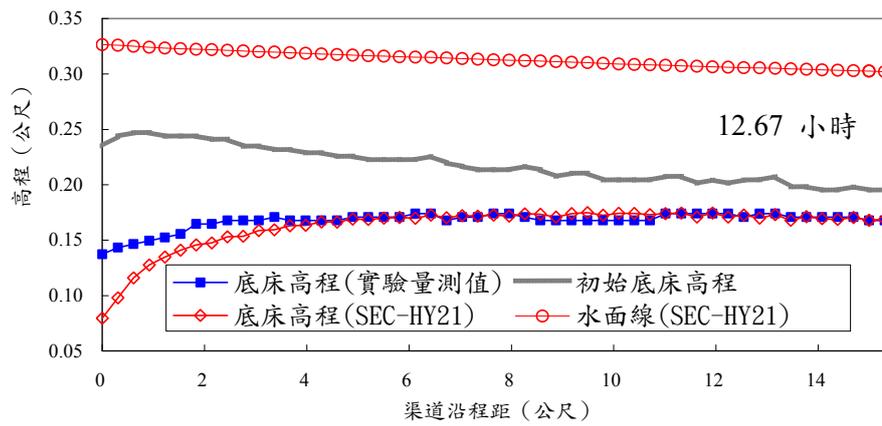
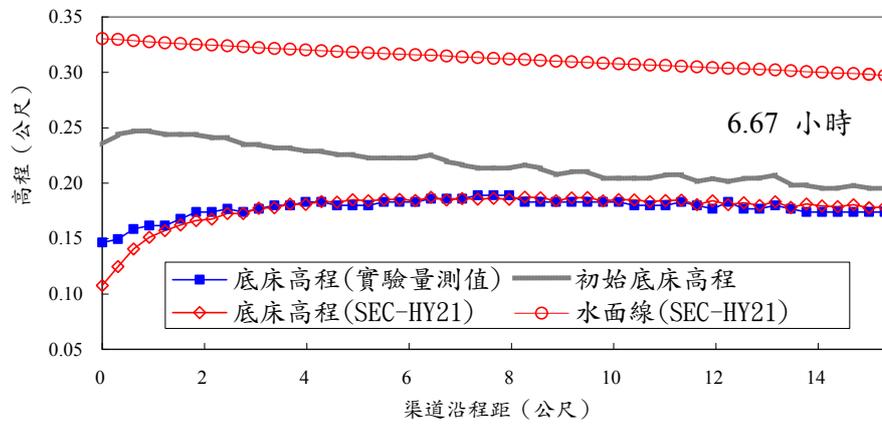
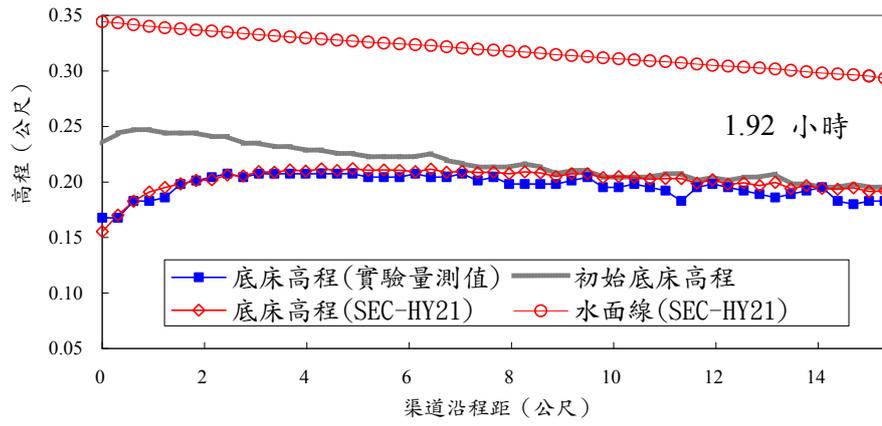


圖4.33 Suryanarayana 沖刷案例 15: Engelund-Hansen 河床質載公式

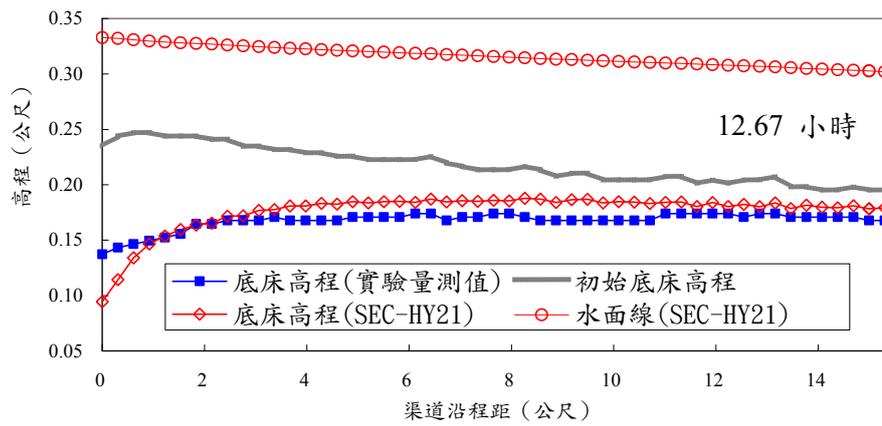
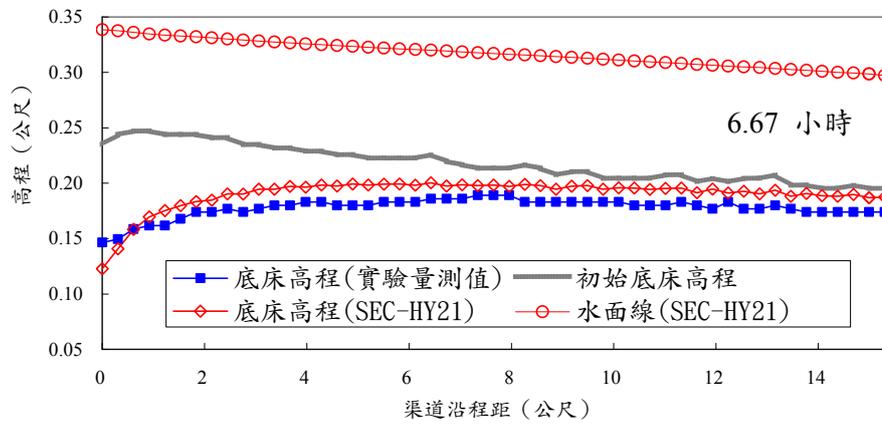
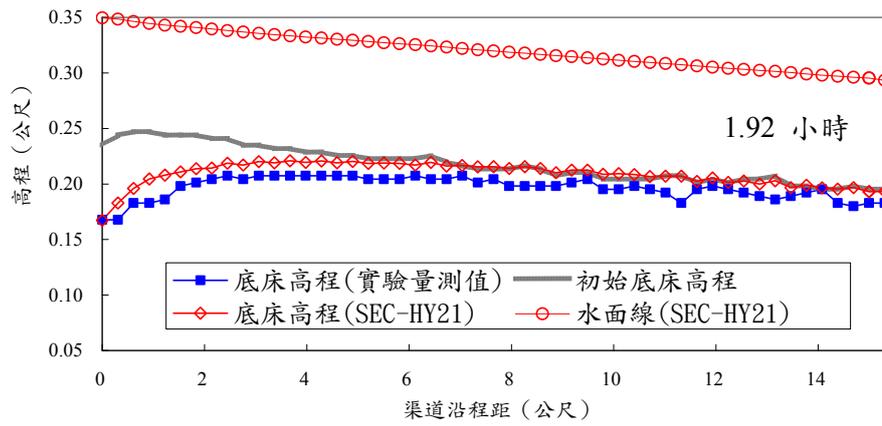


圖4.34 Suryanarayana 沖刷案例 15：Karim 河床質載公式

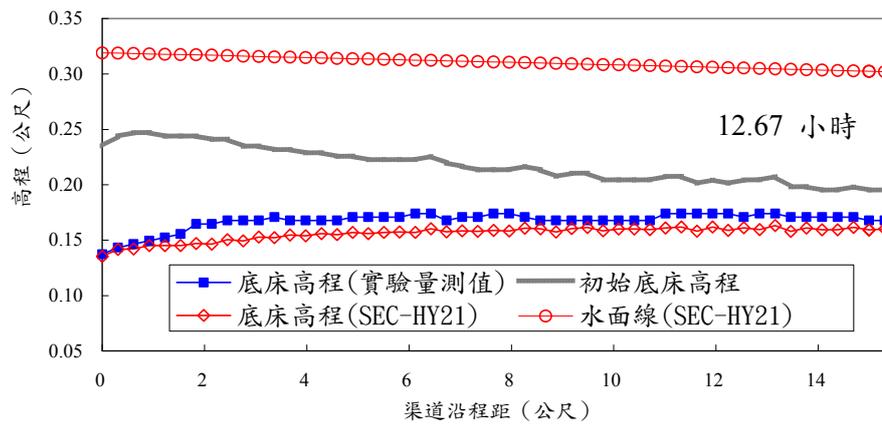
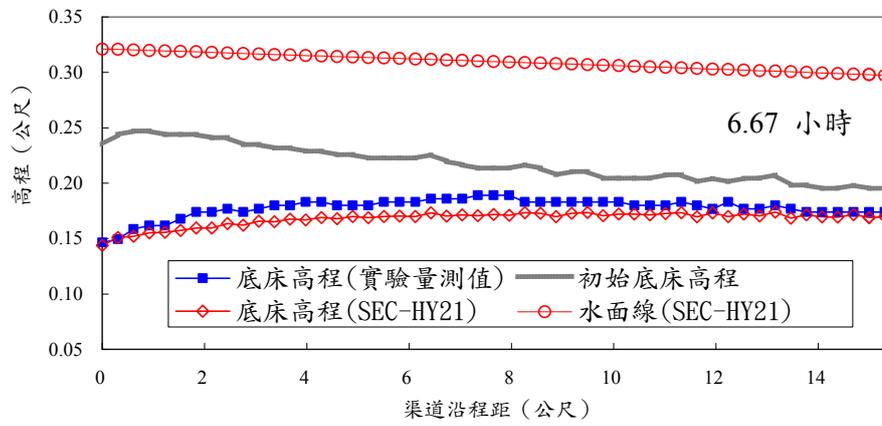
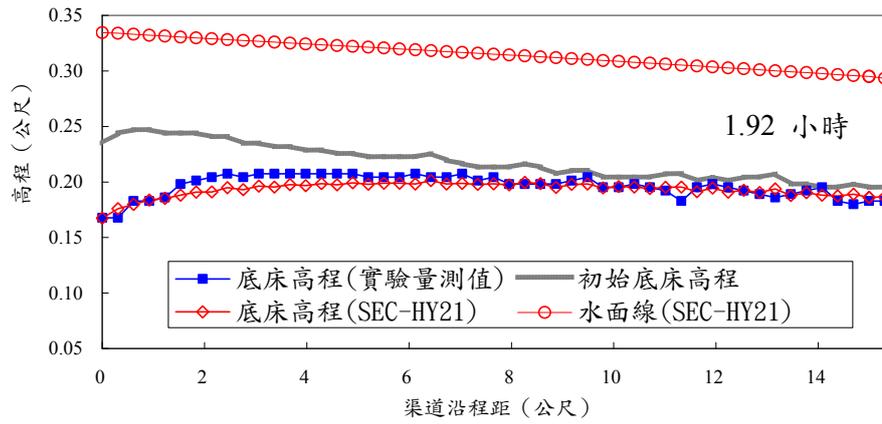


圖4.35 Suryanarayana 沖刷案例 15：van Rijn 河床質載公式

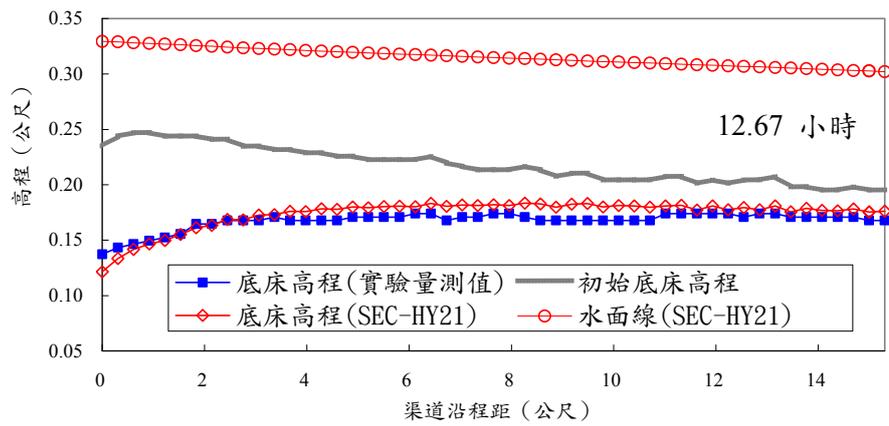
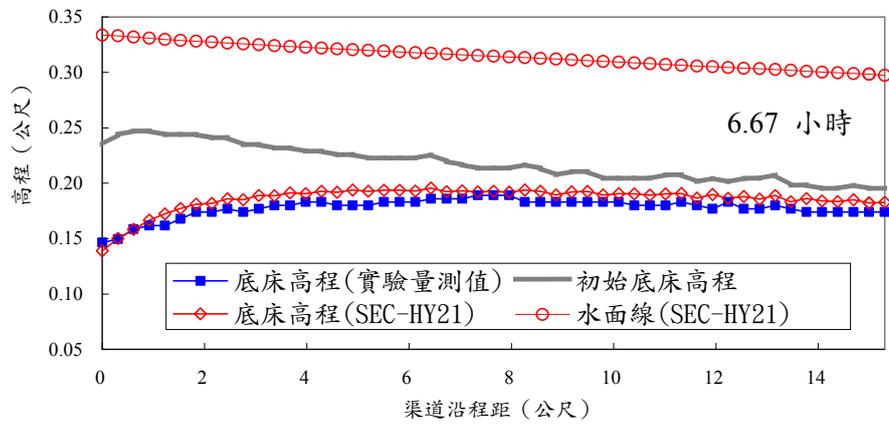
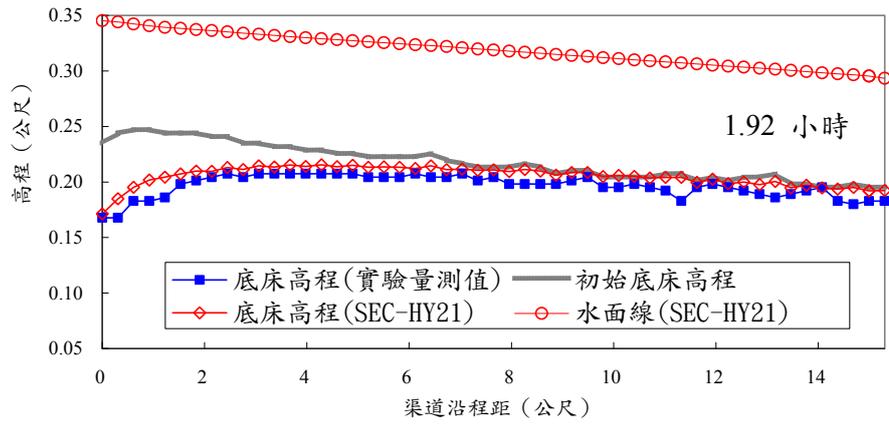


圖4.36 Suryanarayana 沖刷案例 15：Toffaleti 河床質載公式

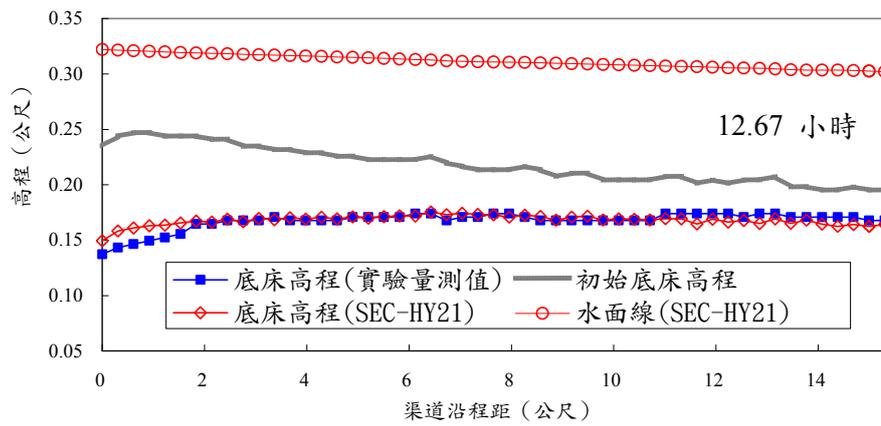
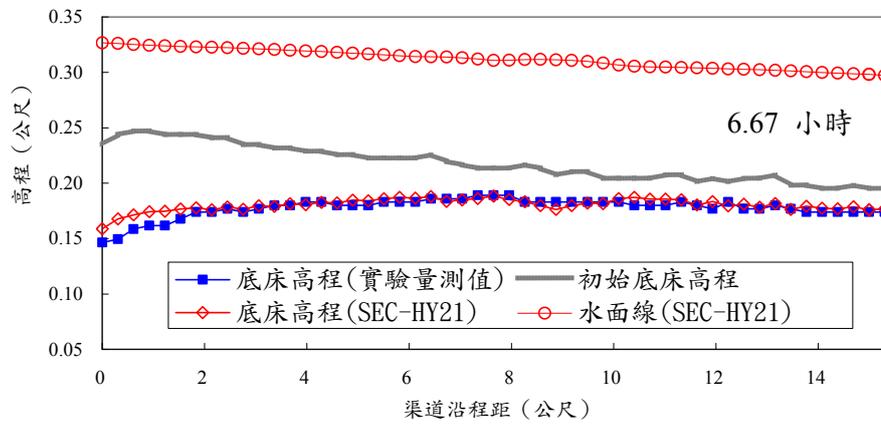
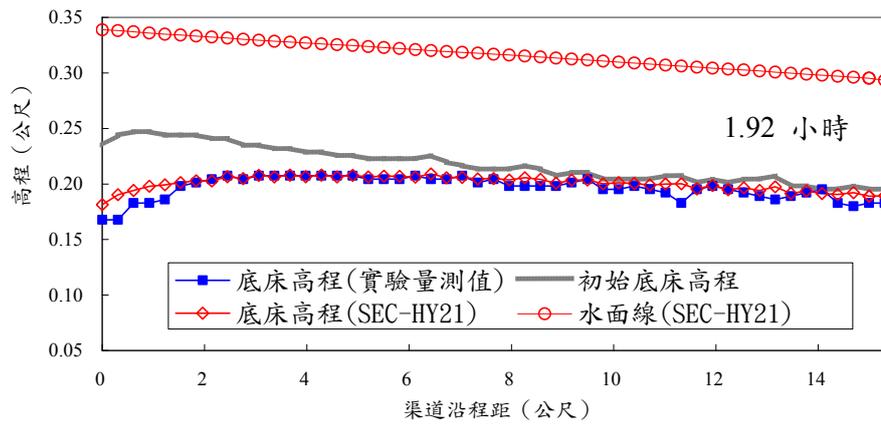


圖4.37 Suryanarayana 沖刷案例 15：Einstein 河床質載公式

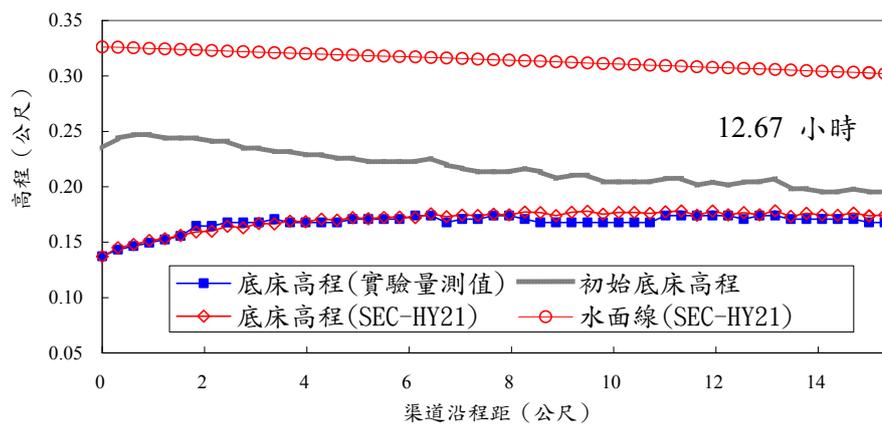
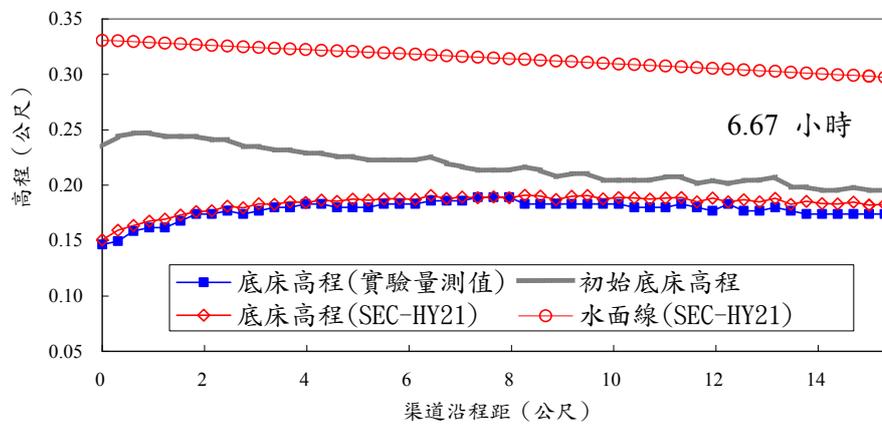
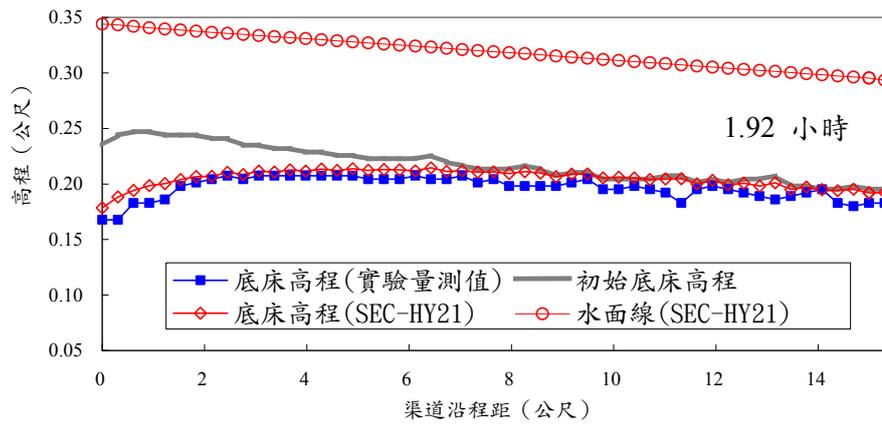


圖4.38 Suryanarayana 沖刷案例 15：Wu-Wang-Jia 河床質載公式

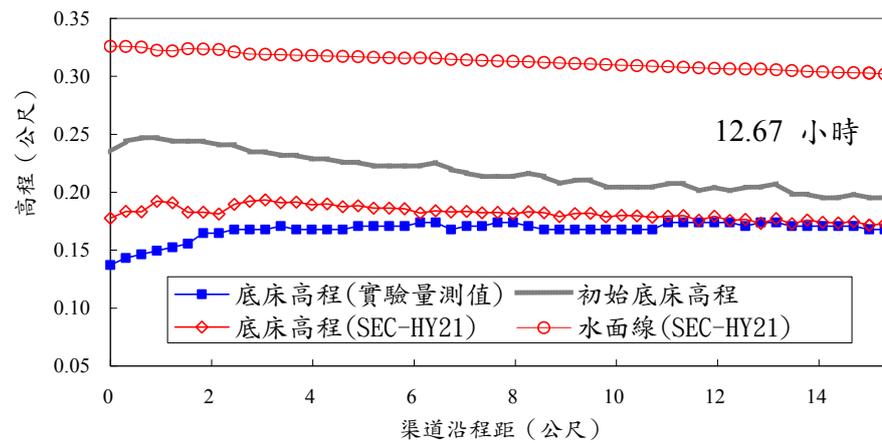
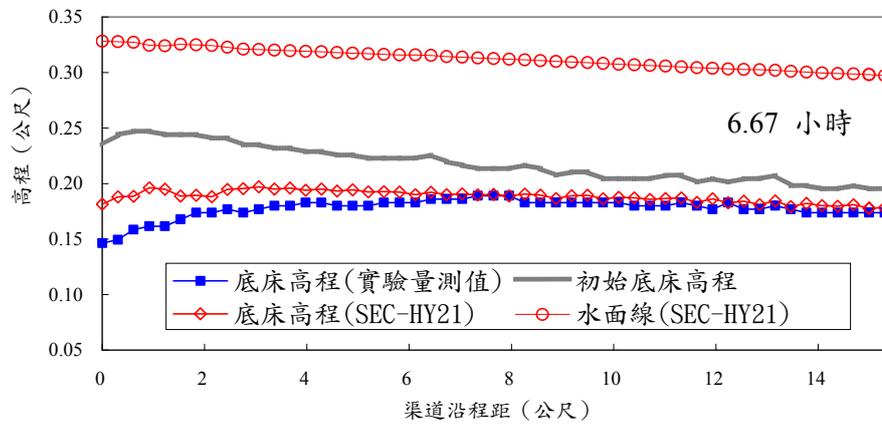
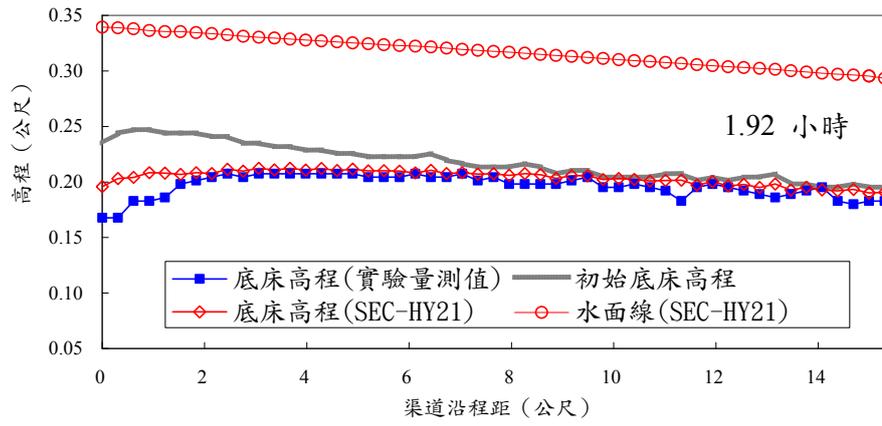


圖4.39 Suryanarayana 沖刷案例 15：Schoklitsch 河床載公式

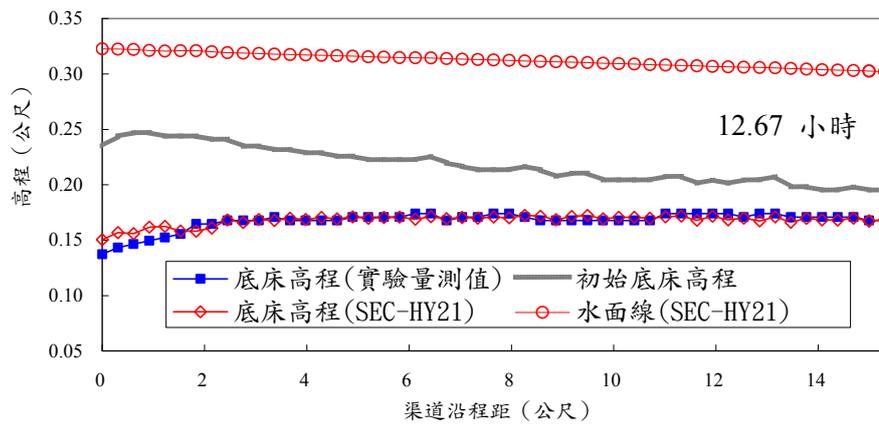
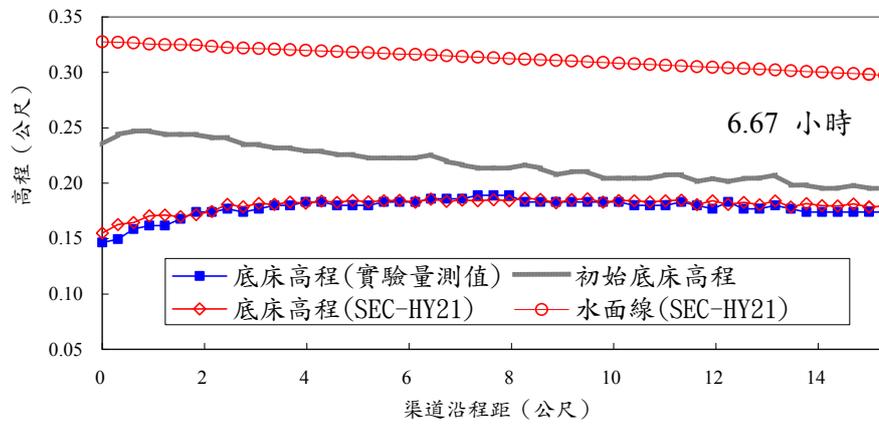
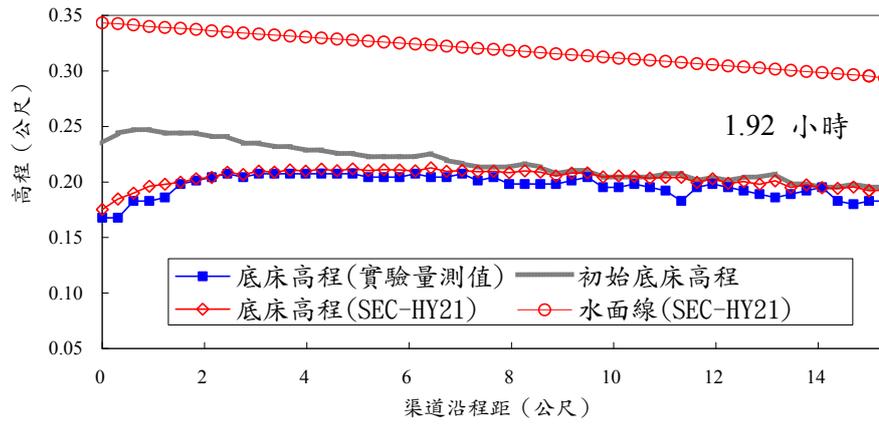


圖4.40 Suryanarayana 沖刷案例 15: Meyer-Peter-Muller 河床載公式

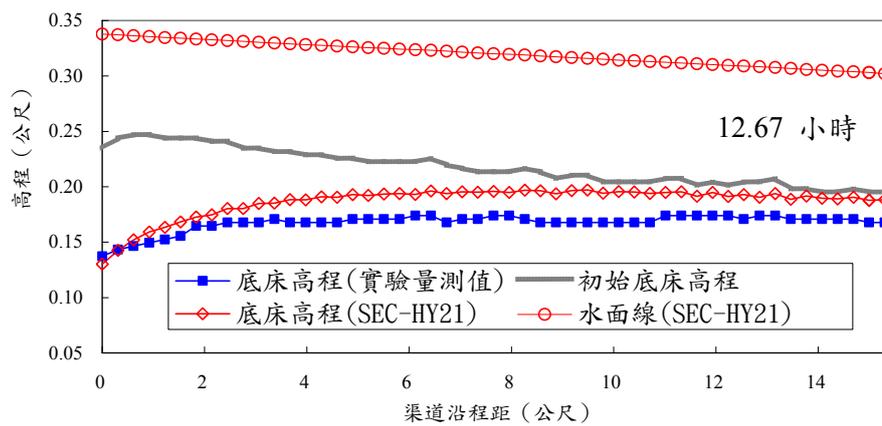
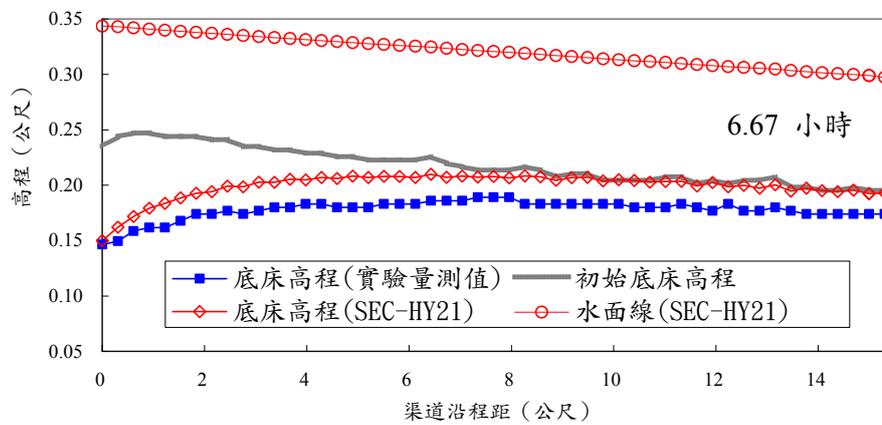
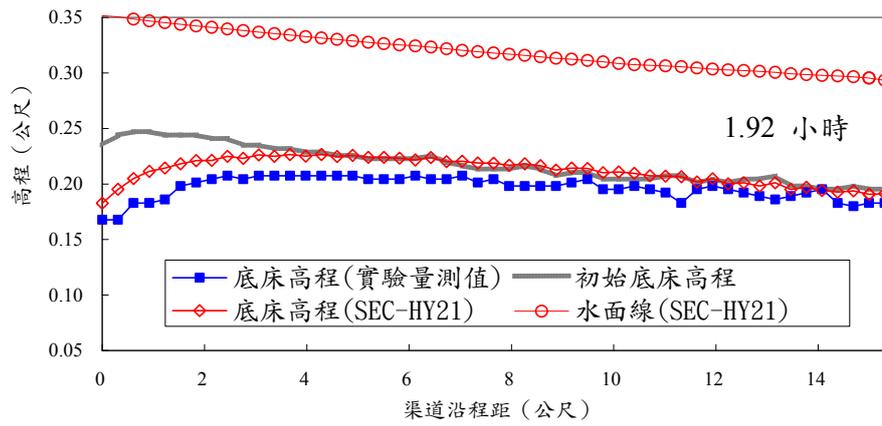


圖4.41 Suryanarayana 沖刷案例 15：Ho-Huang 河床載公式

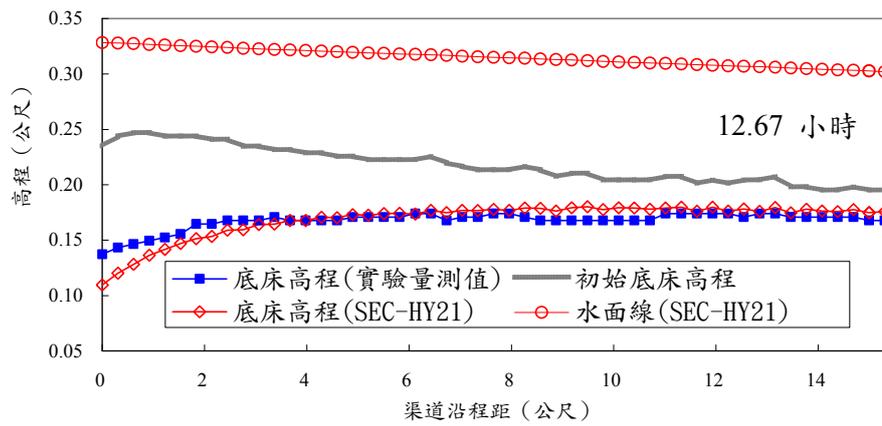
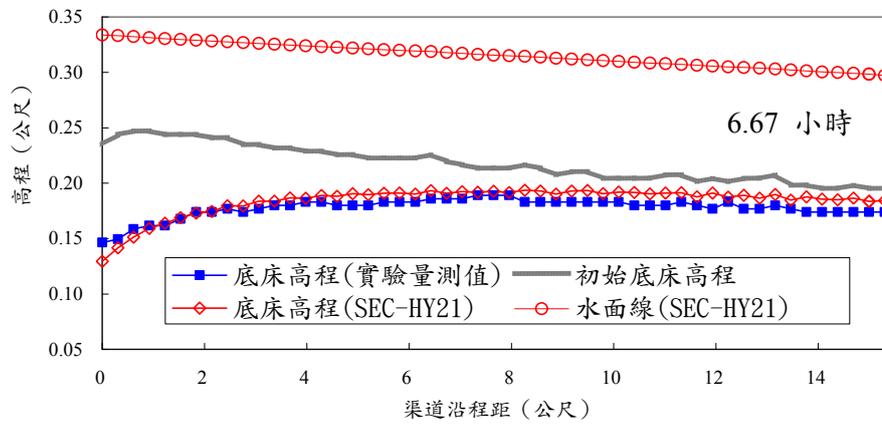
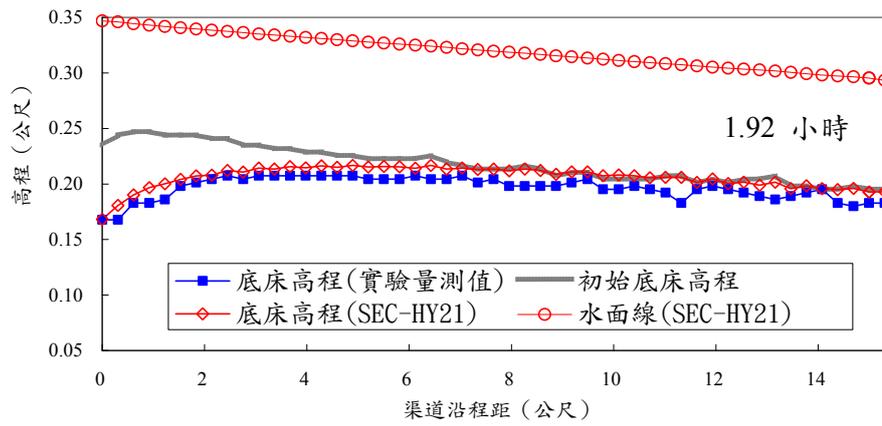


圖4.42 Suryanarayana 沖刷案例 15：Smart 河床載公式

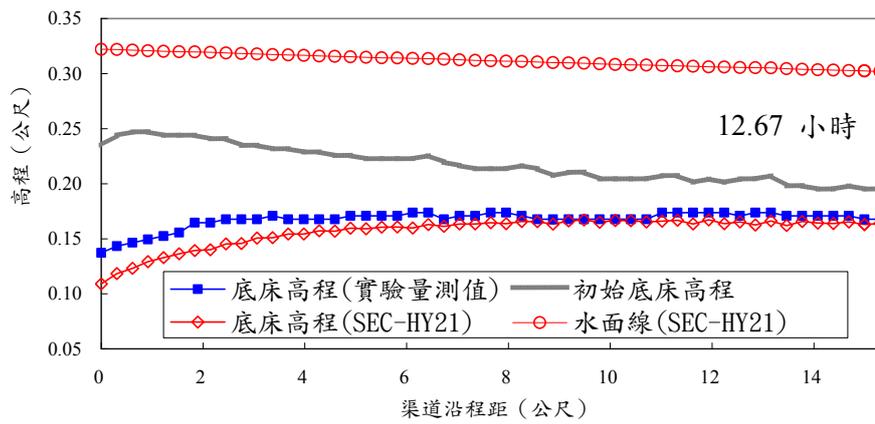
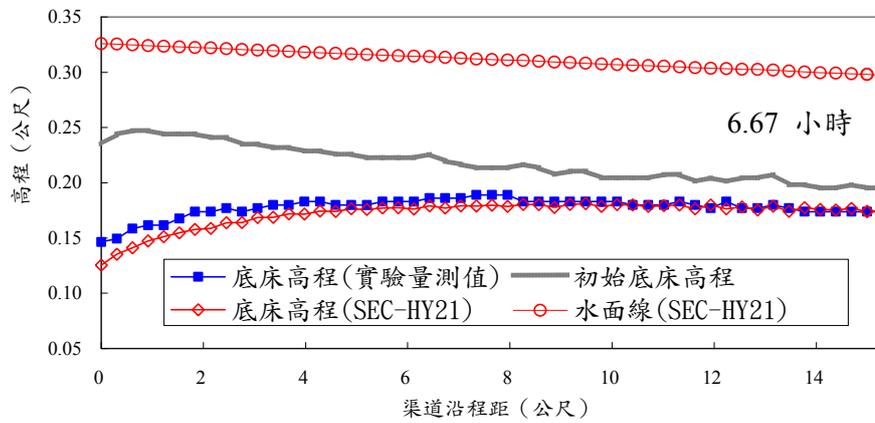
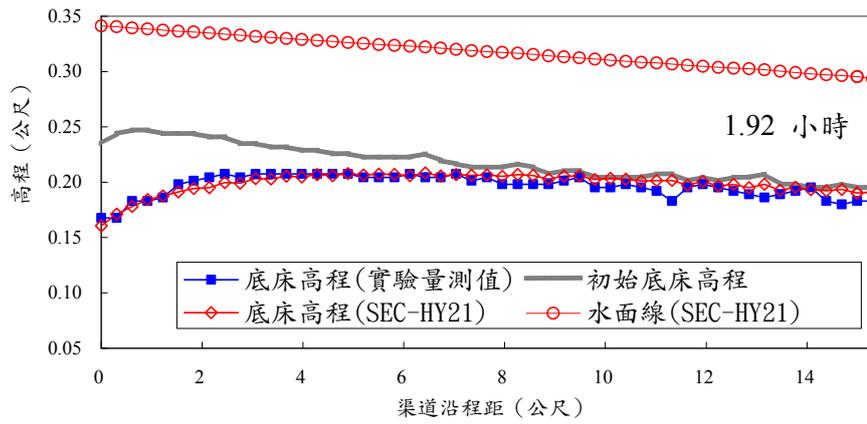


圖4.43 Suryanarayana 沖刷案例 15：Wilcock-Crowe 河床載公式

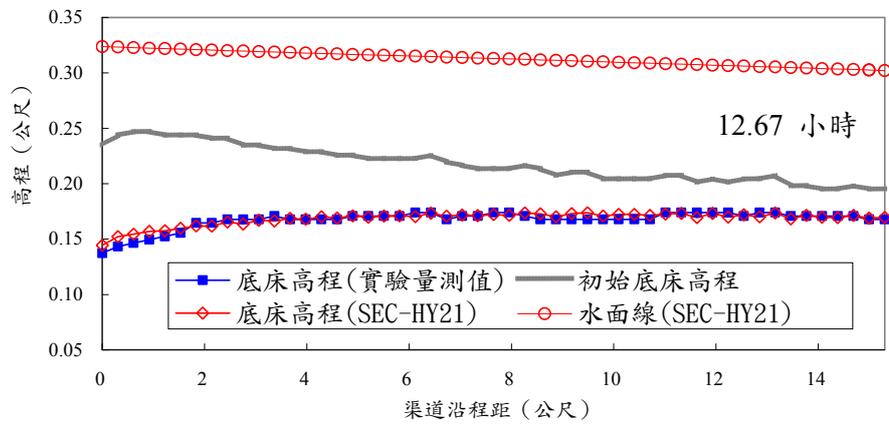
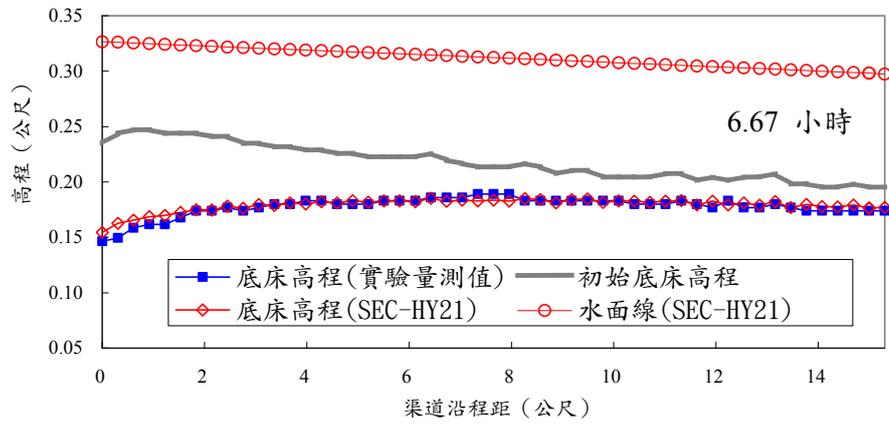
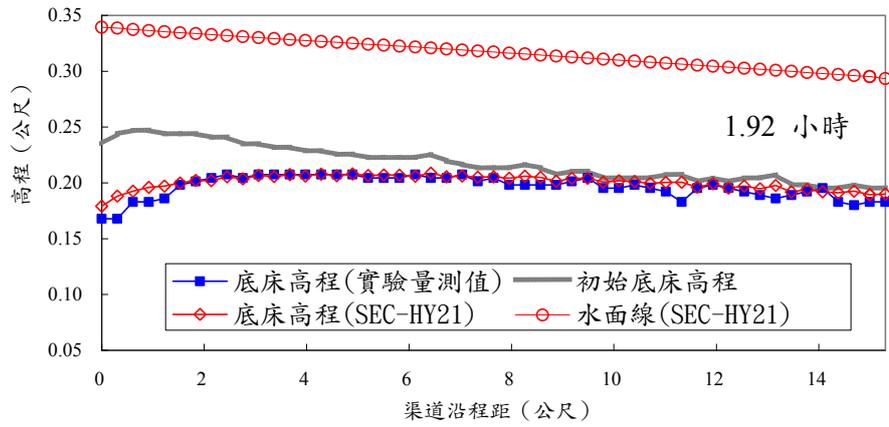


圖4.44 Suryanarayana 沖刷案例 15：Parker 河床載公式

4.10 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗

除了上述單純的渠道沖刷與淤積現象外，天然河道中存在著更為複雜的沖淤交替現象，尤其是非均勻河床質因水力篩選與甲護作用等因素所造成河床質粒徑組成之變化，使得在沖淤交替過程中輸砂與水理因子產生不可逆之現象，且因現階段科學家仍未能充分解析輸砂力學及其相關物理機制，因此欲利用數值模式來模擬這些複雜的自然現象仍是十分困難與具挑戰性。本節將以台灣大學所做之物理模型試驗資料（顏氏等人, 1988；Yen et al., 1992）來驗證本文模式對於非均勻河床質渠道沖淤交替過程之模擬。

顏氏等人是以室外大型水槽進行試驗，該水槽總長 72 m（試驗段長度 40 m），寬 1 m，底床由水泥鋪設成 0.35%之坡度，上游邊界入流量維持固定流量 0.12 cms，共採用三種不同級配之沉滓進行試驗，並分別以 A、B 及 C 為試驗代號，其沉滓粒徑分布幾何標準偏差依序為 3.2、2.6 及 2.0，拌合完全之沉滓除了鋪設初始底床質外，亦做為上游供砂之用。表 4-2 為各組試驗沉滓之粒徑篩分結果。本文將以 A 組試驗為標的進行數值模擬。

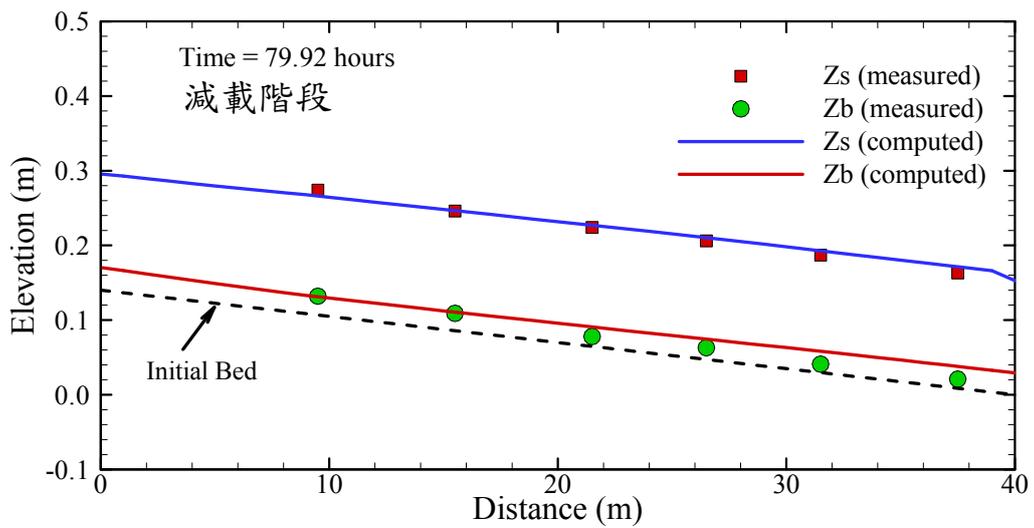
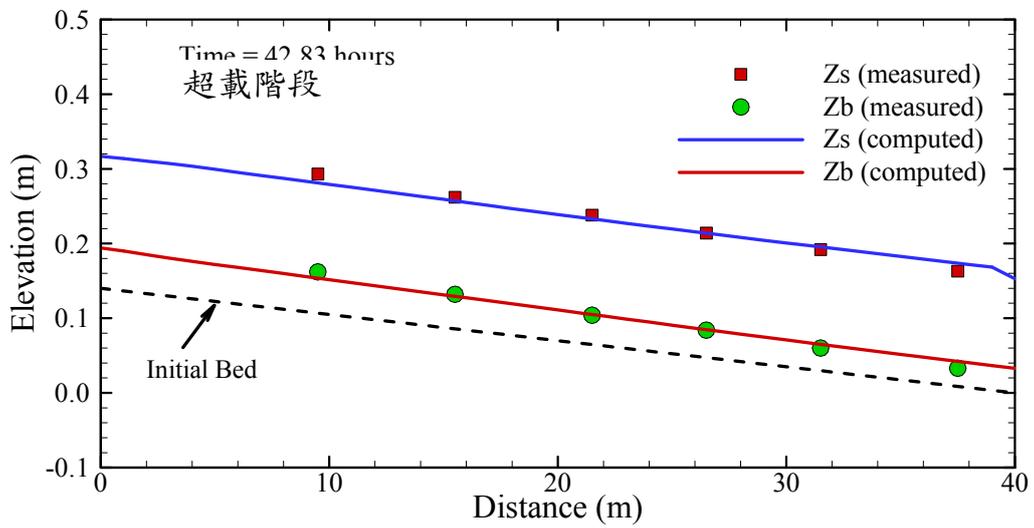
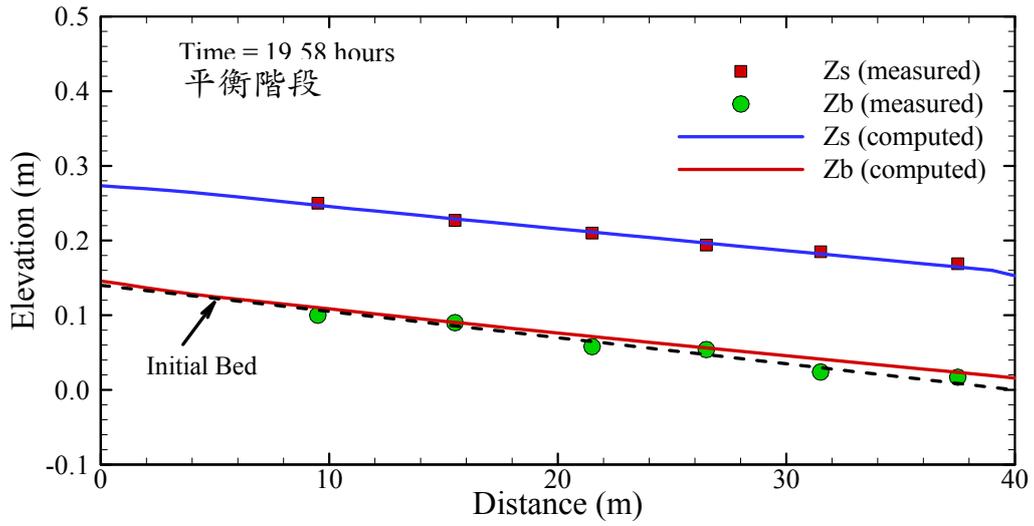
表4-2 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗之初始河床質與上游供砂沉滓之粒徑分布

A 組試驗		B 組試驗		C 組試驗	
粒徑(mm)	累積百分比	粒徑(mm)	累積百分比	粒徑(mm)	累積百分比
0.10	0	0.10	0	0.10	0
0.15	2	0.42	1.7	0.42	6
0.25	5	0.59	6	0.84	21
0.42	13	0.84	14	1.19	34
0.84	30	1.19	28	2.00	54
2.00	60	2.00	56	3.36	74
4.76	87	3.36	81	4.76	85
9.52	95	4.76	92	9.52	96.2
13.5	100	9.52	100	12.00	100

A 組試驗共分為四個階段進行，依序為 0~1175 min 階段，上游以 3.3 kg/min 定量沉滓供應以進行平衡試驗；在 1176~2570 min 階段，提高沉滓供應量至 9.9 kg/min 進行超載試驗；在 2571~4795 min 階段，恢復沉滓供應量至 3.3 kg/min 進行減載試驗；最後在 4796~5095 min 階段，則停止上游供砂進行清水沖刷試驗。試驗時在距離上游試驗段起點 9.5、15.5、21.5、26.5、31.5 及 37.5 m 處設置底床測定儀及波高式水位計，以記錄底床及水位高程之變化。

數值模擬採用河床載與懸浮載分開考量之方式進行，河床載推估選用 Wu, Wang & Jia (2000) 之河床載輸砂公式，上游供砂以懸浮載之形式輸入，1 kg/min 之入砂量（上游入流量固定為 0.12 cms）相當於 52.411 ppm 之懸浮載體積濃度，程式會自動依照表 4-2 之上游供砂沉滓粒徑組成百分比分配對應之懸浮載體積濃度。參照許至璉(2002)之數據，河床曼寧粗糙係數 n 值取為 0.0175，孔隙率取為 0.324，雖然依據試驗結果，曼寧 n 值在各個階段並不相同，但為簡化輸入資料，數值計算採用固定之 n 值與孔隙率，且固定下游水位為 0.153 m。

圖 4.45 為模擬結果於四個不同階段（依序為平衡、超載、減載及清水沖刷）末期之底床與水位縱向剖面與試驗量測值之比較，儘管採用簡化之輸入資料（ n 值、孔隙率與下游水位）計算，由圖中仍可看出模擬結果與試驗資料符合度良好。在平衡試驗階段，渠道輸砂條件可視為平衡輸砂之情況，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。在進行減載試驗階段之初，因此時之渠道平衡條件為上游沉滓供應量 9.9 kg/min，所以當沉滓供應量恢復至 3.3 kg/min 時，此入流砂量即小於水流當時之挾砂能力而造成底床沖刷、河床面下降。同理，在隨後之清水沖刷試驗階段，因無上游沉滓供應，造成底床持續沖刷，最終將會到達一新的平衡狀態。由整體之模擬結果來看，本文模式確實可反應非均勻沉滓之底床沖淤交替變化歷程。



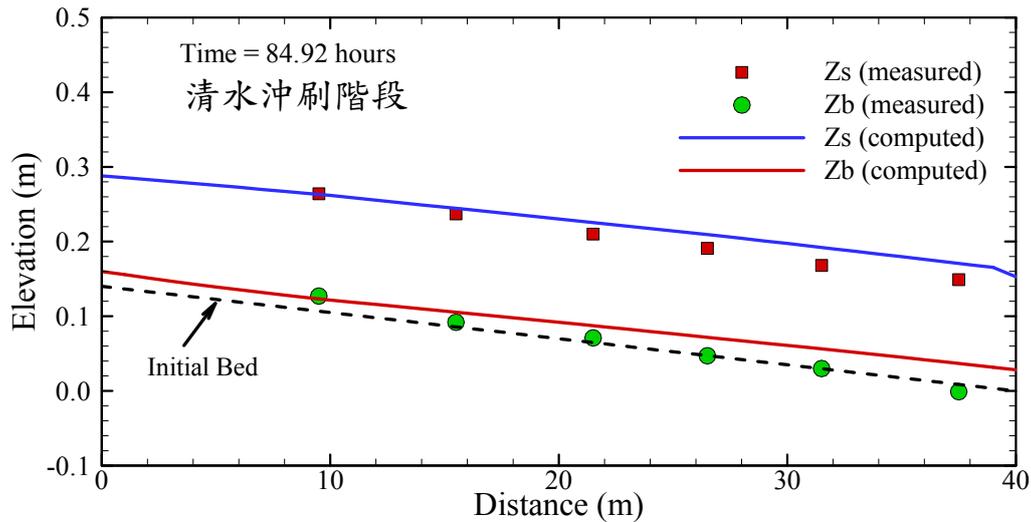


圖4.45 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗：平衡、超載、減載及清水沖刷四個階段末期之底床與水位縱向剖面計算結果與試驗量測值之比較

4.11 遷急點變遷模擬

遷急點(knickpoint)係河流縱剖面上坡度不連續或突然改變的轉折點，當河流中存在遷急點時，水流將沖蝕河床陡坡段以降低河床坡度，因此使得遷急點有向上游變遷(migration)之所謂溯源沖刷(headcut erosion)現象。本節以 Brush and Wolman (1960)之遷急點變遷試驗來檢驗本研究之動床模式處理此類問題之能力。試驗渠道長 15.85m 寬 0.21m，渠道坡度在遷急點前為 0.125%，遷急點處坡度急變至 10%陡坡再回復至 0.125%，遷急點初始位於距上游端 10.8 m，陡坡段長 0.3 m（參見圖 4.46）。試驗渠道之初始水深為 0.014 m，上游固定流量為 0.000595 cms，下游固定水位為 0.6337 m，河床粗糙度 ks 值為 0.007 m，河床質均值粒徑為 0.67 mm，孔隙率設為 0.4。輸砂計算時上游河床高程固定不動（平衡沖刷條件），下游則採用輸砂通量零梯度之條件。輸砂計算前須先計算水理達穩定條件，圖 4.46中之紅色線即為初始平衡之水面線，圖中可見在陡坡處水躍之存在。本算例存在陡坡超臨界流況，亦可檢驗一般基於亞臨界流況之輸砂公式於此問題之模擬能力。

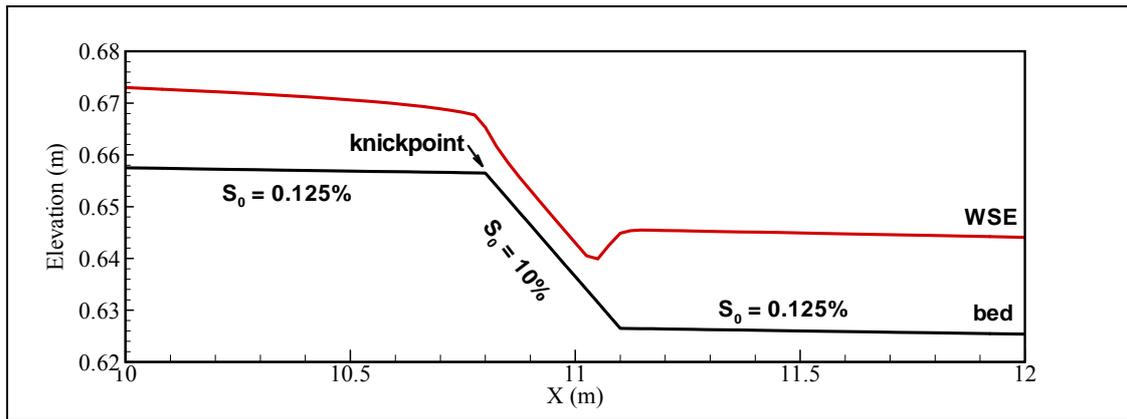
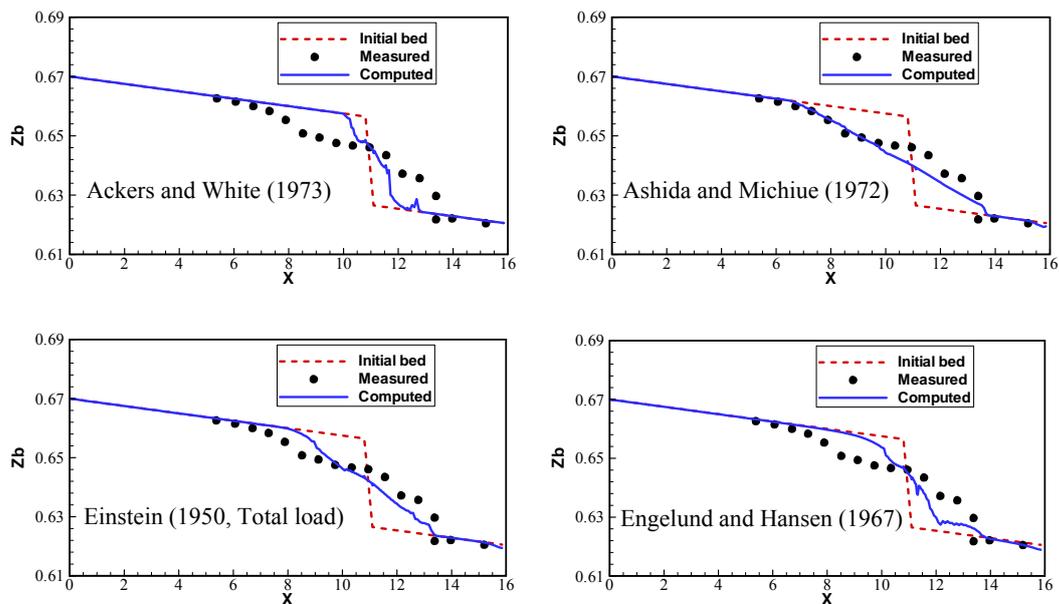


圖4.46 Brush and Wolman (1960)遷急點變遷試驗：初始流場

圖 4.47為採用相同之水理及輸砂條件但以不同之輸砂公式計算於 $T=160\text{min}$ 時之底床變化與實驗量測值之比較，圖中結果以 Ashida and Michiue (1972), Govers (1992), Wong and Parker (2006), Smart (1984) 及 Wilcock and Crowe (2003)等輸砂公式之表現較理想，而有些輸砂之結果則呈震盪現象，Toffaletti (1969)輸砂公式則無法順利跑完此算例。由此案例可再次觀察到輸砂公式選用對動床模式之影響頗大，然歷經數十年之發展，至今仍無通用可靠之輸砂公式發表，使得動床數模結果之可靠性亦一直無法大幅提升，是今後仍需努力之方向。



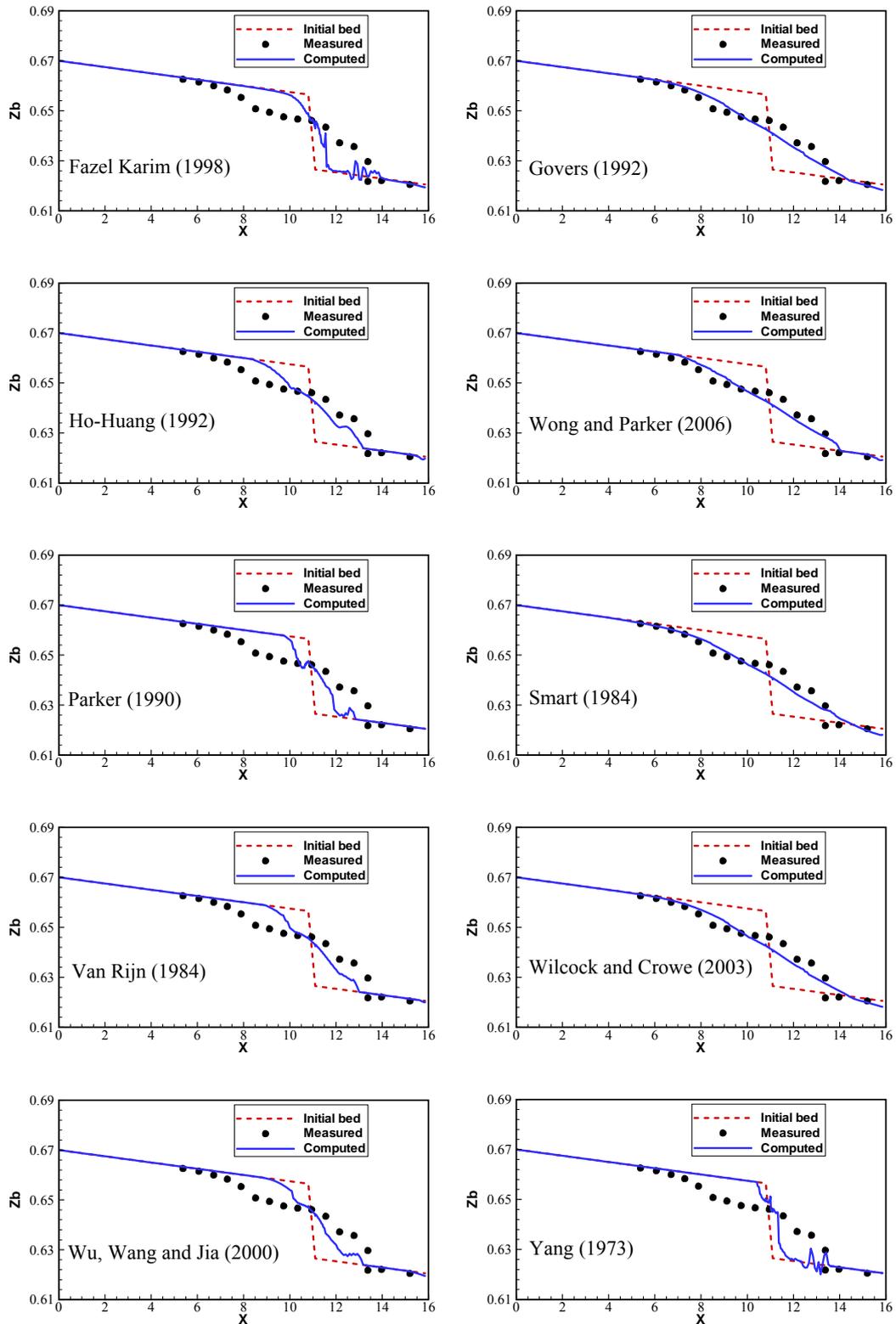


圖4.47 Brush and Wolman (1960)遷急點變遷試驗：在時間 $T=160$ 分鐘時採用不同輸砂公式計算之底床高程與實驗量測值之比較

4.12 U形彎道動床模擬

此節以一 U 形彎道來測試動床模式對於彎道沖淤之模擬能力，並同時檢驗有無考慮二次流效應之計算結果。試驗渠道長約 25 m，寬 0.5 m，底床坡度為 0.35%，彎道中心之曲率半徑為 4.1 m。初始水位為 0.01 m，上游固定流量為 0.0057 cms，下游固定水位為 -0.07066m，河床之 Chezy number 為 $18.7 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ ，河床質粒徑為 0.088 mm，孔隙率為 0.35。計算網格採用不均勻四角形，共使用 600 個網格及 707 個格點。圖 4.48 為在 $T = 1200 \text{ s}$ 時底床變動量之計算結果，圖中可見無二次流效應之結果，在彎道處無明顯沖淤且靠凸岸處有些微沖刷，而考慮二次流效應之結果，則明顯呈現內淤外刷之正確彎道動床現象，此說明二次流效應於彎道動床模擬之重要性。

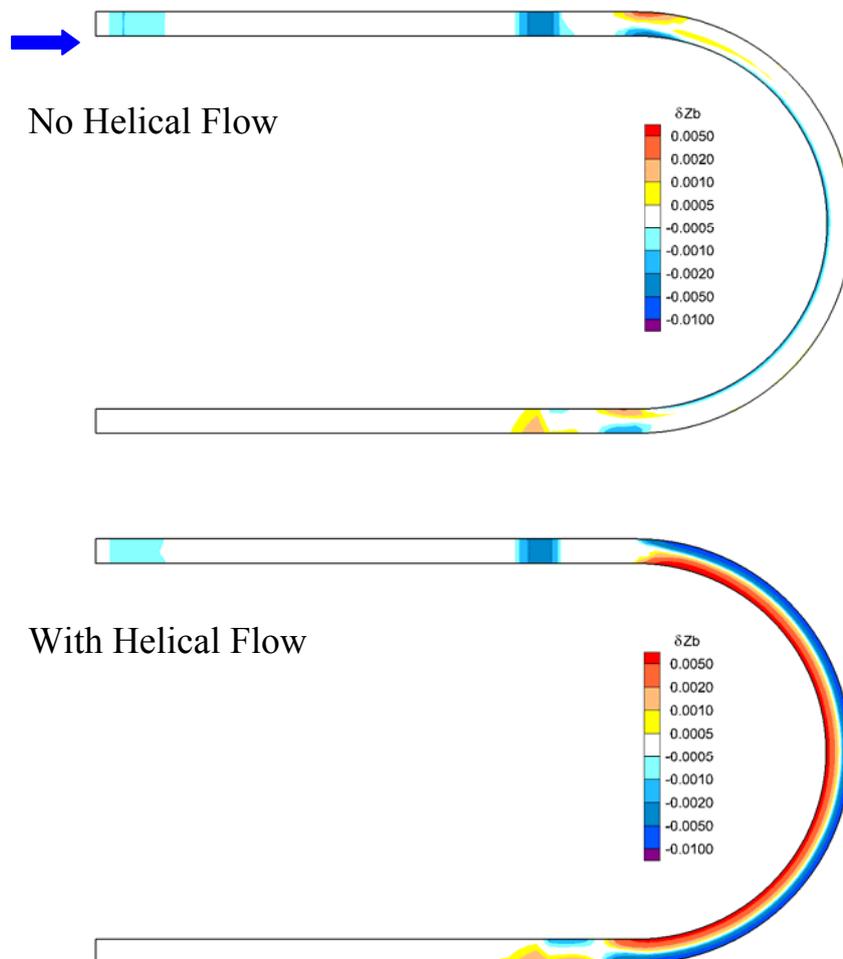


圖4.48 U形彎道沖淤模擬：T = 1200 s 時底床變動量之計算結果。

上圖：無考慮二次流效應；下圖：有考慮二次流效應

第五章 定床水理模式應用案例

本章以本計畫考慮彎道二次流效應開發之定床水理模式模擬國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋於辛樂克颱風下之水理為應用案例。

省道臺 13 線后豐大橋於 97 年 9 月 14 日辛樂克颱風侵台時發生斷橋。辛樂克強烈颱風侵台日期為 9 月 14 日，海上颱風警報發佈於 9 月 11 日 8 時 30 分，陸上颱風警報發佈於 9 月 12 日 5 時 30 分，海上颱風警報解除於 9 月 16 日 14 時 30 分，陸上颱風警報解除於 9 月 15 日 20 時 30 分。辛樂克颱風生成後向北北西方向移動，進入臺灣東部近海時呈現滯留現象，14 日 1 時 50 分左右於宜蘭縣蘭陽溪附近登陸，之後強度減弱並向南偏移至蘇澳附近呈打轉現象，10 時左右掠過臺灣東北角進入北部海面，並持續在北部海面緩慢移動及打轉，15 日 8 時左右轉向東北前進遠離臺灣。

國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋位置如圖 5.1 及圖 5.2 所示。石岡壩於辛樂克颱風警報發佈後放流量約於 300cms 明顯增加，故本計畫整理放流量大於 300cms 之記錄如表 5-1 及圖 5.3 所示。

以下分述國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋之定床水理模擬成果。

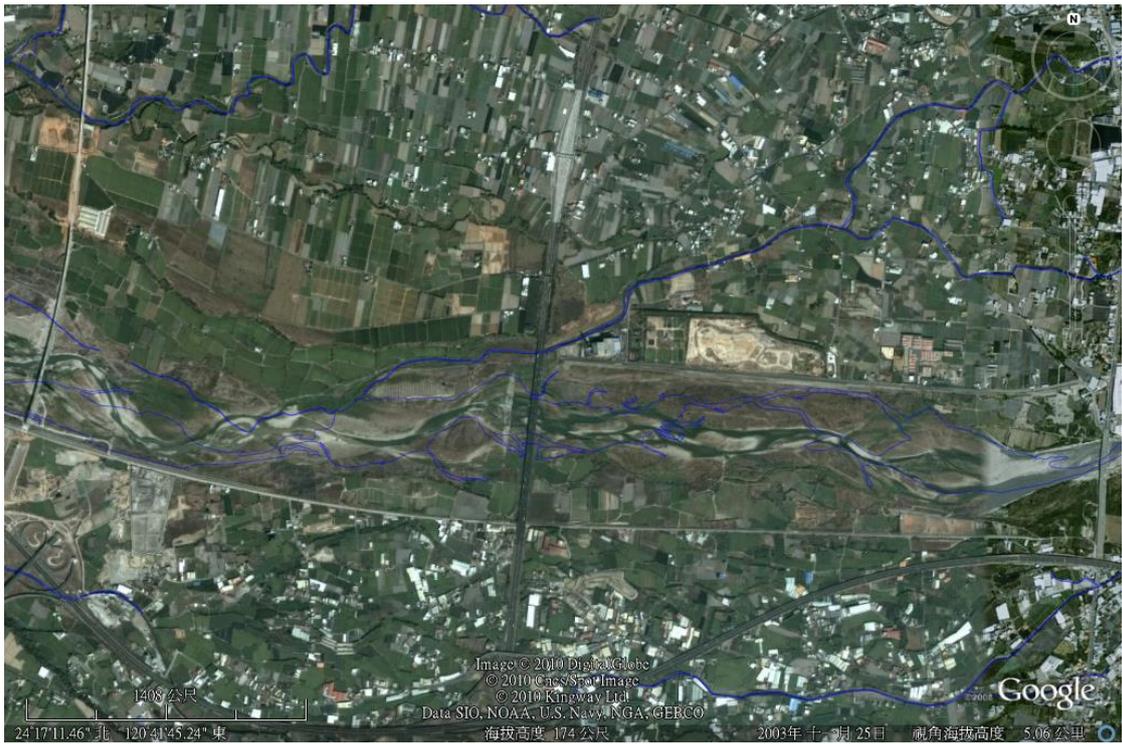


圖 5.1 國道 1 號大甲溪橋影像圖(Google Earth)

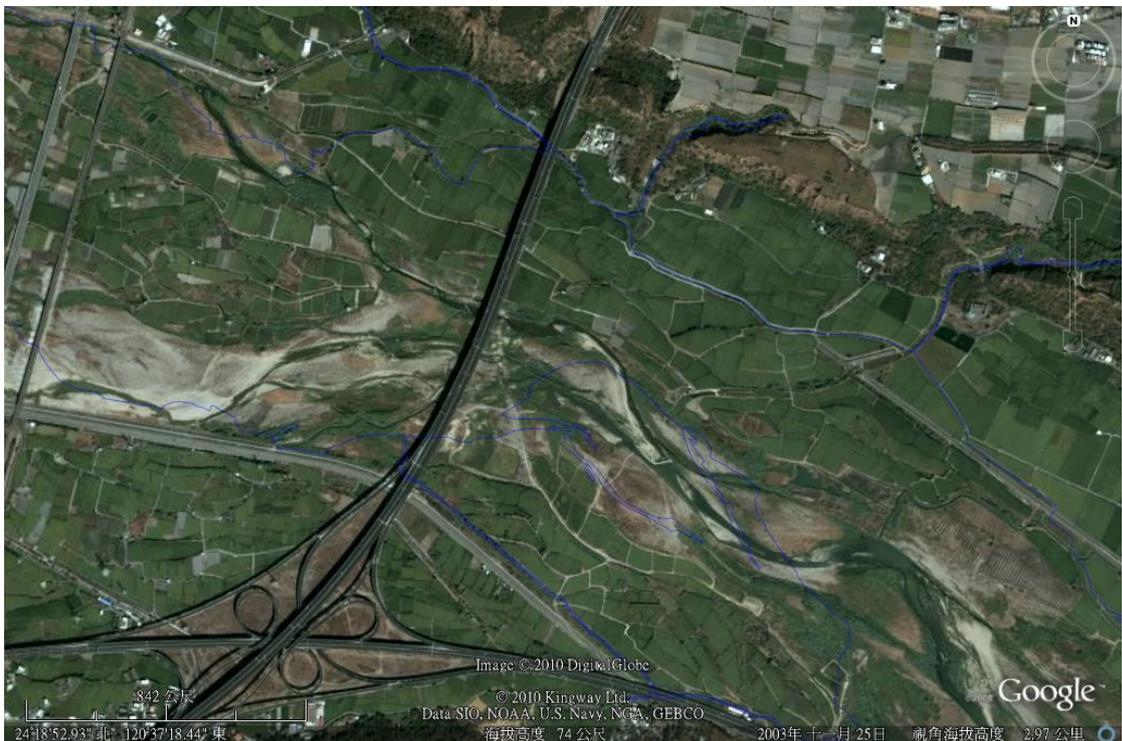


圖 5.2 國道 3 號大甲溪橋影像圖(Google Earth)

表 5-1 辛樂克颱風石岡壩放流量記錄表

時間	流量 (cms)	時間	流量 (cms)	時間	流量 (cms)
9/13-21:00	317.90	9/15-07:00	3359.81	9/16-17:00	993.61
9/13-22:00	324.96	9/15-08:00	2802.43	9/16-18:00	973.46
9/13-23:00	758.79	9/15-09:00	2257.30	9/16-19:00	1031.79
9/14-00:00	709.83	9/15-10:00	2334.33	9/16-20:00	1036.66
9/14-01:00	735.16	9/15-11:00	2491.25	9/16-21:00	993.61
9/14-02:00	1280.25	9/15-12:00	2885.78	9/16-22:00	803.82
9/14-03:00	1160.85	9/15-13:00	2706.30	9/16-23:00	675.51
9/14-04:00	1207.38	9/15-14:00	2665.48	9/17-00:00	518.67
9/14-05:00	1160.85	9/15-15:00	2802.43	9/17-01:00	529.51
9/14-06:00	1276.11	9/15-16:00	2745.54	9/17-02:00	551.60
9/14-07:00	1775.02	9/15-17:00	2454.06	9/17-03:00	562.52
9/14-08:00	2099.79	9/15-18:00	2262.00	9/17-04:00	472.17
9/14-09:00	1674.85	9/15-19:00	2100.08	9/17-05:00	374.67
9/14-10:00	1954.45	9/15-20:00	1954.45	9/17-06:00	336.23
9/14-11:00	2222.56	9/15-21:00	1766.18	9/17-07:00	350.22
9/14-12:00	2409.54	9/15-22:00	1562.75	9/17-08:00	365.23
9/14-13:00	2485.82	9/15-23:00	1250.43	9/17-09:00	368.33
9/14-14:00	2511.07	9/16-00:00	1690.98	9/17-10:00	336.23
9/14-15:00	2174.60	9/16-01:00	1579.43	9/17-11:00	353.15
9/14-16:00	2244.55	9/16-02:00	1502.89	9/17-12:00	415.39
9/14-17:00	2838.81	9/16-03:00	1438.31	9/17-13:00	368.33
9/14-18:00	4224.94	9/16-04:00	1353.71	9/17-14:00	323.37
9/14-19:00	3959.41	9/16-05:00	1312.07	9/17-15:00	309.81
9/14-20:00	3840.01	9/16-06:00	1260.64	9/17-16:00	416.73
9/14-21:00	4019.57	9/16-07:00	1189.81	9/17-17:00	392.37
9/14-22:00	3389.36	9/16-08:00	1081.36	9/17-18:00	413.99
9/14-23:00	3389.36	9/16-09:00	1004.73	9/17-19:00	397.57
9/15-00:00	3404.17	9/16-10:00	821.79	9/17-20:00	397.14
9/15-01:00	3519.45	9/16-11:00	1131.69	9/17-21:00	406.83
9/15-02:00	3475.42	9/16-12:00	997.40	9/17-22:00	394.75
9/15-03:00	3169.98	9/16-13:00	1092.54	9/17-23:00	390.01
9/15-04:00	3300.97	9/16-14:00	755.25	9/18-00:00	410.92
9/15-05:00	3899.56	9/16-15:00	1077.99		
9/15-06:00	3854.87	9/16-16:00	988.55		

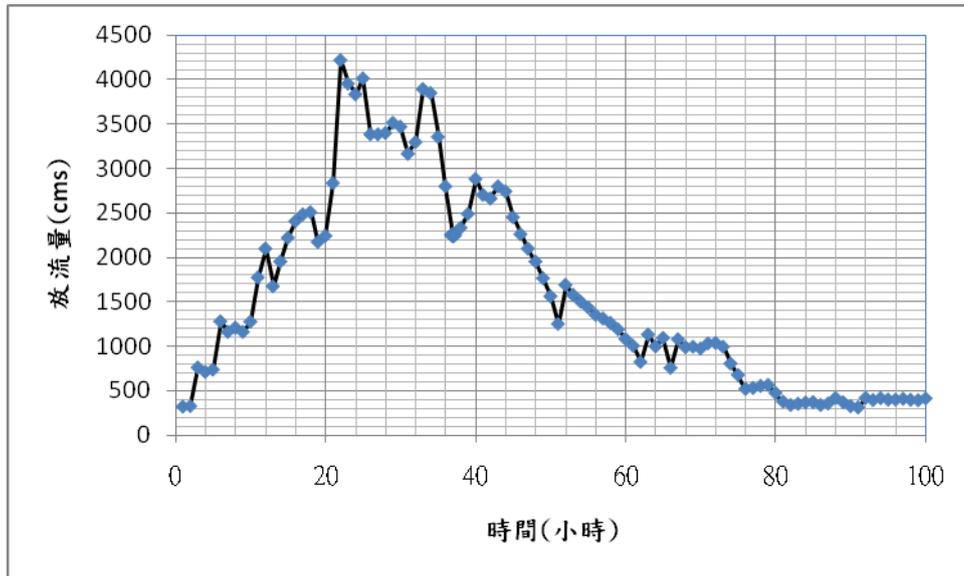


圖 5.3 辛樂克颱風石岡壩放流歷線

5.1 國道 1 號大甲溪橋

5.1.1 模擬河段基本資料

依據 99 年 3 月之經濟部水利署水利規劃試驗所「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」報告，國道 1 號大甲溪橋位於大甲溪斷面編號 23-1(河心累距為 15,655 公尺)處，離河口約 15.65 公里、離上游石岡壩約 9.8 公里。

國道 1 號大甲溪橋二維水理模擬河段之範圍為大甲溪斷面編號 21 號(河心累距為 13,557 公尺，位於國道 1 號大甲溪橋下游約 2,098 公尺處)至斷面編號 27 號(河心累距為 17,653 公尺，位於國道 1 號大甲溪橋上游約 1,998 公尺處)，模擬河段長度約 4.1 公里，如圖 5.4 所示，該河段於水利署 97 年之斷面測量資料裡共包含 10 個測量大斷面，由下游往上游分別為斷面 21 號、斷面 22 號、斷面 23 號、斷面 23-2 號(固床工)、斷面 23-1D 號、斷面 23-1 號、斷面 24 號、斷面 25 號、斷面 26 號及斷面 27 號。

本河段歷年河道變遷資料如圖 5.4 所示，可知本河段中主深槽左右擺盪。而於民國 97 年之資料中，大甲溪斷面 27 處主深槽偏向左岸；斷面 26 至斷面 24 之河段主深槽偏向右岸；斷面編號 22 至斷面 21 之河段主深槽偏向左岸。

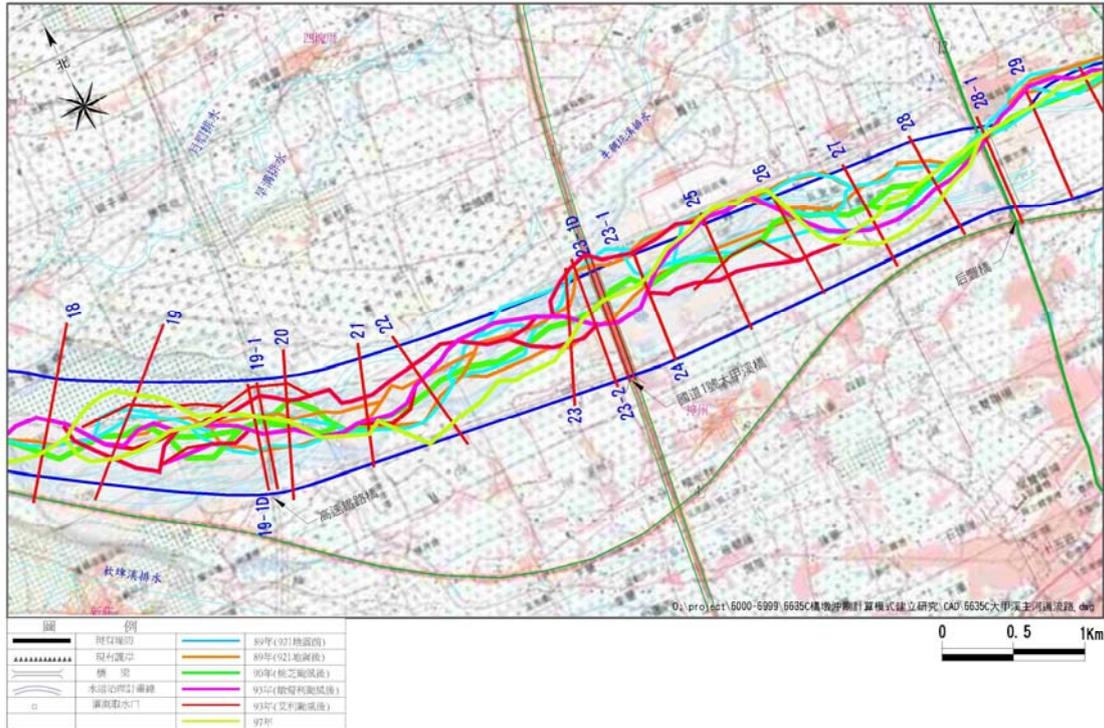


圖 5.4 國道 1 號大甲溪橋附近歷年河道變遷圖

5.1.2 模式建置

本模式建立所需資料，包括地形資料、橋墩資料、水位及流量等邊界條件。有關本計畫模式建置之相關資料說明如下：

5.1.2.1 地形資料

依據另一子計畫『橋河共治區基本資料調查研究』於民國 99 年於大甲溪斷面 21 號、斷面 22 號、斷面 23 號、斷面 23-2 號、斷面 23-1D 號、斷面 23-1 號、斷面 24 號、斷面 25 號、斷面 26 號、斷面 27 號之間的 1m x 1m DTM 資料，建構成模擬河段中之數值地形。圖 5.5 為計算區域內之河床模擬地形。

5.1.2.2 橋墩資料

蒐集國道 1 號大甲溪橋之竣工圖，依大甲溪河道內之橋墩尺寸建構於數值模型中。

5.1.2.3 網格建立

模擬河段之計算區域包括主深河槽及高灘地，採用非結構性三角形網格，於橋墩周遭進行格網加密，同時橋墩設為不通水，圖 5.6 為模擬範圍內之網格形式，圖 5.7 為計算區域內橋墩周遭網格加密情形。網格邊界長度範圍為 0.44~52.3 公尺，網格面積範圍為 0.11 至 664.5 平方公尺，共 15,989 個網格點及 30,036 個三角形網格。

5.1.2.4 糙度係數

河床糙率將影響水理計算結果，包括水位、流速等。依據民國 82 年前台灣省水利局之「大甲溪治理規劃報告」及 94 年 12 月經濟部水利署水利規劃試驗所之「大甲河流域聯合整體治理規劃檢討」報告，大甲溪河口至天輪壩河段之河床糙率採用 0.04。少部份區域採用 0.035 或 0.045。大致而言，曼寧 n 值分佈在 0.03~0.045 之間。本次模式河床糙度主要採用 0.04。

5.1.2.5 邊界條件

數值模式需給定上游流量邊界條件及下游水位邊界條件。本計畫引用另一子計畫「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下(如表 5-1 所示)，各大甲溪斷面之流量歷線及水位歷線。由於大甲溪於東勢大橋以下河段無水位觀測紀錄，僅於計算域上游有石岡壩之放流量紀錄，故於本計畫模擬河段中實無實際之監測資料可進行二維水理模式之驗證。

由於大甲溪於石岡壩上游及下游之 2 年重現期距洪峰流量分別為 2200cms 及 2600cms，故本計畫選取大甲溪斷面 27 處大於 2000cms 之流量歷線作為上游流量邊界條件。如表 5-2 及圖 5.8 所示。對應上游流

量邊界條件之斷面 21 處水位歷線如表 5-3 及圖 5.9 所示，作為下游水位邊界條件。

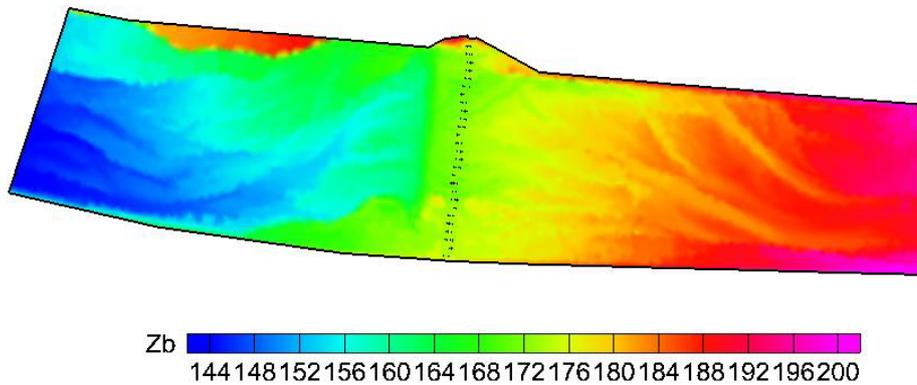


圖 5.5 國道 1 號大甲溪橋模擬範圍內之河床模擬地形

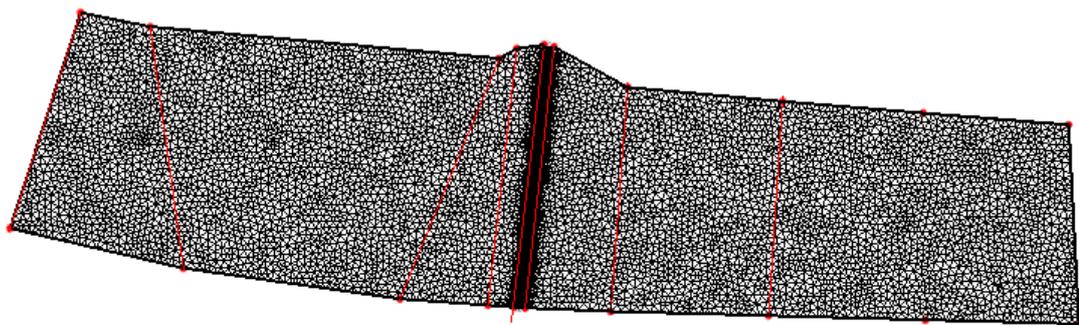


圖 5.6 國道 1 號大甲溪橋模擬範圍內之網格式

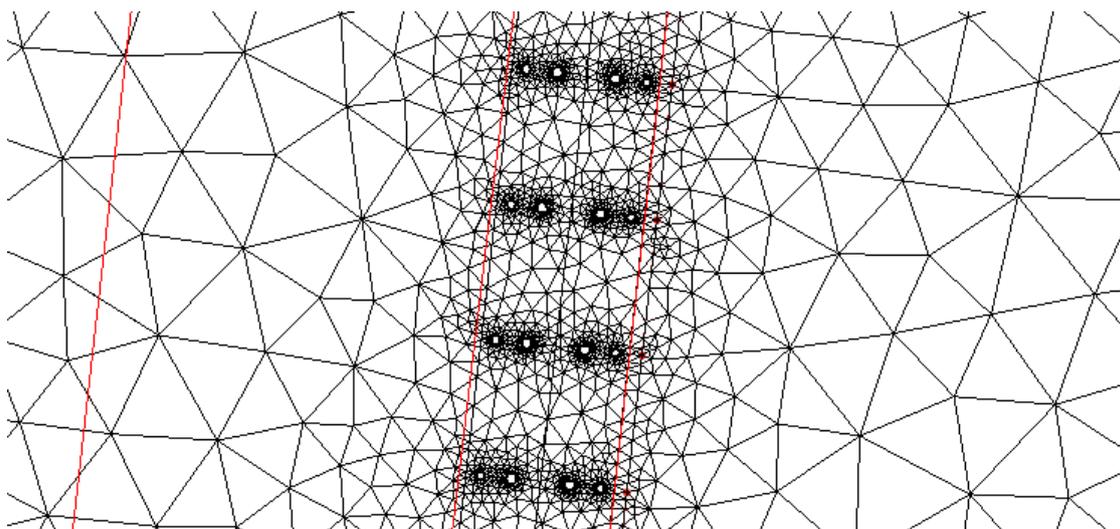


圖 5.7 國道 1 號大甲溪橋模擬範圍內橋墩周遭網格式加密情形

表 5-2 國道 1 號大甲溪橋上游流量邊界條件(斷面 27)

時間 (月/日-時)	流量 (cms)	時間 (月/日-時)	流量 (cms)	時間 (月/日-時)	流量 (cms)
9/14-10:00	1894.10	9/14-22:00	3521.66	9/15-10:00	2320.36
9/14-11:00	2168.95	9/14-23:00	3393.77	9/15-11:00	2461.20
9/14-12:00	2374.62	9/15-00:00	3405.52	9/15-12:00	2809.76
9/14-13:00	2473.74	9/15-01:00	3500.88	9/15-13:00	2743.76
9/14-14:00	2510.21	9/15-02:00	3488.59	9/15-14:00	2675.48
9/14-15:00	2248.09	9/15-03:00	3255.70	9/15-15:00	2776.93
9/14-16:00	2232.98	9/15-04:00	3280.42	9/15-16:00	2759.85
9/14-17:00	2714.50	9/15-05:00	3789.18	9/15-17:00	2513.63
9/14-18:00	3955.54	9/15-06:00	3867.96	9/15-18:00	2301.99
9/14-19:00	4021.20	9/15-07:00	3459.61	9/15-19:00	2135.98
9/14-20:00	3869.10	9/15-08:00	2944.69	9/15-20:00	1987.47
9/14-21:00	3991.01	9/15-09:00	2370.93		

資料來源：另一子計畫『河道水位與橋墩沖刷推估模式模式之建立研究』之模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下，大甲溪斷面編號 27 之流量資料。

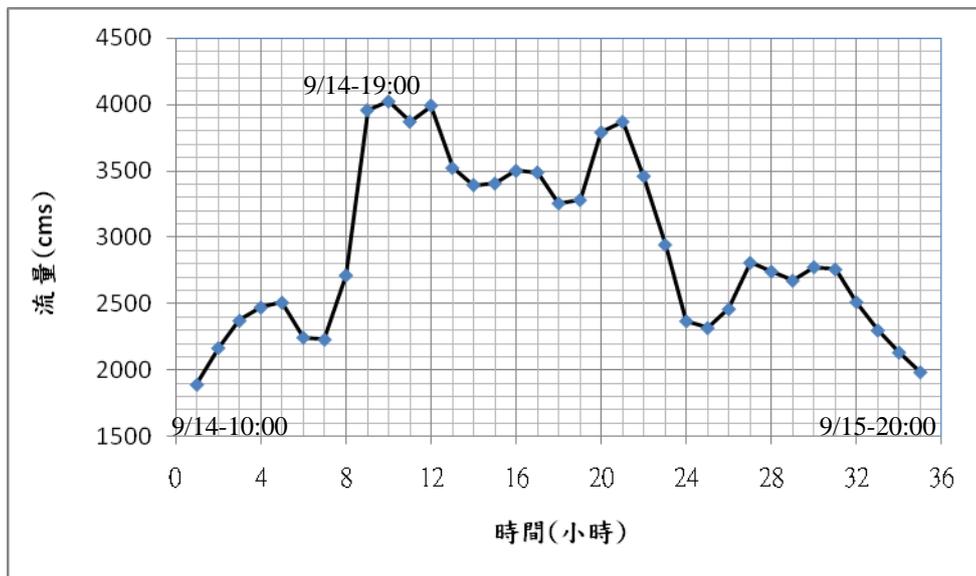


圖 5.8 國道 1 號大甲溪橋上游邊界流量歷線(斷面 27)

表 5-3 國道 1 號大甲溪橋下游水位邊界條件(斷面 21)

時間 (月/日-時)	水位 (m)	時間 (月/日-時)	水位 (m)	時間 (月/日-時)	水位 (m)
9/14-10:00	145.33	9/14-22:00	146.30	9/15-10:00	145.62
9/14-11:00	145.58	9/14-23:00	146.19	9/15-11:00	145.67
9/14-12:00	145.68	9/15-00:00	146.19	9/15-12:00	145.77
9/14-13:00	145.73	9/15-01:00	146.22	9/15-13:00	145.82
9/14-14:00	145.74	9/15-02:00	146.23	9/15-14:00	145.78
9/14-15:00	145.66	9/15-03:00	146.15	9/15-15:00	145.80
9/14-16:00	145.61	9/15-04:00	146.13	9/15-16:00	145.81
9/14-17:00	145.77	9/15-05:00	146.28	9/15-17:00	145.76
9/14-18:00	146.31	9/15-06:00	146.37	9/15-18:00	145.62
9/14-19:00	146.45	9/15-07:00	146.25	9/15-19:00	145.54
9/14-20:00	146.38	9/15-08:00	146.03	9/15-20:00	145.47
9/14-21:00	146.40	9/15-09:00	145.71		

資料來源：另一子計畫『河道水位與橋墩冲刷推估模式之建立研究』之模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下，大甲溪斷面編號 21 之水位資料。

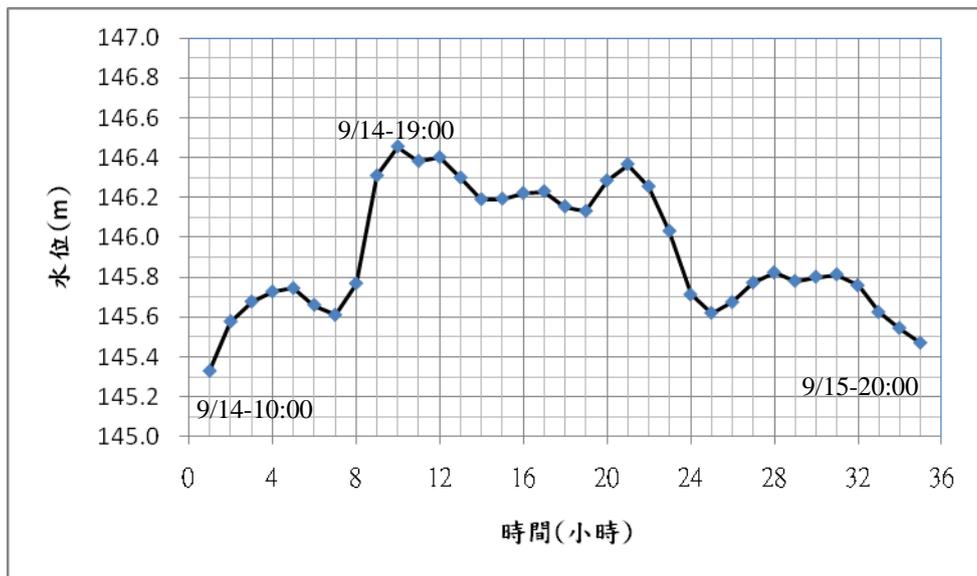


圖 5.9 國道 1 號大甲溪橋下游邊界水位歷線(斷面 21)

5.1.3 模擬成果

依據前述之條件進行國道 1 號大甲溪橋於變量流下之定床水理模擬。國道 1 號大甲溪橋於 9 月 14 日 19 時有最大流量通過，故呈現 9 月 14 日 18 時至 20 時之水位及流速模擬成果如圖 5.10 至圖 5.15 所示。

圖 5.16 為 9 月 14 日 19 時最大流量通過國道 1 號大甲溪橋橋墩附近之水位分佈情況，圖 5.17 為 9 月 14 日 19 時最大流量通過國道 1 號大甲溪橋橋墩附近之流速及流場分佈情況。

由模擬成果圖 5.16 及圖 5.17 可知，當最大流量通過國道 1 號大甲溪橋橋墩附近時，於國道 1 號大甲溪橋固床工上游之水位為 EL.174~175 公尺之間，而流速因河槽深淺而有變化，最大流速約為 4.0 公尺/秒，右岸流速高於左岸。於固床工下游流速有高達 7.0 公尺/秒之情況發生且河床已明顯下降，未來宜加強注意固床工下游河床掏刷之現象。

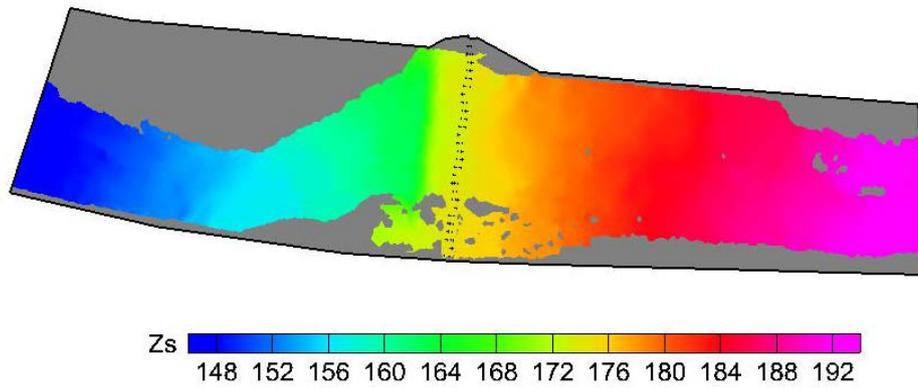


圖 5.10 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時水位分佈圖

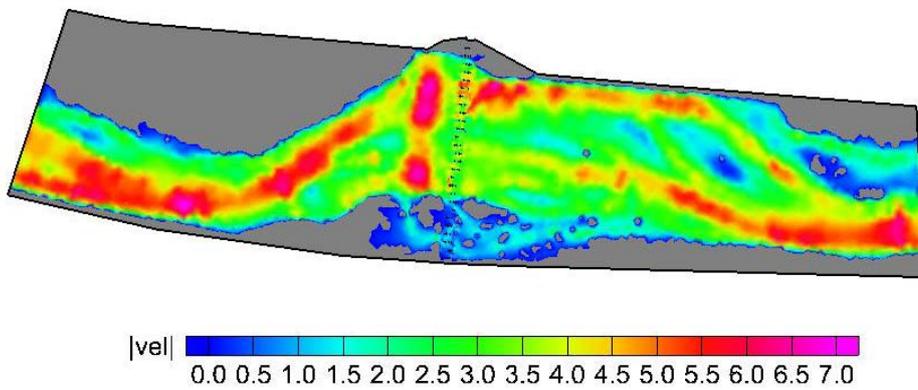


圖 5.11 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時流速分佈圖

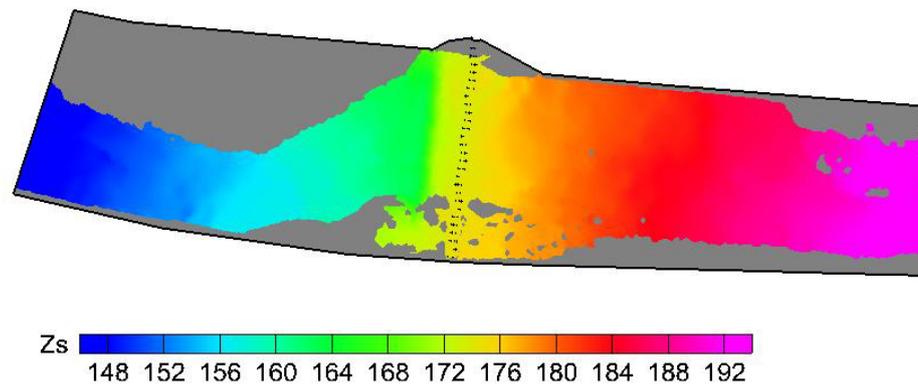


圖 5.12 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時水位分佈圖

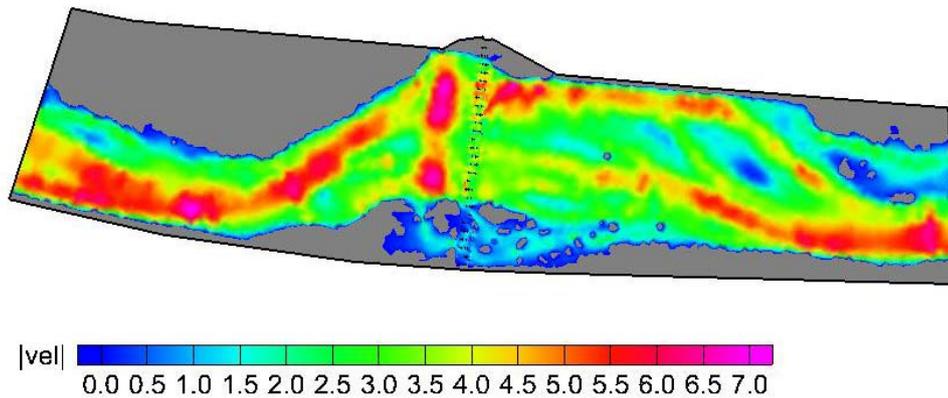


圖 5.13 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時流速分佈圖

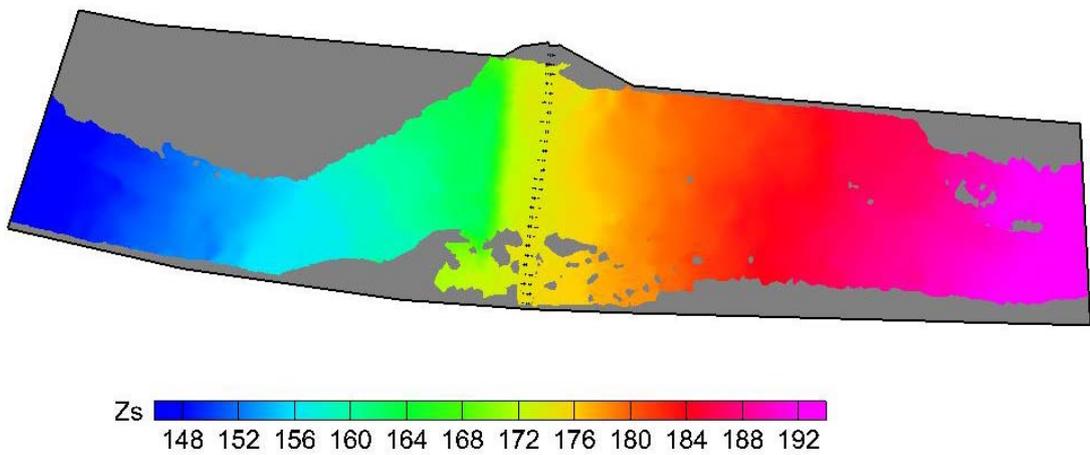


圖 5.14 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時水位分佈圖

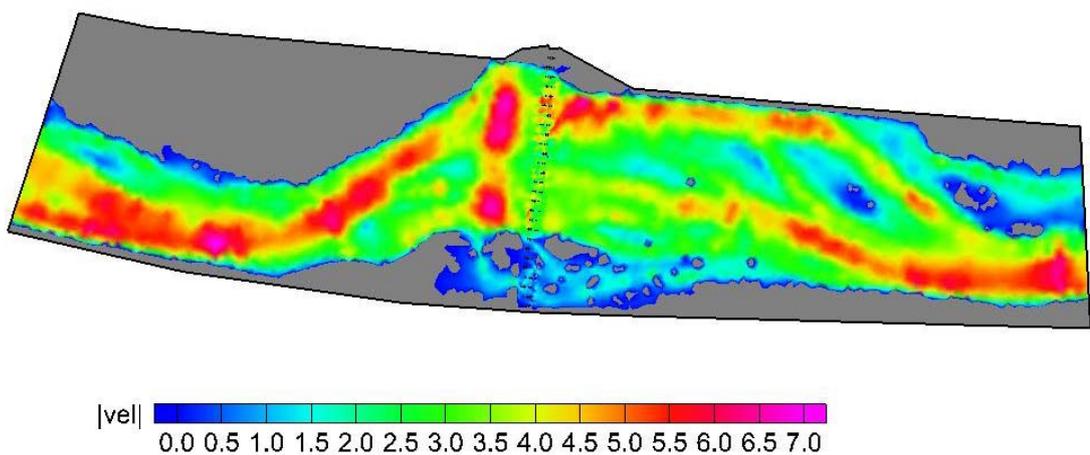


圖 5.15 國道 1 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時流速分佈圖

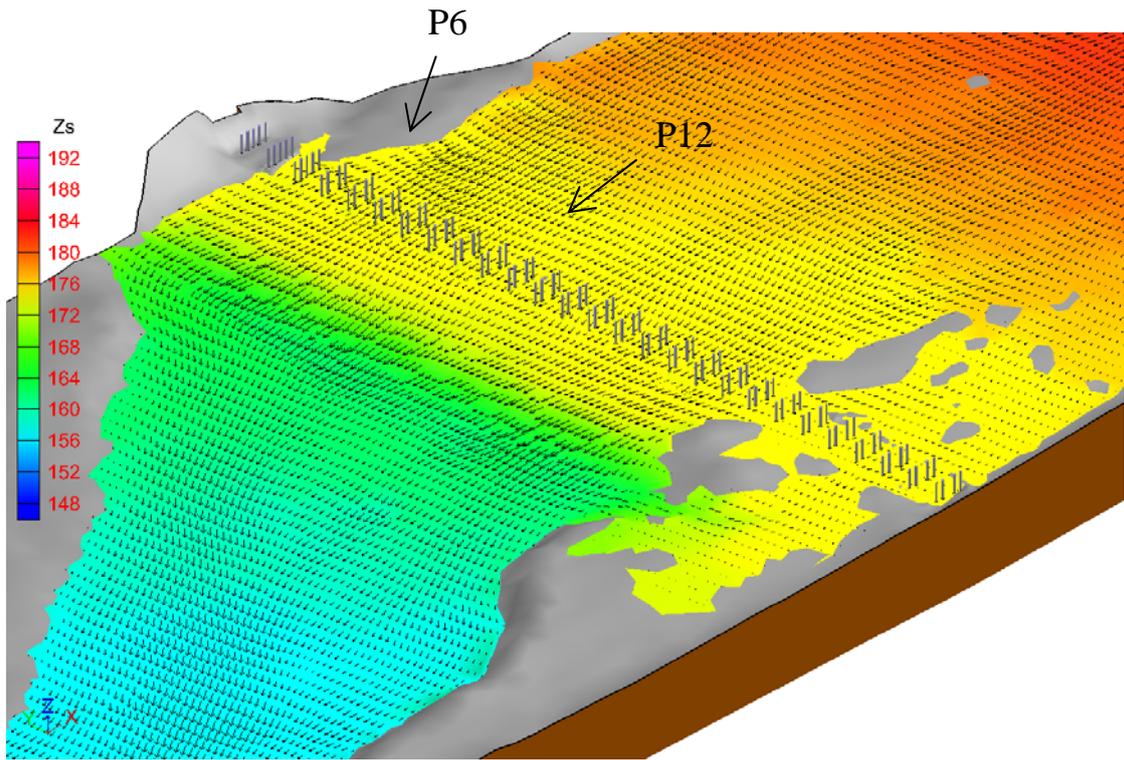


圖 5.16 國道 1 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時水位及流場分佈圖

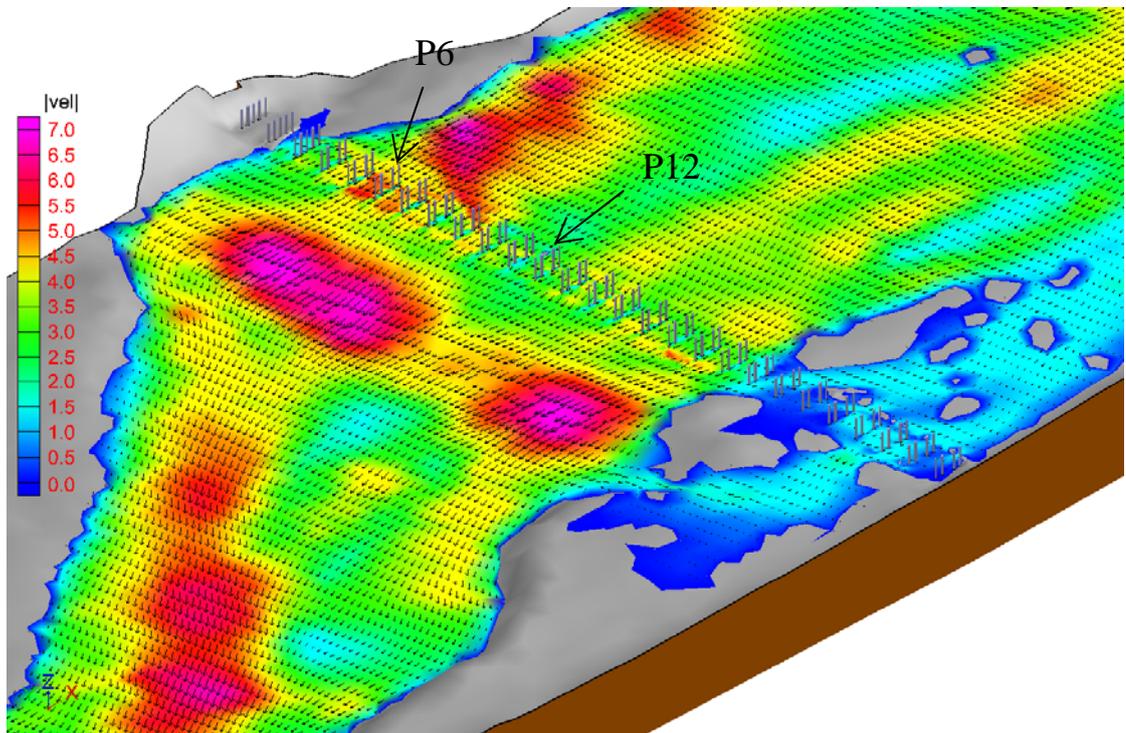


圖 5.17 國道 1 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時流速及流場分佈圖

5.2 國道 3 號大甲溪橋

5.2.1 模擬河段基本資料

依據 99 年 3 月之經濟部水利署水利規劃試驗所「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」報告，國道 3 號大甲溪橋位於大甲溪斷面編號 9-1(河心累距為 6,574 公尺)處，離河口約 6.57 公里、離上游石岡壩約 16.78 公里。

國道 3 號大甲溪橋二維水理模擬河段之範圍為大甲溪斷面編號 8 號(河心累距為 5,781 公尺，位於國道 3 號大甲溪橋下游約 793 公尺處)至斷面編號 12 號(河心累距為 7,918 公尺，位於國道 3 號大甲溪橋上游約 1,344 公尺處)，模擬河段長度約 2.1 公里，如圖 5.18 所示，該河段於水利署 97 年之斷面測量資料裡共包含 7 個測量大斷面，由下游往上游分別為斷面 8 號、斷面 9 號、斷面 9-1D 號、斷面 9-1 號、斷面 10 號、斷面 11 號及斷面 12 號。

本河段歷年河道變遷資料如圖 5.18 所示，可知國道 3 號大甲溪橋上游河道主深槽左右擺盪、下游河道多年來分為兩股水流。而於民國 97 年之資料中，國道 3 號大甲溪橋主深槽約略在河道正中間；斷面 12 至斷面 10 之河段主要分為兩股水流約偏向右岸；斷面編號 9-1D 至斷面 8 之河段分為左岸及右岸各一股水流。

5.2.2 模式建置

本模式建立所需資料，包括地形資料、橋墩資料、水位及流量等邊界條件。有關本計畫模式建置之相關資料說明如下：

5.2.2.1 地形資料

依據另一子計畫『橋河共治區基本資料調查研究』於民國 99 年於大甲溪斷面 8 號、斷面 9 號、斷面 9-1D 號、斷面 9-1 號、斷面 10 號、斷面 11 號、斷面 12 號之間的 1m x 1mDTM 資料，建構成模擬河段中之數值地形。圖 5.5 為計算區域內之河床模擬地形。

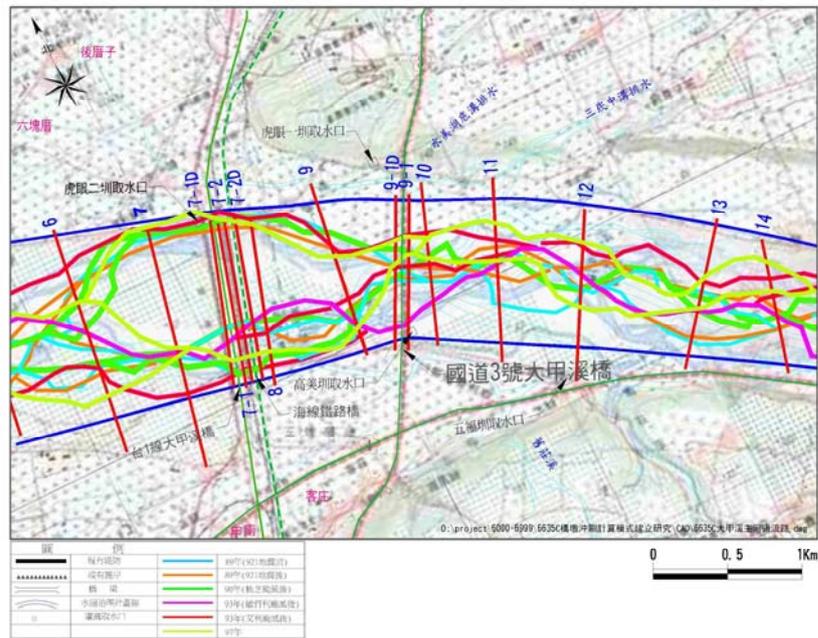


圖 5.18 國道 3 號大甲溪橋附近歷年河道變遷圖

5.2.2.2 橋墩資料

蒐集國道 3 號大甲溪橋之竣工圖，依大甲溪河道內之橋墩尺寸建構於數值模型中。

5.2.2.3 網格建立

模擬河段之計算區域包括主深河槽及高灘地，採用非結構性三角形網格，於橋墩周遭進行格網加密，同時橋墩設為不通水，圖 5.20 為模擬範圍內之網格形式，圖 5.21 為計算區域內橋墩周遭網格加密情形。網格邊界長度範圍為 0.65~30.63 公尺，網格面積範圍為 0.24 至 331.52 平方公尺，共 15,638 個網格點及 30,087 個三角形網格。

5.2.2.4 糙度係數

河床糙率將影響水理計算結果，包括水位、流速等。依據民國 82 年前台灣省水利局之「大甲溪治理規劃報告」及 94 年 12 月經濟部水利署水利規劃試驗所之「大甲河流域聯合整體治理規劃檢討」報告，大甲溪河口至天輪壩河段之河床糙率採用 0.04。少部份區域採用 0.035 或

0.045。大致而言，曼寧 n 值分佈在 0.03~0.045 之間。本次模式河床糙度主要採用 0.04。

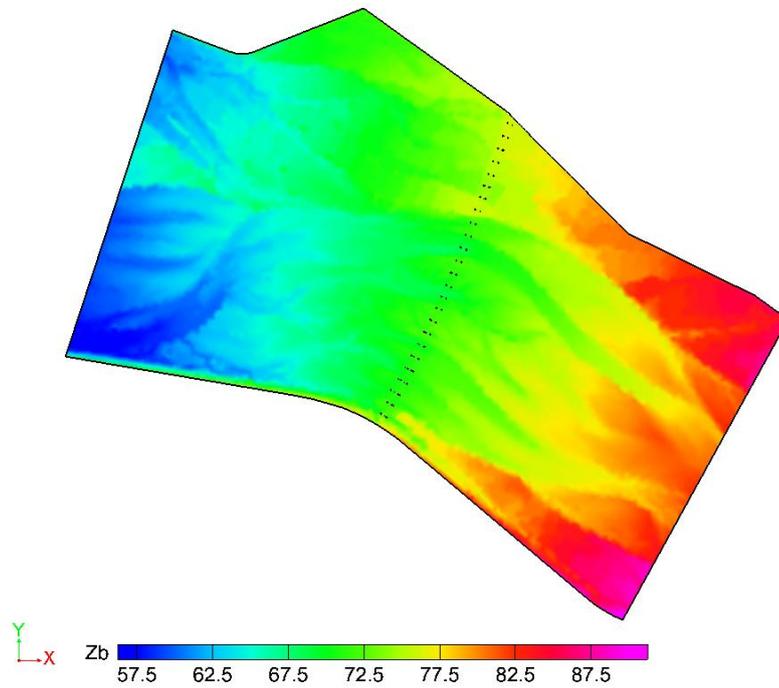


圖 5.19 國道 3 號大甲溪橋模擬範圍內之河床模擬地形

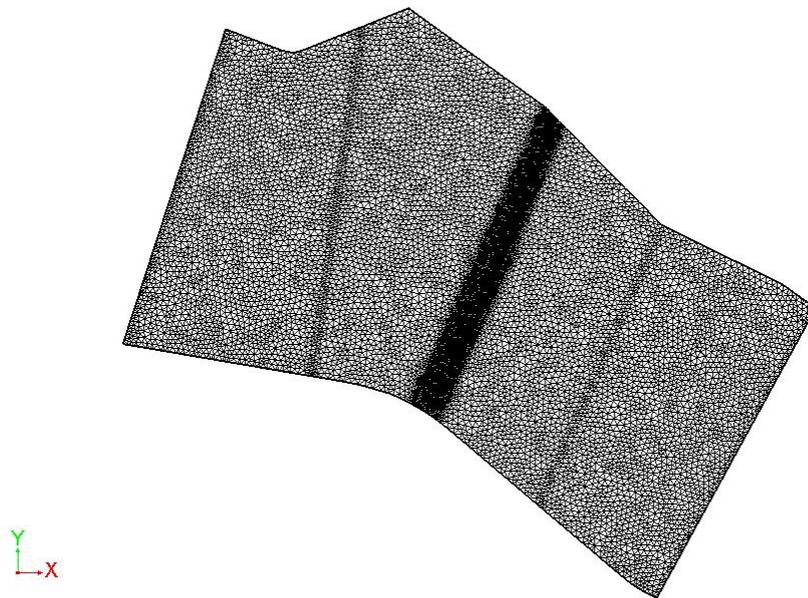


圖 5.20 國道 3 號大甲溪橋模擬範圍內之網格式

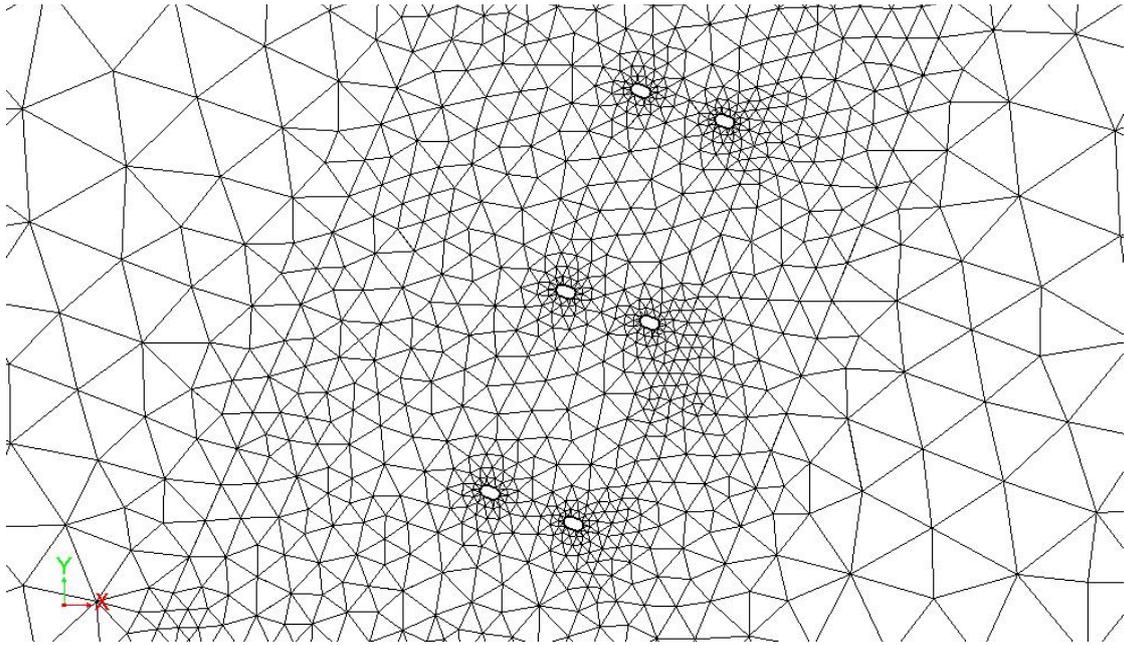


圖 5.21 國道 3 號大甲溪橋模擬範圍內橋墩周遭網格加密情形

5.2.2.5 邊界條件

數值模式需給定上游流量邊界條件及下游水位邊界條件。本計畫引用另一子計畫『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下(如表 5-1 所示)，各大甲溪斷面之流量歷線及水位歷線。由於大甲溪於東勢大橋以下河段無水位觀測紀錄，僅於計算域上游有石岡壩之放流量紀錄，故於本計畫模擬河段中實無實際之監測資料可進行二維水理模式之驗證。

由於大甲溪於石岡壩上游及下游之 2 年重現期距洪峰流量分別為 2200cms 及 2600cms，故本計畫選取大甲溪斷面 12 處大於 2000cms 之流量歷線作為上游流量邊界條件，如表 5-4 及圖 5.22 所示。對應上游流量邊界條件之斷面 8 處水位歷線，作為下游水位邊界條件，如表 5-5 及圖 5.23 所示。

表 5-4 國道 3 號大甲溪橋上游流量邊界條件(斷面 12)

時間 (月/日-時)	流量 (cms)	時間 (月/日-時)	流量 (cms)	時間 (月/日-時)	流量 (cms)
9/14-10:00	1743.53	9/14-22:00	3839.12	9/15-10:00	2286.75
9/14-11:00	1988.18	9/14-23:00	3399.19	9/15-11:00	2381.24
9/14-12:00	2274.22	9/15-00:00	3400.73	9/15-12:00	2576.90
9/14-13:00	2433.02	9/15-01:00	3446.77	9/15-13:00	2843.48
9/14-14:00	2499.72	9/15-02:00	3511.85	9/15-14:00	2699.76
9/14-15:00	2432.39	9/15-03:00	3391.84	9/15-15:00	2708.13
9/14-16:00	2200.52	9/15-04:00	3215.76	9/15-16:00	2790.54
9/14-17:00	2406.49	9/15-05:00	3487.53	9/15-17:00	2680.18
9/14-18:00	3181.28	9/15-06:00	3892.04	9/15-18:00	2406.95
9/14-19:00	4147.77	9/15-07:00	3708.75	9/15-19:00	2224.32
9/14-20:00	3928.65	9/15-08:00	3221.35	9/15-20:00	2196.87
9/14-21:00	3913.26	9/15-09:00	2725.38	9/15-21:00	2031.50

資料來源：另一子計畫『河道水位與橋墩沖刷推估模式模式之建立研究』之模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下，大甲溪斷面編號 12 之流量資料。

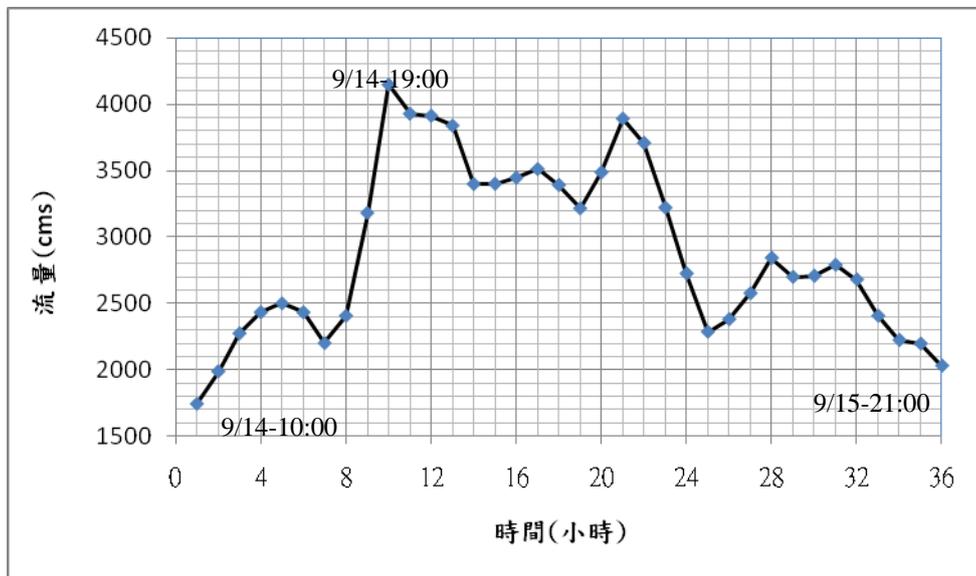


圖 5.22 國道 3 號大甲溪橋上游邊界流量歷線(斷面 12)

表 5-5 國道 3 號大甲溪橋下游水位邊界條件(斷面 8)

時間 (月/日-時)	水位 (m)	時間 (月/日-時)	水位 (m)	時間 (月/日-時)	水位 (m)
9/14-10:00	59.51	9/14-22:00	60.76	9/15-10:00	60.18
9/14-11:00	59.64	9/14-23:00	60.60	9/15-11:00	60.23
9/14-12:00	59.86	9/15-00:00	60.61	9/15-12:00	60.34
9/14-13:00	59.98	9/15-01:00	60.64	9/15-13:00	60.50
9/14-14:00	60.03	9/15-02:00	60.68	9/15-14:00	60.44
9/14-15:00	60.03	9/15-03:00	60.66	9/15-15:00	60.44
9/14-16:00	59.91	9/15-04:00	60.59	9/15-16:00	60.50
9/14-17:00	59.98	9/15-05:00	60.67	9/15-17:00	60.47
9/14-18:00	60.36	9/15-06:00	60.87	9/15-18:00	60.33
9/14-19:00	60.80	9/15-07:00	60.83	9/15-19:00	60.24
9/14-20:00	60.74	9/15-08:00	60.67	9/15-20:00	60.12
9/14-21:00	60.74	9/15-09:00	60.44	9/15-21:00	60.04

資料來源：另一子計畫『河道水位與橋墩冲刷推估模式模式之建立研究』之模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下，大甲溪斷面編號 8 之水位資料。

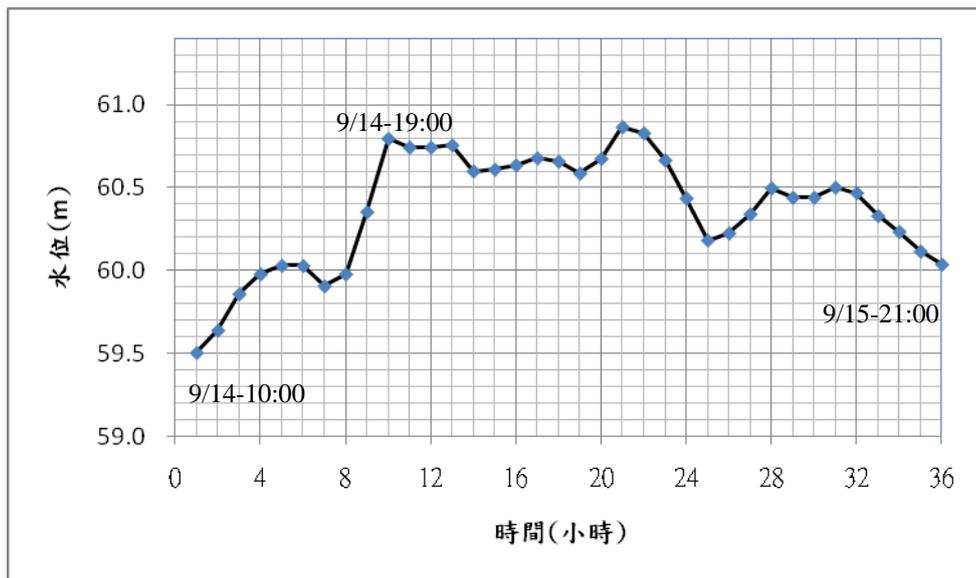


圖 5.23 國道 3 號大甲溪橋下游邊界水位歷線(斷面 8)

5.2.3 模擬成果

依據前述之條件進行國道 3 號大甲溪橋於變量流下之定床水理模擬。國道 3 號大甲溪橋於 9 月 14 日 19 時有最大流量通過，故呈現 9 月 14 日 18 時至 20 時之水位及流速模擬成果如圖 5.24 至圖 5.29 所示。

圖 5.30 為 9 月 14 日 19 時最大流量通過國道 3 號大甲溪橋橋墩附近之水位分佈情況，圖 5.31 為 9 月 14 日 19 時最大流量通過國道 3 號大甲溪橋橋墩附近之流速及流場分佈情況。

由模擬成果圖 5.30 及圖 5.31 可知，當最大流量通過國道 3 號大甲溪橋橋墩附近時，於大甲溪橋上游水位約為 EL.73.0~73.5 公尺、流速最大為 5.0 公尺/秒。

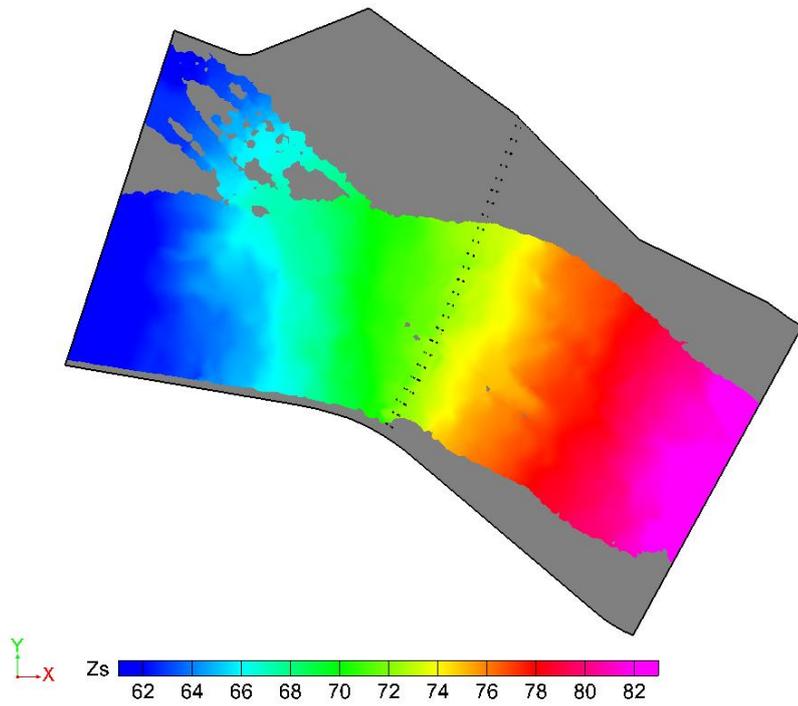


圖 5.24 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時水位分佈圖

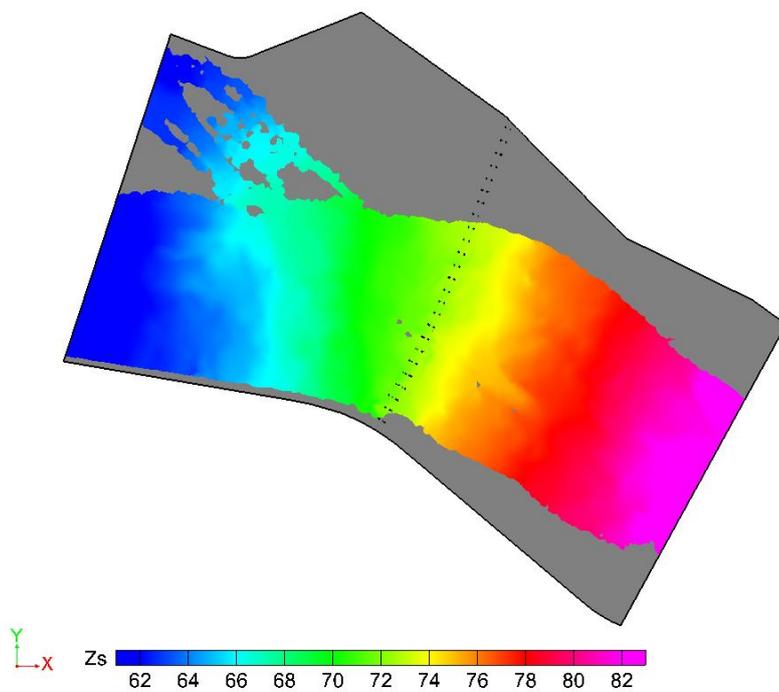


圖 5.25 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 18 時流速分佈圖

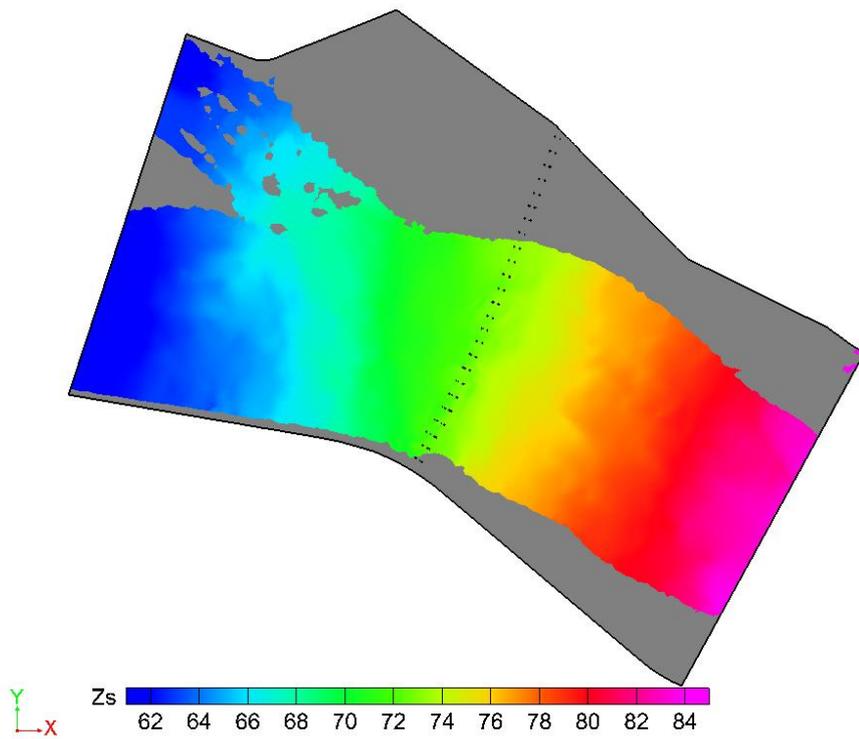


圖 5.26 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時水位分佈圖

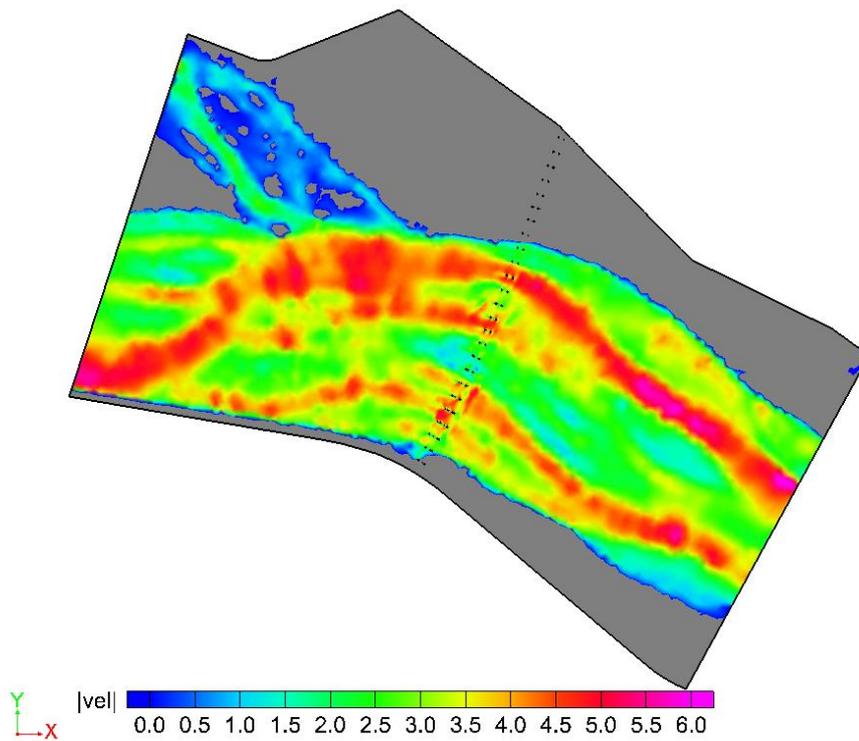


圖 5.27 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 19 時流速分佈圖

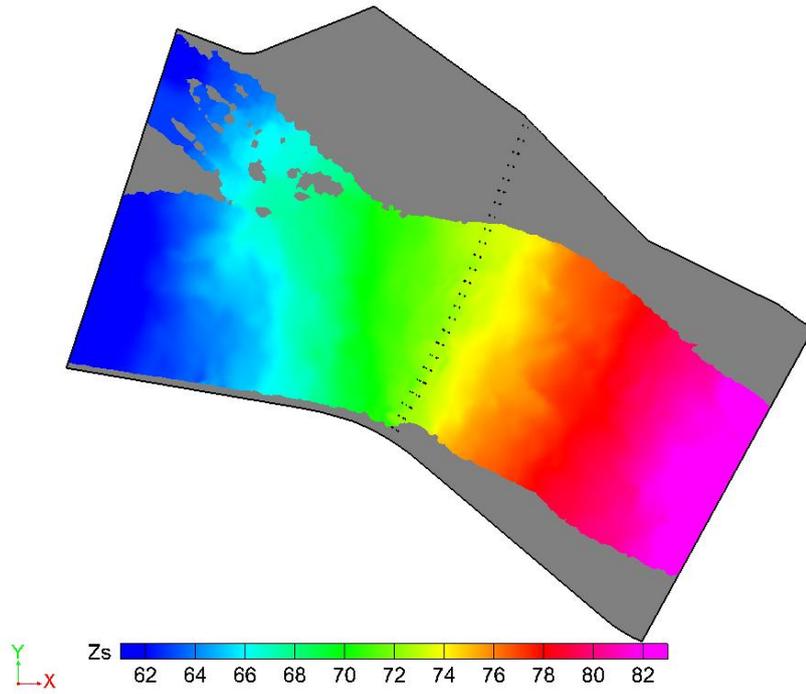


圖 5.28 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時水位分佈圖

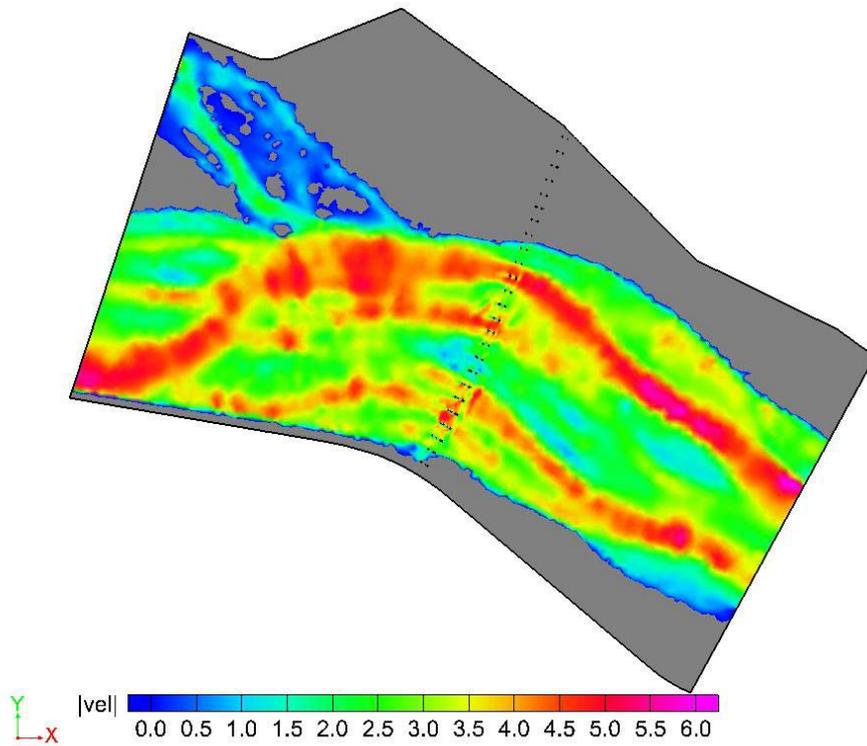


圖 5.29 國道 3 號大甲溪橋附近 9 月 14 日 20 時流速分佈圖

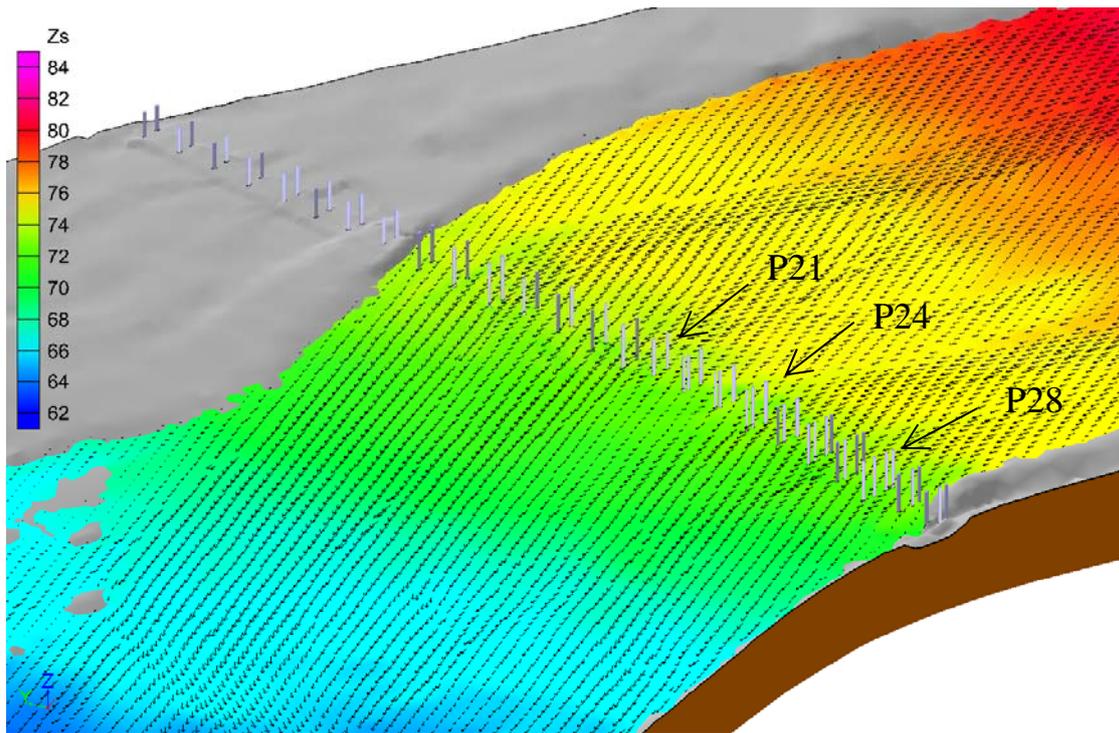


圖 5.30 國道 3 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時水位及流場分佈圖

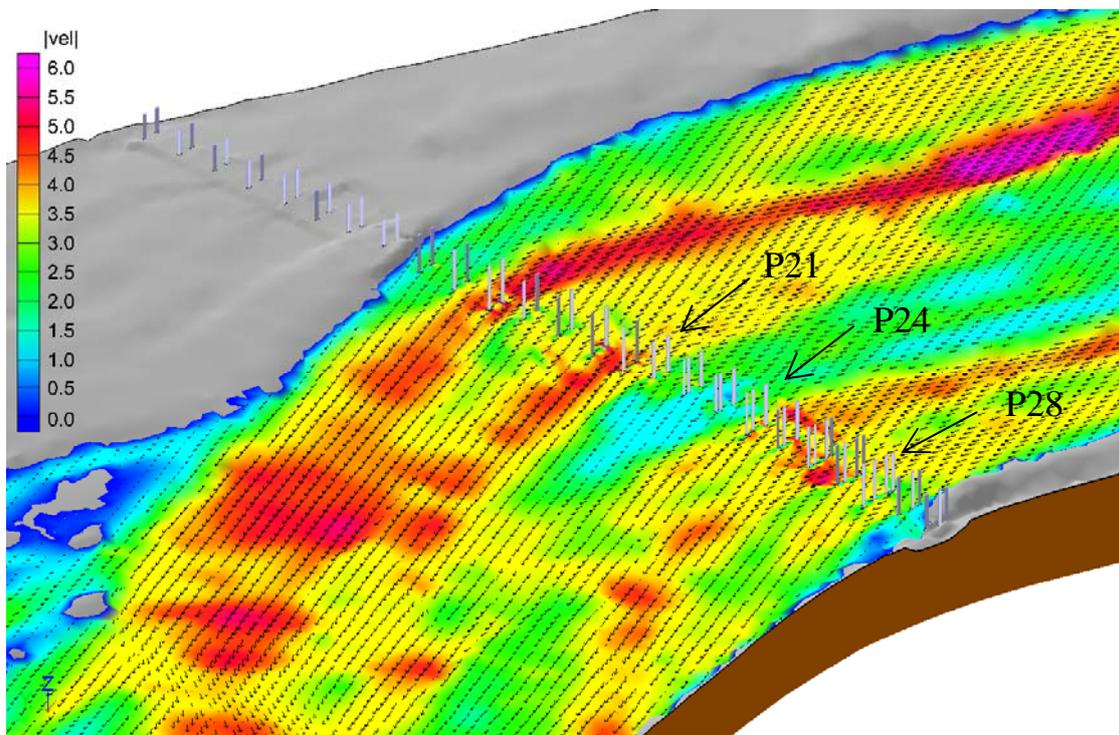


圖 5.31 國道 3 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時流速及流場分佈圖

5.3 地形資料的重要性

前述兩節所用之地形資料，係引用另一子計畫『橋河共治區基本資料調查研究』民國 99 年於大甲溪相對應河段的 1m x 1mDTM 資料，建構模擬河段中之數值地形。本研究案執行之初，曾以 97 年大斷面測量資料內差得出模擬河段的地形資料進行水理計算，於低流量下發現水路分佈與真實河道有明顯差異，如圖 5.32 及圖 5.33 所示，可知地形資料精確與否嚴重影響計算結果。

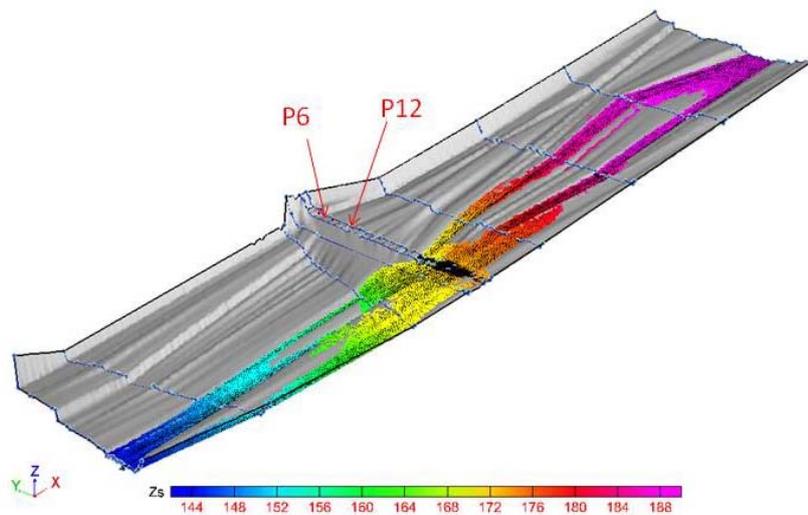


圖 5.32 以 97 年大斷面資料內差並以低流量計算(國道 1 號大甲溪橋)

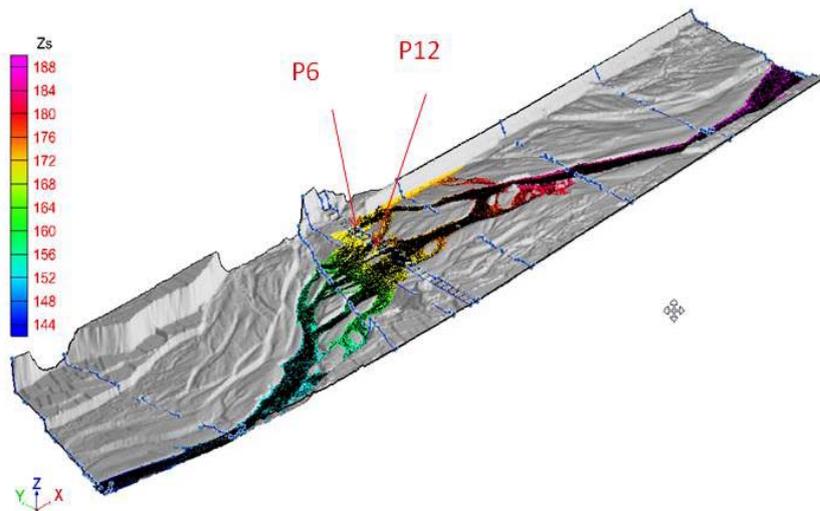


圖 5.33 以 1m x 1mDTM 資料並以低流量計算(國道 1 號大甲溪橋)

第六章 二維非均勻質動床模式應用案例

為擇定重要現場實際案例，完成動床模式之應用模擬分析，將先進行動床模式參數之率定及驗證。

6.1 動床模式參數之率定及驗證

本計畫模式參數率定驗證採用資料及相關參數如后所述。

6.1.1 基本資料

6.1.1.1 模擬河段

石岡壩下游至河口河段，由近年來之測量資料及災害情況得知，大甲溪之石岡壩至中山高大甲溪橋河段之河床變動較為劇烈，而石岡壩至舊山線鐵路橋間已呈現岩盤出露，其河床變動已非沖積河川性質，另目前模式尚未加入岩盤沖刷模擬模組，故本次選取舊山線鐵路橋上游斷面 33 處至中山高大甲溪橋固床工河段(如圖 6.1 所示)進行模式之率定驗證。此河段之幾何特性如下：

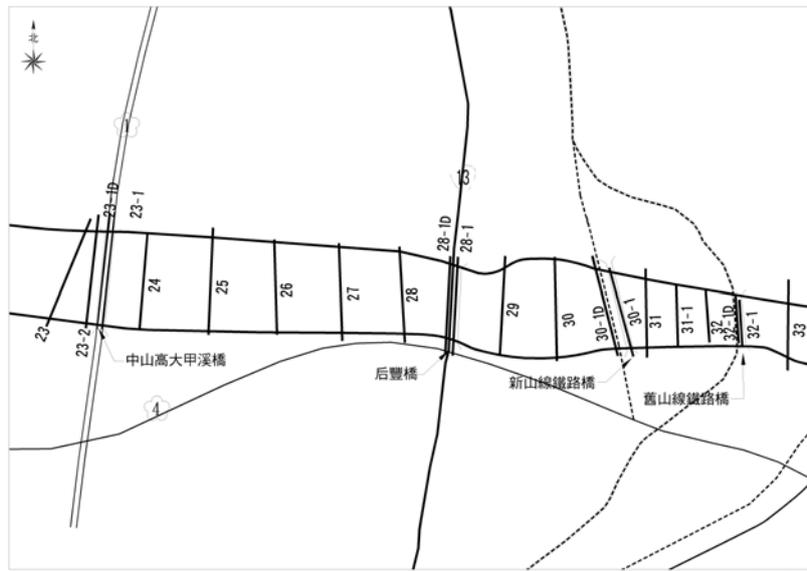


圖 6.1 動床模式率定驗證河段(斷面 33 至斷面 23-2)

6.1.1.2 地形資料

模式率定之地形資料，其初始地形採用民國 93 年 5 月之內政部 5×5 公尺 DEM 資料。模擬時間為 93 年 5 月至 94 年 11 月。民國 94 年 11 月陶林數值測量工程有限公司辦理之地形測量資料則作為與模式成果比對之基礎。計算網格之邊界若有堤防佈置，則依據民國 94 年測量之堤防高程資料，修正網格點高程。驗證地形資料，則由 94 年 11 月地形資料，比對 97 年 2 月大斷面測量資料。

圖 6.3 及圖 6.4 為採用民國 93 年內政部之 DEM 資料及民國 94 年陶林公司辦理之地形測量，以線性內插方式得出計算區域之地形等高線資料。兩年間之地形變化主要包括：

- (1) 舊山線鐵路橋至新山線鐵路橋河段，其主河道有持續沖刷現象，河道右岸於 93 年有大規模崩塌。
- (2) 新山線鐵路橋下游內埔圳固床工，受 93 年敏督利颱風影響沖毀。
- (3) 后豐橋下游（斷面 28-1）至斷面 27 間，流路有愈偏向左岸趨勢；斷面 26 至斷面 24 間，流路有往右岸舊社堤防沖刷趨勢。

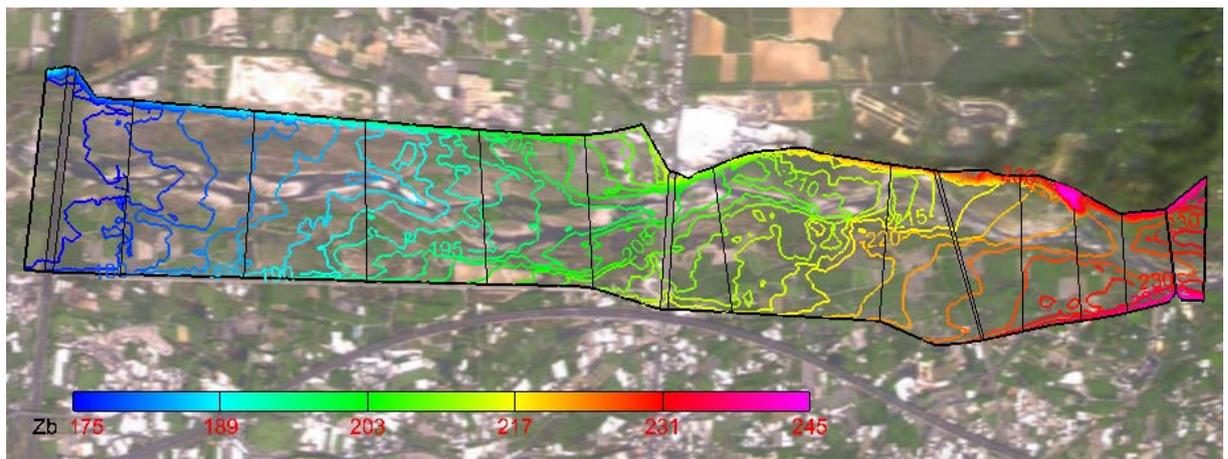


圖 6.3 模擬河段民國 93 年地形等高線圖

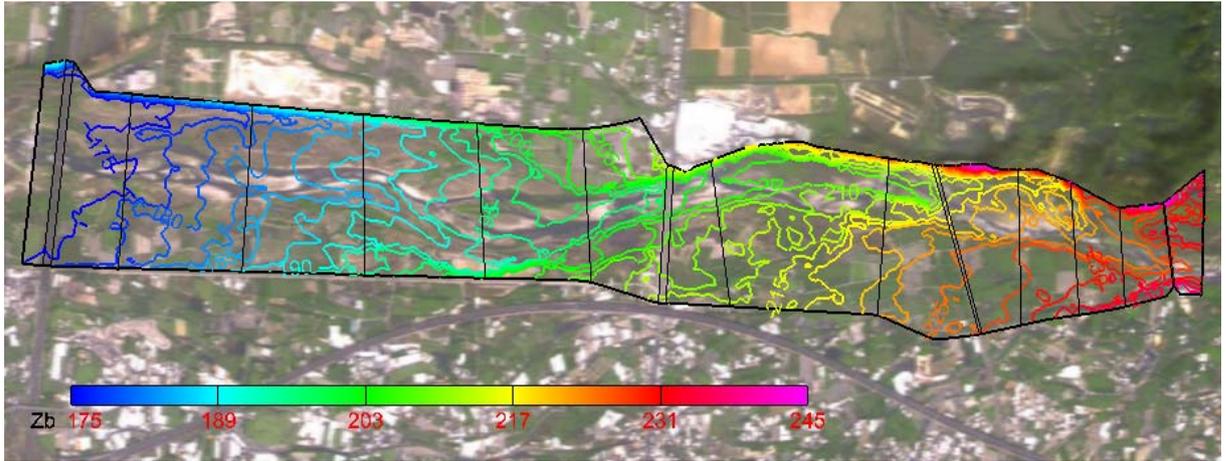


圖 6.4 模擬河段民國 94 年地形等高線圖

6.1.1.3 網格建立

模式率定驗證模擬範圍為斷面 33 至斷面 23-2 河段，計算區域包括主深河槽及高灘地，計算採用非結構性三角形網格。圖 6.5 為模擬範圍之計算網格形式，網格邊界長度範圍為 6 公尺至 67.7 公尺，網格面積範圍為 22.2 平方公尺至 899.5 平方公尺。共 4,099 個網格點，7,822 個三角形網格。

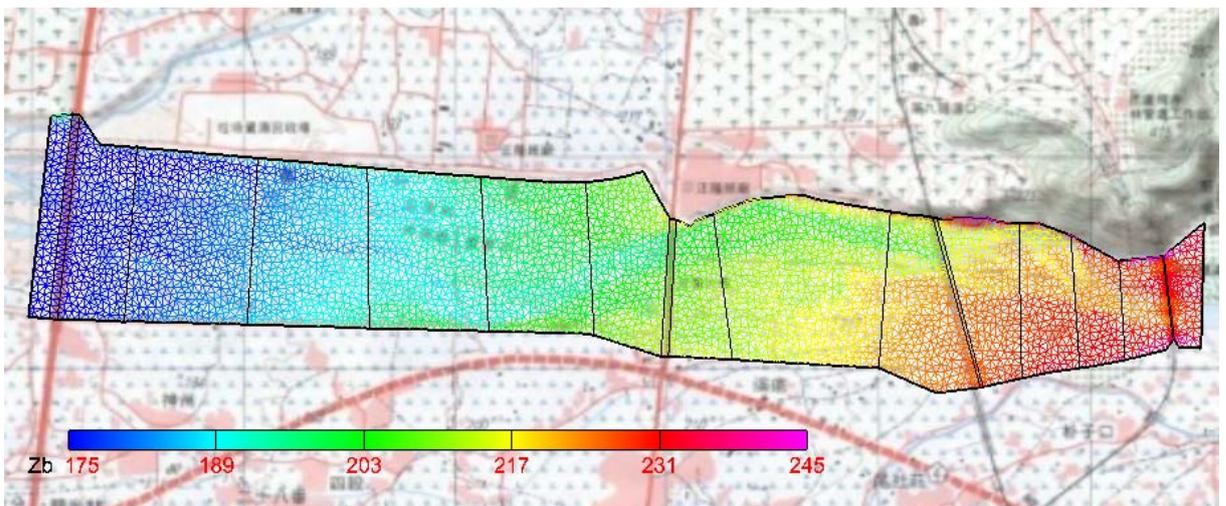


圖 6.5 模擬範圍之地形三角網格

6.1.1.4 糙度係數

河床糙率將影響水理計算結果，包括水位、流速等；而流速一方面影響水流可攜帶之懸浮載量，另一方面，流體對底床之拖曳力亦受流速影響，當流速達到河床質之起動條件時，底床泥砂會隨水流流動，造成河床變動。

依據民國 82 年前台灣省水利局之「大甲溪治理規劃報告」及 94 年 12 月經濟部水利署水利規劃試驗所之「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討」報告，大甲溪河口至天輪壩河段之河床糙率採用 0.04。少部份區域採用 0.035 或 0.045。大致而言，曼寧 n 值分佈在 0.03~0.045 之間。本次模式檢定驗證時，河床糙度主要採用 0.04，並將討論糙度係數改變之影響。

6.1.1.5 上游入流量邊界條件

由於斷面 33 未設置水位流量站，故假設斷面 33 之流量與石岡壩之放流量差異不大。模式率定之上游入流量邊界條件採用石岡壩 93 年 5 月至 94 年 11 月之放流量歷線，模式驗證則採用石岡壩 94 年 11 月至 97 年 2 月之放流量歷線，兩者皆取 1,000 cms 以上資料為有效入流量資料。依據石岡壩至中山高大甲溪橋河段之平均坡度、平均河床寬、河床質平均粒徑等特性，可初步估算此河段河床變動之控制流量約在 2,400cms 左右（未達 2 年重現期距洪水），故可假設未模擬之流量（小於 1,000cms 之流量）對河床變化影響有限。圖 6.6 及圖 6.7 分別為模式率定及驗證時輸入之入流量歷線，模擬時間則分別為 306 小時及 66 小時。

6.1.1.6 起始水位資料

於變量流模擬時，各網格點之起始條件需由定量流之模擬結果求得。模式率定入流量歷線之第一筆流量為 1,285.113 cms，模式驗證入流量歷線第一筆流量則為 2,524.447 cms。先分別採用 1,285.113 cms 及 2,524.447 cms 之定量流模擬到達收斂後各網格點之水位與流速，作為

變量流模擬之初始條件。定量流模擬之收斂條件為：當入流量與出流量之差異量小於 10^{-4} 次方，則為收斂。

6.1.1.7 下游邊界條件

模擬範圍之下游邊界為中山高大甲溪橋固床工，其邊界條件則採用由 HEC-RAS 模式計算出之此斷面水位—流量率定曲線。其關係如表 6-1 所示。

6.1.2 輸砂參數

6.1.2.1 上游輸砂量邊界條件

數值模式需給定上游輸砂量邊界條件。通常採用水文站實測懸浮載 (Suspended Load) 及流量資料進行迴歸分析而得出流量—來砂量關係曲線。由於石岡壩至斷面 33 附近未有設置水文站進行濁度監測，因此可假設上游來砂量為平衡載 (Equilibrium Load)，即上游斷面維持沖淤平衡狀態，或採用上游來砂量為零之清水沖刷方式模擬。為瞭解上游來砂量誤差對模式分析所造成的影響，後續亦將比較上游來砂量為平衡載與上游來砂量為零之模擬結果，以顯示上游來砂量誤差之影響範圍。

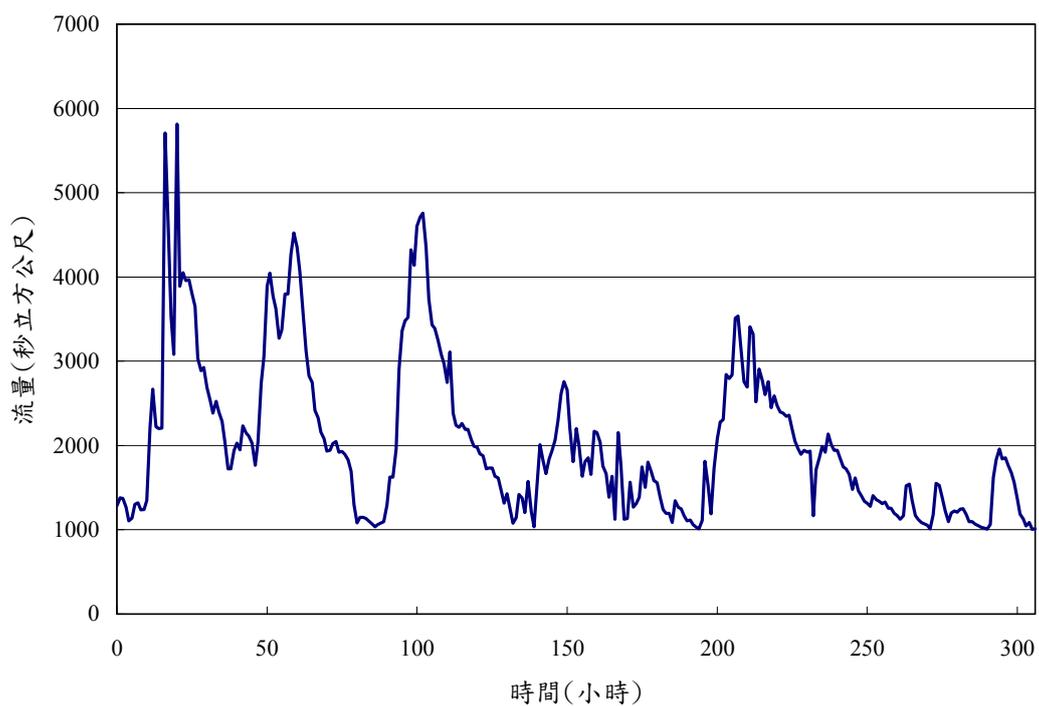


圖 6.6 上游入流量歷線（率定用）

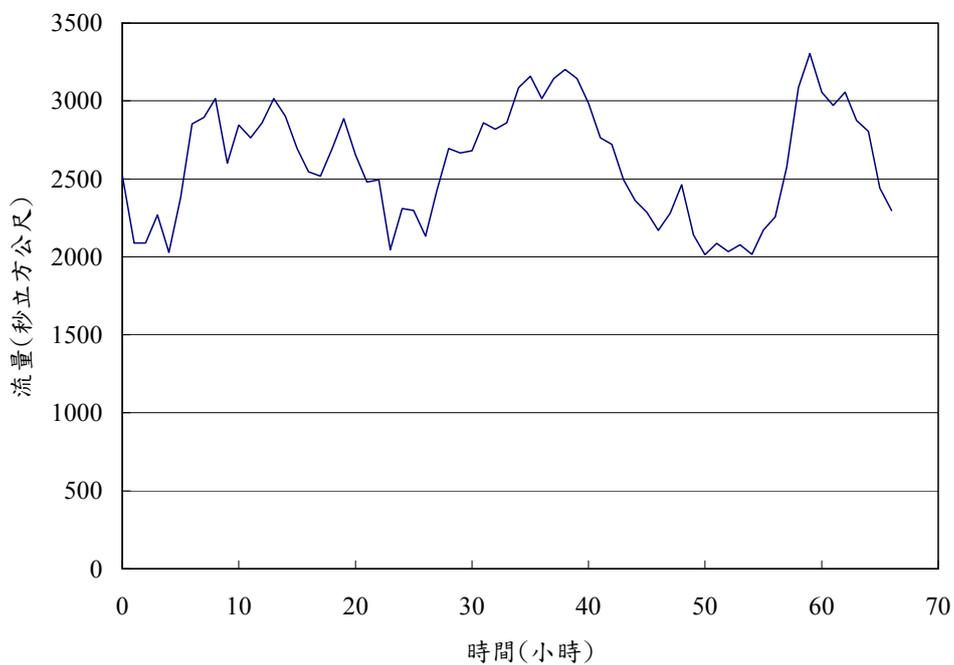


圖 6.7 上游入流量歷線（驗證用）

表 6-1 中山高大甲溪橋固床工處之水位—流量關係

水位 (EL. m)	流量(cms)
171.16	100
171.74	1,000
172.16	2,000
172.37	2,600
172.99	4,500
173.30	5,900
173.58	7,300
173.91	8,900
174.15	10,300

6.1.2.2 河床質粒徑資料

歷年只有民國 72 年及 97 年辦理大甲溪流域之河床質採樣分析。由於模式檢定驗證時段為民國 93 年至 94 年，若以民國 72 年資料，因其採樣時間較為久遠，較不能代表 93、94 年時之河床質，故採用民國 97 年之河床質採樣資料設定模式之河床質粒徑分佈。

模式模擬區域介於斷面 33 及斷面 23-2 之間，由民國 97 年資料得知，此河段之共有 7 組河床質採樣資料，包括：斷面 33 一組（具覆蓋層河道）、斷面 32、斷面 29 及斷面 25 各二組（包括高灘地及主深槽），每組資料皆包含護甲層和底層資料。各採樣點資料之篩分析成果詳見表 6-2。

圖 6.8 及圖 6.9 分別為 7 組河床質採樣點之護甲層及底層粒徑分佈曲線。由上述資料可知，模擬河段護甲層粒徑 50%以上大於 70mm，底層粒徑則 50%以上大於 30mm。

6.1.2.3 粒徑區間

粒徑分佈資料輸入模式時，需先設定粒徑區間，再輸入各區間所佔比例。粒徑區間數將影響計算速率，因計算輸砂量時將依粒徑區間各別計算其輸砂量。本次模擬將粒徑資料分為 10 區間，如表 6-3 所示。

表 6-2 採樣點篩分析成果表

大甲溪33斷面河中央(護甲)停留篩百分比(%)				大甲溪33斷面河中央(底)停留篩百分比(%)			大甲溪32斷面左上(護甲)停留篩百分比(%)		
篩尺吋	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)
>12"	0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	128.0	19.3	19.3
12"~6"	240	28.9	28.9	282	19.1	19.1	199	30.0	49.3
6"~3"	205	24.7	53.6	296	20.1	39.2	85	12.8	62.1
3.0"~1.5"	159	19.2	72.8	239	16.2	55.5	50	7.5	69.7
1.5"~3/4"	32	3.9	76.6	64	4.3	59.8	14	2.1	71.8
3/4"~3/8"	67	8.1	84.7	140	9.5	69.3	27	4.1	75.9
3/8"~#4	127.0	3.5	88.2	452	1.4	70.7	160.0	3.5	79.4
#4~#10		3.5	91.8		3.9	74.6		4.0	83.4
#10~#20		1.6	93.4		6.8	81.4		1.4	84.7
#20~#40		2.5	95.9		9.9	91.4		3.0	87.8
#40~#60		2.0	97.9		5.3	96.7		4.1	91.9
#60~#100		1.2	99.1		2.2	98.8		4.0	95.9
#100~#200		0.7	99.7		0.9	99.7		3.0	98.9
>#200		0.3	100.0		0.3	100.0		1.1	100.0
合計	830.0	0.0	100.0	1473.00	0.00	100.00	663.00	0.00	100.00
取樣最大粒徑	25公分			20公分			35公分		

大甲溪32斷面左上(底)停留篩百分比(%)				大甲溪32斷面左下(護甲)停留篩百分比(%)			大甲溪32斷面左下(底)停留篩百分比(%)		
篩尺吋	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)
>12"	286	23.0	23.0	117	21.3	21.3	194	16.8	16.8
12"~6"	275	22.1	45.0	165	30.1	51.4	270	23.4	40.2
6"~3"	156	12.5	57.5	57	10.4	61.7	126	10.9	51.1
3.0"~1.5"	113	9.1	66.6	43	7.8	69.6	148	12.8	64.0
1.5"~3/4"	65	5.2	71.8	28	5.1	74.7	87	7.5	71.5
3/4"~3/8"	83	6.7	78.5	19	3.5	78.1	69	6.0	77.5
3/8"~#4	268.0	7.0	85.5	120.0	2.3	80.5	260.0	4.5	82.0
#4~#10		6.4	91.9		3.2	83.7		5.6	87.6
#10~#20		1.0	92.9		1.1	84.8		2.0	89.6
#20~#40		1.8	94.7		1.7	86.5		3.1	92.7
#40~#60		2.2	96.9		2.6	89.1		3.1	95.8
#60~#100		1.7	98.7		5.0	94.1		2.4	98.3
#100~#200		1.0	99.7		4.3	98.4		1.2	99.5
>#200		0.3	100.0		1.6	100.0		0.5	100.0
合計	1246.00	0.0	100.00	549.00	0.00	100.00	1154.0	0	100
取樣最大粒徑	35公分			37公分			37公分		

表 6-2 採樣點篩分析成果表(續)

大甲溪29斷面左(護甲)停留篩百分比(%)				大甲溪29斷面左(底)停留篩百分比(%)			大甲溪29斷面右(護甲)停留篩百分比(%)		
篩尺吋	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)
>12"	82	8.5	8.5	0	0.0	0.0	142.0	15.4	15.4
12"~6"	236	24.5	33.0	199	19.4	19.4	197	21.4	36.8
6"~3"	157	16.3	49.3	170	16.6	35.9	167	18.1	54.9
3.0"~1.5"	116	12.0	61.4	134	13.0	49.0	116	12.6	67.5
1.5"~3/4"	75	7.8	69.2	81	7.9	56.9	76	8.2	75.7
1/2"~3/8"	55	5.7	74.9	70	6.8	63.7	45	4.9	80.6
3/8"~#4	242.0	3.6	78.4	373	4.4	68.1	179.0	3.2	83.8
#4~#10		6.4	84.8		11.0	79.1		4.8	88.6
#10~#20		3.1	88.0		6.1	85.2		2.3	90.9
#20~#40		3.7	91.7		7.1	92.3		3.2	94.1
#40~#60		3.4	95.0		3.7	96.0		2.7	96.8
#60~#100		2.3	97.4		1.8	97.8		1.6	98.5
#100~#200		1.8	99.2		1.4	99.1		1.0	99.5
>#200		0.8	100.0		0.9	100.0		0.5	100.0
合計	963.0	0.0	100.0	1027.00	0.00	100.00	922.00	0.00	100.00
取樣最大粒徑	30公分			23公分			32公分		

大甲溪29斷面右(底)停留篩百分比(%)				大甲溪25斷面右(護甲)停留篩百分比(%)			大甲溪25斷面右(底)停留篩百分比(%)		
篩尺吋	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)
>12"	0	0.0	0.0	219	23.9	23.9	176	13.2	13.2
12"~6"	307	30.6	30.6	301	32.8	56.7	232	17.4	30.6
6"~3"	201	20.0	50.6	166	18.1	74.8	307	23.0	53.6
3.0"~1.5"	152	15.1	65.7	71	7.7	82.6	181	13.6	67.2
1.5"~3/4"	85	8.5	74.2	21	2.3	84.8	87	6.5	73.7
1/2"~3/8"	58	5.8	80.0	7	0.8	85.6	50	3.8	77.5
3/8"~#4	201.0	4.5	84.5	132.0	1.4	87.0	300.0	4.0	81.5
#4~#10		6.5	90.9		2.2	89.2		5.4	86.9
#10~#20		2.9	93.8		0.8	90.0		1.8	88.7
#20~#40		2.7	96.5		2.2	92.2		3.9	92.6
#40~#60		1.8	98.3		3.2	95.4		3.8	96.4
#60~#100		1.0	99.3		2.1	97.5		2.1	98.5
#100~#200		0.5	99.8		1.6	99.2		1.1	99.6
>#200		0.2	100.0		0.8	100.0		0.4	100.0
合計	1004.00	0.0	100.00	917.00	0.00	100.00	1333.0	0	100
取樣最大粒徑	29公分			32公分			30公分		

表 6-2 採樣點篩分析成果表(續)

大甲溪25斷面左(護甲)停留篩百分比(%)				大甲溪25斷面左(底)停留篩百分比(%)		
篩尺吋	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)	重量(Kg)	百分比(%)	累積百分比(%)
>12"	154	14.8	14.8	58	8.3	8.3
12"~6"	415	39.8	54.6	148	21.1	29.4
6"~3"	153	14.7	69.3	104	14.8	44.2
3.0"~1.5"	87	8.3	77.6	98	14.0	58.2
1.5"~3/4"	57	5.5	83.1	76	10.8	69.0
1/2"~3/8"	39	3.7	86.9	50	7.1	76.2
3/8"~#4	137.0	2.2	89.0	167	2.6	78.8
#4~#10		3.1	92.2		4.1	82.9
#10~#20		1.4	93.5		2.0	84.8
#20~#40		1.9	95.5		4.1	88.9
#40~#60		2.1	97.6		5.4	94.3
#60~#100		1.3	98.9		3.4	97.8
#100~#200		0.8	99.7		1.8	99.6
>#200		0.3	100.0		0.4	100.0
合計	1042.0	0.0	100.0	701.00	0.00	100.00
取樣最大粒徑	40公分			40公分		

表 6-3 粒徑區間設定

區間編號	粒徑大小範圍 (mm)
1	0.01 ~ 0.85
2	0.85 ~ 2
3	2 ~ 4.75
4	4.75 ~ 9.525
5	9.525 ~ 19.05
6	19.05 ~ 38.1
7	38.1 ~ 76.2
8	76.2 ~ 152.4
9	152.4 ~ 304.8
10	304.8 ~ 400

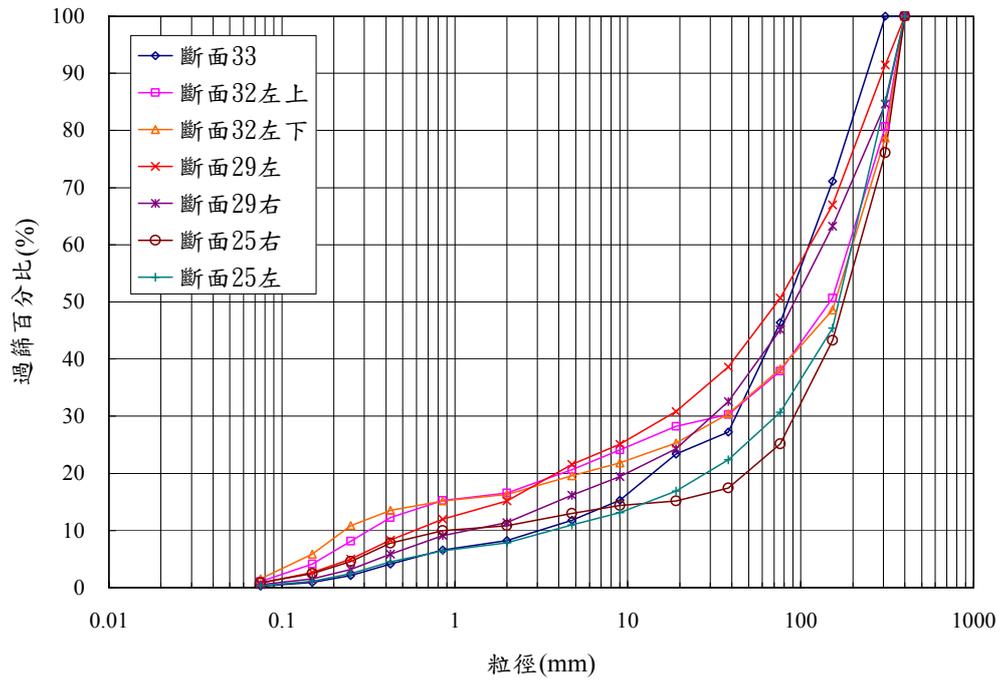


圖 6.8 河床質粒徑分佈曲線(護甲層)

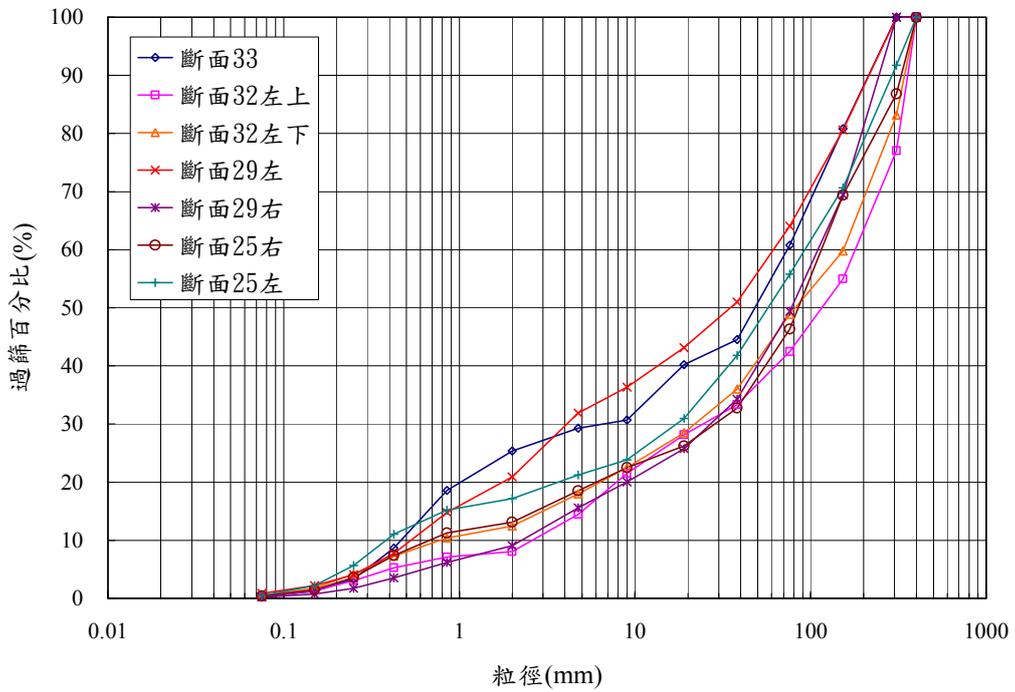


圖 6.9 河床質粒徑分佈曲線(底層)

6.1.2.4 起始河床型態

模式之起始河床型態需先將模擬河段分區，再設定之各區段河床質粒徑組成、河床分層型態，並可設定各區域之輸砂量修正係數、此區域內之最大可沖刷深度及可淤積厚度等。模擬河段之起始河床分區及採用之河床質粒徑分佈資料整理如表 6-4 所示。

河床分層包括：混合層、母層及混合層與母層間之河床分層，需訂定各層之粒徑組成及厚度。於模式率定驗證中之混合層採用本次河床質採樣分析結果之護甲層粒徑分佈資料；母層則採用底層粒徑分佈資料；母層與混合層間，加入一 15 公尺厚之沖積層，其粒徑分佈則與母層設定相同。

由現地勘察得知，斷面 33 至舊山線鐵路橋間已有岩盤露出，其上已無河床質覆蓋層，因本模式尚未具岩盤沖刷與輸砂之模擬功能，故此河段之主深槽岩盤出露區域設定其可沖刷深度為零。另中山高大甲溪橋下游潛堰固床工，亦不考量其被沖毀情況，故潛堰範圍亦設定其可沖刷深度為零。其餘河段之可沖淤深度，則依據 93 年及 94 年地形資料之差距，設定可沖淤範圍。各區域之輸砂修正係數及可沖淤深度，詳見表 6-5。

6.1.2.5 輸砂計算方式

SEC-HY21 之輸砂演算可分為三種方式，包括：採用河床載/總載傳輸方式 (Bed load or bed material load transport)、懸浮載傳輸方式 (Suspended load transport) 及河床載及懸浮載分開計算方式 (Bed load and suspended load seperately) 來估算河道輸砂量。若於粒徑較細懸浮載較多之河段，則應採用河床載及懸浮載分開計算方式；若於懸浮載較少之河段，則可採用河床載/總載傳輸方式。

由模擬河段之河床質粒徑分佈可知，斷面 33 至中山高大甲溪橋固床工河段之河床質為卵礫石河床，故於模式模擬時採用河床載/總載傳輸方式計算河道輸砂量。

表 6-4 河床質粒徑分佈設定分區

分區編號	河段	範圍	河床質資料(斷面編號)
1	斷面 33 至舊山線鐵路橋	深槽	33
2	斷面 33 至舊山線鐵路橋	灘地	33
3	舊山線鐵路橋至新山線鐵路橋	深槽	32 左上
4	舊山線鐵路橋至新山線鐵路橋	灘地	32 左下
5	新山線鐵路橋至后豐橋	深槽	29 左
6	新山線鐵路橋至后豐橋	灘地	29 右
7	后豐橋至斷面 23-2	深槽	25 右
8	后豐橋至斷面 23-2	灘地	25 左
9	中山高大甲溪橋潛堰固床工	固床工	25 左

表 6-5 模式各分區之輸砂修正係數及可沖淤深度

分區編號	輸砂修正係數	最大沖刷深度(公尺)	最大淤積深度(公尺)
1	0	0	5
2	1	2	5
3	1	20	5
4	1	20	5
5	1	20	5
6	1	20	5
7	1	20	5
8	1	20	5
9	0	0	5

6.1.2.6 輸砂演算數值方法相關參數

主要參數包括：存在輸砂行為之最小水深（HSEDT）、單一輸砂計算時步可允許之最大沖刷或淤積深度（DZBMAX）等。因大甲溪河床質粒徑較大，HSEDT 將假設介於 0.01m~0.05m 之間；DZBMAX 之單位為 m/day，依據歷年來河床沖淤變化，假定 DZBMAX 之量值不大於 15m/day。

6.1.2.7 輸砂公式

為擇定合適之輸砂公式，本計畫於模式率定驗證前，已透過定量流動床模擬測試，淘汰無法演算之輸砂公式，後續將選擇 Yang 總載輸砂公式、Ackers and White 總載輸砂公式、Engelund and Hansen 總載輸砂公式、Wilcock and Crowe 河床載輸砂公式及 Parker 河床載輸砂公式進行模擬，再與民國 94 年測量結果比較，藉以選出適合計畫河段之輸砂公式。其中 Parker 河床載輸砂公式，其模擬底床泥砂最小粒徑需 2 mm 以上，故亦探討將 2 mm 以上之各粒徑區間組成百分比重新常態分佈化（renormalization），得出河床質粒徑組成比例為 1，其模擬結果與未 renormalization 之差異。

6.1.3 控制參數敏感度分析

依據資料充份度及模式功能，此次 SEC-HY21 模式率定驗證之主要控制參數包括：輸砂公式、糙度係數、上游入流輸砂量、混合層厚度、存在輸砂行為之最小水深（HSEDT）、單一輸砂計算時步可允許之最大沖刷或淤積深度（DZBMAX）等。而參數之敏感度分析，可分為局部敏感度分析及全域敏感度分析兩類：局部敏感度分析乃僅考慮參數定義域中之某一組變化對於模式輸出之影響；全域敏感度分析則考慮全部參數變化對模式輸出之影響。因局部參數敏感度分析能探討各別參數之影響，故本研究將採用此方式進行參數敏感度分析及驗證。

輸砂公式部份，將採用 Yang（total load）、Ackers and White（total load）、Engelund and Hansen（total load）、Wilcock and Crowe（bed load）及 Parker（bed load）等 5 個輸砂公式進行模擬，其中 Parker 輸砂公式亦比較河床質粒徑 renormalization 後之模擬結果；糙度係數調整全域糙度為 0.03、0.035、0.04 及 0.045 以比較其影響；上游入流輸砂量，則比較上游來砂量為平衡載與上游來砂量為零之模擬結果；混合層厚度，則設定為 D50 之 2、3、4 倍，或是 0.66 公尺（研究區域混合層最大粒徑平均值之 2 倍）及 0.8 公尺（研究區域混合層最大粒徑之 2 倍）；存在輸砂行為之最小水深（HSEDT）則探討其為 0.01 公尺、0.03 公尺及 0.05 公尺時之模擬結果變化；單一輸砂計算時步可允許之最大沖刷

或淤積深度(DZBMAX)之變化則包括：5m/day、10m/day 及 15m/day。表 6-6 為本研究針對大甲溪斷面 23-2 至斷面 33 河段研擬之控制參數變化測試案例表，即以不同之輸砂公式、糙度係數、上游入流輸砂量、混合層厚度、HSED_T 及 DZBMAX 等控制參數測試 18 組案例，並以模式輸出之各斷面沖淤量變化、底床高程變化結果檢驗其合理性，以選定適合本研究河段之控制參數。

表 6-6 大甲溪模擬河段沖於控制參數變化測試案例

案例	輸砂公式	糙度係數	上游入流量	混合層厚度	HSED T	DZBMAX
Case 1	Yang	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 2	Ackers and White	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 3	Engelund and Hansen	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 4	Wilcock and Crowe	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 5	Parker	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 6	Parker(renormalization)	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 7	Yang	0.03	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 8	Yang	0.035	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 9	Yang	0.045	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 10	Yang	0.04	清水沖刷	$3 \times D_{50}$	0.01	5
Case 11	Yang	0.04	平衡載	$4 \times D_{50}$	0.01	5
Case 12	Yang	0.04	平衡載	$2 \times D_{50}$	0.01	5
Case 13	Yang	0.04	平衡載	0.66 m	0.01	5
Case 14	Yang	0.04	平衡載	0.8 m	0.01	5
Case 15	Yang	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.03	5
Case 16	Yang	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.05	5
Case 17	Yang	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	10
Case 18	Yang	0.04	平衡載	$3 \times D_{50}$	0.01	15

6.1.3.1 輸砂公式

圖 6.10 及圖 6.11 為採用 5 種不同輸砂公式模擬 93~94 年之河床沖淤量及綫線變化。由圖 6.10 可知，93 年至 94 年之各斷面沖淤量變化，除斷面 32（河心距 20,601 公尺）處淤積情況外，其餘河段皆為沖刷，其中又以斷面 30（原內埔圳固床工處，河心距 19,340 公尺）及斷面 31-1（新山線鐵路橋上游，其右岸於敏督利颱風後有大量崩塌，河心距 20,211 公尺）之沖刷量較大，其 93 至 94 年之變化量可達 60 萬立方公尺以上。此兩處之沖刷量分別與人為構造物之毀損（內埔圳固床工於 93 年敏督利颱風時沖毀）及岸壁崩塌相關，於現有動床模式中並未能模擬構造物沖毀後之水理輸砂現象劇變，以及岸壁崩塌機制及崩塌物質之輸送現象，故模擬結果與實際河道變遷將有一定之誤差。

而各輸砂公式造成之河床沖淤量比較如下：採用 Yang 總載輸砂公式（Case1），於研究河段各斷面之沖淤量變化與 93~94 年實際沖淤量變化有較相同趨勢。Engelund and Hansen 總載輸砂公式（Case3）之沖刷量大多大於其它輸砂公式計算結果，但亦因上游輸砂量較多，故於后豐橋下游斷面始開闊處易有堆積，其結果於斷面 26~27 間（河心距 17,067~17,653 公尺）之淤積量較 Yang 總載輸砂公式計算結果為多。其餘輸砂公式（包括：Case2 之 Ackers and White 總載輸砂公式、Case4 之 Engelund and Hansen 河床載輸砂公式及 Case5、Case6 之 Parker 河床載輸砂公式）之模擬結果顯示其沖刷量較少，若採用這些輸砂公式，則較不能表現模擬河段之沖刷趨勢。此外，Parker 輸砂公式若未將河床質粒徑組成修正至 2 mm 以上而採用原始數據（Case5），則其河道輸砂計算誤差嚴重。

由圖 6.11 可知，93 年至 94 年之綫線高程變化，除后豐橋處及斷面 26、斷面 27 處綫線高程有些微昇高情況外，其餘河段皆為沖刷，其中又以斷面 30 及斷面 31-1 之綫線變化量較大，其 93 至 94 年之變化量分別為 -6.7 及 -4.4 公尺。

各輸砂公式之谿線變化模擬結果如下:Yang 總載輸砂公式(Case1) 模擬結果大多較 94 年谿線高程值高,若扣除斷面 30 及斷面 31-1 之谿線高程劇烈變化,其餘斷面與 94 年谿線高差介於 0.21~3.92 公尺間。Engelund and Hansen 總載輸砂公式(Case3)之谿線高程模擬結果,於后豐橋以上斷面主要有過度沖刷現象,同樣不計斷面 30 及斷面 31-1,斷面谿線與 94 年實際情況之高差介於-4.82~+0.28 公尺間;於后豐橋下游斷面則有沖刷不足現象,斷面谿線高差介於 0.98~3.74 公尺間。採用其餘輸砂公式之模擬結果亦與 Yang 總載輸砂公式結果相似,即沖刷不足而大多數之谿線高程較 94 年值高,Case2(Ackers and White) 模擬結果之斷面谿線與 94 年實際情況之高差介於 0.14~4.30 公尺間、Case4(Engelund and Hansen) 模擬結果之斷面谿線與 94 年實際情況之高差介於-1.32~+6.07 公尺間,Case6(Parker) 模擬結果之斷面谿線與 94 年實際情況之高差介於 1.09~3.86 公尺間。

由上述結果可知,採用 Engelund and Hansen 輸砂公式易於上游有過度沖刷,Yang、Ackers and White、Engelund and Hansen 及 Parker 於此模擬條件皆有沖刷不足現象,而於同樣模擬設定下,Yang 之沖刷量及趨勢與實際狀況較為接近。故後續模擬將主要採用 Yang 總載輸砂公式。

6.1.3.2 糙度係數

圖 6.12 及圖 6.13 為模擬河段於 4 種不同河床糙度係數下,93~94 年之河床沖淤量及谿線變化模擬結果。整體而言,於后豐橋上游河段,河道糙度係數採用 0.03~0.045,其沖淤量與谿線高程差異有限;於后豐橋下游,當糙度係數較小($n = 0.03$ 或 0.035),則后豐橋下游段河道沖淤量及谿線高程變化較大。由圖 6.12 亦可知,各斷面之沖淤趨勢,以糙度係數為 0.04 時之結果與 93 至 94 年之變化量較相似,此一量值亦為歷次治理計畫水理計算之糙度設定值,故後續模擬案例之河床糙度主要採用 0.04。

6.1.3.3 上游入流輸砂量

圖 6.14 及圖 6.15 為採用 Yang 輸砂公式於上游泥砂入流量為平衡輸砂或清水流情況下，93~94 年之河床沖淤量及谿線變化模擬結果。由圖 6.14 可知，若入流為清水流，則斷面 32（河心距 20,601 公尺）以上之入流段河道沖刷量較平衡輸砂時多，斷面 32 至斷面 30-1（新山線鐵路橋，河心距 19,781 公尺）間則平衡輸砂與清水流之各斷面沖刷量差異並無固定趨勢，斷面 30-1 至斷面 27（河心距 17,653 公尺）間，平衡輸砂之河道沖刷量較多，斷面 27 至中山高大甲溪橋間則為清水流之河道中刷量較多。若將模擬範圍沖淤量累計，則平衡輸砂之累積沖刷量為約 194 萬立方公尺，清水流之累積沖刷量則為約 205 萬立方公尺，由此可知，於此模擬河段，上游若為清水流，其造成之模擬河道之累積沖刷量雖多於平衡輸砂情況，但差異量僅約 5%。另由圖 6.15 可知，兩種上游來砂量條件造成之谿線高程差異有限，因此對本模擬區域而言，上游來砂量估算之誤差影響仍在可接受範圍。

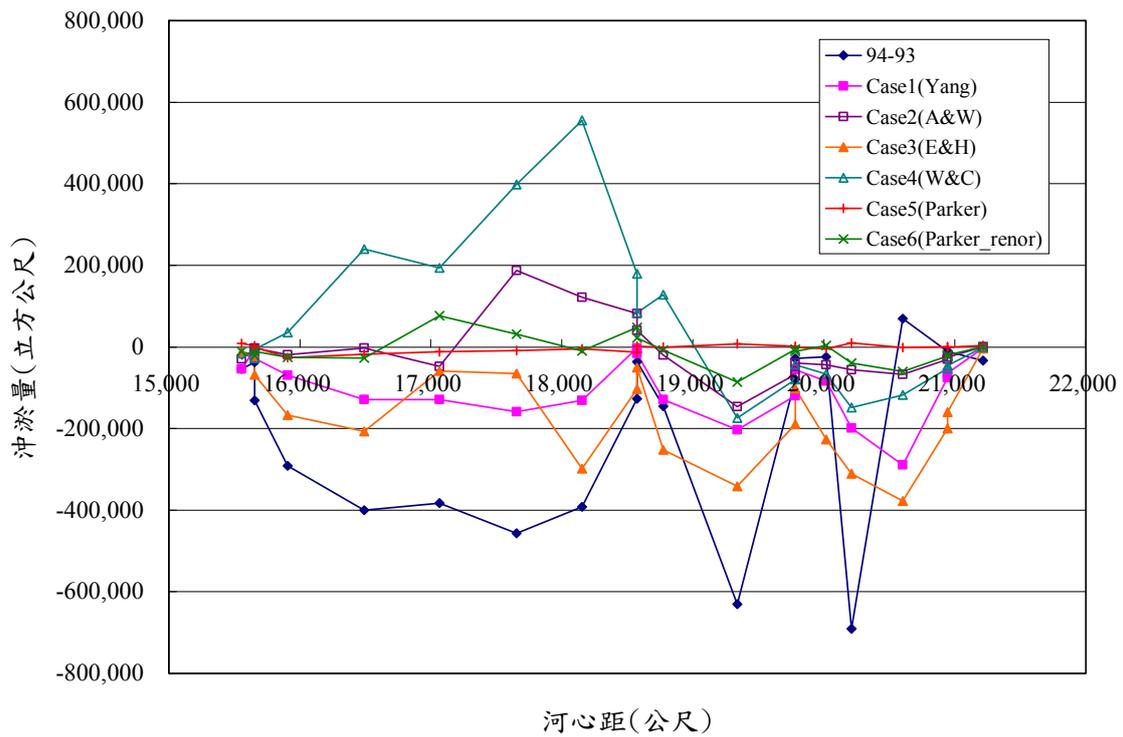


圖 6.10 模擬河段断面沖淤量變化(不同輸砂公式)

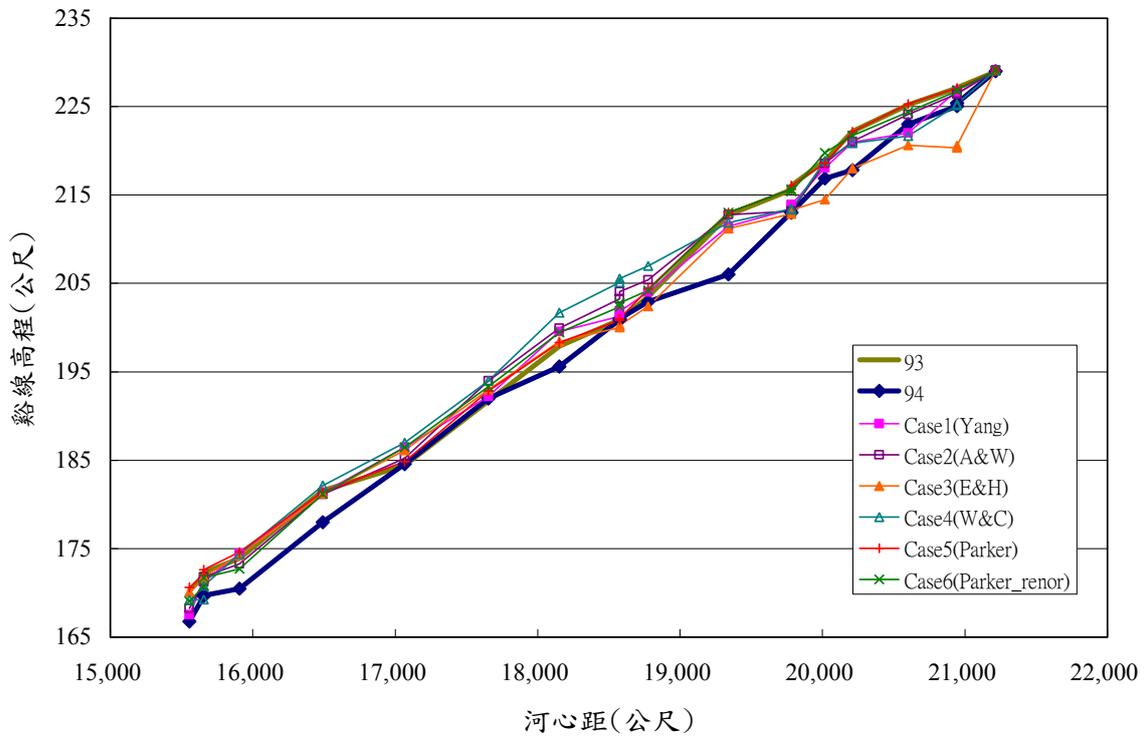


圖 6.11 模擬河段断面谿線變化(不同輸砂公式)

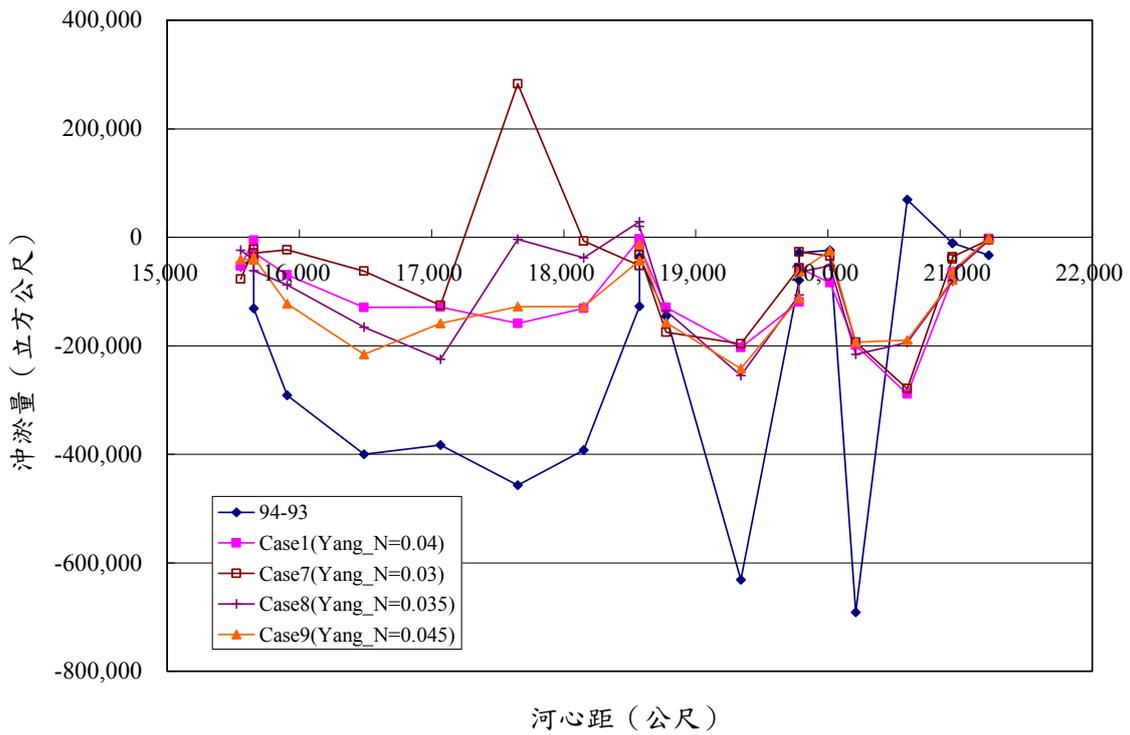


圖 6.12 模擬河段斷面沖淤量變化(不同糙度係數)

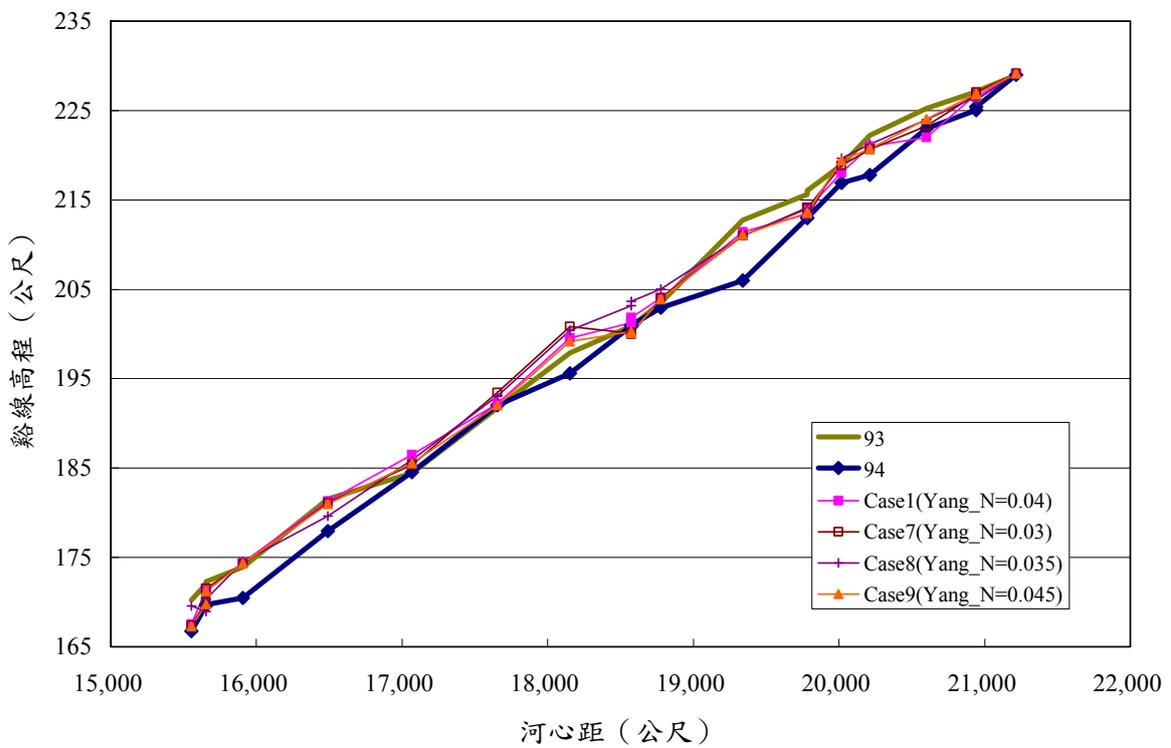


圖 6.13 模擬河段斷面谿線變化(不同糙度係數)

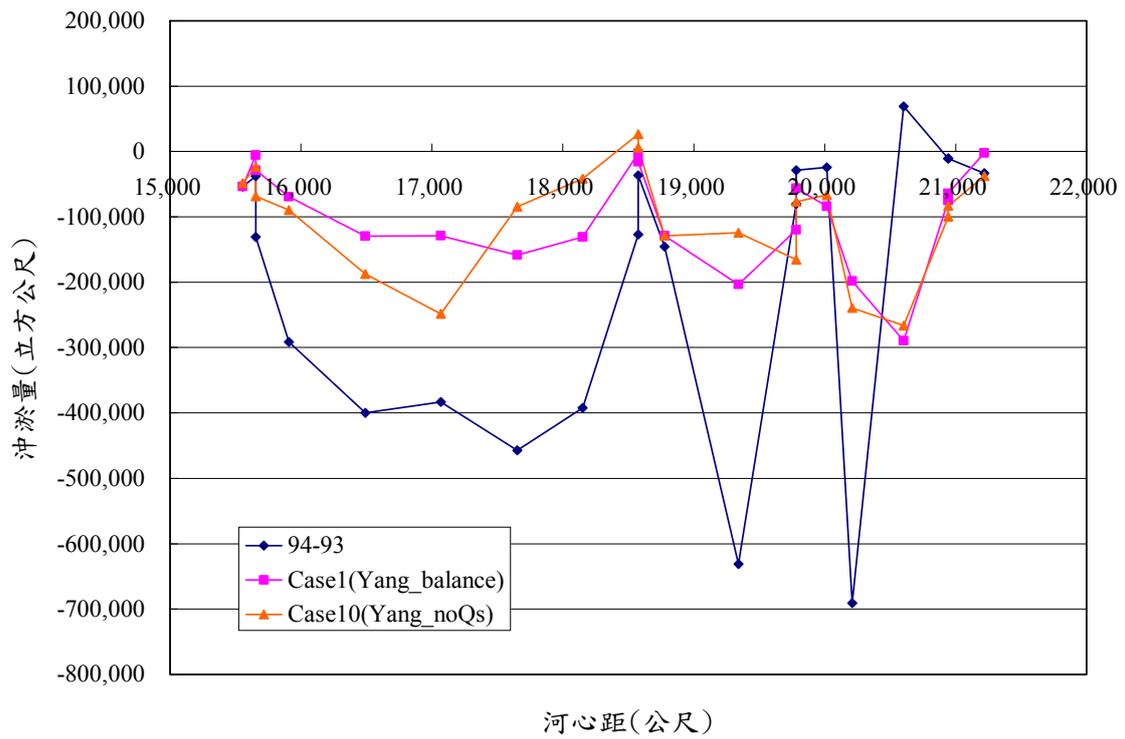


圖 6.14 模擬河段斷面沖淤量變化(上游來砂量改變)

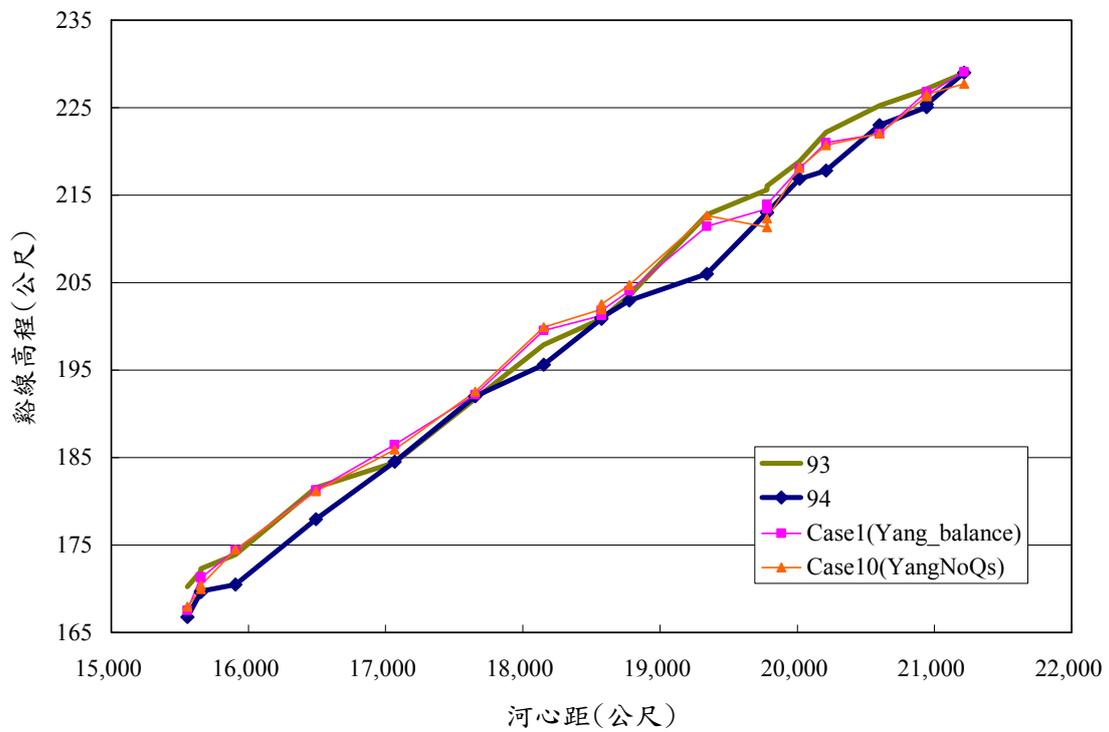


圖 6.15 模擬河段斷面給線變化(上游來砂量改變)

6.1.3.4 混合層厚度

圖 6.16 及圖 6.17 為採用 Yang 輸砂公式於 5 種不同混合層厚度下（包括為 d_{50} 之倍數或為一定值），93~94 年之河床沖淤量及綫線變化模擬結果。由模擬結果可知，若混合層厚度為 d_{50} 之倍數(即意謂混合層厚度隨時間空間變化)，則其沖淤量值及綫線變化較無固定趨勢；若混合層厚度為一定值，則混合層厚度愈大，其沖淤量變化亦愈大，綫線高程變化則受斷面上游之沖淤量變化影響，較無隨混合層厚度改變而有固定變化趨勢。因混合層厚度為一學理定義，天然流場中難以估計與測量，故將採用其變化趨勢與實際河床變遷較為接近之 3 倍 d_{50} 作為後續本河段動床模擬之混合層厚度設定值。

6.1.3.5 存在輸砂行為之最小水深 (HSEDT)

圖 6.18 及圖 6.19 為於 3 種不同 HSEDT 設定下，93~94 年之河床沖淤量及綫線變化模擬結果。若以各斷面沖淤量來看，存在輸砂行為之最小水深為 0.01 公尺及 0.05 公尺之模擬結果與 93~94 年之沖淤量情況較相似，而其中又以 HSEDT 為 0.01 公尺之變化趨勢較為接近，但 HSEDT 為 0.05 公尺時，模擬區域累積沖刷量 219 萬立方公尺，較 HSEDT 為 0.01 公尺之累積沖刷量 205 萬立方公尺多出約 6.6%。而以綫線變化來看，存在輸砂行為之最小水深為 0.01 公尺及 0.05 公尺之模擬結果各有較優劣段，如 HSEDT 為 0.05 公尺時，后豐橋至斷面 27(河心距 17,653 公尺)之淤積情況較多；但斷面 27 至斷面 25(河心距 16,491 公尺)河段，HSEDT 為 0.05 公尺時模擬結果較接近 94 年之綫線高程。此一參數所造成之河床變化與河床粒徑組成與運移相關，難以單獨界定其變化趨勢與影響，故由模擬案例可歸納之結論為，於此模擬河段，存在輸砂行為之最小水深 (HSEDT) 之設定，可採 0.01 公尺或 0.05 公尺。

6.1.3.6 單一輸砂計算時步可允許之最大沖刷/淤積深度 (DZBMAX)

圖 6.20 及圖 6.21 為於 3 種不同 DZBMAX 設定下，93~94 年之河床沖淤量及綫線變化模擬結果。由圖 6.20 可知，隨單一輸砂計算時步

可允許之最大沖刷/淤積深度 (DZBMAX) 增加，新山線鐵路橋上游河段沖淤量亦增加；但新山線鐵路以降，DZBMAX 增加將使各斷面沖淤變化大，如 DZBMAX 設定為 10 m/day 時，后豐橋至中山高大甲溪橋間之沖淤量變化極大，即上游斷面為沖刷時，下游斷面即堆積，而 DZBMAX 設定為 15 m/day 時，后豐橋上下游之沖淤量變化有過於沖刷或堆積情況。由圖 6.21 亦可知，各斷面之沖淤趨勢，以 DZBMAX 為 5 m/day 時之結果與 93 至 94 年之變化量較相似，同樣地，DZBMAX 改變所造成之谿線高程變化亦與沖淤量變化有相同趨勢。DZBMAX 此一參數與 HSEDT 類似，當此參數調整時，所造成之河床變化與河床粒徑組成與運移相關，難以單獨界定其變化趨勢與影響，故由模擬案例可歸納之結論為，於此模擬河段，DZBMAX 較適合之設定值為 5 m/day。

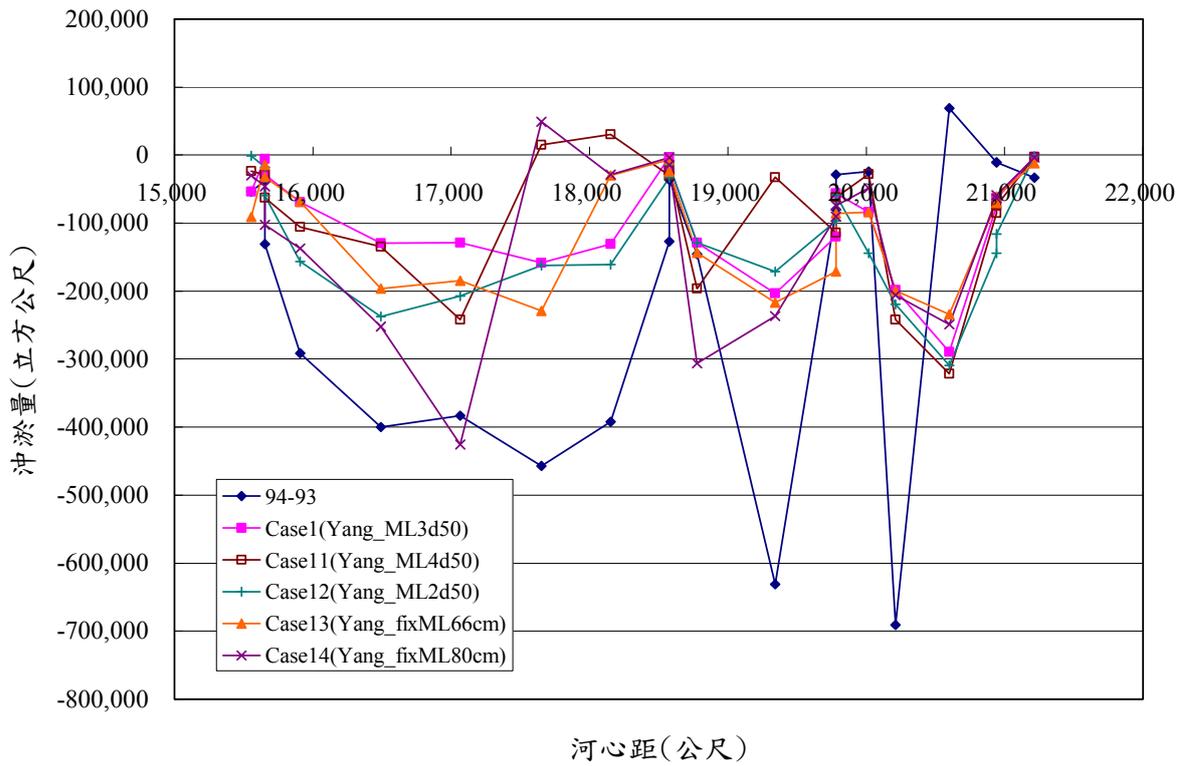


圖 6.16 模擬河段斷面沖淤量變化(不同混合層厚度)

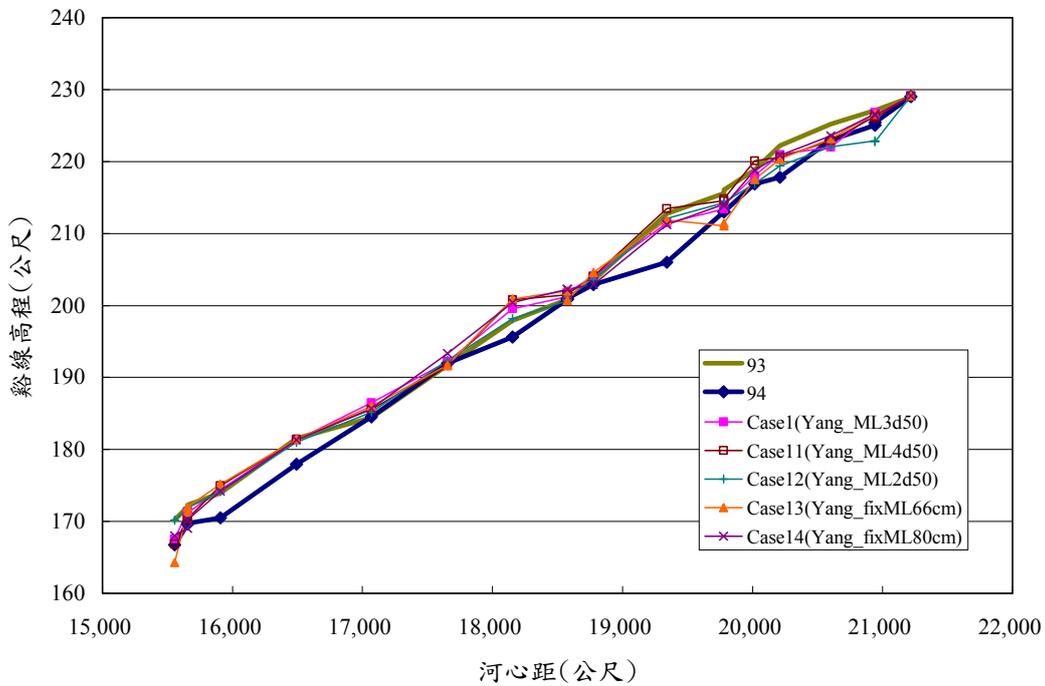


圖 6.17 模擬河段斷面谿線變化(不同混合層厚度)

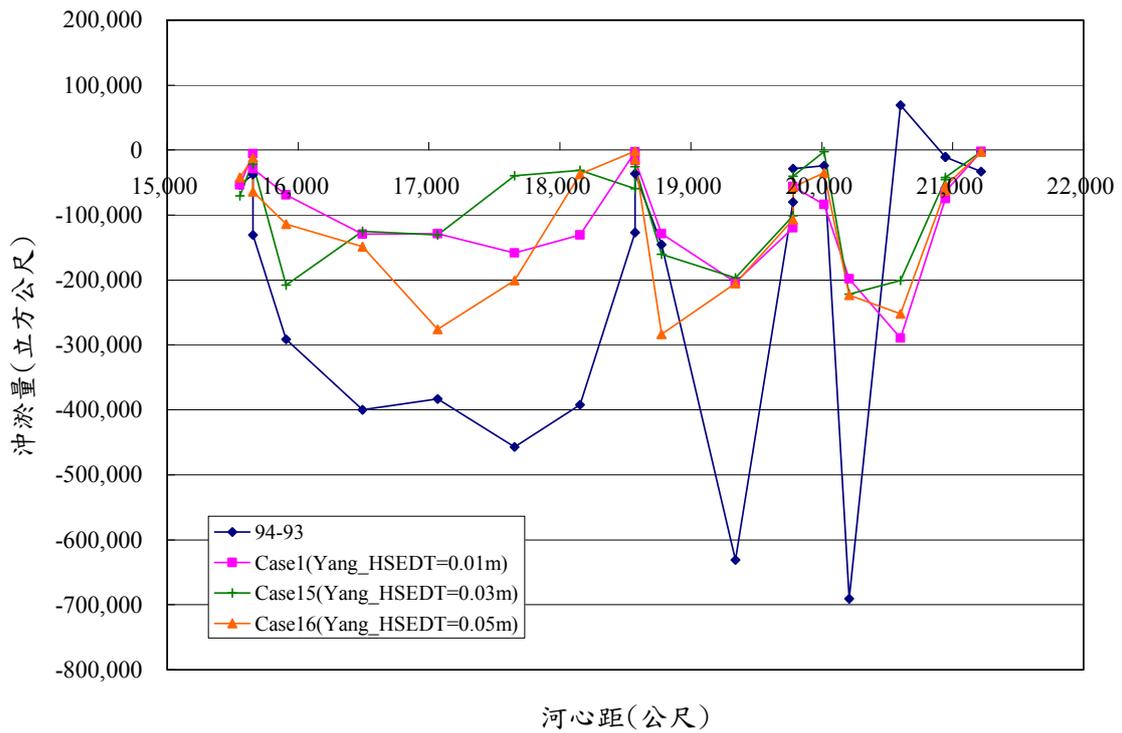


圖 6.18 模擬河段斷面沖淤量變化(不同 HSEDT)

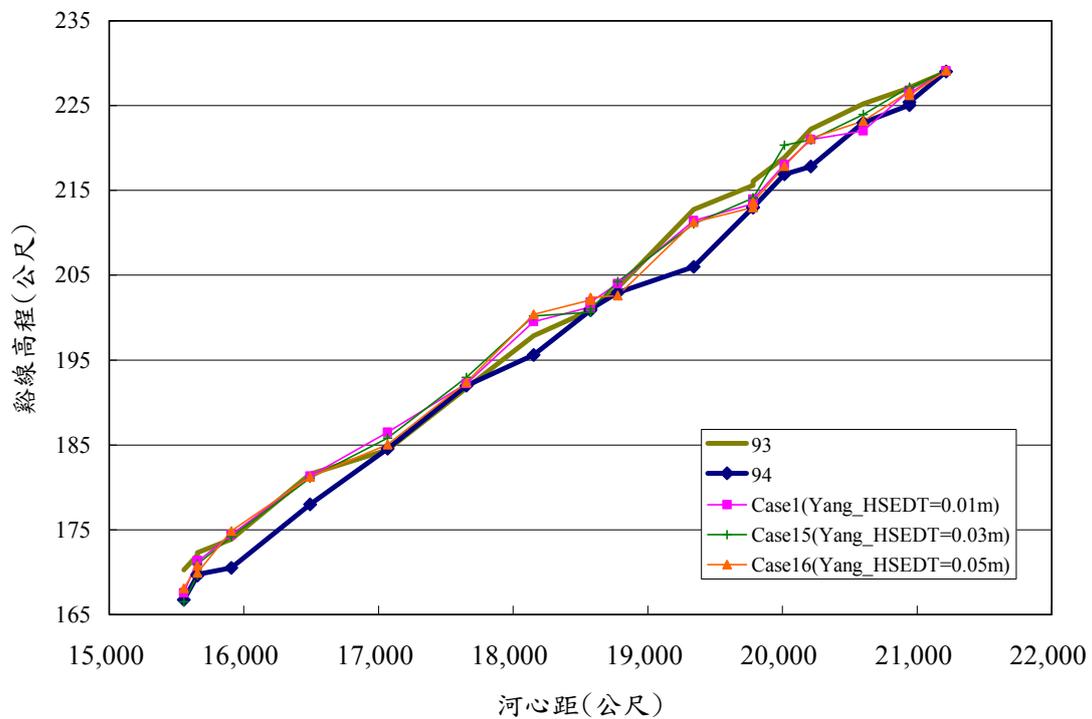


圖 6.19 模擬河段斷面鉛線變化(不同 HSEDT)

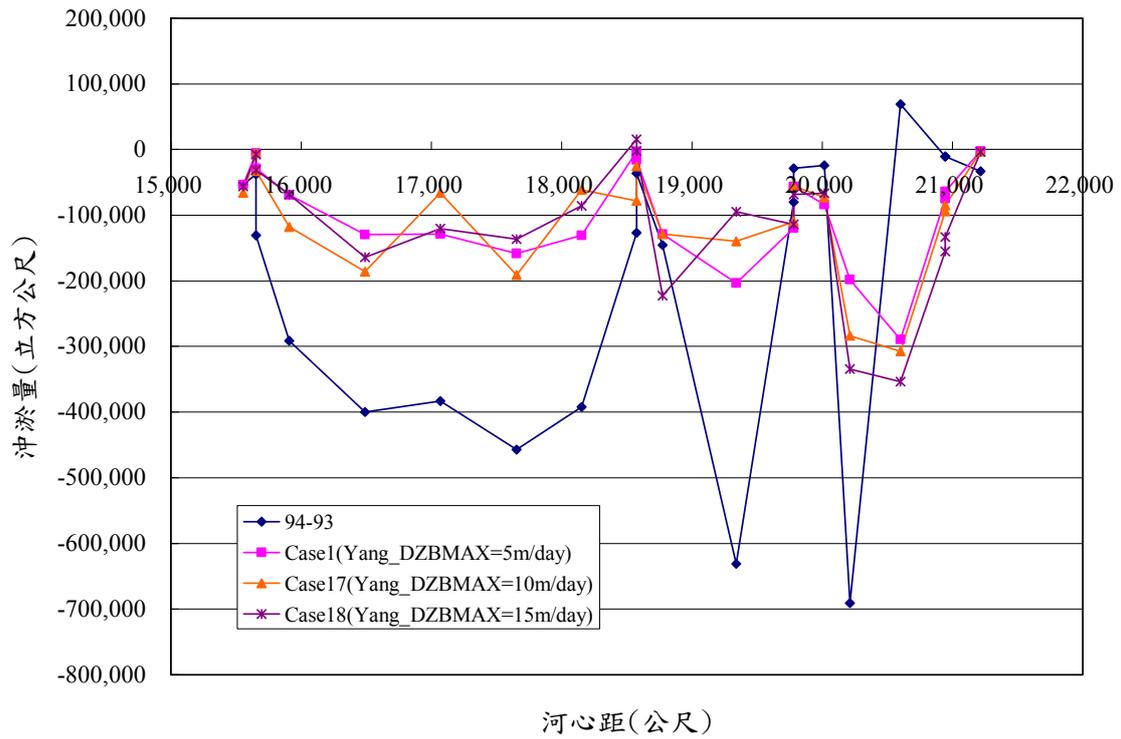


圖 6.20 模擬河段斷面沖淤量變化 (不同 DZBMAX)

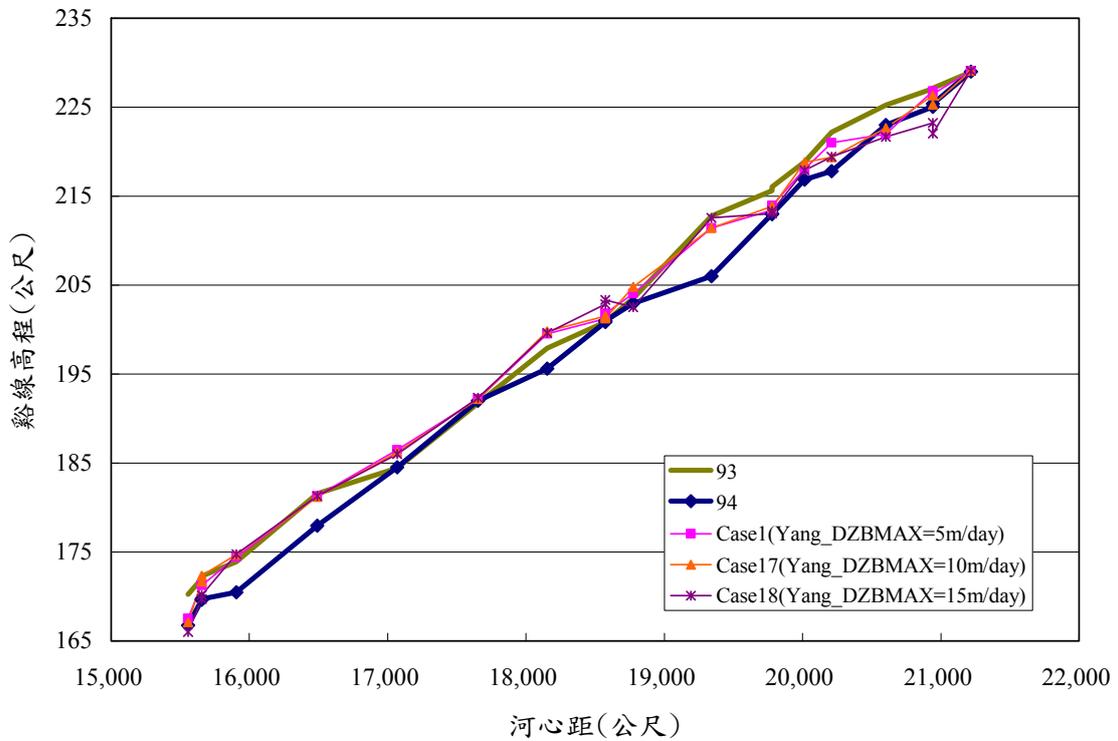


圖 6.21 模擬河段斷面谿線變化(不同 DZBMAX)

6.1.4 模式率定成果討論

採用上一節控制參數敏感度分析結果進行模式率定。圖 6.22 為模式率定案例模擬成果與測量值比較（93 至 94 年）。而各斷面之沖淤變化則詳見圖 6.23~圖 6.40。模擬案例之主要控制參數值之設定為：

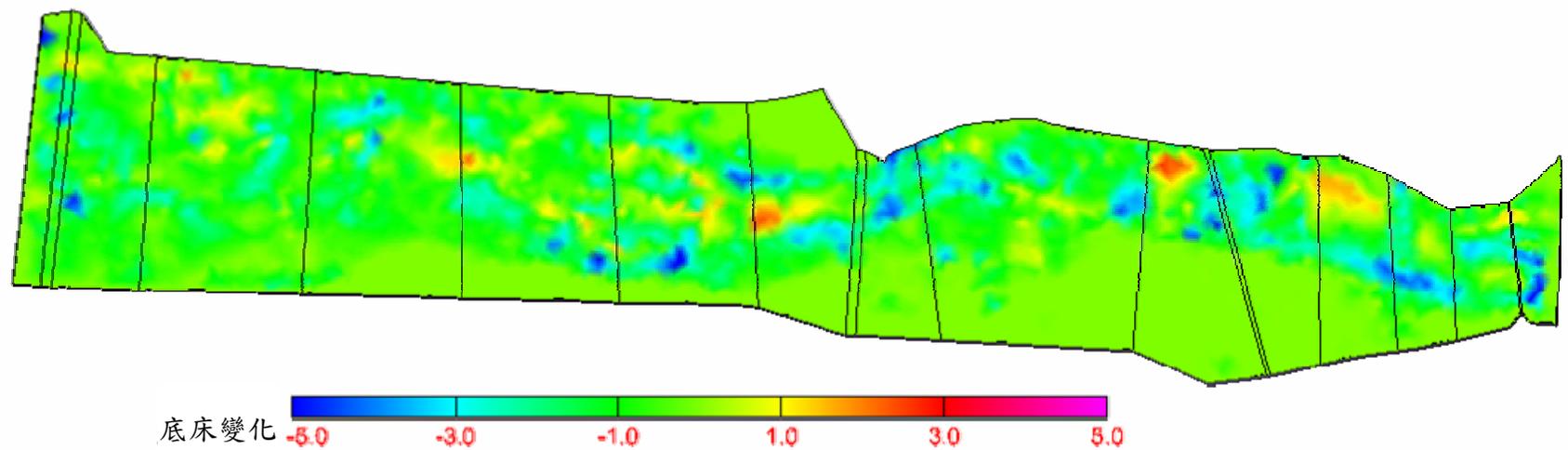
- (1) 輸砂公式：Yang 總載輸砂公式。
- (2) 糙度係數：全河段採用 0.04。
- (3) 上游入流輸砂量：採平衡輸砂。
- (4) 混合層厚度：3 倍 d_{50} 。
- (5) HSEDT：0.01 公尺。
- (6) DZBMAX：5 m/day。

由圖可知，此模式可模擬大甲溪舊山線鐵路橋上游斷面 33 至中山高大甲溪橋下游潛堰固床工河段之沖淤變化趨勢，如舊山線鐵路橋至后豐橋間為單槽沖刷，后豐橋至中山高大甲溪橋間為瓣狀沖刷。但因此模式尚未能模擬岸壁崩塌及跨河構造物毀損之影響，而斷面 31-1 處於 93 年發生大量岸壁崩塌，斷面 30 處之內埔圳固床工亦於 93 年敏督利颱風來臨時受洪水沖毀，而后豐橋至中山高大甲溪橋河段，亦於 93 年敏督利、艾利颱風時，造成后豐橋下游斷面 27 左岸之豐洲堤防低水護岸淘刷，而水流於斷面 27 處左岸反射挑流至斷面 25 右岸，造成舊社堤防斷面 24~斷面 25 間之堤腳沖刷、堤體破損，此些河床變化尚並無法反應。

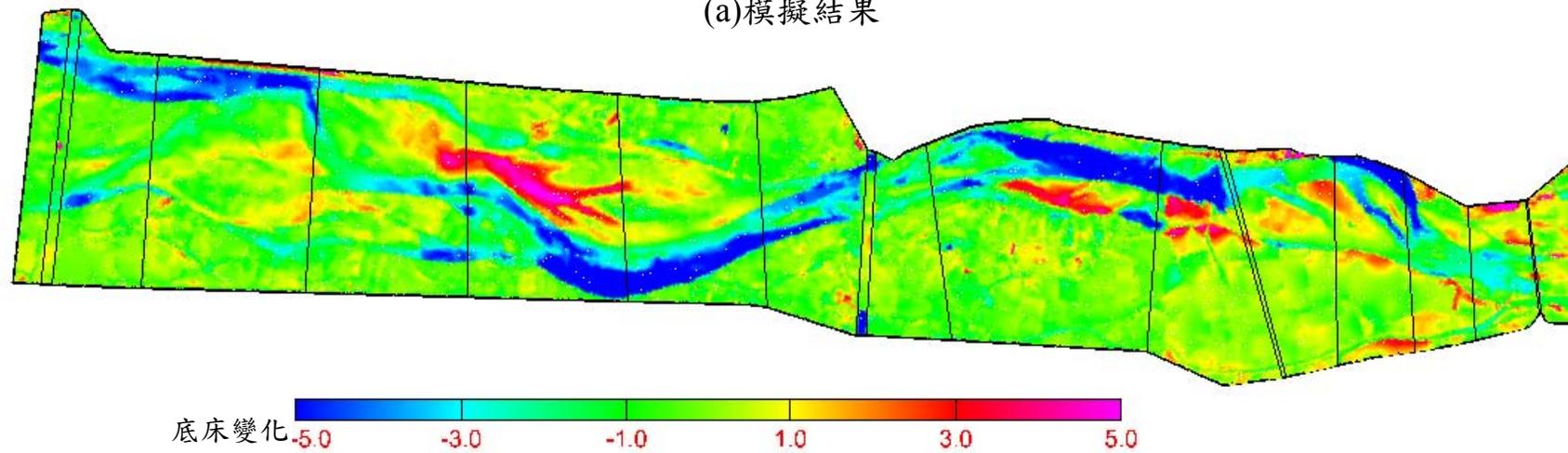
6.1.5 模式驗證成果討論

以同樣參數設定模擬 94 年 11 月至 97 年 2 月之底床變化，入流量則為圖 6.7。圖 6.41 至圖 6.58 則顯示各斷面之沖淤變化模擬結果與測量值之比較。由圖可知模式於新山線鐵路橋至后豐橋河段單槽沖刷部份可模擬其沖刷趨勢，下游瓣狀河槽部份沖淤趨勢較有差異，此和原始資料、構造物興建、模式精度、輸砂公式等皆相關。

由上述討論可歸納出，目前模式於沖淤定性部份可掌握，但定量部份，則受側向沖刷模擬能力、無法模擬人工構造物破壞機制，而與現況資料有落差。未來可再透過更精確之地形測量資料及水工模型試驗成果，修正相關參數及模組。



(a) 模擬結果



(b) 測量值

圖 6.22 底床變化模擬結果與測量值比較 (93 至 94 年)

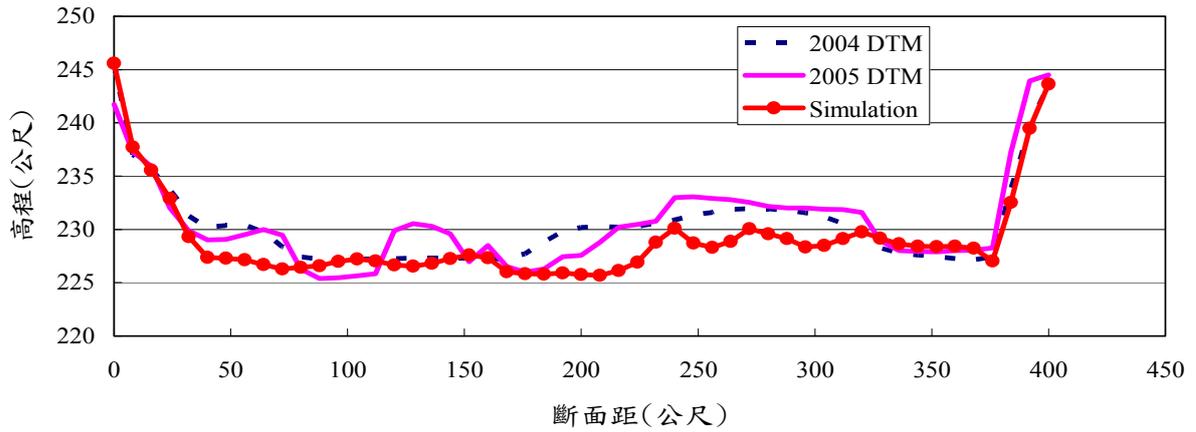


圖 6.23 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 32-1)

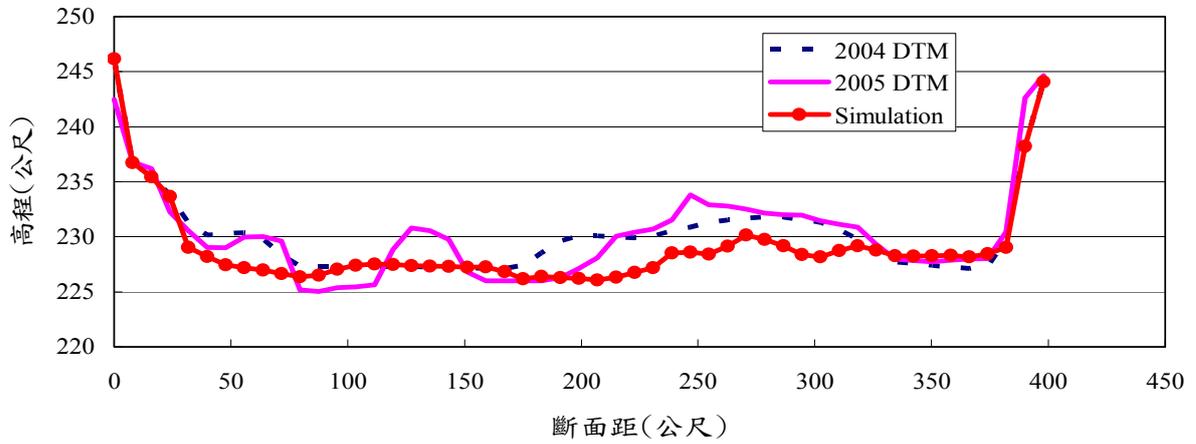


圖 6.24 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 32-1D)

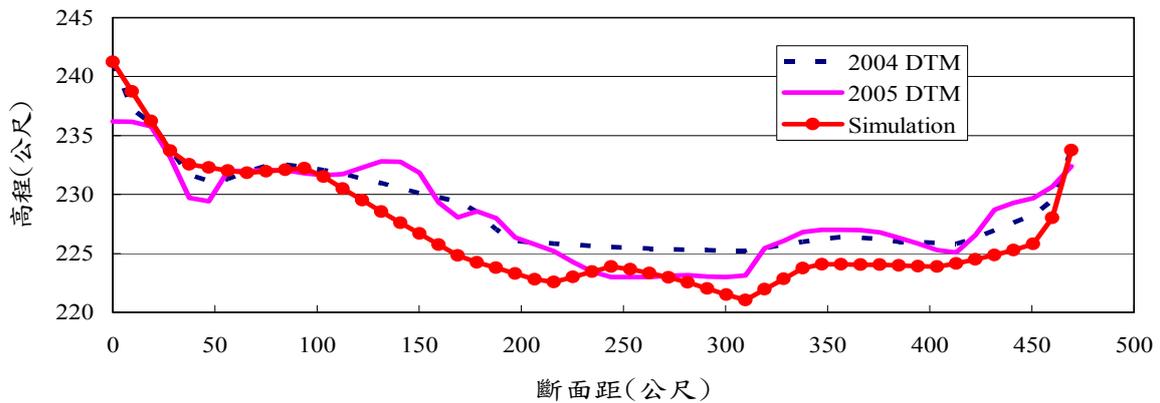


圖 6.25 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 32)

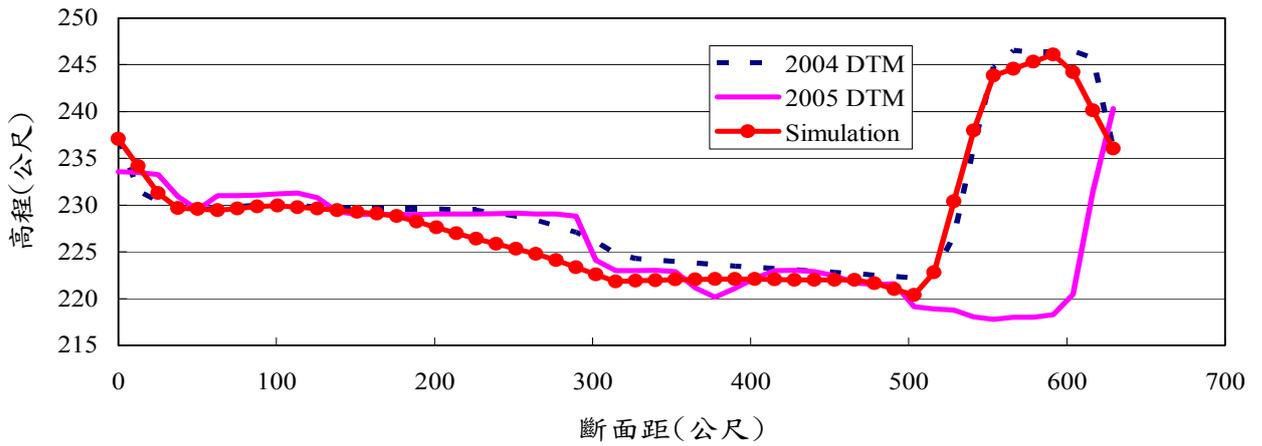


圖 6.26 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 31-1)

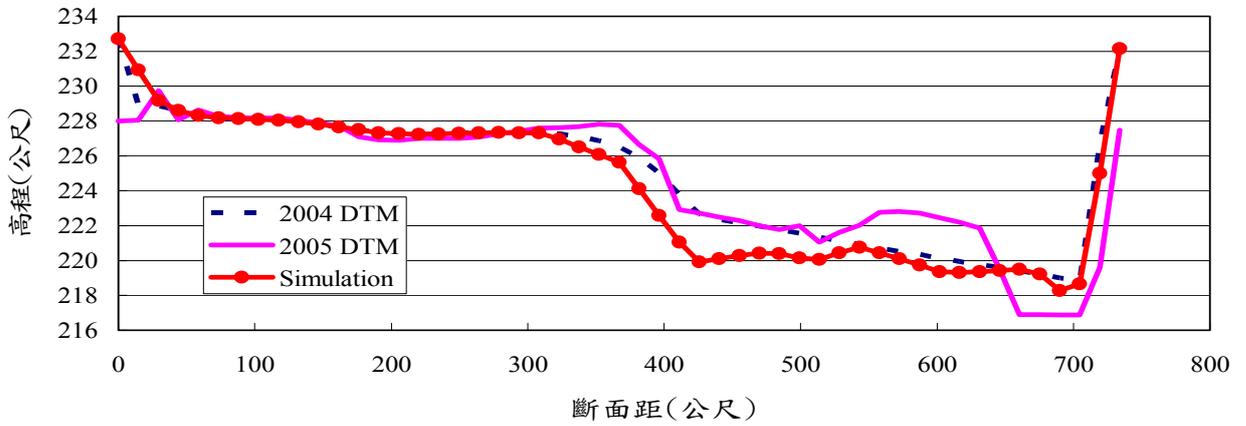


圖 6.27 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 31)

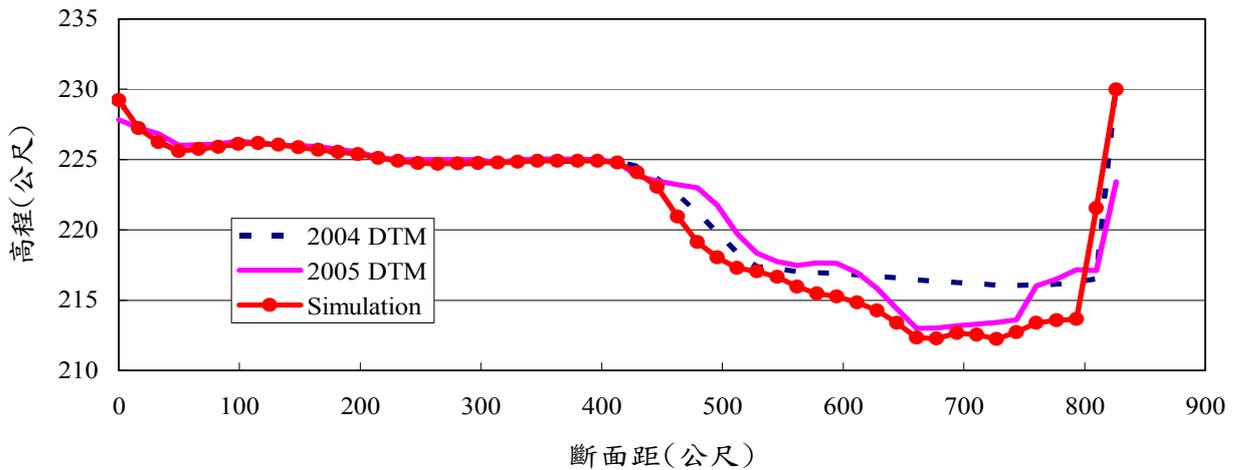


圖 6.28 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 30-1)

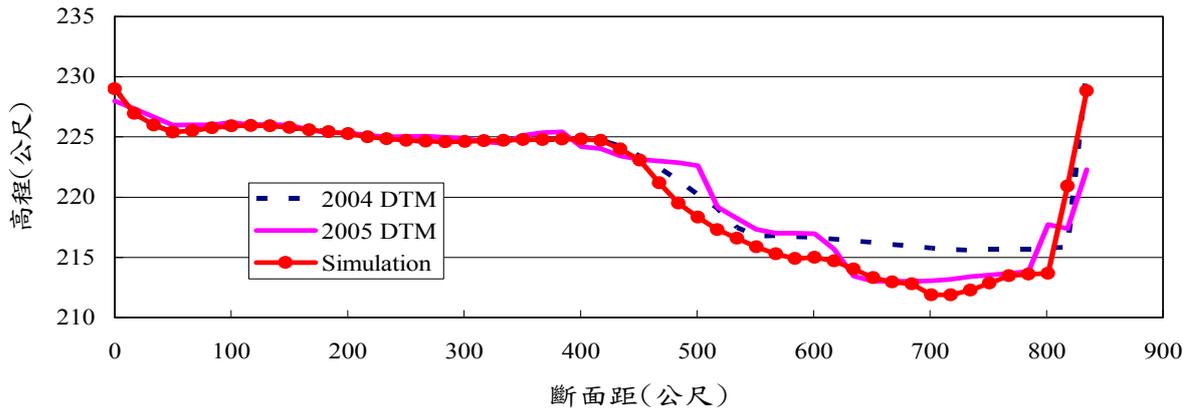


圖 6.29 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 30-1D)

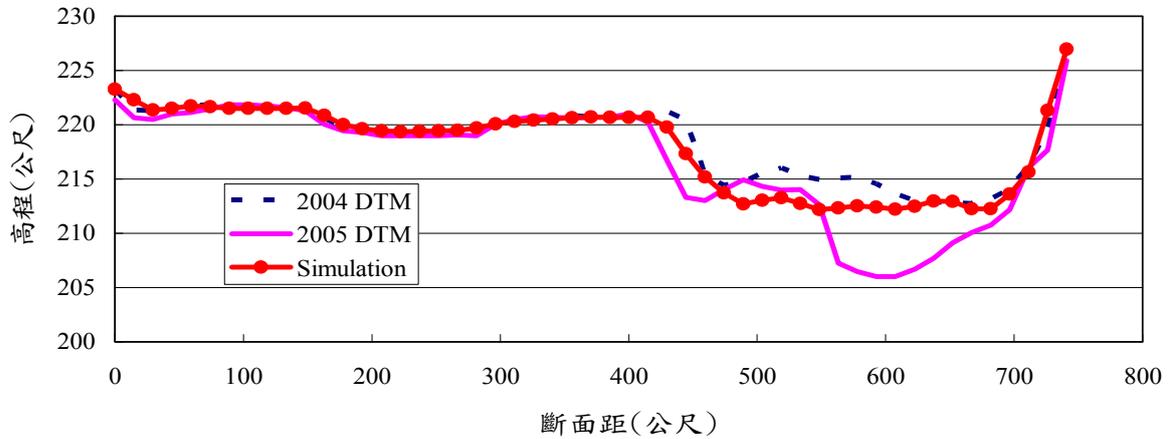


圖 6.30 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 30)

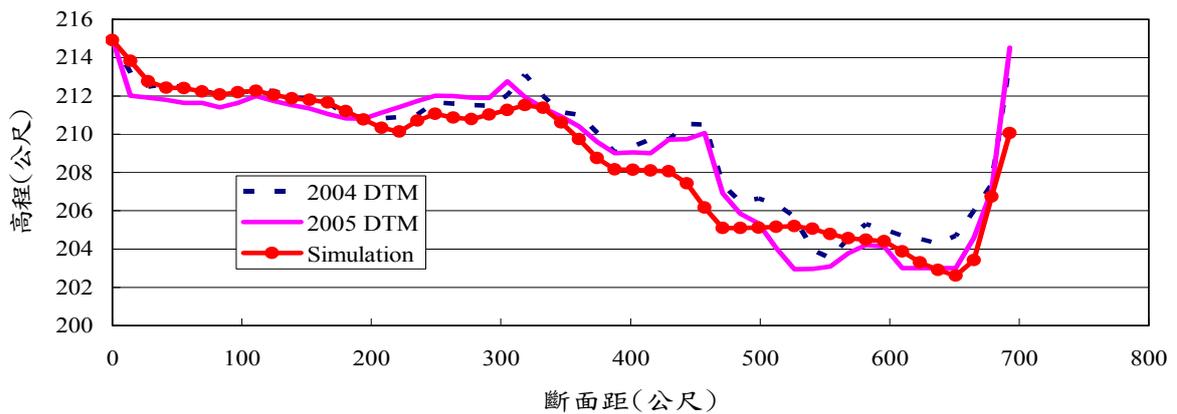


圖 6.31 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 29)

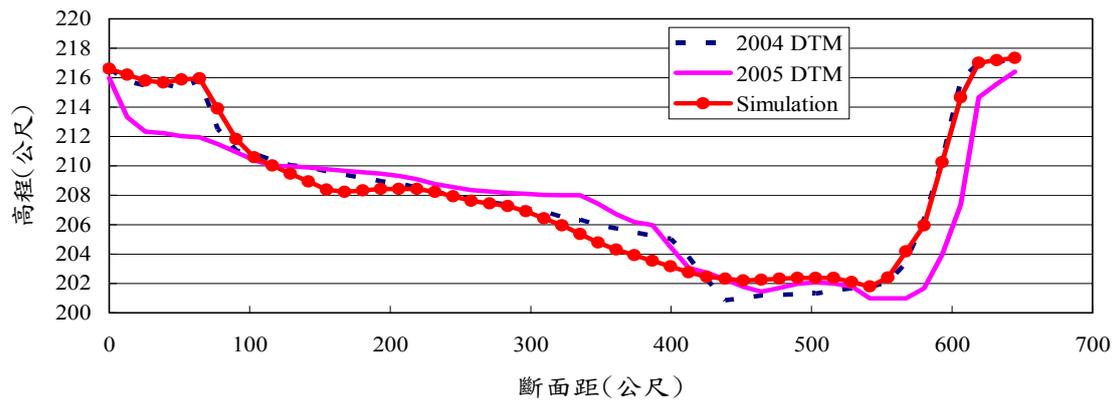


圖 6.32 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 28-1)

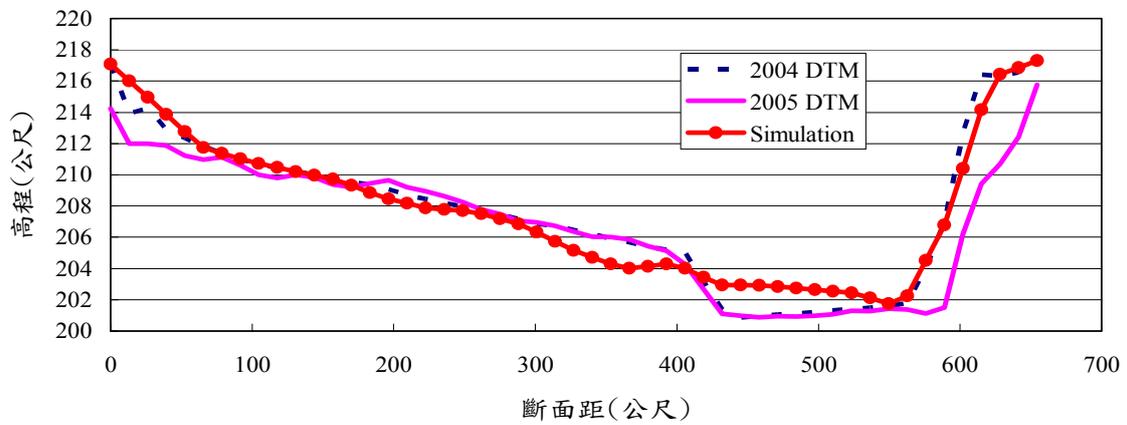


圖 6.33 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 28-1D)

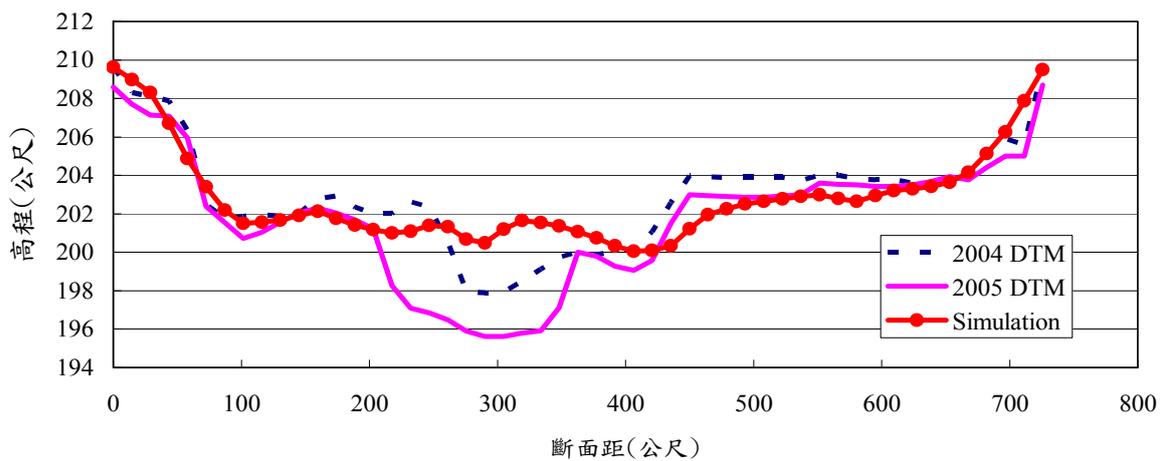


圖 6.34 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年，斷面 28)

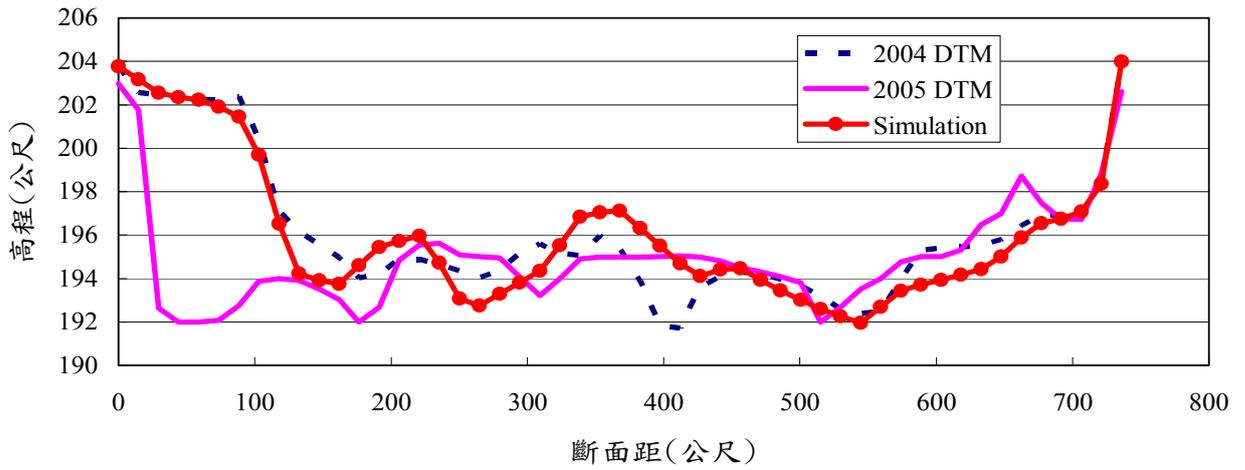


圖 6.35 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 27)

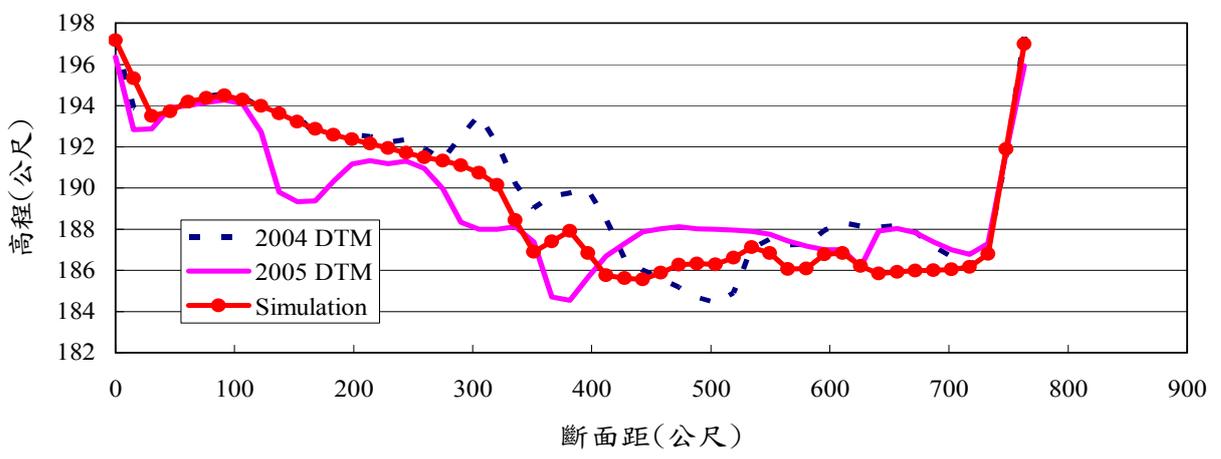


圖 6.36 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 26)

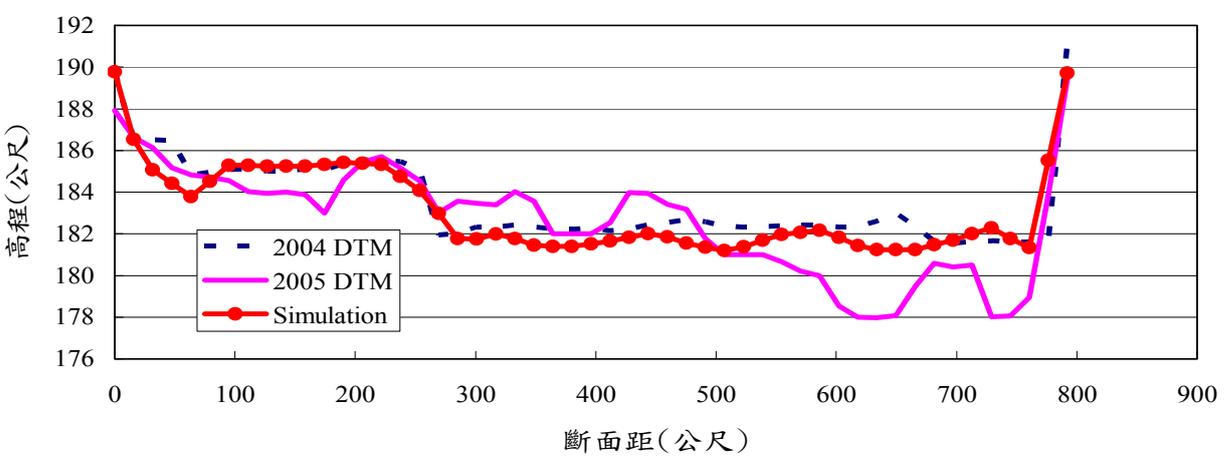


圖 6.37 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 25)

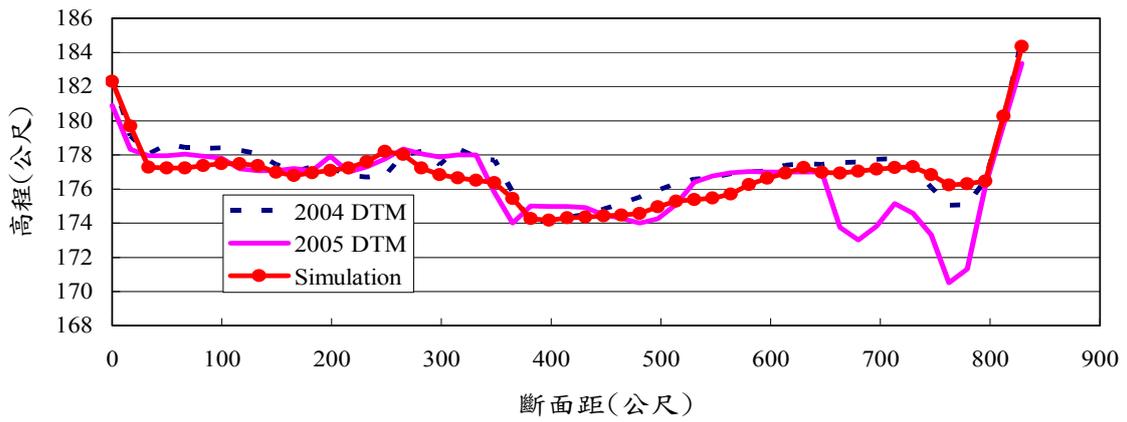


圖 6.38 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 24)

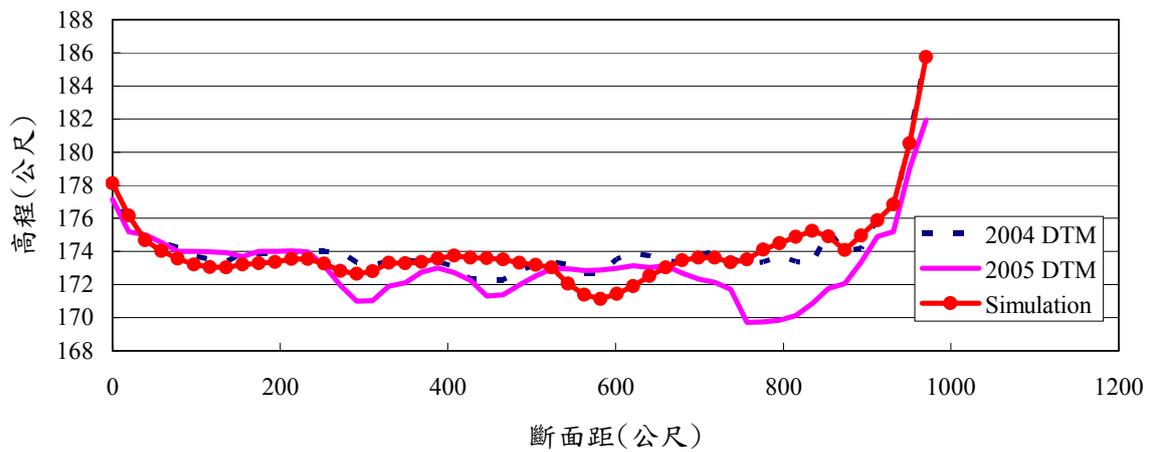


圖 6.39 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 23-1)

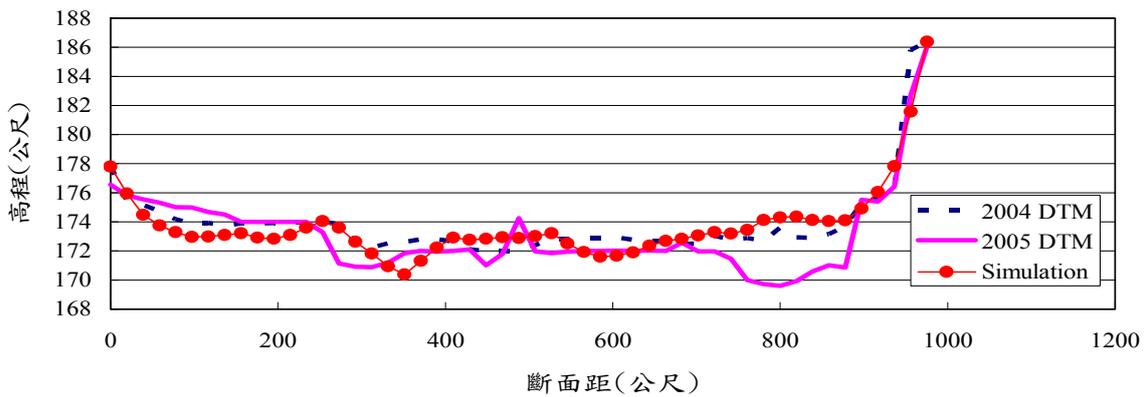


圖 6.40 模擬成果與測量值比較 (93 至 94 年, 斷面 23-1D)

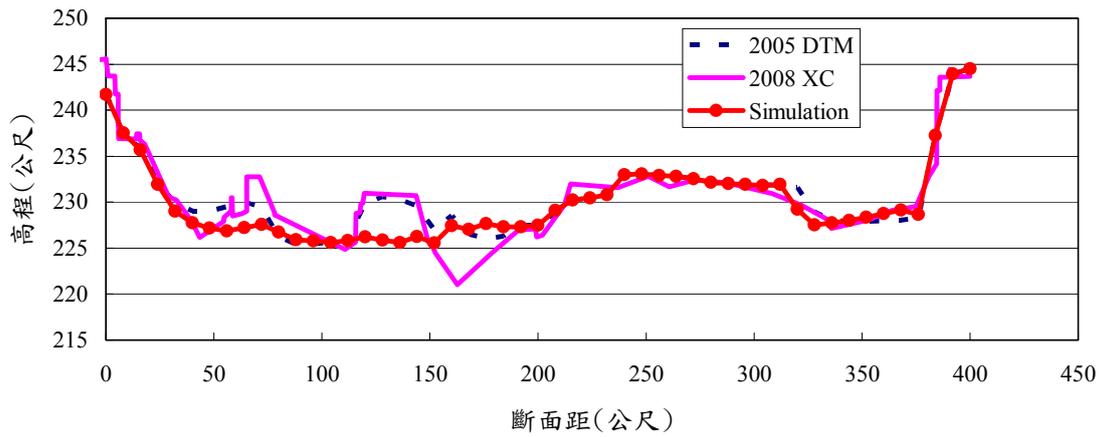


圖 6.41 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 32-1)

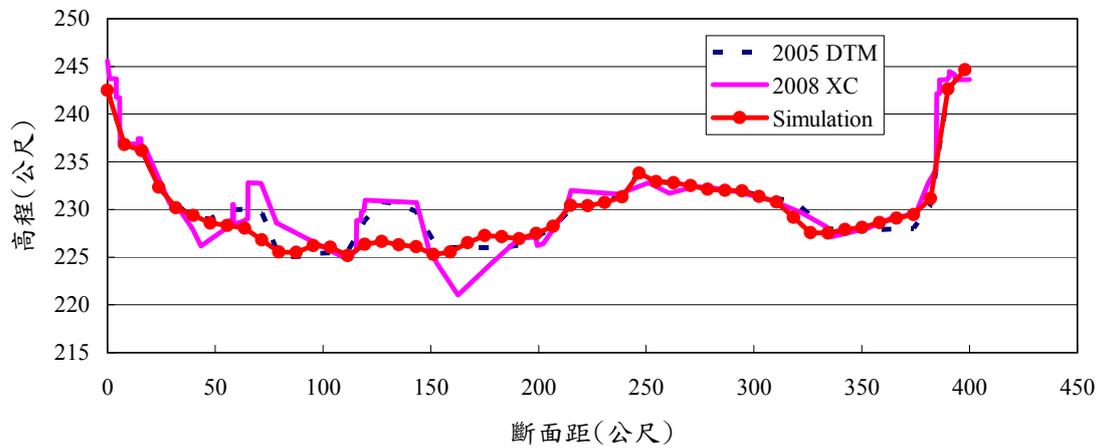


圖 6.42 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 32-1D)

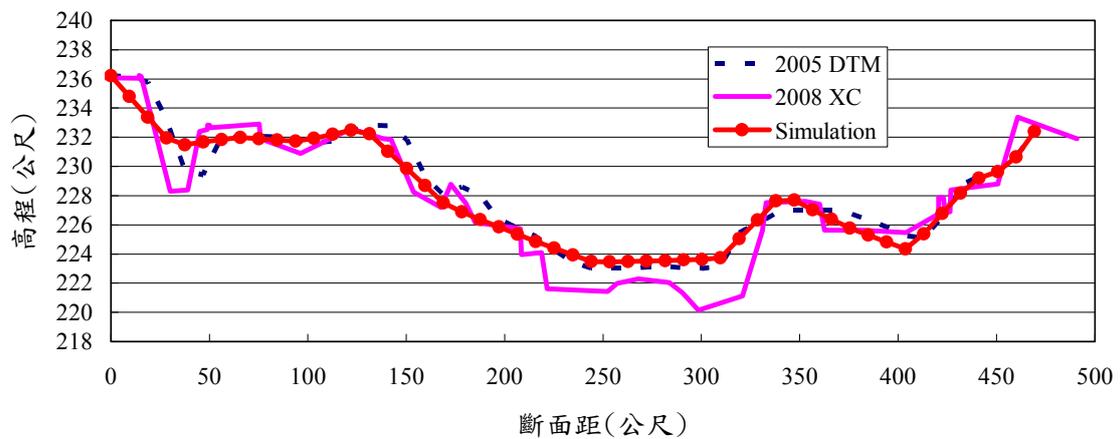


圖 6.43 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 32)

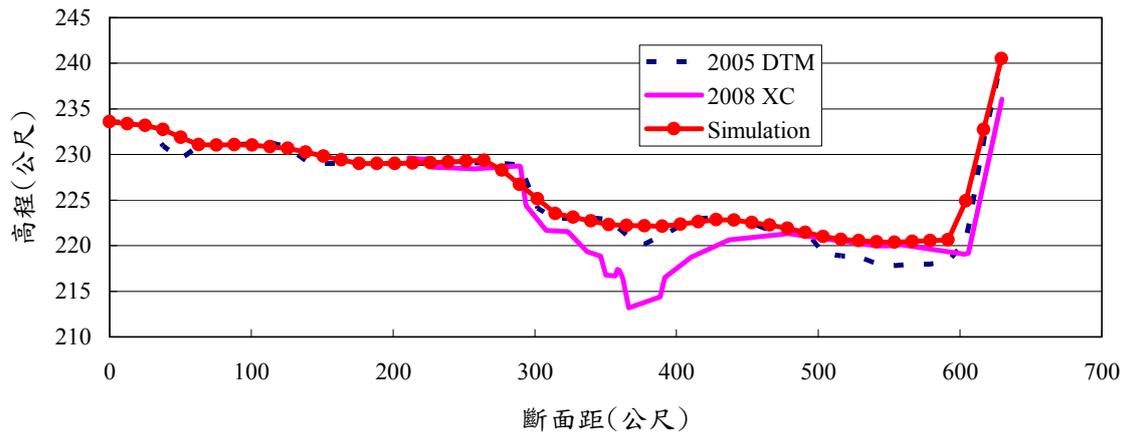


圖 6.44 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 31-1)

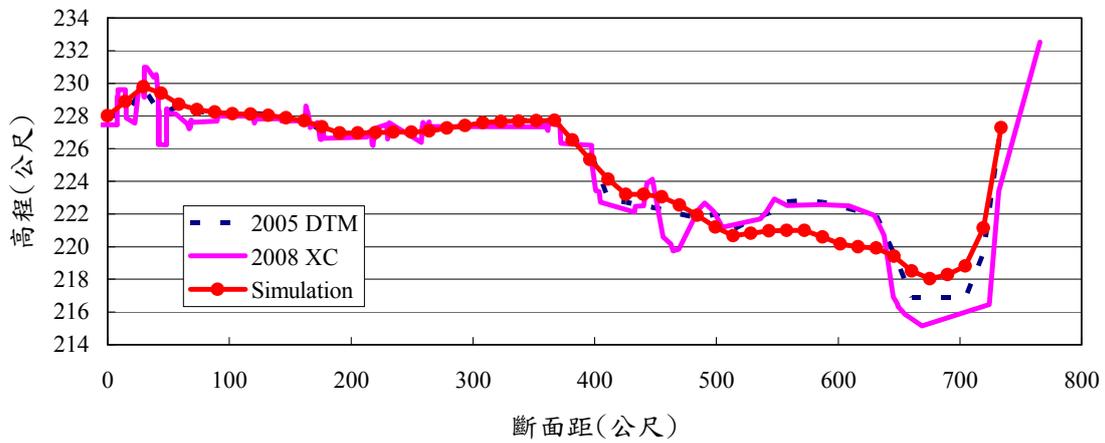


圖 6.45 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 31)

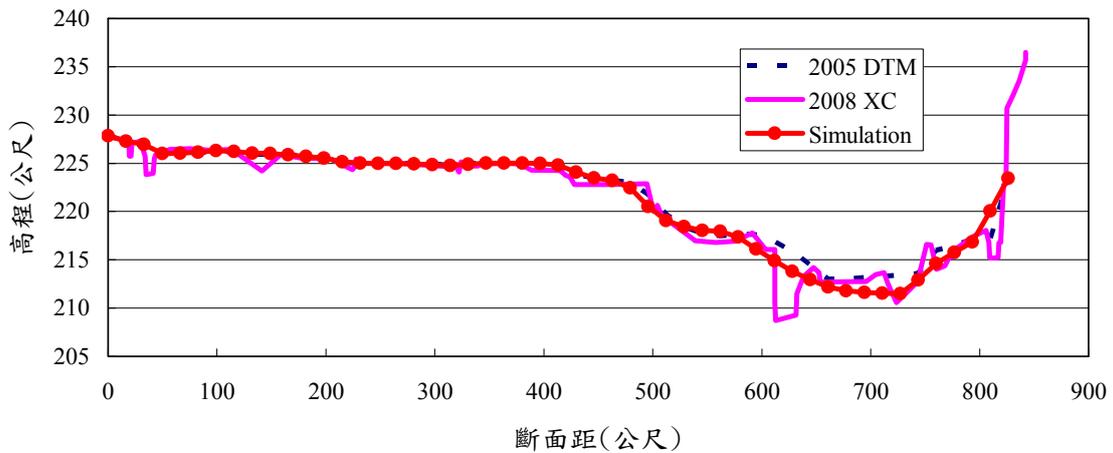


圖 6.46 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 30-1)

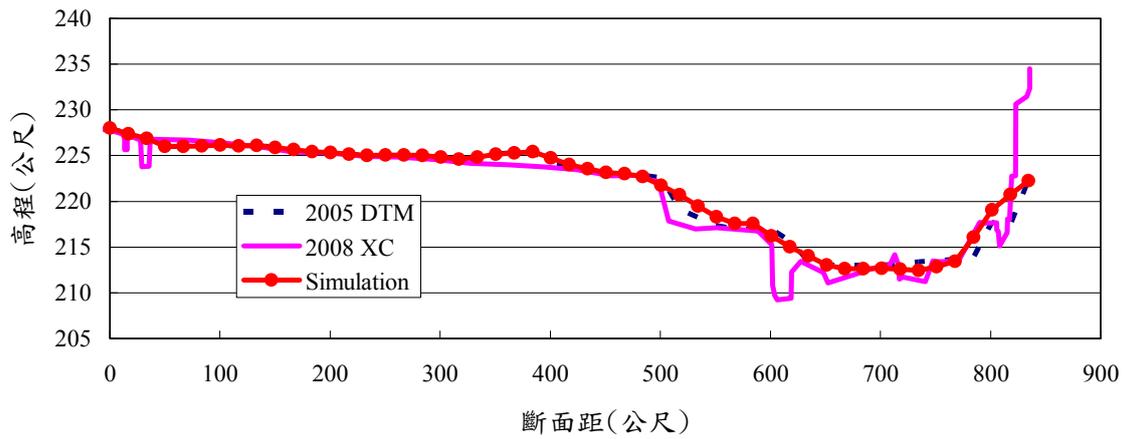


圖 6.47 模擬成果與測量值比較（94 至 97 年，斷面 30-1D）

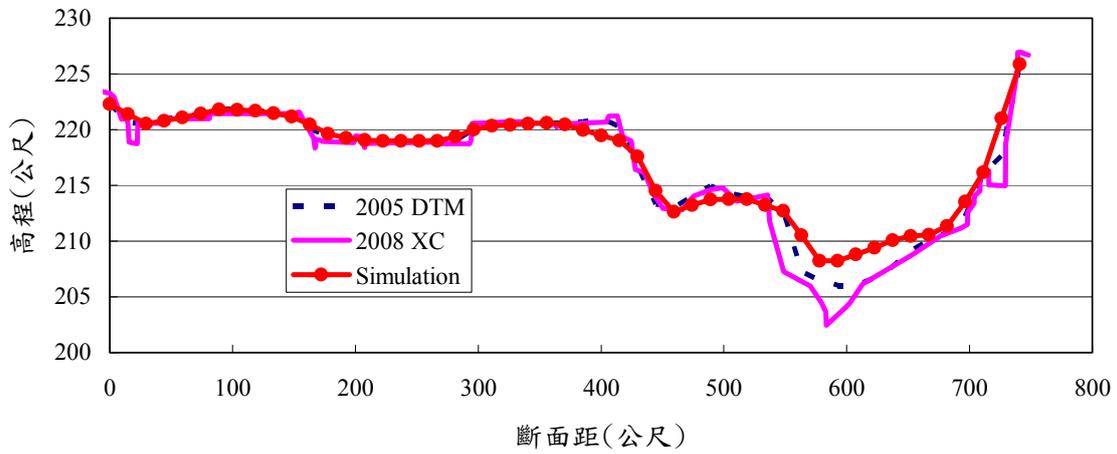


圖 6.48 模擬成果與測量值比較（94 至 97 年，斷面 30）

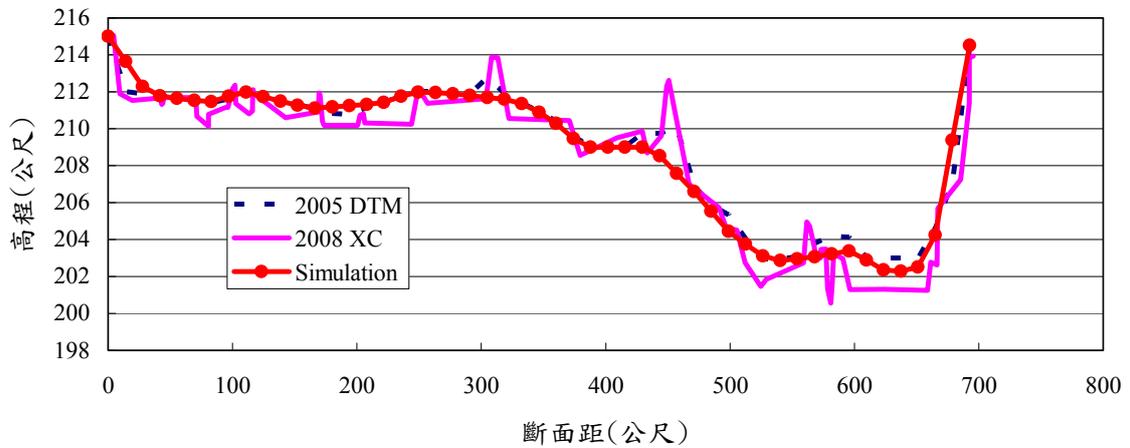


圖 6.49 模擬成果與測量值比較（94 至 97 年，斷面 29）

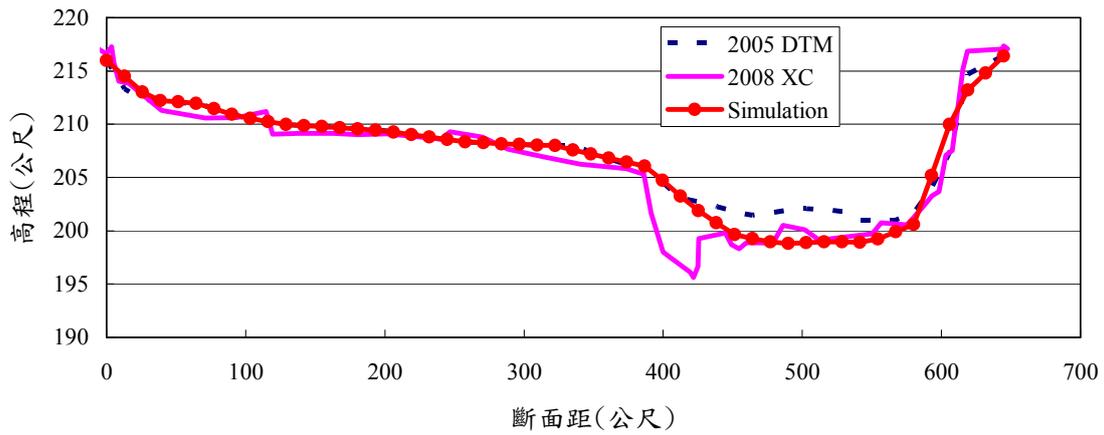


圖 6.50 模擬成果與測量值比較（94 至 97 年，斷面 28-1）

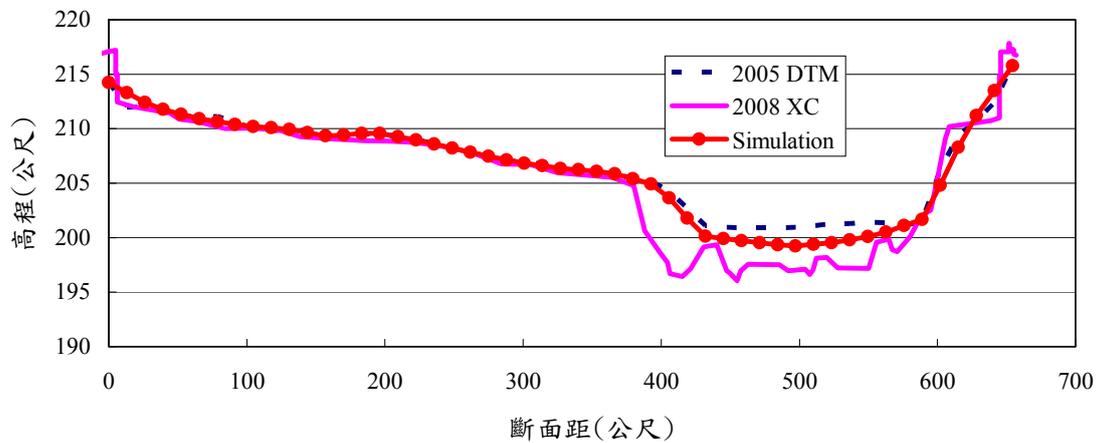


圖 6.51 模擬成果與測量值比較（94 至 97 年，斷面 28-1D）

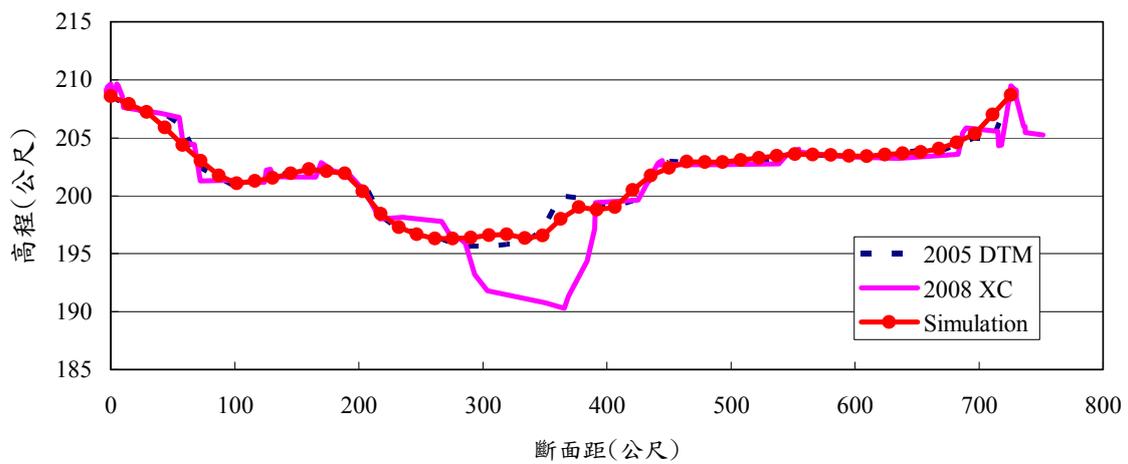


圖 6.52 模擬成果與測量值比較（94 至 97 年，斷面 28）

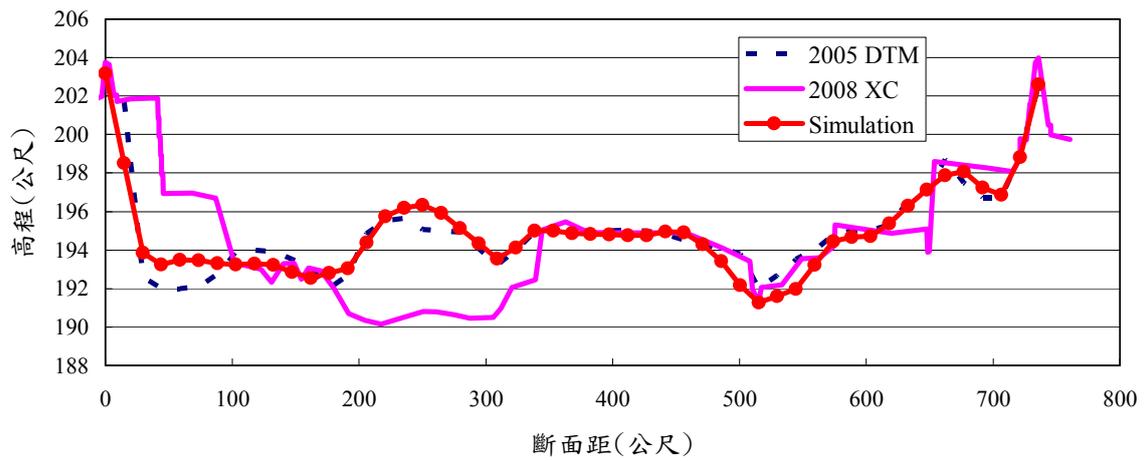


圖 6.53 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，断面 27)

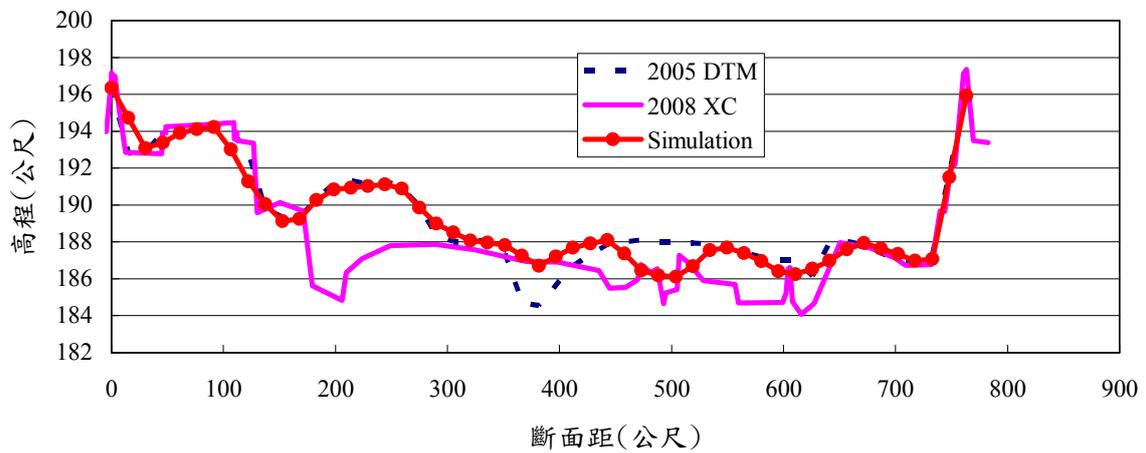


圖 6.54 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，断面 26)

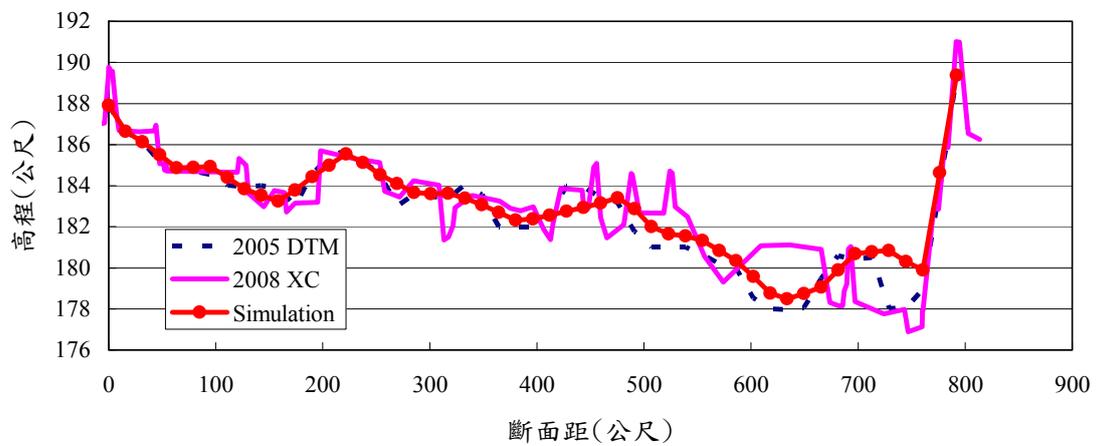


圖 6.55 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年断面 25)

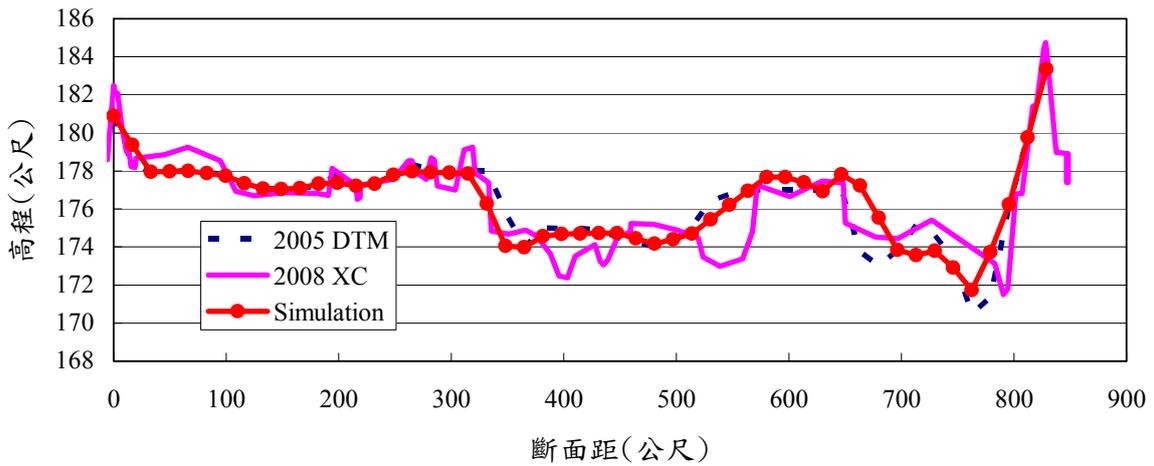


圖 6.56 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 24)

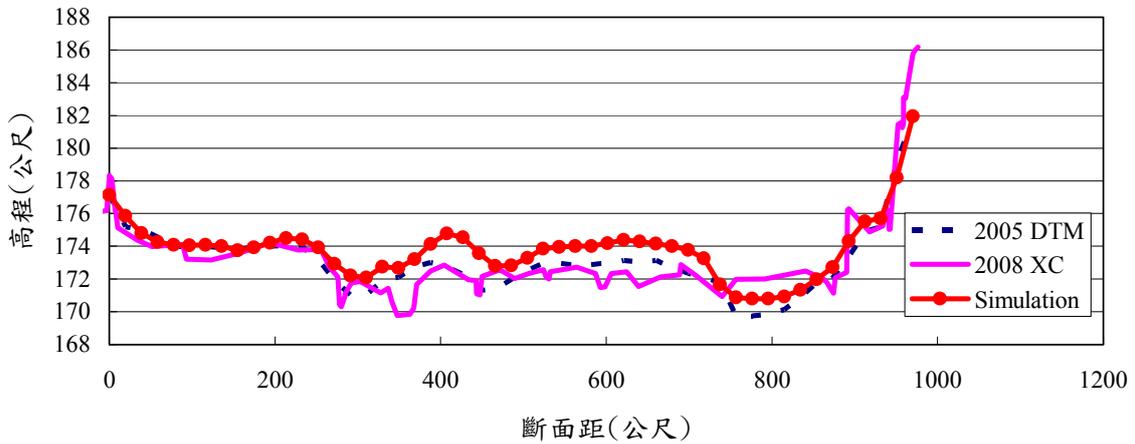


圖 6.57 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 23-1)

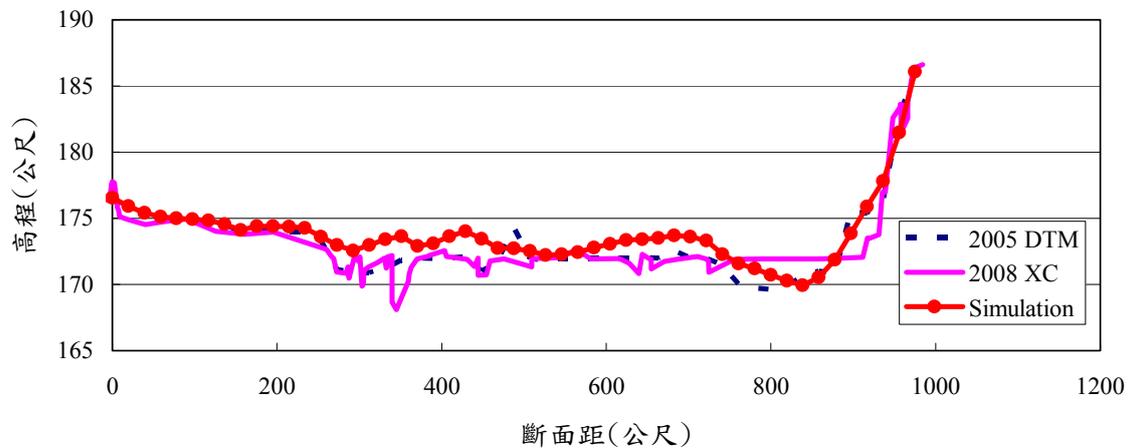


圖 6.58 模擬成果與測量值比較 (94 至 97 年，斷面 23-1D)

6.2 動床模式應用案例

6.2.1 國道 1 號大甲溪橋

為求了解國道 1 號大甲溪橋於未來遭遇颱風事件，對其之衝擊影響。因此以 99 年國道 1 號大甲溪橋河段實測地形搭配辛樂克颱風之流量及水位歷線，藉由此種組合情境，分析國道 1 號大甲溪橋上下游河段地形遭遇較大颱風洪流量時之底床變動情形，以供管理單位參考。

本應用案例之邊界條件、網格大小、地形資料及糙度係數皆與本報告第五章定床水理模式所採之模式設定相同，惟本應用案例係改以平衡輸砂條件進行模擬，模擬辛樂克颱風發生前後地形變化，可知於平衡輸砂條件下，大甲溪河道內除主流流經以外地區皆處於淤積情況，如圖 6.59 及 6.60 所示。圖 6.61 及圖 6.62 為底床沖淤變化及流場向量圖。

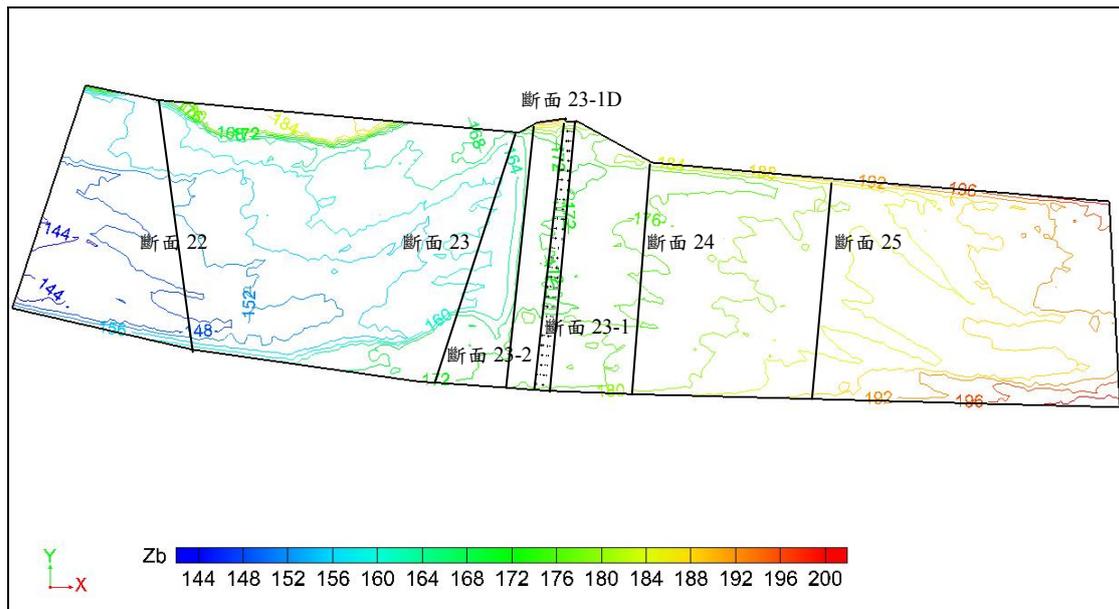


圖 6.59 99 年度國道 1 號大甲溪橋河段地形等高線圖

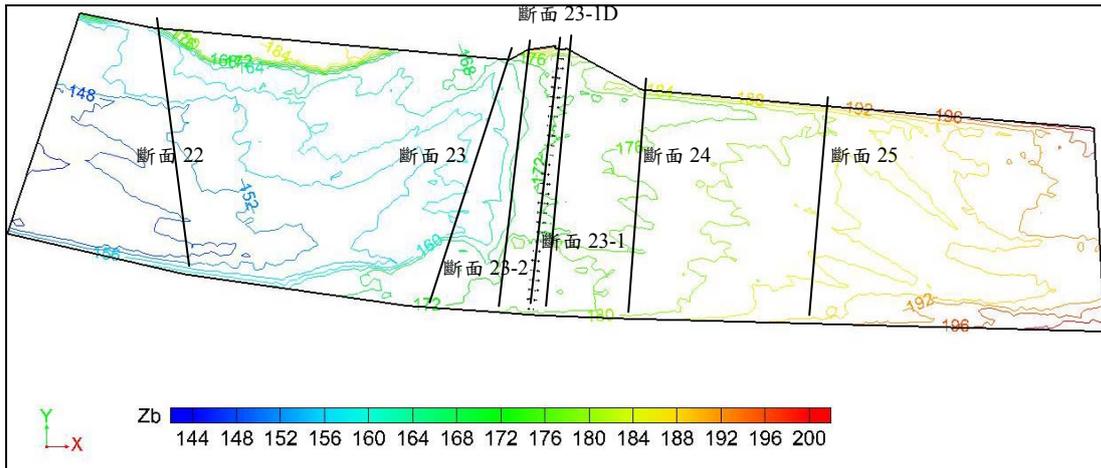


圖 6.60 國道 1 號大甲溪橋河段沖淤模擬地形等高線圖

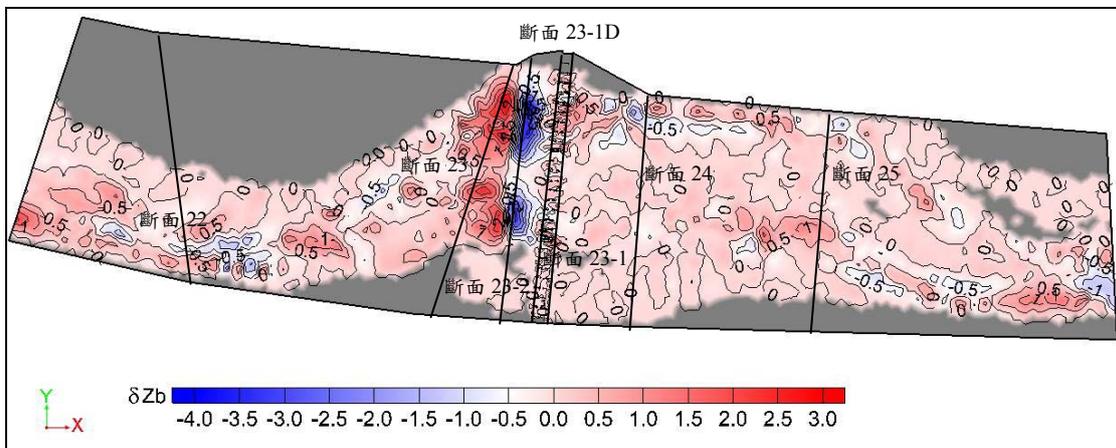


圖 6.61 國道 1 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤變化圖

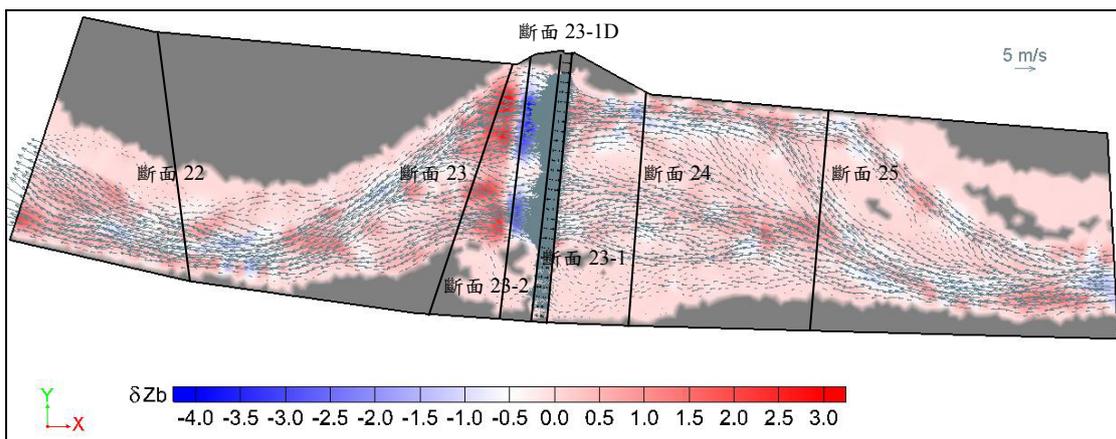


圖 6.62 國道 1 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤及流場變化圖

圖 6.63 至圖 6.69 為擷取斷面 22 至斷面 25 之底床變化圖，由圖中可知於斷面 22 底床呈沖刷情況，平均沖刷量約 28 公分；斷面 23 處底床呈淤積情況，平均淤積量約 88.6 公分；斷面 23-2 底床呈沖刷情況，平均沖刷量約 185.8 公分；斷面 23-1D 底床呈沖刷情況，平均沖刷量約 8 公分；斷面 23-1 底床呈淤積情況，平均淤積量約 11.9 公分；斷面 24 底床呈沖刷情況，平均沖刷量約 7.2 公分；斷面 25 底床呈淤積情況，平均淤積量約 18.1 公分。

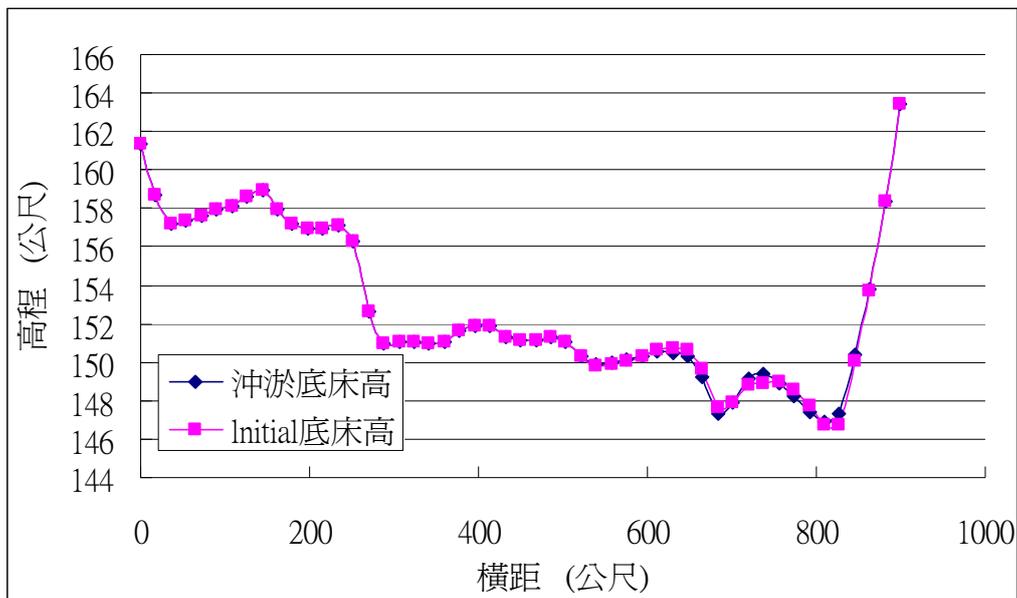


圖 6.63 模擬成果與量測值比較 (斷面 22)

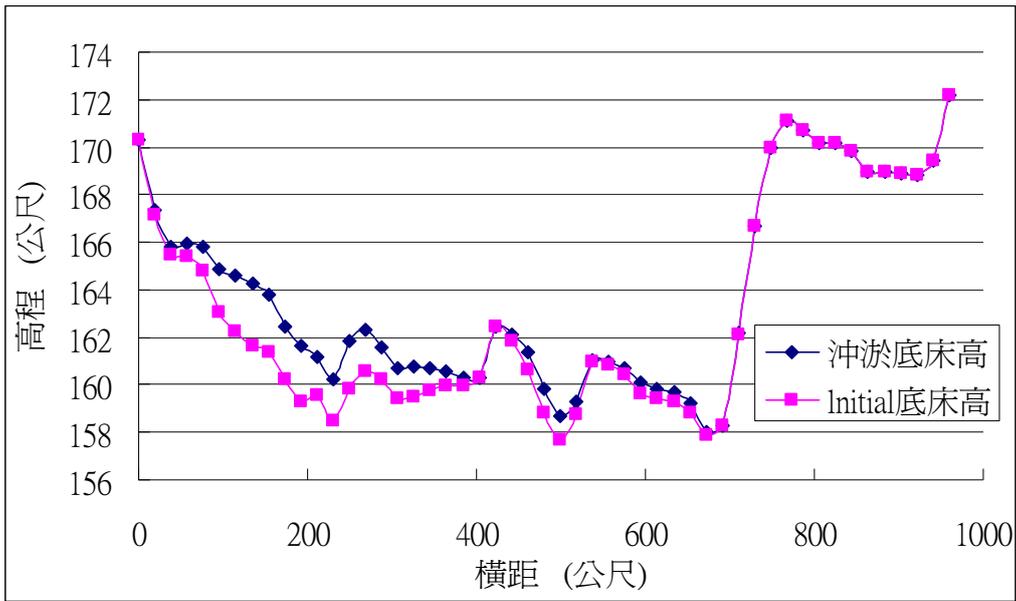


圖 6.64 模擬成果與量測值比較 (斷面 23)

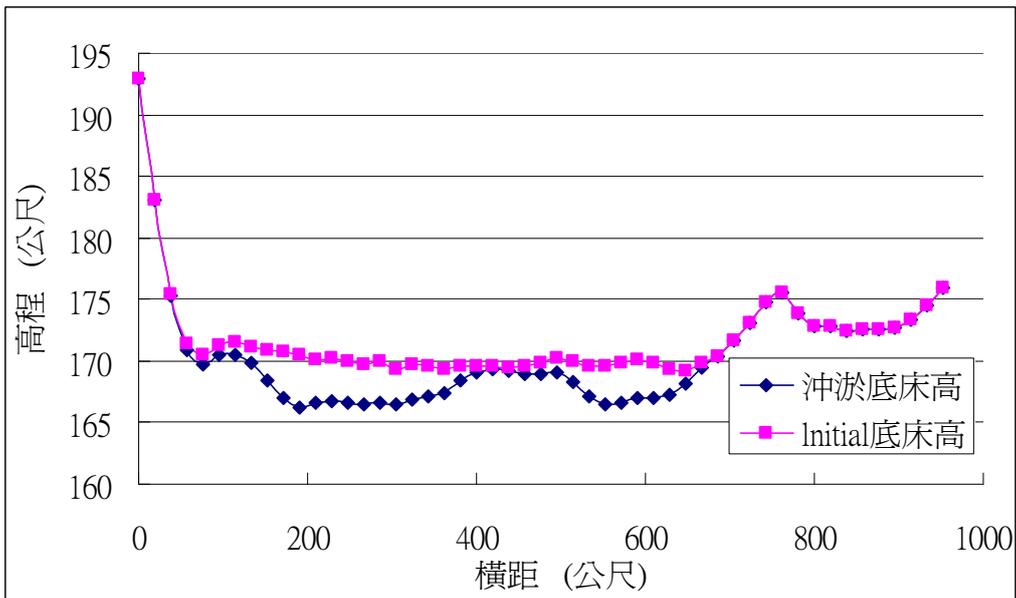


圖 6.65 模擬成果與量測值比較 (斷面 23-2)

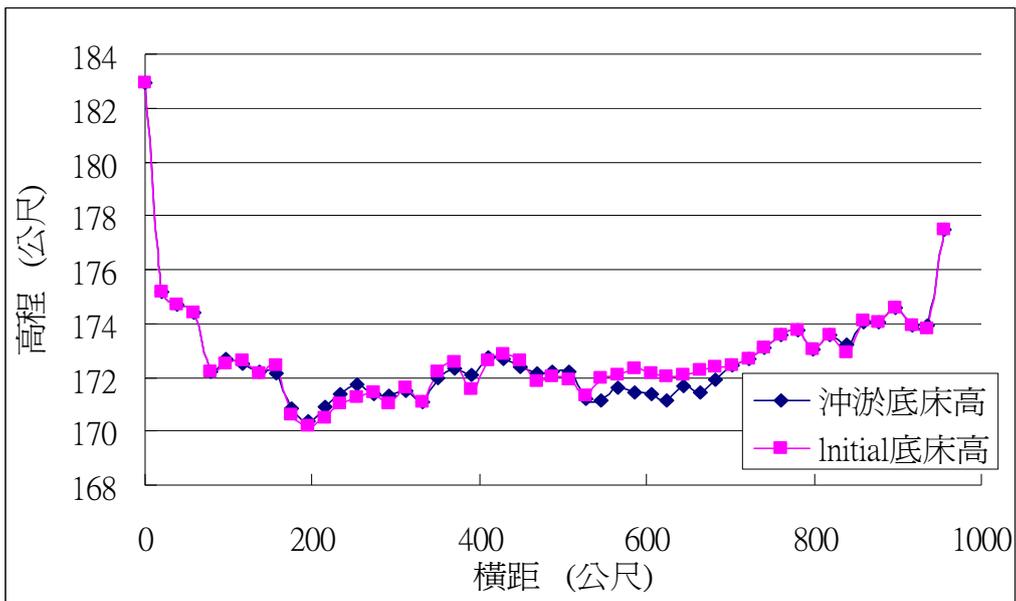


圖 6.66 模擬成果與量測值比較 (斷面 23-1D)

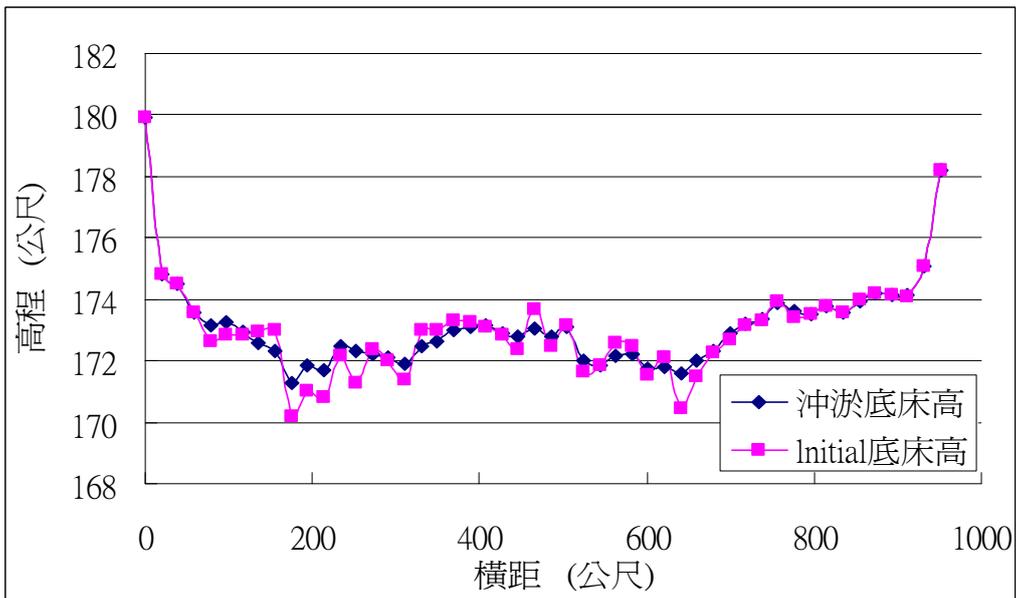


圖 6.67 模擬成果與量測值比較 (斷面 23-1)

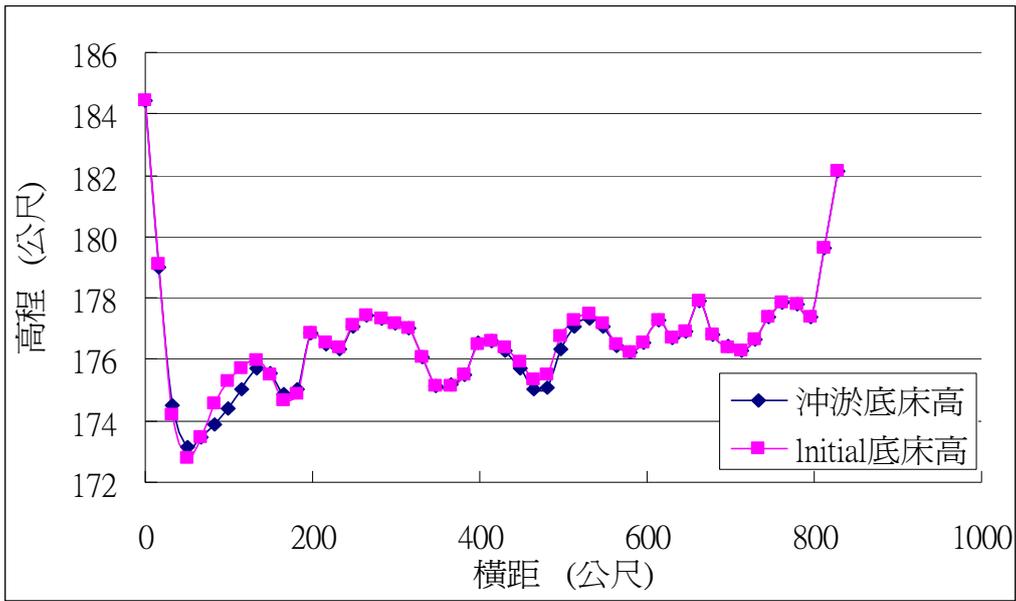


圖 6.68 模擬成果與量測值比較 (斷面 24)

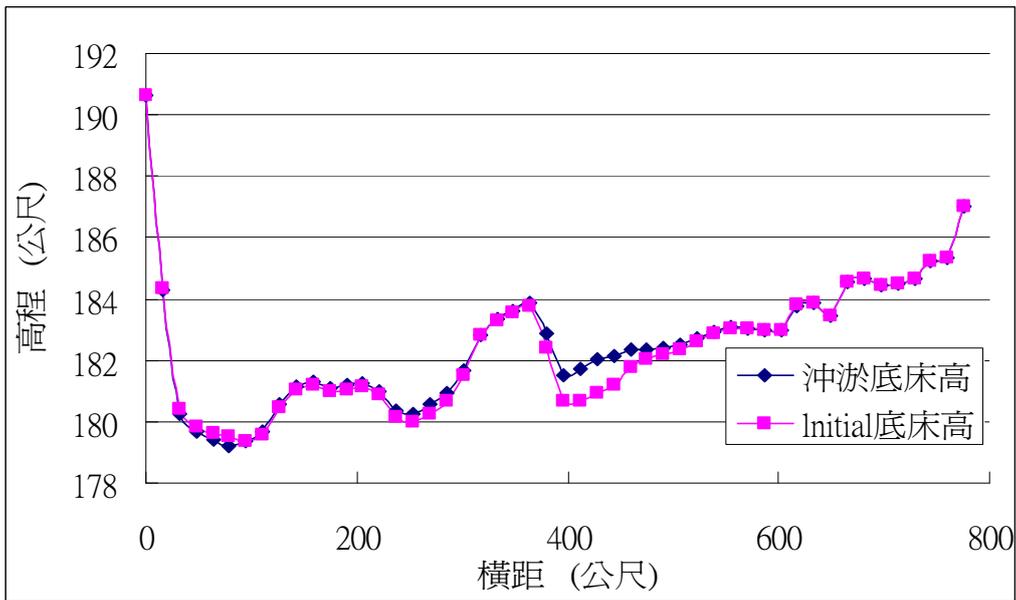


圖 6.69 模擬成果與量測值比較 (斷面 25)

6.2.2 國道 3 號大甲溪橋

為求了解國道 3 號大甲溪橋於未來遭遇颱風事件，對其之衝擊影響。因此以 99 年國道 3 號大甲溪橋河段實測地形搭配辛樂克颱風之流量及水位歷線，藉由此種組合情境，分析國道 3 號大甲溪橋上下游河段地形遭遇較大颱風洪流量時之底床變動情形，以供管理單位參考。

本應用案例之邊界條件、網格大小、地形資料及糙度係數皆與本報告第五章定床水理模式所採之模式設定相同，惟本應用案例係改以平衡輸砂條件進行模擬，模擬辛樂克颱風發生前後地形變化，可知於平衡輸砂條件下，國道 3 號大甲溪橋上下游河段中，主流流經地區侵淤互見，其餘地區大都為掏刷情況，如圖 6.70 及 6.71 所示。圖 6.72 及圖 6.73 為底床沖淤變化及流場向量圖。

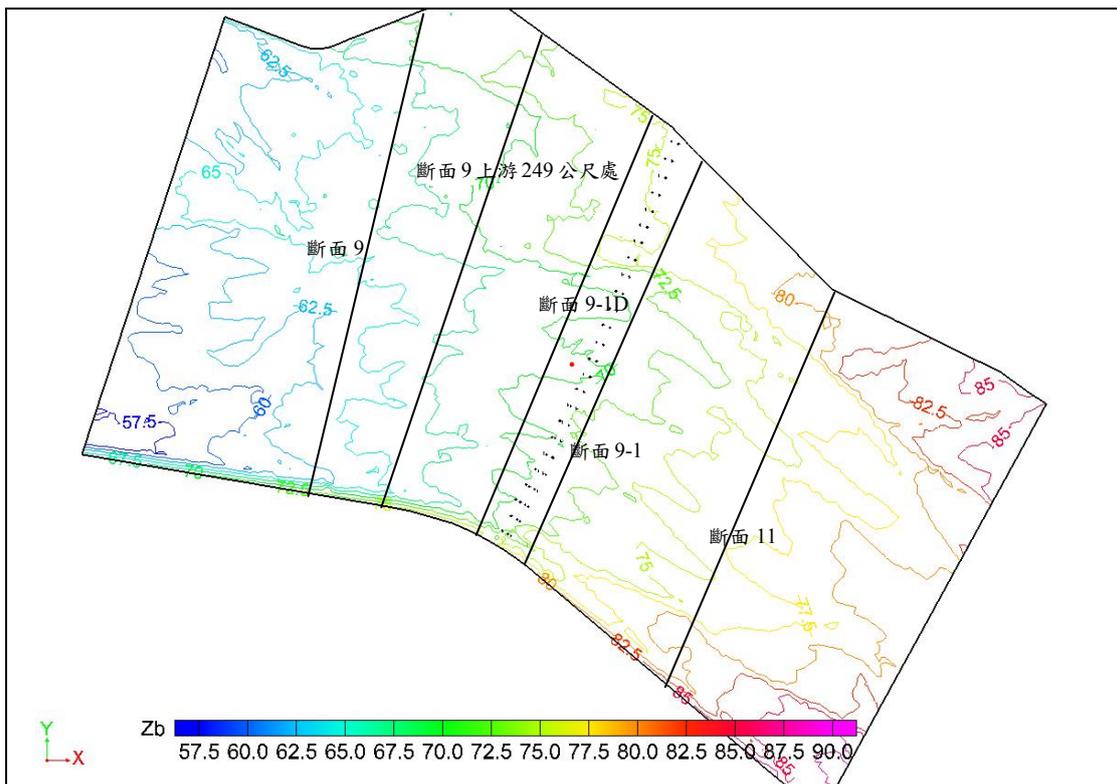


圖 6.70 99 年度國道 3 號大甲溪橋河段地形等高線圖

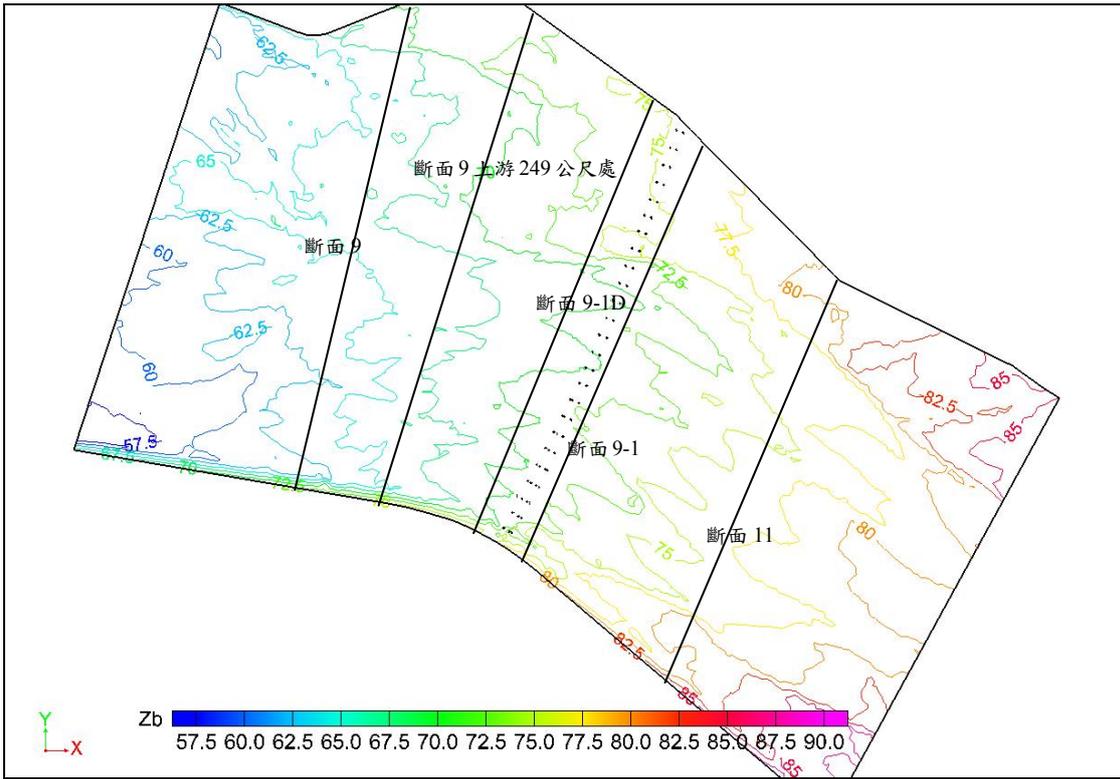


圖 6.71 國道 3 號大甲溪橋河段沖淤模擬地形等高線圖

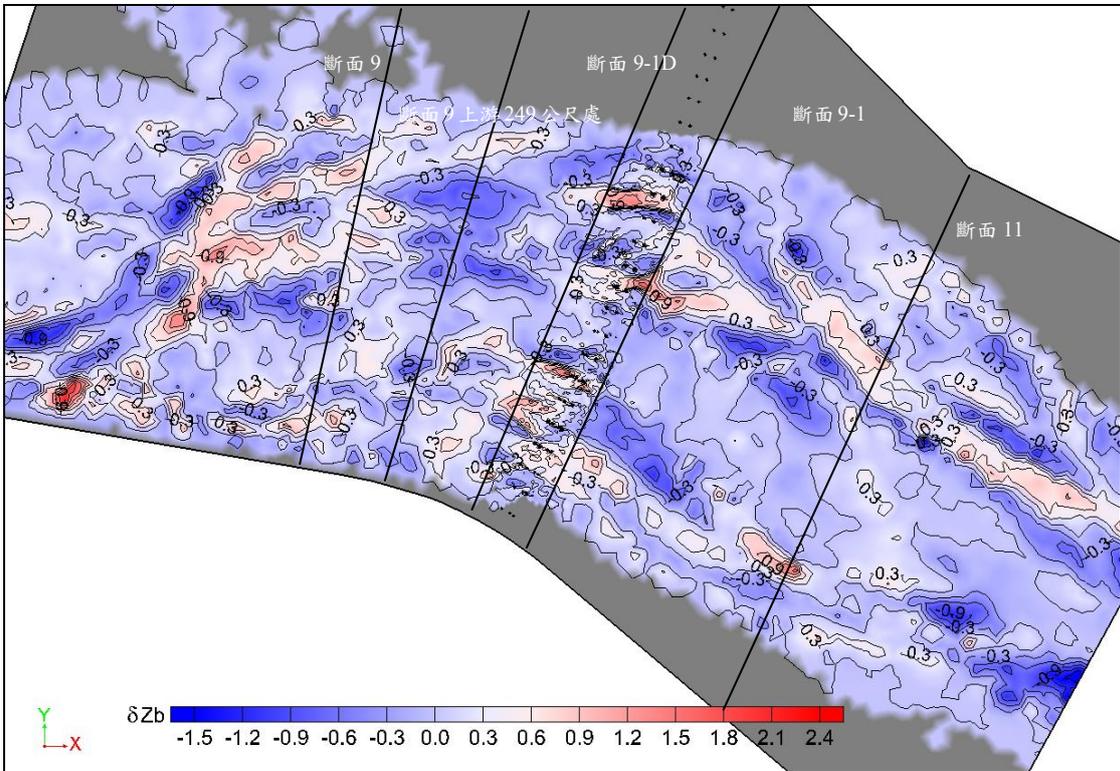


圖 6.72 國道 3 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤變化圖

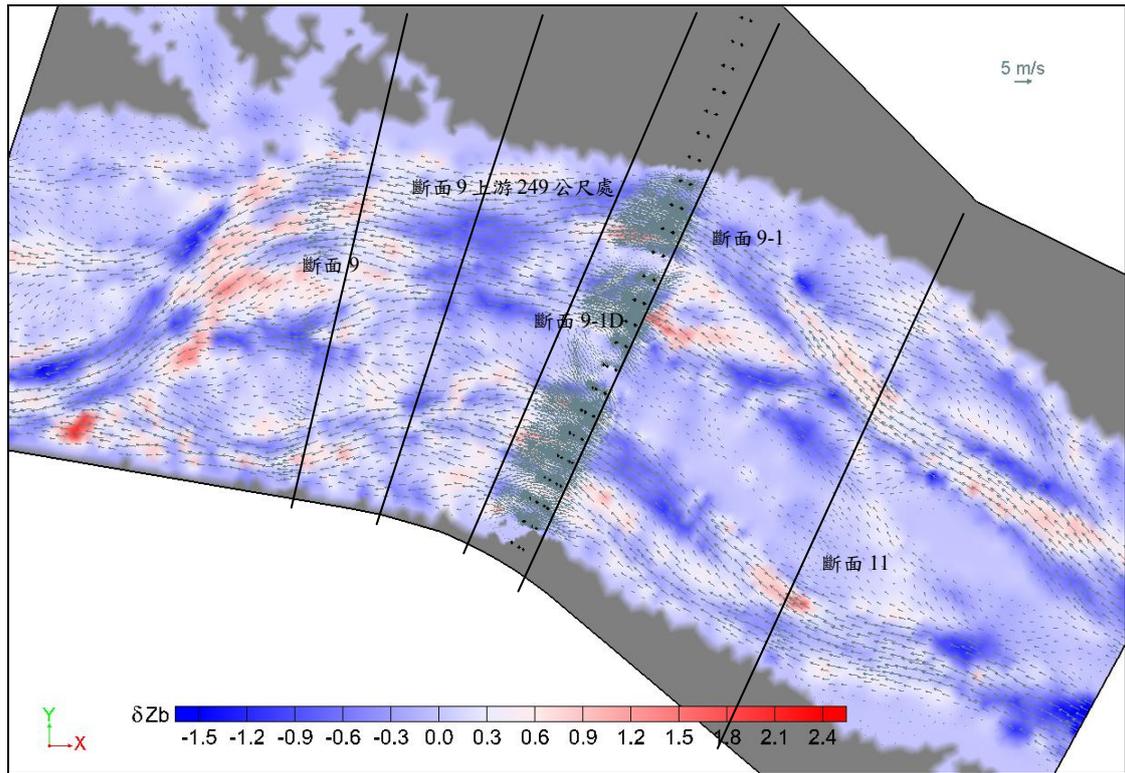


圖 6.73 國道 3 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤及流場變化圖

圖 6.74 至圖 6.78 為擷取断面 9 至断面 11 之底床變化圖，由圖中可知於断面 9 底床呈淤積情況，平均淤積量約 6.2 公分；断面 9 上游 249 公尺處底床呈冲刷情況，平均冲刷量約 21.2 公分；断面 9-1D 底床呈淤積情況，平均淤積量約 16.7 公分；断面 9-1 底床呈淤積情況，平均淤積量約 7.6 公分；断面 11 底床呈淤積情況，平均淤積量約 14.8 公分。

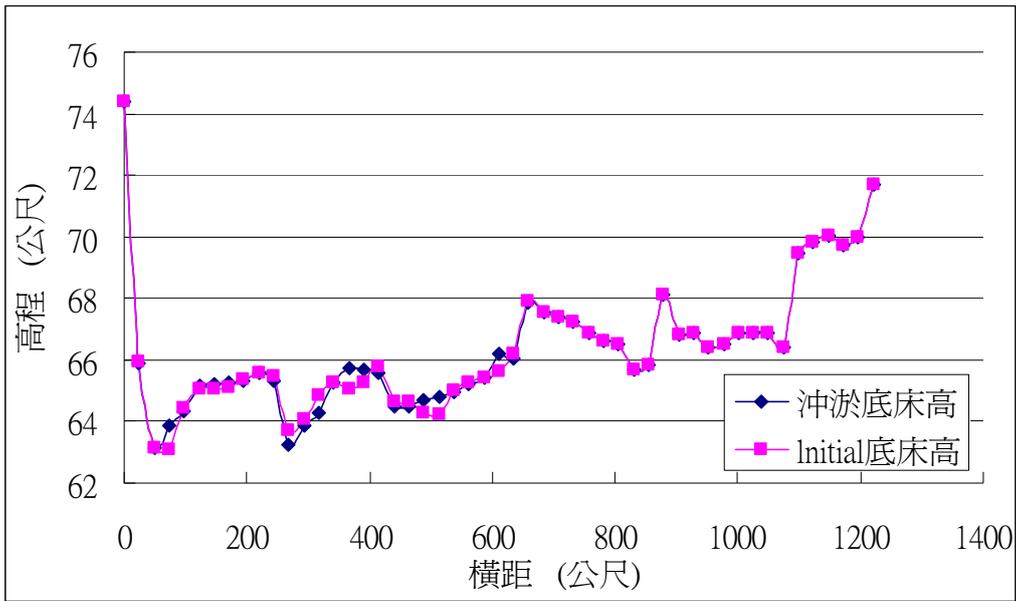


圖 6.74 模擬成果與量測值比較 (斷面 9)

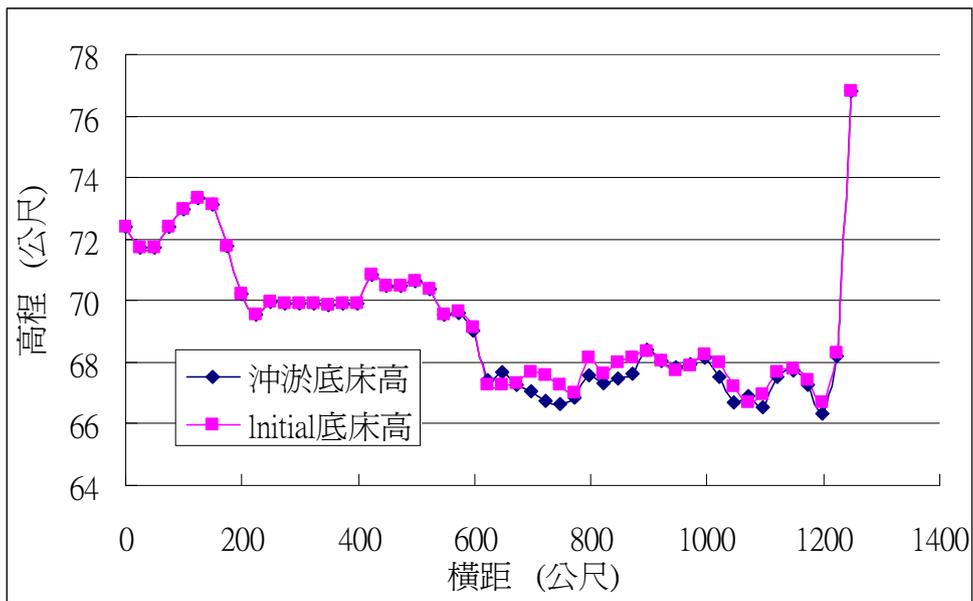


圖 6.75 模擬成果與量測值比較 (斷面 9 上游 249 公尺處)

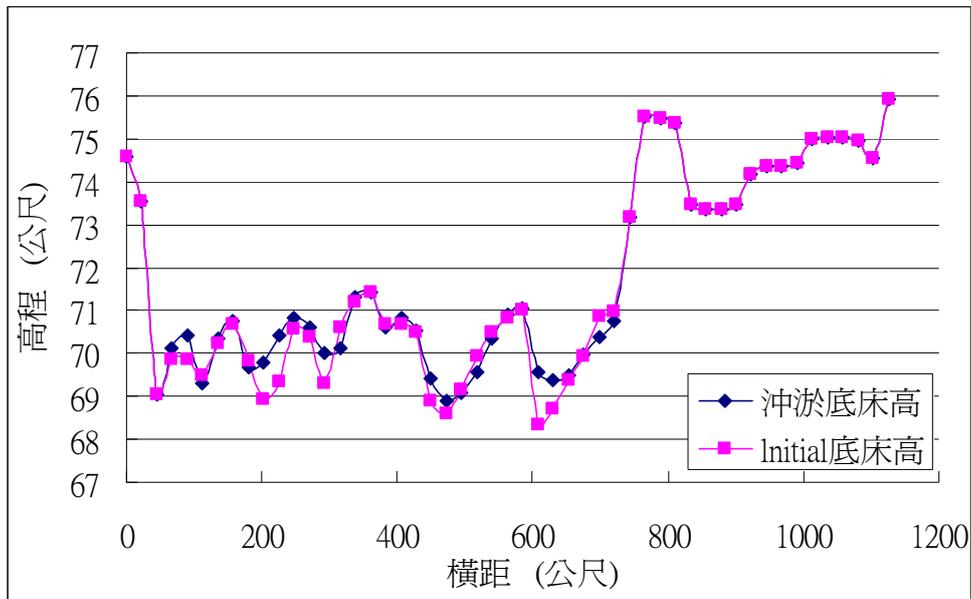


圖 6.76 模擬成果與量測值比較 (斷面 9-1D)

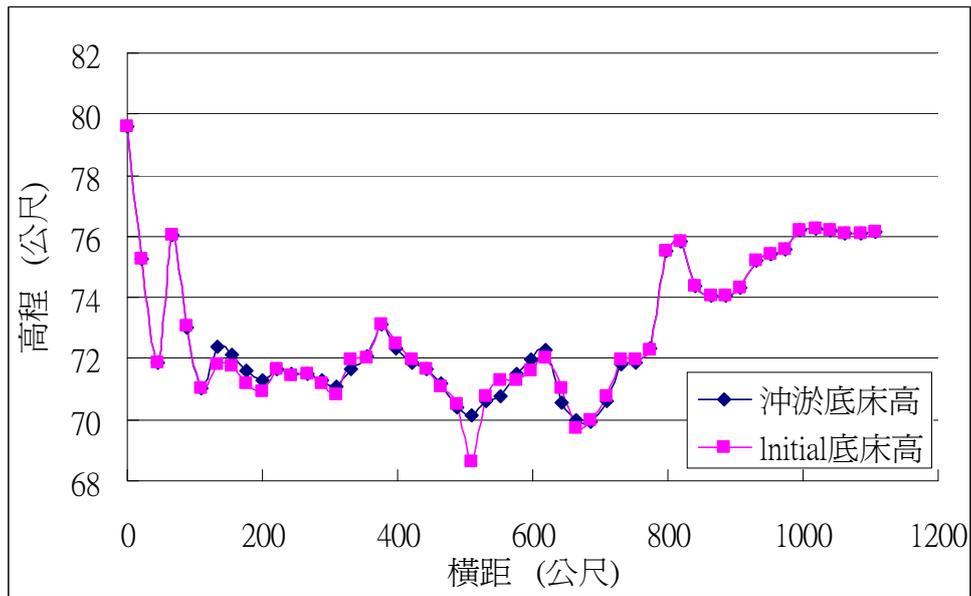


圖 6.77 模擬成果與量測值比較 (斷面 9-1)

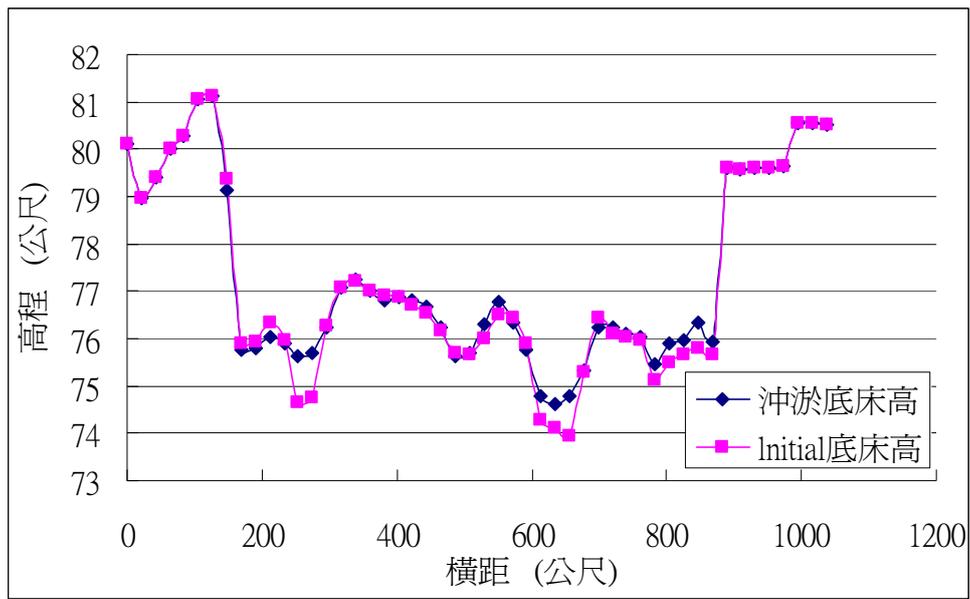


圖 6.78 模擬成果與量測值比較 (斷面 11)

6.2.3 動床模式綜合評估

針對動床數模模擬成果及後續應用需注意事項，整理如后：

- (1) 因目前適用大甲溪卵礫石河床質之輸砂公式尚未完備，故以現今模式具有之輸砂公式模擬，其成果只能做為河段沖淤趨勢參考，定量而言有一定差距。不建議相關單位直接採用河床沖淤數值，作為構造物設計依據。
- (2) 動床數模目前皆無模擬岩盤沖刷機制，故大甲溪岩盤出露河段之沖淤變化推估，皆不可採用模式分析結果。
- (3) 動床數模目前皆未包含側向沖刷、岸壁崩塌等機制，若模擬結果中，河岸若有沖刷，其沖刷量可能為一低估現象。
- (4) 受限於描述掛淤造灘之理論及驗證資料皆未完備，動床模式尚未完全具備模擬此一現象之能力。

未來提高模擬精度方式，主要需足夠之觀測資料做為進一步參數率定驗證之依據，此觀測資料，包括：(1)河道斷面(一維模式)、地形(二維模式)測量；(2)水工模型試驗成果；(3)河道河床質採樣分析資料；(4)河道輸砂量監測推估資料。

上述資料之第(1)項，建議需每年辦理；第(2)項則有另一子計畫『跨河橋梁保護工法之研究』，刻正辦理中；而第(3)項礙於河床質之採樣點有限，未能表現各河道斷面之河床質差異，故建請大甲溪主管機關增加河床質採樣位置與頻率，除可做為模式率定驗證外，亦可作為規劃評估及設計之參考；第(4)項之大甲溪輸砂量監測資料，亦建議大甲溪主管機關辦理，以作為數值模式上游來砂量輸入及水工模型試驗上游加砂量之基本資料。

第七章 橋河共治區案例模擬

本章將以二維水理程式進行橋河共治區水理、動床與結構物之互制行為分析，解析結構物的設置對水理條件與床型變化的影響，提供未來相關單位橋梁維護管理參考。

7.1 大甲溪石岡壩下游河段治理對策概略

依據「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(4/4)」(經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 100 年 6 月)，大甲溪具沖刷現況及趨勢河段包括石岡壩下游河段、梅子鐵橋附近及石岡壩上游部份區域有河岸沖刷情況，其沖刷原因可分為區域性及局部性兩類：

- (1) 區域性原因：產生長程、長期沖刷，原因包含河床護甲層下移連續性受堰壩攔阻，九二一地震後地層抬升加高水流沖刷能量及軟弱岩盤出露後重新調整河床坡降。
- (2) 局部性原因：局部性之干擾而產生之沖刷，因素包含跨河建造物及附屬設施改變水流條件造成局部沖刷，河川流路擺盪逼近防洪建造物之局部沖刷。

大甲溪沖刷問題包含長期性一般沖刷及局部空間性之局部沖刷等特性，因此治理原則為：以優先穩定長期性一般沖刷情況為主，輔以各項防制局部沖刷對策。即以工程面與管理面之輸砂平衡操作，改善大甲溪河川坡降縱斷及流路位置，再以消能、固床、河道整理工法防制局部沖刷。

表 7-1 為沖刷河段橋河共治對策之概略。沖刷河段之治理對策，除規劃配合大甲溪河川特性之治理措施外，並因河川區域範圍內配合之權責機關多，需注意各措施之分工期程與預留治理措施可資調整之彈性。調適共存之對策及分工與預留調整彈性如下：

表 7-1 沖刷河段橋河共治河道穩定對策

沖刷原因	調適共存之對策	預留調整彈性
<p>洪流經過跨河建造物之局部沖刷</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 依據現況河床高程加上洪水期間局部沖刷效應，加深橋基礎。 2. 妨礙長期河川坡降縱斷參考面目標之跨河建造物附屬設施（固床工、橋基）應辦理改善。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 河川主管機關提出中期目標河川坡降縱斷參考面，各跨河建造物主管機關辦理轄管橋樑局部沖刷防制。 2. 局部沖刷保護工頂部高程不得高於中期目標河川坡降縱斷參考面；橫越河川固床工橫斷面預留複式斷面，將流路居中，避免引起流路不自然的擺盪。
<p>河川流路擺盪逼近防洪建造物之局部沖刷</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 因辮狀河川特性導致洪流靠岸致災者，以低水位丁壩或堤腳坡腳保護工維持高灘地寬度。 2. 洪流因沖刷效應而穩定貼岸者，以高水位丁壩挑流。 3. 堤防臨水面應考量營造灘地，以減緩洪流直沖堤防。 4. 軟弱岩盤之護岸，採深入岩盤之排樁基礎，並拓寬水路以降低單寬流量。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 防制局部沖刷工程與灘槽整理、營造灘地同時辦理，加強防制沖刷功能。 2. 採用工法則需視實際狀況因地制宜。

- (1) 一般沖刷：原因包括砂源遭攔阻、地盤抬升增加水流能量及岩盤出露段之坡降調整等，建議以採補充砂源、建置消能及固床設施等治理對策。
- (2) 局部沖刷：原因包含跨河建造物局部沖刷、流路自然擺盪等，建議採用橋樑基礎保護工、河道整理營造護堤灘地等治理對策。

在「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(4/4)」報告中，曾針對穩定石岡壩上、下游河道做出幾項治理建議，例如舊山線鐵路橋至中山高大甲溪橋河段之河道調整措施，包括：

- (1) 斷面 27 至斷面 28 左岸豐洲堤防低水護岸挑流丁壩設置；
- (2) 正隆護岸設置挑流丁壩；
- (3) 補充后豐橋至新山線鐵路橋間護甲層料源；
- (4) 斷面 28 至斷面 31-1 間左岸灘地開挖及建置護岸；
- (5) 修復新山線鐵路橋下游固床工；
- (6) 新山線鐵路橋上游至斷面 31-1 間之右岸設置挑流丁壩，並與內埔圳取水口導水路共構。

7.2 橋河共治區案例模擬

以本計畫之二維動床數值模式分析后豐橋至新山線鐵路橋間之丁壩工設置效果及河道調整措施全佈置下之河床沖淤情況，共分析五種案例，模擬案例與模式設定如表 7-2 所示，圖 7.1 為數值模擬採用之上游洪水入流量歷線，圖 7-2 河床質粒徑分佈曲線(護甲層)，圖 7-3 河床質粒徑分佈曲線(底層)。本模擬可說明本計畫之二維動床數值模式可針對橋河共治區水理、動床與結構物之互制行為分析，解析結構物的設置對水理條件與床型變化的影響。

表 7-2 舊山線鐵路橋至中山高大甲溪橋河道調整措施模擬案例設定

項目	案例一	案例二	案例三	案例四	案例五
模擬境況	河道現況	新山線鐵路橋上游右岸、正隆護岸及豐洲堤防低水護岸等處已建置挑流丁壩工	完成左岸灘地開挖，原右岸主深槽採該河段類似級配粒料堆填	完成左岸灘地開挖，原右岸主深河槽採護甲粒料堆填	完成三處挑流丁壩工、灘地開挖及護甲粒料堆填等穩定措施
模擬河段	舊山線鐵路橋上游斷面 33 處至中山高大甲溪橋上游面（斷面 23-1）				
原始地形	以 97 年 12 月斷面 31-1 至斷面 26 之深槽地形測量資料，配合 97 年 3 月大斷面測量成果建置起始地形				
糙度係數	全域採 0.04				
入流量	設計洪水歷線（見圖 7.1）				
上游來砂	清水				
下游邊界	所有流場變數於斷面 23-1 法向梯度為零之開放邊界				
河床質	模擬除斷面 32 以上以定床設定外，其餘河段之起始河床分區及採用之 97 年 3 月河床質粒徑分佈如圖 7-2 及圖 7-3	以案例一方式設定河床質後，設定丁壩群為不可沖刷	以案例一方式設定河床質後，原主深河槽以附近河段河床質鋪設	以案例一方式設定河床質後，原主深河槽以護甲粒料鋪設	以案例四方式設定河床質後，設定丁壩群為不可沖刷
起始水位	模式入流量歷線之第一筆流量為 200.84 cms，故先採用 200.84 cms 之定量流模擬到達收斂後各網格點之水位與流速，作為變量流模擬之初始條件				
輸砂公式	Yang*床砂載輸砂公式				
混合層厚度	3 倍 d50				
HSED _T	0.01 公尺				

項目	案例一	案例二	案例三	案例四	案例五
DZBMAX	5m/day				
后豐橋至新山線鐵路橋間之洪峰流速	(1) 最高流速達7m/s(新山線鐵路橋下游) (2) 平均流速為5~6m/s	(1) 最高流速達7m/s(新山線鐵路橋下游) (2) 平均流速為5~6m/s	(1) 最高流速達5m/s(新山線鐵路橋處) (2) 平均流速為4m/s	(1) 最高流速達5m/s(新山線鐵路橋及后豐橋處) (2) 平均流速為4m/s	(1) 最高流速達5m/s(新山線鐵路橋及后豐橋處) (2) 平均流速為4m/s
洪水後之河床沖淤變化	現有深槽處持續沖刷	(1) 受新山線上游右岸丁壩影響，新山線上游沖刷有偏向左岸趨勢 (2) 3 處丁壩有掛淤積情況 (3) 其餘現有深槽處仍持續沖刷	(1) 拓寬河段沖刷深度降低 (2) 回填粒料為河床料，故新山線鐵路橋至后豐橋之沖刷分佈平均	(1) 左岸灘地開挖處較右岸護甲粒料堆填處沖刷深度深 (2) 左岸灘地開挖之沖刷深度較現況小	(1) 左岸灘地開挖處較右岸護甲粒料堆填處沖刷深度深 (2) 左岸灘地開挖之沖刷深度較現況小 (3) 丁壩處有掛淤積情況

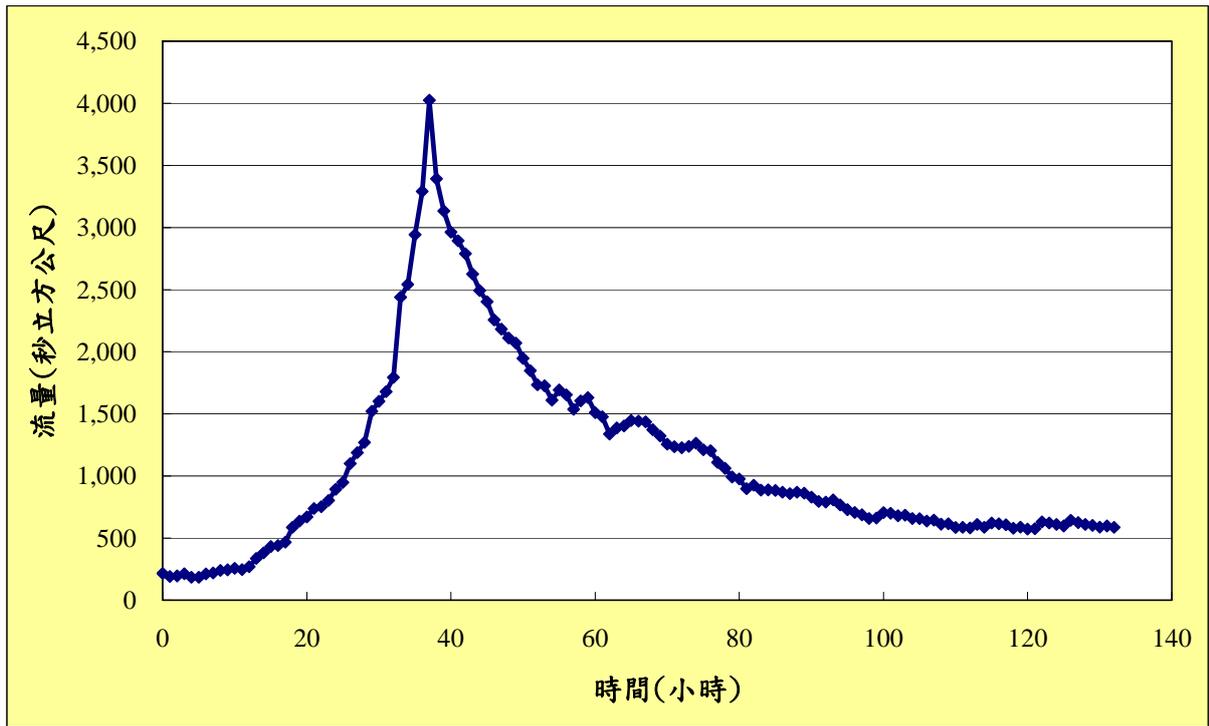


圖 7.1 數值模擬採用之上游洪水入流量歷線

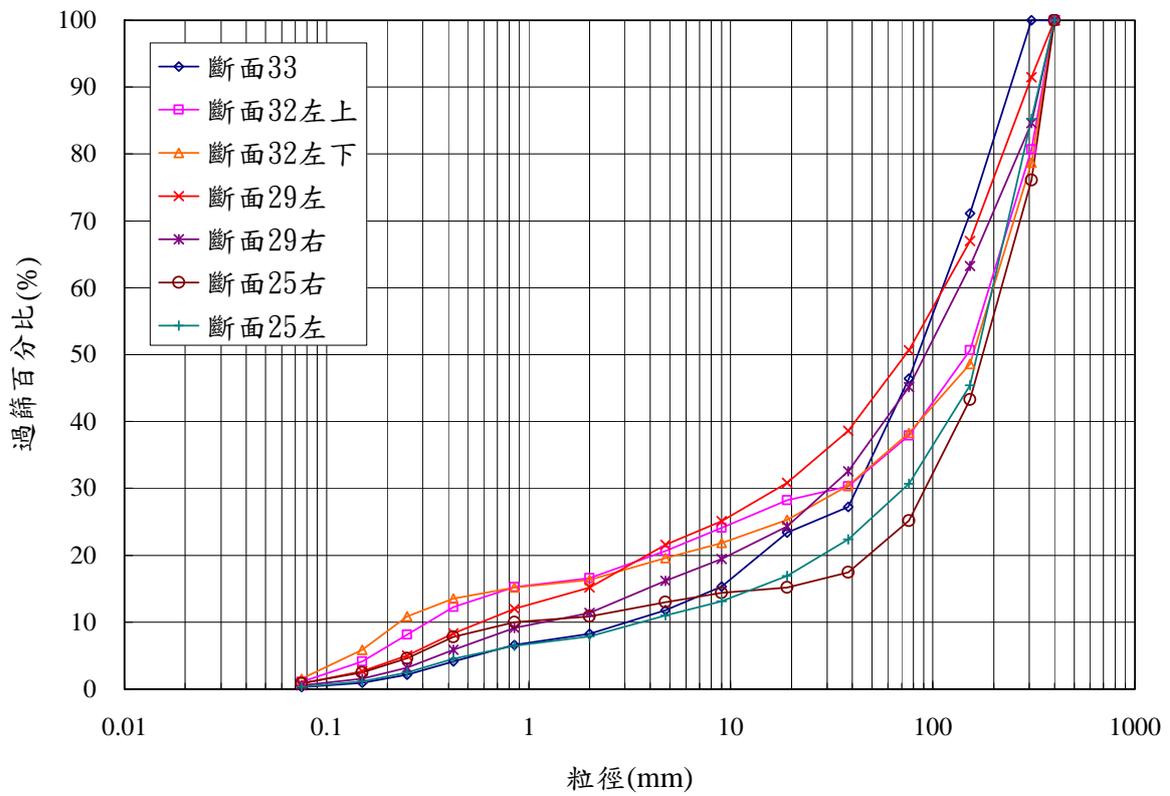


圖 7.2 河床質粒徑分佈曲線(護甲層)

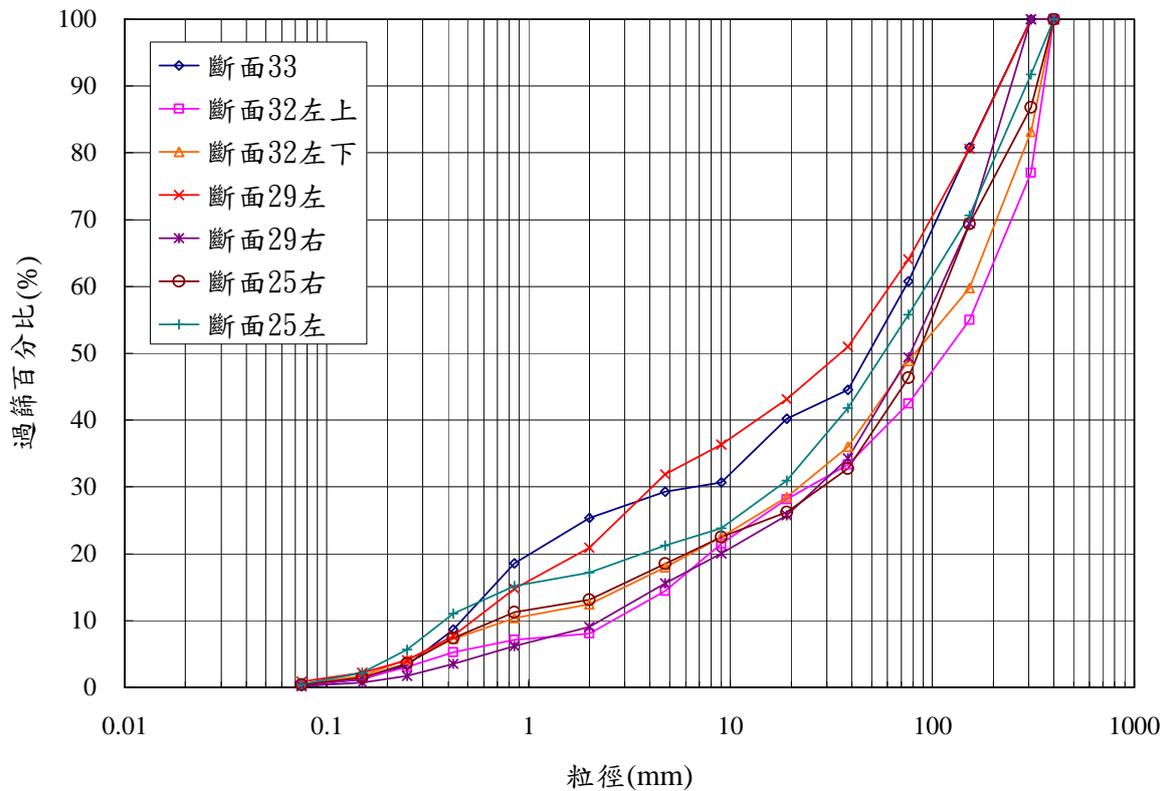


圖 7.3 河床質粒徑分佈曲線(底層)

圖 7.4 至圖 7.8 之(a)為 5 個模擬案例經歷設計洪水(洪峰流量 4,025.14 cms，歷時 5.5 天/132 小時)時，於洪峰時之流速；圖 7.41 至圖 7.8 之(b)為洪水後之河床沖淤變化。以下為計算成果之簡要說明：

1. 洪峰流速比較

- (1) 比較案例一與案例二可知，新山線鐵路橋上游右岸挑流丁壩群若設置得宜，可達到導引部份水流往左岸流動；丁壩群之第一座丁壩附近有流速增加情況；但新山線鐵路橋上游流路較開展，流速有部份降低情況；於正隆護岸及豐洲堤防低水護岸設置之丁壩群，對流路拓寬無明顯影響，該丁壩群段之河道流速亦無明顯變化。
- (2) 比較案例一、案例三及案例四可知，新山線鐵路橋至后豐橋河道開展後，河道流速由平均約 5~6m/s 降低至平均約 4m/s；舊

山線鐵路橋之較高流速，於案例一中仍延續至新山線鐵路橋，於案例三及案例四中則至新山線鐵路橋上游有明顯降低情況；灘地開挖後，水流通過新山線鐵路橋及后豐橋處之平均流速亦有明顯降低。

- (3) 比較案例四及案例五可知，當河道拓寬後，設置丁壩對於流速或水流流路影響不大。

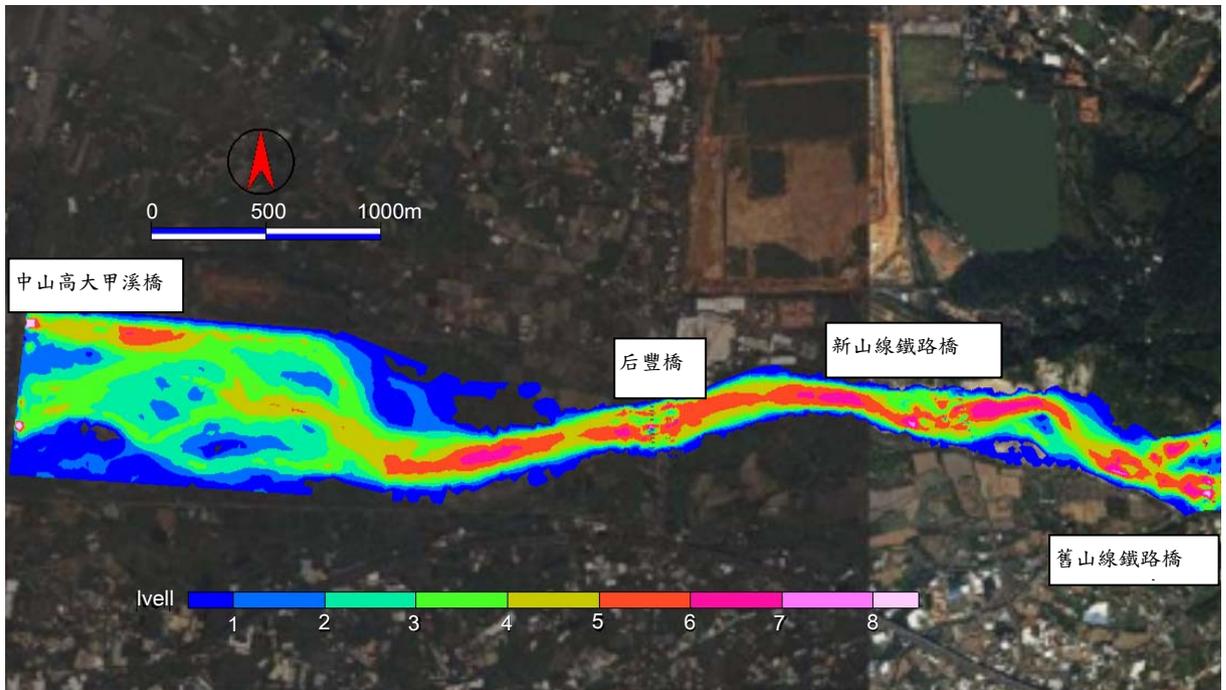
2. 河床沖淤變化比較

- (1) 比較案例一與案例二可知，因新山線鐵路橋上游右岸挑流丁壩群導引部份水流往左岸流動，故新山線鐵路橋上游左岸灘地有部份沖刷情況；豐洲堤防低水護岸丁壩群之掛淤現象較明顯，新山線鐵路橋上游右岸及正隆護岸之挑流丁壩群之掛淤現象較不明顯；其餘河道沖淤現象類似，未因丁壩設置而有太大變化。
- (2) 比較案例一、案例三及案例四可知，灘地開挖後河床平均沖刷深度有降低情況；案例三於灘地開挖後全斷面河床質級配相似，故斷面沖刷較平均；案例四之原右岸深槽鋪設護甲粒料，左岸灘地開挖後因未鋪設護甲粒料層，故呈現左岸沖刷較右岸明顯情況。
- (3) 比較案例四及案例五可知，當河道拓寬後，於正隆護岸及豐洲堤防段丁壩群之掛淤現象較為明顯。

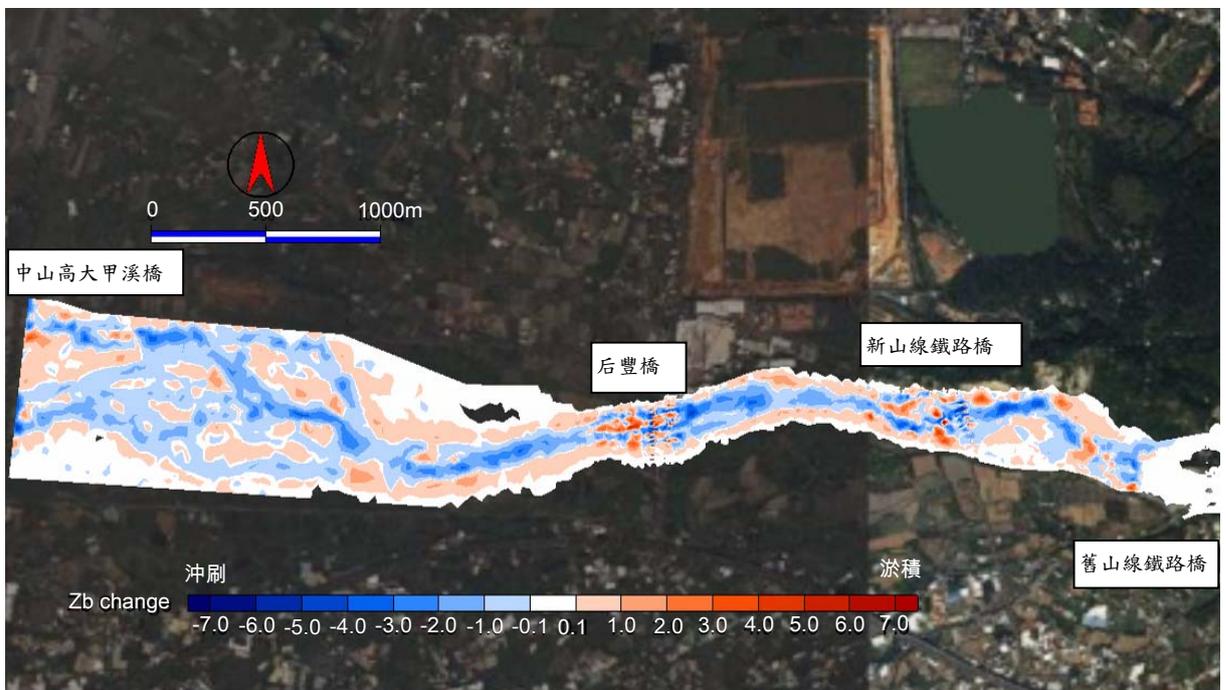
3. 綜合分析

- (1) 新山線鐵路橋上游右岸丁壩若設置得宜，應可達到引導水流偏左流動功效。
- (2) 建置於較開闊河道且彎曲度較小之丁壩群，其掛淤造灘效果較明顯。

(3) 灘地開挖段河道平均流速明顯降低，原右岸深槽鋪設護甲粒料，有助於營造右岸灘地。

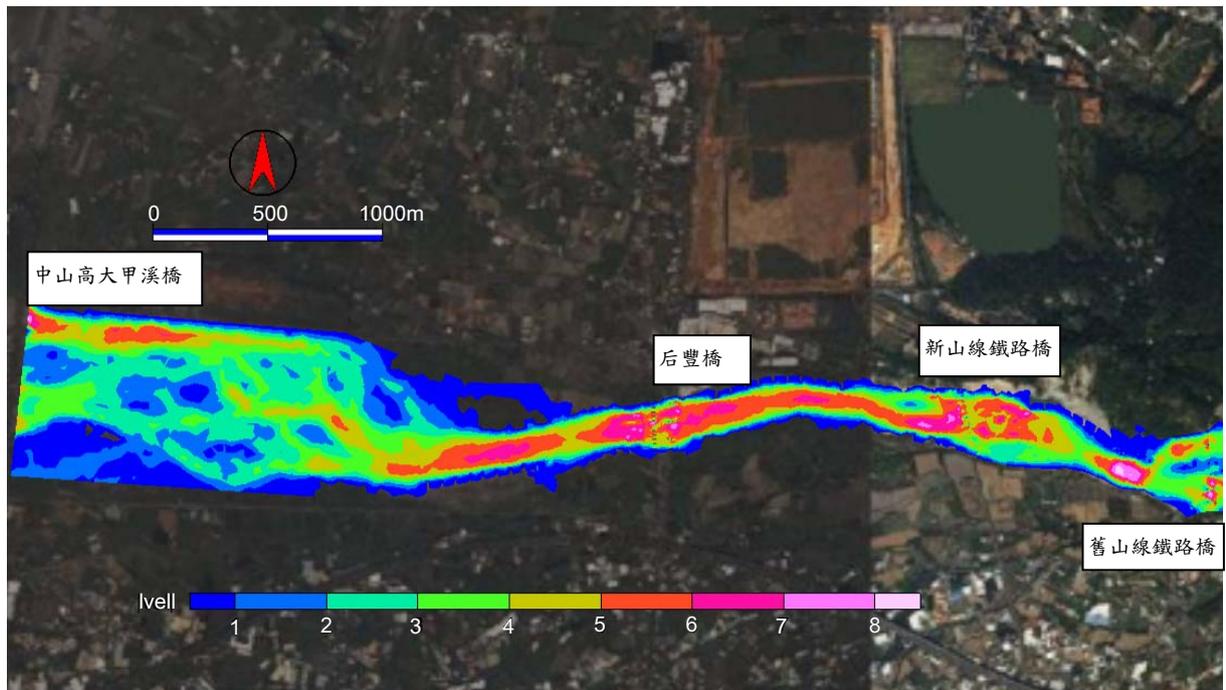


(a) 洪峰流速

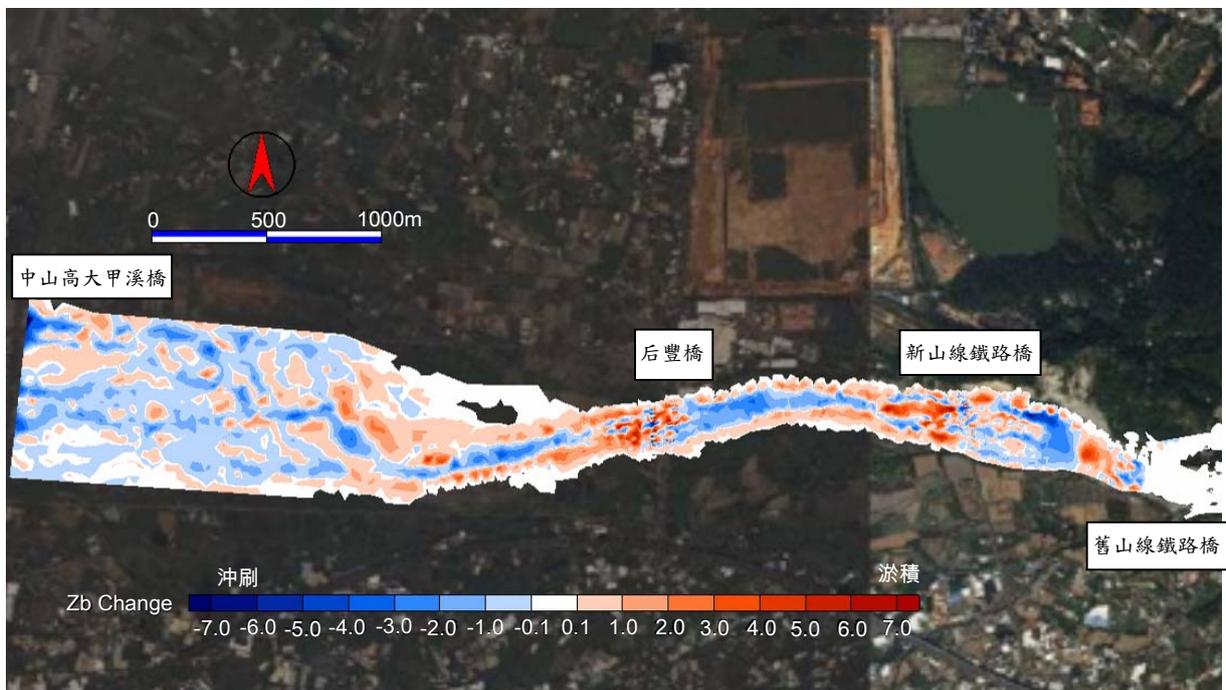


(b) 洪水後河床變化

圖 7.4 案例一模擬成果(現況)

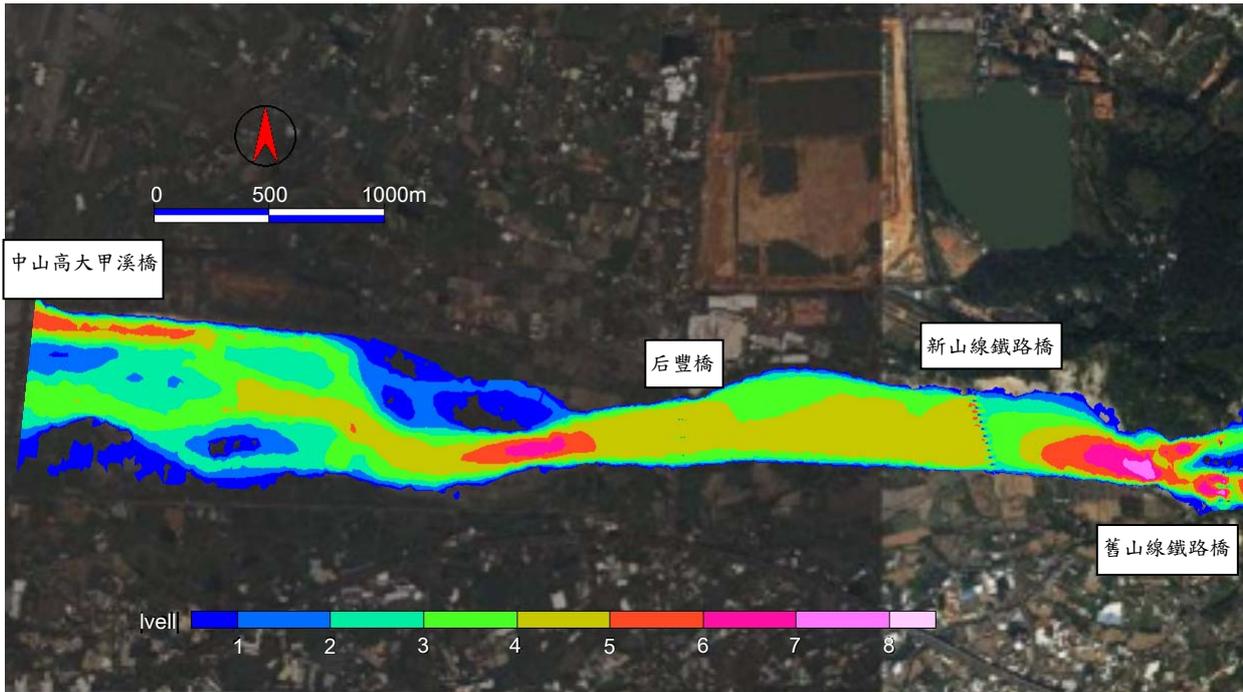


(a) 洪峰流速

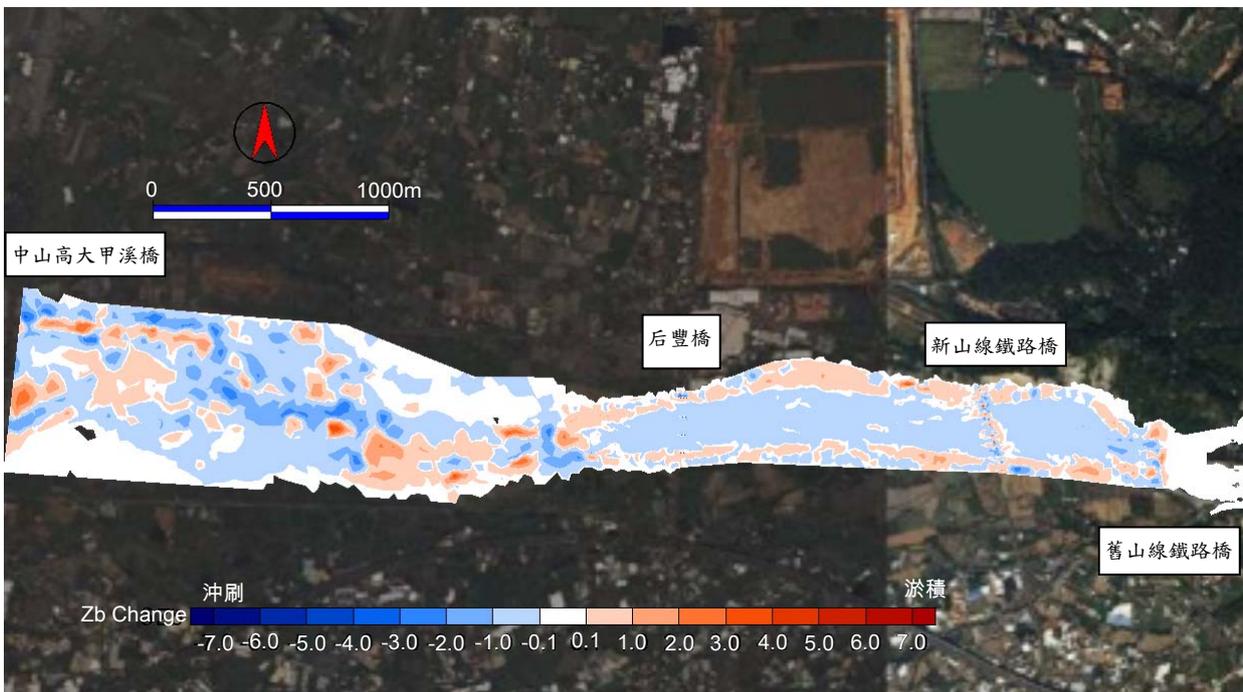


(b) 洪水後河床變化

圖 7.5 案例二模擬成果(三處丁壩群設置)

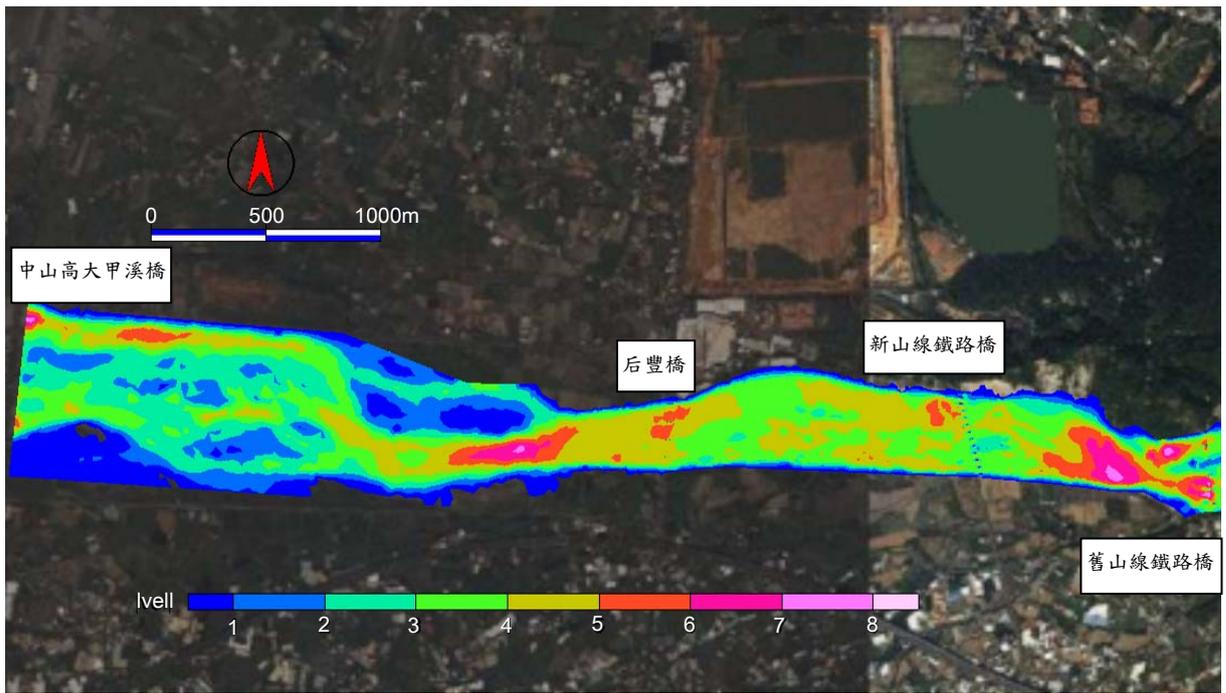


(a)洪峰流速

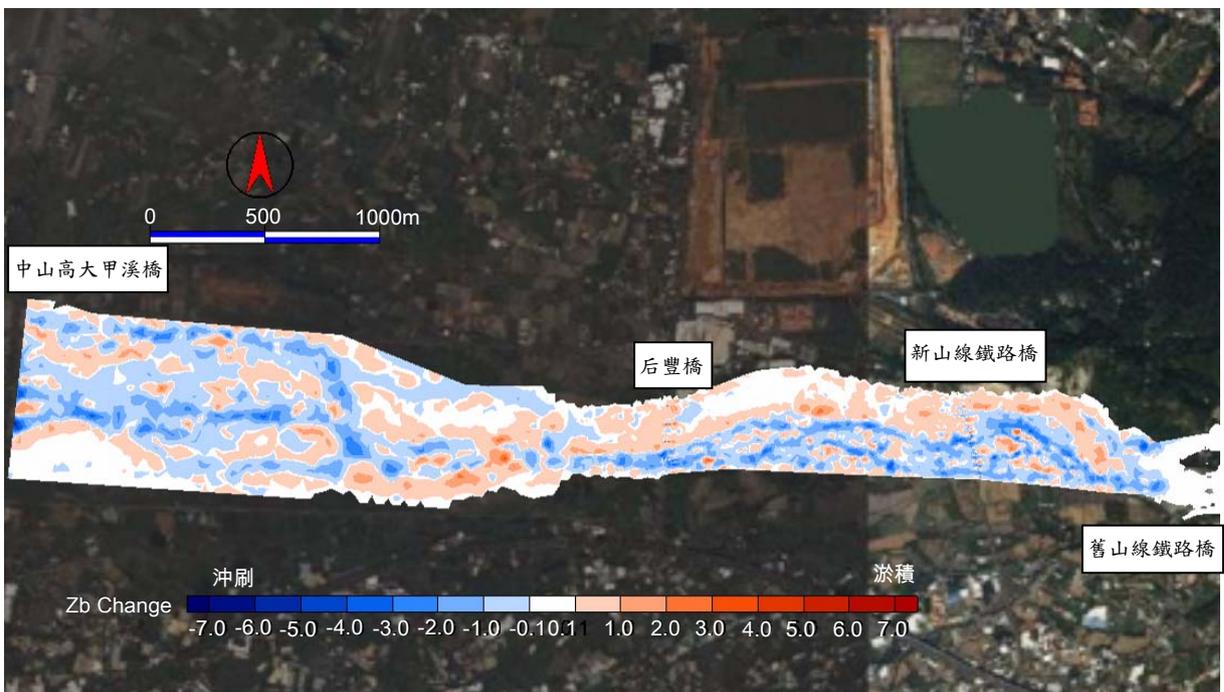


(b)洪水後河床變化

圖 7.6 案例三模擬成果(左岸灘地開挖+原右岸主深槽採該河段類似級配粒料堆填)

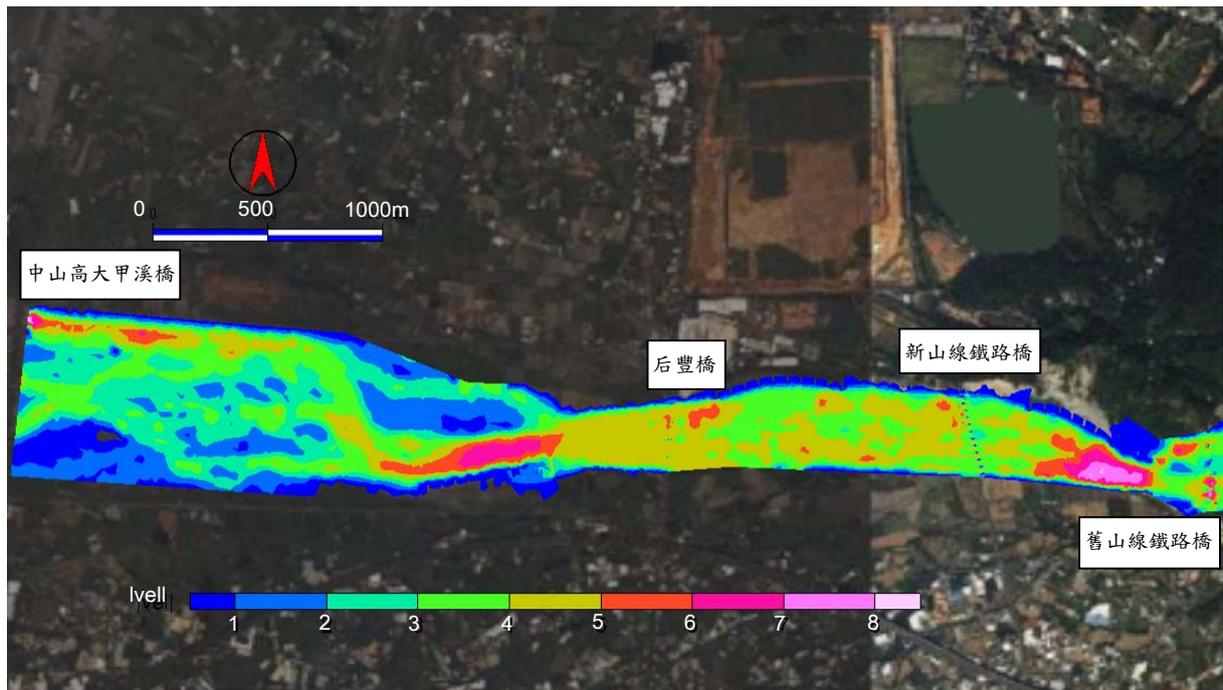


(a) 洪峰流速

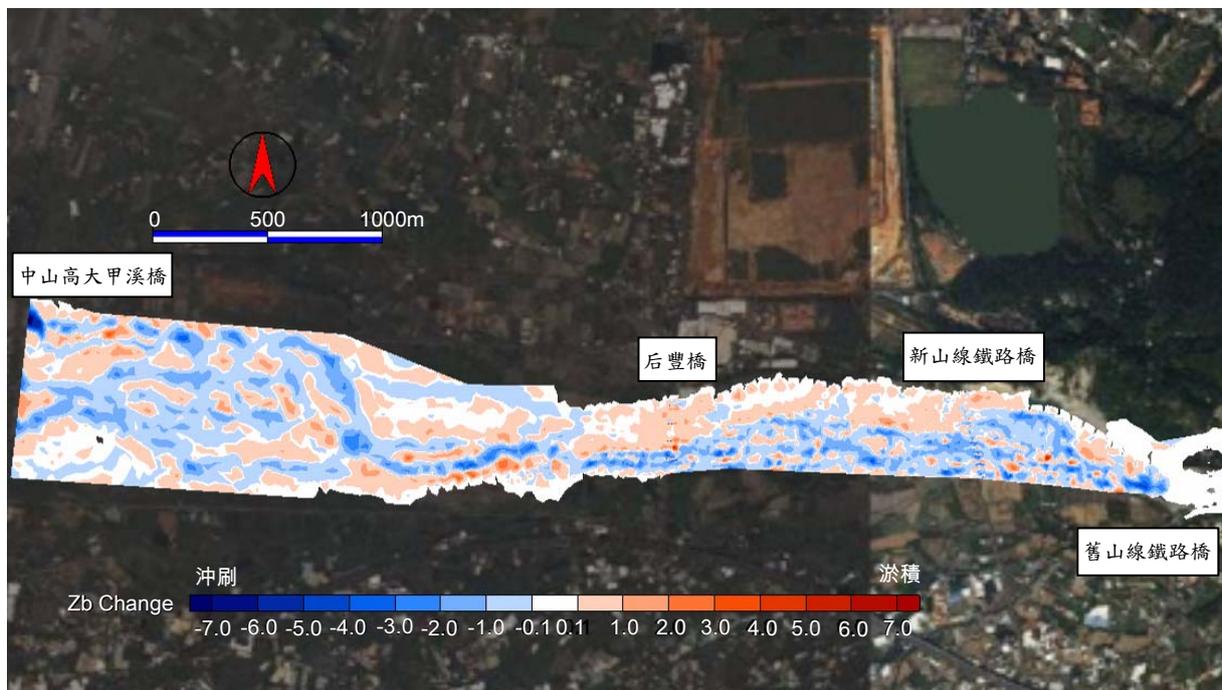


(b) 洪水後河床變化

圖 7.7 案例四模擬成果(左岸灘地開挖+原右岸主深河槽護甲粒料堆填)



(a) 洪峰流速



(b) 洪水後河床變化

圖 7.8 案例五模擬成果(三處丁壩群設置+左岸灘地開挖+原右岸主深河槽護甲粒料堆

第八章 橋墩沖刷深度推估

本計畫旨在建立橋墩沖刷計算模式，因此需探討河道因橋墩設置對於橋墩周圍水流及泥砂沖淤產生之變化，瞭解橋墩沖刷之基本機制，方能建立有效估算橋墩局部沖刷深度與範圍之模式。

評估沖刷深度之目的在於瞭解洪水流量下所造成的沖刷對結構物帶來的影響。沖刷形態大致可分為三類：

- (1) 一般沖刷：一般沖刷係指河道在無結構物存在之情形下，在河床水流與泥砂相互影響下，長期或短期之河床沖淤演變結果。
- (2) 束縮沖刷：係指橋墩或水工結構物興建之後，因佔據部分河寬，形成阻水效應，造成水流之通水斷面束縮，導致迴水效應，而通過橋墩附近的水流流速增加，進而對橋墩附近的河床造成沖刷。
- (3) 局部沖刷：係指河道由於因橋墩或水工結構物的存在，對於水流產生局部阻礙與干擾的現象，迫使水流在橋墩前緣壅水、繞流，流速與流向的劇烈變化，引起渦流和極強的河床面剪應力，進而造成河床局部的沖刷與高程的下降。

以下將就三種沖刷形態作進一步說明。

8.1 橋墩沖刷深度

8.1.1 一般沖刷

不論有無橋墩(或水中結構物)的設置，在單一個(或緊接的連續數個)洪水沖刷、或具有相當長之時間尺度(通常歷經數年以上)之水流沖刷下，水流對河床沖刷所造成之較長河段高程下降的情形，此種現象稱為一般沖刷(general scour)。而引致一般沖刷之成因與長期高流速的自然侵蝕、河川砂石開採、截彎取直導致河床坡度的增加、河岸之側向侵蝕崩退、瓣狀河道中之深槽移動、及底床形式之遷移與橋基保護工之設置不

良……等因素息息相關。其中在橋基保護工設置方面，若設置不良，除了會造成河床本身的縱向(與水流方向平行)刷深之外，同時也會影響河道在橫向(水流之法線方向)之變遷，而導致原理置於高灘地內之橋基裸露。經由歷年河道縱(橫)斷面圖顯示之河床高程變化或河道橫向變遷情形的觀察，也可用以估算某河段或橋址河道縱(橫)向之一般沖刷深度；惟其中，須注意估算之地點，是否為堅硬岩盤？以免嚴重高估沖刷深度。

一般沖刷為河道自身在無結構物存在情形下演變結果。河道演變常可區分為長期及短期來加以探討，而造成變化之起因則有外在(extrinsic)及內在(intrinsic)因素之分。最明顯的外在因素即流量變化及河道內人為造成之縱(橫)向變化，尤其在特大洪水事件下往往造成河道劇烈變動；內在因素則與河床質性質有關，即河床質在常流量下亦會逐漸風化而崩解，惟此作用緩慢，不易察覺。因此就工程實務而言，流量變化為主要風險因子，一般沖刷即以探討大洪水事件之影響為最重要對象。此部分可以慣用一維之水理輸砂模式或是前述之二維水理輸砂模式來模擬。

8.1.2 束縮沖刷

若因橋梁所興建之橋墩或基礎裸露增加阻水面積；或由於公路之引道路堤與橋台設施延伸進入河道，佔據部份之通水寬度，或河道窄縮使得河道通水寬度縮減，均會阻擋正常時之水流流況，將迫使橋孔(或束縮段河道)間的單寬流量與流速加大，造成橋墩基礎(或束縮段河道)間產生束縮沖刷(contraction scour)效應，乃導致河床之沖刷下降。以目前的造橋技術，橋墩佔用河道斷面積已可有效降低，故本項沖刷之規模相對較小。束縮沖刷除可以前述之二維水理輸砂模式來模擬外，束縮沖刷深度亦可透過半經驗公式加以估算，惟此類公式通常假設束縮段長度足夠長，使得水流能夠發展成為一穩定流，即文獻上慣稱之長矩形束縮沖刷(long rectangular contraction)，較常用者為 Laursen (1960,1963)公式，參見圖 8.1，說明如後。

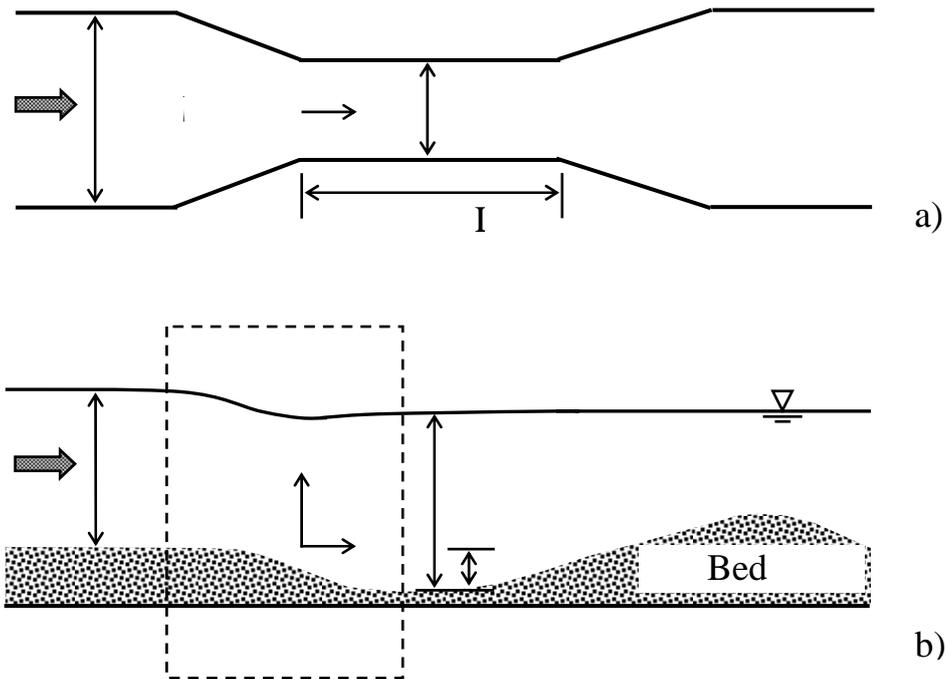


圖 8.1 束縮沖刷示意圖

Laursen (1960)提出適用於濁水沖刷之公式如下：

$$y_s = y_2 - y_0 = y_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{k_2} - y_0 \quad (8.1)$$

此處， y_s ：平均束縮沖刷深度(m)；

y_1 ：臨近上游段主河槽之平均水深(m)；

y_2 ：束縮河段在沖刷後之平均水深(m)；

y_0 ：束縮河段在沖刷前之平均水深(m)；

Q_1 ：臨近上游段之流量(cms)；

Q_2 ：束縮河段之流量(cms)；

W_1 ：臨近上游段主河槽之底部河寬(m)；

W_2 ：束縮河段主河槽不計墩柱寬度之底部河寬(m)；

n_1 ：臨近上游段主河槽之曼寧係數；

n_2 ：束縮河段主河槽之曼寧係數；

k_1 、 k_2 ：河床質輸送特性指數(參見表 8-1)。

表 8-1 Laursen (1960) 束縮沖刷深度公式河床質輸送特性指數表

u_*/ω	k_1	k_2	河床質輸送特性
< 0.5	0.59	0.066	以推移載為主
0.5 ~ 2.0	0.64	0.21	推移載與懸浮載互見
> 2.0	0.69	0.37	以懸浮載為主
$u_* = \sqrt{\tau_0/\rho} = \sqrt{gh_1 S_{f1}}$ 為臨近上游河段之底床摩擦速度(m/s) S_{f1} 為能量坡降 ω ：對應沉滓中值粒徑(d_{50})之沉降速度(m/s)。			

HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)建議消除(8.1)式中曼寧係數之影響，而採用如下公式：

$$y_s = y_2 - y_0 = y_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} - y_0 \quad (8.2)$$

濁水沖刷深度可能受限於河床質中較大顆粒之護甲效應，在此情況下，束縮沖刷深度應取濁水沖刷公式及以下介紹之清水沖刷公式計算所得之較小值。

對於清水沖刷，Laursen (1963)提出之計算公式如下：(SI 單位)

$$y_s = y_2 - y_0 = y_1 \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{6/7} \left(\frac{V_1^2}{36y_1^{1/3}d_{50}^{2/3}} \right)^{3/7} - y_0 \quad (8.3)$$

其中 V_1 為臨近上游河段之流速(m/s)， d_{50} 為沉滓中值粒徑(m)，其餘變數定義同濁水沖刷公式。HEC-18 建議之公式則為：(SI 單位)

$$y_s = y_2 - y_0 = \left(\frac{K_u Q_2}{d_m^{1/3} W_2} \right)^{6/7} - y_0 \quad (8.4)$$

其中 d_m ($=1.25d_{50}$) 為束縮河段河床質中不運移之最小粒徑(m)， $K_u = 0.025$ (公制) 或 $K_u = 0.0077$ (英制)，其餘變數定義同前。

HEC-18 判定清水沖刷或濁水沖刷之條件為：當 $V_1 < V_c$ 時為清水沖刷，反之則為濁水沖刷。而其中臨界流速 V_c 定義為：

$$V_c = 6.19y_1^{1/6}d_{50}^{1/3} \text{ (SI units)} \quad \text{or} \quad V_c = 11.17y_1^{1/6}d_{50}^{1/3} \text{ (English units)} \quad (8.5)$$

8.1.3 局部沖刷

橋墩周圍的局部沖刷是一種極為複雜現象，起因於結構物阻擾流況，流速往往大於未設立橋墩前數倍至十數倍，並將單方向水流轉變為三維亂流，包括向下水流、馬蹄形渦流等，如圖 8.2 所示，而亂流流況再與輸砂機制相結合使得問題更為複雜。一般而言，橋墩周圍的局部沖刷深度與水流強度、河床質性質、墩柱形狀與排列方式有關。

橋臺型結構物周圍流況變化情形與橋墩相似，亦將單方向水流轉變為三維亂流，包括向下水流、馬蹄形渦流等，最後於結構物下游側形成垂直渦流，在結構物附近流速加快，造成沖刷，如圖 8.3 所示。橋臺周圍的局部沖刷深度亦與水流強度、河床質性質、結構物長度和水流夾角有關。

橋墩(基)局部沖刷依流速大小的不同可以分為清水沖刷(clear-water scour)及濁水沖刷(live-bed scour)兩種情況。清水沖刷為流速小於底床質啟動速度，且沒有來自上游之底床質補充至沖刷坑的情況。濁水沖刷為流速大於底床質啟動速度，且有來自上游之底床質補充到沖刷坑的情況。當清水沖刷隨著沖刷時間的增長而到達臨界狀況時，因下降流的速度減緩而無法再對底床進行淘刷，此時沖刷坑會趨於平衡；濁水沖刷的平衡沖刷深度則會因為上游有底床質的補充，而有不規則的振盪變化，且其振盪幅度會因流速的增快而變為較平緩；橋墩(基)在清水沖刷時其最大沖刷深度會比濁水沖刷大，而且清水沖刷達到平衡所需的時間要比濁水沖刷來的長。

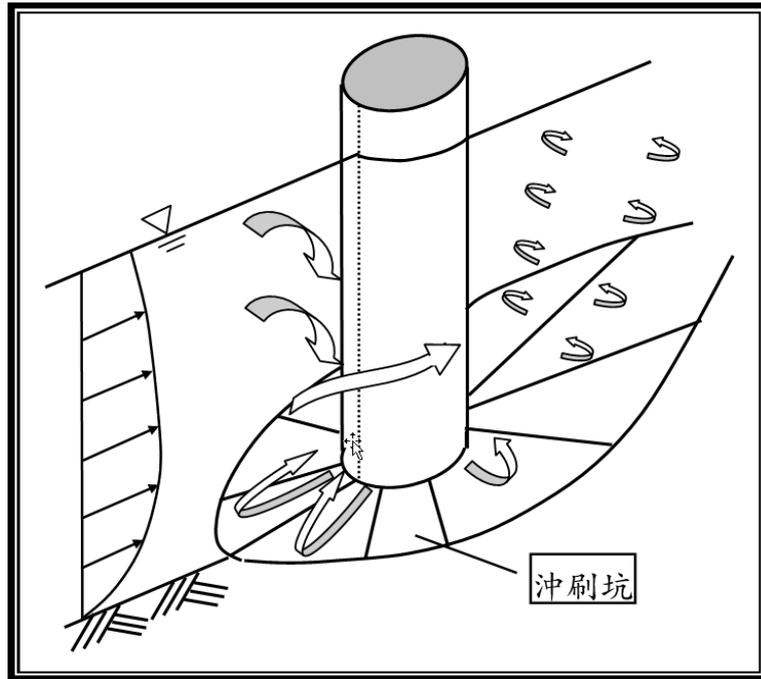


圖 8.2 橋墩周圍局部沖刷與流況示意圖

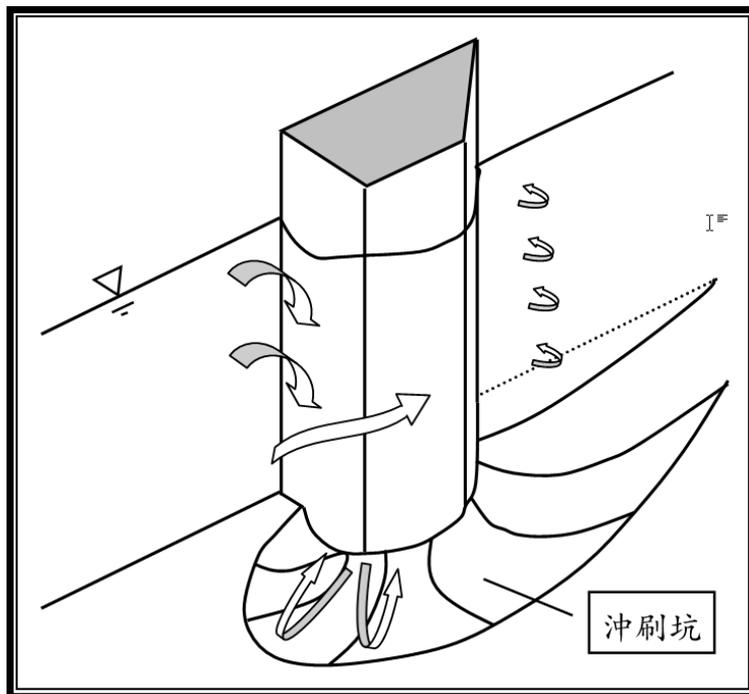


圖 8.3 橋臺周圍局部沖刷與流況示意圖

由於橋墩、橋臺附近流況變化極為複雜，尤其能量消散情形甚難掌握，利用數值方法計算局部沖刷深度仍多屬研究階段，故目前評估方法多以經驗公式進行。國內外估算橋墩(基)局部沖刷深度之經驗公式大多是基于室內之水工試驗，採非黏聚性土壤進行橋墩(基)局部沖刷深度探討所得，雖然研究局部沖刷的文獻甚多，但局部沖刷的水理學仍未能被充分瞭解，常有在相同水力條件下，不同公式所得計算結果有明顯差異。

參考 97 年 12 月 31 日於交通部公路總局所召開之「研商『橋墩(基)局部沖刷公式及耐洪能力詳細評估方法』計算準則，以便採用相同準則訂定封橋水位」會議之會議結論第 1 點及「河川橋樑之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」報告建議，適合台灣地區河川之橋墩沖刷深度估算公式約有 9 個，本計畫依該報告以實際案例驗證之公式內，挑選前 6 種誤差較小、較常用之公式，包含 Laursen (1958,1962)、Neill (1964)、Shen et al. (1969)、Jain and Fischer (1980)、Jain (1981)與 HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)等，然其中 Jain (1981) 清水沖刷公式實可整合於 Jain and Fischer (1980)公式使之適用於清水及濁水之沖刷，故本計畫另外納入 HEC-RAS 推薦使用之 Froehlich (1988)¹公式，總共提供 6 種橋墩局部沖刷深度估算公式。惟一般局部沖刷公式多以單一尺寸橫斷面之墩柱為分析對象，而台灣眾多橋墩亦有為墩柱+樁帽+群樁之型態，此可以 HEC-18 所建議之複合式橋墩基礎公式進行估算。

茲整理上述 6 種局部沖刷深度估算公式如後。

(1) Laursen (1958, 1962)

實驗模擬條件：濁水、清水沖刷；非黏聚性土壤。

$$\frac{D_p}{y_1} = \begin{cases} 5.5 \frac{y_s}{y_1} \left[\left(\frac{y_s}{11.5y_1} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] & \text{濁水沖刷} \\ 5.5 \frac{y_s}{y_1} \left[\left(\frac{y_s}{11.5y_1} + 1 \right)^{7/6} \left(\frac{\tau_1}{\tau_c} \right)^{-0.5} - 1 \right] & \text{清水沖刷} \end{cases} \quad (8.6)$$

¹ HEC-RAS 參考手冊誤植為 Froehlich (1991)。

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)；

y_1 ：墩前水深(m)；

D_p ：墩柱迎水寬度(m)；

τ_1 ：臨近上游段之底床剪應力 (N/m^2)；

τ_c ：臨界底床剪應力(N/m^2)。

如果水流順著墩柱方向，由(8.6)式求得之沖刷深度需再乘以一橋墩鼻端形狀修正因子 K_s 。如果水流不順著墩柱方向，由(8.6)式求得之沖刷深度需再乘以一水流攻角修正因子 K_a 。

(2) Neill (1964)公式—適用於濁水沖刷

實驗模擬條件：濁水沖刷；非黏聚性土壤。

$$\frac{y_s}{D_p} = 1.5 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.3} \quad (8.7)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)；

y_1 ：墩前水深(m)；

D_p ：墩柱迎水寬度(m)。

(3) Shen et al. (1969)

實驗模擬條件：清水沖刷；非黏聚性土壤。

$$y_s = 0.000223 \times \left(\frac{V_1 \times D_p}{\nu} \right)^{0.619} \quad (8.8)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)；

V_1 ：墩前水深平均流速(m/s)；

D_p ：墩柱迎水寬度(m)；

ν ：水流之運動黏滯係數($= 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)。

(4) Jain and Fischer (1980)

實驗模擬條件：清水、濁水沖刷；非黏聚性土壤；圓形橋墩。

$$\frac{y_s}{D_p} = \begin{cases} 2.0 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.5} (Fr_1 - Fr_c)^{0.25} = y_{s1}^* & \text{live-bed scour: } (Fr_1 - Fr_c) > 0.2 \\ 1.84 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.3} (Fr_c)^{0.25} = y_{s2}^* & \text{clear-water scour: } Fr_1 < Fr_c \\ \max(y_{s1}^*, y_{s2}^*) & 0 \leq (Fr_1 - Fr_c) \leq 0.2 \end{cases} \quad (8.9)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)；

y_1 ：墩前水深(m)；

V_1 ：墩前水深平均流速(m/s)；

D_p ：墩柱迎水寬度(m)；

Fr_1 ：墩前水流福祿數 $= V_1 / \sqrt{g y_1}$ ；

Fr_c ：泥沙起動臨界流速所對應之水流福祿數 $= V_{cr} / \sqrt{g y_1}$ 。

(5) Froehlich (1988)

實驗模擬條件：清水沖刷；非黏聚性土壤。

$$y_s = 0.32 K_s D_p^{0.62} y_1^{0.47} Fr_1^{0.22} d_{50}^{-0.09} + D \quad (8.10)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)；

y_1 ：墩前水深(m)；

D ：墩柱寬度(m)；

D_p ：墩柱迎水寬度(m)；

Fr_1 ：墩前水流福祿數 $= V_1 / \sqrt{g y_1}$ ；

d_{50} ：河床中值粒徑(m)；

K_s ：橋墩鼻端形狀修正因子，

方鼻端 $K_s = 1.3$ ，圓鼻端 $K_s = 1$ ，尖鼻端 $K_s = 0.7$ 。

Froehlich 指出上式中“+D”乃為基於設計目的而加入安全係數之最大沖刷深度估算。此外，此式計算所得之沖刷深度尚須滿足(8.12)式之條件。

(6) 修正 CSU (Colorado State University) 公式 (HEC-18)

實驗模擬條件：護甲效應；非黏聚性土壤。

$$\frac{y_s}{y_1} = 2K_s K_\theta K_3 K_4 \left(\frac{D_p}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad (8.11)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)；

y_1 ：墩前水深(m)；

D_p ：墩柱迎水寬度(m)；

Fr_1 ：墩前水流福祿數 $\left(= V_1 / \sqrt{g y_1} \right)$ ；

V_1 ：墩前水深平均流速(m/s)；

K_s ：橋墩鼻端形狀修正因子

{	1.1	方鼻端(square nose)
	1.0	圓鼻端(round nose)
	1.0	圓柱形(circular cylinder)
	1.0	圓柱群(group of cylinders)
	0.9	尖鼻端(sharp nose)

K_θ ：水流攻角修正因子

$$\begin{cases} (\cos \theta + \min(12, L/D_p) \sin \theta)^{0.65} & \text{非圓柱形橋墩} \\ 1.0 & \text{圓柱形橋墩} \end{cases}$$

θ ：水流方向與橋墩之夾角，若 $\theta > 5^\circ$ ，取 $K_s = 1$ ；

L ：橋墩長(m)。

K_3 ：底床形態修正因子

$$\begin{cases} 1.1 & \text{清水冲刷} \\ 1.1 & \text{當 } 0.6 < H_d < 3 \\ 1.1 \sim 1.2 & \text{當 } 3.0 < H_d < 9 \\ 1.3 & \text{當 } H_d > 9 \end{cases}$$

H_d ：砂丘之高度(m)。

K_4 ：河床粒徑護甲效應修正因子 (須強制 $K_4 \geq 0.4$)

$$\begin{cases} 1 & \text{if } d_{50} < 2\text{mm or } d_{95} < 20\text{mm;} \\ 0.4 \left(\frac{V_1 - V_{icd_{50}}}{V_{cd_{50}} - V_{icd_{95}}} \right)^{0.15} & \text{otherwise.} \end{cases}$$

$$V_{icd_x} = 0.645 \left(d_x / D_p \right)^{0.053} V_{cd_x} \quad (\text{m/s});$$

$$V_{cd_x} = 6.19 y_1^{1/6} d_x^{1/3} \quad (\text{m/s});$$

d_x ：底床質累積過篩 $x\%$ 的粒徑大小(m)。

此外，對圓鼻端橋墩而言，HEC-18 公式強制須滿足

$$\begin{cases} y_s \leq 2.4D_p & \text{for } Fr_1 \leq 0.8 \\ y_s \leq 3.0D_p & \text{for } Fr_1 > 0.8 \end{cases} \quad (8.12)$$

8.2 冲刷深度推估模式之建立與驗證

8.2.1 冲刷深度推估模式之建立

利用本計畫開發之水理分析模式，選定墩前 3 倍墩柱迎水寬度之水位、水深及流速作為墩前水位、墩前水深及墩前水深平均流速，代入 8.1.3 節建議之 6 種公式可求得各橋墩之局部冲刷深度。6 種公式包含 Laursen (1958,1962)、Neill (1964)、Shen et al. (1969)、Jain and Fischer (1980)、Froehlich (1988)與 HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)等。由於各冲刷公式推估值差異不小，故本計畫於計算輸出時，除了各冲刷公

式推估值外，也分別求得最小值、平均值、最大值及代表沖刷深度，此代表沖刷深度為上述 6 種公式推估值之平均值再加上標準差，此代表沖刷深度作為另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』預警系統評估橋墩安全之用。

8.2.2 沖刷深度推估模式之驗證

交通部台灣區國道高速公路局之「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫」(以下稱為「高科技橋梁檢測計畫」)始於民國 98 年 10 月，期程為 3 年。於國道 1 號大甲溪橋 P6 墩與國道 3 號大甲溪橋 P24 墩裝設水位計與流速計及不同橋梁沖刷監測系統。「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫」水位計之水位為絕對高程；流速計為非接觸式感測器，於無水流區域即有 0.3m/s 之基準值，作用於流速大於 0.3m/s 時；而沖刷監測系統之沖刷深度係以樁帽頂起算，沖刷深度 0 為樁帽頂，沖刷深度共有 01-09 組資料，為不同儀器所量得，其中國道 1 號橋樁帽頂高程為 EL.172.6m，國道 3 號橋樁帽頂高程為 EL.71.1m。國道 1 號 P12 墩參考 P6 之數據，國道 3 號 P28、P21 墩參考 P24 之數據。

由於「高科技橋梁檢測計畫」之沖刷深度係以不同儀器量測，目前仍在執行階段，未來該計畫完成後，可以其現場量測數據迴歸分析出國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋之橋墩沖刷公式，可再修正本計畫之沖刷深度推估模式。故目前並無真正代表大甲溪橋之沖刷深度可作為本推估模式之驗證。

8.3 沖刷深度與水理特性之關連性分析

為分析沖刷深度與水理特性之關連性，利用本計畫開發模式之水理分析結果代入沖刷公式中，以求得各橋墩之沖刷深度。

本計畫引用另一子計畫『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』於大甲溪石岡壩下游各重現期距流量下之水位流量模擬結果如表 8-2，分析國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋之模擬河段水理特性如圖 8.4 及圖 8.5，再利用這水理特性作為本模式之邊界條件計算沖刷深度，分別以水位每 5 公分搭配一個流量作為一組邊界條件求出橋墩之

冲刷深度。此結果亦可作為另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』橋墩冲刷深度之資料庫使用。以下以國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋之計算結果分述之。

表 8-2 國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋各重現期距之水位流量

重現 期距	國道 1 號大甲溪橋		國道 3 號大甲溪橋	
	斷面 21 (下游邊界)	斷面 27 (上游邊界)	斷面 8 (下游邊界)	斷面 12 (上游邊界)
(年)	水位(m)	流量(cms)	水位(m)	流量(cms)
2	145.45	1788.27	59.39	1787.49
5	146.29	3386.60	60.29	3386.26
10	146.70	4689.60	60.78	4688.13
20	147.04	6124.21	61.25	6120.43
25	147.12	6465.57	61.37	6462.15
50	147.48	8224.67	61.83	8220.75
100	147.83	10013.10	62.26	10007.00
200	148.18	11971.00	62.63	11966.50

資料來源：『河道水位與橋墩冲刷推估模式之建立研究』模擬結果

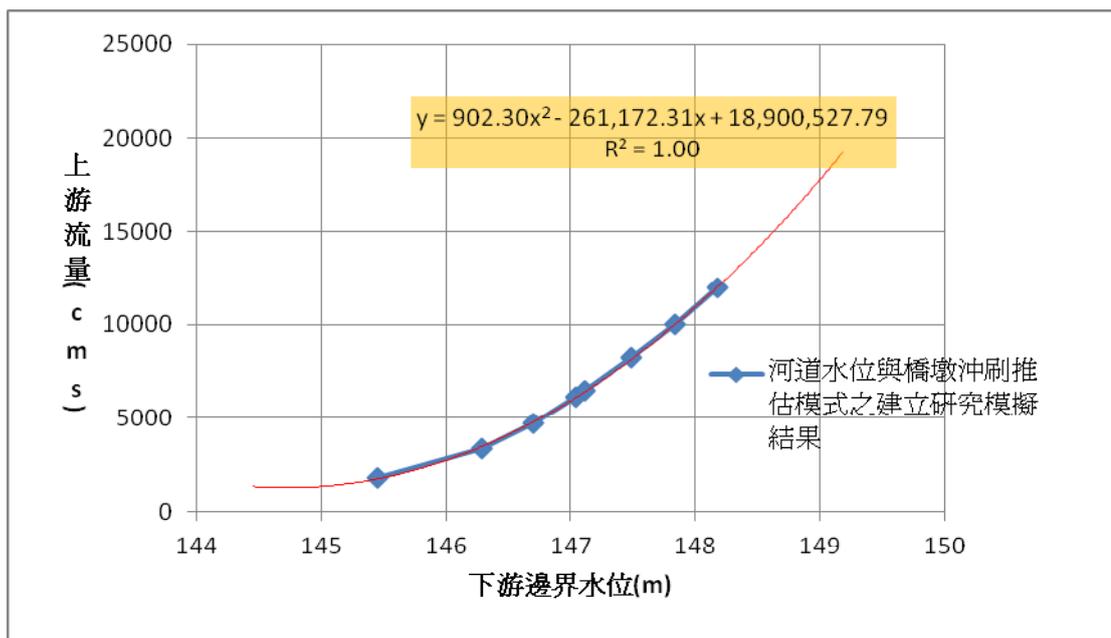


圖 8.4 國道 1 號大甲溪橋模擬河段之水理特性

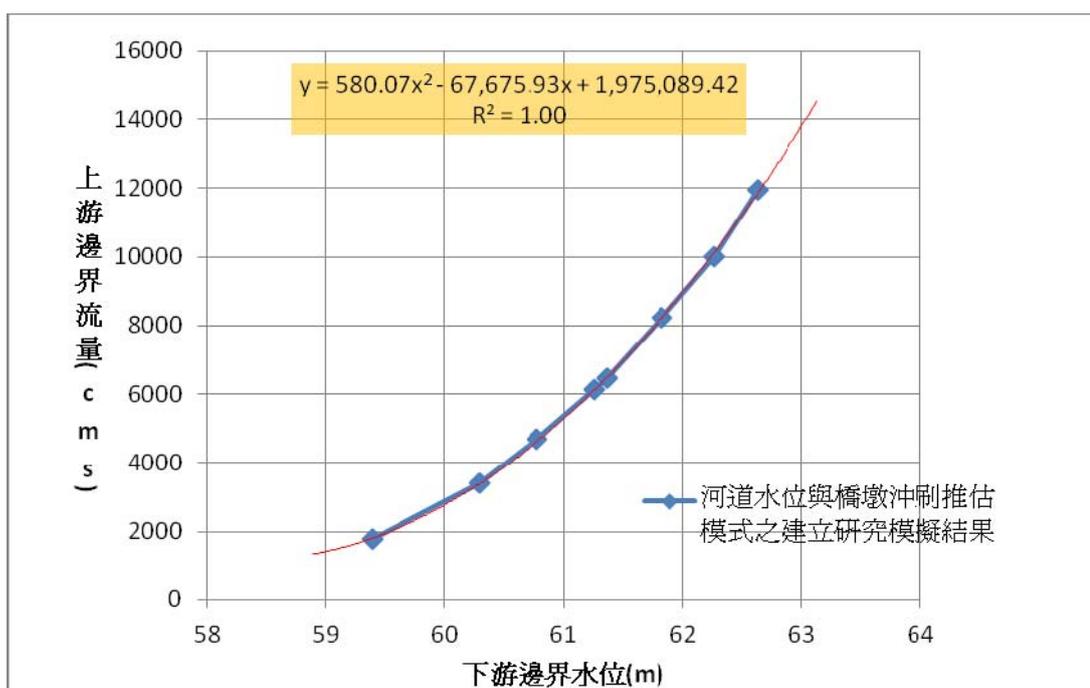


圖 8.5 國道 3 號大甲溪橋模擬河段之水理特性

8.3.1 國道 1 號大甲溪橋

由於「高科技橋梁檢測計畫」於國道 1 號 P6 橋墩裝設水位計與流速計及於 P12 橋墩量測沖刷深度，故本計畫依前述所述之邊界條件模擬國道 1 號大甲溪橋之 P6 橋墩及 P12 橋墩於各種不同邊界條件下之沖刷深度變化，圖 8.6 及圖 8.7 分別為 P6 及 P12 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速之關係圖，表 8-3 及表 8-4 分別為 P6 及 P12 橋墩沖刷深度分析表。可看出沖刷深度與墩前水位及墩前流速有正相關之關連性。

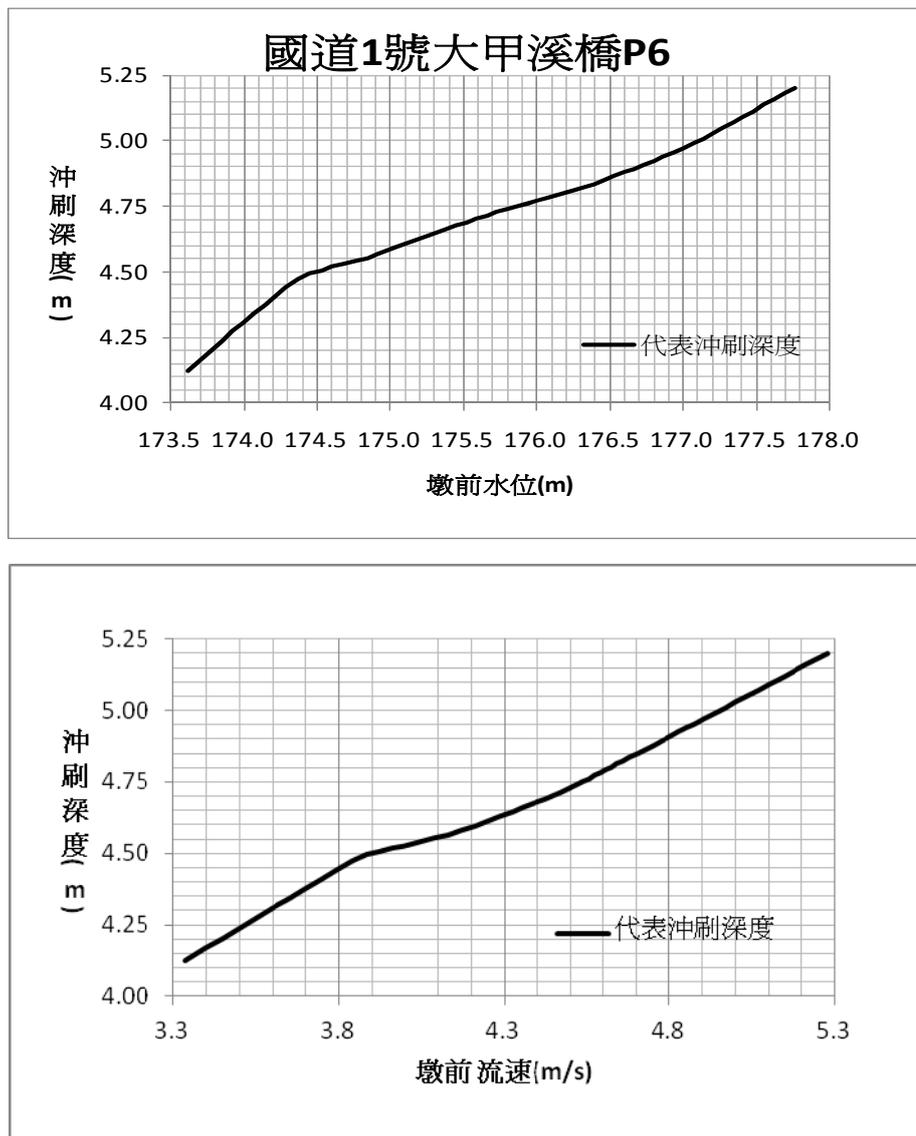


圖 8.6 國道 1 號大甲溪橋 P6 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關係圖

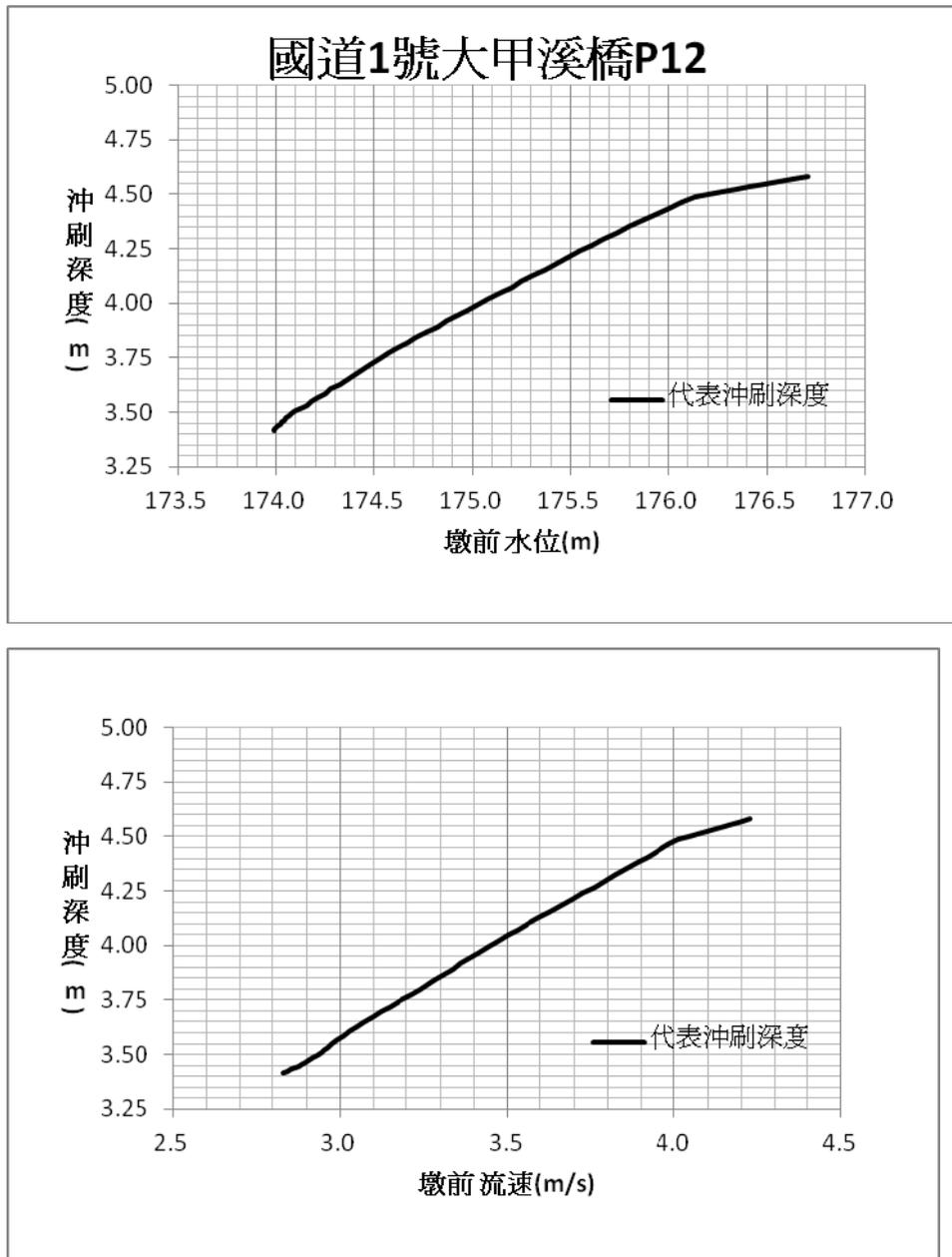


圖 8.7 國道 1 號大甲溪橋 P12 橋墩冲刷深度與墩前水位及墩前流速關係圖

表 8-3 國道 1 號大甲溪橋橋墩 P6 之橋墩沖刷深度分析表

下游邊界 H(m)	上游邊界 Q(cms)	橋墩 編號	墩前水位 [m]	墩前水深 [m]	墩前流速 [m/s]	LA1962 [m]	NE1964 [m]	SH1969 [m]	JF1980 [m]	FR1988 [m]	HEC-18 [m]	MIN [m]	MEAN [m]	MAX [m]	Ave+SD [m]
145.60	2000.00	6	173.62	2.65	3.28	2.58	3.38	3.81	3.52	3.34	4.56	2.58	3.53	4.56	4.13
145.65	2103.11	6	173.71	2.73	3.35	2.62	3.41	3.86	3.55	3.36	4.62	2.62	3.57	4.62	4.17
145.70	2188.75	6	173.78	2.80	3.40	2.65	3.43	3.90	3.57	3.38	4.67	2.65	3.60	4.67	4.20
145.75	2278.90	6	173.85	2.87	3.45	2.69	3.46	3.93	3.59	3.39	4.71	2.69	3.63	4.71	4.24
145.80	2373.56	6	173.92	2.94	3.50	2.72	3.49	3.97	3.60	3.41	4.76	2.72	3.66	4.76	4.27
145.85	2472.74	6	173.99	3.02	3.55	2.75	3.51	4.00	3.62	3.42	4.80	2.75	3.69	4.80	4.31
145.90	2576.42	6	174.07	3.09	3.60	2.79	3.54	4.04	3.64	3.44	4.85	2.79	3.71	4.85	4.34
145.95	2684.62	6	174.14	3.17	3.65	2.82	3.56	4.07	3.66	3.45	4.89	2.82	3.74	4.89	4.37
146.00	2797.33	6	174.22	3.24	3.70	2.86	3.59	4.10	3.68	3.47	4.93	2.86	3.77	4.93	4.41
146.05	2914.55	6	174.29	3.32	3.74	2.89	3.61	4.14	3.70	3.48	4.98	2.89	3.80	4.98	4.44
146.10	3036.28	6	174.37	3.39	3.79	2.92	3.64	4.17	3.72	3.50	5.02	2.92	3.83	5.02	4.47
146.15	3162.53	6	174.45	3.47	3.84	2.96	3.66	4.20	3.73	3.51	5.04	2.96	3.85	5.04	4.50
146.20	3293.28	6	174.53	3.55	3.87	2.99	3.69	4.22	3.75	3.53	5.04	2.99	3.87	5.04	4.51
146.25	3428.55	6	174.60	3.63	3.91	3.02	3.71	4.25	3.77	3.54	5.04	3.02	3.89	5.04	4.52
146.30	3568.32	6	174.68	3.70	3.96	3.06	3.73	4.28	3.79	3.56	5.04	3.06	3.91	5.04	4.53
146.35	3712.61	6	174.76	3.78	4.00	3.09	3.76	4.31	3.80	3.57	5.04	3.09	3.93	5.04	4.54
146.40	3861.41	6	174.84	3.86	4.04	3.12	3.78	4.34	3.82	3.59	5.04	3.12	3.95	5.04	4.55
146.45	4014.73	6	174.91	3.93	4.08	3.15	3.80	4.36	3.84	3.60	5.04	3.15	3.97	5.04	4.57
146.50	4172.55	6	174.99	4.01	4.12	3.18	3.83	4.39	3.89	3.61	5.04	3.18	3.99	5.04	4.58
146.55	4334.89	6	175.06	4.09	4.16	3.21	3.85	4.42	3.94	3.63	5.04	3.21	4.01	5.04	4.60
146.60	4501.73	6	175.14	4.17	4.20	3.24	3.87	4.44	3.99	3.64	5.04	3.24	4.04	5.04	4.61
146.65	4673.09	6	175.22	4.24	4.24	3.27	3.89	4.47	4.04	3.65	5.04	3.27	4.06	5.04	4.63
146.70	4848.96	6	175.30	4.32	4.27	3.30	3.91	4.49	4.09	3.67	5.04	3.30	4.08	5.04	4.65
146.75	5029.34	6	175.37	4.40	4.31	3.33	3.93	4.51	4.14	3.68	5.04	3.33	4.11	5.04	4.66
146.80	5214.23	6	175.45	4.47	4.34	3.36	3.95	4.53	4.18	3.69	5.04	3.36	4.13	5.04	4.68
146.85	5403.64	6	175.52	4.54	4.37	3.39	3.97	4.55	4.22	3.70	5.04	3.39	4.15	5.04	4.69
146.90	5597.55	6	175.59	4.62	4.40	3.42	3.99	4.57	4.26	3.72	5.04	3.42	4.17	5.04	4.70
146.95	5795.98	6	175.66	4.69	4.43	3.44	4.01	4.59	4.30	3.73	5.04	3.44	4.18	5.04	4.72
147.00	5998.92	6	175.73	4.76	4.45	3.47	4.03	4.60	4.34	3.74	5.04	3.47	4.20	5.04	4.73
147.05	6206.37	6	175.80	4.83	4.47	3.49	4.04	4.62	4.37	3.75	5.04	3.49	4.22	5.04	4.74
147.10	6418.33	6	175.87	4.89	4.49	3.52	4.06	4.63	4.40	3.76	5.04	3.52	4.23	5.04	4.75
147.15	6634.81	6	175.94	4.96	4.51	3.54	4.08	4.64	4.43	3.77	5.04	3.54	4.25	5.04	4.76
147.20	6855.79	6	176.00	5.03	4.53	3.57	4.09	4.65	4.46	3.78	5.04	3.57	4.27	5.04	4.77
147.25	7081.29	6	176.07	5.09	4.54	3.59	4.11	4.66	4.49	3.79	5.04	3.59	4.28	5.04	4.78
147.30	7311.29	6	176.14	5.16	4.55	3.61	4.13	4.67	4.52	3.80	5.04	3.61	4.29	5.04	4.79
147.35	7545.81	6	176.20	5.23	4.57	3.64	4.14	4.68	4.55	3.80	5.04	3.64	4.31	5.04	4.80
147.40	7784.84	6	176.27	5.29	4.59	3.66	4.16	4.69	4.58	3.81	5.04	3.66	4.32	5.04	4.81
147.45	8028.39	6	176.33	5.36	4.61	3.68	4.17	4.70	4.61	3.82	5.04	3.68	4.34	5.04	4.82
147.50	8276.44	6	176.40	5.42	4.63	3.70	4.19	4.72	4.64	3.83	5.04	3.70	4.35	5.04	4.84
147.55	8529.01	6	176.46	5.49	4.65	3.73	4.20	4.73	4.67	3.84	5.04	3.73	4.37	5.04	4.85
147.60	8786.08	6	176.53	5.55	4.68	3.75	4.22	4.75	4.71	3.85	5.04	3.75	4.39	5.04	4.87
147.65	9047.67	6	176.60	5.62	4.70	3.77	4.23	4.76	4.74	3.86	5.04	3.77	4.40	5.04	4.88
147.70	9313.77	6	176.66	5.69	4.73	3.79	4.25	4.78	4.77	3.87	5.04	3.79	4.42	5.04	4.89
147.75	9584.38	6	176.73	5.75	4.75	3.82	4.26	4.80	4.81	3.88	5.04	3.82	4.43	5.04	4.91
147.80	9859.50	6	176.80	5.82	4.78	3.84	4.28	4.81	4.84	3.89	5.04	3.84	4.45	5.04	4.92
147.85	10139.14	6	176.86	5.89	4.80	3.86	4.29	4.83	4.88	3.90	5.04	3.86	4.47	5.04	4.94
147.90	10423.28	6	176.93	5.95	4.83	3.88	4.31	4.84	4.91	3.91	5.04	3.88	4.48	5.04	4.96
147.95	10711.94	6	177.00	6.02	4.86	3.91	4.32	4.86	4.95	3.92	5.04	3.91	4.50	5.04	4.97
148.00	11005.11	6	177.07	6.09	4.89	3.93	4.34	4.88	4.99	3.93	5.04	3.93	4.52	5.04	4.99
148.05	11302.79	6	177.14	6.16	4.92	3.95	4.35	4.90	5.02	3.94	5.04	3.94	4.53	5.04	5.01
148.10	11604.98	6	177.20	6.23	4.95	3.97	4.36	4.92	5.06	3.95	5.04	3.95	4.55	5.06	5.03

表 8-4 國道 1 號大甲溪橋橋墩 P12 之橋墩沖刷深度分析表

下游邊界	上游邊界	橋墩	墩前水位	墩前水深	墩前流速	LA1962	NE1964	SH1969	JF1980	FR1988	HEC-18	MIN	MEAN	MAX	Ave+SD
H(m)	Q(cms)	編號	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
145.60	2000.00	12	173.99	0.79	2.83	1.39	2.35	3.48	1.79	2.88	3.64	1.39	2.59	3.64	3.41
145.65	2103.11	12	173.99	0.80	2.84	1.40	2.36	3.49	1.81	2.88	3.65	1.40	2.60	3.65	3.42
145.70	2188.75	12	174.00	0.81	2.85	1.41	2.36	3.50	1.82	2.88	3.66	1.41	2.60	3.66	3.43
145.75	2278.90	12	174.01	0.81	2.86	1.41	2.37	3.51	1.83	2.89	3.67	1.41	2.61	3.67	3.44
145.80	2373.56	12	174.02	0.82	2.88	1.42	2.38	3.51	1.84	2.89	3.68	1.42	2.62	3.68	3.45
145.85	2472.74	12	174.03	0.83	2.89	1.43	2.39	3.52	1.85	2.90	3.69	1.43	2.63	3.69	3.46
145.90	2576.42	12	174.04	0.84	2.90	1.44	2.40	3.53	1.87	2.90	3.70	1.44	2.64	3.70	3.47
145.95	2684.62	12	174.05	0.86	2.91	1.45	2.41	3.54	1.88	2.90	3.72	1.45	2.65	3.72	3.48
146.00	2797.33	12	174.07	0.87	2.92	1.46	2.42	3.55	1.90	2.91	3.73	1.46	2.66	3.73	3.49
146.05	2914.55	12	174.08	0.89	2.93	1.48	2.43	3.56	1.91	2.92	3.75	1.48	2.68	3.75	3.50
146.10	3036.28	12	174.10	0.91	2.95	1.50	2.45	3.57	1.93	2.92	3.77	1.50	2.69	3.77	3.51
146.15	3162.53	12	174.13	0.93	2.95	1.52	2.47	3.57	1.95	2.93	3.79	1.52	2.70	3.79	3.52
146.20	3293.28	12	174.16	0.96	2.96	1.54	2.49	3.58	1.97	2.94	3.81	1.54	2.72	3.81	3.54
146.25	3428.55	12	174.18	0.99	2.98	1.56	2.51	3.59	2.00	2.95	3.83	1.56	2.74	3.83	3.55
146.30	3568.32	12	174.21	1.02	2.99	1.59	2.54	3.60	2.02	2.96	3.85	1.59	2.76	3.85	3.57
146.35	3712.61	12	174.25	1.05	3.01	1.61	2.56	3.61	2.05	2.97	3.88	1.61	2.78	3.88	3.59
146.40	3861.41	12	174.28	1.09	3.03	1.64	2.59	3.63	2.08	2.98	3.91	1.64	2.80	3.91	3.61
146.45	4014.73	12	174.32	1.12	3.05	1.67	2.61	3.64	2.11	3.00	3.94	1.67	2.83	3.94	3.63
146.50	4172.55	12	174.36	1.16	3.07	1.70	2.64	3.66	2.15	3.01	3.97	1.70	2.85	3.97	3.65
146.55	4334.89	12	174.40	1.20	3.10	1.73	2.67	3.68	2.18	3.02	4.00	1.73	2.88	4.00	3.67
146.60	4501.73	12	174.44	1.25	3.12	1.76	2.69	3.70	2.22	3.04	4.03	1.76	2.91	4.03	3.70
146.65	4673.09	12	174.48	1.29	3.15	1.79	2.72	3.72	2.26	3.05	4.07	1.79	2.93	4.07	3.72
146.70	4848.96	12	174.53	1.33	3.18	1.82	2.75	3.74	2.30	3.06	4.10	1.82	2.96	4.10	3.75
146.75	5029.34	12	174.57	1.38	3.21	1.85	2.77	3.76	2.34	3.08	4.14	1.85	2.99	4.14	3.77
146.80	5214.23	12	174.62	1.42	3.24	1.88	2.80	3.78	2.38	3.09	4.17	1.88	3.02	4.17	3.80
146.85	5403.64	12	174.67	1.47	3.26	1.91	2.83	3.80	2.41	3.10	4.20	1.91	3.04	4.20	3.82
146.90	5597.55	12	174.71	1.52	3.29	1.94	2.86	3.82	2.45	3.12	4.23	1.94	3.07	4.23	3.85
146.95	5795.98	12	174.76	1.57	3.31	1.98	2.89	3.83	2.49	3.13	4.27	1.98	3.10	4.27	3.87
147.00	5998.92	12	174.82	1.62	3.34	2.01	2.91	3.85	2.53	3.14	4.30	2.01	3.12	4.30	3.89
147.05	6206.37	12	174.87	1.67	3.36	2.04	2.94	3.87	2.57	3.16	4.33	2.04	3.15	4.33	3.92
147.10	6418.33	12	174.92	1.72	3.39	2.07	2.97	3.89	2.61	3.17	4.36	2.07	3.18	4.36	3.94
147.15	6634.81	12	174.97	1.78	3.42	2.11	3.00	3.91	2.65	3.18	4.40	2.11	3.21	4.40	3.97
147.20	6855.79	12	175.03	1.83	3.44	2.14	3.02	3.93	2.69	3.20	4.43	2.14	3.24	4.43	3.99
147.25	7081.29	12	175.08	1.89	3.47	2.17	3.05	3.95	2.73	3.21	4.46	2.17	3.26	4.46	4.02
147.30	7311.29	12	175.14	1.94	3.50	2.20	3.08	3.97	2.78	3.23	4.50	2.20	3.29	4.50	4.05
147.35	7545.81	12	175.20	2.00	3.53	2.24	3.10	3.99	2.82	3.24	4.53	2.24	3.32	4.53	4.07
147.40	7784.84	12	175.25	2.06	3.56	2.27	3.13	4.01	2.86	3.25	4.57	2.27	3.35	4.57	4.10
147.45	8028.39	12	175.31	2.12	3.60	2.30	3.16	4.04	2.91	3.27	4.60	2.30	3.38	4.60	4.13
147.50	8276.44	12	175.37	2.17	3.63	2.33	3.18	4.06	2.95	3.28	4.64	2.33	3.41	4.64	4.16
147.55	8529.01	12	175.43	2.23	3.66	2.36	3.21	4.08	3.00	3.30	4.67	2.36	3.44	4.67	4.18
147.60	8786.08	12	175.49	2.29	3.69	2.40	3.23	4.10	3.04	3.31	4.71	2.40	3.47	4.71	4.21
147.65	9047.67	12	175.55	2.35	3.73	2.43	3.26	4.13	3.09	3.32	4.74	2.43	3.49	4.74	4.24
147.70	9313.77	12	175.61	2.42	3.76	2.46	3.29	4.15	3.13	3.34	4.78	2.46	3.52	4.78	4.27
147.75	9584.38	12	175.67	2.48	3.79	2.49	3.31	4.17	3.18	3.35	4.81	2.49	3.55	4.81	4.30
147.80	9859.50	12	175.74	2.54	3.82	2.53	3.34	4.19	3.22	3.36	4.84	2.53	3.58	4.84	4.32
147.85	10139.14	12	175.80	2.61	3.86	2.56	3.36	4.21	3.26	3.38	4.88	2.56	3.61	4.88	4.35
147.90	10423.28	12	175.87	2.67	3.89	2.59	3.39	4.24	3.31	3.39	4.91	2.59	3.64	4.91	4.38
147.95	10711.94	12	175.93	2.74	3.92	2.62	3.41	4.26	3.36	3.41	4.95	2.62	3.67	4.95	4.41
148.00	11005.11	12	176.00	2.80	3.95	2.65	3.44	4.28	3.40	3.42	4.98	2.65	3.69	4.98	4.44
148.05	11302.79	12	176.07	2.87	3.98	2.69	3.46	4.30	3.44	3.43	5.01	2.69	3.72	5.01	4.46
148.10	11604.98	12	176.13	2.94	4.01	2.72	3.48	4.32	3.49	3.45	5.04	2.72	3.75	5.04	4.49

8.3.2 國道3號大甲溪橋

由於「高科技橋梁檢測計畫」於國道3號P24橋墩裝設水位計與流速計及於P28、P21橋墩量測沖刷深度，故本計畫依前述所述之邊界條件模擬國道3號大甲溪橋之P21、P24及P28橋墩於各種不同邊界條件下之沖刷深度變化，圖8.8~圖8.10分別為P21、P24及P28橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速之關係圖，表8-5~表8-7分別為P21、P24及P28橋墩沖刷深度分析表。可看出沖刷深度與墩前水位及墩前流速有正相關之關連性。

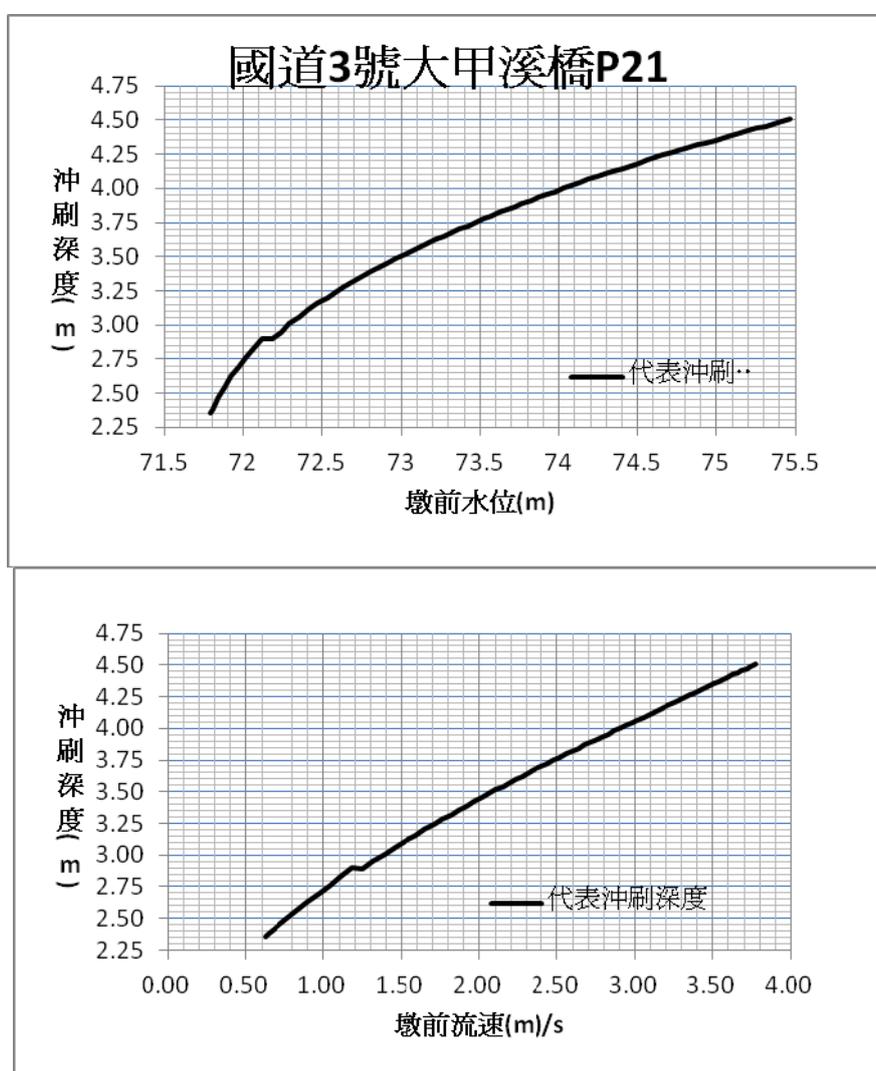


圖 8.8 國道3號大甲溪橋 P21 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關係圖

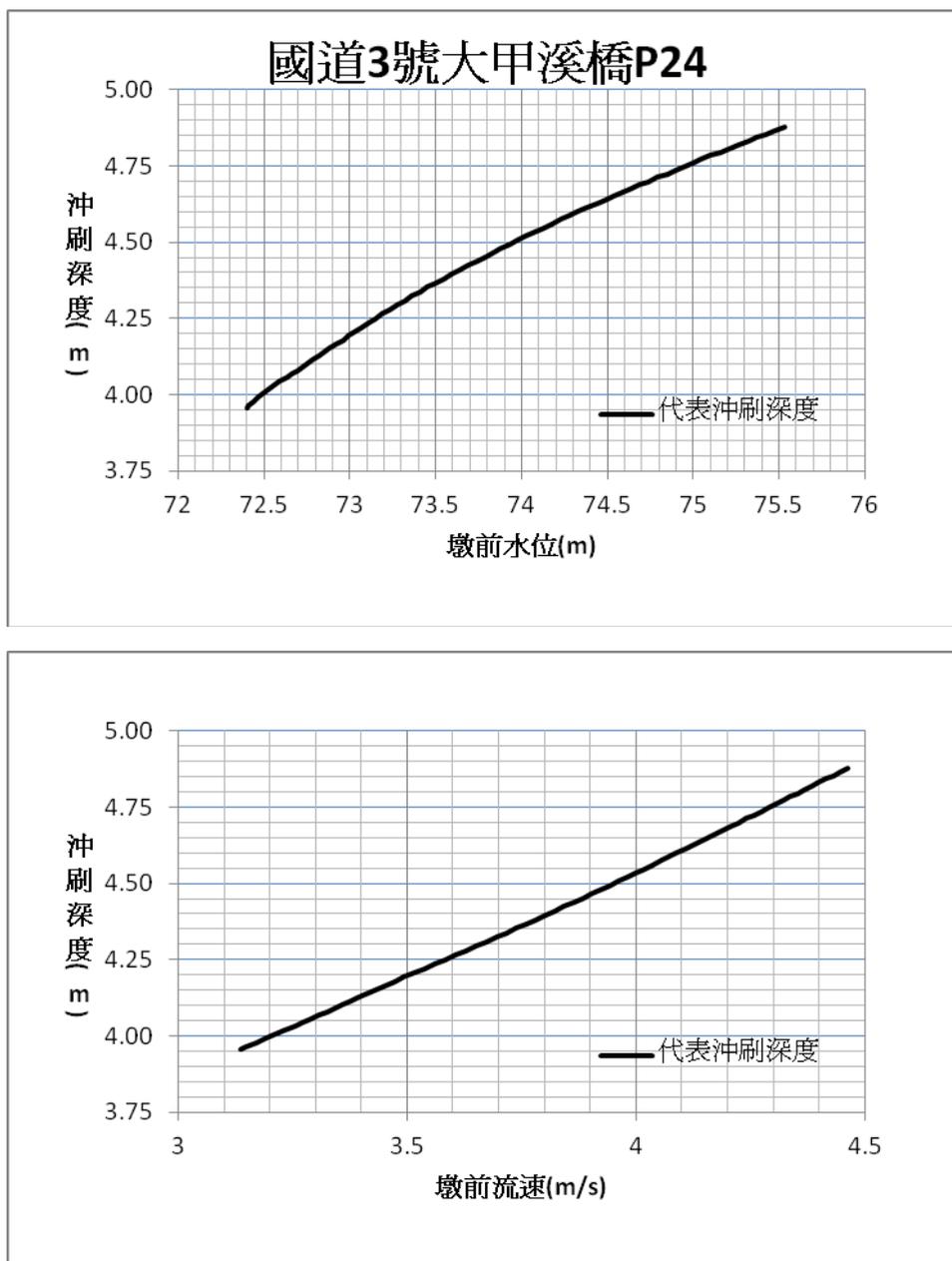


圖 8.9 國道 3 號大甲溪橋 P24 橋墩冲刷深度與墩前水位及墩前流速關係圖

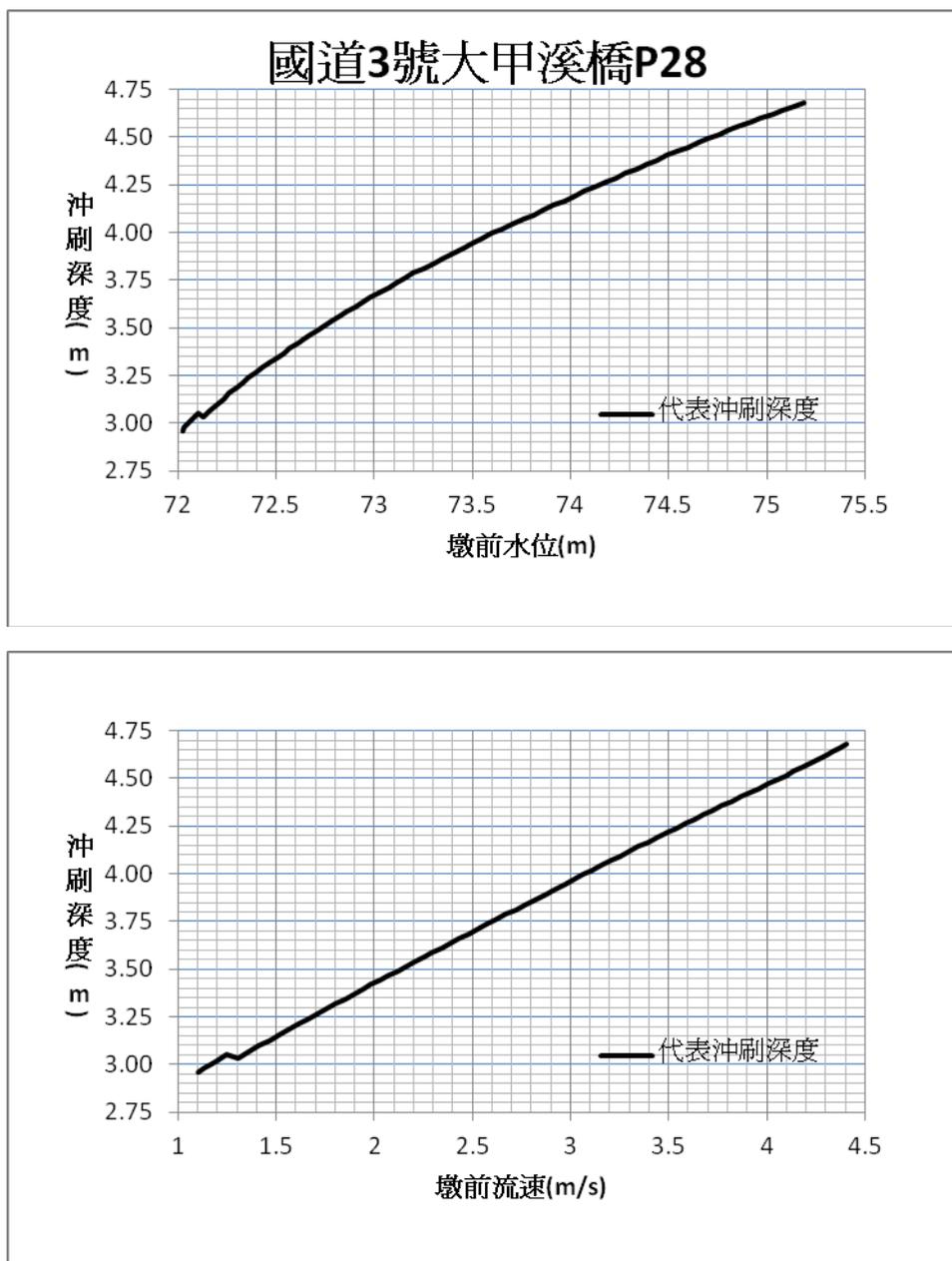


圖 8.10 國道 3 號大甲溪橋 P28 橋墩沖刷深度與墩前水位及墩前流速關係圖

表 8-5 國道 3 號大甲溪橋橋墩 P21 之橋墩沖刷深度分析表

下游邊界	上游邊界	橋墩	墩前水位	墩前水深	墩前流速	LA1962	NE1964	SH1969	JF1980	FR1988	HEC-18	MIN	MEAN	MAX	Ave+SD
H(m)	Q(cms)	編號	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
59.52	2000.00	21	71.79	0.14	0.62	0.55	1.58	1.52	2.17	2.75	1.53	0.55	1.68	2.75	2.35
59.55	2009.44	21	71.81	0.15	0.64	0.58	1.62	1.55	2.21	2.76	1.57	0.58	1.71	2.76	2.38
59.60	2090.40	21	71.84	0.19	0.73	0.65	1.73	1.67	2.32	2.79	1.70	0.65	1.81	2.79	2.47
59.65	2173.34	21	71.88	0.23	0.81	0.72	1.83	1.79	2.42	2.81	1.83	0.72	1.90	2.81	2.55
59.70	2258.28	21	71.92	0.27	0.90	0.79	1.93	1.90	2.51	2.84	1.95	0.79	1.99	2.84	2.63
59.75	2345.26	21	71.97	0.32	0.97	0.85	2.02	2.00	2.59	2.87	2.07	0.85	2.06	2.87	2.70
59.80	2434.31	21	72.02	0.36	1.04	0.91	2.10	2.08	2.67	2.89	2.17	0.91	2.14	2.89	2.76
59.85	2525.46	21	72.07	0.42	1.11	0.98	2.19	2.17	2.75	2.92	2.27	0.98	2.21	2.92	2.83
59.90	2618.76	21	72.12	0.47	1.18	1.04	2.27	2.25	2.83	2.94	2.37	1.04	2.28	2.94	2.90
59.95	2714.22	21	72.18	0.53	1.25	1.11	2.35	2.34	2.90	2.96	0.99	0.99	2.11	2.96	2.89
60.00	2811.88	21	72.24	0.58	1.32	1.17	2.42	2.41	2.96	2.99	1.02	1.02	2.16	2.99	2.95
60.05	2911.78	21	72.29	0.64	1.39	1.23	2.49	2.49	3.02	3.01	1.06	1.06	2.22	3.02	3.01
60.10	3013.94	21	72.35	0.70	1.46	1.28	2.56	2.57	3.08	3.03	1.10	1.10	2.27	3.08	3.06
60.15	3118.41	21	72.41	0.76	1.52	1.34	2.62	2.64	3.13	3.05	1.14	1.14	2.32	3.13	3.11
60.20	3225.21	21	72.47	0.82	1.59	1.39	2.68	2.71	3.18	3.07	1.21	1.21	2.37	3.18	3.16
60.25	3334.37	21	72.53	0.87	1.65	1.44	2.74	2.78	3.23	3.09	1.27	1.27	2.42	3.23	3.20
60.30	3445.94	21	72.59	0.93	1.71	1.49	2.79	2.84	3.28	3.11	1.33	1.33	2.47	3.28	3.24
60.35	3559.93	21	72.64	0.99	1.77	1.53	2.84	2.89	3.32	3.13	1.38	1.38	2.52	3.32	3.28
60.40	3676.39	21	72.70	1.05	1.82	1.57	2.89	2.95	3.36	3.15	1.43	1.43	2.56	3.36	3.32
60.45	3795.34	21	72.75	1.10	1.87	1.62	2.93	3.00	3.40	3.16	1.47	1.47	2.60	3.40	3.36
60.50	3916.83	21	72.81	1.16	1.92	1.66	2.97	3.05	3.43	3.18	1.51	1.51	2.63	3.43	3.39
60.55	4040.87	21	72.86	1.21	1.97	1.70	3.02	3.10	3.47	3.19	1.55	1.55	2.67	3.47	3.42
60.60	4167.51	21	72.91	1.26	2.01	1.73	3.05	3.14	3.50	3.21	1.59	1.59	2.70	3.50	3.45
60.65	4296.78	21	72.97	1.31	2.06	1.77	3.09	3.18	3.53	3.22	1.62	1.62	2.74	3.53	3.48
60.70	4428.70	21	73.02	1.36	2.10	1.80	3.13	3.22	3.56	3.23	1.66	1.66	2.77	3.56	3.51
60.75	4563.32	21	73.07	1.42	2.15	1.84	3.16	3.27	3.59	3.25	1.69	1.69	2.80	3.59	3.54
60.80	4700.67	21	73.12	1.47	2.19	1.87	3.20	3.31	3.62	3.26	1.73	1.73	2.83	3.62	3.57
60.85	4840.77	21	73.17	1.52	2.23	1.90	3.23	3.35	3.64	3.27	1.76	1.76	2.86	3.64	3.60
60.90	4983.66	21	73.22	1.57	2.27	1.94	3.26	3.38	3.67	3.28	1.79	1.79	2.89	3.67	3.62
60.95	5129.38	21	73.27	1.62	2.32	1.97	3.29	3.42	3.69	3.30	1.83	1.83	2.92	3.69	3.65
61.00	5277.95	21	73.32	1.67	2.36	2.00	3.32	3.46	3.72	3.31	1.86	1.86	2.94	3.72	3.68
61.05	5429.41	21	73.37	1.72	2.40	2.03	3.35	3.50	3.74	3.32	1.89	1.89	2.97	3.74	3.70
61.10	5583.79	21	73.42	1.77	2.44	2.06	3.38	3.53	3.76	3.33	1.92	1.92	3.00	3.76	3.73
61.15	5741.13	21	73.47	1.82	2.48	2.09	3.41	3.57	3.79	3.34	1.95	1.95	3.02	3.79	3.75
61.20	5901.45	21	73.52	1.87	2.52	2.12	3.44	3.61	3.81	3.35	1.98	1.98	3.05	3.81	3.77
61.25	6064.79	21	73.57	1.92	2.56	2.15	3.46	3.64	3.83	3.37	2.01	2.01	3.08	3.83	3.80
61.30	6231.19	21	73.62	1.97	2.60	2.17	3.49	3.68	3.85	3.38	2.03	2.03	3.10	3.85	3.82
61.35	6400.67	21	73.67	2.02	2.64	2.20	3.52	3.71	3.87	3.39	2.06	2.06	3.13	3.87	3.84
61.40	6573.27	21	73.72	2.07	2.68	2.23	3.54	3.74	3.89	3.40	2.09	2.09	3.15	3.89	3.87
61.45	6749.01	21	73.77	2.12	2.72	2.26	3.57	3.78	3.92	3.41	2.12	2.12	3.17	3.92	3.89
61.50	6927.94	21	73.82	2.17	2.75	2.28	3.59	3.81	3.94	3.42	2.15	2.15	3.20	3.94	3.91
61.55	7110.09	21	73.87	2.22	2.79	2.31	3.62	3.84	3.96	3.43	2.17	2.17	3.22	3.96	3.94
61.60	7295.48	21	73.92	2.27	2.83	2.34	3.64	3.87	3.98	3.44	2.20	2.20	3.25	3.98	3.96
61.65	7484.16	21	73.98	2.32	2.87	2.37	3.67	3.91	3.99	3.45	2.23	2.23	3.27	3.99	3.98
61.70	7676.15	21	74.03	2.37	2.90	2.39	3.69	3.94	4.01	3.46	2.25	2.25	3.29	4.01	4.00
61.75	7871.48	21	74.08	2.43	2.94	2.42	3.72	3.97	4.03	3.47	2.28	2.28	3.31	4.03	4.02
61.80	8070.20	21	74.13	2.48	2.98	2.45	3.74	4.00	4.05	3.48	2.30	2.30	3.34	4.05	4.04
61.85	8272.32	21	74.18	2.53	3.01	2.47	3.76	4.03	4.07	3.49	2.33	2.33	3.36	4.07	4.06
61.90	8477.89	21	74.24	2.58	3.05	2.50	3.79	4.06	4.09	3.50	2.35	2.35	3.38	4.09	4.09
61.95	8686.94	21	74.29	2.64	3.08	2.52	3.81	4.09	4.11	3.51	2.38	2.38	3.40	4.11	4.11
62.00	8899.50	21	74.34	2.69	3.12	2.55	3.83	4.11	4.12	3.52	2.40	2.40	3.42	4.12	4.13

表 8-6 國道 3 號大甲溪橋橋墩 P24 之橋墩沖刷深度分析表

下游邊界	上游邊界	橋墩	墩前水位	墩前水深	墩前流速	LA1962	NE1964	SH1969	JF1980	FR1988	HEC-18	MIN	MEAN	MAX	Ave+SD
H(m)	Q(cms)	編號	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
59.52	2000.00	24	72.40	1.94	3.14	2.16	3.48	4.13	3.84	3.41	2.34	2.16	3.23	4.13	3.96
59.55	2009.44	24	72.41	1.95	3.15	2.17	3.48	4.14	3.85	3.41	2.35	2.17	3.23	4.14	3.96
59.60	2090.40	24	72.44	1.98	3.17	2.18	3.50	4.16	3.86	3.42	2.37	2.18	3.25	4.16	3.98
59.65	2173.34	24	72.47	2.01	3.19	2.20	3.52	4.18	3.87	3.43	2.38	2.20	3.26	4.18	3.99
59.70	2258.28	24	72.50	2.05	3.21	2.22	3.53	4.19	3.89	3.43	2.40	2.22	3.28	4.19	4.01
59.75	2345.26	24	72.53	2.08	3.23	2.23	3.55	4.21	3.90	3.44	2.41	2.23	3.29	4.21	4.02
59.80	2434.31	24	72.56	2.11	3.25	2.25	3.56	4.22	3.91	3.44	2.42	2.25	3.30	4.22	4.03
59.85	2525.46	24	72.59	2.14	3.27	2.27	3.58	4.24	3.92	3.45	2.44	2.27	3.32	4.24	4.04
59.90	2618.76	24	72.63	2.17	3.29	2.28	3.59	4.25	3.93	3.46	2.45	2.28	3.33	4.25	4.06
59.95	2714.22	24	72.66	2.20	3.31	2.30	3.61	4.27	3.95	3.46	2.46	2.30	3.34	4.27	4.07
60.00	2811.88	24	72.69	2.23	3.33	2.32	3.62	4.28	3.96	3.47	2.47	2.32	3.35	4.28	4.08
60.05	2911.78	24	72.72	2.26	3.34	2.33	3.64	4.30	3.97	3.47	2.49	2.33	3.37	4.30	4.09
60.10	3013.94	24	72.75	2.29	3.36	2.35	3.65	4.31	3.98	3.48	2.50	2.35	3.38	4.31	4.10
60.15	3118.41	24	72.78	2.32	3.38	2.37	3.67	4.32	3.99	3.49	2.51	2.37	3.39	4.32	4.12
60.20	3225.21	24	72.82	2.36	3.40	2.38	3.68	4.34	4.01	3.49	2.52	2.38	3.40	4.34	4.13
60.25	3334.37	24	72.85	2.39	3.41	2.40	3.70	4.35	4.02	3.50	2.54	2.40	3.42	4.35	4.14
60.30	3445.94	24	72.88	2.43	3.43	2.42	3.72	4.37	4.03	3.50	2.55	2.42	3.43	4.37	4.15
60.35	3559.93	24	72.92	2.46	3.45	2.44	3.73	4.38	4.04	3.51	2.56	2.44	3.45	4.38	4.17
60.40	3676.39	24	72.96	2.50	3.47	2.45	3.75	4.40	4.06	3.52	2.58	2.45	3.46	4.40	4.18
60.45	3795.34	24	72.99	2.53	3.49	2.47	3.77	4.42	4.07	3.52	2.59	2.47	3.47	4.42	4.19
60.50	3916.83	24	73.03	2.57	3.52	2.49	3.78	4.43	4.08	3.53	2.61	2.49	3.49	4.43	4.21
60.55	4040.87	24	73.07	2.61	3.54	2.51	3.80	4.45	4.10	3.54	2.62	2.51	3.50	4.45	4.22
60.60	4167.51	24	73.11	2.65	3.56	2.53	3.82	4.47	4.11	3.55	2.64	2.53	3.52	4.47	4.24
60.65	4296.78	24	73.15	2.69	3.58	2.55	3.83	4.49	4.12	3.55	2.65	2.55	3.53	4.49	4.25
60.70	4428.70	24	73.19	2.73	3.61	2.57	3.85	4.50	4.14	3.56	2.67	2.57	3.55	4.50	4.27
60.75	4563.32	24	73.23	2.78	3.63	2.59	3.87	4.52	4.15	3.57	2.68	2.59	3.56	4.52	4.28
60.80	4700.67	24	73.28	2.82	3.65	2.61	3.89	4.54	4.17	3.58	2.70	2.61	3.58	4.54	4.29
60.85	4840.77	24	73.32	2.86	3.67	2.63	3.91	4.55	4.18	3.58	2.71	2.63	3.59	4.55	4.31
60.90	4983.66	24	73.36	2.91	3.70	2.65	3.92	4.57	4.19	3.59	2.73	2.65	3.61	4.57	4.32
60.95	5129.38	24	73.41	2.95	3.72	2.67	3.94	4.59	4.21	3.60	2.74	2.67	3.62	4.59	4.34
61.00	5277.95	24	73.45	3.00	3.74	2.69	3.96	4.60	4.22	3.60	2.76	2.69	3.64	4.60	4.35
61.05	5429.41	24	73.50	3.04	3.76	2.71	3.98	4.62	4.23	3.61	2.77	2.71	3.66	4.62	4.37
61.10	5583.79	24	73.55	3.09	3.78	2.73	4.00	4.64	4.25	3.62	2.79	2.73	3.67	4.64	4.38
61.15	5741.13	24	73.59	3.14	3.80	2.75	4.01	4.65	4.26	3.63	2.80	2.75	3.69	4.65	4.40
61.20	5901.45	24	73.64	3.18	3.82	2.78	4.03	4.67	4.28	3.63	2.82	2.78	3.70	4.67	4.41
61.25	6064.79	24	73.69	3.23	3.84	2.80	4.05	4.68	4.29	3.64	2.83	2.80	3.72	4.68	4.42
61.30	6231.19	24	73.74	3.28	3.86	2.82	4.07	4.70	4.30	3.65	2.85	2.82	3.73	4.70	4.44
61.35	6400.67	24	73.79	3.33	3.88	2.84	4.09	4.71	4.32	3.66	2.86	2.84	3.75	4.71	4.45
61.40	6573.27	24	73.84	3.38	3.90	2.86	4.10	4.73	4.33	3.66	2.87	2.86	3.76	4.73	4.47
61.45	6749.01	24	73.88	3.43	3.92	2.88	4.12	4.74	4.35	3.67	2.89	2.88	3.78	4.74	4.48
61.50	6927.94	24	73.93	3.48	3.94	2.90	4.14	4.76	4.36	3.68	2.90	2.90	3.79	4.76	4.49
61.55	7110.09	24	73.98	3.52	3.96	2.92	4.16	4.77	4.37	3.69	2.92	2.92	3.80	4.77	4.51
61.60	7295.48	24	74.03	3.57	3.98	2.94	4.17	4.79	4.39	3.69	2.93	2.93	3.82	4.79	4.52
61.65	7484.16	24	74.08	3.62	4.00	2.96	4.19	4.80	4.40	3.70	2.94	2.94	3.83	4.80	4.53
61.70	7676.15	24	74.13	3.67	4.02	2.98	4.21	4.81	4.41	3.71	2.96	2.96	3.85	4.81	4.55
61.75	7871.48	24	74.18	3.72	4.04	3.01	4.23	4.83	4.42	3.72	2.97	2.97	3.86	4.83	4.56
61.80	8070.20	24	74.23	3.77	4.06	3.03	4.24	4.84	4.44	3.72	2.98	2.98	3.88	4.84	4.57
61.85	8272.32	24	74.28	3.82	4.07	3.05	4.26	4.86	4.45	3.73	2.99	2.99	3.89	4.86	4.59
61.90	8477.89	24	74.33	3.87	4.09	3.07	4.28	4.87	4.46	3.74	3.01	3.01	3.90	4.87	4.60
61.95	8686.94	24	74.38	3.93	4.11	3.09	4.29	4.88	4.48	3.74	3.02	3.02	3.92	4.88	4.61
62.00	8899.50	24	74.44	3.98	4.13	3.11	4.31	4.89	4.49	3.75	3.03	3.03	3.93	4.89	4.63

表 8-7 國道 3 號大甲溪橋橋墩 P28 之橋墩沖刷深度分析表

下游邊界	上游邊界	橋墩	墩前水位	墩前水深	墩前流速	LA1962	NE1964	SH1969	JF1980	FR1988	HEC-18	MIN	MEAN	MAX	Ave+SD
H(m)	Q(cms)	編號	[m]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
59.52	2000.00	28	72.02	0.60	1.10	1.19	2.45	2.16	2.98	2.97	2.38	1.19	2.35	2.98	2.96
59.55	2009.44	28	72.03	0.62	1.13	1.20	2.46	2.19	3.00	2.98	2.41	1.20	2.37	3.00	2.98
59.60	2090.40	28	72.06	0.65	1.19	1.23	2.50	2.27	3.03	2.99	2.48	1.23	2.42	3.03	3.02
59.65	2173.34	28	72.10	0.68	1.25	1.26	2.54	2.33	3.06	3.01	2.55	1.26	2.46	3.06	3.05
59.70	2258.28	28	72.13	0.71	1.30	1.29	2.57	2.40	3.09	3.02	1.05	1.05	2.24	3.09	3.03
59.75	2345.26	28	72.16	0.75	1.36	1.32	2.61	2.46	3.12	3.04	1.07	1.07	2.27	3.12	3.07
59.80	2434.31	28	72.20	0.78	1.41	1.35	2.64	2.52	3.15	3.05	1.10	1.10	2.30	3.15	3.10
59.85	2525.46	28	72.23	0.81	1.47	1.38	2.68	2.58	3.18	3.06	1.12	1.12	2.33	3.18	3.13
59.90	2618.76	28	72.26	0.85	1.52	1.41	2.71	2.64	3.21	3.07	1.14	1.14	2.36	3.21	3.16
59.95	2714.22	28	72.30	0.88	1.57	1.44	2.74	2.69	3.24	3.09	1.19	1.19	2.40	3.24	3.19
60.00	2811.88	28	72.33	0.91	1.62	1.47	2.77	2.74	3.26	3.10	1.24	1.24	2.43	3.26	3.22
60.05	2911.78	28	72.36	0.95	1.66	1.50	2.80	2.79	3.29	3.11	1.28	1.28	2.46	3.29	3.24
60.10	3013.94	28	72.40	0.98	1.71	1.52	2.83	2.84	3.31	3.12	1.33	1.33	2.49	3.31	3.27
60.15	3118.41	28	72.43	1.02	1.76	1.55	2.86	2.88	3.34	3.13	1.37	1.37	2.52	3.34	3.29
60.20	3225.21	28	72.47	1.05	1.80	1.58	2.89	2.93	3.36	3.15	1.41	1.41	2.55	3.36	3.32
60.25	3334.37	28	72.50	1.08	1.85	1.60	2.92	2.98	3.39	3.16	1.45	1.45	2.58	3.39	3.34
60.30	3445.94	28	72.54	1.12	1.89	1.63	2.95	3.02	3.41	3.17	1.49	1.49	2.61	3.41	3.37
60.35	3559.93	28	72.57	1.15	1.94	1.66	2.97	3.07	3.43	3.18	1.52	1.52	2.64	3.43	3.39
60.40	3676.39	28	72.61	1.19	1.98	1.68	3.00	3.11	3.45	3.19	1.56	1.56	2.67	3.45	3.42
60.45	3795.34	28	72.64	1.22	2.03	1.71	3.03	3.15	3.48	3.20	1.60	1.60	2.69	3.48	3.44
60.50	3916.83	28	72.68	1.26	2.07	1.73	3.05	3.20	3.50	3.21	1.63	1.63	2.72	3.50	3.47
60.55	4040.87	28	72.71	1.30	2.12	1.76	3.08	3.24	3.52	3.22	1.67	1.67	2.75	3.52	3.49
60.60	4167.51	28	72.75	1.33	2.16	1.78	3.10	3.28	3.54	3.23	1.70	1.70	2.77	3.54	3.52
60.65	4296.78	28	72.79	1.37	2.21	1.81	3.13	3.32	3.56	3.24	1.73	1.73	2.80	3.56	3.54
60.70	4428.70	28	72.82	1.41	2.25	1.83	3.16	3.36	3.58	3.25	1.77	1.77	2.83	3.58	3.56
60.75	4563.32	28	72.86	1.45	2.30	1.86	3.18	3.41	3.60	3.26	1.80	1.80	2.85	3.60	3.59
60.80	4700.67	28	72.90	1.48	2.34	1.88	3.21	3.45	3.62	3.27	1.83	1.83	2.88	3.62	3.61
60.85	4840.77	28	72.94	1.52	2.39	1.91	3.23	3.49	3.65	3.28	1.86	1.86	2.90	3.65	3.64
60.90	4983.66	28	72.98	1.56	2.43	1.93	3.26	3.53	3.67	3.30	1.90	1.90	2.93	3.67	3.66
60.95	5129.38	28	73.02	1.61	2.48	1.96	3.28	3.57	3.69	3.31	1.93	1.93	2.96	3.69	3.68
61.00	5277.95	28	73.07	1.65	2.52	1.99	3.31	3.61	3.71	3.32	1.96	1.96	2.98	3.71	3.71
61.05	5429.41	28	73.11	1.69	2.57	2.01	3.34	3.65	3.73	3.33	2.00	2.00	3.01	3.73	3.74
61.10	5583.79	28	73.16	1.74	2.62	2.04	3.36	3.69	3.75	3.34	2.03	2.03	3.04	3.75	3.76
61.15	5741.13	28	73.20	1.79	2.67	2.07	3.39	3.74	3.77	3.35	2.06	2.06	3.06	3.77	3.79
61.20	5901.45	28	73.25	1.83	2.72	2.10	3.42	3.78	3.79	3.36	2.10	2.10	3.09	3.79	3.81
61.25	6064.79	28	73.30	1.88	2.77	2.12	3.44	3.82	3.82	3.37	2.13	2.12	3.12	3.82	3.84
61.30	6231.19	28	73.35	1.93	2.82	2.15	3.47	3.87	3.84	3.39	2.17	2.15	3.15	3.87	3.87
61.35	6400.67	28	73.40	1.98	2.87	2.18	3.50	3.91	3.86	3.40	2.20	2.18	3.17	3.91	3.89
61.40	6573.27	28	73.45	2.03	2.92	2.21	3.52	3.95	3.88	3.41	2.23	2.21	3.20	3.95	3.92
61.45	6749.01	28	73.50	2.08	2.97	2.24	3.55	3.99	3.90	3.42	2.26	2.24	3.23	3.99	3.94
61.50	6927.94	28	73.55	2.13	3.02	2.26	3.58	4.03	3.92	3.43	2.30	2.26	3.25	4.03	3.97
61.55	7110.09	28	73.60	2.18	3.06	2.29	3.60	4.07	3.94	3.44	2.33	2.29	3.28	4.07	4.00
61.60	7295.48	28	73.65	2.24	3.11	2.32	3.63	4.11	3.96	3.46	2.36	2.32	3.31	4.11	4.02
61.65	7484.16	28	73.70	2.29	3.16	2.35	3.65	4.15	3.98	3.47	2.39	2.35	3.33	4.15	4.05
61.70	7676.15	28	73.76	2.34	3.20	2.37	3.68	4.18	4.00	3.48	2.42	2.37	3.36	4.18	4.07
61.75	7871.48	28	73.81	2.39	3.25	2.40	3.70	4.22	4.02	3.49	2.45	2.40	3.38	4.22	4.09
61.80	8070.20	28	73.86	2.44	3.30	2.43	3.73	4.26	4.04	3.50	2.48	2.43	3.41	4.26	4.12
61.85	8272.32	28	73.91	2.50	3.35	2.45	3.75	4.30	4.06	3.51	2.51	2.45	3.43	4.30	4.14
61.90	8477.89	28	73.97	2.55	3.40	2.48	3.77	4.34	4.08	3.52	2.54	2.48	3.45	4.34	4.17
61.95	8686.94	28	74.02	2.60	3.44	2.51	3.80	4.38	4.09	3.53	2.57	2.51	3.48	4.38	4.19
62.00	8899.50	28	74.07	2.65	3.49	2.53	3.82	4.41	4.11	3.54	2.60	2.53	3.50	4.41	4.22

8.4 預警系統建置

本計畫為交通部運輸研究所『跨河橋梁安全預警系統之建立研究』計畫之一環(子計畫)，由國立台灣科技大學生態與防災中心負責『跨河橋梁安全預警系統之建立研究與整合作業』，此跨河橋梁安全預警系統需整合『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』(國立成功大學執行)、『橋墩沖刷計算模式之建立研究』(即本計畫)及『跨河橋梁安全評估之研究』(國立台灣海洋大學執行)。圖 8.11 為跨河橋梁安全預警系統之各模式串聯關係圖。於預警系統中各計畫所負責之工作分述如下：

『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』計畫，係由 QPESUMS 及雨量站資料進行雨量預報，再建立降雨逕流模式進而開發一維水理數值模式，由河道演算預報每個河道斷面上之即時及未來 1~3 小時之水位、流速、流量及沖刷深度。

本計畫引用『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』一維水理演算之即時及未來 1~3 小時之水位與流量，作為本計畫二維模式之邊界條件，進行演算並輸出各橋墩墩前水位、墩前水深、墩前流速、代表沖刷深度等資訊。

本計畫同時引用『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』於大甲溪石岡壩下游各頻率年流量下之水位流量模擬結果分析國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋之模擬河段水理特性，再利用這水理特性作為本模式之邊界條件計算沖刷深度，分別以水位每 5 公分搭配一個流量作為一組邊界條件求出橋墩之沖刷深度(如 8.3 節所述)。此結果亦可作為另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』橋墩沖刷深度之資料庫使用。

『跨河橋梁安全評估之研究』引用『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』及本計畫之水位、流速及沖刷深度資料，進行各橋之安全評估。

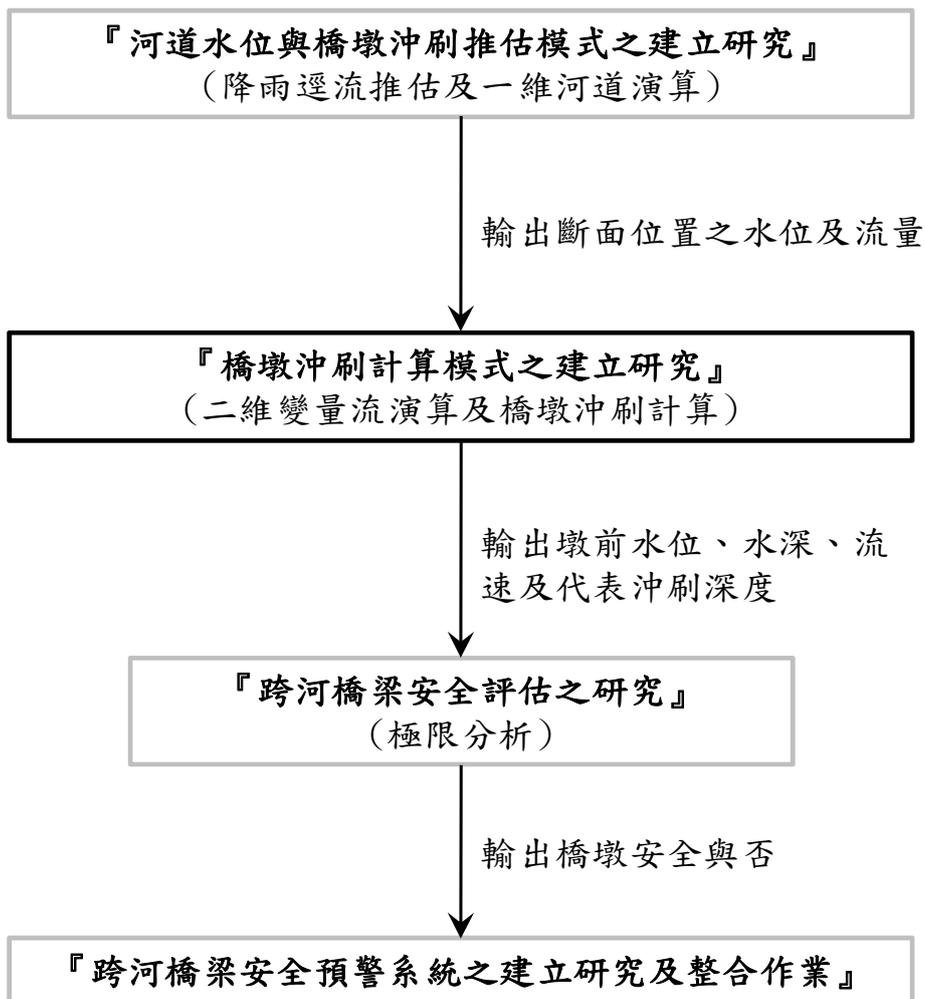


圖 8.11 跨河橋梁安全預警系統之各模式串聯關係圖

第九章 結論與建議

9.1 結論

1. 本研究建置之定床水理數值模式已整合彎道二次流、內部邊界處理，並完成以數個具實驗資料之定床水理算例來驗證所建置之二維變量流水理模式之精確度，結果顯示本研究所提出之數值模式可適用於恆定性緩變量至非恆定性急變量之各種流況，特別是對含水躍或移動震波等不連續水流問題有極佳之解析能力。本模式可模擬乾濕交替之河床，配合非結構性網格處理不規則河道、阻水構造物與地形之優勢，可有效模擬實際水利工程遭遇之各種流況。
2. 輸砂動床水理數值模式亦已完成整合彎道二次流、內部邊界處理，並與相關實驗資料驗證其功能，驗證結果顯示本動床模式可合理模擬一般河道之沖淤變化，可協助釐清橋河共治區的水理與動床問題，解析結構物的設置(例如橋墩、攔河堰、丁坝、低水護岸、灘地開挖、固床工等)對水理條件與床型變化的影響。但結構物週遭局部之水理條件與床型變化屬複雜之三維流況，欲精細模擬恐非水深平均二維模式能力所及。
3. 本模式提供 11 個河床質載(Bed material load)及 12 個河床載(Bed load)輸砂經驗式供使用者彈性選用，以期能應付不同的流場條件及輸砂沉滓特性。
4. 因目前適用大甲溪卵礫石河床質之輸砂公式尚未完備，故以現今模式具有之輸砂公式模擬，其成果只能做為河段沖淤趨勢參考，定量而言有一定差距。
5. 由於橋墩、橋臺附近流況變化極為複雜，尤其能量消散情形甚難掌握，故目前評估方法多以經驗公式進行，故參考民國 97 年 12 月 31 日於交通部公路總局所召開之「研商『橋墩(基)局部冲刷公式及耐洪能力詳細評估方法』計算準則，以便採用相同準則訂定封橋水位」會議之會議結論第 1 點及「河川橋樑之橋墩(台)

冲刷保护工法之研究」報告建議，適合台灣地區之公式約有 9 個，本計畫依該報告以實際案例驗證之公式內，挑選前 6 種誤差最小、較常用之公式，包含 Laursen (1958,1962)、Neill (1964)、Shen et al. (1969)、Jain and Fischer (1980)、Froehlich (1988)與 HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)等。由於各冲刷公式之推估值差異不小，故本計畫於計算輸出時，除了各冲刷公式推估值外，也分別求得最小值、平均值、最大值及代表冲刷深度，此代表冲刷深度為上述 6 種公式推估值之平均值再加上標準差，此代表冲刷深度作為另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』預警系統評估橋墩安全之用。

6. 本研究之冲刷深度推估模式，已配合其他子計畫『河道水位與橋墩冲刷推估模式之建立研究』、『跨河橋梁安全評估之研究』及『跨河橋梁安全預警系統之建立研究與整合作業』建立預警系統，該預警系統可提供未來 1~3 小時的橋墩冲刷預報，可提供相關管理單位作為橋梁維護管理的參考依據及防災預警參考應用。

9.2 建議

1. 若欲提高模擬精度建議需有足夠之觀測資料，包括：(1)河道斷面(一維模式)、地形(二維模式)測量；(2)水工模型試驗成果；(3)河道河床質採樣分析資料；(4)河道輸砂量監測推估資料。
2. 日後預警系統之運作，建議應隨時更新颱風後之地形資料，確保整體計畫預測之準確性。
3. 若未來能建立更可靠適用國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋之橋墩局部冲刷公式，可納入本研究所建立之模式，使得橋墩冲刷預測更為準確。
4. 橋墩冲刷與上下游河道之一般冲刷有很大關係，如砂石開採(或河道疏浚)不當將嚴重影響橋墩安全，而河道疏浚管理單位為水利單位而非橋梁管理單位，雖現行規定橋梁上下游 500 公尺內不得進

行砂石開採，但 500 公尺外之採砂坑可能會往下游移動導致影響橋梁安全，故建議橋梁及水利管理單位應注意橋梁上下游 500 公尺外之河道疏浚對橋梁安全

參 考 文 獻

1. Abad, J. D., Buscaglia, G., and Garcia, M. H. (2008), "2D stream hydrodynamic, sediment transport and bed morphology model for engineering applications", *Hydrological Processes*, 22(10), 1443-1459.
2. Ackers, P., and White, W. R. (1973), "Sediment transport: a new approach and analysis", *J. Hydr. Div., ASCE*, 99(HY11), 2041-2060.
3. Ahmadi, M. M., Ayyoubzadeh, S. A., Montazeri Namin, M. and Samani, J. M. V. (2009), "A 2D numerical depth-averaged model for unsteady flow in open channel bends", *J. Agr. Sci. Tech.*, 11, p457-468.
4. Aizinger, V., and Dawson, C. (2002), "Discontinuous Galerkin methods for two-dimensional flow and transport in shallow water", *Advances in Water Resources*, 25, 67-84.
5. Alcrudo, F., and Garcia-Navarro, P. (1993), "A high-resolution Godunov-type scheme in finite volume for the 2D shallow-water equations", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 20, 157-168.
6. Allen, J. R. L. (1978), "Computational methods for dune time-lag: calculations using stein's rule for dune height", *Sedimentary Geology*, 20, 165-216.
7. Ambrosi, D. (1995), "Approximation of shallow water equations by Riemann solvers", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 16, 489-505.
8. Anastasiou, K., and Chan, C. T. (1997), "Solution of the 2D shallow water equations using the finite volume method on unstructured triangular meshes", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 24, 1225-1245.
9. Armanini, A., and Di Silvio, G. (1988), "A one-dimensional model for transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions", *J. Hydr. Res., IAHR*, 26(3), 275-292.

10. Arora, M., and Roe, P. L. (1997), “A well-behaved TVD limiter for high-resolution calculations of unsteady flow”, *J. Comput. Phys.*, 132(1), 3-11.
11. Ataie-Ashtiani, B., Baratian-Ghorghi, Z., and Beheshti, A. A. (2010), “Experimental investigation of clear-water local scour of compound piers”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 136(6), 343-351.
12. Audusse, E., Bouchut, F., Bristeau, M. O., Klein, R., and Perthame, B. (2004), “A fast and stable well-balanced scheme with hydrostatic reconstruction for shallow water flows”, *SIAM J. Sci. Comp.*, 25, 2050–2065.
13. Audusse, E., and Bristeau, M. O. (2005), “A well-balanced positivity preserving “second-order” scheme for shallow water flows on unstructured meshes”, *J. Comput. Phys.*, 206, 311-333.
14. Aureli, F., Mignosa, P., and Tomirotti, M. (2000), “Numerical simulation and experimental verification of dam-break flow with shocks”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 38(3), 197-206.
15. Bagnold, R. A. (1954), “Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear”, *Proc., Royal Society of London, Serial A*, 225, 49-63.
16. Bagnold, R. A. (1973), “The nature of saltation and of bed-load transport in water”, *Proc. Royal Soc., London, England, A* 332, 473-504.
17. Baker, C.J. (1980), “Theoretical approach to prediction of local scour around bridge piers”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 18(1), 1-12.
18. Bale, D., LeVeque, R. J., Mitran, S., and Rossmanith, J. A. (2002), “A wave-propagation method for conservation laws and balance laws with spatially varying flux functions”, *SIAM Journal on Scientific Computing*, 24(3), 955-978.
19. Balzano, A. (1998), “Evaluation of methods for numerical simulation of wetting and drying in shallow water flow models”, *Coastal Engineering*, 34, 83-107.

20. Begnudelli, L., and Sanders, B.F. (2006), “Unstructured grid finite-volume algorithm for shallow-water flow and scalar transport with wetting and drying”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 132(4), 371-384.
21. Begnudelli, L., and Sanders, B.F. (2007), “Conservative wetting and drying methodology for quadrilateral grid finite volume models”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 133(3), 312-322.
22. Begnudelli, L., Sanders, B. F., and Bradford, S. F. (2008), “Identification of a robust and practical finite-volume scheme for flood simulation”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 134(6), 714–725.
23. Begnudelli, L., Valiani, A., and Sanders, B. F. (2010), “A balanced treatment of secondary currents, turbulence and dispersion in a depth-integrated hydrodynamic and bed deformation model for channel bends”, *Advances in Water Resources*, 33, 17-33.
24. Bell, R. G., and Sutherland, A. J. (1983), “Non equilibrium bedload transport by steady flow”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 109(3), 351-367.
25. Bell, S. W., Elliot, R. C., and Chaudhry, M. H. (1992), “Experimental results of two-dimensional dam-break flows”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 30(2), 225-252.
26. Bellos, C. V., Soulis. J. V., and Sakkas, J. G. (1992), “Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flow”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 14(1), 47-63.
27. Benkhaldoun, F., Elmahi, I., and Sead, M. (2007), “Well-balanced finite volume schemes for pollutant transport by shallow water equations on unstructured meshes”, *J. Comput. Phys.*, 226(1), 180-203.
28. Bennett, J. P., and Nordin, C. F. (1977), “Simulation of sediment transport and armouring”, *Hydrological Sciences Bulletin*, 22(4), 555-569.
29. Berger, R. C., and Syockstill, R. L. (1995), “Finite element model for high-velocity channels”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 121(10), 710-716.

30. Bermudez, A., and Vazquez-Cendon, M. E. (1994), "Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms", *Computer Fluids*, 23(8), 1049-1071.
31. Bhallamudi, S. M., and Chaudhry, M. H. (1991), "Numerical modeling of aggradation and degradation in alluvial channels", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 117(9), 1145-1164.
32. Bhallamudi, S. M., and Chaudhry, M. H. (1992), "Computation of flows in open-channel transitions", *J. Hydr. Res., IAHR*, 30(1), 77-93.
33. Bodhaine, G. L. (1968), "Measurement of the peak discharges at culverts by indirect method", *U.S. Geological Survey Techniques of Water Resources Investigations, Book 3, Chap. A3*, Washington, D. C..
34. Borah, D. K., Alonso, C. V., and Prasad, S. H. (1982), "Routing graded sediments in streams: formulations", *J. Hydr. Div., ASCE*, 108(HY12), 1486-1505.
35. Borthwick, A. G. L., Leon, S. C., and Jozsa, J. (2001), "Adaptive quadtree model of shallow-flow hydrodynamics", *J. Hydr. Res., IAHR*, 39(4), 413-424.
36. Bradley, J. N. (1978), "Hydraulics of bridge waterways", *Hydraulic design series No. 1, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Second edition*, Washington D. C.
37. Breusers, H. N. C., Nicollet, G., and Shen, H. W. (1977), "Local scour around cylindrical piers", *J. Hydr. Res., IAHR*, 15(3), 211-252.
38. Breusers, H. N. C., and Raudkivi, A. J. (1991), "Scouring", *IAHR, Hydraulic Structure Design Manual, Vol.2*, AA Balkema, Rotterdam, 143 pp.
39. Brufau, P., and García-Navarro P. (2000), "2-dimensional dam-break flow simulation", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 33(1), 35-57.
40. Brufau, P., García-Navarro P., Ghilardi, P., Natale, L., and Savi, F. (2000), "1D mathematical modelling of debris flow", *J. Hydr. Res.*, 38(6), 435-446.

41. Brufau, P., Vázquez-Cendón, M. E., and García-Navarro P. (2002), “A numerical model for the flooding and drying of irregular domains”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 39(3), 247-275.
42. Brufau, P., García-Navarro P., and Vázquez-Cendón, M. E. (2004), “Zero mass error using unsteady wetting-drying conditions in shallow flows over dry irregular topography”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 45(10), 1047-1082.
43. Brush, L. M., and Wolman, M. G. (1960), “Knickpoint behaviour in noncohesive material: A laboratory study”, *Bulletin of the Geological Society of America*, 71, 59-73.
44. Burguete, J., and García-Navarro P. (2001), “Efficient construction of high-resolution TVD conservative schemes for equations with source terms – application to shallow water flow”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 37(2), 209-248.
45. Caleffi, V., Valiani, A., and Zanni, A. (2003), “Finite volume method for simulating extreme flood events in natural channels”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 41(2), 167-177.
46. Caleffi, V., and Valiani, A. (2009), “Well-balanced bottom discontinuities treatment for high-order shallow water equations WENO scheme”, *J. Engrg. Mech., ASCE*, 135(7), 684-696.
47. Cao, Z. (1999), “Equilibrium near-bed concentration of suspended sediment”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 125(12), 1270-1278.
48. Cao, Z., and Carling, P. A. (2002a), “Mathematical modelling of alluvial rivers: reality and myth. Part 1: general overview”, *Water and Maritime Engineering*, 154(3), 207-219.
49. Cao, Z., and Carling, P. A. (2002b), “Mathematical modelling of alluvial rivers: reality and myth. Part 2: special issues”, *Water and Maritime Engineering*, 154(4), 297-307.
50. Causon, D. M., Ingram, D. M., and Mingham C. G. (2001), “A Cartesian cut cell method for shallow-water flows with moving boundaries”, *Advances in Water Resources*, 24(8), 899-911.

51. Cea, L., Pena, L., Puertas, J., Vazquez-Cendon, M.E., and Pea, E. (2007), “Application of several depth-averaged turbulence models to simulate flow in vertical slot fishways”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 39, 133–160.
52. Chang H. H. (1988), “Introduction to FLUVIAL-12—mathematical model for erodible channels”, *Twelve Selected Computer Stream Sedimentation Models Developed in the United States*, Shou-shan Fan ed., published by Federal Energy Regulatory Commission, 353-412.
53. Chang, Y. C. (1971), “Lateral mixing in meandering channels”, PhD. Thesis, Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa, USA.
54. Chapman, R. S., and Kuo, C. Y. (1985), “Application of the two-equation $k-\varepsilon$ turbulence model to a two-dimensional steady, free surface flow problem with separation”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 5, 257-268.
55. Chaudhry, M. H. (1993), *Open-channel flow*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
56. Chen, Y. H. (1987), “Reservoir sedimentation model – RESSED”, User Manual.
57. Chiew, Y.M., and Melville, B.W. (1987), “Local scour around bridge piers”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 25(1), 15-26.
58. Coleman, S.E. (2005), “Clearwater local scour at complex piers”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 131(4), 330-334.
59. Crnjaric-Zic, N., Vukovic, S., and Sopta, L. (2004), “Balanced finite volume WENO and central WENO schemes for the shallow water and the open-channel flow equations”, *J. Comput. Phys.*, 200, 512-548.
60. Darby, S. E., Thorne, C. R., and Simon, A. (1996), “Numerical simulation of widening and bed deformation of straight sand-bed rivers. II: Model evaluation”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 122(4), 194–202.

61. Darwish M. S., and Moukalled, F. (2003), "TVD schemes for unstructured grids", *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 46(4), 599-611.
62. De Vriend, H. J. (1977), "A mathematical model of steady flow in curved shallow channels", *J. Hydr. Res., IAHR*, 15(1), 37-54.
63. De Vriend, H. J., and Koch, F. G. (1977), "Flow of water in a curved open channel with a fixed plane bed", *Report on Experimental and theoretical Investigations, Delft Hydr. Lab., Delft Univ. of Technol., The Netherlands*.
64. DHI Software (1992), "User guides and reference manuals for MIKE11 model", *Danish Hydraulic Institute, Denmark*.
65. DHI Software (1998), "User guides and scientific documentation for MIKE 21C model", *Danish Hydraulic Institute, Denmark*.
66. DHI Software (2003), "Mike 21, toolbox reference manual", *DHI Water and Environment*, 147-150.
67. DHI Software (2005), "MIKE 21 flow model FM, spectral wave module: scientific documentation", *Danish Hydraulic Institute, Denmark*.
68. DHI Software (2005), "MIKE 21 flow model FM, sand transport module: scientific documentation", *Danish Hydraulic Institute, Denmark*.
69. Duan, J. G. (2004), "Simulation of flow and mass dispersion in meandering channels", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 130(10), 964-976.
70. Duan, J. G., and Nanda, S. K. (2006), "Two-dimensional depth-averaged model simulation of suspended sediment concentration distribution in a groyne field", *Journal of Hydrology*, 327, 426-437.
71. Duan, J. G., Wang, S. S. Y., and Jia, Y. (2001), "The applications of the enhanced CCHE2D model to study the alluvial migration processes", *J. Hydr. Res., IAHR*, 39(5), 1-12.

72. Einstein, H. A. (1950), "The bed load function for sediment transportation in open channels", Technical Bulletin No. 1026, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D.C.
73. Elder, J. W. (1959), "The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow", *J. Fluid Mech.* 5, 544-560.
74. Engelund, F., (1974), "Flow and bed topography in channel bends", *J. Hydr. Div., ASCE*, 100, 1631-1648.
75. Engelund, F., and Fredsoe, J. (1976), "A sediment transport model for straight alluvial channels", *Nordic Hydrology*, 7(5), 293-306.
76. Engelund, F., and Hansen, E. (1967), A monograph on sediment transport in alluvial streams, Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.
77. Fennema, R. J., and Chaudhry, M. H. (1990), "Explicit methods for 2-D transient free-surface flows", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 116(8), 1013-1034.
78. Fisher, H. B. (1973), "Longitudinal dispersion and turbulent mixing in open channel flow", *Annu. Rev. of Fluid Mech.*, 5, 59-78.
79. Fischer, H. B., Imberger, J., Brooks, N. H., List, J. E., and Koh, C. R. (1979), *Mixing in Inland and Coastal Waters*, Academic Press, New York.
80. Fraccarollo, L., and Toro, E. F. (1995), "Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems", *J. Hydr. Res., IAHR*, 33(6), 843-864.
81. Frazão, S. Soares and Guinot, V. (2007), "An eigenvector-based linear reconstruction scheme for the shallow-water equations on two-dimensional unstructured meshes", *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 53, 23-55.
82. Frazão, S. Soares, Sillen, X., and Zech, Y. (1998), "Dam-break flow through sharp bends: physical model and 2D Boltzmann model validation", *CADAM Proceeding, Wallingford Meeting, Paper 14*.

83. Froehlich, D. C. (1988), "Analysis of onsite measurements of scour at piers", Proceeding of the ASCE National Hydraulic Engineering Conference, Colorado Springs, CO.
84. Froehlich, D. C. (2002), "User manual for FESWMS Flo2DH: two-dimensional depth-averaged flow and sediment transport model", U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Report FHWA-RD-03-053
85. Frolkovic, P. (2004), "Flux-based method of characteristics for coupled transport equations in porous media", Computing and Visualization in Science, 6(4), 173-184.
86. Gallouët, T., Hérard, J. M., and Seguin, N. (2003), "Some approximate Godunov schemes to compute shallow-water equations with topography", Computers and Fluids, 32(4), 479-513.
87. Garcia, M., and Parker, G. (1991), "Entrainment of bed sediment into suspension", J. Hydr. Engrg., ASCE, 117(4), 414-435.
88. Garcia-Navarro, P., and Vazquez-Cendon, M.E. (2000), "On numerical treatment of source terms in the shallow water equations", Computers and Fluids, 29(8), 951-979.
89. Garbrecht, J., Kuhnle, R., and Alonso, C. (1995), "A sediment transport capacity formulation for application to large channel networks", J. of Soil and Water Conservation, 50(5), 527-529.
90. Ghamry, H. K., and Steffler, P. M. (2002), "Two dimensional vertically averaged and moment equations for rapidly varied flows", J. Hydr. Res., IAHR, 40(5), 579-587.
91. Ghamry, H. K., and Steffler, P. M. (2005), "Two dimensional depth-averaged modeling of flow in curved open channels", J. Hydr. Res., IAHR, 43(1), 44-55.
92. Glaister, P. (1988), "Approximate Riemann solutions of the shallow water equations", J. Hydr. Res., IAHR, 26(3), 293-306.

93. Glaister, P. (1990), "Approximate Riemann solvers of the two dimensional shallow-water equations", *J. Eng. Mathematics*, 24, 45-53.
94. Glaister, P. (2000), "Conservative upwind difference-schemes for the shallow-water equations", *Computers and Mathematics with Applications*, 39(5-6), 189-199.
95. Godunov, S. K. (1959), "A finite difference method for the numerical computation of discontinuous solutions of the equations of fluid dynamics", *Matematicheskii Sbornik*, 47, 271-290.
96. Gouta, N., and Maurel, F. (2002), "A finite volume solver for 1D shallow-water equations applied to an actual river", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 38(1), 1-19.
97. Greenberg, J. M., and Leroux, A.-Y. (1996), "A well-balanced scheme for the numerical processing of source terms in hyperbolic systems", *SIAM J. Numer. Anal.*, 33, 553-582.
98. Greimann, B., Lai, L., and Huang, J. (2008), "Two-dimensional total sediment load model equations," *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 134(8), 1142-1146.
99. Guinot, V. (2002a), "The time-line interpolation method for large-time-step Godunov-type schemes", *J. Comput. Phys.*, 177(2), 394-417.
100. Guinot, V. (2002b), "An unconditionally stable, explicit Godunov scheme for systems of conservation laws", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 38(6), 567-588.
101. Hamrick, J. M., and Hayter, E. J. (2001), "EFDC1D –a one-dimensional hydrodynamic and sediment transport model for river and stream networks: model theory and user guide", Technical Report EPA/600/R-01/073, EPA National Exposure Research Laboratory, Athens, Georgia.
102. Harten, A. (1983), "High resolution schemes for hyperbolic conservation laws", *J. Comput. Phys.*, 49, 357-393.

103. Harten, A., Engquist, B., Osher, S., and Chakravarthy, S. R. (1987), “Uniformly high order accurate essentially non-oscillatory schemes III”, *J. Comput. Phys.*, 71, 231-303.
104. Hayter, E. J., Bergs, M. A., Gu, R., McCutcheon, S. C., Smith, S. J., and Whiteley, H. J. (1999), “HSCTM-2D, a finite element model for depth-averaged hydrodynamics, sediment and contamination transport”, Technical Report, U. S. EPA National Exposure Research Laboratory, Athens, GA.
105. Hervoué, J. M., and Petitjean, A. (1999), “Malpasset dam-break revisited with 2-dimensional computations”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 37(6), 777-788.
106. Holly, F. M., and Preissmann, A. (1977), “Accurate calculation of transport in two dimensions”, *J. Hydr. Div., ASCE*, 103(HY11), 1259-1277.
107. Holly, F. M., and Rahuel, J. L. (1990), “New numerical/physical framework for mobile-bed modelling, part I: numerical and physical principles”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 28(4), 401-416.
108. Holly, F. M., Yang, J. C., and Spasojevic, M. (1985), “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.
109. Holly, 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 mobile-bed channels”, IHR Report No. 343, The University of Iowa, Iowa City, Iowa, USA.
110. HR Wallingford (1990), Sediment transport, the Ackers and White theory revised. Report SR237, HR Wallingford, England.

- 111.Hsieh, T. Y., and Yang, J. C. (2005), “Numerical examination on the secondary-current effect for contaminant transport in curved channel”, *J. Hydr. Res., IAHR*, 43(6), 644-659.
- 112.Hsu, C. A. (1993), High-resolution non-oscillatory schemes for hyperbolic conservation laws with applications to aerodynamics, Ph.D. Dissertation, Institute of Applied Mechanics, National Taiwan University, Taiwan, R.O.C.
- 113.Hsu, C. A. (1995), “Unsteady open-channel flow simulation using ENO schemes”, *Proceedings of the Third National Conference on Computational Fluid Dynamics*, Sun Moon Lake, Taiwan, R.O.C., 111-120.
- 114.Hsu, C. A. (1996), “An implicit finite-volume ENO scheme for viscous flows at all speeds”, *Proceedings of the 20th National Conference on Theoretical and Applied Mechanics*, Taipei, Taiwan, R.O.C., 278-285.
- 115.Hsu, C. A. (1998), “LU-SGS implicit high-resolution schemes for incompressible viscous flows”, *Transactions of the Aeronautical and Astronautical Society of the Republic of China*, 30(2), 139-148.
- 116.Hsu, S. M., and Holly, F. M. (1992), “Conceptual bedload transport model and verification for sediment mixtures”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 118(8), 1135-1152.
- 117.Hsu, T. W., Ou, S. H., and Liao, J. M. (2005), “Hindcasting nearshore wind waves using a FEM code for SWAN”, *Coastal Engineering*, 52, 177-195.
- 118.Hu, C., and Hui, Y. (1996), “Bed-load transport I: mechanical characteristics”, *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 122(5), 245-254.
- 119.Huang, J., and Greimann, B. P. (2008). User’s manual for SRH-1D 2.1 (sedimentation and river hydraulics – one dimension, version 2.1). U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Sedimentation and River Hydraulics Group, Denver, Colorado.

120. Hubbard, M. E. (1999), "Multidimensional slope limiters for MUSCL-type finite volume schemes on unstructured grids", *J. Comput. Phys.*, 155, 54-74.
121. Hubbard, M. E., and Garcia-Navarro, P. (2000), "Flux difference splitting and the balancing of source terms and flux gradients", *J. Comput. Phys.*, 165, 89-125.
122. Hubbert, G. D., Holland, G. J., Leslie, L. M., and Manton, M. J. (1991), "A real-time system for forecasting tropical cyclone storm surges", *Weather and Forecasting*, 6, 86-97.
123. Hudson, J., and Sweby, P. K. (2005), "A high-resolution scheme for the equations governing 2D bed-load sediment transport", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 47(10), 1085-1091.
124. Ikeda, S., Parker, G., and Sawai, K. (1981), "Bend theory of river meanders. Part 1. Linear development", *J. Fluid Mech.*, Cambridge, U.K., 112, 363-377.
125. Ikeda, S. (1982), "Lateral bed load transport on side slopes", *J. Hydr. Div., ASCE*, 108, 1369-1373.
126. Jain, S.C. (1981), "Maximum clear-water scour around cylindrical piers", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 107(5), 611-625.
127. Jain, S.C., Fischer, E.E. (1980), "Scour around bridge piers at high flow velocities", *J. Hydr. Div., ASCE*, 106 (HY11), 1827-1842.
128. Jawahar, P., and Kamath, H. (2000), "A high-resolution procedure for Euler and Navier-Stokes computations on unstructured grids", *J. Comput. Phys.*, 164, 165-203.
129. Jha, A. K., Akiyama, J., and Ura, M. (2001), "High-resolution flux-difference-splitting scheme on adaptive-grid for open-channel flows", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, 36(1), 35-52.
130. Jia. Y., and Wang, S. S. Y. (1999), "Numerical model for channel flow and morphological change studies", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 125(9), 924-933.

131. Jiang, G., and Shu, C.-W. (1996), "Efficient implementation of weighted ENO schemes", *J. Comput. Phys.*, 126, 202-228.
132. Jin, Y. C., and Steffler, P. M. (1993), "Predicting flow in curved open channels by depth-averaged method", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 119(1), 109-124.
133. Johannesson, H., and Parker, G. (1989), "Velocity redistribution in meandering rivers", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 115(8), 1019-1039.
134. Jonathan Richard Shewchuk (1996), "Triangle: engineering a 2D quality mesh generator and Delaunay triangulator", in *Applied Computational Geometry: Towards Geometric Engineering*, (Edited by Ming C. Lin and Dinesh Manocha), volume 1148 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 203-222, Springer-Verlag, Berlin.
135. Jonathan Richard Shewchuk (2002), "Delaunay refinement algorithms for triangular mesh generation", *Computational Geometry: Theory and Applications* 22(1-3), 21-74.
136. Karim, F. (1998), "Bed material discharge prediction for nonuniform bed sediments", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 124(6), 597-604.
137. Karim, M. F., and Kennedy, J. F. (1982), "IALLUVIAL: a computer-based flow and sediment-routing model for alluvial streams and its application to the Missouri river", Report No. 250, Iowa Inst. of Hydr. Res., Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa, USA.
138. Karpik, S. R., and Crockett, S. R. (1997), "Semi-Lagrangian algorithm for two-dimensional advection-diffusion equation on curvilinear coordinate meshes", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 125(3), 389-401.
139. Kassem, A. A., and Chaudhry, M. H. (2002), "Numerical modeling of bed evolution in channel bends", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 128(5), 507-514.
140. Katopodes, N. D. (1986), "Explicit computation of discontinuous channel flow", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 112(6), 456-475.

141. Kikkawa, H., Ikeda, S., and Kitagawa, A., (1976), "Flow and bed topography in curved open channels", J. Hydr. Div., ASCE, 102, 1327-1342.
142. Koch, F. G., and Flokstra, C. (1981), "Bed level computations for curved alluvial channels", Proceedings of the XIXth IAHR Congress, New Delhi, India, Vol 2, 357-388.
143. Krishnappan, B. G., and Lau, Y. L. (1986), "Turbulent modeling of flood plain flows", J. Hydr. Engrg., ASCE, 112(4), 251-266.
144. Lai, Y. G. (2008), "SRH-2D version 2: theory and user's manual (Sedimentation and river hydraulics – two-dimensional river flow modeling), U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Sedimentation and River Hydraulics Group, Denver, Colorado.
145. Lai, Y. G. (2010), "Two-dimensional depth-averaged flow modeling with an unstructured hybrid mesh", J. Hydr. Engng., ASCE 136(1), 12-23.
146. Laursen, E. M. (1958), "The total sediment load of streams", J. Hydr. Div., ASCE, 84(HY1), 1-36.
147. Laursen, E. M. (1962), "Scour at bridge crossings", Transactions, ASCE, 127(1), 116-119.
148. Lien, H.C., Hsieh, T.Y., Yang, J.C., and Yeh, K.C. (1999), "Bend-flow simulation using 2D depth-averaged model", J. Hydr. Engng., ASCE 125(10), 1097–1108.
149. Leonard, B. P. (1991), "The ULTIMATE conservative difference scheme applied to unsteady one-dimensional advection", Comp. Methods Appl. Mech. Eng., 88, 17–74.
150. LeVeque, R. J. (1985), "A large time generalization of Godunov's method for conservation laws", SIAM J. Numer. Anal., 22(6), 1051-1073.
151. LeVeque, R. J. (1997), "Wave propagation algorithms for multi-dimensional hyperbolic systems", J. Comput. Phys., 131, 327-353.

152. LeVeque, R. J. (1998), "Balancing source terms and flux gradients in high resolution Godunov methods: The quasi-steady wave-propagation algorithm", *J. Comput. Phys.*, 146, 346-365.
153. LeVeque R. J. (2002), *Finite Volume Methods for Hyperbolic Problems*, Cambridge University Press: Cambridge.
154. Lhomme, J., and Guinot, V. (2007), "A general approximate-state Riemann solver for hyperbolic systems of conservation laws with source terms", *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 53, 1509–1540.
155. Li, R. M., Mussetter, R. A., and Grindeland, T. R. (1988), "Sediment-routing model: HEC2SR", Subcommittee on Sedimentation, Interagency Advisory Committee on Water Data.
156. Liang, Q., Zang, J., Borthwick, A.G.L., and Taylor, P.H. (2007), "Shallow flow simulation on dynamically adaptive cut cell quadtree grids", *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 53, 777–1799.
157. 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*, Tokyo-Kyoto-Sapporo, 337-342.
158. Lin, B., and Falconer, R. A. (1997), "Tidal flow and transport modelling using the ULTIMATE QUICKEST scheme", *J. Hydr. Engng.*, ASCE, 123(4), 303-314.
159. Louaked, M., and Hanich, L. (1998), "TVD scheme for the shallow water equations", *J. Hydr. Res.*, IAHR, 36(3), 363-378.
160. Luetlich, R., and Westerink, J. (2004), "Formulation and numerical implementation of the 2D/3D ADCIRC finite element model version 44.XX".
161. Manson, J. R., and Wallis, S. G. (2000), "Conservative, semi-Lagrangian fate and transport model for fluvial systems - I. theoretical development", *Water Research*, 34(15), 3769-3777.
162. Manson, J. R., Wallis, S. G., and Wang, Dali (2000), "Conservative, semi-Lagrangian fate and transport model for fluvial systems - II.

- Numerical testing and practical applications”, *Water Research*, **34**(15), 3778-3785.
163. Melville, B. W., and Coleman, S. E. (2000), *Bridge Scour*. Water Resources Publications, Colorado, USA.
164. Melville, B.W., and Raudkivi, A.J. (1977), “Flow characteristics in local scour at bridge piers”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **15**(4), 373-380.
165. Melville, B. W., and Raudkivi, A. J. (1996), “Effects of foundation geometry on bridge pier scour”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE, **122**(4), 203-209.
166. Melville, B.W., and Sutherland, A.J. (1988), “Design method for local scour at bridge piers”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE, **114**(10), 1210-1226.
167. Meyer-Peter, E., and Müller, R. (1948), “Formulas for bed load transport”, IAHR, 2nd Meeting, Stockholm.
168. Minh Duc, B., Wenka, T., and Rodi, W. (2004), “Numerical modeling of bed deformation in laboratory channels”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE, **130**(9), 894-904.
169. Mohamed, S., Ghidaoui, M. S., and Nanzhou, Li (2003), “Generalized Boltzmann equation for shallow water flows”, *Journal of Hydroinformatics*, **5**, 1-10.
170. Molinas, A. M., and Yang, C. T. (1986), “Computer program user's manual for GSTARS”, U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation Engineering and Research Center, Denver, Colorado.
171. Molls, T., and Chaudhry, M. H. (1995), “Depth-averaged open-channel flow model”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **121**(6), 453-465.
172. Murillo, J., Burguete, J., Brufau, P., and García-Navarro, P. (2005), “Coupling between shallow water and solute flow equations: analysis and management of source terms in 2D”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **49**(3), 267-299.
173. Murillo, J., Burguete, J., and García-Navarro, P. (2008), “Analysis of a second-order upwind method for the simulation of solute transport in

- 2D shallow water flow”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **56**, 661-686.
174. Murillo, J., García-Navarro, P., Brufau, P., and Burguete, J. (2005), “Extension of an explicit finite volume method to large time steps (CFL>1): application to shallow water flows”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **50**(1), 63-102.
175. Murillo, J., García-Navarro, P., Burguete, J., and Brufau, P. (2007), “The influence of source terms on stability, accuracy and conservation in two-dimensional shallow flow simulation using triangular finite volumes”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **54**(5), 543-590.
176. Murillo, J., García-Navarro, P., and Burguete, J. (2009), “Conservative numerical simulation of multi-component transport in two-dimensional unsteady shallow water flow”, *J. Comput. Phys.*, **228**, 5539-5573.
177. Nagata, N., Hosoda, T., and Muramoto, Y. (2000), “Numerical analysis of river channel processes with bank erosion”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **126**(4), 243-252.
178. Neill, C .R. (1964), “River bed scour — a review for engineers”, Canadian Good Roads Association, Technical Publication No.23.
179. Nezu, I., and Nakagawa, H. (1993), “Turbulence in open channel flows”, IAHR Monograph, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 53–56.
180. Nikora, V., Aberle, J., and Green, M. (2004), “Sediment flocs: settling velocity, flocculation factor, and optical backscatter”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **130**(10), 1043-1047.
181. Noelle, S., Xing, Y., and Shu, C. (2007), “High-order well-balanced finite volume WENO schemes for shallow water equation with moving water”, *J. Comput. Phys.*, **226**(1), 29-58.
182. Noye, B. J., and Tan, H. H. (1989), “Finite difference methods for solving the two-dimensional convection-diffusion equation”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **9**, 75-98.

183. Nujic, M. (1995), "Efficient implementation of essentially nonoscillatory schemes for the computation of free surface flows", *J. Hydr. Res.*, IAHR, **33**(1), 101-111.
184. O'Brien (2009), "FLO-2D reference manual", Version 2009.06.
185. Odgaard, A. J. (1981), "Transverse bed slope in alluvial channels bends", *J. Hydr. Div.*, ASCE, **107**(12), 1677-1694.
186. Odgaard, A. J. (1986), "Meander flow model. I: Development", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **112**(12), 1117-1136.
187. Odgaard, A. J. (1989), "River-meander model. I: Development", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **115**(11), 1433-1450.
188. Orvis, C. J., and Randle, T. J. (1987), "STARS: sediment transport and river simulation model", Technical Guideline, Bureau of Reclamation, U.S. Department of Interior.
189. Osher, S., and Solomone, F. (1982), "Upwind difference schemes for hyperbolic system of conservation laws", *Mathematics of Computation*, **38**, 339-374.
190. Owen, M. W. (1971), "The effect of turbulence on the settling velocities of silt flocs", *Proceedings of the Fourteenth Congress of IAHR*, **4**, 27-32.
191. Parker, G. (1990a), "The 'ACRONYM' series of pascal programs for computing bed load transport in gravel rivers", External Memorandum No. M-220, St. Anthony Falls Hydraulic Lab., Univ. of Minnesota.
192. Parker, G. (1990b), "Surface-based bedload transport relation for gravel rivers", *J. Hydr. Res.*, IAHR, **28**(4), 417-436.
193. Parker, G., and Andrews, E.D. (1985), "Sorting of bed load sediment by flow in meander bends", *Water Resources Research*, American Geophysical Union, **21**(9), 1361-1373.
194. Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown, B. M., and El-Khoury, A. (1996), "Effects of rectangular foundation geometry on local pier scour", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **122**(1), 35-40.

195. Patel, P. L., and Ranga Raju, K. G. (1999), "Critical tractive stress of nonuniform sediments", *J. Hydr. Res.*, IAHR, **37**(1), 39-58.
196. Pavlovic, R. N., Varga, S., and Mistic, B. (1985), "Two-dimensional depth-averaged model for the calculation of sediment transport and riverbed deformation", *Proceedings of International Symposium on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements*, Iowa, USA.
197. Phillips, B. C., and Sutherland, A. J. (1989), "Spatial lag effects in bed load sediment transport", *J. Hydr. Res.*, IAHR, **27**(1), 115-133.
198. Phillips, O.M. (1957), "On the generation of waves by turbulent wind", *J. Fluid Mech.*, **2**, 417-445.
199. Phillips, O.M. (1960), "On the dynamics of unsteady gravity waves of finite amplitude. Part 1", *J. Fluid Mech.*, **9**, 193-217.
200. Philipp L., Siegfried M., and Youssef S. (2005), "Solution of shallow water equations using fully adaptive multiscale schemes", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **49**(4), 417-437.
201. Proffit, G. T., and Sutherland, A. J. (1983), "Transport of nonuniform sediment", *J. Hydr. Res.*, IAHR, **21**(1), 33-43.
202. Rajaratnam, N., and Nawachukwu, B. (1983), "Flow near groyne-like structures", *J. Hydr. Div.*, ASCE, **109**(HY3), 463-480.
203. Rastogi, A., and Rodi, W. (1978), "Prediction of heat and mass transfer in open channels", *J. Hydr. Div.*, ASCE, **104**(HY3), 397-420.
204. Ricchiuto, M., Abgrall, R., and Deconinck, H. (2007), "Application of conservative residual distribution schemes to the solution of the shallow water equations on unstructured meshes", *J. Comput. Phys.*, **222**, 287-331.
205. Raudkivi, A.J. and Ettema, R. (1977), "Effect of sediment gradation on clear water scour", *J. Hydr. Div.*, ASCE, **103**(10), 1209-1213.
206. Raudkivi, A.J. and Ettema, R. (1983), "Clear-water scour at cylindrical piers", *J. Hydr. Div.*, ASCE, **109**(3), 338-350.

207. Richardson, E.V., and Davis, S.R. (2001), "Evaluating scour at bridges", *Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18)*, 4rd ED., Rep. No. FHWA NHI 01-001, Federal Highway Administration, Washington, DC.
208. Roe, P. L. (1981), "Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes", *J. Comput. Phys.*, **43**, 357-372.
209. Roe, P. L. (1983), "Some contributions to the modeling of discontinuous flows", in *Proceedings of the SIAM/AMS Seminar*, San Diego.
210. Roe, P. L. (1986), "Upwind differenced schemes for hyperbolic conservation laws with source terms", *Proc. Conf. Hyperbolic Problems*, Edited by Carasso, Raviart, Serre, Springer, 41-51.
211. Rogers B.D., Borthwick A.G.L., and Taylor P.H. (2003), "Mathematical balancing of flux gradient and source terms prior to using Roe's approximate Riemann solver", *J. Comput. Phys.*, **192**(2), 422-451.
212. Rozovskii, I. L. (1961), "Flow of water in bends of open channels", *Acad. Sci. Ukrainian S.S.R.*, 1-233 [Translated from Russian, Israel Program for Science Translation].
213. Rubey, W. W. (1933), "Settling velocities of gravel, sand, and silt particles", *American Journal of Science*, **25**(148), 325-338.
214. Russell, T. F., and Celia, M. A. (2002), "An overview of research on Eulerian-Lagrangian localized adjoint methods (ELLAM)", *Advances in Water Resources*, **25**, 1215-1231.
215. Samaga, B. R., Ranga Raju, K. G., and Garde, R. J. (1986a), "Bed load transport of sediment mixture", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **112**(11), 1003-1018.
216. Samaga, B. R., Ranga Raju, K. G., and Garde, R. J. (1986b), "Suspended load transport of sediment mixture", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **112**(11), 1019-1038.

217. Schoklitsch, A. (1934), “Der Geschiebetrieb und die Geschiebefracht”, *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, **29**(4), 37-43.
218. Schoklitsch A. (1949), “Berechnung der Geschiebefracht”, *Wasser und Energiewirtschaft*, Nr. 1.
219. Schwanenberg¹, D., and Harms, M. (2004), “Discontinuous Galerkin finite-element method for transcritical two-dimensional shallow water flows”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **130**(5), 412-421.
220. Sekine, M., and Parker, G. (1992), “Bed-load transport on transverse slope. I”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **118**(4), 513-535.
221. Shen, H.W., Schneider, V.R., and Karaki, S.S. (1966), “Mechanism of local scour”, Engineering Research Center, Colorado State Univ. Fort Collins, Colorado.
222. Shen, H.W., Schneider, V.R., Karaki, S.S. (1969), “Local scour around bridge piers”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, **95**, 1919-1940.
223. Shettar, A. S., and Murthy, K. K. (1996), “A numerical study of division of flow in open channels”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **34**(5), 651-675.
224. Shields, A. (1936), “Anwendung der Ahnlichkeits-mechanik und der Turblenz-forschung auf die Geschiebebewegung”, *Mitteilungen der Pruessischen Versuchsanstalt fuer Wasserbau and Schiffsbau*, Heft, 26, Berlin, (in German).
225. Shimizu, Y., and Itakura, T. (1989), “Calculation of bed variation in alluvial channels”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **115**(3), 367–384.
226. Shu, C.-W., and Osher, S. (1989), “Efficient implementation of essentially non-oscillatory shock capturing schemes, II”, *J. Comput. Phys.*, **83**, 32-78.
227. Simons, D. B., Chen, Y. H., and Ponce, V. M. (1979), “Development of a two-dimensional water and sediment routing model and its application to study lower pool 4 in the upper Mississippi river system”, Engrg. Research Center, Colorado State Univ., Fort Collins, Colorado.

228. Sleigh, P. A., Gaskell, P. H., Berzins, M., and Wright, N. G. (1998), “An unstructured finite-volume algorithm for predicting flow in rivers and estuaries”, *Computers and Fluids*, **27**(4), 479-508.
229. Smagorinsky, J. (1963), “General circulation experiments with the primitive equations, I. the basic experiment”, *Mon. Weather Rev.*, **91**, 99-164.
230. Smart, G. M. (1984), “Sediment transport formula for steep channels”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **110**(3), 267-276.
231. Smith, J. D., and McLean, S. R. (1977), “Spatially averaged flow over a wavy bed”, *J. Geophys. Res.*, **82**, 1735-1746.
232. Smolarkeiwicz, P. K., and Grabowski, W. W. (1990), “The multidimensional positive definite advection transport algorithm: nonoscillatory option”, *J. Comput. Phys.*, **86**, 355-375.
233. Soares-Frazão S., Noel, B., Spinewine, B., and Zech, Y. (2003), “The isolated building test case : results from the IMPACT benchmark”, IMPACT EC project (Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty), Third project workshop, Louvain-la-Neuve, CD-ROM proceedings, 14 pages.
234. Soares-Frazão S., and Testa, G. (1999), “The Toce River test case: numerical results analysis”, Proceedings of the 3rd CADAM workshop, Milan.
235. Soares-Frazão S., and Zech, Y. (2002), “Dam-break in channels with 90° bend”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **128**(11), 956-968.
236. Soares-Frazão S., and Zech, Y. (2007), “Experimental study of dam-break flow against an isolated obstacle”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **45** Extra Issue, 27-36.
237. Soni J. P. (1981), “Laboratory study of aggradation in alluvial channels”, *Journal of Hydrology*, **49**, 87-106.
238. Spasojevic, M., and Holly, F.M. (1990a), “2-D bed evolution in natural watercourses – new simulation approach”, *J. Wtrwy., Port, Coast., and Oc. Engrg.*, ASCE, **116**(4), 425-443.

239. Spasojevic, M., and Holly, F.M. (1990b), “MOBED2 - Numerical Simulation of Two-Dimensional Mobile-Bed Processes”, *IIHR Report No. 344*, Iowa Institute of Hydraulic Research, The University of Iowa, Iowa City.
240. Steffler, P. M. (1984), “Turbulent flow in curved rectangular channel”, PhD Thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
241. Struiksmā, N., Olesen, K.W., Flokstra, C., and de Vriend, H. J. (1985), “Bed deformations in curved alluvial channels”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **23**(1), 57-79.
242. Sumer, B. M. (2007), “Mathematical modelling of scour: A review”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **45**(6), 723-735.
243. Suryanarayana, B. (1969), “Mechanics of degradation and aggradation in a laboratory flume”, PhD thesis, Colorado state Univ., Fort Collins, United States.
244. Sweby, P. K (1984), “High-resolution schemes using flux limiters for hyperbolic conservation-laws”, *SIAM J. Numer. Anal.*, **21**, 995-1011.
245. Takizawa, K., Yabe, T., and Nakamura, T. (2002), “Multi-dimensional semi-Lagrangian scheme that guarantees exact conservation”, *Computer Physics Communications*, **148**, 137-159.
246. Talmon, A.M., Van Mierlo, M.C.L.M., and Struiksmā, N. (1995), “Laboratory measurements of the direction of sediment transport on transverse alluvial-bed slopes”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **33**, 495-517.
247. Tetra Tech, Inc. (2001). EFDC1D, a one dimensional hydrodynamic and sediment transport model for river and stream networks, model theory and users guide, prepared for US Environmental Protection Agency, Office of Science and Technology, Washington, DC.
248. Thomas, W. A., and McAnally, W. H. Jr. (1985), “User’s manual for the generalized computer program system open-channel flow and sedimentation – TABS-2, main text”, Instruction Report HL-85-1, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, July, 30 Pages.

249. Thuc, T. (1991), *Two dimensional morphological computations near hydraulic structures*, Doctoral Dissertation, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
250. Tingsanchali, T., and Maheswaran, S. (1990), “2-D depth-average flow computation near groyne”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **116**(1), 71-86.
251. Toffaleti, F. B. (1969), “Definitive computations of sand discharge in river”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, **95**(HY1), 225-246.
252. Toro E. F. (2001), *Shock-capturing methods for free-surface shallow flows*, John Wiley & Sons Inc., New York.
253. Ubbink, O., and Issa, R.I. (1999), “A Method for capturing sharp fluid interfaces on arbitrary meshes”, *J. Comput. Phys.*, **153**, 26-50.
254. U.S. Army Corps of Engineers (1993), “HEC-6: scour and deposition in rivers and reservoirs, user’s manual”, Hydrological Engineering Center, CPD-6.
255. Usseglio-Polatera, J.M., and Cunge, J.A. (1985), “Modeling of pollutant and suspended-sediment transport with argos modeling system”, International Conference on Numerical and Hydraulic Modeling of Ports and Harbors, Birmingham, 23-25 April.
256. van Albada, G. D., van Leer, B., and Roberts, W. W. (1982), “A comparative study of computational methods in cosmic gasdynamics”, *Astronomy and Astrophysics*, **108**, 76-84.
257. Van Bendegom, L. (1947) “Some considerations on river morphology and river improvement”, (in Dutch; English translation: National Research Council Canada, Technical Translation 1054, 1963). *De Ingenieur* **59**(4), B1–B11.
258. van Leer, B. (1973), “Towards the ultimate conservative difference scheme I. The quest for monotonicity”, *Lecture Notes in Physics*, **18**, 163-168.
259. van Leer, B. (1974), “Towards the ultimate conservative difference scheme II. Monotonicity and conservation combined in a second order scheme”, *J. Comput. Phys.*, **14**, 361-370.

260. van Leer, B. (1977), "Towards the ultimate conservative difference scheme III. Upstream-centered finite difference schemes for ideal compressible flow", *J. Comput. Phys.*, **23**, 263-275.
261. van Leer, B. (1977), "Towards the ultimate conservative difference scheme IV. a new approach to numerical convection", *J. Comput. Phys.*, **23**, 276-299.
262. van Leer, B. (1979), "Towards the ultimate conservative difference scheme. V: a second order sequel to Godunov's method. ", *J. Comput. Phys.*, **32**, 101-136.
263. van Rijn, L. C. (1984a), "Sediment transport, part I: bed load transport", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **110**(10), 1431-1453.
264. van Rijn, L. C. (1984b), "Sediment transport, part II: suspended load transport", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **110**(11), 1613-1641.
265. van Rijn, L. C. (1984c), "Sediment transport, part III: bed form and alluvial roughness", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **110**(12), 1733-1754.
266. van Rijn, L. C. (1986), "Mathematical modeling of suspended sediment in nonuniform flow", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **112**(6), 433-455.
267. van Rijn, L. C. (1987), "Mathematical modeling of morphological processes in the case of suspended sediment transport", *Delft Hydr. Communication No.* 382.
268. van Rijn, L. C. (1993), *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*, Aqua Publications, The Netherlands.
269. van Rijn, L. C. (2007a), "Unified view of sediment transport by currents and waves. I: Initiation of motion, bed roughness, and bed-load transport", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **133**(6), 649-667.
270. van Rijn, L. C. (2007b), "Unified view of sediment transport by currents and waves. II: Suspended transport", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **133**(6), 668-689.

271. van Rijn, L. C. (2007c), “Unified view of sediment transport by currents and waves. III: Graded beds”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **133**(7), 761-775.
272. van Rijn, L. C. (2007d), “Unified view of sediment transport by currents and waves. IV: Application of morphodynamic model”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **133**(7), 776-793.
273. van't Hof, B., and Vollebregt, E. A. H. (2005), “Modelling of wetting and drying of shallow water using artificial porosity”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **48**(11), 1199-1217.
274. Vasquez, J. A., Steffler, P. M., and Millar, R. G. (2008), “Modeling bed changes in meandering rivers using triangular finite elements”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **134**(9), 1348-1352.
275. Vazquez-Cendon, M. E. (1999), “Improved treatment of source terms in upwind schemes for the shallow water equations in channels with irregular geometry”, *J. Comput. Phys.*, **148**, 497-526.
276. Venard, J. K. (1954), “Elementary Fluid Mechanics”, John Wiley and Sons, New York, 312-325.
277. Venkatakrishnan, V. (1995), “Convergence to steady state solutions of the Euler equations on unstructured grids with limiters”, *J. Comput. Phys.*, **118**, 120-130.
278. Vilsmeier, R., and Hänel, D. (1995), “Adaptive solutions for unsteady laminar flows on unstructured grids”, *Int. J. Num. Methods Fluids*, **22**, 85-101.
279. Vukovic, S., and Sopta, L. (2002), “ENO and WENO schemes with the exact conservation property for one-dimensional shallow water equations”, *J. Comput. Phys.*, **179**, 593-621.
280. Vukovic, S., and Sopta, L. (2003), “Upwind schemes with exact conservation property for one-dimensional open channel flow equations”, *SIAM J. Scient. Compt.*, **24**(5), 1630-1649.

281. Wang, J., and Warnecke, G. (1993), "On entropy consistency of large time step schemes II. Approximate Riemann solver", *SIAM J. Numer. Anal.*, **30**(5), 1252-1267.
282. Wang, Y., and Hutter. K. (2001), "Comparisons of several numerical methods with respect to convectively-dominated problems", *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **37**(6), 721-745.
283. White, W. R., and Day, T. J. (1982), "Transport of graded gravel bed material", in *Gravel Bed Rivers*, R. D. Hey, J. C. Bathurst, and C. R. Thorne (eds.), John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom, 181-223.
284. Wilcock, P. R., and Crowe, J. C. (2003), "A surface-based transport model for sand and gravel", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **129**(2), 120-128.
285. Wong, M., and Parker, G. (2006), "Reanalysis and correction of bed load relation of Meyer-Peter and Muller using their own database," *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **132**(11), 1159-1168.
286. Wu, B., Molinas, A., and Julien, P. Y. (2004), "Bed-material load computations for nonuniform sediments", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **130**(10), 1002-1012.
287. Wu, J. (1982), "Wind stress coefficients over sea surface from sea breeze to hurricane", *J. Geophys. Res.*, **87**, 9704-9706.
288. Wu, W. (2001), "CCHE2D sediment transport model (Version 2.1) ", *Tech. Rep. No. NCCHE-TR-2001-3*, National Center for Computational Hydroscience and Engineering, Univ. of Mississippi, Ole Miss, Oxford, Miss.
289. Wu, W., Rodi, W., and Wenka, T. (2000), "3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **126**(1), 4-15.
290. Wu, W. and Vieira, D.A. (2002) "One-dimensional channel network model CCHE1D version 3.0 – technical manual," Technical Report No. NCCHE-TR-2002-1, National Center for Computational Hydroscience and Engineering, The University of Mississippi.

291. Wu, W., and Wang, Sam. S. Y. (1999), “Movable bed roughness in alluvial rivers”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **125**(12), 1309-1312.
292. Wu, W., and Wang, Sam. S. Y. (2006), “Formulas for sediment porosity and settling velocity”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **132**(8), 858-862.
293. Wu, W., Wang, Sam S. Y., and Jia, Y. (2000), “Nonuniform sediment transport in alluvial rivers”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **38**(6), 427-434.
294. Wu, W. (2004), “Depth-averaged two-dimensional numerical modeling of unsteady flow and nonuniform sediment transport in open channels”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **130**(10), 1013-1024.
295. Wu, Y., and Falconer, R. A. (1998), “Refined two-dimensional ULTIMATE QUICKEST scheme for conservative solute transport modelling”, *Proc. 3rd Int. Conf. on Hydro-Science & Engng.*, Cottbus Germany University of Mississippi (Invited Paper), 1-13.
296. Xing, Y., and Shu, C. (2006), “High order well-balanced finite volume WENO schemes and discontinuous Galerkin methods for a class of hyperbolic systems with source terms”, *J. Comp. Phys.*, **214**, 567–598.
297. Yalin, M. S. (1972), *Mechanics of Sediment Transport*, Pergamon Press.
298. Yang, C. T. (1973), “Incipient motion and sediment transport”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, **99**(HY10), 1679-1704.
299. Yang, C. T. (1984), “Unit stream power equation for gravel”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **110**(12), 1783-1797.
300. Yang, J. Y., Lombard, C. K., and Bershader, D. (1983), “A characteristic flux difference splitting for the hyperbolic conservation laws of inviscid gasdynamics”, AIAA Aerospace Sciences Meeting, 21st, Reno, NV.
301. Yang, J. Y., Hsu, C. A., and Chang, S. H. (1993), “Computation of free surface flows’ Part I. One-dimensional dam-break flow”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **31**(1), 19-34.

302. Yang, J. Y., and Hsu, C. A. (1993), "Computation of free surface flows , Part II. Two-dimensional unsteady bore diffraction", *J. Hydr. Res.*, IAHR, **31**(3), 403-414.
303. Yang, J. Y., and Hsu, C. A. (1996), "Computation of free surface flows , Part III. Steady supercritical flow using a generalized Lagrangian method", *J. Hydr. Res.*, IAHR, **34**(1), 77-98.
304. Ye, J., and McCorquodale, J. A. (1997), "Depth-averaged hydrodynamic model in curvilinear collocated grid", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **123**(5), 380-388.
305. Yee, H. C., and Harten, A. (1987), "Implicit TVD schemes for hyperbolic conservation laws in curvilinear coordinates", *AIAA Journal*, **25**(2), 266-274.
306. Yee, H. C. (1989), "A class of high-resolution explicit and implicit shock capturing methods", *NASA TM-101088*.
307. Yeh, K. C., and Kennedy, J. K. (1993), "Moment model of non-uniform channel bend flow. II. fixed beds", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **119**(7), 776-795.
308. Yen, C. L., Chang, S. Y., and Lee, H. Y. (1992), "Aggradation-degradation process in alluvial channels", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **118**(12), 1651-1669.
309. Yen, C. L., and Lee, K. T. (1995), "Bed topography and sediment sorting in channel bend with unsteady flow", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **121**(8), 591-599.
310. Yoon, S., and Jameson, A. (1987), "An LUSSOR scheme for the Euler and Navier-Stokes equations", *AIAA paper 87-0600*.
311. Yoon, T. H., and Kang, S. K. (2004), "Finite volume model for two-dimensional shallow water flows on unstructured grids", *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **130**(7), 678-688.

312. Younus, M., and Chaudhry, M. H. (1994), “A depth-averaged $\hat{k}-\hat{\epsilon}$ turbulence model for the computation of free-surface flow”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **32**(3), 415-444.
313. Zarrati, A. R., Tamai, N., and Jin, Y. C. (2005), “Mathematical modeling of meandering channels with a generalized depth-averaged model”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **131**(6), 467-475.
314. Zhang, R. J., and Xie, J. H. (1993), *Sedimentation Research in China, Systematic Selections*, China Water and Power Press, Beijing.
315. Zhao, D. H., Shen, H. W., Tabious III, G. Q., Lai, J. S., and Tan, W. Y. (1994), “Finite-volume two-dimensional unsteady-flow model for river basins”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **120**(7), 863-883.
316. Zhao, D. H., Shen, H. W., Lai, J. S., and Tabious III, G. Q. (1996), “Approximate Riemann solver in FVM for hydraulic shock wave modelling”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **122**(12), 692-702.
317. Zhou, J. G., Causon, D. M., Mingham, C. G., and Ingram, D. M. (2001), “The surface gradient method for the treatment of source terms in the shallow water equations”, *J. Comput. Phys.*, **168**, 1-25.
318. Zhou, J. G., Causon, D. M., Ingram, D. M., and Mingham C. G. (2002), “Numerical solutions of the shallow water equations with discontinuous bed topography”, *Int. J. for Numer. Methods in Fluids*, **38**(8), 769-788.
319. Zimmermann, C., and Kennedy, J.F. (1978), “Transverse bed slopes in curved alluvial streams”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, **104**(HY1), 33-48.
320. Zolezzi, G., and Seminara, G. (2001), “Downstream and upstream influence in river meandering. Part 1. General theory and application to overdeepening”, *J. Fluid Mech.*, **438**, 183-211.
321. Zoppou, C., and Roberts, S. (1999), “Catastrophic collapse of water-supply reservoirs in urban areas”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **125**(7), 686-695.
322. Zoppou, C., and Knight, J. H. (1997) “Analytic solution of the spatially varying coefficient advection-diffusion equation in one-

two- and three- dimensions”, Mathematics Research Report No. MRR 056-97, Mathematical Sciences Institute, The Australian National University.

323. Zreik, D. A., Krishnappan, B. G., Germaine, J. T., Madsen, O. S., and Ladd, C. C. (1998), “Erosional and mechanical strengths of deposited cohesive sediments”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **124**(11), 1076-1085.

324. Zyserman, J. A., and Fredsoe, J. (1994), “Data analysis of bed concentration of suspended sediment”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, **120**(9), 1021-1042.

325. 許長安 (1997), 「短週期波及長波之數值模式發展」, 中興工程顧問社專案研究報告 SEC/R-HY-97-07。

326. 許長安、施明信 (2002), 「二維明渠流水理分析模式視窗軟體 SEC-HY21 (一)」, 中興工程顧問社專案研究報告 SEC/R-HY-02-01。

327. 許長安 (2004), 「二維明渠流水理分析模式視窗軟體 SEC-HY21 (二)」, 中興工程顧問社專案研究報告 SEC/R-HY-04-05。

328. 許長安 (2007), 「二維污染質傳輸、輸砂及颱風暴潮模式發展」, 中興工程顧問社專案研究報告 SEC/R-HY-07-01。

329. 許長安 (2008), 「二維通用水理模式發展(二): 風浪、暴潮及輸砂模組」, 中興工程顧問社/中興工程顧問公司合資研究案期中報告。

330. 李鴻源、楊錦釗、葉克家、楊志達、謝慧民 (1996), 「辯狀河系沖淤模式之發展」, 中興工程顧問社專案研究報告 SEC/R-HY-96-07。

331. 蔡長泰、沈學文、王文江 (1993), 「台灣河川沉滓輸運之分析(三)」, 水資會委辦之研究報告。

332. 蔡長泰、蔡智恆 (2001), 「洪水河床演變之模擬」, 第十二屆水利工程研討會, D209-D216。

- 333.葉克家、楊錦釗 (1997),「攔河堰上下游河床變動之研究」,財團法人中興工程顧問社,研究計畫報告 R-HY-97-05。
- 334.葉克家、趙勝裕 (2002),「水平二維動床模式之研發與應用(一)」,財團法人中興工程顧問社,研究計畫報告 R-HY-02-05。
- 335.謝德勇 (2003),「二維水理、污染傳輸及沉滓運移模式之研發與應用」,國立交通大學土木工程研究所博士論文。
- 336.趙明登、李義天 (2002),「二維泥沙數學模型及工程應用問題探討」,泥沙研究,第 1 期。
- 337.孫志林 (2000),「非均勻沙床面平衡濃度」,水利學報,第 10 期。
- 338.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)」,行政院國家科學委員會防災科技研究報告 78-64 號
- 339.交通部(2001),公路排水設計規範。
- 340.交通部公路總局(2005),河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究,第二冊。
- 341.交通部公路總局(2005),河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究,第三冊。
- 342.交通部公路總局 (2009),公路橋梁設計規範。
- 343.交通部公路總局(2007),橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究。
- 344.交通部公路總局(2004),橋梁系統安全監測及預警系統之建立研究計畫。
- 345.交通部公路總局(2004),跨河橋梁訂定封橋水位。
- 346.經濟部水利署水利規劃試驗所(2005),橋梁上下游段適度疏浚對橋梁墩基礎沖刷影響研究總報告。

347. 林呈(2001)，橋基跌水或水躍沖刷防治設計指引，水利工程研討會。
348. 中興工程顧問股份有限公司(2008)，水工結構物位於軟弱岩層沖刷機制探討，經濟部水利署水利規劃試驗所委託計畫。
349. 連和政(1999)，「二維水深平均模式應用於彎道水流與泥沙運移模擬之研究」，國立交通大學土木工程研究所博士論文。
350. 許至璉 (2002)，「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」，國立交通大學土木工程研究所博士論文。
351. 張益家(2004)，「二維彎道動床模式之發展研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
352. 蔡德正(2009)，「橋墩動床沖刷之現地實驗與探討」，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
353. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2011)，大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(4-4)

附錄一

SWFS2DUG 數值模式之 I/O 說明

SWFS2DUG 數值模式之 I/O 說明

SWFS2DUG 為水深平均之二維水理及輸砂數值模式，本模式可處理變量流、跨臨界流、乾溼床交替、非均勻河床質輸砂、彎道二次流與內部(不透水)邊界等。此外，配合非結構性網格處理不規則河道、阻水構造物與地形之優勢，本模式可有效模擬實際水利工程遭遇之各種流況。本手冊介紹執行定床水理模式(SWFS2DUG, V1.07)及輸砂與動床模式(SWFS2DUG_ST, V1.06)所需之輸出入檔案及其格式。惟需說明的是，SWFS2DUG 為中興工程集團多年來之研發成果，此次因執行交通部運輸研究所「橋墩沖刷計算模式之建立研究」計畫，特別客製化此 SWFS2DUG 特殊版以因應本計畫所需，故部份與本計畫無關之功能並未開放。

1 定床水理模式

執行非結構性網格定床水理模式 SWFS2DUG 可能需準備之輸入檔案如表 1 檔案說明。

表1 水理模式輸入檔案說明

檔案名稱	內容說明	需要性
Fort_UG.11 (IGDFMT<2) or Fort_UG.11b (IGDFMT=2)	儲存計算網格點之平面座標(x, y)、底床高程(z_b)、網格元素與節點從屬關係及網格元素所屬之磨阻係數定義編號(FCT)。此檔案之儲存格式可為 Fortran 語言中之 unFormatted 檔(IGDFMT=0) 或 Formatted 檔(IGDFMT=1) 或 C 語言中之 binary 檔(IGDFMT=2)。	必備
Fort_UG.12	主要之模式輸入檔，內含資料包括模式物理與數值控制參數、網格格點數設定、磨阻係數定義、起始條件設定、邊界條件設定、源匯項設定、監測點設定等等。此檔案之儲存格式為文字檔。	必備
Fort_UG.12D	記錄模擬土石流所需之資料，包括降伏應	IDEBRIS = 1 時

	力與黏滯係數對泥砂體積濃度之相關經驗參數等。	
HotRun_UG .INP	記錄選擇以熱啟動執行模式時所需之初始資料檔之來源與欲開始之時間。此檔案之儲存格式為文字檔。 目前可做為熱啟動之資料檔有 Fort_UG.13, Fort_UG.14, Fort_UG.17 及 ReRun.rst，其中 ReRun.rst 可指定熱啟動之時間，其餘皆是接續先前儲存該檔案時之時間執行。	IRSTRT > 0 時
HotRunBC_UG .INP	選擇熱啟動執行模式時，有些特殊流況除了需熱啟動之流場初始資料外，尚需當時之邊界條件相關訊息，此檔即記錄熱啟動可能需要之額外邊界條件資料。 註： 目前僅用於記錄潰壩、潰堰或潰堤模擬過程之潰口深度及地下蓄水結構物之瞬時容積等時變性資料，而這些資料皆是之前模擬時所儲存下來的，使用者無須自行建立。	IRSTRT = 1 且 IUNSTDY = 1 且 要求要模擬潰壩、潰堰、潰堤或地下蓄水結構物時
Fort_UG.13	模式選擇以熱啟動執行時之初始資料檔。此檔案之儲存格式為 Fortran 語言中之 unFormatted 檔。須由 HotRun_UG.INP 檔中指定此檔為熱啟動資料來源。此檔可由輸出檔 Fort_UG.14 或 Fort_UG.17 複製或改名而得，使用者無須自行建立。	IRSTRT > 0 時
ReRun.rst	模式選擇以熱啟動執行時之初始資料檔。此檔案之儲存格式為 C 語言中之 binary 檔。須由 HotRun_UG.INP 檔中指定此檔為熱啟動資料來源。此檔為程式自動產生，使用者無須自行建立。	IRSTRT > 0 時
ILOSS_UG.rst	記錄截流量之瞬時資料，熱啟動執行時會	IRSTRT = 1 且

	去讀取此檔以獲得網格上目前之截流量。此檔為程式前次執行時自動產生，使用者無須自行建立。	IUNSTDY = 1 且有降雨源項並設定有截流量時
INFIL_UG.rst	記錄入滲量之瞬時資料，熱啟動執行時會去讀取此檔以獲得網格上目前之入滲量。此檔為程式前次執行時自動產生，使用者無須自行建立。	IRSTRT = 1 且 IUNSTDY = 1 且 INFILTRT = 1 時
QTBC.BCF	記錄邊界流量(Q)與時間(t)之關係。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=2 之邊界條件時
ZTBC.BCF	記錄邊界水位(z_s)或水深(h)與時間(t)之關係。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=3 之邊界條件時
QHBC.BCF	記錄邊界流量(Q)與水深(h)或水位(z_s)之關係。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=4 之邊界條件時
DAMBC.BCF	記錄蓄水庫上游入流歷線、水位庫容關係及壩體出流量（包括潰壩）計算等之資料。此檔案可用於上游水庫及內邊界水庫非瞬間潰壩之模擬。此檔案格式為文字檔。	存在 BCTYPE=5 且 BCCODE=1 或存在 BCTYPE=11 且 BCCODE=7 之邊界條件時
StorageBC.BCF	記錄地下蓄水結構物之相關設定，包括蓄水容量、出入口及其擋水閘板設定等。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=5 且 BCCODE=2 之邊界條件時
WeirBC.BCF	可考慮堰之潰決。欲考慮此功能需輸入堰處之水位對潰口深度之關係表。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=11 且 BCCODE=1 之邊界條件時
GTBC.BCF	記錄閘門開度與時間(t)之關係。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=11 且 BCCODE=3 之邊界條件時
PumpBC.BCF	記錄抽水站之相關操作曲線。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=11 且 BCCODE=4 之

		邊界條件時
LeveeBC.BCF	可考慮堤防之潰決。欲考慮此功能需輸入堤防處之水位對潰口深度之關係表。此檔案之儲存格式為文字檔。	存在 BCTYPE=11 且 BCCODE=5 之邊界條件時
QSOS.BCF	單位面積外加源/匯流量之時間歷線。此檔案之儲存格式為文字檔。	ISOSRGN > 0 時
Windfield.wnd	記錄風速與大氣壓力場之時間歷線。此檔案之儲存格式為文字檔。	IUNSTDY = 1 且 IWIND = 2-3 時
Typhoon.wnd	記錄颱風中心位置、颱風中心氣壓、颱風影響範圍外之氣壓及最大風速處之半徑等描述颱風風場資料之時間歷線。此檔案之儲存格式為文字檔。	IUNSTDY = 1 且 IWIND = 4 時
Infiltrate_UG .INP	記錄在計算網格上選用之入滲公式、入滲參數、初始入滲量與不可滲透面積比等資料。此檔案之儲存格式為文字檔。	IUNSTDY = 1 且 INFILTRT = 1 時
BedMotion .INP	記錄時變性底床變動問題之型態與相關之設定參數。此功能可用來模擬滑坡湧浪以及混凝土重力壩非瞬間潰決等。	IUNSTDY = 1 且 IBEDMOVE > 0 (與輸砂無關)
Tsunami.INP	記錄海嘯產生機制參數設定相關資料,可包括地震引致之海嘯及撞擊物(如炸彈或隕石)落水引致之海嘯。	IUNSTDY = 1 且 ITSUNAMI > 0 時
WaveRS.INP	記錄波浪輻射應力場相關資料。	IUNSTDY = 1 且 IWAVERS > 0 時
BridgeScour.INP	紀錄估算橋墩局部沖刷深度所需之相關資料。	流場存在橋墩且輸入夾含此檔時
InitialWSE.INP	特殊初始水位(如孤立波)設定檔	輸入夾含此檔時

執行非結構性網格定床水理模式 SWFS2DUG 產生之輸出檔案如下。

表2 水理模式輸出檔案說明

檔案名稱	內容說明
FORT_UG.14	模式執行結束時，儲存所有計算格點上之流場相關資料。此檔案之儲存格式為 Fortran 語言中之 unFormatted 檔。
FORT_UG.16	主要輸出內容包括 FORT_UG.12 之 echo 與檢查、模擬過程收斂訊息等。此檔案之儲存格式為文字檔。
FORT_UG.17	此檔案之內容與格式皆完全相同於 FORT_UG.14，差別在於輸出時機。模式在執行過程中，使用者可選擇執行多少步(以 NSAVE 控制)輸出此檔案一次，此檔可做為結果檢查或下次熱啟動時之初始資料檔。 此檔案之儲存格式為 Fortran 語言中之 unFormatted 檔。
FORT_UG.18	紊流黏滯係數或 $k-\varepsilon$ 模式計算時相關訊息之輸出檔，主要做為檢查或除錯用途。此檔案之格式為文字檔。
SOLUTION_UG .HYB	模擬結果繪圖用之輸出檔，輸出時機同 FORT_UG.14 及 FORT_UG.17，輸出變數通常包括 $(x, y, z_b, u, v, h, z_s)$ 。
VIEWPT01.DAT : VIEWPT0n.DAT	輸出觀測點(monitored points)之 $(z_s, u, v, h, Fr, Speed)$ 時間歷線，以繪圖軟體 TECPLOT 之格式輸出，此檔只在非定常流(unsteady flow)模擬時才會輸出。此檔為文字檔。
Profile01.DAT : Profile0n.DAT	輸出觀測剖面(monitored profile)某些流場變數之時間歷線，以繪圖軟體 TECPLOT 之格式輸出，此檔只在非定常流(unsteady flow)模擬時才會輸出。此檔為文字檔。
WaterAreaAnd Volume.dat	此檔只在非定常流模擬時才會輸出，輸出資料為濕床總面積與總水體積之時間歷線。此檔為文字檔。
FIELD_UG .HYB	此檔只在非定常流模擬時才會輸出，輸出資料內容同 SOLUTION_UG.HYB，但是會依使用者之需求在指定之時間點(以 DTSAVE 控制)連續輸出，其內容可用來繪製流場動畫。此輸出檔之格式為 C 語言中之 binary 檔。

SlnMax_UG .HYB	此檔只在非定常流模擬時才會輸出，輸出資料內容同 SOLUTION_UG.HYB，但記錄的是在整個模擬過程中各流場變數(h, u, v)曾出現過之最大值。此輸出檔之格式為 C 語言中之 binary 檔。
BridgeScour .dat	輸出橋墩局部沖刷深度（如果有輸入 BridgeScour.INP），此檔為文字檔。

以上表格中，控制參數 IGDFMT, IRSTRT, BCTYPE, BCCODE, ISOSRGN, INFILTRT, IDEBRIS, IWIND, IBEDMOVE, ITSUNAMI, IWAVERS, NSAVE, IUNSTDY, DTSAVE 等為使用者所輸入(定義於 FORT_UG.12)，其含意與用法請參見本手冊後續之說明。

1.1 水理模式輸入檔案說明

本節介紹表 1 中各輸入檔案之變數說明與輸入格式，因水理程式是以 Fortran 語言所寫，故若有助說明亦會直接列出實際程式之讀檔部分之程式碼。其中熱啟動之初始流場設定檔 FORT_UG.13 一般皆是由前次模擬之輸出檔 FORT_UG.14 或 FORT_UG.17 複製或改名而來，因此其格式請參考輸出檔 FORT_UG.14。

1.1.1 格點檔 FORT_UG.11

SWFS2DUG 模式使用單區塊非結構性（三角或四角）網格系統，使用者可利用 SEC-HY21 軟體之網格建立模組或其他方式來建立適當之計算網格，然無論如何 FORT_UG.11 之檔案內容需能以如下之 Fortran 程式碼正確讀取：

```

IF( IGDFMT == 0 ) THEN      ! unformatted
  READ(LGRID) TotalNodes, TotalCells
  DO I = 1, TotalNodes
    READ(LGRID) Nodes(I)%X, Nodes(I)%Y, Nodes(I)%Z, &
              Nodes(I)%Mark
  END DO

  DO I = 1, TotalCells
    READ(LGRID) Cells(I)%NodesID(1), Cells(I)%NodesID(2), &
              Cells(I)%NodesID(3), Cells(I)%NodesID(4), &

```

```

        Cells(I)%FCT
    END DO
ELSE IF( IGDFMT == 1 ) THEN ! Formatted
    READ(LGRID,*) TotalNodes, TotalCells
    DO I = 1, TotalNodes
        READ(LGRID,*) Nodes(I)%X, Nodes(I)%Y, Nodes(I)%Z, &
            Nodes(I)%Mark
    END DO
    DO I = 1, TotalCells
        READ(LGRID,*) Cells(I)%NodeID(1),Cells(I)%NodeID(2),&
            Cells(I)%NodeID(3),Cells(I)%NodeID(4),&
            Cells(I)%FCT
    END DO
ELSE ! C binary
    ! Call C Functions to Read Binary Data File Created by
    ! SEC-HY21
END IF

```

其中，TotalNodes 及 TotalCells 分別為網格點與網格元素之總數，程式會判斷此處讀入之 TotalNodes 及 TotalCells 與 FORT_UG.12 檔中之輸入值 NNODES 及 NCELLS 是否一致。每一網格點依序需輸入其 X 座標、Y 座標、底床高程 Z 座標及 Mark 值，此 Mark 值可用來記錄此網格點為邊界點 (>0) 或內部點 (=0)，但目前程式暫無利用此參數。而需注意的是無論是三角或四角網格，每一個網格元素皆需輸入四個頂點編號，若為三角網格則第四個頂點編號需輸入一負整數，每一個網格元素也需設定其所屬之磨阻係數定義編號 FCT。而有關 FCT 之說明請參見 FORT_UG.12 檔相關內容之說明。另外當 IGDFMT=2 時，表示格點檔為 C 語言之二進位格式（由 SEC-HY21 軟體建立），其讀檔方式是呼叫 C 語言之副程式完成，故未列於以上程式碼中。

1.1.2 控制檔 FORT_UG.12

FORT_UG.12 為 SWFS2DUG 模式主要之輸入檔，輸入資料包括：模式功能（如是否要模擬輸砂、污染質傳輸等）設定、數值方法選項設定、執行控制參數設定、計算域網格點與網格元素之總數設定、初始條件設定、各種邊界條件設定、磨阻係數定義、源匯項設定、監測點設定及螢幕或檔案輸出控制等，本軟體提供圖形介面來幫助使用者建立此檔。另因此檔案為文字格式，故亦可以（雖然不建議）以任何文書編輯軟體來建立及修改，其格式設

計相當簡單，以下先列出對應之讀檔 Fortran 程式碼（Version 1.06），再一一解釋相關變數於後。

```
CHARACTER(LEN=120):: TEXT  
1 FORMAT(A)
```

! Record #0a

```
! Read Model Name & Version  
READ(LHDIN,*) ModelName,VERSION
```

! Record #0b

```
! Read Comment Lines Beginning with '!'  
DO  
  READ(LHDIN,1) TEXT  
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN  
    BACKSPACE(LHDIN)  
    EXIT  
  END IF  
END DO
```

! Record #1a

```
READ(LHDIN,1) TEXT  
READ(LHDIN,*) IRSTRT, IUNSTDY, IVIS, ITURB, IWIND, ICORIO, &  
  IPOLLUTE, ISEDIMENT
```

! Record #1b

```
READ(LHDIN,1) TEXT  
READ(LHDIN,*) IDEBRIS, INFILTRT, IWAVERS, ITSUNAMI, IBEDMOVE, &  
  IHELICAL
```

! Record #2

```
READ(LHDIN,1) TEXT  
READ(LHDIN,*) GCONST, DENW, VISW, CKARMAN, LATITUDE0, &  
  PAMBIENT, C_SLIP
```

! Record #3

```
READ(LHDIN,1) TEXT  
READ(LHDIN,*) IVFLUX, ITUBGN, IEDDY, CEDDY, CEDDY0, TMULMT
```

! Record #4

```
READ(LHDIN,1) TEXT  
READ(LHDIN,*) NICADD, ISOSRGN, IVIEW, IPROFILE, IGDFMT, &  
  IPLOT, ICENTER, ISOLFMT, IMISCOUT
```

! Record #5

```
READ(LHDIN,1) TEXT  
READ(LHDIN,*) HDRY, HDRYP, HDRYS, VELMAX, ZLAND
```

! Record #6

```
READ(LHDIN,1) TEXT
READ(LHDIN,*) NSTEPS,NZERO,NGRAD,NNORM,NSAVE,NVIEW,NPRINT
```

! Record #7

```
READ(LHDIN,1) TEXT
READ(LHDIN,*) CFL,DTFIX,TSTOP,DTSAVE,H_EPS,U_EPS,Q_ERR
```

! Record #8

```
READ(LHDIN,1) TEXT
READ(LHDIN,*) DENA,WCD1,WCD2,WCDmin,WCDmax, WSPD, WDIR, &
      WTSOFT, WTZERO, WVREL
```

! Record #9

```
READ(LHDIN,1) TEXT
READ(LHDIN,*) METHL, METHR, ISCH, IMOD, EPSI, CAPA, THETA
```

! Record #10

```
READ(LHDIN,1) TEXT
READ(LHDIN,*) METHRKE, ISCHKE, IMODKE, EPSIKE
```

! Record #11

```
READ(LHDIN,1) TEXT
READ(LHDIN,*) PRK, PRD, CMU, C1KE, C2KE
```

! Record #12

```
READ(LHDIN,1) TEXT
DO I = 1,NBLK
  IF( IVIS > 0 .AND. ITURB >= 5 ) THEN
    READ(LHDIN,*) NNODES,NCELLS,SBGN,UBGN,VBGN, &
      KBGN,EBGN
  ELSE
    READ(LHDIN,*) NNODES,NCELLS,SBGN,UBGN,VBGN
  END IF
END DO
```

! Record #13, optional

```
IF( IVIEW > 0 ) THEN
  READ(LHDIN,1) TEXT
  DO I = 1,IVIEW
    READ(LHDIN,*) VIEW_NAME, VIEW_OPTION, VIEW_X, VIEW_Y
  END DO
END IF
```

! Record #14

```
READ(LHDIN,1) TEXT
```

```

DO
  READ(LHDIN,*) BSID,BSEQ,BSH1,BSH2,BSN1,BSN2,BSKS, &
    BSIL,BSBR,NOTE
  IF( BSID < 0 ) EXIT
END DO

! Record #15, optional
IF( ISOSRGN > 0 ) THEN
  READ (LHDIN,1) TEXT
  DO I = 1,ISOSRGN
    READ(LHDIN,*) SOS_NCELL, FullCell, Ufactor, Vfactor, &
      QTCurveID, PTCurveID, STCurveID, NOTE
    IF( NOTE(1:4) == "RAIN" ) INTERCEPTION = .TRUE.
    IF( FullCell == 1 .AND. SOS_NCELL = NCELLS ) THEN
      ! Nothing needed
    ELSE IF( FullCell == 0 ) THEN
      ! Reading cellIDs and associated area fractions
      READ(LHDIN,*) (CELLS(J), FRACTION(J), J=1,SOS_NCELL)
    ELSE
      READ(LHDIN,*) (CELLS (J), J=1,SOS_NCELL)
    END IF
  END DO
END IF

! Record #16
READ(LHDIN,1) TEXT
DO
  READ(LHDIN,*) BCNAME, BCTYPE, BCCODE, BCCODE2, BCCODE3, &
    NBCEDGE
  IF( BCTYPE == 99 .OR. TEXT(1:4) == 'QUIT' ) EXIT
  IF( TEXT(1:5) == 'BCEND' ) EXIT

  READ (LHDIN,*) BCNODES(1:NBCEDGE+1)

  SELECT CASE (BCTYPE)
  CASE (1)
    READ(LHDIN,*) SFAR, UFAR, VFAR
  CASE (7)
    READ(LHDIN,*) SFIX, UFIX, VFIX
  CASE (10)
    ! Multiblock not supported for unstructured mesh
  CASE (11)
    SELECT CASE (BCCODE)
    CASE (1)    ! Weir
      READ(LHDIN,*) Weir_CQ, Weir_E, Weir_W, EH_Design, OgeeSlope,
        WBCurveID
    CASE (2)    ! Culvert

```

```

        READ(LHDIN,*) CVT_L, CVT_D, CVT_W, CVT_EI, CVT_EO,
            CVT_M, CVT_CQ, OTW_W, OTW_E, OTW_CQ
CASE (3)      ! Gate
    READ(LHDIN,*) G_SE, G_W, G_OE, G_CF, G_CG, G_CO, G_OPT
    READ(LHDIN,*) G_OCTRL, G_QXL, G_QYL, G_QXR, G_QYR
CASE (4)      ! Pump
    ! no any other parameters needed here
CASE (5)      ! Levee
    READ(LHDIN,*) Levee_CQ, Levee_E1, Levee_E2, &
        DUMMY, DUMMY, DUMMY
CASE (6)      ! Drop inlet spillway
    READ(LHDIN,*) Drop_WCQ, Drop_WE, Drop_WL, &
        Drop_OCQ, Drop_OA, Drop_CCQ, Drop_CA
CASE (7)      ! Instream Reservoir + Dam-Breaking Boundary
    ! no any other parameters needed here
END SELECT
END SELECT
END DO

! Record #17, optional
IF( NICADD > 0 ) THEN
    READ(LHDIN,1) TEXT
    DO I = 1, NICADD
        IF( IVIS > 0 .AND. ITURB >= 5 ) THEN
            READ(LHDIN,*) IC_BGNND, IC_ENDND, IC_ZW, IC_U, IC_V, & IC_K,
                IC_E
        ELSE
            READ(LHDIN,*) IC_BGNND, IC_ENDND, IC_ZW, IC_U, IC_V
        END IF
        IF( IC_ENDND <= 0 ) THEN
            ! Set by region
            DO J = 1, IC_BGNND
                READ(LHDIN,*) IC_RGNX, IC_RGNY
            END DO
        END IF
    END DO
END IF

! Record #18, optional
IF( IPROFILE > 0 ) THEN
    READ(LHDIN,1) TEXT
    DO I = 1, IPROFILE
        READ(LHDIN,*) PF_NAME, PF_NPTS, PF_VCODE, PF_PCODE
        READ(LHDIN,*) (PF_X(J), PF_Y(J), J = 1, PF_NPTS)
    END DO
END IF

```

由以上程式碼可知 FORT_UG.12¹除了最前頭之模式名稱與版次及說明註解文字外，是由 18 筆(Record)資料所構成，而每筆資料可包含為數不等(4-10)之變數或參數，有些變數為單一純量，有些變數則為陣列且該陣列之大小會因案例而變。雖然某些輸入變數在某種情況下可能是多餘的，但使用者仍需依照格式輸入該值，實際上使用者可不必去理會這些輸入格式，因為 SEC-HY21 軟體之圖形輸入介面會為使用者效勞。程式使用自由格式讀入資料，因此每筆資料內之變數值需以空白隔開依序填入，且每筆資料(除了 Record #0 之外)在讀入變數前會先讀入一列文字字串，此列字串通常即為此筆資料之輸入提示。今詳細介紹每筆資料之變數意義如下。

Record #0a (第 0a 筆)

變數名稱	屬性	說明
ModelName	字串	本分析模式之名稱，在此需為 SWFS2DUG。
Version	實數	目前之輸入控制檔 Fort_UG.12 適用於 SWFS2DUG 之版次。此可讓 SWFS2DUG 相容於舊版次之輸入檔。

Record #0b (第 0b 筆)

變數名稱	屬性	說明
TITLE	字串	輸入案例說明或註解 註： 每行第一個字需以 “!”開頭，且每行須少於 120 個英文字母。

Record #1a (第 1a 筆)

變數名稱	屬性	說明
IRSTRT	整數	冷啟動(cold start)或熱啟動(hot start)選項
		=0 : 冷啟動
		=1 : 熱啟動

¹ Fort_UG.12 與結構性版本之 Fort.12 之輸入資料與格式類似，差異處通常在於與網格設定有關。儘管 SWFS2D 已不再擴充，但為易於維護，吾人刻意維持兩者輸入資料之一致性。

		<p>類似熱啟動；使用新的計算網格（通常是從既=2：有舊網格稍微調整而得）但是以既有舊網格計算所得之流場值做為初始流場，時間歸零。</p> <p>以指定之熱啟動檔初始流場，但如有設定特殊=3：初始條件(NICADD > 0)，則以該條件設定初始流場，時間歸零。</p> <p>註：當IRSTRT > 0 時需額外準備熱啟動檔(詳表 1)</p>
IUNSTDY	整數	定常流(steady flow)或非定常流(unsteady flow)選項
		=0：定常流
		=1：非定常流
IVIS	整數	紊流剪應力(turbulent shear stress) 效應模擬選項
		=0：不考慮
		=1：要考慮，以 ITURB 參數選擇紊流模式
ITURB	整數	渦流黏滯係數(eddy viscosity)計算法選項
		=0：渦流黏滯係數 ν_t 為常數，其值為CEDDY。
		=1：採用經驗公式： $\nu_t = C_0 + C_1 hu_*$ ，其中使用者需輸入參數CEDDY(=C ₁) and CEDDY0(C ₀)。
		=2：採用 Smagorisky (1963)所提之次網格尺度 SGS (sub-grid scale)紊流模式，使用者需輸入模式參數CEDDY。
		=5：採用 $k-\varepsilon$ 紊流模式，計算 $k-\varepsilon$ 紊流模式之數值方法選項於 Record #10 輸入，而模式使用參數於 Record #11 輸入。此選項計算耗時又未必會得到更好的結果，目前不開放使用者選用。
		註： 以上所提 CEDDY 及 CEDDY0 於 Record #3 輸入。
IWIND	整數	風剪應力(wind shear stress)效應模擬選項
		=0：不考慮
		=1：考慮理想化之規則風場，使用者需於 Record #8 輸入風速(WSPD)及風向(WDIR)
		=2：由檔案(名稱固定為 WindField.WND)輸入空間無變化之時變性風場資料，包括水面上 10m 處之風速、風向及大氣氣壓(選項)。

		=3 : 由檔案 (名稱固定為 WindField.WND) 輸入空間變化之時變性風場資料, 包括水面上 10m 處之風速、風向及大氣氣壓(選項)。
		=4 : 由檔案 (名稱固定為 Typhoon.WND) 輸入時變性之颱風風場模式之參數, 包括颱風中心位置、颱風中心氣壓、颱風影響範圍外之氣壓及最大風速及其半徑等。
		註 : 當 IWIND > 0 時, 風阻係數皆是採用 Record #8 中之設定。
ICORIO	整數	科氏力(Coriolis force)效應模擬選項
		=0 : 不考慮
		=1 : 要考慮
IPOLLUTE	整數	污染質傳輸(pollution transport)模擬選項
		=0 : 不模擬
		=1 : 要模擬, 需額外之輸入檔, 詳細請參考污染質傳輸模式之輸入檔格式說明一節。
ISEDIMENT	整數	輸砂與動床(sediment transport)模擬選項
		=0 : 不模擬
		=1 : 要模擬, 需額外之輸入檔, 詳細請參考輸砂與動床模式之輸入檔格式說明一節。

Record #1b (第 1b 筆)

變數名稱	屬性	說明
IDEBRIS	整數	土石流(debris flow)模擬選項
		=0 : 不模擬
		=1 : 要模擬, 需額外之輸入檔(Fort_UG.12D)。 此檔案內容與格式詳後續相關小節。
INFILTRT	整數	入滲模擬選項
		=0 : 不模擬
		=1 : 要模擬, 需額外之輸入檔(Infiltrate_UG.INP)。 此檔案內容與格式詳後續相關小節。
IWAVERS	整數	波浪輻射應力(wave radiation stress) 效應模擬選項
		=0 : 不模擬

		=1 : 要模擬，需額外之輸入檔(WaveRS.INP)。 此檔案內容與格式詳後續相關小節。
ITSUNAMI	整數	海嘯(Tsunami)模擬選項
		=0 : 不模擬 =1 : 要模擬，需額外之輸入檔(Tsunami.INP)。 此檔案內容與格式詳後續相關小節。
IBEDMOVE	整數	時變性底床變動模擬選項(無關輸砂)
		=0 : 不模擬 =1 : 要模擬，需額外之輸入檔(BedMotion.INP)。 此檔案內容與格式詳後續相關小節。
IHELICAL	整數	彎道二次流效應模擬選項
		=0 : 不模擬 =1 : 要模擬。

Record #2 (第 2 筆)

變數名稱	屬性	說明
GCONST	實數	重力加速度 [m/s ²]
DENW	實數	水密度 [kg/m ³]
VISW	實數	水之分子黏滯係數(kinematic viscosity) ν [m ² /s]
CKARMAN	實數	von Karman 常數 κ [1/s]
LATITUDE0	實數	計算域之參考緯度 ϕ ，用來定義科氏(Coriolis)參數 Ω [1/s]， $\Omega = 2\omega \sin \phi$ ， $\omega = 7.292 \times 10^{-5}$ 為地球旋轉角速度。
PAMBIENT	實數	參考之大氣壓力 (hpa)
C_SLIP	實數	固體邊界切向速度滑動度設定參數
		= -1 : 以壁函數(law of the wall)計算之
		= 0 : 不滑動(no slip)
		= 1 : 完全滑動(full slip)
		=0-1 : 部分滑動(partial slip)
		註： 此處設定之固體邊界切向速度滑動度為預設值，對所有固體邊界皆適用，若有某些固體邊界要給定不同之滑動度，則可再個別給定之。

Record #3 (第 3 筆)

變數名稱	屬性	說明
IVFLUX	整數	紊流應力項中速度梯度計算方式選項
		= 0 : 採用 $\nabla(h\mathbf{u}) + \nabla(h\mathbf{u})^T$ 計算式
		= 1 : 採用 $h(\nabla\mathbf{u} + \nabla\mathbf{u}^T)$ 計算式
ITUBGN	整數	控制程式於第 ITUBGN 時步(time step)後才開始計算紊流剪應力，通常用於定常流，其理由是等流場建立較完全時才進行紊流之計算。
IEDDY	整數	紊流剪應力之計算頻率 當計算時步是 IEDDY 之倍數時，才計算紊流剪應力，其餘時步沿用最新之既有值。
CEDDY	實數	See ITURB in Record #1
CEDDY0	實數	See ITURB in Record #1 , used only when ITURB=1
TMULMT	實數	紊流黏滯係數與分子黏滯係數比值 (ν_t/ν) 之上限

Record #4 (第 4 筆)

變數名稱	屬性	說明
NICADD	整數	在 Record #12 中使用者需針對每一個網格區塊各自設定其流場初始值，但若某一網格區塊中之某些區域需有不同之設定，則可於 Record #17 中再依區域分別設定之。NICADD = 0 表示無需輸入 Record #17 ； NICADD > 0 表示 Record #17 中需輸入之筆數。
ISOSRGN	整數	計算域中具流量源/匯(source/sink)之子區域總數。此值若大於 0，表示共有 ISOSRGN 個區域要設定流量源/匯項。同一區域可分別設定流量源及流量匯，且同一區域亦允許同時設定好幾個流量源或流量匯，而流量源/匯皆是以時間歷線記錄於 QSOS.BCF 檔。

IVIEW	整數	<p>流場監視點總數。於監視點其流場值如 (z_s, u, v, h, Fr) 等會依使用者指定之頻率記錄之，並儲存於檔案 VIEWPTxx.dat 內，其中 xx 代表此監視點之編號。</p> <p>註：此功能只對非定常流有效，且監視點流場值之儲存頻率是以參數 NVIEW(參見 Record #6) 控制。</p> <p>目前限定 IVIEW ≤ 72。</p>
IPROFILE	整數	<p>流場監視線總數。可記錄監視線上之最高水位及通過監視線之流量等資訊，存檔於 Profilexx.dat 內，其中 xx 代表此監視線之編號。存檔時機同 VIEWPTxx.dat。</p> <p>目前限定 IPROFILE ≤ 30。</p>
IGDFMT	整數	<p>計算網格檔之格式選項</p> <p>=0 : Fortran 語言之 Unformatted format</p> <p>=1 : Fortran 語言之 Formatted format, 由 SEC-HY21 軟體所產生之網格檔屬於此格式。</p> <p>=2 : C 語言之 Binary format, SEC-HY21 軟體亦可選擇儲存此種格式。</p>
IPLLOT	整數	<p>計算結果輸出檔(用於流場顯像)之格式選項。</p> <p>=1 : 採用商用繪圖軟體 TECPLOT 之格式, 可為二進位輸出(當 ISOLFMT=0), 副檔名為 plt, 或為 ASCII 文字輸出(當 ISOLFMT=1), 副檔名為 dat。</p> <p>=2 : 採用 SEC-HY21 軟體之格式, 可為二進位輸出(當 ISOLFMT=0), 副檔名為 hyb, 或為 ASCII 文字輸出(當 ISOLFMT=1), 副檔名為 hya。</p> <p>=3 : 類似商用繪圖軟體 PLOT3D 之格式, 以 Fortran 之 Unformatted 格式輸出。</p> <p>註：為便於維護, 目前 SWFS2DUG 僅開放 IPLLOT=2 且 ISOLFMT=0 之選項。</p>
ICENTER	整數	<p>流場變數輸出位置採用網格之中心點(cell center)或網格點(center vertex)之選擇參數。</p> <p>=0 : 採用原計算網格點為輸出位置</p> <p>=1 : 採用網格之中心點為輸出位置</p>

		註： 由於水理計算採用變數位於網格中心點之有限體積法，因此在輸出計算結果時通常有兩種做法：一為以流場變數所在位置為主，將原計算網格點轉換至網格中心點位置；二為以原計算網格點位置為主，將位於網格中心點之流場變數值內插至網格點。 目前關閉 ICENTER=1 之選項。
ISOLFMT	整數	輸出檔採用二進位或 ASCII 文字格式之選擇參數。
		=0：採用 C 語言之二進位檔格式。此格式較省磁碟空間，當網格數大時請採用此選擇。
		=1：採用 ASCII 文字檔格式， 目前關閉此選項。
IMISCOUT	整數	次要輸出檔之輸出控制，其值介於 0~9，0 表示都不輸出，9 代表都要輸出（內定）。

Record #5 (第 5 筆)

變數名稱	屬性	說明
HDRY	實數	乾濕床控制參數，模式將流場中水深 \leq HDRY 處視為乾床處理。[m]
HDRYP	實數	計算結果輸出時之乾濕床控制參數，此值之設定只影響繪圖效果，即在輸出時，將流場中水深 \leq HDRYP 處以乾床條件（水深與流速皆為 0）替代之。[m] HDRYP 需不小於 HDRY。
HDRYS	實數	流場中存在小水深時常對水理計算造成困擾，小水深之問題除了乾床外，亦影響動量方程式之底床摩擦力之計算，一般常採用之曼寧公式(水深出現在分母)即為一例，因此程式中設定以曼寧公式計算底床摩擦力時之最小水深為 HDRYS，通常 HDRYS \geq HDRY [m]
VELMAX	實數	控制計算域中之最大速度上限。水理計算時，在遇底床坡度陡且水深淺時，有時會產生不合理過大之速度值，若不加以控制可能使得計算時步被其控制而過小。
ZLAND	實數	計算域中若有網格之底床高程大於此值，視為乾床。

Record #6 (第 6 筆)

變數名稱	屬性	說明
NSTEPS	整數	模擬之總計算時步(iteration or timestep)

NZERO	整數	強迫前面之 NZERO 時步以一階 Roe 算則計算之。 註： 此設計理念是因為一般而言一階算則不僅計算速度較快且比高階算則具較高之數值穩定性，因此計算之初，先以一階算則來計算應有助於定量流初始流場之較快速建立。
NGRAD	整數	控制計算時距 Δt 之輔助參數，其作用解釋如下：由於初始流場通常流況極不規則，而使用較小之 Δt 可能有助於初始流況之順利發展，因此，模式在開始計算時會先以較小之 $\Delta t'$ ($= 0.025\Delta t$) 計算，而讓 $\Delta t'$ 隨著計算時步增加而(呈非線性)增加，直至當計算時步=NGRAD 時達到使用者原輸入值，即 $\Delta t' = \Delta t$ 。本模式 Δt 之決定由 Record #7 中之 CFL 及 DTFIX 參數控制。
NNORM	整數	控制模擬過程中計算並檢查收斂條件之頻率，當計算時步是 NNORM 之倍數時計算並檢查收斂條件一次。
NSAVE	整數	控制計算結果輸出檔(Fort_UG.17 及 Solution_UG.hyb)之儲存頻率，當計算時步是 NSAVE 之倍數時存檔一次。
NVIEW	整數	控制流場監視點及監視線之流場值記錄及儲存頻率，當計算時步是 NVIEW 之倍數時記錄及儲存一次。
NPRINT	整數	控制模擬過程螢幕輸出訊息(如模擬時間、計算時步及收斂情形等訊息)之頻率，當計算時步是 NPRINT 之倍數時輸出此訊息一次，相同之資料也會輸出至檔案 FORT_UG.16。

Record #7 (第 7 筆)

變數名稱	屬性	說明
CFL	實數	控制計算時距 Δt 之參數，配合 DTFIX 使用。
DTFIX	實數	DTFIX > 0 Δt 由 DTFIX 控制 A Jacobian-scaled variable local time step is used. (僅適用定常流)
		DTFIX < 0 Δt 由 CFL 控制
		CFL > 0 global time step (即所有之網格點皆用相同之最小計算時距，而此計算時距由全域之數值穩定性決定)。

			CFL < 0	local time step (即每一個網格點有各自之計算時距，而該計算時距由該網格點之數值穩定性決定)，僅適用定常流。
TSTOP	實數	模擬終止之時間，僅適用於非定常流，即 IUNSTDY=1 之選項。 [s]		
DTSAVE	實數	計算結果歷時輸出檔 Field_UG.hyb 之儲存時間間距，僅適用於非定常流，即 IUNSTDY=1 之選項。 [s]		
H_EPS	實數	定常流模擬時之水深收斂標準，參見 U_EPS 之說明。		
U_EPS	實數	定常流模擬時之速度收斂標準 定常流模擬時符合以下條件視為收斂： L2-norm residue of water depth < H_EPS, 及 L2-norm residue of velocities < U_EPS		
Q_ERR	實數	定常流況，但以非定常流模擬(IUNSTDY=1)時，當連續 5000 time steps 之入流量與出流量相對誤差皆小於此值，則認為定常流已達收斂標準。		

Record #8 (第 8 筆) 【當 Record #1 中之 IWIND>0，才會用到此筆輸入】

變數名稱	屬性	說明
DENA	實數	空氣密度 [kg/m ³]
WCD1	實數	風阻係數定義參數
WCD2	實數	風阻係數定義參數
WCDmin	實數	風阻係數可允許之最小值
WCDmax	實數	風阻係數可允許之最大值
WSPD	實數	風速 [m/s]
WDIR	實數	風向與 x 軸之夾角 [度]
WTSOFT	實數	風剪應力之軟啟動時間 [秒]
WTZERO	實數	當模擬時間超出風場歷線檔之最後時刻，假設風場在 WTZERO [hr] 內衰減至零。
WVREL	實數	決定風剪應力計算時是否要採用相對風速
		= 0 : 不採用相對風速 (傳統做法)
		= 2~5 : 採用相對風速，此值代表海面高 10m 處之風速與海面上風速之比值

Record #9 (第 9 筆)

變數名稱	屬性	說明		
METHL	整數	水理計算模式時間算則之選項		
		=-1 : 兩步式(two-stage)二階準確度顯式算則		
		=0 : 一階準確度顯式算則		
		=1 : LUSSOR 隱式算則 (因在隱式部分其空間解析度為一階, 故通常用於定常流)		
		=2 : LUSGS 隱式算則 (僅適用定常流)		
		註 : 非定常流時宜採用 METHL≤0 之方法		
METHR	整數	水理計算模式 (非線性對流通量) 計算法之選項		
		=1 : Modified flux approach (SWFS2D only)		
		=2 : MUSCL-type approach		
		註 : 目前二階算則僅開放 METHR=2 之方法		
ISCH	整數	非線性對流通量計算法之次選項		
		ISCH	METHR=1	METHR=2
		=0	First-order Roe's scheme	First-order Roe's scheme
		=1	Second-order symmetric TVD scheme	Roe scheme as approximate Riemann solver
		=2	Second-order upwind TVD scheme	Lax-Friedrichs scheme as approximate Riemann solver
		=3	Second-order ENO scheme	HLLE scheme as approximate Riemann solver
IMOD	整數	TVD 限制子(limiter) 選擇		
		IMOD	METHR=1	METHR=2
		=0	no limiter used	no limiter used
		=1	Minmod	Minmod
		=2	van Albada	van Albada
		=3	van Leer-1	Smooth
		=4	van Leer-2	van Leer
		=5	Superbee	Superbee
		=6	Ultrabee	Kappa3
EPSI	實數	熵修正(entropy-fix)參數		

CAPA	實數	LUSSOR/LUSGS 隱式算則中之參數 κ ， $1 < \kappa < 2$ ，通常可取 $\kappa = 1.5$ ，此值取大雖可提升數值穩定度，但亦可能會降低收斂速度。
THETA	實數	LUSSOR 隱式算則中之時間準確度參數
		=0.5：採用梯形積分法，二階時間準確度。 =1.0：採用 Euler 後向積分法，一階時間準確度。

Record #10 (第 10 筆) 【當 Record #1 中之 ITURB=5，才會用到此筆輸入】

變數名稱	屬性	說明
METHRKE	整數	功能同 Record #9 之 METHR，但用來計算 $k-\varepsilon$ 方程式。 註： 在空間算則方面，使用者可選用不同之算則來計算明渠流方程式及 $k-\varepsilon$ 方程式。但是在時間積分方面，兩者需用相同之離散法以取得時間之一致性，因此並無須輸入 METHLKE 參數。
ISCHKE	整數	功能同 Record #9 之 ISCH，但用來計算 $k-\varepsilon$ 方程式。
IMODKE	整數	功能同 Record #9 之 IMOD，但用來計算 $k-\varepsilon$ 方程式。
EPSIKE	實數	功能同 Record #9 之 EPSI，但用來計算 $k-\varepsilon$ 方程式。

Record #11 (第 11 筆) 【當 Record #1 中之 ITURB=5，才會用到此筆輸入】

變數名稱	屬性	說明
PRK	實數	$k-\varepsilon$ 紊流模式中之參數 σ_k
PRE	實數	$k-\varepsilon$ 紊流模式中之參數 σ_ε
CMU	實數	$k-\varepsilon$ 紊流模式中之參數 C_μ
C1KE	實數	$k-\varepsilon$ 紊流模式中之參數 C_1
C2KE	實數	$k-\varepsilon$ 紊流模式中之參數 C_2

Record #12 (第 12 筆)

變數名稱	屬性	說明
NNODES	整數	計算網格之格點(node)總數
NCELLS	整數	計算網格之元素(cell)總數

SBGN	實數	計算網格之初始水位或水深 [m] $SBGN = \begin{cases} \text{water stage,} & \text{if } SBGN < 10000 \\ \text{water depth} + 10000, & \text{if } SBGN \geq 10000 \end{cases}$ 註： 此處設定之初始值只有在冷啟動(即 Record #1 中之 IRSTRT=0)時才會用到，非冷啟動時，流場之初始值是由熱啟動設定檔 HotRun_UG.inp 中指定之輸入檔 FORT_UG.13 或 ReRun.rst 讀入。
UBGN	實數	計算網格之初始速度分量 u [m/s]
VBGN	實數	計算網格之初始速度分量 v [m/s]
KBGN	實數	計算網格之初始紊流動能 k Needed only when IVIS>0 and ITURB=5
EBGN	實數	計算網格之初始紊流動能消散率 ε Needed only when IVIS>0 and ITURB=5

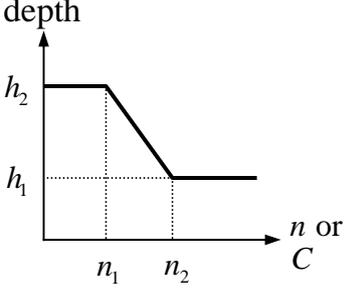
Record #13 (第 13 筆) 【當 Record #4 中之 IVIEW > 0，才需輸入此筆資料】

以下變數皆為陣列形式，需重複輸入 IVIEW 次。

變數名稱	屬性	說明
VIEW_NAME	字串	此流場監視點之註解，最多可輸入 18 個英文字或是 9 個中文字。
VIEW_OPTION	整數	$= 0$: 表示輸入之 VIEW_X 及 VIEW_Y 代表監視點位置所在之網格點之指標(grid index)。 $= 1$: 之實際座標，程式會自動以內插方式求此位置之流場值。
VIEW_X	實數/整數	VIEW_OPTION = 0 時：流場監視點之網格點編號。 VIEW_OPTION = 1 時：流場監視點之 X 座標。
VIEW_Y	實數/整數	VIEW_OPTION = 0 時：此值無作用。 VIEW_OPTION = 1 時：流場監視點之 Y 座標。

Record #14 (第 14 筆)

以下變數皆為陣列形式，需重複輸入直至 BSID < 0 為止。

變數名稱	屬性	說明
BSID	整數	土地使用及底床摩阻係數型態之編號
BSEQ	整數	底床摩阻係數計算公式選項
		= 1 : Manning formula
		= 2 : Chezy formula
		= 3 : Darcy-Weisbach -like formula
BSH1	實數	<p>底床摩阻係數定義參數，模式利用 BSH1, BSH2, BSN1 及 BSN2 等 4 個參數來定義與水深相關之 Manning n 值 (若 BSEQ=1) 或 Chezy C 值 (若 BSEQ=2)，請參見右圖。這些參數對 BSEQ=3 無用。</p> 
BSH2	實數	參見 BSH1 之說明 [m]，需 $BSH2 \geq BSH1$ 。當 $BSH2 = BSH1$ 時，即表示底床糙率與水深無關。
BSN1	實數	參見 BSH1 之說明
BSN2	實數	參見 BSH1 之說明
BSKS	實數	底床粗糙度(equivalent sand-grain roughness) [m]
BSIL	實數	此土地使用型態下之降雨截流量 [m]。
BSBR	實數	此土地使用型態下之建蔽率，0~1。 目前暫無作用。
NOTE	字串	註解文字，可有可無，若有時需以#開始。

Record #15 (第 15 筆) 【當 Record #4 中之 ISOSRGN > 0，才需輸入】

Record #15 可再分為 #15a 及 #15b，以下 Record #15a 及 #15b 之變數，需重複輸入 ISOSRGN 次。

值得說明的是，**Record #15** 可以區域方式分區設定源流量或匯流量，故程式並不檢核區域之重疊性是否合理，因此建議先輸入所有之源流量後，再輸入匯流量，且須注意的是若是源流量代表的是降雨，則其區域設定不應重疊，以免重複計算降雨量。

Record #15a

變數名稱	屬性	說明
SOS_NCELL	整數	此源流量或匯流量設定子區域所包括之網格元素數目
FULLCELL	整數	考量源流量或匯流量作用之區域通常未必剛好與網格邊線切齊，因此在該區域內之某些網格也許並不完全在設定之區域內，此參數即用於提供此訊息。
		= 1 : 表示所定義區域內之網格元素完全包含於內，若 SOS_NCELL = NCELLS 即所有網格元素皆包含於此區域，此時無須再輸入 Record #15b 之資料；而若 SOS_NCELL < NCELLS 則仍需輸入 Record #15b 之資料來記錄被此區域包含之所有網格元素之編號。
		= 0 : 表示有些網格元素並不完全包含於所定義之區域內，此時需再輸入 Record #15b 之資料以記錄被此區域包含之所有網格元素之編號、以及每一個網格元素實際在此區域內之面積比例。
UFACTOR	實數	源/匯流量在 x 方向動量方程式中貢獻項之調整參數（或稱速度因子），其值通常界於 0 與 1 之間，取為 0 代表此源/匯流量無動量貢獻，取為 1 代表此源/匯流量在 x 方向具有與主流場速度分量 u 相同之流速。
VFACTOR	實數	源/匯流量在 y 方向動量方程式中貢獻項之調整參數（或稱速度因子），其用法同 UFACTOR 之說明。
QTCurveID	整數	QTCurveID 記錄在此源或匯作用區域上欲施與之源流量（正值）或匯流量（負值）之歷線編號，實際之流量歷線資料記錄於 QSOS.BCF 檔案中，程式會自動到該檔案按此編號去抓取對應之流量歷線。 註： 模式亦允許輸入速度歷線以模擬入射流。
PTCurveID	整數	Record #1 之 IPOLLUTE > 0 才會用到。 PTCurveID 記錄在此源或匯作用區域上隨流量進出之污染質源之歷線編號，實際之污染質源歷線資料記錄於 PTQSOS.BCF 檔案中，程式會自動到該檔案按此編號去抓取對應之污染質歷線。此值=0 表示無污染質源。

STCurveID	整數	Record #1 之 ISEDIMENT > 0 才會用到。 STCurveID 記錄在此源或匯作用區域上隨流量進出之沉澱源之歷線編號，實際之沉澱源歷線資料記錄於 STQSOS.BCF 檔案中，程式會自動到該檔案按此編號去抓取對應之沉澱源歷線。此值=0 表示無沉澱源。
NOTE	字串	註解文字，一般可有可無，若有時需以#開始。 註： 源流量若為降雨，需輸入#RAIN 以告知模式是否要進行入滲與截流演算，其他有意義之註解尚包括 PUMP, RATE, LINK 等，SEC-HY21 皆會自動處理。

**Record #15b 【FULLCELL=0 或
(FULLCELL=1 且 SOS_NCELL<NCELLS) 才需輸入】**

變數名稱	屬性	說明
CELLS	整數 陣列	為一陣列變數，總共須輸入 SOS_NCELL 個整數，代表被包含於作用區域內之網格元素編號。
FRACTION	實數 陣列	為一陣列變數，總共須輸入 SOS_NCELL 個實數，代表上列網格元素實際被包含於作用區域之面積比例。此面積比例值須 > 0 且 ≤ 1。

Record #16 (第 16 筆)

此筆資料內含各種邊界條件之設定，因格式變化較多，若有不清楚建議參照前列 Fortran 讀檔程式碼。使用者可輸入之邊界條件數無限，而每個邊界條件由二列至三列(依 BCTYPE 而定)之輸入資料所組成。使用者可不依次序地輸入邊界條件，當程式讀到 BCNAME="QUIT" 或 BCTYPE=99 時表示所有之邊界條件輸入完畢。另外，為減輕使用者之負擔，未曾指定邊界條件之所有計算域邊界都內設為固體邊界，其邊界切線速度滑動係數則統一由 C_SLIP (參見 **Record #2**) 控制，因此倘若此內設條件足敷所需，則無需特別輸入固體邊界條件(BCTYPE=6)，只當某些固體邊界切線速度條件欲引用與內設條件不同時，才需輸入該固體邊界條件。

先介紹所有邊界條件皆須輸入之前兩列資料如下：

Record #16 (第一列)

變數名稱	屬性	說明
BCNAME	字串	邊界條件型式之註解，最多可有 28 個英文字或是 14 個中文字。
BCTYPE	整數	邊界條件型式之編號
		= 0 : 所有流場變數 (h, u, v) 於邊界處之法向梯度為零，典型使用時機為超臨界流之下游邊界。
		= 1 : 無反射邊界(或稱吸收邊界)條件，需額外輸入遠域處之水位與速度：SFAR, UFAR, VFAR。
		= 2 : 給定流量歷線，一般用於上游入流邊界，歷線資料需記錄於流量歷線輸入檔 QTBC.BCF 中。
		= 3 : 給定水位或水深歷線，一般用於下游出流邊界，歷線資料需記錄於水位或水深歷線輸入檔 ZTBC.BCF 中。
		= 4 : 給定流量對水位或流量對水深關係之率定曲線，一般用於下游出流邊界，率定曲線資料需記錄於率定曲線輸入檔 QHBC.BCF 中。
		= 5 : 上游或下游水工結構物邊界，目前可模擬上游蓄水庫+壩體各出水構造物（包含可能之潰壩出流量），以及地下蓄水設施。
		= 6 : 固體邊界，壁面切向速度可採用完全滑動、部分滑動或無滑動等設定方式。
		= 7 : 可指定邊界處之所有流場變數值（典型使用時機為超臨界流之上游邊界）或是指定邊界處之部分流場變數值且令該處未被指定之其他流場變數值之法向梯度為零，需額外輸入：SFIX, UFIX, VFIX 等資料。
		= 8 : 對稱邊界，於非結構性網格用到之機率低。
		= 9 : 對稱邊界，於非結構性網格用到之機率低。
		= 10 : 多網格區塊界面，需設定相鄰網格區塊之對應關係，因目前非結構性網格僅允許單一網格區塊，故此邊界型態暫不支援。

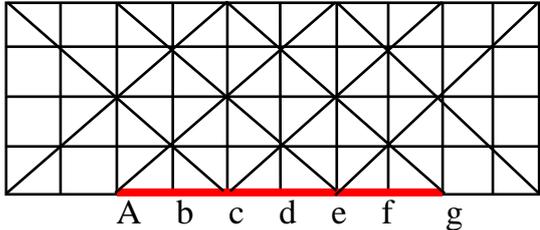
		=11：內邊界，指以流量經驗公式處理流場內設置如堰、涵洞、閘門、堤防及抽水站等水工結構物對流況之影響，可參見後面針對此邊界條件額外輸入資料之說明。	
BCCODE	實數	邊界條件定義之輔助參數，其含意視 BCTYPE 而定	
		BCTYPE	BCCODE
		2	流量歷線之編號；每一個流量歷線邊界條件皆需指定一編號，以便在流量歷線輸入檔 QTBC.BCF 中可找到對應之歷線資料。
		3	水位或水深歷線之編號；每一個水位或水深歷線邊界條件皆需指定一編號，以便在水位或水深歷線輸入檔 ZTBC.BCF 中可找到對應之歷線資料。
		4	流量對水位或流量對水深率定曲線之編號；每一個率定曲線邊界條件皆需指定一編號，以便在率定曲線輸入檔 QHBC.BCF 中可找到對應之率定曲線資料。
		5	上游或下游水工結構物邊界設定選項 =1：上游蓄水庫+壩體各出水構造物（包含可能之潰壩出流量），蓄水庫+壩體各出水構造物之相關屬性與流量計算方式設定資料需記錄於輸入檔 DAMBC.BCF 中。 =2：地下蓄水設施，如地下室或捷運車站等。另需準備 StorageBC.BCF 輸入檔以描述包括此設施之蓄水容量、出入口數目、以及在出入口有無設置擋水閘板（閘板高度）等訊息。

		6	<p>固體邊界壁面切向速度之滑動係數設定，其設定同 Record #2 中之 C_SLIP 之說明。</p> <p>註：BCCODE 與 C_SLIP 皆是用來設定固體邊界壁面切向速度之滑動係數，模式內定凡計算域中未指定邊界條件之邊界皆為固體邊界，而 C_SLIP 即為這些內定固體邊界將使用之切向速度滑動度設定參數，而若使用者決定某些固體邊界將應用與 C_SLIP 不同之切向速度滑動係數設定值，則可自行定義這些固體邊界之範圍及其所屬之切向速度滑動係數。</p>	
		7	<p>指示此類邊界條件之速度輸入資料 UFIX 及 VFIX，是要以固定之 $x-y$ 平面座標系統 (BCCODE=0) 來設定，或是以垂直及平行於此邊界線之局部座標系統 (BCCODE=1) 來設定。因通常給定之速度場為垂直於邊界線，故當邊界線非直線時，明顯地採用局部座標系統較方便。</p> <p>可參見 Record #16 之相關說明。</p>	
		11	<p>水工結構物內邊界設定次選項</p>	
			<p>=1 : 堰，可選擇寬頂堰 (broad-crested weir) 或臥箕堰 (ogee-shaped weir)。</p>	
			<p>=2 : 涵洞，可選擇箱型涵洞 (box shaped) 或圓管形涵洞 (pipe shaped)。</p>	
			<p>=3 : 閘門 (gate)</p>	
			<p>=4 : 抽水站 (pump), obsolete</p>	
			<p>=5 : 堤防 (levee)</p>	
			<p>=6 : 豎井式溢洪道 (drop inlet spillway)</p>	
			<p>=7 : 蓄水庫及壩 (instream dam)</p>	
BCCODE2	整數	<p>邊界條件定義之另一個輔助參數，其含意視 BCTYPE 及 BCCODE 而定。</p> <p>目前僅使用於 BCTYPE=2, 5, 7 及 11 之情況</p>		
		BCTYPE	BCCODE	BCCODE2

		2		只用於選擇模擬污染質傳輸功能時(IPOLLUTE > 0)，記錄欲採用之污染質歷線之編號，以便在污染質歷線輸入檔 PTQTBC.BCF 中可找到對應之歷線資料。
		5	1	上游蓄水庫+壩體各出水構造物之相關屬性與流量計算設定資料之編號，以便在 DAMBC.BCF 輸入檔中可找到對應之資料。
			2	地下蓄水設施之編號；每一個此類邊界條件皆需指定一編號，以便在輸入檔 StorageBC.BCF 中可找到對應之資料。
		7		= 0 : 輸入 ZSfix,Ufix,Vfix 參數
				= 1 : 以檔案(FXBC.BCF)輸入
		11	1	=1 : 寬頂堰
				=2 : 臥箕堰
			2	=1 : 箱型涵洞
				=2 : 圓管形涵洞
			3	閘門開度歷線之編號；每一個閘門水工結構物內邊界皆需指定一編號，以便在閘門開度歷線輸入檔 GTBC.BCF 中可找到對應之歷線資料。
			4	抽水站性能曲線之編號；每一個抽水站水工結構物內邊界皆需指定一編號，以便在抽水站性能曲線輸入檔 PumpBC.BCF 中可找到對應之資料。
			5	堤防水工結構物若欲模擬潰堤，則需輸入水位對堤防潰口深度之關係曲線編號，以便在堤防潰口參數檔 LeveeBC.BCF 中可找到對應之資料。

			7	蓄水庫+壩體各出水構造物（包含可能之潰壩出流量），其相關屬性與流量計算方式設定資料需記錄於輸入檔DAMBC.BCF中。
BCCODE3	整數	邊界條件定義之另一個輔助參數 目前僅使用於 BCTYPE=2 且選擇執行輸砂演算時		
		BCTYPE	BCCODE3	
		2	輸砂模擬時，在流量歷線邊界處通常亦需輸入輸砂量或懸浮載濃度歷線，此參數即用來記錄欲採用之輸砂量或懸浮載濃度歷線之編號，以便在輸砂量或懸浮載濃度歷線輸入檔 STQTBC.BCF 中可找到對應之歷線資料。	
NBCEDGE	整數	採用此邊界型態之網格元素邊線(cell edge)總數。邊界條件可為外邊界或內邊界，故邊界線可為計算域之外邊界或是在計算域內之任一直線或曲線，但須由一串網格元素邊線頭尾相鄰連結而成。		

Record #16 (第二列)。此列資料定義邊界條件作用之網格點位置，因此對所有 BCTYPE 皆相同。

BCNODES	整數陣列	<p>組成邊界線之網格點編號陣列，共需輸入 NBCEDGE+1 個網格點編號。以下圖紅粗線所示之邊界線為例，使用者需「依序」輸入 a b c d e f g 等網格點編號。在此所謂之依序是指外邊界線之走向是以計算域在其左側為原則，若是內邊界線則以下游在其左側為原則。</p> 
---------	------	--

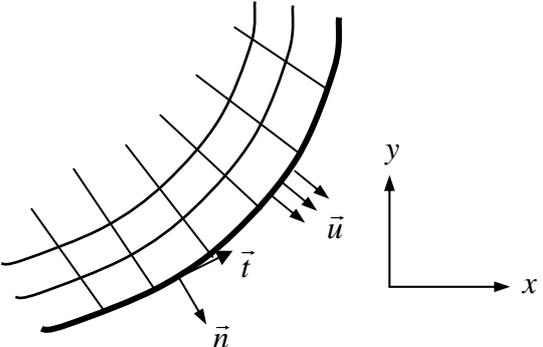
當 BCTYPE=1,7, 11 時，需再輸入 Record #16 之第三列資料，茲分述於下：

Record #16 (第三列) 當 BCTYPE=1 時

變數名稱	屬性	說明
SFAR	實數	遠域處之水面高程 [m]
UFAR	實數	遠域處之 x 方向速度分量 [m/s]
VFAR	實數	遠域處之 y 方向速度分量 [m/s]

Record #16 (第三列) 當 BCTYPE=7 時

變數名稱	屬性	說明
SFIX	實數	<p>設定此邊界條件作用處之水位 [m]</p> <p>前面提到 BCTYPE=7 之邊界條件可有兩種用途：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 可指定邊界處之所有流場變數值，典型使用時機為超臨界流之上游邊界，因當流場上游屬超臨界流況時，上游之水位與流速皆需已知。 2. 可指定邊界處之部分流場變數值且令該處未被指定之其他流場變數值之法向梯度為零，舉例而言，假定使用者想要於某邊界處給定速度 UFIX 及 VFIX，但要讓水位由計算域外插而得，則吾人可以直接給定想要之速度值，但設定 $SFIX \geq 1.0E20$，使用 1.0E20 這麼大之數值告訴模式此處水位不要用輸入之數值，而是採用法向梯度為零計算之。

<p style="text-align: center;">UFIX</p>	<p style="text-align: center;">實數</p>	<p>設定此邊界條件作用處之速度分量 UFIX [m/s] 請注意 UFIX 及 VFIX 可以用固定之 $x-y$ 平面座標系統 (BCCODE=0) 來設定，或是以垂直及平行於此邊界線之局部座標系統(BCCODE=1)來設定。</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>參見上圖，吾人可以兩種方式設定速度 \bar{u}：</p> $\bar{u} = \begin{cases} \text{UFIX } \vec{i} + \text{VFIX } \vec{j} & \text{if BCCODE=0} \\ \text{UFIX } \vec{n} + \text{VFIX } \vec{i} & \text{if BCCODE=1} \end{cases}$
<p style="text-align: center;">VFIX</p>	<p style="text-align: center;">實數</p>	<p>設定此邊界條件作用處之速度分量 VFIX [m/s] 請參見 UFIX 之說明</p>

Record #16 (第三列) 當 BCTYPE=11 且 BCCODE=1 時 (堰)

變數名稱	屬性	說明		
<p style="text-align: center;">Weir_CQ</p>	<p style="text-align: center;">實數</p>	<p>流量係數 [m^{1/2}/s]</p>		
			<p style="text-align: center;">寬頂堰</p>	<p style="text-align: center;">臥算堰</p>
		<p>≤ 0 :</p>	<p>使用內定值 1.65</p>	<p>若 EH_Design > 0: 利用圖 2.2 至圖 2.5 計算 若 EH_Design ≤ 0: 使用內定值 1.94</p>
<p>> 0 :</p>	<p>由使用者輸入，其值介於 1.38 ~ 1.71。</p>	<p>由使用者輸入，其值介於 1.43 ~ 2.21，且流量計算係採用寬頂堰公式。</p>		
<p style="text-align: center;">Weir_E</p>	<p style="text-align: center;">實數</p>	<p>堰頂高程 [m]</p>		
<p style="text-align: center;">Weir_W</p>	<p style="text-align: center;">實數</p>	<p>溢流堰頂有效通水寬度 [m] 註：若輸入 Weir_W ≤ 0 代表以邊界線之長度計算。</p>		

EH_Design	實數	臥箕堰之設計能量水頭 [m] (此參數對寬頂堰無用)
OgeeSlope	實數	臥箕堰上游立面傾斜度選項 (此參數對寬頂堰無用)
		=0 : 表示臥箕堰上游立面傾斜度為 0H:3V
		=1 : 表示臥箕堰上游立面傾斜度為 1H:3V
		=2 : 表示臥箕堰上游立面傾斜度為 2H:3V
		=3 : 表示臥箕堰上游立面傾斜度為 3H:3V
		註： 以上 H 表示水平方向，V 表示垂直方向
WBCurveID	整數	若欲模擬潰堰，則需輸入水位對堰潰口深度之關係曲線編號，以便在堰潰口參數檔 WeirBC.BCF 中可找到對應之資料。目前潰堰模擬僅適用寬頂堰。

Record #16 (第三列) 當 BCTYPE=11 且 BCCODE=2 時 (涵洞)

變數名稱	屬性	說明
CVT_L	實數	涵洞之長度 [m]
CVT_D	實數	涵洞內徑 (圓管涵) 或高度 (箱型涵) [m]
CVT_W	實數	箱型涵洞之淨寬 [m] (對圓管涵洞無用)
CVT_EI	實數	涵洞入口高程 [m]
CVT_EO	實數	涵洞出口高程 [m]
CVT_M	實數	涵洞內壁之 Manning's n 值
CVT_CQ	實數	涵洞之流量係數，其值介於 0.5~1.0。
OTW_W	實數	涵洞上方溢流堰之寬度 [m]
OTW_E	實數	涵洞上方溢流堰之堰頂高程 [m] 註： 1. 當涵洞上游水位 > OTW_E 時，將以寬頂堰流量公式計算溢流量。 2. 若不想考慮涵洞上方之溢流量，可令 OTW_E = 0 或是輸入一個很大的值，皆可讓上游水無法溢流。
OTW_CQ	實數	涵洞上方溢流堰之流量係數 [$m^{1/2}/s$] 由使用者輸入，其值在 1.38 ~ 1.71 間。 若 OTW_CQ ≤ 0 則使用內定值 1.65。

Record #16 (第三列) 當 BCTYPE=11 且 BCCODE=3 時 (開門)

變數名稱	屬性	說明				
G_SE	實數	閘門底檻(gate sill)之高程 [m]				
G_W	實數	閘門之寬度 [m] 註： 若輸入 $G_W \leq 0$ 代表以邊界線之長度計算。				
G_OE	實數	發生閘門頂溢流之最低高程[m] 註： 當閘門上游水位 $> G_{OE}$ 時，將以寬頂堰流量公式計算溢流量。				
G_CF	實數	自由液面流之無因次(dimensionless)流量係數，一般取在 0.9 ~ 1.0 間。				
G_CG	實數	閘門流之無因次流量係數，一般取在 0.6 ~ 0.8 間。				
G_CO	實數	閘門上方溢流（視為寬頂堰）之流量係數 $[m^{1/2}/s]$ 由使用者輸入，其值在 1.38 ~ 1.71 間。 若 $G_{CO} \leq 0$ 則使用內定值 1.65。				
G_OPT	整數	閘門水流流向控制參數				
		<table border="1"> <tr> <td>= 0</td> <td>:</td> <td>雙向水流皆可流通</td> </tr> <tr> <td>= 1</td> <td>:</td> <td>僅允許水流從上游（假設為邊界線右側）往下游（邊界線左側）流通</td> </tr> </table>	= 0	:	雙向水流皆可流通	= 1
= 0	:	雙向水流皆可流通				
= 1	:	僅允許水流從上游（假設為邊界線右側）往下游（邊界線左側）流通				
G_OCTRL	整數	控制閘門開度之選擇				
		= 0	:	By time		
		= 1	:	By stage		
		= 2	:	By discharge		
G_QXL	實數	若上述閘門開度是以流量控制，則須於閘門上游指定一參考斷面紀錄通過之流量。此一參考斷面由左岸(G_QXL,G_QYL)到右岸(G_QXR,G_QYR)兩點組成。				
G_QYL	實數	參見 G_QXL 之說明				
G_QXR	實數	參見 G_QXL 之說明				
G_QYR	實數	參見 G_QXL 之說明				

Record #16 (第三列) 當 BCTYPE=11 且 BCCODE=5 時 (堤防)

變數名稱	屬性	說明
Levee_CQ	實數	堤防溢流時之流量係數 [$m^{1/2}/s$]
Levee_E1	實數	堤防起點之堤頂高程 [m]
Levee_E2	實數	堤防終點之堤頂高程 [m]
DUMMY	實數	保留之輸入參數，暫無使用。
DUMMY	實數	保留之輸入參數，暫無使用。
DUMMY	實數	保留之輸入參數，暫無使用。

Record #16 (第三列) 當 BCTYPE=11 且 BCCODE=6 (豎井式溢洪道)

變數名稱	屬性	說明
Drop_WCQ	實數	溢流堰之流量係數 [$m^{1/2}/s$]
Drop_WE	實數	堰頂高程 [m]
Drop_WL	實數	溢流堰頂有效通水寬度[m]
Drop_OCQ	實數	孔口流之無因次流量係數。
Drop_OA	實數	孔口流之通水面積 [m^2]
Drop_CCQ	實數	管流之無因次流量係數。
Drop_CA	實數	管流之通水面積 [m^2]

Record #17 (第 17 筆) 【當 Record #4 中之 NICADD > 0 ，才需輸入】

在 Record #12 中已輸入適用全域之初始流場條件，Record #17 可讓使用者以區域性之方式來設定特定之初始流場條件。以下變數皆為陣列形式，需重複輸入 NICADD 次。Record #17 分為 #17a 及 #17b，分述於下：

Record #17a

變數名稱	屬性	說明
IC_BGNND	整數	額外初始流場設定子區域之左下角網格點之編號
IC_ENDND	整數	額外初始流場設定子區域之右上角網格點之編號。若此值 > 0，代表此子區域為由 [IC_BGNND, IC_ENDND] 組成之矩形；若此值 ≤ 0，代表此子區域為一多邊形，此時 IC_BGNND 為此多邊形之點數，IC_ENDND 沒作用，需額外之 Record #17b 輸入多邊形頂點座標。
IC_ZW	實數	此子區域內所有計算點之初始水位或水深 [m] $IC_ZW = \begin{cases} \text{water stage,} & \text{if } IC_ZW \leq 10000 \\ \text{water depth} + 10000, & \text{if } IC_ZW > 10000 \end{cases}$ 註： 此處設定之初始值只有在冷啟動(即 Record #1 中之 IRSTRT=0)時才會用到。
IC_U	實數	此子區域內所有計算點之初始速度分量 u [m/s]
IC_V	實數	此子區域內所有計算點之初始速度分量 v [m/s]
IC_K	實數	此子區域內所有計算點之初始紊流動能 k Needed only when IVIS>0 and ITURB=5
IC_E	實數	此子區域內所有計算點之初始紊流動能消散率 ε Needed only when IVIS>0 and ITURB=5

Record #17b (當 IC_ENDND ≤ 0 時)

變數名稱	屬性	說明
(IC_RGNX, IC_RGNY)	實數陣列	以多邊形設定額外初始流場區域時，需輸入之多邊形頂點座標，共需輸入 IC_BGNND 對。

Record #18 (第 18 筆) 【當 Record #4 中之 IPROFILE > 0，才需輸入】

以下變數皆為陣列形式，需重複輸入 IPROFILE 次。Record #18 分為 #18a 及 #18b，分述於下：

Record #18a

變數名稱	屬性	說明
PF_NAME	字串	流場監視線之註解，最多可輸入 18 個英文字或是 9 個中文字。
PF_NPTS	整數	流場監視線上點之總數
PF_VCODE	整數	欲監視之流場變數選擇參數，目前無作用。
PF_PCODE	整數	被監視之流場變數輸出格式選擇參數，目前無作用。

Record #18b

變數名稱	屬性	說明
(PF_X, PF_Y)	實數陣列	流場監視線組成點之座標，共需輸入 PF_NPTS 對。

以上為控制檔 FORT_UG.12 之詳細內容介紹，其中值得再次說明的是有些功能在本版本中是尚未完全開放的，如 **Record #9** 之數值方法選用輸入欄，在此 Record 使用者可發現 SWFS2DUG 模式所能提供之數值算則有多種選項，雖然提供非單一之數值方法選項提昇了本模式之使用彈性，但確實也對一些對水理分析數值方法不甚熟悉之使用者增加了困擾，因此本模式目前限制使用者僅能使用 ISCH = 0 之一階 Roe Scheme 方法及 METHR=2 之 MUSCL-type Godunov 二階方法。

1.1.3 流量歷線檔 QTBC.BCF

當所有之邊界條件中存在 BCTYPE=2 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之流量歷線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```
OPEN(99,FILE='QTBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!' ) THEN
```

```

BACKSPACE(99); EXIT
END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NQT

! Record #2
DO N = 1, NQT
  READ(99,1) TEXT ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NN,IQq ! #2b
  IF( NN > 0 ) THEN
    DO I = 1, NN
      READ(99,*) Time, Qq! #2c
    END DO
  ELSE
    READ(99,*) Tbase, Qbase, Tpeak, Qpeak, m ! #2d
  END IF
END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NQT	整數	此檔案中存放之流量歷線總數，每條流量歷線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a、#2b、及 #2c 或 #2d，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之流量歷線之註解，需要 #2c 或 #2d 則依 #2b 中之 NN 值而定。**Record #2** 總共需重複輸入 NQT 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之流量歷線之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之流量歷線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE 值相對應。
NN	整數	若 $NN > 0$ ，NN 等於此流量歷線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數(Time, Qq)所構成，於 Record #2c 中輸入。 若 $NN \leq 0$ ，表示此流量歷線將採用(1)之解析式，在(1)中，使用者需輸入五個參數：T_start, Q_base, T_peak, Q_peak 及 m，於 Record #2d 中輸入。
IQq	整數	控制參數，其選擇為：
		= 1：此歷線中之流量為總流量。
		= 2：此歷線中之流量為單位寬度流量。

Record #2c，需輸入 NN 組（當 $NN > 0$ 時輸入）

變數名稱	屬性	說明
Time	實數	時間。 [s]
Qq	實數	總流量(IQq=1)[cms]或單位寬度流量(IQq=2)[cms/m]。

Record #2d（當 $NN \leq 0$ 時輸入）應用流量歷線公式：

$$Q(t) = \begin{cases} Q_{base} & t \leq t_{start} \\ Q_{base} + (Q_{peak} - Q_{base}) t_f^m e^{m(1-t_f)} & t > t_{start} \end{cases} \quad (1)$$

where $t_f = \frac{t - t_{start}}{t_{peak} - t_{start}}$

變數名稱	屬性	說明
Tstart	實數	即上式中之 t_{start} 。 [s]
Qbase	實數	即上式中之 Q_{base} 。 [cms] or [cms/m]
Tpeak	實數	即上式中之 t_{peak} 。 [s]
Qpeak	實數	即上式中之 Q_{peak} 。 [cms] or [cms/m]
m	實數	即上式中之 m 。

1.1.4 水位或水深歷線檔 ZTBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=3 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之水位或水深歷線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```
OPEN(99,FILE='ZTBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!' ) THEN
    BACKSPACE(99)
    EXIT
  END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NZT

! Record #2
DO N = 1, NZT
  READ(99,1) TEXT           ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NN,IZH,IOPT ! #2b

  IF( NN > 0 ) THEN
    IF( IOPT == 1 ) THEN
      DO I = 1, NN
        READ(99,*) Time,ZH           ! #2c
      END DO
    ELSE
      DO I = 1, NN                   ! #2d
        READ(99,*) Time,ZHN(1:IOPT)
      END DO
    END IF
  ELSE IF( NN == 0 ) THEN
    ! steady flow case
    READ(99,*)  ZH1,ZH2             ! #2e
  ELSE
    DO I = 1, ABS(NN)-1             ! #2f
      READ(99,*) ZTFun(N)% VarName(I), &
        ZTFun(N)% VarValue(I)
    END DO
  END DO
END DO
```

```

      READ(99,*) FunName
    END IF
  END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NZT	整數	此檔案中存放之水位或水深歷線總數，每條水位或水深歷線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為#2a、#2b 及#2c 或#2d 或#2e，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之水位或水深歷線之註解，需要#2c 或#2d 或#2e 或#2f 則依#2b 中之 NN 與 IOPT 值而定。**Record #2** 總共需重複輸入 NZT 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之水位或水深歷線之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之水位或水深歷線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE 值相對應。

NN	整數	<p>1. 若 $NN > 0$，代表此水位或水深歷線所含之資料點數，每個資料點視 IOPT 值而定，可為 2 個變數 (Time,ZH) 或 3 個變數 (Time,ZH1,ZH2) 所構成，分別於 Record #2c 或 Record #2d 中輸入。</p> <p>2. 若 $NN = 0$，使用者需於 Record #2e 中輸入兩個參數：ZH1 及 ZH2，分別代表此邊界條件作用所在之邊界線兩端點之水位或水深，而中間之點則以內插決定。此選項只適用於定常流況。</p> <p>3. 若 $NN < 0$，使用者需於 Record #2f 中輸入 $NN - 1$ 組函數變數名稱與對應之變數值，最後再輸入完整之函數表示式。此選項可以函數來設定水位邊界，須注意其中第一個變數名稱必須為“T”代表時間。</p>
IZH	整數	控制參數，其選擇為：
		= 1 : Record #2c ~ #2e 中之 ZH 代表水位。
		= 2 : Record #2c ~ #2e 中之 ZH 代表水深。
IOPT	整數	控制參數 ($NN > 0$ 才會用到)，其選擇為：
		= 1 : 同一邊界線只能輸入單一水位或水深。
		= N : 同一邊界線能輸入 N 個(假設為等距分布)水位或水深。目前限定 $IOPT \leq 50$ ，且尚無 GUI。

Record #2c，需輸入 NN 組（當 $NN > 0$ 且 $IOPT=1$ 時輸入）

變數名稱	屬性	說明
Time	實數	時間。 [s]
ZH	實數	邊界線代表水位($IZH=1$)或水深($IZH=2$)。 [m]

Record #2d，需輸入 NN 組（當 $NN > 0$ 且 $IOPT>1$ 時輸入）

變數名稱	屬性	說明
Time	實數	時間。 [s]
ZHN(1:IOPT)	實數陣列	邊界線起點至終點等距離分布之 IOPT 個水位($IZH=1$)或水深($IZH=2$)。 [m]

Record #2e（當 $NN = 0$ 時輸入）

變數名稱	屬性	說明

ZH1	實數	此邊界條件作用所在之邊界線起點之水位或水深。 [m]
ZH2	實數	此邊界條件作用所在之邊界線終點之水位或水深。 [m]

Record #2f (當 NN < 0 時輸入)

變數名稱	屬性	說明
VarName	字串	函數變數名稱(VarName)與對應之變數值(VarValue)共需輸入 NN - 1 組。 第一個變數名稱必須為“T”或“t”代表時間。
VarValue	字串	參上說明
FunName	字串	水位或水深函數表示式。

1.1.5 流量對水深或水位率定曲線檔 QHBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=4 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之流量對水深/水位率定曲線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```

OPEN(99,FILE='QHBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN
    BACKSPACE(99) ; EXIT
  END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NQH

! Record #2
DO N = 1, NQH
  READ(99,1) TEXT           ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NN,IQH ! #2b

  SELECT CASE (IQH)
  CASE (1:4)
    DO I = 1, NN
      READ(99,*) ZH, Qq    ! #2c
    
```

```

        END DO
    CASE (5:8)
        READ(99,*) C1, C2, C3, C4      ! #2d
    CASE (9:10)
        READ(99,*) Sf                  ! #2e
    END SELECT
END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NQH	整數	此檔案中存放之流量對水深或流量對水位率定曲線總數，每條流量對水深或流量對水位率定曲線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a, #2b, #2c 或 #2d 或 #2e, #2a 為一單行文字列做為接下來所定義之率定曲線之註解，需要 #2c 或 #2d 或 #2e 則依 #2b 中之 IQH 值而定。**Record #2** 總共需重複輸入 NQH 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之流量對水深或流量對水位率定曲線之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之流量對水深或水位率定曲線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE 值相對應。
NN	整數	此流量對水深或水位率定曲線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數(ZH, Qq)所構成，於 Record #2c 中輸入。 註 ：NN 值只用於 IQH=1 ~ 4。

IQH	整數	控制參數，其選擇為：	
		= 1 :	輸入總流量 Q 對水深 H 之率定曲線，下接 Record #2c。
		= 2 :	輸入單位寬度流量 q 對水深 H 之率定曲線，下接 Record #2c。
		= 3 :	輸入總流量 Q 對水位 Zs 之率定曲線，下接 Record #2c。
		= 4 :	輸入單位寬度流量 q 對水位 Zs 之率定曲線，下接 Record #2c。
		= 5 :	輸入總流量 Q 對水深 H 之率定曲線，使用(2)公式，下接 Record #2d。
		= 6 :	輸入單位寬度流量 q 對水深 H 之率定曲線，使用(2)公式，下接 Record #2d。
		= 7 :	輸入總流量 Q 對水位 Zs 之率定曲線，使用(2)公式，下接 Record #2d。
		= 8 :	輸入單位寬度流量 q 對水位 Zs 之率定曲線，使用(2)公式，下接 Record #2d。
		= 9 :	輸入總流量 Q 對水深 H 之率定曲線，使用(3)公式，下接 Record #2e。
= 10 :	輸入單位寬度流量 q 對水深 H 之率定曲線，使用(3)式，下接 Record #2e。		

Record #2c，需輸入 NN 組，適用 IQH=1 ~ 4。

變數名稱	屬性	說明
ZH	實數	水深。 [m]
Qq	實數	總流量(IQH=1,3) [cms] 或 單位寬度流量(IQH=2,4) [cms/m]。

Record #2d，適用 IQH=5 ~ 8。

應用率定曲線公式：

$$Q(\text{or } q) = \begin{cases} c_4 & h(\text{or } Zs) \leq c_3 \\ c_1 [h(\text{or } Zs) - c_3]^2 + c_4 & h(\text{or } Zs) > c_3 \end{cases} \quad (2)$$

變數名稱	屬性	說明
C1	實數	即上式中之 c_1 。
C2	實數	即上式中之 c_2 。
C3	實數	即上式中之 c_3 。
C4	實數	即上式中之 c_4 。

Record #2e，適用 IQH=9,10。

應用率定曲線公式：

$$Q(\text{or } q) = \sqrt{\frac{gS_f}{C_f}} h^{1.5} \quad (3)$$

變數名稱	屬性	說明
Sf	實數	即上式中之 S_f 。

1.1.6 閘門開度歷線檔 GTBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=11 且其 BCCODE=3 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之閘門開度歷線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```

OPEN(99,FILE='GTBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN
    BACKSPACE(99); EXIT
  END IF
END DO
! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NGT

! Record #2
DO N = 1, NGT

```

```

READ(99,1) TEXT ! #2a
READ(99,*) ICURVE,NN,IOPT ! #2b
DO I = 1, NN
  READ(99,*) TZQ, H_GO ! #2c
END DO
END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NGT	整數	此檔案中存放之閘門開度歷線總數，每條閘門開度歷線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a、#2b 及 #2c，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之閘門開度歷線之註解，**Record #2** 總共需重複輸入 NGT 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之閘門開度歷線之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之閘門開度歷線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE2 值相對應。
NN	整數	此閘門開度歷線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數(TZQ, H_GO)所構成，於 Record #2c 中輸入。
IOPT	整數	控制閘門開度之選擇
		= 0 : By time
		= 1 : By stage
		= 2 : By discharge

Record #2c, 需輸入 NN 組

變數名稱	屬性	說明
TZQ	實數	依 IOPT 而變，可為時間[s]、水位[m]或流量[cms]。
H_GO	實數	閘門開度（開口高度）。 [m]

1.1.7 蓄水庫及壩資料檔 DamBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=5 且其 BCCODE=1，或 BCTYPE=11 且其 BCCODE=7 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之蓄水庫及壩相關資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼（Format_Version=1.02）如下：

```
OPEN(99,FILE='DamBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT, MSG
1 FORMAT(A)
```

```
! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
```

```
DO
```

```
  READ(99,1) TEXT
```

```
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN
```

```
    BACKSPACE(99); EXIT
```

```
  END IF
```

```
END DO
```

```
! Record #1
```

```
READ(99,1) TEXT
```

```
READ(99,*) NDam
```

```
DO N = 1, NDam
```

```
! Record #2 ~ #11, repeat NDAM times
```

```
! #2, one line description for Dam N
```

```
  READ(99,1) MSG      ! one line description for Dam N
```

```
  READ(99,1) TEXT    ! prompt string
```

```
  READ(99,*) DAM_ID, FAIL_MODE, BNI_SPWAY BNI_FGATE, &  
    BNI_MGATE
```

```
! #3
```

```
  READ(99,1) TEXT    ! prompt string
```

```
  READ(99,*) DAM_EL, DAM_WID, H_RES0, C_DO
```

! #4

```
READ(99,1) TEXT    ! prompt string
READ(99,*) C_SPWAY, B_SPWAY, H_SPWAY
```

! #5

```
READ(99,1) TEXT    ! prompt string
READ(99,*) C_FGATE, A_FGATE, H_FGATE, H_MGATE,    B_MGATE,
            H_MGATEC, V_MGATE
```

! #6

```
READ(99,1) TEXT    ! prompt string
READ(99,*) C_DB1, C_DB2, H_FAIL, H_BM, RHO_0, B_BAR, SHAPE_Z,
            TIME_BF
```

! #7: 蓄水庫水位對容積之關係曲線

```
READ(99,1) MSG     ! one line description for the curve
READ(99,1) TEXT    ! prompt string
READ(99,*) NSVH
DO I = 1, NSVH
    READ(99,*) DAM_SVH(I,1,N), DAM_SVH(I,2,N)
END DO
```

! #8: 上游或支流流入蓄水庫之流量歷線

```
READ(99,1) MSG     ! one line description for the curve
READ(99,1) TEXT    ! prompt string
READ(99,*) NIQT,USEDATA
DO I = 1, NIQT
    READ(99,*) DAM_IQT(I,1,N), DAM_IQT(I,2,N)
END DO
```

! #9: 壩體常流量，即與蓄水庫水位無關之出流歷線

```
READ(99,1) MSG     ! one line description for the curve
READ(99,1) TEXT    ! prompt string
READ(99,*) NOQT,USEDATA
DO I = 1, NOQT
    READ(99,*) DAM_OQT(I,1,N), DAM_OQT(I,2,N)
END DO
```

! #10: Discharge Rating Curve for Spillway, Optional

```
IF( C_SPWAY <= 0 ) THEN
    READ(99,1) MSG     ! one line description for the curve
    READ(99,1) TEXT    ! prompt string
    READ(99,*) NSQH,USEDATA
    DO I = 1, NSQH
        READ(99,*) DAM_SQH(I,1,N), DAM_SQH(I,2,N)
    END DO
END IF
```

```

! #11: Movable gate
  READ(99,1) MSG      ! one line description for the curve
  READ(99,1) TEXT    ! prompt string
  READ(99,*) NMGO
  DO I = 1, NMGO
    READ(99,*) DAM_MGO(I,1,N), DAM_MGO(I,2,N)
  END DO
END DO

```

由上可知，此檔除了可有可無之**Record #0**為說明列外，共分為11個Records，**Record #1**只存放一個純量變數NDam²，代表此檔案所記錄之「蓄水庫+壩」群組資料之總群組數，而每一組「蓄水庫+壩」資料則由**Record #2**至**Record #11**之輸入資料組成，茲分別說明如下：

Record #0 (第 0 筆)

變數名稱	屬性	說明
MSG	字串	此檔案之說明文字列，每列說明最多可有 120 個字元，且最多可連續 30 列。但每列皆須以“!”開頭。

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
NDam	整數	此檔案中存放之「蓄水庫+壩」群組資料之總群組數，每組資料包括後續 Record #2 至 Record #11 之內容。目前限制 NDAM ≤ 7。

Record #2 (第 2 筆)

變數名稱	屬性	說明
MSG	字串	一列說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之「蓄水庫+壩」群組資料之註解。
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
DAM_ID	整數	目前即將輸入之「蓄水庫+壩」群組資料之編號或名稱，此名稱需與在 FORT_UG.12 中所設定之邊界條件之 BCCODE2 值相對應。

² 當欲模擬單一水庫多重潰口時，可輸入多個「蓄水庫+壩」資料，針對每一潰口輸入其對應之出流量機制，但須共用（輸入）相同之水位與庫容關係曲線。

FAIL_MODE	整數	= 0：溢流(overtopping)潰決 = 1：管湧(piping)潰決
BNI_SPWAY	整數	= 0：起潰後，溢洪道失能 = 1：起潰後，溢洪道仍有功能
BNI_FGATE	整數	= 0：起潰後，涵孔式固定閘門失能 = 1：起潰後，涵孔式固定閘門仍有功能
BNI_MGATE	整數	= 0：起潰後，移動式閘門失能 = 1：起潰後，移動式閘門仍有功能

Record #3 (第 3 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
DAM_EL	實數	壩頂標高。[m]
DAM_WID	實數	壩頂與上游蓄水庫相接之寬度，需 > 0。[m]
H_RES0	實數	蓄水庫之初始水位。[m]
C_DO	實數	壩頂溢流之流量係數，通常界於 1.38~1.71。[$m^{1/2}/s$] 若 $C_DO \leq 0$ ，程式將使用內定值 1.65。

Record #4 (第 4 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
C_SPWAY	實數	溢洪道之流量係數，通常界於 1.45~2.21。[$m^{1/2}/s$] 若 $C_SPWAY \leq 0$ ，則表示要輸入溢洪道之流量水位率 定曲線，且此率定曲線資料於 Record #10 輸入。
B_SPWAY	實數	溢洪道之有效寬度。[m]
H_SPWAY	實數	溢洪道之標高。[m]

Record #5 (第 5 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。

C_FGATE	實數	涵孔式固定閘門之流量係數，通常界於 0.5 ~ 0.75。 若 C_FGATE ≤ 0，程式將使用內定值 0.65。
A_FGATE	實數	涵孔式固定閘門之通水面積。[m ²] 若 A_FGATE ≤ 0，表示沒有或不考慮此壩體出流量。
H_FGATE	實數	涵孔式固定閘門通水斷面之中心點高程。[m]
H_MGATE	實數	移動式閘門底檻 (gate sill) 之高程。[m]
B_MGATE	實數	移動式閘門之寬度。[m] 若 B_MGATE ≤ 0，表示沒有或不考慮此壩體出流量。
H_MGATEC	實數	當移動式閘門之臨前水位低於此值時，閘門開始關閉。[m]
V_MGATE	實數	移動式閘門之啟閉速率。[m/s] 模式假設閘門開啟與關閉之速率相同。

Record #6 (第 6 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
C_DB1	實數	FAIL_MODE = 0 時：矩形潰口堰流係數。[m ^{1/2} /s] 若 C_DB1 ≤ 0，程式將使用內定值 1.71。 FAIL_MODE = 1 時：管湧孔口流係數，0.6 ~ 0.8 若 C_DB1 ≤ 0，程式將使用內定值 0.7。
C_DB2	實數	FAIL_MODE = 0 時：三角形潰口堰流係數。[m ^{1/2} /s] 若 C_DB2 ≤ 0，程式將使用內定值 1.35。 FAIL_MODE = 1 時：初始之管湧中心高程。[m]
H_FAIL	實數	潰壩起始水位，即蓄水庫到達此水位開始潰壩。[m]
H_BM	實數	潰壩終止時之潰口底部高程。[m]
RHO_0	實數	潰壩速率之非線性參數，1 ≤ ρ ₀ ≤ 4，溢流潰決一般取線性，即取 ρ ₀ = 1；管湧潰決建議取 ρ ₀ ≥ 2。
B_BAR	實數	潰壩口平均寬度，其與潰壩終止時之潰口底部寬度 b 之關係為 $b = \bar{b} - z(H_d - H_{bm})$ ，其中 H_d 為壩頂標高。 [m]

SHAPE_Z	實數	潰壩潰口側坡（垂直：水平 = 1：z），z=0代表矩形。
TIME_BF	實數	潰壩由起始潰決開始至潰決終止之總歷時。 [sec]

Record #7（第 7 筆）

Record #7 可再細分為#7a、#7b 及#7c，**Record #7a** 為一單行文字列做為接下來所定義之水庫水位與庫容關係曲線之註解，**Record #7b** 記錄組成此關係曲線之總點數，**Record #7c** 為這些組成點之資料。

Record #7a

變數名稱	屬性	說明
MSG	字串	一單行文字列用以註解此水庫水位與庫容關係曲線。

Record #7b

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
NSVH	整數	此水位與庫容關係曲線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數所構成，並於 Record #7c 中輸入。 註： 若水庫位於計算域中，其庫容已由網格之地形反應，不需再額外輸入水位與庫容關係曲線，此時需令 NSVH=2，而於 Record #7c 中輸入之資料不會被使用。

Record #7c（需重複輸入 NSVH 次）

變數名稱	屬性	說明
Dam_SVH_1	實數	蓄水庫之水位，須由小到大輸入。[m]
Dam_SVH_2	實數	對應於 Dam_SVH_1 水位之蓄水庫容積。[m ³]

Record #8（第 8 筆）

Record #8 可再細分為#8a、#8b 及#8c，**Record #8a** 為一單行文字列做為接下來所定義之蓄水庫上游或支流入流歷線之註解，**Record #8b** 記錄組成此歷線之總點數，**Record #8c** 為這些組成點之資料。

Record #8a

變數名稱	屬性	說明
------	----	----

MSG	字串	一單行文字列用以註解此水庫上游或支流入流歷線。
-----	----	-------------------------

Record #8b

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
NIQT	整數	此水庫上游或支流入流歷線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數所構成，並於 Record #8c 中輸入。
USEDATA	整數	控制 Record #8c 中輸入之資料是否要用於計算。 = 0：不用於計算。 = 1：要用於計算。

Record #8c (需重複輸入 NIQT 次)

變數名稱	屬性	說明
Dam_IQT_1	實數	時間。[sec]
Dam_IQT_2	實數	對應於 Dam_IQT_1 時間之水庫入流量。[cms] 註 ：若有多處入流，須加總成單一入流量。

Record #9 (第 9 筆)

Record #9 可再細分為 #9a、#9b 及 #9c，**Record #9a** 為一單行文字列做為接下來所定義之蓄水庫（與水庫水位無關）出流歷線之註解，**Record #9b** 記錄組成此歷線之總點數，**Record #9c** 為這些組成點之資料。

Record #9a

變數名稱	屬性	說明
MSG	字串	一單行文字列用以註解此水庫出流歷線。

Record #9b

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
NOQT	整數	此水庫出流歷線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數所構成，並於 Record #9c 中輸入。

USEDATA	整數	控制 Record #9c 中輸入之資料是否要用於計算。 = 0：不用於計算。 = 1：要用於計算。
---------	----	---

Record #9c (需重複輸入 NOQT 次)

變數名稱	屬性	說明
Dam_OQT_1	實數	時間。[sec]
Dam_OQT_2	實數	對應於 Dam_OQT_1 時間之水庫出流量。[cms]

Record #10 (第 10 筆), [Optional, needed only when C_SPWAY ≤ 0]

Record #10 可再細分為 #10a、#10b 及 #10c，**Record #10a** 為一單行文字列做為接下來所定義之溢洪道水位流量率定曲線之註解，**Record #10b** 記錄組成此率定曲線之總點數，**Record #10c** 為這些組成點之資料。

Record #10a

變數名稱	屬性	說明
MSG	字串	一單行文字列用以註解此溢洪道水位流量率定曲線。

Record #10b

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
NSQH	整數	此溢洪道水位流量率定曲線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數所構成，於 Record #10c 中輸入。
USEDATA	整數	控制 Record #10c 中輸入之資料是否要用於計算。 = 0：不用於計算。 = 1：要用於計算。

Record #10c (需重複輸入 NSQH 次)

變數名稱	屬性	說明
Dam_SQH_1	實數	蓄水庫之水位。[m]
Dam_SQH_2	實數	對應於 Dam_SQH_1 水位之溢洪道流量。[cms]

Record #11 (第 11 筆)

Record #11 可再細分為#11a、#11b 及#11c，**Record #11a** 為一單行文字列做為接下來所定義之移動式閘門開度歷線之註解，**Record #11b** 記錄組成此開度歷線之總點數，**Record #11c** 為這些組成點之資料。

Record #11a

變數名稱	屬性	說明
MSG	字串	一單行文字列用以註解此移動式閘門開度歷線。

Record #11b

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一文字列，通常即為下一列輸入資料之提示字串。
NMGO	整數	此移動式閘門開度歷線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數所構成，於 Record #11c 中輸入。

Record #11c (需重複輸入 NMGO 次)

變數名稱	屬性	說明
Dam_MGO_1	實數	時間。[s]
Dam_MGO_2	實數	對應於 Dam_MGO_1 時間之閘門開口高度。[m]

1.1.8 抽水站性能操作曲線檔 PumpBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=11 且其 BCCODE=4 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之抽水站性能操作曲線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```
OPEN(99,FILE='PumpBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN
    BACKSPACE(99); EXIT
  END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NPump

! Record #2
DO N = 1, NPump
  READ(99,1) TEXT ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NN ! #2b
  DO I = 1, NN
    READ(99,*) ZS_BGN, ZS_END, FLUX ! #2c
  END DO
END DO
```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NPump	整數	此檔案中存放之抽水站性能操作曲線總數，每條曲線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為#2a、#2b 及#2c，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之抽水站性能操作曲線之註解，**Record #2** 總共需重複輸入 NPump 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之抽水站性能操作曲線之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之抽水站性能操作曲線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE2 值相對應。
NN	整數	此抽水站性能操作曲線所含之資料點數，每個資料點為 3 個變數(ZS_BGN, ZS_END, FLUX)所構成。

Record #2c，需輸入 NN 組

變數名稱	屬性	說明
ZS_BGN	實數	起抽水位。 [m]
ZS_END	實數	停抽水位。 [m]
FLUX	實數	抽水量。 [cms]

1.1.9 堰體潰口深度與水位關係檔 WeirBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=11 且其 BCCODE=1 型態時，且至少有一個堰要求模擬堰之潰決時(WBCurveID > 0)，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之堰體潰口深度與水位之關係曲線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```
OPEN(99,FILE='WeirBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)
```

```

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!' ) THEN
    BACKSPACE(99) ; EXIT
  END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NWeir

! Record #2
DO N = 1, NWeir
  READ(99,1) TEXT           ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NN     ! #2b
  DO I = 1, NN
    READ(99,*) WSE, WBD    ! #2c
  END DO
END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NWeir	整數	此檔案中存放之堰體潰口深度與水位之關係曲線總數，每條曲線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a、#2b 及 #2c，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之堰體潰口深度與水位之關係曲線之註解，**Record #2** 總共需重複輸入 NWeir 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
------	----	----

TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之堰體潰口深度與水位之關係曲線之註解。
------	----	--

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之堰體潰口深度與水位之關係曲線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE2 值相對應。
NN	整數	此堰體潰口深度與水位之關係曲線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數(WSE, WBD)所構成。

Record #2c，需輸入 NN 組

變數名稱	屬性	說明
WSE	實數	堰前水位。 [m]
WBD	實數	潰口深度。 [m]

1.1.10 堤防潰口深度與水位關係檔 LeveeBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=11 且其 BCCODE=5、BCCODE2 > 0 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之堤防潰口深度與水位之關係曲線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```

OPEN(99,FILE='LeveeBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!' ) THEN
    BACKSPACE(99)
    EXIT
  END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NLevee

```

```

! Record #2
DO N = 1, NLevee
  READ(99,1) TEXT           ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NN     ! #2b
  DO I = 1, NN
    READ(99,*) WSE, LBD    ! #2c
  END DO
END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NLevee	整數	此檔案中存放之堤防潰口深度與水位之關係曲線總數，每條曲線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a、#2b 及 #2c，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之堤防潰口深度與水位之關係曲線之註解，**Record #2** 總共需重複輸入 NLevee 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之堤防潰口深度與水位之關係曲線之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
------	----	----

ICURVE	整數	所將輸入之堤防潰口深度與水位之關係曲線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE2 值相對應。
NN	整數	此堤防潰口深度與水位之關係曲線所含之資料點數，每個資料點為 2 個變數(WSE, LBD)所構成，於 Record #2c 中輸入。

Record #2c，需輸入 NN 組

變數名稱	屬性	說明
WSE	實數	堤防上游側之水位。 [m]
LBD	實數	潰口深度。 [m]

1.1.11 地下蓄水結構物資料檔 StorageBC.BCF

當所有邊界條件中存在 BCTYPE=5 且其 BCCODE=2 型態時，使用者即需準備此檔，而即使計算邊界中有多處需引用此類邊界型態，使用者仍只需一個檔案來存放所有之地下蓄水結構物相關資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```

OPEN(99,FILE='StorageBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN
    BACKSPACE(99) ; EXIT
  END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NStorage

! Record #2
DO N = 1, NStorage
  READ(99,1) TEXT ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NInlet,Capacity,Weir_CQ ! #2b
  DO I = 1, NIO

```

```

        READ(99,*) Weir_E, Weir_W      ! #2c
    END DO
END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NStorage	整數	此檔案中存放之地下蓄水結構物總數，每個地下蓄水結構物資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a、#2b 及 #2c，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之地下蓄水結構物之註解，**Record #2** 總共需重複輸入 Nstorage 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之地下蓄水結構物之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之地下蓄水結構物編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中之 BCCODE2 值相對應。
NInlet	整數	此地下蓄水結構物擁有之出入口數，每個出入口可設立擋水閘板，每個擋水閘板需於 Record #2c 中輸入其高程與寬度。
Capacity	實數	此地下蓄水結構物之容積。 [m ³]
Weir_CQ	實數	流量係數 [m ^{1/2} /s]，其值通常介於 1.38 ~ 1.71。

Record #2c，需輸入 NInlet 組

變數名稱	屬性	說明
Weir_E	實數	擋水閘板高程。 [m]

Weir_W	實數	擋水閘板有效通水寬度。 [m] 註: 若輸入 Weir_W ≤ 0 代表以邊界線之長度計算。
--------	----	--

1.1.12 源/匯流量歷線檔 QSOS.BCF

當輸入控制檔 FORT_UG.12 中 Record #4 之 ISOSRGN > 0 時，使用者即需準備此檔，而即使計算域中有多處要設定源/匯流量，使用者仍只需一個檔案來存放所有之源/匯流量歷線資料。先列出讀檔之 Fortran 程式碼如下：

```

OPEN(99,FILE='QSOS.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER (LEN=120):: TEXT
1 FORMAT(A)

! Record #0: heading comment lines beginning with "!"
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN
    BACKSPACE(99) ; EXIT
  END IF
END DO

! Record #1
READ(99,1) TEXT
READ(99,*) NQSOS

! Record #2
DO N = 1, NQSOS
  READ(99,1) TEXT           ! #2a
  READ(99,*) ICURVE,NN,IOPT ! #2b
  SELECT CASE (IOPT)
  CASE (1)
    DO I = 1, NN
      READ(99,*) TIME, QSOS ! #2c
    END DO
  CASE (2)
    DO I = 1, NN
      READ(99,*) TIME, QSOS, USOS, VSOS ! #2d
    END DO
  CASE (3)
    DO I = 1, NN
      READ(99,*) Zs_Bgn, Zs_End, Q_Pump ! #2e
    END DO
  CASE (4)
    DO I = 1, NN
      READ(99,*) Zs, Q_Rate ! #2f
    END DO
  END SELECT
END DO

```

```

END DO
END SELECT
END DO

```

由上可知，此檔共分為 3 個 Records，**Record #0** 為可有可無之註解文字列，**Record #1** 為純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)。
NQSOS	整數	此檔案中存放之源/匯流量歷線總數，每條歷線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a、#2b 及 #2c 或 #2d 或 #2e 或 #2f，#2a 為一單行文字列做為接下來所定義之源/匯流量歷線之註解，輸入 #2c 或 #2d 或 #2e 或 #2f 則需視 #2b 中之 IOPT 值而定，**Record #2** 總共需重複輸入 NQSOS 次。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一行說明文字，最多 120 個字元(character)，做為接下來所定義之源/匯流量歷線之註解。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
ICURVE	整數	所將輸入之源/匯流量歷線之編號，此編號需與在 FORT_UG.12 中 Record #15 之 QTCurveID 值相對應。

NN	整數	<p>此源/匯流量歷線所含之資料點數</p> <p>若 IOPT = 1：每個資料點為 2 個變數(TIME, QSOS)所構成，於 Record #2c 中輸入。</p> <p>若 IOPT = 2：每個資料點為 4 個變數(TIME, QSOS, USOS, VSOS)所構成，於 Record #2d 中輸入。</p> <p>若 IOPT = 3：每個資料點為 3 個變數(Zs_Bgn, Zs_End, Q_Pump)所構成，於 Record #2e 中輸入。</p> <p>若 IOPT = 4：每個資料點為 2 個變數(Zs, Q_Rate)所構成，於 Record #2f 中輸入。</p>
IOPT	整數	<p>參見以上 NN 之說明。</p> <p>註：當 IOPT = 2 時，FORT_UG.12 中 Record #15 之 UFACTOR 及 VFACTOR 無作用。</p>

Record #2c 或#2d，需輸入 NN 組【當 IOPT=2 時才需輸入 USOS,VSOS】

變數名稱	屬性	說明
TIME	實數	時間。 [s]
QSOS	實數	單位面積流量，源流量為正，匯流量為負。 [cms/m ²]
USOS	實數	此源匯流量之速度在 x-軸方向之分量。 [m/s]
VSOS	實數	此源匯流量之速度在 y-軸方向之分量。 [m/s]

Record #2e，需輸入 NN 組【當 IOPT=3】

變數名稱	屬性	說明
Zs_Bgn	實數	抽水站起抽水位。 [m]
Zs_End	實數	抽水站停抽水位。 [m]
Q_Pump	實數	抽水站抽水量。 [cms]

Record #2f，需輸入 NN 組【當 IOPT=4】

變數名稱	屬性	說明
Zs	實數	水位流量率定曲線之水位。 [m]
Q_Rate	實數	水位流量率定曲線之流量。 [cms]

1.1.13 熱啟動參數檔 HotRun_UG.INP

在最早之版本，熱啟動之輸入檔固定為 Fort_UG.13，此做法有兩個缺點，一為每次都要先將之前跑出來之 Fort_UG.14 或 Fort_UG.17 複製或改名為 Fort_UG.13，二為無法選擇熱啟動之時間點。因此目前熱啟動之相關訊息已改由 HotRun_UG.INP 檔之內容來設定，此檔記錄選擇以熱啟動執行模式時所需之初始資料檔之來源與熱啟動之時間。此檔之內容除了前導（可有可無）之註解文字列外（須以“!”開頭），僅包含以下幾列文字列：

列	文字列之內容
1	[Format Version] <i>HotRun_Version</i>
2	[HD Data File] <i>HotRun_HD_Filename</i>
3	[ST Data File] <i>HotRun_ST_Filename</i>
4	[PT Data File] <i>HotRun_PT_Filename</i>
5	[DF Data File] <i>HotRun_DF_Filename</i>
6	[HotRun Time] <i>HotRun_Time</i>

上表中文字列內容中之前導正粗體字為該文字列之標籤，需完全參照，標籤右方接續之斜體字為使用者需輸入之資料，依序說明如下：

<i>HotRun_Version</i>	:	記錄此熱啟動檔之版次，目前為 1.0。
<i>HotRun_HD_Filename</i>	:	記錄定床水理模組之熱啟動輸入檔之檔名。目前可做為熱啟動之資料檔有 Fort_UG.13, Fort_UG.14, Fort_UG.17 及 ReRun.rst，其中唯有 ReRun.rst 可指定熱啟動之時間(<i>HotRun_Time</i>)，其餘皆是接續先前儲存該檔案時之時間執行。
<i>HotRun_ST_Filename</i>	:	記錄輸砂模組之熱啟動輸入檔之檔名。只當欲執行輸砂演算時才需輸入，目前可做為熱啟動之資料檔有 Fort_UG.13S, Fort_UG.14S, Fort_UG.17S 及 ReRunST.rst。
<i>HotRun_PT_Filename</i>	:	記錄污染質傳輸模組之熱啟動輸入檔之檔名。只當欲執行污染質傳輸演算時才需輸入，目前可做為熱啟動之資料檔有 Fort_UG.13P,

		Fort_UG.14P, Fort_UG.17P 及 ReRunPT.rst。
<i>HotRun_DF_Filename</i>	:	記錄土石流模組之熱啟動輸入檔之檔名。 只當欲執行土石流演算時才需輸入，目前可做為熱啟動之資料檔有 Fort_UG.13D, Fort_UG.14D, Fort_UG.17D。
<i>HotRun_Time</i>	:	指定熱啟動開始之時間。 [s] 只對非常流模擬時才有用，且只適用熱啟動輸入檔為 ReRun.rst 時。

1.1.14 橋墩局部沖刷深度參數檔 BridgeScour.INP

當輸入控制檔 FORT_UG.12 所在目錄下存在此檔時，表示使用者要求以國內常用公式估算橋墩局部沖刷深度。目前 SEC-HY21 並無對應之 GUI 來輔助輸入此檔，此檔為文字檔，其內容(VerNo = 0.95)舉例說明如下：

```

Bridge_Scour 0.95
nBridges
  1
BridgeName
天字一號橋
nPiers
  25
Pier#    Xpos      Ypos Nose Wp    Lp Theta BedForm   D50    D95
  1  211186.372  2689602.773   5  2.50 22.80  0.00      1   72.0000  295.0000
  2  211209.642  2689639.327   5  2.50 22.80  0.00      1   72.0000  295.0000

  24 211585.936  2690535.657   5  2.50 22.80  0.00      1   72.0000  295.0000
  25 211601.877  2690577.620   5  2.50 22.80  0.00      1   72.0000  295.0000

```

其中第一列 Bridge_Scour 為必備之魔術字串，後接此檔案之版本編號，其餘各輸入參數之說明及輸入流程說明如下：

nBridges：橋梁總數

Input for each bridge

{

BridgeName：每一橋梁之名稱 (小於 30 個英文字)

nPiers：每一橋梁之橋墩總數

Input for each pier

```

{
  Pier#: 橋墩編號
  Xpos,Ypos : 橋墩沖刷計算中所謂墩前水深及流速之位置座標
  Nose : 橋墩鼻端形狀 (HEC-18 K1)
           = 1: square nose           K1 = 1.1
           = 2: round nose           K1 = 1.0
           = 3: cylinder             K1 = 1.0
           = 4: sharp nose           K1 = 0.9
           = 5: group of cylinders   K1 = 1.0
  Wp      : 墩柱迎水寬度 (m)
  Lp      : 橋墩長 (m)
  Theta   : 水流方向與橋墩之夾角 (度)
  BedForm : 底床形態 (HEC-18 K3)
           = 1: clear-water scour     K3 = 1.1
           = 2: plane bed and antidune flow K3 = 1.1
           = 3: small dunes (H_dune < 3) K3 = 1.1
           = 4: medium dunes (3 ≤ H_dune < 9) K3 = 1.1 - 1.2
           = 5: large dunes (H_dune ≥ 9) K3 = 1.3
  D50     : 底床 d50 粒徑 (mm)
  D95     : 底床 d95 粒徑 (mm) (used by HEC-18)
}
}

```

1.2 水理模式輸出檔案說明

本節介紹

表 2 中之各輸出檔案之內容與格式，表中輸出檔案之種類不外乎三種：執行時期重要訊息之記錄、執行過程中繼檔、以及可供進一步分析與繪圖用之模擬結果，其中 FORT_UG.16 及 FORT_UG.18 等屬第一類，FORT_UG.17 屬第二類，其餘 FORT_UG.14、SOLUTION_UG.HYB、FIELD_UG.HYB、VIEWPTxx.DAT、PROFILExx.DAT 等皆屬第三類。在此僅介紹第三類輸出檔之檔案格式，以利使用者有必要時可進一步處理這些檔案內容，其中 VIEWPTxx.DAT 及 PROFILExx.DAT 為 ASCII 文字檔，FORT_UG.14 為 Fortran Unformatted Format，SOLUTION_UG.HYB 及 FIELD_UG.HYB 為 C 語言二進位檔（由 SEC-HY21 軟體直接讀取繪圖）。以下列出 Fortran 程式之寫檔程式碼或是輸出檔案之樣本來說明這些檔案的輸出內容。

NCELLS	整數	正儲存之網格區塊元素總數。
H	實數	計算網格元素之水深 h ，為一陣列變數其宣告為 H(1:NCELLS)。
HU	實數	計算網格元素之水深 $h \times x$ 方向之水深平均速度分量 u ，為一陣列變數其宣告為 HU(1:NCELLS)。
HV	實數	計算網格元素之水深 $h \times y$ 方向之水深平均速度分量 v ，為一陣列變數其宣告為 HV(1:NCELLS)。
AKE	實數	計算網格元素之單位質量紊流動能 k ，為一陣列變數其宣告為 AKE(1:NCELLS)。
DIS	實數	計算網格元素之單位質量紊流動能消散率 ε ，為一陣列變數其宣告為 DIS(1:NCELLS)。

此外，前面提到檔案 FORT_UG.17 與 FORT_UG.13 之儲存內容與格式完全相同於 FORT_UG.14，因此這兩個檔案之格式亦可參考上述說明。FORT_UG.17 與 FORT_UG.14 差別僅在於輸出時機，水理模式在執行過程中，使用者可選擇執行多少步(以 NSAVE 控制)輸出 FORT_UG.17 一次(會蓋掉原有內容)，而 FORT_UG.14 則只當程式執行終了時才會輸出，此兩檔案皆可複製或改名為 FORT_UG.13，以做為下次熱啟動時之初始資料檔。另可注意的是，這些流場變數皆是存於網格元素中心點。

(二) SOLUTION_UG.DAT (IPLOT=1, ISOLFMT=1) 或 SOLUTION_UG.HYA (IPLOT=2, ISOLFMT=1)

```

IF( IPLOT == 1 ) THEN
  ! Tecplot format
  OPEN(LGRAF,FILE='SOLUTION_UG.DAT',STATUS='UNKNOWN')
ELSE
  ! SEC-HY21 ASCII format
  OPEN(LGRAF,FILE='SOLUTION_UG.HYA',STATUS='UNKNOWN')
END IF
2 FORMAT(7F16.6)

WRITE(LGRAF,'("TITLE = ""By SWFS2DUG Model"""))'
IF( IPLOT == 1 ) THEN
  WRITE(LGRAF,'("VARIABLES = X Y Zb U V H Zs"))'
ELSE
  WRITE(LGRAF,'("VARIABLES = X Y Zb U V H"))'

```

```

END IF

IB = 1
IF( IPLOT == 1 ) THEN
  WRITE(LGRAF,'("ZONE T= ""ZONE",I0,"""", N=",I0, &
    ", E=",I0," F=FEPOINT, ET=QUADRILATERAL")') &
    IB,NNODES,NCELLS
  DO I = 1, NNODES
    WRITE(LGRAF,2) &
      X(I),Y(I),ZB(I),U(I),V(I),H(I)
  END DO
ELSE
  WRITE(LGRAF,'("ZONE T= ""ZONE",I0,"""", N=",I0, &
    ",E=",I0,"B=",I0,"F=FEPOINT,ET=QUADRILATERAL" &
    )')IB,NNODES,NCELLS,NBDRYEDGE
  DO I = 1, NNODES
    WRITE(LGRAF,2) &
      X(I),Y(I),ZB(I),U(I),V(I),H(I),ZS(I)
  END DO
END IF

```

! Output Element & Nodes relationship

```

DO I = 1, NCELLS
  IF(Cells(I)%nNodes == 3 ) THEN
    J = Cells(I)%NodesID(3)
  ELSE
    J = Cells(I)%NodesID(4)
  END IF

  WRITE(LGRAF,'(4I10)') Cells(I)%NodesID(1),
    Cells(I)%NodesID(2),Cells(I)%NodesID(3), J
END DO

```

! Boundary edges

```

IF( IPLOT == 2 ) THEN
  DO I = BEdgeBgn, MaxEdges
    WRITE(LGRAF,'(2I10)') Edges(I)%BgnNd, Edges(I)%EndNd
  END DO
END IF

```

其中 ZS 為水位，其餘變數可請參見前面 FORT_UG.14 及以上程式中之說明。此為水理模式主要之繪圖輸出檔，輸出時機同 FORT_UG.17。而 SOLUTION_UG.DAT（符合 TECPLOT 格式）與 SOLUTION_UG.HYA 之差別在於後者並無輸出水面高程（讀進 SEC-HY21 軟體中再由底床高程與水深計算之），以及後者多輸出計算域邊界線資料。由於計算網格數常為數十

萬點，因此以 ASCII 檔儲存不僅檔案大且讀寫時間較長，因此目前版本一律採用以 C 語言二進位檔案格式（即 SOLUTION_UG.HYB）存檔，SOLUTION_UG.HYB 與 SOLUTION_UG.HYA 之儲存內容完全相同，本軟體亦提供轉換程式作為轉檔之用，。

**(三) FIELD_UG.DAT (IPLOT=1, ISOLFMT=1) 或
FIELD_UG.HYA (IPLOT=2, ISOLFMT=1)**

此檔只在非定常流(unsteady flow)模擬時才會輸出，FIELD_UG 檔之資料內容基本上同 SOLUTION_UG 檔，但是會依使用者之需求，在指定之時間點(以 DTSAVE 控制)連續輸出，因此其內容可以 TECPLOT 或 SEC-HY21 繪製流場動畫。為繪製動畫，FIELD_UG 檔係將每一個時間點之輸出資料 $(x, y, z_b, u, v, h, z_s)$ 或 (x, y, z_b, u, v, h) 皆儲存於一個所謂之 Zone (Frame)單位，因此只要循序繪製每一個 Zone 之資料，就可達到動態展示之目的。以下為整理過之相關程式碼：

```

LOGICAL :: SAVED, MovableBed
INTEGER :: NNODES=0, NELEMS=0, ISTEP0=0, NBLK=1
INTEGER :: NNODE, NELEM, ITER, IB
INTEGER :: NODE1,NODE2,NODE3,NODE4,NODES
REAL      :: TSAVE, TIME = 0
CHARACTER(LEN=20) :: TimeStr
TSAVE = DTSAVE

! How many nodes and elements for all blocks
DO IB = 1, NBLK
  NNODE = NDIM(1,IB)
  NELEM = NDIM(2,IB)
  NNODES= NNODES + NNODE
  NELEMS= NELEMS + NELEM
END DO
!\
! Begin Simulation
!/
MainLoop: DO ITER = 1, NSTEPS
  ISTEP0 = ISTEP0 + 1

  WRITE(TimeStr,'(F20.3)') RTIME
  TimeStr = TRIM(ADJUSTL(TimeStr))

  ! Save Initial Solution for Unsteady Simulation
  IF( IUNSTDY == 1 .AND. ITER == 1 ) THEN

```

```

DO IB = 1, NBLK
  NNODE = NDIM(1,IB)
  NELEM = NDIM(2,IB)

  IF( IB == 1 ) THEN
    IF( IPLOT == 1 ) THEN
      ! Tecplot format
      OPEN (LUNST,FILE="FIELD_UG.DAT",STATUS='UNKNOWN')
      WRITE(LUNST,'("TITLE = ""TIME-HISTORY""")')
      WRITE(LUNST,'("VARIABLES = X Y Zb U V H Zs")')
      WRITE(LUNST,'("ZONE T= ""Time=",A,"""",", N=",I0,&
        ", E=",I0,", F=FEPOINT, ET=QUADRILATERAL")') &
        TimeStr, NNODES, NELEMS

    ELSE
      ! SEC-HY21 format
      OPEN (LUNST,FILE="FIELD_UG.HYA",STATUS='UNKNOWN')
      WRITE(LUNST,'("TITLE = ""TIME-HISTORY""")')
      IF( MovableBed ) THEN
        WRITE(LUNST,'("VARIABLES = X Y Zb U V H Zs")')
      ELSE
        WRITE(LUNST,'("VARIABLES = X Y Zb U V H")')
      END IF
      WRITE(LUNST,'("ZONE T= ""Time=",A,"""",", N=",I0,&
        ",E=",I0,",B=",I0,",F=FEPOINT,ET=QUADRILATERAL")') & TimeStr,
        NNODES, NELEMS, NBDYEDGES
    END IF
  END IF ! IF( IB==1 )

  DO I = 1, NNODE
    IF( IPLOT == 1 ) THEN
      WRITE(LUNST,'(7F16.6)') X(I),Y(I),Zb(I), &
        U(I),V(I),H(I),Zs(I)
    ELSE
      IF( MovableBed ) THEN
        WRITE(LUNST,'(7F16.6)') X(I),Y(I),Zb(I), &
          U(I),V(I),H(I),Zs(I)
      ELSE
        WRITE(LUNST,'(6F16.6)') X(I),Y(I),Zb(I), &
          U(I),V(I),H(I)
      END IF
    END IF
  END DO ! I
END DO ! IB

NNODES = 0

```

```

! Save vertex number for each element
DO IB = 1, NBLK
  NNODE = NDIM(1,IB)
  NELEM = NDIM(2,IB)

  DO I = 1, NELEM
    NODE1 = NODES + Cells(I)%NodesID(1)
    NODE2 = NODES + Cells(I)%NodesID(2)
    NODE3 = NODES + Cells(I)%NodesID(3)
    IF(Cells(I)%nNodes == 3) THEN
      NODE4 = NODE3
    ELSE
      NODE4 = NODES + Cells(I)%NodesID(4)
    END IF
    WRITE(LUNST,'(4I10)') NODE1,NODE2,NODE3,NODE4
  END DO

  NODES = NODES + NNODE
END DO

! Save boundary edges (if IPLOT == 2)
IF( IPLOT /= 1 ) THEN
  DO I = 1, NBDRYEDGES
    NODE1 = V_EDGES(1,I)
    NODE2 = V_EDGES(2,I)
    WRITE(LUNST,'(2I10)') NODE1,NODE2
  END DO
END IF
END IF      ! IF( IUNSTDY==1 .AND. ITER==1 )

! Calculate time step DT
! And check whether this is the time to save data

CALCULATE_DT(DT)
TIME = TIME + DT
SAVED = .FALSE.
IF( TIME == TSAVE ) THEN
  SAVED = .TRUE.
  TSAVE = TSAVE + DTSAVE
END IF

!
! Do All The Computation Here
!
! Save the results
IF( SAVED ) THEN
  DO IB = 1, NBLK
    NNODE = NDIM(1,IB)

```

```

NELEM = NDIM(2,IB)

IF( IB == 1 ) THEN
  IF( IPLOT == 1 ) THEN
    WRITE(LUNST,'("ZONE T= ""Time=",A,"""",", N=",I0, &
      ",E=",I0,"F=FEPOINT,ET=QUADRILATERAL", &
      ",D=(1,2,3,FECONNECT)")') TimeStr,NNODE,NELEM
  ELSE
    WRITE(LUNST,'("ZONE T= ""Time=",A,"""",", N=",I0, &
      ",E=",I0,"B=",I0,"F=FEPOINT,ET=QUADRILATERAL", &
      ",D=(1,2,3,FECONNECT)")') TimeStr,NNODE,NELEM, &
      NBDRYEDGES
  END IF
END IF
END DO

DO I = 1, NNODE
  IF(IPLOT==1 .OR. (IPLOT==2 .AND. MovableBed)) THEN
    WRITE(LUNST,'(4F16.6)') U(I,J),V(I,J),H(I,J),Zs(I,J)
  ELSE
    WRITE(LUNST,'(3F16.6)') U(I,J),V(I,J),H(I,J)
  END IF
END DO
END DO MainLoop

```

FIELD_UG.HYA 與 FIELD_UG.DAT 主要之差別有兩點：一為前者通常並無輸出水面高程而後者有，二為前者額外輸出計算域之外邊界，因此可以很方便在 **SEC-HY21** 軟體中繪製流場之外邊界線。

由於 FIELD_UG.HYA 檔大小可能達數百 MB 到數 GB，因此目前版本一律採用以 C 語言二進位檔案格式(**ISOLFMT=0**, **IPLOT=2**)來儲存，其檔名為 FIELD_UG.HYB。通常採用二進位儲存之檔案大小是以 ASCII 文字格式儲存之 25%，因此可節省硬碟空間，且以 **SEC-HY21** 讀取二進位檔繪圖時亦可大幅縮短讀檔時間。FIELD_UG.HYB 與 FIELD_UG.HYA 之儲存內容完全相同，惟此二進位檔格式過於複雜，且專門設計給 **SEC-HY21** 軟體使用，故不在此介紹其詳細格式。本軟體提供轉換程式作為轉檔之用。

由於本研究採用 cell-centred 之有限體積法，故輸出變數之儲存位置可選擇 cell vertex (**ICENTER = 0**)或 cell center (**ICENTER = 1**)，選用前者之好處在於計算結果之後處理網格與計算前之網格相同，可避免後處理繪圖時感覺與自己建立之網格有些許移位，但可能之問題是因為網格點上之流場值是由

網格形心位置之流場值內插而得，因此當流場變化大時，有時內插可能會損失些許精確度（尤其存在乾床時尤然）。而選用後者之優點在於無需內插流場變數，但須將計算網格點轉換至計算網格形心位置，這種轉換對結構性網格很容易，但對非結構性網格卻有其困難度，因此目前版本一律採用 **ICENTER = 0** 之選擇。

(四) VIEWPTxx.DAT

此類檔案之內容以如下之輸出樣本來說明：

```

TITLE = "Time History at View Point    1
VARIABLES = T Zs U V H Fr
0.000000E+00    0.300000E+00    0.000000E+00    0.000000E+00    0.300000E+00    0.000000E+00
0.161631E+00    0.300000E+00    0.000000E+00    0.115079E-51    0.300000E+00    0.670815E-52
0.328869E+00    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.903369E-46    0.300000E+00    0.526587E-46
0.500284E+00    0.300000E+00    0.000000E+00    0.837228E-42    0.300000E+00    0.488032E-42
0.675878E+00    0.300000E+00    0.000000E+00    0.669213E-38    0.300000E+00    0.390094E-38
0.855114E+00    0.300000E+00    0.000000E+00    0.126912E-34    0.300000E+00    0.739790E-35
0.103729E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    0.946545E-32    0.300000E+00    0.551755E-32
0.122140E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    0.138420E-29    0.300000E+00    0.806871E-30
0.140663E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.163531E-28    0.300000E+00    0.953246E-29
0.159248E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.463304E-25    0.300000E+00    0.270067E-25
0.177841E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.330608E-22    0.300000E+00    0.192716E-22
0.196412E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.704245E-20    0.300000E+00    0.410515E-20
0.214939E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.440473E-19    0.300000E+00    0.256758E-19
0.233407E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.109540E-18    0.300000E+00    0.638522E-19
0.251809E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.300785E-18    0.300000E+00    0.175332E-18
0.270141E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.181261E-16    0.300000E+00    0.105660E-16
0.288405E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.208059E-14    0.300000E+00    0.121281E-14
0.306603E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.255539E-12    0.300000E+00    0.148958E-12
0.324740E+01    0.300000E+00    0.000000E+00    -0.229336E-10    0.300000E+00    0.133683E-10
.
.
.
0.667827E+02    0.112898E+00    0.000000E+00    -0.536628E-03    0.112898E+00    0.509913E-03
0.670309E+02    0.112538E+00    0.000000E+00    -0.734445E-03    0.112538E+00    0.698996E-03
0.672786E+02    0.112184E+00    0.000000E+00    -0.632771E-03    0.112184E+00    0.603180E-03
0.675261E+02    0.111832E+00    0.000000E+00    -0.264915E-03    0.111832E+00    0.252923E-03
0.677736E+02    0.111480E+00    0.000000E+00    0.220983E-03    0.111480E+00    0.211313E-03
0.680212E+02    0.111129E+00    0.000000E+00    0.597148E-03    0.111129E+00    0.571917E-03
0.682690E+02    0.110781E+00    0.000000E+00    0.740220E-03    0.110781E+00    0.710057E-03
0.685171E+02    0.110434E+00    0.000000E+00    0.635407E-03    0.110434E+00    0.610472E-03
0.687655E+02    0.110086E+00    0.000000E+00    0.315608E-03    0.110086E+00    0.303702E-03
0.690145E+02    0.109735E+00    0.000000E+00    -0.850088E-04    0.109735E+00    0.819325E-04
0.692640E+02    0.109382E+00    0.000000E+00    -0.397166E-03    0.109382E+00    0.383411E-03
0.695140E+02    0.109024E+00    0.000000E+00    -0.509532E-03    0.109024E+00    0.492692E-03
0.697646E+02    0.108657E+00    0.000000E+00    -0.402994E-03    0.108657E+00    0.390332E-03
0.700000E+02    0.108300E+00    0.000000E+00    -0.129054E-03    0.108300E+00    0.125205E-03

```

此檔可以繪圖軟體 TECPLOT 或 EXCEL 繪製各變數之歷時變化。

(五) Profilexx.DAT

此類檔案之輸出內容因尚未定形，故暫不在此介紹。目前輸出之格式與先前之 **VIEWPTxx.DAT** 類似，記錄監視線上之平均水位、最高水位及通過監視線之流量等資訊，若有此需求可直接以文字編輯器觀視之。

2 輸砂與動床水理模式

當水理模式之主要輸入控制檔 FORT_UG.12 中 **Record #1a** 之 ISEDIMENT 值設定為 1，即表示要執行輸砂與動床水理模擬。本節介紹執行 SWFS2DUG 模式輸砂與動床水理模組除了 1 節介紹過之水理參數檔外，尚需準備之其他輸入資料。

目前執行輸砂與動床水理模擬需準備之輸入檔案如下：

檔案名稱	內容說明	需要性
FORT_UG.12S	輸砂與動床水理模式之主要輸入檔，內含資料包括模式物理與數值控制參數、懸浮載延散係數定義、起始條件設定、邊界條件設定等。此檔為文字檔。	必備
FORT_UG.13S	模式選擇以熱啟動執行時之初始資料檔。此檔案之儲存格式為 Fortran 語言中之 unFormatted 檔。須由 HotRun_UG.inp 檔中指定此檔為熱啟動資料來源。 此檔可由前次模擬之輸出檔 FORT_UG.14S 或 FORT_UG.17S 複製而來，使用者無須自行建立。	IRSTRT = 1 時 且 HotRun_UG.inp 檔中指定此檔為熱啟動資料來源
ReRunST.rst	模式選擇以熱啟動執行時之初始資料檔。此檔案之儲存格式為 C 語言中之 binary 檔。須由 HotRun_UG.inp 檔中指定此檔為熱啟動資料來源。此檔為程式自動產生，使用者無須自行建立。	IRSTRT = 1 時 且 HotRun_UG.inp 檔中指定此檔為熱啟動資料來源
Sediment.ID	每一計算網格可指定一 ID，此 ID 對應於 FORT_UG.12S 中 Record #10 之一組編號，記錄每個計算網格之粒徑組成、河床分層、初始懸浮濃度、及所欲採用之輸砂公式、遮蔽因子與懸浮載延散係數計算方式等。此檔為文字檔。	必備
STQTBC.BCF	記錄在（上游）流量邊界處之輸砂量/懸浮載濃度歷線資料。	存在 BCTYPE=2（即流量邊界）之

	此檔案之儲存格式為文字檔。	邊界條件時
STQSOS.BCF	記錄在流量源處之輸砂量/懸浮載濃度 歷線資料。 此檔案之儲存格式為文字檔，且其儲存 格式與 STQTBC.BCF 完全相同。	存在流量源項時

一、 控制檔 FORT_UG.12S 之格式說明

FORT_UG.12S 為執行輸砂與動床模式之主要控制檔。以下先列出對應之讀檔 Fortran 程式碼 (Version 1.06)，再一一解釋相關變數於後。

```
OPEN(LSTIN,FILE="FORT_UG.12S",STATUS='OLD')
CHARACTER(LEN=120):: TEXT, TITLE
1 FORMAT(A)
```

```
! Record #0a: Read Model Name & Version
READ(LSTIN,*) ModelName, VERSION
```

```
! Record #0b: Read Comment Lines Beginning with '!'
DO
  READ(LSTIN,1) TITLE
  IF( TEXT(1:1) /= '!' ) THEN
    BACKSPACE(LSTIN)
    EXIT
  END IF
END DO
```

```
! Record #1
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '1'
READ(LSTIN,*) NSSG, MBEDL, NHDDT, MAXITS, NQBLines
```

```
! Record #2
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '2'
READ(LSTIN,*) ISUSPL, IMIXL, IROUGH, ISOSEX, ISFTBS, &
  AVALANCHE
```

```
! Record #3
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '3'
READ(LSTIN,*) SGRAV, VRIJN, RMIXL, BLTHKMAX, HSED, &
  DZBMAX, TEMPC, REPOSE, LNONEQU
```

```
! Record #4
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '4'
```

```
READ(LSTIN,*) THETAS, EPSZB, EPSBETA, EPSCONC
```

! Record #5

```
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '5'  
READ(LSTIN,*) (DS(I),I=1,NSSG+1)
```

! Record #6

! Sediment transport capacity formula,...

```
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '6'  
DO  
  READ(LSTIN,*) STCF_ID, ISTCF, I_HIDE, HIDE_A, HIDE_B, & PARAM(1:6)  
  IF(STCF_ID <= 0) EXIT  
END DO
```

! Record #7

! A type library of BETAs used to setup for IC & BC

! The first one is the default

```
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '7'  
DO  
  READ(LSTIN,*) BETA_ID, POROS, BETA(1:NSSG)  
  IF(BETA_ID <= 0) EXIT  
END DO
```

! Record #8

! A type library of bed strata for IC setup

! The first one is the default

```
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '8'  
DO  
  READ(LSTIN,*) BEDL_ID, NBEDL  
  READ(LSTIN,*)(BLTHK(I), BLBID(I), I=1, NBEDL)  
  IF(BEDL_ID <= 0) EXIT  
END DO
```

! Record #9

! A type library of suspended concentrations for IC setup

! The first one is the default

```
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '9'  
DO  
  READ(LSTIN,*) CONC_ID, IDISPC, DISPC_KL, DISPC_KT, &  
  SCHMIDT, CONC(1:NSSG)  
  IF(CONC_ID <= 0) EXIT  
END DO
```

! Record #10

! Specific initial conditions (STCFs, BETAs, CONCs, BEDLs)

```
READ(LSTIN,1) TEXT ! Must begins with '10'  
DO
```

```

READ(LSTIN,*) ID, QB_Factor, MaxEros, MaxDepo,    &
                STCF_ID, BETA_ID, BEDL_ID, CONC_ID
IF(ID <= 0) EXIT
END DO

! Record #11
READ (LSTIN,1) TEXT
READ (LSTIN,*) SFTBS_B1, SFTBS_B2, SFTBS_B3, SFTBS_B4, &
                SFTBS_B5, SFTBS_B6, SFTBS_B7, SFTBS_B8

```

```

! Record #12 (optional)
IF (NQBLines > 0) THEN
  READ (LSTIN,1) TEXT
  DO N = 1, NQBLines
    READ (LSTIN,*) V_QBLines(N)%BlkIDU, V_QBLines(N)%nEdgesU
    IF( V_QBLines(N)%nEdgesU > 0 ) THEN
      READ (LSTIN,*) NodesU(1:V_QBLines(N)%nEdgesU+1)
    END IF
    READ (LSTIN,*) V_QBLines(N)%BlkIDD, V_QBLines(N)%nEdgesD
    IF( V_QBLines(N)%nEdgesD > 0 ) THEN
      READ (LSTIN,*) NodesD(1:V_QBLines(N)%nEdgesD+1)
    END IF
  END DO
END IF

```

由以上程式碼可知 FORT_UG.12S 除了最前頭之模式名稱與版次及說明註解文字外，是由 12 筆(Record)資料所構成，而每筆資料可包含為數不等之變數或參數，且有些變數為單一純量，有些變數則為陣列且該陣列之大小會因案例而變。程式使用自由格式讀入資料，因此每筆資料內之變數值需以空白隔開依序填入，且每筆資料(除了 **Record #0** 之外)在讀入變數之前會先讀入一系列文字字串，此列字串通常即為此筆資料之輸入提示(但**最前頭之字元須為此筆資料之編號**)，詳細介紹每筆資料之變數意義如下。

Record #0a (第 0a 筆)

變數名稱	屬性	說明
ModelName	字串	本分析模式之名稱，在此需為 SWFS2DUG_ST。
Version	實數	目前之輸入控制檔 Fort_UG.12S 適用於 SWFS2DUG_ST 之版次。此可讓 SWFS2DUG_ST 相容於舊的輸入檔。

Record #0b (第 0b 筆)

變數名稱	屬性	說明
TITLE	字串	輸入案例說明或註解 (可多列) 註： 每列第一個字需以 “!”開頭，且每列須少於 120 個英文字母。

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
NSSG	整數	代表粒徑分組數
MBEDL	整數	河床最大分層數
NHDDT	整數	水理演算每隔 NHDDT 次時間累進後，進行輸砂 (底床載) 演算，若有考慮懸浮載，懸浮載演算是與水理同步
MAXITS	整數	在一計算時距內輸砂演算最大疊代次數
NQBLines	整數	當計算域中存在不可沖刷或淤積之區域 (如岩盤)，當上游來砂進入此區域，由於此區域內之底床載輸砂能力近乎 0，致使進入此區域之砂源不會被帶往下游而形成就地淤積之不合理現象。數值補救做法是由使用者分別指定進入及離開此特定區域之參考線，前者做為接收進入此區域之輸砂通量參考線，後者做為釋放上游所收集之輸砂通量之作用線。NQBLines 代表有幾組 (接收 + 釋放) 參考線。

Record #2 (第 2 筆)

變數名稱	屬性	說明
ISUSPL	整數	輸砂演算方式之選項
		= 0 : 採用河床質載或河床載輸砂公式
		= 1 : 懸浮載傳輸
		= 2 : 河床載輸砂公式+懸浮載傳輸 (分開計算)

IMIXL	整數	混合層(mixed layer)厚度設定之選項	
		= 0	: 定值，以 Record #3 之 RMIXL 設定之
		= 1	: 以水深的比例計算之，其比例常數以 Record #3 之 RMIXL 設定之
		= 2	: 以河床質中值粒徑的倍數計算之，其倍數以 Record #3 之 RMIXL 設定之
IROUGH	整數	修正底床糙度之選項	
		= 0	: 不修正底床糙度
		> 0	: 根據河床粒徑組成修正底床糙度
ISOSEX	整數	懸浮載與河床載交換源恢復飽和係數 α 之計算方式	
		= 0	: 常數
		= 1	: 採用 Lin (1984)之公式
		= 2	: 採用 Armanini and Di Silvio (1988)之公式
		= 3	: 採用 van Rijn (1984)之公式
		= 4	: 採用 Hamrick and Hayter (2001)之公式
ISFTBS	整數	二次流及橫向底床坡度對輸砂量之影響	
		= 0	: 不考慮
		= 1	: 考慮。參考採用 Kikkawa et al. (1976), Odgaard (1986), Sekine & Parker (1992), Minh Duc et al. (2004)等文獻之做法。
		= 2	: 考慮。參考採用 Van Bendegom (1974), Koch & Flokstra (1981), Struiksmas et al. (1985), Vasquez et al. (2008)等文獻之做法。
AVALANCHE	整數	側岸崩塌(bank erosion)效應模擬	
		= 0	: 不考慮
		= 1	: 考慮。目前尚無作用。

Record #3 (第 3 筆)

變數名稱	屬性	說明
SGRAV	實數	泥砂比重，通常取為 2.65。
VRIJN	實數	求取近底床平衡濃度所採參考高程之推估係數。 本模式目前定義參考高程為 VRIJN 倍之 d_{90} 與 1% 水深之較大值，通常取 $1 \leq \text{VIRJN} \leq 3$ 。
RMIXL	實數	定義混合層厚度之參數，須參照 Record #2 中 IMIXL 選項。
BLTHKMAX	實數	河床分層之最大容許厚度。 [m]
HSEDT	實數	存在輸砂行為之最小水深，即流場中水深小於此值處假設為無輸砂行為。 [m]
DZBMAX	實數	單一輸砂計算時步可允許之最大沖刷或淤積深度，輸入單位為 m/day。
TEMPC	實數	水之溫度。 [°C]
REPOSE	實數	泥砂安息角。 [度]
LNONEQU	實數	不平衡輸砂調適長度。 [m] 目前尚無使用。

Record #4 (第 4 筆) (此筆資料保留給隱式數值方法，目前無用途)

變數名稱	屬性	說明
THETAS	實數	時間權重係數，通常取值在 0.6 ~ 1.0 之間。
EPSZB	實數	每一計算時步疊代過程中底床變動之收斂標準
EPSBETA	實數	每一計算時步疊代過程中粒徑組成變動之收斂標準
EPSCONC	實數	每一計算時步疊代過程中懸浮載濃度變動之收斂標準

Record #5 (第 5 筆)

變數名稱	屬性	說明
DS (1:NSSG+1)	實數陣列	<p>分組粒徑之粒徑區間上下界，粒徑單位為[mm]。</p> <p>註：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 整個計算域皆使用此相同之分組粒徑定義，因此粒徑組成應由小到大含括應用算例可能之粒徑範圍，雖然分組數(NSSG)愈多愈能代表非均勻沉澱，然此分組數直接關係到模式所需之記憶體以及計算時間，一般宜取 $NSSG < 10$。 2. 輸砂與動床演算之數值穩定度比定床水理演算低，故建議由簡入繁，可先由均勻沉澱開始演算。

Record #6 (第 6 筆)

當 $STCF_ID \leq 0$ 時，即結束此筆資料之輸入。

變數名稱	屬性	說明
STCF_ID	整數	<p>定義輸砂公式與遮蔽因子計算方式之選項編號。</p> <p>註：程式中會先以第一筆資料作為預設值，定義所有計算網格之上述資料，而後可再根據 Record #10 的輸入資料設定個別計算網格之相關參數。</p>
ISTCF	整數	輸砂公式選項
		河床質載(Bed-material load)公式
		= 1 : Yang (1973 for sand, 1984 for gravel)
		= 2 : Ackers and White (1973)
		= 3 : Engelund and Hansen (1967)
		= 4 : Fazle Karim (1998)
		= 5 : Van Rijn (1984)
		= 6 : Toffaleti (1969)
		= 7 : Einstein (1950)
= 8 : Wu, Wang and Jia (2000)		

		= 9	:	Power law with the following relation $q_s [\text{cms/m}] = a (S_f)^b h^c u ^d$ Where S_f : friction slope h : water depth [m] $ u $: flow velocity [m/s]
		= 10	:	Govers (1992)
		= 11	:	Ashida and Michiue (1972 + 1970)
				河床載(Bed load)公式
		= 21	:	Schoklitsch (1934)
		= 22	:	Meyer-Peter and Muller (1948)
		= 23	:	Ho-Huang (1992)
		= 24	:	Smart (1984)
		= 25	:	Van Rijn (1984), bedload part only
		= 26	:	Toffaletti (1969), bedload part only
		= 27	:	Einstein (1950), bedload part only
		= 28	:	Wu, Wang and Jia (2000) , bedload part only
		= 29	:	Wilcock and Crowe (2003)
		= 30	:	Parker (1990)
		= 31	:	Ashida and Michiue (1972)
		= 32	:	Wong and Parker (2006)
				底岩沖刷(Bedrock erosion)公式
		41	:	Sklar & Dietrich (2004)
IHIDE	整數	非均勻沉澱遮蔽因子選項		
		= 0	:	不考慮非均勻沉澱遮蔽效應。

		= 1	<p>利用 Karim & Kennedy (1982)經驗式推估非均勻沉滓遮蔽因子(hiding factor; HF)：</p> $HF = A(d_k/d_{50})^B$ <p>其中，d_k 為第 k 組粒徑區間之代表粒徑；d_{50} 為整體河床質之中值粒徑；A (=HIDE_A)、B (=HIDE_B) 為使用者輸入參數，其預設值為 $A = 1.0$, $B = 0.85$。</p>
		= 2	<p>利用 Karim (1998)經驗式推估非均勻沉滓遮蔽因子(HF)：</p> $HF = C(d_k/d_{50})^D$ <p>其中，$C = A(w_s/u_*)$；$D = B(w_s/u_*)$；w_s 為中值粒徑之沉降速度；u_* 為剪力速度；A (=HIDE_A)、B (=HIDE_B) 為使用者輸入參數，其預設值為 $A = 1.15$, $B = 0.6$。</p>
		= 3	<p>利用 Wu, Wang & Jia (2000)經驗式推估非均勻沉滓遮蔽因子(HF)：</p> $HF = (p_{hk}/p_{ek})^B$ <p>其中，p_{hk} 為第 k 組粒徑區間代表粒徑 d_k 受到其它代表粒徑遮蔽的機率，而 p_{ek} 則為未受到遮蔽而直接暴露於水體的機率，B (=HIDE_B) 為使用者輸入參數，其預設值為 $B = 0.6$。</p> <p>註：選擇此選項時 HIDE_A 無作用。</p>
HIDE_A	實數	估算非均勻沉滓遮蔽因子之參數，參照 IHIDE 之說明。	
HIDE_B	實數	估算非均勻沉滓遮蔽因子之參數，參照 IHIDE 之說明。	

PARAM(1:6)	實數	<p>底岩沖刷公式用到之 6 個參數，依序為：</p> <p>(1) Young's modulus of rock [Pa]</p> <p>(2) Tensile strength of rock [Pa]</p> <p>(3) Rock resistance parameter [-]</p> <p>(4) Factor used in cover effect [-]</p> <p>(5) Hydraulic erodibility [-]</p> <p>(6) Critical shear stress for hydraulic scour [Pa]</p>
------------	----	---

Record #7 (第 7 筆)

當 BETA_ID ≤ 0 時，即結束此筆資料之輸入。

變數名稱	屬性	說明
BETA_ID	整數	<p>粒徑組成型態之編號。包括所有計算網格河床質及邊界入砂之粒徑組成型態。</p> <p>註：程式中會先以第一筆粒徑組成型態作為預設值，定義所有計算網格之起始粒徑組成型態，而後可再根據 Record #10 的輸入資料設定個別計算網格之起始粒徑組成型態。</p>
POROS	實數	定義 BETA_ID 編號所對應之河床孔隙率。
BETA (1:NSSG)	實數 陣列	<p>定義 BETA_ID 編號所對應之粒徑組成比例。</p> <p>註：各代表粒徑區間之粒徑組成比例總和須為 1。</p>

Record #8 (第 8 筆)

當 BEDL_ID ≤ 0 時，即結束此筆資料之輸入。

變數名稱	屬性	說明
BEDL_ID	整數	<p>河床分層型態之編號。定義所有計算點之起始河床分層型態。</p> <p>註：程式中會先以第一筆河床分層型態作為預設值，定義所有計算網格之起始河床分層型態，而後可再根據 Record #10 的輸入資料設定個別計算網格之起始河床分層型態。</p>
NBEDL	整數	定義 BEDL_ID 編號所對應之河床分層數

BLTHK (1:NBEDL)	實數 陣列	各河床分層之厚度[m]，由最下層(母層)向上定義之。
BLBID (1:NBEDL)	整數 陣列	各河床分層之起始粒徑組成型態之編號，由最下層向上定義之(即第一層為母層)。需與 Record #7 中所定義之任一 BETA_ID 相對應。

Record #9 (第 9 筆)

當 CONC_ID ≤ 0 時，即結束此筆資料之輸入。

變數名稱	屬性	說明
CONC_ID	整數	設定起始懸浮質濃度及懸浮載延散係數計算方式之型態編號。 註： 程式中會先以第一筆資料作為預設值，定義所有計算網格之起始懸浮質濃度及懸浮載延散係數計算方式之型態，而後可再根據 Record #10 的輸入資料設定個別計算網格之起始懸浮質濃度及懸浮載延散係數計算方式之型態。
IDISPC	整數	懸浮載延散係數計算方式之選項
		= 0 : 縱向及橫向延散係數分別等於使用者輸入之 DISPC_KL 及 DISPC_KT。
		= 1 : 縱向及橫向延散係數分別等於使用者輸入之 DISPC_KL 及 DISPC_KT 乘上紊流黏滯係數 ν_t 。
		= 2 : 利用 $K_L = \xi hu_*$ 及 $K_T = \zeta hu_*$ 經驗式分別估算縱向及橫向延散係數，其中 h 為水深， u_* 為剪力速度； ξ 及 ζ 則分別為使用者輸入之 DISPC_KL 及 DISPC_KT。
= 3 : 同 IDISPC=2 之做法，但 K_T 項另考量二次流之影響，此選項須配合 Fort_UG.12 中 IHELICAL > 0 設定。		

DISPC_KL	實數	縱向延散係數之參數，參照上方 IDISPC 之說明。
DISPC_KT	實數	橫向延散係數之參數，參照上方 IDISPC 之說明。
SCHMIDT	實數	紊流 Schmidt 數。
CONC (1:NSSG)	實數 陣列	定義 CONC_ID 編號所對應之各代表粒徑區間起始懸浮質濃度。 [ppm by volume]

Record #10 (第 10 筆)

如果計算域內有某些區域之 STCF_ID, BETA_ID, BEDL_ID, CONC_ID 欲不同於預設值（即上述 Record #6,7,8,9 之第一筆資料），可以在此另行設定想要之初始條件 ID，程式會根據記載於 Sedment.ID 檔案中之每個計算網格指定之 ID，來此找出此 ID 所對應之設定。

當 ID ≤ 0 時，即結束此筆資料之輸入。

變數名稱	屬性	說明
ID	整數	初始條件設定編號，以下資料為其所屬之性質設定。
QB_Factor	實數	適用此 ID 之區域內所有網格點由平衡輸砂公式算出來之輸砂量皆再乘以此係數，以綜合反映輸砂公式未含括之效應（如覆蓋率）。
MaxEros	實數	適用此 ID 之區域內所有網格點之最大可沖刷深度。
MaxDepo	實數	適用此 ID 之區域內所有網格點之最大可淤積厚度。
STCF_ID	整數	適用此 ID 之區域內所有網格點採用之輸砂公式與遮蔽因子計算方式之選項編號，需與 Record #6 中所定義之任一 STCF_ID 相對應。
BETA_ID	整數	適用此 ID 之區域內所有網格點採用之粒徑組成型態與河床孔隙率之編號，需與 Record #7 中所定義之任一 BETA_ID 相對應。
BEDL_ID	整數	適用此 ID 之區域內所有網格點採用之河床分層型態之編號，需與 Record #8 中所定義之任一 BEDL_ID 相對應。

CONC_ID	整數	適用此 ID 之區域內所有網格點採用之起始懸浮質濃度型態與懸浮載延散係數計算方式之選項編號，需與 Record #9 中所定義之任一 CONC_ID 相對應。
---------	----	--

Record #11 (第 11 筆)

二次流及橫向底床坡度輸砂量修正之模擬參數

變數名稱	屬性	說明
SFTBS_B1	實數	計算推移載運行方向公式中 $f(\theta) = b_1 \theta^{b_2} (d_{50}/h)^{b_3}$ 項之參數。
SFTBS_B2	實數	參上說明。
SFTBS_B3	實數	參上說明。
SFTBS_B4	實數	保留參數，目前未使用。
SFTBS_B5	實數	保留參數，目前未使用。
SFTBS_B6	實數	保留參數，目前未使用。
SFTBS_B7	實數	保留參數，目前未使用。
SFTBS_B8	實數	保留參數，目前未使用。

Record #12 (第 12 筆) (只當 NQBLines > 0 時才需輸入)

底床載接收參考線及釋放參考線位置定義 (共需輸入 NQBLines 組)

變數名稱	屬性	說明
BlkIDU	整數	底床載接收參考線所屬之網格區塊編號，目前非結構性網格只支援單一網格區塊，故此值目前實無作用。
nEdgesU	整數	底床載接收參考線由 nEdgesU 個網格邊所組成。
NodesU(1:nEdgesU+1)	整數陣列	組成上開參考線之網格節點編號系列，兩個相連網格節點構成一網格邊，故共需輸入 nEdgesU+1 個。
BlkIDD	整數	底床載釋放參考線所屬之網格區塊編號，目前非結構性網格只支援單一網格區塊，故此值目前實無作用。
nEdgesD	整數	底床載釋放參考線由 nEdgesD 個網格邊所組成。

NodesD(1: nEdgesD+1)	整數 陣列	組成上開參考線之網格節點編號系列，兩個相連網格節點構成一網格邊，故共需輸入 nEdgesD+1 個。
-------------------------	----------	--

二、 計算網格沉滓特性編號檔 SEDIMENT.ID 之格式說明

此檔記錄計算域所有網格點採用之輸砂公式、遮蔽因子計算方式、粒徑組成、河床孔隙率、河床分層、起始懸浮質濃度與懸浮載延散係數計算方式等之特性編號，每個計算網格需輸入一編號，此編號需對應於 Fort_UG.12S 中 Record #10 當中之一個 ID，若無對應之 ID，程式會以 Record #6,7,8,9 之第一筆資料為設定值。此檔之格式相當簡單，其對應之讀檔 Fortran 程式碼如下。

```
OPEN(98,FILE="Sediment.ID",STATUS='OLD')
READ(98,*) NNODE, NCELL
READ(98,*) (SEDID(I),I=1,NCELL)
```

三、 邊界條件檔 STQTBC.BCF 之格式說明

當水理計算之上游邊界採用流量歷線時，通常亦需給定輸砂量/懸浮載濃度歷線。以下先列出對應之讀檔 Fortran 程式碼，再解釋相關變數於後。

```
OPEN(99,FILE='STQTBC.BCF',STATUS='OLD')
CHARACTER(LEN=120):: TEXT, COMMENT
INTEGER:: I,J,N
1 FORMAT(A)
```

! Record #0: Comment lines (begins with "!")

```
DO
  READ(99,1) TEXT
  IF( TEXT(1:1) /= '!') THEN
    BACKSPACE(99)
    EXIT
  END IF
END DO
```

! Record #1:

```
! Total number of STQTBC curves in this file
READ(99,1) TEXT      ! input prompt string
READ(99,*) NCURVES
```

! Record #2

DO N = 1, NCURVES

! #2a: Comment line for each curve beginning with "#CURVE"

READ(99,1) COMMENT

! #2b: Read data for each curve

READ(99,1) TEXT ! input prompt string

READ(99,*) V_STQTBC(N)%ID, V_STQTBC(N)%BETID_B, &
V_STQTBC(N)%BCOPT_B, V_STQTBC(N)%NDATA_B, &
V_STQTBC(N)%TUNIT_B, V_STQTBC(N)%BETID_C, &
V_STQTBC(N)%BCOPT_C, V_STQTBC(N)%NDATA_C, &
V_STQTBC(N)%TUNIT_C

! #2c or #2d

IF(V_STQTBC(N)%BCOPT_B == 0) THEN

! no bedload input

ELSE IF(V_STQTBC(N)%BCOPT_B == 1) THEN

! #2c

READ(99,1) TEXT ! must begins with "B1"

READ(99,*) V_STQTBC(N)%B_A, V_STQTBC(N)%B_B, &
V_STQTBC(N)%B_C

ELSE IF(V_STQTBC(N)%BCOPT_B == 2) THEN

#2d

READ(99,1) TEXT ! must begins with "B2"

DO I = 1, V_STQTBC(N)%NDATA_B

READ(99,*) V_STQTBC(N)%TIME_B(I), &
V_STQTBC(N)%STQT_B(I)

END DO

ELSE IF(V_STQTBC(N)%BCOPT_B == 3) THEN

! Read nothing (zero sediment flux gradient)

ELSE IF(V_STQTBC(N)%BCOPT_B == 4) THEN

! Read nothing (zero bed change)

END IF

! Suspended concentration load

! bypass ISUSPL=0 case

IF(ISUSPL == 0) THEN

IF(N == NCURVES) EXIT

CYCLE

END IF

! #2e or #2f

IF(V_STQTBC(N)%BCOPT_C == 0) THEN

CYCLE ! no Suspended concentration input

ELSE IF(V_STQTBC(N)%BCOPT_C == 1) THEN

! #2e

READ(99,1) TEXT ! must begins with "C1"

```

READ(99,*) V_STQTBC(N)%C_A, V_STQTBC(N)%C_B, &
           V_STQTBC(N)%C_C
ELSE IF( V_STQTBC(N)%BCOPT_C == 2 ) THEN
#2f
READ(99,1) TEXT ! must begins with "C2"
DO I = 1, V_STQTBC(N)%NDATA_C
  READ(99,*) V_STQTBC(N)%TIME_C(I), &
            V_STQTBC(N)%STQT_C(I)
END DO
ELSE IF( V_STQTBC(N)%BCOPT_C == 3 ) THEN
  ! Read nothing (zero concentration flux gradient)
END IF
END DO

```

由以上程式碼可知 STQTBC 除了最前頭 **Record #0** 為說明註解文字列外，是由 2 筆(Record)資料所構成，**Record #1** 內存純量變數，**Record #2** 內之資料則為陣列變數，分別說明如下：

Record #1 (第 1 筆)

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一列說明文字，通常即為以下資料之輸入提示。
NCURVES	整數	此檔案中存放之輸砂量/懸浮載濃度歷線總數，每條歷線資料即構成以下 Record #2 之內容。

Record #2 (第 2 筆)

Record #2 可再細分為 #2a，#2b，#2c 或 #2d 及 #2e 或 #2f，需要 #2c 或 #2d 依 #2b 中之 BCOPT_B 值而定，需要 #2e 或 #2f 依 #2b 中之 BCOPT_C 值而定。

Record #2 總共需重複輸入 NCURVES 次，分述如下。

Record #2a

變數名稱	屬性	說明
COMMENT	字串	每一條歷線可有一列註解文字，最多 120 個字元，但開頭 6 個字元必須是 #CURVE。

Record #2b

變數名稱	屬性	說明
------	----	----

TEXT	字串	一列說明文字，通常即為以下資料之輸入提示。			
ID	整數	所將輸入之輸砂量/懸浮載濃度歷線之編號，此編號需與在水理控制檔 FORT_UG.12 中 Record #16 之 BCCODE3 值相對應。			
BETID_B	整數	此邊界河床載之粒徑組成編號，需與 FORT_UG.12S 中 Record #7 所定義之任一 BETA_ID 相對應。			
BCOPT_B	整數	河床載輸砂量輸入方式			
		= 0	： 無輸砂量輸入		
		= 1	： 輸砂量 Q_B [公噸/天] 與流量 Q [cms] 呈冪次關係： $Q_B = B_A Q^{B_B} + B_C$ 須於 #2c 輸入 B_A, B_B, B_C 。		
		= 2	： 輸入輸砂量[公噸/天]時間歷線，於 #2d 輸入。		
		= 3	： 輸砂通量零梯度		
		= 4	： 無底床高程變化（即平衡輸砂）		
NDATA_B	整數	河床載輸砂量歷線所含之資料點數 (if BCOPT_B = 2)			
TUNIT_B	整數	河床載輸砂量歷線之時間單位選項 (if BCOPT_B = 2)			
		= 0 : 秒	= 1 : 分	= 2 : 時	= 3 : 天
BETID_C	整數	此邊界懸浮載之粒徑組成編號，需與 FORT_UG.12S 中 Record #7 所定義之任一 BETA_ID 相對應。			
BCOPT_C	整數	懸浮載濃度輸入方式			
		= 0	： 無懸浮載濃度輸入		
		= 1	： 懸浮載濃度 Q_C [ppm by volume] 與流量 Q [cms] 呈冪次關係： $Q_C = C_A Q^{C_B} + C_C$ 須於 #2e 輸入 C_A, C_B, C_C 。		
		= 2	： 輸入懸浮載濃度[ppm by volume]時間歷線，於 #2f 輸入。		
		= 3	： 懸浮載通量零梯度		
NDATA_C	整數	懸浮載濃度歷線所含之資料點數 (if BCOPT_C = 2)			
TUNIT_C	整數	懸浮載濃度歷線之時間單位選項 (if BCOPT_C = 2)			
		= 0 : 秒	= 1 : 分	= 2 : 時	= 3 : 天

Record #2c 【當 Record #2b 中 BCOPT_B=1 時】

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一列說明文字，通常即為以下資料之輸入提示。 開頭 2 個字元必須是 B1。
B_A	實數	河床載與流量呈冪次關係之係數 B_A ，參見 BCOPT_B
B_B	實數	河床載與流量呈冪次關係之係數 B_B ，參見 BCOPT_B
B_C	實數	河床載與流量呈冪次關係之係數 B_C ，參見 BCOPT_B

Record #2d 【當 Record #2b 中 BCOPT_B=2 時】

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一列說明文字，通常即為以下資料之輸入提示。 開頭 2 個字元必須是 B2。
TIME_B	實數	時間，其單位由 Record #2b 之 TUNIT_B 決定。
STQT_B	實數	河床載。 [公噸/天]

Record #2e 【當 Record #2b 中 BCOPT_C=1 時】

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一列說明文字，通常即為以下資料之輸入提示。 開頭 2 個字元必須是 C1。
C_A	實數	懸浮載與流量呈冪次關係之係數 C_A ，參見 BCOPT_C
C_B	實數	懸浮載與流量呈冪次關係之係數 C_B ，參見 BCOPT_C
C_C	實數	懸浮載與流量呈冪次關係之係數 C_C ，參見 BCOPT_C

Record #2f 【當 Record #2b 中 BCOPT_C=2 時】

變數名稱	屬性	說明
TEXT	字串	一列說明文字，通常即為以下資料之輸入提示。 開頭 2 個字元必須是 C2。
TIME_C	實數	時間，其單位由 Record #2b 之 TUNIT_C 決定。
STQT_C	實數	懸浮載濃度。 [ppm by volume]

附錄二

期中期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、國立中央大學水文及海洋研究所 吳祚任教授		
1. 因需計算沖刷深度，因此模式 Validation 部分需比較流速及底床剪力。	1. 感謝委員指教。現有文獻具二維水深平均流速分布之實驗資料取得不易，底床剪力資料更是稀少，本計畫將盡力收集具有相關資料之試驗，也懇請委員幫忙提供適當之資料，以豐富模式之驗證工作。	同意。
2. 沖刷前、後底床地形如何取得？如何比對？	2. 感謝委員指教。本計畫之工作項目裡並無包含測量費用。須在經費充足之情況下才能取得沖刷前、後底床地形。本計畫將盡力蒐集相關計畫之測量成果及港研中心未來將進行之水工模型試驗成果，作為水理計算模式之驗證。	同意。
二、國立台灣大學水工試驗所 賴進松研究員		
1. 由於大甲溪河床顆粒較大，輸砂模式中，未來在處理護甲層、混合層厚度，等非均勻沈澱時，是否可分析模式中參數的敏感度討論。	1. 感謝委員指教。現有文獻或量測數據中有關護甲層、混合層厚度之實驗或現場量測資料取得不易，本計畫將盡力收集具有相關資料之試驗，也懇請委員幫忙提供適當之資料，以豐富模式建立等工作。	同意。
2. 未來程式會移交給港研所來使用，將來如何與一維模擬結果相銜接，是否各個橋墩之沖刷深度都必須推估？請在報告中說明之。	2. 本計畫將與另一計畫「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立」一維模式討論界面銜接問題。 2. 本計畫發展之模式可推估各個橋墩之沖刷深度。遵照委員指教，未來將會說明於報告中。	同意。
3. 將來在大甲溪 1 號、3 號與高速公路橋實際應用時，如何在降雨預報 1 小時內儘量縮短計算時間，或先事前計算以建構沖刷資料庫，則可迅速應用。	3. 感謝委員指教。本計畫將待實際建立大甲溪含國道 1 號及 3 號橋之數值模型試算後，再評估其計算效能及視需要研究縮短計算時間之方式，而事前先計算以建構沖刷資料庫以期即時應用之做法亦為可資參考之一選項。	同意。
三、國立成功大學水利及海洋工程學系 游保杉教授		

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
1.現階段 2D 模式檢定驗證以水位為主，然本計劃乃預測橋墩附近沖刷，模式驗證需輔以流速計算結果比較，請說明未來如何進行？	1.感謝委員指教。現有文獻具二維水深平均流速分布之實驗資料取得不易，本計畫將盡力收集具有相關資料之試驗，也懇請委員幫忙提供適當之資料，以豐富模式之驗證工作。	同意。
2.承第 1 點，模式測試案例多採文獻中數據，文獻又以渠道試驗為主體，未來模式計算牽涉許多參數整合， $\kappa - \varepsilon$ 模式所使用參數值在實驗渠道與天然渠道即有差異，未來如何選定合理數值？	2.本計畫數值模式對於紊流計算係採用 Smagorinsky subgrid-scale model，其所需參數(1個)較 $\kappa - \varepsilon$ 模式少很多，且具計算效率之優勢，而計算效率對於本計畫之目的是相當重要之因子，因此不擬採用 $\kappa - \varepsilon$ 紊流模式。	同意。
3.承第 2 點，實驗渠道與天然渠道案例間如何整合，實驗渠道預測正確，不代表天然渠道預測結果一定正確，在大甲溪現場實測數據缺乏之情況下，請說明未來如何展示模式預測現場案例之合理性？	3.感謝委員指教。誠然實驗渠道預測正確，不代表天然渠道預測結果一定正確；但相對地，若實驗渠道預測或解析解驗證都不能符合，則天然渠道預測結果可說完全不可信。事實上，數值模式發展必經實驗資料及解析解之基本驗證，通過上述驗證方可期望其應用至實際案例具備相當之可靠度，而實際案例之模擬結果與數模結果若有可接受之差距則屬數模應用成功，預測誤差至少可歸因於(1)數模為基於較簡化之理論模型,(2)實際案例之輸入資料存在不確定性。本計畫之數值模式具通用性質，應用於實驗渠道與天然渠道案例無須整合。大甲溪現場應用將與港研中心水工模型試驗之量測資料驗證。	同意。
4.報告中潰壩案例模擬結果，於若干水位測站之峰值存在誤差，請說明原因。是否為模式採用之數	4.因委員無特別說明是那一個潰壩案例，但推測應是指 Toce valley 潰壩案例。如報告所言，此案例儘管河谷地形與流況複雜，且房屋與橋樑效應並	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>值離散法無法捕捉洪水波之震波 (Shock wave) 現象？</p>	<p>未考量，以及採用統一固定之曼寧 n 值等因素，可能導致局部流況未能充分解析，但整體而言，數值結果在大部分量測點之表現皆令人滿意。事實上，參見 http://www.hrwallingford.co.uk/projects/CADAM/CADAM/Milan/Contents.html 裡眾多數值模式之結果，以及 JHR V41(2) pp.167-177 等相關數模結果，本模式之結果已堪稱是最優級之成果。本計劃之數值模式可完全捕捉震波等不連續水流現象，且無論是 steady shock or moving bore 皆可模擬。</p>	
<p>5. 本計劃旨在建立本土化 2D 彎道沖刷模式，彎道底床剪力分佈影響沖淤情形甚鉅，建議於動量方程式之消散項 (Dispersion terms) 中考慮彎道螺旋流效應 (Helical Flow)，相關文獻如下：</p> <p>A. Jin, Y.C., and P.M. Steffler (1993), Predicting flow in curved open channels by depth-averaged method, J. Hydraul. Eng., 119(1), 109-124.</p> <p>B. Yeh, K.C., and J.F. Kennedy (1993), Momentum model of nonuniform channel-bend flow: I. Fixed beds, J. Hydraul. Eng., 119(7), 776-795.</p>	<p>5. 感謝委員指教。遵照辦理。本計劃彎道螺旋流效應之處理方式可參見報告 3.1.3 節，而模式建置及數值驗證則為下一次期中報告之內容。</p>	<p>同意。</p>

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 1 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
<p>6.本計畫與上一個計畫「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立」，兩計畫宜有完整結合，才能達到整合目的。因此未來在即時運算時，兩者界面需求宜有清楚界定。是否由「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」這個計畫提供上游平均水位，本計畫僅計算國道 1 號與國道 3 號上、下游某一距離之 2 維計算。</p>	<p>6.本計畫將與「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立」執行單位討論界面銜接問題。原則上，應由一維模式提供上游邊界入流量及來砂量，下游邊界則提供水位。</p>	<p>同意。</p>
<p>四、本所港研中心主任 邱永芳</p>		
<p>1.大甲溪實際沖刷資料缺乏，較難做模式驗證，可搭配本中心水工模型試驗，試驗成果驗證水理模式的可靠度。</p>	<p>1.感謝委員指教。遵照辦理。</p>	<p>同意。</p>
<p>2.水理模式計算結果如果與水工模型試驗成果相符，則可由水理模式推算在橋梁上、下游多少距離範圍內可利用人工方式來控制河川水流方向的方法。</p>	<p>2.感謝委員指教。遵照辦理。</p>	<p>同意。</p>

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 2 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、國立成功大學水利及海洋工程學系 游保杉教授		
1. 現地應用案例以大斷面測量資料內差河道平面地形，恐難以真實反應河道之流路。	1. 感謝委員指教。於本次期中報告準備過程中，另一子計畫「橋河共治區基本資料調查研究」之測量資料尚未提出，故只能引用目前最新之大斷面測量資料。於模式地形之模擬中，已配合現勘盡力讓模式中之河道與現地相符。	同意。
2. 現地應用案例未做模式驗證，如何說明模式之正確性？	2. 本計畫模擬河段內，缺乏現地量測之資料作為模式驗證用。未來將利用「跨河橋梁保護工法之研究」之模型試驗數據作為模式驗證。	同意。
3. P5-5 圖 5.4 國道 1 號大甲溪橋附近歷年河道變遷圖，其底圖套疊偏移，P5-15 圖 5-18 亦有相同問題，請修正。	3. 感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
4. 請補充參考文獻。	4. 感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
二、國立台灣大學水工試驗所 賴進松研究員		
1. 在辛樂克颱風時的水理應用案例中，目前並無實測的數據（如水位資料）可以比較，希望可加強收集相關資料。	1. 感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
2. 在沖淤模擬的變化實測資料是否可利用水規所「大甲溪河段輸砂關係試驗研究（1/3）」之現場一般沖刷深度觀測成果進行分析模擬，以檢驗數模的正確性。	2. 感謝委員指導，遵照辦理。	同意。
3. 與成大及其他計畫的成果如何銜接部分，應在前言的內文	3. 感謝委員指導，遵照辦理。本計畫之成果將提供給「跨	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 2 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
中說明清楚，如此可明確定出預期的成效。	河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業」進行預警系統之建立與整合；本計畫二維計算將引用成大「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」一維計算結果作為本計畫之起始條件，經二維計算出沖刷深度後，再提供給「跨河橋梁安全評估之研究」進行安全評估。	
4.在模式模擬束縮沖刷時，如何在模式中考慮其束縮沖刷後底床的變動影響？	4.本模式目前係依合約進度完成定床水理模式，未來將建立動床水理模式，故於下一次報告中將會補充說明。	同意。
三、國立交通大學土木工程系 葉克家教授		
1.定床潰堤試驗模擬中，SEC-HY21 能否考慮下游底床為乾床狀態，宜有所說明。	1.SEC-HY21 可以模擬計算域中存在乾床之情況，如報告中 Toce valley 潰壩案例。	同意。
2.有關 Rozovskii 彎道試驗中，”內岸”一詞建議改為”凸岸”，從圖 4.12 可知凸岸處水面模擬值較實驗值低，以往許多二維模式均無法模擬良好，SEC-HY21 亦然。	2.感謝委員指導，內岸將改為凸岸、同時外岸亦一併改為凹岸。誠如委員指教此算例眾多二維模式無論有無採用二次流模式均在凸岸處水面模擬值較實驗值低，由於二維模式採用之數學模型皆相當，差異處僅在網格處理及計算方法，故 SEC-HY21 亦無法妥善模擬此算例。事實上，此算例採用三維計算即可得到較精確之模擬結果，如 JHE 116(9) p235-253。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 2 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
3. 定床水理模式之模擬結果應用在大甲溪現場是否有足夠資料來檢定驗證？如利用一維模式進行大範圍之模擬，並以其成果當作 SEC-HY21 數模之上下游邊界條件，則一維模式是否有經過檢定驗證。	3.1. 將利用模型試驗量測數據作為模式驗證。 2. 本計畫之架構為引用成大『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』之一維模式之下游邊界水位及上游邊界流量資料，進而以二維模式進行水理分析，因本次期中報告執行期間，成大一維模式也在進行中，故在無資料之情況下，本計畫先行以一維模式進行模擬，以完成本次期中報告之成果要求。在下次期中報告將直接引用成大一維模式經由驗證之計算成果作為邊界條件。	同意。
4. 由 SEC-HY21 求得之流場水理資料，如何進行橋墩局部沖刷之推估，宜有所說明。	4. 感謝委員指導，本模式目前係依合約進度完成定床水理模式，未來將建立動床水理模式，故於下次報告中將會詳細說明。	同意。
四、交通部科顧室 許書王技正		
1. 本研究針對橋墩受沖刷建立計算模式，建議對影響因子再作全盤考量及其交互作用之影響。	1. 感謝委員指導，遵照辦理。	同意。
2. 由於河水流動形式較屬動態的改變，如何因應其動態的影響（對於橋墩），以利獲得實際的狀況與驗證。	2. 感謝委員指導。本計畫模式可以非定量流之流況進行模擬，故可模擬颱風過程下動態之結果。由於本計畫模擬河段內，缺乏現地量測之資料作為模式驗證用，故模式驗證將引用「跨河橋梁保	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第2次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	護工法之研究」之模型試驗數據作相關驗證。	
3.河床變動有時有人為因素存在，在研究結果上是否可提供使用單位，在人為變動前提早警示，以維安全。	3.感謝委員指導。模式完成後，只要輸入相關基本資料後，可模擬任何河床變動之結果。	同意。
五、高速公路局中區工程處		
1.除本計畫所建之水理模式外（開發之定床水理模式）外，建議一併使用其他既有水理模式進行模擬，以初步印證本水理模式在對各既有水理模式所作之修正，已於本應用中展現。	1.感謝委員指導。本模式目前係依合約進度完成定床水理模式，未來將建立動床水理模式。委員所提之使用其他水理模式做印證一事，因本計畫無法取得其他水理模式及不同水理模式有不同之限制，且本計畫之合約並無這項工作，故本計畫會引用另一子計畫「跨河橋梁保護工法之研究」之模型試驗數據作為模式驗證。	同意。
六、本所港研中心 朱金元副主任		
1.定床試驗渠道內並無建築物、障礙物，是否有相關試驗可與模式驗證？	1.感謝委員指導。本水理分析數值模式於開發時，已僅可能蒐集相關試驗報告或發表之論文以取得試驗數據進行模式之驗證。遵照委員指示，於下一次期中報告將補充渠道內存在障礙物之驗證算例。	同意。
2.利用定床水理模式如何應用到實例？如何作驗證？請加強說明。	2.感謝委員指導。本模式目前係依合約進度完成定床水理模式，未來將建立動床水理模式，故可應用至實例。本計畫會引用另一子計畫「跨河橋梁保護工法之研	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第2次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	究」之模型試驗數據作為模式驗證。	
3.本研究發展之模式都比其他模式在定量流試驗比較好，其理由？	3.感謝委員指導。本水理分析數值模式已歷經多年之發展，不敢說其結果都比其他模式好，但可自信地說「其結果與目前國內外最好之二維水理模式之結果相當」。其理由可歸因於採用較先進且成熟之數值方法。	同意。
4.請補流程圖。	4.感謝委員指導，遵照辦理。	同意。
七、本所港研中心主任 邱永芳		
1.本次研究報告裡有提到高懸浮載理論，但目前模式還是屬於定床模式，未來模式在動床高懸浮載的情況是如何考慮？	1.感謝委員指導，於下一次期中報告即會呈現動床模式之成果。	同意。
2.模式有非結構性與結構性網格上的劃分，若位置改變後在網格處理上，是否即不適用，如何處理請說明。	2.針對不同之計算域(河段)，一開始均須建立其平面網格、橋墩與地形，往後假設平面位置及橋墩等水工構造物不變情況下，只是為反應新量測地形(DTM)時，則只須在既有平面網格更新河床地形即可，而此步驟可寫一小程式自動化。	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第3次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

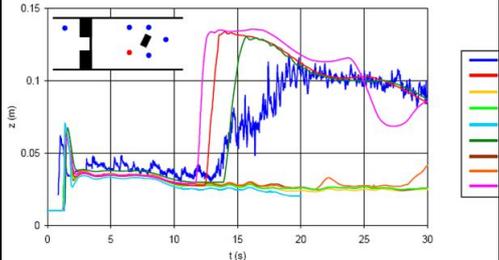
參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、國立成功大學水利及海洋工程學系 游保杉教授		
1.橋墩沖刷分為一般沖刷、束縮沖刷及局部沖刷，請於報告中加強說明動床模式中如何考量？	1.感謝委員指教，遵照辦理。	同意。
2.希望「橋墩沖刷計算模式之建立研究」與「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」兩計畫能採用同樣的橋墩局部沖刷推估公式，甚至未來能再參考另一子計畫「跨河橋梁保護工法之研究」水工試驗之成果，以便港研中心整合全計畫。	2.遵照辦理。本計畫已與「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」計畫採用同樣的橋墩局部沖刷推估公式。	同意。
3.第五章是描述定床模擬案例應用，於報告 P.5-10 頁倒數第 2 行『河床已明顯下降』，這樣的文字說明，應該是指現況河床非模擬結果，請修正文字避免讀者誤解。	3.感謝委員指教，遵照辦理。	同意。
二、國立台灣大學水工試驗所 賴進松研究員		
1.請將審查意見辦理情形的回覆修改或補充內容，寫出修改於本次報告中的章節或頁數以利委員閱讀。	1.感謝委員指教，遵照辦理。	同意。
2.在此次報告中將輸砂相關公式整理的十分完整；不過請將各個引用的公式，例如在沈滓交換邊界條件（3.2.4.4.節）的限制、選用理由或使用對象案例，加強說明則有助於讀者了解。	2.感謝委員指教，遵照辦理。	同意。
3.在文字方程式中有印刷遺漏	3.感謝委員指教，遵照辦理。	同意。

**交通部運輸研究所合作研究計畫
第 3 次期中報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
的部分請再修正之，如(3.38)式。		
4. 在 4.11 節中遷急點 (Knickpoint) 的底床變動模擬，報告中利用不同輸砂公式所得的結果與試驗實測資料上有差異，可能是此種「溯源沖刷」的現象非恆定及不平衡輸砂條件，故而在模式邊界條件或輸砂公式之使用會有其限制情形，可在報告中加以說明解釋。	4. 感謝委員指教，遵照辦理。	同意。
5. 後續橋墩沖刷模擬時，若束縮及一般沖刷是否可由模式本身處理模擬，請在報告中加強說明之。	5. 感謝委員指教，遵照辦理。	同意。
三、國立交通大學土木工程系 葉克家教授		
1. 本計畫對於相關文獻之收集甚為完整，值得肯定。	1. 感謝委員肯定。	同意。
2. 目前利用 SEC-HY21 模式進行直線渠道之定床、動床模擬，及直線渠道之動床模擬之結果，整體而言，其精確度頗佳。	2. 感謝委員肯定。	同意。
3. P.4-10 對 Soares-Frazaõ and Zech (2007) 之試驗進行模擬，在 G2 點存在明顯誤差，為何震波無法通過此點，建議有進一步分析。	3. 感謝委員指教。G2 點之誤差亦存在於 Soares-Frazaõ et al. (2003) 之 8 個數模比較圖(如下)	同意。



交通部運輸研究所合作研究計畫

第 3 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	此差異雖可經由調整網格疏密或底床糙度而獲得改善，然此 benchmark 之精神在於未知實驗結果下之數模預測能力，故通觀 6 個測點之數模表現，吾人認為在無刻意調整參數之一般情況下，本數模結果之可靠度已令人滿意。	
4.對於 Suryanarayana Run 22 沖刷案例，在上游邊界之底床高程有明顯差距，此在其他數模亦有類似情形，其可能原因建議有所說明。	4.感謝委員指教。推測其原因可能是實驗過程中不穩定的入流擾動所引起的過度局部掏刷。	同意。
5.SEC-HY21 模式不論在定床或動床模擬案例上，其參數值之選用應有所說明；另在動床沖淤模擬案例中，選了多種輸砂公式來比較，未來在對其他案例模擬應採何種輸砂公式？就模式應用而言，可就某一輸砂公式，進行模式之檢定及驗證工作，完成後再進行其他案例之模擬或預測。	5.感謝委員指教。遵照辦理。輸砂公式之檢定及驗證工作請詳第四次期中報告第六章。	同意。
6.SEC-HY21 模式未來如何與局部橋墩沖刷公式或模式之整合，以推得橋墩處之刷深，宜有所說明。	6.感謝委員指教，遵照辦理。請詳第四次期中報告第 8 章第 2 節。	同意。
四、國立中山大學 李忠潘教授		
1.以二維模式預測橋墩附近的沖刷，如何克服困難？	1.感謝委員指教。本研究是以二維水理模式推求水深及流速等資料，配合適當之橋墩局部沖刷公式來估算橋墩沖刷，並非直接以二維動床模式計算橋墩附近的沖刷。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 3 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
2. 流場不考慮垂直接流速，又怎能正確描述由底床被帶入水體及沈降回底床的輸砂及地形變化？	2. 感謝委員指教。河床載與懸浮載之間的沉滓交換為輸砂模式重要但又尚未解決的一環，本研究之作法詳述於 3.2.4.4 節。	同意。
3. 假設靜水壓的流場，如何正確模擬結構附近渦流場內的流場？	3. 感謝委員指教。結構物附近流場並不滿足二維淺水波方程靜水壓之假設，因此此類應用，若要精確模擬，需使用三維模式。	同意。
4. 流場影響沖刷深度，造成河床地形改變，也將改變流場，形成沖刷與流場互制，請說明如何以 2-D 的模式求出 3-D 的沖刷？	4. 感謝委員指教。二維動床水理模式並無法有效模擬結構物週遭之流場與輸砂行為。至於沖刷與流場之互制，乃反應於流場方程式與輸砂方程式之耦合演算。	同意。
5. 請說明如何模擬紊流場內，能量的守恆 (P.3-2)。	5. 感謝委員指教。請參見問題 7 之說明，本研究無須考慮能量守恆方程式。	同意。
6. 請證明流場內動量守恆 (P.3-2)。	6. 感謝委員指教。數模乃基於眾所皆知之質量守恆及動量守恆方程式所建立，而數模之精確度與可靠性亦已經由眾多解析解與實驗數據所驗證，已可充分展示數模結果具質量守恆及動量守恆性。	同意。
7. Navier-Stoke 方程式是運動方程式，又如何代表質量守恆及能量守恆呢 (P.3-2)？	7. 感謝委員指教。嚴格來說 Navier-Stokes 方程式的確是指描述牛頓流體之動量守恆方程式，但文獻上亦常將質量守恆(連續方程式)、Navier-Stokes 方程式及能量守恆方程式合稱為 Navier-Stokes 方程組。而在不考慮流體壓縮性及溫差變異不大情況下，可不求解能量方程式，而將簡化之質量守恆與動量守恆方程式合稱為 incompressible Navier-Stokes 方程組，此為求解水流之主要控制方程	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 3 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	式，而二維 Shallow Water Equations 即基於此方程組之簡化與近似。為避免語意誤解，將於報告內補充說明。	
8.請說明並確認水工動床漂沙試驗的精度，並量化數值模式的誤差。	8.感謝委員指教。水工試驗乃前人所為，因資料有限並無法確認其實驗之精度。	同意。
五、本所港研中心林雅雯副研究員		
1.報告中有針對辛樂克颱風國 1、國 3，二維水理模擬水位、流速，建議再以近期案例，結合高公局監測成果比對，國震中心亦有進行 99 年 7 月底大雨國 1 監測水位與模擬比較，提供參考。	1.由於本計畫之二維水理模擬之邊界條件系引用另一子計畫『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』一維水理的計算結果，故未來於取得其計算結果之相關資料後模擬比較。	同意。
2.簡報 P.39，選用 7 種沖刷深度公式，結果亦不同，提供給預警系統之值為如何抉擇，請說明。	2.目前與另一子計畫『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』皆一致引用 6 種公式包含 Laursen (1958,1962)、Neill (1964)、Shen et al. (1969)、Jain and Fischer (1980)、Jain (1981) 與 HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)等如 8.1.3 節所示。並以上述 6 種公式推估值之平均值再加上標準差做為「代表沖刷深度」。此「代表沖刷深度」提供給另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』預警系統評估橋墩安全之用。如 8.2.1 節所示。	同意。
3.報告中建議針對大甲溪預警系統說明二維水理分析模式採用之假設條件、邊界條件、輸砂公式等。	3.本計畫所採用之假設條件、邊界條件、輸砂公式如第四次期中報告第六章。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫
第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、國立成功大學水利及海洋工程學系 游保杉教授(書面審查意見)		
1. 二維模式已符合目前預警系統建立所需，唯尚缺量測資料驗證，待未來大甲溪現場實際量測或水工試驗資料再驗證。	1. 敬悉。感謝委員意見。	同意。
2. 第三次期中報告引用地形 97 年大斷面測量資料進行模擬，本次報告已引用 99 年最新地形測量資料，兩者計算結果明顯看出地形資料影響模擬結果，故日後預警系統之運作應隨時更新地形資料，確保整體計畫預測之準確性。	2. 敬悉。感謝委員意見。將明確補充於報告之結論與建議中。	同意。
3. 第六章 6.1.1 基本資料一節中，應增加模擬河段中大甲溪斷面之平面位置圖，以增加報告之閱讀性。	3. 遵照辦理，已修正如期末報告之圖 6.1。	同意。
4. 圖 7.1~7.5 圖面文字標示不清楚，請修正。	4. 感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
二、國立台灣大學水工試驗所 賴進松研究員		
1. 簡報中審查意見回覆內容十分完整，請將回覆內容補進報告中。	1. 感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
2. 橋河共治區的定義是否有明確的管理單位之職責分工？可否在報告中說明之；及本計畫模式可應用解決的對象，例如丁堤、低水護岸、灘地開挖、固床工等。	2. 遵照辦理，橋河共治區於官方似乎未見明確之定義，因橋河共治區必位於河川區內，水利署是必然之管理單位。本計畫模式可應用解決的對象將於報告中說明。	同意。
3. 本計畫未來與其他子計畫的介面可以較明顯敘述之，以利期末時的整合。橋墩沖刷墩柱的位置點，應比較哪幾個墩位？	3. 遵照辦理。本計畫未來與其他子計畫的介面及橋墩沖刷墩柱的位置點將於報告中說明。橋墩沖刷墩柱的位置	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
以作為代表的橋墩。	點，將以『高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫』於國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋現場實際量測之墩位為代表之橋墩。	
4.在交通部的立場，建議未來應在橋梁上下游河段內，利用二維動床模式分析評估目前河中橋梁與河防結構物在水理上是否滿足安全的條件，以落實橋河共治之理念。	4.遵照辦理。	同意。
三、國立中央大學水文及海洋研究所吳祚任教授		
1.彎道二次流之理論在文章中何處?	1.請參見報告 3.1.3 延散剪應力與二次流模式一節。二次流模式在 SWE 中之應用取決於採用之流速分布，惟目前並無統一有效之理論模型，且至今文獻上所使用之二次流模式皆僅適用在橫向僅具一個二次流結構之流況，更複雜之二次流結構唯有三維模式才可能充分解析。	同意。
2.圖 4.8(P.4-8)中 Gauge P2、S6S 在 Time=0~20 sec, water level 有很大的誤差，請問為何會有此情形?該誤差將影響流量，需注意。	2.圖 4.8 中 Gauge P2、S6S 在時間 0~20 秒內，洪峰尚未到達，河道仍屬乾床，水位值即為底床高程值，因此並無誤差可言，亦不會影響後續流量。惟此案例之實驗數據在有些量測點（如 P2、S6S、P12、P19、P25）之高程明顯異於此模型所提供之數位地形檔之相應底床高程，此即造成如圖 4.8 中所	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	見，在洪峰未到達前，水位（實即底床高程）不一致之原因。	
3.文章有提到 SWE 在 dh/dx (坡度)較大之區域會產生數值震盪，在實例中亦容易出現大坡度之情形，請問計算中如何克服？	3.誠如委員所言，SWE 中底床坡度項之數值處理至為重要且棘手，文獻中亦存在眾多解決此問題之相關研究（可參見報告 3.3.2.2 節）。本研究採用所謂之 well-balanced scheme，可完全解決不含乾床區域之任意坡度流況，數值解不會產生數值震盪且滿足質量守恆，然而就如報告所提到：「Well-balanced 算則之發展確實提昇了數值模式對處理不規則地形複雜流況之能力與精確度，然而當應用至流場內存在乾濕網格不規則地形時，通常仍需特別處理(Brufau et al., 2002 & 2004; Murillo et al., 2005 & 2007)，以確保質量守恆性或降低質量不守恆性之程度」。本團隊多年之數值經驗顯示，當流場存在乾濕網格交替呈現時，二階 well-balanced scheme 難以保持質量守恆性，一階算則則可，且對不規則複雜地形而言，源項貢獻相形重要，所謂之二階算則（指對流項而言）之精確度相較於一階算則並無明顯優異性，因此，於報告 3-31 頁亦特別指出：	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	「考量計算效率及數值穩定度，在複雜地形實務應用上仍以一階精確度(對流通量)數值算則為優先考量」。	
4.圖 6.22(P.6-27)結果顯示，模式預測之沖刷與實測仍有不小差異，如何克服?在 5 個案例中，有提到加上水工構造物後對流場及沖淤之情形，其結果可信度如何?	<p>4.1.感謝委員指教。模式於沖淤定性部份已可掌握其沖淤趨勢，但定量部份，因斷面 31-1 處於 93 年發生大量岸壁崩塌，斷面 30 處之內埔圳固床工亦於 93 年敏督利颱風來臨時受洪水沖毀，而后豐橋至中山高大甲溪橋河段，亦於 93 年敏督利、艾利颱風時，造成后豐橋下游斷面 27 左岸之豐洲堤防低水護岸淘刷，舊社堤防斷面 24~斷面 25 間之堤腳沖刷、堤體破損，這些構造物破壞機制(人為或自然崩塌事件)於模式中較難掌握。</p> <p>2.未來可再透過地形測量資料、水工模型試驗成果、河道河床質採樣分析資料、河道輸砂量監測推估資料，以修正相關參數及模組。</p> <p>3.因模式已可掌握沖淤之趨勢，故 5 個案例之模擬結果於定性上具有可信度。</p>	同意。
四、本所港研中心 朱金元副主任		
1.報告中為何將預警系統建置流程加入報告中?請說明。	1.報告中該部分係要說明本計畫於預警系統間之關係。此部分將改成一小節撰述(如 8.4 節)，不專章撰述。	同意。
五、本所港研中心 林雅雯研究員		

交通部運輸研究所合作研究計畫
第 4 次期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
1.報告 P.8-11、P.10-3 與簡報 P.31 沖刷公式 Jain(1981)與 P.8-17 FR1991 不合，應為 FR1991 才與 H1EB005 計畫案相符。	1.感謝委員指正，將修正於報告中。HEC-RAS 參考手冊誤植為 Froehlich (1991)，故報告中已改為 Froehlich (1988)。	同意。
2.報告 P.7-7~P.7-11 圖形文字及圖例皆不清楚。	2.感謝委員指正，將修正於報告中。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
一、國立成功大學水利及海洋工程學系 游保杉教授(書面審查意見)		
1.報告第三章內，應加入二維數值模式之計算流程圖，以利了解模式的計算架構。	1.感謝委員意見，已補充，請詳第三章之圖 3.1。	同意。
2.就本計畫而言，P8-26 圖 8.11 跨河橋梁安全預警系統之各模式串連關係圖太過複雜，建議針對本計畫二維模式與預警系統(其他子計畫)間之輸入及輸出關係即可。	1.感謝委員指正，已修正圖 8.11。	同意。
3.數值模式之發展及應用，需要足夠之現場量測資料或試驗數據為基礎，若基本資料有誤或不足，則數值模式之結果更不足採信，建議機關於日後預警系統運作中，應留意此問題。	3.敬悉，此建議已補充於報告第九章之建議中。	同意。
二、國立台灣大學水工試驗所 賴進松研究員(書面審查意見)		
1.在第五章定床水理模式應用案例中，舉例以國道 1 號及 3 號大甲溪橋為研究對象(在圖 5.4 中，高速公路橋標示有誤，請修正之)，利用定床條件來計算二維水理流場及水深，在第八章 8.3 節建立沖刷深度與水理特性之關連性，如圖 8.6~8.10 所示，將來是如何使用?是否一個流量及可對應出一個沖刷深度?	1.感謝委員指正，已修正圖 5.4。 2.係一組流量水位下可對應一個沖刷深度。	同意。
2.局部沖刷推估可利用 8.3 節之方法求得，但一般沖刷與束縮在某一個流量時，是否也可對應其沖刷深度，以利與局部沖刷深加總之。是利用經驗公式推估一般與束縮沖刷?或可直接由二維模式	2.一般沖刷與束縮沖刷已由本二維輸砂模式中計算求得。	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
計算之?		
3.以圖 8.11 之各模式串連關係圖來看,如何比較與一維河道演算水理數值模式所獲取的沖刷深度資訊?預警系統應該用哪一個較合宜?	3.1.目前預警系統於流量小於 2000cms 時,都採一維模式的計算結果;於流量大於 2000cms 時,國道 1 號、3 號大甲溪橋係採二維模式的計算結果,其他橋梁採一維模式的計算結果。 2.一維河道演算水理數值模式輸出之沖刷深度資訊,係某斷面之沖刷深度,無法得知每根橋墩之相關資訊;本計畫之二維模式可計算每根橋墩的沖刷深度。	同意。
4.大甲溪屬卵礫石河床質的河川,在輸砂公式中何公式較適合大甲溪河道沖淤模擬,應該給予建議以利後人參考使用。	4.1.輸砂公式之選擇甚為困難,迄今尚無通用之輸砂公式,不同之河道可能需要不同之公式,因此僅能根據既有的觀測河性資料與輸砂公式的限制條件加以比較,以檢定其適用性,並期能選出最適當之輸砂公式。 2.在有限資料下,本計畫 6.1.3 節進行不同輸砂公式敏感度分析,建議 Yang 之沖刷趨勢與現況較為接近。	同意。
5.國道 1 號、3 號大甲溪橋在沖刷深度分析時,僅各選了 2 墩進行分析,建議能至少在主深槽中及其接近高灘邊緣者之橋墩應多列舉些橋墩加入分析探討。	5.目前報告裡國道 1 號大甲溪橋已選 P6 及 P12 等 2 墩、國道 3 號大甲溪橋已選 P21、P24 及 P28 等 3 墩進行分析之原因,係因恰有其他計畫於這些橋墩上裝設儀器,於未來預警系統運作	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	時，此現場量測資料可回饋本案，故本案選這些橋墩作為分析。若選其他橋墩，因無現場量測資料可資比對，亦無法對預警系統建置有助益。	
三、國立交通大學土木工程系 葉克家教授		
1.建議增補摘要。	1.已補充中英文摘要於報告中。	同意。
2.本計畫研發模式之相關參數建議列表說明。	2.研發模式之相關參數已補充於報告之附錄一 SWFS2DUG 數值模式之 I/O 說明中。	同意。
3.4.12 節 U 形彎道動床模擬內容與 4.5 節類似，因無實驗資料可供比較，其意義不大。	3.感謝委員指教。4.12 節無實驗資料可資比對，故僅說明本開發模式考慮二次流下之模擬結果。	同意。
4.因目前之動床模式，目前尚無考慮岸壁沖刷機制，故在模擬大甲溪沖淤時，斷面 31-1 及 27(圖 6-26 及 6-35)之岸壁退縮有明顯之差異，為後續應改良者。	4.感謝委員指教，岸壁沖刷可列為日後模式開發的工作。	同意。
5.辛樂克颱風之河道沖淤模擬中，宜將台一線大甲溪橋上下游之實測沖刷深度加以比較，以檢驗模式之精度。	5.1.感謝委員指教。經查『大甲溪河段輸砂特性試驗研究(2/3)』於台一線大甲溪橋上(位於台 1 線大甲溪橋上游 245 公尺處)及下游(位於台 1 線大甲溪橋下游 155 公尺處)各有一處理設沖刷磚量測一般沖刷深度。其台 1 線大甲溪橋上游於辛樂克颱風後量測之一般沖刷深度刷深 2.3 公尺；台 1 線大甲溪橋下游於辛樂克颱風	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	後量測之一般沖刷深度刷深 4.5 公尺。 2. 因本計畫計算域並未包含台 1 線大甲溪橋，故無法比對台 1 線大甲溪橋上下游之沖刷深度。	
6.8.3 節沖刷深度與水理特性之關連性分析，其結果應僅為橋墩處之局部沖刷，建議宜將一般及束縮沖刷深度納入之。	6. 一般沖刷與束縮沖刷已由本二維輸砂模式中計算求得。	同意。
7. 第九章結論與建議，宜再作有系統之量化陳述，以突顯本計畫之成果。	7. 感謝委員指正。已調整第九章結論與建議。	同意。
四、本所港研中心 朱金元副主任		
1. 補中英文摘要。	1. 已補充於報告中。	同意。
2. 第七章內容再分”節”敘述。”章”的名稱，建議修改，因為本章主在探討不同模擬情況下水理、動床與結構物之互制行為，調整成較適切之名稱。	2. 感謝委員指正，第七章內容已再分”節”撰述。第七章章名調整為”水理輸砂模式應用”。	同意。
3. 請按本所出版品規定修訂。	3. 已按出版品規定修訂。	同意。
4. 簡報第 22 頁有 6 種沖刷公式，算出來之結果有很大之差異，建議分析其造成這麼大差異之原因，並進一步提出修改意見。	4.1. 國內外估算橋墩(基)局部沖刷深度之經驗公式大多是基於室內之水工試驗，採非黏聚性土壤進行橋墩(基)局部沖刷深度探討所得，雖然研究局部沖刷的文獻甚多，但局部沖刷的水理學仍未能被充分瞭解，常有在相同水力條件下，不同公式所得計算結果有明顯差異。 2. 這 6 種沖刷公式已是相關報告建議適合估算台灣地	同意。

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	<p>區河川之橋墩沖刷深度的公式，具有誤差較小的特性。這差異係因這些公式可能不適用於本河段。故本計畫於計算輸出時，除了各沖刷公式推估值外，也分別求得最小值、平均值、最大值及代表沖刷深度，此代表沖刷深度為上述 6 種公式推估值之平均值再加上標準差。</p>	
<p>5.11 個河床質載與 12 個河床載之輸砂經驗式，建議能進一步與台灣各河川之特性搭配，提出在不同河川，不同河段較適合之沖刷公式。</p>	<p>5.輸砂公式之選擇甚為困難，迄今尚無通用之輸砂公式，不同之河道可能需要不同之公式，因此僅能根據既有的觀測河性資料與輸砂公式的限制條件加以比較，以檢定其適用性，並期能選出最適當之輸砂公式。</p>	<p>同意。</p>
<p>五、本所港研中心 謝明志科長</p>		
<p>1.研究團隊提供程式 I/O 輸入說明，對未來引用有相大助益。</p>	<p>1.感謝委員肯定。</p>	<p>同意。</p>
<p>2.P.6-28 起，圖 6.23 到圖 6.58，展示模擬結果，在深槽區的模擬上，常有差距，特別圖 6.26，較差約達 25m，應何修正或調整參數，請說明。</p>	<p>2.圖 6.26(斷面 31-1)，位於舊山線鐵路橋至新山線鐵路橋間，該河岸右岸於 93 年有大規模崩坍，這現象於模式中無法模擬，是造成 25m 差異的主要原因。</p>	<p>同意。</p>
<p>3.結論有提到本模式提供 11 個河床質載及 12 個河床載經驗式供選用，這些公式如何搭配使用，可得較佳結果，盼研究團隊能依經驗提供配套。</p>	<p>3.輸砂公式之選擇甚為困難，迄今尚無通用之輸砂公式，不同之河道可能需要不同之公式，因此僅能根據既有的觀測河性資料與輸砂公式的限制條件加以比</p>	<p>同意。</p>

交通部運輸研究所合作研究計畫

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋墩沖刷計算模式之建立研究

合作研究單位：中興工程顧問股份有限公司

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
	較，以檢定其適用性，並期能選出最適當之輸砂公式。	
六、本所港研中心 林雅雯研究員		
1. 報告建議補充莫拉克颱風模擬成果。	1.1. 本計畫已配合預警系統建置完成，該預警系統可模擬各種颱風洪事件。 2. 經查莫拉克颱風發生期間，石岡壩實際放流量約為3,600cms，仍小於辛樂克颱風發生期間，石岡壩放流量4,224cms。故目前報告中模擬辛樂克颱風事件具有代表性。 3. 由於本模式上下游邊界需引用一維模式計算結果，且此一維模式非本計畫團隊開發，若要引用，需再與其他團隊協商取得，短期內無法完成，敬請見諒。	同意。
2. 簡報 P.27 凡那比颱風模擬，與地形準確影響，建議補充文章及圖於報告中。	2. 已補充於報告第五章 5.3 節中。	同意。
3. 提供預警系統資料庫部份建議補充於報告中。	3. 加強說明於第八章 8.4 節中。	同意。

附錄三
期末報告簡報資料

 交通部運輸研究所

橋墩沖刷計算模式之建立研究

期末報告初稿簡報

 中興工程顧問股份有限公司
中華民國100年11月22日

簡報內容

前次審查意見回覆說明

壹 計畫目的

貳 工作項目及執行步驟

參 水理輸砂模式發展驗證及應用

肆 橋河共治區水理行為

伍 橋墩沖刷深度推估

陸 預警系統建置

柒 結論與建議

 中興工程顧問股份有限公司

1

前次審查意見回覆說明

意見(成大 游保杉教授)

第三次期中報告引用地形97年大断面測量資料進行模擬，本次報告已引用99年最新地形測量資料，兩者計算結果明顯看出地形資料影響模擬結果，故日後預警系統之運作應隨時更新地形資料，確保整體計畫預測之準確性。

回應

明確補充於報告之結論與建議中。日後預警系統之運作，建議應**隨時更新** **驗洪後之地形資料**，確保整體計畫預測之準確性。

提高模擬精度尚需：(1)河道断面(一維模式)、地形(二維模式)測量；(2)水工模型試驗成果；(3)河道河床質採樣分析資料；(4)河道輸砂量監測推估資料。

意見(台大 賴進松教授)

橋河共治區的定義是否有明確的管理單位之職責分工？可否在報告中說明之；及本計畫模式可應用解決的對象，例如丁埧、低水護岸、灘地開挖、固床工等。

橋墩沖刷墩柱的位置點，應比較哪幾個墩位？以作為代表的橋墩。

回應

橋河共治區於官方似乎未見明確之定義，因橋河共治區必位於河川區內，水利署是必然之管理單位。

本計畫模式可應用於丁埧、低水護岸、灘地開挖、固床工等。

橋墩沖刷墩柱的位置點，係以「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫」於國道1號大甲溪橋及國道3號大甲溪橋現場實際量測之墩位為代表之橋墩。

前次審查意見回覆說明

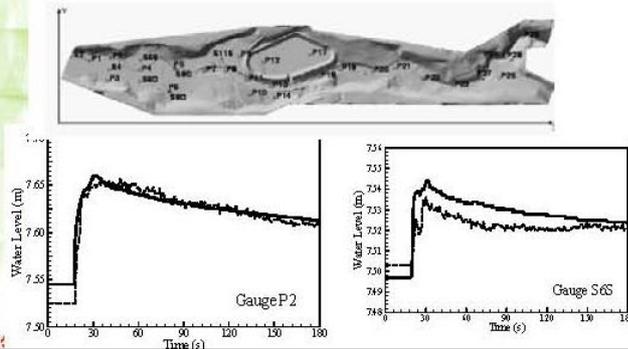
意見(央大 吳祥任教授)

圖4.8(P.4-8)中Gauge P2、S6S在Time=0-20 sec, water level 有很大的誤差，請問為何會有此情形？該誤差將影響流量，需注意。

回應

圖4.8中Gauge P2、S6S在時間0-20秒內，洪峰尚未到達，河道仍屬乾床，水位值即為底床高程值，因此並無誤差可言，亦不會影響後續流量。

惟此案例之實驗數據在有些量測點(如P2、S6S、P12、P19、P25)之高程明顯異於此模型所提供之數位地形檔之相應底床高程，此即造成如圖4.8中所見，在洪峰未到達前，水位(實即底床高程)不一致之原因。



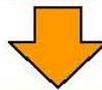
前次審查意見回覆說明

意見(朱金元副主任)	回應
報告中為何將預警系統建置流程加入報告中? 請說明。	報告中該部分係要說明本計畫於預警系統間之關係。此部分 改成一小節撰述(如8.4節) ，不專章撰述。
意見(林雅雯研究員)	回應
報告P. 8-11、P. 10-3與簡報P. 31冲刷公式Jain(1981)與P. 8R1991不合，應為FR1991才與HIEB005計畫案	感謝委員指正，將修正於報告中。HEC-RAS參考手冊誤植為Froehlich (1991)，故 報告中已改為Froehlich (1988) 。
報告P. 7-7-P. 7-11圖形文字及圖例皆不清楚。	感謝委員指正，將修正於報告中。

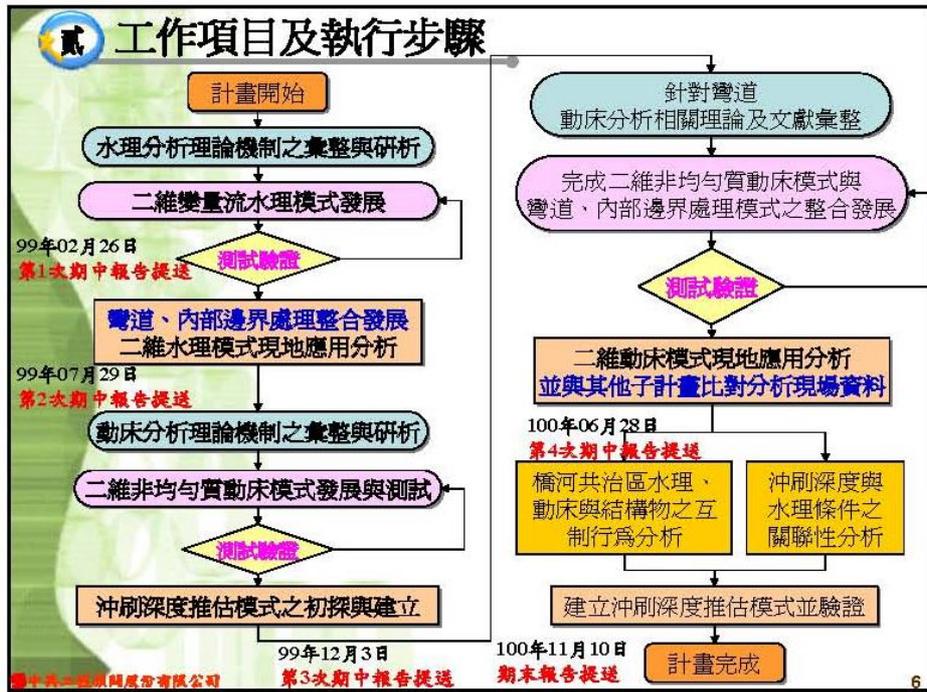
計畫目的

計畫目的

期望藉由理論的研析、**數值分析計算模式的研發**、現場案例的模擬檢討，協助釐清橋河共治區的水理與動床問題，提供與相關管理單位作為橋梁維護管理的參考依據。



1. 發展水深平均之二維水理及輸砂模式
2. 模式重點功能須包括變量流、乾溼床交替、非均勻河床質輸砂、彎道二次流與內部邊界處理等
3. 研發所建立之分析模式與工具，須能解析橋河共治區之水理與動床現象
4. 研擬橋墩冲刷深度之有效估算方法或公式



參 水理及輸砂模式驗證與應用

3D Navier-Stokes Equations $\left\{ \begin{array}{l} \nabla \cdot \vec{v}_3 = 0 \\ \rho \frac{D\vec{v}_3}{Dt} = \rho \vec{f} - \nabla p + \mu \nabla^2 \vec{v}_3 \end{array} \right.$

+

Hydrostatic Pressure Assumption $\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g$

+

Depth-Averaged Approach

$$u = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} u_3 dz, \quad v = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} v_3 dz$$

+

Boundary Conditions at Free-Surface & Bed

↓

二維淺水波方程組

水深平均平面二維水理模式

中華工程顧問股份有限公司

延散剪應力與二次流模式

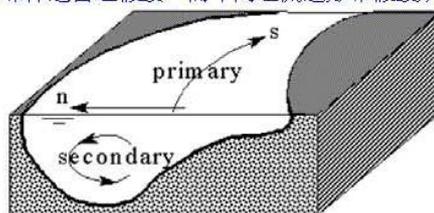
水流沿彎道作曲線運動時產生離心力，在離心力作用下，凹岸水面升高凸岸水面降低形成所謂之水面超高現象。

同時，由於上層水面流速大離心力亦較大，故上層的水流指向凹岸；而河底下層水流的流速小離心力亦較小，故河底的水流則指向凸岸，因而形成橫向環流。然而橫向環流並非在橫斷面上進行，橫向環流與縱向主流之水流結合在一起，呈現螺旋式向下游運動的水流，此即所謂之螺旋狀橫向環流(helical flow)。

彎道中可能有一個大的環流，也可能有大小不同的幾個環流，環流可能佔據整個橫斷面，也可能只占橫斷面的一部分。由於橫向環流是引起泥沙橫向運動的動力，它促使彎道凹岸沖刷而凸岸淤積，因此在輸砂動床模式中屬重要因子。

動量延散應力為在水深積分平均程序時因三維水平流速與水深平均流速間之差異所造成，一般之水深平均二維水理模式多假設流速於水深方向成均勻分布，亦即忽略二次流效應而無延散剪應力之存在。由於不可能預知實際三維之流速分布，因此欲模擬二次流，需對流速在水深方向之分布作適當之假設，而不同之流速分布假設所推得之延散應力項亦不同。

且值得注意的是目前文獻上所使用之二次流模式皆僅適用在環向僅具一個二次流結構之流況，更複雜之二次流結構唯有三維模式才可能充分解析。



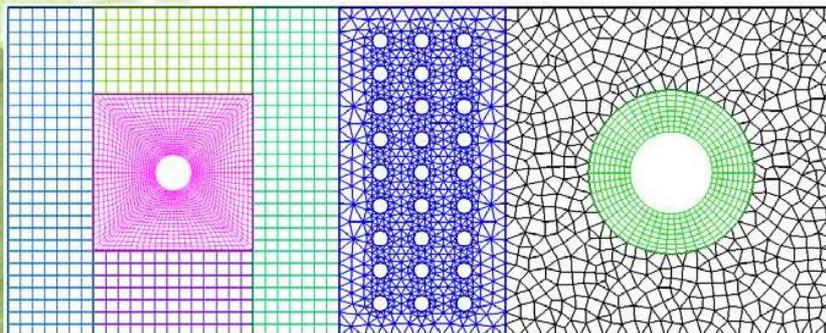
圖十次一維河床股份有限公司

8

計算網格分類

結構性網格 (直角座標、順邊界座標、曲線座標)

非結構性網格、混合式網格



非結構性網格適合幾何複雜性問題

圖十次一維河床股份有限公司

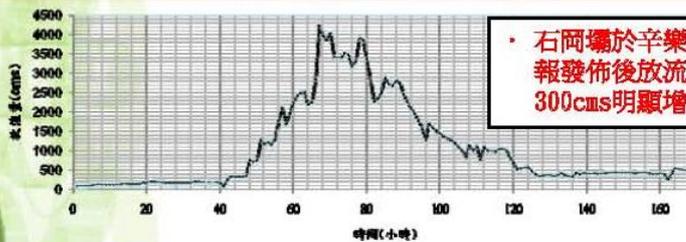
9

水理及輸砂模式驗證與應用

- | | |
|---|----|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Bellos等人(1992)之潰壩試驗 2. 渠槽90°轉彎之潰壩模擬 3. Flow in the Toce Valley 4. 渠道存在結構物之潰壩模擬 5. Rozovskii (1961) 180°彎道定量流試驗 6. Steffler (1984) 270°彎道定量流試驗 7. Tamai 等人(1983)連續彎道定量流試驗 | 定床 |
| <ol style="list-style-type: none"> 8. 渠道平衡坡度 9. Suryanarayana (1969)之渠道沖淤試驗 10. 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗 11. 遷移點變遷模擬 12. U形彎道動床模擬 | 動床 |

水理及輸砂模式驗證與應用

應用案例：辛樂克颱風



• 右岡壩於辛樂克颱風警報發佈後放流量約於300cms明顯增加。



國道1號大甲溪橋



國道3號大甲溪橋

水理及輸砂模式應用案例

國道1號大甲溪橋

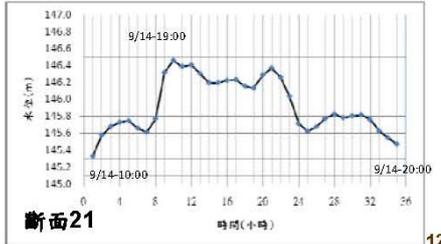
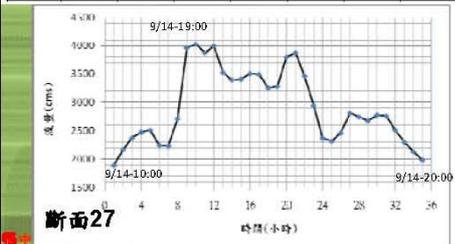
大甲溪流域各分析控制點重現期距別洪峰流量表

單位：立方公尺/秒

重現期距 (年)	控制點		
	河口	石岡壩	天冷
	1244.1 km ²	1085.4 km ²	955.5 km ²
200	11,500	9,800	8,840
100	10,300	8,800	8,000
50	8,900	7,600	6,900
25	7,570	6,430	5,820
20	7,300	6,200	5,600
10	5,900	5,000	4,500
5	4,500	3,800	3,400
2	2,600	2,200	1,980

邊界條件

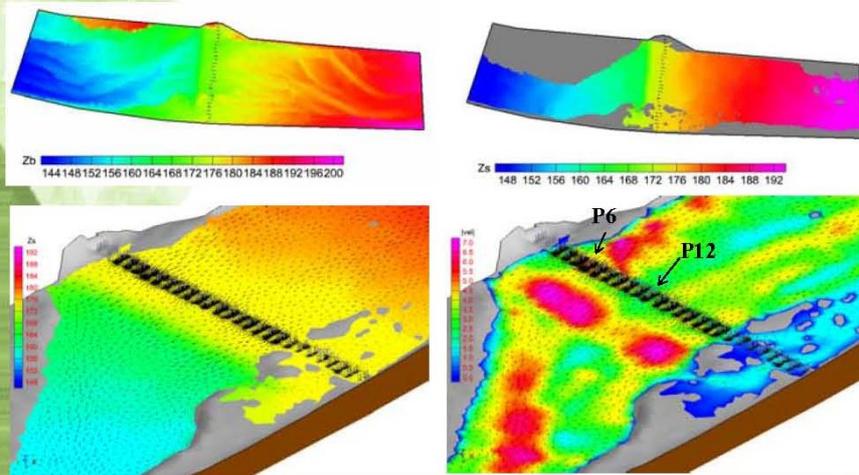
- 以另一子計畫「河道水位與橋墩冲刷推估模式之建立研究」模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下，模擬河段中各大甲溪斷面之流量歷線及水位歷線。
- 大甲溪於石岡壩上游及下游之2年重現期距洪峰流量分別為2200cms及2600cms，故本計畫選取大甲溪斷面27處大於2000cms之流量歷線作為上游流量邊界條件。對應上游流量邊界條件之斷面21處水位歷線作為下游水位邊界條件。



12

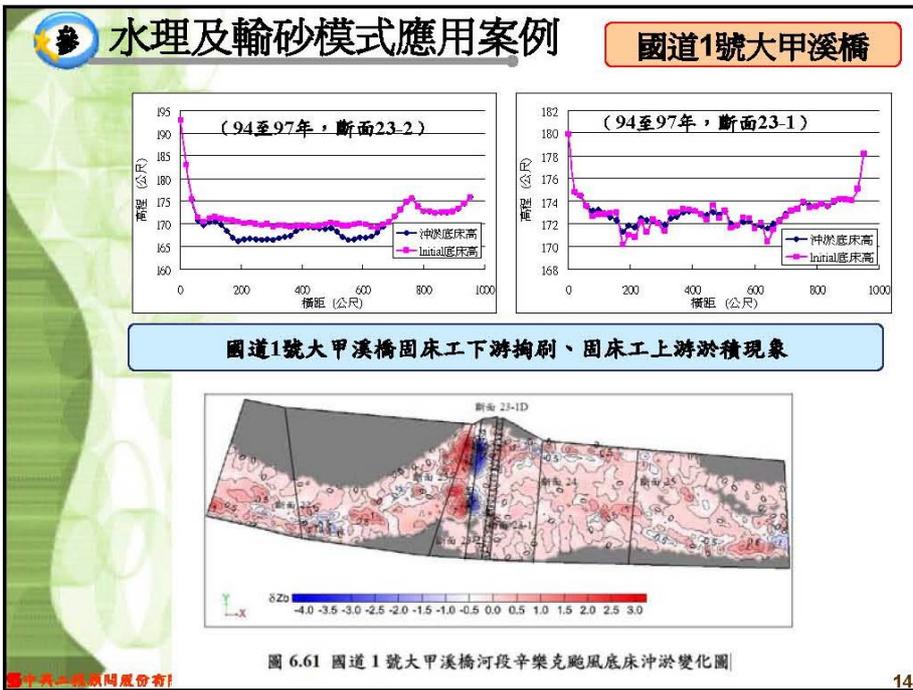
水理及輸砂模式應用案例

國道1號大甲溪橋



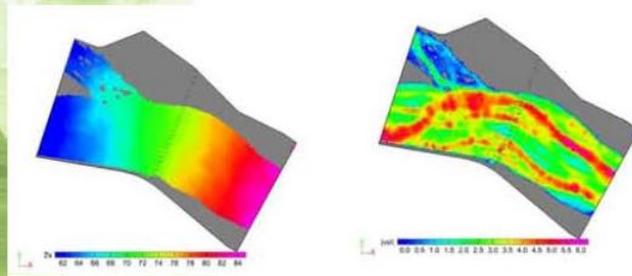
國道1號大甲溪橋固床工上游之水位為EL.174~175公尺之間，而流速因河槽深淺而有變化，最大流速約為4.0公尺/秒，右岸流速高於左岸。於固床工下游流速有高達7.0公尺/秒之情況發生且河床已明顯下降，宜加強注意固床工下游河床掏刷之現象。

13

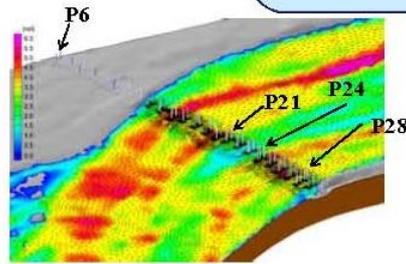
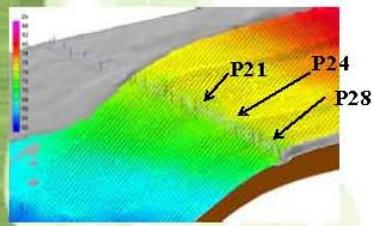


水理及輸砂模式應用案例

國道3號大甲溪橋



當最大流量通過國道3號大甲溪橋橋墩附近時，於主河道之橋墩上游水位約為EL.73.0~73.5公尺、橋墩上游流速最大約為5.0公尺/秒。



水理及輸砂模式應用案例

國道3號大甲溪橋

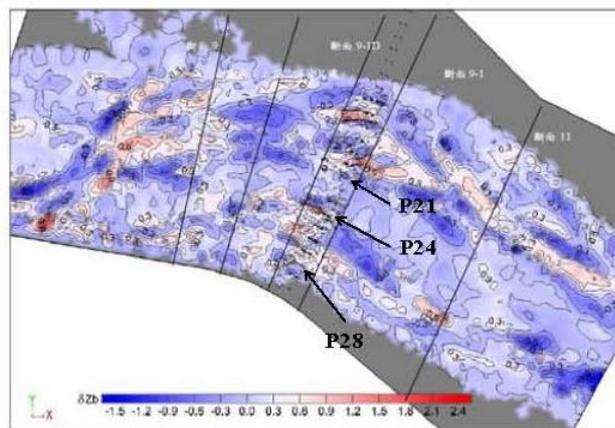


圖 6.72 國道 3 號大甲溪橋河段辛樂克颱風底床沖淤變化圖

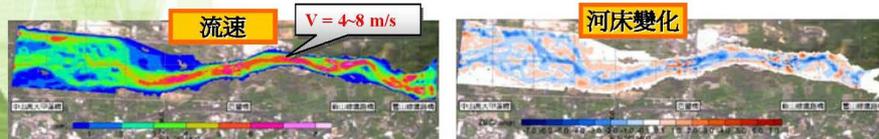
肆 橋河共治區水理行爲

模擬案例:大甲溪石岡壩下游河段

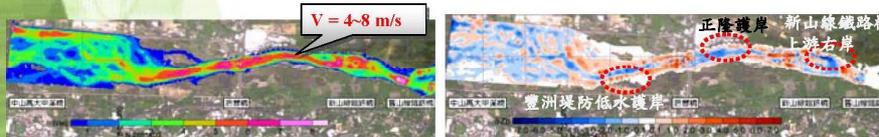
項目	案例一	案例二	案例三	案例四	案例五
模擬境況	河道現況	新山線鐵路橋上游右岸、正隆護岸及豐洲堤防低水護岸等處已建置挑流丁壩工	完成左岸灘地開挖,原右岸主深槽採該河段類似級配粒料堆填	完成左岸灘地開挖,原右岸主深河槽採護甲粒料堆填	完成三處挑流丁壩工、灘地開挖及護甲粒料堆填等穩定措施
原始地形	以 97 年 12 月斷面 31-1 至斷面 26 之深槽地形測量資料,配合 97 年 3 月大斷面測量成果建置起始地形				
地形修正	無	以本計畫規劃方式修正丁壩處地形	全域開挖堆填範圍,並以河道低水河槽平均高程縱斷參考面設定高程	全域開挖堆填範圍,並以河道低水河槽平均高程縱斷參考面設定高程	以案例三建置開挖堆填後地形,再以案例二方式建置三處挑流丁壩群
糙度係數	全域採 0.04				
入流量	設計短期洪水歷線(依據 93 年至 98 年 16 場颱風豪雨事件之歷史洪水量資料分析得出)				
上游來砂	清水				
下游邊界	所有流場變數於斷面 23-1 法向梯度為零之開放邊界				
河床質	模擬除斷面 32 以上以定床設定外,其餘河段之起始河床分區及採用之 97 年 3 月河床質粒徑分佈	以案例一方式設定河床質後,設定丁壩群為不可沖刷	以案例一方式設定河床質後,原主深河槽以附近河段河床質鋪設	以案例一方式設定河床質後,原主深河槽以護甲粒料鋪設	以案例四方式設定河床質後,設定丁壩群為不可沖刷
輸砂公式	Yang*床砂截輸砂公式				

肆 橋河共治區水理行爲

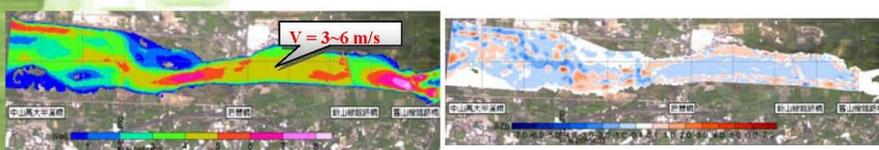
中山高大甲溪橋至舊山線鐵路橋河道穩定措施沖淤模擬-案例一(現況)



案例二(丁壩)

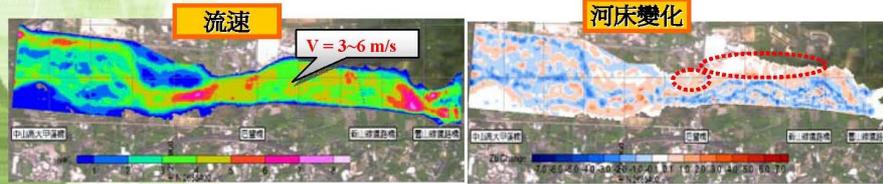


案例三(左灘地開挖,原右岸主深槽採該河段類似級配粒料堆填)

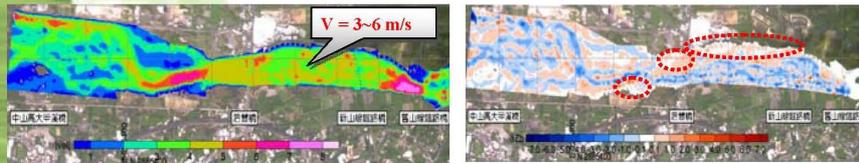


肆 橋河共治區水理行爲

案例四(左灘地開挖，原右岸主深河槽採護甲粒料堆填)



案例五(完成三處挑流丁壩工、灘地開挖及護甲粒料堆填等穩定措施)



- (1) 新山線鐵路橋上游右岸丁壩若設置得宜，應可達到引導水流偏左流動功效。
- (2) 建置於較開闊河道且彎曲度較小之丁壩群，其掛淤造灘效果較明顯。
- (3) 灘地開挖段河道平均流速明顯降低，原右岸深槽鋪設護甲粒料，有助於營造右岸灘地。

20

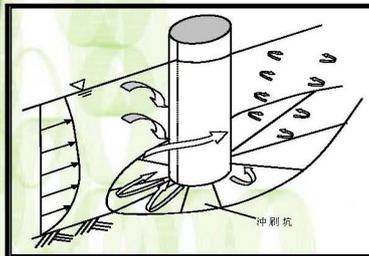
伍 橋墩冲刷深度推估

● 自然因素：共三類

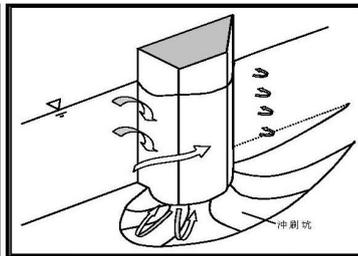
- ① 局部冲刷
- ② 束縮冲刷：一般為三類中最小。
- ③ 一般冲刷：河道自身在無結構物存在情形下演變結果。

● 非自然因素：

- ① 以人為採砂最嚴重，所造成之破壞往往大於自然演變。
- ② 橋墩保護工設計不良：包括橋墩局部保護工引起過度冲刷、橋址處及橋址下游處帶狀保護工之自體抗沖能力不足。



橋墩周圍局部冲刷



橋臺周圍局部冲刷

圖中只一部份說明部份有

21

伍 橋墩沖刷深度推估

局部沖刷

參考97年12月31日於交通部公路總局所召開「研商『橋墩(基)局部沖刷公式及耐洪能力詳細評估方法』計算準則」
+
「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」報告建議

適合台灣地區之公式有9個

「橋梁訂定封橋水位報告」實地開挖
檢核沖刷深度與公式推估值之差異性

挑選出誤差最小、較常用之6種公式

- (1) Laursen (1962)
- (2) Neill(1964)
- (3) Shen et al. (1969)
- (4) Jain and Fischer (1980)
- (5) Froehlich (1988)
- (6) HEC-18(2001)

平均值 + 標準偏差
= 代表沖刷深度

依河川特性採用不同之局部沖刷深度
估算法式

伍 橋墩沖刷深度推估

局部沖刷

Laursen (1958,1962)

$$\frac{D_p}{y_1} = \begin{cases} 5.5 \frac{y_2}{y_1} \left[\left(\frac{y_2}{11.5 y_1} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] & \text{濁水沖刷} \\ 5.5 \frac{y_2}{y_1} \left[\left(\frac{y_2}{11.5 y_1} + 1 \right)^{1.6} \left(\frac{\tau_1}{\tau_c} \right)^{-0.5} - 1 \right] & \text{清水沖刷} \end{cases}$$

Neill (1964)-濁水沖刷

$$\frac{y_s}{D_p} = 1.5 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.3}$$

Shen et al. (1969)-清水沖刷

$$y_s = 0.000223 \times \left(\frac{V_1 \times D_p}{v} \right)^{0.619}$$

Jain and Fischer (1980)

$$\frac{y_s}{D_p} = \begin{cases} 2.0 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.5} (F_{r1} - F_{rc})^{0.25} = y_{s1} & \text{live-bed scour: } (F_{r1} - F_{rc}) > 0.2 \\ 1.84 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.5} (F_{rc})^{0.25} = y_{s2} & \text{clear-water scour: } F_{r1} < F_{rc} \\ \max(y_{s1}, y_{s2}) & 0 \leq (F_{r1} - F_{rc}) \leq 0.2 \end{cases}$$

Froehlich (1988)-清水沖刷

$$y_s = 0.32 K_s D_p^{0.62} y_1^{0.47} F_{r1}^{0.22} d_{50}^{-0.09} + D$$

修正CSU公式(HEC-18)-護甲效應

HEC-18所建議之複合式橋墩基礎公式估算

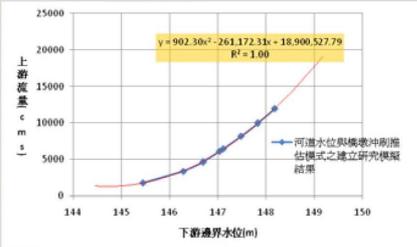
$$\frac{y_s}{y_1} = 2 K_s K_\theta K_3 K_4 \left(\frac{D_p}{y_1} \right)^{0.65} F_{r1}^{0.43}$$

伍 橋墩沖刷深度推估

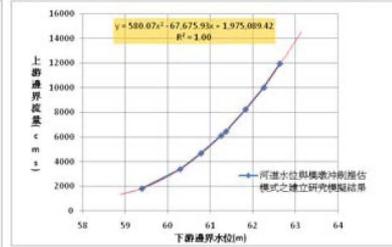
沖刷深度與水理特性之關連性分析

- 模擬橋墩於各種不同邊界條件下之沖刷深度變化
- 本計畫引用『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』於大甲溪石岡壩下游各頻率年流量下之水位流量模擬結果，分析國道1號大甲溪橋及國道3號大甲溪橋之模擬河段水理特性，作為本模式之邊界條件計算沖刷深度，此結果亦可作為另一子計畫『跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業』橋墩沖刷深度之資料庫使用。

國道1號大甲溪橋模擬河段之水理特性



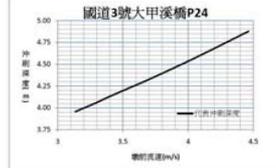
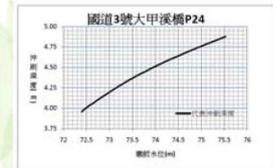
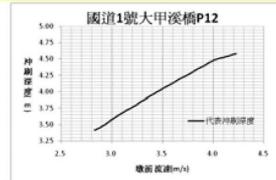
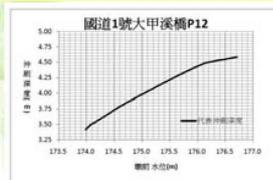
國道3號大甲溪橋模擬河段之水理特性

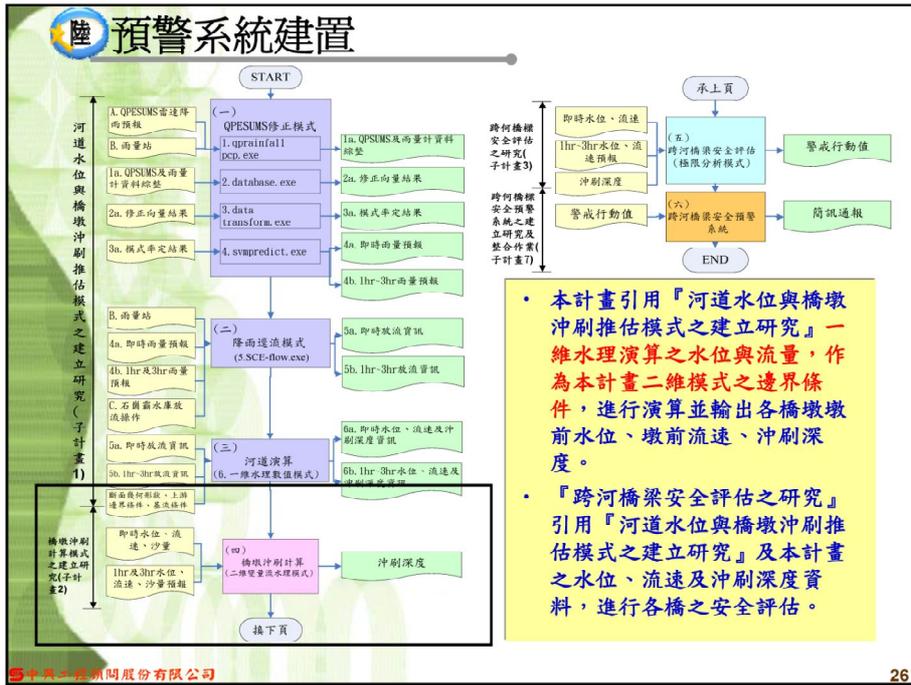


伍 橋墩沖刷深度推估

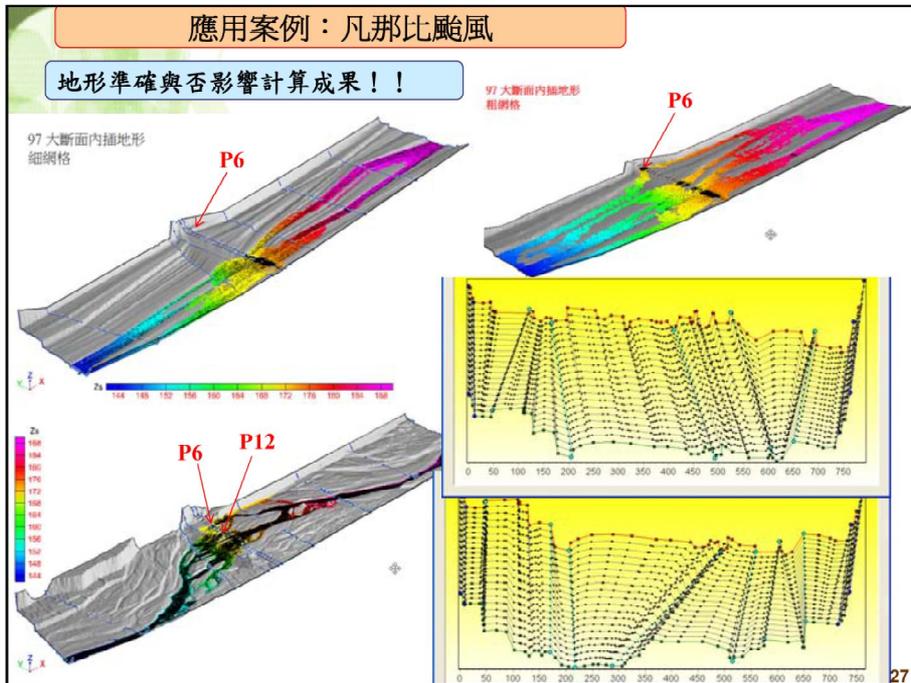
沖刷深度與水理特性之關連性分析

- 「高科技橋梁檢測計畫」於國道1號P6 橋墩裝設水位計與流速計及於P12 橋墩量測沖刷深度；於國道3號P24橋墩裝設水位計與流速計及於P28、P21橋墩量測沖刷深度，故本計畫模擬橋墩於各種不同邊界條件下之沖刷深度變化
- 沖刷深度與墩前水位及墩前流速有**正相關**之關連性
- 可提供預警系統作為資料庫使用





26



● 結論與建議

二維水理輸砂模式目前功能

結論

- 非結構性網格，能處理任意複雜幾何邊界與地形；
- 可模擬亞臨界流、超臨界流及超亞共存之跨臨界流；
- 加入彎道二次流模組並測試驗證其效應；
- 具備乾溼床模擬能力；定床之定量流與變量流皆能模擬；
- 可二維非均勻質動床模擬；
- 本模式提供11個河床質載(Bed material load)及12個河床載(Bed load)輸砂經驗式供使用者彈性選用，以期能應付不同的流場條件及輸砂沉淤特性。
- 本動床模式可合理模擬一般河道之沖淤變化，可協助釐清橋河共治區的水理與動床問題，解析結構物的設置(例如橋墩、攔河堰、丁堤、低水護岸、灘地開挖、固床工等)對水理條件與床型變化的影響。但結構物局部之水理條件與床型變化屬複雜之三維流況，欲精細模擬恐非水深平均二維模式能力所及。
- 完成大甲溪國道1號橋及國道3號橋現地應用分析，推估局部沖刷深度。
- 提供程式IO輸入說明

圖中六-輸砂模式之推估

28

● 結論與建議

結論

- 大甲溪河段缺乏本土輸砂及橋墩沖刷公式，故依「河川橋樑之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」報告建議，挑選6種誤差最小、較常用之公式，包含Laursen (1958,1962)、Neill (1964)、Shen et al. (1969)、Jain and Fischer (1980)、Froehlich (1988)與HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)等。由於各沖刷公式之推估值差異不小，故本計畫於計算輸出時，除了各沖刷公式推估值外，也分別求得最小值、平均值、最大值及代表沖刷深度，此代表沖刷深度為上述6種公式推估值之平均值再加上標準差，此代表沖刷深度作為另一子計畫「跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業」預警系統評估橋墩安全之用。
- 本研究所完成沖刷深度推估模式，已配合其他子計畫「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」、「跨河橋梁安全評估之研究」及「跨河橋梁安全預警系統之建立研究與整合作業」建立預警系統，該預警系統提供未來1~3小時的橋墩沖刷預報，可提供與相關管理單位作為橋梁維護管理的參考依據及防災預警參考應用。

圖中六-輸砂模式之推估

29

● 結論與建議

建議

- 日後預警系統之運作，建議應隨時更新馳洪後之地形資料，確保整體計畫預測之準確性。
- 建議需有需足夠之觀測資料以提高模擬精度，此觀測資料，包括：(1)河道斷面(一維模式)、地形(二維模式)測量；(2)水工模型試驗成果；(3)河道河床質採樣分析資料；(4)河道輸砂量監測推估資料。
- 因目前適用大甲溪之橋墩沖刷公式尚未完備，故本研究之橋墩沖刷模式模擬成果只能做為橋墩沖刷趨勢參考，定量而言有一定差距。若未來能建立國道1號大甲溪橋及國道3號大甲溪橋之沖刷公式，則本計畫推估橋墩沖刷之模式將更為準確。
- 橋墩沖刷與上下游河道之一般沖刷有很大關係，如砂石開採(或河道疏浚)不當將嚴重影響橋墩安全，而河道疏浚管理單位為水利單位而非橋梁管理單位，雖現行規定橋梁上下游500公尺內不得進行砂石開採，但500公尺外之採砂坑可能會往下游移動導致影響橋梁安全，故建議橋梁及水利管理單位應注意橋梁上下游500公尺外之河道疏浚對橋梁安全的影響。

簡報完畢
敬請指教