

國立交通大學

土木工程學系

博士論文

河岸退縮數值計算模式之發展與應用



The development and application of numerical model of
riverbank retreat

研究生：姜世偉

指導教授：楊錦釗 博士

蔡東霖 博士

中華民國一百年六月

河岸退縮數值計算模式之發展與應用

The development and application of numerical model of
riverbank retreat

研究生：姜世偉

Student：Shih-Wei Chiang

指導教授：楊錦釗

Advisor：Jinn-Chuang Yang

蔡東霖

Tung-Lin Tsai

國立交通大學



A Dissertation

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Doctor of Philosophy

in

Civil Engineering

June 2011

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一百年六月

誌謝

承蒙楊教授錦釗與蔡教授東霖的悉心指導使論文得以完成，在此致上由衷的感謝，並且感謝口試委員黃教授良雄、詹教授錢登以及潘教授以文悉心給予指正與建議，使本論文更臻完善。此外，亦感謝系上老師在課業上的啟發與教誨，求學期間使學生受益匪淺。

感謝所有支持我的朋友以及多位學長、同學與學弟妹們給予的幫助與關懷。

最後對於家人的支持與鼓勵，感激之情，永銘於心。



摘要

本研究之目的旨在發展並應用河岸退縮預測數值計算模式，模式中採用未飽和地下水理論，利用數值計算獲致河岸土體內部孔隙水壓隨時間變化之分布，藉以建構河岸邊坡塊體破壞機制。此方法不但可以改進以往過去相關研究須仰賴地下水面線且須以靜水壓分布假設始能求得沿破壞面上之孔隙水壓，並可利用邊界條件的處理技巧將河川水位變動以及降雨因素之影響一併納入計算。此外，更進一步整合懸臂型破壞與水流沖蝕機制，完整地考量河岸退縮的主要關鍵因素，據以探究其互制行為與演變過程。

本研究首先以所建立的模式分別針對塊體破壞、懸臂型破壞與水流沖蝕三種破壞機制進行探討，利用案例測試結果歸納出河川水位升降決定其所提供之靜水壓力，以及土壤滲透性與降雨特性交互作用下造成土體孔隙水壓變化之差異，對塊體破壞以及懸臂型破壞二種機制均具決定性之影響，而水流沖蝕則主要與水力條件(底床坡降、河川水位、水位歷線型態)以及土壤抗沖蝕能力(臨界剪應力、沖蝕係數)相關。接續整合三種破壞機制，並由模擬結果得知河岸退縮是塊體破壞、懸臂型破壞與水流沖蝕三種破壞機制反覆循環發生的過程，而在水流沖蝕較大的條件下，河岸退縮主要受水流沖蝕的程度與範圍所影響。最後於濁水溪河段之案例應用結果顯示，此整合模式可提出不同機制下的泥砂產量，並且對於河岸退縮長度可獲一定程度之預測。

關鍵詞：河岸退縮、未飽和地下水流、極限平衡法、邊坡穩定、塊體破壞、懸臂型破壞、水流沖蝕

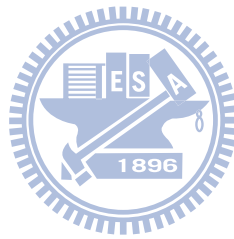
Abstract

In this study, a numerical model of riverbank retreat has been developed and applied to a practical case. The governing equation of unsaturated groundwater flow is solved by implementing numerical method to obtain the transient distribution of the pore water pressure to evaluate riverbank stability with respect to mass failure. However, previous studies to compute the pore water pressure were usually based on groundwater table with hydrostatic pressure distribution hypothesis. The approach proposed in this study not only improves this shortcoming but also takes the effects of river stage variations and rainfall into account by defining boundary conditions. In addition, cantilever failure and fluvial erosion are incorporated into the model in order to further understand the interaction and the process of riverbank retreat.



First, mass failure, cantilever failure and fluvial erosion are respectively investigated by a series of hypothetical scenarios. The simulated results indicate that the occurrence of mass failure and cantilever failure mainly depend on the fluctuations in pore water pressure determined by river stage variations, soil permeability and rainfall condition. Fluvial erosion is determined by hydraulic conditions (i.e. channel slope, river stage and stage hydrograph) and soil erodibility (i.e. critical shear stress and erodibility coefficient). Subsequently, mass failure, cantilever failure and fluvial erosion are combined to estimate riverbank retreat. According to the conclusions of analyses, riverbank retreat is the process of repeated failure events and is primarily influenced by the magnitude and range of fluvial erosion with remarkable fluvial erosion. Finally, the results of the study reach of Jhuoshuei River reveal that the proposed model is capable of quantifying sediment yield and well predicting riverbank retreat length.

Keywords: riverbank retreat, unsaturated groundwater flow, limited equilibrium analysis, slope stability, mass failure, cantilever failure, fluvial erosion



目錄

誌謝.....	I
摘要.....	II
Abstract.....	III
目錄.....	V
表目錄.....	VIII
圖目錄.....	IX
符號說明.....	XIII
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.3 研究方法與步驟.....	7
1.4 章節介紹.....	8
第二章 分析模式之建立.....	9
2.1 地下水流計算.....	9
2.1.1 水流控制方程式.....	9
2.1.2 土壤水力特性.....	12
2.1.3 離散方程式與數值求解步驟.....	14
2.1.4 模式驗證.....	20
2.2 河岸退縮機制.....	21
2.2.1 塊體破壞.....	21
2.2.2 懸臂型破壞.....	26
2.2.3 水流沖蝕.....	26
2.3 模式演算流程.....	30

第三章 分析模式之測試.....	32
3.1 案例設定.....	32
3.2 塊體破壞.....	32
3.2.1 模式概述.....	32
3.2.2 河川水位升降之影響.....	33
3.2.3 降雨特性之影響.....	37
3.2.4 河川水位與降雨特性之綜合影響.....	40
3.3 懸臂型破壞.....	41
3.3.1 河川水位升降之影響.....	42
3.3.2 降雨特性之影響.....	42
3.3.3 河川水位與降雨特性之綜合影響.....	43
3.4 水流沖蝕.....	43
3.4.1 河川臨界水位之探討.....	43
3.4.2 水位歷線型態之影響.....	44
3.5 河岸退縮.....	44
3.5.1 案例設定.....	45
3.5.2 水力條件之影響.....	45
3.5.3 土壤條件之影響.....	47
3.5.4 降雨特性之影響.....	48
第四章 應用案例.....	49
4.1 案例說明.....	49
4.2 數值模式設定.....	49
4.3 結果與討論.....	51
第五章 結論與建議.....	53
5.1 結論.....	53
5.2 建議.....	54

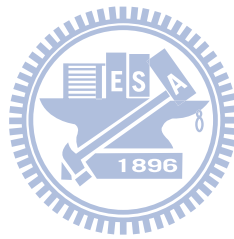


參考文獻.....	56
附錄一 Hydrostatic Model 簡介.....	63
附錄二 Boussinesq Model 簡介.....	65



表目錄

表 1.1	相關研究彙整表.....	74
表 2.1	等效摩擦角彙整表.....	75
表 3.1	砂、壤土砂與黏壤土之未飽和土壤水力參數彙整表.....	75
表 4.1	濁水溪主流河道斷面曼寧糙度係數率定結果彙整表.....	75
表 4.2	濁水溪應用河段模擬結果彙整表.....	76
表 4.3	濁水溪應用河段河岸退縮長度比較表.....	76



圖目錄

圖 1.1	河岸邊坡破壞型態示意圖	77
圖 1.2	邊坡臨界高度與坡度關係示意圖	77
圖 2.1	控制體積示意圖	78
圖 2.2	土壤顆粒間氣液界面變化歷程示意圖	78
圖 2.3	典型 S 型土壤保水曲線圖	79
圖 2.4	二維 Richards 方程式計算概念圖	79
圖 2.5	二維 Richards 方程式數值計算驗證結果圖	80
圖 2.6	二維 Richards 方程式數值計算驗證結果圖	80
圖 2.7	廣義莫爾-庫倫破壞包絡線示意圖	81
圖 2.8	壓力水頭計算示意圖	81
圖 2.9	FS 與 FS_c 計算概念圖	82
圖 2.10	懸臂型破壞型態示意圖 (a)剪力型破壞 (b)樑型破壞 (c)張力型破壞	83
圖 2.11	梯形渠道剪應力分布圖	83
圖 2.12	邊界剪應力計算概念圖	84
圖 2.13	沖蝕係數與臨界剪應力關係圖	84
圖 2.14	沖蝕係數與臨界剪應力關係圖	85
圖 2.15	分析模式演算流程圖	86
圖 3.1	塊體破壞模擬參數及河岸幾何形狀概念圖	88
圖 3.2	砂、壤土砂與黏壤土之 (a)保水曲線 (b)滲透函數	88
圖 3.3	不同土質與河川水位上升速度之 FS 計算比較圖	89
圖 3.4	砂質河岸於河川水位上升速度為 0.15m/hr 之地下水面線分布圖	90
圖 3.5	砂質河岸於河川水位上升速度為 0.15 m/hr 沿破壞面壓力水頭分布圖	91
圖 3.6	砂質河岸於河川水位上升速度為 0.15 m/hr 之壓力水頭與地下水流場分布圖	92

圖 3.7	不同土質與水位下降速度之 FS 計算比較圖	93
圖 3.8	不同河川水位下降速度之最小安全係數比較圖	94
圖 3.9	不同降雨強度之平均入滲率比較圖	95
圖 3.10	不同起始水位之降雨強度與平均入滲率關係圖	96
圖 3.11	不同起始水位與降雨強度之 FS 計算比較圖	97
圖 3.12	不同起始水位之破壞包絡線分布圖	98
圖 3.13	砂質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為 (a)5 mm/hr (b)10 mm/hr	99
圖 3.14	砂質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為 (a)20 mm/hr (b)40 mm/hr	100
圖 3.15	砂質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為 (a)60 mm/hr (b)80 mm/hr	101
圖 3.16	黏壤土質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為 (a)5 mm/hr (b)10 mm/hr	102
圖 3.17	黏壤土質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為 (a)20 mm/hr (b)40 mm/hr	103
圖 3.18	黏壤土質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為 (a)60 mm/hr (b)80 mm/hr	104
圖 3.19	不同累積降雨量與破壞包絡線分布比較圖	105
圖 3.20	不同降雨強度與河川水位上升速度之 FS 計算比較圖	106
圖 3.21	不同河川水位上升速度之破壞包絡線分布圖	107
圖 3.22	不同降雨強度與河川水位下降速度之 FS 計算比較圖	108
圖 3.23	不同河川水位下降速度之破壞包絡線分布圖	109
圖 3.24	懸臂型破壞模擬參數及河岸幾何形狀概念圖	110
圖 3.25	不同土質之 FS_c 計算比較圖 (a)河川水位上升 (b)河川水位下降	111
圖 3.26	河川水位上升速度 0.15 m/hr 之壓力水頭與地下水流場分布圖 (a)砂質 (b)黏	

壤土質	112
圖 3.27 河川水位上升速度 0.9 m/hr 之壓力水頭與地下水流場分布圖 (a)砂質 (b)黏壤土質	113
圖 3.28 不同降雨強度之 FS_c 計算比較圖	114
圖 3.29 不同降雨強度與河川水位上升速度之 FS_c 計算比較圖	115
圖 3.30 水流沖蝕臨界水位分布圖	116
圖 3.31 不同河川水位歷線型態沖蝕率與沖蝕長度比較圖	116
圖 3.32 不同底床坡降之 FS 與 FS_c 計算比較圖(1/2)	117
圖 3.33 不同底床坡降之 FS 與 FS_c 計算比較圖(2/2)	118
圖 3.34 河岸退縮隨時間變化圖(1/2)	119
圖 3.35 河岸退縮隨時間變化圖(2/2)	120
圖 3.36 三種破壞機制隨時間變化圖 (a)泥砂產量 (b)泥砂累積產量與河岸退縮長度	120
圖 3.37 不同流量之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	121
圖 3.38 不同水位歷線型態之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	121
圖 3.39 臨界剪應力為 10 Pa 之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	122
圖 3.40 臨界剪應力為 100 Pa 之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	122
圖 3.41 砂質河岸之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	123
圖 3.42 黏壤土質河岸之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	123
圖 3.43 不同降雨強度之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	124
圖 3.44 臨界剪應力為 10 Pa 不同降雨強度之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖	124
圖 4.1 濁水溪應用案例河段相關位置圖	125
圖 4.2 土壤剪力強度圖 (a)應力路徑圖 (b)莫爾圓圖	125
圖 4.3 jest-test 試驗結果圖 (a)試驗一 (b)試驗二	126
圖 4.4 jest-test 試驗結果套疊比較圖	126

圖 4.5	海棠颱風水位率定結果圖 (a)溪洲大橋 (b)自強大橋.....	127
圖 4.6	碧利斯颱風水位驗證結果圖 (a)溪洲大橋 (b)自強大橋.....	127
圖 4.7	柯羅莎颱風水位驗證結果圖 (a)溪洲大橋 (b)自強大橋.....	128
圖 4.8	民國 94 至 96 年彰雲大橋流量歷線圖.....	128
圖 4.9	斷面編號 43 河岸退縮歷程圖.....	129
圖 4.10	斷面編號 44 河岸退縮歷程圖.....	129
圖 4.11	斷面編號 45 河岸退縮歷程圖.....	130
圖 4.12	八場颱洪事件之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖.....	130
圖 4.13	民國 93 年灘線位置比較圖.....	131
圖 4.14	民國 96 年灘線位置比較圖.....	131
圖 A1.1	Hydrostatic Model 孔隙水壓計算示意圖.....	64
圖 A1.2	Hydrostatic Model 計算流程圖.....	64
圖 A2.1	一維控制體積示意圖.....	71
圖 A2.2	一維 Dupuit assumption 示意圖.....	71
圖 A2.3	一維 Boussinesq 方程式計算概念圖.....	72
圖 A2.4	一維 Boussinesq 方程式數值計算驗證結果圖 (a)第 24 hr (b)第 48 hr.....	72
圖 A2.5	Boussinesq Model 孔隙水壓計算示意圖.....	73
圖 A2.6	Boussinesq Model 計算流程圖.....	73

符號說明

A ：水流通過截面積

AB 、 BC 、 CD 、 DF 、 FG 、 GH 、 HA ：河岸土體邊界範圍

a ：沖蝕率計算經驗參數

a_i 、 b_i 、 c_i 、 d_i ：數值計算格點之權重係數

a_{ij} 、 b_{ij} 、 c_{ij} 、 d_{ij} 、 e_{ij} 、 f_{ij} ：數值計算格點之權重係數

C ：比含水量

c' ：土壤有效凝聚力

D ：泥沙顆粒直徑

D_{50} ：中值粒徑

FD ：驅動力

FR ：抗剪力

FS ：塊體破壞安全係數

FS_c ：懸臂型破壞安全係數

FS_{min} ：最小安全係數

H ：河岸高度

H_b ：土層底部厚度

h ：水力水頭

$h_0(t)$ 、 $h_t(t)$ ：邊界上隨時間變動之水頭

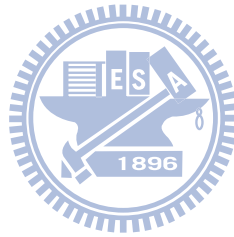
h_{gwb} ：土層內部邊界上之地下水面高

h_i ：河岸邊坡土層之起始水頭

h_p ：破壞面上任一點距地下水面線的垂向距離

h_w ：河川水位高

h_{wc} ：河川臨界水位



h_{wi} ：起始河川水位

h_{wp} ：洪峰水位

I ：總土體單元數

I_r ：降雨強度

$i、j$ ：空間網格座標

$K、K(\psi)、K(\theta)$ ：水力傳導係數

k_d ：沖蝕係數

K_s ：飽和水力傳導係數

L ：沿破壞面之土層總長度、延破壞面方向

L_e ：沖蝕長度

L_{me} ：最大沖蝕長度

L_r ：河岸退縮長度

L_{sat} ：沿破壞面之飽和土層長度

L_{uns} ：沿破壞面之未飽和土層長度

l ：計算域長度

$M、N$ ：數值計算格點數

m ：Picard 迭代次數

$m_v、n_v$ ：曲線密合參數

N ：總正向力

N_i ：源流項

n ：時間網格座標

P ：河川水位靜水壓力

P_t ：總累積降雨量

Q ：流量

Q_x ： x 方向流量

$q、q_s、q_x、q_z$ ：水流通量



R ：水力半徑

R_a ：地表平均入滲率

R_i ：地表入滲率

S ：基質吸力

S_0 ：底床坡降

S_f ：能量坡降

S_y ：比出水量

s ：流線方向

T ：總剪力

T_{sat} ：沿破壞面之飽和土層剪力

T_{uns} ：沿破壞面之未飽和土層剪力

t ：時間、降雨延時

U ：上舉力

u_a ：孔隙氣壓

u_w ：孔隙水壓

$(u_a - u_w)$ ：基質吸力

\bar{V} ：流速

V_{as} ：泥砂累積產量

V_s ：泥砂產量

V_w ：河川水位升降速度

W ：破壞土體重

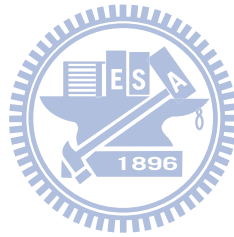
x ：空間座標

y ：沿河岸邊坡方向的距離

z ：空間座標、位勢水頭

$z_{i,j}$ ： z 方向高程

Δt ：時間間距



Δx 、 Δz ：為空間間距

Θ ：有效飽和度

α ：河岸坡面角度

α_v ：進氣潛能因子

β ：破壞面角度

β_b ：等分線與底床之夾角

γ_d ：土壤乾單位重

γ_m ：土壤濕單位重

γ_s ：土壤單位重

γ_w ：水單位重

δ ：數值計算收斂條件

ε ：沖蝕率

θ ：含水量

θ_r ：殘餘含水量

θ_s ：飽和含水量

θ_w ：地下水面線坡度

ν ： h^2

ρ_w ：水的密度

σ ：正向應力

$(\sigma - u_a)$ ：淨正向應力

$(\sigma - u_w)$ ：有效正向應力

τ_b ：邊界剪應力

τ_c ：臨界剪應力

τ_c^* ：無因次臨界剪應力

τ_{cb} ：底床臨界剪應力

τ_{sat} ：飽和土壤剪應力



τ_{uns} ：未飽和土壤剪應力

ϕ ：摩擦角

ϕ' ：土壤有效摩擦角

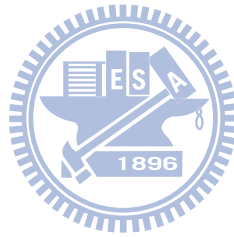
ϕ^b ：基質吸力造成剪應力增加所對應之角度

ϕ^* ：等效摩擦角

ψ ：壓力水頭

$\psi_0(t)$ 、 $\psi_l(t)$ ：邊界上隨時間變動之壓力水頭

∇h ：水力梯度



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣地區地狹人稠，土地高度開發利用，以致多採築堤束水治理工法以降低水患之威脅。然而，台灣特殊的氣候與地質條件，河川大多流短而急，以致暴雨來臨時，洪水歷程急促，水流沖刷劇烈，除了垂向侵蝕導致河床嚴重刷深外，側向侵蝕造成的河岸退縮，不但影響兩岸土地之安定，亦可能危及堤防和水工構造物之安全，更甚者，造成人民生命財產的嚴重損失。另外，隨著數值工具的發達，目前國內河川治理規劃大多採用數值計算模型來代替水工模型試驗進行水理輸砂的分析工作，迄今所累積的研究成果與工程經驗雖有相當程度的可靠性與準確性，然綜觀目前常用的河道動床數值模式則多著重於底床沖淤之預測，對於側向變遷之計算，仍未臻完備。因此，對河岸退縮的可能型態、形成機制及演變過程等實須進一步研析與瞭解。

一般而言，河岸退縮之趨勢，可利用現場調查量測、經驗法則或數值計算模式等方法進行評估。雖然透過回歸相關地文、水文條件與量測資料可達到預測河岸退縮之目的，但此種方法需要大量長期的現場調查資料且缺乏嚴謹之理論基礎。另外，經驗法係利用流域面積、河寬、流量、底床坡降、河床質等資料，藉由回歸分析建立其關係式，然而，此法可能因時因地而存在適用性的問題，且時間尺度侷限在長期河寬之預測，並無法得知其隨時間變化的情形。而數值計算模式則是根據物理控制方程式並以數值方法進行求解，因其具泛用性且能定量分析處理複雜的問題，因此為一準確且有效率之方法。故本研究之目的，從較具物理意義的力學理論切入，發展一套預測河岸退縮行為之數值計算模式，以深入探究洪流來臨時，河岸遭受破壞及其退縮過程，以做為高灘地管理或河防構造物安全評估之工具，更期能應用於水道治理計畫線、河川區域線或堤防預定線劃設之參考依據。

1.2 文獻回顧

天然河川總是處在不斷地變化與發展的過程中，在空間上主要以兩種型態呈現：縱向變形和側向變形。縱向變形為泥砂與水流交互作用下的底床沖淤行為，側向變形為近岸流速的改變導致河岸淤長(riverbank advance)或河岸退縮(riverbank retreat)。造成河岸淤長主因如：主流偏離、近岸為緩流或局部渦流致使泥砂沉滓落淤，而造成河岸退縮主因通常是河岸邊坡土體與近岸水流相互作用下的結果，河岸邊坡表土與坡趾遭受沖刷，再者使其坡度變陡或岸高增加，最終因重力作用而產生崩塌或滑動破壞，河岸退縮即為如此反覆循環作用下之結果。河岸邊坡受河川水流作用的受蝕程度與其組成的材料性質相關，Johnson and Stypula (1993)依據河岸所構成的材料將其分為岩床 (bedrock)、非凝聚性(cohesionless)、凝聚性(cohesive)與層狀(stratified or interbedded)等四類。岩性河岸大多將之視為河床整體的一部份進行探討，而岩床的侵蝕是眾多因素交互作用下的結果，如：磨蝕(abrasion)、塊體抽離(plucking)、穴蝕(cavitation)、顆粒彈跳沖蝕(saltation)、風化侵蝕(weathering)等(Whipple et al., 2000；Sklar and Diereich, 2004；Stock, et al., 2005)，其過程與機制非常複雜，欲進行完全定量之預測確有其困難。因此，目前主要分析方法依其破壞機制大致分為水力沖蝕(hydraulic scour)以及泥砂磨蝕(sediment and rock abrasion)等兩種類型進行岩床侵蝕速率的評估(Annandale, 1995；Sklar and Diereich, 2004, 2006；Lamb et al., 2008)。相較於其他河岸材料，岩性河岸一般相對穩定而不易發生大規模的河岸退縮。

相對於岩性河岸，Julien(2002)將沖積型河川(alluvial river)的破壞依其邊坡材料性質分為非凝聚性、凝聚性與層狀等三種，並指出非凝聚性河岸其坡趾遭受沖刷而使其坡度大於其安息角(angle of repose)時將會產生滑動破壞。Johnson and Stypula (1993)則描述非凝聚性河岸多由粉砂(silt)、砂(sand)或礫石(gravel)所摻混組成，由於該類型的材料顆粒間缺乏鍵結能力，因此，其破壞型態可視為多個單一顆粒受水流沖刷作用而脫離的行為，其破壞程度主要是受材料特性(顆粒的大小、形狀、級配、含水量與相對密

度)以及水力條件(近岸流速、紊流強度與剪應力)而定。Thorne and Tovey (1981)發現此類型的河岸邊坡多為粗顆粒所組成而透水性較佳，其穩定與否受土體內的孔隙水壓(pore water pressure)變化影響較小，河川水流的作用才是造成破壞的主因。Thorne (1991)則提出非凝聚性材料的破壞類型其一為平面或圓弧形的淺層剪力破壞，其二為河川水流挾帶泥砂顆粒的表層剝離。Terzaghi and Peck (1996)則指出隨著深度增加，因剪力增量較剪應力大，使得此類型的破壞面大多發生於淺層。上述文獻僅對非凝聚性河岸破壞的特性與行為進行論述，而 ASCE Task Committee (1998)則綜合相關研究後指出此類型的河岸穩定分析方法，主要分為兩種：Pizzuto (1990)與 Li and Wang (1993, 1994)假設當河岸邊坡坡度大於其安息角時，則土體將沿破壞面產生滑動；Wiele (1992)與 Kovacs and Parker (1994)則建構泥砂連續方程式，以側向通量處理河川水流侵蝕的過程。然而，Thorne (1991)則認為天然河岸邊坡通常摻雜具有凝聚性的土壤，並且須考量由植物根系或未飽和土層所提供額外的凝聚性，因此，非凝聚性河岸邊坡的應用範圍因實用性而有所限制。



對於凝聚性河岸邊坡而言，Johnson and Stypula (1993)說明此類型的河岸因富含黏土(clay)，相較於非凝聚性河岸，其滲透性較差，因此其破壞機制與土體內的地下水息息相關，如：滲流(seepage)、管湧(piping)、凍脹(frost heaving)作用等，並提出此類型的河岸邊坡破壞常發生於河川水位洩降的過程。Hagerty (1991)則根據河岸邊坡土質特性與坡度差異提出不同的破壞類型，如圖 1.1 所示。圖 1.1(a)與圖 1.1(b)分別為發生於均質土壤且陡峭邊坡的平面型(planar)以及低緩邊坡的圓弧型(rotational)塊體破壞(mass failure)，並且指出破壞常發生於降雨或河川水位的漲退變化過程中，河岸土體濕潤而增加其自重並減少土壤顆粒間的鍵結強度則為其肇因。而圖 1.1(c)所示則為河岸底層土壤受水流侵蝕作用下，致使上方土層形成類似懸臂樑形式之土塊並因重力作用而發生懸臂型破壞(cantilever failure)，Thorne and Tovey (1981)則依據不同的破壞機制，提出三種形式及其分析方法，後續則有 Amiri-Tokaldany and Samadi (2007)、Langendoen and Simon et al. (2008)、Simon et al. (2009)與 Simon et al. (2010a)等研究結合此類型的破

壞機制建構其分析模式，並指出欲探討完整的河岸退縮過程，此類型的破壞機制必須加以考量方能符合實際情形。

前述針對凝聚性河岸之塊體破壞，依據破壞面的類型大致可分為平面與弧面的破壞(見圖 1.1(a)與圖 1.1(b))，然而根據許多現場調查資料顯示凝聚性河岸的破壞型態大多為沿平面破壞面滑動的塊體形式(Thorne, 1982；Osman and Thorne, 1988；Darby and Thorne, 1996)，因此相關研究多採此種破壞型態進行解析。分析方法則多參照大地工程邊坡穩定的理論架構，亦即在均質土體且不考慮其變形下，以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)建立河岸土體沿破壞面之正向應力與剪力強度關係，並依據土體的抗剪力與驅動力，採用極限平衡分析法(limited equilibrium analysis)評估其穩定性。基於上述分析理論，Lohnes and Handy (1968)以坡度與剪力參數建立臨界坡高的關係式。Chen (1975)同樣以臨界坡高來評估邊坡的穩定性，並依不同河岸坡度彙整結果如圖 1.2 所示。Osman and Thorne (1988)則結合 Arulanandan et al. (1980)所提出的水流剪應力與臨界剪應力關係式，計算河岸邊坡受河川水流沖蝕作用下的退縮長度，並據以評估河岸受水流沖蝕後對河岸穩定之影響。然而，上述研究均未考量河川水位變化以及河岸土體孔隙水壓之影響，其研究結論顯示河岸破壞發生與否僅與邊坡的幾何條件以及土壤強度有關。因此，後續學者則致力改善前述分析理論不足之處，Huang (1983)根據破壞土體內地下水位的分布比例提出孔隙水壓比(pore pressure ratio)，據以評估其對邊坡穩定的影響。Springer et al. (1985)則分析一砌形土體受河川水位與地下水位對其穩定之影響。Simon et al. (1991)在簡單的河岸幾何形狀條件下，將河川水位與地下水的影響機制同時納入其分析模式。Darby and Thorne (1996)則基於前述的研究，並進一步考量河川水流沖蝕作用下對河岸穩定之影響，且與前人分析方法比較其差異性。然而，上述分析方法對於河岸土體內之孔隙水壓，僅考量地下水面線以下飽和區域所產生的上舉力(uplift force)，而忽略未飽和區域形成基質吸力(matric suction)的影響。為釐清土壤未飽和狀態之機制，Casagli et al. (1999)與 Rinaldi and Casagli (1999)依據 Fredlund et al. (1978)所提出之廣義莫爾-庫倫破壞準則(extended of Mohr-Coulomb

failure criterion)，進一步結合基質吸力分析義大利 Sieve River 河川水位與河岸土體內孔隙水壓的變化情形，研究結果顯示基質吸力對河岸邊坡穩定的貢獻甚大，尤其在地下水水位偏低的狀況下。然而，天然沖積型的河岸，其土壤性質多呈現非均質的層狀分布，Simon et al. (2000)遂將不同的土壤強度參數建構至所發展的模式以反映層狀土壤的效應，另依據美國 Goodwin Creek 長期監測的資料，評估河岸穩定程度隨時間的變化情形，並探討基質吸力在河川水位漲退過程中的變動及其對河岸穩定的影響，最後在結論中強調基質吸力對河岸穩定的重要性。而由美國農業部農業研究局 (USDA-ARS)所發展並被廣為應用之河岸邊坡穩定分析模式(Bank Stability and Toe Erosion Model, BSTEM)亦以上述分析理論為其主要架構，爾後相關研究大多以該模式或依循上述分析理論進行現地案例之分析與應用，如：Simon et al. (2002)以美國 Missouri River 為例，探討不同河川水位條件下河岸的臨界穩定狀況；Simon and Thomas (2002)在美國 Yalobusha River 以不同地下水位高度的條件下，建立河岸高度與臨界坡度的關係；Amiri-Tokaldany et al. (2003)則以美國 Hotophia Creek 為研究對象，探討河岸的長期破壞趨勢；Amiri-Tokaldany and Darby (2006)則分別分析義大利 Sieve River 與美國 Goodwin Creek 的河岸穩定情形。然而，上述研究僅針對塊體破壞在河川水位變化單一機制下進行分析與探討。

後續學者則進一步結合 Partheniades (1965)所提出的沖蝕率計算方法探討河岸破壞與退縮行為，如：Langendoen and Simon (2008)模擬美國 Goodwin Creek 河岸幾何形狀受破壞而變化的過程；Simon et al. (2009)則評估美國 Blackwood Creek、Upper Truckee River、Ward Creek 等多條河川受蝕的情形；Shields et al. (2009)則分析美國 Little Topashaw Creek 河岸在不同的地下水位條件下的穩定狀況；Simon et al. (2010a)在美國 Big Sioux River 進行不同重現期距流量下泥砂產量之計算。然而，前述研究的分析理論架構，皆將地下水面線簡化為一水平狀態，並使地下水位維持在河川水位上升歷程的最高水位以評估河岸塊體破壞的臨界條件，此假設雖可快速分析河岸穩定與否，但卻無法真實反映河川水位升降、土壤特性或降雨因素造成孔隙水壓變化對破壞的影響。

響。有鑑於此，Chiang et al. (2011)藉由求解一維非穩態 Boussinesq 地下水流方程式，將河川水位視為邊界條件以考量河川水位與地下水位的互制關係，利用求得之地下水面線計算孔隙水壓分布情形，據以評估河岸之穩定性。另有部分學者為能更精確掌握孔隙水壓的變化情形，則利用商用軟體 SEEP/W(Geo-Slope International Ltd)模擬河岸土體內孔隙水壓的分布情形進行現地案例的分析，如：Dapporto et al. (2001)與 Dapporto et al. (2003)評估義大利 Arno River 因河川水位變化的河岸穩定狀況，並歸納最高河川水位與河岸穩定之關係；Rinaldi et al. (2004)模擬一場完整的洪水事件探討義大利 Sieve River 河岸穩定隨時間變化的情形，並提出河岸穩定條件與洪水型態、河岸土質及其幾何形狀有關。然而，上述研究皆僅限於塊體破壞之分析與預測，且降雨的影響亦未加以考量與探討。

影響河岸退縮的因素眾多，Thorne (1982)、Lawler (1995, 1997)認為河岸退縮主要包含三個破壞機制之集合：表面侵蝕(subaerial processes)、塊體破壞(mass failure)與水流沖蝕(fluvial erosion)。其中表面侵蝕係指因各種氣候因素造成土壤表面弱化、風化等過程，相較於其他兩個機制，表面侵蝕對於河岸退縮的影響甚微，如：Lawler (1993)指出英國 River Ilston 年侵蝕率約 27 mm；Prosser et al. (2000)調查澳洲 Ripple Creek 年侵蝕率為 13 ± 2 mm；Couper and Madock (2001)於英國 River Arrow 數個監測點發現年侵蝕率多介於 10 至 40 mm，最大達 181 mm；Veihe et al. (2011)於丹麥 Harrested Stream 測得年侵蝕率為 17.3 至 30.1 mm。因此，Rinaldi and Darby (2008)認為塊體破壞與水流沖蝕才是造成河岸退縮的主要因素。Thorne (1982)以及 Darby et al. (2010)則指出欲探討長期的河岸退縮行為，河川水流造成坡趾的掏刷為其關鍵因素。另外，Hagerty (1991)、Simon and Curini (1998)、Casagli et al. (1999)、Rinaldi and Casagli (1999)、Simon et al. (2000)等則提出降雨亦為造成河岸破壞的主要原因之一，然而，過去相關研究甚少針對其進行分析與討論。

國內目前針對河岸邊坡破壞與退縮的相關研究不多，如：張思源(2003)以 Chen

(1975)計算概念為基礎並與 NETSTARS 一維動床模式結合，分析河道斷面在颱風事件前後的變化情形；林恩添(2005)採用 Osman and Thorne (1988)評估方法，在不考慮地下水的作用下與二維動床模式結合，以探討河道垂向沖淤與側向變遷的問題；陳晉琪(2007)控制水位在緩慢上升的條件下進行室內渠槽試驗，並歸納河岸臨界破壞條件，最後與 Chen (1975)分析方法之計算結果相互驗證；駱建利(2009)以室內試驗進行降雨機制對邊坡破壞的研究，並與 SEEP/W 數值模擬結果進行比較；黃群玲(2010)則結合一維非穩態 Boussinesq 地下水流方程式以及 Green-Ampt 入滲理論，藉以評估降雨入滲對河岸塊體破壞的影響。

茲將本節所述相關研究彙整於表 1.1，由表 1.1 可綜覽過去研究之發展過程與未盡完備之處。

1.3 研究方法與步驟



如前節所述，過往相關研究尚有考量未盡周詳之處，且多數研究以現場案例為其分析主軸，僅能就單一案例予以分析與探討，而並未通泛地進行不同誘發條件對河岸破壞以及退縮機制之研析與歸納。因此，本研究擬以較為嚴謹之未飽和地下水流理論計算河岸土體內部隨時間變化的孔隙水壓分布，並利用邊界條件的處理技巧，將河川水位變動以及降雨因素之影響納入考量，並整合塊體破壞、崩懸臂型破壞與水流沖蝕三種主要破壞機制，建立河岸退縮行為數值計算模式，期能藉由模式的測試與應用，對於河岸退縮過程的現象能有進一步的瞭解。

本研究方法與步驟首先闡述本研究所應用之相關理論基礎，包含地下水流計算以及塊體破壞、懸臂型破壞、水流沖蝕等河岸退縮機制，並說明模式整合方法與演算流程。接續應用所建立之模式於不同滲透性土壤之河岸，以河川水位變化和降雨強度個別探討對上述三種破壞機制之影響，再以假設案例，評估在不同水力、土壤與降雨條件下，河岸受破壞所造成的泥砂產量以及河岸退縮長度，並將模式應用於濁水溪河段，

藉由現場案例之模擬展示模式之實用性並對模式不盡完善之處進行討論。最後，對本研究分析結果統整結論，並提出建議。

1.4 章節介紹

本研究擬以五個章節探討河岸退縮的過程與行為，茲將本文各章節內容扼要說明如下：

第一章為緒論，主要闡述本研究的研究動機與目的，同時回顧過去相關研究，並提出本研究所採用之方法與步驟，最後簡要說明本文主要內容。

第二章為分析模式之建立，針對本研究所採用之分析理論以及建立方法進行介紹，主要包含地下水流計算以及河岸破壞機制兩大部分，其相關的控制方程式、數值求解步驟、邊界條件處理、假設條件與模式演算流程等均詳述於本章。

第三章為分析模式之測試，主要分為三部分，首先以本研究所建立之模式與前人相關研究進行比較，接續針對塊體破壞、懸臂型破壞以及水流沖蝕三種破壞機制，個別探討不同條件對其之影響，最後，整合上述三種機制，以假設的案例進行泥砂產量與河岸退縮長度之分析與探討。

第四章為應用案例，以所建立之模式應用於濁水溪河段，藉由實際案例之模擬展示模式之實用性。

第五章為結論與建議，除對本研究成果做綜合性之歸納說明外，並對不盡完備或供未來可改進方向提出建議。

第二章 分析模式之建立

本章首先介紹地下水流連續方程式以及描述地下水分別在飽和與未飽和土壤孔隙中運動所依循 Darcy 定律與 Darcy-Buckingham 方程式之相關理論，據以推導二維 Richards 方程式，接續說明土壤水力特性、離散方程式與數值方法求解步驟，並以簡單的案例驗證所建立的地下水流數值計算模式。其次概述所考量的河岸退縮機制，包含塊體破壞(mass failure)、懸臂型破壞(cantilever failure)與水流沖蝕(fluvial erosion)等三種類型之理論與分析方法。最後，說明模式整合與建立的步驟以及演算流程。

2.1 地下水流計算

2.1.1 水流控制方程式

圖 2.1 為控制體積示意圖，假設土壤中水份為連續分布，其移動遵循質量守恆(mass conservation)定理，則可推得地下水流連續方程式為：

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{CV} \rho_w dV = - \int_{CS} \rho_w \vec{V} \cdot \hat{n} dA \quad (2.1)$$

式中， CV 表示控制體積(control volume)； CS 表示控制表面(control surface)； t 表示時間； ρ_w 為水的密度； \vec{V} 為流速；等號右側負號表示流入控制表面。上式的物理意義係描述地下水在控制體積內的質量增加率等於進入控制體積內的質量流率。

Darcy 定律

地下水最基本的運動形式為滲透，亦即受重力或壓力差的作用下通過孔隙介質的流動行為。在重力作用下，水由位勢水頭(z , elevation head)大向小的方向流動；在壓力差作用下，水由壓力水頭(ψ , pressure head)大向小的方向流動，而水力水頭(h , hydraulic head)為上述位勢水頭與壓力水頭之和，因此，地下水的流動方向取決於水力水頭的水

頭差，即水力梯度(hydraulic gradient)。法國水利工程師 Henry Darcy 透過均質飽和砂濾層的滲透試驗，於 1856 年提出水流通過飽和孔隙介質的流量與水力梯度關係，即 Darcy 定律(Darcy's Law)：

$$Q = -KA\nabla h \quad (2.2)$$

$$h = \psi + z \quad (2.3)$$

式中， Q 為流量(flow rate)； K 為水力傳導係數(hydraulic conductivity)； A 為水流通過的截面積； h 為水力水頭； ∇h 為水力梯度； ψ 為壓力水頭； z 為位勢水頭。

式(2.2)亦可表示如下：

$$q = -K\nabla h \quad (2.4)$$

式中， q 為水流通量(flux)，亦稱為達西流速(Darcy velocity)。式(2.2)與式(2.4)中，等號右側負號表示地下水朝水力梯度遞減的方向流動。

Darcy-Buckingham 方程式

水在飽和土壤中的運動情形可依循 Darcy 定律加以描述，而探討未飽和土壤中的水流行為，土壤的孔隙比(void ratio)以及飽和度(degree of saturation)或含水量(water content)將變成影響地下水流動的重要因子。如圖 2.2 所示，圖中編號由 1 至 7 氣液介面的變化，代表土壤由飽和轉為未飽和的過程，當含水量逐漸減少時，土壤顆粒間的孔隙將逐漸由空氣所取代，能容許水份運動的孔隙則逐漸減少且流動通道亦逐漸曲折，而不利地下水的流動。換言之，土壤滲透性隨含水量減少而降低。Buckingham (1907) 修正 Darcy 定律，提出水力傳導係數並非為常數，而是壓力水頭或土壤含水量之函數，則未飽和水流通量與水力梯度的關係可表示如下：

$$q = -K(\psi)\nabla h \quad (2.5)$$

$$q = -K(\theta)\nabla h \quad (2.6)$$

式中， θ 為含水量(water content)； $K(\psi)$ 與 $K(\theta)$ 表示未飽和土壤之水力傳導係數分別為壓力水頭以及含水量之函數。

二維 Richards 方程式

若僅考慮 x 與 z 方向水流，則(2.1)式可分別表示如下：

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{CV} \rho dV = \frac{\partial}{\partial t} (\rho_w \theta dx dz) = \rho_w dx dz \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} - \int_{CS} \rho_w \bar{V} \cdot \hat{n} dA &= - \left[\rho_w \left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) dz - \rho_w q_x + \rho_w \left(q_z + \frac{\partial q_z}{\partial z} dz \right) dx - \rho_w q_z \right] \\ &= - \left(\rho_w dx dz \frac{\partial q_x}{\partial x} + \rho_w dx dz \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (2.8)$$

式中， x 與 z 為空間座標； q_x 與 q_z 分別表示 x 與 z 方向之通量。將式(2.7)與式(2.8)分別代入式(2.1)後可得：

$$\rho_w dx dz \frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left(\rho_w dx dz \frac{\partial q_x}{\partial x} + \rho_w dx dz \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (2.9)$$

本研究以壓力水頭 ψ 為單一變數，且考量未飽和土壤中水流的運動行為，依據 Darcy-Buckingham 方程式，式(2.9)中 q_x 與 q_z 可分別表示為：

$$q_x = -K(\psi)\nabla h = -K(\psi) \frac{\partial(\psi + z)}{\partial x} = -K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (2.10)$$

$$q_z = -K(\psi)\nabla h = -K(\psi) \frac{\partial(\psi + z)}{\partial z} = -K(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \quad (2.11)$$

將式(2.10)與式(2.11)代入式(2.9)後整理可得：

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} \quad (2.12)$$

上式即為二維 Richards 方程式(Richards,1931)，亦是被廣泛地用以探討未飽和土壤中水流運動的控制方程式。欲求解式(2.12)須給予適當之起始條件(initial condition)及邊界條件(boundary condition)，上述條件將在 2.1.3 節與數值求解過程中一併說明。

2.1.2 土壤水力特性

式(2.12)中，土壤含水量與水力傳導係數均為壓力水頭之函數，因此，上述的關係式須先建立方能進行求解二維 Richards 方程式。土壤保水曲線(soil water retention curve; soil water characteristic curve)係描述土壤含水量與壓力水頭的關係，圖 2.3 為一典型的土壤保水曲線，圖中 θ_s 為飽和含水量(saturated water content)，當孔隙壓力下降時，含水量隨之減少，最終當壓力持續下降但含水量未有明顯變化，此時含水量即為殘餘含水量(θ_r , residual water content)。上述未飽和土壤含水量的變化關係常以有效飽和度(Θ , effective saturation)來描述，其定義如下：

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.13)$$

式中， Θ 為有效飽和度； θ_r 為殘餘含水量； θ_s 為飽和含水量。

當土壤含水量達完全飽和時，則此時有效飽和度為 1，若土壤呈未飽和狀態，則有效飽和度將視土壤含水量、殘餘含水量與飽和含水量三者而定。探討未飽和土壤保水曲線的相關研究甚多(Leong and Rahardjo, 1997b)。本研究採用較為廣泛應用由 van Genuchten (1980)所提出的 S 形分布的土壤保水曲線關係式，其具有曲線平滑、相關參

數取得容易，且曲線於土壤接近飽和時能滿足 $\frac{\partial \theta}{\partial \psi} \rightarrow 0$ 之優點，該關係式如下：

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \psi \geq 0 \\ \left[\frac{1}{1 + |\alpha_v \psi|^{n_v}} \right]^{m_v}, & m_v = 1 - (1/n_v) \quad \psi < 0 \end{cases} \quad (2.14)$$

式中， α_v 為進氣潛能因子 (air entry value); n_v 與 m_v 為曲線密合參數 (curve fitting parameters)。基於上述的定義，則土壤含水量可表示如下：

$$\theta = \begin{cases} \theta_s & \psi \geq 0 \\ \theta_r + \Theta(\theta_s - \theta_r) & \psi < 0 \end{cases} \quad (2.15)$$

水力傳導係數為描述水在土壤內流動的重要參數，一般而言，與土壤種類、粒徑分佈、孔隙率、總體密度、飽和度等土壤物理性質有關。當土壤含水量達飽和時，水份佔據土壤孔隙而可在孔隙間自由流動，此時水力傳導係數為最大值且維持一定值，稱為飽和水力傳導係數 (K_s , saturated hydraulic conductivity)。但當土壤呈未飽和狀態時，部分的土壤孔隙被空氣所佔據，可供流動的孔隙相對減少，且孔隙間由水與空氣界面形成的毛細壓力 (capillarity) 亦限制了水份於孔隙間的移動，且隨著飽和程度降低，水份流動受到毛細壓力的作用越強，導致水力傳導係數下降。滲透函數 (permeability function) 即為描述土壤含水量與水力傳導係數的關係，該函數利用理論或由實驗歸納所得之半經驗公式研究頗多 (Leong and Rahardjo, 1997a)，本研究採 van Genuchten (1980) 改良自 Mualem (1976) 所提出之關係式：

$$K(\psi) = \begin{cases} K_s & \psi \geq 0 \\ K_s \Theta^{1/2} \left[1 - (1 - \Theta^{1/m_v})^{m_v} \right]^2, & m_v = 1 - (1/n_v) \quad \psi < 0 \end{cases} \quad (2.16)$$

式中， K_s 為飽和水力傳導係數； n_v 與 m_v 為曲線密合參數。

2.1.3 離散方程式與數值求解步驟

考量二維 Richards 方程式具有高度非線性的特性，本研究依據 Clement(1994)所提出之數值方法架構進行模式之建置，其具有易於建構、減少質量守恆誤差、數值穩定等之優點，以下說明其步驟與流程。

以 Euler 後項差分法結合 Picard 迭代法對式(2.12)時間項進行離散化：

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} \approx \frac{\theta_{i,j}^{m+1,n+1} - \theta_{i,j}^n}{\Delta t} \quad (2.17)$$

式中， $i、j$ 為空間網格座標； m 表示 Picard 迭代次數； n 為時間網格座標； Δt 為時間間距。為解決應變數過多的問題，將上式中 $\theta_{i,j}^{m+1,n+1}$ 對 ψ 以一階泰勒級數展開可得：

$$\theta_{i,j}^{m+1,n+1} \approx \theta_{i,j}^{m+1,n} + \left. \frac{d\theta}{d\psi} \right|_{i,j}^{m+1,n} (\psi_{i,j}^{m+1,n+1} - \psi_{i,j}^{m+1,n}) \quad (2.18)$$

另外，定義 C 為比含水量(specific water capacity)如下所示：

$$C(\psi) = \left. \frac{d\theta}{d\psi} \right|_{i,j}^{m+1,n} \quad (2.19)$$

結合式(2.17)、式(2.18)與式(2.19)並整理後可得：

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} \approx \frac{\theta_{i,j}^{m+1,n} - \theta_{i,j}^n}{\Delta t} + C_{i,j}^{n+1,m} \left(\frac{\psi_{i,j}^{m+1,n+1} - \psi_{i,j}^{m+1,n}}{\Delta t} \right) \quad (2.20)$$

式(2.12)空間項則以全隱式有限差分法(fully implicit finite difference method)結合 Picard 迭代法進行離散化：

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial}{\partial x} \left(K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} \\
& \approx \frac{1}{\Delta x} \left[\left(\frac{K_{i,j}^{m+1,n} + K_{i+1,j}^{m+1,n}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i+1,j}^{m+1,n+1} + \psi_{i,j}^{m+1,n+1}}{\Delta x} \right) - \left(\frac{K_{i,j}^{m+1,n} + K_{i-1,j}^{m+1,n}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i,j}^{m+1,n+1} + \psi_{i-1,j}^{m+1,n+1}}{\Delta x} \right) \right] \\
& + \frac{1}{\Delta z} \left[\left(\frac{K_{i,j}^{m+1,n} + K_{i,j+1}^{m+1,n}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i,j+1}^{m+1,n+1} + \psi_{i,j}^{m+1,n+1}}{\Delta z} \right) - \left(\frac{K_{i,j}^{m+1,n} + K_{i,j-1}^{m+1,n}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i,j}^{m+1,n+1} + \psi_{i,j-1}^{m+1,n+1}}{\Delta z} \right) \right] \\
& + \frac{1}{\Delta z} \left[\left(\frac{K_{i,j}^{m+1,n} + K_{i,j+1}^{m+1,n}}{2} \right) - \left(\frac{K_{i,j}^{m+1,n} + K_{i,j-1}^{m+1,n}}{2} \right) \right]
\end{aligned} \tag{2.21}$$

式中， Δx 與 Δz 為空間間距。結合式(2.20)與式(2.21)並重新排列整理後可得參考座標點($\psi_{i,j}^{m+1,n+1}$)與其鄰近格點的關係式如下：

$$a_{ij} \psi_{i,j-1}^{m+1,n+1} + b_{ij} \psi_{i-1,j}^{m+1,n+1} + c_{ij} \psi_{i,j}^{m+1,n+1} + d_{ij} \psi_{i+1,j}^{m+1,n+1} + e_{ij} \psi_{i,j+1}^{m+1,n+1} = f_{ij} \tag{2.22}$$

式中， a_{ij} 、 b_{ij} 、 c_{ij} 、 d_{ij} 、 e_{ij} 、 f_{ij} 分別表示鄰近格點之權重係數，係數 a_{ij} 、 b_{ij} 、 c_{ij} 、 d_{ij} 、 e_{ij} 、 f_{ij} 可表示如下：

$$a_{ij} = \frac{1}{2\Delta z^2} (K_{i,j}^{m,n+1} + K_{i,j-1}^{m,n+1}) \tag{2.23}$$

$$b_{ij} = \frac{1}{2\Delta x^2} (K_{i,j}^{m,n+1} + K_{i-1,j}^{m,n+1}) \tag{2.24}$$

$$d_{ij} = \frac{1}{2\Delta x^2} (K_{i,j}^{m,n+1} + K_{i+1,j}^{m,n+1}) \tag{2.25}$$

$$e_{ij} = \frac{1}{2\Delta z^2} (K_{i,j}^{m,n+1} + K_{i,j+1}^{m,n+1}) \tag{2.26}$$

$$c_{ij} = -a_{ij} - b_{ij} - d_{ij} - e_{ij} - \frac{C_{i,j}^{m,n+1}}{\Delta t} \quad (2.27)$$

$$f_{ij} = \frac{(\theta_{i,j}^{m,n+1} - \theta_{i,j}^n)}{\Delta t} - \frac{C_{i,j}^{m,n+1} \psi_{i,j}^{m,n+1}}{\Delta t} - \frac{1}{2\Delta t} (K_{i,j+1}^{m,n+1} - K_{i,j-1}^{m,n+1}) \quad (2.28)$$

若將土層在 x 與 z 方向分別以 M 與 N 個格點進行細分成 $(M-1) \times (N-1)$ 個元素，則非邊界格點與其鄰近格點的關係式可表示如下：

$$\begin{aligned} a_{22} \psi_{2,1}^{m+1,n+1} + b_{22} \psi_{1,2}^{m+1,n+1} + c_{22} \psi_{2,2}^{m+1,n+1} + d_{22} \psi_{3,2}^{m+1,n+1} + e_{22} \psi_{2,3}^{m+1,n+1} &= f_{22} \\ a_{32} \psi_{3,1}^{m+1,n+1} + b_{32} \psi_{2,2}^{m+1,n+1} + c_{32} \psi_{3,2}^{m+1,n+1} + d_{32} \psi_{4,2}^{m+1,n+1} + e_{32} \psi_{3,3}^{m+1,n+1} &= f_{32} \\ &\vdots \\ a_{23} \psi_{2,2}^{m+1,n+1} + b_{23} \psi_{1,3}^{m+1,n+1} + c_{23} \psi_{2,3}^{m+1,n+1} + d_{23} \psi_{3,3}^{m+1,n+1} + e_{23} \psi_{2,4}^{m+1,n+1} &= f_{23} \\ &\vdots \\ a_{M-1N-1} \psi_{M-1,N-2}^{m+1,n+1} + b_{M-1N-1} \psi_{M-2,N-1}^{m+1,n+1} + c_{M-1N-1} \psi_{M-1,N-1}^{m+1,n+1} + d_{M-1N-1} \psi_{M,N-1}^{m+1,n+1} + e_{M-1N-1} \psi_{M-1,N}^{m+1,n+1} &= f_{M-1N-1} \end{aligned} \quad (2.29)$$

起始條件

如圖 2.4 所示，起始條件之設定採用靜水壓分布(hydrostatic pressure distribution)之假設如下表示：

$$\psi_{i,j}^{m+1,0} = H_b + h_i - z_{i,j} \quad (2.30)$$

式中， H_b 為土層底部厚度； h_i 為起始地下水位； $z_{i,j}$ 為 z 方向高程，下標 i 、 j 為空間網格座標。

邊界條件

如圖 2.4 所示，本研究應用於 HA、AB、BC 與 FG 為固定水頭邊界條件(Dirichlet

boundary condition), 可分別表示如下：

$$\text{HA、AB、BC : } \psi_{i,j}^{m+1,n+1} = H_b + h_w(t) - z_{i,j} \quad (2.31)$$

$$\text{FG : } \psi_{M,j}^{m+1,n+1} = H_b + h_{gwb}(t) - z_{i,j} \quad (2.32)$$

式中， H_b 為土層底部厚度； $h_w(t)$ 為河川水位高； $h_{gwb}(t)$ 為土層內部邊界之地下水位高。若 FG 為一不透水邊界，則 x 方向流量邊界條件係以 Darcy 定律描述水在土壤中的流動行為，故依據式(2.5)，則 FG 零流量邊界條件可表示為：

$$\text{FG : } 0 = -K(\psi)\nabla h = -K(\psi)\frac{\partial(\psi + z)}{\partial x} = -K(\psi)\frac{\partial\psi}{\partial x} \quad (2.33)$$

上式以差分式可表示為：

$$\text{FG : } \frac{\psi_{M-1,j}^{m+1,n+1} - \psi_{M,j}^{m+1,n+1}}{\Delta x} = 0 \quad (2.34)$$

上式重新排列後可得：

$$\text{FG : } \psi_{M,j}^{m+1,n+1} = \psi_{M-1,j}^{m+1,n+1} \quad (2.35)$$

土層表面(CD、DF)在積水效應(ponding effect)尚未發生時，降雨可完全入滲至土體，故此時地表入滲率(R_i , infiltration rate)將等於降雨強度(I_r , rainfall intensity)，而土層底部(GH)假設為不透水之土層，則在 z 方向流量邊界條件同樣地以 Darcy 定律加以描述如下：

$$\text{CD、DF : } R_i = I_r = -K(\psi)\nabla h = -K(\psi)\frac{\partial h}{\partial z} = -K(\psi)\frac{\partial(\psi + z)}{\partial z} \quad (2.36)$$

$$\text{GH : } 0 = -K(\psi)\nabla h = -K(\psi)\frac{\partial h}{\partial z} = -K(\psi)\frac{\partial(\psi + z)}{\partial z} \quad (2.37)$$

式(2.36)以差分式可分別表示為：

$$\begin{aligned} \text{CD : } I_r \cos \alpha &= -\frac{K_{i,j}^{m+1,n+1} + K_{i+1,j}^{m+1,n+1}}{2} \left(\frac{\psi_{i,j}^{m+1,n+1} - \psi_{i+1,j}^{m+1,n+1}}{\Delta x} \right) \sin \alpha \\ &\quad - \frac{K_{i,j}^{m+1,n+1} + K_{i,j-1}^{m+1,n+1}}{2} \left(\frac{\psi_{i,j}^{m+1,n+1} - \psi_{i,j-1}^{m+1,n+1}}{\Delta z} + 1 \right) \cos \alpha \end{aligned} \quad (2.38)$$

$$\text{DF : } I_r = -\frac{K_{i,N}^{m+1,n+1} + K_{i,N-1}^{m+1,n+1}}{2} \left(\frac{\psi_{i,N}^{m+1,n+1} - \psi_{i,N-1}^{m+1,n+1}}{\Delta z} + 1 \right) \quad (2.39)$$

式中， I_r 為降雨強度， α 為河岸坡面角度(angle of riverbank)。在描述降雨入滲行為時，先假設降雨可完全入滲通過地表進行求解後，再判斷地表各計算點壓力水頭是否大於零，若否，則表示土壤未達積水(ponding)，降雨可完全入滲，可進行下一時階(time step)之計算。若降雨持續發生使地表計算格點壓力水頭大於 0，此時地表將產生積水，在不考慮積水深度的假設下，亦即令 $\psi_{i,j}^{m+1,n+1} = 0$ 為邊界條件並於同一時階內重新計算。考量上述的降雨入滲計算程序，將式(2.38)與式(2.39)重新排列後，分別可得：

$$\text{CD : } \left\{ \begin{aligned} \psi_{i,j}^{m+1,n+1} &= \left(\frac{1}{\frac{K_{i,j}^{m+1,n+1} + K_{i+1,j}^{m+1,n+1}}{2} \frac{1}{\Delta x} \sin \alpha + \frac{K_{i,j}^{m+1,n+1} + K_{i,j-1}^{m+1,n+1}}{2} \frac{1}{\Delta z} \cos \alpha} \right) \\ &\quad \left[\frac{K_{i,j}^{m+1,n+1} + K_{i+1,j}^{m+1,n+1}}{2} \frac{\psi_{i+1,j}^{m+1,n+1}}{\Delta x} \sin \alpha \right. \\ &\quad \left. + \frac{K_{i,j}^{m+1,n+1} + K_{i,j-1}^{m+1,n+1}}{2} \left(\frac{\psi_{i,j-1}^{m+1,n+1}}{\Delta z} + 1 \right) \cos \alpha - I_r \cos \alpha \right] \quad \psi_{i,j}^{m+1,n+1} < 0 \\ \psi_{i,j}^{m+1,n+1} &= 0 \quad \psi_{i,j}^{m+1,n+1} \geq 0 \end{aligned} \right. \quad (2.40)$$

$$\text{DF : } \begin{cases} \psi_{i,N}^{m+1,n+1} = \psi_{i,N-1}^{m+1,n+1} - \left(\frac{I_r}{\frac{K_{i,N}^{m+1,n+1} + K_{i,N-1}^{m+1,n+1}}{2}} + 1 \right) \Delta z & \psi_{i,N}^{m+1,n+1} < 0 \\ \psi_{i,N}^{m+1,n+1} = 0 & \psi_{i,N}^{m+1,n+1} \geq 0 \end{cases} \quad (2.41)$$

上層底部(GH)為零流量邊界條件，式(2.37)以差分式可表示為：

$$\text{GH : } 0 = -\frac{K_{i,2}^{m+1,n+1} + K_{i,1}^{m+1,n+1}}{2} \left(\frac{\psi_{i,2}^{m+1,n+1} - \psi_{i,1}^{m+1,n+1}}{\Delta z} + 1 \right) \quad (2.42)$$

上式經整理後可得：

$$\text{GH : } \psi_{i,1}^{m+1,n+1} = \psi_{i,2}^{m+1,n+1} + \Delta z \quad (2.43)$$

求解步驟

本研究以壓力水頭為唯一求解之變數，因此上述式中有關含水量以及水力傳導係數，皆可藉由已求解之壓力水頭代入式(2.13)至式(2.16)分別求得。另外，比含水量由式(2.19)定義其為含水量對壓力水頭之一階導數，因此，將所採用的土壤保水曲線(式(2.13)至式(2.15))對壓力水頭一階微分後即可得比含水量與壓力水頭之關係如下：

$$C(\psi) = \frac{d\theta}{d\psi} = \begin{cases} 0 & \psi \geq 0 \\ -(\theta_s - \theta_r) m_v n_v \alpha_v^{n_v} |\psi|^{n_v-1} \ominus^{\frac{m_v+1}{m_v}} & \psi < 0 \end{cases} \quad (2.44)$$

圖 2.3 顯示土壤保水曲線其含水量隨壓力水頭上升而增加，因此，土壤保水曲線之斜率($d\theta/d\psi$)應為正值，亦即比含水量必大於 0，但由於式(2.14)中係取壓力水頭之絕對

值，因此須將式(2.44)修正為

$$C(\psi) = \frac{d\theta}{d\psi} = \begin{cases} 0 & \psi \geq 0 \\ (\theta_s - \theta_r) m_v n_v \alpha_v^{n_v} |\psi|^{n_v - 1} \Theta^{\frac{m_v + 1}{m_v}} & \psi < 0 \end{cases} \quad (2.45)$$

將上述邊界條件式(2.31)、(2.32)或(2.35)、(2.40)、(2.41)、(2.43)與(2.29)合併整理後，可得每個計算格點上展開後之線性聯立方程組，再利用 generalized Thomas algorithm (Fletcher and Srinivas, 1991)求解。另為避免數值不易收斂的情形，在同一時階內，在非邊界之計算點以下式進行更新並代入下一次的迭代進行計算：

$$\psi_{i,j}^{m+1,n+1} = (1-w)\psi_{i,j}^{m,n+1} + w\psi_{i,j}^{m+1,n+1} \quad (2.46)$$

式中， w 為權重因子，本研究預設其值為 0.5。另外，設定數值計算收斂條件(δ)如下：

$$\delta = |\psi_{i,j}^{m+1,n+1} - \psi_{i,j}^{m,n+1}| \leq 10^{-5} \quad \text{for all } i, j \quad (2.47)$$

當達收斂條件後即可進行下一時階之運算。

2.1.4 模式驗證

以下分別以一維固定水頭邊界以及二維流量邊界兩個案例進行驗證。案例 1 為 Celia et al. (1990)在一土層厚度為 100 cm，起始條件為-1,000 cm，頂部邊界與底部邊界分別給予-75 cm 與-1,000 cm 之固定水頭。未飽和土壤水力相關參數設定如下： $K_s = 0.922$ m/hr， $\theta_r = 0.102$ ， $\theta_s = 0.368$ ， $\alpha_v = 0.0335$ ， $n_v = 2$ 。數值計算空間間距 Δz 設為 1.0 m，時間間距 Δt 為 0.2 hr。垂向隨時間變化的壓力水頭模擬結果如圖 2.5 所示，圖中顯示所模擬結果與 Celia et al. (1990)所得相吻合。

案例 2 採用 Vauclin et al. (1979)的試驗資料進行驗證，其研究為一寬高為 6m×2m 的土體，起始地下水位高設定為 0.65 m，中央寬 1.0 m 處給予 0.148 m/hr 均勻入滲量，而其餘邊界皆為零流量邊界，未飽和土壤水力相關參數設定如下： $K_s=0.35$ m/hr， $\theta_r=0.01$ ， $\theta_s=0.3$ ， $\alpha_v=3.3$ ， $n_v=4.1$ 。由於該案例具對稱性，在此僅針對計算域右半部進行模擬，模擬範圍寬高則設定為 3m×2m；空間間距 Δx 、 Δz 均為 0.1 m；時間間距 Δt 為 0.2 hr。模擬結果如圖 2.6 所示，圖 2.6 顯示與實驗數據相比對，可獲致合理之模擬結果。

2.2 河岸退縮機制

2.2.1 塊體破壞

塊體破壞(mass failure)分析理論係基於極限平衡法(limited equilibrium analysis)，以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)定義破壞面上的正向應力與剪力強度之關係，並利用安全係數(FS , factor of safety)做為判斷破壞發生與否之依據。 FS 定義為破壞面上抗剪力(FR , resisting force)與驅動力(FD , driving force)之比值，如下表示：

$$FS = FR / FD \quad (2.48)$$

當破壞面上之抗剪力小於驅動力或驅動力大於抗剪力，河岸邊坡將沿著已知破壞面產生滑動破壞。根據 FS 之定義，當 $FS > 1$ 表示河岸呈穩定狀態； $FS < 1$ 表示河岸發生破壞； $FS = 1$ 則表示河岸處於臨界狀態。

土壤剪力強度

Terzaghi (1948)利用莫爾-庫倫破壞理論(extended Mohr-Coulomb failure theory)提出飽和土壤中有效應力公式如下：

$$\tau_{sat} = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (2.49)$$

式中， τ_{sat} 為飽和土壤之剪應力； c' 為土壤有效凝聚力(effective cohesion)； σ 為正向應力(total normal stress)； u_w 為孔隙水壓(pore water pressure)； $(\sigma - u_w)$ 為有效正向應力(effective normal stress)； ϕ' 為土壤有效摩擦角(effective friction angle)。

Fredlund et al. (1978)則基於前述的莫爾-庫倫破壞理論，提出廣義莫爾-庫倫破壞理論(extended Mohr-Coulomb failure theory)，將未飽和土壤之剪應力以淨正向應力(net normal stress)與基質吸力(matric suction)所組成之函數來表示：

$$\tau_{uns} = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.50)$$

式中， τ_{uns} 為未飽和土壤之剪應力； u_a 為孔隙氣壓(pore air pressure)； ϕ^b 為基質吸力造成剪應力增加所對應之角度(angle expressing the strength increase rate relating to the matric suction)； $(\sigma - u_a)$ 為淨正向應力； $(u_a - u_w)$ 為基質吸力。剪應力、淨正向應力與基質吸力的破壞包絡線可用三維的曲面如圖 2.7 表示。

當土壤達飽和時，其孔隙氣壓將趨近於孔隙水壓，因此式(2.50)中 $(u_a - u_w)$ 為 0，則式(2.50)將會等同於式(2.49)，故式(2.50)同樣可用以描述飽和土壤的剪應力。依據該式，在飽和與非飽和區域的剪力可分別表示為：

$$T_{sat} = L_{sat} [c' + (\sigma - u_w) \tan \phi'] \quad (2.51)$$

$$T_{uns} = L_{uns} [c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b] \quad (2.52)$$

式中， T_{sat} 為沿破壞面之飽和土層剪力； L_{sat} 為沿破壞面之飽和土層長度； T_{uns} 為沿破壞面之未飽和土層剪力； L_{uns} 為沿破壞面之未飽和土層長度。孔隙氣壓一般視為大氣壓

力($u_a = 0$)，將式(2.51)與式(2.52)合併後，則破壞面上之總剪力可表示為：

$$T = c'L + (\sigma L - u_w L_{sat}) \tan \phi' - u_w L_{uns} \tan \phi^b \quad (2.53)$$

式中， T 為總剪力，亦即為式(2.48)中破壞面之抗剪力。另外， $u_w L_{sat}$ 必為正值，而 $u_w L_{uns}$ 必為負值，則上式可進一步簡化表示為：

$$FR = T = c'L + (N - U) \tan \phi' + S \tan \phi^b \quad (2.54)$$

式中， L 為沿破壞面之土層總長度($L = L_{sat} + L_{uns}$)； N 為總正向力(total normal force)； U 為破壞面上因土體飽和孔隙壓力所引發之上舉力(hydrostatic uplift force)； S 為破壞面上因土體未飽和孔隙壓力所引發之基質吸力(suction force)。另外，上述之總正向力、上舉力與基質吸力均取正值，其計算方法分別敘述於下。

總正向力包含破壞土體重與河川水位的靜水壓力分別在破壞面法向分量之和，可表示如下：

$$N = W \cos \beta + P \cos(\alpha - \beta) \quad (2.55)$$

式中， W 為破壞土體重(weight of failure block)； P 為河川水位靜水壓力(hydrostatic confining force)； α 為河岸坡面角度； β 為破壞面角度(angle of failure plane)。而上舉力與基質吸力則可依據破壞面上孔隙水壓之正負值，分別計算如下：

$$U = \int_0^{L_{sat}} u_w dL \quad u_w \geq 0 \quad (2.56)$$

$$S = \left| \int_0^{L_{uns}} u_w dL \right| \quad u_w < 0 \quad (2.57)$$

式中， L 表示延破壞面方向。上式中，孔隙水壓可藉由 2.1 節所述內容求得。如圖 2.8 所示，沿著破壞面上任一點壓力水頭可由鄰近計算格點之壓力水頭值，依據距離倒數內插計算可得，其計算公式分別如下所示：

$$u_w = \gamma_w \psi \quad (2.58)$$

$$\psi = \frac{\sum_i \frac{\psi_i}{l_i}}{\sum_i \frac{1}{l_i}} \quad (2.59)$$

式中， γ_w 為水單位重(unit weight of water)； ψ_i 與 l_i 分別表示鄰近計算點之壓力水頭以及與待求點之距離。另外，式(2.48)中，沿破壞面之驅動力為破壞土體重與河川水位的靜水壓力分別沿破壞面方向分量之和：

$$FD = W \sin \beta - P \sin(\alpha - \beta) \quad (2.60)$$

FS 之計算

結合式(2.54)、式(2.55)與式(2.60)，則 FS 可表示為(Casagli et al. 1999；Rinaldi and Casagli, 1999)：

$$FS = \frac{c'L + S \tan \phi^b + [W \cos \beta + P \cos(\alpha - \beta) - U] \tan \phi'}{W \sin \beta - P \sin(\alpha - \beta)} \quad (2.61)$$

如圖 2.9 所示，若進一步考量層狀土壤分布或土體幾何形狀因發生破壞而呈現非規則型態，則依照地下水流計算網格，計算每個土體單元個別自重及其所受的外力後再予以加總，則式(2.61)可修正如下(Simon et al., 2000)：

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^I \{c'_i L_i + S_i \tan \phi_i^b + [W_i \cos \beta + P_i \cos(\alpha_i - \beta) - U_i] \tan \phi_i'\}}{\sum_{i=1}^I [W_i \sin \beta - P_i \sin(\alpha_i - \beta)]} \quad (2.62)$$

式中， I 表示總土體單元數；下標 i 表示第 i 個土體單元之土壤強度參數及其所受之外力。欲計算上式中破壞土體重，考量土體含水量在空間與時間分布的差異，則土壤單位重以下式進行估算：

$$\gamma_m = \gamma_d + \gamma_w \theta \quad (2.63)$$

式中， γ_m 為土壤濕單位重(moist unit weight of soil)； γ_d 為乾單位重(dry unit weight of soil)。

另外，式(2.62)中破壞面之角度則參考 Lohnes and Handy (1968)、Spangler and Handy (1973)以及 Hoek and Bray (1981)等之研究，以下式進行估算：

$$\beta = \frac{1}{2}(\alpha + \phi') \quad (2.64)$$

而當河岸呈現非規則幾何形態，則河岸坡度須加以修正，以供上式求得破壞面角度，修正方法係依據不同坡度的河岸高度進行權重計算。破壞面角度決定後，過去相關研究多假設破壞面起點通過坡趾，若考量河岸幾何形狀隨時間而異，則塊體破壞的發生與否將與破壞面起點的定義相關。因此，本研究沿河岸邊界計算點，分別計算該點以上土體之等效坡度後，再以式(2.64)求得破壞面角度，接續計算其 FS 。待所有邊界點皆完成 FS 之計算後，再選取最低之 FS 視其為該時階之 FS ，若 $FS < 1$ ，則表示發生塊體破壞。另外，假設發生破壞後的土體隨即遭水流帶走而不會堆積在坡趾。

2.2.2 懸臂型破壞

懸臂型破壞(cantilever failure)係因河岸底層土壤受水流侵蝕作用下，坡趾處遭到掏刷而致上方土層形成類似懸臂樑形式之土塊，最後因重力作用而發生崩落，其破壞概念示意圖如圖 1.1(c)所示。Thorne and Tovey (1981)依據其破壞機制的不同提出三種不同破壞形式，分別為剪力型破壞(shear failure)、樑型破壞(beam failure)以及張力型破壞(tensile failure)，分別如圖 2.10 所示。剪力型破壞係由於垂向破壞面之剪力無法抵抗破壞土體自重而發生錯動；樑型破壞其肇因主要是垂向破壞面上力矩失衡而產生剝離；張力型破壞的成因則為破壞土體自重大於土壤張力，而沿著水平破壞面崩落。而該研究中指出以剪力型破壞最為常見，故本研究僅考量該種破壞類型。另為能符合實際應用情形，亦即考量土體內孔隙水壓變化對引發破壞之影響，則修正其所提出的方法而以圖 2.9 所示之概念進行其安全係數之計算。與前述塊體破壞之理論基礎與計算方法相同，僅須將破壞面角度視為 90° 即可，其計算公式如下所示：

$$FS_c = \frac{\sum_{i=1}^I \{c'_i L_i + S_i \tan \phi_i' + [P_i \sin(\alpha_i) - U_i] \tan \phi_i'\}}{\sum_{i=1}^I [W_i + P_i \cos(\alpha_i)]} \quad (2.65)$$

式中， FS_c 為懸臂型破壞之安全係數，與前述塊體破壞對於安全係數之定義相同，當 $FS_c < 1$ 則表示發生懸臂型破壞。

2.2.3 水流沖蝕

邊界剪應力之計算

一般所熟知的河道底床平均邊界剪應力 τ_0 (average boundary shear stress) 可由下式表示(Henderson, 1966)：

$$\tau_0 = \gamma_w R S_f \quad (2.66)$$

式中， γ_w 為水單位重； R 為水力半徑(hydraulic radius)； S_f 為能量坡降(energy slope)。一般實際應用時，水力半徑多以斷面平均水深近似之；而能量坡降則以底床坡降(S_0 , channel slope)進行計算。因此，上式可修正如下：

$$\tau_0 = \gamma_w h_w S_0 \quad (2.67)$$

然而，如圖 2.11 所示，河道斷面邊界剪應力通常為非均勻分布，而與斷面幾何形狀(Knight et al., 1994；Yang and Lim, 2005)、糙度分布(Knight et al., 1992)、二次流型態(Tominaga et al., 1989；Berlamont et al., 2003；Knight et al., 2007)等有關。過去許多學者經由試驗量測並探討邊界剪應力之分布情形，如：Ghosh and Roy (1970)、Knight and Macdonald (1979)、Knight (1981)、Knight et al. (1984)、Tominaga and Nezu (1991)、Rhodes et al. (1994)、Chanson (2000)等。另有學者則提出理論或半經驗公式嘗試解析其現象，如：Pizzuto (1991)、Khodashenas and Paquier (1999)、Guo and Julien (2005)、Yang and Lim (2005)等。過去探討河岸穩定或退縮之相關研究(Casagli et al., 1999；Langendoen and Simon et al., 2008；Simon et al., 2000, 2002, 2009, 2010)均採用式(2.67)估算近岸邊界剪應力，然而，Khodashenas et al. (2008)彙整數種邊界剪應力之計算方法，並與試驗數據比較後，結論指出由式(2.67)計算所得誤差甚大，並提出 Yang and Lim (2005)具簡單且能達合理預測之優點。因此，本研究採用 Yang and Lim (2005)所提出之方法估算河川水流於近岸的邊界剪應力分布，以利後續水流沖蝕之計算，茲將該方法簡述如下：

如圖 2.12 所示，假設底床與岸壁糙度一致，且不考慮二次流效應下，將渠道斷面分為三個區域，圖中等分線的定義為至渠道底床與岸壁等距離之連線，亦即在等分線上 $l_b = l_w$ 。則沿河岸的邊界剪應力 τ_b (boundary shear stress) 可以下式進行估算：

$$\tau_b(y) = \begin{cases} \gamma_w (y \tan \beta_b) S_0 & 0 \leq y \leq h_w \cot \beta_b \\ \gamma_w \left(\frac{h_w}{\sin \alpha} - y \right) \tan \alpha S_0 & h_w \cot \beta_b \leq y \leq \frac{h_w}{\sin \alpha} \end{cases} \quad (2.68)$$

式中， β_b 為等分線與底床之夾角， y 為沿河岸邊坡的距離。另外，若洪流溢漫至灘地，則其邊界剪應力以式(2.67)概估之。

利用式(2.67)與式(2.68)，即可簡單地以河川水位來計算近岸剪應力的分布情形。另外，由於河川輸砂行為極為複雜，因此，本研究暫不考慮河川底床沖淤過程以及河寬變化對河岸退縮的影響，並假設河岸邊坡由坡趾處往內退縮。

水流沖蝕之計算

水流沖蝕率之計算，本研究採用一般被廣為應用的公式如下(Partheniades, 1965；Arulanandan et al., 1980；Hanson and Cook, 1997)：

$$\varepsilon = \begin{cases} 0 & \tau_b \leq \tau_c \\ k_d (\tau_b - \tau_c)^a & \tau_b > \tau_c \end{cases} \quad (2.69)$$

式中， ε 為沖蝕率(erosion flux)(m/s)； k_d 為沖蝕係數(erodibility coefficient)(m³/N-s)； τ_c 為臨界剪應力(critical shear stress)(Pa)； τ_b 為邊界剪應力(boundary shear stress)(Pa)； a 為經驗參數(empirical coefficient)，在實際應用時多設定為 1.0。當 $\tau_b > \tau_c$ ，表示水流強度達到產生沖蝕破壞的門檻值，依據式(2.69)所示，則在單位時間間距 Δt 內，沖蝕長度 L_e 為：

$$L_e = \varepsilon \Delta t = k_d (\tau_b - \tau_c)^a \Delta t \quad (2.70)$$

式(2.69)中，決定沖蝕率的另外兩個參數，沖蝕係數與臨界剪應力則須仰賴現地試驗或半經驗公式獲得。針對非凝聚性河岸，Lane (1953)提出砂礫質(loose gravel)河岸經驗計算公式如下：

$$\tau_c = \tau_{cb} \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \phi}} \quad (2.71)$$

式中， τ_{cb} 底床臨界剪應力(critical shear stress on bed)； α 為河岸坡面角度； ϕ 為摩擦角(friction angle)。然而，上式僅適用於河岸坡度小於摩擦角的情況，對於坡度較陡的緊密砂礫質(packed gravel)河岸，Millar (2000)則提出下式：

$$\tau_c = 0.048 \tan \phi^* \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi^*}} (\gamma_s - \gamma_w) D_{50} \quad (2.72)$$

式中， γ_s 為土壤單位重； γ_w 為水單位重； D_{50} 為中值粒徑(median sediment diameter)； ϕ^* 為等效摩擦角(equivalent friction angle)，該值係額外考慮地表植生提高土壤強度的因素，表 2.1 所列為不同植生程度下之等效摩擦角。

另外，Shields (1936)提出無因次臨界剪應力(dimensionless shear stress)與邊界雷諾數(boundary Reynolds number)的關係，即 Shields diagram。由上述的關係，臨界剪應力亦可如下表示：

$$\tau_c = \tau_c^* (\gamma_s - \gamma_w) D \quad (2.73)$$

式中， τ_c^* 為無因次臨界剪應力； γ_s 為土壤單位重； γ_w 為水單位重； D 為泥沙顆粒直徑(particle diameter)。上式中， τ_c^* 範圍一般介於 0.03 至 0.047 間。


對於凝聚性河岸，Hanson and Simon (2001)則於美國進行現地試驗(jet-test)，由 83

組資料獲得沖蝕係數與臨界剪應力之關係如圖 2.13 所示。圖中根據臨界剪應力，由小至大共分為五種程度 (very erodible、erodible、moderately resistant、resistant、very resistant)，並由試驗結果建立二者的關係式如下：

$$k_d = 0.2\tau_c^{-0.5} \quad (2.74)$$

式中， k_d 單位為 (cm³/N-s)。

另外，Simon et al. (2010b) 則蒐集並分析美國約 1,300 組試驗結果，發現數據多分布在 $0.1\text{Pa} < \tau_c < 100\text{Pa}$ ，且當 $\tau_c < 0.1\text{Pa}$ 時，沖蝕係數與臨界剪應力相關性偏小，因此摒除 $\tau_c < 0.1\text{Pa}$ 的資料後進行迴歸，如圖 2.14 所示，其所提出的迴歸式如下所示：

$$k_d = 1.6\tau_c^{-0.826} \quad (2.75)$$


式中， k_d 單位為 (cm³/N-s)。沖蝕係數與臨界剪應力兩個參數之關連性，另可參考 Knapen et al. (2007)，該研究彙整過去相關現地與室內試驗資料進行分析與討論，本文不再贅述其內容。

2.3 模式演算流程

本研究所發展之模式係整合塊體破壞、懸臂型破壞與河川水流沖蝕等之破壞機制，模式演算流程如圖 2.15 所示。演算流程首先將河川水位的變化與降雨條件視為邊界條件，利用數值方法求解二維 Richards 方程式(式(2.12))獲得河岸土體內壓力水頭隨時間變化的情形，接續以式(2.58)與式(2.59)計算破壞面上孔隙水壓的分布狀況，並應用式(2.67)至式(2.70)，以河川水位計算單位時間內河岸邊坡各計算點的沖蝕長度；式(2.62)計算 FS ，由式(2.65)計算 FS_c 。當所計算之沖蝕長度達數值計算的空間間距 (Δx 或 Δz) 或發生懸臂型破壞、塊體破壞使得河岸幾何形狀改變時，則計算網格與邊界條件

須重新調適，接續進行下一個時階之計算。模式演算河岸退縮的歷程示意圖如圖 2.16 所示。



第三章 分析模式之測試

本章將分為三大部分進行探討。第一部分僅考量塊體破壞機制在河川水位變化情形下，與前人相關研究所發展之模式進行比較，以釐清各模式間之差異性與合理性。第二部分則定性探討包含河川水位、降雨強度與降雨延時等不同因子對塊體破壞以及懸臂型破壞之影響，另外，針對水流沖蝕破壞機制，則分別以河川水位以及水位歷線型態進行測試與討論。第三部分，利用假設的案例評估在不同土壤條件、水力條件與降雨特性下，由各破壞機制造成之泥砂產量與河岸退縮長度。

3.1 案例設定

本章節分析案例所採用之河岸幾何形狀如圖 3.1 所示，模式相關參數係參考 Rinaldi and Casagli(1999)，該研究設定如下： $H=3\text{ m}$ ， $\alpha=60^\circ$ ， $\beta=35^\circ$ ， $\gamma_s=18\text{ kN/m}^3$ ， $c'=1\text{ kPa}$ ， $\phi'=33^\circ$ ， $\phi^b=16^\circ$ 。另外，假設塊體破壞之破壞面通過坡趾，地下水流數值計算空間間距 Δx 、 Δz 均設為 0.05 m ，時間間距 Δt 則設為 0.01 hr 。在不考慮與土壤剪力強度相關性的條件下，未飽和土壤水力相關參數則採用 van Genuchten(1978)之試驗成果，選取砂(Sand)、壤土砂(Loamy Sand)與黏壤土(Clay Loam)等三種不同滲透性之土壤進行後續模擬與分析。茲將上述三種未飽和土壤水力相關參數彙整於表 3.1，另將其保水曲線以及滲透函數分別繪製於圖 3.2(a)與圖 3.2(b)。地下水起始條件(h_i)假設與起始河川水位(h_{wi})一致，河岸左側邊界條件則為河川水位(h_w)，河岸右側邊界條件則固定為起始河川水位。

3.2 塊體破壞

3.2.1 模式概述

依河岸土體內孔隙水壓計算方法類型，本研究分別建立 Hydrostatic Model、

Boussinesq Model 與 Richards Model 等三個分析模式，以下分別概述各模式對孔隙水壓計算方法之差異：

Hydrostatic Model

由第一章文獻回顧可知，前人研究中，大部分不考慮地下水流之計算，且忽略河川水位與地下水位的互制關係，而僅以假設的河川水位與地下水位配合靜水壓分布假設下求得沿破壞面上之孔隙水壓分布，以進行河岸塊體破壞之評估，其中較具代表性的研究包括 Darby and Thorne (1996)、Rinaldi and Casagli (1999)、Simon et al. (2000)等。模式建構的概念與計算流程可參見附錄一。

Boussinesq Model

為改良 Hydrostatic Model 對地下水位不符實際狀況的假設，Chiang et al. (2011)將河川水位視為邊界條件，藉由求解一維 Boussinesq 方程式以獲得地下水面線隨時間變化的情形，同樣地採用靜水壓分布假設求得沿破壞面上之孔隙水壓分布，據以分析河岸之穩定性。該模式建構的概念與計算流程可參見附錄二。

Richards Model

為進一步改善 Boussinesq Model 須仰賴地下水面線方可估算孔隙水壓之分布，本研究發展之模式，以較為嚴謹之二維 Richards 方程式直接求得土體內各計算點之孔隙水壓，而沿破壞面上孔隙水壓則由內插方式求得，此方法可避免前述兩種模式須採靜水壓分布假設計算孔隙水壓所可能造成的誤差，且由邊界條件的處理技巧則可將降雨入滲的機制一併納入計算。本模式相關理論與建立步驟已詳述於本文第二章。

3.2.2 河川水位升降之影響

暫不考慮降雨、懸臂型破壞、水流沖蝕以及河岸退縮的情況下，本節分別以河川水位上升以及下降兩個假想案例，並考慮不同土壤性質與水位變化速度進行 Hydrostatic Model、Boussinesq Model 與 Richards Model 三種模式對塊體破壞計算的比較與探討。

河川水位上升

如圖 3.1 所示，假設河川水位分別以 0.15 m/hr、0.3 m/hr 與 0.9 m/hr 三種上升速度 (V_w)，由 0.6 m 等速上升至 2.4 m(起始水位即為 0.6 m)，並維持於水位高 2.4 m 直至模擬結束。總模擬時間為 24 hr，由於水位上升速度的不同，河川水位於上述三種上升速度升至 2.4 m 時，分別為第 12 hr、第 6 hr 與第 2 hr。

在不同土壤條件以及河川水位上升速度下，由各模式所計算隨時間變化之 FS 彙整於圖 3.3。首先觀察砂質河岸在河川水位以 0.15 m/hr 上升時(0~12 hr)，由圖 3.3(a1)可見 Hydrostatic Model 模擬結果顯示 FS 隨時間由 1.43 下降至 1.17，然由 Boussinesq Model 與 Richards Model 所計算之 FS 卻皆呈上升。此差異現象，根據 FS 計算公式(式 (2.61))可知，雖然河川水位上升所提供的靜水壓力(P)與 FS 呈正相關，亦即河川水位上升則 FS 將隨之增加，然而，其所帶動地下水位的上升將促使孔隙水壓增加，所造成的上舉力(U)增加與基質吸力(S)減少皆對 FS 具負面影響。因此，本節所探討 FS 的增減則取決於河川水位與地下水位兩者相互制衡下之結果。由上述推論可知，在河川水位為相同的條件下，造成圖 3.3(a1)中由各模式獲致不同的 FS 模擬結果，必然由於地下水位計算存在相當之差異所致。

為深入探究各模式間之差異，以下進一步將各模式所計算隨時間變化之地下水面線與沿破壞面上孔隙水壓分布分別繪製於圖 3.4 以及圖 3.5。首先藉由圖 3.4(a)可清楚瞭解 Hydrostatic Model 對地下水位變動的假設，亦即其隨河川水位上升之情形，而圖 3.5(a)則顯示其所對應的孔隙水壓完全依地下水面線的位置而呈線性變化，然此模擬結果並無法適切地反映河岸土壤滲透性的差異對孔隙水壓變化的影響，故此不符合實際情況之假設將可能導致低估 FS 。然由圖 3.4(b)與圖 3.4(c)顯示 Boussinesq Model 與 Richards Model 可展現地下水於土壤中流動造成地下水面線延遲上升的現象，因此較 Hydrostatic Model 更能獲致合理的評估結果。另外，由圖 3.5(b)與圖 3.5(c)明顯可見在 6 hr 之前，由 Boussinesq Model 與 Richards Model 所模擬之孔隙水壓結果相似，而於第 12 hr 與第 24 hr 在近地表處有較大的差異產生。為究其原因，將 Richards Model 所

模擬隨時間變化之壓力水頭與地下水流場彙整於圖 3.6，圖中顯示當河川水位上升時，破壞面(圖中紅色虛線)近地表處因距離河道較遠，相較之下其壓力水頭受河川水位影響較小或幾乎不受影響。然而，Boussinesq Model 必須完全仰賴地下水面線進行估算而無法呈現孔隙水壓的細部特徵，以致影響 FS 之計算結果。另外，圖 3.4(b)與圖 3.4(c)中，Boussinesq Model 與 Richards Model 於河川水位上升至最高處直至模擬終了(第 12hr 至第 24 hr)，雖然河川水位不再上升，但地下水位卻仍逐漸上升，因而使 FS 隨之漸減，如圖 3.3(a1)模擬結果所示。

進一步比較圖 3.3(a1)、圖 3.3(a2)與圖 3.3(a3)可發現，當河川水位上升速度越快，由 Boussinesq Model 與 Richards Model 所計算之 FS 上升的速度與幅度越大。其原因在於河川水位所提供的靜水壓力對 FS 呈正面影響，因此若河川水位快速上升，相對地當地下水位未能即時上升時，將使 FS 驟升。而水力傳導係數為地下水流動之重要參數，水力傳導係數越大，地下水流動越快，地下水面線受外在因素影響其變動亦越為顯著。反之亦然，故針對水力傳導係數較低之土壤，由於河川水位上升時較不易帶動地下水位的上升，此特性對 FS 之影響，可見圖 3.3(b1~b3)與 3.3(c1~c3)分別為壤土砂質與黏壤土質河岸之 FS 模擬結果，圖中顯示河川水位上升時(0~12 hr)， FS 隨之增加，且水力傳導係數越低之土壤， FS 上升幅度則越大。另外，由圖 3.3 可發現 Hydrostatic Model 所計算 FS 僅與河川水位以及地下水位兩者相對水位高度有關，並無法合理反映河川水位變化速度與土壤滲透性對河岸塊體破壞的影響。

河川水位下降

如圖 3.1 所示，河川水位分別以 0.15 m/hr、0.3 m/hr 與 0.9 m/hr 三種下降速度(V_w)，由 2.4 m 等速下降至 0.6 m(起始水位即為 2.4 m)，並維持於水位高 0.6 m 直至模擬終了。總模擬時間同樣設定為 24 hr，而河川水位於上述三種下降速度降至 0.6 m 時，則分別為第 12 hr、第 6 hr 與第 2 hr。

砂、壤土砂與黏壤土三種土質之河岸，由各模式模擬所得隨時間變化 FS 之結果分

別彙整於圖 3.7，由圖 3.7 可發現， FS 隨河川水位下降而減小且部分案例發生 $FS < 1.0$ 。相較於前一小節河川水位上升之案例，河岸整體穩定性呈現大幅下降之趨勢。造成上述的模擬結果，其主要原因在於河川水位的下降使其所提供之靜水壓力減少，此時若水力傳導係數較小或河川水位下降速度較快，皆會造成地下水位相對較高，意謂河岸土體內孔隙水壓消散較緩， FS 因此隨河川水位下降而驟減，河岸發生塊體破壞 ($FS < 1.0$) 的時間亦可能越早發生，綜觀圖 3.7 之模擬結果則可得以上之論述。此外，須強調的是，若土壤滲透性較高，亦即水力傳導係數較大，當河川水位下降時，地下水位隨之下降的速度也較快，亦即孔隙水壓易於消散，則 FS 下降幅度亦將趨緩。如圖 3.7(a1) 所示，Boussinesq Model 與 Richards Model 之模擬結果皆顯示 $FS > 1.0$ ，而 Hydrostatic Model 並無法考量河岸土壤滲透性之差異，其模擬結果在第 2 hr 時即發生 $FS < 1.0$ 。由上述模擬結果可更進一步瞭解，除河川水位下降速度外，土壤滲透性亦為影響河岸塊體破壞的重要因子之一，而 Hydrostatic Model 採用過於簡化地下水的計算方法，將有可能錯估河岸之穩定性。



過往相關研究亦提出河岸塊體破壞往往發生在河川水位洩降時(Springer et al., 1985; Lawler et al., 1997; Rinaldi and Casagli, 1999; Rinaldi et al., 2004; Chiang et al., 2011)，由本小節所得之模擬結果不但驗證前人的研究結論，更進一步提出河川水位下降速度與河岸土壤滲透性對其影響甚大。以下將本節所有分析之案例以最小安全係數 (FS_{min}) 彙整於圖 3.8，除可一覽分析結果外，更可瞭解不同模擬條件組合對 FS 影響之程度。由圖 3.8 可清楚地發現，當河川水位下降時， FS_{min} 隨水位下降速度越快而呈越小的趨勢，尤其是水力傳導係數較小之土壤(黏壤土)。而砂質河岸由於排水性良好，依據 Richards Model 模擬結果顯示，當河川水位下降速度約大於 0.3 m/hr 時，河岸始有破壞的發生。另外，Boussinesq Model 並無法適度掌握因邊界條件影響孔隙水壓的局部變化，因此，圖中顯示其與 Richards Model 存有部分差異，而 Hydrostatic Model 無法評估河川水位下降速度與土壤滲透性對孔隙水壓變化的現象，由圖 3.8 的結果可凸顯該模式過於簡化而不符實際的情況。

小結

本節以河川水位的變化探討不同模式之模擬結果，針對三個模式的差異性以及河川水位變化對塊體破壞的影響，初步可獲致以下數點結論：

1. Hydrostatic Model 對於地下水位過於簡化的假設並無法合理反映河川水位變化與河岸土壤滲透性之影響，因此可能對 FS 造成嚴重錯估的情形。
2. Boussinesq Model 雖可經由地下水面線之計算考量河川水位變化與土壤性質等之因素，然經由地下水面線進行孔隙水壓之估算，並無法適切地掌握河岸土壤內部局部的變化，因此對 FS 之計算可能產生誤差。
3. Richards Model 係直接求解河岸土體內孔隙水壓之分布，因此可避免須仰賴地下水面線進行估算時所造成的誤差，較可精準地預測河岸土壤內部孔隙水壓的變化，較其他兩種模式嚴謹且合理。
4. 河川水位的升降對河岸穩定有重大的影響，尤其當水位下降減少其所提供之靜水壓力時，若水位下降速度甚快或土體滲透性不佳的情況下，將導致高額孔隙水壓未能即時消散，塊體破壞則較易發生。

3.2.3 降雨特性之影響

與前節同樣選取砂、壤土砂與黏壤土等三種土壤進行分析探討，分別設定起始水位為 0.6 m、1.5 m 和 2.4 m 且不隨時間而變動，並考量降雨延時(t , duration)為 12 hr、雨型為均勻型(uniform pattern)之降雨事件，降雨強度(I_r , rainfall intensity)則分別給予 5、10、20、40、60 與 80 mm/hr 等六種降雨強度。

降雨特性與入滲率之關係

首先，為瞭解水力傳導係數對 FS 計算之影響，茲將三種土壤在起始水位為 0.6 m 時，不同降雨強度下隨時間變化之平均入滲率(R_a)繪製於圖 3.9。圖 3.9 顯示砂質土壤

均可完全入滲，而壤土砂質與黏壤土質土壤在 24 hr 內會發生積水之臨界降雨強度與延時分別約為 40 mm/hr(4 hr)以及 20 mm/hr(4 hr)，由此可知水力傳導係數越大，降雨量較易完全入滲至土體。反之，水力傳導係數越小，土體表面較易達飽和而使積水現象較易發生，積水現象一旦發生，過多的降雨量將直接逕流而不會進入土體，即使降雨強度增大，土壤入滲率仍維持一定值。圖 3.10 則整理列出三種土壤在不同起始水位下，降雨強度與平均入滲率達到穩態(steady state)時的情形，分布在對角線上的點表示土壤在該降雨強度下可完全入滲，即降雨強度等於入滲率，如圖 3.10(a)可見砂質土壤在降雨量小於或等於 80 mm/hr 時大致可完全入滲。至於滲透性較差的土壤(壤土砂與黏壤土)，由圖 3.10(b)與圖 3.10(c)顯示其發生積水之臨界降雨強度亦較低。此外，起始地下水位越高，表面土壤較易達飽和，因此臨界降雨強度亦相對偏低。由上述初步分析結果可知水力傳導係數對土壤入滲率的影響甚大。

對於滲透性較佳的土壤而言，降雨雖較易入滲，但進入河岸土體內部的水亦較易經由邊界流出，反之亦然。因此，在本小節探討降雨特性對河岸塊體破壞發生的關鍵，取決於降雨強度、水力傳導係數影響積水現象發生與否以及土體排水效率三者交互作用下造成孔隙水壓變化的差異。上述的論述可由以下的案例模擬結果加以驗證。

模擬結果

三種土質河岸在不同起始水位以及降雨強度下， FS 隨時間變化的模擬結果分別整理於圖 3.11。由圖 3.11(a1)可見砂質河岸在河川水位維持不變的情況下，降雨強度越大將促使地下水位越容易上升，因而產生較大之孔隙水壓使 FS 下降。另外，當起始水位為 0.6 m、1.2 m 與 1.8 m 時， FS 之起始值分別為 1.43、1.30 與 1.20。上述結果顯示起始水位越高，河岸土體內起始孔隙水壓分布相對越高，故 FS 之起始值越低，若再加上降雨的影響，將導致 FS 下降的速度相對較快，由圖 3.11(a1~a3)比較可瞭解以上之敘述。另外兩種土質(壤土砂與黏壤土)之河岸，以相同起始水位($h_i = 1.8$ m)為例，由圖 3.11(a3)、圖 3.11(b3)與圖 3.11(c3)相互比較可發現，當降雨強度為 80 mm/hr 時，土壤滲透性越佳之河岸， FS 將在最短時間下降至低於 1.0，如圖 3.11(a3)所示；而當降雨強

度為 60 mm/hr、40 mm/hr 與 20 mm/hr 時， FS 最大驟降幅度則發生於土壤滲透性次大之砂壤土質河岸且均低於 1.0，見圖 3.11(b3)；而降雨強度為 10 mm/hr 與 5 mm/hr 時， FS 最小值則發生於黏壤土質河岸，如圖 3.11(c3)所示。結合前述之推論與本節的模擬結果可知，降雨強度、降雨延時與水力傳導係數之間存在某一臨界組合，當達此一臨界組合時，水份進入河岸土體的流入量將大於流出量，致使孔隙水壓上升，進而導致 FS 下降。

破壞包絡線之建立

以下將本節所分析之三種土壤在不同起始水位條件下，降雨強度(I_r)與降雨延時(t)之臨界安全係數分布整理於圖 3.12，並將降雨延時增長至 48 hr，以便更清楚地瞭解降雨強度與降雨延時兩者的臨界關係。圖中標示點表示在特定的降雨強度與降雨延時組合時， $FS = 1.0$ 之模擬結果，將各點連線則可得破壞包絡線。破壞包絡線左下方範圍表示 $FS > 1.0$ ；右上方範圍表示 $FS < 1.0$ 。由圖 3.12 可發現，破壞包絡線涵蓋 $FS > 1.0$ 的範圍將隨起始水位越高而越窄，符合前節所述之模擬結果趨勢。另外，圖 3.12(a)顯示，砂質河岸在起始水位為 0.6 m，其破壞包絡線呈現隨著降雨強度降低而降雨延時增加之趨勢。然而，當降雨強度約低於 60 mm/hr 時，破壞包絡線將不因降雨延時而有所變化，其現象顯示不論降雨延時的長短， FS 均大於 1.0。以起始水位 0.6m 為例，圖 3.13 至圖 3.15 分別展示砂質河岸在不同降雨強度下，隨時間變化之壓力水頭與地下水流場分布。圖中可見當降雨強度較小時，所入滲的水量可迅速排出，因此壓力水頭並未大幅上升。然而，當降雨強度增大至 60 mm/hr 時，此時因降雨的流入量遠大於流出量，因此，在第 16.2 hr 即達破壞($FS < 1.0$)。而當降雨強度為 80 mm/hr 時，圖 3.15(b)顯示地下水流動甚快，入滲量更能迅速反映引致孔隙水壓的上升，導致其破壞縮短在第 9.3 hr 發生。

至於滲透性較差之河岸，以圖 3.12(c)中黏壤土質河岸且起始水位 0.6 m 為例，當降雨強度大於 40 mm/hr 時，大部分降雨量因積水現象而並未入滲至土體(參見圖 3.9)，因此其達破壞時所需的降雨延時幾近相同(約為 21 hr)。承上，即使降雨強度增大，若

未達到臨界降雨延時，破壞仍不會發生。相對地，若降雨延時長至足以使得孔隙水壓持續上升，即使降雨強度不大，破壞仍有可能會發生，如圖 3.12(c)中顯示降雨強度為 10 mm/h 時，其臨界降雨延時約為 32.4 hr。圖 3.16 至圖 3.18 分別為黏壤土質河岸在不同降雨強度下，隨時間變化之壓力水頭與地下水流場分布情形。與前述砂質河岸相較下(圖 3.13 至圖 3.15)，地下水流動較緩導致孔隙水壓不易宣洩，地下水面線易於上升而致 $FS < 1.0$ 。另外，因積水現象的影響，當降雨強度大於 40 mm/hr 時，其壓力水頭分布隨時間的變化幾乎相同，如同前述，其達破壞的時間亦極為相近。

以下進一步探討總累積降雨量(P_t)與破壞包絡線之關係。以起始水位($h_i = 0.6$ m)為例，將前述三種土壤分別在 48 hr 總累積降雨量達 200、400、800 mm 與其破壞包絡線的關係分別整理於圖 3.19。在所探討的降雨強度與降雨延時的範疇內，以總累積降雨量 800 mm 為例，砂質河岸在降雨強度須達約 80 mm/hr 以上破壞才會發生，而壤土砂質以及黏壤土質河岸的破壞發生則是降雨延時分別須達約 9.5 hr 與 23 hr 以上。因此，由圖 3.19 可知，即使在相同的總累積降雨量下，因土壤滲透性以及降雨強度與降雨延時組合的不同，對於塊體破壞發生與否均具決定性的影響。

3.2.4 河川水位與降雨特性之綜合影響

3.2.2 節與 3.2.3 節已分別針對河川水位升降以及降雨特性對河岸塊體破壞的影響進行分析，並獲致初步之結論。本節將結合上述兩種機制，進一步探討其綜合效應對塊體破壞之影響。但須強調的是，研究中參數選擇係為不同情境下之組合，即暫不考慮河川水位升降與降雨之間的關連性進行模擬。

河川水位上升結合降雨

以下將起始水位設定為 0.6 m，並採用不同降雨強度($I_r = 5、10、20、40、60$ 與 80 mm/hr)配合河川水位上升與下降以及不同水位變動速度($V_w = 0.15$ m/hr、0.3 m/hr 與 0.9 m/hr)進行模擬。砂、壤土砂與黏壤土三種土質之河岸在不同河川水位上升速度與降雨強度下， FS 隨時間變化之模擬結果彙整於圖 3.20。圖 3.20(a1)可見當降雨強度小於或

等於 40 mm/hr 時，河川水位以 0.15 m/hr 速度上升所額外提供的靜水壓力使 FS 隨之上升(0~12 hr)。然而，當降雨強度為 80 mm/hr 時，因降雨產生的入滲量將凸顯孔隙水壓上升對 FS 的負面效應，進而導致 FS 下降且小於 1.0。河川水位上升速度越快雖能使 FS 迅速增加(原因詳見 3.2.2 節)，但當河川水位停止變動而降雨持續發生時， FS 則僅受降雨因素的影響則呈持續下降之趨勢，而當降雨延時長至足以使土體孔隙水壓達平衡狀態， FS 將維持一定值，如圖 3.20(a2)與圖 3.20(a3)所示。上述的模擬結果趨勢亦同樣發生於壤土砂質與黏壤土質河岸，分別如圖 3.20(b1~b3)與圖 3.20(c1~c3)所示。

另外，所分析之三種土壤在不同水位上升速度下，將降雨強度與降雨延時之臨界安全係數分布整理於圖 3.21。由圖 3.21 的結果可發現與先前僅考慮降雨特性的模擬結果相似，臨界安全係數分布因土壤滲透性的差異分別受降雨強度或降雨延時所主控，惟河川水位上升對 FS 的正面效應將擴大破壞包絡線 $FS > 1.0$ 的涵蓋範圍，由圖 3.21 與圖 3.12 相較可得以上之論述。然而， FS 受河川水位上升的正面效應主要在其上升的過程，當河川水位不再變動時，對於河岸最終是否穩定，則完全取決於降雨的影響。因此，圖 3.21 顯示水位上升速度對臨界安全係數分布的關連性甚微，但須強調的是，水位上升速度將影響塊體破壞可能發生的時間。

河川水位下降結合降雨

三種土質河岸在不同河川水位下降速度與降雨強度下， FS 隨時間變化之模擬結果如圖 3.22 所示。由圖中可發現河川水位下降導致其提供之靜水壓力減少，加上降雨入滲使得孔隙水壓升高。因此，與僅考慮河川水位下降或降雨之單一機制相較下，河川水位下降並同時考慮降雨的情形較易造成塊體破壞的發生。進一步將破壞包絡線分布整理於圖 3.23，並分別與圖 3.12 與圖 3.21 比對後則可清楚綜觀上述之現象。

3.3 懸臂型破壞

懸臂型破壞其理論基礎與 3.2 節所探討的塊體破壞相同，僅破壞土體位置與破壞面定義有所差別。本節同樣以河川水位升降、降雨特性以及綜合上述二項效應進行測

試其對引發懸臂型破壞之影響。相關參數參照 3.1 節中所述內容進行設定，且暫不考慮塊體破壞與水流沖蝕等機制，惟案例採用如圖 3.24 所示之河岸幾何形狀進行後續的模擬以及討論。

3.3.1 河川水位升降之影響

本節分別採用河川水位上升以及下降兩個案例，與 3.2.2 節同樣地考慮不同土壤性質與水位變化速度進行分析與比較。三種土壤分別在不同水位上升與下降速度($V_w = 0.15 \text{ m/hr}$ 、 0.3 m/hr 與 0.9 m/hr)下， FS_c 隨時間的變化分別如圖 3.25 所示。由圖 3.25(a) 可知，當河川水位持續上升接近所探討的土體範圍時， FS_c 始受其影響而隨之下降。此外，滲透性較佳的土壤，在水位上升時因孔隙水壓較易隨之上升，致使 FS_c 下降速度較快。且由於破壞土體之破壞面鄰近河岸，河川水位的變動易影響沿破壞面上的孔隙水壓分布，因此，當河川水位上升速度越快時， FS_c 下降幅度與速度隨之增加。以下分別以河川水位上升速度 0.15 m/hr 與 0.9 m/hr 為例，將砂與黏壤土質河岸隨時間變化之壓力水頭與地下水流場分布情形繪製於圖 3.26 與圖 3.27，綜合圖 3.26 與圖 3.27 的模擬結果可佐證以上之論述。另外，河川水位下降的模擬結果如圖 3.25(b) 所示，圖中可見當模擬起始時， FS_c 為 0.34，小於 1.0 甚多，由以上模擬結果研判，懸臂型破壞可能在河川水位上升時即已發生。

3.3.2 降雨特性之影響

固定起始水位為 0.6 m ，降雨強度則分別採用 5 、 10 、 20 、 40 、 60 與 80 mm/hr 等六種降雨強度進行模擬，模擬結果如圖 3.28 所示。圖中可見降雨強度越大， FS_c 下降速度越快，表示破壞越早發生。而對於滲透性較差的土壤，雖然積水效應延遲了孔隙水壓的上升，但由於破壞面接近地表，其效應並不顯著，因此， FS_c 仍然受降雨入滲的影響而下降。

3.3.3 河川水位與降雨特性之綜合影響

3.3.1 節模擬結果顯示破壞可能發生在河川水位上升的過程，因此，本小節僅考慮河川水位上升並結合降雨的因素進行分析。與 3.2.4 節模擬條件相同，設定起始水位為 0.6 m，採用不同降雨強度($I_r = 5、10、20、40、60$ 與 80 mm/hr)與河川水位上升速度($V_w = 0.15$ m/hr、 0.3 m/hr 與 0.9 m/hr)進行模擬。砂、壤土砂與黏壤土三種土質之河岸在上述不同條件下， FS 隨時間變化之模擬結果如圖 3.29 所示。綜覽圖 3.29 可發現，當河川水位上升較緩而尚未達破壞土體時， FS_c 主要受降雨所影響，而一旦河川水位上升至足以影響破壞面的孔隙水壓分布時，則如 3.3.1 節所得之結論，由於破壞面鄰近河道因而致使 FS_c 驟降。

綜合上述並與 3.2 節塊體破壞模擬結果相較可知，由於懸臂型破壞的破壞面鄰近河岸土體邊界，容易受河川水位的升降或降雨入滲影響其孔隙水壓分布。基於上述原因，塊體破壞常發生於河川水位洩降時，而懸臂型破壞則可能發生於河川水位上升的過程，而降雨的因素則更加速破壞的發生。

3.4 水流沖蝕

水流沖蝕主要與水力條件(底床坡降、河川水位)以及土壤抗沖蝕能力(臨界剪應力、沖蝕係數)有關。本節首先在不同底床坡降與臨界剪應力的條件下，分析並彙整啟動河川水流沖蝕機制的臨界河川水位，接續再探討河川水位以及水位歷線型態對水流沖蝕程度的影響。

3.4.1 河川臨界水位之探討

根據式(2.68)，河岸邊坡受水流作用下的最大邊界剪應力發生在 $y = h_w \cot \beta_b$ ，其值則為 $\tau_b = \gamma_w h_w S_0$ ，亦即為底床平均邊界剪應力。另依式(2.69)所示，當邊界剪應力大於臨界剪應力時，河岸始受水流作用而產生沖蝕之破壞。因此，當河川底床坡降以及土壤抗沖蝕能力為定值時，在不考慮二次流以及其他次要效應下，河岸是否因水流而

開始受蝕，則完全取決於河川水位是否足以使邊界剪應力大於臨界剪應力，亦即判斷 $\gamma_w h_w S_0 > \tau_b$ 是否成立，而能滿足前式之最小河川水位即為臨界水位 (h_{wc})。依據上述，選取底床坡降 0.01 % 至 1 %，將其產生的邊界剪應力(亦即臨界剪應力)以及臨界水位範圍 0.05 m 至 10 m 整理於圖 3.30。圖 3.30 顯示，當底床坡降越陡或河岸臨界剪應力越低時，啟動水流沖蝕作用的臨界水位則越低。

3.4.2 水位歷線型態之影響

根據式(2.69)，水流沖蝕率與邊界剪應力以及臨界剪應力兩者之差成正比關係，而邊界剪應力由河川水位計算可得(見式(2.68))。本小節進一步探討水位歷線型態對水流沖蝕之影響。以底床坡降 0.05 % 與臨界剪應力 1 Pa 為例，其河川臨界水位約為 0.204 m，意謂河川水位須達 0.204 m，水流沖蝕才會發生作用。假設在相同流量下，分別設計四種不同的三角形水位歷線，其延時分別為 24、18、12 與 6 hr，沖蝕係數則利用式(2.75)進行計算，其水位歷線型態及其所對應隨時間變化的沖蝕率如圖 3.31 所示。由圖 3.31 首先可知，河川水位越高所造成的沖蝕率越大，例如水位為 6 m 時，其產生的沖蝕率約達 45×10^{-6} m/s。另外，在相同流量下，若延時較長，表示有部分水位無法達到臨界水位的門檻值，由圖 3.31 可見最大總沖蝕長度(L_{me})因不同水位歷線型態而有所差異。因此，在相同流量下，洪峰水位越高，水位延時越短，則其造成的水流沖蝕破壞將越為顯著。

3.5 河岸退縮

前述 3.2 至 3.4 節已分別針對塊體破壞、懸臂型破壞與水流沖蝕進行不同影響因子之分析與討論。本節則進一步結合上述三種破壞機制，並利用假設的案例探討河岸受破壞而退縮的過程，並評估在不同條件下，分別由三種破壞機制造成的泥砂產量與河岸退縮長度。

3.5.1 案例設定

本節分析案例所採用之河岸幾何形狀以及模式、數值計算相關參數等，均與 3.1 節相同，惟將河岸深度予以增長以便探討河岸退縮的情形，且塊體破壞之破壞面將依據 2.2.1 節所述的方法進行搜尋與設定。本節額外所探討的參數，主要針對水流沖蝕計算，由小至大選擇 0.01 %、0.05 %、0.1 %、0.25 %、0.5 %、1.0% 等共六種不同底床坡降，河岸臨界剪應力則參考圖 2.14，選取 1、10 與 100 Pa，並利用式(2.75)計算其所對應之沖蝕係數。另外，考量延時為 24 hr，洪峰水位(peak stage)分別達 1.2、1.8 與 2.4 m 之三角形河川水位歷線(stage hydrograph)來呈現單場颱風事件下，河岸在不同條件下破壞而退縮的情形，但暫不考慮河岸退縮造成河寬變化對河川水位的影響。而降雨條件的影響，則考量降雨延時為 24 hr 之均勻型降雨事件，降雨強度分別為 5、10、20、40、60 與 80 mm/hr。此外，仍須再次強調，參數選擇暫不考慮與土壤性質的相關性進行模擬與分析。



3.5.2 水力條件之影響

首先探討水力條件之影響，設定河岸土壤特性為均質壤土砂質；臨界剪應力為 1 Pa；且暫不考慮降雨的影響下進行模擬。

底床坡降

在洪峰水位為 1.8 m；底床坡降為 0.01 %、0.05 %、0.1 %、0.25%、0.5 %、1.0 % 等不同條件下，河川水位、 FS 與 FS_c 隨時間的變化如圖 3.32 與圖 3.33 所示。由圖 3.32(a) 可見，雖然河川水位上升至 1.8 m，但由於底床坡降僅 0.01%，因此水流沖蝕作用並不明顯， FS 僅在河川水位下降時略減。然而，隨著底床坡降的增加，河川水流沖蝕能力隨之增大，進而引發懸臂型破壞與塊體破壞，致使河岸退縮。而由圖 3.33(f) 可發現，當底床坡降為 1.0 %，因其水流沖蝕作用較大，則較易引發懸臂型破壞的發生，一旦懸臂型破壞發生導致河岸坡度更為陡峭，塊體破壞則容易隨後發生。以下即以底床坡降 1.0 % 為例，將河岸幾何形狀隨時間變化情形繪製於圖 3.34 與圖 3.35。由圖中可見，

隨河川水位上升，在前 5.1 hr 河岸邊坡坡趾首先遭受掏刷，第 5.2 hr 進而使上方土體產生懸臂型破壞，在上述兩種破壞機制反覆循環作用下，使得河岸坡度逐漸變陡，最終於第 6.6 hr 促使塊體破壞的產生，河岸因而退縮。其後，同樣地受水流沖蝕以及懸臂型破壞的繼續作用下，分別在第 10.8 hr、13.3 hr、15.2 hr 與 17.9 hr 發生塊體破壞導致河岸持續退縮，直至模擬終了，河岸共退縮 7.9 m。由圖 3.34 與圖 3.35 配合圖 3.33(f) 可發現在河川水位上升過程(0~12 hr)，塊體破壞肇因主要是坡趾掏刷加上懸臂型破壞使河岸邊坡變陡，而在河川水位下降過程(12~24 hr)，除了上述破壞機制作用外，另因靜水壓力的減少，而更加劇塊體破壞的發生頻率。

進一步將上述案例中三種破壞機制隨時間變化的泥砂產量(V_s)繪製於圖 3.36(a)，圖 3.36(a)顯示，水流沖蝕隨時間產出較為連續的泥砂量，而其大小則大致上受河川水位升降所影響，最大約 $0.044 \text{ m}^3/\text{m}$ ，相較之下，懸臂型破壞以及塊體破壞則為一次性規模較大的泥砂產出，最大分別可達 $0.99 \text{ m}^3/\text{m}$ 與 $2.76 \text{ m}^3/\text{m}$ 。另外，將泥砂累積產量(V_{as})與河岸退縮長度(L_r)隨時間變化的情形整理於圖 3.36(b)，圖中可發現在本案例所設定的條件下，泥砂產量貢獻以塊體破壞居首($11.3 \text{ m}^3/\text{m}$)，水流沖刷次之($6.4 \text{ m}^3/\text{m}$)，而懸臂型破壞在三者中所佔比例則為最小($4.4 \text{ m}^3/\text{m}$)。

流量

流量大小與河川水位相關，亦直接影響邊界剪應力之大小，以下設定洪峰水位(h_{wp})分別達 1.2、1.8 與 2.4 m，並配合前小節六種不同底床坡降($S_0=0.01\%$ 、 0.05% 、 0.1% 、 0.25% 、 0.5% 、 1.0%)，將不同條件下泥砂累積產量與河岸退縮長度之比較彙整於圖 3.37。由圖 3.37 可發現，當底床坡降過小($S_0 \leq 0.1\%$)，即使流量增大，若未達水流沖蝕的門檻值，沖蝕機制未能啟動，則後續的懸臂型破壞以及塊體破壞將不會發生，再者，亦不會造成河岸的退縮。此外，若底床坡降不足以使水流沖蝕持續發生作用，則不會導致河岸退縮或退縮長度因而受限。整體而言，泥砂產量與河岸退縮長度均與流量(或河川水位)大小呈正相關。

水位歷線型態

考慮在相同的流量下，以三種不同的三角形水位歷線來探討其型態對河岸退縮之影響。型態一至三分別設計水位延時為 48、24 與 12 hr，則其洪峰水位則分別達 0.6、1.2 與 2.4 m。另外，同樣以前述六種底床坡降($S_0=0.01\%$ 、 0.05% 、 0.1% 、 0.25% 、 0.5% 、 1.0%)進行模擬，將結果整理於圖 3.38。圖 3.38 顯示，產生最大的水流沖蝕量發生於延時為 12 hr 而洪峰水位為 2.4 m 之型態三，該型態具洪峰水位高、水位延時短之特性，與 3.4.2 節曾針對水位歷線型態對總沖蝕長度進行探討之所得結論一致。然而，其累積產砂量與河岸退縮長度卻小於另外兩種型態。初步研判，型態三之河川水位上升速度較另外兩種型態為快，雖然其水流沖蝕能力較大，然而沖蝕面卻涵蓋了河川水位面以下的河岸邊坡，單位時間內的泥砂產量雖較多，但卻減緩整體河岸坡度變陡的趨勢，反而不易引發懸臂型破壞，進而抑制後續塊體破壞的發生與河岸的退縮。基於上述原因，且相較於另外二種型態，型態三的河川水位變化速度較快，因此，其發生河岸退縮的主因並非為水流沖蝕破壞，而是在水位洩降時發生塊體破壞所致。反之，另外二種型態因河川水位變動緩慢，因此水流沖蝕大多集中在坡趾的局部發生，加上其延時較長，較易引發懸臂型破壞的發生，而一旦發生懸臂型破壞改變了河岸坡度，塊體破壞與河岸退縮將易隨之發生。由以上的模擬結果可發現，河岸的退縮不只受水流沖蝕的強度所影響，且與其受蝕的位置與範圍相關。

3.5.3 土壤條件之影響

本節針對河岸土壤特性分別探討抗沖蝕能力與滲透性之影響，相關參數與條件設定如 3.5.1 節所述，首先模擬當臨界剪應力為 10 Pa 與 100 Pa 的情形，接續再分別探討砂、黏壤土等二種不同滲透性土質之影響，並與先前的模擬結果進行比較。

抗沖蝕能力

臨界剪應力分別設定為 10 Pa 與 100 Pa，其泥砂累積產量與河岸退縮長度之模擬結果分別如圖 3.39 與圖 3.40 所示，與圖 3.37 其臨界剪應力為 1 Pa 的結果相較可發現，當臨界剪應力為 10 Pa，僅在流量較大或底床坡降較陡的條件下，河岸方有破壞與退縮

情形發生；當臨界剪應力達 100 Pa，則在所設定的模擬條件下，則不會有破壞產生，由此可見，土壤臨界剪應力對於整體的河岸破壞影響甚大。如前節所述，若是水流沖蝕破壞未能持續作用，則不易引發懸臂型破壞、塊體破壞以及河岸退縮的發生。

滲透性

前文僅針對壤土砂質河岸進行分析，在此進一步以砂質與黏壤土質並採用 3.5.2 節中所探討的不同水力條件下進行模擬，泥砂累積產量與河岸退縮長度分析結果分別如圖 3.41 與圖 3.42 所示。進一步與圖 3.37 所示的壤土砂質模擬結果綜合比較，整體而言，僅考量水位變動的條件下，土壤滲透性對河岸退縮的影響差異並不大。

3.5.4 降雨特性之影響

本節所採用之相關參數與條件設定與前一小節相同，惟底床坡降僅採用 1.0 %，設定降雨延時為 24 hr 之均勻型降雨事件，降雨強度分別為 5、10、20、40、60 與 80 mm/hr，進一步考量降雨特性對河岸退縮之影響。

配合 3.5.3 節不同滲透性的三種土壤，將泥砂累積產量與河岸退縮長度模擬結果彙整於圖 3.43。首先針對砂質河岸進行討論，由於降雨的入滲主要影響懸臂型破壞與塊體破壞的發生，因此，圖 3.43 顯示塊體破壞造成的泥砂產量隨降雨量增大而明顯增加，尤其加劇塊體破壞發生的頻率，使得退縮長度因此驟增。整體而言，泥砂累積產量與河岸退縮長度均隨降雨量增大而呈現增加之趨勢。但滲透性較差的黏壤土質河岸，當降雨量達 20 mm/hr 以上時，其泥砂累積產量與河岸退縮長度之增加幅度均逐漸減緩，研判應是降雨強度過大時，積水效應影響所致，因而受降雨強度影響的程度將為趨緩。

前段所述乃針對水流沖蝕較為劇烈的條件所得之結論，以下進一步以臨界剪應力為 10 Pa 之情況進行模擬並將結果彙整於圖 3.44。圖 3.44 顯示水流沖蝕造成的破壞甚微，而不易引致懸臂型破壞與塊體破壞的發生。因此，在水流沖蝕作用偏小的條件下，造成河岸退縮的主因，則可視為塊體破壞單一機制所致。

第四章 應用案例

本研究選擇台灣中部濁水溪河段做為模式應用之案例，本章首先針對應用案例區域以及模擬條件進行概述，再以所建立之分析模式進行颱風事件之模擬，除評估泥砂產量與河岸退縮長度外，並與實測資料進行比對與討論。

4.1 案例說明

濁水溪流域位於臺灣中南部，地形東高西低，坡度由西向東遞增，全長 186.6 公里，為全台灣最長之河川。主流發源於中央山脈合歡山主峰與東峰之「佐久間鞍部」，上游段為霧社溪，係集合歡山西坡之水，沿縱谷流下，至廬山附近與大羅灣溪匯流，至萬大附近與萬大溪合流，再併丹大溪、巒大溪、郡大溪、水里溪、陳有蘭溪等支流。其下河谷漸闊，於集集盆地再匯納清水溝溪、東埔蚋溪與清水溪後流入彰雲平原，並於彰化縣大城鄉之下海墘村與雲林縣麥寮鄉許厝寮間流入台灣海峽。

近十年來本流域發生的嚴重洪災，包括民國 90 年桃芝颱風、納莉颱風、民國 93 年敏督利颱風、民國 94 年海棠颱風、泰利颱風、民國 95 年 6 月豪雨、民國 96 年聖帕颱風、柯羅莎颱風、民國 97 年卡玫基颱風、辛樂克颱風、薔蜜颱風、民國 98 年莫拉克颱風、民國 99 年凡那比颱風等，所挾帶的大量豪雨常造成兩岸土地流失、堤防沖毀等重大災害。例如桃芝颱風帶來超過 200 年重現期距洪水量，造成濁水溪本流及支流堤防沖毀及受損達 8.6 公里、護岸工程受損或損毀達 14.8 公里，並造成溪州大橋、西螺大橋等重要橋梁橋基的嚴重裸露。

4.2 數值模式設定

模擬區域

選擇溪洲大橋(斷面 51.9)與自強大橋(斷面 36.5)間，位於高鐵橋左岸無護岸工施做之斷面 43、44 以及 45 做為應用案例模擬範圍。各斷面相對位置如圖 4.1 所示。

土壤基本參數

參考經濟部水利署水利規劃試驗所(2009)，該研究報告曾於高鐵橋左岸附近進行採樣(TWD97 橫座標 193183；TWD97 橫座標 2634855)，其相對位置可見圖 4.1。土壤剪力強度參數的取得係利用飽和壓密不排水三軸試驗，試驗結果如圖 4.2 所示，土壤基本參數則如下所列： $\gamma_d = 14.4 \text{ kN/m}^3$ ， $c' = 3.48 \text{ kPa}$ ， $\phi' = 27.3^\circ$ 。另外，依照經濟部水利署水利規劃試驗所(2007)所載之河床質調查資料，該河段屬砂質河床， D_{50} 約介於 2.14 至 2.77 mm，考量所模擬的對象為河岸土體並參考土壤強度參數試驗結果，未飽和土壤水力相關參數則以壤土砂質進行設定。

水流沖蝕相關參數

本研究為獲得臨界剪應力與沖蝕係數兩個參數，於試驗地點(TWD97 橫座標 193111；TWD97 橫座標 2634847)進行 jet-test，其相關理論與試驗方法可參考 Hanson and Simon (2001)、ASTM Standard D5852-00 (2007)。試驗結果如圖 4.3 所示，並將兩次試驗結果與圖 2.14 套疊繪製於圖 4.4。由圖 4.4 可知，本河段臨界剪應力均小於 1.0 Pa，換言之，土壤抗沖蝕能力偏小，其沖刷行為較為劇烈。模式中，臨界剪應力與沖蝕係數兩個參數則取兩次試驗之平均值。另外，底床坡降則取斷面 43 至 45 之深槽平均坡降，其值約為 0.0653 %。

降雨資料

降雨資料選取水利署所設西螺(2)雨量站(水利署站號 1510P080)之時雨量資料，其相對位置(TWD97 橫座標 194640；TWD97 橫座標 2633240)如圖 4.1 所示。

河川水位

由於本研究僅針對河川水位變化進行探討，而暫不考慮河床的沖淤變化，故採用美國陸軍工兵團水文工程中心(Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers)所發展之一維水理演算模式 HEC-RAS 4.1.0，進行一維變量流水理分析推求擬探討斷面之河川水位升降變化。在模式應用前，首先進行曼寧糙度係數之檢定，其值依據經濟部水利署水利規劃試驗所(2007)所載之參考值(0.023 至 0.040)設定，以民國

93 年大斷面測量資料，上游流量邊界條件設為彰雲大橋(斷面 86)，下游水位邊界條件設為西濱大橋(斷面 12)，利用民國 94 年海棠颱風進行率定，於溪洲大橋(斷面 51.9)以及自強大橋(斷面 36.5)與實測水位資料比對之結果如圖 4.5 所示，曼寧糙度係數率定結果整理於表 4.1。其後，再分別以民國 95 年碧利斯颱風與民國 96 年柯羅莎颱風等二場颱風進行驗證，結果分別如圖 4.6 至圖 4.7 所示，由圖 4.5 至圖 4.7 顯示模擬結果與實測值誤差仍屬合理範圍內，因此，所設定之曼寧糙度係數應足以反映實際現況。

邊界與網格設定

地下水流邊界一側之設定，給予由前述 HEC-RAS 4.1.0 計算所得隨時間變化之河川水位，另一側則假設在堤防處為一不透水邊界條件。另外，地表則依據降雨量資料，給予入滲邊界條件。考量計算範圍廣大，數值計算空間間距 Δx 、 Δz 均設為 0.1 m，時間間距 Δt 則設為 0.01 hr。

模擬事件

採用民國 93 年與民國 96 年的大斷面測量資料為研究背景，茲將期間彰雲大橋流量歷線繪製於圖 4.8，並選取洪峰流量較大的八個事件進行模擬，依序分別為海棠颱風、馬莎颱風、泰利颱風、69 豪雨、碧利斯颱風、聖帕颱風、韋帕颱風與柯羅莎颱風。採用民國 93 年大斷面測量資料進行初始河岸幾何形狀之設置，俟經上述八場颱風洪事件模擬後，再與民國 96 年大斷面測量資料相互比對並進行討論，其結果將詳述於下一小節。

4.3 結果與討論

斷面 43、44 與 45 左岸於民國 93 年與 96 年間，模擬各颱風事件的退縮歷程分別如圖 4.9 至圖 4.11 所示，圖中所標示的編號表示在特定颱風事件後之河岸退縮所在位置，另將其泥砂累積產量與河岸退縮長度彙整於圖 4.12，相關數據則詳列於表 4.2。由圖 4.9 結合圖 4.12 可知，造成斷面 43 大規模的退縮發生於柯羅莎颱風期間，且多由水流沖蝕所致。進一步觀察圖 4.9 可知，歷經前七次的颱風事件致使該斷面近河道地勢

稍高處漸縮，最後，因柯羅莎颱風帶來的流量頗大，洪流漫淹至灘地造成嚴重的沖刷，以致灘地後退約達 490 m。

上述類似的現象同樣發生於斷面 44，由圖 4.10 可知，該斷面較大規模的退縮發生於 69 豪雨事件，同樣因前幾場颱風事件，使得地勢較高處逐漸退縮，因此，在 69 豪雨事件帶來的高流量造成約 180 m 的退縮長度。至於斷面 45，由於其高程皆在 20 m 以上，幾場較大型的颱風事件，其河川水位均未能上至灘地，故由圖 4.12 可知，該斷面的退縮多由塊體破壞所致，河岸總退縮長度亦少於另外兩個斷面。

排除前述因水流沖蝕造成大規模河岸退縮的兩個極端案例，由表 4.2 可知各斷面於單場颱風事件後，河岸退縮長度為 5.3 m 至 59.4 m 不等，平均約為 35 m。茲將三個斷面河岸退縮模擬長度與實測資料比較結果彙整於表 4.3，另將民國 93 與 96 年的航照圖與灘線位置變化繪製於圖 4.13 與圖 4.14，綜合表 4.3、圖 4.13 與圖 4.14，就河岸總退縮長度而言，斷面 43、44 與 45 模式所得與測量結果誤差分別為 72.0 m、63.8 m 以及 97.9 m，相對誤差則分別為 11.84 %、14.97 % 與 51.01 %。除斷面 45 外，誤差仍屬可接受之範圍，此外，模擬結果皆有高估的情形，且底床高程的變化亦未能合理反映。究其原因，斷面 45 可能受上游橋台保護工或橋墩周圍複雜流場影響，另除測量誤差與模式參數不盡周全外，由於目前並未考量河川泥砂退水回淤的機制，且深槽流路變遷與河寬變化的影響亦未能納入評估，皆可能為誤差之來源。

由上述分析結果綜而論之，本研究所建立之模式大致可獲一定程度之預測，但對於河川水流與泥砂的複雜機制與交互作用仍力有未逮，未來若能對其考慮周全，應更能符合實際現況。

第五章 結論與建議

5.1 結論

1. 本研究採用未飽和地下水流理論，將河川水位以及降雨因素納入考量求解河岸土體內孔隙水壓隨時間變化之分布，藉以評估河岸邊坡之塊體破壞，並整合懸臂型破壞與水流沖蝕機制，大致上已掌握河岸退縮問題的主要關鍵，由後續模式測試與應用案例結果顯示，能適度合理反映河岸退縮的行為。
2. 相較於過去相關研究，本研究所發展之模式較可精準地預測河岸土壤內部孔隙水壓的變化，且可瞭解其隨時間變化的情形，因此用以探討河岸退縮的行為，較可獲致合理的模擬結果。
3. 當河川水位下降導致所提供之靜水壓力隨之減少，塊體破壞則較易發生，過往相關研究亦提出相同之結論。本研究進一步提出，若在土體滲透性不佳或河川水位洩降速度甚大的情況下，進而導致高額孔隙水壓無法即時消散，則較易引致塊體破壞的發生。
4. 由降雨特性的測試案例可獲致以下數點結論：
 - (1) 降雨強度、降雨延時與水力傳導係數之間存在某一臨界組合，當達此一臨界組合時，水份進入河岸土體的流入量將大於流出量而引發孔隙水壓的上升，導致塊體破壞較易發生。
 - (2) 滲透性較佳之河岸，其塊體破壞主要受降雨強度所影響，因不易產生積水現象且降雨較易經由入滲而進入土體，一旦降雨強度大至使得土體入滲量遠大於排水量時將促使孔隙水壓上升而致破壞的發生，且發生的時間較滲透性較差之河岸為早。

- (3)滲透性較差的河岸，其塊體破壞主要受降雨延時所影響，當降雨強度大至某種程度使積水現象產生時，則降雨強度增大對塊體破壞將不造成任何影響，而須達到一定的降雨延時，方能使孔隙水壓持續上升而致破壞的發生。另由於其排水效率較差，因此，即使在降雨強度不大的情形下，若降雨延時夠長足以使孔隙水壓持續上升，亦將可能造成塊體破壞的發生。
5. 相較於塊體破壞，懸臂型破壞易受河川水位的升降或降雨入滲影響其穩定。換言之，懸臂型破壞常在塊體破壞尚未發生前即已發生。
 6. 河岸退縮是塊體破壞、懸臂型破壞與水流沖蝕三種破壞機制反覆循環發生的過程，在水流沖蝕能力較大的條件下，河岸退縮主要受沖蝕的程度與範圍所影響；反之，則坡塊體破壞、懸臂型破壞與水流沖蝕的關連性將變小，河岸破壞的發生則視是否達到個別的破壞條件，如土壤特性(抗剪強度、滲透性、抗沖蝕能力)、降雨因素(降雨強度、延時、累積降雨量)、水力條件(河川水位升降、水位歷線型態、底床坡降)等。
 7. 由濁水溪河段應用案例結果可知，本研究所發展之模式對於河岸退縮的行為可獲一定程度之預測，若能對河川水流與泥砂的作用進一步考量，將更具實用性與可靠性。

5.2 建議

1. 本研究目前著重在破壞機制的整合與應用，所採用之參數，如：土壤強度、滲透性、臨界剪應力、沖蝕係數等未來若能進一步考慮之間的相關性，應可增加模擬結果之可信度。
2. 模式中忽略因降雨造成的積水深度，將來可進一步結合表面逕流機制，分析其對於表土入滲行為的影響，以獲致更符合實際的孔隙水壓分布。

3. 分析模式目前並未將張力裂縫納入考慮，未來可嘗試探究該項因素對河岸破壞的影響。
4. 為簡化問題，模式中對於破壞面角度係由經驗公式估算，可能造成某種程度的誤差，未來可思考採用較為嚴謹的方法計算之。
5. 研究中，植物根系對土壤強度的效益，或坡面、坡腳處設置保護工，目前均並未加以考量，未來若有足夠的資料可提供進行模式參數的修正，應更能符合實際情形。
6. 對於近岸水流剪應力，本研究利用簡易的方法進行估算，未來可採用其他更為嚴謹的方法計算之，期能更為精準預測水流沖蝕之行為。
7. 其他較為次要或局部的破壞機制，如地下水滲流攜出土壤顆粒造成的管湧現象，亦值得深入探討，並可與本研究所提出之模式相結合，以探討其合成的效應對河岸穩定之影響。
8. 研究中，尚未考慮河床在洪流歷程中沖淤的變化過程，未來可嘗試將本研究所提出河岸退縮的計算概念與河道動床模式相結合，底床隨洪水動態變化的情形除可用以評估河岸穩定條件之外，更可進一步探討泥砂平衡的問題。

參考文獻

- 林恩添(2005)，「二維水深平均模式應用於河川變遷過程之研究」，國立交通大學土木工程學系博士論文。
- 陳晉琪(2007)，「水位變化下河岸邊坡破壞之研究」，私立華梵大學環境與防災設計學系碩士論文。
- 張思源(2003)，「堤岸邊坡破壞對河川寬度及深度之影響-以草嶺崩坍區河道為例」，國立交通大學土木工程學系碩士論文。
- 黃群玲(2010)，「考量降雨入滲於河岸穩定分析模式之建立與應用」，國立交通大學土木工程學系碩士論文。
- 經濟部水利署水利規劃試驗所(2007)，「濁水溪治理規劃檢討報告」。
- 經濟部水利署水利規劃試驗所(2009)，「砂質河川深槽變遷對河防建造物安全影響之分析(2/2)」。
- 駱建利(2009)，「降雨導致邊坡破壞與土顆粒流出機制之研究」，國立成功大學土木工程學系博士論文。
- Abramson LW, Lee TS, Sharma S, Boyce GM (1996) Slope stability and stabilization methods. John Wiley and Sons, New York.
- Amiri-Tokaldany E, Darby SE (2006) A model for stability analysis of a multi-layered river bank (SAML R). Journal of Agricultural Science and Technology 8(1):61-76
- Amiri-Tokaldany E, Darby SE, Tosswell P (2003) Bank stability analysis for predicting reach scale land loss and sediment yield. Journal of the American Water Resources Association 39(4):897-909
- Amiri-Tokaldany E, Samadi A (2007) A model of river bank stability analysis. 32nd IAHR Congress, 1-6 July, Venice, Italy.
- Andrews ED (1984) Bed-material entrainment and hydraulic geometry of gravel-bed rivers in Colorado. Geological Society of America Bulletin 95(3):371-378
- Annandale GW (1995) Erodibility. Journal of Hydraulic Research 33(4):471-494
- Arulanandan K, Gillogley E, Tully R (1980) Development of a quantitative method to predict critical shear stress and rate of erosion of natural undisturbed cohesive soils. Report GL-80-5, U.S.Army Engineers, Waterways Experiment Station: Vicksburg, Mississippi.
- ASCE Task Committee (1998) River width adjustment. II: modeling. Journal of Hydraulic Engineering-Asce 124(9):903-917
- ASTM Standard D5852-00 (2007) Standard test method for erodibility determination of soil in the field or in the laboratory by the jet index method. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- Bear J (2010) Modeling groundwater flow and contaminant transport. Springer, New York.

- Berlamont JE, Trouw K, Luyckx G (2003) Shear stress distribution in partially filled pipes. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 129(9):697-705
- Boussinesq J (1877) Essai sur la théorie des eaux courantes. Mémoires présentés par divers savants à l'Académie des Sciences. Paris 23(1):1-660.
- Buckingham E (1907) Studies on the movement of soil moisture. Bulletin 38, US Department of Agriculture Bureau of Soils, Washington DC, U.S.A.
- Casagli N, Curini A, Gargini A, Rinaldi M, Simon A (1997) Effects of pore pressure on the stability of streambanks: preliminary results from the Sieve River, Italy. In: Wang, S.S.Y., Langendoen, E.J., Shields, F.D. Jr. Eds., *Management of Landscapes Disturbed by Channel Incision*. pp. 243-248.
- Casagli N, Rinaldi M, Gargini A, Curini A (1999) Pore water pressure and streambank stability: Results from a monitoring site on the Sieve River, Italy. *Earth Surface Processes and Landforms* 24(12):1095-1114
- Celia MA, Bouloutas ET, Zarba RL (1990) A general mass-conservative numerical-solution for the unsaturated flow equation. *Water Resources Research* 26(7):1483-1496
- Chanson H (2000) Boundary shear stress measurements in undular flows: Application to standing wave bed forms. *Water Resources Research* 36(10):3063-3076
- Chen WF (1975) *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, Amsterdam.
- Chiang SW, Tsai TL, Yang JC (2011) Conjunction effect of stream water level and groundwater flow for riverbank stability analysis. *Environmental Earth Sciences* 62(4):707-715
- Clement TP, Wise WR, Molz FJ (1994) A Physically-Based, 2-Dimensional, Finite-Difference Algorithm for Modeling Variably Saturated Flow. *Journal of Hydrology* 161(1-4):71-90
- Couper PR, Maddock IP (2001) Subaerial river bank erosion processes and their interaction with other bank erosion mechanisms on the river arrow, Warwickshire, UK. *Earth Surface Processes and Landforms* 26(6):631-646
- Dapporto S, Rinaldi M, Casagli N (2001) Failure mechanisms and pore water pressure conditions: analysis of a riverbank along the Arno River (Central Italy). *Engineering Geology* 61(4):221-242
- Dapporto S, Rinaldi M, Casagli N, Vannocci P (2003) Mechanisms of riverbank failure along the Arno River, central Italy. *Earth Surface Processes and Landforms* 28(12):1303-1323
- Darby SE, Thorne CR (1996) Development and testing of riverbank-stability analysis. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 122(8):443-454
- Darby SE, Trieu HQ, Carling PA, Sarkkula J, Koponen J, Kumm M, Conlan I, Leyland J (2010) A physically based model to predict hydraulic erosion of fine-grained riverbanks: The role of form roughness in limiting erosion. *Journal of Geophysical*

Research-Earth Surface 115:F04003

- Duncan JM, Wright SG (2005) Soil strength and slope stability. John Wiley and Sons, New Jersey.
- Dupuit J (1863) *Estudes Théoriques et Pratiques sur le mouvement des Eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains permèables* (Second Edition ed.). Paris: Dunod.
- Fletcher CAJ, Srinivas K (1991) *Computational techniques for fluid dynamics*. Springer-Verlag, Berlin ; New York.
- Fredlund DG, Morgenstern NR, Widger RA (1978) Shear-strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal* 15(3):313-321
- Guo J, Julien PY (2005) Shear stress in smooth rectangular open-channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 131(1):30-37
- Hagerty DJ (1991) Piping sapping erosion 1. basic considerations. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 117(8):991-1008
- Hanson GJ, Cook KR (1997) Development of excess shear stress parameters for circular jet testing. ASAE Paper No.972227. St. Joseph, Mich.: ASAE.
- Hanson GJ, Simon A (2001) Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the midwestern USA. *Hydrological Processes* 15(1):23-38
- Henderson FM (1966) *Open channel flow*. Macmillan, New York.
- Hey RD, Thorne CR (1986) Stable channels with mobile gravel beds. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 112(8):671-689
- Hoek E, Bray J (1981) *Rock slope engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Huang YH (1983) *Stability analysis of earth slopes*. Van Nostrand Reinhold, New York.
- Julien PY (2002) *River mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge ; New York.
- Khodashenas SR, Abderrezzak KEK, Paquier A (2008) Boundary shear stress in open channel flow: A comparison among six methods. *Journal of Hydraulic Research* 46(5):598-609
- Khodashenas SR, Paquier A (1999) A geometrical method for computing the distribution of boundary shear stress across irregular straight open channels. *Journal of Hydraulic Research* 37(3):381-388
- Knapen A, Poesen J, Govers G, Gyssels G, Nachtergaele J (2007) Resistance of soils to concentrated flow erosion: A review. *Earth-Science Reviews* 80(1-2):75-109
- Knight DW (1981) Boundary shear in smooth and rough channels. *Journal of the Hydraulics Division-Asce* 107(7):839-851
- Knight DW, Al-Hamid AAI, Yuen, KWH (1992) Boundary shear in differentially roughened trapezoidal channels. In: R. A. Falconer, K. Shiono, R.G.S. Matthew (eds), *Hydraulic and Environmental Modelling: Estuarine and River Waters*, Ashgate, Aldershot, 3-14.

- Knight DW, Demetriou JD, Hamed ME (1984) Boundary shear in smooth rectangular channels. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 110(4):405-422
- Knight DW, Macdonald JA (1979) Open channel flow with varying bed roughness. *Journal of the Hydraulics Division-Asce* 105(9):1167-1183
- Knight DW, Omran M, Tang XN (2007) Modeling depth-averaged velocity and boundary shear in trapezoidal channels with secondary flows. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 133(1):39-47
- Knight DW, Yuen KWH, Al-Hamid AAI (1994) Boundary shear stress distributions in open channel flow. In:K. Beven, P. Chatwin, J. Millbank (eds), *Physical Mechanisms of Mixing and Transport in the Environment*, Wiley, NewYork,51-87.
- Kovacs A, Parker G (1994) A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels. *Journal of Fluid Mechanics* 267:153-183
- Lamb MP, Dietrich WE, Venditti JG (2008) Is the critical Shields stress for incipient sediment motion dependent on channel-bed slope? *Journal of Geophysical Research-Earth Surface* 113(F2)
- Lane EW (1953) Progress report on studies on the design of stable channels of the Bureau of Reclamation. *Proceedings, American Society of Civil Engineers*, 79, Separate No. 280, 1-31
- Langendoen EJ, Simon A (2008) Modeling the evolution of incised streams. II: Streambank erosion. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 134(7):905-915
- Lawler DM (1993) Needle Ice Processes and Sediment Mobilization on River Banks - the River Ilston, West-Glamorgan, Uk. *Journal of Hydrology* 150(1):81-114
- Lawler DM (1995) The impact of scale on the processes of channel-side sediment supply: A conceptual model. *Effects of Scale on Interpretation and Management of Sediment and Water Quality*(226):175-184
- Lawler DM, Thorne CR, Hooke JM (1997) Bank erosion and instability. In *Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management*. Thorne CR, Hey RD, Newson MD (eds). Wiley:Chichester; 137-172.
- Leong EC, Rahardjo H (1997a) Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(12):1118-1126
- Leong EC, Rahardjo H (1997b) Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(12):1106-1117
- Li L, Wang SSY (1993) Numerical modeling of alluvial stream bank erosion. *Advances in hydro-science and engineering*, S.S. Y. Wang, ed., University of Mississippi, Oxford, Miss., Vol. 1,2085-2090
- Li L, Wang SSY (1994) computational simulation of channel back erosion and retreat. *Tech. Rep., CCHE, Univ. of Mississippi, Oxford, Miss.*
- Lohnes RA, Handy RL (1968) Slope angles in friable loess. *Journal of Geology* 76(3):

247-258

- Millar RG (2000) Influence of bank vegetation on alluvial channel patterns. *Water Resources Research* 36(4):1109-1118
- Mualem Y (1976) A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research* 12(3):513-522
- Osman AM, Thorne CR (1988) Riverbank Stability Analysis 1. Theory. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 114(2):134-150
- Partheniades E (1965) Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division, American Society Civil Engineers* 91:105-139
- Pizzuto JE (1990) Numerical-simulation of gravel river widening. *Water Resources Research* 26(9):1971-1980
- Pizzuto JE (1991) A numerical-model for calculating the distributions of velocity and boundary shear-stress across irregular straight open channels. *Water Resources Research* 27(9):2457-2466
- Prosser IP, Hughes AO, Rutherford ID (2000) Bank erosion of an incised upland channel by subaerial processes: Tasmania, Australia. *Earth Surface Processes and Landforms* 25(10):1085-1101
- Rhodes DG, Knight DW (1994) Distribution of shear force on boundary of smooth rectangular duct. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 120(7):787-807
- Richards LA (1931) Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics* 1: 318-333.
- Rinaldi M, Casagli N (1999) Stability of streambanks formed in partially saturated soils and effects of negative pore water pressures: the Sieve River (Italy). *Geomorphology* 26(4):253-277
- Rinaldi M, Casagli N, Dapporto S, Gargini A (2004) Monitoring and modelling of pore water pressure changes and riverbank stability during flow events. *Earth Surface Processes and Landforms* 29(2):237-254
- Rinaldi M, Mengoni B, Luppi L, Darby SE, Mosselman E (2008) Numerical simulation of hydrodynamics and bank erosion in a river bend. *Water Resources Research* 44:W09428
- Shields A (1936) Application of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed-load Movement, Translated by Ott WP, van Uchelen JC (eds). California Institute of Technology, SCS Co-operative Laboratory: Pasadena, CA. 1-44.
- Shields FD, Simon A, Dabney SM (2009) Streambank dewatering for increased stability. *Hydrological Processes* 23(11):1537-1547
- Simon A, Bankhead N, Thomas RE, Klimetz L (2010a) Iterative bank-stability and toe-erosion modelig for predicting streambank loading rates and potential load recuctions. in: Proceedings of the 9th Federal Interagency Sedimentation Conference,

Las Vegas.

- Simon A, Curini A (1998) Pore pressure and bank stability: The influence of matric suction. *Water Resources Engineering* 98, Vols 1 and 2:358-363
- Simon A, Curini A, Darby SE, Langendoen EJ (2000) Bank and near-bank processes in an incised channel. *Geomorphology* 35(3-4):193-217
- Simon A, Pollen-Bankhead N, Mahacek V, Langendoen E (2009) Quantifying Reductions of Mass-Failure Frequency and Sediment Loadings from Streambanks Using Toe Protection and Other Means: Lake Tahoe, United States. *Journal of the American Water Resources Association* 45(1):170-186
- Simon A, Thomas RE (2002) Processes and forms of an unstable alluvial system with resistant, cohesive streambeds. *Earth Surface Processes and Landforms* 27(7):699-718
- Simon A, Thomas RE, Curini A, Shields FD (2002) Case study: Channel stability of the Missouri River, eastern Montana. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce* 128(10):880-890
- Simon A, Thomas RE, Klimetz L (2010b) Comparison and experiences with field techniques to measure critical shear stress and erodibility of cohesive deposits. In: *Proceedings of the 9th Federal Interagency Sedimentation Conference, Las Vegas.*
- Simon A, Wolfe WJ, Molinas A (1991) Mass-wasting algorithms in an alluvial channel model. In: *Proc. Fifth Federal Interagency Sedimentation Conf., Las Vegas 2 (1991), pp. 8-22-8-29.*
- Sklar LS, Dietrich WE (2004) A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load. *Water Resources Research* 40:W06301
- Sklar LS, Dietrich WE (2006) The role of sediment in controlling steady-state bedrock channel slope: Implications of the saltation-abrasion incision model. *Geomorphology* 82(1-2):58-83
- Spangler MG, Handy RL (1973) *Soil engineering*. Intext Educational Publishers, New York.
- Springer FM, Ullrich CR, Hagerty DJ (1985) Streambank Stability. *Journal of Geotechnical Engineering-Asce* 111(5):624-640
- Stock JD, Montgomery DR, Collins BD, Dietrich WE, Sklar L (2005) Field measurements of incision rates following bedrock exposure: Implications for process controls on the long profiles of valleys cut by rivers and debris flows. *Geological Society of America Bulletin* 117(1-2):174-194
- Stypula JM (1993) Guidelines for Bank Stabilization Projects in the Riverine Environments of King County. *Cross Training*:211-216
- Terzaghi K, Peck RB (1948) *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York.
- Terzaghi K, Peck RB, Mesri G (1996) *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York.

- Thorne CR (1982) Processes and mechanisms of river bank erosion. in Hey, R. D., Bathurst, J. C. and Thorne, CR (Eds), Gravel Bed Rivers. John Wiley & Sons, Chichester, pp. 227-259.
- Thorne CR (1991) Bank erosion and meander migration of the red and Mississippi Rivers, USA. Hydrology for the Water Management of Large River Basins 201:301-313
- Thorne CR, Tovey NK (1981) Stability of composite river banks. Earth Surface Processes and Landforms 6(5):469-484
- Tominaga A, Nezu I, Ezaki K, Nakagawa H (1989) 3-dimensional turbulent structure in straight open channel flows. Journal of Hydraulic Research 27(1):149-173
- Tominaga A, Nezu I (1991) Turbulent structure in compound open-channel flows. Journal of Hydraulic Engineering-Asce 117(1):21-41
- van Genuchten MT (1980) A Closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal 44(5):892-898
- Vauclin M, Khanji D, Vachaud G (1979) Experimental and numerical study of a transient, 2-dimensional unsaturated-saturated water table recharge problem. Water Resources Research 15(5):1089-1101
- Veihe A, Jensen NH, Schiøtz IG, Nielsen SL (2011) Magnitude and processes of bank erosion at a small stream in Denmark. Hydrological Processes 25:1597-1613
- Whipple KX, Hancock GS, Anderson RS (2000) River incision into bedrock: Mechanics and relative efficacy of plucking, abrasion, and cavitation. Geological Society of America Bulletin 112(3):490-503
- Wiele, SM (1992) A computational investigation of bank erosion and midchannel bar formation in gravel-bed rivers. Ph.D. thesis, Univ. of Minnesota, Minneapolis, Minn.
- Yang SQ, Lim SY (2005) Boundary shear stress distributions in trapezoidal channels. Journal of Hydraulic Research 43(1):98-102

附錄一 Hydrostatic Model 簡介

本模式係以靜水壓分布假設求得沿破壞面上孔隙水壓分布及其產生之基質吸力與上舉力，據以計算 FS ，故本文稱此類型的分析方法為 Hydrostatic Model。如圖 A1.1 所示，地下水面線假設為水平狀態，而沿著破壞面上任一點孔隙水壓則可根據靜水壓分布假設下求得：

$$\text{地下水面線以下：} \quad u_w = \gamma_w h_p \quad (\text{A1.1})$$

$$\text{地下水面線以上：} \quad u_w = -\gamma_w h_p \quad (\text{A1.2})$$

式中， γ_w 為水單位重； h_p 為破壞面上任一點距地下水面線的垂向距離。其餘有關 FS 之計算可詳見本文第二章。



由於模式中並未計算或考量河川水位與地下水位兩者互制情形，因此對於地下水位的處理僅能假設為一水平狀態，若欲評估河川水位變化對 FS 之影響，則採用下列之假設(Rinaldi and Casagli, 1999)：

1. 河川水位上升：地下水位隨河川水位等速度同時上升。
2. 河川水位下降：地下水位維持在水位變化歷程的最高處而不隨河川水位下降。

Hydrostatic Model 計算流程如圖 A1.2 所示。

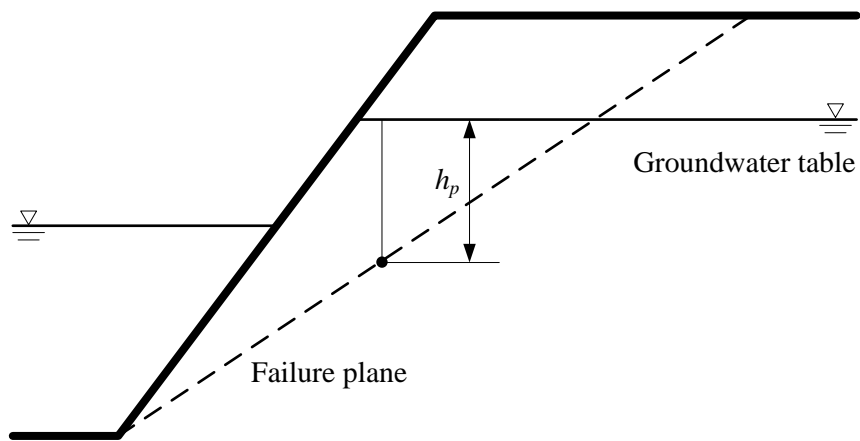


圖 A1.1 Hydrostatic Model 孔隙水壓計算示意圖

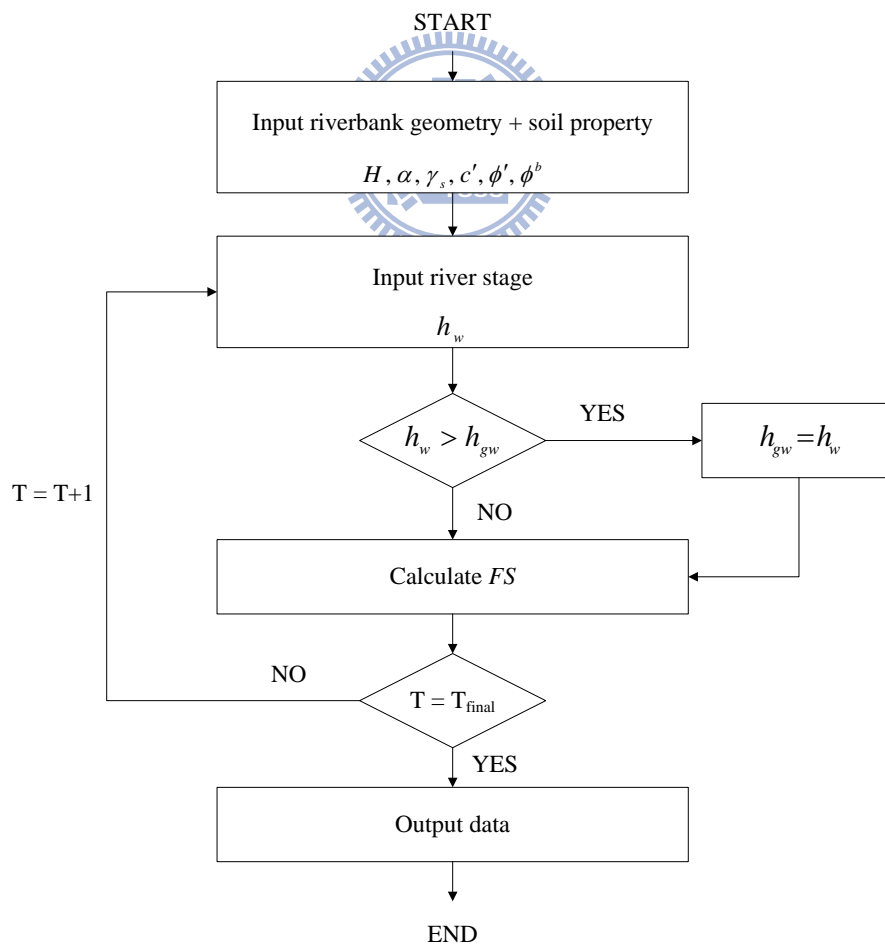


圖 A1.2 Hydrostatic Model 計算流程圖

附錄二 Boussinesq Model 簡介

理論基礎

如圖 A2.1 所示，一底部為水平之均質土層，且僅考慮 x 方向水流，則本文中，式 (2.1) 可分別表示如下：

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{CV} \rho_w dV = \rho_w S_y \frac{\partial h}{\partial t} dx \quad (A2.1)$$

$$-\int_{CS} \rho_w \vec{V} \cdot \hat{n} dA = -\left[\rho_w \left(Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx \right) - \rho_w Q_x \right] = -\rho_w \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx \quad (A2.2)$$

式中， S_y 為比出水量 (specific yield)； Q_x 為 x 方向流量； x 為空間座標。將式 (A2.1) 與式 (A2.2) 分別代入式 (2.1)，並額外考慮源流項 N_i (正值表示流入)，實際應用時可將之視為入滲量，整理後可得：

$$\rho_w S_y \frac{\partial h}{\partial t} dx = -\rho_w \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx + \rho_w N_i dx \quad (A2.3)$$

如圖 A2.2(a) 所示，任一垂直斷面上任一點通量 q_s 因時間以及空間而異，亦即 $q_s = q_s(x, z, t)$ ，以 Darcy 定理可以下式表之：

$$q_s = -K \nabla h = -K \frac{\partial h}{\partial s} \quad (A2.4)$$

式中， q_s 為沿流線方向之通量； s 表示流線方向。然而，欲求式 (A2.4) 中的流量 Q_x ，則須先解析沿該斷面流線坡降分布方可求解。為簡化問題，Dupuit (1863) 提出當地下水水面線的坡降甚小時可忽略垂向的速度分量，流線可視之為水平，從而可推論得斷面上任意點的水力坡降均相等，亦即沿垂向為靜水壓分布，且等勢能線 (equipotential line) 呈垂直，如圖 A2.2(b) 所示。基於上述的假設，流量 q_s 則可簡化為 $q_s = q_s(x, t)$ 。另外，

地下水面線的坡降甚小，故可令 ds 近似於 dx ，上述的假設可簡化沿流線方向求解的複雜度。因此， q_s 可進一步簡化如下：

$$q_s = -K \frac{\partial h}{\partial s} \approx -K \frac{\partial h}{\partial x} = q_x \quad (\text{A2.5})$$

式中， q_x 為沿 x 方向之通量。另由上述可知，垂直斷面上任意點的 q_x 均相等，因此 Q_x 可由下式求得：

$$Q_x = q_x h = -Kh \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{A2.6})$$

上述即為著名的 Dupuit assumption。另假設土壤中的水份為均質流體，即在不考慮水的密度 ρ_w 隨時間或空間的變化下，將式(A2.6)代入式(A2.3)整理後可得：

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = K \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + N_i \quad 0 \leq x \leq l, t \geq 0 \quad (\text{A2.7})$$

上式即為一維 Boussinesq 方程式(Boussinesq, 1877)，式中， l 為計算域長度。在一維的問題中，式(A2.7)中的水力水頭 h 即代表地下水面線高度。

如圖 A2.3 所示，欲求解式(A2.7)須給予適當之起始條件(initial condition)及邊界條件(boundary condition)，本研究所應用的邊界條件為固定水頭邊界條件(Dirichlet boundary condition)，起始條件以及邊界條件可分別表示如下：

$$h(x,0) = h_i(x) \quad (\text{A2.8})$$

$$h(0,t) = h_0(t) \quad (\text{A2.9})$$

$$h(l,t) = h_l(t) \quad (\text{A2.10})$$

式中， $h_l(x)$ 為通過河岸邊坡土層之起始水頭分布； $h_0(t)$ 與 $h_l(t)$ 為邊界上隨時間變動之水頭。

離散方程式

式(A2.7)為二階非線性偏微分方程式，令 $v = h^2$ 代入該式後可得下式：

$$\frac{S_y}{2\sqrt{v}} \left(\frac{\partial v}{\partial t} \right) = \frac{K}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right) + N_i \quad (\text{A2.11})$$

以 Crank-Nicolson 有限差分法將上式離散化後可得：

$$\frac{S_y}{2\sqrt{v_i^n}} \left(\frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} \right) = \frac{K}{2} \frac{1}{2} \left(\frac{v_{i+1}^{n+1} - 2v_i^{n+1} + v_{i-1}^{n+1}}{\Delta x^2} + \frac{v_{i+1}^n - 2v_i^n + v_{i-1}^n}{\Delta x^2} \right) + N_i \quad (\text{A2.12})$$

式中， i 為空間格網座標； n 為時間格網座標； Δx 為空間間距； Δt 為時間間距。將式(A2.12)重新排列整理後可得參考座標點(v_i^{n+1})與局部區域鄰近格點的關係式如下：

$$a_i v_{i+1}^{n+1} + b_i v_i^{n+1} + c_i v_{i-1}^{n+1} = d_i \quad (\text{A2.13})$$

式中， a_i 、 b_i 、 c_i 、 d_i 分別表示鄰近格點之權重係數，係數 a_i 、 b_i 、 c_i 、 d_i 依序可表示如下：

$$a_i = \frac{K}{4\Delta x^2} \quad (\text{A2.14})$$

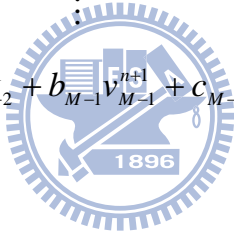
$$b_i = -\frac{S_y}{2\sqrt{v_i^n}} \left(\frac{1}{\Delta t} \right) - \frac{K}{2\Delta x^2} \quad (\text{A2.15})$$

$$c_i = \frac{K}{4\Delta x^2} \quad (\text{A2.16})$$

$$d_i = \frac{K}{4\Delta x^2} v_{i+1}^n + \left[-\frac{K}{2\Delta x^2} + \frac{S_y}{2\sqrt{v_i^n}} \left(\frac{1}{\Delta t} \right) \right] v_i^n + \frac{K}{4\Delta x^2} v_{i-1}^n + N_i \quad (\text{A2.17})$$

若將土層沿 x 方向以 M 個格點分成 $M-1$ 個元素，其中第 2 至 $M-1$ 的非邊界格點與鄰近格點的關係式可表示如下：

$$\begin{aligned} a_2 v_1^{n+1} + b_2 v_2^{n+1} + c_2 v_3^{n+1} &= d_2 \\ a_3 v_2^{n+1} + b_3 v_3^{n+1} + c_3 v_4^{n+1} &= d_3 \\ a_4 v_3^{n+1} + b_4 v_4^{n+1} + c_4 v_5^{n+1} &= d_4 \end{aligned} \quad (\text{A2.18})$$

$$\begin{aligned} &\vdots \\ a_{M-1} v_{M-2}^{n+1} + b_{M-1} v_{M-1}^{n+1} + c_{M-1} v_M^{n+1} &= d_{M-1} \end{aligned}$$


起始條件

如圖 A2.3 所示，起始條件之設定可表示如下：

$$v_i^0 = h_i(x)^2 \quad 1 \leq i \leq M \quad (\text{A2.19})$$

式中， $h_i(x)$ 為起始地下水位。

邊界條件

而在第 1 與第 M 個格點為邊界格點，本研究之應用採固定水頭邊界條件，可分別表示如下：

$$v_1^{n+1} = h_w(t)^2 \quad (\text{A2.20})$$

$$v_M^{n+1} = h_{gwb}(t)^2 \quad (\text{A2.21})$$

式中， $h_w(t)$ 代表河川水位高； $h_{gwb}(t)$ 為土層內部邊界上之地下水面高。

將式(A2.20)和式(A2.21)結合式(A2.18)整理後，可得計算域中每個格點展開後之線性聯立方程組如式(A2.22)所示，再利用 Thomas algorithm (Fletcher and Srinivas, 1991) 即可求解。

$$\begin{bmatrix} b_2 & c_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ a_3 & b_3 & c_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & & \cdot & & & & \cdot \\ \cdot & & & \cdot & & & \cdot \\ \cdot & & & & \cdot & & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & 0 & a_{M-2} & b_{M-2} & c_{M-2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_{M-1} & b_{M-1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_2^{n+1} \\ v_3^{n+1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ v_{M-2}^{n+1} \\ v_{M-1}^{n+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d_2 - a_2 v_1^{n+1} \\ d_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ d_{M-2} \\ d_{M-1} - c_{M-1} v_M^{n+1} \end{Bmatrix} \quad (\text{A2.22})$$

驗證結果

上述數值計算程序建立完成後，以下以一簡單案例進行驗證，相關參數設計如下：水力傳導係數 K 為 1.0×10^{-5} m/s，比流率 S_y 為 0.15，土層長度 l 為 5000 m，空間間距 Δx 為 100 m，時間間距 Δt 為 0.5 hr，不考慮額外入滲，即 $N_i = 0$ ，起始條件及邊界條件分別設定如下：

$$h_i(x) = h(x, 0) = 2\sqrt{x} \quad (\text{A2.23})$$

$$h_0(t) = h(0, t) = 0 \quad (\text{A2.24})$$

$$h_l(t) = \frac{\partial h(l, t)}{\partial x} = 0 \quad (\text{A2.25})$$

上述案例之解析解為(Bear, 1972)：

$$h(x,t) = \frac{h_i(x)}{1 + \frac{1.12Kh_i(l)t}{S_y l^2}} \quad (\text{A2.26})$$

以第 24 hr 與第 48 hr 時之解析解與數值計算結果相互比較，分別如圖 A2.4(a)與圖 A2.4(b)所示，由圖可知數值計算結果與解析解相符。

孔隙水壓之計算

如圖 A2.5 所示，藉由求解 Boussinesq 方程式所得河岸土體中地下水面線可能為一曲線，孔隙水壓於地下水面線以上仍採用靜水壓分佈假設，以式(A1.2)計算之，而於地下水面線以下，為能適度反映地下水面線以及等勢能線(equipotential line)可能為曲線的情況，因此孔隙水壓改以下式進行估算(Abramson et al., 1996；Duncan and Wright, 2005)：

$$\text{地下水面線以下：} \quad u_w = \gamma_w h_p \cos^2 \theta_w \quad (\text{A2.27})$$

式中， θ_w 為地下水面線坡度。若地下水面線為水平($\theta_w = 0^\circ$)，則式(A2.27)將等同於式(A1.1)。

模式演算流程

利用數值方法求解一維 Boussinesq 方程式(式(A2.7))獲得地下水面線隨時間變動的情形，並以式(A1.2)與式(A2.27)分別計算孔隙水壓，有關 FS 之計算則可見本文第二章內容所述。與 Hydrostatic Model 最大的差異在於，本模式將河川水位的互制關係視為邊界條件，而無須如附錄一所述針對地下水位的變化進行假設。Boussinesq Model 計算流程如圖 A2.6 所示。

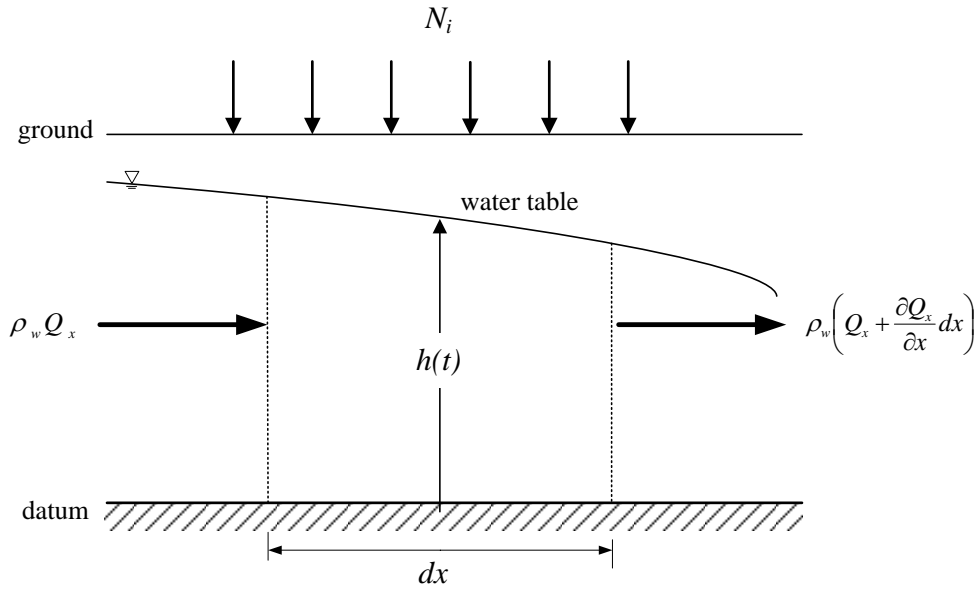


圖 A2.1 一維控制體積示意圖

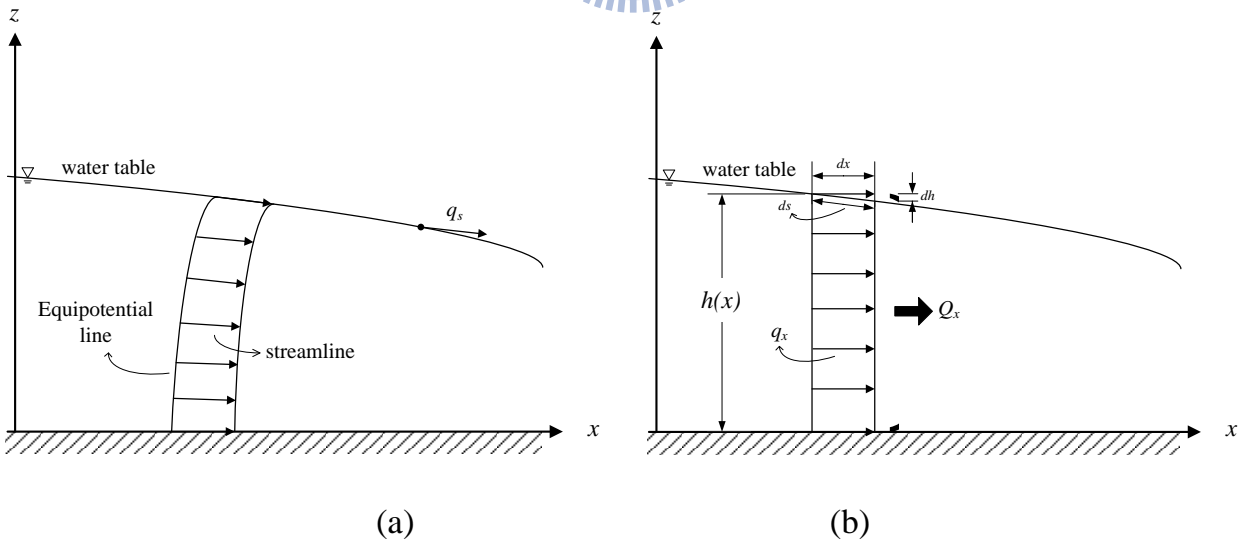


圖 A2.2 一維 Dupuit assumption 示意圖

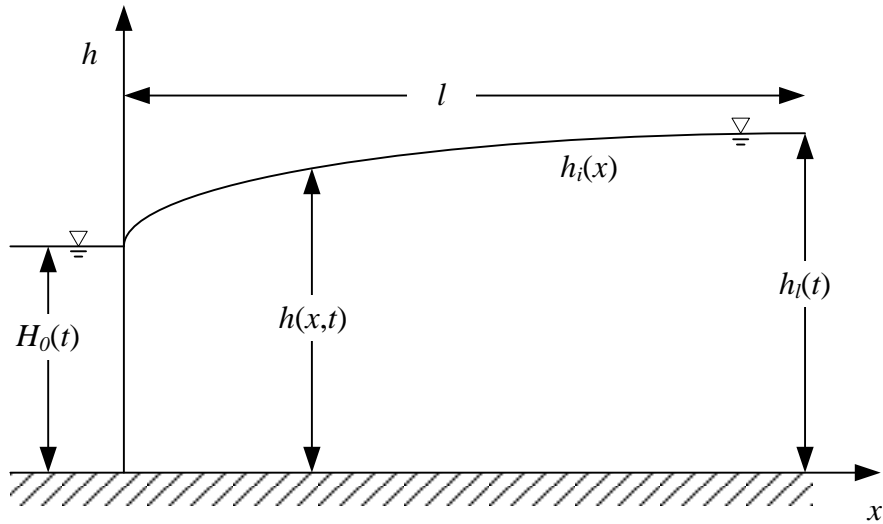


圖 A2.3 一維 Boussinesq 方程式計算概念圖

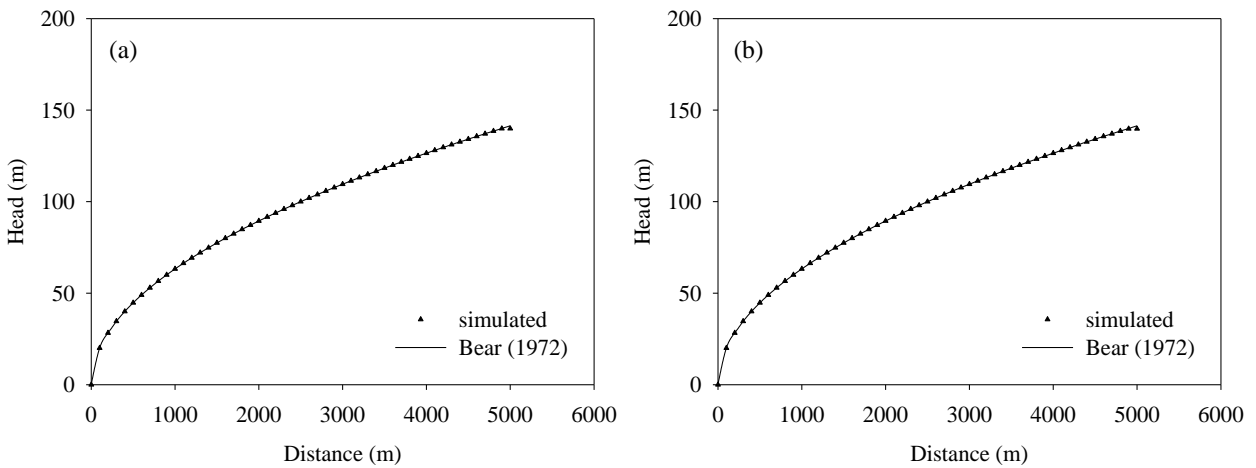


圖 A2.4 一維 Boussinesq 方程式數值計算驗證結果圖 (a)第 24 hr (b)第 48 hr

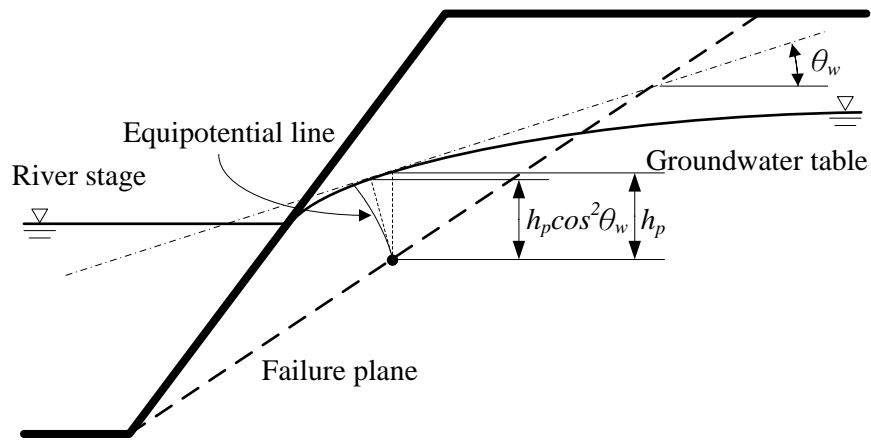


圖 A2.5 Boussinesq Model 孔隙水壓計算示意圖

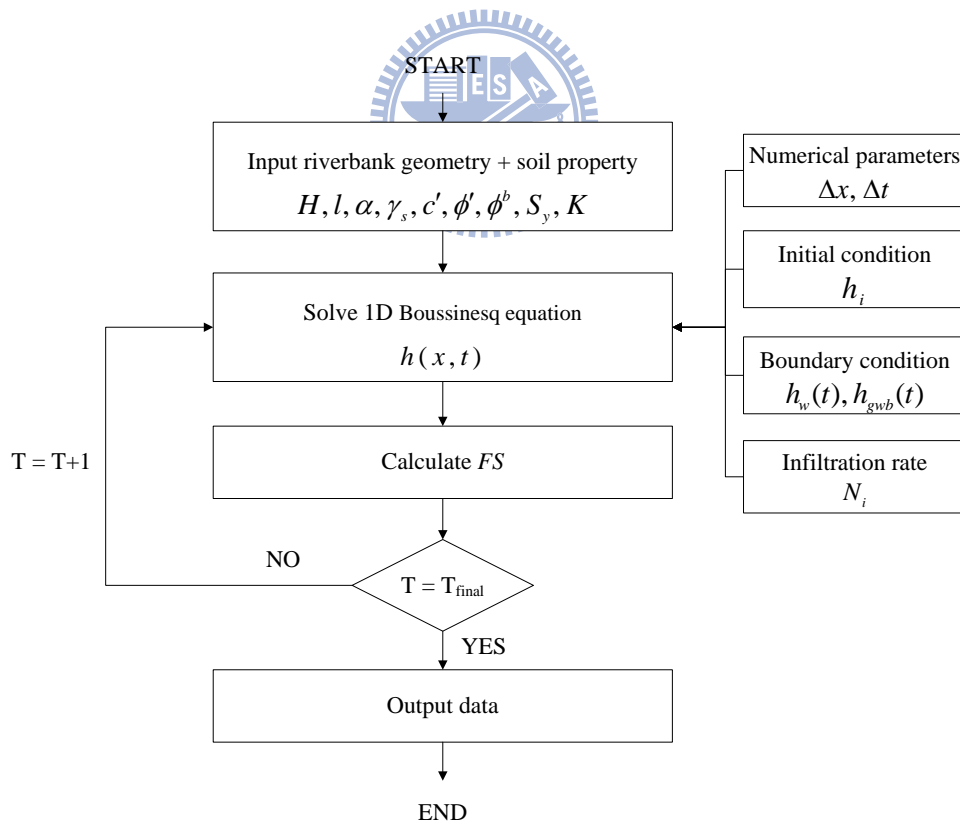


圖 A2.6 Boussinesq Model 計算流程圖

表 1.1 相關研究彙整表

類別 作者	塊體破壞						懸臂型破壞	水流沖蝕	降雨	現地案例
	破壞土體自重	河川水位	上舉力	基質吸力	地下水流計算	層狀土壤				
Amiri-Tokaldany and Darby (2006)	○	○	○	○						○
Amiri-Tokaldany and Samadi (2007)	○	○	○	○						○
Amiri-Tokaldany et al. (2003)	○	○	○	○			○			○
Casagli et al. (1999)	○	○	○	○				○		○
Chen (1975)	○									
Chiang et al. (2011)	○	○	○	○	○					
Dapporto et al. (2001)	○	○	○	○	○	○				○
Dapporto et al. (2003)	○	○	○	○	○	○				○
Darby and Thorne (1996)	○	○	○							
Huang (1983)	○		○							
Langendoen and Simon et al. (2008)	○	○	○	○		○	○	○		○
Lohnes and Handy (1968)	○	○								
Osman and Thorne (1988)	○	○	○					○		
Rinaldi et al. (2004)	○	○	○	○	○	○				○
Rinaldi and Casagli (1999)	○	○	○	○						○
Shields et al. (2009)	○	○	○	○		○				○
Simon et al. (1991)	○	○	○							
Simon et al. (2000)	○	○	○	○		○		○		○
Simon et al. (2002)	○	○	○	○		○		○		○
Simon et al. (2009)	○	○	○	○		○	○	○		○
Simon et al. (2010a)	○	○	○	○		○	○	○		○
Simon and Thomas (2002)	○	○	○	○		○				○
Springer et al. (1985)	○	○	○							
張思源 (2003)	○									○
林恩添 (2005)	○							○		
陳晉琪 (2007)	○		○							
駱建利 (2009)	○		○	○	○				○	
黃群玲 (2010)	○	○	○	○	○				○	○

表 2.1 等效摩擦角彙整表

資料來源	Andrew (1984)		Hey and Thorne (1986)			
	Thin	Thick	I	II	III	IV
植生狀況						
平均(度)	37.5	51.6	39.9	43.7	48.0	55.6
分布範圍(度)	29.3~46.3	42.7~58.8	20.1~51.7	30.1~58.8	32.0~72.0	36.3~79.1

表 3.1 砂、壤土砂與黏壤土之未飽和土壤水力參數彙整表

Soil type	θ_r (cm ³ /cm ³)	θ_s (cm ³ /cm ³)	α_v (1/cm)	n_v	K_s (cm/day)
Sand	0.20	0.54	0.008	3.0	400
Loamy Sand	0.17	0.47	0.010	2.0	75
Clay Loam	0.12	0.42	0.012	1.8	25

表 4.1 濁水溪主流河道斷面曼寧糙度係數率定結果彙整表

斷面編號	曼寧糙度係數		
	左岸灘地	主深槽	右岸灘地
12~38	0.040	0.020	0.040
39~44	0.045	0.030	0.045
45~49	0.045	0.038	0.045
50~86	0.045	0.041	0.045

表 4.2 濁水溪應用河段模擬結果彙整表

類別 颱洪事件	斷面編號 43				斷面編號 44				斷面編號 45				
	泥砂產量(m ³ /m)			退縮長度 (m)	泥砂產量(m ³ /m)			退縮長度 (m)	泥砂產量(m ³ /m)			退縮長度 (m)	
	水流沖蝕	懸臂型破壞	塊體破壞		水流沖蝕	懸臂型破壞	塊體破壞		水流沖蝕	懸臂型破壞	塊體破壞		
民國 93 年	海棠颱風	279.9	2.9	25.4	57.9	267.6	34.0	207.6	39.5	105.7	34.0	121.5	43.4
	馬莎颱風	91.3	3.56	105.5	21.5	513.0	36.6	112.9	59.4	14.5	8.0	57.4	12.2
	泰利颱風	7.4	2.1	18.9	5.3	112.6	9.7	120.6	28.2	55.9	16.4	141.4	26.0
民國 94 年	69 豪雨	105.0	1.4	121.4	53.7	1668.6	27.5	169.0	179.1	127.8	3.1	218.5	44.9
	碧利斯颱風	49.0	1.9	52.0	14.0	145.2	0.0	335.5	57.2	109.4	5.2	314.2	49.4
民國 95 年	聖帕颱風	77.3	3.2	89.3	25.1	183.9	0.0	327.1	59.3	140.4	11.9	451.8	50.9
	韋帕颱風	27.1	1.6	42.6	13.1	63.5	1.0	205.2	22.8	48.0	2.9	179.1	20.1
	柯羅莎颱風	6840.1	12.9	33.0	489.2	124.3	0.0	428.6	44.0	94.9	0.0	379.6	39.6
合計		7477.2	29.6	488.2	679.5	3078.7	108.8	1906.4	489.3	696.6	81.5	1863.5	286.2

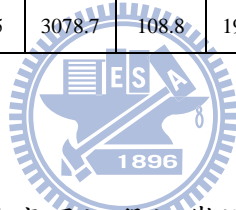
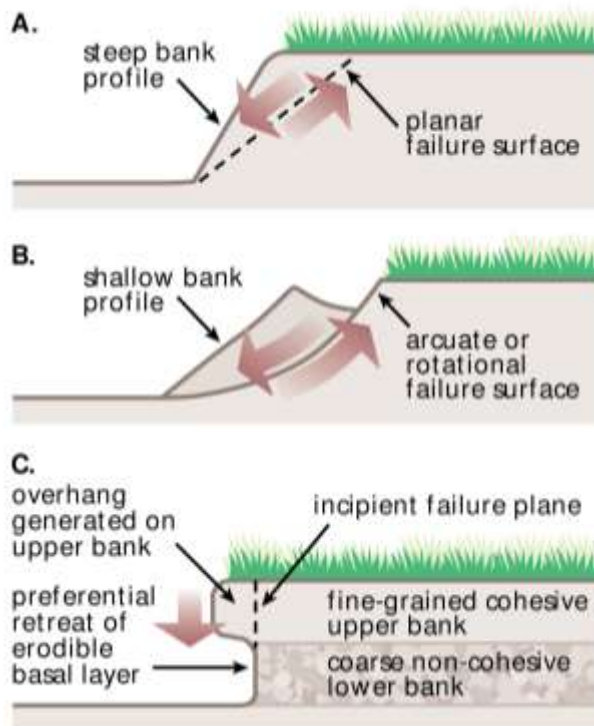


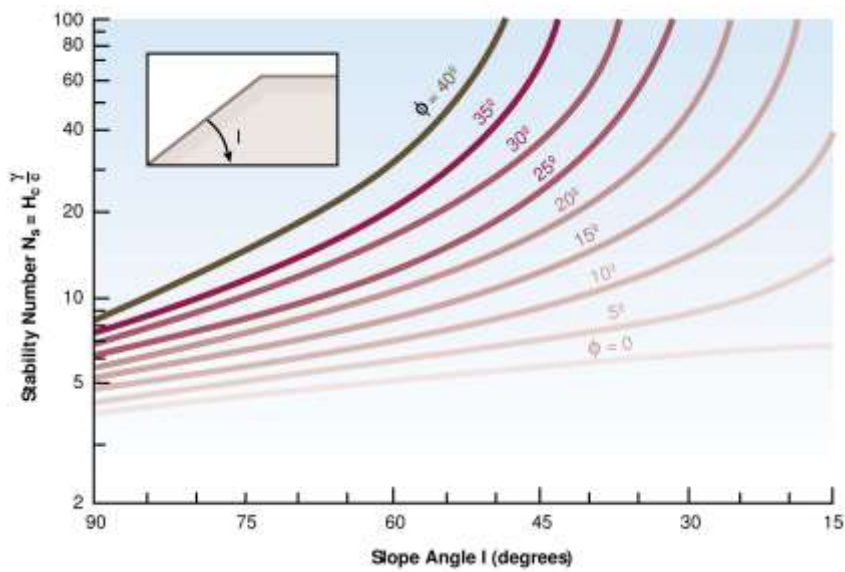
表 4.3 濁水溪應用河段河岸退縮長度比較表

		斷面編號 43	斷面編號 44	斷面編號 45
(a)	實測總退縮長度(m)	607.9	426.0	191.9
(b)	模擬總退縮長度(m)	679.9	489.8	289.8
(b)-(a)	絕對誤差(m)	72	63.8	97.9
$\frac{(b)-(a)}{(a)}$	相對誤差(%)	11.84	14.97	51.01



資料來源：Hagerty(1991)

圖 1.1 河岸邊坡破壞型態示意圖



資料來源：Hagerty(1991)

圖 1.2 邊坡臨界高度與坡度關係示意圖

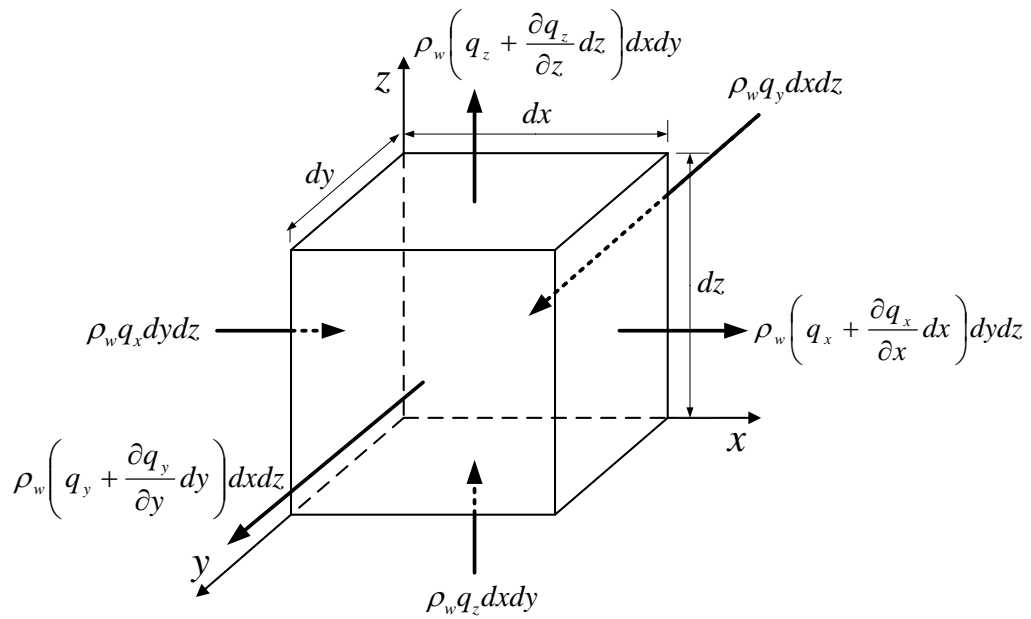
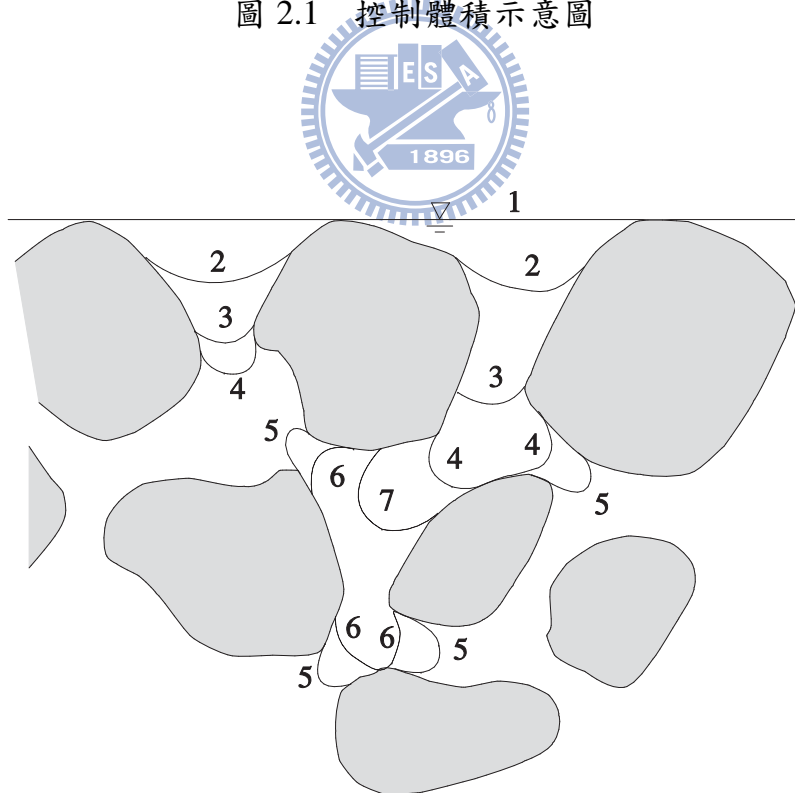


圖 2.1 控制體積示意圖



資料來源：Bear (2010)

圖 2.2 土壤顆粒間氣液界面變化歷程示意圖

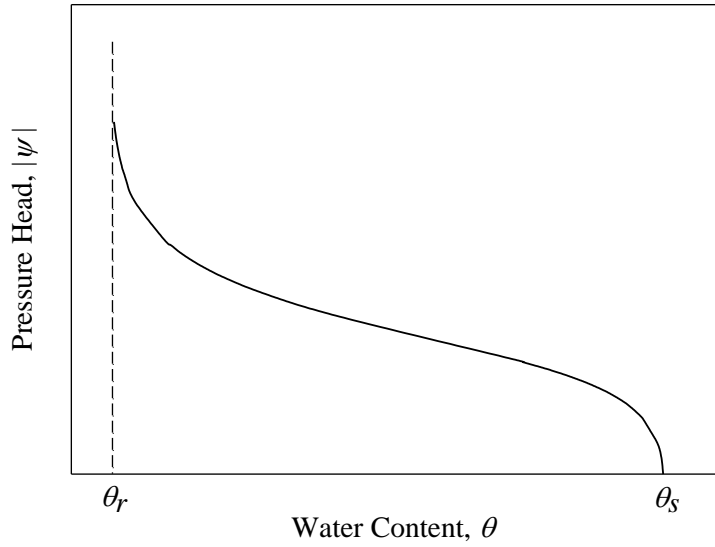


圖 2.3 典型 S 型土壤保水曲線圖

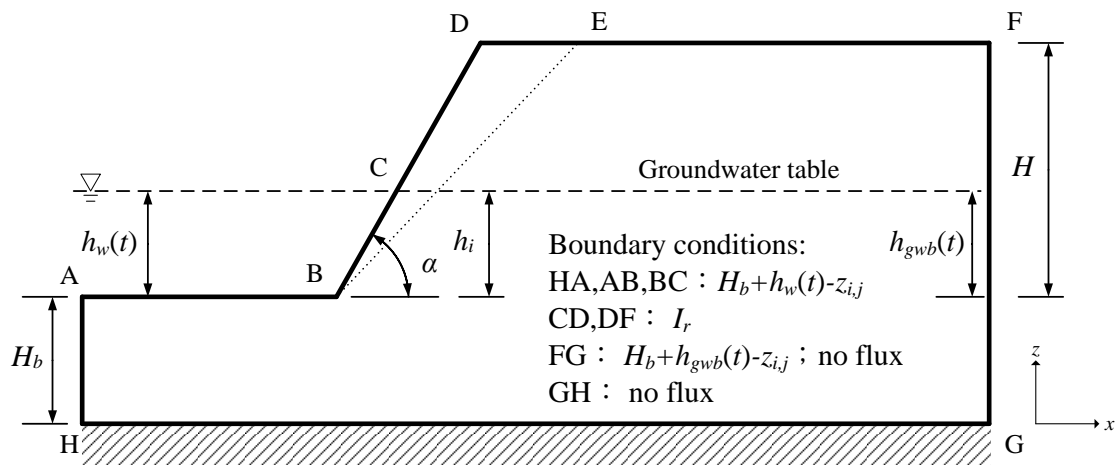


圖 2.4 二維 Richards 方程式計算概念圖

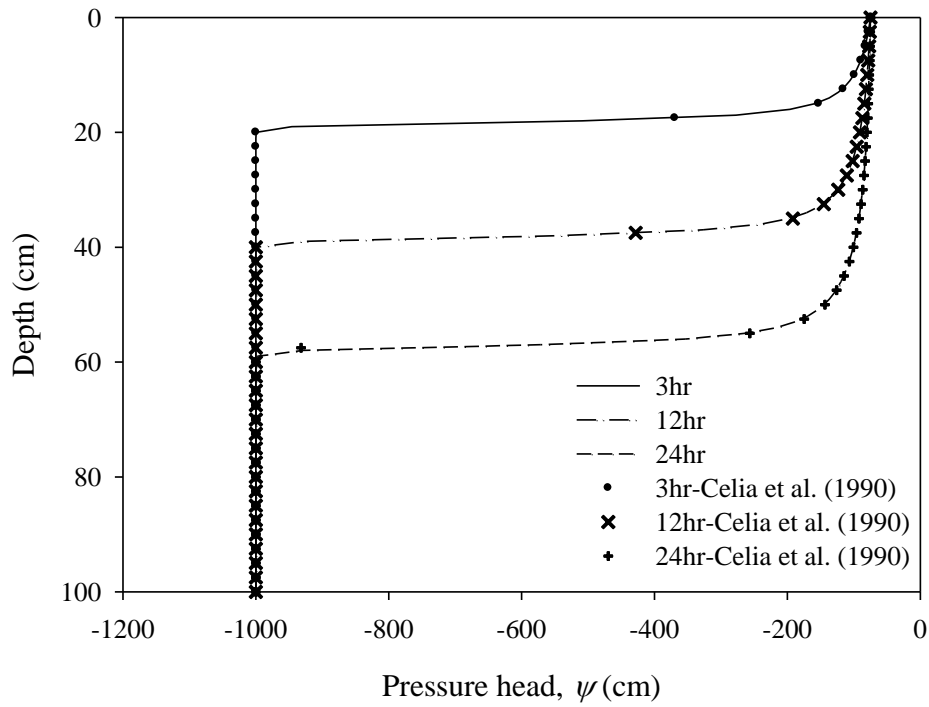


圖 2.5 二維 Richards 方程式數值計算驗證結果圖

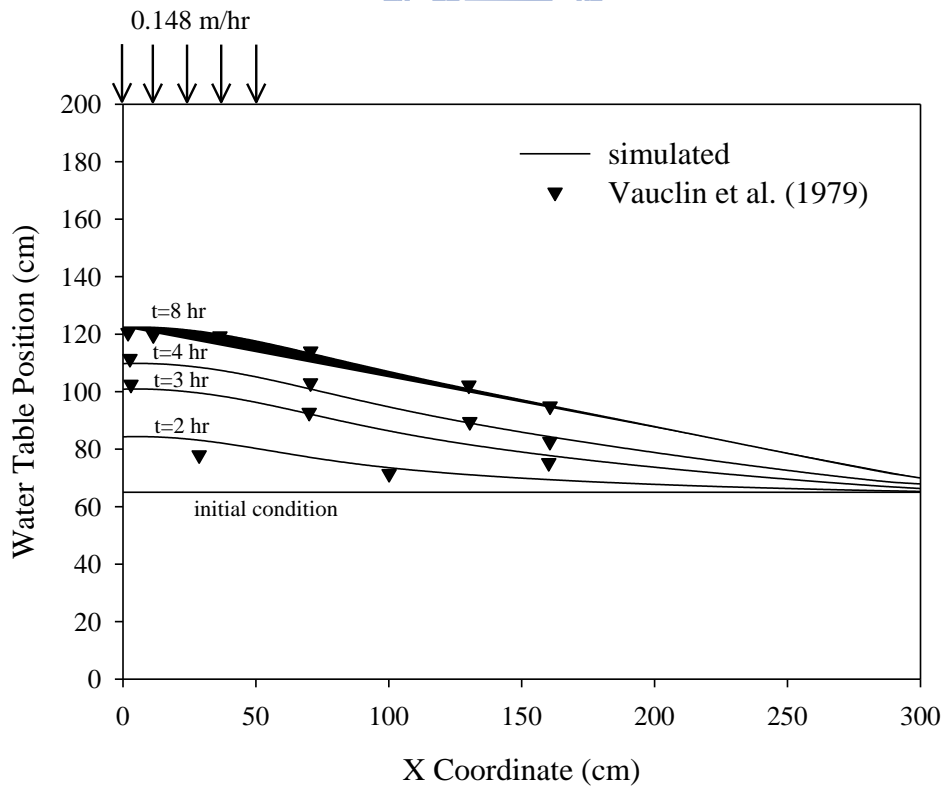
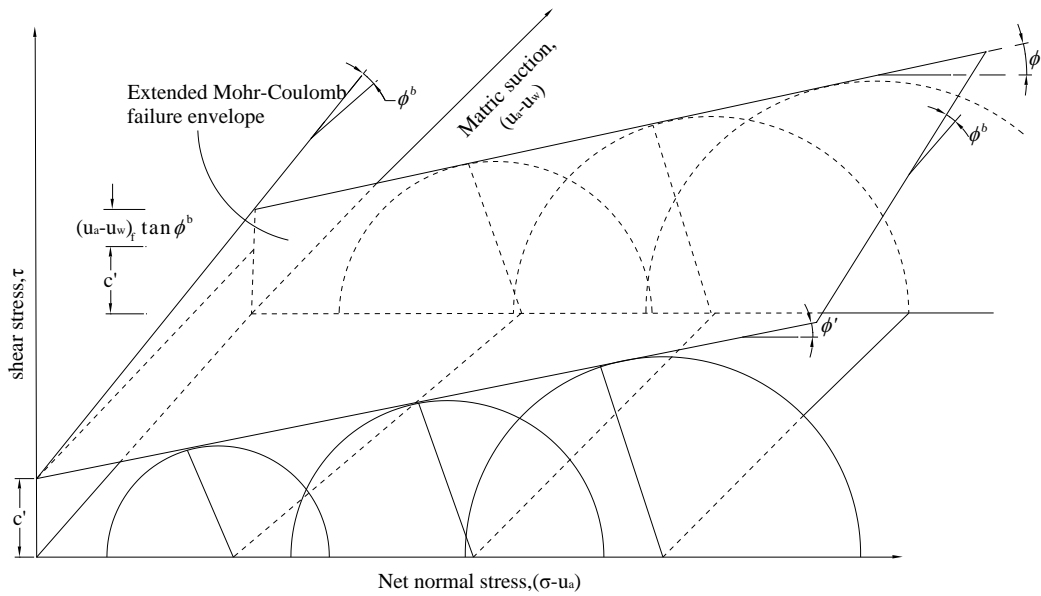


圖 2.6 二維 Richards 方程式數值計算驗證結果圖



資料來源：重繪自 Fredlund and Rahardjo (1993)

圖 2.7 廣義莫爾-庫倫破壞包絡線示意圖

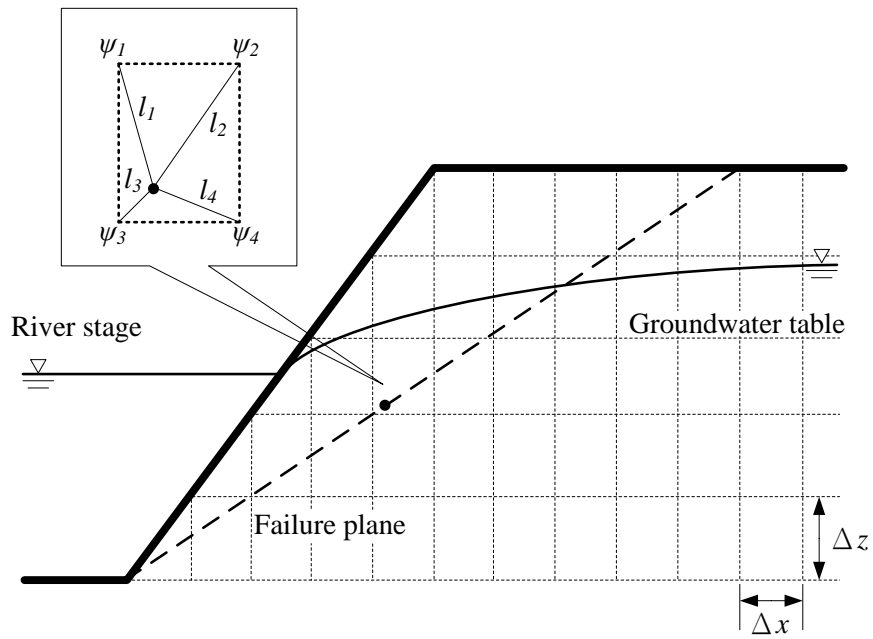


圖 2.8 壓力水頭計算示意圖

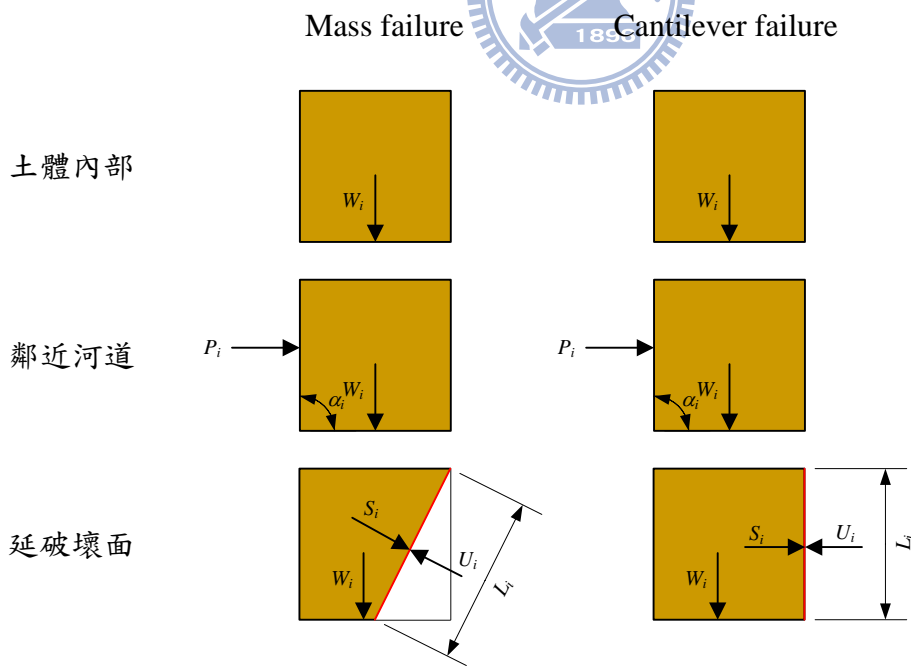
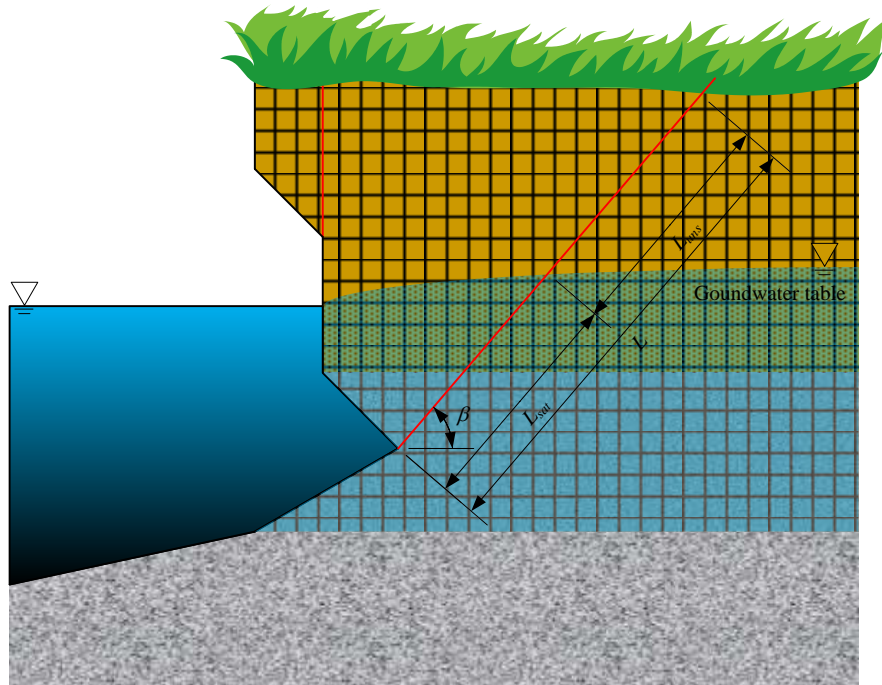
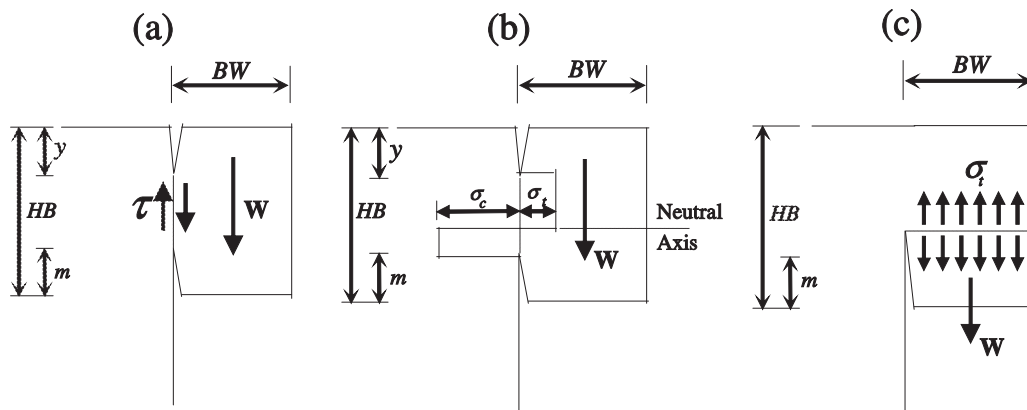
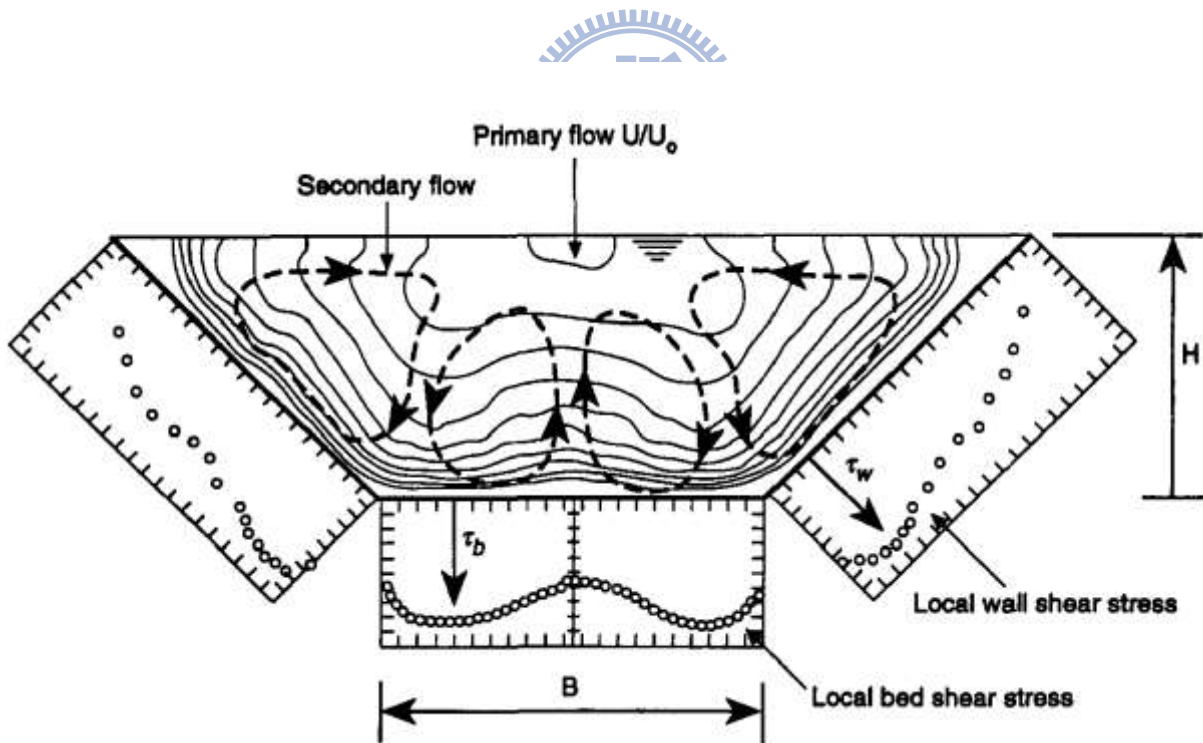


圖 2.9 FS 與 FS_c 計算概念圖



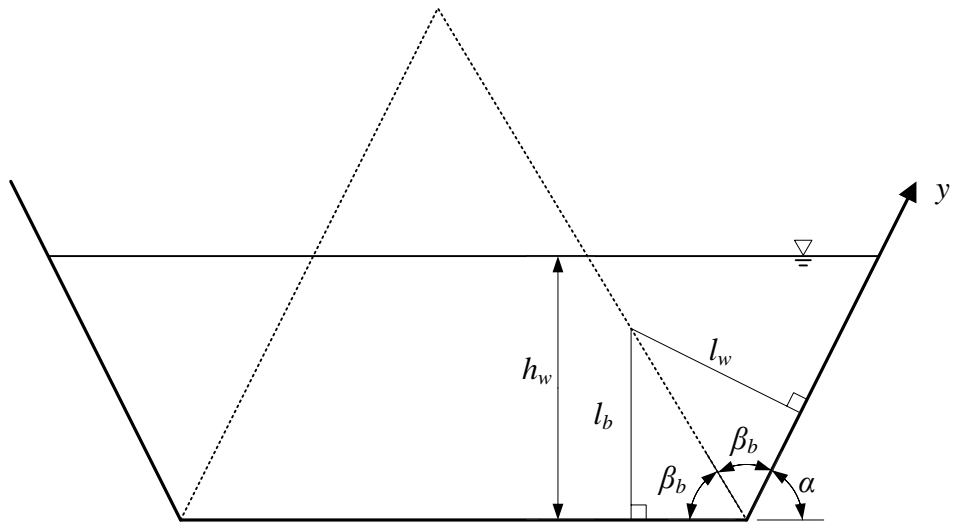
資料來源：Amiri-Tokaldany and Samadi (2007)

圖 2.10 懸臂型破壞型態示意圖 (a)剪力型破壞 (b)樑型破壞 (c)張力型破壞



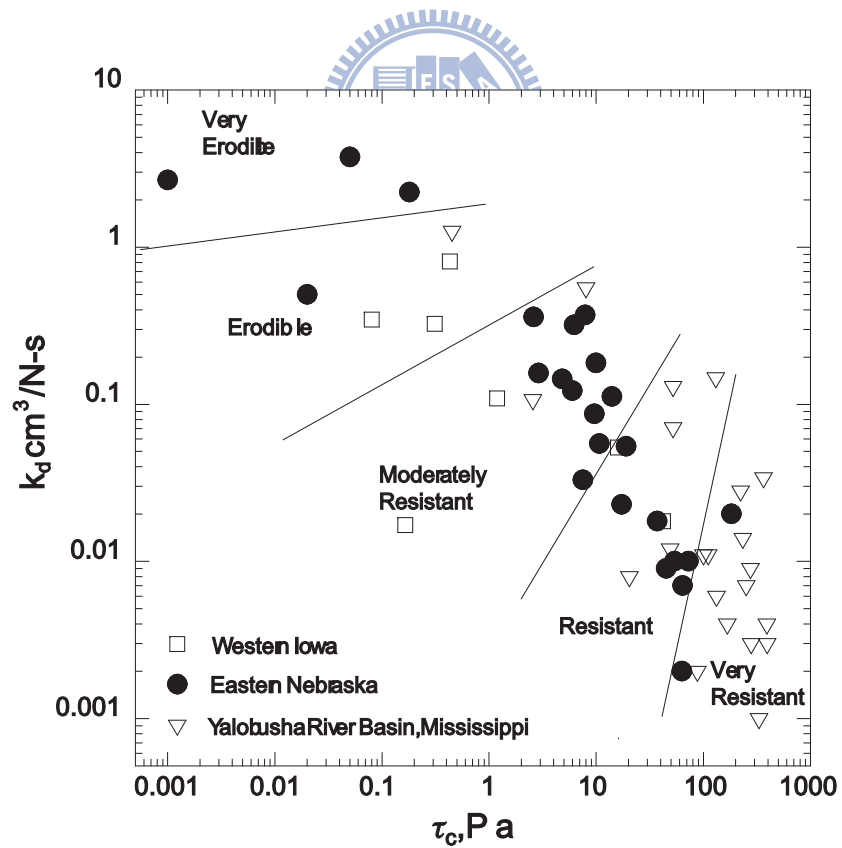
資料來源：Knight et al. (1994)

圖 2.11 梯形渠道剪應力分布圖



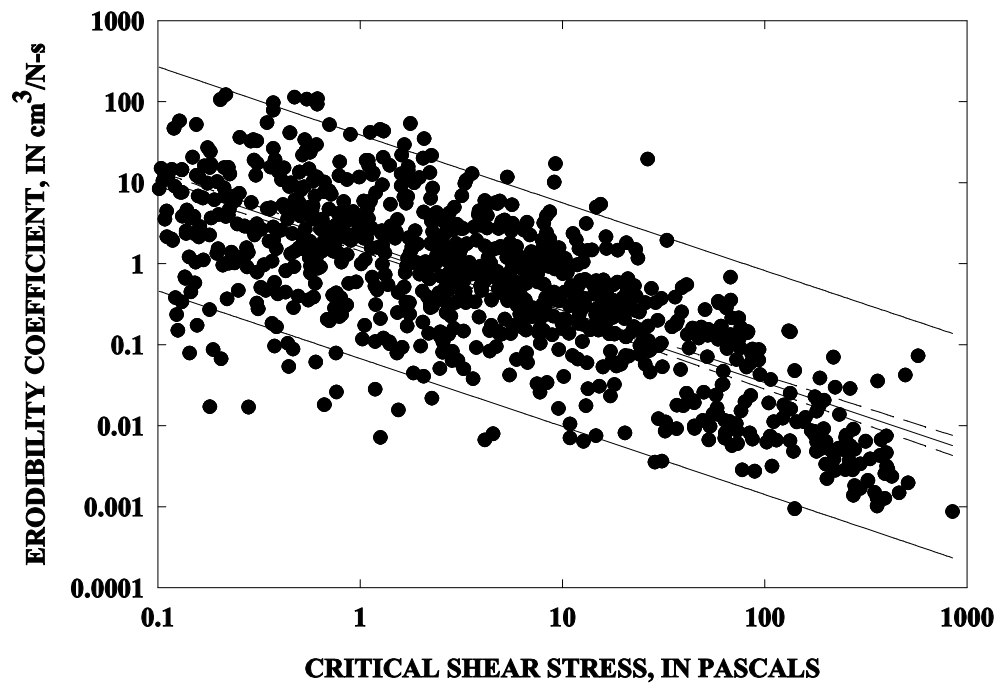
資料來源：改繪自 Yang and Lim (2005)

圖 2.12 邊界剪應力計算概念圖



資料來源：Hanson and Simon (2001)

圖 2.13 沖蝕係數與臨界剪應力關係圖



資料來源：Simon et al. (2010)

圖 2.14 沖蝕係數與臨界剪應力關係圖



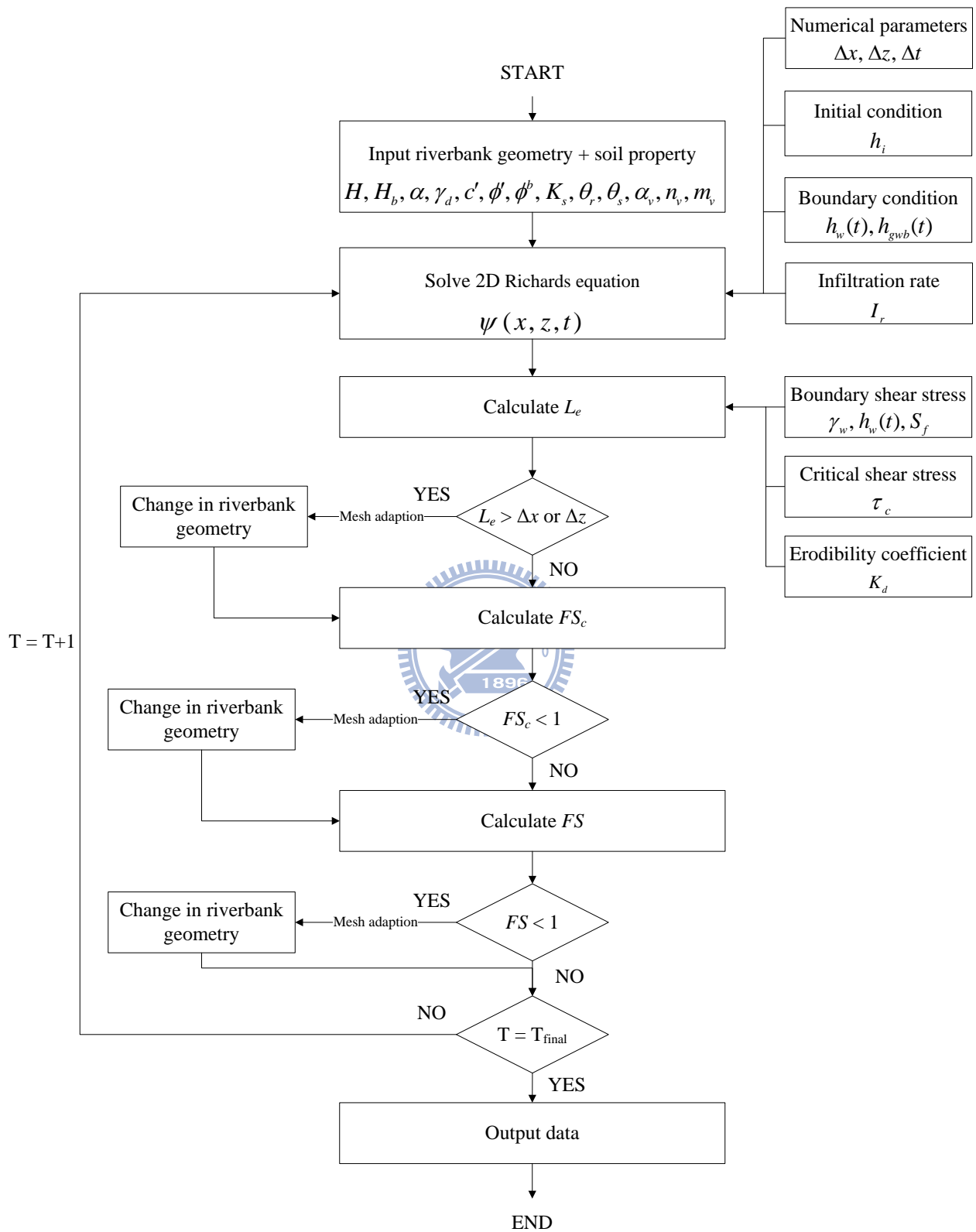


圖 2.15 分析模式演算流程圖

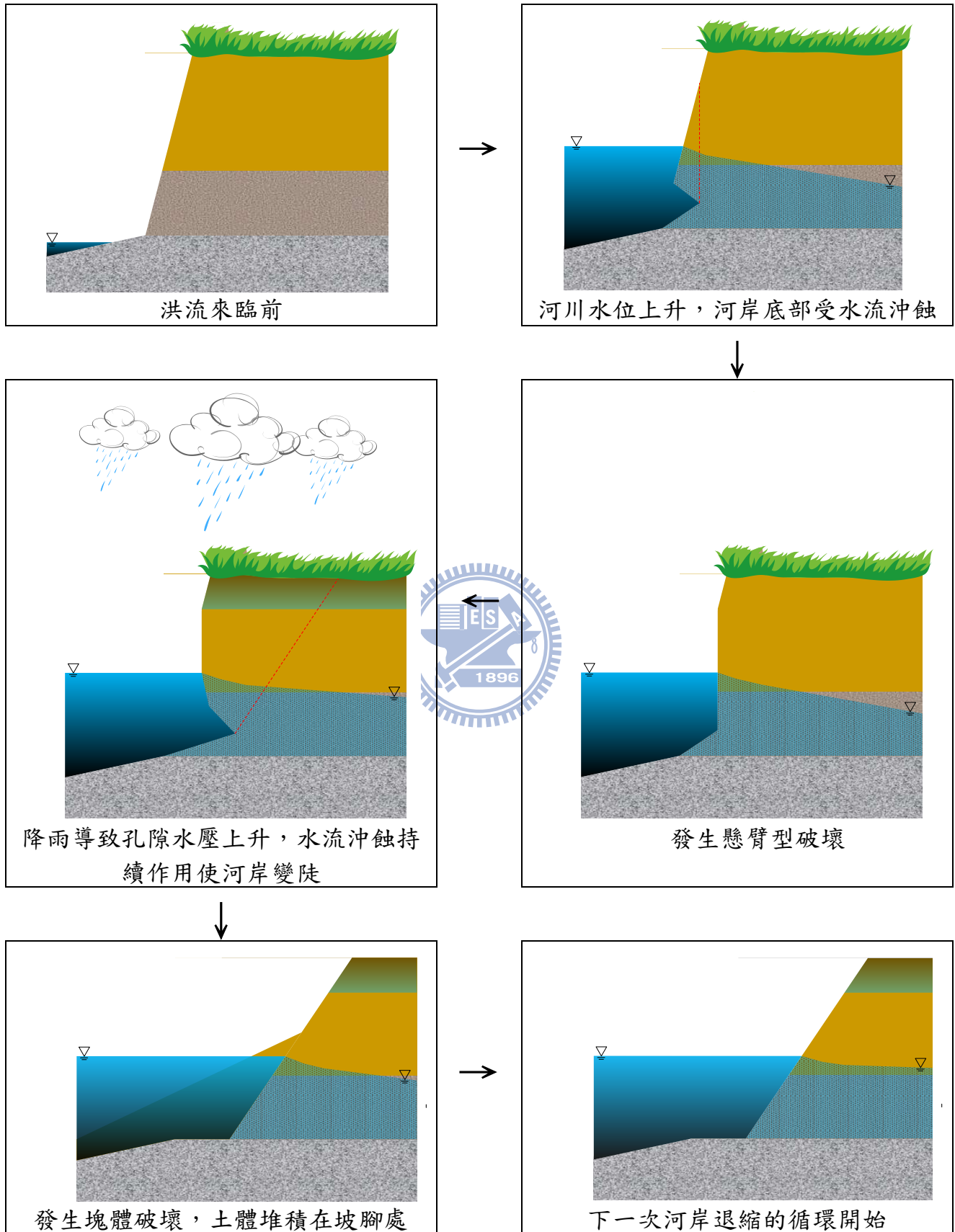


圖 2.16 模式演算河岸退縮歷程示意圖

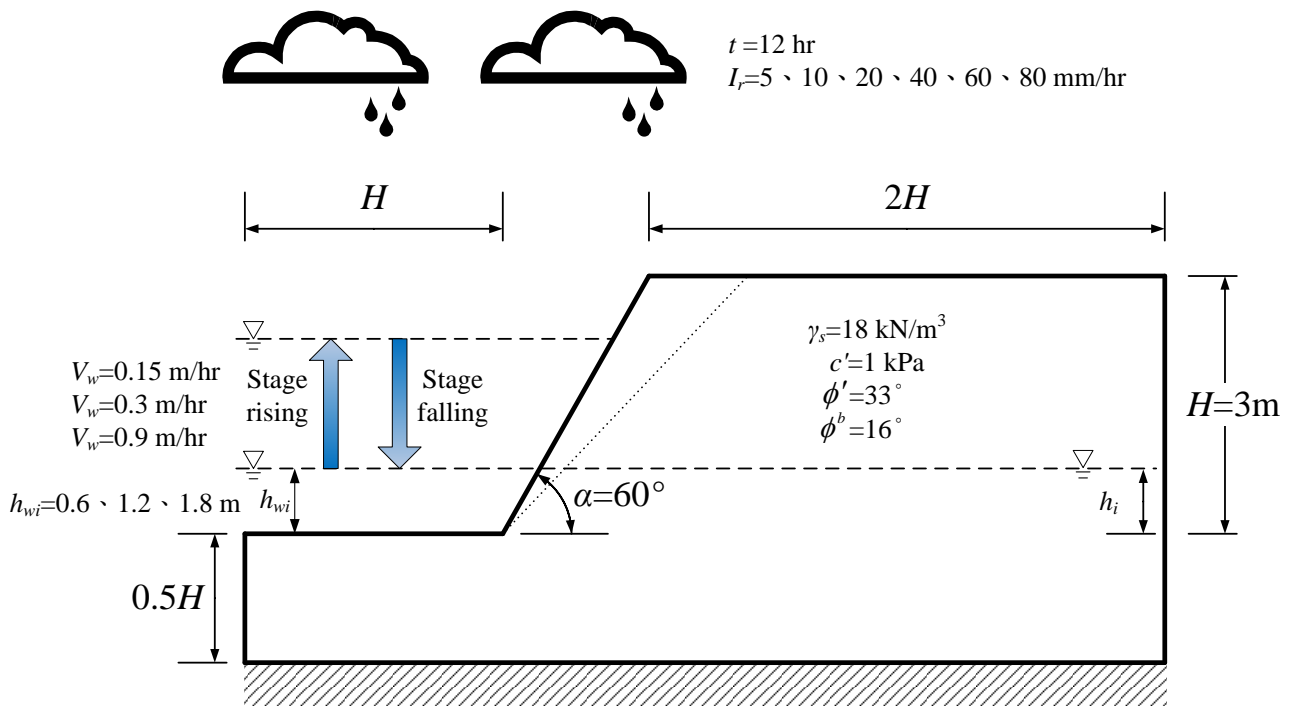


圖 3.1 塊體破壞模擬參數及河岸幾何形狀概念圖

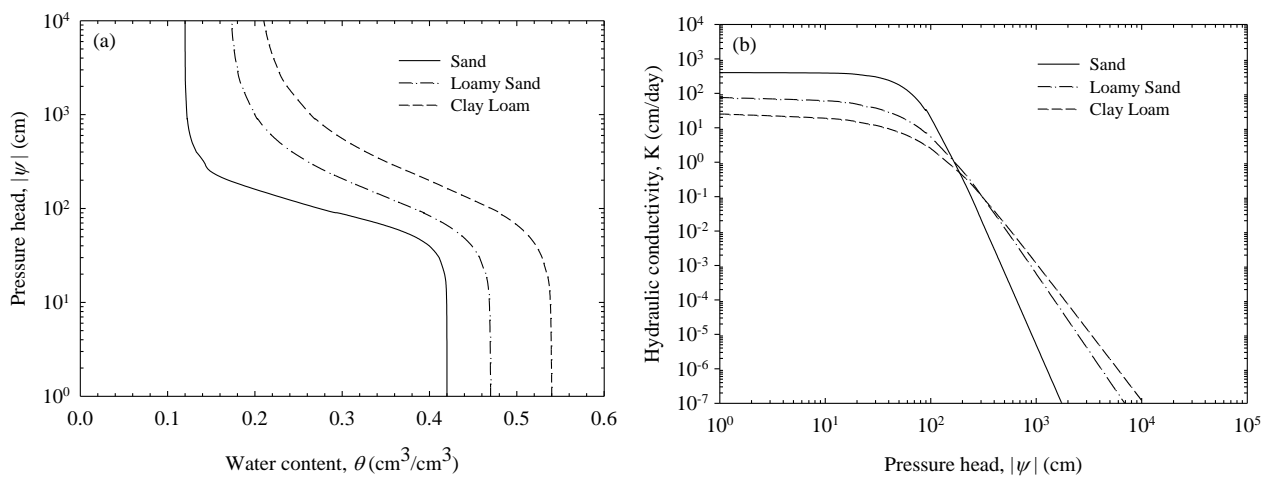


圖 3.2 砂、壤土砂與黏壤土之 (a)保水曲線 (b)滲透函數

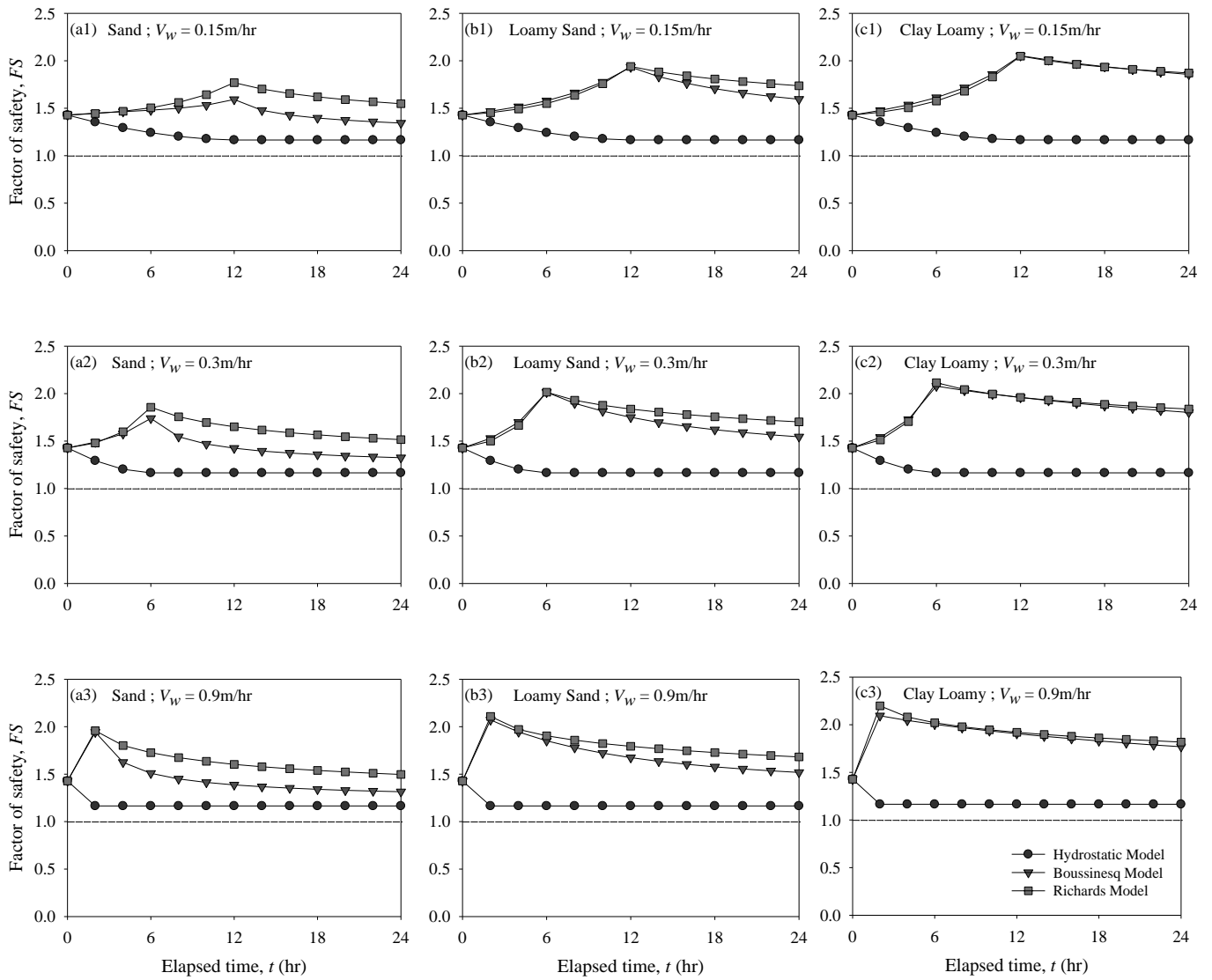


圖 3.3 不同土質與河川水位上升速度之 FS 計算比較圖

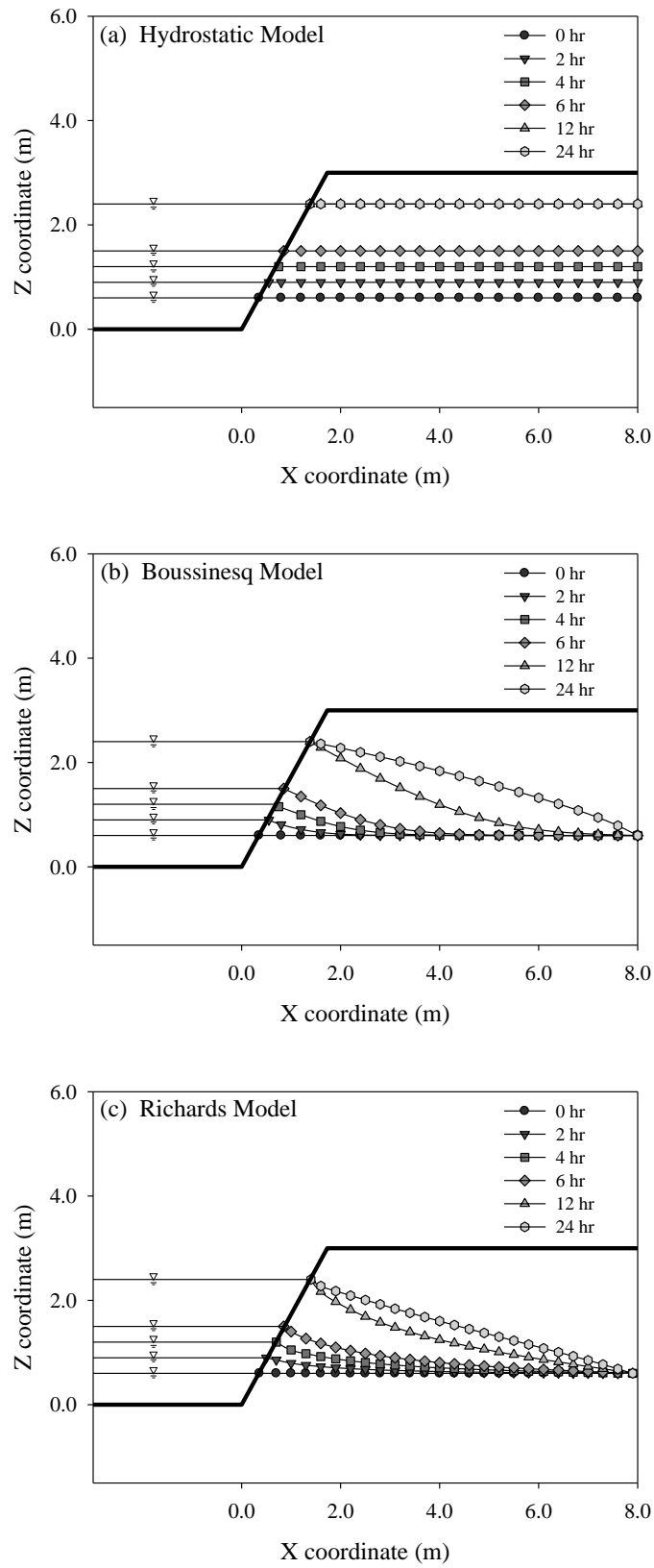


圖 3.4 砂質河岸於河川水位上升速度為 0.15m/hr 之地下水面線分布圖

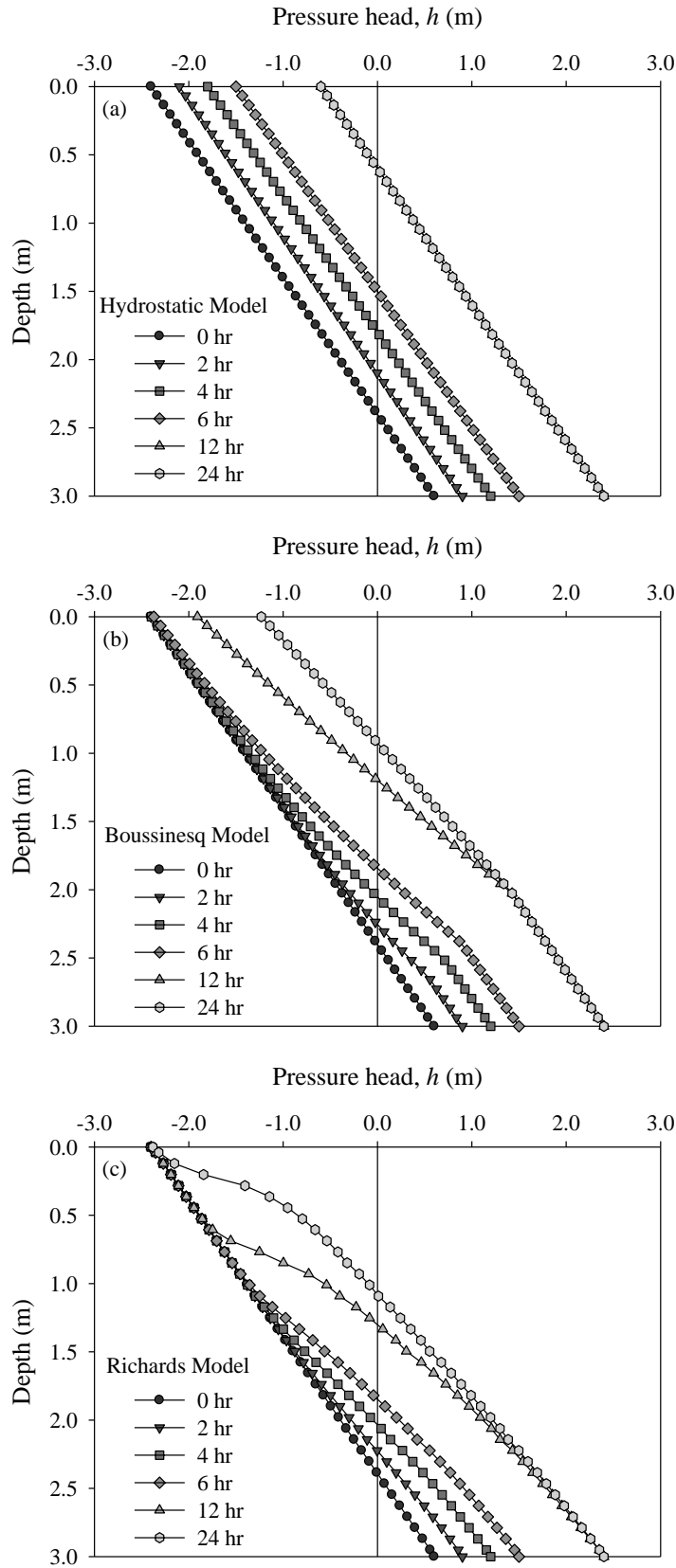


圖 3.5 砂質河岸於河川水位上升速度為 0.15 m/hr 沿破壞面壓力水頭分布圖

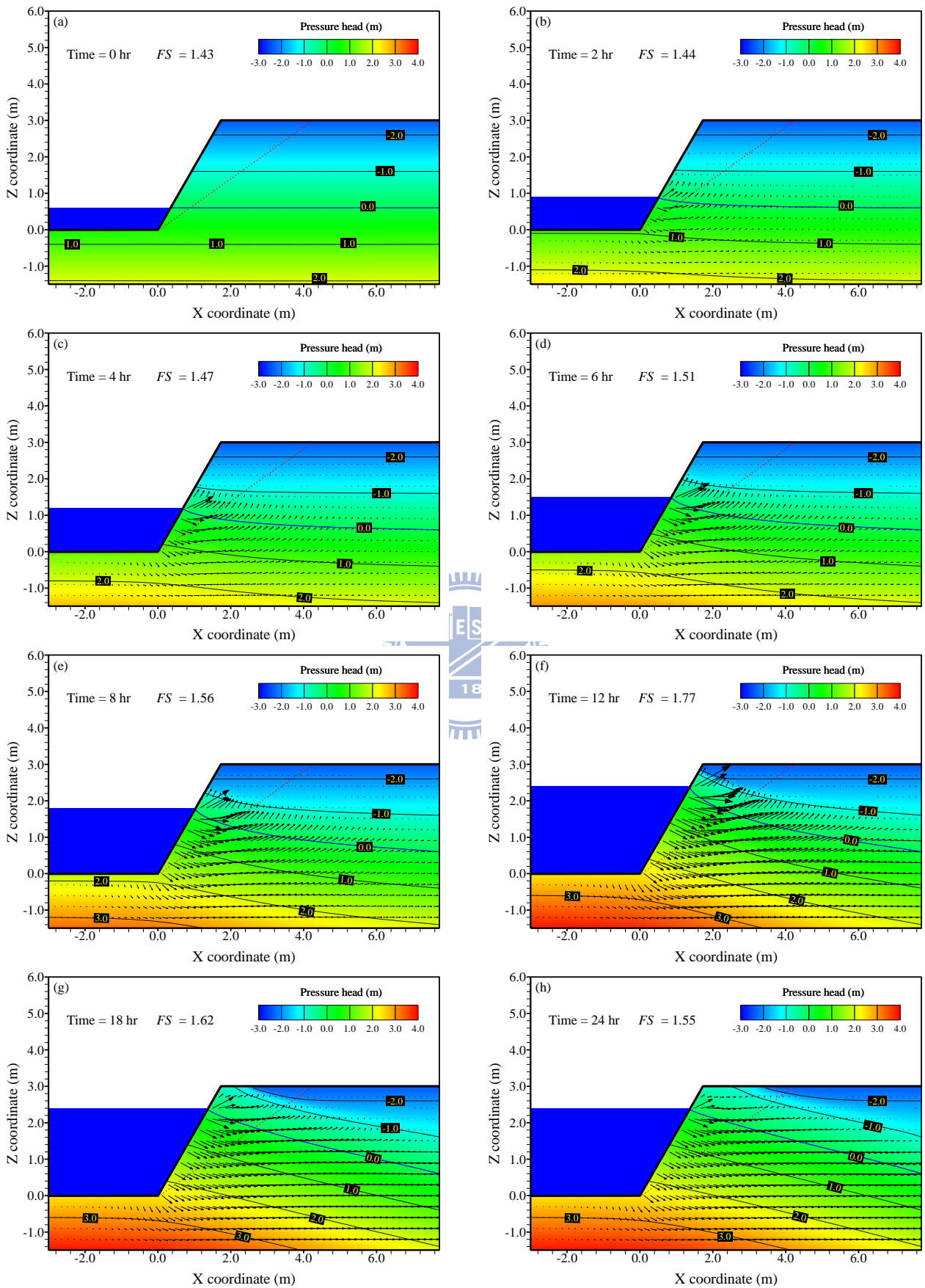


圖 3.6 砂質河岸於河川水位上升速度為 0.15 m/hr 之壓力水頭與地下水流場分布圖

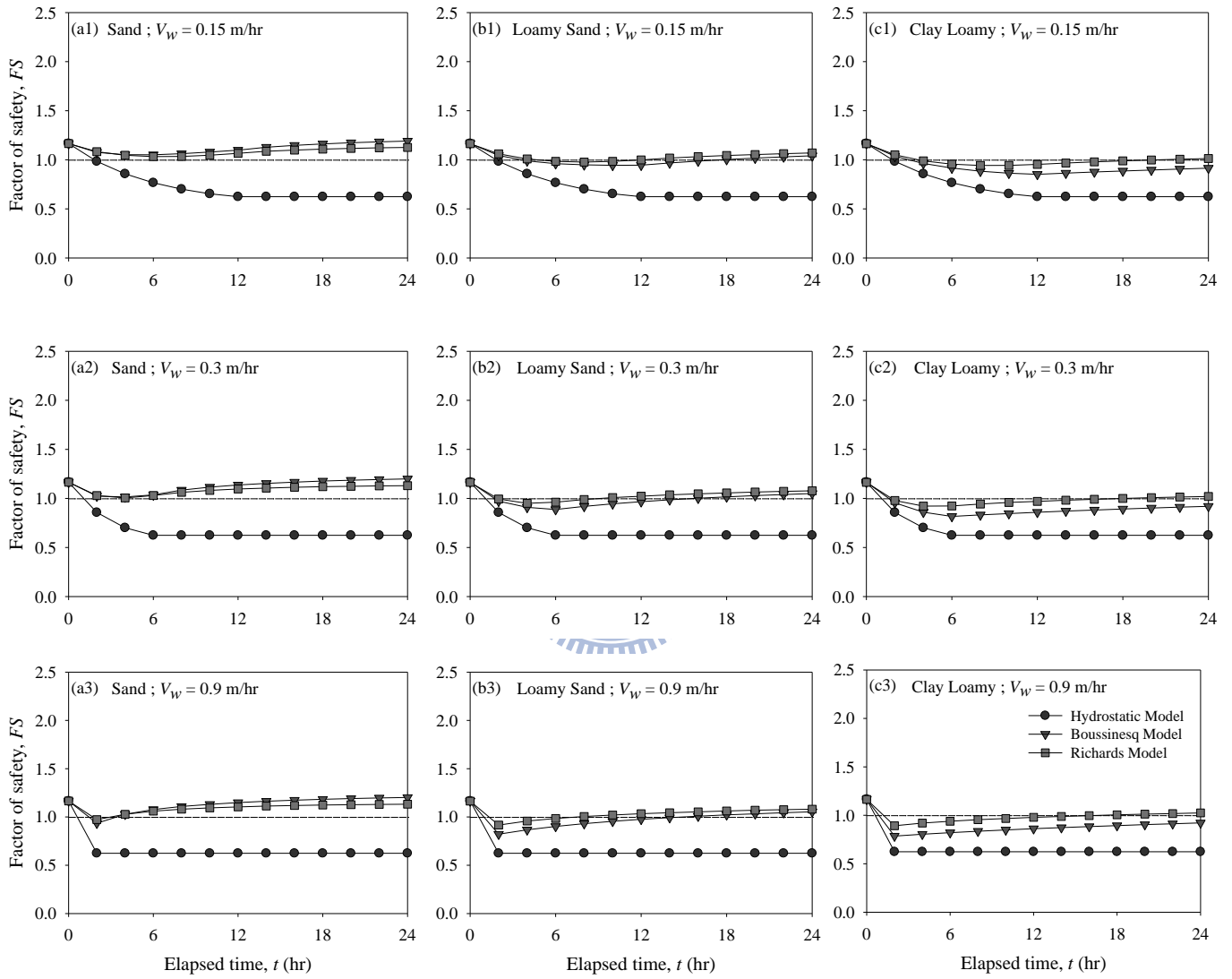


圖 3.7 不同土質與水位下降速度之 FS 計算比較圖

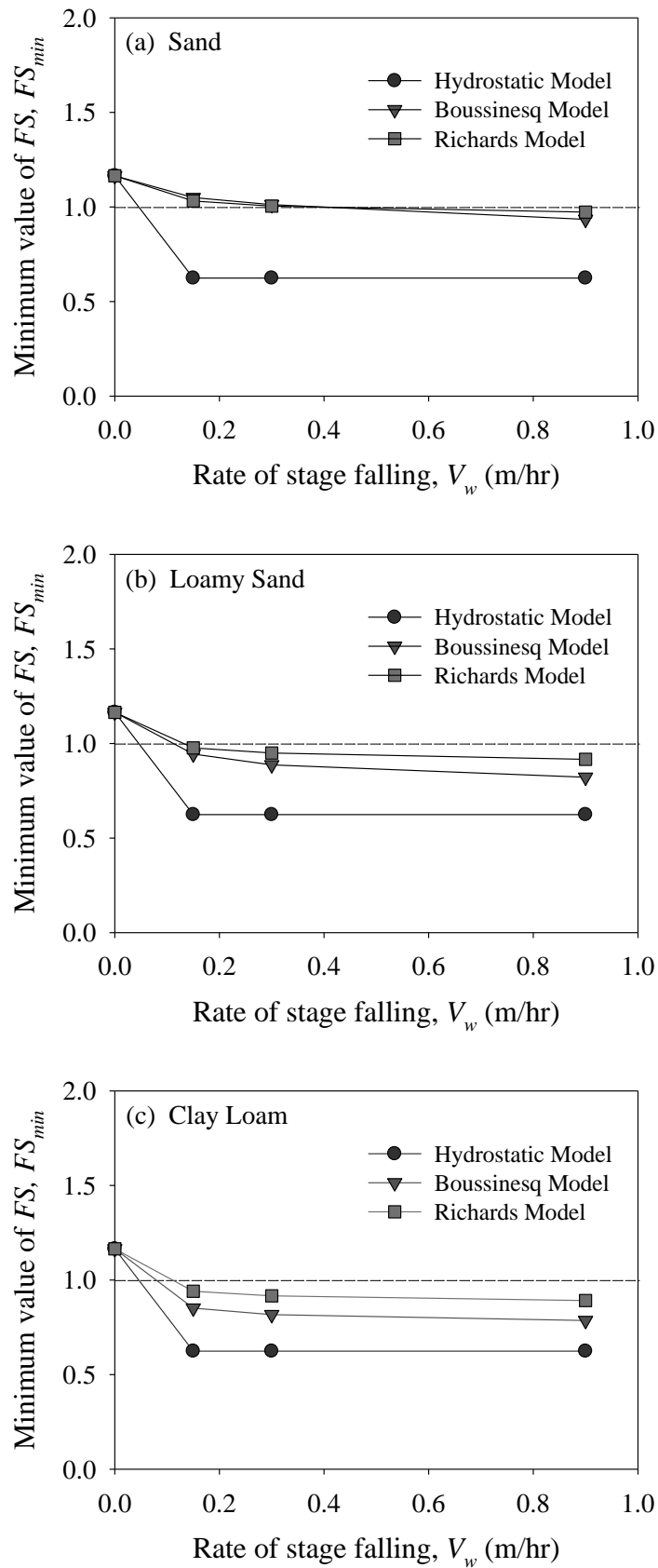


圖 3.8 不同河川水位下降速度之最小安全係數比較圖

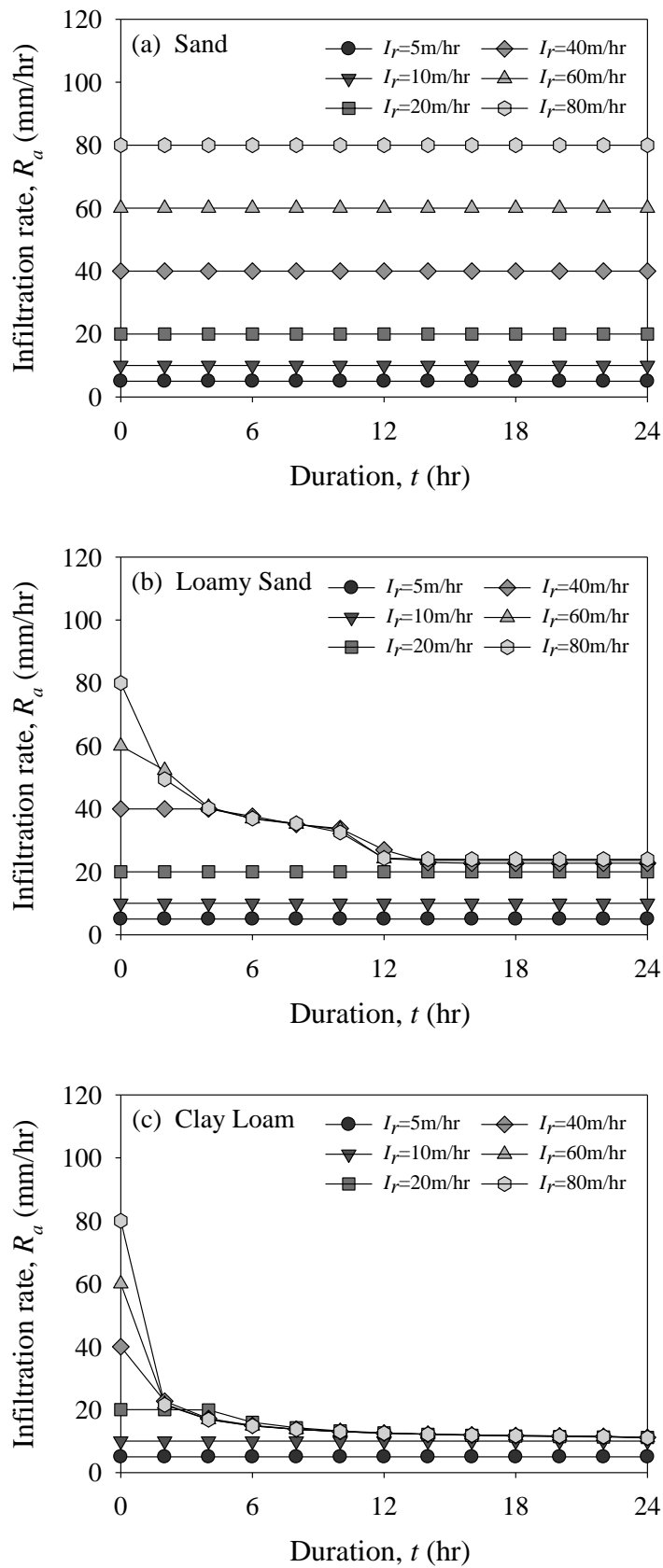


圖 3.9 不同降雨強度之平均入滲率比較圖

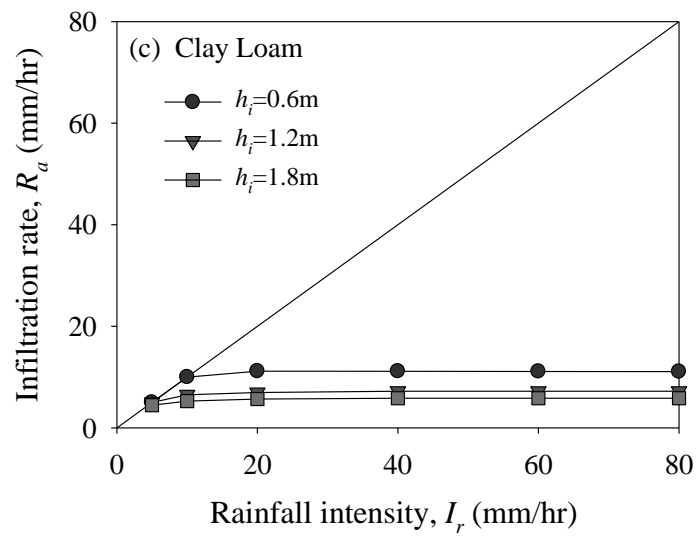
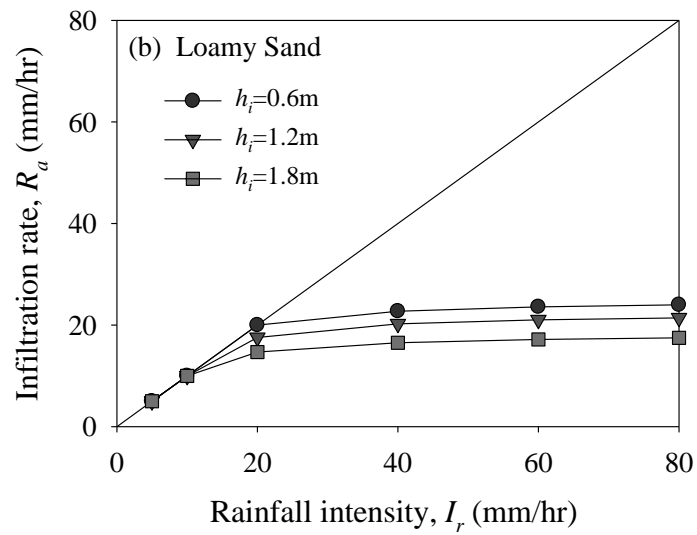
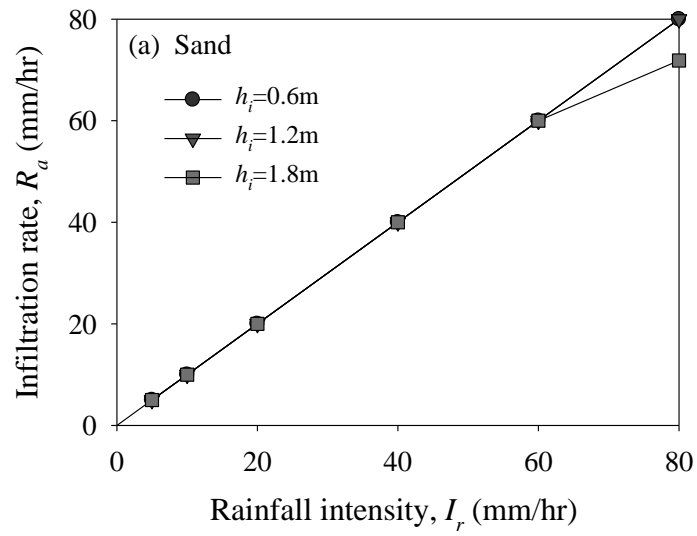


圖 3.10 不同起始水位之降雨強度與平均入滲率關係圖

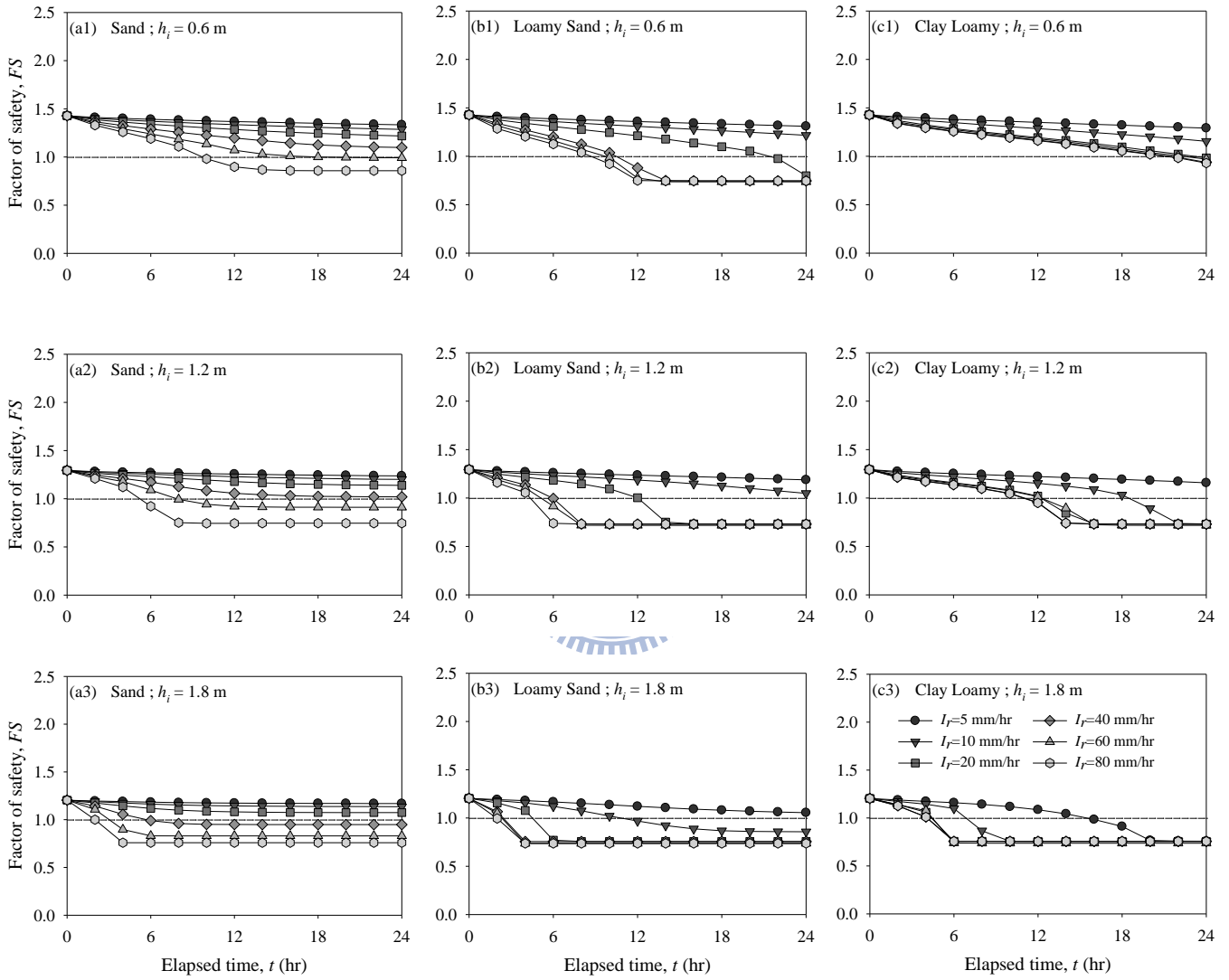


圖 3.11 不同起始水位與降雨強度之 FS 計算比較圖

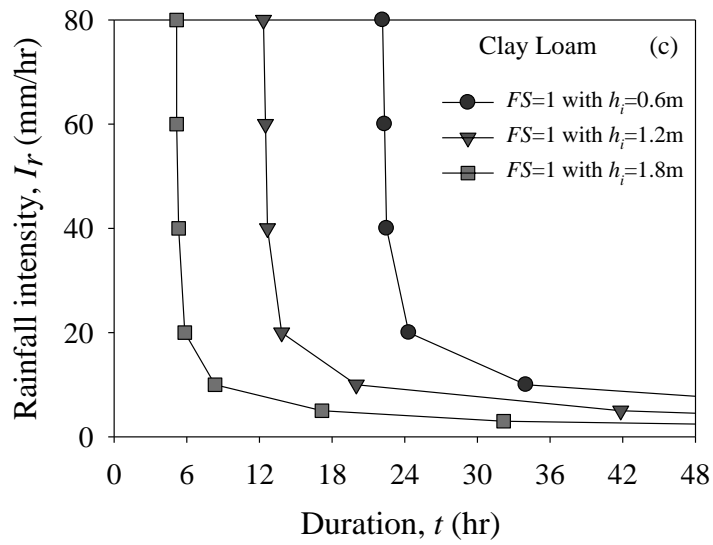
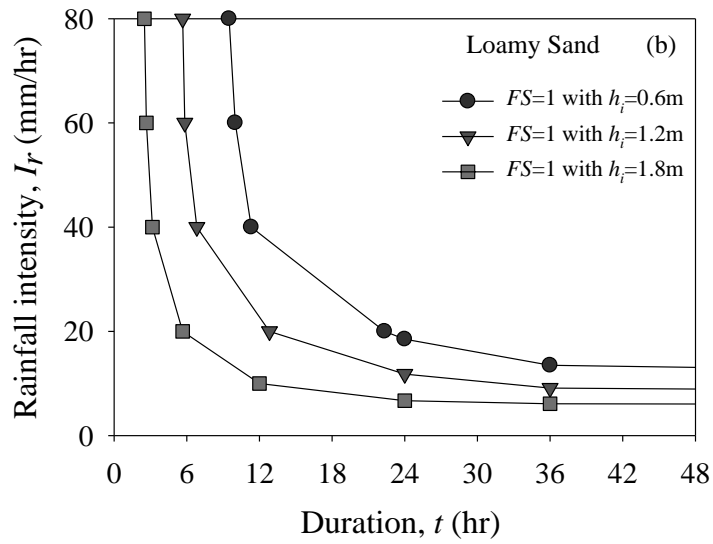
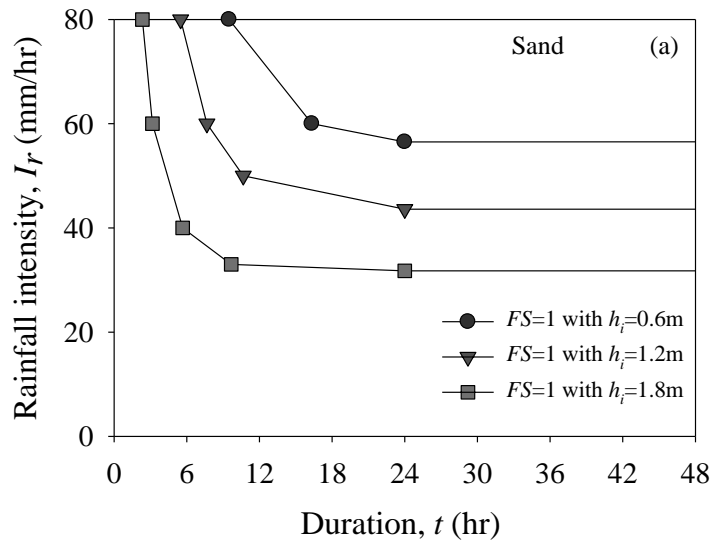


圖 3.12 不同起始水位之破壞包絡線分布圖

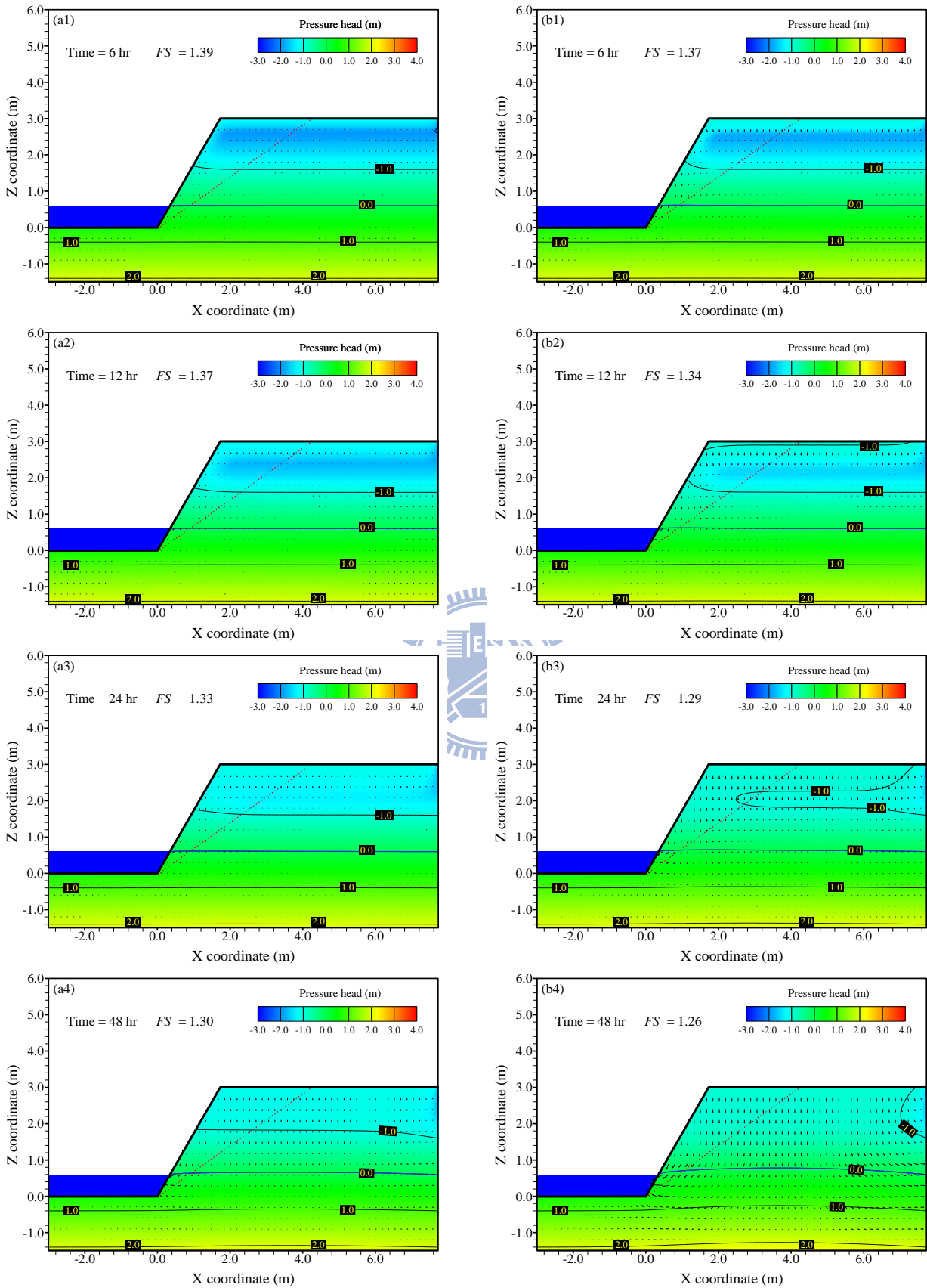


圖 3.13 砂質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為
(a)5 mm/hr (b)10 mm/hr

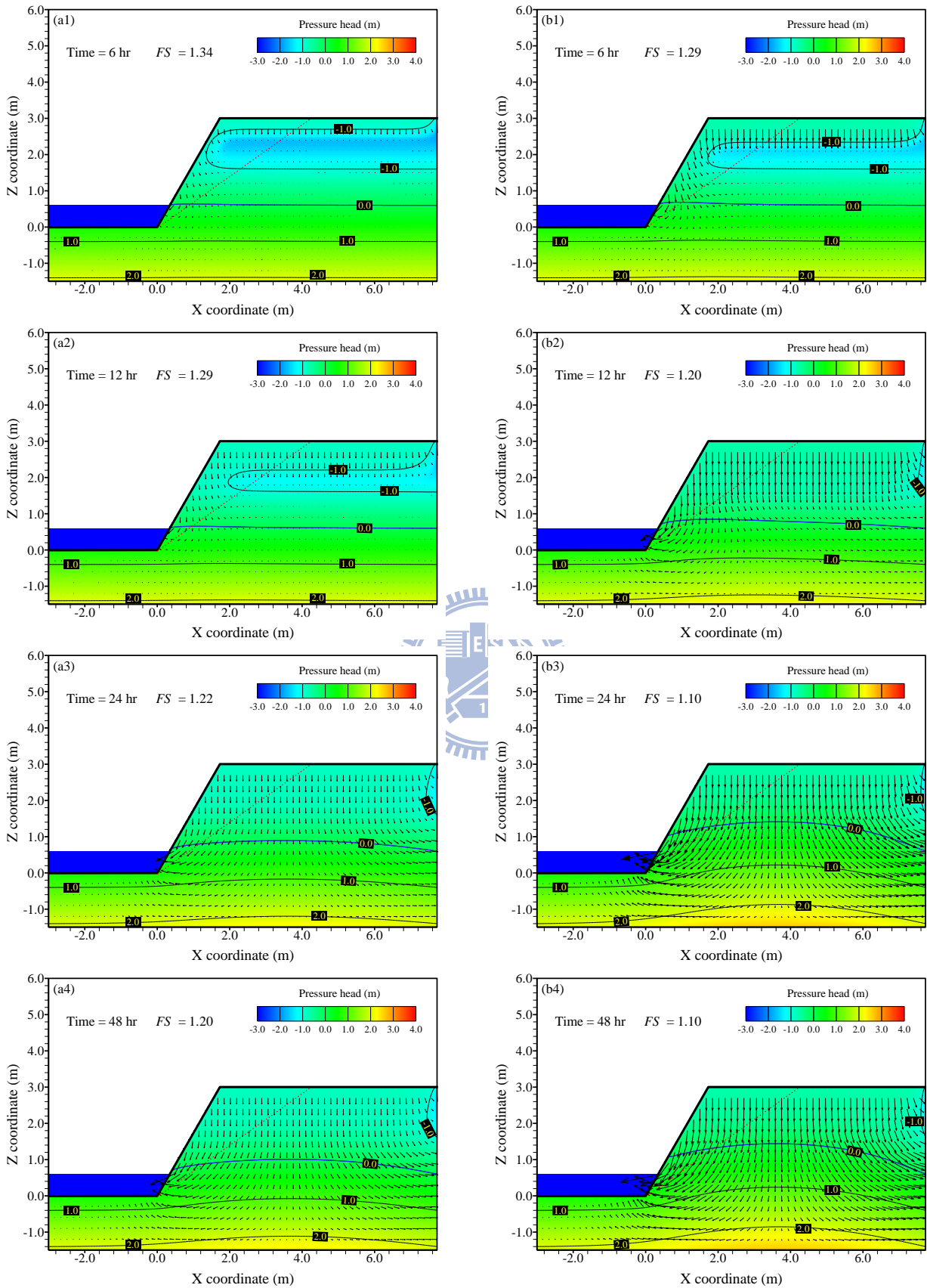


圖 3.14 砂質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為
(a)20 mm/hr (b)40 mm/hr

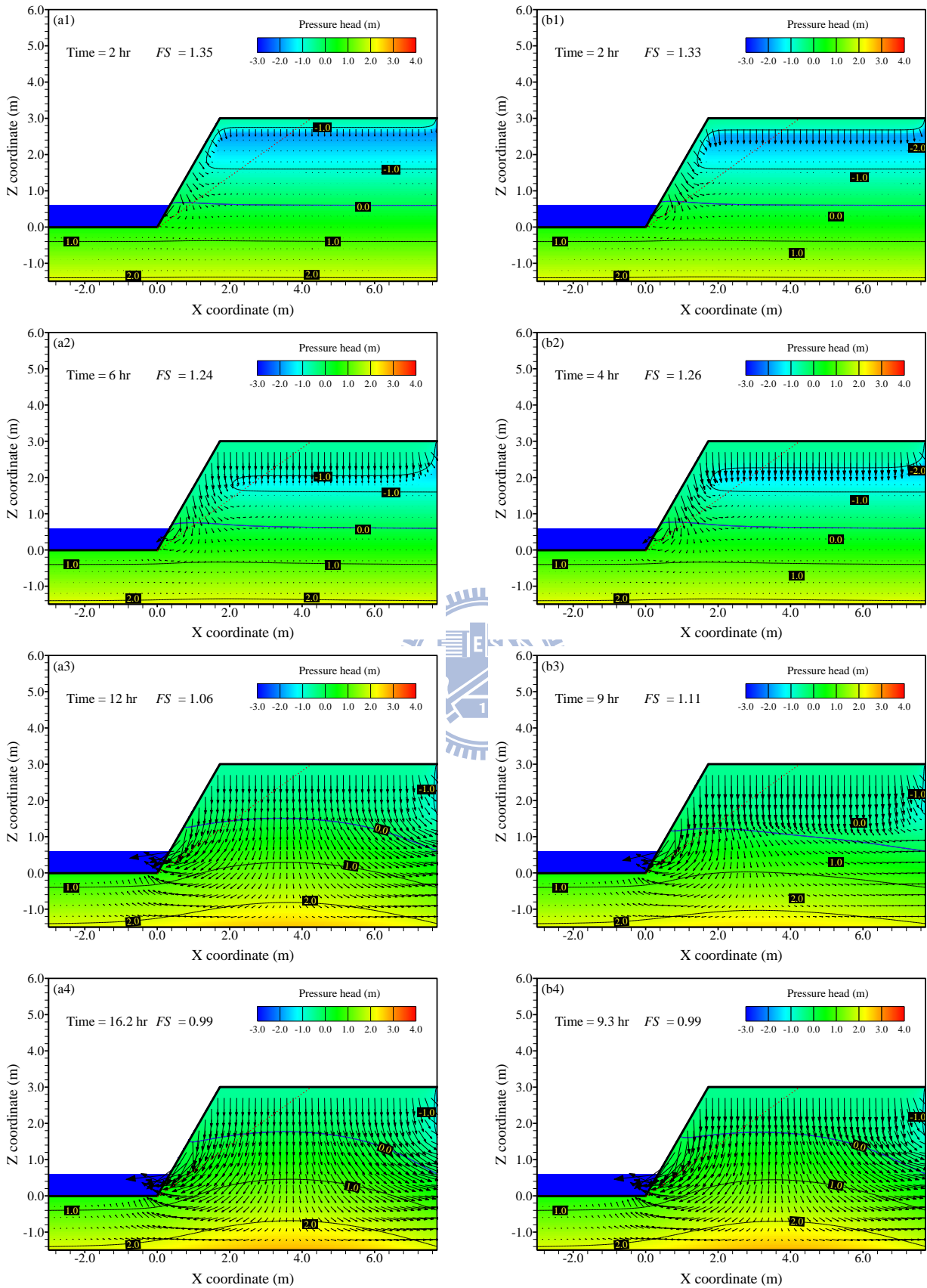


圖 3.15 砂質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為
(a)60 mm/hr (b)80 mm/hr

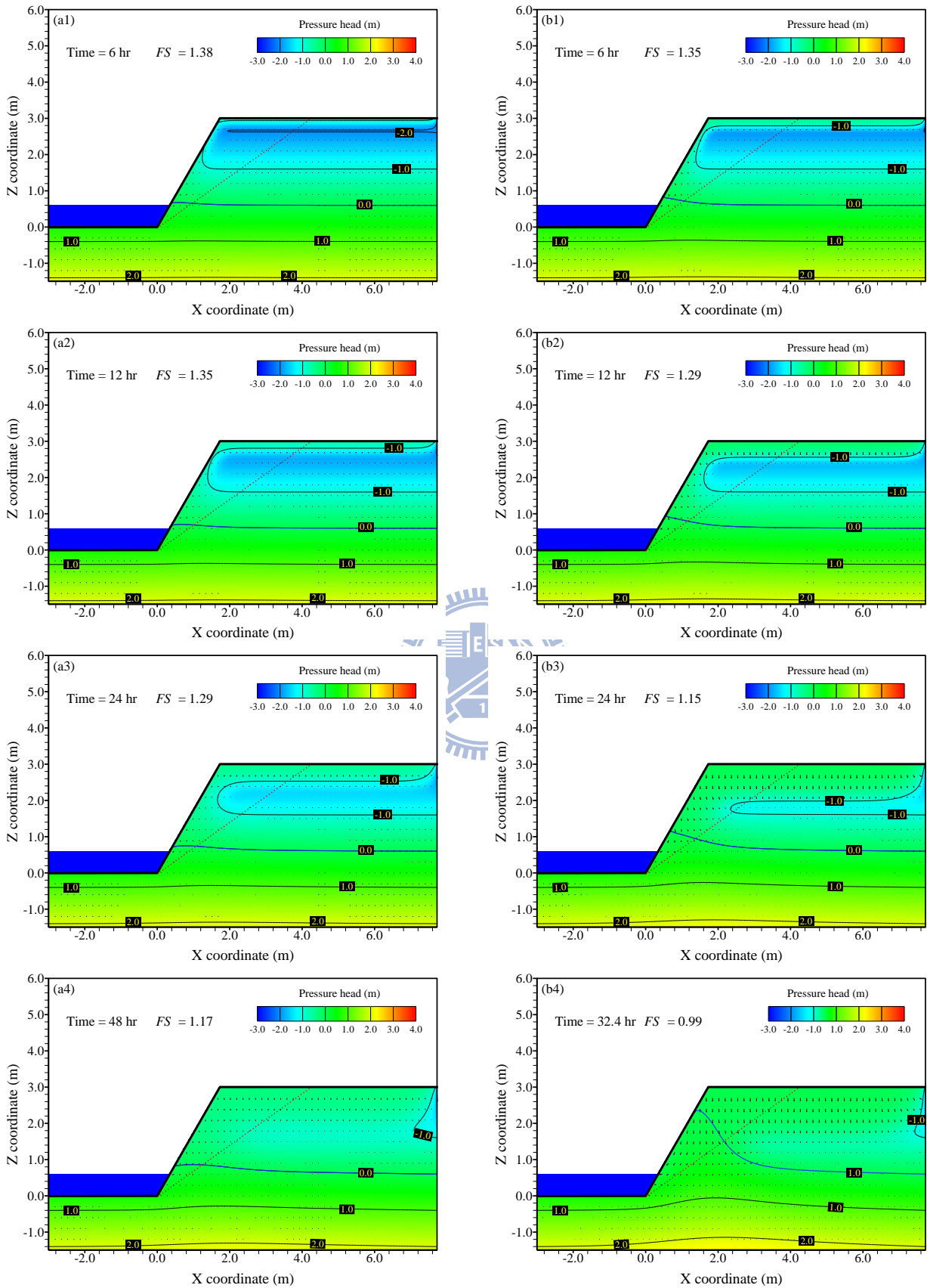


圖 3.16 黏壤土質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為
(a)5 mm/hr (b)10 mm/hr

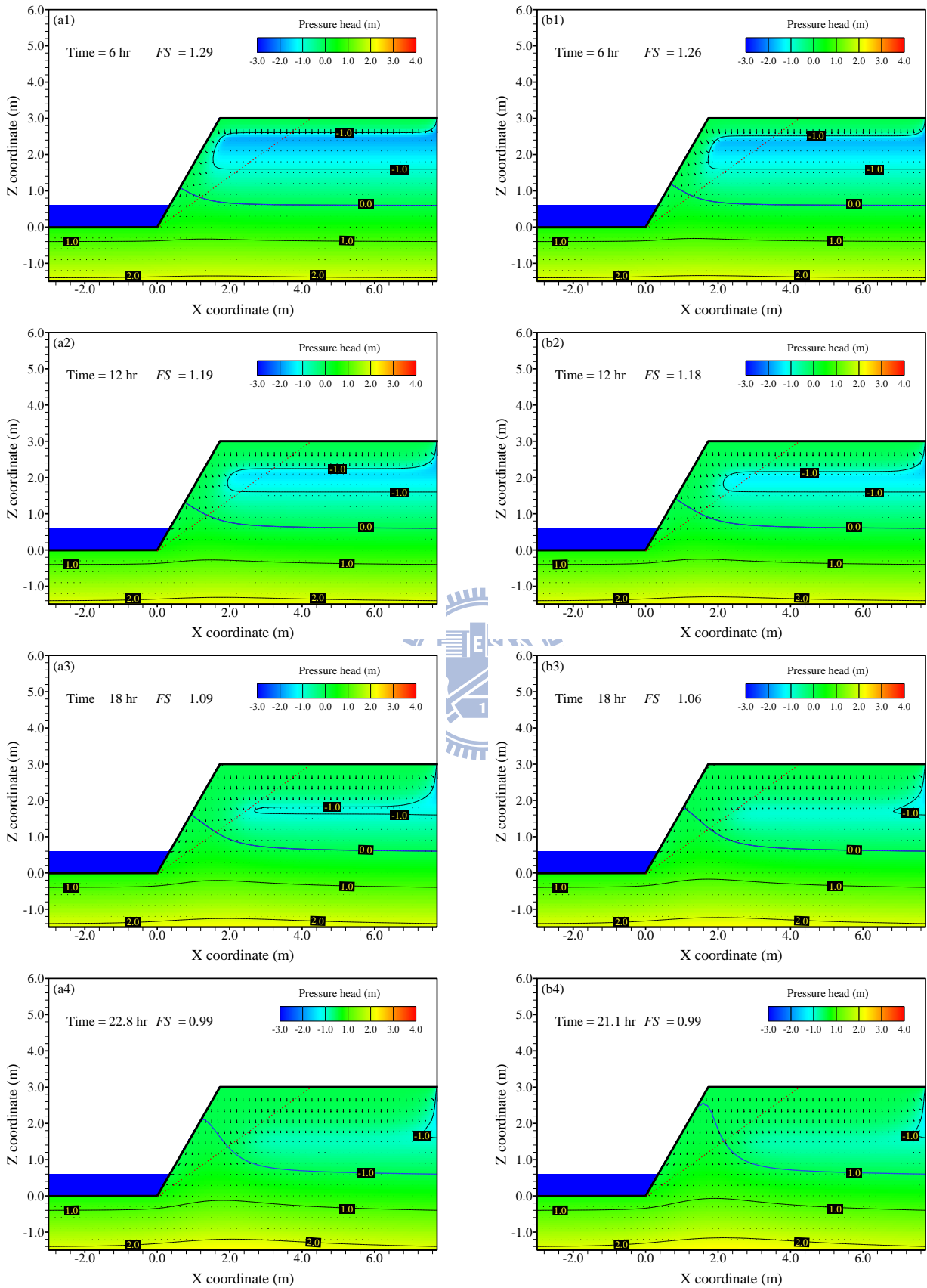


圖 3.17 黏壤土質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為
(a)20 mm/hr (b)40 mm/hr

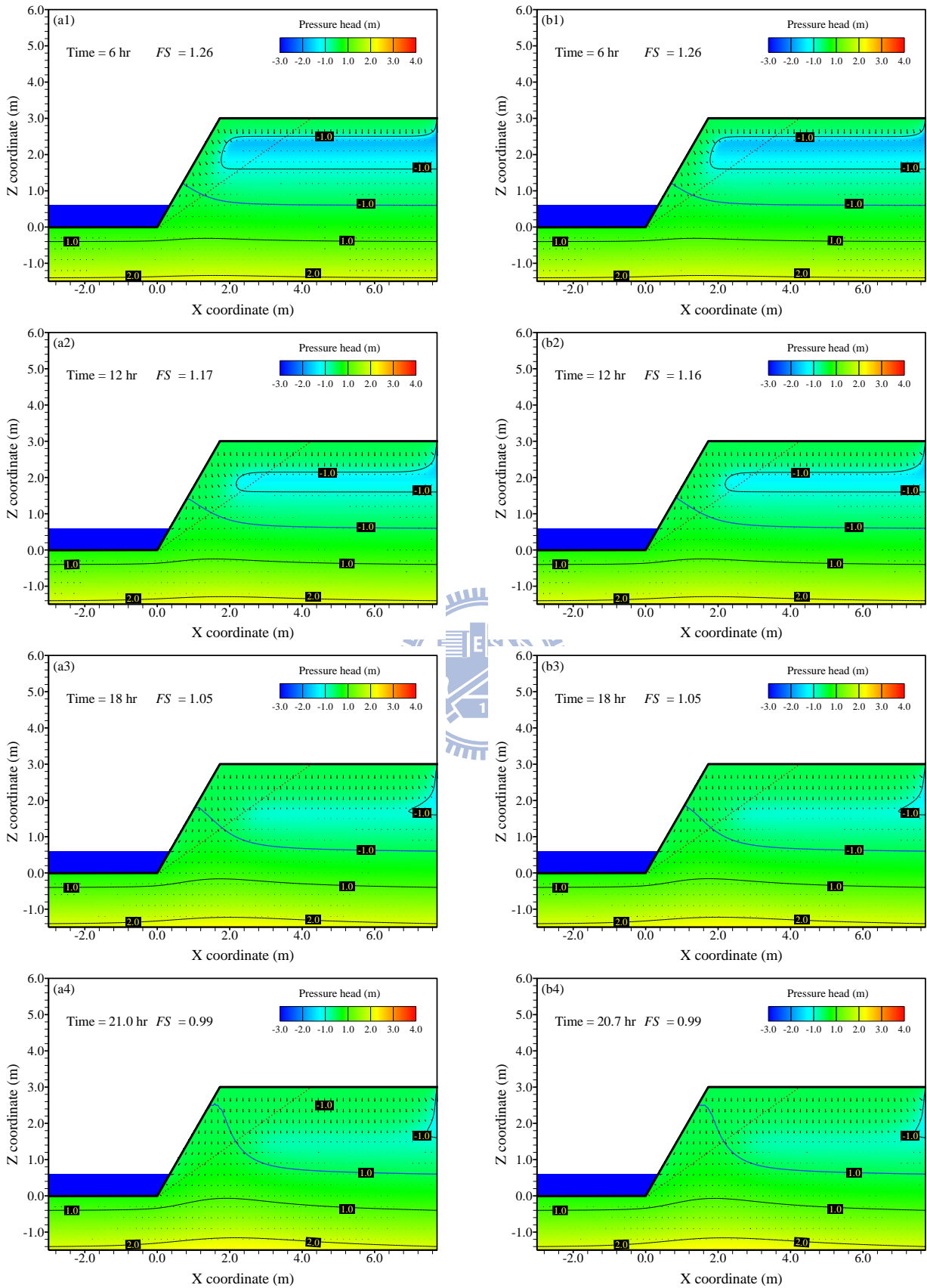


圖 3.18 黏壤土質河岸之壓力水頭與地下水流場分布圖-降雨強度為
(a)60 mm/hr (b)80 mm/hr

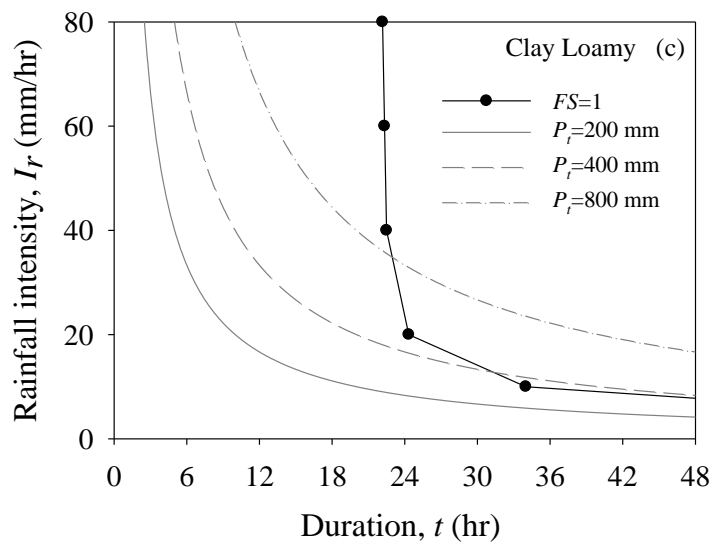
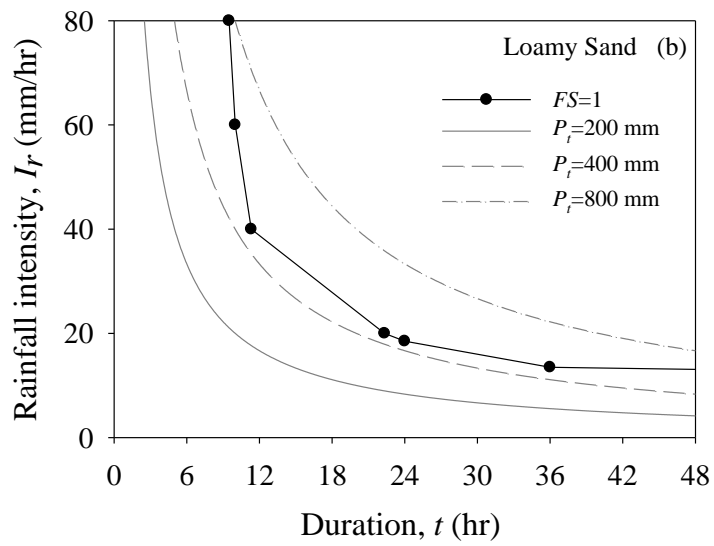
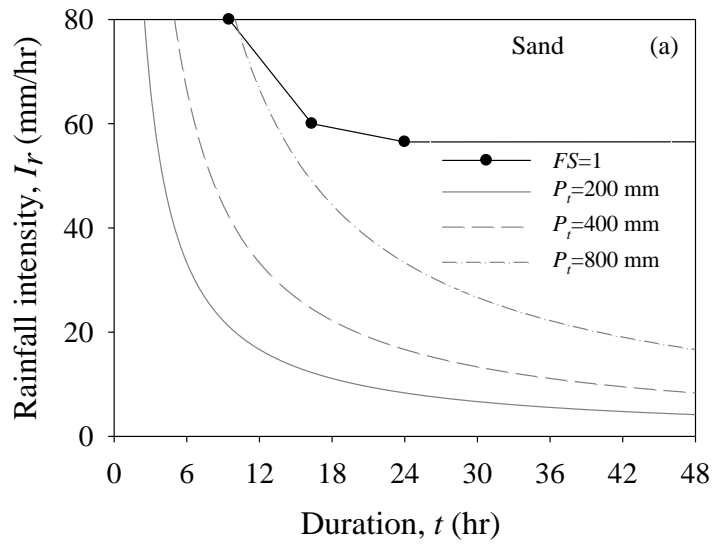


圖 3.19 不同累積降雨量與破壞包絡線分布比較圖

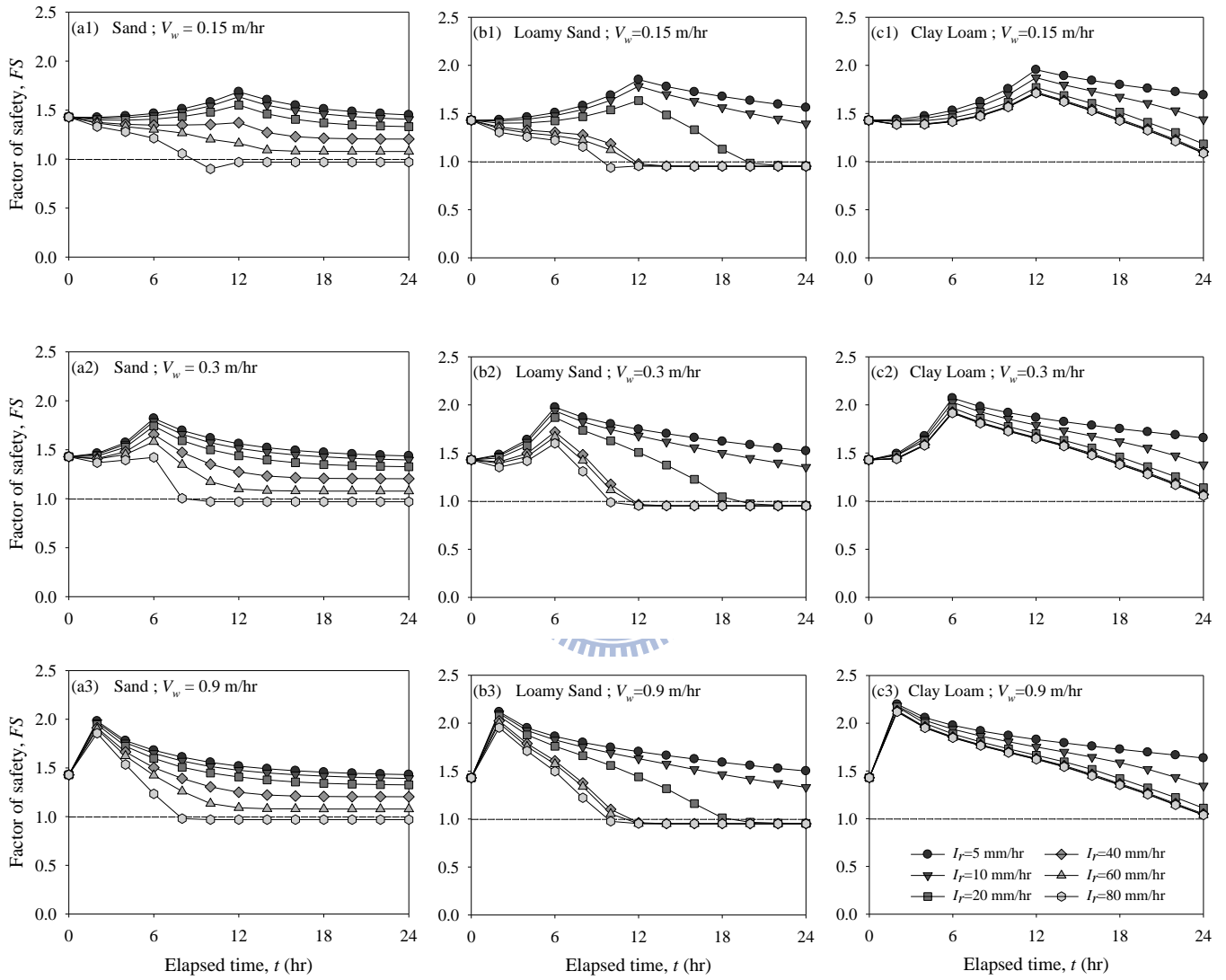


圖 3.20 不同降雨強度與河川水位上升速度之 FS 計算比較圖

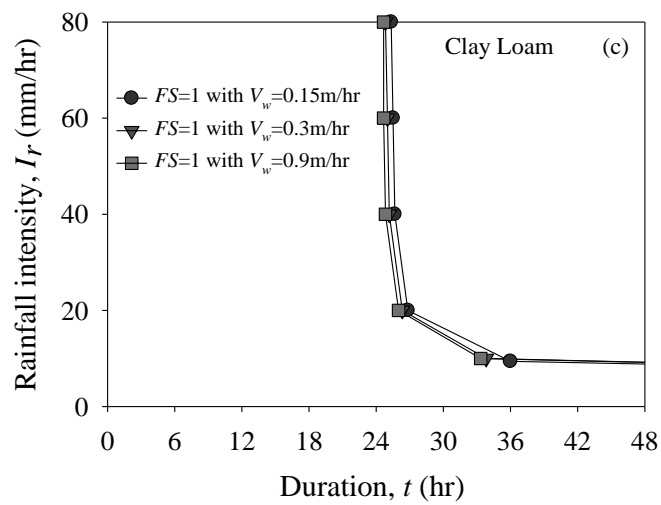
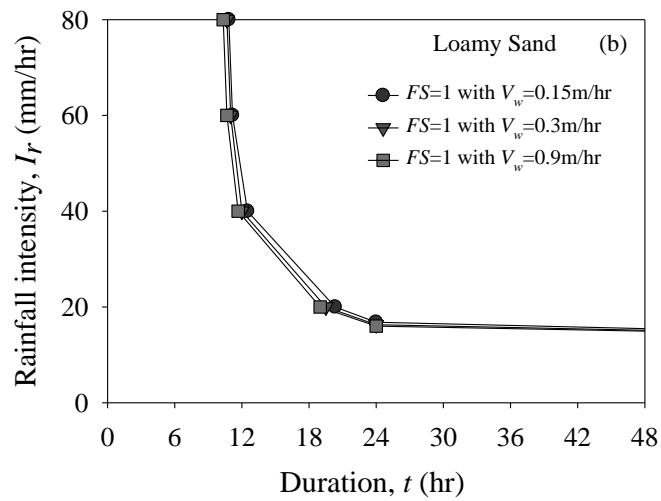
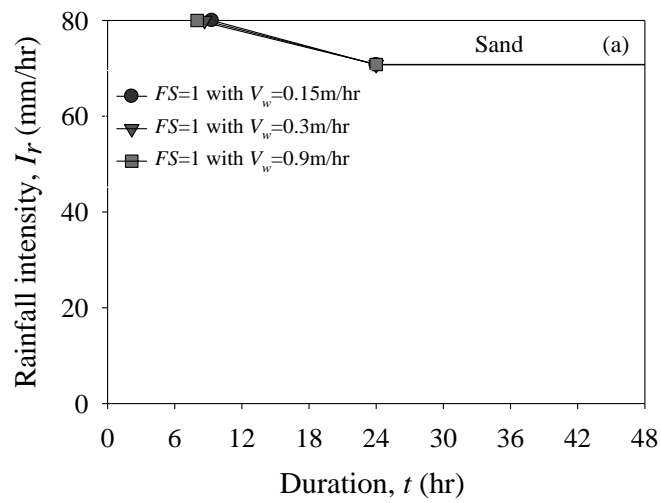


圖 3.21 不同河川水位上升速度之破壞包絡線分布圖

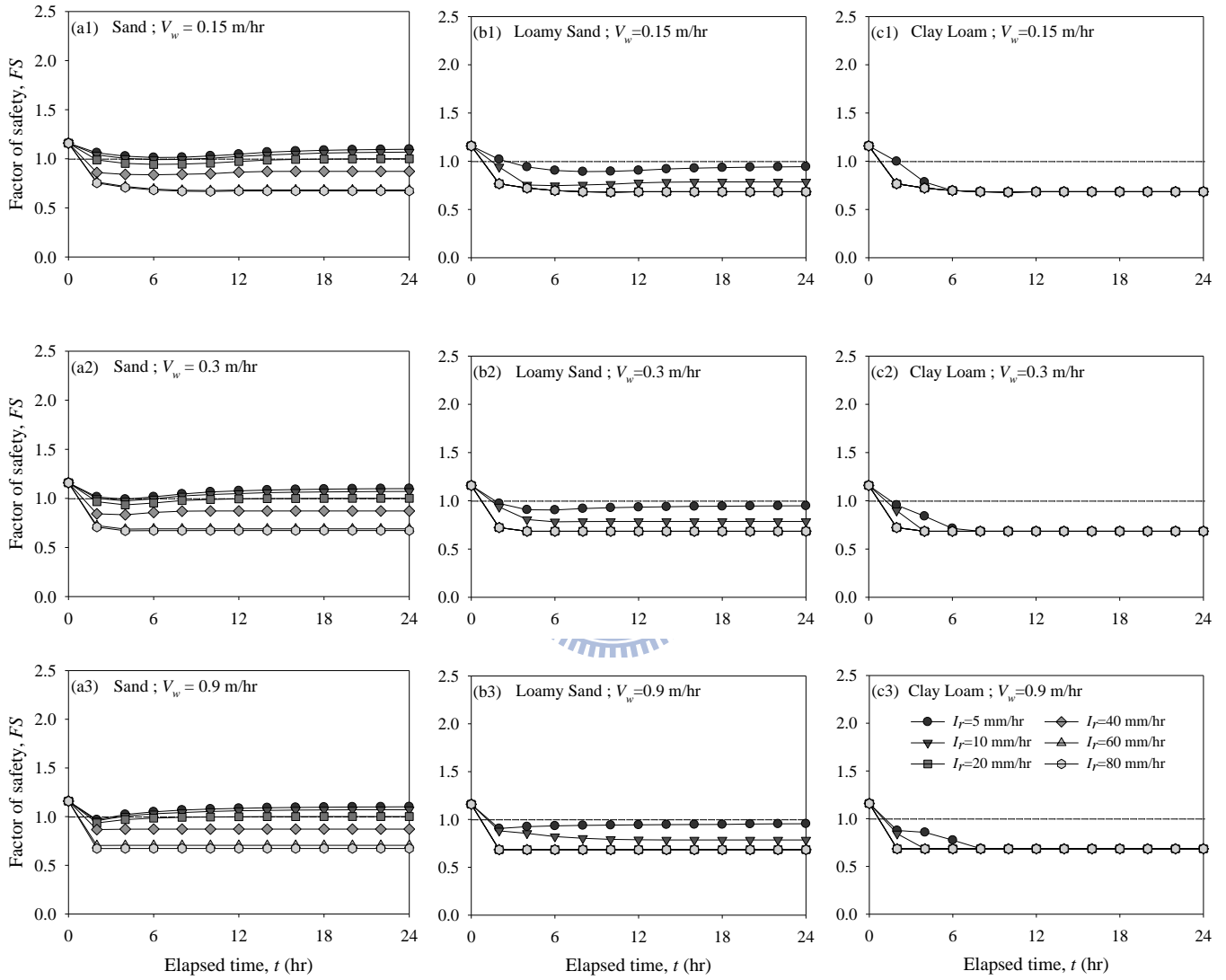


圖 3.22 不同降雨強度與河川水位下降速度之 FS 計算比較圖

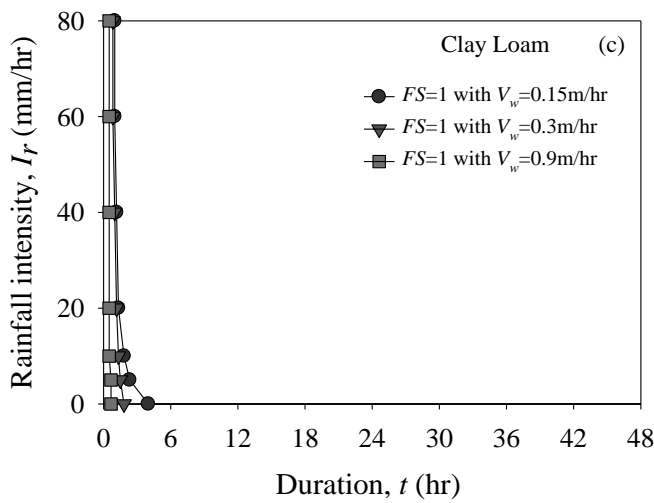
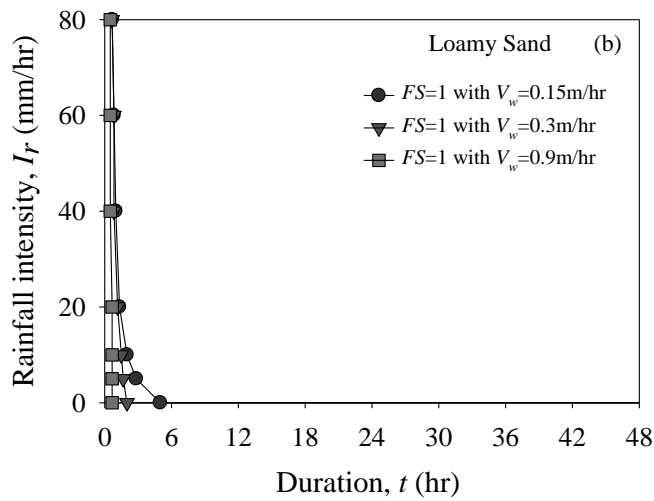
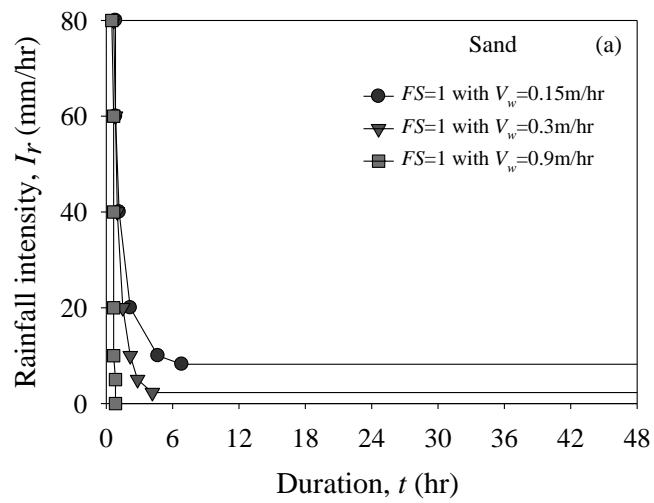


圖 3.23 不同河川水位下降速度之破壞包絡線分布圖

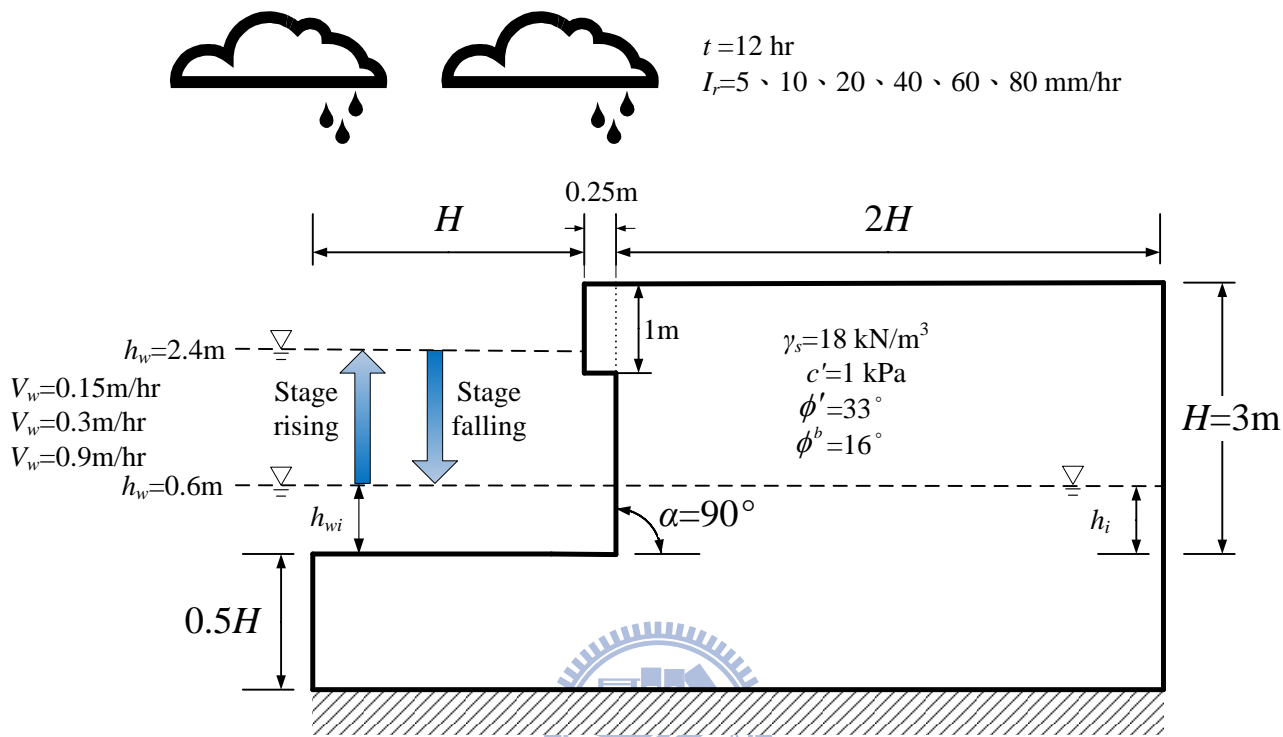


圖 3.24 懸臂型破壞模擬參數及河岸幾何形狀概念圖

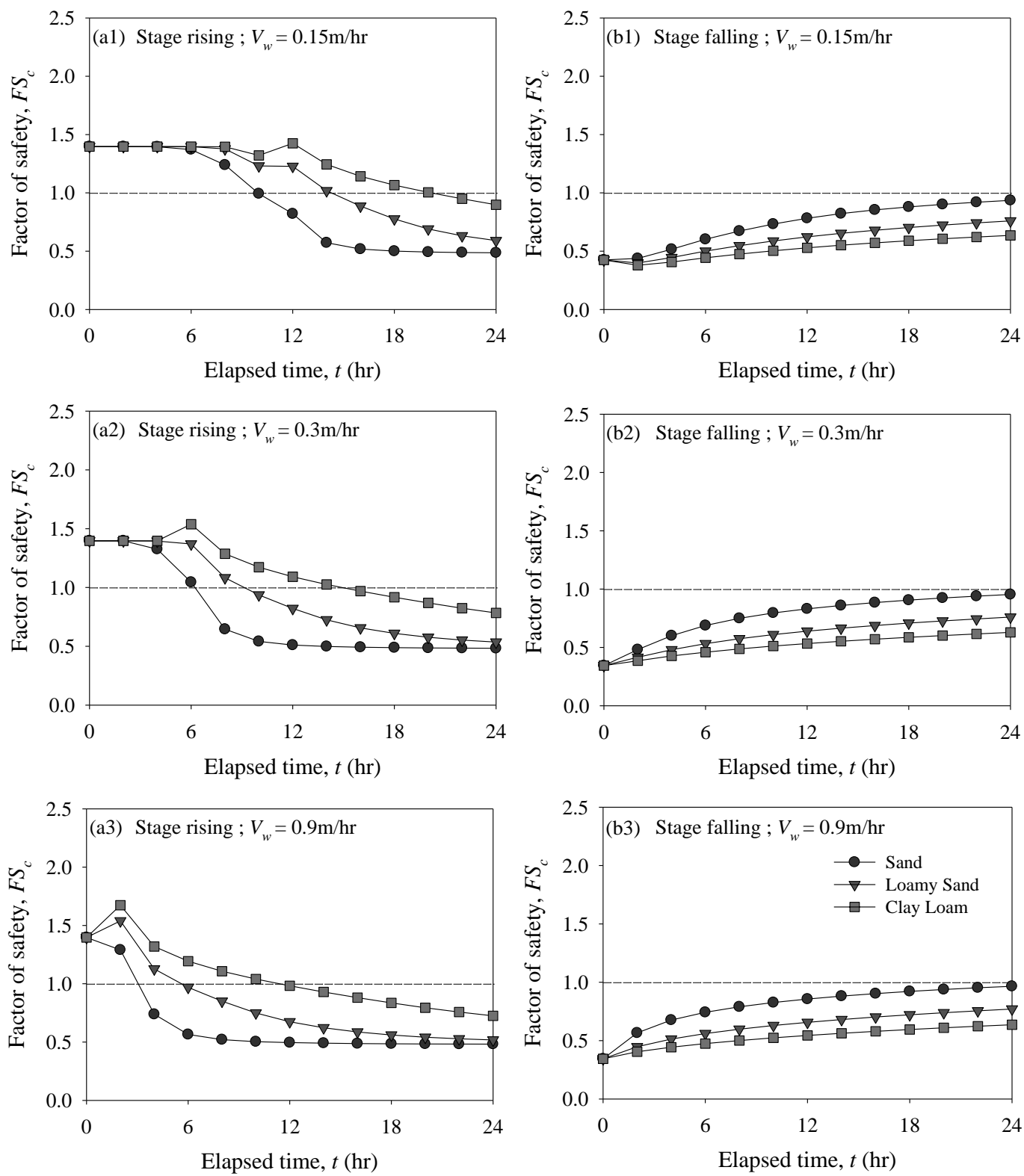
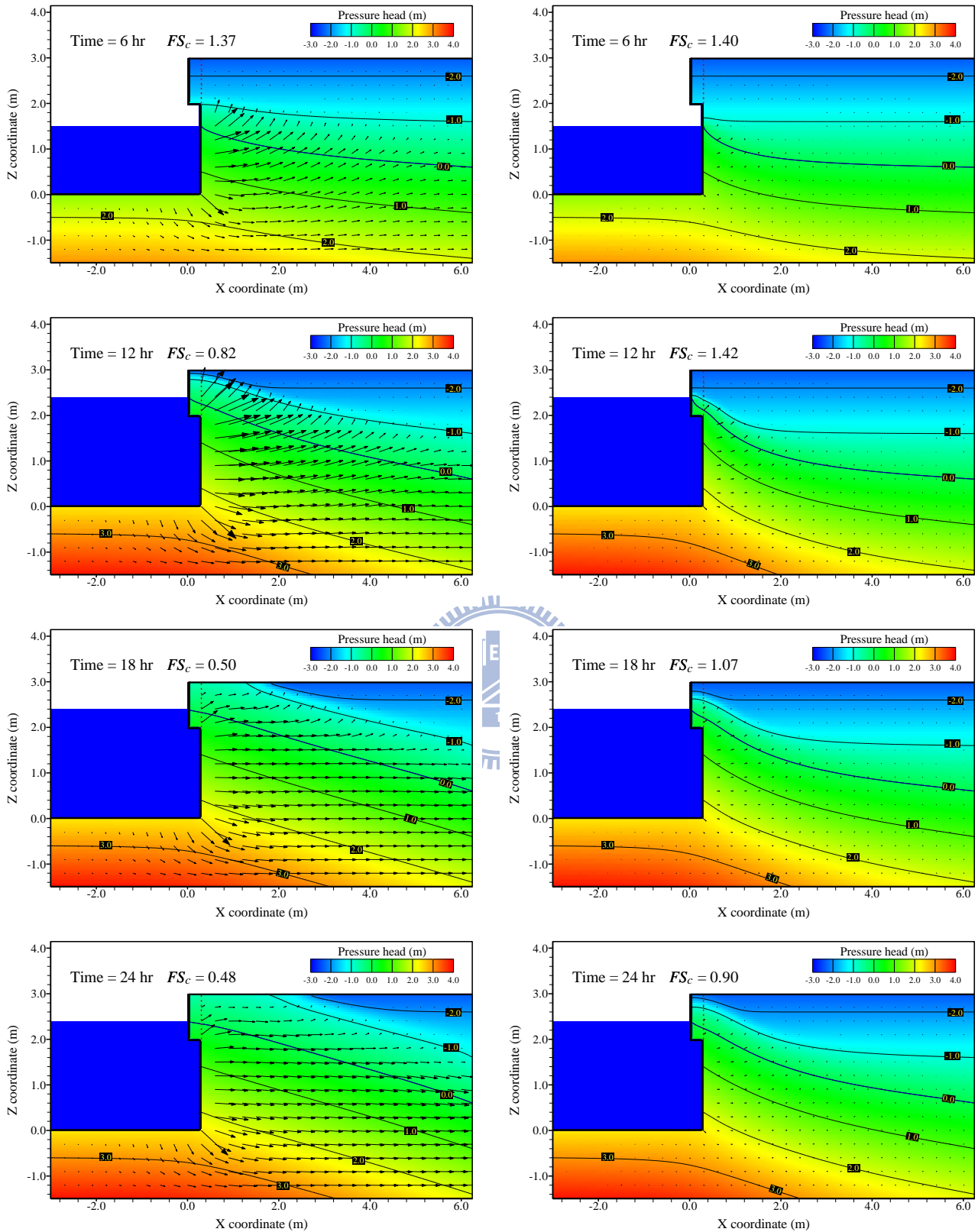


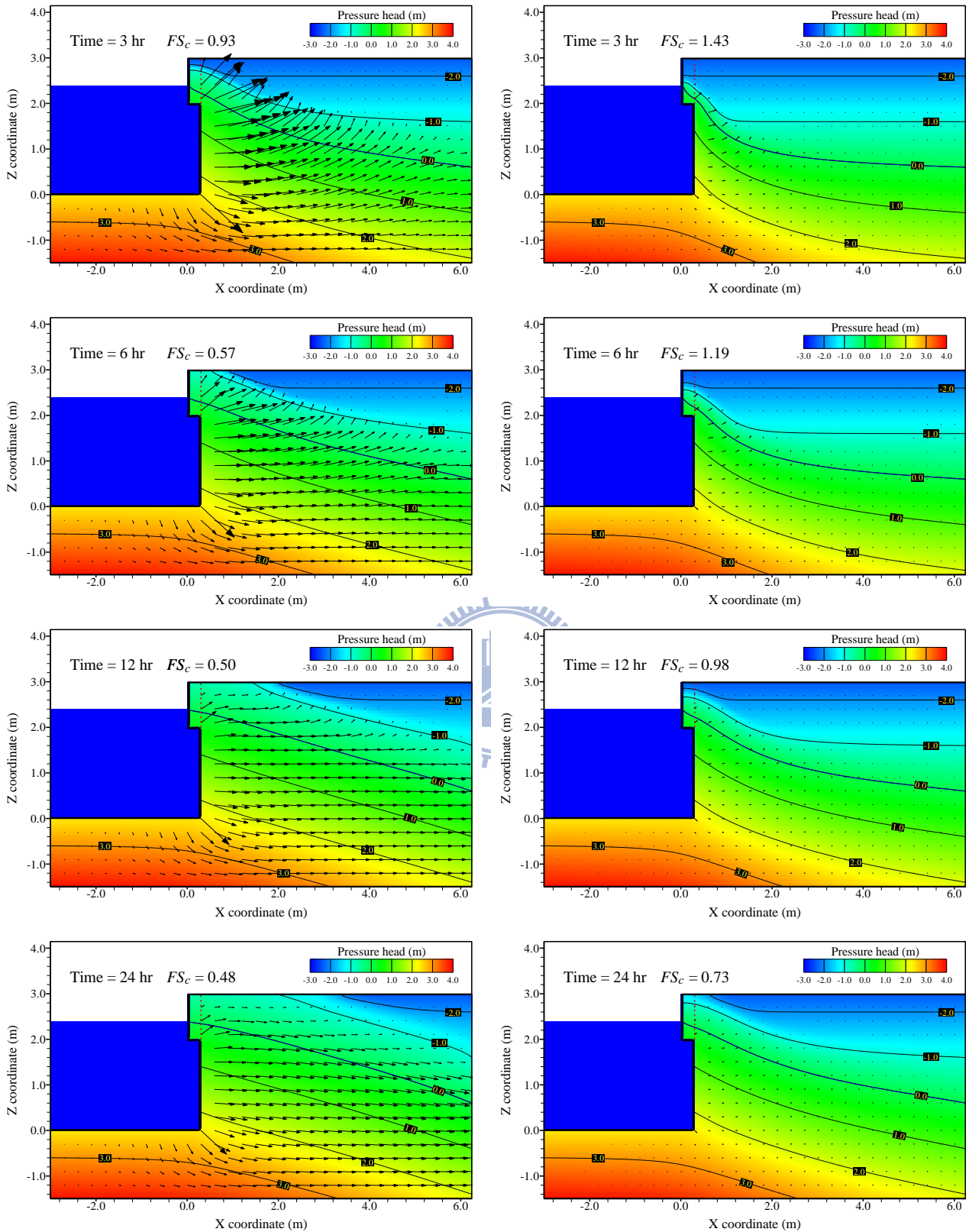
圖 3.25 不同土質之 FS_c 計算比較圖 (a)河川水位上升 (b)河川水位下降



(a)

(b)

圖 3.26 河川水位上升速度 0.15 m/hr 之壓力水頭與地下水流場分布圖
(a)砂質 (b)黏壤土質



(a) (b)
 圖 3.27 河川水位上升速度 0.9 m/hr 之壓力水頭與地下水流場分布圖
 (a)砂質 (b)黏壤土質

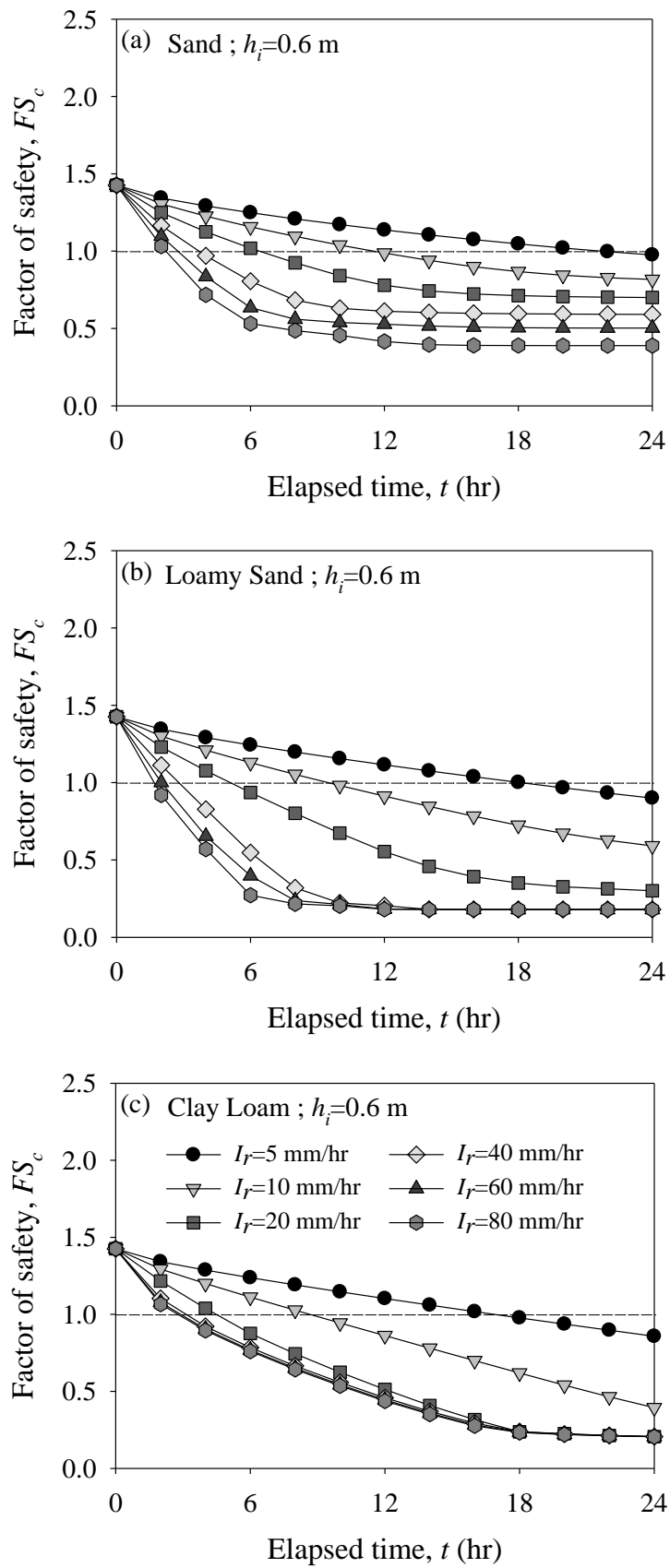


圖 3.28 不同降雨強度之 FS_c 計算比較圖

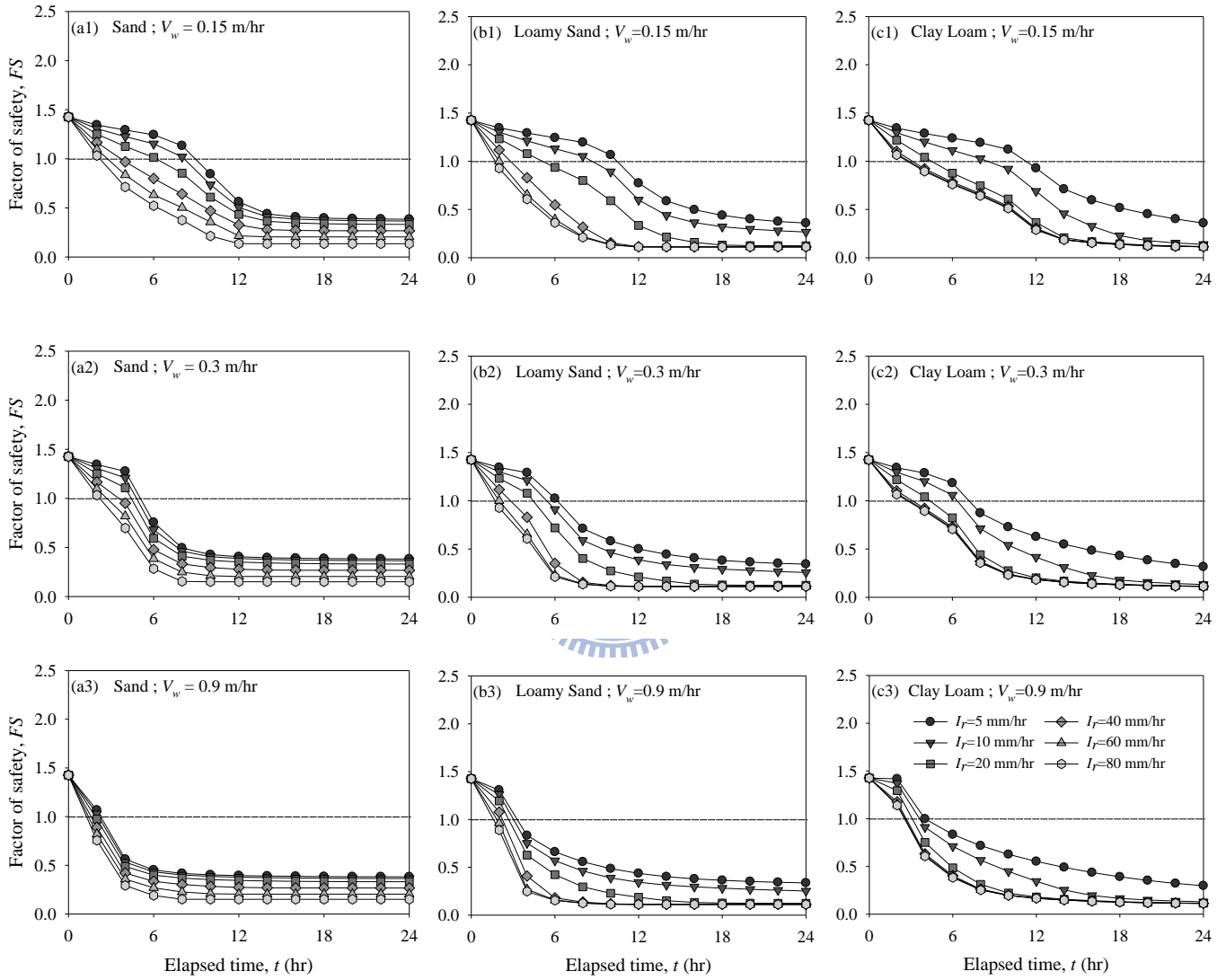


圖 3.29 不同降雨強度與河川水位上升速度之 FS_c 計算比較圖

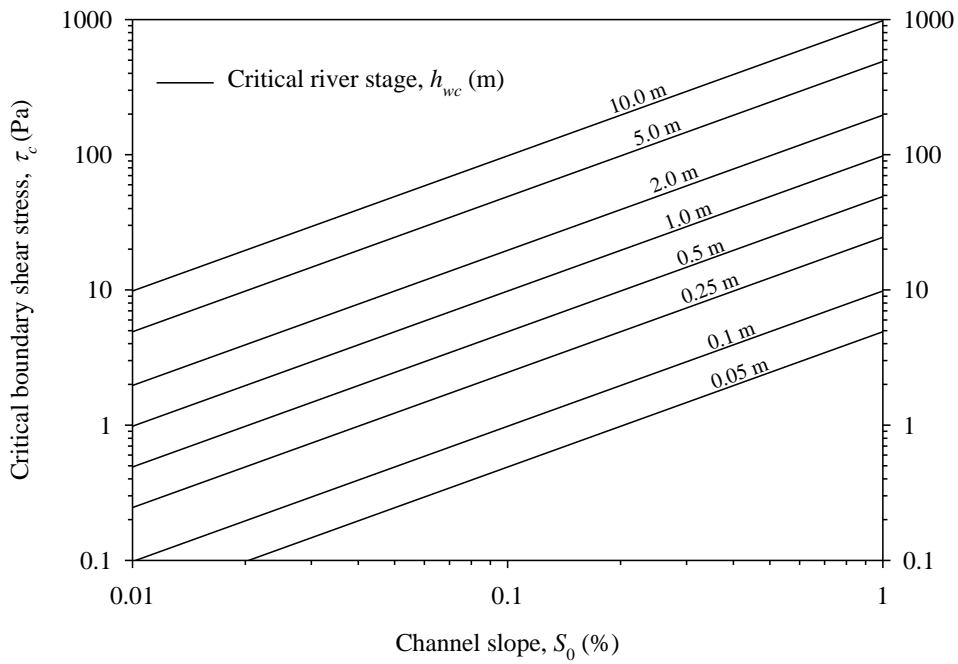


圖 3.30 水流沖蝕臨界水位分布圖

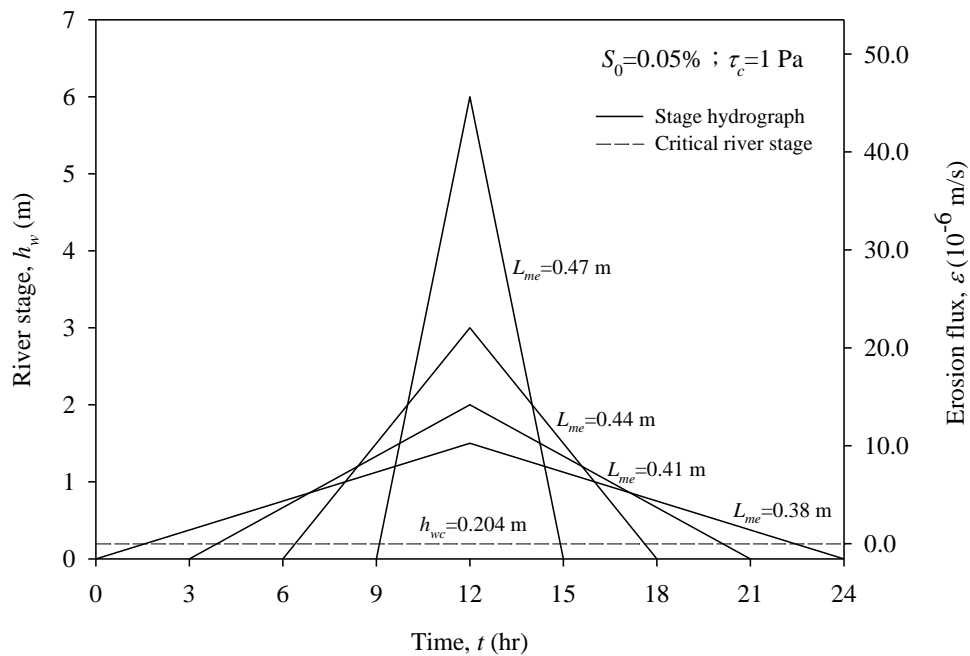


圖 3.31 不同河川水位歷線型態沖蝕率與沖蝕長度比較圖

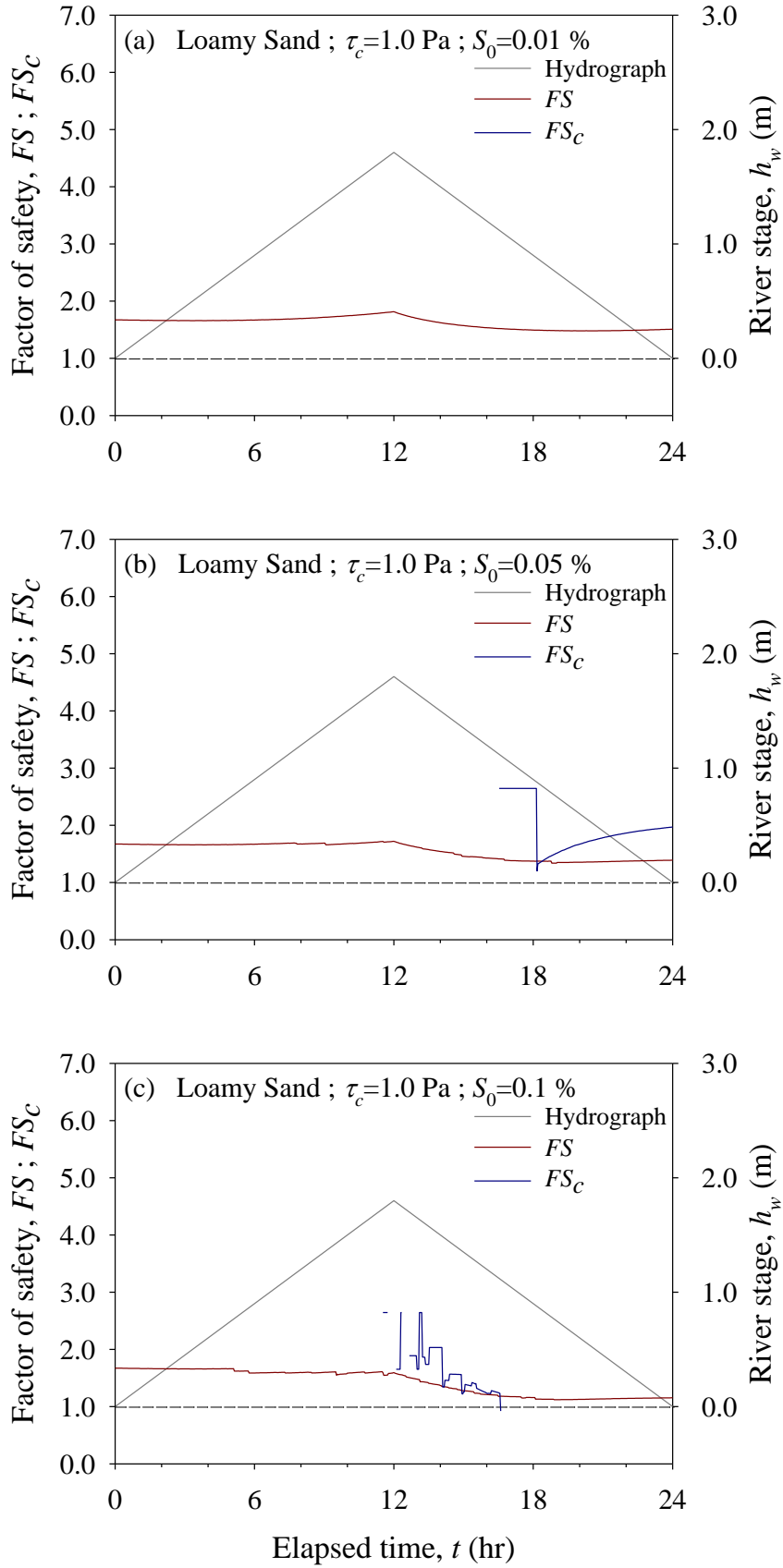


圖 3.32 不同底床坡降之 FS 與 FS_c 計算比較圖(1/2)

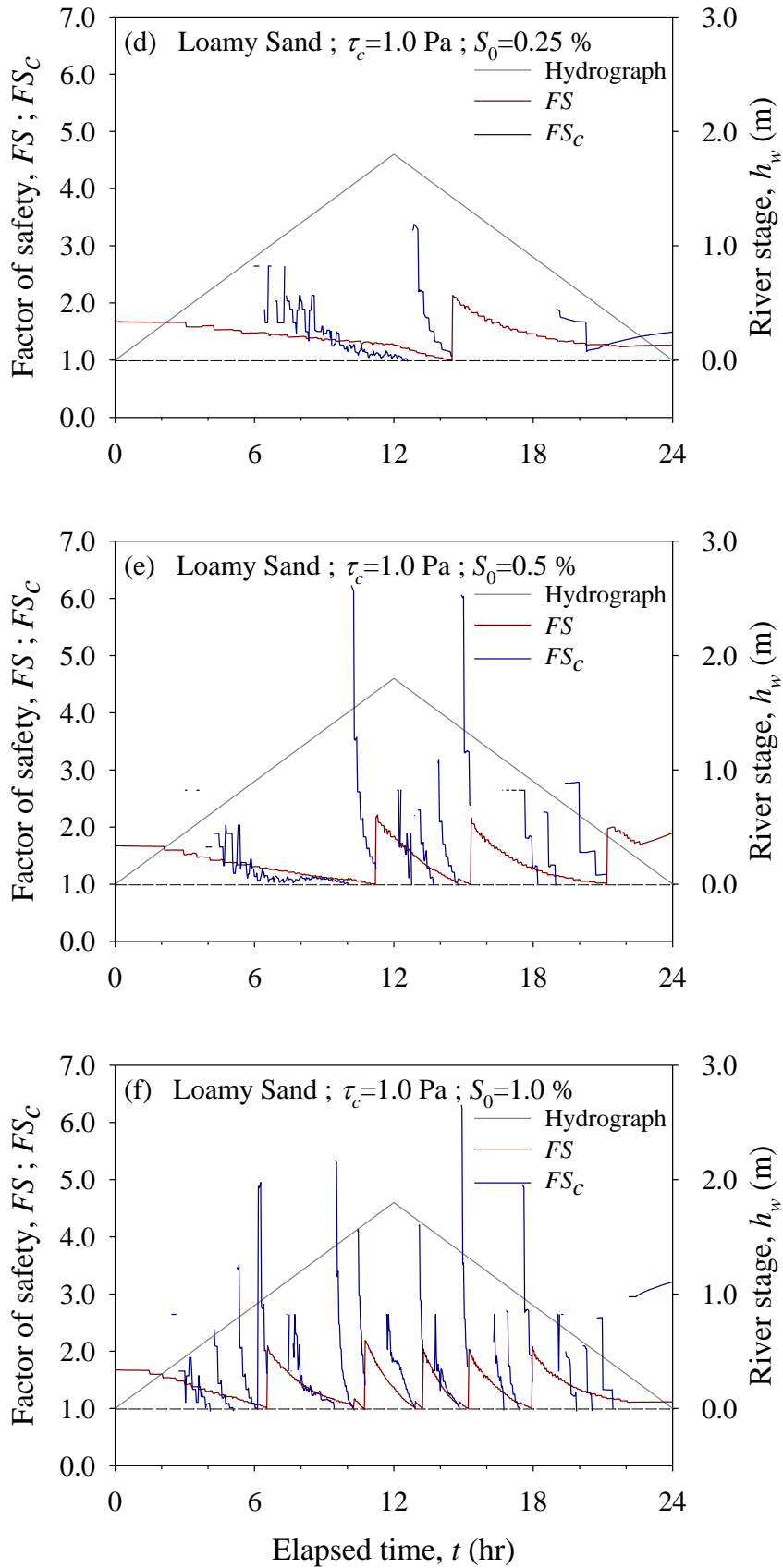


圖 3.33 不同底床坡降之 FS 與 FS_c 計算比較圖(2/2)

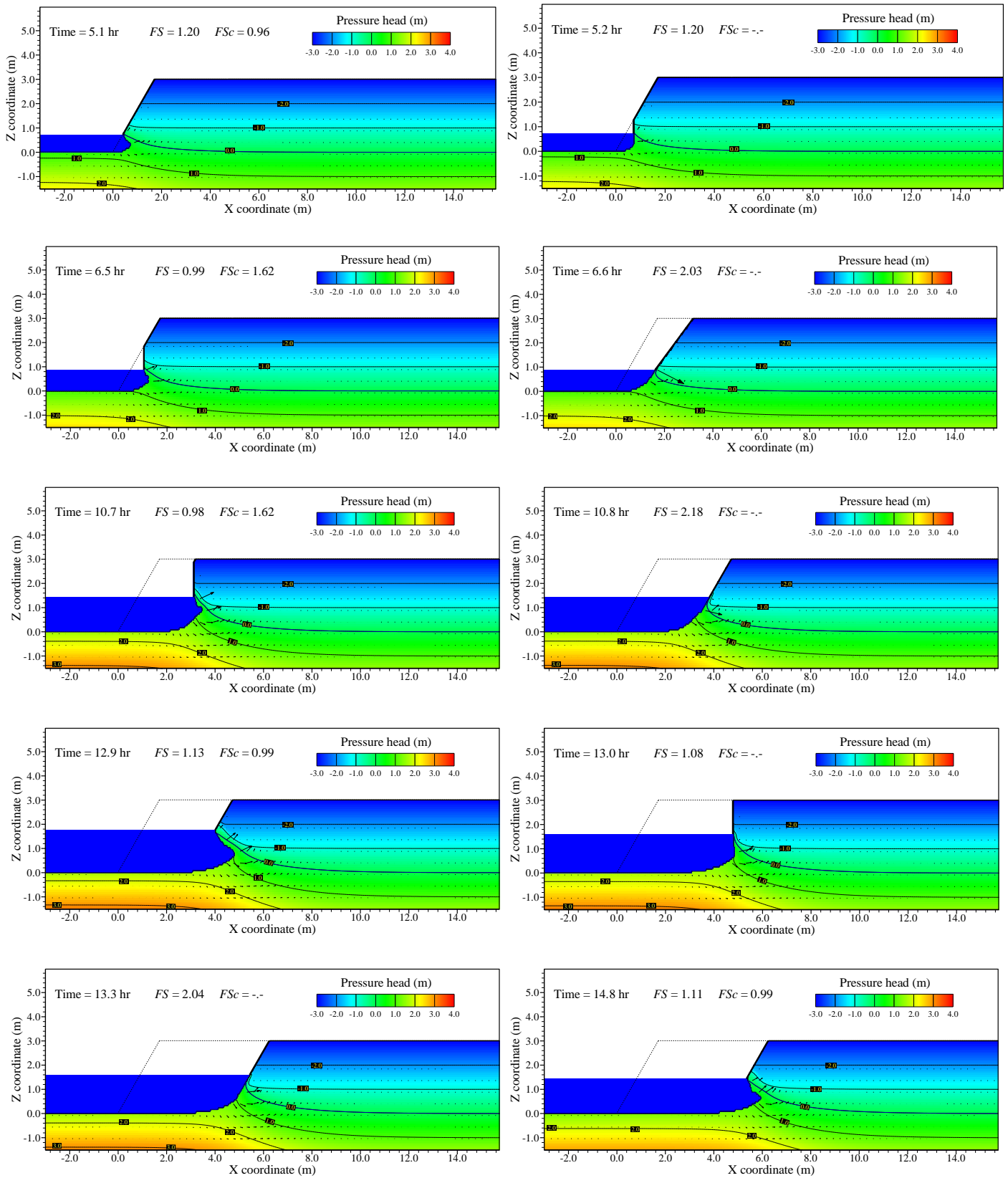


圖 3.34 河岸退縮隨時間變化圖(1/2)

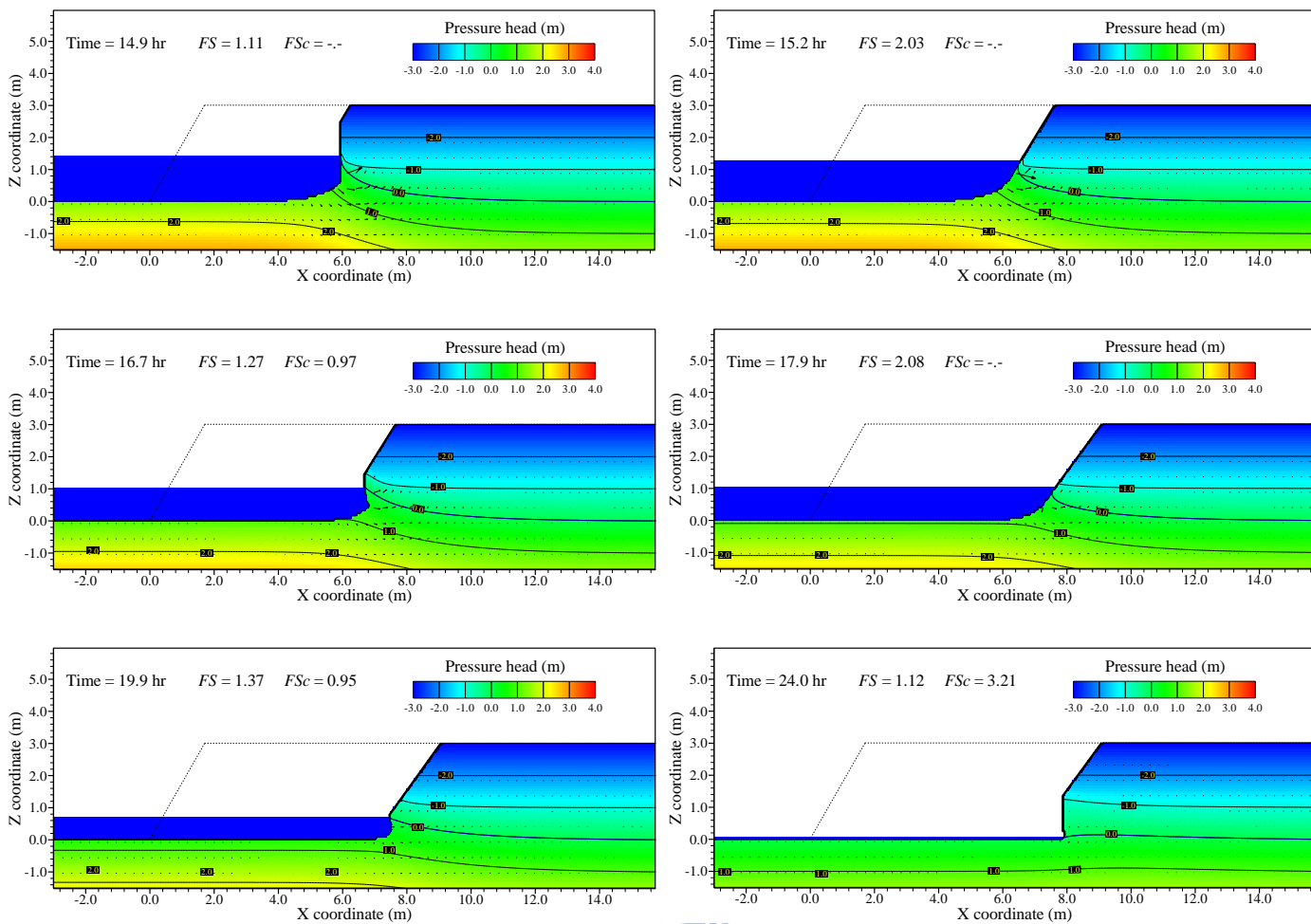


圖 3.35 河岸退縮隨時間變化圖(2/2)

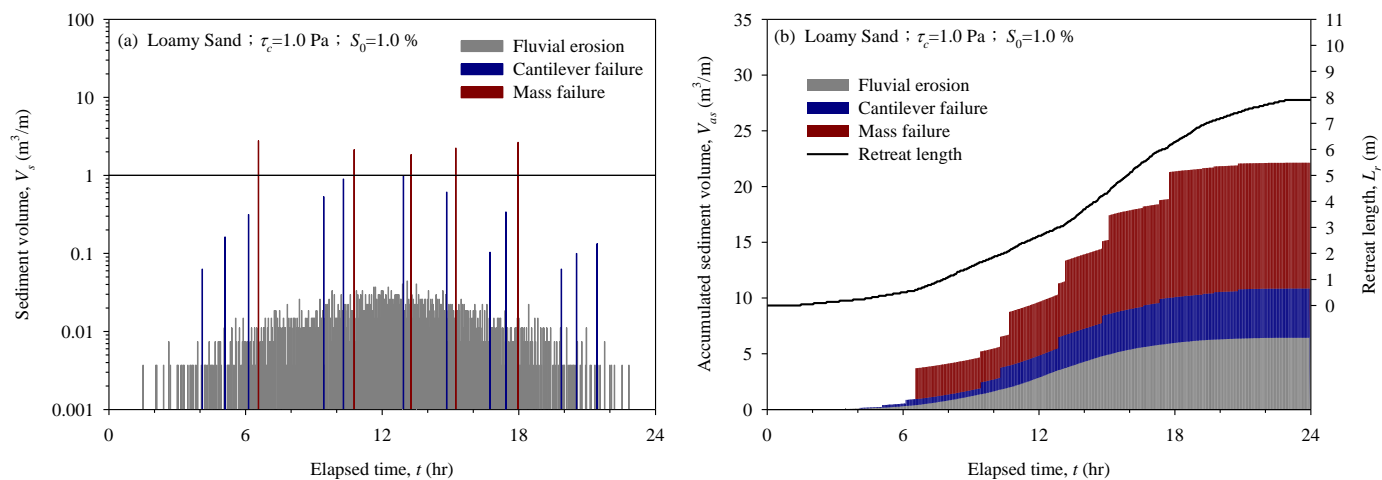


圖 3.36 三種破壞機制隨時間變化圖 (a)泥砂產量 (b)泥砂累積產量與河岸退縮長度

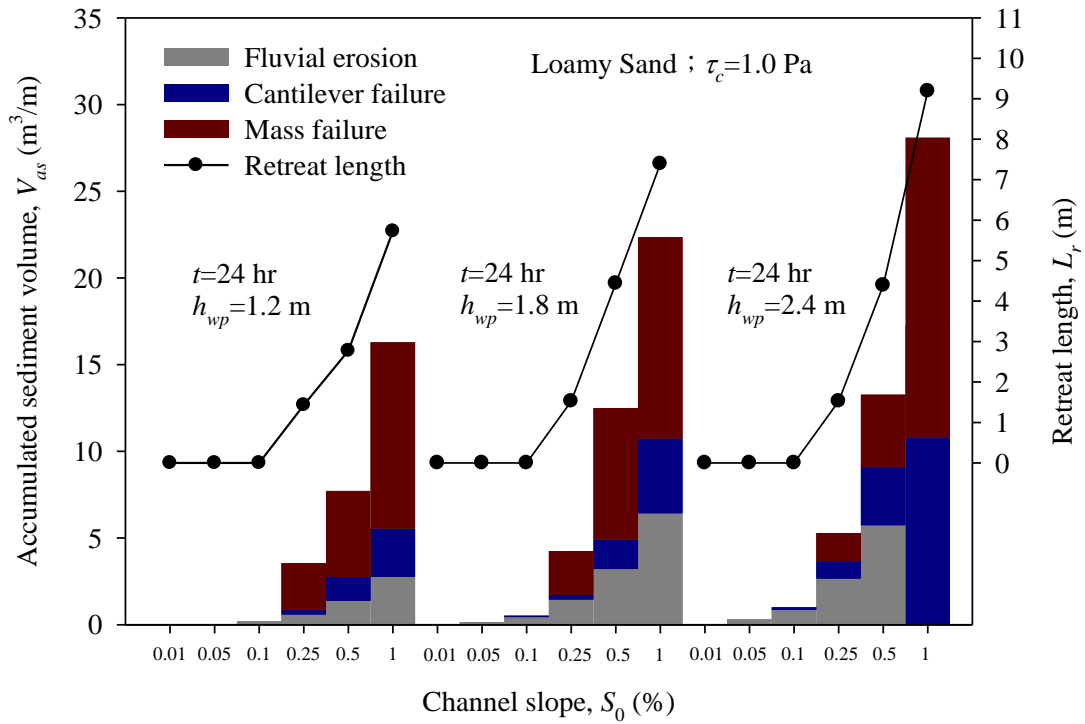


圖 3.37 不同流量之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖

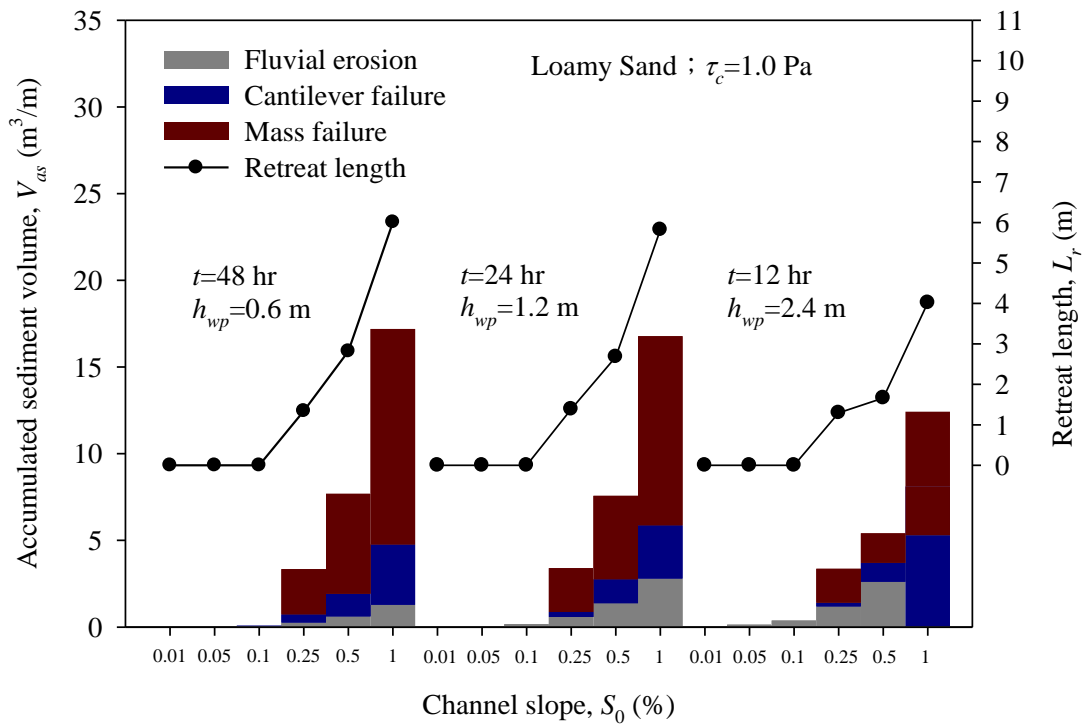


圖 3.38 不同水位歷線型態之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖

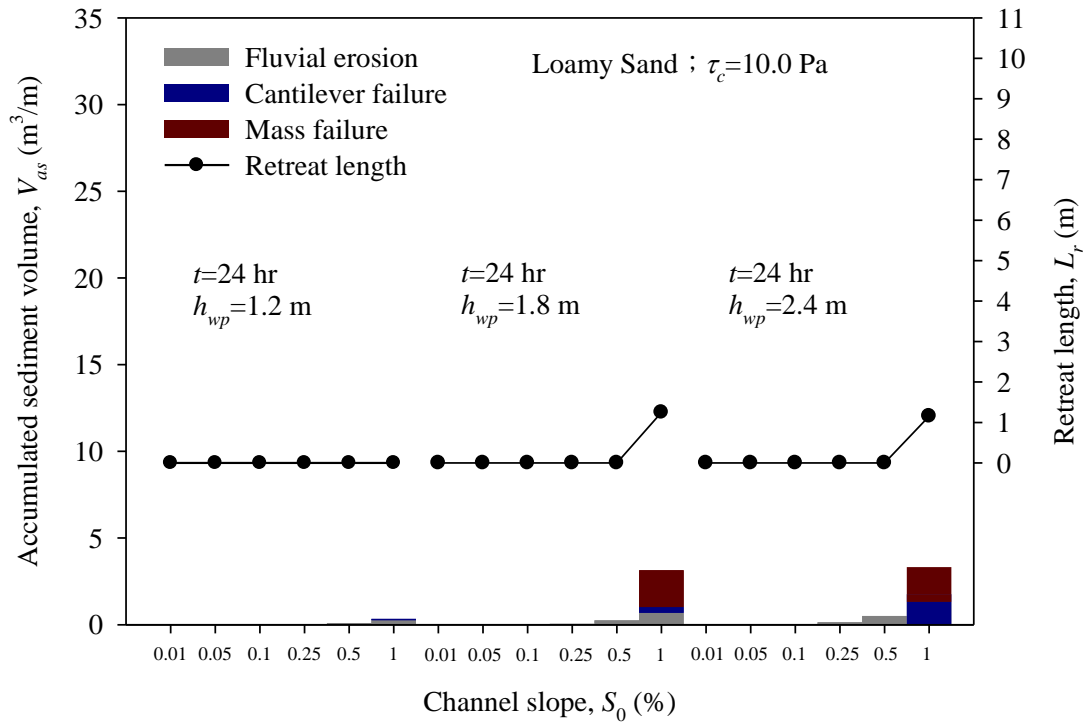


圖 3.39 臨界剪應力為 10 Pa 之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖

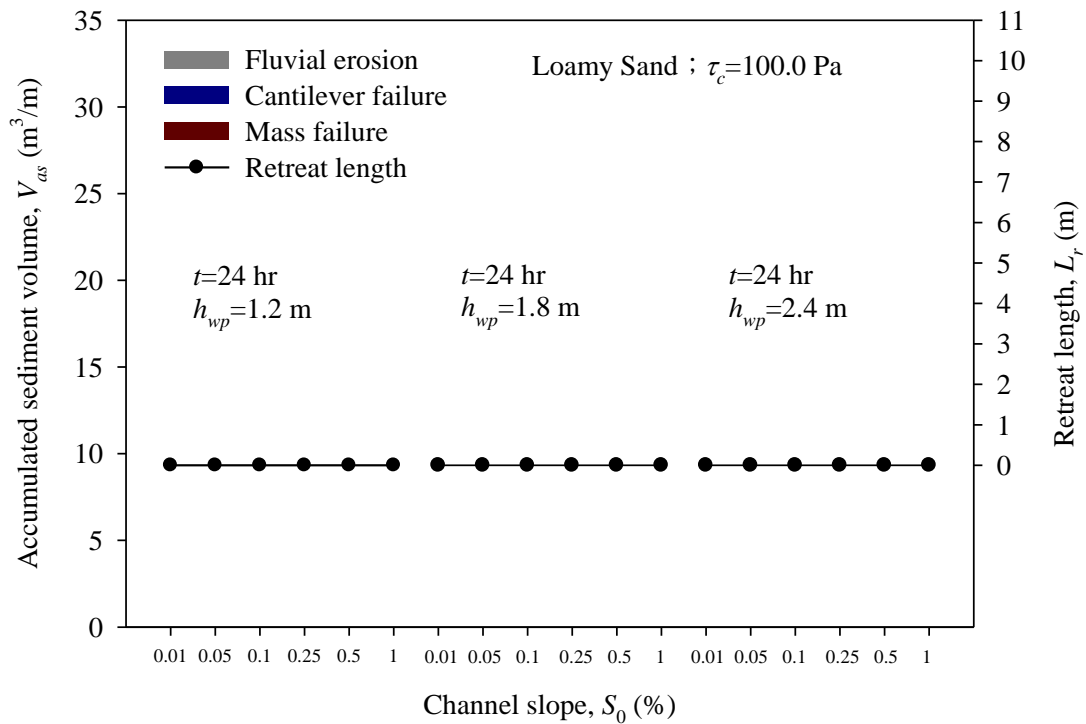


圖 3.40 臨界剪應力為 100 Pa 之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖

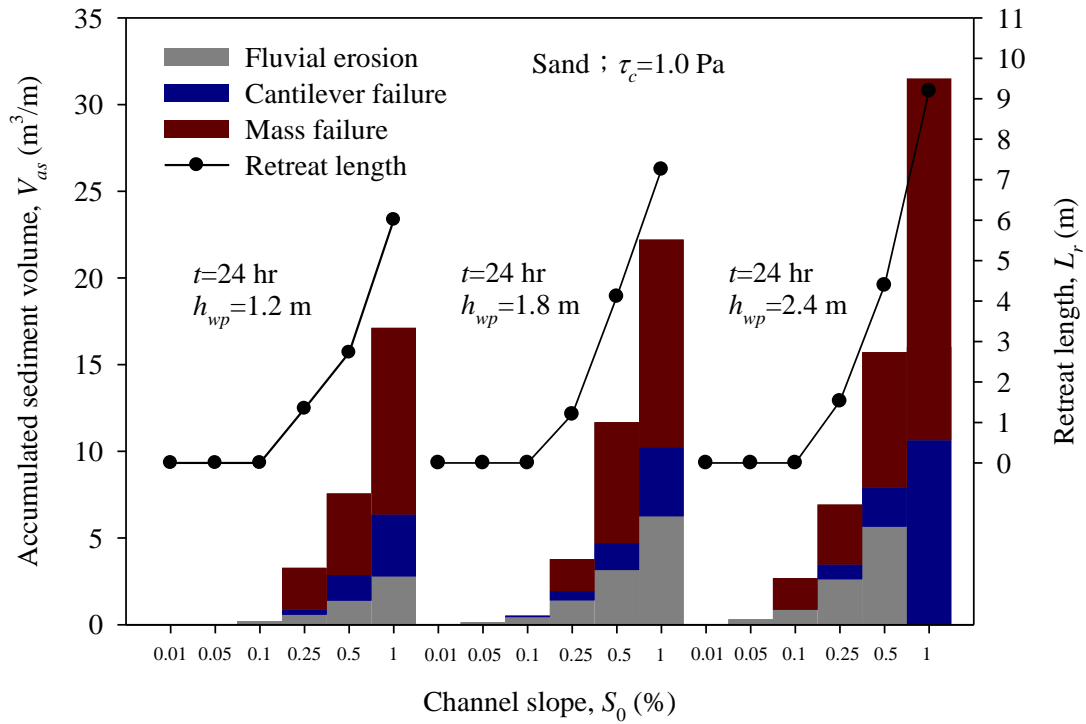


圖 3.41 砂質河岸之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖

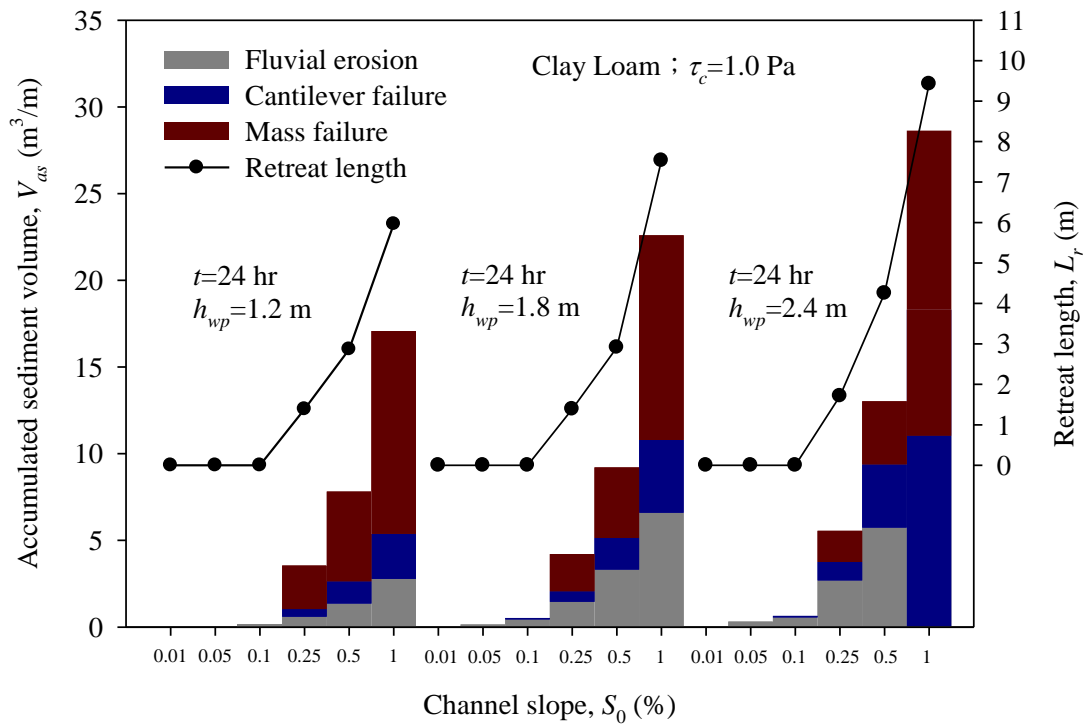


圖 3.42 黏壤土質河岸之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖

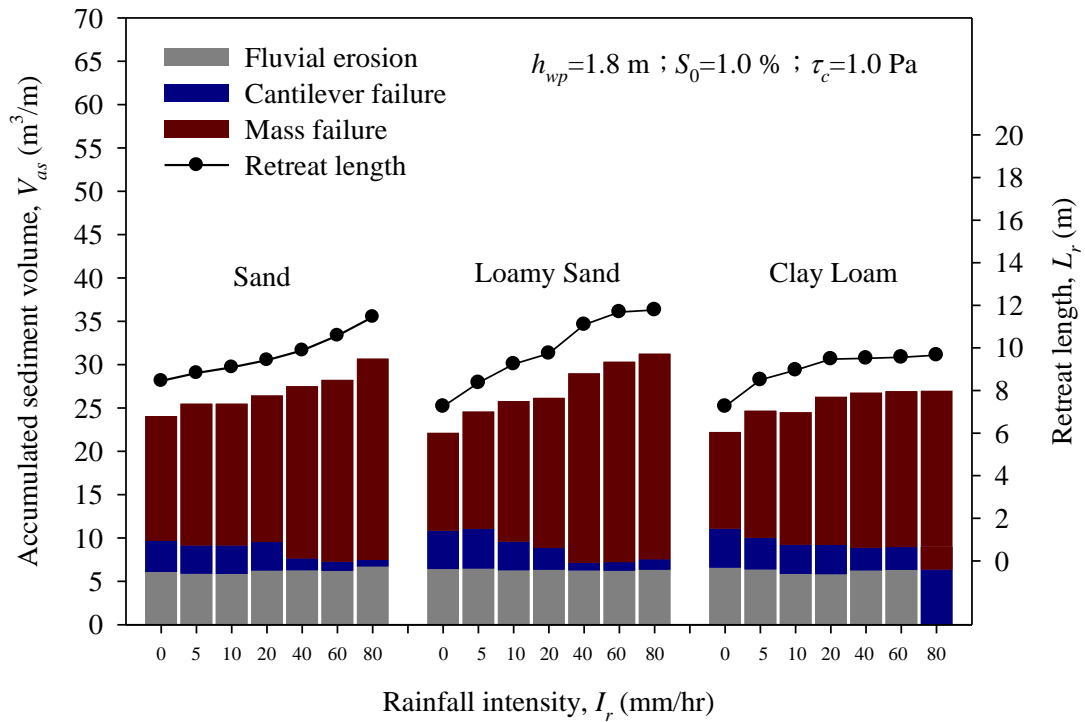


圖 3.43 不同降雨強度之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖

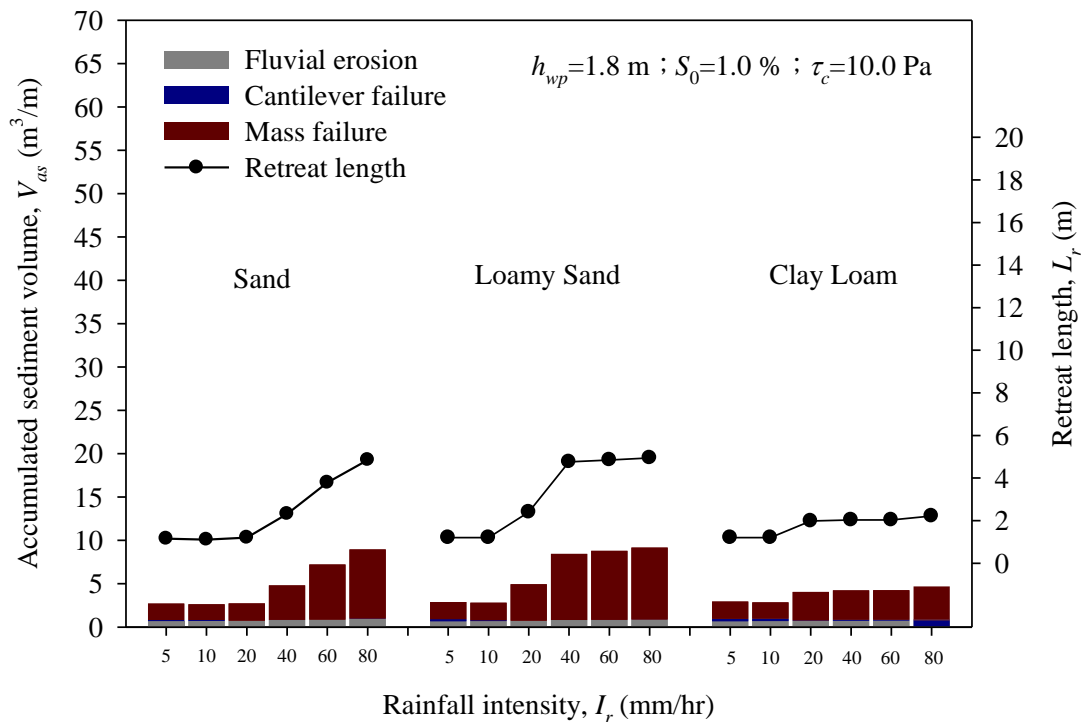


圖 3.44 臨界剪應力為 10 Pa 不同降雨強度之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖



圖 4.1 濁水溪應用案例河段相關位置圖

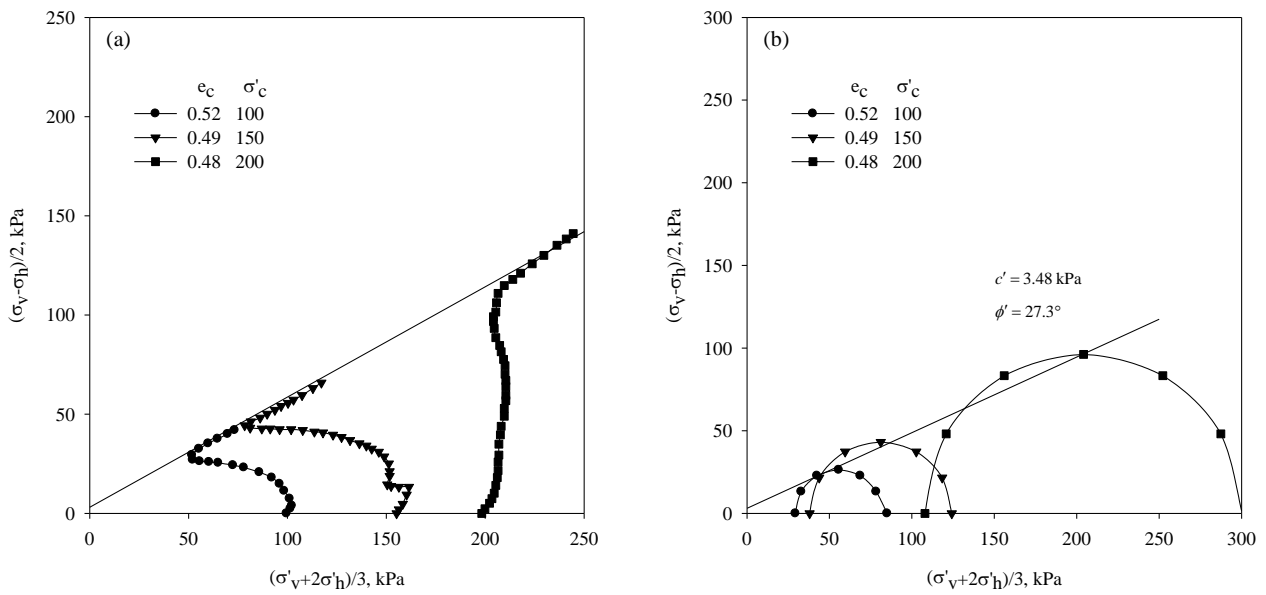


圖 4.2 土壤剪力強度圖 (a)應力路徑圖 (b)莫爾圓圖

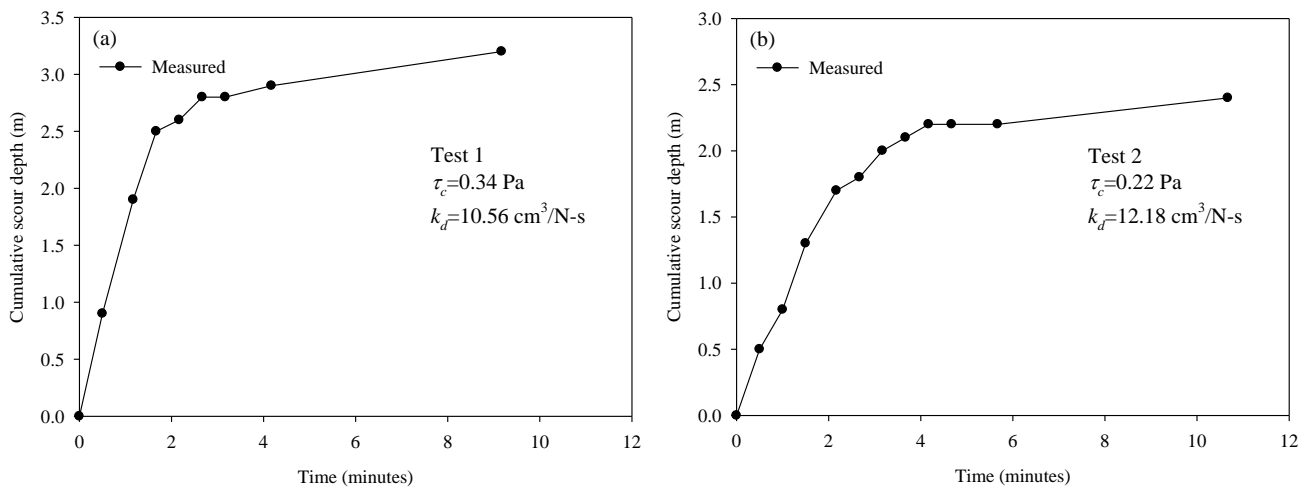
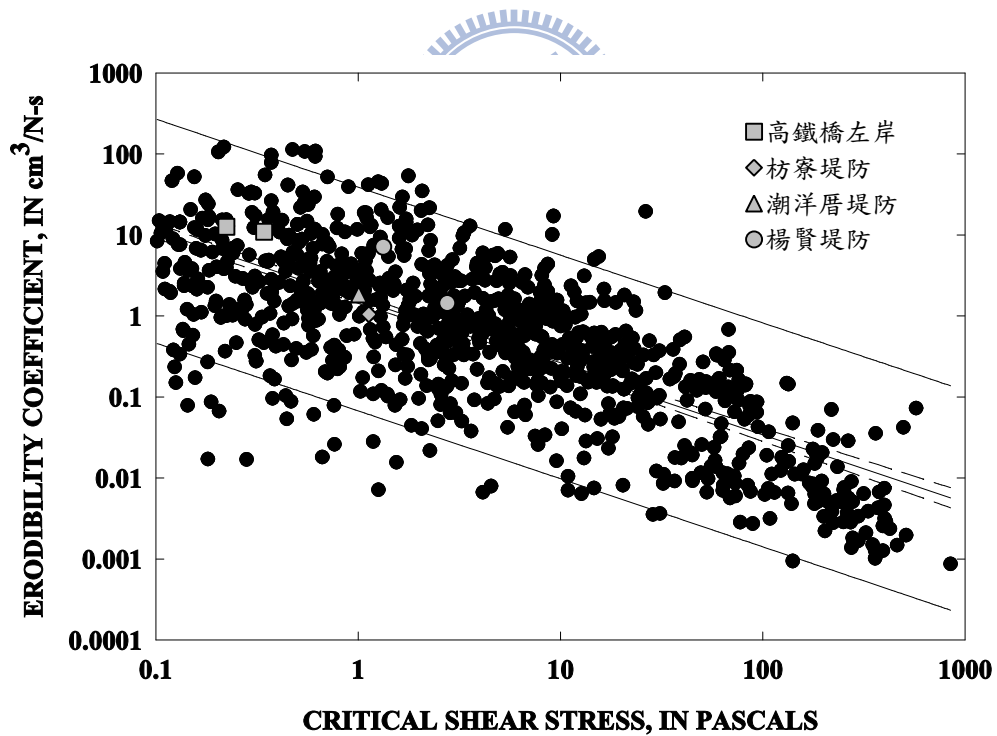


圖 4.3 jest-test 試驗結果圖 (a)試驗一 (b)試驗二



資料來源：改繪自 Simon et al. (2010)

圖 4.4 jest-test 試驗結果套疊比較圖

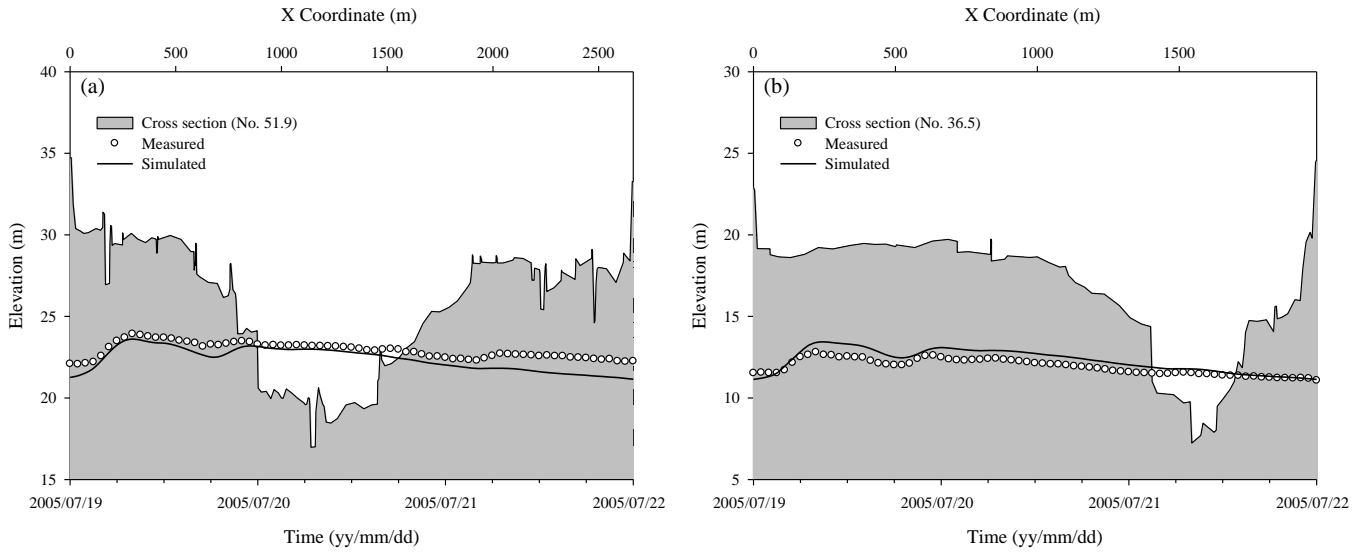


圖 4.5 海棠颱風水位率定結果圖 (a)溪洲大橋 (b)自強大橋

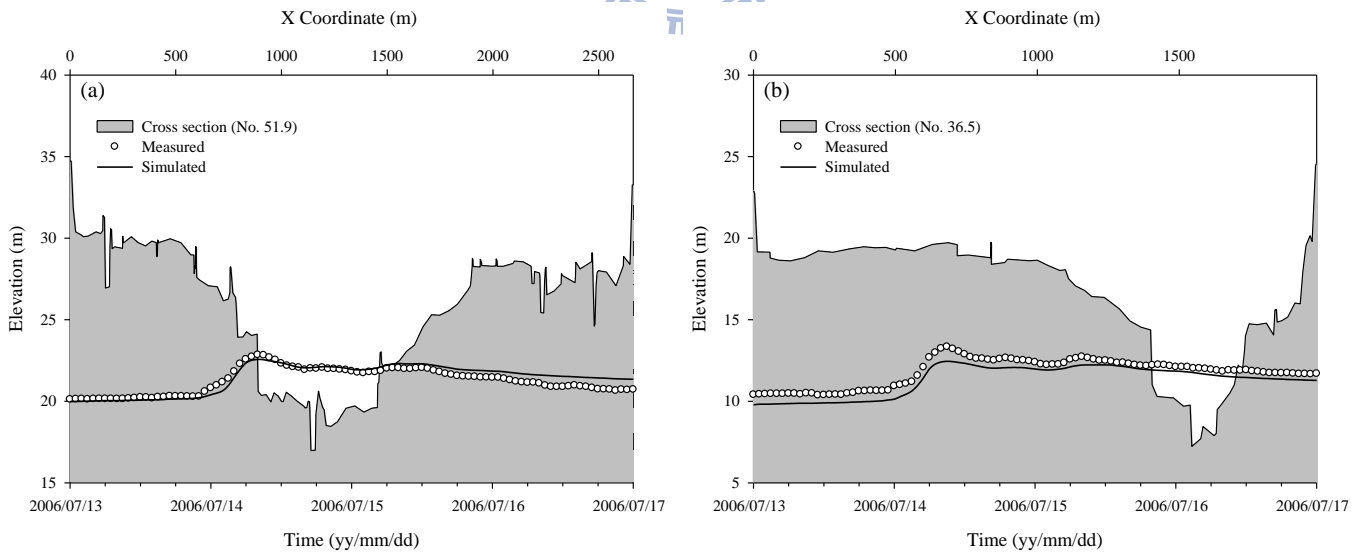
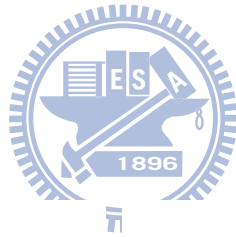


圖 4.6 碧利斯颱風水位驗證結果圖 (a)溪洲大橋 (b)自強大橋

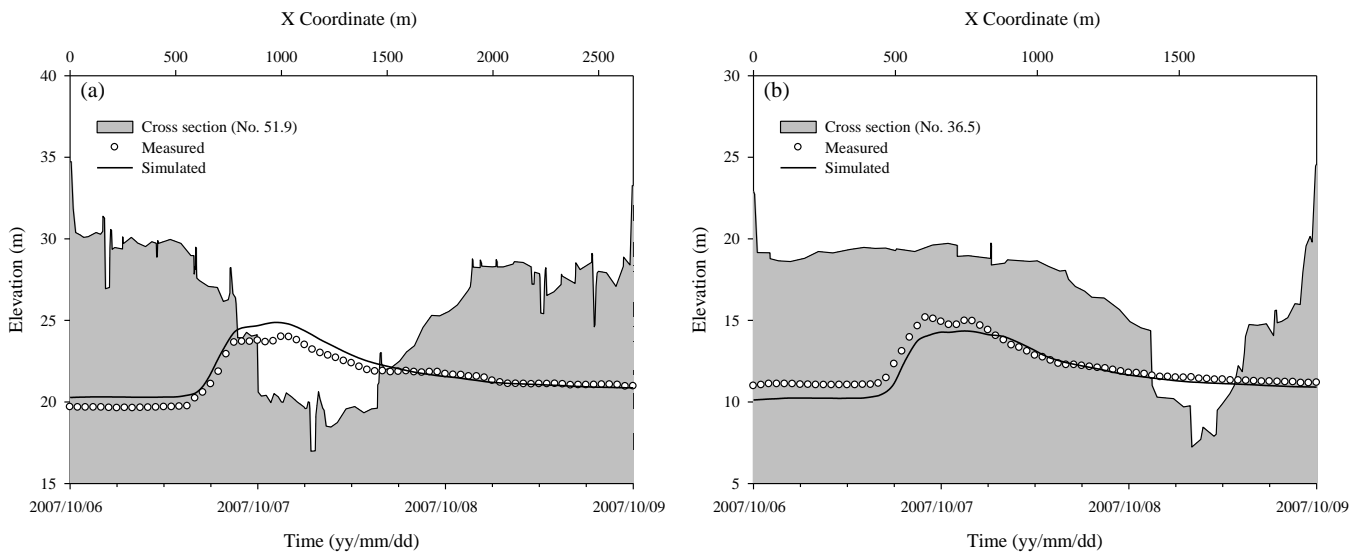


圖 4.7 柯羅莎颱風水位驗證結果圖 (a)溪洲大橋 (b)自強大橋

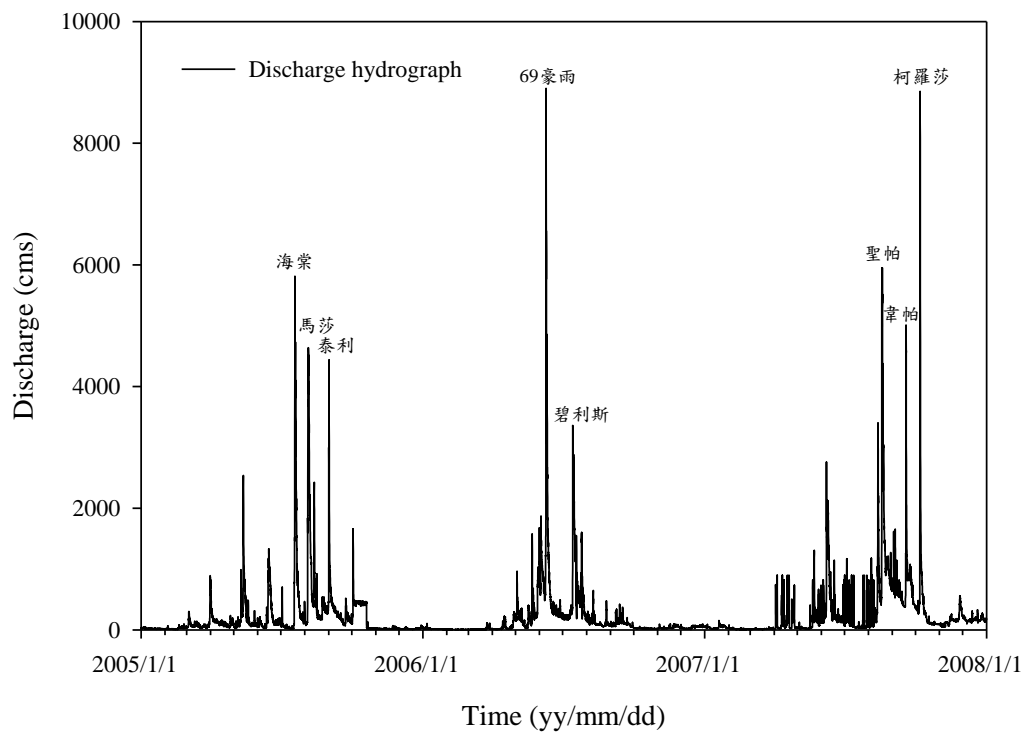


圖 4.8 民國 94 至 96 年彭雲大橋流量歷線圖

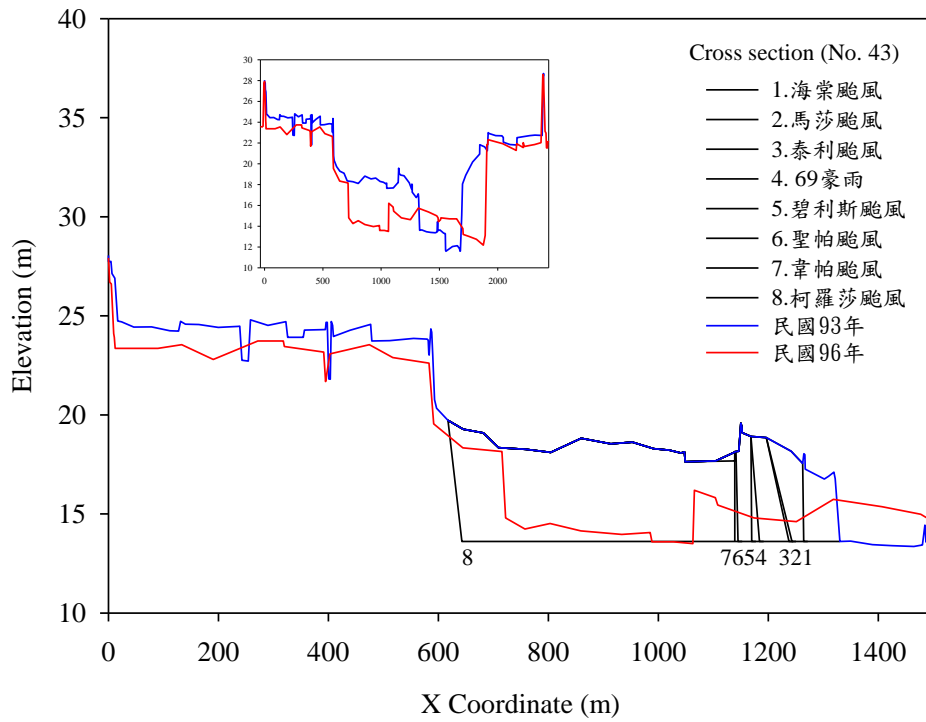


圖 4.9 斷面編號 43 河岸退縮歷程圖

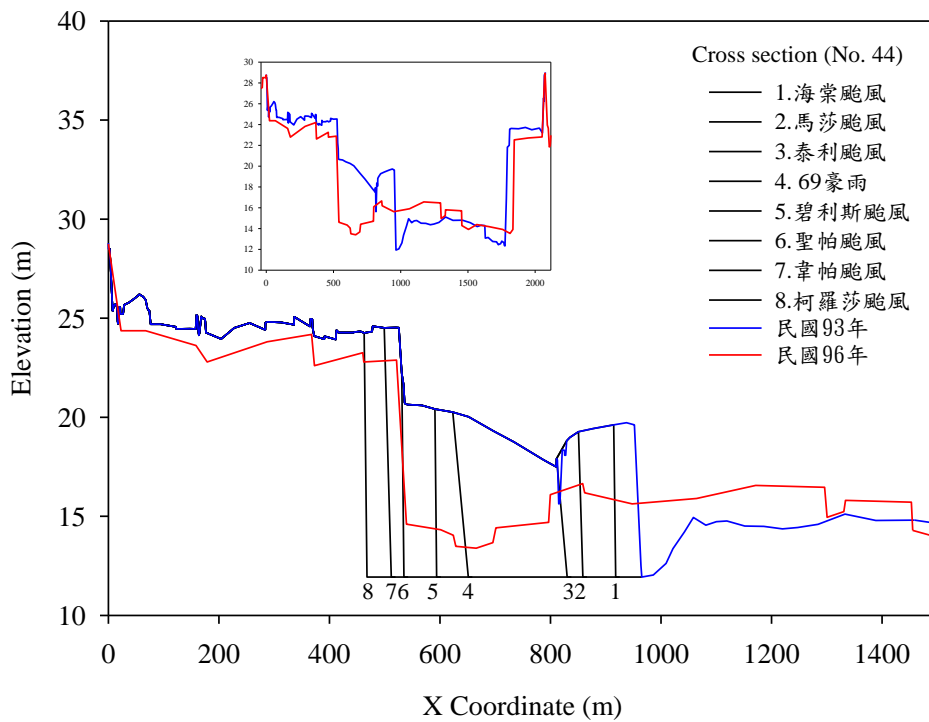


圖 4.10 斷面編號 44 河岸退縮歷程圖

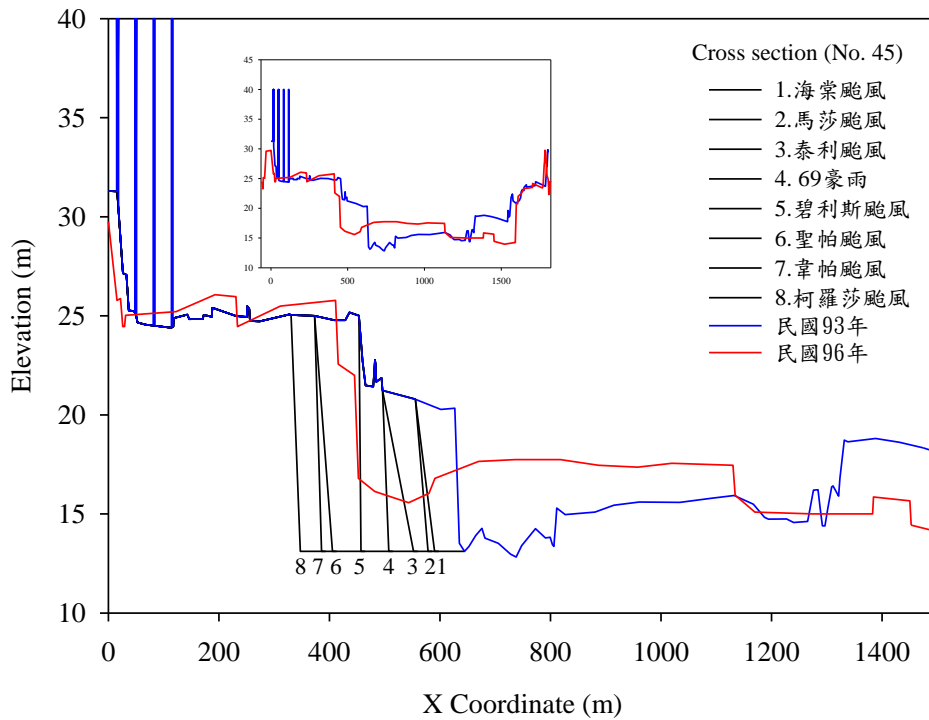


圖 4.11 斷面編號 45 河岸退縮歷程圖

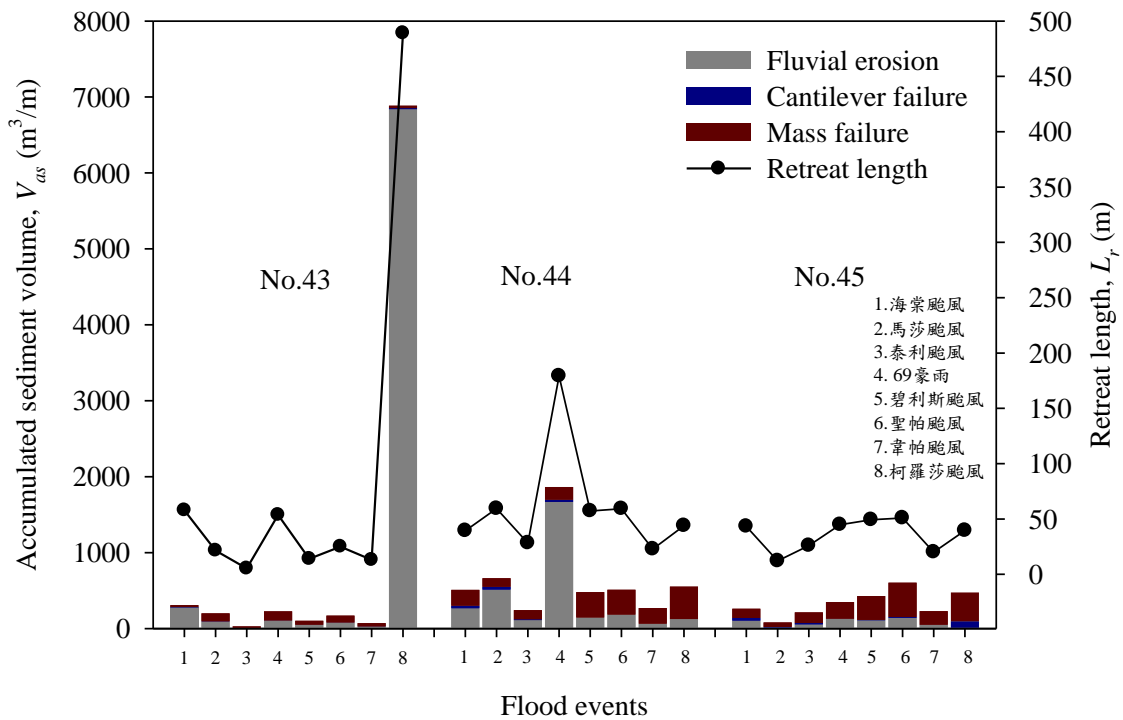


圖 4.12 八場颱洪事件之泥砂累積產量與河岸退縮長度比較圖



圖 4.13 民國 93 年灘線位置比較圖

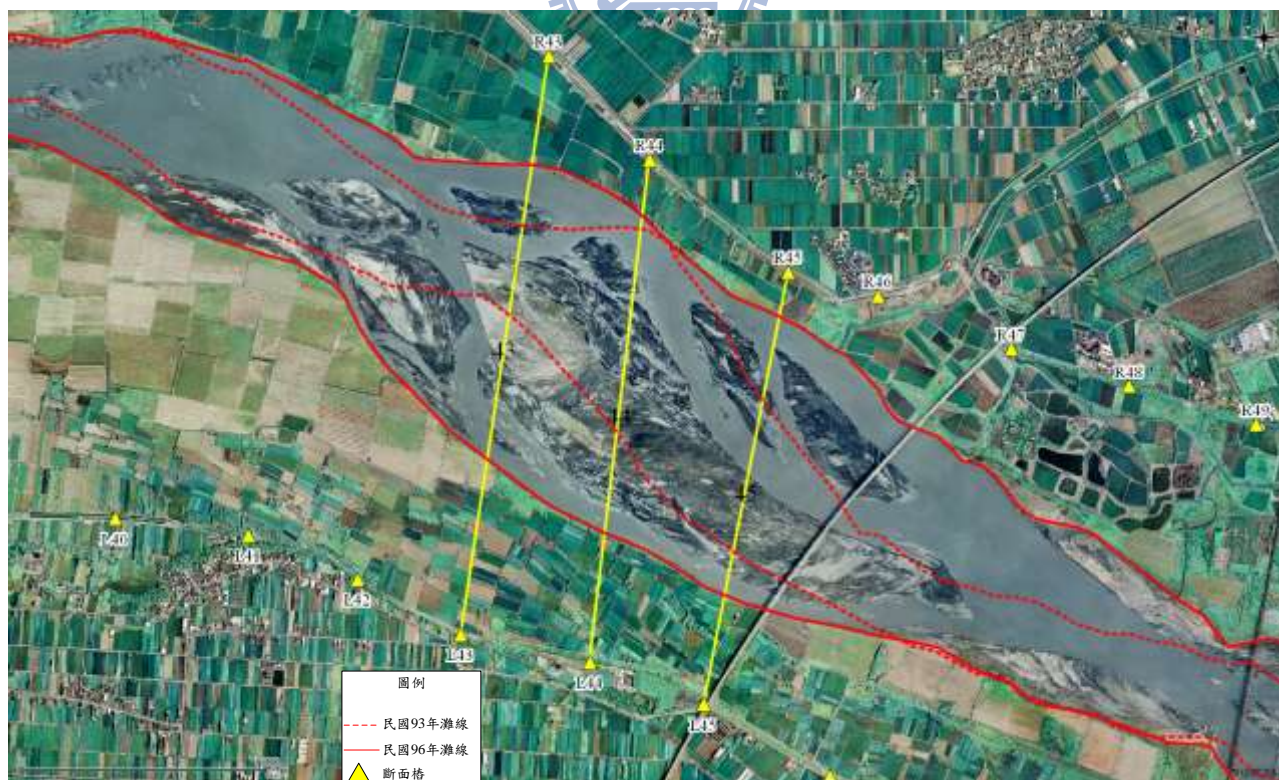


圖 4.14 民國 96 年灘線位置比較圖