

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

彎道湧波模擬之參數適用性分析

Analysis on Parameter Suitability for Modeling

Surge Propagation in Channel Bend

研究生：陳俊哲

指導教授：楊錦釗 博士

謝德勇 博士

中華民國九十七年七月

彎道湧波模擬之參數適用性分析

Analysis on Parameter Suitability for Modeling
Surge Propagation in Channel Bend

研究生：陳俊哲
指導教授：楊錦釗
謝德勇

Student: Chun-Che Chen
Advisor: Jinn-Chuang Yang
Te-Yung Hsieh



A Thesis Submitted to Civil Engineering
College of Engineering
Nation Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master
in
Civil Engineering
July 2008
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十七年七月

誌 謝

感謝老師楊教授錦釗、學長謝博士德勇於研究所兩年期間之諄諄教誨與耐心的教導，得以使學位順利完成。

感謝實驗室東霖學長、祥禎學長、夢祺學長、胤隆學長、昇學學長、世偉學長、文祿學長、和政學長、曉萍學姊、浩榮學長、建華學長、宗明學長、柏宏學長、仲達學長、昭文學長、力瑋學長、宥達學長、欣瑜學姊、歆婷學姊於學業和日常之指導，亦感謝同學鏡如、仙蕓、冠顯、思廷、佑民、仁凱、誠達相互砥礪，與學弟妹俊宏、全謚、振家、歆淳、冠曄、伯傑、宇翔的共同努力。也感謝防災中心所有人員平日的照顧。

最後謹將本論文獻給支持我的爸爸、媽媽、阿姨、姊姊，與支持我的雙琳與伯父、伯母、弟弟和妍慈，感謝大家一路的支持與奉獻，這是大家的功勞。

彎道湧波模擬之參數適用性分析

學生：陳俊哲

指導教授：楊錦釗
謝德勇

國立交通大學土木工程研究所

摘 要

本研究利用謝(2003)所研發的水深平均二維模式，採用 de Vriend (1977) 的二次流速度剖面求解延散剪應力項，將二次流效應納入模式中加以考量。以 Bell 等(1992)的彎道湧浪實驗為例，對此模式之模擬參數進行合適性分析，並以 Bell 等(1992)的另一組實驗進行較佳參數的驗證，最後再據以討論彎道二次流效應對湧浪傳遞之影響。

關鍵字：參數適用性、彎道、湧浪、二次流、水深平均、二維模式



Analysis on Parameter Suitability for Modeling Surge Propagation in Channel Bend

Student : Chun-Che Chen

Advisors : Jinn-Chuang Yang

Te-Yung Hsieh

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

ABSTRACT

The 2D depth-averaged model proposed by Hsieh (2003) was adopted in the present study. The secondary-current effect was embedded in the dispersion stress terms of the flow momentum equations by adopting the vertical velocity profile proposed by de Vriend (1977). The parameter suitability for the present model have been determined and verified based on the experiment data conducted by Bell et al. (1992). Finally, the secondary-current effect for surge propagation have been analyzed based on the appropriate parameters determined.

Key words: parameter suitability, curve channel, surge, secondary current, depth averaged, 2D flow model

目錄

致謝	I
中文摘要	II
英文摘要	III
目錄	IV
表目錄	VI
圖目錄	VII
符號表	IX
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與方向	1
1.2 文獻回顧	1
1.3 研究目的	2
1.4 章節介紹	2
第二章 理論基礎	4
2.1 控制方程式	4
2.2 輔助關係式	5
2.3 邊界條件	7
第三章 數值架構	10
3.1 雙階分割操作趨近法	10



3.2 數值差分式	11
第四章 模擬參數適用性分析	15
4.1 合適模擬參數分析	15
4.1.1 側壁邊界條件	16
4.1.2 計算時距	19
4.1.3 格網參數	19
4.1.4 二次流參數	22
4.1.5 合適模擬參數匯整說明	22
4.2 合適模擬參數之驗證分析	23
4.2.1 模擬驗證展示	23
4.2.2 側壁邊界條件驗證分析	23
4.2.3 二次流參數之驗證分析	25
4.3 二次流效應分析	25
第五章 結論與建議	56
5.1 結論	56
5.2 建議	57
參考文獻	58

表目錄

表 4.1 289 組設計案例一覽表	28
表 4.2 不同時距設計案例影響均方根差與相關係數一覽表	28
表 4.3 η 方向網格設計案例一覽表	29
表 4.4 (a) η 方網格設計影響均方根差一覽表	29
表 4.4 (b) η 方向網格設計影響相關係數一覽表	30
表 4.5 ξ 方向網格設計案例一覽表	30
表 4.6 不連續面誤差時間範圍內模擬值與實驗值之均方根差表	31
表 4.7 不連續面誤差時間範圍內模擬值與實驗值之相關係數表	32
表 4.8 模擬值與實驗值之湧波到達時間差表	33
表 4.9 二次流效應下湧波到達時間差	34
表 4.10 二次流效應下均方根差	34
表 4.11 二次流效應下相關係數	34
表 4.12 滑移與非滑移邊界模擬結果與實驗值相關係數比較表	34
表 4.13 滑移與非滑移邊界模擬結果與實驗值均方根差比較表	34
表 4.14 驗證組-二次流效應下湧波到達時間差	35
表 4.15 驗證組-二次流效應下均方根差	35
表 4.16 驗證組-二次流效應下相關係數	35
表 4.17 小 SI 值二次流效應影響下之最高水深差	35
表 4.18 大 SI 值二次流效應影響下之最高水深差	35
表 4.19 大小 SI 值二次流效應影響下之水深差	35
表 4.20 (a)小 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差	36
表 4.20 (b)大 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差	36
表 4.21 大小 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差	36

表 4.22 大小 SI 值水深超高比36



圖目錄

圖 2.1 彎道二次流示意圖	9
圖 3.1 控制體積法示意圖 (a)實際區域；(b)計算區域.....	14
圖 4.1 Bell 等(1992)實驗水槽示意圖.....	37
圖 4.2 測站 1 水深量測值	37
圖 4.3 289 組設計案例渠道示意圖	38
圖 4.4 無因次參數與震盪係數 $MAX U^*$ 關係圖.....	39
圖 4.5 震盪係數 $MAX U^*$ 重要性分類圖.....	40
圖 4.6 不同時距對模擬水深之比較圖	40
圖 4.7 不同最大可蘭數模擬結果對實驗值之均方根差之影響圖	41
圖 4.8 不同最大可蘭數模擬結果對實驗值之相關係數之影響圖	41
圖 4.9 η 方向設計案例各測站水深比較圖	42
圖 4.10 ξ 方向設計案例各測站水深比較圖	43
圖 4.11 不連續面誤差時間範圍取法示意圖	44
圖 4.12 $L/\Delta\xi$ 對均方根差影響圖	44
圖 4.13 $L/\Delta\xi$ 對相關係數影響圖	45
圖 4.14 湧波到達時間差取法示意圖	45
圖 4.15 $L/\Delta\xi$ 對湧波到達時間差影響圖	46
圖 4.16 二次流效應設計案例各測站水深比較圖.....	47
圖 4.17 驗證案例各測站水深比較圖	48
圖 4.18 滑移邊界與非滑移邊界設定各測站水深比較圖.....	49
圖 4.19 驗證案例二次流效應設計案例各測站水深比較圖.....	50
圖 4.20 小 SI 值二次流效應影響下之最高水深差比較圖	51
圖 4.21 大 SI 值二次流效應影響下之最高水深差比較圖	51

圖 4.22 二次流效應影響下之水深差取法示意圖.....	53
圖 4.23 大小二次流強度因子二次流效應影響下之水深差.....	53
圖 4.24 大小二次流強度因子二次流效應影響下湧波到達之時間差.....	53
圖 4.25 大小二次流強度因子二次流效應影響下湧波到達時間差.....	54
圖 4.26 湧波流經彎道之外岸水深超高比擷取時間示意圖.....	54
圖 4.27 大小二次流強度因子外岸超高程度比.....	55



符號表

a = 波速；

B = 渠道寬度；

Cr = Courant number；

C_f = 摩擦係數；

C_0 = 常數；

c = Chezy 係數；

d = 水深；

d_0 = 平均水深；

g = 重力加速度；

H = 平均水深；

h_1 、 h_2 = ξ 、 η 方向轉換係數；

k = von Karman's 係數；

L = 渠道長度；

N = 模擬案例總計算格點數目；

n = 曼寧糙度係數；

R = 水力半徑；

R_c = 渠道中心線平均曲率半徑；

r = 曲率半徑；

r_c = 渠道中心線曲率半徑；

SI = 二次流強度因子；

S_0 = 渠道坡度；

T_{11} 、 T_{12} 、 T_{22} = 有效剪應力項；

t = 時間；



$U = \xi$ 方向平均速度；

$u = \xi$ 方向速度；

$u_w =$ 近固體邊界的水深平均速度；

$u_* =$ 剪力速度；

$V = \eta$ 方向平均速度；

$v = \eta$ 方向速度；

$X_i =$ 某一時刻實驗值；

$X =$ 實驗值之平均值；

$Y_i = X_i$ 相對應之模擬結果；

$Y =$ 模擬結果之平均值；

$y_w =$ 固體邊界與鄰近固體邊界格點的距離；

$z_s =$ 水面高程；

$z_{sm} =$ 平均水面高程；

$\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \xi, \eta$ 方向之亂流傳輸係數；

$\mu =$ 流體動力黏滯係數；

$\nu_l =$ 層流黏滯係數；

$\nu_t =$ 亂流黏滯係數；

$\rho =$ 流體密度；

$\rho_c =$ 相關係數；

$\tau_{b_1}, \tau_{b_2} =$ 底床剪應力在 ξ 與 η 方向之分量；

$\xi, \eta =$ 平面上兩正交曲線座標方向；

$\zeta =$ 距離底床之高度與水深之比值；

$\Delta t =$ 時間間距；

$\Delta\xi, \Delta\eta = \xi, \eta$ 方向之格網間距。



上標

b = BF 模式之模擬結果；

m = 疊代次數；

n = $n\Delta t$ 時刻之已知變數；

$n+1$ = $(n+1)\Delta t$ 時刻之未知變數；

$n+1/2$ = $(n+1)\Delta t$ 與 $n\Delta t$ 間之未知變數；

$(\bar{\quad})$ = 時間平均；

$(\bar{\quad})$ = 水深平均；

(\prime) = 時間平均瞬時擾動量。

下標

c = 模擬值；

M = A 、 D 之中點值；

m = 實驗值；

s = 變數在水面的值；

b = 變數在底床的值。



第一章 緒論

1.1 研究動機與方向

過去在模擬湧浪流經彎道時，預測湧波到達的時間及水位變化是重要的課題之一。前人研究顯示模擬參數設定相當困難，但目前並無相關文獻說明如何選定合適之模擬參數，因此研究如何選定合適的模擬參數是彎道湧波模擬重要的研究議題。本研究將針對模擬參數進行合適性分析，再選用較佳模擬參數進行模擬驗證，最後擇用較適當之參數對二次流效應加以探討，期望相關研究成果可做為後者模擬湧波流經彎道時之參考。

1.2 文獻回顧

實驗方面，Bell 等(1992)、Miller(1988)以及 Miller and Chaudhry(1989)利用矩形斷面 180 度彎道進行潰壩湧浪實驗，並且記載了各測點水位變化之歷程、湧浪在彎道內外側的高度以及波前到達的時間，此數據對後人模擬彎道湧浪是很重要的依據。

數值方面，早期 Stokers(1957)以解析解來分析一維潰壩，而二階精度的 MacCormack 方法從 Garcia and Chaudhry (1986)開始廣為使用。Soulis(1992)使用 MacCormack 方法應用在水平二維非正交曲線座標系統，對 Bellos 等(1991)收縮-擴張水槽潰壩實驗做出分析，但沒有對湧波流經彎道加以模擬。Molls and Chaudhry(1995)在不考慮二次流效應下發展水深平均二維模式，並以 Bell 等(1992)所作之彎道潰壩實驗做驗證。

近期謝(2004)模式考慮二次流效應，採用 de Vriend (1977)二次流速度剖面演算彎道等案例。鍾(2006)沿用謝(2004)之模式，移流項數

值方法改採用 MacCormack 法來模擬湧波流經彎道之歷程，在過程中發現模擬參數並不好設定，不同參數設定影響模擬結果明顯，且湧浪進入彎道後邊界處流速震盪的問題，易造成模擬結果之不準確。因此在探討二次流效應對彎道模擬之影響之前，實有必要選定較佳之模擬參數。

1.3 研究目的

本研究之研究重點旨在延續謝(2003)所發展之水深平均二維模式，利用此模式在彎道水理模擬功能的完備性，模擬湧浪在彎道的運移歷程，並對可能影響模擬結果之模擬參數進行合適性分析，藉此了解各項影響因子在湧浪現象中的影響程度。

最後本研究在較佳數值參數設定下，針對大小二次流(SI)對於彎道湧浪傳遞之影響加以分析，並探討其對模擬結果之影響程度。

1.4 章節介紹

前三節已闡述本研究之動機和方向、文獻回顧、研究目的，以下簡要敘述本論文各章節之內容。

第一章為緒論，針對本研究之緣起和方向作說明後，回顧相關研究文獻後，再提出本研究之目的，並於章末作本論文架構說明。

第二章為理論基礎，分別闡述本研究之二維正交曲線座標系統水理控制方程式、輔助方程式及相關之邊界條件。

第三章為數值架構，說明水理控制方程式採用之數值方法和差分式。

第四章為模擬參數適用性分析，針對各模擬參數進行分析，並採

用較佳的模擬參數加以驗證。最後針對不同大小二次流強度因子予以討論。

第五章為結論與建議，除了針對本研究成果作綜合性說明外，並針對內容不完善之處提出建議。



第二章 理論基礎

透過座標系統轉換將控制方程式轉換為正交曲線座標系統方程式，再將此控制方程式作時間平均及水深平均後，即可推得水深平均二維正交曲線座標模式所需之控制方程式。茲將水理之理論基礎敘述如下：

2.1 控制方程式

為適度簡化複雜的控制方程式，需對數學模式作若干假設，分別為(1)不可壓縮牛頓流體(incompressible Newtonian fluid)；(2)靜水壓分布；(3)忽略風剪力；(4)忽略科氏力。則水深平均二維正交曲線座標水理控制方程式可表示為

(1) 水流連續方程式

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 \bar{u} d) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 \bar{v} d) = 0 \quad (2.1)$$

(2) 水流動量方程式

ξ 方向：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2 \\ &= -\frac{g}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{11}) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{12}) \\ &+ \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} - \frac{\tau_{b1}}{\rho d} \\ &+ \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \end{aligned} \quad (2.2)$$

η 方向：

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u}^2 \\
&= -\frac{g}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{12}) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{22}) \\
&\quad - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} - \frac{\tau_{b2}}{\rho d} \\
&\quad + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{22})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{22})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (2.3)
\end{aligned}$$

式中，

$$T_{11} = \int_{z_b}^{z_s} [\tau_{11} - \rho \overline{u'^2} - \rho (\bar{u} - \bar{u})^2] dz \quad (2.4)$$

$$T_{22} = \int_{z_b}^{z_s} [\tau_{22} - \rho \overline{v'^2} - \rho (\bar{v} - \bar{v})^2] dz \quad (2.5)$$

$$T_{12} = T_{21} = \int_{z_b}^{z_s} [\tau_{12} - \rho \overline{u'v'} - \rho (\bar{u} - \bar{u})(\bar{v} - \bar{v})] dz \quad (2.6)$$

以上諸式中， ξ 、 η = 平面上兩正交曲線座標方向； h_1 = ξ 方向轉換係數； h_2 = η 方向轉換係數； u = ξ 方向速度； v = η 方向速度； ρ = 流體密度； d = 水深； g = 重力加速度； t = 時間； z_b = 底床高程； z_s = 水面高程； τ_{b_i} = 底床剪應力在 ξ 與 η 方向之分量； $(\bar{\quad})$ = 時間平均； $(\overline{\quad})$ = 水深平均； (\prime) = 時間平均瞬時擾動量；下標 s 、 b 分別代表變數在水面與底床的值； T_{11} 、 T_{12} 、 T_{22} = 有效剪應力項 (effective stress term)，包含層流剪應力、亂流剪應力與延散剪應力 (dispersion stresses)。

2.2 輔助關係式

(1) 底床剪應力

底床剪應力採用 Rastogi and Rodi (1978) 之經驗式

$$\tau_{b1} = C_f \rho \bar{u} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \quad (2.7)$$

$$\tau_{b2} = C_f \rho \bar{v} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \quad (2.8)$$

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

(2) 層流與亂流剪應力

採用 Boussinesq 之渦流黏性理論，層流與亂流剪應力可合併表示為

$$\frac{\tau_{11} - \bar{u}'^2}{\rho} = 2\nu \left[\frac{1}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \right] \quad (2.9)$$

$$\frac{\tau_{22} - \bar{v}'^2}{\rho} = 2\nu \left[\frac{1}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{\bar{u}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \right] \quad (2.10)$$

$$\frac{\tau_{12} - \bar{u}'\bar{v}'}{\rho} = 2\nu \left[\frac{h_2}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\bar{v}}{h_2} \right) + \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\bar{u}}{h_1} \right) \right] \quad (2.11)$$

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

(3) 延散剪應力

由於水流在進入彎道後，流場隨水流而彎曲，致使流線因彎曲而產生徑向慣性力，水面因而形成超高以產生徑向靜水壓差，得以與徑向慣性力取得平衡。在這兩種力之作用下，水流除了以縱向方向流動外，在徑向尚產生兩層水流，上層水流之外岸慣性力大於靜水壓差，下層水流則反之，因此造成上層水流流動方向為朝外岸，下層水流則為朝內岸流動，稱之二次流，如圖2.1所示。

為積分水深平均所產生之延散剪應力項，須對流速剖面作一適當假設。本模式在延散剪應力的處理方面，則是僅考量二次流的影響，並採用 de Vriend (1977)對二次流速度剖面之假設：

$$\bar{u} = \bar{u} \left[1 + \frac{\sqrt{g}}{kc} + \frac{\sqrt{g}}{kc} \ln \zeta \right] = \bar{u} f_m(\zeta) \quad (2.12)$$

$$\bar{v} = \bar{v} f_m(\zeta) + \frac{\bar{u}d}{k^2 r} \left[2F_1(\zeta) + \frac{\sqrt{g}}{kc} F_2(\zeta) - 2\left(1 - \frac{\sqrt{g}}{kc}\right) f_m(\zeta) \right] \quad (2.13)$$

式中， $F_1(\zeta) = \int_0^1 \frac{\ln \zeta}{\zeta - 1} d\zeta$ ； $F_2(\zeta) = \int_0^1 \frac{\ln^2 \zeta}{\zeta - 1} d\zeta$ ； $\zeta = (z - z_b)/d =$ 距離底床之高度與水深之比值； $r =$ 曲率半徑。

de Vriend (1977)二次流速度剖面之適用範圍為(1)水深遠小於渠道寬度；(2)渠道寬度遠小於渠道之曲率半徑；(3)單一二次流(single secondary eddy only)；(4)完全發展流況(developed flow)。

2.3 邊界條件

本模式目前考量三種邊界條件設定，分別為渠道入流、渠道出流與固體邊界。一般而言，亞臨界流渠道入流邊界條件設定為單位寬度入流量，渠道出流邊界條件則採用水位高程設定。本研究為亞臨界流，因此給定上游入流量與下游水位高程。

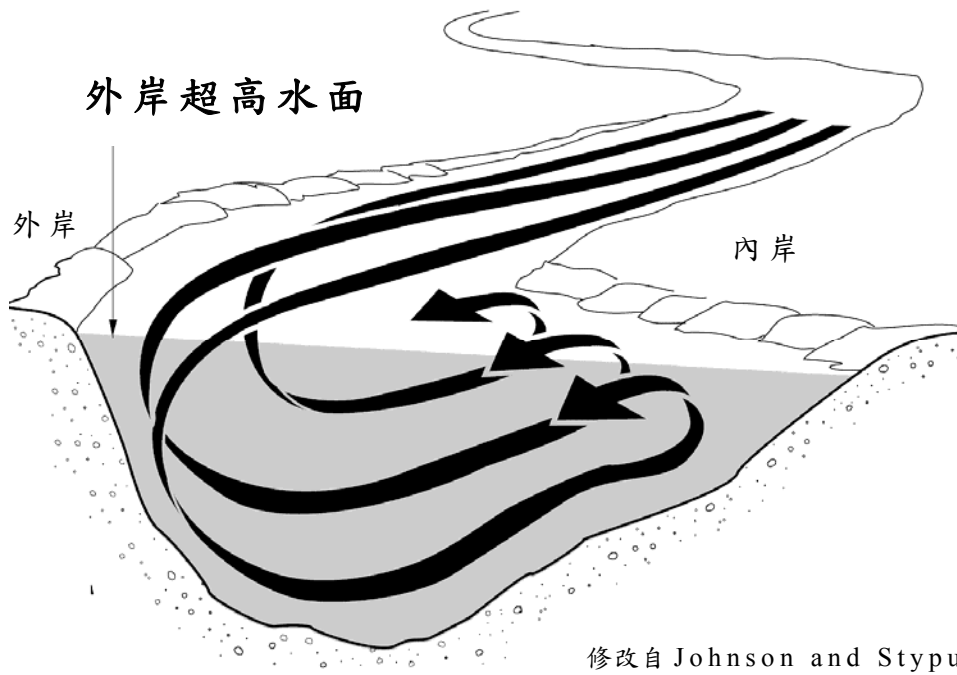
在固體邊界處，沿法線方向(η 方向)為非貫穿條件，所以該處的流速為零($\bar{v}_w = 0$)；沿著固體邊界切線方向(ξ 方向)而言，可分為滑移條件與非滑移條件，處理方式如下：

- (1) 固體邊界為非滑移條件時，則固體邊界處 ξ 方向流速為零 ($\bar{u}_w = 0$)。

(2) 固體邊界為滑移條件時，則固體邊界處 ξ 方向流速等於相鄰格網點的流速 ($u_w = u_{w-1}$)。

其中 v_w 為固體邊界處 η 方向水深平均流速， $\overline{u_w}$ 為固體邊界處 ξ 方向水深平均流速， $\overline{u_{w-1}}$ 為相鄰固體邊界格點 ξ 方向水深平均流速。





修改自 Johnson and Stypula (1993)

圖 2.1 彎道二次流示意圖



第三章 數值架構

3.1 雙階分割操作趨近法

本研究基於分割操作之觀念，將動量方程式分割成二個步驟(延散步驟及傳播步驟)，延散步驟使用顯示法，傳播步驟利用隱式數值方法求解。延散步驟求解移流項和擴散項，傳播步驟求解壓力項、底床剪應力項和連續方程式。據此，水理控制方程可改寫成：

延散步驟

$$\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)^{n+\frac{1}{2}} = -(V^n \cdot \nabla)V^n + \frac{1}{\rho} \nabla \cdot T^n \quad (3.1)$$

傳播步驟

$$\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)^{n+1} - \left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)^{n+\frac{1}{2}} = -g \nabla (z_b + d)^{n+1} - \frac{\tau_b}{\rho d} \quad (3.2)$$

$$\nabla \cdot V^{n+1} = 0 \quad (3.3)$$

式中， V 表示速度向量； T 表示擴散及延散項； $n+1$ 表示 $(n+1)\Delta t$ 時刻之未知變數； $\Delta t = t^{n+1} - t^n$ ； n 表示 $n\Delta t$ 時刻之已知變數； $n + \frac{1}{2}$ 表示在 $(n+1)\Delta t$ 與 $n\Delta t$ 間之未知變數。

(3.1)~(3.3)的一般式可表示成：

延散步驟

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = & -\frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} - \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} - \frac{1}{h_1 h_2} \left[\frac{\partial h_1}{\partial \eta} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} - \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} \right] \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_2 T_{11})}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_1 T_{12})}{\partial \eta} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \end{aligned} \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = -\frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi} - \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} - \frac{1}{h_1 h_2} \left[\frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{u} \bar{v} + \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u}^2 \right] \\
& + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_2 T_{12})}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_1 T_{22})}{\partial \eta} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} \\
& + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{22})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{22})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (3.5)
\end{aligned}$$

傳播步驟

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = -\frac{g}{h_1} \left(\frac{\partial (z_b + d)}{\partial \xi} \right) - \frac{C_f \bar{u} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = -\frac{g}{h_2} \left(\frac{\partial (z_b + d)}{\partial \eta} \right) - \frac{C_f \bar{v} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \quad (3.7)$$

和

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial (h_2 \bar{u} d)}{\partial \xi} + \frac{\partial (h_1 \bar{v} d)}{\partial \eta} = 0 \quad (3.8)$$

針對 $n+1$ 時刻的水深值 (d^{n+1}) 做線性化處理，且僅保留一階項，(3.8) 式可改寫成

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\alpha_1 \frac{\partial (\Delta d)}{\partial \xi} + \beta_1 \Delta d + \gamma_1 \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\alpha_2 \frac{\partial (\Delta d)}{\partial \eta} + \beta_2 \Delta d + \gamma_2 \right) = 0 \quad (3.9)$$

式中

$$\alpha_1 = -\frac{h_2 g \Delta t}{C_\tau h_1} d^n ; \quad \beta_1 = \frac{h_2}{C_\tau} \bar{u}^{n+\frac{1}{2}} - \frac{h_2 g \Delta t}{C_\tau h_1} \left[\frac{\partial z_b^{n+1}}{\partial \xi} + \frac{\partial d^n}{\partial \xi} \right]; \quad \gamma_1 = \beta_1 d^n ;$$

$$\alpha_2 = -\frac{h_1 g \Delta t}{C_\tau h_2} d^n ; \quad \beta_2 = \frac{h_1}{C_\tau} \bar{v}^{n+\frac{1}{2}} - \frac{h_1 g \Delta t}{C_\tau h_2} \left[\frac{\partial z_b^{n+1}}{\partial \eta} + \frac{\partial d^n}{\partial \eta} \right]; \quad \gamma_2 = \beta_2 d^n ;$$

$$C_\tau = 1 + \Delta t \frac{C_f \sqrt{(\bar{u}^{n+\frac{1}{2}})^2 + (\bar{v}^{n+\frac{1}{2}})^2}}{d^n} ; \quad \Delta d = d^{n+1} - d^n \circ$$

3.2 數值差分式

本模式採用控制體積(control volume)法的觀念來離散控制方程式，控制體積法的基本概念如圖3.1所示，其中(a)圖為實際區域，(b)圖為計算區域，E、W、N、S 表相鄰格點，e、w、n、s 表控制面。在水理控制方程式中，移流項採用一階精度混合型上風法(hybrid scheme)(Spalding 1972)差分，所有空間差分均採用二階精度的中央差分法。另外，時間項則採用簡單的前向差分方法。

中央差分法可表示成

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial \xi}\right)_p^{n+1} = \frac{\Psi_e^{n+1} - \Psi_w^{n+1}}{\Delta \xi} \quad (3.10)$$

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial \eta}\right)_p^{n+1} = \frac{\Psi_n^{n+1} - \Psi_s^{n+1}}{\Delta \eta} \quad (3.11)$$

式中，

$$\Psi_e^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_E^{n+1} + \Psi_P^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i+1,j}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) \quad ;$$

$$\Psi_w^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_P^{n+1} + \Psi_W^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i-1,j}^{n+1}) \quad ;$$

$$\Psi_n^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_N^{n+1} + \Psi_P^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j+1}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) \quad ;$$

$$\Psi_s^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_P^{n+1} + \Psi_S^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i,j-1}^{n+1}) \quad ;$$

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

混合型上風法為上風法(upwind scheme)與中央差分法組合而成，當移流效應重要時，採用上風法；移流效應不重要時，則採用中央差分法。至於移流效應重要性的判斷，則採用格網雷諾數(mesh Reynolds number) R_x 、 R_y 作為判斷的因子，當 $|R_x|$ 或 $|R_y|$ 大於2時，代表移流效應重

要，差分方法採用能反映方向性的上風法； $|R_x|$ 或 $|R_y|$ 小於等於2時，移流效應可視為不重要，差分方法採用中央差分法。

混合型上風法應用於本研究移流項的處理可表成

$$\frac{\bar{u}^n}{h_1} \left(\frac{\partial \Phi^{n+1}}{\partial \xi} \right) = 0.5 \frac{\bar{u}_{i,j}^n}{h_{1i,j}} \left[(1-\alpha_x) \left(\frac{\Phi_{i+1,j}^n - \Phi_{i,j}^n}{\Delta \xi} \right) + (1+\alpha_x) \left(\frac{\Phi_{i,j}^n - \Phi_{i-1,j}^n}{\Delta \xi} \right) \right] \quad (3.12)$$

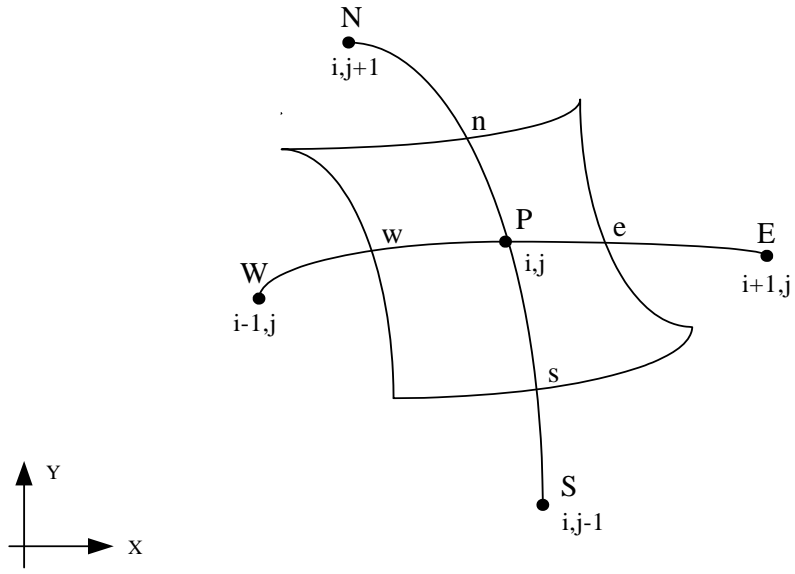
$$\frac{\bar{v}^n}{h_2} \left(\frac{\partial \Phi^{n+1}}{\partial \eta} \right) = 0.5 \frac{\bar{v}_{i,j}^n}{h_{2i,j}} \left[(1-\alpha_y) \left(\frac{\Phi_{i,j+1}^n - \Phi_{i,j}^n}{\Delta \eta} \right) + (1+\alpha_y) \left(\frac{\Phi_{i,j}^n - \Phi_{i,j-1}^n}{\Delta \eta} \right) \right] \quad (3.13)$$

其中

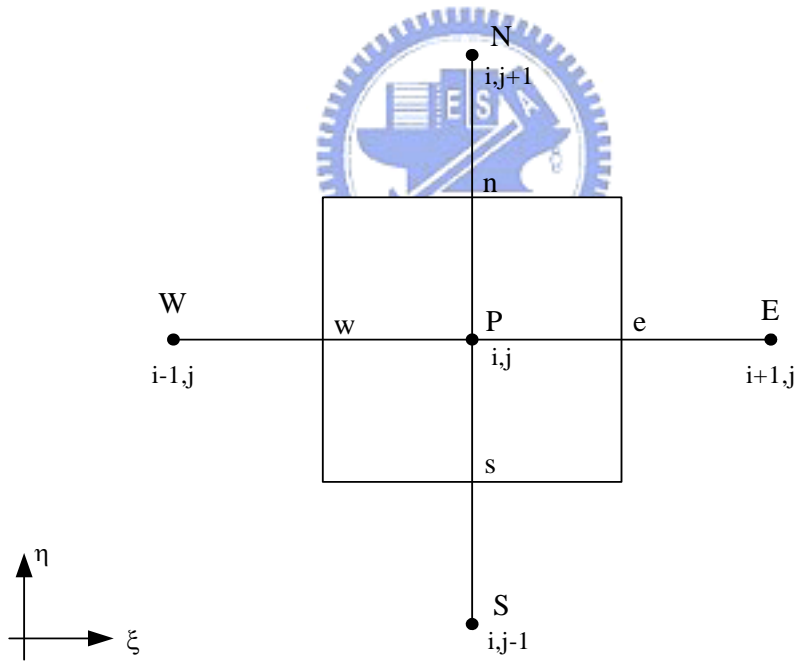
$$\alpha_x = \begin{cases} 0 & |R_x| \leq 2 \\ 1 & R_x > 2 \\ -1 & R_x < -2 \end{cases} ; \alpha_y = \begin{cases} 0 & |R_y| \leq 2 \\ 1 & R_y > 2 \\ -1 & R_y < -2 \end{cases} \quad (3.14)$$

上列諸式中， $R_x = \frac{\bar{u}_{i,j}^n h_{1i,j} \Delta \xi}{\mu / \rho}$ ； $R_y = \frac{\bar{v}_{i,j}^n h_{2i,j} \Delta \eta}{\mu / \rho}$ ； μ = 流體動力黏滯係數

(dynamic viscosity)； Φ 可表成 \bar{u} 或 \bar{v} 。



(a)



(b)

圖 3.1 控制體積法示意圖 (a)實際區域；(b)計算區域

第四章 模擬參數適用性分析

4.1 合適模擬參數分析

本章節利用謝(2003)所研發的水深平均二維模式，針對湧浪流經彎道所形成的現象進行模擬。由於不同模式各有其不同之參數特性，很難找到通用的規則，因此在此只針對此水深平均二維模式可能影響模擬結果之模擬參數進行適用性分析，並在較佳模擬參數設定下，討論不同大小二次流強度因子對模擬湧波流經彎道之影響。

本研究除了側壁邊界條件分析是採用自行設計之渠道外，其餘分析皆採用 Bell 等(1992)彎道湧浪實驗來測試各模擬參數在湧浪現象中的影響程度。Bell 等(1992)水平矩形實驗水槽如圖 4.1 所示，渠道寬 0.305m，總長共 12.26m，測站 1(station 1)到測站 2 之間是直線段，長 4.323m，測站 2 到測站 6 為 180 度的彎道，其內徑為 0.914m，外徑為 1.219m，測站 4 位於彎道中央 90 度之處，測站 6 之後到渠槽末端為直線道，長 3.738m，測站 8 位於距離渠槽末端 1.448m 處。

造成湧波的潰壩裝置位於測站 1，其原理為一個可以瞬間拉起的鐵板將蓄水槽內的水瞬間放下，而造成向下游的一個正湧波；而模擬邊界條件之設定如下：上游流量邊界條件以測站 1 之水深(圖 4.2)作為率定標準，渠道初始水深為 0.0762m，模擬過程中下游直線道多延伸了 4m，使模擬時間內下游邊界不會影響到計算結果，因此可設定下游水深邊界為 0.0762m，而曼寧 n 實驗給定為 0.04，二次流強度因子 $SI = \frac{H}{r_c \sqrt{C_f}} = 0.89$ ，其中摩擦因子

$C_f = \frac{g}{c^2}$ ， c 為 Chezy 糙度係數。

為展示各影響因子的敏感度，在此採用均方根差(root mean square error) E_{rms} 與相關係數(Correlation) ρ_c 來表示對整體模擬結果的誤差。

其中：

$$\rho_c = \frac{\sum (x_i - X)(y_i - Y)}{\sqrt{\sum (x_i - X)^2 \sum (y_i - Y)^2}} \quad (4.1)$$

$$E_{rms} = \sqrt{\left[\frac{\sum (x_i - y_i)^2}{N} \right]} \quad (4.2)$$

式中 x_i 為某一時刻的實驗值， y_i 為同一時刻的模擬值， X 、 Y 表示平均數， N 表示比較點的數量， ρ_c 越趨近 1、 E_{rms} 越趨近 0 分別表示模擬結果越接近實驗值與誤差越小。

4.1.1 側壁邊界條件

前人研究結果發現隨著彎道效應的增加，模擬數值也越趨於不穩定，而 Molls and Chaudhry(1995)認為曲率半徑(r)對渠寬(B)比小於 3($r/B < 3$)的彎道屬於急彎，Lien 等(1999)建議以滑移邊界作為急彎案例的模擬條件，結果會比非滑移邊界較符合實驗數據。以 Molls and Chaudhry(1995)定義而言，Bell 等(1992)彎道湧浪實驗並不屬於急彎的範疇，但 Molls and Chaudhry(1992)仍建議應以滑移邊界設定側邊界條件；而鍾(2006)在模擬該案例的過程中發現邊界設定為非滑移邊界時邊界流速震盪明顯，因而造成模擬數值的不準確。

由此可知，Molls and Chaudhry 定義 $r/B < 3$ 為急彎對於側壁邊界設定而言較屬於定性的定義，對於實用上實有必要討論定量的標準。本節為了解邊界流速震盪的現象，接下來設計 289 組渠道案例測試，在非滑移邊界設定的情況下，針對流速震盪條件進行分析探討。

一、重要影響因子之決定分析

影響彎道水理的因子可分為三大類，分別為流體性質、水力特性與幾

何型態。流體性質包括流體密度 ρ 、黏滯係數 μ 等；水力特性包括平均速度 U 及 V 、平均水深 H 、渠道寬度 B 、渠道長度 L 、渠道中心線曲率半徑 r_c 、渠道坡度 S_0 、重力加速度 g 等；幾何型態包含底床型態之糙度係數 c 。本研究中，探討分析之案例設定為矩形渠道斷面之單一彎道案例，因此 $MAX U^*$ 相關因子可整理為

$$MAXU^*=f(\rho,\mu,g,L,U,V,B,H,S_0,c,r_c) \quad (4.3)$$

其中

$$MAXU^* = \frac{|\overline{\Delta u}|}{\overline{u}} \quad (4.4)$$

式中 $\overline{\Delta u}$ = 每一個橫斷面(η 方向)兩相鄰隔點流速最大相對差異，而兩相鄰 $\overline{\Delta u}$ 必須為一正一負，並取絕對值大者當這兩數之 $|\overline{\Delta u}|$ ； $c = \frac{R^6}{n}$ = Chezy 糙度係數； n =曼寧糙度係數； R =水力半徑。

由於本研究採用正交曲線座標的情況下，較注重水流方向之流速， V 之效應可忽略不計。因此(4.3)式剩下 10 個獨立變數的情況下，利用柏金漢 (Vaschy-Buckingham)理論得到 7 個無因次參數，可表示為

$$\begin{aligned} Re &= \frac{\rho U H}{\mu}, \quad Fr = \frac{U}{\sqrt{gH}}, \quad \theta_b = \frac{L}{2\pi r_c} \\ SI &= \frac{UH}{u_* r_c} = \frac{H}{r_c \sqrt{C_f}}, \quad S_0, \quad \frac{H}{B}, \quad C_f = \frac{g}{c^2} \end{aligned} \quad (4.5)$$

式中， Re =雷諾數(Reynolds number)； Fr =福祿數(Froude number)； θ_b =彎道長度因子(relative length of channel bend)； SI =二次流強度因子(relative strength of secondary current)； $\frac{H}{B}$ =寬深比(depth-width ratio)；摩擦因子= C_f (friction factor)； $u_* = \sqrt{C_f} U$ =剪力速度(shear velocity)。

因此，無因次分析可表示為

$$MAXU^* = f_2 \left(Re, Fr, \theta_b, SI, \frac{H}{B}, S_0, C_f \right)$$

(4.6)

二、模擬案例設計

為了探討式(4.6)中各無因次參數對 $MAX U^*$ 之影響程度，本研究採用 Hsieh and Yang (2003) 設計之 289 個案例進行測試，如表 4.1 所示；其中各案例之設定，僅變動單一參數而固定其餘參數。案例中，渠道幾何型態均為矩形斷面之單一彎道案例，且此單一彎道前後各連接長 10m 與 20m 之直線渠道，如圖 4.3 所示。

在符合 de Vriend (1977) 二次流流速剖面的假設下，測試案例涵蓋的水理條件範圍為：Re 範圍為 $2.74 \times 10^3 \sim 5.27 \times 10^5$ 、Fr 範圍為 0.088~0.942、 θ_b 範圍為 0~0.25、SI 範圍為 0.004~0.409、 $\frac{H}{B}$ 範圍為 $4.5 \times 10^{-3} \sim 9.41 \times 10^{-2}$ 、 $\frac{H}{r_c}$ 範圍為 $4.5 \times 10^{-4} \sim 4.5 \times 10^{-2}$ 、 C_f 範圍為 $2 \times 10^{-3} \sim 9.81 \times 10^{-2}$ 。由設定範圍，可知本研究所使用之水理條件範圍相當廣，可概括性的描述各種水理發生情形，以貼近真實河川狀態。

三、無因次參數重要性分析

根據 4.1.2 節之案例設計，並經由水理模式計算後，得到各案例下之流速、流量與水深等資料，即可算出無因次流速震盪係數 $MAX U^*$ ，並可繪製震盪係數 $MAX U^*$ 與以上 7 個無因次參數之關係圖，如圖 4.4(a)~(f) 所示。

由圖中可發現除了 $\frac{H}{B}$ 比較有趨勢外，其它因子對震盪係數 $MAX U^*$ 關係並不

明顯。圖 4.4(e) 為 $\frac{H}{B}$ 與 $MAX U^*$ 關係圖，由圖可看出 $\frac{H}{B}$ 小於 0.01 時， $MAX U^*$

皆小於 0.01，震盪效應對模擬影響很小可忽略不計，即是邊界設定為無滑

移的情況下不影響模擬的結果。因此我們可以將 $\frac{H}{B}$ 與 $MAX U^*$ 關係劃分為兩個區域，如圖 4.5。區域 I 表示震盪係數 $MAX U^*$ 很小可忽略不計，即是可以不考慮滑移邊界設定來模擬之範圍；區域 II 表示 $MAX U^*$ 很大，不可忽略其影響，建議以滑移邊界來模擬。而本案例 $\frac{H}{B}$ 為 0.49 大於 0.01 屬於第 II 區，滑移邊界的與否對模擬結果影響甚大，因此接下來的模擬皆以滑移邊界來處理。

4.1.2 計算時距

在模擬 Bell(1992)實驗渠道案例時，在此固定網格數 $\eta \times \xi$ 為 52×324 ， $\Delta \eta$ 與 $\Delta \xi$ 分別為 0.00598m 與 0.05146m，僅改變不同之時間間距 Δt 。發現時間間距的不同對實驗模擬影響甚大，如圖 4.6 所示。因此在此設計 20 組不同時距進行測試，如表 4.2 所示，利用可蘭數 Cr 、均方根差與相關係數加以分析



其中：

$$Cr = u \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (4.7)$$

式中 Cr =可蘭數(Courant number)； Δt =計算時距； Δx =網格間距

圖 4.7 為不同最大可蘭數模擬結果對實驗值之均方根差之影響圖，由圖可知當最大可蘭數在 0.171~0.457 時均方根差為最小之範圍，而圖 4.8 為不同最大可蘭數模擬結果對實驗值之相關係數之影響圖，由圖可知在最大可蘭數在 0.171~0.457 範圍內時相關係數近似維持定值且為最高值，綜合以上結果，當最大可蘭數 Cr 範圍在 0.171~0.457 為較佳。

4.1.3 網格參數

為了瞭解格網細長比是否對模擬結果產生影響，在此針對 η 方向與 ξ 方向網格兩部份來討論；其中 η 方向設計 15 組案例， ξ 方向網格設計 12 組案例，分別比較 η 、 ξ 方向網格長度變化對於模擬結果的影響。

(一) η 方向網格長度變化

在此設計分為三組不同 ξ 方向網格疏密程度，其中每組分別改變五個 η 方向網格疏密程度，詳細如表 4.3 所示。

圖 4.9(a)~(f)分別為 η 方向設計案例測站 2 到測站 8 內外岸數值模擬結果和實驗數據的比較圖。由圖可看出當 ξ 方向格網數固定僅改變 η 方向格網數時其模擬結果相同，因此圖形依 ξ 之組數分為三條線，在任何一個測站皆是如此。表 4.4(a)與 4.4(b)分別為 η 方向設計案例模擬結果與實驗值比較之均方根差與相關係數表，由表中可看出固定 ξ 方向網格數只改變 η 方向網格數時，其相關係數與均方根差幾乎不變，而反倒是 ξ 方向網格改變時對模擬結果影響較為明顯。

(二) ξ 方向網格長度變化

為了了解 $\Delta\xi$ 對模擬結果產生影響大小，在此固定 η 方向網格長度，並設計 12 組不同 $\Delta\xi$ 案例($\Delta\xi$ 介於 0.00418~0.18013)，如表 4.5。在此定義一「 $L/\Delta\xi$ 」無因次參數，其中 L 為彎道中心線長。圖 4.10(a)~(f) 分別為 ξ 方向網格長度設計之案例測站 2 到測站 8 的數值模擬結果和實驗數據的比較圖，由圖可看出在 ξ 方向格網長度大小對模擬結果影響甚大。

在此定義一「不連續面誤差時間範圍」，如圖 4.11 所示，以有實驗值開始為起始時間，當不同設計案例模擬值經過一段時間後，所有的值會平衡趨於一個相同的數，此為結束時間，而在起始時間與結束時間之間的即是「不連續面誤差時間範圍」。

表 4.6 為模擬值與實驗值在「不連續面誤差時間範圍」內之均方根差表，圖 4.12 為 $L/\Delta\xi$ 對均方根差之影響圖。由圖中可得知均方根差隨著 $L/\Delta\xi$ 變大而減少，在 87.58 時到達最低點，而接下來均方根差隨著 $L/\Delta\xi$ 變大而增大。表 4.7 為模擬值與實驗值在「不連續面誤差時間範圍」內之相關係數表，圖 4.13 為 $L/\Delta\xi$ 對相關係數之影響圖。由圖中可得知相關係數隨著 $L/\Delta\xi$ 變大而增大，在 130.21 時到達最高點，而接下來相關係數隨著 $L/\Delta\xi$ 變大而減少。

對於潰壩議題最在乎的不外乎湧波到達的時間與水深之預測，因此本研究除了對水深模擬之準確性來探討外，亦討論湧波到達測站的時間。在此定義一「湧波到達時間差」，如圖 4.14，當模擬數值斜率(水深/時間)大於 0.025 時定義為湧波到達的時間，而與實驗部份湧波到達的時間之差值取決對值即是「湧波到達時間差」，在此對「湧波到達時間差」取絕對值，使時間之誤差恆為正。

表 4.8 為模擬值與實驗值之湧波到達時間差表，圖 4.15 為 $L/\Delta\xi$ 對湧波到達時間之影響圖。由圖中可得知時間誤差隨著 $L/\Delta\xi$ 變大而急速下降，在 260.41 時到達最低點，而接下來時間誤差隨著 $L/\Delta\xi$ 緩慢增加，但已到了一最低點的平衡狀態。

綜合以上均方根差、相關係數及湧波到達時間差之模擬結果，可以發現以湧波到達時間差來看， $L/\Delta\xi$ 為 260.41 實為最準確。而以均方根差與相關係數來看，最準確的 $L/\Delta\xi$ 分別為 130.21 與 130.21，但均方根差在 $L/\Delta\xi$ 為 130.21 與在 $L/\Delta\xi$ 為 260.41 時相差到小數點後三位，相差不大；而相關係數在 $L/\Delta\xi$ 為 130.21 與在 $L/\Delta\xi$ 為 260.41 時雖然差到小數第二位，但亦在整個準確的範圍內。因此在此決定 $L/\Delta\xi$ 為 260.41 為最模擬彎道湧波的行為最佳之值。

4.1.4 二次流參數

由過去的文獻中(Hsieh and Yang, 2003)得知，二次流效應在彎道中是相當重要的因子，因此在此討論考慮與不考慮二次流效應對於模擬結果的影響。

圖 4.16(a) ~ (f)分別為考慮二次流與不考慮二次流測站 2 到測站 8 的內外岸水深模擬結果和實驗數據的比較圖。表 4.9 為考慮二次流與不考慮二次流效應對於湧波到達之時間差，模擬結果可看出在彎道入口(測站 2)，此時二次流效應因為剛進彎道的關係效應還沒能呈現出來，考慮二次流與不考慮二次流在湧波到達時間上是相近的，只有在到達之後的水深有些許的不同。在湧波進入彎道中心(測站 4)時，此時二次流效應影響漸漸浮現，以湧波到達時間來看測站 4 外岸有二次流比無二次流還準確，但測站 4 內岸無二次流比有二次流還準確。當湧波行經一段距離要離開彎道(測站 6)時，可以發現二次流效應影響已相當明顯，內外岸都是考慮二次流比不考慮二次流還準確。而在出彎道後直線段部份(測站 8)，相當明顯的無二次流效應者湧波到達時間延遲很多。整體而言此結果誠如 de Vriend (1981)所言，二次流效應在彎道入口處開始發生作用，但此效應須經一段距離後，二次流對流場的效應才能完整的呈現出來。

而從模擬值水深與實驗值之均方根差與相關係數來看，如表 4.10 與表 4.11，可看出有考慮二次流效應下均方根差會比不考慮二次流效應者來的小，且相關係數在考慮二次流效應下會比無考慮二次流效應這還大，綜合以上湧波到達時間、模擬值水深與實驗值之均方根差與相關係數可得知考慮二次流效應會比不考慮二次流效應者還要接近實驗值。

4.1.5 合適模擬參數彙整說明

經過以上小節，可彙整出合適模擬之參數。在側壁邊界的部份， $H/B >$

0.01 時需考慮以滑移邊界來設定，以 $L/\Delta \xi = 260.4$ 算出 $\Delta \xi$ 之長度，再經由可蘭數 $Cr=0.3$ 算出較佳計算時距，網格採取正交格網，並考慮二次流效應。以上參數設定即可模擬出較佳之模擬結果。

4.2 合適模擬參數之驗證分析

4.2.1 模擬驗證展示

在此選用 Bell 等(1992)彎道湧浪實驗另依組案例進行驗證，其中幾何條件已於先前說明，故不在贅述。不同的是此組曼寧 $n = 0.0165$ (跟上一組實驗比較小)，二次流強度因子 $SI=2.17$ (跟上一組實驗比較大)且上游流量邊界與上一組案例不同(跟上一組實驗比較大)，渠道初始水深一樣為 0.0762m ，下游水深邊界一樣為 0.0762m ，渠道末端亦多延伸了 4m 使模擬時間內下游邊界不影響計算果結果。參數設計部分藉由以上分析後得知，此案例 $H/B > 0.01$ 在邊界設定應採取滑移邊界，而網格形式以正交性格網處理，根據 $L/\Delta \xi = 260.4$ 計算出 $\Delta \xi$ 之長度為 0.01287m ， $\Delta \eta$ 不受模擬影響在此給定為 0.00598m ，再經由可蘭數 $Cr=0.3$ 算出最佳計算時距 $\Delta t = 0.00093\text{s}$ ，並考慮二次流效應下為較佳之參數。

圖 4.17(a) ~ (f)分別為驗證組測站 2 到測站 8 內外岸的數值模擬結果和實驗數據的比較圖。以湧波到達時間來看，除了測站 6 有些許差異外，其他測站皆與實驗值相近；而以湧波到達水深來看，除了測站 6 外岸在不連續面與測站 8 湧波到達後水深有些許之差異外，其餘測站湧波到達後最高水深大致都與實驗值相近。綜合以上結果可顯示數值參數合理模擬出湧波流經彎道之過程。

4.2.2 側壁邊界效應驗證分析

這章節原先應該由大二次流強度因子 $SI=2.17$ 這組來加以驗證，但在模

擬過程中，由於邊界流速震盪過於激烈造成數值之發散，因此在此以小二次流強度因子 $SI=0.89$ 這組來驗證說明，其中模擬參數採用 4.1.5 小節較佳模擬參數來設定。

圖 4.18(a)~(f)分別為滑移邊界與非滑移邊界測站 2 到測站 8 內外岸的數值模擬結果和實驗數據的比較圖。以湧波到達後水深來看，在湧波剛進入彎道時(測站 2)可看出邊界設定為滑移邊界者比邊界設定為非滑移邊界者還要接近實驗值，非滑移邊界者在湧波到達後之水深有高估的現象。在彎道中心(測站 4)外岸部分可看出邊界設定為滑移邊界者湧波到達後水深相當平滑，但無滑移邊界設定者因為邊界流速震盪的關係其湧波到達後水深有較多高低起伏的情形，而內岸部分在湧波到達時水深有震盪的部份造成數值之不準確。在彎道出口(測站 6)外岸情形與測站 4 差不多，但在內岸的部份很明顯的除了有湧波到達時水深有震盪外其湧波到達後水深也已相差不少。在出彎道後直線道部份(測站 8)，非滑移邊界者在湧波到達後之水深有低估的現象，很明顯可看出邊界設定為滑移邊界者比邊界設定為非滑移邊界者接近實驗值。

以湧波到達的時間來看，湧波在測站 2、測站 4 外岸與測站 6 外岸時考慮滑移邊界與不考慮滑移邊界兩者時間上相近，但在在測站 4 內岸與測站 6 內岸的部份其邊界設定為非滑移邊界者有稍微提早的趨勢，在測站 8 的部份其很明顯看出邊界設定為非滑移邊界者到達時間延後許多，對模擬已造成相當大的影響。

表 4.12 與表 4.13 分別為邊界設定為滑移邊界者與邊界設定為非滑移邊界者水深模擬結果與實驗值之相關係數與均方根差比較表，當邊界設定為滑移邊界時，相關係數部份除了測站 6 外岸為邊界設定為非滑移邊界者比較高外，其餘測站皆為邊界設定為滑移邊界者相關係數較高，而在均方根

差部分亦除了測站 6 外岸不分非滑移邊界較低外，其餘在所有測站中皆為滑移邊界者較低。並可看出當湧波進入彎道後隨著距離的增加其滑移邊界與非滑移邊界二者模擬差距越大。

綜合以上湧波到達後水深、湧波到達時間、模擬結果與實驗值之相關係數與均方根差可得知邊界設定為滑移邊界設定者在模擬湧波流經彎道時比較接近實驗值。

4.2.3 二次流參數之驗證分析

為了了解不同大小二次流強度因子對模擬之影響，在此將驗證組模擬無二次流效應下的情況。圖 4.19(a)~(f) 分別為驗證組有二次流與無二次流測站 2 到測站 8 的內外岸數值模擬結果和實驗數據的比較圖。表 4.14 為驗證組考慮二次流與不考慮二次流湧波到達時間差。由湧波到達時間來看，在彎道入口(測站 2)，有二次流與無二次流在湧波到達時間上是差不多的，只有在到達之後的水深有些許的不同。在湧波進入彎道中心(測站 4)時，以湧波到達時間來看測站 4 外岸有二次流比無二次流還準確，但測站 4 內岸無二次流比有二次流還準確。而當湧波要離開彎道(測站 6)時，可以發現內外岸都是有二次流比無二次流還準確。而在出彎道後一段距離(測站 8)，不考慮二次流效應者湧波到達時間延遲很多。

而從水深模擬與實驗值之均方根差與相關係數來看，如表 4.15 與表 4.16，可看出有考慮二次流效應下均方根差會比不考慮二次流效應這來的小，且相關係數在有考慮二次流效應下會比無考慮二次流效應這還大，綜合以上湧波到達時間、均方根差與相關係數，符合預期的在考慮二次流效應下會比不考慮二次流效應者還要接近實驗值。

4.3 二次流效應分析

討論二次流效應之重點不外乎水深、到達時間與水面超高，在此分別對這三項加以討論。

一、水深

分為兩部分加以探討，一個探討大小二次流強度下與實驗值比的最高水深差；另一個探討大小二次流強度下有二次流與無二次流兩模式水深的比較。

實驗值比較的部份，分別計算大小二次流案例模擬值與實驗值湧波到達後初始之最高水深差，如表 4.17 與 4.18，此結果可看出不管是大二次流強度者或是小二次流強度案例，以平均來看其考慮二次流效應皆會比不考慮二次流效應水深誤差還小，如圖 4.20 與 4.21 所示，且二次流效應越大有無二次流效應之水深差越大。

模式數值比較的部份，在有實驗值的時間範圍內，同一個時間下將考慮二次流效應者(如圖 4.22 點 1)與不考慮二次流效應者(如圖 4.22 點 2)之差值取絕對值且加以平均(此定義能呈現出二次流效應影響水深之範圍)。表 4.19 為兩組不同二次流強度因子二次流效應影響下之水深差，圖 4.23 為兩組不同二次流強度因子對水深之影響圖，可看出大二次流強度者其二次流效應影響下之水深差皆大於小二次流強度者，此現象表示二次流強度越強其對流場的影響越大。

二、到達時間

分為兩部分加以探討，一個探討大小二次流強度下與實驗值與模擬值之湧波到達時間差；另一個探討大小二次流強度下有二次流與無二次流兩模式湧波兩者到達之時間差。

在與實驗值比較的部份，表 4.20(a)與 4.20(b)分別為小 SI 值與大 SI 值

考慮二次流與不考慮二次流效應影響下湧波到達之時間差；圖 4.24(a) ~ (b) 分別為大 SI 值與小 SI 值考慮二次流與不考慮二次流效應影響下湧波到達之時間差圖。可發現大小二次流強度因子兩組皆以考慮二次流效應下時間誤差較小，除了測站 4 無二次流效應下湧波到達時間比較準外，其他測站皆為考慮二次流效應者較準，且 SI 值越大，湧波到達之時間差越大。

在模式值比較的部份，分別將這兩組大小 SI 不考慮二次流效應下湧波到達之時間減去考慮二次流效應下湧波到達之時間(此定義能呈現出二次流效應影響湧波到達時間之範圍)，如表 4.21。此結果可看出各測站 4 均會隨 SI 值越大其湧波到達時間差越大，如圖 4.25 所示。以上結果可顯示二次流強度越大時間誤差也越大，其模擬時更應該考慮二次流效應來模擬以接近實驗值。

三、 外岸超高

在此定義一「湧波流經彎道之外岸水深超高比」，以湧波到達後水深趨於平衡時當起始點，而內外岸實驗值最先結束之點為結束時間，如圖 4.26 所示。計算方式為

$$\text{水深超高比} = \frac{\text{模擬值外岸} - \text{模擬值內岸}}{\text{模擬值內岸}} \quad (4.8)$$

在此計算範圍內計算出水深超高比並加以平均可得表 4.22。由表可看出大 SI 值的案例，其水位超高比會比小 SI 值案例大。由此可得知二次流強度越大，外岸之水深超高程度會越大，如圖 4.27 所示。

表 4.1 289 組設計案例一覽表

編號	單寬流量 (m ³ /s/m)	渠道寬度 (m)	曲率半徑 (m)	坡度(10 ⁻³)	CHEZY 係數 (m ^{1/2} /s)
1-67	0.0167-0.6667	3,6,9,12,15	50	1	30
68-133	0.0167-0.0667	6,15	25,75,100,125,150	1	30
134-212	0.0042-0.8001	6	50	0.1,0.5,2.5,5.0,7.5,10	30
213-289	0.0050-0.6667	6	50	1	10,20,40,50,60,70

表 4.2 不同時距設計案例影響均方根差與相關係數一覽表

Δt 組合 (s)	max Cr	均方根差 (m)	相關係數
0.0400	0.9140	0.0162	0.9006
0.0300	0.7070	0.0155	0.9038
0.0200	0.4850	0.0132	0.9236
0.0190	0.4570	0.0113	0.9413
0.0180	0.4380	0.0110	0.9430
0.0170	0.4180	0.0108	0.9444
0.0160	0.3920	0.0108	0.9447
0.0150	0.3700	0.0105	0.9469
0.0140	0.3480	0.0104	0.9469
0.0130	0.3230	0.0104	0.9460
0.0120	0.3000	0.0101	0.9458
0.0110	0.2770	0.0101	0.9448
0.0100	0.2600	0.0103	0.9453
0.0090	0.2360	0.0105	0.9433
0.0080	0.2150	0.0106	0.9401
0.0070	0.1930	0.0109	0.9369
0.0060	0.1710	0.0112	0.9366
0.0050	0.1480	0.0119	0.9263
0.0040	0.1260	0.0129	0.9129
0.0030	0.1060	0.0138	0.8947

表 4.3 η 方向網格設計案例一覽表

網格組合 ($\eta \times \xi$)	$\Delta\eta$ (m)	B/ $\Delta\eta$
10×94	0.0339	9.00
22×94	0.0145	21.01
32×94	0.0098	31.00
42×94	0.0074	40.99
52×94	0.0060	51.00
10×168	0.0339	9.00
22×168	0.0145	21.01
32×168	0.0098	31.00
42×168	0.0074	40.99
52×168	0.0060	51.00
10×324	0.0339	9.00
22×324	0.0145	21.01
32×324	0.0098	31.00
42×324	0.0074	40.99
52×324	0.0060	51.00

表 4.4 (a) η 方網格設計影響均方根差一覽表 (單位：公尺)

網格組合 ($\eta \times \xi$)	測站 2	測站 4		測站 6		測站 8
		外岸	內岸	外岸	內岸	
10×324	0.009	0.009	0.008	0.012	0.008	0.005
22×324	0.009	0.008	0.010	0.011	0.008	0.006
32×324	0.009	0.008	0.010	0.011	0.008	0.006
42×324	0.009	0.008	0.010	0.011	0.008	0.006
52×324	0.009	0.008	0.010	0.011	0.008	0.006

表 4.4 (b) η 方向網格設計影響相關係數一覽表

網格組合 ($\eta \times \xi$)	測站 2	測站 4		測站 6		測站 8
		外岸	內岸	外岸	內岸	
10×324	0.963	0.964	0.974	0.919	0.946	0.990
22×324	0.960	0.967	0.974	0.919	0.940	0.987
32×324	0.960	0.968	0.974	0.925	0.938	0.988
42×324	0.963	0.966	0.971	0.920	0.940	0.988
52×324	0.961	0.968	0.975	0.918	0.941	0.988

表 4.5 ξ 方向網格設計案例一覽表

網格組合 ($\eta \times \xi$)	$\Delta\xi$ (m)	$L/\Delta\xi$
52×94	0.18013	18.60
52×117	0.14410	23.25
52×168	0.10053	33.33
52×226	0.07453	44.95
52×324	0.05146	65.10
52×438	0.03826	87.58
52×652	0.02573	130.21
52×872	0.01921	174.38
52×1302	0.01287	260.41
52×1868	0.00897	373.57
52×2797	0.00599	559.58
52×4003	0.00418	800.62

表 4.6 不連續面誤差時間範圍內模擬值與實驗值之均方根差表

(單位:公尺)

網格組合 ($\eta \times \xi$)	$\Delta \xi$ (m)	L/ $\Delta \xi$	測站 2	測站 4		測站 6		測站 8	平均
				外岸	內岸	外岸	內岸		
52×94	0.18013	18.60	0.014	0.020	0.017	0.018	0.015	0.013	0.01617
52×117	0.14410	23.25	0.012	0.017	0.016	0.017	0.014	0.012	0.01467
52×168	0.10053	33.33	0.010	0.012	0.013	0.013	0.010	0.009	0.01117
52×226	0.07453	44.95	0.009	0.010	0.012	0.012	0.009	0.007	0.00983
52×324	0.05146	65.10	0.005	0.009	0.011	0.013	0.008	0.006	0.00867
52×438	0.03826	87.58	0.005	0.006	0.011	0.015	0.008	0.005	0.00833
52×652	0.02573	130.21	0.006	0.009	0.010	0.016	0.007	0.005	0.00883
52×872	0.01921	174.38	0.007	0.011	0.010	0.019	0.007	0.006	0.01000
52×1302	0.01287	260.41	0.009	0.012	0.012	0.020	0.008	0.007	0.01133
52×1868	0.00897	373.57	0.010	0.014	0.012	0.022	0.008	0.009	0.01250
52×2797	0.00599	559.58	0.013	0.017	0.011	0.025	0.009	0.011	0.01433
52×4003	0.00418	800.62	0.015	0.020	0.009	0.028	0.013	0.014	0.01650

表 4.7 不連續面誤差時間範圍內模擬值與實驗值之相關係數表

網格組合 ($\eta \times \xi$)	$\Delta \xi$ (m)	L/ $\Delta \xi$	測站 2	測站 4		測站 6		測站 8	平均
				外岸	內岸	外岸	內岸		
52×94	0.18013	18.60	0.923	0.894	0.886	0.795	0.844	0.920	0.87700
52×117	0.14410	23.25	0.939	0.918	0.907	0.813	0.863	0.937	0.89617
52×168	0.10053	33.33	0.969	0.957	0.956	0.892	0.921	0.966	0.94350
52×226	0.07453	44.95	0.974	0.973	0.971	0.899	0.938	0.980	0.95583
52×324	0.05146	65.10	0.992	0.981	0.975	0.911	0.944	0.988	0.96517
52×438	0.03826	87.58	0.995	0.995	0.974	0.911	0.955	0.992	0.97033
52×652	0.02573	130.21	0.998	0.993	0.966	0.917	0.971	0.994	0.97317
52×872	0.01921	174.38	0.992	0.983	0.952	0.886	0.972	0.991	0.96267
52×1302	0.01287	260.41	0.985	0.978	0.904	0.877	0.986	0.981	0.95188
52×1868	0.00897	373.57	0.979	0.966	0.875	0.855	0.977	0.970	0.93700
52×2797	0.00599	559.58	0.965	0.944	0.894	0.812	0.965	0.950	0.92167
52×4003	0.00418	800.62	0.948	0.914	0.939	0.761	0.935	0.926	0.90383

表 4.8 模擬值與實驗值之湧波到達時間差表

(單位:秒)

網格組合 ($\eta \times \xi$)	$\Delta \xi$ (m)	L/ $\Delta \xi$	測站 2	測站 4		測站 6		測站 8	平均
				外岸	內岸	外岸	內岸		
52×94	0.18013	18.60	0.44798	0.44537	0.54813	0.41689	0.44320	0.57145	0.47884
52×117	0.14410	23.25	0.37840	0.36855	0.48105	0.33615	0.37010	0.49429	0.40476
52×168	0.10053	33.33	0.30335	0.31786	0.44140	0.30893	0.35814	0.36771	0.34956
52×226	0.07453	44.95	0.24072	0.23577	0.36827	0.21266	0.26970	0.27806	0.26753
52×324	0.05146	65.10	0.12940	0.14670	0.28729	0.13600	0.20184	0.17610	0.17955
52×438	0.03826	87.58	0.10206	0.09173	0.24167	0.04431	0.12170	0.13677	0.12304
52×652	0.02573	130.21	0.04658	0.01618	0.17333	0.00993	0.07681	0.07891	0.06696
52×872	0.01921	174.38	0.02843	0.02484	0.13556	0.05520	0.03509	0.04750	0.05444
52×1302	0.01287	260.41	0.01383	0.05333	0.10998	0.08834	0.00471	0.00418	0.04573
52×1868	0.00897	373.57	0.02803	0.08348	0.07845	0.12174	0.02829	0.02655	0.06109
52×2797	0.00599	559.58	0.05996	0.11875	0.04346	0.15983	0.06560	0.06408	0.08528
52×4003	0.00418	800.62	0.08456	0.15019	0.01179	0.19702	0.10170	0.10011	0.10756

表 4.9 二次流效應下湧波到達時間差 (單位:秒)

CASE	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
有二次流	0.0276	0.0703	0.0877	0.1069	0.0199	0.0125	0.0542
無二次流	0.0435	0.0960	0.0525	0.1600	0.0805	0.1153	0.0913

表 4.10 二次流效應下均方根差 (單位:公尺)

均方根差	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
有二次流	0.011	0.012	0.011	0.016	0.007	0.007	0.0106
無二次流	0.010	0.015	0.009	0.019	0.012	0.019	0.0140

表 4.11 二次流效應下相關係數

相關係數	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
有二次流	0.944	0.957	0.910	0.890	0.975	0.981	0.943
無二次流	0.948	0.931	0.973	0.811	0.919	0.892	0.912

表 4.12 滑移與非滑移邊界模擬結果與實驗值相關係數比較表

相關係數	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
滑移	0.985	0.978	0.904	0.877	0.986	0.981	0.952
非滑移	0.97	0.953	0.776	0.885	0.735	0.904	0.871

表 4.13 滑移與非滑移邊界模擬結果與實驗值均方根差比較表(單位:公尺)

均方根差	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
滑移	0.009	0.012	0.012	0.02	0.008	0.007	0.011
非滑移	0.023	0.016	0.018	0.015	0.028	0.024	0.021

表 4.14 驗證組-二次流效應下湧波到達時間差 (單位：秒)

CASE	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
有二次流	0.0051	0.0528	0.0926	0.0956	0.0543	0.0008	0.0502
無二次流	0.0228	0.0254	0.0516	0.3443	0.0204	0.1368	0.1002

表 4.15 驗證組-二次流效應下均方根差 (單位：公尺)

均方根差	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
有二次流	0.010	0.028	0.031	0.022	0.021	0.030	0.0237
無二次流	0.021	0.033	0.035	0.033	0.018	0.028	0.028

表 4.16 驗證組-二次流效應下相關係數

相關係數	測站 2	測站 4 外岸	測站 4 內岸	測站 6 外岸	測站 6 內岸	測站 8	平均
有二次流	0.960	0.979	0.968	0.901	0.946	0.943	0.950
無二次流	0.950	0.974	0.979	0.807	0.857	0.735	0.884

表 4.17 小 SI 值二次流效應影響下之最高水深差 (單位：公尺)

CASE	測站 2	測站 4	測站 6	測站 8	平均
SI=0.89	0.00294	0.00449	0.00200	0.00173	0.00279
SI=2.17	0.00863	0.00562	0.00286	0.00649	0.00590

表 4.18 大 SI 值二次流效應影響下之最高水深差 (單位：公尺)

CASE	測站 2	測站 4	測站 6	測站 8	平均
SI=0.89	0.00759	0.00844	0.01374	0.00938	0.00979
SI=2.17	0.01116	0.01170	0.09783	0.00674	0.03186

表 4.19 大小 SI 值二次流效應影響下之水深差 (單位：公尺)

CASE	測站 2	測站 4	測站 6	測站 8	平均
SI=0.89	0.00618	0.00290	0.00694	0.01025	0.00657
SI=2.17	0.01456	0.00624	0.01268	0.02086	0.01359

表 4.20(a) 小 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差 (單位:秒)

	CASE	測站 2	測站 4	測站 6	測站 8	平均
SI=0.89	有二次流	0.02756	0.07903	0.06339	0.01254	0.04563
	無二次流	0.04350	0.07425	0.12025	0.11526	0.08831

表 4.20(b) 大 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差 (單位:秒)

	CASE	測站 2	測站 4	測站 6	測站 8	平均
SI=2.17	有二次流	0.00510	0.07271	0.07492	0.00084	0.03839
	無二次流	0.02277	0.03851	0.18237	0.13676	0.09510

表 4.21 大小 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差 (單位:秒)

CASE	測站 2	測站 4	測站 6	測站 8	平均
SI=0.89	0.01594	0.00478	0.05686	0.10273	0.04268
SI=2.17	0.01767	0.03421	0.10744	0.13592	0.05671

表 4.22 大小 SI 值水深超高比

案例	測站 4	測站 6
SI=0.89	0.0837	0.0572
SI=2.17	0.1069	0.1106

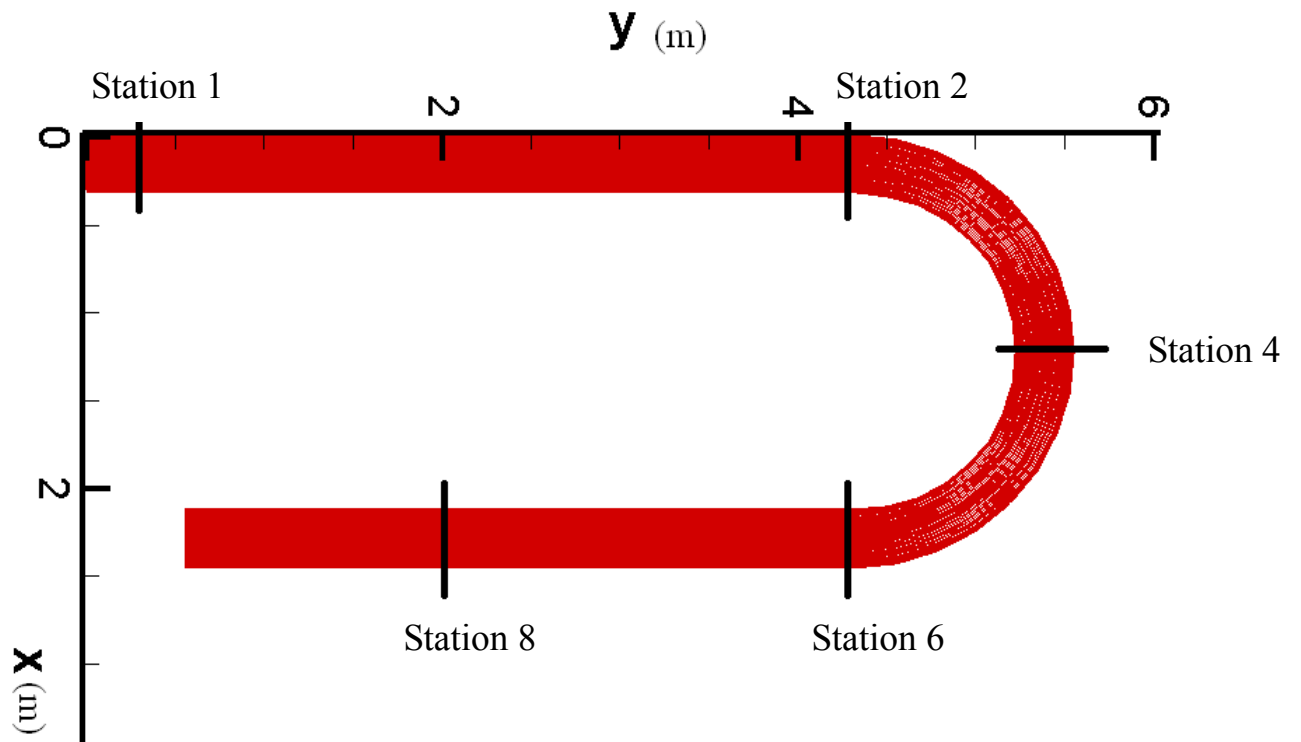


圖 4.1 Bell 等(1992)實驗水槽示意圖

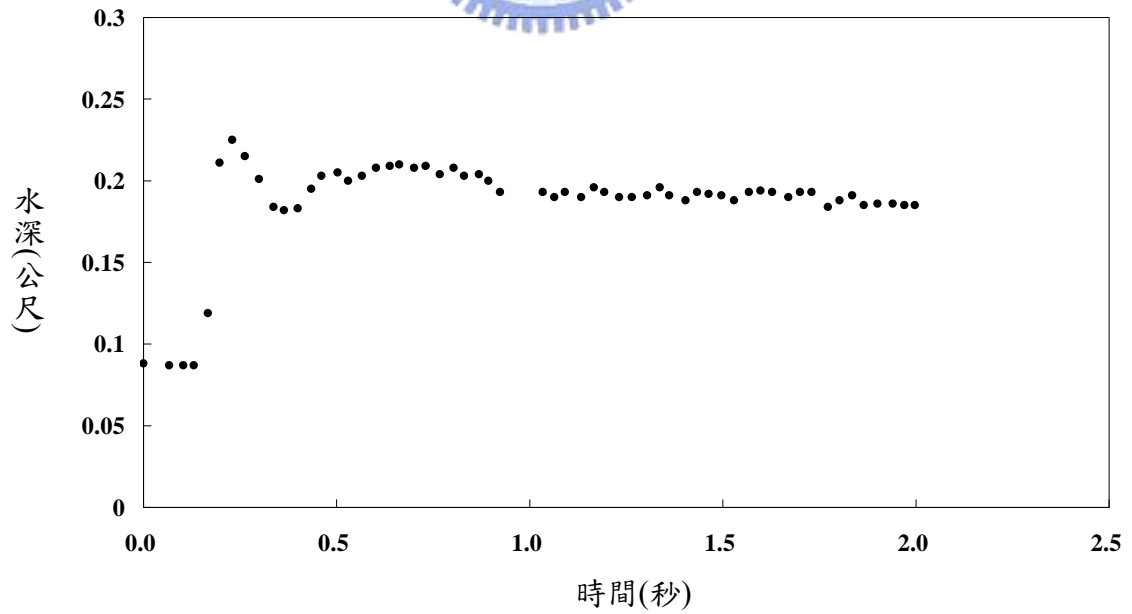


圖 4.2 測站 1 水深量測值

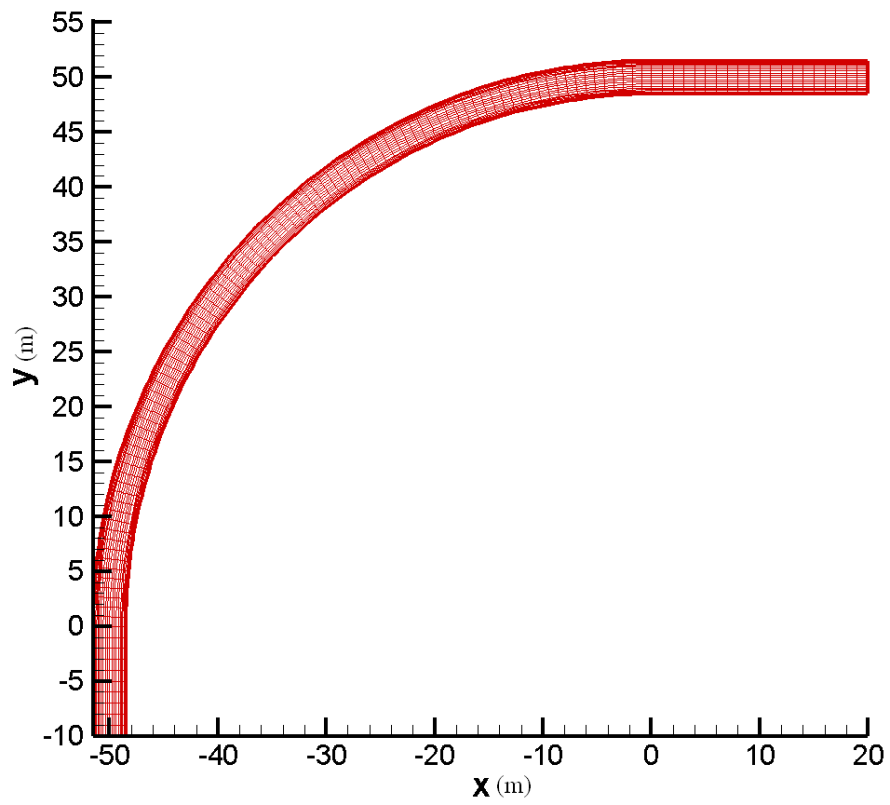
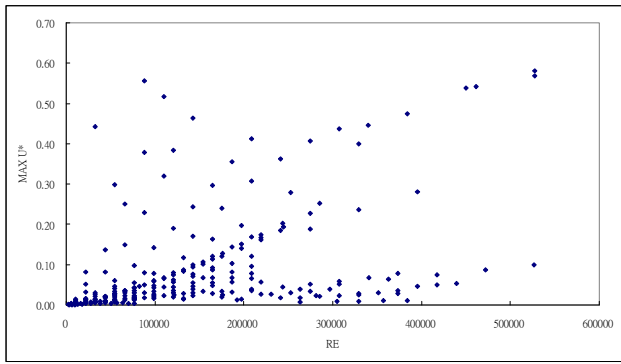
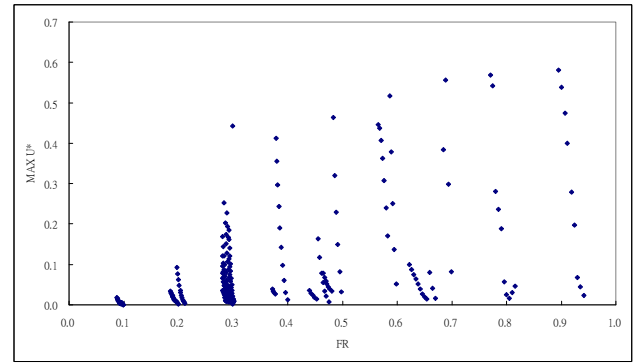


圖 4.3 289 組設計案例渠道示意圖

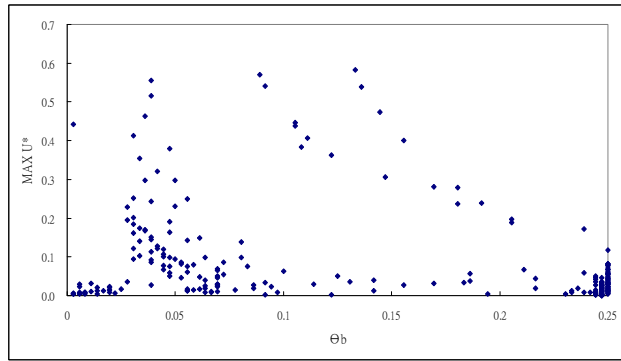




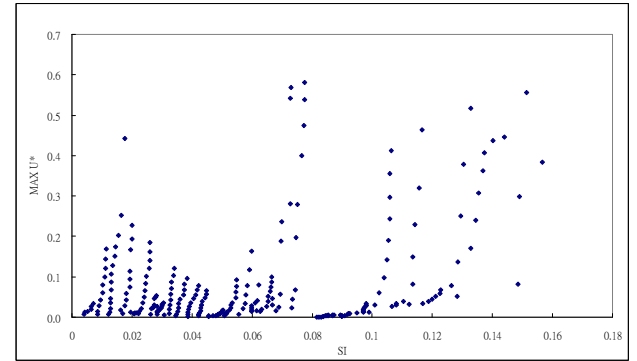
(a) Re 與 $MAX U^*$ 關係圖



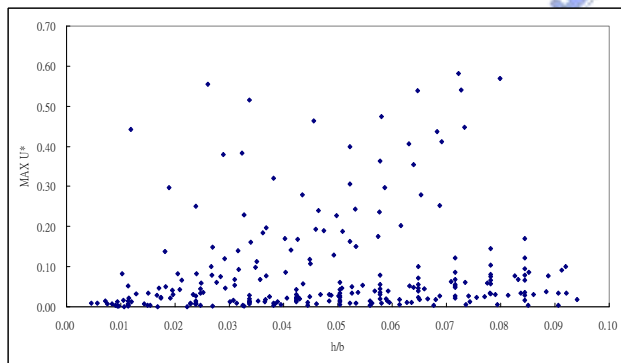
(b) Fr 與 $MAX U^*$ 關係圖



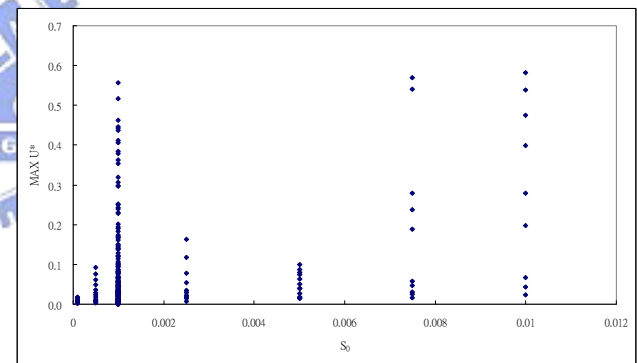
(c) θ_b 與 $MAX U^*$ 關係圖



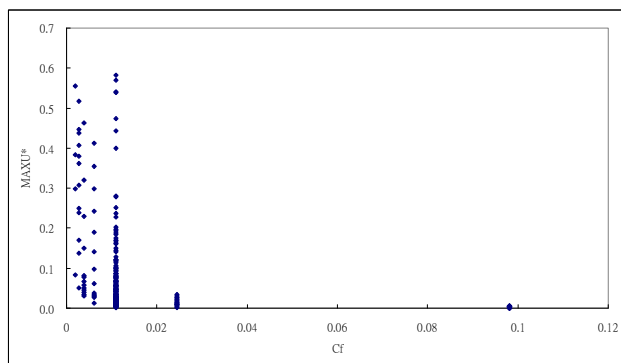
(d) SI 與 $MAX U^*$ 關係圖



(e) $\frac{H}{B}$ 與 $MAX U^*$ 關係圖



(f) S_0 與 $MAX U^*$ 關係圖



(g) C_f 與 $MAX U^*$ 關係圖

圖 4.4 無因次參數與震盪係數 $MAX U^*$ 關係圖

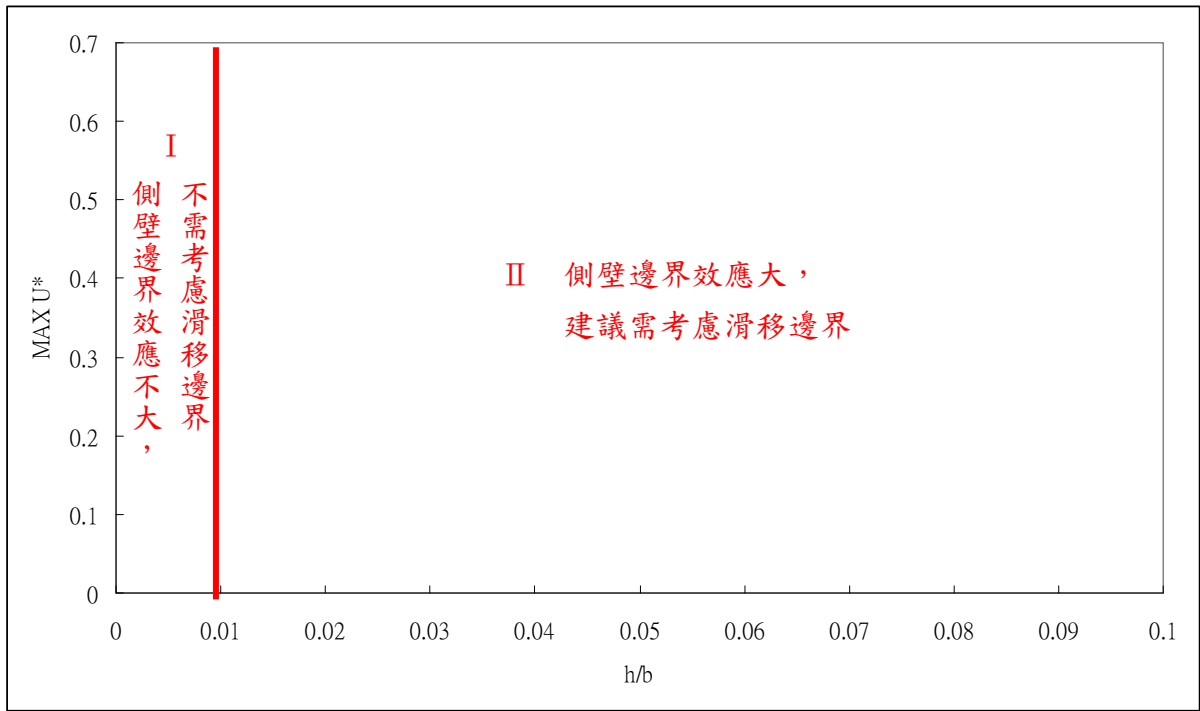


圖 4.5 震盪係數 $MAX U^*$ 重要性分類圖

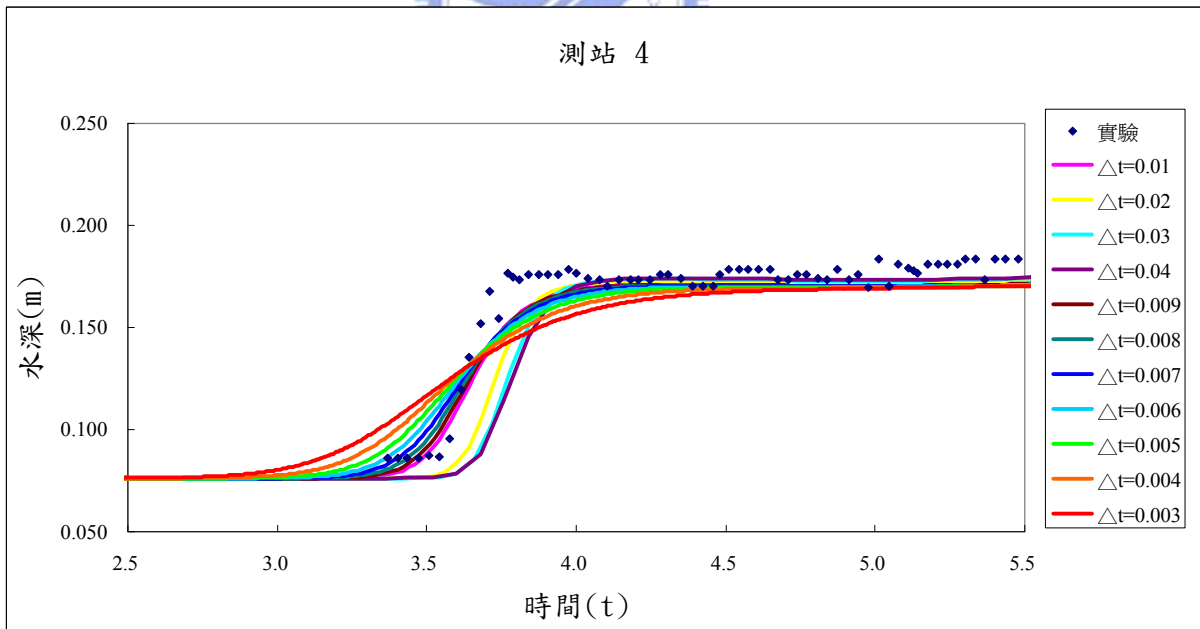


圖 4.6 不同時距對模擬水深之比較圖

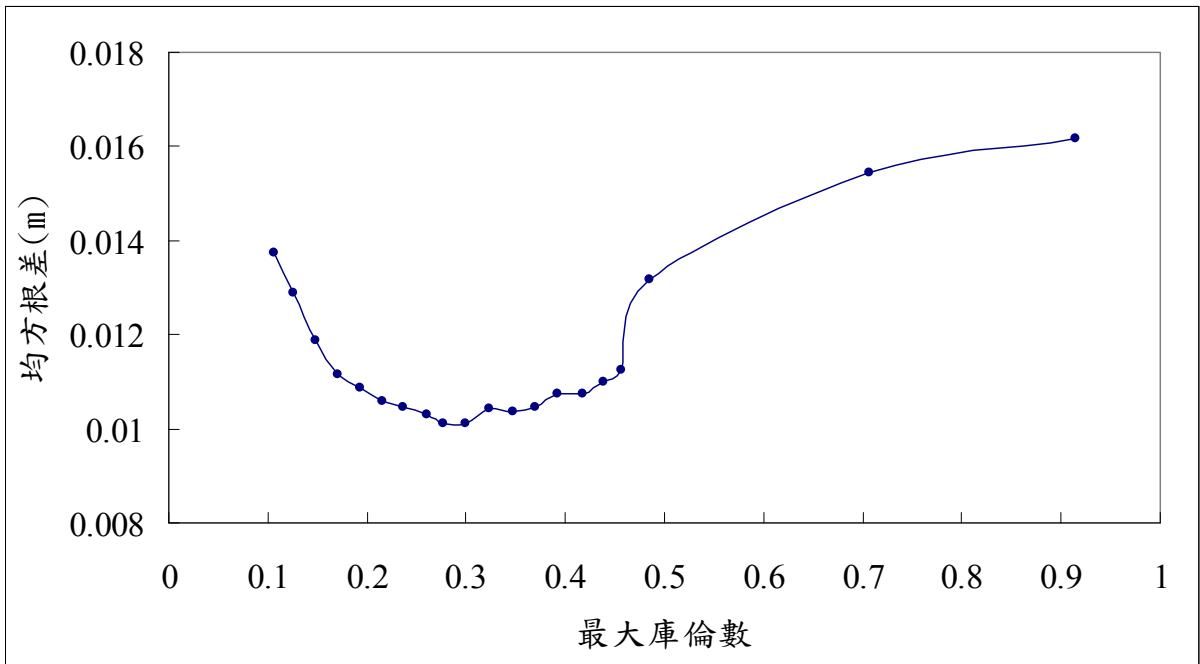


圖 4.7 不同最大可蘭數模擬結果對實驗值之均方根差之影響圖

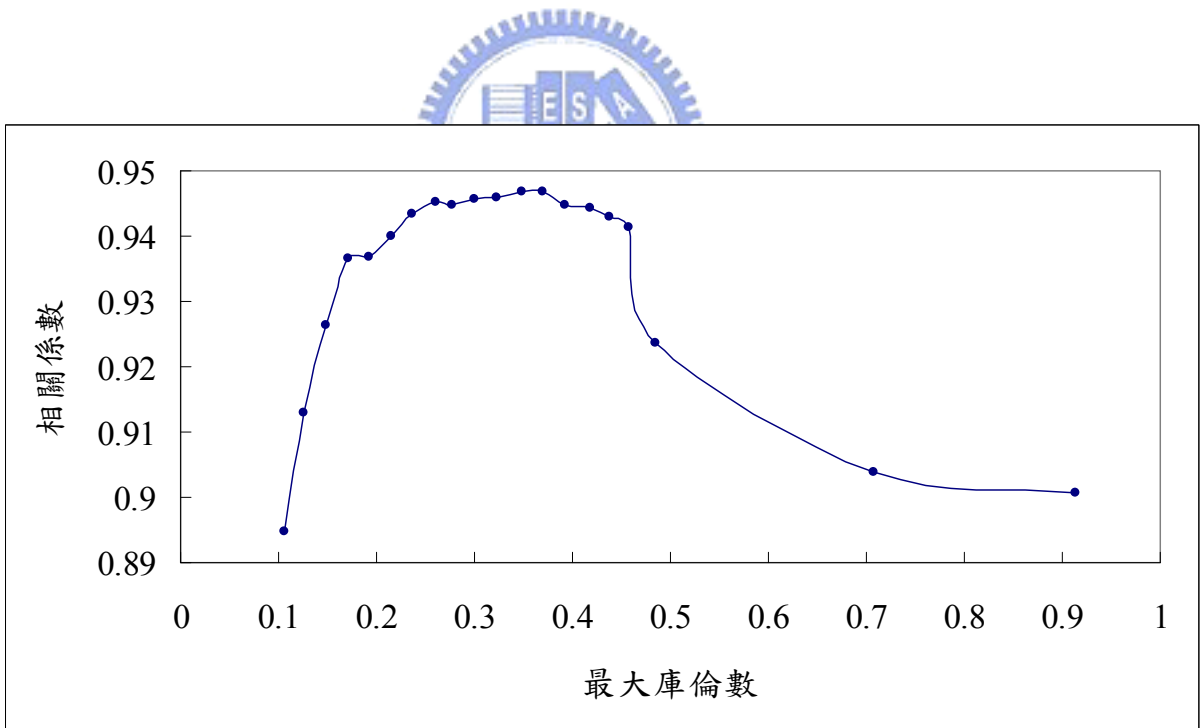
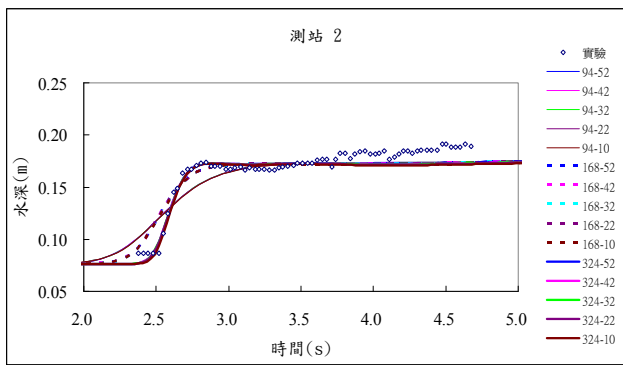
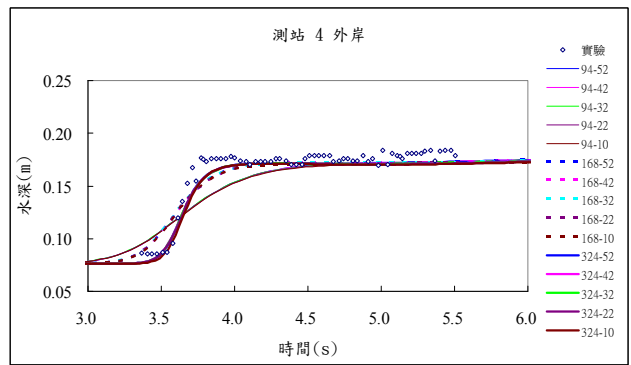


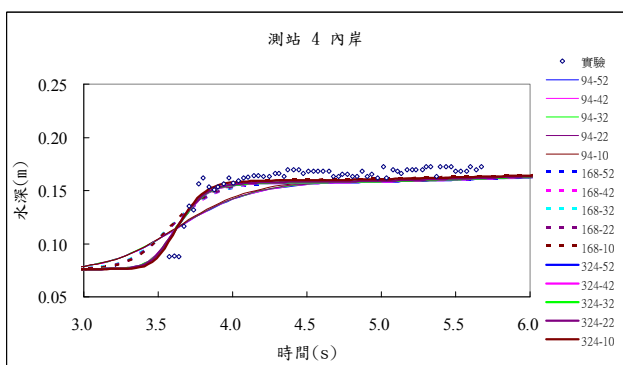
圖 4.8 不同最大可蘭數模擬結果對實驗值之相關係數之影響圖



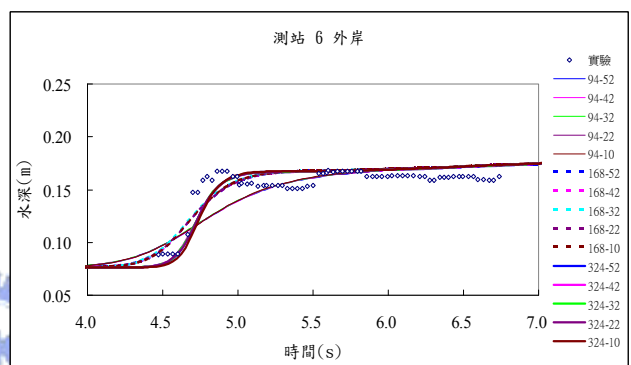
(a)測站 2 水深比較圖



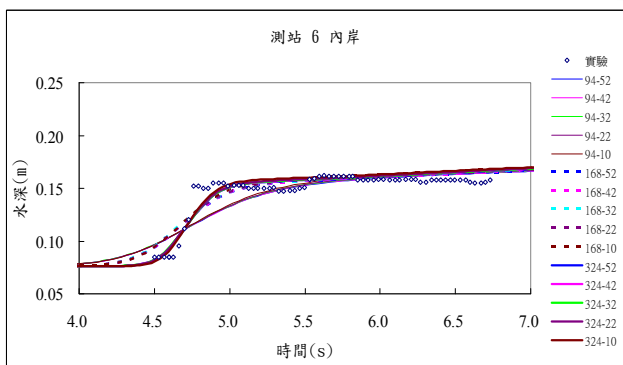
(b)測站 4(外岸)水深比較圖



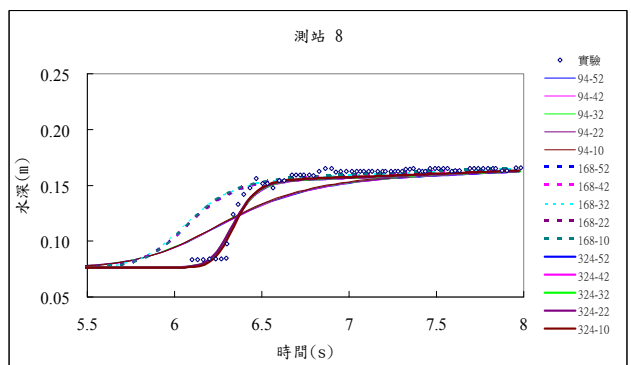
(c)測站 4(內岸)水深比較圖



(d)測站 6(外岸)水深比較圖

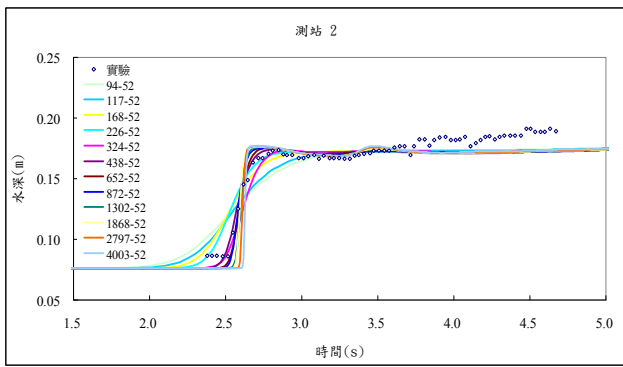


(e)測站 6(內岸)水深比較圖

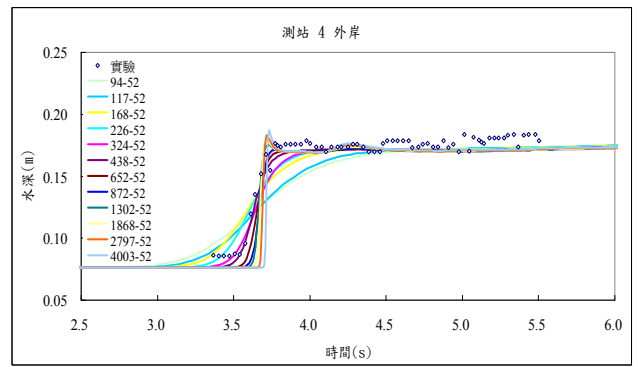


(f)測站 8 水深比較圖

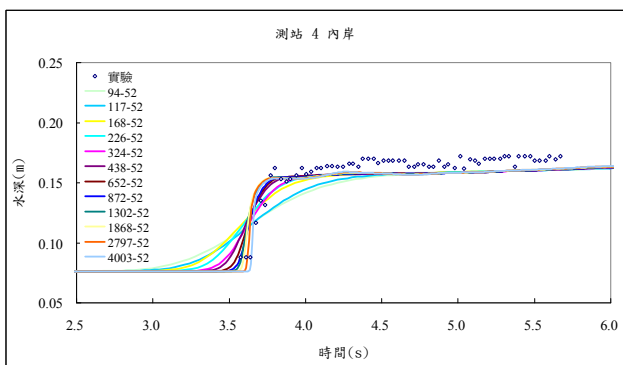
圖 4.9 η 方向設計案例各測站水深比較圖



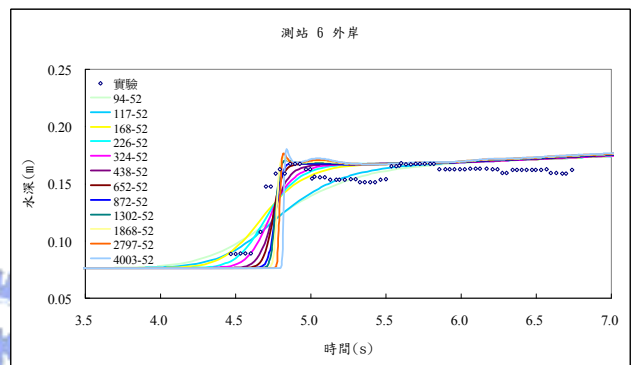
(a)測站 2 水深比較圖



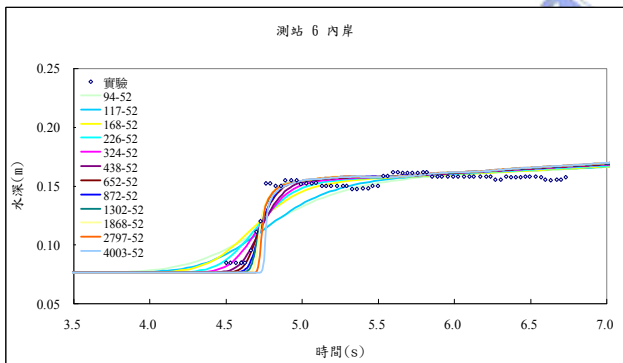
(b)測站 4(外岸)水深比較圖



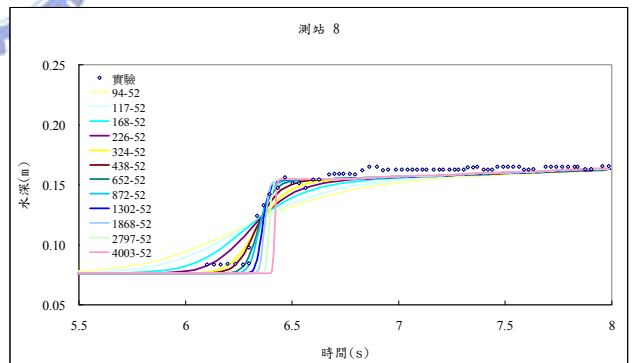
(c)測站 4(內岸)水深比較圖



(d)測站 6(外岸)水深比較圖



(e)測站 6(內岸)水深比較圖



(f)測站 8 水深比較圖

圖 4.10 ξ 方向設計案例各測站水深比較圖

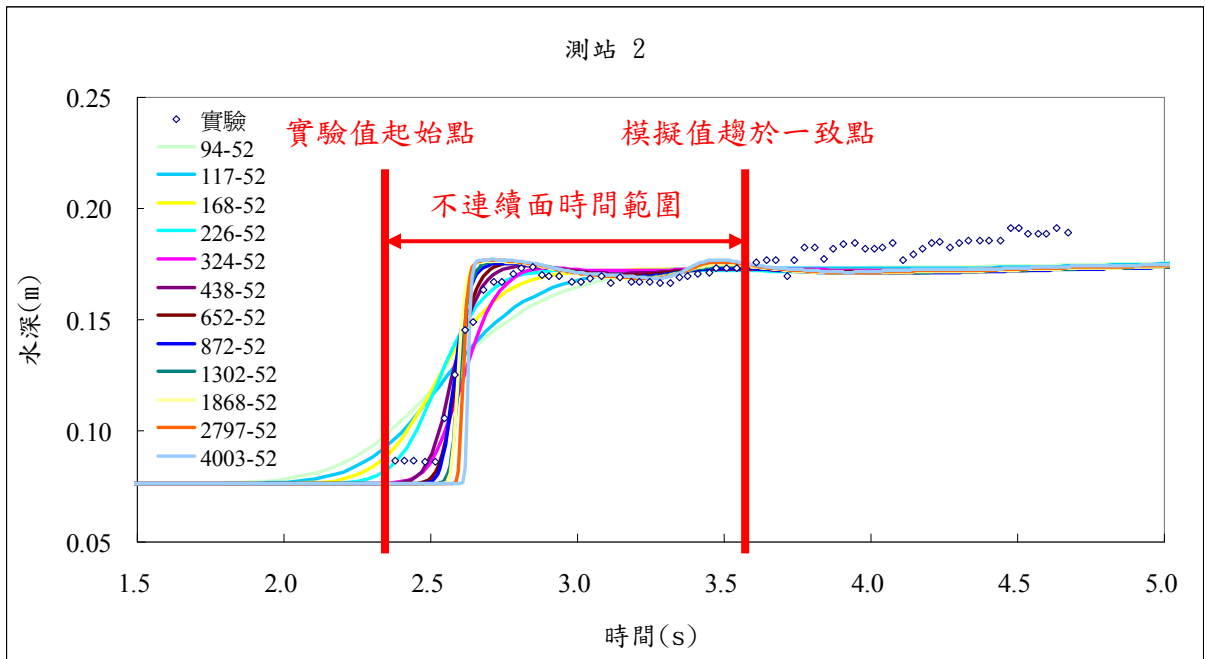


圖 4.11 不連續面誤差時間範圍取法示意圖

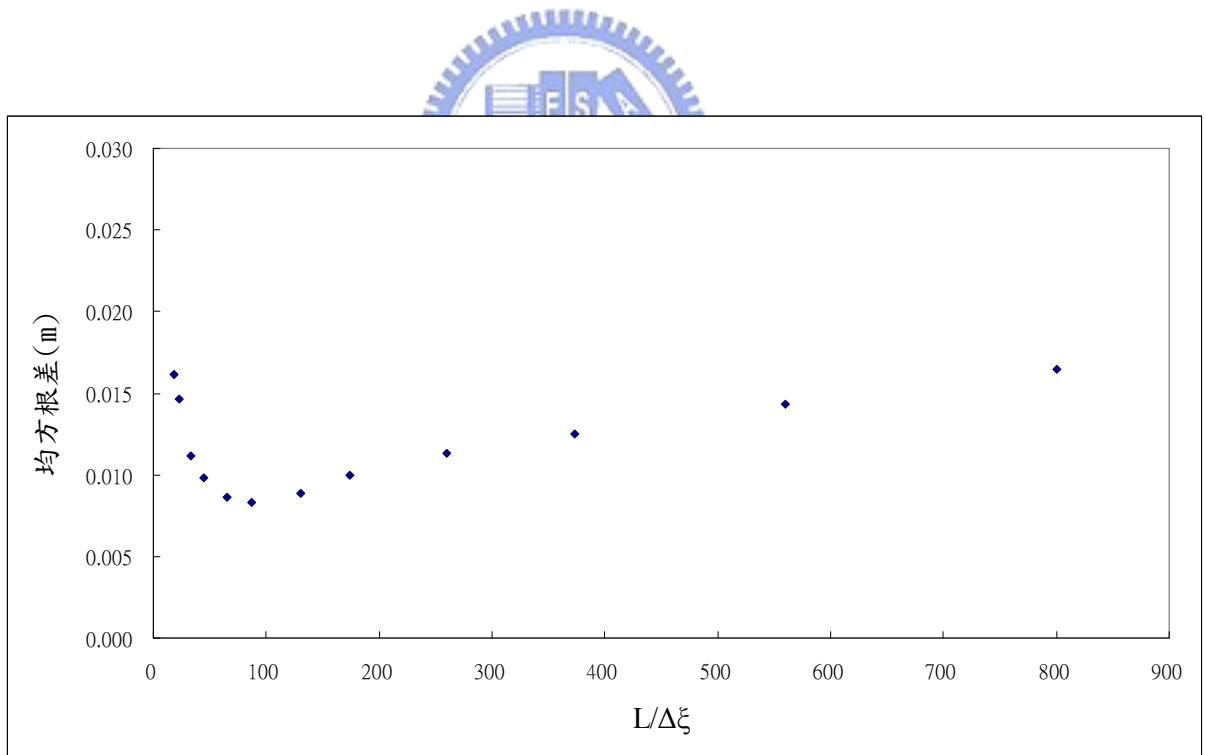


圖 4.12 $L/\Delta \xi$ 對均方根差影響圖

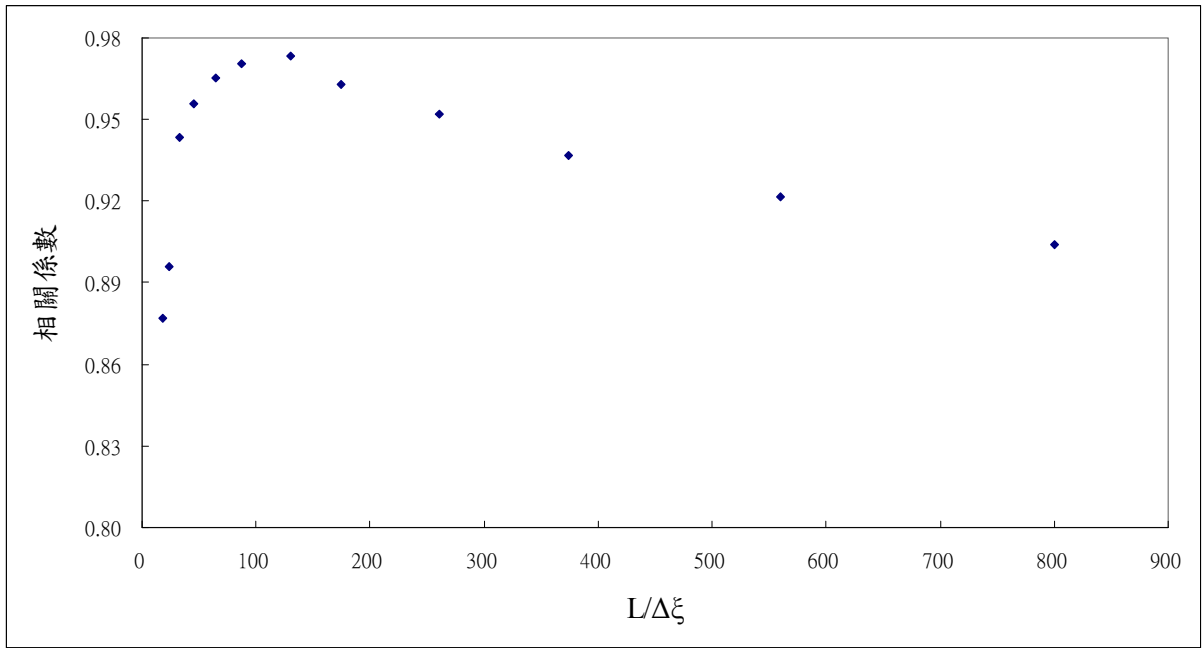


圖 4.13 $L/\Delta\xi$ 對相關係數影響圖

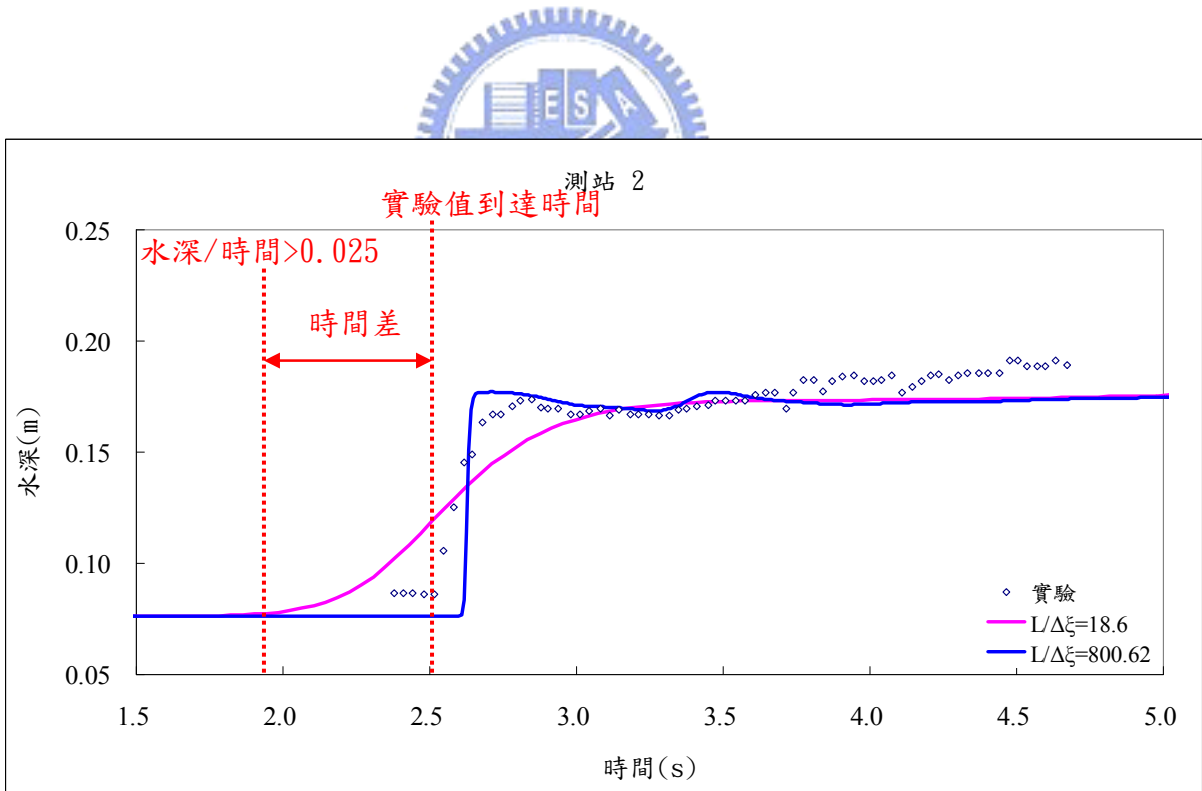


圖 4.14 湧波到達時間差取法示意圖

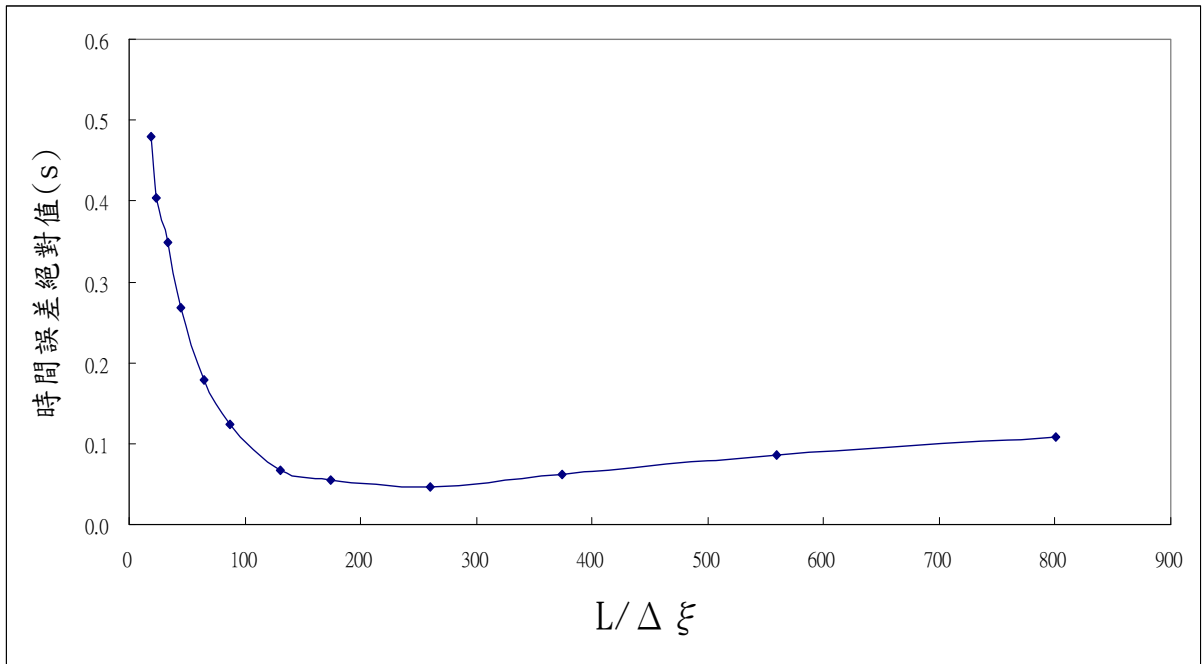
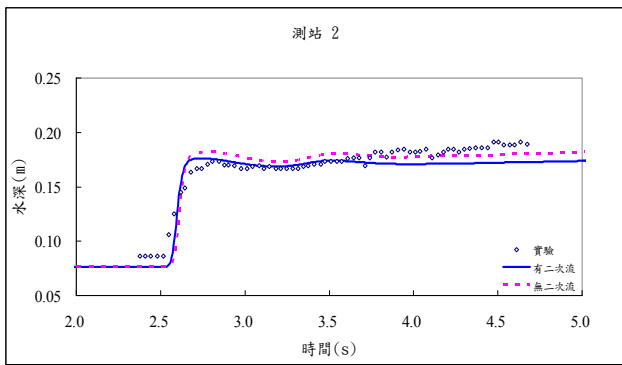
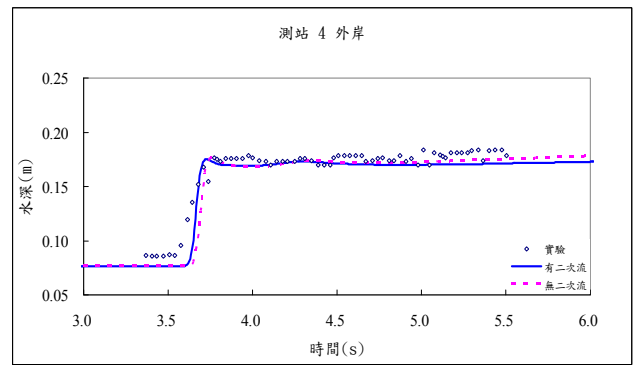


圖 4.15 $L/\Delta \xi$ 對湧波到達時間差影響圖

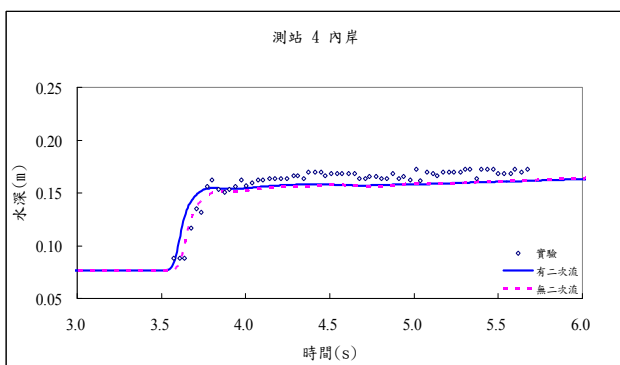




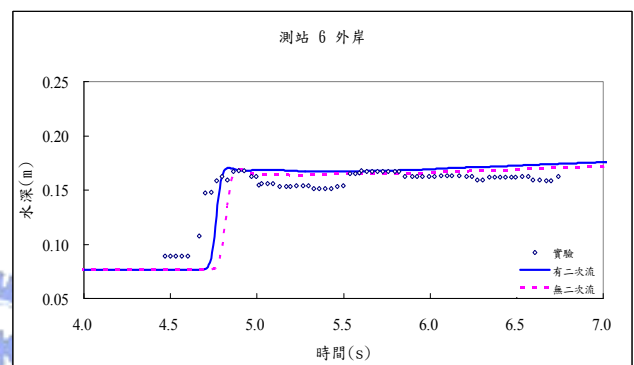
(a)測站 2 水深比較圖



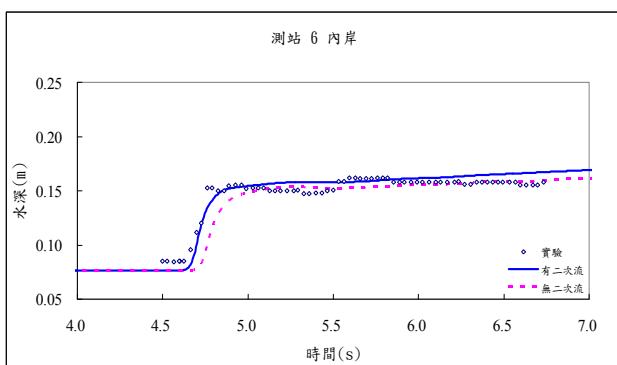
(b)測站 4(外岸)水深比較圖



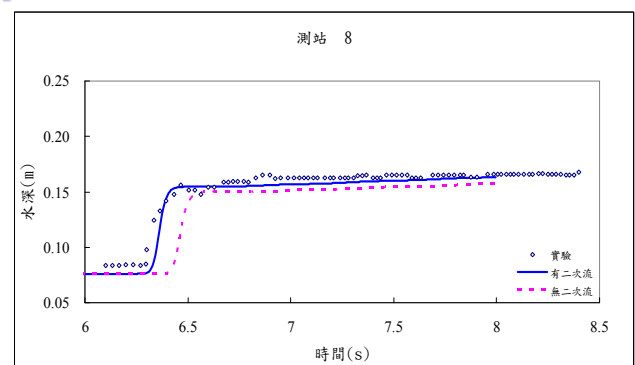
(c)測站 4(內岸)水深比較圖



(d)測站 6(外岸)水深比較圖

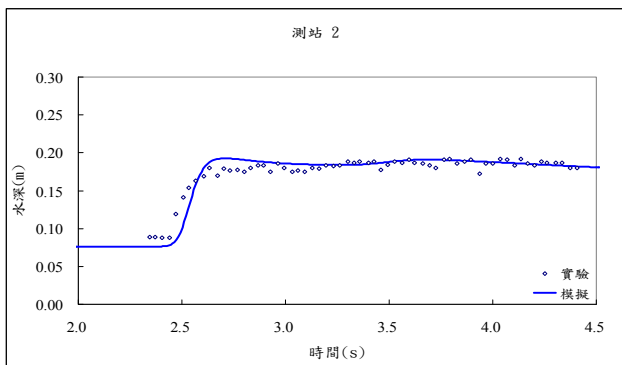


(e)測站 6(內岸)水深比較圖

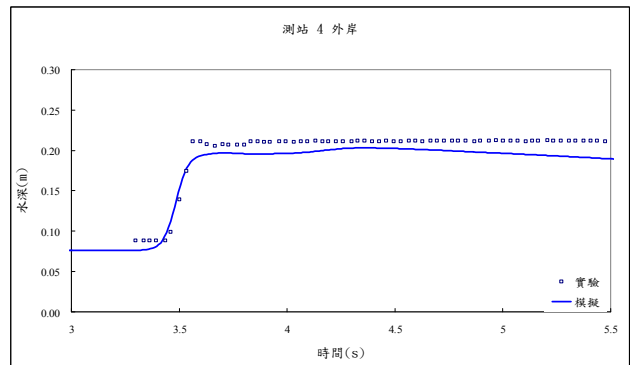


(f)測站 8 水深比較圖

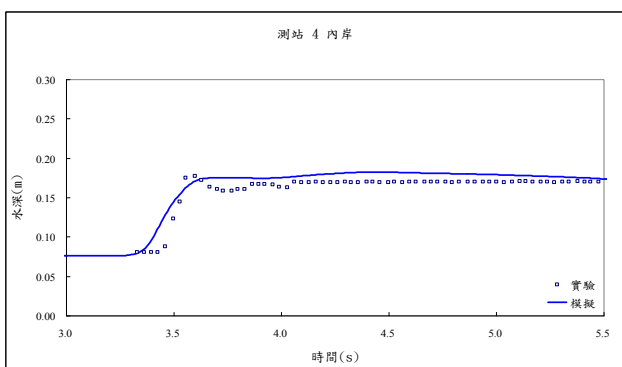
圖 4.16 二次流效應設計案例各測站水深比較圖



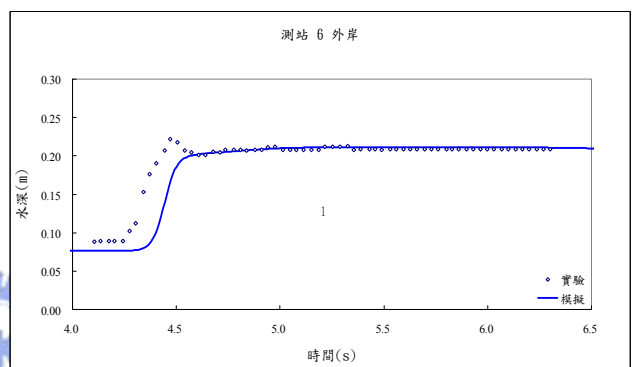
(a)測站 2 水深比較圖



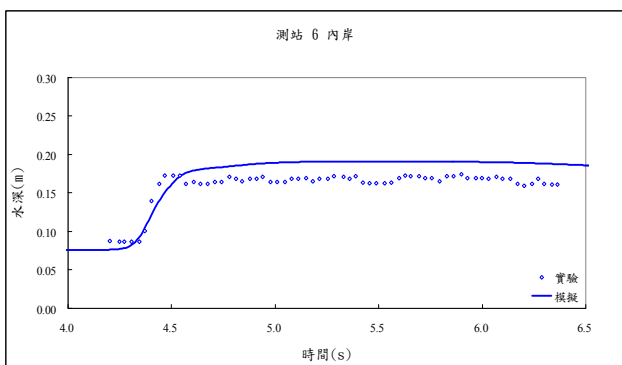
(b)測站 4(外岸)水深比較圖



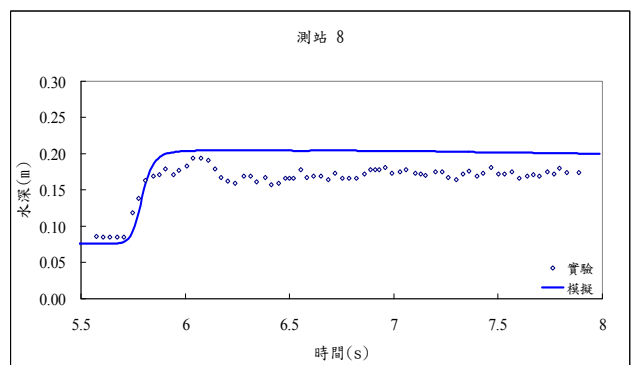
(c)測站 4(內岸)水深比較圖



(d)測站 6(外岸)水深比較圖

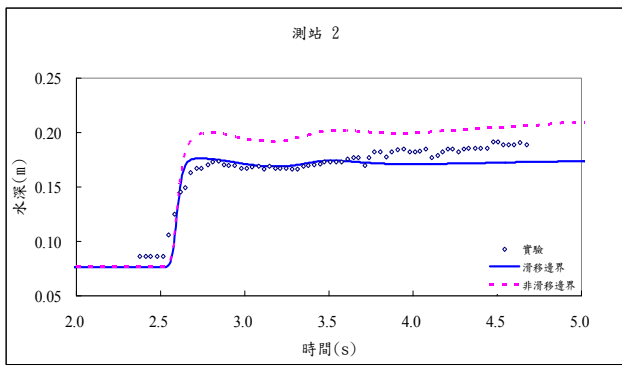


(e)測站 6(內岸)水深比較圖

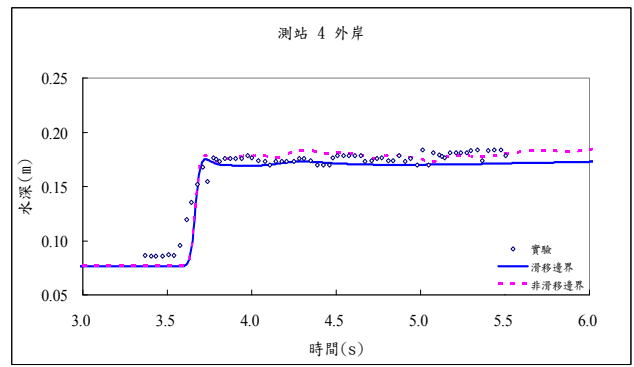


(f)測站 8 水深比較圖

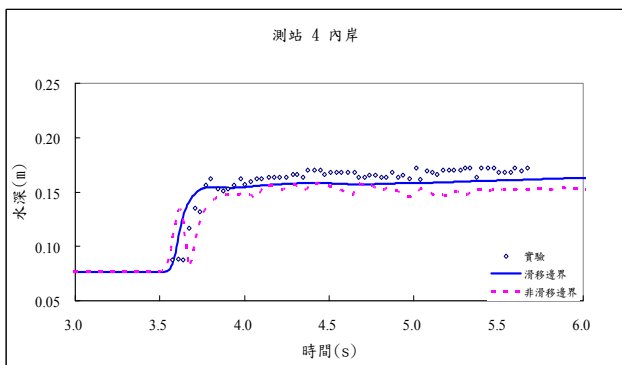
圖 4.17 驗證案例各測站水深比較圖



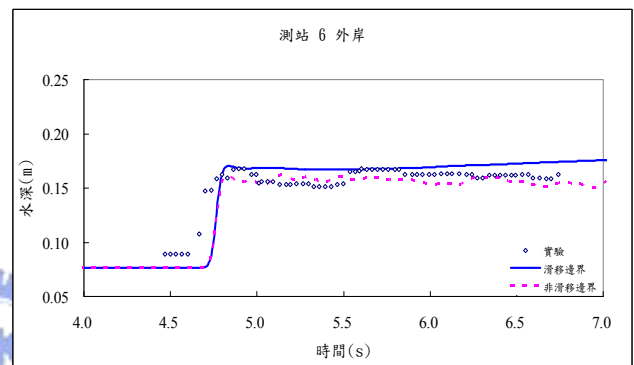
(a)測站 2 水深比較圖



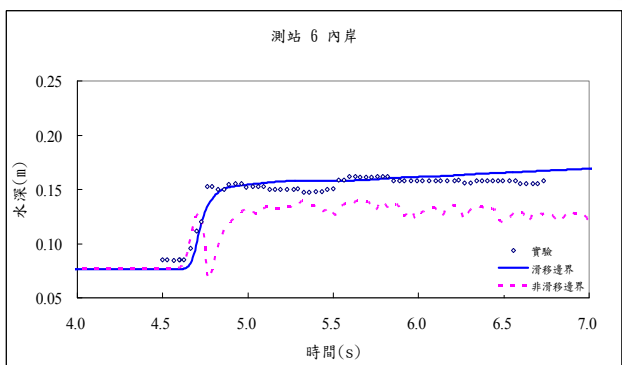
(b)測站 4(外岸)水深比較圖



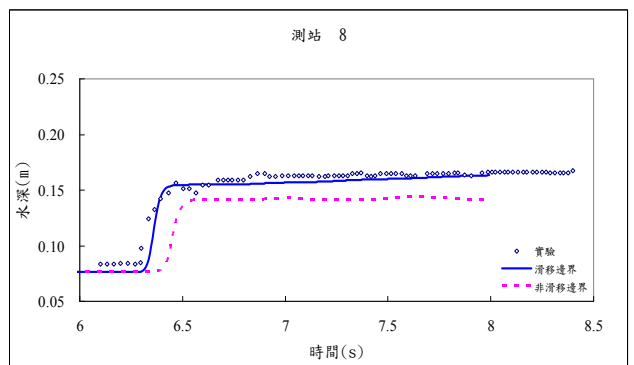
(c)測站 4(內岸)水深比較圖



(d)界測站 6(外岸)水深比較圖

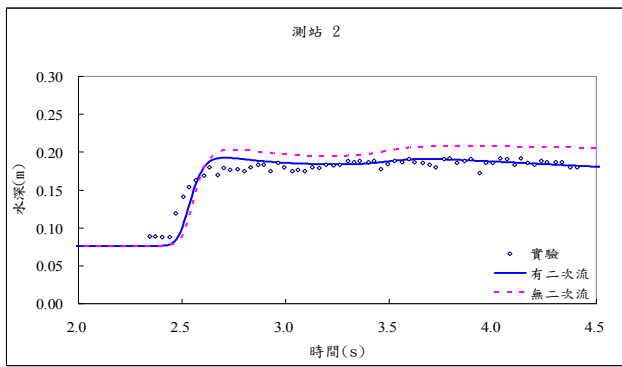


(e)測站 6(內岸)水深比較圖

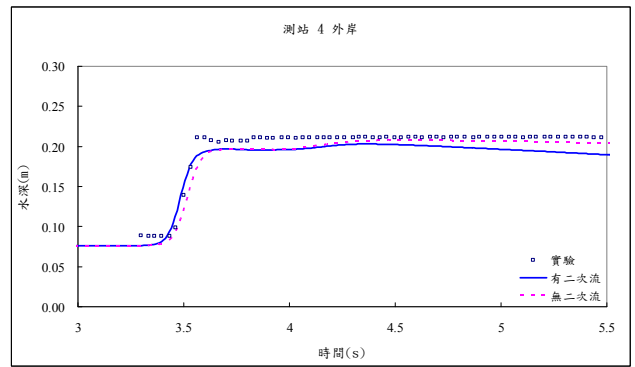


(f)測站 8 水深比較圖

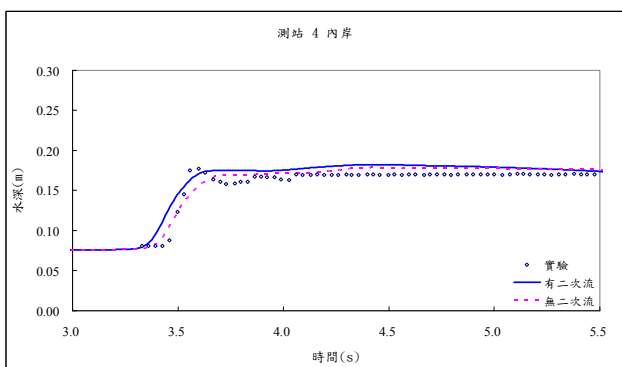
圖 4.18 滑移邊界與非滑移邊界設定各測站水深比較圖



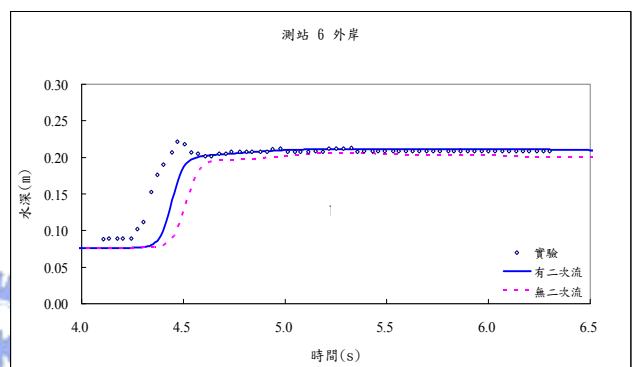
(a)測站 2 水深比較圖



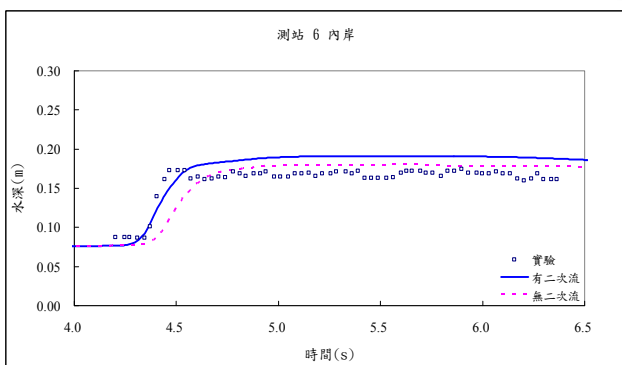
(b)測站 4(外岸)水深比較圖



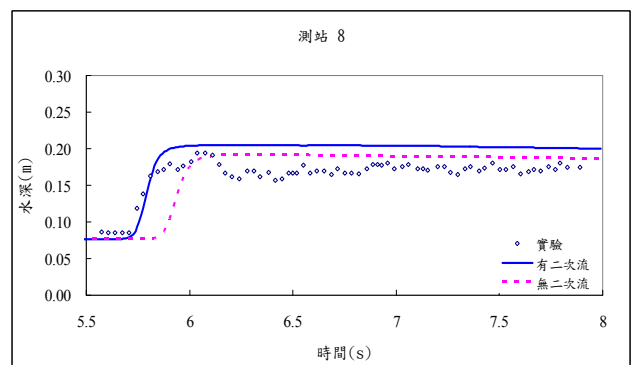
(c)測站 4(內岸)水深比較圖



(d)測站 6(外岸)水深比較圖



(e)測站 6(內岸)水深比較圖



(f)測站 8 水深比較圖

圖 4.19 驗證案例二次流效應設計案例各測站水深比較圖

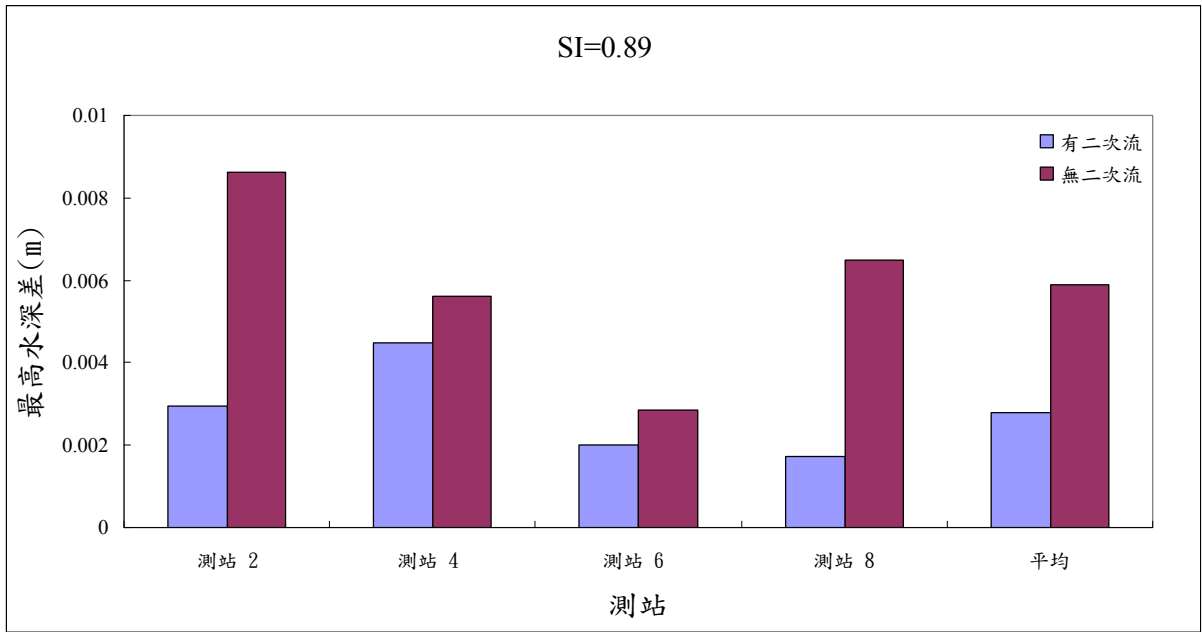


圖 4.20 小 SI 值二次流效應影響下之最高水深差比較圖

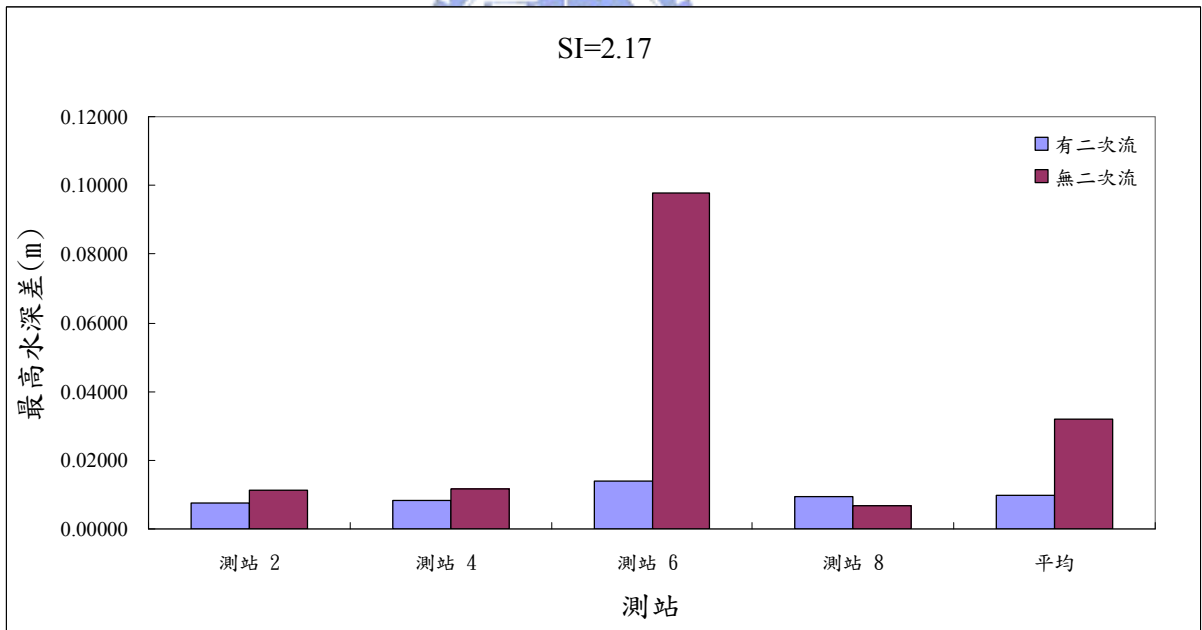


圖 4.20 大 SI 值二次流效應影響下之最高水深差比較圖

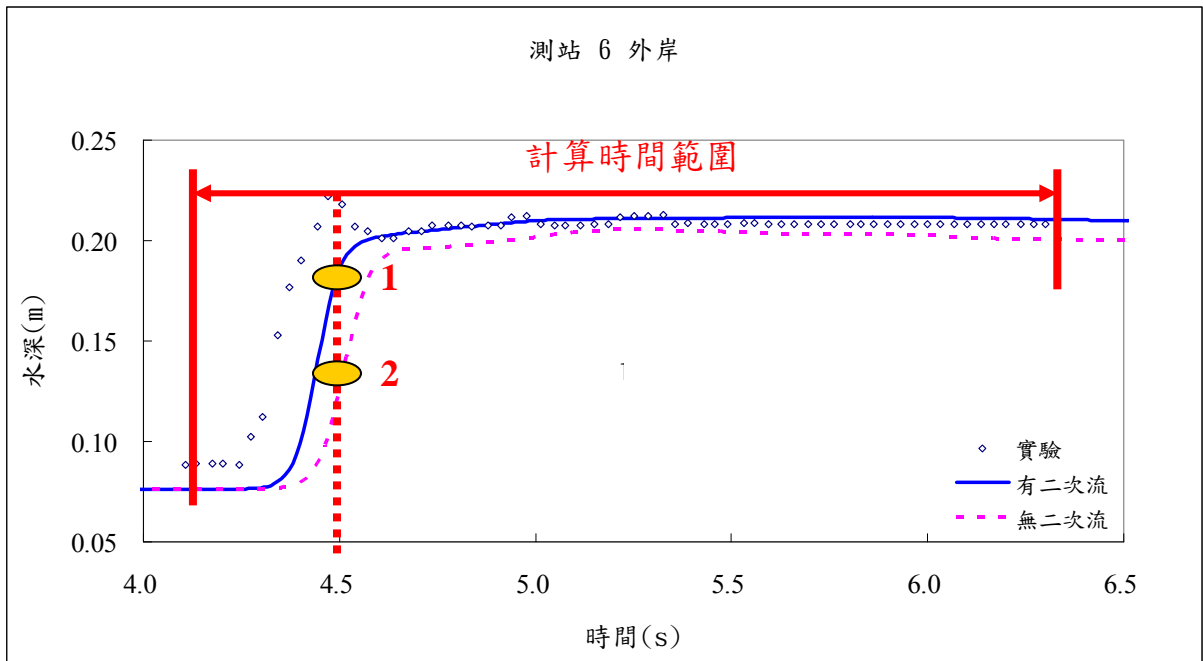


圖 4.22 二次流效應影響下之水深差取法示意圖

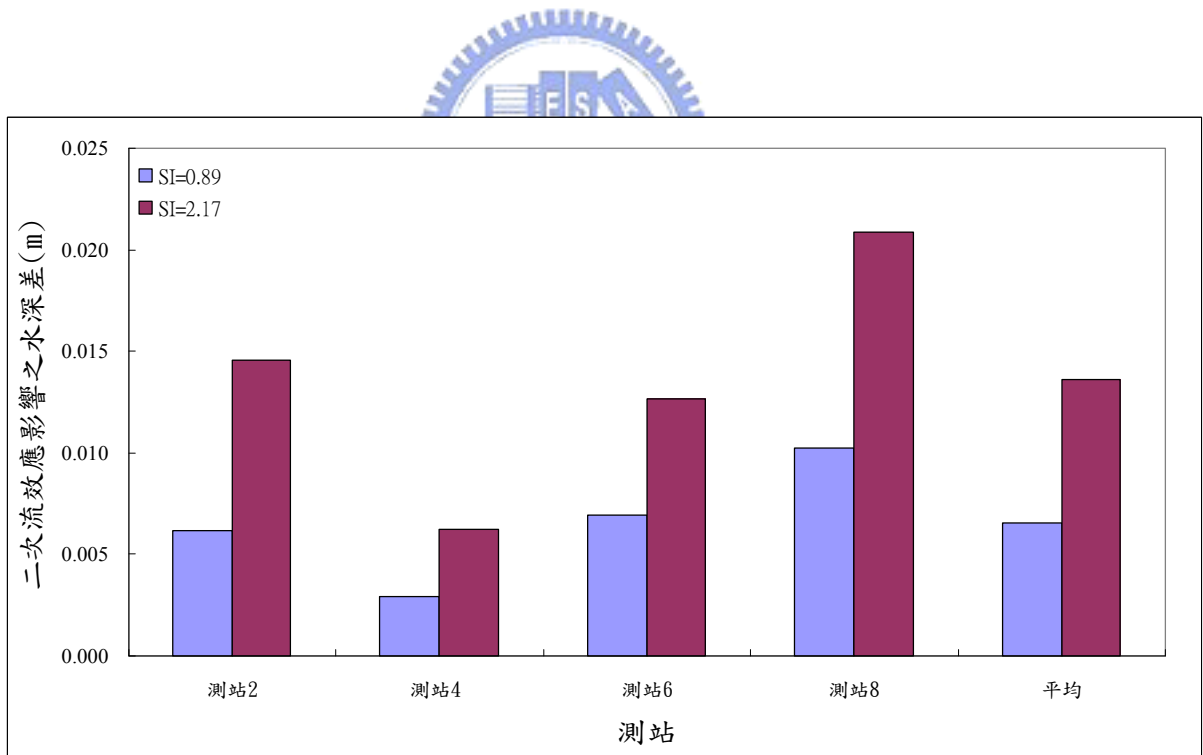
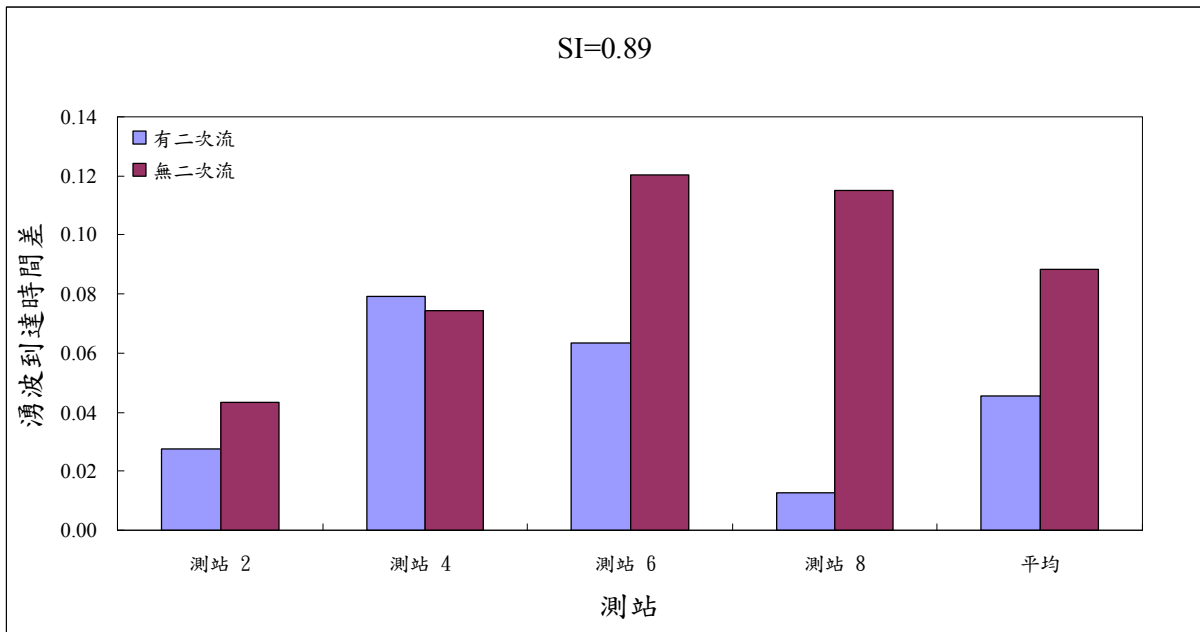
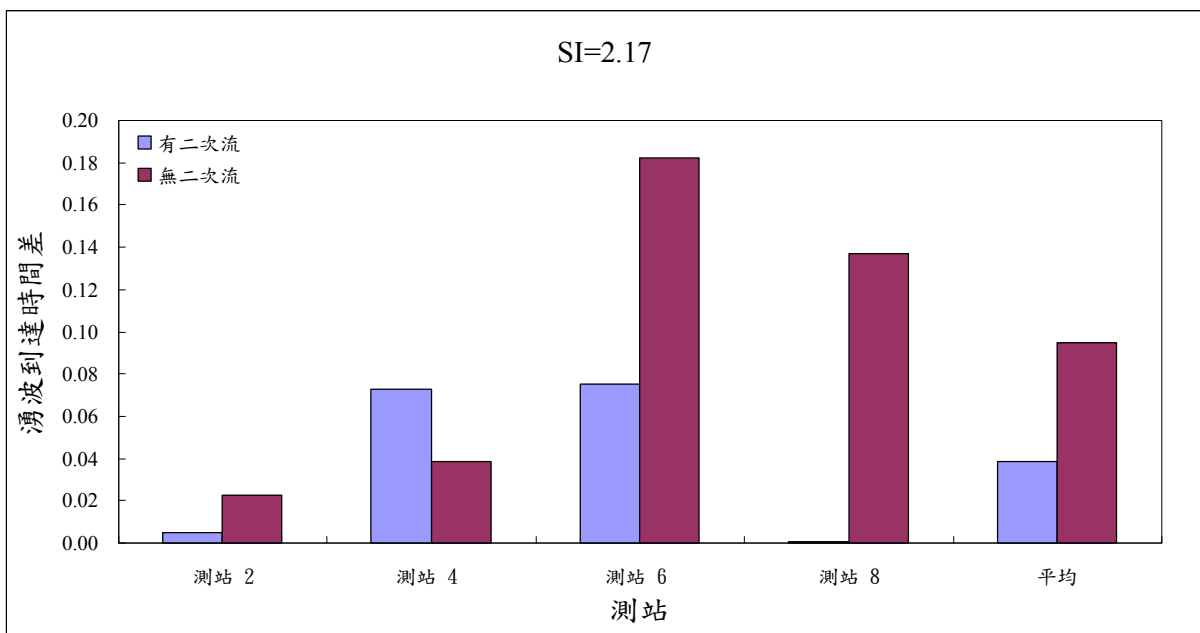


圖 4.23 大小二次流強度因子二次流效應影響下之水深差



(a) 小 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差



(b) 大 SI 值二次流效應影響下湧波到達時間差

圖 4.24 大小二次流強度因子二次流效應影響下湧波到達之時間差

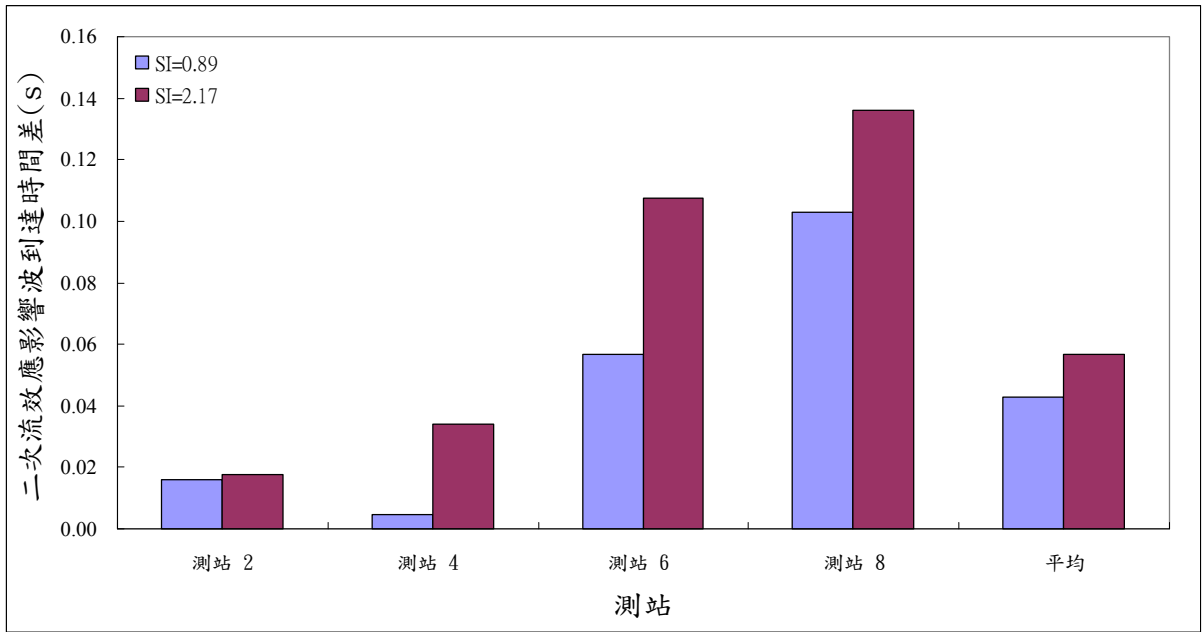


圖 4.25 大小二次流強度因子二次流效應影響下湧波到達時間差

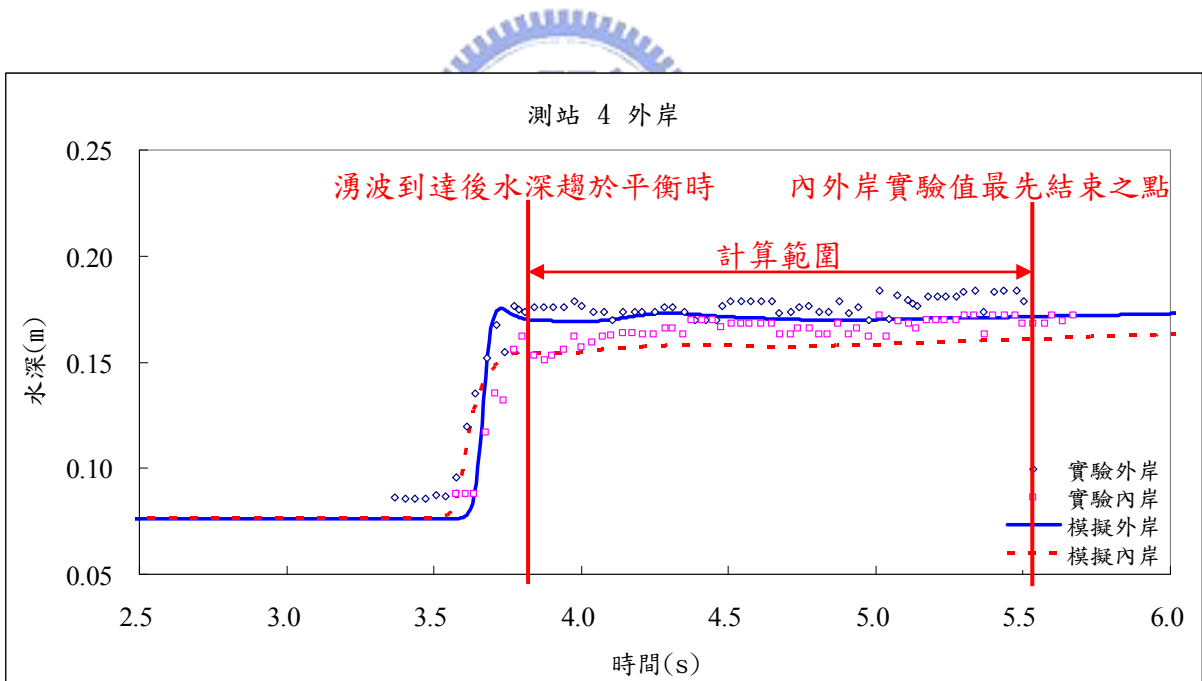


圖 4.26 湧波流經彎道之外岸水深超高比擷取時間示意圖

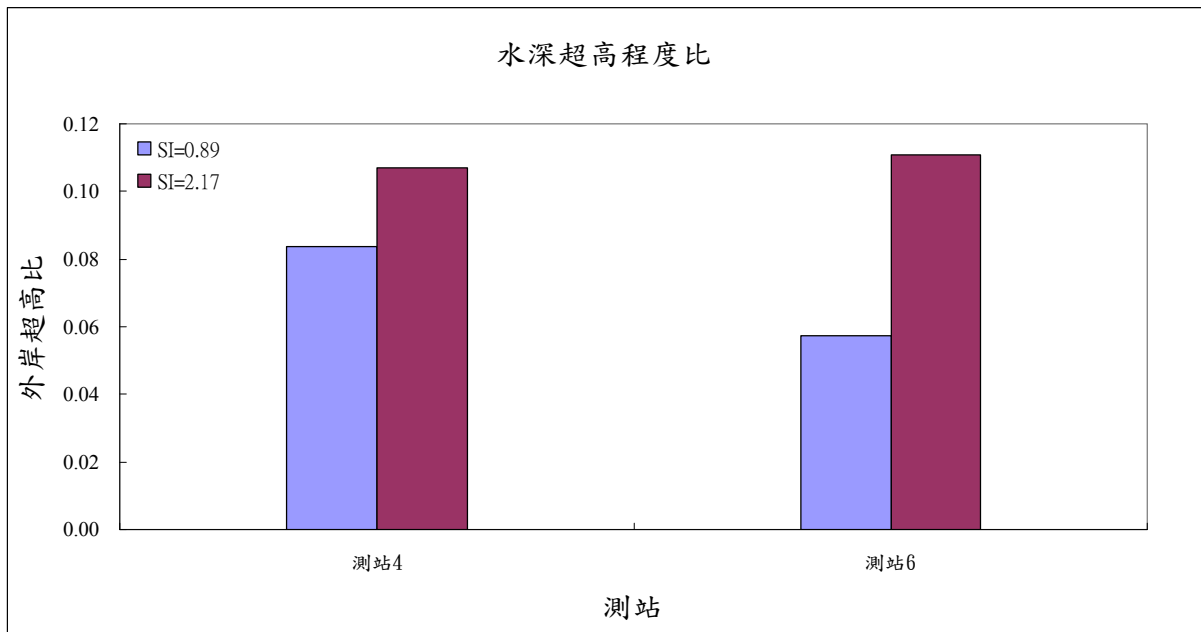


圖 4.27 大小二次流強度因子外岸超高程度比



第五章 結論與建議

本研究針對湧波流經彎道各項影響數值模擬之因子進行模擬，並選用較適合本模式之模擬因子對二次流效應部分加以分析與討論。以下將就本研究之幾項結果作歸納說明。

5.1 結論

一、合適模擬參數分析

1. 在邊界設定的部份：當 $H/B > 0.01$ 時側壁邊界效應大，易造成模擬之不穩定，在此建議應採取滑移邊界來模擬。
2. 在計算時距的部份：當最大可蘭數介於 0.171~0.457 範圍內時模擬結果較接近實驗值。
3. 在網格參數的部份： η 方向網格長度變化不會影響模擬的結果但是 ξ 方向網格長度變化對模擬影響甚大，而當 $L/\Delta\xi$ 趨近 260.4 時模擬結果較接近實驗值。
4. 在二次流參數部份：在模擬湧波流經彎道時，有二次流效應者比無二次流效應者還準確，可看出二次流效應在模擬彎道時之重要性。

二、合適模擬參數之驗證分析

1. 採用 Bell 另一組實驗，參考上述合適模擬參數分析來設計參數並驗證結果，結果與實驗相當吻合。
2. 滑移邊界驗證部份，驗證結果顯示以滑移邊界模擬者較非滑移邊界設定者還接近實驗值。
3. 模擬驗證組無二次流的狀況，驗證結果顯示模擬時考慮二次流效

應情況下，其水深和湧波到達之時間皆會比無二次流效應情況下來的接近實驗值。

三、二次流效應分析

1. 考慮二次流效應皆會比不考慮二次流效應水深誤差還小。
2. 二次流強度越強其影響模擬之效應越大。
3. 以湧波模擬的整體結果與湧波到達的時間來看，大小不同二次流強度因子在考慮與不考慮二次流影響下，顯示彎道湧波模擬在考慮二次流影響後，均會比沒有考慮二次流較為接近實測值。
4. 二次流強度越大，湧波到達時間誤差也越大，所以模擬時更應該考慮二次流效應下去模擬以接近實驗值。
5. 二次流強度越大，外岸之水深超高度會越大。

5.2 建議

在邊界設定的部分，現階段僅先考慮關係較好的 $\frac{H}{B}$ 因子，而雖然 $\frac{H}{B}$ 是所有因子中趨勢較好的，但細看其規律性還是沒有很完備，而且應該還有其他因子可以加入探討，建議將來可繼續對此部分加做分析。

參考文獻

- 謝德勇 (1994), 「二維彎道水理模式之研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 許至聰 (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。
- 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。
- 鍾浩榮 (2006) 「二次流效應影響下湧波傳遞之模擬研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 邱欣瑜 (2006) 「彎道效應對縱向延散係數之影響分析研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- Bell, S. W., Elliot, R. C., and Chaudhry, M. H. (1992). "Experimental results of two-dimensional dam-break flows." *J. Hydraul. Res.*, 30(2), 225–252.
- Bellos, C. V., Soulis, J. V. and Sakkas, J. G. (1991). "Experimental Investigation of Two-Dimensional Dam-Break Induced Flows." *Advances in Water Resources*, 14(01), 31-41.
- Bellos, C. V., Soulis, J. V. and Sakkas, J. G.,(1987)."1-D Dam-Break Flow-Wave Propagation on Dry Bed" *J. Hydr. Div., ASCE*, 113(12), 1510-1524.
- de Vriend, H. J. (1977). "A mathematical model of steady flow in curved shallow channels." *J. Hydr. Res.*, Delft, The Netherlands, 15(1), 37-54.
- de Vriend, H. J., and Koch, F. G. (1978). "Flow of water in a curved open channel with a fixed plan bed." *Rep. on Experimental and Theoretical*

Investigations R675-V M1415, Part I, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

de Vriend, H. J., and Koch, F. G. (1977). "Flow of water in a curved open channel with a fixed plan bed." *Rep. on Experimental and Theoretical Investigations R675-VI M1415, Part II*, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Fennema, R. J., and Chaudhry, M. H. (1990). "Explicit Methods for 2-D Transient Free-Surface Flows." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 116(8), 1479-1495.

Henderson, F. M. (1966). *Open channel flow*, Prentice-Hall, Inc. New Jersey.

Hsieh, T. Y., and Yang, J. C. (2003). "Investigation on the suitability of two-dimensional depth-averaged models for bend-flow simulation." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 129(8), 597- 612.

Lien, H. C., Hsieh, T. Y., and Yang, J. C. (1999). "Bend-flow simulation using 2D depth-averaged model." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 125(10), 1097- 1108.

Miller, S and Chaudhry, M. H. (1989). "Dam-break flows in curved channel". *Journal of Hydraulic Engineering* ,115(11), 1465-1478

Soulis J. V.(1992). "Computation of Two-Dimensional Dam-Break Flood Flows", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 14(6), 631-664,

Molls, T. and Chaudhry, M. H. (1995). "Depth-Averaged open-channel flow model." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 121(6), 453- 465.

Yang, J. Y., and Hsu, C. A. (1993). "Computations of free surface flows,Part 2: 2D unsteady bore diffraction." *J. Hydr. Res.*, Delft, The Netherlands,31(3), 403–412.