

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

降雨引發坡地淺崩塌風險評估模式之建立與應用
Development and Application of Risk Assessment Model
for Rainfall-Triggered Shallow Landslide

研究生：蘇歆婷
指導教授：楊錦釗 教授
張胤隆 博士

中華民國九十六年七月

降雨引發坡地淺崩塌風險評估模式之建立與應用

Development and Application of Risk Assessment Model
for Rainfall-Triggered Shallow Landslide

研究生：蘇歆婷

Student : Hsin-Ting Su

指導教授：楊錦釗

Advisor : Jinn-Chuang Yang

張胤隆

Yin-Lung Chang

國立交通大學
土木工程研究所
碩士論文

A Thesis Submitted to Civil Engineering
College of Engineering
Nation Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master
in
Civil Engineering
July 2007
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年七月

誌 謝

承蒙吾師楊錦釗教授於論文研究期間之悉心指導、諄諄教誨，張胤隆博士不厭其煩的指引我研究的方向，且總能在我迷惘時為我解惑並指出研究的缺失，得以使拙作順利完成，在此致上最誠摯的謝忱與敬意。研究期間，得蔡東霖博士及湯有光教授的啟發與教導，也使學生獲益匪淺。於論文審定期間，感謝口試委員虞國興教授、童慶斌教授及吳祥禎博士之悉心匡正、會賜卓見，使本論文更臻完善，學生在此致上由衷的感謝之意。

此外，感謝實驗室夢祺學長、祥禎學長、世偉學長、浩榮學長、欣瑜學姊及仲達學長指點課業上之迷津和生活上的照顧，亦感謝同窗建華、柏宏、宗明、雅婷、偉國在這兩年裡陪伴我一同成長努力與歡笑，還有學弟妹仙藝、俊哲、鏡如、冠顯的諸多幫助和陪伴。感謝摯友貴祺、瑄瑩、曉韻、馨方，有你們的陪伴才使枯燥的研究生活變得更加多彩，也特別感謝念勳的鼓勵和包容，總是陪著我分享生活中的點滴，成為我完成論文的最大動力。

最後謹以此論文獻給爸爸、媽媽及哥哥，感謝你們的愛護和無悔的付出，使我在求學過程中能順順利利，感激之情永銘於心。

降雨引發坡地淺崩塌風險評估模式之建立與應用

學生：蘇歆婷

指導教授：楊錦釗 博士
張胤隆 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

坡地崩塌是造成大規模公共災害或水庫淤積重要原因之一，以無限邊坡理論建立之嚴謹數值模式已廣泛地應用於崩塌預測或坡地治理策略之擬訂中。然肇因於地質參數不確定性之存在，可能導致定率(deterministic)數值模式並無法準確模擬坡地真正之崩塌潛勢。

本論文以 Tsai and Yang (2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌評估模式」為基礎，在考慮地質參數(包含水力傳導係數、凝聚力、摩擦角與土壤飽和單位重等)之不確定性並假設安全係數(factor of safety 為常態分佈後，進一步利用一階二次矩法(first-order second-moment method)建立序率(stochastic)之「坡地崩塌風險評估模式」，以評估降雨過程中邊坡穩定可靠度(reliability)之變化。

在風險評估模式建立完成後，本論文以虛擬之案例配合蒙地卡羅模擬(Monte Carlo simulation)測試模式建立方法之合理性。依據案例測試結果，無論地質參數之不確定性程度為何，安全係數皆可合理地假設為具有常態分佈之特質，且風險評估模式與蒙地卡羅模擬所計算之邊坡穩定可靠度差異很小，顯示本論文利用一階二次矩法建立風險評估模式之合理性。

模式測試後，本論文將其應用於石門水庫集水區中之砂崙仔區域，並

以民國 93 年艾利颱風之降雨為條件，評估該地區之邊坡穩定可靠度隨降雨過程之變化與分佈。依據模擬結果，在鄰近河道處仍有局部之坡地具有相當高之破壞機率，應加強此處之坡地治理工程以避免加劇庫區之淤積。而應用結果亦顯示，本模式能輔助決策者依據各地區不同之邊坡穩定可靠度，擬定更有彈性與合理之坡地治理策略。

關鍵字：邊坡穩定、安全係數、可靠度、不確定性、一階二次矩法



Development and Application of Risk Assessment Model for Rainfall-Triggered Shallow Landslide

Student : Hsin-Ting Su

Advisors : Jinn-Chuang Yang
Yin-Lung Chang

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

ABSTRACT

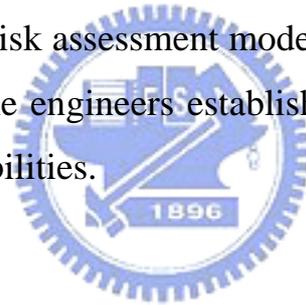
Landslide is one of the major natural hazards which may lead to serious loss of life and sediment deposition in reservoir. Recently, numerous numerical models based on infinite slope stability theory have been widely applied to forecasting and establishing suitable strategies for landslide. However, such deterministic models might fail to forecast landslide when the uncertainties of hydrogeologic parameters are significant. This study presents a risk assessment model explicitly considering the uncertainties of hydrogeologic parameters for rainfall-triggered shallow landslide

From the “rainfall-triggered shallow landslide model” developed by Tsai and Yang (2006) along with the first-order second-moment method (FOSM), the statistical features of safety factor due to random hydrogeologic parameters, including hydraulic conductivity (K_{sat}), cohesion (c), friction angle (ϕ), and unit weight of saturated soil (γ_{sat}), are quantified. Moreover, based on the normality assumption of safety factor, the risk assessment model is developed which enables the determination of reliability for slope stability during rainfall duration.

Hypothetical examples are utilized to examine the developed risk

assessment model. The examination is conducted through the comparison of the reliabilities calculated by the developed model and Monte Carlo simulation (MCS). The results indicate that the normality assumption of safety factor and the FOSM are applicable for risk assessment of landslide, regardless of the uncertainties degrees of hydrogeologic parameters.

After the proposed model has been examined, it is applied to Shaluan sub-basin located in the watershed of Shihmen reservoir with the rainfall event during the invasion of typhoon AERE, 2004. The application results show that the slope failure after AERE with lower reliability is consistent with the field data in most areas. Although the slopes with relatively small reliabilities in some areas near the stream have not failed yet, the engineers should pay more attention to such areas preventing the sediment deposition in reservoir. From the application, the proposed risk assessment model is applicable to large-scale field problems, which assists the engineers establishing suitable strategies according to various degrees of reliabilities.



Key words: slope stability, safety factor, reliability, uncertainty, First-order second moment

目錄

致謝	I
中文摘要	II
Abstract.....	IV
目錄	VI
表目錄	VIII
圖目錄	IX
符號表	XI
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.2.1 邊坡穩定分析模式.....	1
1.2.2 考量參數不確定性之坡地崩塌風險評估模式.....	5
1.3 研究方法與步驟.....	7
1.4 章節介紹.....	8
第二章 理論基礎與模式建立.....	9
2.1 降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式簡介.....	9
2.2 坡地崩塌風險評估模式建立.....	11
2.2.1 地質參數統計特性分析.....	11
2.2.2 地質參數敏感度分析.....	13
2.2.3 一階二次矩法.....	15
2.3 小結	19
第三章 風險評估模式測試.....	20
3.1 地質參數敏感度分析.....	20
3.1.1 案例設定與地質參數選用.....	20
3.1.2 局部敏感度分析.....	20

3.1.3 整體敏感度分析.....	21
3.2 風險評估模式測試.....	23
3.2.1 案例設定.....	23
3.2.2 地質參數取樣次數決定與取樣資料前處理.....	23
3.2.3 風險評估模式輸入資料修正.....	25
3.2.4 風險評估模式模擬結果.....	25
3.2.5 安全係數常態分佈假設之探討.....	26
3.2.6 一階二次矩法合理性探討.....	27
第四章 應用案例探討分析.....	30
4.1 砂崙仔區域概述與模式設定.....	30
4.1.1 砂崙仔區域概述.....	30
4.1.2 模式設定.....	30
4.2 模擬結果分析探討.....	32
4.3 小結.....	34
第五章 結論與建議.....	35
5.1 結論.....	35
5.2 建議.....	37
參考文獻.....	39
附錄 拉丁超立方取樣法之步驟.....	A-1



表目錄

表 1.1	國內外坡地崩塌評估方法比較	45
表 2.1	地質參數統計特性整理表	46
表 2.2	地質參數變異係數比較表	47
表 3.1	測試案例輸入參數平均值	48
表 3.2	局部敏感度分析安全係數改變量	48
表 3.3	整體敏感度分析敏感度係數表	48
表 3.4	測試案例不確定性地質參數之變異係數表	48
表 3.5	第 20 小時之安全係數期望值比較表	49
表 3.6	第 20 小時之安全係數標準差比較表	49
表 3.7	第 20 小時之可靠度比較表	49
表 4.1	艾利颱風期間時雨量表	50
表 4.2	砂崙仔地區地質參數表	51
表 4.3	具不確定性地質參數之變異係數值	51

圖目錄

圖 1.1	山崩種類示意圖	52
圖 1.2	研究步驟流程圖	53
圖 2.1	降雨入滲引發崩塌模擬示意圖	54
圖 2.2	考慮土壤時變入滲能力示意圖	54
圖 2.3	一階二次矩法計算流程	55
圖 3.1	概念化降雨雨型示意圖	56
圖 3.2	局部敏感度分析之安全係數改變量比較圖	56
圖 3.3	摩擦角與安全係數關係圖	57
圖 3.4	凝聚力與安全係數關係圖	57
圖 3.5	土壤飽和單位重與安全係數關係圖	58
圖 3.6	水力傳導係數與安全係數關係圖	58
圖 3.7	取樣組數與凝聚力關係圖	59
圖 3.8	混合型機率密度函數示意圖	59
圖 3.9	使用 LHS 取樣之凝聚力機率分佈圖	60
圖 3.10	U-FOSM 之安全係數期望值	61
圖 3.11	U-FOSM 之安全係數標準差	61
圖 3.12	U-FOSM 之可靠度	62
圖 3.13	M-FOSM 之安全係數期望值	62
圖 3.14	M-FOSM 之安全係數標準差	63
圖 3.15	M-FOSM 之可靠度	63
圖 3.16	第 20 小時高度不確定性之安全係數組體圖	64
圖 3.17	第 20 小時中高度不確定性之安全係數組體圖	64
圖 3.18	第 20 小時中度不確定性之安全係數組體圖	65
圖 3.19	第 20 小時中低度不確定性之安全係數組體圖	65
圖 3.20	第 20 小時之低度不確定性安全係數組體圖	66

圖 3.21	安全係數期望值之相對誤差比較圖	66
圖 3.22	安全係數標準差之相對誤差比較圖	67
圖 3.23	可靠度之相對誤差比較圖	67
圖 4.1	砂崙仔位置圖	68
圖 4.2	模擬區域計算格點配置圖	68
圖 4.3	艾利颱風期間玉峰站時雨量組體圖	69
圖 4.4	砂崙仔地區艾利颱風前坡度示意圖	70
圖 4.5	砂崙仔地區地質分佈圖	70
圖 4.6	降雨開始後第 12 小時之可靠度分佈圖	71
圖 4.7	降雨開始後第 24 小時之可靠度分佈圖	72
圖 4.8	降雨開始後第 36 小時之可靠度分佈圖	73
圖 4.9	降雨開始後第 48 小時之可靠度分佈圖	74
圖 4.10	艾利颱風過後實際崩塌情形	75
圖 4.11	忽略參數不確定性之第 12 小時安全係數分佈圖	75
圖 4.12	忽略參數不確定性之第 24 小時安全係數分佈圖	76
圖 4.13	忽略參數不確定性之第 36 小時安全係數分佈圖	76
圖 4.14	忽略參數不確定性之第 48 小時安全係數分佈圖	77
圖 4.15	安全係數不同標準差之機率密度函數圖(平均值大於 1)	77
圖 4.16	安全係數不同標準差之機率密度函數圖(平均值小於 1)	78

符號表

$C(\psi) = d\theta/d\psi$

$C_0 = C(\psi)$ 之最小值；

$c =$ 土壤凝聚力；

$\text{Cov}[] =$ 共變異數(Covariance)；

$\text{COV} =$ 變異係數(Coefficient Of Variation)；

$D_0 =$ 水力擴散度(hydraulic diffusivity)

$d_z =$ 初始地下水位；

$d_{Lz} =$ 土層厚度；

$E[] =$ 平均值；

$FS =$ 安全係數(Safety Factor)；

$g =$ 重力加速度；

$H =$ 平均水深；

$I_z =$ 降雨強度(rainfall intensity)；

$I_{cul} =$ 累積時雨量；

$K_{sat} =$ 飽和水力傳導係數(hydraulic conductivity)；

$S =$ 載重(Load)；

$P_r[] =$ 機率；

$R =$ 阻抗(Resistance)；

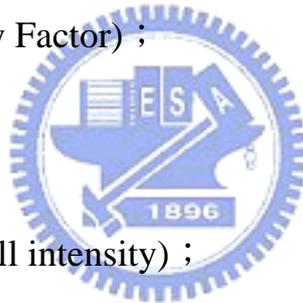
$T_d =$ 降雨延時(rainfall duration)；

$t =$ 時間；

$\text{Var}[] =$ 變異數(Variance)；

$Z =$ 垂向深度；

$\alpha =$ 邊坡坡度(slope angle)；



α_{RE} = 可靠度(reliability)；

β = 可靠度係數(reliability index)；

γ_{sat} = 土壤飽和單位重(saturated unit weight of soil)；

γ_w = 地下水單位重(unit weight of ground water)；

Δt = 時間間距；

Δz = 垂直方向之格網間距；

θ = 土壤含水量；

$\Phi[]$ = 累積標準常態分佈值；

ϕ = 土壤內摩擦角(friction angle)；

ψ = 地下水壓力水頭(ground water pressure head)。



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

對於位處亞熱帶海島型氣候的台灣而言，降雨引發的坡地崩塌(landslide)是造成大規模天然災害最常見的原因之一。坡地崩塌不但可能造成民眾生命與財產之損失，若崩塌發生於水庫集水區，則崩塌後產生之大量土砂亦可能經由河川水力之運移而進入水庫庫區，造成庫容減少或水質濁度過高之負面影響，對於水庫永續經營實為莫大之戕害。

為了避免或降低坡地崩塌所造成之災害影響，邊坡穩定分析(slope stability analysis)方法已廣泛應用於評估坡地是否會因降雨而發生崩塌，以便相關單位及早研擬合宜之預防或治理策略。然而邊坡穩定性分析之成果與各項地質參數息息相關，受限於調查工作之困難，全面而完整之地質參數資料勢不可得，因此在地質參數具有不確定性(uncertainty)下，可能導致邊坡穩定分析之成果無法正確反應坡地在降雨時期穩定性之變化。鑒於上述原因，邊坡穩定分析模式必須進一步擴充，考慮地質參數不確定性對模式造成之影響，如此才可獲得較為可靠之分析成果。

綜上所述，本論文之目的為基於已開發完成之降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式(Tsai and Yang, 2006)，進一步考慮地質參數不確定性之影響，將其擴充為以可靠度(reliability)為考量之坡地淺崩塌風險評估模式，期能作為管理單位災害預警或擬訂預防工程設施之決策工具。

1.2 文獻回顧

1.2.1 邊坡穩定分析方法

一般而言，坡地崩塌之型式依其移動方式，可分為落石(fall)、翻覆(topple)、滑動(slide)、側滑(spread)與流動(flow)等五種，如圖1.1所示。而

依據Dai et al. (2002)之研究，導致崩塌發生之影響因子可概分為兩類，分別為：

- (1) 潛在因子(preparatory variables)：已經存在於現實條件中，驅使邊坡處於易破壞的不安定狀態，例如地質狀況、坡度、土壤地質參數、植被、排水狀況與土壤風化情形等。
- (2) 觸發因子(triggering variables)：改變邊坡的臨界狀態，使其開始崩塌，例如降雨、地震或地下水位的即時變化等。

Soeters and van Westen (1996)與van Westen et al. (1997)依據邊坡穩定分析方法之不同建立方式，將其歸納為(1)歷年資料判別法；(2)經驗法；以及(3)解析法等三大類，以下將針對此三類之相關研究作一簡介。

歷年資料判別法(landslide inventory)

此方法係藉由建立歷年坡地崩塌破壞之資料庫，包括航照圖判釋與現址考察之詳細紀錄與相關資料等，用以研判分析區域坡地發生崩塌之密度與頻率，Wieczorek (1984)曾指出使用此方法時，需建置一資料庫，內容包含各項基本資料如崩塌時之活動情形、活動範圍、崩塌機制、土壤厚度與日期等。由於僅依據過往資料作人為之判斷，因此該方法並無法定量(quantity)地評估坡地是否發生崩塌，然其通常是災害研究最直接的方式，並作為進一步分析之基礎。目前歷年資料判別法為量化災害與風險分析所普遍使用之前置作業，許多相關研究著眼於推求崩塌範圍、體積、頻率與時空(spatial-temporal)之關係，例如Hovius et al. (1997)、Dai and Lee (2001)、以及Guzzetti et al. (2002)等，Korup (2005)則利用資料判別法在紐西蘭西南方山區進行崩塌面積在空間上分佈情形之調查。

經驗法(heuristic and statistical method)

經驗法是根據以往崩塌相關資料，包含潛在因子與觸發因子等，藉由多變量回歸分析(multi-variables regression analysis)歸納影響因子與邊坡穩定之相關性，以建立簡易的經驗公式計算坡地是否發生崩塌。

Carrara(1988)與Carrara et al. (1992)曾利用多變量統計分析(multivariate statistical analysis)配合地理資訊系統(Geographic Information System, GIS)，在區域內每一格網點上根據過往資料，對各項參數依破壞的影響程度以等級區分，分析坡地崩塌之發生；Van Westen et al. (1993)利用雙變數統計方法(bivariate statistical methods)對各參數分別給定權重，並假設參數間互為獨立，以評估坡地破壞之發生；謝正倫(2002)採用打荻珠男(1971)推導之經驗公式，研究霧社水庫集水區之土砂生產量，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；Hovius (1997)則利用冪次法則(power law)探討崩塌之規模與頻率間之關係；陳樹群(2003)以環境影響評估常用之方法，利用篩選崩塌相關因子並給定各因子評分及權重之方式評估坡地是否會產生崩塌。

解析法(deterministic approach)

解析法主要是依據力學之觀點，考慮邊坡塊體力學的平衡來計算邊坡之安全係數(Safety Factor, FS)。Harp and Jibson (1995)指出，觸發因子為降雨所造成之坡地崩塌大多屬於淺層邊坡滑動(shallow landslide)，因此對於大範圍邊坡之穩定，可假設為平面無限邊坡(infinite slope)滑動來推求靜態安全係數(Jibson et al., 1998)。而以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criteria)為基礎之無限邊坡穩定分析模式為一廣泛使用於評估坡地崩塌可能性之分析方法。

Collins and Znidarcic (2004)採用三種方法以評估坡地崩塌，分別為利用二維或三維地下水流模擬，配合極限平衡分析法(limit equilibrium method)；以及利用一維垂向Richards方程式，配合無限邊坡穩定分析法(infinite slope stability analysis)進行評估。Iverson (2000)利用一維垂向近似飽和Richards方程式之簡單解析解，計算不考慮超滲降雨作用下斜坡之入滲情形，並配合無限邊坡穩定理論，建立可模擬因地下水位上昇引致之飽和層邊坡破壞分析模式。Iverson模式由於具有簡單且實用之特點，再加上美國地質調查所(U.S. Geological Survey, USGS)於2002年將其擴充包裝後(Baum et al., 2002)，Iverson模式已被許多研究採用為降雨引發坡地淺崩塌之模擬工具，例如Baum et al. (2002)、Crosta and Frattini (2003)、Keim and Skauqset (2003)、Baum et al. (2003)、Frattini et al. (2004)、Lan et al. (2005)、Shou et al. (2005)以及D'Odorico et al. (2005)等。Iverson模式為了方便求得壓力水頭解析解，假設土壤之入滲能力在降雨過程中皆等於飽和水力傳導係數，Tsai and Yang (2006)進一步考慮土壤入滲能力的時變效應，以數值方法求解此非線性系統，提供較準確之入滲估計量，因此提高了模擬之準確度。

表1.1所示為國內外崩塌評估方法相關研究之整理。就學理上而言，經驗法雖然較不嚴謹，但是因為具有簡單性，所以廣泛地使用於大區域之坡地崩塌分析，且由於經驗法不包含力學上之含意，分析出的指標常因個人主觀認定不同而有所差異，因此具有適用地區性之限制。反之解析法因根據嚴謹之力學基礎，所以具有通用性與客觀性，不受地區性之限制與人為因素之不必要影響。而無論是經驗法或解析法，因吾人無法完全掌握和正確估量模式所需之各項參數資料，所以在評估崩塌行為時尚須進一步考量參數不確定性對崩塌評估所造成之影響。

1.2.2 考量參數不確定性之坡地淺崩塌風險評估模式

在邊坡穩定性分析中，邊坡的土層移動行為依各種水力、地質參數而改變，如土壤性質、坡度、土層厚度與地下水位等。非均質(non-homogeneous)之土壤、地下水位的變化及不完整或不恰當之測量資料均會造成這些參數存在程度不等且難以避免之不確定性(Chen et al., 2007)。

地質參數不確定性在邊坡穩定分析中對模擬結果之預測有重要之影響力，其重要性最早由Alonso (1976)與 Vanmarcke (1977)所提出；之後Chowdhury (1984)、Christian et al. (1992)與Mostyn and Li (1993)皆提出機率分析所提供之資訊，亦即坡地崩塌之可靠度有助於設計者評估各項設計方案並進行策略規劃；而Morgenstern (1997)更進一步說明因場址地理性質、地質參數、分析與設計中包含種種不確定性，故透過可靠度分析方法，可以瞭解地質參數不確定性對崩塌問題所造成之影響程度。

各種可靠度分析方法依準確度、所需之統計資料與問題複雜度而有所不同，最理想的方法是以解析法推導邊坡穩定分析模式輸出值之機率密度函數(Probability Density Function, PDF)，然此方法主要有兩項缺點：(1)必須先行瞭解模式輸入參數之完整統計特性；以及(2)當模式具有非線性(nonlinear)之特質時，往往極難推導出模式輸出值之機率密度函數。此兩項缺點導致解析法在實際應用上受到相當大之限制。為了克服解析法應用上之難題，工程上常以近似法或蒙地卡羅模擬(Monte Carlo simulation)作為可靠度分析之方法。

在近似法中，一階二次矩法(First-Order Second-Moment, FOSM)為較常用於邊坡穩定可靠度分析之方法，其利用泰勒級數將模式展開，因此在忽略展開式之高次項後，僅需知道各影響因子之期望值(expectation)、變異數(variance)及共變異數(covariance)即可推求邊坡穩定分析模式輸出值之統計特性。應用FOSM分析邊坡穩定可靠度之研究包括有Wu and Kreft (1970)、

Cornell (1971)、Li and Lumb (1974)、Alonso (1976)、Tang et al. (1976)、Venmarcke (1977)、Wolff (1985)、Barabosa et al. (1989)以及Christian et al. (1994)等，然大部分之研究皆僅探討穩態狀況下，土壤凝聚力(cohesion)與摩擦角(angle of friction)之不確定性對邊坡穩定之影響，Sivakumar Babu and Mukesh(2003)則進一步考慮壓力水頭之不確定性，並分別探討在穩態與地震時喜馬拉雅山區邊坡穩定之可靠度，該研究亦提出壓力水頭微小之變化即可對邊坡穩定可靠度造成很大之影響。

不同於FOSM以一階近似之方法直接計算模式輸出之統計特性，蒙地卡羅模擬藉由統計取樣之技巧，重複執行邊坡穩定分析模式以獲得模式輸出之樣本(sample)後，再利用此樣本推估模式輸出值之統計特性。其相關研究包含有Tobutt (1982)以及Shou and Chen (2005)等。

上述兩種分析邊坡穩定可靠度之方法中，蒙地卡羅模擬必須事先分析各影響因子之機率密度函數，始能利用取樣技巧製造影響因子之樣本以做為邊坡穩定分析模式之輸入值，且影響因子之取樣次數需求與其不確定性程度呈正相關，造成電腦計算時間之大幅增加。然由於蒙地卡羅模擬係直接利用邊坡穩定分析模式進行重複之模擬，因此若影響因子之機率密度函數分析成果吻合實際條件，且取樣次數滿足需求時，利用模式輸出之樣本所推求之統計特性可視為正解(exact solution)。

相比於蒙地卡羅模擬，由於FOSM不需重複執行模式運算，因此具有計算快速之優點，然其捨棄了高次項，因此當模式之非線性程度或影響因子不確定性提高時，分析結果可能會產生較大之誤差。

Husein Malkawi et al. (2000)利用極限平衡法計算坡地之安全係數，並在考慮凝聚力、摩擦角與土壤單位重為不確定性參數後，分別利用FOSM與蒙地卡羅模擬分析邊坡穩定之可靠度，分析成果顯示當輸入值與輸出值之間為顯式(explicit function)之關係時，兩種方法之分析結果僅有微小之差

異。Chen et al. (2007)進一步考慮土壤孔隙率(porosity)、摩擦角、凝聚力、土層厚度、地表水深與坡度為不確定性參數，並分別利用FOSM與蒙地卡羅模擬分析完全飽和無限邊坡穩定之可靠度，分析成果顯示當參數為常態分佈時，FOSM與蒙地卡羅模擬所推求之邊坡穩定可靠度差異極小。

1.3 研究方法與步驟

由前節之敘述可知，過往多數邊坡穩定可靠度分析之研究僅探討穩態之條件，並未考慮降雨過程中壓力水頭隨時間變化下對邊坡穩定可靠度之影響，然而降雨卻是台灣地區邊坡發生崩塌最主要之觸發因子。考量FOSM具有計算快速之優點，且在邊坡穩定可靠度分析上與蒙地卡羅模擬差異不大(Husein Malkawi et al., 2000; Chen et al., 2007)，故本論文將以FOSM擴充 Tsai and Yang (2006)所發展之降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式，使其成為以邊坡穩定可靠度為考量，並且能考慮降雨過程壓力水頭時變影響之坡地淺崩塌風險評估模式。研究步驟流程如圖 1.2 所示，風險評估模式主軸包含以下三部分，並標示於圖 1.2 中虛線包圍之項目：

- (1) 參數統計特性分析：蒐集過往文獻資料中相關之邊坡穩定相關之水文地質參數，並歸納整理其統計特性資料，如平均值、標準差和機率密度函數，以作為風險評估之依據。
- (2) 參數敏感度分析：探討步驟(1)所蒐集之參數對邊坡穩定之影響程度，以決定須考慮不確定性之參數。
- (3) 坡地淺崩塌風險評估模式建立：利用 FOSM 計算降雨過程中邊坡穩定可靠度之變化，同時以蒙地卡羅模擬所得之結果驗證風險評估模式之合理性。

1.4 章節介紹

本論文共分五章，其內容架構簡述如下：

第一章為緒論，說明本論文之動機與目的，並回顧國內外過往邊坡穩定性分析之相關研究。

第二章為坡地淺崩塌風險評估模式之建立，首先介紹 Tsai and Yang (2006)所發展之降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式，並詳述風險評估模式建立之步驟與理論。

第三章為坡地淺崩塌風險評估模式之驗證與測試，藉由與蒙地卡羅模擬結果之比較，探討風險評估模式在不同地質參數不確定性程度下之適用性。

第四章為石門水庫集水區應用案例，以石門水庫其中砂崙仔崩塌地為例，展示本論文所發展風險評估模式之實用性。

第五章為結論與建議，針對本論文之成果提出綜合性之結論，並對未來可能繼續之研究方向提出建議。

第二章 理論基礎與模式建立

本論文之目的在以Tsai and Yang (2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式」為基礎，分析地質參數之不確定性，並進一步將其擴充為以邊坡穩定可靠度為考量之風險評估模式。本章首先將對「降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式」之理論基礎做一簡單介紹，再針對建立坡地淺崩塌風險評估模式之三大步驟(即圖1.2)，包含(1)地質參數統計特性分析；(2)地質參數敏感度分析；以及(3)一階二次矩法等，分別詳述其理論基礎與分析流程。

2.1 降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式簡介

對於一般地震或豪雨所引發之坡地崩塌，大多以淺層崩塌為主，在評估淺層崩塌之可能性時，利用無限邊坡穩定性分析理論所建立之邊坡穩定分析模式，已廣泛地被採用。無限邊坡穩定性分析乃假設坡地之破壞面平行於坡面，且崩塌深度遠小於坡地之縱向長度與寬度，如圖2.1所示，並依據莫爾庫倫破壞準則為基礎，以力平衡概念計算安全係數，作為判別土壤是否發生破壞之依據，為一種簡易邊坡穩定分析方法。

邊坡破壞之標準可定義為對系統的載重(*loading*, S)超過系統阻抗能力(*Resistance*, R)，應用於無限邊坡穩定分析時，土層重力所產生之剪應力與土壤剪力強度(抗剪強度)，分別代表上述之載重與系統阻抗能力，當土層中某一臨界面其抗剪強度降低至小於剪應力，或其剪應力增加至大於抗剪強度，即產生邊坡斜面之滑動破壞。因此土壤抗剪強度與重力所產生剪應力之比值，也就是安全係數(FS)，其值小於1時即代表坡地發生崩塌。利用莫爾庫倫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。安全係數計算方式可表示如下：

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} - \frac{\psi(Z,t)\gamma_w \tan \phi}{\gamma_{sat} Z \sin \alpha \cos \alpha} + \frac{c}{\gamma_{sat} Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (2.1)$$

其中 FS 為安全係數； 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 為土壤內摩擦角(friction angle)； c 為土壤凝聚力(cohesion) ($ML^{-1}T^{-2}$)； 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) ($ML^{-2}T^{-2}$)，如圖2.1所示。

在式(2.1)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可表示為：

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \cos^2 \alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2} \quad (2.2)$$

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 $C(\psi)$ 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(2.2)需要之初始條件與邊界條件可表示如下：

初始條件

$$\psi(Z,0) = (Z - d_z) \cos^2 \alpha \quad (2.3)$$

其中 d_z 為初始地下水水位(groundwater table) (L)，如圖2.1所示。

邊界條件

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：

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(d_{LZ},t) = \cos^2 \alpha \quad (2.4)$$

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：

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(0,t) = -I_z / K_{sat} + \cos^2 \alpha \quad \text{if } \psi(0,t) \leq 0 \text{ and } t < T_d \quad (2.5)$$

$$\psi(0,t) = 0 \quad \text{if } \psi(0,t) > 0 \text{ and } t < T_d \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(0,t) = \cos^2 \alpha \quad \text{if } t > T_d \quad (2.7)$$

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(2.2)。計算步驟如圖2.2所示，首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(2.5)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(2.6)所示，再進行壓力水頭分佈之計算。

2.2 坡地淺崩塌風險評估模式建立

2.2.1 地質參數統計特性分析

由2.1節「降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式」之簡介可知，吾人必須考慮之地質參數包含有飽和水力傳導係數(K_{sat})、 C_0 、土壤飽和單位重(γ_{sat})、凝聚力(c)與摩擦角(ϕ)等，因此風險評估模式建立之第一步即在分析上述五項地質參數之統計特性。本論文將依據過去之相關研究整理歸納地質參數之統計特性，茲詳述如下。

(1) 飽和水力傳導係數

依據Gelhar (1993)與Fetter (1994)之研究，飽和水力傳導係數之機率密度函數可近似於對數常態分佈(log-normal)，且在不同土壤下，其平均值與標準差差異甚大，例如砂土(sand)、粉土(silt)與黏土(clay)之飽和水力傳導係數平均值分別約為 $10^{-5} \sim 10^{-7}$ m/sec、 $10^{-6} \sim 10^{-8}$ m/sec與 $10^{-8} \sim 10^{-11}$ m/sec，而對數飽和水力傳導係數標準差之變化範圍則廣達0.4~2.6。

(2) C_0

依據Iverson (2000)中對於坡地崩塌分析之應用案例設定， C_0 與飽和水力傳導係數為正比之關係，然而當飽和水力傳導係數增加2個數量級(order)時， C_0 則僅增加約2倍之大小，因此相較於飽和水力傳導係數， C_0 之變異程度極小而可加以忽略。

(3) 土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角

依據過去坡地崩塌研究之相關文獻，表2.1與表2.2為本論文所整理歸納土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角之統計特性資料。由表2.2可知凝聚力在三者中具有較大之變異係數(Coefficient Of Variation, COV)，且最大可達0.9；土壤飽和單位重相對而言雖然具有較小之變異係數，但最大亦有0.1。

在機率密度函數型態方面，由表2.1可知凝聚力與摩擦角可合理假設為具有常態分佈之特質，本論文進一步假設土壤飽和單位重亦為常態分佈。

(4) 地質參數相關性

Chowdhury and Xu(1993)、Christian et al. (1994)與Husein Malkawi et al. (2000)皆指出土壤摩擦角、凝聚力與單位重彼此間之相關性相當微小而可加以忽略；Chen et al. (2007)指出凝聚力和摩擦角雖與地下水位有關，但在地質參數間相關性資料缺乏之情形下，可合理將其視為互相獨立

(independent)。故本論文假設飽和水力傳導係數、 C_0 、土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角間彼此互相獨立而無相關性存在。

2.2.2 地質參數敏感度分析

在前小節地質參數統計特性分析中吾人假設 C_0 之不確定性可加以忽略，因此本節將藉由敏感度分析之技巧，探討飽和水力傳導係數、土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角之變化對安全係數之影響程度，以決定風險評估模式建立過程中必須考慮不確定性之地質參數。依據分析方法之不同，敏感度分析可分為局部(local)與整體(global)之架構，茲詳述如下。

局部敏感度分析

局部敏感度分析又可稱為單因子(one-way)敏感度分析，其分析方法為一次改變一項地質參數之值並分別計算安全係數，以探討單一地質參數改變對安全係數之影響，當考慮 N 項地質參數時，其數學式可表示如下：

$$\Delta FS_n = \left. \frac{\partial FS}{\partial x_n} \right|_{\bar{x}} \quad n=1,2,\dots,N \quad (2.8)$$

其中 x_n 表示第 n 項地質參數； ΔFS_n 表示因 x_n 之變化而造成之安全係數改變量，因此由式(2.8)可知局部敏感度分析之方法簡單直觀，但分析結果僅代表 x_n 之改變範圍內，安全係數之線性變化量，較缺乏對輸入參數完整值域之分析。

整體敏感度分析

整體敏感度分析係對 N 項地質參數 $\mathbf{X}_{N \times 1}$ ($\mathbf{X}_{N \times 1} = [X_1, \dots, X_N]^T$ ， T 為轉置符號)，在其所有可能變化範圍內，重複進行隨機取樣後再分別計算安全係數，並利用線性回歸之技巧建立地質參數與安全係數之簡單關係式，據此判斷各地質參數之敏感度。其詳細步驟為：

(1)地質參數取樣：依據2.2.1小節地質參數統計特性分析成果，對飽和水力傳導係數、土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角等四項地質參數隨機取樣 K 組之參數值，可得到一隨機變數之矩陣 $\mathbf{X}_{N \times K}$ 。本論文採用拉丁超立方取樣法(Latin Hypercubic Sampling, LHS) (McKay, 1988)作為取樣之方法，由於LHS具有以較少取樣次數達到取樣不偏移(unbiased)之特質，McKay et al. (2000)提出其特別適合作為模式輸入參數取樣之工具。LHS取樣方法詳述於附錄中。

(2)安全係數計算：利用「降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式」配合步驟(1)所取樣之 K 組隨機地質參數，計算相對應之 K 個安全係數值，可以矩陣形式表示為 $\mathbf{FS}_{1 \times K} = [FS_1, FS_2, \dots, FS_K]$ 。

(3)地質參數正規化(standardize)與安全係數中央化(centralize)：步驟(1)與步驟(2)所獲得之 K 組地質參數與安全係數值因具有不同之單位與範圍，需分別對地質參數正規化與安全係數中央化如下：

$$z_{nk} = \frac{X_{nk} - \overline{X}_n}{\sigma_n}, \quad k=1, 2, \dots, K; \quad n=1, 2, \dots, N \quad (2.9)$$

$$FS_k^* = FS_k - \overline{FS}, \quad k=1, 2, \dots, K \quad (2.10)$$

其中 X_{nk} 為第 n 項地質參數在第 k 次取樣之隨機值， \overline{X}_n 與 σ_n 分別為第 n 項地質參數之樣本平均值(sample mean)與標準差； z_{nk} 為 X_{nk} 之正規化數值； FS_k 為利用第 k 次取樣參數值所計算之安全係數； \overline{FS} 為利用 K 個安全係數所計算之樣本平均值， FS_k^* 為 FS_k 之中央化數值。

(4)線性回歸：利用步驟(3)獲得之 K 組 z_{nk} 與 FS_k^* 進行線性回歸，可推求標準化後地質參數與中央化後安全係數間之關係式如下：

$$FS^* = \sum_{n=1}^N S_n z_n \quad (2.11)$$

其中 S_n 為第 n 項標準化後地質參數之回歸係數，代表當第 n 項標準化後地質參數改變一單位標準差時，對中央化後安全係數造成之改變量，因此 S 又可稱為敏感度係數，當其絕對值越大，則安全係數對第 n 項參數之變化越敏感。

藉由敏感度分析吾人可歸納安全係數對飽和水力傳導係數、土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角等之變化皆相當敏感(分析結果詳見3.1節)。

2.2.3 一階二次矩法

工程應用上常以作業函數 f (performance function)作為可靠度分析之依據，而作業函數一般可定義為

$$f = R - S \quad (2.12)$$

$$\text{或 } f = \frac{R}{S} \quad (2.13)$$

其中 R 與 S 分別代表系統阻抗能力與承受載重。本論文採用式(2.13)之定義，則作業函數 f 即為安全係數 FS 之計算式(式(2.1))，且邊坡穩定可靠度 α_{RE} 可由以下方程式表示：

$$\alpha_{RE} = P_r \left[\frac{R}{S} \geq 1 \right] = P_r [FS \geq 1] \quad (2.14)$$

其中， $P_r[\]$ 代表機率。

應用一階二次矩法於邊坡穩定可靠度分析可概分為兩大步驟，分別為(1)安全係數統計特性計算；以及(2)可靠度指標 β (reliability index)計算。以下將詳述此二步驟之理論與計算方法。

(1) 安全係數統計特性計算

式(2.14)中若作業函數 f 之輸出 FS 受 N 項具不確定性地質參數 $\mathbf{X}_{N \times 1}$ 所影

響，則 FS 可表示為：

$$FS = f(\mathbf{X}) = f(X_1, \dots, X_N) \quad (2.15)$$

將 FS 以泰勒級數(Taylor series)在點 \mathbf{x}_0 展開可得如下方程式：

$$FS = FS_0 + \sum_{n=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial X_n} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_n - X_{n0}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial^2 f}{\partial X_i \partial X_j} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_i - X_{i0})(X_j - X_{j0}) + \varepsilon \quad (2.16)$$

其中 $FS_0 = f(\mathbf{x}_0)$ ； ε 代表展開式中三次以上之高階項。若吾人忽略式(2.16)中二階以上之高階項，則 FS 可進一步簡化為：

$$FS \approx FS_0 + \sum_{n=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial X_n} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_n - X_{n0}) \quad (2.17)$$

式(2.17)為線性方程式，因此依據線性組合(linear combination)原理，若展開點 \mathbf{x}_0 為 $\boldsymbol{\mu}_{N \times 1}$ ($\boldsymbol{\mu} = [\mu_1, \dots, \mu_N]^T$ ， μ_n 為第 n 項地質參數之平均值)，則 FS 之期望值(expectation)與變異數(variance)可表示為：

$$E[FS] \approx FS_0 + \sum_{n=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial X_n} \right)_{\mathbf{x}_0} (\mu_n - X_{n0}) \quad (2.18)$$

$$\text{Var}[FS] \approx \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial X_i} \right)_{\mathbf{x}_0} \left(\frac{\partial f}{\partial X_j} \right)_{\mathbf{x}_0} \text{Cov}(X_i, X_j) \quad (2.19)$$

其中 $E[\]$ 代表平均值； $\text{Var}[\]$ 代表變異數； Cov 代表共變異數。式(2.18)與(2.19)可以矩陣形式表示為：

$$E[FS] \approx f(\boldsymbol{\mu}) \quad (2.20)$$

$$\text{Var}[FS] \approx \mathbf{s}^T \mathbf{C}_x \mathbf{s} \quad (2.21)$$

其中 \mathbf{C}_x 為共變異係數矩陣(covariance matrix)； $\mathbf{s} = \nabla_x f(\boldsymbol{\mu})$ 。

由地質參數統計特性與敏感度分析結果可知，邊坡穩定可靠度分析必

須考慮飽和水力傳導係數、土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角等地質參數之不確定性(飽和水力傳導係數之不確定性係反應在壓力水頭)，且四個參數彼此無相關性存在，因此結合式(2.1)、(2.20)與(2.21)，吾人可推導安全係數之期望值與變異數如下所示：

$$E[FS] = \frac{\tan E[\phi]}{\tan \alpha} - \frac{E[\psi(Z,t)]\gamma_w \tan E[\phi]}{E[\gamma_{sat}]Z \sin \alpha \cos \alpha} + \frac{E[c]}{E[\gamma_{sat}]Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (2.22)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}[FS] &= \left(\frac{\partial f}{\partial \phi}\right)^2 \text{Var}[\phi] + \left(\frac{\partial f}{\partial \gamma_{sat}}\right)^2 \text{Var}[\gamma_{sat}] \\ &+ \left(\frac{\partial f}{\partial c}\right)^2 \text{Var}[c] + \left(\frac{\partial f}{\partial \psi}\right)^2 \text{Var}[\psi] \\ &= \left\{ \left(\frac{1}{\tan \alpha} - \frac{E[\psi(Z,t)]\gamma_w}{E[\gamma_{sat}]Z \sin \alpha \cos \alpha} \right) (\sec^2 E[\phi]) \right\}^2 \text{Var}[\phi] \\ &+ \left(\frac{E[\psi(Z,t)]\gamma_w \tan E[\phi] - E[c]}{E[\gamma_{sat}]^2 Z \sin \alpha \cos \alpha} \right)^2 \text{Var}[\gamma_{sat}] \\ &+ \left(\frac{1}{E[\gamma_{sat}]Z \sin \alpha \cos \alpha} \right)^2 \text{Var}[c] \\ &+ \left(-\frac{\gamma_w \tan E[\phi]}{E[\gamma_{sat}]Z \sin \alpha \cos \alpha} \right)^2 \text{Var}[\psi] \end{aligned} \quad (2.23)$$

式(2.22)與式(2.23)中，土壤飽和單位重、凝聚力與摩擦角等地質參數之平均值與變異數需事先給定(可參照表2.1與表2.2)，而壓力水頭之期望值與變異數則必須進一步探討。

由於坡地入滲控制方程式(式(2.2))中，僅飽和水力傳導係數為具有不確定性之地質參數，吾人可令壓力水頭 $\psi = g(K_{sat})$ ，其中函數 g 即代表式(2.2)至式(2.7)。因此相似於利用泰勒級數展開以分析安全係數統計特性之方法，壓力水頭之期望值與變異數可依據式(2.18)與式(2.19)表示為：

$$E[\psi] = g(E[K_{sat}]) \quad (2.24)$$

$$\text{Var}[\psi] = \left(\frac{\partial g}{\partial K_{sat}} \right)_{E[K_{sat}]}^2 \times \text{Var}[K_{sat}] \quad (2.25)$$

式(2.24)與式(2.25)中，由於飽和水力傳導係數之期望值與變異數為已知，因此壓力水頭之期望值 $E[\psi]$ 可直接利用「降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式」加以計算。而壓力水頭變異數之計算上，本論文以數值微分並利用一階中央差分法推求 $\partial\psi/\partial K_{sat}$ ，其差分式可表示為：

$$\frac{\partial g}{\partial K_{sat}} = \frac{g(E[K_{sat}] + \Delta K_{sat}) - g(E[K_{sat}] - \Delta K_{sat})}{2\Delta K_{sat}} \quad (2.26)$$

其中 ΔK_{sat} 表示 K_{sat} 之微小增量。

(2) 可靠度指標計算

由於作業函數 f 係以1作為邊坡是否發生崩塌之界線(小於1即崩塌)，因此可靠度指標可定義為：

$$\beta = \frac{E[FS] - 1}{\sqrt{\text{Var}[FS]}} \quad (2.27)$$

可靠度指標是一般工程應用上評估系統可靠度高低之初步指標，其值越大代表可靠度越高，因此由式(2.27)可知，當 $E[FS]$ 大於1時，若 $\text{Var}[FS]$ 增加，可靠度指標則隨之減小；反之當 $E[FS]$ 小於1時，可靠度指標則隨 $\text{Var}[FS]$ 之增加而提高。

根據 Yarahmadi Bafghiz and Verdell (2005)之研究，安全係數之機率密度函數型態近似為常態分佈，因此邊坡穩定可靠度 α_{RE} 可表示為：

$$\alpha_{RE} = \Phi \left[\frac{E[FS] - 1}{\sqrt{\text{Var}[FS]}} \right] = \Phi[\beta] \quad (2.28)$$

式中 Φ 代表標準常態分佈之累積機率密度函數。

綜上所述，使用一階二次矩法分析邊坡可靠度時之計算流程如圖 2.3 所示，首先利用飽和水力傳導係數之平均值與標準差，由式(2.24)及式(2.25)計算壓力水頭期望值與標準差，配合其他各項地質參數之平均值與標準差，由式(2.22)及式(2.23)計算安全係數之期望值與標準差。接著即可由式(2.27)計算可靠度指標，進而由式(2.28)得到可靠度，可靠度越大則邊坡危險程度越小。

2.3 小結

藉由本章所建立之坡地淺崩塌風險評估模式，使用者可藉此評估大範圍之邊坡可靠度，以下整理模式使用所需之設定條件及執行步驟：

- (1) 建立模擬網格點並設定地形地文資料，如坡度、土層厚度、初始地下水位、 C_0 。
- (2) 設定降雨條件，如總雨量、降雨延時及降雨組體圖。
- (3) 設定具不確定性地質參數之統計特性，如平均值與變異數。
- (4) 利用「降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式」計算壓力水頭之期望值與變異數。
- (5) 利用FOSM以各項參數及壓力水頭之平均值與變異數，計算安全係數之平均值與變異數。
- (6) 由安全係數之平均值與變異數計算可靠度。
- (7) 重複步驟(4)~(6)至範圍內每個格網點之可靠度均計算完成。

第三章 風險評估模式測試

第二章已詳述本論文所發展坡地淺崩塌風險評估模式之理論基礎與建立方法，本章將利用虛擬之案例進行地質參數敏感度分析以及風險模式之測試，以評估模式建立過程中不確定性參數選擇、安全係數常態分佈假設與一階二次矩法之合理性。

3.1 地質參數敏感度分析

依據 2.2.1 小節地質參數統計特性分析成果，飽和水力傳導係數、凝聚力、摩擦角與土壤飽和單位重為具有較高不確定性之地質參數，本節將藉由敏感度分析探討上述四個參數對安全係數之影響程度。

3.1.1 案例設定與地質參數選用

給定一個底部堅實且不透水之均勻砂土層，假設土層底端為滑動區塊的滑動面，土層坡度(α)為 38° ，厚度(d_{LZ})為 3 公尺，地下水位(d_z)位於地表下方 2 公尺處， C_0 則參考 Iverson (2000)之研究設定為 0.1，設計參數如表 3.1 所示。為簡化複雜之氣候變化對雨量、延時及雨型之影響，陳弘恩 (2005)將降雨組體圖以四種時變降雨雨型表示，如圖 3.1 所示。依據其研究，在相同總降雨量與降雨延時下，前進型雨型最容易造成邊坡之破壞，因此本論文測試案例中假設雨型為前進型，且總降雨量 100 公釐，而降雨延時則為 5 小時。

3.1.2 局部敏感度分析

在局部敏感度分析部分，採用表 3.1 各項參數之平均值為基準，每次改變其中一項地質參數(包含飽和水力傳導係數、凝聚力、摩擦角與土壤

飽和單位重等)，而改變範圍為其平均值之 50% 至 250%，計算該項參數改變時對安全係數造成之改變量百分比，改變量百分比定義如下：

$$\Delta FS(\%) = \frac{FS' - \overline{FS}}{\overline{FS}} \times 100\% \quad (3.1)$$

其中 $\Delta FS(\%)$ 代表安全係數之改變量百分比， \overline{FS} 代表所有輸入參數皆為平均值時所計算之安全係數，即基準之安全係數， FS' 代表改變其中一項參數時所計算之安全係數。由上述分析中所得改變量百分比可瞭解此四種土壤參數對安全係數的影響程度，比較結果如表 3.2 及圖 3.2 所示，各項參數之改變量百分比在圖 3.2 中以括號表示。由表 3.2 可知安全係數之變化與摩擦角以及凝聚力呈正比之關係，其中摩擦角之改變對安全係數影響最大，當摩擦角增加為平均值之 250% 時，安全係數改變量百分比高達 338.55%；而凝聚力增加為平均值之 250% 時，安全係數改變量百分比亦達 57.06%。相反地，安全係數之變化則與土壤飽和單位重以及飽和水力傳導係數呈反比之關係，當土壤飽和單位重減少 50% 時，安全係數改變百分比則為 29.08%；而即使飽和水力傳導係數增加 250% 時，安全係數改變百分比亦僅為 1.06%，可視為幾乎不受影響。

3.1.3 整體敏感度分析

前小節局部敏感度分析結果代表參數在其平均值附近變化時，對安全係數造成之線性化影響程度。但考慮現實條件下，各參數之變動幅度差異甚大，且參數值域內對安全係數之敏感度可能並非線性，故本論文進一步進行整體敏感度分析。

整體敏感度分析方法如 2.2.2 節所述，採用正規化之摩擦角、凝聚力、土壤飽和單位重、飽和水力傳導係數以及降雨延時內每半個小時之累積雨

量為自變數，中央化之安全係數為應變數，在降雨延時(5 小時)內進行線性回歸分析，回歸式如下，

$$FS=0.000155+0.347\phi+0.334c-0.194\gamma_{sat}+0.0157K_{sat}-0.000037I_{cul} \quad (3.2)$$

其中 I_{cul} 為時累積雨量。表 3.3 為整體敏感度分析之各參數敏感度係數表。

在整體敏感度分析中，回歸係數值為參數整體值域(entire domain)內之“平均”敏感度，考慮值域內之數值變化對輸出值之影響程度不一，因此將各項輸入參數於值域內對輸出參數(安全係數)之影響程度如圖 3.3 至圖 3.6 所示，由圖中可知，凝聚力與土壤飽和單位重對安全係數之間分別屬於線性之累加和遞減之關係，而摩擦角與安全係數屬於正交函數之關係，摩擦角越大則影響程度也越大，以上三項參數對安全係數之影響皆不具時變性。而飽和水力傳導係數本身雖不具時變性，但每小時累積雨量造成壓力水頭隨著時間而變化，因此特別將飽和水力傳導係數對安全係數之影響依時間區分，如圖 3.6，由圖中可知在 1.0×10^{-6} 至 1.0×10^{-4} m/s 此範圍內，飽和水力傳導係數對安全係數之影響遠比值域內其他範圍大。事實上，因飽和水力傳導係數在地下水傳輸過程中扮演最重要的角色，直接對壓力水頭產生影響並決定發生破壞時間點，但卻最難以精確量測及計算，Sivakumar Babu 與 Mukesh(2003)指出壓力水頭對邊坡之可靠度有重要之決定性，因此雖然其敏感度係數偏低，仍須將其產生之影響納入考量方可掌握變化情形。

綜合以上敏感度分析之結果，吾人可歸納摩擦角、凝聚力與土壤飽和單位重之不確定性對邊坡穩定影響較大，而飽和水力傳導係數則影響壓力水頭之時變性以及坡地破壞發生之時刻，因此建立風險評估模式時必須將此四者之不確定性同時納入考量。

3.2 風險評估模式測試

本論文模式測試之方法主要在比較風險評估模式以及蒙地卡羅模擬兩者所計算之安全係數統計特性與邊坡穩定可靠度是否相同，由於蒙地卡羅模擬係直接對具不確定性地質參數取樣，再藉由重複執行數值模式製造安全係數樣本，因此其計算結果理論上可視為能呈現安全係數真實之機率分佈特性，故若風險評估模式與蒙地卡羅模擬之計算結果相近，將可驗證本論文風險評估模式建立方法之合理性。

3.2.1 案例設定

考慮與 3.1.1 小節敏感度分析相同之案例，而在不確定性地質參數設定方面，假設摩擦角、凝聚力與土壤飽和單位重為常態分佈，且平均值分別為 30° 、 15000 N/m^2 以及 26000 N/m^3 ；飽和水力傳導係數則假設為對數常態分佈且平均值為 $1.0 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$ 。由於一階二次矩法與安全係數常態分佈假設之正確性主要受地質參數變異程度所影響，本論文根據 Chen et al. (2007) 中地質參數變異係數之範圍，設計了五個不同案例，同一地質參數在五個案例中之平均值皆相等，而變異係數則由案例一至案例五逐步遞減（後文將分別稱為高度、中高度、中度、中低度與低度不確定性案例），以探討參數變異程度對模式計算結果之影響，詳細設定如表 3.4 所示。

3.2.2 地質參數取樣次數決定與取樣資料前處理

(1) 參數取樣次數

本論文在蒙地卡羅模擬中採用 LHS 作為地質參數之取樣工具，理論上取樣次數越少越能簡化後續數值模擬工作之繁複度，然而取樣次數過少時將可能導致取出之樣本無法代表參數真實之統計特性，且當參數變異程度

高時更為明顯，因此吾人必須針對參數之設定探討取樣次數之合理性。

表 3.4 顯示，高度不確定性案例中，凝聚力之變異係數最大，因此本論文將據此探討合理之參數取樣次數。圖 3.7 所示為凝聚力平均值與標準差之相對誤差與取樣次數關係圖，以平均值為例，相對誤差定義為 $\left[\frac{\text{樣本平均值} - \text{案例設定平均值}}{\text{案例設定平均值}} \right] \times 100\%$ 。由圖 3.7 可看出當取樣組數大於 1,000 時，相對誤差與取樣組數間幾乎已呈現穩定之關係，且誤差介於正負 0.1% 之間，因此測試案例中參數取樣次數將設定為 1,000 次。

(2) 取樣資料前處理

前段中吾人已測試參數取樣 1,000 次即可滿足其統計特性，然而由於本論文假設凝聚力、摩擦角與土壤飽和單位重為常態分佈，因此當參數變異係數過大時，將造成參數取樣值可能小於零之不合理現象。觀察表 3.4，摩擦角與土壤飽和單位重最大之變異係數分別為 0.24 與 0.03，尚不致造成取樣出不合理參數值之現象，然而凝聚力變異係數最大可達 0.9，代表約有 13.5% 之機率取樣出小於零之數值，因此在蒙地卡羅模擬前，必須對凝聚力之取樣資料進行前處理之工作。本論文前處理工作係將小於零之凝聚力取樣值全部以零取代，則其機率密度函數將轉變為混合型態 (mixed distribution)，亦即凝聚力大於零時為具有常態分佈之連續隨機變數，而等於零時則具有單點機率之離散隨機變數，混合型態隨機變數之示意圖如圖 3.8 所示。

經由前處理後，凝聚力之樣本平均值與標準差將分別大於以及小於原始案例設定之平均值 ($15,000 \text{ N/m}^2$) 與標準差 (以高度不確定性案例而言為 $13,500 \text{ N/m}^2$)。圖 3.9 所示為各案例凝聚力取樣值經前處理後之分佈組體圖，由圖中可見當不確定性大時，取樣出負值之次數較多，混合型態機率

密度函數之情形相當明顯，造成前處理後之樣本平均值及標準差與原始設定值之間差異較大，而當不確定性小時則呈現常態分佈之情形。

3.2.3 風險評估模式輸入資料修正

依據第二章風險評估模式建立方法，模式在計算前必須要給定飽和水力傳導係數、凝聚力、摩擦角與土壤飽和單位重之平均值與標準差，然由 3.2.2 節敘述可知，凝聚力之取樣資料必須經過前處理之步驟，因此在較高參數不確定性程度之案例中，蒙地卡羅模擬過程所實際考慮之凝聚力統計特性將與案例設定值有所不同，故本論文風險評估模式將分別考慮以下兩種計算方法：(1)參數平均值與標準差依據五個案例所給定之設定值(表 3.1 及表 3.4)，後文將以 U-FOSM 代表；以及(2)凝聚力之平均值與標準差依據混合型態隨機變數之特性以下式修正：

$$E[x] = \int_0^{\infty} xf(x)dx \quad (3.3)$$

$$\text{Var}[x] = E[x^2] - (E[x])^2 = \int_0^{\infty} x^2 f(x)dx - \left(\int_0^{\infty} xf(x)dx\right)^2 \quad (3.4)$$

其中 x 為混合型態隨機變數，在本論文中即為凝聚力，後文將以 M-FOSM 代表。

3.2.4 風險評估模式模擬結果

在凝聚力依照五個案例給定值之條件下(U-FOSM)，圖 3.10 至圖 3.12 所示分別為風險評估模式所計算安全係數期望值、標準差以及邊坡穩定可靠度隨時間之變化圖。由於同一參數之平均值在五個案例皆相等，因此五個案例所計算之安全係數期望值均相同，而安全係數標準差則隨著參數不確定性提高而增加。由圖 3.12 可知，在安全係數期望值大於 1 之情形下，

參數不確定性越高則邊坡穩定之可靠度越低，例如低度與高度不確定性案例兩者可靠度相差約達到 10%，由此亦顯示當管理者無法完全掌握地質條件時，實有必要考慮參數不確定性，以風險評估模式作為管理與決策之分析工具。

進一步考慮凝聚力統計特性依照式(3.2)與式(3.3)修正之情形(M-FOSM)。圖 3.13 至 3.15 所示分別為凝聚力修正後風險評估模式所計算安全係數期望值、標準差以及邊坡穩定可靠度隨時間之變化圖。由於凝聚力修正後之平均值與標準差將分別大於以及小於原始案例設定之平均值與標準差，且由敏感度分析結果可知安全係數之大小與凝聚力呈線性正比之關係，因此當凝聚力統計特性採用修正值作為模式輸入時(M-FOSM)，模式所計算之邊坡穩定可靠度(圖 3.15)將大於未修正情形下之計算結果(圖 3.12)。

綜合以上兩段不同凝聚力輸入條件之計算結果可知，以管理者角度而言，不修正凝聚力之計算方法相對上是較為保守之考量(可靠度相對較低)，且在參數不確定性程度高時越趨明顯。

3.2.5 安全係數常態分佈假設之探討

圖 3.16 至圖 3.20 所示分別為在五個不同參數不確定性之方案下，利用蒙地卡羅模擬所獲得第 20 個小時之 1,000 個安全係數樣本而繪製之安全係數分佈組體圖，圖中之曲線則為利用安全係數樣本平均值與標準差所繪製之常態分佈曲線。

由圖 3.16 至圖 3.20 可看出，參數變異程度不高時，安全係數組體圖與常態分佈曲線完全重合，而當參數變異程度提高時，由於安全係數非負之特性，造成安全係數組體圖在接近零之位置形成一峰值，但在遠離零之位

置組體圖仍與常態分佈曲線重合。

由於本論文風險評估模式係在計算邊坡穩定之可靠度，亦即安全係數大於等於 1 之機率，而無論是高度還是低度參數不確定性之案例，在安全係數位於 $1 \sim \infty$ 之範圍內，組體圖均與常態分佈曲線重合，由此可加以驗證本論文在風險評估模式建立過程中，安全係數假設為常態分佈之合理性。

3.2.6 一階二次矩法合理性探討

本小節將比較一階二次矩法與蒙地卡羅模擬所計算之安全係數期望值、標準差以及可靠度，以測試一階二次矩法應用於邊坡穩定分析之合理性。

表 3.5 至表 3.7 所示分別為蒙地卡羅模擬與一階二次矩法在第 20 小時所計算之安全係數期望值、標準差與邊坡穩定可靠度，而圖 3.21 至 3.23 則代表其相對誤差。其中一階二次矩法分為 U-FOSM 與 M-FOSM 兩種不同之計算結果。

(1) 安全係數期望值

由表 3.5 可知，對於安全係數期望值來說，由 U-FOSM 計算之值小於蒙地卡羅模擬值，且兩者差異隨參數不確定性提高而增加，其原因在於 U-FOSM 之計算結果不隨參數不確定性而改變(詳見 3.2.4 節之討論)，但蒙地卡羅模擬所計算之安全係數期望值則會隨參數不確定性提高而增大(因凝聚力取樣資料必須經過前處理，詳見 3.2.2 節之討論)；相同的道理，由於 M-FOSM 計算時有對凝聚力之平均值與標準差進行修正，因此其安全係數期望值之計算結果較接近蒙地卡羅模擬。然即使 U-FOSM 之計算結果與蒙地卡羅模擬差異較 M-FOSM 來的大，最大相對誤差亦僅約為-2.5%，由此

吾人可歸納一階二次矩法確實適用於計算安全係數之期望值。

(2) 安全係數標準差

由表 3.6 可知，無論是 U-FOSM 或 M-FOSM 所計算之安全係數標準差皆較蒙地卡羅模擬小，即發生低估之現象，其原因在於一階二次矩法忽略了安全係數計算式(式 2.1)之泰勒展開式中二次以上之高階項。接著觀察圖 3.22，圖中顯示隨著參數不確定性提高，U-FOSM 與蒙地卡羅模擬之相對誤差則逐步降低，其原因係由以下兩點現象所造成：(a)U-FOSM 計算之安全係數標準差小於蒙地卡羅模擬值；以及(b)蒙地卡羅模擬時，因凝聚力經由前處理後其標準差將小於原始設定值，如 3.2.2(2)節所述，若不確定性提高則減少的越多，同時也使得安全係數之標準差變小。因此，在蒙地卡羅模擬之標準差均大於一階二次矩法之計算值時，若蒙地卡羅之標準差減少量較多，則與一階二次矩法之間差距較小。

(3) 邊坡穩定可靠度

由 3.2.5 節之探討可知，安全係數可合理假設為具有常態分佈之型態，因此風險評估模式計算可靠度之合理性取決於一階二次矩法估算安全係數期望值與標準差之正確性。依據機率之特性，在安全係數期望值大於 1 之情形下，降低安全係數期望值會導致可靠度之減小，而降低安全係數標準差則會導致可靠度之增加，因此比較圖 3.21 至圖 3.23 即可發現，在參數不確定性較低之案例中，U-FOSM 所計算期望值之相對誤差極低，而標準差小於蒙地卡羅模擬所得且相對誤差較大，導致 U-FOSM 計算之可靠度有過高之現象；然隨著參數不確定性提高，U-FOSM 所計算期望值之相對誤差增加，而標準差之相對誤差則減小，因此 U-FOSM 計算之可靠度逐步接近蒙地卡羅模擬之結果。

依據上述之討論，U-FOSM 所計算可靠度之相對誤差最大亦不會超過

7%(低度不確定性案例)，且具有參數不確定性增加則相對誤差越小之現象，由此測試案例可展現本論文應用一階二次矩法建立風險評估模式之合理性，且在應用模式時並不需要修正凝聚力之平均值與標準差。



第四章 應用案例探討分析

第三章已完成坡地崩塌風險評估模式之測試，本章將以石門水庫上游集水區內之砂崙仔地區為例，並考慮民國 93 年艾利颱風之降雨條件，利用風險評估模式探討降雨對砂崙仔地區邊坡穩定可靠度之影響。

4.1 砂崙仔區域概述與模式設定

4.1.1 砂崙仔區域概述

石門水庫集水區內之砂崙仔地區，因艾利颱風造成邊坡崩塌土石滑落大漢溪主流、桃 113 道路中斷，影響交通甚巨，並引發坡面崩坍、河道沖淤、道路損壞、邊坡基腳流失與落石等重大災害。有鑑於此，於民國 95 年 1 月政府公告之「石門水庫及其集水區整治特別條例」，將砂崙仔列為優先復育重點區域之一，期能達成維護集水區治山防災、保護集水區生態環境及涵養水源之目的。

由於經濟部水利署所辦理之「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研究」計畫已完成砂崙仔區域內初步探勘與土壤取樣，有助於模式模擬前針對所需地質參數資料之設定，且本論文分析探討之成果亦可回饋該計畫後續工作之參考，故採用砂崙仔崩塌區域作為風險評估模式應用之地點，其詳細地理位置位於桃園縣復興鄉之砂崙仔崩塌地處理工程處(桃 113 線 4K+800)，如圖 4.1 所示。

4.1.2 模式設定

(1) 模擬網格點

本論文採用「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研究」之 40m×40m 數位高程模型(Digital Elevation Model, DEM)為模擬網格大小，

模擬範圍起自二度分帶坐標(285412, 2729344)終至(296852, 2730664)，總面積約 2.01 平方公里，並分割成 1,258 個計算網格點之矩形區域，詳如圖 4.2 所示。每一網格點上之模擬結果代表該格點上下左右各延伸 20 m 所形成矩形區域內之整體穩定可靠度，其示意圖如圖 4.2 所示。

(2) 降雨條件與模擬時間

採用艾利颱風期間之豪雨作為降雨事件，由於模擬區域內並無設置雨量站，因此以鄰近之玉峰水文站所測得之時雨量資料進行模擬，其時雨量以及降雨組體圖分別如表 4.1 與圖 4.3 所示，模擬時間起自民國 93 年 8 月 23 日 10 時，終至 25 日 9 時共計 48 小時，模擬時間間距(Δt)則設定為 1 分鐘。

(3) 地形與地文資料

(a) 坡度：依據前段所述之 DEM 資料，利用地理資訊系統軟體 Arcview 之模組功能計算每個網格點之坡度，如圖 4.4 所示。

(b) 土層厚度：假設崩積層底部為崩塌時之滑動面，則土層厚度即為崩積層厚度，本論文假設模擬區域內土層厚度均為 3 公尺。

(c) 初始地下水位：由於本區域並無地下水位觀測井之長期觀測資料，故假設地下水位均為地表下方 2 公尺。

(4) 地質參數

砂崙仔區域地質結構可概分為三區，由北至南包含大寮層、石底層以及木山層等，主要延展方向呈東北至西南走向，其地質構造分佈如圖 4.5 所示。本論文假設同一地質分區內，凝聚力、摩擦角或者土壤飽和單位重在每一網格點之平均值皆相等，故參考陳本康(2005)之調查資料，凝聚力、摩擦角與土壤飽和單位重在三個分區之平均值設定如表 4.2 所示。由

於並無詳細之飽和水力傳導係數調查資料，本論文假設模擬區域內土壤性質為石質土，且其平均值設定為 3.0×10^{-5} m/s。

在地質參數標準差之設定上，本論文考慮兩個具有不同參數不確定性之案例，其中案例一較案例二具有較高程度之參數不確定性，用以對模擬結果進行比較與探討，兩案例之摩擦角、凝聚力、土壤飽和單位重以及飽和水力傳導係數之變異係數(COV)如表 4.3 所示。

4.2 模擬結果分析探討

依據 4.1 節之模式設定，圖 4.6 至圖 4.9 所示分別為兩案例在降雨後第 12、24、36 與 48 小時之邊坡穩定可靠度分佈圖，圖中未以顏色標示之網格點代表該點可靠度大於 60%。

圖 4.10 所示為艾利颱風過後砂崙仔地區實際之崩塌範圍，圖中編號 1 之虛線方框代表可靠度低於 40% 而實際亦發生崩塌之區域；編號 2 代表可靠度超過 60% 但實際有發生崩塌之區域；編號 3 則代表可靠度低於 40% 但實際未發生崩塌之區域。比較圖 4.9 與圖 4.10 可發現，風險評估模式計算可靠度較低之點大部分皆確實發生崩塌，而在圖正中央 2 號方框之模擬結果則較不合理，然研判該處之崩塌可能是因基腳沖刷及其上方(地勢較高處)之坡面發生崩塌後，宣洩而下之土石流與地表逕流造成之大範圍表土沖蝕，而本模式係考慮壓力水頭增加所引致之坡地破壞機制，故可靠度模擬結果無法反應真正之崩塌情形。

圖 4.11 至圖 4.14 為不考慮參數不確定性時之計算結果。由於參數之標準差將等於零，因此模式輸出結果僅為安全係數(小於 1 即發生崩塌)。以第 48 小時為例，比較圖 4.9 與圖 4.14 可知，兩者計算結果大致上相當吻合，安全係數小於 1 之網格點上，皆顯示出其具有較低之可靠度(50% 以

下)，然在考慮地質參數具有不確定性之情況下，不同兩位置即使安全係數皆大於 1(或皆小於 1)，兩者之可靠度仍可能有極大之差異，因此坡地崩塌之管理必須考慮風險之觀念，始能擬定有彈性且多方向之治理策略。

接著比較參數不確定性程度對可靠度之影響。由 4.1 節所設定兩案例其可靠度隨時間變化之情形可發現(圖 4.6 至圖 4.9)，在降雨後第 36 個小時前，可靠度皆明顯隨著降雨時間增加而減少，尤其是降雨後第 12 小時至第 24 小時間可靠度之變化相當明顯，但在第 36 小時後則可靠度已趨向穩定並無變化，究其原因在於前 36 個小時內，土壤尚未達到完全飽和之狀態，因此雨水可持續入滲至地表下增加壓力水頭，而壓力水頭增加會使得安全係數之期望值減小，進而導致可靠度之降低；然在第 36 個小時後，地下水位已抬高至地表處，後續之降雨並無法繼續入滲至土壤中，在壓力水頭不變之情形下，可靠度將維持一定值不再減小。

由以上敘述可知，降雨所引致之入滲量會隨著時間而使地下水位逐漸升高，增加邊坡破壞之可能性，例如圖 4.6 與圖 4.7 中虛線區域內之部分網格點其可靠度即從 45%~50%降低至 35% 以下，由此顯示本論文風險評估模式考慮降雨過程時變影響之重要性。

接著比較在相同時間下，兩案例邊坡穩定可靠度之差異性。由圖 4.6 與圖 4.7 可發現，在相同時間下，案例二可靠度極小區域(標示為紅色與橘色)之面積較案例一為大，代表有部分網格點之可靠度會隨著參數不確定性程度增加而提高，其原因在於本論文假設安全係數為常態分佈，而在參數平均值不變之條件下，參數不確定性增加不會造成安全係數期望值變化(因採用一階二次矩法)，但會導致安全係數標準差之增加，因此依據常態分佈之特性，若安全係數期望值小於 1，安全係數標準差之增加必定會造成可靠度之提高，如圖 4.15 所示；相反地，若安全係數期望值大於 1，則安全係數標準差之增加必定會造成可靠度之減少，如圖 4.16。故吾人可歸

納在同一網格點上，參數不確定性程度會依據該點安全係數期望值小於或大於 1 而對可靠度產生相反之影響。

4.3 小結

由模擬結果與艾利颱風後砂崙仔實際崩塌資料之比較顯示，本論文所發展之模式仍有其限制，無法評估當破壞機制為深層區塊滑動、河道沖刷或者表土沖蝕等條件下之邊坡穩定可靠度；經由應用案例之探討可看出本論文所發展之坡地崩塌風險評估模式計算簡單，對大範圍區域之邊坡穩定可靠度分析有其優勢，可提供管理者擬定有彈性且多方向治理策略之依據；而其計算快速之優點更可作為降雨期間坡地崩塌風險之預報工具，即早擬定合宜之防災救災策略。



第五章 結論與建議

在第一章至第四章中，本論文已分別針對邊坡穩定過去之相關研究成果、本論文所發展坡地崩塌風險評估模式之理論與建立方法、以及模式測試等做詳細之敘述，並將發展之模式應用於石門水庫集水區內之砂崙仔區域以展現其實用性，本章將對本論文之成果做一總結，並提出建議以為後續相關研究之參考。

5.1 結論

模式建立

1. 依據過往相關文獻回顧，多數坡地崩塌風險評估之研究皆僅考慮穩定狀態下之邊坡穩定可靠度，而無法模擬降雨歷程中壓力水頭之時變性對可靠度之影響。
2. 本論文以 Tsai and Yang (2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌定率評估模式」為基礎，進一步利用一階二次矩法將其擴充為以邊坡穩定可靠度為考量，並能考慮降雨過程壓力水頭時變影響之坡地崩塌風險評估模式。
3. 依據相關文獻資料以及敏感度分析之結果，本論文將土壤凝聚力、摩擦角、土壤飽和單位重以及飽和水力傳導係數等視為具有不確定性地質參數，據以建立風險評估模式。
4. 基於模式建立方法，本論文所發展之風險評估模式仍具有下述之限制：
 - (1) 本論文之坡地崩塌機制係依據無限邊坡理論，適用於大範圍之區域性淺層崩塌，因此並無法應用於因為深層塊體滑動或者地表土壤沖

蝕等破壞機制所引起之崩塌。

- (2) 模式在計算入滲量引致之壓力水頭變化時係假設土壤趨於飽和之狀態，因此並無法評估坡地在未飽和狀態時發生之破壞。

模式測試

1. 依據局部與整體敏感度分析之結果，摩擦角與凝聚力之變化對安全係數之影響最為重要，土壤飽和單位重相對而言則較低；另若考慮降雨過程壓力水頭之時變性，則飽和水力傳導係數之變化對安全係數之影響亦相當重要，惟當地下水位抬升至地表時，飽和水力傳導係數將不再具有影響力。
2. 與蒙地卡羅模擬之比較
 - (1) 本論文模式測試係藉由比較風險評估模式與蒙地卡羅模擬之計算結果，以評估本論文風險評估模式建立方法之合理性。
 - (2) 依據蒙地卡羅模擬結果顯示，無論地質參數之不確定性程度為何，安全係數皆可合理地假設為常態分佈。
 - (3) 依據可靠度比較結果顯示，風險評估模式與蒙地卡羅模擬所計算邊坡穩定可靠度之相對誤差最大不會超過 7%，且具有參數變異度增加則相對誤差越小之現象，顯示本論文應用一階二次矩法建立風險評估模式之合理性。

砂崙仔地區應用

1. 風險評估模式所計算之可靠度大致與艾利颱風後實際崩塌資料相符，亦即可靠度較低之點大部分皆確實發生崩塌。
2. 承上，可靠度之分佈亦與不考慮參數不確定性下所得之安全係數分佈相符，亦即安全係數小於 1 之點其可靠度亦較低，然不同兩位置即使

安全係數皆大於 1(或皆小於 1)，兩者之可靠度仍可能有極大之差異。因此坡地崩塌管理必須考慮風險之觀念，始能擬定有彈性且多方向之治理策略。

3. 降雨所引致之入滲量會隨著時間而使地下水位逐漸升高，增加邊坡破壞之可能性，以砂崙仔地區模擬結果為例，部分網格點可靠度即從 50% 降低至 35% 以下，由此顯示本論文風險評估模式考慮降雨過程時變影響之重要性。

5.2 建議

1. 由於本模式具備計算簡單且快速之優點，因此未來於實際應用上，建議可先以本模式評估大範圍區域之邊坡穩定可靠度，再針對可靠度較低之局部地區，利用物理機制考慮更完善之二維數值模式做細部之探討。
2. 本模式目前無法考慮漫地流對表土之沖蝕作用，未來可進一步結合地表水流計算，探討漫地流對崩塌情形產生之影響。
3. 可進一步探討其他影響因素，如降雨過後蒸散作用及土壤水分遲滯現象，及其他坡地影響因素對坡地淺崩塌之影響。
4. 未來可以不同之不確定性分析方法計算安全係數之統計特性，例如改良一階二次矩法(Advanced first-order second-moment method)、羅森布魯斯點估計法(Rosenblueth's point estimation)或哈爾點估計法(Harr's point estimation)等，並比較不同方法應用於降雨引發坡地淺崩塌之適用性。
5. 本模式未考慮地質參數於空間上之相關性，未來可利用如克利金法(kriging)等空間變異數分析方法，探討安全係數之空間相關性，以改善

區域性邊坡穩定可靠度分析之合理性。



參考文獻

- 打荻珠男，「ひと雨による山腹崩壊について」，新砂防，1971。
- 李鴻源，「石門水庫集水區泥沙產量推估之研究 3/3」，經濟部水利署，2005。
- 陳本康，「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，2005。
- 陳弘恩，「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，2005。
- 陳樹群，「水庫集水區土砂整治成效評估 2/2」，經濟部水利署，2003。
- 游繁結、陳亮全、何興亞、陳聯光、陳建全、林聖琪、林又青、王俞婷、李卓倫、謝龍生、張志新，「石門水庫土砂災害問題分析報告」，國家災害防救科技中心，2005。
- 楊錦釗、蔡東霖、黃安斌，「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研究 1/3」，經濟部水利署，2006。
- 謝正倫，「流域土砂管理模式之研究 3/3」，經濟部水資源局，2002。
- 「石門水庫集水區土地利用整體規劃報告」，內政部營建署，2005。
- 「石門水庫集水區第三階段治理規劃」，經濟部水利署，2000。
- Alonso, E. E. "Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays", *Geotechnique*, 26(3): 453-472, 1976.
- Barabosa, M. R., Morris, D. V., Sarma, S. K.. "Factor of safety and probability of failure of rockfill embankments", *Geotechnique*, 39(3): 471-483, 1989.
- Baum, R. L., Savage, W. Z., Godt, J. W., "TRIGRS-a Fortran program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability

- analysis”, US Geological Survey Open file report, 402-424, Virginia, 2002.
- Carrara, A., “Multivariate models for landslide hazard evaluation, a black-box approach”, Workshop on Natural Disasters in European Mediterranean Countries, 205-224, Perugia, Italy, 1988.
- Carrara, A., Cardinali, M., Guzzetti, F., “Uncertainty in assessing landslide hazard risk”, *ITC Journal*, 1992-2: 172-183, 1992.
- Chen, J. C., Jan, C. D., Lee, M. H., “Probabilistic analysis of landslide potential of an inclined uniform soil layer of infinite length: theorem”, *Environmental Geology*, 51: 1239-1248, 2007.
- Cheung R. W. M. and Tang W. H., “Realistic assessment of slope reliability for effective landslide hazard management”, *Geotechnique*, 55(1): 85-94, 2005.
- Chowdhury, R. N., Xu, D. W., “Rational polynomial technique in slope stability analysis”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 119(12): 1910-1928, 1984.
- Christian T. J., Ladd, C.C., Baecher, G. B., “Reliability and probability in stability analysis”, *Stability and performance of slopes and embankments II*, STP 31 :1071-1111, 1992.
- Christian T. J., Ladd, C.C., Baecher, G. B., “Reliability applied to slope stability analysis”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 120(12): 2180-2207, 1994.
- Collins, B. D., Znidarcic, D., “Stability analyses of rainfall induced landslides”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4): 362-372, 2004.
- Cornell, C. A., “First-order uncertainty analysis of soils deformation and stability”, In: Proc. 1st Int. Conf. On Application of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, 129-144, Hong Kong, 1971.

- Crosta, G. B., Frattini, P., “Distributed modeling of shallow landslides triggered by intense rainfall”, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3: 81-93 , 2003.
- Dai, F. C., Lee, C. F., “Frequency-volume relation and prediction of rainfall-induced landslides”, *Engineering Geology*, 59: 253-266, 2001.
- Dai, F. C., Lee, C. F., and Ngai, Y. Y., “Landslide risk assessment and management: an overview”, *Engineering Geology*, 64: 65-87, 2002.
- D’Odorico, P., Fagherazzi, S., Rigon, R., “Potential for landsliding: Dependence on hyetograph characteristics”, *Journal of Geophysical Research-Earth Surface*, 110(F1), 2005.
- Fetter, C. W., *Applied Hydrology*, Macmillan College Publishing Company Inc., New York, 1994.
- Frattini, P., Crosta, G. B., Fusi, N., Negro, P. D., “Shallow landslides in pyroclastic soil : a distributed modeling approach for hazard assessment”, *Engineering Geology*, 73: 277-295, 2004.
- Gelhar, L. W., *Stochastic subsurface hydrology*, Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1993.
- Griffiths, D. V., Fenton, G. A. “Bearing capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited”, *Geotechnique*, 4: 351-359, 2000.
- Guzzetti, F., Malamud, B. D., Turcotte, D. L., Reichenbach P, “Power-law correlations of landslide areas in central Italy”, *Earth and Planetary Science Letters*, 195: 169-183, 2002.
- Harp, E. L., Jibson, R. W., “Inventory of landslides Triggered by the 1994 Northridge, Californation Earthquake”, In: US Geological Survey Open-File Report,17: 95-213, 1995.

- Harr, M.E., *Mechanics of Particulate Media-A Probabilistic Approach*, McGraw Hill Book Company, New York, 1977.
- Harr, M.E., *Reliability-based design in civil engineering*, McGraw Hill Book Company, New York, 1987.
- Hovius, N., Stark, C. P., Allen, P. A., “Sediment flux from a mountain belt derived from landslide mapping”, *Geology*, 25: 231-234, 1997.
- Husein Malkawi, A. I., Hassan W. F., Abdulla F. A., “Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability”, *Structural Safety*, 22:161-187, 2000.
- Iverson, R. M., “Landslide triggering by rain infiltration”, *Water Resources Research*, 36: 1897-1910, 2000.
- Jibson, R. W., Harp, R. L., Michael, J. A., “A method for Producing Digital Probabilistic Seismic Landslide Hazard Maps: An Example from The Los Angles, California Area”, USGS Open-file Report, 98-113, 1998.
- Keim, R. F., Skaugset, A. E., “Modeling effects of forest canopies on slope stability”, *Hydrological Processes*, 17: 1457-1467, 2003.
- Korup, O., “Distribution of landslides in southwest New Zealand”, *Landslides*, 2:43-51, 2005.
- Lan, H. X., Lee, C. F., Zhou, C. H., Martin, C. D., “Dynamic characteristics analysis of shallow landslides in response to rainfall event using GIS”, *Environmental Geology*, 47: 254-267, 2005.
- Lee, I. K., White, W., Ingles, O. G., *Geotechnical Engineering*, Pitman, London, 1983.
- Li, K. S., Lumb, P., “Probabilistic design of slopes”, *Canadian Geotechnical Journal*, 24: 520-35, 1974.
- Lumb, p., “Application of statistics in soil mechanics”, *Soil mechanica-new horizon*: 78. Newnew-Butterworths, London, 1974.

- Mckay, M. D., "Sensitivity and Uncertainty Analysis Using a Statistical Sample of Input Values", *Uncertainty Analysis*, 145-186, (eds.). By Ronen, Y., CRC Press, Inc., Boca Raton, FL, 1988.
- Morgenstern, N. R., "Toward landslide risk assessment in practice", In: Cruden and Fell (eds.) *Landslide risk assessment*, 15-24, Balkema, Rotterdam, 1997.
- Mostyn, G. R. and Li, K. S., "Probabilistic slope analysis-State-of-Play", *Proceedings of the conference on probabilistic methods in geotechnical engineering*, 89-110, Canberra, Australia, 1993.
- Mulder, H. F. H. M., Vanasch, T. W. J., "On the nature and magnitude of variance of important geotectonic parameter", 5th international symposium on landslide, 239-243, 1988.
- Refice, A., Capolongo, D., "Probabilistic modeling of uncertainties in earthquake-induced landslide hazard assessment", *Computers & Geosciences*, 28: 735-749, 2002.
- Shou, K. J., Chen, Y. L., "Spatial risk analysis of Li-shan landslide in Taiwan", *Engineering Geology*, 80: 199-213, 2005.
- Sivakumar Babu, G. L., Mukesh, M. D., "Risk analysis of landslides-A case study", *Geotechnical and Geological Engineering*, 21: 113-127, 2003.
- Soeters, R., Westen, C. J. van, "Slope stability recognition, analysis and zonation" In: *Landslides investigation and mitigation*. (eds.) Turner, A. K., Schuster, R. L., Transportation Research Board, special report 247: 129-177, National Academy Press, Washington, 1996.
- Tang, W. H., Yucemen, M. S., Ang, AH-S., "Probability-based short term design of slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3): 201-215, 1976.
- Tobutt, T.C. "Monte Carlo simulation methods for slope stability", *Computer*

and Geosciences, 8(2): 199-208, 1982.

Tsai T. L. and Yang J. C., “Modeling of rainfall-triggered shallow landslide”, *Environmental Geology*, 50(4): 525-534, 2006.

Van Westen, C. J., Van Duren, I., Kruse, H. M. G., Terlien, M. T. J., “GISSIZ: training package for geographic information systems in slope instability zonation”, ITC publ 15(1) and (2) ,ITC, Enschede, The Netherlands, 1993.

Van Westen, C. J., Rengers, and N., Terlien, M.T.J., Soeters, R., “Prediction of the occurrence of slope instability phenomena through GIS-based hazard zonation”, *Geologische Rundschau*, 86: 404-414, 1997.

Venmarcke, E. H., “Reliability of earth slopes”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(11):1227-46, 1977.

Wieczorek, G. F., “Preparing a detailed landslide-inventory map for hazard evaluation and reduction.”, *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 21(3):337-342, 1984.

Wolff, T. F.. “Analysis and design of embankment dam slopes: a probabilistic approach”. Ph.D. thesis, Purdue University, West Lafayette, 1985.

Wu, T. H., Kraft, L. M., “Safety analysis of slopes”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 96(2):609-630, 1970.

Yarahmadi Bafghi, A. R., Verdell, T., “Sarma-based key-group method for rock slope reliability analysis”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29: 1019-1043, 2005.

表 1.1 國內外坡地崩塌評估方法比較(楊錦釗等，2006)

研究者	研究方法分類	方法簡述	優點	缺點
謝正倫 (2002)	經驗法	利用打荻公式推估崩塌	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要大量的歷年崩塌資料率定參數 3.具區域性限制而無法適用於任何地區
李鴻源 (2005)	經驗法	利用 power law 推估崩塌	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要大量的歷年崩塌資料率定參數 3.具區域性限制而無法適用於任何地區
陳樹群 (2003)	經驗法	利用篩選崩塌相關因子並給定各因子評分及權重之方式評估是否會產生崩塌。 (此法類似環境影響評估常用之方法)	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要人為給定各崩塌因子評分及權重 3.可能較不客觀
Aleotti (2004)	經驗法	利用降雨門檻值法	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要大量的歷年崩塌資料率定參數 3.具區域性限制而無法適用於任何地區
Collins and Znidarcic (2004)	解析法	利用二維或三維地下水流模擬，配合極限平衡分析法，探討坡地崩塌。	1.具力學基礎 2.可能較準確 (依參數而定)	1.相當複雜 2.計算困難耗時 3.適用於小範圍模擬 4.參數獲得困難 5.適合深層崩塌
Collins and Znidarcic (2004)	解析法	利用一維垂向 Richards 方程式，配合無限邊坡穩定分析法，評估坡地崩塌。	1.具力學基礎 2.適用大區域與小範圍	1.較複雜 2.計算困難耗時 3.參數獲得困難
Iverson (2000)	解析法	利用一維垂向近似飽和 Richards 方程式，配合無限邊坡穩定分析法，評估坡地崩塌。	1.具力學基礎 2.適用大區域與小範圍 3.簡單 4.參數獲得較為容易	1.土壤近似飽和假設

表2.1 地質參數統計特性整理表

地質參數	上下限	各階動差	機率密度 函數	文獻出處	
摩擦角 (度)	-	平均值 16.5-37.5	常態分佈	Cheung and Tang (2005)、Shou and Chen (2005)、Refice and Capolongo (2002)、Harr (1977)	
		標準差 1.6-7.5			
	30-47	平均值 35	對數常態 分佈		
		變異係 數 0.1-0.5			
凝聚力 (kpa)	-	平均值 2.5-350	常態分佈	Cheung and Tang (2005)、Shou and Chen (2005)、Refice and Capolongo (2002)	
		標準差 1.6-83.3			
	0-100	平均值 50	對數常態 分佈		
		變異係 數 0.1-0.5			
	37.9-82.7	平均值 54.7	skew-beta distribution (中央部分 近似 normal distribution)		Harr (1977)
		標準差 10.2			
		偏態係 數 3.6			
		峰態係 數 21.7			
土壤飽和單位重 (kN/m ³)	-	平均值 13.5-26	-	Yarahmadi Bafghi and Verdel (2005)、Sivakumar Babu and Mukesh(2003)、Refice and Capolongo (2002)	
		標準差 0.98-1.47			
水力傳導係數 (m/s)	10 ⁻¹¹ ~10 ⁻²	ln(K _{sat}) 標準差 0.447-2.6	對數常態 分佈	Fetter(1994)、Gelhar(1993)	

備註1：各項數值依土壤種類不同而有所差異

備註2：變異係數(coefficient of variation)為標準差與平均值之比值

表2.2 地質參數變異係數比較表

出處 \ 地質參數	γ_{sat}	ϕ	c
Lumb(1974)	5-10%	5-15%	20-50%
Mulder and Vanasch(1988)		36%	22%
Harr(1987)	3%	7% for gravel	40%
		12% for sand	
Chen et al.(2007)	0.31-3%	9.8-23.7%	20-89.9%
Harr(1977)	1-3%	5-20%	10-80%
Husein Malkawi(2000)	1-4%	5-20%	10-40%
Sivakumar Babu and Mukesh(2003)		10-50%	10-50%



表 3.1 測試案例輸入參數平均值

參數	α	d_{LZ}	d_z	C_0	ϕ
平均值	38°	3 m	2 m	0.1	30°
參數	c	γ_{sat}	K_{sat}	累積雨量	降雨延時
平均值	15000 N/m ²	26000 N/m ³	0.000001 m/s	100mm	5hr

表 3.2 局部敏感度分析安全係數改變量

地質參數 地質參數 改變量	ϕ	c	γ_{sat}	K_{sat}
50%	-33.20%	-19.02%	29.08%	0.05%
250%	338.55%	57.06%	-17.45%	-1.06%

表 3.3 整體敏感度分析敏感度係數表

ϕ	c	γ_{sat}	K_{sat}
0.347	0.334	0.194	0.0157

表 3.4 測試案例不確定性地質參數之變異係數表

地質參數 不確定性程度	ϕ	c	γ_{sat}	$\ln(K_{sat})$
高度	0.24	0.9	0.03	-0.07
中高度	0.203	0.725	0.023	-0.057
中度	0.165	0.55	0.0165	-0.043
中低度	0.128	0.375	0.01	-0.029
低度	0.09	0.2	0.003	-0.015

表 3.5 第 20 小時之安全係數期望值比較表

方法 \ 不確定性程度	高度不確定性	中高度不確定性	中度不確定性	中低度不確定性	低度不確定性
蒙地卡羅	1.069	1.058	1.047	1.045	1.043
U-FOSM	1.042	1.042	1.042	1.042	1.042
M-FOSM	1.066	1.053	1.045	1.042	1.042

表 3.6 第 20 小時之安全係數標準差比較表

方法 \ 不確定性程度	高度不確定性	中高度不確定性	中度不確定性	中低度不確定性	低度不確定性
蒙地卡羅	0.491	0.422	0.334	0.246	0.148
U-FOSM	0.403	0.328	0.253	0.179	0.106
M-FOSM	0.368	0.310	0.248	0.178	0.106

表 3.7 第 20 小時之可靠度比較表

方法 \ 不確定性程度	高度不確定性	中高度不確定性	中度不確定性	中低度不確定性	低度不確定性
蒙地卡羅	53.2	53.9	54.9	56.9	61.3
U-FOSM	54.15	55.09	56.59	59.28	65.42
M-FOSM	57.11	56.79	57.21	59.34	65.42

表 4.1 艾利颱風期間時雨量表

日期	時刻	時雨量	日期	時刻	時雨量
日/月	hour	mm	日/月	hour	mm
8/23	10	7.0	8/24	10	27.0
8/23	11	3.0	8/24	11	31.0
8/23	12	5.0	8/24	12	22.0
8/23	13	4.0	8/24	13	27.0
8/23	14	4.0	8/24	14	25.0
8/23	15	3.0	8/24	15	29.0
8/23	16	1.0	8/24	16	30.0
8/23	17	2.0	8/24	17	50.0
8/23	18	6.0	8/24	18	48.0
8/23	19	8.0	8/24	19	37.0
8/23	20	39.0	8/24	20	70.0
8/23	21	16.0	8/24	21	88.0
8/23	22	15.0	8/24	22	78.0
8/23	23	16.0	8/24	23	66.0
8/23	24	17.0	8/24	24	79.0
8/24	1	22.0	8/25	1	69.0
8/24	2	20.0	8/25	2	75.0
8/24	3	23.0	8/25	3	71.0
8/24	4	42.0	8/25	4	82.0
8/24	5	26.0	8/25	5	49.0
8/24	6	33.0	8/25	6	41.0
8/24	7	43.0	8/25	7	38.0
8/24	8	19.0	8/25	8	17.0
8/24	9	20.0	8/25	9	14.0

表 4.2 砂崙仔地區地質參數表(陳本康，2005)

地質參數 母岩	摩擦角 (度)	凝聚力 (kN/m ²)	土壤飽和單 位重(kN/m ³)
石底層	30.4	31.0	22.30
大寮層	31.8	17.0	20.30
木山層	34.1	12.0	19.40

表 4.3 具不確定性地質參數之變異係數值

地質參數 測試案例	摩擦角	凝聚力	土壤飽和單 位重	飽和水力傳導係 數
案例一	0.203	0.725	0.023	0.947
案例二	0.128	0.375	0.010	0.417

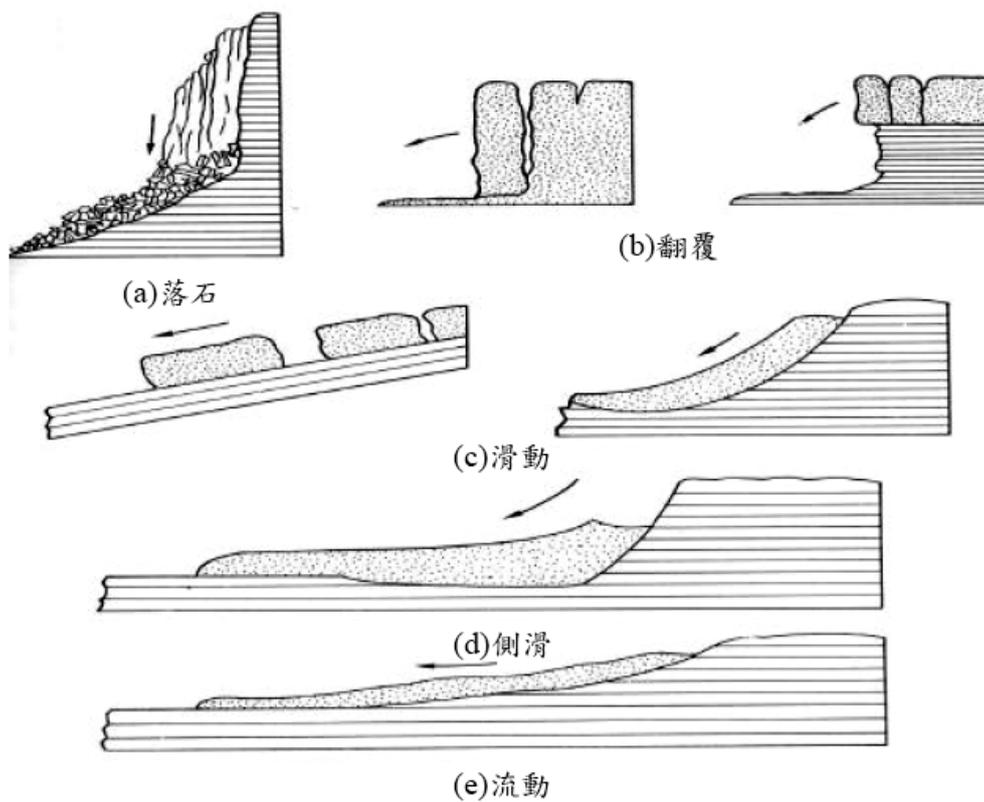


圖 1.1 山崩種類示意圖(陳弘恩，2005)



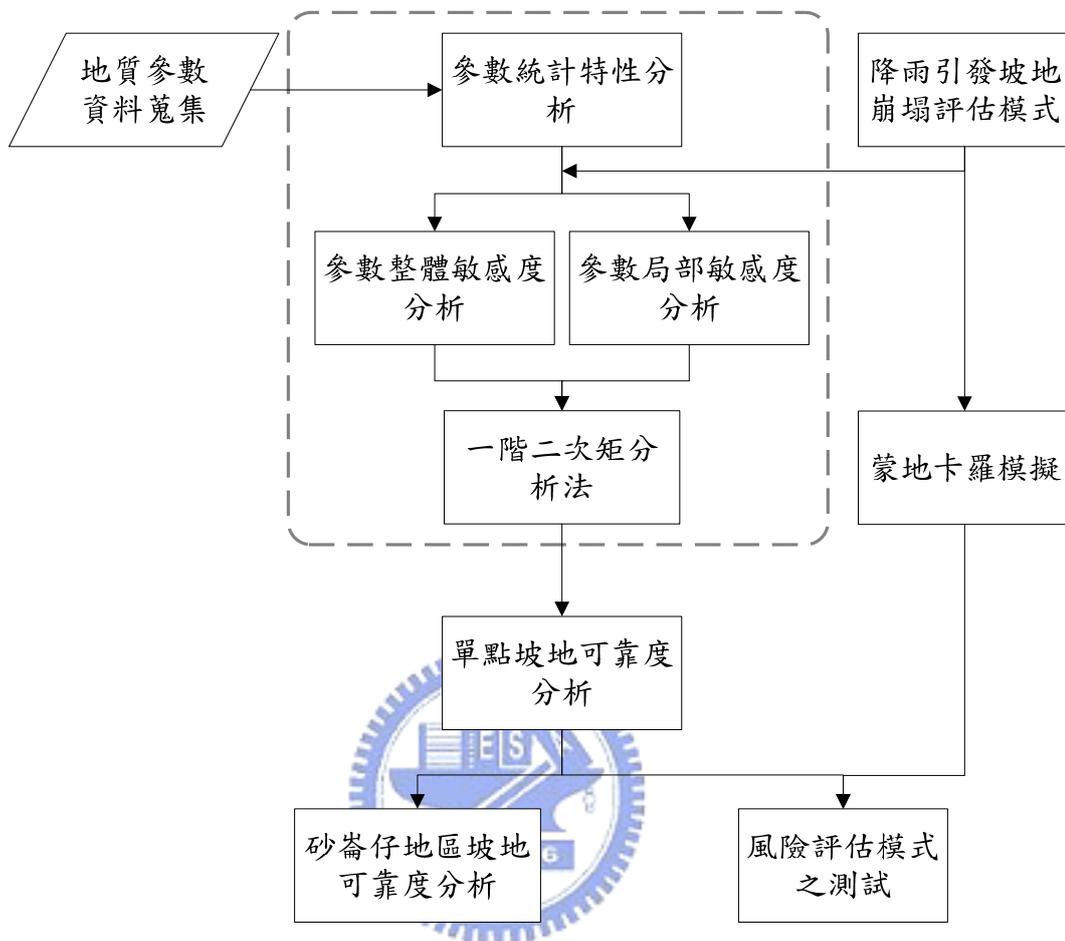


圖 1.2 研究步驟流程圖

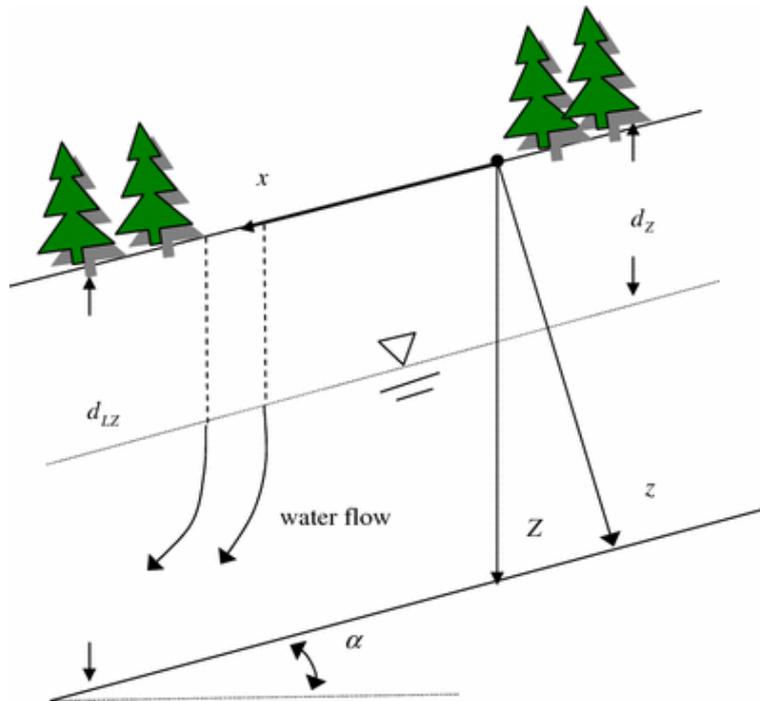


圖 2.1 降雨入滲引發崩塌模擬示意圖(Tsai and Yang, 2006)

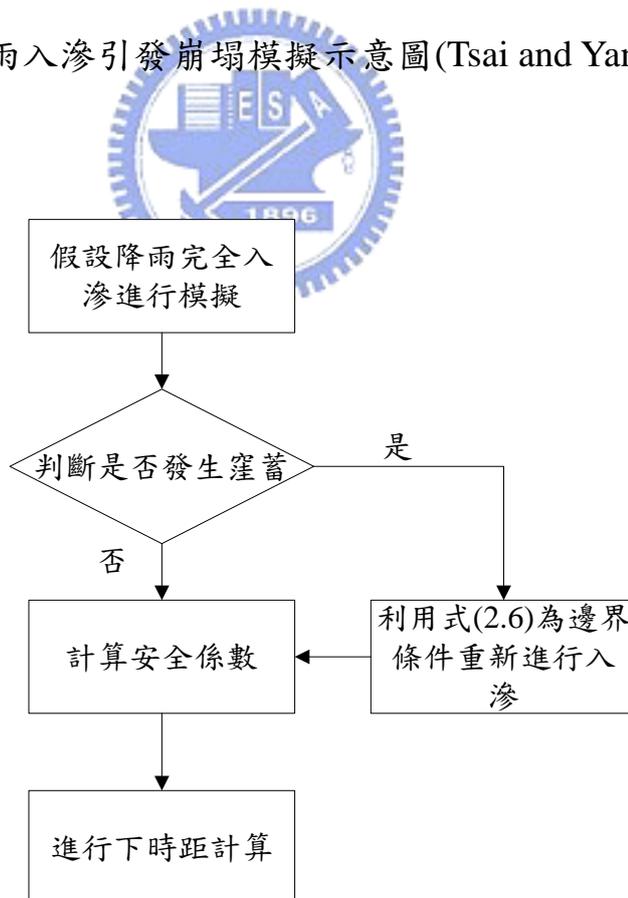


圖 2.2 考慮土壤時變入滲能力示意圖(Tsai and Yang, 2006)

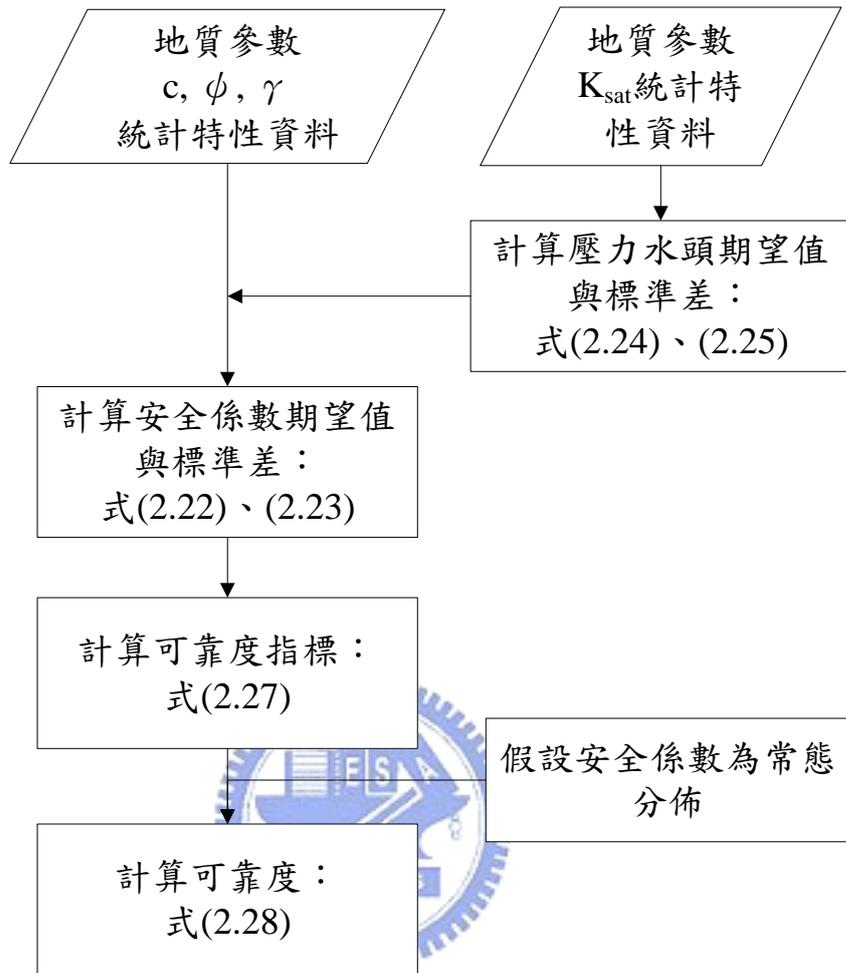


圖 2.3 一階二次矩法計算流程

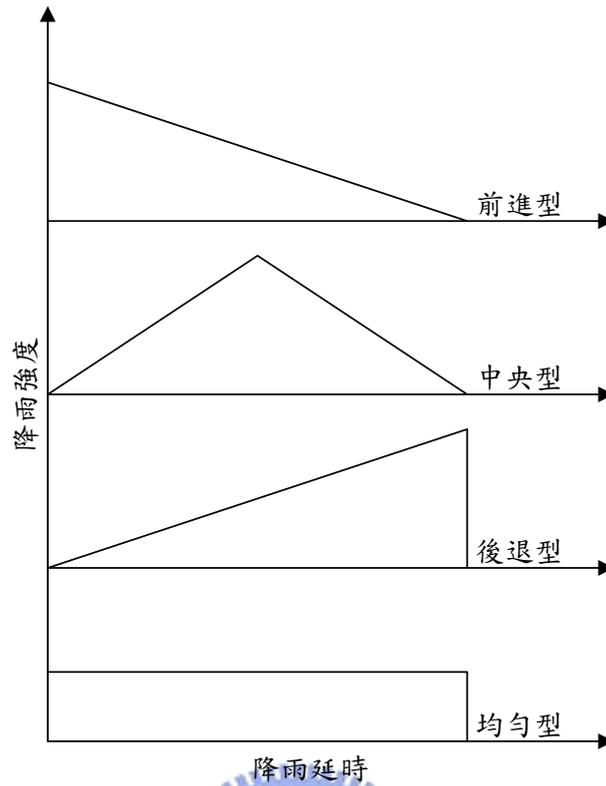


圖 3.1 概念化降雨雨型示意圖(陳弘恩，2005)

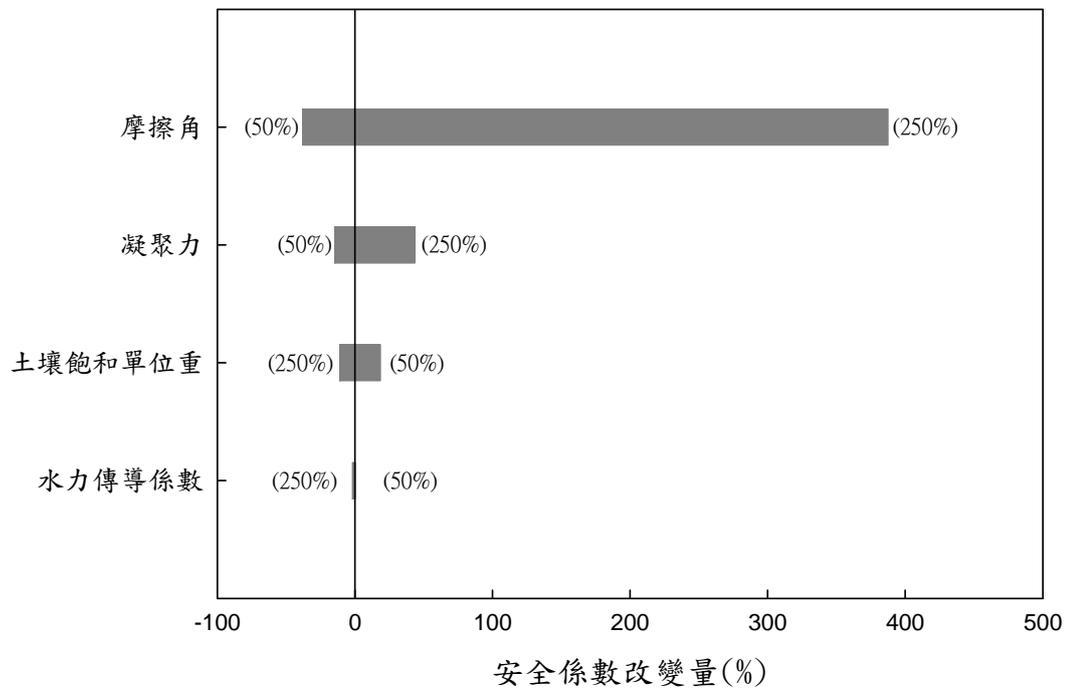


圖 3.2 局部敏感度分析之安全係數改變量比較圖

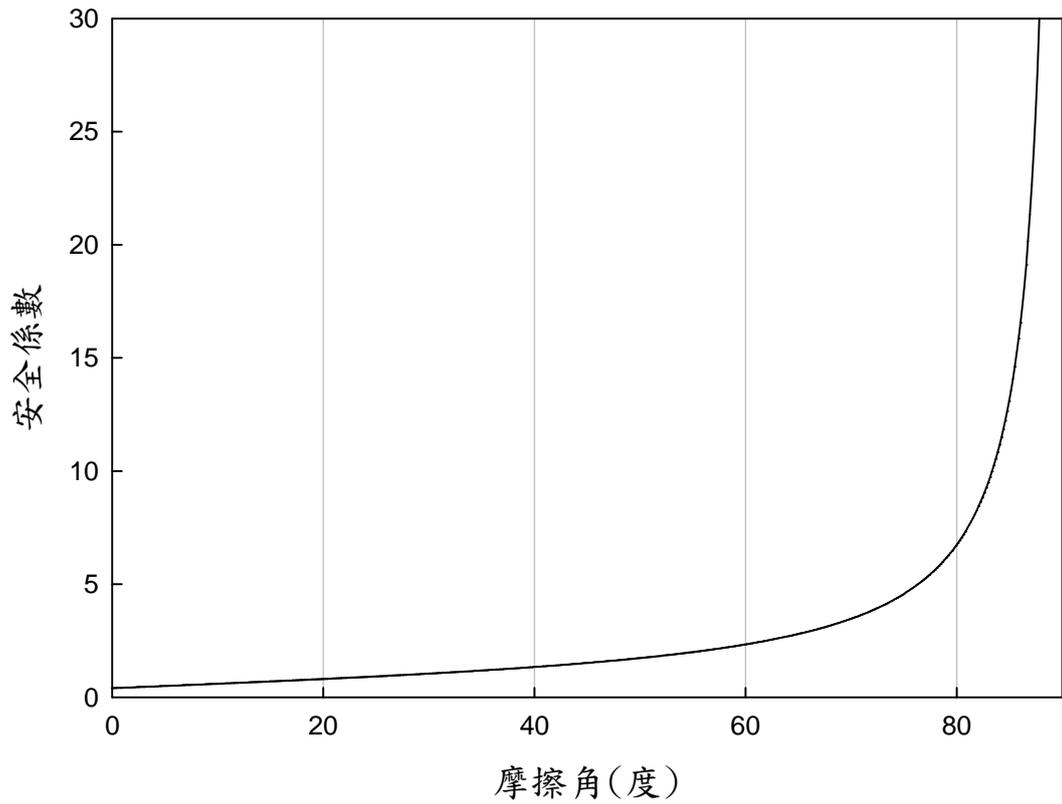


圖 3.3 摩擦角與安全係數關係圖

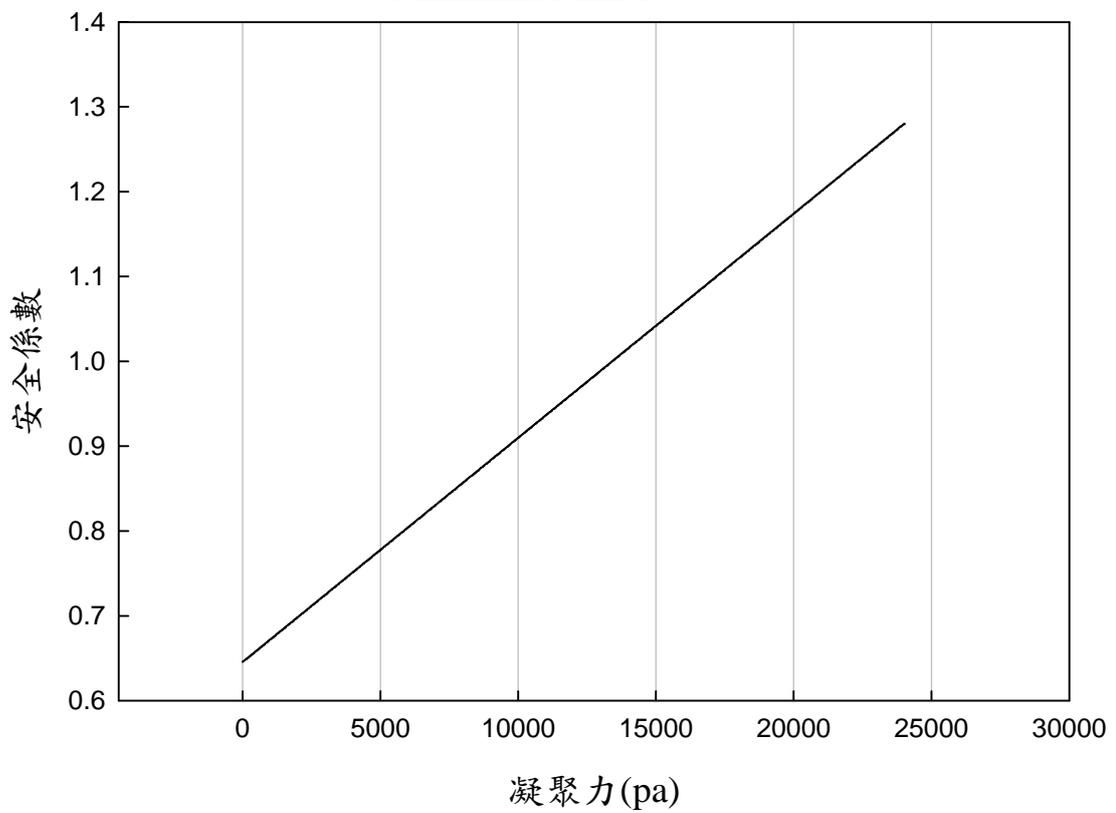


圖 3.4 凝聚力與安全係數關係圖

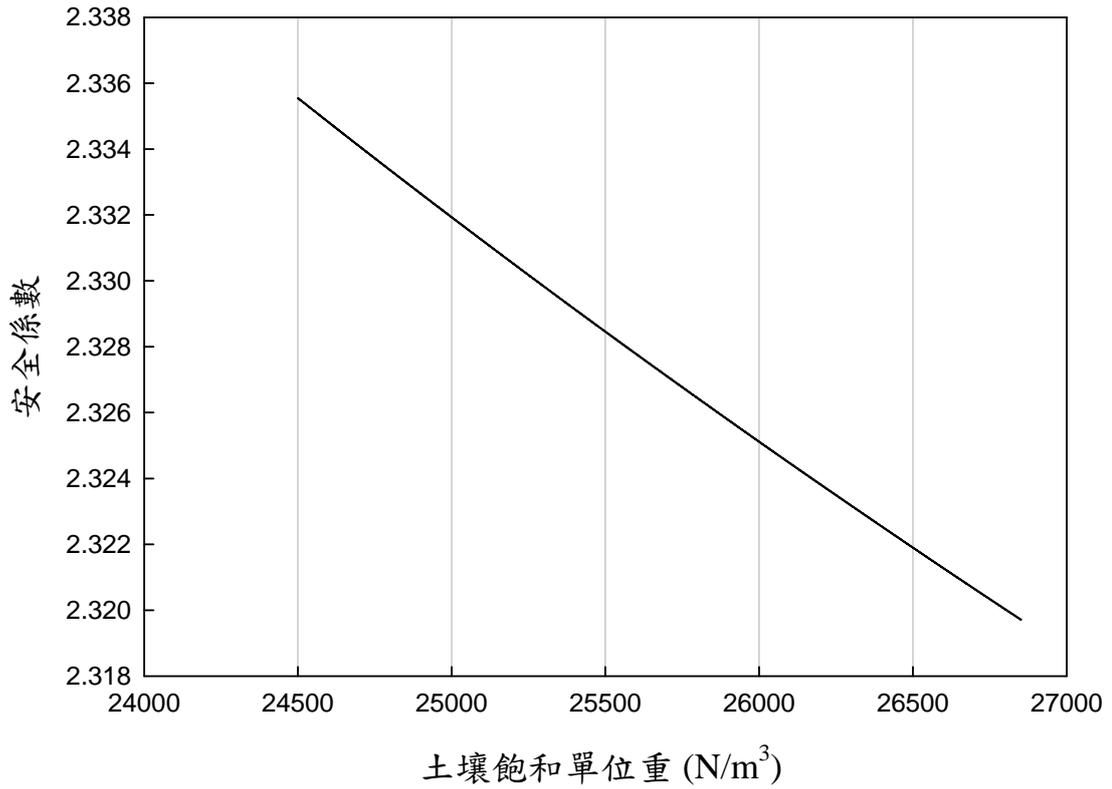


圖 3.5 土壤飽和單位重與安全係數關係圖

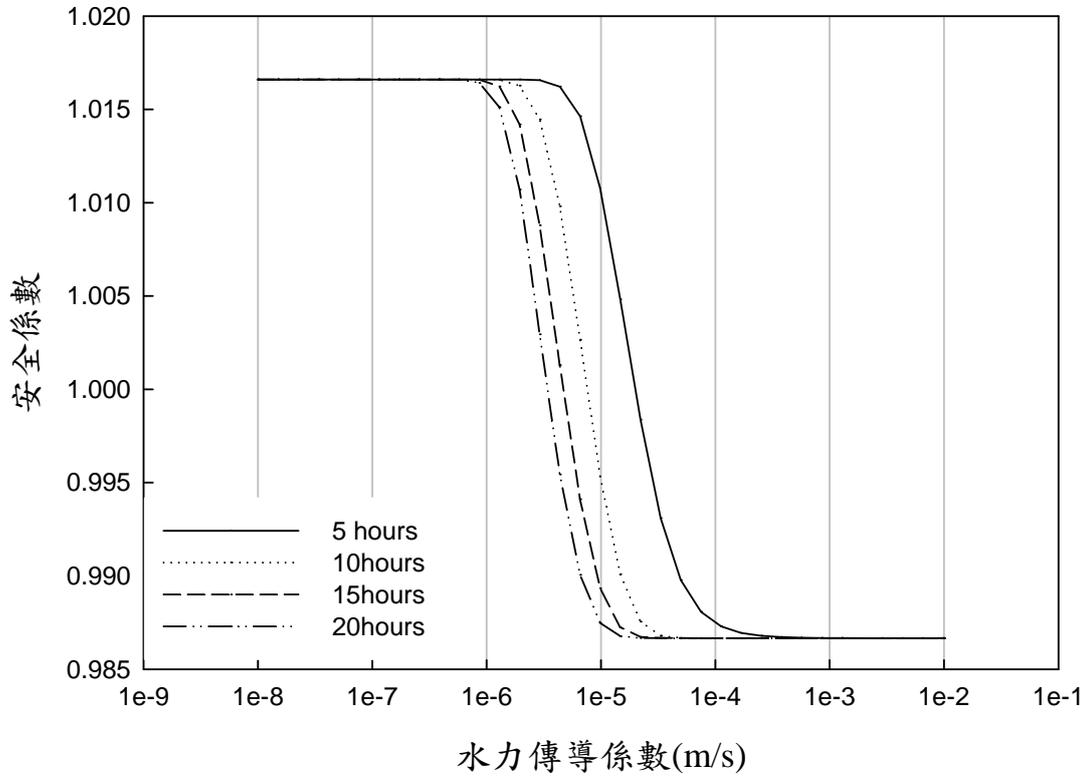


圖 3.6 水力傳導係數與安全係數關係圖

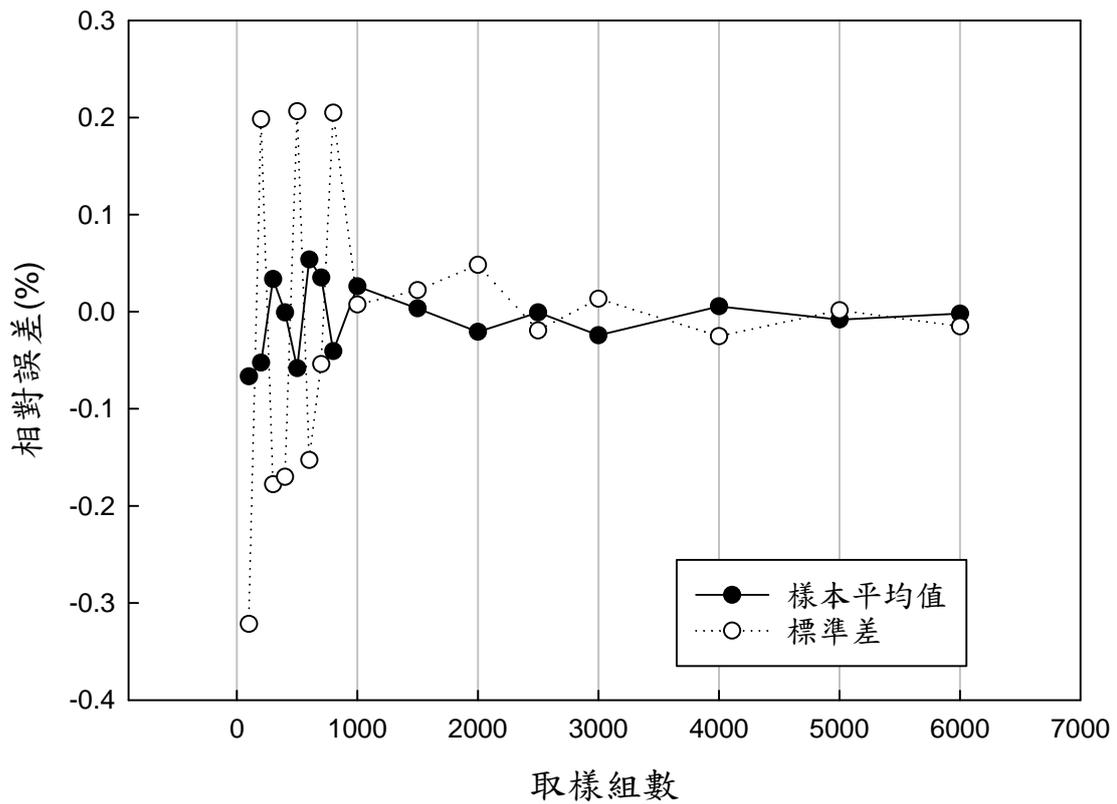


圖 3.7 取樣組數與凝聚力關係圖

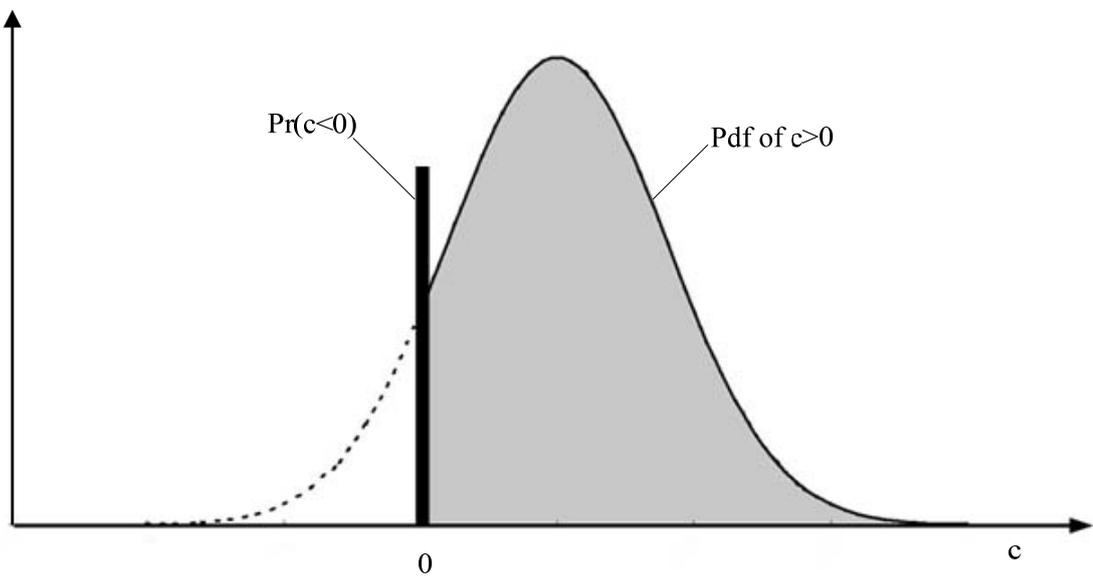


圖 3.8 混合型機率密度函數示意圖

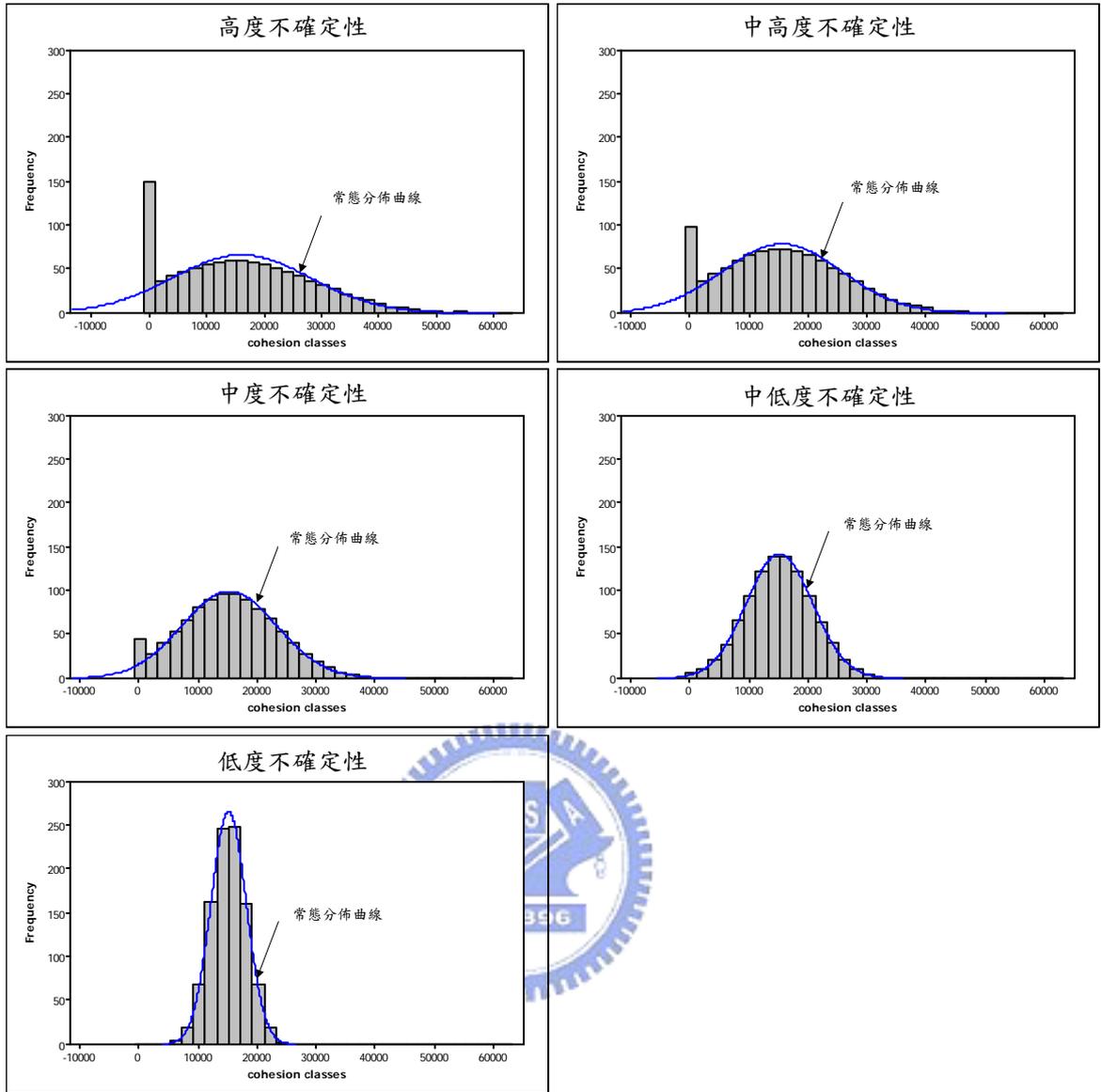


圖 3.9 使用 LHS 取樣之凝聚力機率分佈圖

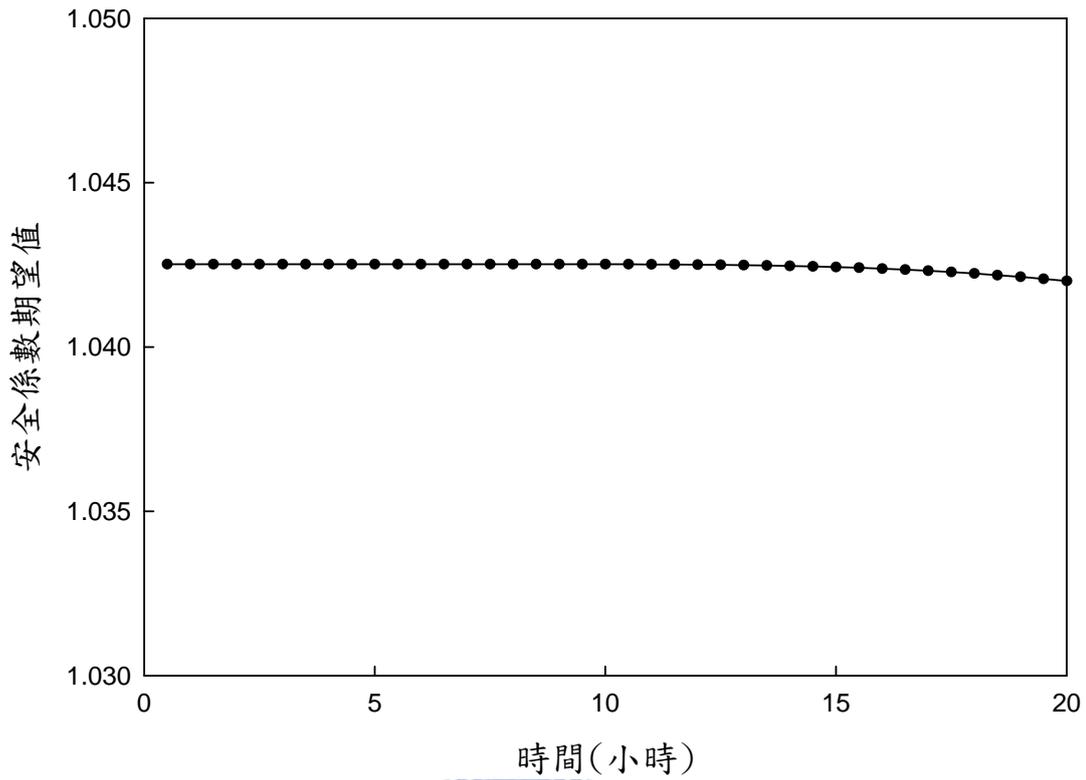


圖 3.10 U-FOSM 之安全係數期望值

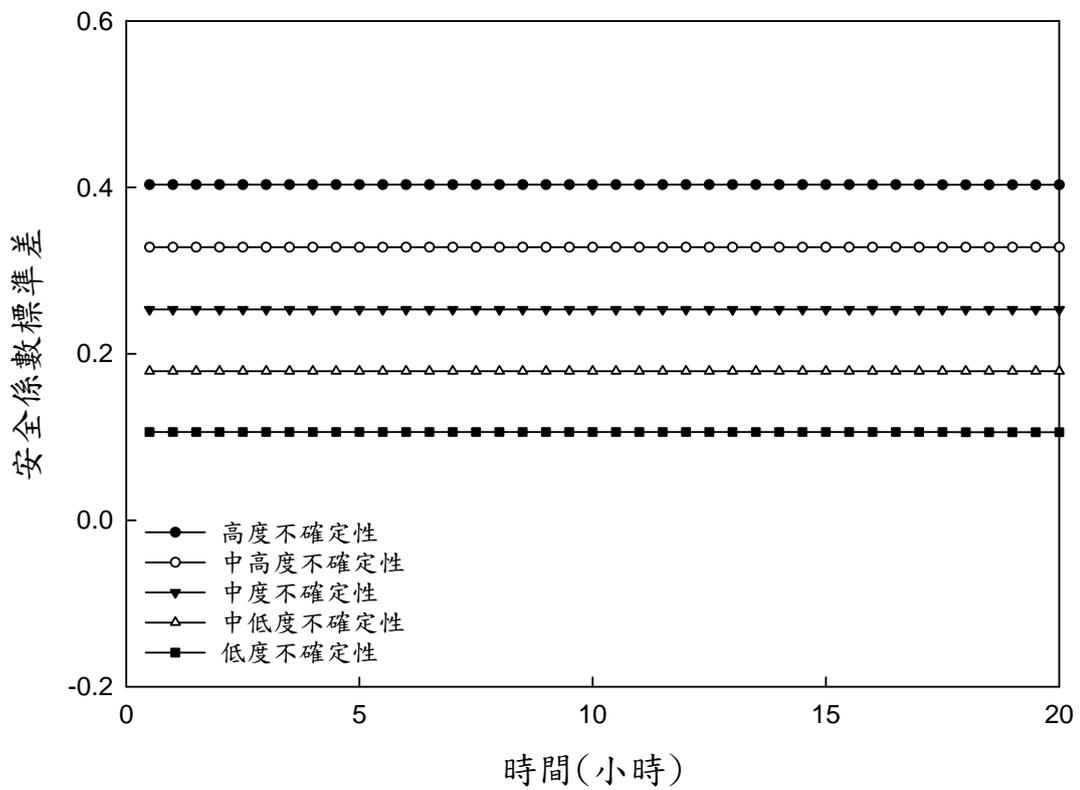


圖 3.11 U-FOSM 之安全係數標準差

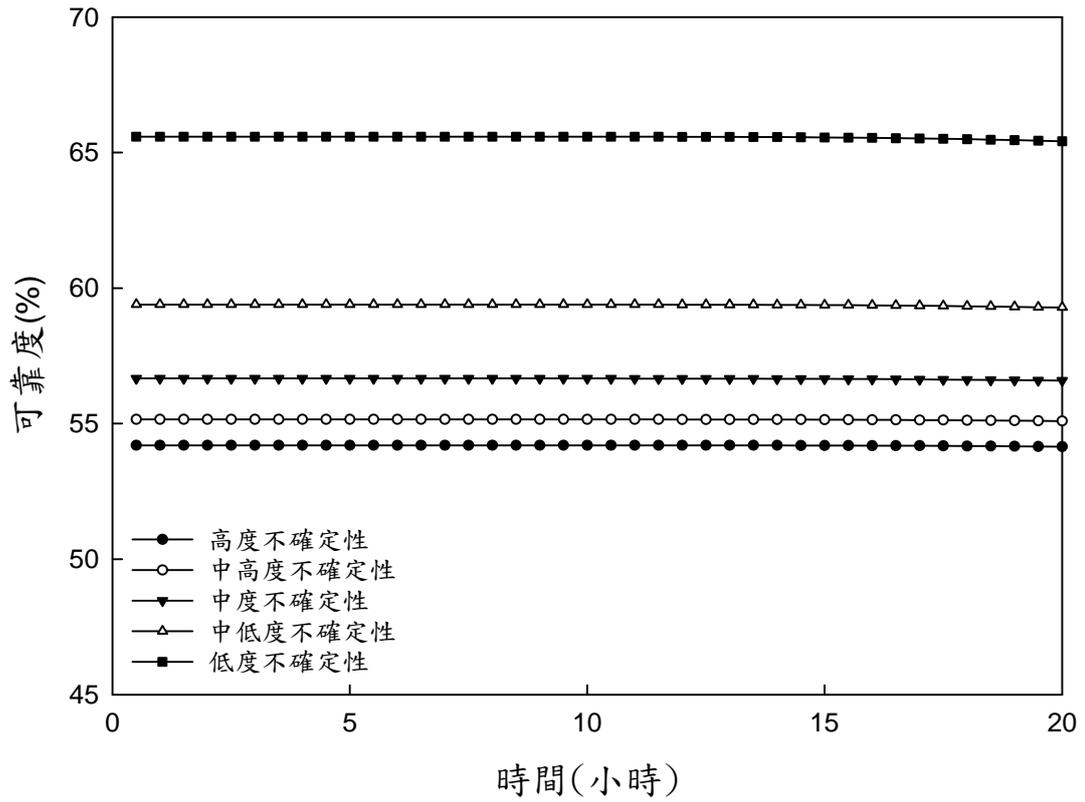


圖 3.12 U-FOSM 之可靠度

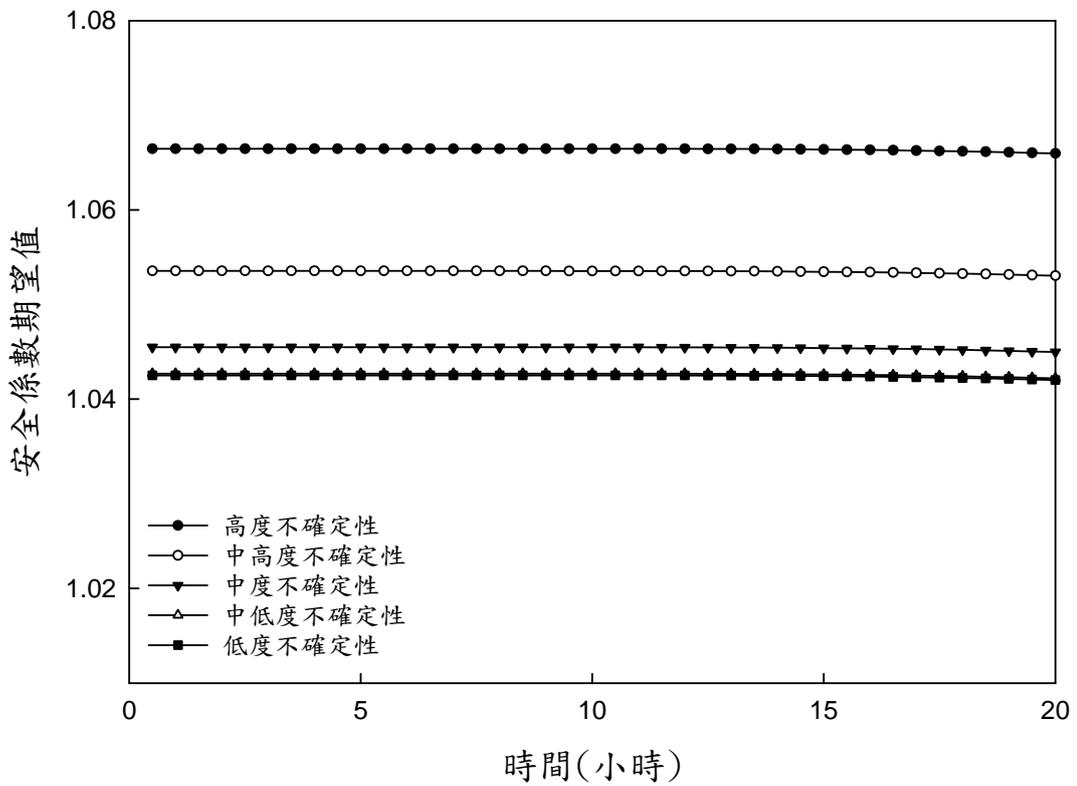


圖 3.13 M-FOSM 之安全係數期望值

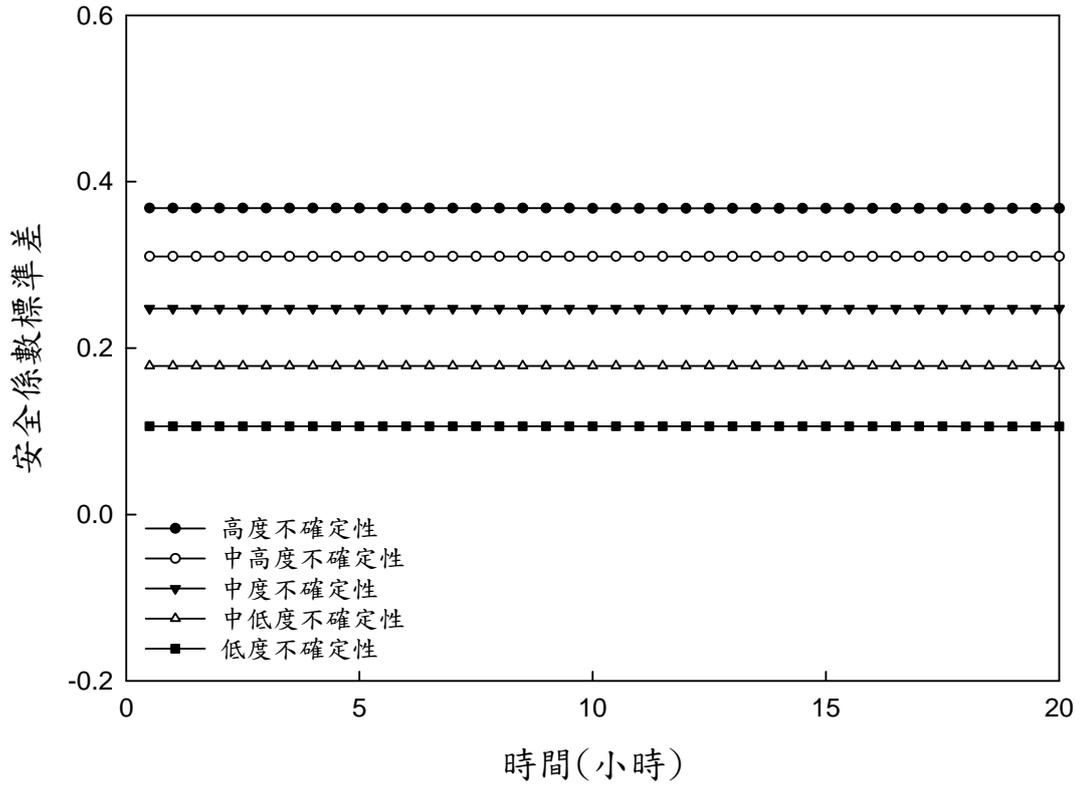


圖 3.14 M-FOSM 之安全係數標準差

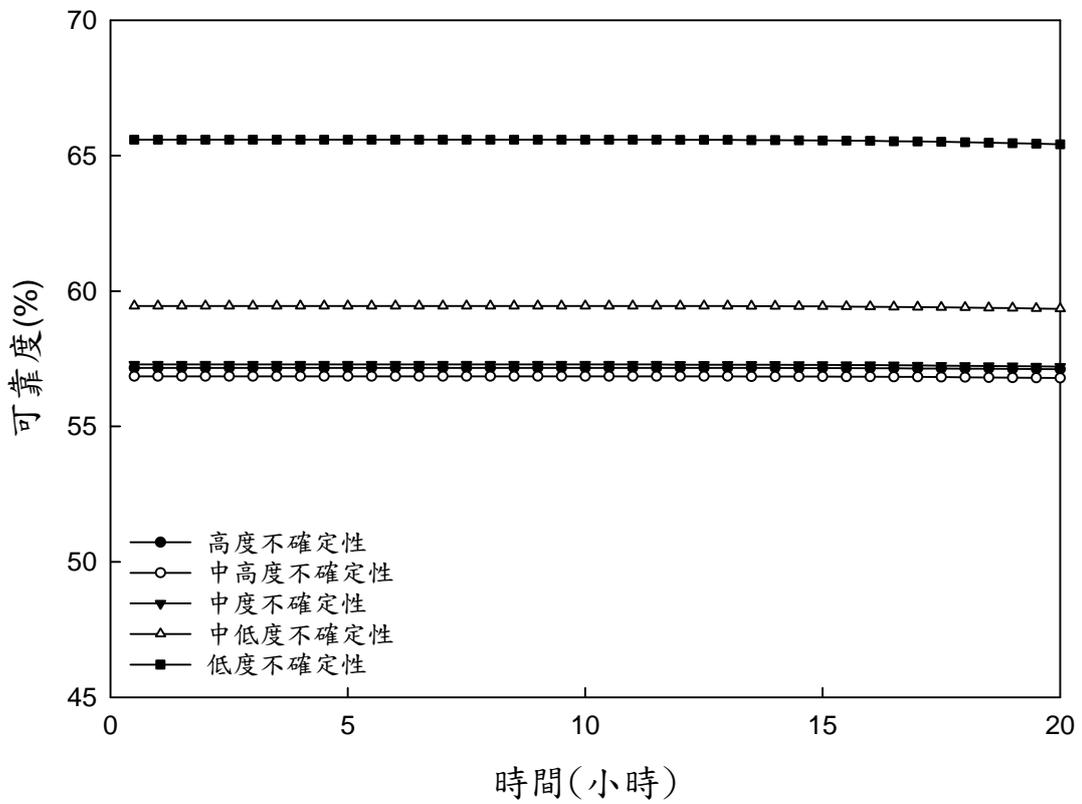


圖 3.15 M-FOSM 之可靠度

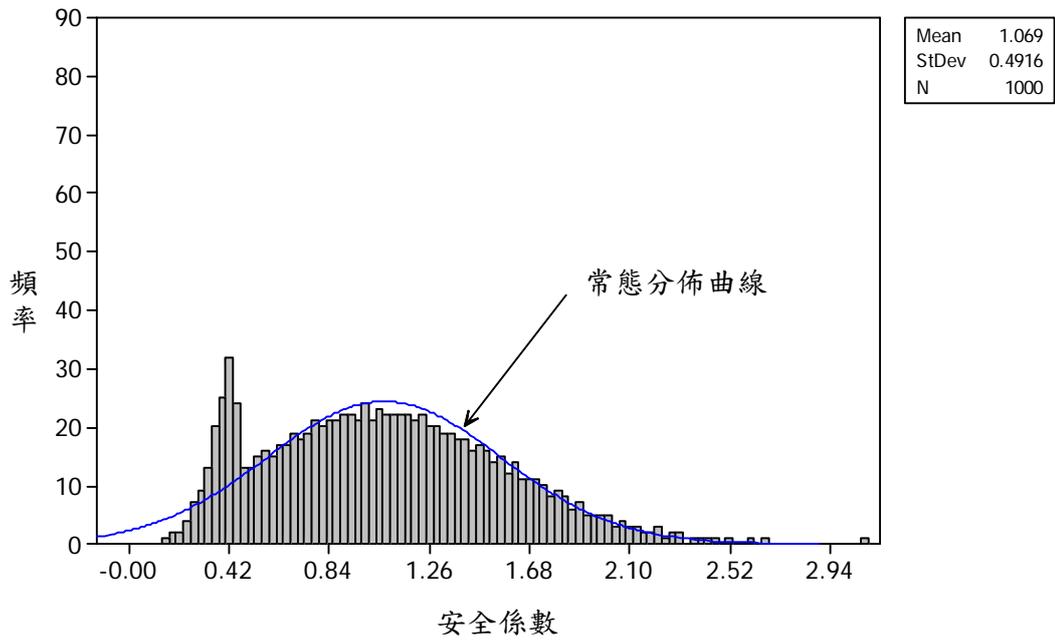


圖 3.16 第 20 小時高度不確定性之安全係數組體圖

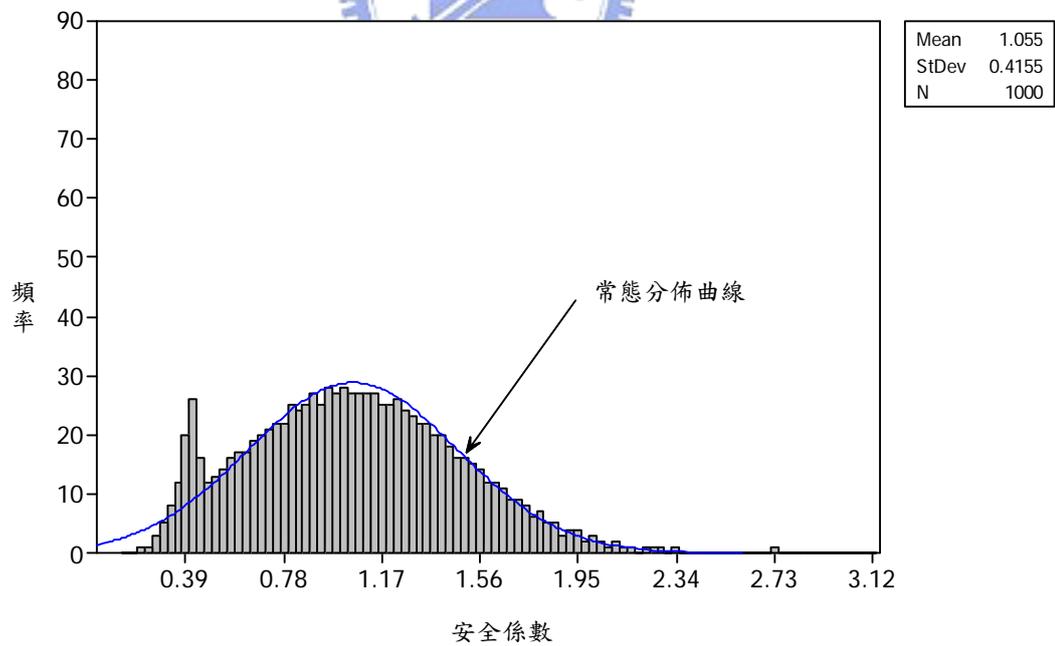


圖 3.17 第 20 小時中高度不確定性之安全係數組體圖

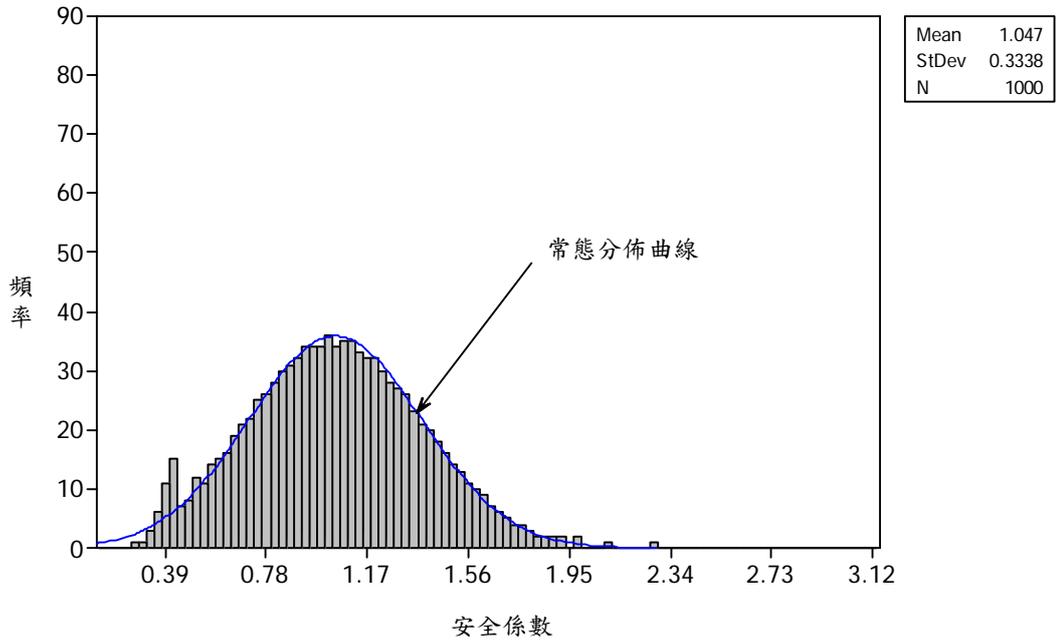


圖 3.18 第 20 小時中度不確定性之安全係數組體圖

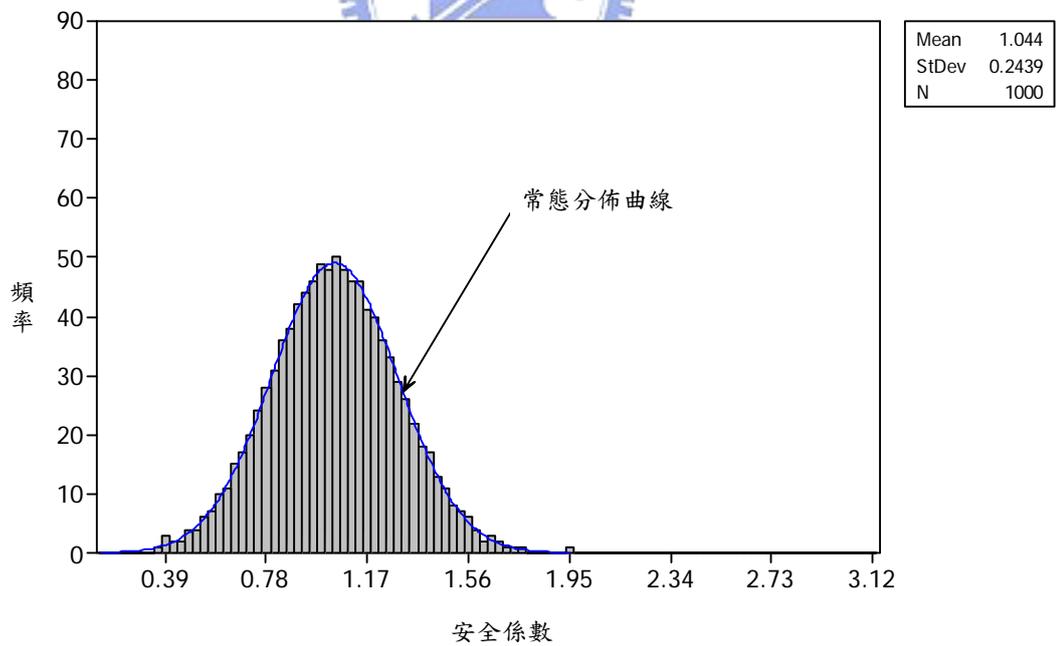


圖 3.19 第 20 小時中低度不確定性之安全係數組體圖

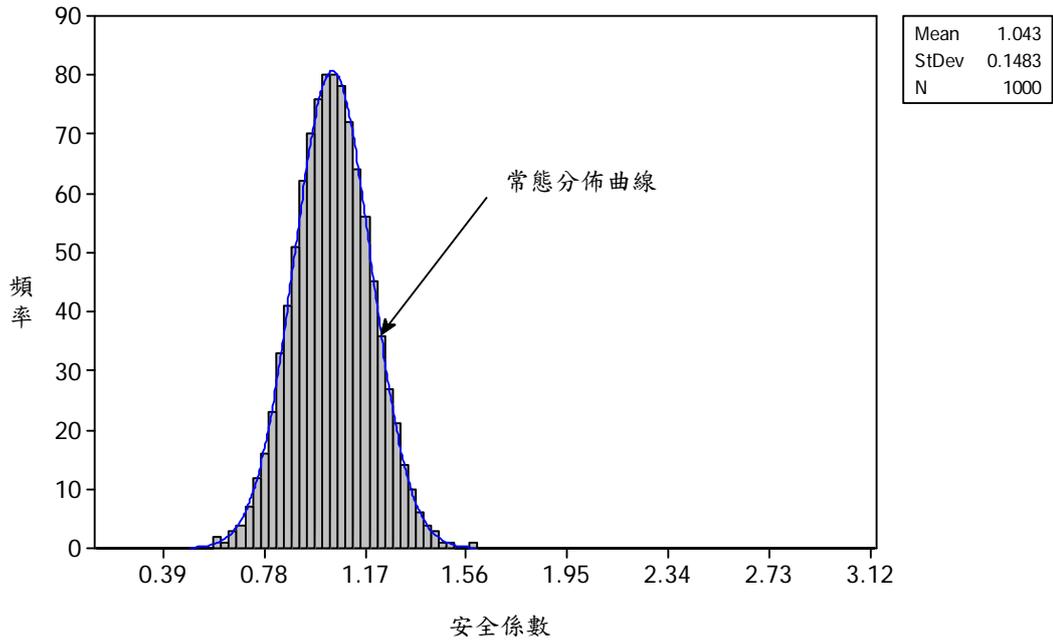


圖 3.20 第 20 小時之低度不確定性安全係數組體圖

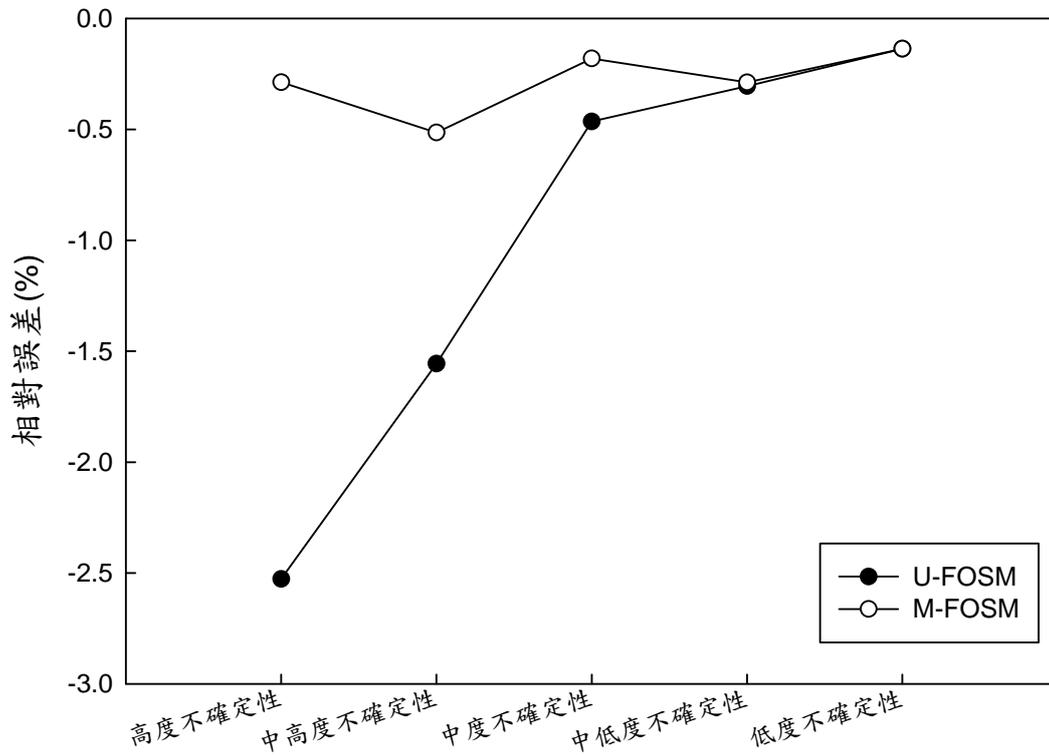


圖 3.21 安全係數期望值之相對誤差比較圖

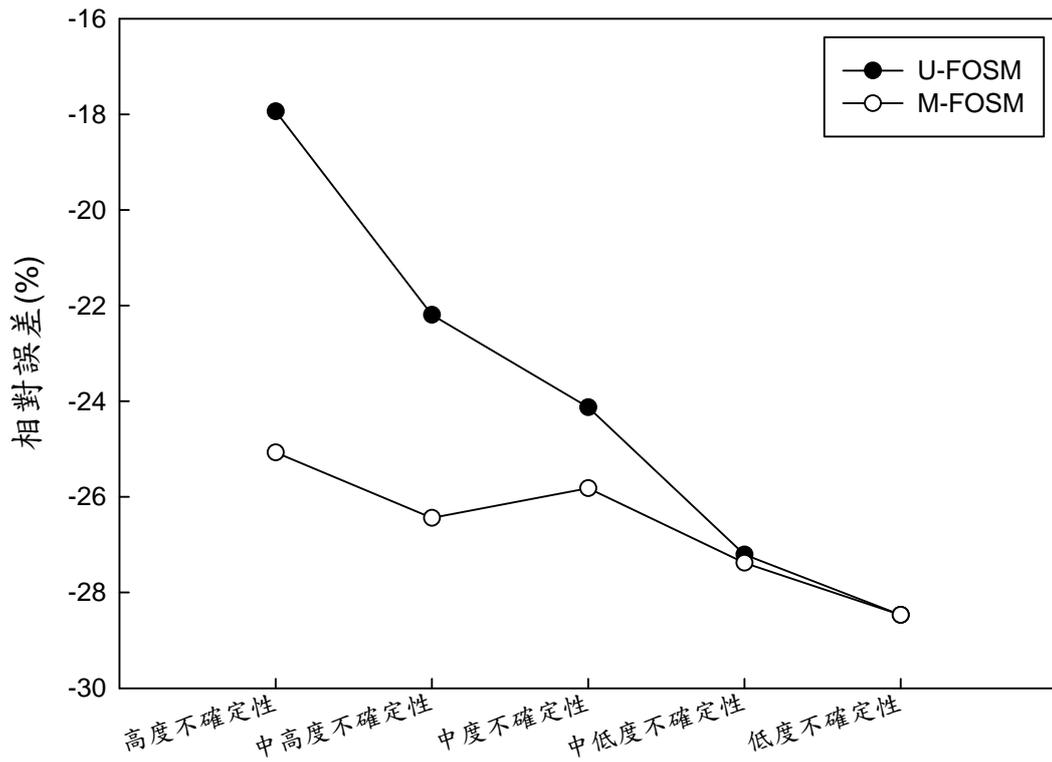


圖 3.22 安全係數標準差之相對誤差比較圖

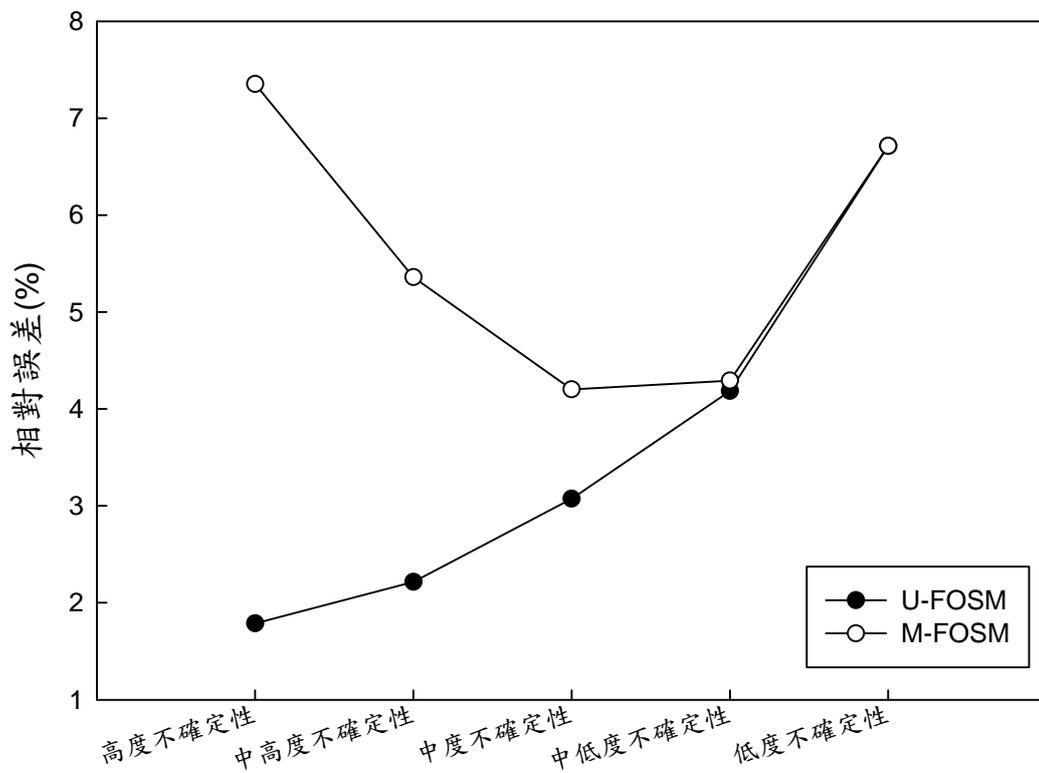


圖 3.23 可靠度之相對誤差比較圖

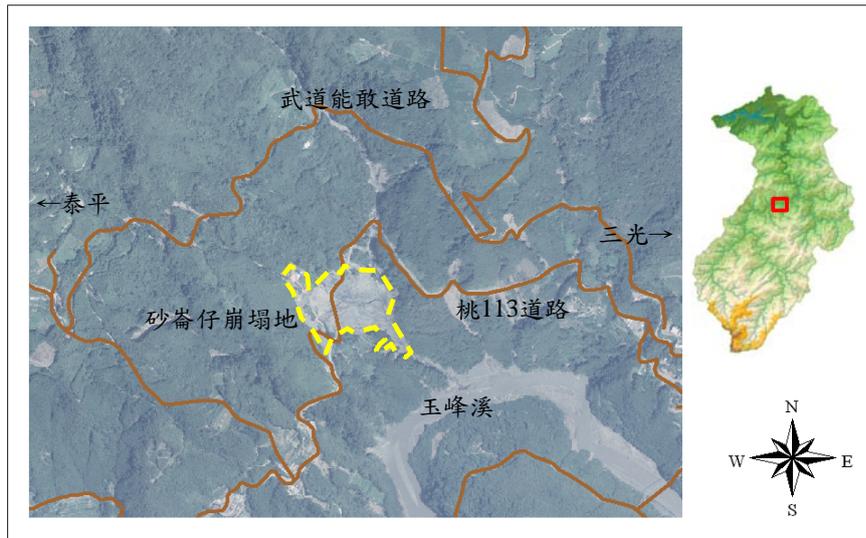


圖 4.1 砂崙仔位置圖(楊錦釗等，2006)

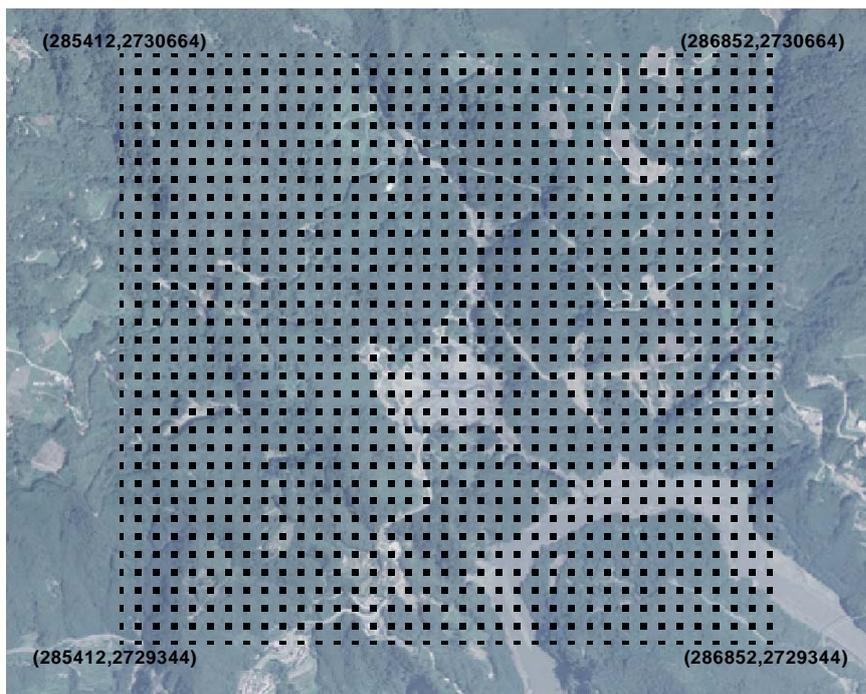


圖 4.2 模擬區域計算格點配置圖

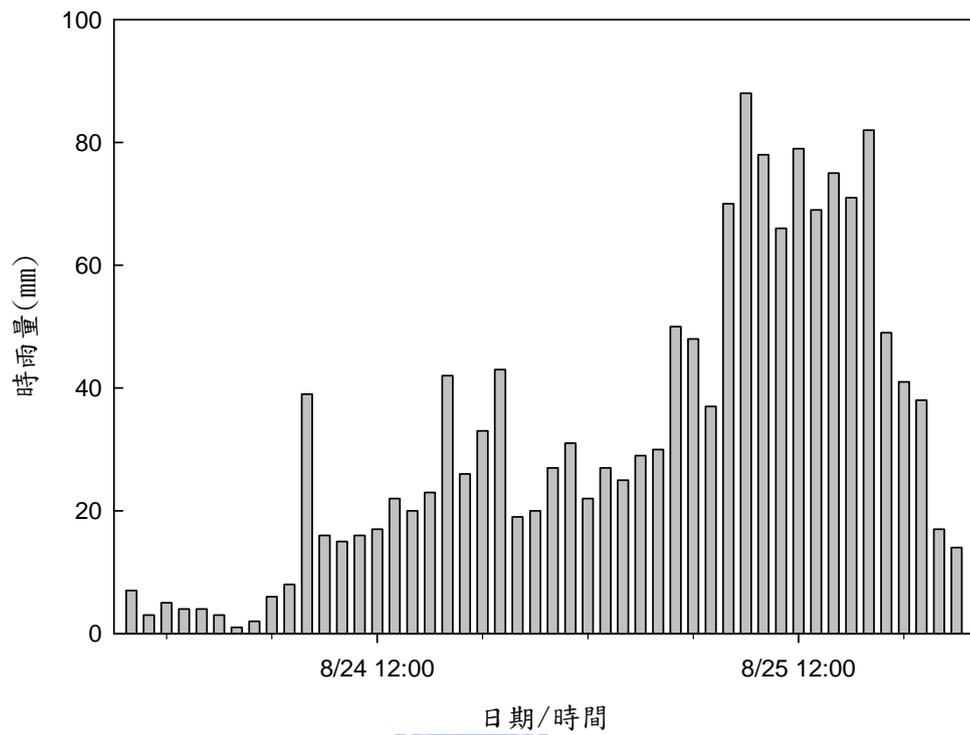


圖 4.3 艾利颱風期間玉峰站時雨量組體圖



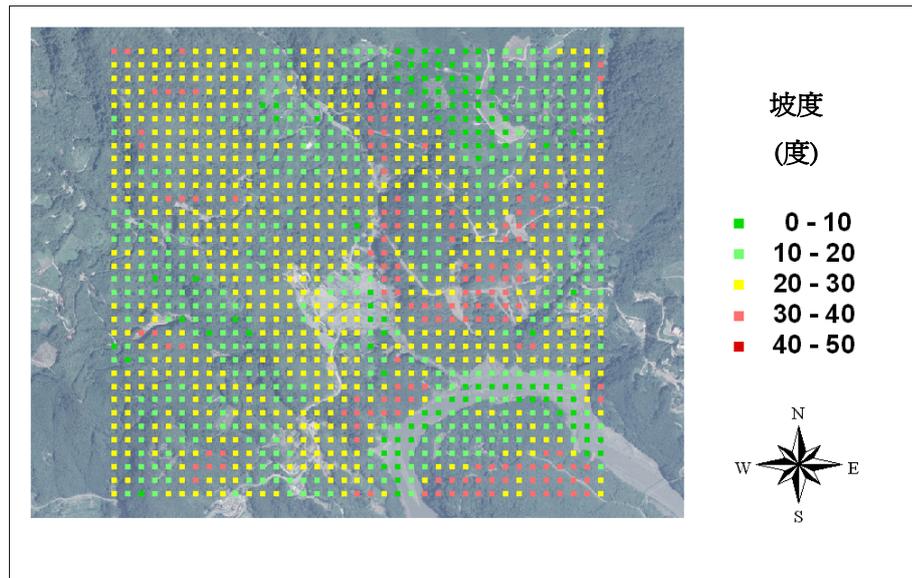


圖 4.4 砂崙仔地區艾利颱風前坡度示意圖(楊錦釗等，2006)

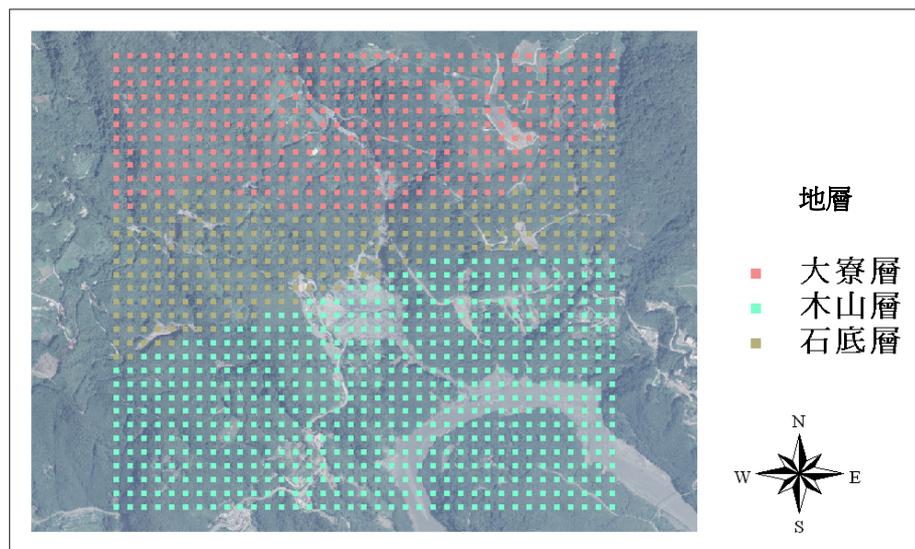
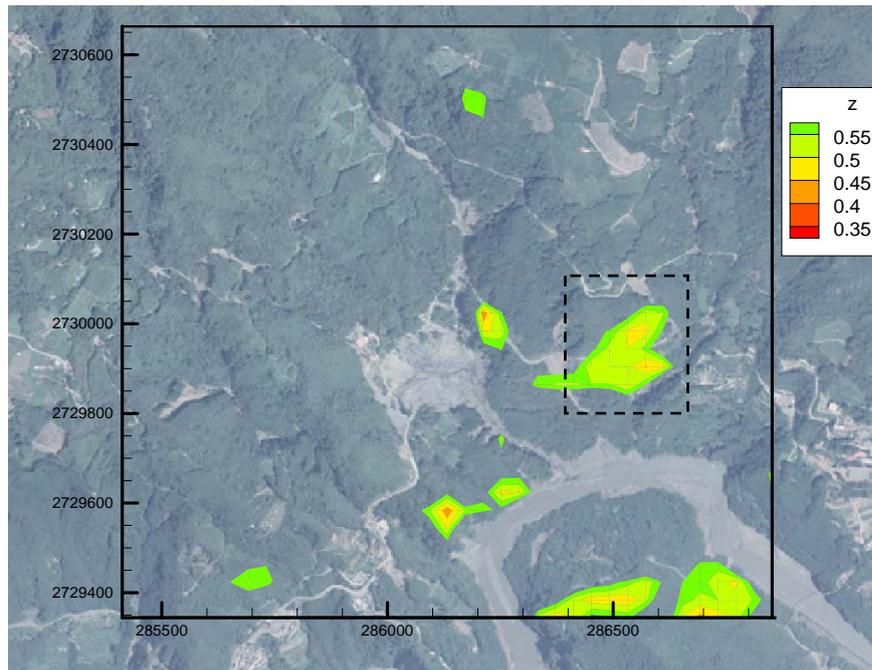
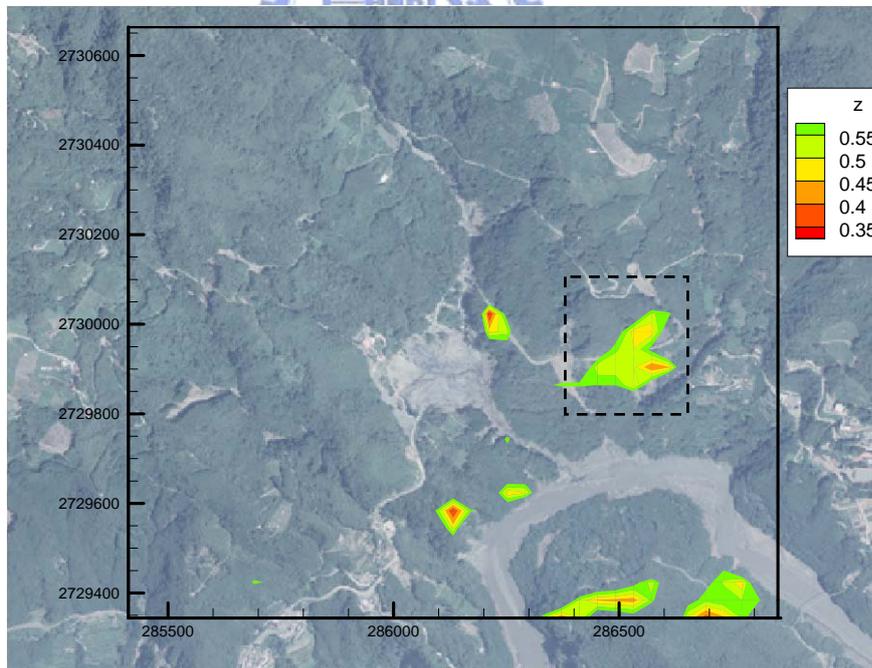


圖 4.5 砂崙仔地區地質分佈圖(楊錦釗等，2006)

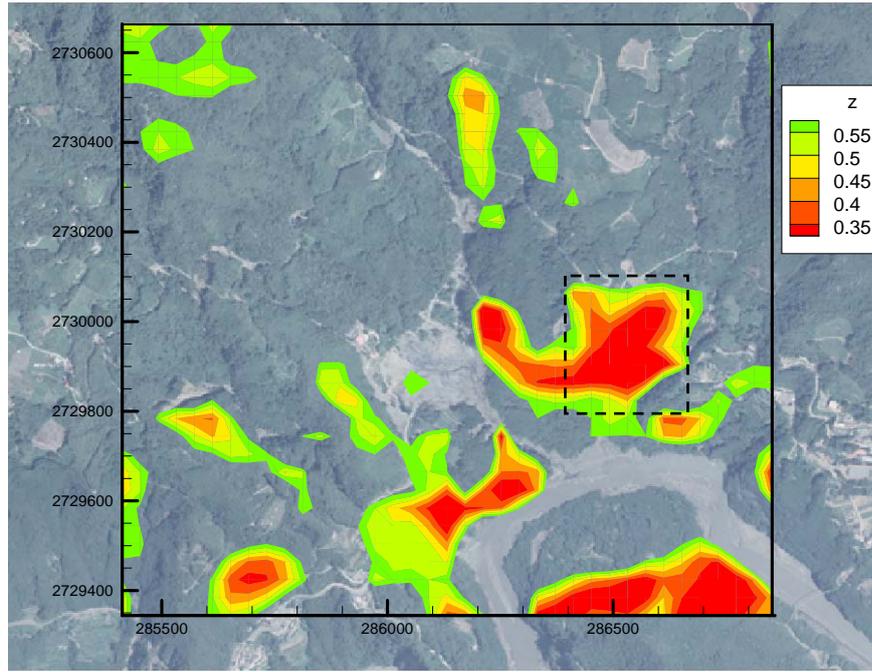


(a) 案例一

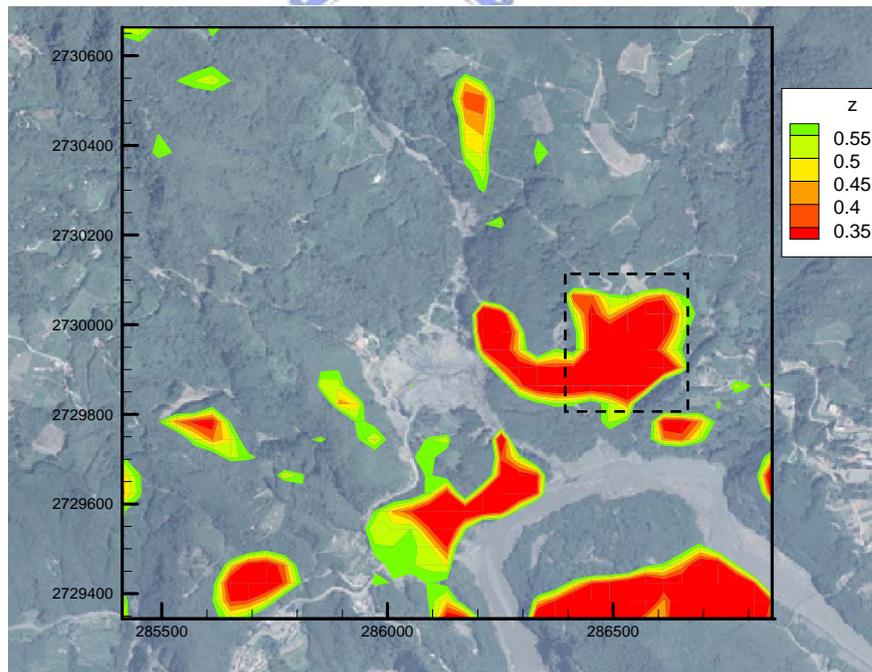


(b) 案例二

圖 4.6 降雨開始後第 12 小時之可靠度分佈圖

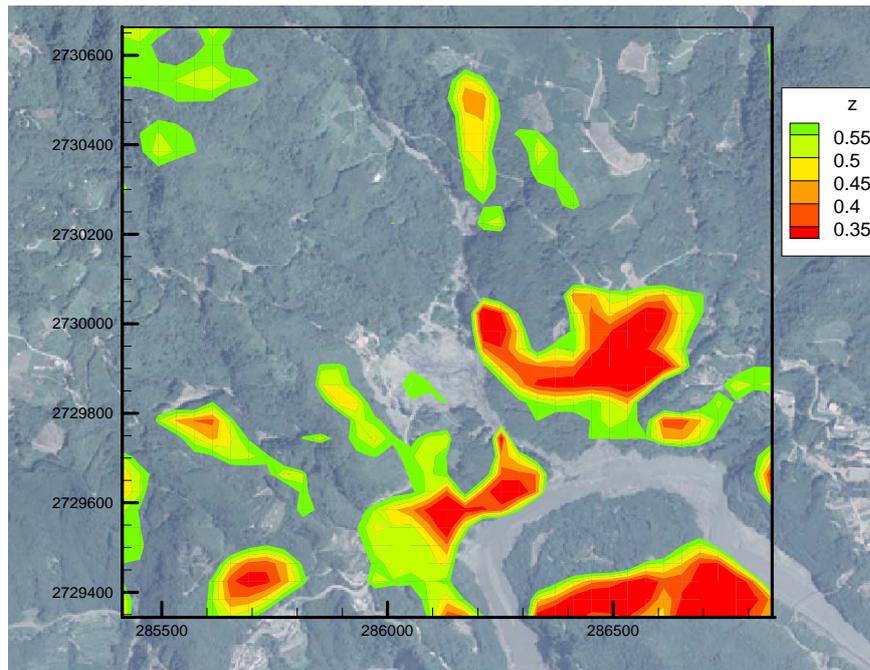


(a) 案例一

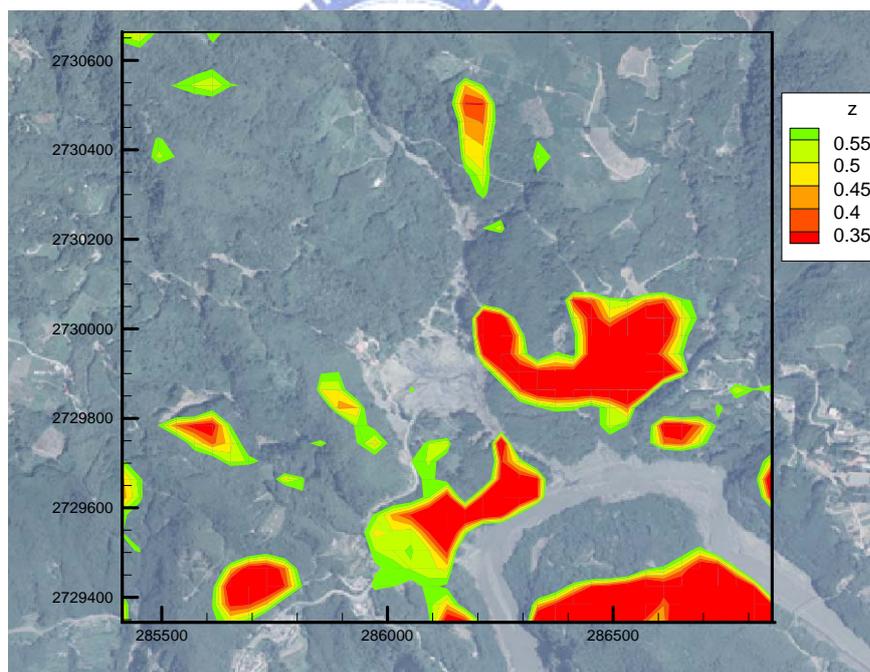


(b) 案例二

圖 4.7 降雨開始後第 24 小時之可靠度分佈圖

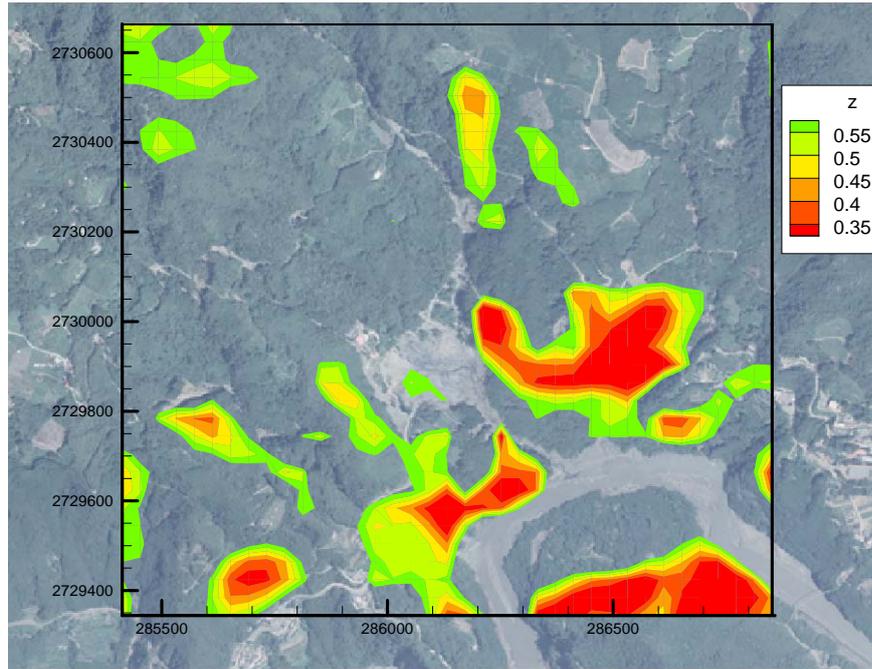


(a) 案例一

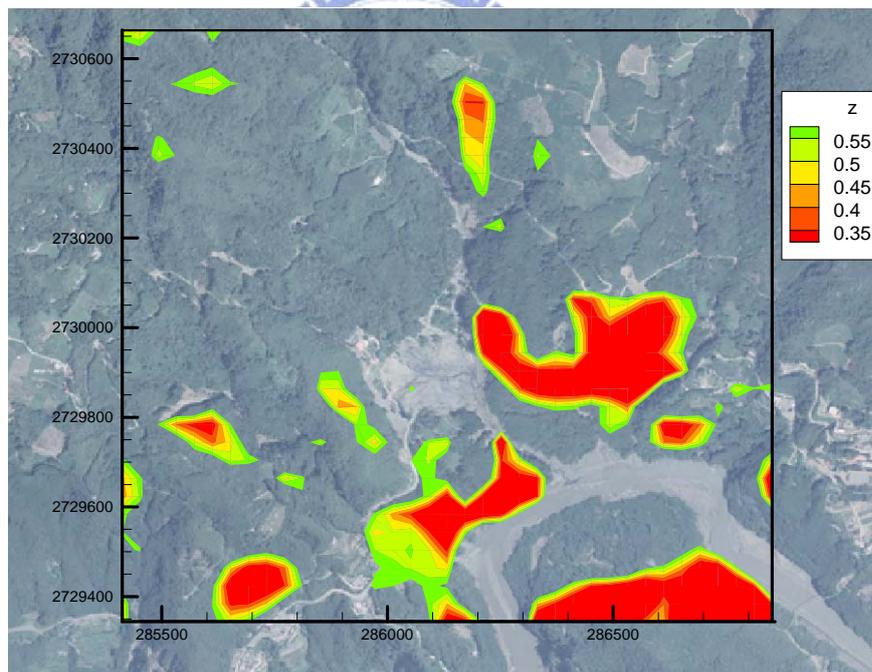


(b) 案例二

圖 4.8 降雨開始後第 36 小時之可靠度分佈圖



(a) 案例一



(b) 案例二

圖 4.9 降雨開始後第 48 小時之可靠度分佈圖

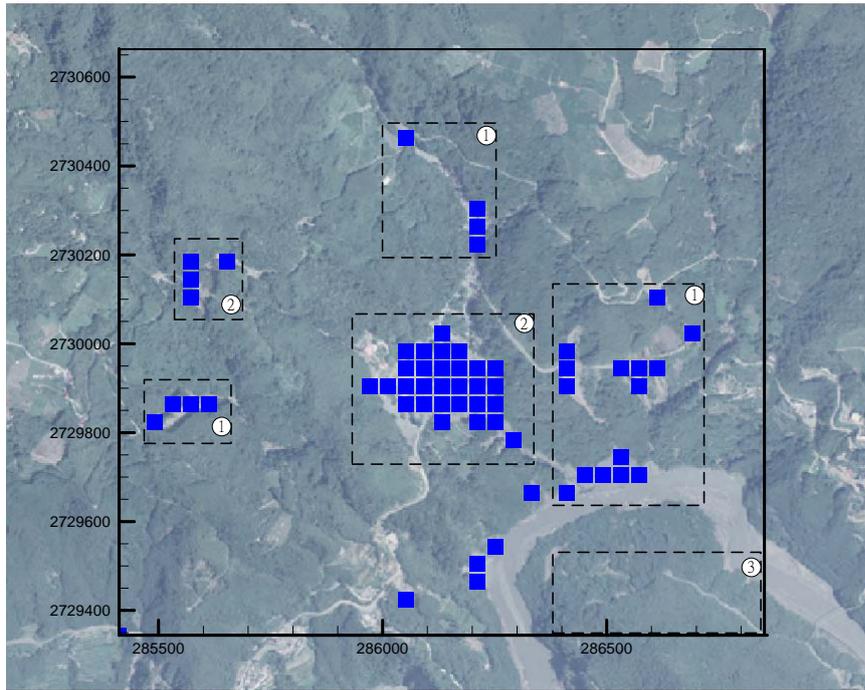


圖 4.10 艾利颱風過後實際崩塌情形(楊錦釗等，2006)

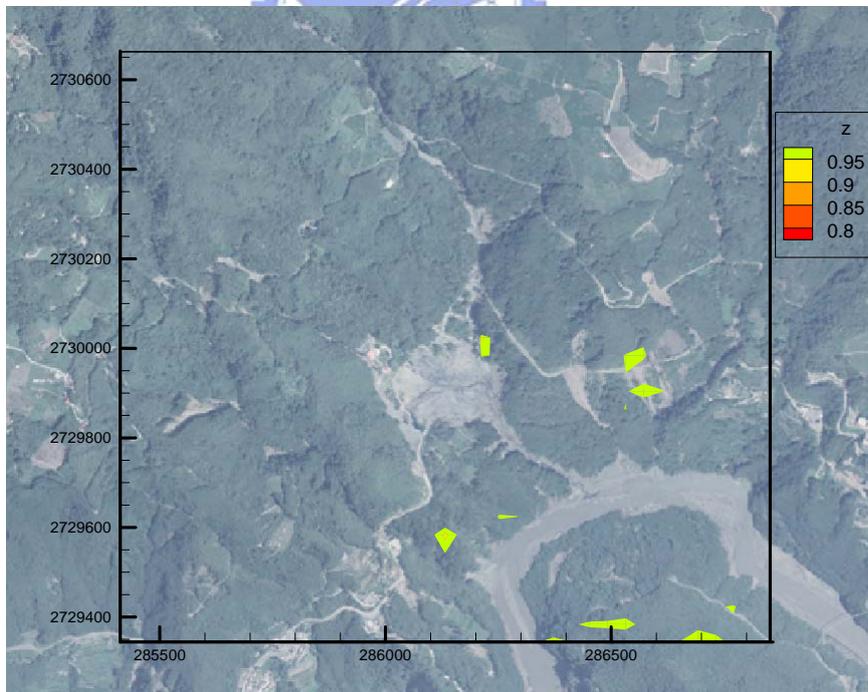


圖 4.11 忽略不確定性之第 12 小時安全係數分佈圖

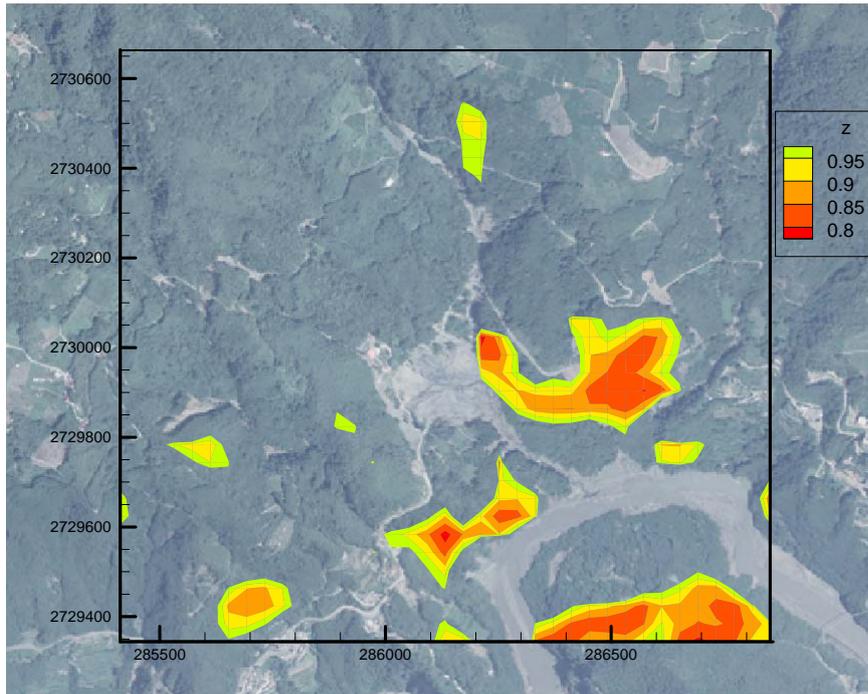


圖 4.12 忽略不確定性之第 24 小時安全係數分佈圖

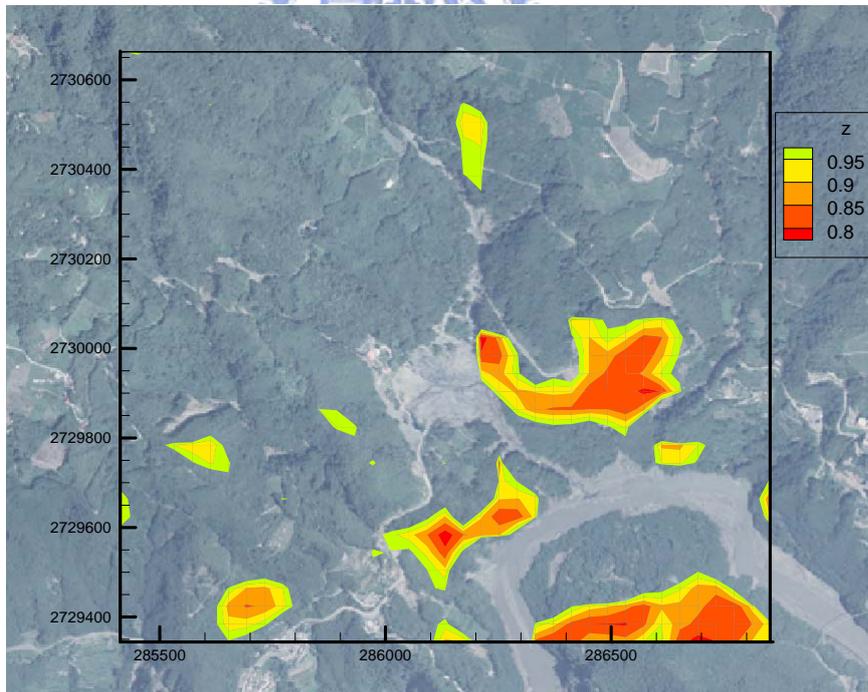


圖 4.13 忽略不確定性之第 36 小時安全係數分佈圖

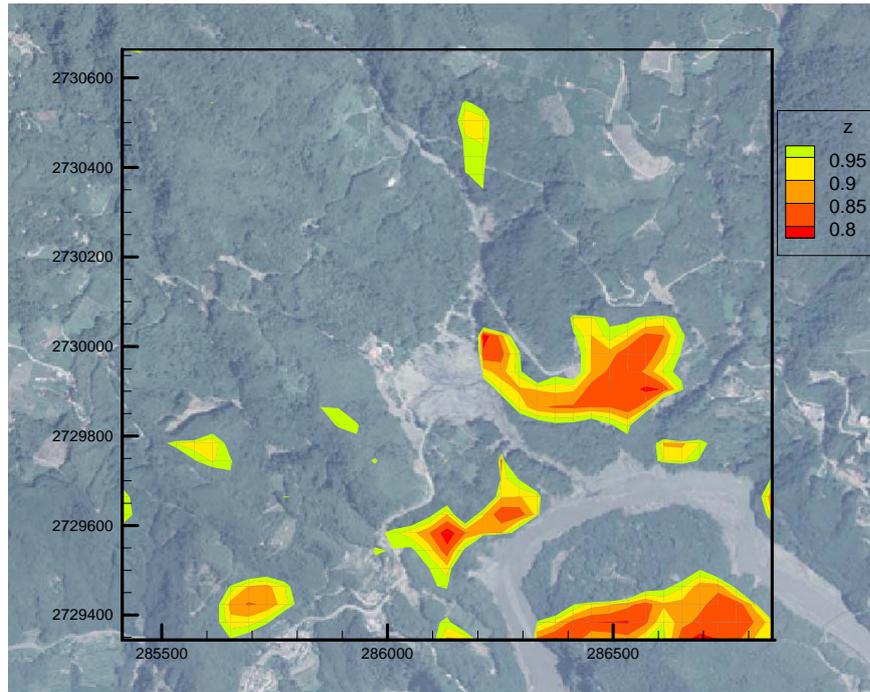


圖 4.14 忽略不確定性之第 48 小時安全係數分佈圖

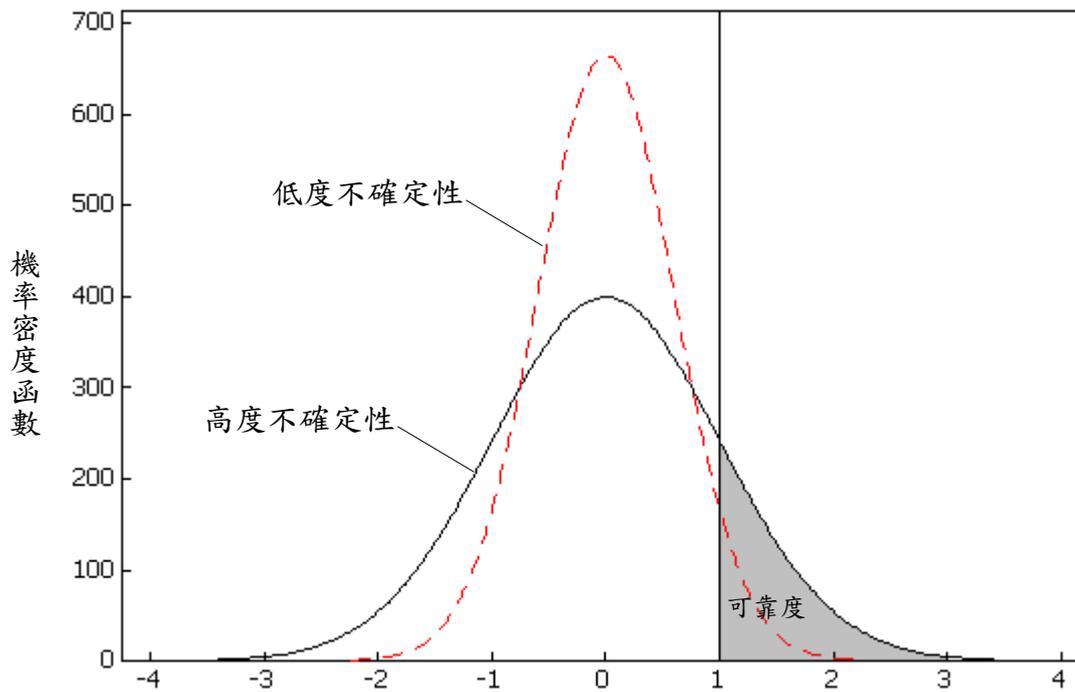
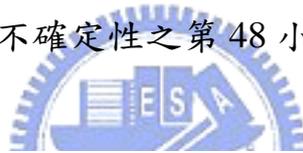


圖 4.15 安全係數不同標準差之機率密度函數圖(期望值小於 1)

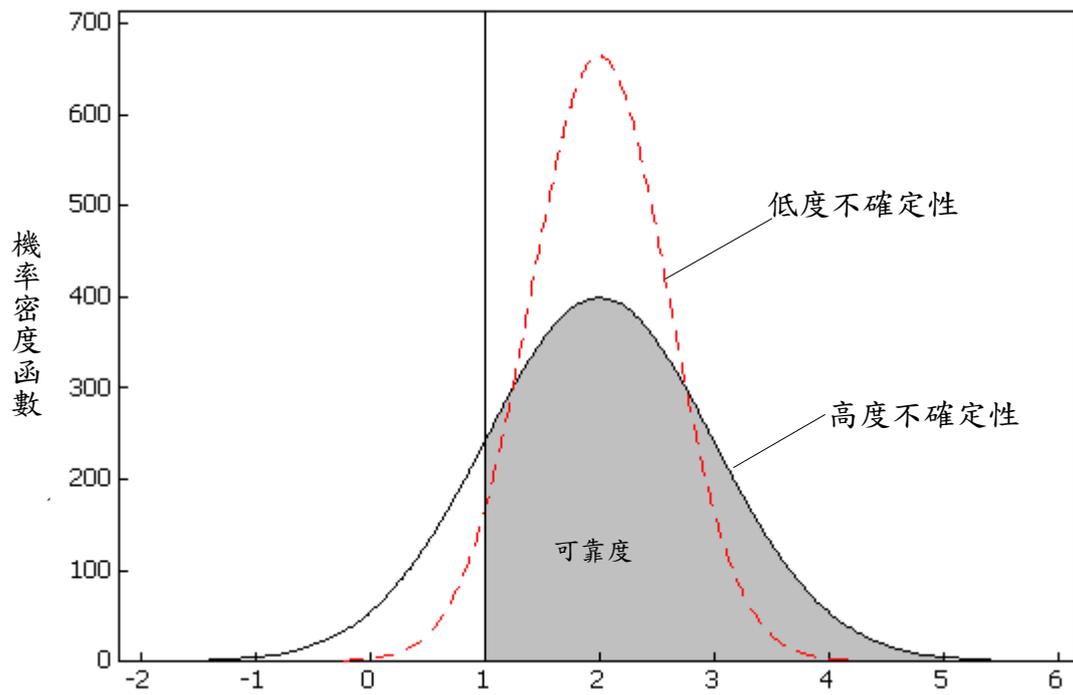


圖 4.16 安全係數不同標準差之機率密度函數圖(期望值大於 1)



附錄 拉丁超立方取樣法之步驟

拉丁超立方取樣法(Latin Hypercubic Sampling, 簡稱LHS)和蒙地卡羅皆為統計上的取樣方式,可在參數定義域中取出適當組數之隨機樣本以供模式計算所需。相較於蒙地卡羅是一個完全隨機的取樣法,LHS的不同之處,在於LHS是採用分層區塊的方法在定義域內均勻地取出參數樣本。因此隨機排列的各組參數樣本經過模式計算之後,所得到的輸出值可以合理的呈現整體不確定性。其作業程序如下:

Step1. 考量需對求解空間中一輸入參數取樣的組數K。

Step2. 將此項輸入參數的可能範圍劃分為K個,且每區塊內的事件發生機率均相同。

Step3. 對此項輸入參數在劃分的K組區塊內各隨機取樣一個樣本值,可得到K個隨機樣本。

Step4. 任意排列此K個隨機樣本。

Step5. 重複步驟2~4,直到每項輸入參數均已完成採樣。

LHS的方法假設n項輸入參數均無相關性(uncorrelated),若參數有相關性,則需要考慮聯合機率密度函數(joint probability density function)。