

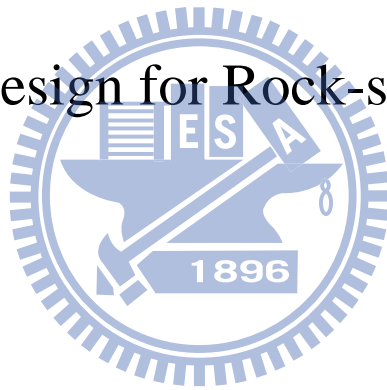
國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

岩石邊坡可靠度設計之探討

Reliability Design for Rock-slope Stability



研究生：廖偉欽

指導教授：潘以文 博士

中華民國九十九年八月

岩石邊坡可靠度設計之探討

Reliability Design for Rock-slope Stability

研究生：廖偉欽
指導教授：潘以文 博士

Student: Wei-Chin Liao
Advisor: Dr. Yii-Wen Pan



A Thesis

Submitted to the Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
For the Degree of Master of Science
In
Civil Engineering

August 2010
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十九年八月

岩石邊坡可靠度設計之探討

學生：廖偉欽

指導教授：潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

本研究探討岩石邊坡穩定之可靠度設計，分別探討平面滑動與岩土界面滑動兩種邊坡破壞機制之岩石邊坡可靠度問題。傳統容許應力設計並無明確對應之破壞機率，本研究探討一、二、三級可靠度設計之可行作法，比較其準確性與簡易性，以期能對於大地工程實務推動可靠度設計有所助益。針對平面滑動破壞機制，研究目標在於提出擬定 LRFD 所需部分係數之可行流程，令其適用於不同參數條件，使所提出之部分係數標定方法有望能用於未來之規範訂定。部分係數率定是以控制可靠度為前提，因此先將率定案例以第二級可靠度方法 AFOSM 調整至目標可靠度，再進行第一級可靠度方法 LRFD 所需之部份係數率定，並以第三級可靠度方法之蒙地卡羅模擬驗證其正確性。針對沿岩土界面滑動破壞機制，本研究運用三種切片分析方法，分別為傳統切片法、簡化 Bishop 法及 Wedge 法，以蒙地卡羅模擬與 AFOSM 探討破壞機率，檢視其破壞模式之特性與參數敏感性，並比較 AFOSM 分析與蒙地卡羅模擬結果之差異。最後結果包含各種可靠度分析之準確性與簡易性的比較。本文之研究顯示：平面滑動破壞模式之參數式部分係數率對允許風險之均一性有所提升；岩土界面滑動破壞模式之 AFOSM 分析之破壞機率與蒙地卡羅模擬所得結果相仿。

關鍵詞：岩石邊坡、平面滑動、岩土界面、載重與阻抗係數設計、部分係數、改良一階二次矩法、可靠度、率定、蒙地卡羅模擬、切片法

Reliability Design for Rock-slope Stability

Student : Wei-Chin Liao

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Abstract

This thesis explores the methodology of reliability design for rock-slope stability involving the plane-slide and rock-soil-interface slide mechanisms. Conventional slope stability design based on factor of safety does not necessarily provide a consistent probability of failure. The applicability of the first, second and third level of reliability design on rock-slope stability problems was studied; the accuracy and relative simplicity of these methods were compared. This study attempted to promote the reliability design in geo-engineering practices. For the plane-slide failure mechanism, the aim is to develop a methodology for the calibration of the required partial factors in LRFD, applicable in code calibration in the future. The partial factors were calibrated against target reliability. First, the reliabilities of various cases were adjusted to the target reliability by the second level reliability method, AFOSM. Next, the partial factors for the first level reliability method, LRFD, were calibrated. After that, the consistency of reliability by LRFD was verified by the third level reliability method, the Monte Carlo Simulation. For the rock-soil-interface slide mechanism, three types of slice methods, including the conventional slice method, the simplified Bishop method and the wedge method, were implemented. The probability of failure was analyzed by the Monte Carlo Simulation and AFOSM to examine the characteristics of failure mode and the sensitivity of parameters, and to compare the accuracy and simplicity of these reliability methods. This study reveals that the consistency of allowable risk can be achieved by using the parametric LRFD in routine designs for plane-slide mode. For the rock-soil-interface slide mode, the failure probability obtained by AFOSM and the Monte Carlo simulation are almost identical.

Keywords: Rock Slope; Load Resistance Factor Design (LRFD); Partial Factor; Advanced First Order Second Moment (AFOSM) Method; Reliability; Calibration; Monte Carlo Simulation; Slice Method

誌 謝

本研究的完成，最主要感謝我的指導教授潘以文老師這兩年來的指導與協助，並我在研究所期間有機會參與研究計畫，使我能從實務面有另外的學習機會。論文方面也十分感謝潘老師的用心指導，在我有困難時能提供適當的協助，使得研究才能順利進行，因此也讓我對做學問之方法有進一步的認知。此處再次感謝老師的指導與提攜，使我受益良多。感謝廖志中老師給我的許多建議，讓我一些不同的思考方向，使我的研究更加充實，在此致上萬分感謝。感謝林志平老師，您的地工機率課程開啟我對機率的興趣。在學期間承蒙方永壽教授、單信瑜教授、黃安斌教授在課業、研究與生涯規劃上的指導與建議，使我更有信心與能力面對未來的挑戰。

感謝口試委員成功大學李德河教授、陳昭旭教授、台北縣農業局蔡光榮局長、台灣大學黃燦輝教授的寶貴意見，這些建議都對我有極大的幫助。感謝文鳴學長留下詳細的資料及不厭其煩地為我解說你的研究。感謝防災中心的明萬學長、慧蓉學姊、佳廷、青瑩，感謝國維學長、文驤學長、聰吉學長。感謝博凱、振成、志忠、俊宏、育嘉、玉麟、孟修、禎國、鄭翰、永奇、文凱、智仁、志仲、詠誠、俊德、全修、岳勳、瑋晉、重錡學長，在你們身上學到了許多也得到了許多幫助。感謝一起參與研究計畫的同學俊文、佩錚、里泉、炳宏，大地組的同學柏碩、聖峯、奕蓁、意婷、瑞陽、瑛玲、彥琅、永政、智棟、哲毅、彥森，及一起當東工大交換學生的智鈞、育甄、聖鈺、靜君、菟真、幼均，以及學弟妹佳諺、文蕙，以及潘廖研究室和大地組的學弟妹們，跟你們一起度過了許多愉快的時光，謝謝你們。

最後感謝永遠都支持著我照顧我的爺爺、奶奶還有我的父母，謝謝你們的養育之恩，以及在精神與生活上的支持與鼓勵。感謝我的弟弟，

感謝女友晏榮，做論文的期間無法常常陪著妳，而妳仍然給我信心及鼓勵。沒有你們也沒有今天的我，謹把這篇論文獻給你們。



目 錄

中文摘要.....	i
Abstract.....	ii
誌 謝.....	iii
目 錄.....	v
圖目錄.....	vii
表目錄.....	ix
符號說明.....	xi
第一章 緒論.....	1
1.1 背景與動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究流程與論文架構.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 大地工程設計原則與不確定性.....	4
2.2 大地工程設計方法.....	8
2.2.1 折減係數之設計.....	9
2.2.2 可靠度設計.....	11
2.2.3 系統上之可靠度分析.....	34
2.2.4 可靠度設計與傳統設計之差異.....	37
2.3 邊坡穩定問題.....	38
2.3.1 邊坡破壞類型.....	38
2.3.2 邊坡穩定分析.....	42
2.3.3 影響邊坡穩定之因子.....	45
2.3.4 邊坡穩定之切片法.....	48
第三章 研究方法.....	51
3.1 平面滑動.....	51
3.1.1 研究規劃.....	51
3.1.2 參數探討.....	54
3.1.3 分析方法.....	68
3.1.4 均一安全性設計.....	73
3.2 岩土界面滑動.....	76
3.2.1 研究規劃.....	76
3.2.2 參數探討.....	77
3.2.3 分析方法.....	81
3.3 問題討論.....	83
3.3.1 地下水假設條件.....	83

3.3.2	AFOSM 分析方法之問題討論.....	84
3.3.3	設計面之問題討論.....	86
3.3.4	切片法分析.....	87
第四章	岩石邊坡抵抗平面滑動破壞之可靠度設計.....	88
4.1	AFOSM 分析與 LRFD 係數率定.....	88
4.1.1	目標可靠度指數 1.65 之 LRFD 係數率定	88
4.1.2	目標可靠度指數 3 之 LRFD 係數率定	107
4.1.3	試誤法設計案例示範.....	115
4.2	蒙地卡羅模擬.....	117
4.3	綜合討論.....	124
第五章	岩石邊坡抵抗岩土界面滑動破壞之可靠度設計.....	127
5.1	蒙地卡羅模擬.....	127
5.1.1	雙折線之岩土界面滑動模型.....	127
5.1.2	三折線之岩土界面滑動模型.....	135
5.2	AFOSM 分析.....	144
5.2.1	雙折線之岩土界面滑動模型.....	145
5.2.2	三折線之岩土界面滑動模型.....	148
5.3	綜合討論.....	150
第六章	結論與建議.....	153
6.1	結論.....	153
6.1.1	平面滑動破壞機制之岩石邊坡可靠度設計.....	153
6.1.2	岩土界面滑動破壞機制之邊坡可靠度問題.....	155
6.2	建議.....	156
6.2.1	平面滑動破壞機制之岩石邊坡可靠度設計.....	156
6.2.2	岩土界面滑動破壞機制之邊坡可靠度問題.....	157
參考文獻.....		158
作者簡歷.....		164

圖目錄

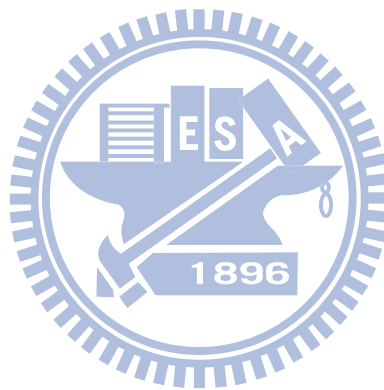
圖 2.1	隨機變數與破壞機率示意圖.....	12
圖 2.2	在常態分佈下 β 與破壞機率的關係 (Allen 等 2009)	20
圖 2.3	基本常態空間中的機率密度函數等高線.....	21
圖 2.4	反應平面法演算流程圖 (修改自 Tandjiria 2000)	23
圖 2.5	以反應平面法求得可靠度指數 (Tandjiria 2000)	24
圖 2.6	設計點與聯合平均值、部分係數之示意圖.....	31
圖 2.7	元件與系統關係之示意圖.....	35
圖 2.8	平面破壞示意圖 (Goodman, 1989)	40
圖 2.9	楔形破壞示意圖 (Goodman, 1989)	40
圖 2.10	傾倒破壞示意圖 (Goodman, 1989)	41
圖 2.11	立體球面投影示意圖 (修改自 Hoek 和 Bray, 1981)	44
圖 2.12	削整坡面示意圖.....	46
圖 2.13	切片分力圖.....	48
圖 3.1	平面滑動可靠度研究流程圖.....	53
圖 3.2	坡度幾何因子示意圖.....	56
圖 3.3	岩塊削坡示意圖.....	57
圖 3.4	岩塊之自由體圖.....	61
圖 3.5	地下水假設條件示意圖 (弱面底部排水)	63
圖 3.6	台灣地區震區劃分圖 (內政部營建署)	65
圖 3.7	調整設計之 β 等高線.....	74
圖 3.8	LRFD 係數率定及驗證流程	76
圖 3.9	岩土界面雙折線案例幾何示意圖.....	78
圖 3.10	岩土界面三折線案例幾何示意圖.....	79
圖 3.11	y 參數取定值以條件式 AFOSM 分析之可靠度指數示意圖	85
圖 3.12	完整隨機變數分析之可靠度指數示意圖.....	85
圖 4.1	原始邊坡案例之可靠度指數分布.....	89
圖 4.2	邊坡幾何示意圖.....	91
圖 4.3	調整設計後 β 與目標可靠度 1.65 差值之分布.....	92
圖 4.4	$\beta = 1.65$ 時之參數部分係數	93
圖 4.5	以部分係數平均值設計結果.....	94
圖 4.6	案例幾何示意圖.....	100
圖 4.7	以部分係數單參數回歸式設計結果.....	102
圖 4.8	以部分係數雙參數回歸式設計結果.....	104
圖 4.9	以部分係數三參數回歸式設計結果.....	106
圖 4.10	調整設計後 β 與目標可靠度 3 差值之分布.....	108

圖 4.11	$\beta = 3$ 時之參數部分係數	108
圖 4.12	LRFD 設計結果	114
圖 4.13	$\beta = 1.65$ 之實際破壞機率	118
圖 4.14	$\beta = 3$ 之實際破壞機率	119
圖 4.15	目標可靠度 1.65 時以部分係數平均值 LRFD 設計之實際破壞機 率比較.....	120
圖 4.16	目標可靠度 1.65 時以部分係數單參數式 LRFD 設計之實際破壞 機率比較.....	120
圖 4.17	目標可靠度 1.65 時以部分係數雙參數 LRFD 設計之實際破壞機 率比較.....	121
圖 4.18	目標可靠度 1.65 時以部分係數三參數 LRFD 設計之實際破壞機 率比較.....	121
圖 4.19	目標可靠度 3 時以部分係數平均值 LRFD 設計之實際破壞機率比 較.....	122
圖 4.20	目標可靠度 3 時以部分係數單參數 LRFD 設計之實際破壞機率比 較.....	123
圖 4.21	目標可靠度 3 時以部分係數雙參數 LRFD 設計之實際破壞機率比 較.....	123
圖 4.22	目標可靠度 3 時以部分係數三參數 LRFD 設計之實際破壞機率比 較.....	124
圖 5.1	c 值對破壞機率之參數敏感性.....	129
圖 5.2	$\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性	131
圖 5.3	h 值對破壞機率之參數敏感性.....	133
圖 5.4	地下水位對破壞機率之參數敏感性.....	134
圖 5.5	c 值對破壞機率之參數敏感性.....	138
圖 5.6	$\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性	140
圖 5.7	h 值對破壞機率之參數敏感性.....	142
圖 5.8	地下水位之參數敏感性破壞機率圖.....	144
圖 5.9	地震力向上與向下之相關性.....	146
圖 5.10	蒙地卡羅模擬與 AFOSM 破壞機率比較.....	147
圖 5.11	地震力向上與向下之相關性.....	149
圖 5.12	蒙地卡羅模擬與 AFOSM 破壞機率比較.....	150

表目錄

表 2.1	邊坡破壞類型.....	39
表 2.2	常態分佈參數取樣範圍 N 對量測次數 n 之關係.....	47
表 3.1	過去學者使用之參數資料.....	54
表 3.2	大坑地區弱面直剪試驗資料 (郭文鳴 2007)	58
表 3.3	平面滑動參數假設條件.....	67
表 3.4	平面滑動參數相關矩陣.....	67
表 3.5	岩土界面邊坡雙折線案例參數假設條件.....	80
表 3.6	岩土界面邊坡三折線案例參數假設條件.....	80
表 3.7	岩土界面邊坡參數相關矩陣.....	81
表 4.1	案例參數條件.....	91
表 4.2	案例迭代過程.....	91
表 4.3	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下部分係數之平均值及標準差	93
表 4.4	嘗試之回歸自變數.....	95
表 4.5	範例案例參數.....	96
表 4.6	範例之回歸變數.....	96
表 4.7	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下最佳 5 個預測單參數與其 r^2	97
表 4.8	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下單參數部分係數最佳回歸式	98
表 4.9	案例參數條件.....	99
表 4.10	LRFD 設計迭代過程參數	101
表 4.11	LRFD 設計迭代過程部分係數與 FS	101
表 4.12	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下最佳 5 組預測雙參數與其 r^2	103
表 4.13	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 時雙參數部分係數最佳回歸式	104
表 4.14	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下最佳 5 組預測三參數與其 r^2	105
表 4.15	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下三參數部分係數佳回歸式	106
表 4.16	目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下 LRFD 設計之均一性	107
表 4.17	目標可靠度 $\beta = 3$ 下部分係數之平均值及標準差	109
表 4.18	目標可靠度 $\beta = 3$ 時最佳 5 個預測單參數與其 r^2	109
表 4.19	目標可靠度 $\beta = 3$ 時單參數部分係數最佳回歸式	110
表 4.20	目標可靠度 $\beta = 3$ 時最佳 5 組預測雙參數與其 r^2	111
表 4.21	目標可靠度 3 時雙參數部分係數最佳回歸式.....	111
表 4.22	目標可靠度 $\beta = 3$ 時最佳 5 組預測三參數與其 r^2	112
表 4.23	目標可靠度 $\beta = 3$ 時三參數部分係數最佳回歸式	113
表 4.24	目標可靠度 $\beta = 3$ 時 LRFD 設計之均一性	114
表 4.25	LRFD 設計迭代過程參數	117
表 5.1	平面滑動之破壞機率 (以表 3.5 之參數設定)	128

表 5.2	c 值對破壞機率之參數敏感性.....	129
表 5.3	$\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性.....	130
表 5.4	h 值對破壞機率之參數敏感性.....	132
表 5.5	地下水位對破壞機率之參數敏感性.....	134
表 5.6	岩土界面之破壞機率.....	135
表 5.7	c 值對破壞機率之參數敏感性.....	137
表 5.8	$\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性.....	139
表 5.9	h 值對破壞機率之參數敏感性.....	141
表 5.10	地下水位之參數敏感性破壞機率研究案例.....	143
表 5.11	以 AFOSM 分析之雙折線案例.....	145
表 5.12	c 之參數敏感性破壞機率研究案例.....	149



符號說明

A	岩塊與弱面接觸面積 (m^2/m)
a_{max}	地震下之尖峰加速度 (g)
c 、 ϕ	強度參數 (kPa 、度)
CV	變異係數
FS	安全係數
G	功能函數
H	岩塊高度 (公尺)
h	滑動面深
k_v 、 k_h	垂直、水平地震力係數 (g)
M	安全邊際
N	標準貫入試驗之 N 值
P	切片間接觸面之作用力
p_f	破壞機率
Q	載重
R	阻抗
r^2	回歸分析之決定係數
T	地錨力量 (噸)
W	滑動塊體自重
X	隨機變數
α	可靠度均一性指標
β	可靠度指數
γ	單位重 (kN/m^3)
η	分離係數
μ	平均值
θ	弱面傾角 (度)
ρ	相關係數
σ	標準差

部分係數

ψ_a	地錨之部分係數
ψ_c	強度參數 c 之部分係數
$\psi_{\tan\phi}$	強度參數 $\tan\phi$ 部分係數

ψ_w 地下水上舉力之部分係數

隨機變數

X, x 隨機變數、隨機變數之參數值
 X' 轉換到基本常態空間之隨機變數
 x^* 在極限狀態面上之參數值



第一章 緒論

1.1 背景與動機

土木工程師為了因應存在於工程中之不確定性，傳統上常採用以安全係數為標的之容許應力設計法，對於不同類型或不同重要性之工程，選取不同之安全係數設計之，以此間接控制其破壞機率。傳統的大地工程設計中，也是類似，大多沿用安全係數做設計規範，以邊坡設計為例，即為最常使用安全係數設計規範之大地工程問題型態。然而安全係數與破壞機率之間並非恆具一對一關係，相同安全係數之工程設計其對應破壞機率未必相同。在相同之安全係數之下，可能有對應破壞機率過高之危險案例，亦可能對應破壞機率過低之不經濟案例，難以控制均一風險之設計。基於上述理由，傳統邊坡工程設計之規範其理論背景與設計上似仍有改善空間。

解決此問題之方法或可依可靠度設計之理念來達成。可靠度設計乃透過直接控制破壞機率，或是控制較接近破壞機率之條件，以進行分析與設計，其結果對應之破壞機率將會較均一，使工程不致偏於過度危險或浪費。然而完整之可靠度分析較為繁複或計算不易，使其於大地工程領域之接受度仍較低。因應而生則有較簡化之可靠度分析法，分析其可靠度指數，以及較類似於傳統容許應力設計法之載重與阻抗部分係數設計（Load Resistance Factor Design, LRFD），以達到比容許應力設計法之較為均一破壞機率之結果，大地工程實務也較易被工程師所接受。

如前言所述，相同之安全係數對應之破壞機率可能不同，則以容許應力法設計之結果並無法得知其破壞機率，則有可能為過於危險或不經

濟工程設計。且其破壞機率無法量化，則較難依據此工程之性能要求給予適當之設計。

本研究擬探討岩石邊坡穩定之可靠度設計，嘗試幾種較可行之可靠度分析方法，比較其準確性與簡易性，以期能對於大地工程實務推動可靠度設計有所助益。

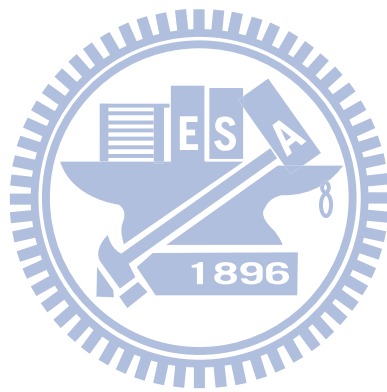
1.2 研究目的

本研究探討岩石邊坡穩定之可靠度設計，分別探討平面滑動與岩土界面滑動兩種邊坡破壞機制之岩石邊坡可靠度問題。其中針對平面滑動破壞機制，探討一、二、三級可靠度設計之可行作法，目標在於提出可擬定 LRFD 所需部分係數之流程，令其適用於不同參數值平均值及變異係數條件，使所提出之部分係數標定方法有望能用於未來之規範訂定，並可運用於實務設計。針對沿岩土界面滑動破壞機制係採切片法分析之，分別以蒙地卡羅模擬與 AFOSM 探討破壞機率，檢視其破壞模式之特性與參數敏感性，並比較 AFOSM 分析與蒙地卡羅模擬之結果之差異，使其能在實務上分析與設計岩土界面滑動破壞之運用。

1.3 研究流程與論文架構

除了本章介紹此研究的背景、動機與目的，第二章文獻回顧探討過去學者對大地工程設計原則與不確定性、大地工程設計方法、邊坡穩定問題之研究。第三章敘述本研究之研究方法，其中說明平面滑動與岩土界面滑動之破壞模式分析中，虛擬設計的參數假設、分析方式與迭代計算流程等，並討論其可能問題。第四章探討岩石邊坡抵抗平面滑動破壞之可靠度設計，其中包括 AFOSM 分析、LRFD 係數率定、蒙地卡羅模

擬，並討論其分析結果與問題。第五章探討岩石邊坡抵抗岩土界面滑動破壞之可靠度設計，以 AFOSM 分析並以蒙地卡羅模擬作為驗證，並討論其分析結果與問題。最後第六章提出本研究之結論與建議，包含岩石邊坡可靠度分析之研究結果以及尚待改進之處以及對後續研究之建議。



第二章 文獻回顧

傳統大地工程大多使用容許應力法之安全係數設計，這是一個簡單明確的方法，但是安全係數跟實際安全程度不是一對一對應，因為每個參數都有不確定性。近數十年來，為了提高良率或是增加生產的品質，許多產業紛紛投入以控制破壞機率為思維的可靠度設計（Reliability-Based Design）的研究，土木工程領域也逐漸接受這樣的觀念，使結構與大地工程之可靠度設計漸漸風行與得到落實（Becker, 1996b；Kulhaway 和 Phoon, 2002）。為了簡化較複雜的可靠度設計，並使新的設計方式接受度較高，乃有『載重與阻抗係數設計法（簡稱 LRFD）』之出現（Becker, 1996a；Ellingwood 等人，1982；Galambos 等人，1982）。LRFD 為一種簡化之可靠度設計，藉由部分係數對載重與阻抗的放大或折減，以控制可靠度、安全性之大小。

然而肇因於大地工程本身性質和其他產業有所差異，因此實務上往往有其較困難之處，值得持續探討與克服。本研究旨在以岩石邊坡設計為例，探討部分係數之率定方法，故本章將回顧大地工程的一些設計方式，以及探討可靠度設計相關理論與既有方法。本章對不同的內容進行簡介，內容包含：（1）大地工程設計原則與不確定性、（2）大地工程設計方法、（3）邊坡穩定問題。

2.1 大地工程設計原則與不確定性

凡與地表及地下相關之工程即屬於大地工程的範疇。常見的設計原則是，工程建設提供所需的功能，並且達到要求安全程度的前提下，以最經濟的方式設計及施作。

而對功能及安全性的要求，常使用限度狀態去定義，使設計不得在任何情況下達到或超過限度狀態 (Budhu 2001)。Becker (1996) 對於限度狀態 (Limit State) 的定義為：當一結構體或是該結構體之組成零件，無法發揮原先設計所要求之強度、功能，稱為此物體達到極限狀態。對上述“無法發揮原先設計之強度與功能”，又可將極限狀態又分為強度失效的“極限限度狀態”(Ultimate Limit State, 簡稱 ULS) 與功能失效的“使用性限度狀態”(Serviceability Limit State, 簡稱 SLS)。

極限限度狀態指的是大地工程系統或元件的強度，到達極限限度狀態時，大地工程系統在局部或總體已經不穩定，無法支持上部結構物。大多數的地工系統都有多種極限限度狀態。如重力式擋土牆，即有傾倒或滑動或乘載力不足等各種極限限度狀態，每種都可以稱之為『模式』或『破壞模式』，在任何可想像到的情況都不能被達到或超越 (Budhu 2001)。

使用性限度狀態是結構物暫時無安全性不足的問題，但是所能提供的功能性、服務性 (Serviceability) 已經不足，如：在強震時半導體製成廠房發生劇烈的搖晃，雖然建物沒有倒塌，但是該廠的生產力已受到影響而停擺，這就表示使用性限度狀態已達到或超過。

限度狀態設計的基本精神，為設計時需考量所有可能達到限度狀態的情形，若是對全部的限度狀態 (SLS 與 ULS) 評估都符合設計要求，即表示此設計是符合安全與使用性的考量。故流程上需先定義全部可能達到的限度狀態，再分析、評估是否會達成限度狀態，或是限度狀態的重現期是否符合風險上的考量。上述限度狀態可寫成下 (2-1) 式。

$$\text{供給(Supply)} - \text{需求(Demand)} = 0 \quad (2-1)$$

若欲維持正常的功能及強度，供給與需求的關係必須滿足下式。

$$\text{供給(Supply)} - \text{需求(Demand)} > 0 \quad (2-2)$$

若是換成工程上較常用的用詞，上(2-2)式可改寫成：

$$\text{阻抗(Resistance)} - \text{載重(Load)} > 0 \quad (2-3)$$

此處所指的阻抗與載重為廣義化之定義，阻抗乃對設計對象之穩定性有幫助之因子，載重則是有相反效果之因子。例如阻抗可能為：平面破壞時岩層面間的摩擦力、或是基礎設計上所估計之極限承载力等；對應之載重為：沿著弱面上的滑動力、基礎所承受到建物施加之載重、外力等。本文後續若非特別說明，意指之阻抗、載重皆表示廣義化的名詞。

經由上(2-3)式可以了解，載重與阻抗相對大小關係是大地工程設計的核心。載重可能來自於上部結構或直接作用於土壤或岩石。若依加載速度來分，可分為靜載重(Static Load)與動態載重(Dynamic Load)。Budhu(2001)指出了常見的大地工程載重如下。

靜載重是指緩慢加載之載重，常見的大地工程靜載重有呆載重(Dead Load)，來自於結構的自重及結構附載物；活載重(Live Load)，即為可移除的重量如家具等。地載重(Earth Load)為岩石或土壤的自重；水力靜載重(Hydrostatic Load)如地下水；雪載重(Snow Load)及雨載重(Rain Load)。

動態載重是指快速加載之載重，常見的大地工程動態載重則有衝擊載重(Impact Load)；機器操作載重(Machine Operation Load)；風載重(Wind Load)作用於結構上；及地震載重(Earthquake Load)。

對於上述載重，分析方法主要有極限平衡法、極限解析法與數值法。大地工程的分析方法的基礎為靜力學與動力學，而有效的解必須符合平衡方程式、應力應變關係及應變與位移諧和。

上述方法已經足以做確定式設計(Deterministic Design)，可是大地工程往往有許多不確定性，如載重及阻抗的不確定性，使得無法得到確

定的參數值，而分析方法與實際情況的差異也是不確定性之一，使得在大地工程設計就必須要考慮之。以下對不確定性和常用的因應策略做一說明。

不確定性和風險是大地工程的核心 (Christian 2004)。“不確定性 (Uncertainty)”意指對事、物的了解不完全，原因可能為知識面的不足，或是該事件具有隨機之性質，使得測量數據、預測結果沒有辦法得知真實的結果。不確定性的種類很多，若依照對不確定性的性質來做區分，可分為知識的不確定性 (Epistemic uncertainty) 與偶然的不確定性 (Aleatory uncertainty) (Christian, 2004)。例如：用來估計塑性變形行為的模型、有限的地質調查資料評估地下的地質條件…等，其為知識不足的不確定性，若進一步研究變形行為，或是再做充足的調查，可設法消除其不確定性。而如：儀器誤差、雜訊影響等，其為偶然的不確定性，會受實驗的隨機性質影響，則其中可透過訊號處理來降低雜訊之影響，以及增加實驗的次數，也可以統計方法減低偶然的不確定性。

土工問題也必然受到不確定性之影響，Phoon (2004) 的文獻中則是依照來源區分，分為參數上的不確定性 (Parametric uncertainty)，以及分析模型的不確定性 (Model uncertainty)。參數上的不確定性來源如：岩石組成成分之變異性、量測的誤差、和以間接經驗公式求得設計用之參數影響 (例如以標準貫入試驗之 N 值估計內摩擦角) 等；而模型的不確定性，則是指使用來分析資料的模型，與模擬實際情形符合與否之不確定。因為大地工程有許多設計是採用經驗公式來設計 (如極限承载力問題)，所以模型造成的不確定性往往會較大，而且若是本身之經驗公式若是偏保守的，分析結果也會有更大的誤差，使得不確定性又更高。

2.2 大地工程設計方法

由於上述這些不確定性，工程師們必然不能無折減地將使用所得參數套入分析方法的結果，而必須採取相關的策略因應之。Christian(2004)認為工程上可能採用 4 種對應方式：忽略它 (Ignoring it)、採取較保守之設計 (Being conservative)、對建造中的監測資料視情況修正 (Using the observational method)、量化不確定性 (Quantifying uncertainty)。Christian 並指出忽略是最不好的做法，保守設計是常用的方法，能使工程有較好的安全性，但常常花費龐大。觀察法是當保守設計還無法解決問題的時候使用的 (Peck 1969)。當中量化不確定性似乎是最合理且經濟的做法，也是可靠度設計的主要訴求。但是大地工程分析最大的困難點也在此，一來是地工材料為天然而非人造，材料性質上的不確定性會較其他工業設計的材料高；二來是一個計畫中的調查經費有限，所以材料不確定性無法完整的掌握；此外可能因破壞模式的了解不完全等，使得地工問題受不確定性影響比多數的工程領域顯著。

過去數個世紀，許多領域的工程師一直是使用安全係數設計來進行設計評估。近年由於理論發展與電腦普及，分析方法和資料處理量都有進步，部分領域也轉成以可靠度設計來設計。近三十年來，土木工程在結構工程的領域，經過許多學者的研究 (Galambos 等人, 1982)，已經朝向簡化之可靠度設計的載重與強度係數設計法去做設計，並且制定出設計之規範要求，例如：AISC (America Institute of Steel Construction) 在 1986 年訂定第一版以 LRFD 設計的規範圍，並於 1994 修正第二版一直沿用至今。下面就因應不確定而生的大地工程設計方式，以考慮機率理論與否的方式分類並做一介紹。

2.2.1 折減係數之設計

此類方法係對分析方法中的個別參數或分析結果乘上係數。若參數或結果之值越高代表工程越穩定，則乘上小於一的係數使之折減；若參數或結果之值越高表工程越不穩定，則乘上大於一的係數，其目的就是做為保守設計。以下對折減係數之設計方法做一簡介。

容許應力設計法一直是數個世紀以來工程師們面對不確定性時常用的設計方法，又稱工作應力設計法 (Working Stress Design)，它採用的評估指標為安全係數，安全係數的定義如下：

$$\text{安全係數： } FS = \frac{\text{阻抗}}{\text{載重}} \quad (2-4)$$

當係數越大，阻抗對載重的比值也越大，設計也越安全。

若是限定 (2-4) 式中的安全係數，則可決定能容的載重大小為何，如下 (2-5) 式：

$$\text{容許載重} = \frac{\text{阻抗}}{\text{設計需符之安全係數}} \quad (2-5)$$

若是上 (2-5) 式中之載重與阻抗為一確定值 (Deterministic Value)，即不會有不確定性的問題，則當安全係數大於 1，即表示設計對象屬於安全的範圍內。但實際上載重與阻抗不可能是一確定值，它必然會受到不確定性的影響，所以設計的要求上，常常會採用大於 1 的安全係數。而對不同的問題，因其性質、了解程度、不確定性的掌握、以及發生頻率皆不同等，所以會採用不同大小的安全係數來做設計的規範。若是不確定性較高，則通常會對應較大之最低安全係數要求。

此外於 (2-5) 式中，阻抗與載重採取的是名目值 (Nominal value)，分別為名目阻抗與名目載重。此值為工程師依照經驗、試驗結果，來判

斷該地層會有的強度參數值，可能會取平均值 (Mean Value)，或是以量測值再依經驗、法規折減，使評估的結果是偏向保守的一方。但也因為上述的對不確定性考量，主要是由工程師的經驗來決定的，所以結果上也會因人而異。較年輕沒經驗或是較保守的工程師可能會用較大的安全係數做設計考量，或是較保守的參數值做設計考量，以得到較保守、安全的結果，雖然此時設計上會較安全，但也更有可能會過度設計，使得結果變的安全但更不經濟。因此後續發展的可靠度分析、LRFD 等，都是期望能解決對不確定性的模糊地帶，使設計的考量上更合理化，或是期望經濟面有改善，解決過度設計的問題。

除了上述以整體阻抗與載重的比值考量之整體安全係數 (Global Factor of Safety)，另一種設計方式是對不同的參數取不同的部分係數。最早 Taylor (1948) 提出在邊坡設計上，建議對 c 、 ϕ 兩種參數提供的阻抗值，取不同的係數來折減 (Christian, 2003)。後續 Hansen (1965) 將基礎設計的部分係數形式化，並建議對載重與土壤參數以部分係數來考量 (Phoon, 2004)。

部分係數的調整方式，大致可分為兩大類：一為對材料參數調整 (Material Factor Approach，以 MFA 簡稱) 材料，另一為對估計的阻抗調整 (Resistance Factor Approach，以 RFA 簡稱) (Honjo, 2003)。若是阻抗為強度參數 c 、 ϕ 的函數，MFA 是先對 c 、 ϕ 折減，再以折減後的 c 、 ϕ 計算或估計應有的阻抗值；而 RFA 則是以原先資料收集且未折減的參數，計算此參數下的阻抗值，再以部分係數對計算後的阻抗值來折減。性質上兩者各有其不同的義意，MFA 表示對收集到參數的不確定性，如以經驗式或是實驗值得到的 ϕ 角，其不確定性會不相同；RFA 則表示對估計阻抗值的不確定性，可能受施工品質、土壤性質影響其不確定性的差異。以 MFA 來考慮則是能對不確定性的根源做考量；而 RFA 來施作

的特性是較簡單，比較能直觀的評估對力量的折減大小，以及能掌握一些強度參數所不能提供之效應。若是影響強度的參數很多而性質不相近，則 MFA 對問題的掌握可能較完整，但與 RFA 比較下，在多個強度參數下施作上可能會較複雜，而且它的考量僅限於對強度有影響的參數上。

2.2.2 可靠度設計

可靠度分析的特點，是考量所有的參數不確定性的影響，以致各個參數會是一隨機分佈函數 (Random Variable)，如此安全性的評估需經過不確定性分析，分析的結果也會是一隨機分佈函數。若是以安全係數評估設計結果的安全性，則安全係數的分析結果不會是原先的確定值，而是一個有分佈型態的隨機分佈函數。在此狀態下安全性的考量，則為安全係數之分佈函數發生破壞(安全係數 <1)的機率，此即是所稱之“破壞機率 (Probability of Failure)”。而可靠度設計的要求，即是此破壞機率要小於能接受的特定風險，設計上為了達到此目的，可能需不斷調整設計型式直達符合上述原則。

上述對安全性評估的函數稱為“功能函數 (Performance Function)”，功能函數除了可能為前面提到的安全係數，也可能以安全邊際 (Margin of Safety) 或是其他函數表示。以安全邊際的定義為例，安全邊際的定義如下：

$$\text{安全邊際 } M = R - Q \quad (2-6)$$

其中 R 、 Q 分別為阻抗、載重

當上 (2-6) 式中 $M < 0$ 即表示阻抗無法抵抗載重，其設計對象已達破壞，破壞機率如下：

$$\text{破壞機率： } P_f = P(F) = P(M < 0) \quad (2-7)$$

其中 F 為破壞事件達成（如阻抗小於載重，如 $M < 0$ ）

$P()$ 代表()內事件發生的機率

P_f 代表破壞機率

以下圖 2.1 為例， R 、 Q 分別為阻抗、載重的分佈型態，功能函數以安全邊際的型式來考量，所以破壞機率即為圖 2.1 右圖中， M 小於 0 之機率密度函數積分面積。

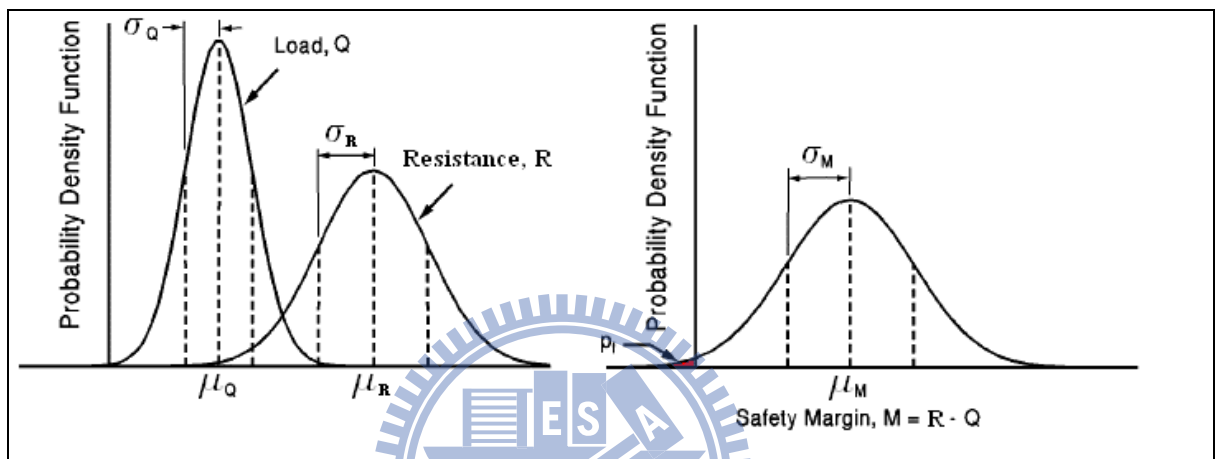


圖 2.1 隨機變數與破壞機率示意圖

左圖：載重與阻抗之機率密度函數分佈示意圖

右圖：安全邊際之機率密度函數分佈示意圖（修改自 Baecher 和 Cristian, 2003）

在此要說明可靠度設計除了以上述“破壞機率”來表示安全等級，也有以“可靠度（Reliability）”定義之安全等級。可靠度定義為：設計對象在生命週期中，能發揮設計要求的機率為何。所以可靠度與破壞機率的關係可寫為：

$$\text{可靠度} = 1 - P_f \quad (2-8)$$

雖然設計要求為大地工程系統能發揮應有功用之可靠度，但因為破壞機率可能為 $10^{-1} \sim 10^{-5}$ ，以可靠度表示較不易顯示差別，所以為了方便

對照、比較，通常安全等級的評估會以破壞機率的大小來表示。

若是安全邊際的機率密度函數（Probability density function，簡稱 p.d.f.）已知，則破壞的機率可由（2-7）式解出，如功能函數為載重及阻抗之線性組合，且各項之機率密度含數皆為常態分布，則功能函數也會是常態分布，其平均值 μ 及標準差 σ 可由下二式求得。

$$\mu = \sum \mu_i \quad (2-9)$$

$$\sigma = \sqrt{\sum \sigma_i^2} \quad (2-10)$$

其中 μ_i 及 σ_i 分別為各項阻抗載重之平均值、標準差，此時阻抗為正值，載重為負值

但實際上各項阻抗與載重可能並非線性關係，且個別參數又可能有著不同的分布型態，使得要以閉合解的方式分析可能會有困難。因此有許多學者研究以不同的近似或是模擬方式，來得進行不確定性分析。不確定性的分析方式有相當多種，從一些簡化模式如：點估計法（Point Estimate）（Rosenblueth, 1975）、一階二次矩（First Order Second Moment method，簡稱 FOSM）和改良的一階二次矩法（Advance First Order Second Moment method，簡稱 AFOSM）等（Hasofer 和 Lind, 1974；Beacher 和 Christian, 2003）；至較完整的模擬式方式如蒙地卡羅模擬（Monte Carlo Simulation，簡稱 MCS）、重要性取樣模擬（Important Sampling）、子集合模擬（Subset Simulation）等（Ang 和 Tang, 1984；Beacher 和 Christian, 2003；卿建業和謝宜宏，2007；Au 和 Beck, 2001）。

Becker（1996）將各種可靠度方法以三種等級分類，以下就此三種等級及各等級種常用的分析方法做一介紹。

第三級機率式設計 (Level III probabilistic design)

此為最完整的機率式可靠度設計，對所有參數的分佈型態需完全掌握了解，以便供設計分析之用。因該等級對參數的分佈型態掌握最完整，使得其分析結果最能符合實際條件，但也是最難施作的，因為所需要之資料完整度和資料量是最高的，分析時間與經費也是需要最多的。因此若非重要性高的案例，一般大地工程問題不會使用該方法評估、設計。

蒙地卡羅模擬即屬於此等級的設計，在個人電腦的發展和普及下，模擬取樣的分析已經是可實行的方式之一，蒙地卡羅模擬即是如此的一種分析方式。若欲分析參數受變異性影響之破壞機率，則 MCS 的做法乃對每個隨機分佈參數產生許多樣本點，並檢驗這些樣本點輸入分析模型的反應結果。若是分析模型取安全邊際的型態，則結果可能包含安全（安全邊際大於 0）與破壞（安全邊際小於 0）的樣本點，最後統計達成破壞的樣本點所佔比例為何，即可知道破壞機率之大小。以數學式之型態表示，可寫成如下 (2-11) 式 (Ang and Tang, 1984)：

$$P_f = \int_{\Omega_F} f(x)dx = \int I[M(x) < 0] \cdot f(x)dx \quad (2-11)$$

其中 Ω_F 代表破壞的區間範圍

x 為樣本

$M(x)$ 為 x 樣本對應的安全邊際值， $M < 0$ 屬於破壞

$f(x)$ 為安全邊際機率密度分佈

上述之 $I()$ 為指標函數，若是 $I()$ 函數內的關係式符合，則 $I() = 1$ ；

反之則 $I() = 0$ 。

若將上 (2-11) 式改寫成離散系統的形式，並根據大數理論 (Law of

Large Number)，則可改寫成如下 (2-12) 式之形態：

$$P_f = E[I(M(X) < 0)] \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[M(X_i) < 0] \quad (2-12)$$

其中 X_i 為第 i 次的取樣，取樣數共為 N 個

MCS 的優點如下：它有廣泛的適用性，對照於前述 AFOSM 需限定參數為常態分佈，否則還需做對應之轉換，MCS 則是大多問題型態都能分析。此外，維度的增加並不會減低蒙地卡羅模擬的準確性。另外 MCS 對破壞機率的分析、估計是無偏差的 (unbiased)，意即取樣點持續增加的情況下，結果也會持續地向真實結果逼近。雖然 MCS 對估計的破壞機率是無偏差的，但該估計值會受取樣數目而受變異性之影響，破壞機率的變異係數與取樣數量的關係如下 (Ang and Tang, 1984)：

$$\text{變異係數：} CV_{P_f} = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{P_f} - 1 \right)} \quad (2-13)$$

其中 n 為取樣數目

由上 (2-13) 式得知當破壞機率越小時，破壞機率估計的變異性會越大，若是需要在低破壞機率下得到較精確的結果，需提高模擬取樣的樣本數量以降低估計結果的變異性。但在越低的破壞機率下，需提高的樣本數量會越大，使得計算量也越大。而且當影響極限狀態的參數數量較多，每個參數都需取大量的樣本，使得運算量變的十分龐大，故運算效率會受上兩者影響。

對於上述破壞機率的變異性問題，除了使用提高樣本數的手段外，還可以其他的改良分析方式來解決，如：重要性取樣 (Important Sampling)、或是子集合模擬 (Subset Simulation) 來分析。

重要性取樣與蒙地卡羅模擬皆為取樣之方法，其不同之處在於取樣

用之 p.d.f.不同。如前所述，蒙地卡羅模擬以相同於參數之 p.d.f.取樣，而重要性取樣使用之取樣 p.d.f.不必然為參數之 p.d.f.，如下 (2-15) 式。

$$P_f = E[I(M(X) < 0)] \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[M(X_i) < 0] \frac{f(X_i)}{q(X_i)} \quad (2-14)$$

其中 X_i 為第 i 次的取樣，取樣數共為 N 個

$f(X_i)$ 為參數之 p.d.f.

$q(X_i)$ 為取樣之 p.d.f.

比較 (2-12) 與 (2-14) 式，相差之處在於 (2-14) 式多乘上 $\frac{f(X_i)}{q(X_i)}$

項，可將此項視為權重。如此面對低破壞機率問題時，便可將接近功能函式為零之區域給予較大取樣頻率。相對於蒙地卡羅模擬，此方法之取樣可有較多破壞點，而每一破壞點都會有小於 1 之權重，如此破壞機率的變異係數可以減少。而蒙地卡羅模擬可以視為重要性取樣在 $f(X_i) = q(X_i)$ 時之特例。過去此方法也在大地工程界被應用，如 Ching (2009) 使用重要性取樣及圓弧法分析邊坡之破壞機率。

第二級機率式設計 (Level II probabilistic design)

此方法為第三級再簡化的機率式設計，對於資料的分佈型態做簡化，只需先定義出分佈型態為何種函數，再以收集之資料擬合 (Data fitting) 假設之分佈函數。但 Becker (1996) 提到要將資料與分佈型態完整的結合並不容易，因此常採用簡化的為一階二次矩機率法 (First Order Second moment probabilistic method)。一階可靠度法即是泛指以泰勒級數展開，取一階近似結果來評估可靠度指數的方法，二次矩則是僅考量對功能函數的二次動差 (平均值、標準差) 來決定一函數之圖型，故在收集資料

與函數的擬合上，只需分析對應之平均值、標準差即可決定參數的分佈型態。在此特例之下，因為參數的分佈只考量二階動差之影響，所以安全性的評估，則可用一可靠度指數 β 來評估。其中 β 為：

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (2-15)$$

μ_M 、 σ_M 分別表示安全邊際的平均值與標準差

當 β 越大，代表安全邊際分佈函數的平均值距離破壞面越多個標準差，即表示發生破壞的機率越小，設計是越安全的。若是得知功能函數的平均值與標準差，由(2-15)式即可得知該設計結果的可靠度指數 β 。以下將常見的一階二次矩法(FOSM)與改良的一階二次矩法(AFOSM)做一介紹。

一階二次矩法將功能函數的各個影響因子，對平均值做泰勒級數展開，並假設泰勒級數中的高次項可乎略不計。若是將功能函數以安全邊際的方式表示，則功能函數形式如下：

$$M = R - Q \quad (2-16)$$

其中 M 為安全邊際

X 為影響功能函數之參數， $X = (X_1, \dots, X_n)$

R 、 Q 分別為阻抗、載重，其受 X 影響

因為上述功能函數是以安全邊際的方式定義，故當 $M < 0$ 即代表達到極限狀態（破壞狀態）。對(2.15)式取泰勒級數展開並忽略高次項，則功能函數的平均值，可以(2-17)式估計（Ang 和 Tang, 1984）：

$$E(M) = \mu_M \approx M(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \mu_{x_3}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (2-17)$$

其中 μ_{x_i} 為參數 X_i 之平均值

而對功能函數變異數之估計為：

$$E[(M - \mu_M)^2] = \sigma_M^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{x_i x_j} \sigma_i \sigma_j \frac{\partial M}{\partial x_i} \frac{\partial M}{\partial x_j} \quad (2-18)$$

其中 $\rho_{x_i x_j}$ 為 X_i 與 X_j 參數之相關係數

σ_i 、 σ_j 分別為第 i 、 j 個參數的標準差

當取得了對功能函數有影響參數之平均值、標準差與參數間之相關係數，即可依上二式分別估計功能函數之一次、二次矩，進而計算可靠度指數。且若是假設功能函數呈常態分佈，則破壞機率也可由常態分佈下之 c.d.f. 與 β 算得。

此方法之優點為：當有個別參數的一次、二次矩，即可得到功能函數的一次、二次矩與可靠度指數；它在分析過程上也相當簡單，除了有偏微分的問題，但該問題通常可用數值微分來解決。雖然有上述之優點，但此方法也有許多的缺點。首先準確度上因為採用泰勒級數的一階展開近似，所以對高度非線性的限度狀態界線，其估計上會有誤差，如欲得到較準確的結果，可採用二階的泰勒級數來估計。不過 Baecher 和 Christian (2003) 的書中指出，其計算複雜度會提高，而且提升之精確度往往不符合額外增加計算時間的效率，故二階二次矩法 (Second Order Second Moment method) 或更高次的方法在地工問題上不常被使用。此外它對破壞機率的計算，是假設功能函數的分佈為常態分佈，但與實際結果不一定相符。而在 Phoon (2004) 的文獻中指出，FOSM 法本身有個嚴重的理論缺失 (Theoretic flaw)：在相同的限度狀態界線以不同的方式表示，會計算出不同的結果，原作者稱此問題為“invariance”。且若是在相同功能函數型態，不同的參數點估計結果也會不同，故泰勒級數展開的點位置選擇也是一項議題。

基於上述缺失，Hasofer 和 Lind (1974) 提出改良一些上述問題的

方法。稱為改良式一階二次矩法，主要是改善上述 FOSM 的一些問題。此方法又有許多不同的稱呼，如“Hasofer 及 Lind 法”、“一階可靠度法 (FORM)” ，因為它由幾何空間上考量不確定性的分析，所以又被稱之為與“幾何可靠度法” (Becher 和 Christian, 2003) 與“改良式的一階二次矩法” (AFOSM)。本文中為了避免與統稱的“一階可靠度法(此指泛以泰勒級數展開一階簡化之方法)” 混淆，後續皆以改良式的一階二次矩法、或 AFOSM 簡稱之。

關於 AFOSM 的分析，需先介紹基本常空間的意義，在此空間中，參數皆為平均值 0、標準偏差 1 的“常態分佈函數”，故此空間中的原點即是參數之聯合平均值 (Joint Mean)，且機率密度等高線圖會是由許多同心圓構成。若是將影響功能函數之參數 X 轉換到基本常態空間中，此時參數變為 X' ，而功能函數需由原 $G(X)$ 型態，改寫成基本常態空間中之型態 $G'(X')$ (上標撇號表示參數、函數在基本常態中)。原作者 (Hasofer 和 Lind, 1974) 證明在此空間下，若將破壞面假設為一線性之直線、平面或超平面 (Hyperspace)，則可靠度指數 β 即為空間中原點離限度狀態邊界最短之距離。此時之破壞機率為限度狀態在基本空間之聯合分佈函數 (Joint Distribution) 之積分值，以邊際分佈 (Marginal Distribution) 函數來表示，則破壞機率如下：

$$p.f. = \Phi(-\beta) \quad (2-19)$$

其中 $\Phi(\cdot)$ 為常態分佈的累計分佈函數

若將 β 對破壞機率繪圖，可得下圖 2.2。由圖 2.2 可知，可靠度指數 β 越大，則破壞機率越低。

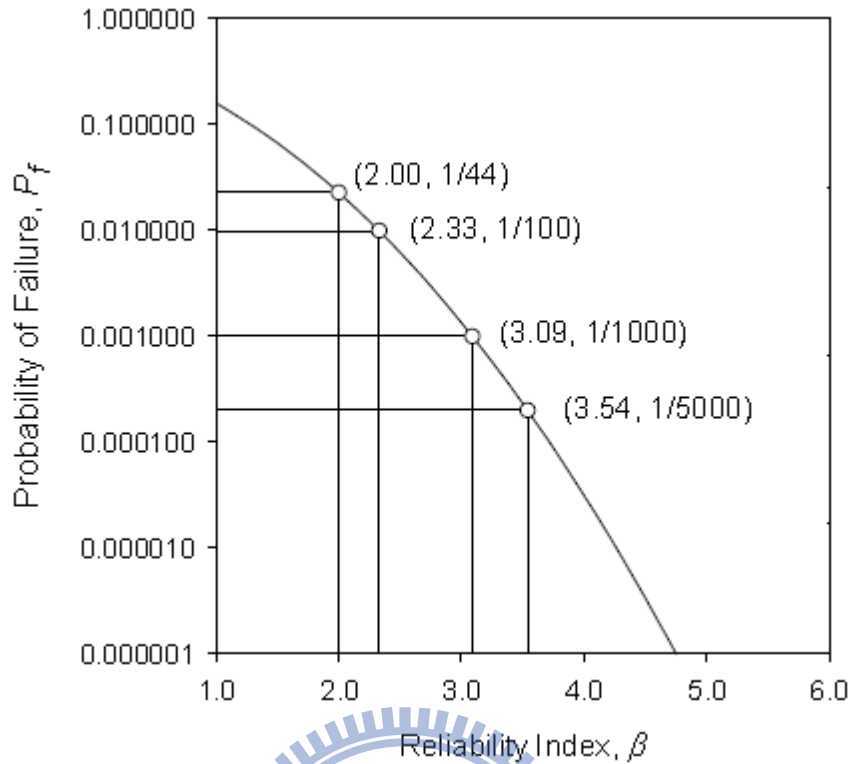


圖 2.2 在常態分佈下 β 與破壞機率的關係 (Allen 等 2009)

此方法之施作流程如下：首先將參數座標準換到基本常態空間中，其機率密度函數等高線圖如圖 2.3 所示，並對限度狀態界線以轉換後的參數改寫 (圖 2.3 中之 $G'(X)$)。接著求取限度狀態空間內離原點最近的點，此點稱之為『設計點』(Design point)，該點需達限度狀態且是離空間原點最近之點。當求得設計點後，可靠度指數 β 即為設計點與基本常態空間原點之距離，破壞機率便可由 AFOSM 的假設，將 β 代入上(2-19)式求得。由上述流程可發現計算上的內容已和原 FOSM 不同：FOSM 是分別對功能函數之平均值、標準差做估計，而 AFOSM 則是設法在基本空間中找尋一設計點。AFOSM 的分析上主要會受兩個問題影響，一為參數至基本空間的座標轉換，二為設計點位置的求解。若是原先之參數為常態分佈，則座標轉換即是將原參數轉成標準之常態分佈函數 (Standard Normal Distribution)，如： X_1 為 $X_1 \sim N(5,2)$ ($N(5,2)$ 代表平均

值 5、標準差 2 之常態分佈)，依照常態分佈之特性， X_1 轉換後之 X'_1 參數為： $X'_1 = \frac{X_1 - 5}{2}$ 。但若 X_1 為其他型態的分佈，則需以 Rosenblatt Transformation 來解決 (Rosenblatt, 1952；Beacher 和 Christian, 2003；Soares, 1997)，此方法主要是針參數等值的累記機率函數來轉換，如下 (2-20) 式：

$$X'_1 = \Phi^{-1}(C(X_1)) \quad (2-20)$$

其中 $\Phi()$ 為常態分佈的累計分佈函數之反函數

C 為原 X_1 之累計分佈函數

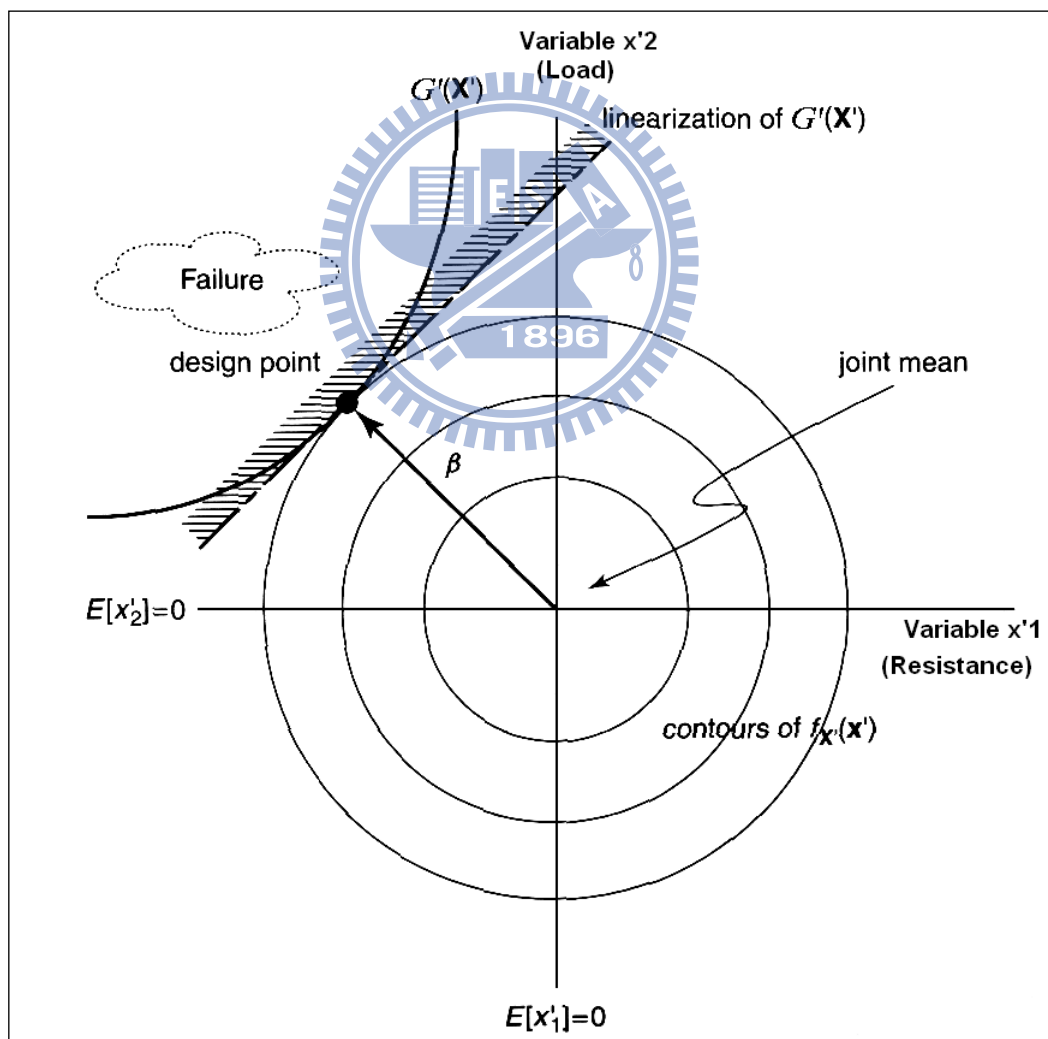


圖 2.3 基本常態空間中的機率密度函數等高線

(修改自 Baecher 和 Christian, 2003)

AFOSM 與前述的 FOSM 不同之處，在於對泰勒展開計算的點不同，FOSM 是以參數的平均值來估計，所以又稱之平均值的一階二次矩法 (Mean Value First Order Second Moment method)。AFOSM 則是對在極限狀態線、面上的設計點 (Design point) 來計算，因為是取在極限狀態上的點計算，所以計算之破壞機率不會有前述 invariance 的問題。此方法不但解決了上述 invariance 的問題，對破壞機率的計算也不需要執行如 MCS 取大量的隨機樣本。但該方法的準確度受其理論假設影響：若是基本常態空間中之極限狀態面接近一平面，則對破壞機率的估計也會接近理論值；但反之若極限狀態面為高度非線性之曲面，則對可靠度指數的估計結果會有誤差。另外的一些問題也受前述分析流程影響，如：參數之空間轉換，可能使得參數的反轉換上會有困難；對設計點求解之運算效率，在參數數量較多時效率會較低。

雖然如此，該方法還是最常被使用的分析方法之一，因為在多數情形下之計算效率與準確度較高，且能以設計點之參數值，做為最可能發生破壞時之參數值考量與係數率定(關於係數率定方式於後 0 節再述)。過去大地工程中使用 AFOSM 分析的文獻如：Honjo (2002) 對樁受垂直載重之部分係數率定考量；Kulhaway 和 Phoon (2004) 考量鑽掘樁抵抗上浮力之可靠度指數計算等，都涉及 AFOSM 的分析或係數率定。

若功能函數無法寫成閉合解形式，如邊坡穩定分析的切片法，或是以數值分析法如有限元素法 (Finite Element Method) 或邊界元素法 (Boundary Element Method) 等，則可靠度指數 β 無法以上述方法直接得到。對此問題可以使用替代性的方法如『反應面法』(Response Surface Method) (Box 1987, Bucher 1990, Rajashekhar 1993, Kim 1997, Tandjiria 2000)。

反應面法的原理是對功能函數無法表式成顯性形式 (Explicit Form) 的問題，以在參數空間中取樣數點的方式，將取樣點帶入功能函數計算安全邊際，並以此計算反應面 (即近似功能函數)。此時已有顯性形式的近似功能函數，即能以前節所述方法計算可靠度指數 β ，最後確認設計點安全區間是否符合收斂條件 (以零為中心)，若符合則分析結束，認可 β 為此工程之可靠度；若不符則以此次設計點為中心重啟分析直到結果收斂，此流程可以下圖 2.4 表示。

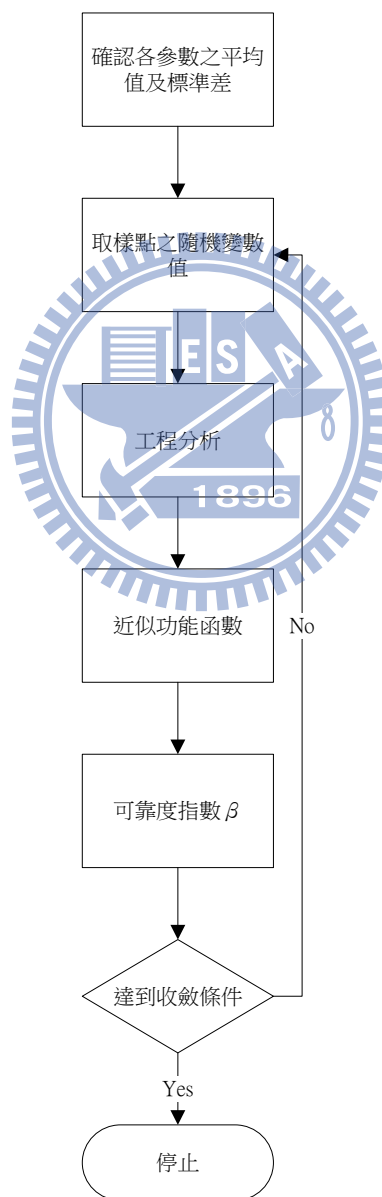


圖 2.4 反應平面法演算流程圖 (修改自 Tandjiria 2000)

圖 2.5 展示了用反應面法在二維空間中成功逼近功能函數而得到可靠度指數的過程。曲線 I 是實際的功能函數，是參數空間中 x_1 與 x_2 的函數。O 是平均值所在的點，C 是距離 O 最近的點，因此可算得可靠度指數 β 。第一次的迭代以 O 為取樣點，當近似功能函數確定了之後，由第一次迭代得到之曲線 II 算得與平均值最近之 A 點與 β 。然而將 A 點帶入計算發現其並非真正解，因此第二次的迭代以 A 點為中心而找到曲線 III 與 B 點。以同樣的步驟再經過一次的迭代得到 C 點與曲線 IV。做為近似的功能函數 IV 能夠找到離平均值最近的點 C，並且依此計算出 β ，程序即結束。

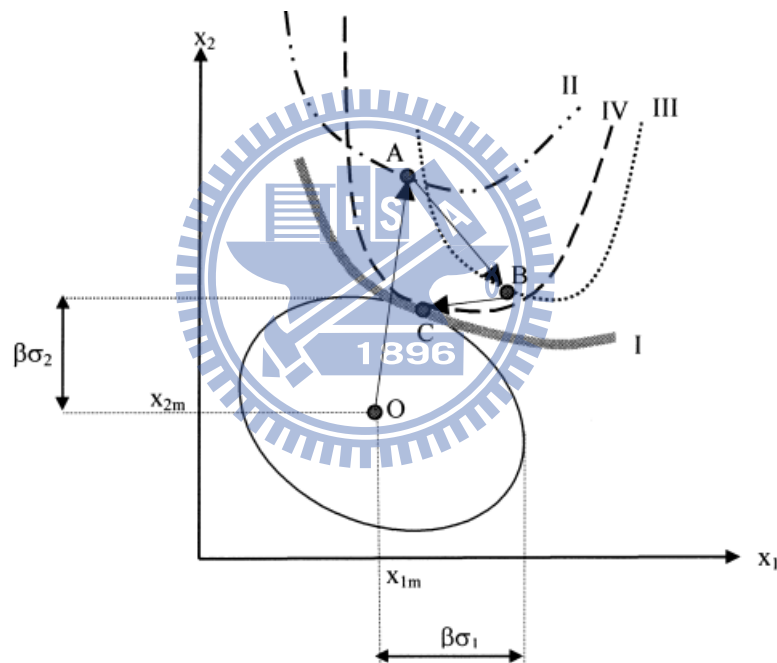


圖 2.5 以反應平面法求得可靠度指數 (Tandjiria 2000)

反應面法的近似功能函數有許多種形式。如 Wong (1984,1985) 使用多項式函數形式做為近似功能函數，如下 (2-21) 式

$$g'(x) = a + \sum_{i=1}^r b_i x_i + \sum_{i \neq j}^r \sum_{j=1}^r c_{ij} x_i x_j \quad (2-21)$$

此式包含了一階項與二階項，其中 b_i 與 c_{ij} 為待決定之係數。而 Bucher

(1990) 提出了簡化的形式，以不包含交叉項 (Cross Term) 的二階功能函數做為趨近式，其形式如下：

$$g'(x) = a + \sum_{i=1}^r b_i x_i + \sum_{i \neq j}^r c_{ij} x_i x_j \quad (2-22)$$

Tandjiria (2000) 分析樁的側向載重可靠度，以樁頭位移及最大彎矩兩個模式分析，比較使用線性、二次、倒數三種功能函數逼近方法做準確性的比較，分析結果顯示無論在樁頭位移及最大彎矩模式，三種方法的結果都相當接近實際結果。

對於岩石邊坡中岩石弱面相對滑動模式，功能函數可以閉合解方式，所以可直接以 AFOSM 解出。但如岩土介面的滑動，由於非單一平面的滑動，常需要使用切片法解之。而切片法中若需較準確之解，則須考慮切片之間的側向力，此時穩定與否則需要迭代始能解出，意即功能函數無法寫成閉合解形式，若欲在此問題執行 AFOSM 以解得可靠度指數 β ，則配合反應面法得到結果。

關於可靠度指數與破壞機率的關係，若是安全邊際之 p.d.f. 得知，則破壞機率可由對應之累計分佈函數 (Cumulative distribution function, 簡稱 c.d.f.) 求得。設計上的要求會有一設計限定的破壞機率，其會對應一門檻可靠度指數 (Threshold Reliability Index, 以 β_T 表示)，設計結果則會限定設計之可靠度指數需要大於 β_T ，才能確保結果之安全性會符合要求。對不同重要性、安全性要求之設計對象，此 β_T 會因需求不同而改變。

第一級機率式設計 (Level I probabilistic design)

此法又被稱之為“半機率法”，對安全性的評估不是以破壞機率，或是間接的可靠度指數，而是對於阻抗與載重乘上一部分係數來考量。若是乘上此係數後的設計之準則符合要求，則也代表以此參數來設計，風

險範圍至少會滿足某率定之 β_T 值(或破壞機率)，結構設計使用的 LRFD 即是屬於這類設計方式。相較於更高級的可靠度設計，需不斷變更設計種類並進行不確定性分析，直到分析的破壞機率小於設計要求；此設計法的特點為使用方便，工程師在設計時可以容易的評估不同設計下是否符合設計要求。此外也有許多學者 (Becker, 1996a; Phoon, 2004) 認為此方式因為形式上與傳統設計相似，適合做為由安全係數設計轉換到可靠度設計方式的過渡設計方式。而 β_T 與上述部分係數的關係，則需要經過係數率定 (Calibration)。

係數率定 (Code Calibration) 乃決定設計用部分係數之過程，依照第一級的機率式可靠度設計要求，LRFD 率定的部分係數需使設計符合某特定之可靠度指數。Goble (1999) 指出 LRFD 係數率定通常會透過機率分析或與傳統設計做比較為手段。此外，也有以現地試驗配合機率理論的率定法。目前一些學者使用過的方法有：配合傳統設計率定 (Direct Fitting)、可靠度率定法 (Reliability Calibration)、AFOSM 之設計點率定法 (Design Value Method) 以下對上述三種方法做一簡介。

配合傳統設計率定的原理是將係數重新調整，使新的部分係數設計結果會與傳統之結果相近。假若原先的設計為容許承載力設計 (Allowable Stress Design)，則部分係數與原設計式可寫成如下之形式 (Becker, 1996b)：

$$\text{容許載重} = \frac{rR}{FS} \geq \sum q_i Q_i \quad (2-23)$$

其中 r 、 q 分別為阻抗 R 、載重 Q_i 的部分係數

又因載重與阻抗的關係為：

$$\frac{R}{\sum Q_i} = FS \quad (2-24)$$

由上兩式可得知阻抗的部分係數為：

$$r \geq \frac{\sum q_i Q_i}{FS \cdot \sum Q_i} \quad (2-25)$$

由上(2-25)式可依照不同的載重條件，取不同的載重係數 q (如：靜載重取 1.2，活載重取 1.6) 與載重間之比例，來決定設計用之阻抗係數 r 值。

但以此方式決定的一組部分係數，通常只能確保用此係數重新設計的結果，能大致符合原本的設計結果，對原先之設計並無太大的改善。Christian (2003) 的文獻中對此係數率定方式提出質疑，並提到 Kulhawy 和 Phoon (2002) 等其他學者批評 Eurocode7，係數率定並未依照嚴謹之可靠度理論來率定。除了上述的問題外，此率定法之施作流程較繁瑣：對單一阻抗係數的率定，則需分析多種不同種載重力量的組合可能；若是要針對多個不同的阻抗係數來率定，則流程上又會更加複雜。

可靠度率定法 (Reliability Calibration) 是由可靠度的理論之推導，以求得門檻可靠度指數需要求之部分係數，常見的推導程如下 (Christian, 2004, Phoon, 2004)：假設阻抗與載重呈對數常態分佈 (Log-Normal distribution)，則設計結果之安全係數如 (2-4) 式所示，若設功能函數為 (2-4) 式取對數值，則功能函數的要求如下：

$$\text{功能函數} = \ln\left(\frac{R}{Q}\right) = \ln(R) - \ln(Q) \geq \ln(1) = 0 \quad (2-26)$$

若是將 $\ln(R)$ 與 $\ln(Q)$ 視為新的阻抗與載重值 R' 、 Q' ，因 R 、 Q 呈對數常態分佈，故 R' 與 Q' 呈常態分佈，於是功能函數也呈常態分佈。當阻抗、載重參數以 R' 與 Q' 表示，則上(2.28)式功能函數之型態與(2.5)式相似，故功能函數此時以安全邊際之 M 參數表示。由 (2.7) 式對可靠度指數的定義與 (2.30) 式，並假設阻抗與載重參數無相關性，則設

計上的可靠度要求可寫成如下(2-27)式之型態(Cornell, 1969a、1969b；Lind, 1971)：

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\ln(\mu_R) - \ln(\mu_Q)}{\sqrt{CV_R^2 + CV_Q^2}} = \frac{\ln(\mu_R) - \ln(\mu_Q)}{\eta(CV_R + CV_Q)} \geq \beta_T \quad (2-27)$$

其中 CV_R 、 CV_Q 分別表示阻抗與載重之變異係數

μ_R 、 μ_Q 分別表示阻抗與載重之平均值

$$\eta \text{ 為分離係數，} \eta = \frac{\sqrt{CV_R^2 + CV_Q^2}}{CV_R + CV_Q}$$

β_T 為要求的門檻可靠度指數

對(2-27)式整理可得：

$$\mu_R \exp(-\beta_T \eta V_R) \geq \mu_Q \exp(\beta_T \eta V_Q) \quad (2-28)$$

其中 $\exp()$ 表示指數函數

若是設計結果是針對平均值率定，則由上(2-28)式可得知設計所需之部分係數如下：

$$\text{阻抗係數：} r = \exp(-\beta_T \eta V_R) \quad (2-29)$$

$$\text{載重係數：} q = \exp(\beta_T \eta V_Q) \quad (2-30)$$

若率定之參數改為名目載重、阻抗來分析，則上 2.33a、2.33b 式需改寫成：

$$\text{阻抗係數：} r = \frac{\mu_R}{R_N} \exp(-\beta_T \eta V_R) \quad (2-31)$$

$$\text{載重係數：} q = \frac{\mu_Q}{Q_N} \exp(\beta_T \eta V_Q) \quad (2-32)$$

其中 R_N 、 Q_N 分別為阻抗、載重值的名目值

由 (2.33a) ~ (2.34b) 式可得知率定之部分係數受到門檻可靠度指數、參數之變異性與分離係數之影響。由分離係數 η 之定義可知其受參數的變異係數影響，但 Becker (1996b) 指出大地工程往往缺乏“適當”的統計資料；不過在此篇文獻也提到當 V_R/V_Q 的範圍在 0.5~5 間， θ 值大約會落在 0.7~0.85 的範圍內，因此 η 可取此範圍內的數值做分析。

Honjo (2002) 的文獻中也提到類似的部分係數率定，其稱之為設計值法 (Design Value Method)，推導如下：若是功能函數能以阻抗、載重參數的線性關係式表示，則功能函數之型式如下：

$$\text{功能函數： } G = \sum_{i=1}^m O_i R_i - \sum_{j=1}^n P_j Q_j \geq 0 \quad (2-33)$$

其中 G 為功能函數 (安全邊際)

O_i 、 P_i 分別表示阻抗、載重所乘上之常數值

R_i 、 Q_i 分別表示阻抗、載重的大小

則 G 之標準差取一階泰勒展開的近似如下：

$$\sigma_G = \frac{\sigma_G^{(2)}}{\sigma_G} \approx \sum_{i=1}^m \frac{O_i \sigma_{R_i}}{\sigma_G} O_i \sigma_{R_i} + \sum_{j=1}^n \frac{P_j \sigma_{Q_j}}{\sigma_G} P_j \sigma_{Q_j} \quad (2-34)$$

$$= \sum_{i=1}^m o_{R_i} O_i \sigma_{R_i} + \sum_{j=1}^n p_{Q_j} P_j \sigma_{Q_j} \quad (2-35)$$

$$\text{其中 } o_{R_i} = \frac{O_i \sigma_{R_i}}{\sigma_G}$$

$$p_{Q_j} = \frac{P_j \sigma_{Q_j}}{\sigma_G}$$

依照 RBD 對門檻可靠度指 β_T 的要求，並由 (2.7)、(2.16)、(2.36) 式整理可得：

$$\sum_{i=1}^m O_i(\mu_{R_i} - \beta_T o_{R_i} \sigma_{R_i}) \geq \sum_{j=1}^n P_j(\mu_{Q_j} + \beta_T p_{Q_j} \sigma_{Q_j}) \quad (2-36)$$

因此對應要求 β_T 所需之部份係數如下：

$$\text{阻抗係數： } r_i = \frac{O_i \mu_{R_i}}{R_{N_i}} (1 - \beta_T o_{R_i} V_{R_i}) \quad (2-37)$$

$$\text{載重係數： } q_j = \frac{P_j \mu_{Q_j}}{Q_{N_j}} (1 + \beta_T p_{Q_j} V_{Q_j}) \quad (2-38)$$

上述之係數推導適用於：功能函數可寫成由載重、阻抗阻成之線性關係式，以及功能函數之變異數取一階近似誤差不大時才適用。

上(2.32)與(2.37)推導上的差大差異，在於功能函數標準差(σ_M 或 σ_G)的分項處理，前者是以分離係數 η 將 σ_M 分成 V_R 與 V_Q 兩項；後者以 o_{R_i} 與 p_{Q_i} 將個別項之變異性分開計算。當有了門檻可靠度指數、參數之變異性等資料，即可由上述方式決定部分係數的大小。但若是阻抗與載重的關係式、分佈型態不為上述之假設，則上述之結果將不適用；且若是部分係數難以依照可靠度理論之關係推得，換言之無法以閉合解(Closed-Form Solution)的型式表示，則以可靠度理論率定將不適用。

設計點率定法(Design Point method)乃依照AFOSM分析的概念，與其分析求得之設計點來率定部分係數。由AFOSM分析的迭代計算，可得一離基本空間原點最近之設計點 X^* ，並且得知可靠度指數 β_{AFOSM} 為此設計點距原點之距離。此率定法的部分係數是計算設計點在實際空間的參數值，如下：

$$\text{部分係數 } \psi_i = \frac{X_i^*}{\mu_{X_i}} \quad (2-39)$$

其中 ψ_i 為第 i 參數之部分係數

X_i^* 為 X_i 參數在實際空間中的參數值

μ_{X_i} 為 X_i 參數之平均值

(2-39) 式也可將其中之 μ_{X_i} 轉換成名目值來計算，或是將 (2.40) 式計算之結果乘上一 l 值修正， l 值代表各參數名目值與平均值之比，如下：

$$l_i = \frac{X_{iN}}{\mu_{X_i}} \quad (2-40)$$

其中 X_{iN} 為 X_i 參數的名目值

以單一阻抗與載重參數為例，其機率密度等高線與設計點之關係如下圖 2.6。上 (2.40) 式的目的在於限定設計結果，使基本空間中參數的聯合平均值會距破壞面 β_{AFOSM} 的距離，故在此參數條件下以該部分係數設計即會有 β_{AFOSM} 之可靠度。

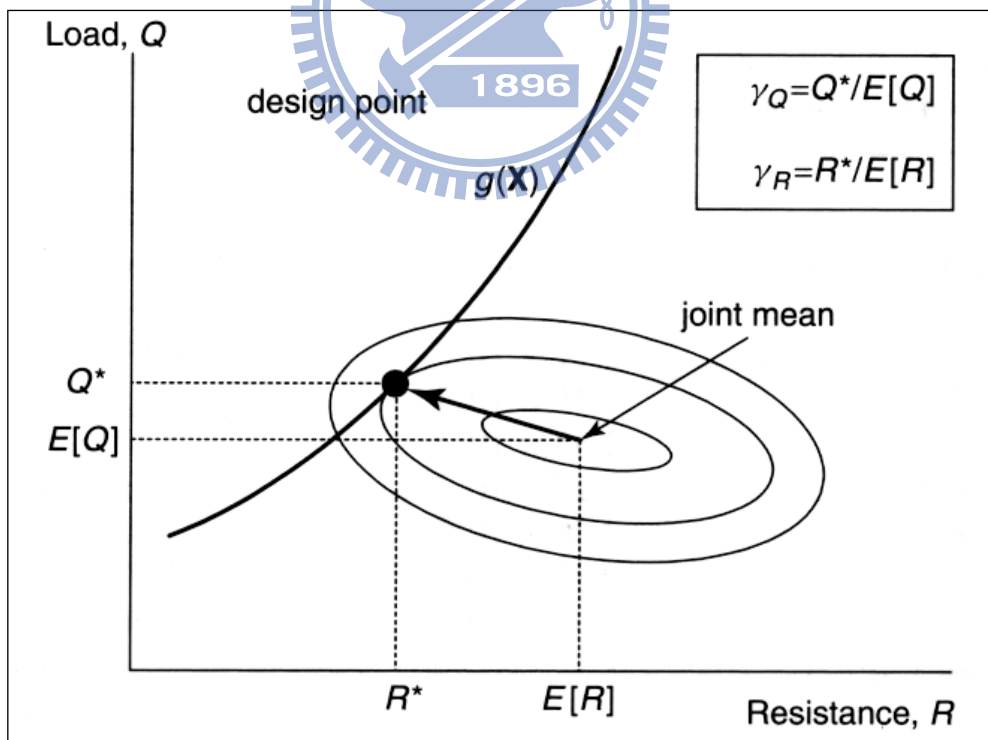


圖 2.6 設計點與聯合平均值、部分係數之示意圖

(修改自 Baecher and Christian, 2003)

此方法受前述 AFOSM 之缺點影響，在高維度問題下效率會降低，且迭代計算設計點的準確性、計算過程之收斂性可能會不佳。雖然如此，但以此方法率定部分係數，若知能設計點之位置，便能同時決定多個參數之部分係數分級。

過去使用該方法率定之學者如：Honjo (2002、2005) 對樁受垂直載重、方形基腳在顆粒性土壤中的部分係數率定，Foye 等人 (2006b) 對淺基礎阻抗的係數率定，郭文鳴 (2007) 對岩石邊坡穩定分析的部分係數率定，都使用此方法來探討部分係數的範圍。

以可靠度理論為基礎之率定法，常配合現地試驗資料。對阻抗係數之決定常用之步驟為 (Ching 2009)：對 m 個獨立之現地試驗阻抗資料 $\{C_i : i = 1, \dots, m\}$ ，以及相對應之預測阻抗 $\{R_i : i = 1, \dots, m\}$ ，以此可計算阻抗比為 $\left\{\frac{C_i}{R_i} : i = 1, \dots, m\right\}$ ，並且知道阻抗比之平均值及變異係數。接著假設其參數分布型態如對數常態分布，即可以可靠度論為基礎率定其阻抗係數。

過去學者使用此方法率定有：Ching (2008) 以台北盆地鑽掘地之拉拔強度阻抗係數以完整可靠度分析來率定，以及顏銘佐 (2008) 對樁載重係數之率定。Kwak (2010) 使用現地試樁資料對樁載重承载力之部分係數做率定。將試樁結果以資料可靠性分成”好的”與”更好的”資料，以 FOSM 及蒙地卡羅模擬配合貝氏機率法分別率定 SPT 之 N 值小於 50 及大於 50 時之係數。

上述三種率定方式各有其不同的特性：配合傳統設計因為安全係數設計行之有年，採用此方式率定可預期結果和現今設計同樣適用，但是設計上並無改顯注改善之處；可靠度理論率定是根據機率式的可靠度理論，對設計參數之部分係數率定推導與計算，此方法在理論架構是較嚴謹的，但是在使用上會受不同的功能函數型式而可能不適用；設計點的

率定法是依照 AFOSM 的概念對部分係數的率定，其會受 AFOSM 的理論假設而有所誤差，但因為本研究需同時考量多個參數之率定，故本研究後續的係數率定將是採用此方法進行。

另外率定上的共同議題，為當設計之參數組合非率定之參數條件時，以此係數設計可能會不適用，可能需採用不同的係數設計才能符合要求；若是問題之型態較單純，如設計上只受一項隨機變數影響，則設計上能以一組係數套用於廣泛之設計條件。但是邊坡問題之影響因子受到大量參數之影響，故預期結果可能無法以一組係數來滿足、改善設計要求，最後設計應用上可能需探討多組設計係數的考量。

對上述係數的率定結果，還需驗證該組係數是否符合安全性之要求，或是比較不同係數組的優劣。可靠度設計的基本精神乃控制安全性，對破壞機率（可靠度）或可靠度指數做限制。理想的設計結果，其安全性都應等同門檻可靠度 β_T 的安全等級，此要求本文後續稱其為“均一可靠度”之要求。依照此設計要求，需檢視不同安例設計結果之可靠度指數 β 與目標 β_T 的差異。Phoon 的（2004）文獻中是對函數最佳化來率定部分係數，其函數如下：

$$\Delta\beta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_T)^2}{n}} \quad (2-41)$$

其中 β_i 為第 i 個案例下以部分係數設計得到之可靠度指數
 n 為案例個數

本研究提出之以部分係數設計邊坡方法，引用（2-41）式之 $\Delta\beta$ 來判定設計結果可靠度之均一性。對不同的係數率定方法，依（2-41）式來判斷何者之 $\Delta\beta$ 較低，評估何者較符合“均一可靠度”的設計理念。

2.2.3 系統上之可靠度分析

當設計對象改為一整體系統之考量，則系統可靠度（System Reliability）的計算則需考慮更多的因子。常用的分析方式會將系統視為由多個元件（Component）組成，系統之破壞機率則受到元件的組成關係與個別元件可靠度之影響，單一元件的可靠度可由上述 AFOSM 的分析方式求知。而元件與系統的關係，常用來考慮的基本型式有串聯系統（Series System）與並聯系統（Parallel System），其如下圖 2.7。在串聯系統的條件下，若是有一元件無法發揮原應有之功能，則總體系統也無法發揮原有之功能，所以由 n 個元件組成之串聯系統，系統之破壞機率如下：

$$P_f(\text{system}) = \bigcup_{i=1}^n pf_i \quad (2-42)$$

其中 pf_i 為第 i 個元件的破壞機率
而對應上 (2-42) 式之系統可靠度為：

$$\text{Reliability}(\text{system}) = 1 - \bigcup_{i=1}^n P_{fi} = \bigcap_{i=1}^n R_i \quad (2-43)$$

其中 R_i 為第 i 個元件的可靠度

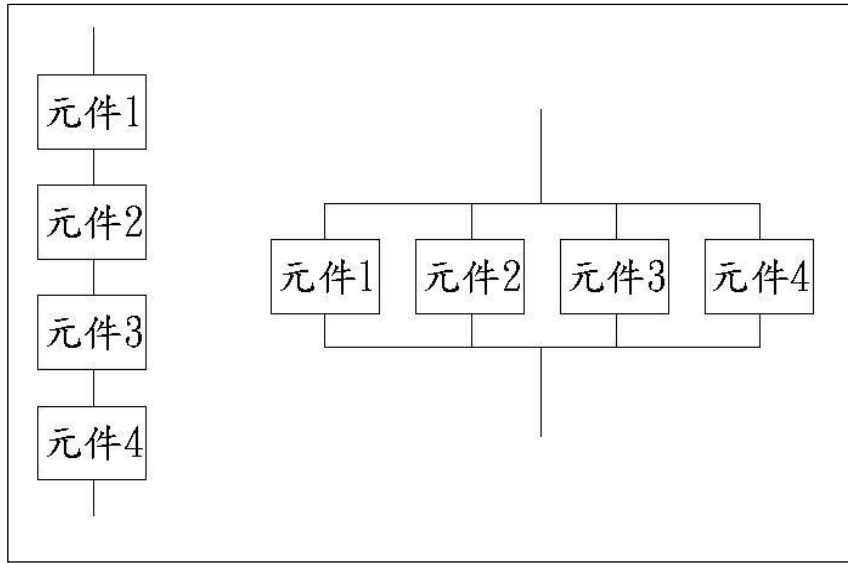


圖 2.7 元件與系統關係之示意圖

(左側為串聯系統，右側為並聯系統)

而在並聯系統中，當“全部”的元件無法發揮作用時，系統才無法發揮應有的作用，因此同樣由 n 個元件組成之並聯系統破壞機率為：

$$p.f.(system) = \prod_{i=1}^n P_{fi} \quad (2-44)$$

以系統可靠度來表示則為：

$$Reliability.(system) = 1 - \prod_{i=1}^n P_{fi} \quad (2-45)$$

若使用蒙地卡羅方法分析破壞機率，只要判斷是否到達每個極限狀態，即可得到 $\prod_{i=1}^n P_{fi}$ 與 $\bigcup_{i=1}^n P_{fi}$ 。但如使用改良式一階可靠度方法計算 β ，

只能得到每一模式的 β_i ，無法直接知道 $\prod_{i=1}^n P_{fi}$ 或 $\bigcup_{i=1}^n P_{fi}$ 。對此問題若模式只有兩種，則串聯系統可靠度可以下列方法估計 (Lemaire2005 和 Massih 2008)。

若 U 與 S 分別代表兩種不同破壞機制之極限限度狀態 (Ultimate

Limit State)，兩者串聯系統破壞機率可以下式表示。

$$P_{f_{sys}} = P_f(U \cup S) = P_f(U) + P_f(S) + P_f(U \cap S) \quad (2-46)$$

其中

$P_f(U)$ = 極限程度狀態 1 之破壞機率

$P_f(S)$ = 極限程度狀態 2 之破壞機率

$P_f(U \cap S)$ = 極限程度狀態 1 與極限程度狀態 2 交集的機率

則交集部分的機率如下。

$$\text{Max}(P(A), P(B)) \leq P_f(U \cap S) \leq P(A) + P(B) \quad (2-47)$$

其中

$$P(A) = \Phi(-\beta_U) \Phi\left(\frac{\beta_S - \rho_{US} \beta_U}{\sqrt{1 - \rho_{US}^2}}\right) \quad (2-48)$$

$$P(B) = \Phi(-\beta_S) \Phi\left(\frac{\beta_U - \rho_{US} \beta_S}{\sqrt{1 - \rho_{US}^2}}\right) \quad (2-49)$$

$$\rho_{US} = \langle \alpha_U \rangle \{ \alpha_S \} \quad (2-50)$$

其中 β_S 與 β_U 是兩種破壞模式的可靠度指數。

ρ_{US} 代表兩種破壞模式的相關係數。

α_U 與 α_S 表示破壞模式在標準空間的單位向量，其元素可以下式算得。

$$\alpha_{U_i} = -\frac{\partial \beta_U}{\partial u_{U_i}} \Big|_{\{u_{U_j}^*\}} = -\frac{u_{U_i}}{\beta_U} \quad (2-51)$$

$$\alpha_{S_i} = - \left. \frac{\partial \beta_s}{\partial u_{S_i}} \right|_{\{u_{S_i}^*\}} = - \frac{u_{S_i}}{\beta_s} \quad (2-52)$$

其中 $u_{u_i}^*$ 與 $u_{S_i}^*$ 是在設計點的標準獨立常態變數

由上(2-46)至(2-52)式可知系統破壞機率的範圍。在以下(2-53)式可得系統可靠度指數 β_{sys} 。

$$\beta_{sys} = -\Phi^{-1}(P_{f_{sys}}) \quad (2-53)$$

邊坡破壞會有許多種破壞模式(如：平面滑動及楔形滑動)，即為系統可靠度問題，再加上破壞模式本身含有不同的極限狀態(如：地震力向上時的破壞及地震力向下時的破壞)，邊坡破壞實為雙層結構的串聯系統。本研究選擇的是台灣最常見的層面滑動及岩土介面滑動的破壞模式，為簡化考量，將此二模式獨立分析，分析模式內不同及現狀態的破壞情況，因此分析模型為單層系統可靠度。

2.2.4 可靠度設計與傳統設計之差異

傳統設計與可靠度設計都是為了因應工程的不確定性。良好的設計是安全性與經濟性能夠取得好的平衡點，往往設計的概念是安全性必須達到要求的前提下，以較經濟的方式施做，此時設計方法是否能使工程達到目標安全性即相當重要。前述數方法中，若以設計結果接近目標可靠度的程度排列，依序是完整機率式設計、可靠度指數設計、載重與阻抗係數設計、容許應力設計。

傳統上的設計將參數、安全性，以一確定值來分析，如：參數之名目值、安全係數等，不確定性造成參數變異性的影響則是缺乏明確的設計考量，此對結果之影響完全受設計者的經驗控制。可靠度分析則視各個參數視為一隨機變數，有著其各別的分佈特性，所以安全性不再是一

個確定值，而是具變異性的隨機分佈函數。但此分析上需更多的資料收集與分析，因此設計過程會變的更為複雜，而費用、時間、成本上也都提高。

對於設計結果是否適當，在非以機率方法率定之係數折減設計法中，工程師靠著過去經驗說明此設計是適用的，但是適用並無法反應是否過度設計，另外對於安全性的信心指數、重現期等風險考量相關之問題，都較難以用 ASD 的設計結果來說明。而可靠度設計則可依照設計對象，決定所能容許的破壞機率，以較符合邏輯性的觀點分析不確定性的影響。不過上述良好的結果，前提為“能夠收集適當資料”與“模型分析結果符合、接近實際情形”。所以進行可靠度分析上，需考量有限收集的資料與配合選用的簡化條件下，是否適合模擬真實狀況的結果。

2.3 邊坡穩定問題

本研究主要針對邊坡穩定設計的探討，設計需先考量每個可能達到破壞的條件，再對限度狀態做分析，以及後續設計上的變更、調整等。基於上述概念，首要之問題為檢視各種破壞形態，即探討、回顧邊坡中常見的破壞型態。再來就是針對邊坡穩定設計與分析方式的回顧，以及影響邊坡穩定因子的探討。

2.3.1 邊坡破壞類型

Vernes (1978) 對邊坡常見的破壞類型提出分類法如下表 2.1。本研究主要針對岩石邊坡破壞模式，岩石邊坡常見的破壞型態最主要有三種：平面破壞 (Plane Failure)、楔形破壞 (Wedge Failure)、傾倒破壞 (Toppling Failure)。下列為上述三種破壞型態的簡介。

表 2.1 邊坡破壞類型

材料 運動型態	岩層 (Rock)	岩屑 (Debris)	土壤 (Soil)
墜落 fall	岩石墜落 Rock fall	岩屑墜落 Debris fall	土壤墜落 Soil fall
傾倒 topple	岩石傾倒 Rock topple	岩屑傾倒 Debris topple	土壤傾倒 Soil topple
滑動 slide	岩石滑動 Rock slide	岩屑滑動 Debris slide	土壤滑動 Soil slide
側移 spreads	岩石側移 Rock spreads	岩屑側移 Debris spreads	土壤側移 Soil spreads
流動 flow	岩石流動 Rock flow	岩屑流動 Debris flow	土壤流動 Soil flow
潛移 creep	—	—	土壤潛移 Soil creep

平面破壞

平面滑動主要受到重力影響，使岩塊沿著弱面向下滑動。與岩石邊坡有關的滑動，主要的機制是沿著岩層若面或岩土介面的位移。要形成此滑動機制大略有三個要素：(1) 滑動岩塊下方需有空間讓岩塊下滑，即岩體中的弱面需要有可見的露頭 (Daylight)。(2) 除了上述條件外，岩塊還需失去與滑動方向垂直的兩側支撐，即需要有穿過滑動面走向的不連續面。(3) 當有上述運動機制時，滑動面上的阻抗仍需小於滑動之驅動力，才会有不穩定(破壞)的情形發生。平面破壞的示意如下圖 2.8。而國工局 (2000) 提到國道邊坡坍塌滑案例多為平面滑動破壞模式，在國工局 (2000) 分析案例中，約占破壞案例的 76%，而岩土介面及岩石弱面滑動即占平面滑動破壞模式的 80%，本研究也以此二模式做為主要的破壞模式。

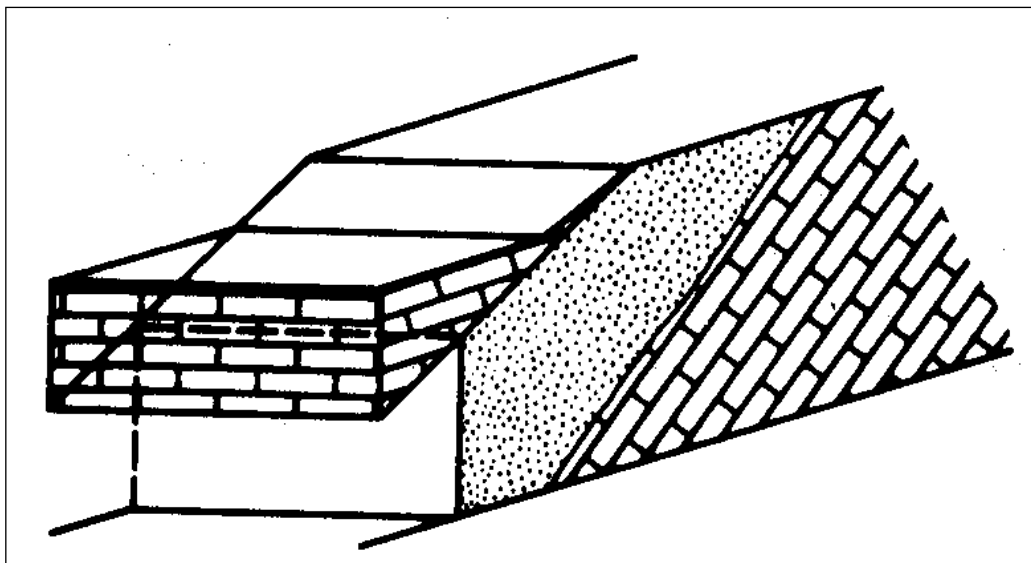


圖 2.8 平面破壞示意圖 (Goodman, 1989)

楔形滑動破壞

當有兩個弱面不平行且相交時，兩弱面會構成一條交線，並可能與坡面形成一“楔形”的岩塊。若是兩弱面的交線對自由空間上有露頭，則代表有滑動的機制；假如滑動面上的總抵抗力小於滑動的驅動力，則楔形破壞就會發生。楔形破壞示意圖如下圖 2.9。

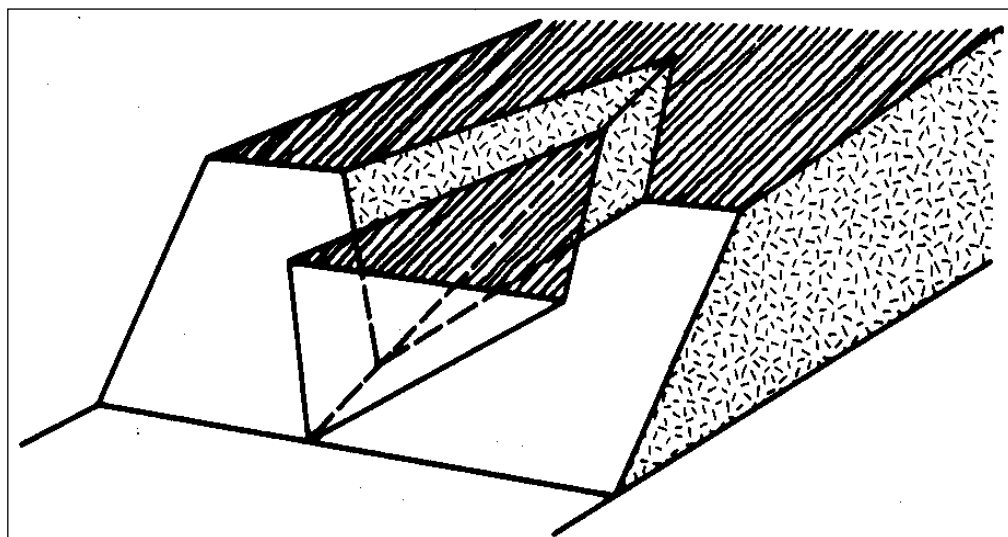


圖 2.9 楔形破壞示意圖 (Goodman, 1989)

傾倒破壞

當岩中有多組平行的高角度弱面時，如圖 2.10 所示，若岩體下方坡趾的支撐被除去，則岩層可能受自重向坡面的傾向彎曲，使得岩層產生張方裂縫而岩塊個別翻落。此破壞條件達成的條件為：(1) 岩層的傾向與坡面的傾向相反。(2) 岩塊間向坡底彎曲的力量要大於層面間的阻抗。或者若是有垂直相交的不連續面時，可能使岩體成塊狀 (block) 的堆積型態而個別翻落，此時則要考量岩塊重心位置與坡面角度之滑動、傾倒關係。

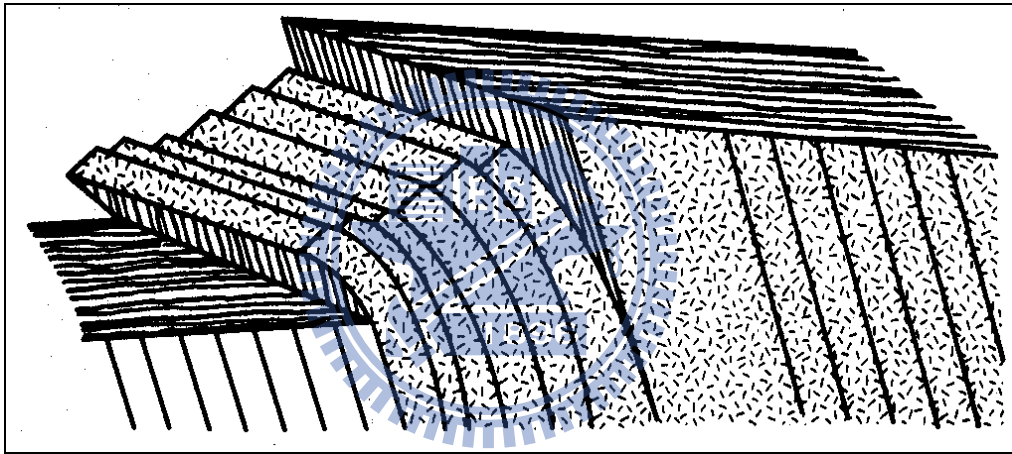


圖 2.10 傾倒破壞示意圖 (Goodman, 1989)

除了前面三種主要破壞模式外，破壞也可能為上述三種破壞機制的複合型式，另外若是岩體高度風化或弱面發達，則發生的破壞模式可能如土壤邊坡的圓弧形破壞 (Circular Failure)。但本文主要針對硬岩邊坡中平面破壞的機制來討論，故後續討論上，其他特殊型態的破壞型式不予討論。但平面破壞的一種特殊狀況，會發生在高弱面傾角且地下水壓力過大，此時岩塊弱面上的正向力為零，使岩塊的阻抗消失而滑動。此狀態本文暫稱為平面破壞的“上浮”破壞機制，其破壞形式仍然是沿著弱面滑動的平面破壞，但是弱面剪力強度不再影響此狀態的穩定，影響

穩定之因子改為對弱面正向力有影響的參數，故分析上需採不同的方式。於第三章研究方法中會再詳述本文分析上的流程。

2.3.2 邊坡穩定分析

傳統設計上對邊坡穩定的評估，判定穩定性是否足夠有兩個因素要考量：首先為是否有滑動的機制（Kinematic stability），再來為滑動的力學條件是否達成（Kinetic stability）。滑動的機制受到不連續面的位態影響，若是有滑動機制，則表示該坡有破壞（滑動、傾倒）的“可能性”，前述之露頭判定即是判斷有無滑動機制的因子。最終是否有穩定性的問題，仍需分析力學條件上的破壞條件是否達成。力學條件上的問題，則是綜合前述不連續面的影響再加上力學強度之影響，如：滑動面上摩擦力強度是否足以抵抗滑動面下滑的驅動力。當上兩項（滑動機制、力學條件）都達成時，則表示岩塊處於不穩定的狀態。

傳統的實務設計上，常會以立體球面投影圖來判斷上述無滑動機制、與力學條件。以圖 2.11 兩弱面的楔型破壞為例，其中 I 、 J 為弱面，由圖上可判斷兩弱面 I 、 J 的交線 5 在坡面上有露頭，岩楔則有滑動的可能。力學的穩定分析，可由立體投影圖中可得知 $\delta_{ni,nj}$ 、 δ_{13} 、 δ_{24} 、 δ_{35} 、 δ_{45} 、 $\delta_{1,ni}$ 、 $\delta_{2,ni}$ 、 θ_5 ，並此參數和 I 、 J 弱面傾角 θ_a 、 θ_b ，代入下 (2-54)、(2-55)、(2-56) 及 (2-57) 式（Hoek 和 Bray，1981）決定 X 、 Y 、 I 、 J ：

$$X = \frac{\sin \delta_{24}}{\sin \delta_{45} \cdot \cos \delta_{2ni}} \quad (2-54)$$

$$Y = \frac{\sin \delta_{13}}{\sin \delta_{35} \cdot \cos \delta_{1,nj}} \quad (2-55)$$

$$I = \frac{\cos \theta_a - \cos \theta_b \cdot \cos \delta_{ni,nj}}{\sin \theta_5 \cdot \sin^2 \delta_{ni,nj}} \quad (2-56)$$

$$J = \frac{\cos \theta_b - \cos \theta_a \cdot \cos \delta_{ni,nj}}{\sin \theta_5 \cdot \sin^2 \delta_{ni,nj}} \quad (2-57)$$

當有了 X 、 Y 、 I 、 J 後，即可以下 (2.13) 式決定安全係數 (Hoek 和 Bray, 1981)，並判岩楔是否穩定。假若立體球面投影顯示無破壞機制達成，則表示沒有辦法讓岩塊有所移動，而進一步力學平衡上的穩定通常也不必考慮、分析。

$$FS = \frac{3}{\gamma H} (c_a \cdot X + c_b \cdot Y) + (I - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X) \tan \phi_a + (J - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y) \tan \phi_b \quad (2-58)$$

其中 c_a 、 c_b 分別為 A、B 弱面的凝聚力合力強度

ϕ_a 、 ϕ_b 分別為 A、B 的摩擦角

γ 、 γ_w 分別為岩體、地下水的單位重

H 是楔形岩塊的總高



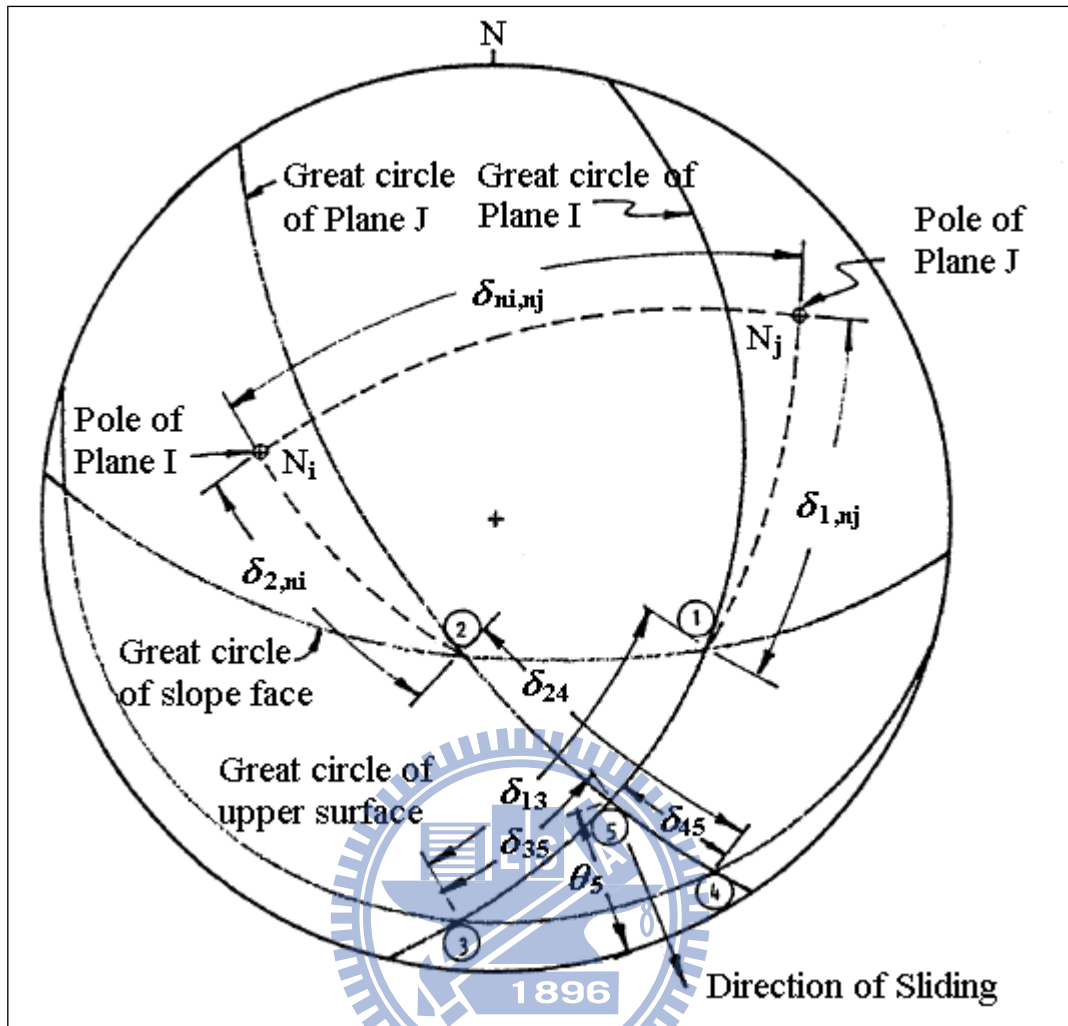


圖 2.11 立體球面投影示意圖（修改自 Hoek 和 Bray, 1981）

以機率式可靠度設計分析，則參數需考量變異性之影響，若以傳統
 的立體球面投影來施作，則立體投影圖上的投影面無法表示參數隨機變
 數的特性。此時則需改用 Hoek 和 Bray (1981) 書中附錄 2 的向量計算
 方式來分析。

過去有許多學者對邊坡穩定，以可靠度分析的方式做研究，如 Low
 (1997) 的文獻展以試算表的分析方式，對楔型破壞進行一階二次矩的
 可靠度分析；Park 等人 (2005) 則對美國高速公路設計的實際案例，對
 楔型破壞以蒙地卡羅模擬分析岩楔的破壞機率；Jimenez-Rodriguez 等人
 (2006) 則是對有垂直張力裂縫岩塊的平面破壞，以蒙地卡羅等方式比

較分析的結果差異。郭文鳴（2007）對岩石弱面間滑動以 AFOSM 方法分析可靠度並提出邊坡穩定 LRFD 率定方法。

2.3.3 影響邊坡穩定之因子

前述邊坡穩定受滑動機制與力學條件影響，滑動機制主要受到不連續面位態之影響，而力學條件的除了受不連續面位態影響，還受弱面強度、岩塊之基本物理性質、地下水位等其他因子影響。整理對邊坡穩定影響之因子大致如下：(1) 坡面之幾何條件（坡向、坡度）、(2) 弱面方位問題（弱面之方向與傾向）、(3) 弱面強度參數（ c 、 ϕ ）、(4) 岩塊物理性質（岩塊之單位重，孔隙率、含水量等）、(5) 外力（如坡面上方之額外載重）、(6) 地下水的影響、(7) 地震力的影響。

而依邊坡設計的觀點而言，當一坡面穩定性不足，則還需設計不同的補強方式以達到穩定的狀態，當中可能的手段如：打設地錨來提高岩塊間的正向力，削除坡面以減少滑動的驅動力（如圖 2.12），佈置排水管線以降低地下水等。因此，除了上述的影響因子外，還需考量人為設計對邊坡穩定有影響之因子（如削坡後之坡角、坡面型態、排水管位置、削坡階梯數量等）。

在進行不確定分析時，除了需考量上述參數的平均值外，還需考量對應輸入資料的變異性（如標準差（Standard Deviation）或變異係數（Coefficient of Variation））。不過並非全部的參數都需視為隨機變數來分析，有些參數受變異性之影響較小，分析上可視其為一確定值以方便分析。因此流程上，都會先進行參數分析（parametric study）的探討，來簡化後續分析上，以提高的效率而不使結果有太大的誤差。

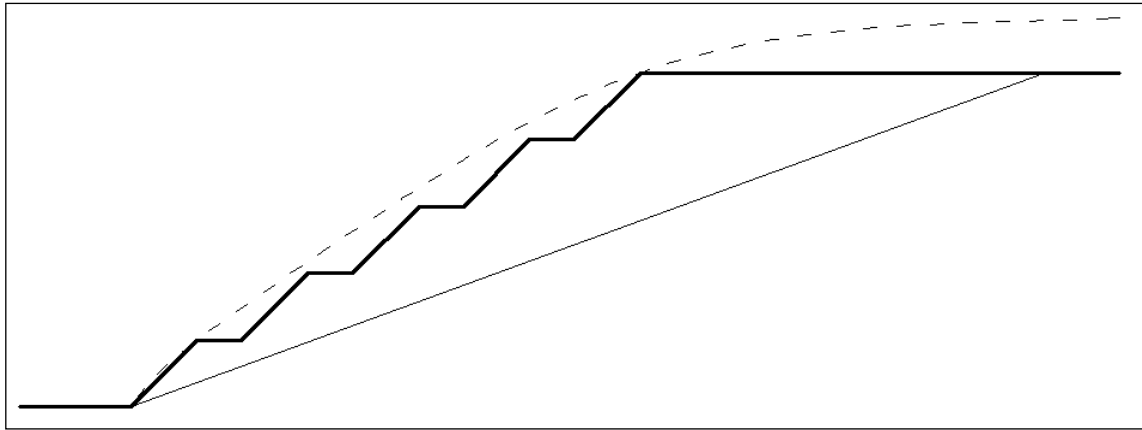


圖 2.12 削整坡面示意圖

(虛線為原坡面，粗實線為施工後的坡面)

完整的資料收集對不確定性分析是相當重要的，但在大地工程中，試驗資料數量往往量少而變異性大（如弱面的力學強度）。若是資料不足，對參數變異性的估計可能需採用如 $n-\sigma$ 的方式估計（Foye 等人，2006a；Whitman 等人，1997；Tippett, 1925）。 $n-\sigma$ 法為對標準差的估計，假設量測資料的誤差是呈常態分佈之型式，標準差 σ 的估計如下：

$$\sigma = \frac{\text{量測資料範圍}}{N_{\sigma}} \quad (2-59)$$

此方法是假設資料量測的範圍受到量次數影響，在 n 次的量測下，量測值的範圍會在 N_{σ} 個標準差內， N_{σ} 可查表 2.2 得知，於是即可估計參數之標準差，進而估計參數的變異性。

表 2.2 常態分佈參數取樣範圍 N 對量測次數 n 之關係

(摘自 Foye 等人，2006a)

n	N_{σ}
2	1.128379
3	1.692569
4	2.058751
5	2.325929
6	2.534413
7	2.704357
8	2.847201
9	2.970027
10	3.077506
11	3.172874
12	3.258457
13	3.335982
14	3.406765
15	3.471828
16	3.531984
17	3.587886
18	3.640066
19	3.688965
20	3.734952
50	4.498153
100	5.0152
200	5.492108
300	5.755566
400	5.936396
500	6.073445
600	6.183457
700	6.275154
800	6.353645
900	6.422179
1,000	6.482942



2.3.4 邊坡穩定之切片法

以極限平衡法分析沿著平面滑動之岩體時，需計算載重及阻抗以分析是否處於安全狀態。當滑動弱面不為簡單平面時，如岩土介面間之滑動，常使用切片法分析之，以下將切片法簡述及介紹切片法中幾種常用之方法。

將土壤或岩石分為數個切片，則每一切片之受力情形如下圖。對一穩定之邊坡，每一切片必須要達到力平衡。若將所有力之大小、方向及位置以未知數考慮之，則會有未知數多於力平衡式之情形而無法求解。所以過去學者以不同的假設條件提出簡化方法以求解切片法問題，以下對本文使用之切片法做一介紹。

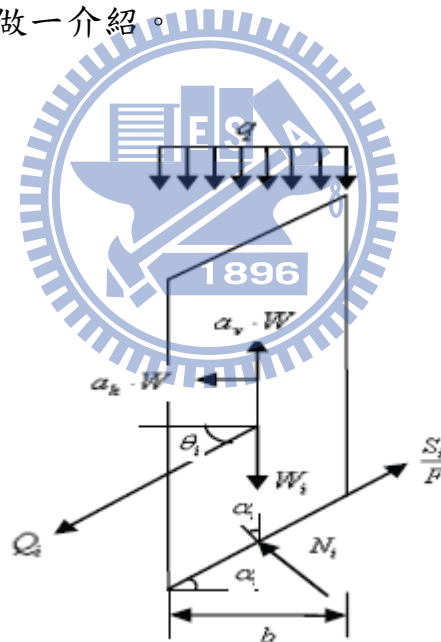


圖 2.13 切片分力圖

其中 W_i 為自重

$a_h W$ 、 $a_v W$ 分別為水平及垂直地震力

Q_i 為切片兩側作用力之合力

θ_i 為切片合力方向與水平面之夾角

N_i 為切片底面之正向力

b 為切片寬度

α_i 為切片底面與水平線之夾角

傳統切片法 (Fellenius 法)

此方法為切片法中最簡化之方法。假設切片兩側之力相互平衡，則安全係數可寫成下式，而此式不需迭代即可求解。

$$FS = \frac{\sum \{c + \tan\phi(W \cos\alpha_i - ul)\}}{\sum W \sin\alpha_i} \quad (2-60)$$

其中 c 為凝聚力合力

ϕ 為摩擦阻抗角

u 為單位長度地下水上升力

$$l = \frac{b}{\cos\alpha_i}$$

簡化 Bishop 法

Bishop (1955) 在他的簡化分析法中，假設切片間存在正向力，但不存在剪力，並且滿足垂直力平衡時，安全係數可寫成下式。

$$FS = \frac{\sum \{cb + \tan\phi(W - ub)/m_\alpha\}}{\sum W \sin\alpha_i} \quad (2-61)$$

$$\text{其中 } m_\alpha = \left(1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi}{F}\right) \cos\alpha$$

上式之安全係數 FS 同時存在於左式及右式，在實際計算時，必須先假設一個安全係數，然後經由迭代之後逐步逼近能使左右兩式相等之安全係數，即為所求之安全係數。

Wedge 法

此方法常用於岩塊滑動之分析。假設切片間作用力角度為已知，則可對安全係數做迭代求解。假設初始安全係數後，先對第一個岩塊以力平衡方式求解切片間作用力，將此作用力帶入第二個岩塊並求解此岩塊之另一邊的切片間作用力（如果岩塊在 3 個以上），以此類推，在最後一個岩塊之力平衡之後可算出安全係數，若不達收斂準則改變初始安全係數並進行另一次迭代，直到收斂即解出安全係數。



第三章 研究方法

本研究探討之對象為岩石邊坡之可靠度分析。由於台灣較常見的岩石邊坡破壞機制多屬沿著岩石弱面間平面滑動及沿著岩土介面間之滑動，本文擬探討此兩種岩石邊坡破壞機制之可靠度分析與設計。Becker (1996) 依複雜度及精確度將可靠度分析分為三種等級，本文擬分別此就三種等級之方法討論岩石邊坡破壞之可靠度分析與設計，並加以比較。

3.1 平面滑動

就岩石邊坡之平面滑動破壞機制之可靠度設計，本研究擬以蒙地卡羅模擬施做第三級之可靠度設計，以 AFOSM 施做第二級可靠度設計，而以 LRFD 作為第一級可靠度設計方法。其中 LRFD 可靠度設計方法需要率定載重與阻抗之部分係數，本研究擬參考 Honjo (2002) 與郭文鳴 (2007) 提出之率定方法加以改進施做。

其中本研究之 LRFD 係數率定之流程，需要收集資料並產生大量虛擬案例，而對於各個案例之係數率定，採前章所述改良式一階二次矩法 AFOSM 施做，最後以蒙地卡羅模擬檢視以此方法計算之破壞機率是否準確，此過程即包含三個等級之可靠度設計，同時可互相比較。以下就本研究之方法做一敘述。

3.1.1 研究規劃

LRFD 係數率定中需考量三大項目：首先為輸入參數之性質，若此參數為一隨機變數，除了需考量參數值之範圍，還需考量其分佈型態、

變異性等；其次為率定之案例，以供設計種類（ASD、LRFD）之分析探討與係數率定之用；第三為係數率定之方式。基於第二章文獻回顧，本文將以 AFOSM 中的設計點（Design point）來計算各個案例之部分係數。其中前兩項會受資料收集的良劣影響，故為了使結果能符合實際情況，應取大量之參數統計資料與實際案例來分析、率定；但此部分因不易取得大批適合的試驗結果與設計型態廣泛之案例，故本研究改以虛擬設計的案例來模擬，其採用之參數範圍於後再加以探討。

本研究於此部分希望提出一套邊坡設計之係數擬定法，使率定之部分係數能滿足特定要求之安全等級（如破壞機率小於 1%），期能提供一組設計建議之部分係數以資運用為 LRFD 可靠度設計所用。基於此目的與要求，以下介紹所採方法之流程。

首先是率定案例的考量，因為此研究採用虛擬之設計案例，故需先建立設計用之環境條件，包含幾何、阻抗、載重參數範圍之資料收集。接著對此批虛擬環境以可靠度分析對設計案件的調整，直到設計結果之安全等級（可靠度指數）接近目標值，以確保率定之部分係數符合目標要求。當有了均一可靠度設計之結果，對此結果進行 AFOSM 之可靠度分析，並討論分析結果之部分係數範圍，與部分係數在後續設計使用的形式考量。隨後以率定之 LRFD 部分係數對建立之虛擬環境重新設計，檢視是否能達到較均一的安全等級。最後討論係數率定可能之改善的空間，與擬定一組建議之部分係數。對於部分係數設計結果之安全等級比較，需先用蒙地卡羅模擬驗證，以評估 AFOSM 對邊坡設計問題之分析與率定是否適當。此流程可以圖 3.1 表示。

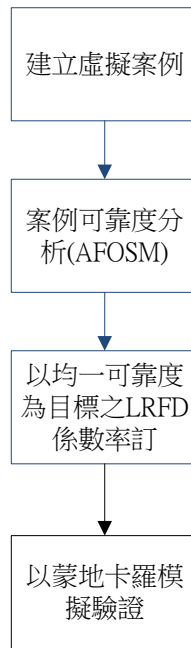


圖 3.1 平面滑動可靠度研究流程圖

本文之率定流程主要參照郭文鳴（2007）文獻中之流程，經資料收集建立虛擬設計之環境條件與參數範圍，再透過虛擬設計案例以率定部分係數。本文與郭文鳴（2007）不同之處在於一般常用邊坡破壞並不包含上浮破壞模式，故本文在調整設計階段即避免上浮破壞模式發生之可能，意即限制削坡量以維持上浮穩定，故可靠度之計算符合慣例之只考慮滑動破壞模式。此外由於在工程實務上，削坡量之多寡往往取決於地界，而造成每一工程調整設計使用之削坡量有大小不同之差異，本研究在調整設計階段嘗試以不同削坡量施做，欲使率定之 LRFD 係數能適用於多寡不同之削坡量。實務上削坡常調整為多階平台，本研究之案例有數千個之多，為加快調整設計之速度，採程式化調整，而以平台階數及階高等間接控制削坡量時，對於同一削坡量常會有多種可能之組合。因此本研究將直接控制削坡量，而把削坡之幾何形狀留給使用本研究提出之係數之設計者依現場適合之情形做決定。而實務上的弱面間凝聚力合力 C 、摩擦角 ϕ 會有高低不同之變異係數值，故本研究 LRFD 係數率定之中加入不同 CV 之考慮，以期率定出之係數能符合各個案例之情形。

3.1.2 參數探討

如上之流程所述，最初需建立虛擬環境之設計條件，但在建立虛擬條件之前需先收集參數資料，以確保分析之參數範圍與實際條件相符或接近。因此在該節中將探討影響設計、分析之參數值假設範圍。

在文獻回顧中提對邊坡設計具影響性之因子，此處將其分為三大類探討，分別為：(1) 設計之幾何參數：包含邊坡之坡度、坡高與坡向、弱面之傾向與傾角；(2) 抵抗滑動之阻抗參數：弱面之強度參數(c 、 ϕ)；(3) 驅動破壞之載重參數：為重力、地下水壓力以及地震力。於文獻回顧中提到之外力（如上方結構物之重量），在本文不予考慮。上項三類參數，將於後文再詳細討論，下表 3.1 為過去學者文獻中分析曾採用之參數資料 (Galambos 等人, 1982; Low, 1997; Park 等人, 2001、2005; Honjo 等人, 2002; Honjo 和 Amatya, 2005; Jimenez-Rodriguez 等人, 2006)。

表 3.1 過去學者使用之參數資料

參數	分佈型態	參數值範圍	變異係數	參考來源
岩石單位重	定值	約 24~26 $\frac{kN}{m^3}$	N/A	D、E、F、G
邊坡位態	定值	-	-	D、E、F、G
弱面位態	Fisher 分佈	-	-	F、G
	常態分佈	-	-	E
	定值	-	-	D
弱面強度： c	常態分佈	平均值：0~25 kPa	0.2~0.35	E、H
	對數常態分佈			D、H
弱面強度： ϕ	常態分佈	平均值：27°~40°	0.05~0.2	E、F、H
	截形常態分佈			G
	Beta 分佈			D
c 、 ϕ 相關係數	定值	-0.1 ~ -0.3	-	D、I

地錨強度	常態分佈	50kN	0.06	D
地下水位	均勻分佈	0.5 倍垂直裂縫高度	-	D
		-		F
	常態分佈	0.5	1/6	E
地震力之最大 地表加速度	General Pareto	-	-	B、C
	Type II	-	-	A

A：Galambos 等人（1982）

B：Honjo 等人（2002）

C：Honjo 和 Amatya（2005）

D：Jimenez-Rodriguez 等人（2006）

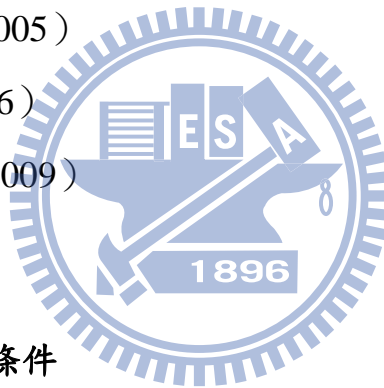
E：Low（1997、2007）

F：Park 等人（2001）

G：Park 等人（2005）

H：Duzgun（2006）

I：Ching 等人（2009）



幾何條件

幾何條件之參數包含坡高（此指岩塊的垂直總高度）、坡角、弱面傾向、弱面傾角，若是人為設計後的開挖邊坡，則還包含開挖之階梯數量與高度、削坡階梯之平臺寬度等參數。上述參數之示意圖如下圖 3.2。

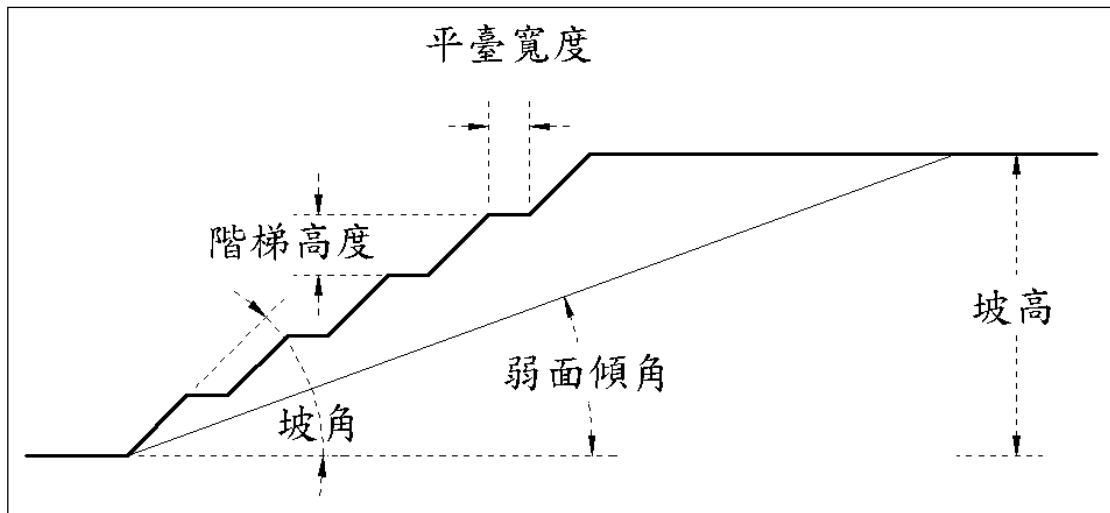


圖 3.2 坡度幾何因子示意圖

設計實務上會先有調查之原始坡面與弱面位態資料，繼而依工址之用地取得等工程考量，對坡面進行斷面幾何配置之設計，故結果之坡高、階梯型態都為設計上調整之因子，需視原始坡面型態而定。但邊坡之原始坡面不易考量，故虛擬設計為了方便施作，並且考量多種可能之設計結果：對單一虛擬案例中，將先限定弱面傾角與設計結果之總坡高，再依其穩定性調整坡面的斷面幾何型態與地錨補強。其中原始坡面則假設都是 55° （因為人為開挖之邊坡坡角斜率鮮少超過 2）。

先就設計環境需制定之參數討論，分別為上述之弱面傾角與總坡高，而其中弱面位態的考量，都假設在最不利的條件，即弱面傾向與邊坡坡向相同。本文依照郭文鳴（2007）之設定，設計環境之弱面傾角考慮 4 種角度： 10° 、 20° 、 30° 、 40° 四種角度， 50° 以上之傾角則因坡面斜率超過坡角設計常取之 V:H 比（坡角斜率之水平與垂直距離比），此時設計上削坡之角度，會削至等同弱面傾角或更低之角度，而破壞類型即不構成平面破壞，故弱面傾角參數範圍不考量 50° （含）以上之傾角。另外坡高之範圍考量，則是採用 20 公尺以下每 2 公尺為一階段，20 公

尺以上每 5 公尺一階段，共 18 種設計後的坡高，由低至高為：2、4、6、…、18、20、25、30、…、55、60 公尺。以反應實務設計面臨低邊坡之機率較高邊坡大需要較高之權重；參照台灣第二高速公路邊坡的破壞案例（國工局，2000），鮮少有破壞案例在坡高超過 60 公尺以上發生，故率定案例之坡高上限定在 60 公尺。

若是上述之岩塊過重，使得滑動可靠度指數小於目標可靠度指數，依安全性與風險考量進行削坡其中一手段。其中若削坡超過弱面，便由一高邊坡之岩塊穩定問題，變成多個單階矮邊坡之岩塊的穩定問題，則需各別多個單接矮邊坡之可靠度，為避免此問題，本文假設削坡不超過弱面，而維持如圖 3.3 所示之單一完整岩塊。

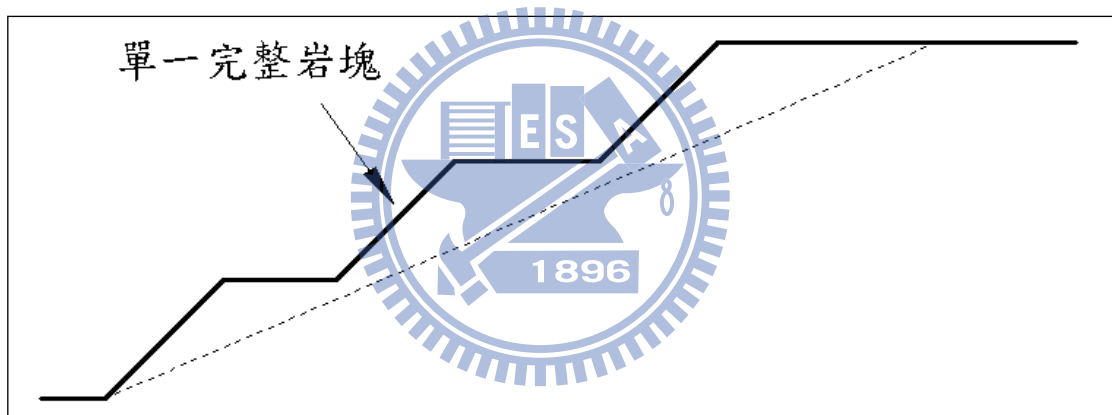


圖 3.3 岩塊削坡示意圖

當上述兩項幾何因子決定了，則剩下人為設計因子的考量，如：削坡之坡角、階梯數目、階梯高度以及平臺寬度。實務上為了考量施工的操作與通行等，對上述幾項設計因子都有因地制宜之考量。如前所述之本研究預計做數組案例，而每組案例個數為數千個之多，為加速調整設計，以程式化調整設計。因此對設計之調整，本研究乃直接控制削坡量，而把削坡之幾何形狀決定權留給設計者依實際施工及現地狀況做合適之調整。

為了方便結果探討與設計，本研究於此有二個假設：(1) 幾何條件

涉及之參數，因為其不確定性難以評估，故分析上都假設為一確定值簡化。(2) 弱面走向與坡面的考量，如前述取最不穩定之方向考慮，即在平面滑動下，弱面與坡面的傾向假設為一致的，也假設其坡腳出露，即具有滑動之潛勢。

阻抗因子

岩石邊坡中之阻抗因子，有天然材料本身之阻抗強度，其若依摩爾 - 庫倫之破壞準則，即弱面提供之強度參數，分為凝聚力合力項 c 值和摩擦項 ϕ 角。假如岩石邊坡單依靠天然材料之阻抗，其安全性不滿足設計要求，則需以人為的方式補強，例如加置地錨以增加弱面上之正向力，提高摩擦項阻抗使邊坡更穩定。

對弱面強度參數之考量，郭文鳴 (2007) 收集十六組台中大坑地區實際弱面資料如下表 3.2，其表中之“鑽孔岩性”代表試體取樣深度對照鑽探報表之岩性。

表 3.2 大坑地區弱面直剪試驗資料 (郭文鳴 2007)

編號	鑽孔岩性	試驗岩性	尖峰強度		殘餘強度	
			c_p (kPa)	ϕ_p (度)	c_r (kPa)	ϕ_r (度)
A-1	灰黑色頁岩夾薄層 灰色砂岩	灰色粉砂岩	19.62	29.8	0.00	28.1
A-2	灰黑色頁岩夾薄層 灰色砂岩	灰色粉砂岩	19.62	31.2	0.00	29.8
B-1	(本研究未取得 鑽探報表)	砂泥岩互層	-	-	57.88	19.7
B-2	(本研究未取得 鑽探報表)	砂泥岩互層	-	-	13.73	18.0
B-3	(本研究未取得 鑽探報表)	砂岩或泥質砂 岩	-	-	0.00	39.5
B-4	(本研究未取得 鑽探報表)	砂岩或泥質砂 岩	-	-	6.87	29.4

C-1	灰夾黃棕色砂頁岩	灰色砂岩	12.75	31.8	1.96	29.2
C-2	灰色砂頁岩	灰色砂岩	8.83	34.2	0.00	32.3
D-1	灰色砂頁岩互層	頁岩	345.31	36.2	90.25	29.1
D-2	灰色頁岩層	頁岩	180.50	30.1	65.73	25.3
D-3	灰色砂頁岩互層	頁岩	81.42	29.5	56.90	28.5
D-4	褐綠色砂頁岩互層	頁岩	108.89	38.3	72.59	28.8
D-5	灰色砂頁岩互層	砂岩	81.42	38.0	60.82	31.6
D-6	灰色砂頁岩互層	頁岩	198.16	34.3	77.50	29.1
D-7	灰色砂頁岩互層	頁岩	83.39	28.1	59.84	22.9
D-8	黃色砂岩層	砂岩	89.27	38.0	20.60	32.0
D-9	灰色砂頁岩互層	頁岩	103.99	34.5	14.72	29.6
E-1	灰色砂頁岩互層	灰色砂頁岩互層	60.82	20	71.61	26

而分佈型態之考量，過去學者常取用的函數型態多為鐘型分佈之函數，如：常態分佈、Beta 分佈與對數常態分佈。但若是取常態分佈的假設，當 c 值為高變異性的資料時（變異係數為 0.6），此隨機變數有機會發生小於零的不合理值。因此本文對 c 值及 $\tan\phi$ 的分佈改採用對數常態分佈之假設，以確保參數值都大於零。參數的平均值參照郭文鳴(2007)之設定，取 $c = 10 \text{ kPa}$ 、 20 kPa 、 30 kPa ，與 $\tan\phi = 0.45$ 、 0.55 、 0.65 之排列組合，由於 c 與 $\tan\phi$ 各有三種參數的排列組合，故率定上之弱面強度參數共有九種組合。實務上的弱面間凝聚力合力 C 、摩擦角 ϕ 會有高低不同之變異係數 CV 值，本研究擬提出能在一式內同時適用不同 CV 值之 LRFD 係數率定，以期率定出之係數能符合各個案例之情形。參考表 3.1 所列之過去學者使用之參數條件，將 C 值及 $\tan\phi$ 之 CV 分別選擇低中高之 0.2、0.4、0.6 及 0.1、0.15、0.2，由此天然阻抗參數之 CV 有 9 種組合例。 c 和 $\tan\phi$ 常為負相關之參數，即當試驗結果之 c 值較高則 ϕ 角可能會較低，此情況代表相關係數為負值，參考表 3.1 所列之過去學者使用之設定，本研究將 c 與 $\tan\phi$ 之相關係數設定為 -0.3 。

當天然材料提供阻抗之安全性不足，則需要以地錨來補強。基於對地錨長期持久性的顧慮，近年來實務上在地界許可之情形下，對安全性的調整儘量不以地錨來補強，一是經濟上不希望花額外的經費來鋪設；另一方面因民國八十六年受林肯大郡事件衝擊，地錨失效使得災情發生，以致地錨強度對時間的考驗受到質疑。但遇到地界不足無法達到足夠量之削坡時，地錨常為手段之一。本研究擬以削坡與地錨競合多寡不同之條件做設計，以兼容實際設計時條件變化。因地錨為一下界為零之變數，故地錨之分佈型態取對數常態分佈之假設，而參考表 3.1 之設定，並考量地錨強度對時間的考驗之不確定性，設定其變異係數為 0.15。此處取之變異係數取較先前學者使用的大，是欲考量在台灣地區高降雨量下，地錨可能在長時間後失效的情形。另外安裝角度也會影響地錨之分析考量，但為了方便設計與分析，安裝角度皆假設垂直弱面方向鋪設。

載重因子

邊坡不穩定的受力來源可能來自上部結構體之重量、岩塊自重沿滑動面（弱面）的下滑力量、地下水壓力以及地震力等。而本文對上部結構施加之外力不予考量，因此後續討論之載重參數，乃針對重力（岩塊自重的影響）、地下水壓力及地震力三種因子探討。

重力

岩塊受本體之重力影響，會如下圖 3.4 有一沿弱面之滑動分量，且當順向坡之弱面傾角越大，此滑動力量也越大。雖然圖 3.4 中之其他外力（地下水壓力、地震力之合力）不一定作用於同一點（岩塊之重心），但圖中假設都作用於岩塊之重心，以方便了解作用力間之關係。但圖 3.4 中也顯示重力在垂直弱面之方向會有一正向力 W_N ，而 W_N 會直接影響摩擦阻抗之大小；所以岩塊自重不只影響載重（下滑分量），同時也影響

阻抗之大小，故重力伴演之角色較為特殊。不過削坡（減少岩塊自重）的動作通常對邊坡穩定性是有幫助的，即表示減少的載重大於減少的阻抗；但若在高弱面傾角和低的 c 值下，正向力會是一重要的阻抗來源，過度削坡反而會使阻抗過度減少而不穩定。但依多數情形考量，岩塊自重常為不利於穩定的條件，因此將重力的影響放在載重因子討論。

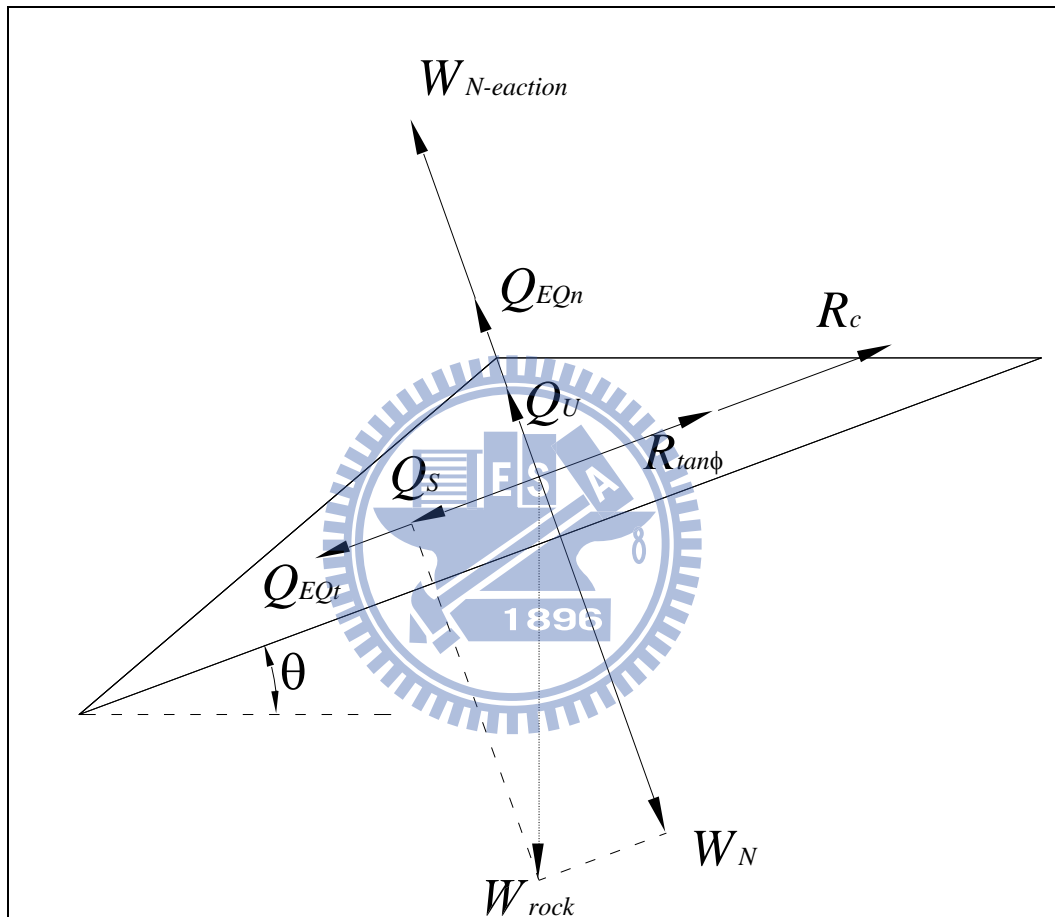


圖 3.4 岩塊之自由體圖

W_{rock} ：岩塊自重

W_N ：岩塊自重垂直弱面之分量， $W_N = W_{rock} \cdot \cos$

Q_S ：岩塊自重沿弱面之分量， $Q_S = W_{rock} \cdot \sin$

R_c ：弱面強度參數 c 提供之抵抗力

$R_{\tan\phi}$ ：弱面強度參數 提供之抵抗力

Q_w ：地下水壓力

Q_{EQn} ：總地震力垂直弱面之分量

Q_{EQt} ：總地震力沿著弱面之分量

$W_{N\text{-reaction}}$ ：弱面上之反作用力， $W_{N\text{-reaction}} = W_N - Q_w - Q_{EQn}$

岩塊自重的不確定性受其幾何條件與物理性質影響，幾何條件量測之不確定性如前述，在本文不予探討，故剩下岩塊物理性質的影響。而地工參數上對單位重的掌握度較高，以郭文鳴（2007）收集台中大坑地區之單位重資料為例，相同岩性之變異係數在 0.1 或以下，將單位重假設為一確定值，其大小為 $25 \frac{kN}{m^3}$ ，此處也與其設定相同。

地下水壓力

地下水之虛擬參數假設，需考量地下水位面的變異性與地下水壓力對岩塊分佈之情形，此兩者將影響地下水壓力之合力大小與方向。當地下水位面接觸岩塊時，地下水壓力會對岩塊有一向上之推力，而此作用力由減少弱面上之正向力之方式降低邊坡的穩定性。本文對地下水壓力的分佈，假設為底部排水 (toe-drain) 的三角形分佈，示意圖如下圖 3.5。在此假設下便可依其分佈型，求一垂直弱面之合力大小，如下：

$$Q_w = \frac{1}{2} A_w \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot A_w \cdot \sin \theta \cdot \gamma_w \right) = 0.25 \cdot \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \cdot A \cdot H \cdot \gamma_w \quad (3-1)$$

其中 Q_w 為地下水壓力之合力

θ 為弱面傾角

H 為岩塊垂直總高度

A 為岩塊與弱面接觸之面積， $A = H \cdot \csc \theta$

H_w 為地下水位面接觸岩塊之垂直總高度

A_w 為地下水和岩塊接觸面積， $A_w = H_w \cdot \csc \theta$

而地下水位之考量，傳統設計會分析三種水位：常時水位、高水位以及低水位，並依照不同條件的最低安全係數要求，取不同的水位資料

來分析。但上述的水位存在一些問題：水位之量測通常無明確指示是由何種資料分析得到，如常時水位可能是所有水位資料的平均值，或是最高水位與最低水值的中間值；量測的水位值也受量測時間點的影響，如最高的水位會發生於暴雨中或暴雨剛結束，除非裝置自計式水位計，否則人員可能無法即時前往量測，因而低估真正的最高水位。總結上述的內容，地下水位的資料上可能會有兩個問題，一是高、低水位本身沒有明確對應之統計資料，二是對量測水位的離散資料點可能低估應有之最高值，此外還可能受地域降雨的差異影響，進而影響率定之設計係數。

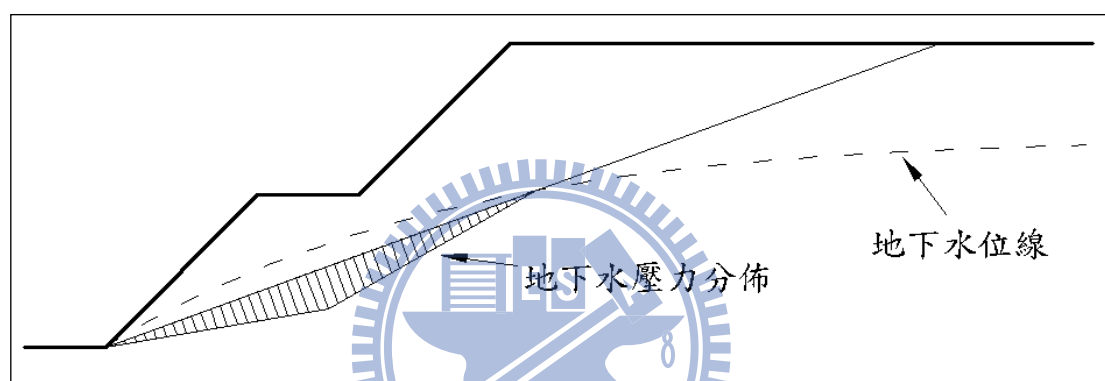


圖 3.5 地下水假設條件示意圖（弱面底部排水）

基於上述之困難，和對地下水位的有限掌握，只能得知水位高度落於 0~1 倍總坡高之間，即 $0 \leq \frac{H_w}{H} \leq 1$ 。故本研究之分析只能對地下水位之高度，郭文鳴（2007）做一常態分佈之假設考量，而其水位高度之平均值為總坡高的 0.5 倍、標準差為總坡高的 1/12。本研究之地下水位分布採用相同之平均值及標準差，而為了避免採取常態分布假設時，最高水位會超過坡頂之不符合實際情況，擬以對數常態分布，其範圍之上限為坡高，若地下水位低於坡腳時則對滑動塊體無作用力。變異係數則參考郭文鳴（2007）設定為 1/6。

地震力

在極限平衡分析法中，地震力對邊坡影響之分析，一般的設計常採

用仿靜態分析方式 (Pseudo Static Analysis) 做穩定性評估，此方式對地震力影響的評估，是將地震力以岩塊自重乘上一地震力係數來分析，並檢視原系統在此額外的地震力下是否穩定。設計上的做法可能會依地震危害度分析、工程師經驗或是法規限定等，評估設計對象在地生命週期中可能遭遇之最大地表加速度 a_{max} ，並對此 a_{max} 折減以做上述之地震係數。如水平地震力係數 k_h 常取一半的折減，即 $k_h = 0.5 \cdot a_{max}$ ；垂直地震力係數則常為水平係數再折減 $\frac{2}{3}$ ，即 $k_v = \frac{1}{3} \cdot a_{max}$ ，於是地震下額外的水平、垂直作用力，即是岩塊自重分別乘上 k_h 、 k_v 。地震係數取 a_{max} 折減的原因為地震中 a_{max} 作用時間相當短暫，若是以地震力之最大尖峰值去做設計，則考量上可能過於保守，使設計結果變的不經濟。

上述地震力的係數決定與折減受到許多人為主觀因素影響，較合理的方式是對工址的地震力資料收集，並由地震危害度曲線來考量設計重現期與對應的地表加速度。不過不同的地區會有不同的曲線、對應相同重現年期的最大地表加速度也會不同，若照上述方法需要相當大量的資料配合全台灣不同的地點才能有適合的成果。對此方面，本文重點在方法實作上的流程探討，參數的細節部分如地震力、地下水位可能受到一些地方有局部性條件的影響，而對此本研究不擬深入探討。

本文對地震力之分析方式，如前述採用仿靜態之分析方式考量。但地震力對穩定之影響又受作用方向而異，如：水平方向中朝向坡趾為對穩定較不利之方向；但垂直力對穩從最不利之方向，則可能為向上或向下。對此在後述分析上採兩次的仿靜態結果來評估，分別考量垂直地震力朝上和朝下的結果，分析結果取安全係數（或可靠度指數）較低的結果。參數值 a_{max} 則採用內政部對結構體建議的地震分區係數如下圖 3.6，來決定虛擬案件設計上考量的地震力係數。對照此地震分區，台灣大多數都落於地震甲區，即地震力係數為 $0.33g$ ，經折減後的水平、垂直地

震力係數分別為：0.165g、0.11g。此地震力係數對應 50 年有 10% 的超越機率（或是重現期 475 年），故由此資料只能得知以 0.33g 設計，在 50 年中地震係數可能超越之機率，但礙於缺乏原始的地震危害度曲線，因此要將地震力與超越機率做一隨機變數探討的統計資料不足。因此為了將地震納入考量，只能將地震力取一定值，並採條件式 AFOSM（Conditional AFOSM）去做分析。關於條件式 AFOSM 的做法，於後分析流程一節再敘述；而地震力係數取定值分析之問題，於後文問題探討再述。

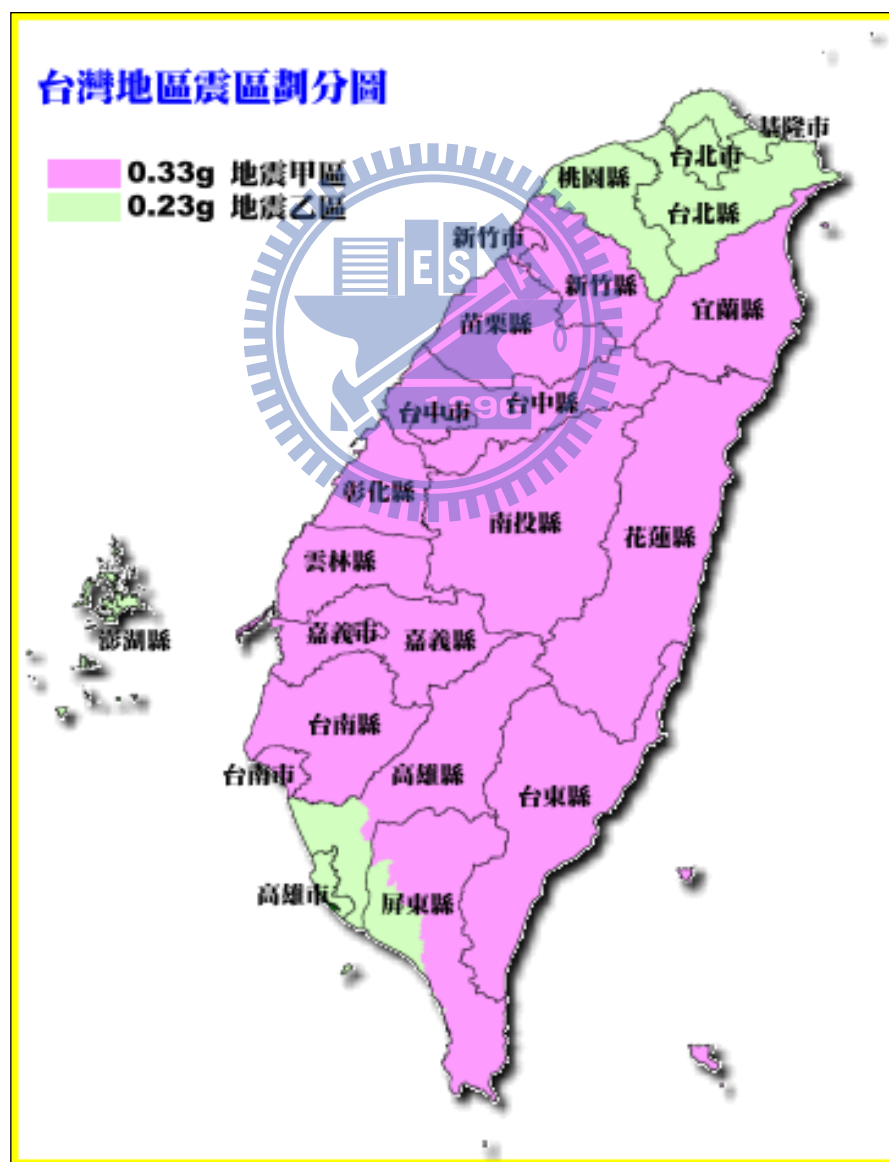


圖 3.6 台灣地區震區劃分圖（內政部營建署）

名目值

在第二章介紹過設計上的參數是取名目值來考量，為使率定之部分係數能與設計內容接軌，則還需考量率定參數名目值的制定。不同工程類型採用之名目值意義可能不同，如結構工程上，阻抗強度可能取 95% 的超越值 (Fractile Value)，此代表該參數有 95% 的機率會超越此該參數值 (Becker, 1996a)。但大地工程上因參數的不確性較高，若名目值以 95% 的超越值來設計，則阻抗的名目值會變的相當低，而載重的名目值也會變的相當高，使得經濟上幾乎為不可接受的條件。Becker (1996a) 的文獻中也提到，以少量量測的參數值去訂定高超越機率的名目值是不切實際的，故為了讓大地工程師較易接受與融入設計概念，比較實際之替代方式是採平均值來考量之 (Chrisitan 2003)。

基於前段之考量，本文所有隨機參數除了地震力係數外，其名目值都取參數之期望值來做考量，而且因為試驗結果普遍以平均值來表示，故此名目值的制定與設計面之結合較方便。且若是其他的規範要取較保守的值，只需對平均值率定的結果除上調整係數即可。本文因地震力係數取一定值考量，故無考量部分係數的放大效應，而若是將地震力係數取一隨機變數考量，此時亦不適合取平均值做名目值。因為地震需累積長時間之能量釋放才有作用力，故地震力以期望值來評估沒有意義，亦無法表示設計對象在生命週期內會遭遇之地震力大小。

將各個參數的名目值，與實際量測值做對應整理如下：阻抗參數 c 、 ϕ 為多組弱面直剪試驗結果的平均值，其 ϕ 角是轉換為 $\tan \phi$ 來考量；地下水位對應期望值表示以常時水位考量，或是水位統計資料之平均值，此處為坡高的 0.5 倍；地錨強度則是取平均值；地震力係數的名目值則是如先前所述，因取定值而不予考量。

綜合以上所述，本文之參數假設條件整理於下表 3.3，而參數之相關矩陣（Correlation Matrix）以表 3.4 表示。將坡高、弱面傾角之平均值及 c 、 $\tan\phi$ 之平均值及標準差排列組合可得案例數量為 5832 個，作為分析之資料庫。

表 3.3 平面滑動參數假設條件

參數		分佈型態	平均值	變異係數
單位重 (kN/m^3)		定值	25	無
坡高 (m)		定值	[2、4、6、8、10、12、14、16、18、20、25、30、35、40、45、50、55、60]	無
弱面傾角 (度)		定值	[10、20、30、40]	無
強度參數	c (kPa)	對數常態分佈	[10、30、50]	[0.2 0.4 0.6]
	$\tan\phi$	對數常態分佈	[0.45、0.55、0.65]	[0.1 0.15 0.2]
地錨強度 (公噸)		對數常態分佈	視設計結果而定	0.15
<u>地下水位</u> 坡高		對數常態分佈	0.5	$\frac{1}{6}$
地震力係數		特殊	$a_{max}=0.33$	N/A

表 3.4 平面滑動參數相關矩陣

參數	c	$\tan\phi$	地錨	<u>地下水位</u> 坡高
c	1	-0.3	0	0
$\tan\phi$	-0.3	1	0	0
地錨	0	0	1	0
<u>地下水位</u> 坡高	0	0	0	1

本文率定部分係數所使用之參數條件，為參考過去學者所使用之參數條件，在不使設定過於複雜化之前提下，盡可能接近實際情形，而實

際在施作 LRFD 規範之部分係數率定時，參數之設定則需考慮規範所適用地區之實際情形而定。

3.1.3 分析方法

因本文之係數率定與不確定分析涉及 AFOSM，故分析流程中需施作參數的轉換與設計點的迭代演算搜尋。此節除了敘述本文 AFOSM 之作法，因前述地震力的考量，還需探討條件式 AFOSM 的施作流程。於後節則說明本文均一可靠度設計的調整方式。

AFOSM 的施作

為了得到 AFOSM 率定之部分係數，需考量輸入之虛擬設計資料以及資料分析的流程。虛擬案例之產生及資料之分析過程皆經由 Matlab 程式進行，先將所需之參數以排列組合方式產生之，接著先讀取設計之資料內容，並於程式回圈內做參數轉換、設計點搜尋演算、與結果之輸出。

在 AFOSM 施作前需先將參數轉至對應基本常態空間中之參數，因多數的參數如：地下水位、摩擦角、地錨強度等，在本文取常態分佈之假設，故轉換過程即將原常態分佈函數，正規化成一基本常態分佈參數 (Standard Guassian Variable)，其關係如下：

$$X_i' = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (3-2)$$

其中 X_i 為原參數

X_i' 為 X_i 轉換至基本常態空間之參數

μ_{X_i} 、 σ_{X_i} 分別為 X_i 參數之平均值、標準差

而弱面強度參數之 c 值假設為對數常態分佈，則可由對數常態和常態分佈之關係，對 (3-2) 做修正如下：

$$X'_c = \frac{\ln X_c - \lambda}{\xi} \quad (3-3)$$

其中 X_c 代表 c 值之隨機參數

X'_c 為 X_c 轉換至基本常態空間之參數

λ 、 ξ 分別為 $\ln X_c$ 參數之平均值、標準差

當有了上 (3-2)、(3-3) 式之參數轉換關係，則可將功能函數改寫成基本常態空間之型態。平面滑動之安全係數可表示為下(3-4)與(3-5)式，分別是地震力向上與向下之情形。

$$FS(\text{平面滑動}) = \frac{R_c + (W_N + R_a - Q_w + Q_{ENn}) \cdot \tan \phi}{Q_S + Q_{ESr}} \quad (3-4)$$

$$FS(\text{平面滑動}) = \frac{R_c + (W_N + R_a - Q_w - Q_{ENn}) \cdot \tan \phi}{Q_S - Q_{ESr}} \quad (3-5)$$

其中 FS 為安全係數

W_N 為岩塊重自在弱面上之正向力

R_a 為地錨阻抗 (假設垂直弱面條件下)

R_c 為強度參數 c 值提供之阻抗值， $R_c = c \cdot \text{接觸面積}$

Q_w 為地下水壓力

Q_{EQt} 為地震力以仿靜態模式分析沿弱面之力量大小

Q_{EQn} 為地震力以仿靜態模式分析垂直弱面之力量大小

將上二式寫成以安全區間 (Safety Margin) 表示之功能函數，則如下 (3-6) 及 (3-7) 式。

$$M = \frac{R_c + (W_N + R_a - Q_w + Q_{ENn}) \cdot \tan \phi}{Q_S + Q_{ESr}} - 1 \quad (3-6)$$

$$M = \frac{R_c + (W_N + R_a - Q_w - Q_{ENn}) \cdot \tan \phi}{Q_s - Q_{ESr}} - 1 \quad (3-7)$$

在 AFOSM 分析之中，必須找到在基本空間中功能函數=0 時離原點最近之點，即為設計點，或稱最有可能破壞點 (Most Probable Point)，而設計點與原點之距離即為可靠度指數之 β 。分別將上(3-6)及(3-7)式中之參數以(3-3)式代換，並令 $M=0$ (即為 $FS=1$)，搜尋其設計點，可得地震力向上與地震力向下時之 β 。

對於設計點之搜尋，本研究採用 Matlab Optimization Toolbox[®] 之最佳化求解函式，其功能類似 Low (1997) 使用之 Excel[®] 試算表之規劃求解[®] 功能解最小值，而本研究處理之案例總數為幾千之數，在速度與批次處理之考量下選擇此工具。且後續之調整設計階段使用之求解工具也是同一工具箱之函式，其一致性也能使程式之穩定度較好。

條件式 AFOSM (Conditional AFOSM)

關於地震力之資料，由於無取得地表加速度和重現期的地震危害度曲線，因此地震力係數也無法以隨機分佈函數表示。對此本文採條件式的 AFOSM，配合內政部營建署公佈的建議地表加速度值，來做為設計與分析上的考量。Honjo 等人 (2002) 的文獻中採用此方法來解決地震力函數與常態分佈之轉換關係，以便進行 AFOSM 分析之迭代運算。依照上述文獻，條件式的 AFOSM 演算流程大致如下：

先將原先 n 維參數的極限狀態 $G'(X_i')$ (其中 $i \in 1 \sim n$)，寫成第 n 維參數為定值 (x_n) 之條件機率型態 $G'(X_i' | x_n)$ (其中 $i \in 1 \sim n-1$)，並進行與原 AFOSM 相同之分析流程。如此可得 $n-1$ 維的參數空間中，設計點之梯度向量 α_a 與可靠度指數 β_a 。

接下來由 x_n 與第 n 維參數之分佈函數，求得第 n 維空間上之可靠度

指數 β_b 與設計點。對第 n 維之參數轉換，以一常態分佈函數近似之，其函數需滿足下二式 (Rackwitz 和 Fiessler, 1977)：

$$F(x_n) = \Phi\left(\frac{x_n - \mu_{X'_n}}{\sigma_{X'_n}}\right) \quad (3-8)$$

$$f(x_n) = \frac{1}{\sigma_{X'_n}} \phi\left(\frac{x_n - \mu_{X'_n}}{\sigma_{X'_n}}\right) \quad (3-9)$$

上二式之 $F(x)$ 、 $f(x)$ 分別代表第 n 維參數的累積分佈函數、機率密度函數，而 $\Phi(x)$ 、 $\phi(x)$ 分別為常態分佈函數之 c.d.f. 與 p.d.f.。再由 (3-8) 與 (3-9) 式求解對應近似常態分佈函數之平均值 $\mu_{X'_n}$ 與標準差 $\sigma_{X'_n}$ ，即可由此兩參數與 x_n 求得第 n 維參數空間上之可靠度指數 β ，如下：

$$\beta_b(x_n) = \frac{x_n - \mu_{X'_n}}{\sigma_{X'_n}} \quad (3-10)$$

最後由 $n-1$ 維與第 n 維的可靠度指數，可得到整體的可靠度指數為：

$$\beta_{total} = \sqrt{\beta_a^2 + \beta_b^2} \quad (3-11)$$

而此處的單位梯度向量則為：

$$\alpha_{total,i} = \frac{\beta_a}{\beta} \alpha_{a,i}, \quad (\text{當 } i=1 \sim n-1) \quad (3-12)$$

$$\alpha_{total,i} = \frac{\beta_b}{\beta}, \quad (\text{當 } i=n) \quad (3-13)$$

由 (3-12) 及 (3-13) 之單位梯度向量 α_{total} 與可靠度指數 β_{total} 即可求得設計點位置，並由此設計點進一步求得參數之部分係數。

但在本文之地震力相關資料，不如 Honjo 等人的文獻中有過去地表加速度的資料收集，而只有某特定地表加速度 (0.33g) 對應超越機率的資料。為了仍將地震力納入考量，將分析模式參照上述原理，取一固定

a_{max} 值 (0.33g) 來分析。在此固定 x_n 之條件下，由上 (3-12) 及 (3-13) 式可得可靠度指數為：

$$\beta_b(x_n) = \frac{x_n - \mu_{x_n}}{\sigma_{x_n}} = \Phi^{-1}(F(x_n)) = \text{定值} \quad (3-14)$$

而地震力應當是以一隨機分佈函數來分析，以上式對地震力之分析其結果必會有所誤差，故對上 (3-14) 式簡化分析可能會有問題，於後節中再討論。

蒙地卡羅模擬

AFOSM 為第二級之可靠度設計，其精確性需由第三級之可靠度設計驗證。本研究選擇蒙地卡羅模擬作為驗證方法，由於目標可靠度指數在 1.65 至 3 (原因於 3.1.4 節中敘述)，換算破壞機率約為 5% 與 0.14%。其中需以蒙地卡羅模擬之部分，為扣除條件式 AFOSM 地震力之外之可靠度，其值約為 1.04 與 2.71，換算破壞機率約為 15% 與 0.33%。本研究取樣點個數為 100 萬，對於目標可靠度 3 之案例，以 (2-13) 式估計計算所得破壞機率之變異係數 CV 為下式所示：

$$\text{變異係數：} V_{P_f} = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{P_f} - 1 \right)} = 0.017 \quad (3-15)$$

其變異係數 0.017，為一足夠小之值，表示在此數量之取樣點下，蒙地卡羅模擬結果相當準確。

由於此結果之破壞機率為條件式 AFOSM 之假設之下不包含地震力之破壞機率，需先將此破壞機率轉換為可靠度指數，再以 (3-11) 式計算其總可靠度，再將總可靠度換算為破壞機率，始為總破壞機率。

系統可靠度

在滑動穩定之分析，地震力分別取向上即向下之情況，以致功能函數有兩個，在此系統任一破壞之達成即為破壞，此時為串聯形式之系統可靠度問題。以 AFOSM 分析此問題時，必須先計算個別元件之可靠度，然後再以此推算系統可靠度。郭文鳴(2007)以下式做為滑動之可靠度。

$$\beta_s = \min(\beta_1, \beta_2) \quad (3-16)$$

其中 β_s 為滑動之系統可靠度

β_1 為地震力向上時之可靠度

β_2 為地震力向下時之可靠度

為了評估此式之適用性，必須在調整設計達到均一可靠度之後，以蒙地卡羅模擬分析各模式與總體之破壞機率，檢視其是否適用。

3.1.4 均一安全性設計

理想之 LRFD 係數率定案例其安全性應達到、或近似目標之可靠度指數，才會使得率定之部分係數接近率定安例之安全等級。故本研究流程會對設計案例重新調整，使率定案例之可靠度指數較接近均一的安全等級。

本研究之平面滑動 LRFD 係數之率定流程為，先分析所有案例原始邊坡之可靠度，若低於目標可靠度則以削坡或加地錨增加其可靠度，在調整設計實作方面，則使用 Matlab Optimization Toolbox[®]之求解工具，即以削坡量與地錨量為變數，使其解至目標可靠度指數 β_t ，可表示為下圖 3.7。由圖 3.7 可以發現，同一 β 等高線上都為可能之解，即此為一維之無限多解問題。考慮實務上雖然以削坡優先於地錨，但在工程實務上，削坡量之多寡往往取決於地界，而造成每一工程調整設計使用之削

坡量有大小不同之差異，本研究在調整設計階段以亂數初始點為方法，使其解至不同地錨於削坡多寡之組合，欲使率定之 LRFD 係數能適用於多寡不同之削坡量。

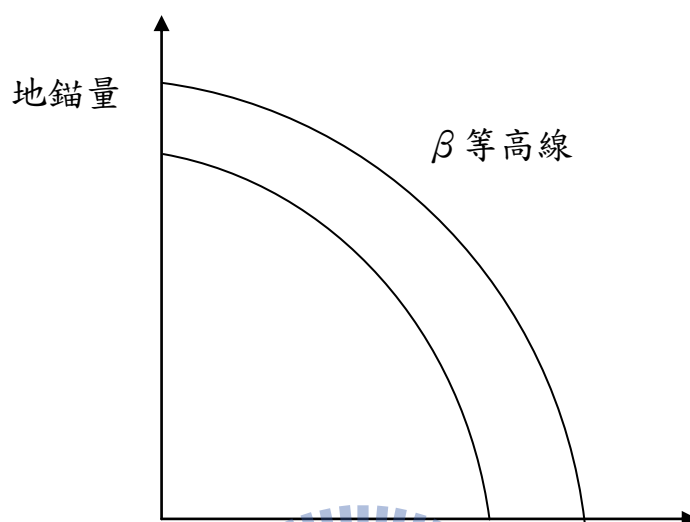


圖 3.7 調整設計之 β 等高線

在目標可靠度之選擇上，本文擬以郭文鳴（2007）所使用之 1.65 與 3。選擇目標可靠度 1.65 之原因為郭文鳴（2007）以傳統邊坡設計之滿足常時 $FS_{min}=1.5$ 、高水位時 $FS_{min}=1.2$ 、地震力作用下 $FS_{min}=1.1$ 時，對應之平均可靠度約為 1.65，因此期望 LRFD 設計結果能與傳統設計之安全等級一致而設定此目標可靠度。而目標可靠度 3 之選擇則是對應過去文獻所述較重要工程所需之較低破壞機率，期望以此率定結果之 LRFD 亦能適用於安全程度較高之工程。可靠度 1.65 與 3 分別對應破壞機率为 5% 與 0.14%。

當地下水壓力、地震力等作用力過大，則岩塊弱面上之正向力為零，會使岩塊擡升而失去穩定性，而實務上也不至削坡至如此情況。因此本研究加入於設計點上浮安全係數必須大於 1.5 之限制，以因應實務與分

析之要求。

由於各案例部分係數與案例之條件如各種力佔總阻抗之比例、參數變異係數、傾角等條件有關係。本研究選擇以下之條件做為部分係數回歸之自變數，即分別以 4 個隨機變數之部分係數做為他變數，分別搜尋對單變數、雙變數、三變數時之最佳解釋組合。例如欲以兩個變數回歸部分係數時，選定總解釋之自變數為 13 個時，即有 C_2^{13} 種自變數之組合，對以每種組合回歸，找到其 r^2 最高之組合，即為最佳解釋組合。

選定 LRFD 設計式後，以部分係數平均值、單變數、雙變數、三變數之 LRFD 係數回歸設計式檢視原始案例之安全性，以地錨及削坡由前述之調整設計方法調整至符合設計式，此步驟即模擬實務上使用 LRFD 之設計情形。

接著以 AFOSM 分析以 LRFD 重新設計過後案例之 β ，必須評估其結果是否接近目標可靠度指數 β_T ，使用 (2-41) 式中 $\Delta\beta$ 的概念，而本研究之目標可靠度有 1.65 與 3 兩種，為消除平均值大小之誤差，本研究使用類似變異係數 CV 之除以平均值的方式，以下式代表 β 之均一性。

$$\alpha = \frac{\Delta\beta}{\beta_T} = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_T)^2}{n}}}{\beta_T} \quad (3-17)$$

其中 β_i 為第 i 個案例下以部分係數設計得到之可靠度指數

n 為案例個數

若 α 越接近零，則代表 β 之均一性越好。

3.1 節所述流程可以下圖表示。

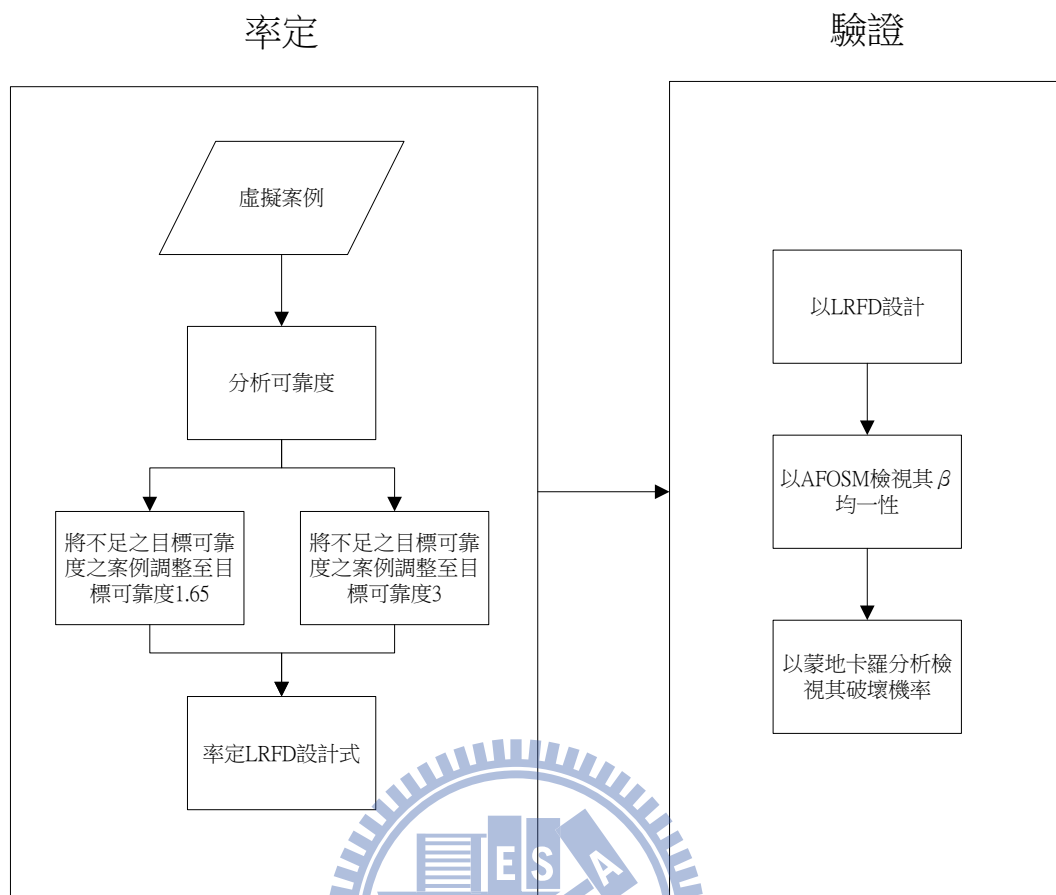


圖 3.8 LRFD 係數率定及驗證流程

3.2 岩土界面滑動

除了平面滑動滑動以外，岩土界面滑動為台灣常見之岩石邊坡破壞機制之一。岩土界面多為不規則界面，常不為單一平面，以極限平衡法分析此問題時，可使用切片法分析。本文使用在文獻回顧曾介紹之傳統切片法、簡化 Bishop 法、Wedge 法分別分析之。以下就幾何條件、參數設定、以及分析方法做一說明。

3.2.1 研究規劃

對於岩土界面滑動之邊坡破壞機制，由於此模式之幾何形態往往非簡單平面，且滑動面所在位置往往具有較大之不確定性。若將此幾何不

確定性列入考慮並欲率定 LRFD 之係數，則勢必要對幾何條件如傾角及滑動面之深度做折減或增加，此項作法並不符合工程慣例，故本研究在此不率定岩土界面滑動模式之 LRFD 之係數。本文擬以第三級及第二級可靠度設計方法施作。

於第三級可靠度設計之施做，使用如前節所述之蒙地卡羅模擬，並且原則上使用前節分析之 100 萬個取樣點，若遇案例之破壞機率過低，則視情況增加取樣點。

對於極限狀態之分析採用之三種切片法中，傳統切片法為一閉合解型式且其安全係數為顯性解。對此方法使用蒙地卡羅模擬，則可直接代入各參數之 p.d.f. 並且求得安全係數之 p.d.f.，以計算其破壞機率。

而簡化 Bishop 法與 Wedge 法之安全係數皆不為顯性解型式，必須對安全係數迭代求解。若以此步驟執行蒙地卡羅模擬，則需要相當大的計算時間。但可發現以蒙地卡羅模擬計算破壞機率時，對於每個案例，其只需判斷其安全係數大於 1 或小於 1，以此計算達到破壞之樣本數與總樣本數之比估計破壞機率。以此特性應用在計算案例時，可只算出數點安全係數初始嘗試值時，得到之安全係數迭代值，並且以數值方法中之零點跨越 (Zero Crossing) 之概念，得知安全係數是否大於 1，即知此樣本之破壞與否與計算而知破壞機率。完成蒙地卡羅分析之後，本文亦究各參數之變異係數之敏感性作參數研究。

考量到實務上之方便性，對岩土界面模式亦擬以第二級可靠度設計施作，並以 AFOSM 分析之結果與蒙地卡羅模擬之結果檢視其精確性。

3.2.2 參數探討

如同平面破壞模式，分析可靠度前，必需先對幾何條件及阻抗及載重因子做一設定，以下就此作一介紹。

幾何因子

對於岩土界面之滑動，其界面常不為簡單平面。本文為減少分析之複雜性，簡化考慮，擬以折線趨近其破壞面，分別考慮圖 3.9 及圖 3.10 之雙折線及三折線案例。由於使用之方法為切片法，實際應用時可針對量測之破壞面取更多折線，分析上則以每個折線對應之塊體為一切片，如此可增加對破壞面趨近之精確性。

由於實務上滑動面所在位置往往具有較大之不確定性，故考慮滑動面轉折處之深度 h 為一隨機變數，為了避面此隨機變數小於零之情況， h 之 p.d.f. 假設為對數常態分布。而坡角則設定為 30 度，此外折線之傾角也必須被決定，如圖 3.9 之傾角 1 與傾角 2，本研究以擬將傾角視為決定滑動面形狀之參數，並假設其界面形狀不會有太大之不確定性，在此情況傾角為定值，即以 h 之不確定性決定其滑動面之位置。對 h 之平均值與變異係數分別取 5m 與 0.05，兩折線之傾角分別取 10° 與 30° 。

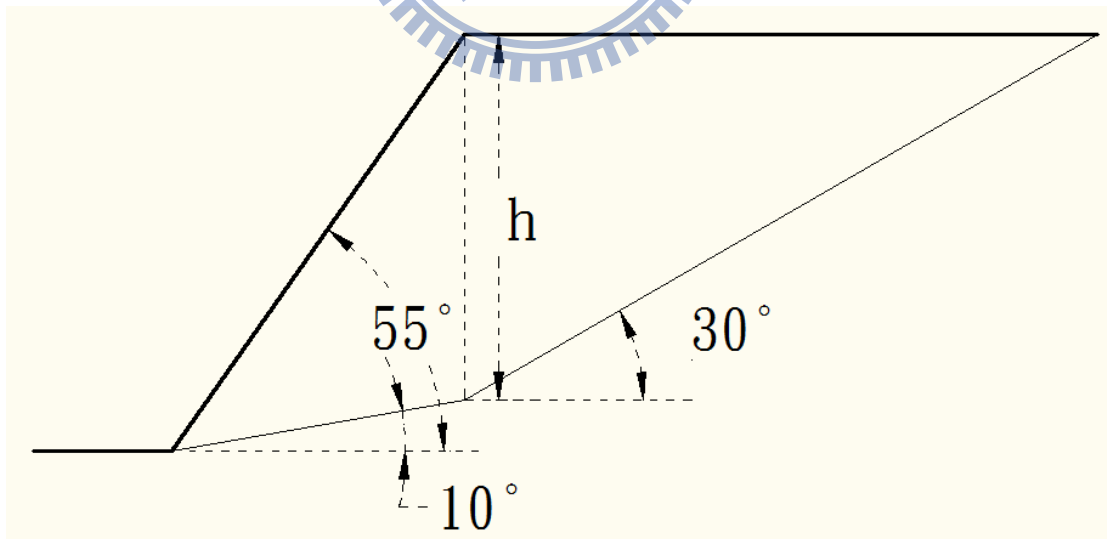


圖 3.9 岩土界面雙折線案例幾何示意圖

三折線案例中，為使其與前二切片之模擬比較，其力學參數設定相同，幾何上則在第一條 10° 與第三條 30° 之折線中增加一條 20° 之折線，

如圖 3.10 所示，其中 h_2 會隨 h 而變化，其關係為 $h_2 = \frac{2}{3}h$ 。

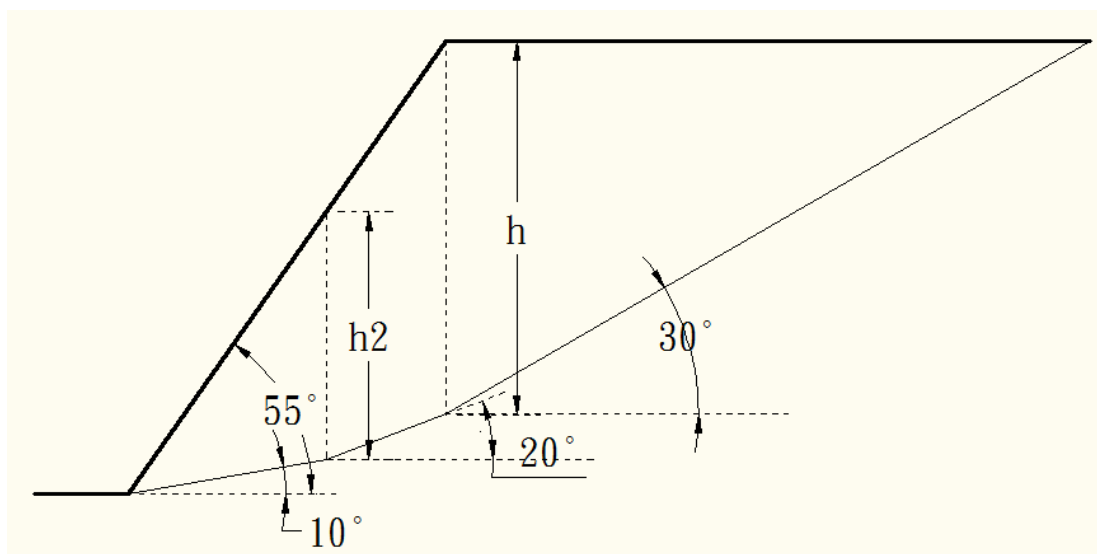


圖 3.10 岩土界面三折線案例幾何示意圖

阻抗與載重因子

阻抗因子有 c 及 $\tan\phi$ ，設定其平均值分別為 12kPa 與 0.35，而變異係數為 0.2 與 0.1，相關係數如前節所設定之 -0.3。地下水條件則依照前節平面滑動之設定，採平均值為 0.5 倍坡高及標準差為 1/6 之坡高，惟此處之幾何條件已改變，故定義此處之坡高為滑動面底端至頂端之垂直距離。而地震力也依前節之設定，採 p_{ga} 為 0.33，垂直地震力與水平地震力分別為 1/3 與 1/2 倍之 p_{ga} ，並且對地震力向上即向下時皆分析其破壞機率。

綜合以上所述，將岩土界面邊坡參數整理於下表 3.5 與表 3.6，而參數之相關矩陣以表 3.7 表示。

表 3.5 岩土界面邊坡雙折線案例參數假設條件

參數		分佈型態	平均值	變異係數
單位重 (kN/m^3)		定值	25	無
坡角 (度)		定值	30	無
滑動面轉折處之深度 (m)		對數常態分佈	5	0.05
弱面傾角 1 (度)		定值	10	無
弱面傾角 2 (度)		定值	30	無
強度參數	c (kPa)	對數常態分佈	15	0.2
	$\tan\phi$	對數常態分佈	0.35	0.1
<u>地下水位</u> 坡高		對數常態分佈	0.5	$\frac{1}{6}$
地震力係數		特殊	$a_{max}=0.33$	N/A

表 3.6 岩土界面邊坡三折線案例參數假設條件

參數		分佈型態	平均值	變異係數
單位重 (kN/m^3)		定值	25	無
坡角 (度)		定值	30	無
滑動面轉折處之深度 (m)		對數常態分佈	5	0.05
弱面傾角 1 (度)		定值	10	無
弱面傾角 2 (度)		定值	20	無
弱面傾角 3 (度)		定值	30	無
強度參數	c (kPa)	對數常態分佈	15	0.2
	$\tan\phi$	對數常態分佈	0.35	0.1
<u>地下水位</u> 坡高		對數常態分佈	0.5	$\frac{1}{6}$
地震力係數		特殊	$a_{max}=0.33$	N/A

表 3.7 岩土界面邊坡參數相關矩陣

參數	c	tan ϕ	滑動面轉折處 之深度	地下水位 坡高
c	1	-0.3	0	0
tan ϕ	-0.3	1	0	0
滑動面轉折處 之深度	0	0	1	0
地下水位 坡高	0	0	0	1

3.2.3 分析方法

蒙地卡羅模擬時，需計算每一取樣點之安全係數，而三種分析之安全係數計算方法如下。

傳統切片法

傳統切片法之分析如同 (2-60) 式所示，但本研究涉及水平及垂直地震力，故需將 (2-60) 式改為下式。將各取樣點之參數值帶入右式，則可以得到每點之安全係數以判斷破壞與否，以 (2-12) 可計算其破壞機率。

$$FS = \frac{\sum\{c + \tan\phi(W_v \cos\alpha_i + W_h \sin\alpha_i - ul)\}}{\sum\{W_v \sin\alpha_i + W_h \cos\alpha_i\}} \quad (3-18)$$

其中 c 為凝聚力合力

ϕ 為摩擦阻抗角

u 為單位長度地下水舉力

$$l = \frac{b}{\cos\alpha_i}$$

簡化 Bishop 法

簡化 Bishop 法之分析如同 (2-61) 式所示，加入水平及垂直地震力則改為下 (3-19) 式分析。如同傳統切片法以 (2-12) 可計算其破壞機率，且如前所述使用零點跨越 (Zero Crossing) 之方法減少計算時間。

$$FS = \frac{\sum \{cb + \tan\phi(W-ub)/m_\alpha\}_i}{\sum \{W_v \sin\alpha_i + W_h \cos\alpha_i\}} \quad (3-19)$$

$$\text{其中 } m_\alpha = \left(1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi}{F}\right) \cos\alpha$$

Wedge 法

Wedge 法須滿足每一塊體之力平衡，此處假設塊體間作用力與水平面之夾角等於摩擦角 ϕ ，本研究將滑動土體分為兩個塊體，必須先於第一塊體假設安全係數之後，得到側項力，並以此計算第二塊體之安全係數，重複迭代直到安全係數收斂為止。對此方法本文亦使用零點跨越 (Zero Crossing) 之方法減少計算時間。

$$FS = \frac{C + \tan\phi((W_v + P_v)\cos\alpha_i + (W_h + P_h)\sin\alpha_i - U\cos\alpha_i)}{(W_v + P_v)\sin\alpha_i + (W_h + P_h)\cos\alpha_i} \quad (3-20)$$

其中 P_v 為塊體間作用力之垂直分量

P_h 為塊體間作用力之水平分量

本文擬對岩土邊坡滑動之參數敏感性做一探討，做法為測試坡高、凝聚力合力 c 、摩擦係數 $\tan\phi$ 、 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 此四項參數之平均值及變異係數改變時，對破壞機率之影響，以探討其參數之敏感性。

而 AFOSM 之施作與平面滑動時類似，即為在基本空間中將功能函數=0 時距離原點最近之點找出，而功能函數=0 時即為安全係數=1，即可帶入 (3-18) 至 (3-20)，並找出其設計點及可靠度指數。本文擬針對較為常用之簡化 Bishop 法施作 AFOSM。

如同前節平面滑動，本研究之地震力有向上及向下之考量，同前取此二情況中較低之可靠度作為系統可靠度，並以 (2-50) 式分析地震力向上與向下兩個模式之相關係數，最後與蒙地卡羅模擬之結果比較其精確性。

3.3 問題討論

以下將本研究方法可能面對之問題提出討論。

3.3.1 地下水假設條件

虛擬設計之地下水位假設條件，應當收集該工址之水位觀測記錄，並將地下水位資料依照符合的函數型態來表示。但因為此問題受降雨條件、季節、地質狀況而異，完整的調查需要的資料量會十分龐大，而且受局部地區變異性影響。因此在缺乏適當之資料討論下，本文只能對於選用的假設條件，討論後續研究上可能需改善之處。

以本文水位之假設條件，主要有兩方面可能需要調整：一是本身水位假設之分佈函數型態；二是高水位狀態下制定的水位高與對應之重現機率，而第一項因子又會影響到第二項因子。先就水位假設之函數探討，若是有較完整的水位觀測資料，則可分析結果來考量適合之分佈型態；若無完整之資料，則可能也需採假設之分佈函數。而假設之函數需注意尾端值 (distribution tail) 的考量，因破壞多發生於較極端之情形 (如暴雨下之高水位)，前述不考均一分佈的原因就是因為其高水位 (0.9 倍坡

高以上)生機率過大。而高水位的制定之問題，因設計之水位無明確對應之統計資料，做適當的重現機率無從評估。由另一方向思考乃先制定高水位之水位高，並由設計之安全性要求與假設之分佈函數，來決定適合之重限期(機率)，但此方面又因 FS_{\min} 與安全性沒有明確之對應關係，使得即使有完整的水文統計資料，也無法評估適合的“高水位”。

由於原 ASD 設計對高水位無明確定義，故適合分析之參數將較難決定。不過 LRFD 亦是希望能改善此問題，因為當以 LRFD 之部分係數設計，水位之考量將無“高水位”之參數，而不同狀態(如高水位)之發生機率不再以不同之安全係數限定，而是以參數(如水位)之部分係數來考量。若此參數之名目值在率定時有明確之定義，則後續之應用與修正也依此來考量。

3.3.2 AFOSM 分析方法之問題討論

上述條件機率的 AFOSM，會對第 n 維參數(本文中為地震力係數)取一近似之常態分佈假設。此結果的正確性，可能因第 n 維參數取不同的定值，對破壞機率的預估有不同的偏差。下列以案例 1、2、3 三種情形來討論，而此案例都簡化以兩個參數 x 、 y 來考量、 y 即是取條件式機率的參數。

案例 1 的條件，為 y 對極限狀態的敏感度較高，如下極限狀態：

$$x \geq 5y \quad (3-21)$$

在基本空間中，若取 y 一定值並依條件式 AFOSM 分析，其可靠度指數如圖 3.11 中所示；反之若 y 取一完整隨機變數以 AFOSM 分析，則兩者之可靠度指數比較如下圖 3.12。由圖 3.12 可發現若是 y 參數對極限狀態的影響性較大，取過低的 y 值之分析結果較真正的可靠度指數小許多。例如以 (3-21) 式為考量，若 x 、 y 的平均值分別為 10、1，變

異係數都為 0.2，以完整 AFOSM 的可靠度指數約為 2.23(破壞機率=1.27%)；若取 y 之定值為 1.1，則條件式 AFOSM 的 β 為 2.46(破壞機率=0.69%)；而 y 取定值為 0.2 則條件式 AFOSM 之 β 則為 4.5 (破壞機率= $3.4 \cdot 10^{-6}$)，此時對真正的破壞機率有明顯的低估。

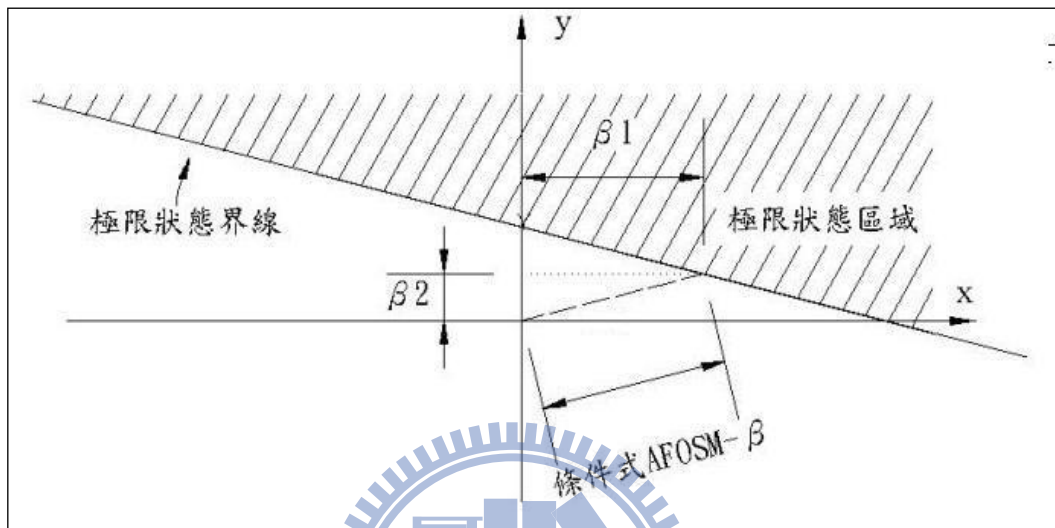


圖 3.11 y 參數取定值以條件式 AFOSM 分析之可靠度指數示意圖



圖 3.12 完整隨機變數分析之可靠度指數示意圖

同理在其他案例中，若是 y 參數取之定值不適當，對破壞機率也會同樣有低估的情形。案例 2 為 x 參數和 y 參數對極限狀態有接近的敏感

度，如下式：

$$x \geq y \quad (3-22)$$

此時設計點在基本空間之 y 軸距離應與 x 軸距離相近，故當條件式 AFOSM 計算之 β_a 與 β_b 相差越大，則估計之誤差也越大。而案例 3 則為 x 對極限狀態的影響越大於 y 參數，與案例 1 相反，過大的 y 值則會計算出比真值大許多的可靠度指數。

因此若要了解地震力係數取定值的結果，是否過度低估實際的破壞機率，則需視其地震力參數對極限狀態的敏感度。但是完整的地震力係數的統計資料不完全，因此只能對這方面做一概略之探討。平面破壞由安全係數設計上檢視，對地震力條件之最低安全係數限定為 1.1，故代表此為不常發生的極端條件，即地震力常時對邊坡穩定影響不大，故破壞情形可能為案例 3 之情形。但參數對極限狀態的敏感度，也另外受其他因子影響，如設計對象之目標可靠度。若可靠度要求較高之設計對象，其對之生命週期之要求會較長，此時高地震力係數的發生機率會提高，情形可能從案例 3 轉成案例 2 的型態。

由上述雖然無法明確歸納地震力的隨機分佈函數對穩定性的影響，但除非在極端情形下，否則地震力應該不會為案例 1 之情形(高敏感度)，因此只要不取過小之地震力係數，應仍為可能發生之情形。而因為該方法是對現有規範建議之地震力去率定係數，故後續 LRFD 設計上較易配合現今之建議地震力係數。

3.3.3 設計面之問題討論

邊坡穩定問題與許多基礎設計方式不同，如基樁的設計先有對應之結構體載重，再對此載重設計基樁的尺寸，並檢視提供之承载力是否足夠。而邊坡設計之幾何條件對穩定性則影響極大：當總坡高由低至高，

其主導之阻抗值可能從凝聚力合力 c 轉成摩擦角 ϕ ；且當岩塊之自重越低、弱面傾角越高，則主導之破壞機制會由岩塊未達上浮之平面滑動轉為岩塊上浮之平面破壞模式。因此即使是同樣天然條件的邊坡，由不同方式的設計會得到不同的破壞機制與安全等級。

郭文鳴（2007）提出以單變數線性式決定 LRFD 之部分係數，而本文將嘗試擴充至多變數非線性式之率定。但本文因應實作上遭遇不同參數變異係數之情形，針對率定之目標包含可變之參數變異係數，欲找到有良好可靠度均一性之 LRFD 部分係數設計式可能需要較多變數，對工程實作上會較為不便，實際應用上則要考量方便性與準確度，在其中取得適當之平衡點。

3.3.4 切片法分析

本研究在對沿岩土界面滑動之破壞模式採用切片法分析，採用傳統切片法、簡化 Bishop 法及 Wedge 法，其中傳統切片法與 Bishop 法適用於圓弧形之滑動面，而岩土界面邊坡之滑動面其形狀則未必接近圓弧形，因此使用此二分法分析時，可能引入誤差。而 Wedge 法未有圓弧形破壞面之限制，使用傳統切片法與簡化 Bishop 法時，其結果必須與 Wedge 法之結果比較，檢視其破壞機率是否與 Wedge 法之破壞機率相差過大。

第四章 岩石邊坡抵抗平面滑動破壞之可靠度設計

本章以 3.1 節敘述之參數與幾何條件所建立之虛擬案例，以均一目標可靠度為目標，對岩體弱面滑動之破壞模式，以 AFOSM 施做 LRFD 係數之率訂，再以蒙地卡羅模擬檢視其準確性。

4.1 AFOSM 分析與 LRFD 係數率定

首先以 AFOSM 分析表 3.3 各種參數組合所構成近六千個虛擬案例之原始邊坡，使用前章所述之方法，搜尋地震力分別為向上及向下時之 (3-6) 與 (3-7) 式之設計點。並且以 (3-16) 式決定其系統可靠度。本研究對平面滑動之目標可靠度為 1.65 及 3，以下分別說明目標可靠度設定於 $\beta_T=1.65$ 與 $\beta_T=3.0$ 下所標定出之 LRFD 部分係數。

4.1.1 目標可靠度指數 1.65 之 LRFD 係數率定

如前章所述，原始邊坡之案例數有 5832 個，以 AFOSM 分析其可靠度，其可靠度指數分布如圖 4.1。由於本研究使用 (3-11) 式之條件式 AFOSM 進行分析，(3-11) 式之 β_a 必須大於零，否則其計算結果 β_{total} 則不為正確之值。因此圖 4.1 所列為其中 3672 個 $\beta_a > 0$ ，即 $\beta_a > 1.28$ 之案例，其餘 2160 個未顯示於圖 4.1 之案例則為 $\beta_{total} < 1.28$ 之案例。

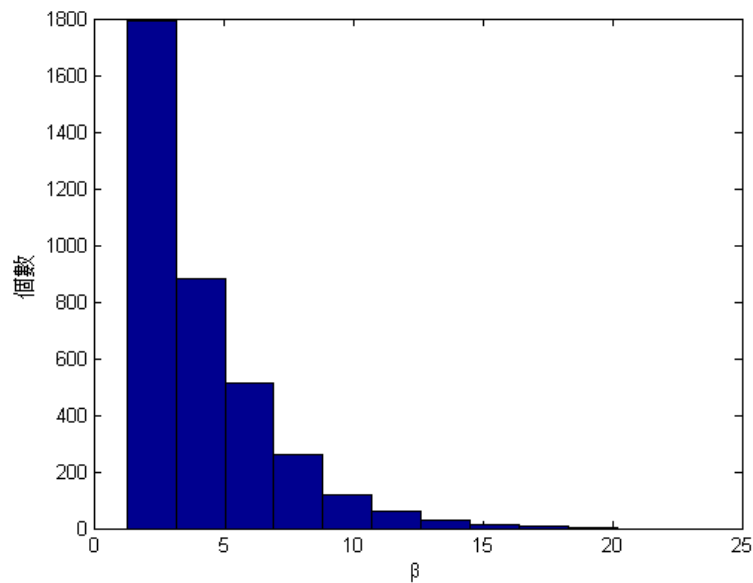


圖 4.1 原始邊坡案例之可靠度指數分布

不足目標可靠度 1.65 之案例個數有 2900 個。以削坡及地錨之手段，將此 2900 個案例調整（設計）至目標值 $\beta = 1.65$ ，以下擇一例說明之。

此例之參數條件如下表 4.1，其邊坡幾何條件如圖 4.2 所示。以 AFOSM 分析其 β ，在地震力向上與向下時分別為 1.45 與 1.33，地震力向下時 β 較小，故其為主控破壞機制，並且取 1.33 作為整體可靠度之估計值。接著必須設定地錨及削坡之迭代初始值，並進行以可靠度 1.65 為目標之調整設計參數之搜尋。

本研究使用建置在 Matlab optimization toolbox[®] 中之 SQP (Sequential Quadratic Programming) 做為搜尋目標 beta 調整設計之演算法，此方法之函數在每次迭代皆會求解一個二次方程子問題 (quadratic programming subproblem)，並使用 BFGS 方程更新 Hessian Matrix，而使用優質函數 (merit function) 做線性求解。

此演算法為有約束式之非線性最佳化求解方法之一，使用最佳化求解係因 Matlab 解非線性方程式之數值演算法中無法加入其解之限制條件；而最佳化求解可對參數之範圍做限制，例如地錨 > 0 ，及 $0 < \text{削坡} < 0.9$

倍滑動塊體體積及前章所述之 $FS_{上滑} > 1.5$ 等束制條件，並可將欲求解之 $\beta = 1.65$ 亦寫為束制條件式，而最佳化之標的設定為常數，使得最佳化條件已自動滿足，則迭代之過程其解之迭代方向會朝著滿足所有尚未平衡束制條件式之地錨及削坡量值，並且達到其解之廣泛散布性之效果。

為使設計之適用範圍較廣，本研究使用亂數值做為初始值，使所得解之範圍能夠較廣而適用於較多種之設計組合，亦可避免在某些初始點無法迭代至收斂之情形。削坡量之初始設定值以任意亂數選定之，其範圍介於允許削坡量上限值與下限值之間（以上、下限值間均勻分布函數中選擇出一亂數）。削坡量之上限值為 0.9 倍之滑動塊體體積，下限值為零；因地錨沒有特定之上限值，故以地錨拉力零作為其初始值。若此組初始設定值迭代後其結果無法收斂，則改由 0 與地錨最終值之 2 倍之間之均勻分布函數任意選出一亂數，以及削坡量則取削坡之上下界間均勻分佈之亂數值作為初始地錨及削坡量，以此跳脫無法收斂之點，重新產生其他迭代初始值進行運算。

此例中，地錨及削坡之初始值（第一次迭代）分別為 0 及 15.17 m^3 ，其 β 值為 1.47，第二次迭代修正其地錨及削坡值為 4.72 公噸及 17.51 m^3 ，此時 β 值為 1.54。此後設計參數之迭代過程示於表 4.2。至迭代完成時其地錨及削坡終值分別為 7.96 公噸與 22.05 m^3 ，以此為設計值時， β 值在地震力向上與向下時分別為 1.87 與 1.65，其主控機制為地震力向下， β 值為 1.65，滿足 β 值之改變量小於收斂標準 $1e-6$ （此時指未加入條件式 AFOSM 運算之改變量），則為此案例之調整設計值。其實經三次迭代後，所得 β 值與目標 β 值 1.65 之差異業已在小數點第三位以下，可見其收斂性甚佳。此收斂條件為相對嚴格之條件，實際率定時，若放寬至之差值小於 0.001，其準確性仍可維持一定水平，則在第 4 次迭代時就可達到收斂條件而停止，而加快其收斂之速度。

表 4.1 案例參數條件

參數		分佈型態	平均值	變異係數
單位重 (kN/m^3)		定值	25	無
坡高 (m)		定值	25	無
坡角 (度)		定值	55	無
弱面傾角 (度)		定值	40	無
強度參數	c (kPa)	對數常態分佈	50	0.2
	tan ϕ	對數常態分佈	0.65	0.1
地錨強度 (公噸)		對數常態分佈	0	0.15
地下水位 坡高		對數常態分佈	0.5	$\frac{1}{6}$
地震力係數		特殊	$a_{max}=0.33$	N/A

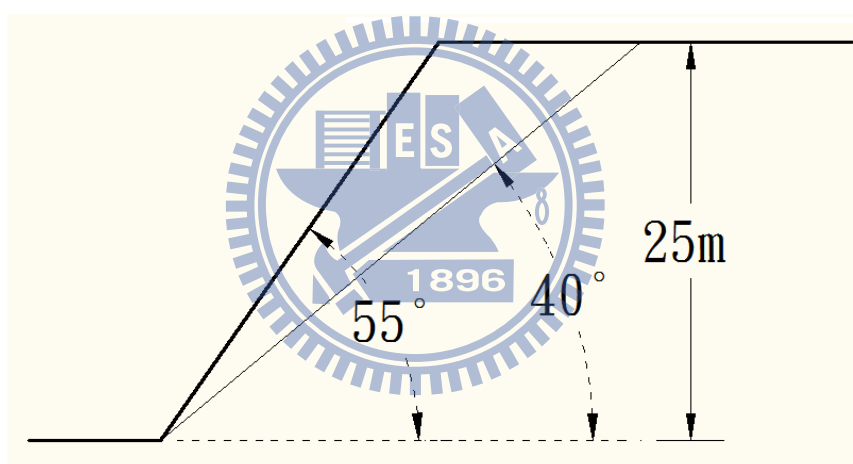


圖 4.2 邊坡幾何示意圖

表 4.2 案例迭代過程

迭代次數	地錨(公噸)	削坡(m^3)	β
1	0	15.1691340	1.468552387
2	4.7169472	17.5087787	1.543870063
3	7.8957697	21.9591324	1.647732563
4	7.9596204	22.0453228	1.649918125
5	7.9618912	22.0485909	1.649999364
6	7.9619085	22.0486165	1.649999996
7	7.9619087	22.0486167	1.650000000

將此 2900 個案例如前例所述之方法調整設計至目標值 $\beta = 1.65$ ，調整之後其 β 與目標可靠度 1.65 差值之分布如圖 4.3，此時案例之 LRFD 部分係數分布如下圖 4.4，而其平均值及標準差列於下表 4.3。

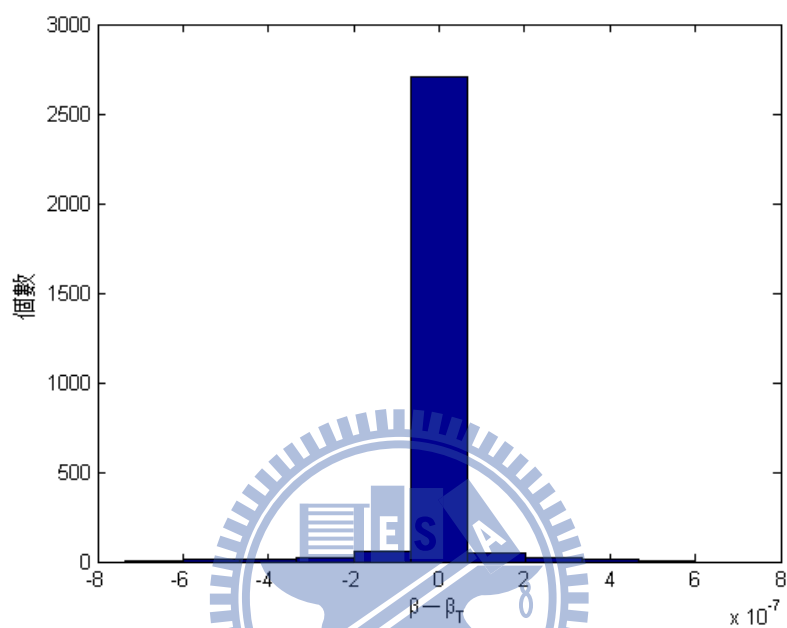


圖 4.3 調整設計後 β 與目標可靠度 1.65 差值之分布

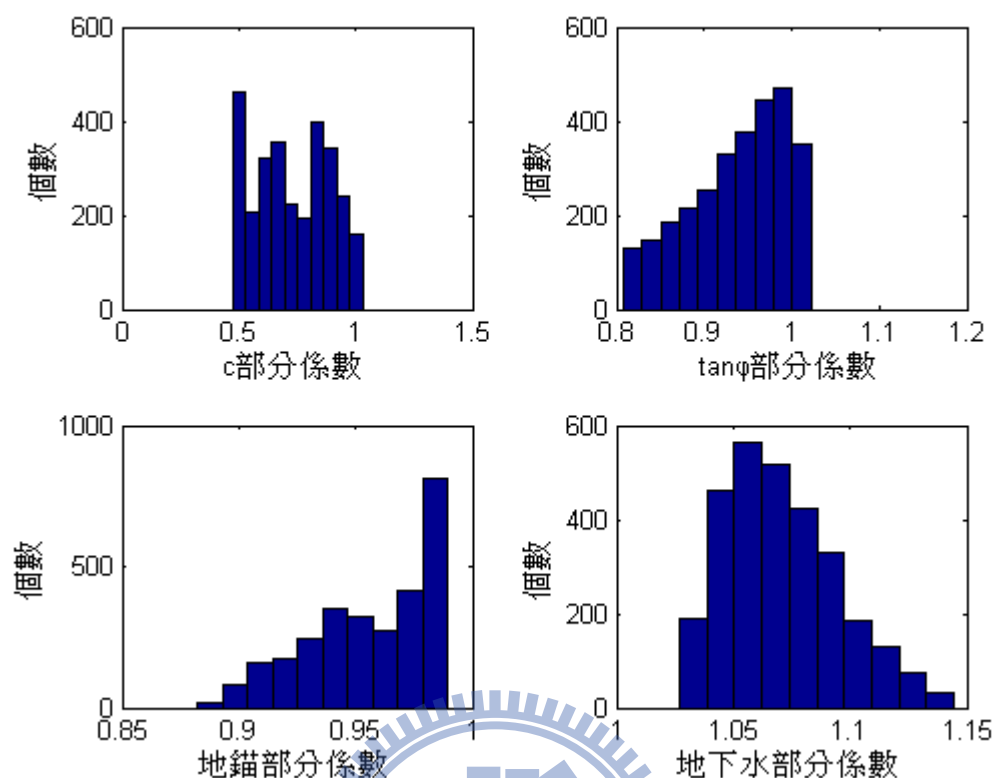


圖 4.4 $\beta = 1.65$ 時之參數部分係數

表 4.3 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下部分係數之平均值及標準差

部分係數	平均值	標準差
C	0.729	0.161
$\tan\phi$	0.938	0.056
地錨力	0.956	0.027
地下水高	1.071	0.024

由圖 4.4 及表 4.3 可發現，各案例之部分係數均一性不甚良好，其中又以凝聚力合力 C 之部分係數散佈最廣， $\tan\phi$ 之部分係數次之，其原因可能為 C 之 CV 組合為 [0.2 0.4 0.6]，而 $\tan\phi$ 之 CV 組合為 [0.1 0.15 0.2]，其他兩參數之 CV 固定，部分係數散佈較廣者 CV 散佈亦較廣，而 CV 較小之案例時對參數之折減可較少，即為參數之部分係數較大。

另外在一些案例之中， $\tan\phi$ 之部分係數會大於 1，其原因為 C 與 $\tan\phi$ 之相關係數為 -0.3，C 折減時 $\tan\phi$ 變大之機率會較高，造成某些案

例之破壞點會有如上之情形。若對應到因實際情形，則為有可能在實際 $\tan \varphi$ 小幅大於平均值而 C 大幅小於平均值時到達破壞點。

以部分係數平均值設計

若將所有案例以表 4.3 所列之部分係數平均值以 LRFD 方式進行設計，得以定率式之設計方式處理之。即對於所有案例，先將其參數中之 C 、 $\tan \varphi$ 、地錨力、地下水高分別乘上[0.729, 0.938, 0.956, 1.071]，繼以定率之方式分析其安全與否，若不足則調整其削坡與地錨量，使其能夠符合經係數折減後之極限平衡式。將此 LRFD 設計結果以 AFOSM 分析，其 β 之分布如下圖 4.5，其平均值為 0.88，均一性則以 (3-17) 式之 α 計算，其值為 0.47。可見若直接以表 4.3 所列之部分係數平均值作為 LRFD 所採用之部分係數，將與目標可靠度 1.65 有相當程度之差異。

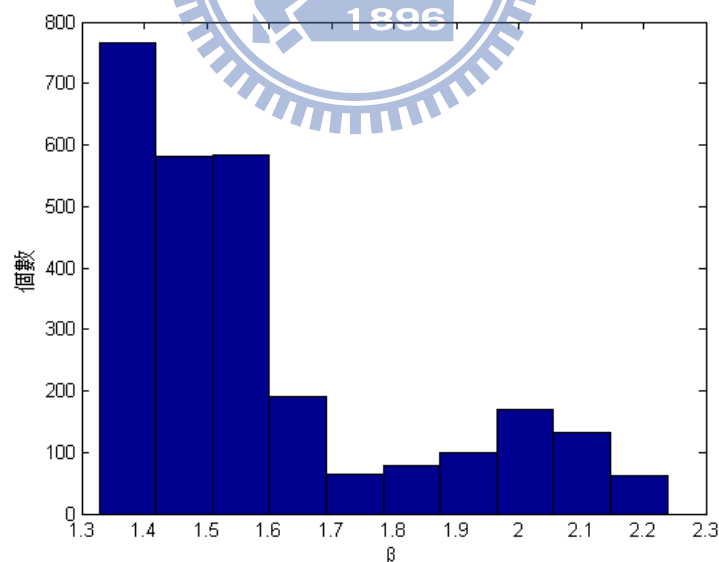


圖 4.5 以部分係數平均值設計結果

以部分係數之單參數式設計

接著如第三章所述方式尋找較佳之 LRFD 設計式，本研究選定做為測試之自變數如下表 4.4。其中有相依之變數，如凝聚力合力/總組抗+摩擦力/總組抗+地錨力/總組抗=1，此式之三個變數中只有兩個獨立變數。但以因本研究以 r^2 作為判斷回歸式解釋程度之手段，若相依性太高之組合，則等於用了多一個變數來解釋相同的事情，其 r^2 將較低，則不會為最佳預測變數組合，即可避免此問題。而上述參數中之弱面傾角，係經過以期平均數正規化之後之值，以使其散布之範圍與其他參數相似。

表 4.4 嘗試之回歸自變數

編號	參數	表示式	編號	參數	表示式
1	單位面積凝聚力合力	C	8	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$
2	摩擦係數	$\tan\phi$	9	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$
3	地錨力	地錨力	10	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$
4	坡高	H	11	上浮安全係數	FS _{上浮}
5	弱面傾角	弱面傾角	12	滑動安全係數	FS _{滑動}
6	滑動塊體重	滑動塊體重	13	C 之變異係數	CV _C
7	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	14	$\tan\phi$ 之變異係數	CV _{$\tan\phi$}

由表 4.4 所列之參數為自變數進行最佳回歸式之選擇。以下以簡化之自變數舉一例說明演示參數選擇之過程。

為易於說明，僅取表 4.4 中之 7 至 9 號參數，即為 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ 、 $\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$

及 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$ ，並以其回歸 C 之部分係數 ψ_c ，為使其簡化，於此僅以 10 個案例作為回歸資料之示範，表 4.5 列出此 10 個案例之參數值，表 4.6 列出此 10 個案例之自變數與應變數值。表 4.6 之三個自變數依序對 ψ_c 回歸，得到之 r^2 分別為 0.98、0.39、0.17，此例可顯示此三自變數中， $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ 最能解釋 ψ_c 之變化。

表 4.5 範例案例參數

編號	c (kPa)	tan ϕ	地錨(公噸)	坡高 (m)	原始坡角 (度)	弱面傾角 (度)	削坡量 (m ²)
1	50	0.65	0.0	30	55	40	82
2	50	0.65	46.0	35	55	40	121
3	50	0.65	0.2	40	55	30	337
4	50	0.65	48.6	40	55	40	207
5	50	0.65	32.4	45	55	30	499
6	50	0.65	193.6	45	55	40	213
7	50	0.65	346.7	50	55	30	281
8	50	0.65	738.3	50	55	40	1
9	50	0.65	126.9	55	55	30	893
10	50	0.65	539.1	55	55	40	249

表 4.6 範例之回歸變數

編號	應變數 ψ_c	自變數		
		$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$
1	0.813	0.616	0.384	0.227
2	0.821	0.556	0.384	0.239
3	0.837	0.502	0.498	0.246
4	0.823	0.579	0.363	0.284
5	0.840	0.492	0.485	0.272
6	0.841	0.454	0.386	0.251
7	0.885	0.325	0.532	0.199
8	0.904	0.259	0.427	0.159

9	0.849	0.469	0.462	0.316
10	0.876	0.332	0.401	0.224

將上例所述之方法套用於此 2900 個案例，由表 4.4 所列之 14 個參數為自變數進行 ψ_C 、 $\psi_{\tan\phi}$ 、 ψ_a 、 ψ_w 最佳回歸式之選擇。每一部分係數之回歸組合數有 $C_1^{14} = 14$ 種，表 4.7 顯示最佳 5 個預測單參數與其 r^2 。

表 4.7 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下最佳 5 個預測單參數與其 r^2

	ψ_C		$\psi_{\tan\phi}$		ψ_a		ψ_w	
	參數	r^2	參數	r^2	參數	r^2	參數	r^2
1	CV_C	0.63	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.46	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.92	$\frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	0.55
2	$FS_{\text{滑動}}$	0.53	$FS_{\text{上浮}}$	0.40	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.61	$FS_{\text{上浮}}$	0.22
3	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.39	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	0.30	地錨力	0.37	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.13
4	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	0.21	$CV_{\tan\phi}$	0.29	C	0.22	坡高	0.10
5	地錨力	0.16	$FS_{\text{滑動}}$	0.24	坡高	0.18	CV_C	0.08

其中 ψ_C 、 $\psi_{\tan\phi}$ 、 ψ_a 、 ψ_w 分別代表 C, $\tan\phi$, 地錨, 地下水高度之部分係數

每個部分係數以 r^2 最高之單參數與回歸式列於下表 4.8。由表 4.8 可以看出 ψ_C 之最重要影響參數為 CV_C ，其意義為 c 之變異係數較大時，c 必須折減更多，所以 ψ_C 會較小。 $\psi_{\tan\phi}$ 之最重要影響參數為 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ ，在凝聚力合力占總組抗比例較高時，摩擦力之組抗會較小，使得 $\psi_{\tan\phi}$ 較大。而 ψ_a 則受到 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$ 之影響較多，當 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$ 較大時代表地錨力較為重要，其折減也需要較多。而 $\psi_w > 1$ ，其值較大時代表折減較多，最主要也受到地下水上舉力重要與否的影響。

表 4.8 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下單參數部分係數最佳回歸式

部分係數回歸式	r^2
$\psi_C = 1.05 - 0.78CV_C$	0.63
$\psi_{\tan\phi} = 0.86 + 0.18 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.46
$\psi_a = 0.99 - 0.14 \frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.92
$\psi_w = 1.03 + 0.14 \frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	0.55

以此四式進行與前述（以表 4.3 所列之部分係數平均值作為 LRFD 所採用之部分係數）相同之 LRFD 設計方法，唯一不同之處在於使用回歸式設計時，由於其中之自變數項目在完成設計前仍為確知，必須要由迭代之過程逐步趨近正確值。

以下舉一案例說明使用回歸式設計之迭代設計過程。此一案例之參數條件如表 4.9，其幾何示意如圖 4.6。以表 4.8 所示之回歸式進行分析，此案例之 $CV_C = 0.2$ ，並計算出 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} = 0.30$ 、 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} = 0$ 、 $\frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}} = 0.20$ ，帶入表 4.8 之回歸式計算其部分係數，得 $\psi_C = 0.89$ 、 $\psi_{\tan\phi} = 0.92$ 、 $\psi_a = 0.99$ 、 $\psi_w = 1.06$ ，並帶入定率式分析得到地震力向上與向下之折減後安全係數分別為 0.80 與 0.84，地震向上時安全係數較小，故其為主控。此時安全係數不足 1，必須調整設計，並進行以 LRFD 折減後安全係數為 1 為目標之調整設計參數之搜尋。

本研究曾先測試以前述 SQP 法執行自動 LRFD 調整設計（目標是令自動調整設計後安全係數達到 1），但遭遇頗多無法迭代至收斂解之初始值，某些案例程式可能陷入無窮迴圈，無法收斂。故對 LRFD 自動調整設計改用亦建置於 Matlab optimization toolbox® 中之 Levenberg-Marquardt 法做為搜尋目標 β 值之演算法。

Levenberg-Marquardt 法之求解過程類似高斯牛頓求解法 (Gauss-Newton Method)，但其增加了對二次項搜尋之考量，則在非線性問題會較有效率。

與前例之目標相同，本研究為使設計之適用範圍較廣，以適用於各種不同現地條件如地界之限制，使用亂數做為初始值，使得解之範圍能夠較廣而適用於較多種之設計組合，亦可避免在某些初始點無法迭代至收斂之情形。初始條件設為無地錨拉力，而削坡量則取削坡之上下界間均勻分佈之一亂數值作為初始削坡量。削坡上界設定為 0.9 倍之滑動塊體體積，下界則為零。若此組初始值迭代結果無法收斂，則以 0 與地錨最終值之 2 倍之間之均勻分布亂數，以及削坡量則取削坡之上下界間均勻分佈之亂數值作為初始地錨及削坡量，以此跳脫無法收斂之點，重新產生其他迭代初始值進行運算。對於收斂後解得之結果還須判斷其是否符合實際情形，例如若遭遇地錨 <0 之情形時，則亦須重新產生其他迭代初始值進行運算。



表 4.9 案例參數條件

參數	分佈型態	平均值	變異係數	
單位重 (kN/m^3)	定值	25	無	
坡角 (度)	定值	55	無	
坡高 (m)	定值	55	無	
弱面傾角 (度)	定值	30	無	
強度參數	c (kPa)	對數常態分佈	50	0.2
	tan	對數常態分佈	0.65	0.1
地錨強度 (公噸)	對數常態分佈	0	0.15	
$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	對數常態分佈	0.5	$\frac{1}{6}$	
地震力係數	特殊	$a_{\max}=0.33$	N/A	

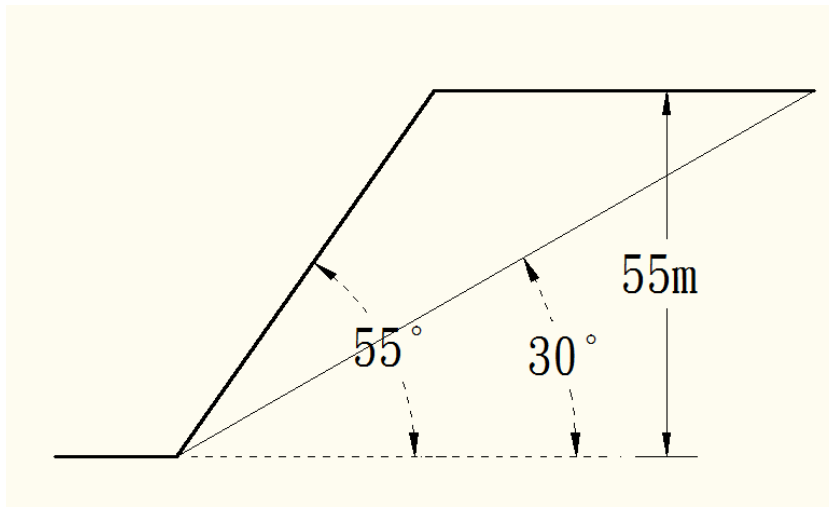


圖 4.6 案例幾何示意圖

此示範案例之地錨及削坡之初始值分別為 0 及 437.68 m³，此時 $CV_C = 0.2$ ，並計算出 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} = 0.376$ 、 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} = 0$ 、 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}} = 0.254$ ，帶入表 4.8 之回歸式計算其部分係數，得 $\psi_C = 0.894$ 、 $\psi_{\tan\phi} = 0.929$ 、 $\psi_a = 0.988$ 、 $\psi_w = 1.063$ ，並帶入定率式分析得到地震力向上與向下之折減後安全係數分別為 0.85 與 0.88，安全係數不足 1。

以此組部分係數，並改變地錨及削坡量以得到符合安全係數之點，解出地錨及削坡之初始值分別為 228.2 公噸及 545.5 m³，此時將 $CV_C = 0.2$ 及計算而得之 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} = 0.362$ 、 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} = 0.096$ 、 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}} = 0.244$ 帶入，得 $\psi_C = 0.894$ 、 $\psi_{\tan\phi} = 0.927$ 、 $\psi_a = 0.975$ 、 $\psi_w = 1.062$ 。將此組 LRFD 係數帶入分析，最低之安全係數為 0.95，未達 1，則繼續實行前迭代過程。

將迭代之過程示於表 4.10 及表 4.11，最後地錨及削坡分別為 304.9 公噸及 603.2 m³，地震力最低之折減後安全係數等於 1，符合折減之後安全性之要求，自變數達到收斂準則 $|x_i - x_{i+1}| < 10^{-7} * (1 + |x_i|)$ ，則此使用此參數組合調整設計。第四次迭代時，與目標值 1.0 之差異已減

小至小數點以下第三位，第五次迭代時，與目標值 1.0 之差異已減小至小數點以下第四位。故實際使用此 LRFD 設計式時，若實際設計準則為安全係數與目標安全係數之差值在 0.01 以內，則迭代至第 4 次即可。

而表 4.10 及表 4.11 所列之程式計算迭代過程，其每次增加之地錨及削坡為演算法之運算所得。在此例迭代過程中，削坡與地錨皆為單調增加，但在實際使用時，並未有此限制，意即工程師可依現地之地界或其他限制條件，以增加或減少之方式迭代地錨與削坡，惟最終結果須滿足折減後 FS=1 之條件即可。而迭代過程之削坡及地錨改變量大小，亦可自由地選擇，此人工試誤之流程範例則於後 4.1.3 節演示。

表 4.10 LRFD 設計迭代過程參數

迭代次數	地錨(t)	削坡(m ³)	CV _c	凝聚力合力	地錨力	地下水上舉力
				總組抗	總組抗	總阻抗
1	0.0	437.7	0.2	0.37609	0.000	0.2536
2	228.2	545.5	0.2	0.36177	0.096	0.2440
3	287.9	589.3	0.2	0.36117	0.121	0.2436
4	301.3	600.2	0.2	0.36125	0.126	0.2436
5	304.3	602.7	0.2	0.36128	0.127	0.2437
6	304.9	603.2	0.2	0.36129	0.128	0.2437

表 4.11 LRFD 設計迭代過程部分係數與 FS

迭代次數	地錨(t)	削坡(m ³)	ψ _c	ψ _{tanφ}	ψ _a	ψ _w	FS
1	0.0	437.7	0.894	0.92926	0.98821	1.06350	0.852
2	228.2	545.5	0.894	0.92665	0.97513	1.06214	0.954
3	287.9	589.3	0.894	0.92654	0.97174	1.06209	0.989
4	301.3	600.2	0.894	0.92655	0.97097	1.06209	0.998
5	304.3	602.7	0.894	0.92656	0.97080	1.06210	0.999
6	304.9	603.2	0.894	0.92656	0.97076	1.06210	1.000

對單參數式 LRFD 之設計結果可靠度均一性驗證方法為：以與前例

相同之方法 LRFD 設計，對所有 2900 個原始邊坡案例進行 LRFD 設計，使其滿足參數折減後之定率式。再以 AFOSM 分析所有結果之可靠度指標 β ，其 β 值分布如圖 4.7，其平均值為 1.6，其均一性則以 (3-17) 之 α 值計算之，其值為 0.105。相較於圖 4.5 以部分係數之平均數設計結果之 β 分布，以單參數回歸之 LRFD 設計 α 值較低， β 之分布較為集中，惟其眾數落於可靠度 1.4 至 1.5 之間，則目標值之 1.65，則有改善之空間。

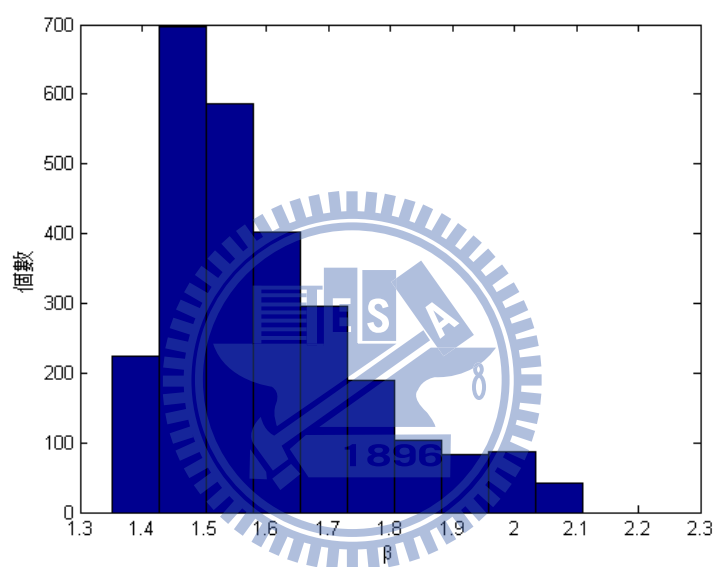


圖 4.7 以部分係數單參數回歸式設計結果

以部分係數之雙參數式設計

重複上述步驟，可得雙參數部分係數回歸式。在雙參數時，其回歸組合數有 $C_2^{14} = 91$ 組，將其最佳 5 組組合示於表 4.12，最佳回歸式及其係數則示於表 4.13。施作同前單參數 LRFD 式之驗證方法，圖 4.8 表示以 AFOSM 分析其設計解果之可靠度指標 β 分布情形，其平均值為 1.621，均一性則以 (3-17) 式之 α 計算，其值為 0.053。相較於單參數回歸之設計結果，其平均值較接近目標可靠度指數 1.65，也減少約 50%。而從圖

4.8 可看出其眾數略小於 1.6，亦較單參數回歸之設計接近目標可靠度指數。

表 4.12 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下最佳 5 組預測雙參數與其 r^2

	ψ_c			$\psi_{\tan\phi}$		
	參數		r^2	參數		r^2
1	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.93	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.76
2	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.80	FS _{上浮}	$CV_{\tan\phi}$	0.69
3	地錨力	CV_c	0.79	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.61
4	FS _{上浮}	CV_c	0.76	FS _{滑動}	$CV_{\tan\phi}$	0.61
5	C	CV_c	0.73	弱面傾角	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.57
		ψ_a		ψ_w		
	參數		r^2	參數		r^2
1	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.94	$\tan\phi$	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	0.68
2	弱面傾角	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.93	弱面傾角	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	0.63
3	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	FS _{滑動}	0.93	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	FS _{滑動}	0.62
4	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.93	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.61
5	滑動塊體重	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.92	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.61

表 4.13 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 時雙參數部分係數最佳回歸式

部分係數回歸式	r^2
$\psi_C = 1.21 - 0.43 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} - 0.73CV_C$	0.93
$\psi_{\tan\phi} = 0.97 + 0.18 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} - 0.74CV_{\tan\phi}$	0.76
$\psi_a = 0.97 - 0.14 \frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} + 0.09CV_{\tan\phi}$	0.94
$\psi_w = 0.97 + 0.11\tan\phi + 0.15 \frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	0.68

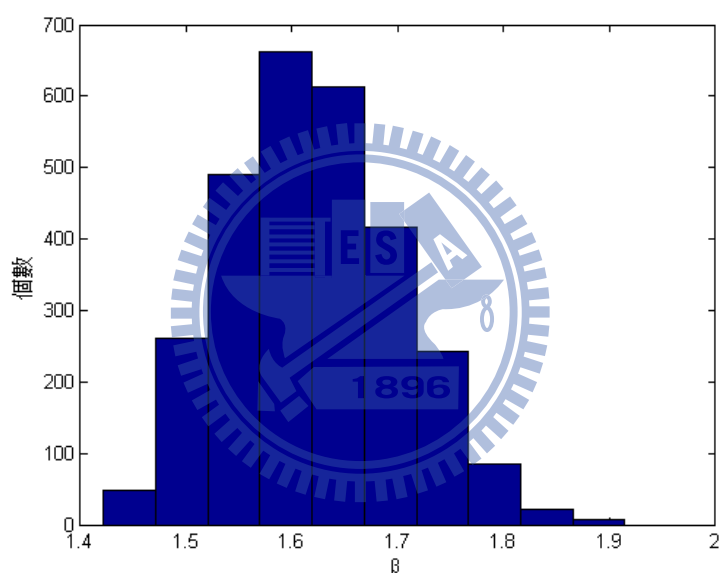


圖 4.8 以部分係數雙參數回歸式設計結果

表 4.12 中對於 ψ_C 最佳五組預測雙參數中皆有 CV_C 項，而此項亦為表 4.7 中 ψ_C 之單參數部分係數最佳預測變數，可知 CV_C 對於 ψ_C 之影響性。而 $\psi_{\tan\phi}$ 之最佳預設雙參數組合為 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ 與 $CV_{\tan\phi}$ ，此二參數在單參數之最佳預測中分別排第 4 名及第 1 名，而雙參數之最佳 5 組合並無由表 4.7 中單參數之第 1 名及第 2 名所構成之組合，推測其原因為此 2 參數解釋之物理意義相似，若以此 2 參數作為回歸自變數則難增加對其他造成 $\psi_{\tan\phi}$ 改變原因之解釋，因而無法大幅增加 r^2 。由此亦可之若以此窮盡

法選擇 r^2 較高之參數組合，即便初始回歸參數設定上有物理意義相似之參數，亦能在此階段自動找出較佳回歸之組合。

表 4.12 中對於 ψ_a 最佳五組預測雙參數中皆有 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$ 項，而此項亦為

表 4.7 中 ψ_a 之單參數部分係數最佳預測變數，可知 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$ 對於 ψ_a 之影響

性。而 ψ_w 之回歸也有相似之結果，無論在單參數或雙參數皆由 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$

所主導。

以部分係數之三參數式設計

重複上述步驟，可得三參數部分係數之回歸式。在雙參數時，其回歸組合數有 $C_3^{14} = 364$ 組，將其最佳 5 組示於表 4.14，最佳回歸式示於表 4.15，及於圖 4.9 表示以 AFOSM 分析其 β 之分布情形，其平均值為 1.634，均一性則以 (3-17) 式之 α 計算，其值為 0.050。相對於雙參數式之設計，其 β 平均值較接近目標可靠度， α 亦較小，但減少之比例約 6%，其幅度不若雙參數相對於單參數之增加，可能原因為其之 r^2 增加幅度皆在 0.1 以內，相對於單參數至雙參數為小。

表 4.14 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下最佳 5 組預測三參數與其 r^2

	ψ_c				$\psi_{\tan\phi}$			
	參數			r^2	參數			r^2
1	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	FS _{上浮}	CV _C	0.94	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	FS _{上浮}	CV _{$\tan\phi$}	0.86
2	弱面傾角	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV _C	0.94	弱面傾角	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV _{$\tan\phi$}	0.85
3	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV _C	CV _{$\tan\phi$}	0.94	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	CV _{$\tan\phi$}	0.85
4	滑動塊體重	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV _C	0.94	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	CV _{$\tan\phi$}	0.85
5	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	CV _C	0.94	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	CV _{$\tan\phi$}	0.85

	Ψ_a				Ψ_w			
	參數			r^2	參數			r^2
1	弱面傾角	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.95	$\frac{\text{地下水上升力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	$FS_{\text{滑動}}$	0.76
2	弱面傾角	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{滑動}}$	0.95	弱面傾角	$\frac{\text{地下水上升力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{滑動}}$	0.76
3	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	CV_C	$CV_{\tan\phi}$	0.95	$\tan\phi$	$\frac{\text{地下水上升力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{滑動}}$	0.74
4	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{滑動}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.94	$\tan\phi$	$\frac{\text{地下水上升力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.74
5	滑動塊體重	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.94	$\tan\phi$	$\frac{\text{地下水上升力}}{\text{總組抗}}$	CV_C	0.74

表 4.15 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下三參數部分係數佳回歸式

部分係數回歸式	r^2
$\Psi_C = 1.16 - 0.38 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} + 0.01FS_{\text{上浮}} - 0.74CV_C$	0.94
$\Psi_{\tan\phi} = 1.03 + 0.13 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} - 0.01FS_{\text{上浮}} - 0.74CV_{\tan\phi}$	0.86
$\Psi_a = 0.98 - 0.01 \text{弱面傾角} - 0.14 \frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} + 0.09CV_{\tan\phi}$	0.95
$\Psi_w = 1.15 + 0.11\tan\psi - 0.004FS_{\text{上浮}} - 0.07FS_{\text{滑動}}$	0.76

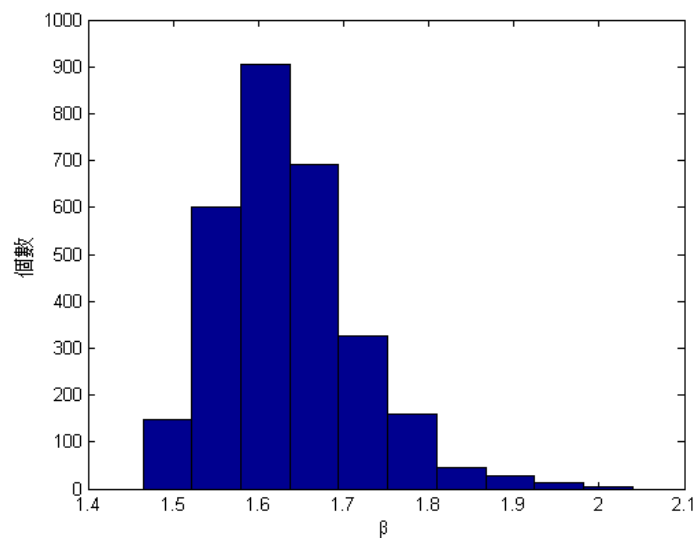


圖 4.9 以部分係數三參數回歸式設計結果

其部分係數之最佳 5 組預測三參數之相差均在 0.02 之內，顯示能達到相似回歸結果之組合不只一種，其原因可能為參數之物理意義有部分重疊，在足夠多項之回歸如三參數時，則能有超過一組之組合解釋其部分係數變化之原因。則未來之應用上，則可在 r^2 相近之組選擇實務應用較便利之組合，如選擇弱面傾角等在迭代過程中不會改變之參數，以減少計算量。而 ψ_c 及 ψ_a 之最佳回歸式相對於雙參數時 r^2 僅增加 0.01，則實務上此二部分係數可選擇雙參數回歸，能減少 LRFD 施作之計算量而不至大幅減少精確性。

由表 4.8、表 4.13、表 4.15 可知其回歸式之 r^2 隨參數之增加而增加，而將 $\beta_T=1.65$ 時 LRFD 設計之均一性比較列於下表 4.16，也可發現 β 之均一性隨著參數增加而變好。

表 4.16 目標可靠度 $\beta = 1.65$ 下 LRFD 設計之均一性

	平均值	單參數	雙參數	三參數
$\bar{\beta}$	1.585	1.600	1.621	1.634
$\Delta\beta$	0.244	0.167	0.086	0.082
α	0.154	0.105	0.053	0.050

4.1.2 目標可靠度指數 3 之 LRFD 係數率定

以相同於目標可靠度 1.65 之步驟施做目標可靠度為 3 之率定，分析之後原始案例中可靠度不足 3 之案例有 3847 個，較不足 1.65 之案例為多。施以同前所述之削坡及地錨之調整設計，調整過後其 β 分布為圖 4.10，可知其調整後與目標可靠度之差皆在 10^{-5} 之內。其部分係數之分布如下圖 4.11 及表 4.17，相對於目標可靠度 1.65，部分係數之平均值與 1 之差較大，代表其折減較多。而此四部分係數之標準差均有增加，顯示散布之範圍較廣。相似於目標可靠度 1.65 之情形，其 c 與 $\tan\phi$ 皆有大於 1 之案例，其原因推測如前所述係受到相關係數為負值影響所

致。

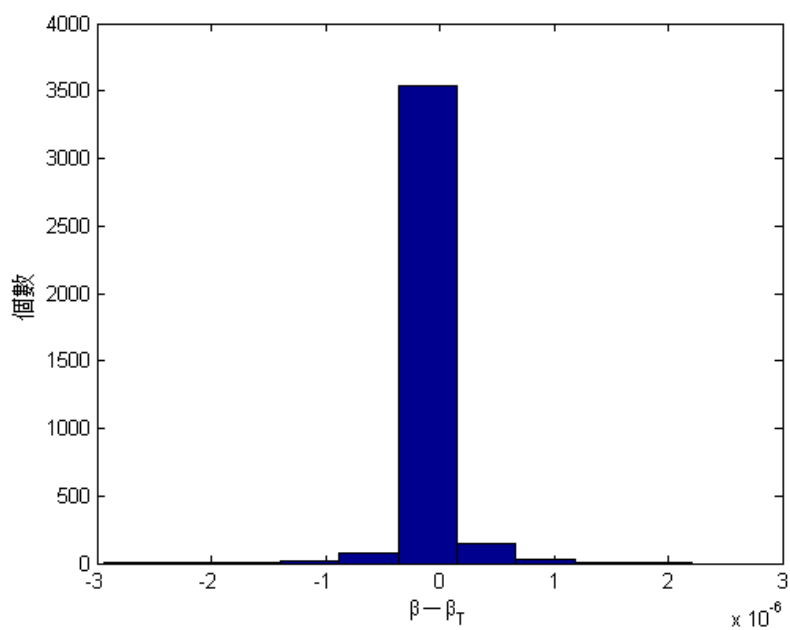


圖 4.10 調整設計後 β 與目標可靠度 3 差值之分布

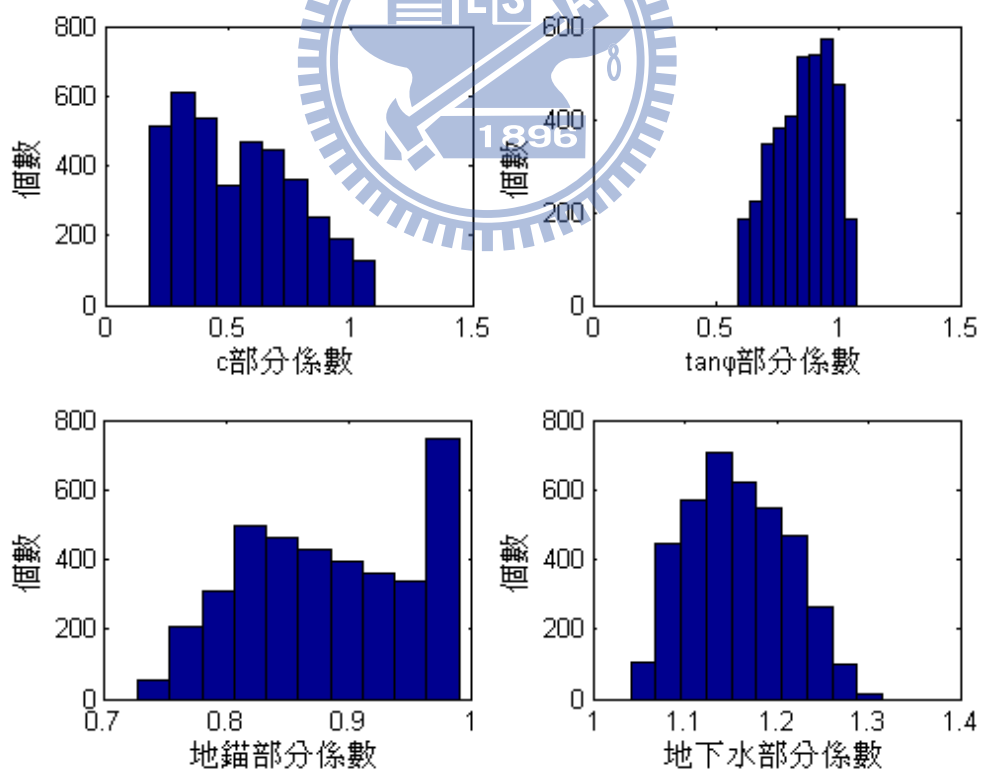


圖 4.11 $\beta = 3$ 時之參數部分係數

表 4.17 目標可靠度 $\beta = 3$ 下部分係數之平均值及標準差

部分係數	平均值	標準差
C	0.729	0.239
$\tan\phi$	0.938	0.118
地錨力	0.956	0.071
地下水高	1.071	0.054

以前述調整設計後之 3847 個案例，施作同前小節目標可靠度 1.65 時之部分係數回歸分析，惟此處之目標可靠度為 3。單參數、雙參數、三參數之組合分別有 $C_1^{14} = 14$ 種、 $C_2^{14} = 91$ 種、 $C_3^{14} = 363$ 種，將其最佳 5 組部分係數預測變數，及最佳 1 組參數之部分係數回歸式，分別表示於表 4.18 至表 4.23

分別以平均值、單參數、雙參數、三參數之部分係數回歸式對原始邊坡施以 LRFD 設計，即同前節將以部分係數折減後不足安全之案例以地錨及削坡調整，直到符合安全為止。將 LRFD 設計結果以 AFOSM 分析其 β 分布情形示於圖 4.12，其均一性之計算結果則為表 4.24。

以部分係數平均數設計時，由圖 4.12 可知其可靠度指數散布之範圍過廣，而從表 4.24 平均值設計對應之為 0.31，比目標可靠度 1.65 時增加約 1 倍，顯示其 β 之均一性不佳。

表 4.18 目標可靠度 $\beta = 3$ 時最佳 5 個預測單參數與其 r^2

	ψ_c		$\psi_{\tan\phi}$		ψ_a		ψ_w	
	參數	r^2	參數	r^2	參數	r^2	參數	r^2
1	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.50	$FS_{\text{上浮}}$	0.47	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.86	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	0.41
2	CV_c	0.47	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.42	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.60	$FS_{\text{上浮}}$	0.36
3	$FS_{\text{滑動}}$	0.42	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	0.29	坡高	0.22	$CV_{\tan\phi}$	0.10
4	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	0.30	$CV_{\tan\phi}$	0.29	地錨力	0.18	滑動塊體重	0.06

5	FS _{上浮}	0.25	FS _{滑動}	0.26	C	0.16	坡高	0.06
---	------------------	------	------------------	------	---	------	----	------

表 4.19 目標可靠度 $\beta = 3$ 時單參數部分係數最佳回歸式

部分係數回歸式	r^2
$\psi_C = 0.87 - 0.71 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.50
$\psi_{\tan \phi} = 0.99 - 0.02FS_{\text{上浮}}$	0.47
$\psi_a = 0.97 - 0.30 \frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.86
$\psi_w = 1.08 + 0.28 \frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	0.41

在單參數回歸部分係數時，其最佳 5 個回歸參數相似於目標可靠度 1.65 時之最佳 5 個回歸參數，顯示在較高及較低可靠度時對於部分係數之影響參數不會有太大變化。而其 r^2 皆有下降，顯示在目標可靠度較高時較不易得到良好的部分係數回歸式。在單參數回歸時 ψ_C 、 $\psi_{\tan \phi}$ 、 ψ_w 皆不超過 0.5，代表無法單以一個參數解釋其大部分之變化。

以部分係數單參數回歸式之設計結果其 α 大於以部分係數平均值設計之 α ，表示其均一性較低，觀察圖 4.12 發現設計結果部分案例之 β 高出目標值許多，其原因可能為對 ψ_C 選擇 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ 而非 CV_C ，雖然以前者之回歸比後者回歸之 r^2 大 0.03，但此案例組為 $CV_C = [0.2 \ 0.4 \ 0.6]$ 之組合，在 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ 較大而 $CV_C = 0.2$ 即為較小之情況可能發生設計過於保守之情形，而造成此種設計結果 β 之分布。

表 4.20 目標可靠度 $\beta = 3$ 時最佳 5 組預測雙參數與其 r^2

		ψ_C		$\psi_{\tan\phi}$		
		參數	r^2	參數		r^2
1	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV_C	0.88	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.72
2	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	CV_C	0.75	FS _{上浮}	$CV_{\tan\phi}$	0.71
3	地錨力	CV_C	0.73	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.63
4	FS _{上浮}	CV_C	0.73	FS _{滑動}	$CV_{\tan\phi}$	0.60
5	坡高	CV_C	0.63	弱面傾角	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	0.60
		ψ_a		ψ_w		
		參數	r^2	參數		r^2
1	弱面傾角	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.91	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	FS _{上浮}	0.66
2	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	FS _{上浮}	0.90	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	FS _{上浮}	0.64
3	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.89	弱面傾角	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	0.63
4	地錨力	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.89	滑動塊體重	$\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$	0.57
5	滑動塊體重	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.89	FS _{上浮}	FS _{滑動}	0.53

表 4.21 目標可靠度 3 時雙參數部分係數最佳回歸式

部分係數回歸式	r^2
$\psi_C = 1.22 - 0.65 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} - 0.91 CV_C$	0.88
$\psi_{\tan\phi} = 0.95 + 0.33 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} - 1.57 CV_{\tan\phi}$	0.72
$\psi_a = 1.02 - 0.05 \text{弱面傾角} - 0.29 \frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.91
$\psi_w = 0.97 + 0.11 \frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}} + 0.15 FS_{\text{上浮}}$	0.66

雙參數回歸中最佳 1 組回歸組合皆含有單參數中之最佳 1 組回歸項，顯示此項占之解釋部分係數變化之重要性。而目標可靠度 3 之部分係數雙參數回歸式相對於對目標可靠度 1.65 之部分係數雙參數回歸式其最佳回歸式之 r^2 亦皆有下降，顯示與單參數時相同之訊息：較高目標可靠度時其回歸式之設計結果之 β 均一性較低。

而 ψ_c 之最佳 4 組回歸參數及 $\psi_{\tan\phi}$ 之最佳 5 組回歸參數皆與目標可靠度 1.65 時相同，而 ψ_a 之最佳 5 組回歸組合則相似於目標可靠度 1.65 時，惟其順序之改變，由於最佳 5 組回歸參數其 r^2 相差在 0.2 之內，故此項與差異目標可靠度 1.65 時並不大。而 ψ_w 之最佳回歸則由目標可靠度 1.65 時之 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$ 與 $\tan\phi$ 轉變為 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$ 與 $FS_{\text{上浮}}$ ，而 $\tan\phi$ 與 $FS_{\text{上浮}}$ 皆含有摩擦阻抗之物理意義。此則意涵著類似物理意義之項其回歸結果可能不盡相同，在選擇候選回歸參數之時可以考慮較多種選擇，以選出較佳之回歸式。

相對於單參數之均一性，可從表 4.24 之 α 值相對於單參數部分係數回歸之設計減少超過 50% 看出，其均一性大幅提升。

表 4.22 目標可靠度 $\beta = 3$ 時最佳 5 組預測三參數與其 r^2

	ψ_c				$\psi_{\tan\phi}$			
	參數			r^2	參數			r^2
1	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	CV_c	0.92	弱面傾角	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.86
2	滑動塊 體重	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.92	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.85
3	弱面傾 角	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.91	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.84
4	地錨力	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.90	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.84
5	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{摩擦力}}{\text{總組抗}}$	CV_c	0.90	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.84

	Ψ_a				Ψ_w			
	參數			r^2	參數			r^2
1	弱面傾角	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.93	$\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	0.76
2	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.93	$\tan\phi$	$\frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	0.73
3	地錨力	弱面傾角	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	0.92	$\frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.73
4	地錨力	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.92	$\tan\phi$	弱面傾角	$\frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	0.72
5	滑動塊體重	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$CV_{\tan\phi}$	0.92	$\frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}}$	$\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}}$	$FS_{\text{上浮}}$	0.72

表 4.23 目標可靠度 $\beta = 3$ 時三參數部分係數最佳回歸式

部分係數回歸式	r^2
$\psi_C = 1.08 - 0.53 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} + 0.02FS_{\text{上浮}} - 0.94CV_C$	0.92
$\psi_{\tan\phi} = 0.80 + 0.15 \text{弱面傾角} - 0.31 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} - 1.48CV_{\tan\phi}$	0.86
$\psi_a = 0.97 - 0.05 \text{弱面傾角} - 0.29 \frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} + 0.28CV_{\tan\phi}$	0.93
$\psi_w = 1.22 - 0.10 \frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} - 0.17 \frac{\text{地下水上舉力}}{\text{總組抗}} - 0.01FS_{\text{上浮}}$	0.76

在以部分係數三參數回歸式之設計結果則類似於目標可靠度 1.65 之情形，四個部分係數之 5 組最佳回歸參數組合之差異不大，相較於 1.65 之組合亦多有相似，其中 $\psi_{\tan\phi}$ 與 ψ_w 最佳組合之 r^2 相較於雙參數有 0.10 以上之增加，對解釋部分係數效果之增進較為明顯。 α 值相對於雙參數部分係數設計則有 0.1，相當約 7%之減少，對 β 值均一性之助益不大。

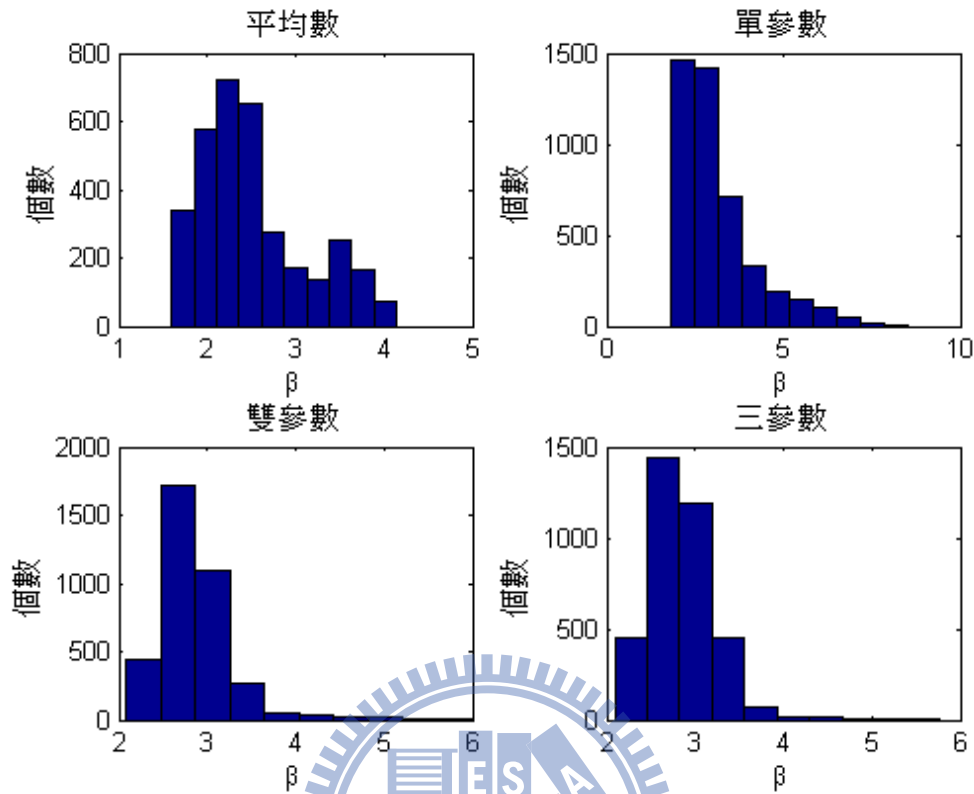


圖 4.12 LRFD 設計結果

表 4.24 目標可靠度 $\beta = 3$ 時 LRFD 設計之均一性

	平均值	單參數	雙參數	三參數
$\bar{\beta}$	2.52	3.14	2.86	2.85
$\Delta\beta$	0.78	1.11	0.44	0.40
α	0.31	0.35	0.15	0.14

比較圖 4.12 中四種設計結果 β 值之分布及表 4.24 中 β 值均一性計算之結果，如同 $\beta_T = 1.65$ 時，參數數量越多則回歸式之 r^2 越高，且以此組 LRFD 設計之破壞機率均一性越好。而目標可靠度 1.65 與 3 之回歸式中影響參數在單參數至三參數時皆相似，而於係數上有所不同。

比較表 4.16 與表 4.24，可發現目標可靠度 1.65 時比目標可靠度 3 時之 LRFD 設計均一性較好，其原因可能為在 β_T 較大時，其設計需要較多地錨或削坡量，使其散布範圍較廣，較難達到均一可靠度；而在 β

值較大時較小的機率偏差即可能造成 β 值較大的誤差，故此時之 β 值之散布亦較廣。

由表 4.7、表 4.12、表 4.14、表 4.18、表 4.20 及表 4.22 可以看出，回歸參數增加時，其最佳五組回歸式之 r^2 較回歸參數少時接近，則其參數組合可以有較自由之選擇，而三參數之最佳 5 組部分係數回歸式中，多有重複之項，顯示此項佔解釋成分之多數。如 CV_C 與 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ ，無論在目標可靠度 1.65 或 3 之 ψ_C 回歸式中皆為最佳回歸組合中最常出現之項，此亦符合過去文獻所述之參數比例與變異係數影響部分係數之趨勢。

而參數之變異係數，不僅影響此參數之部分係數，也會影響其他參數之部分係數，如於表 4.22 可知 ψ_a 之 5 組回歸式中 4 組有 $\tan\phi$ 之變異係數項，代表 ψ_a 亦受 $\tan\phi$ 之變異係數之影響。

在增加參數時，對於部分係數回歸之 r^2 增加較少之組合，如雙參數至三參數之 ψ_a ，則建議以較少之參數回歸 LRFD 設計式，可使設計者在使用此式時減低其計算量，並不致降低太多 β 值之均一性。而增加參數時可以增加較多 r^2 之參數則建議予以保留，以提升 β 值之均一性。

4.1.3 試誤法設計案例示範

本研究提出之 LRFD 率定方式，其率定結果之 LRFD 參數式之使用者通常將為實務工程師者，程序一般係以部分係數折減參數進行工程設計之調整，使其折減設計式之 $FS>1$ 。本文前所述使用 Matlab 軟體中之數值方法自動求解演算法調整設計時固然可令效率甚佳，但實務上若不用 LRFD 數值方法自動求解時，其實較適合於以試誤法之迭代方式來執行設計方案之逐步改進。本文所述之 LRFD 式調整設計過程亦可使用試誤法，惟每次迭代中其部分係數需依參數而有所改變。為說明此手動迭

代之步驟，本節以下例示範如何以試誤設計法進行 LRFD 設計之逐步改進。

為與前所述之 LRFD 以程式調整設計之案例相較，本節示範之案例亦採目標可靠度 1.65 時之單參數設計，其參數條件採同前之 LRFD 之程式自動調整設計案例參數條件，即為表 4.9 及圖 4.6 所示，並假設此例因地界受限，消坡量最多僅能達 460 m³。

以表 4.8 所示之回歸式進行分析此案例原始狀態(第一次)安全性，其 $CV_C = 0.2$ ，並計算出 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} = 0.30$ 、 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} = 0$ 、 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}} = 0.20$ ，帶入表 4.8 之回歸式計算其部分係數，得 $\psi_C = 0.89$ 、 $\psi_{\tan\phi} = 0.92$ 、 $\psi_a = 0.99$ 、 $\psi_w = 1.06$ ，並帶入定率式分析得到地震力向上與向下之折減後安全係數分別為 0.80 與 0.84，地震向上時安全係數較小，故其為主控機制。此時安全係數不足 1，必須調整設計令安全係數達 1.0。

首先(第二次)嘗試削坡至 435 m³， $CV_C = 0.2$ 條件下，計算得 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} = 0.38$ 、 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} = 0$ 、 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}} = 0.25$ ，帶入表 4.8 之回歸式計算其部分係數，得 $\psi_C = 0.895$ 、 $\psi_{\tan\phi} = 0.929$ 、 $\psi_a = 0.988$ 、 $\psi_w = 1.063$ ，帶入定率式分析得到地震力向上與向下之折減後安全係數分別為 0.85 與 0.88，安全係數仍不足 1，仍須再調整設計。

接著(第三次)再嘗試增加地錨拉力至 400 噸，削坡量維持 435 m³。 $CV_C = 0.2$ 條件下，計算得 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} = 0.32$ 、 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} = 0.148$ 、 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}} = 0.216$ ，帶入表 4.8 之回歸式計算其部分係數，得 $\psi_C = 0.895$ 、 $\psi_{\tan\phi} = 0.919$ 、 $\psi_a = 0.968$ 、 $\psi_w = 1.058$ ，帶入定率式分析得到地震力向上與向下之折減後安全係數分別為 0.984 與 0.992，安全係數仍不足 1，仍須再調整設計。

繼續(第四次)再嘗試地錨及削坡分別為 430 及 460 m³， $CV_C = 0.2$

條件下，計算得 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}} = 0.32$ 、 $\frac{\text{地錨力}}{\text{總組抗}} = 0.16$ 、 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}} = 0.216$ 帶入，得 $\psi_c = 0.894$ 、 $\psi_{\tan\phi} = 0.919$ 、 $\psi_a = 0.966$ 、 $\psi_w = 1.058$ 。將此組 LRFD 係數帶入分析，地震力向上與向下之折減後安全係數分別為 1 與 1.006，最低之安全係數已達 1.0，符合折減之後安全性之要求，可接受使用此參數組合調整設計。上述之參數迭代過程示於表 4.25。以 AFOSM 分析此時之 β 為 1.68，與目標值 1.65 差異在 0.05 以內。

表 4.25 LRFD 設計迭代過程參數

迭代次數	地錨(kg)	削坡(m ³)	ψ_c	$\psi_{\tan\phi}$	ψ_a	ψ_w	FS
1	0	0	0.895	0.916	0.988	1.057	0.8
2	0	435	0.895	0.929	0.988	1.063	0.85
3	400	435	0.895	0.920	0.971	1.059	0.984
4	430	460	0.894	0.919	0.966	1.058	1

上例因地界對消坡之限制，其解之地錨與削坡之組合與 4.1.1 節之程式自動調整設計之結果並不完全相同。由上例可知其與傳統 LRFD 之調整設計流程相似，但經由迭代修正部分係數之過程能使其可靠度之均一性更佳，亦不至於引入過度複雜性。

4.2 蒙地卡羅模擬

以蒙地卡羅模擬驗證 $\beta=1.65$ 時對應之破壞機率是否接近以 (2-19) 式所得之破壞機率 4.95%，分析調整設計後得到之 $\beta=1.65$ 設計案例（即為圖 4.3 所示之案例）之破壞機率，其分析方法如第三章所述，對每一案例以其參數之分布型態產生 100 萬個點，則地震力向上及向下任一情況發生破壞機為破壞，則以 (2-12) 式計算其破壞機率。

其結果如下圖。平均值為 4.46%，標準差為 0.25%，變異係數為 0.056。

以蒙地卡羅平均值略小於 $\beta=1.65$ 預估之 4.95% 破壞機率，顯示實際破壞機率略偏保守。

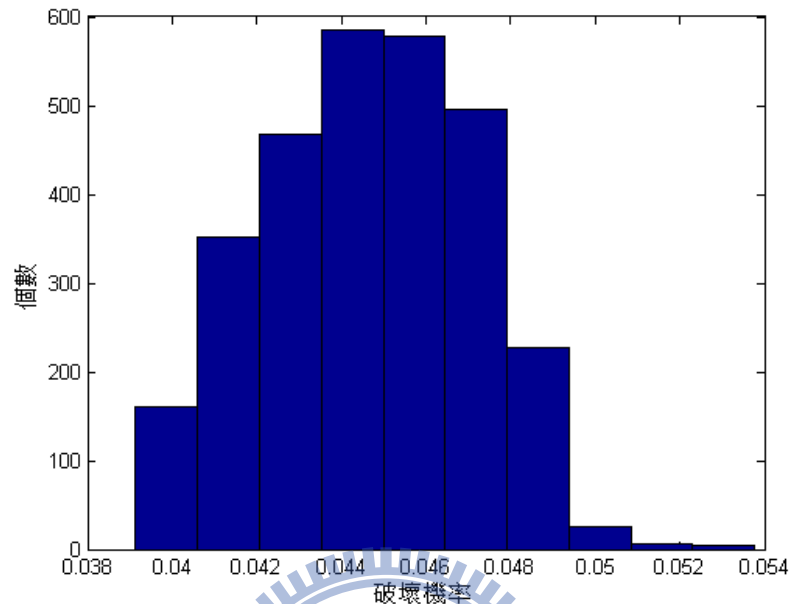


圖 4.13 $\beta=1.65$ 之實際破壞機率

驗證 $\beta=3$ 時對應之破壞機率是否接近以 (2-19) 式所得之破壞機率 0.13%，將調整設計後得到之 $\beta=3$ 設計案例(即為圖 4.10 所示之案例)，分析其破壞機率，其結果如下圖。平均值為 0.11%，標準差為 0.014%，變異係數為 0.127。破壞機率相較於 $\beta=1.65$ 之情形則有較大誤差，其結果亦同 $\beta=1.65$ 時之略偏保守。

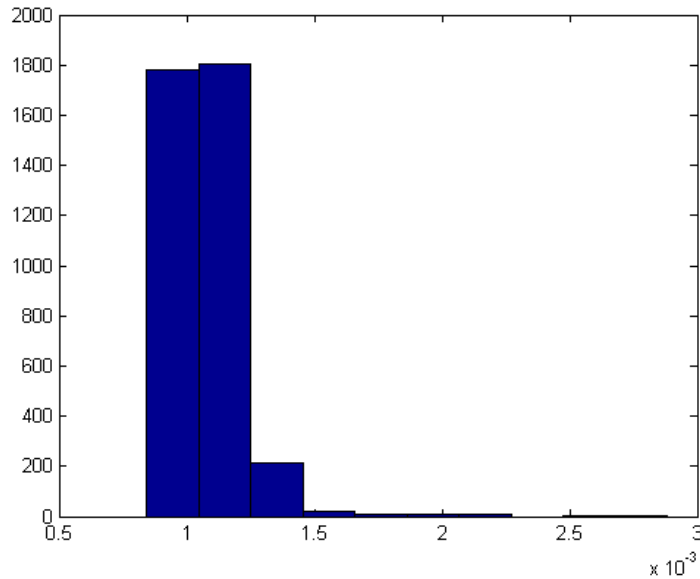


圖 4.14 $\beta=3$ 之實際破壞機率

將 4.1.1 節中以 LRFD 設計之案例(即圖 4.5、圖 4.7、圖 4.8、圖 4.9 所示之案例)以蒙地卡羅模擬分別分析比較之,結果如圖 4.15、圖 4.16、圖 4.17、圖 4.18。橫軸為蒙地卡羅模擬之破壞機率,縱軸為以其 β 計算對應之破壞機率。對其縱軸與橫軸做線性回歸,設定此回歸沒有常數項,並以其斜率檢視其與實際破壞機率之差異,若接近 1 則代表與實際破壞差異較小。其斜率分依序為 1.08、1.09、1.11、1.11,平均為 1.09。

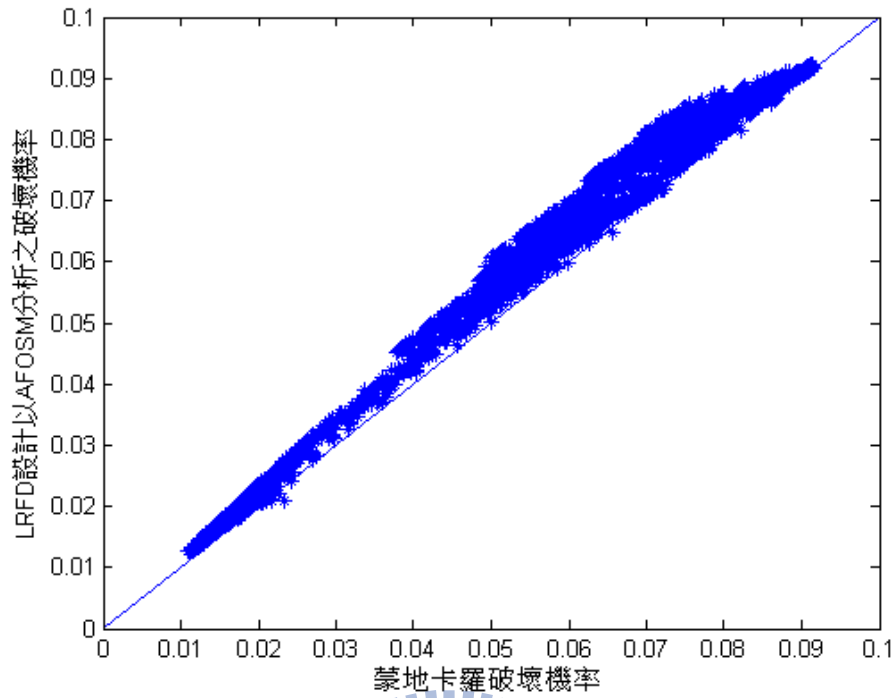


圖 4.15 目標可靠度 1.65 時以部分係數平均值 LRFD 設計之實際破壞
機率比較

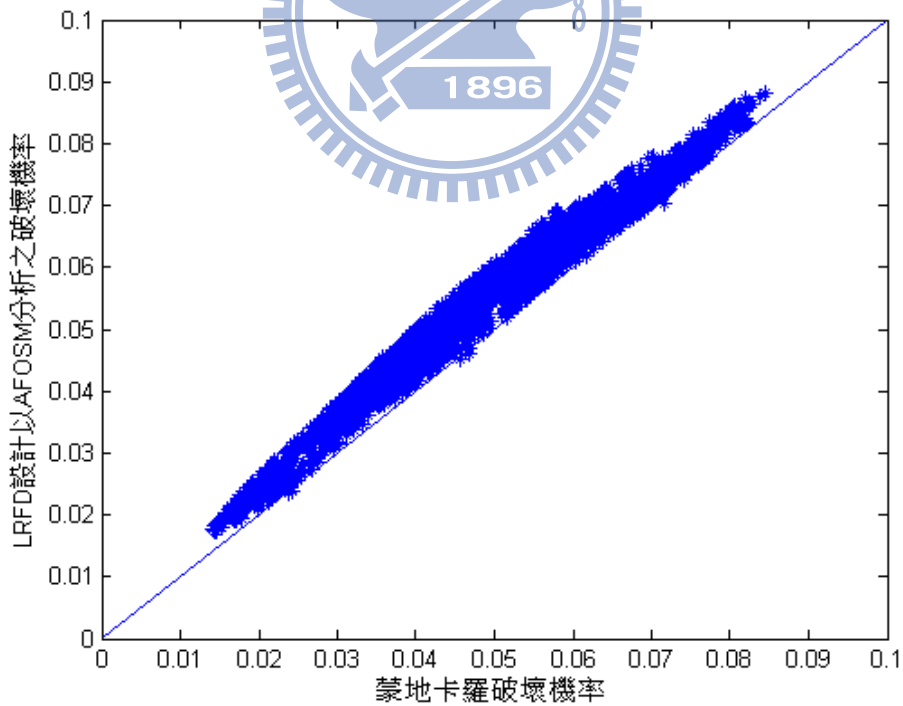


圖 4.16 目標可靠度 1.65 時以部分係數單參數式 LRFD 設計之實際破
壞機率比較

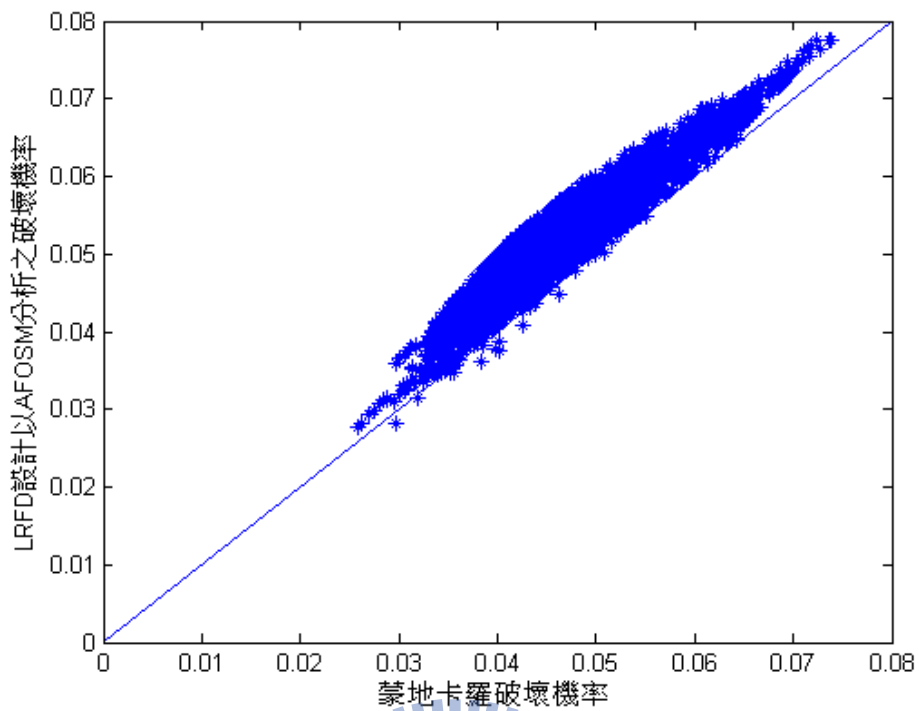


圖 4.17 目標可靠度 1.65 時以部分係數雙參數 LRFD 設計之實際破壞
機率比較

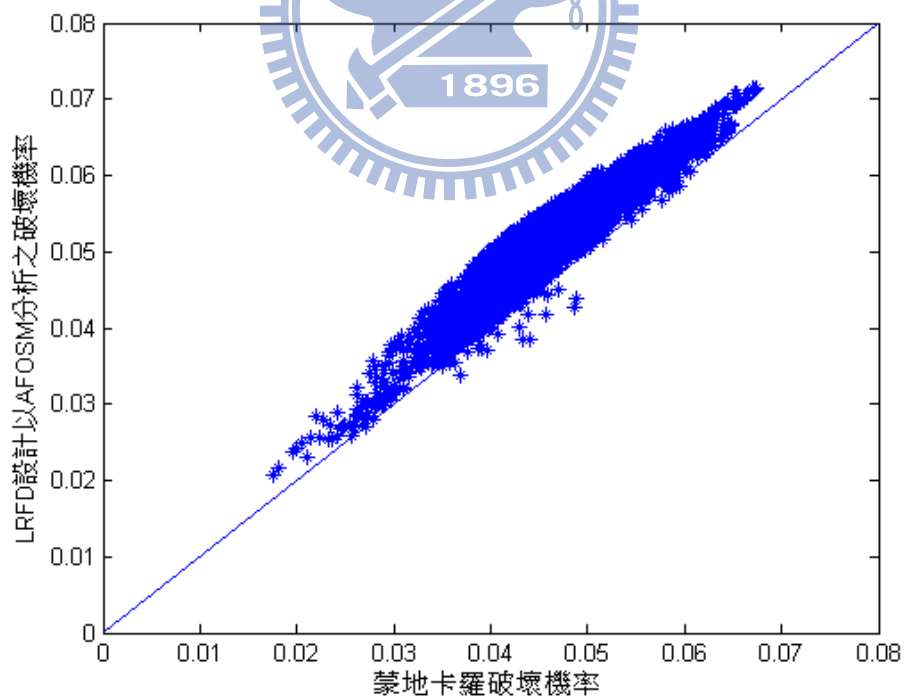


圖 4.18 目標可靠度 1.65 時以部分係數三參數 LRFD 設計之實際破壞
機率比較

將 4.1.2 節中以 LRFD 設計之案例（即圖 4.12 所示之案例）以蒙地卡羅模擬分別分析比較之，結果如圖 4.19 至圖 4.22。對其縱軸與橫軸做線性回歸，設定此回歸沒有常數項，並以其斜率檢視其與實際破壞機率之差異，若接近 1 則代表與實際破壞差異較小。其斜率分依序為 1.12、1.24、1.23、1.24，平均為 1.21。

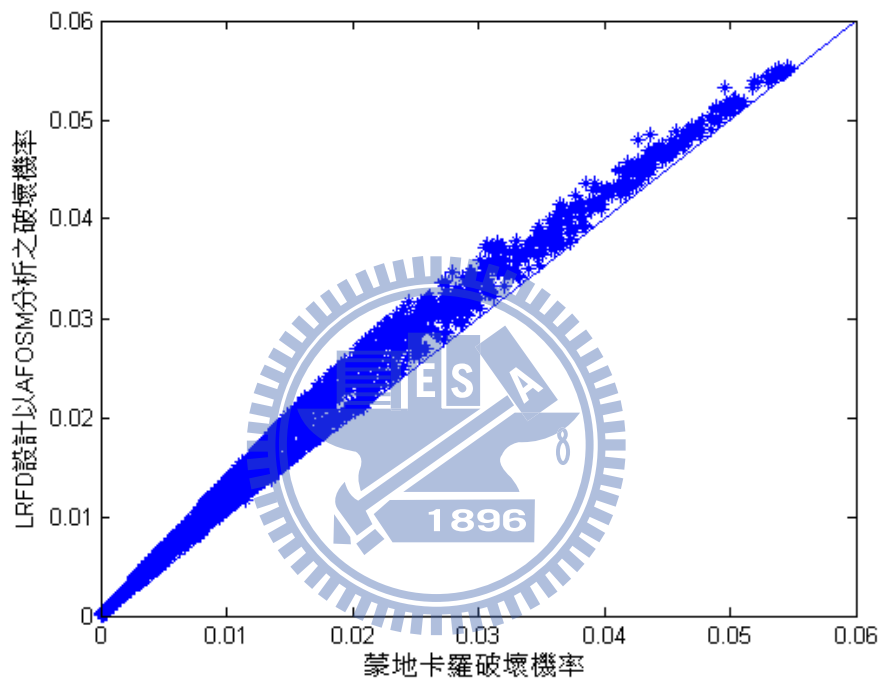


圖 4.19 目標可靠度 3 時以部分係數平均值 LRFD 設計之實際破壞機率比較

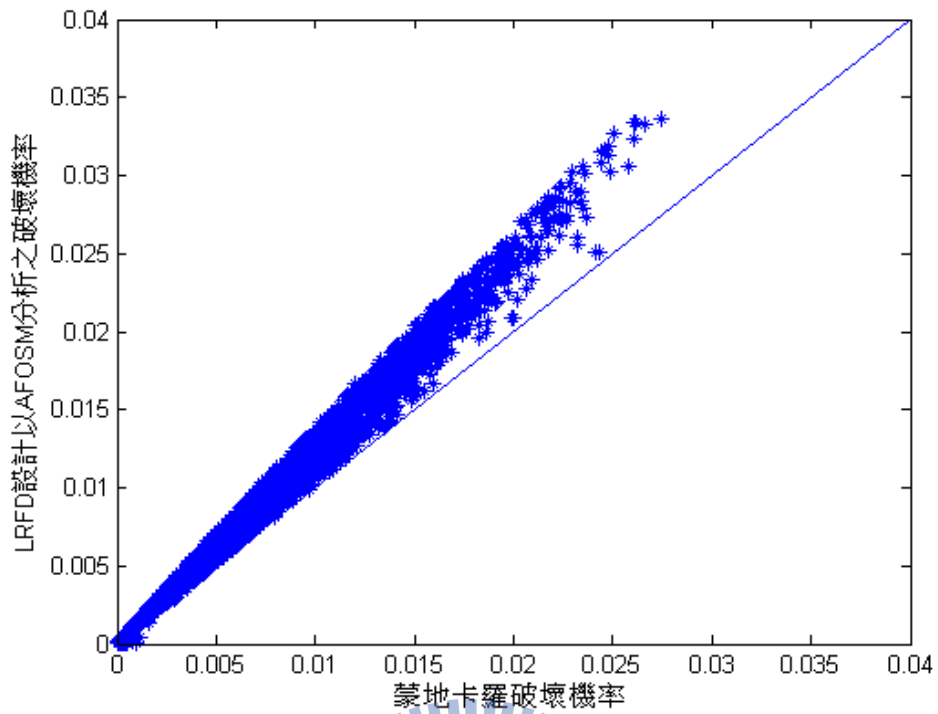


圖 4.20 目標可靠度 3 時以部分係數單參數 LRFD 設計之實際破壞機率

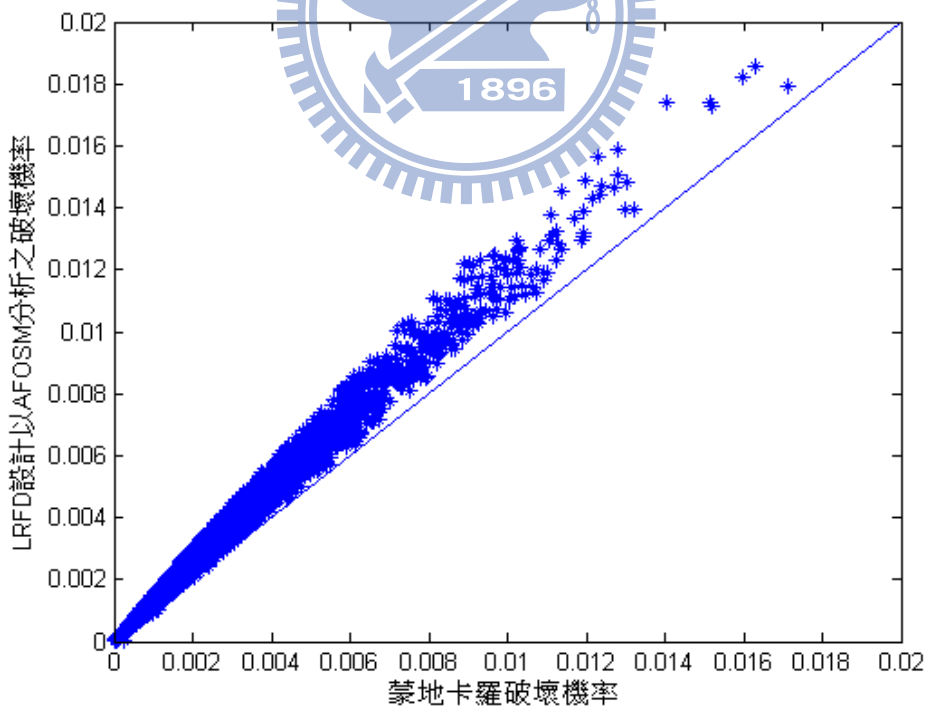


圖 4.21 目標可靠度 3 時以部分係數雙參數 LRFD 設計之實際破壞機率
比較

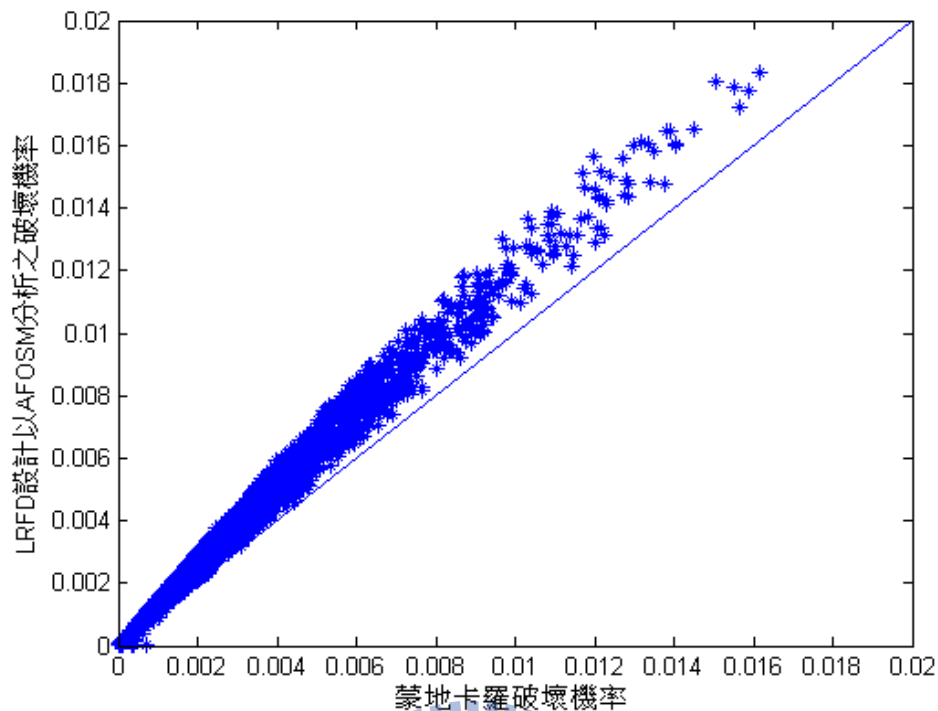


圖 4.22 目標可靠度 3 時以部分係數三參數 LRFD 設計之實際破壞機率比較

機率比較圖回歸式平均斜率皆大於 1，可看出無論在目標可靠度 1.65 或 3 對其破壞機率均有高估，即普遍偏保守側，設計實務上應令人放心。其可能原因為平面滑動破壞之功能函數為一凸型函數，以 AFOSM 之理論檢視之，若非線性程度越高，則結果越偏保守。而目標可靠度 3 之機率比較圖回歸式平均斜率大於目標可靠度 1.65 之平均斜率，顯示出在目標可靠度較高時其保守程度會增加。

4.3 綜合討論

以 LRFD 率定式之設計結果，其率定式之最佳回歸項往往符合過去學者所述之對部分係數之影響條件，如參數合力占總阻抗之比例，以及隨機變數之變異係數，皆為影響部分係數之重要條件。

本文使用蒙地卡羅模擬做為第三級之可靠度設計，AFOSM 做為第二級之可靠度設計，而 LRFD 做為第一級之可靠度設計。以效率而言，

LRFD 之效率最高，其次為 AFOSM，再次為蒙地卡羅模擬。本文使用之蒙地卡羅模擬取樣點個數為 100 萬個，於前對其變異係數之計算中可將其視為正確值，意即若以此方法調整設計至目標機率，則破壞機率均一性會最好。將蒙地卡羅模擬得到之破壞機率式視為準確值與其他方法比較，從圖 4.13 及圖 4.14 可知 AFOSM 計算之結果則有機率之偏差。而相對於此二方法，LRFD 則引進更多之誤差，而不同參數個數之設計則有不同大小之誤差。在以 β 值做為率定指標之情況下，增加更多之 LRFD 設計回歸參數則可使其誤差量更接近 AFOSM 之誤差量，然而其計算量也會隨之增加。

本研究使用之 LRFD 設計方法，與一般 LRFD 設計不同之處係在其部分係數並非定值，而是需要隨著設計參數的改變而有所變化，藉此提升其可靠度均一性。相對於第三級及第二級可靠度設計，其複雜性較低。此流程適合性能設計之邊坡穩定 LRFD 規範率定，在確定所需性能及對應之破壞機率後，設定隨機變數之標準差可能範圍，產生虛擬案例後以本研究之流程實施。而設計者在使用此 LRFD 式設計前，須先算出此設計隨機變數之變異係數值，並以變異係數在內之各項參數計算其部分係數。而此種設計在變異係數較小時其部分係數可以較接近 1，也等於鼓勵設計者對現地有更詳盡之調查，減低其不確定性，則能以較經濟之部分係數設計。

觀察 LRFD 設計結果之 α 值，除了目標可靠度 1.65 之單參數回歸部分係數相對於平均值設計其 α 值有增加之外，其餘設計皆為 α 值隨著參數數量之增加而減少，代表 β 值均一性會隨著參數數量之增加而提升。但實務上增加參數之數量則會增加設計者之計算量，故回歸式參數多寡之選擇需要在計算量與準確性間取一平衡。

觀察最佳回歸式可發現 ψ_c 與 ψ_a 從雙參數到三參數回歸其 r^2 增加相

當有限，顯示以雙參數回歸已能達到與三參數回歸相似之準確性。而 $\psi_{\tan\phi}$ 與 ψ_w 自雙參數至三參數回歸時其皆有大於 0.1 之增加。故本文建議使用本研究之方法做為規範制定時，其 ψ_c 與 ψ_a 至少率定至雙參數回歸，而 $\psi_{\tan\phi}$ 與 ψ_w 則至少率定至三參數回歸。

本文使用 14 個候選回歸參數，其中包含幾何及強度參數、各項力占總阻抗之比例、隨機變數之變異係數、安全係數等，試圖使參數能對部分係數有良好的解釋效果。就算以三參數之回歸時亦未完全解釋其部分係數之變化，參數之再增加固然可以使回歸式之解釋能力更好，但須顧慮到其實用上之方便性。對後續研究則建議尋找更佳之候選參數，使得在同樣參數個數下結果之 β 值能更均一。

候選回歸參數可分為調整設計迭代時需要重新計算及不須重新計算之參數，如 CV_c 及弱面傾角等參數，在迭代過程中維持定值，而 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ 及 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$ 等參數，調整設計迭代過程中會改變削坡及地錨，則此些參數需要重新計算。實務上使用以不須迭代之參數較為簡便，如目標可靠度值 1.65 之 ψ_w 三參數回歸中，其最佳回歸式之三個參數皆為迭代中需要重新計算之參數，而次佳回歸式中有弱面傾角此不須重新計算之參數，此二回歸式之 r^2 相差在 0.01 之內，則亦可使用次佳回歸式以減少工程設計者之計算量。

觀察 LRFD 設計結果之 β 平均值，除了目標可靠度值 1.65 之單參數回歸部分係數結果之 β 平均值大於目標可靠度，其餘設計結果之 β 平均值皆小於目標可靠度。建議未來之研究，可調整設計式中之係數，使得平均值更接近目標可靠度，能使 β 值均一性更佳。調整之準則則需進一步研究，而每次調整所需為一組數千個案例之計算時間，執行至收斂需數次迭代，其效率問題亦需克服。

第五章 岩石邊坡抵抗岩土界面滑動破壞之可靠度設計

本章依 3.2 節所述方法，分別以蒙地卡羅模擬及 AFOSM 作為第三級與第二級之可靠度方法，分析岩土界面邊坡之可靠度，而第一級可靠度方法之 LRFD 率定，則因 3.2 節所述之適用性問題，本章不予考慮。

5.1 蒙地卡羅模擬

5.1.1 雙折線之岩土界面滑動模型

蒙地卡羅模擬分析之參數設定為表 3.5 及表 3.7，其幾何示意圖為圖 3.9，分別分析其地震力向上與向下時之破壞機率，而總破壞機率則為任一破壞發生時之破壞機率，其結果如下表 5.1，分別以三種切片法方法分析之總破壞機率平均值為 3.7%。

由結果可知在此案例中，地震力向上時之破壞機率較大，故其為地震力向上主控模式之案例，而總破壞機率僅大於地震力向上時之破壞機率 0.2% 以內，顯示以此案例在任一破壞達到之時，也很可能達到地震力向上之破壞。此種特性可能使 AFOSM 系統可靠度分析結果較接近蒙地卡羅模擬結果（視為正確），關於此點將於後驗證。而地震力向上之破壞機率亦與地震力向下之破壞機率差在 0.4% 以內，顯示此二破壞模式有很大的重疊性。傳統切片法及 Wedge 法計算所得之破壞機率相差 0.1% 以內，相對於此二方法，簡化 Bishop 法之總破壞機率則大約小 1%，在此案例其為相對保守之分析。

表 5.1 平面滑動之破壞機率 (以表 3.5 之參數設定)

	地震力向上	地震力向下	總破壞機率
傳統切片法	3.9%	3.5%	4.0%
簡化 Bishop 法	2.9%	2.5%	3.0%
Wedge 法	3.9%	3.6%	4.1%

接著探討其參數敏感性，做法如 3.2 節所述，分別調整四個隨機變數之平均值與變異係數，並固定其餘參數，求得其調整後之破壞機率，此處使用三種切片法之平均破壞機率作為其估計破壞機率。如第三章所述，此處總破壞機率之計算，採條件式 (3-11) 式之條件式 AFOSM 進行分析，(3-11) 式之 β_a 必須大於零，否則其計算結果 β_{total} 則不為正確之值。意即總破壞機率需小於 $\beta_a=0$ 時對應之總破壞機率 10%，方可進行分析。在實務上設計目標破壞機率也少超過此值，故此項限制影響實際應用不大，而參數之敏感性分析時則須避免使用會超越此破壞機率之參數組合。

表 5.2 列出不同 c 值之案例參數與破壞機率，圖 5.1 則為其比較圖。 c 之原平均值與變異係數分別為 15kPa 及 0.2，檢視平均值在 13 至 17 之間，與變異係數在 0.1 至 0.3 之範圍內，其破壞機率之變化。由圖 5.1 可知在 c 之平均值增加時，其破壞機率會降低，此與 ASD 設計之安全係數變化之趨勢相符合。而隨著 c 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。而變異係數 0.1 與 0.2 及 0.2 與 0.3 之破壞機率差大略相等，表示其關係在此範圍約略呈線性。

表 5.2 c 值對破壞機率之參數敏感性

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	c(kPa)	tan ϕ	h(m)	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	c	tan ϕ	h	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	
1	13	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	5.61%
2	14	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	2.60%
3	15	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	0.97%
4	16	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	0.31%
5	17	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	0.09%
6	13	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	8.01%
7	14	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	5.73%
8	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	3.72%
9	16	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	2.25%
10	17	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	1.29%
11	13	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	9.26%
12	14	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	7.95%
13	15	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	6.47%
14	16	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	5.04%
15	17	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	3.79%

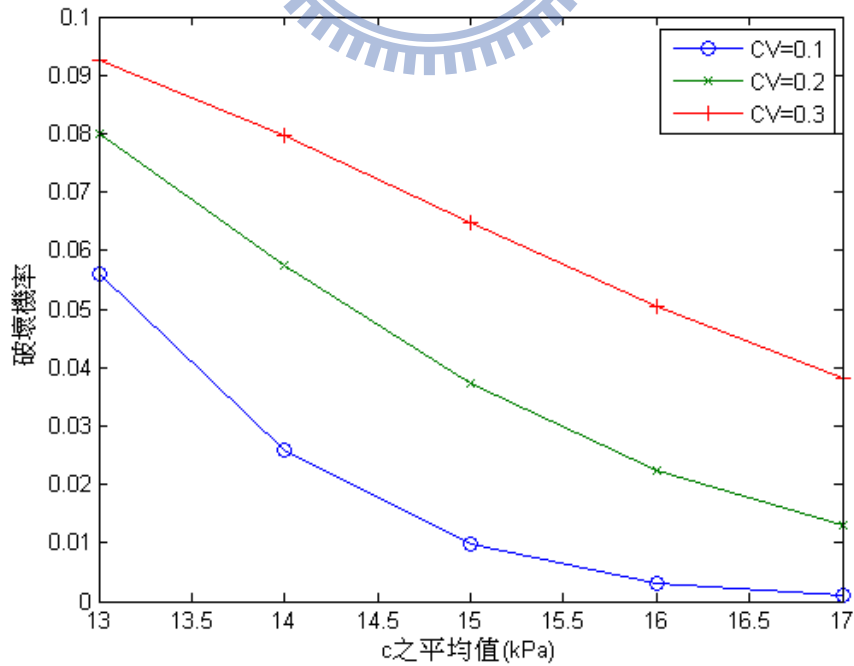


圖 5.1 c 值對破壞機率之參數敏感性

表 5.3 為對 $\tan\phi$ 調整之案例參數與破壞機率，圖 5.2 則為其比較圖。 $\tan\phi$ 之原平均值與變異係數為 0.35 及 0.1，檢視平均值在 0.3 至 0.4 之變化，而變異係數則取 0.1 至 0.3 之範圍內，其破壞機率之變化。在 $\tan\phi$ 之平均值增加時，其破壞機率會降低，此與 ASD 設計之安全係數變化之趨勢相符合。而隨著 $\tan\phi$ 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。可發現其變異係數 0.1 與 0.2 及 0.2 與 0.3 之破壞機率差大略相等，表示其關係在此範圍約略呈線性。而在平均值較小時，即為破壞機率較大時，破壞機率對變異係數之變化則較為不敏感。

表 5.3 $\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	c(kPa)	$\tan\phi$	h(m)	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	c	$\tan\phi$	h	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	
1	15	0.300	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	5.61%
2	15	0.325	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	2.59%
3	15	0.350	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.97%
4	15	0.375	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.31%
5	15	0.400	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.09%
6	15	0.300	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	8.00%
7	15	0.325	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	5.75%
8	15	0.350	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	3.74%
9	15	0.375	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	2.24%
10	15	0.400	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	1.29%
11	15	0.300	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	9.26%
12	15	0.325	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	7.96%
13	15	0.350	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	6.48%
14	15	0.375	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	5.05%
15	15	0.400	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	3.82%

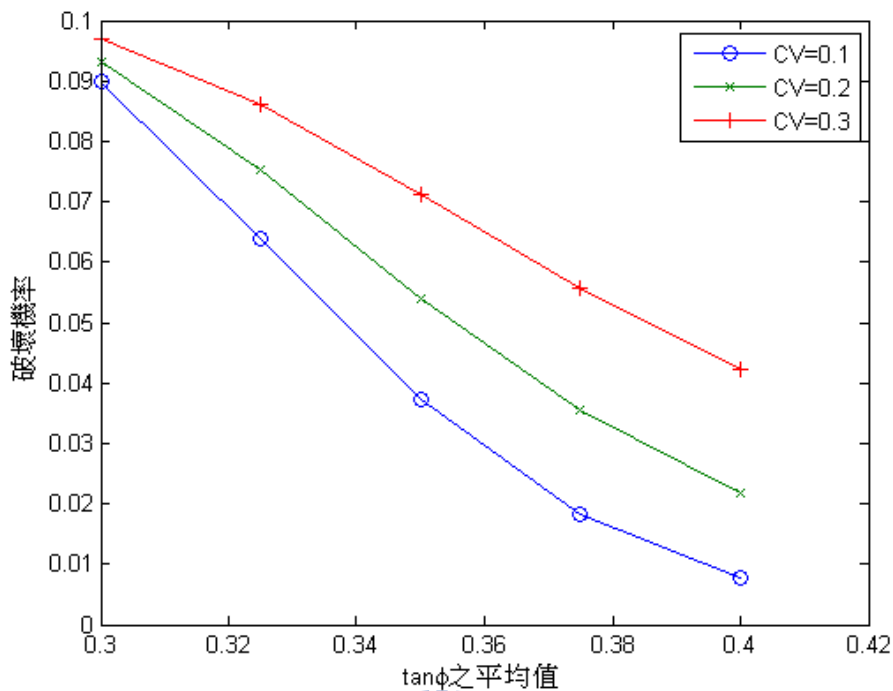


圖 5.2 $\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性

表 5.4 為對 h 調整之案例參數與破壞機率，圖 5.3 則為其比較圖。 h 之原平均值與變異係數為 5m 及 0.05，則原欲檢視平均值在 3m 至 7m 之變化，而變異係數則取 0.05 至 0.25 之範圍，其破壞機率之變化。然而在 h 為 7m、變異係數 0.25 時，其破壞機率超過 10%，則有前述之條件式機率適用問題，故將 h 之範圍取 2m 至 6m，變異係數則維持 0.05 至 0.25 之範圍，其結果顯示於圖 5.3。在 h 之平均值增加時，其破壞機率會增加，此與 ASD 設計之安全係數變化之趨勢相符合。而隨著 h 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。此處在 h 平均值為 2m 且變異係數為 0.05 時，100 萬個取樣點之蒙地卡羅模擬已經找不到任何破壞點，亦即對其破壞機率之估計值小於百萬分之一。意即若此工程僅受到之參數及外力條件影響正如本文所設定，且假設此擬靜態之分析符合現實情形，則此案例幾乎不可能發生破壞。

而相似於 $\tan\phi$ 之情形，在破壞機率較大處，即為在平均值較大時，

破壞機率對變異係數之變化則較為不敏感。雖然 $h=3\text{m}$ 時變異係數改變對應之破壞機率亦小，然而此處之破壞機率已小於 0.5%，其破壞機率隨變異係數從 0.05 至 0.25 之改變為 0.25%，將此值除以 $h=3\text{m}$ 時之平均破壞機率 0.1% 為 2.5，相較於其他 h 平均值為大，則可看出此時破壞機率對變異係數之敏感性仍為最大。

表 5.4 h 值對破壞機率之參數敏感性

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	c(kPa)	$\tan\phi$	h(m)	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	c	$\tan\phi$	h	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	
1	15	0.35	2	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.00%
2	15	0.35	3	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.01%
3	15	0.35	4	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.44%
4	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	3.71%
5	15	0.35	6	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	9.00%
6	15	0.35	2	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	0.00%
7	15	0.35	3	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	0.04%
8	15	0.35	4	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	0.98%
9	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	4.69%
10	15	0.35	6	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	9.12%
11	15	0.35	2	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	0.00%
12	15	0.35	3	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	0.25%
13	15	0.35	4	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	1.99%
14	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	5.74%
15	15	0.35	6	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	9.18%

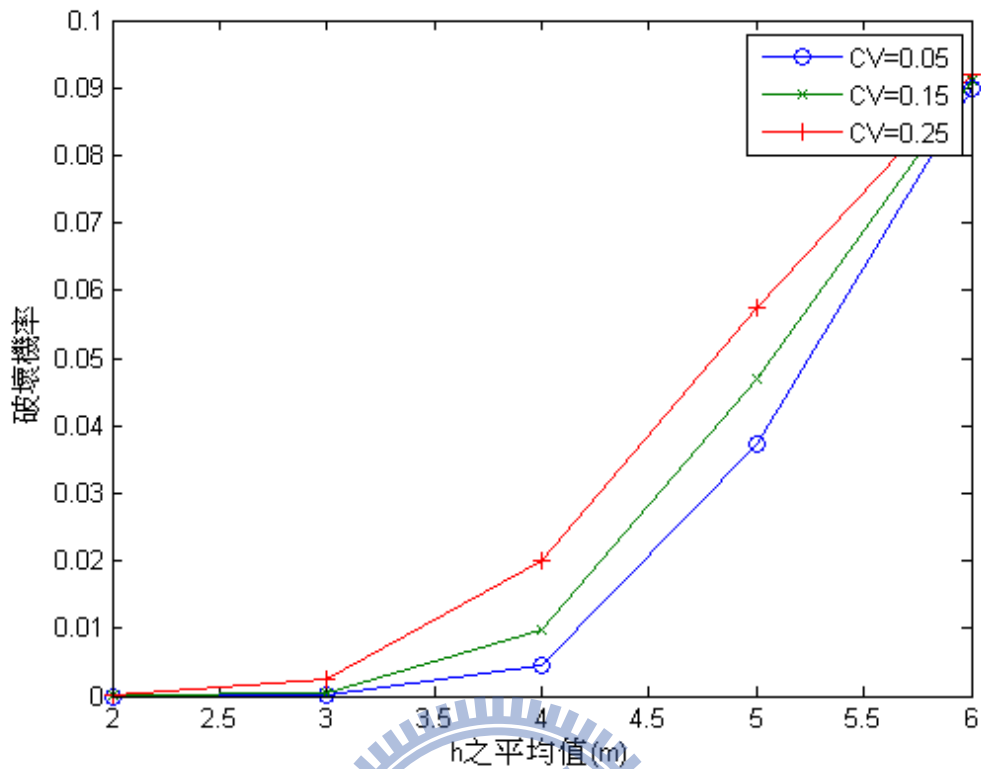


圖 5.3 h 值對破壞機率之參數敏感性

表 5.5 為對 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 調整之案例參數與破壞機率，圖 5.4 則為其比較圖。 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之原平均值與變異係數為 0.5 及 1/6，檢視平均值在 0.3 至 0.7，變異係數在 1/6 至 3/6 之範圍中，其破壞機率之變化。在 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之平均值增加時，其破壞機率會增加，此與 ASD 設計之安全係數變化之趨勢相符合。而隨著 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。而相似於前述三項變數之情形，在破壞機率較大處，即為在平均值較大時，破壞機率對變異係數之變化則較為不敏感。

表 5.5 地下水位對破壞機率之參數敏感性

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	c(kPa)	tan ϕ	h(m)	地下水位 坡高	c	tan ϕ	h	地下水位 坡高	
1	15	0.35	5	0.3	0.2	0.1	0.05	1/6	2.41%
2	15	0.35	5	0.4	0.2	0.1	0.05	1/6	3.10%
3	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	3.72%
4	15	0.35	5	0.6	0.2	0.1	0.05	1/6	4.58%
5	15	0.35	5	0.7	0.2	0.1	0.05	1/6	5.85%
6	15	0.35	5	0.3	0.2	0.1	0.05	1/3	2.56%
7	15	0.35	5	0.4	0.2	0.1	0.05	1/3	3.21%
8	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/3	3.94%
9	15	0.35	5	0.6	0.2	0.1	0.05	1/3	4.84%
10	15	0.35	5	0.7	0.2	0.1	0.05	1/3	6.07%
11	15	0.35	5	0.3	0.2	0.1	0.05	1/2	2.92%
12	15	0.35	5	0.4	0.2	0.1	0.05	1/2	3.55%
13	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/2	4.27%
14	15	0.35	5	0.6	0.2	0.1	0.05	1/2	5.21%
15	15	0.35	5	0.7	0.2	0.1	0.05	1/2	6.34%

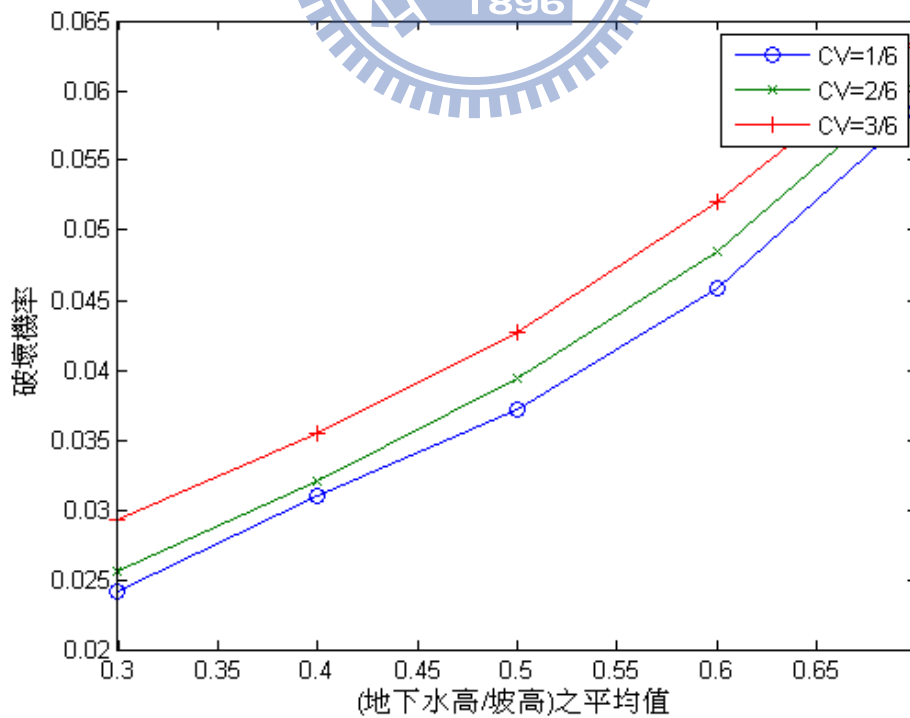


圖 5.4 地下水位對破壞機率之參數敏感性

從以上四隨機變數之敏感性分析可知，於雙折線之案例中，當 ASD 分析中參數之變化較不利於邊坡時，其蒙地卡羅模擬中之破壞機率亦會增加。而 ASD 無法分析之參數變異係數，則在參數值增加時，會增加邊坡之破壞機率。對於破壞機率對變異係數之敏感性，在破壞機率較低時，即為隨機變數值處於較利於邊坡穩定之狀態時，其破壞機率對變異係數之敏感性較大。則此也可能意味在安全程度要求較高之邊坡工程中，對於其參數更要有較好之掌握程度，俾使其變異係數能較為降低，以達到較低之破壞機率。

5.1.2 三折線之岩土界面滑動模型

在此小節中分析圖 3.10 所示之三折線之岩土界面滑動案例，因此切片法包含三個切片。進行三切片之蒙地卡羅模擬，分析其破壞機率，其結果如表 5.6，三種切片法之平均破壞機率 7.1%。相較於表 5.1 之雙折線案例，此例之破壞機率有 3.4% 之增加，推測其原因為幾何形狀之改變，相對可滑動體積則增加，且增加之塊體中其部分對應之滑動傾角亦加大，故造成破壞機率之增加。

表 5.6 岩土界面之破壞機率

	地震力向上	地震力向下	總破壞機率
傳統切片法	7.4%	7.3%	7.7%
簡化 Bishop 法	7.0%	6.7%	7.3%
Wedge 法	6.1%	5.8%	6.3%

相似於雙折線之情形，地震力向上時之破壞機率較大，故其為地震力向上主控模式之案例，而總破壞機率僅大於地震力向上時之破壞機率 0.3% 以內，顯示以此案例在任一破壞達到之時，也很可能達到地震力向上之破壞。此種特性亦可能使 AFOSM 系統可靠度分析結果較接近蒙地

卡羅模擬，關於此則於後驗證。而地震力向上之破壞機率亦與地震力向下之破壞機率差在 0.3% 以內，顯示此二破壞模式有很大的重疊性。此三分析法中，傳統切片法分析得到之破壞機率最大、簡化 Bishop 法其次、Wedge 法再次。與前例較為不同之處則是前例為簡化 Bishop 法破壞機率最小，而此例則以 Wedge 法計算之破壞機率最小，顯示在不同條件下各分析方法之相對保守性可能有所不同。

接著探討其參數敏感性，做法如同於前節雙折線之案例。表 5.7 為對 c 調整之案例參數與破壞機率，圖 5.5 則為其比較圖。 c 之原平均值與變異係數為 15kPa 及 0.2，在雙折線之敏感性分析中，檢視平均值在 13kPa 至 17kPa 之變化，而變異係數則取 0.1 至 0.3 之範圍內，其破壞機率之變化。然而在 c 為 13kPa、變異係數 0.3 時，其破壞機率超過 10%，則有前述之條件式機率適用問題，故將 c 之範圍取 12kPa 至 16kPa，變異係數則維持 0.1 至 0.3 之範圍。

其結果與雙折線時 c 之敏感性分析類似，在 c 之平均值增加時，其破壞機率會降低，此與 ASD 設計之安全係數變化之趨勢相符合。而隨著 c 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。而變異係數 0.1 與 0.2 及 0.2 與 0.3 之破壞機率差大略相等，表示其關係在此範圍約略呈線性。而在 c 值較大時，其破壞機率對變異係數之敏感性較大。

表 5.8 為對 $\tan\phi$ 調整之案例參數與破壞機率，圖 5.6 則為其比較圖。 $\tan\phi$ 之原平均值與變異係數為 0.35 及 0.1，在前小節雙折線之敏感性分析中，檢視平均值在 0.3 至 0.4 之間，而變異係數則取 0.1 至 0.3 之範圍內，其破壞機率之變化。然而在 $\tan\phi$ 為 0.3、變異係數 0.3 時，其破壞機率超過 10%，則有前述之條件式機率適用問題，故將 $\tan\phi$ 之範圍取 0.35 至 0.45，變異係數則維持 0.1 至 0.3 之範圍。

在 $\tan\phi$ 之平均值增加時，其破壞機率會降低，此與 ASD 設計之安

全係數變化之趨勢相符合。而隨著 $\tan\phi$ 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。在平均值較小時破壞機率對變異係數之變化則較為不敏感。

表 5.7 c 值對破壞機率之參數敏感性

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	C (kPa)	$\tan\phi$	h (m)	<u>地下水位</u> 坡高	c	$\tan\phi$	h	<u>地下水位</u> 坡高	
1	14	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	7.54%
2	15	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	4.48%
3	16	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	2.20%
4	17	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	0.93%
5	18	0.35	5	0.5	0.1	0.1	0.05	1/6	0.34%
6	14	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	8.98%
7	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	7.11%
8	16	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	5.15%
9	17	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	3.45%
10	18	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	2.22%
11	14	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	9.68%
12	15	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	8.75%
13	16	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	7.49%
14	17	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	6.15%
15	18	0.35	5	0.5	0.3	0.1	0.05	1/6	4.92%

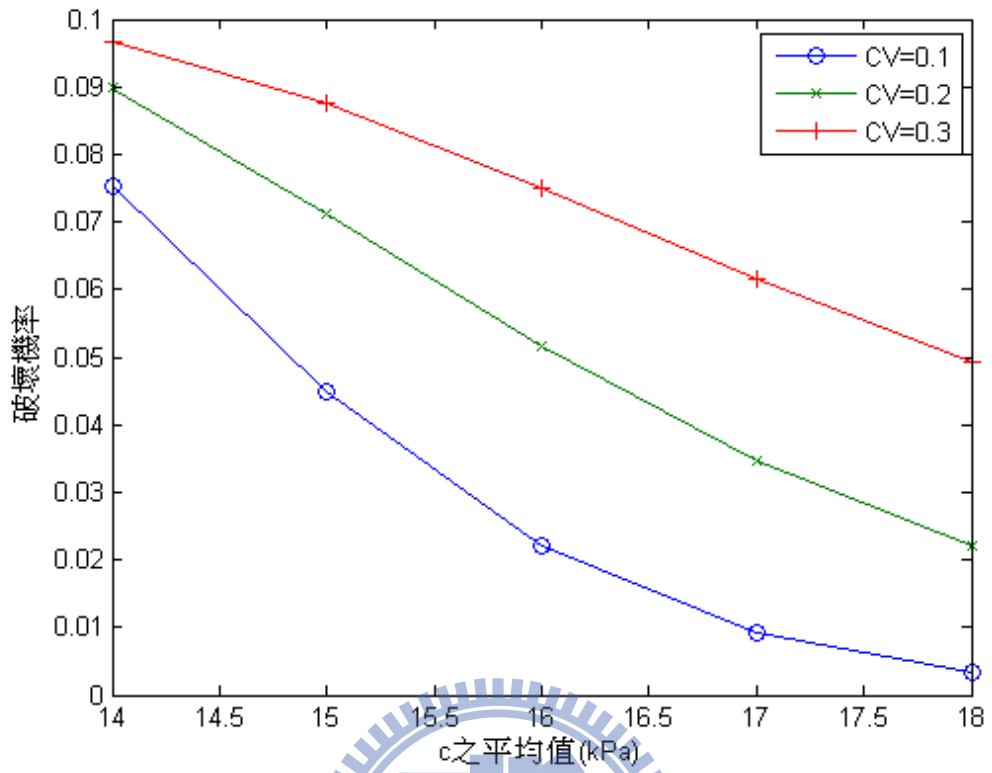


圖 5.5 c 值對破壞機率之參數敏感性

表 5.8 $\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	c(kPa)	$\tan\phi$	h(m)	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	c	$\tan\phi$	h	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	
1	15	0.350	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	7.13%
2	15	0.375	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	4.32%
3	15	0.400	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	2.20%
4	15	0.425	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.94%
5	15	0.450	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.36%
6	15	0.350	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	8.29%
7	15	0.375	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	6.26%
8	15	0.400	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	4.33%
9	15	0.425	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	2.78%
10	15	0.450	5	0.5	0.2	0.2	0.05	1/6	1.69%
11	15	0.350	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	9.21%
12	15	0.375	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	7.97%
13	15	0.400	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	6.53%
14	15	0.425	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	5.13%
15	15	0.450	5	0.5	0.2	0.3	0.05	1/6	3.90%

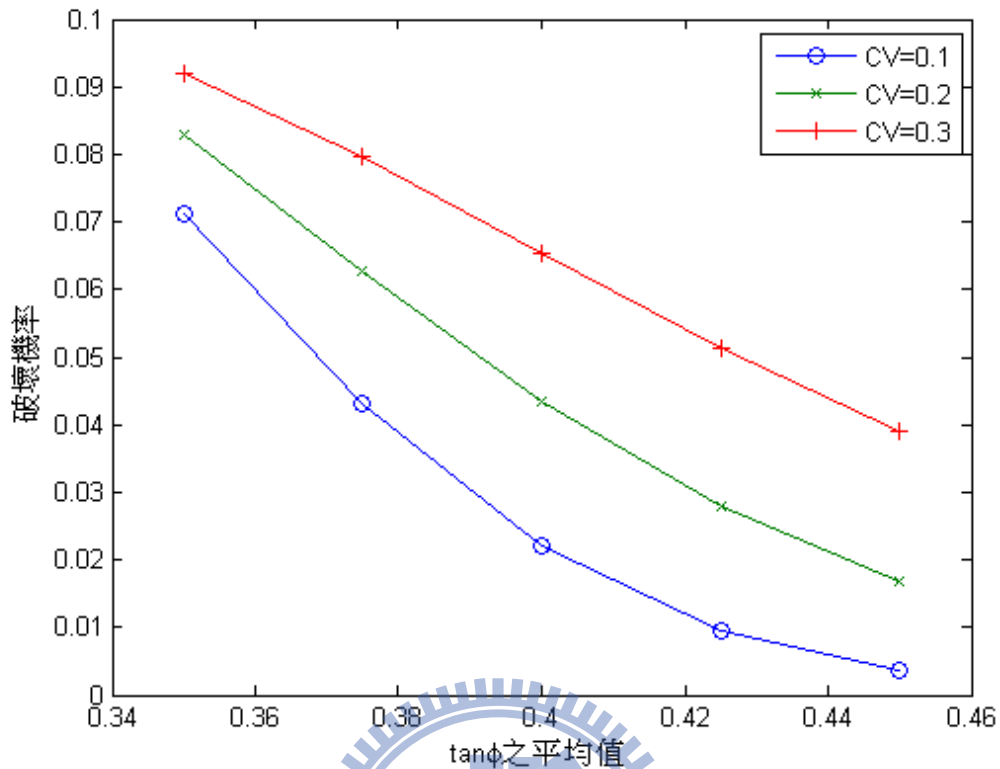


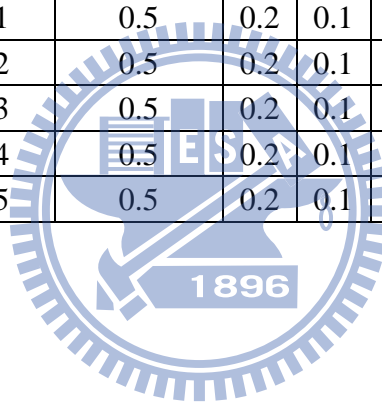
圖 5.6 $\tan\phi$ 值對破壞機率之參數敏感性

表 5.9 為對 h 調整之案例參數與破壞機率，圖 5.7 則為其比較圖。 h 之原平均值與變異係數為 $5m$ 及 0.05 ，在前小節雙折線之敏感性分析中，檢視平均值在 3 至 7 之間，而變異係數則取 0.05 至 0.25 之範圍內，其破壞機率之變化。然而在 h 平均值為 7、變異係數 0.25 時，其破壞機率超過 10%，則有前述之條件式機率適用問題，故將 h 之範圍取 0.35 至 0.45 ，變異係數則維持 0.05 至 0.25 之範圍。

相似於二折線之情形，當 h 之平均值增加時，其破壞機率會增加，此與 ASD 設計之安全係數變化之趨勢相符合。而隨著 h 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。此處在 h 平均值為 $1m$ 且變異係數為 0.05 時，100 萬個取樣點之蒙地卡羅模擬已經找不到任何破壞點，亦即對其破壞機率之估計值小於百萬分之一。而在破壞機率較大處，即為在平均值較大時，破壞機率對變異係數之變化則較為不敏感。

表 5.9 h 值對破壞機率之參數敏感性

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	c(kPa)	tan ϕ	h(m)	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	c	tan ϕ	h	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	
1	15	0.35	1	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.00%
2	15	0.35	2	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.00%
3	15	0.35	3	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	0.04%
4	15	0.35	4	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	1.58%
5	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	7.16%
6	15	0.35	1	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	0.00%
7	15	0.35	2	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	0.00%
8	15	0.35	3	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	0.18%
9	15	0.35	4	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	2.44%
10	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.15	1/6	7.63%
11	15	0.35	1	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	0.00%
12	15	0.35	2	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	0.02%
13	15	0.35	3	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	0.64%
14	15	0.35	4	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	3.66%
15	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.25	1/6	8.04%



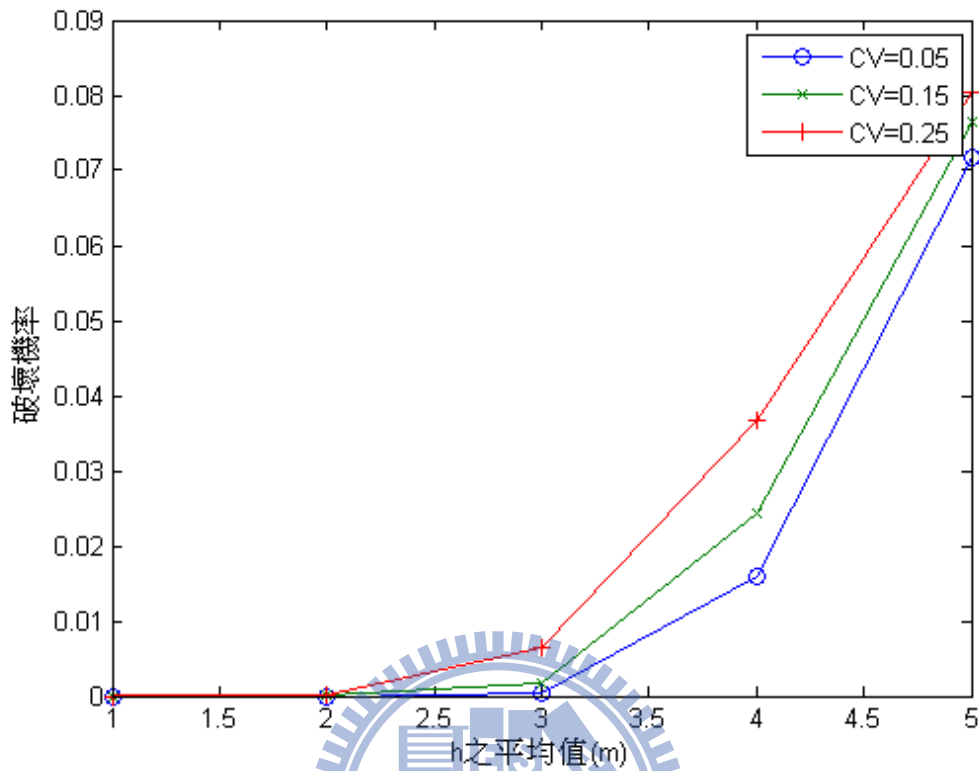


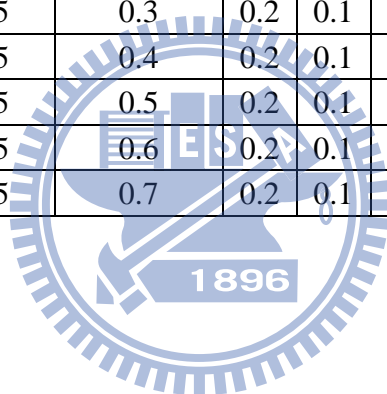
圖 5.7 h 值對破壞機率之參數敏感性

表 5.10 為對 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 調整之案例參數與破壞機率，圖 5.8 則為其比較

圖。 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之原平均值與變異係數為 0.5 及 1/6，同雙折線時 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之敏感性分析，檢視平均值在 0.3 至 0.7，變異係數在 1/6 至 3/6 之範圍中，其破壞機率之變化。在 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之平均值增加時，其破壞機率會增加，此與 ASD 設計之安全係數變化之趨勢相符合。而隨著 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之不確定性增大時，破壞機率則會增加。而相似於前述三項變數之情形，在破壞機率較大處，即為在平均值較大時，破壞機率對變異係數之變化則較為不敏感。

表 5.10 地下水位之參數敏感性破壞機率研究案例

編號	平均值				變異係數				破壞機率
	c(kPa)	tan ϕ	h(m)	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	c	tan ϕ	h	$\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$	
1	15	0.35	5	0.3	0.2	0.1	0.05	1/6	4.85%
2	15	0.35	5	0.4	0.2	0.1	0.05	1/6	5.90%
3	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/6	7.15%
4	15	0.35	5	0.6	0.2	0.1	0.05	1/6	8.57%
5	15	0.35	5	0.7	0.2	0.1	0.05	1/6	9.73%
6	15	0.35	5	0.3	0.2	0.1	0.05	1/3	5.37%
7	15	0.35	5	0.4	0.2	0.1	0.05	1/3	6.39%
8	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/3	7.58%
9	15	0.35	5	0.6	0.2	0.1	0.05	1/3	8.81%
10	15	0.35	5	0.7	0.2	0.1	0.05	1/3	9.80%
11	15	0.35	5	0.3	0.2	0.1	0.05	1/2	6.12%
12	15	0.35	5	0.4	0.2	0.1	0.05	1/2	7.03%
13	15	0.35	5	0.5	0.2	0.1	0.05	1/2	8.07%
14	15	0.35	5	0.6	0.2	0.1	0.05	1/2	9.10%
15	15	0.35	5	0.7	0.2	0.1	0.05	1/2	9.87%



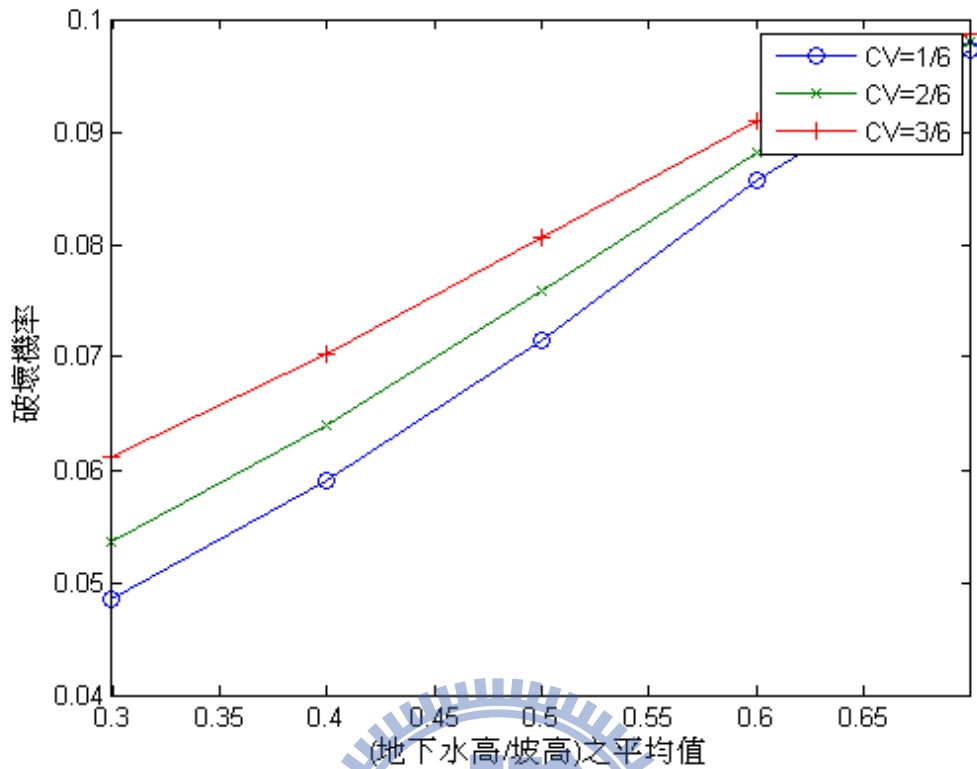


圖 5.8 地下水位之參數敏感性破壞機率圖

從以上四隨機變數之敏感性分析可知，其結果類似前小節雙折線之案例。在此小節三折線之案例中，在 ASD 分析中參數之變化較不利於邊坡時，其蒙地卡羅模擬中之破壞機率亦會增加。而 ASD 無法分析之參數變異係數，則是在其值增加時，會增加邊坡之破壞機率。對於破壞機率對變異係數之敏感性，在破壞機率較低時，即為隨機變數值處於較利於邊坡穩定之狀態時，其破壞機率對變異係數之敏感性較大。

5.2 AFOSM 分析

此節續以第二級可靠度方法之 AFOSM 分析此案例之可靠度指標 β 值，將所對應之破壞機率，與前節以蒙地卡羅模擬所得之破壞機率比較。此節分析之案例為前節對 c 敏感性測試之案例，方法則採簡化 Bishop

法之 AFOSM 分析計算其 β ，對於每個案例之分析有地震力向上及地震力向下兩種模式，同於前章對於平面滑動之分析，取其較小值之 β 做為系統可靠度之估計，轉換為對總體破壞機率之估計，並探討其正確性。

5.2.1 雙折線之岩土界面滑動模型

雙折線之分析取相同於表 5.2 探討 c 參數敏感性之案例，分別以蒙地卡羅模擬及 AFOSM 分析之，並以 (2-50) 式之檢測其地震力向上與向下之相關性 ρ ， ρ 之範圍在 -1 到 1 之間，若越接近 1 則越相關，其結果如下表 5.11， ρ 分布示於圖 5.9。

從各案例中 ρ 皆大於 0.985 可以發現，此地震力向上與地震力向下之破壞點方向接近。而取較小之 β 換算破壞機率，並與蒙地卡羅模擬之簡化 Bishop 法破壞機率比較如下圖 5.10，即為表 5.11 中之 P_f .total 及 P_f .afosm。對圖 5.10 之縱軸與橫軸實行截距為 0，即為通過原點之回歸分析，其斜率為 1.023， r^2 為 0.9996，顯示以 AFOSM 計算此問題誤差不大。

從表 5.11 可看出，第 2 號至第 5 號案例，以蒙地卡羅模擬之結果為地震力向下主導其破壞，在其他 c 值則為地震力向上時為主導，而 AFOSM 之分析則顯現相同之結果，顯示在單一破壞模式中 AFOSM 與蒙地卡羅模擬有相同之趨勢。

表 5.11 以 AFOSM 分析之雙折線案例

編號	c (kPa)	CV_c	$P_{f,up}$	$P_{f,dn}$	$P_{f,total}$	β_{up}	β_{dn}	β_{min}	$P_{f,afosm}$	ρ
1	13	0.1	4.10%	3.78%	4.34%	1.14	1.19	1.14	4.32%	0.988
2	14	0.1	1.58%	1.59%	1.79%	1.69	1.69	1.69	1.71%	0.989
3	15	0.1	0.48%	0.54%	0.59%	2.22	2.16	2.16	0.60%	0.990
4	16	0.1	0.12%	0.16%	0.17%	2.71	2.62	2.62	0.18%	0.991
5	17	0.1	0.03%	0.04%	0.04%	3.19	3.05	3.05	0.05%	0.992

6	13	0.2	7.08%	6.22%	7.17%	0.68	0.79	0.68	7.35%	0.989
7	14	0.2	4.76%	4.09%	4.87%	1.03	1.12	1.03	5.03%	0.990
8	15	0.2	2.92%	2.49%	3.01%	1.35	1.43	1.35	3.12%	0.991
9	16	0.2	1.67%	1.42%	1.74%	1.66	1.73	1.66	1.81%	0.992
10	17	0.2	0.91%	0.78%	0.96%	1.94	2.00	1.94	0.99%	0.992
11	13	0.3	8.77%	8.08%	8.81%	0.40	0.51	0.40	8.95%	0.992
12	14	0.3	7.29%	6.50%	7.35%	0.65	0.75	0.65	7.53%	0.992
13	15	0.3	5.77%	5.03%	5.83%	0.88	0.98	0.88	6.00%	0.993
14	16	0.3	4.38%	3.75%	4.43%	1.10	1.19	1.10	4.59%	0.993
15	17	0.3	3.22%	2.71%	3.27%	1.30	1.39	1.30	3.41%	0.994

其中 CV_c 為 c 之變異係數

$P_{f,up}$ 及 $P_{f,dn}$ 分別為地震力向上及向下時，以蒙地卡羅模擬得到之破壞機率

$P_{f,total}$ 為蒙地卡羅模擬得到之總破壞機率

β_{up} 及 β_{dn} 分別為地震力向上及向下時，以 AFOSM 計算之 β

β_{min} 為從 β_{up} 及 β_{dn} 之小值，用以估算總破壞機率

$P_{f,afosm}$ 為以 β_{min} 估算之總破壞機率

ρ 為地震力向上與向下 AFOSM 設計點之相關係數

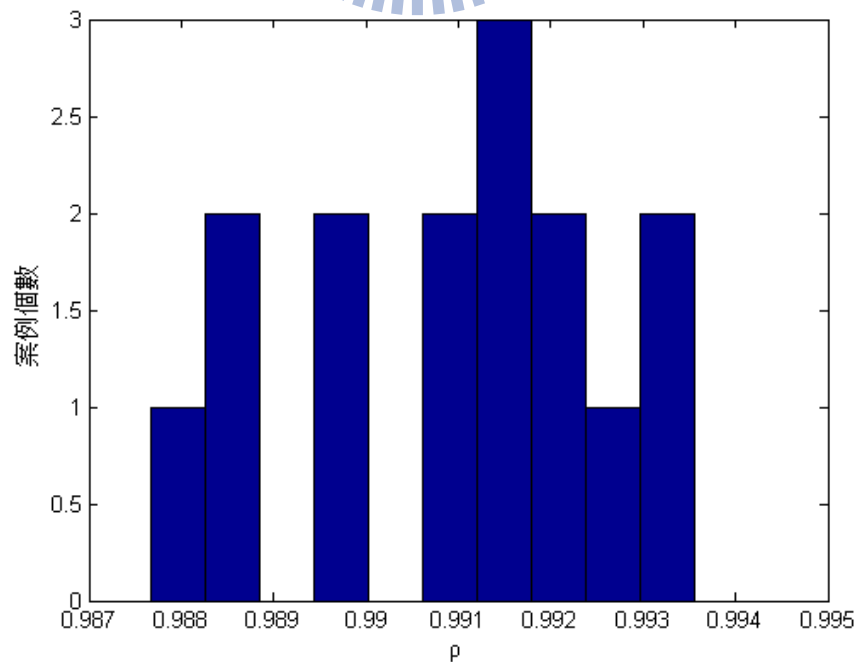


圖 5.9 地震力向上與向下之相關性

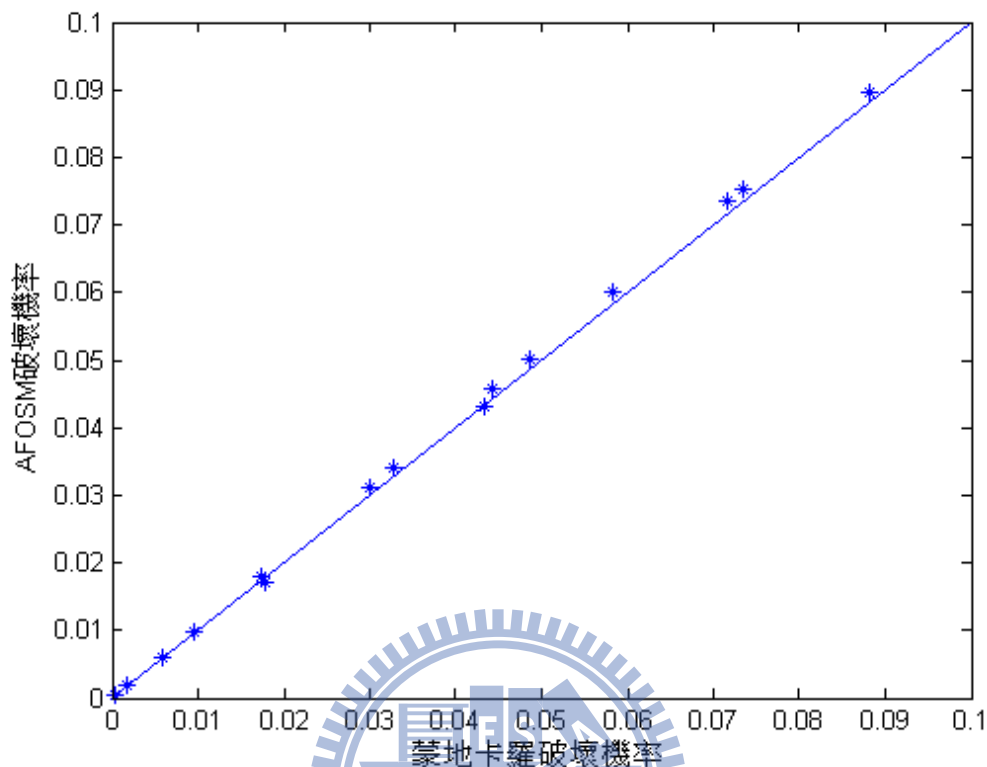


圖 5.10 蒙地卡羅模擬與 AFOSM 破壞機率比較

由上分析可發現，雙折線案例中 AFOSM 與蒙地卡羅模擬計算之破壞機率之斜率 1.023 而顯示其相近。其原因可能來自於 AFOSM 之誤差來源間相互平衡，因功能函數之非線性會造成 AFOSM 高估破壞機率，而對系統可靠度之預估採兩模式中之最低可靠度則會低估破壞機率，其低估之程度則視此二模式之相互關係而定。若此二模式之相關性高，則會低估破壞機率較少，而若主控之破壞模式與另一破壞模式之相差較大，亦會低估破壞機率較少。則此案例之非線性程度較低，破壞機率之誤差高估量已較少，而較大之 ρ 與地震力向上及向下兩模式相近之 β 則會再修正此高估之破壞機率，造成此模式略為高估破壞機率之最終結果。而相對於蒙地卡羅模擬，AFOSM 之分析速度較快，在此破壞模式之分析誤差不大，可為蒙地卡羅模擬之替代方法。

5.2.2 三折線之岩土界面滑動模型

三折線之分析取相同於表 5.6 探討 c 參數敏感性之案例，分別以蒙地卡羅模擬及 AFOSM 分析之，並以 (2-50) 式之檢測其地震力向上與向下之相關性 ρ ，其範圍在 -1 到 1 之間，若越接近 1 則越相關，其結果如表 5.12，而之分布則示於圖 5.11。

同雙折線之案例，從各案例中 ρ 皆大於 0.987 可以發現，此地震力向上與地震力向下之破壞點方向接近。而取較小之 β 換算破壞機率，並與蒙地卡羅模擬之簡化 Bishop 法破壞機率比較如下圖 5.12，即為表 5.12 中之 $P_{f,\text{total}}$ 及 $P_{f,\text{afosm}}$ 。對圖 5.12 之縱軸與橫軸實行截距為 0 即為通過原點之回歸分析，其斜率為 1.007， r^2 為 0.9996，亦顯示以 AFOSM 計算此問題誤差不大。

從表 5.11 可看出，第 2 號至第 5 號案例，以蒙地卡羅模擬之結果為地震力向下主導其破壞，在其他 c 值則為地震力向上時為主導，而 AFOSM 之分析則顯現相同之結果，顯示在單一破壞模式中 AFOSM 與蒙地卡羅模擬有相同之趨勢。

$P_{f,\text{up}}$ 及 $P_{f,\text{dn}}$ 分別為地震力向上及向下時，以蒙地卡羅模擬得到之破壞機率

$P_{f,\text{total}}$ 為蒙地卡羅模擬得到之總破壞機率

β_{up} 及 β_{dn} 分別為地震力向上及向下時，以 AFOSM 計算之 β

β_{min} 為從 β_{up} 及 β_{dn} 之小值，用以估算總破壞機率

$P_{f,\text{afosm}}$ 為以 β_{min} 估算之總破壞機率

ρ 為地震力向上與向下 AFOSM 設計點之相關係數

表 5.12 c 之參數敏感性破壞機率研究案例

編號	c(kPa)	CV _c	P _{f,up}	P _{f,dn}	P _{f,total}	β _{up}	β _{dn}	β _{min}	P _{f,afosm}	ρ
1	14	0.1	7.28%	7.28%	7.70%	0.65	0.65	0.65	7.57%	0.987
2	15	0.1	4.02%	4.35%	4.59%	1.14	1.09	1.09	4.63%	0.988
3	16	0.1	1.78%	2.16%	2.25%	1.62	1.52	1.52	2.34%	0.989
4	17	0.1	0.67%	0.92%	0.95%	2.08	1.94	1.94	1.01%	0.990
5	18	0.1	0.22%	0.34%	0.35%	2.52	2.34	2.34	0.38%	0.991
6	14	0.2	8.93%	8.65%	9.09%	0.36	0.40	0.36	9.15%	0.990
7	15	0.2	7.00%	6.74%	7.24%	0.68	0.71	0.68	7.32%	0.991
8	16	0.2	5.01%	4.84%	5.28%	0.99	1.00	0.99	5.30%	0.991
9	17	0.2	3.31%	3.23%	3.55%	1.27	1.27	1.27	3.56%	0.992
10	18	0.2	2.09%	2.07%	2.28%	1.54	1.53	1.53	2.29%	0.993
11	14	0.3	9.67%	9.48%	9.73%	0.18	0.22	0.18	9.78%	0.993
12	15	0.3	8.73%	8.43%	8.84%	0.41	0.45	0.41	8.93%	0.994
13	16	0.3	7.46%	7.14%	7.61%	0.62	0.66	0.62	7.71%	0.994
14	17	0.3	6.10%	5.80%	6.26%	0.82	0.86	0.82	6.38%	0.994
15	18	0.3	4.86%	4.60%	5.02%	1.01	1.04	1.01	5.11%	0.995

其中 CV_c 為 c 之變異係數

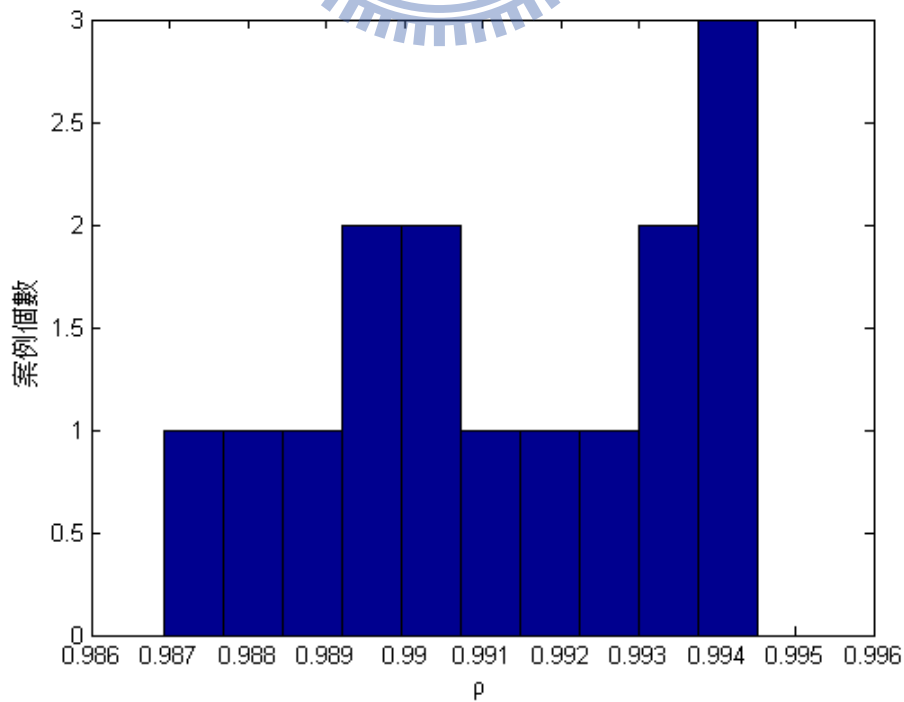


圖 5.11 地震力向上與向下之相關性

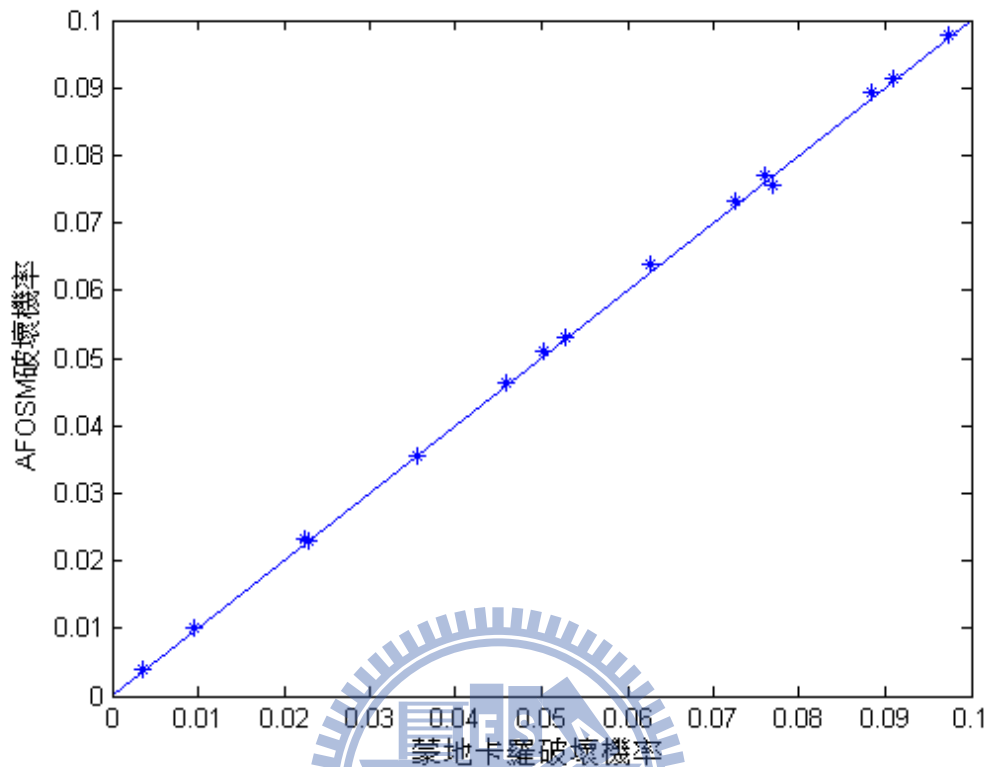


圖 5.12 蒙地卡羅模擬與 AFOSM 破壞機率比較

由上分析可發現，雙折線案例中 AFOSM 與蒙地卡羅模擬計算之破壞機率之斜率 1.007 而顯示其相近。其可能原因同雙折線之情形，為非線性之高估破壞機率與雙模式之低估系統可靠度修正而成。其斜率比雙折線時之斜率更接近 1，則表示更接近實際之破壞機率。而相對於蒙地卡羅模擬，AFOSM 之分析速度較快，在此破壞模式之分析誤差不大，可為蒙地卡羅模擬之替代方法。

5.3 綜合討論

在蒙地卡羅模擬中，本文嘗試之三種切片分析方法，分別為傳統切

片法、簡化 Bishop 法及 Wedge 法，此三方法破壞機率之差在雙折線案例分析中平均破壞機率為 3.7%，在三折線案例分析則為 7.1%，其最大與最小破壞機率之差在雙折線案例分析中為 1.1%，在三折線案例分析則為 1.4%。此二分析之力學參數相同，而幾何上則視同等於將雙折線中 10° 傾角之其中一段改為 20° 傾角，其上之滑動塊體體積亦加大，使得破壞機率升高。顯示在其他條件相同下，邊坡處於對安全係數不利之情形下，破壞機率亦會升高。

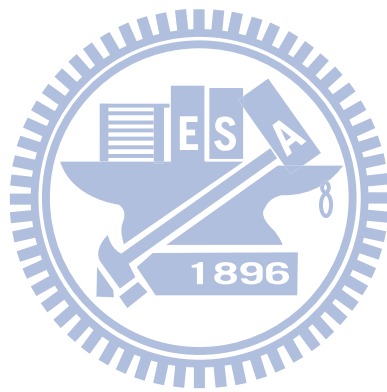
在參數敏感性分析， C 與 $\tan\phi$ 之平均值增大時，其破壞機率降低，而滑動面深 h 及 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之平均值增加時，其破壞機率會增加。而此四項隨機變數在變異係數增加時，對應之破壞機率亦會增加，則意味著若對參數值越為確定，意即降低參數之不確定性，則能使破壞機率較低。

此四隨機變數在平均較利於邊坡穩定之值時，即為 C 與 $\tan\phi$ 之平均值較大，而滑動面深 h 及 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 較小時，其破壞機率對變異係數之改變有較大之敏感性，此敏感性之變化在傳統 ASD 之分析中無法呈現。此趨勢亦意味著在施作較高安全程度之岩石邊坡抵抗岩土界面滑動破壞設計時，若能降低其變異係數，其破壞機率會有效地降低。

以 AFOSM 為分析方法，其結果與蒙地卡羅模擬所得之結果破壞機率圖之回歸分析斜率皆在 1.023 以下，顯示無論是雙折線或三折線之 AFOSM 運算皆接近蒙地卡羅模擬。少許誤差原因可能來自於 AFOSM 對非線性功能函數之略為高估其破壞機率，並由地震力向上與向下兩模式之高相關性與此二模式之相近之 β 值小幅修正而得。而 AFOSM 在運算上之速度則較蒙地卡羅模擬為快。在此可接受之誤差範圍下，以 AFOSM 替代蒙地卡羅模擬作為可靠度分析應屬可行。

由前二節之分析結果可發現，在不同案例中其主控破壞機制可能為

地震力向上或地震力向下，可知若分析中忽略其中一模式，則可能造成破壞機率之低估。



第六章 結論與建議

6.1 結論

本文探討岩石邊坡穩定之可靠度設計，分別探討平面滑動與岩土界面滑動兩種邊坡破壞機制之邊坡可靠度問題。其中針對平面滑動破壞機制，探討一、二、三級可靠度設計之可行作法，本研究先透過 AFOSM 率定其 LRFD 設計之係數，並以蒙地卡羅模擬檢驗其正確性，使其有望能用於規範訂定，並可運用於實務設計。針對沿岩土界面滑動破壞機制，本研究運用三種切片分析方法，分別為傳統切片法、簡化 Bishop 法及 Wedge 法，以蒙地卡羅模擬與 AFOSM 探討破壞機率，檢視其破壞模式之特性與參數敏感性，並比較 AFOSM 分析與蒙地卡羅模擬之結果之差異。由本研究的結果，可歸納出以下結論：

6.1.1 平面滑動破壞機制之岩石邊坡可靠度設計

1. 若以部分係數平均值作為 LRFD 所採用之部分係數，其設計結果對應之可靠度可能將會與目標可靠度有相當程度之差異。
2. 以 LRFD 率定式之設計結果，其率定式納入之最佳回歸參數項符合過去學者認為對部分係數之影響因素，如參數合力占總阻抗之比例，以及隨機變數之變異係數，皆為影響部分係數之重要條件。
3. 比較第一、二、三級可靠度設計方法所估算之破壞機率，若如本文將蒙地卡羅模擬法取樣點個數為 100 萬個，所計算之破壞機率視為正確值，計算之破壞機率之準確性依次為：蒙地卡羅模擬最佳、AFOSM 法為其次，LRFD 法再次之。

4. 本文所率定 LRFD 法之設計式中，部分係數納入三回歸參數所得設計結果可靠度之均一最好，其次為二回歸參數者，再次為單參數回歸參數者。納入較多之 LRFD 設計回歸參數原則上可使其所對應可靠度更接近運用 AFOSM 法所得之可靠度，但實務上增加參數之數目則會令設計者執行試誤法設計時之操作步驟較為複雜，故回歸式參數多寡之選擇需要在計算效率與準確性間取其平衡。
5. 本研究使用之 LRFD 設計方法隨著設計參數的改變而有所變化，藉此提升其可靠度均一性。相對於第三級及第二級可靠度設計，其複雜性較低（即操作較為簡易）。此流程適合性能設計之邊坡穩定 LRFD 規範率定，在確定所需性能及其對應之破壞機率後，設定隨機變數之標準差可能範圍，產生虛擬案例後以本研究之流程實施。
6. LRFD 式之部分係數值與隨機變數之變異係數有關，在變異係數較小時其部分係數可以較接近 1，也等於鼓勵設計者對現地有更詳盡之調查，減低其不確定性，則能以較經濟之部分係數設計。
7. 候選回歸參數可分為調整設計迭代時需要重新計算及不須重新計算之參數，如 CV_C 及弱面傾角等參數，在迭代過程中維持定值，而 $\frac{\text{凝聚力合力}}{\text{總組抗}}$ 及 $\frac{\text{地下水舉力}}{\text{總組抗}}$ 等參數，調整設計迭代過程中會改變削坡及地錨，則此些參數需要重新計算。實務上使用以不須迭代之參數較為簡便，若最佳與次佳回歸式之 r^2 相差有限（在 0.01 之內），而次佳回歸式中須重新計算之參數項較少，其實可採用次佳回歸式以減少工程設計者之計算量。
8. AFOSM 法所計算之破壞機率相較於蒙地卡羅模擬所得之破壞

機率，相對高估，即普遍趨向偏保守側，設計實務上將令人放心。偏保守可能原因為平面滑動破壞之功能函數為一凸型函數，若非線性程度越高，則結果越偏保守，而由結果得知：在目標可靠度較高時其保守程度會增加。

9. 由前分析所得之 LRFD 設計式參數增加時對精確度之影響，本文建議使用本研究之方法做為規範制定時，其 ψ_c 與 ψ_a 至少率定至雙參數回歸，而 $\psi_{\tan\phi}$ 與 ψ_w 則至少率定至三參數回歸。

6.1.2 岩土界面滑動破壞機制之邊坡可靠度問題

1. 本文使用之三種切片分析方法，以蒙地卡羅模擬分別得到之破壞機率，兩兩間差異小於 1.4%，顯示此三種切片分析方法對破壞機率之分析之保守程度相若。
2. 本研究範例分別用二折線及三折線來描述岩土界面。比較二折線岩土界面及三折線岩土界面之破壞機率可發現，幾何上若將邊坡改變為對安全係數不利之情形下，其破壞機率將會升高。
3. C 與 $\tan\phi$ 之平均值增大時，其破壞機率降低，而滑動面深 h 及 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 之平均值增加時，其破壞機率會增加。
4. 隨機變數在變異係數增加時，對應之破壞機率亦會增加，則意味著若對參數值越為確定，意即降低參數之不確定性，則能使破壞機率較低。
5. 隨機變數之平均值為較利於邊坡穩定之值時，即為 C 與 $\tan\phi$ 之平均值較大，而滑動面深 h 及 $\frac{\text{地下水位}}{\text{坡高}}$ 較小時，其破壞機率對變異係數之改變有較大之敏感性，此敏感性之變化在傳統 ASD 之分析中完全無法呈現。此趨勢亦意味著在施作較高安全程度之

岩石邊坡抵抗岩土界面滑動破壞可靠度設計時，若能降低其變異係數，其破壞機率會有效地降低。

6. 以 AFOSM 為分析方法，其結果與蒙地卡羅模擬所得之結果破壞機率圖之回歸分析斜率皆在 1.023 以下，顯示 AFOSM 運結果接近蒙地卡羅模擬結果。而 AFOSM 運算速度則較蒙地卡羅模擬快得多。在可接受之誤差範圍下，以 AFOSM 替代蒙地卡羅模擬作為可靠度分析應屬可行。
7. AFOSM 與蒙地卡羅模擬結果之少許誤差原因可能來自於 AFOSM 對非線性功能函數之略為高估其破壞機率，並由地震力向上與向下兩模式之高相關性與此二模式之相近之 β 值小幅修正而得。

6.2 建議



6.2.1 平面滑動破壞機制之岩石邊坡可靠度設計

1. 本文試用 14 個候選回歸參數，其中包含幾何及強度參數、各項力占總阻抗之比例、隨機變數之變異係數、安全係數等，試圖使參數能對部分係數有良好的解釋效果。就算以三參數之回歸時亦未完全解釋其部分係數之變化，參數之再增加固然可以使回歸式之解釋能力更好，但須顧慮到其實用上之方便性。對後續研究則建議尋找更佳之候選參數，使得在同樣參數個數下結果之 β 值能更均一。
2. 觀察 LRFD 設計結果之 β 平均值，除了目標可靠度值 1.65 之單參數回歸部分係數結果之 β 平均值大於目標可靠度，其餘設計結果之 β 平均值皆小於目標可靠度。建議未來之研究，可調整

設計式中之係數，使得平均值更接近目標可靠度，能使 β 值均一性更佳。調整之準則則需進一步研究，而每次調整所需為一組數千個案例之計算時間，執行至收斂需數次迭代，其效率問題亦需克服。

3. 本文因未收集足夠的地下水參數資料，在地下水之參數設定上做了一些假設，實際規範制定時若是有能以較符合實際的參數去分析，其結果可能更接近實際情形。

6.2.2 岩土界面滑動破壞機制之邊坡可靠度問題

1. 在不同案例中其主控破壞機制可能為地震力向上或地震力向下，可知若分析中忽略其中一模式，則可能造成破壞機率之低估，故本文建議應同時分析地震力向上及向下時之可靠度。
2. 本研究限於時間，無法對需要迭代其切片間作用力之方法如 Morgenstern 切片法，或以邊坡穩定分析軟體分析之。則建議未來研究若欲使用此類方法，因其無法將破壞準則寫成閉合解形式，則第二級可靠度設計中 AFOSM 即不適用，則可能以反應面法 (Response Surface Method) 來執行可靠度計算較為適用。

參考文獻

1. Abramson, L. W. (1996), "Slope Stability and Stabilization Methods" John Wiley & Sons, Inc., New York.
2. Allen, T. and A. Nowak (2009). "Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design." Transportation Research **10**: 47PM.
3. Ang, A. and Tang, W. H. (1984), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. II: Decision Risk & Reliability," John Wiley & Sons, Inc., New York.
4. Ang, A., and Tang, W. H. (1984). "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. I: Basic Principles." John Wiley & Sons, Inc., New York.
5. Baecher, G. B. & Christian, J. T., (2003), "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering." John Wiley & Sons, Inc., New York.
6. Becker, D. E. (1996a), "Limit States Design For Foundations. Part I . An Overview of the foundation design process." Canadian Geotechnical Journal, v 33, n 6, Dec, p 956-938.
7. Becker, D. E. (1996b), "Limit States Design For Foundations. Part II . Development for the National Building Code of Canada." Canadian Geotechnical Journal, v 33, n 6, Dec, p 984-1007.
8. Box, G. and N. Draper (1987). "Empirical Model-building and Response Surfaces."
9. Bucher, U. (1990). "A Fast and Efficient Response Surface Approach for Structural Reliability Problems." Structural Safety 7(1): 57-66.
10. Ching, J., H. Liao, et al. (2008). "Calibration of Reliability-based Resistance Factors for Flush Drilled Soil Anchors in Taipei Basin." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 134: 1348.

11. Ching, J., H.-D. Lin, et al. (2009). "Model selection issue in Calibrating Reliability-based Resistance Factors Based on Geotechnical In-situ Test Data." *Structural Safety* 31(5): 420-431.
12. Ching, J., K. Phoon, et al. (2009). "Efficient Evaluation of Reliability for Slopes with Circular Slip Surfaces Using Importance Sampling." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135: 768.
13. Christian, J. T. (2003), "Geotechnical Acceptance of Limit State Design Methods" LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice
14. Christian, J. T. (2004), "Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing?" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, Vol. 130, No. 10, October, p 985-1003.
15. Cornell, C. A., (1969), "Structural Safety Specifications Based on Second-moment Reliability." *Symposium of the International Association of Bridge and Structures Engineering*, London, England.
16. Duzgun, H., M. Yucemen, et al. (2003). "A Methodology for Reliability-based Design of Rock Slopes." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 36(2): 95-120.
17. Ellingwood, B., MacGregor, J. G. et al., (1982), "Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations." *Journal of the Structural Engineering Division, ASCE*, Vol. 108, No. ST5, p978-997.
18. Foye, K. C., Salgado, R., and Scott, B., (2006a), "Assessment of Variable Uncertainties for Reliability-Based Design of Foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 132, September, p.1197-1207.
19. Foye, K. C., Salgado, R., and Scott, B., (2006b), "Resistance Factors for Use in Shallow Foundation LRFD." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 132, September, p.1208-1218.

20. Galambos, T. V., and Ellingwood, B., et al., (1982), "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice." Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol.108, No. ST5, May, 1982, p978-997.
21. Goodman, R. E., (1989), "Introduction to Rock Mechanics." John Wiley & Sons, Inc., New York.
22. Hansen, B., (1965), "Philosophy of Foundation Design: Design Criteria, Safety Factors and Settlement Limits." In Proc. Symp. On Bearing Capacity & Settlement of Foundations: 1-13, Duke University, Durham
23. Hasofer, A. M. and Lind, N. C., (1974), "Exact and Invariant Second-Moment Code Format." Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE Vol. 100, No. EM1, Proc. Paper 10376, Feb., p.111-121.
24. Hoek, E. T. and Bray, J. W., (1981), "Rock Slope Engineering" The Institution of Mining & Metallurgy.
25. Honjo, Y., (2003), "Comprehensive Design Codes Development in Japan: Geo-Code 21 ver.3 and code PLATFORM ver.1" LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice
26. Honjo, Y., and Amatya, S., (2005), "Partial Factors Calibration Based on Reliability Analyses for Square Footings on Granular Soils." Geotechnique 55, No. 6, 479-491.
27. Honjo, Y., and Suzuki, M. et al. (2002), "Determination Of Partial Factors For A Vertically Loaded Pile Based On Reliability Analysis." Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, 91-109.
28. Jimenez-Rodriguez, R., Sitar, N. and Chacon, J., (2006), "System reliability approach to rock slope stability." International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol.43, p.847-859.
29. Kim, S. and S. Na (1997). "Response Surface Method Using Vector Projected Sampling Points." Structural Safety 19(1): 3-19.
30. Kulhaway, F. H., and Phoon, K. K., (2002), "Observations on

- Geotechnical Reliability-based Design Development in North America.”
In Uncertainty in the Geologic Environment- Form Theory to Practice
(GSP 58), ASCE: 24-48, New York.
- 31.Kwak, K., K. Kim, et al. (2010). "Reliability-based Calibration of
Resistance Factors for Static Bearing Capacity of Driven Steel Pipe
Piles." Canadian Geotechnical Journal 47(5): 528-538.
- 32.Lemaire, M., A. Chateauneuf, et al. (2006). "Structural reliability." ISTE,
Estover Road, Plymouth, Devon, PL6 7PY, UK
- 33.Lind, N. C. (1971), “Consistent Partial Safety Factors.” Journal of the
Structural Engineering Division, ASCE, Vol.97, STD6, p.1651-1670.
- 34.Low, B. and W. Tang (1997). "Efficient Reliability Evaluation Using
Spreadsheet." Journal of Engineering Mechanics 123(7): 749-752.
- 35.Low, B. K. (1997), “Reliability Analysis of Rock Wedges.” Journal of
Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ACSE, Vol. 123, June, p.
498-505
- 36.Masih, D. and A. Soubra (2008). "Reliability-Based Analysis of Strip
Footings Using Response Surface Methodology." International Journal of
Geomechanics 8: 134.
- 37.Park, H. J. and West, T. R., (2001) “Development of a Probabilistic
Approach for Rock Wedge Failure.” Engineering Geology, Vol. 59,
p.233-251.
- 38.Park, H. J., West, T. R. and Woo, I. K., (2005), “Probabilistic Analysis of
Rock Slope and Random Properties of Discontinuity Parameters,
Interstate Highway 40, Western North Carolina, USA.” Engineering
Geology, Vol. 79, P.230-250.
- 39.Peck, R. B. (1969). “Ninth Rankine lecture: Advantages and Limitations
of the Observational Method in Applied Soil Mechanics.” Geotechnique,
19(2), 171–187.
- 40.Phoon, K. K. (2004), “Towards Reliability-based Design for

- Geotechnical Engineering.” Special lecture for Korean Geotechnical Society, Seoul, 8 July 2004.
41. Phoon, K. K. et al. (2003), “Why Consider Reliability Analysis for Geotechnical Limit State Design?” LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice
 42. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978), “Structural Reliability under Combined Random Load Sequences.” Computers and Structures, Pergamon Press, Vol.9, p.489-494.
 43. Rajashekhar, M. and B. Ellingwood (1993). "A New Look at the Response Surface Approach for Reliability Analysis." Structural Safety 12(3): 205-220.
 44. Rosenblatt, F., (1952), “Remarks on a Multivariate Transformation,” Annals of Mathematical Statistics, Vol. 23, No.3, p. 470~472.
 45. Soares, C. G. (1997), “Probabilistic Methods for Structural Design.” Kluwer Academic Publishers
 46. Tandjiria, V., C. Teh, et al. (2000). "Reliability Analysis of Laterally Loaded Piles Using Response Surface Methods." Structural Safety 22(4): 335-355.
 47. Taylor, D. W. (1948), “Fundamentals of Soil Mechanics,” John Wiley & Sons, Inc., New York.
 48. Tippett, L. H. C., (1925), “On the Extreme Individuals and the Range of Samples Taken Form a Normal Population.” Biometrika, 17(3/4), p. 364-387.
 49. Varnes, D. (1978). "Slope Movement Types and Processes." Special report 176: 11-33.
 50. Whitman, J. L., et al. (1997). Load and Resistance Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
 51. 卿建業、謝宜宏 (2006), “大地工程系統性能可靠度之估算” , 地

工技術，第 109 期，第 27-38 頁

52.國工局（2000），“第二高速公路邊坡坍塌案例回饋設計之研究”，交通部台灣區國道新建工程局

53.郭文鳴（2007）. 岩石邊坡 LRFD 部分係數率定探討. 土木工程學系. 新竹市，交通大學. 碩士論文.

54.顏銘佐（2008）. 校準阻抗因子時之模型選定. 營建工程系. 台北市，台灣科技大學. 碩士論文.



作者簡歷

姓名：廖偉欽

英文姓名：Wei-Chin Liao

出生日期：民國 74 年 9 月 29 日

學歷：台北縣立秀峰中學畢業（民國 86 年～88 年）

台北市立成功高級中學畢業（民國 89 年～92 年）

國立交通大學土木工程學系畢業（民國 92 年～96 年）

國立交通大學土木工程學系大地工程組碩士班（民國 96 年～98 年）

日本東京工業大學土木工程研究所交換學生（民國 98 年～99 年）

國立交通大學土木工程學系大地工程組碩士班畢業（民國 99 年）

電子信箱：akin.cv96g@nctu.edu.tw

