

山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

內政部建築研究所研究報告（一〇〇〇年度）



# 山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

內政部建築研究所研究報告

中華民國一〇〇年十二月



# 山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

計畫主持人： 陳建忠

協同主持人： 楊長義

研究員： 卿建業

研究助理： 蕭仲光、陳忠賢

內政部建築研究所研究報告

中華民國一〇〇年十二月



## 目 錄

第一章 前言.....	1
1.1、研究緣起.....	1
1.2、研究背景.....	5
1.3、本研究探討的範圍.....	7
1.4、研究目的與流程.....	9
1.5、預期目標.....	10
1.6、目前研究進度及工作項目：.....	11
第二章 台灣北部順向坡滑落之社區災害案例.....	13
2.1、汐止林肯大郡.....	14
2.2、基隆健康博市.....	20
2.3、基隆監獄新建工程基地安全評估工作.....	24
2.4、二高之公路邊坡破壞案例.....	25
第三章 基地開挖之國內外相關規定.....	27
3.1、人工開挖邊坡破壞之原因.....	27
3.1.1、邊坡破壞之內外部原因.....	27
3.1.2、邊坡破壞之安全係數要求.....	27
3.2、國內現有規範的情況.....	28
3.2.1、岩坡開挖.....	28
3.2.2、工址調查.....	33
3.3、國外規範相關規定.....	37
3.3.1、岩坡之開挖.....	38
3.3.2、工址調查.....	43
3.4、岩坡開挖支撐之設計與邊坡穩定分析原則.....	45
3.5、邊坡保護工法與流程.....	46
第四章 開挖岩坡之破壞模式與岩坡穩定分析原則.....	49
4.1、岩坡穩定之設計原則.....	49
4.2、極限平衡分析觀念.....	52
4.3、平面式岩坡滑動與邊坡穩定分析原則.....	54
4.3.1、臨界張力裂縫深度和位置估算.....	56

## 山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

4.3.2、岩坡加固方式 .....	57
4.3.3、平面式破壞與分析例 .....	58
4.4、楔型滑動與邊坡穩定分析原則 .....	63
4.4.1、弱面抗剪強度僅考慮摩擦項 .....	63
4.4.2、弱面抗剪強度考慮凝聚力、摩擦及水壓力影響 .....	66
4.4.3、楔型穩定分析圖—只考慮摩擦強度 .....	69
4.4.4、範例說明： .....	73
4.5、岩坡圓弧型滑動與邊坡穩定分析原則 .....	74
4.5.1、圓弧型滑動破壞圖表 .....	75
4.5.2、臨界滑動面的位置和張力裂縫 .....	80
4.5.3、範例問題：圓弧破壞分析 .....	81
4.6、傾覆破壞與邊坡穩定判斷原則 .....	84
4.6.1、岩塊傾倒破壞之運動學分析 .....	85
4.6.2、岩塊間之滑脫判斷 .....	85
第五章 分析岩坡穩定所需參數與試驗規劃 .....	89
5.1、弱面之剪力強度參數 .....	90
5.2、岩體之剪力強度參數 .....	92
5.3、廣義 Hoek-Brown 岩體破壞強度準則 .....	94
5.4、岩體浸水之強度弱化狀況 .....	100
5.5、基礎開挖岩坡分析參數之相關試驗項目建議 .....	102
5.5.1、消散耐久試驗 .....	102
5.5.2、岩材之吸水弱化 .....	103
5.5.3、點荷重試驗 .....	103
5.6、台灣北部地區砂岩頁岩之弱面殘餘摩擦角資料 .....	106
第六章 山坡地岩盤地基調查規範之建議 .....	115
第七章 順向坡基礎開挖坡穩定分析與支撐保護設計 .....	145
7.1、側力的計算模式 .....	147
7.2、側力計算模式的隨機行為 .....	149
7.3、本模式預測值與 Coulomb 理論之比較 .....	152
7.4、支撐側力的可靠度設計 .....	154
7.5、台灣北部的案例研究 .....	161
7.5.1、基本參數說明 .....	161

7.5.2、校準部分係數的驗證 .....	162
7.5.3、部分係數校準之驗證 .....	163
7.6、針對台灣的設計指引 .....	167
7.7、通案之設計指引 .....	171
7.8、實際設計範例 .....	173
7.9、對不同設計的要求目標程度 .....	177
7.10、對長期性支撐設施之設計 .....	178
第八章 岩盤基礎開挖週邊邊坡保護工法及規劃作業流程.....	181
8.1、順向坡的基礎開挖原則 .....	181
8.2、岩盤基礎開挖臨時性邊坡保護工法之選擇原則 .....	182
8.2.1、基礎開挖擋土措施 .....	184
8.3、開挖之支撐工法 .....	187
8.3.1、支撐明挖工法 .....	187
8.3.2、地錨工法 .....	188
8.3.3、複合工法(島區式支撐開挖) .....	190
8.3.4、斜坡明挖工法 .....	192
8.4、基礎開挖臨時性邊坡保護設計作業流程 .....	194
第九章 岩盤基礎開挖與支撐設計準則之研擬.....	197
第十章 結論與建議.....	217
10.1、結論 .....	217
10.2、建議 .....	218
10.3、後續研究課題 .....	219
第十一章 參考文獻.....	221
附錄 A. 岩層開挖支撐設計側力之計算步驟說明.....	225
附錄 B. 各階段審查意見與回覆.....	233



## 圖目錄

圖 1.1	「建築物基礎構造設計規範」各章規定的主題.....	2
圖 1.2	國內以土壓力分佈估計岩壓之設計案例(內湖區).....	3
圖 1.3	台北市內湖區岩層下建築之垂直開挖基地(蕭仲光, 2002).....	4
圖 1.4	在岩層內無支撐之垂直開挖案例(蕭仲光, 2002).....	4
圖 1.5	在上覆土與下部岩層開挖之不同支撐方式.....	5
圖 2.1	林肯大郡災變全景.....	15
圖 2.2	第三區受到嚴重衝擊.....	16
圖 2.3	林肯大郡災變中深層塊體帶動淺層塊體衝撞坡底建築之景觀.....	17
圖 2.4	林肯大郡滑動面為薄砂頁岩互層使得地層脆弱容易破碎.....	17
圖 2.5	林肯大郡坡向圖.....	18
圖 2.6	砍除坡腳造成地層不穩.....	18
圖 2.7	地錨未固定於岩盤上.....	18
圖 2.8	上方山坡裸露.....	19
圖 2.9	豪雨造成土壤滑動.....	19
圖 2.10	置區域地質剖面示意圖.....	24
圖 2.11	永久性地錨試驗區照片.....	24
圖 3.1	國工局建議之挖方邊坡設計流程(國道新建工程局, 2000).....	32
圖 3.2	國工局建議之邊坡調查工作(國道新建工程局, 2000).....	36
圖 3.3	國工局建議之邊坡整治保護流程(國道新建工程局, 2000).....	47
圖 4.1	自然和人工邊坡邊坡高度與坡角之關係(Chen, 1995).....	49
圖 4.2	頁岩中公路開挖面與連續性層面一致(Wyllie & Mah, 2004).....	50
圖 4.3	弱面的對開挖岩體穩定性的影響.....	51
圖 4.4	滑動塊安全係數的計算方法.....	52
圖 4.5	初步分析圖.....	53
圖 4.6	鑑定滑動和傾倒塊：(a)幾何塊面的傾斜, (b)條件塊滑動和翻倒斜面上。 .....	53
圖 4.7	邊坡發生平面破壞之幾何條件與假設。.....	54
圖 4.8	平面式邊坡破壞之幾何假設狀況.....	55

圖 4.9	乾燥坡地的臨界張力裂縫深度與距坡頂後退距離。	57
圖 4.10	以預力地錨加固岩坡	58
圖 4.11	張裂縫水深對安全係數的影響。	60
圖 4.12	楔形滑動破壞的幾何條件	64
圖 4.13	楔形塊參數定義與求解。	65
圖 4.14	楔形因子 K 之求取	66
圖 4.15	楔形幾何穩定性分析(包括摩擦、凝聚力，水壓力對滑動面的影響) (a) 楔形塊各交線的編號 (b) 楔形塊的高度和水壓力分佈狀。	67
圖 4.16	中各平面之立體投影圖及各夾角	68
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 0°)	69
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 10°)	70
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 20°)	70
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 20°)	71
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 40°)	71
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 50°)	72
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 60°)	72
圖 4.17	只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 70°)	73
圖 4.18	高度風化花崗岩之圓弧型邊坡滑動破壞(Wyllie & Mah, 2004))	74
圖 4.19	軟岩或風化岩盤之典型滑動面形狀：(a) 均質軟岩之大半徑圓弧破壞; (b) 軟岩下含硬岩之非圓形破壞面	74
圖 4.20	圓弧型滑動破壞圖表	76
圖 4.21	查的圓弧形滑動破壞安全係數之順序	77
圖 4.22	圓弧形滑動破壞查圖 (編號 1—完全排水岩坡)	77
圖 4.22	圓弧形滑動破壞查圖 (編號 2—第 2 種地下水情況)	78
圖 4.22	圓弧形滑動破壞查圖 (編號 3—第 3 種地下水情況)	78
圖 4.22	圓弧形滑動破壞查圖 (編號 4—第 4 種地下水情況)	79
圖 4.22	圓弧形滑動破壞查圖 (編號 5—第 5 種地下水情況)	79
圖 4.23	臨界滑動面和臨界張力裂縫的位置(在有地下水的狀況)	80
圖 4.23	臨界滑動面和臨界張力裂縫的位置(在完全排水狀況)。	81
圖 4.24	圓弧滑動破壞說明案例	82

圖 4.25	兩種主要傾覆破壞種類及邊坡潛移造成的傾覆破壞.....	84
圖 4.26	岩塊傾倒穩定與否之判斷.....	85
圖 4.27	傾覆破壞機制及其以立體投影進行判斷的原理(Wyllie & Mah, 2004; Goodman,1989) .....	86
圖 4.28	倒插坡傾覆破壞與否之判斷例子(Wyllie & Mah, 2004).....	87
圖 5.1	基礎開挖岩坡的分析範圍大小與破壞模式不同所涉及之材料類別.....	90
圖 5.2	夾泥弱面受剪之內摩擦角與凝聚力關係.....	91
圖 5.3	提供同一破壞岩坡抗剪強度之 $C$ 、 $\phi$ 的可能消長 .....	92
圖 5.4	實際岩坡破壞時所發揮抗剪強度參數 $C$ 、 $\phi$ 關聯性 .....	93
圖 5.5	台灣地區所收集之弱面尖峰剪力強度參數.....	94
圖 5.6	台灣與中國地區 GSI 與岩體變形模數關係.....	97
圖 5.7	以岩體評分 RMR 或 Q 推求岩體強度比.....	98
圖 5.8	選定一個合理的岩體摩擦角 $\phi$ 時之對應凝聚力 $c$ 值定義 .....	99
圖 5.9	以 GSI 求得岩體凝聚力 $c$ 值與岩石材料單壓強度之比值 .....	99
圖 5.10	以 GSI 求得岩體摩擦角 $\phi$ 值.....	100
圖 5.11	RMR 值與其岩體剪力強度參數 $C$ 、 $\phi$ 值之關係(Mehrotra,1993).....	101
圖 5.12	求知岩石抗風化能力之消散耐久試驗儀.....	102
圖 5.13	點荷重試驗儀.....	104
圖 5.14	台灣北部砂岩、頁岩單壓強度 JCS 之分佈(楊長義, 2009) .....	105
圖 5.15	本研究所收集北部地區砂岩、頁岩或砂頁岩資料之位置分佈.....	106
圖 5.16	北部地區砂岩、頁岩、泥岩或砂頁岩殘餘摩擦角之分佈.....	107
圖 5.17(a)	砂岩弱面之殘餘摩擦角分佈(70 組試驗).....	107
圖 5.17(b)	頁岩弱面之殘餘摩擦角分佈(6 組試驗).....	108
圖 5.17(c)	泥岩弱面之殘餘摩擦角分佈(6 組試驗).....	108
圖 5.17(d)	砂頁岩互層弱面之殘餘摩擦角分佈(36 組試驗).....	108
圖 5.18	弱面浸水 72 小時後與泡水前之殘餘摩擦角降比較.....	109
圖 7.1	在具有數條弱面的岩坡中的開挖示意圖.....	146
圖 7.2	根據本研究提出之側力模型模擬出來的 $P_a / (0.5\gamma H^2)$ 與滑出端 $h^* / H$ 之關係圖(左圖), 以及滑出端位置 $h^* / H$ 的統計圖(右圖).....	151

圖 7.3	$V_\phi = 0.1$ 時, 本研究的側力模式模擬的 $P_a$ 值 ( $n_p = 1, 5, 10, 20$ ) 與 Coulomb 模式計算值之比較.....	153
圖 7.4	$V_\phi = 0.3$ 時, 本研究的側力模式模擬的 $P_a$ 值 ( $n_p = 1, 5, 10, 20$ ) 與 Coulomb 模式計算值之比較.....	154
圖 7.5	限制 $\phi$ 被截斷的對數常態分布.....	160
圖 7.6	台灣北部沉積岩弱面殘餘摩擦角統計及分位數圖.....	161
圖 7.7	驗證案例的 $\eta - p_T$ 關係圖.....	163
圖 7.8	在 $n_p = 1$ 時 $\tau$ 與機率門檻校準值 $\eta$ 之關係圖.....	172
圖 7.9	$\tau$ 和機率門檻校準值 $\eta$ 的關係圖通例(適用於無水和浸水狀況).....	173
圖 7.10	工地剖面圖和六個階段的深度.....	174
圖 7.11	在圖 7.10 案例之六個開挖階段的設計支稱側力值.....	177
圖 7.12	於不同設計要求程度的 $(\beta_T, V_\phi)$ 組合的設計側力.....	178
圖 7.13	考慮長期地構造地下室牆面的設計側力.....	180
圖 8.1	順向坡的跳島式開挖工法(潘國樑, 2007).....	182
圖 8.2	臨時性岩坡開挖保護工法.....	183
圖 8.3	場鑄混凝土排樁擋土壁工法.....	185
圖 8.4	一般連續壁施工示意圖.....	186
圖 8.5	支撐明挖工法示意圖.....	187
圖 8.6	背拉地錨基礎開挖工法.....	188
圖 8.7	繫桿法之後拉式支撐施工斷面與照片.....	189
圖 8.8	地錨工法斷面圖與地錨施工流程.....	190
圖 8.9	島式支撐工法之施工流程.....	191
圖 8.10	一般島式基礎開挖工法之示意圖.....	191
圖 8.11	斜坡明挖工法施工示意圖.....	192
圖 8.12	斜坡明挖之坡面之設計.....	193
圖 8.13	併用點井之施工情況.....	194
圖 8.14	本文建議在岩層內基礎開挖之臨時性邊坡保護工法流程.....	195

## 表目錄

表 2.1	山坡地住宅社區災害案例災變成因分析表(陳建忠, 1999).....	14
表 3.1	香港土力工程處(GEO,2000)對各類岩土開挖之建議安全係數.....	28
表 3.2	國內工程文獻設計岩土內邊坡面坡角(陳宗禮, 2007).....	31
表 5.1	各類岩石材料之內摩擦角範圍.....	90
表 5.2	在圖 5.4 中案例背景之說明.....	93
表 5.3	各類岩石材料之 $m_i$ 值.....	95
表 5.4	依岩塊互鎖狀況與弱面情況估計塊狀岩體之 GSI 值.....	96
表 5.5	估計擾動因子 D 的準則.....	97
表 5.6	各類岩土單壓強度的範圍.....	105
表 5.7(a)	北台灣砂頁岩弱面直剪試驗之殘餘強度參數(資料來源：中興顧問社)...	110
表 5.7(b)	北台灣砂頁岩弱面直剪試驗之殘餘強度參數(資料來源：富國顧問).....	112
表 7.1	10 個新的設計情境的基本資訊，以及移植部分係數校準值的驗證結果.....	165
表 7.2	移植機率門檻校準值 $\eta$ 的驗證結果.....	166
表 7.3	台灣北部地區沉積岩在不同( $\beta_T, \beta, n_p$ )的校準值 $\eta$ (不考慮浸水的況).....	169
表 7.4	台灣北部地區沉積岩在不同( $\beta_T, \beta, n_p$ )的校準值 $\eta$ (浸水狀況).....	170



## 相片目錄

照片 2.1 滑動區東緣，滑落的土石衝壞擋土牆及路基，壓毀施工中的工地，並波及右側的民宅。.....	20
照片 2.2 滑動區西緣，左側為未損壞之開挖邊坡擋土結構，開挖高度達 15 公尺，圍籬後方為殘留之道路，右側道路已塌陷，健康博市工地為滑落之土石掩埋，幸未發生人員傷亡事件。.....	21
照片 2.3 美的世界社區靠近滑動區的四戶民宅(教孝街三巷 43、45、47、49 號)，遭受滑落土石沖擊後，房屋外部結構損壞情形。.....	21
照片 2.4 主崩滑體為高度風化之砂、頁岩，有發達的節理所造成的裂隙，使岩體具有吸附及滲透地下水的特性。.....	22
照片 2.5 介於主崩崖與主崩滑體之間，為地層滑動後所造成地形上的低陷區，低陷區的底斜面即為滑動面。.....	23
照片 2.6 主崩崖下方露出新鮮的滑動面，滑動面的材料為頁岩，調查時發現已有軟化的情形，人無法在上面行走。.....	23
照片 2.7 滑動區東緣之頁岩滑動面因接近地表有土壤化作用，造成頁岩軟化，摩擦角降低。.....	23



## 摘要

關鍵詞：砂頁岩、順向坡、基礎開挖、支撐設計、可靠度分析。

### 一、研究緣起

目前國內大地工程之設計最常引用內政部「建築物基礎構造設計規範」之設計規定，其內容對土質地層之基礎開挖設計規定已甚為完備；但內容中對於山坡地建築易涉及之岩層之基礎開挖並未作建議。導致目前進行建築物基礎岩盤基礎開挖與支撐的設計，常依土質地盤的規定直接引用土壤力學的分析理論，例如 Rankine 主動土壓力理論。因此，常造成基礎開挖支撐設計過度保守、抑或低估了其危險性，而導致山坡地建築工程之不確定性或災害。

本計畫主要針對位於順向坡岩層內基礎之開挖，探討基礎開挖導致的岩壓與基礎開挖坡之臨時性穩定問題，及其在設計時應考量的可能因素，期將本研究成果在後續「建築物基礎構造設計規範」修訂時，可補充於設計規範解說條文中，以提供較正確的岩層內基礎開挖之支撐設計觀念，俾減少未來國內坡地建築災害之發生或使設計更趨於合理。

### 二、研究方法與過程

本計畫之研究方法主要透過：(1) 收集國內外對坡地岩層基礎開挖與支撐設計、基礎調查準則之規範或文章；(2) 並彙整開挖岩坡之穩定分析理論、及其所需分析參數與調查試驗規劃；(3) 收集北台灣砂岩、頁岩、砂頁岩互層之弱面剪力強度參數實際試驗值，據此資料庫以可靠度分析模式的觀念，提出於順向坡岩層基礎開挖之支撐設計力建議。(4) 進一步，建立適用於山坡地建築用地基礎開挖之周圍邊坡臨時邊坡之保護設計與流程。

### 三、重要發現

(1)建築物基礎開挖之在順向坡側岩坡穩定分析中，最需要先獲知弱面之位態與其剪力強度參數，例如潛在可能滑動弱面之殘餘摩擦角。經本研究收集到120組北台灣砂岩、頁岩、砂頁岩互層試驗資料，得知本地弱面殘餘摩擦角平均值為30.4度(變異性26%)。(2)據此一實際試驗統計資料庫，經本案以可靠度模式分析比較後，得知一般以Rankine主動土壓力理論或Coulomb理論所估算基礎開挖壁之岩壓常比實際值高出實際值甚多，因此現行規範使用古典的土壓力理論是趨於保守的設計規定。(3)利用可靠度分析觀念中之部份係數設計概念，本研究建議一套北台灣沉積岩順向坡岩層中基礎垂直開挖之臨時性支撐側力計算方法，並對通案提供完整的圖與公式供設計者查用。

**ABSTRACT**

Excavation or cut in soils/rocks typically requires a retaining or brace system to resist the induced active earth force. According to the design manual of foundations in Taiwan, estimation of such active force is usually based on the classical earth pressure theory such as Rankine and Coulomb theories. Actually, active force induced by excavation or cut in rocks may be more complicated. This behavior is somewhat different from that for soils.

The purpose of this project is to develop a more realistic calculation method for determining the design active force for excavation/cut in rocks with weak dip planes. The key issues of determining the cut-slope stability analysis and the design active force in the presence of uncertainties will be addressed. A reliability-based partial-factor design method for determining the design value of  $P_a$  that is more realistic for excavation/cut in rocks with weak dip planes is proposed.



## 第一章 前言

### 1.1、研究緣起

在全球氣候受極端變化之影響，台灣近年來豪雨之降雨量頻創紀錄，重大坡地災害持續發生，其原因除了與台灣地區地質材料與地質構造之不穩定因素外，亦與人為不當山坡地開發或設計有關。為了減低山坡地建築災害，更完善的山坡地建築基礎開挖之設計規劃日益重要。

本研究針對我國「建築技術規則」內所允許的山坡地建築用地為研究對象，探討建築物基地之基礎開挖設計問題。主要針對位於山坡地岩層上建築基地之基坑開挖與支撐、基地調查、開挖邊坡之穩定與保護問題。進行資料綜合整理與問題分析研究，期望可研擬補充內政部民國 90 年頒佈的「建築物基礎構造設計規範」對坡地中岩層基礎開挖問題規定之不足處。

有鑑於目前國內相關規範，例如大地工程設計最常引用的「建築物基礎構造設計規範」(其各章主題詳見圖 1.1)，在其內容中對土質地層基礎開挖設計之規定已甚為完整；但已是建立在民國 85 年前的狀況所制定的，其內容對山坡地岩層之基礎開挖並未涉及。導致，目前建築物基礎設計規畫者常依循土質的基礎開挖與支撐理論，進行設計與規劃，或許因此造成設計過度保守抑或低估其危險性，而導致山坡地建築工程之不確定性或災害。

究其可能原因，大概是因為：(1)山坡地建築物之基地調查資訊不足或不夠清楚，致無法掌握岩層開挖之真正破壞行為與機制，故不足研判基礎工程開挖的設計及施工之合適對策。(2)或因，在國內現行規範僅提供建築在土質地層之開挖設計準則，根據土質地層的行為依規範規定設計，雖不盡妥適、合宜，惟仍不失為目前一種可以理解之選擇，設計者僅能遵守現有規範。

例如見下例，國內某顧問公司 98 年間台北市內湖區金湖路集合住宅新建工程，其基地岩層主要為砂頁岩互層，走向為北偏東 32 度、向南傾斜 25~30 度。北側為順向坡基礎開挖，對該岩層的側向土壓估算，如圖 1.2 所示，係將岩層視為土壤而以 Rankine 主動土壓力分佈，並據此土壓分佈形狀與大小進行基礎開挖支撐設計。此一設計有時可能高估 10 倍以上(詳後第七章)，設計明顯偏於保守而

不經濟。

在台北市內湖區，也有不需太多支撐而也可順序完成岩層基礎開挖的案例：內湖區某一新建大樓工程，預計基礎深開挖平均深度達 15 公尺左右。該工址基地岩層主要為砂頁岩互層，北側為順向坡(向南傾斜 14~20 度)，南側為逆向坡(見圖 1.3)、東西側為斜交坡。北側順向坡部份之基礎深開挖，由於覆土厚度深(高達 10m 厚)且有山坡滑動的疑慮，則採用 1 公尺樁徑之擋土排樁加上五階之背拉岩錨措施；南側逆向坡之岩層為厚層塊狀砂岩，經分析判斷不致有傾倒破壞現象發生(見圖 1.4(a))；在斜交坡岩層根據地質調查結果顯示無層面滑動之可能，故岩層基礎開挖採接近垂直坡度之無支撐明挖方式完成(見圖 1.4(b))。

## 建築物基礎構造設計規範

### 目 錄

- 第一章 通則
- 第二章 基礎載重
- 第三章 基地調查
- 第四章 淺基礎
- 第五章 樁基礎
- 第六章 沉箱基礎
- 第七章 擋土牆
- 第八章 基礎開挖
- 第九章 地層改良
- 第十章 土壤液化評估

圖 1.1 「建築物基礎構造設計規範」各章規定的主題

### XXX 案基礎開挖可行性方案與安全性檢討

#### 4.2 側土壓與開挖流程、支撐預壓力及位置

##### 1. 北側(岩層為順向坡模式)

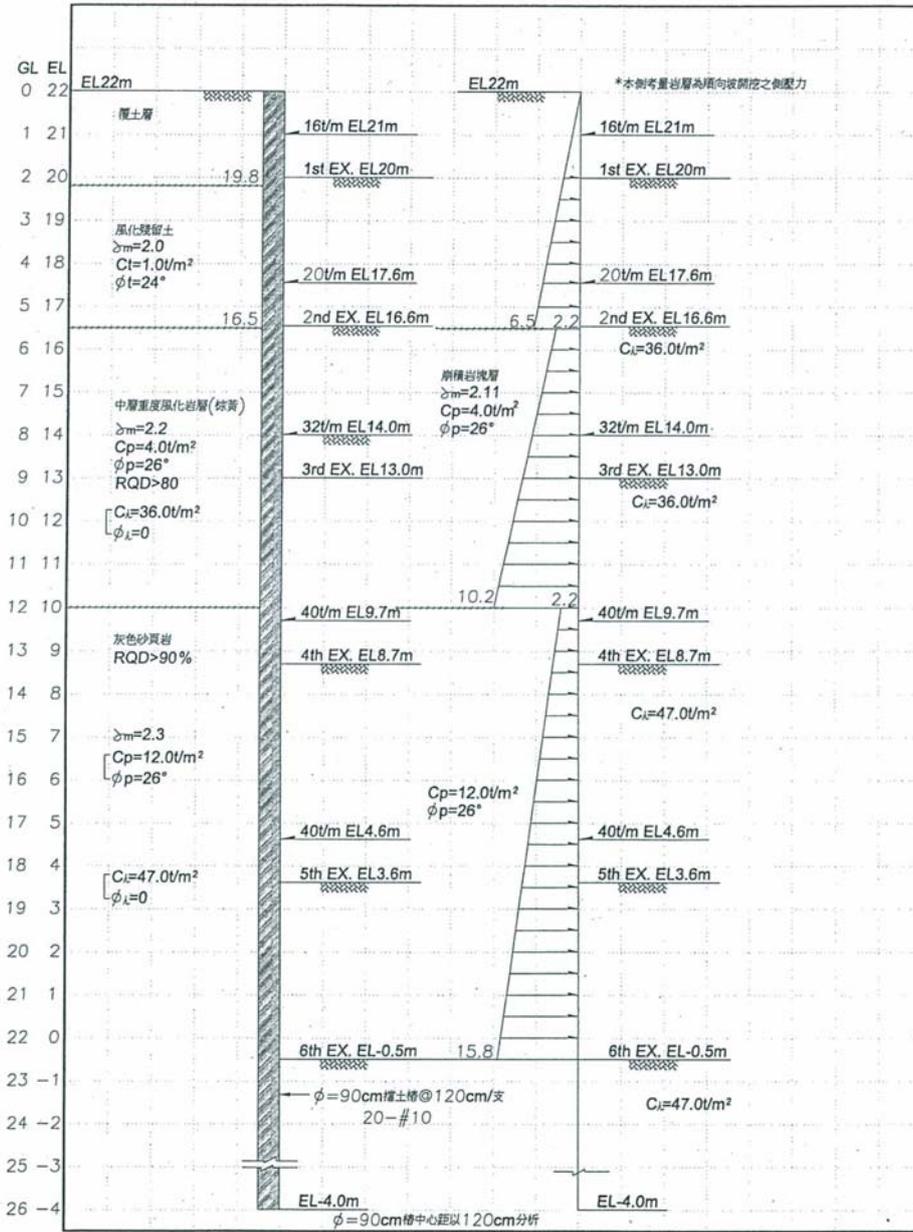


圖 1.2 國內以土壓力分佈估計岩壓之設計案例(內湖區)



圖 1.3 台北市內湖區岩層下建築之垂直開挖基地(蕭仲光，2002)



(a) 工區南側(逆向坡)



(b) 工區西側(斜交坡)

圖 1.4 在岩層內無支撐之垂直開挖案例(蕭仲光，2002)

但在山坡地易遭遇岩盤之基礎開挖實際行為(behavior)與破壞機制(failure mechanism)，吾人已知大部分並不同於土壤地層，例如：岩盤基礎開挖之側向岩層壓力可能並不像土壤基礎開挖的側向土壓力理論；岩質基礎開挖邊坡的破壞模式亦非一定如土質坡地地層之弧形滑動破壞，而是深受地質弱面(如層面、節理面等等)的行為所影響。因此，開挖岩層與上方覆土層應有不同的支撐方式與設計，見圖 1.5。

故對位在山坡地較易遭遇之岩質地層的建築務之基礎開挖，與因開挖所導致之力學行為與其穩定問題，確是一值得國內研究的課題。

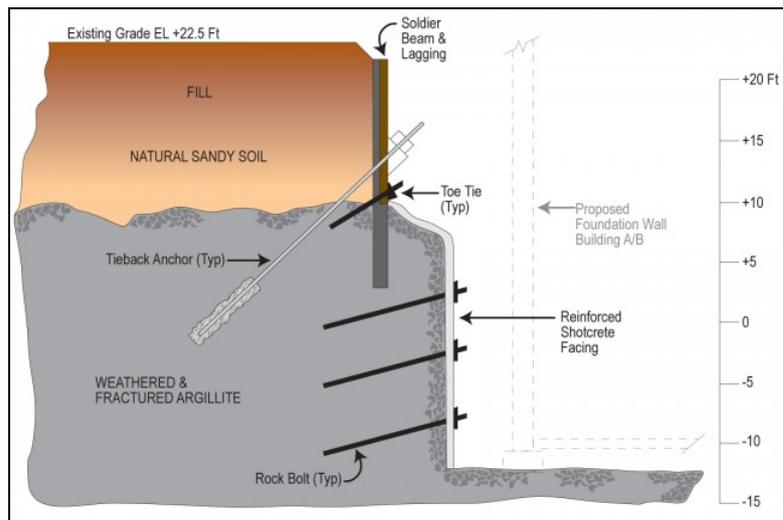


圖 1.5 在上覆土與下部岩層開挖之不同支撐方式

## 1.2、研究背景

台灣近年來豪雨之降雨量頻創紀錄，重大坡地建築災害持續發生，常見於報導的有：例如民國 86 年汐止鎮林肯大郡順向坡崩塌、87 年基隆市健康博市社區順向坡滑動擋土牆損毀、88 年基隆市陽光加樂比社區山坡擋土牆崩塌災害等等案例。其災害原因除了與台灣地區地質構造年輕不穩定有關外，亦多與人為不當

的山坡地開發觀念有關。

依岩石工程開挖經驗得知，其實在岩石材料內基礎開挖之側壓並不大，在岩盤內的建築基礎開挖，也許並不需太多的支撐就可完成開挖工作。但設計者也許並不敢如此的大膽設計，依然採行符合規範中土質基礎開挖理論去估計岩壓。但另一方面，如果岩體受到內在地質構造弱面之影響，常在基礎開挖達到擾動弱面時岩壓卻可能大幅增加，其釋放應力的值並不能單純以土壤力學的側壓力理論去計算；因而，導致有滑動或不穩定的趨勢，其力量通常亦無法以一般擋土措施予以有效阻擋。因此，在山坡地岩質地層中進行建築物之基礎開挖，有時雖不需擋護岩盤之側向岩壓，而是要抑制或抑止開挖坡岩層不穩定坡體之滑動。

另外，目前在國內山坡地建築物之基礎開挖設計上，常可見逕自岩盤鑽探報告中擷取一代表參數後，採用土壤力學的公式或土壤破壞模式分析，假設其將承受到類似的土(岩)側向壓分佈及靜水壓分佈作用之計算，而進行對應的基礎擋土構造物設計或計算？實際上在一山坡地建築工址進行岩盤基礎挖方，可能於不同區位遭遇各類不同岩質或不同厚度的岩層、且其地質構造特性都可能不同。因此，通常並無法以少數的鑽孔資料而可完全了解或正確判斷其工程特性。

目前，國內工程上採用土壤力學理論進行岩層基礎開挖的計算與設計，其實並無法與岩盤實際行為或破壞機制相吻合。況且，岩層內水流壓力亦不如土壤內部到處都有靜水壓作用或規則分配作用在整個開挖面上，故以此等側壓力觀念假設岩坡開挖面將會承受到如同土壤之土壓及水壓作用方式，而逕行基礎開挖擋土構造之設計實非正確，也亟待正視與改善這一問題。

歸納國內坡地建築物之基礎開挖，在工程設計上為何常引用土壤力學理論，其可能原因概是：

- (1) 因地質調查階段之資訊不夠清楚，或無法掌握基礎開挖岩盤之真正破壞模式，因之不足以研判真正的坡地建築基礎開挖工程設計及施工分析對策。

(2) 因國內現行規範僅提供建築於土壤地層基礎支開挖設計準則，設計者遵守規範現有之計算規定，雖不盡妥適，惟尚不失為一種可以理解之選擇，但因而常造成設計過度保守、或低估其危險性而導致坡地基礎開挖工程災害。

邏輯上，除了應透過目前建築規範規定之少數鑽孔資料獲知地層狀況外，亦應進行地表調查或引用鄰近工址資料做合理推估，甚或於現地進行小型試挖，透過實際觀察以掌握工區地層之真實行為，並於施工中擷取累積經驗一邊開挖一邊回饋到修正後續設計。但是，目前國內相關規範對土質地層之開挖設計規定雖已甚為完整，但相對上對山坡地岩盤基礎開挖之規範並未涉及。

因此，對這類山坡地建築基地開挖較易遭遇之岩質地層，探討坡地岩層因開挖基礎而產成之力學行為與開挖坡之穩定問題研究，及其開挖基礎之岩層邊坡設計與穩定分析準則研擬之建議(大地工程學會，2011)，以利後續補足改善國內現有規範之研擬，確實是一項值得進行研究的課題。

### 1.3、本研究探討的範圍

本研究「山坡地建築用地」的範圍界定，宜先敘明。即可供做建築基地開挖的，除去在我國「**建築技術規則**」第 262 條已明確規定山坡地有左列各款情形之一者，不得開發建築。此等特殊情況皆不在本研究討論的對象：

一、坡度陡峭者：所開發地區之原始地形應依丘塊圖上之平均坡度之分布狀態，區劃成若干均質區。在丘塊圖上其平均坡度超過 30%者。但區內最高點及最低點間之坡度小於百分之十五，且區內不含顯著之獨立山頭或跨越主嶺線者，不在此限。

二、地質結構不良、地層破碎或順向坡有滑動之虞者：

- (一) 順向坡傾角大於二十度，且有自由端，基地面在最低潛在滑動面外側地區。
- (二) 自滑動面透空處起算之平面型地滑波及範圍，且無適當擋土設施者。
- (三) 在預定基礎面下，有效應力深度內，地質鑽探岩心之岩石品質指標(RQD)小於百分之二十五，且其下坡原地形坡度超過百分之五十五，坡長三十公尺者，距坡緣距離等於坡長之範圍，原地形呈明顯階梯狀者，坡長自下段階地之上坡腳起算。

三、活動斷層

四、有危害安全之礦場或坑道

五、廢土堆：廢土堆區內不得開發為建築用地。但建築物基礎穿越廢土堆者，不在此限。

六、河岸附近及向源侵蝕區

七、洪患：河床兩岸低地，過去洪水災害紀錄顯示其周期小於十年之範圍。但已有妥善之防洪工程設施並經當地主管建築機關認為無礙安全者，不在此限。

八、斷崖：斷崖上下各二倍於斷崖高度之水平距離範圍內。但地質上或設有適當之擋土設施並經當地主管建築機關認為安全無礙者，不在此限。

依據上述規定之檢討，可供開發之「山坡地建築用地」：(1)應經中央或主管機關必要之程序核定後(例如山坡地雜項執照加強審核、坡審及水土保持計畫等等)，方可取得「雜項執照」，進而進行整地後取得「雜項使用執照」後，如有必要，需另進行地目編定者，始可成為建築用地；或是(2)部分區域屬於山坡地劃定範圍(即海拔高度超過 100 公尺或高度未滿 100 公尺，而其平均坡度達 5%以上者)，但屬於建築用地者，以上二皆可稱為山坡地建築用地。本研究所指之基礎

開挖甚至是指「申領建照執照」後之建築物基礎開挖工程。

然在山坡地建築用地因其地質變異性大，本研究案主要研究探討之對象為座落於岩盤上之基礎開挖，屬於沖積土壤或崩積等地質，因既有規範已有規定，則不在本次研究探討的範圍內。又經多次專家意見建議(詳附錄 B)，並擬定研究主題重點為以下各點，以使研究成果更具務實與完善：

- (1) 整地後的建築物基地之基礎開挖；
- (2) 針對台灣北部地區之砂頁岩順向坡性質岩層之基礎開挖穩定問題；(註：依「水土保持技術規範」定義「順向坡」是指：凡坡面與層面、坡面與劈理面之走向交角不超過二十度，且傾向一致者)；
- (3) 岩質地盤基礎開挖所導致的側向岩壓及其基礎開挖臨時性支承力問題；
- (4) 岩質地盤基礎開挖周圍邊坡保護之臨時性工法與流程

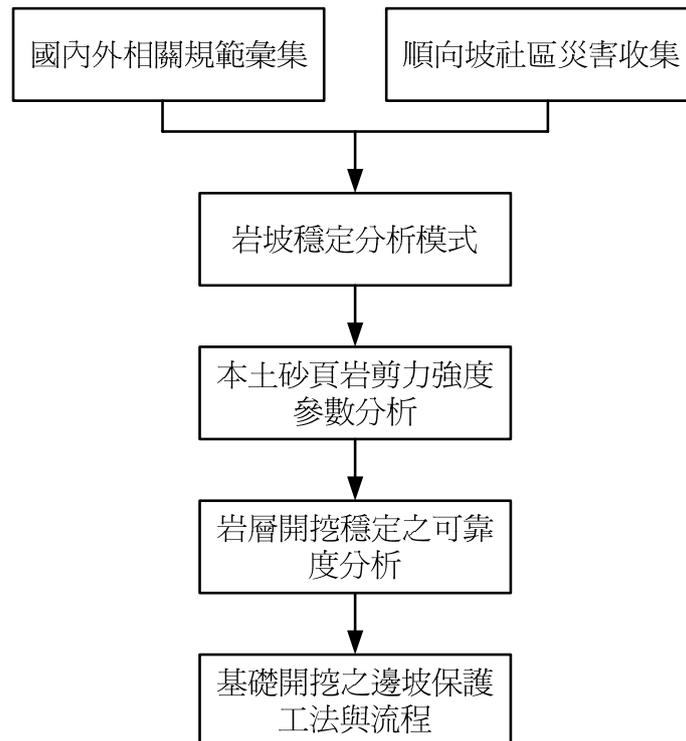
#### 1.4、研究目的與流程

本研究計畫流程(詳下)擬先透過收集與歸納國際間對有關山坡地岩坡之開挖設計的相關規定，及其對應所需之工址調查內容與項目；並進行於坡地地形上層狀岩層之基礎開挖邊坡模擬研究，探討該基礎開挖邊坡之力學行為與開挖坡之穩定問題、及其對應的支撐或保護對策。主要針對山坡地建築用地以下內容研究：

- (1) 收集與歸納國外規範或文章對坡地岩層斜坡之基礎開挖與支撐設計規定，研擬國內坡地岩層基礎開挖之可能的規定。
- (2) 收集與歸納國內外對坡地基礎之開挖與設計之基礎調查準則。
- (3) 進行模擬於斜坡岩層內建築基地開挖邊坡之力學行為與開挖坡之穩定分析等等研究，再依其研究經驗結果，建議山坡地建築基礎之岩層開挖邊坡之設計與其穩定分析準則的研擬。
- (4) 進一步，建立山坡地建築用地基礎開挖之周圍邊坡保護設計作業流程。

透過本研究，期望對國內山坡地建築基地之岩層基礎開挖設計準則進行研擬建議，以期補充現有「建築物基礎構造設計規範」中在對岩質地層內之基礎開挖及對應需要的基地調查規定之不足處，俾減少未來坡地建築災害之發生。

研究流程：



### 1.5、預期目標

本研究將對有關坡地岩層內建築基礎開挖與其開挖坡穩定性之支撐設計問題進行研究，預期完成：

山坡地建築用地岩層的基礎開挖與支撐設計準則之研究。

山坡地建築用地基礎開挖岩坡的穩定分析準則研擬之研究。

建立山坡地建築用地基礎開挖周圍邊坡保護設計之作業流程。

## 1.6、目前研究進度及工作項目：

工作項目	月												備註
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	
國內外規範與相關文獻之收集與研讀				※									
歸納國外規範與文獻對坡地及岩質地層開挖與支撐之建議				※		※							
專家學者諮詢會議					☑								
收集國內坡地及岩質地層之邊坡開挖案例並分析歸納					※			※					
斜坡岩層開挖行為之值分析與開挖坡穩定分析						※		※					
期中報告提送						⊗							
以案例量測資料檢核數值分析結果並改善							※			※			
專家學者諮詢會議								☑					
研擬山坡地基礎開挖與支撐準則的設定原則及開挖邊坡之保護規畫流程							※			※			
期末報告提送										⊗			
期末定稿報告修正與提送												⊗	
預定進度% (累積數)	0	0	5	15	25	40	50	60	70	80	90	100	
說明：													
1 工作項目請視計畫性質及需要自行訂定，預定研究進度以粗線表示其起訖日期。													
2 預定研究進度百分比一欄，係為配合追蹤考核作業所設計。請以每一小格粗組線為一分，統計求得本計畫之總分，再將各月份工作項目之累積得分(與之前各月加總)除以總分，即為各月份之預定進度。													
3 科技計畫請註明查核點(※)，作為每一季所預定完成工作項目之查核依據。													



## 第二章 台灣北部順向坡滑落之社區災害案例

台灣地區由於颱風豪雨與地震等天然災害不斷，透過彙整各種社區住宅之可能大地工程主要災因，俾能對未來的山坡地社區工程安全有所助益。例如內政部建築研究所研究成果，歸納於表 2.1 山坡地社區災變之原因(陳建忠，1999)中，可知災因為：主要除因填土不當、或排水系統失效外，常導因於順向坡坡腳遭挖除、且擋土結構設計不足。因此，順向坡的基礎開挖及其所引起側向岩壓之研究更形迫切，本文擬針對在北部地區砂頁(泥)岩之岩性，於順向坡基礎開挖之坡地社區基坑開挖岩壓問題進行探討。

表 2.1 山坡地住宅社區災害案例災變成因分析表(陳建忠，1999)

社區名稱	災變原因概述	向度分類
白雞山莊 (三峽鎮)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 缺乏排水設施。</li> <li>2. 河岸側向侵蝕淘空，引起邊坡滑動。</li> <li>3. 填方材料選用及施工不當。</li> <li>4. 擋土牆抗滑設施不當。</li> <li>5. 地震造成含飽和地下水之填土地基承载力喪失，發生地表滑動。</li> </ol>	排水系統 邊坡穩定 基礎穩定 擋土設施 基礎穩定
林肯大郡 (汐止鎮)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 屬於順向坡地形，曾有滑動情形發生。</li> <li>2. 滑動邊坡坡腳遭挖除，滑動面出露。</li> <li>3. 擋土牆設排水孔數不足。</li> <li>4. 擋土牆與建築物安全距離不足。</li> <li>5. 建築物配置方向與地層走向相近。</li> </ol>	邊坡穩定 邊坡穩定 擋土設施 擋土設施 建築配置
米蘭山莊 (淡水鎮)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 山坡有舊崩塌跡象，為山崩高潛感地區。</li> <li>2. 岩層風化劇烈。</li> <li>3. 高填方建築基地，擋土牆基底寬度不足。</li> <li>4. 填土未充分壓實，土質鬆軟密度低。</li> <li>5. 邊坡坡頂超額荷重，牆趾遭挖方。</li> <li>6. 排水系統堵塞，漫流增加填方含水量，對下邊坡之擋土牆形成破壞性壓力。</li> </ol>	邊坡穩定 基礎穩定 擋土設施 基礎穩定 邊坡穩定 排水系統
健康博市 (基隆市)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 順向坡的坡腳遭挖除。</li> <li>2. 擋土結構設計不足。</li> <li>3. 邊坡與建築物安全距離不足。</li> </ol>	邊坡穩定 擋土設施 擋土設施
大千豪景 (新店市)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 排水系統與原設計不符。</li> <li>2. 填方區地下埋設之 RCP 管受土方不均勻沉陷壓力，斷裂並填塞土石，失去排水功能。</li> <li>3. 填方區位於溪谷水流匯集處，地下排水功能喪失，地下水四處流竄、沖刷土石。</li> </ol>	排水系統 排水系統與 基礎穩定 排水系統
克林頓山莊 (霧峰鄉)	邊坡受斷層裁切，下緣擋土牆遭破壞，局部可見斷層泥出露，顯然斷層在此重複活動	基礎穩定

## 2.1、汐止林肯大郡

### 一、災變概述：

林肯大郡位於台北縣汐止鎮烘北里汐萬路二段，民國 86 年 8 月 17 日深夜，溫妮颱風挾帶著豐沛的雨量，侵襲台灣本島；18 日，汐止林肯大郡後方邊坡瞬時之間產生滑動，造成樓房被沖毀、倒塌的災變。此次災變總計造成房屋 80 戶全毀、20 戶半毀，居民死傷近百人的重大慘劇。災變中以林肯大郡第 3 區靠近山坡的一排大樓受創最為嚴重，整排大樓受到地層滑動的衝擊力量，向南折斷

傾倒，結構體本身亦嚴重龜裂扭曲。大樓地下停車場與一樓牆面、梁柱，受到擠壓而斷裂，大樓往下陷落，造成一樓居民遭到活埋。另外屬於第 2 區的 74、76、150、152 號等一至三樓住戶，亦遭滑下的土石衝入屋內，同樣造成極大傷亡。下圖為林肯大郡削山填谷開發時期實景。



圖 2.1 林肯大郡災變全景

## 二、災變環境：

### (一) 地形：

滑動區位於一略呈東西走向的小山脊之南向斜坡。根據農林航測所民國七十五年出版的五千分之一航空像片基本圖，顯示原基地後方山脊的高程為 100 公尺，整體斜坡上方的坡度約  $30^\circ$ ，與地層傾斜角度一致，為一順向坡；斜坡下方的坡度則較為平緩，約在  $20^\circ$  左右，應是上方舊崩滑材料所堆積而成的崩積坡。其上並無明顯的水系發育，坡面大致完整。面積約 0.9 公頃，滑動之高程界於 56 至 86 公尺之間。

### (二) 地質：

林肯大郡位於基隆河北岸，基隆河北岸至五指山嶺間的地層，主要為中新世的沉積岩層所分佈，包括五指山、木山、石底山三個陸相地層，與大寮、南港二個海相地層。整體來看，地層大致呈一向南傾斜的豚背脊構造，滑動區的地形屬於順向坡地形，而順向坡最常形成的區域大多屬沉積岩。由於沉積作用往往是層

層堆疊的，因此沉積岩多有一層層的「層理」，常形成薄層，以致於質地脆弱，特別是薄的「互層」（不同岩性的岩層交替相疊）往往使得岩層容易破碎。滑動區岩層屬石底層的底部岩段，由頁岩、砂岩及砂頁岩薄葉互層所構成，岩層走向北偏東 80 度向南傾斜 29 度。

（三）工程：

地錨區：在基地之西北側第二區建築物和第三區建築物之北端，亦即發生地層坍塌之滑動區。

重力式擋土牆：位於基地之西北隅，高度約 2 公尺，長度約 15 公尺左右。

駁坎擋土牆：基地西北側，築有駁坎擋土牆做為建築區和坡地間之界線，長度約 70 公尺，高度在 1~6 公尺之間。

排水：排水系統之設置，主要利用建築體間所設置之道路公共排水明溝、暗管及利用基地周緣之截、排水溝將坡面及建築區之地表逕流導引至基地各排水出口後，排放至北港溪。坡地上方無任何截排水設施。



圖 2.2 第三區受到嚴重衝擊

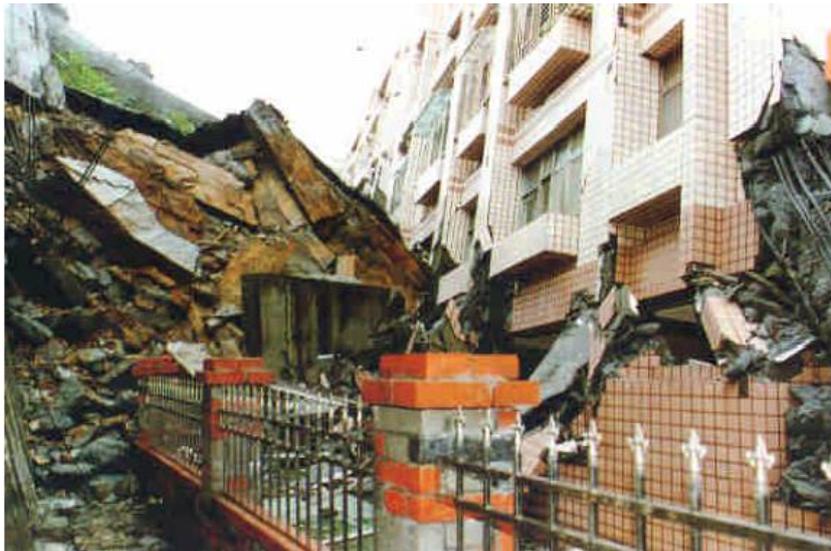


圖 2.3 林肯大郡災變中深層塊體帶動淺層塊體衝撞坡底建築之景觀

三、災變原因：

1. 林肯大郡社區西北角的山坡，在施工整地前的地勢是約 18 度的山坡，其地質屬於砂頁岩互層，地勢與層面略微平行，地質上仍屬順向坡。

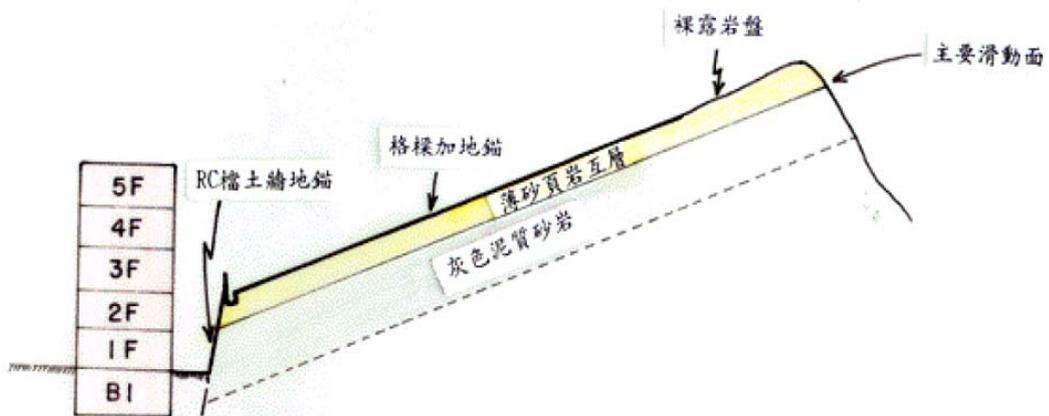


圖 2.4 林肯大郡滑動面為薄砂頁岩互層使得地層脆弱容易破碎

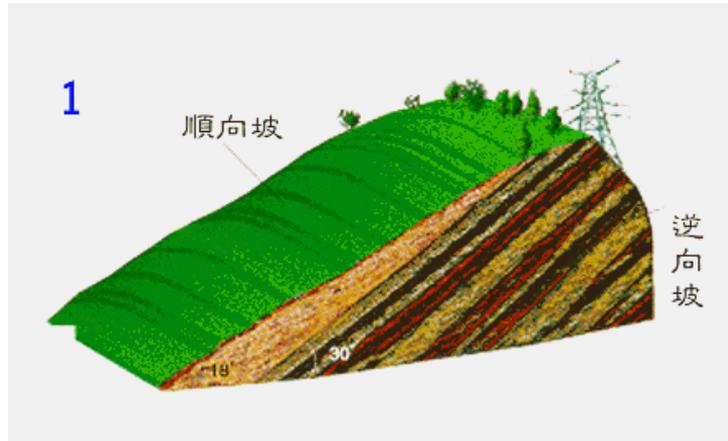


圖 2.5 林肯大郡坡向圖

2. 整地時砍除了順向坡的坡腳，使上層岩層失去了支撐的憑藉，五樓公寓距離擋土牆只有 1.5 公尺，。

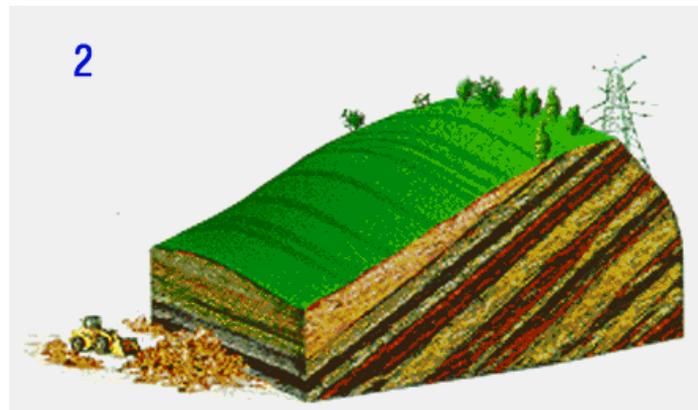


圖 2.6 砍除坡腳造成地層不穩

3. 建商以擋土牆、格梁和地錨來穩定邊坡，不過地錨量不足，少數錨頭已掉落，。

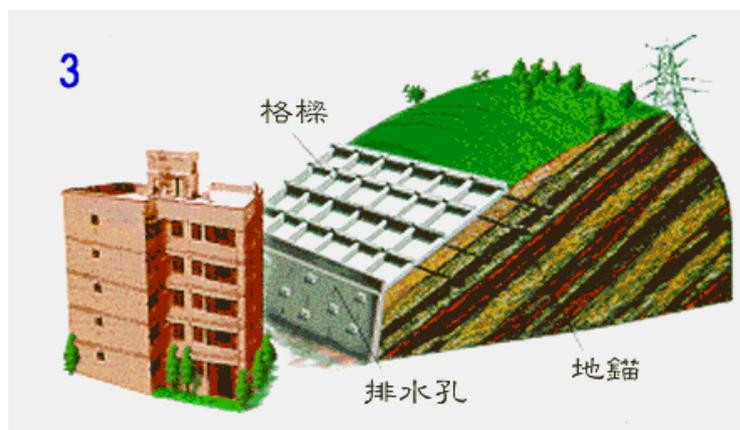


圖 2.7 地錨未固定於岩盤上

4. 由於格梁上方的山坡裸露在外，使得降雨時水分下滲，而擋土牆擋土牆的排水孔設置數量少無法有效排水，造成滲水積存在頁岩層上方，擋土牆因為水壓難以宣洩，受力增加，使擋土牆有。



圖 2.8 上方山坡裸露

5. 溫妮颱風來襲帶來豪雨，擋土牆後的壓力大增。地層開始滑動，可能由底下的滑動面開始滑動，衝入房屋地下室內，帶動上方地層滑動，衝破擋土牆，撞擊在公寓的一、二樓，使梁柱折斷，上方樓層下壓傾斜，造成嚴重傷亡。



圖 2.9 豪雨造成土壤滑動

順向坡不一定表示山坡不穩定，岩性、排水與坡度都與山坡的穩定性有關，但是順向坡的坡腳若被砍除，造成滑坡的可能性極高。從岩性看來，以林肯大郡所在的區域而言，地質屬於台灣北部地區典型的砂頁岩互層，是促使滑坡容易發生的不利因素。在眾多互層內，下滑力之如何估計仍是目前工程設計難題。

再者，當岩層的排水不良時，若遇到不透水層，滲入的水會積在不透水層的上方，特別是台灣北部多雨，使得水分容易滲入岩層之中，使得砂頁岩弱面摩擦力下降而發生滑動的可能。

## 2.2、基隆健康博市

### 一、災變概述：

基隆市深澳坑路「健康博市」建築工地後方山坡，於民國 87 年八月十七日晚間六時許，瞬時發生大規模地層滑動，滑落的土石衝垮擋土牆，壓毀山腳下的建築工地（照片 2.1、2.2），並波及工地東側「美的世界」社區（教孝街三巷）的四戶民宅，導致民宅外部結構嚴重龜裂損壞（照片 2.3），二人受傷的意外事件。



照片 2.1 滑動區東緣，滑落的土石衝壞擋土牆及路基，壓毀施工中的工地，並波及右側的民宅。



照片 2.2 滑動區西緣，左側為未損壞之開挖邊坡擋土結構，開挖高度達 15 公尺，圍籬後方為殘留之道路，右側道路已塌陷，健康博市工地為滑落之土石掩埋，幸未發生人員傷亡事件。



照片 2.3 美的世界社區靠近滑動區的四戶民宅(教孝街三巷 43、45、47、49 號)，遭受滑落土石衝擊後，房屋外部結構損壞情形。

## 二、災變環境：

工程：建商在基地上建築地上 16 層地下 2 層的大廈，除向下開挖 9 公尺之外，並在基地北側築造最大高差達 20 公尺之混凝土排樁(樁長 17.5~23.7m、樁心距離 1.6 及 2.2m)擋土設施，配以 2~4 層長 24~26m 的背拉地錨(設計拉力 40~60T)，排樁上方以 40 x 60cm 繫樑連結(林中立，2006；紀宗吉等，1998)。

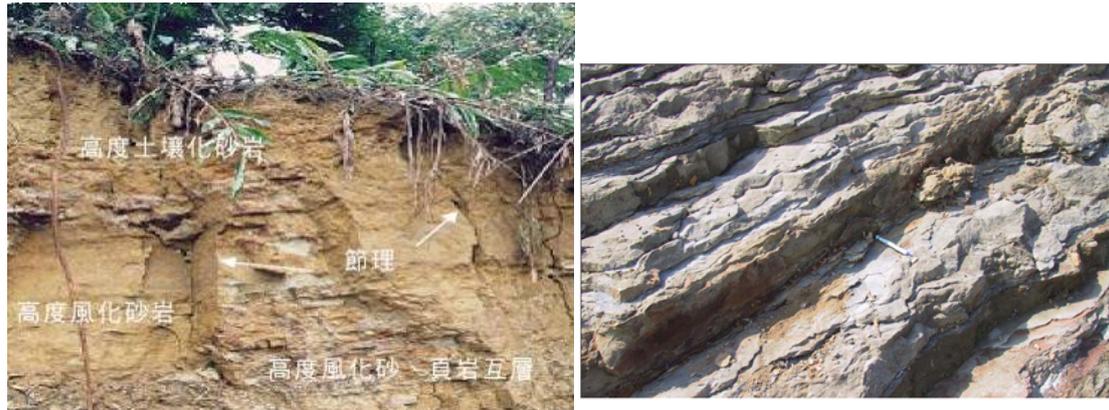
### (一) 地形：

「健康博市」北側後方滑動山坡的範圍，東西寬約 100 公尺，南北縱長亦 100 公尺左右，面積約一公頃。滑動的山坡為一呈南北走向的小山嘴，在山嘴尾端接近工地的坡面走向轉為略呈東西方向，與地層位態一致屬於順向坡。滑動的山坡上有一產業道路通過，目前該道路亦因地層滑動而陷落中斷。

(二) 地質：

地層滑動區的地質屬石底層的八斗子段，三層白砂岩所間夾之灰黑頁岩、中至薄層白砂岩與砂、頁岩薄葉互層三者之互層所構成。由於岩性軟弱，容易受風化及侵蝕作用影響，使得岩體變為軟弱。

從滑動面所量得的層面位態為北偏西  $80^\circ$ ，向南傾斜  $24^\circ$ 。節理有二組，一組走向為北  $70^\circ$  西，傾角幾近陡直，節理密度自 30 公分至 1 公尺；另一組走向在北  $20^\circ$  東，傾角陡直，節理密度自 60 公分至 2 公尺。此二組節理所產生的裂隙成為地表水滲入滑動面的通道，和本次地層滑動有極大關係（照片 2.4）。



照片 2.4 主崩滑體為高度風化之砂、頁岩，有發達的節理所造成的裂隙，使岩體具有吸附及滲透地下水的特性。

三、災變原因：

由現場調查結果顯示，山坡傾斜方向與地層位態一致，為一標準的順向坡的地形。本次地層滑動顯然是屬於標準的順向坡滑動，滑動的距離最遠達二十餘公尺（照片 2.5）。在滑動崩崖與滑動體之間露出新鮮的滑動面，滑動面的地質材料為新鮮灰色頁岩所構成（照片 2.6），在靠近坡面邊緣部份有土壤化的現象（照片 2.7），新鮮的滑動面之上，則為高度風化的厚層砂岩與砂、頁岩互層組成的崩滑體。

（一）未能確實掌握基地內外環境地質狀況，**順向坡**的坡腳遭人為切除。

（二）長年雨水入滲導致岩層間摩擦力降低而滑動，擋土結構設計不足以抵抗整體下滑的力量。

（三）健康博市建築基地緊臨高陡之開挖邊坡，無適當之安全緩衝距離。

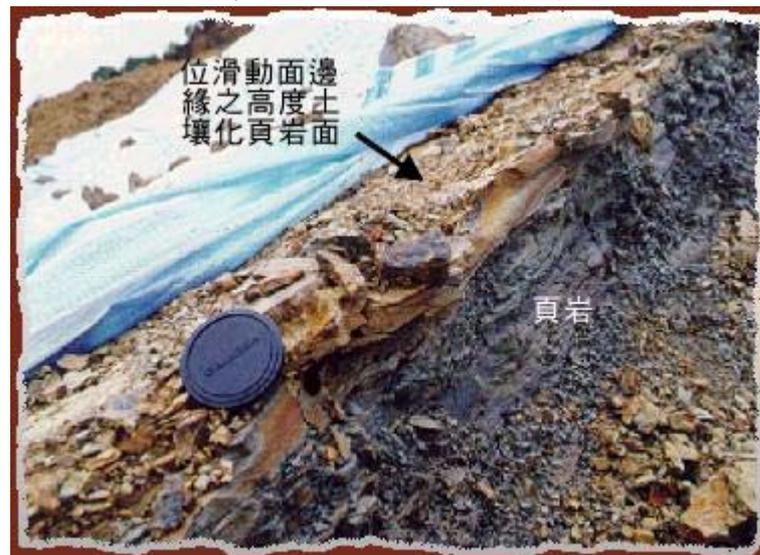
由滑動面的新鮮頁岩可以說明，其滑動面是發生在新鮮的頁岩面之間，滑動面誠如一般認知，但究竟會發生於哪一層序之頁岩面仍是目前岩石力學無法確知（楊長義，1992）。本區地層滑動的原因與林肯大郡災變如出一轍，為順向坡的坡腳遭人為切除，最後即使採用擋土排樁，還是因為無法正確預估整體下滑力量，終於造成滑動。



照片 2.5 介於主崩崖與主崩滑體之間，為地層滑動後所造成地形上的低陷區，低陷區的底斜面即為滑動面。



照片 2.6 主崩崖下方露出新鮮的滑動面，滑動面的材料為頁岩，調查時發現已有軟化的情形，人無法在上面行走。



照片 2.7 滑動區東緣之頁岩滑動面因接近地表有土壤化作用，造成頁岩軟化，摩擦角降低。

### 2.3、基隆監獄新建工程基地安全評估工作

民國八十四年四月基隆監獄預定地，位於基隆大武崙地區，基地面積約 10 公頃，於整地挖填工作大致完成之際，西北側之邊坡發生大規模之崩坍破壞，顯著之崩坍區範圍寬度約 150 公尺左右，縱深最大約 80 公尺左右。本基地現已移交台灣科技大學作為坡地試驗站使用。

該區域主要地質構造為順向坡，滑動面傾角約 20 度左右，走向為 N40°E，地質組成由地表而下主要分佈為覆蓋土層或崩積岩塊層、砂岩、砂頁岩互層、砂岩。地質剖面圖與本試驗設置區如圖 2.10 所示，現地照片則如圖 2.11 所示。崩坍範圍內之格樑式地錨擋土設施均已明顯破壞，從民國 84 年產生滑動破壞至今，該崩坍區仍有繼續塌滑的情形，但情況並不嚴重，

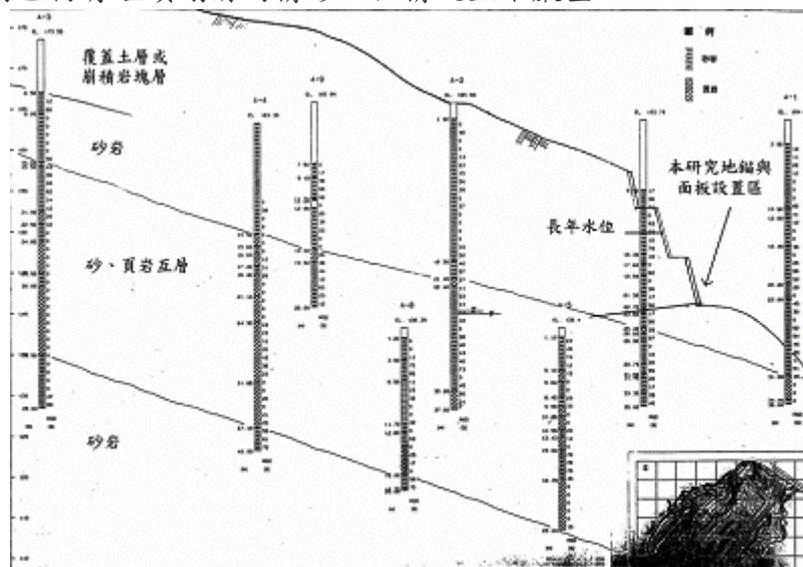


圖 2.10 置區域地質剖面示意圖



圖 2.11 永久性地錨試驗區照片

## 2.4、二高之公路邊坡破壞案例

在進行大型公共工程之經驗豐富統計資料亦有利參考，例如國工局二高之邊坡破壞案例收集(國道新建工程局，2000)，在 25 個滑動破壞中，又有 20 個是發生在砂頁(泥)岩間或土岩介面之平面破壞型(plane failure)，主要開挖岩坡破壞類型為順向坡之滑動。

進一步，在國工局二高之邊坡破壞案例，發現砂頁(泥)岩間平面滑動破壞之地層傾角大多僅約 8~15 度，以往總認為如此低緩的角度較不會造成邊坡坍塌，一般建築開挖設計者易認為邊坡是安全的。然是實案例證明，即使符合現有「建築技術規則」第二百六十二條規定之建築用地，即我國規定順向坡之岩層傾角需在 20 度下才可開發建築，平緩地層的邊坡仍可造成邊坡滑動。這類在岩坡之建築基坑開挖之變形或開挖支撐力之量測資料在現階段則較貧乏。



## 第三章 基地開挖之國內外相關規定

### 3.1、人工開挖邊坡破壞之原因

#### 3.1.1、邊坡破壞之內外部原因

一般開挖邊坡的不穩定坍塌方常是因為：(A)促使邊坡滑動之外在剪應力增加，或(B)使邊坡內部剪力強度降低等兩因素所造成(胡邵敏,1979；國工局,2000)，即影響邊坡安全係數消長的原因。

而(A)引起邊坡剪應力提高的因素主要有：

- (1) 邊坡側向支承之消除 — 例如建築基地開挖、道路挖方、擋土牆拆除等等；
- (2) 外荷重之增加 — 例如邊坡上興建建築物或堆積開挖廢土、地震力等等；
- (3) 邊坡側向壓力之增大 — 例如岩縫充水、黏土性岩石吸水膨脹等等。

另一方面，(B)降低邊坡剪力強度的因素主要有：

- (1) 風化作用使岩石崩解或凝聚力降低，如頁岩風化後崩解為碎片或碎粒；
- (2) 岩石材料因吸水含水量增加而弱化，如黏土質岩石、透水層與軟弱不透水層交疊等；
- (3) 雨水入滲造成岩層孔隙水壓升高，使有效應力降低剪力強度下降；
- (4) 邊坡內部產生漸進式破壞，使岩體強度由尖峰強度降至殘餘強度狀態。
- (5) 人工開挖使岩體鬆弛或易滲水，損及抗剪強度。

#### 3.1.2、邊坡破壞之安全係數要求

一般，臨時性邊坡要求常時之安全係數  $FS \geq 1.2$ 、地震時  $FS \geq 1.0$ ；永久性邊坡則要求常時  $FS \geq 1.5$ 、地震時  $FS \geq 1.1$ 、高水位時  $FS \geq 1.2$ 。

但依香港土力工程處(GEO, 2006)對各類岩土開挖時建議之安全係數 (或參見 Chiang, 1979)，尚需考量建物之重要性與災損風險。例如在下表 3.1 之第 3 類中，規定在開挖地區接近建築物，其破壞會影響建物的穩定時(例如停車場開挖，嚴重危害生命安全者)之安全係數之選取原則為：

- (A)若有經全面工址調查的，包括一般鑽探外，現地調查尚應包括土壤與岩石剪力強度參數的室內試驗程序，及節理系統調查。並考慮可能因大雨影響邊坡穩定，這些影響包括土壤和岩石的穩定性分析，安全係數可只取為 1.2。
- (B)但若現地調查僅限於決定各種材料邊界、岩石類型、主控岩石穩定性的節理。其抗剪強度參數僅由破壞反算分析或類似材料的發表圖文中取得者，則安全係數需提高到 1.4。

由此可知：建築物基地開挖之安全係數選定，除與該工程的重要性有關外，尚與設計所採參數之來源—「工址調查」之完整程度息息相關。因此，考慮改進邊坡「開挖設計」之完善，亦須對「工址調查」進行原則性要求。

表 3.1 香港土力工程處(GEO,2000)對各類岩土開挖之建議安全係數

分類	切割類型	安全係數	
		(A) 全面場址調查*	(B) 粗略場址調查**
1	道路切割或遠端操控切割，在性命危險的比率上，失敗是很低的	1.1	1.2
2	道路削減在主要幹線上，該主線通訊可能被切割並可能有性命危險。	1.2	1.3
3	鄰近地區的建築物，其破壞會影響建物的穩定，例如停車場，較危害生命安全。	1.2	1.4
4	削減鄰近的建築物，其破壞會導致建物倒塌，危害性命較大。	1.4	不適用
*	除一般鑽孔外，現地調查應包括土壤及岩石破壞的剪力強度參數的實驗室試驗程序，聯合系統調查的施行及邊坡上可能因大雨影響應考慮在內。這些影響包括土壤和岩石的穩定性分析。		
**	這種現地調查分類將限於決定各種等級材料邊界、岩石類型，並主要結合岩石穩定性問題。抗剪強度參數可由破壞反算分析或該地相似材料的發表圖文中取得。 圖 4、邊坡穩定分析的安全因素（註釋 4）		

## 3.2、國內現有規範的情況

### 3.2.1、岩坡開挖

#### (A-1) 建築物基礎構造設計規範之規定

國內對山坡地建築用地之規定，若參考民國九十年由內政部「建築物基礎構造設計規範」之第八章「基礎開挖」及「基地調查」規定(內政部，2001)，則發

現僅止於對土壤地層之開挖進行規範，鮮少觸及岩盤狀況。

例如較接近對山坡地岩盤開挖問題者，僅見在其 8.8.1 節有針對軟岩內擋土壁長度(開挖深度 H+貫入深度 D)的規定:

### 8.8.1 擋土壁貫入深度

擋土壁應有足夠之貫入深度，使其於兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。擋土壁之貫入深度 D，可依下列公式計算其安全性:

.....  
2. 根據一般施工案例之資料顯示，在具高地下水位之基地進行深開挖，目前常用之擋土壁長度(開挖深度 H 加貫入深度 D)，可概估如下：

極軟弱地層：

$$(H+D)=(2.2\sim 2.4)H \text{ 式(解 8.8-3)}$$

$$D=(1.2\sim 1.4)H \text{ 式(解 8.8-4)}$$

砂土、粉土、粘土、中等、緊密或硬：

$$(H+D)=1.8H \text{ 式(解 8.8-5)}$$

$$D=0.8H \text{ 式(解 8.8-6)}$$

卵礫石、軟岩：

$$(H+D)=(1.4 \sim 1.6)H \text{ 式(解 8.8-7)}$$

$$D=(0.4 \sim 0.6)H \text{ 式(解 8.8-8)}$$

---

### (A-2) 水土保持手冊之規定

「水土保持手冊」之開挖整地水土保持 9.2 節內，僅規定幾項防範開挖問題原則，例如：(1)避開不穩定地區 (2)順應地形、地貌使破壞減至最少 (3)挖填平衡 (4)減少坡長與坡度 (5)分期分區施工 (6)排水系統 (7)邊坡穩定 (8)開發期間之防災設施。

另外，在表 工-1-4 則規定在岩土材料內挖方之邊坡坡度: 建議「硬岩」之開挖坡度(V:H)為 1:0 至 1:0.5、「軟岩」為 1:0.25 至 1:0.8，其建議範圍甚廣或具不確定性，亦未對對應開挖的高度作建議

表 工-1-4 挖方邊坡之參考坡度

地質情況	挖方高度(公尺)	邊坡坡度(直：橫)	土壤分類
硬岩		1：0~1：0.5	
軟岩		1：0.25~1：0.8	
級配良好(緊密)或級配不良(疏鬆)之砂		1：1.5 或更平緩	SW、SP

(A-3) 水土保持技術規範之規定

**(順應地形及挖填平衡)** 第八十九條內規定：

開挖整地應依基地原有地形及地貌，以減低開發度之原則進行規劃。其挖填土石方應力求平衡。邊坡高度超過五公尺者，應設計為階段式邊坡及縱、橫排水。經邊坡穩定分析及水理計算安全無虞者，得予以放寬，惟單一階段高度不得超過十公尺。階段長度超過一百公尺者，應設分向排水，但情況特殊者不在此限。

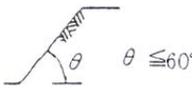
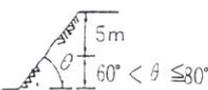
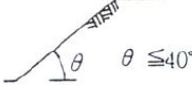
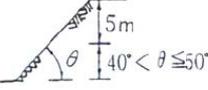
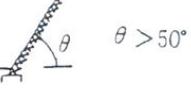
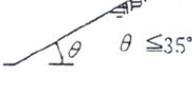
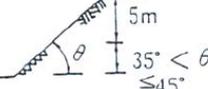
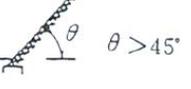
**(邊坡高度限制)** 第一百五十四條內規定：

人工邊坡高度超過五公尺者，以階段式設計為原則，每垂距五公尺，設置一•五公尺以上之平台，垂距不足五公尺，且未達二•五公尺者，宜平均分配於各階段中，平台之坡降以百分之一至百分之三為原則，且每五個平台中，至少有一平台三公尺以上。但訂有道路規範者，不在此限。

(A-4) 國內工程文獻

針對挖方坡面之坡度，下表 2.可見於國內工程文獻。依設計坡面高度及坡面土質作適切之決定，一般取 30 度以下（1：1.8）且均應設擋土牆。岩層的允許開挖坡度通常高於土質地層，軟岩不需支撐時可開挖 60 度坡角、有設擋土牆允許開挖 80 度坡角。

表 3.2 國內工程文獻設計岩土內邊坡面坡角(陳宗禮，2007)

區分	(A) 不需擋土牆	(B) 崖錐(坡頂)以下 5M 以內 不需擋土牆	(C) 需設擋土牆
坡面土質			
軟岩層 (顯著風化者除外)	坡角 $60^\circ$ (約 1 : 0.6) 以下  $\theta \leq 60^\circ$	坡角 $80^\circ$ (約 1 : 0.2) 以下 $60^\circ$ (約 1 : 0.6) 以上  $60^\circ < \theta \leq 80^\circ$	坡角 $80^\circ$ (約 1 : 0.2) 以上  $\theta > 80^\circ$
顯著風化岩層	坡角 $40^\circ$ (約 1 : 1.2) 以下  $\theta \leq 40^\circ$	坡角 $50^\circ$ (約 1 : 0.9) 以下 $40^\circ$ (約 1 : 1.2) 以上  $40^\circ < \theta \leq 50^\circ$	坡角 $50^\circ$ (約 1 : 0.9) 以上  $\theta > 50^\circ$
砂土、細砂 沉泥、 硬質粘土	坡角 $35^\circ$ (約 1 : 1.8) 以下  $\theta \leq 35^\circ$	坡角 $45^\circ$ (約 1 : 1.0) 以下 $35^\circ$ (約 1 : 1.8) 以上  $35^\circ < \theta \leq 45^\circ$	坡角 $45^\circ$ (約 1 : 1.0) 以上  $\theta > 45^\circ$
岩屑、腐植土 回填土、其他	坡角 $30^\circ$ 以下 $\theta \leq 30^\circ$	坡角 $30^\circ$ 以下 $\theta \leq 30^\circ$	坡角 $30^\circ$ 以上 $\theta > 30^\circ$

(A-5) 國工局邊坡開挖設計流程

下圖 3.1 是國工局(2000)一般挖方邊坡設計流程：其流程大約是先經過「大地工程調查」後，初擬一個「坡距比」依地形/環境條件、施工條件，再經邊坡穩定分析研判可能的破壞機制是屬圓弧破壞、平面破壞、楔型破壞、傾覆破壞。經選定所要的「坡距比」之後，再進行「邊坡保護工法」選擇、設計及施工。

鑑於國內長期對「邊坡保護工法」的分析設計研究，已有許多且成熟的研究成果，故在本研究將不再贅述。

因之，本研究主要內容，將著重在對山坡地建築用地各類地層之「開挖」設計與對應的「工址調查」(含應調查項目、試驗種類)之研究(陳宗禮，2007)。

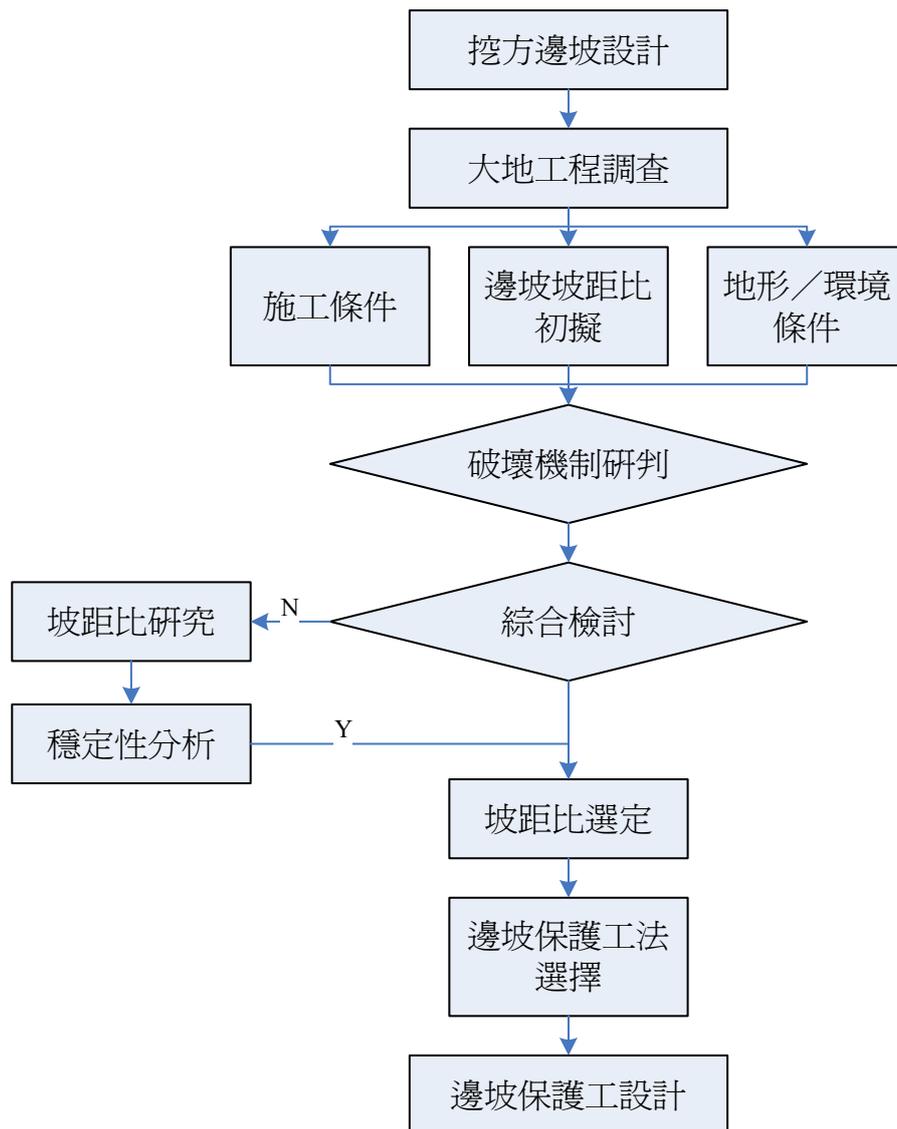


圖 3.1 國工局建議之挖方邊坡設計流程(國道新建工程局，2000)

表 3 因應地質類型、利用型態之調查項目

利用型態 地質類型	(坡頂)		(坡腰)		(坡腳)	
	調查項目	結果之利用	調查項目	結果之利用	調查項目	結果之利用
<p>1</p>	地質構成、被覆層之強度、被覆層變形特性、基盤層之強度、地下水。	基礎型式、椿長支持力、安定性、沉陷、坡面保護、椿之橫向K值及垂直支持力。	地質構成、被覆層之強度、被覆層變形特性、基盤層之強度、地下水。	基礎型式、椿長支持力、安定性、土壓、沉陷、坡面保護、排水對策、椿之橫向K值及垂直支持力。	地質構成、被覆層之強度、被覆層變形特性、基盤層之強度、地下水。	基礎型式、椿長、安定性、上坡面之安定性、支持力、沉陷、坡面保護、椿之橫向K值、土壓、施工時之安定。
<p>2</p>	地質構成、被覆層之強度、被覆層變形特性、基盤層之強度、地下水。	基礎型式、椿長支持力、安定性、沉陷、坡面保護、椿之橫向K值及垂直支持力之安定性。	地質構成、被覆層之強度、被覆層變形特性、基盤層之強度、地下水。	基礎型式、椿長支持力、安定性、土壓、沉陷、坡面保護、排水對策、椿之橫向K值及垂直支持力。	地質構成、被覆層之強度、基盤層之強度、地下水。	上坡面之安定性、基礎型式、支持力、土壓、施工時之安定。
<p>3</p>	地質構成、岩層之裂縫層理(走向、傾斜角) 基盤層之強度、變形特性、地下水。	安定性、坡面保護、支持力、沉陷。	地質構成、岩層之裂縫層理(走向、傾斜角) 基盤層之強度、變形特性、地下水。	安定性、坡面保護、支持力、土壓、沉陷、排水對策。	地質構成、岩層之裂縫層理(走向、傾斜角) 基盤層之強度、地下水。	上坡面之安定、基礎型式、支持力、土壓、施工時之安定。

### 3.2.2、工址調查

#### (B-1) 建築物基礎構造設計規範 之規定

國內，最新建築物基礎構造設計規範係依內政部內營自第九0八五六二九號令頒佈，民國九十年十月一日施行。其中第三章之地基調查部分，有關山坡地部分摘錄於下：

### 3.1.4 特殊要求

建築基地有下列情形之一者，應分別增加調查內容：

1. 位於坡地之基地，應配合整地計畫，辦理基地之穩定性調查。位於坡腳平地之基地，應視需要調查基地地層之不均勻性。
2. 位於谷地堆積地形之基地，應調查地下水文、山洪或土石流對基地之影響。
3. 位於其他特殊地質構造區之基地，應辦理特殊地層條件影響之調查。

### 3.2.4 調查方法

建築物基地之調查與試驗方法應依規劃、設計及施工之需求而定，原則上應根據國家標準之規定辦理。國家標準尚無規定者，得依據符合調查目的之相關規範實施，亦可參考內政部建築研究所之「工址地盤調查準則」辦理。

#### (B-2) 「建築基地調查之研究(第二期)-工址地盤調查準則」之規定

內政部建研所也曾於民國八十年七月至八十一年六月委託中國土木水利工程學會執行「建築基地調查之研究(第二期)-工址地盤調查準則」之研究。該研究對於山坡地之基地地質調查準則已做通盤檢討並完成準則之擬訂，集國內專家學者鉅細靡遺斧正，堪稱完整。

另外，與山坡地息息相關之工程地質圖部分，由中國土木水利工程學會大地工程委員會於民國八十四年九月推動，並在中興工程科技研究發展基金會贊助下，於民國八十五年八月完成『工程地質圖測繪準則之研究』，對於山坡地之地質(尤其是岩盤)調查有深入之著墨：全編共分九章四十八節，內容包括：第一章總則(十節)，第二章現地調查(九節)，第三章工程地質平面圖(四節)，第四章鑽孔柱狀圖(四節)，第五章工程地質剖面圖(三節)，第六章開挖地質圖(三節)，第七章地球物理探查成果圖(三節)，第八章遙測影像判釋成果圖(四節)，第九章地質災害圖(八節)等。準則訂定內容，主要在於統一測繪工程地質之作業標準。

由於內政部營建署頒訂之「基礎構造設計規範」對於山坡地之地質調查僅做原則性規範建議，因此除大型工程外，一般山坡地建築基地之工址調查，工址基礎若為岩盤者，均局限止於承載層之認定。以致於涉及岩盤中之開挖行為，無法加以確實掌握。尤有甚者，即便一般大型或重大工程，雖然依『工程地質圖測繪

準則之研究』內容辦理較完整之工址地質調查；但在規劃設計階段，對於岩盤開挖之穩定分析，仍多採用“類土壤參數”之分析模式進行，結果可能導致所謂的保守設計更保守，也可能是保守設計變得不保守。

例如，選取岩石材料試驗資料之凝聚力  $C$  與摩擦角  $\phi$  使用，該採用尖峰(peak)強度參數還是殘餘(residual)強度參數？又該如何折減？選用參數與岩石各項指標(包括 RQD、弱面性質等等)是否相關？假定岩坡破壞型態為何？凡此種種，皆在在影響邊坡穩定分析之最終結果，而更決定工程之成敗。因為岩石材料之  $C$  與  $\phi$  可能並非控制岩盤邊坡破壞之主因，或邊坡破壞型態並非與假設結果相同，導致邊坡穩定分析偏離真實狀況。

再如再考慮岩盤的側向力問題，在順向坡側或逆向坡側及斜交坡基礎開挖，其可能產生側向力理應不同。但目前基礎開挖分析階段，仍多沿用岩石材料的試驗資料之凝聚力  $C$  與摩擦角  $\phi$ ，並儘可能折減該參數至與土壤參數相近狀態，使得岩盤中基礎開挖與一般沖積土壤差異有限。而實際上岩盤基礎開挖所產生之側向力與所需之支撐息息相關(依實務經驗，岩盤基礎開挖若無顯著影響開挖的弱面，除岩層解壓之微小變形外，並無太大側向力問題)。近年來，社區順向坡的滑動例子，究竟順向坡的滑動力及其機制應如何評估？

#### (B-3) 國工局二高之經驗

邊坡設計參數的選擇幾乎已決定了邊坡是否穩定，例如：(1)在國工局二高關新段之邊坡破壞案例，原設計泥岩之凝聚力為  $1\sim 10\text{ T/m}^2$ 、摩擦角為  $30\sim 35$  度，經歷邊坡滑動破壞後，反算得凝聚力應為 0、摩擦角應僅有  $10\sim 17$  度。由此觀之，正確參數選擇之重要性。(2)另外，在新竹寶山三號跨越橋邊坡，原泥岩設計之凝聚力為  $5\text{ T/m}^2$ 、摩擦角為  $32$  度，施工時經重新檢討並取工地岩心求泡水後剪力強度，得凝聚力應為  $1\text{ T/m}^2$ 、摩擦角應僅有  $13$  度。可見，施工階段持續調查及適時回饋到設計的重要，也是未來研擬準則需注意的。

因此，岩盤開挖後之長期邊坡穩定及維護問題等等，也都與工址調查完整度或正確調查規劃有著密不可分的關係。下示圖 2 是國工局建議的邊坡調查方法與

項目、下列表中則可見國內文章中對三種地層類型之邊坡調查項目，兩者均可供本研究研擬規定之具體參考。

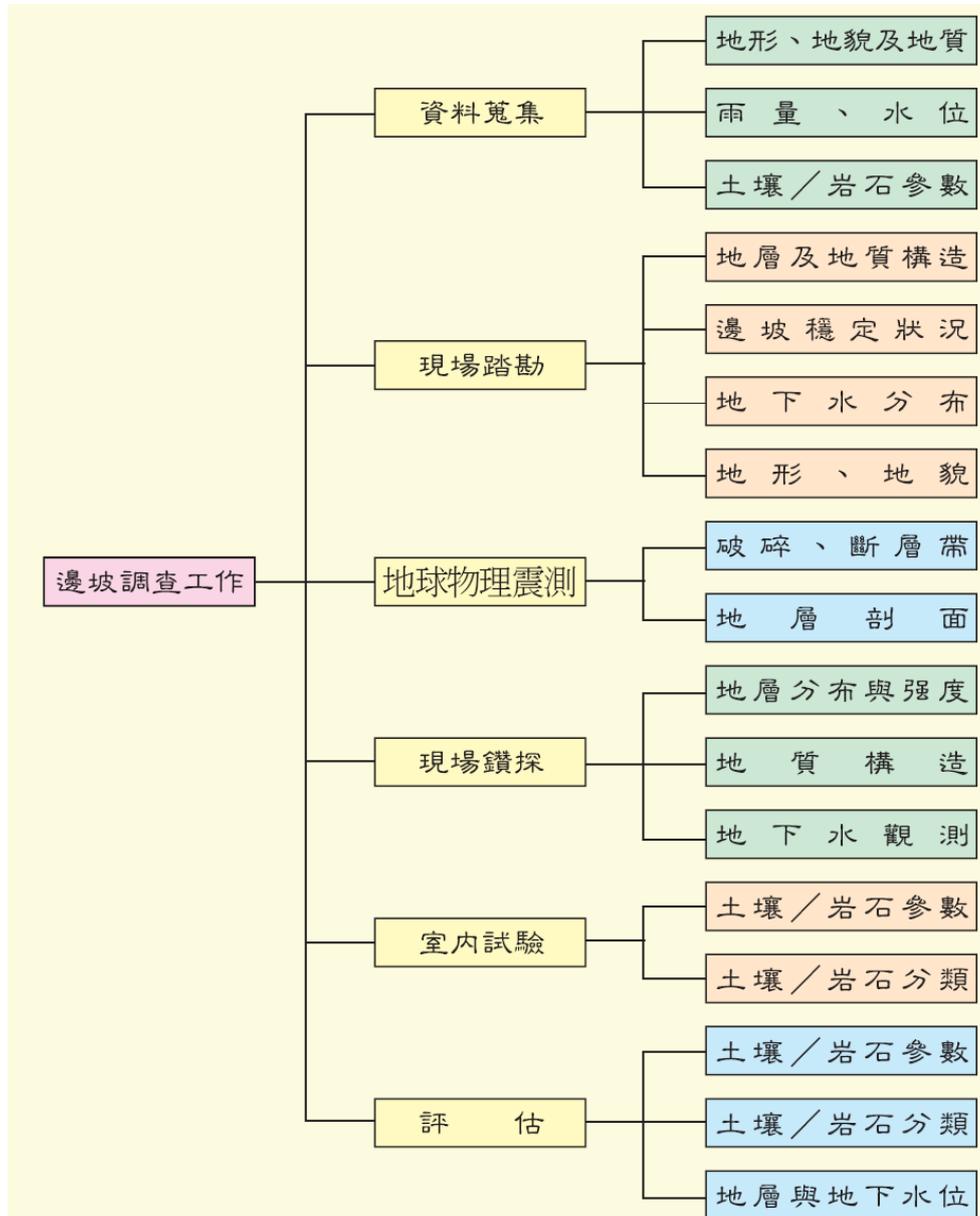
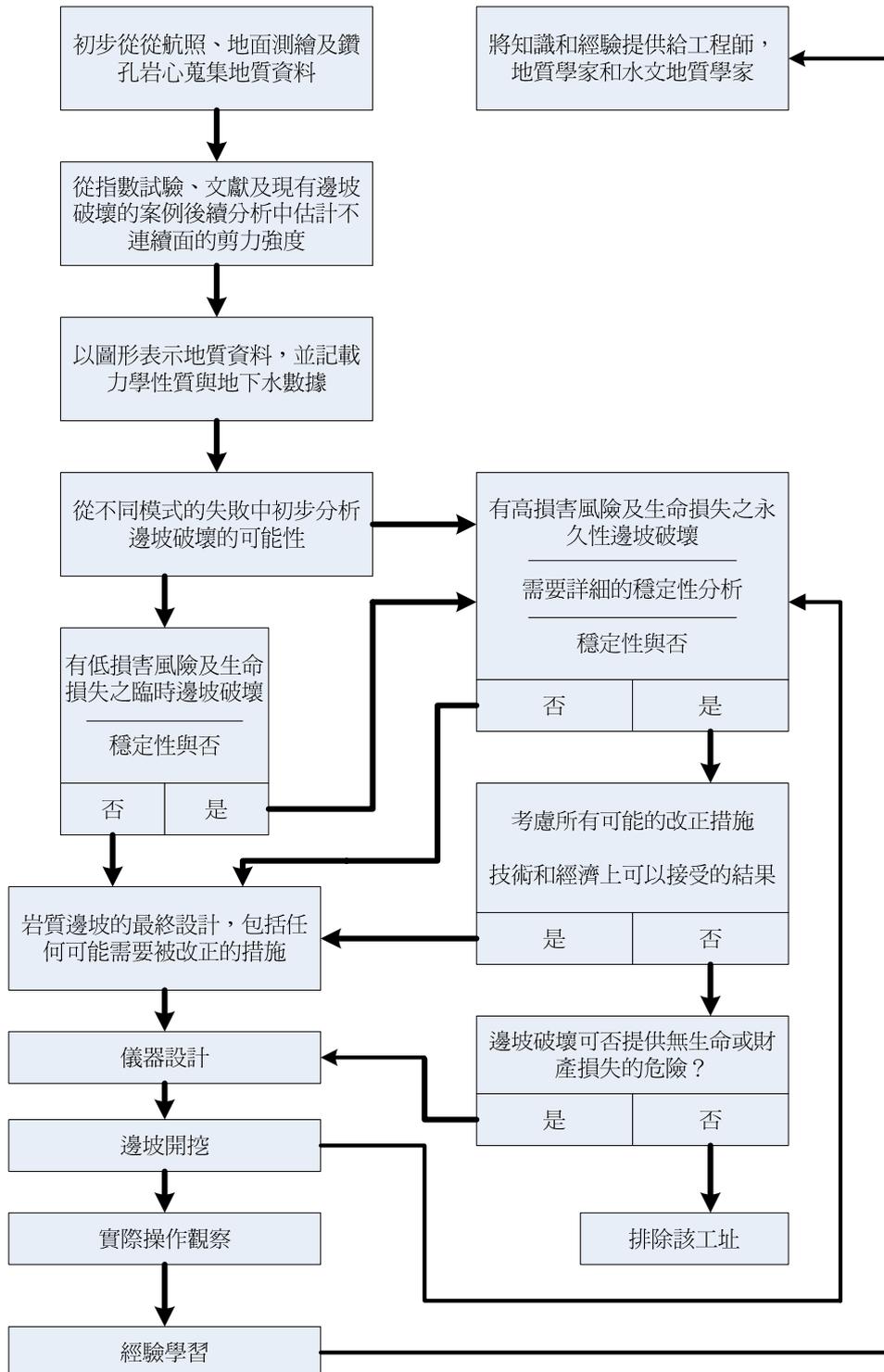


圖 3.2 國工局建議之邊坡調查工作(國道新建工程局，2000)

### 3.3、國外規範相關規定

因國內外的地質狀況與地層特性並不盡相同，故外國規範之規定數值，並不宜直接引用，但其設計邏輯與關切的重點(Hoek, E & E.T. Bray,1981))仍是可引以本地參考。



### 3.3.1、岩坡之開挖

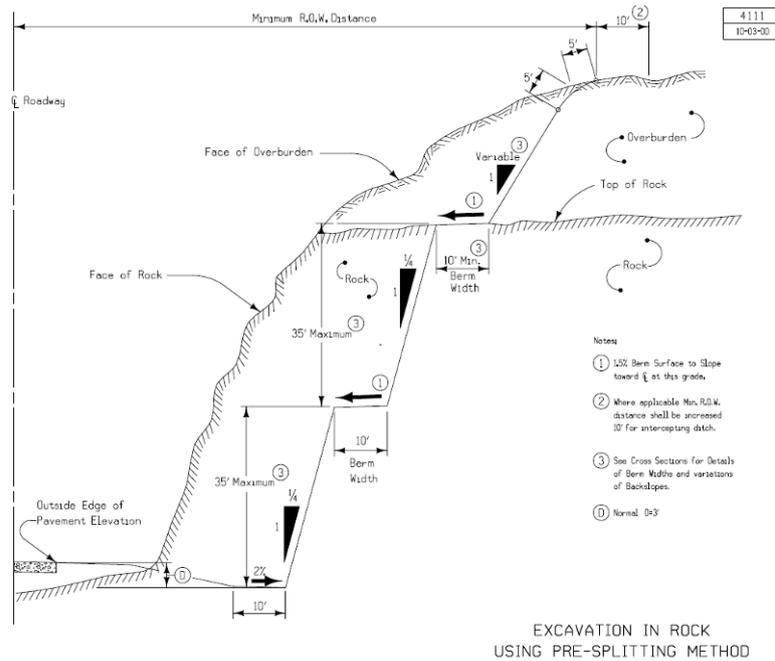
#### (A-1) 香港土力工程處(GEO)之規定

香港土力工程處規範內(GEO)陳述岩盤邊坡的主要崩坍類型有轉動、滑移、傾倒等不同的破壞。就工程而言，對嚴重風化的岩盤的表現行為與土壤相似，因此類岩盤邊坡的穩定評估確實可以在岩體中選取多個不同的潛在破壞面進行如土壤邊坡的分析。發生在節理多或破碎的岩體內不論圓弧或非圓弧的，都能在這中情況可用土質的分析方法。

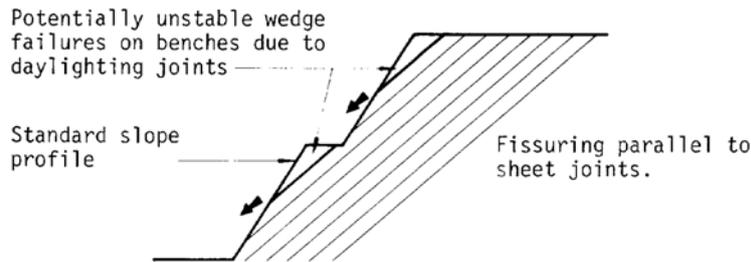
但是，對風化較輕的岩盤出現的坍方總是受制於節理系統，在設計中選擇邊坡穩定分析方法，最重要的須考慮邊坡之可能崩坍形式，所選用的方法應能模擬這類崩坍形式。

斜坡的整體高度，可以按同一坡角進行開挖，也可以按斜坡內岩土順序的變。若岩層上方有覆土層，斜坡坡度岩層部分可以比土層部分陡峭，每隔一定間距，可設平台，應該檢驗整體邊坡及坡級間各個斜坡之穩定性。

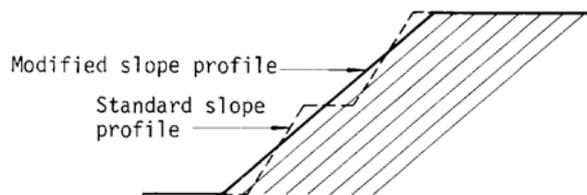
擬建削坡的穩定性不足的話，應考慮是否減低削坡的高度、坡角，改變這兩者在設計初期可能是最經濟的辦法。否則，可由加設擋土結構、內排水降低永久地下水位、地錨或此等的組合進行改善之。



但該規範建議：當斜坡在新鮮或風化岩盤處開挖且節理傾斜於開挖面，此時可採用平行於節理傾向的連貫坡面(見下圖)，比設置階段形式、分段陡坡的坡面更為安全。



(a) Potentially unstable slope aggravated by cutting benches into rock with parallel sheet jointing.



(b) More stable slope is formed by laying back at the angle at which the sheet joint is dipping. For a reasonable range of orientations of the sheet joints, there may be little extra volume of excavation required.

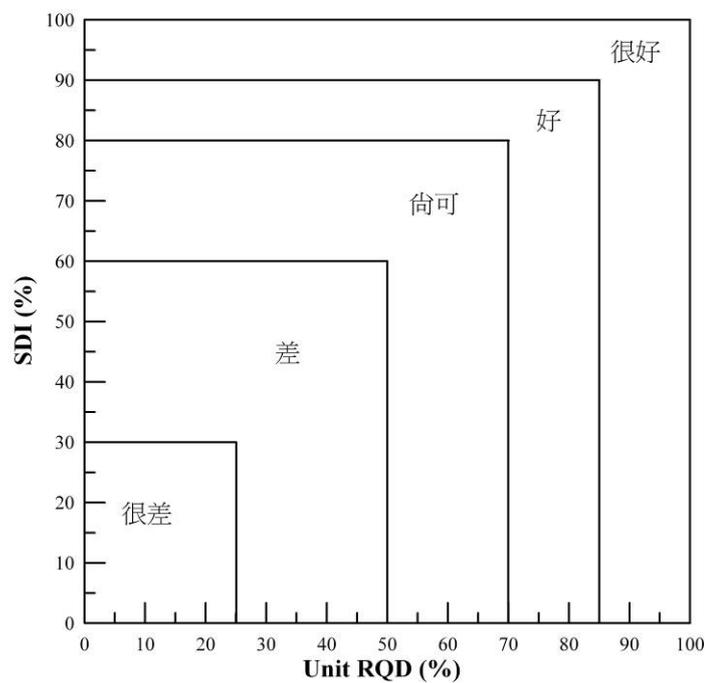
#### (A-2) Ohio 運輸部大地工程部之規定

Ohio 運輸部大地工程部(2006)建議，設計岩石邊坡開挖的形狀時，應先評估現存邊坡上及附近有類似岩石材料性質的穩定現況。如果合適，再進行坡度確認。邊坡的穩定外型受到岩性、岩石強度、抗風化能力、及層面特性、節理方向、不連續面等因素之影響。邊坡開挖設計應就地下鑽探，在最佳安全與經濟考量、及未來維護的費用。

在殘積土及完全風化岩石應設計成 1:1 至 1:1.5，並設 3m~6m 寬的平台。較陡邊坡則需穩定構造如地錨、擋土牆、土釘坡面保護。在岩層的基地深開挖應分段施工，由先行施工區所獲得的經驗來修正後來施工區之對策。因此，在設計時不宜訂定太僵硬的規定而應留下一些彈性容許修正設計的空間(也可參見陳宗禮，2008)。

假設在地下調查充足的條件下 可依下(GB3 表 A)進行斜坡開挖，GB3 表 A 之建議開挖邊坡坡度比或坡距比，概要說明如下：

- (1) 對單壓強度較高的岩石( $q_u > 5000$  psi)：依岩石指標性質的好壞，岩石之坡度比 H:V 由 0.25:1 或 0.5:1 到 1:1 或 1.5:1。
- (2) 對單壓強度中等的岩石( $q_u = 3000 \sim 5000$  psi)：依岩石指數性質的好壞，岩石之坡度比 H:V 由 0.25:1 或 0.5:1 到 1:1 或 2.0:1。
- (3) 對單壓強度較低的岩石( $q_u = 1500 \sim 3000$  psi)：依岩石指數性質的好壞，岩石之坡度比 H:V 由 1.0:1 到 2.0:1。



(RQD 岩石品質指標、SDI 消散耐久指數)

(圖 GB3A) ODOT 岩石指標性質分類(ODOT,2006)

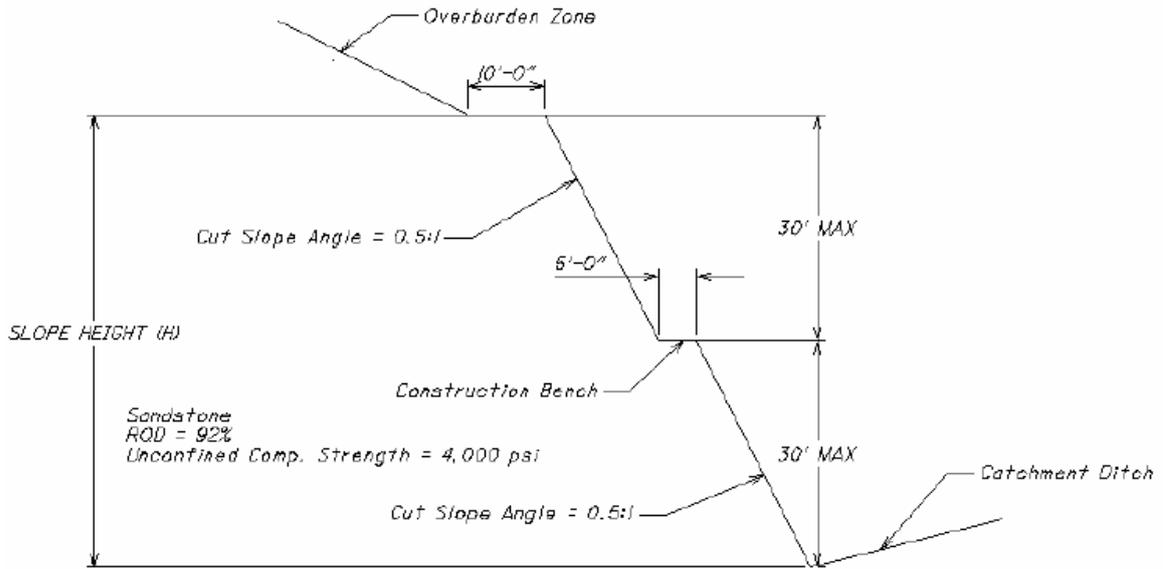
GB3 表 A- 岩石開挖邊坡建議		
無圍壓縮強度 (psi)	ODOT 岩石指標性質分類 (參見 GB3 圖 A)	開挖邊坡 (水平 H:垂直 V)
> 5000	很好	0.25:1 或 0.5:1
	好	0.25:1 或 0.5:1
	尚可	0.5:1 或 1.0:1
	差	1.0:1
	很差	1.0:1 或 1.5:1
3000 – 5000	很好	0.25:1 或 0.5:1
	好	0.5:1 或 1.0:1*
	尚可	0.5:1 或 1.0:1*
	差	1.0:1 或 1.5:1
	很差	1.5:1 或 2.0:1
1500 – 3000	很好	1.0:1
	好	1.0:1
	尚可	1.0:1 或 1.5:1
	差	1.5:1 或 2.0:1
	很差	2.0:1
< 1500	不適用	特殊設計**

由上述規定，可見岩石強度越高及岩石指標性質分類越佳，岩石開挖坡度可以越大。下列案例 1、案例 2之設計說明，可供本研究了解其設計具體觀念。

**案例 1：連續性良好岩層 (Ohio 運輸部大地工程)**

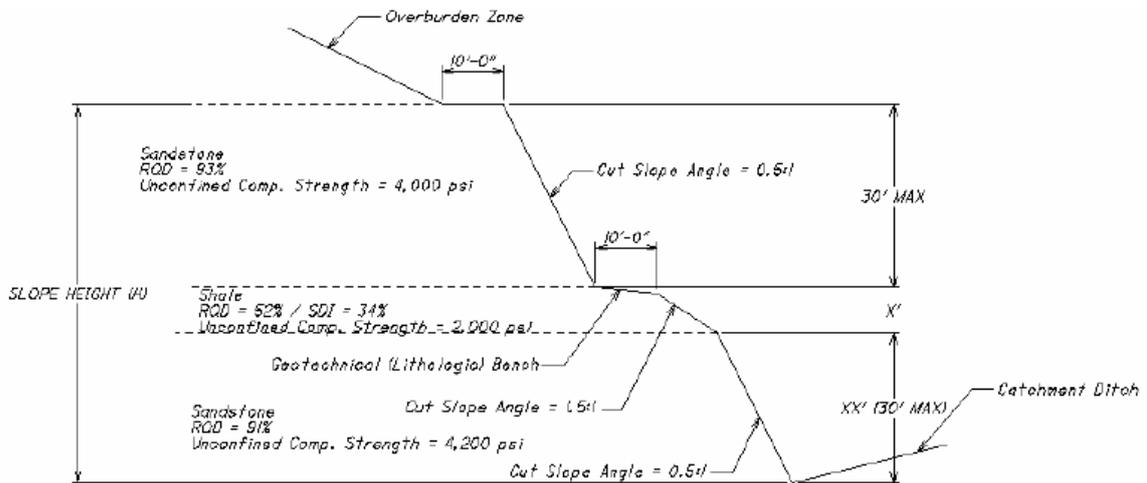
例如 RQD=92%、無為壓縮強度  $q_u = 4000\text{psi}$  的砂岩可設計坡度比為 0.5 (H): 1 (V)，坡高每階最高 30ft，並在階與階之間設置寬度 5ft 的平台，而其上方覆土層之坡度比則為 2:1，其下方並設置 10ft 的較寬平台，在邊坡坡腳下設截水溝。

山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究



案例 2：兩層強岩間夾厚度小於 10ft 風化軟岩 (Ohio 運輸部大地工程部)

類似在台灣的砂頁岩互層，於兩層強岩間夾一層厚度小於 10ft 風化軟岩岩層之開挖設計：可將軟岩坡度比降低為 1.5 (H): 1 (V)，坡高每階最高 30ft，並在階與階之間設置 10ft 的較寬平台，並將軟岩修挖一轉彎。而上方覆土層之坡度比也為 2:1，在邊坡坡腳下設截水溝。



(A-3) 英國鐵路局之規定

英國鐵路局(1981)針對英國各類地層岩石之開挖坡度進行建議(參見其內表 3):(1)強硬砂岩可垂直開挖,但有時需 70 度開挖、軟弱砂岩可進行 50-70 度坡度開挖。(2)頁岩: 可挖 45-60 度坡度開挖。(3)石灰岩可垂直開挖或 70-90 度坡度開挖。(4)火成岩可挖 80-90 度坡度開挖。(4)變質岩可挖 60-90 度坡度開挖。然而, 仍然不屬於我國本土性經驗, 其安全坡度設計趨勢可供本研究參酌。

表 3- 岩石開挖與路堤之斜坡設計(Code of practice for Earthwork 英國鐵路局)

岩石類型	開挖: 安全坡度 (與水平面夾角)	路堤: 安息角 (與水平面 之夾角)	備註
砂岩(沉積)、強硬、巨大、有相當之地質年齡,如老舊紅砂岩(盆)、藍旗砂岩、磨石砂岩(石炭紀)、Bunter 砂岩(三疊紀)	主要是垂直,但可能需要削減到 70°	38°-42°	非常耐風化,雖然石塊偶爾會因凍融而變鬆。薄弱岩床應特別注意,如座落於強岩上之頁岩,因為差異風化影響可能導致破壞,在這種情況下對薄弱岩盤應提供防風化之保護。
砂岩,弱差膠結,通常如薄層狀且為較近之地質年代,如黑斯廷斯岩床(早白堊世)、上綠砂(白堊紀)	50°-70°	33°-37°	相當耐風化,依據硬度與膠凝材料的類別。石塊含砂質膠結者的抗風化能力比含鈣質或鐵質膠結者好。
頁岩,如勒德洛頁岩(志留紀); 約代爾系列的頁岩和煤系(石炭系); 上下利亞斯的頁岩(侏羅紀)	45°-60°	34°-38°	有相當抗風化程度,但易剝落成小碎片。也可能緩慢發生軟化。切割斜坡與層面傾角的關係應特別注意。
泥灰岩,如科伊佩爾泥灰岩(三疊紀); 白堊泥灰岩(白堊紀)	55°-70°	33°-36°	如果審慎評估排水切割,則抗風化良好。應促進植物的生長。這些岩石會隨時間易被軟化。
石灰石,強硬、巨大,有相當的地質年代,如石炭紀石灰岩(石炭系)、鎂質石灰岩	主要為垂直 70°-90°	38°-42°	抗風化良好,但凍融現象和暴露風化之切割易使大塊岩石鬆動,而需每隔一段時間將之去除。
石灰石,較弱,包括鈣粒岩,如波蘭岩床,珊瑚碎片,利亞斯(侏羅紀)	主要為垂直 70°-90°	38°-42°	這些岩石依其抗風化能力有很大的差異,大量波蘭岩床抗風化通常較強,雖然珊瑚碎片和利埃斯可能嚴重風化,導致覆蓋地層鬆落,而需要裙牆或類似的保護措施。
白雲石(低,中,上)(白堊紀分支)	45°-80°	33°-36°	低白堊一般是巨大的,均質的,因此比中白堊更耐風化,它可能因此在許多情況下允許更高的安全切割坡度。上白堊較薄弱且更破碎,因此需要一個較低的安全斜坡角度。凍融現象產生許多碎片,助長植被生長可協助約束表面。一般影響風化是朝產生 45° 的斜坡。
火成岩,如花崗岩、輝綠岩、玄武岩、安山岩、長岩	80°-90°	37°-42°	耐氣候品質極優。切割後移除鬆散的碎片可維持幾乎垂直。有些玄武岩在長期暴露於空氣中可能有輕微程度脫落。
變質岩,例如片麻岩、石英岩、片岩、板岩	60°-90°	34°-38°	片麻岩和石英岩普遍表現出相似的屬性,對花崗岩或硬砂岩來說,耐氣候性質良好,且斜坡可幾乎垂直。片麻岩往往嚴重扭曲。片岩可能因變異而漸變成滑石片岩和雲母片岩,其可能軟弱,與頁岩一致。軟弱的片岩在相當程度上可能風化,並傾向於沿片理表面滑動。片岩往往嚴重扭曲,並可能需要安全坡角變化,去允許片理局部之差異。板岩通常是強勁細粒岩石且風化性質良好,雖然風化的影響可能傾向於導致沿節理面滑動。板岩和片岩之節理通常沿著高角度岩床,且下滑可能傾向不僅沿節理、片理,也可能沿原始岩床的傾角。這些表面傾角若與切割面相同是特別危險的地方。

3.3.2、工址調查

國內外各規範均有專章對工址調查進行規範(如香港大地工程署手冊、加拿大大地工程手冊、美國工兵署設計手冊)。其中,以香港土力工程處(GEO)的規定較接近本研究的方向,明確針對邊坡開挖規定調查項目與方法,詳下二表:

在其規範內之表 3 內,依規劃設計開挖坡角  $\theta$ 、坡高 H、不同岩土等性質,再根據所進行的工程種類,將工址調查內容分為 1、2、3 三類規定(S.I. class)。再依現地邊坡的自然坡角  $\alpha$  高低,於其規範內的表 4,規範這 1、2、3 三類工址

調查所必需的方法與項目等內容(A~G 項)。本研究可以學習此一觀念進行擬訂工址調查安排。

表 3- 香港斜坡及擋土牆現場勘察指導

S.I.對不同型式的邊界分類	
開挖邊坡	其他型式
<p>土壤</p>	<p>填土斜坡</p>
<p>岩石</p>	<p>擋土牆</p>
<p>Legend :</p> <p>H Height of feature  <math>\theta</math> Angle of feature  <math>\alpha</math> Angle of natural hillside (Table 4)</p>	
註釋：	<p>(1) 此表的目的是為提供一般指引。應與表 4 一併閱讀。每種情況必須評估其本身優點來決定的適當範圍的 S.I.。需根據現場立地條件來決定 S.I.的增減</p> <p>(2) 除上述 S.I.分類範圍，對不同的風險類別來說，最嚴格的 S.I.分類為 1 級的'高'風險。2 級為'低'的風險，3 級為'可忽略'的風險。該風險類別都刊載於斜坡岩土工程手冊（參考 1984 年 GCO），並應參照評估使用現況和場址的發展潛勢。</p>

表 4 – 香港斜坡及擋土牆之場址調查內容

S.I. 分類	鄰近場址的自然坡角, $\alpha$																		
	0° to 20°					20° to 40°					高於 40°								
1	A	C1	D	E1	G1	A	B1	C1	D	E1	F1	G1	A	B1	C1	D	E1	F1	G1
	B2	C2		E2	F2	G2	B2	C2		E2	F2	G2	B2	C2		E2	F2	G2	
詳細的地形和地質調查及其周圍地區。該地的穩定性分析特性，可從調查其強度和地下水參數。					對於 0° 至 20°。影響場址的巨石和水文特性調查。擴大調查範圍，允許分析場址上下的穩定性。					對於 20°~40°。擴大調查範圍，允許分析場址上下的穩定性。									
2	A	C1	D		G1	A	B1	C1	D		F1	G1	A	B1	C1	D	E1	F1	G1
	B2	C2		E2	F2	G2	B2	C2		E2	F2	G2	B2	C2		E2	F2	G2	
詳細的地形和地質調查及其周圍地區。場址內的穩定性分析。對於填土斜坡坡度超過 1:3，需進行重模強度試驗。					對於 0° 至 20°。影響場址的巨石和水文特性調查。					對於 20°~40°。擴大調查範圍，允許分析場址上下的穩定性。									
3			D			B1			D				A	B1	C1	D			
	B2					B2	C2					G2	B2	C2			E2	F2	G2
評估周圍地形和地質的穩定性。目視檢查地質材料。					對於 0° 至 20°。調查地形和地質，包括影響場址的巨石和水文特性調查。					對於 20°~40°。場址邊界外區域，應檢驗其不穩定因素。									
A. 審查地面照片，航拍照片及地質圖 B. 調查 1. 石塊和水文特徵 2. 地形、地質和表面排水功能 C. 製圖 1. 地質構造 2. 表面特徵 D. 基本調查，如探井、鑽孔、取樣，探測和適當的水壓計設置 E. 抽樣 1. 質量等級 1 或 2 2. 質量等級 3 3. 質量等級 4 F. 現地測量 1. 滲透性 2. 孔隙壓力 G. 室內試驗 1. 土壤和岩石節理的完整強度試驗，及重模強度試驗。 2. 填充材料的密度試驗 3. 分類/指數試驗																			
Notes: (1) 此表的目的是提供一般指引。它應與表 3 一併閱讀。 (2) 在現場調查階段應考慮安裝地面位移和孔隙壓力的長期監測儀器。																			

### 3.4、岩坡開挖支撐之設計與邊坡穩定分析原則

在坡地社區建築物岩盤內或岩坡進行基礎開挖工程，其岩坡穩定分析確實不同於土壤基礎開挖機制問題，在岩盤內基礎開挖我們通常希望開挖量體最少，因此開挖坡角勢必高角度，正也容易使基礎開挖岩坡趨於不穩定，分析前通常需要先研判可能發生何種類型之岩坡不穩定模式，再選定合適的分析理論與參數，分析其安全係數，再改以變其基礎開挖坡形狀、降低地下水或加地錨穩定處理，其詳細分析理論可參考國內許多專書介紹。

岩坡破壞模式主要有三大類(US Army Corps, 2004)：(1) 滑動：含沿單一弱面滑動、沿單一階梯面滑動、多弱面滑動、單一楔型塊滑動、多道交錯弱面多楔型塊滑動、圓弧狀滑動；(2)傾覆；(3)坍塌。分析理論於 Hoek & Bray(1981)書中已有詳盡介紹，目前是國內外設計分析主要參考，這也是本研究可以採用之邊坡穩定分析方法。

由國工局二高之邊坡破壞案例收集，已知主要破壞類型為滑動，尤其在我國

建築規範規定順向坡之岩層傾角需在 20 度下，才准開發建築。其中，在 25 個滑動破壞中，又有 80%(20 個)是發生在砂頁(泥)岩間或土岩界面間之平面破壞型(plane failure)。這類岩石邊坡分析方法國內外多年來已有許多專書或準則介紹。

進一步，在國工局二高之邊坡破壞案例，發現砂頁(泥)岩間平面滑動破壞之地層傾角大多僅約 8~15 度，以往總認為如此低緩的角度較不會造成邊坡坍方，一般建築開挖設計者易認為邊坡是安全的。

然是實案例證明，即使地層平緩的邊坡仍可造成邊坡滑動；亦即即使符合現有「**建築技術規則**」第二百六十二條規定之建築用地，仍可能有滑動危險。這類在岩坡之建築基礎開挖之變形或基礎開挖支撐力之量測資料，在現階段則較貧乏，本研究希望透過國內建築基礎開挖案例的收集，進一步釐清這問題。

### 3.5、邊坡保護工法與流程

國內現已有眾多邊坡保護工法與設計準則，本研究可以予以彙整適合於山坡地建築岩層基礎開挖者，並做出建議。回顧各項邊坡保護工法，在不同的現地環境條件下，有其不同的適用條件考量，必須針對有效性、安全性以及長期可靠性做長遠的評估。而在基礎開挖邊坡保護之各項擋土設施於設置後，亦可能受到後續建築物開發之影響，導致整體邊坡保護設施安全性降低。

一般邊坡保護工法的處理主要原則：

- (A)減少邊坡下滑力，及
- (B)增加邊坡抵抗滑動的剪應力。

其常用工法有大體上可分為四類：

- (1) 減少邊坡荷重：  
本工法是對邊坡長期穩定最有效的方法之一，通常是利用挖除不穩定土石及修緩坡的方法來達成減少邊坡荷重的目的。
- (2) 坡趾壓重工法：  
當一穩定邊坡的坡趾，遭到人工開挖時，常使得邊坡原有的穩定平衡系統遭到破壞，而面臨坍滑的威脅，本坡趾壓重工法之目的，即試圖使坍滑邊坡回復原穩定平衡狀態。
- (3) 增設邊坡支撐工：  
包括擋土排樁工法；噴凝土加岩栓工法；地錨加格框護坡工法；石籠加勁擋土牆工法及 RC 擋土牆工法。

(4) 排水工法：

一般可分為地表排水及地下排水兩類，地表排水主要防止地表水流經並下滲土壤不穩定區域，不論是挖填邊坡，只要有低窪積水處，均應盡速設法排除，以減少地面水入滲到軟弱或不穩定邊坡之機會。地表排水工法主要是由坡頂截水溝、平台溝、邊坡截水溝及坡趾排水溝等設施組成。地下排水主要的目的是使地下水能迅速排除以降低地下壓，並防止地質材料因浸水而降低剪力強度，以維護邊坡安全。地下排水工法在路堤區可設排水盲溝或集水管、排水井、排水帶甚至排水廊道，在路塹邊坡則可鑽設水平排水管來導排地層中的地下水，地下排水工法對邊坡坍塌的防止及坍塌的整治意義重大，本工法通常均配合其他保護工法同時實施，以維護邊坡穩定。

各類保護工法之選用，必須依照現地環境條件及用地規劃之需求，針對邊坡穩定不足處，進行正確改善或補強。基礎開挖邊坡保護整治流程進行前，必先瞭解可能坍塌的規模、滑動深度及滑動方向、作用力的大小。

也就是說，先要進行前述的現地調查，包括 1.地質調查，調查邊坡材料組成、地下水情形、地質構造及不連續面之位態。2.再依現地調查的結果綜合評估其可能的破壞模式、作用力大小及方向、擋土工之效益適用性等決定擋土工之型式，國工局之常用整治流程如圖 3.3 所示。

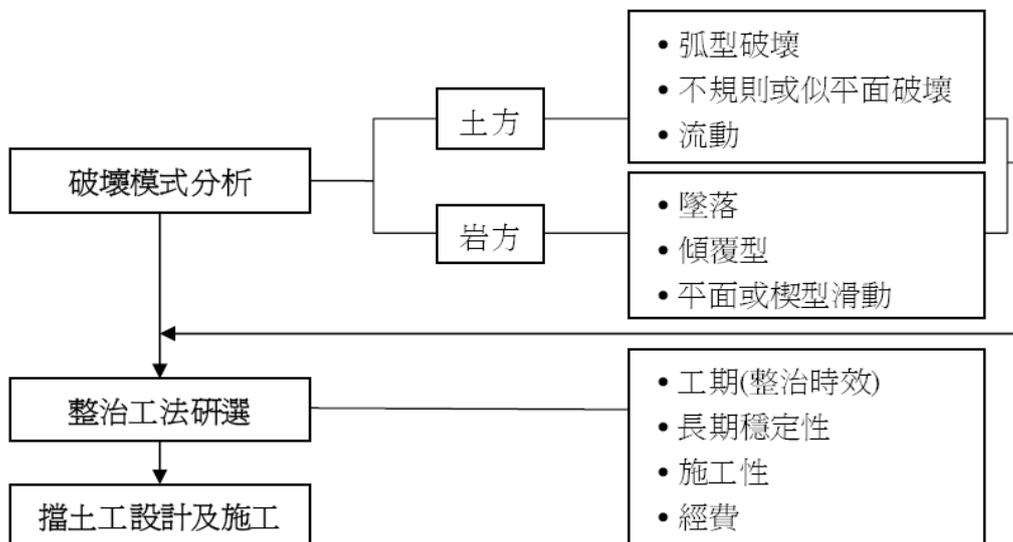


圖 3.3 國工局建議之邊坡整治保護流程(國道新建工程局，2000)



## 第四章 開挖岩坡之破壞模式與岩坡穩定分析原則

### 4.1、岩坡穩定之設計原則

岩石基礎開挖的設計涉及岩土數據的收集，使用適當的設計方法，以及開挖工法和穩定開挖/保護措施適用於特定的場地條件(Wyllie & Mah, 2004)。

#### (a) 設計數據

岩質邊坡設計中地質數據通常是最重要的如不連續性面之連續度和長度，間距，粗糙度和充填物等。強度參數上以不連續面或岩體的剪力強度參數是最重要的，完整岩石抗壓強度影響在程度上則較小。地下水狀況如地下水位高低以及排水情況也是必要

#### (b) 設計方法

岩質邊坡的設計方法分為兩類，極限平衡分析和數值分析。極限平衡法用於分析平面，楔形，圓形和傾覆安全係數計算。數值分析在研究斜坡內由於開挖所引發的應力和應變，再與岩石強度比較評估斜坡是否穩定。

#### (c) 岩坡穩定

scaling and trim blasting, 穩定岩坡的方法包括對岩石的補強(岩錨加固和岩釘)及岩石移除(修挖scaling和岩崩防護措施，包括溝渠，柵欄和棚)。

圖 4.1 為調查自然或人工邊坡中，邊坡高度和角度與其穩定性的關聯。值得注意的是坡高與坡角有某種對應關係，一般坡度愈高其坡高越低，但可能因為岩質較軟或不利的地質構造，造成有許多低緩角度和高度低仍然不穩定。

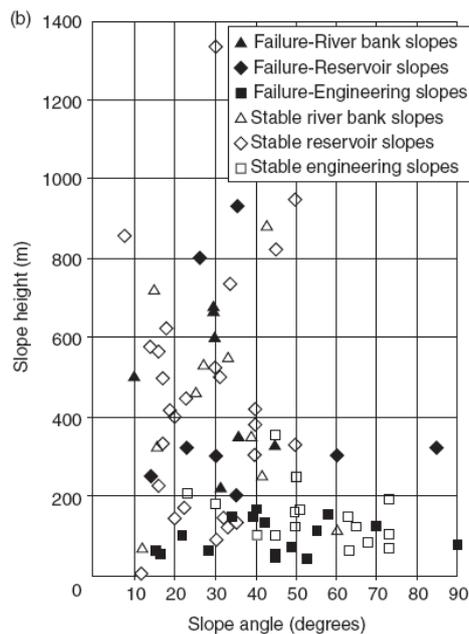


圖 4.1 自然和人工邊坡邊坡高度與坡角之關係(Chen, 1995)。

圖 4.2 顯示一個在頁岩開挖高速公路邊坡，其頁岩光滑的層面(傾角  $50^\circ$ )走向平行坡面，由於這層面的摩擦角約僅為  $20-25^\circ$ ，任何順向坡開挖傾斜角度大於這傾角者均將導致滑動破壞，故其這大開挖傾斜角度就是與層面傾角  $50^\circ$  一致。



圖 4.2 頁岩中公路開挖面與連續性層面一致(Wyllie & Mah, 2004)

岩體內的地質構造弱面對基礎開挖岩坡穩定有顯著的影響，例如圖 4.3 中：圖(a)開挖面使滑動弱面有滑出端，屬於潛在不穩定；圖(b)開挖面平行於弱面，屬於穩定狀況；圖(c) 主要弱面向開挖面內插，屬於穩定狀況；圖(d) 薄層弱面雖向開挖面內插，但有可能向開挖面傾覆破壞狀況；圖(e)較硬砂岩下方頁岩受風化，使得砂岩懸掛其上產生危險落石狀況；圖(f)在軟岩或極破碎岩盤內開可能使開挖面發生淺層圓弧形滑動破壞面。

目前邊坡設計常用極限分析法與數值分析法，並取其安全係數  $1.2\sim 1.4$  之間以彌補對分析參數之掌握不足或岩坡破壞機制與分析方法之不確定；可靠度分析觀念用於邊坡雖然發展於 1970 年代，但近來才逐漸於國內開始嘗試運用。

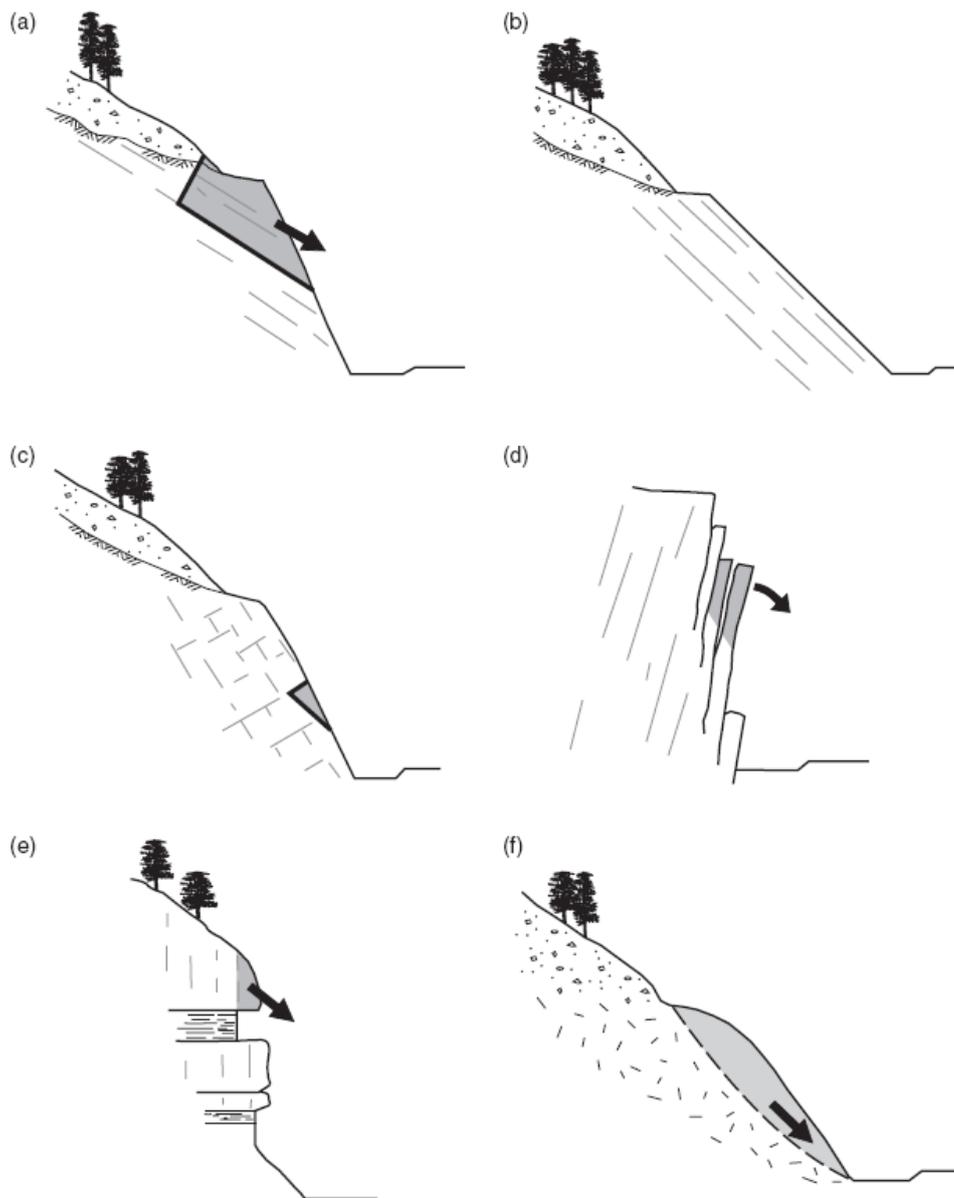


圖 4.3 弱面的對開挖岩體穩定性的影響

## 4.2、極限平衡分析觀念

圖 4.4 中計算滑動塊安全係數的方法(以下資料多引用自 Hoek & Bray, 1981): 依 Mohr-Coulomb 強度定義的滑動弱面(傾角  $\psi_p$ ) 凝聚力  $c$  和內摩擦角  $\phi$ ，則其安全係數 FS 為摩擦抵抗力與下滑力之比值，

$$FS = \frac{cA + W \cos \psi_p \tan \phi}{W \sin \psi_p} \quad (4.1)$$

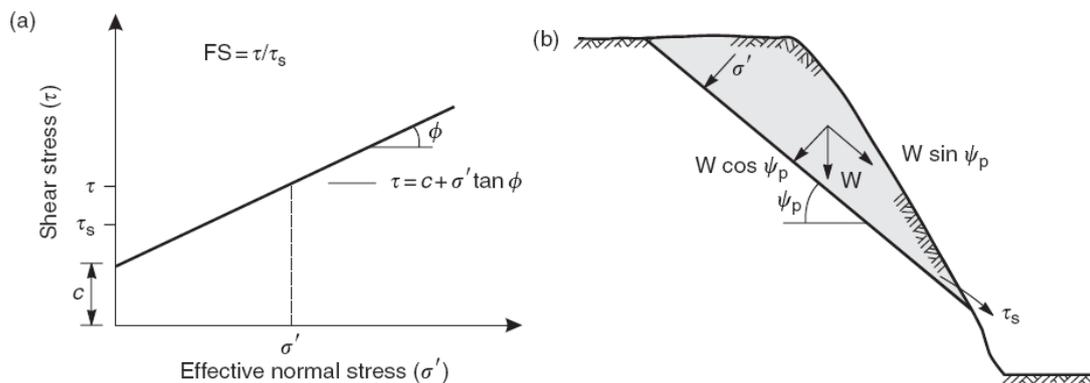


圖 4.4 滑動塊安全係數的計算方法

在初步分析時，若假設弱面凝聚力  $c=0$ ，則可得知當弱面傾角  $\psi_p$  大於弱面摩擦角  $\phi$ ， $\psi_p > \phi$  (見下圖 4.5)，就會滑落破壞。

若坡頂地面有張力裂縫，及考慮地下水壓力於張力裂縫及滑動弱面之影響，則安全係數可修正為

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad (4.2)$$

其中， $V = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2$ ， $U = \frac{1}{2} \gamma_w h_w A$ 。又若為穩定邊坡，施設一俯角

為  $\psi_T$  之岩錨且岩錨之預拉力為  $T$ ，則安全係數 FS 可進一步修正為

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p + T \sin(\psi_T + \psi_p)) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p - T \cos(\psi_T + \psi_p)} \quad (4.3)$$

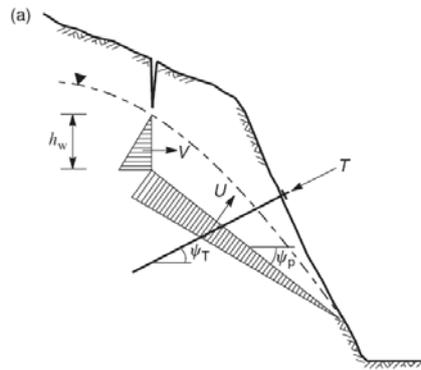


圖 4.5 初步分析圖

此等極限平衡分析法係假設所有外力均通過滑動塊體之形心，沒有力矩之作用。然而，有些形況岩塊發生傾倒卻是比滑動容易：例如高瘦型塊體， $y/\Delta x > \tan(\psi_P)$  確實較易發生傾覆翻倒破壞。

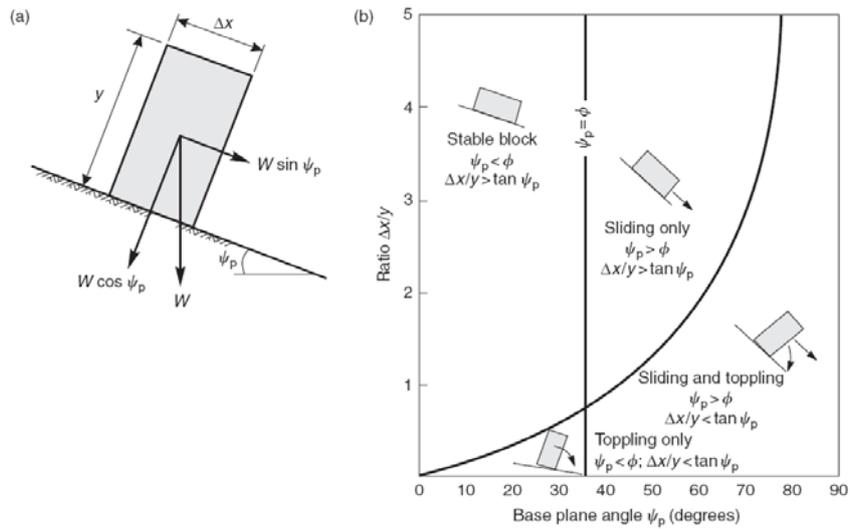


圖 4.6 鑑定滑動和傾倒塊：(a)幾何塊面的傾斜, (b)條件塊滑動和翻倒斜面上。

### 4.3、平面式岩坡滑動與邊坡穩定分析原則

發生這類平面型滑動破壞必須先滿足下列五項幾何條件：

- (1) 開挖面的走向必須與滑動弱面的走向平行或斜交在 $\pm 20^\circ$ 以內圖4.7(c)。
- (2) 滑動弱面必須出露在開挖斜坡面上，意謂滑動弱面的傾角必須小於開挖面傾角，即 $\psi_p < \psi_f$ 。
- (3) 滑動弱面的傾角必須大於弱面內摩擦角，即 $\psi_p > \phi$ 圖4.7(a)
- (4) 滑動面之上端與坡頂地面相交，或終止於坡頂上方的張力裂縫或坡面的張力裂縫圖4.7(a)。
- (5) 滑動塊體兩側具有開裂面邊界僅提供微不足道的抗滑阻力，故使滑動塊體可單獨於滑動面上滑動圖4.7(b)。

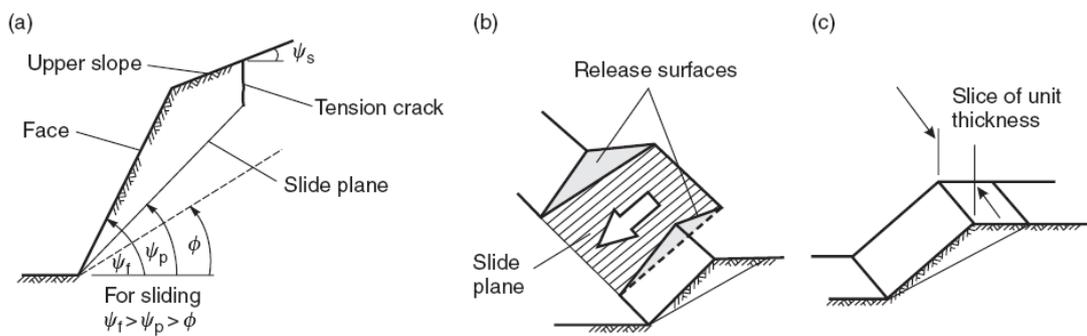


圖 4.7 邊坡發生平面破壞之幾何條件與假設。

本節分析理論是假定成圖 4.8 所示兩個斜坡的幾何條件和地下水狀況：(a) 斜坡坡頂地面上具有張力裂縫；及(b)張力裂縫在斜坡坡面。介於上述(a)(b)間之過度狀況是當坡頂地面是水平的( $\psi_s = 0$ )時，張力裂縫恰發生在坡頂處(crest)，即符合

$$\frac{x}{H} = (1 - \cot \psi_f \tan \psi_p) \quad (4.4)$$

如前所示，平面式岩塊滑動的安全係數 FS 計算如下：

$$FS = \frac{\text{Resisting force}}{\text{Driving force}}, \quad FS = \frac{cA + W \cos \psi_p \tan \phi}{W \sin \psi_p} \quad (4.1)$$

其中，C是弱面的凝聚力。滑動面的面積A計算如下：

$$A = (H + b \tan \psi_s - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad (4.5)$$

式中，坡高為  $H$ 、張力裂縫深度為  $z$  且位置落在距離坡頂  $b$  處、坡頂地面傾斜度  $\psi_s$ 。

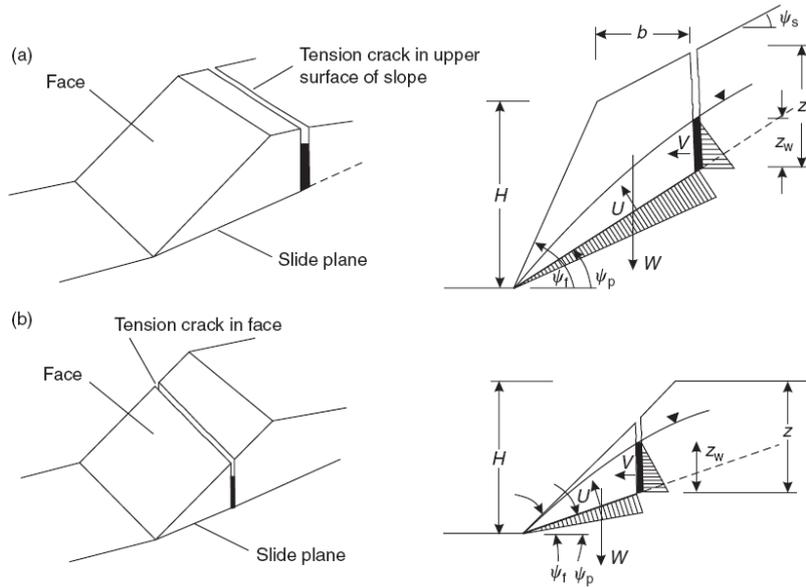


圖 4.8 平面式邊坡破壞之幾何假設狀況

當張裂縫內積水深達  $z_w$  時，水作用於滑動面的力量  $U$  和作用在張裂縫的推力  $V$  為：

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H + b \tan \psi_s - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad (4.6)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (4.7)$$

其中， $\gamma_w$  為的水單位重量。故考慮圖 4.8 所示在有地下水作用下之安全係數為：

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \operatorname{csc} \psi_p} \quad (4.8)$$

其中，滑動塊體的重量W計算如下：

(a) 當張裂縫發生在坡頂傾斜地面：

$$W = \gamma_r \left[ \left( 1 - \cot \psi_f \tan \psi_p \right) \left( bH + \frac{1}{2} H^2 \cot \psi_f \right) + \frac{1}{2} b^2 (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad (4.9)$$

(b) 當張裂縫發生在坡面：

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \left( 1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cot \psi_p \times (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right] \quad (4.10)$$

其中， $\gamma_r$ 是岩石的單位重量。由上列公式可知共使用到四個幾何上的尺寸H、b、z、 $z_w$ ，及三個斜坡角度及滑動弱面 $\psi_f$ 、 $\psi_s$ 、 $\psi_p$ ，可知在岩坡平面滑動分析參數中與完整岩石性質幾乎無關。

#### 4.3.1、臨界張力裂縫深度和位置估算

在上述分析中，係假定張裂縫的位置是在坡頂上地面或在坡面已有明顯痕跡，及其深度是已知。不過，在有覆土或植生的坡地之張力裂縫位置可能是未知的。則可以下列方式估算：

當岩坡是乾燥或近乎乾燥( $z_w/z = 0$ )，則張力裂縫的臨界深度 $z_c$ 及其位置 $b_c$ 可表示為：

$$\frac{z_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot \psi_f \tan \psi_p} \quad (4.11)$$

$$\frac{b_c}{H} = \sqrt{\cot \psi_f \cot \psi_p} - \cot \psi_f \quad (4.12)$$

實用上，可製成圖 4.9 供查用。

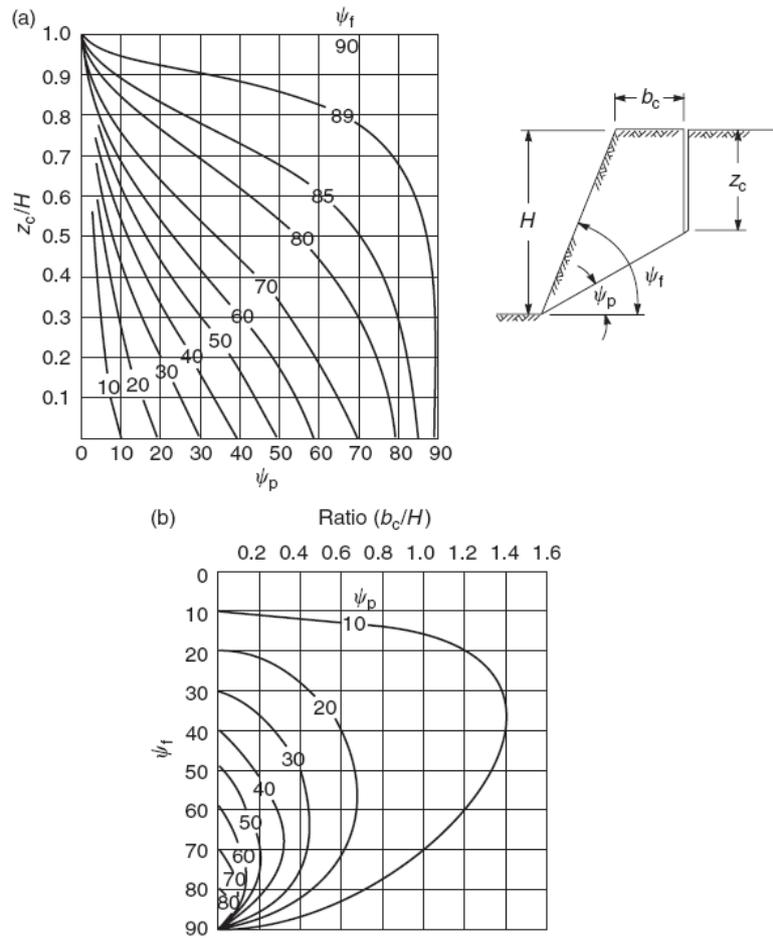


圖 4.9 乾燥坡地的臨界張力裂縫深度與距坡頂後退距離。

但如果張力裂縫是在大雨狀況下形式或它是位在一個既有地質構造(如垂直縫面)，則方程 (4.11) 和 (4.12) 不再適用。坡頂地面的張力裂縫通常可被察看到是為邊坡不穩定的一項徵兆。

### 4.3.2、岩坡加固方式

當一個岩坡判定有潛在不穩定的狀況時，開挖時加固可能是一種有效提高安全係數的方法。加固的方法包括裝設臨時性地錨、岩釘支撐，將可依現地各種因素作適確決定。

若裝設臨時性預力地錨(圖 4.10)其拉力將改變作用於滑動面之正向力和剪力，其安全係數可表為

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - II - V \sin \psi_p + T \sin(\psi_T + \psi_p)) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p - T \cos(\psi_T + \psi_p)} \quad (4.13)$$

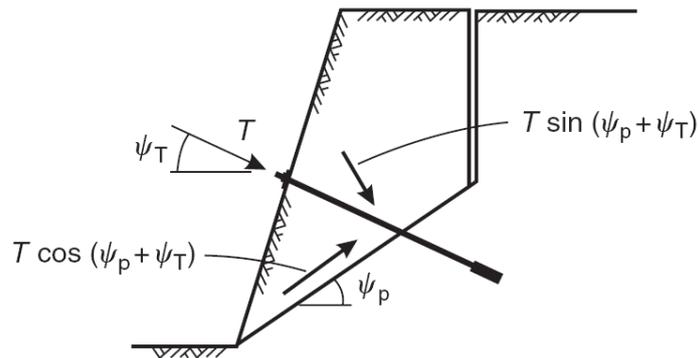
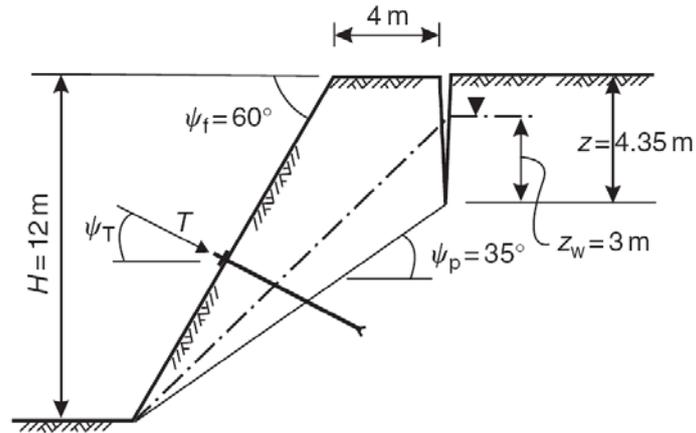


圖 4.10 以預力地錨加固岩坡

由上一公式在指定安全係數 FS 需求下可算出每支地錨拉力  $T$ 。由於此二維邊坡分析係假定厚度 1m，故在一縱坡面若有  $n$  支地錨，每支地錨拉力  $T_B$  則作用在這一縱坡面的總力為  $T_B \cdot n$ 。

### 4.3.3、平面式破壞與分析例

開挖一坡度  $60^\circ$  的 12 米高岩坡，該岩盤內包含傾角  $35^\circ$  的弱面。一深度 4m 張裂縫在距坡頂後方 4.35 米處，且期內積水高度高出滑動面以上 3 米(見下圖)。弱面的強度參數面如下： $c = 25 \text{ kPa}$ ,  $\phi = 37^\circ$ 。岩石的單位重量  $26 \text{ kN/m}^3$ ，水的單位重量  $9.81 \text{ kN/m}^3$ 。假設平面式破壞最有可能的方式，是分析以下問題：



### 安全係數的計算

- 計算在上圖邊坡的條件之安全係數。
- 如果張力裂縫內完全充滿水，計算安全係數。
- 如果邊坡完全排水情況，計算安全係數。
- 如果凝聚力C因爆破而減少到零，且邊坡完全排水情況，計算安全係數。
- 確定是否這4.35米深的張力裂縫是否已達到臨界深度（使用圖4.9）。

### 採用臨時性地錨加固邊坡

- 安裝臨時性預力地錨錨固這排水邊坡(凝聚力為零)，如果地錨垂直於滑動面打設深入滑動面下方岩石，即 $\psi_T = 55^\circ$ ，每排地錨總拉力400 kN，計算安全係數。
- 如果地錨打設由 $\psi_T = 55^\circ$ 降為 $20^\circ$ ，提出一計算安全係數
- 如果每支地錨可提供的拉力是250 kN，請提出使垂直行上每支地錨可承擔400 kN/m之岩錨佈設。

### (一)岩坡安全係數的計算

岩塊重 $W = 1241 \text{ kN/m}$ ,

$A = 13.34 \text{ m}^2/\text{m}$  .

- 當  $z_w = 4.35 \text{ m}$ ,  $U = 196.31 \text{ kN/m}$  ,  $V = 44.15 \text{ kN/m}$  。

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi\}}{\{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p\}} \\
 &= \frac{\{25(13.34) + (1241.70 \cos 35 - 196.31 - 44.15 \sin 35) \tan 37\}}{\{1241.70 \sin 35 + 44.15 \cos 35\}} \\
 &= 1.25 \text{ (接近永久岩坡安全需求邊緣)}
 \end{aligned}$$

(b) 當  $z_w = 4.35\text{m}$ , 新的安全係數是

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\{333.50 + (1017.14 - 284.57 - 53.23) \times \tan 37\}}{\{712.21 + 76.02\}} \\
 &= 1.07 \text{ (岩坡接近失敗)}
 \end{aligned}$$

(c)  $z_w = 0\text{ m}$  (完全排水)

安全係數是  $FS = \frac{333.50 + 1017.14 \tan 37}{712.21} = 1.54$  (岩坡足夠安全)

這三種狀況的安全係數值繪於圖4.11，可知張裂縫內的積水深度愈高岩坡安全性愈低。

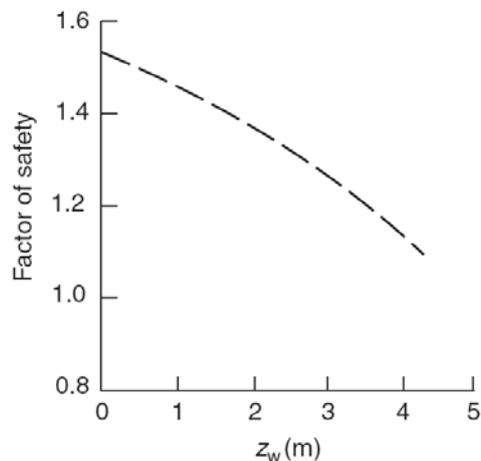


圖 4.11 張裂縫水深對安全係數的影響。

(d)如果岩坡排水良好，但開挖振動使弱面凝聚力由原來的25 kPa 降為零，新的安全係數是

$$FS = \frac{0 + 1017.14 \tan 37}{712.21} = 1.08$$

若因凝聚力的減少使安全係數從1.54劇降到1.08，這說明凝聚力對滑動面穩定影響性極為靈敏。

(e)依開挖面坡度 $\psi_f=60^\circ$ 弱面傾角 $\psi_p=35^\circ$ ，查圖4.9 (a) 所得 $z_c/H=0.36$ ，而坡高 $H=12\text{m}$ ，得臨界張力裂縫的深度 $z_c=4.32\text{m}$  故 $z=4.35\text{m}$ 已接近臨界張力裂縫的深度。

(二)以臨時性地錨加固邊坡：

(a) 在岩坡完全排水和凝聚力為零的狀況，以地錨加固邊坡安全係數邊坡的安全係數計算公式 (4.13)。即

$$c = U = V = 0 \quad (4.14)$$

而一支地錨拉力  $T=400 \text{ kN/m}$ ，安裝傾斜角  $\psi_T=55^\circ$ 時，安全係數是

$$\begin{aligned} FS &= \frac{[W \cos \psi_p + T \sin(\psi_T + \psi_p)] \tan \phi}{W \sin \psi_p - T \cos(\psi_T + \psi_p)} \\ &= \frac{[1241.70 \cos 35 + 400 \sin(55 + 35)] \tan 37}{1241.70 \sin 35 - 400 \cos(55 + 35)} \\ &= \frac{1067.90}{712.21} \\ &= 1.5 \end{aligned}$$

(b) 如果地錨打平緩些 $\psi_T=20^\circ$ 時，則安全係數是

$$\begin{aligned} FS &= \frac{[1241.70 \cos 35 + 400 \sin(20 + 35)] \tan 37}{1241.70 \sin 35 - 400 \cos(20 + 35)} \\ &= \frac{1013.38}{482.78} \end{aligned}$$

$$= 2.10$$

經(a)(b)舉例，顯示改變地錨打設角度 $\psi_T$ ，選擇打設角度比垂直滑動弱面時( $\psi_T=55^\circ$ )還平，可顯著的改善岩坡的安全係數。理論上，其最佳打設角度是

$$\begin{aligned}\psi_{T\text{opt}} &= (\varphi - \psi_p) \quad (4.15) \\ &= (37^\circ - 35^\circ) = 2^\circ \text{ (俯角)},\end{aligned}$$

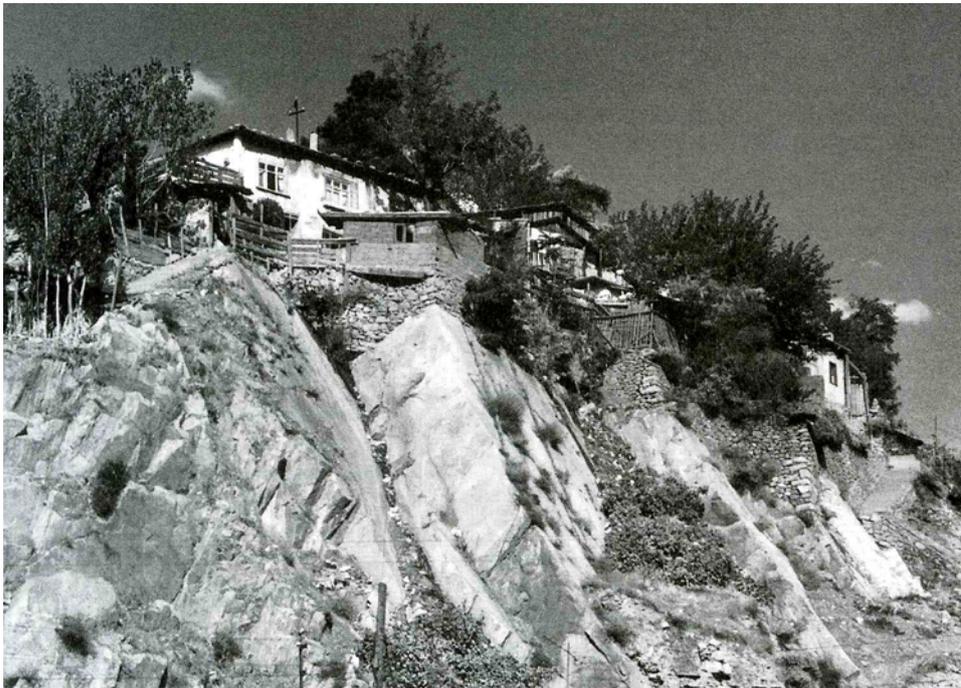
且最好的安全係數 $FS=2.41$

(c)如果在每個垂直斷面行打設4支岩錨，每支地錨 $T_B=240\text{T/m}$ ，每垂直單位斷面上地錨共需提功 $400\text{T/m}$ 力，則地錨水平間距 $S$ 算方法如下：

$$\begin{aligned}S &= \frac{T_B \cdot n}{T} \left( \frac{\text{kN}}{\text{kN/m}} \right) \quad (4.16) \\ &= \frac{240.4}{400} \\ &\approx 2.5\text{m}\end{aligned}$$

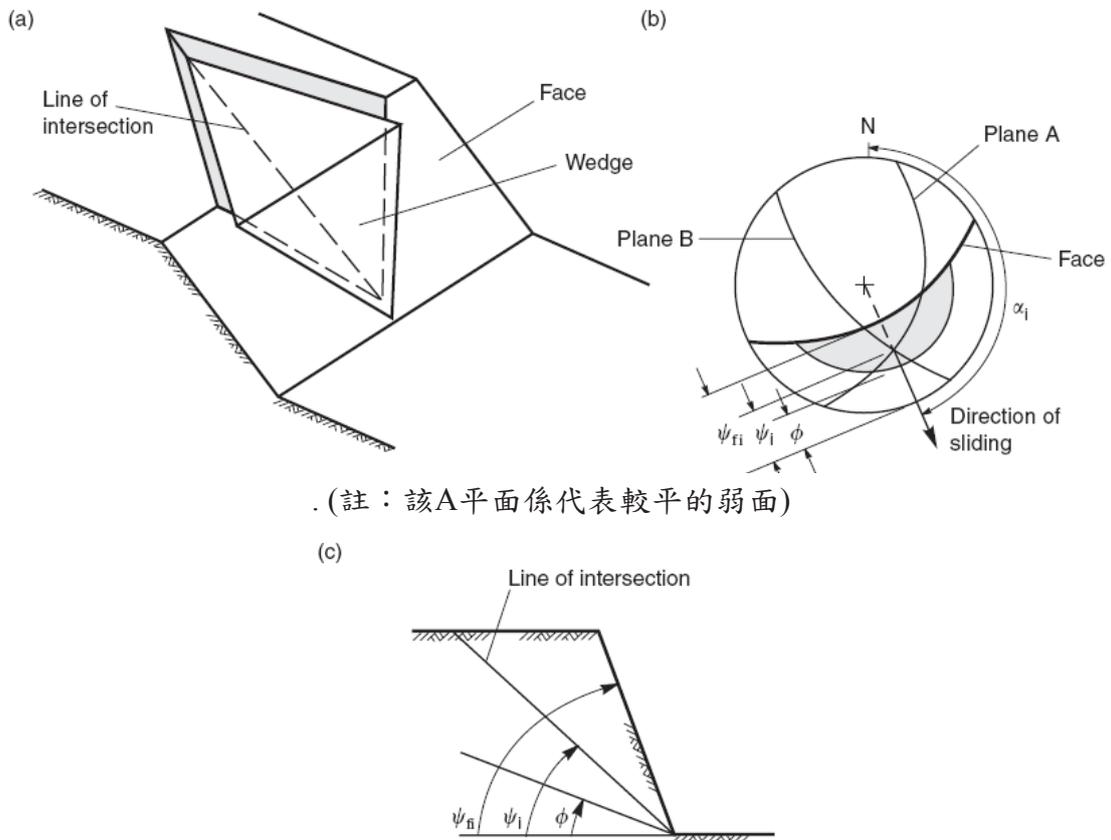
#### 4.4、楔型滑動與邊坡穩定分析原則

當岩盤所含弱面之走向與斜坡開挖面走向不平行或不近乎平行(夾角大於 $\pm 20^\circ$ )，岩盤可能發生楔形塊滑落的穩定問題。立體投影法可定義楔形塊的形狀，各面交線及滑動線的方向，此等資訊雖無法直接計算安全係數，但可用於評估楔形滑動的潛在可能性，稱之為運動學分析。



##### 4.4.1、弱面抗剪強度僅考慮摩擦項

本節介紹的設計圖表係針對摩擦是弱面剪切強度唯一組成( $c=0$ )，並沒考慮水壓作用或外力作用，可用來計算楔形滑動的安全係數。



(註：該A平面係代表較平的弱面)

(c)

圖 4.12 楔形滑動破壞的幾何條件

平面A與平面B兩者之交線的指向 $\alpha_i$ 與俯角 $\psi_i$ 可以公式 (4.17) 和 (4.18) 計算如下：

$$\alpha_i = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \psi_A \cos \alpha_A - \tan \psi_B \cos \alpha_B}{\tan \psi_B \sin \alpha_B - \tan \psi_A \sin \alpha_A} \right) \quad (4.17)$$

$$\psi_i = \tan \psi_A \cos(\alpha_A - \alpha_i) = \tan \psi_B \cos(\alpha_B - \alpha_i) \quad (4.18)$$

其中 $\alpha_A$ 、 $\alpha_B$ 是弱面A與弱面B的傾向角， $\psi_A$ 、 $\psi_B$ 是平面A與平面B的傾角。假設該二弱面之凝聚力項 $C=0$ 、只有摩擦角 $\phi$ 項(且相等)，則安全係數定義是：

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_i} \quad (4.19)$$

其中 $R_A$ 和 $R_B$ 二弱面之正向力且兩者與楔形塊 $W$ 的關係為：

$$R_A \sin \left( \beta - \frac{1}{2} \xi \right) = R_B \sin \left( \beta + \frac{1}{2} \xi \right) \quad (4.20)$$

$$R_A \cos\left(\beta - \frac{1}{2}\xi\right) + R_B \cos\left(\beta + \frac{1}{2}\xi\right) = W \cos \psi_i \quad (4.21)$$

其中，見下圖  $\beta$  為楔形塊體的傾斜角度(tilt angle)、 $\xi$  為楔形角(wedge angle)關係楔形塊的張開角度，其值可透過立體投影求得。

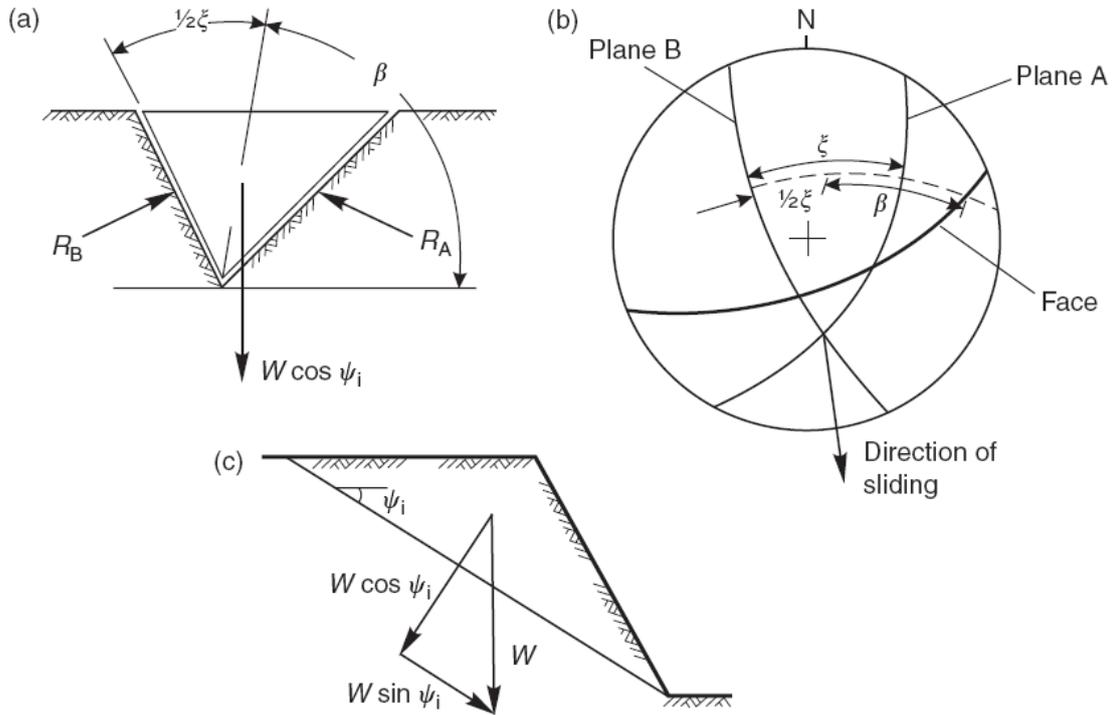


圖 4.13 楔形塊參數定義與求解。

進一步可得：

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin(\xi/2)} \quad (4.22)$$

因此，

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin(\xi/2)} \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \psi_i} \quad (4.23)$$

或表示為，

$$FS_w = KFS_p \quad (4.24)$$

其中， $FS_w$  是上述楔形滑動(只考慮只有  $\varphi$ 、 $c=0$  狀況)的安全係數，而  $FS_p$

是平面型滑動(弱面傾角與楔形塊滑動線俯角相同的狀況下,且只考慮只有  $\phi \cdot c=0$ ) 之安全係數; K 為楔形因子(wedge factor) 取決於楔形塊的傾斜角度  $\beta$  及楔形角  $\xi$ 。下圖 4.14 即為一例子, 由圖可知: K 值通常大於 1, 即楔形滑動之安全係數常高於平面型滑動之安全係數, 故理論上平面型滑動災害多於楔形滑動。若經此過程, 評估岩坡可能發生楔形式滑動破壞, 則需進一步進行三維岩坡穩定分析。

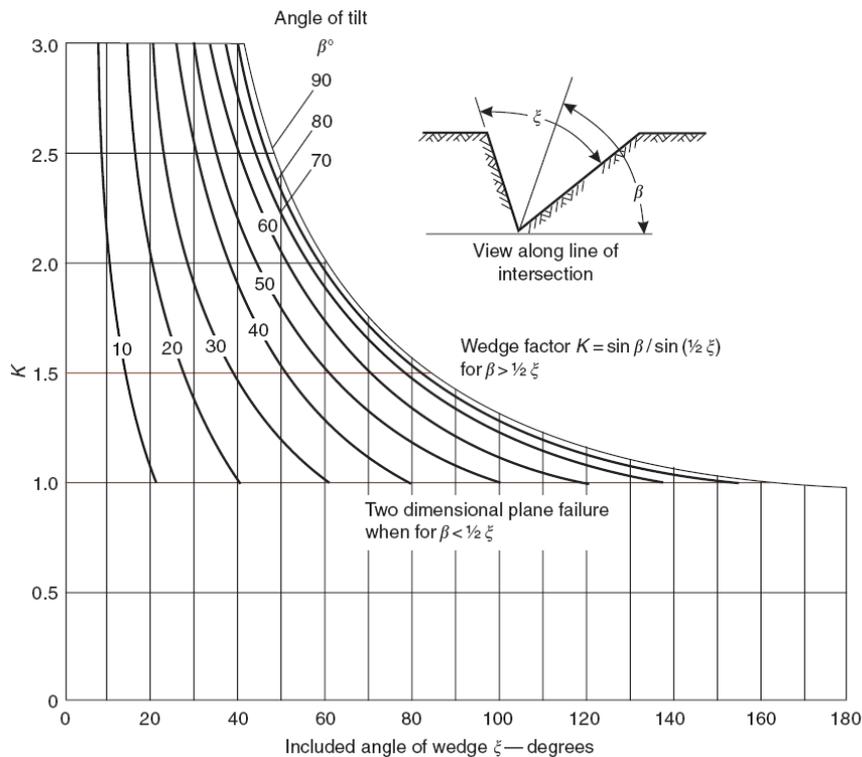


圖 4.14 楔形因子 K 之求取

#### 4.4.2、弱面抗剪強度考慮凝聚力、摩擦及水壓力影響

若考慮兩弱面具有不等 C、 $\phi$  及有地下水壓之影響, 本 4.4.2 節的方法可用來計算楔形滑動下之安全係數, 但此法無法考慮有張力裂縫的問題。但在以下分析中坡頂地面可與開挖坡面夾任何角度關係, 邊坡總高度 H 則定義為在滑動線 S 上下兩端之垂直高程差。

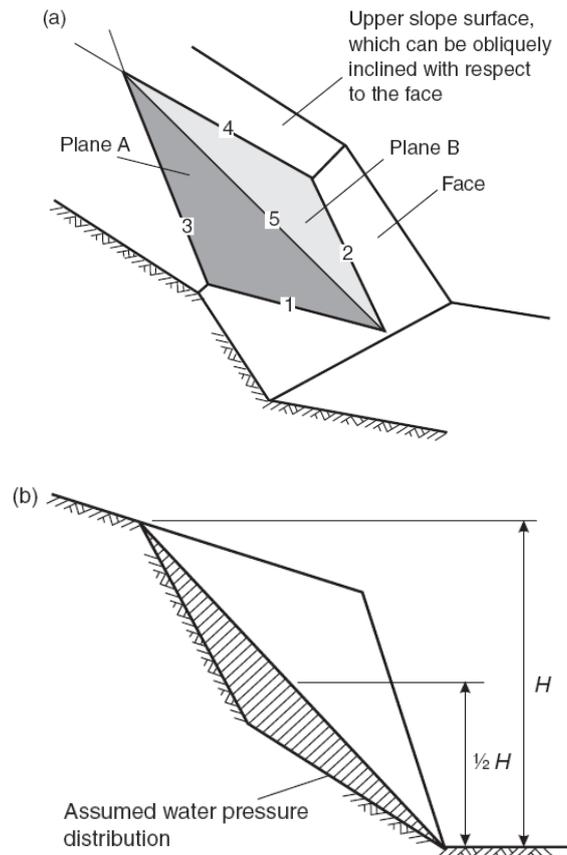


圖 4.15 楔形幾何穩定性分析(包括摩擦、凝聚力，水壓力對滑動面的影響) (a) 楔形塊各交線的編號 (b) 楔形塊的高度和水壓力分佈狀。

此一分析之水壓力是假設沿交線 5 為最大、沿交線 1, 2, 3 和 4 之水壓力為零，如圖 4.15 (b)，故產生的水壓力分佈呈三角形的分佈，最大值發生在坡高之中央高度處，其最大壓力( $\frac{1}{2}\gamma_w H$ )，這類假設水壓力分佈被認為可代表在下非常大雨、斜坡已經飽和的極端條件。假定楔型塊沿交線 5 滑動，其安全係數如下式，

$$FS = \frac{3}{\gamma_r H} (c_A X + c_B Y) + \left( A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} X \right) \tan \phi_A + \left( B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_r} Y \right) \tan \phi_B \quad (4.25)$$

其中， $c_A$ 、 $c_B$  和  $\phi_A$ 、 $\phi_B$  分別是弱面 A 與 B 之凝聚力與內摩擦角； $\gamma_r$ 、 $\gamma_w$

分別是岩石的單位重及水的單位重量；H 楔形岩塊的總高度。X, Y, A 與 B 是四個無因次因子，其值與楔形塊的幾何形狀有關：

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{43} \cos \theta_{2,na}} \quad (4.26)$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1,nb}} \quad (4.27)$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_a \sin^2 \theta_{na,nb}} \quad (4.28)$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_b \sin^2 \theta_{na,nb}} \quad (4.29)$$

式中， $\psi_a$ 、 $\psi_b$  是弱面 A 與 B 之傾角， $\psi_5$  是滑動線 5 的俯角，其他線條的交角都可由立體投影圖求得。

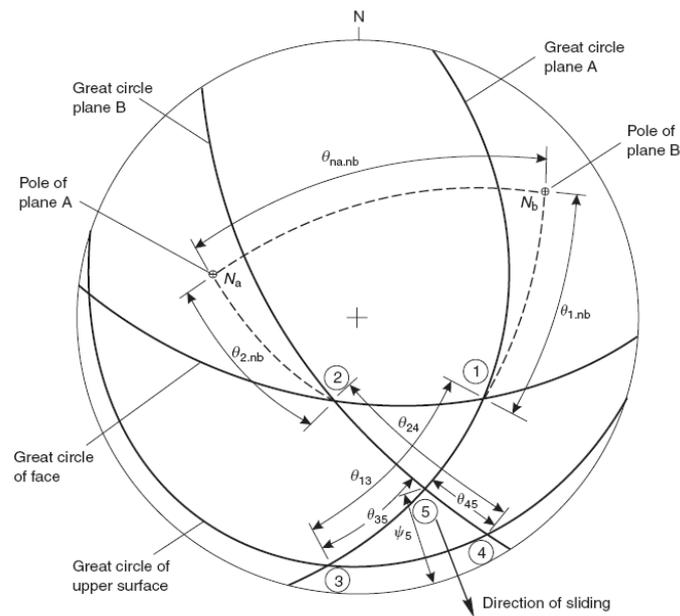


圖 4.16 中各平面之立體投影圖及各夾角

4.4.3、楔型穩定分析圖—只考慮摩擦強度

若假設在邊坡完全排水狀況、且弱面凝聚力  $c=0$ 、只有摩擦角  $\phi$ ，則其安全係數為

$$FS = A \tan \phi_A + B \tan \phi_B \quad (4.30)$$

式中， $\phi_A$ 、 $\phi_B$  為弱面 A、B 之內摩擦角；無因次因子  $A$  和  $B$  值取決於兩弱面 A、弱面 B 之傾向和傾角方向關係，可由圖 4.17 查得。由式中知，該安全係數與邊坡高度、開挖面坡角或坡頂地面斜度均無關。此一簡化的分析僅考慮弱面摩擦角，故其安全係數需在 2.0 以上才可視為安全。

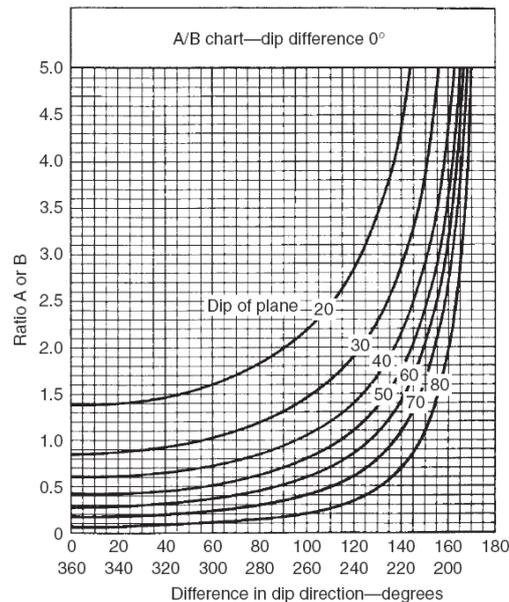
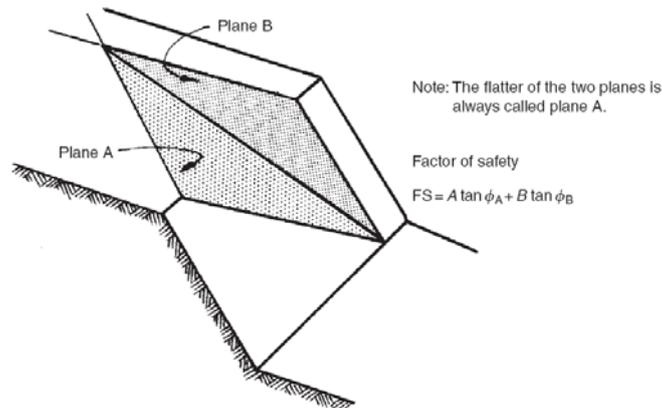


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為  $0^\circ$ )

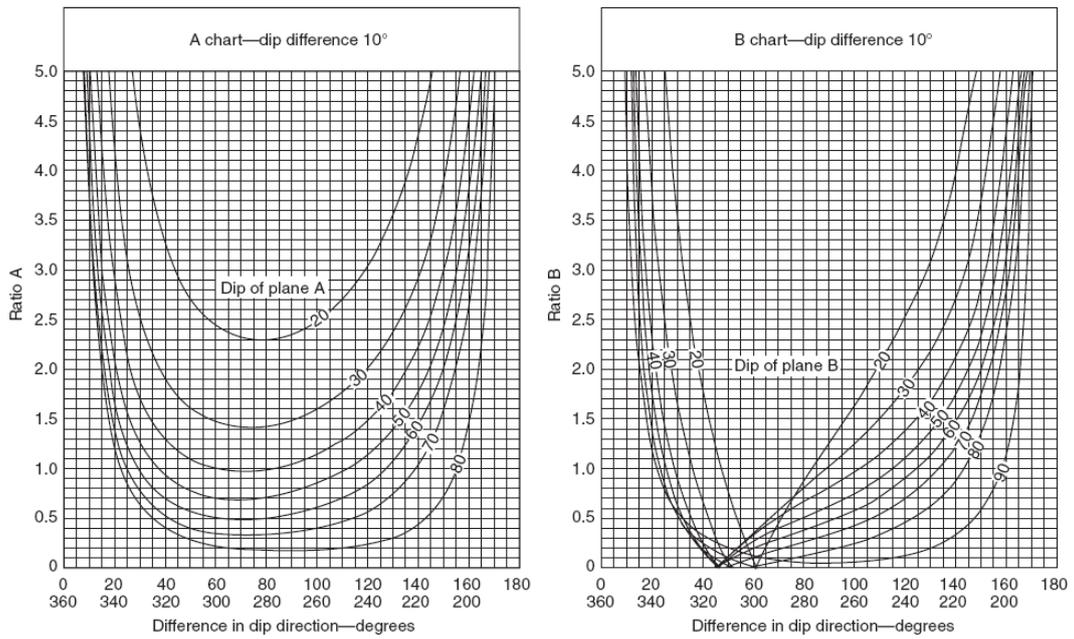


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 10°)

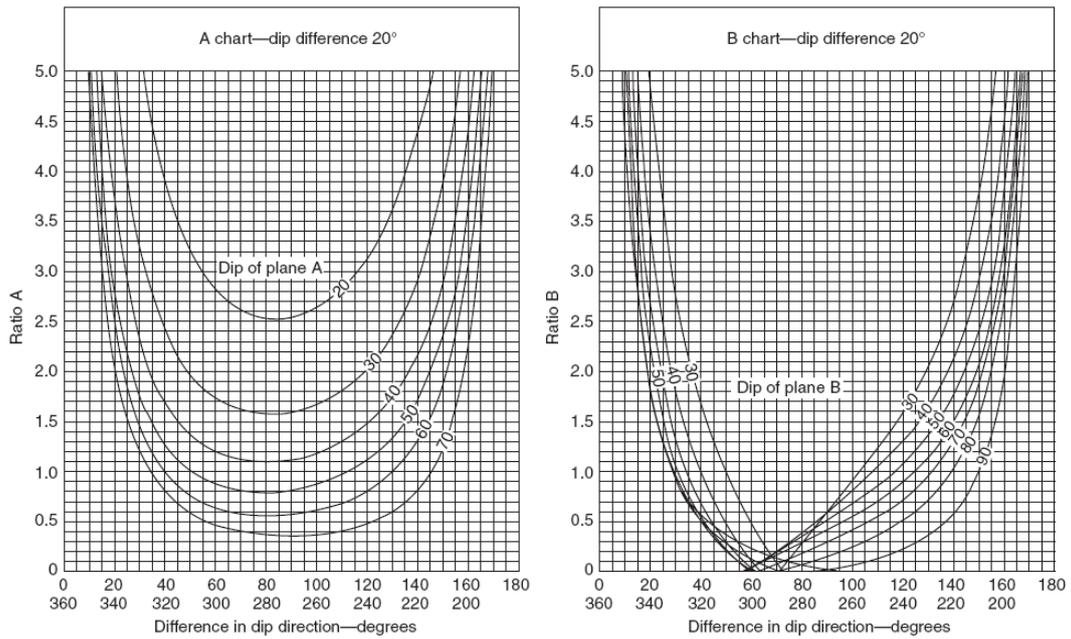


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 20°)

第四章 開挖岩坡之破壞模式與岩坡穩定分析原則

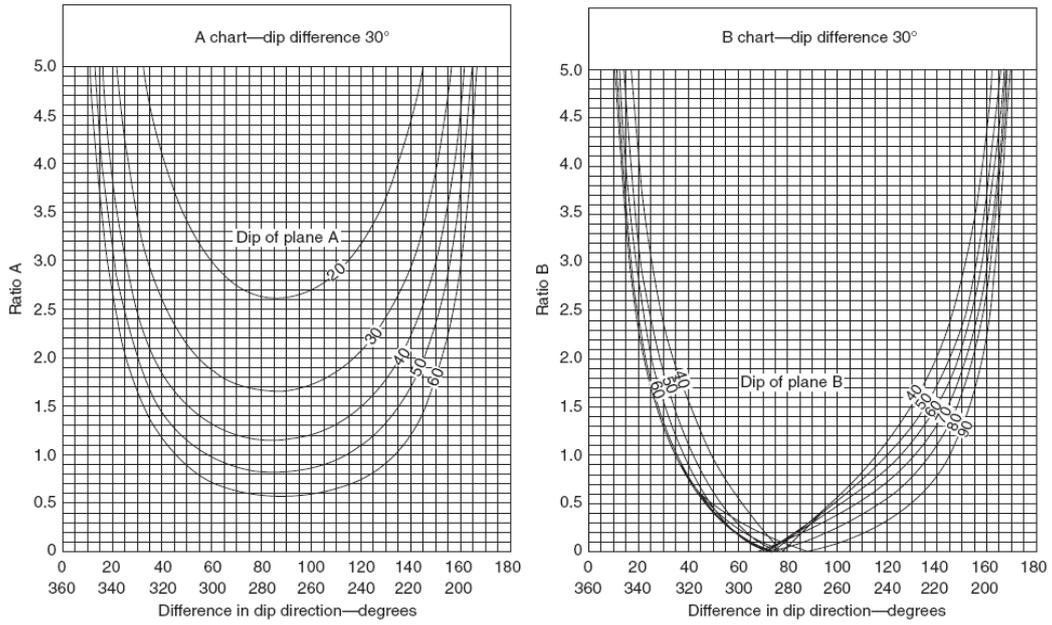


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 20°)

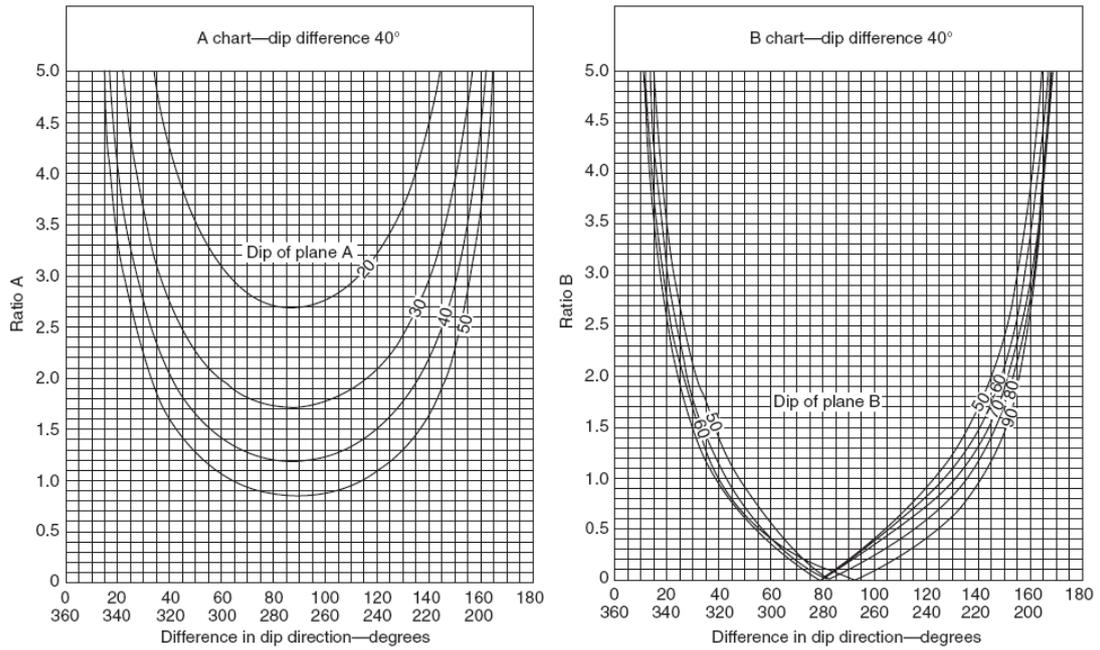


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 40°)

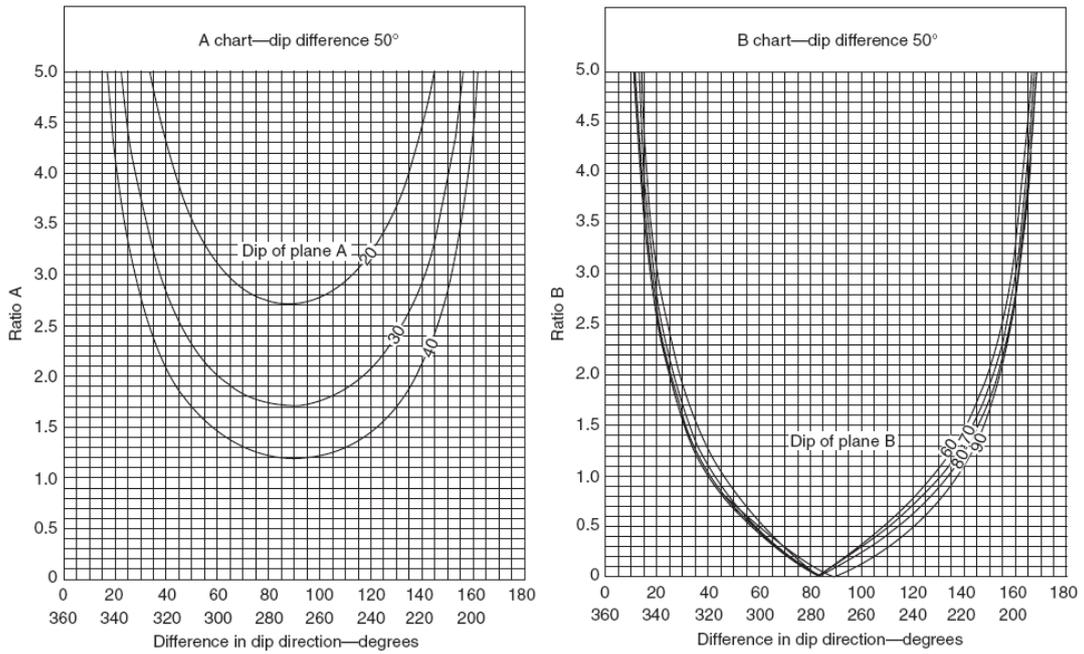


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 50°)

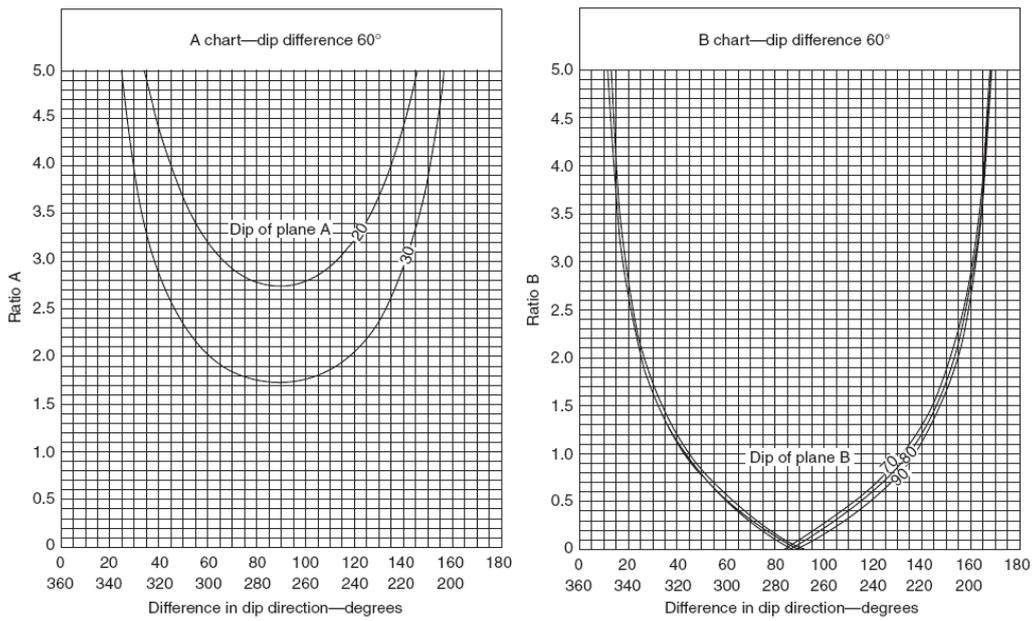


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 60°)

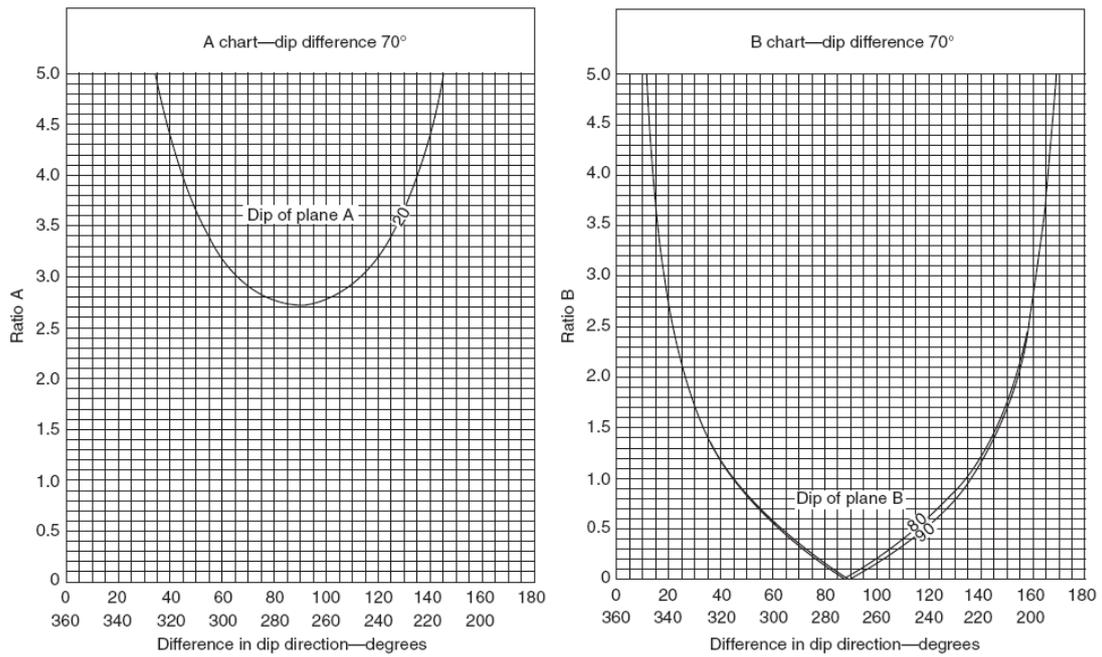


圖 4.17 只考慮摩擦之楔形穩定性圖 (A 和 B 傾向角度差為 70°)

4.4.4、範例說明：

已知如下表弱面 A、B 的傾向、傾角、摩擦角，使用圖表求安全係數：

	<i>Dip (degrees)</i>	<i>Dip direction</i>	<i>Friction angle</i>
Plane A	40	165	35
Plane B	70	285	20
Differences	30	120	

故其傾角的差為 30 度、且傾向的差為 120 度，因此在初步設計可查圖得知  $A=1.5$ 、 $B=0.7$ ，故  $FS=1.30$ ，其安全係數小於 2，須進一步考慮穩定問題，其中並可知弱面 A 與弱面 B 所貢獻的摩擦阻力比也為 1.5 : 0.7。

#### 4.5、岩坡圓弧型滑動與邊坡穩定分析原則



圖 4.18 高度風化花崗岩之圓弧型邊坡滑動破壞(Wyllie & Mah, 2004)

針對風化嚴重的破碎的均質岩坡、軟弱岩盤可能發生圓弧型滑動破壞，本節提出一系列分析邊坡穩定的圓表，可快速檢查一個斜坡的安全係數。實際上，岩坡滑動之圓弧型狀受地質條件之影響，例如可能發自坡頂後方的張力裂縫至坡址之一大圓弧，或自張力裂縫到硬岩層的上方。

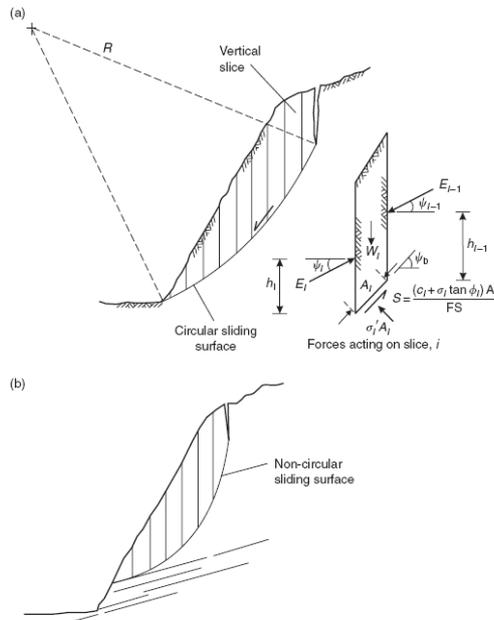


圖 4.19 軟岩或風化岩盤之典型滑動面形狀：(a) 均質軟岩之大半徑圓弧破壞；  
(b) 軟岩下含硬岩之非圓形破壞面

#### 4.5.1、圓弧型滑動破壞圖表

以下一系列圖表可以迅速確定岩坡發生圓弧型破壞之安全係數，這些圖表已經過上千萬例子分析後制成，它考慮的變數有邊坡高度、開挖角度、內摩擦角和凝聚力。但需滿足其分析時之假設狀況：

- (a) 該材料是均質且滑動面剪力強度性質是均勻的。
- (b) 材料剪力強度可表示為  $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ 。
- (c) 圓弧形滑動面穿過坡趾。
- (d) 垂直張力裂縫發生在坡頂上方地面或在坡面。
- (e) 張力裂縫與滑動面是該坡形與地下水狀況下安全係數最低者。
- (f) 下水狀況由完全乾燥到完全飽和定義如下表五種程度。
- (g) 以下圖表最適合於岩體密度  $18.9 \text{ kN/m}^3$ 。

**圖表之使用流程：**

**圖 4.20** 依地下水流狀態，從完全排水到飽和共區分成 1~5 五種狀況。用此類圖表來確定一個斜坡的安全係數之步驟示於 **圖 4.21**：

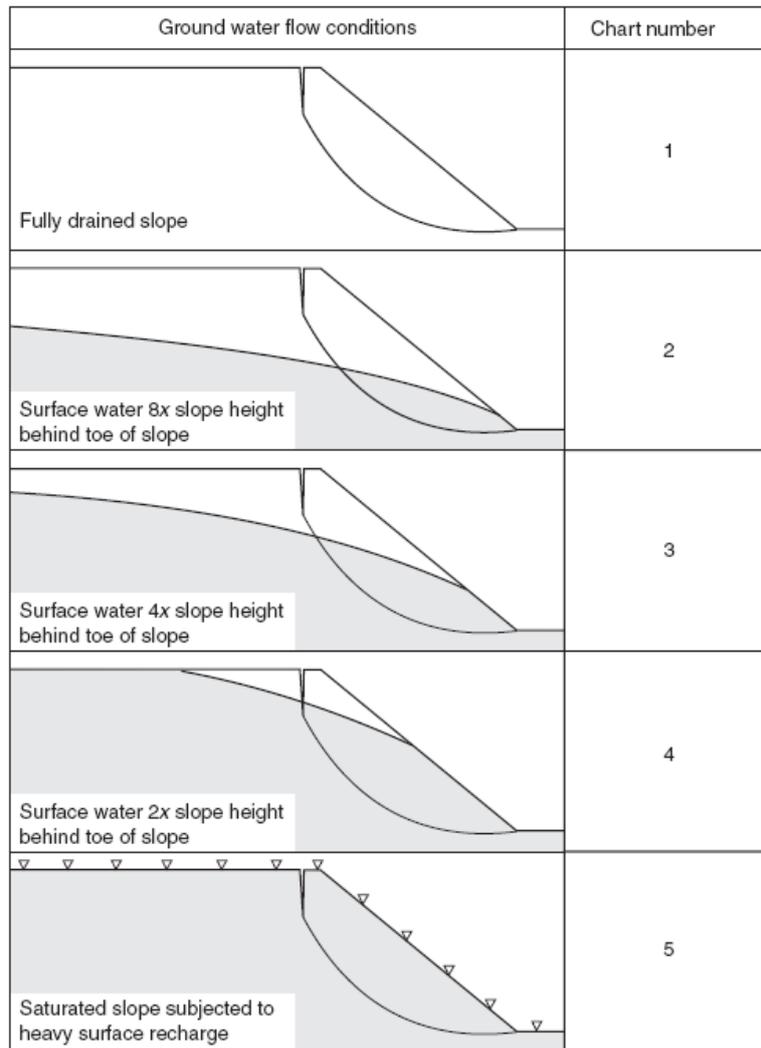


圖 4.20 圓弧型滑動破壞圖表

- 步驟1：決定地下水條件以選定最接近的一組圖表
- 步驟2：選擇適用於該岩坡的岩石強度參數計算 $c$ 、 $\phi$
- 步驟3：計算 $c/(\gamma H \tan \phi)$ 值對應到圖的外圓座標上
- 步驟4：由此 $c/(\gamma H \tan \phi)$ 座標值沿徑向線對應到與邊坡角曲線交點。
- 步驟5：查得對應的 $\tan \phi/FS$  或  $c/(\gamma H FS)$ 值後，計算安全係數  $FS$  值。

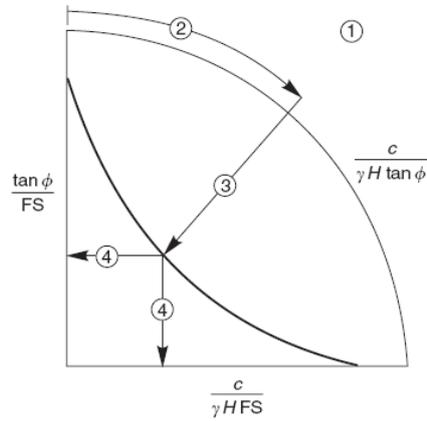


圖 4.21 查的圓弧形滑動破壞安全係數之順序

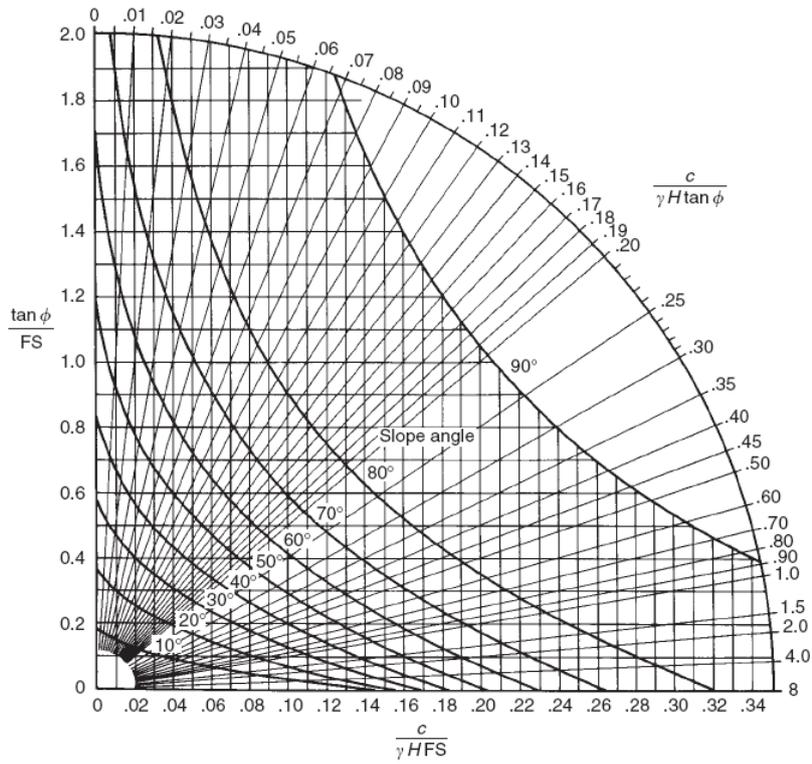


圖 4.22 圓弧形滑動破壞查圖 (編號 1—完全排水岩坡)

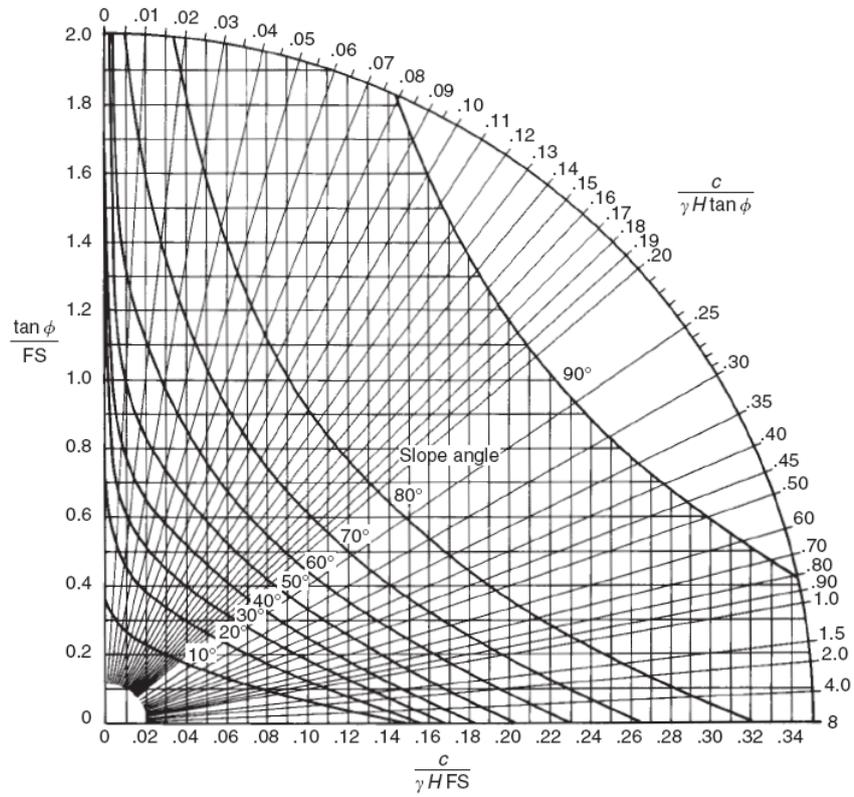


圖 4.22 圓弧形滑動破壞查圖 (編號 2—第 2 種地下水情況)

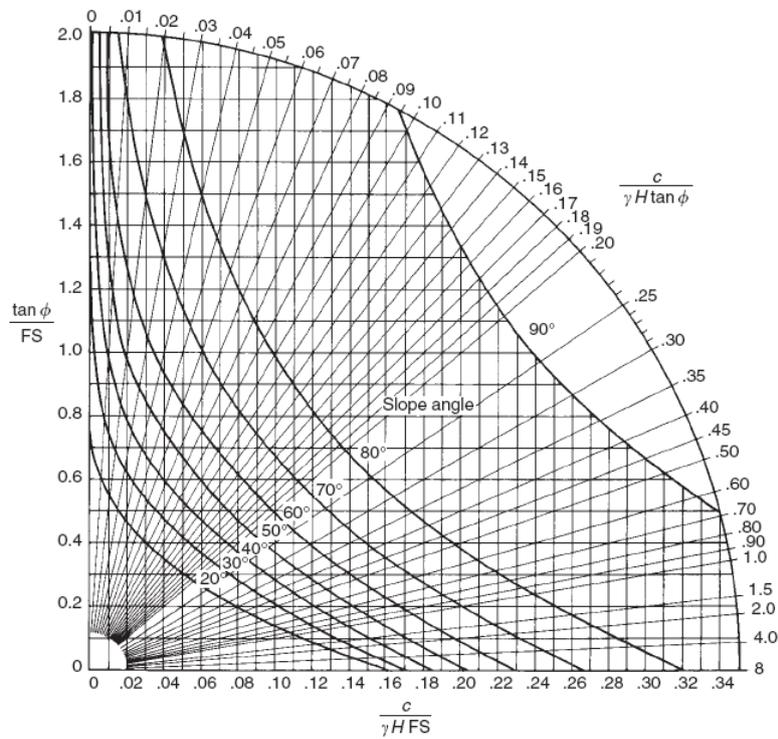


圖 4.22 圓弧形滑動破壞查圖 (編號 3—第 3 種地下水情況)

第四章 開挖岩坡之破壞模式與岩坡穩定分析原則

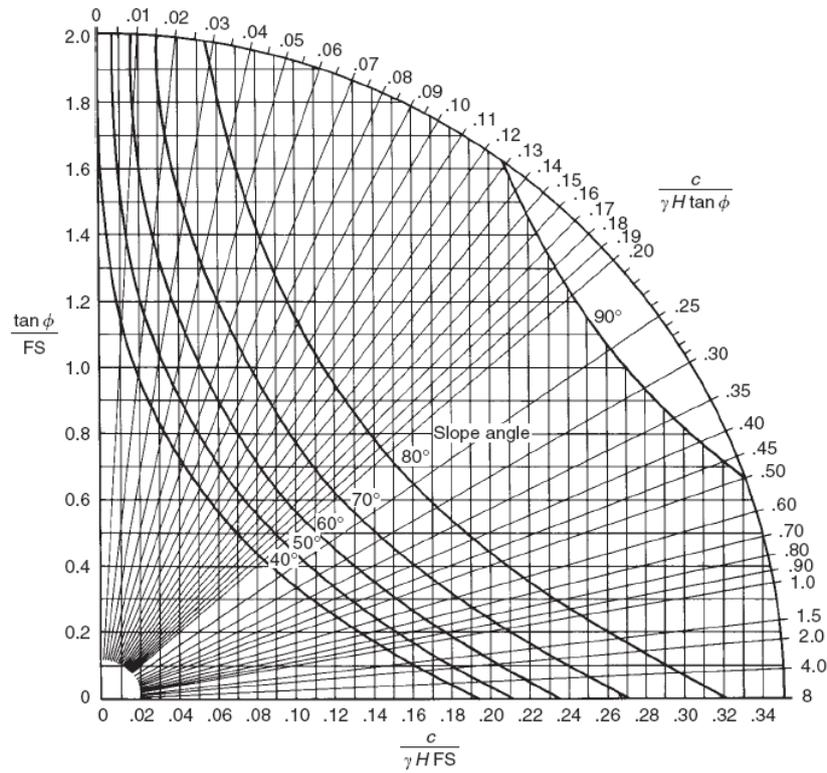


圖 4.22 圓弧形滑動破壞查圖 (編號 4—第 4 種地下水情況)

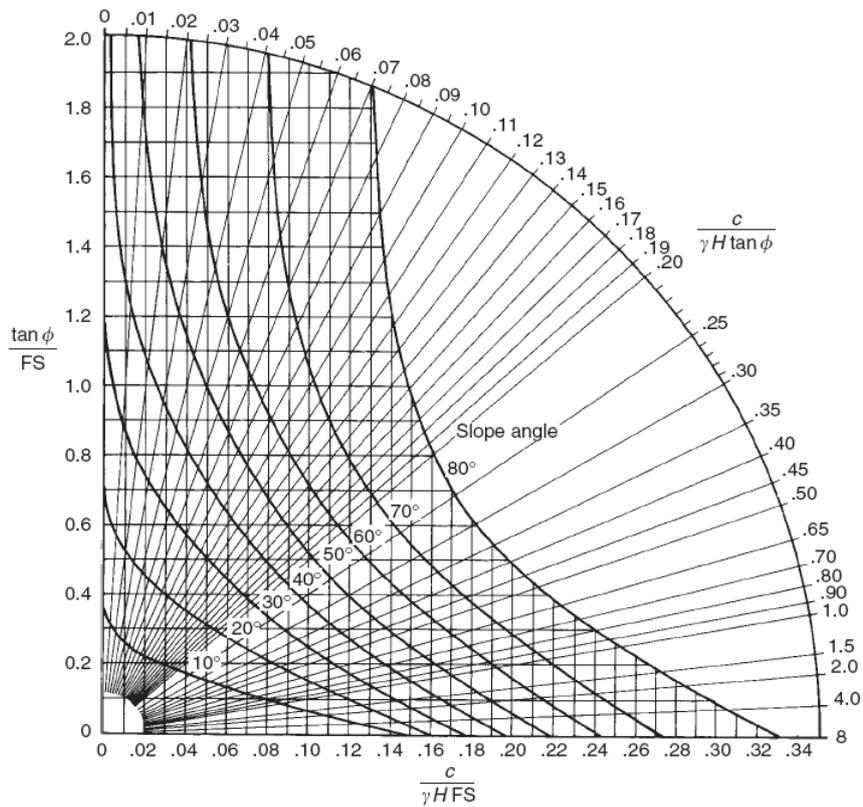


圖 4.22 圓弧形滑動破壞查圖 (編號 5—第 5 種地下水情況)

### 4.5.2、臨界滑動面的位置和張力裂縫

當假設  $FS=1$  之臨界狀況，且設圓弧滑動面一定經過坡趾(toe of slope)，則可利用下列圖表查得圓弧滑動面之圓心位置、及張裂縫的位置。研究發現在有地下水之狀況下，滑動面及張裂縫的位置皆差不多。

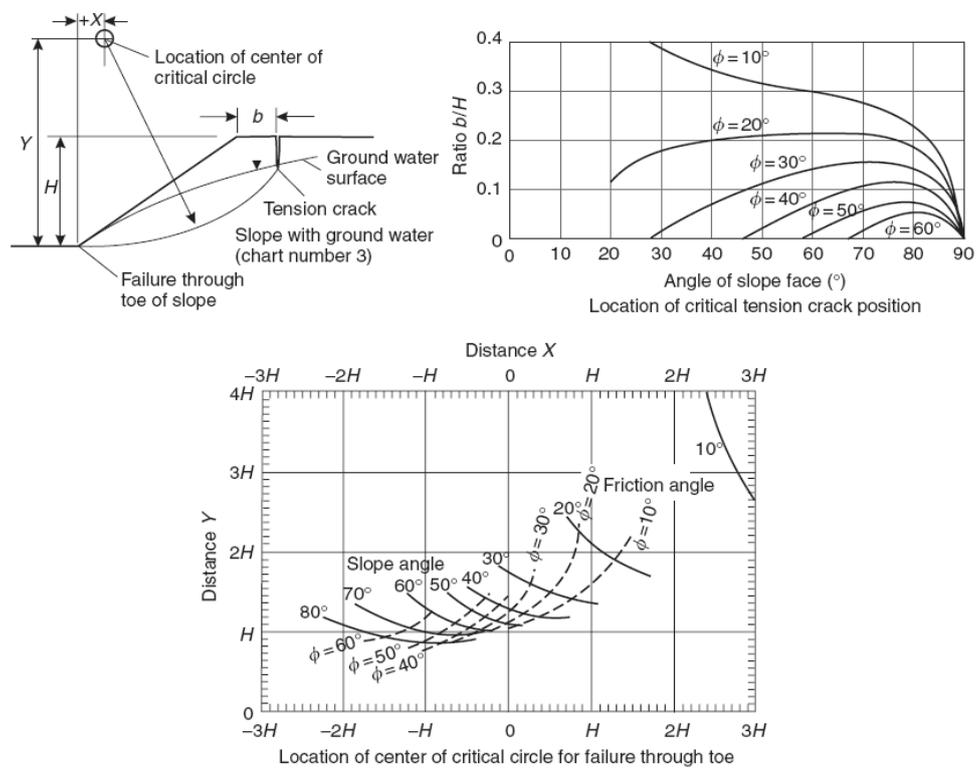


圖 4.23 臨界滑動面和臨界張力裂縫的位置(在有地下水的狀況)

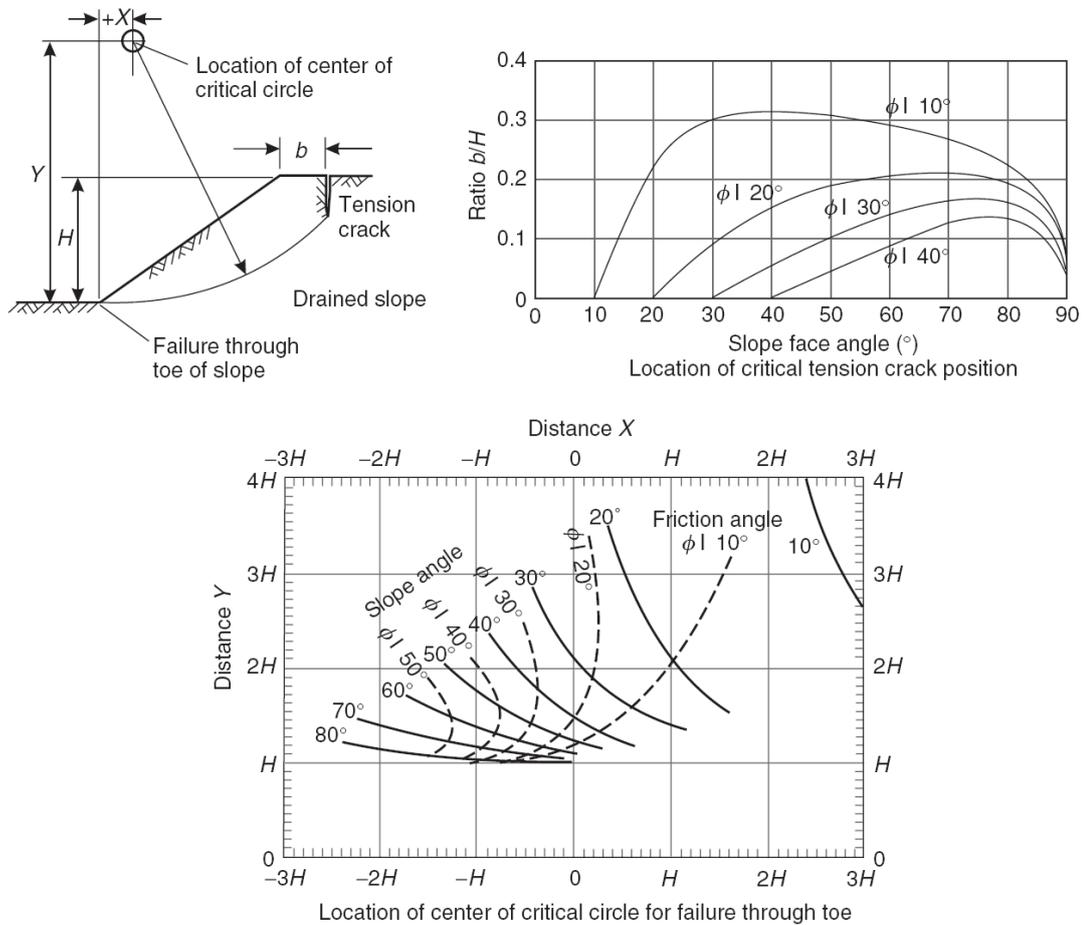


圖 4.23 臨界滑動面和臨界張力裂縫的位置(在完全排水狀況)。

### 4.5.3、範例問題：圓弧破壞分析

在一軟弱岩盤開挖坡角  $60^\circ$  坡高  $22\text{m}$  之開邊坡、坡頂有一張力裂縫正好在圓弧破壞面上( $FS=1.0$ )，材料內摩擦角的  $\phi=30^\circ$ 、密度  $\gamma=25\text{ kN/m}^3$ 。求

- 用反算分析計算當安全係數  $FS=1.0$  時之凝聚力  $c$  值
- 使用強度參數計算，確定完全排水的斜坡安全係數。
- 計算降低邊坡高度，有狀況 3 之地下水，使安全係數增加到  $1.3$ 。
- 找滑動面的中心位置座標及張力裂縫位置

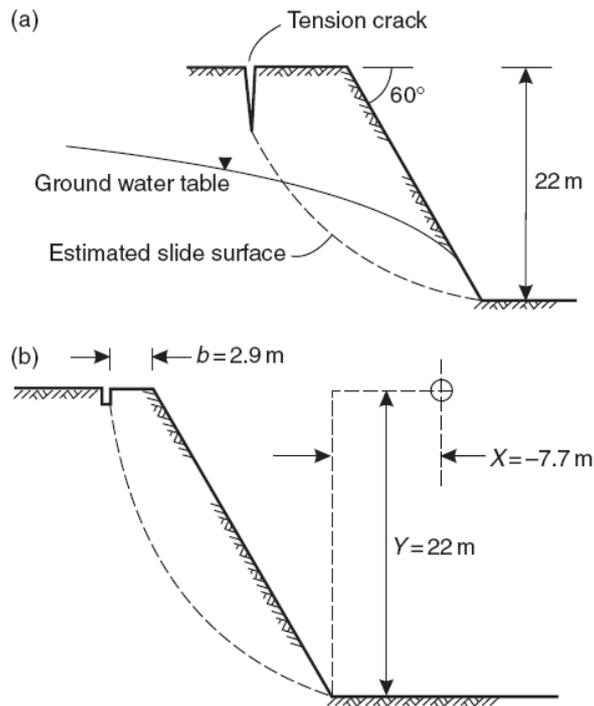


圖 4.24 圓弧滑動破壞說明案例

- (a) 對應地下水條件 3，當  $\phi = 30^\circ$ 、FS = 1.0 則  $\tan \phi / \text{FS} = 0.58$ ，由這一數值與坡角  $60^\circ$  曲線之交點，查得

$$\frac{c}{\gamma H \text{FS}} = 0.086$$

所以，

$$c = 0.086 \times 25 \times 22 \times 1.0 = 47.3 \text{ kPa}$$

- (b) 如果完全排水，可查圖 4.22(編號 1—完全排水岩坡)：

$$\frac{c}{\gamma H \tan \phi} = \frac{47.3}{25 \times 22 \times \tan(30)} = 0.15$$

這個與坡角  $60^\circ$  曲線之交點，查得

$$\frac{\tan \phi}{\text{FS}} = 0.52$$

所以，

$$\text{FS} = \frac{\tan 30}{0.52} = 1.11$$

(c) 當要求  $FS = 1.3$  且已知  $\varphi = 30^\circ$ , 則  $\tan \varphi / FS = 0.44$ .  
 這個值水平對到坡角  $60^\circ$  曲線之交點, 可查得

$$\frac{c}{\gamma H \tan \varphi} = 0.11$$

所以

$$H = \frac{47.3}{25 \times 1.3 \times 0.11} = 13.2\text{m}$$

(d) 坡角  $60^\circ$ , 摩擦角為  $30^\circ$  的坐標圓的中心是:  
 $X = -0.35H = -7.7\text{m}$  (水平距離在坡角後方 7.7m處)  
 $Y = H = 22\text{m}$  (在坡角上 22m處)  
 張力裂縫在坡頂後退  $b/H = 0.13$ , 即  $b = 2.9\text{m}$ 處。

#### 4.6、傾覆破壞與邊坡穩定判斷原則

前幾節岩盤是因所含弱面具滑出端而產生滑動破壞，此節在岩層傾角極陡且倒插向坡面內時，但可能因上方負重或有第二組正交弱面產生，使岩塊或岩柱旋轉運動而掉落破壞。例如下圖之岩層面向坡面內 70 度倒插，並無滑出端，且開挖面走向與岩層走向一致，而因山角下開挖坡角 50 度，使底部開挖坡之坡頂產生傾覆，導致一範圍遠至 230m 外之圓弧形滑動，滑動距離超過 30m，導致山上一數公尺寬 9m 深的張力裂縫，最後綜以回填穩定邊坡(Wyllie & Munn, 1979)。

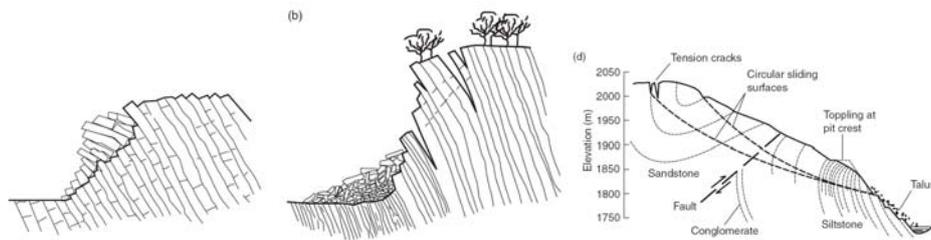


圖 4.25 兩種主要傾覆破壞種類及邊坡潛移造成的傾覆破壞

傾覆破壞方式一般可分岩塊傾覆、彎曲傾覆、或二者之混合。其中，彎曲傾覆破壞常發生於薄層頁岩或板岩層，因其第二組正交弱面不發達，但因向前推擠力而折彎斷裂。其分析理論成熟度尚不及前述滑動破壞，但仍可透過運動學分析評估是否會發生傾覆破壞。

#### 4.6.1、岩塊傾倒破壞之運動學分析

由岩塊形狀分析：由前述 4.1 已知，當弱面傾角  $\psi_p$  小於摩擦角  $\phi_p$ ，則岩塊穩定不動；但當岩塊重心偏出岩塊底面，即  $\Delta x/y < \tan(\psi_p)$  則發生傾倒。例如，位在傾角 10 度弱面上一 3m 寬之岩塊，若高度超過 17m 則發生傾倒。

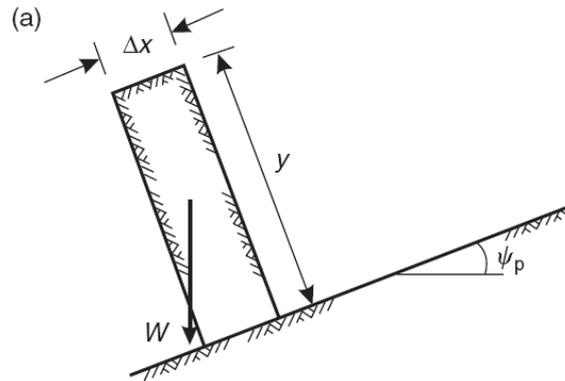


圖 4.26 岩塊傾倒穩定與否之判斷

#### 4.6.2、岩塊間之滑脫判斷

另一種彎曲傾覆破壞的條件是在岩層彎曲變形之前，必先因為層狀岩層之間已產生相對的滑動錯移，如圖 4.27(b) 所示，其岩層間產生滑動條件是，應力 ( $\sigma$ ) 作用方向須大於垂直層面之摩擦角度  $\phi_d$ ，即應力 ( $\sigma$ ) 落在摩擦錐  $\phi_d$  之外。因在坡面外部應力接近於單軸應力狀態、且應力 ( $\sigma$ ) 作用方向平行於坡面(見圖 4.27)，坡面開挖坡角  $\psi_f$ 、岩層與岩層間之內摩擦角  $\phi_d$ ，則層間欲發生滑動時，針於層面法線而言，應力 ( $\sigma$ ) 作用方向(夾角  $180 - \psi_f - \psi_d$ ) 須在摩擦角度  $\phi_d$  之外(針對垂直層法線)，即須滿足

$$180 - \psi_f - \psi_d \leq 90 - \phi_d$$

經整理，層狀岩層之傾角  $\psi_d$  必須夠陡使足以發生層間錯動，即

$$\psi_d \geq (90 - \psi_f) + \phi_d$$

在立體投影中，表示層狀岩層面之法向量方向比開挖面超過 $\phi_d$ 度以上(見圖 4.27 之陰影區)，且通常須岩層走向與坡面走向近乎平行，例如在 $\pm 30^\circ$  (Goodman, 1989) 或者 $\pm 10^\circ$  (Wyllie & Mah, 2004) 以內，即法向量投影落在陰影區內。

III

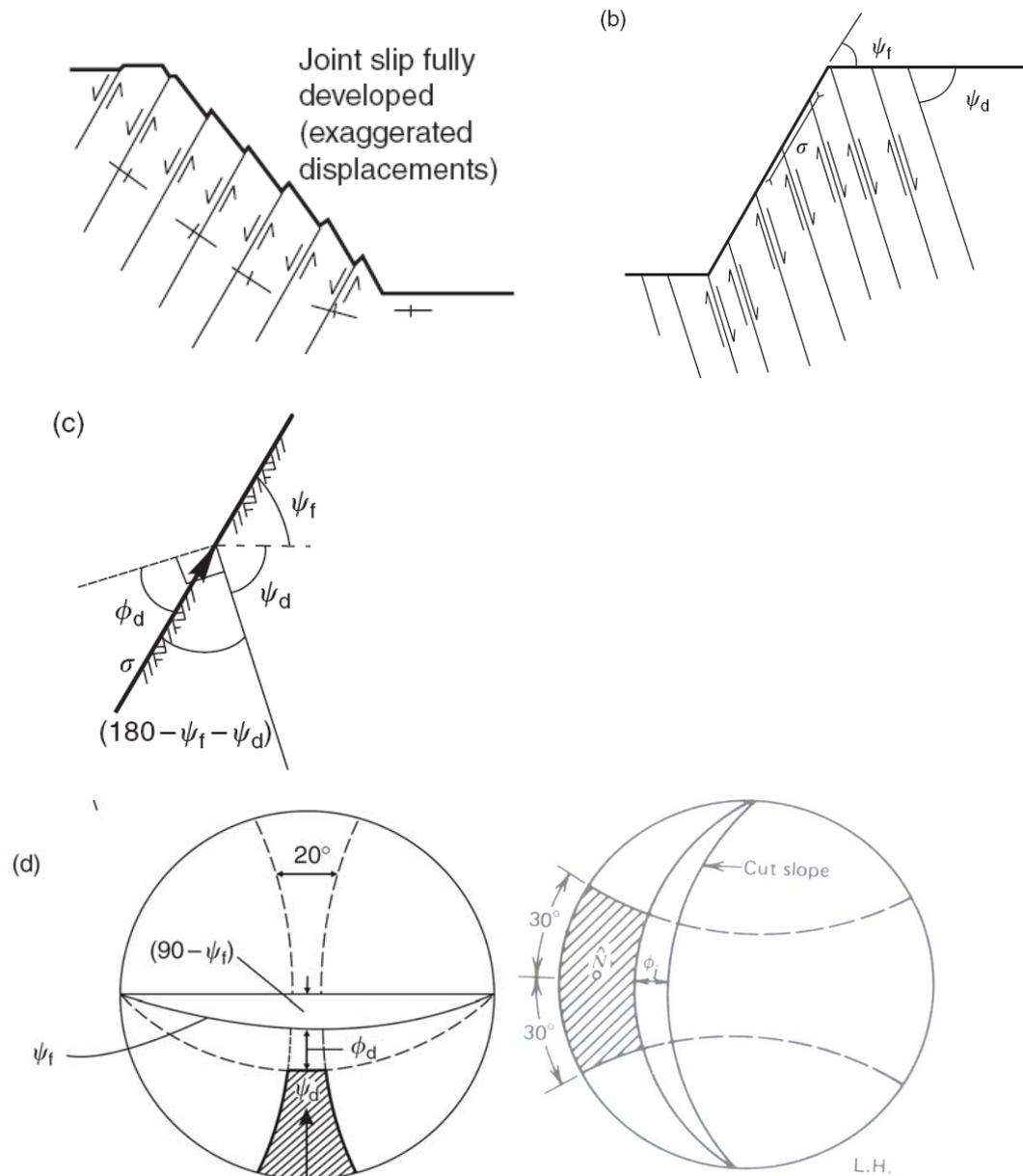


圖 4.27 傾覆破壞機制及其以立體投影進行判斷的原理(Wyllie & Mah, 2004; Goodman, 1989)

例如，見圖 4.28，一倒插坡岩層之傾角約  $\psi_d=70$  度、層間內摩擦角  $\phi_d=35$ 、坡面開挖坡角  $\psi_f=76$  (0.25V : 1H)，則  $180-\psi_f-\psi_d=49$ ，其值小於層面之傾角 ( $\psi_d=70$  度)，即層面法向量之投影(極點)落入潛在傾覆區內。

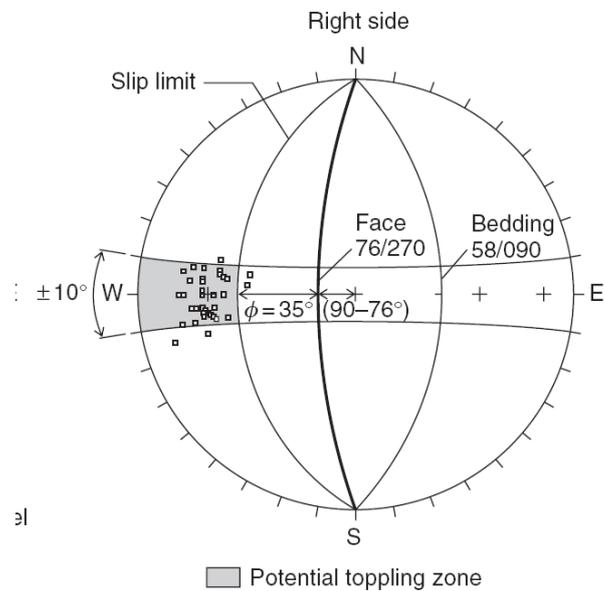


圖 4.28 倒插坡傾覆破壞與否之判斷例子(Wyllie & Mah, 2004)



## 第五章 分析岩坡穩定所需參數與試驗規劃

邊坡設計參數的選擇幾乎已決定了邊坡是否穩定，例如在國工局二高關新段之邊坡破壞案例，原設計泥岩之凝聚力為  $1\sim 10\text{ T/m}^2$ 、摩擦角為  $30\sim 35$  度，經歷邊坡滑動破壞後，反算得凝聚力應為 0、摩擦角應僅有  $10\sim 17$  度。由此觀之，正確參數選擇之重要性。另外，在新竹寶山三號跨越橋邊坡，原泥岩設計之凝聚力為  $5\text{ T/m}^2$ 、摩擦角為  $32$  度，施工時經重新檢討並取工地岩心求泡水後剪力強度，得凝聚力應為  $1\text{ T/m}^2$ 、摩擦角應僅有  $13$  度。可見，施工階段持續調查及適時回饋到設計的重要。

在岩坡穩定分析中，基礎開挖面後方岩盤的幾何狀況是最重要的因素，例如開挖面是否與地質構造弱面的方位構成可滑動或可傾覆之條件。除此之外，第二重要的則是潛在滑動面之剪力強度參數。

岩坡之滑動可能沿單一弱面滑動或途經剪斷完整岩石而構成複雜破壞面，因此謹慎選定弱面剪力強度參數或岩體剪力強度參數二者是岩坡穩定分析前兩個重要的工作。在分析不同岩坡規模時均應慎選其對應參數，例如分析整體基礎開挖岩坡穩定時需使用岩體剪力強度參數，而分析各部位台階之穩定時則可能僅需使用到單一弱面之剪力強度參數。

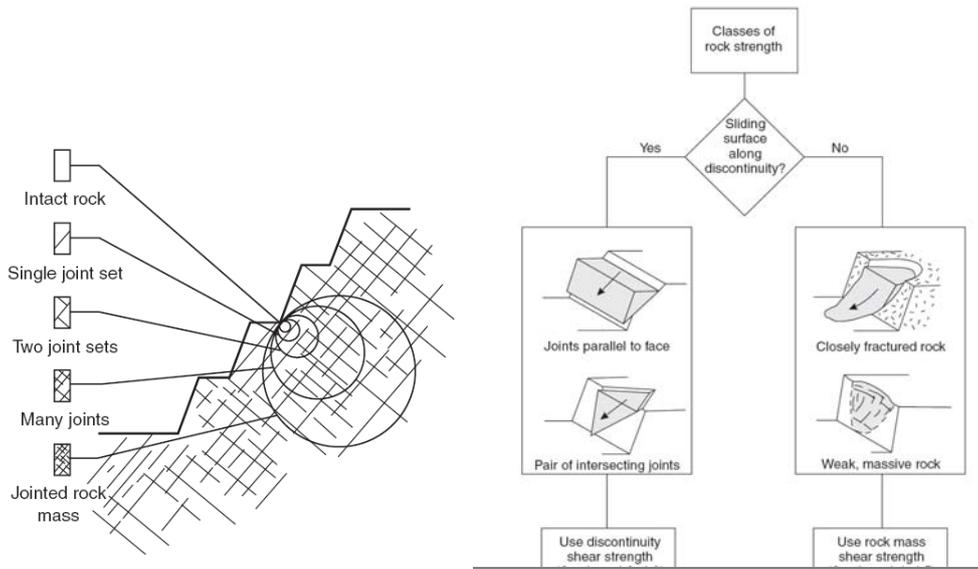


圖 5.1 基礎開挖岩坡的分析範圍大小與破壞模式不同所涉及之材料類別

### 5.1、弱面之剪力強度參數

若基礎開挖岩坡具有明顯主控滑動之弱面，則需採用地質弱面的剪力強度參數，可依 Mohr-Coulomb 剪力強度準則

$$\tau = c + \sigma \tan \phi_p \quad (5.1)$$

對乾淨且沒夾泥的弱面，Barton(1973)曾依弱面所含岩石礦物組成建議平滑弱面之基本摩擦角範圍(c=0)

表 5.1 各類岩石材料之內摩擦角範圍

岩性	基本摩擦角範圍	典型岩石
低摩擦類	20°-27°	片岩（雲母含量高）、頁岩
中等摩擦類	27°-34°	砂岩、粉砂岩、板岩
高摩擦類	34°-40°	花崗岩、石灰岩、玄武岩

由表 5.1 中可知頁岩之基本摩擦角範圍約在 20~27 度、砂岩則在 27~34 度間變化，依現地狀況而有異。若弱面具粗糙度之考慮則可採用 Barton(1973)之剪力強度公式：

$$\tau = \sigma' \tan \left( \varphi + JRC \log_{10} \left( \frac{ICS}{\sigma'} \right) \right) \quad (5.2)$$

對有夾泥的弱面，其夾泥厚度與夾泥的抗剪強度，對岩坡穩定或安全有重要影響。例如 Goodman(1970)建議當夾泥厚達弱面粗糙起伏上下高度的 1/4~1/2 時，岩壁與岩壁幾乎已無法碰觸，故夾泥填充物主控了弱面之剪力強度性質。圖 5.2 為 Barton(1970)由夾泥弱面剪力試驗所得摩擦角與凝聚力兩者間之關係。由圖中可得知：夾黏土質填充物(clay infilling)之摩擦角多在 8~20 度間、凝聚力在 0~200 kPa 間；剪裂帶或斷層內含有除黏土尚有岩屑，其摩擦角多在 25~45 度間、凝聚力 0~100 kPa；

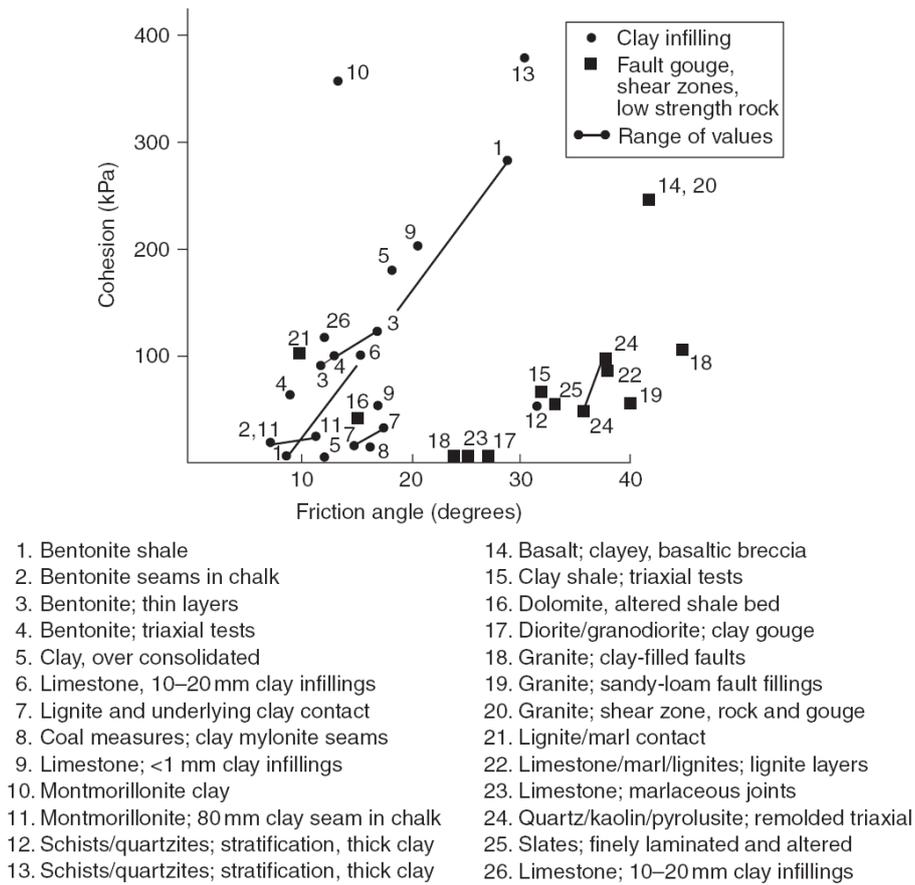


圖 5.2 夾泥弱面受剪之內摩擦角與凝聚力關係

## 5.2、岩體之剪力強度參數

對沒明顯主控弱面可提供滑動面之岩盤，其滑動破壞面將包括弱面的滑動與岩石材料的剪斷。但通常實務上並無法取得超過 1m 直徑的大岩樣或者並不經濟，故常以反算分析以求得岩體剪力強度參數，或採用 Hoek-Brown 岩體強度準則估計之。

以社區現場附近已破壞的岩坡去反算分析該地岩體的剪力強度參數，可能是最可靠的方式，但通常岩體剪力強度參數  $C$ 、 $\phi$  兩者都是未知。因此，係以現場觀察破壞面位置及地下水的狀況，假設岩體臨界安全係數正好等於 1，先憑經驗值或由弱面試驗值，決定給予摩擦角  $\phi$  一個值，再經穩定分析計算以得對應的凝聚力  $C$ 。

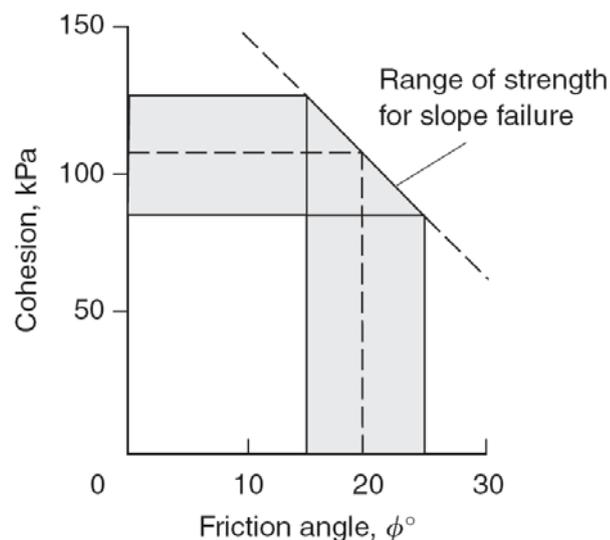


圖 5.3 提供同一破壞岩坡抗剪強度之  $C$ 、 $\phi$  的可能消長

如此重複給予不同的摩擦角  $\phi$  值，則可得到一系列對應的凝聚力  $C$ ，如圖 5.3 所示。可得知對一臨界破壞面，摩擦角  $\phi$  值愈高其所對應要求的凝聚力  $C$  越小。有些現地狀況並無法提供類似破壞案例進行反算分析之參數探討，則可參考已發表文獻資料(見圖 5.4)或圖 5.5 台灣地區所收集之弱面尖峰剪力強度參數：

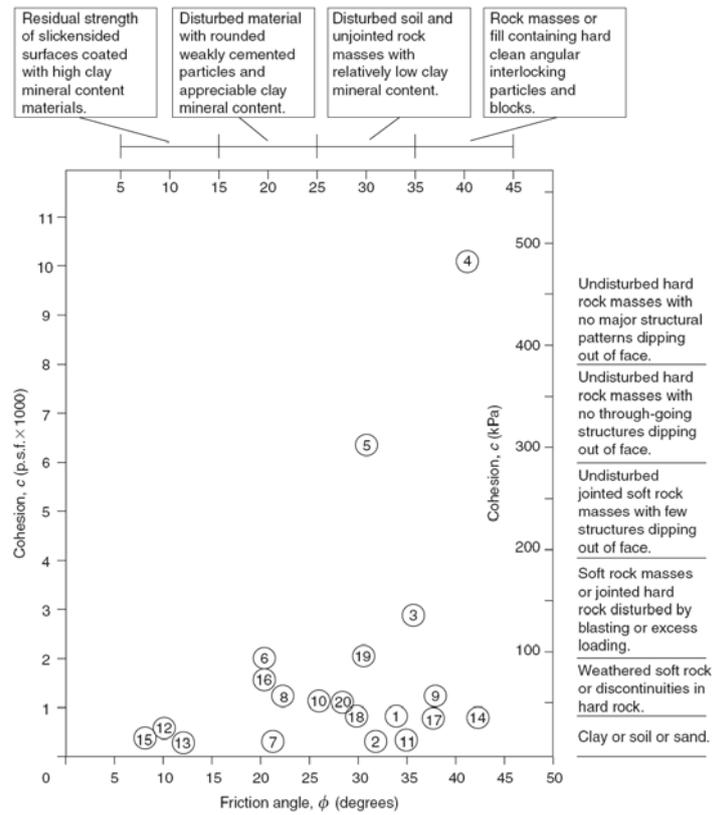


圖 5.4 實際岩坡破壞時所發揮抗剪強度參數 C、φ 關聯性

表 5.2 在圖 5.4 中案例背景之說明

Table 4.2 Sources of shear strength data plotted in Figure 4.21

Point number	Material	Location	Slope height (m)	Reference
1	Disturbed slates and quartzite's	Knob Lake, Canada	—	Coates <i>et al.</i> (1965)
2	Soil	Any location	—	Whitman and Bailey (1967)
3	Jointed porphyry Ore body hanging wall in granite rocks	Rio Tinto, Spain Grangesberg, Sweden	50–110 60–240	Hoek (1970) Hoek (1974)
5	Rock slopes with slope angles of 50–60°	Any location	300	Ross-Brown (1973)
6	Bedding planes in limestone	Somerset, England	60	Roberts and Hoek (1972)
7	London clay, stiff	England	—	Skempton and Hutchinson (1969)
8	Gravelly alluvium	Pima, Arizona	—	Hamel (1970)
9	Faulted rhyolite	Ruth, Nevada	—	Hamel (1971a)
10	Sedimentary series	Pittsburgh, Pennsylvania	—	Hamel (1971b)
11	Kaolinized granite	Cornwall, England	75	Ley (1972)
12	Clay shale	Fort Peck Dam, Montana	—	Middlebrook (1942)
13	Clay shale	Gardiner Dam, Canada	—	Fleming <i>et al.</i> (1970)
14	Chalk	Chalk Cliffs, England	15	Hutchinson (1970)
15	Bentonite/clay	Oahe Dam, South Dakota	—	Fleming <i>et al.</i> (1970)
16	Clay	Garrison Dam, North Dakota	—	Fleming <i>et al.</i> (1970)
17	Weathered granites	Hong Kong	13–30	Hoek and Richards (1974)
18	Weathered volcanics	Hong Kong	30–100	Hoek and Richards (1974)
19	Sandstone, siltstone	Alberta, Canada	240	Wyllie and Munn (1979)
20	Argillite	Yukon, Canada	100	Wyllie (project files)

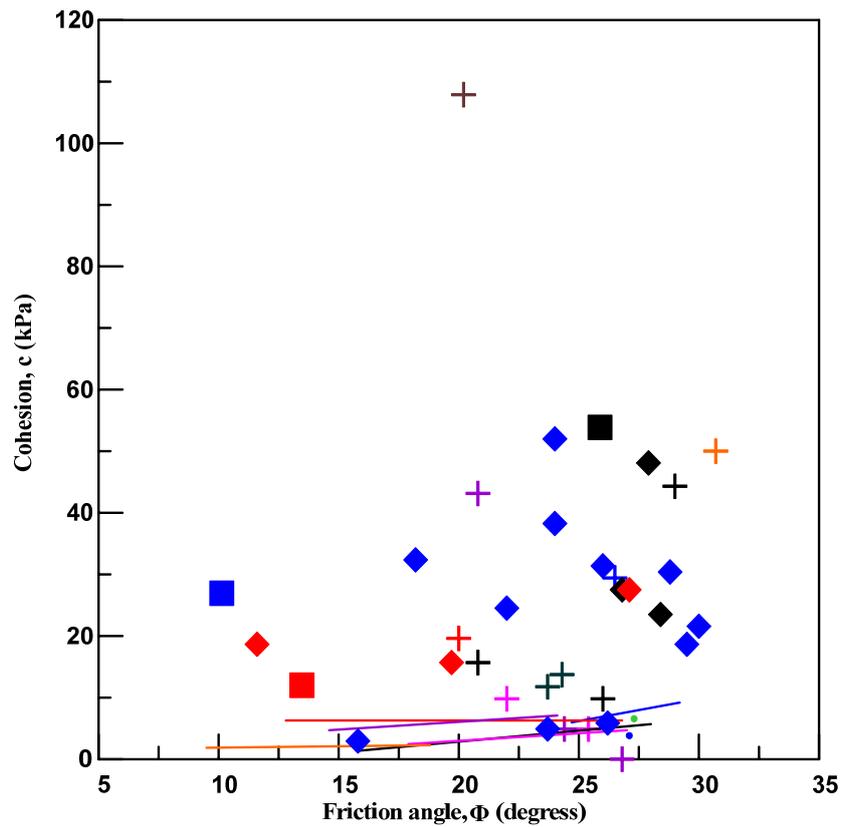


圖 5.5 台灣地區所收集之弱面尖峰剪力強度參數

### 5.3、廣義 Hoek-Brown 岩體破壞強度準則

對沒明顯主控弱面，例如很破碎的岩盤或軟岩類，其岩坡之滑動破壞面將穿越弱面與岩石材料的剪斷，整體行為目前最常採用 Hoek-Brown 岩體破壞強度準則進行分析，

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{c1} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{c1}} + s \right)^a \quad (5.3)$$

其中，參數  $m_b$  為完整岩石參數  $m_i$  之折減值可推估計算如下，

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (5.4)$$

例如由下表 5.3，可知頁岩之  $m_i=6(\pm 2)$ 、砂岩  $m_i=17(\pm 4)$ 。

表 5.3 各類岩石材料之  $m_i$  值

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21±3)	Sandstones 17±4	Siltstones 7±2	Claystones 4±2
			Breccias (19±5)		Greywackes (18±3)	Shales (6±2) Marls (7±2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12±3)	Sparitic Limestones (10±2)	Micritic Limestones (9±2)	Dolomites (9±3)
		Evaporites		Gypsum 8±2	Anhydrite 12±2	
	Organic				Chalk 7±2	
METAMORPHIC	Non foliated		Marble 9±3	Hornfels (19±4) Metasandstone (19±3)	Quartzites 20±3	
	Slightly foliated		Migmatite (29±3)	Amphibolites 26±6	Gneiss 28±5	
	Foliated*			Schists 12±3	Phyllites (7±3)	Slates 7±4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32±3	Diorite 25±5		
		Dark	Gabbro 27±3 Norite 20±5	Dolerite (16±5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20±5)		Diabase (15±5)	Peridotite (25±5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25±5) Andesite 25±5	Dacite (25±3) Basalt (25±5)	Obsidian (19±3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19±3)	Breccia (19±5)	Tuff (13±5)	

\* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

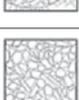
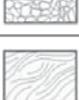
而參數  $S, a$  為岩體狀況的參數，

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (5.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (5.6)$$

而地質強度參數值(GSI, Geological Strength Index)可由下表 5.4 查得。

表 5.4 依岩塊互鎖狀況與弱面情況估計塊狀岩體之 GSI 值

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI=35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavorable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behavior. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Stickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Stickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	INTACT OR MASSIVE—intact rock specimens or massive <i>in situ</i> rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY—well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY—interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY—folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED—poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED—lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

在式(5.4)中，擾動因子  $D$  為考慮爆破擾亂或開挖應力釋放擾動因子，例如  $D=0$ ，表示現地不擾動的岩體狀況； $D=1$ ，表示受嚴重擾動的岩體狀況。其值可參考下表 5.5：

表 5.5 估計擾動因子 D 的準則

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting  <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting  <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

圖 5.6 則為台灣與中國地區 GSI 與岩體變形模數資料。傳統極限分析法沿自土壤力學常假設材料為均值，於岩盤問題上則常利用岩體評分法以考慮地質構造之影響，例如各類岩體之強度也可以利用岩體評分 RMR 或 Q 的評估予以推求，

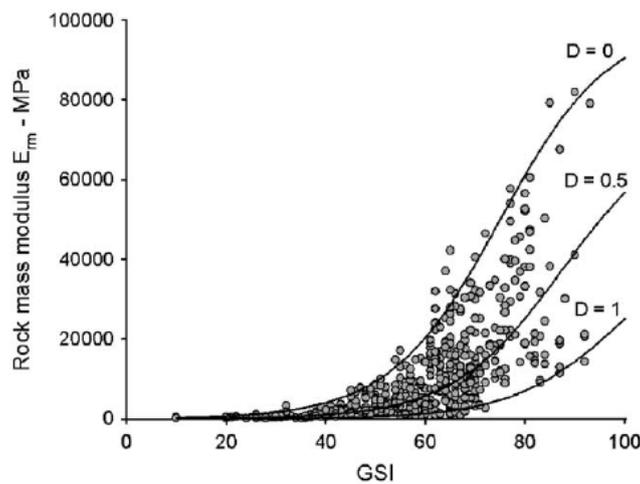


圖 5.6 台灣與中國地區 GSI 與岩體變形模數關係

$$E(\text{GPa}) = 100 \left( \frac{1-0.5D}{1+\exp((75+25D-GSI)/11)} \right) \quad (5.7)$$

圖 5.7 為對各類岩體形況下岩體強度( $\sigma_{cm}$ )與完整岩石強度( $\sigma_{ci}$ )比值之變化，其上下限正好為  $D=0$  與  $D=1$ 。

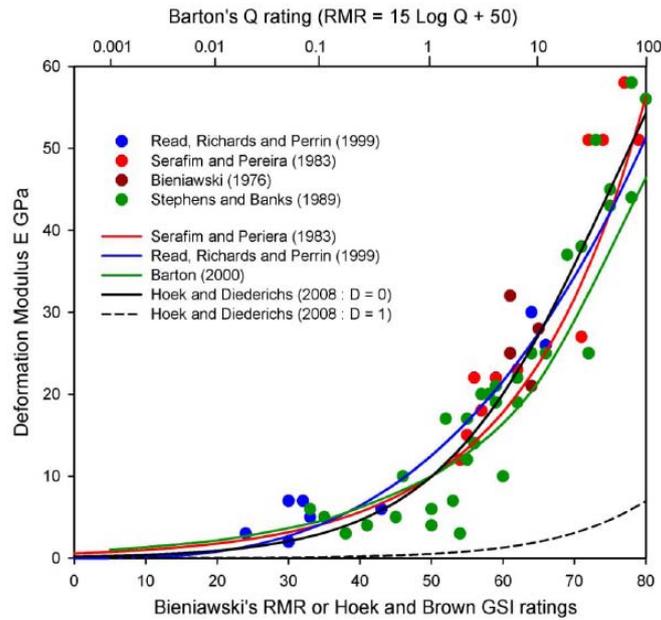


圖 5.7 以岩體評分 RMR 或 Q 推求岩體強度比

傳統習慣上邊坡分析常採用 Mohr-Coulomb 強度準則進行分析、或因分析軟體都需要  $c$ 、 $\phi$  值，因此，若已有進行完整岩石強度( $\sigma_{ci}$ )試驗，可透過現場的岩體評分狀況，估計得岩體強度( $\sigma_{cm}$ )，再經假設一合理的  $\phi$  後可得到對應的  $c$  值(見圖 5.8 示意)，

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.8)$$

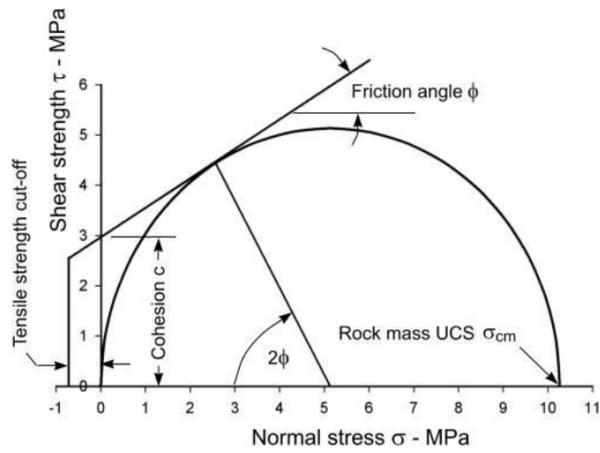


圖 5.8 選定一個合理的岩體摩擦角  $\phi$  時之對應凝聚力  $c$  值定義

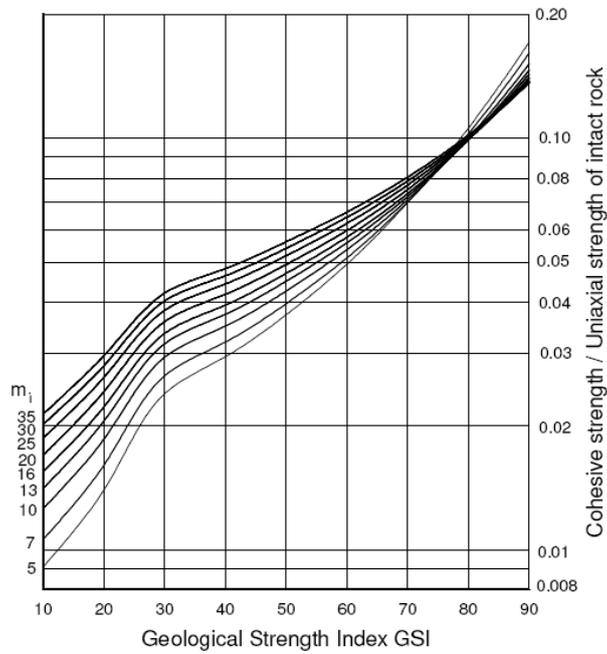


圖 5.9 以 GSI 求得岩體凝聚力  $c$  值與岩石材料單壓強度之比值

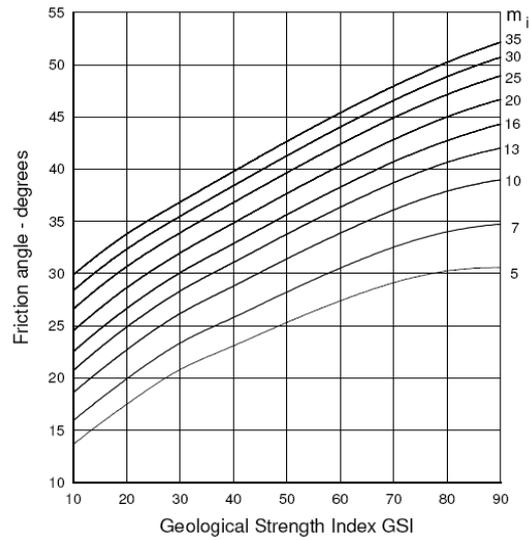


圖 5.10 以 GSI 求得岩體摩擦角  $\phi$  值

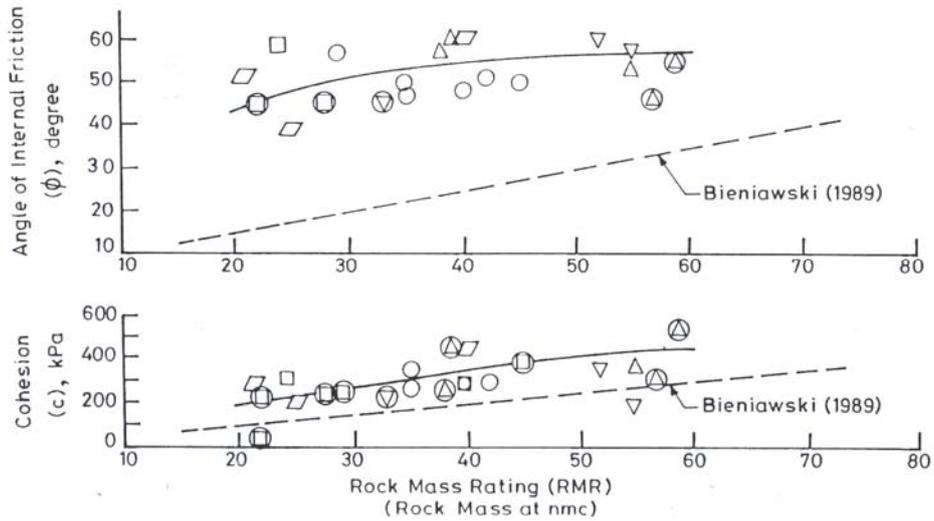
因此，凝聚力  $c$  值與岩石材料單壓強度之比值，可以 GSI 於圖 5.9 求得，而岩盤內摩擦角  $\phi$  值可用圖 5.10 求得，或透過公式(5.9)~(5.10) 計算求得。邊坡穩定分析有時也需張力強度，岩體之張力強度可估計為岩體抗壓強度之 8%。

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{\sigma_{ci} m_i (s + m_i \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_i (s + m_i \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (5.9)$$

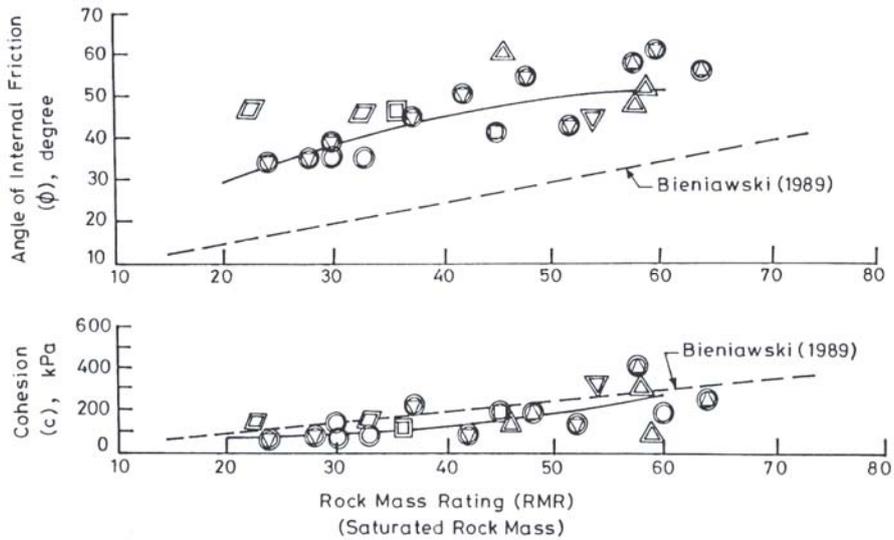
$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_i \sigma'_{3n}] (s + m_i \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_i (s + m_i \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \quad (5.10)$$

#### 5.4、岩體浸水之強度弱化狀況

對於岩體浸水之影響：由 Bieniawski (1989) 建議岩體 RMR 評估系統已知岩體的剪力強度參數  $C$ 、 $\phi$  值的範圍隨 RMR 值之變小而降低，見下圖 5.11，RMR 也可用以估計風化岩體與飽和岩體之  $C$ 、 $\phi$  值。Mehrotra (1993) 曾進行 44 個風化岩體試驗(在自然含水量及在飽和兩種狀況下)研究，見下圖 5.11 得知：浸水飽和後對岩體  $C$ 、 $\phi$  值有顯著的影響，最嚴重  $C$  會減少 70%、 $\phi$  值會減少 30%。



(a)在自然含水量下



(b)在飽和含水量下

圖 5.11 RMR 值與其岩體剪力強度參數  $C$ 、 $\phi$  值之關係(Mehrotra,1993)

Mehrotra(1993)指出當  $RMR > 60$  狀況下，岩體剪力破裂面常會穿過岩石材料，故其剪力強度受完整岩石強度所主控。但較差的岩體( $RMR = 23 \sim 37$ )者： $\phi$  約為 20 度以上；若依 Bieniawski (1979)RMR 評分建議  $RMR$  極低  $\phi$  會降到 0，但 Singh&認為  $\phi$  至少應有 15 度 ( $RMR = 0 \sim 20$ )。自然含水量下岩體之  $C$  約為 0.22 Mpa，在浸水飽和時  $C = 0.13 \sim 0.16$  Mpa 之間，剪力強度約下降 30%。 $RMR = 41 \sim 58$

岩體： $\phi$  約為 27 度以上；自然含水量下岩體之  $C$  約為 0.3Mpa，在浸水飽和時  $C=0.23\sim 0.24$  Mpa 之間，剪力強度約下降 25%。

## 5.5、基礎開挖岩坡分析參數之相關試驗項目建議

### 5.5.1、消散耐久試驗

基礎開挖岩坡使岩石暴露在乾濕循環返復作用下極易弱化，含高含量黏土的頁岩與泥岩等更易於幾分鐘到幾年內發生弱化崩解或膨脹，使岩石強度下降以致岩坡破壞。

消散耐久試驗(ISRM 1981)，[圖 5.12](#)，是一種簡易測知岩石抗風化與弱化的指數性質試驗，期試驗是取烘乾 2~6 小時之不受擾動岩石秤其乾重，置於具網面之滾筒內，滾筒只有部分浸泡在水面下，經以每分鐘 20 轉供轉動 10 分鐘，再將岩石取出烘乾並量測其乾重。再進行第二循環消散耐久試驗，將試驗後岩石重量除以初始重量以得到消散耐久指數  $I_d$ 。消散耐久指數  $I_d$  較低的岩石，表示極易因開挖暴露而弱化，需進一步了解其黏土礦物種類。

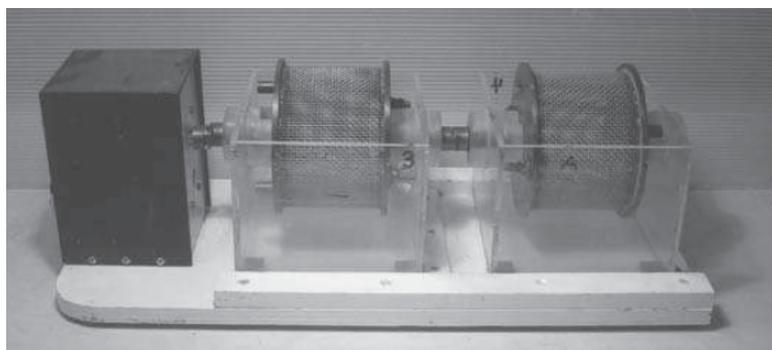


圖 5.12 求知岩石抗風化能力之消散耐久試驗儀

### 5.5.2、岩材之吸水弱化

含高含量黏土的頁岩與泥岩等更易於幾分鐘到幾年內發生弱化崩解或膨脹，使岩石剪力強度參數下降，例如在北二高經驗：(1)寶山三號橋右側順向坡(蘇英豪，1994)，岩層傾角只有 8 度，泥岩原設計剪力強度參數  $C=5T/m^2$ 、 $\phi=32^\circ$ ，但經取岩心泡水 24 小時後得其殘餘剪力強度參數為  $C=1T/m^2$ 、 $\phi=13^\circ$ 。(2) 80k+475 泥質順向坡發生沿砂岩泥岩界面平面滑動，原設計泥岩剪力強度參數  $C=1\sim 10T/m^2$ 、 $\phi=30\sim 35^\circ$ ，後經坍方評估改採  $C=0$ 、 $\phi=10\sim 17^\circ$  進行設計(國工局，2000)。(3) 82k+100 到 82k+300 路段二側泥岩、砂岩及其薄互層順向坡，傾角約  $5^\circ\sim 12.5^\circ$ ，發生沿砂泥岩界面平面滑動，原設計泥岩剪力強度參數  $C=5T/m^2$ 、 $\phi=35^\circ$ ，後經坍方反算分析後得到  $C=0$ 、 $\phi=17^\circ$ 。(4)林肯大郡砂頁岩互層之順向坡滑動(廖瑞堂 周功台，1998)，岩層層面之傾角約 30 度，原設計砂頁岩互層  $C=0$ 、 $\phi=27^\circ$ ，鑑定試驗時確定其砂頁岩不泡水殘餘摩擦角  $\phi=25\sim 31^\circ$ ，泡水 20 小時  $\phi=20\sim 24^\circ$ ，泡水 72 小時  $\phi=13\sim 15^\circ$ 。足見對水較敏感之砂頁(泥)岩互層在泡水軟化後  $C$  值可降低為原來的 1/5 以下或為零、 $\phi$  降低為原來的 1/3~1/2。

### 5.5.3、點荷重試驗

對中強度以上岩石而言，岩坡之覆重應力長遠低於其岩石抗壓強度，因此岩石抗壓強度與岩坡穩定與否之關聯性較少。岩石抗壓強度僅間接用於岩坡穩定分析，例如當作 JCS 於反求弱面之粗糙度 JRC 時或採用 Hoek-Brown 準則時使用。因岩石抗壓強度對岩坡穩定分析結果之敏感度小，因此粗略估計岩石的抗壓強度已足以供使用，故可攜帶式且簡單便宜的點荷重試驗(Point load test)，[圖 5.13](#)，是一種現場可選用的方法 (ISRM 1985)，其試體可以是鑽探的岩心或現地岩塊。

試驗時，試體放在點荷重試驗儀上下兩加壓錐間，利用油壓出力是岩石產生張裂破壞，再以該破裂荷重  $P$  除以等值岩心直徑  $D_e$  求取點荷重指數  $I_s$ ：

$$I_s = P / (D_e)^2 \quad (5.11)$$

其中， $(D_e)^2 = D^2$  ( $D$  為岩心直徑，對軟岩需扣除破裂時加壓錐之壓入深度)，或  $(D_e)^2 = 4WD / \pi$  ( $W$  為岩塊之寬度、 $D$  為加壓點距離)，岩石的抗壓強度平均約是點荷重指數的 20~25 倍。若沒試驗資料可參考表 5.6 作適當估算。楊長義等 (2009) 曾整理台灣地區各地層單壓強度 ( $\sigma_c$ ) 圖示如圖 5.14。由圖內可得知，岩石單壓強度  $\sigma_c$  隨地層年齡而有增強的趨勢，值多數在 20MPa 以下，但變異性極大。

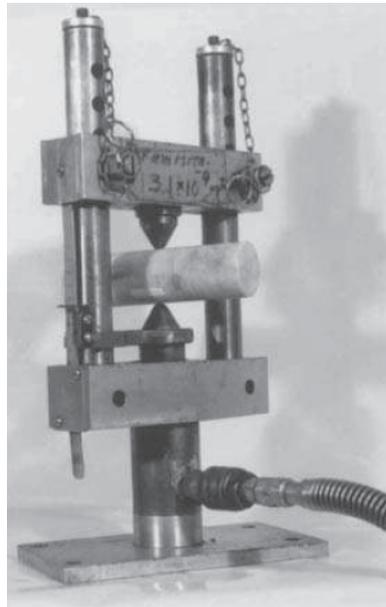


圖 5.13 點荷重試驗儀

表 5.6 各類岩土單壓強度的範圍

Grade	Description	Field identification	Approx. range of uniaxial compressive strength (MPa)
R6	Extremely strong rock	Specimen can only be chipped with geological hammer.	>250
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it.	100–250
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it.	50–100
R3	Medium strong rock	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer.	25–50
R2	Weak rock	Can be peeled by a pocket knife with difficulty, shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer.	5.0–25
R1	Very weak rock	Crumbles under firm blows with point of geological hammer and can be peeled by a pocket knife.	1.0–5.0
R0	Extremely weak rock	Indented by thumbnail.	0.25–1.0
S6	Hard clay	Indented with difficulty by thumbnail.	>0.5
S5	Very stiff clay	Readily indented by thumbnail.	0.25–0.5
S4	Stiff clay	Readily indented by thumb but penetrated only with great difficulty.	0.1–0.25
S3	Firm clay	Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort.	0.05–0.1
S2	Soft clay	Easily penetrated several inches by thumb.	0.025–0.05
S1	Very soft clay	Easily penetrated several inches by fist.	<0.025

Notes  
Discontinuity wall strength will generally be characterized by grades R0–R6 (rock). Some rounding of strength values has been made when converting to SI units (ISRM, 1981b).

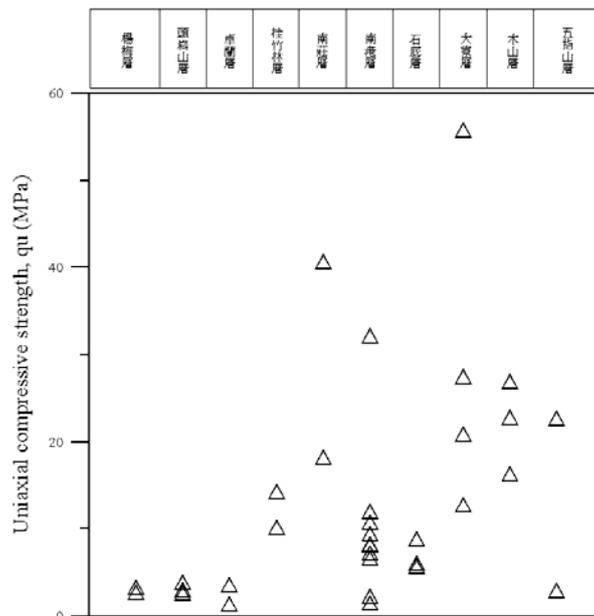


圖 5.14 台灣北部砂岩、頁岩單壓強度 JCS 之分佈(楊長義, 2009)

## 5.6、台灣北部地區砂岩頁岩之弱面殘餘摩擦角資料

本研究針對台灣北部地區(分佈區域見圖 5.15)砂岩、頁岩、泥岩或砂頁岩鑽探岩心，由平行弱面之室內直剪試驗資料的殘餘摩擦角，共收集 118 組左右可用試驗資料，該試驗控制品質較可信的(主要來源是中興顧問社、富國顧問公司)，其中主要 105 組在大台北與基隆地區，見表 5.7(a)(b)。

弱面殘餘凝聚力係數  $C$  多為零(少數不為零者，均予對應校正為零)，其對應的殘餘摩擦角統計圖示如圖 5.16，由圖中分佈可知：四種岩類之弱面殘餘摩擦角分佈約介於  $15^{\circ}$ ~ $55^{\circ}$  之間，平均值約  $30.4$  度(變異性約 26%)。

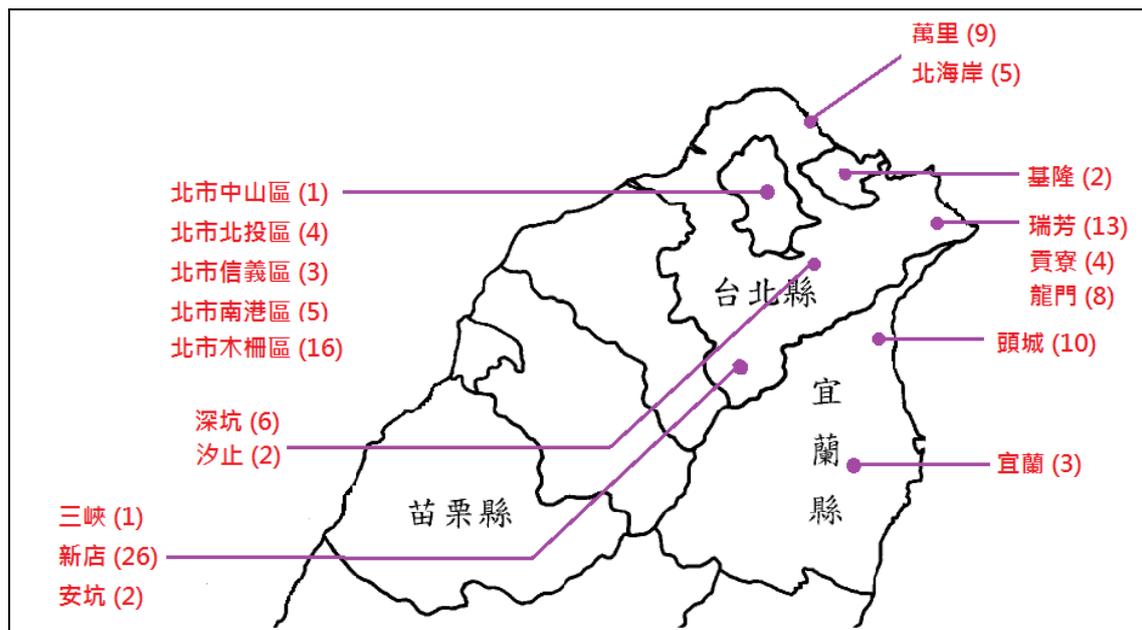


圖 5.15 本研究所收集北部地區砂岩、頁岩或砂頁岩資料之位置分佈

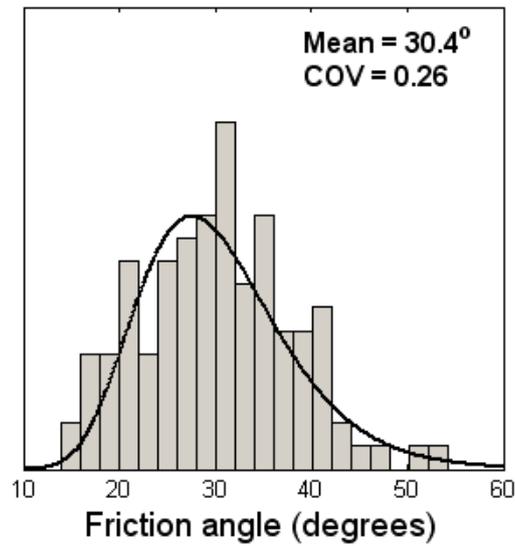


圖 5.16 北部地區砂岩、頁岩、泥岩或砂頁岩殘餘摩擦角之分佈

若進一步依個別岩性種類統計，分別示如圖 5.17(a)~(d)，得知於實驗室內試驗獲得：(1)砂岩弱面殘餘摩擦角分佈較廣(約 70 組試驗資料)，多介於 15°~42° 之間，平均值約 31.5 度；目前純頁岩或泥岩的弱面直剪資料較有限。(2)砂頁互層弱面(約 36 組試驗資料)殘餘摩擦角分佈多介於 20°~30° 之間，平均值約 28.23 度。

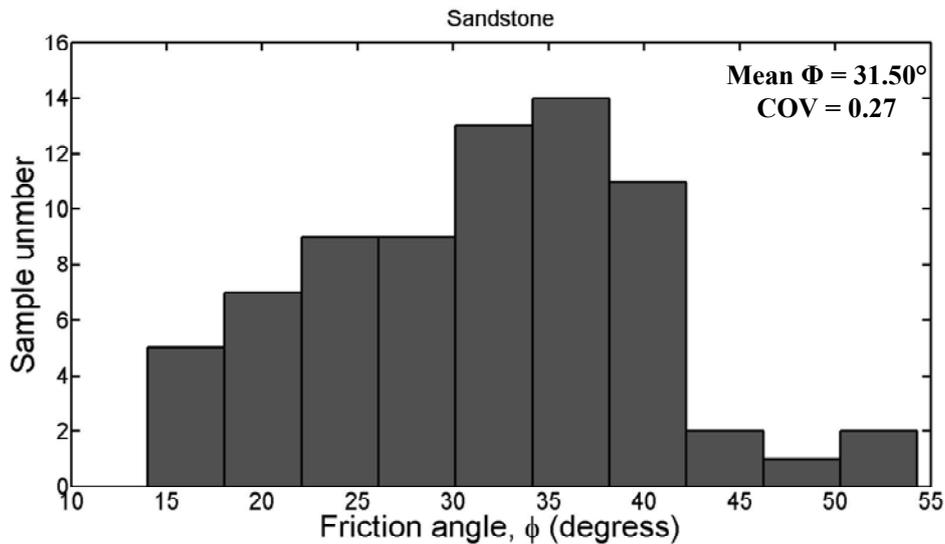


圖 5.17(a) 砂岩弱面之殘餘摩擦角分佈(70 組試驗)

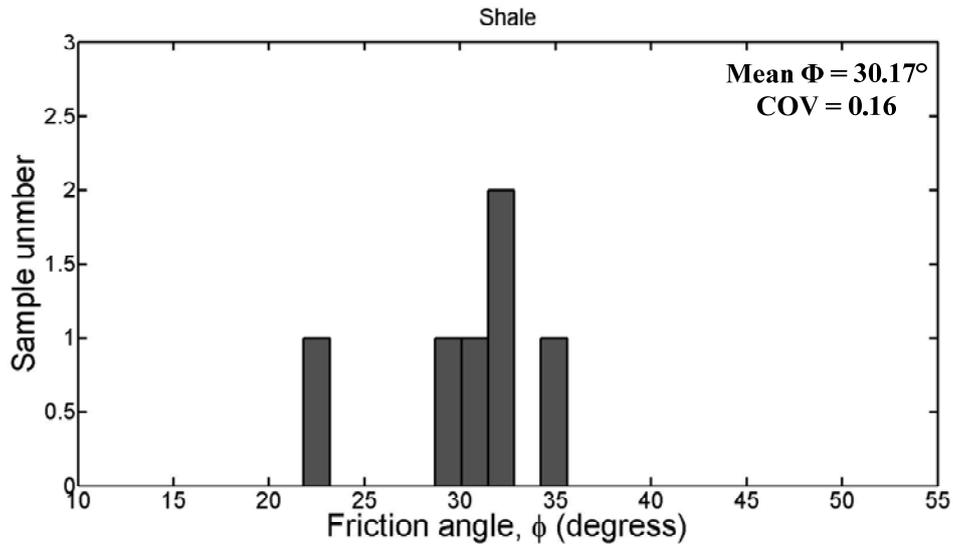


圖 5.17(b) 頁岩弱面之殘餘摩擦角分佈(6 組試驗)

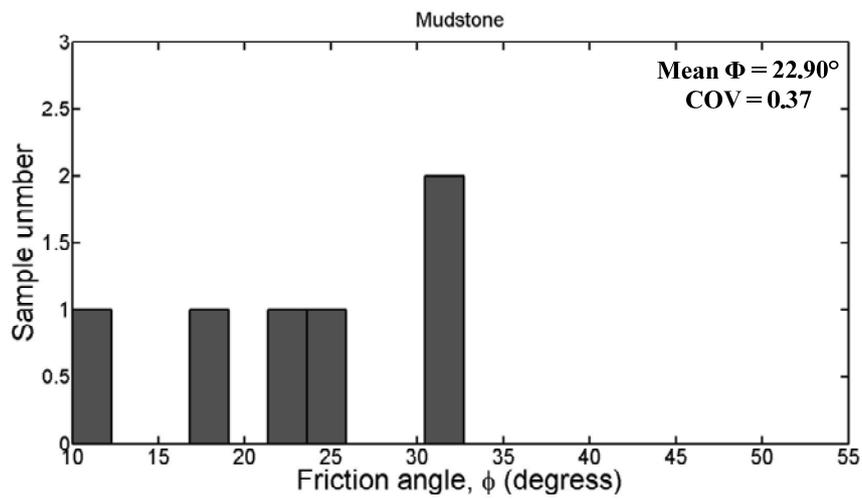


圖 5.17(c) 泥岩弱面之殘餘摩擦角分佈(6 組試驗)

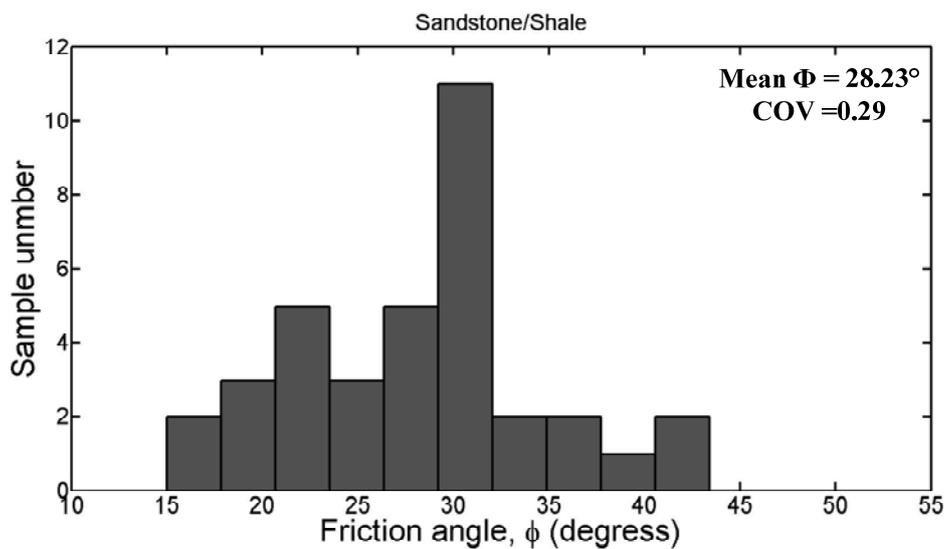


圖 5.17(d) 砂頁岩互層弱面之殘餘摩擦角分佈(36 組試驗)

另外，有 9 組砂岩弱面或砂頁岩弱面試體，於實驗室內試驗同步經過對應泡水 3 天後，進行測試發現均會造成殘餘摩擦角的降低，其降低範圍在 95%至 50%之間(見圖 5.18)，但多數在 80~90%。因此，據此比例推論，若原本弱面的摩擦角為 15 度，弱面摩擦角經泡水後，最低可能降低至僅有 14~8 度，初步發現這現象與國內近年來實際順向坡災害(林肯大郡災害、國道數個災害)之反算值接近(一般利用試驗室試驗不易獲致如此低的試驗值)。惟本泡水試驗資料樣本數不多，此一推論需經陸續有更多的佐證，請謹慎引用。

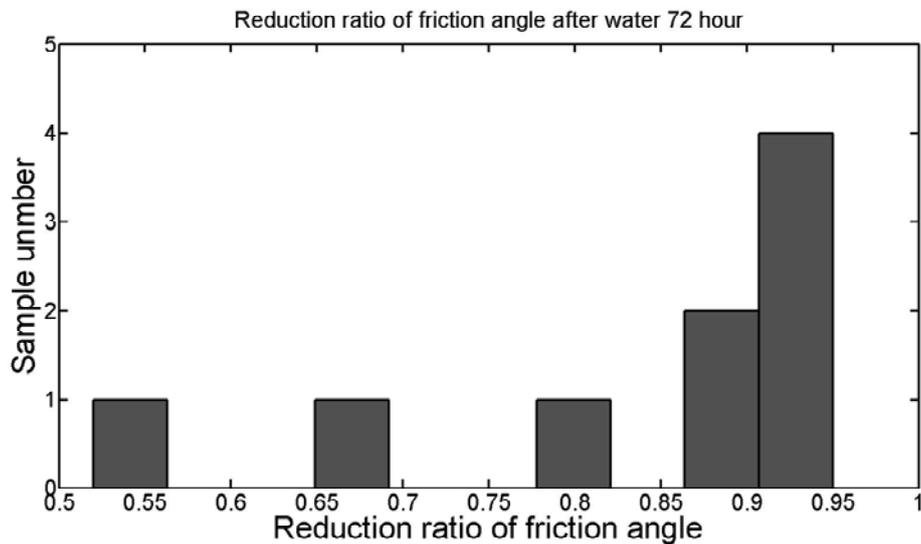


圖 5.18 弱面浸水 72 小時後與泡水前之殘餘摩擦角降比較

表 5.7(a) 北台灣砂頁岩弱面直剪試驗之殘餘強度參數(資料來源：中興顧問社)

地點	深度	岩性	$C_r$ (kPa)	$\phi_r$ ( $^{\circ}$ )
基隆市安樂區	15.00~16.00	砂岩	0	37
基隆市安樂區	12.00~13.00	砂岩	0	27
木柵(貓覽)	6.70~6.80	砂岩	0	30.5
木柵(貓覽)	11.50~11.60	頁岩	0	21
三峽	9.05~9.20	灰色粉砂岩	0	19
汐止	17.54~17.64	砂頁岩互層	0	21
汐止	107.25~107.30	砂頁岩互層	0	23
瑞芳	12.16~12.30	砂岩	0	36
瑞芳	59.45~59.60	砂頁岩互層	0	17
瑞芳	59.80~60.00	砂岩	0	22
瑞芳	99.82~99.92	砂頁岩互層	0	17
瑞芳	54.25~54.60	粉砂岩	0	18
瑞芳	58.50~58.55	砂岩	0	17
瑞芳	14.38~14.50	砂頁岩互層	0	21
新店安坑	30.20~30.60	頁岩	0	26.5
新店安坑	33.00~33.30	頁岩	0	23.5
核四(貢寮)	15.55~16.00	砂岩	0	27
核四(貢寮)	18.63~18.95	砂岩	0	33.2
核四(貢寮)	22.30~22.70	砂岩	0	36.3
核四(貢寮)	8.50~8.70	砂岩	0	30.5
台北中山區	6.78~6.95	砂岩	0	25
新店	7.70~7.90	泥岩	0	22
北投區	12.44~12.56	砂岩	0	28.8
北投區	6.25~6.40	砂岩	0	34.3
北投區	14.60~14.75	砂岩	0	23
北投區	14.65~14.75	風化石英砂岩	0	28.2
新店屈尺	28.3~28.45	砂頁岩互層	0	30
新店屈尺	31.4~31.5	砂岩	0	24.5
新店屈尺	34.8~34.9	砂岩	0	21.5
新店屈尺	53.6~53.75	砂岩	0	25.2
新店屈尺	16.15~16.25	頁岩	0	21.8
新店屈尺	45~45.15	砂岩(凝灰質)	0	44
新店屈尺	55.55~55.65	砂岩(凝灰質)	0	33
新店屈尺	65.95~66	砂頁岩互層	0	24.6
新店屈尺	89.05~89.15	砂頁薄互層	0	23.5
新店屈尺	64.7~64.8	砂岩 (夾薄頁岩)	0	25
新店屈尺	69.1~69.2	砂岩	0	38.8
新店屈尺	88~88.1	砂岩	0	39.5

表 5.7(a) 北台灣砂頁岩弱面直剪試驗之殘餘強度參數(資料來源：中興顧問社)(續)

地點	深度	岩性	$C_r$ (kPa)	$\phi_r$ ( $^{\circ}$ )
新店屈尺	41~45.05	砂岩 (夾薄頁岩)	0	16.7
新店屈尺	48.15~48.3	頁岩 (夾薄砂岩)	0	30.2
新店屈尺	49.35~49.45	頁岩 (夾薄砂岩)	0	32
新店屈尺	21~21.1	砂頁岩互層	0	28
新店屈尺	29.25~29.35	砂頁 (夾薄頁岩)	0	22
北市信義區	11.2~12.35	砂頁岩薄互層	0	19.5
北市信義區	11.5~11.7	砂頁岩薄互層	0	22
北市信義區	12.4~12.52	砂頁岩薄互層	0	20.5
北市南港區	7~7.3	砂岩	0	41.5
北市南港區	16.7~16.9	砂岩	0	46
北市南港區	23.6~23.7	砂岩	0	31
北市南港區	11.9~12.1	砂岩	0	35
北市南港區	14.65~14.8	砂岩	0	41.5
萬里	10.71-10.93	砂岩	0	25
萬里	13.80-14.00	砂岩	0	22
萬里	10.10-10.33	砂岩	0	26
萬里	18.20-18.50	砂岩	0	24
萬里	12.30-12.66	砂岩	0	27.5
萬里	30.55-31.00	砂岩	0	27
萬里	19.0-19.30	砂岩	0	28
瑞芳(員山子)	11.55-11.85	砂岩	0	30.5
瑞芳(員山子)	6.30-6.50	砂岩	0	32.5
瑞芳(員山子)	27.50-27.65	砂頁岩互層	0	15
瑞芳(員山子)	19.20-20.00	泥質砂岩	0	20
瑞芳(員山子)	124.20-124.30	砂岩	0	36.5
瑞芳(員山子)	129.40-129.60	砂岩	0	38
新店	11.7-11.9	砂岩	0	19
新店	6.0-6.25	砂岩	0	24
新店	4.7-4.9	砂頁岩互層	0	19
新店	4.6-4.8	砂岩	0	18
新店	14.1-14.3	砂頁岩互層	0	26
新店	14.4-14.6	粉砂岩	0	14
汐止	23.50-23.60	泥質砂岩	0	28
寶山段 80k+475	未知	泥岩	0	10
寶山段 82k+100	未知	泥岩	0	17
林肯大郡	未知	砂頁岩互層	0	27
林肯大郡	<u>未知</u>	<u>砂頁岩互層</u>	<u>0</u>	<u>14</u>

表 5.7(b) 北台灣砂頁岩弱面直剪試驗之殘餘強度參數(資料來源：富國顧問)

地點	位置編號	深度	$C_r$ (kPa)	$\phi_r$ ( $^{\circ}$ )	岩性
阿里山	BH-A-08	99.00-99.25	0.00	60.9	砂岩
	BH-A-09	67.30-67.80	0.00	32.0	砂岩
	BH-A-12	32.60-32.70	0.00	40.5	砂岩
	BH-A-13	30.30-30.40	0.00	30.0	砂頁岩互層
	BH-A-14	40.80-41.00	0.00	32.8	砂岩
	BH-A-15	49.25-49.45	0.00	33.7	砂岩
深坑	AH-1	20.10-20.35	0.00	32.9	砂頁岩互層
	AH-2	13.55-13.90	0.00	39.8	砂岩
	AH-2	16.20-16.50	0.00	41.7	砂岩
	AH-3	11.00-11.40	0.00	32.7	砂頁岩互層
	AH-4	20.00-20.30	0.00	27.6	砂頁岩互層
	AH-4	25.40-25.70	0.00	39.3	砂頁岩互層
木柵	B0027-01	3.48-3.65	0.00	54.3	砂岩
	<u>B0027-01</u>	<u>6.17-6.40</u>	<u>0.00</u>	<u>48.6</u>	<u>砂岩</u>
	B0027-02	3.00-3.22	0.00	51.7	砂岩
	<u>B0027-02</u>	<u>14.45-14.63</u>	<u>0.00</u>	<u>34.3</u>	<u>砂岩</u>
	B0027-03	4.57-5.00	0.00	41.9	砂岩
	<u>B0027-03</u>	<u>6.24-6.53</u>	<u>0.00</u>	<u>39.1</u>	<u>砂岩</u>
	B0042-01	4.71-5.00	0.00	41.2	砂岩夾泥縫
	<u>B0042-01</u>	<u>6.15-6.45</u>	<u>0.00</u>	<u>39.3</u>	<u>砂岩夾泥縫</u>
	B0042-02	7.00-7.28	0.00	43.4	砂頁岩互層
	<u>B0042-02</u>	<u>22.53-23.00</u>	<u>0.00</u>	<u>34.3</u>	<u>砂頁岩互層</u>
	B0079-01	17.76-18.00	0.00	39.2	砂岩
<u>B0079-01</u>	<u>18.26-18.50</u>	<u>0.00</u>	<u>36.4</u>	<u>砂岩</u>	
北海岸	NP1-2	58.60-58.75	0.00	29.6	砂頁岩互層
	NP1-6	20.20-20.57	0.00	36.1	砂岩
	NP1-8	23.00-23.37	0.00	34.7	砂岩
	NP2-1	22.80-23.00	0.00	30.9	砂頁岩互層
	NP2-3	18.14-19.00	0.00	30.4	砂岩
安坑	BH-8	14.55-15.00	0.00	28.6	砂頁岩互層
	BH-8	20.25-20.50	0.00	37.3	砂頁岩互層

表 5.7(b) 北台灣砂頁岩弱面直剪試驗之殘餘強度參數(資料來源：富國顧問)(續)

地點	位置編號	深度	$C_r$ (kPa)	$\phi_r$ ( $^\circ$ )	岩性
阿里山	BH-B-8	23.00-23.20	0.00	34.8	砂岩
	BH-B-8	24.55-25.00	0.00	34.6	砂岩
	BH-B-8	29.30-29.50	0.00	47.7	砂岩
高雄核源區	BC-A-02	20.08-20.28	0.00	35.6	頁岩
	BC-A-03	22.30-22.52	0.00	42.0	砂頁岩互層
屏東	NP3-1	7.80-8.00	0.00	24.6	泥岩
	NP3-4	39.10-39.60	0.00	32.7	泥岩
	NP3-5	19.25-19.40	0.00	31.1	泥岩
木柵	B0029-1	6.00-6.30	0.00	31.8	砂頁岩互層
	B0029-1	13.50-13.95	0.00	36.6	風化砂岩
頭城	北上 B-1	8.00-9.00	0.00	36.0	砂頁岩互層
	北上 B-1	15.00-16.00	0.00	32.0	砂頁岩互層
	北上 B-2	23.00-24.00	0.00	35.4	砂岩
	雙向 B1	9.00-10.00	0.00	24.3	砂頁岩互層
	雙向 B1	14.00-15.00	0.00	26.5	砂岩
	南下 B2	24.00-25.00	0.00	39.6	砂岩
	南下 B2	27.00-28.00	0.00	34.3	砂岩
	北上 B1	12.00-13.00	0.00	28.9	頁岩
	北上 B1	17.00-18.00	0.00	32.5	頁岩
南投	D01	8.00-9.00	0.00	29.6	砂頁岩互層
	D01	9.00-9.50	0.00	27.3	砂頁岩互層
龍門	DH-3	19.00-19.32	0.00	31.8	砂頁岩互層
	DH-4	11.33-11.60	0.00	29.4	砂頁岩互層
	DH-5	13.60-13.80	0.00	28.3	砂頁岩互層
	DH-6	11.25-11.45	0.00	31.7	砂頁岩互層
	<u>DH-3*</u>	<u>18.60-18.85</u>	<u>0.00</u>	<u>27.8</u>	<u>砂頁岩互層</u>
	<u>DH-4*</u>	<u>8.20-8.40</u>	<u>0.00</u>	<u>27.9</u>	<u>砂岩</u>
	<u>DH-4*</u>	<u>11.60-11.80</u>	<u>0.00</u>	<u>26.7</u>	<u>砂頁岩互層</u>
	BH-2	14.50-14.75	0.00	29.8	砂頁岩互層
宜蘭	BH-3	6.50-6.90	0.00	30.2	砂岩
	BH-4	15.25-15.70	0.00	32.1	砂岩

\*1.斜底線字體為試體浸水 72 小時後，重新進行試驗後所量測之數值。

\*2.中興工程顧問公司其正向應力  $\sigma_N$ ，深度 10 公尺以下採用 2.5 kg/cm<sup>2</sup>，深度 10 公尺以上採用 3.5 kg/cm<sup>2</sup>。

\*3.富國實驗室其正向應力  $\sigma_N$ ，深度 10 公尺以下採用 3 kg/cm<sup>2</sup>，深度 10 公尺以上採用 5 kg/cm<sup>2</sup>。

\*4.修正殘餘應力與殘餘摩擦角



## 第六章 山坡地岩盤地基調查規範之建議

本章以內政部「建築物基礎構造設計規範」第三章「地基調查」之條文及解說為基本構架，參考中國土木工程學會執行「建築基地調查之研究(第二期)- 工址地盤調查準則」之研究成果，擬探討於「建築物基礎構造設計規範」第三章「地基調查」中，研擬增加針對山坡地岩盤基礎開挖之基地調查之規範，見條文解說內增加於畫底線之部分(其增加原因都是因為原規範僅針對土質地盤，而未涉及岩盤)。以作為岩盤上建築物基礎開挖之建議，以供未來修訂規範之參考。

原條文	增列條文
<p><b>第三章 地基調查</b></p> <p><b>3.1 調查要求</b></p> <p>3.1.1 一般說明</p> <p>地基調查之目的，旨在取得與建築物基礎設計、施工以及使用期間相關之資料，包括地層構造、強度性質及鄰近地形、地物、地震、水文狀況與周圍環境等。所有建築物基地均應依據第 3.1.2 節所列之考慮要素，兼顧建築物安全經濟之設計要求，配合建築物規劃設計與施工之階段，擬定調查計畫，進行調查並作出報告。</p> <p>【解說】</p> <p>本設計規範所稱「地基調查」係指專為建築物基礎設計需要所做之地質調查，以區別一般土木工程界常用之「基地調查」。其實「地基調查」為「基地調查」之一部分，只是所包含範圍及調查程度之差異而已，本章內容為求完整性，所包含之內容係以「基地調查」為架構，應用性較廣泛，使用者可依實際需要選擇必要之調查項目與調查程度，取得相關資料作為設計之依據，以達安全經濟之設計目標。</p> <p>3.1.2 考慮要素</p> <p>建築物地基調查計畫須綜合考慮下列各項要素而編擬之：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 可資參考資料之完整性及正確性。</li> <li>2. 建築物之使用類別。</li> <li>3. 建築物之樓層數、基地面積及開挖深度。</li> <li>4. 基地地質構造及土壤性質之變異性。</li> <li>5. 建築物及其他設施之型式與特性。</li> </ol>	

原條文	增列條文
<p>6. 建築物及其他設施之初步基礎設計。</p> <p>7. 基地之環境因素，包括地震、振動、降雨、洪水、地形、地下水、鄰近建築物、地下障礙物與公共設施等狀況。</p> <p>8. 建築物之預定施工方法。</p> <p>9. 調查方法之適宜性。</p> <p>【解說】</p> <p>本節列舉編擬建築物地基調查計畫所須考慮之各項要素，供編擬計畫時參考檢核之用。茲說明考量要點如下：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 如果能蒐集到基地相鄰地區可靠豐富之地質與施工資料，大致了解基地可能之地質狀況，則可針對調查作業做有效率之規劃，節省調查經費。目前台灣地區已有部份區域的地質資料庫可供參考，如經濟部中央地質調查所及內政部營建署等單位所建立之地質資料庫。</li> <li>2. 對於重要性較高之建築物，如大型公眾集會場所，建築物安全對公眾安危影響甚鉅，其調查作業之要求應較一般建築物為高。對於精密儀器所在之建築物，其建築結構功能之要求甚高，如對總沉陷量及差異沉陷量之要求標準甚高，因此對該類建築物調查作業之精度與密度的要求也應相對地提高。</li> <li>3. 建築物之樓層數、基地面積及開挖深度代表著建築物之規模，樓層數越高，載重越大；開挖深度越深，對環境的影響範圍也就越大，因此調查作業之費用應隨建築物規模之增大而增加。</li> <li>4. 基地之地質構造及土壤性質變異性大者，如舊河道回填區、山邊之平坦地等，其調查密度應較一般地質較單純之地區為高。</li> </ol>	<p>4. 基地之地質構造及土壤性質變異性大者，如舊河道回填區、山邊之平坦地等，其調查密度應</p>

原條文	增列條文
<p>5. 地基調查應針對建築物及其他設施之型式與特性規劃調查之重點；例如學校操場下蓋地下多層停車場，其最關鍵之工程問題可能是地下室上浮力的問題，此時地下水位之資料就是調查的重點。</p> <p>6. 地基調查之調查深度、取樣位置及試驗項目應針對建築物及其他設施之基本規劃而決定；如採樁基礎設計，則須探查至可能之承載層深度，或基樁應力所及之範圍；如為淺基礎設計，則探查深度多在四倍基腳寬度左右，該深度範圍內土壤之變形性即為探查之重點。</p> <p>7. 基地之環境因素亦須加以考慮，如位處強震區或洪氾區，則應查明其防震防洪設計標準，如基地周圍有許多地上或地下障礙物，亦應加以查明，以免妨礙工程之施工。凡此，皆對調查所須時間及費用具有顯著影響。</p> <p>8. 建築物預定之施工方法會影響到調查的重點，例如深開挖工程採型鋼內支撐系統或採地錨外支撐系統，以及開挖面是否進行地層改良等，均會因設計考量不同，而影響到調查之目標及項目。</p> <p>9. 地基調查須視基地地質特性選擇合適之調查方法，例如岩層應鑽取岩心，砂土層取樣應特別謹慎，避免流失，卵礫石層應避免使用圓錐貫入試驗，方能</p>	<p>較一般地質較單純之地區為高。<u>因地層分佈之變異性可能極大，尤其是山邊之平坦地，其岩盤之深度變化劇烈，且可能無一定之方向性可言，而當基礎開挖深度又涉及岩層中開挖，則岩層之調查，除一般之鑽孔調查外，必須進行相關之地表地質調查，以瞭解岩層之相關弱面構造，進一步評估岩層中開挖之工法及其擋土支撐之機制。</u></p>

原條文	增列條文
<p>獲取有用之資料供工程分析使用。</p> <p>3.1.3 一般要求</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 地基調查以取得與建築物基礎設計及施工相關之資料為目的。所有建築物基地均應辦理地基調查，以資料蒐集、現地踏勘與地下探勘及試驗等方法為之，其中地下探勘方法包含鑽孔、圓錐貫入孔及探查坑。</li> <li>2. 四層以下非供公眾使用建築物之基地，如基地面積為六百平方公尺以內，且基礎開挖深度為五公尺以內及無地質災害潛勢者，得引用鄰地既有可靠之地下調查資料代替地下探勘調查。</li> <li>3. 除符合上款之情形者外，均須進行地下探勘。</li> <li>4. 基礎施工期間，如發現實際地層狀況與原設計假定不一致或基礎安全性不足時，應即依據實際情形辦理補充地下探勘及配合變更設計。</li> </ol> <p>【解說】</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本條明確規定所有建築物基地均應辦理地基調查，作成報告，以提供建築物</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. 四層以下非供公眾使用建築物之基地，如基地面積為六百平方公尺以內，且基礎開挖深度為五公尺以內及無地質災害潛勢者，得引用鄰地既有可靠之地下調查資料代替地下探勘調查。 <u>山坡地建築基地因地層之變異性極大，且多數係經雜照整地後之建築基地，因此，基地基礎面下之地層變化可能甚大，故無論何種建築規模或型式，均應不適用引用或參考鄰地地下調查資料之方式。</u></li> </ol>

原條文	增列條文
<p>基礎設計及施工所需之資料。</p> <p>2. 五層以上之建築物通常設計有地下室，須要進行地下開挖，對地盤性質的掌握要求較高，故地基調查應進行地下探勘，方能確保工程之安全。對於供公眾使用之建築物，由於涉及公眾之安全，重要性較高，亦規定其調查須進行地下探勘，方能確實掌握地質資料供設計施工之用。</p> <p>3. 對於載重小、開挖淺、面積小之一般建築工程，若已有鄰地可靠之地質資料可供參考，足以評估該基地在一般施工狀態下將不會有地質災害發生者，可引用鄰地既有可靠之地下調查資料代替地下探勘調查，以節省調查經費，惟於施工時若發現實際地層狀況與原設計假定條件不一致時，應依實際情況辦理補充地下探勘及配合變更設計。</p> <p>3.1.4 特殊要求  <b>建築基地有下列情形之一者，應分別增加調查內容：</b></p> <p>1. <b>五層以上建築物或供公眾使用之建築物位於砂土層有土壤液化之虞者，應辦理基地地層之液化潛能分析。</b></p> <p>2. <b>位於坡地之基地，應配合整地計畫，辦理基地之穩定性調查。位於坡腳平地</b></p>	<p>2. 五層以上之建築物通常設計有地下室，須要進行地下開挖，對地盤性質的掌握要求較高，故地基調查應進行地下探勘，方能確保工程之安全。對於供公眾使用之建築物，由於涉及公眾之安全，重要性較高，亦規定其調查須進行地下探勘，方能確實掌握地質資料供設計施工之用。  <u>山坡地建築基地則無論是否有地下室，或基礎開挖設計，因地層之變化並非引用鄰近基地可以評估檢討或推估，故應進行必要之地下探勘及調查。</u></p> <p>2. 位於坡地之基地，應配合整地計畫，辦理基地</p>

原條文	增列條文
<p>之基地，應視需要調查基地地層之不均勻性。</p> <p>—</p> <p>3. 位於谷地堆積地形之基地，應調查地下水文、山洪或土石流對基地之影響。</p> <p>4. 位於其他特殊地質構造區之基地，應辦理特殊地層條件影響之調查。</p> <p>【解說】</p> <p>1. 台灣位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊之交接處，屢有大地震發生，民國 89 年集集地震發生後，台灣地區之震區劃分已調整如圖-解 2.4-1 所示，各區之工址水平加速度值均相當高，而台灣地質年代年輕，沖積平原中常含有飽和鬆砂層，在地震作用時，易發生土壤液化現象，喪失支承力，致使結構物倒塌或受損。在這些地區對於五層以上(含)或供公眾使用之建築物基地，若建築物性質非常重要，如醫院、消防中心、救難中心、變電站、百貨商場等，因涉及大眾生命財產安全，應針對基地地層之液化潛能辦理調查，並進行評估，以確保基礎耐震設計之安全。</p> <p>2. 坡地之整地開挖常因地形因素須大挖大填，對基地之上坡常會砍腳，造成上坡的不穩定；對基地下坡常是填土超載，甚至堵住原有之山溝排水路，形成排水不良，引起邊坡不穩定，如圖-解 3.1-1 所示，因此山坡地工程應配合整地計畫，辦理全區之坡地穩定性調查，以維護居住之安全。</p> <p>民國 86 年 8 月 18 日溫妮颱風來襲，台北縣汐止鎮林肯大郡坡地發生順向坡滑動，壓垮坡腳之集合住宅，造成 28 人死亡；同時間，台北市士林德行東</p>	<p>之穩定性調查。位於坡腳平地之基地，應視需要調查基地地層之不均勻性。<u>岩盤部分則應進行地表地質調查，將岩層構造、岩性調查清楚，以釐清岩層中開挖各個方向之穩定機制。</u></p>

原條文	增列條文
<p>路之一戶民宅，亦因上坡土石滑落，致使該戶人家一家六口慘遭土石活埋。此二例即為山坡地開發未注重相鄰坡地穩定調查之殷鑑，足堪警惕。</p> <p>位於坡腳平地之基地，由於覆土層下之岩盤可能甚為傾斜，基地內岩盤深度差異可能很大，應特別調查地層之不均勻性，以防止差異沉陷、承載層深度或截水幕深度不一的問題。</p> <p>圖-解 3.1-1 山坡地整地工程可能引起之邊坡穩定問題</p>	<p>圖-解 3.1-1 山坡地整地工程可能引起之邊坡穩定問題</p> <p><u>若涉及岩層中之基礎開挖，則除鑽孔調查外，應進行地表地質調查及相關輔助調查方法，例如地球物理探測等。主要的目的在於必須將岩層中可能存在之弱面詳細正確的描述及表達，並以地層剖面圖示之。若岩層中存在可能弱面，則三向度基礎開挖面中必然涉及順向坡的開挖或節理切割造成之楔型滑落(Wedge failure)，但順向坡的滑動機制與逆向坡全然不同，甚至相差甚遠，設計上必須加以考量之；而另兩側必然為斜交坡，在設計參數選擇上，亦不盡相同。此外，如岩層中並無弱面構造，或即使存在弱面亦不足以產生順向滑動虞慮，亦應完整進行調查，以適度評估岩層中開挖支撐之合適性及其必要性。因此，岩層中之基礎開挖，於地質調查階段應辦事項宜有合理之規範，以避免過保守或不保守的設計，導致工程的災害。</u></p>

原條文	增列條文
<p>3. 台灣地區各山區谷口，每逢連續豪雨，常將河谷內堆積之大量土石帶出，即所謂的土石流現象。由於谷口附近常有群居聚落，因此颱風豪雨來襲時，常造成土石掩埋村落的悲劇，如民國 79 年歐菲力颱風花蓮縣秀林鄉銅門村及民國 83 年提姆颱風花蓮縣壽豐鄉東興村等均慘遭土石掩埋造成生命財產的重大損失。故山谷堆積地之建築基地應對山洪及土石流之可能危害詳加調查，並謀求避險之對策。根據農委會之統計，目前台灣共有數百處土石流危險溪流，其中部份地區已設置預警系統，規劃時應參考上述資訊，避免於土石流危險地區興建建築物。</p>	<p><u>於坡地建築基地之地質調查階段，經常遭遇區域地質之資料收集後，未見相關之岩層位態。而藉助地表地質調查結果，亦常見基地附近無岩層露頭位態可供量測，此時應擴大地表地質調查範圍，並依鑽孔岩心判釋比對地層之特性(岩性)，從而研判地層之可能位態，據以分析評估岩層中開挖可能遭遇的問題及解決方法。</u></p> <p>3. 台灣地區各山區谷口，每逢連續豪雨，……</p> <p>……危險地區興建建築物。</p> <p><u>岩層中之地下水文應屬節理流路型，換言之，於完整岩盤中，因岩層孔隙小，透水係數低，如水位觀測或水壓計埋設於該岩層中，可能無法測得真正之地下水位或水壓。而岩層中之地下水位或水壓常是沿岩層之弱面或裂隙滲流，故地下水位或水壓之量測宜選擇合適之深度位置埋設觀測，以確認真正之地下水位或水壓，避免岩層中</u></p>

原條文	增列條文
<p>4. 對於特殊地質構造之基地，諸如棄碴地、掩埋地、海埔新生地、河道新生地、採礦區、沼澤區、崩塌地、地滑區、斷層及破碎帶等，應辦理特殊地層條件影響之調查，應查明其分佈範圍予以避開，若無法避開時應詳加調查其性質，以適當之工程對策避免災變發生。</p> <p>5. 在盆地邊緣或近山地帶之基地調查工作，應特別注意廢礦坑、壓力水層、傾斜岩盤面或承載層深度劇烈變化等問題。</p> <p><b>3.2 調查方法</b></p> <p><b>3.2.1 一般說明</b></p> <p>1. 地基調查應視設計或施工之需要、地層情形與當地環境等因素，選用適當之方法。對於同一目的之調查，必要時應採用兩種以上不同之方法為之，以供評估調查結果之可靠性與可信度。</p> <p>2. 調查時應考慮地盤之不均勻性、測定值之變異、試驗與測定方法所致之差異，以及地下水位或水壓變動等所致之影響。</p> <p><b>【解說】</b></p> <p>1. 地基調查應視設計之需要、地盤情形與當地環境等因素，選用適當之方法。 (1)就工作需要而言，例如以探查承載層或岩盤深度為目的之調查，此時可用衝鑽法(Percussion method)，以節省工期及經費；反之，以調查砂頁岩順向坡滑動為目的之調查，其識別層次之精度要求甚高，應以三套岩心管連續取</p>	<p><u>開挖或建築物基礎結構之安全穩定的問題。</u></p>

原條文	增列條文
<p>樣，但調查經費較貴，所須調查時間也較長。若地層中夾有多層黏土或以黏土層壓密沉陷為目的之調查，宜有部份鑽孔以連續取樣方式確認黏土層之厚度、連續性及影響壓密時間的排水路徑等關鍵因素。</p> <p>(2)就地盤條件而言，台灣地質複雜，對台中盆地、大肚山、八卦山、林口、桃園、及中壢等卵礫石台地，衝鑽法是較合適之鑽孔方法，此外，亦可利用試坑開挖以瞭解覆蓋層厚度、卵礫石礫徑及含量。對於台北盆地、嘉南沖積平原，各河川沖積平原及海埔新生地，水洗鑽法為較合適之調查方法。對台灣山區之軟岩及硬岩，岩石鑽心取樣則為較合宜的方法。</p> <p>(3)就當地環境而言，水洗鑽法應考慮水源之問題，圓錐貫入試驗應考慮聯外道路或基土支承力之問題。</p> <p>(4)同一目的之調查必要時應採用兩種以上不同之方法，以供評估調查結果之變異性，提高所獲資料之可靠性與可信度。</p> <p>基地調查密度(點數)應隨地層條件而定，如河谷地、舊河道地區及盆地邊緣等，其地層較複雜，調查點應佈置較密；對於地層較為單純之地區，則可作較疏之佈置。以測定值的變異而言，標準貫入試驗由於人為操作及試驗程序的誤差，同一地點之測定值因人或機具之變異性較大，而圓錐貫入試驗之可重復性高，可靠性也較高。欲求取岩土之剪力強度參數及變形模數時，目前有許多試驗與測定方法可使用，試驗方法之選擇最好能與工程受力情況相符，如圖-解 3.2-1 所示。現地試驗通常比室內試驗更具代表性，除可避免取樣擾動的影響，又可進行較大試體或全尺寸之實體試驗，例如以現地平板載重試驗求取支承力及變形模數，比室內小試體試驗推估之結果更具代表性；又地下水位及水壓常隨季節產生變化，因此宜規劃長期之觀測，方能獲致滿足設計及施工所需之資料，這些都是在規劃調查方法時須加以考慮的事項。</p>	

原條文				增列條文			
試驗縮寫符號	試驗方法名稱	試驗縮寫符號	試驗方法名稱				
TC	三軸壓縮試驗	PSC	平面應變壓縮試驗				
TE	三軸伸張試驗	PSE	平面應變伸張試驗				
DS	直接剪力試驗	CK <sub>0</sub> UC	K <sub>0</sub> 狀態之三軸壓縮試驗				
DSS	直接簡易剪力試驗	CK <sub>0</sub> UE	K <sub>0</sub> 狀態之三軸伸張試驗				
圖-解 3.2-1 模擬各種受力情況之試驗種類				圖-解 3.2-1 模擬各種受力情況之試驗種類			
				試驗縮寫符號	試驗方法名稱	試驗縮寫符號	試驗方法名稱
				RUC	岩石單軸壓縮試驗		岩石消散耐久試驗
				RDS	岩石弱面直剪		現地應力試驗
				RD	岩石直接剪力試驗		
					岩石點荷重試驗		

原條文	增列條文																								
<p>3.2.2 調查步驟</p> <p>建築物基地之調查可配合建築計畫之規劃設計及施工作業階段逐步辦理，調查之精度由低至高，並視工程之重要性與地層之複雜性，採取不同之步驟。調查步驟包括資料蒐集、現場踏勘、初步調查與細部調查。為特殊目的或施工之需要，亦可再進行特殊調查、補充調查或施工環境調查。</p> <p>【解說】</p> <p>大型土木與建築工程之基地調查，應配合建築開發計畫之規劃、設計及施工作業階段，分段辦理基地調查作業。整個大型建築工程計畫之開發流程大致可概分為規劃(企劃)、基本設計、細部設計與施工等四個階段，為有效且經濟地執行基地調查作業，完整之調查步驟分為可行性調查、初步調查、細部調查、及施工調查等階段來實施，必要時還必須辦理特殊調查或補充調查，作為驗證或變更設計之用，如表-解 3.2-1 所示。但對於一般之建築工程，則可視工程目的及基地地質條件，僅做一部份必要之調查作業，即可符合工程設計及施工需求。</p> <p>表-解 3.2-1 基地調查與建築規劃設計流程之關係</p> <table border="1" data-bbox="302 917 1220 1332"> <thead> <tr> <th>建築規劃設計流程</th> <th></th> <th>基地調查流程</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>規劃</td> <td>.....</td> <td>可行性調查</td> </tr> <tr> <td>↓</td> <td></td> <td>↓</td> </tr> <tr> <td>基本設計</td> <td>.....</td> <td>初步調查</td> </tr> <tr> <td>↓</td> <td></td> <td>↓</td> </tr> <tr> <td>細部設計</td> <td>.....</td> <td>細部調查</td> </tr> <tr> <td>↓</td> <td></td> <td>↓</td> </tr> <tr> <td>施工階段</td> <td>.....</td> <td>施工調查</td> </tr> </tbody> </table>	建築規劃設計流程		基地調查流程	規劃	.....	可行性調查	↓		↓	基本設計	.....	初步調查	↓		↓	細部設計	.....	細部調查	↓		↓	施工階段	.....	施工調查	
建築規劃設計流程		基地調查流程																							
規劃	.....	可行性調查																							
↓		↓																							
基本設計	.....	初步調查																							
↓		↓																							
細部設計	.....	細部調查																							
↓		↓																							
施工階段	.....	施工調查																							

原條文	增列條文
<p>1. 一般而言，大型之土木工程建設須要執行可行性調查與初步調查，前者之調查資料可用於評估工程之可行性，後者則用於規劃與基本設計之用，但對於一般之建築工程而言，因工程規模較小，兩者可合併執行，統稱為預備調查，其內容包括資料蒐集及現場踏勘，此調查之目的是為瞭解建築基地及其周圍之地盤概況，初擬基礎型式、擋土支撐設施及開挖方式，據以決定主要調查內容而編擬主要調查計畫。資料搜集部份可蒐集與基地有關之地形、地質、地質災害、鄰近施工及水井資料，以概估可能之地層狀況，若有難以推估或不確定之情形，則無需勉強推估，應列為以後須要調查之項目。蒐集相關基本資料後，就應至現場踏勘查訪，以確認地形、地貌及地質狀況，周遭之自然與社會環境，地下水情況與曾發生之施工災變記錄。再就所掌握之各種資料，初擬各種可行之基礎型式與擋土、支撐及開挖方案，並就各種基礎型式與施工方案進行檢討，找出重要的問題點，如表-解 3.2-2 所示，然後列出檢討評估這些對策方案所需之調查內容，作為執行主要調查工作之依據。預備調查一般較不受重視，但因調查範圍廣，可從包含基地周圍在內之地形、地質、環境與周邊結構物狀況，而大致瞭解基地之地盤狀況。透過預備調查可掌握關鍵問題，因而能合理且有目標地規劃與執行主要調查工作，而大幅減少主要調查之費用，實應加以重視認真執行。</p> <p>2. 細部調查之目的在確認初步調查時所推估之地層構造，查明各地層之岩土工程性質，並根據基本設計階段所擬之基礎型式、擋土支撐系統等問題點所需資料，規劃調查內容及數量。擬定主要調查計畫時，必須考慮之基本條件為建築物條件(載重規模、結構型式、功能要求及有無地下室等問題)、地形分區(山地、丘陵地、台地、低地、盆地等)與地盤種類(地層軟硬、層次及構成狀況等)。此時，除須考慮初步調查時所找出之土壤及基礎工程學問題外，</p>	

原條文	增列條文										
<p>亦須考慮基礎周圍之環境條件(噪音、震動及機材搬運等問題)以及調查工作條件(調查之準備、工期、許可手續等)。據此綜合評估後，即可決定主要調查之內容與規模，包括：</p> <p>表-解 3.2-2 預備調查後提出設計與施工須查驗之項目</p> <table border="1" data-bbox="219 576 1303 1340"> <thead> <tr> <th data-bbox="219 576 405 703">階段 調查對象</th> <th data-bbox="409 576 844 703">基礎設計</th> <th data-bbox="848 576 1303 703">基礎施工</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="219 707 405 1002">地盤</td> <td data-bbox="409 707 844 1002"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 支承力</li> <li>• 瞬時沉陷、壓密沉陷</li> <li>• 樁之承载力</li> <li>• 地震時之安定性（特別是液化問題）</li> <li>• 地震時地盤之反應</li> </ul> </td> <td data-bbox="848 707 1303 1002"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 開挖穩定性</li> <li>• 擋土計畫</li> <li>• 排水、止水計畫</li> <li>• 埋設物保護、地中障礙物撤除計畫</li> </ul> </td> </tr> <tr> <td data-bbox="219 1005 405 1340">周圍環境</td> <td data-bbox="409 1005 844 1340"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 對鄰近構造物之影響以及受鄰近構造物之影響</li> <li>• 受鄰地開挖等鄰地狀況變更之影響</li> <li>• 地震、豪雨等災害時基礎受周圍之影響</li> </ul> </td> <td data-bbox="848 1005 1303 1340"> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 鄰近構造物之保護計畫</li> <li>• 鄰近接構造物之影響</li> <li>• 營建公害（噪音、振動、廢棄物等對環境之影響）</li> <li>• 廢棄物、排放水等之處理</li> <li>• 材料、機具進出計畫與交通狀況</li> </ul> </td> </tr> </tbody> </table>	階段 調查對象	基礎設計	基礎施工	地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 支承力</li> <li>• 瞬時沉陷、壓密沉陷</li> <li>• 樁之承载力</li> <li>• 地震時之安定性（特別是液化問題）</li> <li>• 地震時地盤之反應</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 開挖穩定性</li> <li>• 擋土計畫</li> <li>• 排水、止水計畫</li> <li>• 埋設物保護、地中障礙物撤除計畫</li> </ul>	周圍環境	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 對鄰近構造物之影響以及受鄰近構造物之影響</li> <li>• 受鄰地開挖等鄰地狀況變更之影響</li> <li>• 地震、豪雨等災害時基礎受周圍之影響</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 鄰近構造物之保護計畫</li> <li>• 鄰近接構造物之影響</li> <li>• 營建公害（噪音、振動、廢棄物等對環境之影響）</li> <li>• 廢棄物、排放水等之處理</li> <li>• 材料、機具進出計畫與交通狀況</li> </ul>		
階段 調查對象	基礎設計	基礎施工									
地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 支承力</li> <li>• 瞬時沉陷、壓密沉陷</li> <li>• 樁之承载力</li> <li>• 地震時之安定性（特別是液化問題）</li> <li>• 地震時地盤之反應</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 開挖穩定性</li> <li>• 擋土計畫</li> <li>• 排水、止水計畫</li> <li>• 埋設物保護、地中障礙物撤除計畫</li> </ul>									
周圍環境	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 對鄰近構造物之影響以及受鄰近構造物之影響</li> <li>• 受鄰地開挖等鄰地狀況變更之影響</li> <li>• 地震、豪雨等災害時基礎受周圍之影響</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 鄰近構造物之保護計畫</li> <li>• 鄰近接構造物之影響</li> <li>• 營建公害（噪音、振動、廢棄物等對環境之影響）</li> <li>• 廢棄物、排放水等之處理</li> <li>• 材料、機具進出計畫與交通狀況</li> </ul>									

原條文	增列條文
<p>(1)調查項目及方法；                      (2)調查點數及間隔；                      (3)調查點位置及深度；                      (4)取樣位置、室內岩土試驗項目及數量；                      (5)現場試驗項目、數量及位置。如調查工作是發包委外辦理，宜先編好基地調查規範方予執行。</p> <p>3.補充調查或特殊調查係針對主要調查不周或不足之部份、或變更設計部份、或某些問題需進一步作更精確之評估而進行，其特色是調查規模小，調查範圍也縮小，惟調查精度與程度可能較主要調查階段為高。至於施工調查純為施工目的或開挖後地質情況與預期不符而進行之調查；如進行化學灌漿之地層改良施工，為避免污染鄰近地區之水質，施工中須進行水質監測調查；又如於打樁施工時，常須進行振動噪音之影響調查，以保護環境之安寧。綜合以上說明，若能配合建築工程階段性之特色，妥為安排、簡化上述各階段之調查作業，定能有效且經濟地獲得規劃、設計及施工各階段所需之資料。</p> <p>4.盆地邊緣地區如台北盆地汐止、內湖與中和一帶，建築物基地內之岩盤面變化甚劇；若連續壁或樁基礎須貫入岩盤一定深度，則單以設計階段之有限調查孔，實無法確認連續壁及樁基礎深度。因此，施工前應做詳細之施工調查，詳細繪出基地之岩盤面，並據以安排施工計畫，方能具體掌握工程之進度品質與安全性。</p> <p>3.2.3 調查範圍、點數與深度                      調查範圍、調查點之數量、位置與深度，應依建築計畫作業階段、地盤之複雜性、建築物之種類、規模及重要性等訂定之。</p> <p>1. 調查範圍                      調查範圍至少應涵蓋建築物基地之面積，及其四周可能影響本基地工程安全性之範圍；若以鄰產保護為目的而作之調查，其調查範圍應及於施工影響所及之範圍。</p>	<p>1. 調查範圍                      調查範圍至少應涵蓋建築物基地之面積，及其四</p>

原條文	增列條文
<p>2. 調查點數</p> <p>地基調查密度應視工程性質及對基地地質條件之了解程度而定，規劃必要之調查方法及調查點數。原則上，基地面積每六百平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積每三百平方公尺者，應設一處調查點，每一基地至少二處，惟對於地質條件變異性較大之地區，應增加調查點數。對於大面積之基地，基地面積超過六千平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積超過三千平方公尺之部份，得視基地之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求調整調查密度。</p>	<p>周可能影響本基地工程安全性之範圍；若以鄰產保護為目的而作之調查，其調查範圍應及於施工影響所及之範圍。<u>山坡地建築基地則應涵蓋建築技術規則之山坡地專章內容所涵蓋者。</u></p> <p><u>應根據水土保持技術規範，任一地質剖面應至少有三孔之規定。同時，因應山坡地地形之變化特殊性，以及山坡地建築多經整地後之地形地貌改變，單靠鑽孔點位之調查，極可能無法完全了解地層之變化，故除鑽孔探查點之外，宜有其他可供完整取得地層分布之調查方式輔助之，以確保坡地建築及坡地基礎開挖之安全。例如，採用地球物理探測方式，提供地層剖面的分布，較鑽孔點間推估的地層剖面正確性高出許多，因此，地球物理探測對於坡地之地層分布應屬必要性的參考輔助調查工具之一。</u></p>

原條文	增列條文
<p>3. 調查深度</p> <p>調查深度至少應達到可據以確認基地之地層狀況、基礎設計與施工安全所需要之深度。一般情況下，可採下列原則：</p> <p>(1)淺基礎基腳之調查深度應達基腳底面以下至少四倍基腳寬度之深度，或達可確認之承載層深度。</p> <p>(2)樁基礎之調查深度應達樁基礎底面以下至少四倍基樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度。</p> <p>(3)沉箱基礎之調查深度應達沉箱基礎底面以下至少三倍沉箱直徑或寬度之深度，或達可確認之承載層深度。</p> <p>(4)對於浮筏基礎或其他各類基礎座落於可能發生壓密沉陷之軟弱地層上時，調查深度至少應達因建築物載重所產生之垂直應力增量小於百分之十之地層有效覆土壓力值之深度，或達低壓縮性之堅實地層。</p> <p>(5)對於深開挖工程，調查深度應視地層性質、軟硬程度及地下水文條件而定，至少應達 1.5~2.5 倍開挖深度之範圍，或達可確認之承載層或不透水層深度。</p>	<p>(5)對於深開挖工程，調查深度應視地層性質、軟硬程度及地下水文條件而定，至少應達 1.5~2.5 倍開挖深度之範圍，或達可確認之承載層或不透水層深度。<u>岩盤則應入基礎面下至少 5 公尺且可滿足開挖分析所需之深度。</u></p>

原條文	增列條文
<p><b>【解說】</b></p> <p>基地調查之範圍、調查點之數量、位置與深度是否規劃得宜明顯影響調查費用及調查結果是否有效而確實，須謹慎為之。一般而言，對於大規模之建築工程應隨計畫作業階段之進展，逐次縮小調查範圍，並提高調查精度，以彈性有效地運用調查經費；比如在規劃階段之鑽孔數量不須太多，但至少要有幾個深孔，可用以瞭解整個基地地層之大致變化，此階段時對於地層之力學性質則不宜太多，應以物理性質試驗為主；到了設計階段則需針對設計目的配置所須之鑽孔及鑽孔深度即可，但要注重取樣及力學試驗之品質與數量，進入施工及營運維護階段僅需要進行補充調查即可；至於小規模之建築工程就無須分階段辦理基地調查。地盤越複雜當然調查數量與精度就要相對提高，舉例來說相同高樓建在土層複雜的台北盆地，所需之調查費用及數量應該比建在地層單純之台中盆地(多為卵礫石)為多；對坡地的調查程度就要比平地來得詳細。工程規模越大，重要性越高之工程，所須之調查數量及精度都要提高，比如大型集會場所，大型運動場、百貨公司、醫院、學校、會議中心等公眾使用建築物或超高層大樓及地下深開挖工程等大型工程規模之基地調查，均應比一般住宅建築物之標準為高。實際上，工程建築物種類繁多，各有其特性，再加上地質條件千變萬化，致使基地調查作業成為一甚為專業之工作，若要以合理之經費做有效、確實之調查，應委由專業技師辦理基地調查作業，方能收事半功倍之效。</p> <p>調查範圍：</p> <p>調查範圍自然應函蓋建築物基地之面積，但為保護鄰產，調查範圍應及於施工影響範圍，如鄰房之基礎型式及地質條件、鄰近地下管線(瓦斯管、自來水管及電信管路等)之位置、尺寸及材料種類等皆須調查清楚。</p>	<p><b><u>山坡地建築基地應依據我國最新建築技術規則第十三章三坡地專章之規定，針對坡地地質及環</u></b></p>

原條文	增列條文
	<p>境，進行詳細調查及評估。內容如下：</p> <p><u>一、坡度陡峭者：所開發地區之原始地形應依坵塊圖上之平均坡度之分布狀態，區劃成若干均質區。在坵塊圖上其平均坡度超過百分之三十者。但區內最高點及最低點間之坡度小於百分之十五，且區內不含顯著之獨立山頭或跨越主嶺線者，不在此限。</u></p> <p><u>二、地質結構不良、地層破碎或順向坡有滑動之虞者：</u></p> <p><u>(一)順向坡傾角大於二十度，且有自由端，基地面在最低潛在滑動面外側地區。</u></p> <p><u>(二)自滑動面透空處起算之平面型地滑波及範圍，且無適當擋土設施者。</u></p> <p><u>(三)在預定基礎面下，有效應力深度內，地質鑽探岩心之岩石品質指標(RQD)小於百分之二十五，且其下坡原地形坡度超過百分之五十五，坡長三十公尺者，距坡緣距離等於坡長之範圍，原地形呈明顯階梯狀者，坡長自下段階地之上坡腳起算。</u></p> <p><u>三、活動斷層</u></p> <p><u>四、有危害安全之礦場或坑道</u></p> <p><u>五、廢土堆：廢土堆區內不得開發為建築用地。但建築物基礎穿越廢土堆者，不在此限。</u></p> <p><u>六、河岸附近及向源侵蝕區</u></p>

原條文	增列條文
<p>調查點數：</p> <p>調查點數主要指鑽孔數，在沖積層土壤，可用圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test)取代部份鑽孔；在卵石礫地層則可以用挖掘試坑法代替部份鑽孔。</p> <p>對於任一工程而言，所須調查點數完全視工程性質及對地層條件之掌握程度而定，設計者應依設計需求作適當之規劃。基本上，每個基地至少須有三個以上之調查點，方能勾勒出地層在空間的概略變化，但考慮部份面積很小之基地，基於經濟考量乃規定最少須二點，惟對於土層變異性較大之地區，仍應適當增加調查點數，以確實掌握地盤條件。依經驗每六百平方公尺(20公尺×30公尺)至少佈設一個調查點的密度是恰當的，若基地面積較大，超過六千平方公尺時，可依實際情況調整調查密度。若基地地層比較單調，例如都是卵礫石層或是岩盤相當均勻的情況，則可降低調查密度，以免過於浪費；又如大規模之山坡地開發，若地層變化複雜，應提高調查密度，以確保工程安全。</p> <p>在有些特殊情況，如公園中之設施或學校中教室之擴建，由於基地面積很大而建築面積很小，此時調查點之計算可採建築物基礎所涵蓋面積計算，此時</p>	<p><u>七、洪患：河床二岸低地，過去洪水災害記錄顯示其周期小於十年之範圍。但已有妥善之防洪工程設施並經當地主管建築機關認為無礙安全者，不在此限。</u></p> <p><u>八、斷崖：斷崖上下各二倍於斷崖高度之水平距離範圍內。但地質上或設有適當之擋土設施並經當地主管建築機關認為安全無礙者，不在此限。</u></p>

原條文	增列條文
<p>應以建築物之最大投影面積或地下室所涵蓋面積，兩者取較大者計算，在此面積內每三百平方公尺應設一處調查點，建築物基礎所涵蓋面積超過三千平方公尺之部份，亦得視建築物地基之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求調整調查密度。</p> <p>調查深度:</p> <p>對於建築物基地之調查深度，原則上至少應達到可據以確認基礎設計與施工安全所需要之深度，須視建築物結構型式及基地之地層條件而定，一般情況下，可採下列原則：</p> <p>(1)圖-解 3.2-2 為各式淺基礎在載重作用下，地中垂直應力增量隨深度之分佈，對於正方形獨立基腳，深度達二倍基腳寬度以上時，其垂直應力增量小於 10%之基礎載重，所產生之沉陷量甚小，通常不是調查的重點，基此，對於淺基礎，一般規定其調查深度應達基腳寬度之四倍以上；對於相鄰之基腳</p>	<p><u>應根據水土保持技術規範，任一地質剖面應至少有三孔之規定。同時，因應山坡地地形之變化特殊性，以及山坡地建築多經整地後之地形地貌改變，單靠鑽孔點位之調查，極可能無法完全了解地層之變化，故除鑽孔探查點之外，宜有其他可供完整取得地層分布之調查方式輔助之，以確保坡地建築及坡地基礎開挖之安全。例如，採用地球物理探測方式，提供地層剖面的分布，較鑽孔點間推估的地層剖面正確性高出許多，因此，地球物理探測對於坡地之地層分布應屬必要性的參考輔助調查工具之一。</u></p>

原條文	增列條文
<p>群及連續基腳，因應力影響圈重疊之故，見圖-解 3.2-3，調查深度應遠較獨立基腳之規定為深。若在二倍基腳寬度之深度內有明顯堅硬之承載層，則調查深度達可確認之承載層深度即可。近年來，國內很多大型建築都使用筏基，其寬度有達百公尺以上，若墨守四倍基腳寬度之規定，而忽視淺部承載層(如卵礫石層、堅硬砂層 <math>N &gt; 50</math>，岩層)之存在，會使調查工作過於浪費而不實際。</p> <p>(2)對於樁基礎，基樁端點承载力之影響範圍通常在樁底以下 4 倍直徑範圍內，為能詳實計算樁之點支承力，故調查深度一般定為樁基礎底面以下至少 4 倍樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度為止。</p> <p>(3)對於沉箱基礎，因其垂直承載設計理念與淺基礎類似，故其調查深度應達沉箱基礎底面以下至少 3 倍沉箱直徑之深度。</p> <p>(4)對於浮筏基礎或其他各類基礎，若其基礎下方遭遇非常容易發生壓密沉陷之軟地層時，調查深度應達低壓縮性之堅實地層，或因建築物載重所產生之垂直應力增量少於百分之十之地層有效覆土應力值之深度範圍，以有效減少建築物之沉陷量。</p> <p style="text-align: center;">圖-解 3.2-2 圖-解 3.2-3</p> <p>(5)對於深開挖工程，為克服隆起、管湧、上舉力及側向土壓力等工程問題，擋土壁貫入深度之設計至為重要，地質調查深度至少應達可能之最大貫入深度範圍或達可確認之承載層深度為止；對於較堅硬之沖積層，至少應達 1.5</p>	<p>(5)對於深開挖工程，為克服隆起、管湧、上舉力</p>

原條文	增列條文
<p>倍開挖深度之範圍，然而對於類似台北盆地基隆河流域之軟弱粘土層，有時甚至應達 2.5 或 3.0 倍開挖深度之範圍，確實調查基地土層之變異性，方能確保施工安全。</p> <p>3.2.4 調查方法</p> <p>建築物基地之調查與試驗方法應依規劃、設計及施工之需求而定，原則上應根據國家標準之規定辦理。國家標準尚無規定者，得依據符合調查目的之相關規範實施，亦可參考內政部建築研究所之「工址地盤調查準則」辦理。</p> <p>【解說】</p> <p>對於基地調查之準則而言，由於地層狀況可能變化很大，而岩土性質之變異性更大，況且各種不同工程之調查目的、調查範圍及要求的精度也不一樣，因此很難有一放諸四海皆準之通則，故基地調查應就規劃、設計及施工之需求妥為規劃適當之</p>	<p>及側向土壓力等工程問題，擋土壁貫入深度之設計至為重要，地質調查深度至少應達可能之最大貫入深度範圍或達可確認之承載層深度為止；對於較堅硬之沖積層，至少應達 1.5 倍開挖深度之範圍，然而對於類似台北盆地基隆河流域之軟弱粘土層，有時甚至應達 2.5 或 3.0 倍開挖深度之範圍，確實調查基地土層之變異性，方能確保施工安全。</p> <p><u>岩盤應規定最小鑽探深度為基礎面下且入新鮮岩盤至少 5 公尺。如遇地層或地形變化過大，對於岩層之基礎開挖或基礎承載有疑慮者，宜有專業之判斷並變更最小鑽探深度。例如，基礎座落於陡峭之岩層坡度上，或岩層坡度屬於順向坡且夾泥的狀況等等，則對於岩層基礎之容許承載宜有適當之評估，並修正可能之鑽探規畫深度。</u></p>

原條文	增列條文
<p>調查、取樣與試驗方法。由於岩土工程之調查、取樣與試驗程序均相當複雜，於施作過程若稍有疏失，常使調查試驗結果變成毫無價值，故原則上皆應遵守國家標準之規定辦理。但由於工程技術進步相當快，而目前國內已頒佈之國家標準並不多，因此若無國家標準者，得依據符合調查目的之相關規範辦理，如參考美國 ASTM、日本 JIS、德國 DIN、英國 BS 及 ISRM 等之標準規範，亦可參照中央政府機關及各專業學會所制訂之相關規範辦理，如內政部建築研究所編訂之「工址地盤調查準則」。</p>	<p>……如內政部建築研究所編訂之「工址地盤調查準則」。<u>岩盤需進行地表地質調查，地表地質調查在掌握工址地表地形、地質特性、建立工址地質模式、協助解決與工程規劃、設計及施工有關之問題為目的。參與地表調查之相關人員應認知，配合工址地盤調查之地表調查，非僅整理記錄靜態之資料，尚需針對工程計畫所需，持續不斷蒐集、評估、檢討地質資料，適時提供調查結果，供作規劃、設計與施工之依據。地表地質調查宜依計畫需要，按下列原則辦理：</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <u>初步調查期間，應建立地質構造模式、瞭解地盤工程特性及確定進一步詳細探查計畫。</u></li> <li>✓ <u>詳細調查期間應配合進一步探查計畫，釐清與工程有關之地質疑慮。</u></li> <li>✓ <u>施工期間應以工址開挖面所得新增資料，檢</u></li> </ul>

原條文	增列條文
	<p><u>討確認已有之地質解釋，適時提出修正設計之建議。</u></p> <p>✓ <u>地表調查前，應按地盤之複雜性、工程計畫之階段性及以往瞭解之程度，準備完整之調查計畫。</u></p> <p>✓ <u>地表調查主要對象應包括下列各項</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➢ <u>地形及水系特徵</u></li> <li>➢ <u>覆蓋土層類別及特性</u></li> <li>➢ <u>岩盤露頭類別及分佈</u></li> <li>➢ <u>地層之層序、岩性、分佈及工程特性</u></li> <li>➢ <u>地質弱面之特性、型式及其區域性變化</u></li> <li>➢ <u>主要斷層之延展、屬性及活動性</u></li> <li>➢ <u>崩塌地、地盤下陷、河海侵蝕、火山、地震等進行中地質現象之分佈</u></li> <li>➢ <u>水文地質</u></li> <li>➢ <u>其他可疑地形及地質現象</u></li> </ul> <p>✓ <u>工址地表調查，應考量計畫之階段性、地質之複雜性及工程結構物之特性，將所有可能影響工址基礎與邊坡之地質因素包括於調查範圍之內。</u></p> <p>✓ <u>地表調查報告包括紀實及評估兩部份，其內容至少應涵蓋相關之地質平面及剖面圖幅。報告中亦須說明評估依據之足夠性及評估結果之精度，並提出必要之進一步調查建議。</u></p>

原條文	增列條文
	<p><u>如地表地質調查不足以達成需調查之目的，建議可採用開挖方式調查，開挖調查如下：</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <u>開挖調查包括剝洗、槽溝、試坑、橫坑或其他以開挖為手段之調查方式，適用於岩盤露頭不佳或土層覆蓋深厚而無法以地表觀察量測或直接取得資料之岩盤調查及料源調查。</u></li> <li>➤ <u>開挖調查之位置及方向，應考量設計需要及地質狀況，由大地工程技師或應用地質技師依地形及地表地質狀況選定。其深度、寬度、長度及邊坡坡度等之要求，應以能清晰顯示地質結構並供測繪記錄及確保工作安全為原則。完工後之實際位置、座標及高程等均應詳細標示於地形圖並記載於紀實報告中。</u></li> <li>➤ <u>開挖面所顯示之地質情形應詳予記錄測繪，並經應用地質技師會勘認可。除適當比例尺之地質展開圖外，記錄內容至少應包括：</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <u>覆蓋土層之類別、顏色、顆粒形狀、粒徑及含水情形。</u></li> <li>➤ <u>岩盤之岩性、界限、層厚、位態、硬度、顏色、風化程度及膠結情形。</u></li> </ul> </li> </ul>

原條文	增列條文
<p><b>3.3 調查報告</b></p> <p>3.3.1 一般說明</p> <p>地基調查報告應針對工程目的，敘述與工程設計、施工及建築物長期利用相關之地層狀況與長期變化，並就大地工程之基本特性，如地層之複雜性、調查與試驗之侷限性、力學理論之限制性、工程施工之變異性與可能之困難等作必要之說明。</p> <p>【解說】</p> <p>本節主要闡明地基調查報告所應該涵蓋之內容，除了忠實地記錄現場調查及室內試驗之結果外，尚應針對工程目的，檢討與工程設計、施工及建築物長期利用相關之大地工程課題。對於一些重要或尚未澄清之問題，均須加以特別說明，供工程規劃、設計及施工人員參考，例如推估地層剖面之可靠度，調查密度或試驗數量是否充足，調查結果是否有不合理之部份，是否須要進行長期水位觀測，是否位於土石流危險地區，以及調查方法的限制性等，都須要在報告中作必要之說明。</p> <p>3.3.2 報告內容</p> <p>建築物地基調查報告應分為紀實與分析兩部分，其內容依設計需要決定之。</p> <p>1. 紀實部份包括下列內容：</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <u>弱面組數、間距、位態、開口與含泥情形、滲水狀況及其錯移 或變位情形。</u></li> <li>➤ <u>斷層等破碎帶之屬性、材料特性、寬度、上下盤岩質及錯移變位等。</u></li> <li>➤ <u>開挖面之彩色照片(附比例尺及標準色卡)。</u></li> <li>➤ <u>其他可能影響地盤穩定之不利地質特性。</u></li> </ul>

原條文	增列條文
<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 工程之說明</li> <li>○ 基地概述</li> <li>○ 引用之既有文獻及資料</li> <li>○ 調查目的</li> <li>○ 工作範圍</li> <li>○ 基地環境</li> <li>○ 調查方法及說明</li> <li>○ 調查點之位置、高程及地層柱狀圖</li> <li>○ 地下水文</li> <li>○ 現地試驗及探測結果</li> <li>○ 取得樣品及室內試驗結果</li> <li>○ 特殊調查試驗</li> <li>○ 調查過程相片</li> <li>○ 地質剖面圖、地層分類及描述</li> <li>○ 地層綜論</li> </ul> <p>2. 分析部份包括下列內容：</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ 計劃工程設施概述</li> <li>○ 區域性潛在地質不利因素概述</li> <li>○ 簡化之地層剖面及承載層</li> <li>○ 建議之地層大地工程參數</li> <li>○ 建議之基礎型式及設計準則，至少應包括基礎深度、支承力及對鄰地與建築物之影響</li> <li>○ 推估之建築物最大沉陷量、差異沉陷量，及對建築物之影響</li> <li>○ 基礎施工應注意事項及安全監測項目</li> </ul>	

原條文	增列條文
<p>○ 進一步調查之內容</p> <p>3. 必要時尚應包括下列項目：</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ 基礎開挖、擋土及支撐方式建議</li> <li>○ 擋土開挖穩定性分析</li> <li>○ 對基地挖填方法之建議</li> <li>○ 基地地震液化潛能評估及其影響</li> <li>○ 地層改良之需要性及對改良方法之建議</li> <li>○ 邊坡之穩定性及穩定工法建議</li> <li>○ 施工中排水及降水之建議</li> <li>○ 沉陷速率之預估。</li> </ul> <p>【解說】</p> <p>本節說明地基調查報告應包含紀實與分析兩部分，並條列該兩部份內容可能包含之項目，供撰寫及查核報告內容之用，惟對於一般建築工程而言，所需包含之項目應視工程之規模而定，並不一定需要包含所有之項目。</p>	

## 第七章 順向坡基礎開挖坡穩定分析與支撐保護設計

通常在進行岩坡開挖時，往往需要設置擋土設施如擋土排樁或支撐系統來抵抗岩壓。在估算岩壓方面，目前工程師常利用傳統的側向土壓力理論去推算，例如利用 Rankine 或 Coulomb 理論(Terzaghi,1943;Lambe & Whitman,1969;Sowers & Sowers,1975)。然而在岩坡中進行開挖所導致的岩壓分布，其行為模式相當複雜。在岩坡開挖的階段，若岩坡可以自立狀況下其岩壓應是零；若岩坡中有傾斜的弱面（層面或節理），其岩壓則視岩坡開挖是否破壞，有可能是零但也有可能大於零。值得一提的是，在土壤其靜止土壓力大於主動土壓力，然而在岩坡卻是恰巧相反。

在目前，儘管岩坡的行為模式與土壤是明顯不同的，但是對於有弱面的岩坡，在估計岩壓目前最常用的計算方法仍是 Rankine 理論：即  $P_a = 0.5\gamma H^2 K_a$  ( $P_a$  是岩壓所造成之側力、 $\gamma$  是單位重、 $H$  是岩坡高度、 $K_a = \tan(45 - \phi/2)^2$ ，其中( $c$ ， $\phi$ )則可能用岩石、或岩體、抑或弱面的( $c$ ， $\phi$ )值計算。依 Rankine 理論假設潛在滑動面穿過坡趾(參考圖 7.1)且會與水平面夾  $45 + \phi/2$  的角度；然而，這些假設與實際岩層的狀況有所偏離，在實際岩層中滑動面是由弱面控制，通常不會穿過坡趾，且滑動面與水平的夾角  $\beta \neq 45 + \phi/2$  (圖 7.1)。當上述兩個假設不成立時，仍然使用  $P_a = 0.5\gamma H^2 K_a$  的可靠程度是值得懷疑。

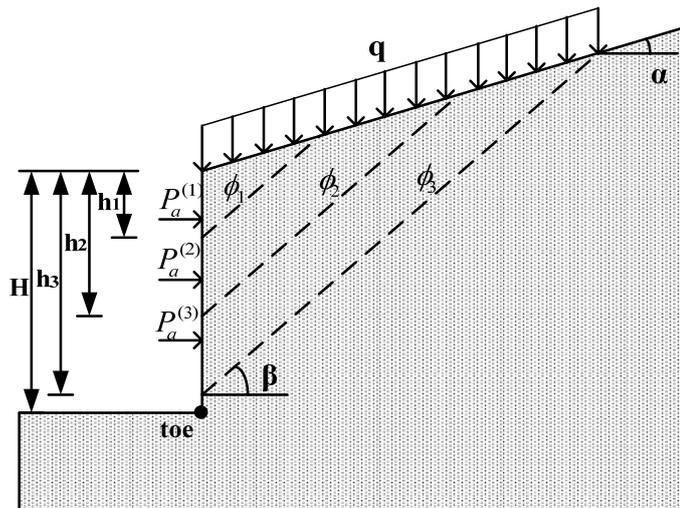


圖 7.1 在具有數條弱面的岩坡中的開挖示意圖

儘管岩坡開挖是個重要的實際議題，在文獻中對於岩坡開挖期間岩壓計算的討論，卻是相當的稀少。Whiteside (1985)利用極限平衡法提出一套簡單的公式以分析岩壓，但在其推導公式時是假設岩坡具有單一弱面，且其位置與摩擦角均為已知。事實上，現地調查對於弱面的數量、確切的位置及摩擦角度，很少是能夠百分之百完全掌握的。在這樣的不確定性下，直接使用參數的標稱值(nominal)來估算岩壓，是一件非常冒險的事。例如，一個岩坡之弱面與水平面夾角  $\beta = 20^\circ$ ，利用直接剪力試驗得到弱面的凝聚力  $c = 0$ 、摩擦角  $\phi = 30^\circ$ ；若上述的資料都是 100%準確的，由於  $\beta < \phi$  岩坡不會產生滑動，因此設計側力應為零。然而，實際上側力有可能大於零，例如因為：(a)直接剪力試驗結果有顯著的量測誤差；或(b)存在未知的潛在弱面；(c)摩擦角的變異性。在這些不確定性存在時，我們該如何估算設計側力？

本研究發展一個更準確的計算模式，能模擬在數條弱面情況下進行岩坡開挖的岩壓；除了新的計算模式外，對於估算支撐設計側力  $P_a$  時的不確定性問題也將一併解決。文內亦提供工程師一套簡單的計算程序，能簡單推算達到所要求可靠度之「部分係數」，基於這些「部分係數」可進一步獲得所需的可靠度層級。

最終的研究成果為一套可靠度部分係數設計法，此設計法在具有弱面的岩坡垂直開挖時，針對估算  $P_a$  的設計數值是比較符合真實性的。

### 7.1、側力的計算模式

本研究考慮在岩坡的垂直 90 度開挖問題(見圖 7.1)、假設岩坡內含有  $n_p$  道相互平行的弱面、弱面與水平面之夾角均為  $\beta$  角。基於保守考慮，只考慮弱面上凝聚力為零( $c = 0$ )的狀況，例如在殘餘剪力狀態。Whiteside (1985)也指出弱面受風化影響後其凝聚力容易降低，因此凝聚力強度是不可靠的。若所有弱面都具有相同的摩擦角  $\phi$ ，則所有的弱面的安全係數應該會相同並且等於  $\tan(\phi) / \tan(\beta)$ 。

然而在現實狀況中， $n_p$  條弱面應該分別具有不同的摩擦角( $\phi_1 \neq \phi_2, \dots, \neq \phi_{n_p}$ )，則第  $i$  個塊體安全係數應等於  $\tan(\phi_i) / \tan(\beta)$ ，當  $\tan(\phi_i) / \tan(\beta) < 1$  時，則第  $i$  個塊體將產生滑動破壞，其岩壓  $P_a^{(i)}$  可以利用簡單的極限平衡法計算之：

(1) 不考慮地下水的狀況下：

$$P_a^{(i)} = 1(\beta > \phi_i) \times \left( \frac{1}{2} \gamma h_i^2 K_w^{(i)} + q h_i K_q^{(i)} \right) \quad (7.1)$$

式中， $1(\cdot)$  為指標性函數、 $q$  是超載(surcharge)、 $h_i$  是第  $i$  個滑動塊體滑動面的深度(參見圖 7.1)，而

$$K_w^{(i)} = \frac{\cos(\beta)\cos(\alpha)}{\sin(\beta-\alpha)} \tan(\beta-\phi_i) \quad K_q^{(i)} = \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta-\alpha)} \tan(\beta-\phi_i) \quad (7.2)$$

但須注意上式不適用在  $\alpha \geq \beta$  的情形，因為當  $\alpha \geq \beta$  時，岩坡塊體的體積無限大有無限大的質量，不在本文討論範疇內。

(2) 有考慮浸水的狀況下：

對於有水的案例 Whiteside (1985)也考慮了此情況，假設水為靜態水(忽略滲流)且設若整個岩坡都浸在水中的浸水狀況，則

$$P_a^{(i)} = 1(\beta > \phi_i^s) \times \left( \frac{1}{2} \gamma' h_i^2 K_{w,s}^{(i)} + q h_i K_{q,s}^{(i)} \right) + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (7.3)$$

其中  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ 、 $\gamma_{sat}$  為岩石浸水飽和單位重 ( $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$ )； $\phi_i^s$  為第  $i$  個弱面泡水後的摩擦角； $K_{w,s}^{(i)}$  和  $K_{q,s}^{(i)}$  如同公式(7.2)，只是其中  $\phi$  被替換成  $\phi^s$ 。

對於永久性地下室的牆面及開挖沒降水而言，浸水狀況相當符合現實狀況。當水存在時，弱面摩擦角可能會折減，假如弱面是在頁岩、泥岩或者砂頁岩互層之層面，這種折減特別明顯。如同 5.6 節中收集台灣的有限研究案例所述， $\phi^s / \phi$  的折減比值大約在 55 至 95% 之間。Mehrotra (1993) 在岩體的剪力強度報告中也觀察到此種折減，他基於 44 組岩體試體的試驗，指出浸水飽和後岩體凝聚力與摩擦角會分別折減比例約 70% 和 30%。

不論對上述(1)無水或(2)浸水兩個條件下，實際的側力  $P_a$  均是 ( $P_a^{(1)}$ ， $P_a^{(2)}$  ...， $P_a^{(n_p)}$ ) 中的最大值，而其對應的臨界塊體滑動深度則以  $h^*$  表示。本文岩壓側力計算模式與 Rankine 理論  $P_a = 0.5 \gamma H^2 \tan(45 - \phi/2)^2$  或者 Coulomb 理論的主要區別在：

- (a) 本模式認定滑動面發生在弱面上(與水平面夾  $\beta$  角)，並非 Rankine 理論所述滑動面發生在與水平面夾  $45 + \phi/2$  角度的平面；
- (b) 臨界的塊體高度  $h^*$  可能小於開挖岩坡總高度  $H$ ，即滑動面可能不通過坡址；
- (c) 本模式中側力為一不連續函數：當  $\beta < \phi_i$  時， $P_a^{(i)} = 0$ ，因為塊體根本不會發生滑動破壞；
- (d) 本模式可以考慮潛在各滑動弱面之摩擦角的變異性( $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_{n_p}$ )，此

變異性的概念在傳統 Rankine 與 Coulomb 理論中是無法考慮的。

## 7.2、側力計算模式的隨機行為

為了更清楚瞭解本研究所發展側力計算模式的行為，我們考慮一個沒有水的狀況、且弱面傾角為  $\beta=20^\circ$ 、包含  $n_p=10$  組、坡頂為水平  $\alpha=0^\circ$ 、且  $q=0$ (無超載)，並且考慮  $\phi_1, \dots, \phi_{n_p}$  是相互獨立且具有相同分布(i.i.d.; independent identically distributed)的對數常態分布(lognormal distribution)隨機變數，其平均摩擦角分別為  $\mu_\phi = 10^\circ, 20^\circ$  及  $30^\circ$ 、變異係數(c.o.v.)  $V_\phi = 15\%$ ，弱面位置之深度  $h_1, h_2, \dots, h_{n_p}$  是 i.i.d. 的均勻分布於  $[0, H]$  內的隨機變數。

分析結果示於圖 7.2 中，其中每一張圖皆是根據 10000 組隨機模擬樣本的結果：(左側圖)是表示模擬出來的岩壓  $P_a / (0.5\gamma H^2)$  與  $h^* / H$  之關係，圖中虛線是 Rankine 主動土壓的標稱值  $P_a / (0.5\gamma H^2) = \tan(45 - \mu_\phi / 2)^2$ ；(右側圖)則是滑出端  $h^* / H$  的長方條統計圖。很明顯地，模擬出的  $P_a / (0.5\gamma H^2)$  都比 Rankine 主動土壓的標稱值  $P_a / (0.5\gamma H^2)$  要來的小，原因是因為實際上弱面傾角度並非 Rankine 所假設的臨界角度  $45 + \mu_\phi / 2$ 。

(A) 對  $\mu_\phi = 10^\circ$  例，因為絕大部分的弱面摩擦角 ( $\phi_1, \dots, \phi_{10}$ ) 都比傾角  $\beta = 20^\circ$  小，因此 10 個塊體大部分都會滑動，因此側力之最大值常發生在  $h$  相對大的大塊體上，研究中發現此狀況下滑出端位置  $h^*$  常常等於  $(h_1, \dots, h_{10})$  中的最大者。在這樣的情況下， $h^*$  的機率密度函數(PDF)可以表示成：

$$f(h^*) = \frac{n_p}{H} \left( \frac{h^*}{H} \right)^{n_p-1} \quad (7.4)$$

(B) 對 $\mu_\phi = 30^\circ$ 例，是另一個極端對照狀況，因為弱面 $(\phi_1, \dots, \phi_{10})$ 常大於 $\beta = 20^\circ$ ，因此較少發生滑動破壞；即使岩坡開挖時發生破壞，很有可能僅有一個塊體發生滑動。事實上，第*i*個塊體是否發生滑動破壞與其弱面 $\phi_i$ 值有關，而與其弱面位置 $h_i$ 值無關；意即只要 $\phi_i < \beta$ ，第*i*個塊體就會發生滑動破壞，無關於乎 $h_i$ 高度為何，因此滑出端位置 $h^*$ 是 $(h_1, \dots, h_{10})$ 中的隨機取樣，也就是說 $h^*$ 是均勻地分佈在 $[0, H]$ 之間。

下面的 PDF 可以同時適用於上述兩個極端案例：

$$f(h^*) = \frac{\max(n_p p_f, 1)}{H} \left( \frac{h^*}{H} \right)^{\max(n_p p_f, 1)-1} \quad (7.5)$$

其中 $p_f$ 為每一個塊體的破壞機率，也就是 $P(\phi < \beta)$ ：

$$p_f = P(\phi < \beta) = \Phi \left( \frac{\log(\beta) - \log(\mu_\phi / \sqrt{1 + V_\phi^2})}{\sqrt{\log(1 + V_\phi^2)}} \right) \quad (7.6)$$

而 $\Phi$ 為標準高斯分佈的累積密度函數(CDF)。在圖 7.2 右側圖中之虛線描繪了公式(7.5)所述之 PDF 方程式。對於 $\mu_\phi = 20^\circ$ 例子的中庸狀況，此滑出端位置 $h^*$ 的 PDF 的預測結果不如預期，是因為受 $h^*$ 和隨機摩擦角間的互制影響所致。

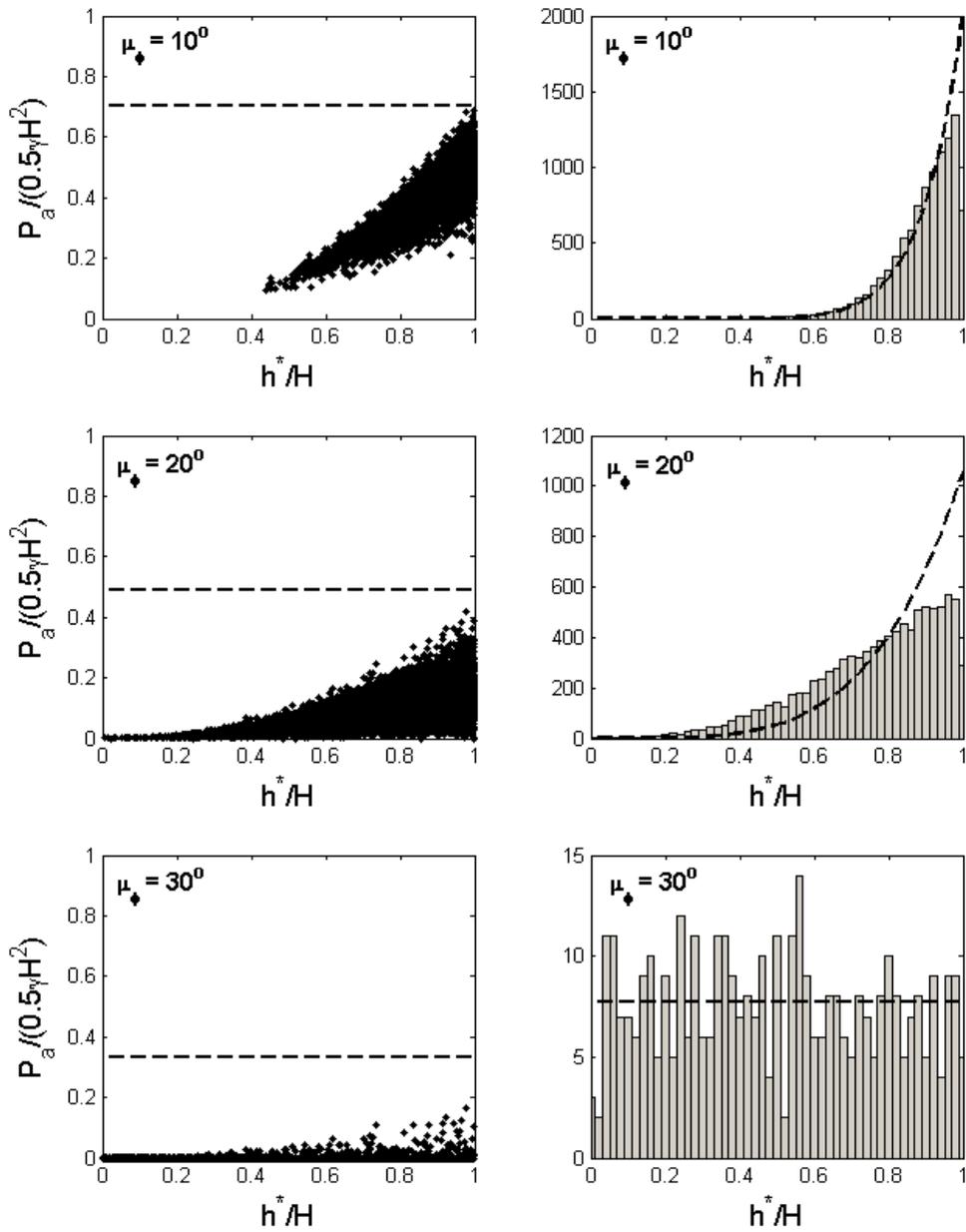


圖 7.2 根據本研究提出之側力模型模擬出來的  $P_a / (0.5\gamma H^2)$  與滑出端  $h^* / H$  之關係圖(左圖)，以及滑出端位置  $h^* / H$  的統計圖(右圖)

### 7.3、本模式預測值與 Coulomb 理論之比較

進一步，本節將藉由所提出之側力模式與 Coulomb 理論比較，並以無水的情況為例。首先經過產生無數個假想岩坡案例，其參數( $H, \alpha, \beta, \gamma, q, \mu_\phi, V_\phi, n_p$ )數值是限制在以下範圍隨機產生： $H \in [5\text{m}, 20\text{m}]$ ， $\alpha \in [0^\circ, 30^\circ]$ ， $\beta \in [10^\circ, 70^\circ]$ ， $\gamma \in [15\text{kN/m}^3, 25\text{kN/m}^3]$ ， $q \in [0\text{kN/m}^2, 20\text{kN/m}^2]$ ， $\mu_\phi \in [20^\circ, 45^\circ]$ ， $V_\phi \in [0.1, 0.3]$ 和  $n_p \in [1, 20]$ 。再針對 $(\mu_\phi, V_\phi)$ 的期望值與變異係數，隨機取樣給予  $n_p$  組弱面上之摩擦角 $(\phi_1, \dots, \phi_{n_p})$ 樣本，最後將 $(H, \alpha, \beta, \gamma, q, \phi_1, \dots, \phi_{n_p})$ 帶入公式(7.1)計算側力的樣本。另一方面，於 Coulomb 理論值的計算，是針對 $(\mu_\phi, V_\phi)$ 的期望值與變異係數，隨機取樣 1 個摩擦角  $\phi$  樣本，再將 $(H, \alpha, \gamma, q, \phi)$ 代入 Motta (1994)所導出計算 Coulomb 理論的側力公式為比較樣本；請注意 Coulomb 理論模式不需要  $\beta$  與  $n_p$  這兩個參數，因為 Coulomb 理論假設  $\beta$  為最臨界的  $\beta$  角且僅有唯一滑動面，即  $n_p = 1$ 。從 Coulomb 理論與本研究側力計算模式所模擬出來的側力值  $P_a$ ，比較結果顯示於圖 7.3，圖中顯示弱面數量  $n_p$  分別為 1、5、10 和 20 條的結果。：

(A)於摩擦角變異較小  $V_\phi = 0.1$  的情況，由圖中顯見：(1)本研究的側力模式所得到之  $P_a$  均小於 Coulomb 理論計算值，即 Coulomb 模式是偏向保守的。甚至，有些案例用本研究側力模式得到的  $P_a$  值為零、並無岩壓(在縱軸上的點)，但 Coulomb 理論卻不為零。這是因為 Coulomb 理論是採用臨界的  $\beta$  角以算得最大的  $P_a$  值；但本研究的側力模式並不這樣做。(2)另一重要的發現，本研究的側力模式計算  $P_a$  值會隨著  $n_p$  的增加而逐漸增大。這是因為弱面上的 $(\phi_1, \dots, \phi_{n_p})$ 是

隨機的，所以其最小值經常會偏低，必然造成隨著  $n_p$  的增加而使  $P_a$  逐漸增大的現象；然而在 Coulomb 理論的計算卻是與  $n_p$  無關，並無法反映此一事實。

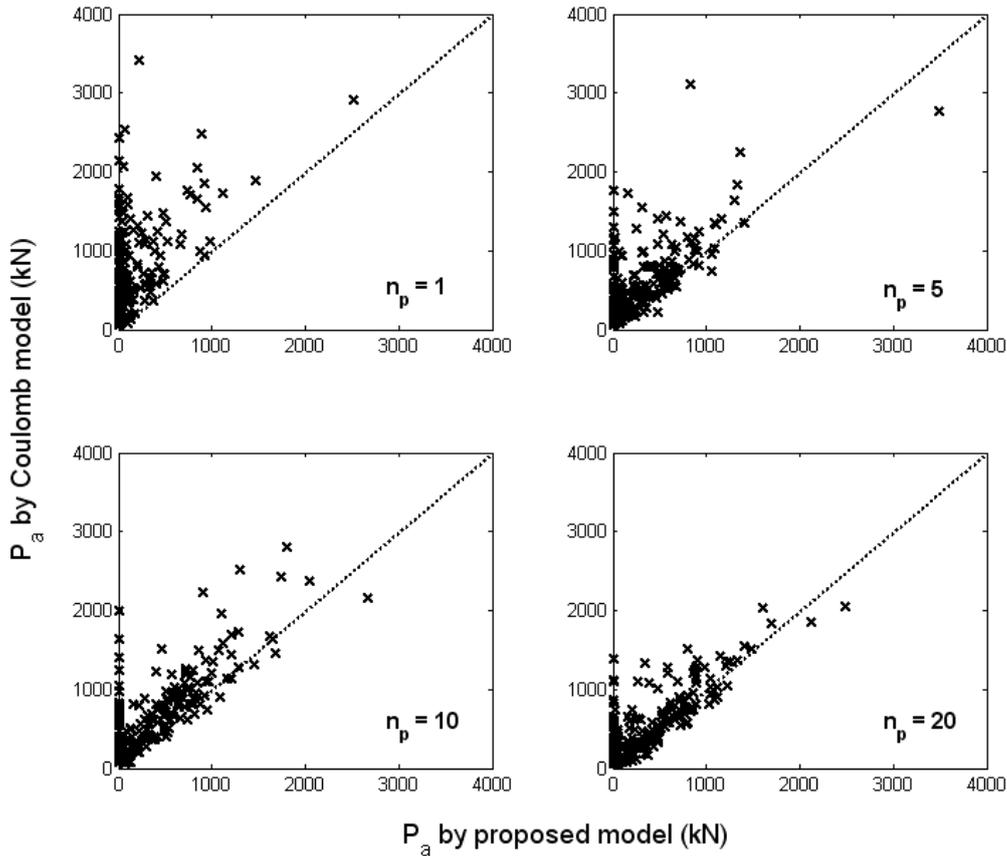


圖 7.3  $V_\phi = 0.1$  時，本研究的側力模式模擬的  $P_a$  值 ( $n_p = 1, 5, 10, 20$ ) 與 Coulomb 模式計算值之比較

(B) 當摩擦角變異較大  $V_\phi = 0.3$  時，比較結果如圖 7.4：本研究側力模式所模擬出來的  $P_a$  值，在  $n_p$  數較少時亦甚低於 Coulomb 理論的  $P_a$  計算值，即 Coulomb 模式是偏向保守。但在  $n_p$  數較多時，兩者有較為趨近的趨勢，有時可能反而大於 Coulomb 理論的  $P_a$  值(見圖 7.4)。意即，在較大的摩擦角變異度  $V_\phi$  較高和弱面

$n_p$  較多時，Coulomb 理論有可能會反而低估側力。

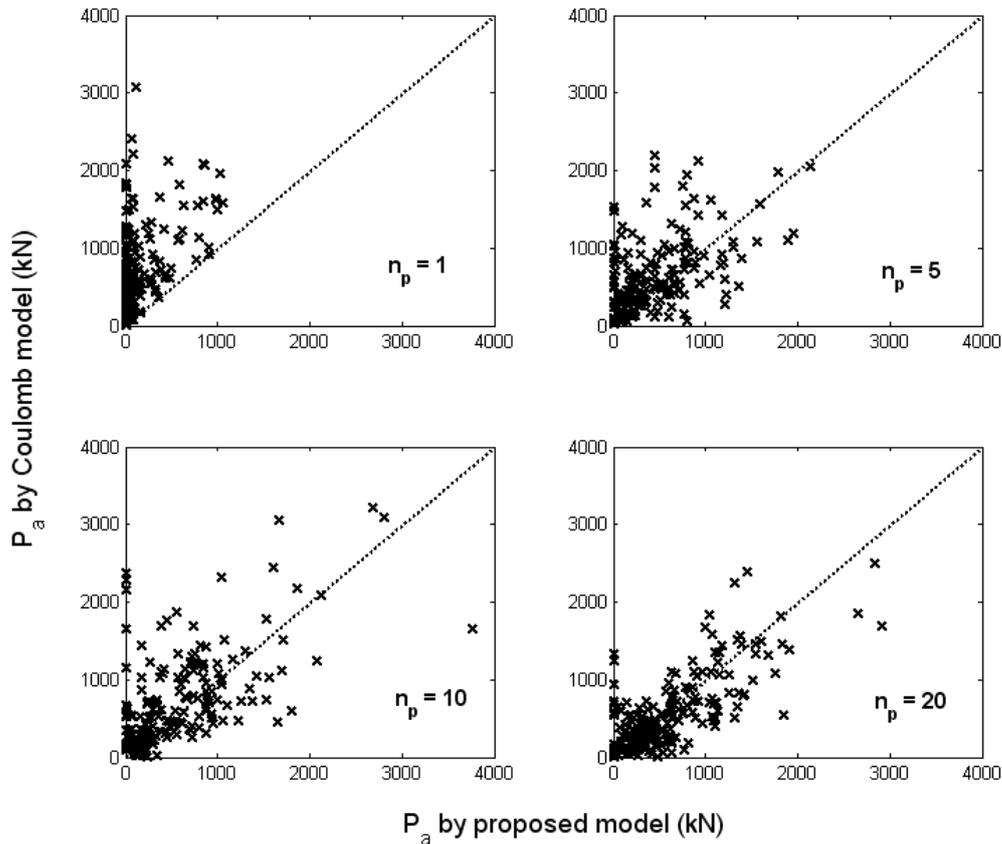


圖 7.4  $V_\phi = 0.3$  時，本研究的側力模式模擬的  $P_a$  值 ( $n_p = 1, 5, 10, 20$ ) 與 Coulomb 模式計算值之比較

## 7.4、支撐側力的可靠度設計

基於本研究前述的側力模式，以及  $(h_1, \dots, h_{10})$ 、 $(\phi_1, \dots, \phi_{n_p})$  和  $q$  的機率分佈，本節將發展一套估算「設計側力」的計算模式；由於弱面深度  $(h_1, \dots, h_{10})$ 、與弱面摩擦強度  $(\phi_1, \dots, \phi_{n_p})$  和超載  $q$  都是隨機的，所以此一側力也會是隨機的。原則上，設計側力值應該是取此等隨機側力的保守值，本研究將基於可

靠度的設計概念(RBD)得到此保守值。

首先，令  $Z$  為隨機變數的集合，且令  $\theta$  為設計變數的集合。舉例來說， $Z$  集合可以包含  $h$ 、 $\phi$  和  $q$  等變因，而  $\theta$  集合可能包含岩坡開挖的範圍及擋土/支撐的尺寸等等變因。根據前面所討論的，真實側力  $P_a$  是  $n_p$  條弱面所造成側力的最大值：

$$P_a(Z, \theta) = \max_{i=1, \dots, n_p} P_a^{(i)}(Z, \theta)$$

$$P_a^{(i)}(Z, \theta) = \begin{cases} 1(\beta > \phi_i) \times \left( \frac{1}{2} \gamma h_i^2 K_W^{(i)} + q h_i K_q^{(i)} \right) & \text{無水} \\ 1(\beta > \phi_i^s) \times \left( \frac{1}{2} \gamma' h_i^2 K_{W,s}^{(i)} + q h_i K_{q,s}^{(i)} \right) + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 & \text{浸水} \end{cases} \quad (7.7)$$

進一步，令支撐或擋土設施所能提供的抵抗力為  $R$ ，那麼「安全比，SR」( safety ratio)可以定義成：

$$SR(Z, \theta) = \frac{R}{\max_{i=1, \dots, n_p} P_a^{(i)}(Z, \theta)} = \min_{i=1, \dots, n_p} \frac{R}{P_a^{(i)}(Z, \theta)} = \min_{i=1, \dots, n_p} SR^{(i)}(Z, \theta) \quad (7.8)$$

其中， $SR^{(i)}$  為第  $i$  個塊體的安全比，

$$SR^{(i)}(Z, \theta) = \frac{R}{P_a^{(i)}(Z, \theta)} \quad (7.9)$$

請注意當  $\{SR < 1\}$  定義為破壞事件，也就是  $P_a$  超過抵抗力  $R$  的事件。在本研究中

$(R, \phi, q)$  假設為對數常態分布，其平均值為  $(\mu_R, \mu_\phi, \mu_q)$ 、而變異係數 c.o.v.

為  $(V_R, V_\phi, V_q)$ ， $H$  假設為在  $[0, H]$  範圍內的均勻分布。令  $[\log(R), \log(\phi), \log(q)]$

的平均值和標準偏差分別為  $(\rho_R, \rho_\phi, \rho_q)$  和  $(\xi_R, \xi_\phi, \xi_q)$ ，即：

$$\rho = \log\left(\mu / \sqrt{1 + V^2}\right) \quad \xi = \sqrt{\log(1 + V^2)} \quad (7.10)$$

RBD 的設計思維是要確認下列的機率限制於設計過程中是成立的：

$$P(SR(Z, \theta) < 1) \leq p_T \quad (7.11)$$

其中  $p_T$  為目標破壞機率。由 Ching and Phoon (2011) 的研究中，上列機率設計限制可以轉換為以下的函數限制：

$$c(\theta) \geq 1 \quad (7.12)$$

其中  $c(\theta)$  為  $SR(Z, \theta)$  的保守估算值，Ching and Phoon (2011) 更進一步表示  $c(\theta)$  可以藉由求解下列方程式得到：

$$P\left(\frac{c(\theta)}{SR(Z, \theta)} > 1\right) = p_T \quad (7.13)$$

檢驗函數限制  $c(\theta) \geq 1$  是相當簡便的，因為確認公式(7.12)的成立僅需要針對  $c(\theta)$  函數做一次運算。然而，基於可靠度的設計卻是非常複雜，為了確認公式(7.11)成立，需要做可靠度分析，以蒙地卡羅(Monte Carlo)運算而言，可能需要針對  $SR(Z, \theta)$  進行百萬次的計算。

若是如前面所述，強迫讓  $c(\theta)$  成為  $SR(Z, \theta) = \min_i[SR^{(i)}(Z, \theta)]$  的保守值，有可能得到一個不實用的設計方法；首先，工程師必須檢查所有  $n_p$  弱面的安全係數，另外，這  $n_p$  弱面的位置( $h_1, \dots, h_{n_p}$ )似乎不是很清楚。很幸運地，原本的  $n_p$  條弱面之系統設計問題可以轉換成另一個單一弱面的系統設計問題，如下面所闡述。因為( $P_a^{(1)}, \dots, P_a^{(n_p)}$ )是獨立且分布一致(i.i.d.)，公式(7.13)可以寫成

$$\begin{aligned} p_T &= P\left(\frac{c(\theta)}{SR(Z, \theta)} > 1\right) = 1 - P\left(\min_{i=1, \dots, n_p} \frac{R}{P_a^{(i)}(Z, \theta)} > c(\theta)\right) \\ &= 1 - \prod_{i=1}^{n_p} \left[1 - P\left(\frac{R}{P_a^{(i)}(Z, \theta)} < c(\theta)\right)\right] = 1 - \left[1 - P\left(\frac{c(\theta)}{SR^{(i)}(Z, \theta)} > 1\right)\right]^{n_p} \end{aligned} \quad (7.14)$$

或者

$$P\left(\frac{c(\theta)}{SR^{(i)}(Z, \theta)} > 1\right) = 1 - (1 - p_T)^{\frac{1}{n_p}} \quad (7.15)$$

這表示目標機率為  $p_T$  的  $n_p$  眾多弱面之系統 RBD 問題，可以被轉換成目標機率为  $1-(1-p_T)^{1/n_p}$  的單一弱面 RBD 問題。換句話說，若  $c(\theta)$  設為  $SR^{(i)}(Z, \theta)$  的保守值，使得單一弱面問題的目標破壞機率为  $1-(1-p_T)^{1/n_p}$ ，則  $c(\theta) \geq 1$  函數限制可以確保有  $n_p$  組弱面的系統問題的目標破壞機率为  $p_T$ 。這個轉換可以讓系統設計問題變成是對一個含單一弱面的設計問題。

據上所述， $c(\theta)$  應該是  $SR^{(i)}(Z, \theta)$  的一個保守值，我們可以把  $SR^{(i)}(Z, \theta)$  中，隨機變數  $h$ ， $\phi$ ， $q$  都固定在保守值，以得到  $c(\theta)$ 。Ching 和 Phoon (2011) 提出利用一個單一的數字(稱為機率門檻  $\eta$ )來達到這個目的：假如  $Z$  是有助於穩定的變數(即： $\phi$  或  $R$ )， $Z$  就被設為  $Z$  的  $\eta$ -分位數 ( $\eta$  很小)；假如  $Z$  是不利於穩定的變數(即： $h$  或  $q$ )， $Z$  就被設為  $Z$  的  $(1-\eta)$ -分位數。所有的隨機變數  $Z$ ，都採用同一個機率門檻  $\eta$ ，這保證了所有的隨機變數相對於該分位數，具有相同的超越或未超越機率。當機率門檻  $\eta$  很小(接近 0)代表非常保守，反之  $\eta$  很大(接近 1)代表非常樂觀。

以下我們用符號  $Z^\eta$  表示  $Z$  的  $\eta$ -分位數：舉例來說，對於常態分布的隨機變數而言，5%-分位數是  $Z^{0.05} = \mu(1 - 1.645V)$ ，其中  $\mu$  和  $V$  是期望值和變異係數。這個定義對於有利穩定的變數是合理的，因為我們應該用低於期望值的數值。對於那些不利穩定的變數，我們會考慮  $(100-5) = 95\%$ -分位數  $= \mu(1 + 1.645V)$ 。

上述選擇  $c(\theta)$  的方法跟所謂的「部分係數設計法」有密切的關係，部分係數設計法被採用於歐洲規範中。最主要的不同在於，歐洲規範中的部分係數設計法的規定並沒有提到目標破壞機率。但是在本研究中將會進行校準，以達到指定的目標破壞機率。在部分係數設計法中，合宜的設計可以透過驗證  $SR^{(i)}(\lambda Z_n, \theta)$  是否大於 1 來達成，其中  $\lambda$  為部分係數， $Z_n$  為  $Z$  的標稱值(或特徵值)。

我們可以清楚的發現，上述分位數的方式跟部分係數設計的連結在於  $Z^\eta = \lambda Z_n$ (或者是  $Z^{1-\eta} = \lambda Z_n$ )，即上述的分位數方法可以視為部分係數法，其中部分係

數 $\lambda$ 是  $Z^\eta/Z_n$  或是  $Z^{1-\eta}/Z_n$ 。在本研究中  $\phi_n$ ,  $q_n$ ,  $R_n$  設為  $\mu_\phi$ ,  $\mu_q$ ,  $\mu_R$ ,  $h_n$  設為  $H$ 。

上述討論過,  $c(\theta)$  為單一塊體  $SR^{(i)}(Z, \theta)$  的保守估算值。因此, 對於無水的情況而言,

$$c(\theta) = SR^{(i)}(Z^\eta, \theta) = \frac{R^\eta}{P_a^{(i)}(\phi^\eta, h^{1-\eta}, q^{1-\eta})} = \frac{R^\eta}{1(\beta > \phi^\eta) \times \left( \frac{1}{2} \gamma (h^{1-\eta})^2 K_w^\eta + q^{1-\eta} h^{1-\eta} K_q^\eta \right)} \quad (7.16)$$

$$K_w^\eta = \frac{\cos(\beta) \cos(\alpha)}{\sin(\beta - \alpha)} \tan(\beta - \phi^\eta) \quad K_q^\eta = \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta - \alpha)} \tan(\beta - \phi^\eta)$$

其中,  $\phi^\eta$ ,  $h^\eta$ ,  $q^{1-\eta}$  和  $R^\eta$  是 $\eta$ -或 $(1-\eta)$ -分位數:

$$q^{1-\eta} = \exp[\rho_q + \xi_q \times \Phi^{-1}(1-\eta)]$$

$$\Rightarrow \lambda_q = q^{1-\eta}/q_n = q^{1-\eta}/\mu_q = \exp[-0.5\xi_q^2 + \xi_q \times \Phi^{-1}(1-\eta)]$$

$$h^{1-\eta} = H \times (1-\eta)$$

$$\Rightarrow \lambda_h = h^{1-\eta}/h_n = h^{1-\eta}/H = 1-\eta \quad (7.17)$$

$$R^\eta = \exp[\rho_R + \xi_R \times \Phi^{-1}(\eta)]$$

$$\Rightarrow \lambda_R = R^\eta/R_n = R^\eta/\mu_R = \exp[-0.5\xi_R^2 + \xi_R \times \Phi^{-1}(\eta)]$$

針對  $\phi^\eta$ , 我們採用一個不同的策略:  $\phi^\eta$  設定為一個在  $\phi = \beta$  被截斷的對數常態分布之 $\eta$ -分位數, 參見圖 7.5。我們可以證明

$$\phi^\eta = \exp\left[\rho_\phi + \xi_\phi \times \Phi^{-1}\left(\eta \times \Phi\left[\frac{(\log(\beta) - \rho_\phi)}{\xi_\phi}\right]\right)\right]$$

$$\Rightarrow \lambda_\phi = \exp\left[-0.5\xi_\phi^2 + \xi_\phi \times \Phi^{-1}\left(\eta \times \Phi\left[\frac{(\log(\beta) - \rho_\phi)}{\xi_\phi}\right]\right)\right] \quad (7.18)$$

因為  $\phi = \beta$  對應到  $P_a = 0$ , 所以應該使用被截斷的對數常態分布, 而對於  $P_a$  而言, 這是最樂觀的選擇, 這個最樂觀的選擇應該對應到  $\phi^{\eta=1}$ 。事實上, 對於被截斷的

對數常態分布如圖 7.5 所示， $\phi^{\eta-1} = \beta$ 。如果採用公式(7.16)中的  $c(\theta)$  函數，公式(7.15)將改寫成

$$1 - \left[ 1 - P \left( \frac{R^\eta \times 1(\beta > \phi) \times \left( \frac{1}{2} \gamma h^2 K_w + q h K_q \right)}{R \times \left[ \frac{1}{2} \gamma (h^{1-\eta})^2 K_w^\eta + q^{1-\eta} h^{1-\eta} K_q^\eta \right]} > 1 \right) \right]^{n_p} = p_T \quad (7.19)$$

其中  $\phi$ ， $h$ ， $q$  和  $R$  是隨機變數， $K_w$  和  $K_q$  與  $\phi$  和  $q$  有關，因此也是隨機的；但是  $\phi^\eta$ ， $h^\eta$ ， $q^{1-\eta}$  和  $R^\eta$  是非隨機的，是與  $\eta$  有關。

指定的目標破壞機率  $p_T$ ，以下步驟可以用來找到對應的部分係數( $\lambda_\phi$ ， $\lambda_h$ ，

$\lambda_q$ ， $\lambda_R$ )：

- 1、 首先藉由解出公式(7.19)找到機率門檻  $\eta$  和目標破壞機率  $p_T$  的關係。針對任一選定的  $\eta_k$ ，我們可以藉由蒙地卡羅模擬估算公式(7.19)中的  $P([R^\eta \times \dots] / [R \times \dots] > 1)$  機率。若此機率估算值為  $t_k$ ，相對應之  $p_{Tk}$  則為  $1 - (1 - t_k)^{n_p}$ 。藉由改變選定的  $\eta$  值，即可以得到完整的  $\eta$  和  $p_T$  關係。
- 2、 根據指定的目標破壞機率  $p_T$ ，以及藉由步驟一所得到的  $\eta - p_T$  關係，可以找到對應的機率門檻校準值  $\eta$ 。
- 3、 將得到之機率門檻  $\eta$  代入公式(7.17)和(7.18)，即可得到所需的部分係數( $\lambda_\phi$ ， $\lambda_h$ ， $\lambda_q$ ， $\lambda_R$ )。

一旦得到這些部分係數後，函數設計限制即為  $SR^{(i)}(\lambda Z_n, \theta) \geq 1$ 。這些設計限制可以進一步簡化成，

$$P_a^{(i)}(\phi = \lambda_\phi \mu_\phi, h = \lambda_h H, q = \lambda_q \mu_q) \leq \lambda_R \mu_R \quad (7.20)$$

或是

$$\frac{1}{\lambda_R} \times \left[ \left( \frac{1}{2} \gamma (\lambda_h H)^2 \cos(\alpha) + \lambda_q \mu_q \lambda_h H \right) \times \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta - \alpha)} \tan(\beta - \lambda_\phi \mu_\phi) \right] \leq \mu_R \quad (7.21)$$

在公式(7.21)中不等式左邊的數值就是基於可靠度概念的「設計側力」，據前面討論，雖然此設計側力是用於單一弱面的狀況，但根據此限制式做出之設計，同時也符合具有  $n_p$  弱面的系統可靠度限制  $P[\text{SR}(Z, \theta) < 1] \leq p_T$ 。雖然以上的論證與推導是針對無水的狀況，對於浸水的狀況，論證與推導極為相似，因此不再重複。

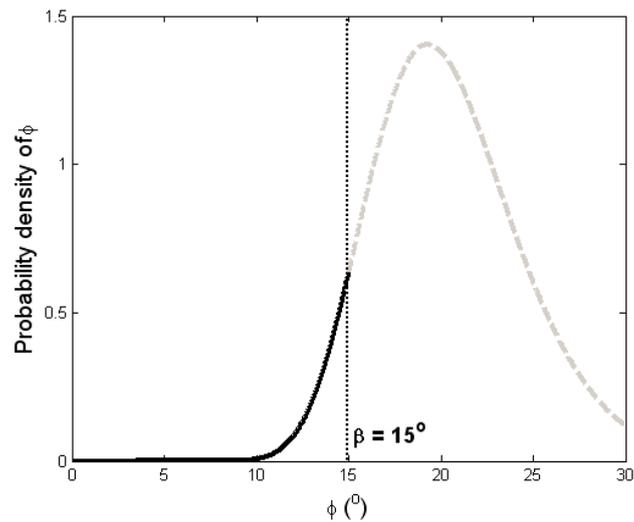


圖 7.5 限制  $\phi$  被截斷的對數常態分布

## 7.5、台灣北部的案例研究

本節針對台灣北部地區的沉積岩，在無水與浸水的開挖案例中進行設計側力估算，藉此驗證本研究所提出的側力模式之使用性以及可靠度概念。

### 7.5.1、基本參數說明

本研究蒐集了一組台灣北部沉積岩的層面直接剪力試驗資料庫，資料庫中的沉積岩，包含 9 個頁岩、72 個砂岩和 39 個砂頁岩互層，共 120 個案例，沿著弱面的殘餘摩擦角範圍在 14 度到 60.9 度之間，其平均值  $\mu_\phi$  為 30.4 度而變異係數 c.o.v. 為 0.26。圖 7.6 描述了利用這 120 個數據資料所建立的長方條統計圖，不同岩性(砂岩、頁岩和砂頁岩互層)的長方條統計圖差異不明顯大。從這 120 個數據點的分位數圖(圖 7.6 右圖)指出，對數常態分布似乎是適當的。在所有的數據點中，其中 9 個樣本做了浸水 72 小時後的直剪試驗，實驗結果顯示浸水後的摩擦角  $\phi_s$  有降低的情況，其  $\phi_s / \phi$  的範圍介於 55% 到 95% 之間。

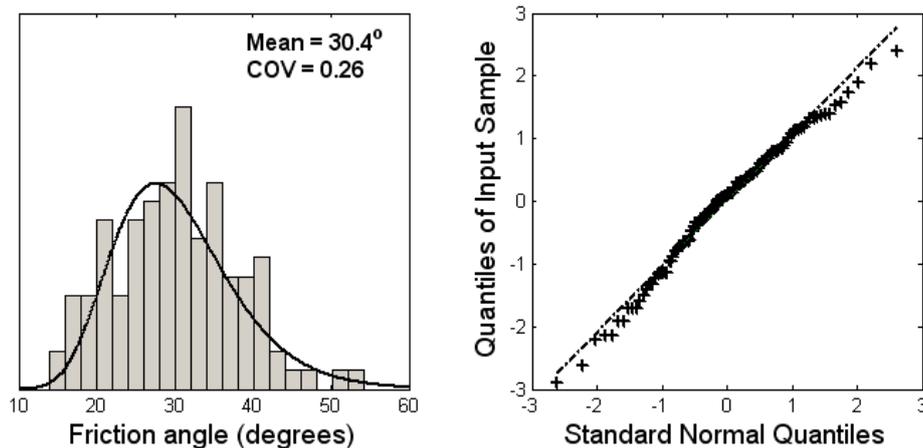


圖 7.6 台灣北部沉積岩弱面殘餘摩擦角統計及分位數圖

### 7.5.2、校準部分係數的驗證

於本節中將利用一個無水的案例(案例的參數為  $H=10\text{m}$ ,  $\beta=20^\circ$ ,  $\alpha=0^\circ$ ,  $n_p=10$ ,  $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ ,  $\mu_q=10\text{ kN/m}^2$ ,  $V_q=0.15$  和  $V_R=0.2$ )，逐一說明機率門檻  $\eta$  和部分係數 ( $\lambda_\phi$ ,  $\lambda_h$ ,  $\lambda_q$ ,  $\lambda_R$ ) 校準的分析步驟(以下的校準並不需要知道  $\mu_R$ )。並選定一目標可靠度指標  $\beta_T$  為 2.0(一般臨時性支稱  $\beta_T$  大約可選擇 1.5~2.0)，即目標破壞機率  $p_T = \Phi(-2) = 0.0228$ 。

首先，藉由公式(7.19)和蒙地卡羅模擬(樣本數為 500000 個)， $\eta$ - $p_T$  關係可以被獲得圖 7.7 結果。對應目標破壞機率  $p_T=0.0228$  的  $\eta$  值約為 0.1622，基於公式(7.17)和(7.18)計算，所對應的部分係數  $\lambda_\phi=0.537$ ， $\lambda_h=0.838$ ， $\lambda_q=1.146$  和  $\lambda_R=0.807$ 。因此，對於單一塊體的設計限制函數可以寫成

$$\frac{1}{0.807} \times \left[ \left( \frac{1}{2} \gamma (0.838H)^2 \cos(\alpha) + 1.146 \times 0.838 \mu_q H \right) \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta-\alpha)} \tan(\beta - 0.537 \mu_\phi) \right] \leq \mu_R \quad (7.22)$$

對於具有  $n_p$  條弱面的整個系統而言，滿足此限制的設計也「等同」滿足系統的可靠度限制  $P[\text{SR}(Z, \theta) < 1] \leq 0.0228$ 。

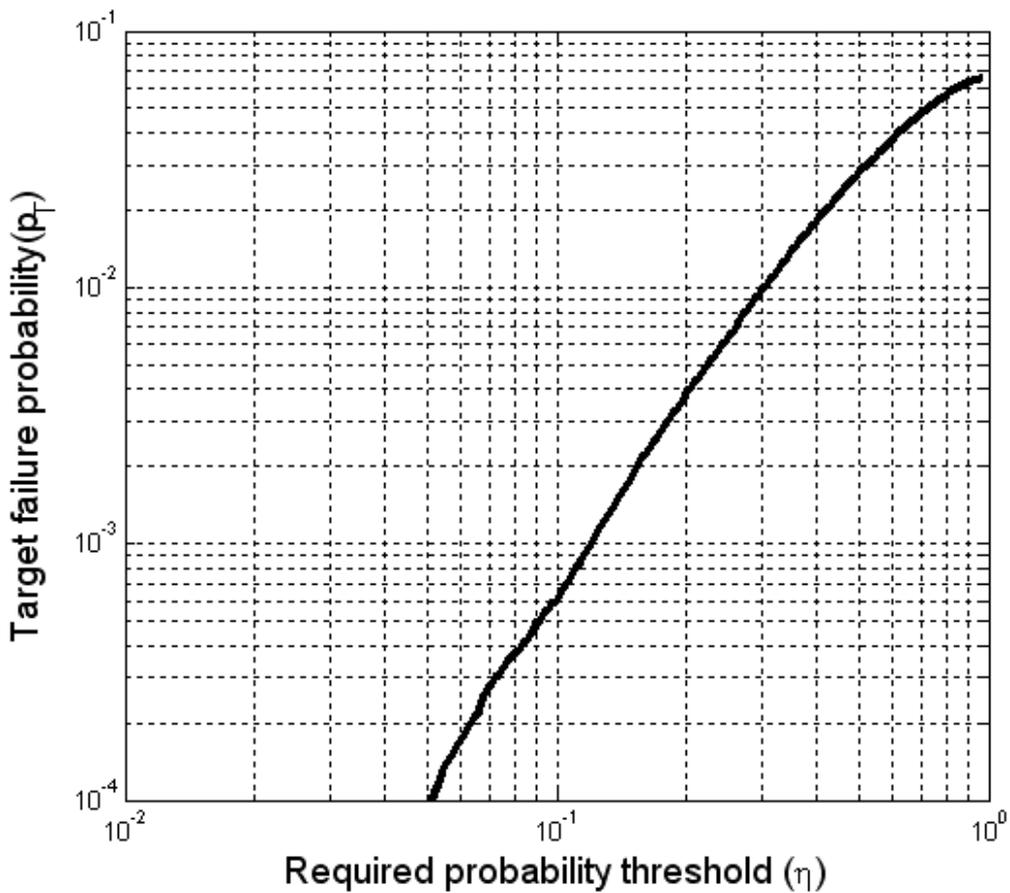


圖 7.7 驗證案例的  $\eta - p_T$  關係圖

### 7.5.3、部分係數校準之驗證

此處對上面「等同」述述需要一些驗證，這個驗證其實相當簡單：將  $H = 10$  m， $\beta = 20^\circ$ ， $\alpha = 0^\circ$ ， $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> 和  $\mu_q = 10$  kN/m<sup>2</sup> 代入公式(7.22)的左邊得到設計側力大約是 174.44kN。假如上述的「等同」述說是真實的，當平均抵抗  $\mu_R$  剛好是 174.44kN 時，該設計的實際可靠度指標  $\beta_A$  應該正好是 2.0，反之亦然。此一實際可靠度指標  $\beta_A$  可以藉由蒙地卡羅模擬得到，因為  $\mu_R = 174.4$ kN 已經是一個已知數，所以我們可以模擬抵抗力  $R$  的隨機樣本，也可以模擬破壞事件  $\{SR < 1\} = \{P_a > R\}$ 。蒙地卡羅模擬顯示這個案例的  $\beta_A = 1.995$ ，非常接近 2.0，因此我們可

以說上述的「等同」是真實而正確的；並且對於這個案例而言，部分係數 $\lambda_\phi = 0.537$ ， $\lambda_h = 0.838$ ， $\lambda_q = 1.146$ 和 $\lambda_R = 0.807$ 是確實適用於 $\beta_T = 2.0$ 的要求。

#### 驗證過程：

我們尚未釐清上述的部分係數是否適用於另一種設計情況，也就是另一個設計參數(H,  $\beta$ ,  $\alpha$ ,  $n_p$ ,  $\gamma$ ,  $\mu_q$ ,  $V_q$ ,  $V_R$ )為不同時之狀況。為了回答此問題，我們隨機產生十個新的設計情境，這些設計情境的(H,  $\alpha$ ,  $n_p$ ,  $\gamma$ ,  $\mu_q$ ,  $V_R$ )的值，由以下的範圍隨機選擇而產生： $H \in [5\text{m}, 20\text{m}]$ ， $\alpha \in [0^\circ, 15^\circ]$ ， $n_p \in [1, 20]$ ， $\gamma \in [15\text{kN/m}^3, 25\text{kN/m}^3]$ ， $\mu_q \in [5\text{kN/m}^2, 15\text{kN/m}^2]$ 和 $V_R \in [0.1, 0.3]$ 。這十種情境的基本資料呈列在表一中。稍後我們會看到 $\eta$ 值會隨著 $\beta$ 的改變而大幅改變，因此 $\beta$ 暫時固定於20度。當部分係數為( $\lambda_\phi = 0.537$ ， $\lambda_h = 0.838$ ， $\lambda_q = 1.146$ 和 $\lambda_R = 0.807$ )，這十種情境的實際可靠度指標 $\beta_A$ 可以用前述類似的方式得到：以第一的情境為例，其 $H = 19.29\text{ m}$ ， $\beta = 20^\circ$ ， $\alpha = 8.83^\circ$ ， $\gamma = 23.99\text{ kN/m}^3$ ， $\mu_q = 6.13\text{ kN/m}^2$ ，將這些參數代入公式(7.22)的左手邊，可以找到設計側力為1238.7 kN。進一步在平均抵抗 $\mu_R = 1238.77\text{ kN}$ 的情況下，進行蒙地卡羅模擬估得 $\beta_A$ 。

表 7.1 中呈現當部分係數固定在( $\lambda_\phi = 0.537$ ， $\lambda_h = 0.838$ ， $\lambda_q = 1.146$ ， $\lambda_R = 0.807$ )，10個新的隨機情境的 $\beta_A$ 值，可以清楚的發現 $\beta_A$ 接近2.0，雖然有些偏離。因此在前面示範案例的中，所校準得到之部分係數( $\lambda_\phi = 0.537$ ， $\lambda_h = 0.838$ ， $\lambda_q = 1.146$ ， $\lambda_R = 0.807$ )似乎可以適用於其它10個設計情境。Ching and Phoon (2011)中指出，將一個案例校準得到的機率門檻 $\eta$ 移植到其他案例使用(而非移植

校準得到的部分係數)，可以得到更準確的 RBD 結果。以第一個新情境為例，我們不直接使用示範案例的部分係數，而是使用示範案例校準得到之機率門檻  $\eta = 0.1622$ ，而公式(7.17)和(7.18)可以讓我們得到這個機率門檻對應的部分係數；結果發現得到之部分係數  $\lambda_\phi$ ， $\lambda_h$  和  $\lambda_q$  是一樣的，因為這三個變數的 c.o.v.s. 是固定的，但是  $\lambda_R = 0.758$  是不同的，第一個情境的  $V_R$  現在變為 0.25。當  $\eta = 0.1622$ ，這 10 個隨機情境所得到之部分係數，設計側力和  $\beta_A$  的分析結果均顯示於表 7.2 中。 $\beta_A$  也相當接近 2.0，結果也是令人滿意的。

表 7.1 10 個新的設計情境的基本資訊，以及移植部分係數校準值的驗證結果

Scenario	H (m)	$\alpha$ (°)	$n_p$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\mu_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_R$	Design active force (kN)	$\beta_A$
1	19.29	8.83	16	23.99	6.13	0.25	1238.77	1.75
2	15.56	11.00	2	19.29	8.16	0.28	827.03	2.55
3	19.31	8.04	13	17.00	12.50	0.30	877.84	1.82
4	13.97	11.95	6	18.03	14.21	0.22	746.82	2.19
5	17.61	6.80	7	20.38	11.69	0.12	786.09	2.17
6	11.64	10.78	11	24.10	12.67	0.30	591.88	1.89
7	17.55	5.17	9	20.25	8.52	0.25	679.10	2.00
8	12.78	12.13	18	18.07	12.80	0.20	638.60	1.74
9	5.33	9.42	12	15.34	13.45	0.25	89.57	1.91
10	10.64	12.18	12	22.15	11.79	0.11	539.01	1.96

表 7.2 移植機率門檻校準值<sup>7</sup>的驗證結果

Scenario	$\lambda_\phi$	$\lambda_h$	$\lambda_q$	$\lambda_R$	Design active force (kN)	$\beta_A$	$P_{a,Coulomb} \times 1.5$ (kN)	$\beta_{Coulomb}$
1	0.537	0.838	1.146	0.758	1318.92	1.82	2486.65	2.70
2				0.735	907.51	2.63	1374.61	3.06
3				0.718	986.53	1.94	1832.26	2.76
4				0.790	763.02	2.21	1107.75	2.65
5				0.882	718.66	2.07	1782.73	3.44
6				0.719	663.70	2.01	991.34	2.51
7				0.762	719.32	2.06	1698.99	3.23
8				0.808	637.64	1.74	929.51	2.26
9				0.763	94.73	1.98	158.55	2.68
10				0.891	488.06	1.84	782.56	2.48

為方便比較，以 Coulomb 理論所推估的設計側力(符號為  $P_{a,Coulomb}$ )也一併呈現於表 7.2 中。此設計側力  $P_{a,Coulomb}$  是利用 Motta (1994)所推導之算式，代入 10 個隨機情境的標稱值，並且乘上安全係數 1.5 後所得。由表中可得知：根據本研究的側力模式和 RBD 設計概念得到的設計側力，都比傳統 Coulomb 模式所得到的設計側力還小，這結果與前述圖 7.2 的發現是一致的，顯示傳統土壓力理論似乎都高估了岩層側力。這由表 7.2 中在 Coulomb 模式的設計側力之下的也顯示實際可靠度指標  $\beta$ ，可以清楚的看見其實際可靠度指標  $\beta_{Coulomb}$  均超過 2.0 甚多，表示 Coulomb 模式的設計側力是過於保守。

## 7.6、針對台灣的設計指引

上述的機率門檻校準值  $\eta = 0.1622$  僅適用於該示範案例及目標可靠度指標為  $\beta_T = 2.0$  時，當選擇其他  $\beta_T$  此校準值  $\eta$  也會因此改變，但其餘的參數例如： $H$ 、 $\gamma$ 、 $\alpha$ 、 $\mu_q$ 、 $V_q$  和  $V_R$  對於機率門檻  $\eta$  不會有很大的影響。

**表 7.3** 顯示為不同  $(\beta_T, \beta, n_p)$  組合下的機率門檻  $\eta$ ，每個組合的機率門檻校準值  $\eta$  是經過如示範案例過程以 10 個隨機案例的校準值  $\eta$  之平均值。而且這 10 個案例是在以下條件範圍中隨機產生： $H \in [5\text{m}, 20\text{m}]$ ， $\alpha \in [0^\circ, 30^\circ]$ ， $\gamma \in [15\text{kN/m}^3, 25\text{kN/m}^3]$ ， $\mu_q \in [5\text{kN/m}^2, 15\text{kN/m}^2]$  和  $V_R \in [0.1, 0.3]$ 。每個隨機案例都先找到其  $\eta-p_r$  關係，再根據目標破壞機率  $p_r = \Phi(-\beta_T)$  找到相對應之機率門檻  $\eta$ ，而最後將這 10 個機率門檻  $\eta$  的取平均值呈現在 **表 7.3**。

如前所述，若設計上採用很小的  $\eta$  值(接近 0)代表「非常保守」，反之若使用很大的  $\eta$  值(接近 1)則是「不保守」。從 **表 7.3** 中可以觀察出合理的機率門檻  $\eta$  趨勢，亦即機率門檻  $\eta$  是隨著可靠度指標  $\beta_T$  的增加而降低，即對一個要求較嚴格的設計，可靠度指標  $\beta_T$  較大，應該要較為保守。**表 7.3** 中，另一個合理的趨勢是機率門檻  $\eta$  數值是隨著  $n_p$  的增加而降低，因為考慮多個塊體的情況，應該要比只考慮一個塊體來的謹慎。

針對 **表 7.3** 中在所有  $\beta = 10^\circ$  的案例，不論  $n_p$  和  $\beta_T$  的值為何，機率門檻校準值  $\eta$  都是 1.00，注意當  $\eta = 1.00$  時， $\phi^\eta = \beta$ ，設計側力為零，是一個樂觀的設計。這樣樂觀的設計，僅有在  $\beta = 10^\circ \ll \mu_\phi = 30.4^\circ$  或是  $\beta = 15^\circ$  或  $20^\circ$  以及  $n_p$  很少的情況才被允許。在這種情況下，分析結果指出開挖時即使沒有支撐設施也大致會是安全的。至於  $\beta$  角很大的狀況，這樣樂觀的設計是不被允許的，因此 **表 7.3** 中機

率門檻校準值 $\eta$ 會變小。

在表 7.3 中的機率門檻校準值 $\eta$ 都經過前面章節所述的方式進行驗證。若進一步，將表 7.3 中每一個 $\eta$ 校準值，應用於其他 20 個新的隨機設計狀況，可獲得 20 個 $\beta_A$ 數值。這 20 個 $\beta_A$ 數值的變異性通常相當小，即這 20 個數字的最大值與最小值相當接近，表格裡中括號[ ]中的數字則是此 20 個 $\beta_A$ 的平均值，這些中括號中的數字確實都接近 $\beta_T$ ，表示這些機率門檻校準值 $\eta$ 確實是準確的。對於那些 $\eta=1$ 的樂觀設計( $\beta$ 非常小的狀況)，其 $\beta_A$ 值通常是相當大的，表示在這些狀況下儘管沒有支撐設施，仍是相當的安全的。

浸水狀況的機率門檻校準值 $\eta$ 則列示於表 7.4，針對浸水的狀況進行機率門檻的校準過程，有三個的方面與無水狀況不同：(1)當估算 $\eta-p_T$ 的關係時，採用公式(7.19)中的 $P_a$ 的演算模式(浸水)；(2) $\mu_\phi$ 替換成浸水的數值，本研究採用 2/3 的折減，也就是將 $\mu_\phi$ 替換成 $30.4^\circ \times (2/3) = 20.27^\circ$ ，但是 $V_\phi = 0.26$  仍然不變。這個 2/3 的比例是依照第五章中有限浸水數據所述 $\phi^s / \phi$ 範圍 55%到 95%的平均所決定的(設計者應依岩性不同實際泡水軟化後也許要降更低)；(3)在校準的過程中， $\gamma'$ 的範圍所採用的是 $\gamma' \in [8\text{kN/m}^3, 18\text{kN/m}^3]$ 。表 7.4 中所呈現浸水狀況下之機率門檻校準值 $\eta$ 也如表 7.3 有相同的合理趨勢。

表 7.3 台灣北部地區沉積岩在不同( $\beta_T, \beta, n_p$ )的校準值 $\eta$  (不考慮浸水的況)

$\beta_T = 1.5$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
10	$\lambda_\phi \lambda_h \lambda_q \lambda_R$	$\eta = 1.00[4.11]$	$\eta = 1.00[3.81]$	$\eta = 1.00[3.60]$	$\eta = 1.00[3.43]$
15	$\eta = 1.00[2.62]$	$\eta = 1.00[2.39]$	$\eta = 1.00[2.04]$	$\eta = 1.00[1.74]$	$\eta = 0.745[1.52]$
20	$\eta = 1.00[1.51]$	$\eta = 0.565[1.50]$	$\eta = 0.353[1.48]$	$\eta = 0.255[1.50]$	$\eta = 0.182[1.55]$
30	$\eta = 0.279[1.49]$	$\eta = 0.212[1.48]$	$\eta = 0.150[1.49]$	$\eta = 0.117[1.51]$	$\eta = 0.092[1.47]$
70	$\eta = 0.195[1.51]$	$\eta = 0.159[1.52]$	$\eta = 0.118[1.56]$	$\eta = 0.095[1.58]$	$\eta = 0.076[1.58]$
$\beta_T = 2.0$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
10	$\eta = 1.00[4.27]$	$\eta = 1.00[4.11]$	$\eta = 1.00[3.81]$	$\eta = 1.00[3.60]$	$\eta = 1.00[3.43]$
15	$\eta = 1.00[2.62]$	$\eta = 1.00[2.39]$	$\eta = 1.00[2.04]$	$\eta = 0.544[2.04]$	$\eta = 0.402[1.98]$
20	$\eta = 0.442[2.00]$	$\eta = 0.322[2.00]$	$\eta = 0.220[1.97]$	$\eta = 0.163[1.99]$	$\eta = 0.116[2.04]$
30	$\eta = 0.182[1.98]$	$\eta = 0.141[1.97]$	$\eta = 0.101[1.99]$	$\eta = 0.079[2.00]$	$\eta = 0.060[2.01]$
70	$\eta = 0.136[2.01]$	$\eta = 0.111[2.02]$	$\eta = 0.083[2.04]$	$\eta = 0.066[2.07]$	$\eta = 0.054[2.03]$
$\beta_T = 2.5$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
10	$\eta = 1.00[4.27]$	$\eta = 1.00[4.11]$	$\eta = 1.00[3.81]$	$\eta = 1.00[3.60]$	$\eta = 1.00[3.43]$
15	$\eta = 1.00[2.62]$	$\eta = 0.710[2.49]$	$\eta = 0.419[2.48]$	$\eta = 0.280[2.55]$	$\eta = 0.221[2.47]$
20	$\eta = 0.239[2.52]$	$\eta = 0.185[2.49]$	$\eta = 0.124[2.50]$	$\eta = 0.102[2.46]$	$\eta = 0.069[2.56]$
30	$\eta = 0.116[2.47]$	$\eta = 0.089[2.46]$	$\eta = 0.063[2.50]$	$\eta = 0.049[2.51]$	$\eta = 0.036[2.54]$
70	$\eta = 0.091[2.51]$	$\eta = 0.072[2.52]$	$\eta = 0.054[2.55]$	$\eta = 0.039[2.60]$	$\eta = 0.031[2.58]$
$\beta_T = 3.0$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
10	$\eta = 1.00[4.27]$	$\eta = 1.00[4.01]$	$\eta = 1.00[3.73]$	$\eta = 1.00[3.66]$	$\eta = 1.00[3.44]$
15	$\eta = 0.412[3.00]$	$\eta = 0.313[2.98]$	$\eta = 0.224[2.96]$	$\eta = 0.139[3.04]$	$\eta = 0.117[2.95]$
20	$\eta = 0.127[3.04]$	$\eta = 0.100[3.02]$	$\eta = 0.067[3.02]$	$\eta = 0.054[2.98]$	$\eta = 0.044[2.94]$
30	$\eta = 0.067[2.97]$	$\eta = 0.053[2.94]$	$\eta = 0.034[3.00]$	$\eta = 0.029[2.94]$	$\eta = 0.025[2.89]$
70	$\eta = 0.055[3.01]$	$\eta = 0.044[3.01]$	$\eta = 0.032[2.98]$	$\eta = 0.023[3.06]$	$\eta = 0.018[3.04]$

表 7.4、台灣北部地區沉積岩在不同( $\beta_T, \beta, n_p$ )的校準值  $\eta$  (浸水狀況)

$\beta_T = 1.0$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
5	$\eta = 1.00[4.27]$				
10	$\eta = 1.00[2.62]$	$\eta = 1.00[2.39]$	$\eta = 1.00[2.04]$	$\eta = 1.00[1.74]$	$\eta = 1.00[1.40]$
15	$\eta = 1.00[1.05]$	$\eta = 0.593[1.00]$	$\eta = 0.365[1.00]$	$\eta = 0.269[1.00]$	$\eta = 0.197[1.03]$
20	$\eta = 0.415[0.99]$	$\eta = 0.310[0.98]$	$\eta = 0.214[0.99]$	$\eta = 0.168[1.00]$	$\eta = 0.129[0.99]$
70	$\eta = 0.263[1.04]$	$\eta = 0.207[1.03]$	$\eta = 0.152[1.11]$	$\eta = 0.124[1.13]$	$\eta = 0.101[1.21]$
$\beta_T = 1.5$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
5	$\eta = 1.00[4.27]$				
10	$\eta = 1.00[2.62]$	$\eta = 1.00[2.39]$	$\eta = 1.00[2.04]$	$\eta = 1.00[1.74]$	$\eta = 0.742[1.52]$
15	$\eta = 0.516[1.50]$	$\eta = 0.367[1.50]$	$\eta = 0.247[1.49]$	$\eta = 0.186[1.50]$	$\eta = 0.133[1.56]$
20	$\eta = 0.282[1.49]$	$\eta = 0.216[1.47]$	$\eta = 0.153[1.49]$	$\eta = 0.121[1.50]$	$\eta = 0.095[1.48]$
70	$\eta = 0.190[1.55]$	$\eta = 0.155[1.51]$	$\eta = 0.117[1.57]$	$\eta = 0.095[1.60]$	$\eta = 0.075[1.69]$
$\beta_T = 2.0$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
5	$\eta = 1.00[4.27]$				
10	$\eta = 1.00[2.62]$	$\eta = 1.00[2.39]$	$\eta = 1.00[2.04]$	$\eta = 0.546[2.03]$	$\eta = 0.405[1.97]$
15	$\eta = 0.300[2.01]$	$\eta = 0.230[1.99]$	$\eta = 0.158[1.99]$	$\eta = 0.121[2.01]$	$\eta = 0.088[2.06]$
20	$\eta = 0.185[1.97]$	$\eta = 0.145[1.96]$	$\eta = 0.104[1.99]$	$\eta = 0.082[2.00]$	$\eta = 0.062[2.02]$
70	$\eta = 0.135[2.05]$	$\eta = 0.111[2.00]$	$\eta = 0.085[2.02]$	$\eta = 0.068[2.09]$	$\eta = 0.052[2.18]$
$\beta_T = 2.5$					
$\beta$	$n_p = 1$	$n_p = 2$	$n_p = 5$	$n_p = 10$	$n_p = 20$
5	$\eta = 1.00[4.27]$				
10	$\eta = 1.00[2.62]$	$\eta = 0.707[2.49]$	$\eta = 0.418[2.48]$	$\eta = 0.282[2.54]$	$\eta = 0.223[2.47]$
15	$\eta = 0.172[2.53]$	$\eta = 0.135[2.49]$	$\eta = 0.094[2.52]$	$\eta = 0.079[2.46]$	$\eta = 0.056[2.53]$
20	$\eta = 0.119[2.47]$	$\eta = 0.092[2.45]$	$\eta = 0.066[2.49]$	$\eta = 0.053[2.50]$	$\eta = 0.038[2.56]$
70	$\eta = 0.091[2.54]$	$\eta = 0.075[2.49]$	$\eta = 0.058[2.49]$	$\eta = 0.046[2.57]$	$\eta = 0.032[2.71]$

## 7.7、通案之設計指引

上述分析以平均摩擦角  $30.4^\circ$  和變異係數 0.26% 的前題，是針對台灣北部的案例而言，反映台灣北部  $\phi$  角的固有平均值與變異性。對一般的案例而言，摩擦角的平均值  $\mu_\phi$  與變異係數  $V_\phi$  可能不同，則表 7.3 和表 7.4 中的機率門檻校準值  $\eta$  不應該直接被採用。例如，假設有一個工地的直接剪力試驗得到的摩擦角約為 35 度，假定此值設為摩擦角的平均值  $\mu_\phi$ ，而  $V_\phi$  為試驗量測誤差的變異係數，對此案例而言，表 7.3、表 7.4 的數值將不再適用。

對於一般的案例而言(無水或浸水案例)，經詳細的分析指出其機率門檻校準值  $\eta$  與  $[\log(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi$ 、 $n_p$ 、 $\beta_T$  三者都有清楚的函數關係，並且上述的函數對於無水與浸水的狀況是相同的。

現在用  $\tau$  來表示  $[\log(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi$ ， $\tau$  是用以量化  $\beta$  和  $\phi$  間的差距(正規化)，事實上  $\tau$  就是  $\Phi^{-1}(p_f)$ ，其中  $p_f$  為單一塊體的破壞機率[定義詳見公式(7.6)]。舉例來說，圖 7.8 內顯示對於 100 組隨機 H， $\alpha$ ， $\beta$ ， $\gamma$ ， $\mu_\phi$ ， $V_\phi$ ， $\mu_q$ ， $V_q$  和  $V_R$  參數的無水與浸水案例，其  $\eta$  與  $\tau$  之間的關係(其參數  $n_p = 1$ ， $\beta_T = 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$ )，可知當  $(n_p, \beta_T)$  為固定時， $\tau$  和  $\eta$  之間的關係是很清楚的。但此圖關係僅適用於下列的參數範圍： $H \in [5\text{m}, 30\text{m}]$ ， $\alpha \in [0^\circ, 30^\circ]$ ， $\beta \in [10^\circ, 70^\circ]$ ， $\gamma \in [8\text{kN/m}^3, 25\text{kN/m}^3]$ ， $\mu_\phi \in [10^\circ, 45^\circ]$ ， $V_\phi \in [0.1, 0.3]$ ， $\mu_q \in [0, 200\text{kN/m}^2]$ ， $V_q \in [0, 0.2]$ ，以及  $V_R \in [0.1, 0.3]$ ；上述的參數範圍幾乎已涵蓋所有可能的無水與浸水案例。

對於不同  $(n_p, \beta_T)$  的組合， $\tau$  和  $\eta$  之間的關係可以用圖 7.9 簡單的迴歸趨勢線來表示，圖 7.9 為無水與浸水案例的趨勢線，這些圖適用於具有不同  $\mu_\phi$  和  $V_\phi$

的無水與浸水的通案使用。完整計算步驟可詳見附錄 A。

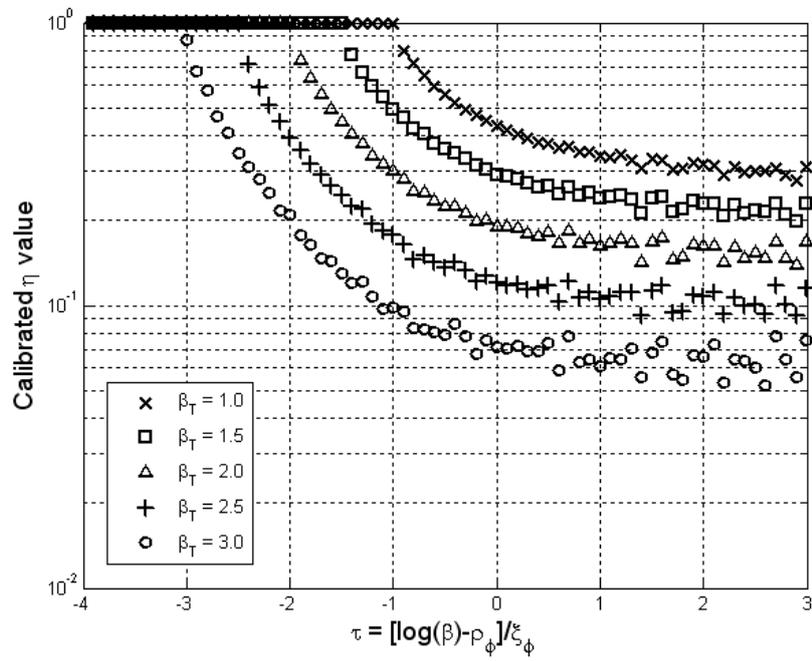


圖 7.8 在  $n_p = 1$  時  $\tau$  與機率門檻校準值  $\eta$  之關係圖

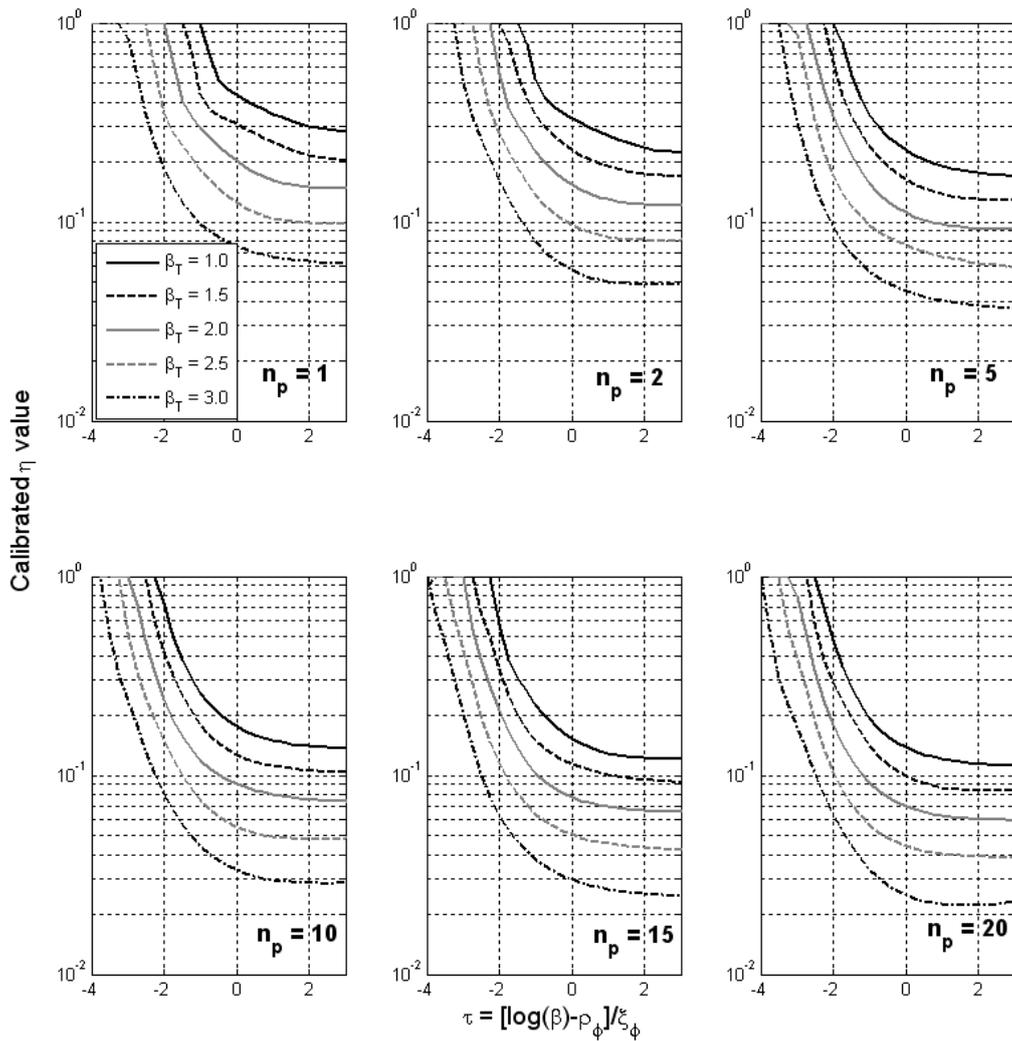


圖 7.9  $\tau$  和機率門檻校準值  $\eta$  的關係圖通例(適用於無水和浸水狀況)

### 7.8、實際設計範例

至此工程師已可利用圖 7.9 針對通案去估算開挖岩層的支撐設計側力，以下考慮的一實際案例展示應用過程：

一座建造於台北市的二十六層大樓，開挖前的工址調查如下：GL.-0 到 GL.-5.4 屬於殘餘土層(GL.-x 表示距離地表 x 公尺的深度)，土壤參數為  $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$ ， $\gamma_{\text{sat}} = 21.6 \text{ kN/m}^3$ ， $c = 0$ ， $\phi = 30^\circ$ ；從 GL.-5.4 至最終的開挖深度 GL.-22.5 主要屬於砂頁岩互層，參數  $\gamma = 22.5 \text{ kN/m}^3$  和  $\gamma_{\text{sat}} = 23.5 \text{ kN/m}^3$ 。開挖前的地下水

位在地表面下 4 公尺處，由於開挖期間降水的緣故，所以開挖期間的地下水是假設不存在；現場開挖的支撐是採用排樁，開挖的程序分成六個階段，分別是 GL.-2，GL.-5.4，GL.-7，GL.-13.3，GL.-18.4 和 GL.-22.5。初步估算對於支撐系統抵抗端的不確定性為  $V_R = 0.1$  ( $\xi_R = [\log(1+V_R^2)]^{0.5} = 0.1$ )。圖 7.10 顯示出工地剖面圖和六個階段的深度。

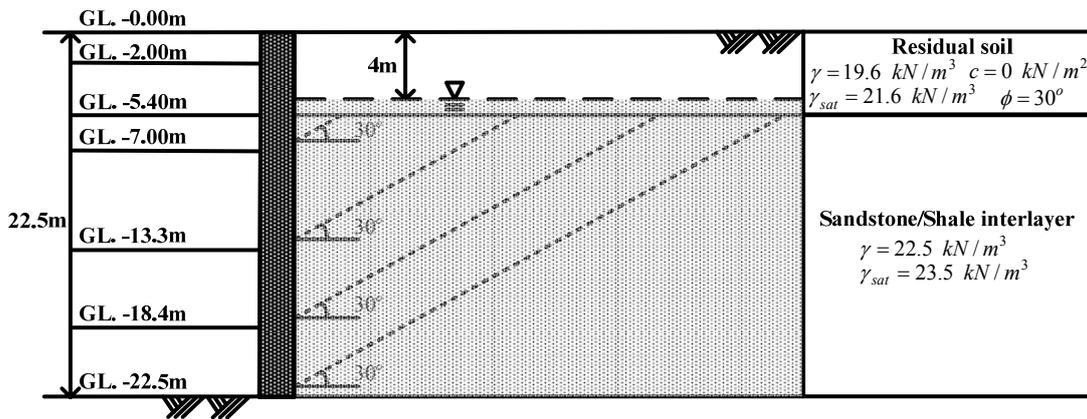


圖 7.10 工地剖面圖和六個階段的深度

開挖區域的地表面是平坦的，即是  $\alpha = 0^\circ$ ，針對四個開挖面中最危險的一面，其弱層面與水平面夾角為 30 度的順向坡，即是  $\beta = 30^\circ$ ；由直接剪力試驗顯示弱面的  $c = 0$ 、摩擦角度約為  $\phi = 35^\circ$  (即是  $\mu_\phi = 35^\circ$ )；一般直接剪力試驗的量測誤差變異係數約在 10%~15% (Phoon 1995)，我們暫且將變異係數設定為 10%，即  $V_\phi = 0.1$ ，因此  $\rho_\phi = \log [\mu_\phi / (1+V_\phi^2)^{0.5}] = 3.55$  以及  $\xi_\phi = [\log(1+V_\phi^2)]^{0.5} = 0.1$ 。分析結果顯示， $\tau = [\log(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi = [\log(30) - 3.55] / 0.1 = -1.50$ 。假設整個開挖期間的設計目標是  $\beta_T = 1.5$  (即是  $p_T = 0.067$ )。本節中將展示開挖六個階段的設計側力估算：

1. 開挖第一階和第二階屬於殘餘土層，故其設計側力的估算可沿用 Rankine 理論的標稱值在乘上 1.5 倍，即是  $1.5 \times 0.5 \gamma H^2 \tan^2(45 - \mu_\phi / 2)$ ，所以開挖第一階和第二階的設計側力，

分別為 19.6 kN 和 142.9 kN。

2. 第三階到第六階屬於岩層區設計側力的估算將依據本研究所提架構進行分析。依地基調查報告，開挖第三階到第六階的弱面數  $n_p$  分別取 [1, 2, 3, 4]；分析時 5.4 公尺厚的殘餘土層壓力則可視為其上方超載  $q$ ，因此  $\mu_q = 5.4 \times 19.6 = 105.84 \text{ kN/m}^2$ ，又由於土壤單位重是相當確定的，因此  $V_q = 0$ ，而  $\xi_q = [\log(1 + V_q^2)]^{0.5} = 0$ 。

本範例目的在於估算第三階到第六階開挖的設計側力，為了簡便起見，我們只針對開挖第三階到第四階的設計側力估算進行詳細的展示，而其餘各階的開挖僅會顯示最後的結果，不會詳細說明計算步驟：

- (1) 對於開挖第三階而言， $n_p = 1$  且高度  $H$  應取 1.6m (不包括 5.4 公尺厚的殘餘土層厚)。對應  $\tau = -1.50$ ， $\beta_T = 1.5$ ， $n_p = 1$  時，由圖 7.9 可以查得校準值  $\eta$  大約是 1.0，其計算得設計側力為 0。

相較之下，若以 Rankine 理論的標稱值乘上安全係數 1.5 倍，即是  $1.5 \times [0.5 \times \gamma H^2 \tan(45 - \mu_\phi/2)^2 + \mu_q H \tan(45 - \mu_\phi/2)^2] = 214.1 \text{ kN}$ 。注意，上述的設計側力部分，只有採計 GL.-5.4 到 GL.-7.0 區的岩層段造成部分，而殘餘土層部分 (GL.-0 到 GL.-5.4) 的設計側力是 142.9 kN，如同之前開挖第二階的計算。

- (2) 對於開挖第四階而言， $n_p = 2$  且高度  $H = 7.9\text{m}$ ，從圖 7.9 可以查得校準值  $\eta$  對應到 ( $\tau = -1.50$ ， $\beta_T = 1.5$ ， $n_p = 2$ ) 時大約是 0.5，所需的部分係數為

$$\lambda_q = \exp\left[-0.5\xi_q^2 + \xi_q \times \Phi^{-1}(1-\eta)\right] = 1$$

$$\lambda_h = 1 - \eta = 0.5$$

$$\lambda_R = \exp\left[-0.5\xi_R^2 + \xi_R \times \Phi^{-1}(\eta)\right] = 0.995$$

$$\lambda_\phi = \exp\left[-0.5\xi_\phi^2 + \xi_\phi \times \Phi^{-1}\left(\eta \times \Phi\left[\frac{(\log(\beta) - \rho_\phi)}{\xi_\phi}\right]\right)\right] = 0.829$$

設計側力的計算結果為，

$$\frac{1}{0.995} \times \left( \frac{22.5}{2} (0.5 \times 7.9)^2 + 1 \times 105.84 \times 0.5 \times 7.9 \right) \frac{\cos(30^\circ)}{\sin(30^\circ)} \tan(30^\circ - 0.829 \times 35^\circ) = 17.7 \text{ kN}$$

換句話說，為達到可靠度指標目標值  $\beta_T = 1.5$ ，所需的抵抗力期望值為  $\mu_R = 17.7 \text{ kN}$ 。在另一方面，若還是以 Rankine 理論的標稱值乘上 1.5 倍，估算得設計側力為 625.3kN，其值遠遠大於 17.7kN，再度顯見 Rankine 理論之過度高估側力。

(3) 對於開挖第五階跟第六階，則分別取  $n_p = (3, 4)$  以及高度  $H = (13\text{m}, 17.1\text{m})$ ，同理從圖 7.9 對應到  $[\tau = -1.50, \beta_T = 1.5, n_p = (3, 4)]$  時可以查得校準值  $\eta$  分別約為 0.4 和 0.35；則設計側力的計算分別為 59.5 和 115.8 kN。該岩層段的設計側力估算若以 Rankine 理論的標稱值乘上 1.5 倍，估算後的數值分別為 1332 和 2073 kN，亦遠大於本研究方法所得的數值。

圖 7.11 為顯示前述開挖期間六個階段的設計側力分佈示意，其中開挖岩層段所引起的側向壓力分佈係是假設為傳統的三角形分佈(通常適用在支撐系統勁度遠高於岩層勁度時)。從 GL.-0m 到 GL.-5.4m 殘餘土層的設計側力，也同時顯示於此圖。

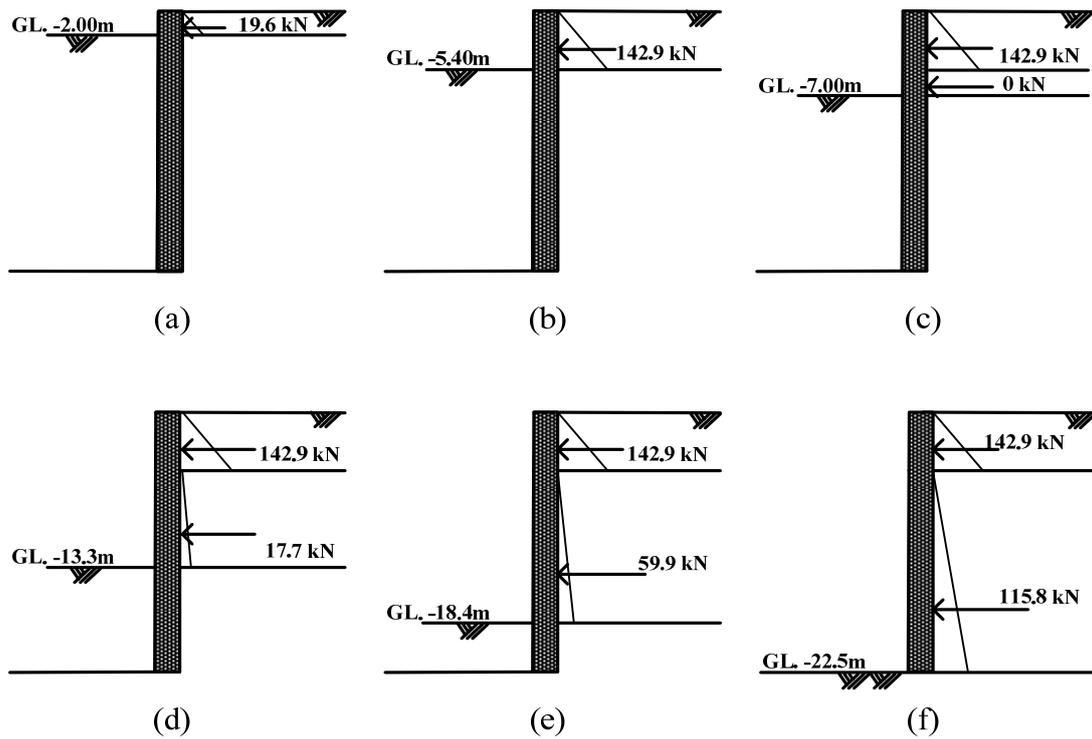


圖 7.11 在圖 7.10 案例之六個開挖階段的设计支稱側力值

### 7.9、對不同設計的要求目標程度

上述範例的設計側力是針對  $\beta_T=1.5$  和  $V_\phi=0.1$ ，前者反映設計所需的安全性層級，後者則反映剪力試驗的量測誤差可靠程度。對於不同  $\beta_T$  和  $V_\phi$  的組合，可以重覆同樣計算步驟來估算上述的設計側力。

圖 7.12 顯示該範例於岩層段中對不同的  $(\beta_T, V_\phi)$  組合，考慮兩個可能的  $V_\phi$  選項 ( $V_\phi=0.1$  和  $0.2$ )、以及兩個可能的  $\beta_T$  選項 ( $\beta_T=1.5$  和  $2.5$ ) 於第三階到第六階開挖岩層段的設計側力估算。圖中顯示：當  $\beta_T$  和  $V_\phi$  同時逐漸增加時，設計側力也隨著逐漸增加，這是相當合理的；意即，當所需的設計安全層級提高 ( $\beta_T$  值大)

或對直接剪力試驗值變易性信任程度下降( $V_\phi$  值高)時，應該是要採取較大的設計側力，保守為之。

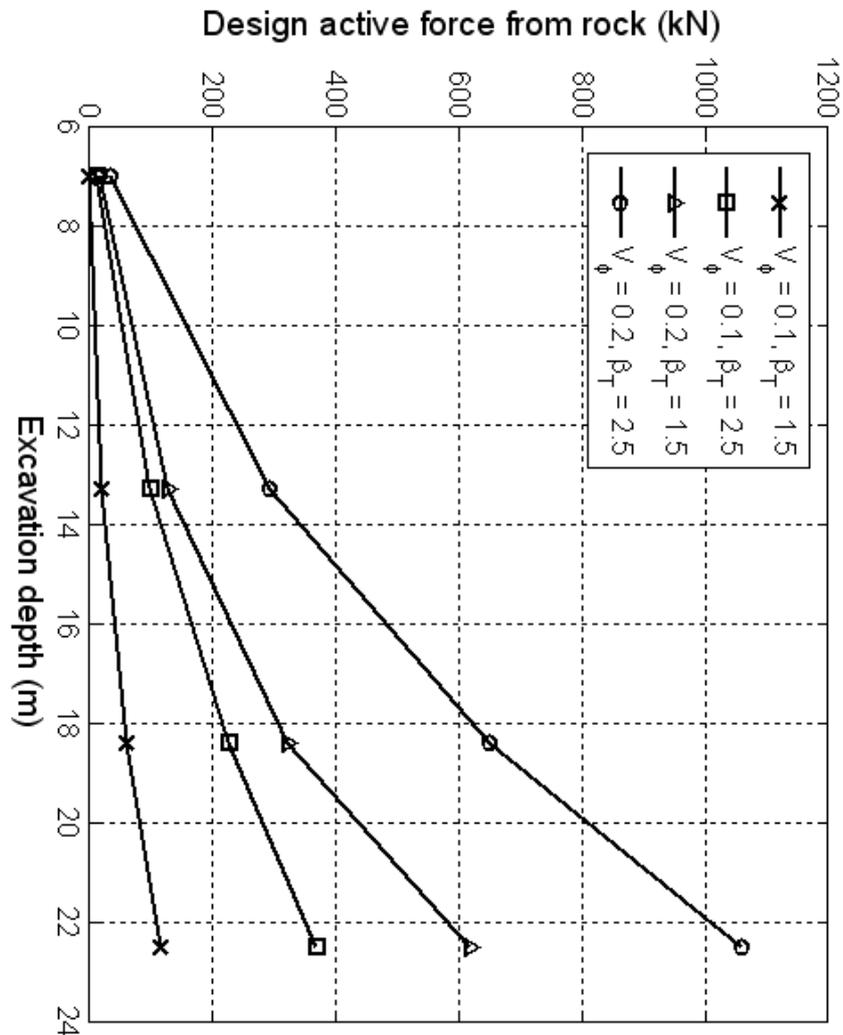


圖 7.12 於不同設計要求程度的( $\beta_T, V_\phi$ )組合的設計側力

### 7.10、對長期性支撐設施之設計

若以上述相同範例舉例，進一步考慮關於地下室外牆的設計：從長遠來看，當開挖階段完工以及地下室牆面建構完成後，地下水將保持原來的水位高度 GL.-4m，並且將整個岩層段浸入在水中。對此一長期設計考量，我們可採用較

大的可靠度指標為  $\beta_T=2.0$  (且包含弱面數量較多  $n_p=4$ ) 為之。

總高度  $H=17.1\text{m}$ 、並將浸水後摩擦角折減為原來的  $2/3$ ，但變異係數保持不變，即  $\mu_\phi = 2/3 \times 35^\circ = 23.3^\circ$  及  $V_\phi = 0.1$ 。因此， $\rho_\phi = \log[\mu_\phi / (1+V_\phi^2)^{0.5}] = 3.143$  和  $\xi_\phi = [\log(1+V_\phi^2)]^{0.5} = 0.1$ 。分析結果， $\tau = [\log(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi = [\log(30) - 3.143] / 0.1 = 2.584$ 。浸水單位重  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 13.7 \text{ kN/m}^3$ ，平均有效負載為  $\mu_q = 4 \times 19.6 + 1.4 \times (21.6 - 9.81) = 94.91 \text{ kN/m}^2$  ( $V_q$  則是零)，考慮  $V_R$  仍然保持  $0.1$ 。則從圖 7.9 以  $\tau = 2.584$ ， $\beta_T = 2.0$ ， $n_p = 4$  查得校準值  $\eta$  對應大約是  $0.09$ 。因此，經計算所需的部份係數為：

$$\begin{aligned}\lambda_q &= \exp[-0.5\xi_q^2 + \xi_q \times \Phi^{-1}(1-\eta)] = 1 \\ \lambda_h &= 1 - \eta = 0.91 \\ \lambda_R &= \exp[-0.5\xi_R^2 + \xi_R \times \Phi^{-1}(\eta)] = 0.87 \\ \lambda_\phi &= \exp[-0.5\xi_\phi^2 + \xi_\phi \times \Phi^{-1}(\eta \times \Phi[(\log(\beta) - \rho_\phi) / \xi_\phi])] = 0.87\end{aligned}$$

結果對於岩層段的設計側力計算如下：

$$\frac{1}{0.87} \times \left( \frac{13.7}{2} (0.91 \times 17.1)^2 + 1 \times 94.91 \times 0.87 \times 17.1 \right) \frac{\cos(30^\circ)}{\sin(30^\circ)} \tan(30^\circ - 0.87 \times 23.3^\circ) = 1069 \text{ kN}$$

圖 7.13 顯示地下室牆面在浸水狀況下的設計側力(註：尚不包含 GL.-0m 到 GL.-5.4m 的殘餘土層側向土壓力和水壓力)，圖中亦是假設岩層區所引起的側力為傳統的三角形分佈。在圖中同時也顯示出 GL.-0m~GL.-5.4m 土層覆土的設計側力為  $138.92 \text{ kN}$  及位於地表面下 4 公尺深的地中水所造成的水壓力為  $1678.74 \text{ kN}$ 。

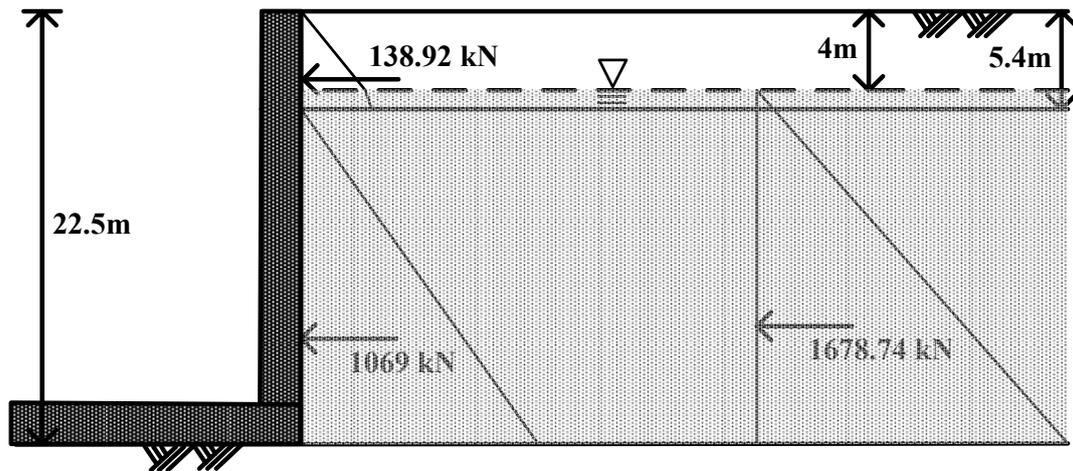


圖 7.13 考慮長期地構造地下室牆面的設計側力

綜言之，本研究提出一個隨機模式對於預測由岩層段因垂直開挖所引起的側力，此模式比古典的模式如 Rankine 模式和 Coulomb 模式更具真實性，例如在：

- (1)弱面的傾角是已知的定值，並非一個需要被判斷選擇的參數；
- (2)可考慮多個弱面，非傳統單一的破壞面；
- (3)可考慮各弱面上摩擦角的變異性之差異。

相較於本研究所提出的模式相較之下，古典的 Rankine 模式或 Coulomb 模式通常會算出較大的  $P_a$  估算值，顯示現有規範中使用的理論是偏過度保守的設計規定。

本研究所提出的模式亦提供一套保守估算設計側力的架構，此架構與歐洲規範的「部分係數設計法」關係密切，而且其部分係數是藉由可靠度設計理論進行嚴謹地的校準；並透過一個台灣北部的實際案例，展示此一可靠度的設計側力估算方法。也針對通案的設計繪製完整的圖表與公式，讓設計者更容易地找出機率門檻校準值，以至「部分係數」值進而獲得設計側力。

## 第八章 岩盤基礎開挖週邊邊坡保護工法及規劃作業流程

### 8.1、順向坡的基礎開挖原則

順向坡滑動是屬於地滑的一種，滑動面成為一平面型。要產生順向坡滑動必須符合三個基本條件(潘國樑，2007)：(1)一是岩層的傾向必須與邊坡的傾斜方向一致；(2)第二是岩層的傾角必須小於或等於邊坡的坡度；(3)三是在邊坡上必須要有一個潛在滑動面露出，這個滑動面可能是軟弱岩層的層面，譬如在上的砂岩與下的頁岩之交界面(通常出事的大多屬於這一種)，也可能是其他不連續面。在自然狀態下，也許只有第一個條件符合，其他兩個條件不符，則這個邊坡可以相安無事。一般情況下是因為人為開挖，而將順向坡切得陡一點，也就是俗稱的將坡腳砍斷，結果造成第二個條件及第三個條件也符合了，這樣就製造了順向坡滑動的有利條件。在這種情況下，通常在下雨天最容易出事。以上所言並不意味著順向坡不能開挖；相反的，順向坡不但可以開挖，而且開挖後的土地還很好用，只是要遵守一定的施工方法。

為了避免造成人造順向坡，岩盤的基礎開挖面最好不要垂直於順向坡；垂直於岩層的走向線開挖才是最安全的方法；如果不能垂直，至少也要斜交於岩層的走向線(一般不要小於30度)。如果能夠遵守這個原則，邊坡災害可以減少很多。有時候施工程序不當，如坡頂開挖進度慢，而坡腳開挖進度快，結果邊坡變陡，或者形成懸空坡，使坡腳應力集中的現象增大，也常導致邊坡的順向滑動。當開挖線無可選擇，必須平行於岩層的走向線時，則要遵守安全的開挖原則，仍然可以安穩無事。

順向坡基礎開挖最忌全面開挖，所以要採取挖一半留一半的施工原則(如圖8.1)，一般的施工習慣是採用隔帶開挖的方式，即先開挖一半，跟著立即進行邊坡穩定措施，再回頭開挖剩餘的一半，這種工法就稱為跳島式開挖(Strip

Cutting)。在施工程序上，首先要在順向坡的坡面上，順著斜坡進行分帶，其寬度以一台挖土機能夠施作的範圍為度。然後開始隔帶開挖，開挖完成後應隨即進行擋土及岩錨的施作。待隔帶基礎開挖及邊坡穩定完成後，再依照同樣的方法，回頭進行其餘一半的施作。

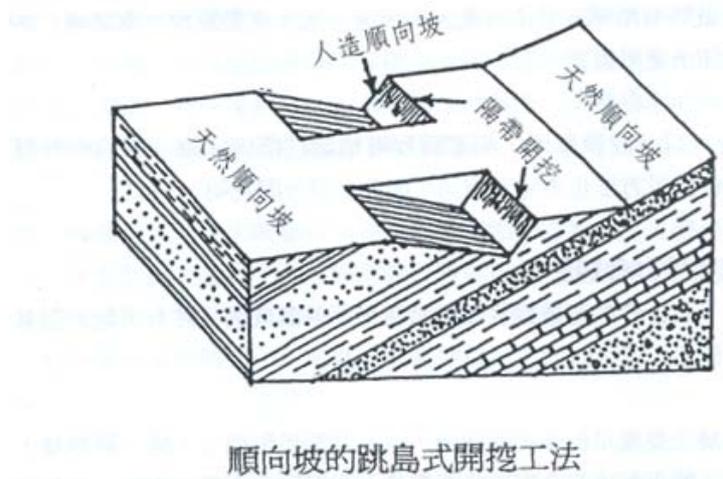


圖 8.1 順向坡的跳島式開挖工法(潘國樑，2007)

## 8.2、岩盤基礎開挖臨時性邊坡保護工法之選擇原則

進行岩盤的基礎開挖，在決定基礎開挖邊坡保護支撐工法之前，必先依現地調查的結果綜合評估，應先瞭解破壞模式、崩塌的材料、滑動範圍與深度、及地下水等情況，即需先估計作用力量的大小、作用方向、岩滑動面之抗剪強度、及支撐工法之效益，方可進行保護工法設計(特殊地形施工方式可參考陳宗禮(2008))。

臨時性基礎開挖岩坡保護工法一般較常採用「排樁式擋土」措施，而其支撐型式則可選用基礎內支撐或背拉岩錨型式(見圖 8.2)，或採用巴西式工法，即由上而下分階開挖、逐階背拉岩錨支撐方式(李景亮，2000)。如果沒有側向滑動力或相關穩定問題的虞慮，亦可採用「斜坡明挖」方式，如有需要可增加坡面保護設計，即噴凝土加岩釘或岩栓工法(見圖 8.2)，基礎開挖斜坡的坡度則依分析

結果決定之。上述工法，遇有地下水或地下水壓時，亦可配合排水工法合併使用。

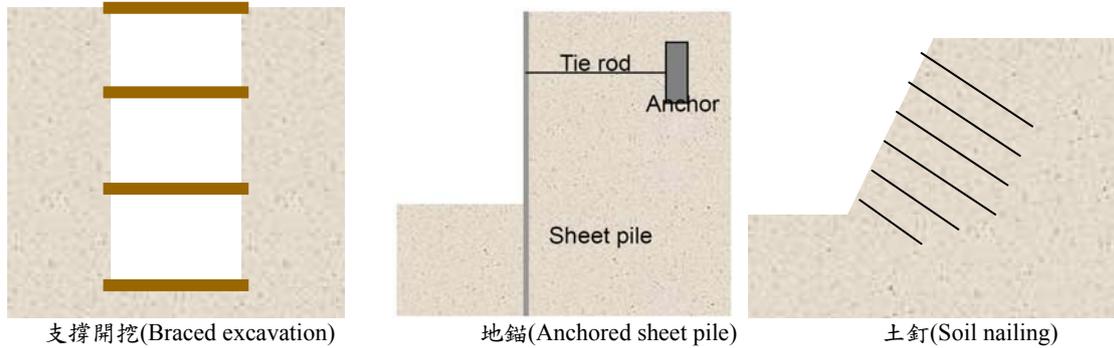


圖 8.2 臨時性岩坡開挖保護工法

基礎開挖擋土措施係用以承受地盤開挖時所產生之岩土壓力與水壓力等傳遞於擋土壁。作用於擋土壁之側向壓力受壁體與地層間之相對變位行為、地下水位、地層特性、周圍載重狀況及地震等因素之影響。故設計時，應考慮如下之作用力：(1)側向土壓力，例如主動土壓力、被動土壓力及靜止土壓力等。(2)水壓力如靜水壓力、滲流壓力及上浮力等。(3)地震所產生之土壓力、水壓力及慣性力等。(4)地表上方超載。(5)牆背回填土所產生之回脹壓力。(6)擋土壁結構體之靜載重。

基礎開挖擋土壁設計應考慮下列三項主要重點：

- (1) 對於作用於擋土壁之靜態及動態側向土壓力，需依壁體斷面幾何形狀及尺寸、牆身前後土岩體性質及分佈、牆身前後地表規則性及坡度、牆體與土岩體間互制行為特性等條件，研判並考慮採用適用該狀態土壓力之計算方法。對於作用於擋土壁之水壓力，亦需視地下水狀況及排水濾層之設置方式，考量其計算方式。
- (2) 擋土壁牆體及整體穩定性需針對各項可能破壞型式採用適用之方法分析其安全性。在靜態條件下，擋土壁可能之破壞型式包括：傾覆（前

傾或後傾)破壞、滑動破壞(淺層或深層全面破壞)、塑性流動破壞、基礎承載破壞。在動態條件下,擋土壁可能之破壞型式包括:牆背或牆基土壤液化導致破壞,牆體前後動態側壓力增量造成傾覆或滑動破壞。

- (3) 核算擋土壁結構體之斷面應力,包括牆身及基礎版之彎矩應力、剪應力等,以及剪力樺之檢核等。

### 8.2.1、基礎開挖擋土措施

當建築物位於岩盤之基礎開挖,目前國內最常用之擋土壁工法有:

- 1、排樁式擋土壁工法;
- 2、地下連續壁工法;
- 3、其他工法。

在主要為岩盤之建築基地之基礎開挖的擋土壁選擇,因岩盤強度較土壤強度高出甚多的條件下,可能選用之基礎開挖擋土壁幾乎僅有:(1)排樁式擋土壁工法(斜坡明挖除外)配合必要之基礎內支撐或背拉支撐系統(岩錨或岩釘)。(2)在國內亦有採用地下連續壁工法施工者,但仍需先進行排樁式引孔,但工期長且成本高,除非有必要性的考量。

擋土壁雖屬臨時性工程,但排樁式或壁式地下連續壁亦可構成承受土壓、水壓之地下室外牆。各種擋土壁除其抗彎能力外,尚各具有其止水性、剛性、施工性、成本等之特徵。因此在擬定施工計劃時,應仔細調查現場之地盤條件、地區條件等,再選擇最適當之擋土壁。

### 1. 排樁式擋土壁工法

排樁式擋土壁工法(見圖 8.3)依其構成壁體之種類，大致可分類成：預鑄及場鑄混凝土樁。基本上均是樁之連續施工，構築成一連串壁體的工法，一般多採用場鑄混凝土樁。場鑄樁方式大致有下列三種施工法：

- (1) 機械開挖後，插入鋼筋籠，利用特密管灌注預拌混凝土。
- (2) 利用鑽土機(Earth auger)鑽挖到預定深度後，抽取螺旋鑽(Auger)，同時由前端灌注砂漿，之後插入鋼筋或 H 型鋼等。
- (3) 中空鑽桿安裝特殊鑽頭，由其前端一面灌注砂漿一面旋轉灌入。鑽桿抽取時，亦同樣的步驟，之後插入鋼筋籠。



圖 8.3 場鑄混凝土排樁擋土壁工法

## 2. 地下連續壁工法

地下連續壁係以特殊鑽挖機鑽挖各種連續垂直斷面深溝，見圖 8.4，藉安定液穩定土壤，而於深溝內放鋼筋籠，澆置水中混凝土，形成地下連續壁體。

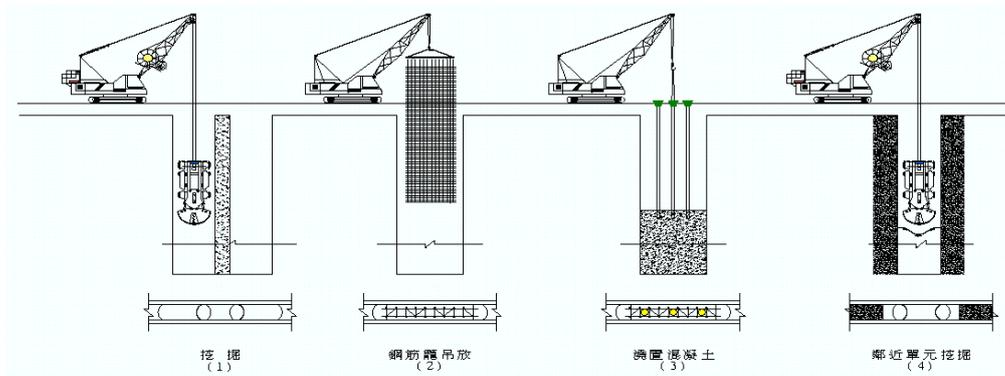


圖 8.4 一般連續壁施工示意圖

連續壁施工方法之評估選用，一般須考慮基地面積、土層特性、連續壁尺寸、挖掘機具、工程預算、施作工期、空間限制及鄰房條件等因素，國內建築工程大多係採用 MHL 工法或 ICOS(ML)工法最為常見；另有少數大型工地曾有使用 MEH 工法或早期工地、少數公共工程亦曾有使用 BW 工法施作連續壁的案例。MHL 工法之挖掘機械係採油壓操作方式，為目前連續壁施工主要機種，而 ICOS 工法之挖掘機械則用機械操作方式，適合基地面積或連續壁尺寸較小工地使用。

就各種擋土類型及工法比較，連續壁施工採用 MHL (MASAGO Hydraulic Long Bucket) 工法則具有下述特點：

- (1) 施工甚為方便迅速，與鄰近建築物空間足夠構築導溝外牆即可施作。
- (2) 壁體挖掘深度較大，依機械性能施工深度可以達到 55M，壁面垂直方向精度可高達 1/300 以上
- (3) 壁面受挖掘上下移動擦傷或撞擊少，可保持平整而不崩坍，並可節省混凝土用量。
- (4) 相鄰單元間鋼筋按規定長度重疊搭接，可傳遞應力並構成連續的地下壁體。
- (5) 壁體施工不需模板，完成後壁面平順可作為擋土措施外，亦可作為地下結構之永久性壁體。

### 8.3、開挖之支撐工法

一般基礎開挖工法可區分為：(1)支撐明挖工法；(2)地錨工法；(3)複合法(如島區式開挖工法)；(4)斜坡明挖工法。茲將各開挖支撐工法分述於下：

#### 8.3.1、支撐明挖工法

支撐明挖工法(圖 8.5)係利用擋土及支撐設施防止岩塊之崩落(楔型破壞)或岩層產生側向平面滑動而進行開挖之工法，其設計重點在於岩土壓之計算。此工法優缺點特徵如下：

(1)優點：

1. 構築建築物幾乎可達至全部基地。
2. 亦能適用在岩盤破碎地盤。
3. 無須超餘之開挖，故回填土量少。

(2)缺點：

1. 因須構築擋土壁及架設支撐措施，故工期長，成本高。
2. 支撐設施縱橫交錯阻礙開挖作業及地下軀體工程之施工。
3. 若開挖面積廣闊時易造成支撐材料接頭鬆弛、材料收縮等現象，而導致支撐作業的困難。



圖 8.5 支撐明挖工法示意圖

### 8.3.2、地錨工法

地錨工法乃是利用錨定的方式將抗拉力傳遞到地盤，而藉鋼材之錨定部份之抗拉抵抗予以支撐擋土壁之方法。地錨工法種類繁多，圖 8.6 所見的乃是種灌漿加壓型地錨工法，利用混凝土與 pc 鋼材產生附著抵抗，再以千斤頂施加預力的方法。

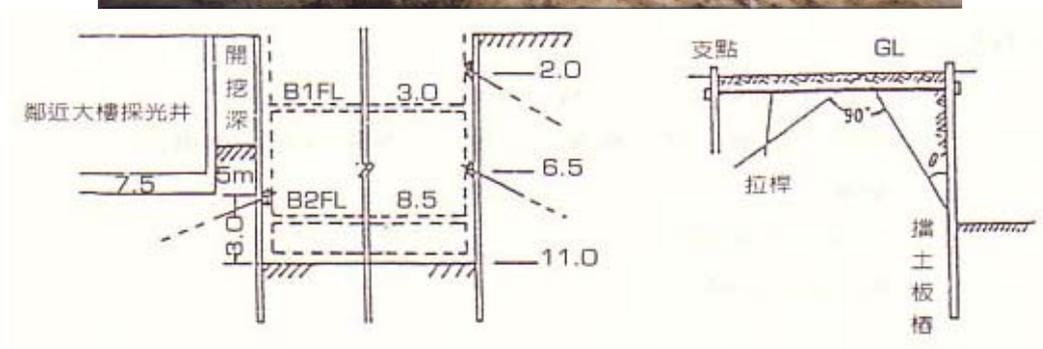


圖 8.6 背拉地錨基礎開挖工法

#### ● 背拉式錨定支撐施工法

擋土壁之支撐亦可採用「後拉式工法」(TIE-BACK METHOD)——如繫桿法(TIE-ROD)與地錨法(EARTH-ANCHOR)等，「後拉式工法」以承受拉應力來支撐，不同於一般「前撐式工法」(STRUT 或 SUPPORTMETHOD) 承受壓應力來支撐，其效能均可達到擋土支撐之目的。又由於「後拉式工法」係由擋土壁之背後緊結於地盤來支持擋土壁，而毋需使用內支撐等材料，可以形成挖掘土方之無

障礙寬闊作業空間，是此工法之最大特點；但是其施工條件必須在挖方外圍無障礙物(地上物或地下物)之條件下方可施工，則為其缺點。

茲就此後拉式錨定支撐施工法簡介如下：

1、繫桿法後拉式支撐(TIE-ROD METHOD)，如圖 8.7 所示，利用釘著於地盤滑動破壞面範圍外之「支持樁」(亦可稱為「定著樁」)以繫桿(可採用各式之拉張鋼材或鋼索等為之)，自擋土壁背後繫拉之方式支撐擋土壁體。一般在良質地盤、且挖方深度不深之情況下頗受採用。

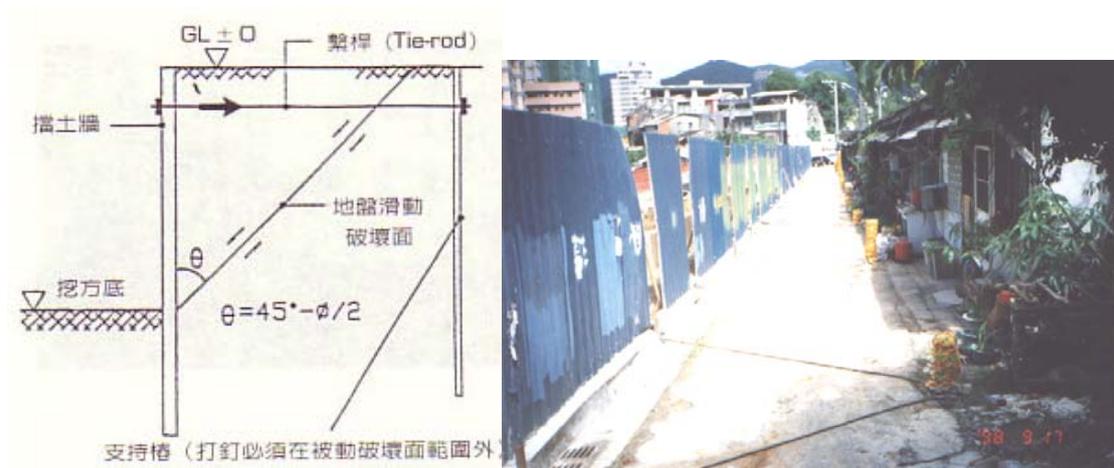


圖 8.7 繫桿法之後拉式支撐施工斷面與照片

## 2. 地錨法後拉式支撐(EARTH-ANCHOR METHOD)

地錨工法係以地錨利用地盤之摩擦及定著力來支撐基礎擋土壁之工法，地錨工法因施工方式、程序有各式各樣約近百種的工法，一般較為廣泛採用之地錨工法類型見圖 8.8 所示。地錨所使用之緊張材一般預力地錨工法(PRE-STRESS EARTH-ANCHOR)大多採用鋼材(PC 鋼棒或 PC 鋼線等)，而錨頭(又稱定著具)則依各施工業者之設計而異，種類很多，此種預力地錨工法因先將鋼材施預力後再定著，因此對於基礎中擋土壁之應力減小的效果相當可觀。

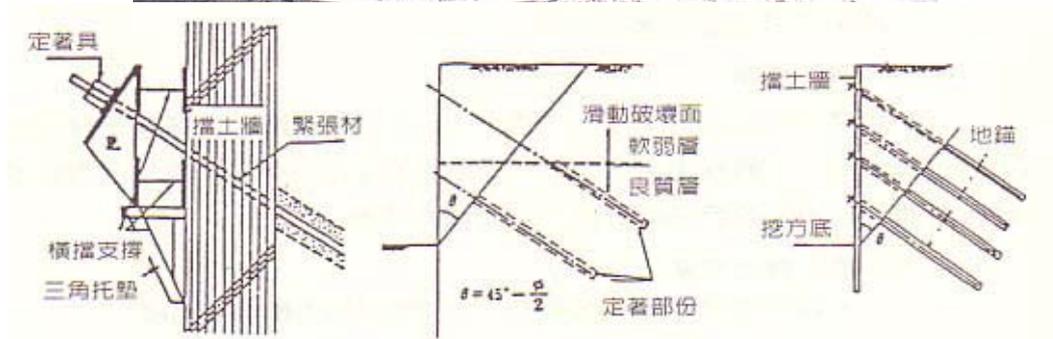


圖 8.8 地錨工法斷面圖與地錨施工流程

### 3. 巴西式工法

此工法之施工係由開挖面之坡頂向下逐階施工之擋土工法，其擋土高度不受限，近似階梯式地錨工法。巴西式工法之原理係利用穩定開挖面或邊坡，以岩錨之幕牆或格樑為之，其所需之穩定抵抗力則憑藉岩錨之拉預力，將整個結構體由上而下分割成數階，整體及分階設計，逐階向下施工，確保開挖坡之穩定性。

#### 8.3.3、複合工法(島區式支撐開挖)

此種工法是結合斜撐基礎開挖法及支撐開挖法之優點，並改進其缺點而成。也就是在基礎開挖前，先保留擋土壁及其內側之坡面，再將基地內部開挖，開挖至預定深度後，構築中央部之基礎部分，並利用此基礎部分之架設反力支撐，而後再開挖周圍部分之保留土，而接續構築殘留部分結構物。此工法之施工流程如圖 8.9，示意圖如圖 8.10 如下：

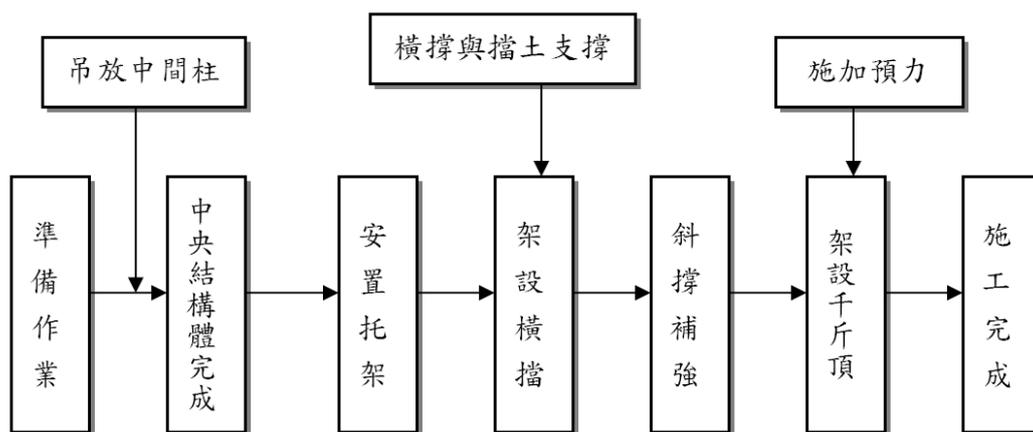


圖 8.9 島式支撐工法之施工流程

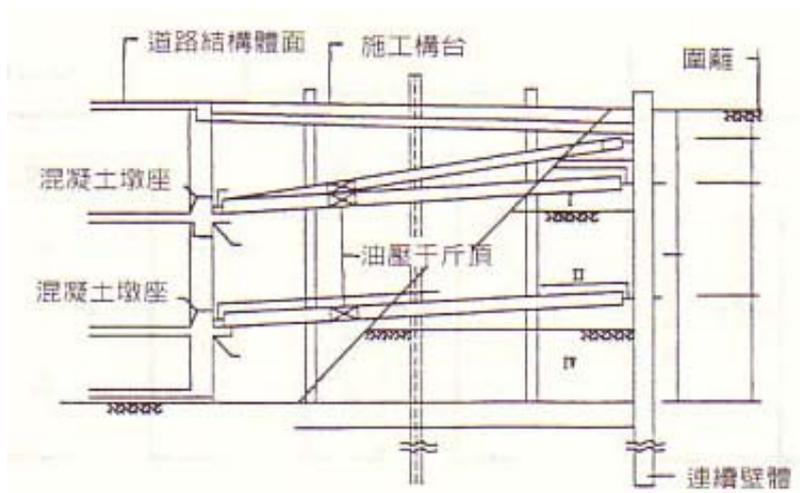
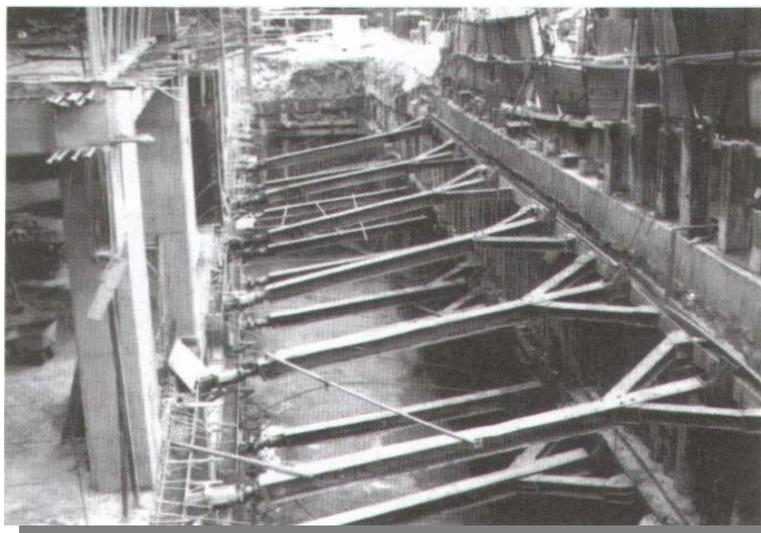


圖 8.10 一般島式基礎開挖工法之示意圖

### 8.3.4、斜坡明挖工法

依據基礎開挖深度、地盤條件、而於開挖外圍殘留具有穩定坡度之斜面，以防止土砂崩坍，但不使用版樁支撐之擋土工法。斜坡係由(見圖 8.11)所示之坡肩、坡趾所構成。此工法雖可有效利用機械力施工，但由於基礎開挖面周圍需預留相當之寬度，因此開挖完成後之回填土量亦相對增多。

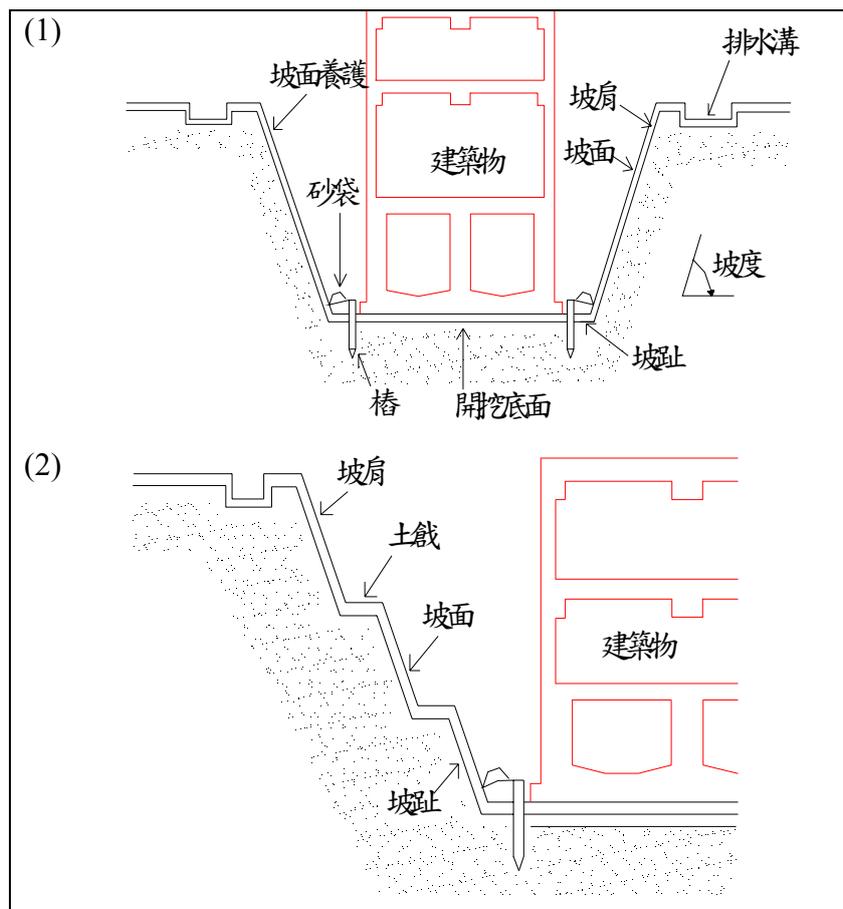


圖 8.11 斜坡明挖工法施工示意圖

斜坡明挖施工應注意事項：

1、為確保坡面之穩定，應依照下列要點實施表面保護工作：

- (1)坡肩上設置排水溝，防止周圍之雨水等流入坡面。(如圖 8.12)
- (2)坡面及坡肩上，須實施養護工作(坡肩之養護寬度應約為開挖深度 2/3，以防止雨水之滲入、凍害、剝離等)。
- (3)坡面有湧水之虞時，在斜坡面上須作洩水處理。
- (4)坡趾處，為防止因水之滲透而致使土砂流出，造成局部崩坍現象，可堆積

砂袋或打入板條，亦可視其情況，設置側溝。

(5)開挖深度較深時，於斜面上設置土箱(Berm)，則施工容易且安全。

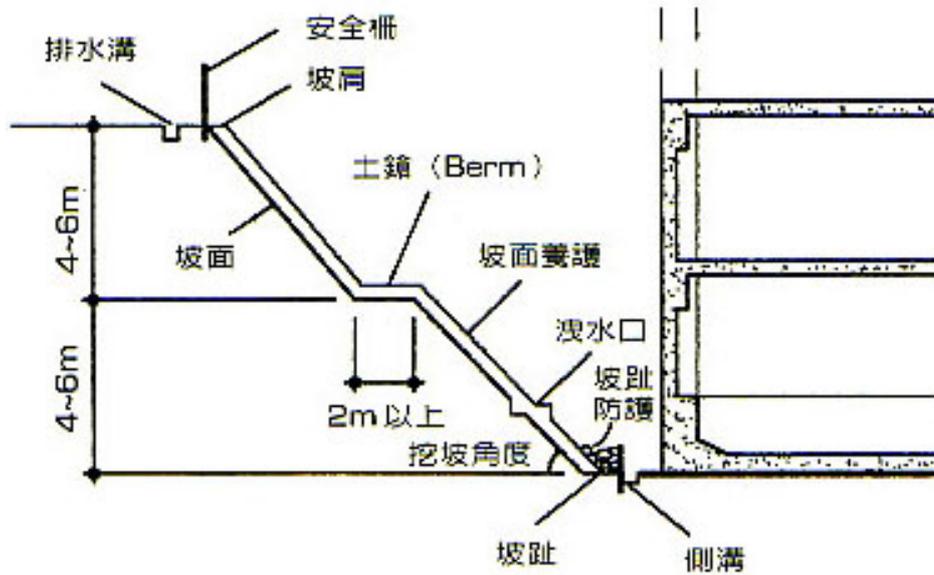


圖 8.12 斜坡明挖之坡面之設計

2、水位高之砂質地盤，需要在斜坡面上打設點井予以排水，點井排水有助於斜面之穩定 (如圖 8.13)。

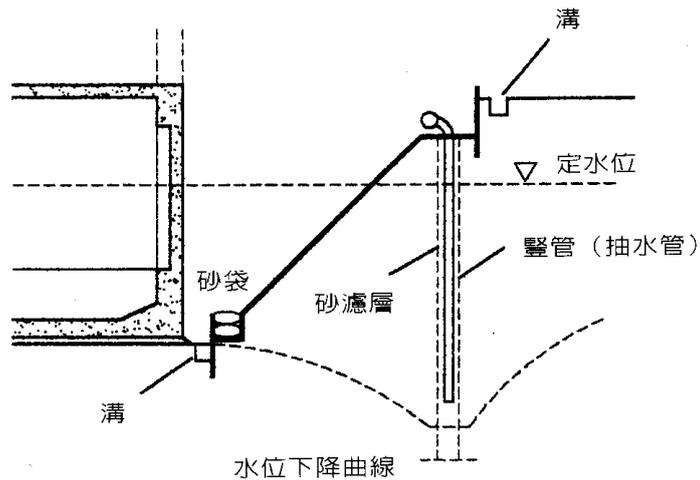




圖 8.13 併用點井之施工情況

#### 8.4、基礎開挖臨時性邊坡保護設計作業流程

綜合第三章國工局對一般邊坡保護整治及挖方邊坡設計流程(詳前圖 3.3 及圖 3.1)，其建議先要進行前述的現地調查，包括地質調查，調查邊坡材料組成、地下水情形、地質構造及不連續面之位態。

依本案研究成果，再依現地調查的結果，綜合評估其可能的破壞模式、作用力大小及方向，及擋土工之效益適用性等，用以決定基礎開挖擋土工之型式。故依本研究成果報告，可擬定針對岩盤內建築物基礎開挖之邊坡保護設計流程如下(圖 8.14)，：

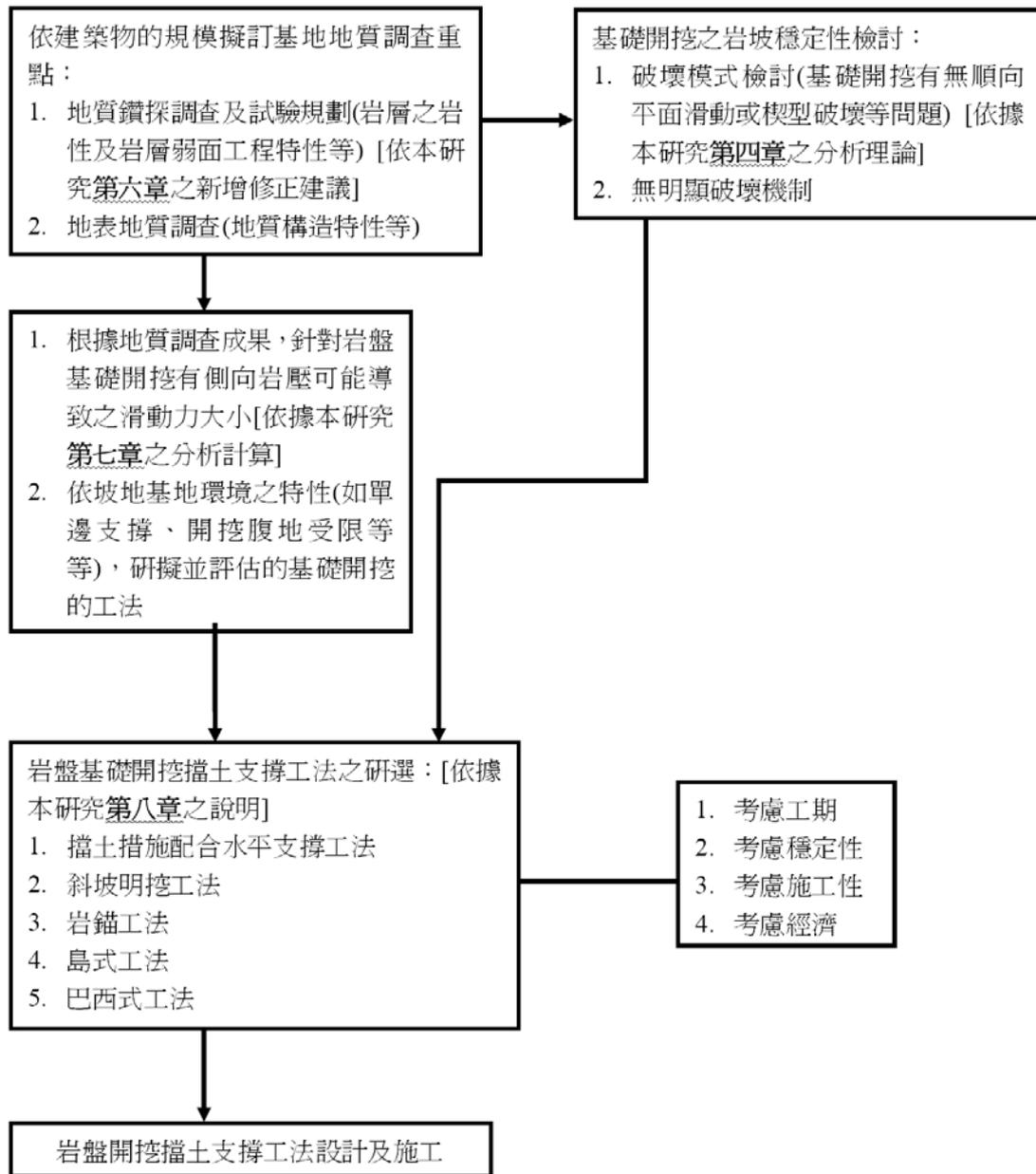


圖 8.14 本文建議在岩層內基礎開挖之臨時性邊坡保護工法流程

各類基礎開挖坡保護工法之選用，必須依照現地環境條件及用地規劃之需求，針對邊坡穩定不足處，進行正確低改善或補強。另有關於細步施工規範，可參考中國土木水利學會(1998)出版之「基礎工程施工規範與解說」。



## 第九章 岩盤基礎開挖與支撐設計準則之研擬

如前所述，民國 90 年 12 月最新頒佈之「建築物基礎構造設計規範及解說」之各章節之內容主要係以沖積土層為主，對於岩盤部分則少有著墨或僅建議參考相關資料為依歸，使得國內工程界在實務上之設計或分析，經常是以土壤模式模擬進行。基於土壤與岩盤，無論是在組構或力學作用的機制上，確實存在相當大的差異性，本研究成果即在於將上述規範及解說之第八章「基礎開挖」部分，在岩盤中開挖準則之研擬方向或建議章節，僅將可著手進行建議之條文逐一條列於下(畫底線處)：

其中，主要將有關開挖岩壓之設計側力的研究成果，於原規範「8.7.3 側向土壓力計算」之後增加一條「8.7.3<sup>a</sup> 岩層側向力計算」與解說。

## 8.2 安全措施

基礎開挖必須依照建築技術規則建築設計施工編及本章之各項規定設置適當之開挖及擋土安全措施，並應符合相關法令之要求。

### 【解說】

1. 基礎開挖安全之目標，狹義的解釋為工程本體不發生安全問題，廣義的解釋為本體工程安全外，鄰產亦能保持安全，例如開挖工地鄰近道路，房子不產生沉陷、龜裂、傾斜；排水、交通不受影響、各類管線保持完好等基本要求。因此開挖工程之設計，除依據力學學理分析外，亦須考量工程本體及鄰近地層整體之變位量
2. 基礎工址及鄰近地層因開挖解壓而產生變位，包括沉陷、隆起、水平位移等，其變位影響範圍視土層類別、土層強度、開挖深度、開挖方法及擋土方法等而定。當鄰近結構物或管線座落在變位影響範圍內，即可能被波及。鄰近結構物依其結構強度及基礎型式，通常可容許一定量之變位量及變形量，尚不致產生損壞，目前文獻上（例如：Bjerrum, 1963; Fang, 1991 等）多依構造類別及基礎型式列舉，此類容許變位量較適用於新建結構物。對於老舊結構物，因使用與維護上不同，興建後迄今已發生之變位量若無紀錄可循，則其容許變位量在「消耗」後之殘餘量為不可知。當鄰地開挖引致變形量超出可允許之殘餘量時，即造成結構物損壞。因此，開挖設計時，應調查鄰近結構物之現況，評估其允許殘餘變位量。
3. 開挖設計時，對於鄰地埋設有壓力管線時，尤應慎重。壓力油管與瓦斯管受損後，易引致火災，造成二次災害。高壓水管滲漏則可能淘空地層，導致開挖工地全面坍塌。
4. 岩盤中之基礎開挖，如因岩體强度高，擋土措施施工階段及開挖階段，必須使用破除岩層之振動式機械施工，應特別留意因施工振動可能引致鄰近建築結構或構造物之龜裂甚至破壞等問題。如有必要，應使用震動性小或無震動方式施工。

## 8.4 邊坡式開挖

### 8.4.1 適用範圍

基地開挖若採用邊坡式開挖，其基地狀況通常必須具有下列各項條件，但對高地下水水位且透水性良好之砂質地層，並不適宜。

1. 基地為一般平地地形。
2. 基地周圍地質狀況不具有地質弱帶。
3. 基地地質不屬於疏鬆或軟弱地層。

### 【解說】

本節所定義之邊坡式開挖即所謂的明挖斜坡施工法，當基地周圍無緊鄰之建築物或設施、具有足夠之空間可設置邊坡時，若基地地質狀況良好且不具有地質弱帶者（岩層面，節理面，斷層，剪裂面等），可考慮採用邊坡式開挖方式進行基礎開挖。

疏鬆之砂土層邊坡極易因雨水沖蝕而流失。軟弱地層之邊坡式開挖，開挖區外圍常因邊坡蠕動潛變而下陷。

### 8.4.2 邊坡穩定分析考慮因素

基地開挖若採用邊坡式開挖，所開挖邊坡之穩定分析應就以下因素作適當考慮：

1. 正常及暴雨期間地下水水位之影響。

2. 施工期間之地表上方超載重。
3. 施工期間可能發生之地震影響。
4. 施工期間之地表逕流，可能產生之沖刷影響。
5. 開挖對周圍環境之影響。

## 【解說】

1. 施工期間因雨水滲入地下，將造成地下水位升高，增加對邊坡作用力；地表逕流也將對邊坡造成沖刷作用，影響邊坡穩定及施工安全。因此在決定採用邊坡開挖方式施工前必須在基地周圍做好完善的排水系統，有效截流雨水；至於防止地表逕流所可能產生的沖刷破壞，則可於坡面進行覆蓋或噴漿保護之。
2. 邊坡式開挖之施工法，開挖完成後，在無任何支撐系統保護下，施工人員於開挖面上構築，必須特別注重施工安全。於設計開挖邊坡坡度、分階高度及土堤寬度應盡量保守分析，而施工期間可能發生的地震、車輛或施工機具載重均須納入考慮。
3. 邊坡穩定分析方法大致分成兩類：(1)有效應力分析方法—適用於無地下水或確知地下水壓之邊坡。(2)總應力分析方法—適用於地下水壓不明確之邊坡。

依邊坡土層之性質不同，例如砂質土、粘質土、兼具凝聚力及內摩擦力之(c- $\phi$ )土，其滑動模式可分為邊坡滑動、底部滑動、圓弧狀及非圓弧狀滑動等，各種分析方法可參見 Terzaghi, Peck and Mesri (1996), Bishop(1955), Janbu(1954), Morgenstern and Price(1965)等。

1. 過壓密粘土（含泥岩，頁岩）邊坡在開挖後，其剪力強度可因解壓而逐漸降低，因此，其穩定分析及坡度設計時，應以殘餘強度(residual strength)為宜。又此類粘土極易吸水軟化，坡面應有適當防水措施。
2. 邊坡穩定分析之傳統方法，考慮土壤之塑性平衡，以滑動面之剪力強度抵抗邊坡滑動力量，決定其安全係數。對於邊坡及其周圍之變形量，卻無法分析。因此在考慮開挖邊坡可能對周圍環境影響時，其設計之安全係數，宜採保守，或以有限元素數值分析法分析其變形量。
3. 對於岩盤中建物基礎開挖，應根據第三章之基地地質於岩盤中必要調查項目完成後，即可針對建築物基礎開挖規模進行詳細評估，如無岩體邊坡破壞之機制或依本研究之順向坡滑動可靠度分析結果無順向滑動之虞時，即可考慮採用斜坡明挖工法進行設計及開挖施工。

## 8.5 擋土式開挖

基礎開挖時，若無法以邊坡式開挖維護開挖安全，則基地周圍應以合適的擋土設施保護之。

## 【解說】

1. 選擇擋土設施時，一般考慮其施工難易、水密性及其剛性，目前國內開挖基地常用之擋土設施如表-解 8.5-1 所示。

表-解 8.5-1 國內開挖基地常用之擋土設施

擋土方法	施工方法	適用地層	優點	缺點
兵樁 (包括鋼軌、H型)	打擊式； 震動式；	堅實粘土層； 開挖深度<8m	施工簡單； 便宜；	須要降水； 垂直度差；

鋼)	油壓貫入； 預鑽孔		可重覆使用； 位置調整容易	背側沉陷量大； 拔除後常留下空洞
鋼板樁	震動式； 打擊式； 油壓貫入	軟弱土層； 開挖深度<8m	水密性良好； 可重覆使用； 品質控制容易	施工易有噪音 及震動； 變形量大； 背側沉陷量大 (施工中及拔 除後)
預壘排樁	空幹螺旋鑽	軟弱土層； 開挖深度<10m	施工簡單； 便宜； 快捷	水密性不良； 垂直度差； 不超過 15m 長 度
鑽掘排樁	衝擊式； 鑽掘-無套 管 鑽掘-有套 管	各類土層； 卵礫塊石地層 較不宜； 開挖深度<15m	剛性良好	水密性不良； 垂直度差； 昂貴； 用地較多
手掘式沉箱	人工挖掘	卵礫塊石地 層； 開挖深度<15m	無噪音及震動； 剛性良好； 可多組人員同 時施工	昂貴； 安全性差； 工作條件差； 須要降水配合
連續壁	抓斗式； 反循環式	各類土層； 卵礫塊石地層 較不宜； 開挖深度不限	噪音量低； 無震動； 剛性良好； 水密性較好； 可用作永久牆	昂貴； 技術要求較高； 用地較多

2. 對於岩盤中建物基礎之擋土式開挖，受限於施工機具之功能性，國內基地較常採用排樁式擋土工法，也有選用連續壁者，但因連續壁施工在岩質地盤無法僅以連續壁機具單獨完成施工(因抓斗動能不足)，而是必須先行引孔，其所需投入之時間及經費較為可觀，故非屬於岩盤地質常用之工法。另因岩盤中開挖，原則上因無所謂主被動土壓力及基礎開挖面穩定問題，故應無一般土質地盤開挖所需顧慮之擋土貫入深度問題，因此，岩盤中開挖若需擋土，亦可採用巴西式工法由上而下逐階開挖逐階擋土方式進行。

## 8.7 支撐設施

8.7.1 型式及 8.7.2 節之設計考慮，在一般沖積土壤及岩盤中之狀況，主要都是根據側向壓力的大小決定之。故基本上，並無分土壤或岩層之差異。

### 8.7.3 側向土壓力計算

作用於支撐設施之側向土壓力，應視地層分佈、土壤特性，支撐型式及擋土結構變位而定。

#### 1. 內撐式支撐設施

作用於內撐式支撐設施之側向土壓力，可依據彈塑性分析模式所得結果或 Terzaghi-Peck 之視側壓力分配所得結果，取較大者為設計之土壓力值。

## 2. 背拉式支撐設施

作用於背拉式支撐設施之側向土壓力分佈，通常與主動土壓力分佈情形相似，且接近開挖底部有趨近於靜止土壓力之情形。在計算側向土壓力( $P$ )時，應考量鄰近構造物之位移量而選取主動土壓力及靜止土壓力間之數值計算。若背拉式支撐設施之側向位移量類於內撐式設施時，亦可採用 Terzaghi-Peck 之視側壓力分佈值。

### 【解說】

1. 內撐式支撐設施通常在分層開挖後逐層架設支撐，因而擋土設施之側向變位亦隨開挖之進行而逐漸增加，但擋土設施所受之側向壓力，同時受牆背之土層特性、支撐預力、開挖程序與快慢、支撐架設時程等諸因素影響，使牆背之側向土壓力呈不規則分佈，而與一般擋土牆設計採用之主動土壓力，有明顯之不同。
2. Peck(1943)，Terzaghi 與 Peck(1967)，Peck(1969)根據歐、美、日等地開挖地下鐵隧道之內撐式支撐力量量測結果，反推牆背土壓力呈均勻分佈，其最大壓力包絡線定為視側壓力分佈圖(Apparent Pressure Diagram)，在緊密砂土層中為矩形分佈，在粘土層中則呈梯形分佈(圖-解 8.7-1)。設計時，各層支撐力可依其垂直及水平間距分攤視側壓力，並將擋土牆視為簡支梁，由支撐為支點支承。  
本法在應用時，必須注意以下條件：
  - (1) 擋土採用鋼板樁、兵樁隔板之類柔性擋土牆，以順打方式開挖及架設支撐；
  - (2) 開挖深度不超過 12m，最好為單一類土壤；
  - (3) 砂土層為地下水位以上乾砂層；粘土層則為不排水狀態。粘土層只適用於軟弱至中等硬度，對具裂隙之硬粘土(stiff-fissured clay)，視側壓力圖原先訂為臨時性(tentative)土壓力圖，但至今(Terzaghi, Peck and Mesri, 1996)，此圖表仍未更改。
3. 視側壓力分佈圖不適用之地層包括  $c-\phi$  土壤，例如粉土質粘土與粘土質粉土等在台灣最常見之土壤。對於深開挖常用之鋼筋混凝土連續壁及施加較高預力(超過 10 噸/支撐)之情形，視側壓力分佈圖均無法涵蓋。

圖-解 8.7-1 視側壓力分佈圖(Peck, 1969)

4. 對於較深開挖時，擋土結構壁體之變位較大，深層土壤往往已達塑性狀態，土壤與擋土結構之互制行為變化複雜，反應到支撐之反力常會超出視側壓力分配所得之結果，因此在深開挖時，支撐系統之支撐反力亦可依據彈塑性分析所得之支撐反力結果。
5. 各類彈塑性模式示如圖-解 8.7-2 與 8.7-3。
6. 利用彈塑性模式分析，可知開挖過程中各階段之壁體變位、彎矩及支撐力量。但此模式中，土層之等值彈簧(即地盤反力係數)卻極難掌握，必須從很多實際工地監測結果中判斷，始能獲得較正確之數值。
7. 對於地表超載及地下水滲流壓力等，在彈塑性分析模式中應疊加在主動區

之土壓力上。

8.有關背拉式支撐系統之設計，可參考中國土木工程學會(1998)之「地錨設計與施工準則暨解說」。

### 8.7.3<sup>a</sup> 岩層側向力計算

岩層作用於支撐設施之側向力，應視地層分佈、弱面位態與力學特性、岩石材料力學特性、支撐型式及擋土結構變形性而定。

岩盤段作用於支撐設施之設計側向力  $P_a^d$ ，可依可靠度分析之部分係數設計公式(8.7.3<sup>a</sup>-1)及(8.7.3<sup>a</sup>-2)估算之。

1. 無水的情況：

$$P_a^d = \begin{cases} \frac{1}{\lambda_R} \times \left[ \left( \frac{1}{2} \gamma (\lambda_n H)^2 \cos(\alpha) + \lambda_q \mu_q \lambda_n H \right) \times \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta - \alpha)} \tan(\beta - \lambda_\phi \mu_\phi) \right] & \text{if } \beta > \lambda_\phi \mu_\phi \\ 0 & \text{if } \beta \leq \lambda_\phi \mu_\phi \end{cases}$$

式(8.7.3<sup>a</sup>-1)

2. 浸水的狀況：

$$P_a^d = \begin{cases} \frac{1}{\lambda_R} \times \left[ \left( \frac{1}{2} \gamma' (\lambda_n H)^2 \cos(\alpha) + \lambda_q \mu_q \lambda_n H \right) \times \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta - \alpha)} \tan(\beta - \lambda_\phi \mu_{\phi^s}) \right] + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 & \text{if } \beta > \lambda_\phi \mu_{\phi^s} \\ 0 & \text{if } \beta \leq \lambda_\phi \mu_{\phi^s} \end{cases}$$

式(8.7.3<sup>a</sup>-2)

上述各式中，

$P_a^d$  = 設計側向力 (tf)

H = 總開挖岩坡高度(定義如圖 8.7.3<sup>a</sup>-1 所示) (m)

h = 三角形滑動岩塊之深度(m)

$\alpha$  = 坡頂岩坡與水平面之夾角

$\beta$  = 弱面與水平面之夾角

$n_p$  = 在開挖深度內的弱面條數(如圖 8.7.3<sup>a</sup>-1  $n_p = 3$ )

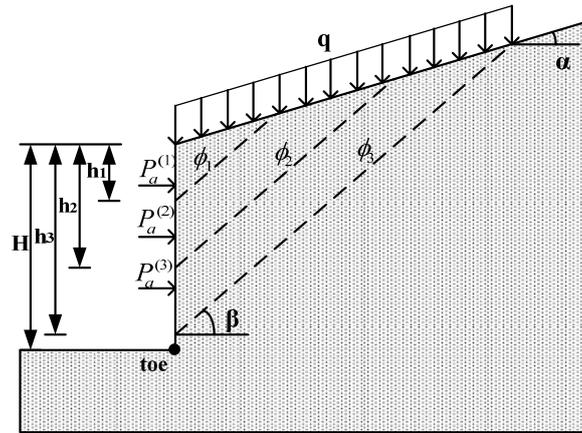


圖 8.7.3<sup>a</sup>-1、在具有數條弱面的岩坡中的開挖示意圖

$\gamma$  = 岩體單位重 ( $\text{kg/m}^3$ )

$\gamma_w$  = 水的單位重 =  $1000 \text{ kg/m}^3$

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w =$  浸水單位重( $\text{kg/m}^3$ )

$\gamma_{sat}$  = 飽和單位重( $\text{kg/m}^3$ )

$\phi$  = 弱面摩擦角

$\phi^s$  = 浸水後弱面摩擦角

$q$  = 地表超載(surcharge) (定義如圖 8.7.3<sup>a</sup>-1 所示) ( $\text{tf/m}^2$ )

$R$  = 擋土措施提供之抵抗力 (tf)

$\mu_q$ 、 $\mu_\phi$ 、 $\mu_{\phi^s}$  = 分別為  $q$ 、 $\phi$ 、 $\phi^s$  的平均值

$V_q$ 、 $V_R$ 、 $V_\phi$  = 分別為  $q$ 、 $R$  及  $\phi$  的變異係數(標準偏差/平均值)

$\rho_X = \ln[\mu_X/(1+V_X^2)^{0.5}]$  為  $\ln(X)$  的平均值( $X$  可以為  $q$ 、 $R$  或是  $\phi$  等等)

$\xi_X = [\ln(1+V_X^2)]^{0.5}$  為  $\ln(X)$  的標準偏差( $X$  可以為  $q$ 、 $R$  或是  $\phi$  等等)

$\lambda_q$ 、 $\lambda_h$ 、 $\lambda_R$ 、 $\lambda_\phi$  = 分別為  $q$ 、 $h$ 、 $R$ 、 $\phi$  的部分係數，計算公式如下：

$$\lambda_q = \exp[-0.5(\xi_q)^2 + \xi_q \times \Phi^{-1}(1-\eta)] \quad (8.7.3^a-3)$$

$$\lambda_h = 1-\eta \quad (8.7.3^a-4)$$

$$\lambda_R = \exp[-0.5(\xi_R)^2 + \xi_R \times \Phi^{-1}(\eta)] \quad (8.7.3^a-5)$$

$$\lambda_\phi = \exp[-0.5(\xi_\phi)^2 + \xi_\phi \times \Phi^{-1}(\eta \times \Phi(\tau))] \quad (8.7.3^a-6)$$

式內，

$\Phi(\cdot)$  = 標準常態分布的累積密度函數，在 EXCEL 中的指令為 NORMSDIST

$\Phi^{-1}(\cdot)$  =  $\Phi$ 的反函數，在 EXCEL 中的指令為 NORMSINV。

$\beta_T$  = 設計所要求之目標可靠度指標與設計破壞機率  $p_T$  的關係如圖 8.7.3<sup>a</sup>-3 所示

$\eta$  = 機率門檻值，與  $n_p$ 、 $\beta_T$ 、 $\tau = [\ln(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi$  有關(可經由圖 8.7.3<sup>a</sup>-2 查得  $\eta$  值)

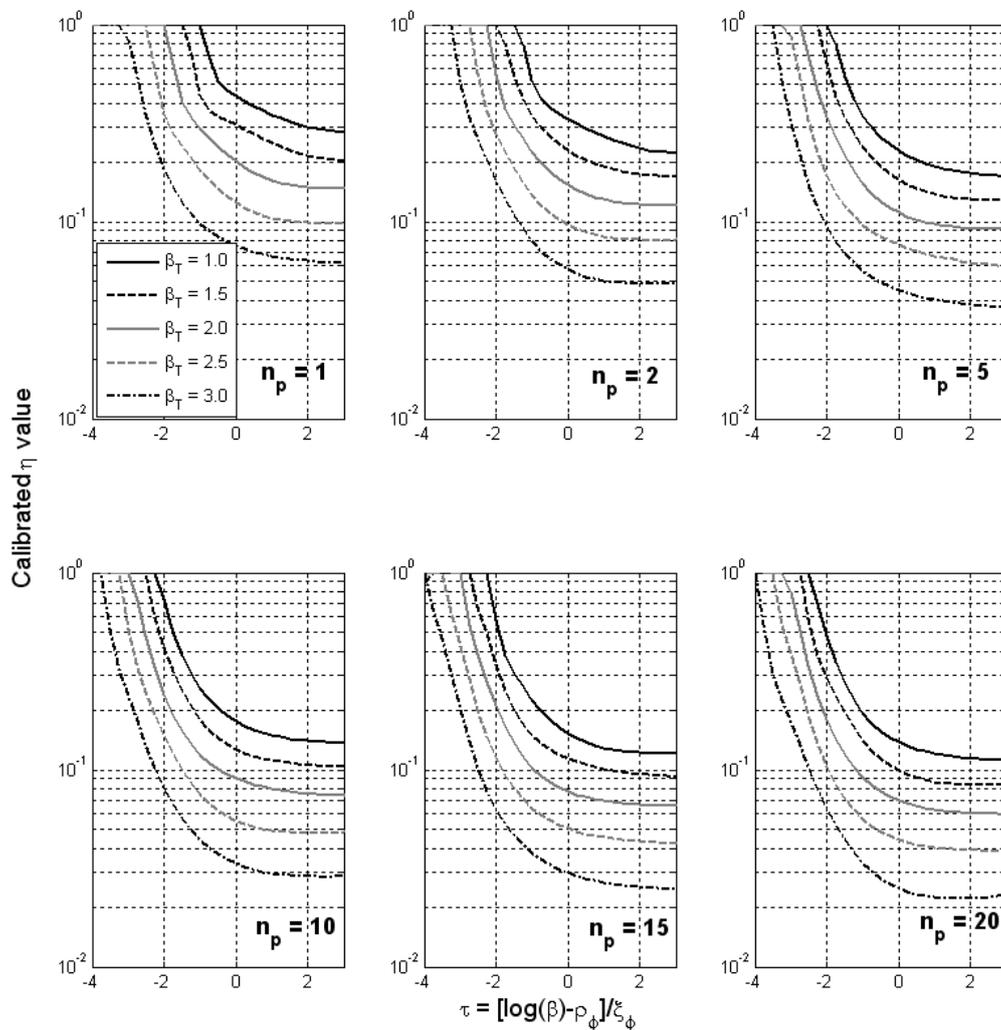


圖 8.7.3<sup>a</sup>-2、 $\tau$ 和 $\eta$ 的關係圖 (適用於無水和浸水的通案)

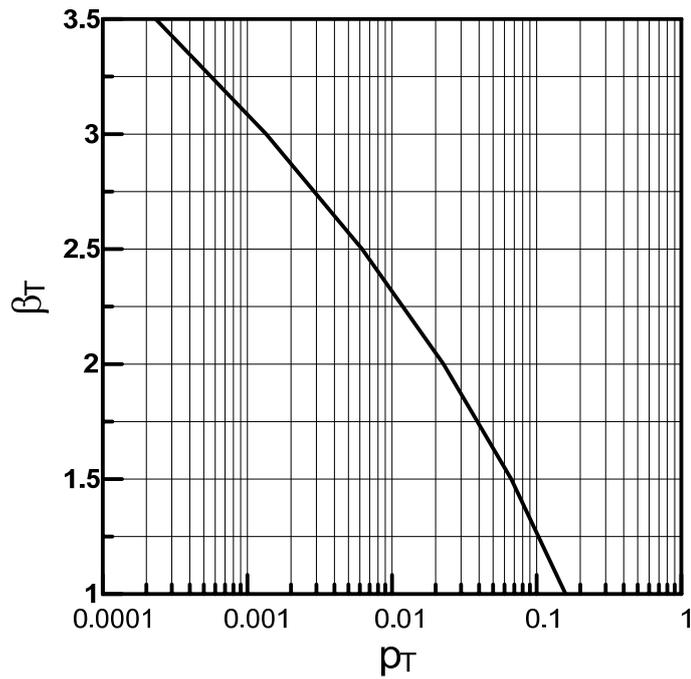


圖 8.7.3<sup>a</sup>-3、 $p_T$  與  $\beta_T$  之關係圖

若已知  $V_q$ 、 $V_R$ 、 $V_\phi$ ，且  $\eta$  已經藉由圖 8.7.3<sup>a</sup>-2 查得，部分係數  $\lambda_q$ 、 $\lambda_R$ 、 $\lambda_\phi$  也可以經由圖 8.7.3<sup>a</sup>-4 至圖 8.7.3<sup>a</sup>-8 查得。

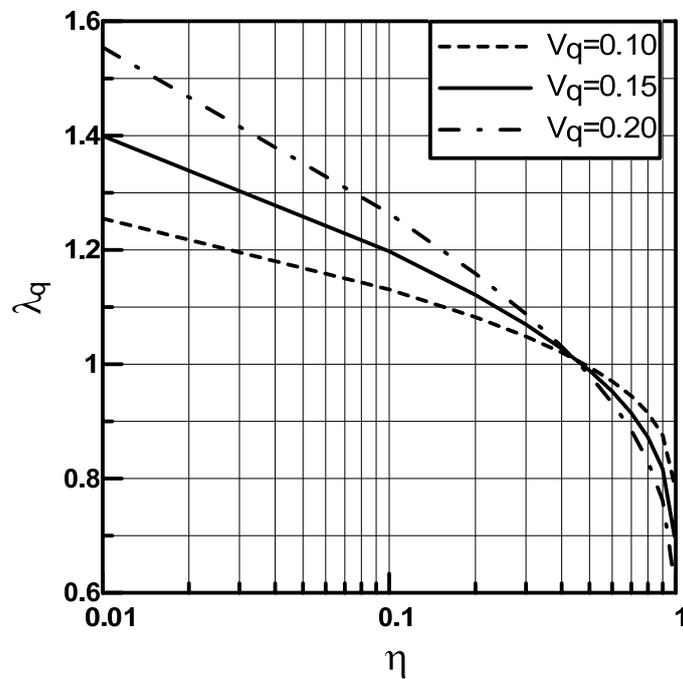


圖 8.7.3<sup>a</sup>-4、部分係數  $\lambda_q$  與  $\eta$  之關係

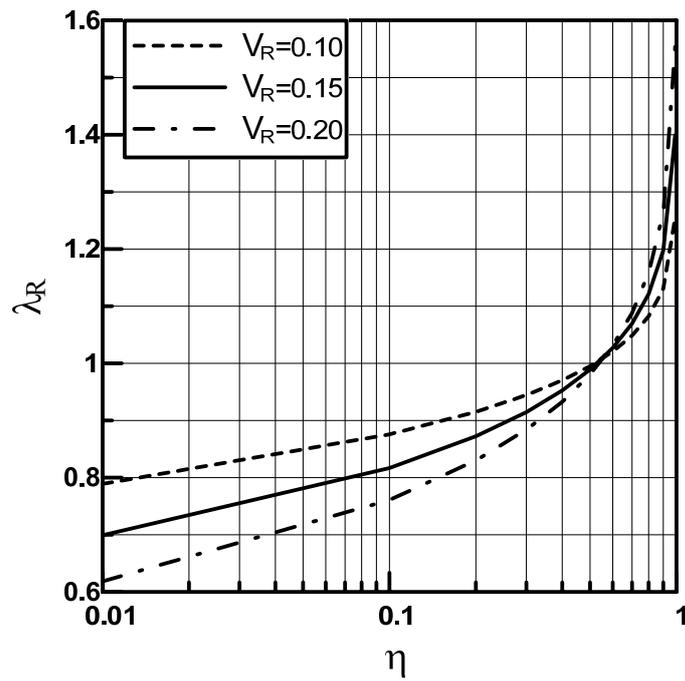


圖 8.7.3<sup>a</sup>-5、部分係數 $\lambda_R$ 與 $\eta$ 之關係

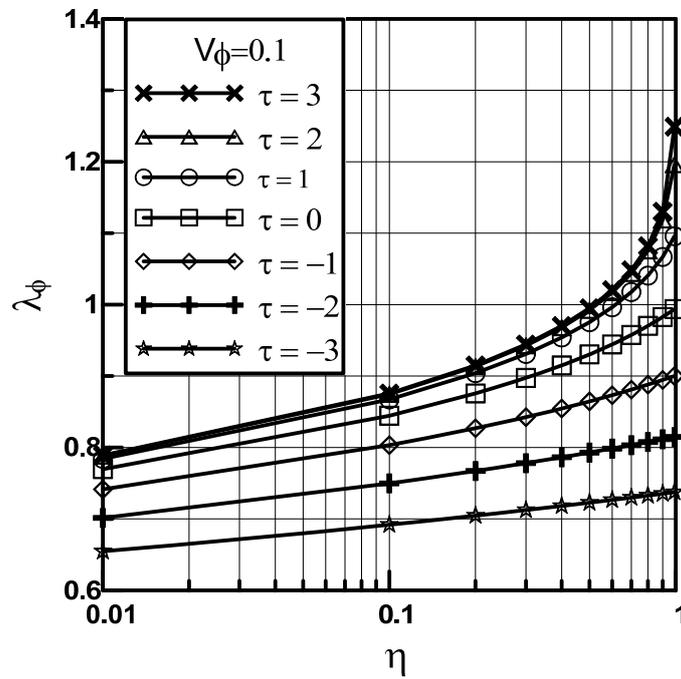


圖 8.7.3<sup>a</sup>-6、部分係數 $\lambda_\phi$ 與 $\eta$ 之關係 ( $V_\phi = 0.1$ )

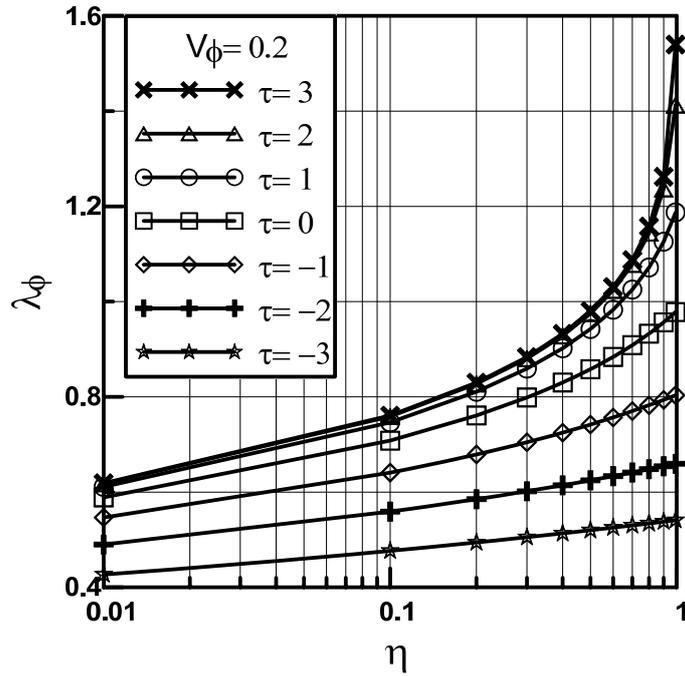


圖 8.7.3<sup>a</sup>-7、部分係數 $\lambda_\phi$ 與 $\eta$ 之關係 ( $V_\phi = 0.2$ )

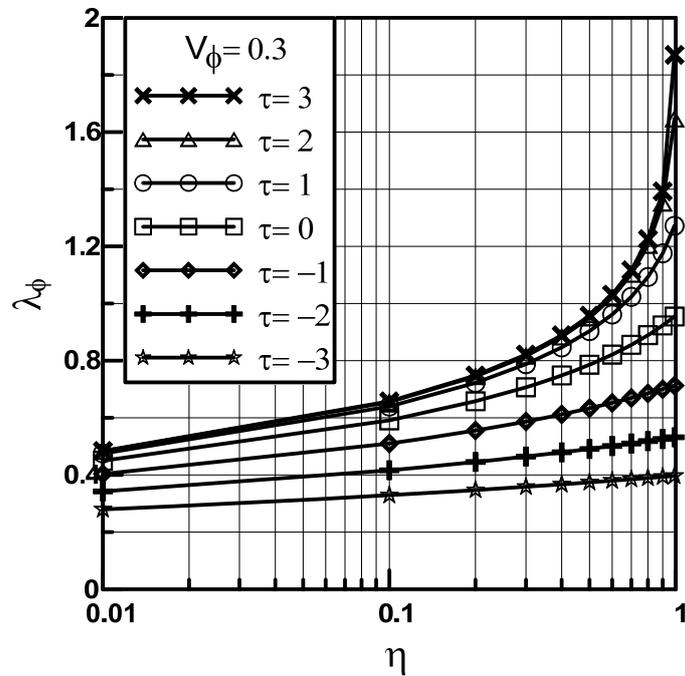
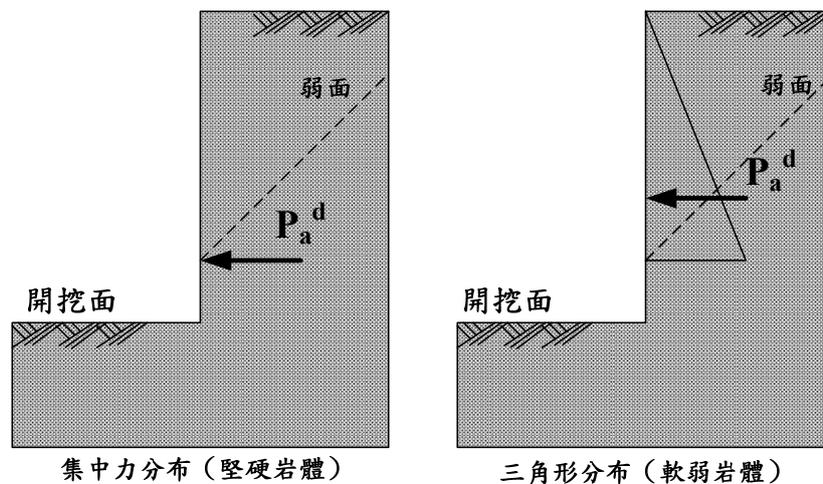


圖 8.7.3<sup>a</sup>-8、部分係數 $\lambda_\phi$ 與 $\eta$ 之關係 ( $V_\phi = 0.3$ )

【解說】：

1. 以上側向岩壓力的計算式(8.7.3<sup>a</sup>-1)和(8.7.3<sup>a</sup>-2)，不適用 $\alpha \geq \beta$ 的情形。
2. 假設有弱面直接剪力試驗報告，則報告中弱面摩擦角的平均值可視為 $\mu_\phi$ ，而 $V_\phi$ 則約為 0.1 至 0.2(0.1 至 0.2 是直剪試驗的量測誤差的變異係數範圍)。
3. 假設沒有直接剪力試驗報告，但施工區域在台灣北部，且岩體為沈積岩，則建議 $\mu_\phi$ 取為 30.4 度， $V_\phi$ 則取為 0.26。
4. 無論是解說 2 或是解說 3 的狀況，浸水後的弱面摩擦角平均值( $\mu_\phi^s$ )在不同岩性的條件下，會有不同的折減情況。例如：砂岩中的弱面的折減建議值 $\mu_\phi^s / \mu_\phi = 80\%$ 、砂頁岩互層或是頁岩中的弱面折減建議值約為 $\mu_\phi^s / \mu_\phi = 60\%$ 。 $V_\phi$ 的建議值則不隨浸水後而改變，仍舊參照解說 2 或是解說 3 中的建議值。
5. 對於臨時性的支撐而言，目標可靠度指標 $\beta_T$ 建議使用 1.5 至 2.5 之間。而超載和抵抗端的變異係數， $V_q$  和  $V_R$  建議使用 0.1 至 0.2。
6. 支撐與岩體的變形模數差別不大時(堅硬岩體)，側向岩壓力分布大約為作用於弱面出露位置之集中力，如圖一解 8.7.3<sup>a</sup>-1(左)所示。若岩體的變形模數遠小於支撐的變形模數時(軟弱岩體)，側向岩壓力分布偏向傳統的三角形，三角形底部為弱面出露位置，如圖一解 8.7.3<sup>a</sup>-1(右)所示。



圖一解 8.7.3<sup>a</sup>-1、支撐與岩體的變形模數差距不大時(左)；岩體的變形模數遠小於支撐的變形模數時(右)

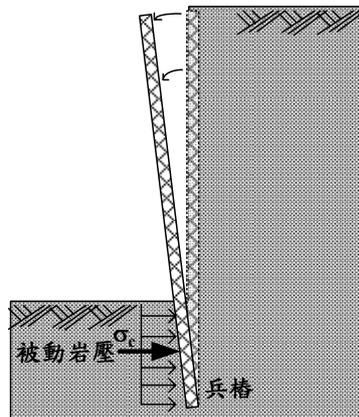
7. 實際設計擋土結構時，若擋土結構貫入至開挖面以下，設計時必須估算被動側之被動岩壓(如圖一解 8.7.3<sup>a</sup>-2 所示)。被動岩壓建議以岩體的單壓強度 ( $\sigma_{cm}$ ) 作為保守之估算值。根據 Hoek et al. (2002) 指出岩體單壓強度，可表示如下：

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \times s^a$$

其中， $\sigma_{ci}$  為完整岩石的單壓強度； $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$ ，

$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$ ；D 為岩體擾動因子(開挖品質佳 D=1.0；開挖品質不良 D=0.7)；GSI 為地質強度指標(Geological Strength Index)。

8. 參考文獻：Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. (2002). “The Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition”, 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, pp. 267-271.



圖一解 8.7.3<sup>a</sup>-2、貫入岩盤擋土結構前側之被動岩壓示意

## 8.8 擋土式開挖之穩定性分析

有關擋土式開挖之穩定性，應檢核下列項目：

- (1)貫入深度
- (2)塑性隆起
- (3)砂湧
- (4)上舉
- (5)施工各階段之整體穩定分析

【解說】

1. 基地在未開挖前之地層可視為處於平衡狀態。此平衡狀態在基地開挖後隨即改變，地層產生應力及變位。本節即利用地層參數及地下水壓分析基地在開挖過程中及最後階段之穩定狀況，以安全係數表示。
2. 本節所列之穩定性分析，只能考慮地層之應力部份，不考慮地層之變位。因此在開挖基地須要嚴格限制變位量時，其安全要求應提高。換言之，縱能符合穩定性之最低安全要求時，亦未必能達到變位量之安全要求。通常開挖土層之穩定性愈高或安全係數愈大，其變位量即愈小。
3. 岩盤中之基礎開挖，原則上並無擋土措施貫入深度問題，本研究成果顯示，並無主被動土壓力平衡機制而產生擋土貫入深度問題；對於開挖面穩定部分，理論上亦應無開挖面隆起或砂湧機制，惟岩層中因受壓水層機制，可能導致開挖面穩定上舉問題，但其分析機制應與土層不同。

8.8.1 擋土壁貫入深度

擋土壁應有足夠之貫入深度，使其於兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。擋土壁之貫入深度D，可依下列公式計算其安全性：

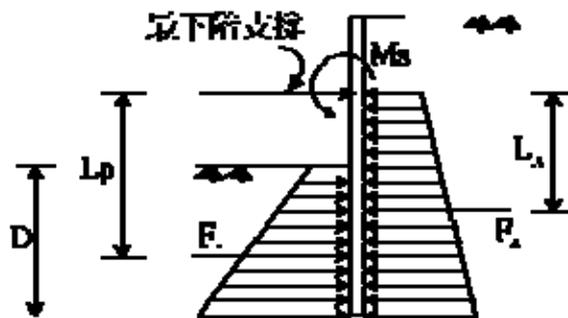


圖 8.8-1 擋土設施土壓力平衡

$$F_s = \frac{F_P L_P + M_S}{F_A L_A} \geq 1.5 \quad \text{式(8.8-1)}$$

式內

$F_A$  = 最下階支撐以下之外側作用側壓力（有效土壓力+水壓力之淨值）之合力(tf/m)

$L_A$  =  $F_A$ 作用點距最下階支撐之距離(m)

$M_S$  = 擋土設施結構體之容許彎矩值(tf-m/m)

$F_P$  = 最下階支撐以下之內側作用側土壓力之合力(tf/m)

$L_P$  =  $F_P$ 作用點距最下階支撐之距離(m)

【解說】

1. 本節係參考日本建築學會之建議，將作用於擋土壁之側向壓力簡化為主動土壓力及被動土壓力。在此假設前提下，已容許壁體底部出現變位，以產生極限被動土壓，然而當擋土壁貫入深度足夠時，貫入部份應有固定不動點存在，此點與上述假設不盡相符。
2. 日本建築學會原建議下列二式：

$$F_s = \frac{F_P L_P}{F_A L_A} \geq 1.2 \quad \text{式(解 8.8-1)}$$

$$F_s = \frac{F_P L_P}{F_A L_A - M_s} \geq 1.5 \quad \text{式(解 8.8-2)}$$

採用上兩式於軟弱地層及高地下水位時，常有安全性過低及變位量過大之情形。考慮近年來台灣深開挖失敗事故頻繁，擋土壁貫入深度不足亦是事故原因之一，因此所採用之安全係數宜提高。

式(8.8-1)將 $M_s$ 置於分子項，較符合安全係數等於抵抗力除以破壞力之定義。一般在分析時，由於 $M_s$ 為未知數，亦可忽略不算。

1. 本節適用於開面下為砂土或堅實粘土地層。當開挖較深，或開挖面為軟弱粘土，被動側壓力尚不足抵抗主動側壓力時，即使增加貫入深度，尚無法符合安全要求（廖洪鈞與許世宗，1990），應以地層改良方法加強被動側土壤之強度。
2. 根據一般施工案例之資料顯示，在具高地下水位之基地進行深開挖，目前常用之擋土壁長度（開挖深度H加貫入深度D），可概估如下：

極軟弱地層：

$$(H+D)=(2.2\sim 2.4)H \quad \text{式(解 8.8-3)}$$

$$D=(1.2\sim 1.4)H \quad \text{式(解 8.8-4)}$$

砂土、粉土、粘土、中等、緊密或硬：

$$(H+D)=1.8H \quad \text{式(解 8.8-5)}$$

$$D=0.8H \quad \text{式(解 8.8-6)}$$

卵礫石、軟岩：

$$(H+D)=(1.4 \sim 1.6)H \quad \text{式(解 8.8-7)}$$

$$D=(0.4 \sim 0.6)H \quad \text{式(解 8.8-8)}$$

### 8.8.2 底面隆起

開挖底面下方土層係軟弱黏土時，應檢討其抵抗底面隆起之穩定性。可依下列公式計算其安全性：

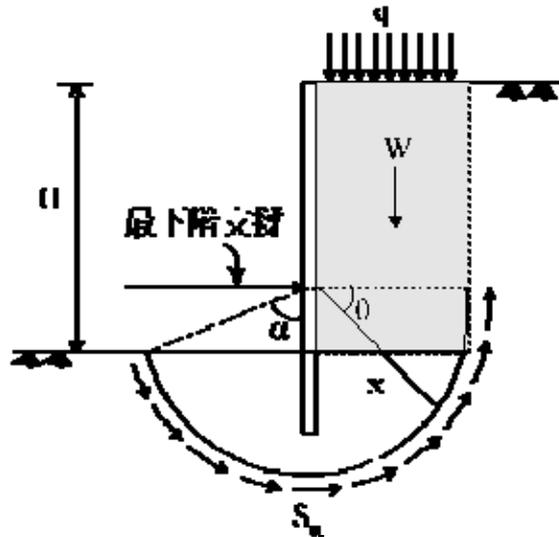


圖 8.8-2 隆起檢討

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u(Xd\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}} \geq 1.2 \quad \text{式(8.8-2)}$$

式內

$M_r$  = 抵抗力矩(tf-m/m)

$M_d$  = 傾覆力矩(tf-m/m)

$S_u$  = 黏土之不排水剪力強度(tf/m<sup>2</sup>)

$X$  = 半徑(m)

$W$  = 開挖底面以上，於擋土設施外側  $X$  寬度範圍內土壤重量與地表上方載重( $q$ )之重量和(tf/m)

【解說】

1. 隆起破壞之發生，係由於開挖面外土壤載重大於開挖底部土壤之抗剪強度，致使土壤產生滑動而導致開挖面底部土壤產生向上拱起之現象。工程上用於檢討隆起之極限分析計算公式有許多，例如 Terzaghi and Peck(1948), Peck(1969), Bjerrum and Eide(1965), Tschebotarioff(1973)等，本節式(8.8-2)係採用日本建築學會(1974)之修正式。
2. 本分析方法之滑動面半徑  $X$  為變數，應選取其中安全係數為最小者。分析時，除非擋土壁貫入滑動面有相當之深度，否則不考慮擋土壁之容許彎矩值（即式(8.8-1)之  $M_s$ ），因為當產生隆起破壞時，擋土壁在滑動面以上部份可隨滑動土塊轉動。
3. 當地層為極軟弱粘土時，即使  $F_s$
4. 能達到 1.2，仍應考量擋土壁之變位量及擋土壁背之地面沉陷量，若超過容許值，應增加擋土壁之貫入深度或以地層改良方法增加滑動面土壤之剪力強度。

## 8.8.3 砂湧

如擋土壁下方為透水性佳之砂質土壤，且擋土壁未貫入不透水層時，即應檢討其抵抗砂湧之安全性。分析方法可用滲流解析方式、臨界水力坡降解析方式、或以下列兩公式分別計算之，擇其中貫入深度最大者為設計依據。

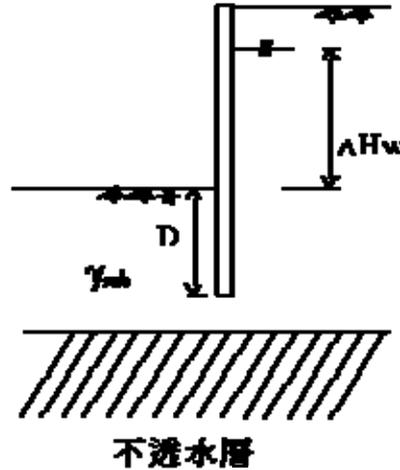


圖 8.8-3 砂湧檢討

$$F_s = \frac{2\gamma_{sub}(D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 1.5 \quad \text{式(8.8-3)}$$

$$F_s = \frac{\gamma_{sub}(\Delta H_w + 2D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 2.0 \quad \text{式(8.8-4)}$$

式內

$\gamma_{sub}$  = 砂質土壤之有效單位重 (tf/m<sup>3</sup>)

$D$  = 擋土設施之貫入深度 (m)

$\gamma_w$  = 地下水之單位重 (tf/m<sup>3</sup>)

$\Delta H_w$  = 擋土設施內外兩側地下水位之水頭差 (m)

## 【解說】

1. 砂湧係指開挖面下為透水性良好之土壤時，由於開挖側抽水使內外部有水頭差而引致滲流現象，當上湧滲流水之壓力大於開挖面底部土壤之有效土重時，滲流水壓力會將開挖面內之土砂湧舉而起，造成破壞。

本節針對砂湧所檢討的方式有二，本節式(8.8-3)係根據 Terzaghi 滲流解析之理論分析而得，由圖-解 8.8-1 安全係數定義為

$$F_s = \frac{W'}{U} \quad \text{式(解 8.8-3)}$$

從 Terzaghi 的模型試驗結果顯示，發生砂湧的範圍在離鋼板樁  $D/2$  之距離內，所以

$$W' = (\gamma_{sub} D^2) / 2 \quad \text{式(解 8.8-4)}$$

$$U = (\gamma_w h_a) * (D/2) \quad \text{式(解 8.8-5)}$$

其中取  $h_a = (\Delta H_w) / 2$ ，得

$$U = (\gamma_w \Delta H_w D) / 4 \quad \text{式(解 8.8-6)}$$

$$F_s = \frac{2 \gamma_{sub} D}{\gamma_w (\Delta H_w)} \quad \text{取為 1.5 式(解 8.8-7)}$$

本節式(8.8-4)係採臨界水力坡降解析方式分析而得，即安全係數取

$$F_s = \frac{i_c}{i} \quad \text{式(解 8.8-8)}$$

其中

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad \text{式(解 8.8-9)}$$

$$i = \frac{\Delta H_w}{2D + \Delta H_w} \quad \text{式(解 8.8-10)}$$

圖-解 8.8-1 砂湧檢討示意圖

1. 根據「加拿大基礎工程手冊」(1985)指出，對於乾淨砂土(clean sand)之地層，水力坡降  $i$  在 0.5~0.75 之間即足以使開挖工作面不穩定，工人及機械操作困難。解決方法是加深擋土壁，使具有足夠之安全係數。該手冊並列有各類層狀砂土地層之情形，供砂湧安全分析參考。
2. 一般深開挖基地，除因擋土壁貫入深度不足而引起砂湧外，應注意下列原因所引致之砂湧。
3. 基地鑽孔完畢後未封孔
4. 擋土壁大量滲漏，縮減滲流路徑。
5. 中間柱施工不良，回填不實，引致中間柱周邊砂湧。

#### 8.8.4 上舉

開挖底面下方土層中，如有不透水層且承受壓力水頭者，應檢討開挖過程中此不透水層抵抗上舉破壞之安全性。可依下列公式計算其安全性：

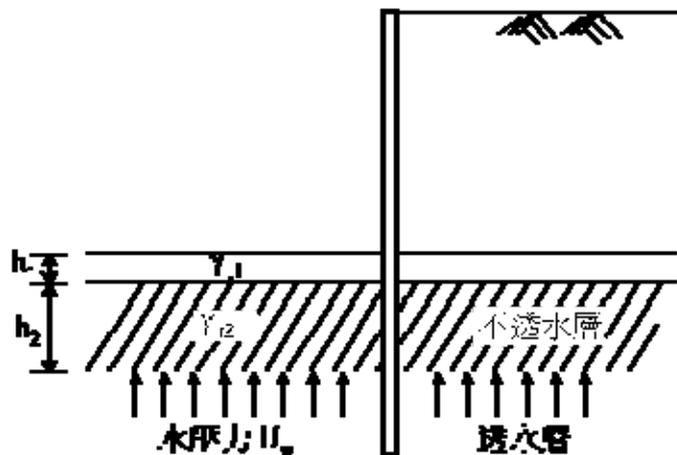


圖 8.8-4 上舉水壓力檢討

$$F_s = \frac{\sum \gamma_{\text{土}} \cdot h_i}{U_w} \geq 1.2 \quad \text{式(8.8-5)}$$

式內

$\gamma_{\text{土}}$ =不透水層底面以上之各土層土壤單位重(tf/m<sup>3</sup>)

$h_i$ =不透水層底面以上之各土層厚度(m)

$U_w$ =透水層頂部之水壓力(tf/m<sup>2</sup>)

#### 【解說】

1. 本節式(8.8-5)應用於基地地層有受壓水層之情況，此時，不僅應在地下室開挖施工階段考慮地下水上舉力之影響，而於開始從事類似如連續壁、排樁等之擋土結構施做時，就應考量因受壓水層水壓力之作用即易導致抓掘或鑽掘孔壁的崩塌，影響施工之品質。處理受壓水的方式可設置解壓井以達解壓之目的。
2. 對於短暫之開挖，上舉水壓力應考慮雨天之水位；對永久結構物之上舉水壓力則應採用長期高水位設計。
3. 如不透水層受上舉水壓力影響產生隆起現象，而支撐系統之中間柱座落在此不透水層中時，須要考慮開挖過程中解壓及上舉水壓力所產生之隆升現象，避免使原先水平之支撐系統產生過度垂直變位。
4. 岩盤中之基礎開挖面穩定問題，應視開挖面下是否存在受壓水層，以及該受壓水層是否足以對開挖面穩定造成影響而加以評估分析之。

#### 8.8.5 施工各階段之整體穩定性分析

由擋土壁及支撐設施所構成之擋土結構系統，必須檢討其施工各階段之整體穩定平衡，其安全係數皆須達到 8.8.1~8.8.4 之要求。

#### 【解說】

1. 完善的支撐開挖設計必須考慮每一施工階段的安全，由於各階段施工皆會對支撐及擋土結構體造成應力重新分配現象，因此對於各階段的開挖深度及支撐位置，甚至基地內、外水位的控制，均須遵循設計圖說之規定；近年來建築物之地下室樓層常有挑高設計，於拆解支撐階段須注意是否有未支撐長度過長導致擋土結構系統受力過大之情形，必要時應加設回撐，以確保各階段施工之安全。
2. 使用逆築工法（或稱逆打工法）進行地下深開挖，是以地下結構物之樓版代替內支撐，由地面逐層向下挖土及興築，各階段之穩定性分析類似順築內撐工法，所不同之處有：
3. 逆打工法中樓版無法施加預力；
4. 樓版在澆置乾縮後，可導致擋土壁產生內擠現象；
5. 開挖至最底層時，須要開挖最底層之樓高及基礎版之厚度，此時擋土壁之無支撐高度最大，所受土壓力及水壓力亦最大，且開挖時間最長，通常此階段之整體穩定性最低，必要時，應用內支撐加以補強。
6. 根據本研究對於岩盤中建物基礎開挖分析結果顯示，側向岩壓之分佈狀況與弱面間距、弱面剪力強度以及擋土措施與岩盤之相對勁度等等有關，故岩盤中之開挖，應視上述條件，並以本研究之可靠度分析，於基礎開挖施

工各階段進行穩定分析，以選擇適當之支撐措施。

## 第十章 結論與建議

### 10.1、結論

1. 針對岩質坡地建築物基礎開挖之順向坡側之開挖坡穩定分析，需先要瞭解其地質條件與岩性或潛在滑動面之剪力強度參數。本研究因此，

(1)參考本國既有地基調查規範，於本報告第六章增補山坡地岩層「地基調查」規範中，應有別於平地的調查所應補充處及應規劃之試驗項目要求。

(2)收集到北台灣約 120 組砂岩、頁岩、砂頁岩互層之實際室內試驗資料，獲知本地砂頁岩弱面之殘餘摩擦角平均值為 30.4 度(變異性 26%)，足供國內山坡地岩層開挖坡穩定性之理論分析所使用。各類開挖岩坡滑動之穩定性分析理論與準則，則可參可本報告第四章成果。

2. 據此一北台灣之實際弱面試驗資料統計處理後，經輸入本研究所建構的可靠度模式模擬分析比較後，得知：

(1) 目前工程界若將岩層視如土壤之行為，以進行開挖的支撐設計，則以 Rankine 主動土壓公式(或以 Coulomb 土壓力)所推估岩壓比實際值高出甚多，意即目前之設計常偏於過度保守。

(2) 尤其在弱面之摩擦角較高或傾角較低緩、抑或在弱面較少的狀況下，差異較大；但卻也可能因先期基地調查瞭解不足，而低估其危險性因此造成重大災害。

3. 本研究於國內首度利用可靠度分析中之「部份係數」設計觀念於坡地岩坡開挖支撐分析，

(1) 研究成果中建議一套北台灣沉積岩之開挖順向坡岩層的臨時性支撐應力計算準則，該設計已同時考慮：順向坡弱面傾角變化、北台灣砂頁岩弱面殘餘摩擦性質之變異、覆土荷重之變異、潛在滑動破壞面位置之各種可能(及不等垂直開挖的深度)、及支稱系統之可靠程度等等因素。

(2) 報告書中第七章並提供典型圖表與公式，方便工程師設計使用(詳細計算步驟見附錄 A)。

4. 整體而言，若依正確現地調查的資訊，可依本文第四章分析準則綜合評估其可能的破壞模式、及作用力大小(見第七章)，再依本報告第八章慎選於開挖岩盤基礎適用之開挖支稱工法；據此擬定針對岩盤內建築物基礎開挖之邊坡保護設計流程，建議於本報告第八章。進一步，研究成果並可供未來內政部「建築物基礎構造設計規範及解說」第八章「基礎開挖」之部份開挖支撐設計準則修改時參酌使用。

## 10.2、建議

1. 如本報告所對山坡基礎開挖岩坡分析所需之「地基調查」內容與試驗項目應有別於平地之初步建議，未來應可透過宣導或召開研討會方式，以建立國內工程界之正確觀念，俾提升設計之合理性與降低山坡地建築災害。
2. 本研究於坡地岩坡基礎開挖支撐分析，所利用可靠度分析「部份係數」設計觀念應是國內首例，此一「部份係數」設計觀念正可通盤考慮山坡地之地層變異與不易掌握的特性，也是國際設計規範的發展趨向，此等成果與觀念應該適合於國內加強宣導。
3. 惟上述分析之可信度，係建基於所收集資料之正確與代表性。故日後可進一步收集統計全台灣或各類岩性之弱面剪力強度等試驗資料及其泡水弱化資料，以擴展其適用範圍。

4. 分析模式更完善後，可進一步使用於山坡地社區「既有順向坡岩層擋土支撐設計」或安全性之檢核、或檢視現有國道公路順向坡工址之「岩坡設計」安全性或穩定安全係數現況評估。
5. 補充對山坡地社區岩層基礎開挖之擋土支撐「施工規範」或適用工法之評選原則亦是未來需研究的課題。
6. 長期而言，在內政部之「建築物基礎構造設計規範及解說」外，考慮另增一岩層基礎開挖專章或山坡地岩層專章是一可期許的方向。

### 10.3、後續研究課題

研究課題	說明
1. 山坡地社區既有順向坡擋土支撐安全性檢核	目前山坡地社區既有順向岩坡擋土設計應是遵照規範中土質邊坡穩定分析做設計，多數應是過度保守；然而是否仍有因錯用分析參數、或破壞模式者，而潛藏不明的危機。
2. 岩坡穩定分析與設計原則	一旦順向坡岩層岩坡災害常造成巨大災害，而國內對岩坡穩定分析與設計目前常散見於書本中，並未見針對此議題之本土特性與專門討論之專章。
3. 岩層基礎開挖之擋土支撐與施工規範研擬	順向岩坡擋土設計概念之確保，仍需正確施工過程之呼應，才能有完善的工程安全品質，否則忽略此一地盤應力歷史，往往非設計時所能掌握，而功虧一潰。

山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

研究課題	說明
4. 國道公路順向坡之安全性 檢核	以本研究北部砂頁岩之資料庫為基礎，以國道3號順向坡段體檢之新鑽孔試驗資料，重新檢視其原設計之安全性。

## 第十一章 參考文獻

1. 大地工程學會(2011),「國道3號3.1公里崩塌事件原因調查工作總結報告」。
2. 內政部建築研究所(1988),「建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範(含解說)」,內政部建築研究所專題研究計畫成果報告(MOIS 871011)。
3. 內政部(2001),「建築基礎構造設計規範」,中華民國大地工程學會。
4. 內政部(2006),「最新建築技術規則」,台北:詹氏書局。
5. 內政部建築研究所(1999),「山坡地社區邊坡穩定設施補強及評估彙編」,內政部建築研究所專題研究計畫成果報告(MOIS 891011-2)。
6. 中國土木水利學會(1998),「基礎工程施工規範與解說」,台北:科技圖書。
7. 中國土木水利工程學會(1996),「工程地質測繪準則與解說」,台北:科技圖書。
8. 台灣營建研究院(2008),加勁擋土牆結構應用於交通土木工程規範草案之研究。
9. 李景亮(2000)「高層建築施工與實務(上)」,旭營文化事業有限公司。
10. 林美聆、林四川、廖瑞堂(2000),「山坡地社區邊坡穩定設施補強及評估彙編」,內政部建築研究所研究成果報告(MOIS 891011-2)。
11. 林中立(2006),「建築技術規則山坡地專章發佈後於基隆市社區、住宅適用性之研究」,碩士論文,海洋大學。
12. 紀宗吉,陳文政,劉桓吉,黃健政(1998),基隆市健康博市社區地層滑動災變現場勘查報告。
13. 張吉佐、陳志浩(2001),坡地災害與防治之工程考量,土木工程技術,第五卷第三期,第1~20頁。
14. 陳建忠、吳銘志(1999),山坡地災害案例之調查建置,內政部建築研究所研究成果報告。
15. 陳宗禮(2008),台北都會區地層大地工程規畫特性,台灣省建築師公會97年度鑑定人研習會。
16. 陳宗禮(2007),山坡地建築災害類型與成因探討及監測預警系統,山坡地建築開發工程,內政部建築研究所。
17. 陳忠賢、李景亮、楊長義、蕭仲光(2009),以PLAXIS 3D程式模擬三向度深開挖問題,第十三屆大地工程學術研討會,宜蘭,編號: B22。
18. 秦中天、林美聆(1999),「山坡地社區開發邊坡穩定工法技術現況調查及分

析」，內政部建築研究所專題研究計畫成果報告(MOIS 881013-2)。

19. 國道新建工程局(2000)，「第二高速公路邊坡坍塌案例回饋設計之研究」。
20. 楊長義、黃燦輝 (1992)，規則節理岩體破壞模式之預測，1992 岩盤工程研討會，臺南市，第 547-558 頁。
21. 楊長義、羅世承 (1997)，淺層岩坡平面式滑動方向之評估，第七屆大地工程學術研討會，金山，第 1089-1096 頁。
22. 楊長義、陳仁偉(2000)，以 FLAC 分析層狀岩石之壓力分佈行為，八十八年電子計算機於土木水利工程應用論文研討會，第 669-677 頁，台中。
23. 楊長義、李柏瀚(2007)，地滑位移之動態回饋預報模式，第十二屆大地工程學術研討會，溪頭，論文編號： B2-07, 6 p.。
24. 李玉生、楊長義、卿建業、蕭仲光、陳忠賢(2009)，山坡地社區建築基礎設計規範之研擬，內政部建築研究所研究成果報告。
25. 廖瑞堂、周功台(1998) 林肯大郡邊坡坍塌災變原因之省思及後續整治建議，地工技術，68，41-54.
26. 潘國樑(2006)，「山坡地的地質分析與有效防災」，台北:科技圖書。
27. 蕭仲光、楊長義、朱專誌、陳煌銘(2005)，開挖斷層泥導致之解壓回脹問題—以捷運新莊機廠開挖為例，第十一屆大地工程學術研討會，台北縣 萬里，論文編號： B06, 8p。
28. 蕭仲光(2002)、「土岩層中深開挖案例探討」，地工技術，第 93 期，第 61~670 頁。
29. 蘇英豪(1994)，北二高關西至新竹段沿線邊坡坍塌整治方案彙集報告，第二屆國道建設技術研討會。
30. AASHTO(2002), *Standard Specifications for Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Office.
31. British Standard, *Code of practice for earthworks*.
32. CGS (1992), *Canadian Foundation Engineering Manual*, Canadian Geotechnical Society, Ottawa.
33. Chiang, Y.C. 1979. Design and construction practice of slopes in Hong Kong, *Proceedings of Seminar on Slope Stability and Landslides*, Taipei, Chinese Institute of Engineers.
34. Ching, J. and Phoon, K.K. (2011). A quantile-based approach for calibrating reliability-based partial factors. *Structural Safety*, 33, 275-285.
35. GEO (2006), *Foundation Design and Construction*, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.

36. G Singh, B. and Goel, R.K.(1999), *Rock Mass Classification- A practice approach in Civil Engineering*, Amsterdam : Elsevier.
37. Hoek, E & E.T. Bray (1981), *Rock Slope Engineering*, IMM, London.
38. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York.
39. Mehrotra, V.K.(1993), Estimation of engineering parameters of rock mass, PhD thesis, University of Roorkee, Roorkee, India.
40. Motta, E. (1994). Generalized Coulomb active-earth pressure for distanced surcharge. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 120(6), 1072-1079.
41. Nield, M. *Rock cut-slope design and construction – Auxiliary spillway and relocation of SR 3051 &302 Dewey Lake, KY*. Geohazards in Transportation in the application Region US Army Corps of Engineers (web).
42. Spagna,S. *Rock cut-slope design and construction –Grundy Redevelopment Site E*, US Army Corps of Engineers (web).
43. Sowers, G.B. and Sowers, G.F. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*. Macmillan Publishing Co., New York.
44. Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York.
45. U.S. Army Corps of Engineers (1994), *Engineering and Design – Rock Foundation*. U.S. Army Corps of Engineers, Washington.
46. Whiteside, P. (1985). Rock pressure coefficient for design of rock retaining structures. *Q. J. Eng. Geol. London*, 18, 195-198.
47. Woo, S.M. (1979). Slope problems in sandstone and shale formation, *Proceedings of Seminar on Slope Stability and Landslides*, Taipei, Chinese Institute of Engineers.
48. Wyllie, D.C (1999), *Foundation on Rock*, E&P SPON, New York.
49. Wyllie, D.C. and C.W. Mah (2004) *Rock Slope Engineering—Civil and mining* (4<sup>th</sup> edition), Spon Press, London.
50. Yang, Z.Y. and Hsiao, J.Q. (2010), “Case study on the sensitive soil behavior disturbed by excavation,” *3rd International Conference on problematic soils*, Adelaide, Australia, p.361~368 .
51. Yang, Z.Y. and Lee, W.S. (1999), Modeling the Failure Mechanisms of Rock Mass Models by UDEC, *Proceeding of the 9th International Congress on Rock Mechanics*, ISRM, Paris, France, pp. 981-984



## 附錄 A. 岩層開挖支撐設計側力之計算步驟說明

以下運算符號定義如圖 A.1 所示，其中 $\beta$ 角則為弱面與水平面之真傾角。計算過程中設計者需先估算機率門檻值 $\eta$ ，再依門檻值 $\eta$ 計算所需之「部分係數」，最後根據部分係數計算岩坡開挖的設計側力  $P_a^d$ 。

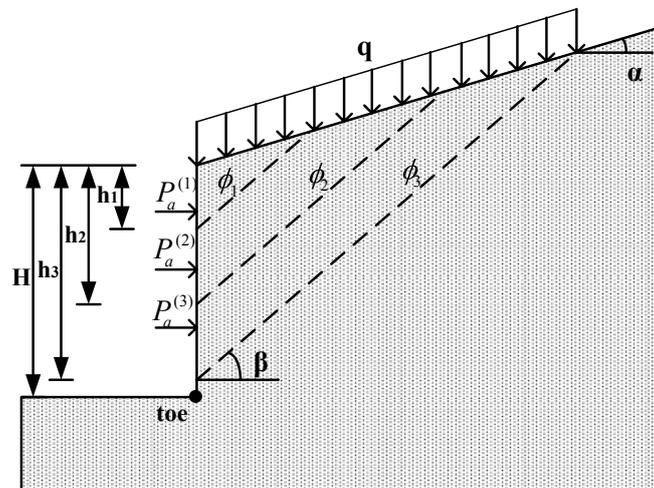


圖 A.1 在具有數條弱面的岩坡中的開挖示意圖

### 1、 機率門檻值 $\eta$ 之決定：

要須藉由 $(\beta_T, \tau, n_p)$ 三項數值獲得機率門檻值 $\eta$ ，可先計算 $\tau = [\ln(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi$ ，

其中， $\rho_\phi = \ln[\mu_\phi / (1 + V_\phi^2)^{0.5}]$ 、 $\xi_\phi = [\ln(1 + V_\phi^2)]^{0.5}$ ；

式中， $\mu_\phi$ 為弱面上摩擦角的平均值， $V_\phi$ 為弱面上摩擦角的變異係數。

(1.1)倘若設計者有直接剪力試驗的試驗， $\mu_\phi$ 為報告中弱面摩擦角的平均值，

$V_\phi$ 為直接剪力試驗的量測誤差變異係數(一般大約是 0.15 (Phoon 1995))。

(1.2)倘若設計者「沒有」直接剪力試驗的試驗報告，且工址在台灣北部地區

的沈積岩上進行開挖，則可以參考本研究所蒐集的資料：設定弱面上摩擦

角的平均值 $\mu_\phi=30.4$ ，弱面摩擦角的變異係數  $V_\phi=0.26$ 。

(1.3) Phoon, K. K. (1995). Reliability-based Design of Foundations for Transmission Line Structures. Ph.D. Dissertation, Cornell University, Ithaca, NY.

(4) 計算 $\tau$ 的示範例：

[範例一]：某弱面直接剪力試驗報告中指出，弱面摩擦角的平均值為 28 度(即 $\mu_\phi = 28^\circ$ )，且直接剪力試驗的量測誤差變異係數約為 0.15。現場地址調查結果，弱面與水平面夾角 $\beta$ 為 26 度，則函數 $\tau$ 的計算如下：

$$\text{先計算 } \rho_\phi = \ln[\mu_\phi / (1 + V_\phi^2)^{0.5}] = \ln[28 / (1 + 0.15^2)^{0.5}] = 3.32$$

$$\xi_\phi = [\ln(1 + V_\phi^2)]^{0.5} = [\ln(1 + 0.15^2)]^{0.5} = 0.15$$

$$\text{則 } \tau = [\ln(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi = [\ln(26) - 3.32] / 0.15 = -0.42$$

[範例二]：新店某大樓進行地下室開挖，若因經費不足無施作直剪實驗；現場地址調查的報告指出，此地層主要屬於為砂頁岩互層區，且弱面與水平面夾角為 30 度 (即 $\beta = 30^\circ$ )。則函數 $\tau$ 的計算如下：

由於沒有弱面直剪試驗的報告可以參考，所以我們假設台灣北部的弱面摩擦角的平均值 $\mu_\phi = 30.4$ ，弱面摩擦角的變異係數 $V_\phi = 0.26$ 。則先計算

$$\rho_\phi = \ln[\mu_\phi / (1 + V_\phi^2)^{0.5}] = \ln[30.4 / (1 + 0.26^2)^{0.5}] = 3.38$$

$$\xi_\phi = [\ln(1 + V_\phi^2)]^{0.5} = [\ln(1 + 0.26^2)]^{0.5} = 0.26$$

$$\text{則 } \tau = [\ln(\beta) - \rho_\phi] / \xi_\phi = [\ln(30) - 3.32] / 0.15 = 0.08$$

(1.5) 選定破壞機率指標 $\beta_T$ ：

設計者需依工程設計重要性之要求，指定一個目標破壞機率 $p_T$ ，並且利用函數 $p_T = \Phi(-\beta_T)$ 得到破壞機率指標 $\beta_T$ 。其中 $\Phi$ 函數是標準常態分布的累積密度函數，可利用圖 A.2 中 $p_T$ 與 $\beta_T$ 關係圖取得破壞機率指標 $\beta_T$ 值。

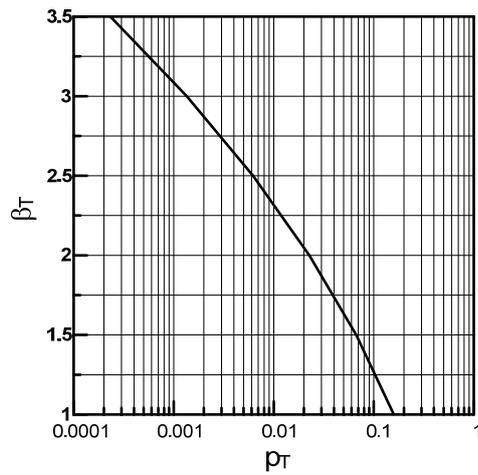


圖 A.2 目標破壞機率  $p_T$  與破壞機率指標  $\beta_T$  之關係圖

(1.6) 查得機率門檻值  $\eta$  :

依據現地調查報告的結果得知弱面組數  $n_p$ ，並藉由  $(\beta_T, \tau, n_p)$  三項數值，利用圖 A.3 找出機率門檻值  $\eta$ 。

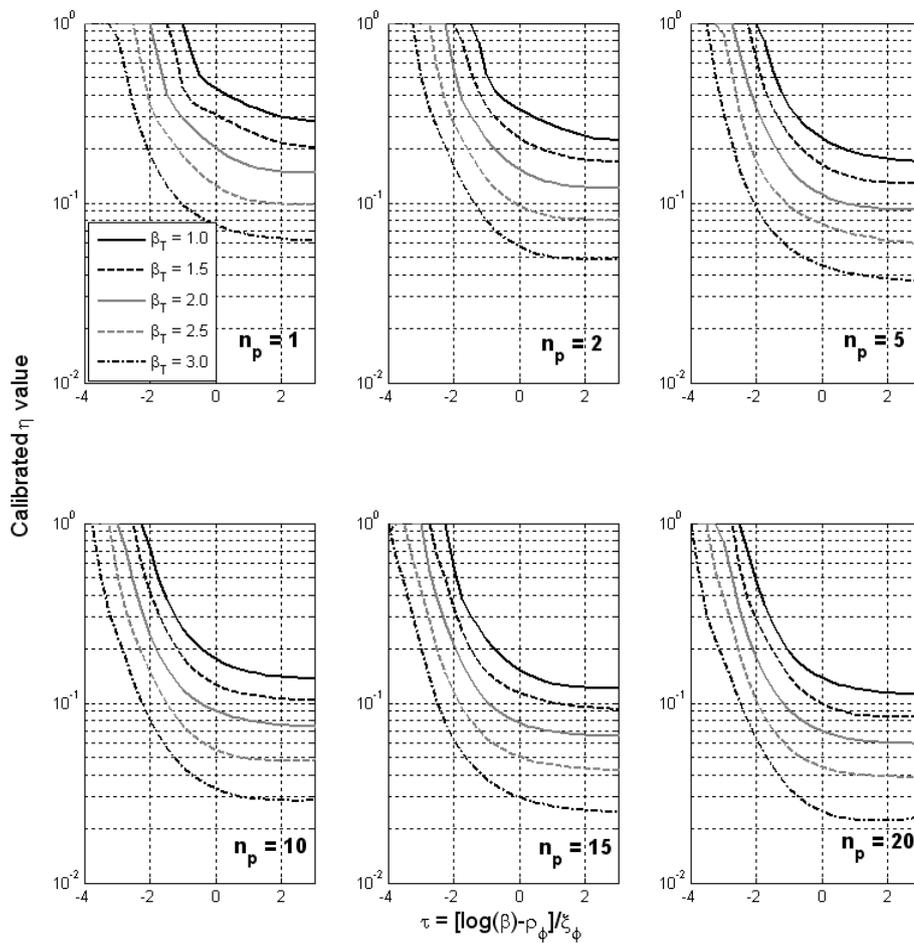


圖 A.3 利用  $(\beta_T, \tau, n_p)$  查得機率門檻值  $\eta$  (適用於無水和浸水的通案)

[範例三] 計算機率值 $\eta$ ：延續範例二，在計算得函數 $\tau$ 為 0.08 之後，若業主要求目標破壞機率為 6%。且地基調查的報告指出弱面組數  $n_p$  為 2 組，則機率值 $\eta$ 為：

參見下圖 A.4 步驟，首先由圖 A.2 可查知目標破壞機率  $p_T = 0.06$  時，破壞機率指標 $\beta_T$ 約為 1.5；再以 $[\tau = 0.08, \beta_T = 1.5, n_p = 2]$ 利用圖 B.3 查到機率值 $\eta$ 大約是 0.23。

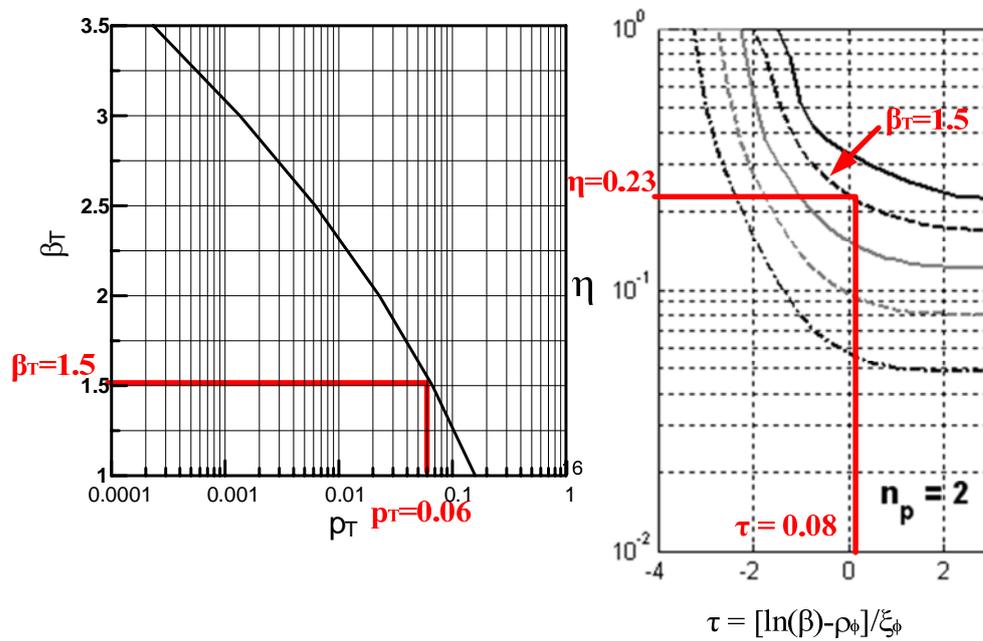


圖 A.4 範例三的機率值 $\eta$ 查圖過程

2. 部分係數  $\lambda$  之決定：

當  $\eta$  小於 1 時，則必須估算下列部分係數：

$$\lambda_q = \exp[-0.5(\xi_q)^2 + \xi_q \times \Phi^{-1}(1-\eta)]$$

$$\lambda_h = 1 - \eta$$

$$\lambda_R = \exp[-0.5(\xi_R)^2 + \xi_R \times \Phi^{-1}(\eta)]$$

$$\lambda_\phi = \exp[-0.5(\xi_\phi)^2 + \xi_\phi \times \Phi^{-1}(\eta \times \Phi(\tau))]$$

其中  $\Phi$  函數是標準常態分布的累積密度函數(在 EXCEL 中的指令為 NORMDIST)； $\Phi^{-1}$  則為  $\Phi$  的反函數(在 EXCEL 中的指令為 NORMINV)。

(2.1)倘若計算出的  $\eta$  等於 1，代表這是一個相當安全的設計案例，可以略過估算部分係數的步驟，在岩坡開挖時設計側力  $P_a^d$  直接等於 0，也就是說不需支撐亦不容易發生破壞)

(2.2)上述之部分係數，也可藉由查圖方式得到( $\lambda_h$  直接計算得  $\lambda_h = 1 - \eta = 1 - 0.23 = 0.77$ )：  $\lambda_q$  與  $\eta$  之關係(見圖 A.5)，  $\lambda_R$  與  $\eta$  之關係(見圖 A.6)，  $\lambda_\phi$  與  $\eta$  之關係(見圖 A.7)。

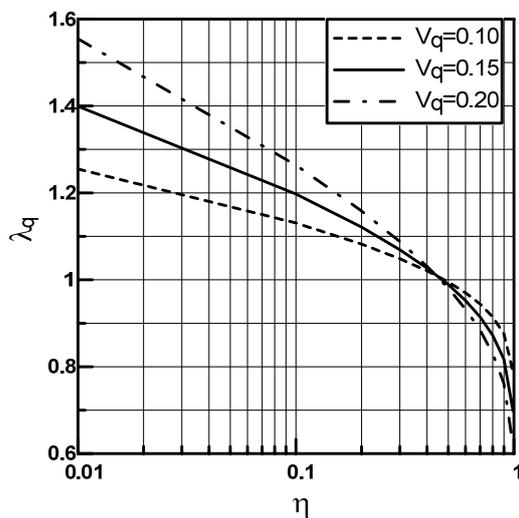


圖 A.5  $\eta$  與部分係數  $\lambda_q$  之關係

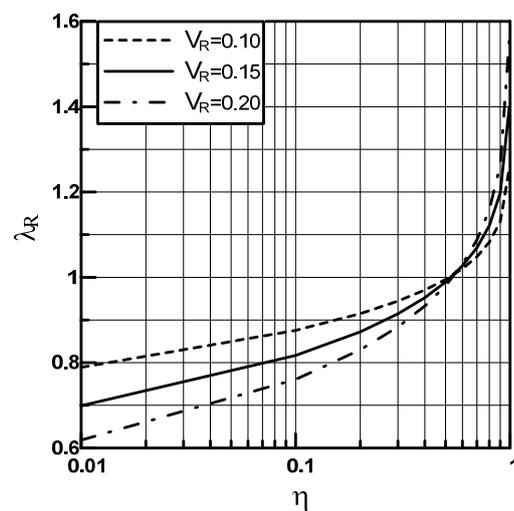


圖 A.6  $\eta$  與部分係數  $\lambda_R$  之關係

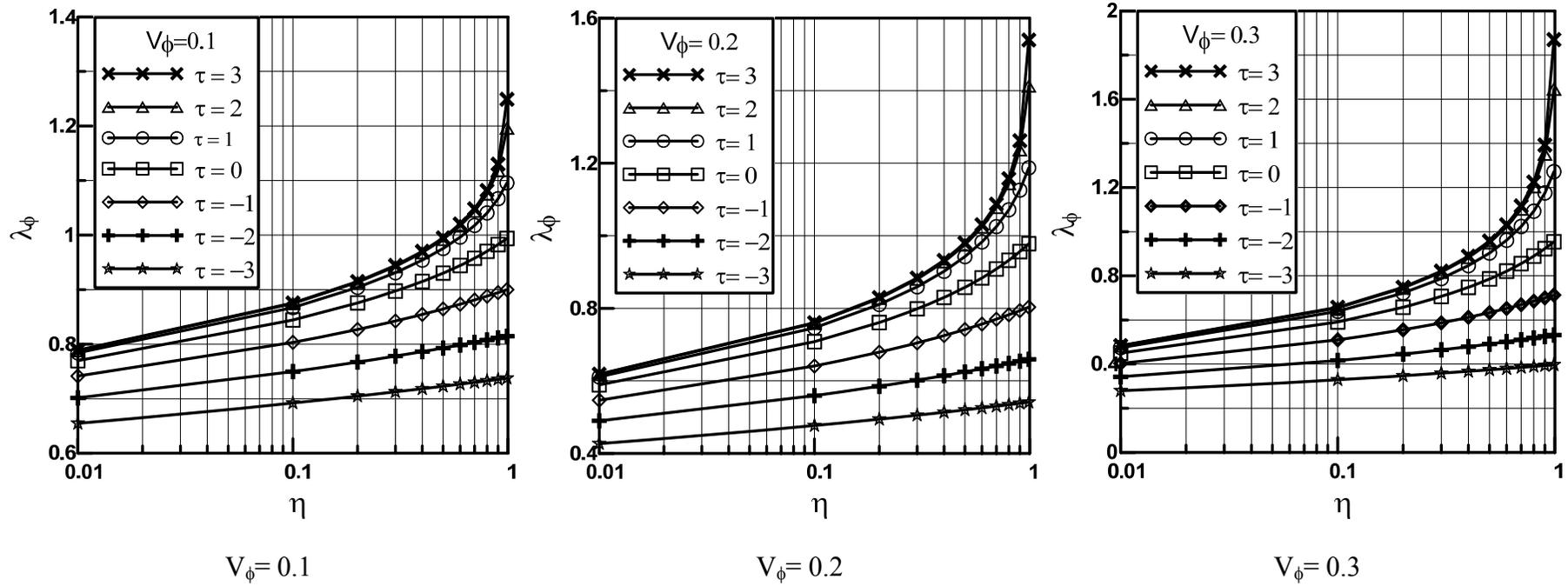


圖 A.7  $\eta$ 與部分係數 $\lambda_\phi$ 之關係

(2.3) 範例四、(部分係數 $\lambda$ 的計算範例)：

延續範例三，於算後的 $\tau = 0.08$  以及 $\eta = 0.23$ ，施工大樓位置位於新店且無施作直接剪力試驗，所以我們以台灣北部的弱面摩擦角的平均值 $\mu_\phi = 30.4$ ，弱面摩擦角的變異係數 $V_\phi = 0.26$  作為計算值。透過下圖 A.8 查得到部分係數 $\lambda_\phi$ ：

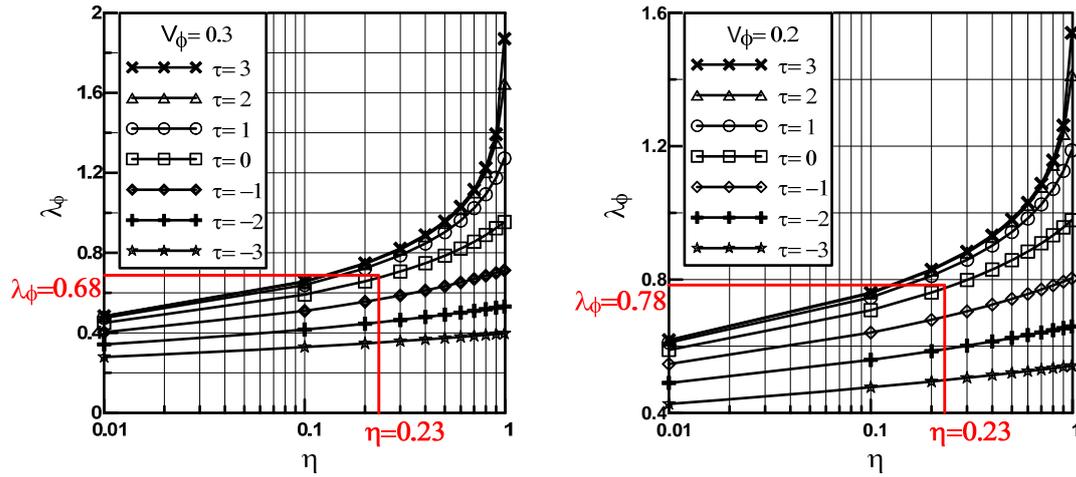


圖 A.8、由 $\eta$ 查部分係數 $\lambda_\phi$ 的過程( $V_\phi = 0.2$  與  $0.3$ )

由圖 A.8 知，當  $V_\phi = 0.2$  和  $0.3$  對應的部分係數 $\lambda_\phi$ 分別為  $0.78$  和  $0.68$ ，經內插後得  $V_\phi = 0.26$  對應到的 $\lambda_\phi = 0.72$ 。

假設有效超載與抵抗端的不確定性為 10%， $V_q$  和  $V_R = 0.1$ (一般而言，有效超載和抵抗端的不確定性大部分為 0.1 至 0.2，即  $V_q$  和  $V_R = 0.1 \sim 0.2$ )；分別透過下圖查得到部分係數 $\lambda_q$ 、 $\lambda_R$ ：查圖 A.9 所得之部分係數為， $\lambda_q = 1.07$ 、 $\lambda_R = 0.92$ 。

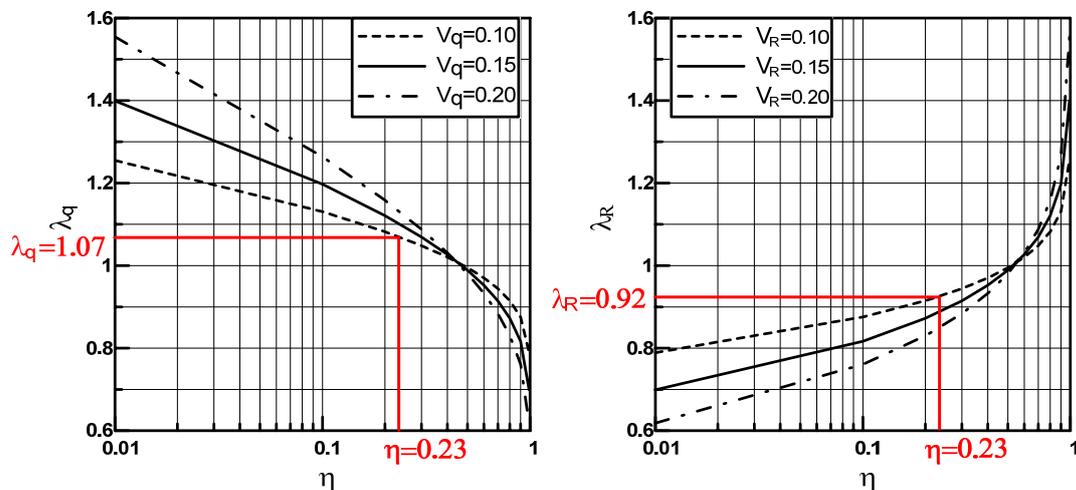


圖 A.9、由 $\eta$ 查部分係數 $\lambda_q$ 、 $\lambda_R$ 過程

### 3.、計算設計側力 $P_a^d$ ：

得到了部份係數 $\lambda_h=0.77$ 、 $\lambda_q= 1.07$ 、 $\lambda_R= 0.92$ 、 $\lambda_\phi=0.72$  之後，設計側力  $P_a^d$  可以藉由下式計算之：

#### (3.1) 針對無水的案例：

$$P_a^d = \frac{1}{\lambda_R} \times \left[ \left( \frac{1}{2} \gamma (\lambda_h H)^2 \cos(\alpha) + \lambda_q \mu_q \lambda_h H \right) \times \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta - \alpha)} \tan(\beta - \lambda_\phi \mu_\phi) \right] \text{ 無水}$$

其中，H 為岩坡高度， $\alpha$  為岩坡坡面與水平面之夾角， $\beta$  為弱面與水平面之夾角(參數定義如圖 A.1 所示)， $\gamma$  為岩體單位重， $\mu_q$  為平均超載壓力， $\mu_\phi$  為弱面摩擦角的平均值。

#### (3.2) 針對浸水(submerged)的案例：

$$P_a^d = \frac{1}{\lambda_R} \times \left[ \left( \frac{1}{2} \gamma' (\lambda_h H)^2 \cos(\alpha) + \lambda_q \mu_q \lambda_h H \right) \times \frac{\cos(\beta)}{\sin(\beta - \alpha)} \tan(\beta - \lambda_\phi \mu_\phi^s) \right] + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \text{ 浸水}$$

其中  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$  為浸水單位重， $\gamma_{sat}$  為飽和單位重， $\gamma_w$  為水單位重， $\mu_\phi^s$  為浸水後弱面摩擦角的平均值。(根據本研究所蒐集的資料，浸水後弱面摩擦角( $\phi^s$ )在不同岩性的條件下， $\phi^s/\phi$ 會有不同的折減情況，例如：砂岩約為 90(80)%、砂頁岩互層約為 60%。)

## 附錄 B. 各階段審查意見與回覆

### B.1 企劃書審查意見彙集 (100.02.17)

專家	建議意見	回覆意見
1. 張益三	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 加強國內外相關文獻回顧</li> <li>● 開挖設計準則請含蓋                             <ul style="list-style-type: none"> <li>(1) 生態工程</li> <li>(2) 不同地質建議之開挖設計工法，諸如護坡工程、植栽...</li> </ul> </li> <li>● 作業流程請能增加開挖後監控及維護</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 遵照辦理</li> <li>● (1)未來建議的各工法中，將注重在開挖期間之臨時性工法之選擇，「生態工法」較屬永久性對策。</li> <li>● (2)不同地質材料之開挖設計考慮確有些不同，本研究範為集中在沉積岩之砂頁岩之開挖研究。</li> <li>● 內政部「建築物基礎構造設計規範」之第八章「基礎開挖」文內已包含有對開挖安全監測等要求</li> </ul>
2. 溫國忠	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 本研究為很好的研究主題</li> <li>● 有關土壤與岩層的專業認定，與問題的找出很好！但是否有其他的可能？如水的作用</li> <li>● 有關資訊的調查，如資料庫表是否可一併考慮於準則中？</li> <li>● 有關基址地點與區域是否與本研究有關？</li> <li>● 對於準則或標準程序，能否有 SOP 的製定？</li> <li>● 本研究對於山坡地災害防範，是很好的助益！</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 謝謝委員。</li> <li>● 謝謝委員。水的作用確是開挖坡破壞因素之一，本研究將會可慮水對岩石的弱化影響。</li> <li>● 未來規範中可考慮建議參考圖表於規範中。</li> <li>● 本研究著重在國內北部沉積岩砂頁(泥)岩性之研究。</li> <li>● 研究成果中，將建議設計流程之原則。</li> <li>● 謝謝委員。</li> </ul>
3. 張志新	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 研究團隊專業且過去研究成果豐碩。</li> <li>● 協同計畫需求說明提到研究內容：2.山坡地建築用地基礎調查準則，未見於本企畫書。</li> <li>● 本研究擬進行的數值模擬與分析，應進一步說明擬分析的條件與案例數。</li> <li>● 預期成果(計畫需求說中)3.要求基礎開挖邊坡保護設計作業流程。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 謝謝委員。</li> <li>● 國內既有規範對「基地調查」已有一般規定，本研究將增補適用於山坡地岩層開挖之部分，以利未來擬訂規範之參考。</li> <li>● 本研究如企劃書所擬對各可能重要岩層因素，如弱面傾角、弱面間距、弱面力學性質、開挖坡度等等做模擬探討。</li> <li>● 對山坡地岩層之開挖邊坡的保護設計作流程確是本研究預期目的之一。</li> </ul>

山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

專家	建議意見	回覆意見
4. 廖瑞堂	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 基礎開挖(臨時性或永久性)對邊坡認定的影響，如何釐清？請說明。建議後續準則的研擬針對臨時性及永久性的影響加以區分。</li> <li>● 順向坡的定義建議加以釐清檢討。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 本研究之開挖支撐局限在開挖期間之臨時性考慮。</li> <li>● 本研究意指「最新建築技術規則」對順向坡的傾角大於二十度不得開發之規定。</li> </ul>
5. 陳建忠	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 研究成果應有量化績效之表達，如本研究之受益人口、土地、樓地板面積，以及研究完成後之安全防災效益量化相關指標。</li> <li>● 研究期間請廣為收集當期以及以往災損案例及設計，納入報告。並請分析監控現有岩盤開挖以改善災損。</li> <li>● 山坡地往往是整體規劃時先留設建築基地，次於設計時再次開挖等，分次施作之情形，請納入研究分析。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 本案研究成果對安全防災的績效將盡量予以量化出來。</li> <li>● 研究中將整理已被發表之山坡地社區建築物因開挖岩層而導致坍塌災害之案例。但本研究初步動機，即是起因於目前岩層開挖支撐設計過度保守之故。</li> <li>● 山坡地開發在建物基礎開挖前之整地確也有邊坡穩定問題。本案規劃設計是指針對第二度施工之岩盤基地開挖問題。</li> </ul>

B.2 第一次專家座談意見彙集 (100.05.03)

專家	建議意見
1. 廖瑞堂	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 本年度僅需歸案案例破壞模式及機制的觀察，進行方法論與現象的描述，本案須分 3 年期陸續進行研究探討準則方可成熟。</li> <li>● 設定研究範圍為開挖 10m 以內的順向坡之臨時性支撐。</li> <li>● 點出坡地與平地岩層開挖之差異點即可(例如貫入深度)</li> </ul>
2. 胡劭敏	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 應設定本案的研究成果，是在提供未來若要著手制定基礎開挖準則之參考。</li> <li>● 可進行案例分析，瞭解台灣典型岩坡破壞模式，以建議岩坡分析重要的參數。</li> <li>● 再收集國內機關、調查規範。僅回顧或採用國內可用地基調查規範規定，整理或指出參考文獻即可；外國規範需小心引用(除非瞭解當地岩性材料特性)。</li> <li>● 因為是岩坡，建議不要使用「擋土牆」，這個詞擋土牆是用以擋土，非用以擋山。</li> <li>● 設計時，岩坡邊坡穩定分析中，除以進行力學邏輯之正算法確認安全係數外，可進一步考慮坡體的變位，以進行數值方法的反算分析安全性問題。</li> <li>● 僅需指出山坡地與平地基地調查原則性之不同。</li> </ul>
3. 謝敬義	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 分析模式與理論假設沒問題</li> <li>● 要確認不同地質情形弱面參數 (C、<math>\phi</math>) 如何選用，如夾泥或風化，再研判破壞模式，決定岩坡穩定分析方法。</li> <li>● 另外，定義岩層、岩體、完整岩石、順向坡、弱面也重要。</li> </ul>
4. 黃崇仁	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 設計實務上常把問題簡化，例如假如通過坡趾之破壞面為最臨界破壞面，以二維剖面之穩定進行分析，再於角隅處予以加強支稱。</li> <li>● 然而，若弱面剪力強度參數 C 不為 0，則通過坡趾之破壞面未必最危險。</li> </ul>
5. 劉欽正	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 本研究題意應是探討岩坡開挖之臨時性支撐，如果工期過長，於準則中須提醒岩石因開挖解解壓或風化，使岩石強度弱化，導致施工時邊坡穩定之降低問題。</li> </ul>
6. 蘇鼎鈞	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 研究範圍應縮小在順向坡問題，尤其針對北部砂頁岩。</li> <li>● 要考慮開挖臨時性支稱，有無遇水問題，及岩石弱面遇水強度降多少？實際案例分析可放附錄。</li> <li>● 未來研究，可探討坡地基礎開支撐偏壓問題。</li> </ul>
7. 周功台	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 建議研究範圍應限縮在山坡地『臨時性』基地(基坑)開挖，不考慮岩石材料劣化問題。但須提醒設計者注意有發生長期效應或額外應力等問題。</li> <li>● 考慮坡地基地地層變異性，其調查重點與要求應不同於平地。</li> <li>● 建議可能的 C、<math>\phi</math> 取法或原則，如何取得岩盤之等值 C、<math>\phi</math>。</li> </ul>

B.3 期中審查意見彙集 (100.07.12)

專家	建議意見	回覆意見
1.張益三	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 請增加研究範圍界定。</li> <li>2. 請增加研究流程，期使章節目錄吻合，並符合預期研究成果。</li> <li>3. 國外相關規定請增列年目，期使吻合最新資料。</li> <li>4. 邊坡保護工法請增列其它工法，諸如生態工法...</li> <li>5. 期中報告內容豐碩，十分難得。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 將於期末報告書遵照辦理</li> <li>2. 遵照辦理</li> <li>3. 遵照辦理</li> <li>4. 本研究範圍旨在針對開挖期間之臨時性保護。</li> <li>5. 謝謝委員</li> </ol>
2.陳宗禮	<ol style="list-style-type: none"> <li>1.山坡地建築用地基礎開挖極少有可採用自然邊坡穩定明挖之方式施工，否則建物基礎周邊之回填將史建物抗震與抗傾覆功能喪失(G-Line會移至坑底，而非一樓)且因回填造成日後岩層之滑動，</li> <li>2.再者基礎開挖位置究係在山坡地之「坡頂」「坡腰」或「坡腳」開挖其應對之工法亦完全不同，山坡地基礎之挖方不論在山坡地的何種位置均將呈門字型，而此門字型挖方法面即有「順向坡」「斜交坡」與「逆向坡」三種挖方面，其三面之坡面穩定情形亦完全不同。本研究案之主要內容似乎僅存在岩盤挖方面之穩定性探討，</li> <li>3.尤其山坡地建築物基礎挖方因呈斜面，因此幾乎無法以內支撐來施作(擋不了山坡地岩盤之滑動，反力不足)，因此必須探討如可在挖方周邊設置「滑動抑止樁」而非似土木工程及水保工程探討「邊坡穩定分析」之方式為之。</li> <li>4.上列各項實務思維，宜深入探討否則無法訂定設計準則。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本研究針對建築物開挖岩盤，可能導致不穩定問題作建議，至於回填料之反力模數或勁度則需提請結構分析時加以考量。</li> <li>2. 針對未來規範之通用考慮，本研究主要集中針對最危險的一面(順向坡)研究，以提高研究成果深度。</li> <li>3. 估計有多少力需去抵擋，不論施工上將採用何種支撐，皆可分析。</li> <li>4. 未來支撐建議時當考慮施工之務實性。</li> </ol>
3.張志新	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 歷史災害資料收集豐富，但是否每社區案例都是岩盤破壞？以符合本案探討的內容。</li> <li>2. Ch3.內容相當豐富，引用的圖表應說明出處且依據本報告編列表說、圖說。</li> <li>3. 岩盤開挖支撐固定，是否因岩體的特性 case by case？比較無法用土壤開挖支撐方式較有固定型式？</li> <li>4. Ch4.舉了很多例子分析，為了達到本案目的：採用過去土壤分析</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 本報告僅納入岩盤發生順向坡破壞之案例。</li> <li>2. 遵照辦理</li> <li>3. 岩坡破壞確實受地質構造弱面之主控，不易統一設計規定。故本研究採用可靠度之分析提供另一思維參考。</li> <li>4. 感謝建議</li> <li>5. 謝謝委員</li> <li>6. 發生率雖不是最多，但在風化嚴重岩體仍是可能發生(參見相關文獻)，其支撐設計就可以類似</li> </ol>

專家	建議意見	回覆意見
	<p>是保守還是不足？建議在每一次分析 case 用一次岩盤分析及土壤分析，並以其差異來了解是否達本案目的。</p> <p>5. 本案分析資料豐富，值得肯定。</p> <p>6. P.89 圓弧滑動破壞型態，是否常見於岩盤破壞？其分析後如何支撐？</p> <p>7. P.98 傾覆破壞的分析，是否限制開發？</p> <p>8. Ch6. 目前所進行的分析是否足夠，做規範建議？其實一個部份的研究能做一個部份的規範修正建議即可。</p>	<p>土質邊坡設計。</p> <p>7. 國內現行規則是允許在倒插坡之開挖。</p> <p>8. 本文可靠度開挖支稱設計概念，僅提供未來國內時機成熟後研擬規範之研究。</p>
<p>4. 謝百鈞</p>	<p>1. 山坡地岩層中間開挖的合理設計之方法探討，以及準則的研擬有其重要性，本研究目前已針對相關問題進行說明，進度符合需求。</p> <p>2. 是否考慮加入山坡地基礎開挖之注意事項，以及可能遭遇之問題與處置對策。</p> <p>3. 本研究的預期成果包括「支撐設計準則」之研擬，然而目前該部份似乎缺少，Fig7-9 可能需重新考慮其適合度。</p> <p>4. 逆向坡及斜交坡的設計和分析是否亦將之列入說明？</p> <p>5. 本研究針對順向坡提供了可靠度的分析結果，對於其他種的破壞形式分析，是否亦會提供相關的可靠度分析結果？</p> <p>6. P.39 工址調查的部份，雖提到國外一些規範經驗，但似乎仍未明確建議使用者實務上應如何進行。</p>	<p>1. 謝謝委員</p> <p>2. 本研究範圍針對臨時性的開挖設計做建議，施工對策可參考國內相關規範。</p> <p>3. 支撐設計確是本研究後續工作重點。</p> <p>4. 依專家建議，本研究主要集中針對最危險側之順向坡做研究，以提升研究品質。</p> <p>5. 本研究今年度主要集中針對順向坡做研究，以提升研究成果。</p> <p>6. 依專家建議，各國地質差異極大，調查規範應依國內本土既有規範為主。</p>
<p>5. 陳建忠</p>	<p>1. 請就山坡地要否申請開發許可分類，再來界定山坡地建築用地的各種開挖方式。</p> <p>2. 一般而言，坡地建案其地容積率上限有多少，是否有深開挖必要。</p>	<p>1. 整地時之開挖與雜造後之建築物基坑開挖都可能遭遇開挖岩盤部分，本研究目的在對建築物之基坑開挖支撐計問題，將於研究背景中補充說明。</p> <p>2. 本研究岩盤開挖支稱設計結果，皆可提供涉及開挖岩坡不穩定之任何深或淺之建物基地開挖所使用。</p>

**B.4 第二次專家座談意見彙集 (100.09.15)**

專家	建議意見
1.孫思優	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 在工作經驗上，岩坡用 Rankine 土壓力公式確實不合理。岩盤側向壓力，確實不能視如土壤般類流動體的變形；另需考慮水之上揚力。</li> <li>● 岩坡開挖時地層上部可能為卵礫石、下部岩盤，建議可分開考慮。</li> <li>● 建議後續研究計劃，可考慮分析逐階開挖的施工過程問題。</li> </ul>
2.何樹根	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 岩坡開挖作用力與位置，一直都是工程界設計所不瞭解。地下水作用可納入研究分析內。</li> <li>● 後續研究計劃，可考慮地震力之影響。例如當 <math>\beta</math> 角變小時，滑動塊體變大，若依現行規範以滑動塊體質量乘上地震加速度，常導致地震力異常高估問題。</li> </ul>
3.方仲欣	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 對於 Over Design 部分的量化建議，後續研究可進一步探討除順向坡以外之斜交坡、逆向坡等。</li> <li>● 本研究分析採用 <math>\phi=30.4^\circ</math>，若現地 <math>\phi=45^\circ</math> 時，分析時本研究可靠度公式是否仍然可用？</li> <li>● 泡水後，分析參數之弱化強度是否可回復？</li> <li>● 對各開挖面，是否考慮視傾角與真傾角問題。</li> </ul>
4.沈銘閔	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 實務上岩盤內開挖需考慮排樁、地錨支撐問題。</li> <li>● 水位下，岩盤內水壓力是否納入分析內。</li> </ul>
5.鄭清江	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 順向坡之調查範圍，須考慮超過基地外 20m 以上，必要時也須考慮變形量問題，現有規範需予修正。</li> </ul>

**B.5 期末報告審查意見彙集 (100.11.10)**

專家	建議意見	回覆意見
1.林四川	<p>6. 本研究成果對設計者應有極佳之參考價值，值得肯定。</p> <p>7. 對經常致災之原因，包括分析時誤用破壞模式，弱面剪力強度參數高估，岩層中暴雨時水位（壓）急遽升高之狀況及地下排水系統維護與更新等，建議於報告中作必要之提醒。</p> <p>8. 蒐集所得之 118 組弱面直剪參數（<math>\phi'</math>）有偏高趨勢，引用時應作必要之考慮與提醒。</p> <p>9. 報告 P27、P31 文字部分修正。</p>	<p>1.感謝委員肯定</p> <p>2.遵照辦理</p> <p>3.遵照辦理</p> <p>4.引用文獻的文字將一併改進</p>
2.陳宗禮	<p>6. 本研究之內容豐富、方向正確、思維正確，尤其針對目前實務之設計與施工的迷惘與困境已提出多項有效、有益的解決方案及準則，相信本研究成果應可符合工程業界的期待。</p> <p>7. 山坡地建築用地因地層構造形成之歷史背景與環境十分複雜，在選址及建築物配置是否妥當需依賴經驗作初步規劃，再於設計時依所遭遇之地盤條件以工程技術及施工法來克服，本研究內容十分紮實，應可提供設計者相當有效的設計準則，對於防災、減災及制災均有相當的助益，不失為一個優良的研究案成果。</p>	<p>1.感謝委員肯定</p> <p>2.感謝</p>
3.謝百鈞	<p>1.保護設計作業流程為本計畫預期目標(P24)，然而在圖 8.9 之流程似乎過於精簡及一般，並未表現出本研究的特點。</p> <p>2.支撐設計準則為本計畫的預期目標，然而在 8.3.1 節(P164)僅對支撐做簡單優缺點說明，是否考慮加入相關的設計準則。</p> <p>3.可能有一些工程師對可靠度的分析應用不是那麼清楚，因此是否可在 Ch7 最後面增加一案例，用以說明實際計算及應用方法。</p> <p>4.P159 提及內支撐、地錨及巴西式工法，然而在 8.3 中僅有前兩者的相關說明，對於巴西式工法在 8.3 節之後皆未有相關說明。</p>	<p>1.將依本研究成果詳細展現於流程圖中。</p> <p>2...8.3.1 節係針對國內實務界現行基礎開挖支撐工法之簡述，有關支撐設計準則主要還在於本報告之第七章之研究成果論述及計算，並歸納整理於第九章之設計準則研擬建議章節中。</p> <p>3.遵照辦理</p> <p>4.巴西式工法將補充於 8.3 節中。</p> <p>5.支撐土壓或岩壓邏輯應相通，然本文將予更清晰說明</p> <p>6.引用文獻文字將予改進</p> <p>7.目前設計方式，在不考滲流壓力下，可將水壓力視為完全浸泡水中之狀況</p>

山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

專家	建議意見	回覆意見
	<p>5. P160 第一段第 3-6 行、8.3.1 節及 P164 圖 8.5 似乎是針對土層開挖，部分內容是否適於岩層開挖請考慮。</p> <p>6. 8.3 節的許多內容，似乎太多直接引用自土層之開挖資料，請考慮加以修改成適合岩層之開挖的內容。</p> <p>7. 如何確認方程式(7-3)是合理正確的，尤其是水壓的考慮。</p>	
4. 林衍竹	<p>1. 山坡地建築基礎開挖有單邊開挖之特性，意即無法採用水平支撐系統或背拉系統，故甚多採用擋土排樁且為懸臂式無支撐工法，建請於研究報告增列此一工法之研究。</p>	<p>1. 第七章之研究成果論述及計算，可得岩盤開挖後之側向岩壓，而根據側向岩壓即可據以分析懸臂式無支撐工法之妥適性，再評估在無水平支撐或背拉工法的前提條件下，改以島式或其他可行替代之工法並行設計施工</p>
5. 陳建忠	<p>1. 結論、建議與未來研究課題請補充。各階段審查意見請再檢視，妥適說明因應。</p> <p>2. 有關企畫書階段所提建議意見、整體規劃、建築基地、開發施作納入研究時，所回復的意見答覆似不完整，如何區分所敘，計畫需求與規劃，第二度施工，本報告已屆完成，是否再予評估。</p> <p>3. 本案是山坡地建築用地，其基礎有何特定，其座落地質等，均是重要因素，宜具體引述相關參考資料及分析，以區隔何以山坡地是有所不同。</p> <p>4. 會後請務實召開工作會議，加強協同研究效果。</p> <p>5. 有關預期成果 1、2 所擬準則請提出具體草案，以便進一步。</p>	<p>1. 未來可研究的課題將予補充，審查意見回應再予檢視</p> <p>2. 意見答覆將一併檢視與區分。</p> <p>3. 將於 1.3 節研究背景加強補充說明。</p> <p>4. 除工作團隊例行研究討論外，研究成果之表達定稿將再於工作會議中確認。</p> <p>5. 研究成果已可進一步再與內政部「建築物基礎構造設計規範」之第八章「基礎開挖」現有條文結合，將進一步改善表現型式。</p>
6. 江星仁	<p>1. 有關「北臺灣沉積岩之開挖順向坡岩層的臨時性支撐力之計算法」如何推廣宣導。</p>	<p>1. 可先透過國內研討會論文發表方式以介紹研究計畫成果</p>

山坡地建築用地基礎開挖準則研擬之研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：陳建忠、楊長義、卿建業、蕭仲光、陳忠賢

出版年月：100 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-986-03-0910-2 (平裝)