

國立交通大學

土木工程學系

博士論文

考量降雨及逕流影響之淺層坡地崩塌模擬分析

Modeling Shallow Landslide Induced by Rainfall and Runoff



研究生：陳弘恩

指導教授：楊錦釗 博士

蔡東霖 博士

中華民國一百零三年七月

考量降雨及逕流影響之淺層坡地崩塌模擬分析

Modeling Shallow Landslide Induced by Rainfall and Runoff

研究生：陳弘恩

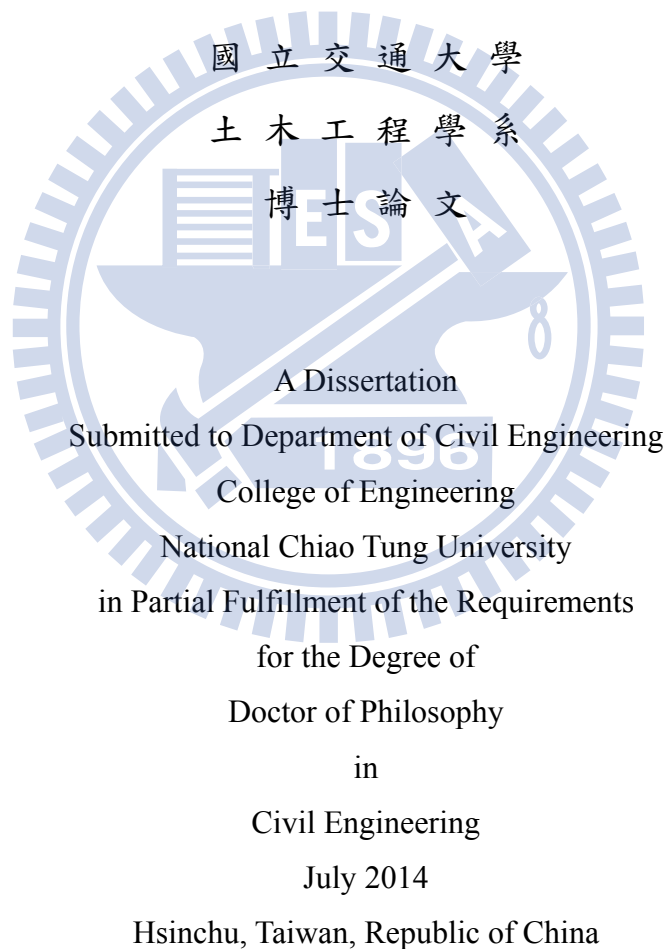
Student : Hung-En Chen

指導教授：楊錦釗

Advisors : Jinn-Chuang Yang

蔡東霖

Tung-Lin Tsai



中華民國一百零三年七月

國立交通大學

論文口試委員會審定書

本校 土木工程 學系博士班 陳弘恩 君

所提論文：考量降雨及逕流影響之淺層坡地崩塌模擬分析

合於博士資格水準、業經本委員會評審認可。

口試委員：

黃水山

柏有志

詹鐵登

楊錦訓

楊錦訓

潘以文

蔡東霖

蔡東霖

指導教授：

系主任：

曾仁杰

教授

中華民國

103

年

7

月

28

日

誌謝

回首大學剛畢業時懵懂的自己，迄今能順利完成博士論文研究，感激吾師楊錦釗教授與蔡東霖教授多年來悉心指導、諄諄教誨，學術與專業知識上之教導，引領我的研究方向，博碩士研究期間多所獲得，本篇論文亦得以有所成果。感謝黃良雄教授、潘以文教授、湯有光教授與詹錢登教授於百忙之中撥冗審閱和口試，悉心匡正、惠賜卓見，使本論文更臻完善。感謝經濟部水利署(2009~2011)「水庫集水區區域性高精度崩塌潛勢之分析研究」與世曦工程顧問公司(2013)「降雨期間影響邊坡穩定機制研究」兩項研究計畫的部分經費援助，使本研究模式漸具雛型。就學期間研究室學長姐與學弟妹們過去所給予的鼓勵與協助，在此表示誠摯感謝。感謝我的女友與貓撰寫論文時的幫助。最後，感謝我的家人多年來的支持與鼓勵，讓我得以順利完成論文及獲得學位，僅將本論文與你們分享我的喜悅，感激之情永銘於心。在此感謝所有關心我的人，並致上最真誠的感激與祝福。

考量降雨及逕流影響之淺層坡地崩塌模擬分析

研究生：陳弘恩

指導教授：楊錦釗 博士

蔡東霖 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

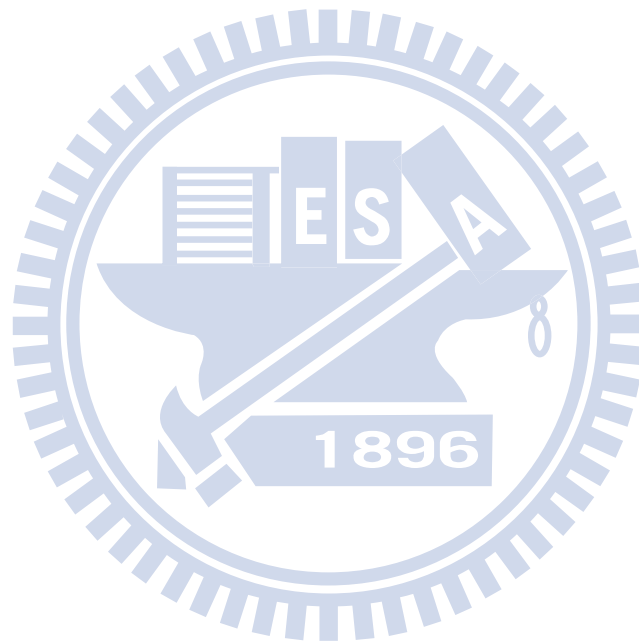
台灣因地質脆弱且颱風豪雨頻繁，每逢豪雨常發生坡地崩塌，造成民眾生命財產損失極大之傷害，為有效避免或降低降雨引致之邊坡崩塌災害，坡地崩塌分析為必要之工作。國內外評估降雨所引發淺層崩塌已能由物理力學模式分析，但是過去研究多利用地下水入滲模式結合邊坡穩定分析，分析單一坡面降雨入滲引致崩塌行為；然而，颱風豪雨期間，相較於坡地內水平側向邊界之地下水位，坡地之地表逕流具有較快的反應時間，所以對於降雨引發之坡地淺崩塌分析，有其必要在固定坡地內水平側向的地下水流邊界條件下，考量地表逕流之影響。因此，本研究為能分析降雨與地表逕流對淺層坡地崩塌之影響，耦合計算一維運動波漫地流與二維理查氏方程式，再根據極限平衡法坡地崩塌分析，建構降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式。

模式完成後，首先對參數進行敏感度分析，分析結果顯示土壤強度參數影響較大，尤其以非飽和摩擦角度，即基質吸力增加所造成摩擦角度(ϕ^b)影響最大。進一步探討分析不同水文條件對崩塌之影響，結果顯示，降雨之雨量、延時與雨型明顯影響崩塌是否發生，對崩塌發生深度與崩塌時間有重大之影響。逕流入流大小與延時亦明顯影響崩塌是否發生與崩塌發生時間。在上游逕流入流延遲發生狀況下，不同逕流延遲時間，可能造成降雨過程未發生崩塌，降雨停止後可能因地表逕流持續入流而發生崩塌。此外，逕流入流型態亦影響崩塌是否發生，崩塌發生時間可能因而不同。

應用模式建構降雨引致崩塌之門檻值曲線發現，二維模式因考慮側向

水流影響，所製作門檻值曲線，具有上下邊界，過去一維模式由於無法考量側向水流影響，因此所製作之門檻值曲線上邊界為一固定雨量值。另本研究於台灣阿里山道路 37k+500~40k+100 進行現地應用實例模擬與分析，對 39k+450 處上邊坡進行細部模擬建立降雨逕流門檻值曲線，由所建立門檻值曲線可做為此處初步預警之條件。

關鍵字：淺層坡地崩塌、降雨逕流、入滲、邊坡穩定分析、降雨門檻值曲線



Modeling Shallow Landslide Induced by Rainfall and Runoff

Student : Hung-En Chen

Advisors : Jinn-Chuang Yang

Tung-Lin Tsai

Department of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Abstract

Heavy rainfalls brought by Typhoons frequently plague Taiwan. Due to vulnerable geology, rainfall-induced shallow landslides occur very often and sometimes induce tremendous loss in human lives and properties. In order to reduce the landslide disasters, landslide modeling has become an important tool for landslide potential analysis. Generally, rainfall infiltration is taken into account for the boundary condition in landslide models. Many studies investigated the rainfall-induced landslide through physical modeling by integrating the rainfall infiltration simulation and slope stability analysis. Pore water pressure is affected both by groundwater and infiltration caused by rainfall and/or surface runoff. The pore water pressure is investigated to accumulate faster from infiltration of slope surface runoff than groundwater level rise; and thus, slope surface runoff plays a key role in pore water pressure accumulation leading to slope failure. To tackle with the surface runoff infiltration problem, this study proposes a rainfall-induced shallow landslide model based on the slope stability analysis with the limit equilibrium method coupled with the 1D kinematic wave runoff and 2D Richard equations.

Sensitivity analysis is later employed to prioritize to the most sensitive parameters (in sensitivity ranking order) including the: (1) friction angle of

unsaturated soils, which slightly increases with increasing matric suction (ϕ^b); (2) effective friction angle (ϕ'); (3) effective cohesion (c'); and (4) soil specific gravity (G_s). This study further set up various scenarios of hydrologic conditions for testing the proposed landslide model. Results show that the rainfall amounts, durations and patterns greatly influence on the landslide occurrence in terms of the landslide depth and occurrence time. So do the surface runoff rates with different durations and patterns. Some cases indicate that slopes do not slide during a rainfall event but slide after the rainfall with the continuous surface runoff inflow into soil bodies. Thus, surface runoff may also influence the occurrence of landslide and its timing.

This study further develops several pre-warning threshold curves for a design slope based on the proposed 2D landslide model with various design rainfalls. Furthermore, the slopes located at 37K+500-40K+100 of the Ali-Shan Highway System are taken as a case study. Results show that unlike the threshold curves given by the conventional 1D landslide model, the proposed 2D landslide model portrays the threshold curves with upper and lower bounds for issuing delicate pre-warnings.

Keywords : shallow landslide, rainfall runoff, infiltration, slope stability analysis, rainfall threshold curve

目錄

誌謝	I
摘要	II
Abstract	IV
表目錄	IX
圖目錄	X
符號說明	XV
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 文獻回顧	1
1.3 研究方法與步驟	6
1.4 章節介紹	6
第二章 淺層坡地崩塌模式理論基礎	8
2.1 地表地下水流理論	8
2.2 淺層坡地崩塌分析理論	11
第三章 模式架構與數值方法	16
3.1 地表逕流模式建立	16

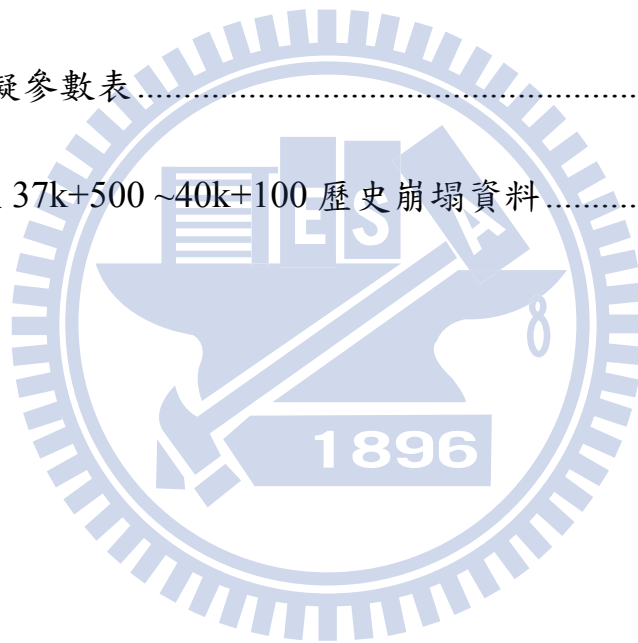
3.2 地下水入滲模式建立.....	17
3.3 耦合地表水與地下水運算與崩塌模式建立.....	20
第四章 參數敏感度分析.....	22
4.1 敏感度分析方法.....	22
4.2 資料選取概述及參數設定.....	23
4.3 案例分析結果討論.....	26
第五章 水文條件對淺層坡地崩塌之影響.....	27
5.1 降雨對淺層坡地崩塌影響分析.....	27
5.2 逕流對淺層坡地崩塌影響分析.....	29
第六章 模式之應用分析.....	32
6.1 降雨門檻值之探討及其應用.....	32
6.2 淺層坡地崩塌模擬之實際應用分析.....	33
第七章 結論與建議.....	38
7.1 結論.....	38
7.2 建議.....	39
參考文獻.....	41
附錄 A 降雨引致淺崩塌分析模式(一維飽和模式).....	50

附錄 B 降雨引致未飽和坡地淺崩塌一維模式.....	53
附錄 C 保水曲線相關公式.....	62
附錄 D 坡面判釋分割方法.....	66



表目錄

表 2.1 Van Genuchten 不同性質土壤試驗結果表.....	70
表 3.1 地下水模式驗證參數表 I	70
表 3.2 地下水模式驗證參數表 II.....	70
表 4.1 模式參數統計特性整理表.....	71
表 4.2 保水曲線參數之共變異係數矩陣.....	71
表 5.1 崩塌模擬參數表.....	72
表 6.1 台 18 線 37k+500 ~40k+100 歷史崩塌資料.....	73



圖目錄

圖 1.1 研究流程圖	75
圖 2.1 地表地下水傳輸示意圖	75
圖 2.2 不同土壤 θ 與 ψ 關係曲線圖	76
圖 2.3 坡地運動圖	76
圖 2.4 Bishop 切片作用力示意圖	77
圖 3.1 下游 500m 處之水深歷線圖	77
圖 3.2 下游 500m 處之單位流量歷線圖	78
圖 3.3 地下水入滲計算示意圖	78
圖 3.4 Celia et al. 數值解比對結果圖	79
圖 3.5 Vauclin et al. (1979) 試驗結果比對圖	79
圖 3.6 地表水耦合地下水運算流程圖	80
圖 3.7 坡地崩塌分析圓心網格示意圖	81
圖 4.1 砂崙仔工程地區位置 (楊錦釗等, 2006)	81
圖 4.2 選取區域地形變化圖	82
圖 4.3 柯羅莎颱風期間高義站時雨量組體圖	82
圖 4.4 安全係數相關係數模擬結果圖	83

圖 5.1 分析案例示意圖.....	83
圖 5.2 在 300mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖	84
圖 5.3 在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖	84
圖 5.4 在 500mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖	85
圖 5.5 在 400mm 雨量下考慮不同延時累積地表入滲量圖	85
圖 5.6 在 400mm 雨量下考慮不同延時坡地內水質量增加圖	86
圖 5.7 在 400mm 雨量下考慮不同延時地表入滲率圖	86
圖 5.8 地表入滲率與降雨強度比較圖.....	87
圖 5.9 降雨量 400mm 延時 24 小時不同時間坡地內孔隙壓力分布圖	88
圖 5.10 降雨量 500mm 延時 36 小時不同時間坡地內孔隙壓力分布圖	89
圖 5.11 降雨量 400mm 下坡地內孔隙壓力與破壞面分布圖	90
圖 5.12 概念化各種降雨雨型分布圖.....	90
圖 5.13 前進型雨型在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖	91
圖 5.14 中央型雨型在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖	91
圖 5.15 後退型雨型在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖	92
圖 5.16 降雨量 400mm 與延時 24 小時不同雨型坡地內孔隙壓力與破壞面分布圖	92

圖 5.17 考慮逕流入流安全係數變化圖.....	93
圖 5.18 考慮逕流入流累積地表入滲量圖.....	93
圖 5.19 降雨強度 25 mm/hr 連續降雨 12 小時孔隙壓力分布圖.....	94
圖 5.20 考慮逕流入流 0.0001 m ² /s 孔隙壓力分布圖.....	94
圖 5.21 不同逕流入流安全係數變化圖.....	95
圖 5.22 不同逕流入流累積地表入滲量圖.....	95
圖 5.23 不同逕流入流坡地內孔隙壓力分布圖.....	96
圖 5.24 不同逕流入流延時安全係數變化圖.....	97
圖 5.25 不同逕流入流延時累積地表入滲量圖.....	97
圖 5.26 不同逕流入流延時坡地內孔隙壓力分布圖.....	98
圖 5.27 逕流入流具延遲時間示意圖.....	99
圖 5.28 逕流入流具不同延遲時間安全係數變化圖.....	99
圖 5.29 逕流入流具不同延遲時間孔隙壓力分布圖.....	100
圖 5.30 不同逕流入流型態示意圖.....	100
圖 5.31 不同逕流入流型態安全係數變化圖.....	101
圖 6.1 一維崩塌模擬不同雨型降雨門檻值圖.....	102
圖 6.2 降雨引致崩塌不同雨型降雨門檻值圖.....	102

圖 6.3 嘉義阿里山公路現地應用位置圖	103
圖 6.4 歷年雨量分布圖	103
圖 6.5 月平均雨量分布圖	104
圖 6.6 台 18 線 37k+500 ~40k+100 區域地形高程分布圖	104
圖 6.7 坡地分割成果	105
圖 6.8 坡度分布圖	105
圖 6.9 土層深度分布圖	106
圖 6.10 不同初始條件分析結果	108
圖 6.11 200mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	110
圖 6.12 400mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	112
圖 6.13 600mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	114
圖 6.14 800mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	116
圖 6.15 100mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	117
圖 6.16 300mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	117
圖 6.17 500mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	118
圖 6.18 700mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	118
圖 6.19 900mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	119

圖 6.20 1000mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖	119
圖 6.21 不同雨量下崩塌面積統計圖	120
圖 6.22 39k+450 處不同雨量下安全係數隨時間變化圖	120
圖 6.23 39k+450 處坡面與模擬崩塌面圖	121
圖 6.24 39k+450 處引至崩塌降雨及逕流門檻曲線圖	121



符號說明

b : 切片寬度(slice width)

c' : 土壤有效凝聚力(effective cohesion)

e : 地表水頭誤差

FS : 安全係數(factor of safety)

f : 入滲率(infiltration rate)

G_s : 土壤比重(specific gravity of soil)

h : 水深(water depth)

H_E : 地表高程

i_e : 降雨強度(rainfall intensity)

$i、j$: 網格空間座標

K_s : 飽和水力傳導係數(saturated hydraulic conductivity)

K_x : x 方向之水力傳導係數

K_z : z 方向之水力傳導係數

M : 曲線密合因子(curve fitting parameter)

N : 孔徑指數(pore size index)

n : 曼寧糙度係數(Manning's roughness coefficient)

q : 單位寬度流量(discharge per unit width)

R : 破壞滑動圓弧半徑

S : 飽和度(degree of saturation)

S_0 : 地表坡度(slope)

S_f : 摩擦坡度(friction slope)

T : 降雨延時(rainfall duration)

u_a : 孔隙氣壓力 (pore air pressure)

u_w : 孔隙水壓力 (pore water pressure)

x : 空間座標

z : 空間座標

X : 模式輸入之參數值

Y : 模式之輸出值

Z_d : 垂向地下水位

α : 坡地之坡度

α_n : 破壞圓弧半徑與垂向之交角

ξ : 進氣潛能因子(empirical parameter of air entry value)

σ : 主應力(normal stress)

ψ : 壓力水頭(pressure head)

ψ_c : 正壓力水頭(positive pore water pressure head)

ψ_p : 負壓力水頭(negative pore water pressure head)

θ : 土壤體積含水量(soil volumetric water content)

θ_s : 飽和體積含水量(saturated volumetric water content)

θ_r : 殘餘體積含水量(residual volumetric water content)

ϕ' : 土壤有效摩擦角度(effective friction angle)

ϕ^b : 基質吸力增加所造成土壤之摩擦角度(friction angle with respect to the matric suction)

γ : 土壤平均單位重(averaged unit weight of soil)

γ_w : 水單位重

Δt : 時間時距

Δx 、 Δz : 空間間距

第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣地區由於位在環太平洋地震帶上，地震造成土質鬆動脆弱，每逢豪雨常發生坡地崩塌，所產生之土砂經河道輸送至水庫，除造成原水濁度提高影響民生用水外，更導致水庫淤積減少水資源蘊涵量，再加上近年全球氣候變遷影響下，極端水文事件發生頻繁，颱風豪雨造成之土砂災害及經濟損失逐漸增加。國內外評估降雨所引發淺層崩塌已能由物理力學模式分析，過去研究多利用地下水入滲模式結合邊坡穩定分析，分析單一坡面降雨入滲引致淺層坡地崩塌行為；然而，台灣地區因颱風豪雨密集，單一坡面表面常於短時間呈現飽和，多餘雨水隨山坡逕流而下，影響其餘未飽和邊坡，相較於坡地內水平側向邊界之地下水位，坡地之地表逕流具有較快的反應時間，所以對於降雨引發之坡地淺崩塌分析，有其必要在固定坡地內水平側向的地下水流邊界條件下，考量地表逕流之影響。因此，本研究擬建構耦合地表地下水運算之淺層坡地崩塌模式，模擬降雨過程中土壤入滲、地表逕流與土壤飽和、未飽和孔隙壓力變化，藉以探討降雨、逕流與土壤地質條件對淺層坡地崩塌之影響，並發展成為物理機制完備之崩塌預測方法，期能應用於降雨引發崩塌之預測與預警，做為治理工程與集水區管理依據之工具。

1.2 文獻回顧

廣義的崩塌泛指地表經風化作用而破碎的岩屑及土壤，在重力的影響下，向下運動的各種作用(藤原明敏，1970、1979；渡正亮、小橋澄治 1978、1987；陳信雄，1995；申潤植，1989)。一般山坡地、丘陵地或台地，其坡

面的一部份，由於土塊失去平衡，向下方或側面移動的現象，皆稱為崩塌。崩塌的型式依其移動方式可分為墜落(fall)、傾翻(topple)、滑動(slide)、側滑(spread)與流動(flow)五種，地震或豪雨所造成之崩塌大多以淺層滑動為主。導致崩塌發生崩塌之因素主要為人為或自然因素，如降雨、地震、人為開發擾動等。

Dai et al. (2002)提出影響坡地崩塌之因素可概分為兩大類，即潛在因子(preparatory variables)與驅動因子(triggering variables)。潛在因子使邊坡在現實條件下處於易崩之狀態，包含土壤強度、地下水分布、植被狀況、坡度、邊坡幾何以及風化情形等水文、地文與地質條件；而驅動因子則使處於臨界狀態之邊坡開始發生崩塌，例如降雨或地震等，其中又以降雨所引發邊坡破壞為台灣較常見之崩塌災害。然而從力學機制的觀點分析，坡地中剪應力增加與抗剪強度減小，均是發生崩塌之主要因素。因此，如以力學模式探討降雨引致淺層坡地崩塌，須從降雨期間坡地中孔隙水壓變化，引致剪應力增加或抗剪強度減小方面著手。

在崩塌預測分析方面，根據 van Western et al. (1997)整理相關研究後，可將分析方法概分為三種方法，(a)經驗法(heuristic)；(b)統計法(statistical)；(c)物理基礎模式法(the physically-based model)或定率模擬法(deterministic)等三大類。各方法分項說明如下：

經驗法

經驗法係指依據專家自身專業經驗，利用研究區域過去之崩塌資料建構邊坡崩塌可能性與潛在因素間之直接關係，所考慮之潛在因素常因研究者不同而有差異，而直接關係可能為簡易之圖表區分何種潛在因素之組合會使坡地處於不穩定之狀態，亦可能是簡單之代數式描述潛在因素與崩塌發生之關係，常見有打荻氏公式(打荻珠男，1971)、power law 公式及降雨崩塌門檻值(threshold)公式等。在國內相關研究方面，謝正倫(2002)採用打

荻氏公式，估算霧社水庫集水區之土砂產量，並參考日本在集水區治理規劃上之經驗，推估因一場暴雨造成崩塌地土砂產量；陳樹群(2004)利用篩選崩塌相關因子並給予各因子評分及權重之方式，依環境影響評估坡地是否會產生崩塌。雖然打荻氏公式、power law 公式及降雨崩塌門檻值法可以簡單地應用於評估降雨引發之坡地淺崩塌，但是較無法完整地說明降雨引發坡地淺崩塌之物理機制。另外，經驗法所得之結果可能具有地區性之限制，或可能受人為評估因素之影響。

統計法

統計法係藉由歷年坡地崩塌資料庫之建立，包括航照圖判釋與現址調查之詳細記錄與相關資料等，研判分析區域坡地發生崩塌之密度與頻率，利用統計學之概念，例如多變量分析法、模糊理論、類神經網路或貝氏分析(Bayesian)等，針對過去曾經崩塌之邊坡，探討發生崩塌當下影響因素之組合，以建立同經驗法類似之邊坡穩定分析公式，而此公式即可用於尚未發生崩塌但與已崩塌邊坡具有類似條件之地區，相關之研究包含 Carrara (1988)、Carrara et al. (1992)、Lee and Choi (2004)、Ermini et al. (2005)以及 Wang et al. (2009)等。統計法主要依據客觀之統計理論，因此其分析成果具有重現性，然此方法主要缺點在於其泛用性可能受限，當影響因素發生變化時(土地利用改變、氣候變遷或不同分析區域)，過去之分析成果將可能失去代表性；此外，對於降雨引致之崩塌而言，因調查資料通常缺乏實際發生崩塌之時間，因此統計法並不能預測邊坡在一場降雨事件時可能發生崩塌之時刻，而對於崩塌災害預警而言，崩塌發生時刻卻是最重要之決策項目。

物理基礎模式法

物理基礎模式法乃是以嚴謹的力學概念為基礎，探討坡地崩塌之現象，分析方法依據塊體破壞面型態，可分為平面或圓弧的破壞面，參照邊坡穩定理論架構，以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)建立破壞

面剪應力與剪力強度關係，並依據土體的抗剪力與驅動力分析其穩定性。其後，學者將地下水孔隙壓力運算代入邊坡穩定分析，藉以分析降雨引致破壞行為，Montgomery and Dietrich (1994)首先依據穩態地下水變化(Steady water table)結合坡地崩塌理論進行坡地崩塌潛勢之估算，Iverson(2000)假設土壤入滲能力(infiltration capacity)等於飽和水力傳導係數(saturated hydraulic conductivity)，利用近似飽和理查氏方程式之簡單解析解，計算不考慮超滲降雨作用下斜坡之地下水入滲，並利用無限邊坡穩定分析，模擬地下水上升引致飽和層坡地淺崩塌。Iverson (2000) 與 Baum et al. (2002)結合無限邊坡穩定分析(infinite slope stability analysis)及地下水文模擬(hydrological modeling)，發展 TRIGRS (Transient Rainfall Infiltration and Grid-based Regional Slope-Stability Analysis)模式。Collins and Znidarcic (2004)將無限邊坡穩定之臨界關係線建立於入滲濕鋒隨時間下降之壓力水頭與深度關係圖上，並分別模擬在均勻入滲下，飽和層與未飽和層兩種不同型式之破壞。Tsai and Yang (2006) [附錄 A] 經由引入非線性地面入滲邊界條件，修正 TRIGRS 模式中無法考慮窪蓄(ponding)效應所造成降雨入滲量高估及模擬孔隙水壓過大之不合理現象。Tsai (2008)利用修正 TRIGRS 模式，進行降雨量、降雨延時及降雨雨型(rainfall pattern)對淺崩塌之影響，以水文觀點結合物理基礎模式探討引發淺崩塌之降雨門檻值。楊錦釗與蔡東霖(2008)修正 TRIGRS 模式應用於石門水庫集水區，以一階變異數分析法建構崩塌風險模式，探討不同降雨量下集水區崩塌潛勢，並評估庫區淤積之風險。Tsai et al.(2008)進一步求解完整里查氏方程式，探討雨量以及延時對緩坡與陡坡中飽和層與未飽和層兩種不同型式淺崩塌之影響。Lee and Ho (2009)應用水文模式估算集水區逕流量下，暴雨引致地下水位上升，評估小集水區崩塌不穩定度。Tsai and Wang (2011) 利用所發展之一維模式探討雨型對未飽和坡地淺崩塌之影響。上述一維淺層坡地崩塌模式並不能考量側向邊

界條件與側向水流，Cai and Ugai (2004)利用有限元素法解二維入滲方程式並結合坡地穩定分析，探討不同土壤參數條件與邊界條件對坡地崩塌之影響。Collins and Znidarcic (2004)另應用二維崩塌模式於現場案例。Rahimi et al. (2011)利用二維模式探討不同前期降雨雨型對坡地崩塌之影響。上述降雨引發崩塌評估研究皆利用極限平衡法，即不考慮土壤變形下，假設土體為剛體，分析土體內下滑力與抵抗力是否達平衡，然而亦有多位學者耦合水流與土體變形作用，使坡地穩定分析理論更加完善，如 Sandhu and Wilson(1969)、Zienkiewicz et al. (1977)、Iverson and Rei(1992)、邱彬晟(2002)與陳俊傑(2004)等。

相較經驗法與統計法，物理基礎模式法具有通用性與客觀性，不受地區性限制與人為因素之影響，且能預估崩塌發生之時刻，而上述崩塌分析研究對於超滲降雨引致地表逕流僅能簡單推估其影響，無法實際利用物理力學模式計算地表逕流對於地下水入滲與坡地崩塌之影響。物理力學模式計算地表水流結合地下水流方面研究，過去研究大多應用入滲率以非耦合方式結合，如 Smith and Woolhiser (1971)、Liggett and Dillon (1985)與 Wallach et al. (1997)等；在耦合計算上 Freeze(1972)首先利用渠道水深與入滲率結合一維渠道水流與三維地下水傳輸，Akan and Yen (1981)利用交替演算結合一維地表漫地流與二維非飽和地下水傳輸，Bradford and Katopodes (1998)利用地表水深與入滲率控制疊代誤差，結合二維地表漫地流與二維非飽和地下水傳輸，Morita and Yen(2002, 2004)更進一步結合二維地表漫地流與三維非飽和地下水傳輸，並探討顯示與隱示有限差分法對地表水以及地下水計算適用性。上述研究中均說明，降雨過程中地表水對地下水入滲壓力水頭分佈具有影響，台灣地區因降雨集中於颱風豪雨時期，短延時與高強度降雨分布下，多數雨水由地表逕流而下，因此，考量降雨逕流造成未飽和入滲引致之淺層坡地崩塌，乃是一個重要且具實用價值之研究課題。

1.3 研究方法與步驟

如前節所述，台灣因颱風豪雨密集，降雨多呈現高強度與短延時之分布，高強度降雨易使山坡地表面呈現飽和，多數雨水會隨山坡地表面逕流而下，影響其餘未飽和邊坡，致使更多的水流入滲至其餘坡面地表以下，而過去研究常用地下水模式結合邊坡穩定分析，預測淺層坡地崩塌行為，此僅聚焦於單一坡面降雨入滲行為，未考慮地表抑或小集水區逕流帶來水分，進而使邊坡穩定分析產生過於樂觀結果，而無法達到合理預測目的。

本研究為納入地表逕流模擬，建構可模擬降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式，首先求解地表地下水流方程式，耦合計算一維運動波漫地流與二維理查氏方程式，再根據極限平衡法坡地崩塌分析，建構坡地崩塌模式。待模式建構完成後，蒐集模式參數之相關資料，藉由取樣法(sampling-based)分析探討各個參數對於模式分析結果之影響程度，另根據不同水文條件(降雨型態與逕流入流型態)探討各項影響坡地崩塌之因素，再進一步應用於實際案例分析上，做為坡地崩塌預測之工具，並且提出相關的結論與建議供給未來研究進一步分析之參考，整體研究流程如圖 1.1。

1.4 章節介紹

本文一共分七個章節，以下為所有章節概要簡述：

第一章為緒論，述說本研究之動機、目的，過去學者所做之相關研究介紹，以及本研究之方法與步驟。

第二章為說明模式基本理論架構，分別說明運動波漫地流方程式、理查氏方程式與坡地崩塌分析之理論基礎。

第三章為說明模式所採用數值計算方法與流程，並應用簡單案例證明所建構程式之準確性。

第四章為應用敏感度分析方法，根據假設案例，提出影響崩塌模式之

重要參數，並且判斷哪些參數在其可能範圍內自由變動時，並不會使模式輸出產生太大變異。

第五章為根據不同降雨條件與逕流入流條件，探討水文條件對於淺層坡地崩塌之影響，並提出相關討論。

第六章為模式應用分析，比較模式應用差異，並將模式應用於實際案例，說明案例參數如何選定，以及分析結果之展現與討論。

第七章為結論，上述分析結果之整理，以及提出相關的建議供未來之研究做參考。



第二章 淺層坡地崩塌模式理論基礎

本研究為模擬分析降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌，探討引發淺層崩塌之重要影響因子。研究中，採用運動波理論計算地表逕流，配合理查氏方程式模擬坡地降雨入滲，再根據極限平衡法探討降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌。以下分別簡介，利用地表地下水理論分析地表逕流入滲，以及利用邊坡穩定分析理論探討淺層坡地崩塌。

2.1 地表地下水理論

過去已有許多學者結合地下水入滲控制方程式運算，如 Collins and Znidarcic(2004)與 Sun et. al. (2009)等人利用二維地下水流模擬，配合極限平衡分析法探討淺層坡地崩塌，但是其計算尚未考慮地表水運動之影響。圖 2.1 為地表地下水傳輸運動，過去已有許多學者單純結合地表水與地下水運算，如 Akan and Yen(1981)、Bradford and Katopodes(1998)、Morita and Yen (2002；2004)與 Panday and Huyakon(2004)等人。以下分別敘述地表逕流與地下水入滲控制方程式：

1.地表逕流

動力波(dynamic wave)理論、擴散波(diffusion wave)理論及運動波(kinematic wave)理論為三種可利用於模擬漫地流之方式。然而，對於坡度較陡的集水區，水流慣性項與壓力項之影響甚微(Henderson,1965)，水位與流量關係之遲滯效應及迴水效應可忽略，因此，利用運動波理論計算較陡地區之漫地流已廣被接受，如 Schmid (1989)、Liu et. al. (2004)與 An and Liu (2008)等。

一維運動波漫地流控制方程式可表示為

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = i_e - f \quad (2.1)$$

$$S_0 = S_f \quad (2.2)$$

(2.1)式為連續方程式(continuity equation)， q 表單位寬度流量(discharge per unit width)， h 表水深(water depth)， i_e 表降雨強度(rainfall intensity)， f 為入滲率(infiltration rate)。(2.2)式乃是由動量方程式(momentum equation)忽略慣性力(inertial force)以及水壓變化作用所得之結果。 S_0 表示地表坡度(slope)， S_f 表示摩擦坡度(friction slope)。利用曼寧公式(Manning's formula)，(2.2)式可進一步表示為

$$q = \frac{\sqrt{S_0}}{n} h^{5/3} \quad (2.3)$$

式中， n 為曼寧摩擦係數(Manning's roughness coefficient)。

2. 地下水入滲

依據理查氏方程式(Richards equation, 1931)，在不考慮坡地側向(y 方向)水流下，二維地下水流入滲控制方程式，可表示為

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} \frac{d\theta}{d\psi} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad (2.4)$$

式中， θ 為含水量(moisture content)； ψ 為壓力水頭(pressure head)； K_x 與 K_z 分別表示在 x 與 z 方向之水力傳導係數，且為壓力水頭之函數。

求解(2.4)式需要適當之初始條件(initial condition)以及邊界條件(boundary condition)。初始時，坡地之穩態水流平行坡面，且地下水位距離

坡面下 Z_d 處，地表高程 H_E ，地下水位高程 $H_E - Z_d$ ，則初始之壓力水頭可表示為

$$\psi = H_E - Z_d - z \quad 0 < z < H_E \quad (2.5)$$

坡地表面處，起始時降雨完全入滲進入土壤，地表尚未形成逕流，則(2.1)式之入滲率依達西定律(Darcy's law)可表示為

$$f = -K_x(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} \right) \sin(\alpha) - K_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \cos(\alpha) \quad (2.6)$$

此處 $\alpha = \tan^{-1}(S_0)$ 為坡度(角度)。

若底部與堅硬不透水之土層或岩石相接，則坡地土層底部之邊界條件為

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = 1 \quad (2.7)$$

側向如與土層相接，給定固定水頭之邊界條件

$$\psi = H_E - Z_d - z \quad 0 < z < H_E \quad (2.8)$$

若側向與不透水之土層相接，則坡地側向邊界可為不透水邊界，邊界條件可表示為

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} = 1 \quad (2.9)$$

求解(2.4)式，需要土壤含水量與壓力水頭之關係，即 $\theta - \psi$ 關係，也就是保水曲線(water retention curve)，附錄 C 為保水曲線相關研究整理。本研

究採用 Van Genuchten (1978)所提出之飽和度與壓力水頭和水力傳導係數間的關係式，如下所示

$$S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{1}{1 + (\xi\psi)^N} \right)^M \quad (2.10)$$

$$\frac{K(\theta)}{K_{sat}} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/2} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{M}} \right]^M \right\}^2 \quad (2.11)$$

其中， S 為飽和度(degree of saturation)， θ 為土壤體積含水量(soil volumetric water content)， θ_s 為飽和體積含水量(saturated volumetric water content)， θ_r 為殘餘含水量(residual volumetric moisture content)， K_{sat} 為飽和水力傳導係數(saturated hydraulic conductivity)， ξ 為進氣潛能因子(empirical parameter of air entry value)， N 為孔徑指數(pore index)， M 為曲線密合因子(curve fitting parameter)， M 、 N 之關係為 $M = 1 - 1/N$ 。上式中包含 $\theta - \psi$ 與 $K - \psi$ 之關係，茲將 Van Genuchten 對不同性質土壤試驗結果整理如表 2.1， θ 與 ψ 關係曲線如圖 2.2。

2.2 淺層坡地崩塌分析理論

降雨入滲所誘發基岩面上的土體崩壞現象為淺層崩塌行為，一般崩塌型式依其移動方式可分為墜落(fall)、傾翻(topple)、滑動(slide)、轉動(slump)、流動(flow)與潛移(creep)等六種，如圖 2.3，常見暴雨引發淺層坡地崩塌以流動、滑動與轉動居多，本研究所採用淺層坡地崩塌分析理論主要為描述坡地是否會發生轉動或滑動等現象。

極限平衡法考量土體內力平衡，分析坡地中剪應力增加與抗剪強度減小所發生轉動或滑動行為。極限平衡法又可分為單一自由體分析法

(Freebody analysis)及切片分析法(Slices analysis)。若土壤具凝聚性，且考慮地形變動及孔隙水壓力分佈，切片分析法為較適當之分析方法。

在分析飽和、未飽和水流流動對邊坡破壞之力學行為時，需考慮二單獨有效應力，即靜應力 $(\sigma - u_a)$ 與基質吸力 $(u_a - u_w)$ ，其中 σ 為主應力(normal stresses)， u_a 為孔隙氣壓力(pore air pressure)， u_w 為孔隙水壓力(pore water pressure)，Fredlund et al.(1978)利用摩爾庫倫理論(Mohr-Coulomb theory)，將土層中之未飽和剪力強度以靜應力與基質吸力組成之函數，如下表示

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan(\phi') + (u_a - u_w) \tan(\phi^b) \quad (2.12)$$

其中， c' 為土壤有效凝聚力(effective cohesion)， ϕ' 為土壤有效摩擦角度(effective friction angle)， ϕ^b 為基質吸力增加所造成土壤之摩擦角度(friction angle with respect to the matric suction)，當土孔隙氣壓力相等於大氣壓力時，並假設 $u_a = 0$ ，則(2.12)可簡化為

$$\tau_f = c' + \sigma \cdot \tan(\phi') - u_w \cdot \tan(\phi^b) \quad (2.13)$$

如土壤為飽和則上式中 ϕ^b 等於 ϕ' ，土層中之飽和剪力強度如下表示

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan(\phi') \quad (2.14)$$

考慮土壤剪應力作用於切片底部，並假設 FS 為 τ_f / τ ，因此 $\tau = \tau_f / FS$ 可得飽和土壤剪應力

$$\tau = \frac{1}{FS} [c' + (\sigma - u_w) \tan \phi'] \quad (2.15)$$

或為非飽和剪應力

$$\tau = \frac{1}{FS} [c' + \sigma \tan \phi' - u_w \tan \phi'] \quad (2.16)$$

根據力矩平衡，如圖 2.4 中，分別將各切片破壞滑動面上之重量乘以水平距離 $R \sin \alpha_n$ ，計算滑動力矩，以及利用(2.15)剪應力乘以半徑與作用面寬度 $b / \cos \alpha_n$ 計算剪力矩，力矩平衡式可如下表示

$$\sum \gamma h b R \sin \alpha_n = \sum \frac{\tau b R}{\cos \alpha_n} \quad (2.17)$$

上式中， b 為切片寬度(Slice width)， α_n 為破壞圓弧半徑與垂向之交角， R 為破壞滑動圓弧半徑， $\gamma h b R$ 為切片重量，可利用土體內含水量 θ 與土體比重 G_s 計算切片平均單位重 γ ，可表示為

$$\gamma = \frac{1}{h} \int_0^h [(1-\theta) \gamma_w G_s + \theta \gamma_w] dh \quad (2.18)$$

將(2.15)式代入(2.17)式，可得滑動面於飽和土壤下之安全係數(FS)為

$$FS = \frac{\sum [(c' + (\sigma - u_w) \tan \phi') / \cos \alpha_n]}{\sum \gamma h \sin \alpha_n} \quad (2.19)$$

如土壤為非飽和，根據(2.16)式，則可得滑動面於非飽和土壤下之安全係數(FS)為

$$FS = \frac{\sum [(c' + \sigma \tan \phi' - u_w \tan \phi^b) / \cos \alpha_n]}{\sum \gamma h \sin \alpha_n} \quad (2.20)$$

Bishop(1954)改善(2.19)式中無法滿足垂直力平衡之缺點，其安全係數滿足垂直力及整體力矩平衡，各切片垂直方向力平衡如下式表示

$$\gamma h = \sigma + \tau \tan \alpha_n \quad (2.21)$$

根據(2.15)式計算飽和土壤剪力可得下式

$$\sigma \left(1 + \frac{\tan \alpha_n \tan \phi'}{FS} \right) = \gamma h - \frac{c'}{FS} \tan \alpha_n + \frac{u_w}{FS} \tan \phi' \tan \alpha_n \quad (2.22)$$

根據(2.16)式計算非飽和土壤剪力可得下式

$$\sigma \left(1 + \frac{\tan \alpha_n \tan \phi'}{FS} \right) = \gamma h - \frac{c'}{FS} \tan \alpha_n + \frac{u_w}{FS} \tan \phi^b \tan \alpha_n \quad (2.23)$$

將(2.22)式代入(2.19)式即可得

$$FS = \frac{\sum \frac{(c' + (\gamma h - u_w) \tan \phi')}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha_n \tan \phi' / F_s)}}{\sum \gamma h \sin \alpha_n} \quad (2.24)$$

另將(2.23)式代入(2.20)式可得

$$FS = \frac{\sum \frac{(c' + \gamma h \tan \phi' - u_w \tan \phi^b)}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha_n \tan \phi' / F_s)}}{\sum \gamma h \sin \alpha_n} \quad (2.25)$$

代入水壓力 $\gamma_w \psi$ ，以一式同時反應正、負壓力水頭與安全係數之關係，
可得

$$FS = \frac{\sum \frac{(c' + \gamma h \tan \phi' - \gamma_w \psi_c \tan \phi' - \gamma_w \psi_p \tan \phi^b)}{\cos \alpha_n (1 + \tan \alpha_n \tan \phi' / F_s)}}{\sum \gamma h \sin \alpha_n} \quad (2.26)$$

若 $\psi < 0$ ，則 $\psi_c = 0$ ，若 $\psi > 0$ ，則 $\psi_p = 0$

上式中， γ_w 為水比重量。當安全係數(FS)小於 1 則表示破壞。



第三章 模式架構與數值方法

第二章已分別闡述地表地下水耦合模擬以及坡地崩塌分析之理論基礎，本章首先說明如何求解一維運動波漫地流以及二維地下水入滲計算，再簡述如何結合兩者，並將計算所得孔隙壓力代入邊坡穩定分析做為崩塌分析之用。

3.1 地表逕流模式建立

本研究首先利用普立斯蒙四點差分法(Preissmann four-point finite difference scheme)求解一維運動波漫地流控制方程式(2.1)，其離散化如下

$$(1-b)\frac{(h_{I+1}^{N+1}-h_{I+1}^N)}{\Delta t}+b\frac{(h_I^{N+1}-h_I^N)}{\Delta t}+(1-a)\frac{(q_{I+1}^{N+1}-q_I^{N+1})}{\Delta x}+a\frac{(q_{I+1}^N-q_I^N)}{\Delta x}=i_f \quad (3.1)$$

其中， $a(0 \leq a \leq 1)$ 為空間加權因子； $b(0 \leq b \leq 1)$ 為時間加權因子。 N 表示網格時間座標； I 表示網格空間座標； Δt 為時間時距； Δx 為空間間距， $i_f = i_e - f$ 為超滲降雨量(rate of excess rainfall)。假設起始水深為零，也就是 $h_I^1 = 0.0$ ， $I = 1, 2, 3, \dots, NX$ ， NX 表示為網格空間座標終點。上游邊界條件為固定水深，即 h_1^N 為固定值， $N = 2, 3, 4, \dots, NT$ ， NT 表示為網格時間座標終點。利用初始條件與邊界條件，並根據水深與流量之關係如(2.2)式即曼寧公式，可將(3.1)式改寫為

$$(1-a)(\sqrt{S_0}/n)\varepsilon H^{5/3} + (1-b)H = RHS \quad (3.2)$$

式中， $H = h_{I+1}^{N+1}$ ， $\sqrt{S_0}/n H^{5/3} = \sqrt{S_0}/n (h_{I+1}^{N+1})^{5/3} = q_{I+1}^{N+1}$ ， $\varepsilon = \Delta t/\Delta x$ ， RHS 為已知

值可表示為

$$RHS = (1-b)h_{i+1}^N - b(h_i^{N+1} - h_i^N) + (1-a)\frac{\Delta t}{\Delta x}q_i^{N+1} - a\frac{\Delta t}{\Delta x}(q_{i+1}^N - q_i^N) + i_f\Delta t \quad (3.3)$$

(3.3)式為非線性代數方程式，可利用 Newton-Raphson 方法(Steven and Raymond,1988)加以求解。

模式建構完成後，利用Singh(1996)所求得解析解驗證所建構之程式，假設一平面長為500m，降雨強度為10cm/h，曼寧係數 $n=0.1$ ，坡降 $S_0=0.01$ ， $m=1.5$ ，降雨延時為1500秒。普立斯蒙四點差分法中的係數設定為 $a=0.5$ 、 $b=0.4$ 。空間間距以及時間間距為 $\Delta x=1.0m$ 及 $\Delta t=1.0s$ 。模式及解析解求得之水深歷線結果如圖3.1，流量歷線結果如圖3.2。由圖3.1與圖3.2可知，計算結果與解析解幾乎完全一致。

3.2 地下水入滲模式建立

本研究根據Celia et al. (1990)所提出數值方法建構二維地下水入滲模式，應用隱式有限差分法對時間項差分將(2.7)式離散化如下

$$\frac{\theta^{n+1,m+1} - \theta^n}{\Delta t} - \frac{\partial}{\partial z} \left(K^{n+1} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) - \frac{\partial K^{n+1}}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x} \left(K^{n+1} \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) = 0 \quad (3.4)$$

其中， n 為網格時間坐標， m 為迭代次數， Δt 為時間間距。根據泰勒展開式，將上式中 $\theta^{n+1,m+1}$ 利用 $\psi^{n+1,m+1}$ 展開如下

$$\theta^{n+1,m+1} = \theta^{n+1,m} + \frac{d\theta}{d\psi} \Big|^{n+1,m} (\psi^{n+1,m+1} - \psi^{n+1,m}) + O(\delta^2) \quad (3.5)$$

將(3.4)代入(3.5)式並忽略高階項之影響，則可表示如下：

$$\begin{aligned} & \frac{\theta^{n+1,m+1} - \theta^n}{\Delta t} + \frac{M^{n+1,m}}{\Delta t} (\psi^{n+1,m+1} - \psi^{n+1,m}) \\ & - \frac{\partial}{\partial z} \left(K^{n+1} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) - \frac{\partial K^{n+1}}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x} \left(K^{n+1} \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.6)$$

將上式空間項以中央差分則結果如下

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\Delta x} \left[\left(\frac{K_{i,j}^{n+1,m} + K_{i+1,j}^{n+1,m}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i+1,j}^{n+1,m+1} - \psi_{i,j}^{n+1,m+1}}{\Delta x} \right) - \left(\frac{K_{i,j}^{n+1,m} + K_{i-1,j}^{n+1,m}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i,j}^{n+1,m+1} - \psi_{i-1,j}^{n+1,m+1}}{\Delta x} \right) \right] \\ & + \frac{1}{\Delta z} \left[\left(\frac{K_{i,j}^{n+1,m} + K_{i,j+1}^{n+1,m}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i,j+1}^{n+1,m+1} - \psi_{i,j}^{n+1,m+1}}{\Delta z} \right) - \left(\frac{K_{i,j}^{n+1,m} + K_{i,j-1}^{n+1,m}}{2} \right) \left(\frac{\psi_{i,j}^{n+1,m+1} - \psi_{i,j-1}^{n+1,m+1}}{\Delta z} \right) \right] \\ & + \frac{1}{\Delta z} \left[\left(\frac{K_{i,j}^{n+1,m} + K_{i,j+1}^{n+1,m}}{2} \right) - \left(\frac{K_{i,j}^{n+1,m} + K_{i,j-1}^{n+1,m}}{2} \right) \right] \\ & = \frac{M_{i,j}^{n+1,m}}{\Delta t} [\psi_{i,j}^{n+1,m+1} - \psi_{i,j}^{n+1,m}] + \left(\frac{\theta_i^{n+1,m+1} - \theta_i^n}{\Delta t} \right) \end{aligned} \quad (3.7)$$

其中， i 、 j 為網格空間坐標， Δx 、 Δz 為空間間距，網格分布與座標方向如圖 3.3。

上式中迭代須給定收斂條件，如下表示

$$|\psi^{m+1} - \psi^m| \leq \text{Max Error} \quad (3.8)$$

起始條件之差分式可表示為

$$\psi_{i,j}^{m+1,0} = H_E - Z_d - z_{i,j} \quad (3.9)$$

坡地土層底部邊界條件之差分式可表示為

$$\frac{\psi_{i,1}^{m+1,n+1} - \psi_{i,2}^{m+1,n+1}}{\Delta z} = 1 \quad (3.10)$$

側向邊界條件之差分式可表示為

不透水邊界 (no flux boundary)

$$\frac{\psi_{M-1,j}^{m+1,n+1} - \psi_{M,j}^{m+1,n+1}}{\Delta x} = 0 \quad (3.11)$$

固定水頭邊界 (Dirichlet boundary)

$$\psi_{i,j}^{m+1,n+1} = H_E - Z_d - z_{i,j} \quad (3.12)$$

坡地表面處，起始時降雨完全入滲進入土壤，地表尚未形成逕流，邊界條件差分式可表示為

$$f = -\frac{K_{i,j}^{n+1,m+1} + K_{i+1,j}^{n+1,m+1}}{2} \left(\frac{\psi_{i,j}^{n+1,m+1} - \psi_{i+1,j}^{n+1,m+1}}{\Delta x} \right) \sin(\alpha) - \frac{K_{i,j}^{n+1,m+1} + K_{i,j-1}^{n+1,m+1}}{2} \left(\frac{\psi_{i,j}^{n+1,m+1} - \psi_{i,j-1}^{n+1,m+1}}{\Delta x} - 1 \right) \cos(\alpha) \quad (3.13)$$

模式建構完成後，分別利用數值解與試驗結果驗證模式準確性。首先利用Celia et al.(1990)數值解驗證建構完成之程式，假設一土層厚度100cm，土壤性質參數如表3.1，空間間距以及時間間距為 $\Delta x = 1.0m$ 、 $\Delta z = 0.01m$ 及 $\Delta t = 20s$ 。土層頂部給予一固定壓力水頭-75cm，土層底部為一固定壓力水頭-1000cm。則數值計算模擬結果如圖3.4，其結果與Celia et al.所得結果極為吻合。

再根據Vauclin et al.(1979)之試驗結果驗證模式準確性，考量一6m×3m

方形土體，土壤性質參數如下表3.2，在土體表面0至0.5m寬處連續給予8小時固定水流3.55m/day，土體左邊界與下邊界為不透水邊界，土體右側邊界給予固定水頭0.65m，空間間距以及時間間距為 $\Delta x = 0.1m$ 、 $\Delta z = 0.05m$ 及 $\Delta t = 10s$ 。模式模擬與試驗比對結果如圖3.5，其結果與Vauclin et al.(1979)試驗所得結果大致相符。

3.3 耦合地表水與地下水運算與崩塌模式建立

根據上述所建構完成之模式，藉由地表逕流模式與地下水入滲模式交錯運算，配合以下流程，如圖3.6所示。耦合地表地下水運算，計算步驟如下：

1. 輸入降雨強度(i_e)，計算地下水入滲模式，推估該時刻地表入滲量 f ，再利用所得之超滲降雨量($i_e - f$)計算地表漫地流，如地表水頭 ψ_s 與 h 皆小於零，則獲得下一時刻地下水壓力分布。
2. 當地表壓力水頭 ψ_s 大於0或 $h > 1e^{-10}$ ，判斷地表水頭誤差 $e = |\psi_s - h|/h$ ，誤差 e 大於0.0001給予地下水入滲模式壓力水頭邊界條件 $\psi = (\psi_s + h)/2$ ，推估該時刻地表入滲量(f)，再利用所得之超滲降雨量($i - f$)計算地表漫地流，重複本步驟至誤差 e 小於0.0001。
3. 獲得下一時刻地下水壓力分布，再重複上述步驟，即可獲得整場降雨及逕流入滲過程壓力水頭分布變化。

根據上述計算坡地土壤孔隙壓力，再應用2.2節Bishop切片分析理論，依以下步驟運算，即可判斷各時刻坡面是否穩定。

4. 在坡面上方建立坡壞圓心網格，如圖3.7，使用不同半徑進行第5至7步驟運算。
5. 起始設定一安全係數(FS)猜測值，代入(2.26)式計算下一迭代值(FS_m)，

再以 FS_m 重複迭代計算 FS_{m+1} 。

6. 當安全係數誤差值($FS_{m+1}-FS_m$)小於0.001，則進行下一不同圓心或半徑計算。
7. 最後，計算不同破壞圓心半徑下最小安全係數值，做為該時刻坡面安全係數計算結果。

根據上述步驟運算可獲得土層中最小安全係數與土層之破壞面，並可藉以判斷土層破壞深度與崩塌量。



第四章 參數敏感度分析

參數不確定性對於邊坡穩定分析結果具有重大的影響，Morgenstern (1997)曾提出邊坡崩塌分析存在不確定性之問題，主要來自於建立資訊各個階段，如參數測量與分析、地形資訊、邊坡分析、工程之設計等；Chen et al. (2007)提出在邊坡分析中參數通常存在不確定性，造成參數不確定性之原因可能有地形資料建立、地下水位資料量測、土壤中非均質因素、不完全的土壤資料，以及不恰當的測量資料等。故在崩塌模式建立後，需考慮各項邊坡參數之變化對模式輸出之影響程度，提出對模式具重要影響因子篩選，並判斷哪些模式輸入條件在其可能範圍內自由變動時，並不會使模式輸出產生太大變異，亦即並不需要考慮這些輸入因子之不確定性。

4.1 敏感度分析方法

敏感度分析理論之歷史發展極為悠久，常用之敏感度分析可分為兩大類，局部敏感度分析與整體敏感度分析。就字面上意思，整體敏感度是縱觀整體模式參數在其可能範圍內變化對模式輸出之影響。整體敏感度分析常使用之取樣法(sampling-based)，在模式輸入參數合理範圍內，經由大量取樣並執行蒙地卡羅模擬，接著選定適當地數學假設(Knopman and Voss, 1988)，判斷各輸入之參數對模式之敏感度。然而數學假設有許多種，常選用假設為模式輸入參數與模式輸出之結果呈現線性關係，如下所示：

$$Y = \sum_{i=1}^k \beta_i Z_i \quad (4.1)$$

Y 為模式之輸出值， $X = (Z_1, Z_2, \dots, Z_k)$ 為模式輸入之參數， $B = (\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k)$ 為線性迴歸所得到每一項參數前所帶之係數， β_i 為常數，並且由 β_i 作為判斷

參數之敏感程度，數值越大表示越敏感，而正負號表示為正相關或是負相關。此方法假設之前提為輸入參數間彼此獨立無相關性，但參數間並非全然如此獨立。El-Kadi (1987)提到考慮參數的相關性可以減少大約 1/3 的不確定性，而 Carsel and Parrish (1988)也提出考慮參數的相關性可以減小模式輸出之變異性，並且了解在微小變量下對模式之影響。因此，本研究考慮參數間之相關性，並選擇取樣法做為敏感度分析方法。

Chang et al.(2010)與黃舒勤(2012)曾將相關係數應用到崩塌模式取樣法上，了解到函數變量與函數結果間之關係。公式如下：

$$r(FS, x_k) = \frac{\sum_{m=1}^M [R(x_{k,m}) - \overline{R_{x_k}}][R(FS_m) - \overline{R_{FS}}]}{\sqrt{\sum_{m=1}^M [R(x_{k,m}) - \overline{R_{x_k}}]^2 \sum_{m=1}^M [R(FS_m) - \overline{R_{FS}}]^2}} \quad (4.2)$$

其中， $r(FS, x_k)$ 為安全係數(FS)與模式第 k 個輸入參數之相關係數，M 為一組安全係數和模式輸入參數之樣本數， $R(x_{k,m})$ 、 $R(FS_m)$ 為第 k 個輸入參數隨機樣本中之第 M 個，則是代表模式輸出之安全係數， $\overline{R_{x_k}}$ 、 $\overline{R_{FS}}$ 則分別代表模式參數樣本平均值以及參數樣本經過模式計算所輸出之安全係數平均值。相關係數之意義為輸出值之不確定性被輸入參數解釋之比例，若隨機輸入之參數 k 與模式輸出有較高之相關係數值，表示其影響模式輸出之比例也較高。

4.2 資料選取概述及參數設定

本章節參數敏感度分析之主要目的為提供模式使用者判斷模式輸入參數，在其可能範圍內自由變動時，對模式輸出結果是否具有明顯影響，另本研究所發展之淺層坡地崩塌模式屬於局部區域分析方法，因此將參數敏感度分析場址選定於特定坡面位址。石門水庫於 53 年興建完成，為台灣北

部區域主要供水來源，使用期間歷經多次重大土砂災害，其土砂來源多為坡地崩塌產生，因此，石門水庫上游集水區內有較完整之土壤試驗資料以及地形調查資料，茲將敏感度分析之區域設定於石門水庫集水區內砂崙仔崩塌地。降雨資料採用集水區內高義雨量站所量測柯羅莎颱風 48 小時降雨事件之資料，土壤參數資料選用經濟部水利署所辦理「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研究」計畫所完成相關土壤試驗之資料數據，選定位置如圖 4.1，以及數值高程模式 DEM 選用工研院 2007 年制作之 5m DEM 資料，土層厚度根據陳本康(2005)所提出之坡度與土層厚度回歸公式，

$$d_{LZ} = -0.0716\alpha + 5.6563 \quad (4.3)$$

上式中 α 為坡地坡度，適用於坡面坡度 0 至 70 度範圍內，經由 DEM 資料計算每 5m 坡面坡度，再由坡度與土層厚度關係式計算坡地土層厚度，所取得地形變化與土層厚度如圖 4.2。因台灣地區無長期地下水位監測資料，在此假設初始地下水位於土層底部上 1m。模式保水曲線之參數資料則是根據砂崙仔崩塌工程地區，土壤粒徑試驗結果為粗粒土壤，依 Carsel and Parrish (1988)內所提出之砂質壤土(sandy loam)保水曲線參數值。

降雨條件採用 DEM 製作後 2007 年科羅莎颱風期間之豪雨事件作為資料，圖 4.3 為時雨量降雨組體圖，降雨時間為民國 96 年 10 月 5 日 1 時至 6 日 24 時，共計 48 小時。水之單位重為 9.81 kN/m^3 。飽和體積含水量(θ_s)根據 Carsel and Parrish (1988)假設為 0.41。進行敏感度分析之參數包含土壤參數與保水曲線參數，茲將參數選取簡述如下。

1. 土壤強度參數

包含土壤比重(G_s)、土壤有效摩擦角度(ϕ')、土壤有效凝聚力(c')與非飽和摩擦角度(ϕ^b)平均值選用「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研

究」所做土壤試驗值，而土壤有效摩擦角度(ϕ')、土壤有效凝聚力(c')與非飽和摩擦角度(ϕ^b)機率密度函數根據 Refice and Capolongo (2002)假設為常態分佈；土壤比重(G_s)機率密度函數根據 Harr (1987)假設為常態分佈，其餘詳細之統計特性皆整理於表 4.1。

Christian et al. (1994)與 Husein Malkawi et al. (2000)皆指出土壤摩擦角度、土壤凝聚力與土壤單位重彼此間相關性相當微小而可加以忽略，而 Chen et al. (2007)也曾指出凝聚力和摩擦角雖與地下水位有關，但在參數間相關性資料缺乏的情況下，可合理將其視為互相獨立。故本研究假設土壤有效摩擦角度、土壤有效凝聚力與土壤比重間彼此互相獨立而無相關性存在。

2. 保水曲線參數

飽和水力傳導係數(K_s)、殘餘體積含水量(θ_r)、進氣潛能因子(ζ)、孔徑指數(N)四個參數根據 Carsel and Parrish (1988)所提出之共變異係數矩陣，如表 4.2，考慮彼此之相關性。孔徑指數(N)的機率密度函數為 Johnson system 之 LN(lognormal)；飽和水力傳導係數(K_s)、體積殘餘含水量(θ_r)、進氣潛能因子(ζ)的機率密度函數為 Johnson system 之 SB(log ratio)。保水曲線參數之統計特性整理於表 4.2。

依 Carsel and Parrish (1988)內所提出，藉由正交轉換(orthogonal transformation)將不具有相關性之樣本轉換為具有相關性，接著利用 Johnson 逆轉換，式子如下：

$$\text{LN: } X = \exp(Y) \quad (4.4)$$

$$\text{SB: } X = [B \exp(Y) + A] / [\exp(Y) + 1] \quad (4.5)$$

其中， X 為有相關性之 Johnson system 分佈， Y 為具有相關性之常態分佈樣

本，A 為參數所限制之下限，B 則為上限。在此 SB 分佈之水力傳導係數(K_s) 上限 B 為 30，下限 A 為 0；土壤體積殘餘含水量(θ_r) 上限 B 為 0.11，下限 A 為 0；進氣潛能因子(ξ) 上限 B 為 0.25，下限 A 為 0。

4.3 案例分析結果討論

根據前一節所說明參數條件設定，進行柯羅莎颱風模擬與安全係數參數敏感度分析，結果如圖 4.4，由結果可知土壤強度參數，包含土壤比重(G_s)、土壤有效摩擦角度(ϕ')、土壤有效凝聚力(c')與非飽和摩擦角度(ϕ^b)等，為影響安全係數不確定性之重要輸入因子，而地表地下水模擬所需之保水曲線參數與曼寧係數為低影響輸入因子。土壤強度參數在可能範圍變動下對安全係數之影響較為明顯，其中以非飽和摩擦角度(ϕ^b)影響最大，土壤有效摩擦角度(ϕ')次之，土壤比重(G_s)對安全係數影響最小。保水曲線參數對安全係數影響變化不大，此因為分析採用 Carsel and Parrish (1988)所之提供保水曲線參數，其已限定於砂質壤土，整體參數變異程度小，參數取樣範圍較小，因此，假若土壤在取樣後可清楚分類為何種土壤，表 2.1 中砂土、壤土與黏土，在其可能範圍內自由變動時，並不會使模式輸出產生太大變異。雖保水曲線參數對模式輸出變異不大，但由敏感度分析結果可知，其相關係數會隨降雨過程變化，反應降雨所產生之影響，在保水曲線參數中，起始時飽和水力傳導係數影響最大，隨時間與降雨增加下，飽和水力傳導係數影響隨時間降低，孔徑指數的影響隨時間增加。此外，曼寧係數(n)相關係數值在降雨過程中趨近於零，對安全係數影響甚微。

第五章 水文條件對淺層坡地崩塌之影響

根據第四章結論可知土壤強度參數為影響安全係數不確定性之重要輸入因子，而地表地下水模擬所需之保水曲線參數與曼寧係數為低影響輸入因子。然而，保水曲線參數與曼寧摩擦係數為反應外在水文條件之參數，外在水文條件為改變邊坡穩定性之主要關鍵，本章節利用不同設計水文條件，包含不同雨量、延時與雨型，以及不同逕流入流歷線對降雨及逕流引致淺層坡地崩塌模式進行模擬，探討外在水文條件因子對淺層坡地崩塌之影響。

5.1 降雨對淺層坡地崩塌影響分析

不同型態之降雨包含降雨強度大小、延時長短與降雨型狀，本節首先利用具有不同雨量與延時的降雨事件，製造不同強度大小與不同延時長短之降雨條件，再進一步依據概念化雨型，藉以探討降雨對淺層坡地崩塌影響。

不同總降雨量與延時

考慮一假設坡面坡降(S)為 0.6，坡度約 31° ，坡面形狀大小如圖 5.1，地下水位位於地表下方 4 公尺處，土壤參數如表 5.1，考量坡面不受其他坡面逕流入流與地下水上升之影響，且下游可自由溢流坡面水流，因此，假設土層左側邊界與透水較高土壤接合，左側邊界條件(ae)設定為固定地下水位邊界，土層底部(ab)為透水性低之土層或岩石，右側地下水位以上(df)為不透水邊界，且固定右側邊界(bd)地下水位。圖 5.2 至圖 5.4 為不同延時下之均勻降雨，總降雨量分別為 300mm、400mm 與 500mm 之崩塌模擬結果。結果可知，安全係數隨降雨過程下降，在降雨過後安全係數隨時間上升。在總降雨量 300mm 下，不同降雨延時皆未發生崩塌，降雨延時 12 小時在

降雨 12 小時過後具最小安全係數；在總降雨量 400mm 下，降雨延時 12 小時、24 小時及 36 小時發生崩塌，降雨延時 24 小時在降雨 24 小時過後具最小安全係數；在總降雨量 500mm 下，降雨延時 12 小時、24 小時、36 時及 48 小時發生崩塌，降雨延時 24 小時在降雨 24 小時過後具最小安全係數；由結果可了解，安全係數隨降雨強度愈大下降速率愈快，但崩塌發生於特定雨量與延時下，此因為崩塌發生與地表入滲量相關，如圖 5.5 中，總降雨量 400mm 下，降雨延時短，降雨強度大，如多數雨量沿地表逕流，則地表入滲量愈少，愈不易發生崩塌；另在側邊界地下水流出影響下，致使長延時低強度降雨不易發生崩塌，如圖 5.6 可知，延時愈長，側邊界地下水流出愈多。圖 5.7 與圖 5.8 為總降雨量 400mm 下地表平均入滲率，其中降雨延時 6 小時、12 小時與 24 小時，降雨過程中，降雨強度高於坡面入滲能力，降雨未完全入滲，即坡面發生逕流現象，於降雨停止前，其坡面為飽和之土壤。降雨延時 36 小時、48 小時與 60 小時，降雨完全入滲，未發生逕流現象，且入滲率遠低於坡面入滲能力。

圖 5.9 為降雨量 400mm 與延時 24 小時下坡地內孔隙壓力分布隨時間之變化；圖 5.10 為降雨量 500mm 與延時 36 小時下坡地內孔隙壓力分布隨時間之變化。由圖 5.9 與圖 5.10 可了解，降雨過程中坡地內基質吸力(matric suction)隨時間下降，地下水位則隨時間上升，圖 5.10(c)與(d)顯示當坡地近似飽和，土體內孔隙壓力變化呈現穩態，則安全係數不隨時間變化；另在降雨過後坡地內基質吸力(matric suction)隨時間上升，地下水位則隨時間下降。另由圖 5.11 可了解不同雨量與延時下，坡地具有不同深度之破壞面。因此，吾人可知降雨之雨量與延時明顯影響崩塌是否發生，對崩塌深度與崩塌時間有重大之影響。

不同雨型

進一步探討雨型對淺層坡地崩塌之影響，將雨型概念化如圖 5.12 所示，採用相同坡地條件下，圖 5.13 至圖 5.15 為不同雨型在總降雨量為 400mm 不同延時下，崩塌模擬結果。結果可知，在降雨延時 24 小時下，前進型未發生崩塌，中央型發生崩塌於 20 小時，後退型發生崩塌於 21.5 小時；在降雨延時 48 小時下，前進型與中央型均未發生破壞，後退型發生破壞於 44 小時，如前節所述坡地破壞於特定雨量延時下，然而雨型改變亦進一步影響坡地破壞發生之可能。圖 5.16 為總降雨量 400mm 與延時 24 小時下，不同雨型之孔隙壓力與破壞面分布；其中，中央型破壞深度較深，後退型崩塌深度較淺。因此，吾人可知雨型亦明顯影響崩塌是否發生，崩塌深度與發生時間皆可能因雨型而不同。

5.2 逕流對淺層坡地崩塌影響分析

前節所述皆為單純考量降雨對淺層坡地崩塌之影響，相較於坡地內水平側向邊界之地下水位，坡地之地表逕流具有較快的反應時間，所以對於降雨引發之坡地淺崩塌分析，有其必要在固定坡地內水平側向的地下水流邊界條件下，考量地表逕流之影響。此處進一步考量坡面上游具逕流入流 $0.0001 \text{ m}^2/\text{s}$ ，採用相同坡地條件下，均勻降雨 12 小時降雨強度 25 mm/s，分別模擬僅考慮降雨與上游具逕流入流案例，崩塌模擬結果如圖 5.17，由結果可知，考慮逕流入流後安全係數明顯隨時間下降速度更快，約為 9 小時處發生崩塌。圖 5.18 為累積入滲量計算，由圖中可知，考慮逕流入流後坡面累積入滲量更多，更多的地表水入滲至坡地內。圖 5.19 與圖 5.20 為坡地內孔隙壓力分布，考慮逕流入流後坡地內孔隙壓力隨時間上升更快，坡地更易發生崩塌。由上述吾人可知，逕流入流對淺層坡地崩塌具明顯影響，以下分別探討不同入流大小、延時與入流型態對淺層坡地崩塌之影響。

不同入流大小

首先考慮不同逕流入流大小對淺層坡地崩塌影響，採用相同坡地條件下，圖 5.21 為考慮一降雨事件 12 小時均勻降雨 200mm，並且於坡面上游給予均勻入流 $0.00001 \text{ m}^2/\text{s}$ 、 $0.00002 \text{ m}^2/\text{s}$ 、 $0.00004 \text{ m}^2/\text{s}$ 與 $0.0001 \text{ m}^2/\text{s}$ 等案例淺層坡地崩塌模擬結果，由結果可知，除入流 $0.00001 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例外，其餘入流皆發生崩塌，且逕流入流越大越快發生崩塌，由圖 5.22 可知，逕流入流越大地表累積入滲量越多，圖 5.23 孔隙壓力分布顯示在上游具愈大逕流入流量狀況下，坡地內孔隙壓力上升愈大。因此，吾人可知入流大小明顯影響崩塌是否發生與崩塌發生時間。

不同入流延時

接下來考慮不同逕流入流延時對淺層坡地崩塌影響，採用相同坡地條件下，圖 5.24 為考慮一降雨事件 12 小時均勻降雨 200mm，並且於坡面上游給予均勻入流 $0.00016 \text{ m}^2/\text{s}$ 持續 3 小時、 $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$ 持續 6 小時、 $0.00004 \text{ m}^2/\text{s}$ 持續 12 小時等案例淺層坡地崩塌模擬結果，由結果可知，在第 3 小時，入流 $0.00016 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例安全係數最小，但各種入流情況皆未發生崩塌，在第 3 小時後，入流 $0.00016 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例已停止入流安全係數上升。在第 6 小時，入流 $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例安全係數最小，在第 9.5 小時，入流 $0.00004 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例發生崩塌，其餘情況地表因已停止入流皆未發生崩塌。圖 5.25 為不同逕流入流延時累積地表入滲量，圖 5.26 為坡地內孔隙壓力分布，由圖 5.25 與圖 5.26 可知，在第 3 小時，入流 $0.00016 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例累積入滲量最大，且坡地內孔隙壓力最大。在第 4 小時，入流 $0.00016 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例已停止入流，坡地內孔隙壓力下降，因此安全係數回升，入流 $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例坡地內孔隙壓力最大，安全係數最小。在第 12 小時，入流 $0.00004 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例累積入滲量最大，且坡地內孔隙壓力最大。由上述吾人可知不同逕流入流延時明顯影

響崩塌是否發生，對崩塌發生時間有重大之影響。

考慮逕流入流發生具延遲時間於降雨第 2、4、6、8 與 10 小時發生，且結束於降雨過後第 2、4、6、8 與 10 小時，入流歷線如圖 5.27。圖 5.28 為安全係數模擬變化，由結果可知，延遲 0、2 與 4 小時於降雨過程中發生崩塌，其餘皆未發生崩塌，但是延遲 6 小時於降雨過後 3.8 小時發生崩塌，延遲 8 小時於降雨過後 4.9 小時發生崩塌，延遲 10 小時於降雨過後 5.9 小時發生崩塌。圖 5.29 為延遲 4 小時案例第 12 小時與第 16 小時孔隙壓力分布，由圖中可知降雨過後地表持續逕流入流，坡地內孔隙壓力依然持續上升，地下水位升高。由上述吾人可知不同逕流延遲時間，可能造成降雨過程未發生崩塌，降雨停止後可能因地表逕流持續入流而發生崩塌。

不同入流型態

進一步探討不同入流型態對淺層坡地崩塌之影響，考慮入流歷線如圖 5.30，採用相同坡地條件下，分別考慮最大逕流入流量 $0.0002 \text{ m}^2/\text{s}$ 與 $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$ ，圖 5.31 為安全係數模擬變化，由結果可知，雖然安全係數變化差異不大，但在最大逕流入流量 $0.0002 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例中，前進型最快發生崩塌，中央型次之，後退型最慢發生崩塌，在最大逕流入流量 $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$ 案例中，僅後退型發生崩塌。因此，吾人可知不同逕流入流型態亦影響崩塌是否發生，崩塌發生時間可能因而不同。

第六章 模式之應用分析

藉由坡地崩塌模擬搭配進一步分析，可達到即時預警之工作，目前即時預警多數研究皆是以降雨特性(總降雨量、降雨延時與降強度)做為預警研判之依據，即「降雨門檻值」。早期崩塌預警之降雨門檻研究係以統計法為基礎，即針對一特定小區域或坡地，蒐集歷年來造成該區域發生崩塌之降雨事件之總降雨量與降雨延時，再利用統計理論描繪出降雨門檻曲線，然而以統計法繪製特定區域之降雨門檻曲線須仰賴過去大量之崩塌調查資料，因此無法用於調查資料較少之區域，近年來部分與即時預警相關之研究改採定率模擬法為基礎以推估降雨門檻曲線，如圖 6.1，定率模擬法在即時預警上與統計法具有相同之功能，差別在於後者繪製降雨門檻曲線係依據數學模式模擬結果，而非過去實際崩塌調查資料，定率模擬法僅需少量過去崩塌資料做為模式率定驗證之用，可適用於調查資料較少之區域。本章節首先利用所發展之模式建構降雨門檻值曲線，探討與過去模式所產生門檻值曲線之差異，再進一步藉由實際案例，建構降雨逕流門檻值曲線，依分析結果給定相關之建議。

6.1 降雨門檻值之探討及其應用

根據前章節模擬分析，進一步製作不同雨型下雨量與延時之降雨門檻值圖，如圖 6.2。圖 6.2 顯示，不同雨型具有不同降雨門檻值，不同雨型之門檻值曲線將門檻值圖劃分為兩區域，雨量延時於曲線之右邊，則表示坡地破壞，反之，左邊區域表示坡地穩定。例如總降雨量 400mm 與降雨延時 48 小時下，後退型發生破壞，其他雨型呈現穩定。圖 6.2 中顯示不同雨型門檻值曲線具有上邊界與下邊界，如相同雨量下，降雨延時高於上邊界或低於下邊界，則坡地未發生破壞，與過去一維淺崩塌模擬所產生降雨門檻值圖有所差異，一維淺崩塌模式模擬結果僅具有下邊界，上邊界則為一固定雨量值，如圖 6.1；由 5.1 節模擬結果可知，相同雨量下，降雨延時短，

降雨強度大，降雨過程中，降雨強度高於坡面入滲能力，降雨未完全入滲，即坡面發生逕流現象，如多數雨量沿地表逕流，則地表入滲量愈少，愈不易發生崩塌，因此門檻值具下邊界；另在側方向地下水流出影響下，致使長延時低強度降雨不易發生崩塌，門檻值之上邊界為側方向地下水流影響所產生，一維淺崩塌模擬由於無法考量側向水流影響，因此上邊界為一固定雨量值。由降雨門檻值圖可了解，不同降雨條件下，會產生不同門檻值曲線，工程師如欲在一局部區域建立警戒降雨條件，需藉由當地歷史降雨資料，配合模式模擬分析建立符合現地之門檻值曲線。

6.2 淺層坡地崩塌模擬之實際應用分析

本研究利用所發展降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式與降雨引致未飽和坡地淺崩塌一維模式[附錄 B]，於台灣嘉義縣阿里山道路 37k+500~40k+100 進行現地應用實例模擬與分析，應用位置如圖 6.3，首先利用一維模式，獲得區域範圍內不同雨量下可能發生崩塌之區域(崩塌潛勢區域)，再由所發展之降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式進行單一坡面模擬，並且對較易崩塌路段，建立降雨門檻值曲線，可做為現場豪雨時期道路安全警戒使用。

案例說明

台灣嘉義縣阿里山道路(台 18 線)係通往奮起湖、阿里山與玉山等區域之重要道路，沿線居民均仰賴該進出與運送農產品及觀光山等區域之重要道路，過去於寶莉颱風(1992)、賀伯颱風(1996)、桃芝颱風(2001)、納莉颱風(2001)與敏督利颱風(2004)皆曾經發生邊坡崩塌，總坍塌土石量皆超過 10000m³，於 2009 年 8 月莫拉克颱風來襲時，受颱風引進外圍環流的豪大雨影響，道路 40 多處邊坡崩塌、路基坍塌流失，造成交通中斷，其中約有 8 處較大缺口，受到大規模順向坡滑動或圓弧形滑動嚴重毀損，坍塌位置多

處屬於風化層與崩積層。

模式選用

由第五章可知，不同降雨與逕流條件對淺層坡地崩塌具有影響，本研究發展之降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式，可反應降雨逕流之影響，然而所採用二維耦合演算方法計算複雜且耗時，勢難以應用於大範圍區域之運算，而過去已有許多學者，利用一維降雨入滲模擬結合無限邊坡分析，預測大範圍區域坡地在降雨過程中是否發生崩塌，如 Iverson(2000)、Baum et al. (2002)、Tsai et al.(2008)。一維模式相較二維模式(表 6.1)，因無考慮側向水流與地表水流演算，計算效率較高，能反應降雨引致坡地淺層水平滑動之情況，雖無法分析地表水之影響與劃分坡面破壞弧面，但可做為區域範圍內坡面崩塌潛勢初估工具。因此，此處採用 Tsai et al.(2008) 所發展之一維模式[附錄 B]，做為預測區域範圍內坡地在降雨過程中是否發生崩塌之分析工具，依模擬分析結果，再對特定坡面進行二維模式局部模擬。

雨量資料

歷年雨量資料經由中央氣象局雨量觀測站與水利署水文資訊網蒐集獲得，根據小公田雨量站所量測資料，圖 6.4 為歷年雨量分布，歷年平均雨量約為 3250mm，圖 6.5 為月平均雨量分布，雨量主要集中在 5 至 9 月，其中以 8 月份最高。

地形分析

根據內政部 95 年建置 DEM 地形資料(圖 6.6)，經由 ESRI 公司所建置 Arc-Hydro 工具，判釋研究區域坡面[附錄 D]，並根據道路與地形修正分割區域，坡面判釋分割成果如圖 6.7，再根據 DEM 資料計算各坡面平均坡度，如圖 6.8。坡面判釋相較過去格網式坡面模擬，可大幅縮減模擬坡面數量，

且各坡面具有相同坡向與坡度變異不大等物理意義。

歷史崩塌紀錄

根據過去研究調查資料如表 6.2，本區域各路段於颱風時期經常發生崩塌，另根據公路局資料 2013 年潭美颱風(累積雨量 446.5mm) 39k+500 處亦有發生崩塌之紀錄。

土壤參數

土壤強度參數根據交通部公路總局「莫拉克風災台 18 線 37k+500 ~ 40k+100、59k+100 及 71k+100 附近等三處災害修復工程委託測量、地質探查與設計」所量得 $G_s = 2.65$ ， $c' = 10$ ， $\phi' = 23^\circ$ 。保水曲線根據鑽探報告，本區域多為粉土與黏土，且該處屬河川上游，由第四章分析結果可知保水曲線參數與曼寧係數為低影響輸入因子，相近性質土壤於合理變動範圍內影響較低，參考 Van(1978)選取保水曲線參數，飽和水力傳導係數 K_s 為 25 cm/day， N 為 1.8， ξ 為 0.01，曼寧係數為 0.05。土壤厚度依量測資料給定平均 1~4m，如圖 6.9。

初始條件

考慮不同初始條件，土層底部起始壓力水頭分別為 0 至 -1.5m，各深度孔隙壓力依深度線性分布給定，利用一維坡地淺崩塌模式，模擬敏督利颱風 1058mm，比對結果如圖 6.10，圖中分別標記毀損之道路(表 6.2)與安全係數模擬結果。由結果可知，初始條件為 0m 時，模擬結果崩塌範圍較實際發生路段超出許多，模擬結果 38k+700 至 39k+700 路段發生崩塌，實際情況有三處發生崩塌，40k+800 亦發生崩塌與實際情況相符，另二處實際崩塌位置模擬結果安全係數接近 1.1；初始條件為 -0.5m 時，模擬結果與 0m 時接近，但安全係數較大，模擬結果亦較實際崩塌範圍廣泛許多；初始條件 -1.0m

時模擬結果 38k+700 至 39k+500 路段發生崩塌，實際情況有三處發生崩塌，其他三處實際崩塌位置，雖模擬未發生崩塌，但安全係數接近 1.1，整體模擬崩塌範圍超出實際情況較小，較接近現地崩塌情況，因此以下崩塌模擬分析皆採用 -1.0m 做為初始條件。

崩塌潛勢模擬

本研究利用一維淺崩塌模式，根據地形分析與地質參數條件之設定，考慮中央型降雨，2 日累積降雨量分別為 100mm、200mm、…至 1000mm 等，圖 6.11 至圖 6.20 為各雨量下崩塌潛勢分布圖。由圖中可看出，200mm 累積雨量下，39k+300~39k+400 路段下邊坡較易發生崩塌；300mm 累積雨量下，39k+200~39k+500 路段下邊坡與 39k+450 處上邊坡較易發生崩塌；40mm 累積雨量下，39k~39k+500 路段下邊坡與 39k+450 處上邊坡較易發生崩塌；800mm 累積雨量下 38k+700~39k+500 路段下邊坡、38k+700 處與 39k+450 處上邊坡較易發生崩塌。各雨量下崩塌面積如圖 6.21，其中累積雨量 100mm 至 500mm 崩塌面積增加較多，累積雨量大於 500mm 崩塌面積增加較少。進一步利用降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式(二維模式)，對 39k+450 處上邊坡進行崩塌模擬分析，同樣根據地形分析與土壤參數條件之設定，考慮中央型降雨，2 日累積降雨量分別為 100mm、200mm、…至 500mm 等，圖 6.22 為不同雨量下安全係數隨時間變化，圖中安全係數隨時間下降，其中可知累積降雨量超過 400mm，降雨過程中安全係數(FS)低於 1，可能發生崩塌，圖 6.23 為 39k+450 處坡面形狀與模擬崩塌破壞面之位置，其破壞位置為坡度較陡處。由結果可知，一維模式模擬結果較為保守，即發生崩塌可能之雨量較低；二維模式則可反映細部地形之變化。

降雨門檻圖建立

利用降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式，對 39k+450 處上邊坡進行

進行崩塌模擬，同樣根據地形分析與土壤參數條件之設定，考慮均勻降雨，以及分別考慮上游具有均勻逕流入流量分別為 $0.00002 \text{ m}^2/\text{s}$ 與 $0.0002\text{m}^2/\text{s}$ ，進一步製作雨量與延時之降雨門檻值曲線，如圖 6.24。由結果可知，未考慮逕流入流之門檻曲線降雨量低於 300mm 即不會發生崩塌，考慮逕流入流之門檻曲線任何雨量皆具有最低延時門檻值，如圖中坡地降雨量趨近於 0，然而上游持續入流 55 小時，亦可能發生崩塌。由圖中亦可知，降雨延時低於 40 小時，考慮逕流入流亦不會發生崩塌，因此，降雨延時 40 小時可做為此處降雨延時門檻值。從圖 6.24 亦可了解，如未考量上游逕流入流，可能會判斷 300mm 以下雨量不會發生崩塌，過於樂觀之結論，因此，考慮逕流後之門檻值曲線可做為更為嚴謹之判斷標準。



第七章 結論與建議

7.1 結論

台灣地區因降雨集中於颱風豪雨時期，短延時與高強度降雨分布下，多數雨水由地表逕流而下，本研究為納入地表逕流模擬，求解地表地下水方程式，耦合計算一維運動波漫地流與二維理查氏方程式，再根據極限平衡法坡地崩塌分析，建構降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式。利用建構完成之模式對各項參數影響與外在水文條件探討，進一步應用於現地分析上，做為坡地崩塌預測之工具。分析結果歸納如下：

1. 經由參數敏感度分析可知，土壤強度參數影響較大，其中非飽和摩擦角度 ϕ 影響最大，土壤有效摩擦角度(ϕ')次之，保水曲線參數對安全係數之變化不大，降雨起始時飽和水力傳導係數影響最大，隨時間與降雨增加下，飽和水力傳導係數影響隨時間降低，孔徑指數的影響隨時間增加，曼寧係數(n)的相關係數值降雨過程中趨近於零，對安全係數的影響甚微。
2. 經由不同降雨條件對崩塌影響探討，降雨之雨量、延時與雨型明顯影響崩塌是否發生，對坡地發生崩塌深度與崩塌時間有重大之影響。
3. 藉由不同逕流條件對淺層坡地崩塌影響探討，逕流入流大小與延時明顯影響崩塌是否發生與崩塌發生時間。在上游逕流入流延遲發生狀況下，不同逕流延遲時間，可能造成降雨過程未發生崩塌，降雨停止後可能因地表逕流持續入流而發生崩塌。此外，逕流入流型態亦影響崩塌是否發生，崩塌發生時間可能因而不同。
4. 根據降雨門檻值探討，利用二維模式所製作門檻值曲線，具有上下邊界，門檻值下邊界為短時間降雨所產生，降雨延時短，降雨強度大，如多數雨量沿地表逕流，則地表入滲量愈少，愈不易發生崩塌。門檻值上邊界為長時間降雨所產生，另在側方向地下水流出影響下，致使長延時低強

度降雨不易發生崩塌，門檻值之上邊界為側方向地下水流影響所產生；過去一維模擬由於無法考量側向水流影響，因此上邊界為一固定雨量值。

5. 本研究於台灣嘉義縣阿里山道路 37k+500~40k+100 進行現地應用實例模擬與分析，藉由一維坡地淺崩塌模式[附錄 B]區域性崩塌模擬獲得小區域初步崩塌潛勢，模擬結果 39k+200~39k+500 路段下邊坡與 39k+450 處上邊坡較易發生崩塌，再利用所發展之降雨及逕流引致之淺層坡地崩塌模式(二維模式)對 39k+450 處上邊坡進行細部模擬，可知累積降雨量超過 400mm，可能發生崩塌。
6. 進一步利用所發展之降雨逕流引致之淺層坡地崩塌模式(二維模式)對 39k+450 處上邊坡建立降雨逕流門檻值曲線，由結果可知，考慮逕流入流情況下，降雨延時低於 40 小時不會發生崩塌，即降雨延時高於 40 小時可能發生崩塌，因此，降雨延時 40 小時可做為此處降雨延時門檻值。

7.2 建議

1. 本研究分析結果土層內部側向水流動具有明顯影響崩塌發生，目前模式尚未考量地表側向(y 方向)與地下水側向(y 方向)水理模擬，未來可朝向地表二維結合地下水三維模式邁進。
2. 由敏感度分析可知，參數之不確定性因素對坡地崩塌影響甚大，如單純以安全係數做為坡地崩塌判釋，可能因不確定因素造成判釋誤差，未來可對崩塌模式進行可靠度分析，藉以使判釋標準整合參數不確定性因素。
3. 模式目前未對坡面上張力裂縫納入分析，未來可嘗試將該因素納入崩塌模式分析。
4. 模式尚未計算土體間施加應力後形變之問題，未來可朝整合應力應變方程式納入崩塌模式分析。

5. 對於局部破壞機制，地下水滲流攜出土壤顆粒造成之管湧現象，未來可嘗試探討其生成力學機制，將此現象納入模式運算。
6. 目前模式未納入植物根系對土壤強度之效應，以及坡面或坡址上之保護工程與擋土牆所增加抗滑能力，未來可納入分析考量，期使模式更接近實際情況。



參考文獻

1. 打荻珠男(1971),「ひと雨による山腹崩壊について」,新砂防。
2. 申潤植,山海堂(1989)「地滑工學-理論と實踐」, 70-124。
3. 台灣世曦工程顧問股份有限公司(2011),「台 18 線道路莫拉克風災復建工程執行現況」。
4. 行政院農委會水土保持局(2010),「九份二山崩塌地觀測及警戒機制整合平台建立」。
5. 交通部公路總局第五區養護工程處(2010),「莫拉克風災台 18 線 37k+500 ~ 40k+100、59k+100 及 71k+100 附近等三處災害修復工程委託測量、地質探查與設計」。
6. 邱彬晟(2002),「國立交通大學土木工程研究所碩士論文」,國立交通大學土木工程學研究所,碩士論文。
7. 陳本康(2005),「石門水庫集水區崩塌特性及潛勢評估研究」,國立中興大學水土保持學研究所,博士論文。
8. 陳弘恩(2005),「降雨引發坡地淺崩塌模式之建立與探討」,國立交通大學土木工程學研究所,碩士論文。
9. 陳俊傑(2004),「有限解析法於飽和坡地穩態破壞潛能計算之應用」,國立交通大學土木工程學研究所,碩士論文。
10. 陳信雄(1995),「崩塌地調查與分析」 渤海堂出版社
11. 陳樹群(2003),「水庫集水區土砂整治成效評估 2/2」,經濟部水利署。
12. 黃舒勤(2012),「一維未飽和坡地淺崩塌模式之整體敏感度分析」,國立交通大學土木工程學研究所,碩士論文。
13. 渡正亮、小橋橙治,山海堂(1979),「地滑斜面崩壊の實態與對策」, 252-256。
14. 渡正亮、小橋橙治,山海堂(1987),「地滑斜面崩壊の予知與對策」, 202-223。
15. 經濟部水利署(2008),「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研究(3/3)」,經濟部水利署台北辦公室。

16. 經濟部水利署(2011),「水庫集水區區域性高精度崩塌潛勢之分析研究(3/3)」, 經濟部水利署台北辦公室。
17. 趙衛君(2005),「應用高斯過程建立分階式山區道路邊坡崩塌預測模式之研究-以阿里山公路為例」, 國立台灣科技大學營建工程學系, 碩士論文。
18. 顏宏宇(2005),「LiDAR 直接量測數值地形資料精度分析與應用」, 國立成功大學地球科學研究所, 碩士論文。
19. 盧綉真(2004),「兩型與入滲對運動波漫地流之影響分析研究」, 國立交通大學土木工程學研究所, 碩士論文。
20. 謝正倫(2002),「流域土砂管理模式之研究 3/3」, 經濟部水資源局。
21. Abdulla M. N. (2011) Catchment Area Delineation Using GIS technique for Bekhma Dam. Spatial Information Processing II, paper no 5335
22. Agus S. S., Leong. E. C., and Rahardjo H. (2001). Soil-water characteristic curve of Singapore residual soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 19, pp.285-309.
23. Akan A. O., and Yen B. C. (1981). Mathematical model of shallow water flow over porous media. *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 107(4), 479-494.
24. An Y., and Liu Q. (2009). Two-Dimensional Hillslope Scale Soil Erosion Model. *Journal of Hydrologic Engineering*, 14(7), 690-697. doi: doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000032
25. Aleotti P (2004). A warning system for rainfall-induced shallow failures. *Engineering Geology* 73: 247-265.
26. Baum RL, Savage WZ, Godt JW (2002). TRIGRS-a Fortran program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability analysis. Virginia, US Geological Survey Open file report 02-424.
27. Bradford S. F., and Katopodes N. D. (1998). 'Nonhydrostatic model for surface irrigation. *J. Irrig. Drain Eng.*, 124(4), 200-212.
28. Bromhead E. (2006). *The stability of slopes*. CRC Press.
29. Brooks R.H., and A.T. Corey (1964). Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Paper 3*. Colorado State Univ., Fort Collins, CO.
30. Bishop AW (1954). The use of pore pressure coefficients in practice. *Geotechnique*

31. Ng C. W. W., and Shi Q. (1998). A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage. *Computers and Geotechnics*. 22(1) : 1-28.
32. Cai, F. , and Ugai, K. (2004). Numerical analysis of rainfall effects on slope stability. *Int. J. Geomech*. 4 (2), 69–78.
33. Caine, N. (1980). The Rainfall Intensity-Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows. *Geogr Ann*, 62a, 23–27.
34. Campbell, G. S. (1974). A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. *Soil Science*, 117(6), 311-314.
35. Carrara, A. (1988). Multivariate Models for Landslide Hazard Evaluation. A Black Box Approach. Workshop on Natural Disasters in European Mediterranean Countries, Perugia, Italy, 205-224.
36. Carrara, A., Cardinali, M. and Guzzetti, F. (1992). Uncertainty in Assessing Landslide Hazard and Risk. *ITC Journal*, 2, 172-183.
37. Carsel R. F., Parrish R. S. (1988). Developing Joint Probability Distributions of Soil Water Retention Characteristics. *Water Resources Research*, 24(5):755-769.
38. Celia M. A., Bouloutas E. T., Zarba R. L. (1990). A general mass-conservation numerical solution for the unsaturated flow equation. *Water Resour Res* 26(7):1483–1496
39. Chang, C. H., Yang, J. C., and Tung, Y. K. (1993) Sensitivity And Uncertainty Analyses of A Sediment Transport Model: A Global Approach, *Journal of Stochastic Hydrology and Hydraulic*, 7(4) : 299-314.
40. Chang Y. L., Tsai T. L., and Yang J. C. (2010). Global Sensitivity and Uncertainty Analysis of Rainfall Triggered Shallow landslide Paper presented at the 10th International Symposium on Stochastic Hydraulics and the 5th International Conference on Water Resources and Environment Research, Quebec City, Canada.
41. Chapra S. C. and Canale R. P., (1988) *Numerical methods for engineers: second edition*, McGraw-Hill Book Company.
42. Ng C. W. W. and Pang R. P., (2000). Influence of stress state on soil-water characteristic and slope stability. *Journal of Geotechnical and*

43. Chen, J. C., Jan, C. D., and Lee, M. H. (2007) Probabilistic analysis of landslide potential of an inclined uniform soil layer of infinite length: theorem. *Environmental Geology*, 51(7) : 1239-1248.
44. Christian, J. T., Ladd, C. C., and Baecher, G. B. (1992) Reliability and probability in stability analysis.
45. Christian, J. T., Ladd, C. C., and Baecher, G. B. (1994). Reliability applied to slope stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*; (United States), 120(12) : 2180-2207.
46. Collins B.D., and Znidarcic D. (2004). Stability analyses of rainfall induced landslides. *J Geotech Geoenviron Eng* 130(4):362–372
47. Cressie, N. A. C. (1993). "Statistics for spatial data," Wiley (New York).
48. Crosta G.B., and Frattini P. (2003). Distributed modeling of shallow landslides triggered by intense rainfall. *Nat Hazard Earth Syst Sci* 3:81–93
49. Dai, F. C., Lee, C. F. and Ngai, Y. Y. (2002). Landslide Risk Assessment and Management: an Overview. *Engineering Geology*, 64(1), 65-87.
50. Dhakal, A. S. and Sidle, R. C. (2004). Distributed simulations of landslides for different rainfall conditions. *Hydrol. Process.*, 18: 757–776.
51. El-Kadi, A. I. (1987). Variability of infiltration under uncertainty in unsaturated zone parameter. *J. Hydrol.*, 90(1)61-80.
52. Ermini, L., Catani, F. and Casagli, N. (2005). Artificial Neural Networks Applied to Landslide Susceptibility Assessment. *Geomorphology*, 66(1-4), 327-343.
53. Frattini P, Crosta GB, Fusi N, Negro PD (2004). Shallow landslides in pyroclastic soil: a distributed modeling approach for hazard assessment. *Eng Geol* 73:277–295
54. Fredlund, D. G., Rahardjo, H. and Gan, J. K. M. (1987). Nonlinearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils. *Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils*, New Delhi, India, pp. 49-54.
55. Freeze R. A. (1972). Role of subsurface flow in generating surface runoff: 1. Base flow contribution to channel flow. *Water Resources Research*, 8(3): 609–623.
56. Harp, E. L., Jibson, R. W. (1995). Inventory of landslides Triggered by the 1994 Northridge. California Earthquake. In: *US Geological Survey*

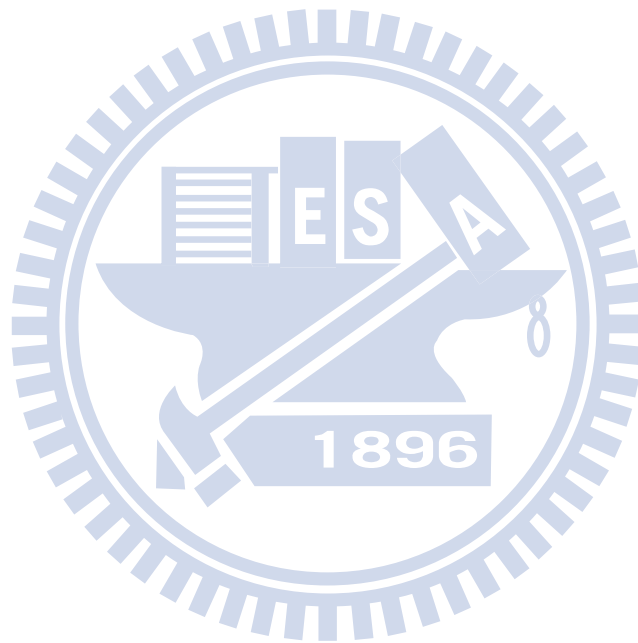
57. Haverkamp, R., Vauclin, M., Touma, J., Wierenga, P. J., and Vachaud, G. (1977) A comparison of Numerical Simulation Models for One-dimensional Infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol. 41, 285~294.
58. Henderson F.M. (1965). *Open Channel Flow*. Macmillan, New York.
59. Husein Malkawi, A. I., Hassan, W. F., and Abdulla, F. A. (2000). Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability. *Structural safety*, 22(2) : 161-187.
60. Huyakorn, P. S., Thomas, S. D., & Thompson, B. M. (1984). Techniques for Making Finite Elements Competitive in Modeling Flow in Variably Saturated Porous Media. *Water Resources Research*, 20(8), 1099-1115.
61. Iverson, R. M. (2000). Landslide Triggering by Rain Infiltration. *Water Resources Research*, 36(7), 1897–1910.
62. Jacques, J., Lavergne, C. and Devictor, N. (2006). Sensitivity analysis in presence of model uncertainty and correlation inputs. *Reliability Engineering and System Safety*, 91 : 1126-1134.
63. Knopman, D.S. and Voss, C.I. (1988). Further comment sensitivities, parameter estimation and sampling design in one-dimension analysis of solute transport in porous media. *Water Resources Research*, 24(2) : 225-238.
64. Lee, S. and Choi, J. (2004). Landslide Susceptibility Mapping Using GIS and the Weight-of-Evidence Model. *International Journal of Geographical Information Science*, 18(8), 789-814.
65. Liggett JA, Dillon PJ. (1985). A dynamic model of flow exchange between streams and aquifers. *Proceedings of IAHR 21st Congress, Melbourne, Australia*, vol. 1, 17–22.
66. Liu, Q. Q., Chen, L., Li, J. C., & Singh, V. P. (2004). Two-dimensional kinematic wave model of overland-flow. *Journal of Hydrology*, 291(1-2), 28-41.
67. Maidment, D.R., (2002) *Arc Hydro: GIS for water resources.* ESRI Press, Redlands, Calif.
68. Montgomery DR, Dietrich WE (1994) A physically based model for the topographic control on shallow landslide. *Water Resources Research* 30: 83-92.
69. Morgenstern, NR., (1997). Toward landslide risk assessment in practice. In: Cruden and Fell (eds.) *Landslide risk assessment*, 15-24, Balkema, Rotterdam.
70. Morita, M., and Yen, B. C. (2000). Numerical methods for conjunctive 2-D

- surface-3-D subsurface flow model. *Int. J. Numer. Methods Fluids*, 32(8) 921–957.
71. Morita, M., and Yen, B. C. (2002). Modeling of Conjunctive Two-Dimensional Surface-Three-Dimensional Subsurface Flows. *JOURNAL OF HYDRAULIC ENGINEERING*, 128(2) 184-200
72. Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3), 513-522.
73. Mylopoulos, Y. A., Theodosiou, N., and Mylopoulos, N. A. (1999). A stochastic optimization approach in the design of an aquifer remediation under hydrogeologic uncertainty. *Water resources management*, 13(5) : 335-351.
74. Ng C W W, Menzies B. *Advanced unsaturated soil mechanics and engineering*[M]. CRC Press, 2007.
75. Panday S. and Huyakorn P., 2004 A fully coupled physically-based spatially-distributed model for evaluating surface/subsurface flow, *Advances in Water Resources*, 27 (4) (2004), pp. 361–382.
76. Pollini, G., Ceriani, M., Lauzi, S., Padovan, N. and Crosta, G. (1991). Rainfall and soil slipping in Valtellina. In: Bell DH (ed) *Proceedings of the 6th International Symposium On Landslides*, Christchurch, New Zealand. Balkema, Rotterdam, 183–188.
77. Refice A, Capolongo D (2002). Probabilistic modeling of uncertainties in earthquake-induced landslide hazard assessment. *Computers and Geosciences*, 28 : 735-749.
78. Richards LA (1931). Capillary conduction of liquids in porous mediums. *Physics 1*: 318-333.
79. Saltelli, A. (2002). Making best use of model evaluations to compute sensitivity indices. *Computer Physics Communications* 145 : 280-297.
80. Sandhu, R. S., and Wilson, E. L. (1969), Finite-element analysis of seepage in elastic media. *J. Eng. Mech. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 95(EM3), 641-652.
81. Schmid B. H. (1989). On overland flow modeling: Can rainfall excess be treated as independent of flow depth. *Journal of Hydrology*, 107:1~8.
82. Segol, G. (1994). *Classic groundwater simulations: proving and improving numerical models*.

83. Shou K.J. and Chen Y. L.(2005), Spatial risk analysis of Li-shan landslide in Taiwan, *Engineering Geology* 80,199-213.
84. Singh V. P., (1997), Effect of spatial and temporal variability in rainfall and watershed characteristics on stream flow hydrograph, *Hydrological Processes*, Vol. 11, 1649~1669.
85. Singh V. P., (1998), Effect of the direction of storm movement on planar flow. *Hydrological Processes*, Vol. 12, 147~170.
86. Smith RE, Woolhiser DA. (1971), Overland flow on an infiltration surface. *Water Resources Research*, Vol.7(4):899–913.
87. Smith R. E., and Weiegel B. L.(1980), Analytic and Approximate Boundary Fitted Coordinate Systems for Fluid Flow Simulation, AIAA Paper 80-0192, Pasadena, California.
88. Sun J. P., Liu Q. Q., Li J. Q.(2009) Effects of rainfall infiltration on deep slope failure. *Science in China Press* 52(1): 108-114.
89. Tsai, T. L. and Yang, J. C. (2006). Modeling of Rainfall-Triggered Shallow Landslide. *Environmental Geology*, 50(4), 525-534.
90. Tsai, T. L. (2008). "The Influence of Rainstorm Pattern on Shallow Landslide," *Environmental Geology*, 53(7), 1563-1569.
91. Tsai, T. L., Chen, H. E. and Yang, J. C. (2008). Numerical Modeling of Rainstorm-Induced Shallow Landslides in Saturated and Unsaturated Soils. *Environmental Geology*, 55(6), 1269-1277.
92. Tsai TL, Chen HF (2010). Effects of degree of saturation on shallow landslides triggered by rainfall. *Environ Earth Sci* 59(6):1285–1295
93. Tsai TL, Wang JK (2011). Examination of influences of rainfall patterns on shallow landslides due to dissipation of matric suction. *Environ Earth Sci* 63:65–75
94. Van Genuchten MT (1978) Mass transport in saturated-unsaturated porous media: one-dimensional solutions. *Water Resources Program*, Princeton University, Technical Report
95. Van Genuchten MT (1980) A closed-form equation for predicting hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci Soc Am J* 44:892–898
96. van Westen, C. J., Rengers, N., Terlien, M. T. J. and Soeters, R. (1997). Prediction

- of the Occurrence of Slope Instability Phenomena Through GIS-Based Hazard Zonation. *Geologische Rundschau*, 86(2), 404-414.
97. van Westen, C. J., Van Asch, T. W. J. and Soeters, R. (2006). Landslide Hazard and Risk Zonation – Why is it Still so Difficult? *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 65(2), 167-184.
98. Venkatesh Merwade (2012) Watershed and Stream Network Delineation using ArcHydro Tools. School of Civil Engineering, Purdue University.
99. Verruijt, A. (1995). *Computational geomechanics* (Vol. 7). Springer.
100. Singh V. P. (1997). Effect of spatial and temporal variability in rainfall and watershed characteristics on stream flow hydrograph. *Hydrological Processes*, Vol. 11, 1649~1669.
101. Singh V. P., (1998). Effect of the direction of storm movement on planar flow. *Hydrological Processes*, Vol. 12, 147~170.
102. W. Scott Sillers, D. G. Fredlund and Noshin Zakerzaheh (2001). Mathematical attributes of some soil-water characteristic curve models. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 19, pp.243-283.
103. Wagner, B. J., and Gorelick, S. M. (1989). Reliable aquifer remediation in the presence of spatially variable hydraulic conductivity: From data to design. *Water Resources Research*, 25(10) : 2211-2225.
104. Wallach R, Grigorin G, Rivlin J (1997). The errors in surface runoff prediction by neglecting the relationship between infiltration rate and overland flow depth. *Journal of Hydrology*, 200: 243-259.
105. Wang, W. D., Xie, C. M. and Du, X. G. (2009). Landslides Susceptibility Mapping Based on Geographical Information System, GuiZhou, South-West China. *Environmental Geology*, 58(1), 33-43.
106. Wiczorek, G. F. (1987). Effect of Rainfall Intensity and Duration on Debris Flows in Central Santa Cruz Mountains. California. In: Costa JE, Wiczorek G.F. (eds) *Debris Flows/Avalanches: Process, Recognition and Mitigation*. *Reviews in Engineering Geology* 7. Geological Society of America, Boulder, Colo., 23–104.
107. Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., and Lewis, R. W. (1977). A unified approach to soil mechanics including plasticity and visco-plasticity. in *Finite Element in*

Geomechanics, edited by Gudehus, G., 151-177, John Wiley, New York



附錄 A 降雨引致淺崩塌分析模式(一維飽和模式)

Tsai and Yang (2006)所發展之降雨引致淺崩塌分析模式，可做為預測坡地在降雨過程中是否發生崩塌之分析工具，該模式亦已成功應用於石門水庫集水區坡地淺崩塌之模擬(楊錦釗等 2008)。模式係利用莫爾庫侖理論所發展之無限邊坡穩定分析，配合時變壓力水頭之計算即可估計降雨入滲是否引發崩塌，圖 A.1 為其示意圖。安全係數計算方式可表示如下：

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} - \frac{\psi(Z,t)\gamma_w \tan \phi}{\gamma_{sat} Z \sin \alpha \cos \alpha} + \frac{c}{\gamma_{sat} Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (A.1)$$

其中 FS 為安全係數， $FS < 1$ 表示坡地將發生崩塌，反之則表示坡地處於穩定狀態。 t 為時間(T)； Z 為垂向深度(L)； $\psi(Z,t)$ 為第 t 時刻位於地表下方 Z 公尺處之壓力水頭(pressure head)(L)； ϕ 為土壤摩擦角度(friction angle)； c 為土壤凝聚力(cohesion)； α 為坡度(slope angle)； γ_w 與 γ_{sat} 則分別代表地下水與飽和土壤之單位重(unit weight)。

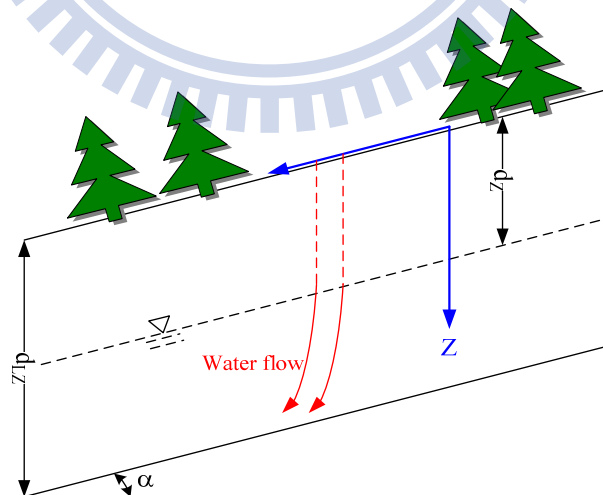


圖 A.1 降雨入滲引發淺崩塌示意圖

在式(A.1)中壓力水頭之計算方面，假設土壤趨於飽和，坡地因降雨而產生入

滲之控制方程式(Iverson, 2000)可表示為

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \cos^2 \alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2} \quad (\text{A.2})$$

其中 $D_0 = K_{sat} / C_0$ ， K_{sat} 為飽和水力傳導係數(hydraulic conductivity) (LT^{-1})， C_0 表示 $C(\psi) = d\theta/d\psi$ 之最小值，而 $C(\psi) = d\theta/d\psi$ 表示含水量(θ)與壓力水頭之比值。

求解式(A.2)須有初始條件與邊界條件可表示如下：

初始壓力水頭可表示為

$$\psi(Z, 0) = (Z - d_z) \cos^2 \alpha \quad (\text{A.3})$$

其中 d_z 為初始地下水水位(groundwater table) (L)。若坡地土層厚度為 d_{LZ} ，且土層底部為不透水邊界，則坡地底部之邊界條件可表示為：

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(d_{LZ}, t) = \cos^2 \alpha \quad (\text{A.4})$$

考量土壤入滲能力時變效應，則地表面降雨入滲邊界條件如以下三式表示：

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(0, t) = -I_z / K_{sat} + \cos^2(\alpha) \quad \text{if } \psi(0, t) \leq 0 \text{ and } t < T_d \quad (\text{A.5})$$

$$\psi(0, t) = 0 \quad \text{if } \psi(0, t) > 0 \text{ and } t < T_d \quad (\text{A.6})$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(0, t) = \cos^2(\alpha) \quad \text{if } t > T_d \quad (\text{A.7})$$

其中 I_z 為降雨強度(rainfall intensity) (LT^{-1})； T_d 為降雨延時(rainfall duration) (T)。

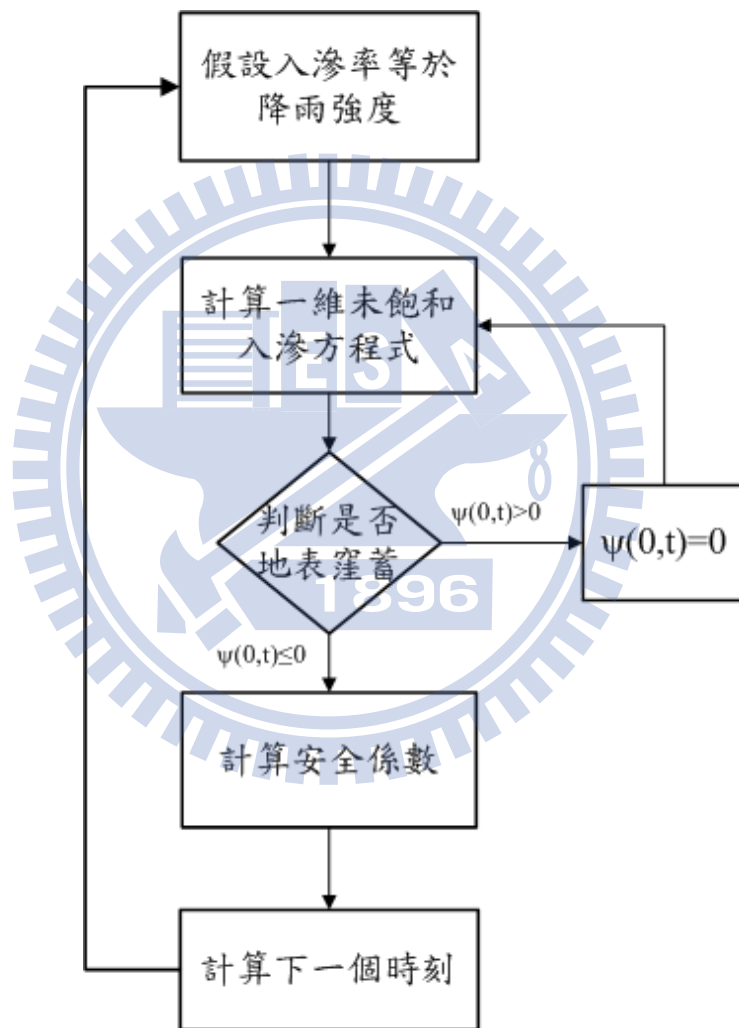
在數值方法上，Tsai and Yang (2006)利用有限元素法求解式(A.2)。先假設降

雨完全入滲，也就是入滲能力大於降雨強度，利用式(A.5)計算壓力水頭分佈，若地表面之壓力水頭小於或等於零($\psi(0,t) \leq 0$)，表示完全入滲之假設正確並計算下一個時距；然而若地表面之壓力水頭大於零($\psi(0,t) > 0$)，表示產生窪蓄現象(ponding)，即入滲能力小於降雨強度，在不考慮窪蓄造成漫地流(overland flow)水深影響下，改變地表邊界條件，令地表面之壓力水頭為零，如式(A.6)所示，再進行壓力水頭分佈之計算。



附錄 B 降雨引致未飽和坡地淺崩塌一維模式

Tsai et. al. (2008)利用有限差分法建立坡地降雨入滲模擬方法，並考量地表窪蓄效應之影響，再將各時刻模擬結果之孔隙壓力分佈，引入無限邊坡穩定分析之用，計算坡地是否崩塌，模式整體計算流程如圖 B.1。



圖B.1 模式計算流程圖

坡地降雨入滲模擬

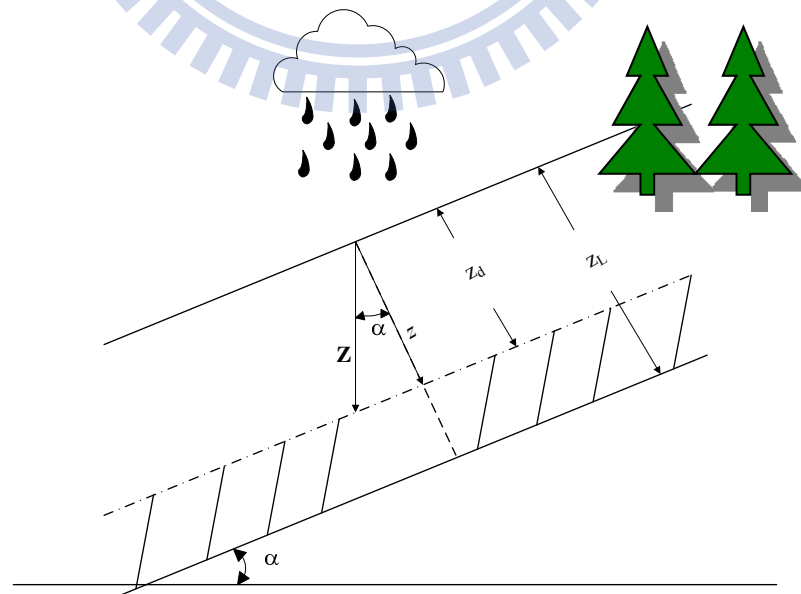
根據 Richards 方程式，三維坡地地下水流之控制方程式(Hurley and Pantelis, 1985)可表示為

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} \frac{d\theta}{d\psi} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_L(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} - \sin \alpha \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_L(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - \cos \alpha \right) \right] \quad (\text{B.1})$$

式中， θ 為含水量(moisture content)； ψ 為壓力水頭(pressure head)； α 為坡地之坡度； t 表示時間； x 、 y 及 z 表示空間座標； K_L 與 K_z 分別表示在 x 、 y 及 z 方向之水力傳導係數，且為壓力水頭之函數。

在降雨引發淺崩塌(shallow landslide)之假設下，若坡地可能發生崩塌之深度遠小於坡地之長度與寬度，且降雨延時遠小於孔隙水在 x 、 y 方向之傳輸時間(Iverson, 2000)，(B.1)式可進一步簡化為

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - \cos(\alpha) \right) \right) \quad (\text{B.2})$$



圖B.2 一維坡地地下水流示意圖

求解(B.2)式需要適當之初始條件(initial condition)以及邊界條件(boundary condition)。如圖 B.2 所示，初始時，坡地之穩態水流平行坡面，且地下水位距離坡面下 z_d 處，則初始之壓力水頭可表示為

$$\psi(z, 0) = (z - z_d) \cos(\alpha) \quad (\text{B.3})$$

因為假設土層厚度 Z_L 之坡地，若底部與堅硬不透水之土層或岩石相接，則坡地土層底部之邊界條件為

$$\left. \frac{\partial \psi}{\partial z} \right|_{z=Z_L} = \cos \alpha \quad (\text{B.4})$$

若底部與堅硬且透水性良好之砂土相接，則坡地土層底部之邊界條件為

$$\psi(z_L, 0) = (z_L - z_d) \cos(\alpha) \quad (\text{B.5})$$

此外，坡地表面處，在窪蓄效應(ponding effect)尚未影響降雨入滲時，也就是降雨完全入滲進入土壤，則坡面之邊界條件可表示為

$$\left. \frac{\partial \psi}{\partial z} \right|_{z=0} = -\frac{f}{K_z|_{z=0}} - \cos \alpha \quad (\text{B.6})$$

其中 f 表示降雨量。然而，當降雨入滲受窪蓄效應影響後，在不考慮窪蓄深度下，也就是忽略坡面地表逕流(overland flow)之水深，則坡面之邊界條件為

$$\psi(0, t) = 0 \quad (\text{B.7})$$

降雨過後，坡面再無水流入滲，所以坡面之邊界條件變為零流邊界

$$\left. \frac{\partial \psi}{\partial z} \right|_{z=0} = \cos \alpha \quad (\text{B.8})$$

另外，求解(B.2)式，亦需要土壤含水量與壓力水頭之關係，即 $\theta-\psi$ 關係，也就是保水曲線(water retention curve)。本研究採用 Van Genuchten (1980)所提出之飽和度與壓力水頭和水力傳導係數間的關係式，如下所示

$$S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{1}{1 + (\xi \psi)^N} \right)^M \quad (\text{B.9})$$

$$\frac{K(\theta)}{K_s} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/2} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{M}} \right]^M \right\}^2 \quad (\text{B.10})$$

其中， θ_s 為飽和含水量(saturated moisture content)， θ_r 為殘餘含水量(residual moisture content)， K_s 為飽和水力傳導係數(saturated hydraulic conductivity)， ξ 為進氣潛能因子(empirical parameter of air entry value)， N 為孔徑指數(pore index)， M 為曲線密合因子(curve fitting parameter)， M 、 N 之關係為 $M=1-1/N$ 。

數值計算方法

根據 Celia et al. (1990)所提出數值方法建構坡地降雨入滲模式，Celia et al. (1990)應用隱式有限差分法對時間項前向差分將(B.2)式離散為

$$\frac{\theta^{n+1,m+1} - \theta^n}{\Delta t} - \frac{\partial}{\partial z} \left(K^{n+1,m} \frac{\partial \psi^{n+1,m+1}}{\partial z} \right) - \frac{\partial K^{n+1,m+1}}{\partial z} \cos(\alpha) = 0 \quad (\text{B.11})$$

其中， n 為網格時間坐標， m 為迭代次數， Δt 為時間間距。根據泰勒展開式，

將上式中 $\theta^{n+1,m+1}$ 利用 $\psi^{n+1,m+1}$ 展開如下

$$\theta^{n+1,m+1} = \theta^{n+1,m} + \frac{d\theta}{d\psi} \Big|^{n+1,m} (\psi^{n+1,m+1} - \psi^{n+1,m}) + O(\delta^2) \quad (\text{B.12})$$

將(B.12)代入(B.11)式並忽略高階項之影響，則可表示如下：

$$\begin{aligned} & \frac{\theta^{n+1,m+1} - \theta^n}{\Delta t} + \frac{M^{n+1,m+1}}{\Delta t} (\psi^{n+1,m+1} - \psi^{n+1,m}) \\ & - \frac{\partial}{\partial z} \left(K^{n+1,m} \frac{\partial \psi^{n+1,m+1}}{\partial z} \right) - \frac{\partial K^{n+1,m+1}}{\partial z} \cos(\alpha) = 0 \end{aligned} \quad (\text{B.13})$$

將上式空間項以中央差分則結果如下

$$\begin{aligned} & - \left[\frac{K_i^{n+1,m} + K_{i-1}^{n+1,m}}{2\Delta z^2} \right] \psi_{i-1}^{n+1,m+1} + \left[\frac{M_i^{n+1,m}}{\Delta t} + \frac{(K_i^{n+1,m} + K_{i+1}^{n+1,m})}{2\Delta z^2} + \frac{(K_i^{n+1,m} + K_{i-1}^{n+1,m})}{2\Delta z^2} \right] \psi_i^{n+1,m+1} \\ & - \left[\frac{K_i^{n+1,m} + K_{i+1}^{n+1,m}}{2\Delta z^2} \right] \psi_{i+1}^{n+1,m+1} = \frac{M_i^{n+1,m}}{\Delta t} \psi_i^{n+1,m} - \left(\frac{\theta_i^{n+1,m} - \theta_i^n}{\Delta t} \right) + \frac{K_{i+1}^{n+1,m} + K_{i-1}^{n+1,m}}{2\Delta z} \cos(\alpha) \end{aligned} \quad (\text{B.14})$$

其中， i 為網格空間坐標， Δz 為空間間距。

上式中迭代須給定收斂條件，如下表示

$$|\psi^{m+1} - \psi^m| \leq \text{MAXERROR} \quad (\text{B.15})$$

此外，邊界條件與初始條件，可離散化如下：

(1) 紐曼邊界(*Neuman's boundary condition*)

$$\frac{\psi_1^n - \psi_0^n}{\Delta z} = -\frac{f}{K_0^n} - \cos \alpha \quad (\text{B.16})$$

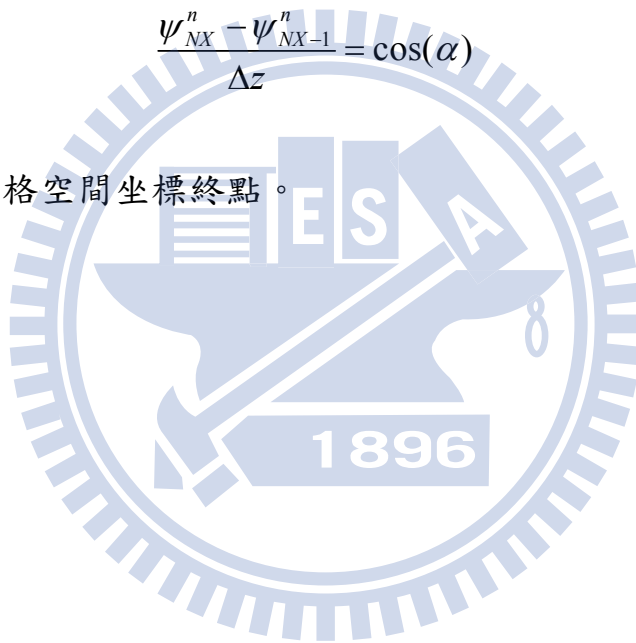
(2) 狄瑞曲邊界(*Dirichlet's boundary condition*)

$$\psi_0^n = 0 \quad (\text{B.17})$$

土層下邊界離散方程式如下

$$\frac{\psi_{NX}^n - \psi_{NX-1}^n}{\Delta z} = \cos(\alpha) \quad (\text{B.18})$$

其中， NX 為網格空間坐標終點。



無限邊坡穩定分析

Fredlund et al. (1978)利用摩爾庫倫理論(Mohr-Coulomb theory)，將土層中之未飽和剪力強度以靜應力與基質吸力組成之函數，如下表示

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan(\phi') + (u_a - u_w) \tan(\phi^b) \quad (\text{B.19})$$

其中， c' 為土壤之有效凝聚力(Cohesion)， ϕ' 為有效摩擦角度， ϕ^b 為基質吸力增加所造成土壤之摩擦角度，當土孔隙氣壓力相等於大氣壓力時，並假設 $u_a = 0$ ，則(B.19)式可簡化為

$$\tau = c' + \sigma \cdot \tan(\phi') - u_w \cdot \tan(\phi^b) \quad (\text{B.20})$$

利用上式將土壤剪力強度與土層重力所產生剪應力之比值，如圖 B.5 所示，也就是安全係數(Factor of Safety)，可以判定邊坡之穩定性，如下所示

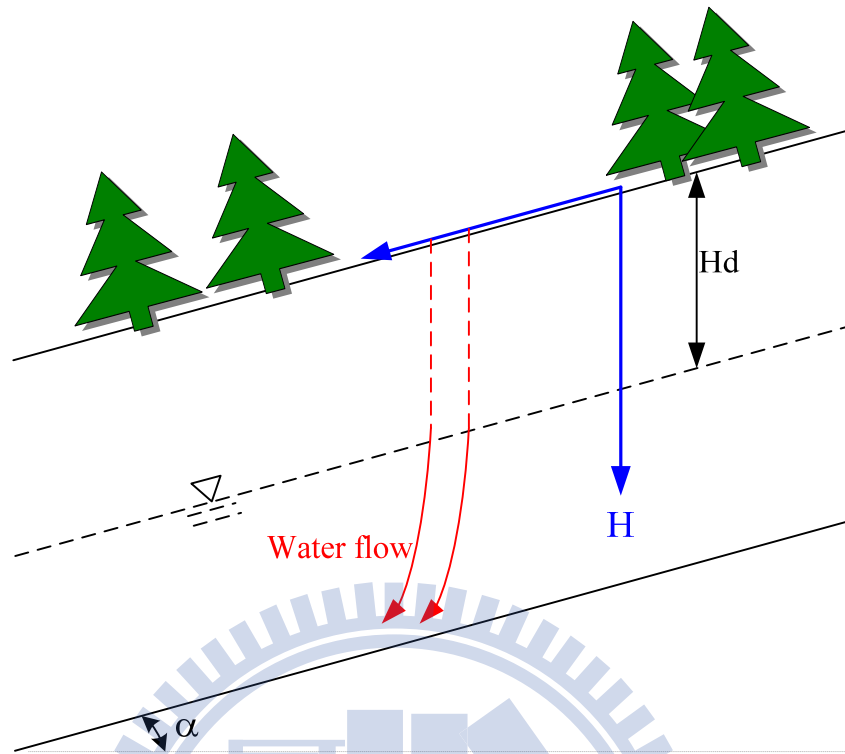
$$FS = \frac{\tau \cdot l / \cos(\alpha)}{W \cdot \sin(\alpha)} \quad (\text{B.21})$$

式中

$$\tau = c' + \gamma \cdot H \cos^2(\alpha) \cdot \tan(\phi') - u_w \cdot \tan(\phi^b) \quad (\text{B.22})$$

$$W = \gamma \cdot l \cdot H \quad (\text{B.23})$$

其中， W 為土層重力， γ 為土壤比重， H 為破壞深度 $H = z / \cos(\alpha)$ ， l 為單位長度，



圖B.5 無限邊坡示意圖

將(B.22)式與(B.23)式代入(B.21)式，則

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{c' + \gamma \cdot H \cos^2(\alpha) \cdot \tan(\phi') - u_w \cdot \tan(\phi^b)}{\gamma \cdot H \cdot \sin(\alpha) \cos(\alpha)} \\
 &= \frac{\tan(\phi')}{\tan(\alpha)} + \frac{c' - \gamma_w \cdot \psi_c \cdot \tan(\phi^b)}{\gamma \cdot H \cdot \sin(\alpha) \cos(\alpha)} \quad (B.24)
 \end{aligned}$$

其中， γ_w 為水比重， ψ_c 為負壓力水頭。當 FS 大於 1 時土層為穩定，反之 FS 小於 1 時土層即不穩定。(B.24)式可分析地下水面以上未飽和層之安全係數，然而當破壞深度(H_d)大於地下水面深度(H_d)時，壓力水頭(ψ_p)為正，且地下水面下之土層為飽和層，基質吸力增加所造成土壤之摩擦角度 ϕ^b 等於土壤摩擦角度 ϕ' ，則安全係數可表示為

$$FS = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\alpha)} + \frac{c' - \gamma_w \cdot \psi_p \cdot \tan(\phi')}{\gamma \cdot H \cdot \sin(\alpha) \cos(\alpha)} \quad (\text{B.25})$$

如考慮土壤比重 γ 隨入滲含水量變化，則(B.24)式與(B.25)式中 γ 可將下式代入計算

$$\gamma = \gamma_w \times (G_s (1 - \theta_s) + \theta) \quad (\text{B.26})$$

此外，若將(B.24)與(B.25)兩式合併，並令式中之安全係數等於 1，則可得

$$FS = \frac{c' - \gamma_w \cdot \psi_c \cdot \tan \phi^b - \gamma_w \cdot \psi_p \cdot \tan \phi'}{\gamma \cdot \cos^2 \alpha \cdot (\tan \alpha - \tan \phi')} \quad (\text{B.27})$$

(B.27)式表示若深度與壓力水頭滿足此關係，則該深度發生破壞，Collins and Znidarcic (2004)將(B.27)式稱為破壞包絡線(failure envelope)。

附錄 C 保水曲線相關公式

土壤水力傳導係數(hydraulic conductivity)為描述土壤水分傳輸之重要參數，土壤飽和度、孔隙比、孔隙壓力、粒徑分布與土壤種類，皆會反應至水力傳導係數，而保水曲線(water retention curve)為描述土壤水力傳導係數、飽和度與孔隙壓力之關係，過去有許多學者利用理論解或是實驗歸納出描述保水曲線之半經驗公式，求取出水力傳導係數與孔隙壓力或含水量之關係。將相關公式整理如下：

1. Burdine (1953)以理論推導出相對傳導係數

$$K = S^2 \left(\frac{\int_0^\theta \frac{1}{\psi_w} d\theta}{\int_0^{\theta_s} \frac{1}{\psi_w} d\theta} \right) \quad (\text{C.1})$$

式中， ψ_w 為孔隙間水壓力， S 為有效飽和度， θ 為含水量，將孔隙壓力與含水量間之關係帶入(C.1)可得水力傳導係數 K 。

2. Brooks and Corey (1964)依據實驗資料，回歸出壓力水頭與含水量之關係公式如下

$$S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{\psi_a}{\psi_w} \right)^\lambda \quad \psi_w < \psi_a$$

$$S = 1.0 \quad \psi_w > \psi_a \quad (C.2)$$

式中， ψ_a 為孔隙間氣體壓力， θ_s 為飽和含水量， θ_r 為殘餘含水量。

3. Verma (1970) 提出另一計算保水曲線之經驗公式

$$K = K_{sat} S^d \quad (C.3)$$

$$S = \frac{\alpha}{\alpha + |\psi_w|^\beta} \quad (C.4)$$

式中， K_{sat} 為飽和水力傳導係數， d 、 α 與 β 為實驗所得參數。

4. Campbell (1974) 為了應用上之方便，將 Brooks and Corey (1964) 所發展之 C.2 式中殘餘含水量予以忽略，得孔隙壓力與含水量關係式如下

$$\psi_w = \psi_a \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{\frac{1}{\lambda}} \quad (C.5)$$

5. Mualem (1976) 根據(C.1)式，提出計算水力傳導係數之方程式如下

$$K = S^n \left(\frac{\int_0^S \frac{1}{\psi_w^2} d\theta}{\int_0^{\theta_s} \frac{1}{\psi_w^2} d\theta} \right)^2 \quad (C.6)$$

以及孔隙壓力與含水量之關係式如下

$$S = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \psi_w)^N} \right]^M \quad (C.7)$$

式中， α 、 M 與 N 為參數， $M = 1 - 1/N$ 。

6. Haverkamp et al. (1977)所提出一經驗公式如下

$$\theta(\psi) = \frac{a(\theta_s - \theta_r)}{a + |\psi_w|^b} + \theta_r \quad (C.8)$$

$$K(\psi) = K_s \frac{A}{A + |\psi_w|^c} \quad (C.9)$$

7. Van Genuchten (1978)所提出之飽和度與壓力水頭和水力傳導係數間的關係式，如下所示

$$S = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{1}{1 + (\xi \psi)^N} \right)^M \quad (C.10)$$

$$\frac{K(\theta)}{K_{sat}} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/2} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/M} \right]^M \right\}^2 \quad (C.11)$$

8. Huyakorn (1984)嘗試以線性關係描述土壤含水量之函數，其關係式如下

$$K = \frac{S - S_r}{1 - \theta_r} \quad (C.12)$$

$$\frac{\psi_w - \psi_a}{\psi_r - \psi_a} = \frac{1 - S}{1 - S_r} \quad (\text{C.13})$$

式中， S_r 為殘餘飽和度 $\frac{\theta_r}{\theta_s}$ ， ψ_r 為殘餘飽和度時的孔隙水壓。



附錄 D 坡面判釋分割方法

過去研究對於區域性邊坡模擬多利用網格式(grid unit)分析，假設單一座標網格為一坡面，所建構之崩塌潛勢圖於單一網格僅具有座標位置意義，且網格可能橫跨不同坡向坡面，相鄰網格亦可能不具相同物理意義。因此，為了讓所建構崩塌潛勢圖代表相同物理意義之坡面，本研究參考Mudher(2011) 與 Venkatesh(2012)利用 Arc Hydro Tools 判釋邊坡單元(slope unit)。Arc Hydro Tools 為 ESRI 公司與 University of Texas at Austin 聯合發展之數值程式，結合地理資訊系統與水文演算，應用 Arc Hydro Tools 處理地形(DEM)資料判釋坡面流程如下：

1. 輸入數值高程資料：首先座標文字格式(.txt)數值地形資料資料轉換為圖形格式(RAW)，藉以輸入 Arc Hydro Tools。
2. 清除窪陷點(Fill sinks)：Arc Hydro Tools 判釋坡面方法為假想坡面水體流動，當一個網格的高程小於周邊網格，坡面上之假想水體即不會流動，因此，在流向分析前必須清除數值高程資料上之窪陷點，圖 D.1 為清除後之地形圖。
3. 流向分析(Flow Direction)：流向分析為比較網格與周邊網格之高程大小與落差，將高程下降最大的方向視為網格之流向，利用流向分析將清除窪陷後的數值高程資料產生各網格之水流方向，形成流向網格如圖

D.2。

4. 流量累積計算(Flow Accumulation)：假想在坡面每一網格上降下一單位的水量，依照步驟 3 生成網格的流向移動，在其移動經過的網格提升一個單位，藉此每一網格皆可計算出所累積的上游流量值，再乘上網格面積即得到每一網格之集水面積，建立流量累積值網格圖層。
5. 河川集流閾值(Stream Threshold)：藉由設定初始集流閾值，利用所訂定的累積流量值做為河道認定的門檻標準。
6. 描繪河川線：依步驟 5 所設定的集流閾值為標準，當累積流量大於或等於集流閾值的網格即定義為河道，如圖 D.3。
7. 建立坡面：利用分段編碼後的累積流量與流向之網格圖層繪製出坡面界線，並產生坡面分割圖層，所產生坡面分割圖層相較過去網格式圖層(圖 D.4)，除較具物理意義，且因坡面產生數量較少，可縮減計算數量，增加計算效率。

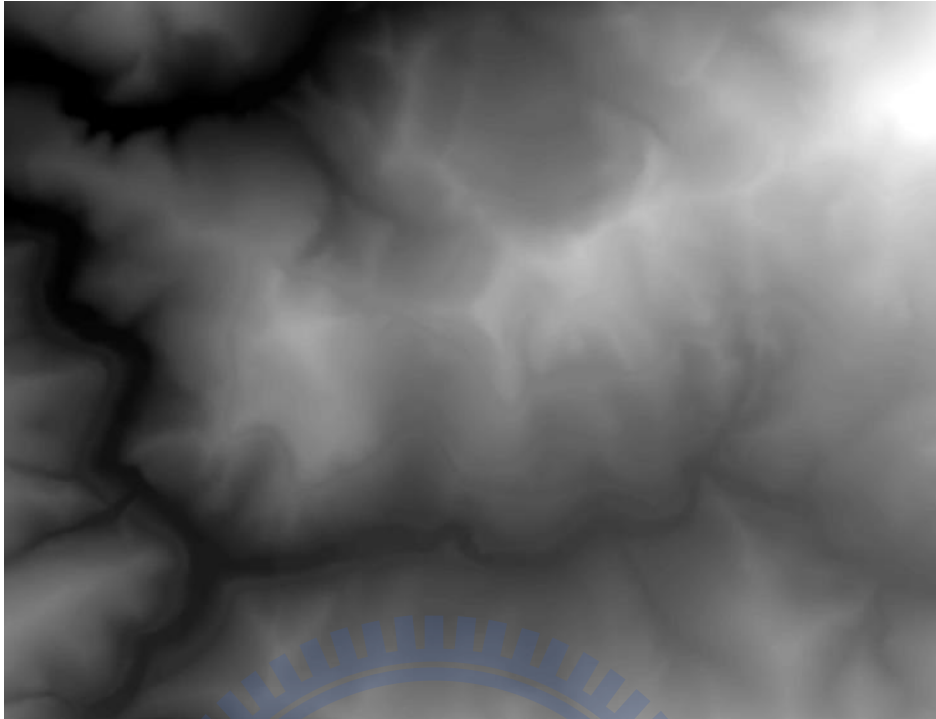


圖 D.1 清除窪陷點後地形結果圖

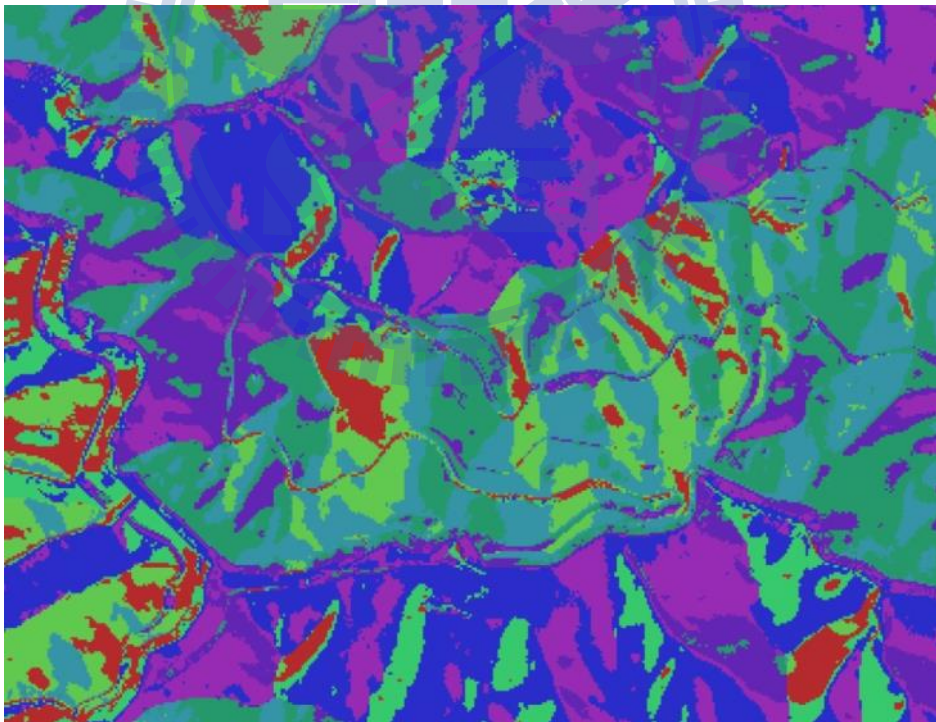


圖 D.2 流向網格圖



圖 D.3 河川線描繪圖

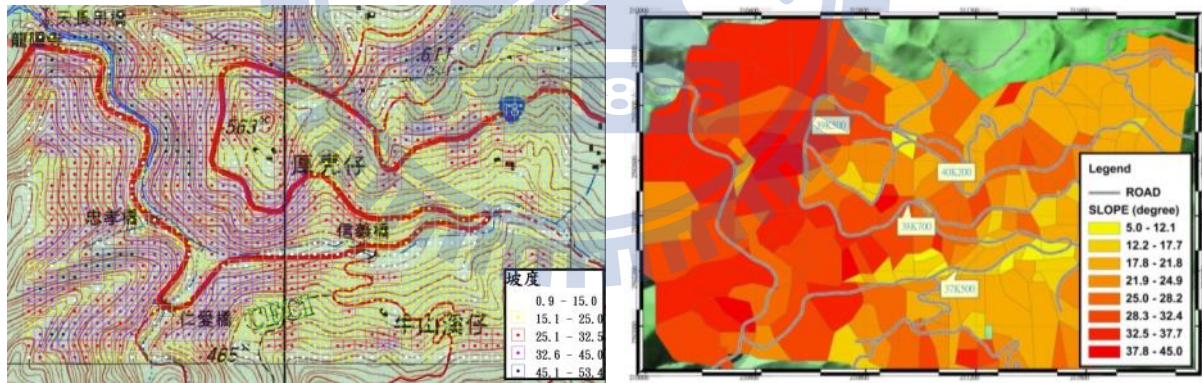


圖 D.4 坡面分割比較圖

表2.1 Van Genuchten不同性質土壤試驗結果表

Soil	Type	θ_r	θ_s	ξ	N	K_s (cm/day)	ρ (g/cm ³)
1	Clay loam	0.2	0.54	0.008	1.8	25	1.22
2	Loamy sand	0.17	0.47	0.01	2.0	75	1.41
3		0.1611	0.4611	0.01036	2.178	132.8	1.43
4		0.15	0.45	0.0108	2.4	205	1.46
5		0.14	0.44	0.0112	2.6	270	1.49
6		0.1311	0.4311	0.01156	2.778	327.8	1.51
7		0.1244	0.4244	0.01182	2.911	371.1	1.53
8	Sand	0.12	0.42	0.012	3.0	400	1.54

表3.1 地下水模式驗證參數表I

飽和水力傳導係數 K_s	0.00922 cm/s
飽和含水量 θ_s	0.368
殘餘含水量 θ_r	0.102
n	2
m	0.5
ζ	0.0335

表3.2 地下水模式驗證參數表II

飽和水力傳導係數 K_s	8.4 m/day
飽和含水量 θ_s	0.3
殘餘含水量 θ_r	0.01
n	4.1
m	0.756
ζ	0.033

表4.1 模式參數統計特性整理表

模式參數	平均值	標準差	機率密度函數
土壤比重(G_s)	2.665	0.18665	常態分佈
土壤有效摩擦角度(ϕ')	30.9°	1.125	常態分佈
土壤有效凝聚力(c')	2.25 kN/m^2	9.27	常態分佈
非飽和摩擦角度(ϕ^b)	15.5°	0.56	常態分佈
曼寧係數(n)	0.05	0.02	常態分佈
殘餘體積含水量(θ_r)	0.065	0.017	Johnson family SB
飽和水力傳導係數(K_s)	4.42 cm/hr	5.63	Johnson family SB
進氣潛能因子(ξ)	0.012	0.037	Johnson family SB
孔徑指數(N)	1.89	0.17	Johnson family LN

表4.2 保水曲線參數之共變異係數矩陣

$$\begin{bmatrix}
 2.5600 & -0.2488 & 0.0592 & 0.3376 \\
 -0.2488 & 0.3129 & 0.0035 & -0.1367 \\
 0.0592 & 0.0035 & 0.0019 & 0.0048 \\
 0.3376 & -0.1367 & 0.0048 & 0.0826
 \end{bmatrix}$$

表5.1 崩塌模擬參數表

參數	value
曼寧摩擦係數 n	0.05
比重 G_s	2.65
土壤有效凝聚力 c'	0.5 Kpa
土壤有效摩擦角度 ϕ'	26°
非飽和摩擦角度 ϕ^b	$(1/2)*\phi'$
飽和水力傳導係數 K_s	75 cm/day
N	2.0
M	0.5
飽和含水量 θ_s	0.47
殘餘含水量 θ_r	0.17
ξ	0.01

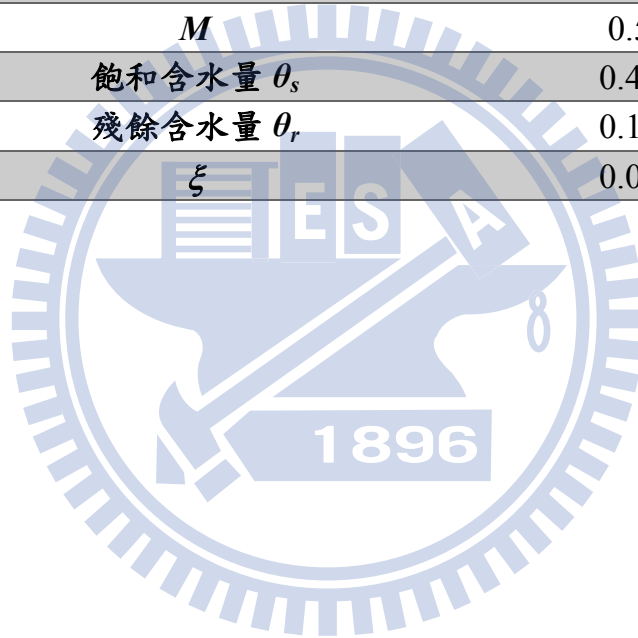


表6.1 崩塌模式比較表

模式	一維模式	二維模式
理論基礎	一維完整理查氏方程式 無限邊坡理論	運動波漫地流 二維完整理查氏方程式 有限邊坡理論
所需參數 與條件	降雨組體圖 坡度 土壤單位重 土壤有效凝聚力 土壤有效摩擦角度 初始地下水位 土壤厚度 保水曲線	降雨組體圖 土壤單位重 土壤有效凝聚力 土壤有效摩擦角度 初始地下水位 土壤厚度 <u>坡地形狀</u> 保水曲線 <u>曼寧摩擦係數</u>
邊界條件	坡面與土層底部	坡面、土層底部、 <u>土層上下側</u> <u>邊界與地表水上游邊界</u>
破壞型式	水平滑動破壞	弧形滑動破壞
適用範圍	適用區域分析或小型集水區	適用單一坡面模擬
優點	計算效率高，邊界條件設定 簡易	理論完善，可模擬地表水影 響，更符合實際物理現象
缺點	無法分析局部破壞行為	複雜，計算較耗時

表6.2 台18線37k+500~40k+100歷史崩塌資料

邊坡 編號	里程	座標		致災颱風	雨量(mm)
		X	Y		
1	36k+350	209515	2592219	納莉	988
2	36k+350	209515	2592219	敏督利	1058
3	36k+850	209852	2592323	納莉	988
4	36k+850	209852	2592323	敏督利	1058
5	36k+950	209952	2592343	桃芝	410
6	38k+700	209995	2592559	敏督利	1058
7	38k+750	209917	2592528	敏督利	1058
8	38k+860	209802	2592649	桃芝	410
9	38k+900	209763	2592636	敏督利	1058
10	38k+900	209763	2592636	賀伯	968
11	40k+100	210384	2592738	敏督利	1058
12	40k+800	210930	2592949	桃芝	410
13	40k+800	210930	2592949	納莉	988
14	40k+800	210930	2592949	敏督利	1058

資料來源：「應用高斯過程建立分階式山區道路邊坡崩塌預測模式之研究—以阿里山公路為例」

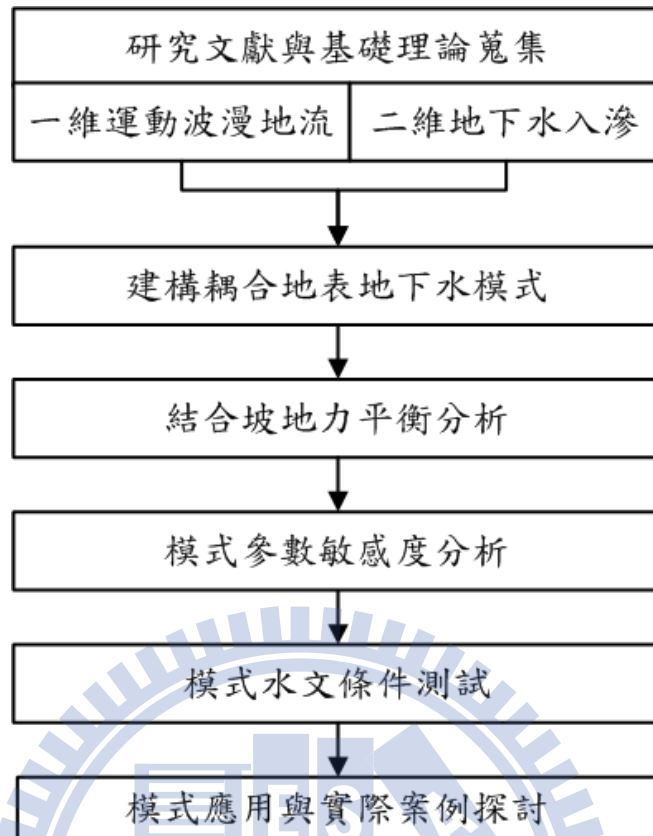


圖 1.1 研究流程圖

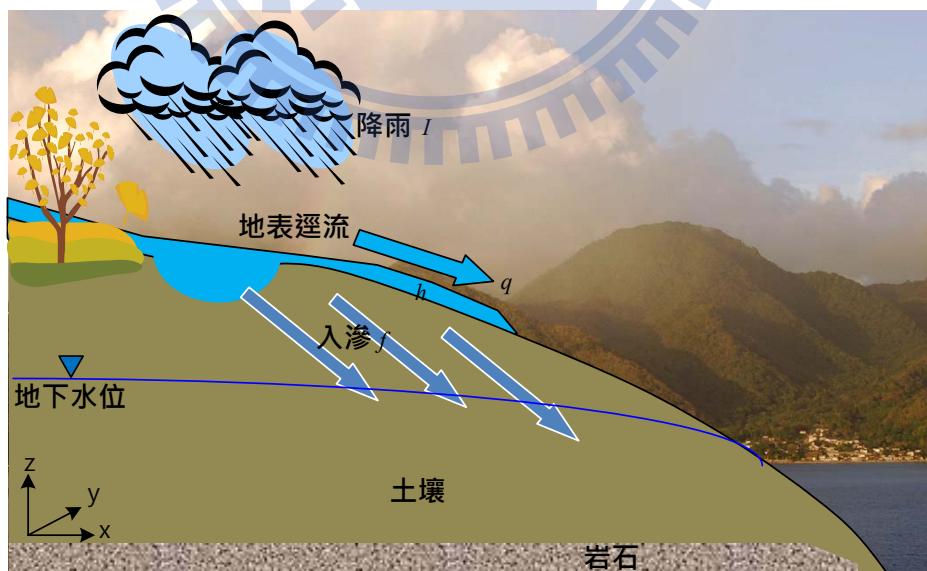


圖 2.1 地表地下水傳輸示意圖

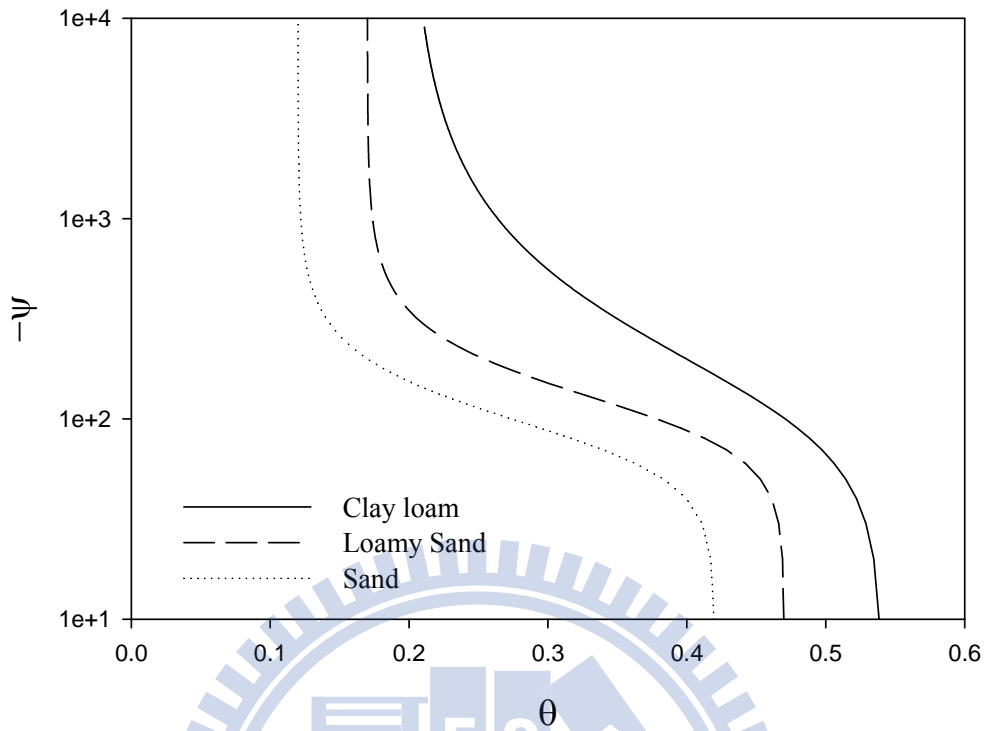
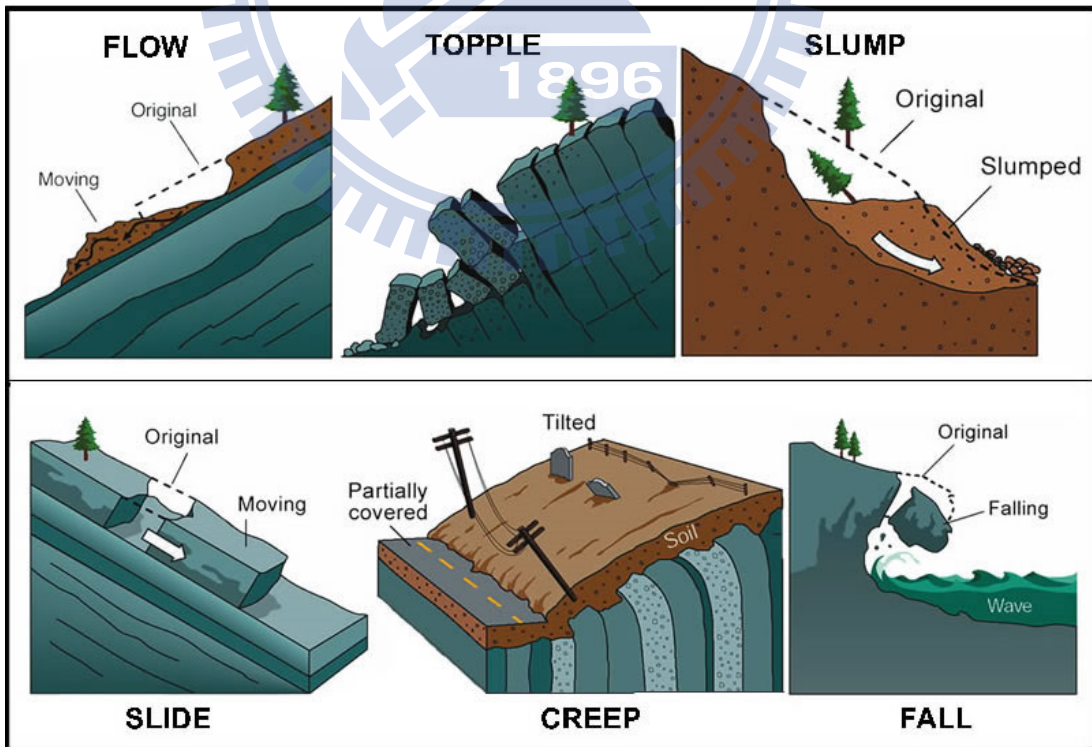


圖2.2 不同土壤 θ 與 ψ 關係曲線圖



圖片來源: Geoscience Australia, <http://www.ga.gov.au/hazards/landslide/causes.jsp>

圖2.3 坡地運動圖

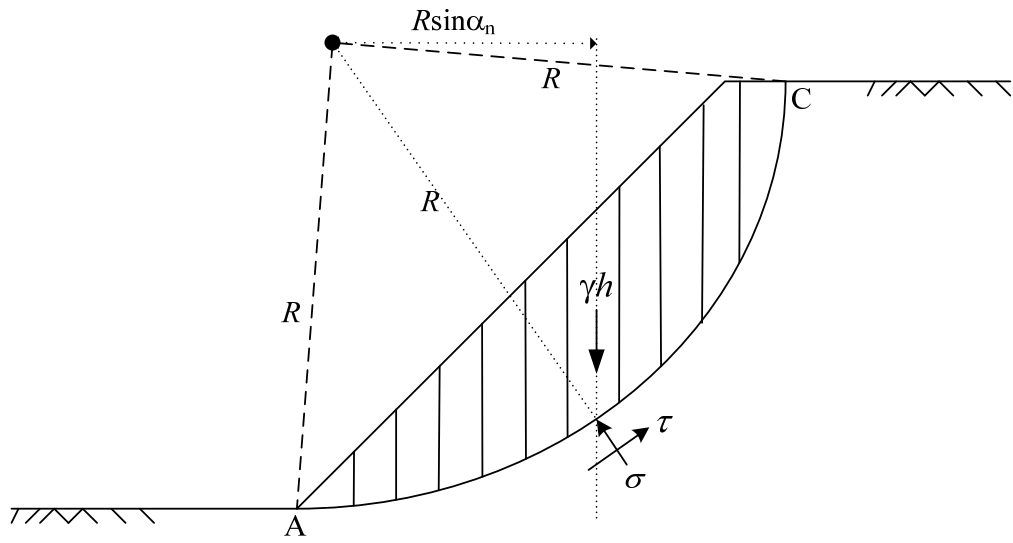


圖2.4 Bishop 切片作用力示意圖

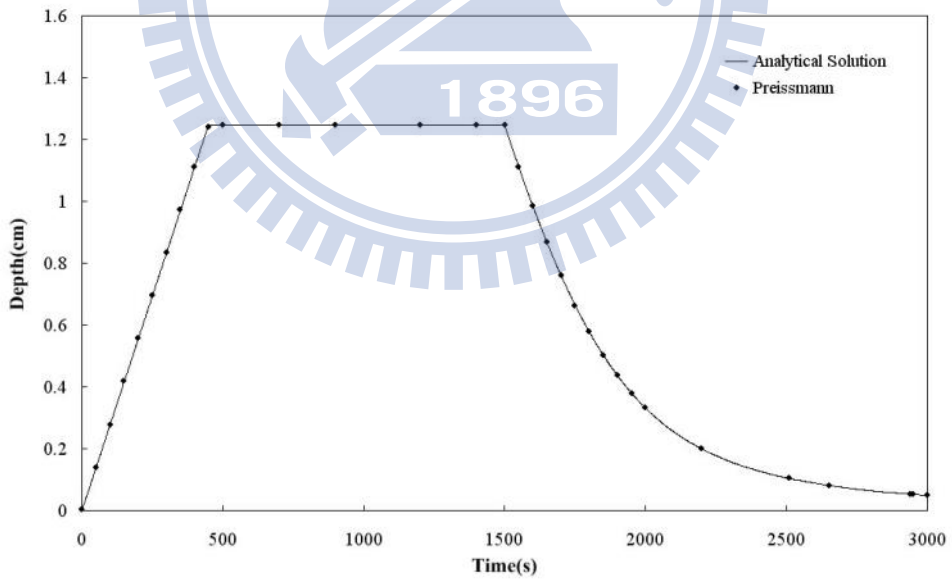


圖 3.1 下游 500m 處之水深歷線圖

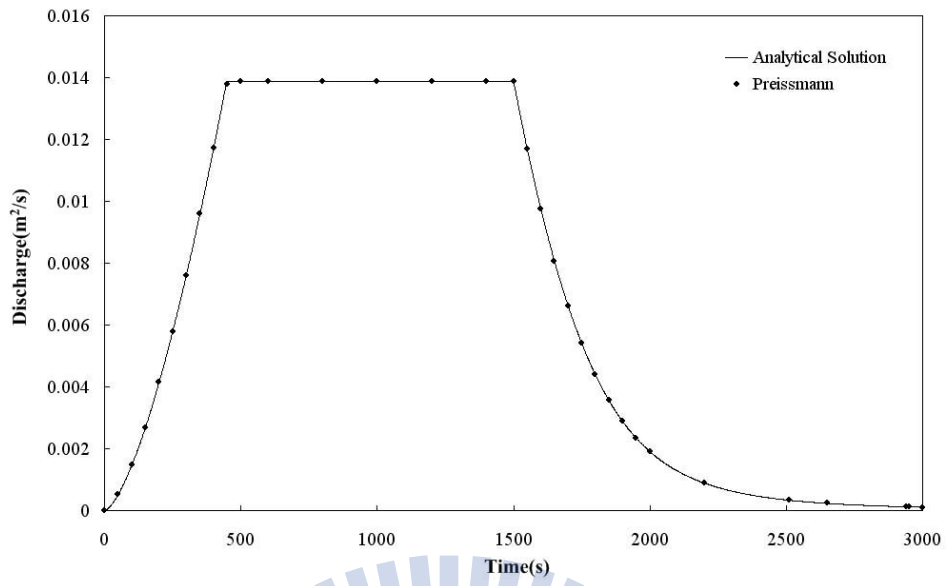


圖 3.2 下游 500m 處之單位流量歷線圖

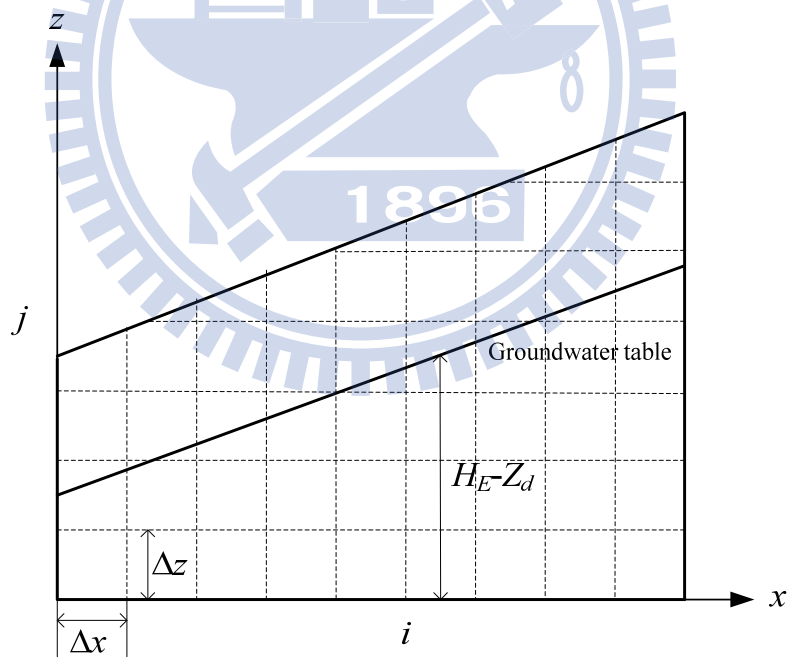


圖 3.3 地下水入滲計算示意圖

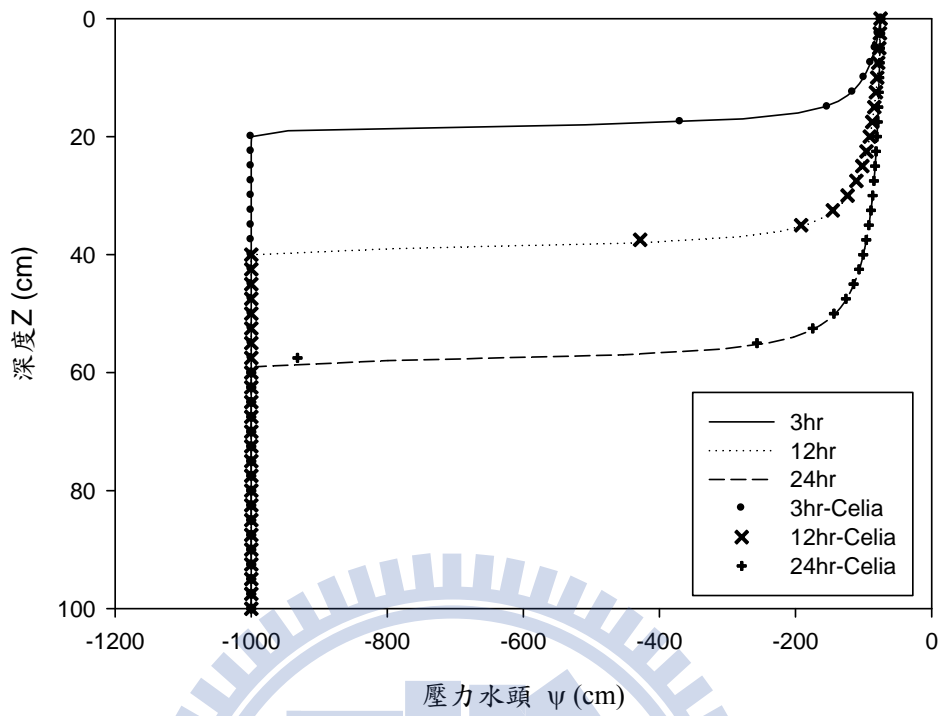


圖 3.4 Celia et al. 數值解比對結果圖

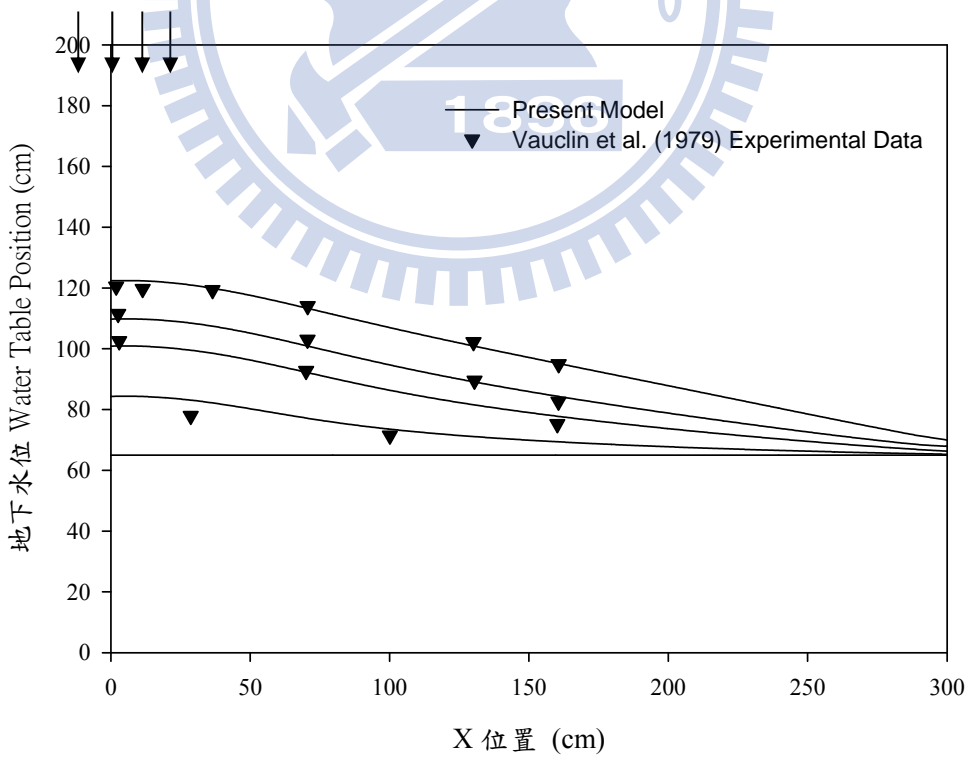


圖 3.5 Vauclin et al. (1979) 試驗結果比對圖

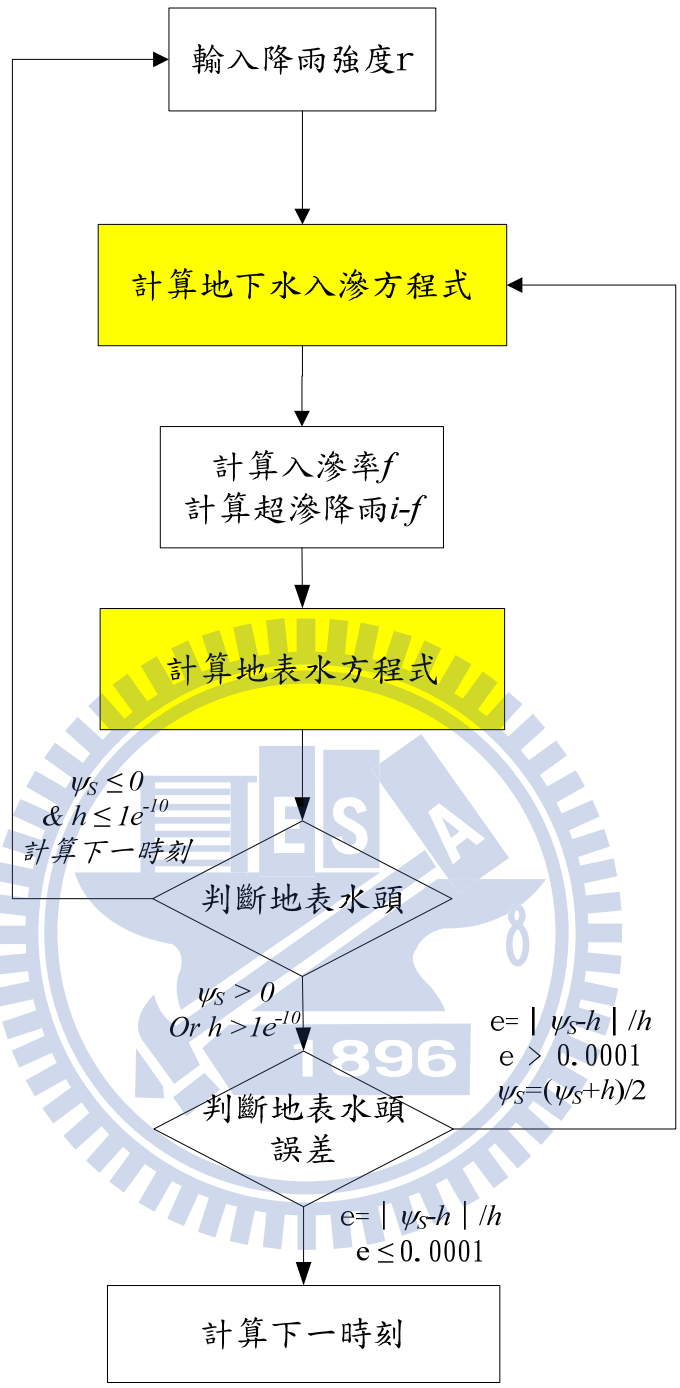


圖3.6 地表水耦合地下水運算流程圖

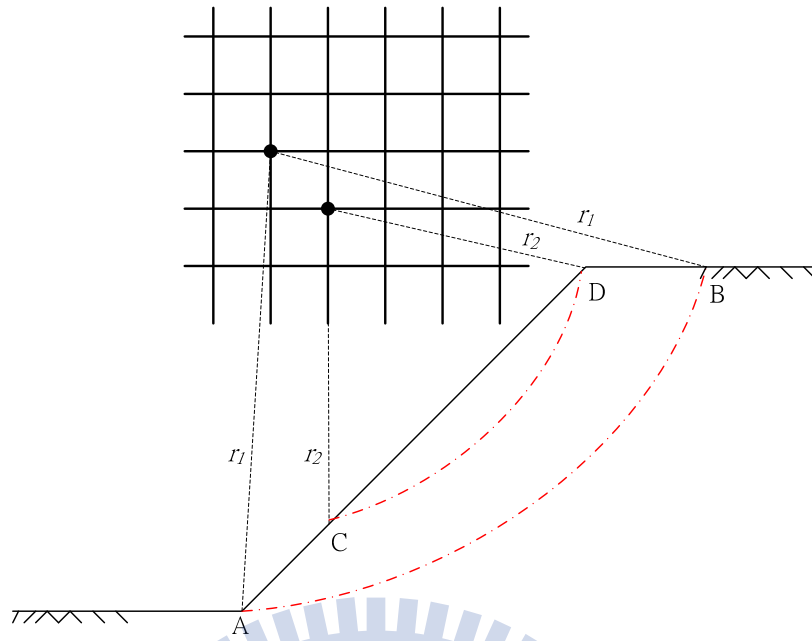


圖 3.7 坡地崩塌分析圓心網格示意圖

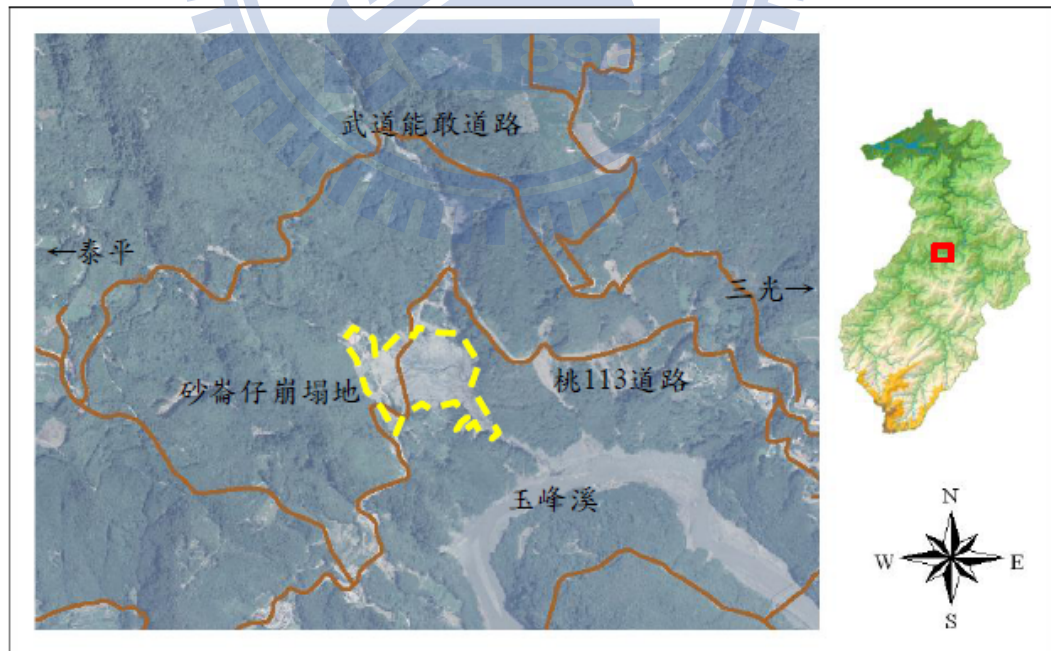


圖 4.1 砂崙仔工程地區位置 (楊錦釗等, 2006)

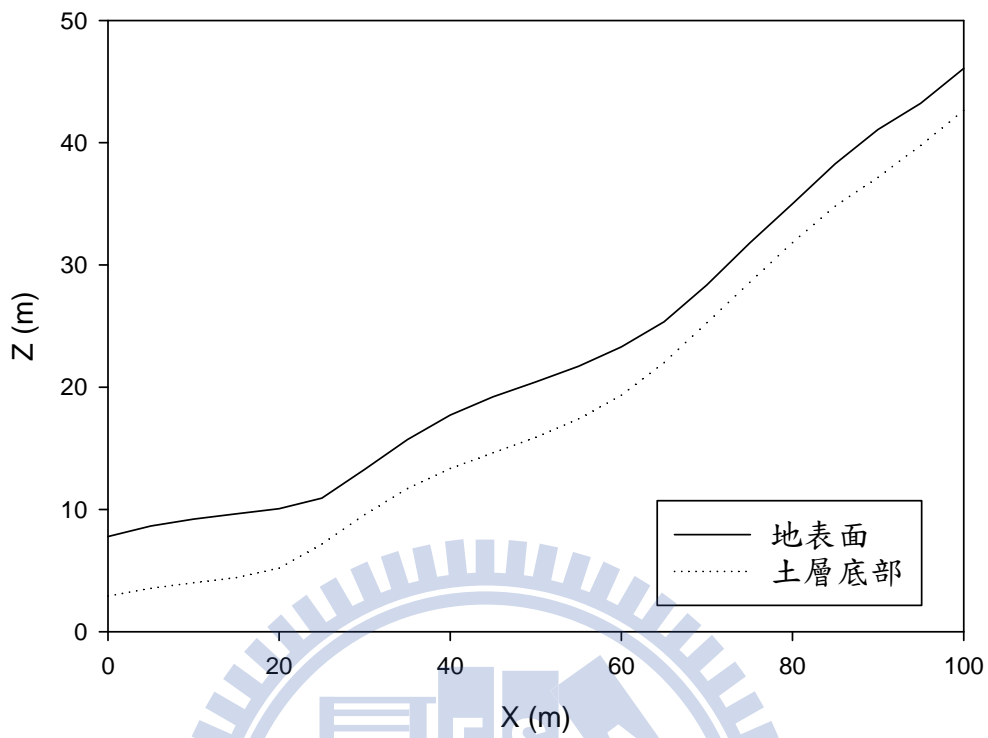


圖 4.2 選取區域地形變化圖

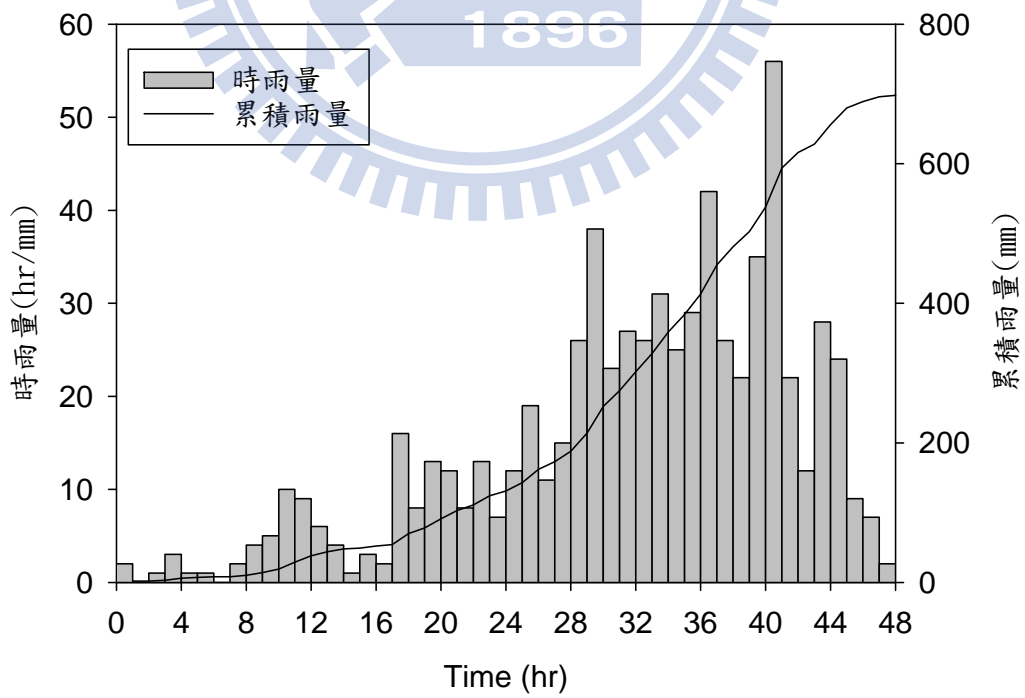


圖 4.3 柯羅莎颱風期間高義站時雨量組體圖

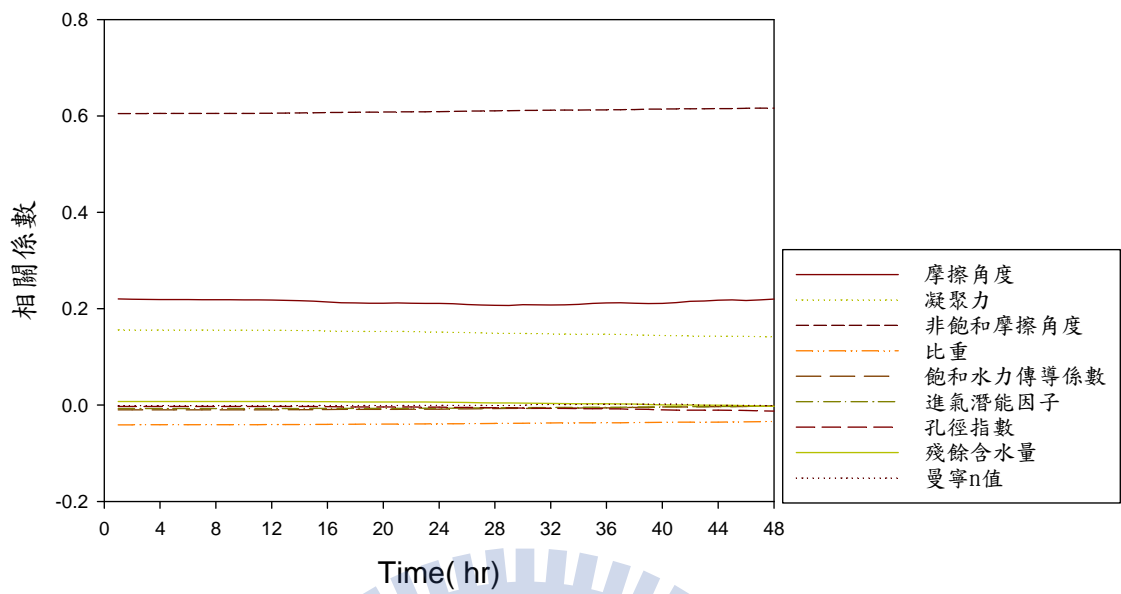


圖 4.4 安全係數相關係數模擬結果圖

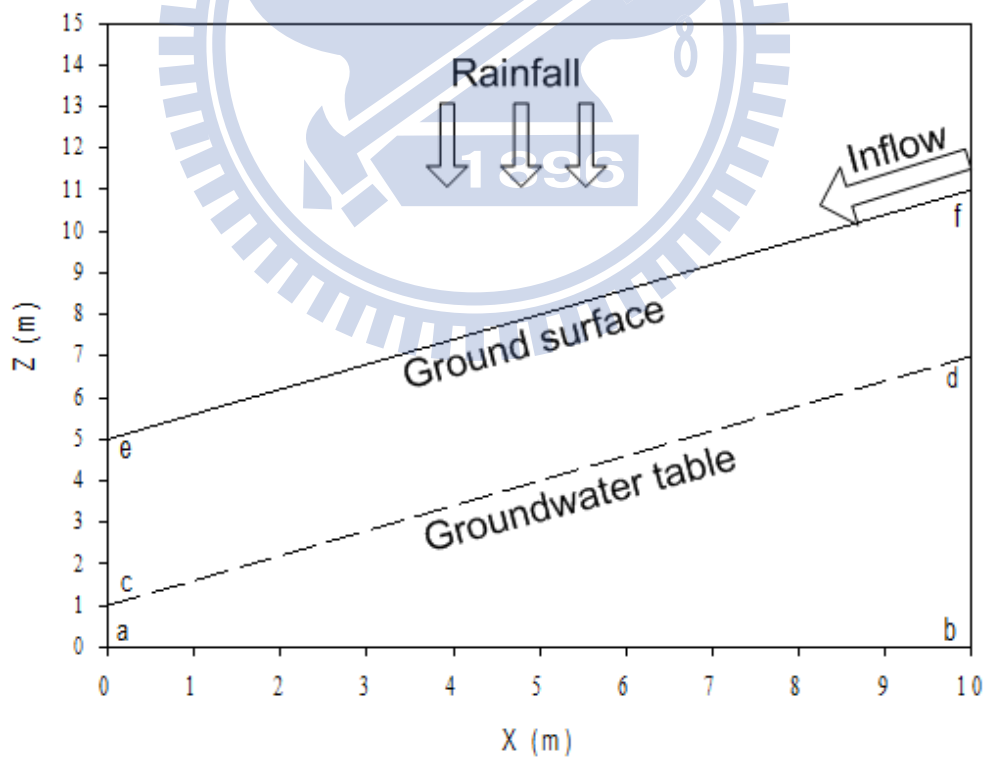


圖 5.1 分析案例示意圖

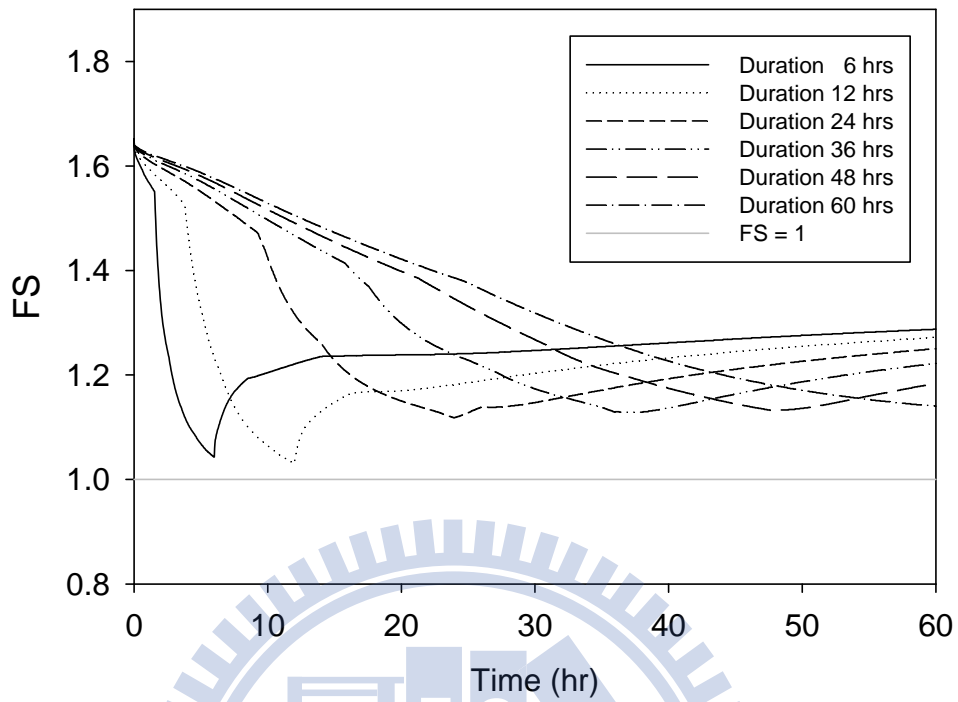


圖 5.2 在 300mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖

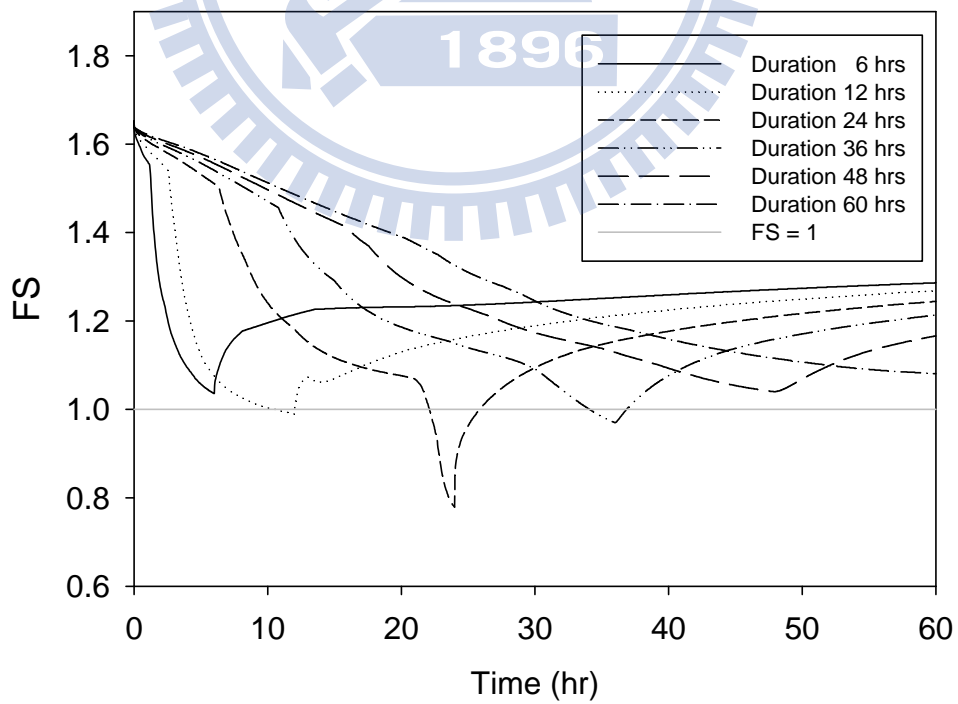


圖 5.3 在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖

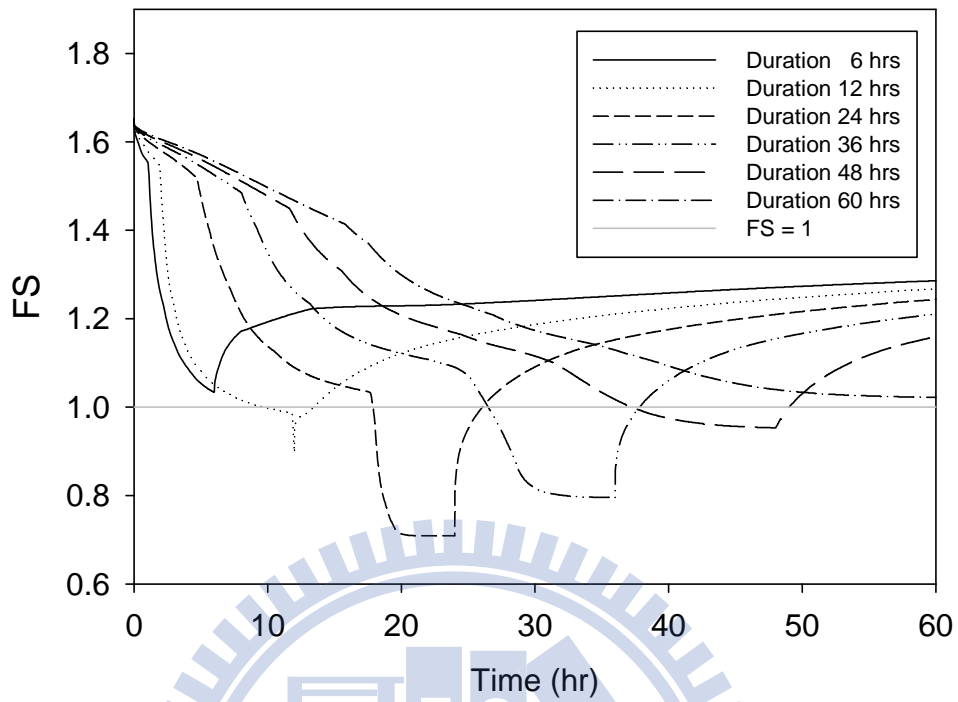


圖 5.4 在 500mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖

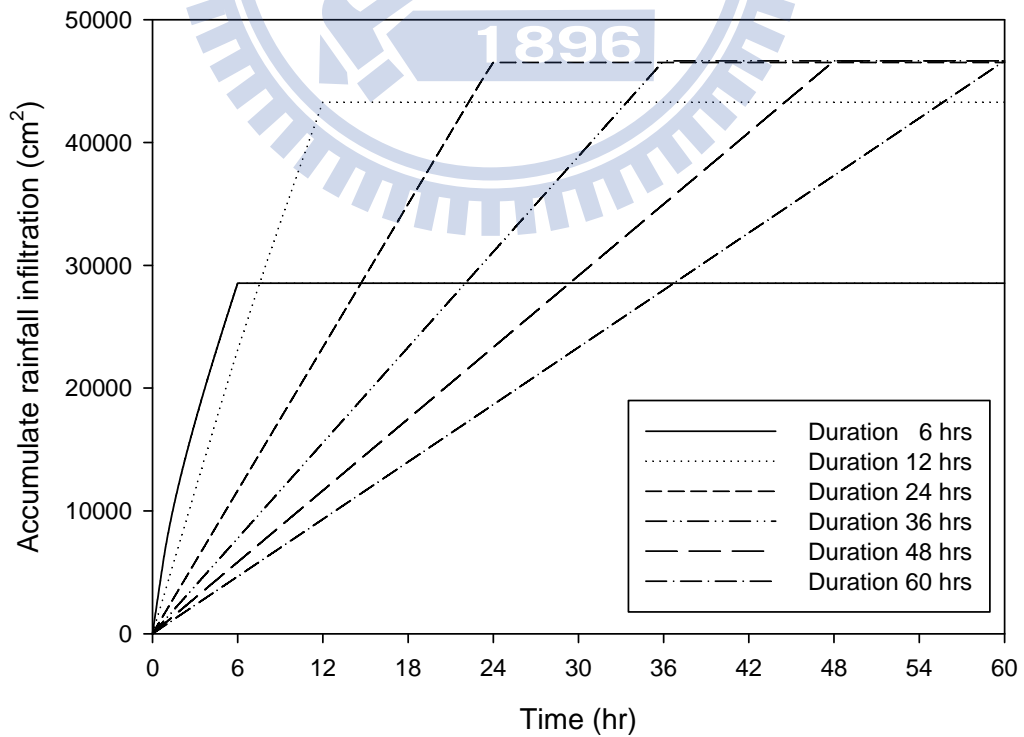


圖 5.5 在 400mm 雨量下考慮不同延時累積地表入滲量圖

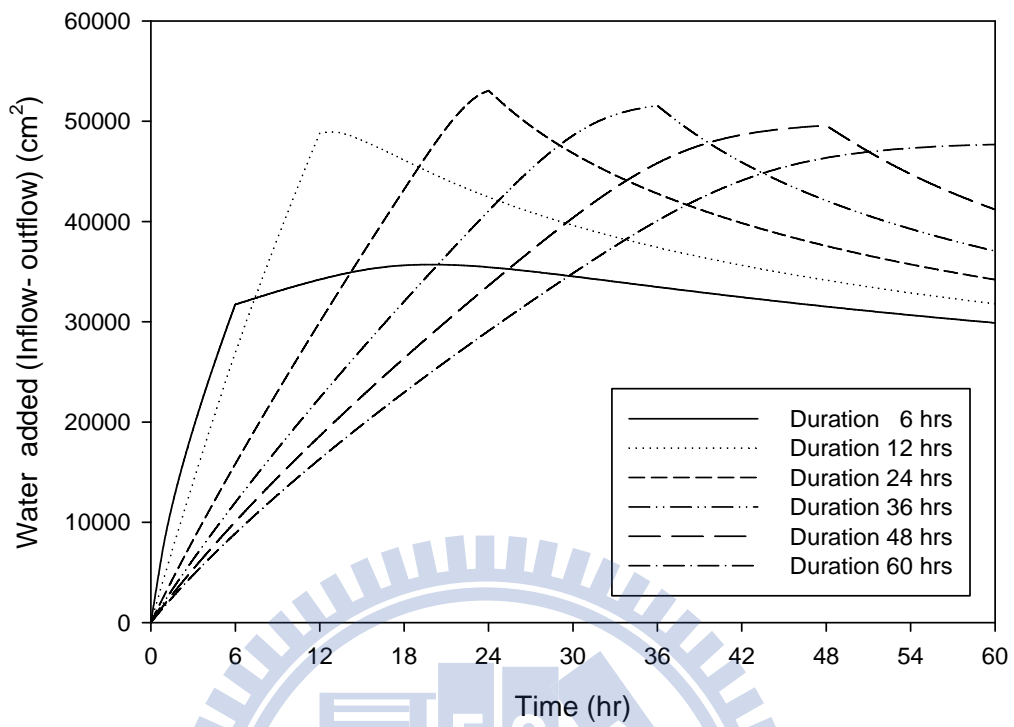


圖 5.6 在 400mm 雨量下考慮不同延時坡地內水質量增加圖

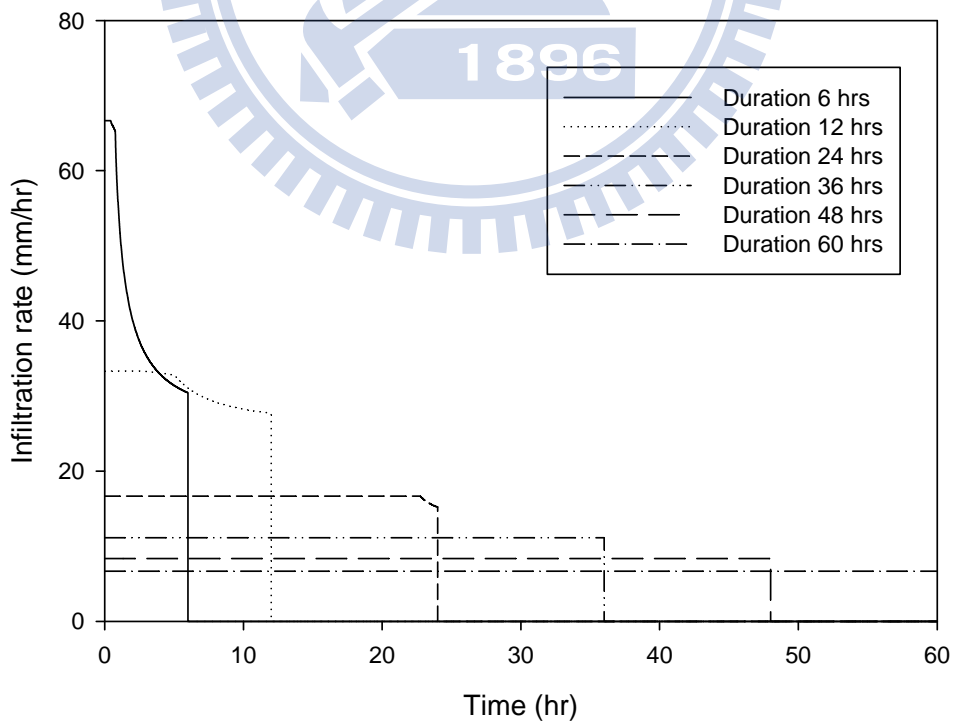
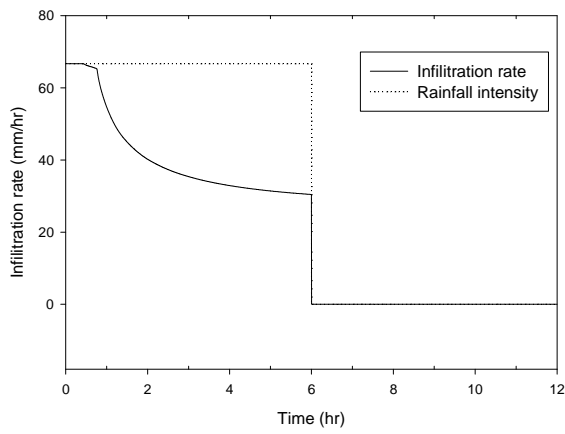
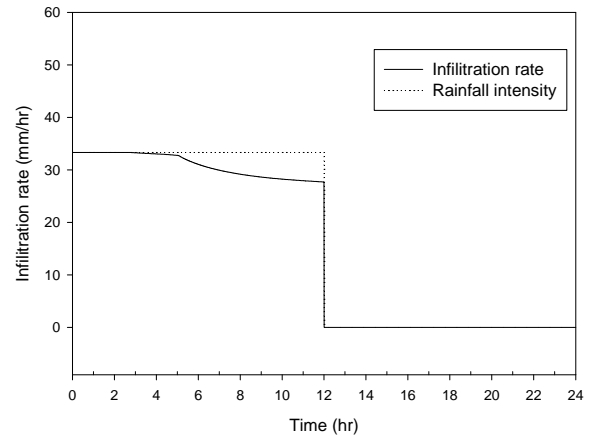


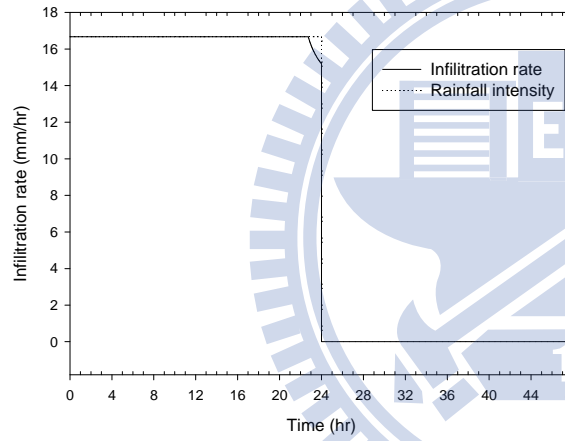
圖 5.7 在 400mm 雨量下考慮不同延時地表入滲率圖



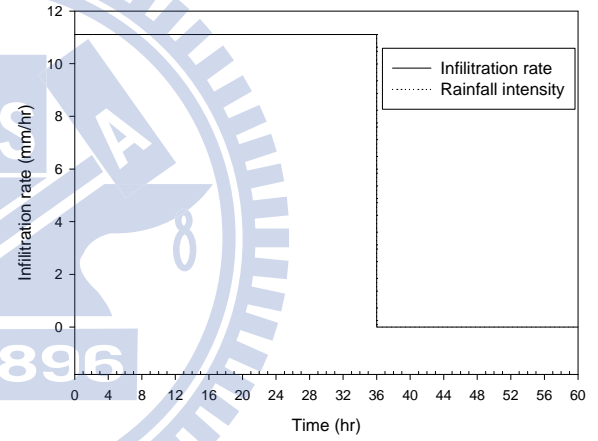
(a) 延時 6 hrs



(b) 延時 12 hrs

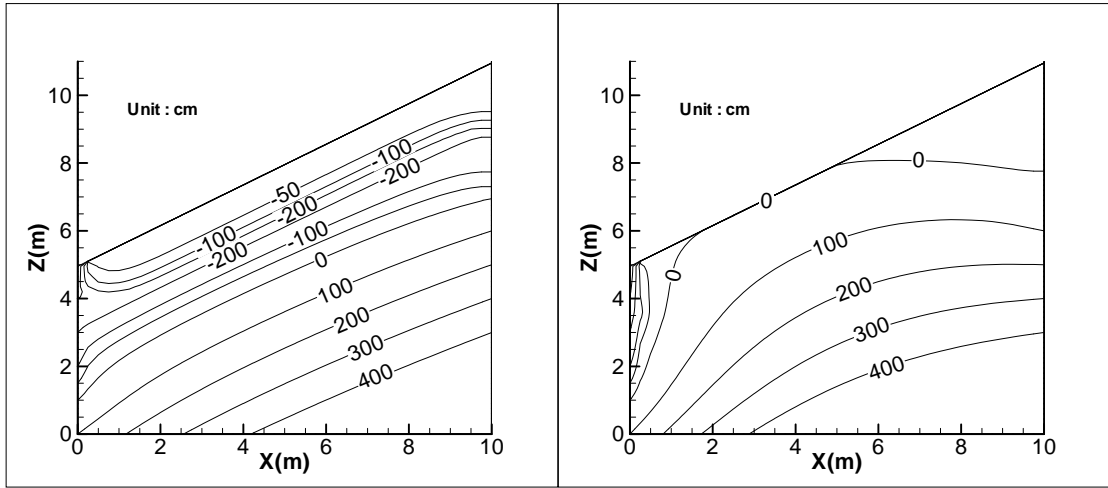


(c) 延時 24 hrs



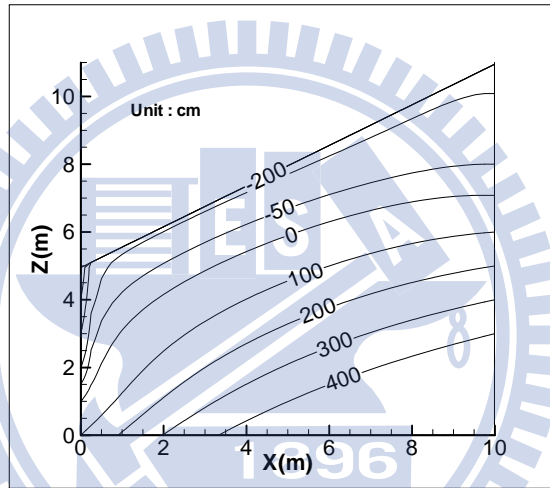
(d) 延時 36 hrs

圖 5.8 地表入滲率與降雨強度比較圖



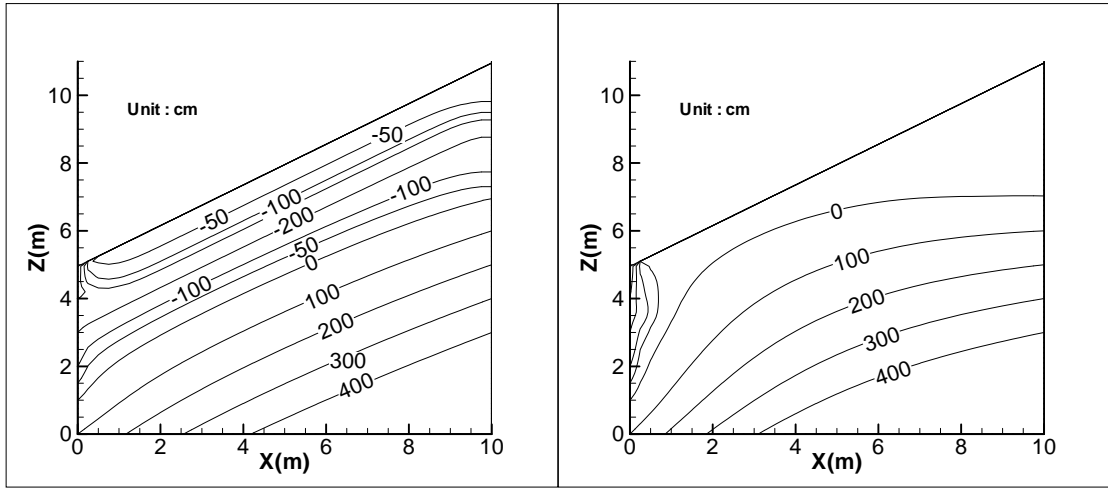
(a) 12 hr

(b) 24 hr



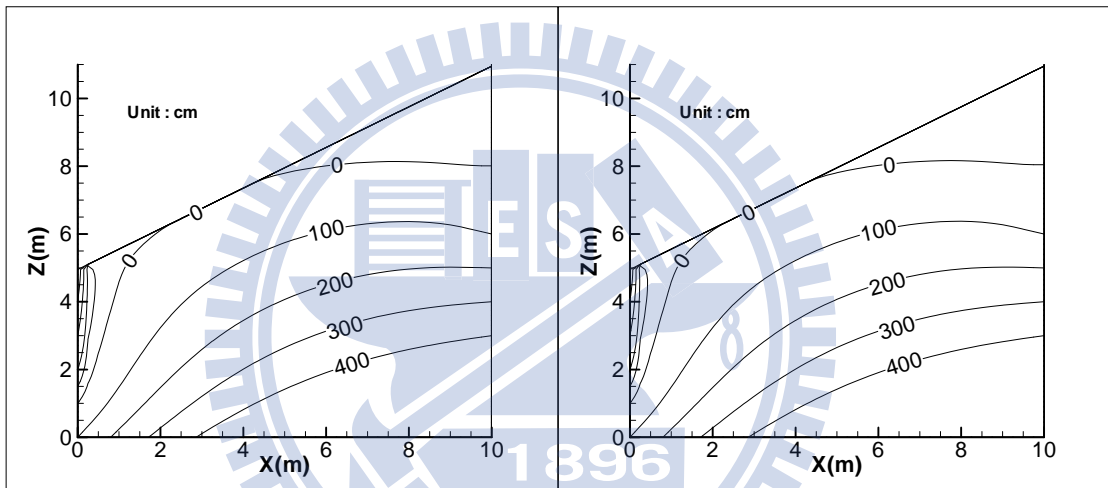
(c) 36 hr

圖 5.9 降雨量 400mm 延時 24 小時不同時間坡地內孔隙壓力分布圖



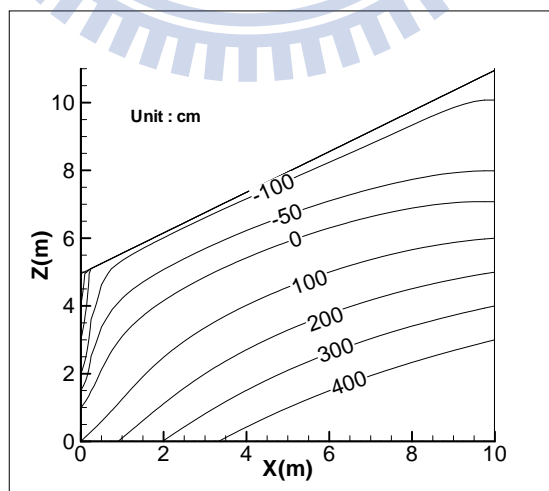
(a) 12 hr

(b) 26.5 hr



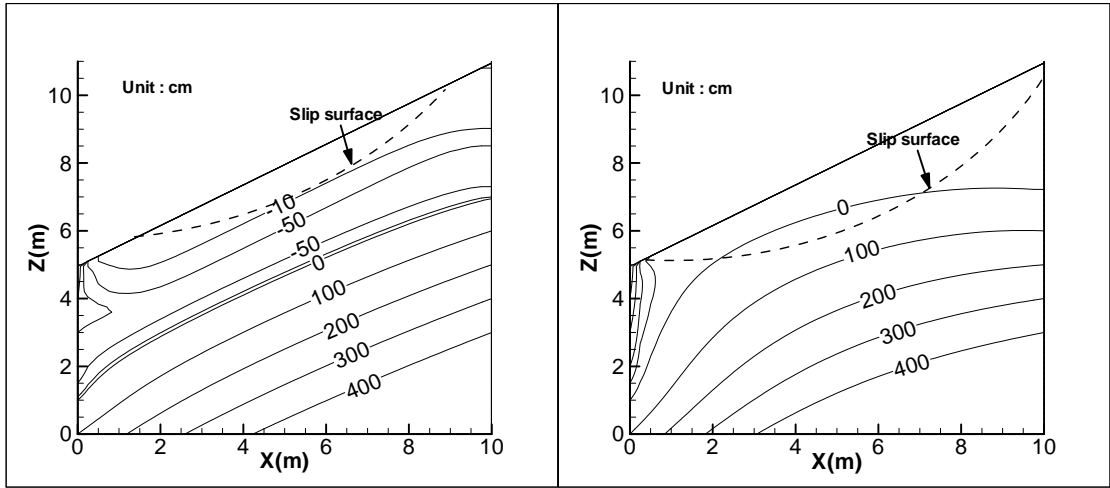
(c) 34 hr

(d) 36 hr



(e) 48 hr

圖 5.10 降雨量 500mm 延時 36 小時不同時間坡地內孔隙壓力分布圖



(a) 延時 12 小時

(b) 延時 36 小時

圖 5.11 降雨量 400mm 下坡地內孔隙壓力與破壞面分布圖

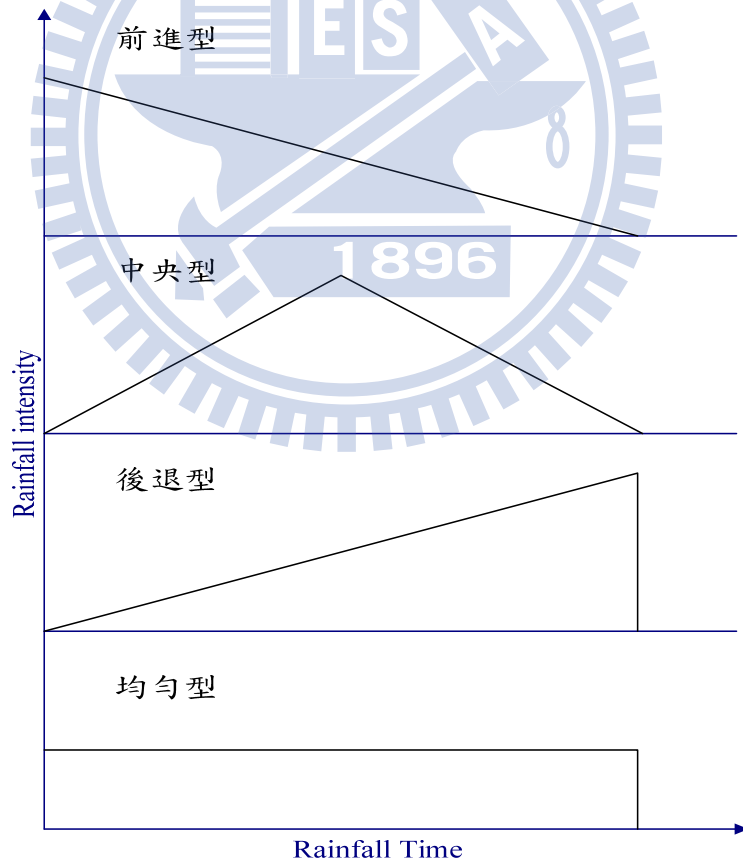


圖 5.12 概念化各種降雨雨型分布圖

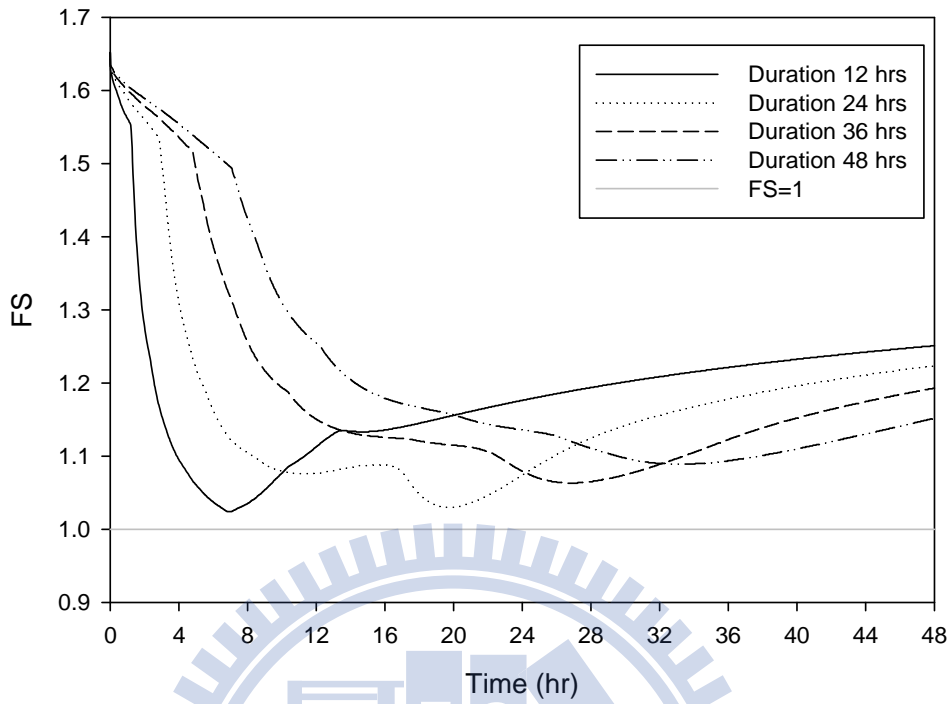


圖 5.13 前進型雨型在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖

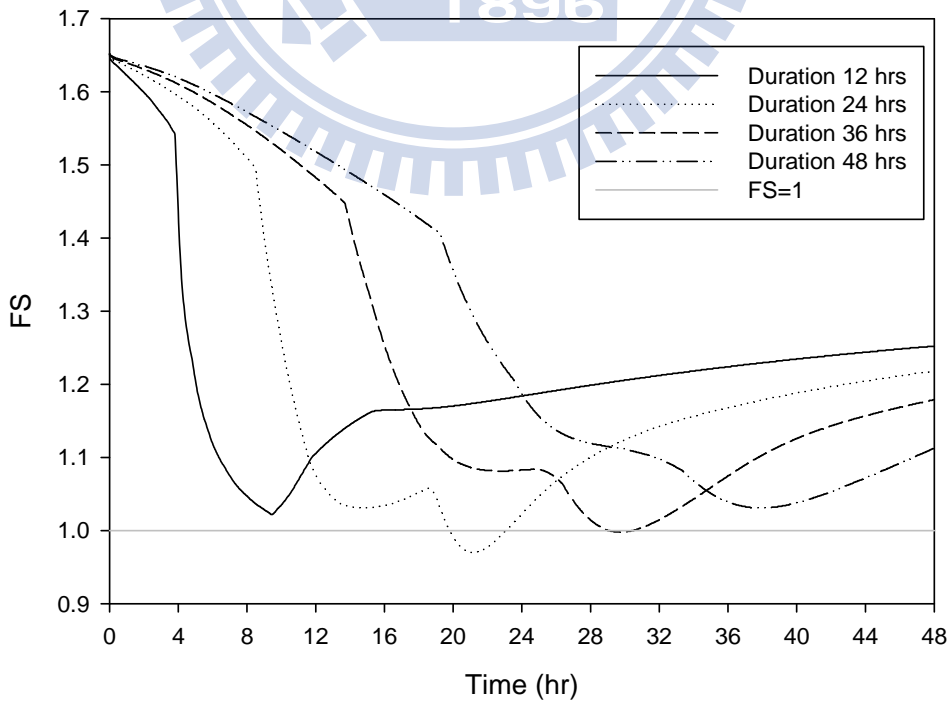


圖 5.14 中央型雨型在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖

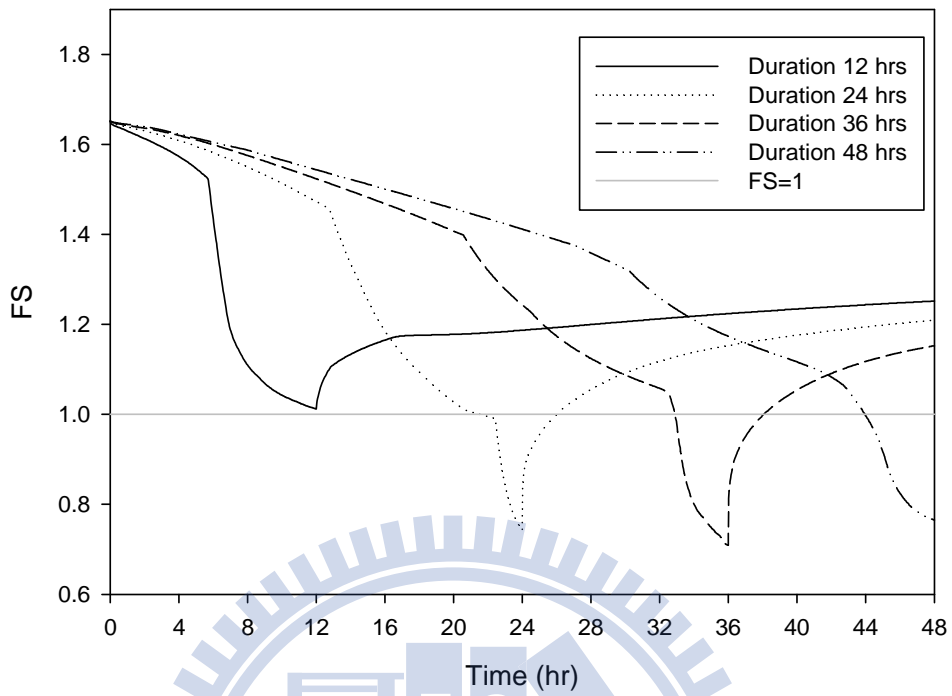
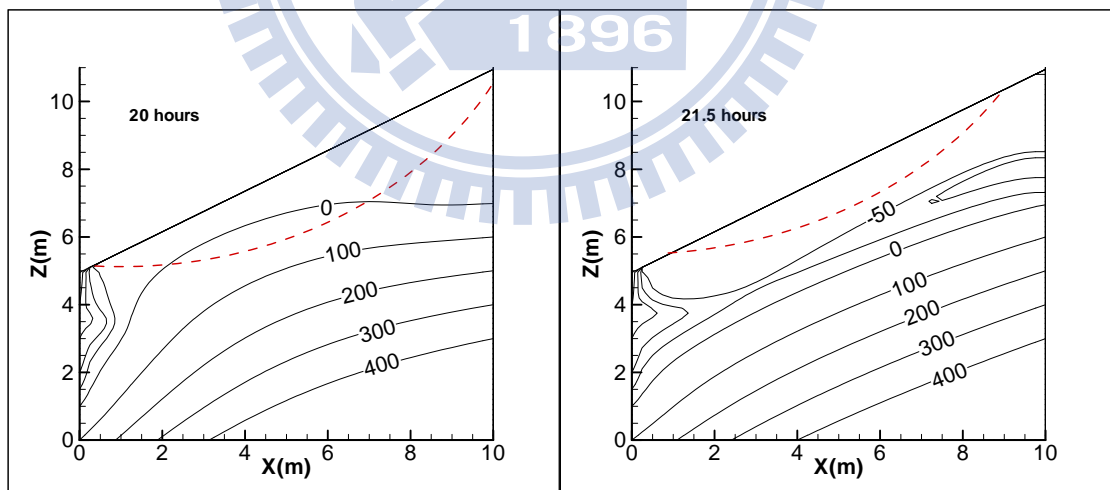


圖 5.15 後退型雨型在 400mm 雨量下考慮不同延時安全係數變化圖



(a) 中央型

(b) 後退型

圖 5.16 降雨量 400mm 與延時 24 小時不同雨型坡地內孔隙壓力與破壞面分布圖

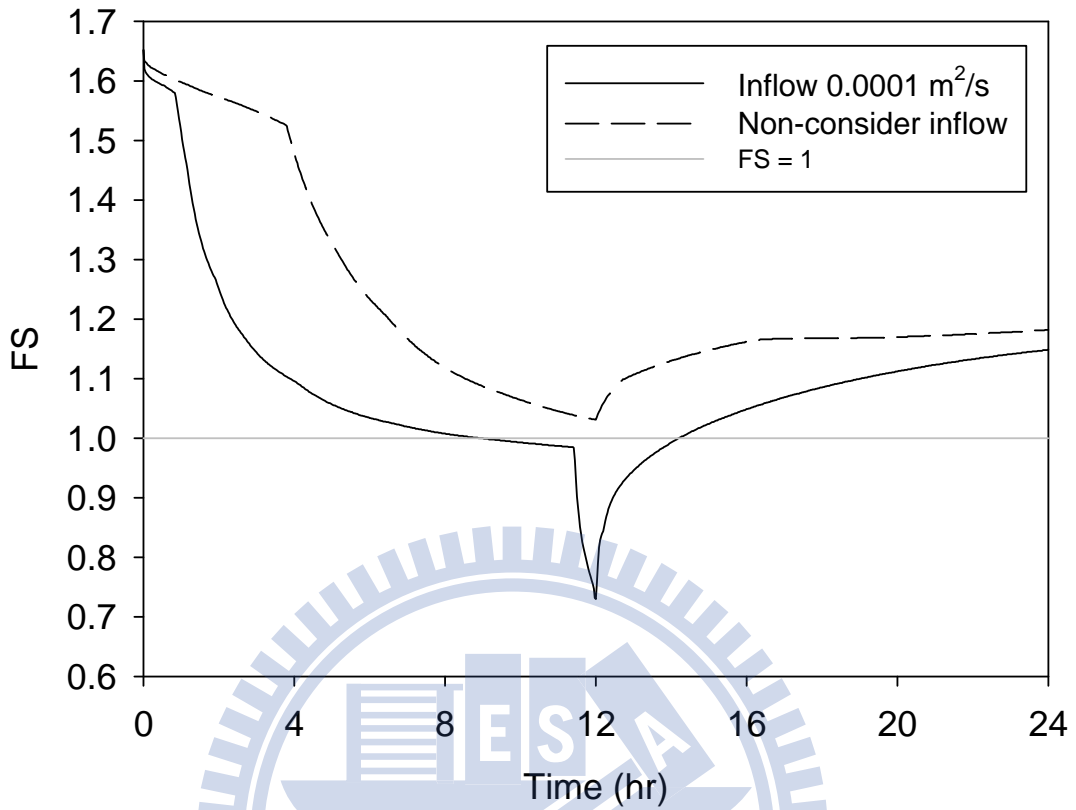


圖 5.17 考慮逕流入流安全係數變化圖

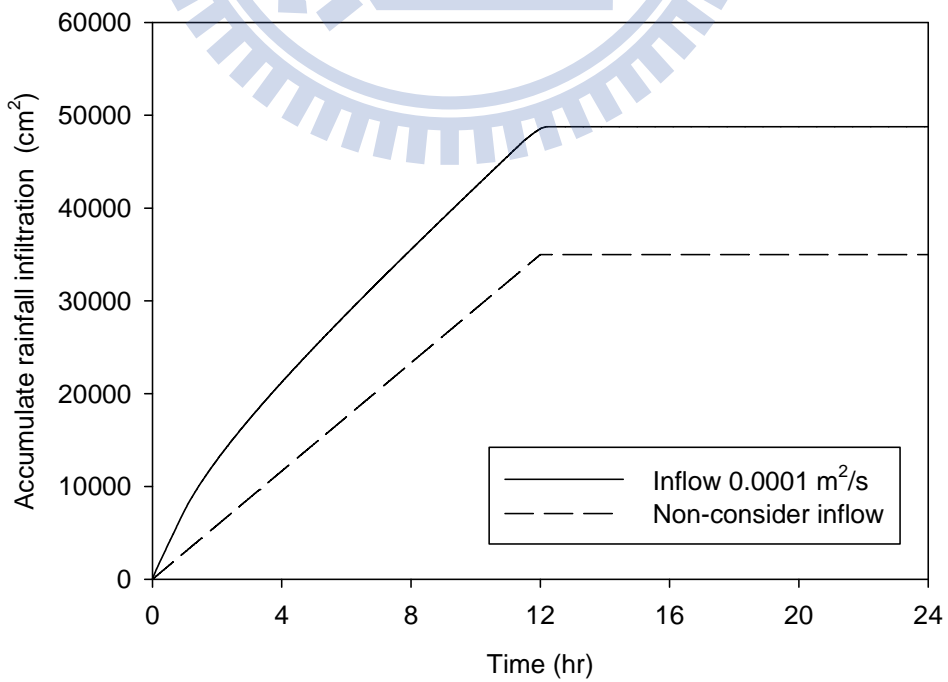


圖 5.18 考慮逕流入流累積地表入滲量圖

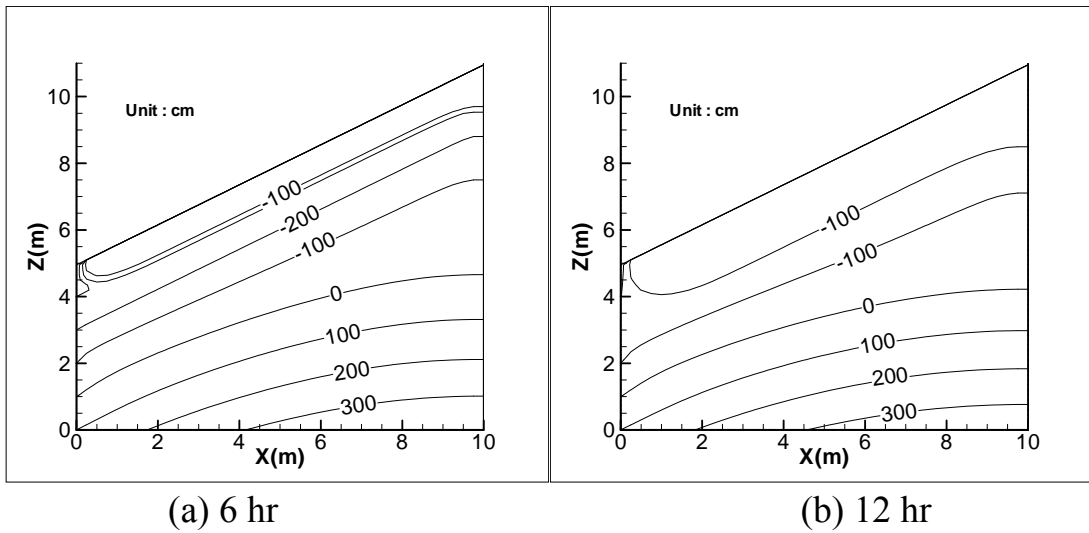


圖 5.19 降雨強度 25 mm/hr 連續降雨 12 小時孔隙壓力分布圖

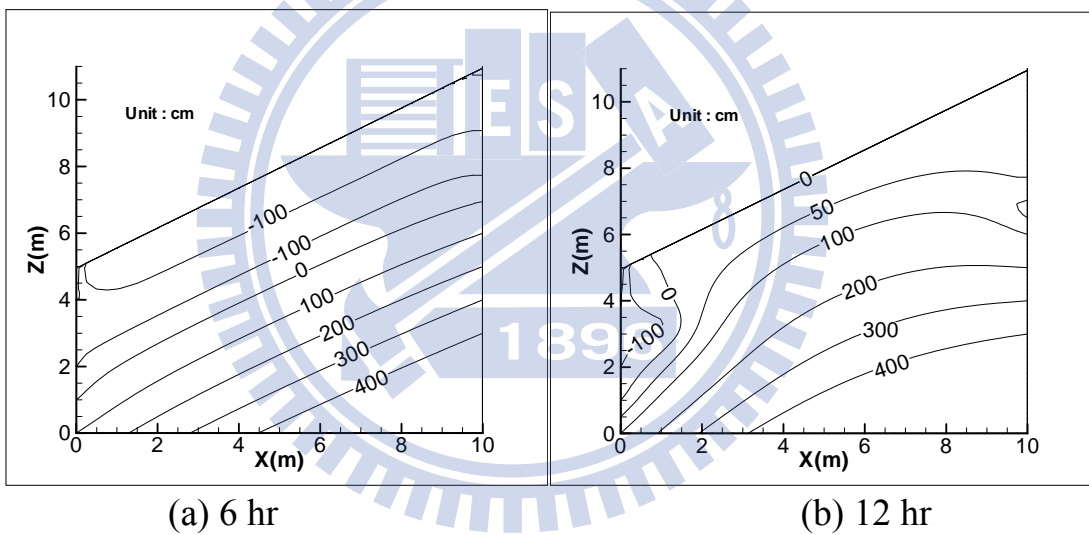


圖 5.20 考慮逕流入流 $0.0001 \text{ m}^2/\text{s}$ 孔隙壓力分布圖

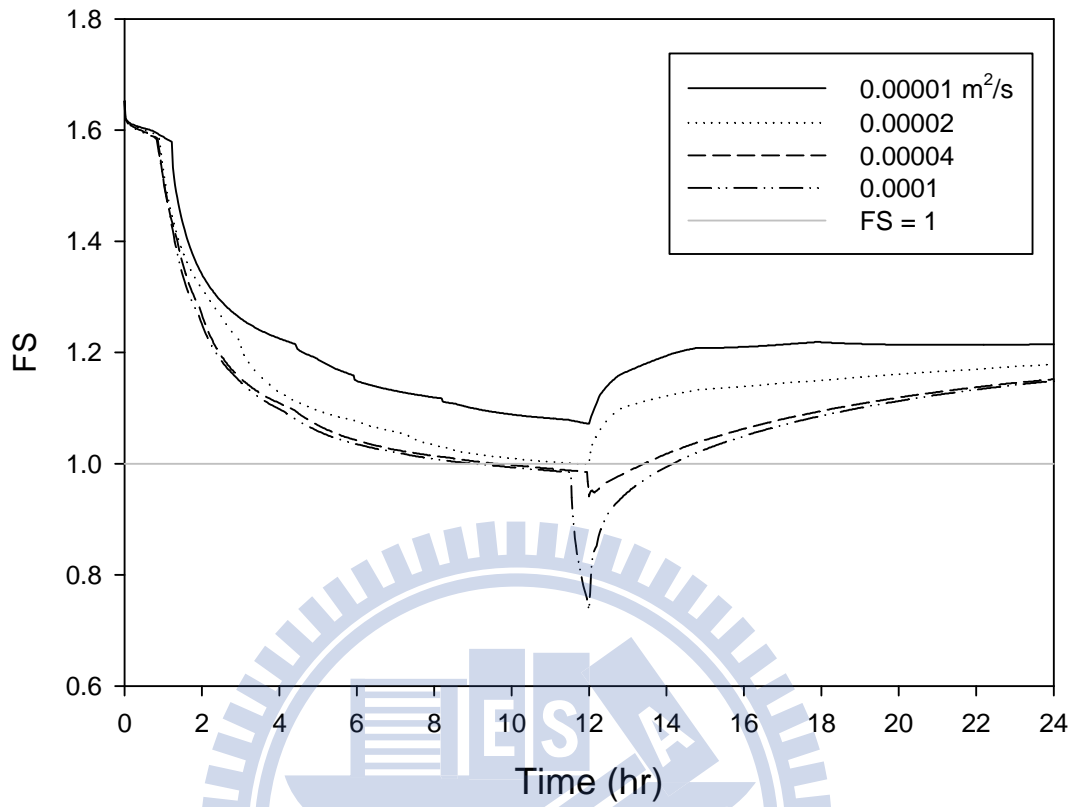


圖 5.21 不同逕流入流安全係數變化圖

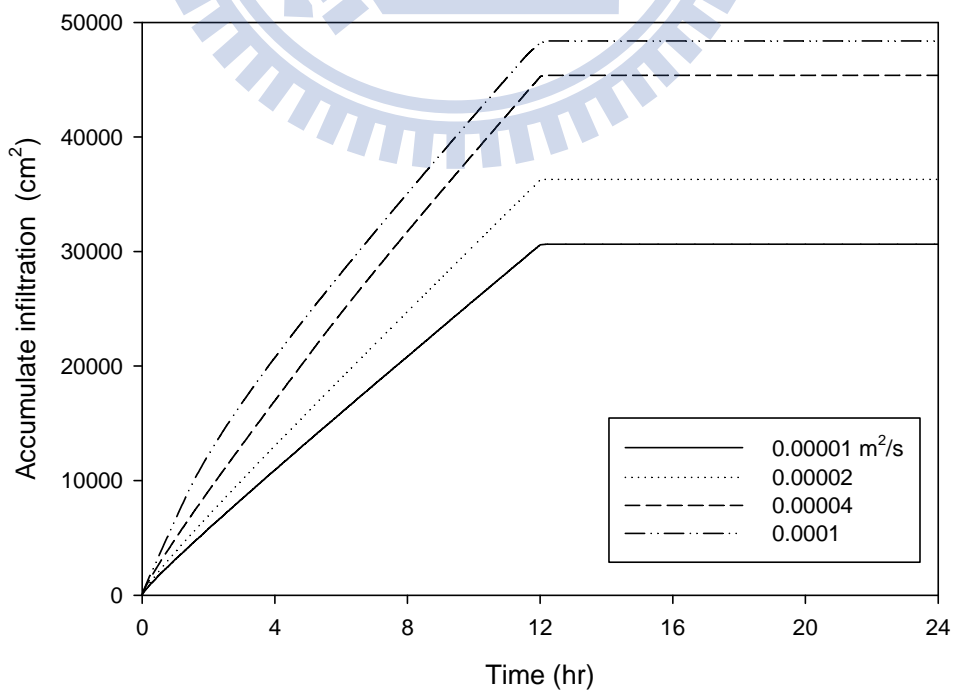
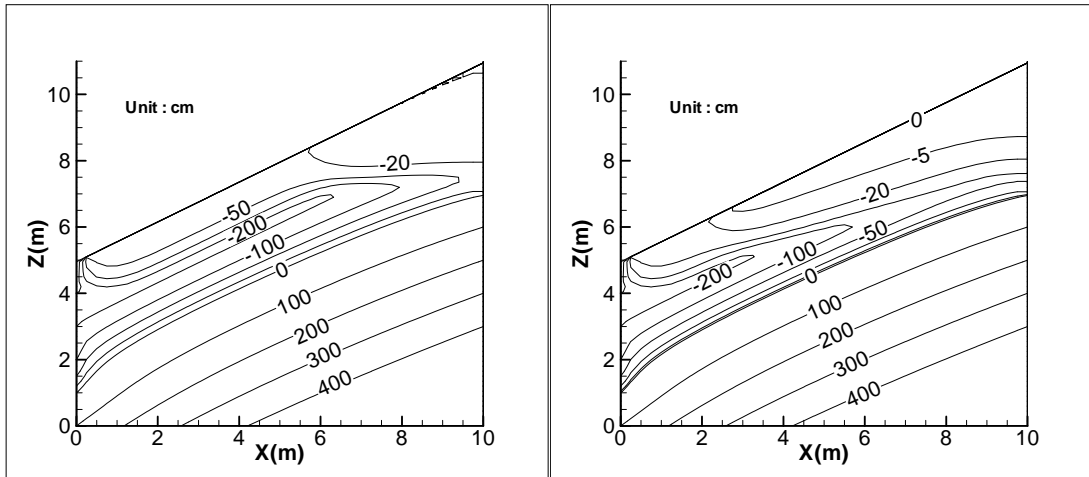
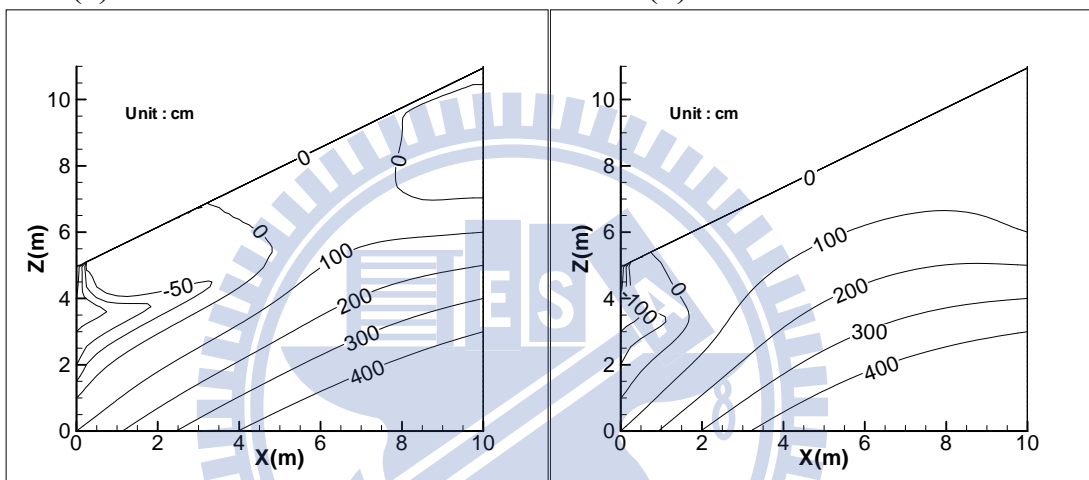


圖 5.22 不同逕流入流累積地表入滲量圖



(a) $0.00001 \text{ m}^2/\text{s}$ at 12 hr

(b) $0.00002 \text{ m}^2/\text{s}$ at 12 hr



(c) $0.00004 \text{ m}^2/\text{s}$ at 12 hr

(d) $0.0001 \text{ m}^2/\text{s}$ at 12 hr

圖 5.23 不同逕流入流坡地內孔隙壓力分布圖

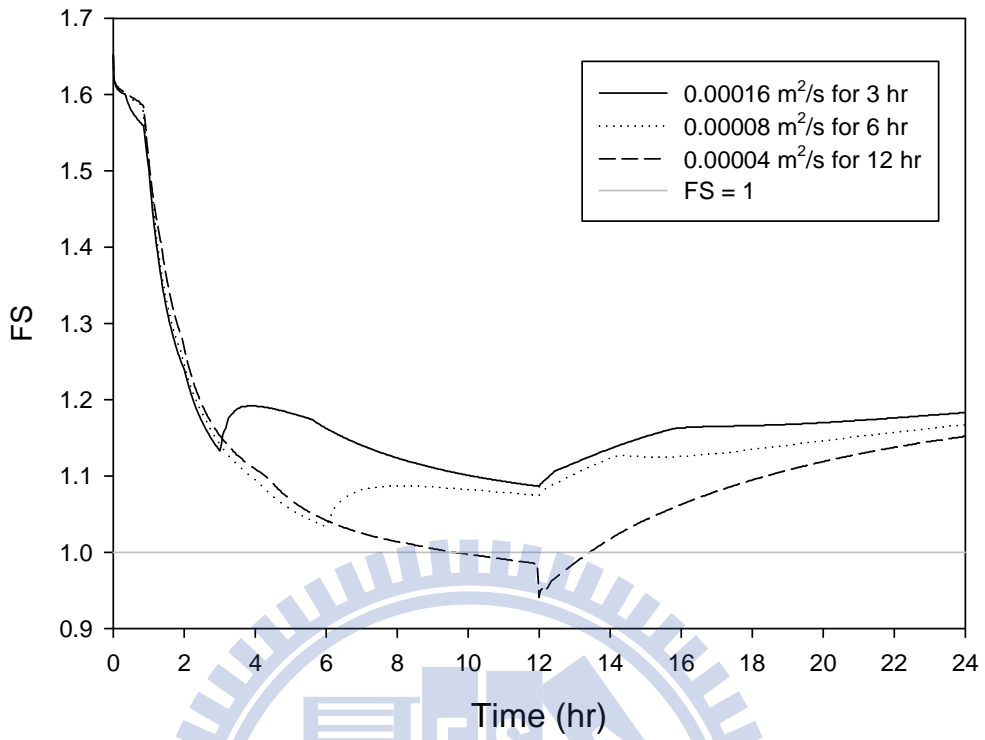


圖 5.24 不同逕流入流延時安全係數變化圖

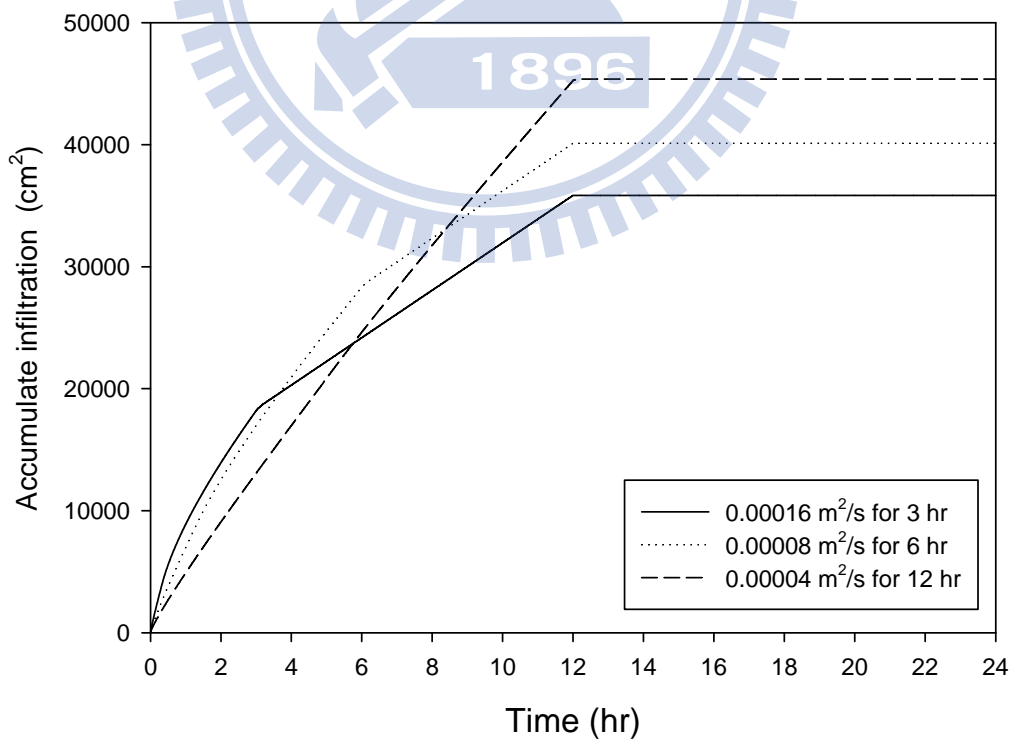
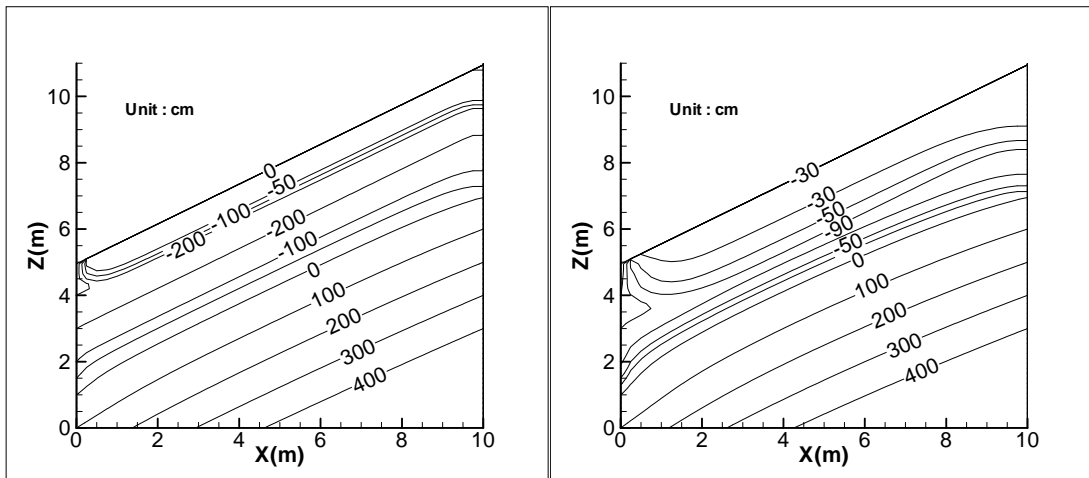
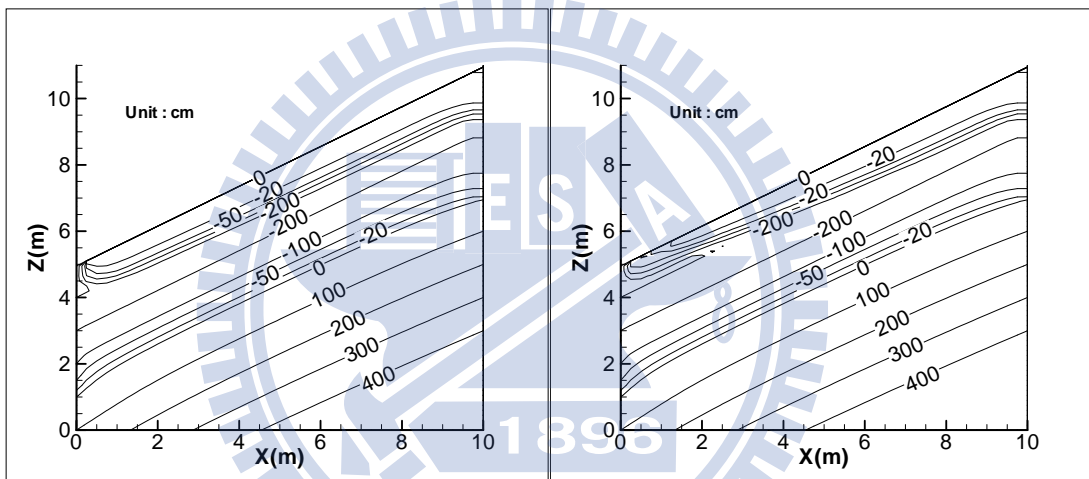


圖 5.25 不同逕流入流延時累積地表入滲量圖



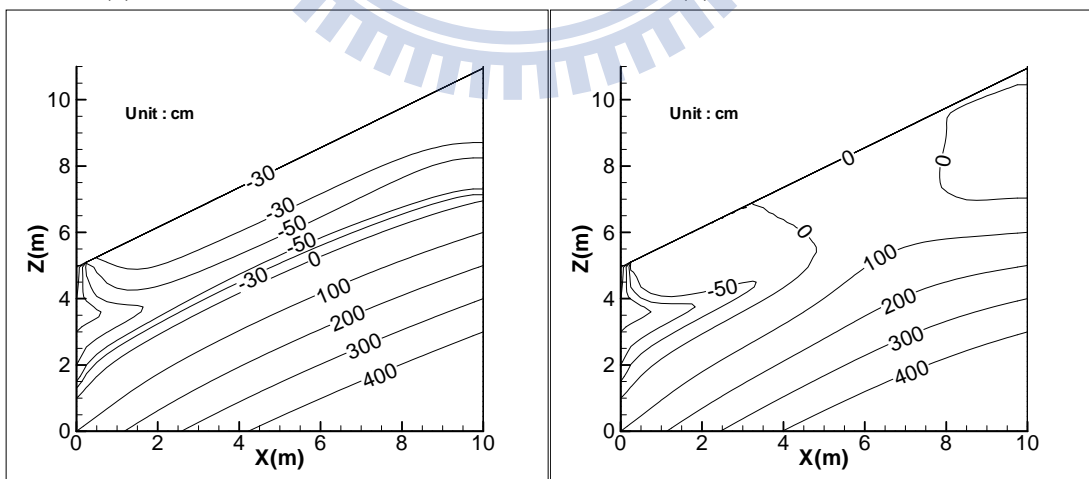
(a) $0.00016 \text{ m}^2/\text{s}$ at 3 hr

(b) $0.00016 \text{ m}^2/\text{s}$ at 4 hr



(c) $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$ at 4 hr

(d) $0.00004 \text{ m}^2/\text{s}$ at 4 hr



(e) $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$ at 12 hr

(f) $0.00004 \text{ m}^2/\text{s}$ at 12 hr

圖 5.26 不同逕流入流延時坡地內孔隙壓力分布圖

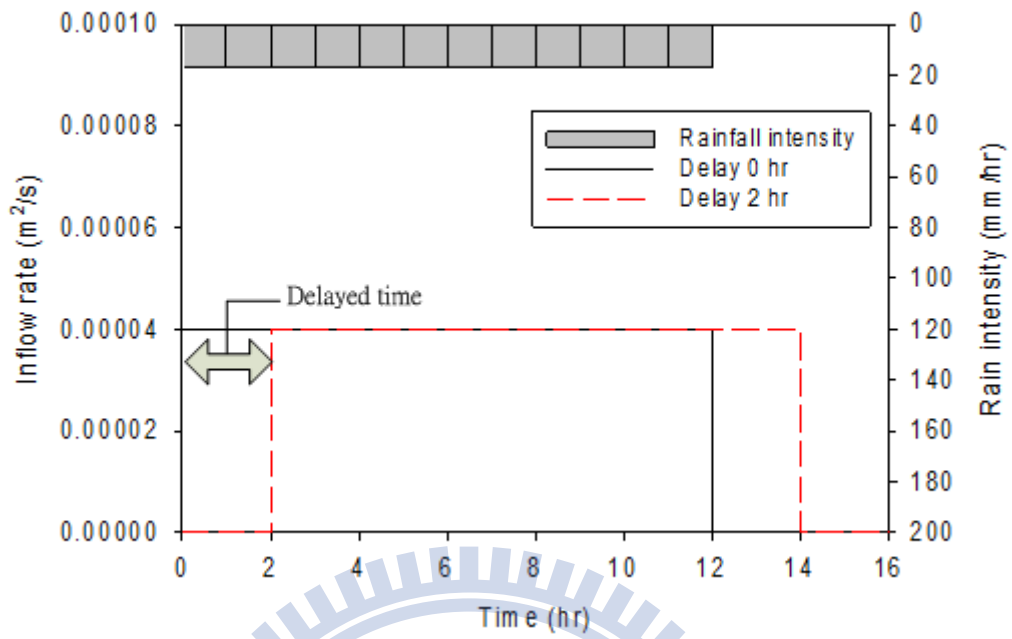


圖 5.27 逕流入流具延遲時間示意圖

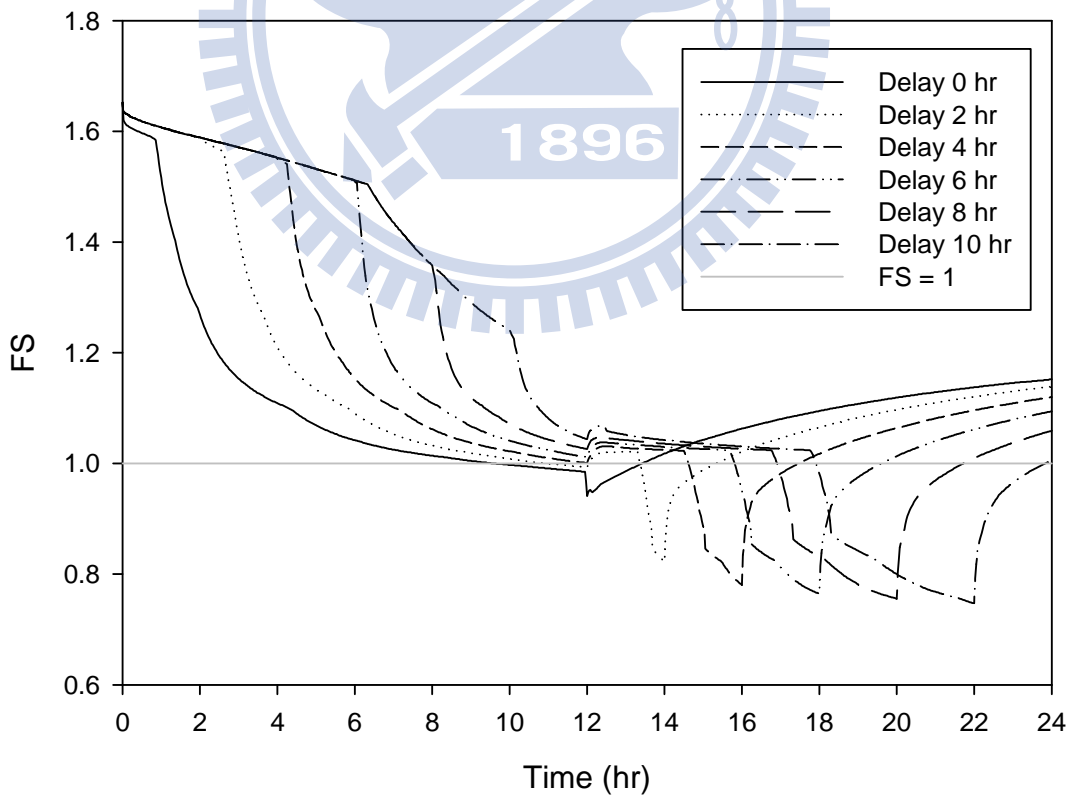
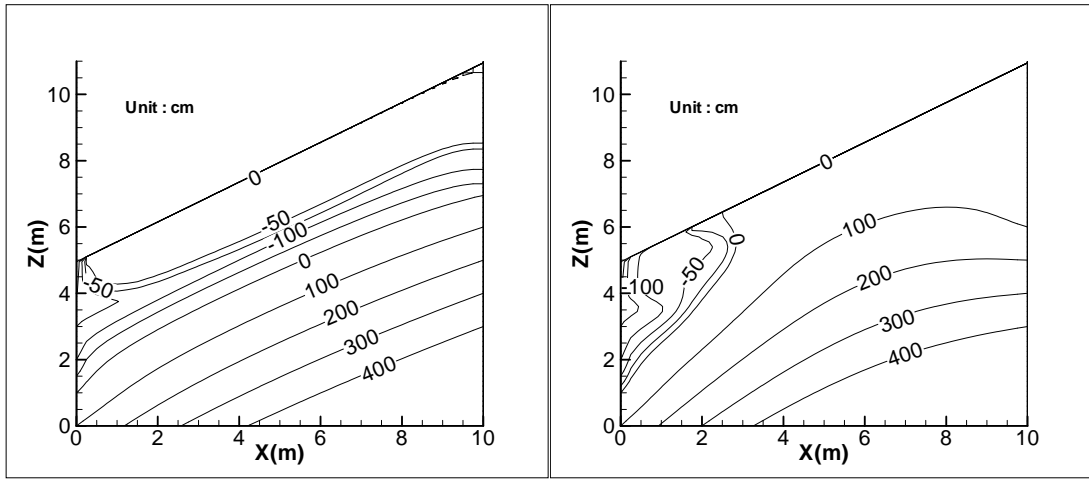


圖 5.28 逕流入流具不同延遲時間安全係數變化圖



(a) Delay 4 hr at 12 hr

(b) Delay 4 hr at 16 hr

圖 5.29 逕流入流具不同延遲時間孔隙壓力分布圖

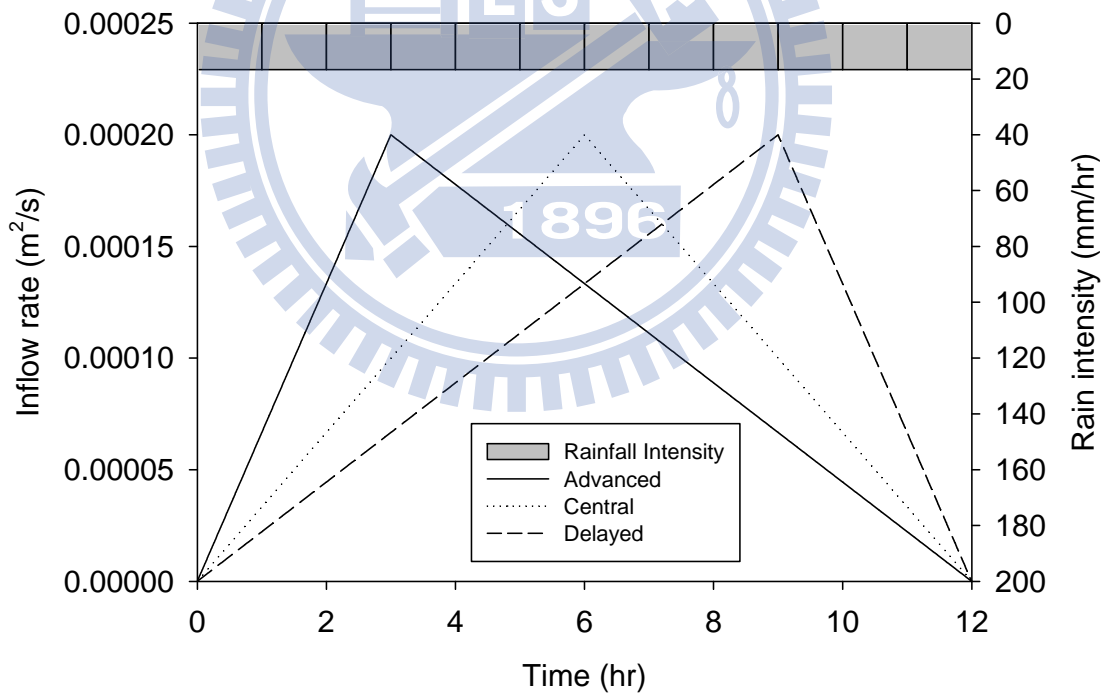
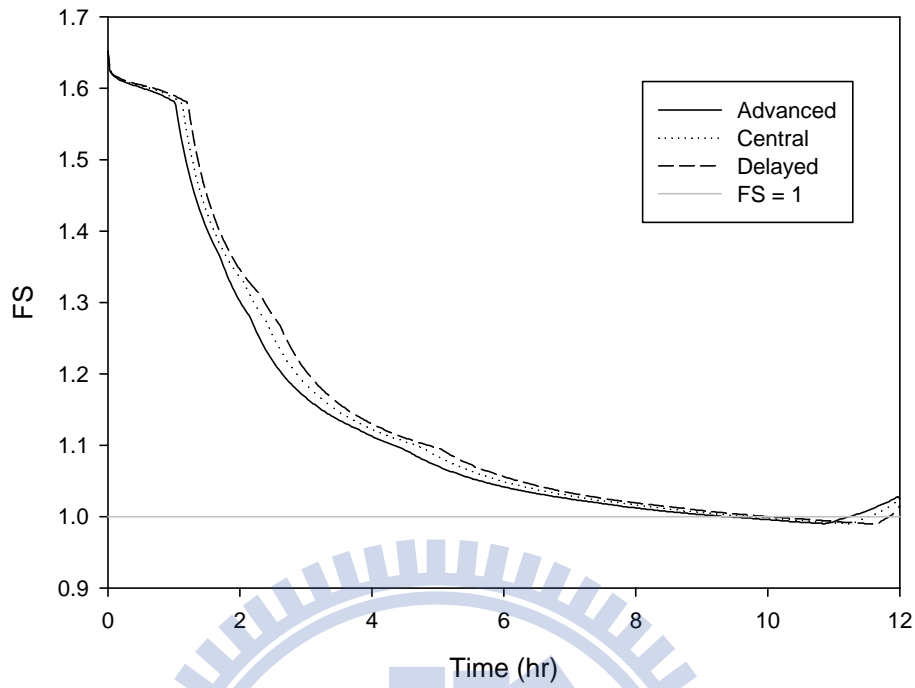
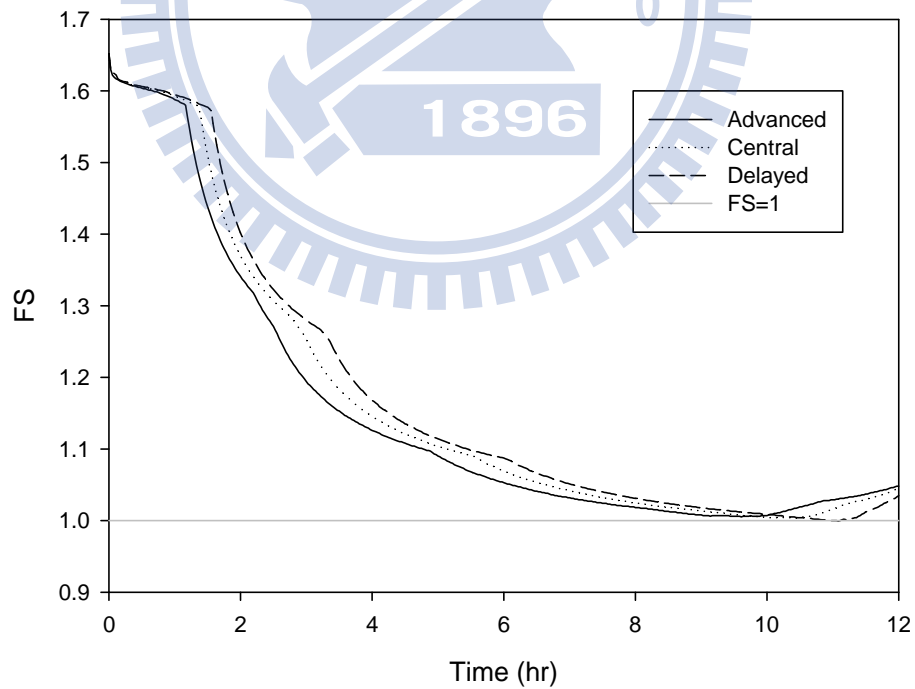


圖 5.30 不同逕流入流型態示意圖

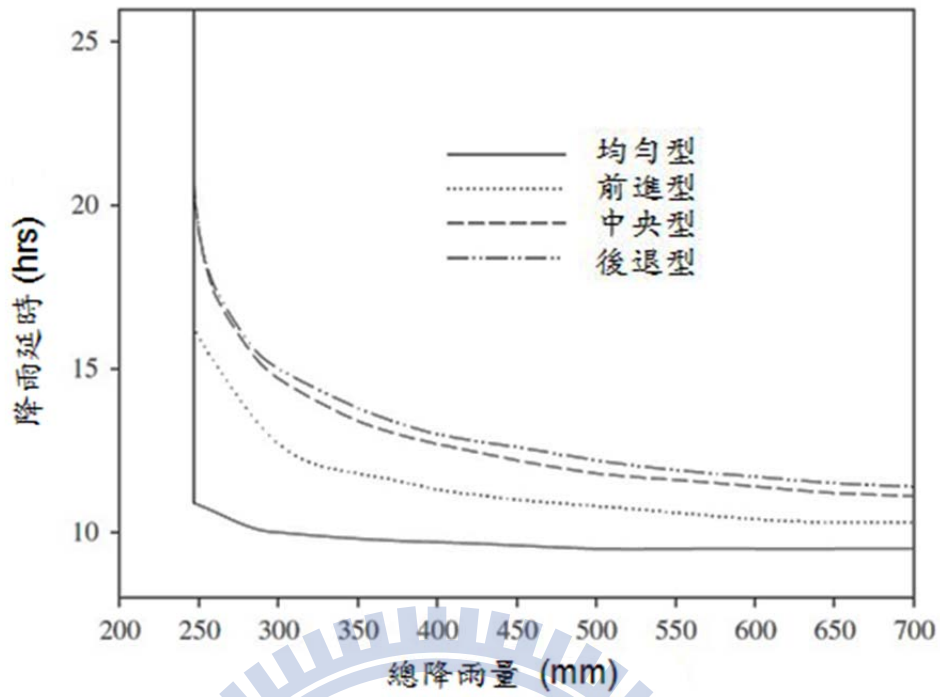


(a) Maximum inflow rate of $0.0002 \text{ m}^2/\text{s}$



(b) Maximum inflow rate of $0.00008 \text{ m}^2/\text{s}$

圖 5.31 不同逕流入流型態安全係數變化圖



資料來源：Tsai and Wang (2011)

圖 6.1 一維崩塌模擬不同雨型降雨門檻值圖

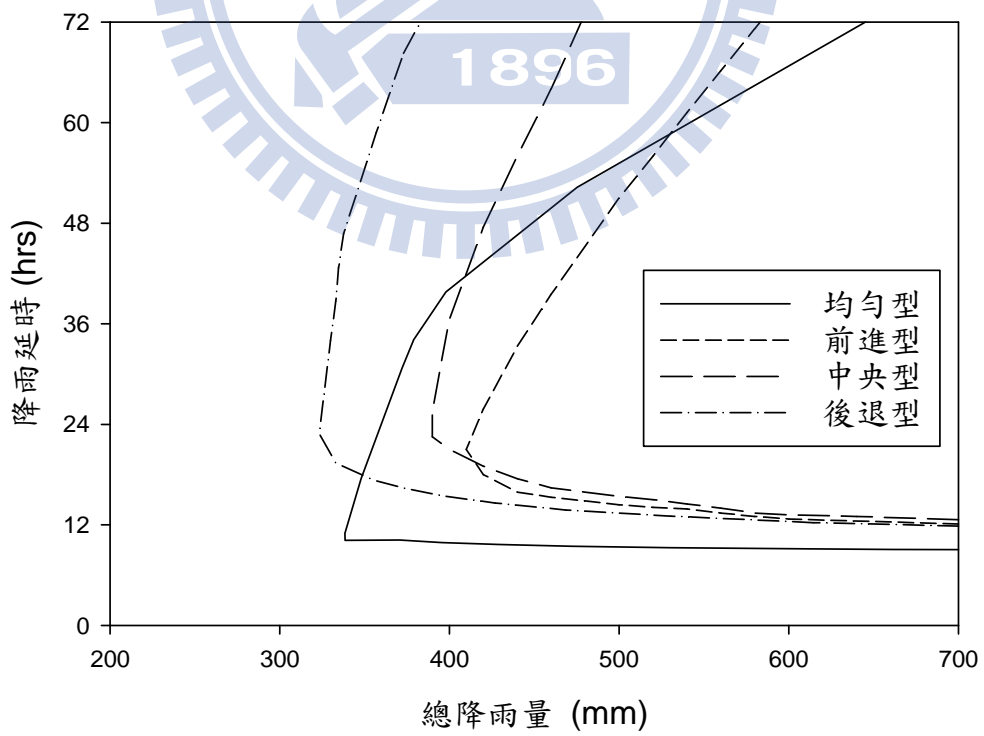


圖 6.2 降雨引致崩塌不同雨型降雨門檻值圖



資料來源：交通部公路總局第五區養護工程處

圖 6.3 嘉義阿里山公路現地應用位置圖

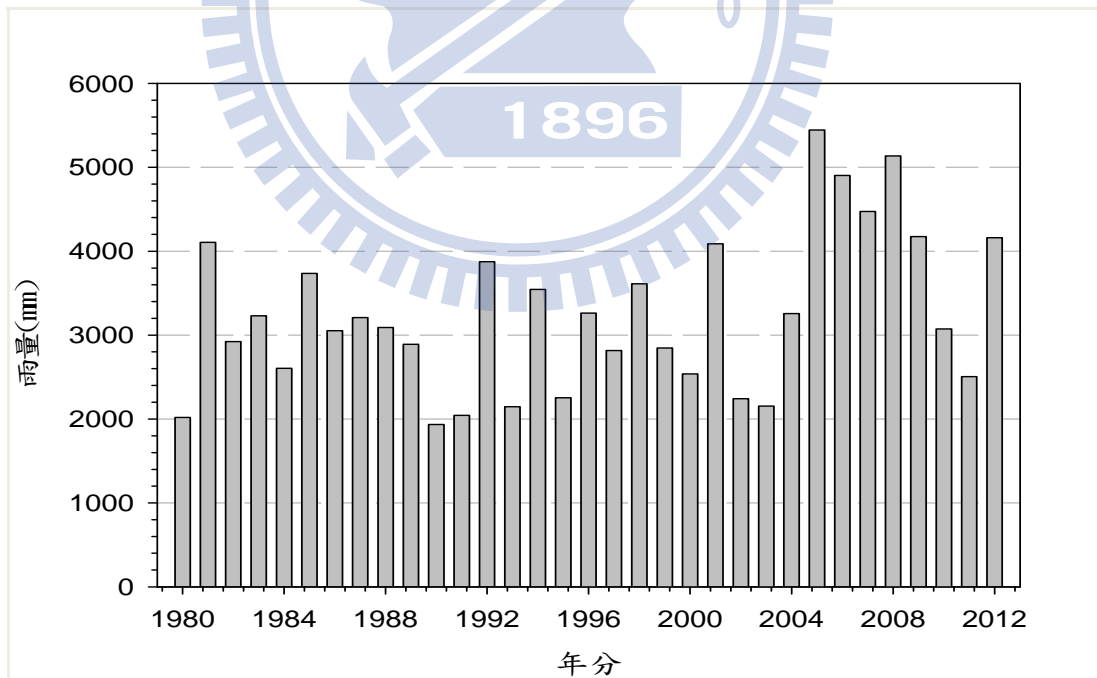


圖 6.4 歷年雨量分布圖

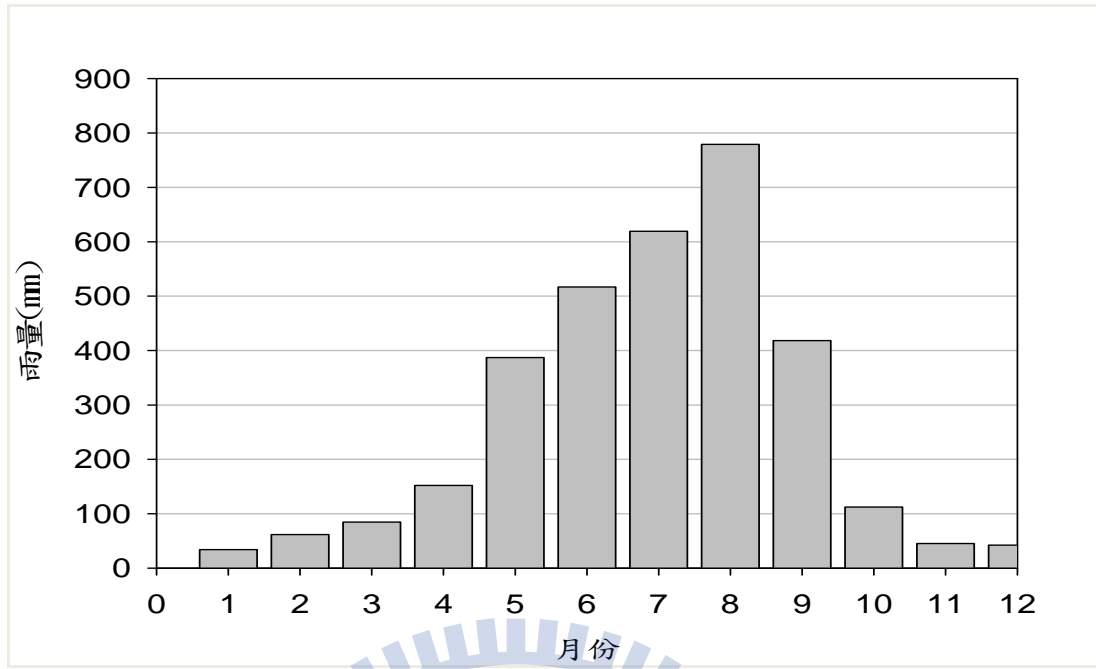


圖 6.5 月平均雨量分布圖

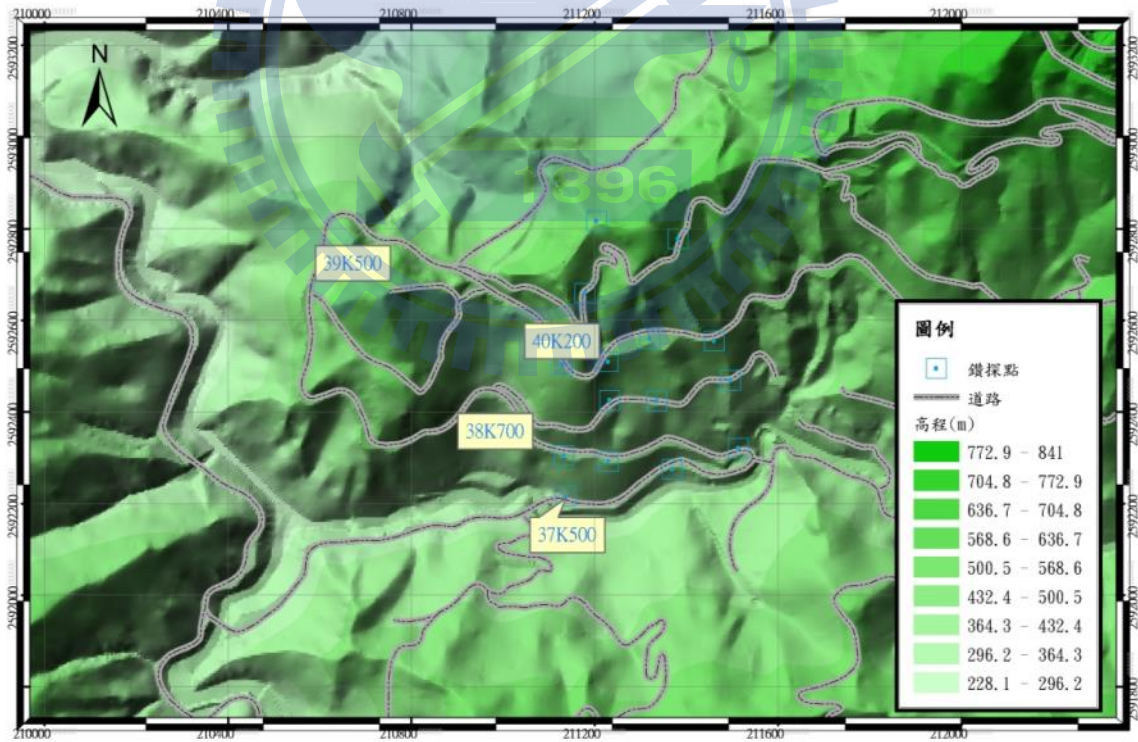


圖 6.6 台 18 線 37k+500 ~40k+100 區域地形高程分布圖

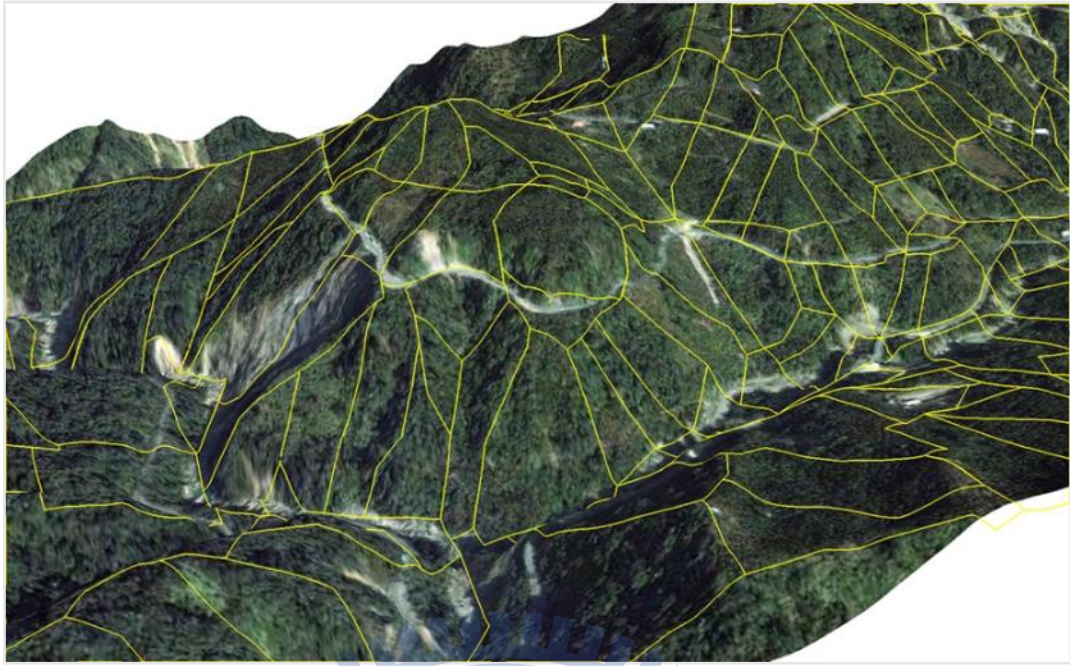


圖 6.7 坡地分割成果

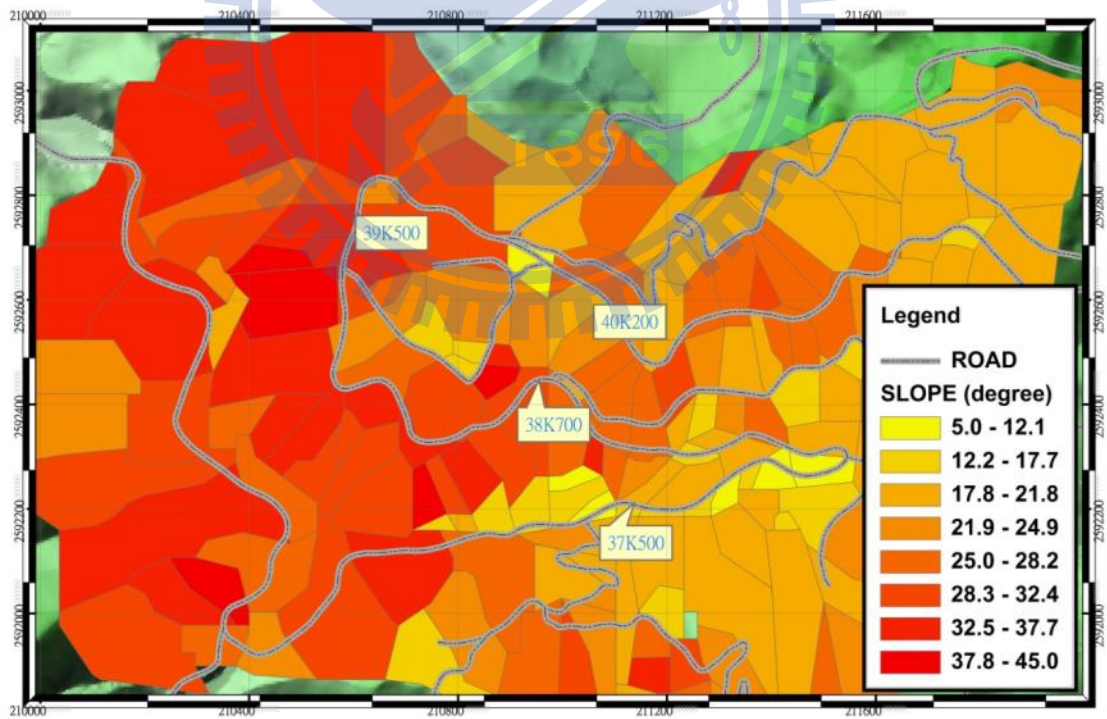


圖 6.8 坡度分布圖

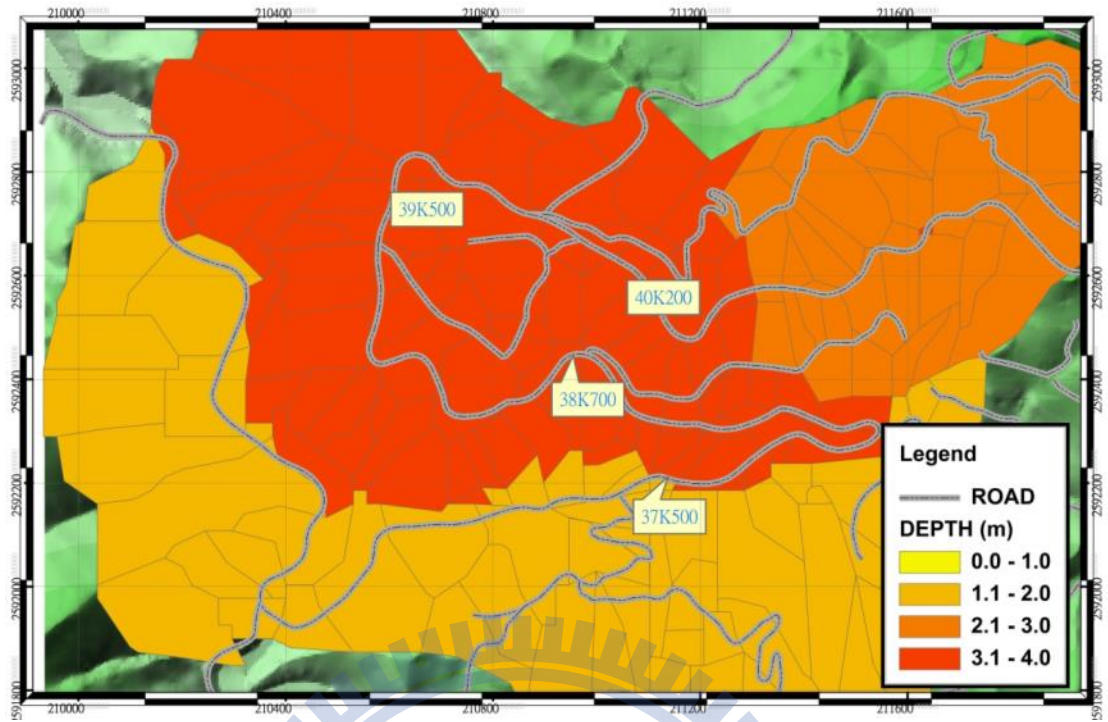
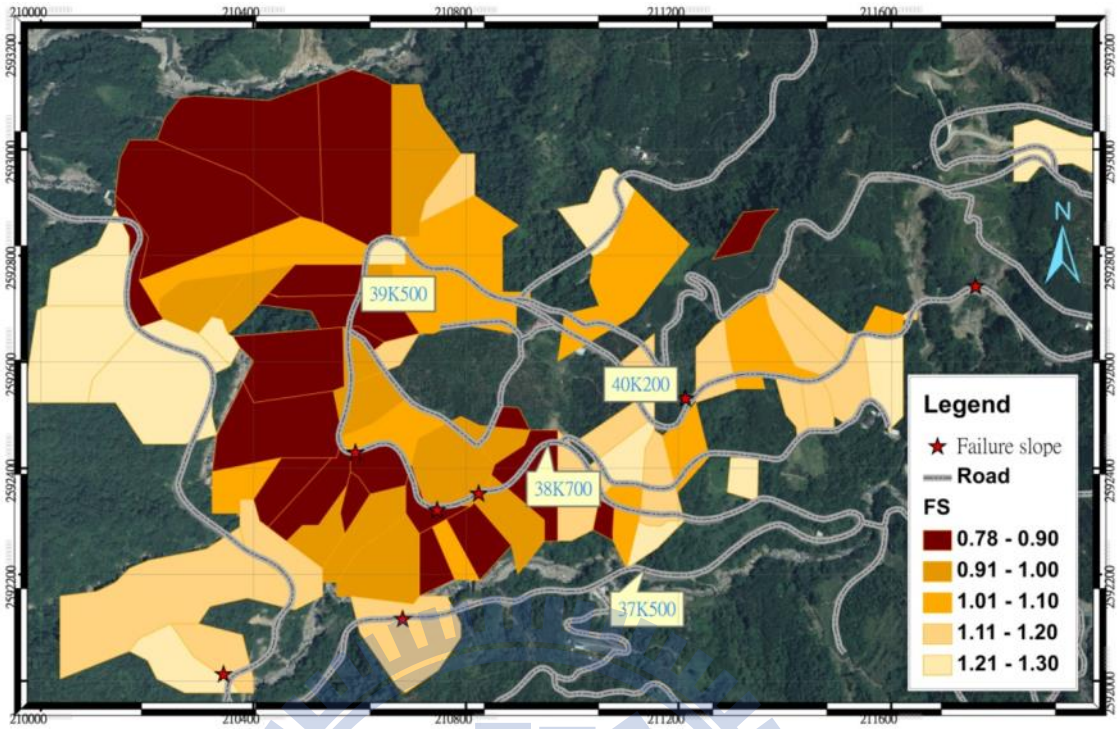
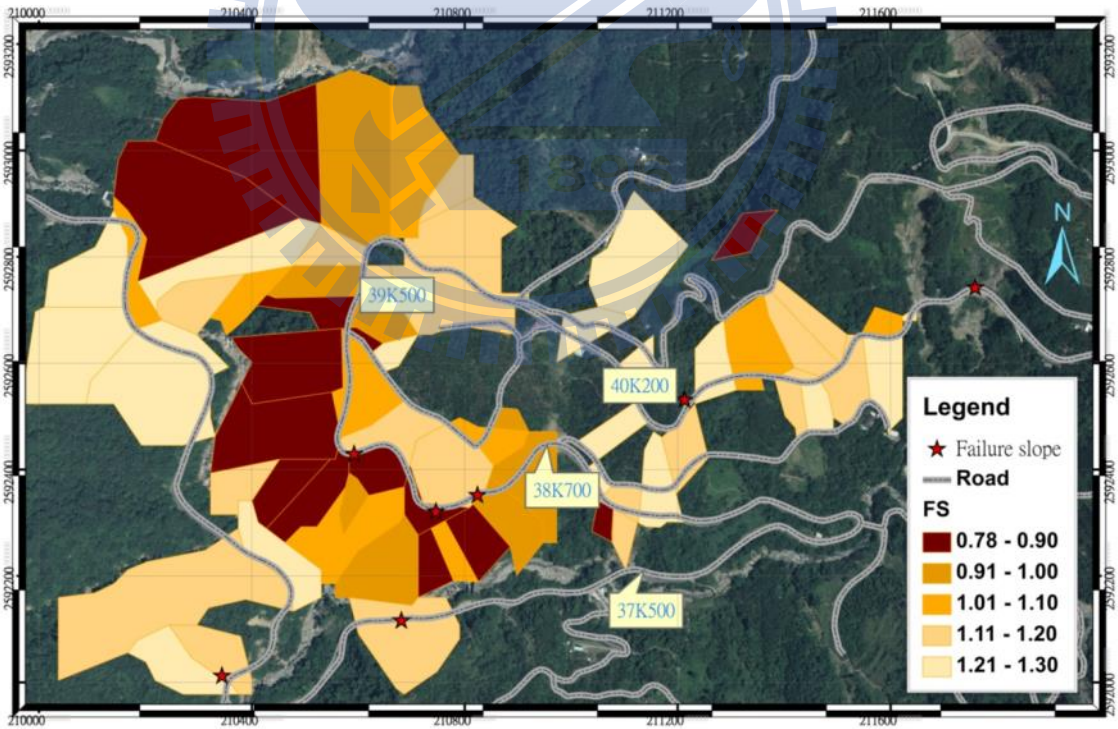


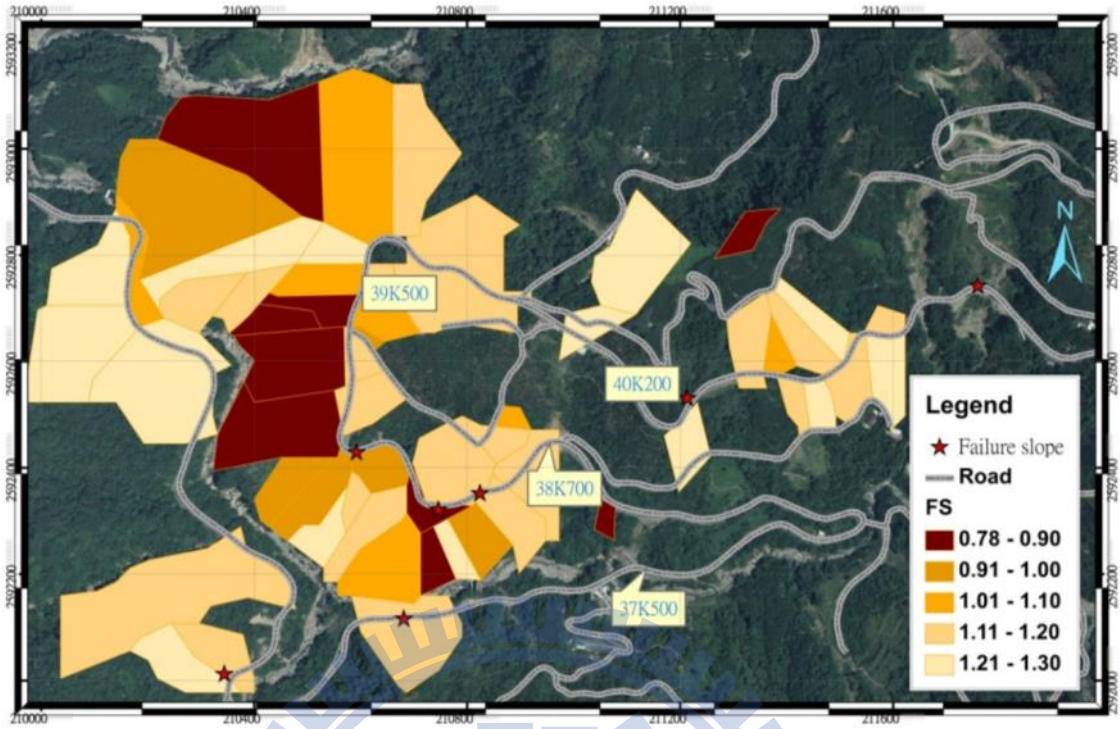
圖 6.9 土層深度分布圖



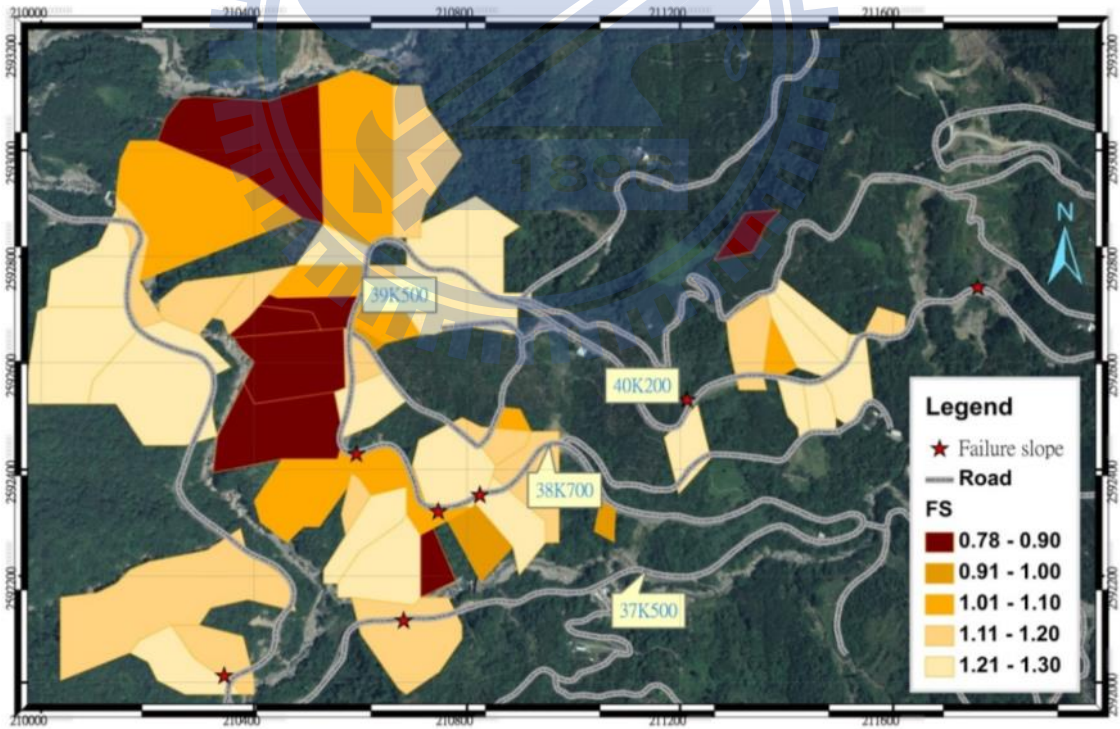
(a) 0.0 m



(b) -0.5 m

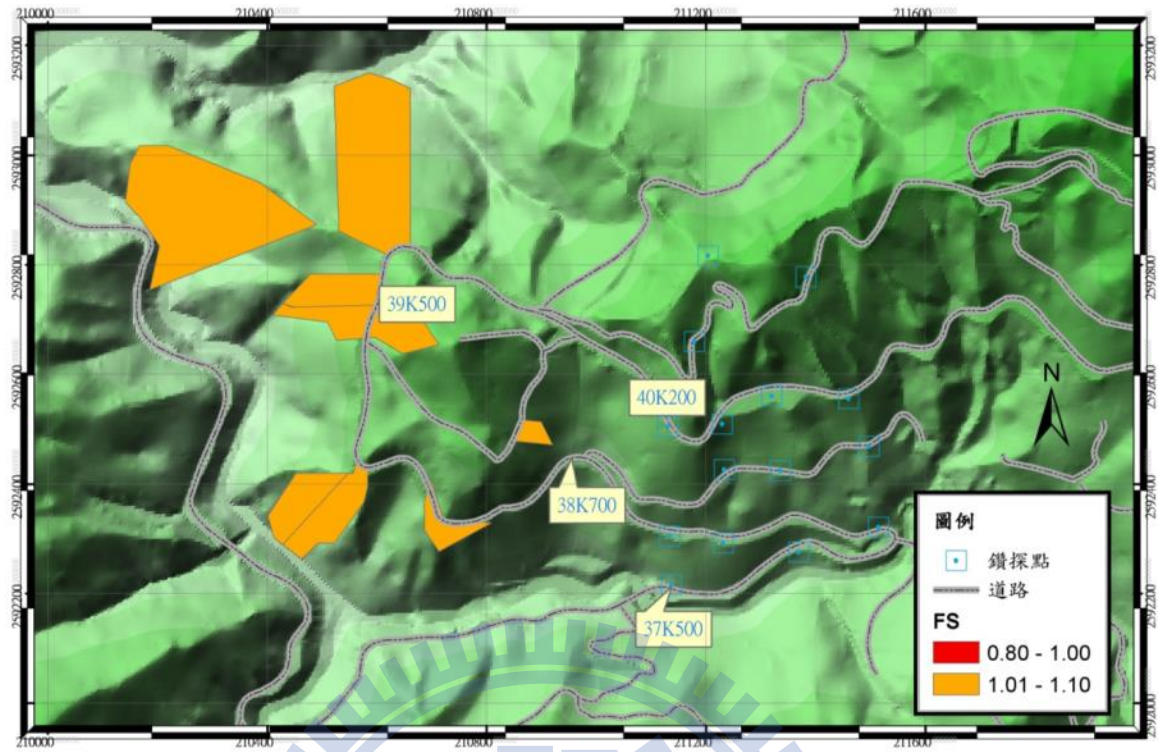


(c) -1.0 m

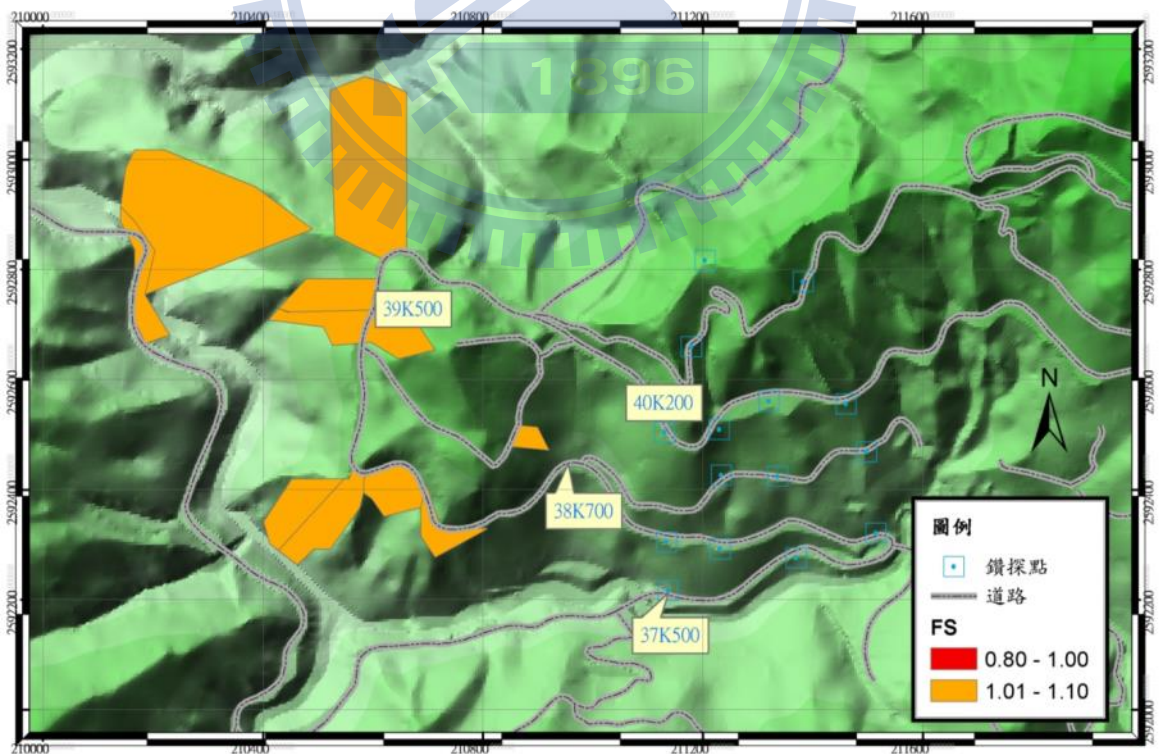


(d) -1.5 m

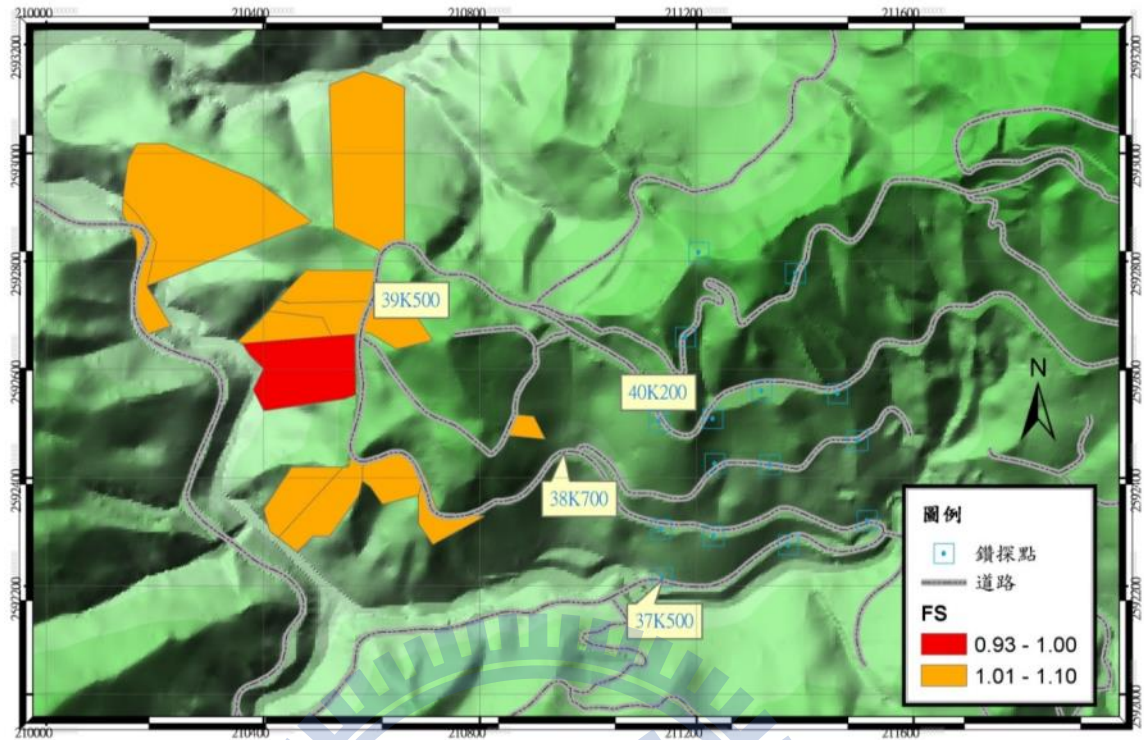
圖 6.10 不同初始條件分析結果



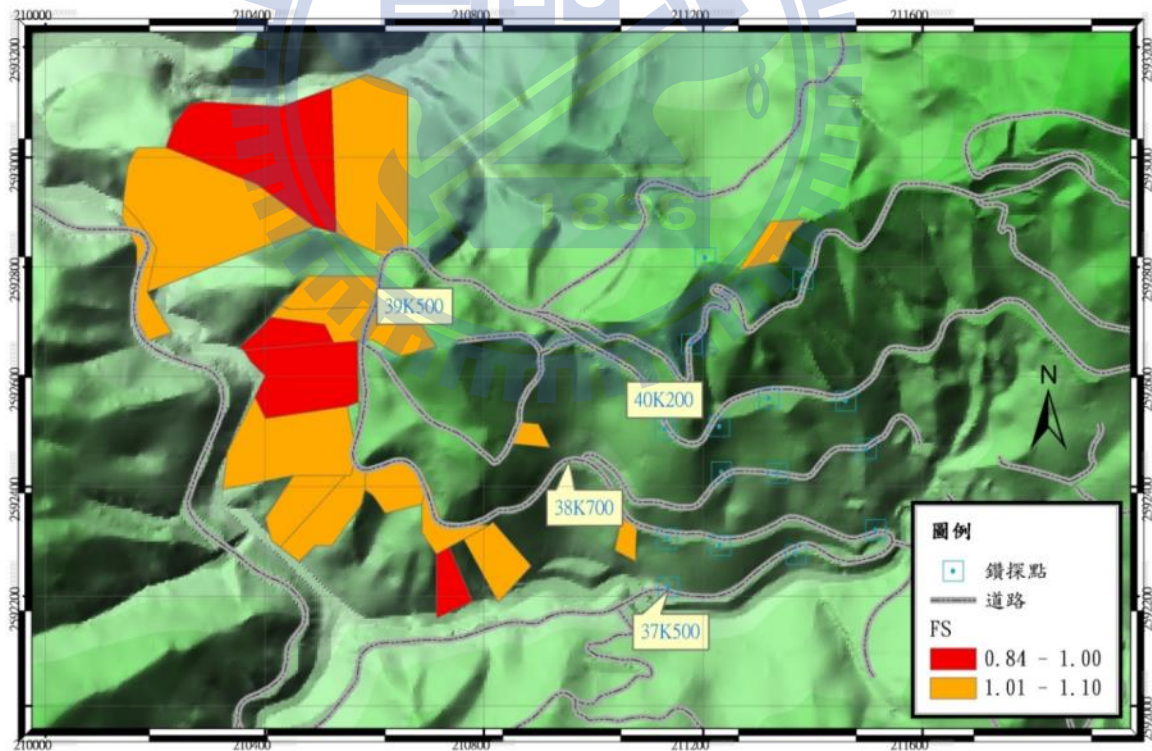
(a) 200mm 累積雨量 12 小時崩塌潛勢



(b) 200mm 累積雨量 24 小時崩塌潛勢

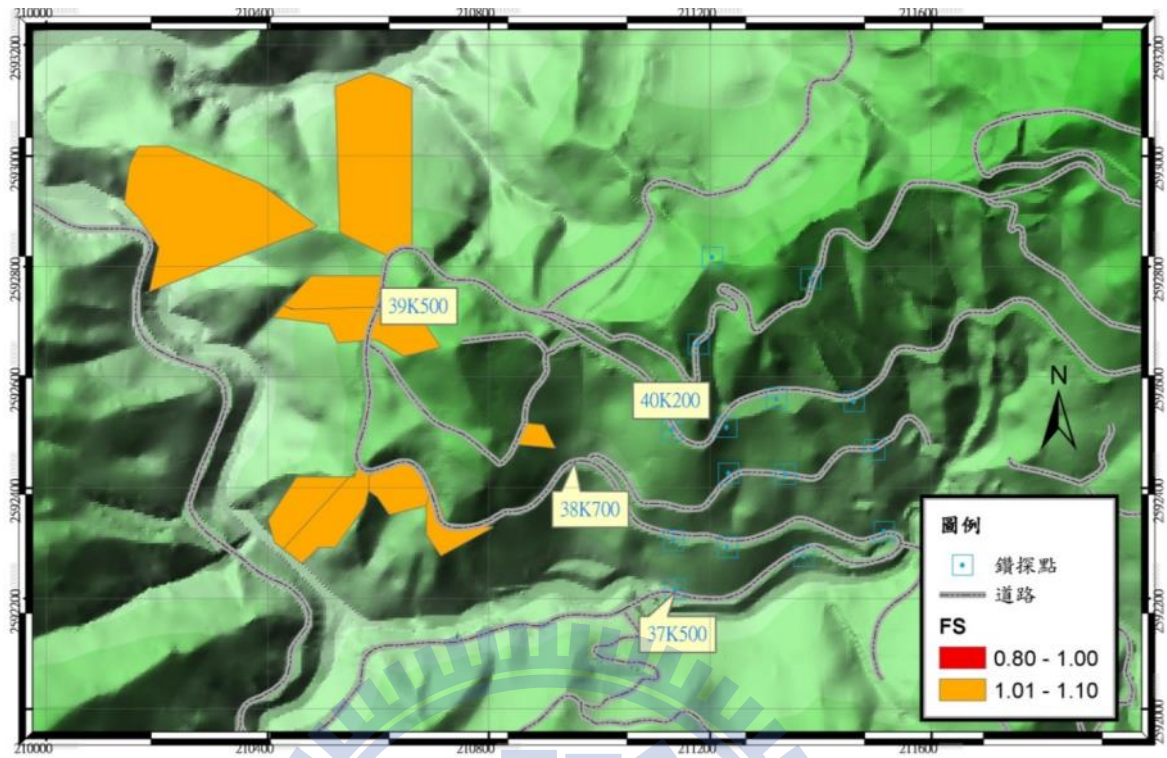


(c) 200mm 累積雨量 36 小時崩塌潛勢

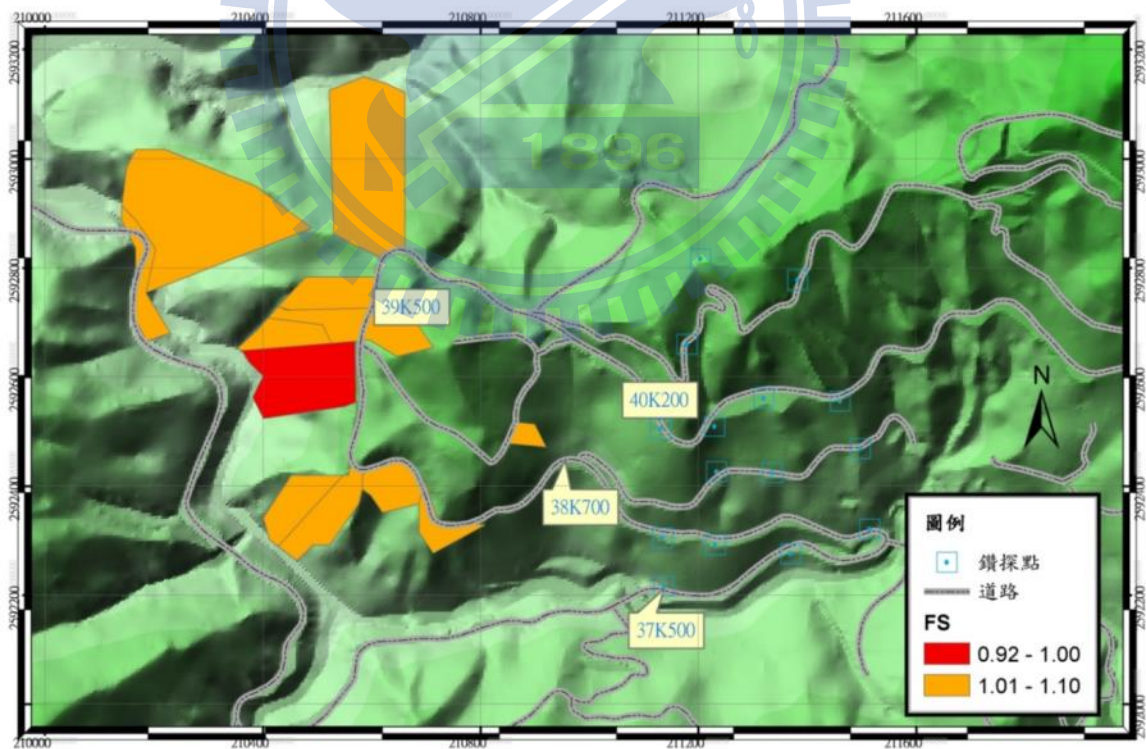


(d) 200mm 累積雨量 48 小時崩塌潛勢

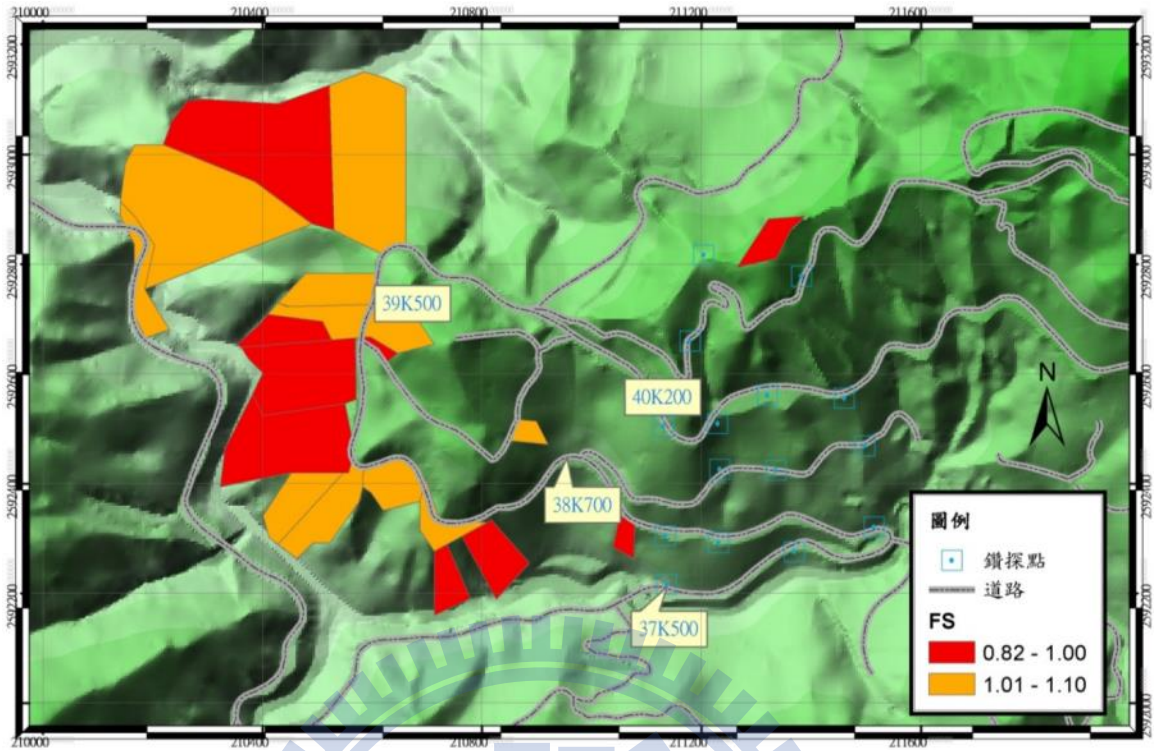
圖 6.11 200mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖



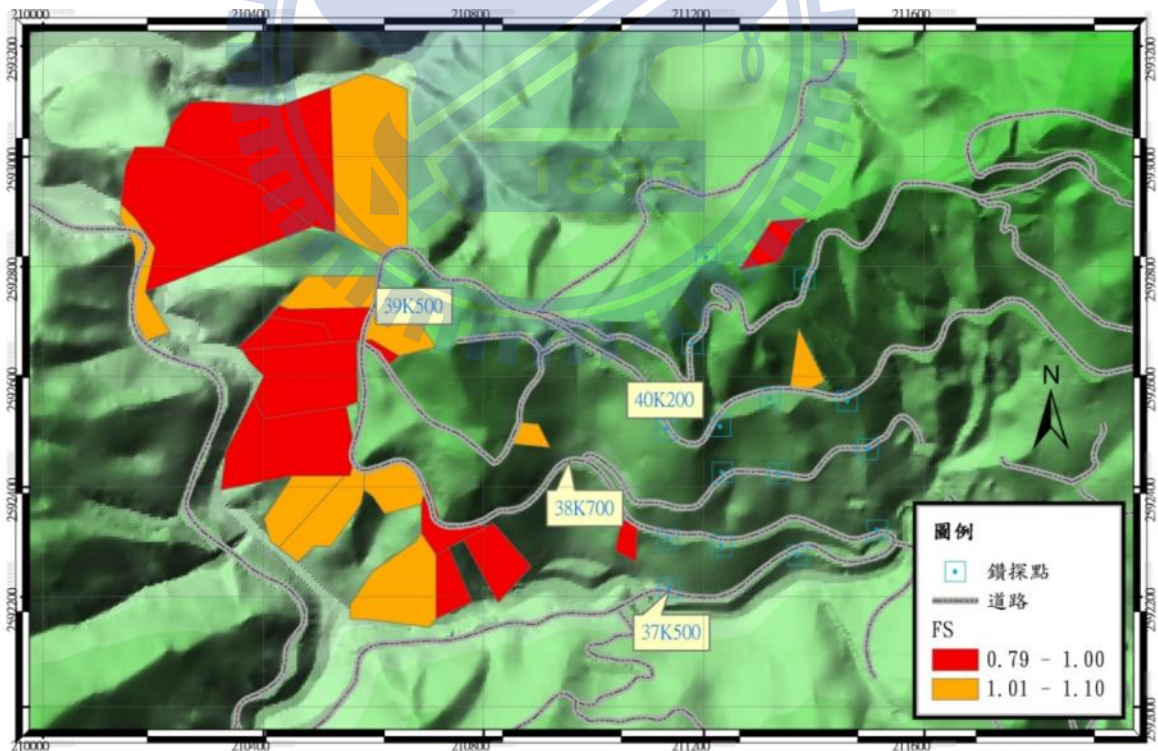
(a) 400mm 累積雨量 12 小時崩塌潛勢



(b) 400mm 累積雨量 24 小時崩塌潛勢

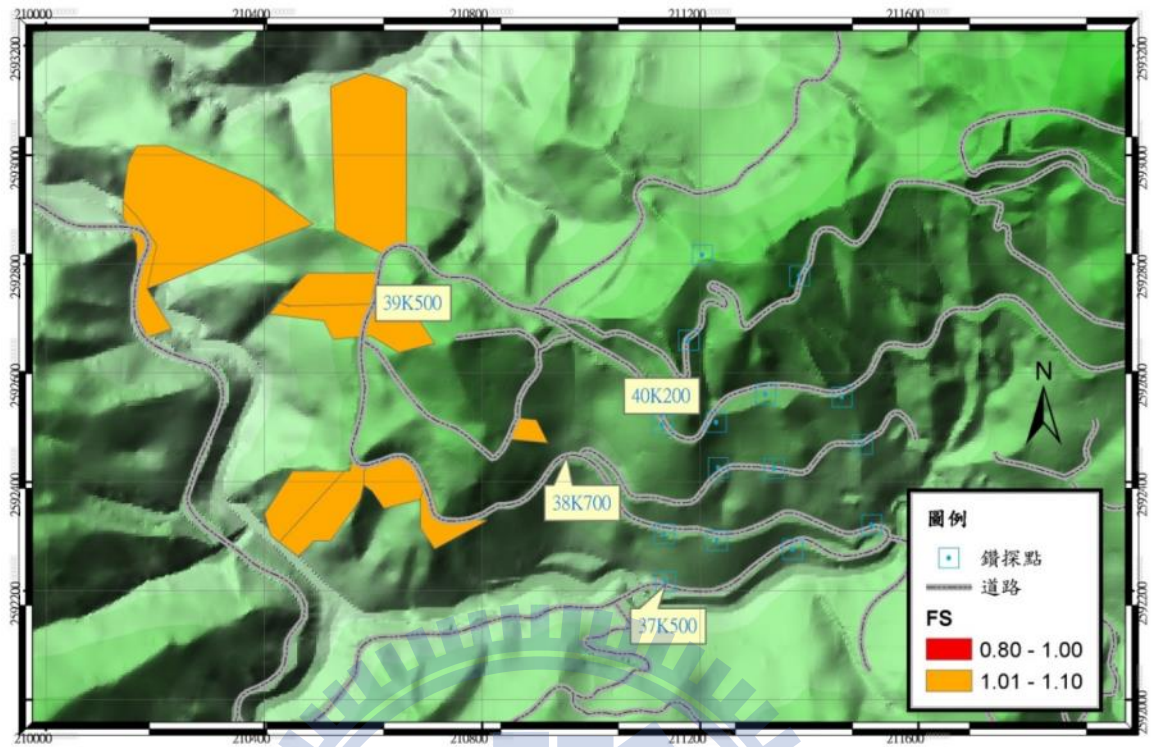


(c) 400mm 累積雨量 36 小時崩塌潛勢

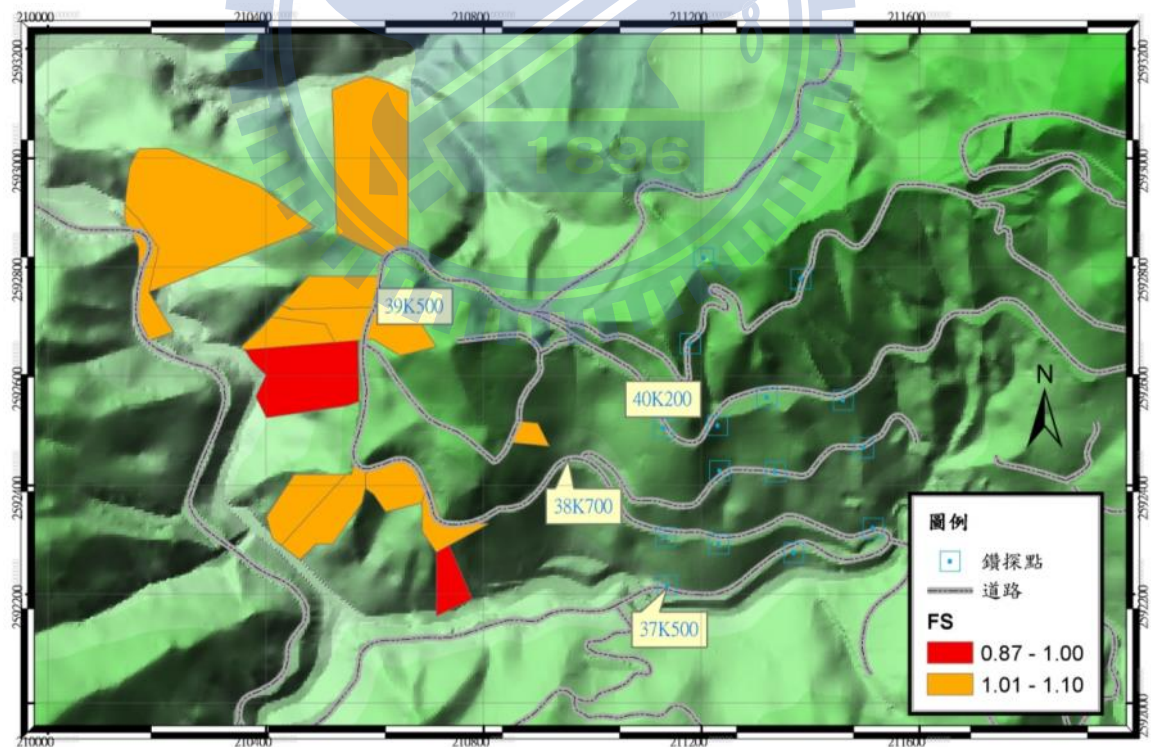


(d) 400mm 累積雨量 48 小時崩塌潛勢

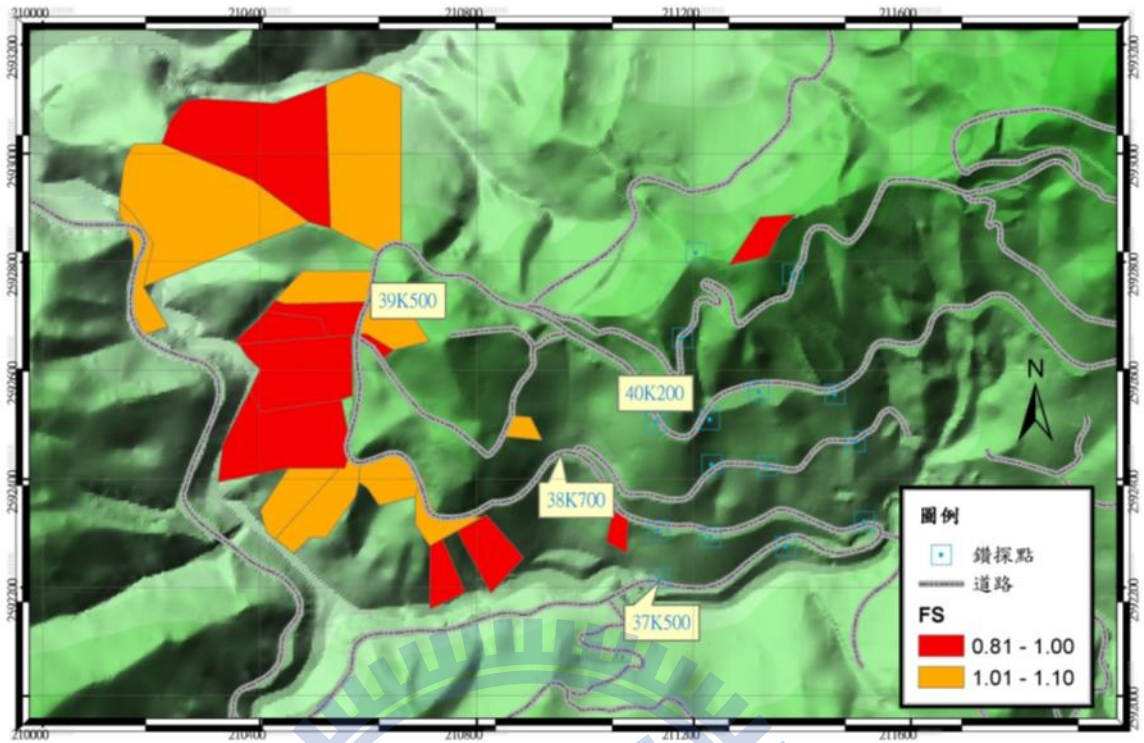
圖 6.12 400mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖



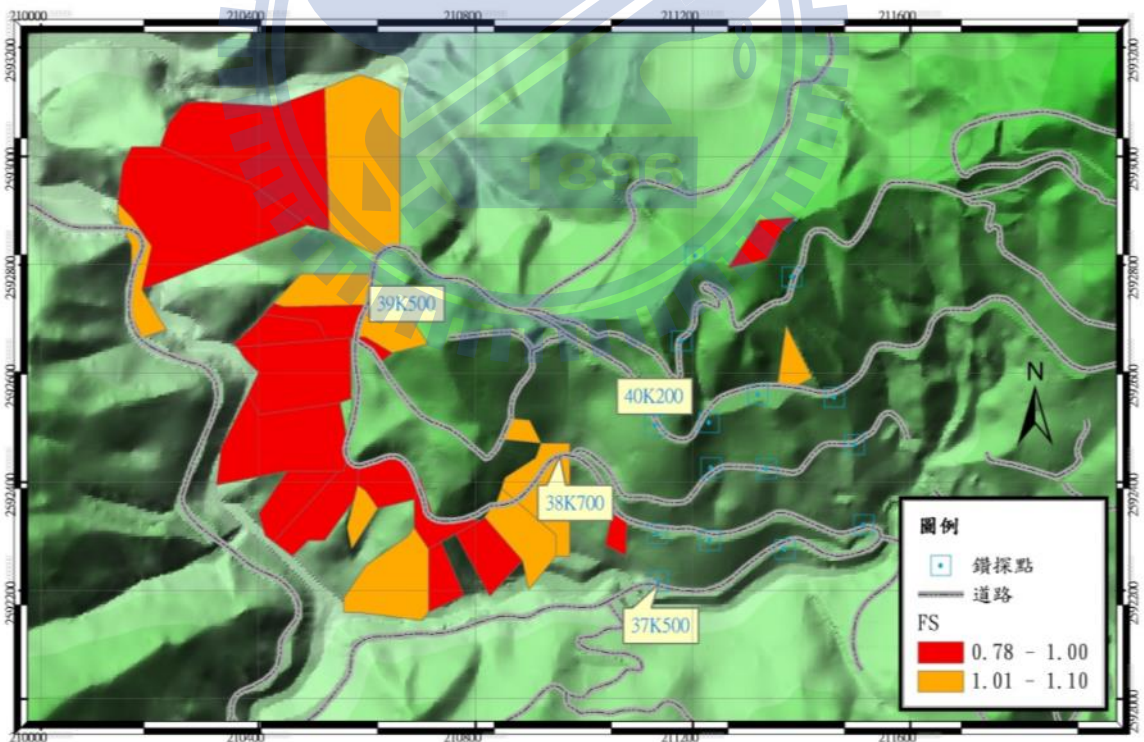
(a) 600mm 累積雨量 12 小時崩塌潛勢



(b) 600mm 累積雨量 24 小時崩塌潛勢

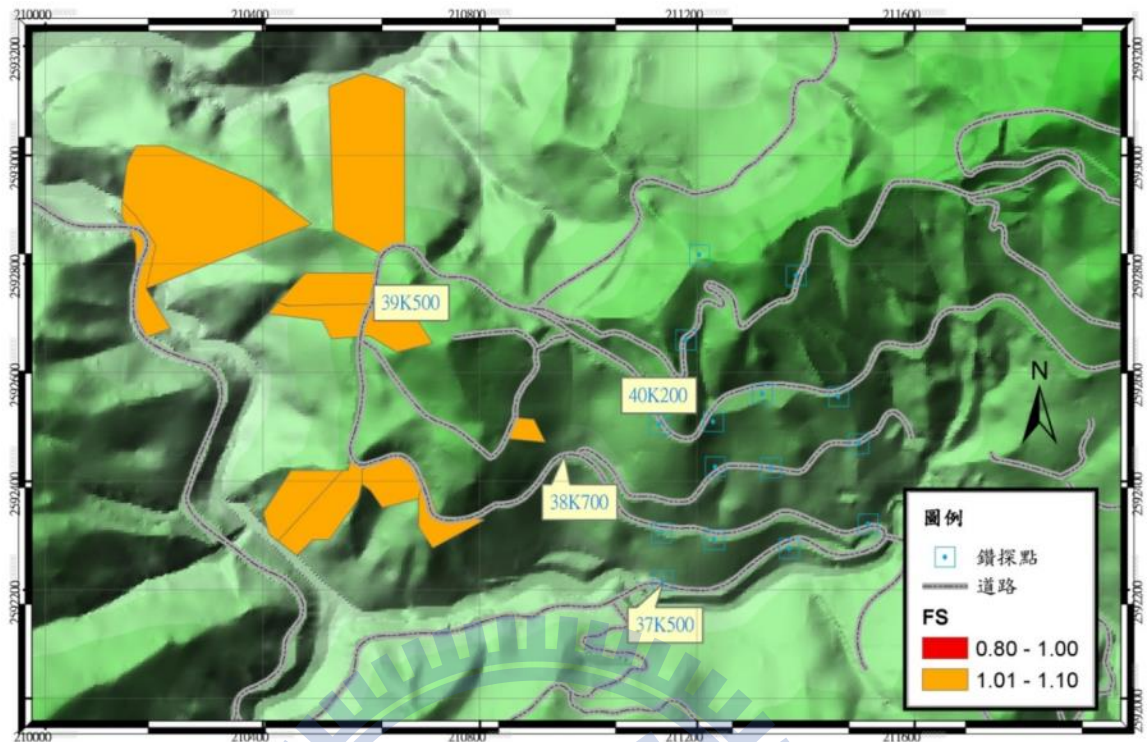


(c) 600mm 累積雨量 36 小時崩塌潛勢

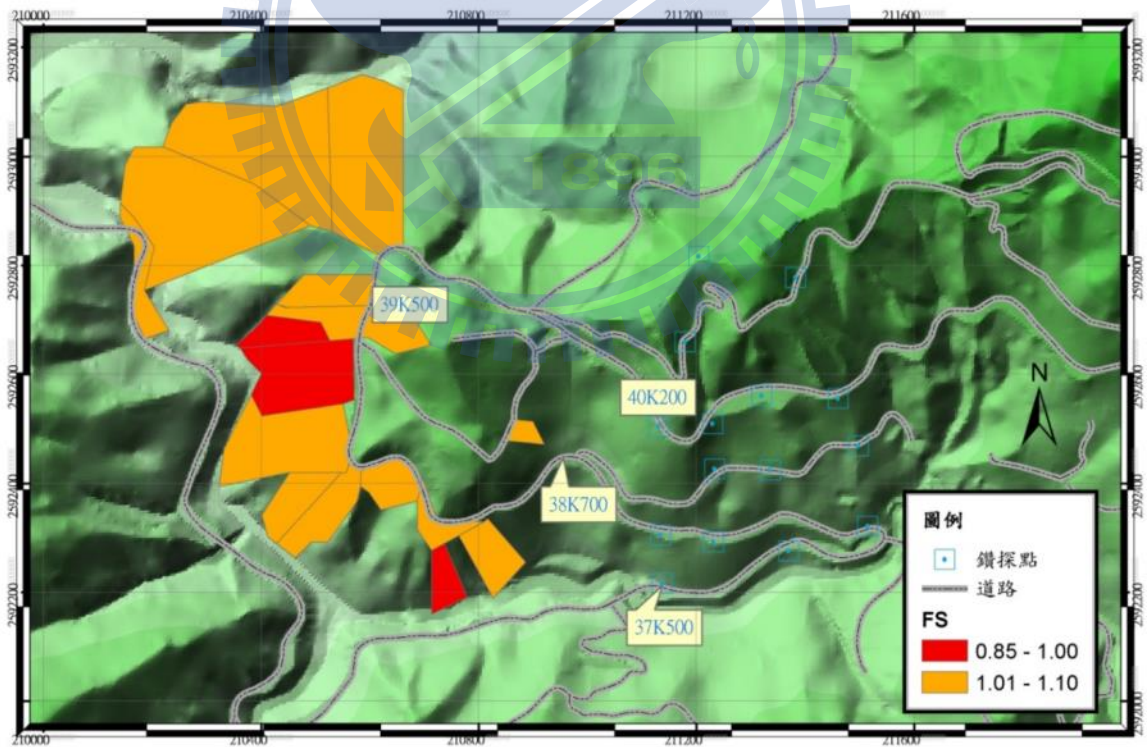


(d) 600mm 累積雨量 48 小時崩塌潛勢

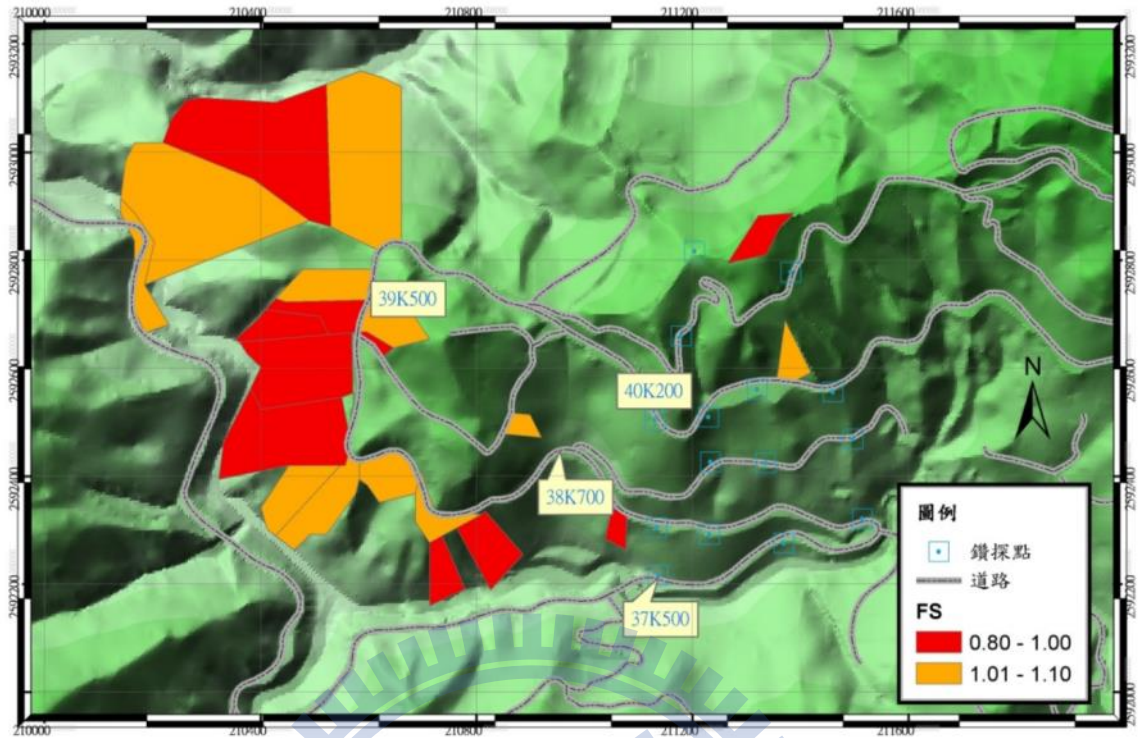
圖 6.13 600mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖



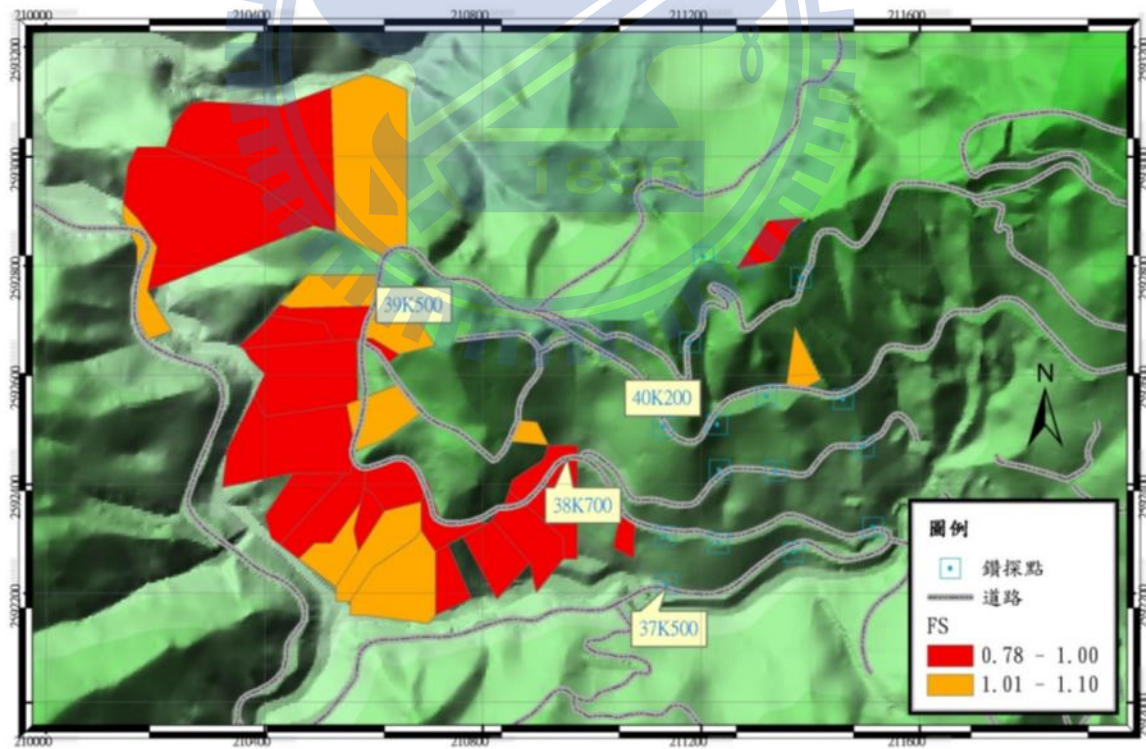
(a) 800mm 累積雨量 12 小時崩塌潛勢



(b) 800mm 累積雨量 24 小時崩塌潛勢



(c) 800mm 累積雨量 36 小時崩塌潛勢



(d) 800mm 累積雨量 48 小時崩塌潛勢

圖 6.14 800mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖

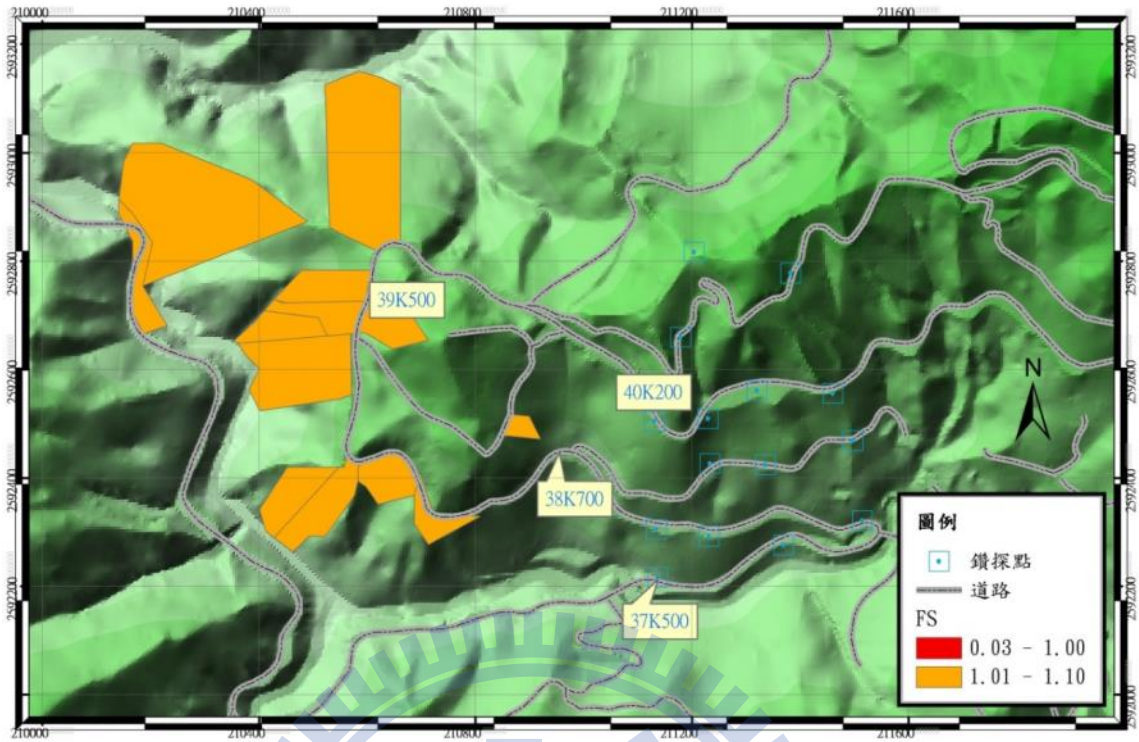


圖 6.15 100mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖

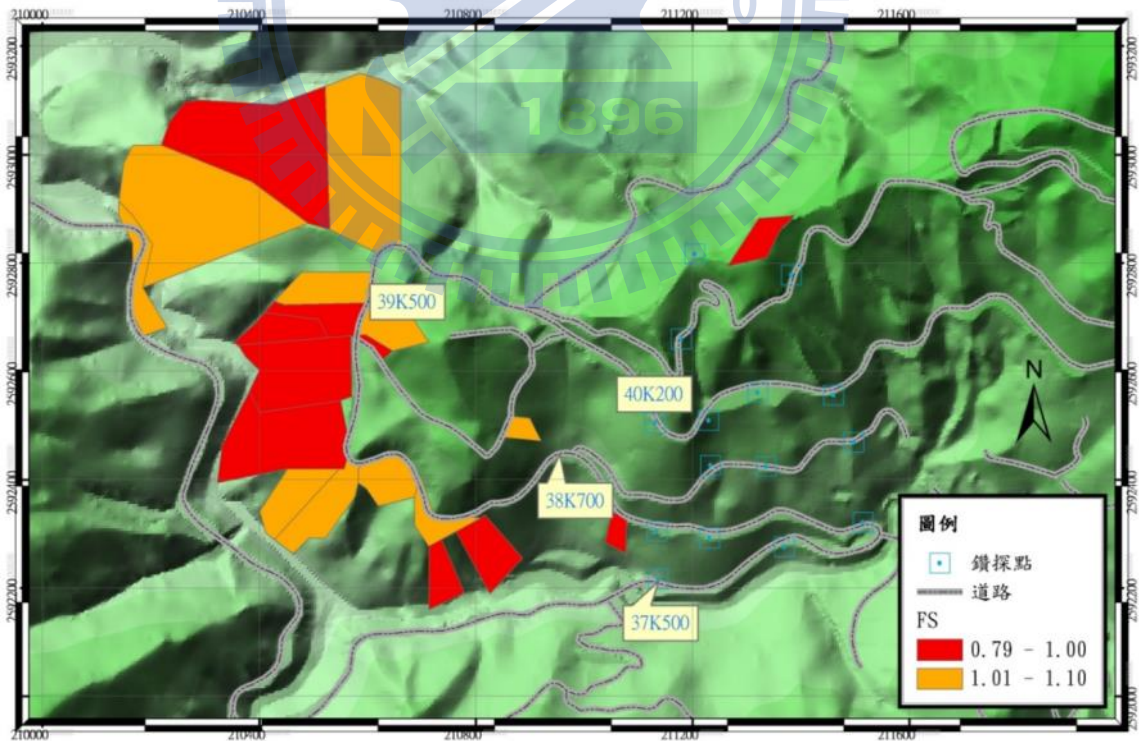


圖 6.16 300mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖

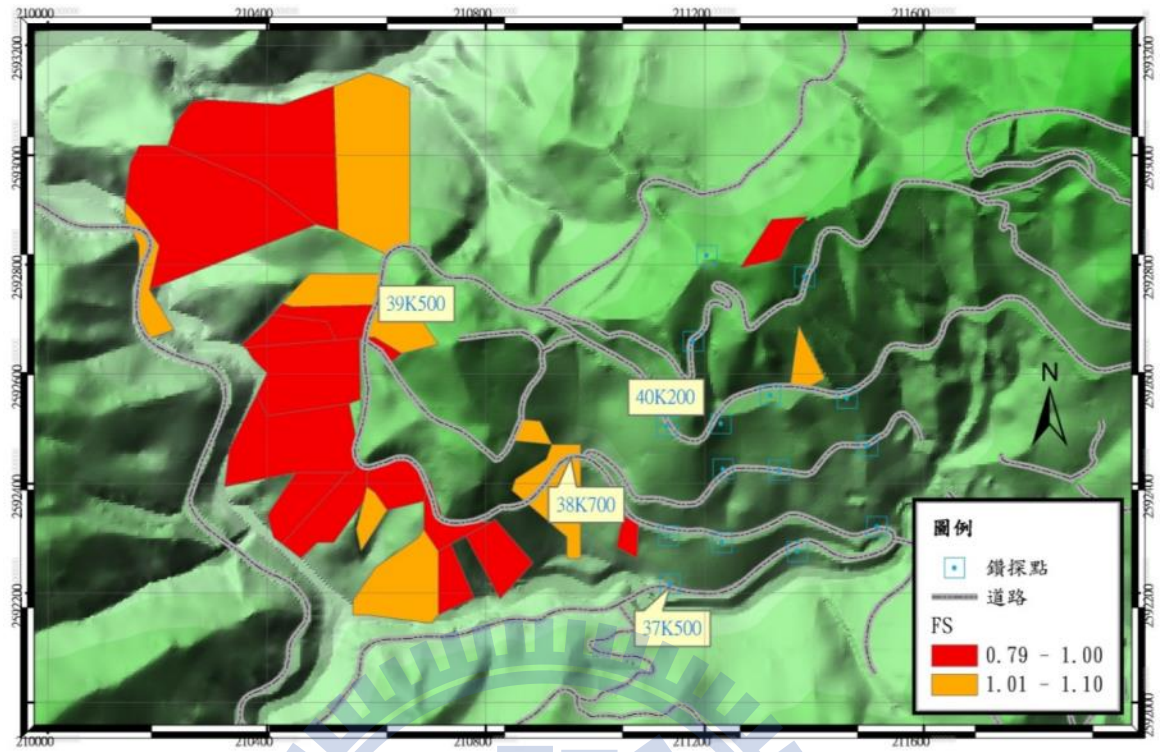


圖 6.17 500mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖

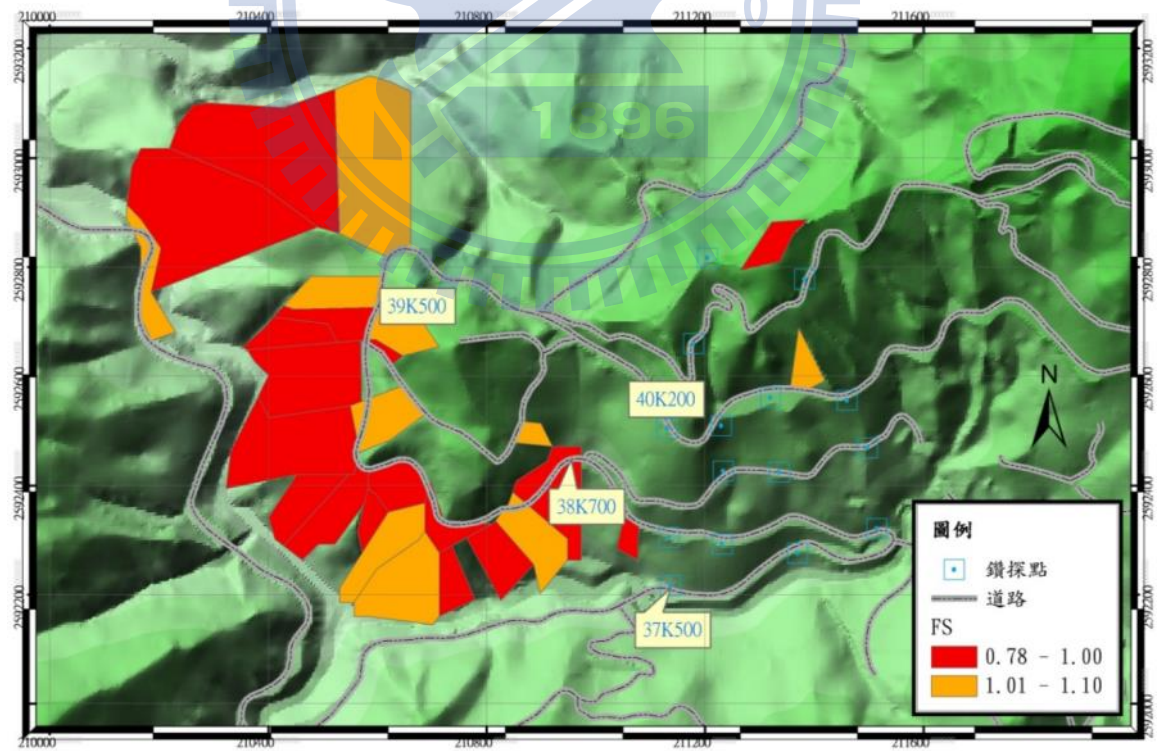


圖 6.18 700mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖

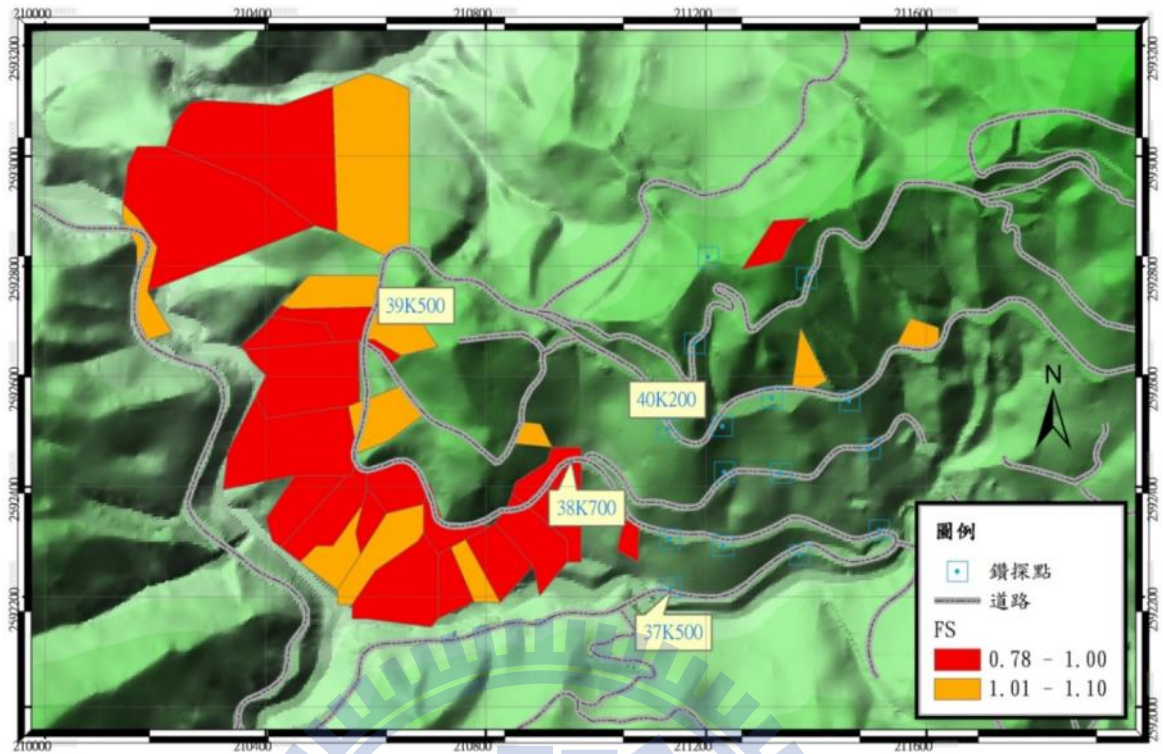


圖 6.19 900mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖

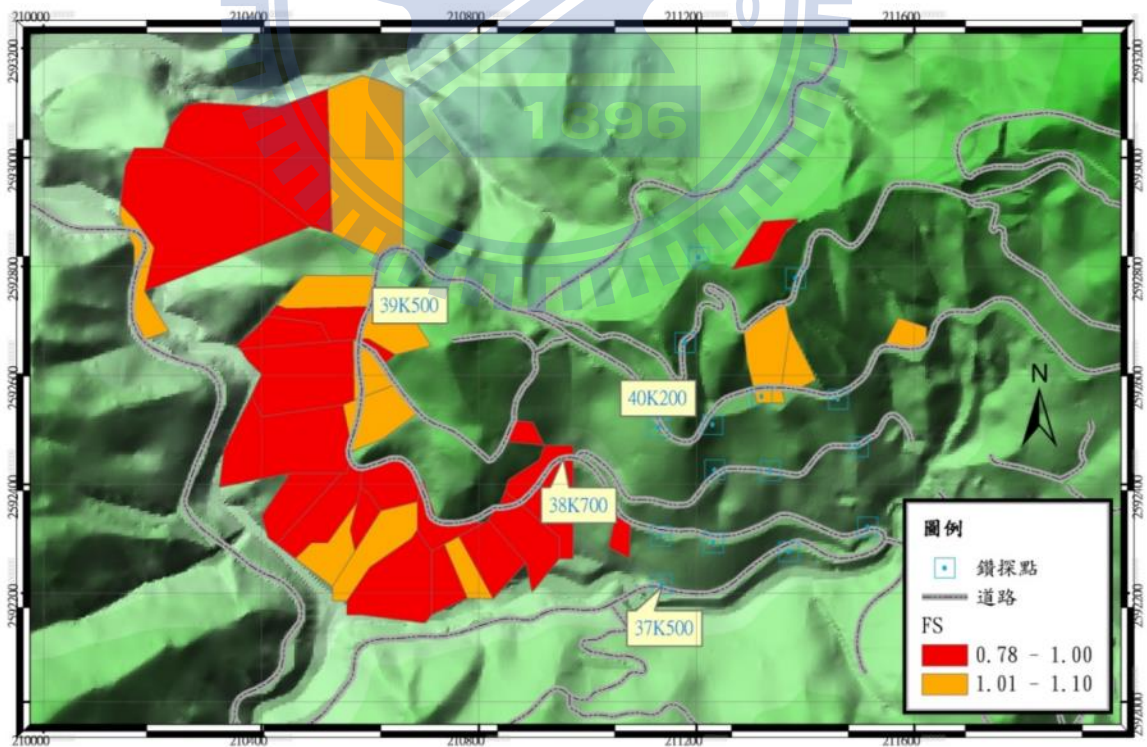


圖 6.20 1000mm 累積雨量下崩塌潛勢分布圖

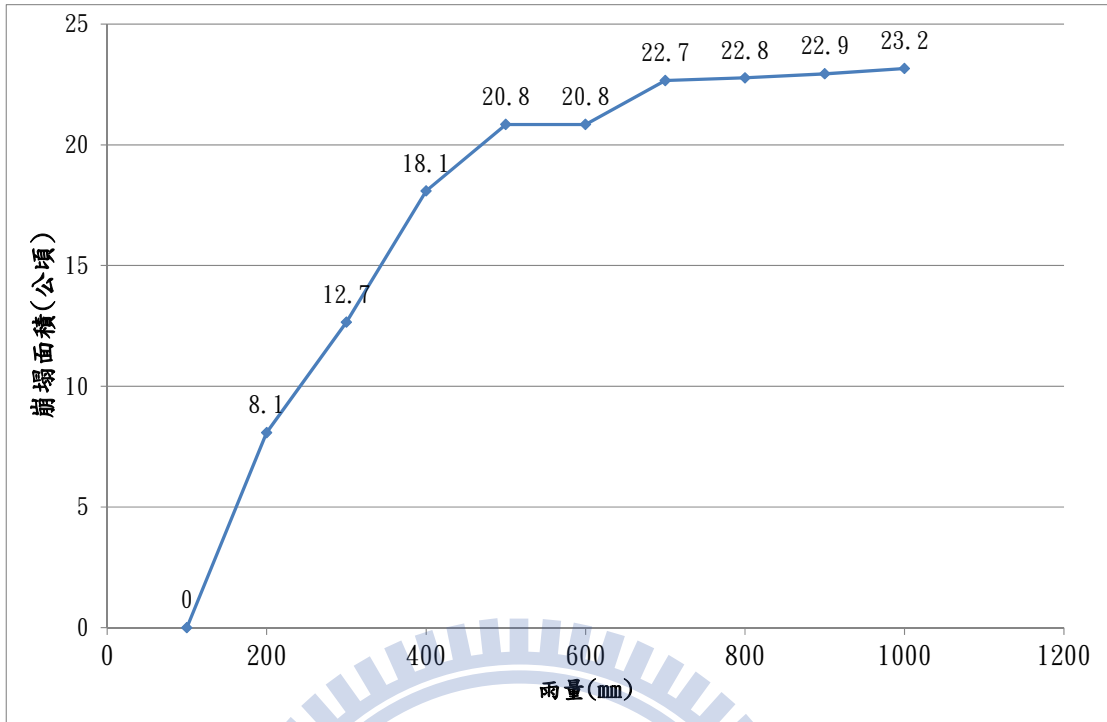


圖 6.21 不同雨量下崩塌面積統計圖

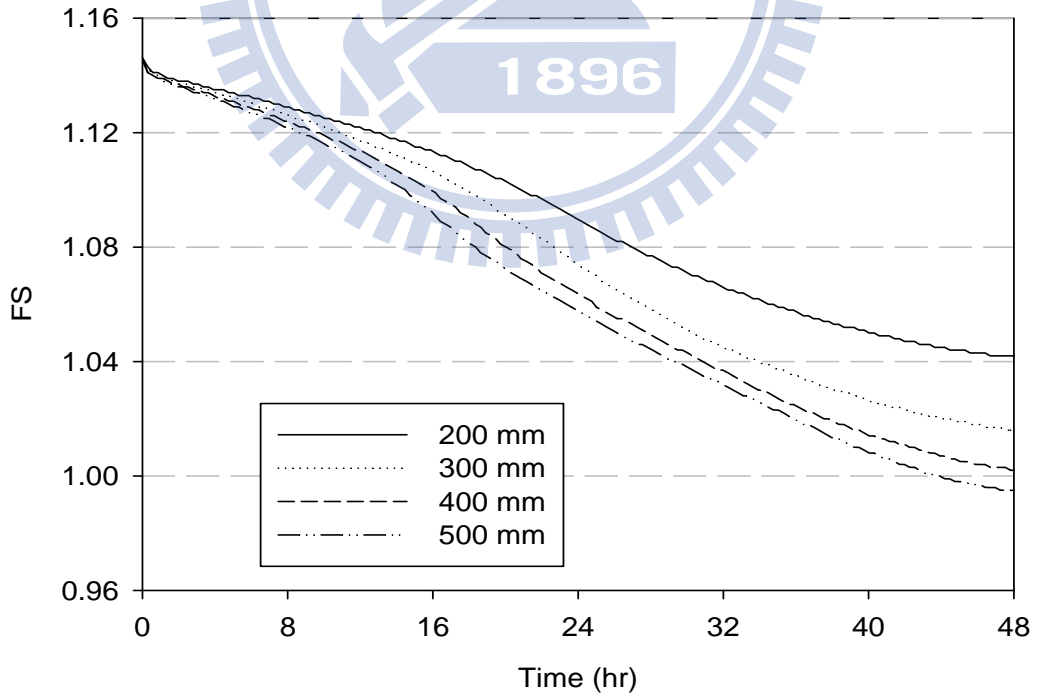


圖 6.22 39k+450 處不同雨量下安全係數隨時間變化圖

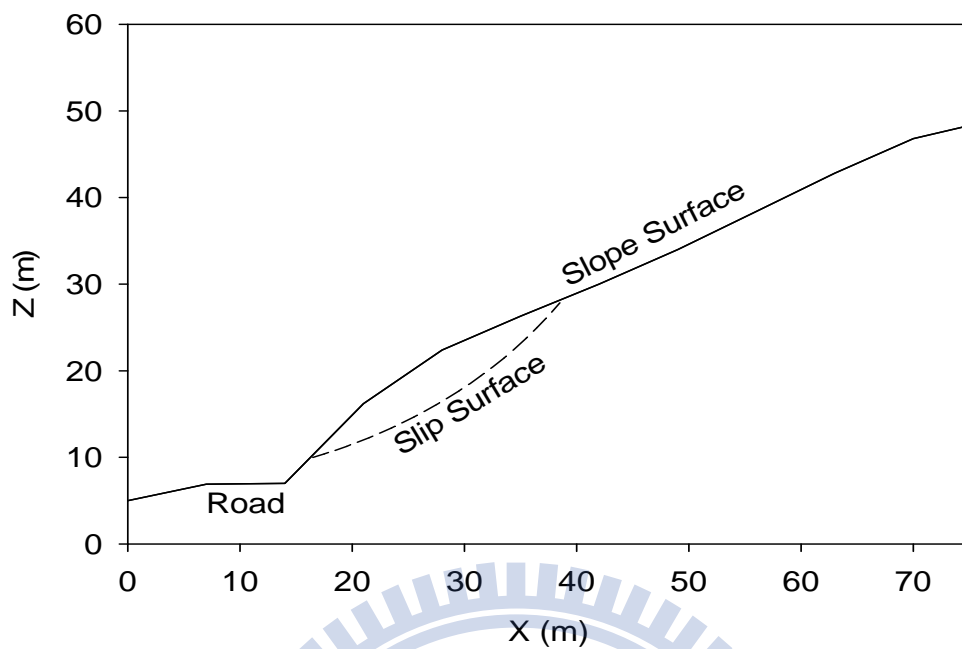


圖 6.23 39k+450 處坡面與模擬崩塌面圖

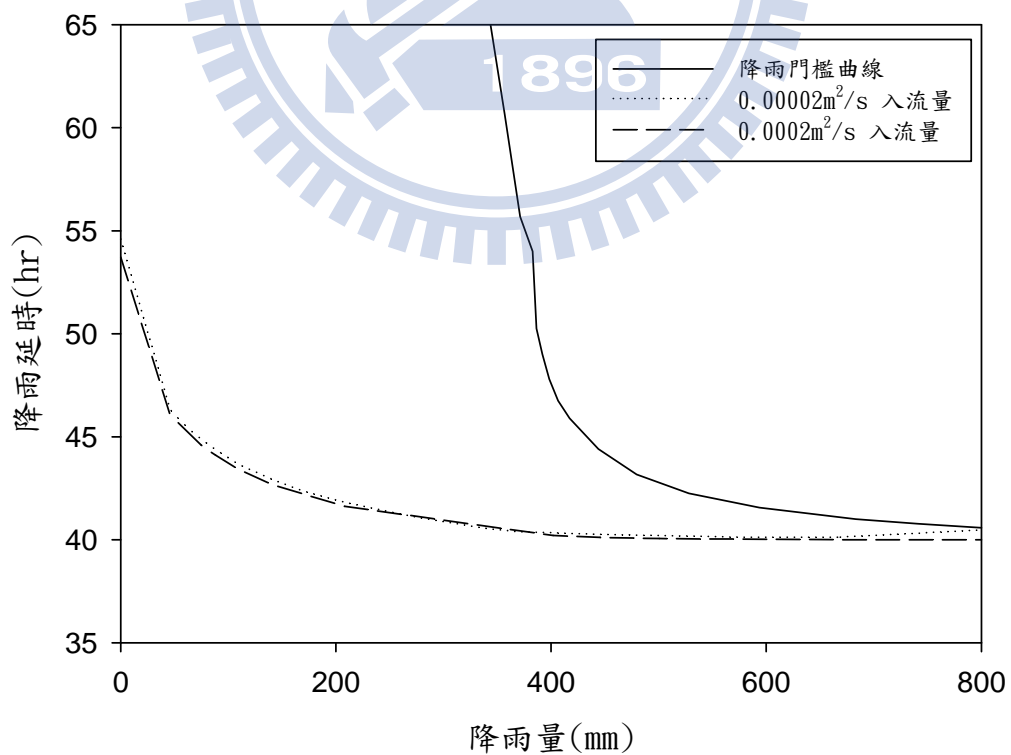


圖 6.24 39k+450 處引至崩塌降雨及逕流門檻曲線圖