計畫編號：SWCB-108-218

大規模崩塌潛勢評估與分級系統
Rating for large-scale landslide susceptibility

執 行 單 位：國立中興大學

執 行 期 間：108 年 02 月 20 日至 108 年 12 月 31 日

計畫主持人 ：張光宗 教授

行政院農業委員會水土保持局　編印

中華民國 108 年 12 月

（本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考）

大規模崩塌潛勢評估與分級系統

摘要

近年來，農委會水土保持局積極辦理大規模崩塌潛勢地區的調查與評估工作，其中發生度的評估方式多是根據地形與地質的狀況給定分數，少有力學分析的基礎。山崩或地滑的破壞面常與岩石中延續較良好的弱面有關，臺灣中央山脈板岩帶的變質岩岩坡或西部麓山帶的沉積岩岩坡，常見延續性良好的弱面。為了在沒有詳細的地質調查及地質材料的力學性質資料的狀況下，針對不同邊坡地形與地質狀況，考慮地質弱面的影響來探討崩塌潛勢，本研究考慮一組弱面 (平面弱面) 與兩組弱面 (楔形弱面) 狀況下，利用數值分析軟體 PLAXIS 3D 對已公布的大規模崩塌地進一步評估與分級，然後利用著名的崩塌地案例進行驗證並應用於 11 處大規模崩塌潛勢地區。整體來說，本系統達到不錯的潛勢的分級結果，已崩塌的邊坡案例的最終判定潛勢為危險，而有深層滑動過的邊坡案例則為高潛勢或中潛勢。對於 11 處隨機選定的大規模崩塌潛勢地區，也能將潛勢區分開來，其中 6 處為高潛勢、5 處為中潛勢，建議利用此系統對其他已公布的大規模崩塌潛勢地區進一步評估，其結果可對山坡地土地利用管理和監測、治理對策的決定提供資訊，也可做為大規模崩塌災害預警的參考。

關鍵詞：大規模崩塌、潛勢、弱面、PLAXIS 3D、分級

Rating for large-scale landslide susceptibility

Abstract

In recent years, the Soil and Water Conservation Bureau positively investigated and evaluated the zones with large-scale landslide susceptibility. There was less mechanical analysis in those evaluations. Failure planes of landslides are related to the existence of weak planes with good continuity. In Taiwan, there are many cleavages and beddings with good continuity in the slate region of the Central Mountain Range and the sandstone-shale alternation region of the Western Foothills, respectively. The study considering the influence of weak planes on slope stability used the PLAXIS 3D software to rate for zones with large-scale landslide susceptibility. Then we used the past landslides to verify this rating system and which applied to 11 zones with large-scale landslide susceptibility. The results showed that the landslide susceptibility of 11 zones could be separate by the rating system. We suggest that the government can utilize this system for rating for the other zones with large-scale landslide susceptibility.

Keywords: Large-scale Landslide, Susceptibility, Weak plane, PLAXIS 3D, Rating

目次

摘要.....**I**

Abstract.....**II**

目次.....**III**

表次.....**V**

圖次.....**VI**

第一章　緒論.....**1-1**

第一節　動機與目的.....1-1

第二節　相關研究.....1-3

第二章　研究方法.....**2-1**

第一節　岩體節理異向性模式.....2-1

第二節　邊坡模型的設計.....2-2

第三節　非弱面參數的設定.....2-3

第四節　弱面強度參數的反算.....2-5

第五節　弱面位態的設定.....2-6

第六節　Fs 與立體投影圖的結合.....2-7

第七節　崩塌潛勢的 Fs 範圍.....2-8

第八節　系統的驗證與應用.....2-9

第三章　結果與討論.....**3-1**

第一節　崩塌潛勢的 Fs 範圍.....3-1

第二節　系統的驗證.....3-6

第二節　系統的應用.....3-11

第四章　結論及建議.....**4-1**

附錄.....**附錄-1**

附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-1
附錄二、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-1
附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-3
參考文獻.....參-1

表次

表 1-1 臺灣地區岩盤類別建議表.....1-7
表 1-2 基於岩性分類的材料參數.....1-8
表 1-3 不同岩性下的 GSI 分類表.....1-9
表 2-1 非弱面參數的分類與設定.....2-12
表 2-2 邊坡模型的坡度與非弱面參數的搭配與設計.....2-13
表 3-1 崩塌潛勢的驗證結果.....3-9
表 3-2 系統的應用結果.....3-12

圖次

圖 1-1 大規模崩塌災害.....1-6
圖 1-2 公布的 182 處大規模崩塌潛勢區及岩層.....1-6
圖 2-0 本研究流程圖.....2-0
圖 2-1 邊坡的設計坡度與坡高.....2-10
圖 2-2 非弱面和弱面的設定以及邊界.....2-11
圖 2-3 實際邊坡反算之 C 對Φ的關係圖.....2-11
圖 2-4 坡面與弱面的相對方位 (α,Θ).....2-13
圖 2-5 邊坡安全係數與立體投影圖的結合示意圖.....2-14
圖 3-1 不同弱面與坡面相對方位之 15°坡的 Fs 分布圖.....3-1
圖 3-2 不同弱面與坡面相對方位之 20°坡的 FS 分布圖.....3-2
圖 3-3 不同弱面與坡面相對方位之 25°坡的 FS 分布圖.....3-4
圖 3-4 不同弱面與坡面相對方位之 30°坡的 FS 分布圖.....3-5
圖 3-5 不同弱面與坡面相對方位之 35°坡的 FS 分布圖.....3-6
圖 3-6 各案例的坡面與弱面的位態.....3-8

第一章　緒論

台灣地形受造山運動影響，地形陡峭且地質構造複雜，遇豪雨或地震等促崩因子影響後常有土石流、崩塌或地滑的發生，其中這幾十年來多起大規模崩塌案例已造成很大的危害與多人死傷 (圖 1-1)。大規模崩塌泛指面積大於 10 萬平方公尺、崩塌深度在 10 公尺以上或崩塌體積超過 10 萬立方公尺之崩塌地 (千木良雅弘，2011)，由於崩塌面積大、滑動面較深，故與岩體的破壞行為有關。此外，其產生的大崩塌量體因為運移速度較快，人們常因反應時間不及而造成生命和財產損失，或引發如堰塞湖等複合型災害，對鄰近居民帶來二次的衝擊與危害。

第一節　動機與目的

經濟部中央地質調查所近年來利用光達 (LiDAR) 技術產製的數值地形，根據地形特徵篩選出可能發生大規模崩塌的潛在坡地，其圈繪主要是參考線形或陡崖的分佈，雖然公布的大規模崩塌潛在地的結果可做為政策上的參考，但這些地表特徵除了可能是以前的邊坡滑動造成，也可能是長久地質時間侵蝕作用所形成，故實務面上，尤其是關係到山區道路沿線或坡地社區的安全，常需針對某一自然邊坡做詳細的地質調查如鑽探的方式來了解岩性、岩層破碎程度等狀態，待鑽探或監測資料蒐集完備之後，尚需仰賴數值模擬方法才能對邊坡進行穩定評估，不過，因為操作過程繁雜加上經費有限，故不易於對所有大規模崩塌潛勢區域進行完整的邊坡穩定評估。

近年來，農委會水土保持局也依據中央地調所公布的結果，結合

各分局所轄範圍內的崩塌區域 (至 107 年度共計有 182 處)，針對可能遭受潛在大規模崩塌衝擊的聚落，積極辦理大規模崩塌潛勢地區的調查與評估工作，既往已有多年的計畫針對這些大規模崩塌潛勢區進行地表及地質的描述及現況說明。另外也有危險度評估等相關計畫，針對發生度與保全度研擬評估的方式，其中發生度的評估方式多是根據地形與地質的狀況給定分數，少有力學分析的基礎 (行政院農業委員會水土保持局，2015~2016)。

大規模崩塌多為岩坡破壞，且破壞面易發生於較深且弱面延續較良好的岩體，如中央山脈板岩帶變質岩層常見延續性良好的劈理面，西部麓山帶沉積岩層則常見延續性良好的層面，可發現已發生崩塌的案例或現公布的 182 處大規模崩塌潛勢區的邊坡，其岩層多屬於上述兩種之一 (圖 1-2)。此外，當地形受到逕流下切或人為開挖等改變會降低邊坡穩定性，如國道三號、林肯大郡等。豪雨或地震雖為促崩因子，但若無上述地質與地形之潛在的不利因子存在，要產生大規模崩塌實則不易，因此崩塌發生的可能性常需對不利的地質與地形因子進一步探討。

為了在沒有詳細的地質調查及地質材料的力學性質資料的狀況下，針對不同邊坡地形與地質狀況，考慮地質弱面的影響，利用數值模擬方法對已公布的大規模崩塌地進一步評估與分級。本研究設計不同坡度的邊坡模型，考慮一組弱面與兩組弱面的情況，分別設定非弱面的參數、弱面的位態與強度參數，並分別針對一組弱面 (平面弱面) 或兩組弱面 (楔形弱面) 的情況下來討論邊坡的崩塌潛勢，再額外考慮地形有凸坡、坡趾下切或有滑動跡象，來調整崩塌潛勢等級。然後用已發生崩塌或曾經深層滑動過的邊坡案例來驗證，包含國道三號、

九份二山、草嶺、小林村、廬山、梨山圓環、屏東霧台 D082 等邊坡。最後，以農委會水土保持局臺中分局及南投分局轄內的 11 處為例 (其中 3 處為板岩地區、8 處為砂頁岩互層地區) (圖 1-2)，現地調查並進行評估與分級。

第二節　相關研究

一、地形與地質特性

大規模崩塌通常為深層的破壞，與岩體的弱面 (層面、節理面、劈理面) 有關，且不同的弱面和坡面的相對方位對岩坡的穩定性有不同程度的影響，也會造成不同的破壞行為。多數被劃定為大規模崩塌潛勢地區的邊坡，經調查發現岩性多以變質岩和沉積岩為主 (圖 1-2)，變質岩坡和沉積岩坡等弱面較發達的邊坡，受不同的弱面和坡面的相對方位的影響尤其明顯，故岩坡弱面的探討對大規模崩塌潛勢的評估而言非常重要。此外，岩體結構對強度的影響也很大，常見於許多岩體評估系統，如GSI地質強度指數 (Geological Strength Index; Marinos and Hoek, 2000) 就利用岩體結構與岩塊表面條件給定不同的GSI值 (0~100) 來評估岩體的強弱，GSI值越大越接近完整岩石。另一方面，不同的岩性因其特性不同故一般具有不同的岩體強度，如Hoek–Brown破壞準則中就針對岩性做分類並給定岩性係數 (m_i)，或因地質年代不同而顯現不同的岩石單壓強度 (σ_{ci})。

除了上述地質因子，地形因子對大規模崩塌潛勢的評估也是相當重要的，尤其是地形因子中的坡度，往往是許多邊坡穩定或崩塌潛勢研究的重點之一(Skempton and DeLory, 1984；Ayalew et al., 2004；

Ayalew and Yamagishi, 2005)， 而坡高不同造成邊坡內的應力狀況也不同。此外，坡型當中的凸坡也被認為是相對不安全的坡型，如Sato et al. (2007) 根據2005年發生的巴基斯坦北部的地震，對巴基斯坦的一個地區的山坡地進行崩塌地分類，發現大規模的崩塌較容易出現在凸坡的地形。Chigira (2009) 也對日本0514號颱風觸發的5起大規模崩塌地進行調查，發現5起大規模崩塌均與凸坡有關。除了凸坡以外，張光宗 (2017) 考慮坡趾下切對三維數值邊坡的影響，發現當坡趾下切時，邊坡的安全係數會下降約0.3，在許多大規模崩塌案例中也常發現坡趾下切的存在，如國道三號、林肯大郡等，都顯示出這類坡型對於邊坡穩定性的影響。

另外，一旦邊坡出現滑移徵兆，由於可能是崩塌前所表露的跡象，所以往往造成當地居民恐慌，因此邊坡的活動性也需加以考量，如Agliardi (2001) 參考許多文獻對邊坡的深層重力變形進行了說明，指出深層重力變形的規模較大，但位移量與相較整個邊坡而又較小，這種位移行為產生了許多地表與地質特徵，如雙山脊、張力裂縫及構造崖等，Chigira (2009) 也在5起大規模崩塌地發現了構造崖的出現。

二、岩坡破壞模式

廣義的 Hoek-Brown 破壞準則常被用來定量岩體的應力狀態，由岩石的單壓強度 (σ_{ci}) 及參數m_b、s與a決定，其中m_b可由材料參數 (m_i) 及 GSI 地質強度指數的經驗式來推估，而s與a可由 GSI 及因子干擾因子 (D) 的經驗式來推估 (對於自然邊坡而言因子 D 為 0) (式1~4)，由於經驗式的方便性，廣義的 Hoek-Brown 破壞準則已陸續被

用於有關岩坡破壞的研究當中，其經驗式如下 (Hoek et al., 2002)：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s)^a \quad (1)$$

其中σ_1為最大主應力；σ_3為最小主應力；且m_b、s與a可由經驗式推估：

$$m_b = m_i \ exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2)$$

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{\frac{-GSI}{15}} + e^{\frac{-20}{3}}\right) \quad (4)$$

然後經由設定σ_3的應力上限 (Upper limit of confning stress, $\sigma_{3,max}$)，可推求與 Mohr-Coulomb 破壞準則等效的凝聚力 c 與內摩擦角 φ (Hoek et al., 2002)，如下：

$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)\frac{m_b\sigma_{3,max}}{\sigma_{ci}}](s+\frac{m_b\sigma_{3,max}}{\sigma_{ci}})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+\left[6am_b\left(s+\frac{m_b\sigma_{3,max}}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1}\right]/(1+a)(2+a)}} \quad (5)$$

$$\varphi = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b\left(s+\frac{m_b\sigma_{3,max}}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b\left(s+\frac{m_b\sigma_{3,max}}{\sigma_{ci}}\right)^{a-1}}\right] \quad (6)$$

另外，關於σ_{ci}、m_i、GSI 的決定可參考：公共工程委員會專案研究計劃 (2002) 建立台灣地區隧道岩體分類系統暨隧道工程資料庫，該案參考地質年代，並依據地質材料特性及相關強度參數，將台灣地區的地質材料劃分為 A~D 四類，其中 A 岩類為岩心單壓強度 (σ_{ci}) 大於 25MPa，B 岩類界於 5~25MPa，C 岩類則小於 5MPa，而 D 岩類為其他岩類，其單壓強度變動性較大，隨個案而異 (表 1-1)；而 Hoek (2007)

提出基於岩性分類的材料參數m_i值的新版本 (表 1-2)；Truzman (2009) 和 Marinos and Hoek (2001)、Marinos (2017) 分別針對變質岩與沉積岩，加以分類不同岩體構造狀態，提出新的 GSI 分類表 (表 1-3a~1-3b)。

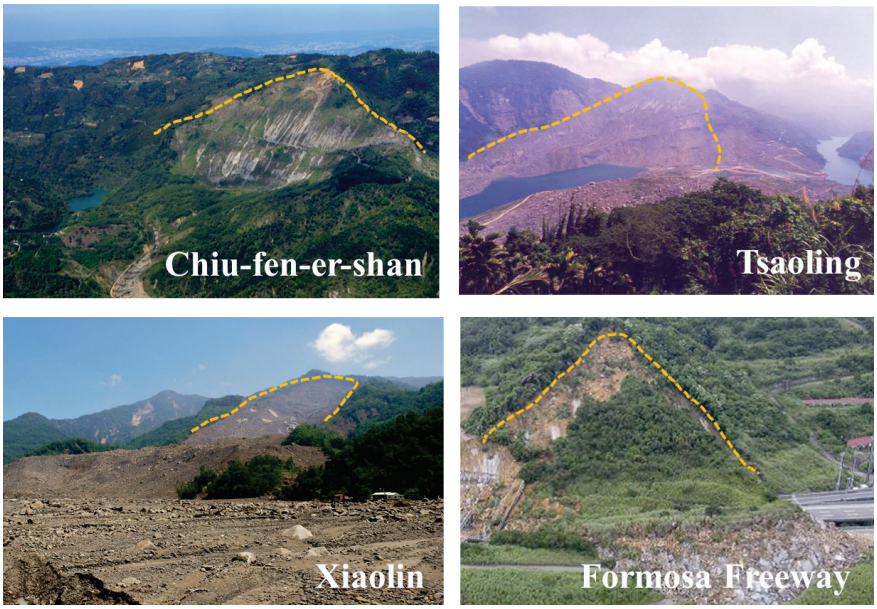


圖 1-1 大規模崩塌災害

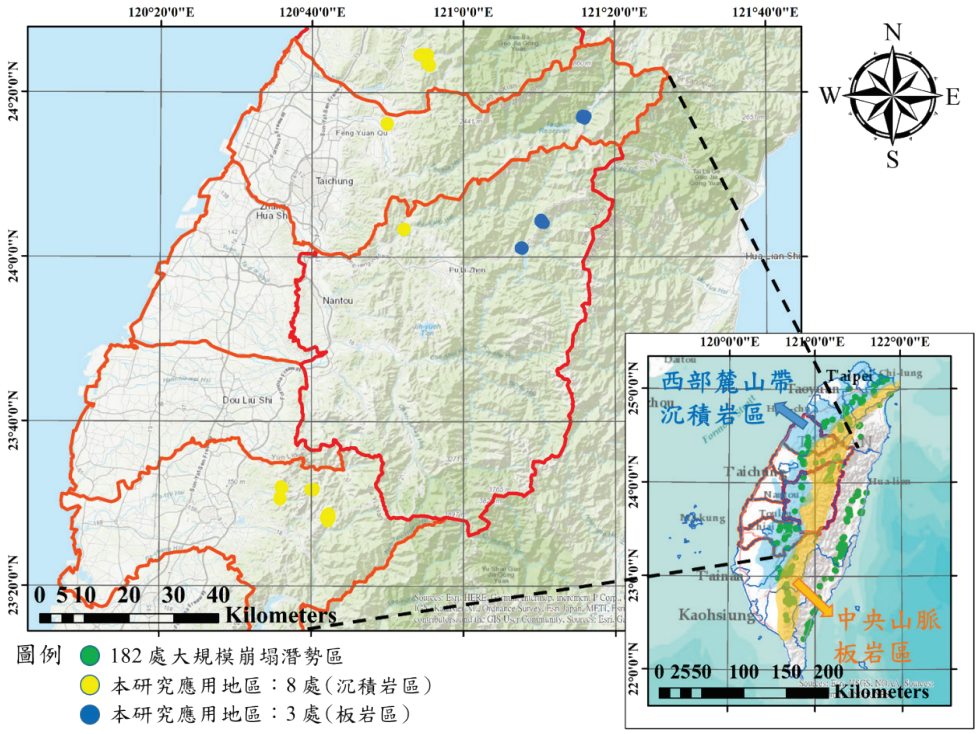


圖 1-2 公布的 182 處大規模崩塌潛勢區及岩層

表 1-1 臺灣地區岩盤類別建議表 (修改自 公共工程委員會專案研究計畫, 2002)

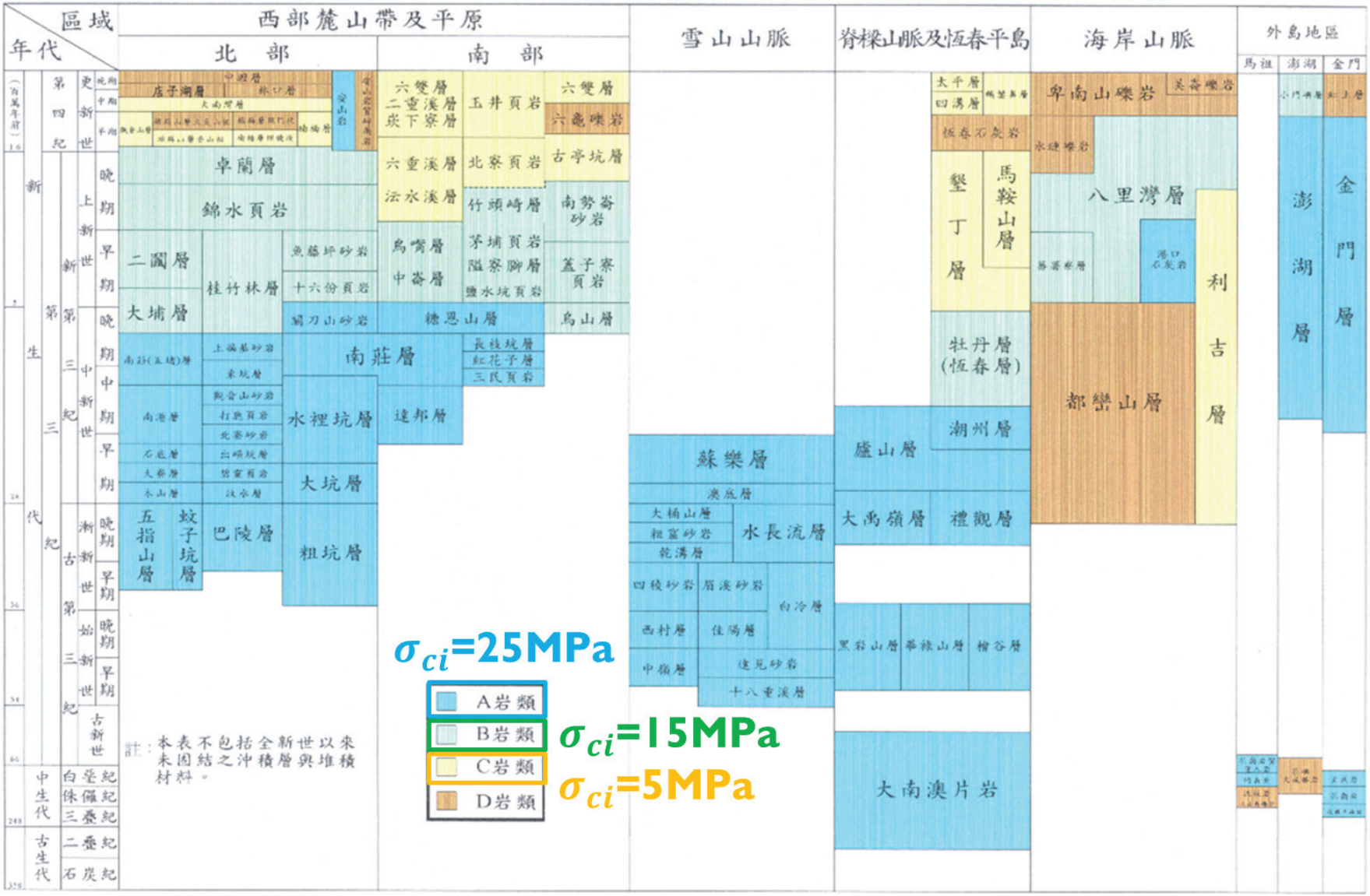


表 1-2 基於岩性分類的材料參數 (m_i) (修改自 Hoek, 2007)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21±3) Breccias (19±5)	Sandstones 17±4	Siltstones 7±2 Greywackes (18±3)	Claystones 4±2 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 Granodiorite (29±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)	

mi=17

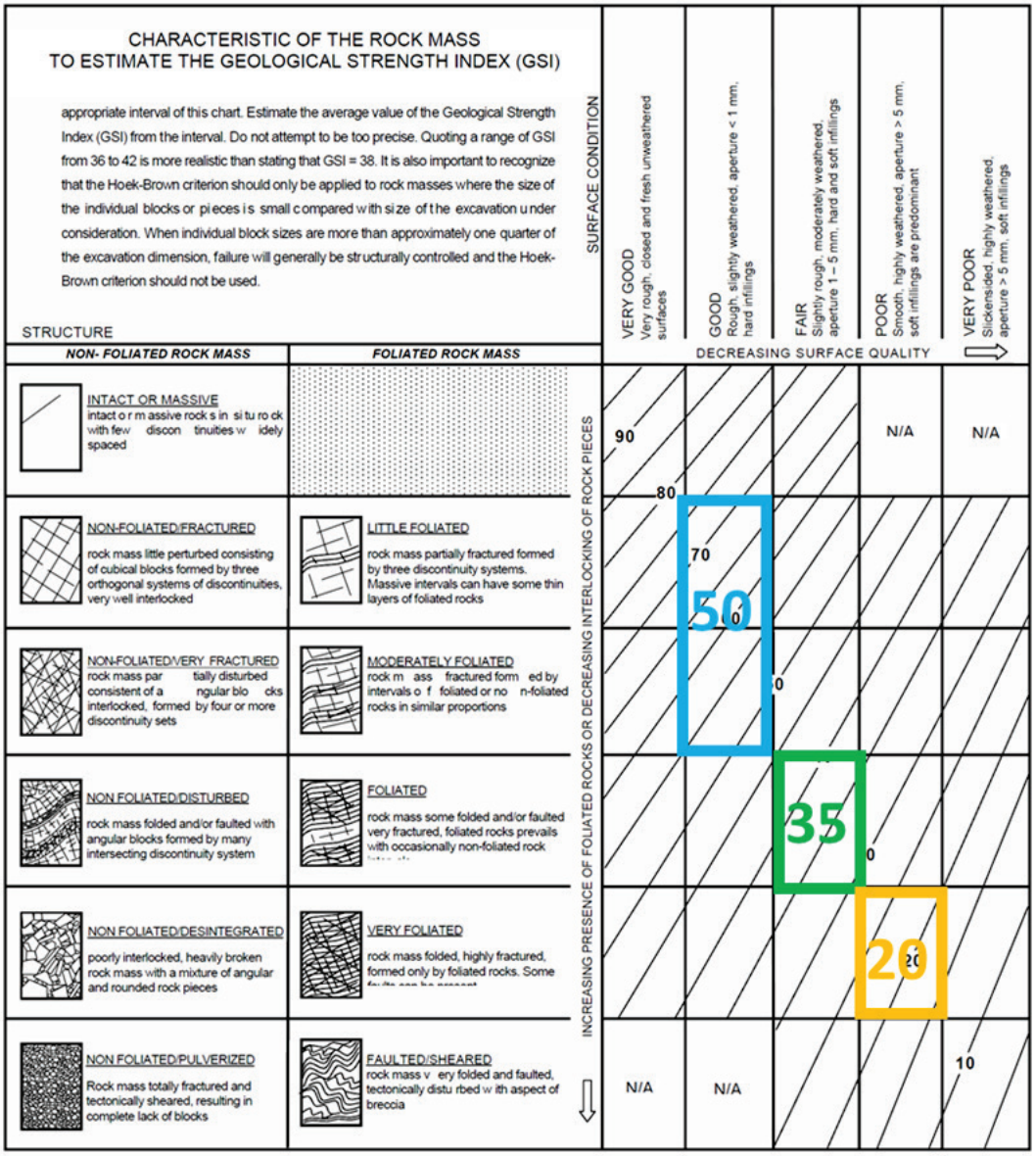
mi=12

mi=7

mi=17	如：砂岩
mi=12	如：砂頁岩互層、片岩
mi=7	如：頁岩、粉砂岩、泥岩、板岩、千枚岩

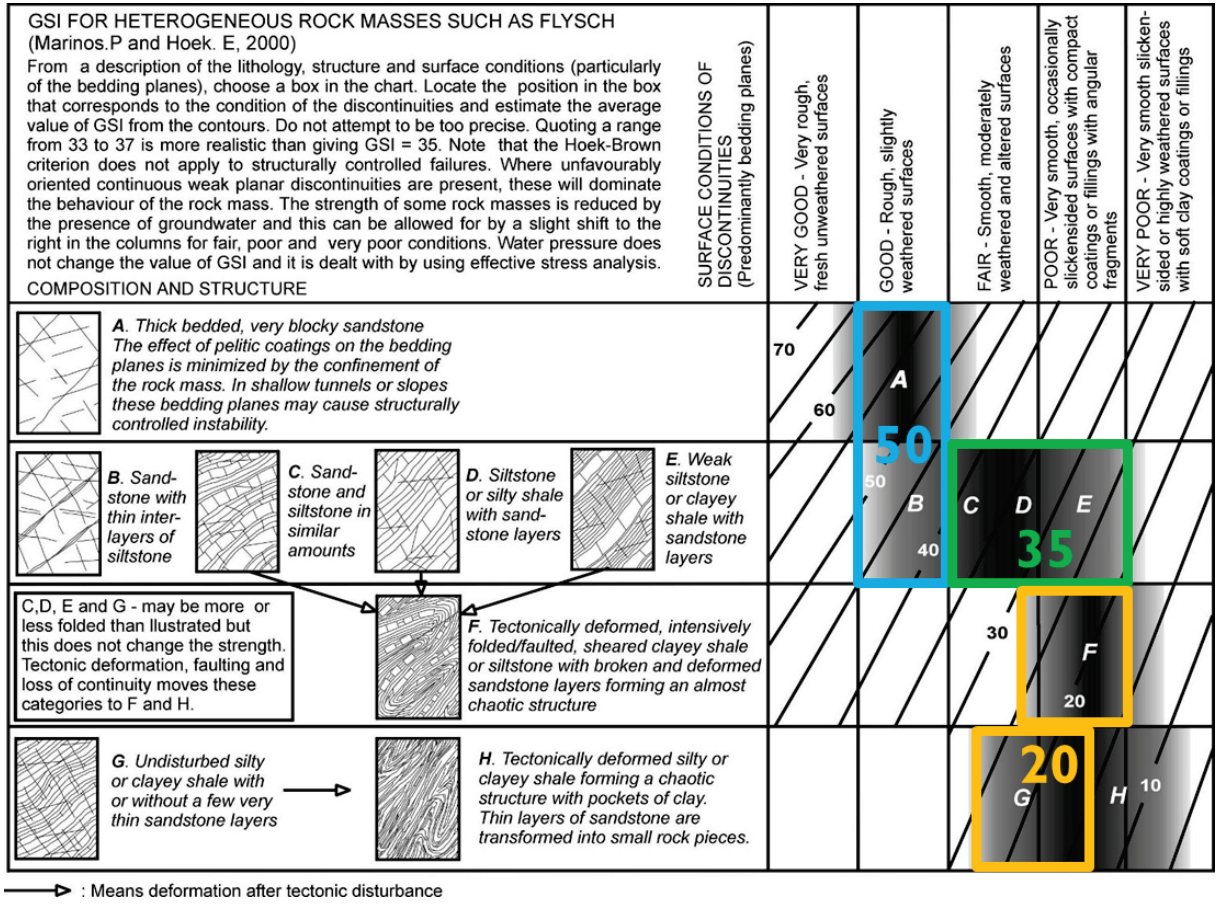
表 1-3 不同岩性下的 GSI 分類表

(a) 考慮變質岩 (修改自 Truzman, 2009)



GSI=50	如：劈理不發達之板岩
GSI=35	如：劈理中等發達之板岩
GSI=20	如：劈理發達之板岩

(b) 考慮沉積岩 (修改自 Marinos and Hoek, 2001; Marinos, 2017)



GSI=50	如：厚層砂岩偶夾薄頁岩
GSI=35	如：砂頁互層、砂岩偶夾頁岩
GSI=20	如：砂頁岩薄互層、頁岩偶夾砂岩、頁岩、泥岩

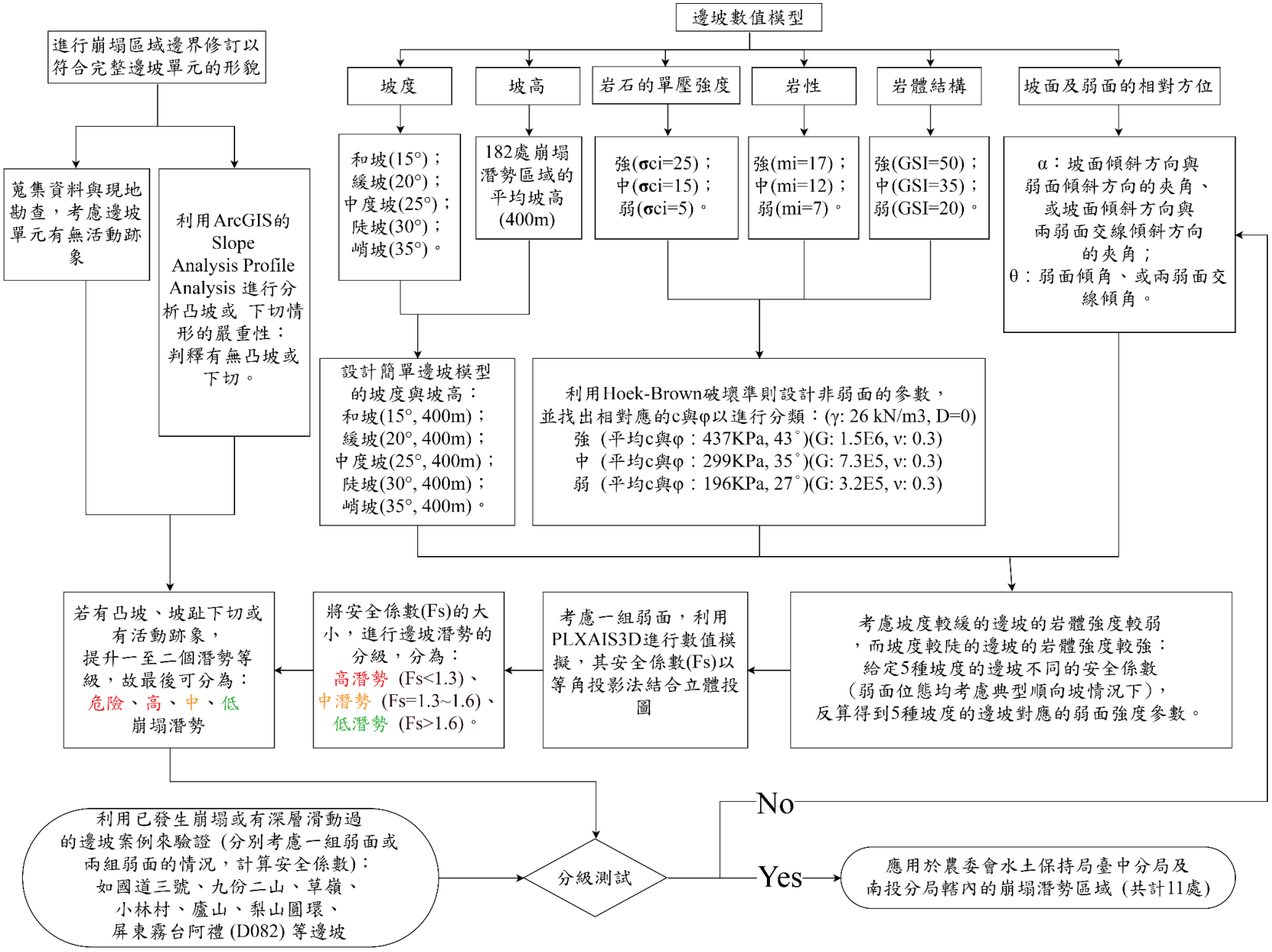

進行崩塌區域邊界修訂以符合完整邊坡單元的形貌
蒐集資料與現地勘查，考慮邊坡單元有無活動跡象
利用ArcGIS的Slope Analysis Profile Analysis 進行分析凸坡或 下切情形的嚴重性：判釋有無凸坡或下切。
邊坡數值模型
坡度
坡高
岩石的單壓強度
岩性
岩體結構
坡面及弱面的相對方位
和坡(15°)；緩坡(20°)；中度坡(25°)；陡坡(30°)；峭坡(35°)。
182處崩塌潛勢區域的平均坡高(400m)
強(σci=25)；中(σci=15)；弱(σci=5)。
強(mi=17)；中(mi=12)；弱(mi=7)。
強(GSI=50)；中(GSI=35)；弱(GSI=20)。
α：坡面傾斜方向與弱面傾斜方向的夾角、或坡面傾斜方向與兩弱面交線傾斜方向的夾角；
θ：弱面傾角、或兩弱面交線傾角。
設計簡單邊坡模型的坡度與坡高：
和坡(15°, 400m)；
緩坡(20°, 400m)；
中度坡(25°, 400m)；
陡坡(30°, 400m)；
峭坡(35°, 400m)。
利用Hoek-Brown破壞準則設計非弱面的參數，並找出相對應的c與φ以進行分類：(γ: 26 kN/m3, D=0)
強 (平均c與φ：437KPa, 43˚)(G: 1.5E6, ν: 0.3)
中 (平均c與φ：299KPa, 35˚)(G: 7.3E5, ν: 0.3)
弱 (平均c與φ：196KPa, 27˚)(G: 3.2E5, ν: 0.3)
若有凸坡、坡趾下切或有活動跡象，提升一至二個潛勢等級，故最後可分為：
危險、高、中、低
崩塌潛勢
將安全係數(Fs)的大小，進行邊坡潛勢的分級，分為：
高潛勢 (Fs<1.3)、
中潛勢 (Fs=1.3~1.6)、
低潛勢 (Fs>1.6)。
考慮一組弱面，利用PLXAIS3D進行數值模擬，其安全係數(Fs)以等角投影法結合立體投圖
考慮坡度較緩的邊坡的岩體強度較弱，而坡度較陡的邊坡的岩體強度較強：
給定5種坡度的邊坡不同的安全係數
（弱面位態均考慮典型順向坡情況下），
反算得到5種坡度的邊坡對應的弱面強度參數。
利用已發生崩塌或有深層滑動過的邊坡案例來驗證 (分別考慮一組弱面或兩組弱面的情況，計算安全係數)：
如國道三號、九份二山、草嶺、小林村、盧山、梨山圓環、屏東霧台阿禮 (D082) 等邊坡
分級測試
No
Yes
應用於農委會水土保持局臺中分局及南投分局轄內的崩塌潛勢區域 (共計11處)

圖 2-0 本研究流程圖

第二章　研究方法

本研究考慮岩體的弱面，針對一組弱面 (平面弱面) 與兩組弱面 (楔形弱面) 的情況，設計不同坡度的邊坡模型，利用有限元邊坡數值分析軟體 (PLAXIS 3D) 中的岩體節理異向性結合莫爾庫倫破壞準則模式 (Jointed rock model with overall Mohr-Coulomb failure criterion, Iso-JRMC)，分別設定非弱面的參數、弱面的位態與強度參數，再利用強度折減法 (*phi/c* reduction) 來得到邊坡的安全係數 (*Fs*)，利用立體投影圖將 *Fs* 視覺化，討論並劃分邊坡的崩塌潛勢 (高、中、低) 的 *Fs* 的範圍。然後針對實際邊坡狀況下的 *Fs*，分別探討一組弱面 (平面弱面) 或兩組弱面 (楔形弱面) 情況下的崩塌潛勢，再加上考慮地形有凸坡、坡趾下切或有滑動跡象來提升一至二個潛勢等級 (危險、高、中、低)。並利用已發生崩塌或曾經深層滑動過的邊坡案例來驗證，包含國道三號、九份二山、草嶺、小林村、廬山、梨山圓環、屏東霧台 D082 等邊坡。最後，以農委會水土保持局臺中分局及南投分局轄內的 11 處為例 (其中 3 處為板岩地區、8 處為砂頁岩互層地區)，現地調查並進行評估與分級，本研究流程圖如圖 2-0 所示。

第一節　岩體節理異向性模式

本研究選用 PLAXIS 3D 自定義模式 (User Defined Soil

Models) 當中的岩體節理異向性結合莫爾庫倫破壞準則模式 (The Jointed Rock model with overall Mohr-Coulomb failure criterion, Iso-JRMC)，Iso-JRMC 模式結合了岩體節理異向性模式 (Jointed rock model) 及莫爾庫倫破壞準則模式 (Mohr-Coulomb Model)，改善了傳統岩體節理異向性模式中非弱面方向上無法發展破壞面的缺點，以 Mohr-Coulomb 破壞準則定義非弱面方向的破壞。其彈性變形方面為等向性模式，使用剪力模數 (Shear modulus) 及帕松比 (Poisson's ratio) 定義之。而塑性變形方面包含了弱面及非弱面，弱面最多有三個平面方向，使用凝聚力 (Cohesion)、內摩擦角 (Friction angle)、剪脹角 (Dilation angle) 及各平面的抗張強度 (Tensile strength) 定義之 (Brinkgreve et al., 2016)。許多大規模崩塌的現地調查發現，崩塌的岩體多半有切穿非弱面而破壞的情形，故這樣的模式也較能吻合真實的情況。

第二節　邊坡模型的設計

坡度：根據 Sikdar et al. (2004) 對於邊坡坡度的描述，坡度 10° (普通)、20° (中度)、30° (陡峭)及 40° (非常陡峭)，並考慮 182 處大規模崩塌潛勢區域的平均坡度(12°~47°；<20°有 24 處、20°~30°有 118 處、30°~40°有 37 處、>40°有 3 處)，本研究將平均坡度分為 5 個等級：和坡 (<17.5°) 、緩坡 (17.5°~22.5°) 、中度坡 (22.5°~27.5°)、陡坡

(27.5°~32.5°)、峭坡 (>32.5°)，分別設定本研究邊坡模型的坡度：和坡 (15°)、緩坡 (20°)、中度坡 (25°)、陡坡 (30°)、峭坡 (35°)。

坡高：本研究針對 182 處大規模崩塌潛勢區域的坡高，統計各崩塌潛勢區的坡高，共有 75%落再 200~600m，且平均坡高約 400m，為本數值模型的設計坡高 (400m)，綜上考慮坡度與坡高來設計本研究的邊坡模型 (圖 2-1)，設定模型四周邊界和底部的變形的邊界條件為 Fully Fixed，並分別設定邊坡模型的非弱面參數、弱面強度參數與弱面位態如圖 2-2 所示意。

第三節　非弱面參數的設定

岩石的單壓強度 (σ_{ci})：根據公共工程委員會專案研究計畫(2002)的結果：A 岩類 (UCS ≥ 25 MPa)、B 岩類 (5 ≤ UCS < 25 MPa)、C 岩類 (UCS < 5 MPa) 本研究將σ_{ci}分為 3 個等級：強 (≥ 25MPa)、中 (5~25MPa)、弱 (< 5 MPa) (表 1-1)，分別設定本研究材料參數的σ_{ci}：強 (25MPa)、中 (15MPa)、弱 (5 MPa)。

岩性材料參數 (m_i)：根據 Hoek et al. (2007) 可依不同岩性給定不同的m_i值(2~35)，考慮 182 處大規模崩塌潛勢區域的岩性多為具有平面分層的變質岩及沉積岩，將m_i簡化分為 3 個等級：強 (≥ 17) (如砂岩等)、中 (7~17) (如片岩等；若為砂頁岩互層也設為落在此區間)、

弱 (< 7) (如頁岩、板岩等) (表 1-2)，分別設定本研究材料參數的m_i：強 (17)、中 (12)、弱 (7)。

岩體結構與岩塊表面條件參數 (GSI)：根據 Truzman (2009)、Marinos and Hoek (2001) 與 Marinos (2017) 分別針對變質岩與沉積岩，加以分類不同岩體構造狀態，提出新的 GSI 分類表 (表 1-3a~1-3b)，可依不同岩體結構給定不同的 GSI 值 (5~75)，本研究將 GSI 簡化分為 3 個等級：強(≥ 50) (表 1-3a 中的 Little and Moderately Foliated, 表 1-3b 中的 A and B)；中(20~50) (表 1-3a 中的 Foliated, 表 1-3b 中的 C~E)；弱(< 20) (表 1-3a 中的 Very Foliated, 表 1-3b 中的 G)，分別設定本研究材料參數的GSI：強 (50)、中 (35)、弱 (20)。

本研究考慮自然邊坡 (干擾因子 D 為 0)，除了上述地質分類結果的參數設定值，還需考量σ_3的應力上限 ($\sigma_{3,max}$)，當$\sigma_{3,max}$太小時 φ 偏大 c 偏小，$\sigma_{3,max}$太大時 φ 偏小 c 偏大。我們嘗試不同的應力上限值$\sigma_{3,max}$，利用式 1~式 6 找到相對應的凝聚力 c 與內摩擦角 φ，將非弱面參數分為三種強度 (強、中、弱)，計算其 c 與 φ 的平均值並與 Wyllie (2014) 反算多處實際邊坡之 c, φ 的關係圖進行比較 (圖 2-3)，確立了應力上限值$\sigma_{3,max}$為 1.3 MPa。最後將非弱面的強度分類結果 (強、中、弱) 應用於本研究邊坡模型的非弱面材料的參數 (表 2-1)。

第四節　弱面強度參數的反算

弱面強度參數：本研究初步設計同坡高 (400m)、不同坡度 (和坡 15°、緩坡 20°、中度坡 25°、陡坡 30°、峭坡 35°) 與非弱面參數 (強中、弱) 的簡單邊坡模型 (共 15 組)。然而需考量現實案例中，和緩岩坡的強度通常較陡峭岩坡的強度弱，為了簡化系統，如表 2-2 所示，將較不易於存在現實情況下的坡度與非弱面強度的搭配排除，最後利用此 9 組進行後續的分析與探討。此外，尚需考慮對於同樣等級的非弱面的強度下，坡度較陡峭的邊坡的安全性越低，換句話說，非弱面強度同為弱的三種坡 (和坡、緩坡、中度坡)，邊坡安全係數應為和坡 > 緩坡 > 中度坡較為合理。因此，根據 Chowdhury et al. (2009) 提及自然邊坡的合理安全係數約為 1.1~1.2 左右，加上考慮 Yeh et al. (2019) 的研究結果指出當坡面與弱面的傾向與傾角一致時 (典型順向坡)，安全係數較低，此外，許多關於邊坡數值模擬的研究，其弱面強度參數多以 0 或趨近 0 來設定凝聚力，並搭配不同內摩擦角來定義之 (Hou et al., 2014; Wu et al., 2018; Sattler and Paraskevopoulou, 2019)。綜上考量，如表 2-2 所示，本研究定義在非弱面強度為弱的情況下，和坡、緩坡與中度坡的典型順向坡的安全係數分別為 1.3、1.2 與 1.1；在非弱面強度為中的情況下，陡坡的典型順向坡的安全係數為 1.2；在非弱面強度為強的情況下，峭坡的典型順向坡的安全係

數為 1.1。以反算的方式得到和坡、緩坡、中度坡、陡坡及峭坡的弱面強度參數，分別為：c: 0 KPa, φ: 6.5°; c: 0 KPa, φ: 12.8°; c: 0 KPa, φ: 17.1°; c: 0 KPa, φ: 18°; c: 0 KPa, φ: 20°，意即每種坡度均對應於一組弱面強度參數，該組參數應用於同坡度但不同非弱面強度的邊坡，而該組參數除了應用於一組弱面的狀況下，也應用於兩組弱面的狀況下。另外，現地調查結果往往顯示，不同邊坡的露頭點位的強度不盡相同，由其是 GSI，這會造成判定的非弱面強度因為不同點位而不同，本研究將以較弱者為主，然後需注意的是，由於本研究將系統簡化為 9 組 (表 2-2)，倘若某一 20°的邊坡的露頭甚少或可能該坡為少數強度較強的緩坡，導致非弱面強度被判定為強的時候，由於在設計邊坡時將其排除了，因此將利用非弱面強度為中的方式來設定該邊坡的非弱面參數，也較保守。

第五節 弱面位態的設定

坡面及弱面的相對方位 (α, θ)：α 定義為坡面傾斜方向與弱面傾斜方向的夾角、θ 定義為弱面傾角，如圖 2-4a~2-4b 所示。此外，本研究模型均設定邊坡朝正 x 方向，並以每 10°為一個單位來改變 α (0°~180°) 或 θ (0°~90°)，設計出不同坡面與弱面的相對方位 (α, θ) 來設定邊坡的平面弱面位態。另外，楔形弱面的情況因包含兩組弱面

位態較複雜，其中兩組弱面的夾角 γ 及 ω 角 (圖 2-4c)，Hoek and Bray (1981) 以力學原理探討楔型體的穩定性，認為其穩定性與 γ 與 ω 有關；Hudson and Harrison (2000) 也提及當楔形 γ 相同時，ω1 與 ω2 之差異越小則安全係數越大，而 ω1 與 ω2 之差為定值時，γ 越大則安全係數越小；張光宗等 (2017) 也利用數值方法對邊坡的楔形弱面狀況進行了分析，得到了與 Hudson and Harrison (2000) 相同的結果，這表示分析具楔形弱面的岩坡的穩定性時，除了兩組弱面的 α 和 θ 角，尚需考慮 γ 和 ω 角所帶來的影響。

第六節 Fs 與立體投影圖的結合

製作立體投影圖有 2 種方法：等角投影法 (Equal angle projection) 與等面積投影法 (Equal area projection)，其差別如其名，等角投影法使得參考球面 (3D) 上一定形狀的多邊形投影至立體投影圖面 (2D) 後，其各個內角仍保持不變，等面積投影法則使得面積保持不變。參考 Tomás et al., (2012) 將 SMR 與常見的立體投影圖分析結合，使評估方式視覺化，本研究選用較常用的等角投影法，將邊坡安全係數 (*Fs*) 與立體投影圖相結合，亦即依立體投影圖當中各經緯線的交點給予 *Fs*，並繪製 *Fs* 的等值線，如圖 2-5 所示，投影方式如下：

$$r' = r\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) \tag{7}$$

其中r'為投影點與立體投影圖面中心點的距離；r為參考球的半徑；θ為球心至球面上任意點的向量傾角。

第七節 崩塌潛勢的 Fs 範圍

由於楔形弱面情況下的邊坡安全係數，除了兩組弱面的 α 和 θ 角尚需考慮 γ 和 ω 角而較複雜，為了簡化本系統，本研究針對平面弱面情況下，利用立體投影圖將 *Fs* 視覺化，相互參考並決定崩塌潛勢(高、中、低) 的 *Fs* 範圍，楔形弱面情況下也遵照此 *Fs* 範圍。此外，本研究將自然邊坡的形貌多是非線性的，其大致上可分為邊坡的縱剖面與橫剖面兩部分，考慮凸坡對於邊坡的穩定性是不利的，本研究針對凸坡進行邊坡縱剖面的判釋，再加上考慮邊坡受河道刷深，或人為開挖而導致坡趾下切的情形，利用 ArcGIS 的 Slope Analysis 與 Profile Analysis 進行分析凸坡或下切情形的嚴重性來判釋有無凸坡或下切。另外，蒐集相關監測資料並進行現地勘查，進行有無活動跡象的判釋。綜上考慮有凸坡、坡趾下切或有活動跡象，用以提升一至二個潛勢等級，故最後可分為：危險、高、中、低崩塌潛勢。

另外，考慮目前所公布的大規模崩塌潛勢地區的範圍，由於需包含保全對象等因素故劃定可能超出邊坡的邊界，加上本研究針對大規模崩塌進行邊坡設計與分析，故邊坡單元的劃分方式是較適合的選

擇，因此，如有需要將先對大規模崩塌地區進行區域邊界的修訂，如山嶺線或河道等，以符合完整邊坡單元的形貌，再進行該崩塌潛勢區的分析。

第八節 系統的驗證與應用

本研究利用已發生崩塌或曾經深層滑動過的邊坡案例來驗證，包含國道三號、九份二山、草嶺、小林村、廬山、梨山圓環、屏東霧台 D082 等邊坡，設計各個邊坡案例的簡單邊坡模型，非弱面和弱面參數則參考表 2-2，利用與該坡度最接近的坡度之參數來設定，例如九份二山的平均坡度為 22°，弱面強度參數利用緩坡 (20°) 的參數設定之、弱面位態與非弱面參數則分別參考九份二山的弱面位態資料和強度分類 (σ_{ci}、m_i、GSI)，依照本研究的方法來設定之 (表 2-1、第五節)。分別計算考慮一組或兩組弱面的安全係數來判定崩塌潛勢，以當中較高潛勢的結果為主，接著再額外考慮有凸坡、坡趾下切或有活動跡象用來提升一至二個潛勢等級，對於已以發生崩塌的邊坡案例，最終判定的崩塌潛勢應為危險；曾經深層滑動過的邊坡案例則應為高潛勢或中潛勢，較為合理。最後，以農委會水土保持局臺中分局及南投分局轄內的 11 處為例來應用 (其中 3 處為板岩地區、8 處為砂頁岩互層地區)，包含苗栗泰安 D017 (砂頁岩互層)、苗栗泰安 D026 (砂頁

岩互層)、臺中東勢 T001 (砂頁岩互層)、臺中和平 D036 (板岩)、南投仁愛 123 (板岩)、南投仁愛 D042 (板岩)、南投國姓 (砂頁岩互層)、嘉義竹崎 D004 (砂頁岩互層)、嘉義竹崎 D005 (砂頁岩互層)、嘉義梅山 D019 (砂頁岩互層)與嘉義阿里山 D001 (砂頁岩互層)，現地調查並進行評估與分級。

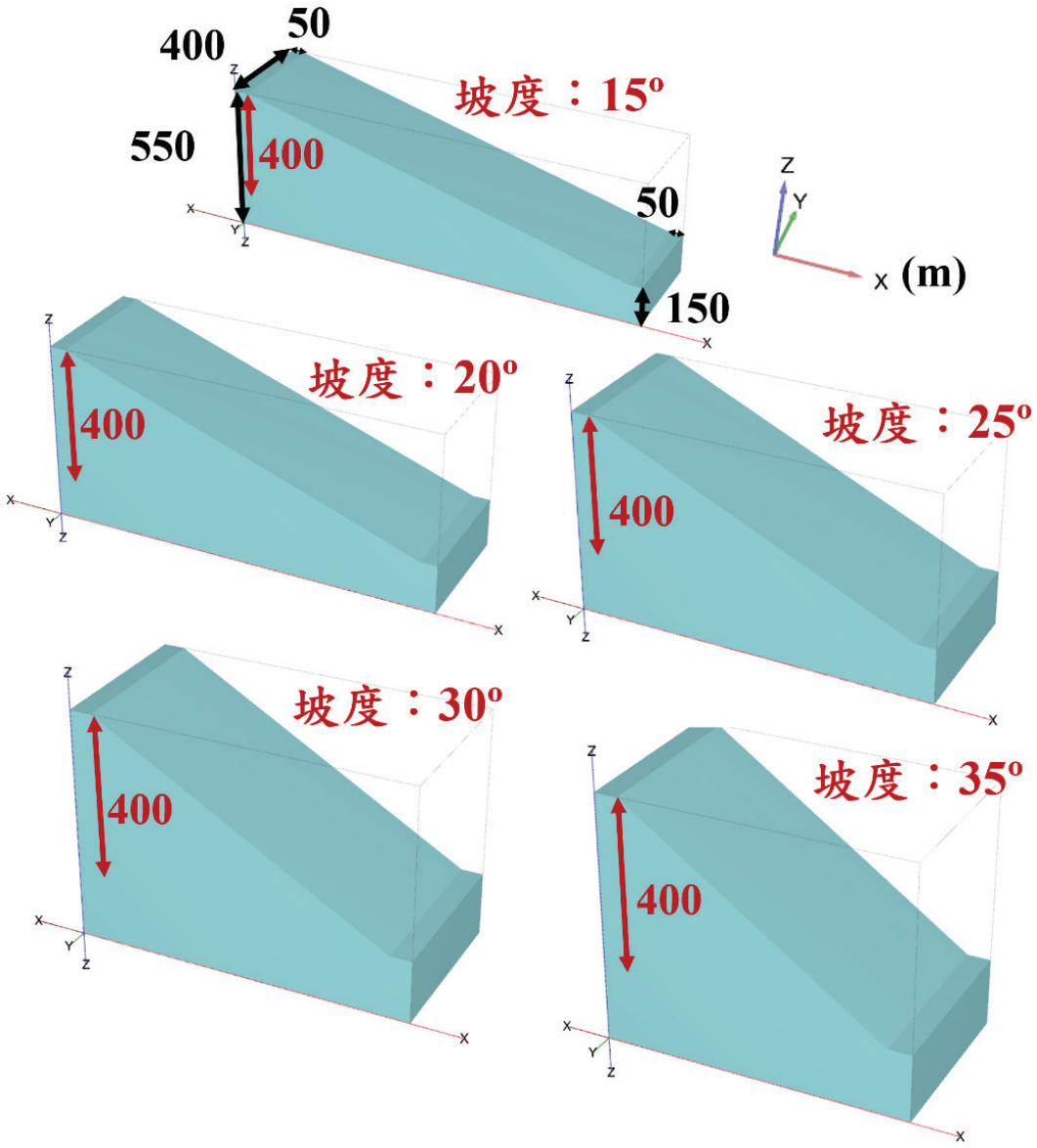


圖 2-1 邊坡的設計坡度與坡高

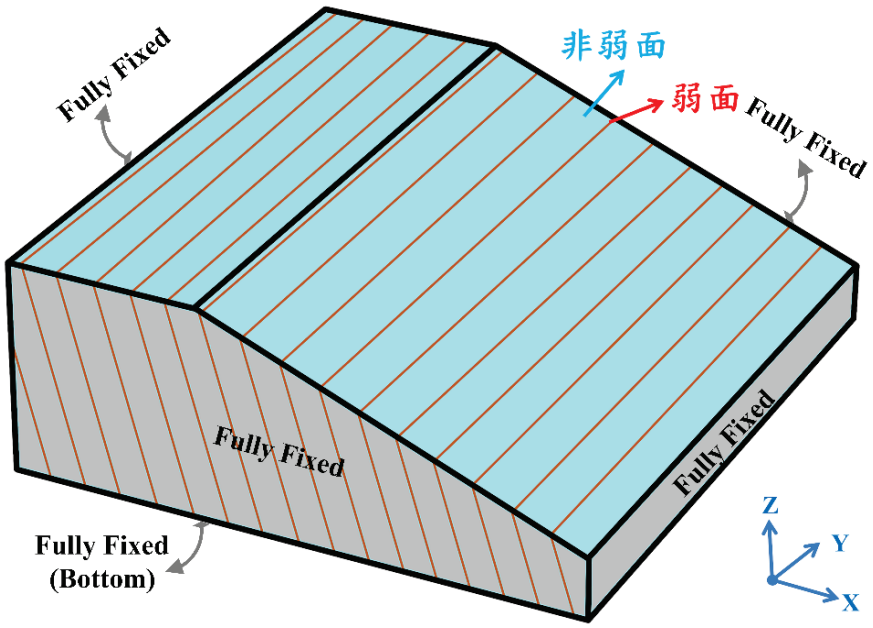


圖 2-2 非弱面和弱面的設定以及邊界

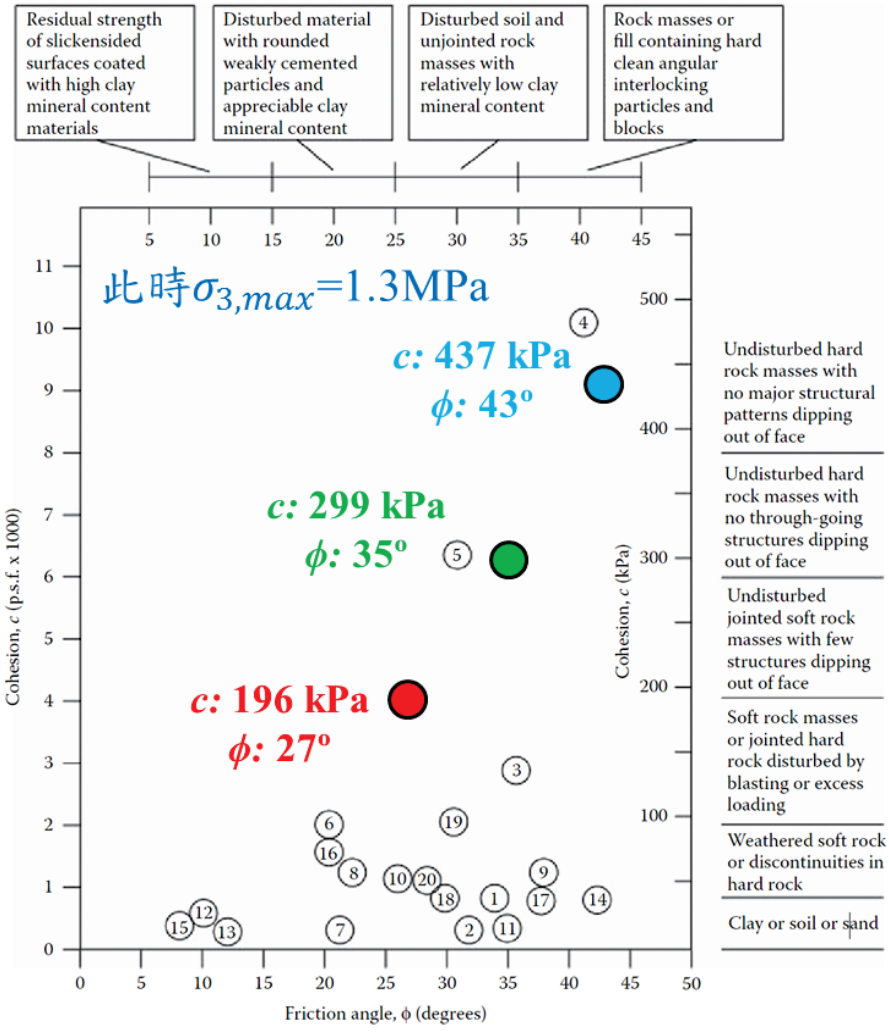


圖 2-3 實際邊坡反算之 c 對 φ 的關係圖 (修改自 Wyllie, 2014)

表 2-1 非弱面參數的分類與設定

mi = 17	σci (MPa) 25	15	5
GSI 50	c: 522 kPa, φ: 48° E: 5E6 kPa	c: 434 kPa, φ: 44° E: 3.9E6 kPa	c: 300 kPa, φ: 35° E: 2.2E6 kPa
GSI 35	c: 399 kPa, φ: 43° E: 2.1E6 kPa	c: 339 kPa, φ: 39° E: 1.6E6 kPa	c: 239 kPa, φ: 30° E: 9.4E5 kPa
GSI 20	c: 285 kPa, φ: 38° E: 8.9E5 kPa	c: 245 kPa, φ: 34° E: 6.9E5 kPa	c: 174 kPa, φ: 26° E: 4E5 kPa

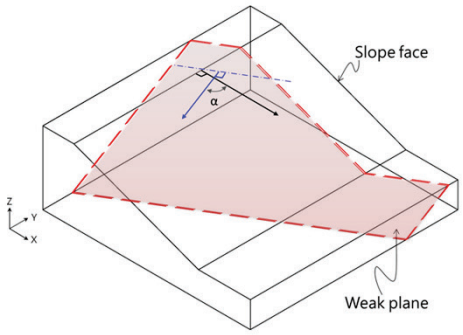
mi = 12	σci (MPa) 25	15	5
GSI 50	c: 489 kPa, φ: 45° E: 5E6 kPa	c: 400 kPa, φ: 41° E: 3.9E6 kPa	c: 270 kPa, φ: 32° E: 2.2E6 kPa
GSI 35	c: 363 kPa, φ: 40° E: 2.1E6 kPa	c: 306 kPa, φ: 36° E: 1.6E6 kPa	c: 212 kPa, φ: 27° E: 9.4E5 kPa
GSI 20	c: 254 kPa, φ: 34° E: 8.9E5 kPa	c: 217 kPa, φ: 31° E: 6.9E5 kPa	c: 152 kPa, φ: 23° E: 4E5 kPa

mi = 7	σci (MPa) 25	15	5
GSI 50	c: 451 kPa, φ: 40° E: 5E6 kPa	c: 357 kPa, φ: 36° E: 3.9E6 kPa	c: 229 kPa, φ: 27° E: 2.2E6 kPa
GSI 35	c: 315 kPa, φ: 36° E: 2.1E6 kPa	c: 261 kPa, φ: 31° E: 1.6E6 kPa	c: 175 kPa, φ: 23° E: 9.4E5 kPa
GSI 20	c: 212 kPa, φ: 30° E: 8.9E5 kPa	c: 179 kPa, φ: 26° E: 6.9E5 kPa	c: 123 kPa, φ: 19° E: 4E5 kPa

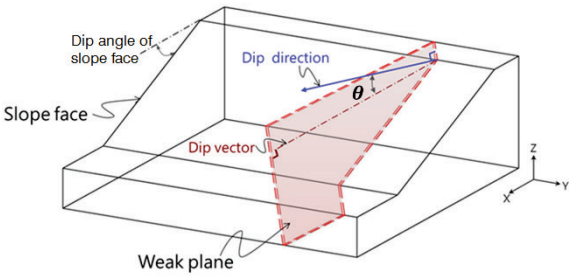
非弱面參數		
	強	c: 437 kPa, φ: 43°, γ: 26 kN/m^3, G: 1.5E6, ν: 0.3
	中	c: 299 kPa, φ: 35° γ: 26 kN/m^3, G: 7.3E5, ν: 0.3
	弱	c: 196 kPa, φ: 27° γ: 26 kN/m^3, G: 3.2E5, ν: 0.3

表 2-2 邊坡模型的坡度與非弱面參數的搭配與設計

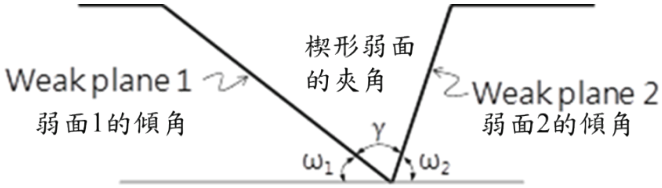
		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面的強度	弱	典型順向坡 FS設為1.3	典型順向坡 FS設為1.2	典型順向坡 FS設為1.1		
	中				典型順向坡 FS設為1.2	
	強					典型順向坡 FS設為1.3
反算弱面的強度參數		c: 0 kPa φ: 6.5°	c: 0 kPa φ: 12.8°	c: 0 kPa φ:17.1 °	c: 0 kPa φ: 18°	c: 0 kPa φ: 20°



(a) 平面弱面 α 定義示意圖



(b) 平面弱面θ定義示意圖



(c) 垂直兩弱面交線之剖面

圖 2-4 坡面與弱面的相對方位 (α,θ) (修改自林怡綾, 2017)

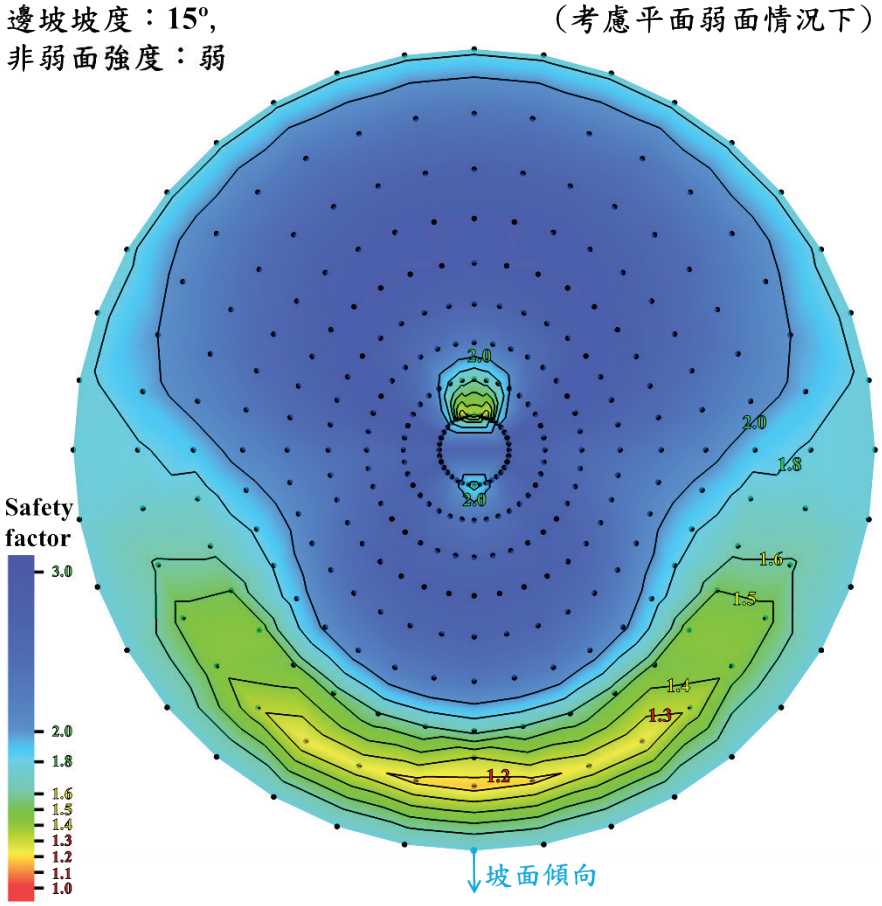


圖 2-5 邊坡安全係數與立體投影圖的結合示意圖

第三章 結果與討論

第一節 崩塌潛勢的 Fs 範圍

本研究的結果如圖 3-1~3-5 所示，利用立體投影圖的方法將 *Fs* 視覺化，並進行比較與討論。在數值分析結果當中，弱面與坡面方位相近的順向坡，以及弱面為高傾角的逆向坡或順向坡，均顯示出不利於邊坡穩定的趨勢。由於 *Fs* 的分布屬於漸進的變化，為了要劃分不同潛勢的 *Fs* 的範圍，本研究考量不同強度或坡度的邊坡的 *Fs* 的分布結果，將 *Fs*<1.3 定為高潛勢；*Fs*=1.3~1.6 定為中潛勢；*Fs*>1.6 則定為低潛勢。

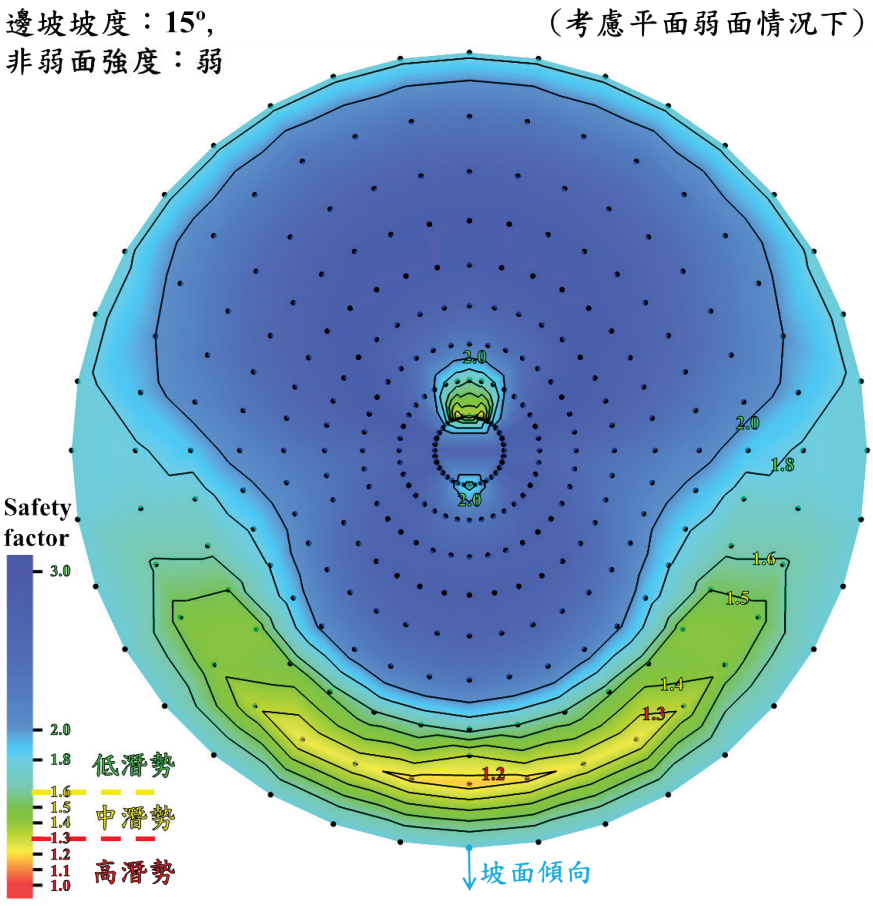
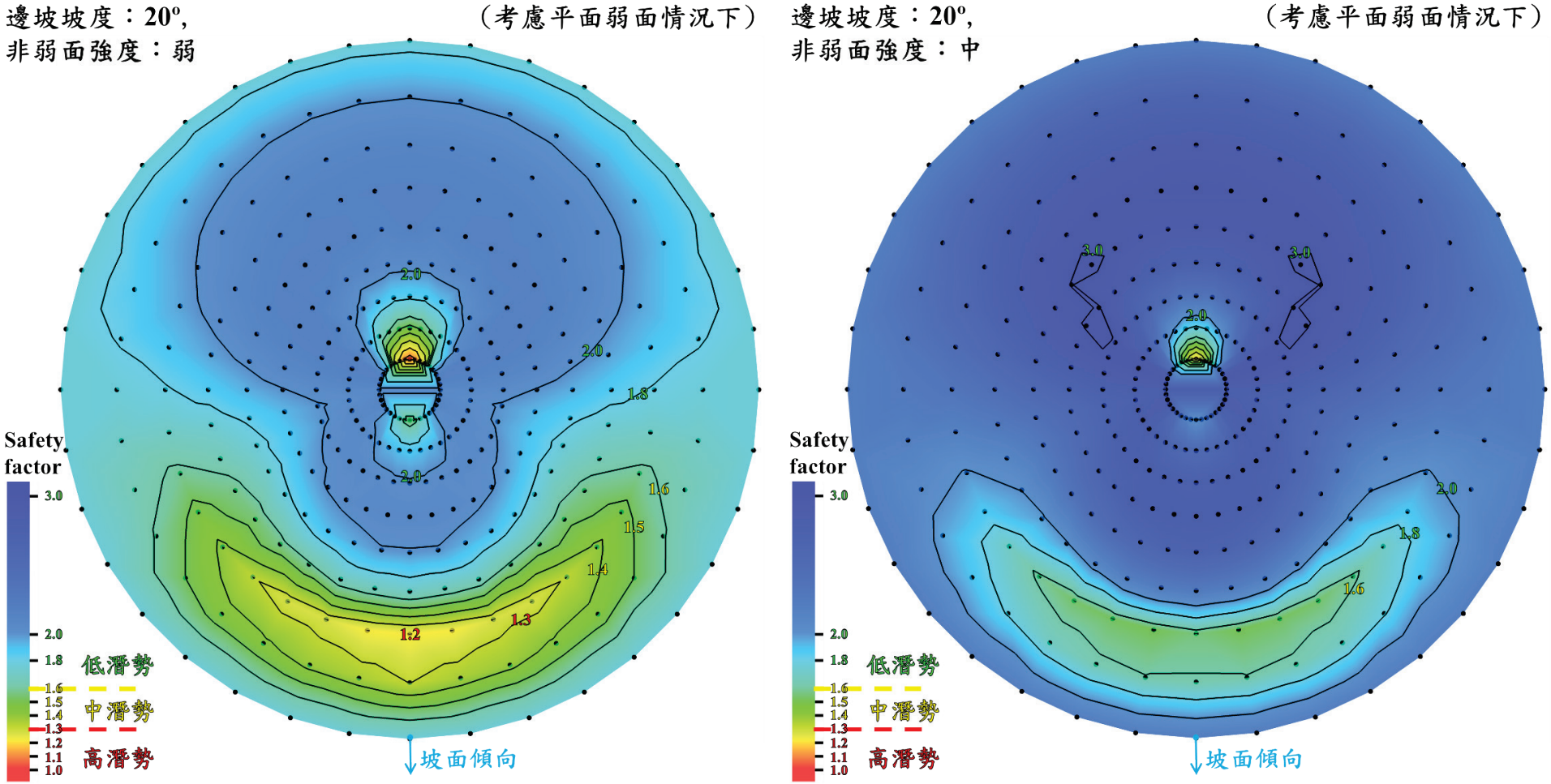


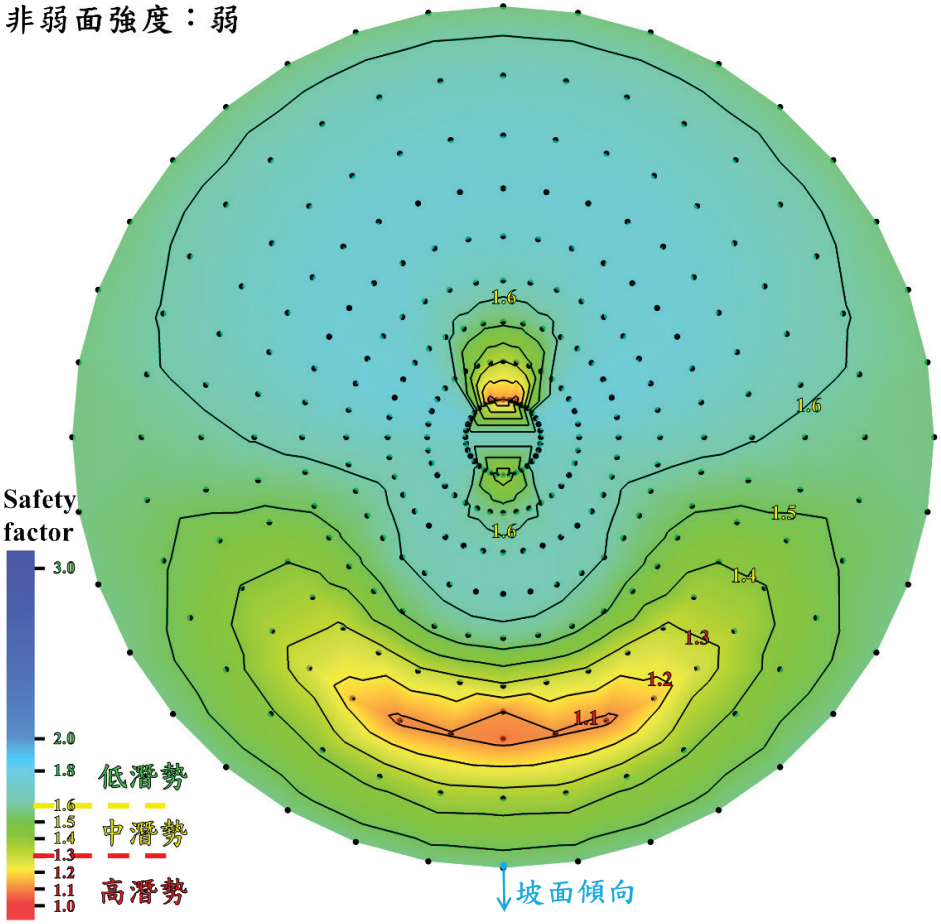
圖 3-1 不同弱面與坡面相對方位之和坡(15°)的 *Fs* 分布圖



(a) (b)

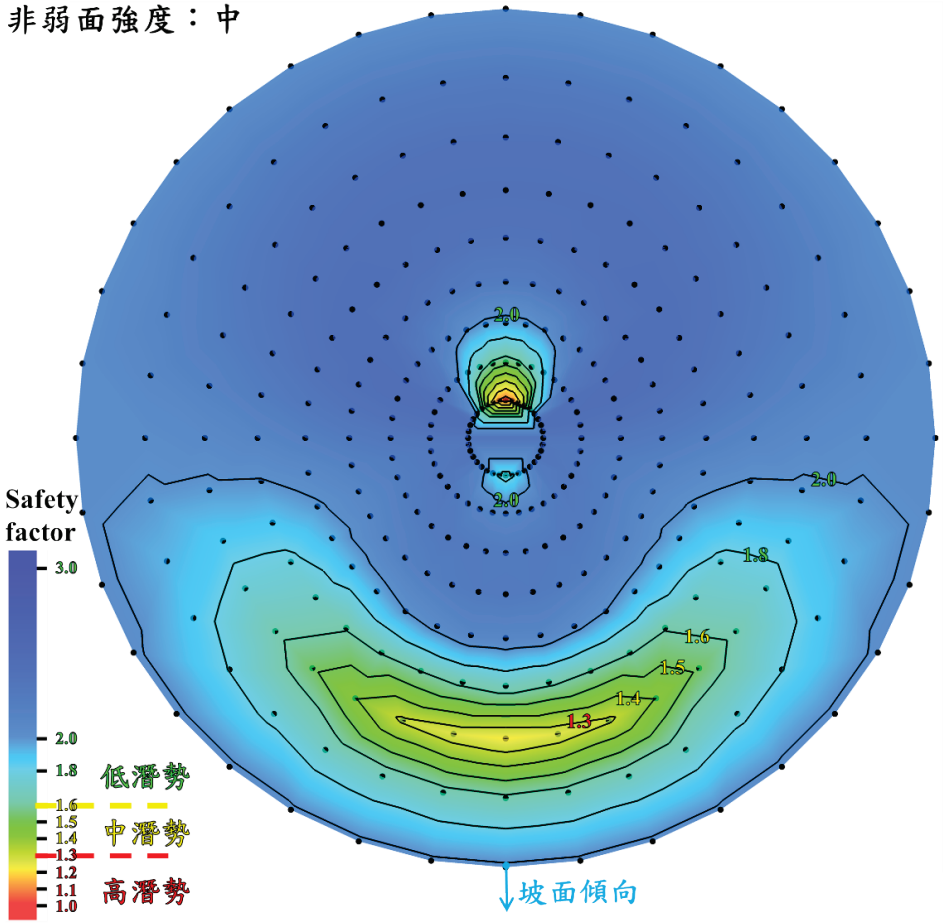
圖 3-2 不同弱面與坡面相對方位之緩坡(20°)的 *Fs* 分布圖

邊坡坡度：25°,
非弱面強度：弱
（考慮平面弱面情況下）

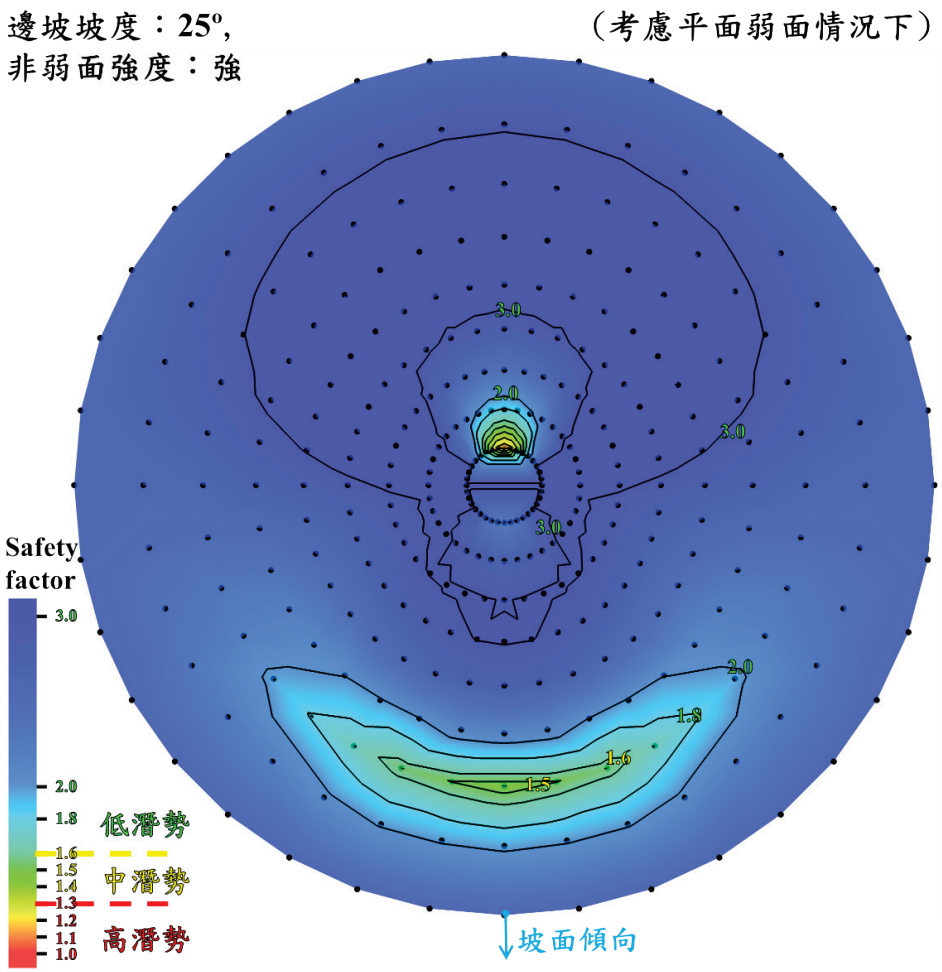


(a)

邊坡坡度：25°,
非弱面強度：中
（考慮平面弱面情況下）

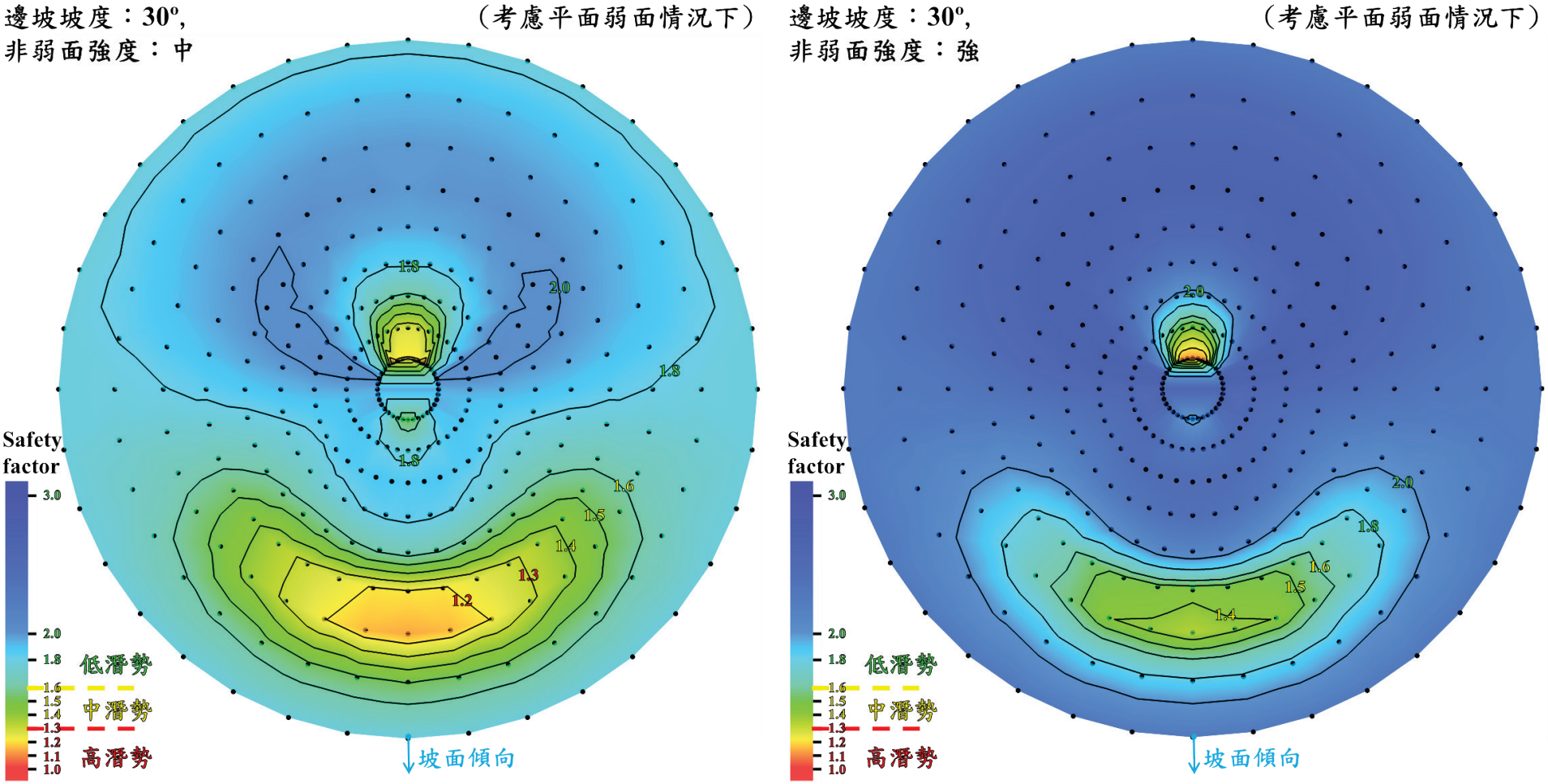


(b)



(c)

圖 3-3 不同弱面與坡面相對方位之中度坡(25°)的 *Fs* 分布圖



(a) (b)

圖 3-4 不同弱面與坡面相對方位之陡坡(30°)的 *Fs* 分布圖

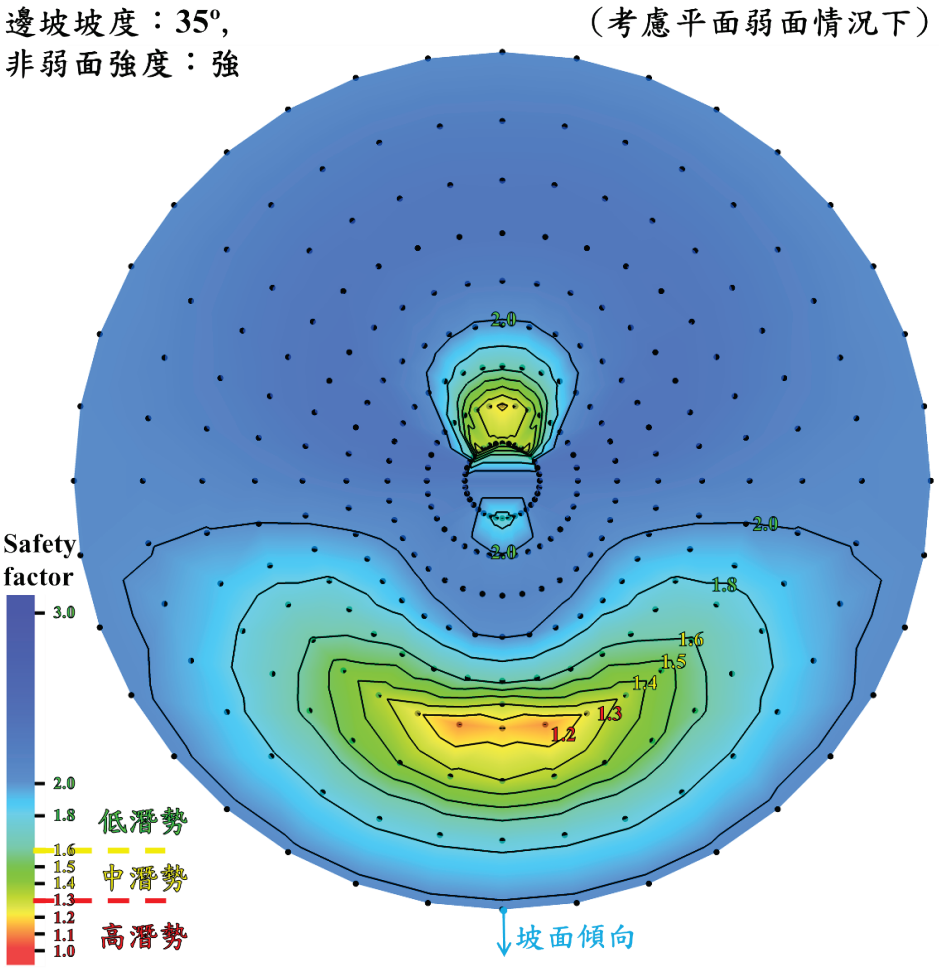
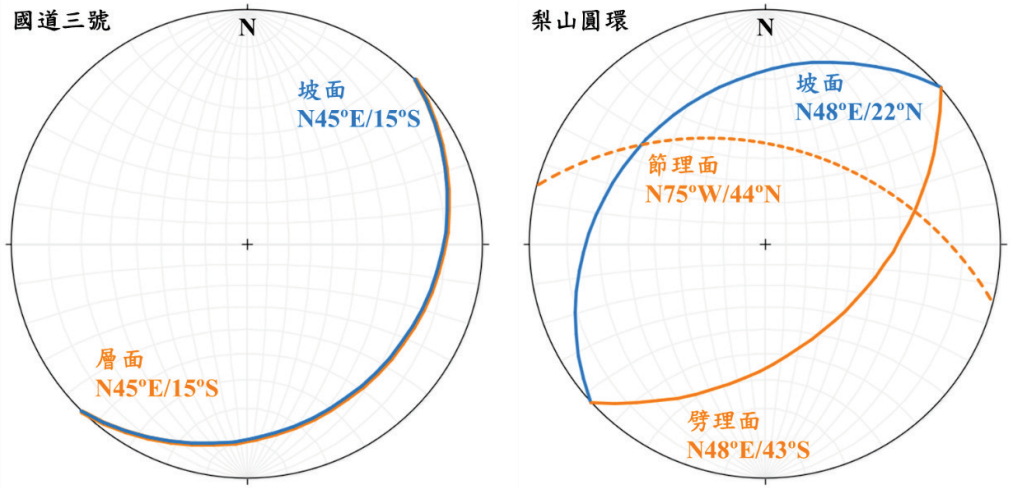


圖 3-5 不同弱面與坡面相對方位之峭坡(35°)的 *Fs* 分布圖

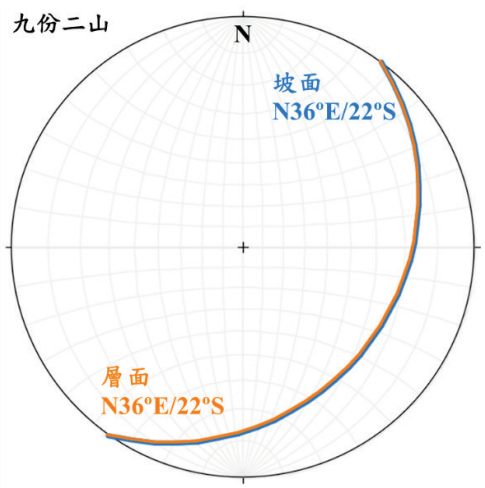
第二節 系統的驗證

本研究利用國道三號、九份二山、草嶺、小林村、廬山、梨山圓環、屏東霧台 D082 等邊坡來進行驗證，並考慮安全係數的範圍<1.3 為高潛勢、1.3~1.6 為中潛勢、>1.6 為低潛勢。蒐集已發生崩塌或曾經深層滑動過的邊坡案例的相關文獻，設計邊坡案例的簡單邊坡模型，整理各案例的坡面與弱面的位態與非弱面的分類強度 (圖 3-6、表 3-1)，弱面強度則利用最接近的坡度的弱面反算參數來設定 (表 2-2) ，由於本研究所設計的邊坡模型的坡度範圍最小是 15°最大是

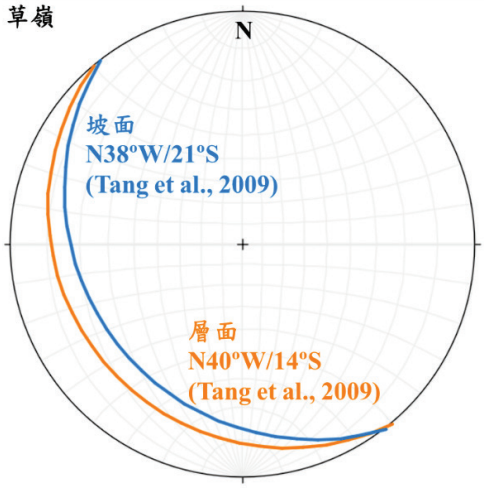
35°，並以 5°為間隔，這表示例如以 15°來說，12.5°~17.5°即為這個坡度的弱面強度參數的適用範圍，接著分別考慮一組弱面與兩組弱面的情況，計算各種情況下的安全係數，以較高潛勢為主，初步分析崩塌潛勢，再加以考量地形有凸坡、坡趾下切或有滑動跡象來調整一致二個潛勢等級，可得該邊坡的最終判定潛勢，整體而言，本系統的驗證不錯，已崩塌的邊坡案例的最終判定潛勢均為危險，而有深層滑動過的邊坡案例則可判釋為高潛勢或中潛勢，驗證結果如表 3-1 所示。而必須要說明的是，在現地調查中，層面或劈理面往往較節理面發達，這表示本研究將楔形弱面情況下的兩組弱面的強度參數設定為一致，所得出的潛勢結果會偏保守。



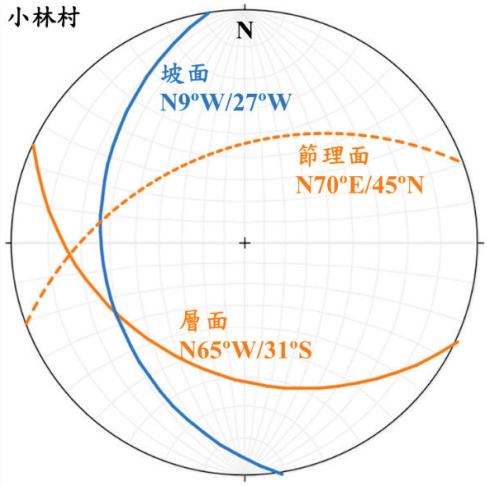
(a) 國道三號 (Lo et al., 2016)　　(b) 梨山圓環 (廖志中等,2011; 中央地調所, 2019)



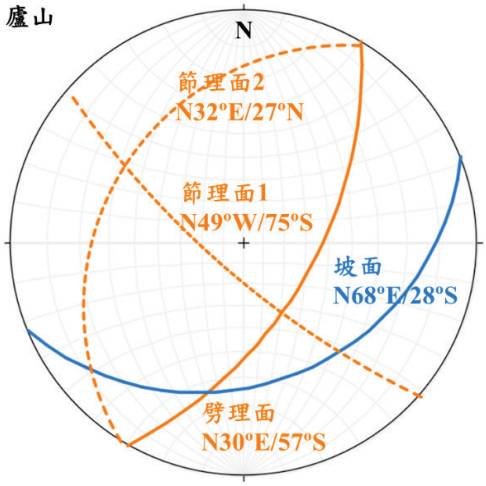
(c) 九份二山 (Wang et al., 2003)



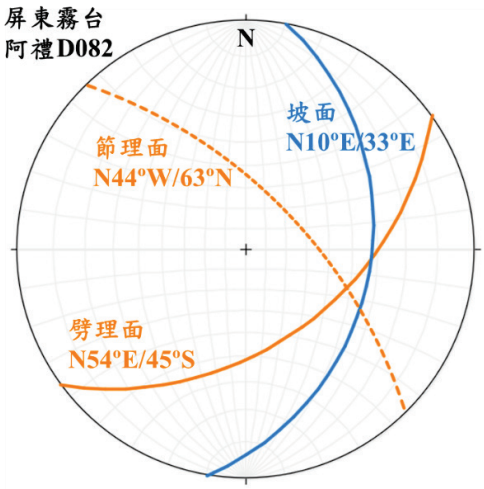
(d) 草嶺 (Tang et al., 2009)



(e) 小林村 (Tsou et al., 2011)



(f) 廬山 (Chang and Haung, 2015)



(g) 屏東霧台阿禮 D082 (蔣季翰等, 2019)

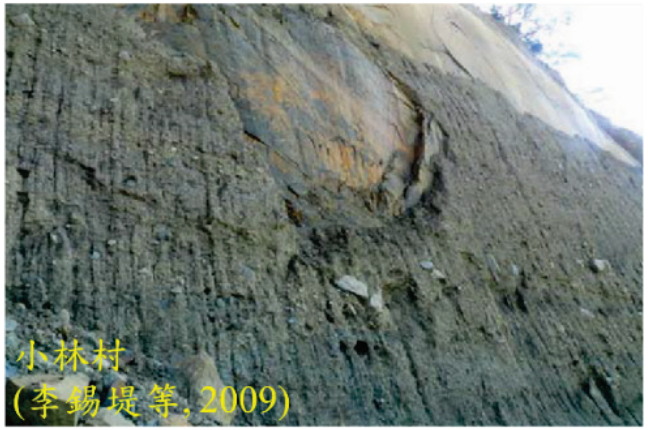
圖 3-6 各案例的坡面與弱面的位態

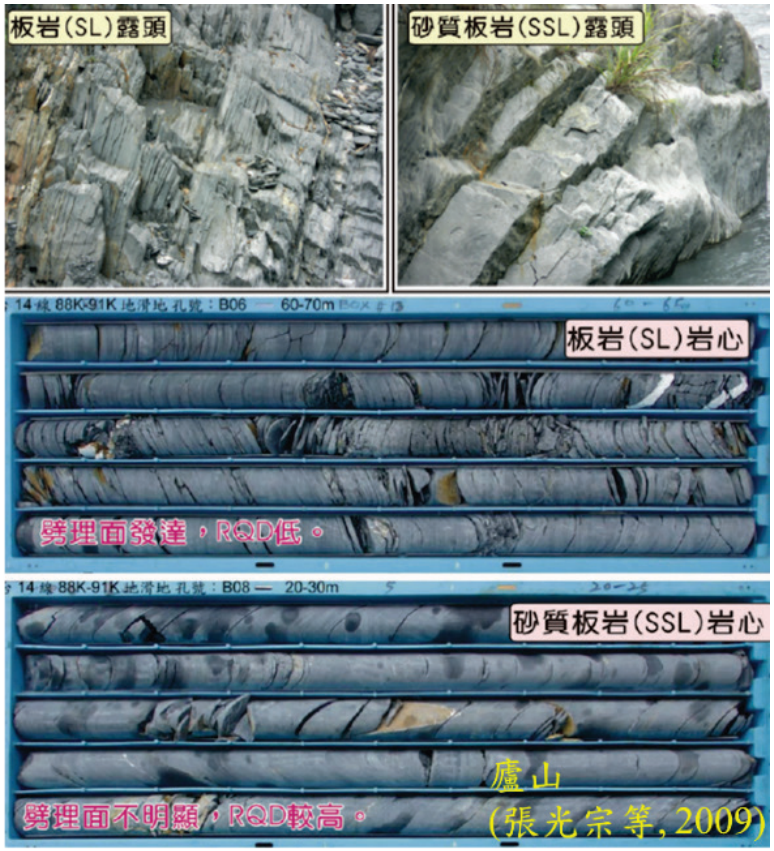
表 3-1 崩塌潛勢的驗證結果

崩塌地/崩塌潛勢區	考慮平面弱面情況下的安全係數	崩塌潛勢	考慮楔形弱面情況下的安全係數	崩塌潛勢
國道三號	1.27	高		
				(Lo et al., 2016; Chen and Cheng, 2017)
非弱面強度∈ 弱 (大寮層：A岩類，σci = 25MPa；滑動體下層為厚層頁岩： 故 mi 保守選定為7；同左，GSI 選定為20)				
梨山圓環	1.92	低	1.62	低
				(廖志中等, 2011; 中央地調所, 2019)
非弱面強度∈ 弱 (廬山層：A岩類，σci = 25MPa；板岩：故其 mi 選定為7；風化板岩如下圖，GSI 選定為20)				
九份二山	1.08	高		
				(Wang et al., 2003)
(中新世樟湖坑頁岩層：A岩類，σci = 25MPa；頁岩如下圖：故其 mi 選定為7；GSI 選定為20) 弱岩體				
草嶺	1.2	高		
				(Tang wt al., 2009; 李錫堤, 2011)
非弱面強度 弱 (卓蘭層、錦水頁岩：B岩類，σci = 15MPa；下層為厚層頁岩：故 mi 保守選定為7；同左，GSI 選定為20)				
小林村	1.27	高	1.11	高
				(Tsou et al., 2011; 李錫堤等, 2009)
非弱面強度 弱 (鹽水坑頁岩層：B岩類，σci = 15MPa；塊狀頁岩偶夾砂岩：故其 mi 選定為7；，GSI 選定為20)				
廬山	1.94	低	1.9	低
				(張光宗等, 2009; Chang and Huang, 2015)
非弱面強度∈ 中 (廬山層：A岩類，σci = 25MPa；風化板岩夾砂質板岩：故其 mi 選定為7；如下圖，GSI 選定為35)				
屏東霧台阿禮D082	2.11	低	1.79	低
				(蔣季翰等, 2019)
非弱面強度∈ 強 (潮州層：A岩類，σci = 25MPa；硬頁岩、板岩與變質砂岩互層：故其 mi 選定為12；GSI 選定為35)				







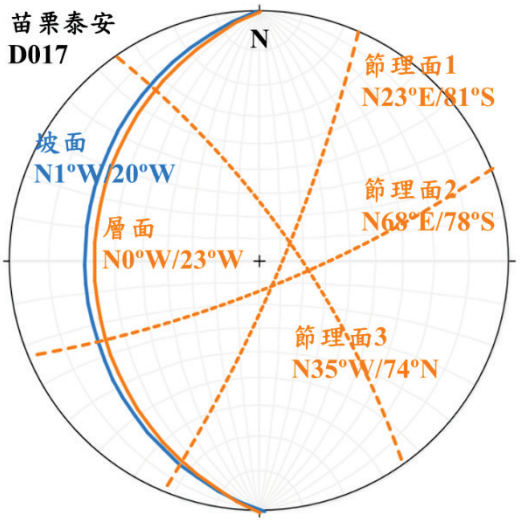
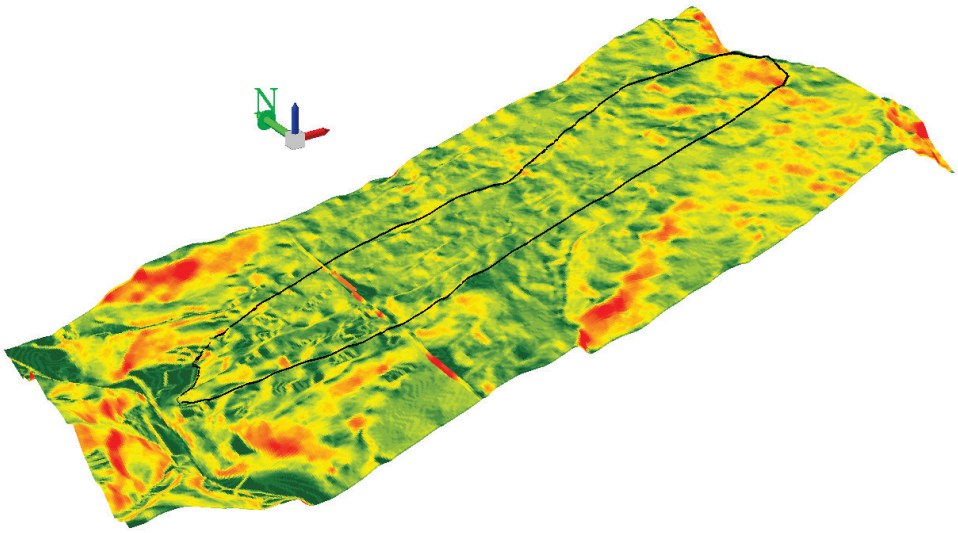


崩塌地/崩塌潛勢區	分析潛勢	有凸坡或坡趾下切	有活動跡象	最終判定潛勢
國道三號	高	✓ (坡趾下切)		危險
梨山圓環	低		✓	中
九份二山	高	✓ (凸坡) (Wang et al., 2003)		危險
草嶺	高	✓ (凸坡) (李錫堤, 2011)		危險
小林村	高	✓ (凸坡) (周立生, 2014)		危險
廬山	低	✓ (凸坡) (Chang and Huang, 2015)	✓	高
屏東霧台阿禮D082	低		✓	中

第三節 系統的應用

本研究以農委會水土保持局臺中分局及南投分局轄內的 11 處為例應用 (其中 3 處為板岩地區、8 處為砂頁岩互層地區)，現地調查並進行評估與分級，應用結果如表 3-2 所示，顯示本系統可以將不同大規模崩塌潛勢地區的潛勢判別開來。然而，正因為邊坡模型的坡度範圍最小是 15°最大是 35°，可以發現弱面強度參數的適用範圍僅介於 12.5°~37.5°，對於<12.5°或>37.5°的邊坡，若要分別用 15°或 35°坡度的弱面參數來設定之，可能會增加安全係數的誤差，導致該邊坡的分析潛勢失準。而雖然<12.5°或>37.5°的邊坡在 182 處中僅 4 處佔約 2% (12°、44°、46°和 47°)，建議額外對與此 4 處進行潛勢評估作業。

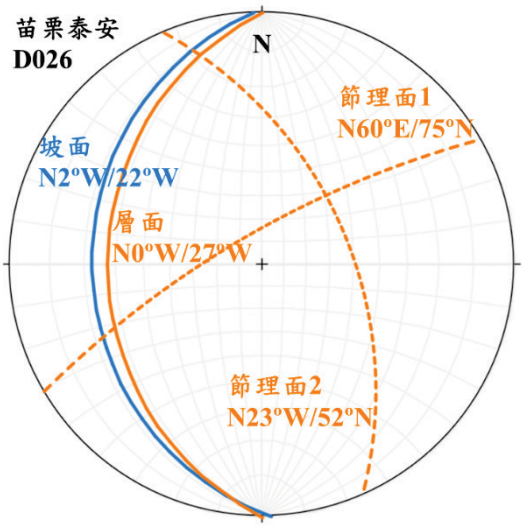
表 3-2 系統的應用結果

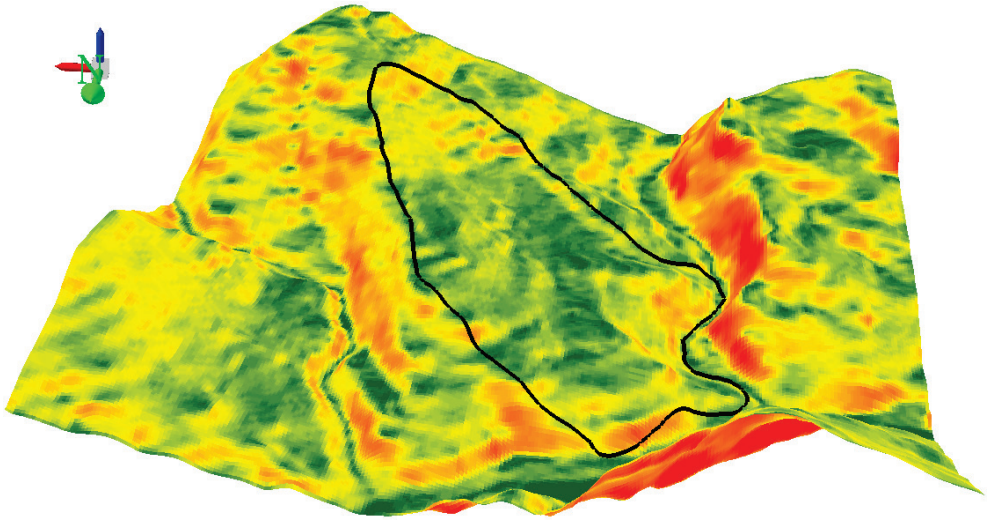
苗栗泰安 D017 (平均坡度：20°；坡高：664m)
σ_{ci}=25MPa (東坑層∈ A 岩類)，m_i=12，GSI=35 (砂頁互層)，非弱面強度為強。因 20°坡的非弱面強度無強，故選用中來設定之。凸坡或坡趾下切：無；活動跡象：無。  

分析潛勢 B:1.71(低), B&J1:1.37(中), B&J2:1.66(低), B&J3:1.72(低) 最終判定潛勢:中

苗栗泰安 D026 (平均坡度：22°；坡高：338m)

σ_{ci}=25MPa (東坑層∈ A 岩類), m_i=12, GSI=20 (砂頁薄互層)，非弱面強度為中。凸坡或坡趾下切：有 (坡趾下切)；活動跡象：無。







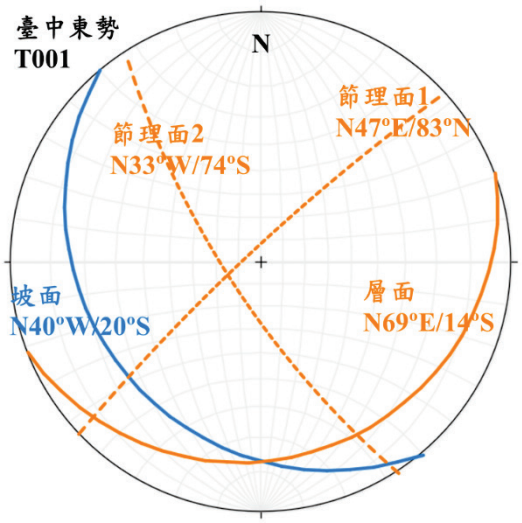
分析潛勢 B: 1.77 (低), B&J1: 1.44 (中), B&J2: 1.63 (低)

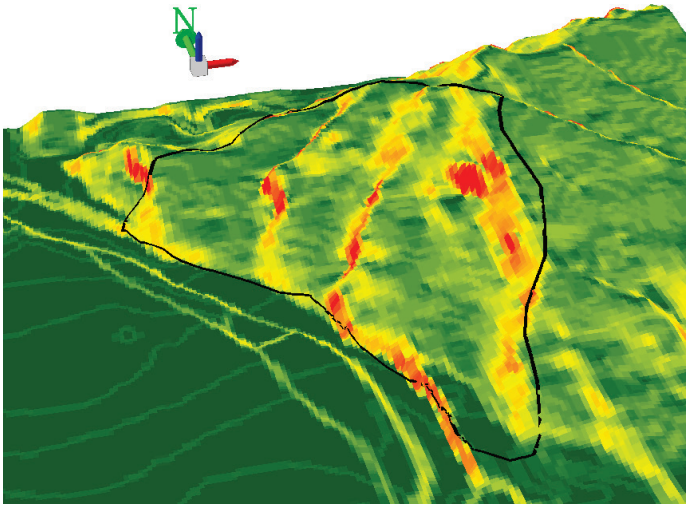
最終判定潛勢:高

臺中東勢 T001 (平均坡度：20°；坡高：131m)

σ_{ci}=15MPa (卓蘭層∈ B 岩類), m_i=12, GSI=35 (砂岩偶夾頁岩)，非弱面強度為中。凸坡或坡趾下切：無；活動跡象：無。







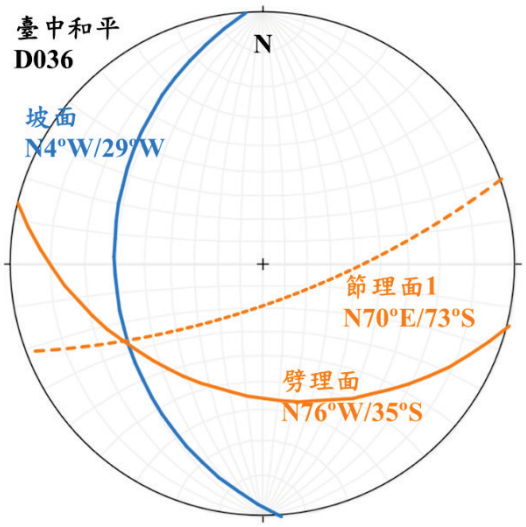
分析潛勢 B:2.22 (低), B&J1:1.89 (低), B&J2:1.54 (中)

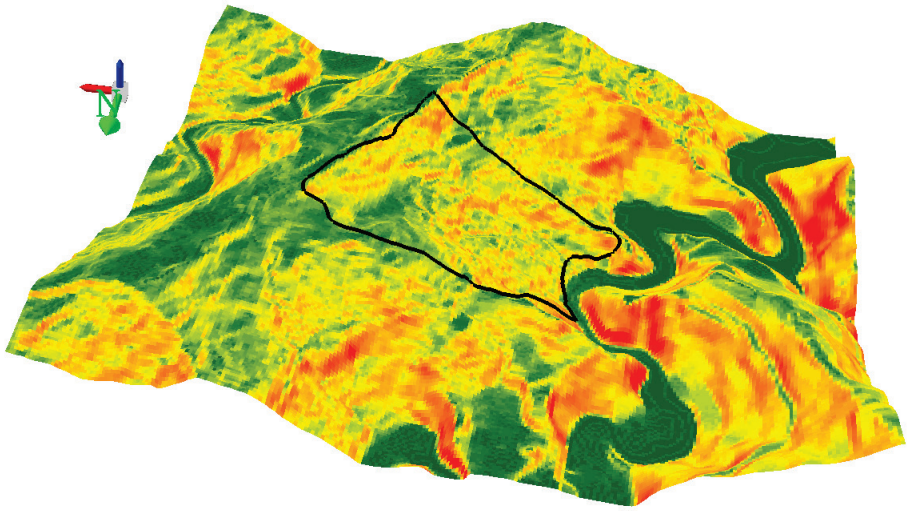
最終判定潛勢：中

臺中和平 D036 (平均坡度：29°；坡高：389m)

σ_{ci}=25MPa (廬山層∈ A 岩類), m_i=7, GSI=35 (劈理中等發達之板岩)，非弱面強度為中。凸坡或坡趾下切：無；活動跡象：有。







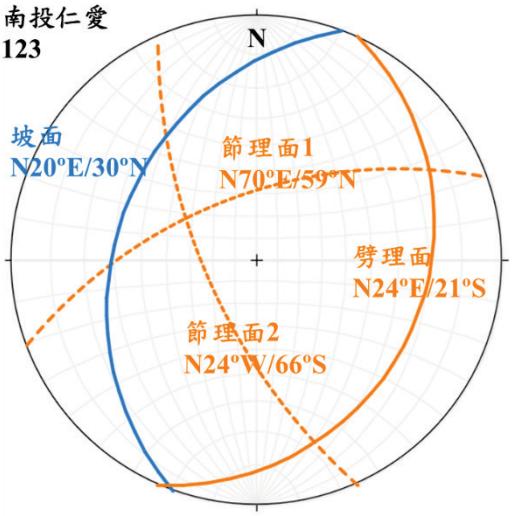
分析潛勢：C:1.73(低), C&J1:1.64(低)

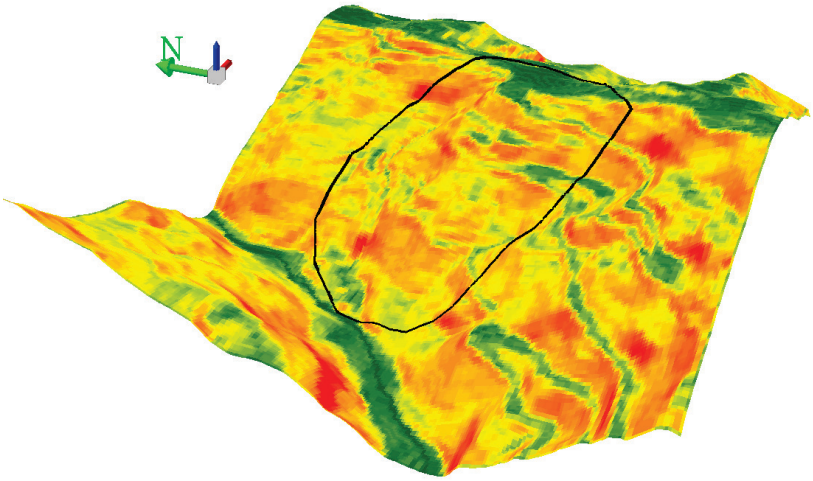
最終判定潛勢:中

南投仁愛 123 (平均坡度：30°；坡高：279m)

σ_{ci}=25MPa (廬山層∈ A 岩類), m_i=7, GSI=35 (劈理中等發達之板岩)，非弱面強度為中。凸坡或坡趾下切：有 (凸坡)；活動跡象：有。







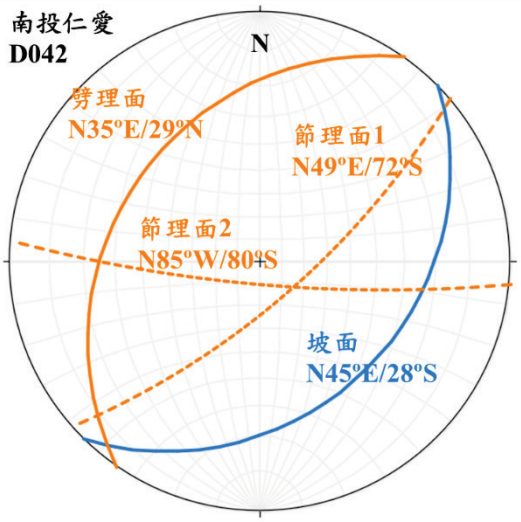
分析潛勢：C:2.05(低), C&J1:1.84(低), C&J2:1.92(低)

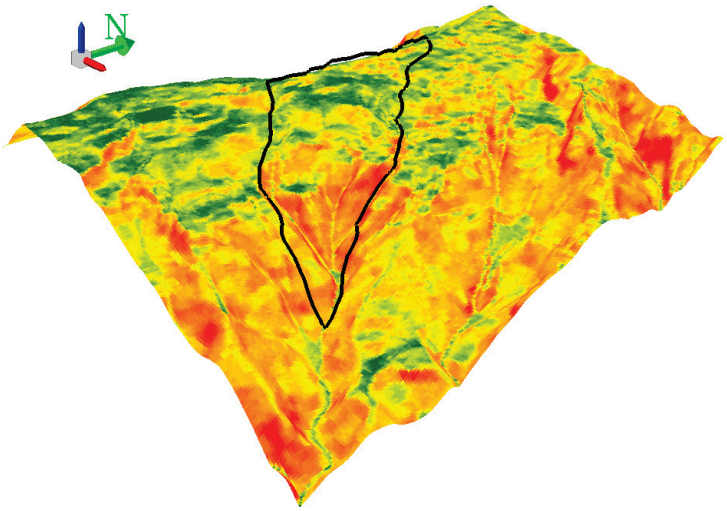
最終判定潛勢:高

南投仁愛 D042 (平均坡度：28°；坡高：556m)

σ_{ci}=25MPa (廬山層∈ A 岩類), m_i=7, GSI=20 (劈理發達之板岩)，非弱面強度為弱。因 30° 坡的非弱面強度無弱，故選用中來設定之。凸坡或坡趾下切：有(坡趾下切)；活動跡象：有。







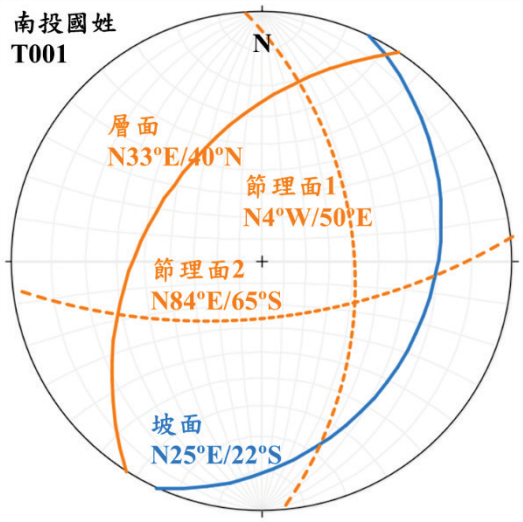
分析潛勢：C:2.11(低), C&J1:1.79(低), C&J2:1.96(低)

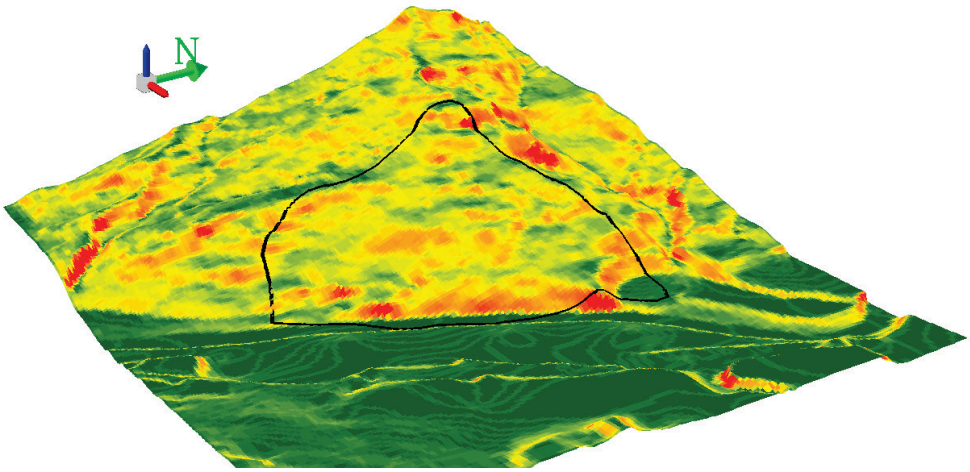
最終判定潛勢:高

南投國姓 T001 (平均坡度：22°；坡高：184m)

σ_{ci}=25MPa (大坑層∈ A 岩類), m_i=12, GSI=20 (砂頁薄互層)，非弱面強度為中。凸坡或坡趾下切：有 (坡趾下切)；活動跡象：有。







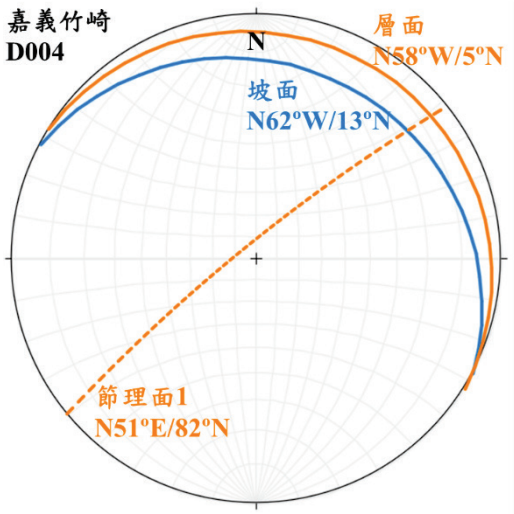
分析潛勢：B:2.78(低), B&J1:2.54(低), B&J2:2.65(低)

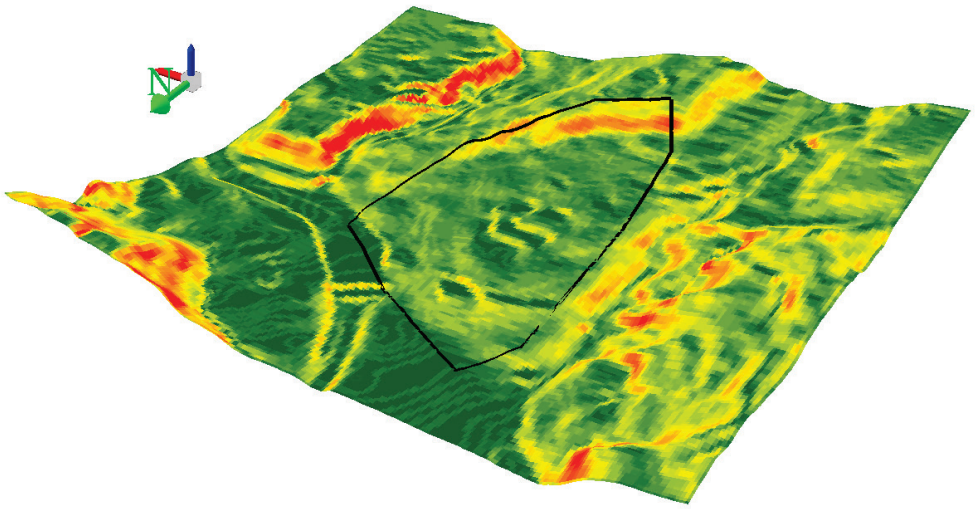
最終判定潛勢:高

嘉義竹崎 D004 (平均坡度：13°；坡高：118m)

σ_{ci}=15MPa (卓蘭層∈ B 岩類), m_i=7, GSI=20 (厚層泥岩偶夾粉砂岩)，非弱面強度為弱。凸坡或坡趾下切：無；活動跡象：有。







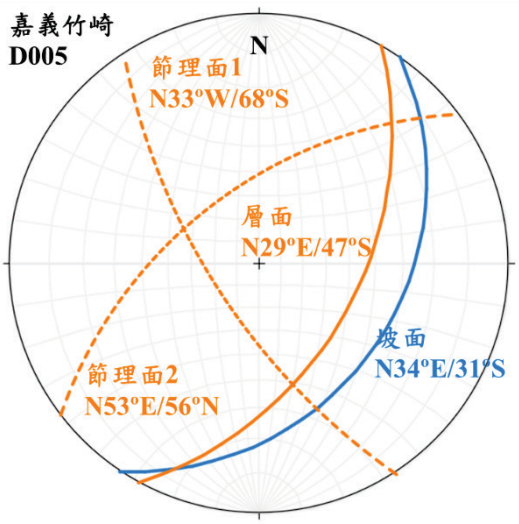
分析潛勢：B:1.55(中), B&J1:1.38(中)

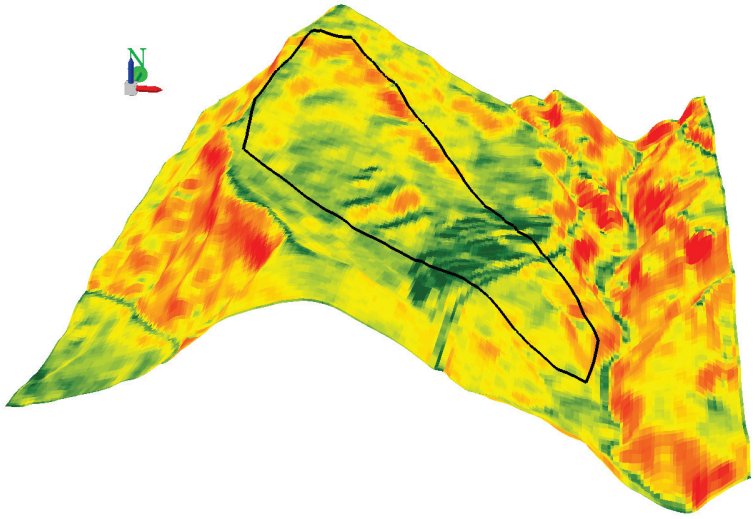
最終判定潛勢:高

嘉義竹崎 D005 (平均坡度：31°；坡高：358m)

σ_{ci}=15MPa (桂竹林層∈B 岩類)，m_i=17，GSI=50 (厚層砂岩)，非弱面強度為強。凸坡或坡趾下切：有；活動跡象：無。







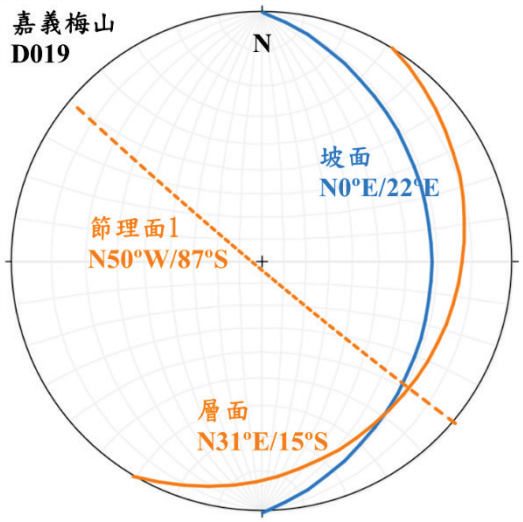
分析潛勢：B:2.28(低), B&J1:2.25(低), B&J2:2.03(低)

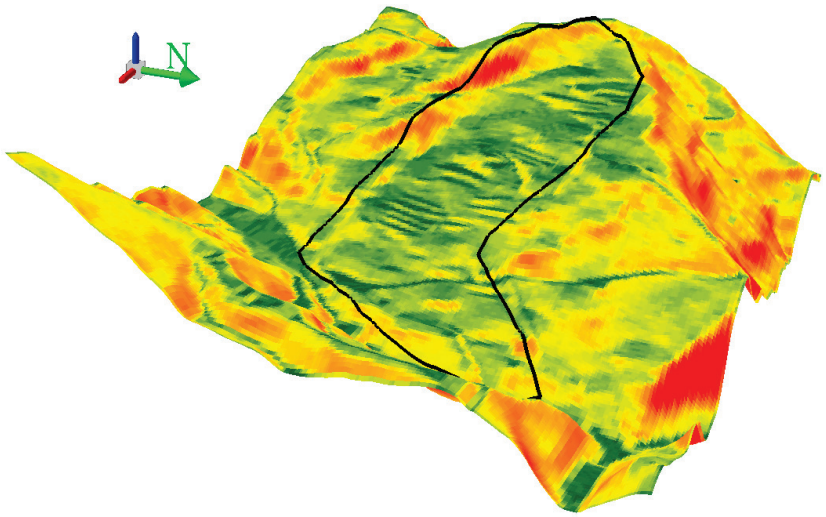
最終判定潛勢:中

嘉義梅山 D019 (平均坡度：22°；坡高：319m)

σ_{ci}=15MPa (卓蘭層∈ B 岩類), m_i=12, GSI=35 (砂頁岩互層)，非弱面強度為中。凸坡或坡趾下切：無；活動跡象：無。







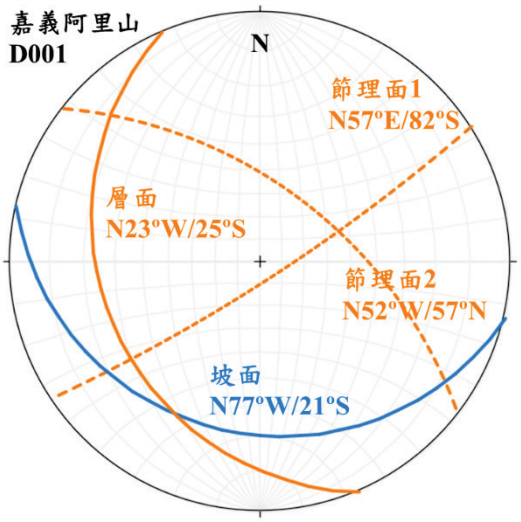
分析潛勢：B:1.44(中), B&J1:1.19(高)

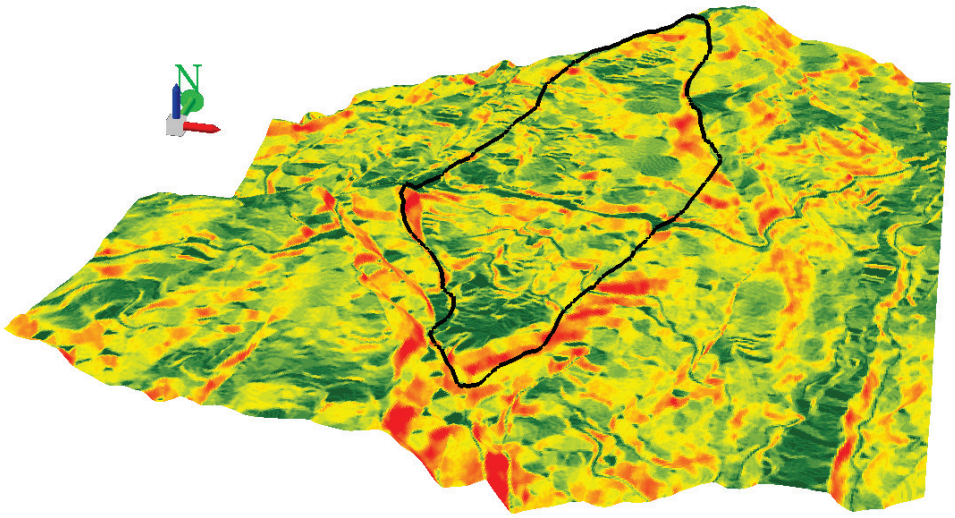
最終判定潛勢:高

嘉義阿里山 D001 (平均坡度：21°；坡高：613m)

σ_{ci}=25MPa (長枝坑層∈A 岩類), m_i=12, GSI=35 (砂頁岩互層)，非弱面強度為強。因 20°坡的非弱面強度無強，故選用中來設定之。凸坡或坡趾下切：有 (坡趾下切)；活動跡象：無。







分析潛勢：B:1.67(低), B&J1:1.61(低), B&J2:1.64(低)

最終判定潛勢:中

第四章 結論與建議

本研究考慮岩體的弱面，設計不同坡度的邊坡模型，利用 PLAXIS 3D 中 Iso-JRMC 模式及強度折減法來分析不同弱面位態的岩坡的安全係數，並將 *Fs* 結合立體投影圖，以視覺化的方式進行後續比較與討論其穩定性，數值分析的結果顯示，弱面與坡面方位相近的順向坡，以及弱面為高傾角的逆向坡或順向坡，均顯示出不利於邊坡穩定的趨勢。此外，本研究還考量不同強度或坡度的邊坡的 *Fs* 的分布結果，劃分邊坡的崩塌潛勢 (高、中、低) 的 *Fs* 的範圍 (*Fs*<1.3, 1.3~1.6, >1.6)。然後針對實際邊坡狀況下的 *Fs*，分別探討一組弱面 (平面弱面) 或兩組弱面 (楔形弱面) 情況下的崩塌潛勢，再加上考慮地形有凸坡、坡趾下切或有滑動跡象來提升一至二個潛勢等級 (危險、高、中、低)。然後利用已發生崩塌或曾經深層滑動過的邊坡案例來驗證，包含國道三號、九份二山、草嶺、小林村、廬山、梨山圓環、屏東霧台 D082 等邊坡。最後，以農委會水土保持局臺中分局及南投分局轄內的 11 處為例 (其中 3 處為板岩地區、8 處為砂頁岩互層地區)，現地調查並進行評估與分級。

本研究的潛勢分級結果顯示，整體來說，本系統可在沒有詳細的地質調查及地質材料的力學性質資料的狀況下，針對不同邊坡地形與地質狀況，考慮地質弱面的影響，並達到不錯的潛勢的分級結果，已崩塌的邊坡案例的最終判定潛勢為危險，而有深層滑動過的邊坡案例則為高潛勢或中潛勢。對於 11 處隨機選定的大規模崩塌潛勢地區，也能將潛勢區分開來，其中 6 處為高潛勢 (其中 2 處為板岩地區、4 處為砂頁岩互層地區)、5 處為中潛勢 (其中 1 處為板岩地區、4 處為砂頁岩互層地區)，建議利用此系統對其他已公布的大規模崩塌潛勢

地區進一步評估，其結果可對山坡地土地利用管理和監測、治理對策的決定提供資訊，也可做為大規模崩塌災害預警的參考。

誌謝

感謝行政院農業委員會水土保持局支持本研究，計劃編號：108 保發-10.1-保-01-06-001(24)。

參考文獻

1. 千木良雅弘 (2011)，「大規模崩塌潛感區」，科技圖書股份有限公司，台灣。
2. 公共工程委員會專案研究計劃 (2002)，「台灣地區隧道岩體分類系統暨隧道工程資料庫(第三期)」，計畫編號：PCC91－技－03，2002。
3. 行政院農業委員會水土保持局 (2015)，「104 年非莫拉克災區潛在大規模崩塌地區危險度評估與簡易觀測系統建置」，共 207 頁。
4. 行政院農業委員會水土保持局 (2016)，「105 年非莫拉克災區潛在大規模崩塌地區危險度評估與簡易觀測系統建置」，共 226 頁。
5. 李錫堤、董家鈞、林銘郎 (2009)，「小林村災變之地質背景探討」，地工技術，122，89-96。
6. 李錫堤 (2011)，「草嶺大山崩之地質與地形演變」，中華水土保持學報，42(4)，325-335。
7. 何春蓀 (1986)，「臺灣地質概論─台灣地質圖說明書(增訂第二版)」，經濟部中央地質調查所。
8. 周立生 (2014)，「莫拉克颱風引致小林崩塌之力學機制研究」，國立台灣大學土木工程學系碩士論文。
9. 林怡綾 (2017)，「弱面位態對岩坡穩定性之影響」，國立中興

大學水土保持學系碩士論文。

10. 張光宗、黃祥慶、林銘郎、張益通 (2009)，「板岩地滑區的地質調查與分析—以廬山溫泉滑動邊坡為例」，中華水土保持學報，40(4)，393-407。
11. 張光宗 (2017)，「大規模崩塌地之調查、分析與潛勢評估—以力行產業道路沿線大型崩塌為例-子計畫:考慮地形與水文地質的坡地崩塌潛勢研究」，科技部研究計畫，計劃編號：MOST103-2625-M005-004-MY2。
12. 張光宗、林怡綾、葉柏村 (2017)，「弱面與邊坡相對方位影響岩坡穩定性之研究」，水土保持系學報，49(3)，2119-2130。
13. 經濟部中央地質調查所網站 (https://gis3.moeacgs.gov.tw/gwh/gsb97-1/sys8/t3/index1.cfm)
14. 廖志中、潘以文、林志平、唐禎國、黃玉麟、羅文驤 (2011)，「梨山崩坍區大規模崩積地層之形成機制」，中華水土保持學報，42(4)，303-312。
15. 蔣季翰、諸予涵、黃敏郎、林瑞仁、洪政義 (2019)，「利用 Scoops3D 進行潛在大規模崩塌區之邊坡穩定分析」，海峽兩岸水土保持學術研討會論文集，253-265。
16. Agliardi, F., Crosta, G., and Zanchi, A. (2001). Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics. *Engineering Geology*,

59(1-2), 83-102.

17. Ayalew, L., Yamagishi, H., and Ugawa, N. (2004). Landslide susceptibility mapping using GIS-based weighted linear combination, the case in Tsugawa area of Agano River, Niigata Prefecture, Japan. *Landslides*, 1(1), 73-81.
18. Ayalew, L., and Yamagishi, H. (2005). The application of GIS-based logistic regression for landslide susceptibility mapping in the Kakuda-Yahiko Mountains, Central Japan. *Geomorphology*, 65(1-2), 15-31
19. Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., Waterman, D., Chesaru, A., and Bonnier, P. G. (2016). *PLAXIS 2016*. Delft, Netherlands.
20. Chang, K.T., and Huang, H.C. (2015). Three-dimensional analysis of a deep-seated landslide in central Taiwan. *Environmental earth sciences*, 74(2), 1379-1390.
21. Chen, S.L., and Cheng, C.P. (2017). Influence of failure probability due to parameter and anchor variance of a freeway dip slope slide—A case study in Taiwan. *Entropy*, 19(8), 431.
22. Chigira, M. (2009). September 2005 rain-induced catastrophic rockslides on slopes affected by deep-seated gravitational deformations, Kyushu, southern Japan. *Engineering Geology*, 108(1-2), 1-15.
23. Chowdhury, R., Flentje, P., and Bhattacharya, G. (2009). *Geotechnical slope analysis*. Crc Press.
24. Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown*

failure criterion-2002 edition. Proceedings of NARMS-Tac, 1(1), 267-273.

25. Hoek, E. (2007). Rock mass properties. Chapter 11, *Practical rock engineering*.
26. Hou, Y., Chigira, M., and Tsou, C.Y. (2014). Numerical study on deep-seated gravitational slope deformation in a shale-dominated dip slope due to river incision. *Engineering geology*, 179, 59-75.
27. Hudson, J.A., and Harrison, J.P. (2000). Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. Elsevier.
28. Lo, C.M., Li, H.H., and Ke, C.C. (2016). Kinematic model of a translational slide in the Cidu section of the Formosan freeway. *Landslides*, 13(1), 141-151.
29. Marinos, P., and Hoek, E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In *ISRM international symposium. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*.
30. Marinos, P., and Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 60(2), 85-92.
31. Marinos, V. (2017). A revised, geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed heterogeneous rock masses, such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(2), 899-912.
32. Sato, H.P., Hasegawa, H., Fujiwara, S., Tobita, M., Koarai, M., Une, H., and Iwahashi, J. (2007). Interpretation of landslide distribution triggered by the 2005 Northern Pakistan earthquake using SPOT 5 imagery. *Landslides*, 4(2), 113-122.

33. Sattler, T., and Paraskevopoulou, C. (2019). Implications on characterizing the extremely weak sherwood sandstone: case of slope stability analysis using SRF at two oak quarry in the UK. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(3), 1897-1918.
34. Skempton, A.W., and DeLory, F.A. (1984). Stability of natural slopes in London clay. In *Selected Papers on Soil Mechanics*, 70-73.
35. Sikdar, P.K., Chakraborty, S., Adhya, E., and Paul, P.K. (2004). Land use/Land cover changes and groundwater potential zoning in and around Raniganj coal mining area, Bardhaman District, West Bengal-A GIS and Remote Sensing Approach. *Journal of Spatial Hydrology*, 4(2).
36. Tang, C.L., Hu, J.C., Lin, M.L., Angelier, J., Lu, C.Y., Chan, Y.C., and Chu, H.T. (2009). The Tsaoling landslide triggered by the Chi-Chi earthquake, Taiwan: insights from a discrete element simulation. *Engineering Geology*, 106(1-2), 1-19.
37. Tomás, R., Cuenca, A., Cano, M., and García-Barba, J. (2012). A graphical approach for slope mass rating (SMR). *Engineering geology*, 124, 67-76.
38. Truzman, E.I. (2009). Metamorphic rock mass characterization using the Geological Strength Index (GSI). In *43rd US Rock Mechanics Symposium and 4th US-Canada Rock Mechanics Symposium*, American Rock Mechanics Association.
39. Tsou, C.Y., Feng, Z.Y., and Chigira, M. (2011). Catastrophic landslide induced by typhoon Morakot, Shiaolin, Taiwan. *Geomorphology*, 127(3-4), 166-178.

40. Wang, W.N., Chigira, M., and Furuya, T. (2003). Geological and geomorphological precursors of the Chiu-fen-erh-shan landslide triggered by the Chi-chi earthquake in central Taiwan. *Engineering geology*, 69(1-2), 1-13.
41. West, T.R. (2010). *Geology applied to engineering*. Waveland Press.
42. Wu, J.H., Lin, W.K., and Hu, H.T. (2018). Post-failure simulations of a large slope failure using 3DEC: The Hsien-du-shan slope. *Engineering geology*, 242, 92-107.
43. Wyllie, D. C., and Mah, C. (2014). *Rock slope engineering*. CRC Press.
44. Yeh, P.T., Lee, K.Z.Z., and Chang, K.T. (2019). 3D Effects of permeability and strength anisotropy on the stability of weakly cemented rock slopes subjected to rainfall infiltration. *Engineering Geology*, doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105459.

附錄

附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	如何針對台中地區11處大規模崩塌潛勢區之邊坡材料參數選取，建議加強說明，而數值模擬之成果與所選邊坡材料參數之間所造成之可靠度可增加論述。	感謝委員意見，已補述於內文當中。
二	大規模崩塌區域有182處，且地質的異質性如何做有效的潛勢評估及分級系統，請更明確說明。	感謝委員意見，已更明確說明於內文當中。

附錄二、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	本計畫擬利用Hoek–Brown之破壞準則及PLAXIS 3D、Iso-JRMC等模式來建構一個	感謝委員意見，說明如下： (1)參數部分已有調整，且具體

項次	審查意見	回覆辦理情形
	大規模崩塌潛勢與分級的系統。但因為下列因素，使得研究工作極具挑戰性。 (1)需考量的參數甚多，且有些取得不易。 (2)大規模崩塌的案例不多，想得到具說服性的結論不易。 (3)有些條件需做假設。 (4)促崩因子如降雨、地下水、地震也是變數。	說明如內文，已更清晰。 (2)本研究利用過往著名的大規模崩塌案例進行驗證，得到不錯的結果，且也能將其他大規模崩塌地的崩塌潛勢區分開來，達到本研究的目的。 (3)已補述於內文當中。 (4)降雨、地下水與地震雖是觸發崩塌的重要因子，但若無先天地質條件的不良，可能也難以造成危害。本研究考慮地質弱面的影響，而暫且忽略觸發因子的影響來做探討，建議後續研究可進一步探討。
二	本研究計畫可能要花相當的年日才比較可能取得較令人滿意的成果，建議計畫主持人再接再厲。	感謝委員意見。

項次	審查意見	回覆辦理情形
三	建議未來完成時，評估與分級系統能針對大規模的案例不僅是學理分析、驗證，也能提出系統的可靠度分析。	感謝委員意見，本研究致力於先將系統的評估流程建立好，將來才可以在此基礎之上進一步分析其可靠度。
四	有關大規模崩塌潛勢區之危險分級，本局目前依「發生度」及「保全重要性」等共分為9級，本計畫分級係屬「發生度」因子，爰此，建請可將本局目前之分級方式納為參考，再行精進、簡化，俾利未來可加速等級判釋。	感謝委員意見，已納入參考，不過本研究仍以利用數值分析方法來判斷崩塌潛勢 (即發生度) 為主要目標，且已精進、簡化，未來可以利用此系統判釋崩塌的發生度的等級，或在這之上，進一步結合保全度，使本系統更完善。

附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	相關表資料之原文建議翻譯成中文呈現，較易提供參考。	感謝委員意見，已中文呈現。

項次	審查意見	回覆辦理情形
二	如已驗證 180 處大崩塌區域，建議提供所有驗證結果表，俾利佐證「驗證結果不錯」。	感謝委員意見，已提供驗證結果表如表 3-1。
三	建議研究團隊可參考地調所工程地質鑽探平台資料，可提供相關地質參數，可提升潛勢評估及分級之用。	感謝委員意見，已參考。
四	未來有助於快速篩分及查核大規模崩塌場址，值得肯定。	感謝委員意見。
五	參考是如何取得?	感謝委員意見，利用 Google 學術搜尋或學校圖書館取得。
六	最終判定潛勢中，是否能納入保全對象因子?	感謝委員意見，由於時間有限，本研究仍以利用數值分析方法來判斷崩塌潛勢 (即發生

項次	審查意見	回覆辦理情形
		度) 為主要目標，且已精進、簡化，未來可以利用此系統判釋崩塌的發生度的等級，或在這之上，進一步結合保全度，使本系統更完善。
七	確實 180 多區潛勢崩塌地非每一區都高危險，用此方法分級可做為投入 資源的判斷方式，因為監測工作耗費大量人力、物力，確實增加分級可 做為監測區之參考，避免政府有限資源分散運用。	感謝委員意見，本研究將錢是分為：危險、高、中、低等四個等級，驗證結果與應用結果顯示，可以將不同邊坡的崩塌潛勢區分開來，建議利用此系統對其他已公布的大規模崩塌潛勢地區進一步評估
八	建議可用更多案例探討，以做更佳參考模式建立。	感謝委員意見，已盡可能地將更多案例納入探討。

項次	審查意見	回覆辦理情形
九	本研究係在沒有詳細地質調查及地質材料下，針對不同邊坡地形與地質狀況利用地質弱面的影響及數值模擬對大規模崩塌地進一步評估分級，驗證係對平面及弱面較好，未來有無應用於未公布地區進行評估。	感謝委員意見，本研究對 11 處隨機選定的大規模崩塌潛勢地區進行應用，結果顯示能將潛勢區分開來，建議後續可以利用本系統對其他地區進行評估。
十	本計畫以力學因子為評估重點，相較非力學評估方式有何優缺點？	感謝委員意見，非力學因子多是根據地形與地質的狀況給定分數，係屬於統計學的範疇，雖有其效用但往往在某些因子上卻難以解釋為何該因子會影響邊坡的穩定性，利用力學因子進行邊坡穩定的數值模擬則可以避免不合理的現象的出現。

項次	審查意見	回覆辦理情形
十一	本計畫相關參數取得是否容易？當潛勢區量大時，是否須花甚多時間取得，而失去其便利之應用性？	感謝委員意見，本研究可在沒有詳細的地質調查及地質材料的力學性質資料的狀況下，針對不同邊坡地形與地質狀況，考慮地質弱面的影響進行潛勢評估作業，幾乎所有參數已可由中央地調所的臺灣地質資料整合查詢系統、DEM、GIS、蒐集文獻等內業工作取得，若資料匱乏 (如GSI 因子、弱面位態)，再額外進行少許的現地勘查，容易進行。
十二	建議將本局186 處大崩潛勢區之資料運用本計畫方式分析，相似度為多少？	感謝委員意見，由於貴局的186 處大崩潛勢區之資料目前尚在評估與整合階段，建議後續再進行相似度的比較。