

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

不同輸砂公式對河道沖淤影響之研究

Study on River Bed Change due to Using Different Sediment

Transport Formulas



學生：陳思廷

指導教授：葉克家 博士

中華民國九十七年七月

不同輸砂公式對河道沖淤影響之研究

學生：陳思廷

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程學系

中文摘要

動床數值模式於應用時，須引用輸砂經驗公式來推估輸砂量，但不同經驗式仍各有其適用範圍及優缺點，且影響河道之沖淤情形。本研究係以陳氏(2002)發展之一維動床顯式有限解析法模式(EFA)為基礎，再加以擴充數條輸砂公式，並透過比較底床沖淤模擬值來找出不同輸砂公式對河道沖淤變化之影響，進而討論不同輸砂公式應用時之差異性與準確性。

於模擬案例方面，採用 Suryanarayana (1969)實驗室案例之動床實驗渠槽進行沖刷與淤積模擬分析；而天然河川水系之應用方面，以頭前溪為模擬對象，進行颱風事件模擬，評估不同輸砂公式於天然河川之適用性及準確度。根據數值模擬之結果，選用不同輸砂公式對底床沖淤量與沖淤趨勢有頗大之影響。

Study on River Bed Change due to Using Different Sediment Transport Formulas

Student: Sih-Ting Chen

Advisor: Keh-Chia Yeh

Institute of Civil Engineering

National Chiao Tung University

Abstract

When using the mobile-bed numerical modeling, sediment transport formulas is required to compute the capacity of sediment transport. However each of these formulas has its own range of applications and advantages to influence river bed change. This study extends on Chen's (2002) 1-D finite analytic mobile-bed model (EFA) to expands several sediment transport formulas. The results of the numerical simulations could be used to compare the river bed change resulted from using different sediment transport formulas. Further discussion is carried out on the variation and the accuracy of these results.

With regard to the case studies for the simulations, the Suryanarayana's (1969) mobile-bed experimental data are adopted to simulate the scour and deposition. In addition, Touchien River is chosen as a case study for the evaluation of the suitability and accuracy of these sediment transport formulas in the simulation of the flood events resulted from typhoons in the natural river system. According to the results of these numerical simulations, the use of various sediment transport formulas would significantly affect the amount and the tend of scour and deposition of the river bed.

誌謝

本文承蒙吾師葉克家教授於研究期間不厭其煩地細心指導與諄諄教誨，得以順利完成，在此致上最誠摯的謝意。亦感謝口試委員國立成功大學蔡長泰教授、聯合大學理工學院院長許銘熙教授及國立高速網路與計算中心蔡惠峰博士之細心匡正與建議，使得本論文得以更趨完整。

感謝仲達、昇學、峰志、力瑋、宥達學長以及曉萍學姊在研究與生活上之指導與照顧；感謝好友仁凱、佑民、誠達、冠顯的砥礪與扶持；感謝學弟們瑞嘉、宇翔、冠暉、俊宏的幫助與關心。因為有大家的參與，使我的研究生活多采多姿，永生難忘。

最後，謹將此拙作獻給我親愛的家人，感謝你們不斷地支持與鼓勵，使我求學的路上能無後顧之憂，才能成功的跨出這一步，謝謝你們。

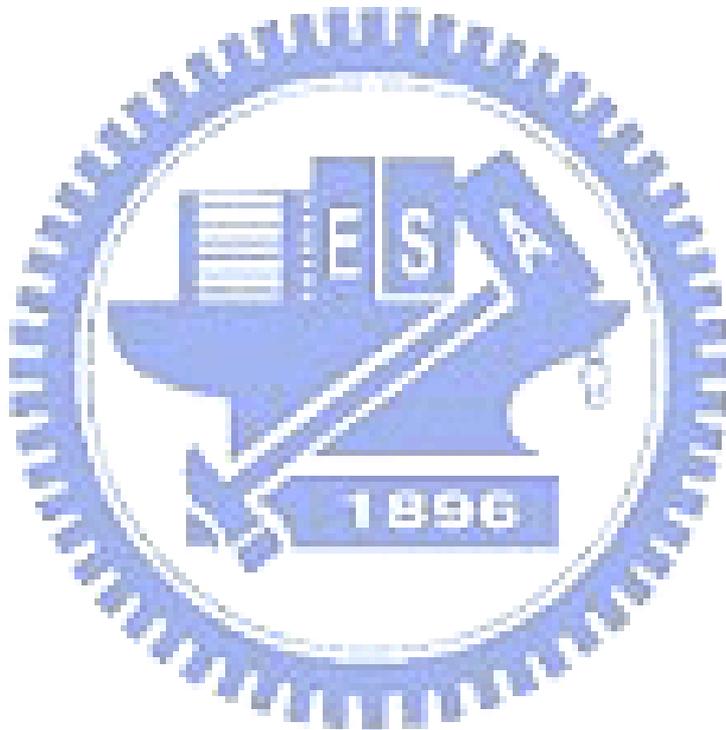
目錄

中文摘要	I
英文摘要	II
誌謝	III
目錄	IV
表目錄	VI
圖目錄	VII
符號說明	IX
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 文獻回顧	2
1.2.1 輸砂數值模式回顧	2
1.2.2 輸砂經驗公式回顧	4
1.3 論文架構	8
第二章 顯式有限解析法數值模式	9
2.1 模式概述	9
2.1.1 水流控制方程式	10
2.1.2 輸砂控制方程式	11
2.1.3 輸砂公式簡介	13
2.1.3.1 Van Rijn公式	13
2.1.3.2 Wu et al.公式	16
2.1.3.3 Schoklitsch公式	19
2.1.4 輸砂輔助關係式	20
2.1.4.1 作用層厚度	20
2.1.4.2 懸浮載源	21
2.1.4.3 作用層源	23
2.2 數值方法	23
2.2.1 水理方程式之數值方法	24
2.2.2 求解輸砂方程式之數值方法	25
第三章 模式檢定驗證與應用	31
3.1 實驗室案例	31
3.1.1 案例簡介與參數檢定	32
3.1.1.1 初始渠道幾何資料	32
3.1.1.2 初始底床質資料	33
3.1.1.3 粗糙係數	33
3.1.1.4 上游入砂濃度	33
3.1.1.5 孔隙率	34

3.1.1.6 參考高度.....	34
3.1.1.7 作用層厚度.....	34
3.1.1.8 各案例上游入流量、下游水位之資料.....	34
3.1.2 模擬結果與分析.....	35
3.1.2.1 檢定案例.....	35
3.1.2.2 驗證案例.....	36
3.1.3 小結.....	38
3.2 現場案例.....	39
3.2.1 案例簡介與參數檢定.....	39
3.2.1.1 流域概述.....	39
3.2.1.2 模擬範圍.....	40
3.2.1.3 模擬所需參數.....	40
3.2.2 模擬結果與分析.....	43
3.2.2.1 檢定案例.....	43
3.2.2.2 驗證案例.....	44
3.2.3 小結.....	45
第四章 輸砂公式對河床沖淤之敏感度測試.....	69
4.1 案例研選.....	69
4.2 模擬參數設定.....	69
4.3 模擬結果與分析.....	70
4.3.1 實驗室案例.....	70
4.3.1.1 Run25 案例.....	70
4.3.1.2 Run26 案例.....	70
4.3.1.3 Run14 案例.....	71
4.3.1.4 小結.....	72
4.3.2 現場案例.....	73
4.3.2.1 檢定案例.....	73
4.3.2.2 驗證案例.....	73
4.3.2.3 小結.....	74
第五章 結論與建議.....	90
5.1 結論.....	90
5.2 建議.....	92
參考文獻.....	93

表目錄

表 3-1	各案例上游入流量與下游水位條件	46
表 3-2	頭前溪主流實測資料彙整	47
表 3-3	模擬範圍之斷面樁號與曼寧n值	48
表 3-4	頭前溪各斷面河床質粒徑分組重量累計百分比(民國 73 年)	49



圖目錄

圖 2-1	沉滓傳輸之示意圖	30
圖 2-2	懸浮沈滓之移流特性軌跡	30
圖 3-1	模型佈置圖(摘錄自 Suryanarayana 1969).....	50
圖 3-2	非均質粒徑分布曲線圖(摘錄自 Suryanarayana 1969).....	51
圖 3-3	Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=1\text{hr}$)	52
圖 3-4	Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=2.5\text{hr}$)	52
圖 3-5	Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=4.5\text{hr}$)	53
圖 3-6	Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=7\text{hr}$)	53
圖 3-7	Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=10\text{hr}$)	54
圖 3-8	Run22 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=1.5\text{hr}$)	54
圖 3-9	Run22 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=4\text{hr}$)	55
圖 3-10	Run22 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=10\text{hr}$)	55
圖 3-11	Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=1.5\text{hr}$).....	56
圖 3-12	Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=3\text{hr}$)	56
圖 3-13	Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=5\text{hr}$)	57
圖 3-14	Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=7\text{hr}$)	57
圖 3-15	Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=9\text{hr}$)	58
圖 3-16	Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=1.2\text{hr}$)	58
圖 3-17	Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=3.25\text{hr}$)	59
圖 3-18	Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=6\text{hr}$)	59
圖 3-19	Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=10\text{hr}$)	60
圖 3-20	Run14 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=1.9\text{hr}$)	60
圖 3-21	Run14 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=6.67\text{hr}$)	61
圖 3-22	Run14 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=12.67\text{hr}$)	61
圖 3-23	模擬範圍之流域示意圖(摘錄自頭前溪與鳳山溪匯流河口段變遷研究,2007)	62
圖 3-24	頭前溪案例之上游入砂濃度歷線	62
圖 3-25	現場檢定案例上游流量歷線(經國大橋站)	63
圖 3-26	現場檢定案例下游水位歷線(河口).....	63
圖 3-27	現場檢定案例水位及底床高程之延程變化(Van Rijn 公式)	64
圖 3-28	現場檢定案例實測值與模擬值之底床高程差比較 (Van Rijn 公式)	65
圖 3-29	現場驗證案例上游流量歷線(經國大橋站)	66
圖 3-30	現場驗證案例下游水位歷線(河口).....	66
圖 3-31	現場驗證案例水位及底床高程之延程變化 (Van Rijn 公式)	67
圖 3-32	現場驗證案例實測值與模擬值之底床高程差比較 (Van Rijn 公式)	68

圖 4-1	Run25 淤積案例(Wu公式)(t=3hr).....	76
圖 4-2	Run25 淤積案例(Wu公式)(t=9hr).....	76
圖 4-3	Run25 淤積案例(Schoklitsch公式)(t=3hr).....	77
圖 4-4	Run25 淤積案例(Schoklitsch公式)(t=9hr).....	77
圖 4-5	Run26 沖刷案例(Wu公式)(t=3.25hr).....	78
圖 4-6	Run26 沖刷案例(Wu公式)(t=10hr).....	78
圖 4-7	Run26 沖刷案例(Schoklitsch公式)(t=3.25hr).....	79
圖 4-8	Run26 沖刷案例(Schoklitsch公式)(t=10hr).....	79
圖 4-9	Run14 沖刷案例(Wu公式)(t=1.9hr).....	80
圖 4-10	Run14 沖刷案例(Wu公式)(t=12.67hr).....	80
圖 4-11	Run14 沖刷案例(Schoklitsch公式)(t=1.9hr).....	81
圖 4-12	Run14 沖刷案例(Schoklitsch公式)(t=12.67hr).....	81
圖 4-13	Run25 案例之準確度比較.....	82
圖 4-14	Run26 案例之準確度比較.....	82
圖 4-15	Run14 案例之準確度比較.....	83
圖 4-16	現場檢定案例底床高程之延程變化(三種公式).....	84
圖 4-17	現場檢定案例實測值與模擬值之底床高程差比較(三種公式).....	85
圖 4-18	現場驗證案例底床高程之延程變化(三種公式).....	86
圖 4-19	現場驗證案例實測值與模擬值之底床高程差比較(三種公式).....	87
圖 4-20	懸浮載輸砂量與流量歷線(頭前溪 3 號斷面).....	88
圖 4-21	現場驗證案例模擬值準確度比較.....	89

符號說明

A:通水斷面積

B:渠道寬

C_k :粒徑 k 之懸浮質濃度

C_0 :最高之沉滓體積濃度比

c_a :平衡濃度

C_{bt} :河床載沉滓濃度

d :代表粒徑

D_m :不動之最小顆粒粒徑

D_* :無因次顆粒粒徑

E_m :作用層厚度

f :阻力係數

g :重力加速度

h :水深

I :形狀參數

n :曼寧糙度係數

n' :粒徑曼寧糙度係數

p :孔隙率

p_{hk} :粒徑 k 受其他代表粒徑遮蔽之機率



p_{ek} : 粒徑 k 直接顯露之機率

Q : 流量

Q_{bk} : 粒徑 k 之河床載通量

q_s : 懸浮載單寬通量

q_l : 單位渠長之支流側流量

R : 水力半徑

s : 砂比重

S_f : 摩擦坡降

S_k : 粒徑 k 之懸浮載源項

S_{ak} : 粒徑 k 於作用層底部源項

t : 時間

u : 水體流速

u_{bt} : 沉滓跳躍之平均水平分速度

u_* : 有效河床剪力速度

u_{*c} : 臨界剪應力速度

x : 主流方向之距離

Z : 水位

Z_b : 底床高程

α : 水體所承載之參考高程沉滓濃度與水深平均濃度之比值



β_w :動量校正係數

β_k :粒徑 k 之百分組成

γ :懸浮載與河床質載之比值

ρ_s :沉滓密度

δ_a :參考高度

δ_{bt} :沉滓跳躍高度

ν :運動滯度

η_k :粒徑 k 之隱藏顯露參數

τ_{ck} :粒徑 k 之啟動剪應力

τ_b :底床剪應力

ϕ_{bk} :粒徑 k 之無因次非均勻質河床載傳輸率

ϕ_{sk} :粒徑 k 之無因次非均勻懸浮載傳輸率

ω_k :粒徑 k 之沉降速度

Θ :水流強度

θ_c :相對於中值粒徑之無因次啟動剪應力



第一章 緒論

1.1 前言

台灣人口稠密，可開發之國土面積便顯得極為有限，為了經濟發展及生活品質需求，政府單位及部份產業與個人如何朝上游集水區發展成為無可避免之趨勢。但遺憾的是，以往吾人開發之餘，常常忽視了對自然環境的種種侵害，不僅破壞了天然河川之輸砂平衡，更有許多災害係因河道過度沖刷或淤積所造成，如超量開採砂石，破壞河道原有之穩定，導致一有洪水發生便會造成嚴重河床沖刷，並危及堤防和水工結構物之安全。此外，如水庫內常年淤積，造成有效蓄水量減少，而使水庫使用壽命減短等問題，皆與河川的輸砂能力在時間及空間上之變化有關。

為了推估沖積河川輸砂量，自 DuBoys' 於 1879 年發展第一個推移載公式以來，陸續有許多輸砂公式問世。這些公式都各有其適用範圍與本質上的限定，但由於理論尚未發展完全，早期之輸砂公式大都屬於經驗推斷，常須靠較新的理論或實驗室資料來加以校正。因此在應用不同輸砂公式以推估河道輸砂能力時，應對所選定公式之適用性及差異性有所了解，才能使推估之輸砂量有較高的準確度，進而尋求人為開發與自然環境間永續共存，達到平衡的可能。本研究即透過比

較不同輸砂公式對數值模式沖淤模擬之影響，進而探討不同輸砂公式使用時之差異性，以期能對未來之模式使用者提供一參考依據。

1.2 文獻回顧

1.2.1 輸砂數值模式回顧

河道之沉滓運移行為，它不僅造成河道底床沖淤變化、海岸型態變遷等自然環境變化，更因此影響到水工結構物設計與操作策略之訂定，故可知其於水利工程實務中實為一重要的研究課題。但由於輸砂為一複雜之土水交互過程，牽涉流體力學、紊流理論、輸砂力學等理論，故目前只能就有限的理論結合經驗及實驗方法，以獲得近似之數學模式及經驗公式，而在這些研究基礎上，數值模式也朝複雜化與擴大應用的目標發展。

目前國內外常見之動床輸砂模式，如 SEDICOUP (Holly & Rahuel, 1990)、HEC-6 (U.S. Army Corps of Engineers, 1993)、CCHE1D (Wu, 2002)、STARS (Orvis & Randle, 1987)、GSTARS (Molinas & Yang, 2001)、NETSTARS(李氏等, 1996)、許氏(2002)、謝氏(2004)等，都以質量守恆的觀點為基礎，並引用與水理條件及沉滓特性相關之經驗公式來考量眾多的輸砂影響因子。且因各模式發展和應用的目標不盡相同，而各自又有不同的設計架構與理論基礎，導致目前已有之模

式雖多，卻無一模式能合理解決所有輸砂相關課題，此乃數值模式至今仍持續發展的原因之一。

若依輸砂動床模式發展的空間維度及水理特性區分，早期之一維定量流模式，於水理上僅應用迴水演算，即只求解能量方程式；至於輸砂方面則以河床質載計算之，此法未盡縝密，但方法簡單且較適用於長期河川沖淤模擬，故至今仍被普遍應用，其中以美國工兵團之 HEC-6 模式最為著名。為解決變量流流況或下游受時變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 (1990)、CCHE1D (2002) 等即是。此種一維模式雖無法描述物理變量在側方向及深度方向的變化情況，但對於了解河道整體沖淤趨勢仍有相當高的應用價值。而更進一步為了考慮河道橫向不均勻之沖淤變化，STARS (1986)、NETSTARS (1996) 以及之後的 GSTARS (2001) 等都採用流管的概念建構擬似二維模式。且由於實際需求及計算機功能的發展，亦有平面及垂直二維變量流輸砂模式之研發，如上述的許氏(2002)、謝氏(2004)等諸模式，便是此類水深平均之水平二維模式。

然而，若以沉滓類別加以區分，則輸砂沉滓一般可分為凝聚性 (cohesive) 沉滓與非凝聚性沉滓 (noncohesive) 兩種型態。吾人可知，大部分河川的沉滓運移多屬非凝聚性沉滓行為，因此多數河川沉滓運移模式皆以模擬非凝聚性沉滓運移為發展重點；但如鄰近河口處或水庫

地區等沉滓來源具有大量凝聚性沉滓的情況下，須將凝聚性沉滓的運移機制加以考量，才能符合物理機制。關於這點，上述之 CCHE1D (2002)、GSTARS (2001)及謝氏(2004)等模式，皆能於模式中考量凝聚性沉滓的效應，如此一來，該模式即可具有模擬凝聚性沉滓運移之能力。

最後，就模擬沉滓傳輸型態的方式來加以分類，考慮河床質載 (bed material load)模式如上述之 CCHE1D (2002)、GSTARS (2001) 等諸模式，在懸浮載所佔比例不高及底床顆徑較粗的情況下，仍具有相當不錯的實用價值，故在一般使用上，仍是最為普遍的模式型態。懸浮載模式如 Rijn (1990)等，則較適用於模擬河床載比例不高的案例。至於河床載模式如 Bell and Sutherland (1983)，於粗顆粒沉滓模擬及懸浮載相對不重要的情況下有較佳的模擬結果。另一方面，在部分工程問題上，將河床載及懸浮載分開計算考慮在內的模式，其優點在於該模式不僅具有可了解河床載或懸浮載各自對底床變動的影響，亦可模擬懸浮載濃度的大小與分佈，基於以上原因，此種處理方式顯得格外重要，上述之 SEDICOU (1990)、NETSTARS (1996)、許氏(2002)、謝氏(2004)等模式便是此類的應用。

1.2.2 輸砂經驗公式回顧

河道中之輸砂通量，依其來源可分為河床質載(bed material load)及沖洗載(wash load)等兩種，其中沖洗載主要為細微懸浮泥沙，通常來自於集水區，並不會於河道中停留，故其對河道沖淤的影響相對較小；然而河床質載為存在於河川中之河床質所形成之泥砂移動量，通常假設河床質載為河床載(bed load)及懸浮載(suspended load)之總和，當底床剪應力大於河床質之起動條件時，便會形成河床載傳輸，此種傳輸型態受重力影響僅於底床附近的參考高度範圍內傳輸，而當水流作用力增大至懸浮條件時，則沉滓會懸浮至參考高度上而形成懸浮載；反之，當水流作用力下降時，則懸浮載則沉降至參考高度中形成河床載。

對於參考高度(reference level)，許多學者對其有不同的定義，Einstein (1950)設定其為兩倍粒徑大，Smith and Mclean (1977)建議其大小為粒徑最大跳躍高度，van Rijn (1984a)指出此範圍可假設為一半的底床砂丘高度，或可用糙度高度(roughness height)給定，但其最小值需大於水深之百分之一，Garcia and Parker (1991)設定其為水深之百分之五，而Cao (1999)則定義其為十倍的粒徑大；而對於參考高度上之濃度，一般可簡稱為平衡濃度，亦有許多學者透過不同種方式來推求，Einstein (1950)藉其底床載公式及所定義之參考高度，結合底床剪力速度推得其平衡濃度公式；van Rijn (1984a)藉由其所觀測之底床

載通量，結合顆粒實驗求得之粒徑特性，導出其平衡濃度公式；Cao (1999)透過其定義之有效沉積通量(effective deposition flux)及底床進入通量(bed sediment entrainment flux)，推導出平衡狀態時於參考高度之平衡濃度。

由於參考高度一般較水深小很多，計算的方式可直接以傳輸通量來表示，無須考慮其在垂直之變化。文獻中推估河床載的經驗式頗多，常見著名者如 Schoklitsch (1934)參考 DuBoys (1879)公式之形式，定義一起動流量來取代起動剪應力，並依此決定底床載通量；Meyer-Peter and Muller (1948)假設輸砂行為中，能量坡降為決定底床載之一重要特性參數，並以超越剪應力(excess shear stress)的形式決定底床載通量；Van Rijn (1984a)藉單一顆粒之實驗，結合實測之河床沉澱濃度，發展出其底床載通量公式；上述河床載公式大都是探討均勻質粒徑，但對於非均勻質粒徑，亦須考量到不同大小顆粒間互相的影響，一般都是引入所謂隱藏因子(hiding factor)來修正上述之均勻質河床載通量，或藉改變沉澱的啟動條件來凸顯非均勻質沉澱間彼此隱藏顯露的效應，Wu et al. (2000)即是針對非均勻沈澱傳輸，修正其起動剪應力，並迴歸現場實測資料發展出其非均勻質之河床載經驗式。

對於懸浮載通量之計算，大略可分為根據能量的概念(energy theory)或交換的概念(exchange theory)來加以推求。若以針對能量的概

念而言，Bagnold (1966)定義底床泥砂傳輸率相當於應用在河道傳輸過程中之功率，並藉此推求其懸浮載通量公式；而 Wu et al. (2000)參考 Bagnold (1966)公式的形式，並結合現地的實測資料，迴歸出其非均質懸浮載通量之經驗式。

至於交換的概念則與能量的概念有些許不同，懸浮載傳輸範圍是指參考高度至水面的空間，以針對交換概念的式子而言，應用描述濃度剖面型態之經驗式，即可根據局部流況與沉滓條件計算出近似之懸浮載通量。

對於描述平衡濃度剖面之型態，自早期適用於細砂的 Rouse (1937)方程式，到為了能更進一步針對粗砂進行修正或考慮懸浮沉滓對 von Karman 係數的影響等因素(Einstein and Chien, 1955)，進年來亦陸續發展出許多的經驗式；如 Van Rijn (1984b)的平衡公式剖面，就將懸浮沉載對流體紊流結構的影響列為因素之一，並藉由簡化法提供更簡便的濃度剖面表示式；而 Cao et al. (1997a)利用紊流暴沖機制求得沉滓擴散係數的經驗式，並再依此計算平衡濃度剖面；至於 Chiu et al. (2000)利用序律觀念推出一般化的流速剖面公式，配合剪應力分佈來求解濃度剖面；最後值得一提的是，Greimann and Holly (2001)利用兩相流方程式推導定量均勻流情況下沉載濃度剖面，但其與擴散-沉降方程式所表示之平衡濃度剖面的差異，在於此法考慮了沉滓顆

粒間的互相作用與沉滓的慣性作用，為較一般化的表示式，而在忽略以上兩種作用的情況下，則退化成如同 Rouse 方程式的形式。

1.3 論文架構

本研究主要探討不同輸砂公式對河道沖淤之影響，應用陳氏(2002)發展之一維顯式有限解析法(explicit finite analytic, EFA)動床模式為基礎，透過擴充數條輸砂公式，來比較不同輸砂公式對河道沖淤量及沖淤趨勢之影響。由於 EFA 模式採取分別計算懸浮載及推移載，故挑選懸浮載及推移載分別演算概念之 Van Rijn (1984a、1984b)、Wu et al. (2000)以及 Schoklitsch (1935)公式作為比較，而在數值運算方面，本模式延續陳氏(2002)之動床數值模式，以顯式有限解析法求解水理連續方程式及動量方程式，至於輸砂之數值方法則採用結合演算法聯立求解懸浮載質量守恆方程式、作用層質量守恆方程式及整體河床質量守恆方程式。為有效模擬河川底床的沖淤情形，本模式考慮懸浮載與推移載間作用之交換機制以及非均勻載河床之篩分與護甲機制。最後藉由 Suryanarayana (1969)之水槽動床實驗案例以檢定驗證底床沖淤趨勢及變化後，再應用頭前溪歷年沖淤實測資料，配合歷年洪水事件模擬來比較不同公式於現場案例模擬時之適用性，以期望能選擇出適合之輸砂公式應用於台灣現地沖淤量推估、河川治理規劃等方面。

第二章 顯式有限解析法數值模式

2.1 模式概述

顯式有限解析法數值模式可分成水理及輸砂兩大部分，於水理計算方面，在滿足 de Saint Venant 之基本假設下，應用顯式有限解析法 (EFA) 離散動量方程式，並利用沿特性線積分的概念，求解動量方程式，再配合適當的斷面處理與差分式，求解水流之連續方程式。顯式有限解析法有推導容易且程式撰寫較隱式法簡易之優點，而此法在計算流力與水力計算領域之應用上已證實有相當不錯的成果。

至於沉滓運移計算方面，因天然河床係由多種不同粒徑之沉滓所組成，且上下游河段之底床粒徑大小有所差異，因此所採用之模式須具有模擬非均勻沉滓之特點，以反映河道沉滓部份之不同特性。此外，為考慮懸浮載與河床載不同之運移機制，故將兩者予以分開計算，並考慮沉滓在河道底床附近發生沉淤與再懸浮之情形；因此本模式引用許氏(2002)對懸浮載與河床載間交換速率估算之研究，藉以推估水體中各懸浮沉滓之濃度變化，以及河床上床質粒徑之組成。本研究於處理輸砂控制方程式時，採取適用於雙曲線型方程式之特性法求解懸浮載質量守衡方程式，並與河床載質量守衡方程式及整體河床輸砂之質量守衡方程式進行結合演算，再利用 Newton-Raphson 疊代聯

立求解。

2.1.1 水流控制方程式

水理演算係根據 de Saint Venant 所推導之一維緩變非穩流控制方程式，其基本假設如下：

1. 流速均勻分佈：

流速均勻分佈在通水面積上，即每一個通水斷面積僅存在一個流速，此即一維水流。

2. 靜水壓分佈：

假設渠道中水流之垂向流線曲率很小而且忽略其垂直加速度，因此水深方向速度梯度為零，可忽略垂向加速度，則假設成立。

3. 渠道定量流摩擦損失估計：

渠底摩擦與紊流效應對水流所造成的損失，可以定量流摩擦律估算。

4. 底床坡度甚小：

當假設成立時，重力沿渠道所造成的分力將會很小，甚至可忽略不計，亦即水深可以垂向水面與渠底高程差表示。

5. 忽略柯氏力及風力的影響。

對於不可壓縮水流之控制方程式，包括水流連續方程式與水流動

量方程式，為如下形式。

水流連續方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (2-1)$$

水流運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta_w \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + gAS_f - q_l u_l = 0 \quad (2-2)$$

式中， A =通水斷面積； Q =流量； t =時間； x =主流方向之距離； g =重力加速度； Z =水位； β_w =動量校正係數； q_l =單位渠長之支流側流量， q_l 為正屬合流之處理， q_l 為負屬分流之處理； u_l =支流在主流方向的速度分量； $s_f = \frac{Q|Q|n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}$ = 摩擦坡降，其中 R =水力半徑， n =曼寧值。

2.1.2 輸砂控制方程式

沉滓傳輸的方式可依據運動機制不同而分為滾動、滑動、跳躍以及懸浮等形態，通常可將滾動、滑動、跳躍這三種型態合稱為河床載 (bed load)，或稱為推移載，一般來說，此類傳輸型態的共通點在於沈滓顆粒明顯受到重力作用的影響，並使其運移範圍僅限於河床上方有限的高度，即所謂參考高度內。然而，當紊流作用大於沈滓懸浮的起始條件時，部份沈滓顆粒即向上運移超越參考高度，形成懸浮載 (suspended load) 傳輸型態；同樣的，懸浮沈滓在受重力的影響下亦會

逐漸沈降至底床，進而轉變為河床載傳輸型態，圖 2-1 為沉滓傳輸之示意圖。透過以上敘述可知，沈滓會因所受作用力的不同而改變其傳輸機制，因此可將此種特性視為輸砂行為中極重要的物理機制。

本研究將輸砂控制方程式中河道輸砂通量(即河床質載)分離為非均勻之懸浮載與河床載兩部份，同時求解某一粒徑 k 之懸浮載、作用層質量守衡，及整體河床質載之質量守衡等控制方程式，分別表示如下：

$$\frac{\partial(C_k A)}{\partial t} + \frac{\partial(C_k Q)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial C_k}{\partial x} \right) + S_k \quad k=1,2,\dots,TK \quad (2-3)$$

$$(1-p) \frac{\partial(\beta_k B E_m)}{\partial t} + \frac{\partial Q_{bk}}{\partial x} + S_k - S_{ak} = 0 \quad k=1,2,\dots,TK \quad (2-4)$$

$$(1-p) \frac{\partial(B Z_b)}{\partial t} + \sum_{k=1}^{TK} \left(\frac{\partial Q_{bk}}{\partial x} + S_k \right) = 0 \quad (2-5)$$

上三式中， C_k = 某一代表粒徑 k 之懸浮載濃度； p = 孔隙率； β_k = 作用層內粒徑 k 之百分組成； E_m = 作用層厚度； Q_{bk} = 粒徑 k 之河床載通量； S_k = 粒徑 k 之懸浮載源項； S_{ak} = 粒徑 k 於作用層底部源項； Z_b = 底床高程； B = 渠道寬； TK = 非均勻沉滓之代表粒徑數。

由上三式可知，尚有部份參數如 Q_{bk} 、 E_m 、 S_k 及 S_{ak} 需利用一些輔助經驗公式來決定，而這些公式大都由許多學者藉由實驗及既有經驗式修正求得，因此如何選擇適當之輔助式便是一個重要的課題。如前所述，因模式將懸浮載與河床載分開計算，故本研究在經驗公式上選

取 Van Rijn (1984)公式、Wu et al. (2000)公式及 Schoklitsch (1935)為主體，輔助相關學者及模式之經驗加以調整並應用於模式中，以下分別將上述三種輸砂公式作扼要之描述。

2.1.3 輸砂公式簡介

2.1.3.1 Van Rijn 公式

Van Rijn (1984)對於單寬河床載通量(q_b)的估算，乃是針對單一砂粒所受之外力，以推導其運動軌跡方程式，並藉此計算不同流況與沉澱條件下的沉澱跳躍特性，如跳躍高度(δ_{bt})與跳躍之平均水平分速度(u_{bt})等，再更進一步利用實際量測之河床載通量，反推得河床載沉澱濃度(c_{bt})如下：

$$c_{bt} = \frac{q_b}{u_{bt}\delta_{bt}} \quad (2-6)$$

最後結合上述之沉澱濃度與流況及沉澱特性，即可得到所需之河床載單寬通量，其式如下：

$$q_b = (0.053)\sqrt{(s-1)g}D_{50}^{1.5} \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad (2-7)$$

上式中，

$$D_* = D_{50} \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} = \text{無因次顆粒粒徑} ; T = \frac{u_*^2 - (u_{*c})^2}{(u_{*c})^2} = \text{輸送參數} ;$$

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

砂比重； v = 運動滯度； D_{50}, D_{90} = 50%及 90%沉澱小於的粒徑； u_{*c} = 臨界剪應力。

上述河床載公式係以中值粒徑為代表粒徑來計算非均勻河床載之體積通量，但亦需針對非均勻載隱藏顯露的作用將經驗式作修正。本研究參考 Spasojevic & Holly (1990) 針對每一代表粒徑(d_k)的做法，並依此對 Van Rijn 的公式稍作修正。Spasojevic & Holly (1990) 假設河床載運移僅發生在作用層內，其中某粒徑之百分組成表示為 β_k ，且考慮較小粒徑在水體中會形成懸浮載，亦可引入懸浮載與河床質載之比值 γ (Van Rijn, 1984b)，以對河床載通量作修正。此外，由於在一般非均勻之河床質中較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間，而不易被水流帶動，故筆者於此引用 Karim et al. (1987) 提出之隱藏因子 (hiding factor, ζ)，以期對河床載通量予以修正。綜合上述之影響因子後，吾人可得代表粒徑 d_k 之河床載通量(m^3/s)如下：

$$Q_{bk} = (1-\gamma)\zeta_k\beta_kq_b(d_k)B \quad (2-8)$$

$$\text{上式中, } \zeta_k = \left(\frac{D_k}{D_{50}}\right)^{0.85}; \gamma = \begin{cases} 1 & \frac{u_*}{w_k} \geq 10 \\ 0.25 + 0.325 \ln\left(\frac{u_*}{w_k}\right) & 0.4 < \frac{u_*}{w_k} < 10 \\ 0 & \frac{u_*}{w_k} \leq 0.4 \end{cases}$$

對於平衡濃度，Van Rijn 使用其定義的參考高度(δ_a)及上述之平衡河床載通量公式推估平衡濃度如下：

$$c_a = 0.015 \frac{D_{50}}{\delta_a} \frac{T^{1.5}}{D_*^{0.3}} \quad (2-9)$$

針對平衡濃度剖面，Van Rijn 考慮了懸浮沈澱對流體紊流結構的影響，提出沈澱擴散係數與流體擴散係數的比例關係式，並依此推求低含砂量之濃度剖面關係式如下：

$$\frac{c}{c_a} = \left[\frac{\delta_a (h-z)}{(z)(h-\delta_a)} \right]^S \quad \text{當 } \frac{z}{h} \geq 0.5 \quad (2-10-a)$$

$$\frac{c}{c_a} = \left[\frac{\delta_a}{(h-\delta_a)} \right]^S e^{-4S(z/h-0.5)} \quad \text{當 } \frac{z}{h} < 0.5 \quad (2-10-b)$$

其中，S=懸浮沈澱參數；h=水深；z=局部垂直座標

而當含砂量提高至體積比約 0.001 以上時，上述之平衡濃度剖面便需透過修正才能合理的應用；Van Rijn 提出一簡化法(simplified method)，透過修正懸浮沈澱參數 S 的方式，考慮所有因高含砂量所造成的影響，

$$S' = S + \zeta \quad (2-11)$$

其中， $\zeta = 2.5 \left[\frac{\omega_s}{u_*} \right]^{0.8} \left[\frac{C_a}{C_0} \right]^{0.4}$ = 懸浮沈澱參數修正值； $C_0 = 0.65$ ，為最高的

沈澱濃度比。以此修正過之懸浮沈澱參數 S' 取代 S，上述之平衡濃度

剖面即可表示為高濃度下參考高度至自由水面的平衡濃度剖面。

根據上述的濃度剖面，Van Rijn 定義出其懸浮載傳輸通量(q_s)如下：

$$q_s = F \bar{u} h c_a \quad (2-12)$$

其中， $F = \frac{[\delta_a/h]^{s'} - [\delta_a/h]^{1.2}}{[1 - \delta_a/h]^{s'} [1.2 - s']}$ ； \bar{u} = 平均流速。

針對公式的適用性，Van Rijn 建議計算流場福祿數須小於 0.9，水深大於 0.1 公尺且河床質粒徑介於 0.2 至 2mm 之間。

2.1.3.2 Wu et al. 公式

Wu et al. (2000) 考量到非均勻輸砂傳輸(nonuniform sediment transport)中不同粒徑大小顆粒彼此隱藏及顯露的作用，故根據機率的概概念發展出一校正因子如下：

$$\eta_k = \left(\frac{P_{ek}}{P_{hk}} \right)^m \quad (2-13)$$

其中， $p_{hk} = \sum_{j=1}^{TK} \beta_j \frac{d_j}{d_k + d_j}$ = 表示代表粒徑 d_k 受其他代表粒徑遮蔽的機

率； $p_{ek} = \sum_{j=1}^{TK} \beta_j \frac{d_k}{d_k + d_j}$ = 表示代表粒徑 d_k 未受其他代表粒徑遮蔽而直接

顯露的機率； m = 實驗參數(模式採-0.6)。

Wu et al. (2000) 藉此校正參數修正 Shields (1936) 所定義之啟動剪

應力如下：

$$\tau_{ck} = \theta_c \eta_k (\gamma_s - \gamma) d_k \quad (2-14)$$

其中， τ_{ck} = 某 k 代表粒徑(d_k)之啟動剪應力； θ_c = 相對於中值粒徑之無因次啟動剪應力(模式採 0.03)； γ_s = 粒徑之比重量。

此外，針對河床載通量，Wu et al. (2000)參考 Meyer-Peter and Mueller (1948)及 Engelund and Fredsoe (1976)等公式，即超越剪應力之形式決定出其無因次非均勻質河床載傳輸率(non-dimensional fractional bed load transport rate) ϕ_{bk} 如下：

$$\phi_{bk} = \frac{q_b(d_k)}{\beta_k \sqrt{(\gamma_s / \gamma - 1) g d_k^3}} \quad (2-15)$$

其中， $q_b(d_k)$ = 代表粒徑 d_k 之單寬河床載通量(m^2/s)。

有了上述之無因次河床載關係式，Wu et al. (2000)再藉由許多非均勻輸砂之實測及實驗室資料，迴歸出一無因次超越底床剪應力與無因次河床載之關係式，此式與上式結合後即可得到一非均勻河床載之經驗式如下：

$$\frac{q_b(d_k)}{\beta_k \sqrt{(\gamma_s / \gamma - 1) g d_k^3}} = 0.0053 \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \frac{\tau_b}{\tau_{ck}} - 1 \right]^{2.2} \quad (2-16)$$

上式中， $\tau_b = \gamma R J$ = 底床剪應力； J = 能量坡降； $n' = (d_{50})^{1/6} / 20$ = 粒徑糙

度。

最後，可將代表粒徑 d_k 之河床載通量表示如下

$$Q_{bk} = q_b(d_k)B \quad (2-17)$$

至於針對於懸浮載通量，Wu et al. (2000)根據 Bagnold (1966)的概念，即底床泥砂傳輸率相當於應用在河道傳輸過程中之功率，並透過結合現地實測資料，可得無因次非均勻懸浮載傳輸率(non-dimensional suspended load transport rate) ϕ_{sk} 表示為如下式：

$$\phi_{sk} = 0.0000262 \left[\left(\frac{\tau}{\tau_{ck}} - 1 \right) \frac{U}{\omega_k} \right]^{1.74} \quad (2-18)$$

上式中， $\phi_{sk} = q_s(d_k) / \beta_k \sqrt{(\gamma_s / \gamma - 1) g d_k^3}$ ； q_{sk} = 代表粒徑 d_k 之單位寬度懸浮載通量 (m^2/s)； $\omega_k = \sqrt{(13.95\nu / d_k)^2 + 1.09(\gamma_s / \gamma - 1) g d_k} - 13.62\nu / d_k$ = 沉降速度 (Zhang's formula)； U = 流速。

對於平衡濃度的估算，本研究參考 Cao (1999)之推估方式，引入形狀參數 I (shape function) 如下：

$$I = \frac{f}{k} \left[\frac{\eta_a^{s+1} - \eta_a^2 - \eta_a^s \ln \eta_a}{1-s} + \frac{\eta_a - \eta_a^s}{(1-s)^2} + \frac{\eta_a^2 - \eta_a^s}{(2-s)} \right], \quad s \neq 1, 2 \quad (2-19)$$

上式中， $f = u_* / u =$ 阻力係數； $\eta_a = \delta_a / h$ 。

平衡濃度 (c_a) 可表示如下式：

$$C_a = q_s / I \quad (2-20)$$

針對 Wu et al. (2000)公式的適用性問題，相關文獻中並無直接指出其範圍，但其針對相當多組實驗室及現場案例驗證，這些案例的水理及粒徑範圍包括流量介於 0.00094 至 21600m³/s，水深介於 0.01 至 17.5m，流速介於 0.086 至 2.88m/s，能量坡降介於 1/13605 至 1/27，粒徑介於 0.088 至 28.7mm 間，亦可作為此公式適用性之參考。

2.1.3.3 Schoklitsch 公式

由於現地案例之剪應力並非均勻分布於整個斷面，故 Schoklitsch 認為 DuBoys' (1987)以平均底床剪應力來計算啟動條件是不合理的，所以其定義一臨界通量 q_{ck} 作為計算河床載之條件如下：

$$q_c(d_k) = 0.638 \frac{d_k}{s^{4/3}} \quad (2-21)$$

其中， $q_c(d_k)$ = 代表粒徑 d_k 之啟動通量(ft²/s)。

根據上式，Schoklitsch 定義其河床載通量經驗式如下：

$$q_b(d_k) = \beta_k \frac{25.3}{\sqrt{d_k}} s^{3/2} (q - q_c(d_k)) \quad (2-22)$$

上式中， $q_b(d_k)$ = 代表粒徑 d_k 之單寬河床載通量(ft²/s)

此外，本研究於模式中引用 Karim et al. (1987)提出之隱藏因子 (hiding factor, ζ)，可將代表粒徑 d_k 之河床載通量表示如下：

$$Q_{bk} = \zeta_k q_b(d_k) B \quad (2-23)$$

由於 Schoklitsch 公式為河床載公式，應用於本模式中須結合平衡濃度經驗式，故本研究結合 Van Rijn 公式之平衡濃度經驗式來計算求解。

針對 Schoklitsch 公式之適用性，文獻中建議粒徑範圍需介於 0.3 至 5mm 間，其中，Shulits (1935) 針對許多粗顆粒河川做過檢驗，結果亦相當良好。

2.1.4 輸砂輔助關係式

上一節已簡介模式所應用之 Van Rijn、Wu et al. 及 Schoklitsch 輸砂通量經驗式，尚有部份參數如 E_m 、 S 及 S_f 需利用一些輔助經驗公式來決定。

2.1.4.1 作用層厚度

水利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，在數值模式中通常是於底床表面向下設定一作用層厚度，針對此空間內的河床質計算其粒徑組成變化。

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

$$E_m^{n+1} = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (2-24)$$

式中，C 為數值參數(模式採用 20)。當河床表面接近護甲條件時 (armored condition)，作用層厚度接近零，在這種情況下，可用 Borah et al. (1982)所提出護甲層之厚度(armored-layer thickness)，予以修正：

$$E_m^{n+1} = -C(Z_b^{n+1} - Z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (2-25)$$

式中， D_m 為不動之最小顆粒粒徑。另外，作用層在淤積期間可定義為：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (Z_b^{n+1} - Z_b^n) \quad (2-26)$$

上式中之上標代表 n 及(n+1)時刻。

為避免作用層厚度過大，一般作用層設定範圍約介於 0.05~0.1 倍水深之間，可針對不同流況與底床質條件做調整，或利用實測資料率定與校正以決定其值。

2.1.4.2 懸浮載源

所謂懸浮載源，係由懸浮質向下之通量與底床亂流剪力作用產生河床質向上之通量交互作用之結果。對於水深平均模式，由於水深方向之維度忽略不考慮，因此懸浮載源可視為聯繫懸浮載與河床載之源項。故以往許多模式採用下式計算懸浮載源 S，如 Lin and Shen (1984)

定義：

$$S = \omega_s (c_a - \alpha \bar{c}) \quad (2-27)$$

在平衡狀態下，可定義上式中 α 為水體所承載之河床上參考高度沉澱濃度 c_a 與水深平均濃度 \bar{c} 之比值如下：

$$\alpha = \frac{c_a}{\bar{c}} \quad (2-28)$$

然而，在缺乏濃度剖面的情況下， α 的大小並不容易決定；此外，由 Rouse 平衡濃度剖面公式可知，沉澱特性與水理流況對於 α 之比值會有直接影響。且水深平均模式利用式(2-27)計算懸浮載源 S 會有高估之結果，導致水體承載之濃度瞬間達到平衡濃度之狀態。為改善此問題，本模式引用許(2002)之積分法，來推估計算懸浮載源 S ，但於此小節僅對懸浮載源 S 計算方式加以說明。

水流在超載的情況下，超過平衡濃度的部份會直接沉降至底床；相反的，在減載的情況下，水流會沖刷河床以補充不足平衡濃度之部分。在得到平衡濃度剖面 $C_e(z)$ 與水體承載濃度剖面 $C(z)$ 後，定義一作用高度如下：

$$A_w = w_* \Delta t \quad (2-29)$$

式中 A_w 為作用高度； w_* 為速度尺度，超載時定義為沉澱沉降速度 w_s ，

減載時定義為河床質躍起速度 w_l ； Δt 為輸砂計算時間間距。河床質躍起速度 w_l 定義為發生跳躍時離開底床之瞬間垂直速度(Hu and Hui, 1996)：

$$\frac{w_l}{u_*} = \begin{cases} 3.2 - 4.5 \log \Theta & \Theta < 1.2 \\ 3.1 & \Theta > 1.2 \end{cases} \quad (2-30)$$

上式中， $\Theta = \tau_b / (\rho_s - \rho)gd =$ 水流強度； d 為河床質粒徑。作用高度定義為參考高度向上之作用區間，在此作用區間內經由時間 Δt 後，水體承載濃度調整為平衡濃度。根據此假設，懸浮載源可表示為：

$$S = \frac{\int_{z=\delta_a}^{z=\delta_a+A_h} [c_e(z) - c(z)] dz}{\Delta t} \quad (2-31)$$

2.1.4.3 作用層源

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

$$S_{ak} = -(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_{sk} (BZ_b - BE_m)] \quad (2-32)$$

其中， β_{sk} 為母層內某一粒徑之百分組成。如母層之厚度增加，即其頂面上升時，(2-32)式中之 β_{sk} 則改為 β_k 。

2.2 數值方法

由於河道水理計算之控制方程式為非線性聯立方程組，故本數值

模式沿用葉等(1996、1997)成果進行河道水理演算。水理模式採用顯式有限解析法(EFA)進行水理控制方程式之離散化，此數值方法主要係用以求解雙曲線型偏微分方程式，符合移流項之數學形式。輸砂模式方面採用與水理分離演算(uncoupled)的計算方式，即在每一計算時段內先求解水理條件，再以此推估輸砂量與底床沖淤量等，反之水理條件受到輸砂行為的影響則在累進時間的過程中反應。

2.2.1 水理方程式之數值方法

連續方程式保存保守型方程式之特性，並以控制體積的觀念來差分之，用以求得水位變化量。動量方程式則因其具有雙曲線型方程式之特性，故針對移流項之部份採用顯式有限解析法予以處理。經離散後之連續控制方程式如下：

$$\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \left[\Psi_c \left(\frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i-1}^{n+1} \pm q_{li}^{n+1}}{2\Delta x} \right) + (1 - \Psi_c) \left(\frac{Q_{i+1}^n - Q_{i-1}^n \pm q_{li}^n}{2\Delta x} \right) \right] = 0 \quad (2-33)$$

式中， A_i^{n+1} 為未知數，上標為(n+1)者，係先給定 n 時刻之量測值，經反覆疊代後，再將(n+1)時刻所計算之值帶入； Ψ_c 與以下的 Ψ_m 分別為連續方程式與動量方程式之時間加權因子(time weighting factor)，其範圍在 [0,1] 之間。 q_{li} 為支流流量，合流時 q_{li} 為負，分流時 q_{li} 為正。

經離散後之動量控制方程式如下：

$$\begin{aligned} & \frac{Q_i^{n+1} - Q_\xi^n}{\Delta t} + \left[\Psi_m Q_i^{n+1} \beta \left(\frac{v_r^{n+1} - v_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) Q_\xi^n \beta \left(\frac{v_r^n - v_l^n}{n_d \Delta x} \right) \right] \\ & + \left[\Psi_m g A_i^{n+1} \left(\frac{Z_r^{n+1} - Z_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) g A_\xi^n \left(\frac{Z_r^{n+1} - Z_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) \right] \quad (2-34) \\ & + g A_i^n S_{f_i}^n - q_{li}^n u_{li}^n = 0 \end{aligned}$$

式中， Q_i^{n+1} 為未知數，而結合特性線與有限解析法之觀念，依水流方向及流況採用不同的差分方式。當流況為亞臨界流($-1 < Fr < 1$)時，則 $r = i+1$ ， $l = i-1$ ， $n_d = 2$ ，代表中央差分；當流況為正（向下游）之超臨界流($Fr > 1$)，則 $r = i$ ， $l = i-1$ ， $n_d = 1$ ，代表後項差分；當流況為負（往上游）之超臨界流時($Fr < -1$)， $r = i+1$ ， $l = i$ ， $n_d = 1$ ，代表前項差分， i 為計算點位置。上標者為時間點，下標者為空間位置， Δt 為時間間距， Δx 為二斷面之間距，下標符號 ξ 者為 n 時段上之特性線位置，該特性線係由 $n+1$ 時段上之計算點向後（backward）投射，此為顯式有限解析法求解特色之一。

2.2.2 求解輸砂方程式之數值方法

由於各物理量具有高度之相關性，如河床質與懸浮質藉著懸浮載源連結，河床高程及作用層內之粒徑百分組成又因懸浮載源而變動等，故有賴結合演算方式求解此三條方程式，所採用之方法為半隱式法差分聯立求解。因懸浮載之質量守恆方程式依物理特性可分割為移

流及反應項(advection-reaction term)與擴散項(diffusion term)二部份，故首先將懸浮載質量守恆之移流及反應項與作用層質量守恆方程式、整體河床質載守恆方程式，利用 Newton-Raphson 法疊代聯立求解；然後，根據所獲得之變數值，再與懸浮載質量守恆方程式之擴散項反覆疊代至收斂為止。各控制方程式離散後之形式如下：

(i)作用層質量守恆差分式：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-p)}{\Delta t} [(\beta_k BE_m)_{i+1}^{n+1} - (\beta_k BE_m)_i^n] + \frac{\theta}{2 \cdot \Delta x} [(Q_{bk})_{i+1}^{n+1} - (Q_{bk})_{i-1}^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{2 \cdot \Delta x} [(Q_{bk})_{i+1}^n - (Q_{bk})_{i-1}^n] + \theta(S_k + S_a)_{i+1}^{n+1} + (1-\theta)(S_k + S_a)_i^n = 0 \end{aligned} \quad (2-35)$$

(ii)整體河床質載守恆差分式：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-p)}{\Delta t} [(BZ_b)_{i+1}^{n+1} - (BZ_b)_i^n] + \frac{1}{2 \cdot \Delta x} \sum_{k=1}^n \{ \theta [(Q_{bk})_{i+1}^{n+1} - (Q_{bk})_{i-1}^{n+1}] \\ & + (1-\theta) [(Q_{bk})_{i+1}^n - (Q_{bk})_{i-1}^n] \} + \sum_{k=1}^n [\theta S_k^{n+1} + (1-\theta) S_k^n] = 0 \end{aligned} \quad (2-36)$$

圖 2-2 是以一維空間為例示意沈滓之移流軌跡。就 t^{n+1} 計算時刻之計算點 A 而言，移流軌跡存在於 t^{n+1} 與 t^n 時刻之間，定義 t^{n+1} 時刻之端點 A 為到達點(arrival point)， t^n 時刻之端點 D 為離開點(departure point)。離開點 D 之懸浮沈滓濃度可由初始條件求得，但由於模式採用固定格點，故離開點 D 並不能保

證剛好落在格點上，因此該點之濃度必須藉由鄰近格點濃度以內插的方式求得。

此外，在一般情況下，河床質移動量遠小於懸浮質移動量，即兩者在時間尺度上相差甚大，在必須聯立求解的前提下，懸浮載方程式須使用較大之可蘭數(Courant number)，此將導致移流軌跡穿越若干個計算格點空間，因而必須採分段處理以求得較正確之移流軌跡。假設移流軌跡從離開點 D 至到達點 A 共跨越 LNS 個計算格點空間，且將該軌跡進入及離開各計算格點空間之座標依序編號為 (LNS+1) 個節點，則各節點間的相對位置可以表示為：

$$x_l = x_{l+1} - \frac{(u_{l+1} + u_l)}{2} (t_{l+1} - t_l) \quad l=1, 2 \dots LNS \quad (2-37)$$

其中，下標 l 為節點編號， $l=LNS+1$ 代表到達點 A， $l=1$ 代表離開點 D。利用式(2-37)推求各節點位置，必須要先知道各節點上的移流速度，但移流速度又與節點位置有關，可利用疊代收斂的方式來推求一正確的移流軌跡。

(iii) 懸浮載質量守恆特性方程式：

當運動軌跡已知後，吾人即可積分懸浮載質量守恆控制方程式，其離散化之方程式為：

$$\begin{aligned}
(C_k A)_{arr} - (C_k A)_{dep} &= \sum_{l=1}^{LNS} [(S_{l+1} + S_l) \frac{t_{l+1} - t_l}{2}] + \\
\frac{\theta A}{(\Delta x)^2} [(C_k)_{i+1}^{n+1} - 2(C_k)_i^{n+1} + (C_k)_{i-1}^{n+1}] \Delta t &+ \frac{(1-\theta)A}{(\Delta x)^2} [(C_k)_{i+1}^n - 2(C_k)_i^n + (C_k)_{i-1}^n] \Delta t - \\
C_i A \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2 \Delta x} & \quad (2-38)
\end{aligned}$$

由上式可清楚瞭解到，在水深平均模式中沈滓交換速率 s 所造成之影響會直接反應在水深平均濃度的改變上，應被視為一源項，為影響沈滓濃度分佈的重要物理量。

經由以上數值離散處理後，在非均勻沈滓共區分為 TK 個粒徑區間的情況下 ($TK \geq 2$)，任一計算點共可得 $(2TK + 1)$ 條代數關係式，包括 TK 條懸浮載質量守恆離散式、 TK 條作用層質量守恆離散式及 1 條整體河床輸砂質量守恆離散式。但在考慮均勻沈滓的情況下，則僅存懸浮載與整體河床輸砂質量守恆離散式各 1 條，至於作用層質量守恆離散式則退化成 $\beta = 1$ 的恆等式，符合單一粒徑時之情況。

為方便說明起見，在計算點上之未知量可以向量形式表式如下：

$$\bar{s}^{n+1} = (\bar{z}_b, \bar{c}_1, \bar{\beta}_1, \dots, \bar{c}_k, \bar{\beta}_k, \dots, \bar{c}_{TK}, \bar{\beta}_{TK})^{n+1} \quad (2-39)$$

或更簡潔地寫成：

$$\bar{s}^{n+1} = (s_1, s_{2k}, s_{2k+1})^{n+1} \quad k=1, 2, \dots, TK \quad (2-40)$$

其中， k 為粒徑區間之標號。則整體河床輸砂質量守恆離散式、作用

層質量守恆離散式與式(2-38)可分別寫成：

$$F_1(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad (2-41)$$

$$F_{2k}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k=1,2,\dots,TK \quad (2-42)$$

$$F_{2k+1}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k=1,2,\dots,TK \quad (2-43)$$

以上三式為非線性代數式，可線性化後利用 Newton-Raphson 法疊代求解：

$$\left[\frac{\partial F_1}{\partial \bar{s}}\right]\Delta\bar{s} = -F_1({}^m\bar{s}^{n+1}) \quad (2-44)$$

$$\left[\frac{\partial F_{2k}}{\partial \bar{s}}\right]\Delta\bar{s} = -F_{2k}({}^m\bar{s}^{n+1}) \quad (2-44)$$

$$\left[\frac{\partial F_{2k+1}}{\partial \bar{s}}\right]\Delta\bar{s} = -F_{2k+1}({}^m\bar{s}^{n+1}) \quad (2-45)$$

式中， $\partial F/\partial \bar{s}$ 為 Jacobian 係數矩陣中之列向量； ${}^m\bar{s}^{n+1}$ 為前一次疊代所得之向量，上標 m 為疊代計數； $\Delta\bar{s}$ 為疊代修正向量，可表為 $\Delta\bar{s} = (\Delta s_1, \Delta s_{2k}, \Delta s_{2k+1})$ 。解得修正向量 $\Delta\bar{s}$ 後，可得新的 ${}^{m+1}\bar{s}^{n+1}$ 向量：

$${}^{m+1}\bar{s}^{n+1} = {}^m\bar{s}^{n+1} + \Delta\bar{s} \quad (2-46)$$

當 $\Delta\bar{s}$ 小於某一收斂容許值時，疊代得以結束。

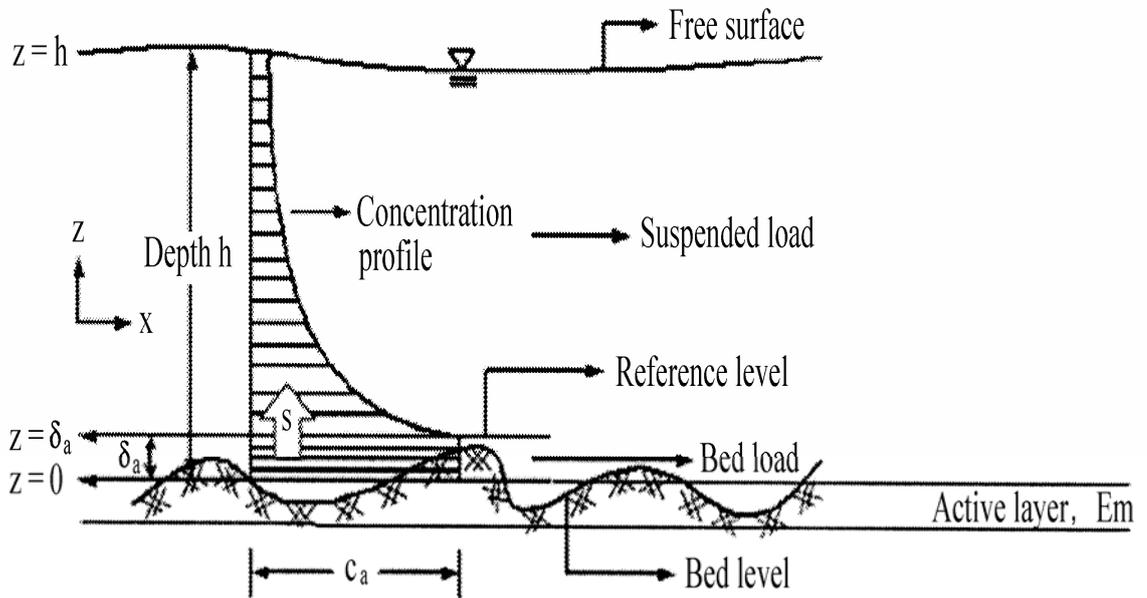


圖 2-1 沉滓傳輸之示意圖

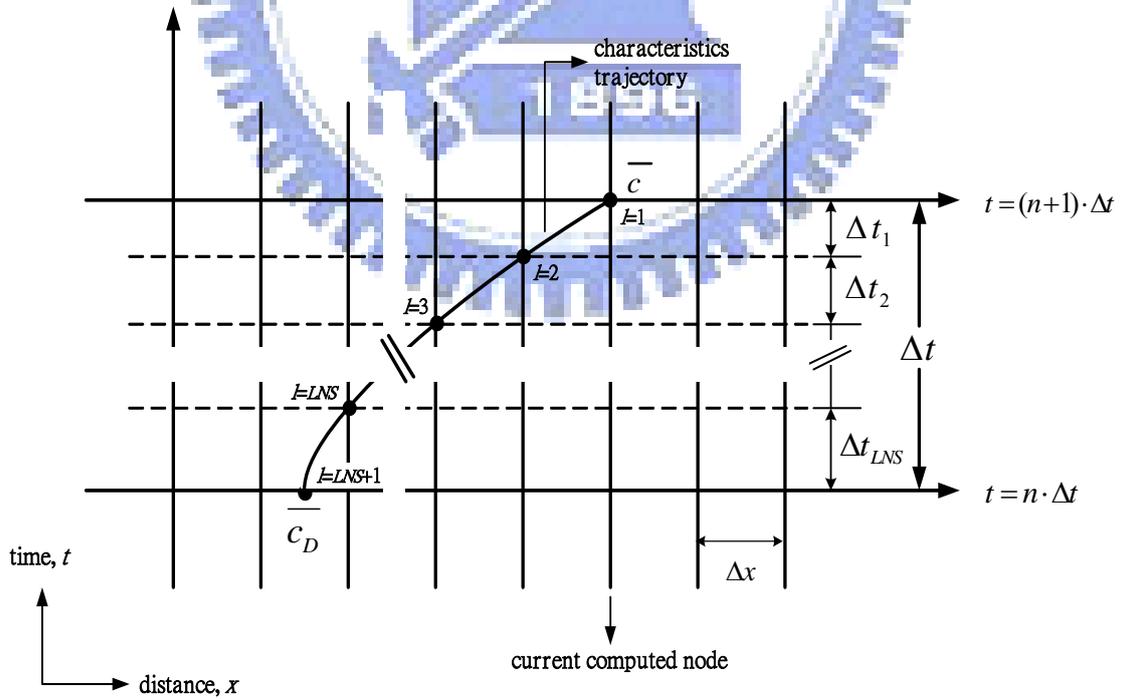


圖 2-2 懸浮沈滓之移流特性軌跡

第三章 模式檢定驗證與應用

本研究主要在討論不同輸砂公式對河道沖淤之影響，但於比較不同輸砂公式之模擬差異前，吾人還需透過不同案例來對所採用之模式做檢定與驗證。本章之模式檢定驗證係利用 Van Rijn 公式為例來進行探討。

由於 EFA 模式在數值處理上，輸砂計算與水理計算採非耦合 (uncoupled) 演算，但兩者間存在高度且非線性的相關，除了輸砂輔助經驗公式本身之適用性外，也深受局部水理條件準確性的影響。考量河道沖淤的實測值不易收集，僅能利用既有之實驗資料對 EFA 模式的模擬結果作定量的比較，無法廣泛地對不同特性河川沖淤現象做深入的探討。故本研究除針對實驗室案例外，收集民國 83 年、民國 88 年及民國 92 年頭前溪下游大斷面資料，與民國 83 年至民國 92 年間之洪水資料，進行長時間洪水事件的模擬，以測試本模式於天然河川斷面及變量流流況下之適用情形。

3.1 實驗室案例

EFA 模式於實驗室案例模擬方面，係採 Suryanarayana (1969) 之動床水槽實驗案例。陳氏(2002)已驗證了 EFA 模式模擬此動床水槽案例有相當的精確度，其採用均質粒徑淤積案例 Run21 及均質粒徑沖

刷案例 Run22 作為模式檢定案例，並用來設定模式中各項參數；且根據檢定案例之各項參數，復加以模擬驗證均質粒徑淤積案例 Run25、均質粒徑沖刷案例 Run24 及 Run26 以及非均質粒徑沖刷案例 Run14；郭氏(2006)亦根據本實驗案例，加以延伸出實驗渠道主流案例進行模擬，其成果也有相當的參考性。因此本模式延續陳氏(2002)及郭氏(2006)對於實驗渠道上檢定驗證之成果，選定均質粒徑淤積案例 Run21、均質粒徑沖刷案例 Run22 作為模式之檢定案例，來設定模式中各項參數，且利用既訂之各項參數加以模擬均質粒徑淤積案例 Run25、均質粒徑沖刷案例 Run26 及非均質粒徑沖刷案例 Run14。最後藉由比較實測值與模擬結果，來找出本模式對整體水理與輸砂模擬之合理性。以下茲就模式演算參數之設定、各案例模擬結果分述如後。

3.1.1 案例簡介與參數檢定

3.1.1.1 初始渠道幾何資料

模擬之渠道為一矩形試驗水槽，長 18.3 公尺、寬 0.6 公尺，渠道上游處裝置一加砂器，下游末端裝置一沈澱收集器，渠道沿程每隔 0.305 公尺佈一底床高程量測點，每 1.525 公尺佈一水面線量測點，模型配置如圖 3-1 所示。由於文獻並未提及上游及下游邊界條件之詳細資料，因此數值模擬區域乃採水面線高程表格記錄資料之起點（第

五點)及終點(第 55 點)以作為模擬區域之上下游邊界;亦即以第 5 點之水面線高程歷線資料作為上游邊界條件以及第 55 點水面線高程歷線資料為下游邊界條件。因此數值模擬之渠道長為 15.25 公尺,採用 51 個計算斷面,各斷面之底床高程係以實驗起始時間所量測之底床高程作為初始底床高程。

3.1.1.2 初始底床質資料

初始底床質部份,均採 Suryanarayana (1969)實驗附錄所記錄之值,其分布如圖 3-2 所示,其中 Sand 2 可視為均質粒徑, $D=0.45\text{mm}$; 而 Sand 3 則為非均質粒徑,採用三種代表粒徑 D_1 、 D_2 、 D_3 分別為 0.4、0.9、及 1.6mm,來進行沖淤變化之模擬。此三種粒徑於各斷面之初始組成百分比,則分別設定為 0.34、0.33、0.33。

3.1.1.3 粗糙係數

粗糙係數曼寧 n 值係根據所採諸案例之初始底床高程及初始水面線高程資料,以數值試驗檢定之,比較各案例之檢定結果,均質案例之曼寧 n 值研採 0.013,而非均質案例之曼寧 n 值研採 0.016。

3.1.1.4 上游入砂濃度

淤積案例中之上游入砂濃度,將紀錄之輸砂量與流量換算可得 run21 為 409PPM(體積比),run25 為 740PPM(體積比)。沖刷案例的部

分則皆為清水沖刷，上游入砂濃度為 0PPM。

3.1.1.5 孔隙率

孔隙率係根據淤積案例中，假設上游入砂皆落淤於渠道上，估算入砂體積與實際落淤於渠道體積之比值，再以 1.0 扣除之，可得孔隙率為 0.4。沖刷案例由於缺乏淤積鋒面(aggradation front)可供推算，不論均勻或非均勻床質皆採估計值為 0.3。

3.1.1.6 參考高度

Van Rijn (1984b)指出此參數可以是一半的底床砂丘高，亦可利用糙度高度(roughness height)給定，其最小值為水深之百分之一。此次檢定案例之水深大致在 5-10cm 左右，檢定結果顯示，當此值採用 1mm 時，模擬結果較符合實驗值，此值約為實驗水深之 1/50~1/100，合於原物理模型之假設。

3.1.1.7 作用層厚度

根據數值經驗，設定此值介於 0.05~0.1 倍水深間，以避免作用層厚度過大，而造成粒徑變化無法反應真實之改變量。

3.1.1.8 各案例上游入流量、下游水位之資料

整理如表 3-1 所示。

3.1.2 模擬結果與分析

3.1.2.1 檢定案例

1. 均質淤積案例 (run21)

圖 3-3 至圖 3-7 分別為單一動床案例 run21 之模式模擬值於 1 小時、2.5 小時、4.5 小時、7 小時以及 10 小時的底床變化示意圖，圖中右端為上游端。由此五圖可知，在模擬初期階段，即可在渠道上游端附近發現明顯的淤積波前，並隨時間增加而如同湧浪般向下游傳遞。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及底床坡度變陡而逐漸變緩；反之，在淤積波前尚未到達的下游渠道，底床與初始狀態相差不多，直至淤積波通過，淤積現象才相對明顯。

就上述模擬成果而言，模式預測底床淤積結果與實驗量測值相當接近，僅於模擬初期，上游端之模擬結果與實測值有較大之差異；造成此結果可能之原因不外乎模式計算結果偏高，或是實驗過程中不穩定的入流擾動，導致較少之淤積。

2. 均質沖刷案例 (run22)

圖 3-8 至圖 3-10 分別為單一動床案例 run22 之模式模擬值於 1.5 小時、4 小時以及 10 小時的底床變化示意圖。由此三圖可知，在模

擬初期階段，底床的沖刷現象明顯的發生在靠渠道上游部分，下游端之沖刷則相對較小，但隨著時間增加，沖刷現象逐漸向下游傳遞，使整體渠道高度逐漸下降。底床之沖刷速度於剛開始時最大，但隨底床逐漸下降，平均坡度亦越趨平緩，使得水流的動能下降而讓沖刷速度減緩。

本案例上游端之模擬結果與實測值有較大之差異，不一致之原因可能是因為本案例為清水沖刷，實驗渠道之上游金屬底床與鋪砂動床交界處常被淘挖出一砂坑，此坑洞會隨實驗時間增加而往下游擴大延伸，故可視此不一致現象為實驗上游端發生不連續點所致。

3.1.2.2 驗證案例

利用上述案例檢定之各項參數，作為下列驗證案例模擬時之應用。

1. 均質淤積案例 (run25)

圖 3-11 至圖 3-15 分別為單一動床案例 run25 之模式模擬值於 1.5 小時、3 小時、5 小時、7 小時以及 9 小時的底床變化示意圖。根據上述五圖，在模擬時間結束時，渠道上仍具有淤積之鋒面，此現象是因為本案例之上游入砂濃度為 740PPM，較前述檢定案例之 409PPM 大，且上游入流量又較小，流速相對較小。

本案例在定性上能描述出模式於不同之入砂條件與下游邊界之淤積特性，而定量上，不論是淤積鋒面抵達之距離或是整體渠道落淤之量，皆能有相當程度上的準確性。

2. 均質沖刷案例 (run26)

圖 3-16 至圖 3-19 分別為單一動床案例 run26 之模式模擬值於 1.2 小時、3.25 小時、6 小時以及 10 小時的底床變化示意圖。本案例之流量較前述率定案例小，且下游水深較高，故可由上述四圖發現，本案例整體沖刷程度不如前述檢定案例，於模擬初期時下游段甚至呈現淤積現象。

本案例藉由與檢定案例不同之入流量與下游邊界，探討模式於不同水流狀況時，整體底床沖刷現象。整體而言，除渠道上游端可能因實驗過程中不穩定的入流擾動使實驗值與模式模擬值有較明顯之差異外，對於清水沖刷狀況下底床與水位高程變化等問題，本模式具有相當不錯之模擬結果。

3. 非均質沖刷案例 (run14)

圖 3-20 至圖 3-22 分別為單一動床案例 run14 之模式模擬值於 1.9、6.67 及 12.67 小時的底床變化示意圖。與前述之沖刷案例相比，本案例具有較大之入流量，故其沖刷速率亦相對地增大，而沖刷現象

向下傳遞至整段渠道所需時間也因此減短。同樣的，雖然沖刷速率會隨時間的增加而慢慢減緩，但當底床近乎平床時，沖刷的現象並未停止，所以只要水流條件仍然超過底床沉滓之啟動剪應力，底床仍將繼續受到沖刷而下降。故由以上三圖可發現，除了於模擬初始階段時，模式推估值有低估的現象以外，隨著時間的增加，模式模擬之底床趨勢與高程皆和實測值有相當程度的一致。

本案例之床質粒徑為非均勻質，相較於前述之均勻質案例，底床之沖刷現象不再只根據局部之水理條件產生變化，還需考量到護甲或是水力篩選作用等效應，而透過本案例之模擬結果，可確實的反應出本模式針對非均勻質沉滓之模擬，不論是底床沖刷速度或其向下游傳遞之過程，皆有頗佳之精確度。

3.1.3 小結

綜合上述分析可知，利用本實驗渠道之實驗資料對 EFA 模式的模擬結果作定量的比較，可發現無論對於一般因水理流況改變、非均勻河床質分佈或入砂條件改變等不同情境所引起的輸砂行為來說，本模式皆能合理的模擬，而為了更進一步驗證本模式於現場河川之適用性，以下收集民國 83 年、民國 88 年及民國 92 年頭前溪下游大斷面資料，與民國 83 年至民國 92 年間之洪水資料，進行長時間洪水事件

的模擬。

3.2 現場案例

3.2.1 案例簡介與參數檢定

本模式於現場案例模擬方面，選擇頭前溪流域為對象，以下分別對其流域概述、模擬範圍、及模擬所需參數進行說明。

3.2.1.1 流域概述

頭前溪流域位於台灣西北部之新竹縣、市境內，北鄰鳳山溪流域，東接大漢溪流域，南界大安溪流域，西有客雅溪流域及中港溪流域。上游主要支流包含發源於鹿場大山之上坪溪及發源於李棟山之油羅溪，兩支流合流後始稱頭前溪。

頭前溪流域面積 565.94 平方公里，上坪、油羅溪兩支流匯合後流長約 24 公里，河床平均坡降約 1/190，最後於整體流域地形來說，頭前溪流域地形由東南山岳地帶向西北遞次傾斜至沿海地區，流域中上游屬山岳丘陵地區，竹北至橫山段大多位於頭前溪及鳳山溪流域之河谷平原上，下游為頭前溪沖積而成的新竹平原。流域南部及東南部，地勢陡峻，造成本流域之鞍型低地，南部多為 2,500 公尺以上高山；北部及西南部山勢不高，在 1,000 至 1,500 公尺間，由此向下游西北方向緩坡下降，最後以細長矩形狀伸展至台灣海峽。

3.2.1.2 模擬範圍

對於模擬範圍的選取，應考量到該範圍內整體斷面資料是否完整。頭前溪本流流域近年來進行過五次較大規模之斷面測量紀錄，分別為民國 83 年之全流域測量、民國 87 年之橋樑及水工結構物測量、民國 88 年之下游段(部分斷面)測量、民國 92 年之下游段(部分斷面)和橋樑測量及民國 94 年之中正橋河段測量，表 3-2 為所收集之斷面資料彙整。根據上述之斷面資料，可發現頭前溪除下游段之斷面資料較為齊全外，對於頭前溪本流中上游段及橋樑斷面，較無近年之實測資料。故本研究在模擬範圍規劃上，挑選較完整之民國 83 年下游段斷面資料作為模擬起始值，而將民國 88 年及民國 92 年之斷面資料作為檢驗模式模擬結果的比較值，圖 3-23 為模擬流域示意圖。

3.2.1.3 模擬所需參數

1. 初始河道幾何資料

在河系洪水演算過程中，河道斷面的形狀亦為影響模擬結果之主要因素之一，本研究採用前台灣省第二河川局於民國 82 年 8 月至 84 年 6 月年間(以下以 83 年簡稱)辦理的頭前溪本流之測量資料作為模式起算條件，而此模擬範圍之斷面樁號整理如表 3-3 所示。

2. 初始底床粒徑資料

為求能更符合實際狀況，並提高模擬精準度，對於河床粒徑選取，應採用與斷面量測資料時間接近之河床採樣資料，但由於民國 83 年並無實測河床粒徑之資料，因此本研究根據第二河川局 94 年「頭前溪中正橋段跨河及河防構造物對整體河性影響之研究」中所述，以假定頭前溪主流區段之河床質變化不致影響模擬結果，以民國 73 年「頭前溪治理規劃報告」中之河床質採樣資料作為模式模擬資料，各斷面相關粒徑組成及砂質含量資料整理如表 3-4 所示。根據此表，本模式採用六組代表粒徑，分別以 D1~D6 稱之，D1=0.2mm、D2=0.4mm、D3=0.86mm、D4=1.48mm、D5=8.18mm、D6=25mm。

3. 底床糙度係數

對於底床糙度係數之選取，本研究參考台灣省水利局民國 73 年「頭前溪治理規劃報告」所建議的河床糙度進行水理輸砂演算，各斷面所採用之底床糙度資料整理如表 3-3 所示。

4. 上游邊界條件

頭前溪本流流域目前有兩處水位流量站，分別為經國大橋站及竹林大橋站。本研究以經國大橋站作為上游邊界，經比較以 200CMS 為基準來挑選具代表性之上游入流量；又部分實測資料明顯錯誤或不足，故另外選取較上游之竹林大橋站之流量資料，以比面積法推估不

足之上游入流歷線，綜合上述之流量資料，合計 350 小時進行模式之模擬。

5. 下游邊界條件

關於下游邊界條件部分，由於下游斷面附近無潮位量測站，因此本研究使用 Koji et al. (2000)所開發之海潮模式推估下游潮位歷線，此模式可根據輸入經緯度及上游洪水發生時間推估出本案例所需之下游邊界潮位歷線。

6. 上游泥砂輸入條件

蒐集上游邊界經國橋測站歷年之實測泥砂濃度資料，加以迴歸出流量-濃度之率定曲線 $C_v(PPM) = 52.97 * (Q(m^3/s))^{0.26}$ ，由於此入砂濃度為包含沖洗載之濃度，經檢定後扣除 80%之沖洗載濃度，並以最細之 D1 粒徑代表懸浮載粒徑，上游濃度歷線整理如圖 3-24 所示。

7. 孔隙率

現場案例不似實驗室案例可透過估算淤積鋒面來推求孔隙率，筆者考量到現場粒徑為非均勻沈澱，彼此代表粒徑間顆粒大小又頗具差異，故本案例設定孔隙率為 0.3。

8. 參考高度

如同實驗室案例，由於上游邊界並無進行河床載通量之量測記錄，故無法以直接的方式檢定出此參數。此案例之水深大致在 2-5 公尺左右，是以根據檢定結果顯示，若當此值採用 0.05m 時，本模式即可具有較佳之模擬結果。

9. 作用層厚度

根據數值經驗，設定此值介於 0.05~0.1 倍水深間，以反應真實之粒徑改變量。

3.2.2 模擬結果與分析

3.2.2.1 檢定案例

本案例所採用之洪水事件時間介於民國 83 年至 88 年間，此範圍中包含道格(民國 83 年 8 月 7 號至 8 月 10 號)、弗雷特(民國 83 年 8 月 20 號至 8 月 22 號)、葛拉絲(民國 83 年 9 月 1 號至 9 月 2 號)、席斯(民國 83 年 10 月 9 號至 10 月 11 號)、狄安那(民國 84 年 6 月 8 號至 6 月 12 號)等代表性颱風。本研究於此檢定案例中之總模擬時間為 240 小時，圖 3-25 及圖 3-26 分別為演算時所輸入之上下游邊界條件，上游入流洪峰流量約 2,000CMS。圖 3-27 為民國 83 年頭前溪底床經模式模擬後與實測值(民國 88 年)之水位及底床高程沿程變化示意圖，由各斷面最低點連線繪製而成，左下方為河口位置，圖 3-28 為

模擬值與實測值之底床高程差比較圖，由於民國 88 年之斷面資料不足，上游端(18 號斷面至 22 號斷面)無法比對結果，但可以透過比較中下游端最低點來檢定模式之結果，從上兩圖中可發現，模式模擬值整體上於頭前溪中下游段呈現有淤有刷之現象，而對於實測底床高程顯著變化區域如舊港橋前後斷面或頭前溪橋前後斷面之模擬趨勢亦能正確模擬。

3.2.2.2 驗證案例

本案例延伸檢定案例之模擬時間，將上述檢定案例之洪水事件再加入民國 89 年至 92 年間之洪水事件，以作為模式於現場案例中之驗證，但頭前溪於此發生時間內有近兩年為枯水期，故此加入之模擬時距較短，約為 110 小時，此範圍中包含巴比倫(民國 89 年 8 月 27 號至 8 月 30 號)、象神(民國 89 年 10 月 31 號至 11 月 3 號)、桃芝(民國 90 年 7 月 29 號至 7 月 31 號)等代表性颱風，圖 3-29 及圖 3-30 分別為驗證案例演算時所輸入之上下游邊界條件，其洪峰流量約 1200CMS。圖 3-31 為民國 83 年頭前溪底床經模式模擬後與實測值(民國 92 年)之水位及底床高程沿程變化示意圖，圖 3-32 則為模擬值與實測值之底床高程差比較圖。由上述兩圖可發現，模式模擬值於河道中呈現上游沖刷及下游淤積的現象，與實測值趨勢比較，並無明顯之差異，但於下游頭前溪 5 號斷面底床高程模擬值為-3.62m，實測高程

為-1.83m，模擬值有明顯高估之現象，此誤差可能之原因在於下游邊界之歷線為推估值所致，當此推估歷線與實際歷線有誤差存在時，便會影響到模式模擬之結果，而其他可能造成此結果的因素尚有所使用之輸砂公式不適合於此模擬環境中等問題，對於不同輸砂公式適用性與準確性之比較，將在第四章討論，於此不多作說明。

3.2.3 小結

綜合上述之結果，模式對於模擬現場不規則河道、變量流、非均勻河床質分佈等水理、輸砂行為，皆能完整的模擬；但由於各物理量間具有高度之相關性，本研究之部分模擬條件是透過估算所得：如部分上游入流流量是透過竹林大橋水位站經比面積法推得；而下游邊界亦為一估計之歷線；此外，底床床質粒徑之採樣時間與斷面量測時間不同等，與河道中實際物理量可能有其誤差的存在，皆會影響到模擬結果之準確度。

表 3-1 各案例上游入流量與下游水位條件

案例	上游入流量(cms/m)	下游水位(m)
Run21	0.0236	0.2565
Run22	0.0236	0.251
Run25	0.0194	0.26
Run26	0.0194	0.265
Run14	0.0683	0.299

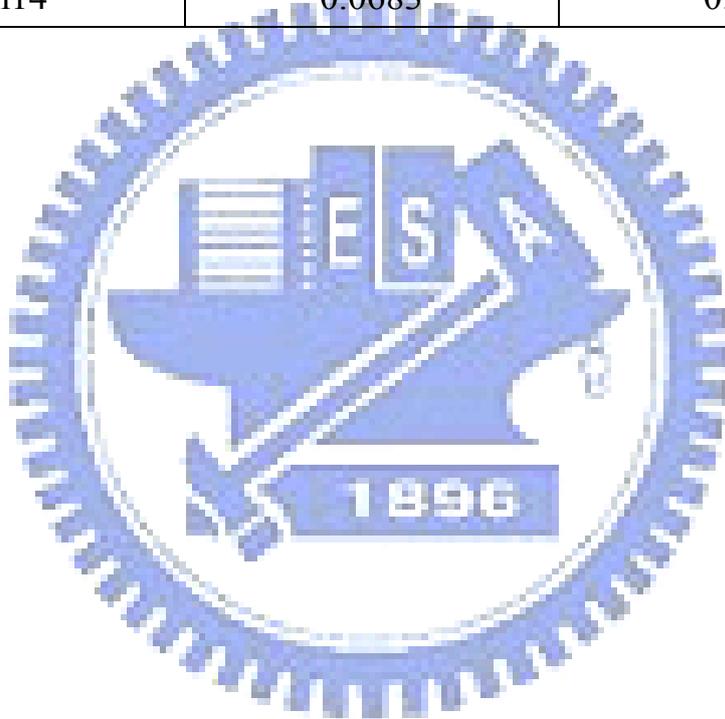


表 3-2 頭前溪主流實測資料彙整

年份	實測範圍	資料來源
民國 82~84 年	斷面 1~48	二河局
民國 87 年	橋樑與水工結構物	
民國 88 年	斷面 1~17(部分有缺)	
民國 92 年	斷面 1~22(部分有缺)	
民國 95 年	斷面 17~48	

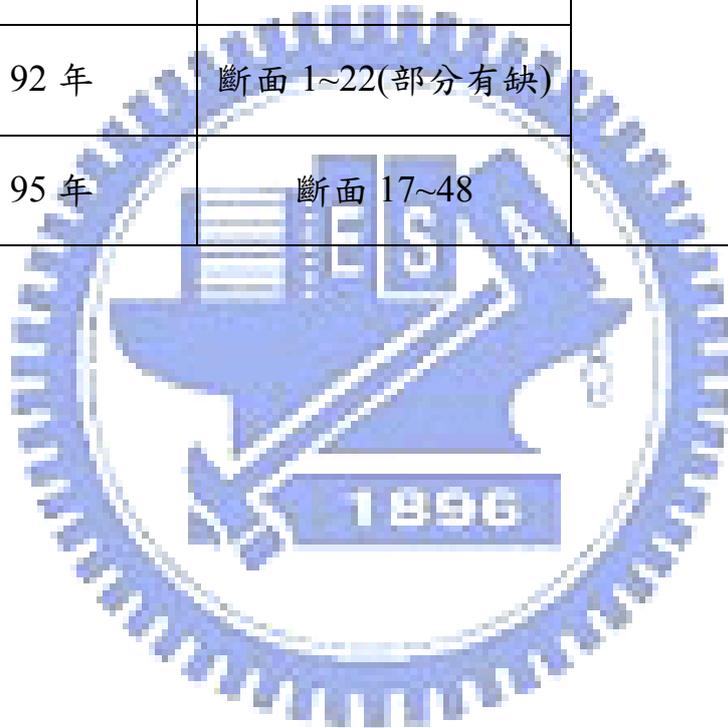


表 3-3 模擬範圍之斷面樁號與曼寧 n 值

樁號	河心距(m)	採用曼寧 n 值
頭 1	0	0.03
頭 2	485	0.03
頭 3	845	0.03
頭 4	1192	0.03
頭 5	1530	0.035
頭 6	1966	0.035
頭 7	2436	0.035
頭 8	2909	0.035
頭 9	3412	0.035
頭 10	3883	0.035
頭 11	4369	0.035
頭 12	4853	0.035
頭 13	5239	0.035
頭 14	5722	0.035
頭 15	6199	0.035
頭 16	6672	0.035
頭 17	7310	0.035
頭 18	8010	0.035
頭 19	8615	0.035
頭 20	9172	0.035
頭 21	9564	0.035
頭 22	10074	0.035

表 3-4 頭前溪各斷面河床質粒徑分組重量累計百分比(民國 73 年)

累計百分比 斷面	河床質粒徑(mm)					
	0.2~0.4	0.4~0.86	0.86~1.48	1.48~8.18	8.18~25.0	25.0~500.0
1-2	46	92	94	96	98	100
3-4	46	90	92.5	95	97.5	100
5-6	5	12	15	19	25	100
7-8	10	30	45	48	60	100
9-10	7	11	13	15	24	100
11-12	4	10	12	14	23	100
13-14	9	18	28	31	43	100
15-16	4	8	12	15	24	100
17-18	2	4	6	8	10	100
19-20	1	2	10	14	24	100
21-22	1	2	8	12	16	100

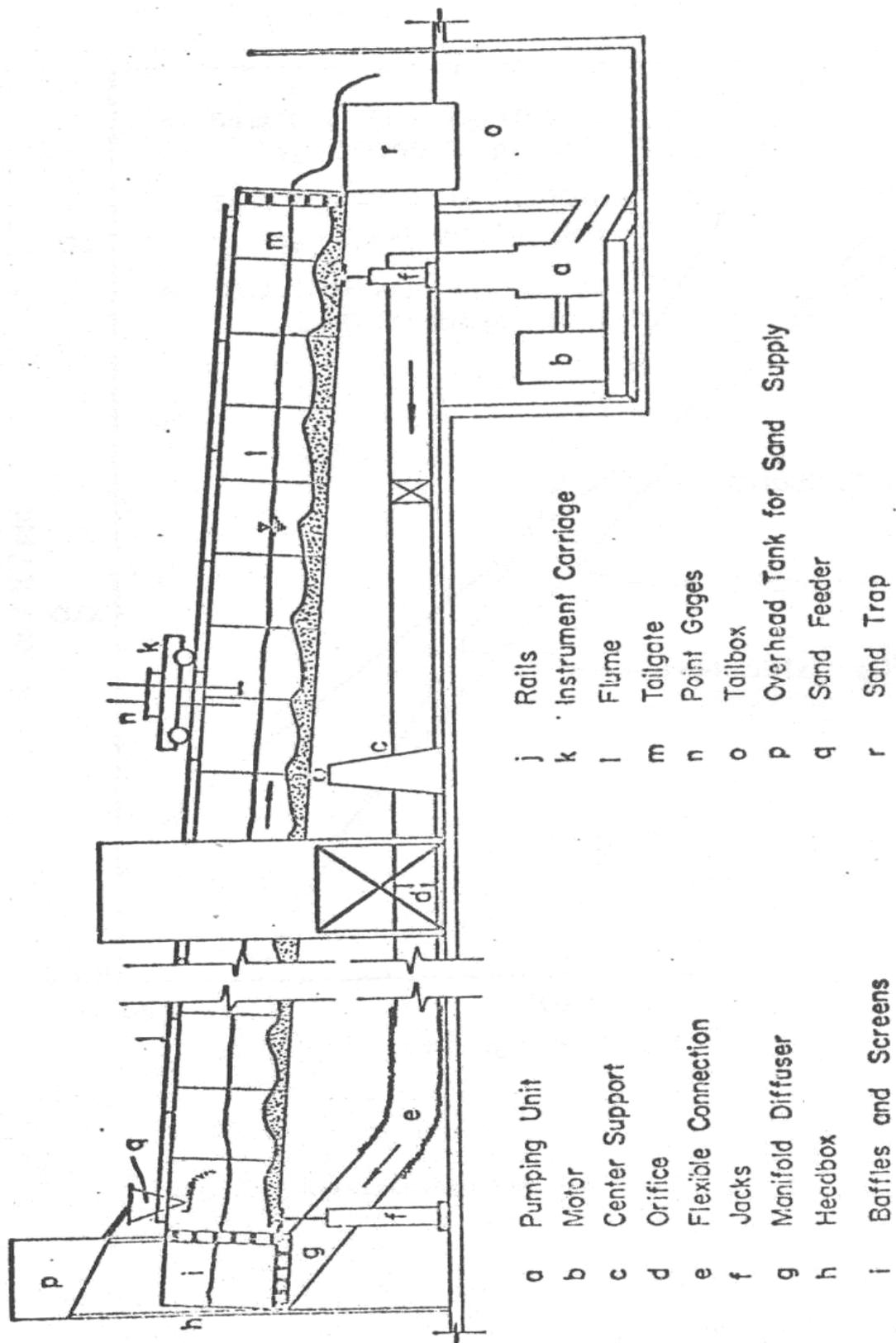


圖 3-1 模型佈置圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)

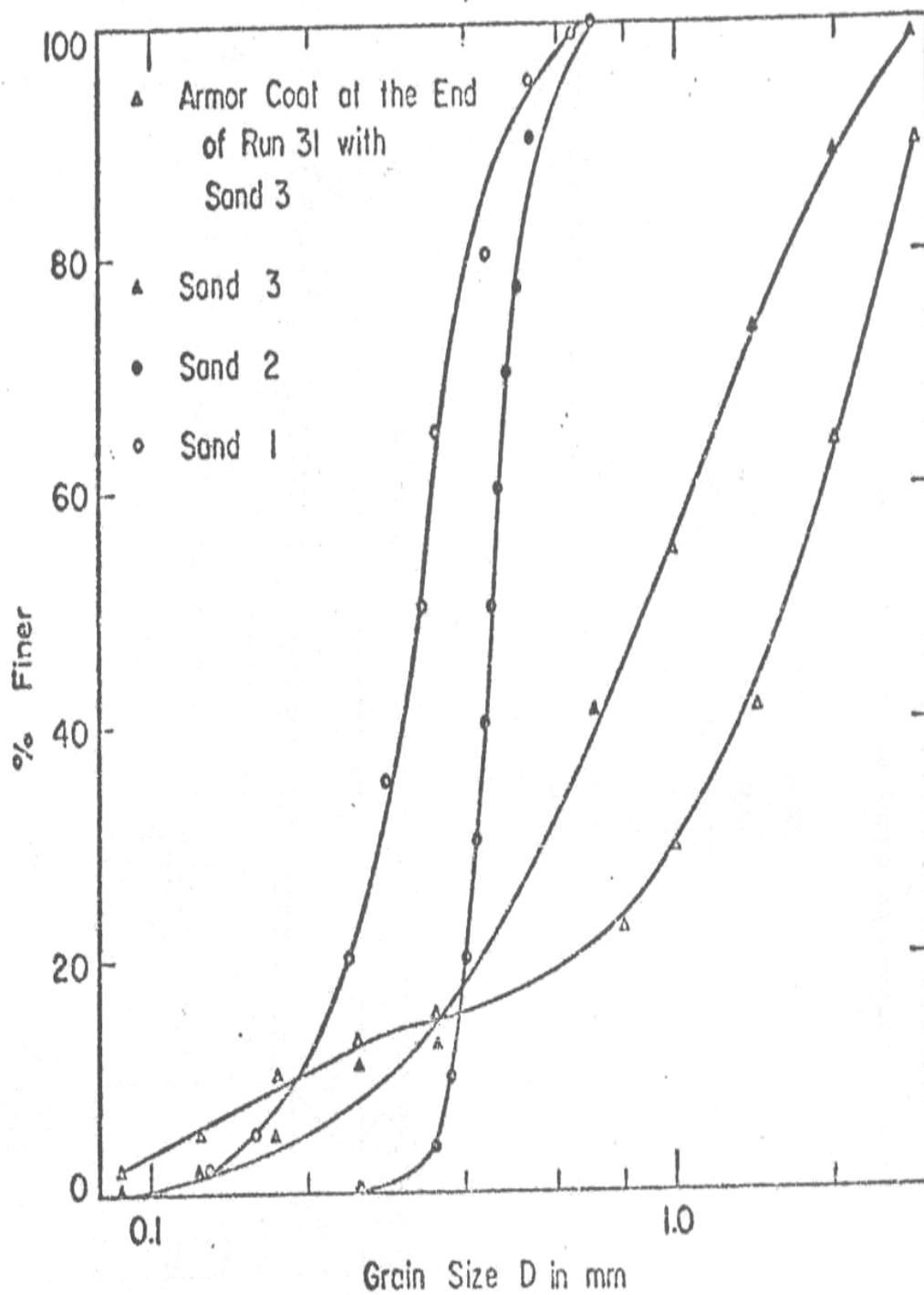


圖 3-2 非均質粒徑分布曲線圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)

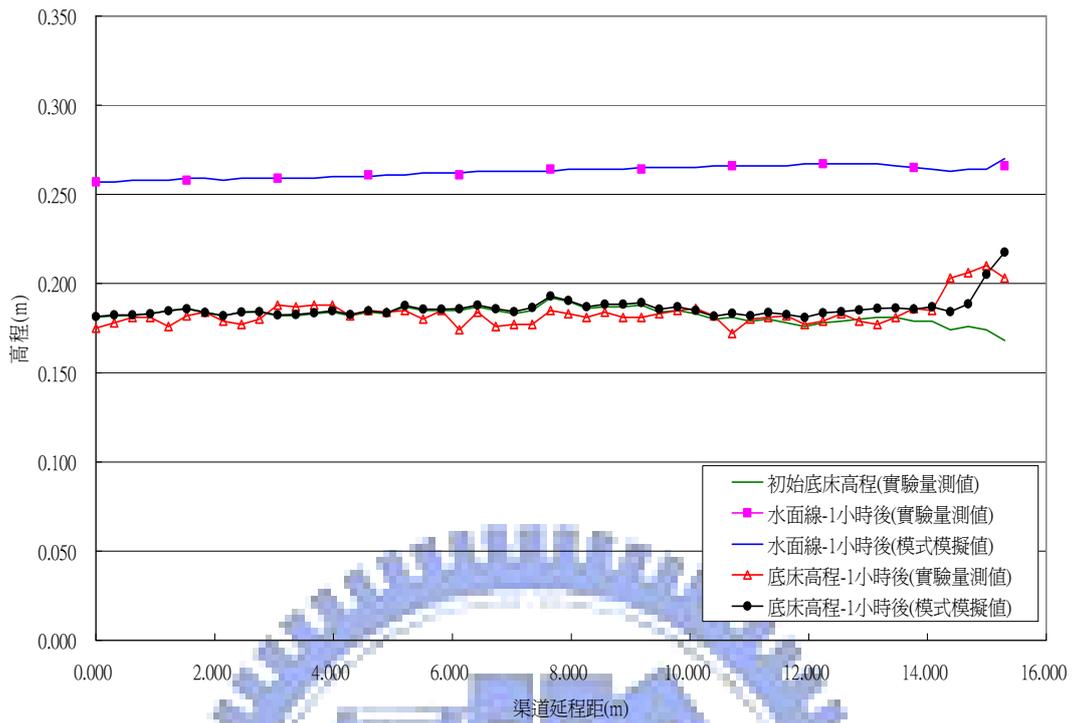


圖 3-3 Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)(t=1hr)

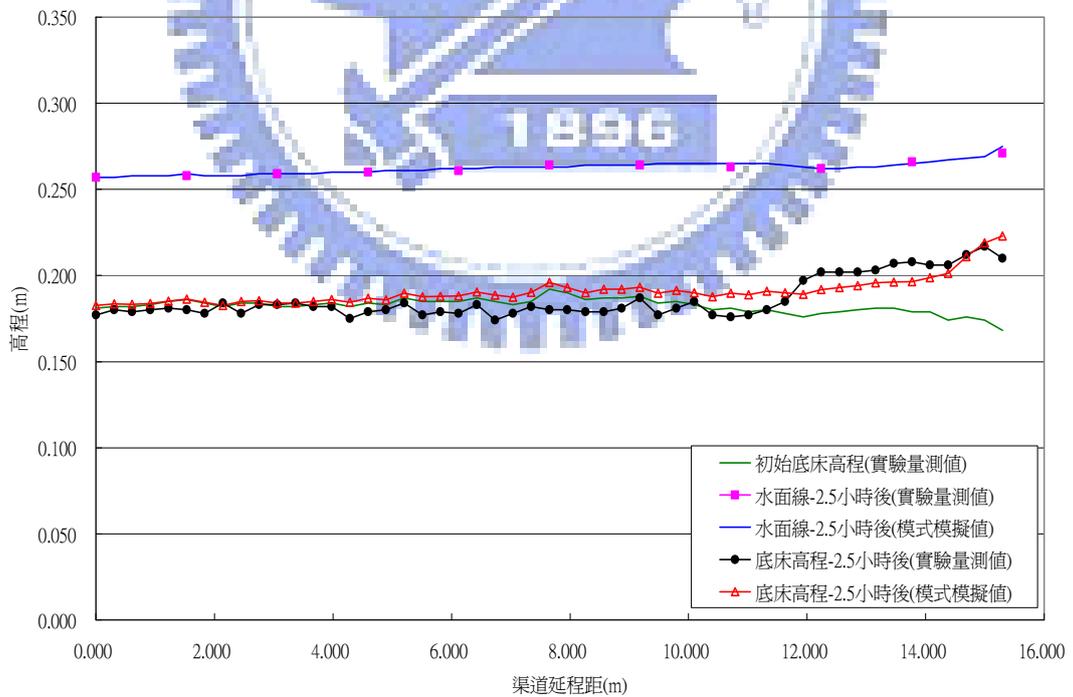


圖 3-4 Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)(t=2.5hr)

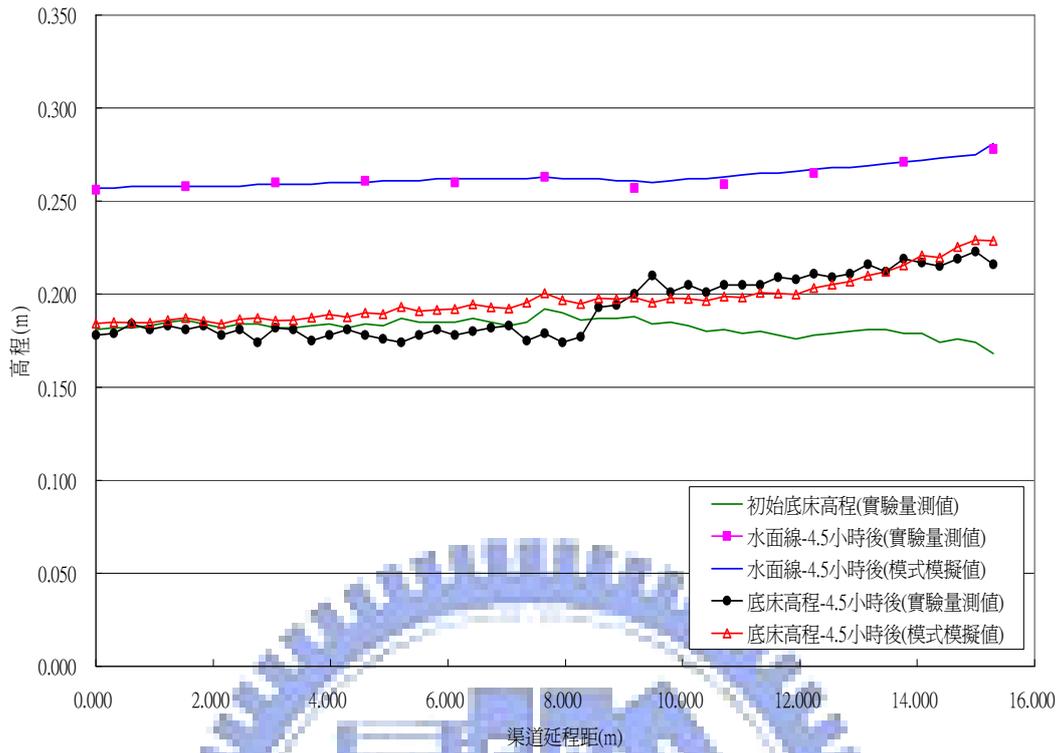


圖 3-5 Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=4.5$ hr)

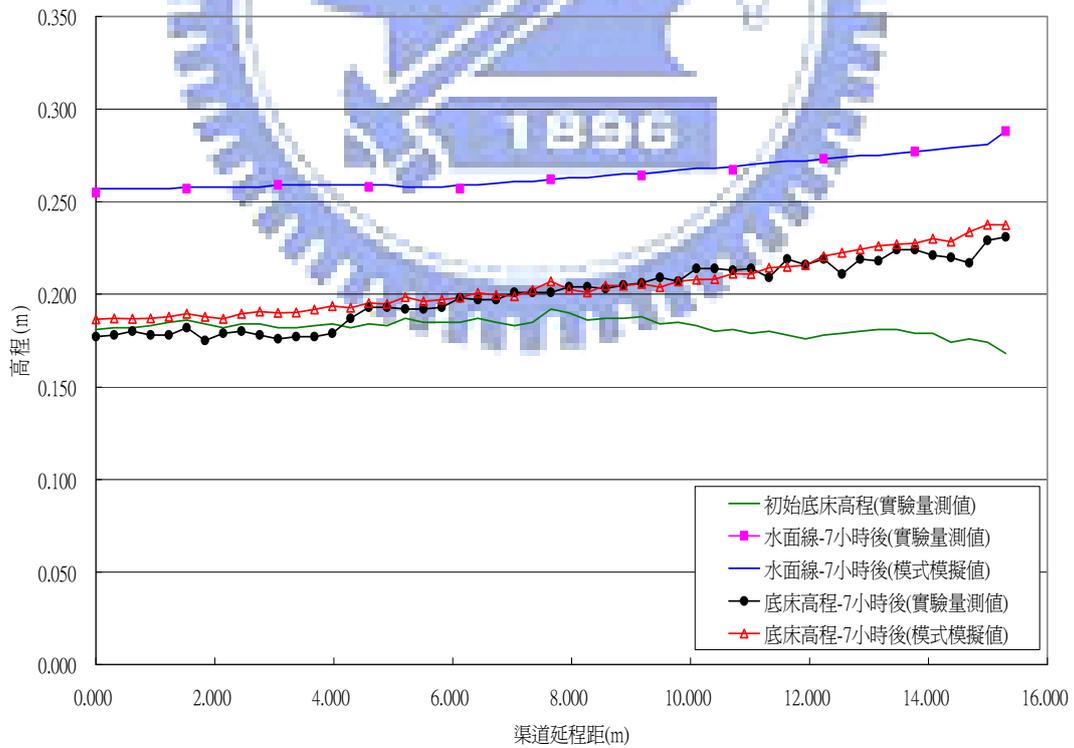


圖 3-6 Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=7$ hr)

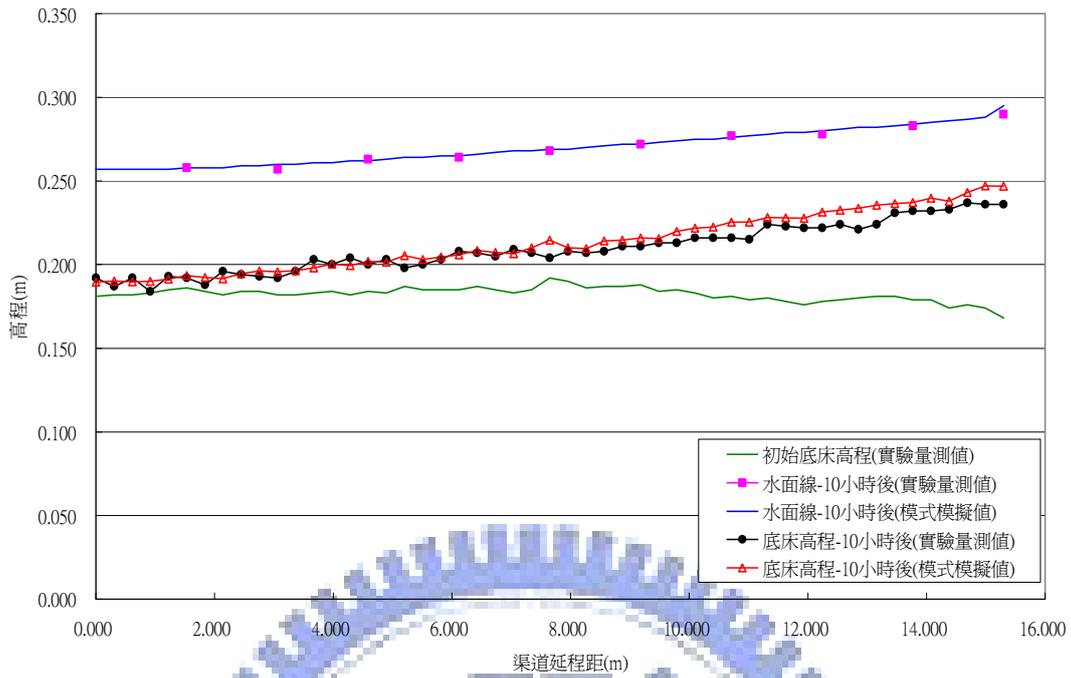


圖 3-7 Run21 淤積案例(Van Rijn 公式)(t=10hr)

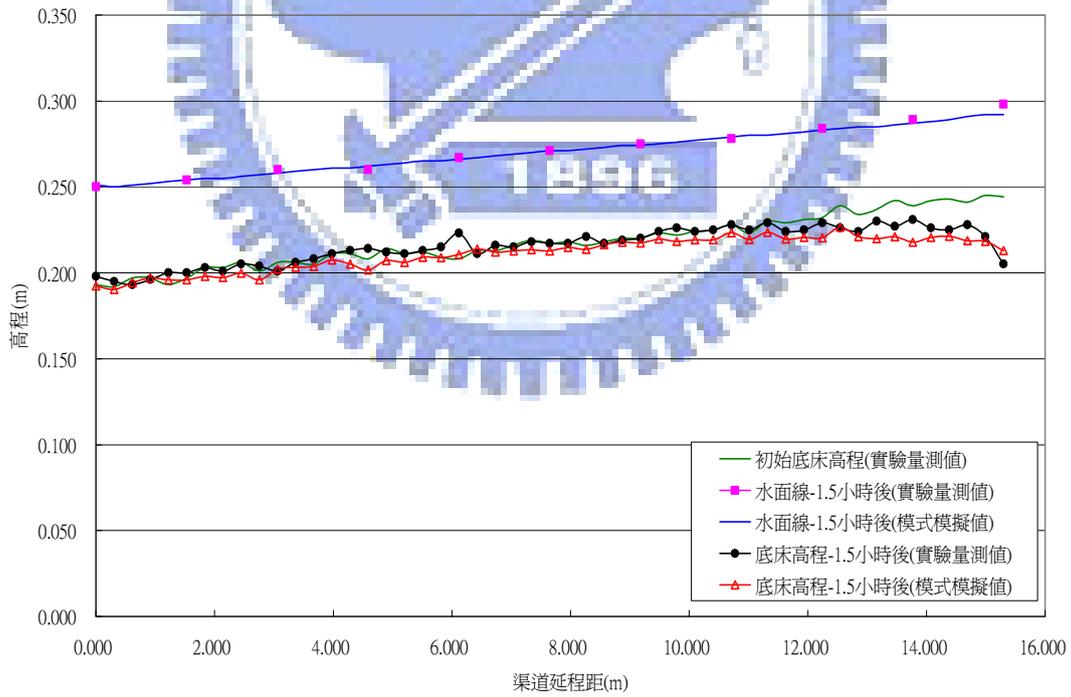


圖 3-8 Run22 冲刷案例(Van Rijn 公式)(t=1.5hr)

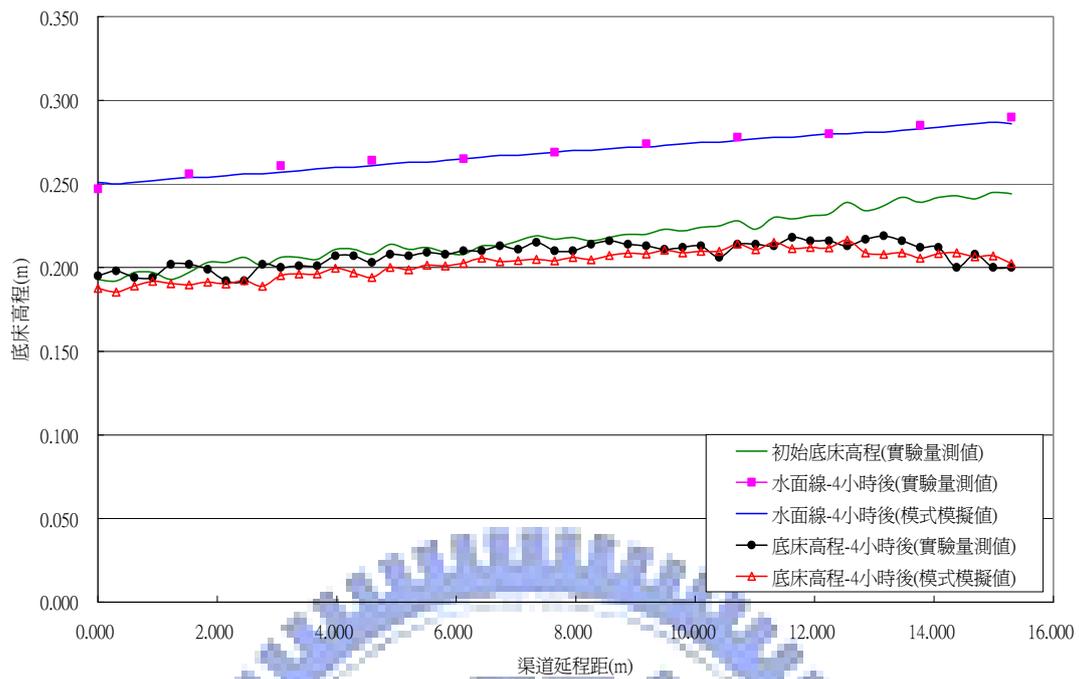


圖 3-9 Run22 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=4\text{hr}$)

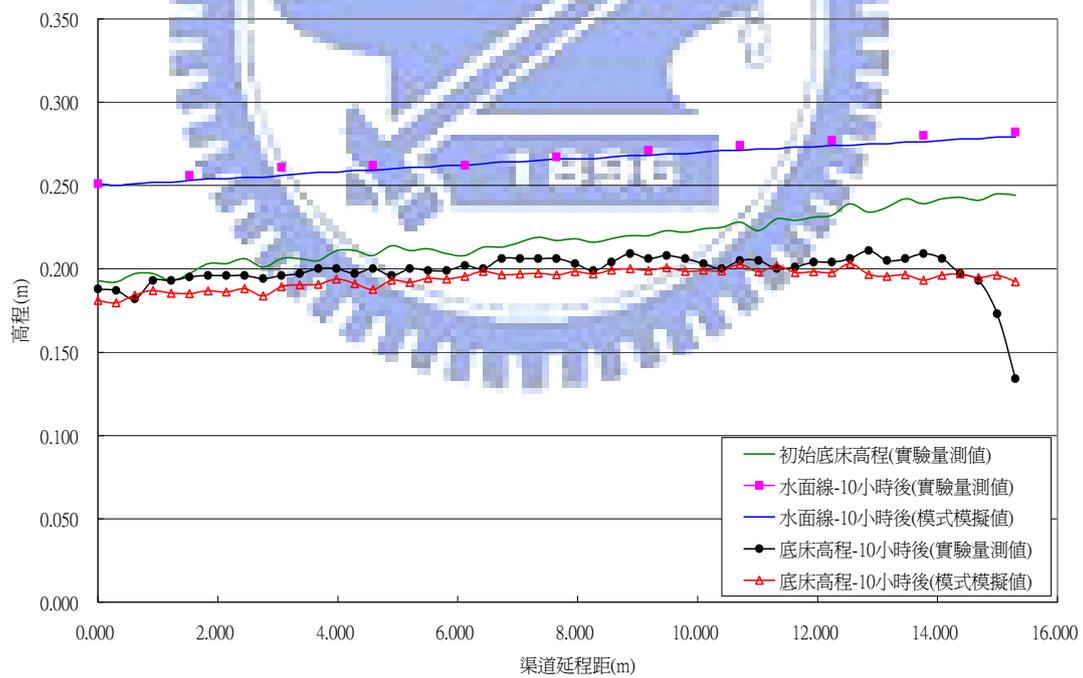


圖 3-10 Run22 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=10\text{hr}$)

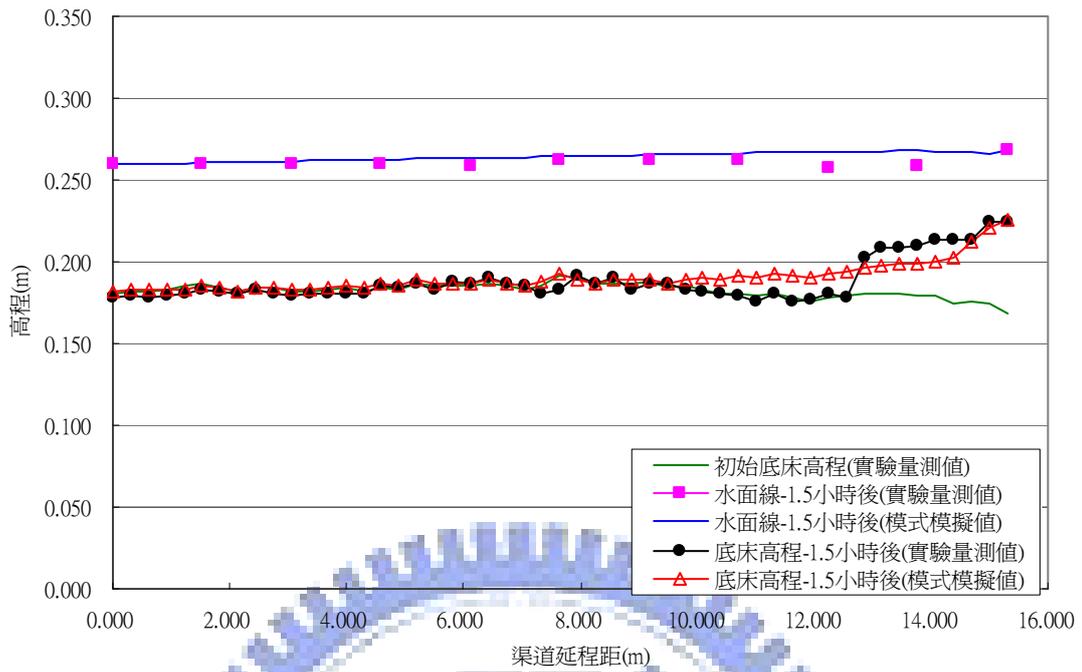


圖 3-11 Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=1.5$ hr)

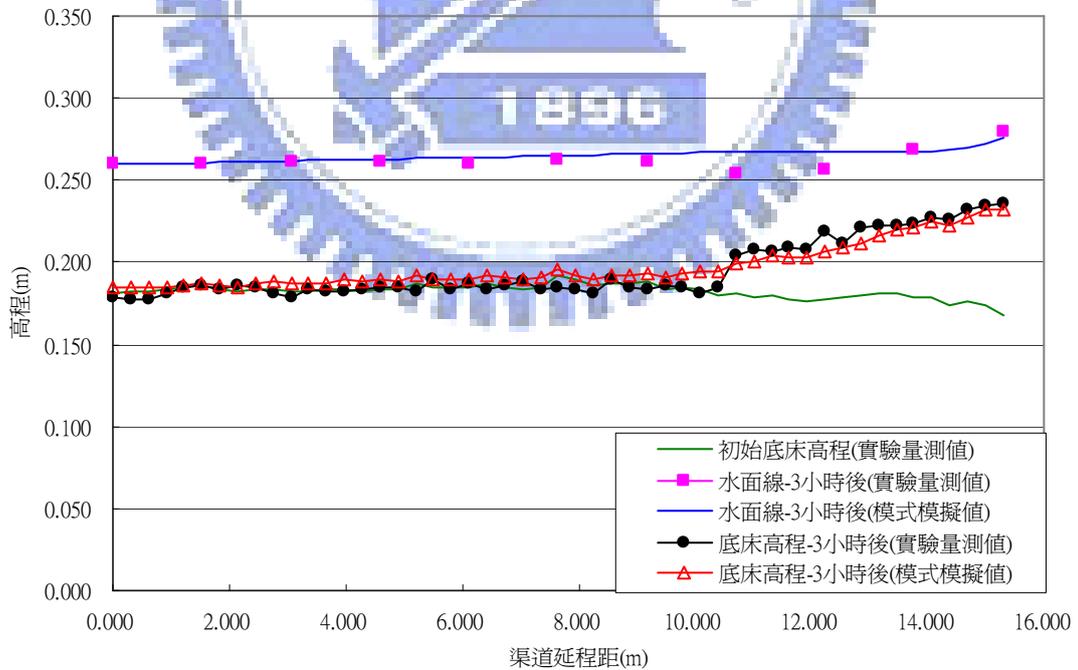


圖 3-12 Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=3$ hr)

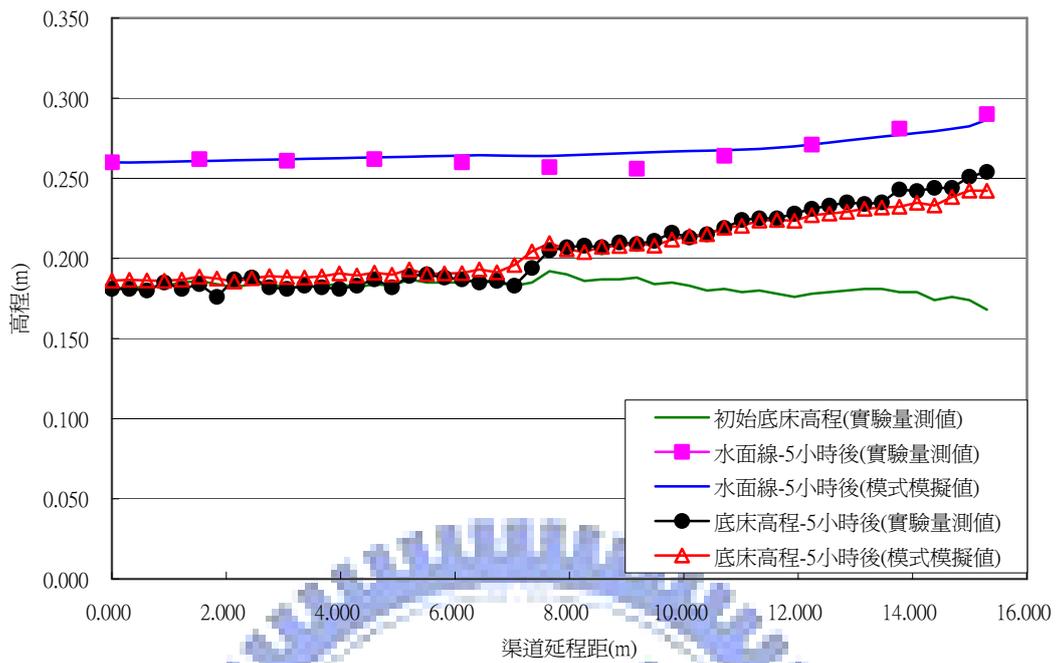


圖 3-13 Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=5\text{hr}$)

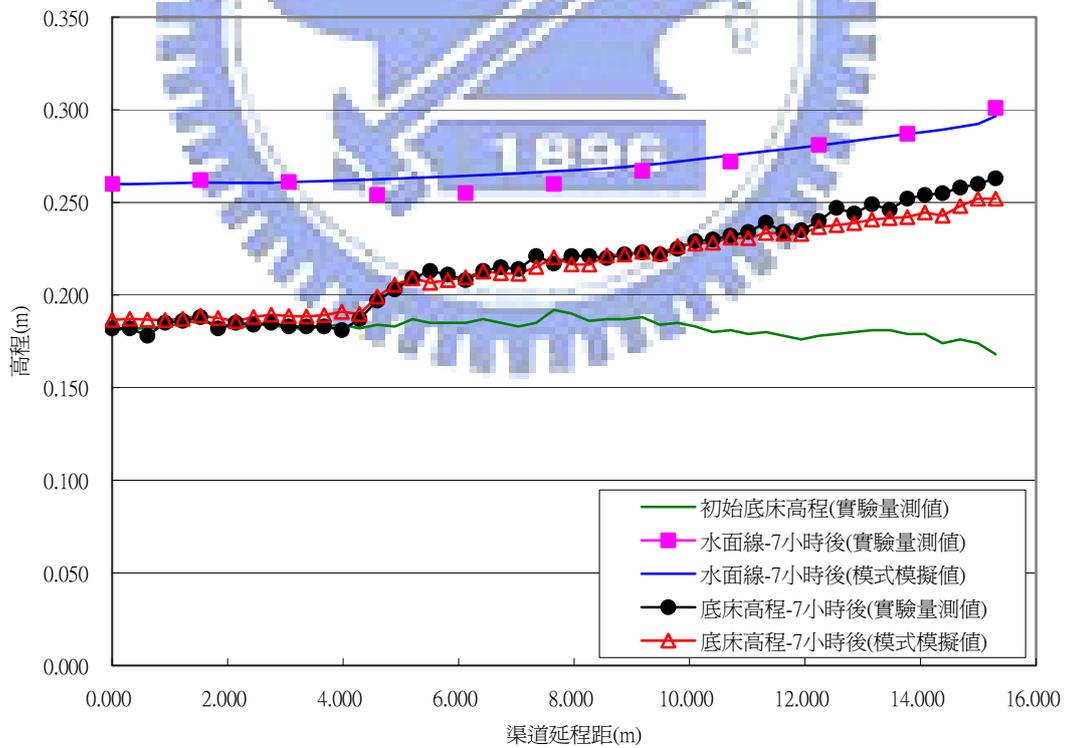


圖 3-14 Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)($t=7\text{hr}$)

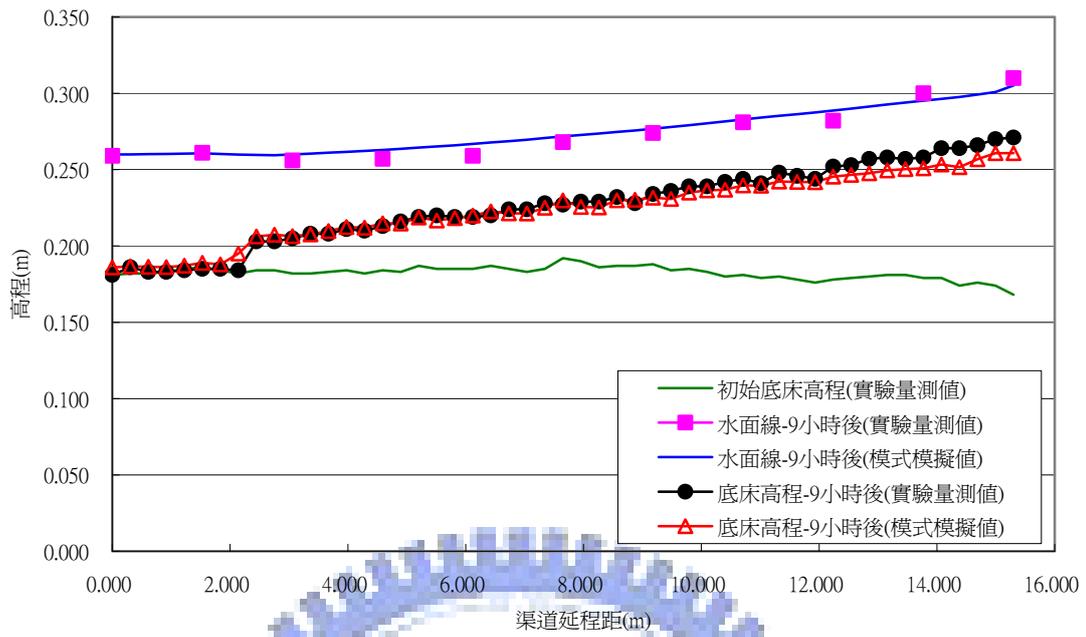


圖 3-15 Run25 淤積案例(Van Rijn 公式)(t=9hr)

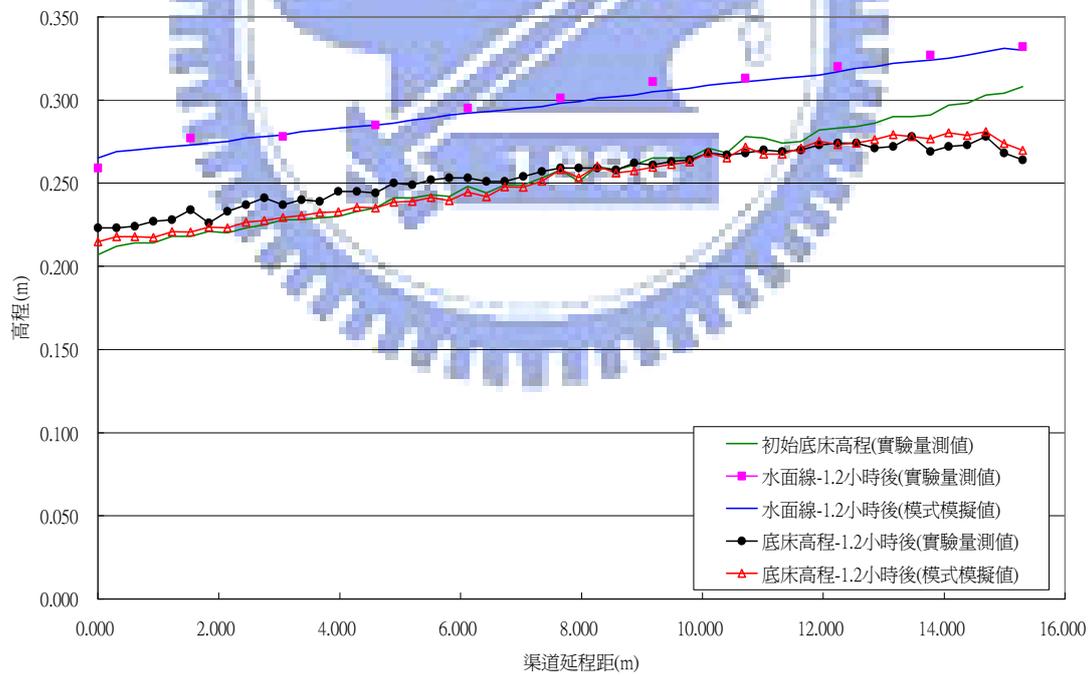


圖 3-16 Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)(t=1.2hr)

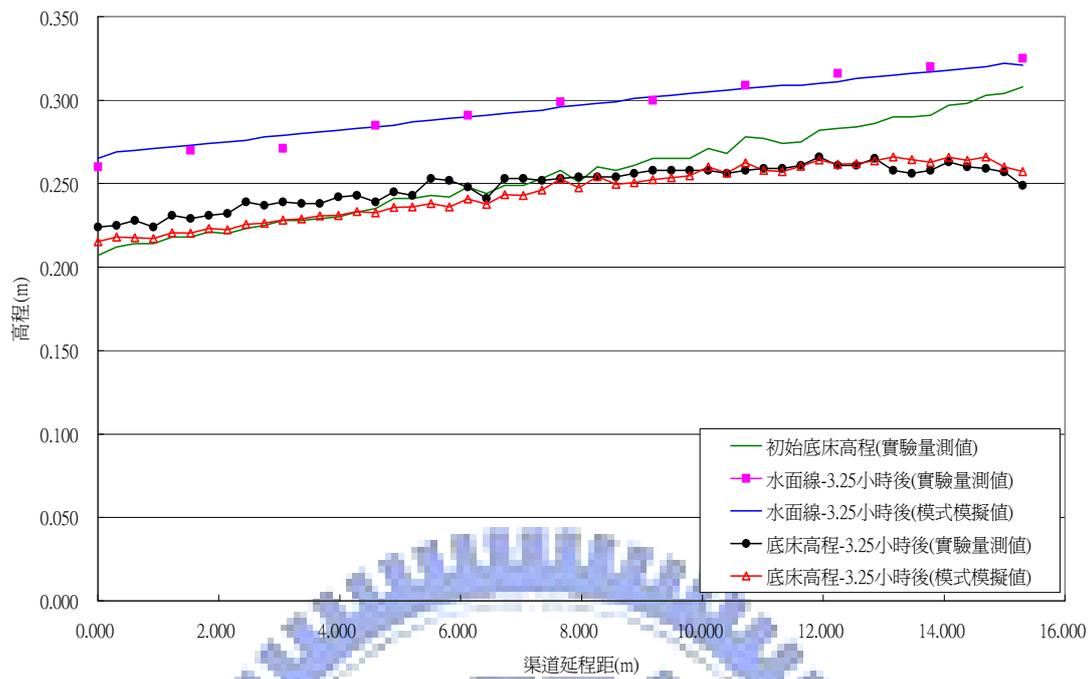


圖 3-17 Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=3.25$ hr)

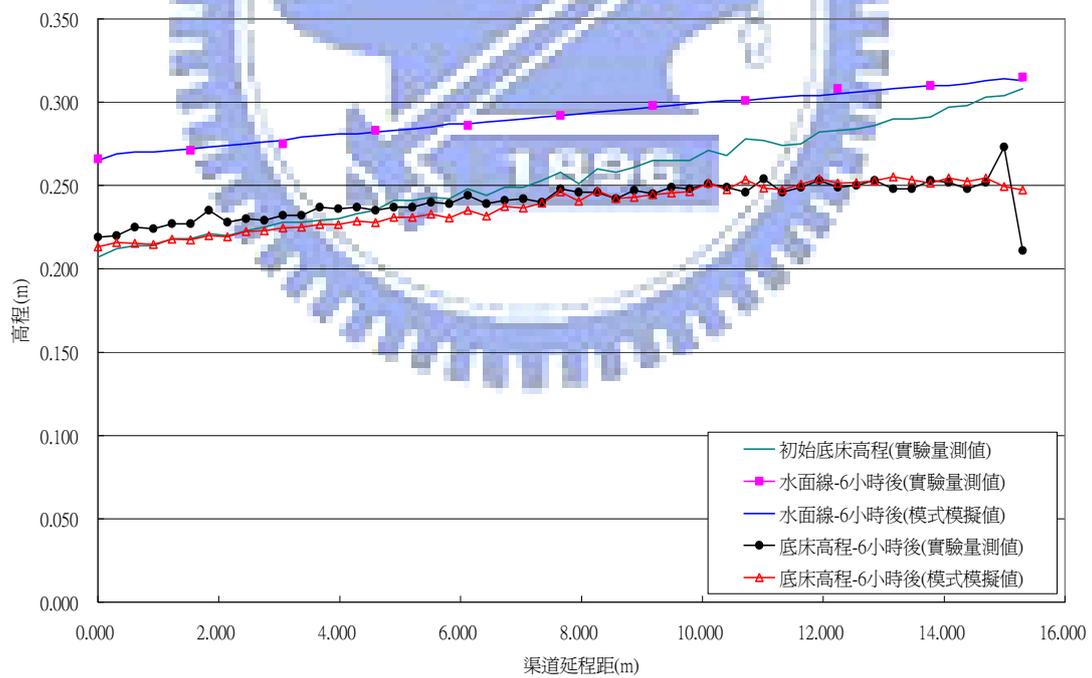


圖 3-18 Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=6$ hr)

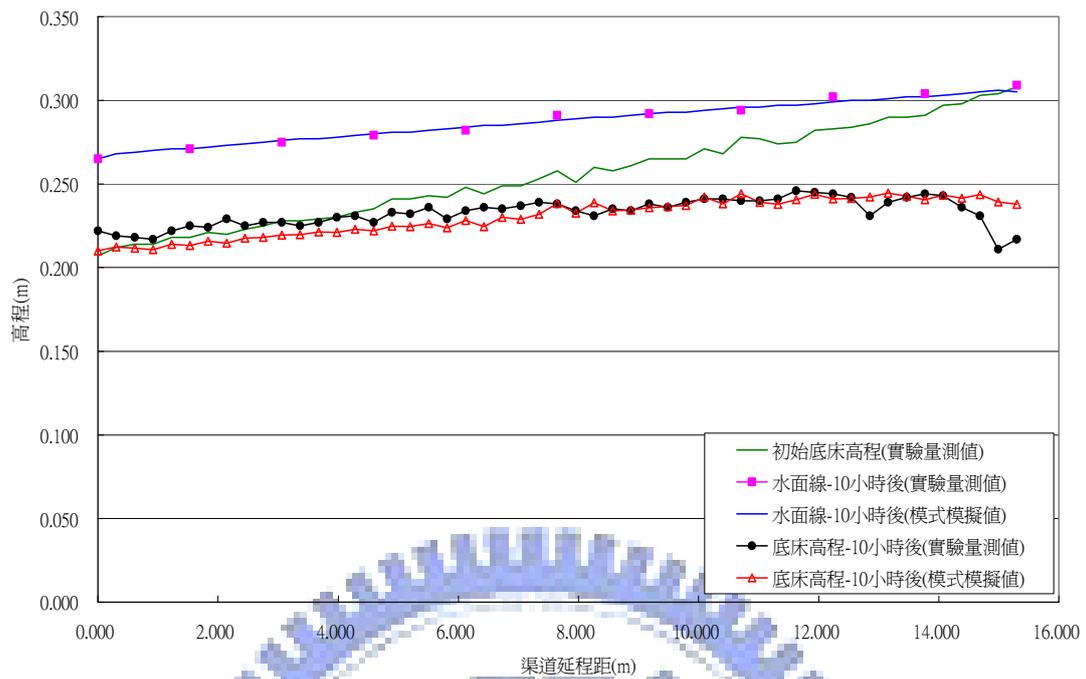


圖 3-19 Run26 沖刷案例(Van Rijn 公式)(t=10hr)

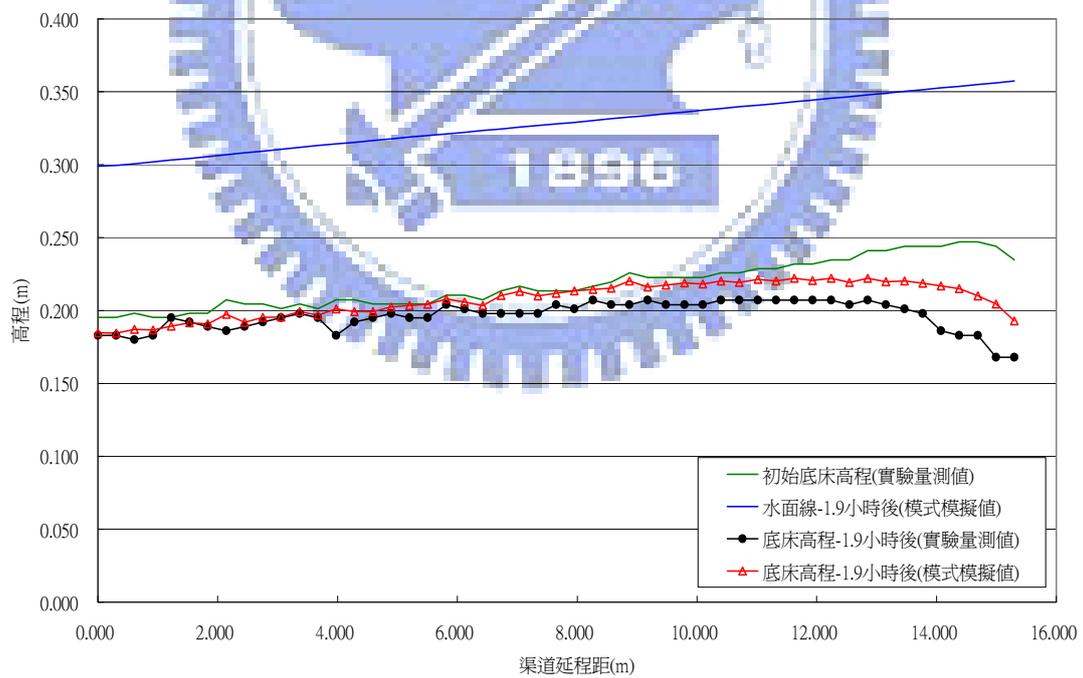


圖 3-20 Run14 沖刷案例(Van Rijn 公式)(t=1.9hr)

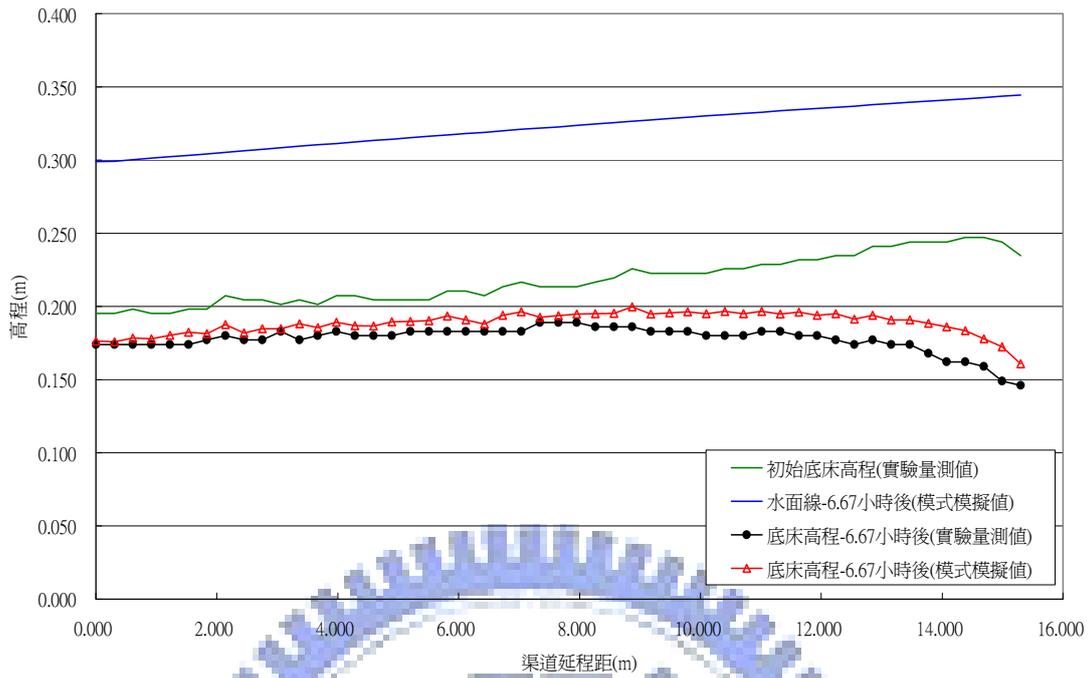


圖 3-21 Run14 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=6.67\text{hr}$)

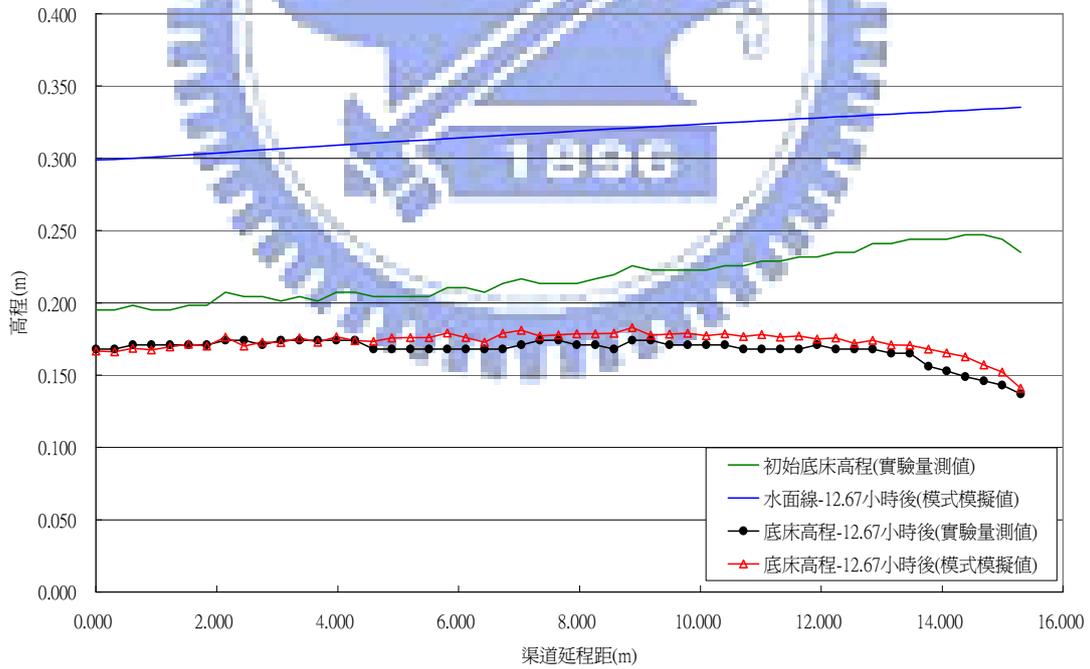


圖 3-22 Run14 沖刷案例(Van Rijn 公式)($t=12.67\text{hr}$)

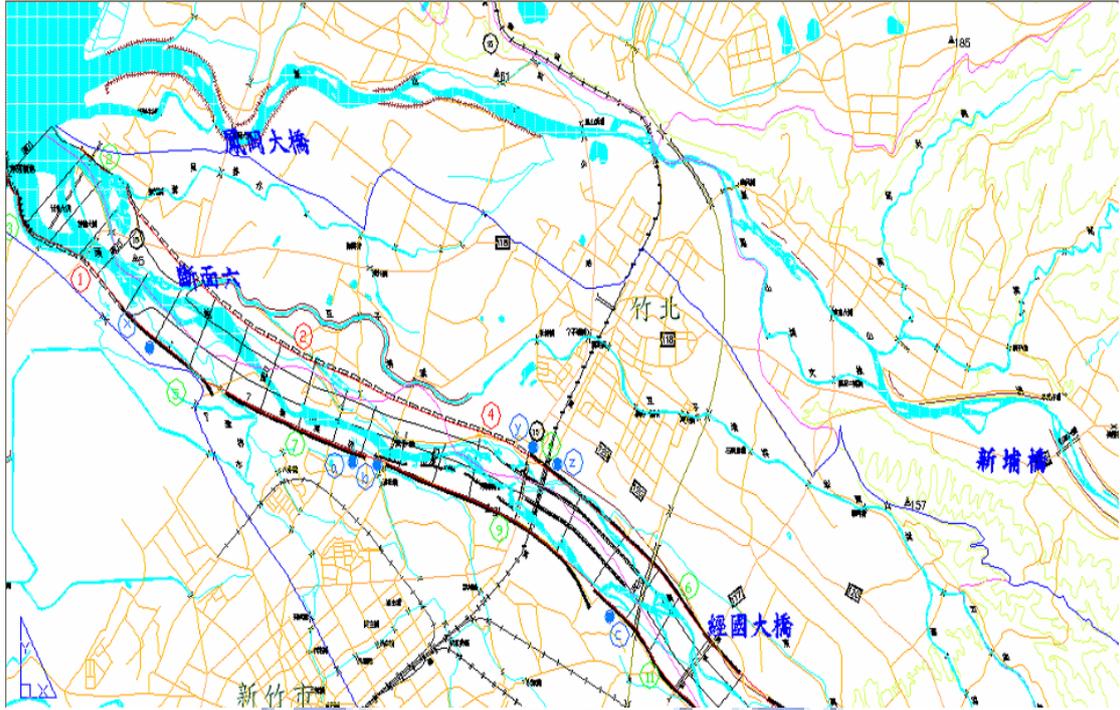


圖 3-23 模擬範圍之流域示意圖(摘錄自頭前溪與鳳山溪匯流河口段變遷研究,2007)

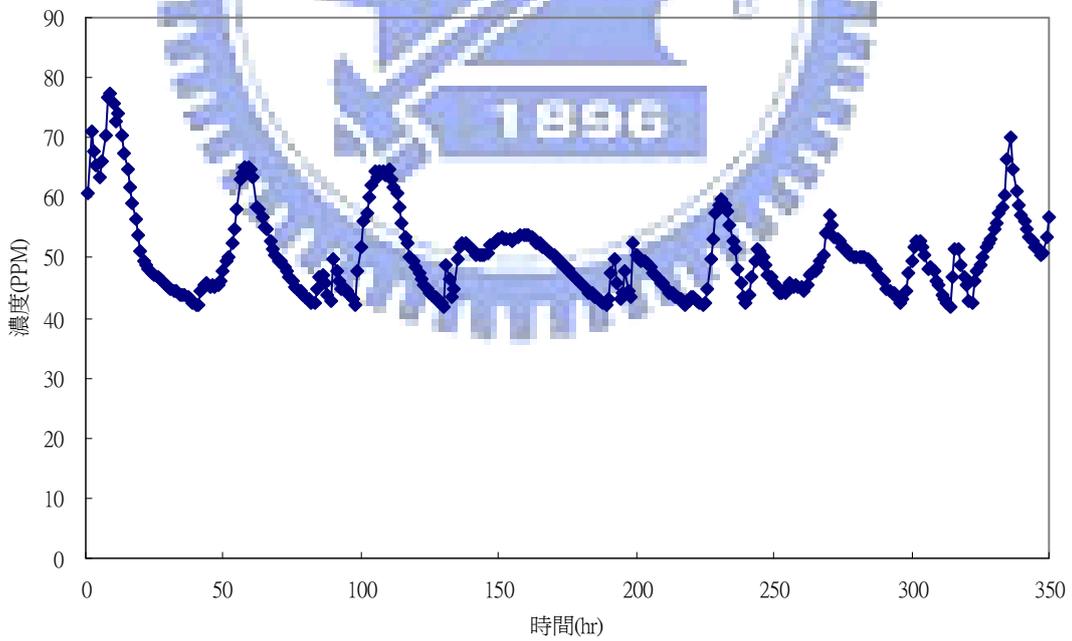


圖 3-24 頭前溪案例之上游入砂濃度歷線

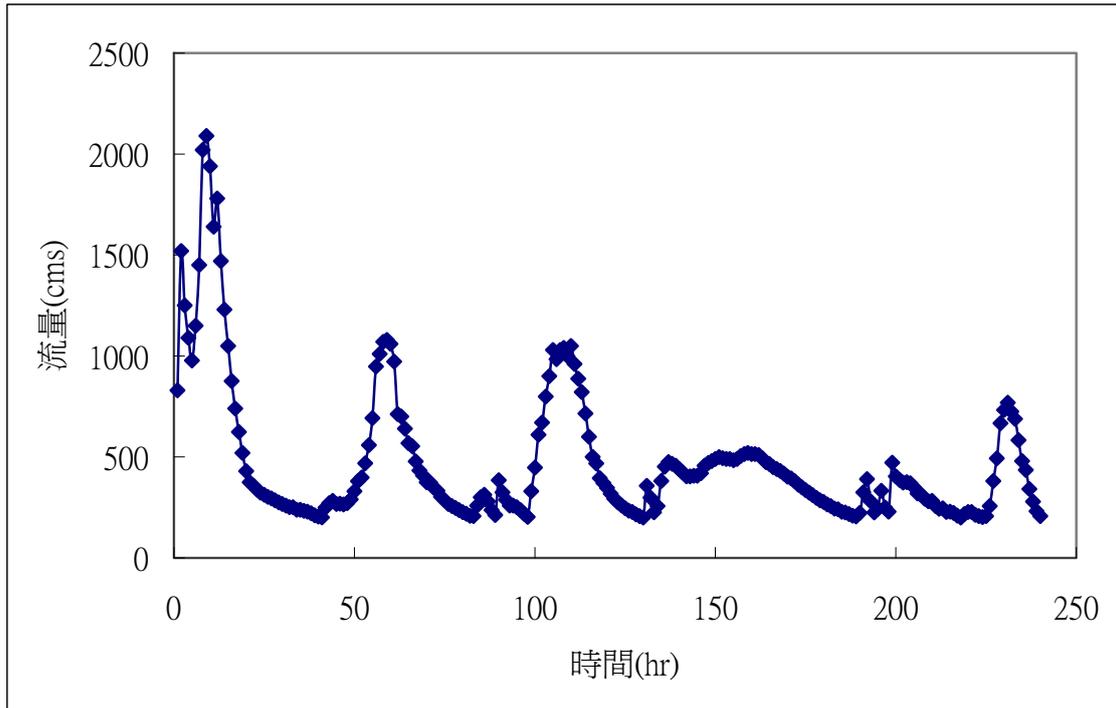


圖 3-25 現場檢定案例上游流量歷線(經國大橋站)

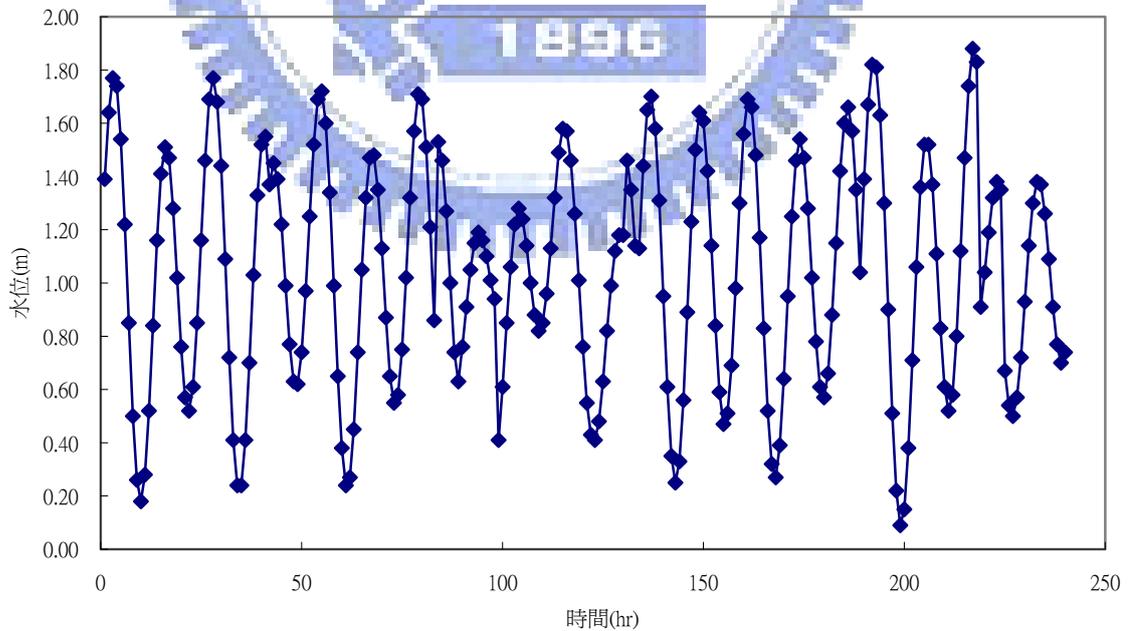


圖 3-26 現場檢定案例下游水位歷線(河口)

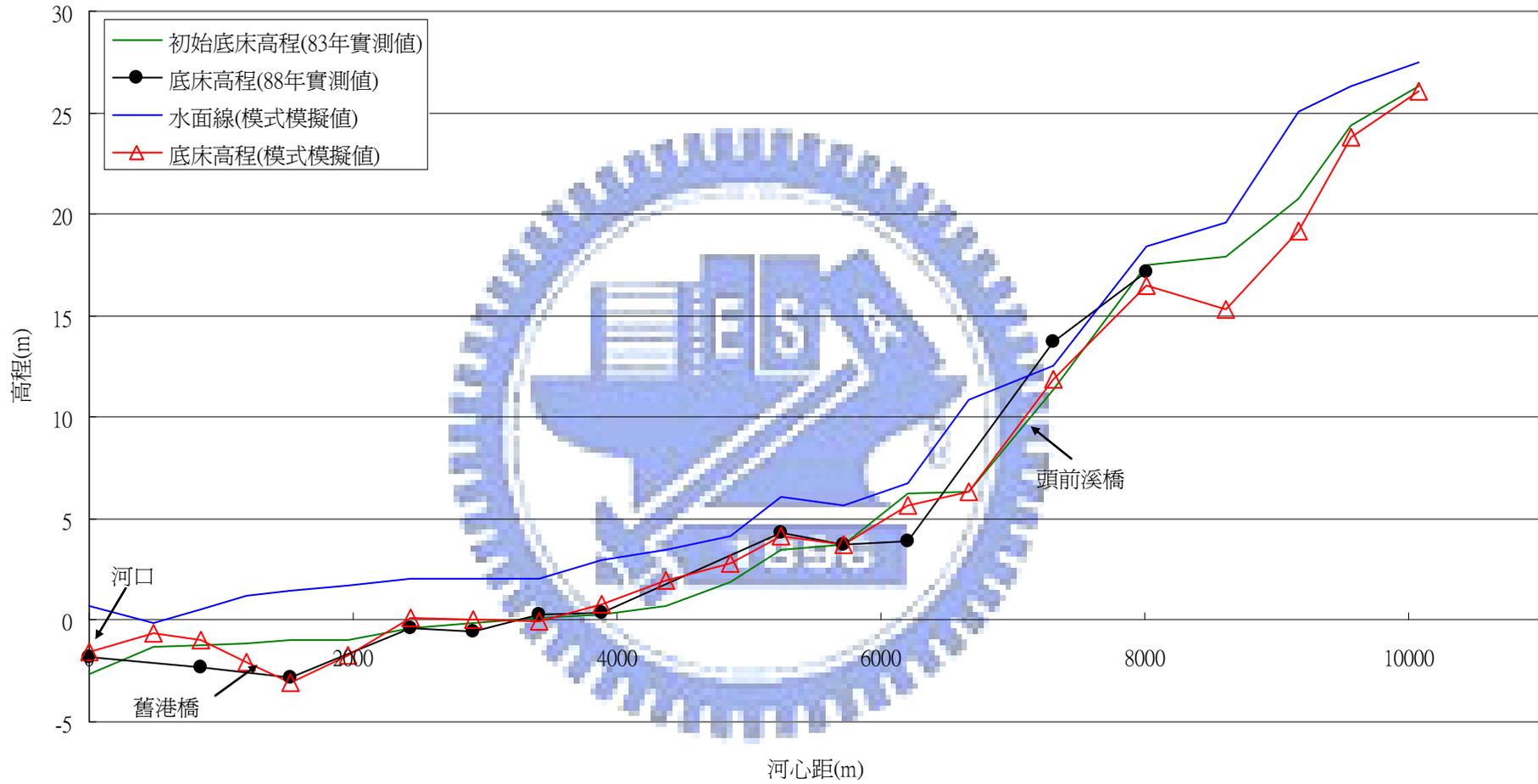


圖 3-27 現場檢定案例水位及底床高程之延程變化(Van Rijn 公式)

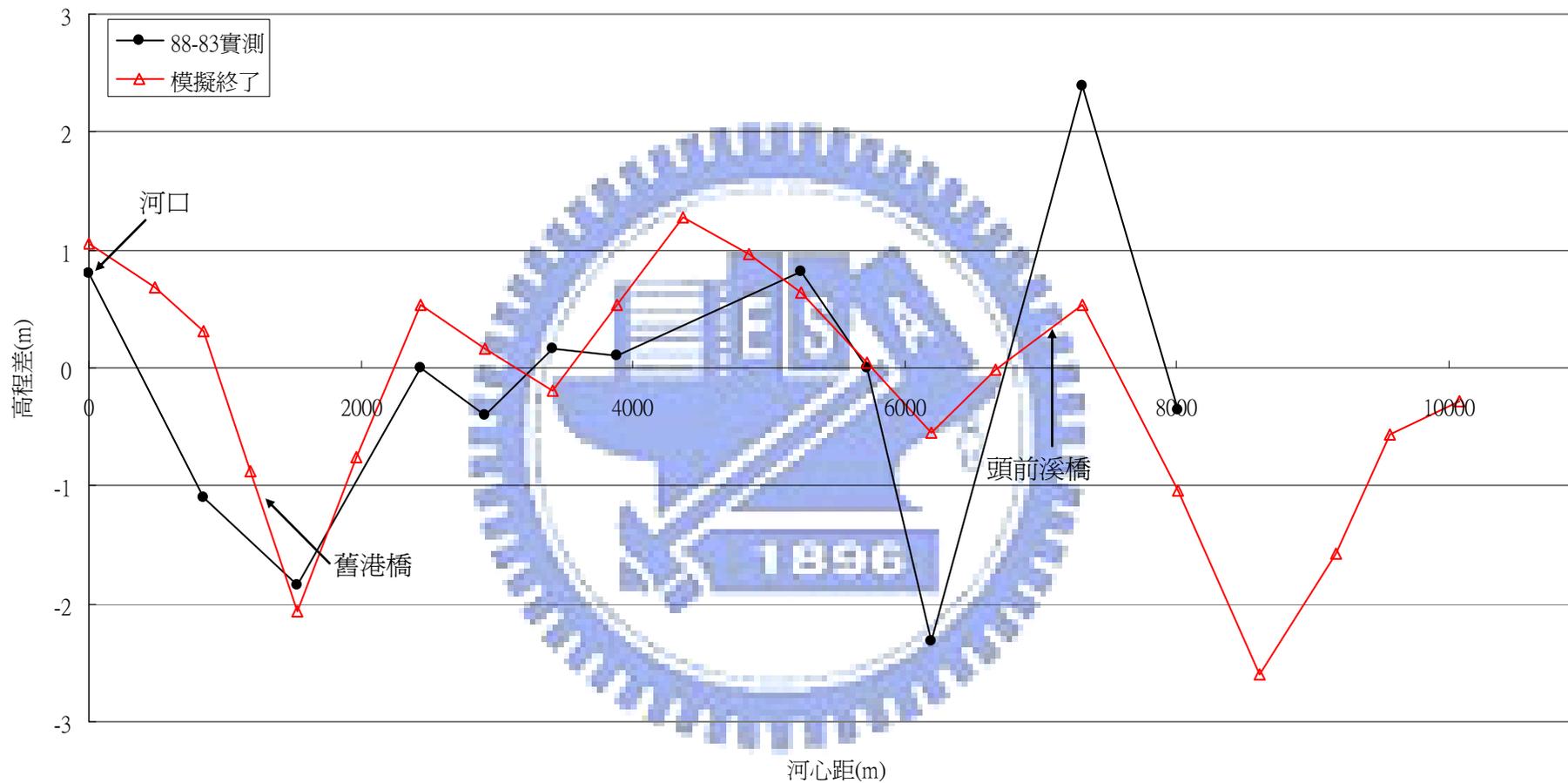


圖 3-28 現場檢定案例實測值與模擬值之底床高程差比較 (Van Rijn 公式)

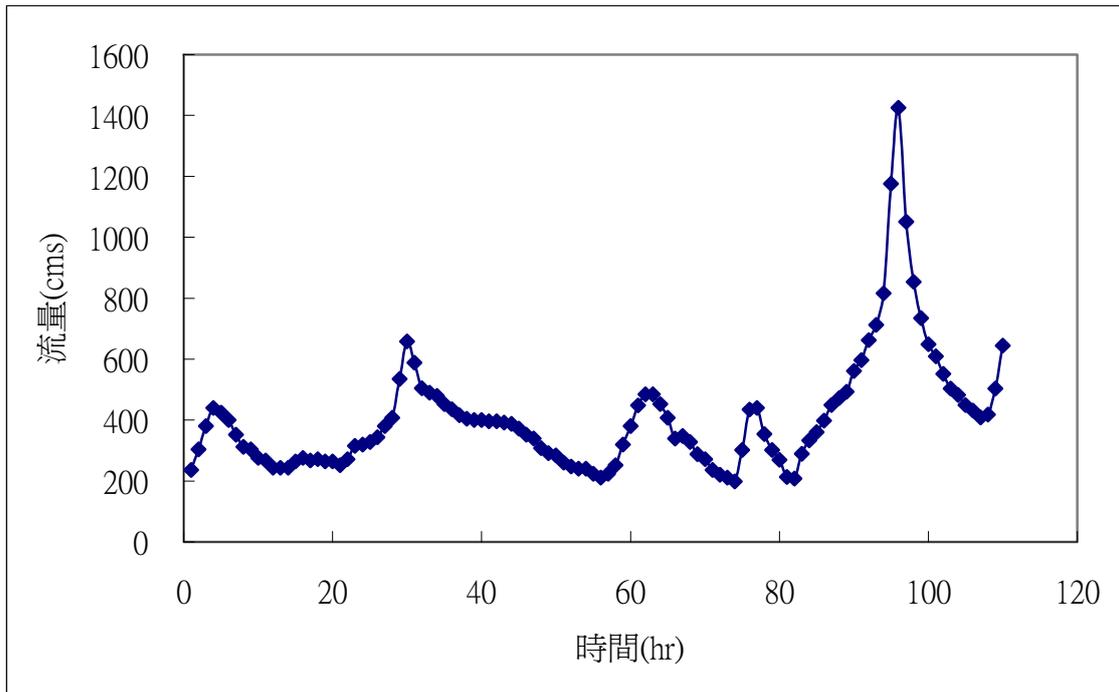


圖 3-29 現場驗證案例上游流量歷線(經國大橋站)

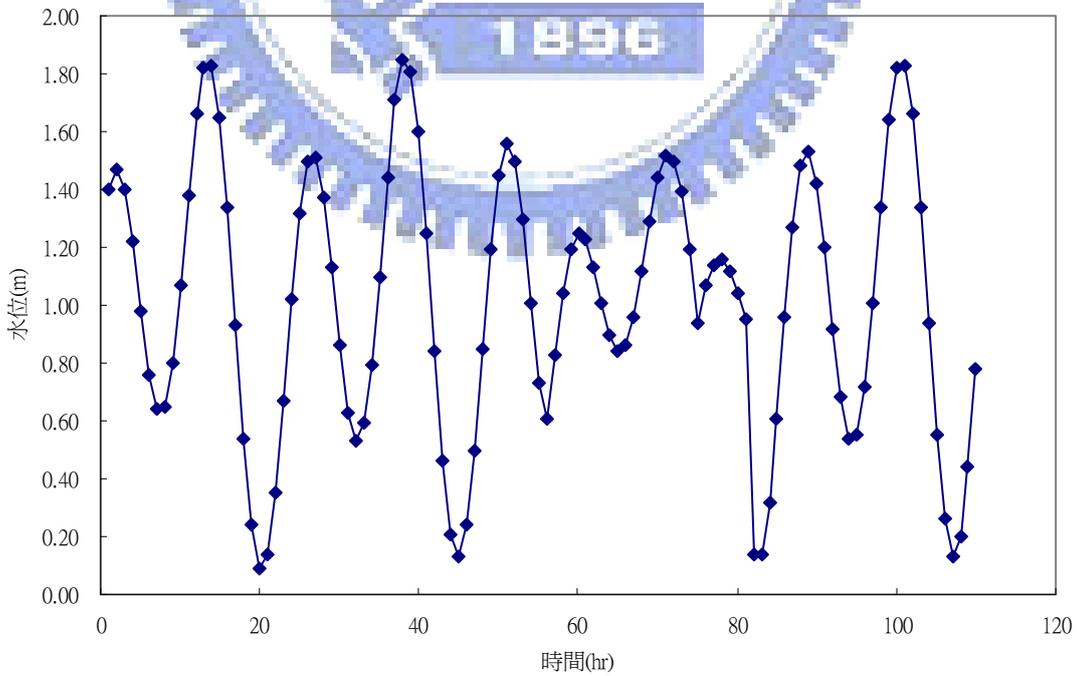


圖 3-30 現場驗證案例下游水位歷線(河口)

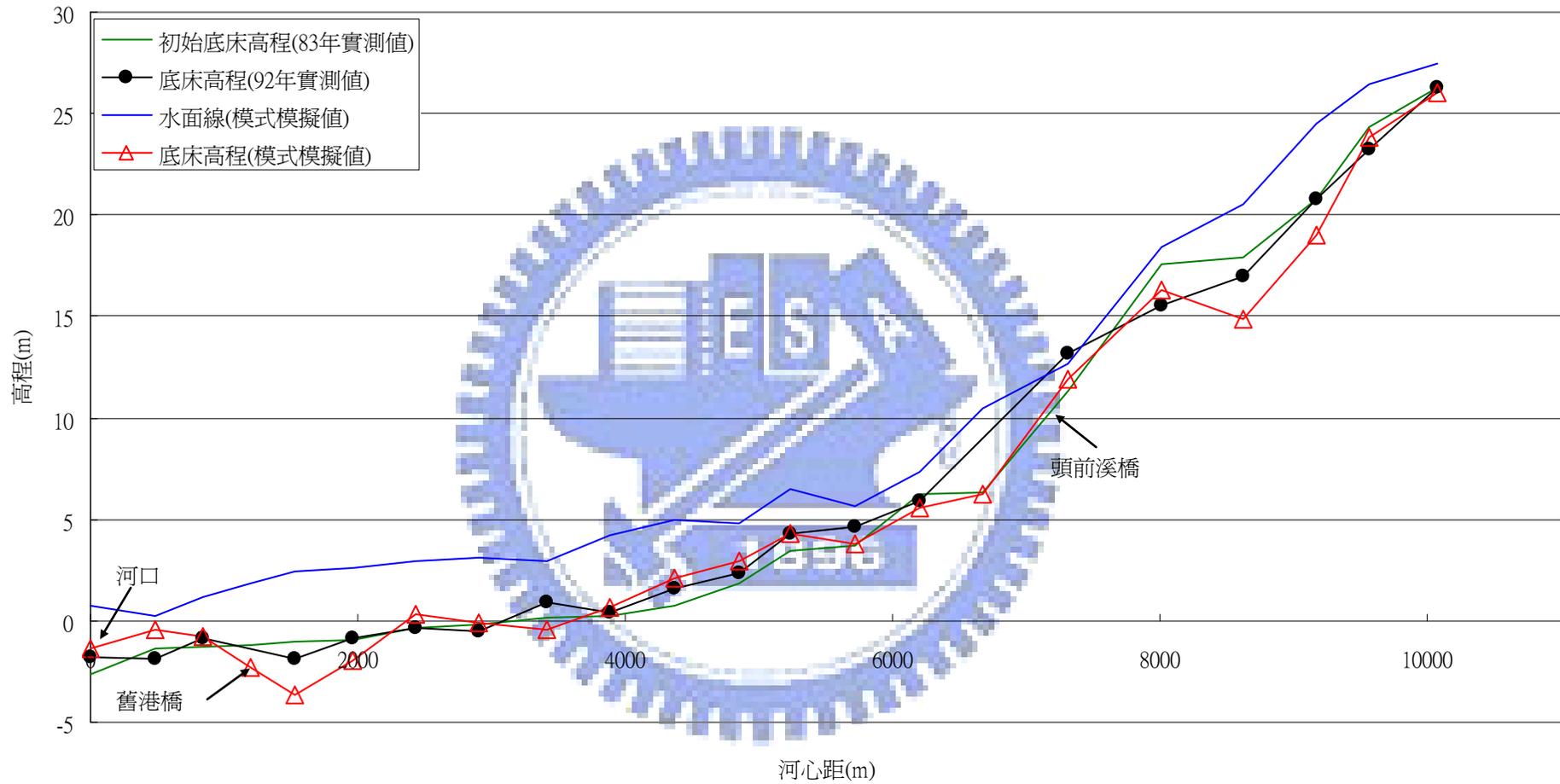


圖 3-31 現場驗證案例水位及底床高程之延程變化 (Van Rijn 公式)

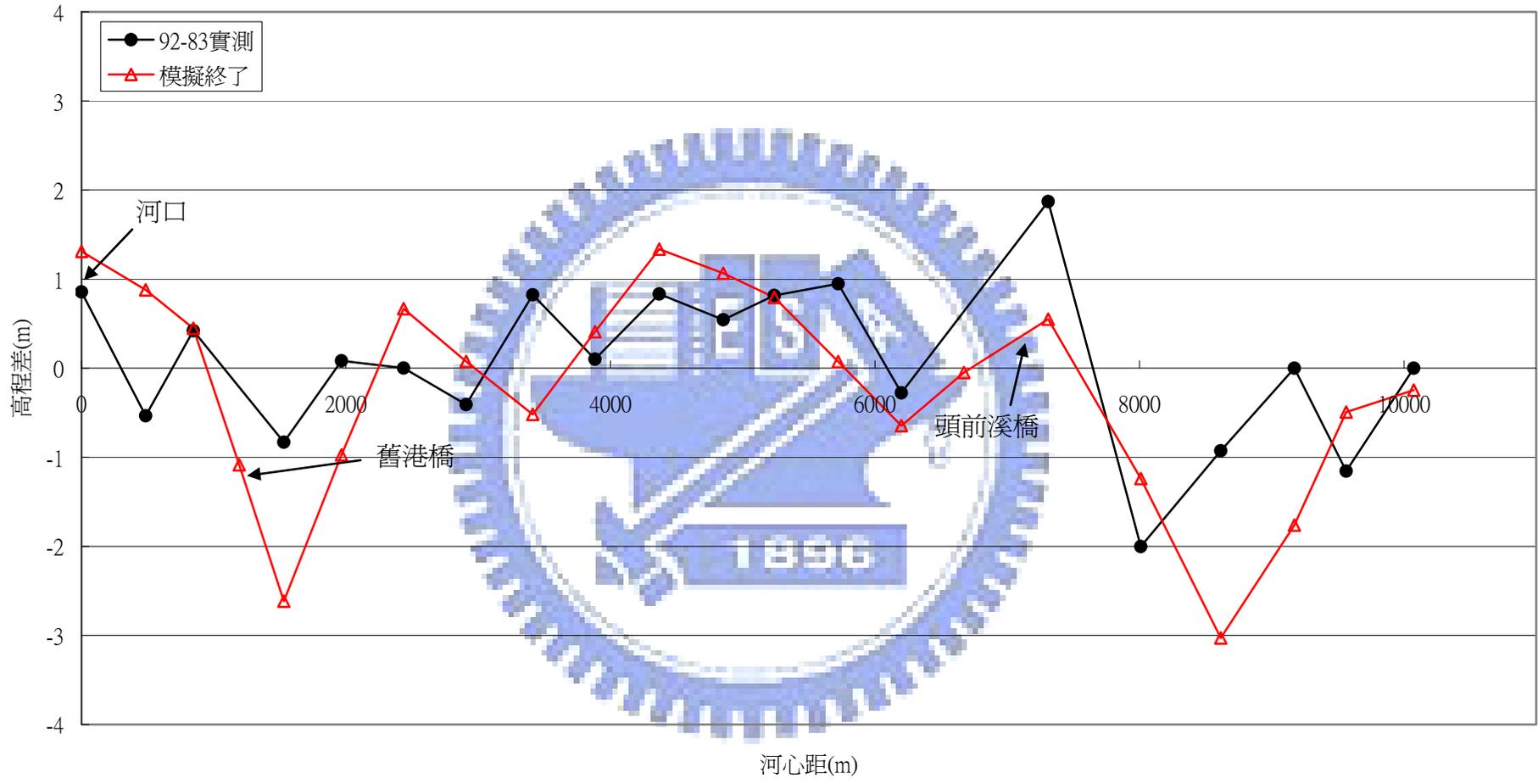


圖 3-32 現場驗證案例實測值與模擬值之底床高程差比較 (Van Rijn 公式)

第四章 輸砂公式對河床沖淤之敏感度測試

第二章中已介紹本研究採用之三種不同輸砂公式，而第三章則針對不同實驗室案例與現場案例進行 EFA 模式之檢驗。本研究之目的是透過比較 EFA 模式底床沖淤模擬值來找出不同輸砂公式對河道沖淤量及趨勢之影響，並更進一步討論不同輸砂公式應用時之準確性，所以本章將透過比較不同之實驗室案例與現場案例實測值，說明當改變輸砂公式應用時，河床沖淤模擬值所受之影響。

4.1 案例研選

針對應用不同公式對底床模擬成果之比較，實驗室案例選擇第三章中之驗證案例 Run25、Run26、Run14，而現場案例則是以頭前溪驗證案例作為比較的對象。由於上一章之模式檢定驗證中已展示 Van Rijn 公式之模擬結果，本章將針對 Wu et al.公式及 Schoklitsch 公式之模擬成果與 Van Rijn 公式模擬值及底床實測值做比較，找出不同公式之差異性與精準度。

4.2 模擬參數設定

Wu et al.公式及 Schoklitsch 公式於實驗室案例及頭前溪案例中可檢定之參數如入砂濃度、參考高度，經檢定後與第三章相同，於此不再說明。

4.3 模擬結果與分析

4.3.1 實驗室案例

4.3.1.1 Run25 案例

1. Wu et al. (2000)公式

圖 4-1、圖 4-2 分別為案例 run25 之模式模擬值於 3 小時以及 9 小時的底床變化示意圖。根據上述二圖，可觀察出針對均勻質之淤積案例，Wu 公式與實測值的差異相當小，除了模擬開始時有高估底床變化之趨勢以外，但隨模擬時間之增長，模擬值與實測值的差異就越來越小。

2. Schoklitsch 公式

圖 4-3、圖 4-4 分別為案例 run25 之模式模擬值於 3 小時以及 9 小時的底床變化示意圖。透過上述二圖，可觀察出應用 Schoklitsch 公式模擬之模擬值與實測值的差異相當小，整體淤積波之趨勢與實測值亦相當接近。

4.3.1.2 Run26 案例

1. Wu et al. (2000)公式

圖 4-5、圖 4-6 分別為案例 run26 之模式模擬值於 3.25 小時以及

10 小時的底床變化示意圖。由上述二圖發現，模擬結果不似上述之淤積案例一樣準確，但結果還算令人滿意，整體而言，模擬初期時低估沖刷量，於模擬結束時，全段渠道之沖刷量亦較實測值有低估的現象，且由於低估了底床沖淤量，水面線亦較實測值略高，證實水理與輸砂兩者是息息相關的。

2. Schoklitsch 公式

圖 4-7、圖 4-8 分別為案例 run26 之模式模擬值於 3.25 小時以及 10 小時的底床變化示意圖。由上述二圖發現，模擬結果與 Wu 公式模擬結果相似，對於底床沖刷量皆有低估的現象，亦造成模擬水面線較實測值有高估之趨勢。

4.3.1.3 Run14 案例

1. Wu et al. (2000)公式

圖 4-9、圖 4-10 分別為案例 run14 之模式模擬值於 1.9 小時以及 12.67 小時的底床變化示意圖。由第三章驗證結果得知，本案例因上游入流量較大，故其沖刷速率較 Run26 大，整體底床變量會相對增加；但本案例亦為非均質案例，沖刷現象尚需考量到不同顆粒大小彼此隱藏顯露的關係，故本案例亦可同時測試 Wu et al.公式對非均勻質粒徑模擬之效果。值得注意的是，由上述兩圖可知，Wu et al.公式對

於本案例之模擬結果於上游段有低估的現象，但整體來說，底床隨模擬時間增加而下降，表示此低估現象可能為 Wu 公式對輸砂量推估與本案例實測值上有差距所造成。

2. Schoklitsch 公式

圖 4-11、圖 4-12 分別為案例 run14 之模式模擬值於 1.9 小時以及 12.67 小時的底床變化示意圖。由上二圖發現，Schoklitsch 公式應用於非均勻質案例時，雖然整體底床會隨時間下降，符合物理上之機制，但模擬結果與實測值具有頗大之差異；筆者以為，可能之原因應為 Schoklitsch 公式是透過臨界流量來推估底床載輸砂量，而在本案例之水理條件下可能造成 Schoklitsch 公式有低估之結果，故產生模擬之差距。

4.3.1.4 小結

圖 4-13 至圖 4-15 分別為三種輸砂公式於案例 run25、Run26、Run14 之模擬值比較圖，當模擬值越靠近 perfect agreement line 則表示模擬值與實測值越相近。就案例 run25 而言，三種公式模擬結果與實測值皆相當接近；案例 run26 之模擬結果圖則可看出 Van Rijn 公式有相對較佳之模擬結果；最後，案例 run14 之模擬結果則可說明針對非均質沖刷案例，Van Rijn 公式與 Wu 公式有較佳之結果，Schoklitsch

公式對於此案例模擬之誤差較大。

4.3.2 現場案例

以下透過頭前溪案例之模擬，進一步比較不同輸砂公式對 EFA 模式於自然河川與變量流狀態下模擬結果之準確性。

4.3.2.1 檢定案例

圖 4-16 為三種輸砂公式模擬結果與實測值(民國 88 年)之底床高程沿程變化示意圖，圖 4-17 為模擬值與實測值之底床高程差比較圖。上兩圖中可發現檢定結果皆相當準確，以下就驗證案例作進一步之輸砂公式差異性比較。

4.3.2.2 驗證案例

圖 4-18 為三種輸砂公式模擬結果與實測值(民國 92 年)之底床高程沿程變化示意圖，圖 4-19 為模擬值與實測值之底床高程差比較圖。由上述兩圖可歸納結論如下：

1. Wu 公式之模擬值於河道中呈現上下游沖刷中游淤積的現象，僅於下游沖刷區段之底床高程模擬值與 Van Rijn 有較明顯差異，此區段沖刷趨勢深受下游邊界影響，採用不同輸砂公式於該區段水理條件下推估輸砂量有較大差距，故造成模擬結果之差異，但就

整體來說，底床高程模擬值與實測高程值相當。

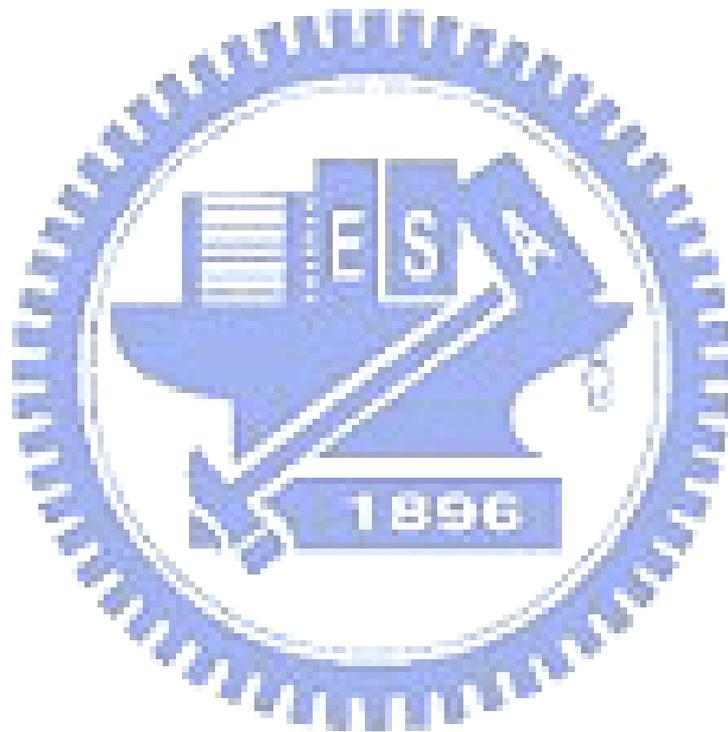
2. Schoklitsch 公式之模擬值及模擬趨勢整體上與 Wu et al.公式相似，與實測底床高程比較，於下游區段同樣有高估沖刷之現象。
3. 就本案例模擬結果而言，可發現使用不同公式模擬將影響河道沖淤變化趨勢，且對於底床高程變化量有頗大之影響。

4.3.2.3 小結

由上述之模擬結果可看出即便是採用相同邊界條件進行模擬，底床高程模擬值可能因使用不同輸砂公式而造成沖淤量之差異，以頭前溪斷面 3 為例，圖 4-20 為斷面 3 之懸浮載輸砂量與流量歷線圖，由此圖可看出於模擬期間採用 Wu et al.公式有相對較高之懸浮載輸砂量，Schoklitsch 公式次之，而 Van Rijn 公式於此斷面有較低之懸浮載通量，與實測底床高程沖淤量比較後，可推論出應用不同輸砂公式推估輸砂通量是造成底床高程模擬值與實測值差距之重要因素。

圖 4-21 是三種不同公式應用在現場驗證案例之模擬值與實測值比較圖。由此圖中可看出不同公式於現場案例模擬下對河道沖淤變化之準確度，就頭前溪案例整體模擬結果來說，扣除趨勢相反之點，Van Rijn 公式對於河床沖淤量會有高估的現象，而 Wu et al.公式對於底床高程之模擬值與實測值相差較少。以上模擬結果不同之主因應為不

同公式之理論與適用範圍差異所造成；本研究採用之代表粒徑介於 0.2mm 至 25mm 間，而水理條件如流速介於 0.1m/s 至 6.54m/s，水深介於 1.2m 至 5m 間，與 Van Rijn 公式之建議使用範圍較不符合，故可視為當案例條件符合所採用之公式建議範圍時，才可避免產生高估或低估之結果。



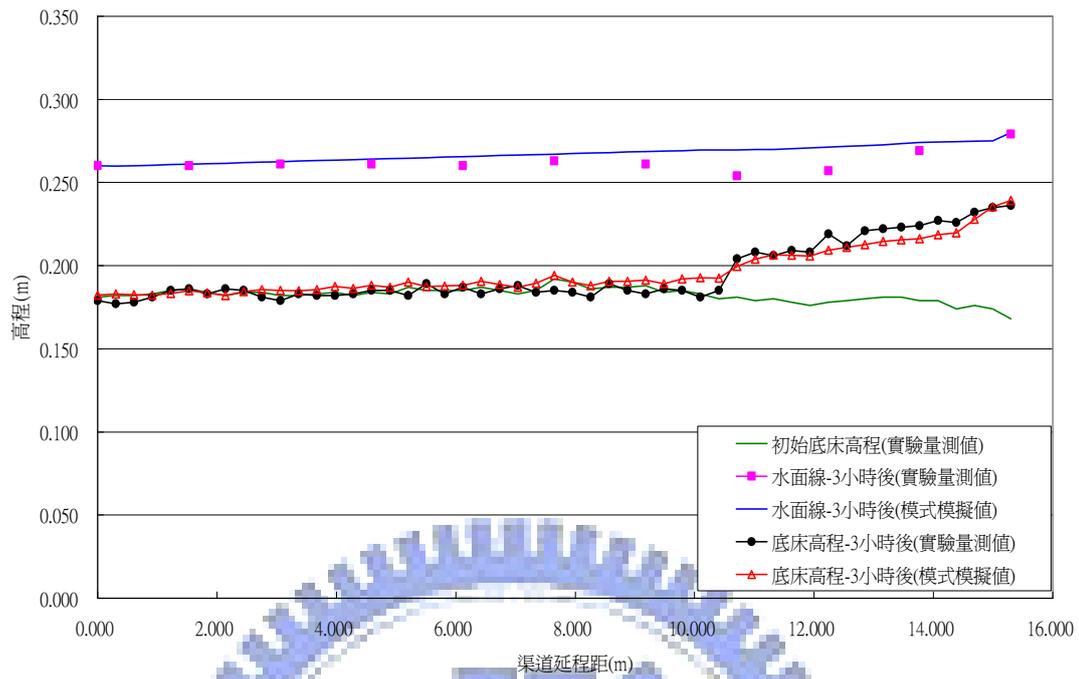


圖 4-1 Run25 淤積案例(Wu 公式)(t=3hr)

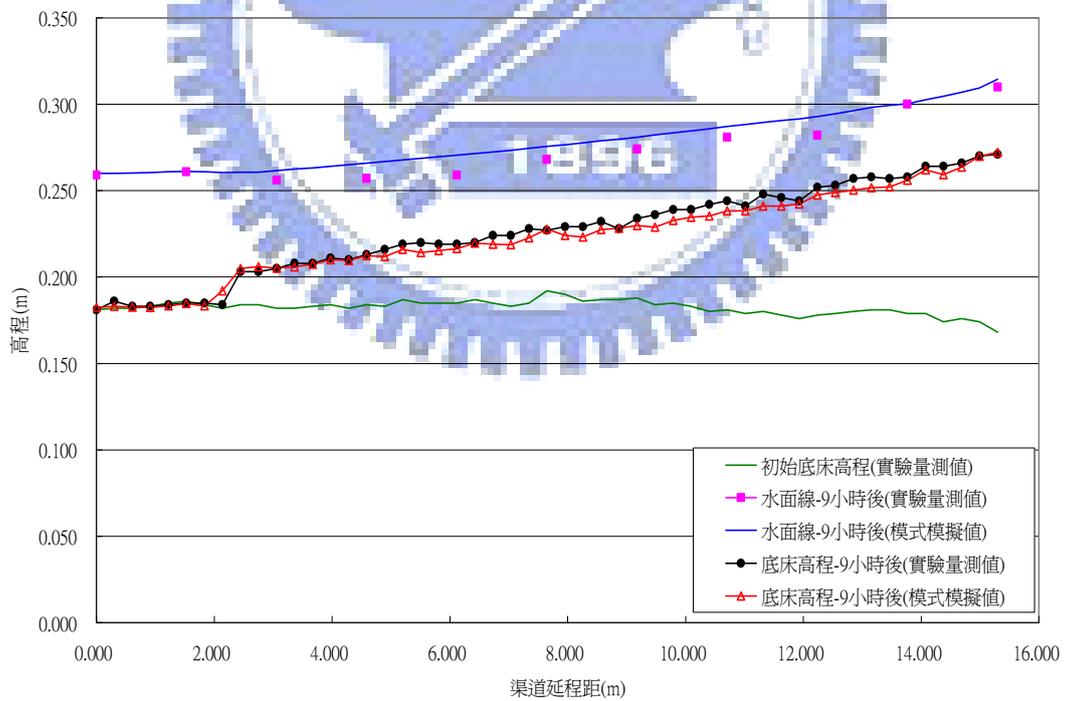


圖 4-2 Run25 淤積案例(Wu 公式)(t=9hr)

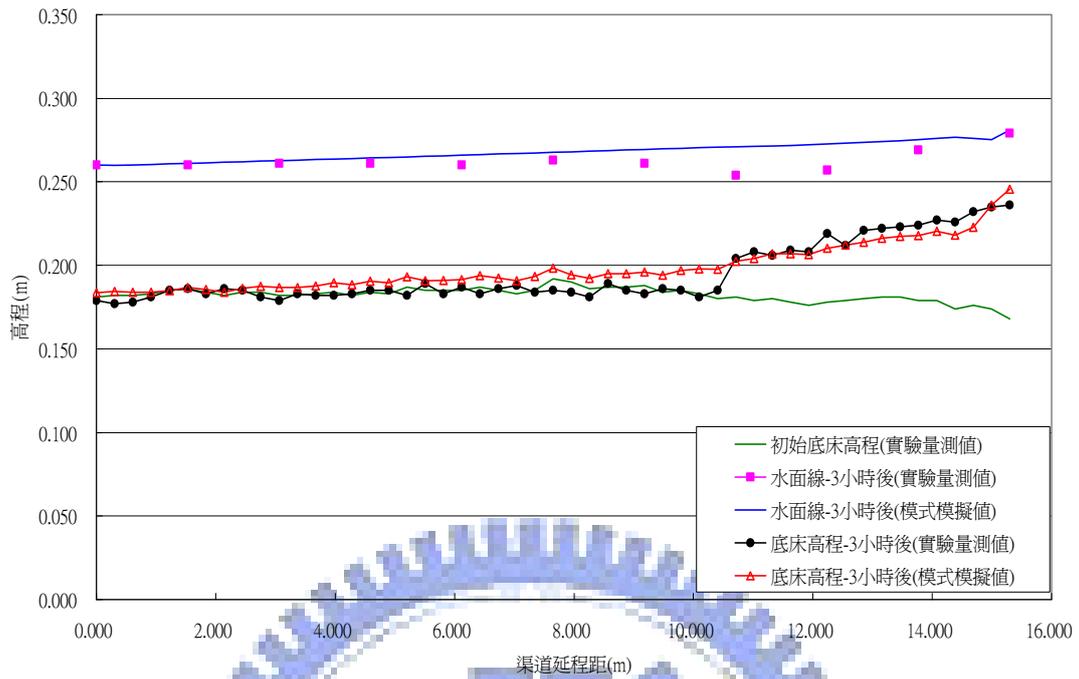


圖 4-3 Run25 淤積案例(Schoklitsch 公式)(t=3hr)

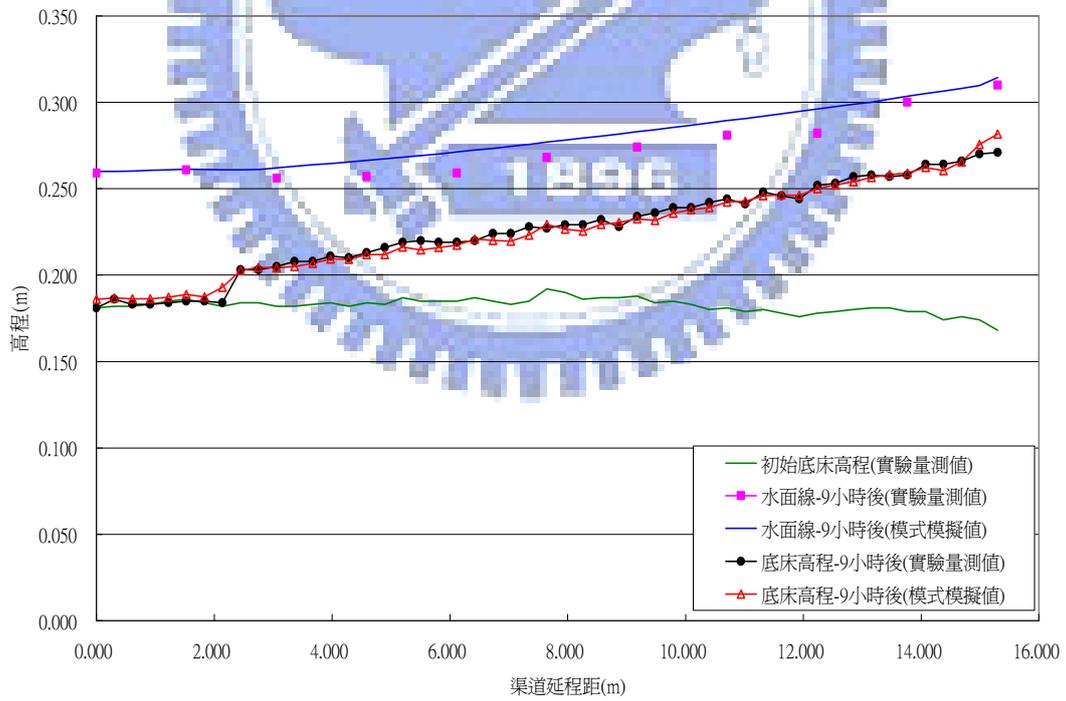


圖 4-4 Run25 淤積案例(Schoklitsch 公式)(t=9hr)

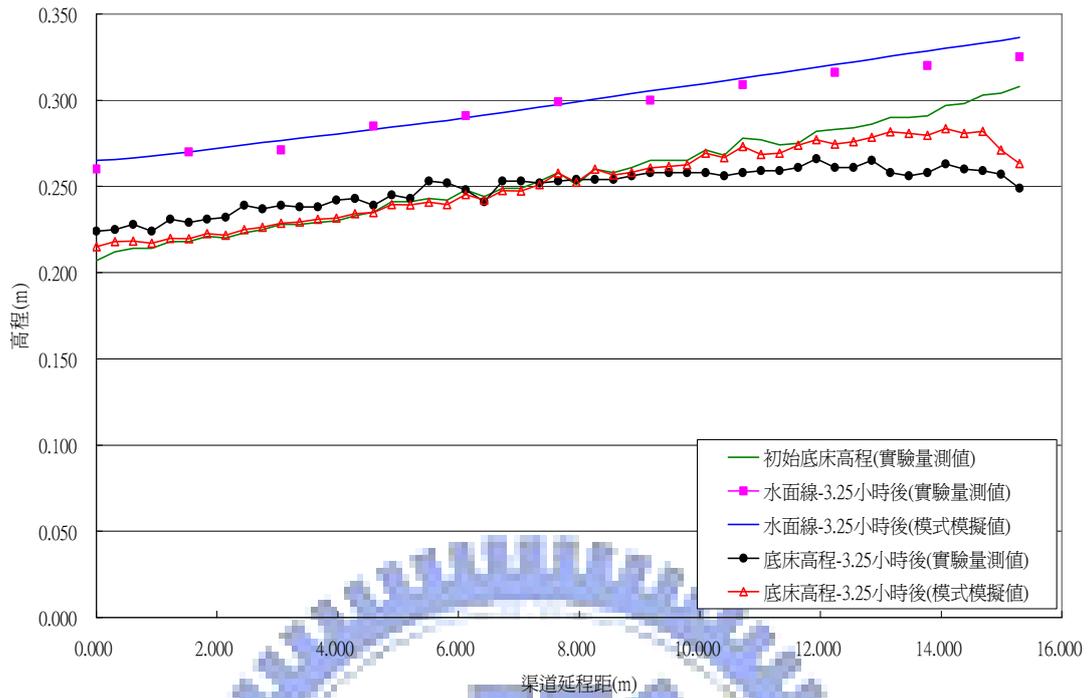


圖 4-5 Run26 沖刷案例(Wu 公式)($t=3.25\text{hr}$)

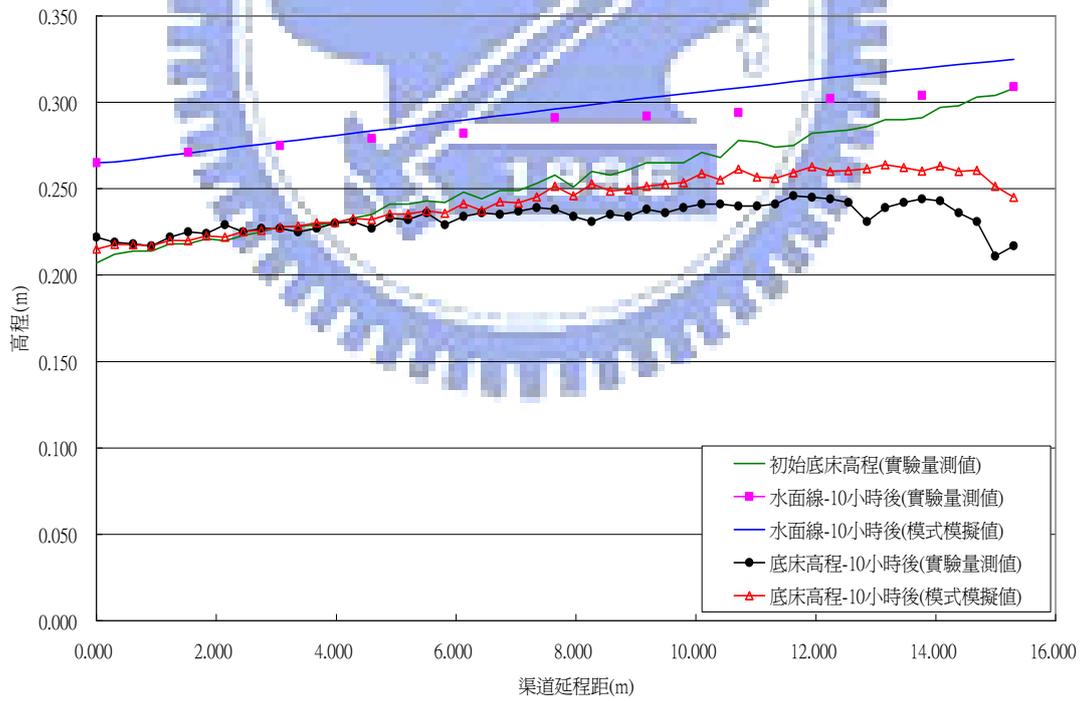


圖 4-6 Run26 沖刷案例(Wu 公式)($t=10\text{hr}$)

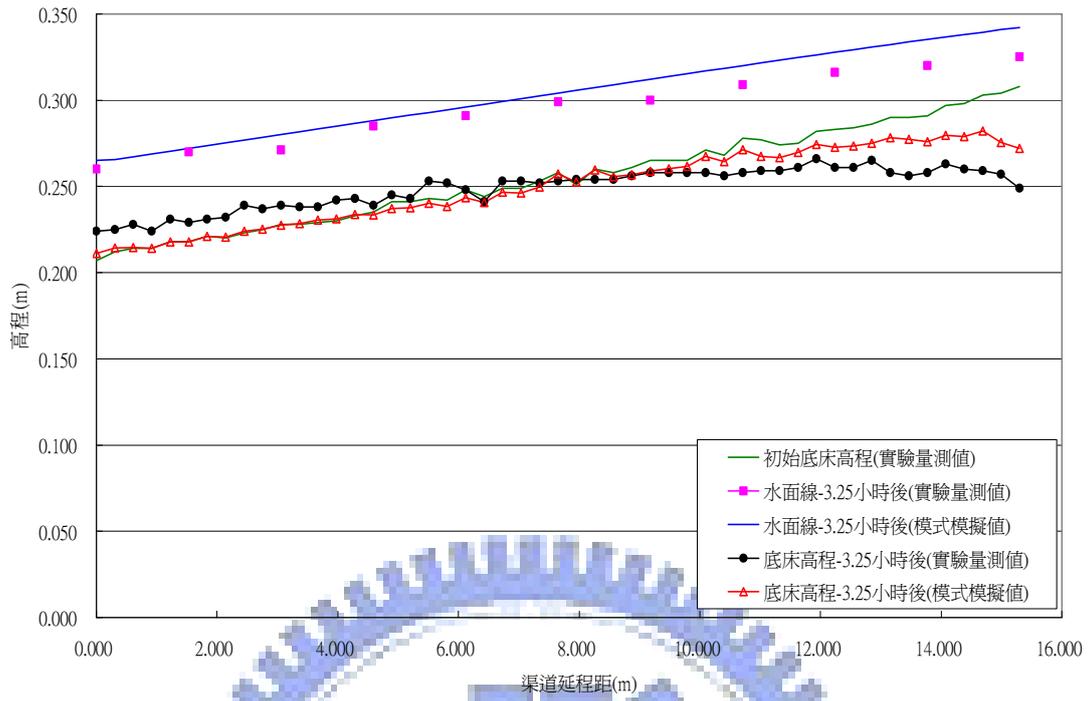


圖 4-7 Run26 沖刷案例(Schoklitsch 公式)($t=3.25$ hr)

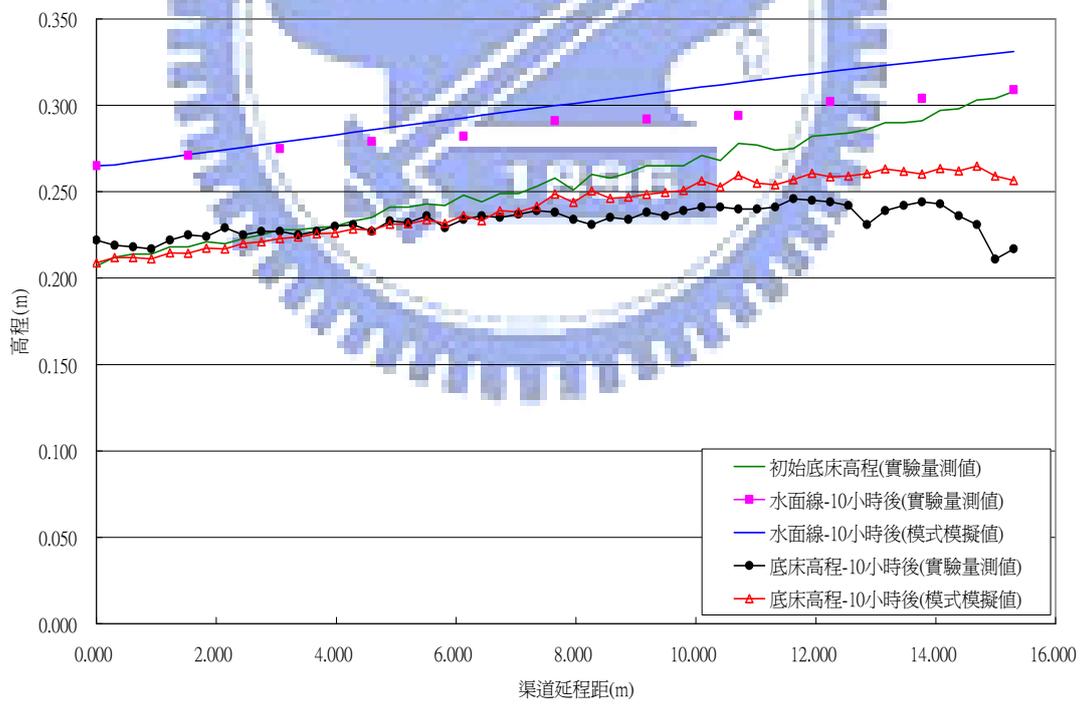


圖 4-8 Run26 沖刷案例(Schoklitsch 公式)($t=10$ hr)

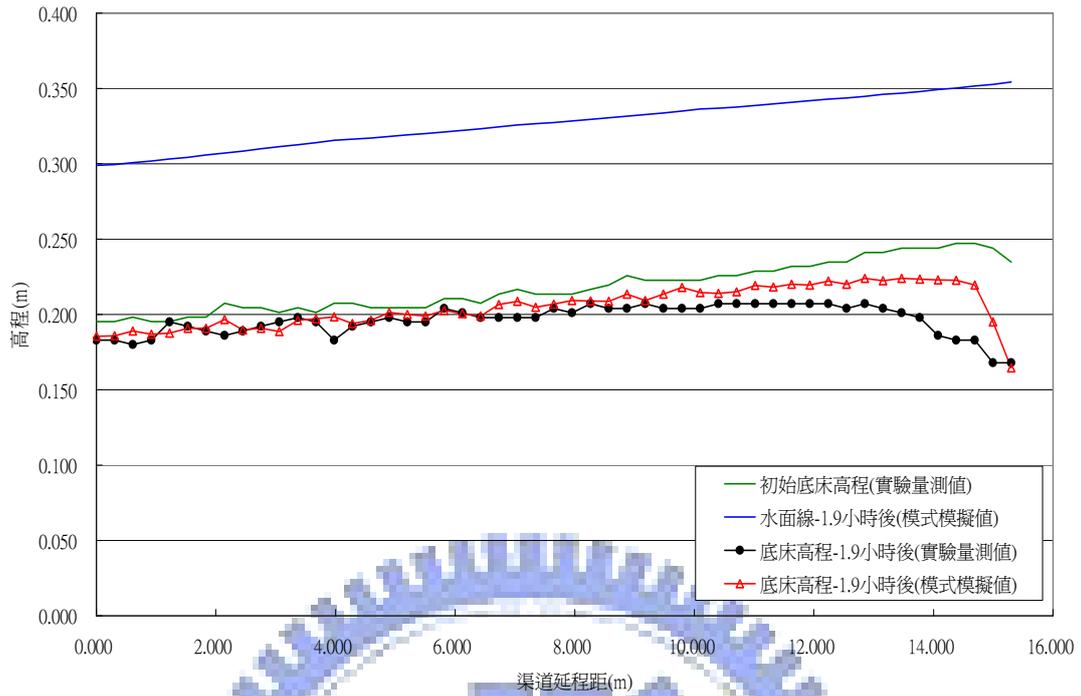


圖 4-9 Run14 沖刷案例(Wu 公式)($t=1.9$ hr)

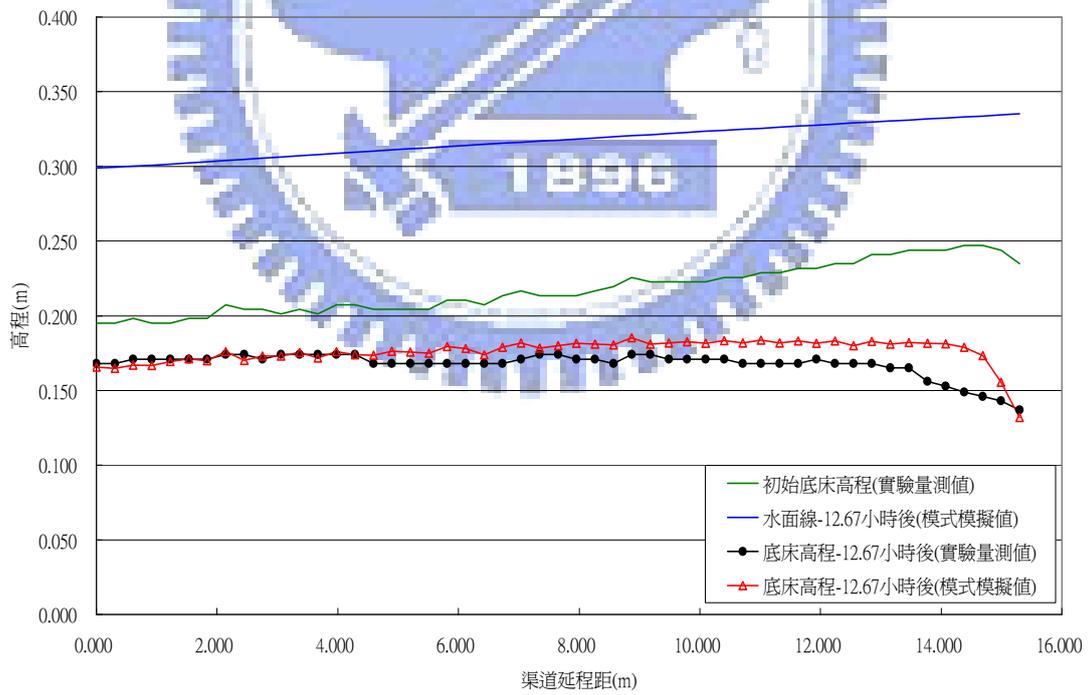


圖 4-10 Run14 沖刷案例(Wu 公式)($t=12.67$ hr)

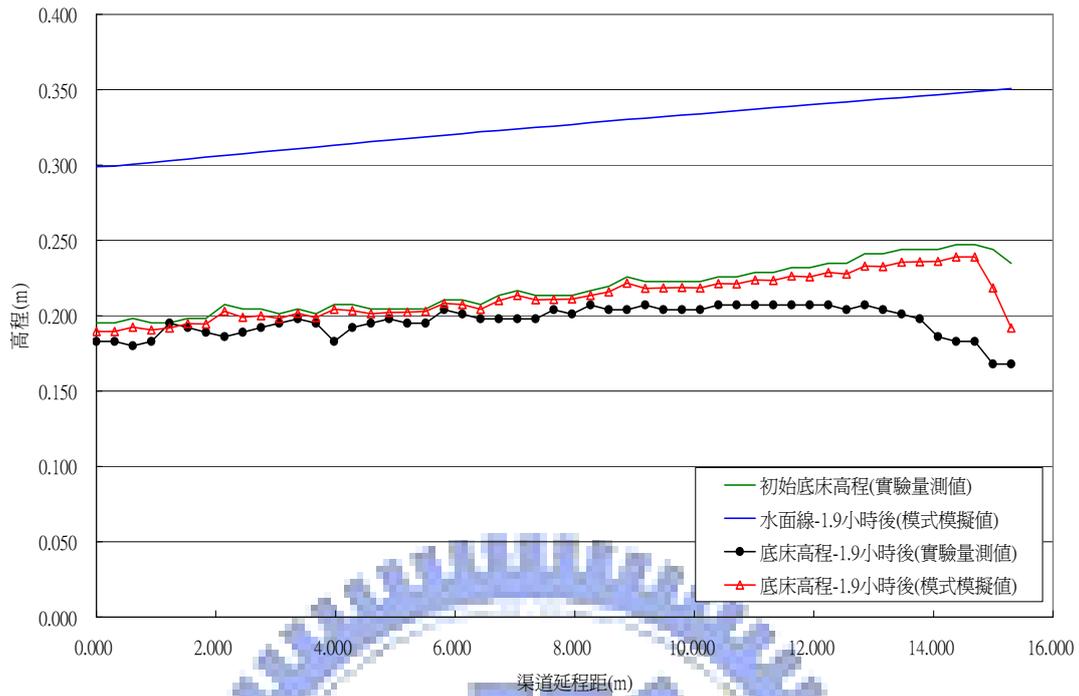


圖 4-11 Run14 沖刷案例(Schoklitsch 公式)($t=1.9$ hr)

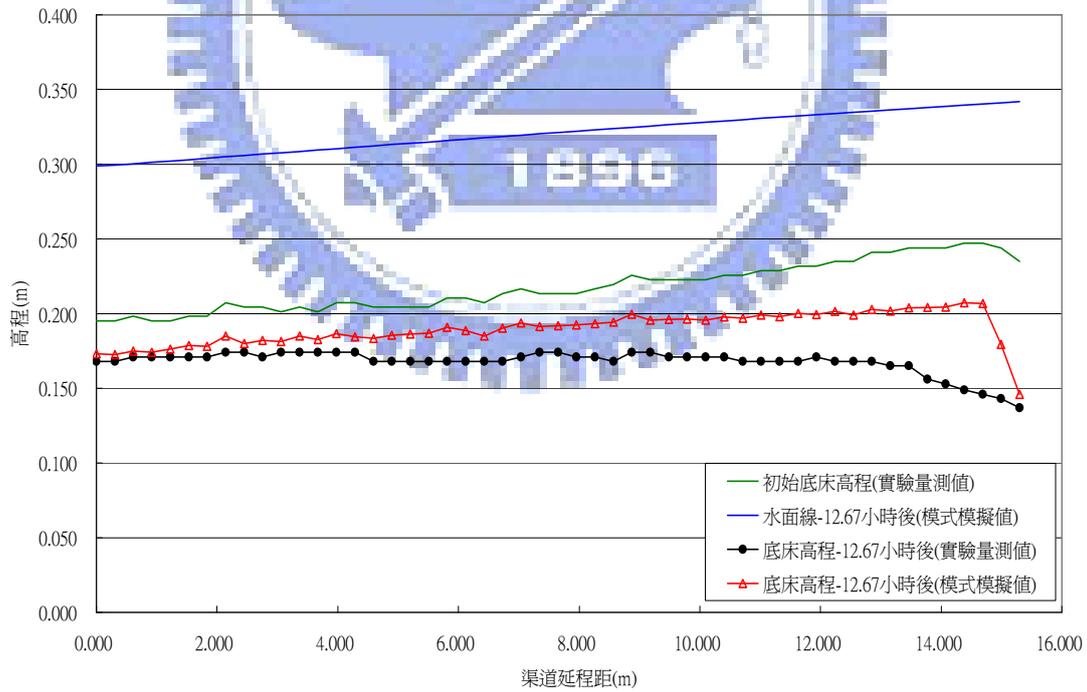


圖 4-12 Run14 沖刷案例(Schoklitsch 公式)($t=12.67$ hr)

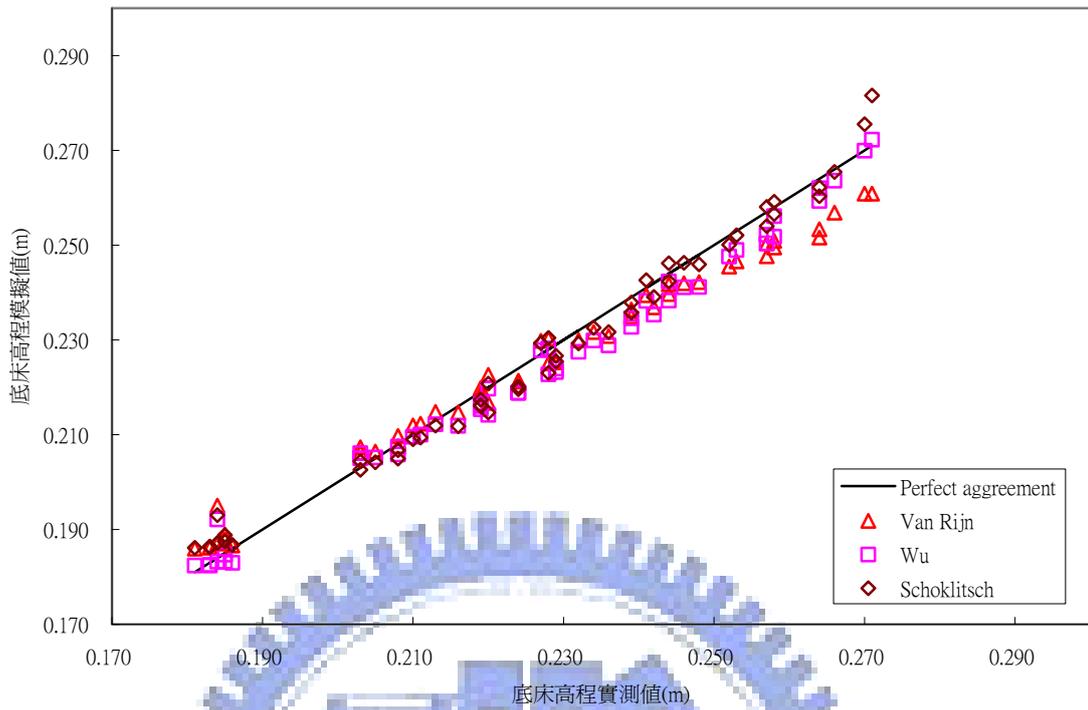


圖 4-13 Run25 案例之準確度比較

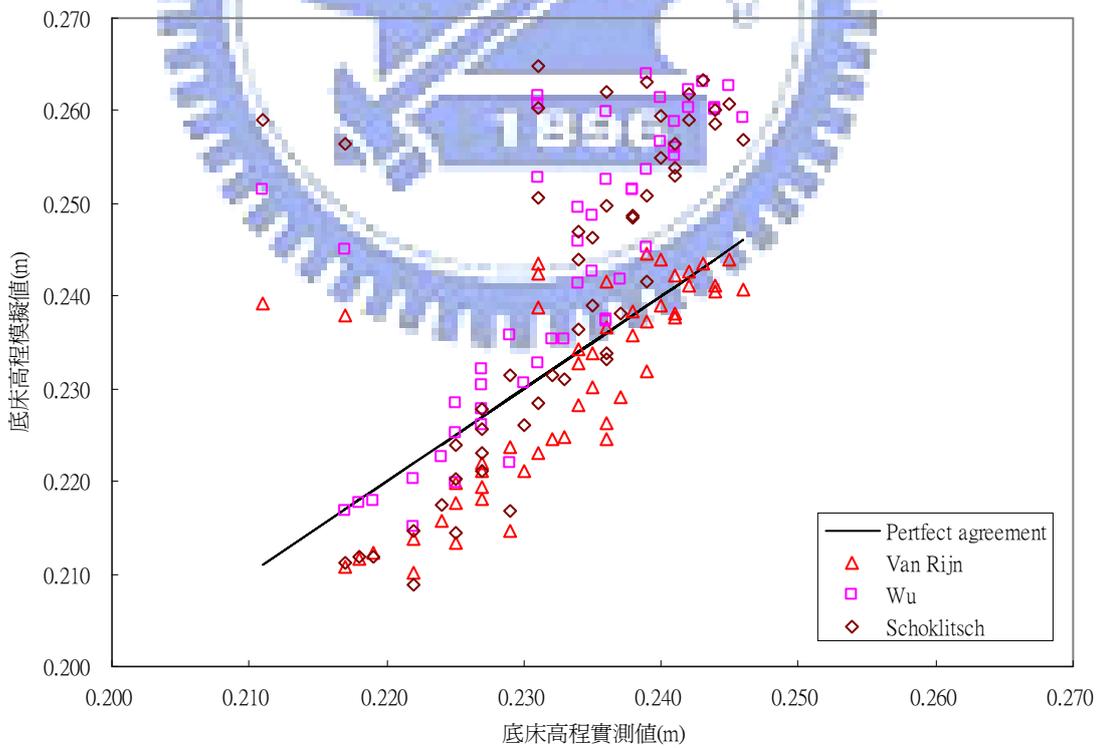


圖 4-14 Run26 案例之準確度比較

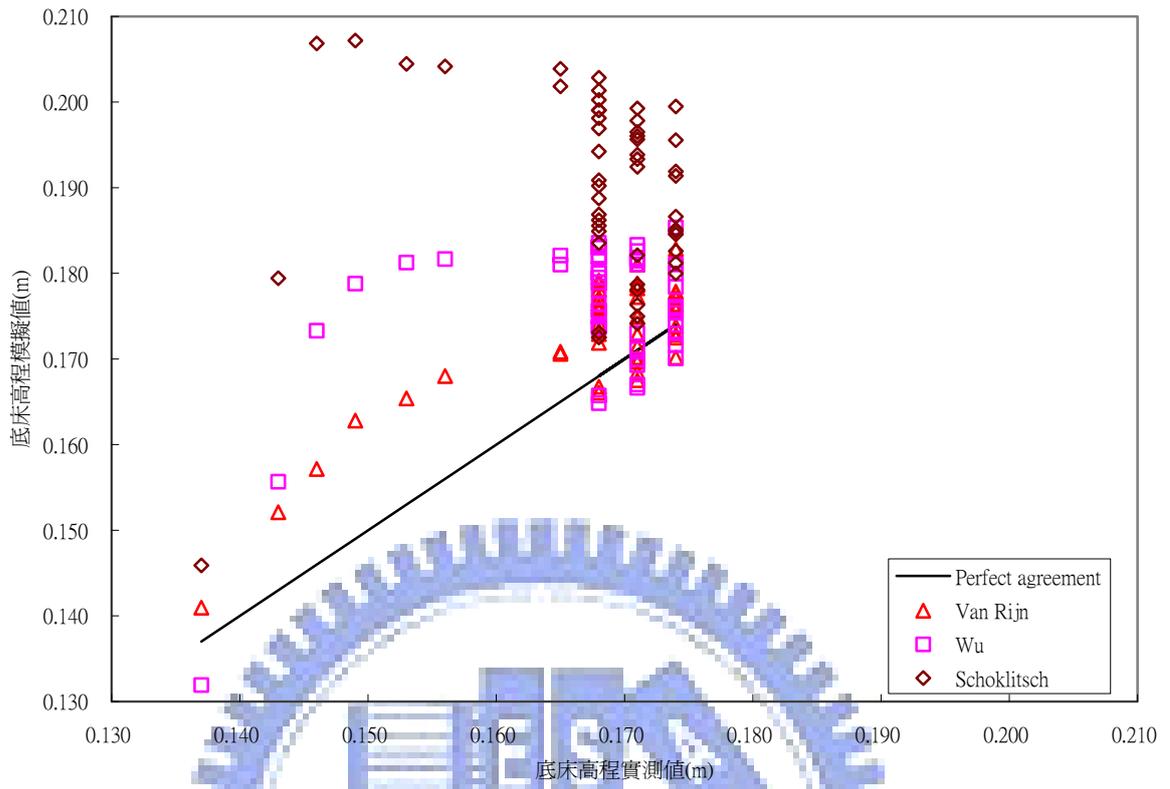


圖 4-15 Run14 案例之準確度比較

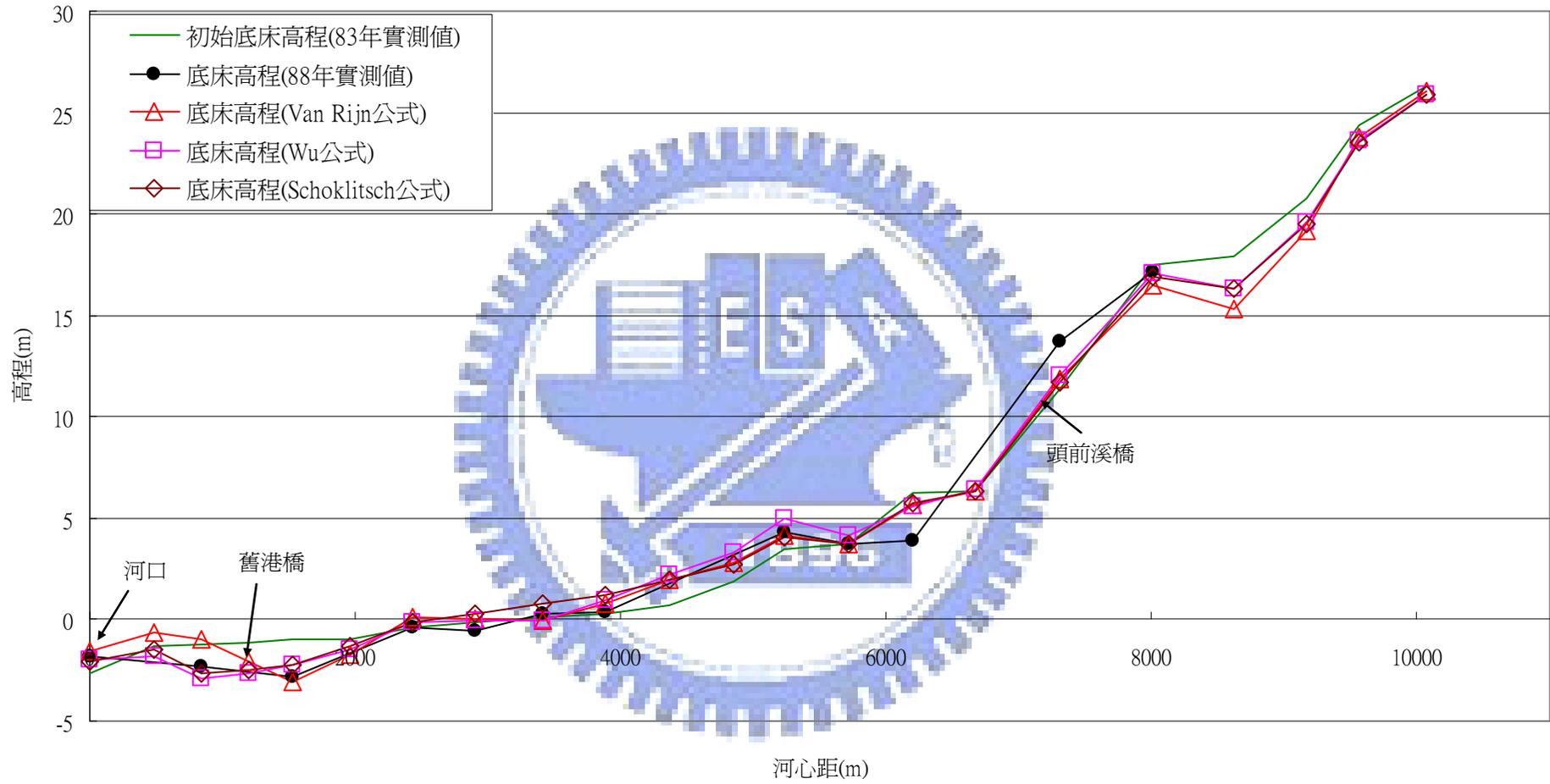


圖 4-16 現場檢定案例底床高程之延程變化(三種公式)

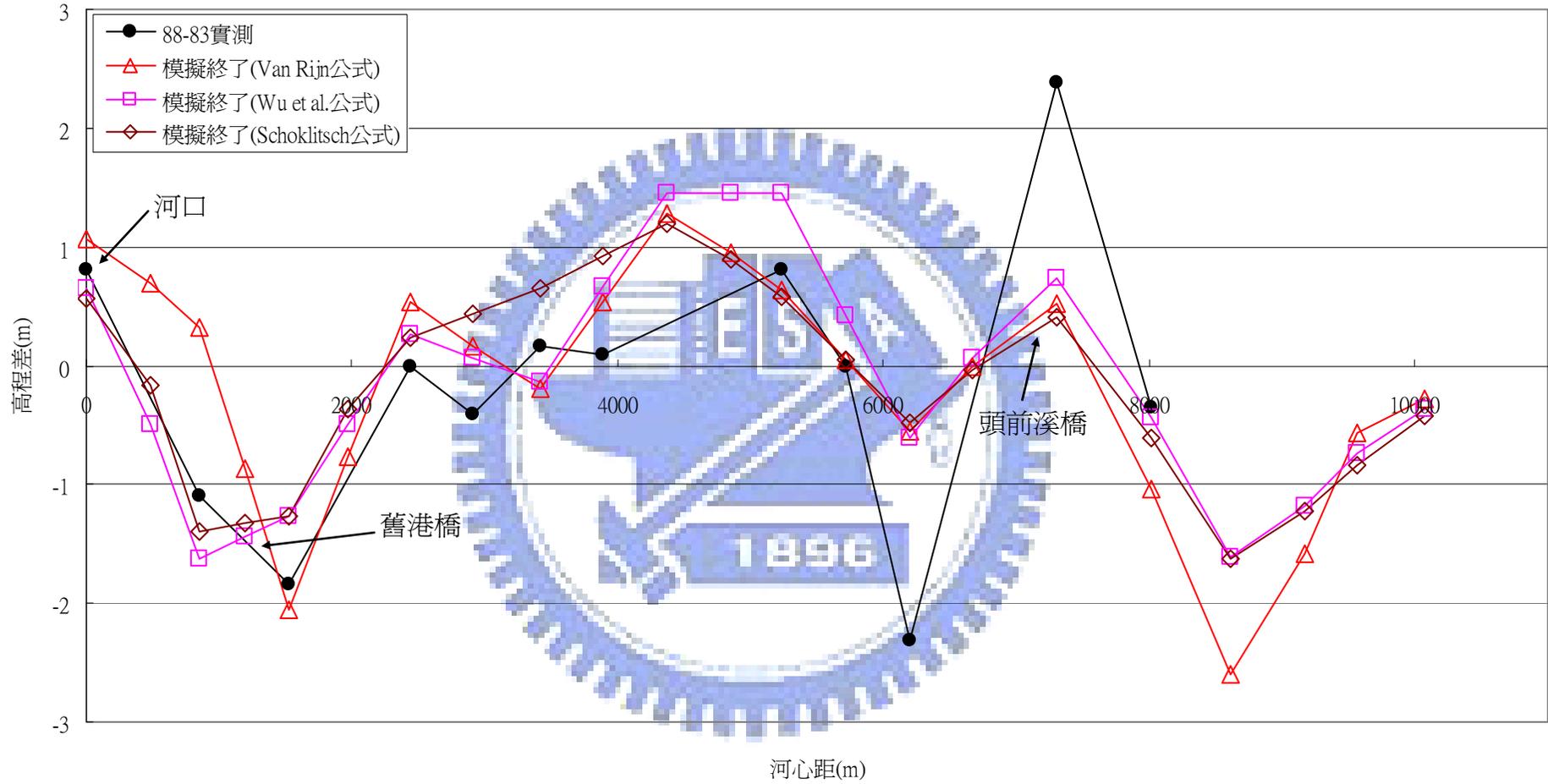


圖 4-17 現場檢定案例實測值與模擬值之底床高程差比較(三種公式)

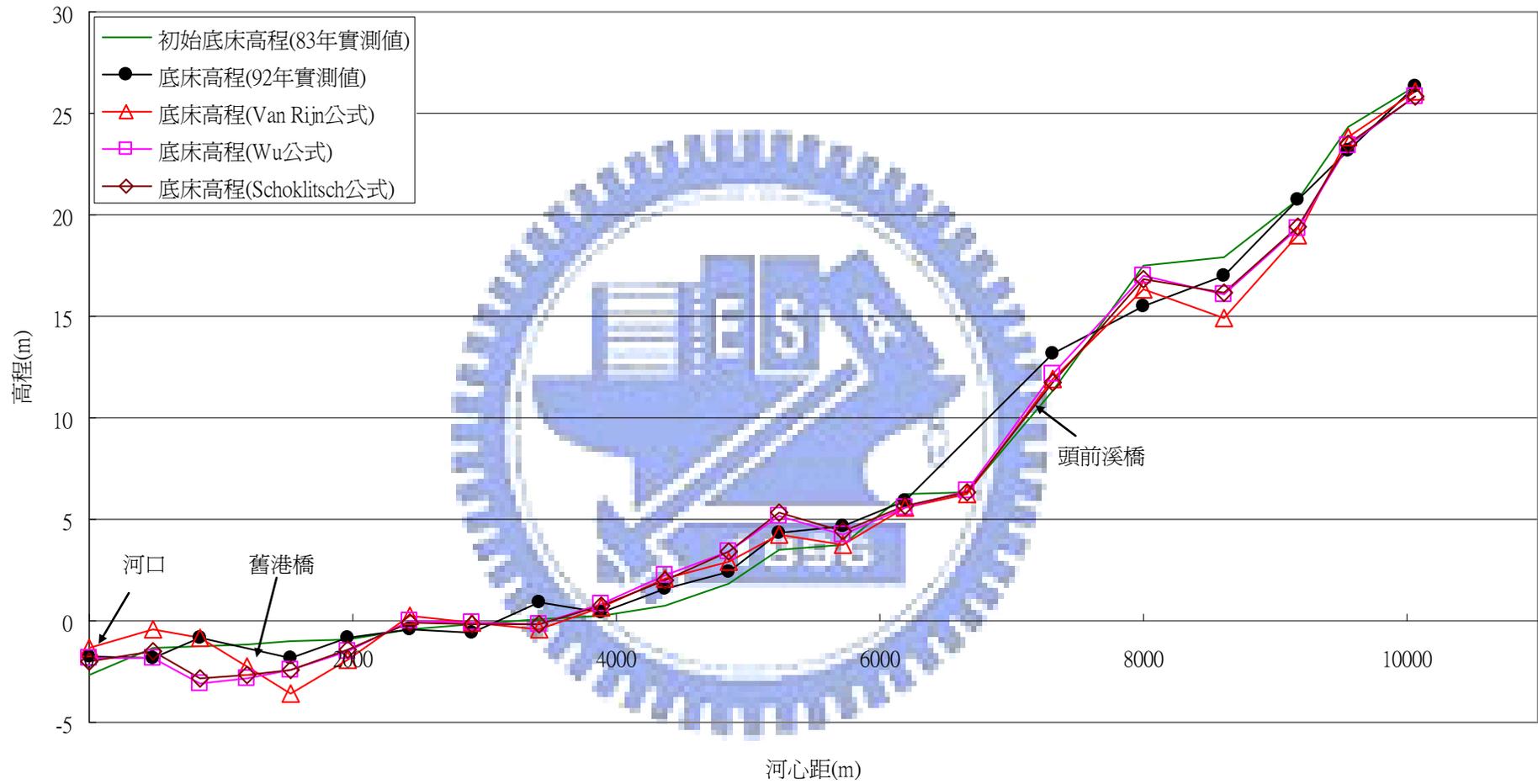


圖 4-18 現場驗證案例底床高程之延程變化(三種公式)

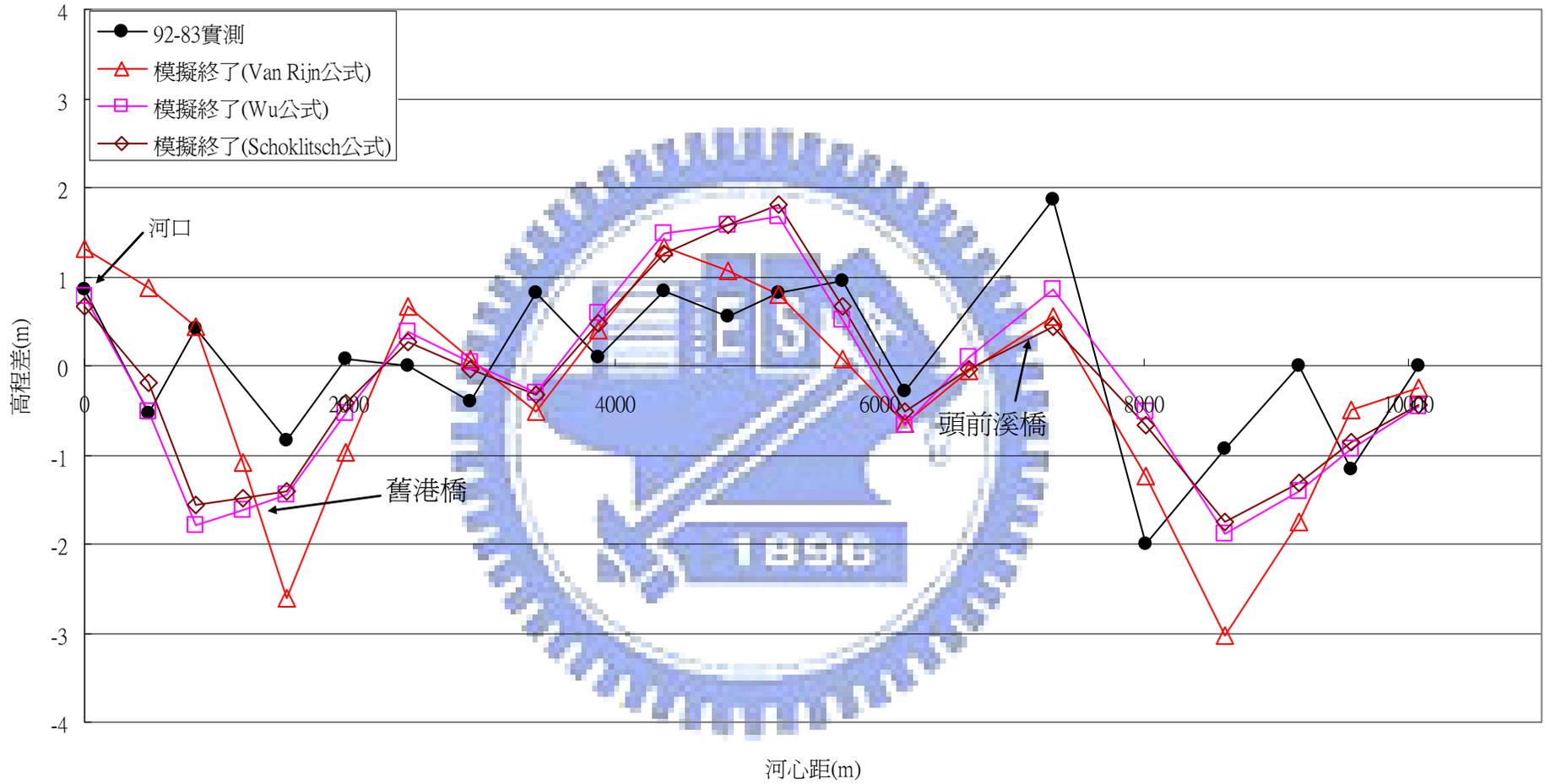


圖 4-19 現場驗證案例實測值與模擬值之底床高程差比較(三種公式)

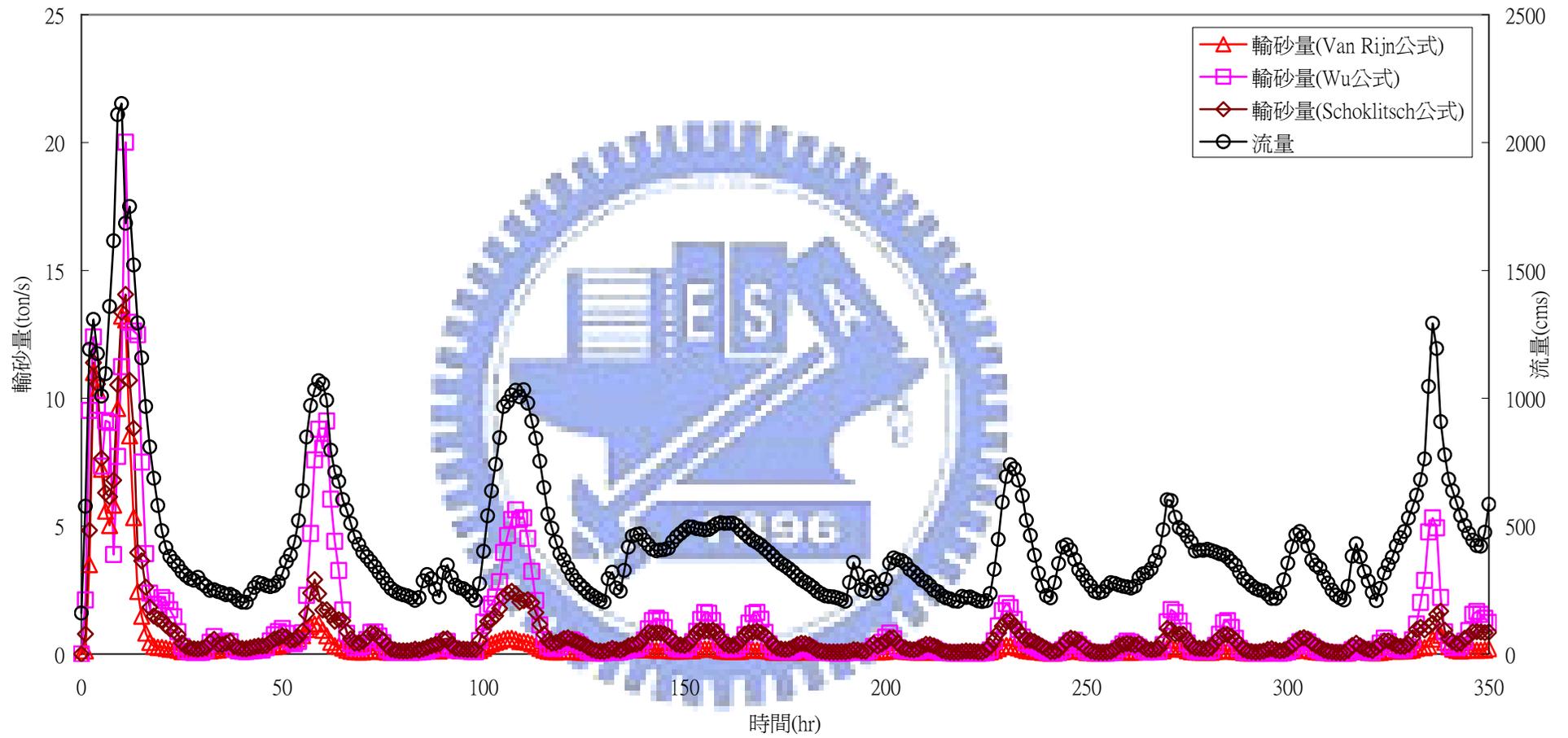


圖 4-20 懸浮載輸砂量與流量歷線(頭前溪 3 號斷面)

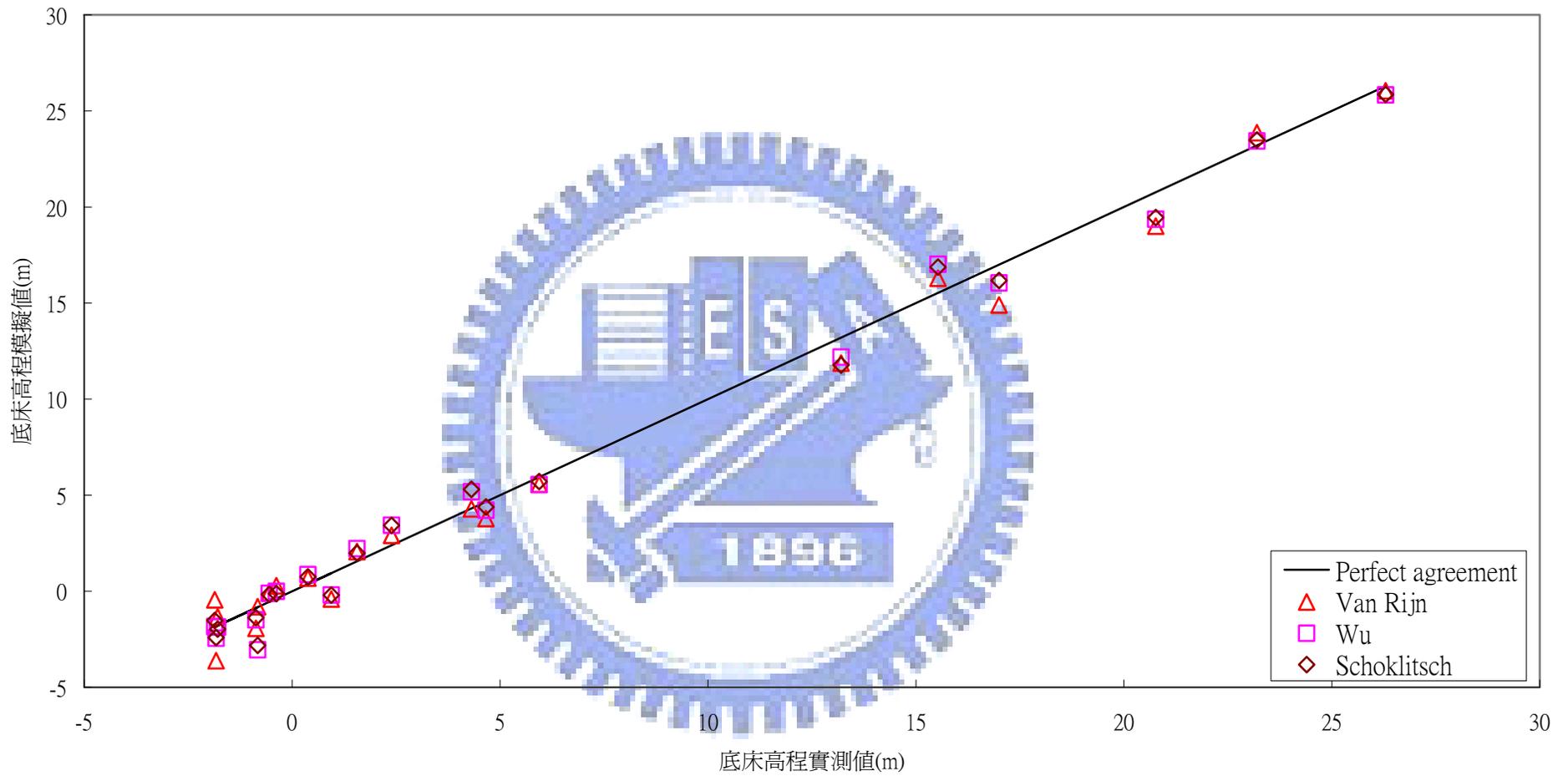


圖 4-21 現場驗證案例模擬值準確度比較

第五章 結論與建議

動床數值模式於應用時，往往需引用不同之輸砂經驗公式來推估輸砂量，但不同經驗式仍各有其適用範圍及優缺點，目前為止仍無法得到一通用公式來應付各種流場條件，因此本研究延續陳氏(2002)之成果，擴充兩條輸砂經驗式，可讓使用者針對不同模擬流場之特性供選擇，以達到增加模式適用範圍之目的。

本研究主要透過比較 EFA 模式之底床高程模擬值來找出不同輸砂公式對河道沖淤變化之影響，進而討論不同輸砂公式應用時之準確性及差異性。於模擬案例方面，採用 Suryanarayana (1969)實驗室案例之動床實驗渠槽進行沖刷與淤積模擬分析；而天然河川水系之應用方面，以頭前溪為模擬對象，進行洪水事件模擬，評估不同輸砂公式於天然河川之適用性及準確度。茲將所獲得之結論與建議分述如下：

5.1 結論

1. 以 Suryanarayana (1969)之動床實驗渠道案例，檢驗不同輸砂公式模擬之底床高程趨勢與差異，綜合各組比較分析之結果如下：

- (1) Van Rijn 公式在均質粒徑之沖刷與淤積案例中，與實測底床資料比較，模擬結果平均較 Wu et al.公式與 Schoklitsch 公式佳。

(2) 針對非均質沖刷案例，Schoklitsch 公式之模擬結果較 Van Rijn 公式與 Wu et al.公式差，可能之原因在於 Schoklitsch 公式是透過臨界流量來推估底床載，而在本案例之模擬條件下 Schoklitsch 公式有低估之結果，故產生模擬之差距。

2. 以頭前溪案例為模擬對象，銜接民國 83 至 92 年洪水事件進行模擬，檢驗不同公式使用時，對於天然河川不規則斷面與時變流況下之底床高程變化影響，綜合分析結果如下：

(1) 三種公式對於底床高程變化之模擬趨勢差距不大，於實測高程劇烈變化區段之模擬趨勢皆與實測趨勢相同，整體來說僅於模擬範圍下游區段使用不同公式模擬有較大之差異，原因應為不同公式於該區段之水理條件下，推估之輸砂量有較明顯差距所造成。

(2) 以下游頭前溪斷面 3 為例，比較不同公式間輸砂量與模擬底床之差異，可推論採用不同輸砂公式推估輸砂量對河床沖淤變化有頗大之影響。

(3) 就本案例而言，不計模擬趨勢相反之斷面，整體實測底床高程變化量與 Wu et al.公式之模擬底床高程變化量最為相近，差距介於 0.02m 至 1.4m 間，而模擬所採用之代表粒徑及水理

條件皆較符合 Wu et al.公式之建議使用範圍，故可視為當模式使用之模擬條件不在該公式之建議適用範圍時，模擬值就可能會有高估或低估之結果。

5.2 建議

1. 模擬天然河川案例時，許多邊界條件或底床粒徑資料不似實驗室案例完整，以致數值模擬結果之比較不易，故後續應用模式模擬時，應對於天然河川中各基本資料盡量收集完整。
2. 本研究於天然河川案例是以頭前溪案例進行測試，僅能就該特性之河川說明不同公式使用上之差異，但不同天然河川之特性又不盡相同，因此對於不同公式使用上之各項物理參數率定結果亦不同；建議後續可對不同特性河川作模擬結果之比對。

參考文獻

1. Bagnold, R.A. (1973). "The nature of saltation and bed-load transport in water." Proc. Royal Soc., London, England, A332, 473-504.
2. Bell, R.G. and Sutherland, A.J. (1983). "Nonequilibrium bedload transport by steady flows." J. Hydr. Engrg., ASCE, 109(3), 351-367.
3. Bennet, J.P., and Nordin, C.F. (1977). "Simulation of sediment transport and armouring," Hydrological Sciences Bulletin, XX II.
4. 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.
5. Cao, Z. (1997a). "Turbulent bursting-based sediment entrainment function." J. Hydr. Engrg., ASCE, 123(3), 233-236.
6. Cao, Z. (1997b). "Turbulent bursting-based formulation of suspended sediment transport capacity." Environmental and coastal hydraulics: Protecting the aquatic habitat, Proc., 27th IAHR Congr. at San Francisco, Theme B, Vol. 2, S. Y. Wang Sam et al., eds., ASCE Press, New York, 1215-1220.
7. Cao, Z. (1999). "Equilibrium near-bed concentration of suspended sediment." J. Hydraul. Eng., 125(12), 1270-1278.
8. Dai, W. (1994). "Numerical solutions of unsteady Navier-Stokes equations using explicit finite analytic scheme." Ph.D. Thesis, Department of Applied Mathematics, The University of Iowa.
9. Dyer, K.R., and Soulsby, R.L. (1988). "Sand transport on the continental shelf." Ann. Rev. Fluid Mech., 20, 295-324.
10. Einstein, H.A. (1950). "The bed-load function for sediment transport

in open channel flows.” U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin No. 1026.

11. Einstein, H.A., and Chien, N. (1955). “Effects of heavy sediment concentration near the bed on velocity and sediment distribution.” M.R.D. Sediment Series No.8, University of California, Berkeley, California.
12. Garcia, M., and Parker, G. (1991). “Entrainment of bed sediment into suspension.” J. Hydr. Engrg., ASCE, 117(4), 414–435.
13. Greimann, B.P., and Holly, F.M. (2001). “Two-phase flow analysis of concentration profiles.” J. Hydr. Engrg., ASCE, 127(9), 753-762.
14. Holly, F.M. Jr., and Rahuel, J.L. (1990). "New numerical/physical framework for mobile-bed modeling", Part I, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 28, NO.4, 401~416.
15. Holly, F.M. Jr., and Rahuel, J.L. (1990). "New numerical/physical framework for mobile-bed modeling", Part II, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 28, NO.5, 545~546.
16. Hu, C., and Hui, Y. (1996). "Bed-load transport. I: mechanical characteristics." J. Hydr. Engrg., ASCE, 122, (5), 245-254.
17. Karim, M.F., and Kennedy, J.F. (1987). “IALLUVIAL: A computer-based flow and sediment routing model for alluvial stream and its application to the Missouri River.” Report No. 250, Iowa Inst. of Hydr. Res., Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa.
18. Koji, M., Takashi, T., and Masatsugu, O. (2000). “Ocean tide models developed by assimilating TOPEX/POSEIDON altimeter data into hydrodynamical model: a global model and a regional model around Japan” J. Ocean., 56,567-581.

19. Lin, P.N., and Shen, H.W. (1984). "Two-D flow with sediment by characteristics method." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 110(5), 615-625.
20. Lin, E.T., Hsu, C.T., and Yeh, K.C. (2006). "Depth-integrated modeling for aggradating/degrading mobile channels I: model development." *International Journal of Sediment Research*, Vol. 21, No.4., 281-293.
21. Meyer-Peter, E., and Muller, R. (1948). "Formulas for bedload transport." IAHR, 2nd Meeting, Stockholm.
22. 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.
23. Orvies, G.J., and Randle, T.J. (1987). "STARS: Sediment transport and river simulation model." Technical Guideline, Bureau of Reclamation, U.S. Department of Interior.
24. Rijn, L.C., Rossum, H., and Termes, P. (1990). "Field verification of 2-D and 3-D suspended-sediment models." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 116(10), 1270-1288.
25. Shulits, S. (1935). "The Schoklitsch Bed-load Formulas." Engineering, London, England.
26. Simons, D.B., and Senturk, F. (1992). *Sediment Transport Technology: Water and Sediment Dynamics*, Water Resources Publications
27. Smith, J. D., and Mclean, S. R. (1977). "Spatially averaged flow over a wavy surface." *J. Geophys. Res.*, 82(12), 1735–1746.
28. Spasojevic, M., and Holly, F.M. (1990). "2-D bed evolution in natural watercourses – New simulateion approach." *J. Waterway, Port, Coastal*

- and Ocean Engineering, ASCE, 116(4), 425-443.
29. Suryanarayana, B. (1969). "Mechanics of degradation and aggradation in a laboratory flume." Thesis presented to Colorado State University, at Fort Collins, Colorado, USA.
 30. U.S. Army Corps of Engineering, (1993). "HEC-6: Scour and Deposition in rivers and reservoirs use's manual."
 31. Van Rijn, L.C. (1984a). "Sediment transport, Part I: bed load transport." J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 110, No. 10, 1431-1456.
 32. Van Rijn, L.C. (1984b). "Sediment transport, Part II: suspended load transport." J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 110, No. 11, 1613-1641.
 33. Wu, W., Wang, Sam S.Y., and Jia, Y. (2000). "Nonuniform sediment transport in alluvial rivers." J. Hydr. Res., 38(6), 427-434.
 34. Wu, W. and Vieira, D. A. (2002). "One-dimensional channel network model CCHE1D 3.0 – Technical manual," Technical Report No. NCCHE-TR-2002-1, National Center for Computational Hydroscience and Engineering, University of Mississippi, USA.
 35. Wu, W., Wang, Sam S.Y., (2007). "One-Dimensional Modeling of Dam-Break Flow over Movable Beds." J. Hydr. Engrg., ASCE, 133(1), 48-58.
 36. Wu, W. (2007). "Computational River Dynamics", Taylor and Francis Group, Londo, UK.
 37. Yang, C.T. (1996). "Sediment Transport: Theory and Practice", McGraw-Hill Companies, Inc., New York, NY.
 38. Zyserman, J. A., and Fredsoe, J. (1994). "Data analysis of bed concentration of suspended sediment." J. Hydr. Engrg., ASCE, 120(9), 1021–1042.

- 39.李鴻遠、楊錦釗、葉克家、楊志達、謝慧民(1996)「辮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。
- 40.吳建毅(1993)，「耦合輸砂模式之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 41.翁志偉(2002)，「輸砂公式對多方式特性法數值模擬之影響」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 42.許至璵(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。
- 43.陳昇佑(2002)，「沉滓交換機制之模擬與應用」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 44.郭峰志(2006)，「顯式有限解析法模式於動床主流之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 45.葉克家、蔡惠峰、沈澄宇、許至璵，「蜿蜒河道有限解析法動床模式之研發及應用(I)」，行政院國家科學委員會專題研究計劃成果報告(1996)。
- 46.經濟部水利署(1999)，「頭前溪流域整體規劃第一年工作報告」，水利規劃試驗所。
- 47.經濟部水利署(2005)，「頭前溪中正橋跨河及河防構造物對整體河性影響之研究(1/1)」，第二河川局。
- 48.經濟部水利署(2006)，「頭前溪與鳳山溪匯流河口段變遷研究(1/2)」，水利規劃試驗所。
- 49.經濟部水利署(2006)，「頭前溪河川區域勘測報告」，第二河川局。
- 50.經濟部水利署(2007)，「頭前溪與鳳山溪匯流河口段變遷研究(2/2)」，水利規劃試驗所。
- 51.廖仲達(2006)，「水平二維動床模式於複式河槽洪水壅高之研

- 究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
52. 劉國慶(1992)，「非均勻質輸砂結合演算模式之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
53. 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。

