

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

板岩葉理之非線性破壞準則及其邊坡穩定分析應用

A nonlinear failure criterion of slate foliation and

its application on slope stability analysis

張荐宇

Chang, Chien-Yu

指導教授：鄭富書 博士 翁孟嘉 博士

Advisor: Jeng, Fu-Shu, Ph.D., Weng, Meng-Chia, Ph.D.

中華民國 108 年 7 月

July, 2019



## 致謝

「沒有礁石，激不起美麗的浪花。」

在台大就讀研究所的兩年，我感到充分地充實，不論是課業方面或是研究方面，這些來自四面八方的挑戰衝擊著我，藉由一次又一次地克服這些難關讓我有成長，一路走來也成功擁有了些許的榮耀，而我想將它用來照耀一路支持著我的家人們，感謝你們所付出的所有，我祈求我不會被這一點的光芒所遮蔽雙眼，能夠堅忍步伐持續前行以繼續榮耀我愛的人們。


能夠完成台大研究所的學業，我要感謝我的兩位恩師，鄭富書老師以及翁孟嘉老師，知識的汪洋無邊無際，我乘著小舟漫無方向地划槳，是兩位恩師譬如風向、譬如海圖、譬如北辰般指引著我前行，鄭老師的指導總能令我從迷惘中豁然開朗，翁老師的指導總能使我自不安中獲得解脫，感謝兩位恩師的耐心指導，這些年來的種種指教荐宇定會牢記於心。

感謝口試委員李宏輝老師以及王泰典老師，兩位給予我豐富的建議，讓我能夠發現以往不曾注目過的地方，這使我的論文能夠更加精確與充實。

研究中的諸多實驗得以順利完成，我十分感謝李宏輝老師以及各位國防大學的研究夥伴們，感謝李宏輝老師公務繁重仍抽空指導我、關心我。感謝至峻學長、祺杰學長及嘉偉學長，在你們的幫助下我才能在操作儀器上從心餘力絀至駕輕就熟以完成所有實驗。

研究中的諸多問題得以解決，我要感謝沅昶學長，沅昶自我碩一便指導我研究，且不厭其煩地回答我各式惱人的、繁瑣的問題，即使我升上碩二，沅昶畢業離開台大，但沅昶仍在工作之餘抽空為我解惑，我萬分感謝。

感謝文韜、文獻及宇翔，從高雄大學時期我們便一起努力讀書，最後獲得了亮眼的成績，沒有你們這些老戰友的陪伴我可能無法考取台大。宇翔，感謝你願意在土木技師考試拉我一把，你的努力總能激勵倦怠的我，最終我們才能一同品嚐上榜的喜悅。希望我們未來也能夠持續互相砥礪、一同進步。



感謝岩力室的夥伴們，感謝冠良、玟翰、俊廷、元勳、映中，研究生活能有你們的陪伴是我的幸運，當我研究上遇到困難，總是想找你們訴苦，我在與你們的交談中不斷的吸收新知使我逐漸走出死胡同，而當我得前往宜蘭田古爾溪採取石頭時，你們的熱心參與使我感動萬分，能擁有你們這群朋友真的是我的幸運。

感謝研究室的鄰桌們，感謝敏昫、健鈞、亞儒及承熙學長，你們的陪伴總是使我的研究生生活無時無刻皆充滿著歡笑，也感謝系上的各位同學，我們一同度過的種種回憶，相信多年後回憶起仍是溫暖於心。

最後感謝我的老友奕棠，自師大附中結識以來已九年有餘，我有任何問題總是想與你商量，我們能從生活瑣事聊至未來規劃可說是無所不談，你的陪伴總使我感到輕鬆自在，而如今我們皆步入人生的下一個階段，未來可能各奔東西，但願我們間的友情能如金石般不摧，也祝福你能順利遠航、一帆風順。

「需要感謝的人太多了，就謝天吧。」這句話，我總算也明白了一點。

荐宇

2019.08.13



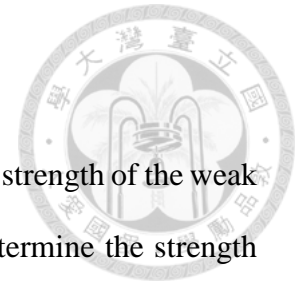
## 摘要

板岩邊坡中傾倒破壞為其中一種主要破壞型態，板岩弱面的強度主導整體邊坡的安全性。為了探討板岩葉理強度與決定其破壞包絡線，本研究進行一系列之張力試驗與岩石直接剪力試驗，並且利用實驗結果建立非線性葉理破壞準則。此外，本研究將所提出之非線性葉理破壞準則運至 UDEC 中模擬板岩邊坡之傾倒破壞，以探討非線性葉理破壞準則與其他準則之差異。本研究結果總結如下：(1) 板岩葉理面破壞曲線實驗結果顯示，在低正向應力時，其呈現高度非線性，此時之摩擦角明顯高於高正向應力時之摩擦角；(2) 比較乾燥與溼式實驗結果發現，試體呈現遇水弱化情況；(3) 採用非線性破壞準則模擬之結果較線性破壞準則更能表現出張裂情況與傾倒行為且其分析結果較為保守；(4) 非線性葉理破壞準則的常數項參數 $\alpha$ 與指數項參數 $\beta$ 皆與材料強度正相關，降低 $\alpha$ 或 $\beta$ 將使邊坡更易發生傾倒破壞及破壞面傾角下降，而破壞面傾角下降將導致破壞區擴大。

關鍵字：逆向坡、傾倒破壞、板岩、破壞準則、直接剪力試驗、葉理張力試驗、UDEC



## Abstract



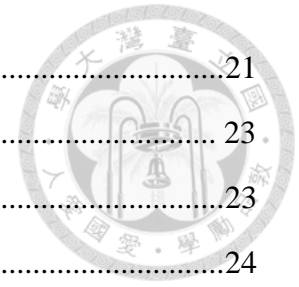
Toppling failure is one major failure types of slate slope, and the strength of the weak planes of slate dominate the safety of the overall rock slope. To determine the strength and the failure envelope of slate foliation, this study include a series of pull-off test and direct shear tests, which results are used to establish a nonlinear foliation failure criterion. Furthermore, the proposed failure criterion is implemented in UDEC to simulate toppling failure of slate slopes. It explores the difference between the nonlinear foliation failure criterion and other criteria. The results of this study are summarized as follows. First, the experiment results show that the failure criteria of foliation is highly nonlinear under low normal stress. In addition, the friction angle under low normal stress is significantly higher than that under high normal stress. Second, comparing with the results from dry and wet condition, the slate exhibits wet-weakening effect. Third, the results which are exhibited by the simulation based on the proposed failure criterion could be more reasonable and conservative than those based on the linear failure criterion. Finally, the constant term  $\alpha$  and the exponential term  $\beta$  of the nonlinear foliation failure criterion positively correlate with the material strength. By decreasing  $\alpha$  or  $\beta$ , the slope is prone to occur toppling failure and the decrease of the angle of failure. In fact, the latter leads to expansion of the failure zone.

Key word: anti-dip slope, toppling failure, slates, failure criteria, direct shear test, foliation tensile strength test , UDEC

# 目錄

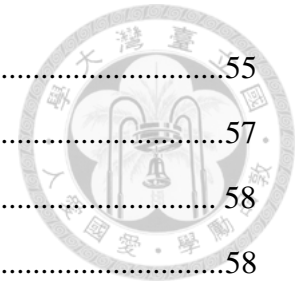


致謝 .....	I
摘要 .....	III
Abstract .....	IV
目錄 .....	III
圖目錄 .....	VII
表目錄 .....	XIV
<b>第 1 章 緒論 .....</b>	<b>1</b>
1.1 前言 .....	1
1.2 研究動機與目的 .....	1
1.3 研究方法與範疇 .....	3
1.4 研究限制 .....	4
<b>第 2 章 文獻回顧 .....</b>	<b>5</b>
2.1 傾倒破壞之類型 .....	5
2.1.1 主要傾倒破壞之型態 .....	6
2.1.2 次要傾倒破壞之型態 (Secondary Toppling) .....	7
2.2 傾倒破壞之理論 .....	9
2.2.1 單一塊體運動機制 .....	9
2.2.2 傾倒破壞機制 .....	12
2.3 傾倒破壞之相關研究 .....	14
2.3.1 極限平衡法(Limit equilibrium method) .....	14
2.3.2 物理試驗(Physical tests) .....	17
2.3.3 數值模擬(numerical models) .....	18
2.4 岩石張力強度量測方法 .....	19
2.4.1 拉拔試驗(Pull-off test) .....	20

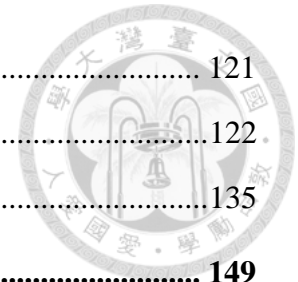


2.4.2	板岩葉理拉拔試驗 .....	21
2.5	岩石材料之破壞準則 .....	23
2.5.1	Mohr-Coulomb 破壞準則 .....	23
2.5.2	Griffith 破壞準則 .....	24
2.5.3	Hoek&Brown 破壞準則 .....	26
2.5.4	岩石材料之剪力強度理論 .....	27
2.5.5	板岩葉理破壞準則(Foliation failure criteria, FFC) .....	28
<b>第 3 章</b>	<b>實驗規劃以及方法 .....</b>	<b>30</b>
3.1	實驗岩石 .....	30
3.2	岩石拉拔試驗 .....	32
3.2.1	拉拔試驗之儀器 .....	32
3.2.2	拉拔試驗之步驟 .....	33
3.3	岩石剪力試驗 .....	35
3.3.1	剪力試驗之儀器與試體 .....	35
3.3.2	直剪試驗之步驟 .....	36
3.4	岩石點荷重試驗 .....	38
3.4.1	點荷重試驗之儀器與試體 .....	38
3.4.2	破壞型態與計算方式 .....	39
3.4.3	點荷重試驗之步驟 .....	42
<b>第 4 章</b>	<b>數值分析方法 .....</b>	<b>43</b>
4.1	UDEC 理論與發展背景 .....	43
4.2	UDEC 之行為模式 .....	46
4.2.1	塊體之組成律模式 .....	46
4.2.2	節理之組成律模式 .....	47
4.3	分析流程 .....	49
<b>第 5 章</b>	<b>實驗結果與分析 .....</b>	<b>51</b>
5.1	板岩葉理拉拔試驗 .....	51
5.1.1	乾式拉拔試驗 .....	54

5.1.2	溼式拉拔試驗 .....	55
5.1.3	乾式與溼式拉拔試驗結果比較 .....	57
5.2	岩石直接剪力試驗 .....	58
5.2.1	乾式直接剪力試驗 .....	58
5.2.2	乾式非線性破壞包絡線之建立 .....	61
5.2.3	溼式直接剪力試驗 .....	65
5.2.4	溼式非線性破壞包絡線之建立 .....	66
5.2.5	乾式與溼式直接剪力試驗結果比較 .....	69
5.2.6	乾式與溼式長位移直接剪力試驗結果比較 .....	71
5.3	板岩葉理之非線性破壞準則 .....	73
5.3.1	非線性破壞準則之建構 .....	73
5.3.2	非線性破壞準則之應用 .....	76
5.4	點荷重試驗 .....	78
5.4.1	乾式點荷重試驗 .....	78
5.4.2	溼式點荷重試驗 .....	79
<b>第 6 章</b>	<b>數值模擬分析結果 .....</b>	<b>82</b>
6.1	現地模擬結果與其參數及 UDEC 設定 .....	82
6.1.1	案例位址 .....	82
6.1.2	現地參數設定 .....	83
6.1.3	塊體、弱面組成律設定 .....	87
6.1.4	模型尺寸設定 .....	87
6.1.5	實際模擬流程 .....	89
6.1.6	坡高分析 .....	91
6.1.7	模擬結果 .....	96
6.2	不同破壞準則之模擬結果比較 .....	106
6.2.1	基本設定 .....	106
6.2.2	模擬結果比較 .....	108
6.2.3	模式比較結論 .....	120



6.3	參數敏感度分析 .....	121
6.3.1	常數項參數 $\alpha$ 之影響 .....	122
6.3.2	指數項參數 $\beta$ 之影響 .....	135
<b>第 7 章</b>	<b>結論與建議 .....</b>	<b>149</b>
7.1	結論 .....	149
7.1.1	實驗結果 .....	149
7.1.2	數值模擬結果 .....	150
7.2	建議 .....	151
	<b>參考文獻 .....</b>	<b>152</b>
	<b>附錄 A 拉拔試驗試體破壞模式與斷面情況 .....</b>	<b>155</b>
	<b>附錄 B 直接剪力試驗曲線及試體破壞情況 .....</b>	<b>171</b>
	<b>附錄 C 長位移直接剪力試驗曲線及破壞面情況 .....</b>	<b>187</b>





## 圖目錄

圖 1.1 台灣地質圖 .....	2
圖 1.2 莫拉克崩塌地分布圖 .....	2
圖 1.3 本研究整體流程圖 .....	4
圖 2.1 主要傾倒破壞型態(Goodman and Bray, 1976) .....	7
圖 2.2 二次傾倒破壞型態(Goodman and Bray, 1976) .....	9
圖 2.3 單一塊體坐落於一斜面示意圖(修改自 Goodman and Bray, 1976) .....	10
圖 2.4 在 $\mu=0.5$ 之條件下單一塊體滑動、傾倒與穩定關係圖 (修改自 Goodman and Bray, 1976).....	10
圖 2.5 主應力方向與層間滑動(Goodman, 1989).....	12
圖 2.6 傾倒之立體投影(Goodman, 1989).....	13
圖 2.7 塊體傾倒分析示意圖(修改自 Wyllie and Mah, 2004).....	15
圖 2.8 撓曲傾倒受力示意圖(修改自 Adhikary et al., 1997).....	16
圖 2.9 實驗結果與 Goodman and Bray (1976)比較(Adhikary et al., 1997).....	17
圖 2.10 傾倒破壞六的階段(Jonny Sjöberg, 1999).....	18
圖 2.11 坡面破壞區域類型(Zheng et al., 2017).....	19
圖 2.12 UDEC 模擬傾倒破壞過程與結果(Zheng et al., 2017).....	19
圖 2.13 拉拔試驗照片及示意圖(Pedro Cacciari, 2018).....	20
圖 2.14 拉拔試驗之試體三種可能的破壞模式(Pedro Cacciari, 2018).....	20
圖 2.15 抗張實驗結果比較圖。(a)拉拔試驗、巴西人法抗張試驗、直接抗張試驗之比較。(b) 拉拔試驗、巴西人法抗張試驗之比較。(Pedro Cacciari, 2018).....	21
圖 2.16 李晉泓(2017)之乾式拉拔試驗結果 .....	22
圖 2.17 李晉泓(2017)之溼式拉拔試驗結果 .....	22
圖 2.18 Mohr-Coulomb 破壞準則(ISRM 2007-2014) .....	24

圖 2.19 Griffith 破壞準則示意圖 .....	25
圖 2.20 參數 $m$ 對 Hoek&Brown 破壞包絡線之影響(ISRM 2007-2014).....	26
圖 2.21 根據岩體狀況弱化完整岩石之強度(ISRM 2007-2014) .....	27
圖 2.22 直接剪力試驗結果示意圖(ISRM 2007-2014) .....	27
圖 2.23 隘寮地區板岩之乾式實驗結果(修改自李沅昶，2018).....	29
圖 2.24 隘寮地區板岩之溼式實驗結果(修改自李沅昶，2018).....	29
圖 3.1 宜蘭大同鄉之田古爾河流域(彭厚仁，2016).....	30
圖 3.2 田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處其兩側的裸露板岩邊坡(彭厚仁，2016)	31
圖 3.3 田古爾河流域地質圖(由土場及樂水地質圖組合而成).....	31
圖 3.4 自動數位式拉拔試驗機構造 .....	32
圖 3.5 對岩塊葉理進行拉拔實驗示意圖 .....	34
圖 3.6 拉拔試驗流程 .....	34
圖 3.7 拉拔試驗試體浸泡至溼式示意圖 .....	35
圖 3.8 岩石直剪試驗設備：(A)岩石直剪試驗儀；(B) 正向力控制裝置；(C) 剪力 /位移控制裝置.....	36
圖 3.9 直剪試驗之試體示意圖(ISRM 1974-2006) .....	36
圖 3.10 板岩試體 .....	37
圖 3.11 包覆材料(石膏).....	37
圖 3.12 完整試體示意圖 .....	37
圖 3.13 直接剪力試驗試體浸泡至溼式示意圖 .....	37
圖 3.14 點荷重試驗儀 .....	38
圖 3.15 點荷重試體 .....	38
圖 3.16 試體尺寸示意圖(ISRM 1974-2006) .....	39
圖 3.17 破壞型態示意圖(ISRM 1974-2006) .....	40
圖 3.18 修正係數對照圖(ISRM 1974-2006) .....	41
圖 3.19 點荷重施力方向示意圖 .....	42

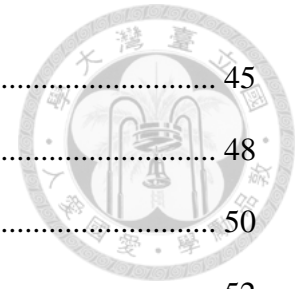


圖 4.1 UDEC 程式每一時階計算流程 .....	45
圖 4.2 塊體接觸示意圖 .....	48
圖 4.3 數值模擬整體流程 .....	50
圖 5.1 拉拔試驗的三種破壞型態 .....	52
圖 5.2 Mode1 型態之試體：(A)破壞在葉理面之板岩試體；(B)拉拔試驗歷程圖；(C)試體破壞面 .....	52
圖 5.3 Mode 2 型態之試體：(A)破壞在葉理面之板岩試體；(B)試體破壞面 .....	53
圖 5.4 Mode 3 型態之試體：(A)破壞在黏膠處之試體；(B)介面處之破壞面 .....	53
圖 5.5 乾式拉拔試驗破壞型態為 Mode1 之張力強度統計 .....	55
圖 5.6 溼式拉拔試驗破壞型態為 Mode1 之張力強度統計 .....	57
圖 5.7 試驗後破壞的直接剪力試驗試體 .....	58
圖 5.8 乾式直接剪力實驗結果與莫爾庫倫破壞包絡線 .....	59
圖 5.9 由直剪試驗之結果推求試體的剪力勁度 .....	60
圖 5.10 板岩在乾式狀態下的剪力勁度 .....	60
圖 5.11 葉理破壞準則及 Griffith 破壞準則運用至乾式實驗結果 .....	62
圖 5.12 非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則運用至乾式實驗結果 .....	63
圖 5.13 乾式狀態下非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則經轉換平面後之比較 ..	64
圖 5.14 乾式直接剪力實驗結果與莫爾庫倫破壞包絡線 .....	65
圖 5.15 板岩在溼式狀態下的剪力勁度 .....	66
圖 5.16 非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則運用至溼式實驗結果 .....	67
圖 5.17 溼式狀態下非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則經轉換平面後之比較 ..	68
圖 5.18 乾式與溼式直接剪力實驗結果與其莫爾庫倫破壞包絡線 .....	69
圖 5.19 乾式與溼式直接剪力實驗結果與其非線性破壞包絡線 .....	70
圖 5.20 板岩在乾式與溼式狀態下的剪力勁度之比較 .....	71
圖 5.21 板岩在乾式與溼式狀態下的殘餘剪力強度之比較 .....	72
圖 5.22 葉理拉拔試驗及直接剪力實驗之實驗結果 .....	74



圖 5.23 經轉換平面之直接剪力實驗結果 .....	74
圖 5.24 葉理的非線性破壞包絡線 .....	75
圖 5.25 NFFC 及 FFC 運用至屏東隘寮地區板岩之乾式實驗數據之結果 .....	77
圖 5.26 NFFC 及 FFC 運用至屏東隘寮地區板岩之溼式實驗數據之結果 .....	77
圖 5.27 荷重方向垂直於葉理面之乾式點荷重試驗結果 .....	78
圖 5.28 荷重方向平行於葉理面之乾式點荷重試驗結果 .....	79
圖 5.29 荷重方向垂直於葉理面之溼式點荷重試驗結果 .....	80
圖 5.30 荷重方向平行於葉理面之溼式點荷重試驗結果 .....	80
圖 6.1 台灣通用電子地圖之等高線圖 .....	83
圖 6.2 田古爾溪調查場址之逆向坡(翁孟嘉等人, 2017).....	83
圖 6.3 田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處鳥瞰圖(Google Earth).....	88
圖 6.4 模型尺寸示意圖 .....	88
圖 6.5 實際模型尺寸截圖 .....	89
圖 6.6 分析流程 .....	90
圖 6.7 弱面剪動及開裂情況(19.4m) .....	91
圖 6.8 塊體分離情況(19.4m) .....	92
圖 6.9 弱面剪動及開裂情況(24.4m) .....	93
圖 6.10 塊體分離情況(24.4m) .....	93
圖 6.11 弱面剪動及開裂情況(29.4m).....	94
圖 6.12 塊體分離情況(29.4m) .....	95
圖 6.13 現地邊坡局部放大圖 .....	96
圖 6.14 塊體分離情況 .....	97
圖 6.15 模擬結果與現地對照圖 .....	97
圖 6.16 總步數四十萬步之弱面剪動開張情況 .....	98
圖 6.17 總步數八十萬步之弱面剪動開張情況 .....	99
圖 6.18 最終弱面剪動開張情況 .....	99

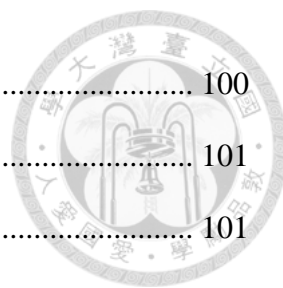


圖 6.19 邊坡達最終狀態之位移場 .....	100
圖 6.20 測量點設置示意圖 .....	101
圖 6.21 測量點之水平位移 .....	101
圖 6.22 正向應力分布 .....	102
圖 6.23 剪應力分布 .....	103
圖 6.24 最終狀態之弱面摩擦角分布 .....	104
圖 6.25 最終狀態之剪力勁度分布 .....	105
圖 6.26 坡高 50 公尺之邊坡模型 .....	106
圖 6.27 岩體(zone)與弱面(joint)之破壞包絡線 .....	107
圖 6.28 運算至 50 萬步之塊體分離情況 .....	109
圖 6.29 運算至 100 萬步之塊體分離情況 .....	109
圖 6.30 運算至 150 萬步之塊體分離情況 .....	110
圖 6.31 NFFC 模型運算至 200 萬步之塊體分離情況及 MC 模型最終塊體分離情況 .....	110
圖 6.32 運算至 50 萬步之弱面剪動及開裂情況 .....	111
圖 6.33 運算至 100 萬步之弱面剪動及開裂情況 .....	111
圖 6.34 運算至 150 萬步之弱面剪動及開裂情況 .....	111
圖 6.35 NFFC 模型運算至 200 萬步及 MC 模型最終狀態之弱面剪動及開裂情況 .....	112
圖 6.36 邊坡模型(NFFC)運算達 200 萬步之位移場 .....	113
圖 6.37 邊坡模型(MC)達最終狀態之位移場 .....	113
圖 6.38 邊坡模型(NFFC)運算達 200 萬步之測量點水平位移 .....	114
圖 6.39 邊坡模型(MC)達最終狀態之測量點水平位移量 .....	114
圖 6.40 垂直方向之測量點設置示意圖 .....	116
圖 6.41 沿破壞面方向之測量點設置示意圖 .....	116
圖 6.42 邊坡模型(MC)其垂直向測量點之應力路徑 .....	117



圖 6.43 邊坡模型(NFFC)其垂直向測量點之應力路徑 .....	117
圖 6.44 邊坡模型(MC)其沿潛在破壞面方向測量點之應力路徑 .....	119
圖 6.45 邊坡模型(NFFC)其沿破壞面方向測量點之應力路徑 .....	119
圖 6.46 破壞區域類型 .....	120
圖 6.47 非線性葉理破壞準則及莫爾庫倫破壞準則之差異 .....	121
圖 6.48 固定間距變化之常數項參數 $\alpha$ 對應的破壞包絡線 .....	122
圖 6.49 $\alpha$ 、 $\alpha \pm 0.01$ 及 $\alpha \pm 0.02$ 所對應之破壞包絡線 .....	123
圖 6.50 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之弱面剪動及開裂情況 .....	124
圖 6.51 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之弱面剪動及開裂情況 .....	124
圖 6.52 邊坡模型( $\alpha$ )之弱面剪動及開裂情況 .....	125
圖 6.53 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之弱面剪動及開裂情況 .....	125
圖 6.54 邊坡模型( $\alpha - 0.02$ )之弱面剪動及開裂情況 .....	126
圖 6.55 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之剪應力分布圖 .....	127
圖 6.56 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之剪應力分布圖 .....	127
圖 6.57 邊坡模型( $\alpha$ )之剪應力分布圖 .....	128
圖 6.58 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之剪應力分布圖 .....	128
圖 6.59 邊坡模型( $\alpha - 0.02$ )之剪應力分布圖 .....	129
圖 6.60 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之位移場 .....	130
圖 6.61 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之位移場 .....	130
圖 6.62 邊坡模型( $\alpha$ )之位移場 .....	131
圖 6.63 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之位移場 .....	131
圖 6.64 邊坡模型( $\alpha - 0.02$ )之位移場 .....	132
圖 6.65 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之摩擦角分布 .....	133
圖 6.66 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之摩擦角分布 .....	133
圖 6.67 邊坡模型( $\alpha$ )之摩擦角分布 .....	134
圖 6.68 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之摩擦角分布 .....	134

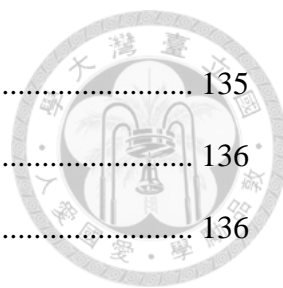


圖 6.69 邊坡模型( $\alpha - 0.02$ )之摩擦角分布 .....	135
圖 6.70 固定間距變化之指數項參數 $\beta$ 對應的破壞包絡線.....	136
圖 6.71 $\beta$ 、 $\beta \pm 0.04$ 及 $\beta \pm 0.08$ 所對應之破壞包絡線.....	136
圖 6.72 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之弱面剪動及開裂情況.....	137
圖 6.73 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之弱面剪動及開裂情況.....	138
圖 6.74 邊坡模型( $\beta$ )之弱面剪動及開裂情況.....	138
圖 6.75 邊坡模型( $\beta - 0.04$ )之弱面剪動及開裂情況.....	139
圖 6.76 邊坡模型( $\beta - 0.08$ )之弱面剪動及開裂情況.....	139
圖 6.77 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之剪應力分布圖.....	140
圖 6.78 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之剪應力分布圖.....	141
圖 6.79 邊坡模型( $\beta$ )之剪應力分布圖.....	141
圖 6.80 邊坡模型( $\beta - 0.04$ )之剪應力分布圖.....	142
圖 6.81 邊坡模型( $\beta - 0.08$ )之剪應力分布圖.....	142
圖 6.82 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之位移場.....	143
圖 6.83 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之位移場.....	144
圖 6.84 邊坡模型( $\beta$ )之位移場.....	144
圖 6.85 邊坡模型( $\beta - 0.04$ )之位移場.....	145
圖 6.86 邊坡模型( $\beta - 0.08$ )之位移場.....	145
圖 6.87 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之摩擦角分布.....	146
圖 6.88 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之摩擦角分布.....	147
圖 6.89 邊坡模型( $\beta$ )之摩擦角分布.....	147
圖 6.90 邊坡模型( $\beta - 0.04$ )之摩擦角分布.....	148
圖 6.91 邊坡模型( $\beta - 0.08$ )之摩擦角分布.....	148

## 表目錄



表 5.1 乾式拉拔試驗結果 .....	54
表 5.2 溼式拉拔試驗結果 .....	56
表 5.3 乾式狀態下 NFFC 與 FFC 隨正向應力之摩擦角變化 .....	64
表 5.4 溼式狀態下 NFFC 與 FFC 隨正向應力之摩擦角變化 .....	68
表 5.5 NFFC 在乾式與溼式狀態下的摩擦角變化 .....	70
表 5.6 乾式、溼式之摩擦角及殘餘摩擦角比較 .....	72
表 5.7 乾式狀態下之板岩強度 .....	79
表 5.8 溼式狀態下之板岩強度 .....	81
表 6.1 岩體參數 .....	84
表 6.2 弱面力學行為模式 .....	85
表 6.3 弱面參數 .....	85
表 6.4 台灣岩石基本工程特性之範圍(鄭富書等人，1994).....	86
表 6.5 邊坡模型破壞行為模式 .....	95
表 6.6 弱面參數(使用非線性葉理破壞準則).....	107
表 6.7 弱面參數(使用莫爾庫倫破壞準則).....	108



# 第1章 緒論

## 1.1 前言

台灣的人口密度世界前茅，經濟發展連帶對於土地開發及工程建設的需要，然而台灣國土約有七成為山坡地及丘陵地，且因台灣獨特的地理條件需面對諸多天然災害的威脅，如颱風及地震，加上相對年輕且複雜的地質條件，使得坡地災害在台灣頻繁發生，如山崩、地滑、土石流等，近年來較大型的災害為八八水災的小林村事件以及國道三號 3.1 公里處的崩塌事件，因此在台灣十分重視邊坡的穩定並將其視為重要的課題。然而，邊坡穩定性分析不僅要考慮大地材料特性、水文條件、地震帶條件等等，地質構造亦對於邊坡的破壞模式有著重要的影響，使得有順向坡、逆向坡與斜交坡等形式，各自又對應了不同的破壞型態，如平面滑動、圓弧滑動、傾倒破壞、楔型破壞等。面對岩石邊坡的工程問題時，由於岩石材料存在著節理、葉理、裂隙等不連續面，以及天然地質材料的不均勻性、異向性，使得分析岩石邊坡之穩定性問題具有挑戰性，岩石中的弱面乃是控制材料破壞的重要關鍵，因此瞭解弱面材料性質是探討岩坡破壞機制的關鍵因素。

## 1.2 研究動機與目的

台灣由於造山運動作用導致變質岩在台灣岩石中佔有一定程度的比例，其中板岩分布廣，自蘭陽平原沿中央山脈至屏東半島皆可見板岩的蹤跡，如圖 1.1 所示，正因板岩涵蓋在許多重要建設與觀光區中，故板岩邊坡之災害亦時有所聞，如中橫與南橫皆存在板岩邊坡且因崩塌而使道路中斷，多次修復後亦有坍塌情況。南投廬山溫泉北坡岩體民國 95 年與民國 97 年辛樂克與薔蜜颱風期間，多次發生滑動現象，造成路面崩塌，並間接導致旅館建物傾斜損壞，估計滑動區域約 34 公頃(紀宗吉等人，2010)。Chigira (2011)於莫拉克颱風後曾提及，臺灣近中央山脈之板岩邊坡常有大規模潛移(creep)之特徵，造成深層滑動面之形成，當極端豪雨



事件發生時，雨水易滲入板岩層的弱面，而造成深層滑動的發生，而莫拉克風災過後的崩塌地分布如圖 1.2 所示，可以發現崩塌地分布與中央山脈板岩系重疊率高，因此瞭解板岩邊坡其破壞機制與運動行為是有其必要性。

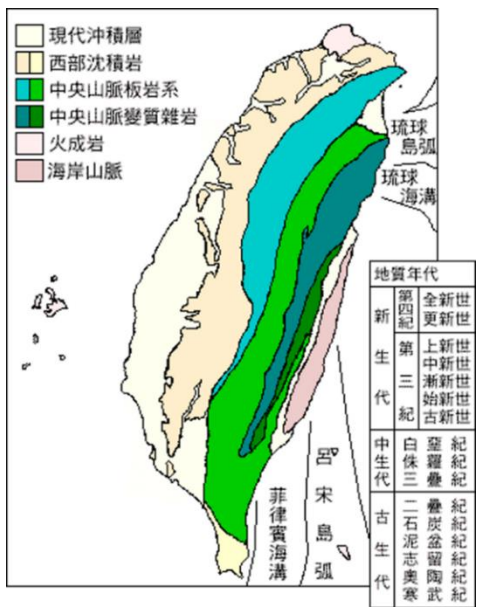


圖 1.1 台灣地質圖  
(何春蓀, 2003)

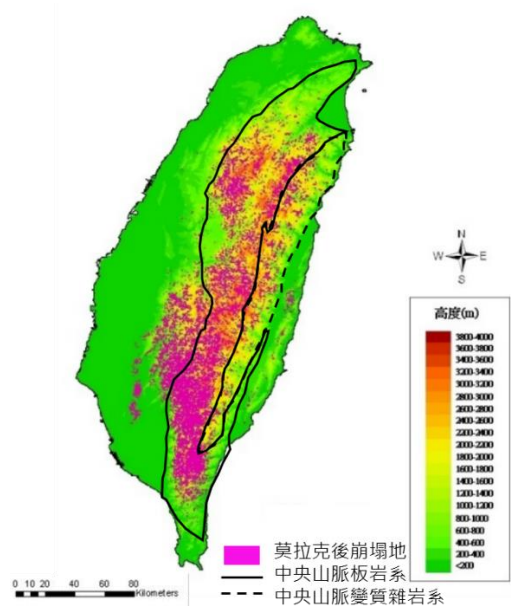


圖 1.2 莫拉克崩塌地分布圖  
(修改自國家災害防救科技中心, 2010)

而在面對材料為板岩之工程問題時，板岩發達的葉理面往往是其岩盤工程破壞與否的關鍵。然而，葉理之破壞準則建立尚未完整，尤其是如何評估葉理受伸張應力之強度，例如逆向坡之應力狀態，仍待進一步探討。為此，本研究對板岩材料進行實驗及數值模擬分析，其目的在於：

- (1) 考慮板岩葉理之張力強度與隨正向應力變化之剪力強度，建構針對板岩葉理的非線性破壞包絡線，作為後續模擬所需。
- (2) 利用以分離元素法為基礎之分析軟體 UDEC 將現地地形數值化，並且採用本研究之實驗結果代入模擬中，探討板岩逆向坡傾倒破壞行為、葉理面張裂情況與變形情形。
- (3) 在數值模擬分析中採用不同的破壞模式，觀察其數值分析結果並探討兩者在



傾倒破壞行為、葉理張裂情況與變形量之差異。

- (4) 針對新建構之非線性破壞準則進行敏感度分析，探討其與邊坡穩定性的相關性，以便後續工程應用評估與預防措施參考。

### 1.3 研究方法與範疇

本研究參照前人研究與現地探查，發現板岩之葉理面對於破壞機制有重要的影響，為瞭解板岩葉理之力學行為，施作張力試驗及葉理面直接剪力試驗，以回歸得到板岩葉理之非線性破壞包絡線。

為模擬板岩邊坡傾倒破壞型態，採用分離元素法進行模擬，本研究選用 UDEC 進行分析，原因在於其元素允許較大變形，可以反應逆向坡傾倒破壞時塊體分離情形，且該軟體著重於弱面分析，且可導入 FISH 指令使其模擬更貼近需求，並且當面對邊坡問題時選擇二維分析軟體在運算方面較為快速，故 UDEC 符合本研究之需求，於 UDEC 中，模型為塊體與節理組成，利用節理(joint)將塊體(zone)切割而成含有弱面之逆向坡簡化模型，以表現板岩弱面特性，再將實驗所得之結果作為材料參數套用至弱面中以作後續探討。本研究整體流程如圖 1.3 所示。



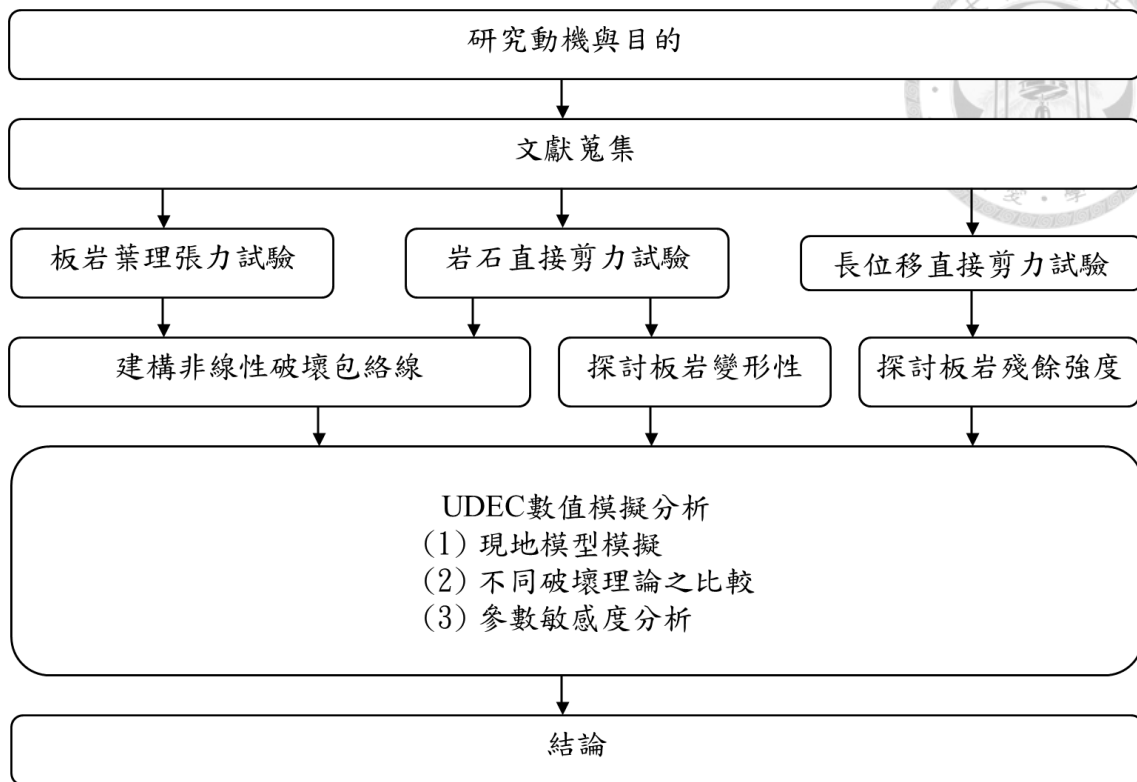


圖 1.3 本研究整體流程圖

#### 1.4 研究限制

- (1) 於現地觀察發現板岩邊坡葉理面為密集且連續，傾角為  $70^{\circ}$  至  $80^{\circ}$  不等，且存在多處不連續且間距不同之走向節理，而在 UDEC 模擬中將該情況簡化為單組固定傾角之葉理面，而葉理面之間距亦有限制，無法做到如現地材料般地密集，而節理面方面則設置連續且間距相同。
- (2) 在位態方面，由於 UDEC 為二維分析，在模擬上不考慮弱面走向影響。

## 第2章 文獻回顧



台灣地形由山坡地占比大，加上極端氣候及地震頻繁等因素，故山坡地災害安全性評估分析一直被學者們所關注，而其中岩石邊坡的破壞型態大致可分為平面破壞(Plane failure)、楔形破壞(Wedge failure)、圓弧破壞(Circular failure)及傾倒破壞(Toppling failure)，本研究著重於傾倒破壞，傾倒破壞主要發生於逆向坡，逆向坡與順向坡主要差別在於弱面(層面、葉理、節理等)與坡面之位態關係。逆向坡其弱面走向與坡面相同，但傾向則與坡面相反，相對於順向坡而言，逆向坡較難發生純滑動破壞；順向坡因弱面之位態與坡面近似，弱面上方之岩體容易沿著弱面發生滑動行為，故兩者影響之破壞型態與規模亦不同，但共同點為弱面主控了整體岩石邊坡的破壞與否，故在分析岩石邊坡安全性問題前必須先了解岩石材料中弱面的力學行為及物理特性。

本研究收集文獻以了解傾倒破壞之破壞機制，及量測對葉理發達之岩石材料的基本強度參數，再將實驗結果導入數值模型中與現地案例比較。以下為國內外相關研究彙整與說明。

### 2.1 傾倒破壞之類型

Goodman and Bray (1976)將傾倒破壞分為主要傾倒破壞及次要傾倒破壞，兩者最大差別在於主要傾倒破壞為岩石邊坡本身在自重下即會發生，而次要傾倒破壞屬於被動發生，得有其餘破壞型態發生時才會連動產生傾倒破壞。

主要傾倒破壞分成三種型態，為撓曲傾倒、塊體傾倒與塊體撓曲傾倒；又將次要傾倒破壞分成四種型態，分別為滑動頂部傾倒、滑動底部傾倒、滑動趾部傾倒與張力裂縫傾倒。以下為各種傾倒破壞之說明。



### 2.1.1 主要傾倒破壞之型態

#### (1) 撓曲傾倒 (Flexural Toppling)

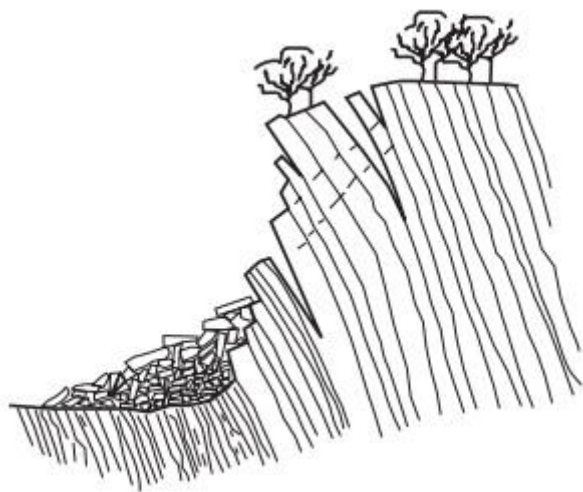
岩坡因存在一組節理而形成之岩柱，且其傾向與坡面相反，如圖 2.1 (a) 所示。岩柱其行為近似於懸臂梁，容易因自重而向下彎曲，最終岩柱在曲率最高處斷裂而破壞，而破壞往往是由於坡趾淘刷或砍腳等因素導致坡趾出現能使後方岩柱產生位移的空間進而產生破壞。

#### (2) 塊體傾倒 (Block Toppling)

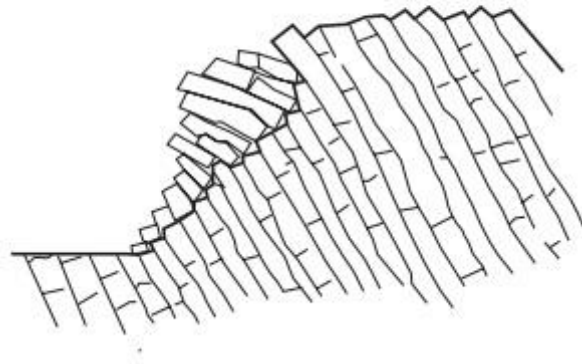
岩坡由兩組或以上之節理將岩石割成獨立塊體，或相對於傾向節理又發展出另一破壞面，破壞面或橫向節理上方之岩塊因受到後方岩塊之推擠或因其自重而翻轉破壞，如圖 2.1 (b)所示。坡趾處之較短岩柱因後方較長岩柱傳遞載重，使之滑動或者旋轉，連帶後方岩柱也因出現了可位移空間而向下傾倒。

#### (3) 塊體-撓曲傾倒 (Block-Flexural Toppling)

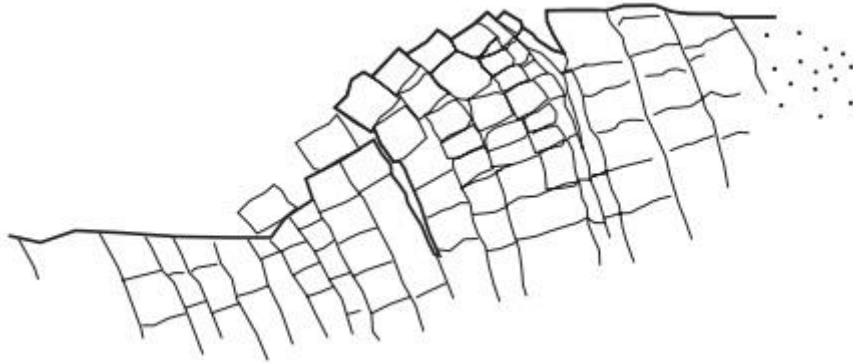
在現實中，上述兩種傾倒類型一般難以單獨存在，岩坡破壞常是複合的型態。好發此種破壞型態之岩坡由多組節理組成，如砂頁岩互層或燧石與頁岩互層，其坡趾處為滑動，其餘則以滑動或翻轉為主。如圖 2.1 (c)所示。



(a) 撓曲傾倒(Flexural Toppling)



(b) 塊體傾倒(Block Toppling)



(c) 塊體-撓曲傾倒(Block-Flexural Toppling)

圖 2.1 主要傾倒破壞型態(Goodman and Bray, 1976)

## 2.1.2 次要傾倒破壞之型態 (Secondary Toppling)

### (1) 滑動頂部傾倒 (Slide Head Toppling)

位於順向節理面上方的一連串塊體，當前方塊體沿著弱面滑動破壞後，使得後方頂部岩塊有位移空間而向下傾倒，如圖 2.2 (a)所示。

### (2) 滑動趾部傾倒 (Slide Toe Toppling)

此破壞型態結合兩種類型：順向坡之主動滑動與逆向坡之被動傾倒。當上方岩塊發生滑動後，下滑力作用於下方岩柱，驅使於坡趾處之岩柱傾倒，如圖 2.2 (b)所示。

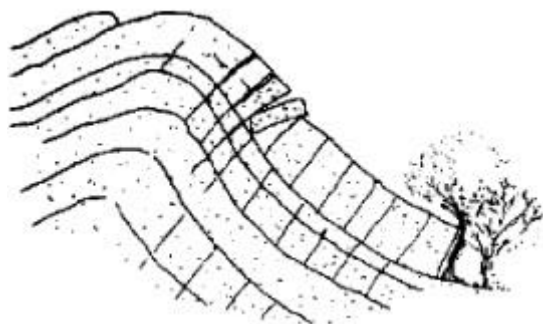


### (3) 滑動底部傾倒 (Slide Base Toppling)

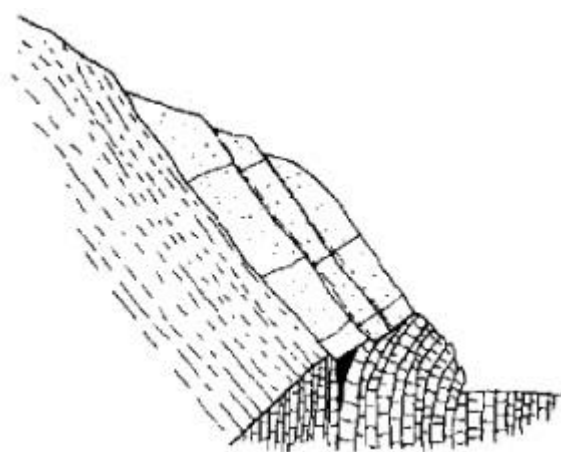
於高傾角之層狀岩石上方土壤發生滑動破壞，滑動之作用力對底部岩柱產生剪力作用，使之發生傾倒破壞。此類型相似於高傾角岩石之撓曲變形，這種重力式潛變又稱為潛變傾倒(creep toppling)，如圖 2.2 (c)所示。

### (4) 張力裂縫傾倒 (Tension Crack Toppling)

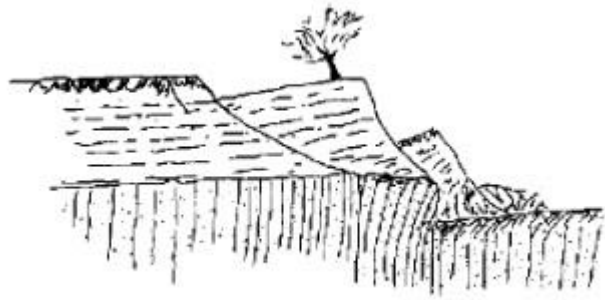
為河道侵蝕之高聳河岸，岩坡側向解壓，而當坡頂產生張力裂縫且坡趾土壤滑動或岩石懸掛便會發生傾倒，常見於高度風化岩石邊坡，如圖 2.2 (d)所示。



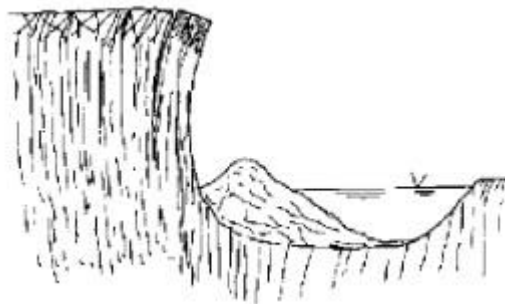
(a)滑動頂部傾倒(Sliding Head Toppling)



(b)滑動趾部傾倒(Sliding Toe Toppling)



(c)滑動底部傾倒(Sliding Base Toppling)



(d)張力裂縫傾倒(Tension Crack Toppling)

圖 2.2 二次傾倒破壞型態(Goodman and Bray, 1976)

## 2.2 傾倒破壞之理論

### 2.2.1 單一塊體運動機制

Goodman and Bray (1976)考慮單一塊體初始靜止於一傾角為  $\alpha$  之傾斜面上，如圖 2.3 所示，假設塊體間凝聚力為零( $c=0$ )，塊體之自重產生正向力與剪向力，正向力作用於平面產生摩擦力阻止塊體下滑。由此可探討塊體間摩擦力(或摩擦係數  $\mu = \tan \phi$ )、傾角  $\alpha$  之平面與塊體尺寸(長寬比  $y/\Delta x$ )彼此關係及在不同條件下發生滑動、傾倒或穩定之行為，當摩擦係數  $\mu = 0.5$  時，分析結果如圖 2.4 所示。

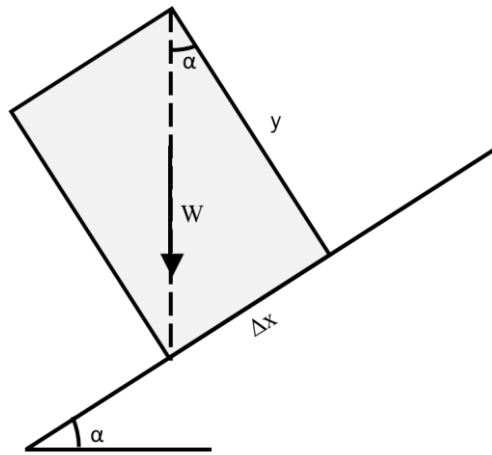


圖 2.3 單一塊體坐落於一斜面示意圖(修改自 Goodman and Bray, 1976)

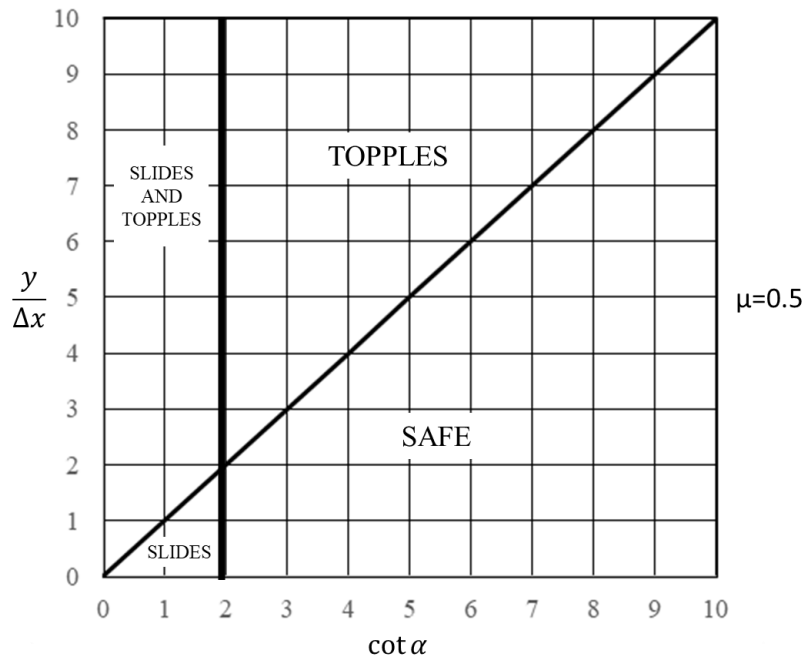


圖 2.4 在  $\mu=0.5$  之條件下單一塊體滑動、傾倒與穩定關係圖

(修改自 Goodman and Bray, 1976)

利用彎矩平衡法分析單一塊體的運動行為以計算塊體達傾倒之條件，如圖 2.3 所示，以塊體左下角為旋轉點(座標原點 O 點)計算彎矩平衡，計算如下所示：

$$\sum M_0 = W \cos \alpha \left( \frac{\Delta x}{2} \right) - W \sin \alpha \left( \frac{y}{2} \right) = 0 \quad \text{式 2.1}$$



$$W \cos \alpha \left( \frac{\Delta x}{2} \right) = W \sin \alpha \left( \frac{y}{2} \right)$$

$$\cot \alpha = \frac{y}{\Delta x}$$

式 2.2

式 2.3

式中

W：塊體自重；

y：塊體高；

$\Delta x$ ：塊體寬；

$\alpha$ ：傾斜面與水平面之夾角。

利用力平衡法分析單一塊體的運動行為以計算塊體在傾斜面上達到滑動之條件，假設塊體間凝聚力為零，則其計算關係如下：

$$\sum F_0 = W \cos \alpha \tan \phi - W \sin \alpha = 0 \quad \text{式 2.4}$$

$$W \cos \alpha \tan \phi = W \sin \alpha \quad \text{式 2.5}$$

$$\tan \phi = \tan \alpha \quad \text{式 2.6}$$

式中

$\phi$ ：塊體間摩擦角。

藉由彎矩平衡法及力平衡法分析後可以整理出 $y/\Delta x$ 、 $\mu$ 與 $\alpha$ 三者之關係，可以分為以下四種情況：

(1)  $\frac{y}{\Delta x} > \cot \alpha$  且  $\phi > \alpha$ ：

此條件下之塊體於某一傾斜角下其底部之摩擦力足以阻止塊體下滑，但塊體之細長比過大，尚未達滑動條件便已發生傾倒行為。

(2)  $\phi < \alpha$  且  $\frac{y}{\Delta x} < \cot \alpha$ ：

此條件下之塊體其細長比尚未促使塊體發生傾倒行為，但其自重造成之剪向分力超過塊體間最大靜摩擦力，驅動了塊體的滑動行為。





(3)  $\phi < \alpha$  且  $\frac{y}{\Delta x} > \cot \alpha$

此條件下塊體同時發生滑動與傾倒行為。

(4)  $\phi > \alpha$  且  $\frac{y}{\Delta x} < \cot \alpha$  :

此條件下塊體處於穩定狀態。

### 2.2.2 傾倒破壞機制

Goodman and Bray (1976)根據兩個假設進行傾倒破壞行為的分析：

- (1) 岩坡屬於高角度逆向坡的條件下，不連續面之走向幾乎與坡面相同，且最大主應力 $\sigma_1$ 方向大致與坡面平行。
- (2) 發生傾倒之前，層面上下之岩盤會發生相對錯動。

如圖 2.5 所示，當層面開始相對錯動後，最大主應力方向與不連續面之法線夾 $\phi_j$ ，而 $\phi_j$ 即為層間摩擦角。發生層間錯動之條件如下：

$$\alpha \geq 90^\circ + \phi_j - \delta \tag{式 2.7}$$

式中

$\alpha$ ：坡角；

$\delta$ ：岩柱之傾角；

$\phi_j$ ：層間磨擦角。

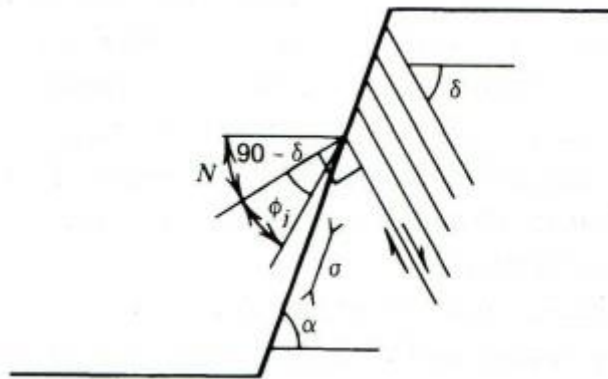


圖 2.5 主應力方向與層間滑動(Goodman, 1989)

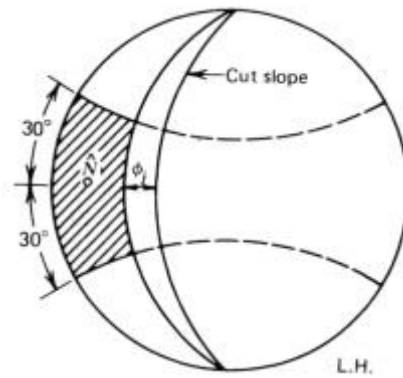


圖 2.6 傾倒之立體投影(Goodman, 1989)

由於不連續面之走向需幾乎與開挖面平行，繪製投影圖如圖 2.6 所示，則能符合傾倒條件之範圍僅於斜線區域內。然而，在不考慮岩體變形的情況下，此分析法對於由材質均勻的硬質岩石邊坡可視為合理的分析，但若地質情況變化較大，且變形量無法被忽略時，此分析法得出的結果可能偏向不保守，故是否發生傾倒破壞還得取決於以下兩種因素：

- (1) 外在因素(幾何性質)：開挖深度、層面厚度、節理規則性與節理間距等。
- (2) 內在因素(材料條件)：岩石強度、節理側向解壓發展程度、其他特殊系統性質。



## 2.3 傾倒破壞之相關研究

在國內外的傾倒破壞研究中，可將其分為極限平衡法(limit equilibrium method)、物理試驗(physical tests)與數值模擬(numerical models)三種方法，以下進行說明與探討：

### 2.3.1 極限平衡法(Limit equilibrium method)

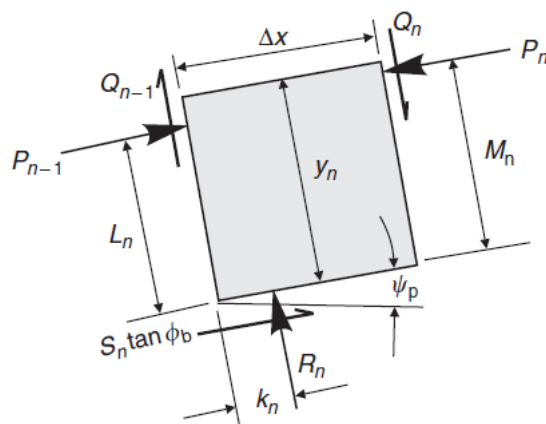
Goodman and Bray (1976)針對塊體傾倒破壞(Block Toppling)提出極限平衡方程式，如式 2.8 與式 2.9 所示，分別為傾倒(圖 2.7 (b))與滑動(圖 2.7 (c))分析。以逐步法(step by step method)逐一分析個別塊體是否發生滑動、傾倒或穩定行為，也就是由坡面上可能因自重而傾倒之塊體開始分析計算，比較 $P_{n-1,t}$ 、 $P_{n-1,s}$ 兩者大小，依序往下計算至坡趾第一根岩柱為止。

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n(M_n - \mu \Delta x) + (W_n/2)(y_n \sin \alpha - \Delta x \cos \alpha)}{L_n} \quad \text{式 2.8}$$

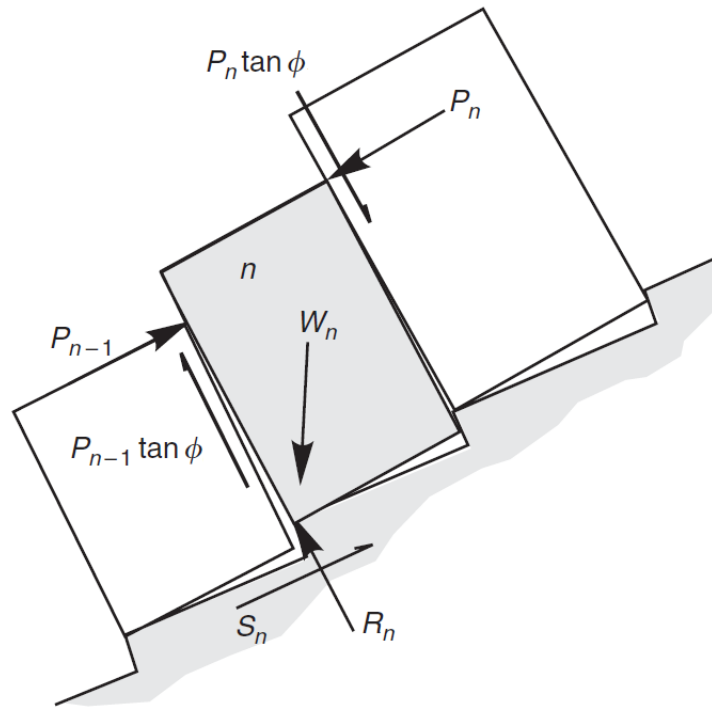
$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)}{1 - \mu^2} \quad \text{式 2.9}$$

計算到底部第一根岩柱時可得 $P_0$ ，根據 $P_0$ 即可判斷整體岩坡之狀態：

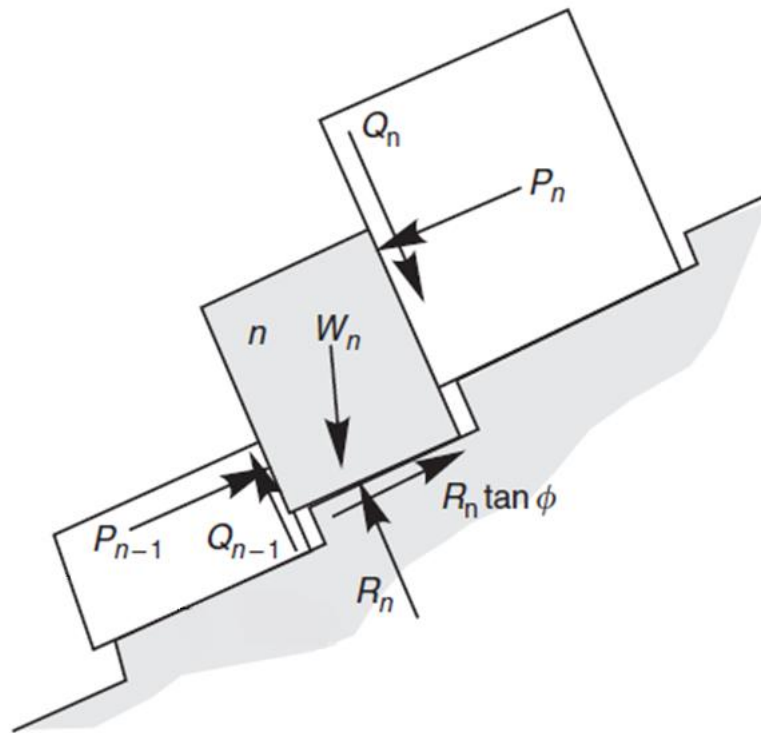
- (1)  $P_0 > 0$ ：不穩定狀態。
- (2)  $P_0 = 0$ ：極限平衡狀態。
- (3)  $P_0 < 0$ ：穩定狀態。



(a)塊體 n 上之作用力示意圖



(b)塊體 n 之傾倒分析



(c)塊體 n 之滑動分析

圖 2.7 塊體傾倒分析示意圖(修改自 Wyllie and Mah, 2004)

Aydan and Kawamoto (1992) 比照 Goodman and Bray (1976)，提出針對撓曲傾倒破壞(Flexural Toppling)的極限平衡方程式，Adhikary et al. (1997) 改寫該方程式(不考慮水之影響)，如式 2.10 所示。由於分析對象為細長之岩柱，故採用彎矩平衡法分析並考慮岩石張力強度，如圖 2.8 所示。亦使用逐步法(step by step method)由上而下逐一計算，其判斷方式與 Goodman and Bray (1976)之結果相同：

- (1)  $P_0 > 0$ ：不穩定狀態。
- (2)  $P_0 = 0$ ：極限平衡狀態。
- (3)  $P_0 < 0$ ：穩定狀態。

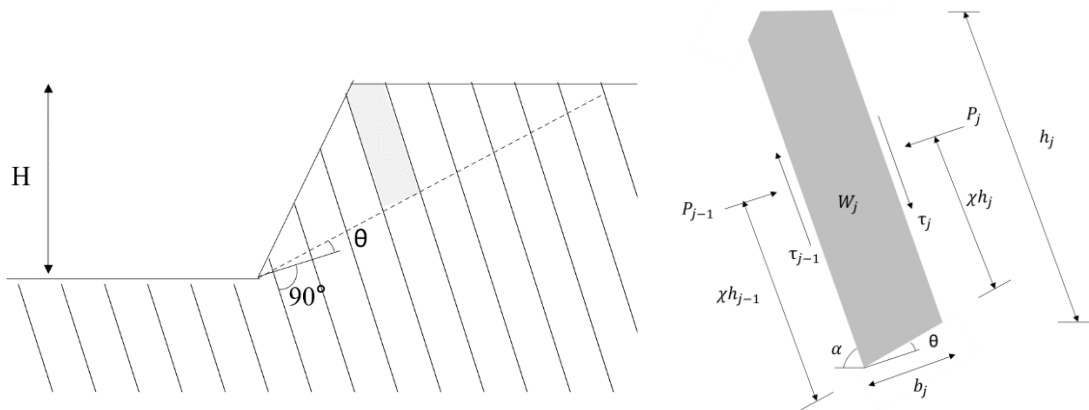


圖 2.8 撓曲傾倒受力示意圖(修改自 Adhikary et al., 1997)

$$P_{j-1} = \frac{\max(P_j, 0)(\chi h_j - \frac{1}{2}\mu b_j) + \frac{1}{2}T_j \bar{h}_j - \frac{2l_j}{b_j} \left( \sigma_{tj} + \frac{N_j}{b_j} \right)}{(\chi h_{j-1} + \frac{1}{2}\mu b_j)} \quad \text{式 2.10}$$

式中

$\chi$ ：作用力高度之折減係數；

$h_j$ ：岩柱長， $h_j = 0.5(h_j + h_{j-1})$ ；

$\mu$ ：層間摩擦係數， $\mu = \tan \phi_j$ ；

$b_j$ ：岩柱寬；



$T_j$  : 岩柱向下驅動力,  $T_j = W_j \cos \alpha$  ;

$I_j$  : 二次慣性矩,  $I_j = b^3/12$  ;

$\sigma_{tj}$  : 岩柱張力強度 ;

$N_j$  : 岩柱軸向應力,  $N_j = W_j \sin \alpha$  。

### 2.3.2 物理試驗(Physical tests)

Adhikary et al. (1997)利用離心機試驗(Centrifuge modelling)探討脆性行為與韌性行為之小型邊坡模型破壞過程與其破壞方式，利用離心機可以將小模型放大至真實尺寸，可類比原始狀況，其中脆性行為之邊坡模型由砂與石膏之混合物組成，而韌性行為之邊坡由纖維水泥板組成。由實驗結果發現，整體破壞面約與節理法線夾 $12^\circ \sim 20^\circ$ 。在脆性行為中，破壞面為一瞬間產生，而韌性行為中，破壞面由坡趾逐漸往坡頂發展，兩者結果不同。經由實驗結果建立圖表以提供瞭解易於發生撓曲傾倒破壞之邊坡，結果顯示節理傾角約 $70^\circ \sim 85^\circ$ 最容易發生，且發現相對於式 2.7，達到撓曲傾倒破壞所需條件更高，如圖 2.9 所示，原因在於岩柱自重產生之軸向應力會抵消部分張應力，使之更難破壞。

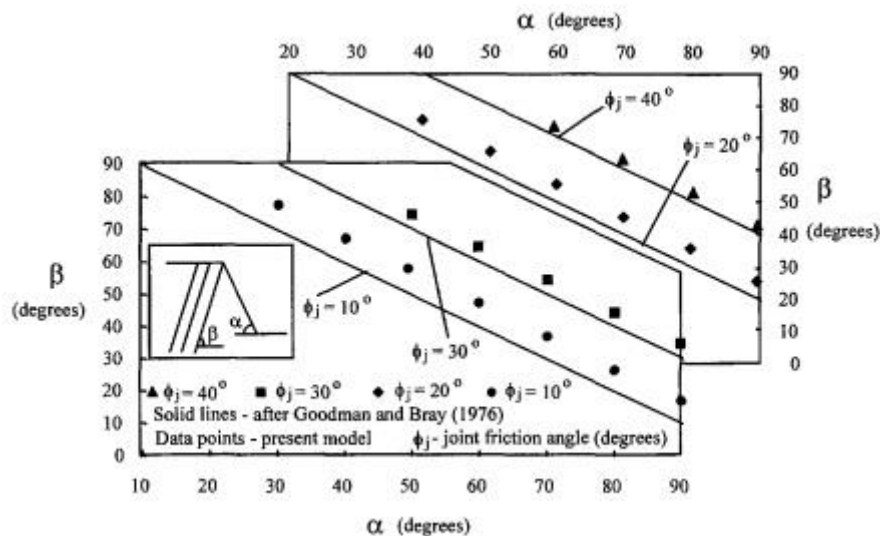


圖 2.9 實驗結果與 Goodman and Bray (1976)比較(Adhikary et al., 1997)



### 2.3.3 數值模擬(numerical models)

Jonny Sjöberg (1999)利用 UDEC 進行逆向坡傾倒破壞的研究。其中，針對傾倒破壞提出六個階段的歷程，如圖 2.10 所示，分別為坡面開挖解壓、層間錯動與大規模錯動、岩柱彎曲、由坡趾開始產生斷裂面，最後破壞面發展完成塊體往下滑動。

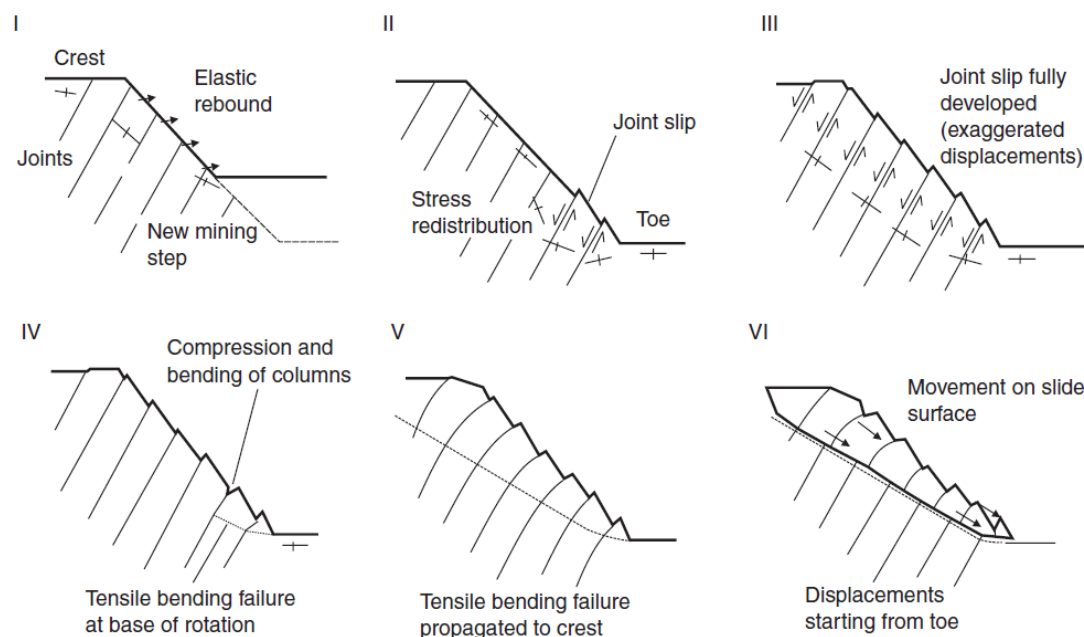


圖 2.10 傾倒破壞六的階段(Jonny Sjöberg, 1999)

Zheng et al. (2017)認為破壞面通常為多平面而非單一平面，且採用極限平衡法將破壞面定義出四個區域，如圖 2.11 所示：滑動區(sliding zone)、重疊傾倒區(superimposed toppling zone)、懸臂傾倒區(cantilevered toppling zone)與穩定區(stable zone)，並採用逐步法(step by step method)計算穩定性。其亦利用 UDEC 模擬邊坡破壞行為與情況，發現破壞型態與其假設區域相同，且為漸進式破壞，如圖 2.12 所示。



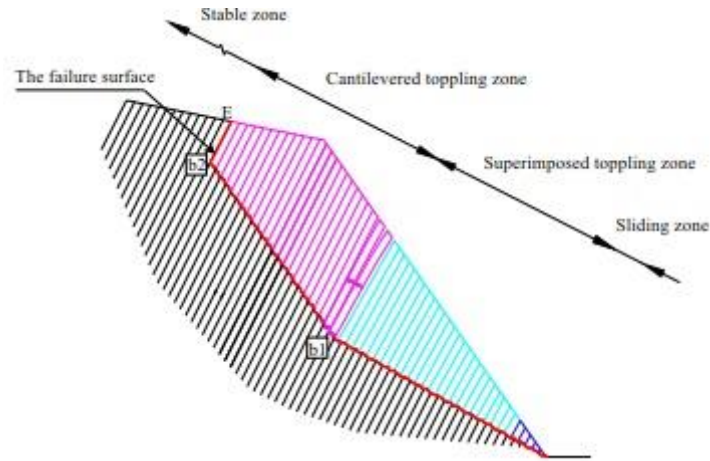


圖 2.11 坡面破壞區域類型(Zheng et al., 2017)

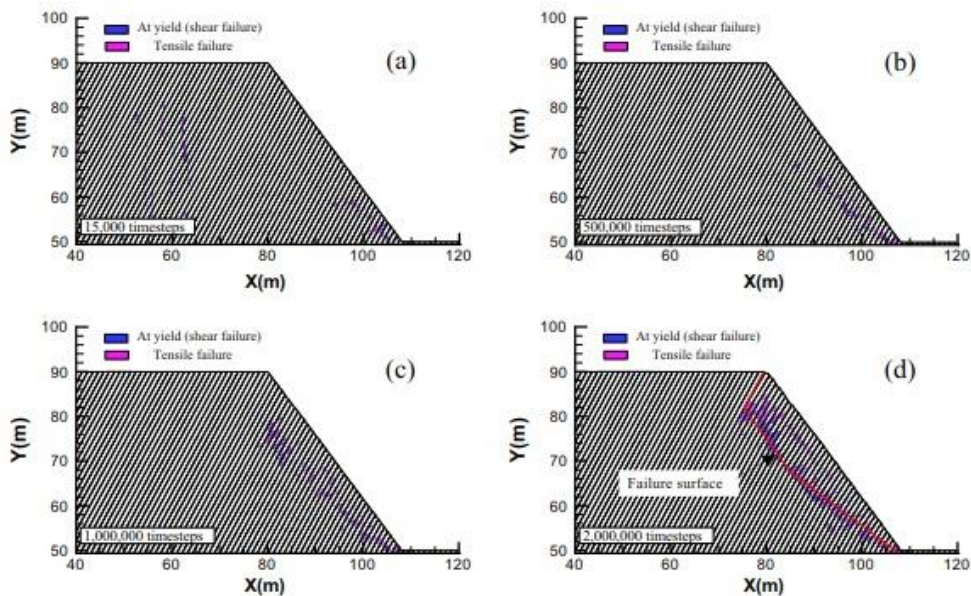


圖 2.12 UDEC 模擬傾倒破壞過程與結果(Zheng et al., 2017)

## 2.4 岩石張力強度量測方法

岩石的基本強度參數對於了解該材料的工程性質十分重要，例如單壓強度、張力強度、摩擦角等，其中有許多實驗可用於量測岩石的張力強度，如直接抗拉試驗(Direct Tensile Test)、巴西人法抗張試驗(Brazilian Test)、彎曲試驗(Bending Test)、點荷重試驗(Point load test)等，而在本節將介紹新發展使用於量測岩石張力強度的拉拔試驗(Pull-off test)。





### 2.4.1 拉拔試驗(Pull-off test)

拉拔試驗(Pull-off test)在測量材料強度上為十分實用的方法，它被廣泛用於測量建築材料的抗張強度，尤其是混凝土和不同材料之間的界面強度，例如磁磚，但近來被用於測量天然岩石材料的抗張強度，Pedro Cacciari(2018)以不同種類的岩石、不同尺寸之試體進行拉拔試驗證明此試驗用於測量岩石張力強度的可行性，如圖 2.13 所示。而圖 2.14 為拉拔試驗三種可能出現的破壞模式：

Mode1：在均質材料時，較可能從岩柱的底部破壞。

Mode2：當試體其中有弱面時，較可能從弱面破壞。

Mode3：當試體為兩種以上的材質所組成，較可能從之間的介面發生破壞。

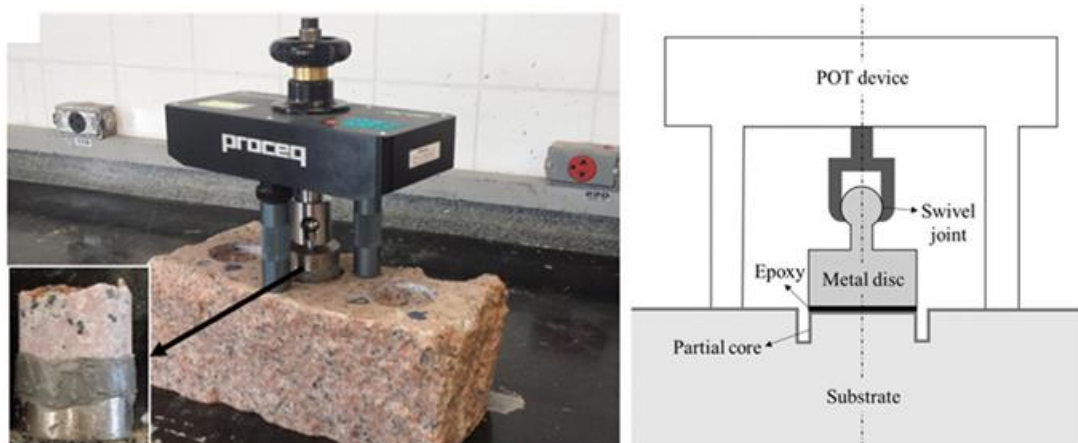


圖 2.13 拉拔試驗照片及示意圖(Pedro Cacciari, 2018)

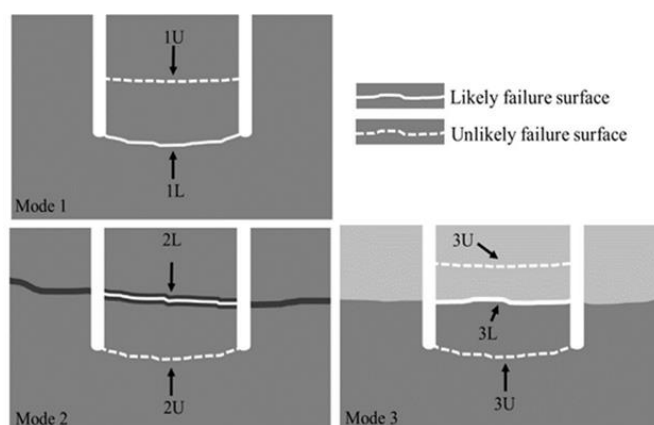


圖 2.14 拉拔試驗之試體三種可能的破壞模式(Pedro Cacciari, 2018)

將拉拔試驗之實驗結果與直接抗張試驗及巴西人法抗張試驗所之數據做比較可看出彼此之間的強度關係，根據圖 2.15 可以發現若以直接抗張試驗得到的張力強度為基準，巴西人試驗是較為高估的，得到的強度是直接拉力試驗的 1.2 倍，相較之下，拉拔試驗則較為低估，得到的強度是直接拉力試驗的 0.88 倍，但在面對工程問題時，使用拉拔試驗得到的強度會較為保守。

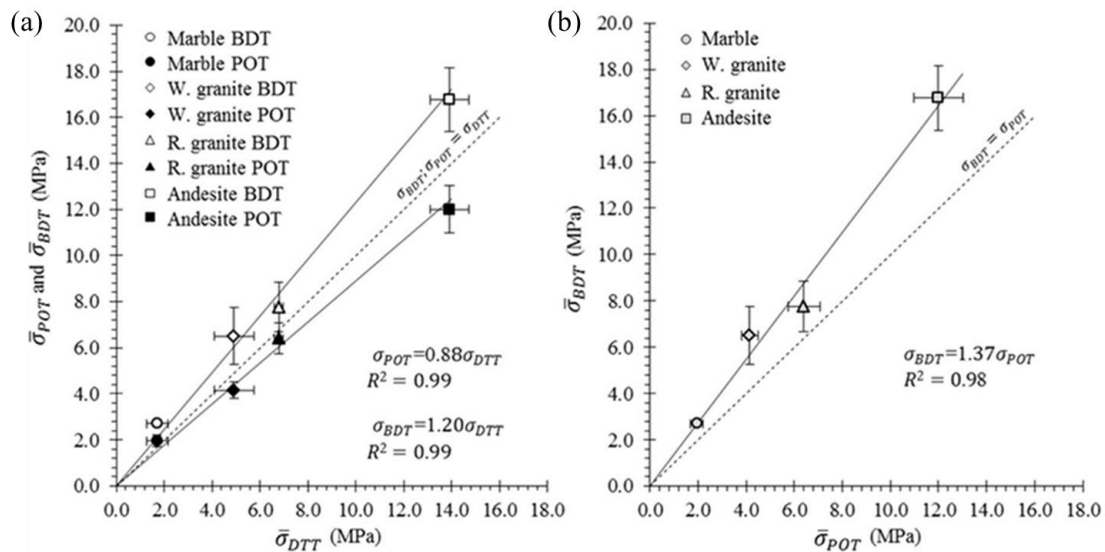


圖 2.15 抗張實驗結果比較圖。(a)拉拔試驗、巴西人法抗張試驗、直接抗張試驗之比較。(b) 拉拔試驗、巴西人法抗張試驗之比較。(Pedro Cacciari, 2018)

#### 2.4.2 板岩葉理拉拔試驗

而岩石的工程問題失敗與否往往取決於弱面的性質，於是李晉泓(2017)對葉理發達的板岩及片岩進行垂直於葉理面的拉拔試驗以測量葉理的張力強度，試驗結果如圖 2.16 所示，而拉拔試驗有一優點在於可以方便地進行現地試驗，圖中可知現地的板岩強度略大於室內試驗測得之張力強度。

而圖 2.17 為板岩泡水後進行拉拔試驗之結果，可以發現在泡水 48 小時後，板岩葉理的張力強度下降至原本的 51.2%，表現了板岩遇水弱化的特性

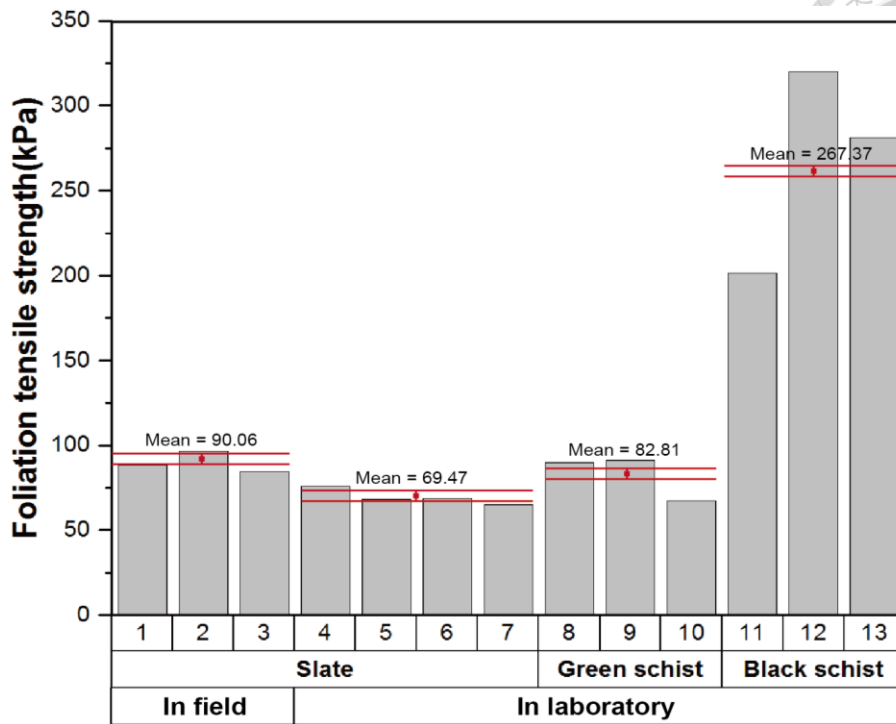
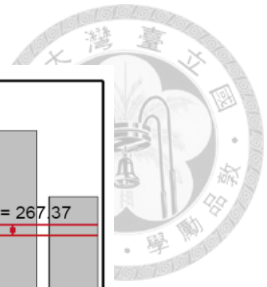


圖 2.16 李晉泓(2017)之乾式拉拔試驗結果

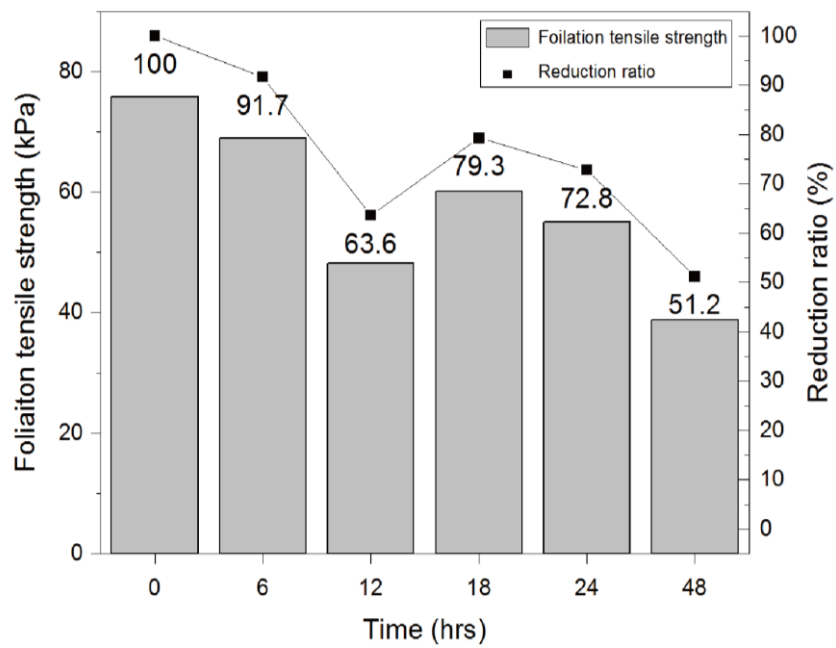


圖 2.17 李晉泓(2017)之溼式拉拔試驗結果



## 2.5 岩石材料之破壞準則

工程設計上需考慮工程材料的極限強度及其應力應變特性，因此必須透過各項實驗求取工程材料的力學參數，實驗得到的結果透過理論或統計等方式，以應力或應變的函數決定材料的破壞條件之方程式，此方程式稱為材料的破壞準則。以下將個別介紹前人提出之破壞準則。

### 2.5.1 Mohr-Coulomb 破壞準則

此破壞準則適用於假設為完整、無裂隙之連續均質材料，因此不適用於存在弱面之岩石。此破壞準則認為當材料達到極限平衡狀態時，材料內部某一平面因承受之剪應力超過其剪力強度而破壞，多組試驗之破壞點於莫爾圓上連接成為破壞包絡線如圖 2.18 所示，而材料的剪力強度是由潛在破壞面上的剪力阻抗(frictional resistance)及凝聚力(cohesion)所貢獻，故此破壞包絡線可分為兩個部分，一為破壞面上之摩擦力，其受到破壞面正向應力影響，另一為凝聚力，其為材料本身行為與正向應力無關，因此此準則為正向應力之函數，如下所示：

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{式 2.11}$$

若以主應力表示，此準則可改寫為：

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{式 2.12}$$

式中

$\tau_f$ ：剪力強度；

$c$ ：凝聚力；

$\sigma_n$ ：破壞面上之正向應力；

$\phi$ ：摩擦角；

$\sigma_1$ ：最大主應力；

$\sigma_3$ ：最小主應力。

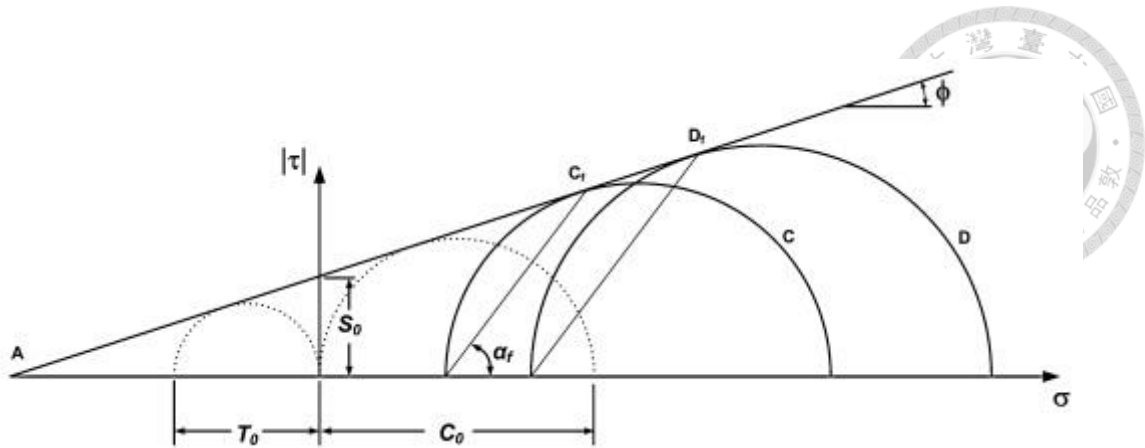


圖 2.18 Mohr-Coulomb 破壞準則(ISRM 2007-2014)

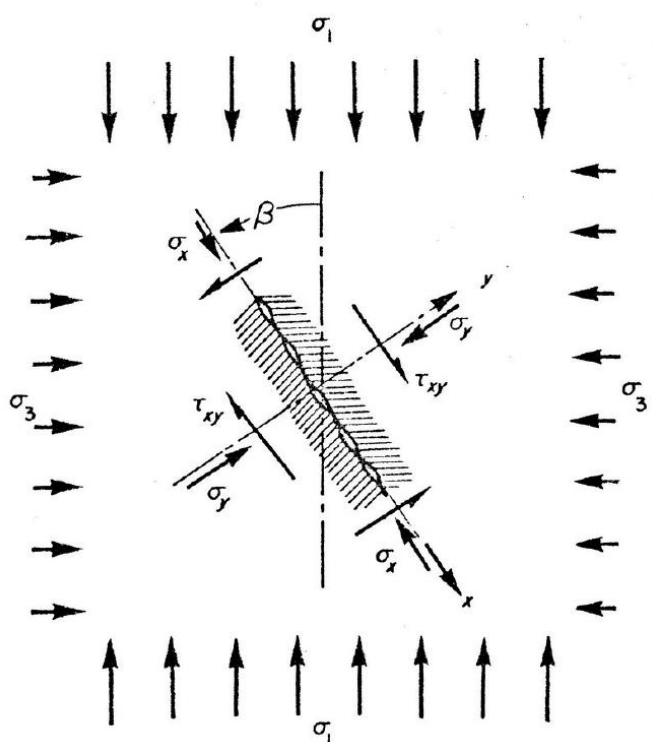
莫爾庫倫破壞準則假設材料為完整、無裂隙之狀態，然而現實中難以存在此種天然材料，故雖此準則被廣泛使用，但大多數岩石不適用於此準則。

### 2.5.2 Griffith 破壞準則

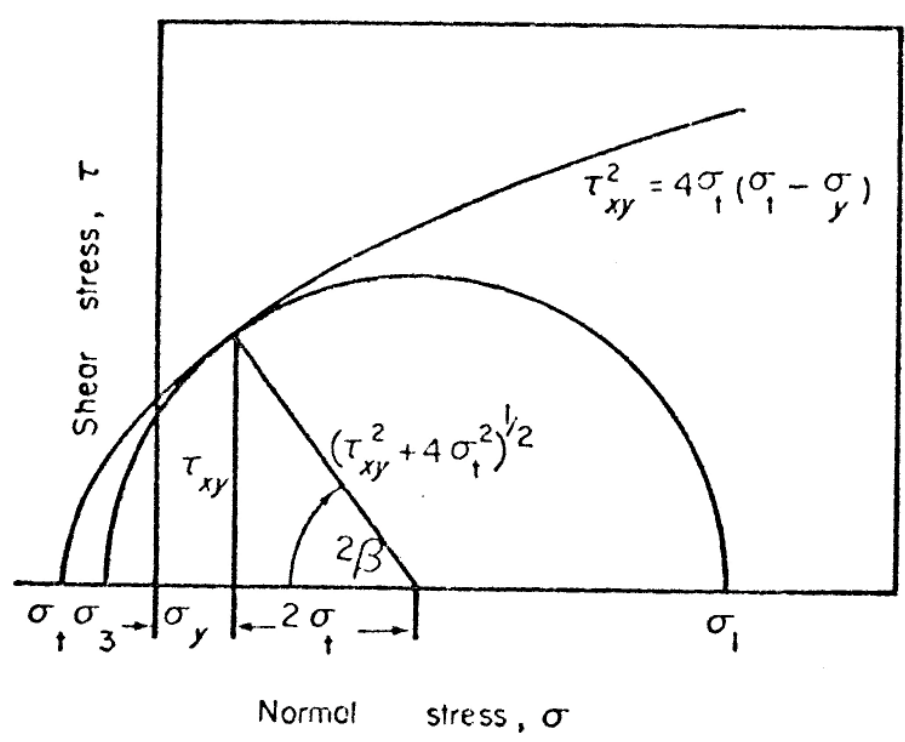
Griffith (1921)針對脆性材料的破壞研究結果顯示，脆性材料的破壞是由材料內部存在裂隙且因外力作用導致裂隙端部產生應力集中現象，若集中應力超過材料強度時裂隙便會延伸，最終當裂隙發展至一定程度材料便會破壞。

Griffith 破壞準則係比較裂隙端部之應力場與材料張力強度，而推導出裂隙延伸之臨界應力，作為破壞與否之判斷，推導過程有以下基本假設：

- (1) 岩體內的裂隙形狀是扁平的橢圓形。
- (2) 岩體強度的局部變化忽略不計。
- (3) 岩體內的裂隙與裂隙間不會互相干擾。
- (4) 橢圓形的裂隙周圍，應力場採平面應力處理。



(a) 應力系統作用於岩石中的潛在破壞面(Evert Hoek, 1968)



(b) Griffith 破壞包絡線(Evert Hoek, 1968)

圖 2.19 Griffith 破壞準則示意圖



採用上述假設岩體的裂隙，其受力情形如圖 2.19(b)，再根據岩石之單拉試驗、巴西人法抗張試驗、單壓試驗及三軸試驗之條件，可獲得破壞包絡線如圖 2.19(c)，其方程式如下：

$$\tau_f^2 = 4T_0(\sigma + T_0) \quad \text{式 2.13}$$

或

$$\tau_f = [4T_0(\sigma + T_0)]^{0.5} \quad \text{式 2.14}$$

式中

$\tau_f$ ：剪力強度；

$T_0$ ：張力強度；

$\sigma$ ：正向應力。

### 2.5.3 Hoek&Brown 破壞準則

Hoek&Brown(1980)以岩體分類法為基礎，提出一適用於破碎岩體強度準則的經驗公式，如式 2.15 所示

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad \text{式 2.15}$$

式中

$\sigma_c$ ：完整岩石(intact rock)的單壓強度；

$m$ ：與完整岩石內顆粒大小有關之經驗參數；

$s$ ：與岩體破碎程度有關之經驗參數。

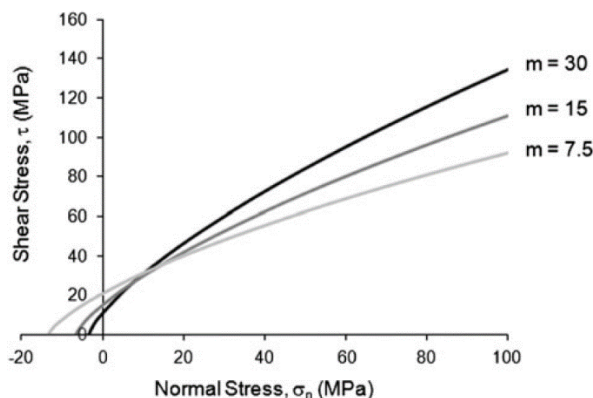


圖 2.20 參數  $m$  對 Hoek&Brown 破壞包絡線之影響(ISRM 2007-2014)

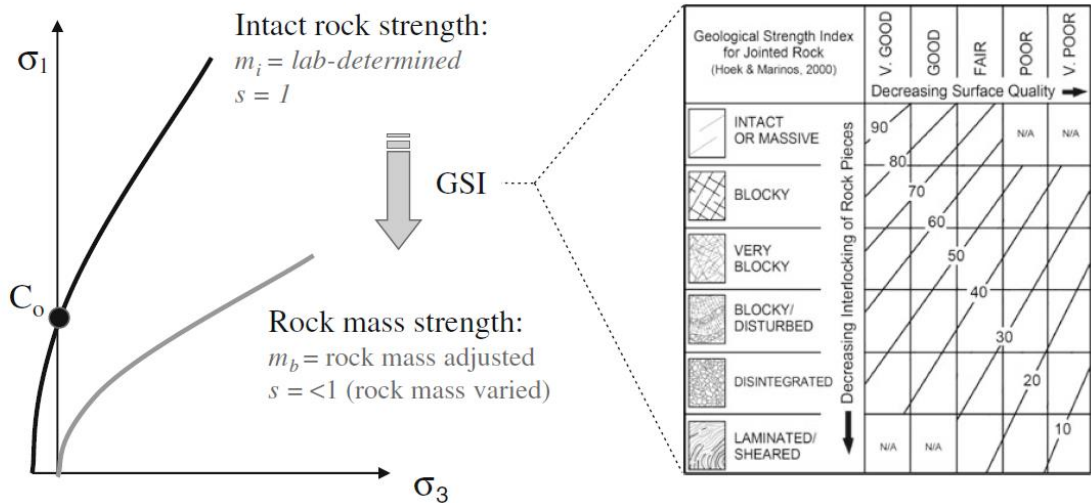


圖 2.21 根據岩體狀況弱化完整岩石之強度(ISRM 2007-2014)

## 2.5.4 岩石材料之剪力強度理論

### (1) 尖峰剪力強度(Peak Shear Strength)

一般土壤或岩石為求得尖峰剪力強度，多採用直接剪力試驗或三軸試驗。相對於三軸試驗，直接剪力試驗之試體準備與操作流程較簡單且快速，得出之結果也被工程設計所信任，在實驗過程中亦能記錄剪力值與剪動位移，可根據這兩項數據求得應力-應變曲線，如圖 2.22 所示。

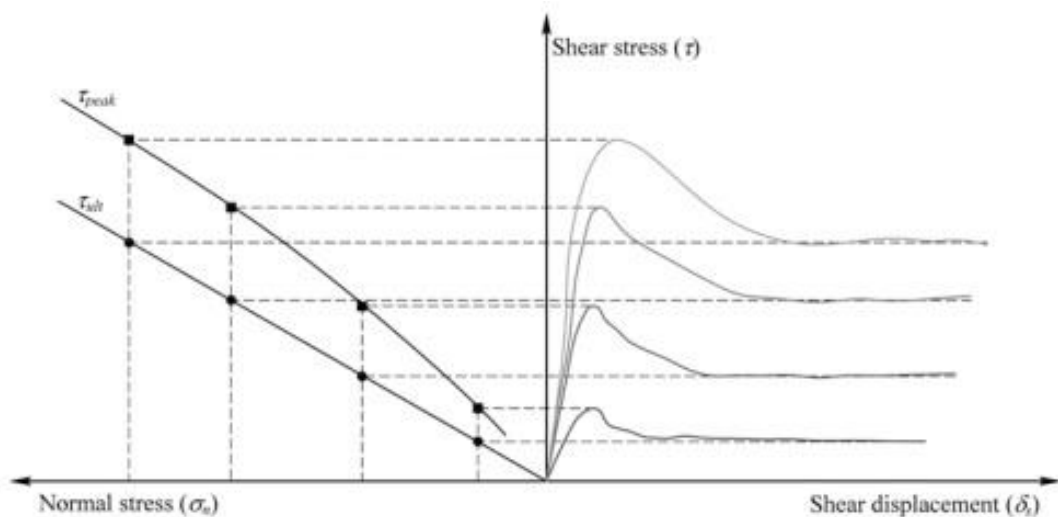


圖 2.22 直接剪力試驗結果示意圖(ISRM 2007-2014)





隨著位移增加剪力也隨之上升，當剪力達到強制破壞面之剪力強度時，應力-應變曲線便出現峰值，此峰值即為材料的剪力強度，隨後剪力下降趨於一定值，即為殘餘剪力強度。

## (2) Barton(1973)剪力強度模式

Barton et al. (1973)根據自然節理面剪力強度之試驗結果提出剪力強度模式，如下所示：

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad \text{式 2.16}$$

式中

$\tau$ ：剪力強度；

$\sigma_n$ ：節理面或破壞面上之正向應力；

$JRC$ ：joint roughness coefficient, 節理面之粗糙係數；

$JCS$ ：joint wall compression strength, 節理面上之岩石單壓強度；

$\phi_b$ ：基本摩擦角。

由式(2.15)可以發現  $JRC$  對於剪力強度有顯著之影響，然而隨著多次剪動或長距離剪動時， $JRC$  會因粗糙角被磨除而下降連帶降低剪力強度。

### 2.5.5 板岩葉理破壞準則(Foliation failure criteria, FFC)

李晉泓(2017)針對板岩葉理面施作張力強度與剪力強度試驗，並參考 Griffith 破壞準則修改次方項，建構板岩葉理破壞準則，以瞭解葉理於低正向應力之強度趨勢，如所示。李沅昶(2018)接續其研究，利用較高正向力之剪力強度試驗，配合李晉泓測量之板岩張力強度完成了針對屏東隘寮地區之板岩葉理的破壞包絡線，以完善板岩葉理破壞準則(Foliation failure criteria, FFC)。

$$\tau_f = [4T_0(\sigma_n + T_0)]^\gamma \quad \text{式 2.17}$$

式中

$\gamma$ ：次方項，此項為變數以擬合實驗數據；

$T_0$ ：葉理張力強度。

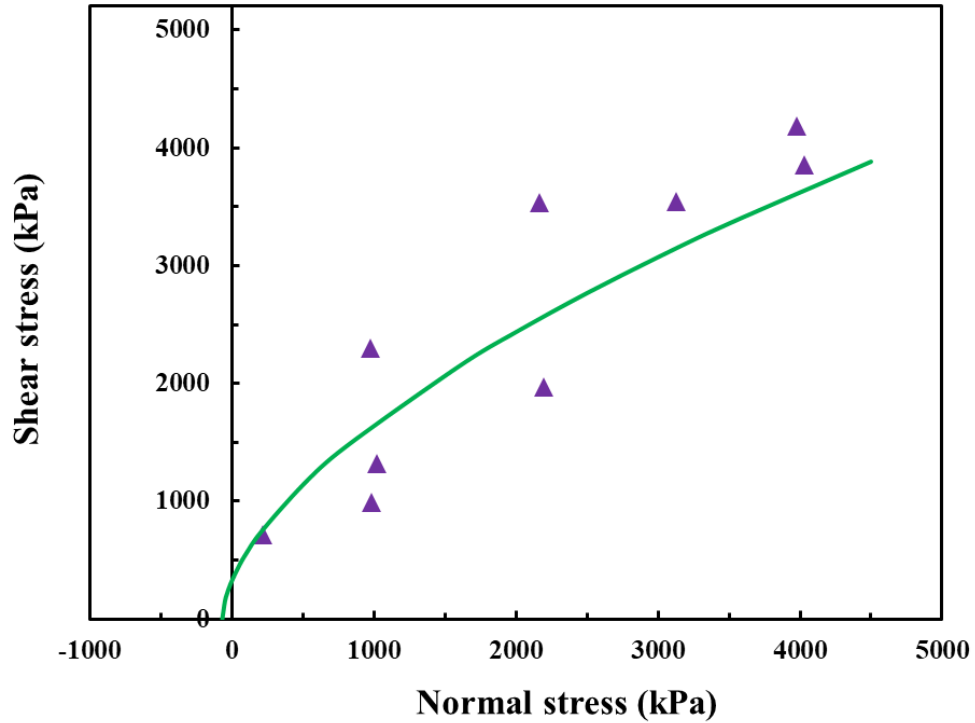


圖 2.23 隘寮地區板岩之乾式實驗結果(修改自李沅昶，2018)

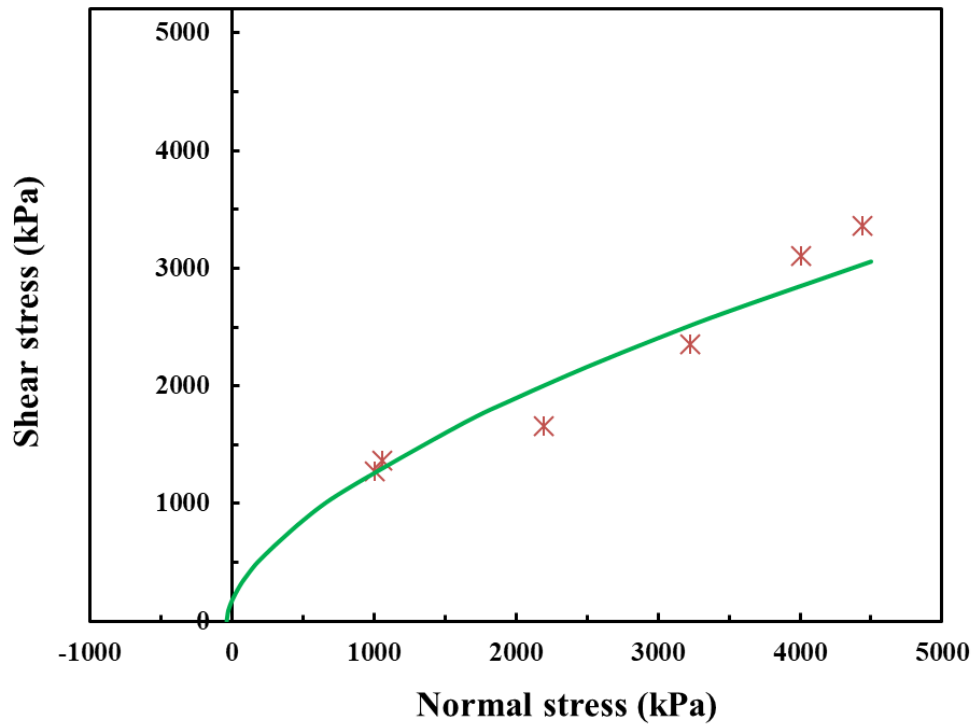


圖 2.24 隘寮地區板岩之溼式實驗結果(修改自李沅昶，2018)



### 第3章 實驗規劃以及方法

本研究針對板岩的葉理面進行岩石拉拔試驗、岩石直剪試驗及長位移岩石直剪試驗，藉由岩石拉拔試驗及岩石直剪試驗可獲得板岩葉理的抗拉強度及在不同正向應力之下的板岩葉理剪力強度，且以非線性的方式回歸得到材料的摩擦角及非線性破壞包絡線，而直剪試驗可得到板岩試體在不同正向應力之下的變形曲線，便可藉由變形曲線計算求得板岩試體的剪力勁度。長位移岩石直剪試驗則探討逆向坡岩柱在節理開張後產生傾倒破壞，而破壞面後續的摩擦剪動行為，此實驗可求得殘餘強度及殘餘摩擦角。最後將得到的葉理參數應用至數值模擬中，而岩石的參數則藉由點荷重實驗求得。

#### 3.1 實驗岩石

本研究採用之板岩岩樣來自於宜蘭縣大同鄉之田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處其旁之裸露板岩邊坡如圖 3.1、圖 3.2 所示，由中央地質調查所資料顯示，該地區岩性為板岩偶夾變質砂岩，如圖 3.3 所示。

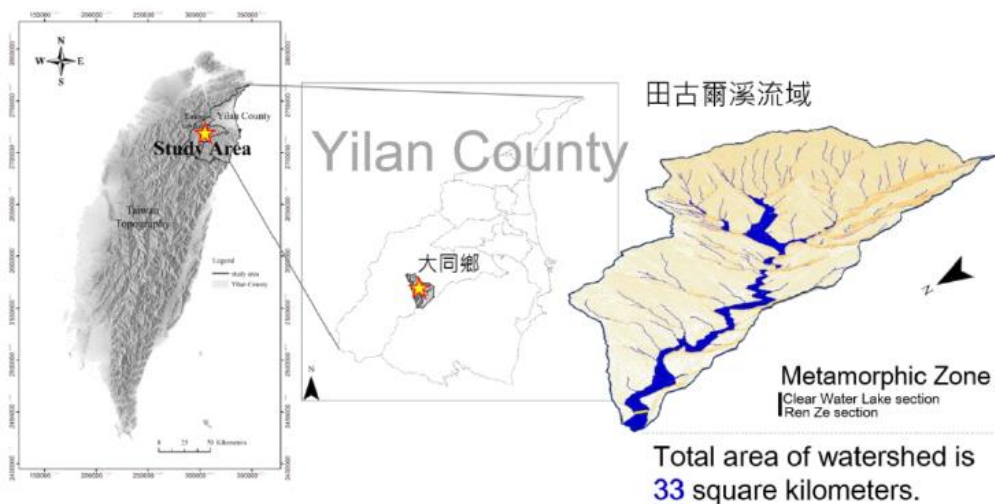


圖 3.1 宜蘭大同鄉之田古爾河流域(彭厚仁，2016)

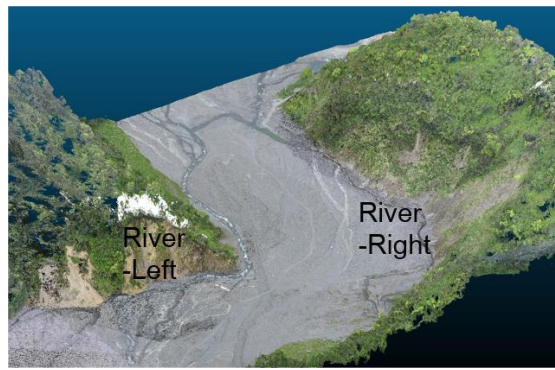


圖 3.2 田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處其兩側的裸露板岩邊坡(彭厚仁，2016)

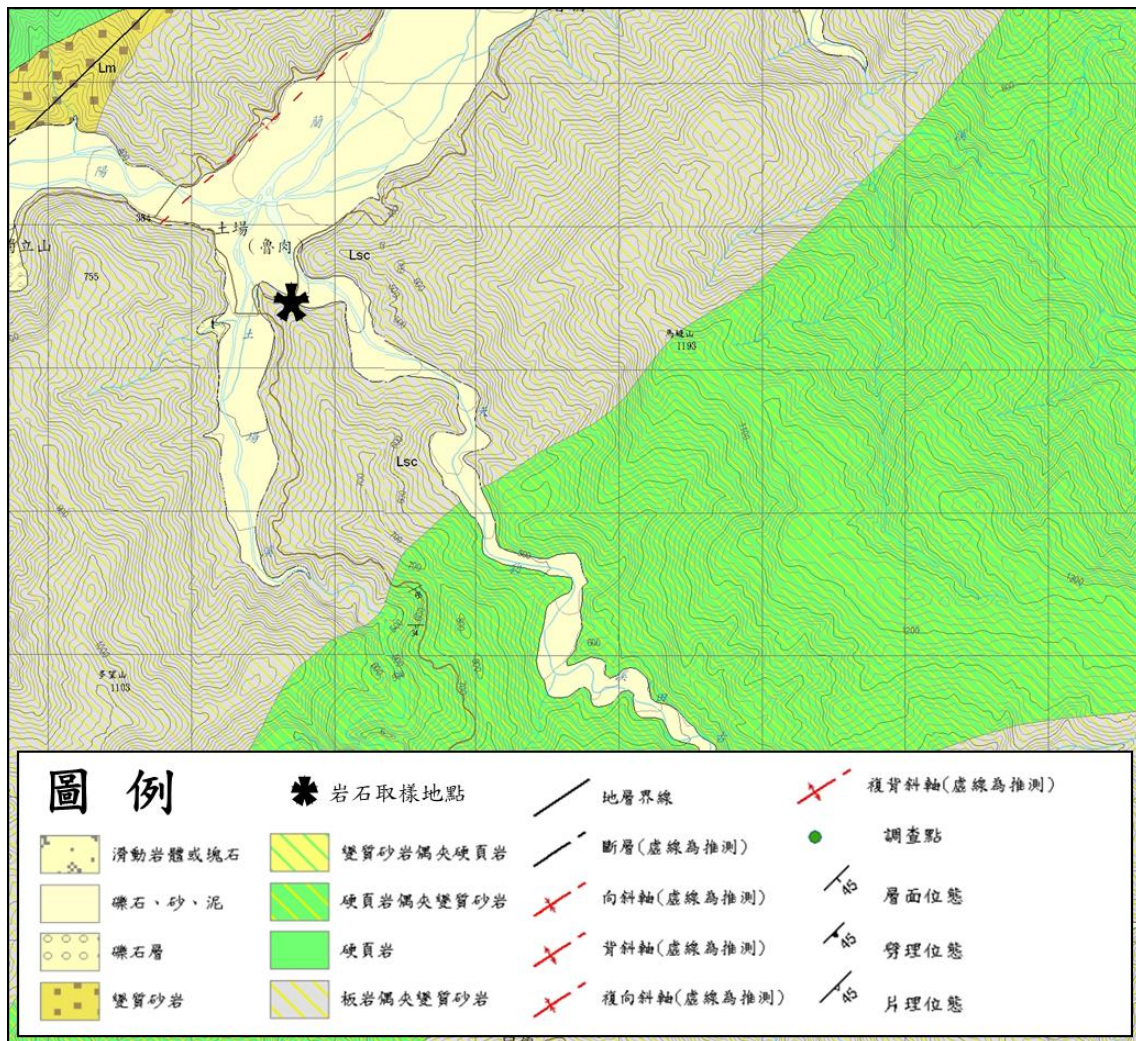


圖 3.3 田古爾河流域地質圖(由土場及樂水地質圖組合而成)

根據本研究之物性實驗結果，該地區板岩其單位重為  $2.7t/m^3$ ，而其孔隙率為 4.2%，以施密特鎚垂直板劈理施打得到平均單壓強度為 50MPa。





### 3.2 岩石拉拔試驗

一般量測岩石張力強度之試驗方法有岩石點荷重試驗、岩石直接抗張試驗及巴西人法抗張試驗，而岩石點荷重試驗是利用點荷重指數間接推求岩石張力強度，岩石直接抗張試驗及巴西人法抗張試驗所需岩樣則必須透過鑽心取樣來製作，對於葉理發達之岩石，容易因擾動崩解導致取樣失敗而無法製作試體，考量以上因素，李晉泓(2017)之研究引用在磁磚張力試驗中所使用的手搖式拉拔試驗機來測量岩石葉理之張力強度，本研究延續該實驗改使用自動數位式拉拔試驗機來進行岩石葉理拉拔試驗，如圖 3.4 所示。

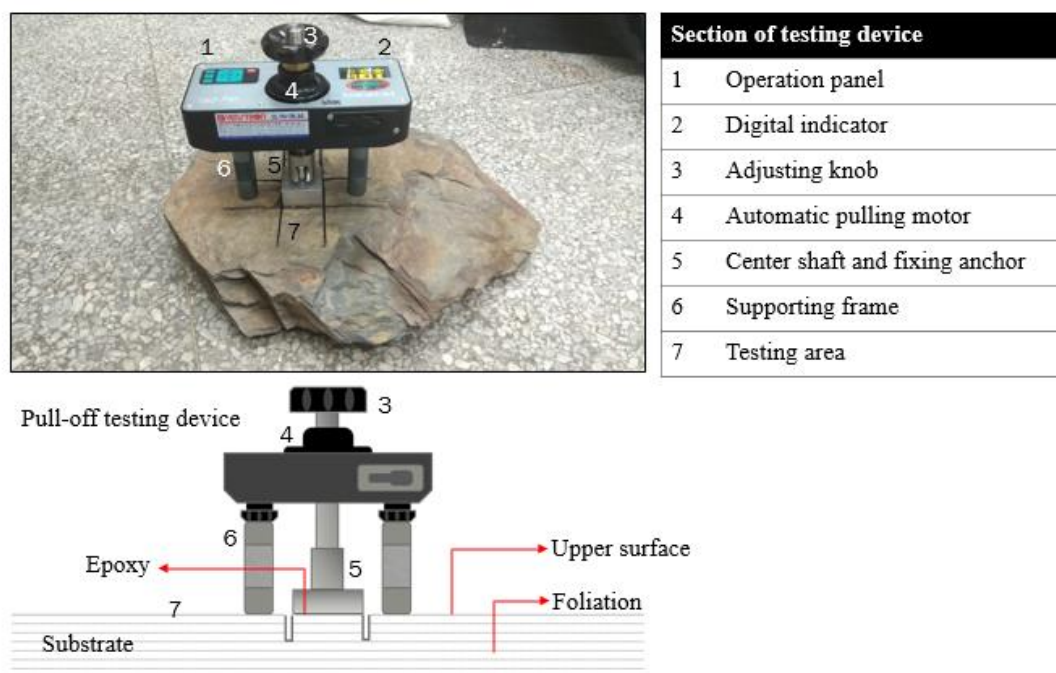


圖 3.4 自動數位式拉拔試驗機構造

#### 3.2.1 拉拔試驗之儀器

如圖 3.3 所示，此拉拔試驗機由瑞士 Proceq 公司製造，型號為 DY-216，其主要構造包含控制面板、數位螢幕、支撐架、金屬連結桿與調整旋鈕，而儀器內部設有可自動拉拔之馬達以輸出穩定的拉拔速率以進行實驗，馬達輸出的拉力經由中央拉桿及擁有球型關節設計之螺絲連結金屬墊片直接施加於試體，直至試體破壞，

其數位面板可記錄在試驗過程量測的最大張力值，且可藉由 USB 孔輸出拉拔歷程圖至個人電腦中保存紀錄。馬達最高可施加 16kN 之拉力，中間軸最大位移為 5mm，本研究採用之方形金屬夾具大小為 50mm×50 mm，試驗時採用環氧樹脂作為金屬墊片與岩石試體之接合，本研究使用之環氧樹脂固化 24 小時後其強度可達到 10MPa，遠大於岩石葉理面的張力強度，在正確施作下可確保金屬夾具與岩石試體連結之界面不在試驗時產生破壞。

### 3.2.2 拉拔試驗之步驟

考慮李晉泓施作之拉拔試驗(2017)僅能測試岩石表面淺層之葉理張力強度，內部之葉理無法進行實驗，造成一塊從現地帶回實驗室的板岩僅數處可進行拉拔實驗的情況，故本研究修改了前人拉拔試驗之步驟，實驗示意圖如圖 3.5 所示，而詳細之操作步驟說明如下。

- (1) 現地採集之板岩加工切割成 50mm×50mm 之岩塊，切割時應注意鋸刀作業時的行進速率，過快容易導致試體破壞(圖 3.6.A)。
- (2) 清潔切割造成之碎屑與灰塵後，使用環氧樹脂塗抹於夾具及金屬底盤，使其與試體接合(圖 3.6.B)。
- (3) 靜置 24 小時等待樹脂固化至其最大強度(圖 3.6.C)。
- (4) 架設拉拔機，調整三枝支撐腳，盡量使中央拉桿(施力方向)與施測面之法線平行(圖 3.6.D)。
- (5) 操控面板使實驗開始，由馬達施加拉力於試體直至破壞產生(圖 3.6.E)便結束實驗。由於板岩葉理的張力強度甚弱，故拉拔速率採用儀器所能工作之最小值(8.9 N/s)以控制試體實驗時間在一分鐘左右破壞。
- (6) 紀錄數位顯示面板所顯示之拉力值(圖 3.6.F)，同時確認破壞面形貌及破壞類型後一併記錄之，並在實驗後將拉拔歷程圖輸出至電腦保存以討論。

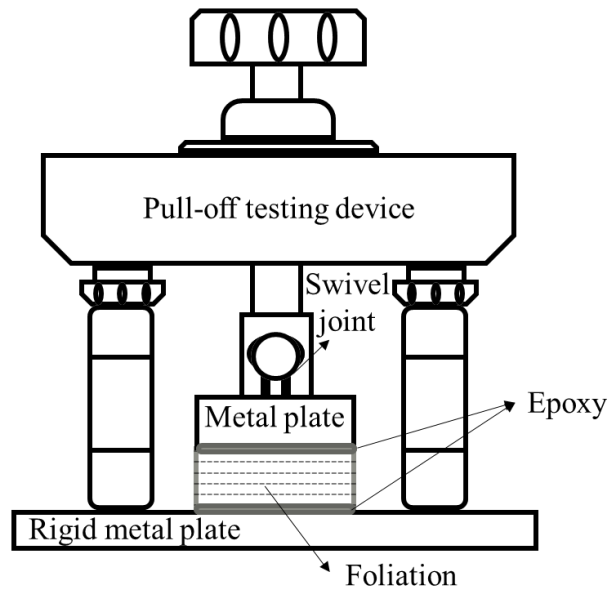
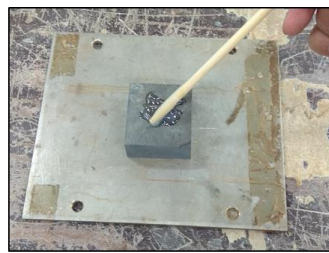


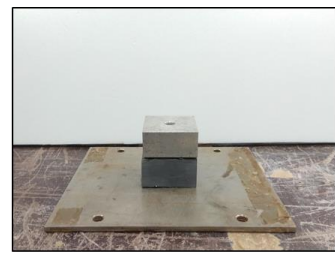
圖 3.5 對岩塊葉理進行拉拔實驗示意圖



A. 切割岩石製成試體



B. 塗抹環氧樹脂，使試體、金屬底盤、金屬墊塊三者接合



C. 靜置24小時以上待樹脂固化



D. 架設儀器，確保儀器實驗進行時不晃動



E. 按下開始試驗鍵，儀器拉拔直至試體破壞



F. 紀錄拉力破壞最大值

圖 3.6 拉拔試驗流程

本研究為了探討板岩葉理之張力強度遇水弱化之特性，將試體在與金屬底盤及金屬塊黏合後，將其浸泡於水中超過 48 小時以達溼式狀態，如圖 3.7 所示，於實驗時將其取出且施作流程皆與乾燥試體相同。

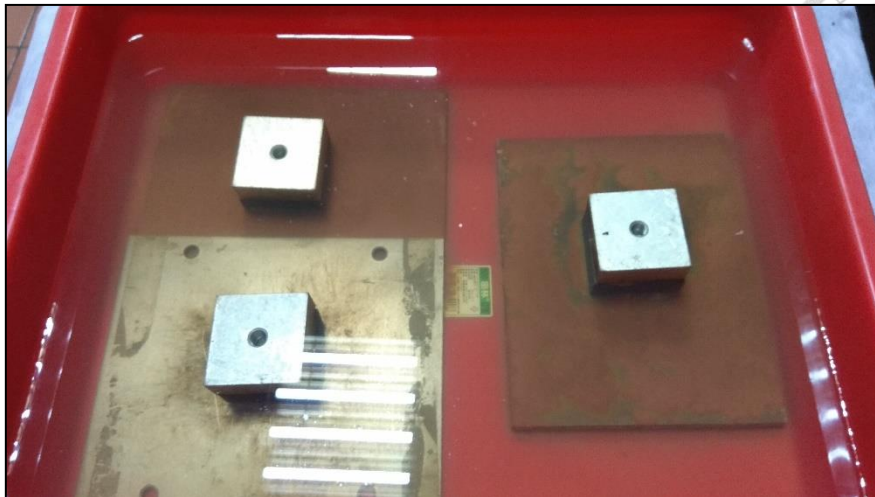


圖 3.7 拉拔試驗試體浸泡至溼式示意圖

### 3.3 岩石剪力試驗

本直剪實驗之剪動方向與板岩葉理方向平行，不同試體施以不同的正向應力，便可得到相對之剪向應力峰值，並配合拉拔實驗結果，繪製板岩葉理的非線性破壞曲線。以下分別介紹使用之儀器與實驗步驟：

#### 3.3.1 剪力試驗之儀器與試體

本實驗採用國防大學中正理工學院之岩石直剪試驗儀。其構造包含荷重裝置、外直剪盒、剪力/位移控制裝置，正向力與剪動速率/位移可由 MTS 裝置控制或量測(圖 3.8)。

根據 ISRM 建議節理面須與包覆材料邊界距離 5 mm，如圖 3.9 所示。由於試體存在多個弱面(葉理)，假設破壞面位於中間，故於試體中間預留 10mm 縫隙，以符合建議值。



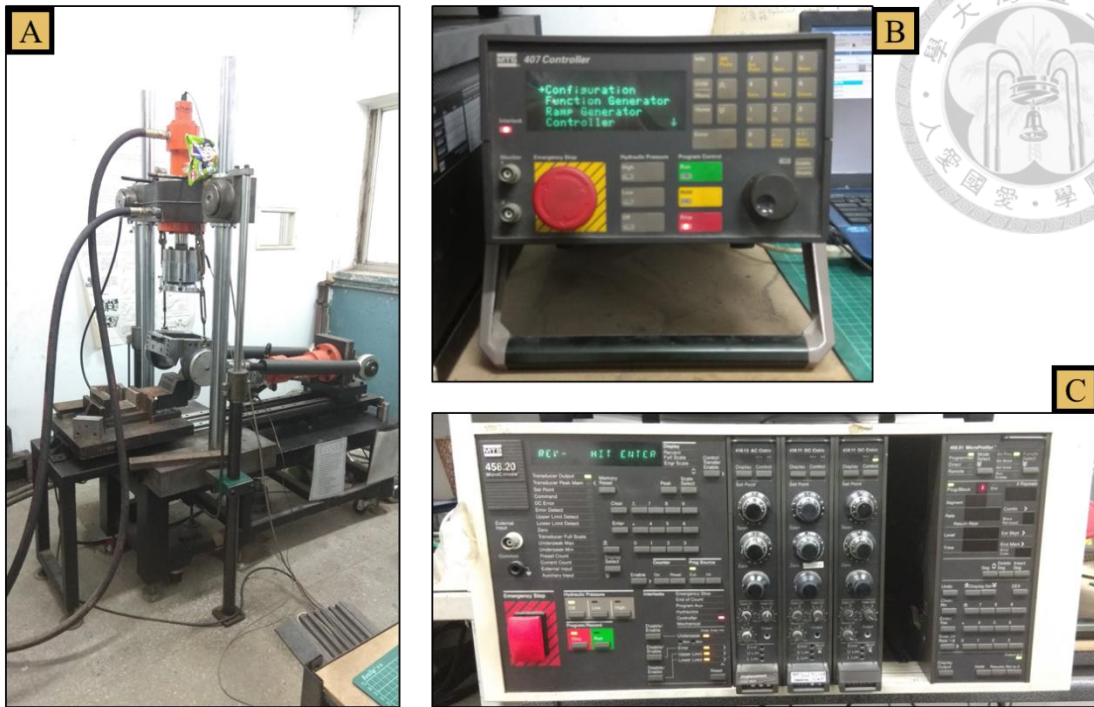


圖 3.8 岩石直剪試驗設備：(A)岩石直剪試驗儀；(B) 正向力控制裝置；  
(C) 剪力/位移控制裝置

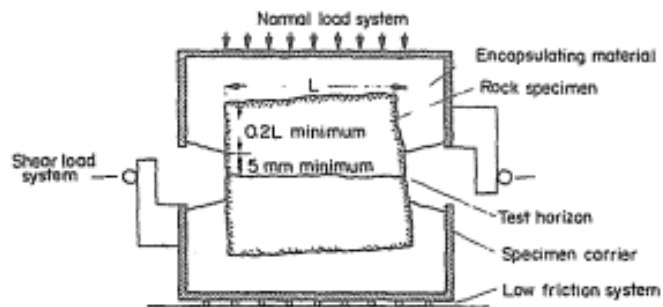


圖 3.9 直剪試驗之試體示意圖(ISRM 1974-2006)

### 3.3.2 直剪試驗之步驟

- (1) 將現地採集之板岩加工切割成 50mm × 50mm 之岩塊(圖 3.10)，再於試體中間留下 10mm 空隙，並於上下兩側灌入石膏使整體大小變為 100mm × 100mm(圖 3.11)以符合直剪盒之尺寸。
- (2) 將試體放入上下直剪盒後，放上直剪試驗儀中，並施加正向力，本研究實驗時施加的正向應力為 300 kPa、1100 kPa、2000 kPa、3100 kPa、4300



kPa，再依據試體斷面積進行修正。

- (3) 根據 ISRM(2007-2014 版本)建議值，以 0.1 毫米/分之剪動速率，並每秒記錄剪動位移與剪力，直至試體出現明顯破裂面或達峰值，紀錄峰值及破壞面型態後結束直剪試驗。
- (4) 於直剪試驗中破壞的試體，可接續施作長位移直剪試驗，將試體的破壞面施予正向力後剪動，單一剪動距離為 5mm，即為試體寬度之 10%，設定剪動速率為 0.1 毫米/分，單一剪動結束後退回原點重新剪動，來回剪動共四次，紀錄試體之殘餘強度與經過長距離剪動後的破壞面情況。

本研究為了探討板岩葉理之剪力強度遇水弱化之特性，將試體(已包覆石膏，如圖 3.12)浸泡於水中超過 48 小時以達溼式狀態，如圖 3.13 所示，於實驗時將其取出且施作流程皆與乾燥試體相同。

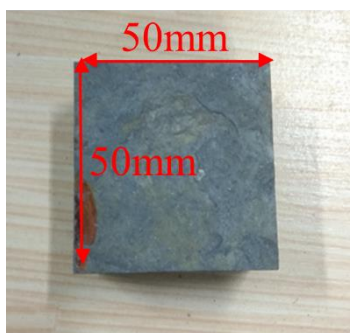


圖 3.10 板岩試體

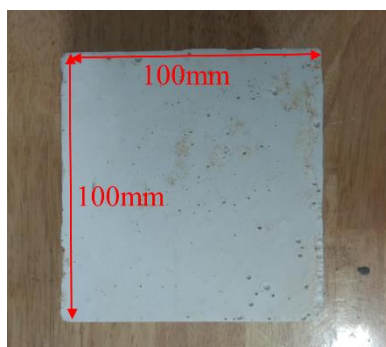


圖 3.11 包覆材料(石膏)



圖 3.12 完整試體示意圖



圖 3.13 直接剪力試驗試體浸泡至溼式示意圖



### 3.4 岩石點荷重試驗

考慮到本研究進行之數值模擬需要岩石及弱面的強度參數，本研究選擇以點荷重試驗取得板岩之強度參數，以在後續的數值模擬中將結果作為岩石的參數所使用。

#### 3.4.1 點荷重試驗之儀器與試體

點荷重試驗儀如圖 3.14 所示，包含手動點荷重加載裝置、荷重紀錄面板以及夾具。試體大小及厚度以符合 ISRM 建議值為主(圖 3.15)。



圖 3.14 點荷重試驗儀



圖 3.15 點荷重試體



### 3.4.2 破壞型態與計算方式

根據 ASTM D 5731 點荷重試驗中，針對各種形狀之試體有其荷重位置與試體尺寸之要求，如圖 3.16 所示。在各種形狀試體亦有對應之破壞型態，如圖 3.17 所示，試體經試驗而破壞後，必須經過判斷試體為正確之破壞型態才能採用該數據，並計算後續所需參數。

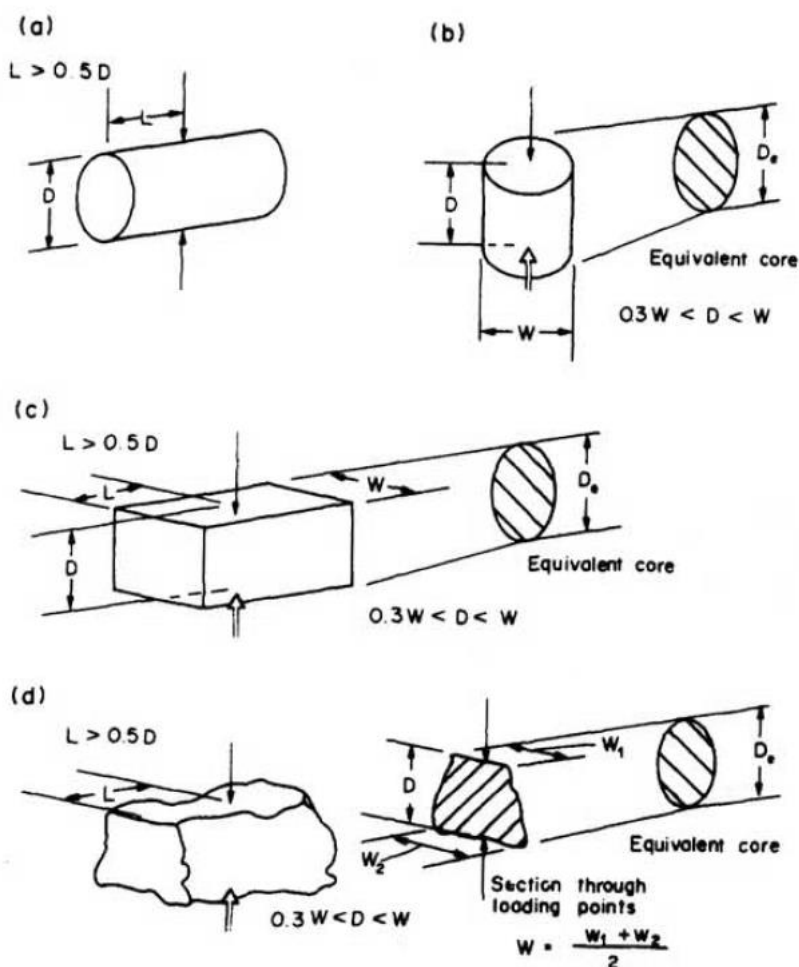


圖 3.16 試體尺寸示意圖(ISRM 1974-2006)



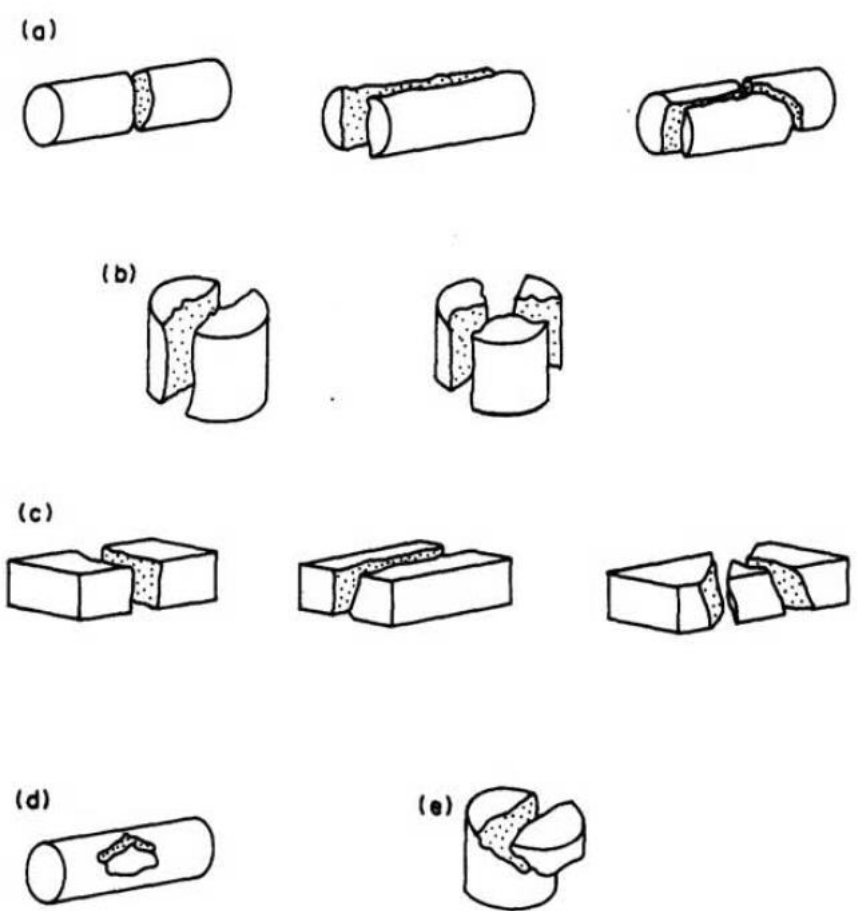


圖 3.17 破壞型態示意圖(ISRM 1974-2006)

考量板岩具有單一方向性之葉理面，本研究在裁切板岩試體時將試體切割成近似於長方體，與圖 3.17 (c)相似，如圖 3.11。當破壞型態正確時便將數據帶入公式中計算，如式 3.1。但因為採用試體與一般圓柱式體不同，故需要尺寸修正，尺寸修正係數  $F$  可經由查圖求得(圖 3.18)，而尺寸修正點荷重強度指數  $I_{s(50)}$  如式 3.2 所計算。

$$I_s = P/D_e^2 \quad \text{式 3.1}$$

$$I_{s(50)} = F \times I_s \quad \text{式 3.2}$$

式中

$P$ ：破壞時荷重。



$D_e^2$ ：等量面積，為  $4A/\pi$ ，其中  $A=WD$ 。

$F$ ：修正係數。

$I_s$ ：非修正點荷重強度指數。

$I_{s(50)}$ ：尺寸修正點荷重強度指數。

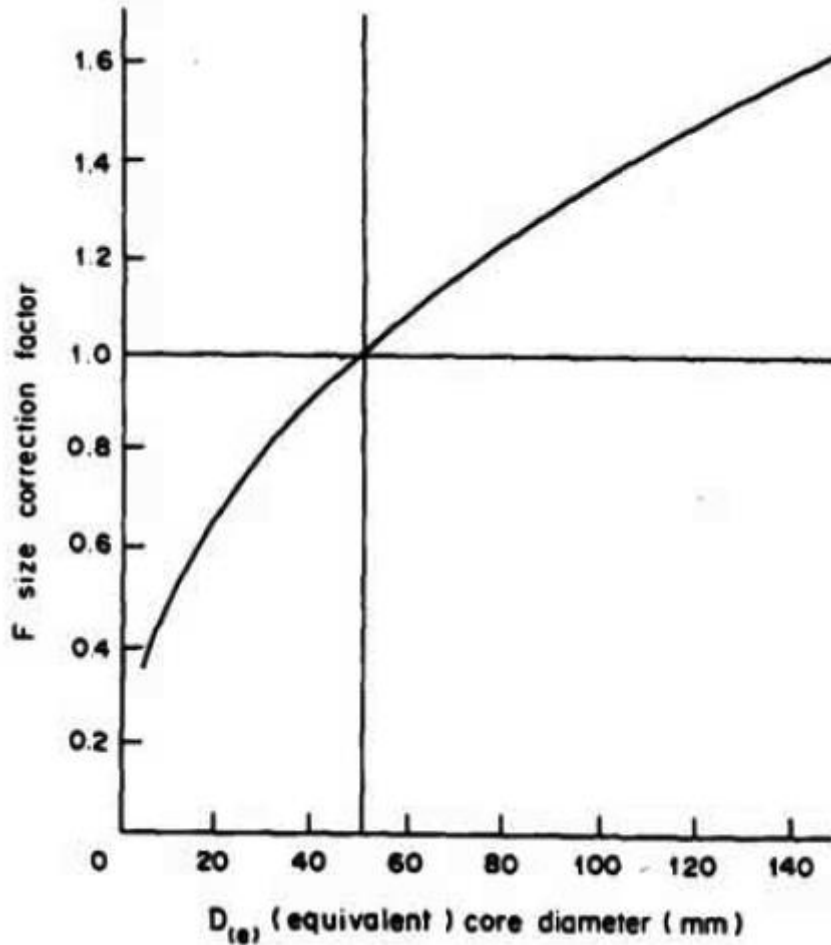


圖 3.18 修正係數對照圖(ISRM 1974-2006)

參考 Ching et al. (2018)利用大量數據回歸出點荷重試驗結果 $I_{s(50)}$ 與單壓強度之關係式，如式 3.4，亦採用 $I_{s(50)}$ 與單拉強度之關係式，如式 3.5。

$$\sigma_c = 1.18 \times (14.63 \times I_{s(50)}) \quad \text{式(3.4)}$$

$$\sigma_t = 1.25I_{s(50)} \quad \text{式(3.5)}$$

然而，板岩屬於異向性材料，因此在進行實驗時，施予點荷重之方向必須分為與弱面垂直(圖 3.19 A)以及與弱面平行(圖 3.19 B)兩種試驗以觀察板岩之異向性。

若設垂直弱面強度指數為 $I_{s(50)}$ 、平行弱面強度指數為 $I_{sr(50)}$ ，則垂直弱面與平行弱面之 $I_{s(50)}$ 之平均值之比值關係式如下，在此定義此值為指數 $I_a(50)$ ：

$$I_a(50) = I_{s(50)} / I_{sr(50)} \quad \text{式(3.5)}$$

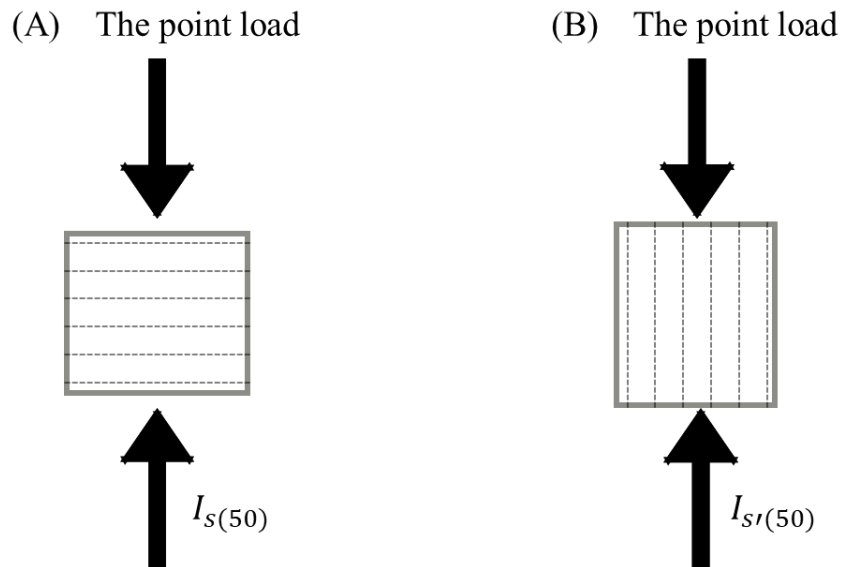


圖 3.19 點荷重施力方向示意圖

### 3.4.3 點荷重試驗之步驟

- (1) 量測試體基本長度參數(如 W、D、L)。
- (2) 以夾具夾住試體，並搖動槓桿使荷重逐漸上升，於 10~60 秒內破壞。
- (3) 判斷試體破壞形態是否具有代表性，並選擇採用或是捨棄數據。
- (4) 分析數據並求得單壓強度(UCS)與張力強度。

## 第4章 數值分析方法



本研究之數值模擬分析採用 ITASCA Consulting Group Inc.所研發之二維分析軟體 UDEC 6.0 版作為分析工具。UDEC 是專為岩盤工程分析所研發出來的軟體，其特色乃可以將個別塊體(block)利用不連續面(joint)切割成多個小區塊，且 UDEC 提供塊體及節理的多種組成律模式，在分析時可依需求作選擇，故 UDEC 對於岩盤工程之研究有很大幫助，其應用範圍包含：

- (1) 岩石邊坡穩定性分析及岩體漸進式破壞與大變形運動研究，藉由 UDEC 可探討岩體中的不連續面，如節理、斷層等，對於岩石邊坡的影響，例如順向坡岩體沿著弱面大位移滑動或是逆向坡之岩柱傾倒翻轉等。
- (2) 採礦工程或隧道工程等岩體中進行開挖的大地工程，藉由 UDEC 可進行地下深層採礦洞室之靜態與動態分析及幫助對於隧道上方岩塊掉落或是壁體變形做出對策。
- (3) 地下結構與深層高輻射廢料之儲存研究，利用熱模型分析核廢料相關之熱荷載效應，探討放射熱對於岩體的影響及設施的安全性。

以上提及之工程問題皆可利用 UDEC 模擬工程中所遭遇之問題，以提出對應策略，減少施工成本以及工程災害，但必須先瞭解現地地質構造以及獲取足夠之材料參數。以下先針對 UDEC 發展背景以及理論做一概述，再說明常用之基本術語以及節理與塊體破壞準則，最後介紹本研究使用 UDEC 之流程與參數。

### 4.1 UDEC 理論與發展背景

UDEC 程式(Universal Distinct Element Code)最初以 Cundall (1971)所發表論文為起始，係以離散元素法(Discrete Element Method, DEM)為理論根據，並與 Strack (1978~1979)將其發展成電腦程式。隨後 Cundall (1980)將此技術延伸至檢查受靜力作用之節理岩體的行為，以二維的方式代表節理性岩體，並稱之為「分離元素法



(distinct element method)」。而發展至今其理論已可延伸應用於粒子流的研究，顆粒材料之微觀機制研究，岩石與混凝土裂縫發展，及節理性岩體之相關問題。在 1983 年也已開發完成專為岩盤工程需要發展的三維分析軟體 3DEC(3 Dimensions Distinct Element Code)。

分離元素法之運算原理是以接觸之力-位移定律與塊體之牛頓第二運動定律交替應用而成。力-位移定律(force-displacement law)用以由變位量找出接觸力(contact force)；牛頓第二運動定律則由作用在塊體上之合力給予其塊體運動量，於是乎兩者交替運算下軟體即可計算塊體的變形及位移，塊體受應力組合之界面的接觸力與變位可由追蹤塊體運動之一系列運算中得到，運動(motion)是由施加在邊界的擾動(disturbance)透過塊體系統傳送(propagation)而成的結果。此動力行為可以由時階(timestep)運算而以數值描述，其中並可選擇時階的尺寸而可假設在時階內之速度與加速度為定值。

分離元素法乃基於時階為足夠小的概念，在單一時階期間，擾動無法在一分離元素與其緊鄰者之間傳送，此解法與連續體數值分析(如：FLAC)之使用外顯有限差分模式(Explicit Finite Difference Model)運算每一時階之系統變化相同。時階的限制對接觸與塊體皆適用，對剛性塊體而言，時階的大小由塊體之質量及其介面之勁度推算；對柔性塊體而言，採用了區域尺寸及完整岩石模數與接觸勁度所造成之系統勁度來計算。其運算流程示於圖 4.1 所示，其運算程序如下：

(1) 計算塊體之運動：

依牛頓第二運動定律計算某一時階中塊體及節理之速度與變位，配合節理之組成律及力-變位之關係而得到新的接觸力，作為下一個時階中塊體所受外力之輸入值。

(2) 依塊體材料不同而有以下兩種情形：

剛性塊體材料-由輸入外力值計算剛體中心點之合力與合力矩，再根據運動定律求出剛體之加速度與旋轉加速度，如此即可決定下一時階中剛體之運動行為。

柔性塊體材料由輸入之塊體外力值，根據 UDEC 內部系統設定之三角形固定應變有限差分區間(zone)及給定之塊體組成律，即可求得新應力-應變行為，接著求得新的應力-應變行為下塊體之合力及加速度，如此即可決定下一時階中柔性塊體之運動行為。

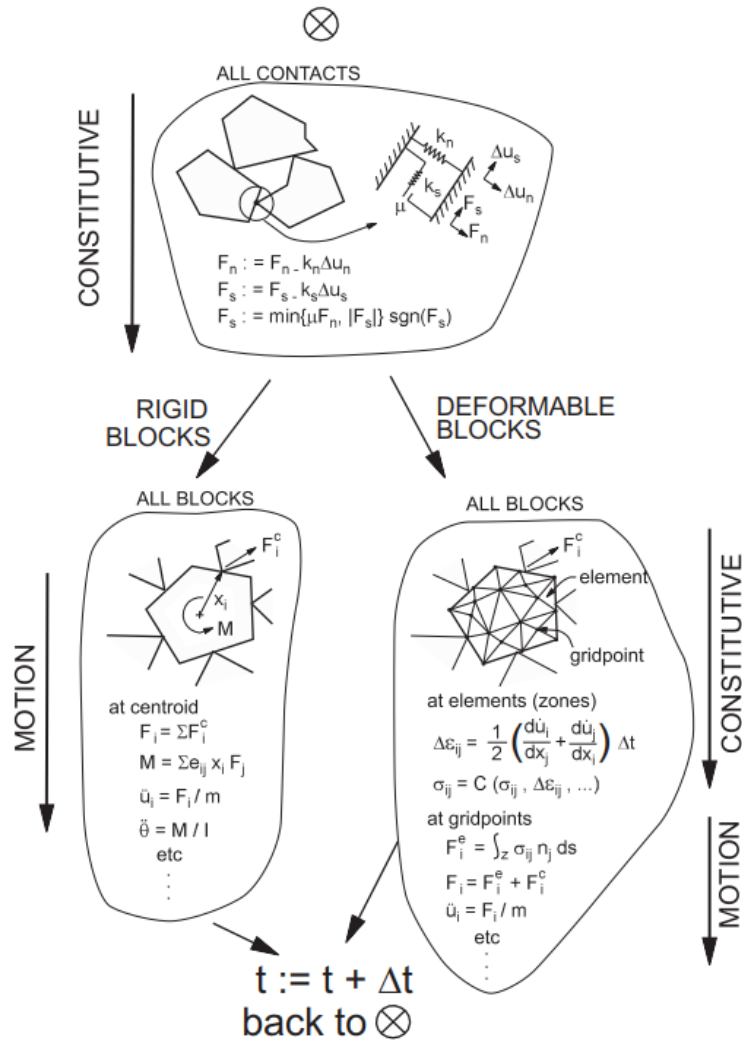


圖 4.1 UDEC 程式每一時階計算流程

綜合上述可知，每一個塊體之變形量及應力之計算是由前一時階之接觸點或面之情況來決定，因此塊體接觸點、面之力平衡才是分離元素法運算流程中最重要之項目。Cundall 曾經比較過此種方式，認為對於分析非連續體系統較之其他未考慮速度與慣性力之模式優越。



## 4.2 UDEC 之行為模式

UDEC 以塊體組成律模式及節理組成律模式來模擬不同的材料之物理行為差異，其個別敘述如下。

### 4.2.1 塊體之組成律模式

除了塊體本身可選擇剛性或柔性外，UDEC 亦提供了數種塊體組成律模式，以下為模式介紹：

#### (1) 零效模式(null)：

此指令可以將特定區間設定為零效材料，即在此區間之材料應力自動設為零，可視為空洞，通常用於模擬開挖，亦可由後續指令設定不同的模式，以模擬回填行為。

#### (2) 彈性均向模式(elastic isotropic)：

此模式為最簡單的材料行為，只適用在均質、均向且為連續體之材料，其應力-應變行為在加載與解壓過程中均為線性關係，常用於荷載低於極限強度之人造材料之分析，如鋼鐵構造。

#### (3) Drucker-Prager 塑性模式：

此模式為一般材料組成律中常見之破壞準則，是由二個準則所組成，包括降伏準則與塑性流準則，常用於大地工程材料，如土壤、岩石之分析。

#### (4) Mohr-Coulomb 塑性模式：

此乃傳統土壤和岩石力學所使用之塑性模式，僅代表材料受剪降伏之行為，常用於大地工程材料和混凝土。

#### (5) 應變軟化/硬化模式(strain softening/hardening model)：

此模式可讓使用者模擬任何非線性材料軟化或硬化行為，適用於具有明顯的非線性硬化或軟化之顆粒材料，常用於峰後效應之研究，如漸進坍塌、礦柱屈服、地下坍塌等工程問題。



(6) 遍在節理模式(ubiquitous joint model)：

此模式為異向塑性模式(anisotropic plasticity model)，具有一系列的滑動平面(slip plane)夾雜在 Mohr-Coulomb 實體(solid)中。降伏可能發生在實體部份，亦可能沿著滑動面產生，適用於材料強度具有顯著異向性之薄層材料，可用於封閉層狀地層開挖分析。

(7) 雙重降伏模式(double-yield model)：

此塑性理論除了 Mohr-Coulomb 準則外，另提供了第二個降伏面，以考慮輕微膠結之顆粒材料的體積壓縮不可回復性，適用於壓力引起孔隙永久性減小之低黏結性顆粒材料。

在所有 UDEC 提供之組成律模式中，以 Mohr-Coulomb 模式運算上最有效率，其他模式可能需要較長的執行時間或較大的記憶體空間。

#### 4.2.2 節理之組成律模式

對岩體節理而言，其接觸往往是沿著節理全長緊密結合，因此在分析時應屬於面對面的接觸較合理，然而就數值分析角度而言，其所能處理之接觸方式可分成二種形式：即點對點(point-to-point)和點對面(point-to-area)接觸，也就是並沒有面對面的接觸分析，實際上 UDEC 程式在模擬兩個完整岩塊間的接觸面時，是以接觸邊上所有網格之接觸點性質來模擬節理面，視一接觸點到相鄰接觸點距離的一半為長度計算剪應力及正向應力，而 UDEC 在處理柔性塊體界面接觸之問題如圖 4.2 所示。

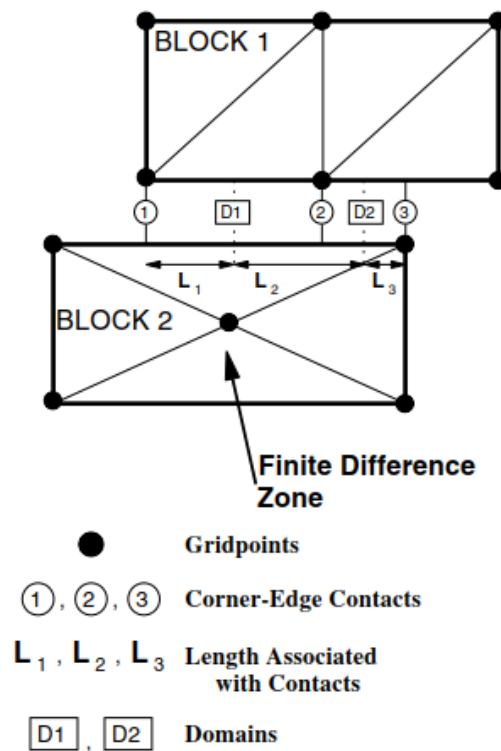


圖 4.2 塊體接觸示意圖

UDEC 提供五種組成律模式來模擬節理各種不同的物理行為。以下個別介紹 UDEC 可使用的節理模式：

(1) 節理為點接觸之庫倫滑動模式(joint point contact)：

此模式使用於當二塊體接觸面積比塊體本身面積相較小許多時，適用於顆粒材料或是鬆散形狀不規則的塊體例如破碎或斷裂的岩體。

(2) 節理為面接觸之庫倫滑動模式(joint area contact)：

此模式適用於節理為面積接觸並緊密結合時。主要根據岩石節理之彈性勁度、摩擦角、凝聚力及張力強度等參數再配合其變形性及降伏極限之行為模式。使用於岩體中之節理、斷層、層面的分析，是故本研究亦使用此模式分析板岩之葉理面，將在後續的章節做詳細的介紹。

(3) 含應變軟化之節理面積接觸庫倫滑動模式(Coulomb slip with displacement-weakening)：

此模式使用於當節理面達剪力破壞時將失去凝聚力及張力強度之材料。



(4) 連續降伏模式(continuously-yielding)：

此模式較為複雜，可用於模擬節理達到尖峰剪力強度後之連續軟化行為，可用於分析具有漸進式破壞與遲滯行為之工程問題或是反覆加載的動態分析。

(5) Barton-Bandis 節理模式：

此模式為非線性之節理行為模式，由 Nick Barton 與 Stavros Bandis 所提出，該法具有指數性質(index property)。

一般而言，面對岩盤工程問題時常採用節理為面積接觸之庫倫滑動模式，因此模式所需之摩擦角、凝聚力參數比其他參數易於取得。而在分析岩石之節理行為時，面接觸之節理行為模式比點接觸較符合實際狀況，除非有非常顯著的點接觸情形，如疏鬆及不規則形狀之顆粒性材料，否則一般皆使用節理為面接觸之模式。

### 4.3 分析流程

一般數值分析軟體在模擬時有固定流程，首先依照需求設計初始簡單模型，所需建構之內容有模型尺寸、材料參數、邊界條件與初始條件等，在確保簡單模型可行後，可再依需求調整其複雜性以達最終要求，如圖 4.3 所示。

於 UDEC 中，模型建構與分析流程已依照順序以按鈕(button)的形式排列於介面中，若按其順序設定可確保整體模擬分析的邏輯不出差錯，使操作更為簡單便利，或者亦可使用 Fish 指令使模擬更彈性，利用語法控制整體流程，較不受介面單一化影響，可增加模擬複雜度以及達到特殊需求之分析。

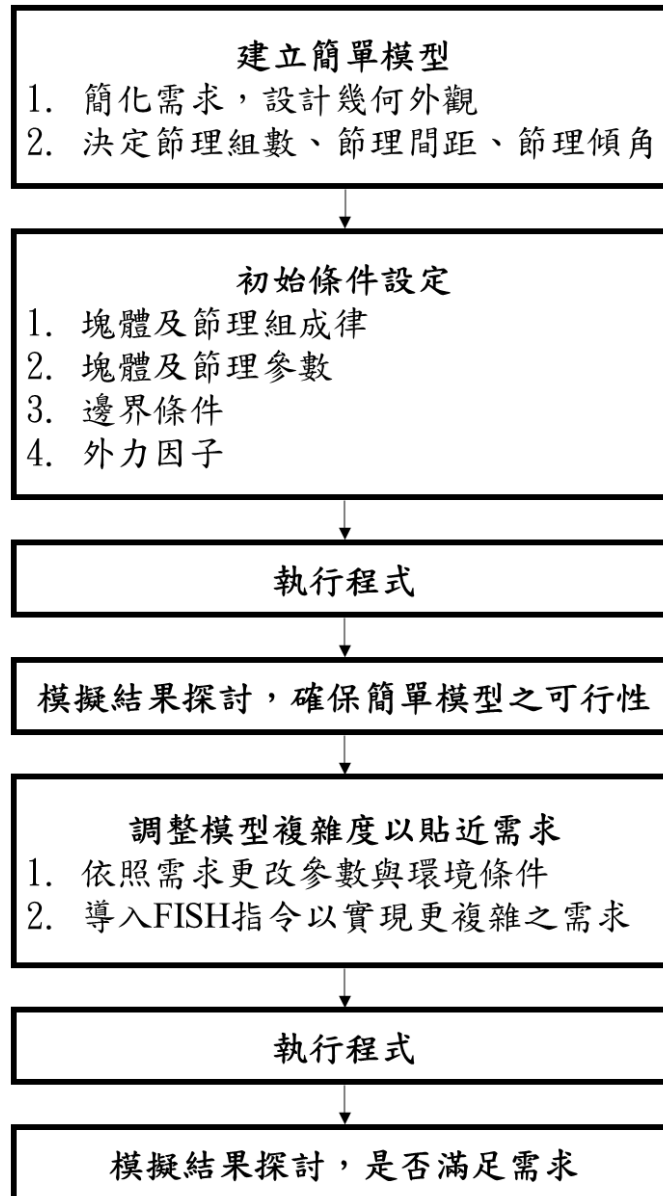


圖 4.3 數值模擬整體流程

## 第5章 實驗結果與分析



由於岩坡等由岩石為主要材料組成的工程問題，決定整體破壞的關鍵往往在於岩石的弱面，故本研究透過岩石葉理拉拔試驗及岩石葉理直剪試驗所得到的結果建構針對板岩葉理的非線性之破壞包絡線，其建構方式參考 Griffith(1900)提出之岩石破壞理論及李沅昶(2018)之研究成果，而實驗結果得到的破壞包絡線將在後續章節的數值模擬中使用於邊坡模型中探討其可行性。

### 5.1 板岩葉理拉拔試驗

拉拔試驗得到的結果經過觀察大致上可分為三種破壞形式，如圖 5.1 所示，形式 1(Mode 1)及形式 2(Mode 2)皆為破壞發生於板岩葉理面，其中形式 1 可以觀察到拉拔歷程圖中擁有明顯的峰值，且觀察其試體之破壞面通常為全黑或僅有少部份面積有黃色銹染，如圖 5.2 所示；而形式 2 則無法測出試體的拉拔強度，觀察其試體的破壞面，往往有著大面積的黃色銹染，如圖 5.3 所示，表示此板岩試體之葉理已風化嚴重使張力強度下降，導致儀器無法測出其強度。而形式 3 則為破壞發生在試體上或下處之樹脂黏膠接合處，如圖 5.4 所示，其發生原因乃人為因素，如塗膠前未將試體表面灰塵擦拭乾淨或是塗膠塗得並不均勻等。



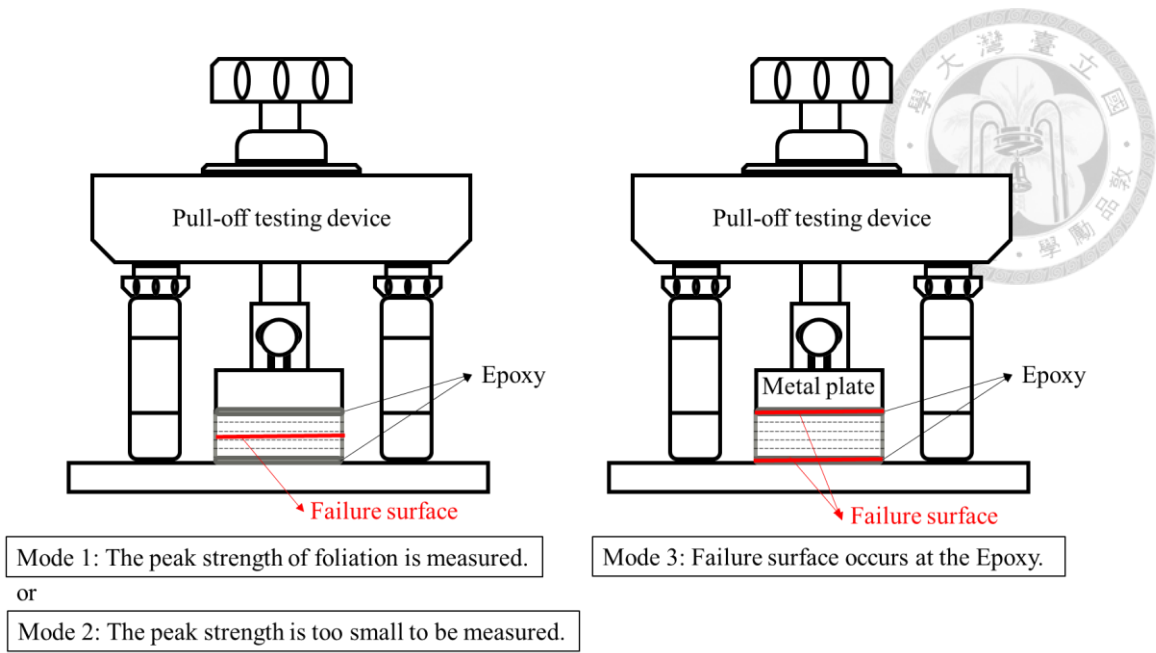


圖 5.1 拉拔試驗的三種破壞型態

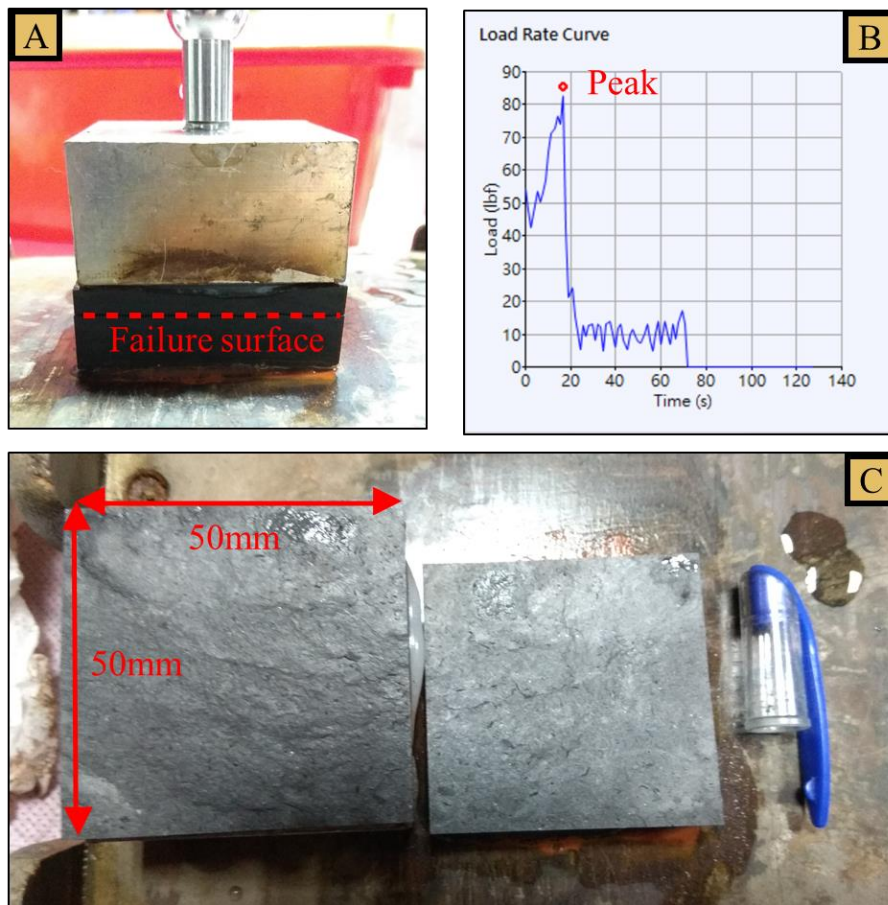


圖 5.2 Model 1 型態之試體：(A)破壞在葉理面之板岩試體；(B)拉拔試驗歷程圖；  
(C)試體破壞面

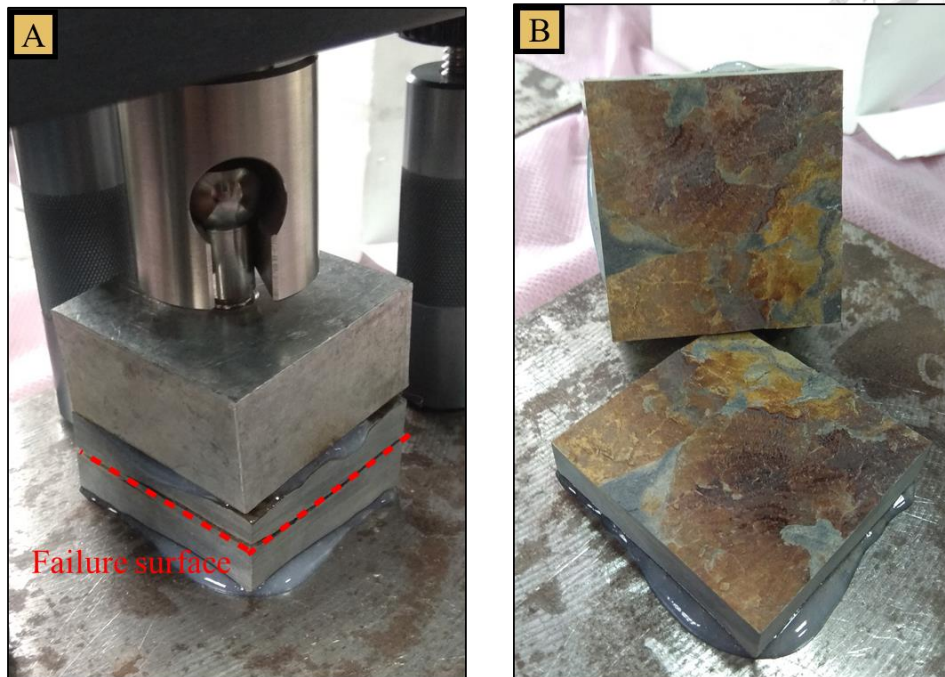


圖 5.3 Mode 2 型態之試體：(A)破壞在葉理面之板岩試體；(B)試體破壞面



圖 5.4 Mode 3 型態之試體：(A)破壞在黏膠處之試體；(B)介面處之破壞面



### 5.1.1 乾式拉拔試驗

本研究為了探討板岩葉理之張力強度遇水弱化之特性，拉拔試驗分為乾式與溼式兩組試驗，乾式拉拔試驗為板岩試體在氣乾狀態下進行拉拔試驗，其拉力之施力方向垂直於板岩葉理面，而乾式拉拔試驗結果如表 5.1 所示，其中銹染面積以目測方式概略分為 0%、25%、50%、75% 及 100%，詳細試體斷面照片請參考附錄 A。而破壞型態為 Mode 1 之試體，將其整理成長條圖以利比較，如圖 5.5 所示，並且整理可得本研究使用之板岩葉理平均乾式張力強度為 151.4kPa。

表 5.1 乾式拉拔試驗結果

試體編號	破壞型態	張力強度(kPa)	銹染所占試體斷面積比例
TD1	Mode 3	-	-
TD2	Mode 1	115.7	-
TD3	Mode 2	0	25%
TD4	Mode 1	174.4	0%
TD5	Mode 2	0	100
TD6	Mode 3	-	-
TD7	Mode 1	137.8	25%
TD8	Mode 2	0	100%
TD9	Mode 1	110.9	0%
TD10	Mode 1	167.9	0%
TD11	Mode 2	0	75%
TD12	Mode 1	201.8	25%

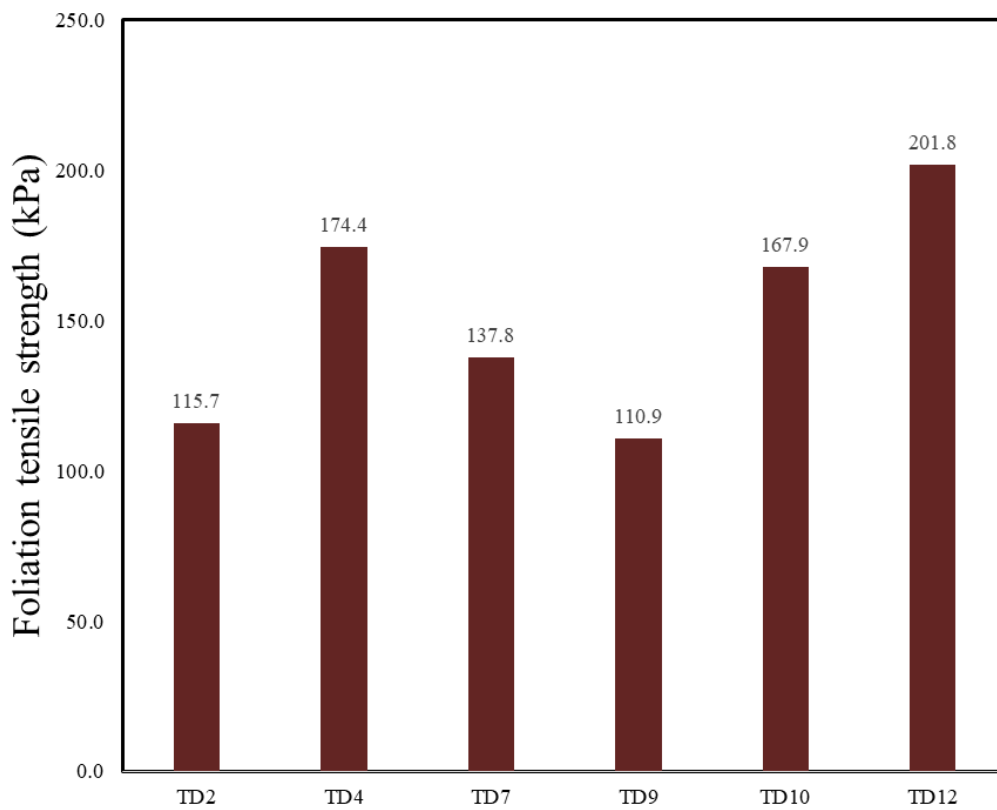


圖 5.5 乾式拉拔試驗破壞型態為 Model1 之張力強度統計

### 5.1.2 溼式拉拔試驗

本研究為了探討板岩葉理之張力強度遇水弱化之特性，溼式拉拔試驗所使用之板岩試體為浸入水中 48 小時以達溼式狀態，而溼式拉拔試驗之結果如表 5.2 所示，而其中破壞型態為 Model1 之試體，將其整理成長條圖以利比較，如圖 5.6 所示，並且整理可得本研究使用之板岩葉理平均溼式張力強度為 131.9kPa。

表 5.2 溼式拉拔試驗結果

試體編號	破壞型態	張力強度(kPa)	鏽染所占試體斷面積比例
TW1	Mode 3	-	-
TW2	Mode 2	0	50%
TW3	Mode 2	0	75%
TW4	Mode 2	0	75%
TW5	Mode 1	153.0	0%
TW6	Mode 3	-	-
TW7	Mode 1	107.8	0%
TW8	Mode 1	103.5	0%
TW9	Mode 1	148.4	0%
TW10	Mode 1	122.8	0%
TW11	Mode 1	150.5	0%
TW12	Mode 2	0	75%
TW13	Mode 1	137.5	0%
TW14	Mode 3	-	-

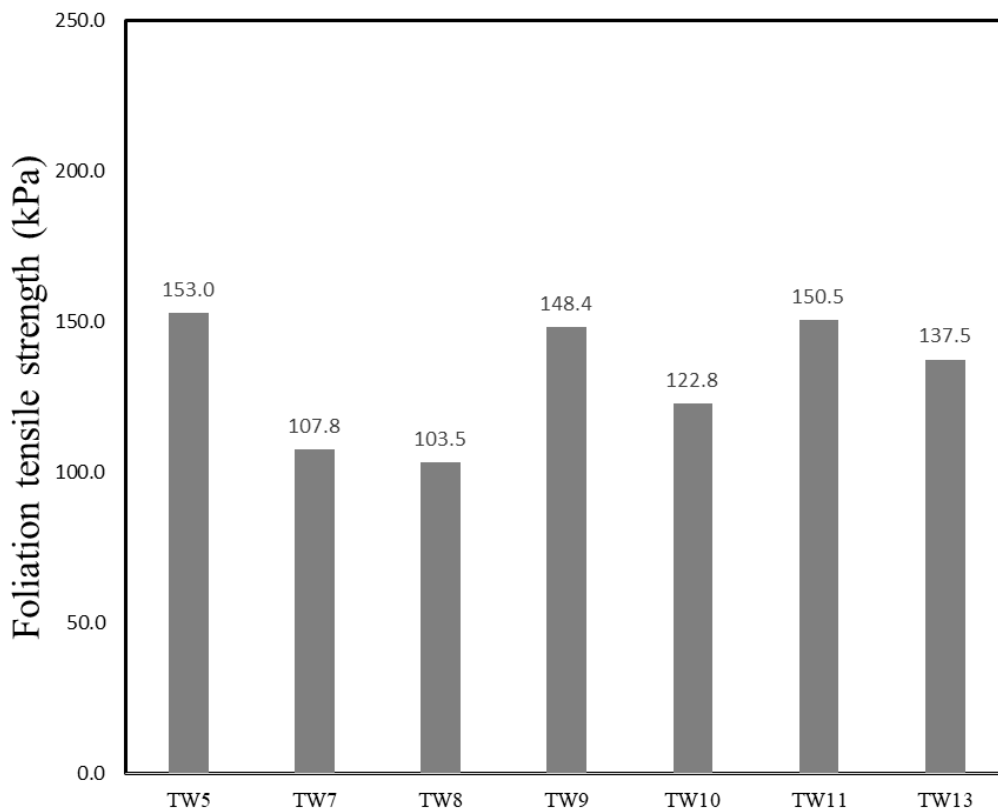


圖 5.6 溼式拉拔試驗破壞型態為 Model1 之張力強度統計

### 5.1.3 乾式與溼式拉拔試驗結果比較

本研究使用之板岩，其葉理平均乾式張力強度為 151.4kPa，而平均溼式張力強度為 131.9kPa，其結果表現出了板岩遇水弱化的特性，其葉理張力強度浸水 48 小時後強度下降了 19.5kPa。本小節得到之乾式及溼式張力強度將在後續章節的板岩葉理非線性破壞包絡線之建立中使用，而後續的數值模擬中亦將此結果加入岩石弱面之參數設定中。





## 5.2 岩石直接剪力試驗

本章節進行之岩石直接剪力試驗其剪動方向皆與板岩試體之葉理面平行以求得板岩葉理的剪力強度，為了探討板岩葉理之剪力強度遇水弱化的特性，亦將岩石直接剪力試驗分為乾式與溼式施作，並且將各自回歸非線性破壞包絡線比較其差異，圖 5.7 為施作完直接剪力試驗後之試體，可以觀察到破壞面會在中央預留之 10mm 區域內產生，如附錄 B 所示。

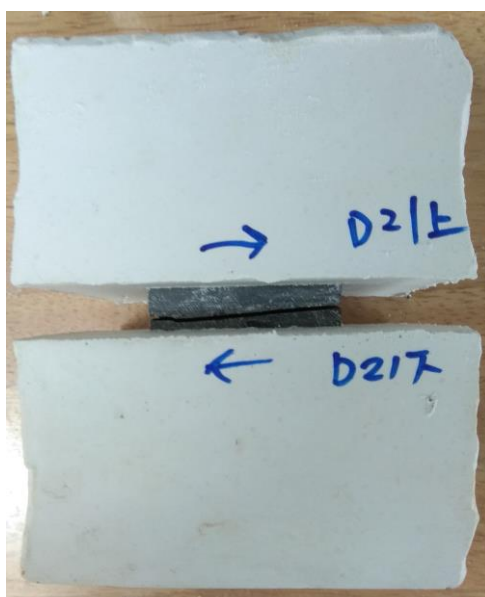


圖 5.7 試驗後破壞的直接剪力試驗試體

### 5.2.1 乾式直接剪力試驗

本研究之岩石葉理直接剪力試驗為了探討板岩葉理在不同正向力之下的剪力強度變化，給予試體 300 kPa、1100 kPa、2000 kPa、3100 kPa、4300 kPa 共五種正向力以進行實驗，其乾式直接剪力試驗結果如圖 5.8 所示，配合前章節所得之乾式葉理張力強度，可繪出板岩葉理在乾式狀態的莫爾庫倫破壞包絡線，可得板岩葉理在乾式狀態下摩擦角為  $37.2^\circ$ ，凝聚力為 500.0 kPa。

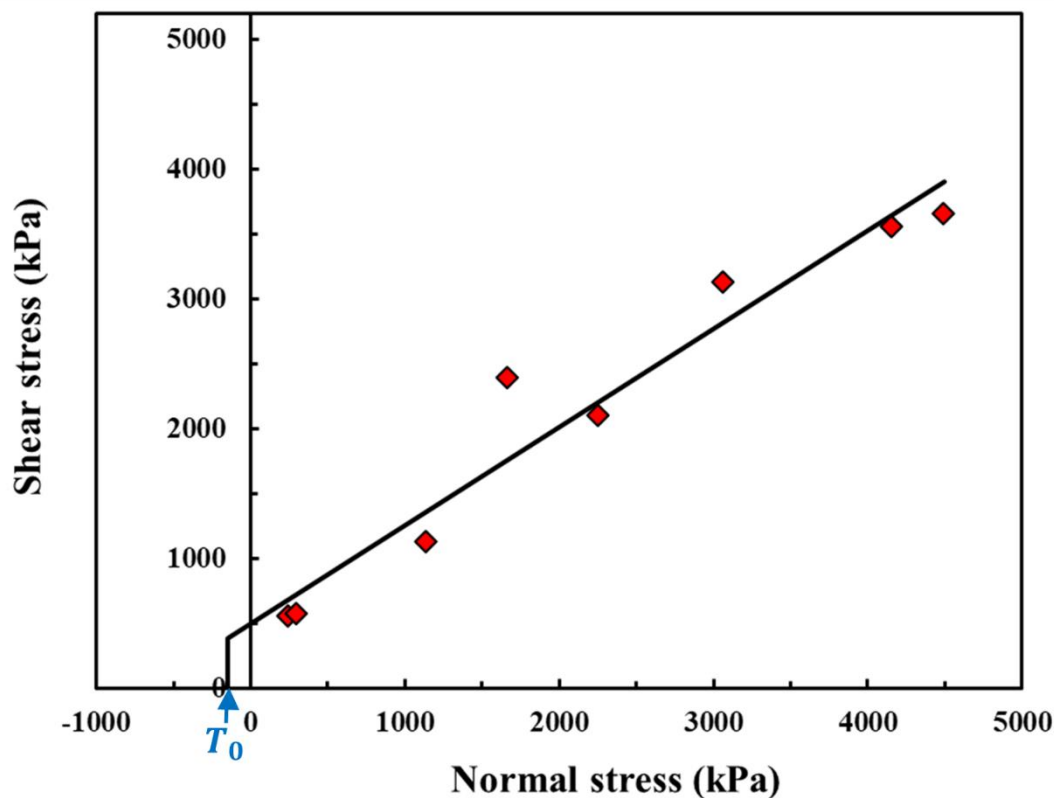


圖 5.8 乾式直接剪力實驗結果與莫爾庫倫破壞包絡線

施作直接剪力試驗可以得到試體在不同正向力下的變形曲線，因此我們可以藉由變形曲線來推求板岩在不同正向力下的剪力勁度，根據 ISRM 建議，可取剪力峰值一半處之切線斜率為剪力勁度，如圖 5.9 所示，標示為  $K_{s,50}$ 。而在計算不同正向力之下的實驗結果後，整理後可線性回歸得到板岩試體在乾式狀態下隨著正向力改變的剪力勁度，如圖 5.10 及式 5.1 所示，根據回歸結果可以發現，板岩隨著正向力越高，其剪力勁度也越大，也就表示在承受較大的正向力時板岩較難變形。



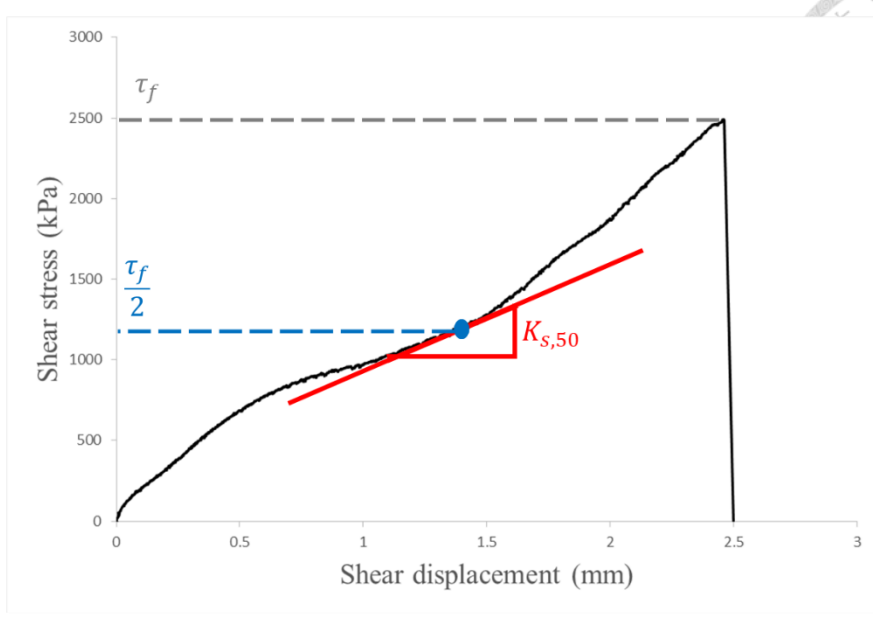


圖 5.9 由直剪試驗之結果推求試體的剪力勁度

$$K_{S,50,dry} = 211.96\sigma_n + 625912 \text{ (kPa)} \quad \text{式 5.1}$$

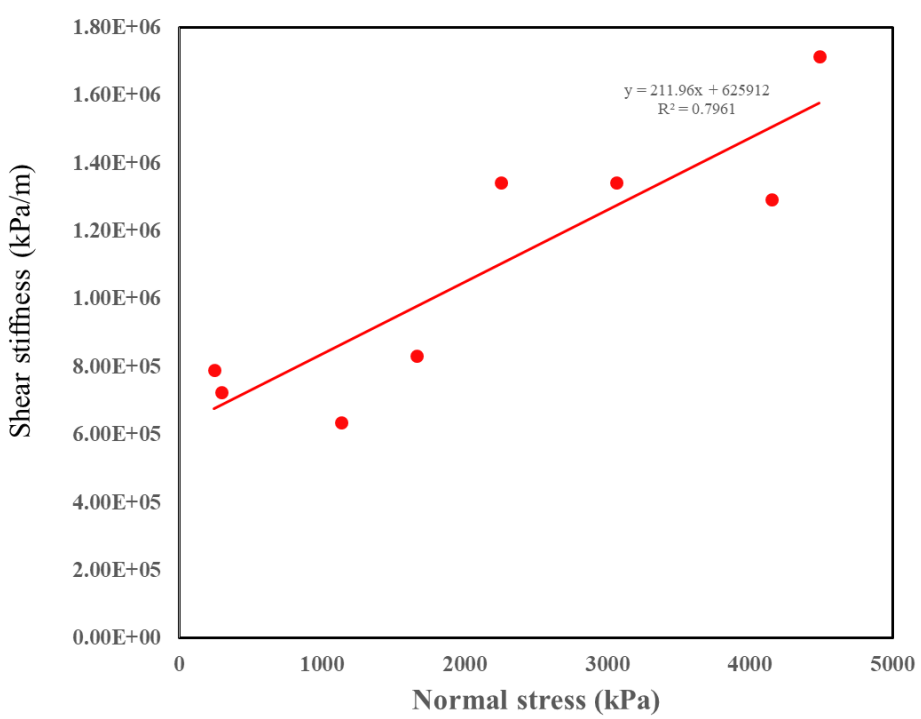


圖 5.10 板岩在乾式狀態下的剪力勁度



### 5.2.2 乾式非線性破壞包絡線之建立

前一小節得到了乾式狀態下板岩葉理的莫爾庫倫破壞包絡線(MC)，然而在應用時，莫爾庫倫破壞包絡線在拉力段有個折角(Cut-off)，這對於天然材料來說是不自然的，因此本研究希望以非線性之趨勢線擬合本研究之實驗數據以在後續應用至數值模擬中。

根據李沅昶(2018)之研究，李沅昶參考 Griffith 破壞準則(式 5.2)建構了板岩葉理破壞準則(Foliation failure criteria, FFC)(式 5.3)，其準則應用至本研究之乾式實驗結果如式 5.4 所示，次方數  $\gamma$  為 0.539 異於原始 Griffith 破壞準則的 0.5，而葉理破壞準則與 Griffith 破壞準則之比較則如圖 5.11 所示，可以發現對於本研究之板岩乾式試體而言，李沅昶建構的葉理破壞準則較 Griffith 破壞準則具有代表性。

$$\tau_f = [4T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.5} \quad \text{式 5.2}$$

$$\tau_f = [4T_0(\sigma_n + T_0)]^\gamma \quad \text{式 5.3}$$

$$\tau_f = [4T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.539} \quad \text{式 5.4}$$

式 5.4 中  $T_0=151.4$  kPa。

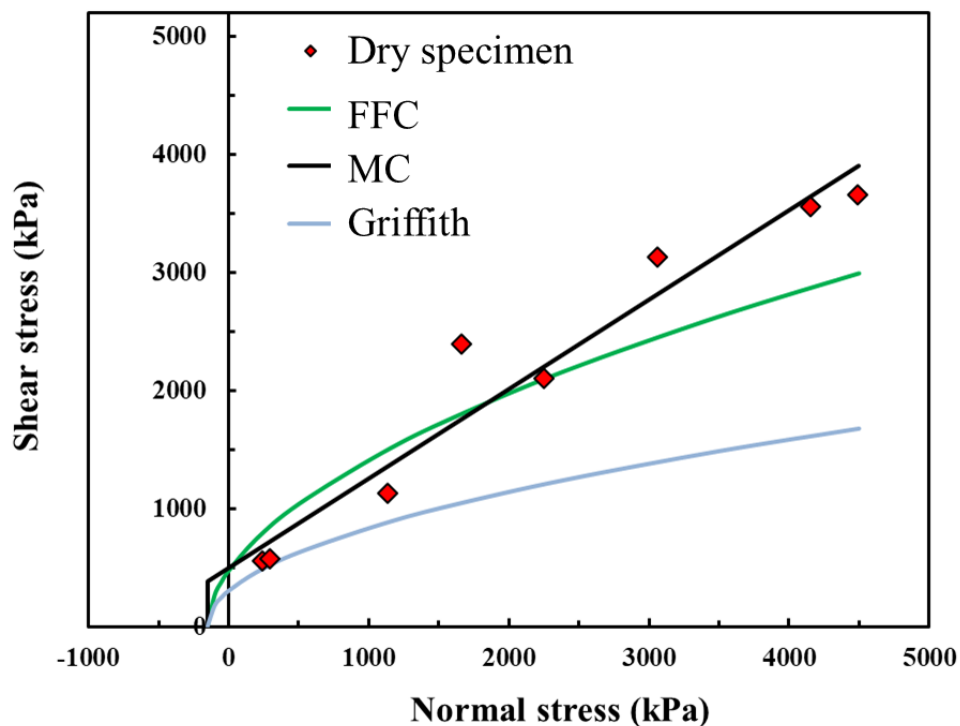


圖 5.11 葉理破壞準則及 Griffith 破壞準則運用至乾式實驗結果

而本研究依循前人之研究成果建構非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)(式 5.5)，將非線性葉理破壞準則應用至本研究之乾式實驗結果如式 5.6 所示

$$\tau_f = [\alpha T_0(\sigma_n + T_0)]^\beta \quad \text{式 5.5}$$

$$\tau_f = [0.04T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.81} \quad \text{式 5.6}$$

式 5.6 中  $T_0=151.4$  kPa。

其中常數項  $\alpha$  為 0.04、指數項  $\beta$  為 0.81，而新式葉理破壞準則(NFFC)與李沅昶建立之葉理破壞準則(FFC)之比較則如圖 5.12 所示。

圖 5.13 則為兩破壞準則經轉換平面後為線性再進行比較，可以看出非線性葉理破壞準則擁有更高的決定係數  $R^2$ ，NFFC 的  $R^2$  為 0.9678 高於 FFC 的 0.8616，可見非線性葉理破壞準則較板岩葉理破壞準則更具有代表性。

而比較兩破壞準則在乾式狀態下的摩擦角變化，如表 5.3 所示，可以發現

NFFC 與 FFC 皆有表現出隨正向力增加，切線摩擦角降低的特徵，但 FFC 的曲率變化較為劇烈，正向應力為 0 kPa 時，切線摩擦角為  $59.3^\circ$ ；正向應力為 4300 kPa 時，切線摩擦角降為  $19.5^\circ$ 。而 NFFC 的曲率變化較為平緩，正向應力為 0 kPa 時，切線摩擦角為  $52.6^\circ$ ；正向應力為 4300 kPa 時，切線摩擦角降為  $34.2^\circ$ 。

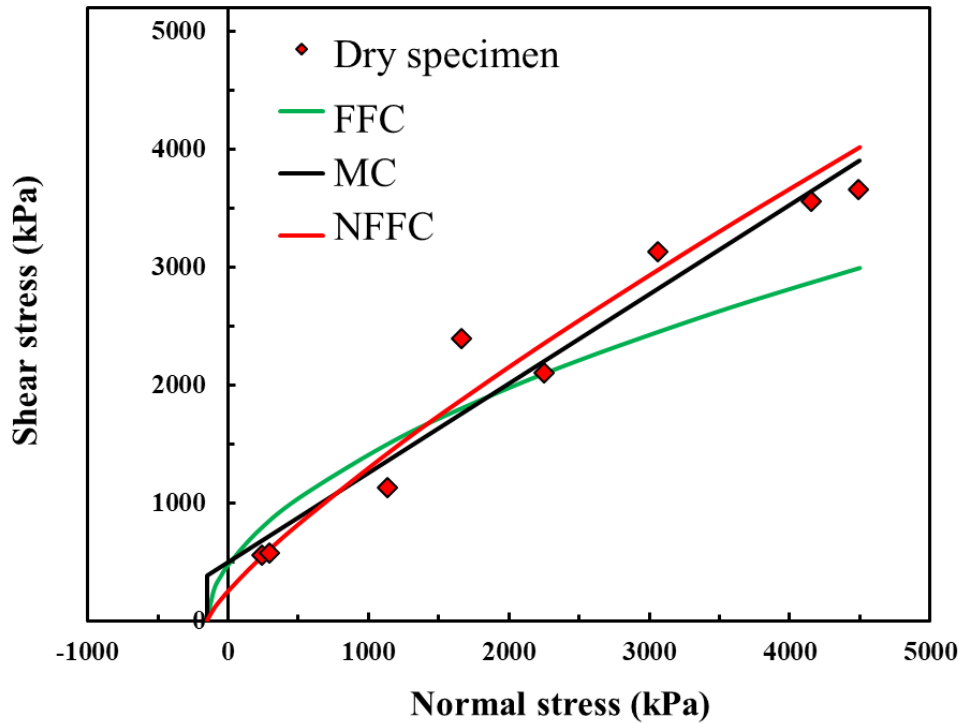


圖 5.12 非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則運用至乾式實驗結果

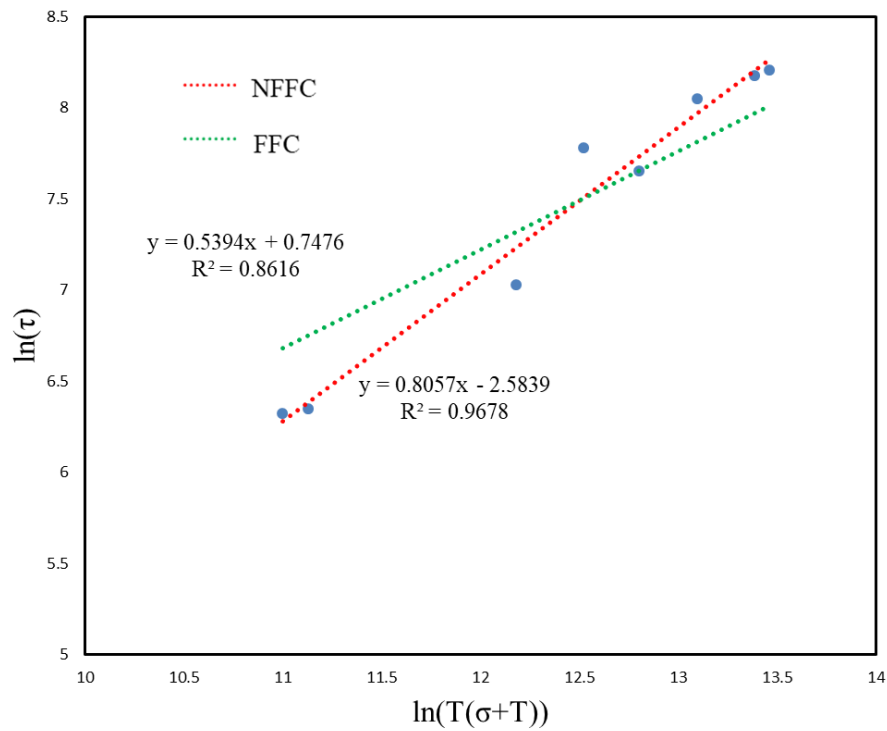


圖 5.13 乾式狀態下非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則經轉換平面後之比較

表 5.3 乾式狀態下 NFFC 與 FFC 隨正向應力之摩擦角變化

正向應力(kPa)	乾式狀態下 NFFC 隨	乾式狀態下 FFC 隨
	正向應力變化之摩擦角(°)	正向應力變化之摩擦角(°)
0	52.6	59.3
100	49.9	53.1
300	46.6	45.5
600	43.8	38.8
1100	41.0	32.4
2000	38.0	26.3
3100	35.8	22.3
4300	34.2	19.5



### 5.2.3 溼式直接剪力試驗

為了探討板岩葉理之剪力強度是否會遇水而弱化，將灌好石膏之板岩試體進入水中長於 48 小時後進行直接剪力實驗，觀察其強度是否弱化。且如同乾式直接剪力實驗，將溼式直接剪力試驗得到的結果配合前章節所得之溼式葉理張力強度，可繪出板岩葉理在溼式狀態的莫爾庫倫破壞包絡線，如圖 5.14 所示，可得板岩葉理在溼式狀態下摩擦角為  $34.4^\circ$ ，凝聚力為  $132.4 \text{ kPa}$ 。而同樣地，可藉由分析板岩試體在溼式直接剪力實驗的變形曲線，推求出在不同正向應力作用下的剪力勁度  $K_{s,50}$ ，其結果如圖 5.15 及式 5.7 所示  $K_{s,50}$ 。同樣可以根據回歸結果發現，板岩在溼式狀態下隨著正向力越高，其剪力勁度也越大，也就表示在承受較大的正向力時板岩較難變形。

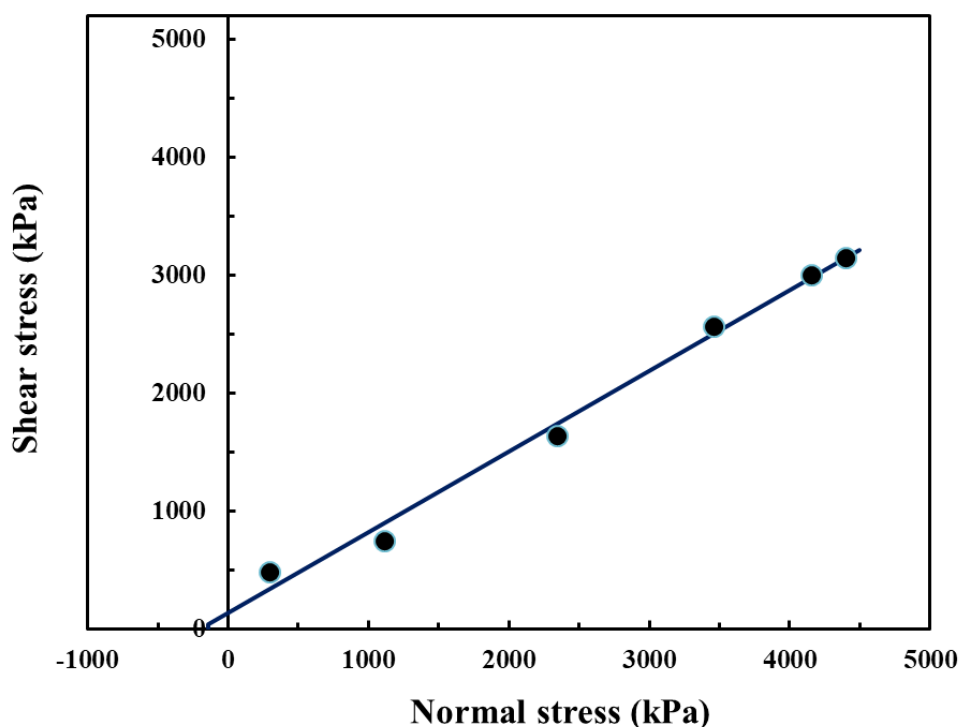


圖 5.14 乾式直接剪力實驗結果與莫爾庫倫破壞包絡線

$$K_{s,50,wet} = 255.54\sigma_n + 246631 \text{ (kPa)} \quad \text{式 5.7}$$

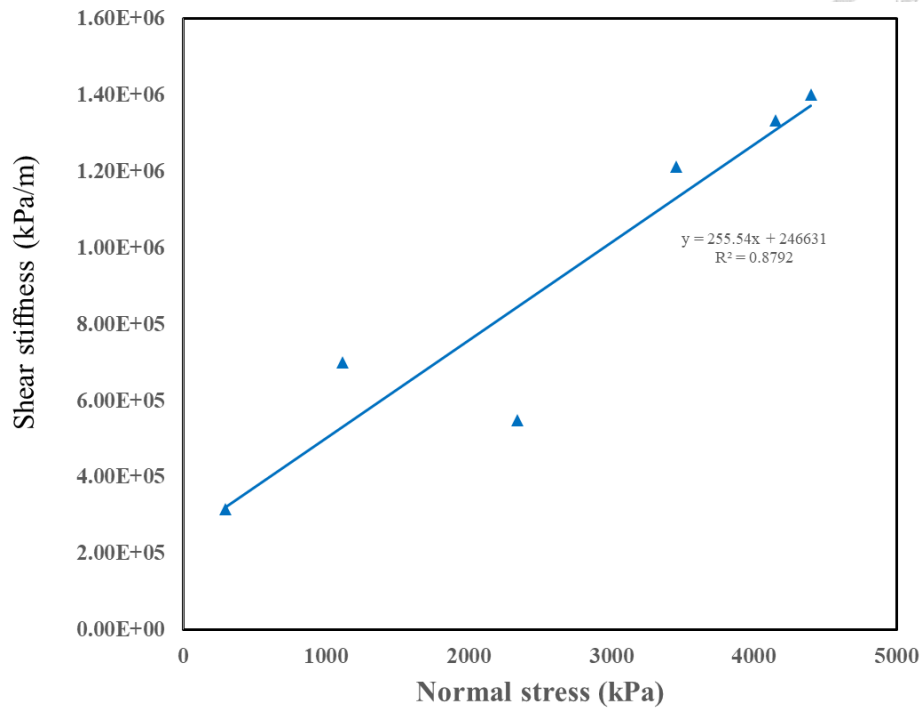


圖 5.15 板岩在溼式狀態下的剪力勁度

#### 5.2.4 溼式非線性破壞包絡線之建立

前面的章節得到了溼式狀態下板岩葉理的剪力強度及張力強度，便可以用以回歸非線性破壞包絡線，以本研究建立之新式葉理破壞包絡準則(NFFC)及前人建立之葉理破壞準則(FFC)同時擬合實驗數據之結果如圖 5.16 所示。將非線性葉理破壞準則(NFFC)應用至溼式實驗結果如式 5.8 所示，其中常數項  $\alpha$  為 0.023、指數項  $\beta$  為 0.84；而將葉理破壞準則(FFC)應用至溼式實驗結果則如式 5.9 所示，其中指數項  $\gamma$  為 0.529。

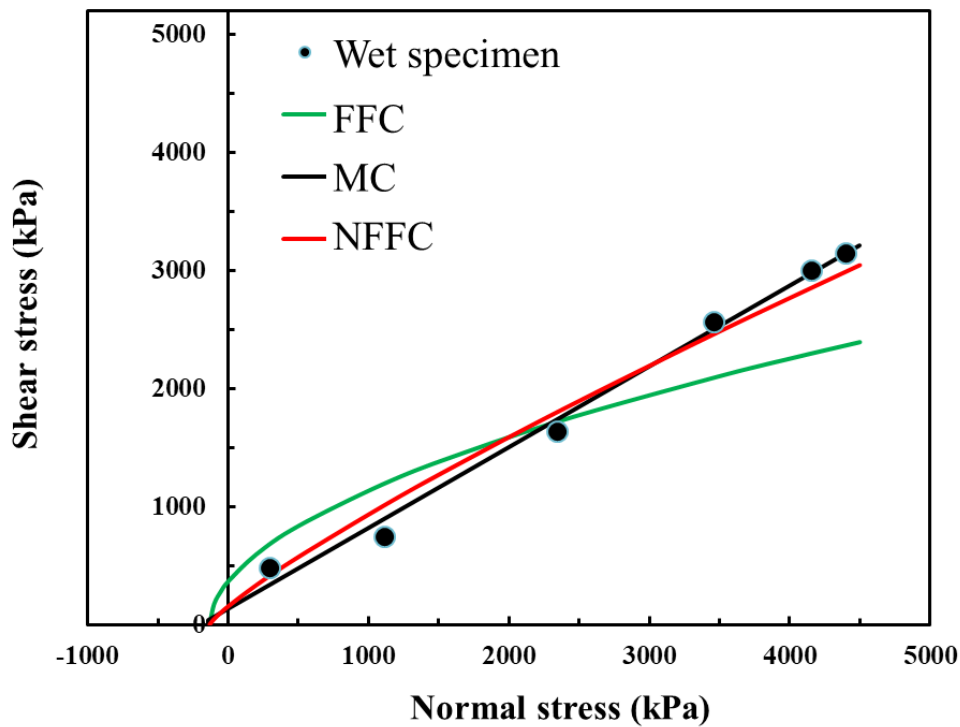


圖 5.16 非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則運用至溼式實驗結果

$$\tau_f = [0.023T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.84} \quad \text{式 5.8}$$

$$\tau_f = [4T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.529} \quad \text{式 5.9}$$

式 5.8 及式 5.9 中  $T_0=131.9$  kPa。

圖 5.17 則為兩破壞準則經轉換平面後為線性再進行比較，可以看出非線性葉理破壞準則除了乾式狀態外，在溼式狀態也擁有更高的決定係數  $R^2$ ，NFFC 的  $R^2$  為 0.9569 高於 FFC 的 0.8272，可見非線性葉理破壞準則較板岩葉理破壞準則更具有代表性。而比較兩破壞準則在溼式狀態下的摩擦角變化，如表 5.4 所示，可以發現 NFFC 與 FFC 皆表現出隨正向力增加而切線摩擦角降低的特徵，但同乾式結果，在溼式狀態下 FFC 的曲率變化較為劇烈，當正向應力為 0 kPa 時，切線摩擦角為  $55.6^\circ$ ，而當正向應力為 4300 kPa 時，切線摩擦角降為  $15.6^\circ$ 。NFFC 的曲率變化則較為平緩，當正向應力為 0 kPa 時，切線摩擦角為  $44.1^\circ$ ，而當正向應力為 4300 kPa 時，切線摩擦角降為  $28.6^\circ$ 。



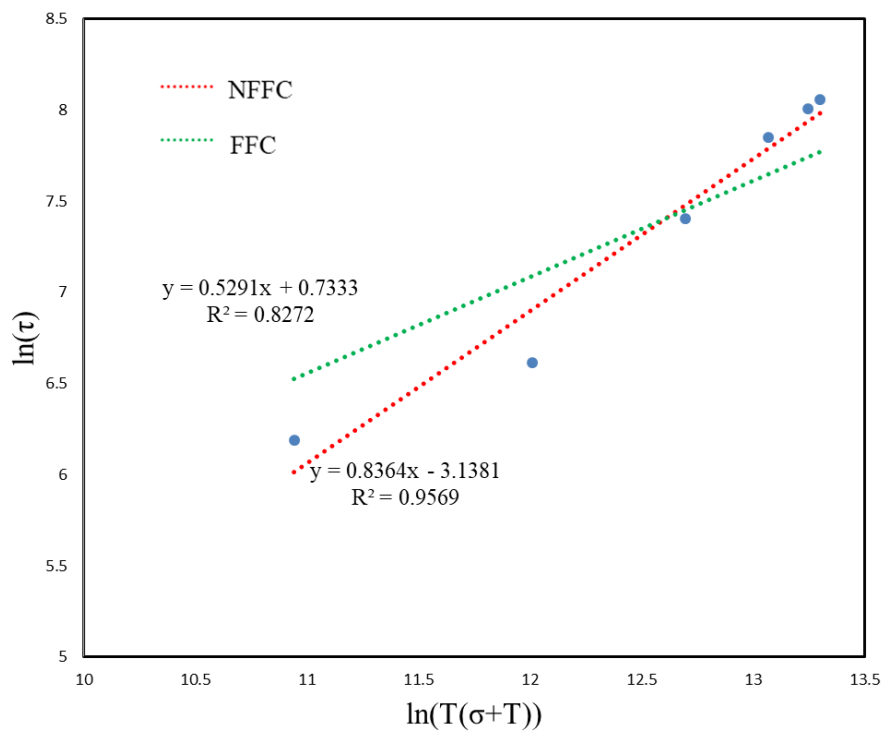


圖 5.17 溼式狀態下非線性葉理破壞準則及葉理破壞準則經轉換平面後之比較

表 5.4 溼式狀態下 NFFC 與 FFC 隨正向應力之摩擦角變化

正向應力(kPa)	溼式狀態下 NFFC 隨	溼式狀態下 FFC 隨
	正向應力變化之摩擦角(°)	正向應力變化之摩擦角(°)
0	44.1	55.6
100	41.4	48.3
300	38.6	39.9
600	36.2	33.1
1100	33.9	27.0
2000	31.6	21.5
3100	29.8	18.0
4300	28.6	15.6



### 5.2.5 乾式與溼式直接剪力試驗結果比較

圖 5.18 為乾式與溼式直接剪力試驗結果之疊圖，可以發現在同一正向應力之條件下，溼式狀態的板岩葉理之剪力強度有顯著之下降，而根據兩者線性回歸之莫爾庫倫破壞包絡線來進行乾溼式比較，當板岩葉理遇水，其摩擦角由  $37.2^\circ$  下降至  $34.4^\circ$ ，而凝聚力則由  $500.0\text{kPa}$  下降至  $132.4\text{kPa}$ ，實驗結果明顯呈現出板岩遇水弱化的特性。

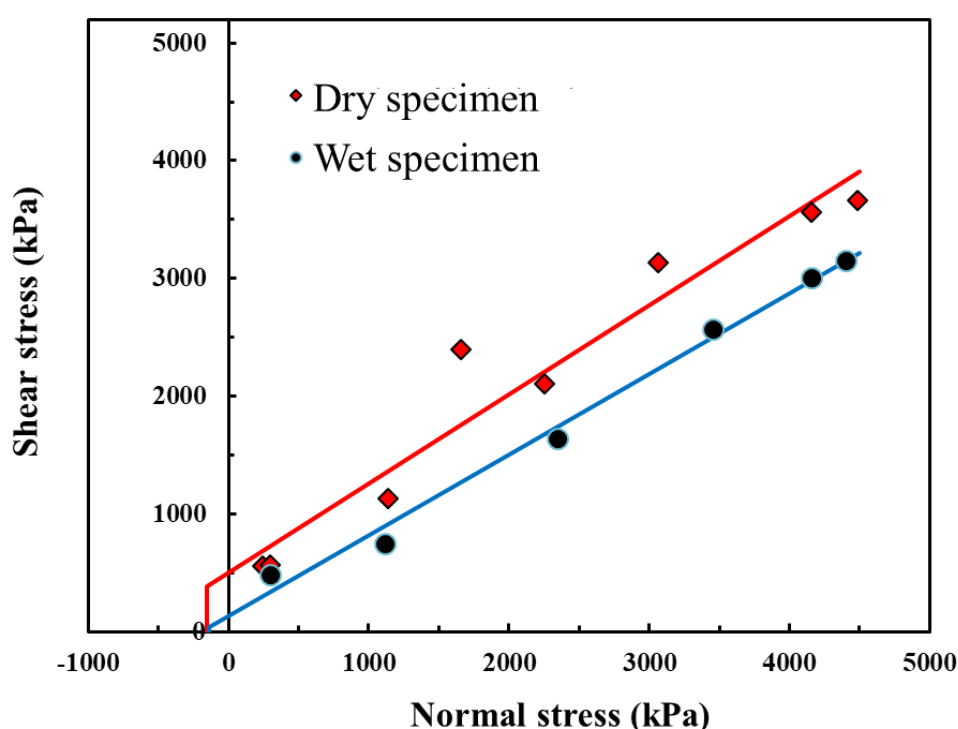


圖 5.18 乾式與溼式直接剪力實驗結果與其莫爾庫倫破壞包絡線

將乾式與溼式結果改以非線性葉理破壞準則(NFFC)進行回歸，得到兩者的非線性破壞包絡線，如圖 5.19 所示，亦可發現當板岩葉理遇水時將導致破壞包絡線下移，強度下降，呈現遇水弱化的特性，而兩者的摩擦角比較則如表 5.5 所示，根據回歸結果，在同一正向應力條件下，溼式摩擦角低於乾式摩擦角，且隨正向應力增加，兩者的摩擦角逐漸降低。

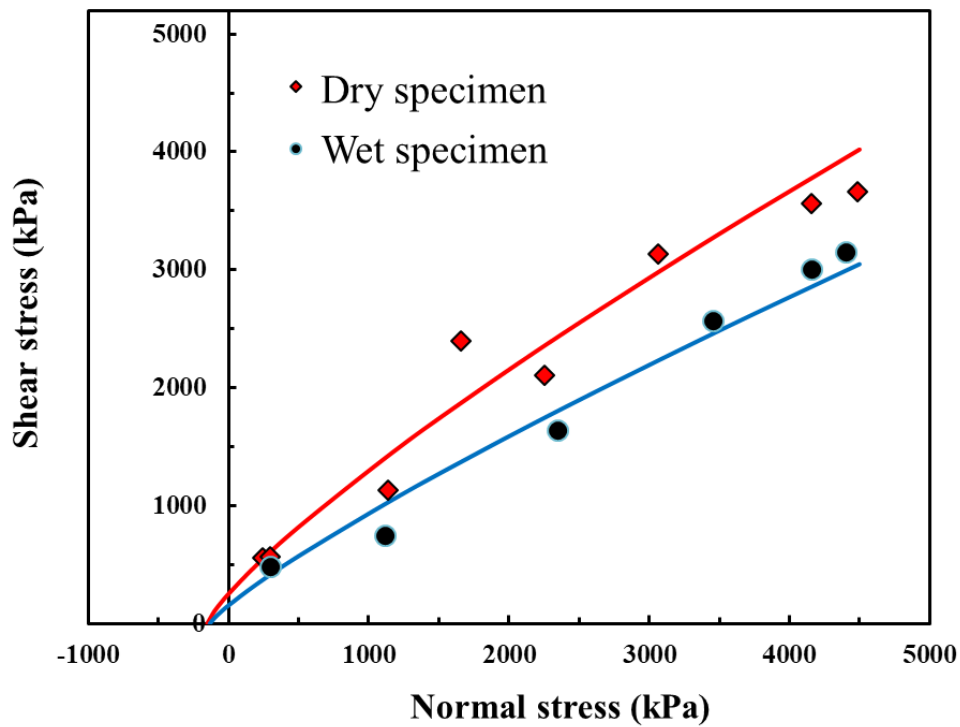


圖 5.19 乾式與溼式直接剪力實驗結果與其非線性破壞包絡線

表 5.5 NFFC 在乾式與溼式狀態下的摩擦角變化

正向應力(kPa)	乾式狀態下 NFFC 隨	溼式狀態下 NFFC 隨
	正向應力變化之摩擦角(°)	正向應力變化之摩擦角(°)
0	52.6	44.1
100	49.9	41.4
300	46.6	38.6
600	43.8	36.2
1100	41.0	33.9
2000	38.0	31.6
3100	35.8	29.8
4300	34.2	28.6

而圖 5.20 則為板岩在乾式狀態及溼式狀態之剪力勁度比較，根據實驗後之計算結果，可以發現在同一正向應力條件下乾式剪力勁度皆大於溼式剪力勁度，這表示板岩在溼式狀態下勁度降低，受力時將產生更大的變形，呈現遇水軟化的特徵。

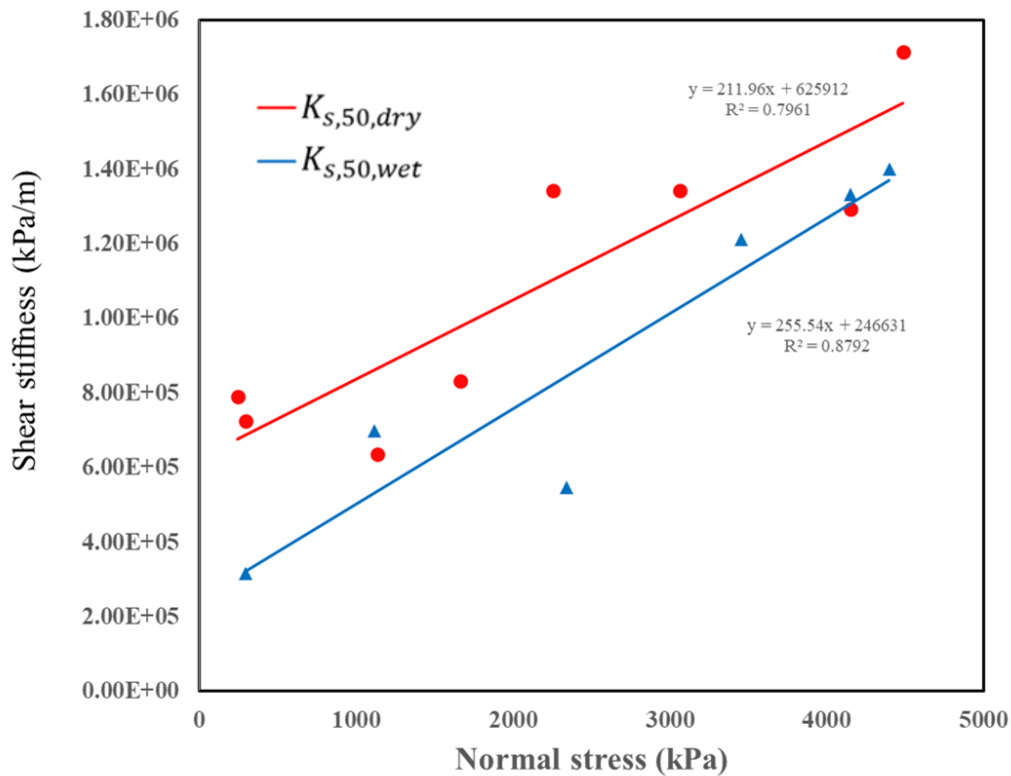


圖 5.20 板岩在乾式與溼式狀態下的剪力勁度之比較

### 5.2.6 乾式與溼式長位移直接剪力試驗結果比較

於前面章節中，施作了針對板岩葉理面的直接剪力試驗後之試體，長位移直接剪力試驗即為將產生破壞面的這些試體再進行單一方向之剪動，剪動長度為試體寬之 10%，共四次，使破壞面之剪力強度最終趨於定值為殘餘剪力強度，如附錄 C 所示。以下將針對乾式與溼式兩者結果進行探討，並比較兩者結果。

圖 5.21 為長位移直接剪力試驗之結果，由於反覆直剪情況下凝聚力( $c_j$ )為 0，其殘餘強度包絡線如式 5.10 所示，根據實驗結果顯示，乾式殘餘摩擦角為  $31.2^\circ$ ，而溼式殘餘摩擦角為  $19.1^\circ$ ，可見試體之破壞面之殘餘強度遇水會有顯著的下降，



而由直接剪力試驗結果線性回歸得到的摩擦角與長位移直接剪力試驗結果線性回歸得到的殘餘摩擦角之比較如表 5.6 所示。

$$\tau_r = \sigma_n \tan \Phi_r \quad \text{式 5.10}$$

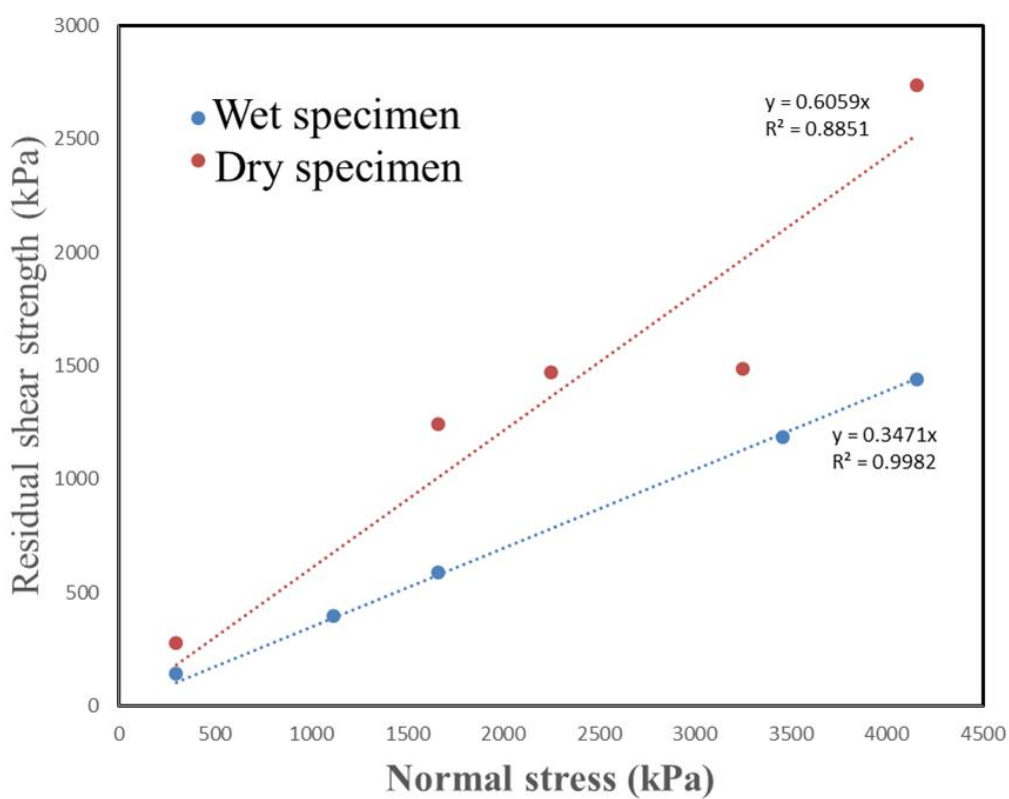


圖 5.21 板岩在乾式與溼式狀態下的殘餘剪力強度之比較

表 5.6 乾式、溼式之摩擦角及殘餘摩擦角比較

	乾式狀態	溼式狀態
摩擦角 $\Phi$	37.2°	34.4°
殘餘摩擦角 $\Phi_r$	31.2°	19.1°



### 5.3 板岩葉理之非線性破壞準則

前面章節介紹了以垂直於板岩葉理的拉拔試驗求取板岩葉理的張力強度、以平行於板岩葉理的直接剪力實驗求取板岩葉理的剪力強度，再利用非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)擬合實驗數據便可以得到板岩葉理的破壞包絡線。而在這個章節將介紹非線性葉理破壞準則(NFFC)內的參數及將此準則運用至其他地區板岩的實驗數據作擬合，以探討準則對於其他地區板岩葉理強度的代表性。

#### 5.3.1 非線性破壞準則之建構

因本研究之拉拔試驗及直接剪力試驗結果之單位統一使用「kPa」，而為了使它不同強度之材料能便利地使用非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)，故在此建立無因次化後的非線性葉理破壞準則，其內含有三個基本參數：(1) 參考板岩葉理張力強度 $\bar{T}_0$ 、(2) 常數項 $\alpha$ 、(3) 指數項 $\beta$ ，如式 5.11 所示。

$$\bar{\tau}_f = [\alpha \bar{T}_0 (\bar{\sigma}_n + \bar{T}_0)]^\beta \quad \text{式 5.11}$$

式 5.11 中  $\bar{T}_0 = T_0 / \sigma_{ref}$  ;

$$\bar{\sigma}_n = \sigma_n / \sigma_{ref} ;$$

$$\bar{\tau}_f = \tau_f / \sigma_{ref} ;$$

$$\sigma_{ref} = 1\text{kPa} \circ$$

其中板岩葉理張力強度 $T_0$ ，由拉拔試驗得到，而常數項 $\alpha$ 及指數項 $\beta$ 則由直接剪力試驗之結果轉換平面後回歸分析求得，實際分析步驟如下所示：

(1) 進行葉理拉拔試驗及直接剪力實驗，獲得在  $\sigma$ - $\tau$  平面之數據點(圖 5.22)。

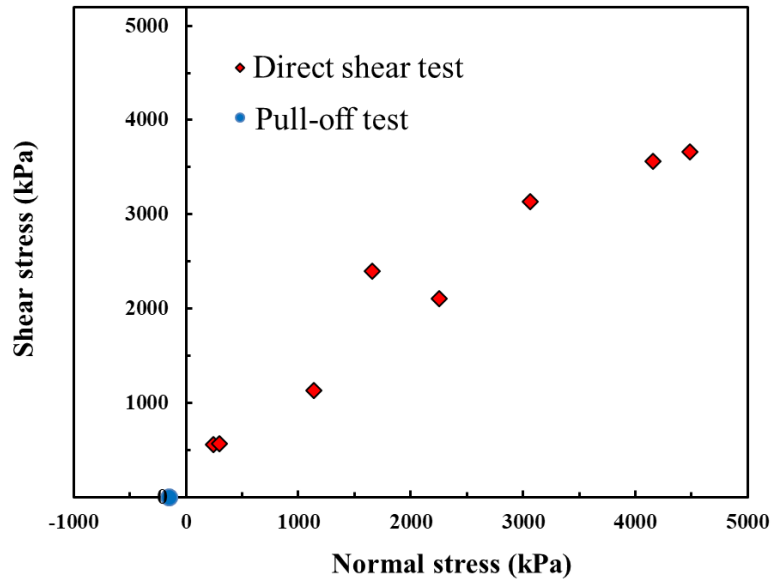


圖 5.22 葉理拉拔試驗及直接剪力實驗之實驗結果

(2) 進行轉換平面，將實驗結果從  $\sigma$ - $\tau$  平面轉至  $\ln[T_0(\sigma_n + T_0)]$ - $\ln(\tau)$  平面，在此平面以線性回歸的方式決定我們的破壞包絡線(圖 5.23)。

而破壞包絡線的公式為  $\ln(\tau_f) = \beta \ln[T_0(\sigma_n + T_0)] + \beta \ln \alpha$ ，與線性趨勢線比較可得  $\alpha$  及  $\beta$ 。

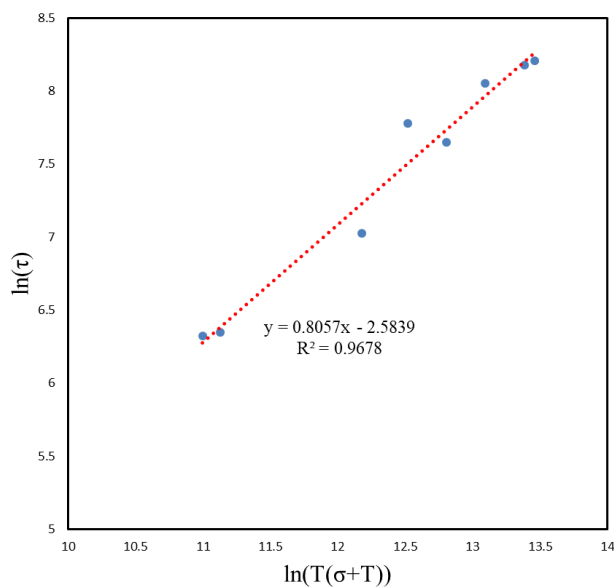


圖 5.23 經轉換平面之直接剪力實驗結果

(3) 將上個步驟得到的  $\alpha$  及  $\beta$  代回式 5.11 中，便可以得到板岩葉理在  $\sigma$ - $\tau$  平面的非線性破壞包絡線(圖 5.24)。

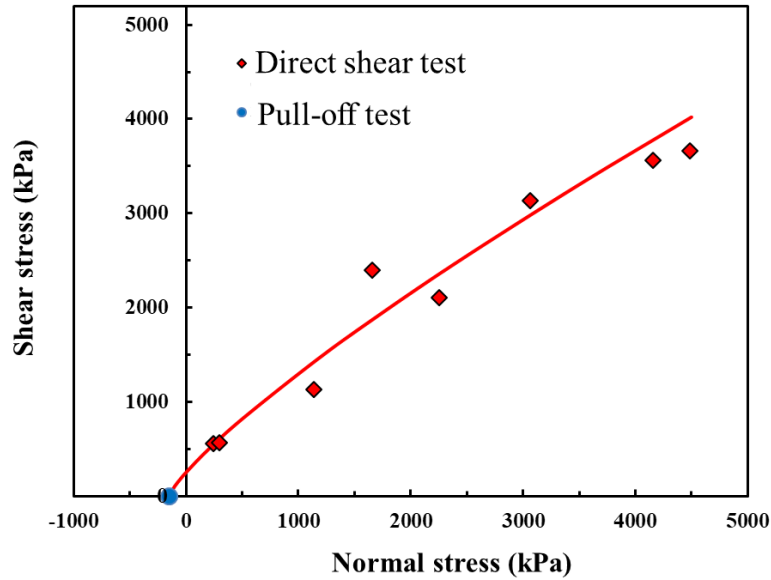


圖 5.24 葉理的非線性破壞包絡線

而摩擦角及凝聚力亦可由葉理破壞準則推導，在此摩擦角定義為  $\Phi = \tan^{-1}\left(\frac{d\bar{\tau}_f}{d\bar{\sigma}_n}\right)$ ，則整理後摩擦角公式如式 5.12 所示，而凝聚力  $c_j$  在此定義則為破壞包絡線與垂直軸之截距，凝聚力公式如式 5.13 所示。

$$\Phi = \tan^{-1} \left\{ [\alpha \bar{T}_0 (\bar{\sigma}_n + \bar{T}_0)]^\beta \times \frac{\beta}{\bar{\sigma}_n + \bar{T}_0} \right\} \quad \text{式 5.12}$$

$$c_j = (\alpha \bar{T}_0^2)^\beta \times \sigma_{ref} \quad \text{式 5.13}$$

上式中  $0 < \beta \leq 1$  ;

$0 \leq \alpha < \infty$  ;

$\bar{T}_0 = T_0 / \sigma_{ref}$  ;

$\bar{\sigma}_n = \sigma_n / \sigma_{ref}$  ;

$\sigma_{ref} = 1 \text{ kPa}$  。





### 5.3.2 非線性破壞準則之應用

在前述章節，本研究已藉由自宜蘭田古爾河流域取回之板岩進行實驗而建立了針對板岩葉理的非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)，然而此破壞準則是否適用於其他地區之板岩？李沅昶(2018)以屏東隘寮地區之板岩進行岩石直剪試驗，且配合李晉鴻(2017)對同地區之板岩進行的拉拔實驗結果，建立了針對板岩葉理的破壞理論：葉理破壞準則(Foliation failure criteria, FFC)，而接下來的部份將探討非線性葉理破壞準則(NFFC)在屏東隘寮地區之板岩的實驗數據使用是否同樣具有代表性。

圖 5.25 為屏東隘寮地區板岩之乾式實驗數據及其莫爾庫倫破壞包絡線(MC)、以葉理破壞準則(FFC)擬合之非線性破壞包絡線及以非線性葉理破壞準則(NFFC)擬合之非線性破壞包絡線。可以觀察出在低正向應力區 FFC 之破壞包絡線(式 5.14)及 NFFC 之破壞包絡線(式 5.15)兩者呈現相似的趨勢，但到高正向應力區，FFC 之破壞包絡線開始偏離了實驗數據之趨勢，實驗之數據點皆在包絡線之上方，故 FFC 在高正向應力區有低估之虞，而 NFFC 則仍符合實驗數據之趨勢。圖 5.26 則為屏東隘寮地區板岩之溼式實驗數據及其破壞包絡線，可以發現在這組溼式實驗數據中，FFC 之破壞包絡線(式 5.16)及 NFFC 之破壞包絡線(式 5.17)充分地相近，因此可以知道非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)對其他地區的板岩亦有良好的代表性。

Dry: 
$$\tau_f = [4T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.588} \quad \text{式 5.14 (FFC)}$$

$$\tau_f = [0.7T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.68} \quad \text{式 5.15 (NFFC)}$$

式 5.14 及式 5.15 中  $T_0=69.5$  kPa。

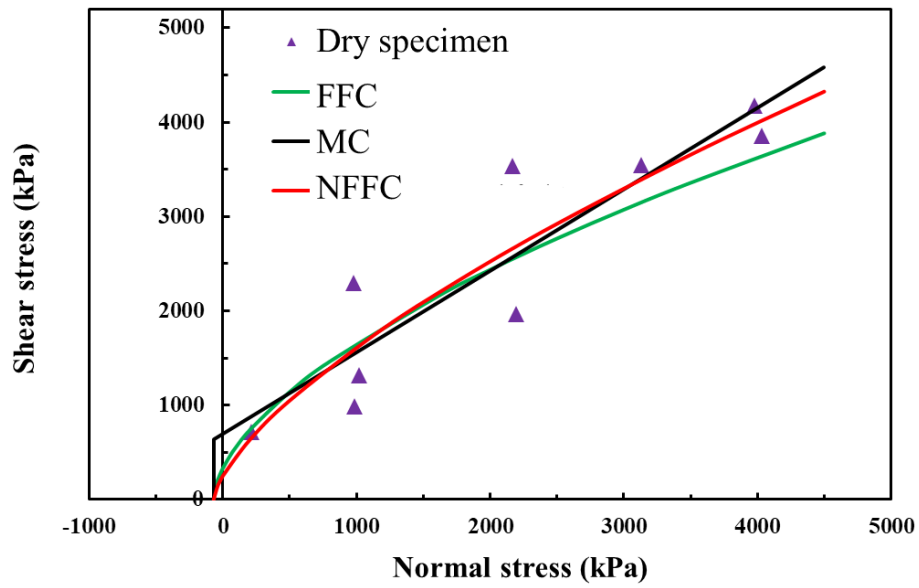


圖 5.25 NFFC 及 FFC 運用至屏東隘寮地區板岩之乾式實驗數據之結果

Wet: 
$$\tau_f = [4T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.596} \quad \text{式 5.16 (FFC)}$$

$$\tau_f = [1.94T_0(\sigma_n + T_0)]^{0.63} \quad \text{式 5.17 (NFFC)}$$

式 5.16 及式 5.17 中  $T_0=38.8$  kPa。

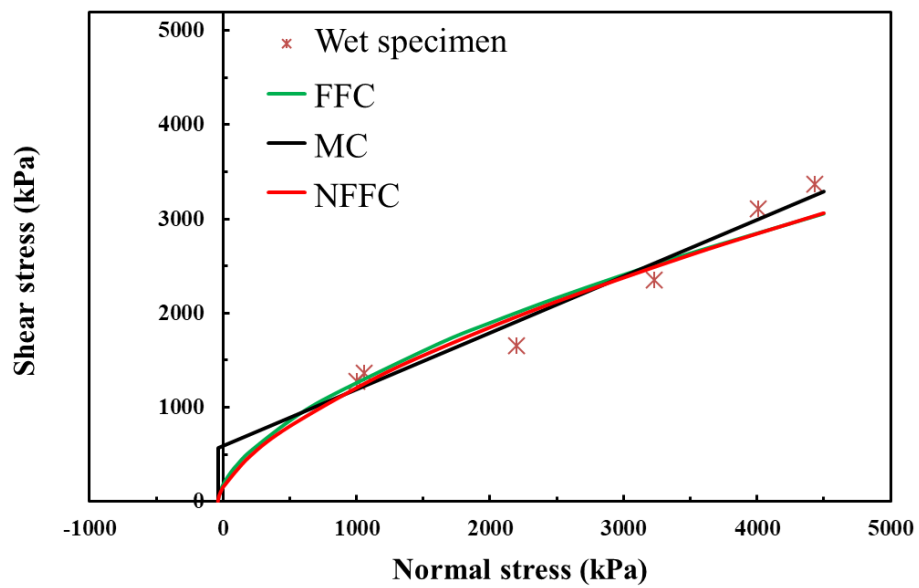


圖 5.26 NFFC 及 FFC 運用至屏東隘寮地區板岩之溼式實驗數據之結果



## 5.4 點荷重試驗

參考 ISRM 與 ASTM D 5731 進行點荷重試驗，由於板岩乃高度異向性之材料，實驗分為荷重方向垂直於葉理面或平行於葉理面及乾式或溼式共四組試驗，並且依實驗結果計算板岩單壓強度與張力強度。

### 5.4.1 乾式點荷重試驗

圖 5.27 為荷重方向垂直於葉理面的乾式點荷重試驗結果，在荷重方向垂直於葉理面時有時會出現破壞型態不合規範建議之試體，必須予以剔除，最後根據第三章計算方式計算可得平均乾式  $I_{s(50),dry}$  為 9.44 MPa。圖 5.28 則為荷重方向平行於葉理面的乾式點荷重試驗結果，可從結果觀察發現數據點較為離散，原因推測為當荷重方向平行於葉理面時，其試體強度受葉理面風化程度影響甚大，根據推測該組試驗可能有兩種風化程度不同的試體，故可繪出兩條近似平行的趨勢線，而根據第三章計算方式計算可得平均乾式  $I_{s'(50),dry}$  為 0.99 MPa。則垂直弱面與平行弱面之  $I_{s(50)}$  之平均值之比值  $I_{a(50),dry}$  為 9.51，可見板岩材料之高度異向性特徵。

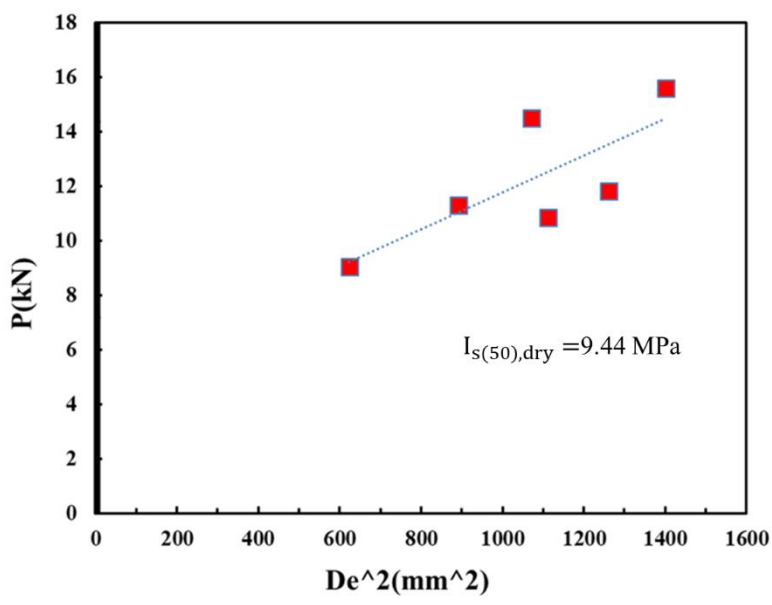


圖 5.27 荷重方向垂直於葉理面之乾式點荷重試驗結果

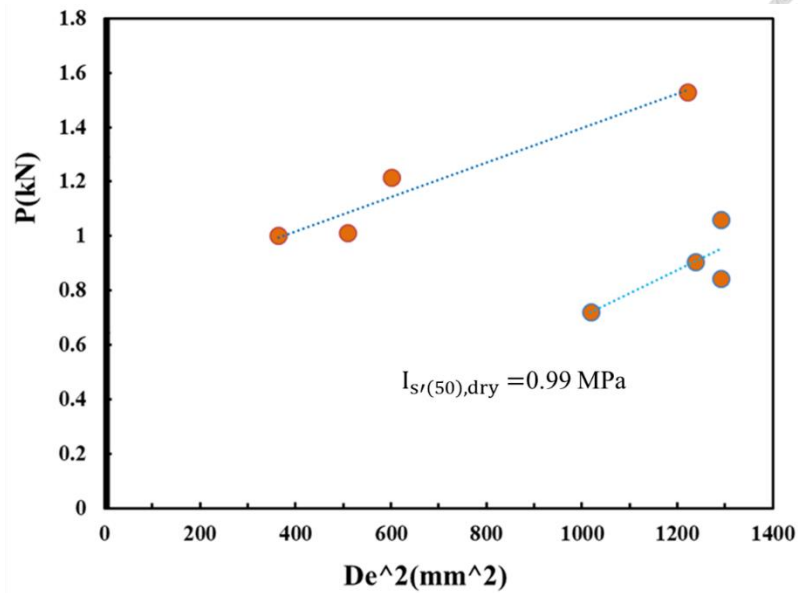


圖 5.28 荷重方向平行於葉理面之乾式點荷重試驗結果

而根據第三章之計算方式可得板岩在乾式狀態下的單壓強度及張力強度，其結果如表 5.7 所示。

表 5.7 乾式狀態下之板岩強度

	荷重方向垂直於葉理面	荷重方向平行於葉理面
$\sigma_c$ (MPa)	162.92	17.14
$\sigma_t$ (MPa)	11.8	1.24

#### 5.4.2 溼式點荷重試驗

圖 5.29 為荷重方向垂直於葉理面的溼式點荷重試驗結果，同樣除去破壞型態不符建議者，最後根據第三章計算方式計算可得平均溼式  $I_{s(50),wet}$  為 4.03 MPa。圖 5.30 則為荷重方向平行於葉理面的溼式點荷重試驗結果，可從結果觀察發現數據點較為離散但仍可繪出共同的趨勢線，而根據第三章計算方式計算可得平均溼式  $I_{s(50),wet}$  為 0.56 MPa。則垂直弱面與平行弱面之  $I_{s(50)}$  之平均值之比值  $I_{a(50),dry}$  為 7.27，亦可見板岩材料之高度異向性特徵。

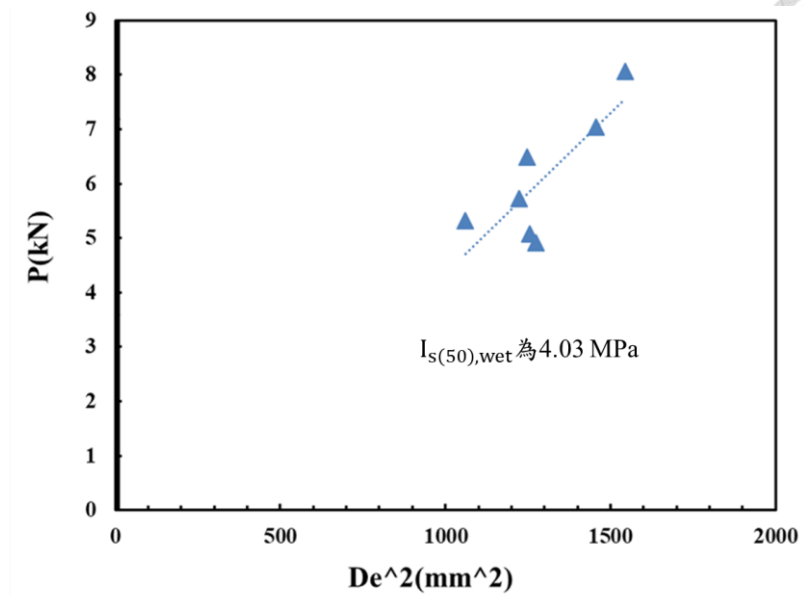


圖 5.29 荷重方向垂直於葉理面之溼式點荷重試驗結果

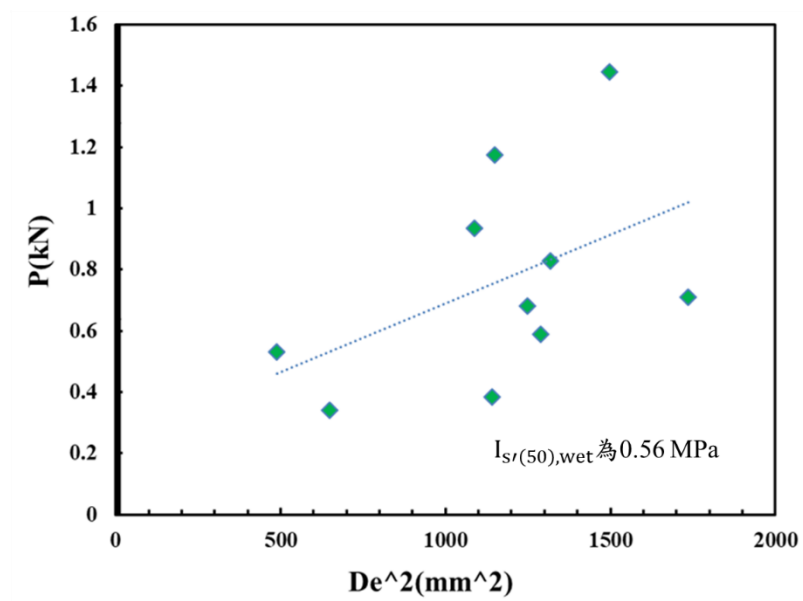


圖 5.30 荷重方向平行於葉理面之溼式點荷重試驗結果

而根據第三章之計算方式可得板岩在溼式狀態下的單壓強度及張力強度，其結果如表 5.8 所示。

表 5.8 溼式狀態下之板岩強度

	荷重方向垂直於葉理面	荷重方向平行於葉理面
$\sigma_c$ (MPa)	69.6	9.58
$\sigma_t$ (MPa)	5.04	0.69



## 第6章 數值模擬分析結果



在此章節本研究利用數值分析軟體 UDEC 6.0 並參考宜蘭縣大同鄉之田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處其旁之裸露板岩逆向邊坡製作簡化模型，使用非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)進行模擬並探討結果，接著進行不同的破壞模式比較之分析，主要比較之破壞模式為前章節中實驗所得非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)與最為被廣泛利用的莫爾庫倫破壞理論(Mohr-Coulomb failure criteria, MC)所得之破壞包絡線，觀察其數值分析結果以探討兩者在傾倒破壞行為與葉理張裂情況之差異，最後進行 NFFC 的參數敏感度分析與探討。

### 6.1 現地模擬結果與其參數及 UDEC 設定

此章節參考現地案例，以下是此章節說明：

#### 6.1.1 案例位址

此案例位於宜蘭縣大同鄉之田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處河道旁一處板岩逆向坡( $24^{\circ}34'21.5''N, 121^{\circ}29'57.3''E$ )，為圖 6.1 之星號標記處，藉由等高線圖可看出河岸邊坡高程差約為 10 公尺，而根據拍攝照片(圖 6.2)及現地量測結果，此逆向坡河床堆積層上之出露高約 9.4 公尺。弱面傾角約為 $75^{\circ}$ 。



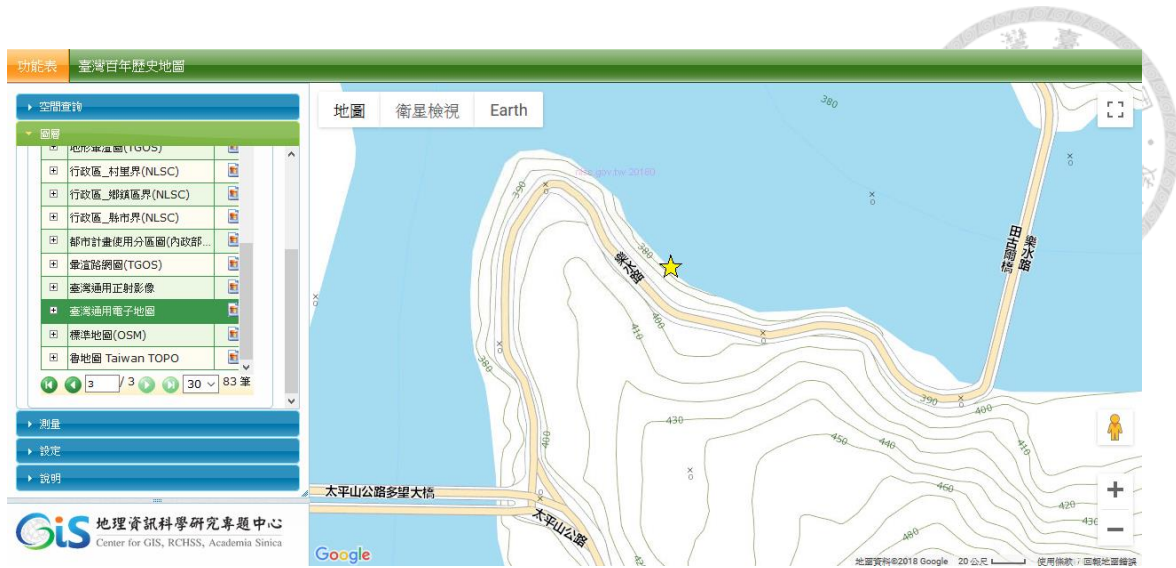


圖 6.1 台灣通用電子地圖之等高線圖



圖 6.2 田古爾溪調查場址之逆向坡(翁孟嘉等人，2017)

### 6.1.2 現地參數設定

#### ➤ 岩石(zone)之參數設定

岩石(zone)的強度參數參考點荷重試驗與岩石直接剪力試驗之結果，而板岩為高度異向性材料，然而本研究在 UDEC 分析中將岩石材料簡化為等向性均質材料，



故為保守選擇採用最弱之點荷重結果，故 $q_u$ 為 9.58 MPa，並參考鄭富書等人(1994)之實驗結果(表 6.4)，板岩之平均柏松比為 0.22， $E/q_u$  平均值為 797，故可得  $E$  為 7.63 GPa。體積模數與剪力模數則利用柏松比與彈性模數計算得之，如式 6.1 及式 6.2 所示。其餘參數詳細數值參考表 6.1。

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{式 6.1}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{式 6.2}$$

### ➤ 弱面(joint)之參數設定

弱面(joint)的強度參數參考溼式岩石拉拔試驗與溼式岩石直接剪力試驗之結果，且採用非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)擬合得之板岩葉理破壞包絡線加入模擬中以代表弱面的行為，而變形參數求得方式如第五章所述，參數詳細數值參考表 6.2 及表 6.3。

表 6.1 岩體參數

岩石參數	
柏松比 $\nu$	0.22
單位重( $t/m^3$ )	2.7
楊氏模數 $E$ (MPa)	$7.63 \times 10^3$
體積模數 $K$ (MPa)	$4.54 \times 10^3$
剪力模數 $G$ (MPa)	$3.13 \times 10^3$
張力強度 $\sigma_t$ (MPa)	0.69
凝聚力 $c$ (MPa)	4.79
摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	34.4

表 6.2 弱面力學行為模式

Foliation Mechanical Model		Parameters
Failure criteria	$\tau_f = [\alpha T_0(\sigma_n + T_0)]^\beta$	$\alpha, \beta, T_0$
Friction angle	$\Phi = \tan^{-1}\left(\frac{d\tau_f}{d\sigma_n}\right)$	$\Phi$
Residual shear strength	$\tau_r = \sigma_n \tan \Phi_r$	$\Phi_r$
Shear stiffness	$K_s = \frac{d\tau}{dD_s}$	$K_s$
Normal stiffness	$K_n = \frac{\sigma_n}{D_n}$	$K_n$

表 6.3 弱面參數

Parameters	Wet
葉理張力強度 $T_0$ (kPa)	131.9
NFFC 之常數項 $\alpha$	0.023
NFFC 之指數項 $\beta$	0.84
葉理摩擦角 $\Phi$ (°)	$\Phi = \tan^{-1} \left\{ [\alpha T_0 (\sigma + T_0)]^\beta \times \frac{\beta}{\sigma + T_0} \right\}$
剪力勁度 $K_s$ (kPa/m)	$K_s = 255.54\sigma_n + 246631$
正向勁度 $K_n$ (kPa/m)	$K_n = 3K_s$
殘餘摩擦角 $\Phi_r$ (°)	19.1



表 6.4 台灣岩石基本工程特性之範圍(鄭富書等人，1994)

岩種		模數比( $E/\sigma_c$ )		強度比		柏松比	破壞應變(%)		單位重( $t/m^3$ )	
沉積岩	砂岩	246±307(307)	243±299	-		0.29±0.10(309)	1.22±1.26(509)	1.28±1.28	2.54±0.2(1099)	2.53±0.19
	頁岩	262±270(32)		-	-		1.21±0.18(77)		2.56±0.04(162)	
	泥岩	155±96(32)		-			2.28±1.66(34)		2.44±0.11(132)	
	粉岩	-		-	-		3.4±0.71(2)		2.11±0.04(2)	
火山岩	安山、花崗岩	431±109(7)	407±122	-		0.21±0.04(8)	1.03±0.12(3)	0.7±0.46	2.66±0.08(67)	2.65±0.09
	凝灰岩	237(1)		-	-		0.65±0.50(11)		2.56±0.14(12)	
	玄武岩	-		-			0.30(1)		2.73(1)	
變質岩	板岩	797±781(12)	929±2725	-		0.22±0.10(93)	0.93±0.62(29)	0.78±0.51	2.72±0.04(41)	2.69±0.08
	石英岩	201±50(17)		-	-		0.61±0.19(25)		2.59±0.06(52)	
	岩種不明	1328±2622(64)		-			0.78±0.52(117)		2.73±0.049(197)	



### 6.1.3 塊體、弱面組成律設定

本研究在模擬初始階段以彈性矩形塊體(設定 zone model elastic)自重平衡，完成自重平衡後對矩形塊體進行開挖以模擬邊坡之幾何形狀，如圖 6.5 所示，並且改變塊體破壞模式：塊體(zone)之破壞模式改以 Mohr-Coulomb 破壞準則，因其運算上最有效率且被廣泛用於大部分材料的分析，相較之下其他模式需要較長的執行時間或較大的記憶體空間；弱面(節理)採用面接觸行為之庫倫滑動模式，因此模式適用於弱面為面接觸並緊密結合時，本研究認為可藉由此模式模擬葉理之行為。

### 6.1.4 模型尺寸設定

本案例位址之邊坡出露高度可由現地量測或調查現今等高線圖求得，但回顧以往文獻可以發現田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處河床堆積活動發展盛行，如圖 6.3 所示，2005 年鳥瞰圖中的田古爾橋，在 2012 年 8 月蘇拉颱風侵台期間遭山洪沖毀，在橋毀壞前曾紀錄當時土石淤積最高曾僅距橋下 30 公分，大量的土石堆積意味著本案例位址之邊坡大部分被埋於地表之下。為了解原始邊坡之高度，本研究進行一系列坡高分析，如 6.1.6 節所示。而在比較數值模擬結果後，本研究認為坡高 24.4 公尺較為符合該處邊坡之行為，故取坡高 24.4 公尺進行後續分析，坡角為  $80^\circ$ 。並設定一組節理作為葉理(foliation)，傾角由水平面逆時針數為  $75^\circ$ ，現實情況葉理為密集排列存在於岩石之中，但礙於電腦之運算效能，建置模型時將此簡化葉理間距為 0.5 公尺，而為了進一步節省電腦計算資源，在遠離坡面處設置較稀疏之節理，令次要間距為 1 公尺。且設定另一組節理作為走向節理(strike joint)，真實情況走向節理為不連續且各節理間距不相等，本研究建立之簡化模型則統一設定走向節理間距為 5 公尺，傾角由水平面逆時針數為  $-15^\circ$ 。邊界條件中，設定左右兩側為輓支承(roller，僅垂直向可移動)，底部為鉸接(hinge，左右上下皆無法移動)，詳細模型尺寸設定如圖 6.4 及圖 6.5 所示。

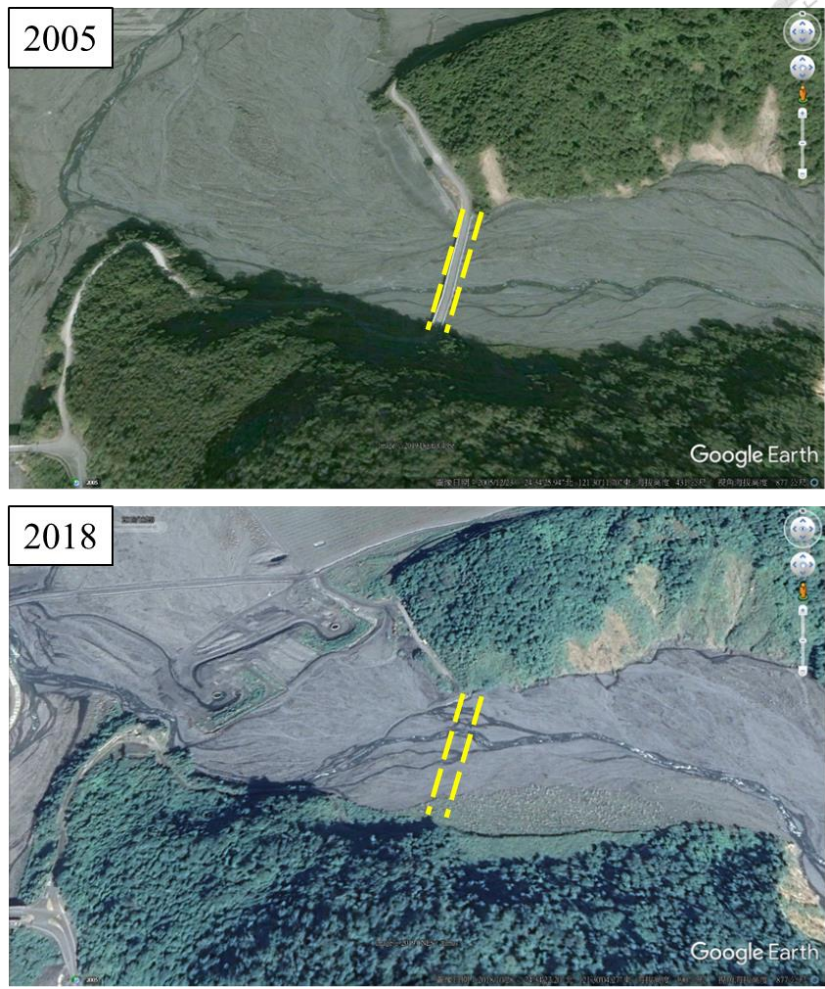


圖 6.3 田古爾溪下游與蘭陽溪匯流口處鳥瞰圖(Google Earth)

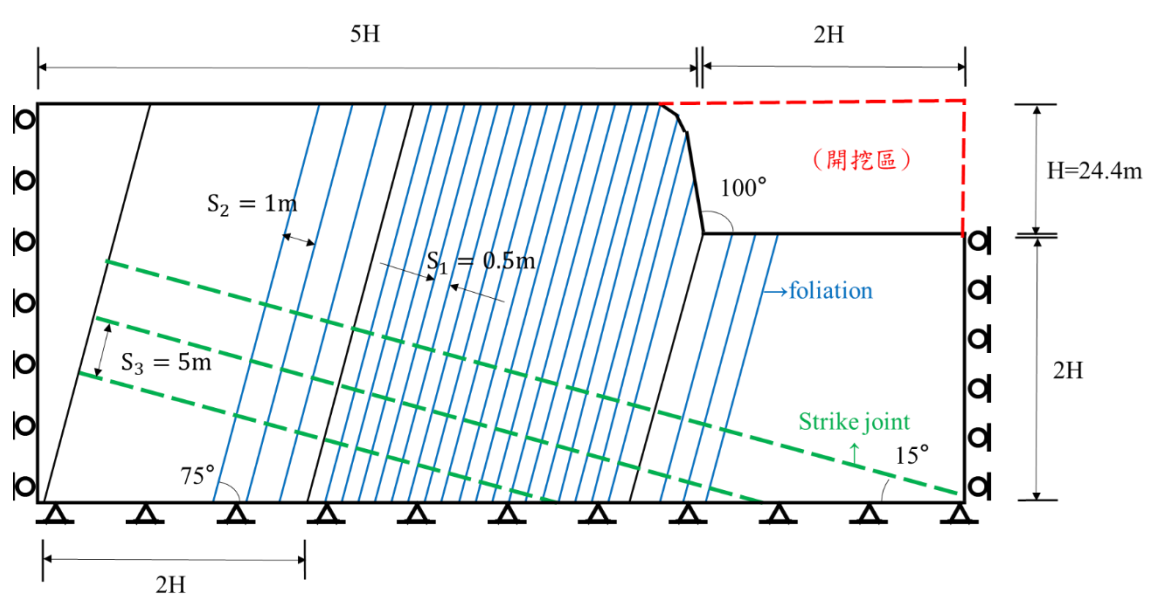


圖 6.4 模型尺寸示意圖



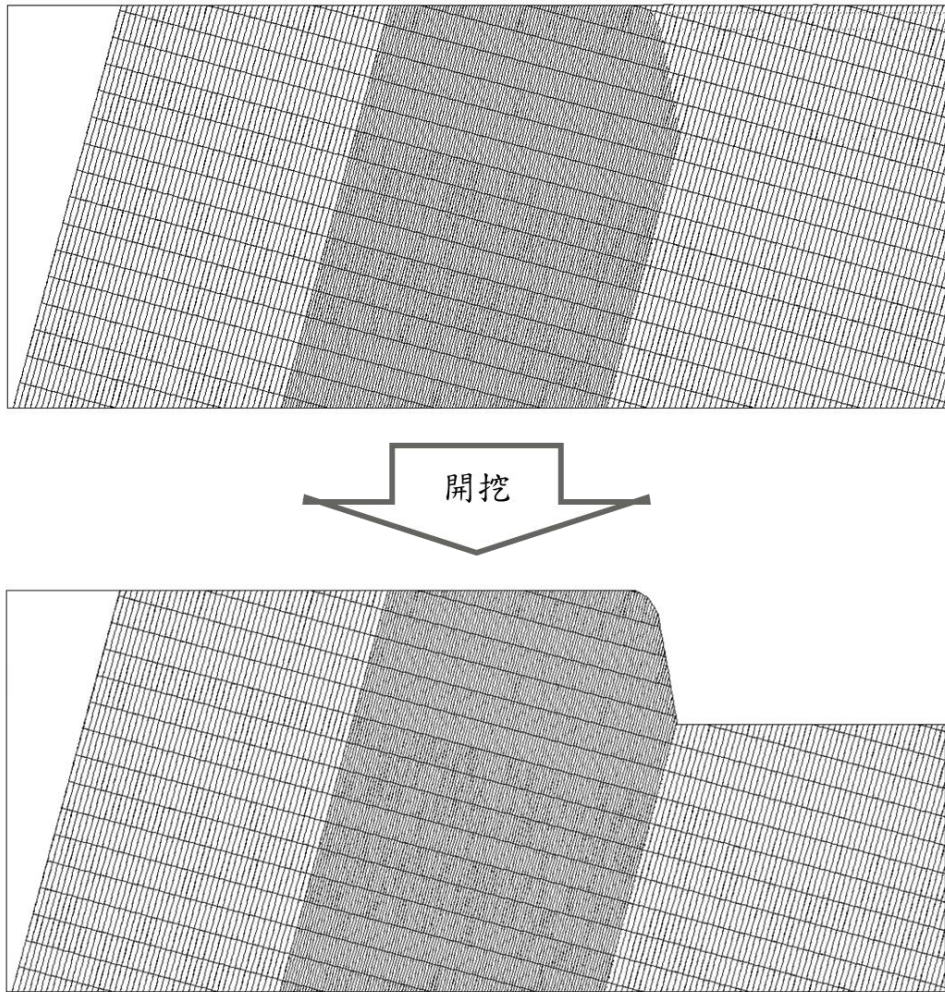
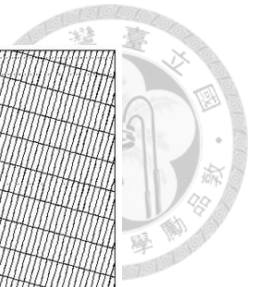


圖 6.5 實際模型尺寸截圖

### 6.1.5 實際模擬流程

本研究以二維軟體 UDEC 進行模擬分析，採用平面應變模式，先以矩形塊體自重平衡後利用開挖的方式形成邊坡以模擬現地案例之傾倒行為，實際步驟如下或參考圖 6.6：

- (1) 建構現地邊坡模型。
- (2) 設定塊體與弱面材料參數、邊界條件、外力因子。
- (3) 矩形塊體自重平衡並檢視穩定情況。
- (4) 開挖(移除塊體)形成邊坡
- (5) 改變塊體與弱面破壞模式進行邊坡自重平衡，並導入依照非線性葉理破壞準則設計之 Fish 指令設定每 10000 步便按照弱面當時承受之正向應力



更改其弱面摩擦角、剪力勁度及正向勁度。

- (6) 模擬結果與現地案例比較。
- (7) 探討破壞型態與開裂情況。

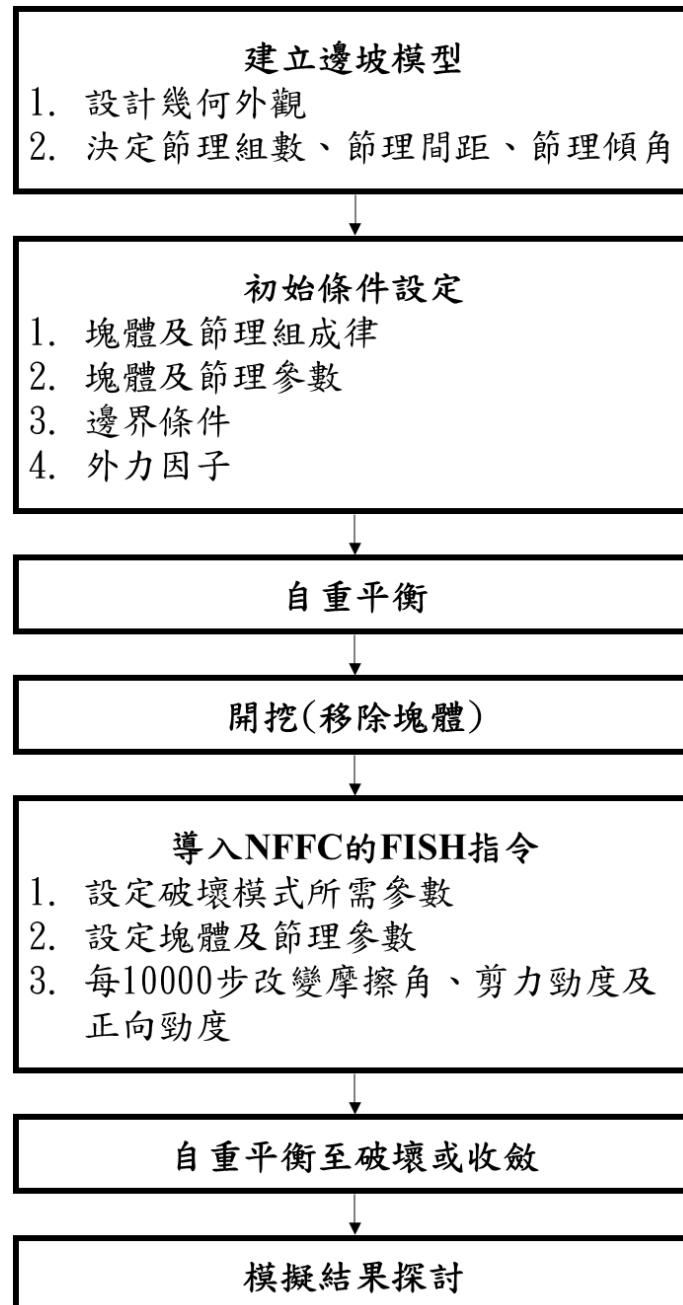


圖 6.6 分析流程



### 6.1.6 坡高分析

如 6.1.4 節所述，案例之現地邊坡其坡高未知，故本研究將坡高作為變數代入模型中進行比較，由模擬之結果與現地調查之資料比對，進而決定後續研究所使用之坡高參數。本研究設計了坡高為 19.4m、24.4m、29.4m 之模型進行模擬，以下將針對各模型弱面剪動及開裂情況與其塊體分離情況作探討。

#### (1) 坡高為 19.4m 之模型

坡高為 19.4m 之模型運算至收斂共計 761031 步，其中 1 步之運算如圖 4.1 所示。而當弱面應力為零之狀態，可視為開裂情況，給予紅色之標示，而弱面錯動則給予綠色標示，其弱面剪動及開裂情況如圖 6.7 所示，可以觀察到坡高為 19.4m 的情況下幾乎沒有弱面開裂的情況發生，僅有靠近坡面的部分塊體產生了弱面錯動，但整體邊坡呈現穩定的狀態。而塊體分離情況如圖 6.8 所示，此圖為原始塊體變形放大四十倍後之情況，以突顯塊體分離情況，可以觀察到由於此模型沒有發展弱面張裂，塊體亦不會分離掉落。

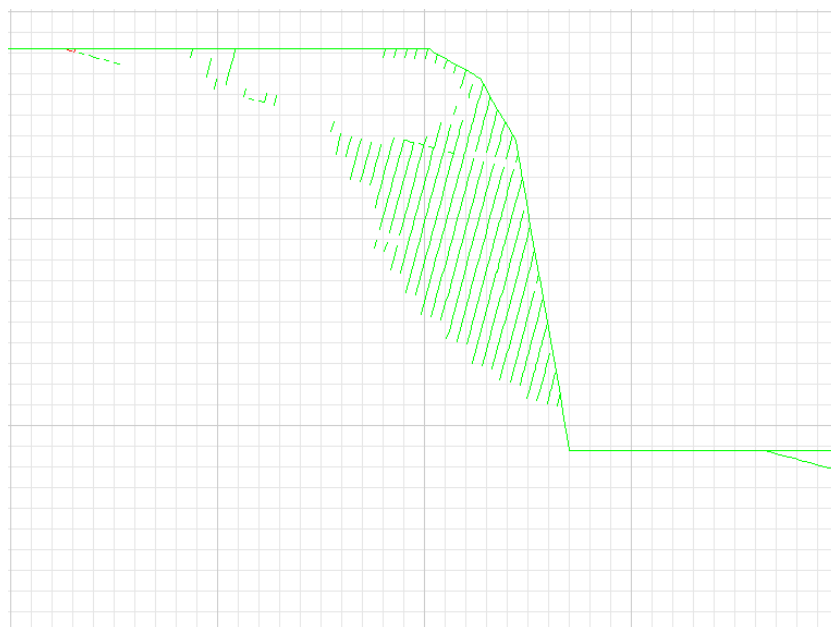


圖 6.7 弱面剪動及開裂情況(19.4m)



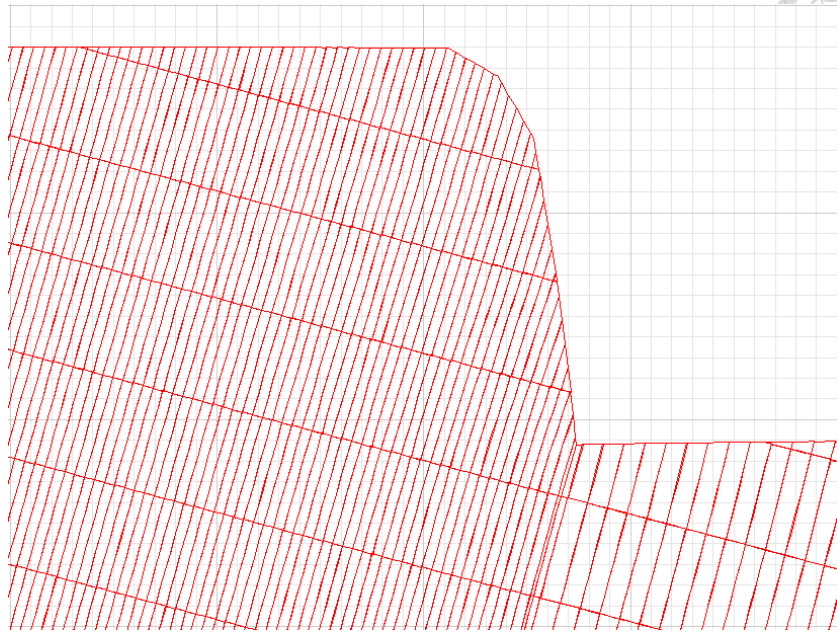
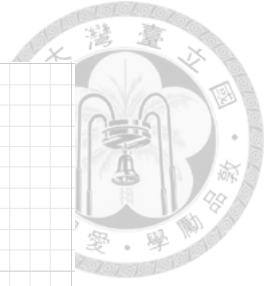


圖 6.8 塊體分離情況(19.4m)

(2) 坡高為 24.4m 之模型

坡高為 24.4m 之模型運算至收斂共計 1575481 步。同樣地設定當弱面應力為零之狀態，可視為開裂情況，給予紅色之標示，而弱面錯動則給予綠色標示，其弱面剪動及開裂情況如圖 6.9 所示，可以觀察到坡高為 24.4m 的情況下，靠近坡面的部分弱面先錯動後張裂，且弱面錯動從坡趾處往坡頂發展。而其塊體分離情況，如圖 6.10 所示，此圖為原始塊體變形放大四十倍後之情況，以突顯塊體分離情況。藉由對比圖 6.9 及圖 6.10 可以觀察到弱面張裂情況與塊體分離的位置一致，而開裂面前方的塊體呈現傾倒，後方的塊體雖有變形但尚未發生破壞。

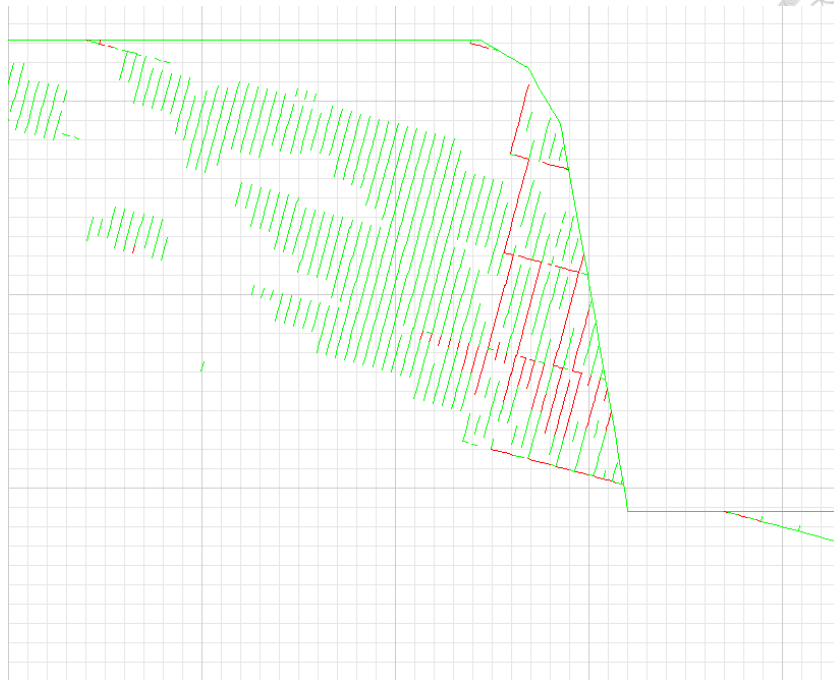


圖 6.9 弱面剪動及開裂情況(24.4m)

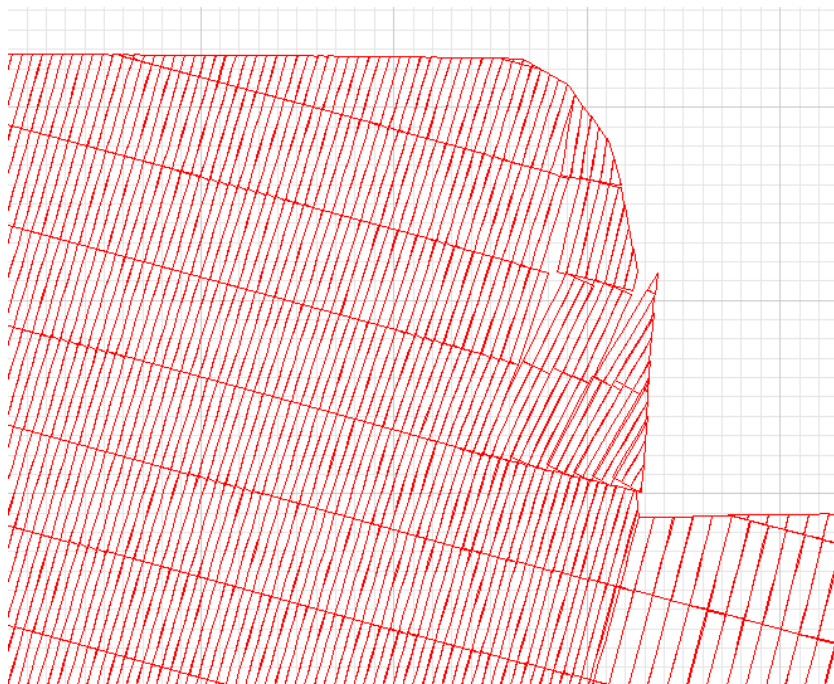


圖 6.10 塊體分離情況(24.4m)



### (3) 坡高為 29.4m 之模型

坡高為 29.4m 之模型運算至 200 萬步仍不收敛，且根據其弱面剪動及開裂情況與塊體分離情況可以判斷此邊坡整體呈現失穩的狀態，以下將進行說明。

同樣地設定當弱面應力為零之狀態，可視為開裂情況，給予紅色之標示，而弱面錯動則給予綠色標示，其弱面剪動及開裂情況如圖 6.11 所示，可以觀察到坡高為 29.4m 的情況下，邊坡產生了明顯的弱面錯動及弱面開裂的情況，從坡趾逐漸往坡頂發展。而其塊體分離情況，如圖 6.12 所示，此圖為原始塊體變形放大十五倍後之情況，以突顯塊體分離情況。藉由對比圖 6.11 圖 6.9 及圖 6.12 可以觀察到弱面張裂情況與塊體分離的位置一致，且有大量的塊體變形與傾倒。

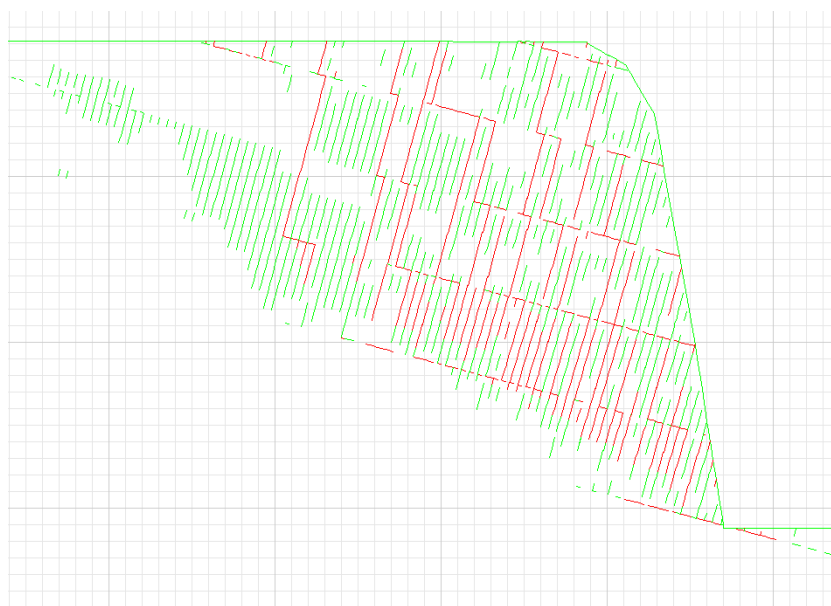


圖 6.11 弱面剪動及開裂情況(29.4m)

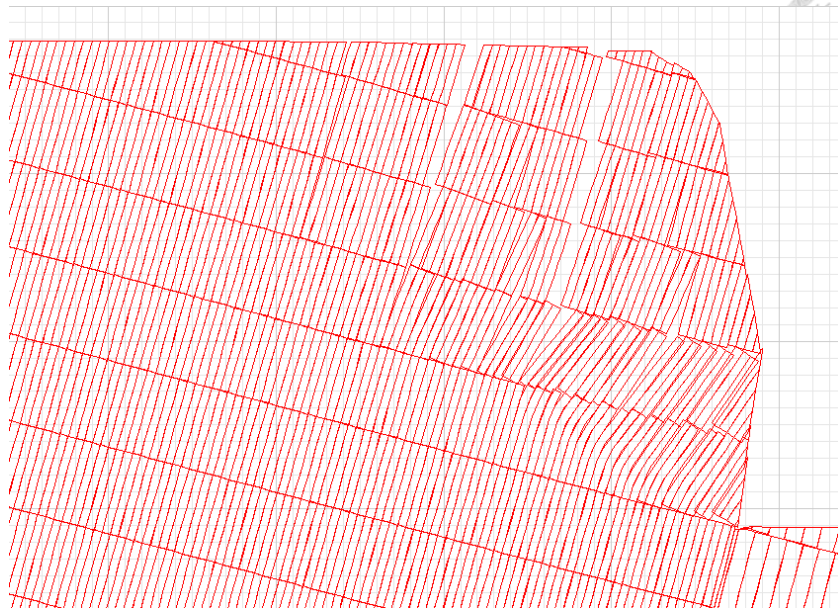


圖 6.12 塊體分離情況(29.4m)

#### (4) 坡高分析結論

記錄上述三組不同坡高之模擬結果，其邊坡破壞行為模式如表 6.5 所示。而根據本案例之現地邊坡照片(圖 6.2)可觀察邊坡破壞行為，現地邊坡靠近坡面之岩柱有明顯的撓曲變形，且有部分岩塊已掉落，如圖 6.13 所示，則將現地情況對比上述三組坡高之模擬結果，可以發現相較於坡高為 19.4m 及坡高為 29.4m 的破壞行為，本研究認為坡高 24.4 公尺較為符合現地邊坡之破壞行為，故取坡高 24.4 公尺進行後續分析(6.1.7 節)。

表 6.5 邊坡模型破壞行為模式

編號	坡高	破壞行為
第一組	19.4m	無開裂面產生之穩定狀態
第二組	24.4m	開裂面前方的塊體呈現傾倒，後方的塊體雖有變形但尚未發生破壞
第三組	29.4m	整體邊坡呈現失穩狀態



圖 6.13 現地邊坡局部放大圖

### 6.1.7 模擬結果

考量連日大雨或者地下水位面高之情況，板岩遇水弱化後將導致邊坡破壞，分析時採用溼式狀態之破壞包絡線。另外在此章節尚不考慮孔隙水壓造成之影響，單純從實驗因水弱化結果來比較破壞型態。探討項目包含塊體分離情況、弱面剪動及開裂情況(joint shear and joint open)、位移(displacement)、正向應力分布(normal stress)、剪應力分布(shear stress)、摩擦角分布(joint friction)與剪力勁度分布(shear stiffness)，以下將各別介紹：

#### (1) 塊體分離情況

依照現地邊坡尺寸設計之簡化模型在導入 NFFC 的 FISH 指令後運算至收斂，而其邊坡破壞如圖 6.14 所示，此圖為原始塊體變形放大四十倍後之情況，以突顯塊體分離情況，並對照現地邊坡之照片(圖 6.2)可以發現模擬結果之破壞行為與現地觀察到的破壞行為相似，如圖 6.15 所示，可以發現現地邊坡雖有傾倒破壞的特徵但整體邊坡仍呈現穩定，為局部破壞，而主要塊體傾倒的發生位置位於靠近坡面處，為開裂面前方之塊體，開裂面後方的岩柱雖有變形但尚未產生破壞。



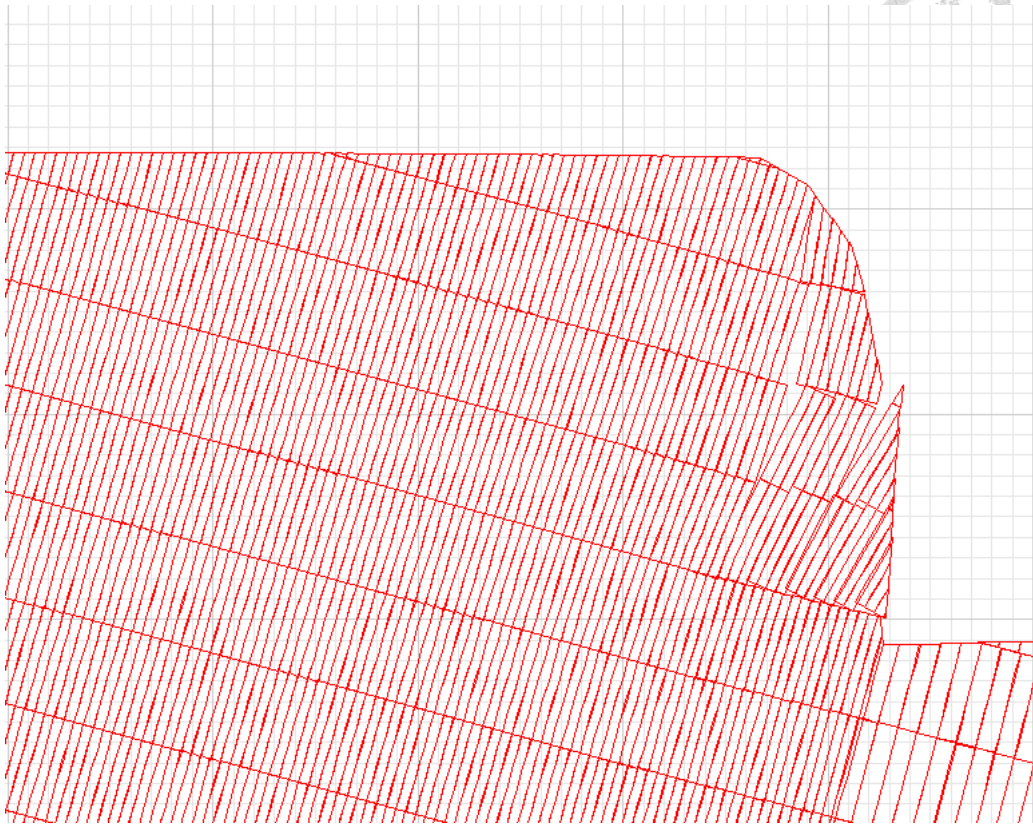


圖 6.14 塊體分離情況

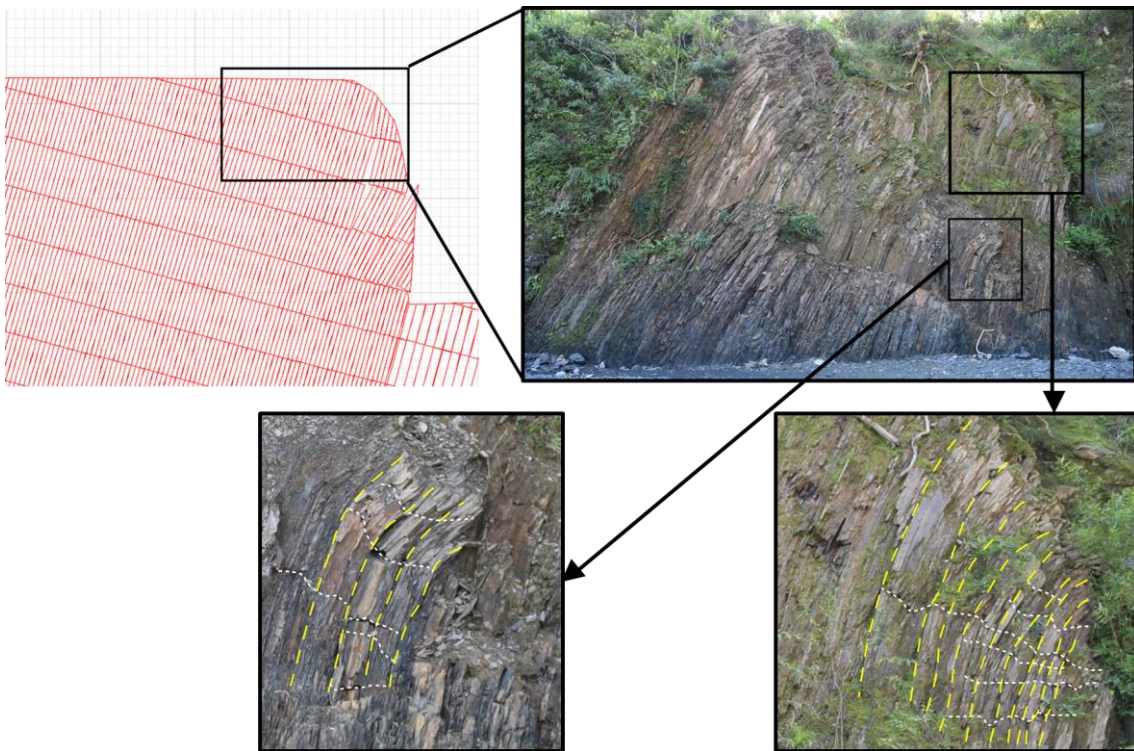


圖 6.15 模擬結果與現地對照圖

## (2) 弱面剪動及開裂情況

模型運算至收斂共計 157 萬步，而當弱面應力為零之狀態，可視為開裂情況，給予紅色之標示，而弱面錯動則給予綠色標示。圖 6.18 為邊坡最終狀態之葉理張裂剪動情況，對照圖 6.14 可以觀察到弱面張裂情況與塊體分離的位置一致，而開裂面前方的塊體呈現傾倒，後方的塊體雖有變形但尚未發生破壞。圖 6.16 為總步數 40 萬步之葉理張裂剪動情況及圖 6.17 為總步數 80 萬步之葉理張裂剪動情況，可以發現邊坡傾倒破壞的破壞面係由坡趾處所開始發展，而待運算至 80 萬步破壞面發展已逐漸停滯，唯層間錯動仍持續往坡頂發展，但運算至收斂後方塊體皆無產生傾倒破壞。

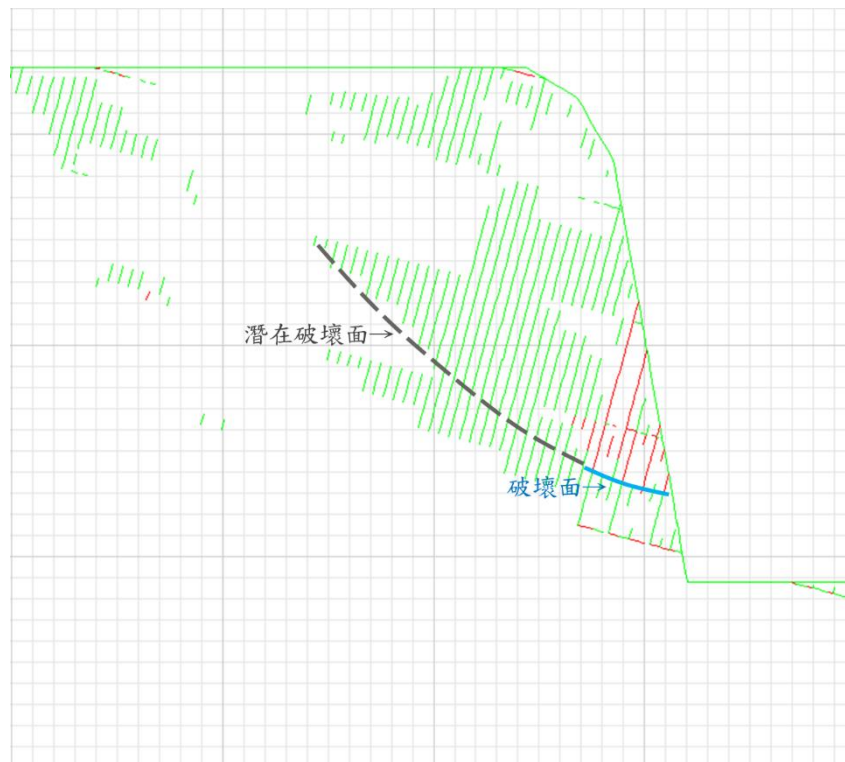


圖 6.16 總步數四十萬步之弱面剪動開張情況

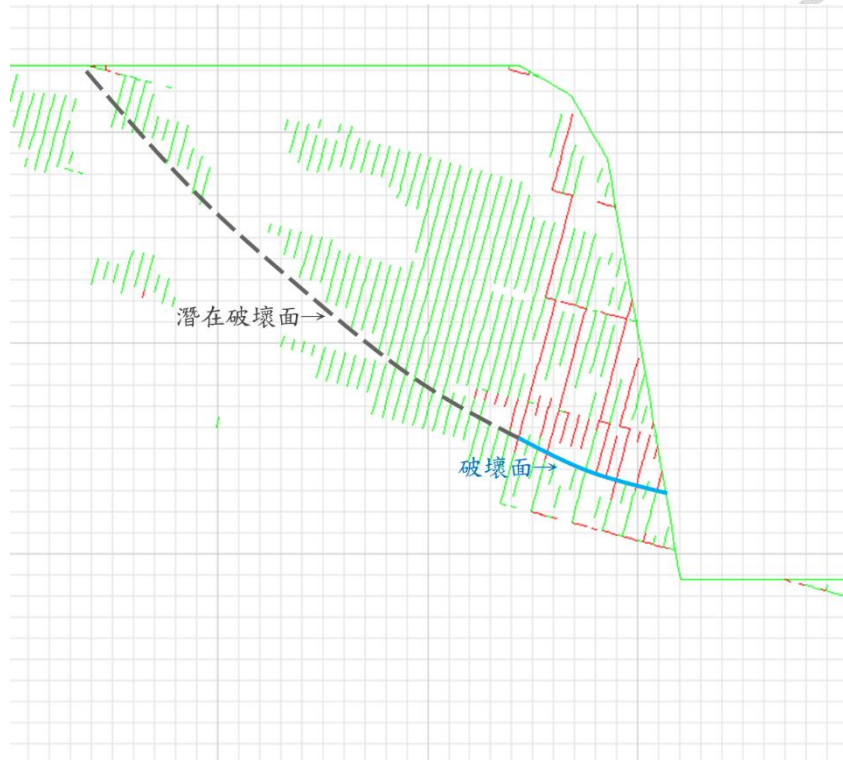


圖 6.17 總步數八十萬步之弱面剪動開張情況



圖 6.18 最終弱面剪動開張情況





### (3) 位移

一般對於逆向坡傾倒破壞的認知為坡頂的水平位移量相對於坡趾處的水平位移量要來的大，此結論與本研究之模擬結果不符，如圖 6.19 所示，其原因可藉由在邊坡模型上設置測量點觀測其水平位移以作探討，測量點配置情況如圖 6.20 所示，靠近坡頂處設置兩點，但位置為一前一後，而在坡腹處設置一點。而從邊坡開挖至運算收斂之水平位移如圖 6.21 所示，可以將其分為三個階段，在尚未有塊體產生破壞的 A 階段(Stage A)，垂直高度最高的測量點 1 其水平位移最大，而最低處的測量點 3 其水平位移最小，此結果與前人之研究相同。隨後坡壞面開始在坡趾處產生而進入 B 階段(Stage B)，靠近坡趾處的塊體開始產生破壞，如圖 6.16 所示，因此測量點 3 之水平位移量明顯地上升，超過了測量點 1 及測量點 2 之水平位移。接著坡頂的塊體也因前方塊體傾倒而有可位移的空間，是故靠近坡頂之葉理開裂而進入 C 階段(Stage C)，如圖 6.17 所示，而傾倒破壞根據模擬結果主要發生於坡面，是故在坡面上之測量點 2 之水平位移在 C 階段有明顯地上升，而後方的測量點 1 則不在破壞區內，故最終產生了坡腹處塊體位移量最大的情況。

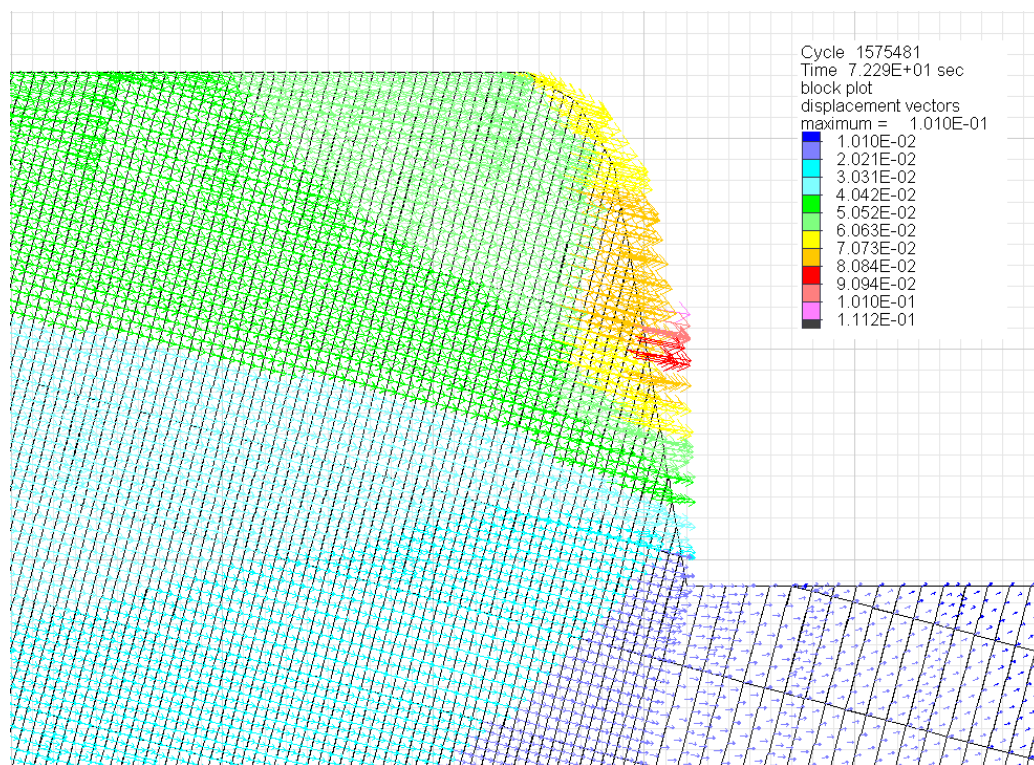


圖 6.19 邊坡達最終狀態之位移場

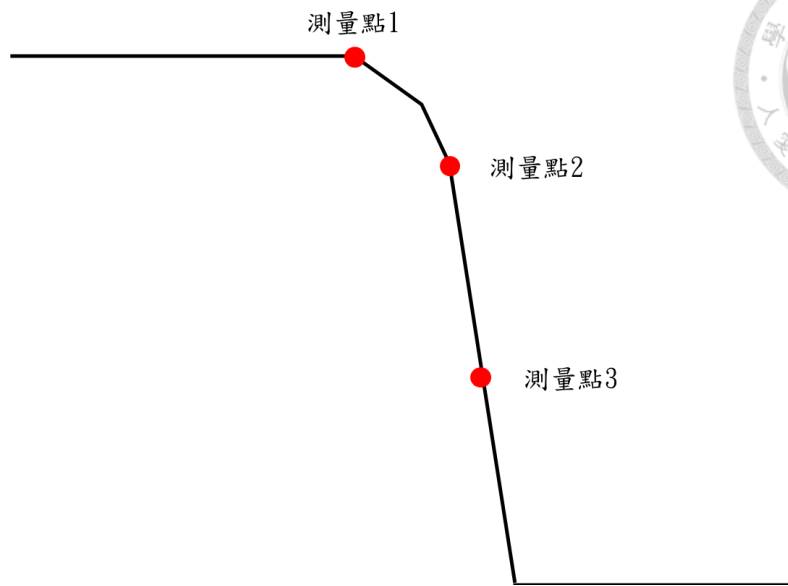


圖 6.20 測量點設置示意圖

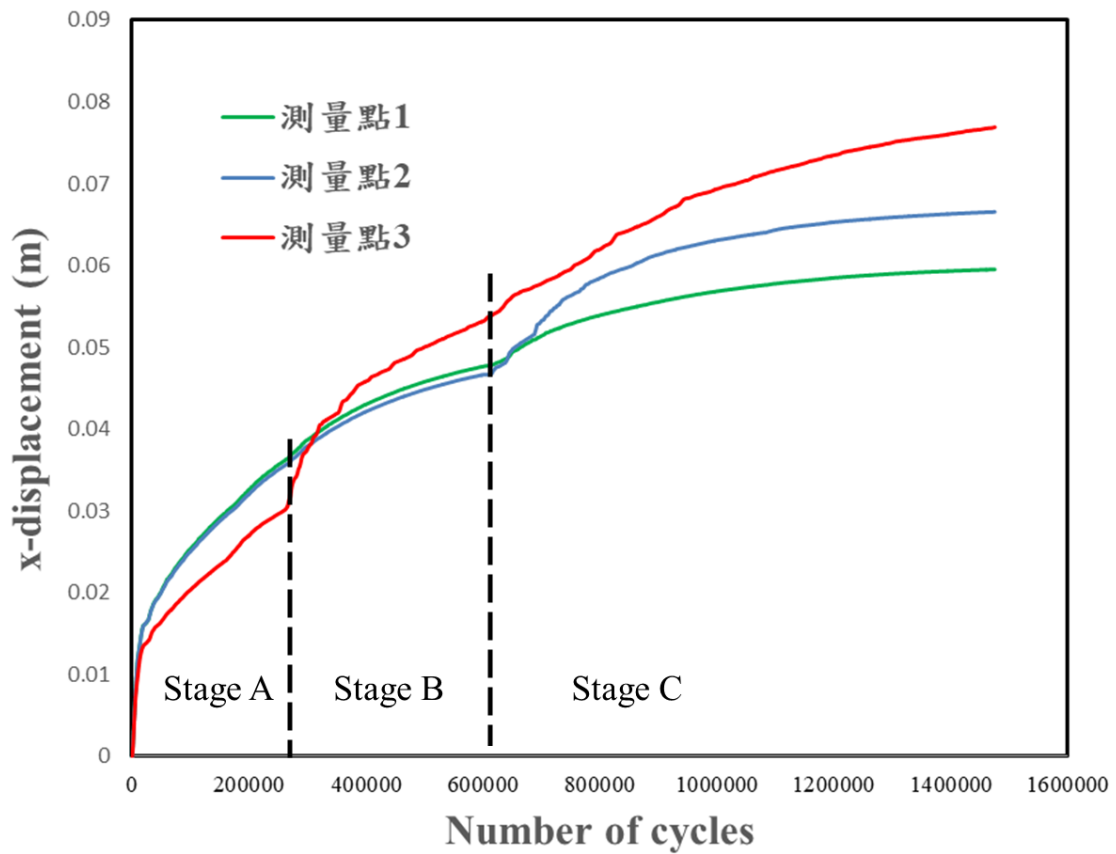


圖 6.21 測量點之水平位移



#### (4) 正向應力分布

圖 6.22 為此邊坡模型運算至最終狀態之正向應力分布圖，可以觀察到正向應力在破壞區(虛線圈處)不連續性高，且在破壞區內離坡面較深的位置也出現了深藍色標示，為低正向應力的象徵(100 至-300 kPa，以壓力方向為正)，此為該處弱面張裂且塊體分離所導致。

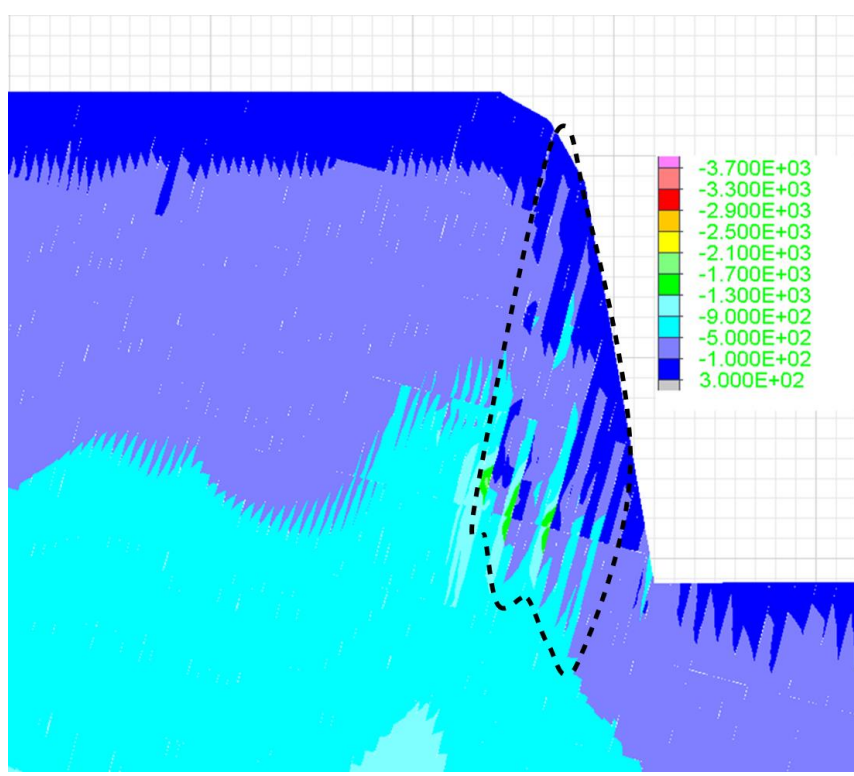


圖 6.22 正向應力分布



(5) 剪應力分布

圖 6.23 為此邊坡模型運算至最終狀態之剪應力分布圖，可以觀察到坡趾處塊體所受之剪力大於周圍塊體受之剪力，且對應圖 6.22 之正向應力分布可知坡趾處正向應力小，然而受之剪應力大，故逆向坡傾倒破壞往往由坡趾處開始發展。根據圖 6.23 亦可觀察到破壞區內岩柱間存在較高的剪應力(黃色表示，-120 至-240 kPa)，而破壞面(紅色虛線圈處)則存在最大的剪應力(深藍色表示，-480 至-600 kPa)。

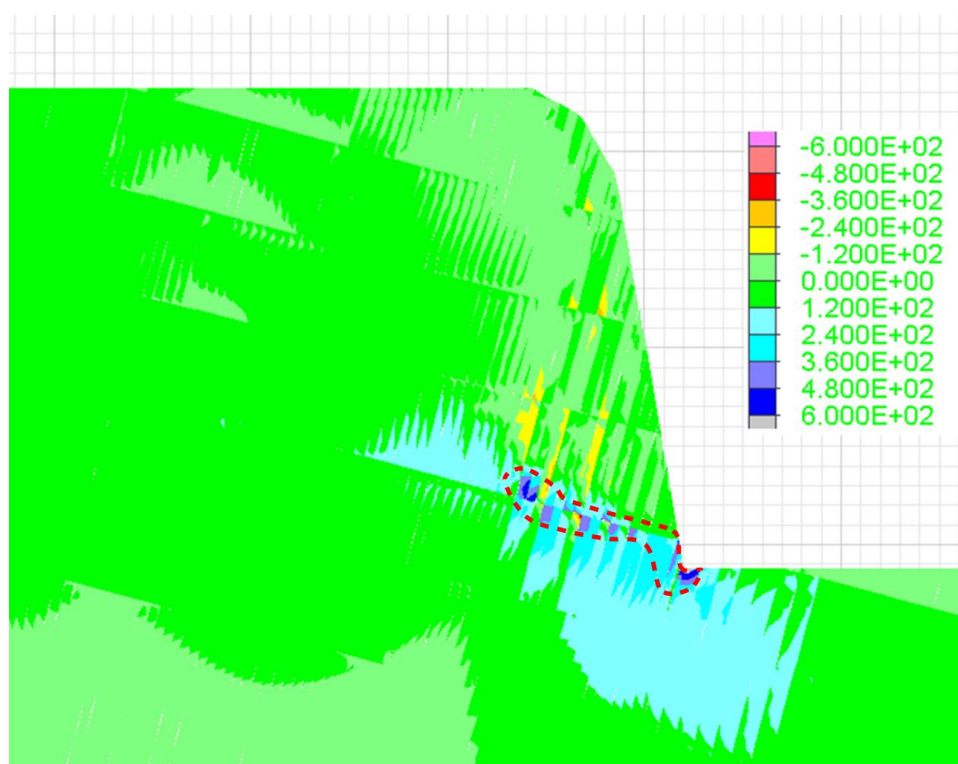


圖 6.23 剪應力分布



### (6) 摩擦角分布

因本研究建構了板岩葉理的非線性破壞準則，故其摩擦角並非定值，而是隨著正向應力而改變，在低正向應力時其摩擦角較大，而高正向應力時較小，詳細摩擦角變化可參考表 5.4。而根據模擬結果，圖 6.24 為邊坡運算至收斂的摩擦角分布圖，其中紅色部分摩擦角為  $35^\circ$  至  $40^\circ$ ；橘色部分為  $40^\circ$  至  $45^\circ$ ；黃色部分為  $45^\circ$  至  $50^\circ$ ，可以發現深度較淺靠近地表的部分，其摩擦角呈現出黃橘色，摩擦角較大，而深度較深的部分，深度越深其正向應力則越大，其摩擦角呈現紅色，摩擦角較小，故此模擬結果與預期結果相同。

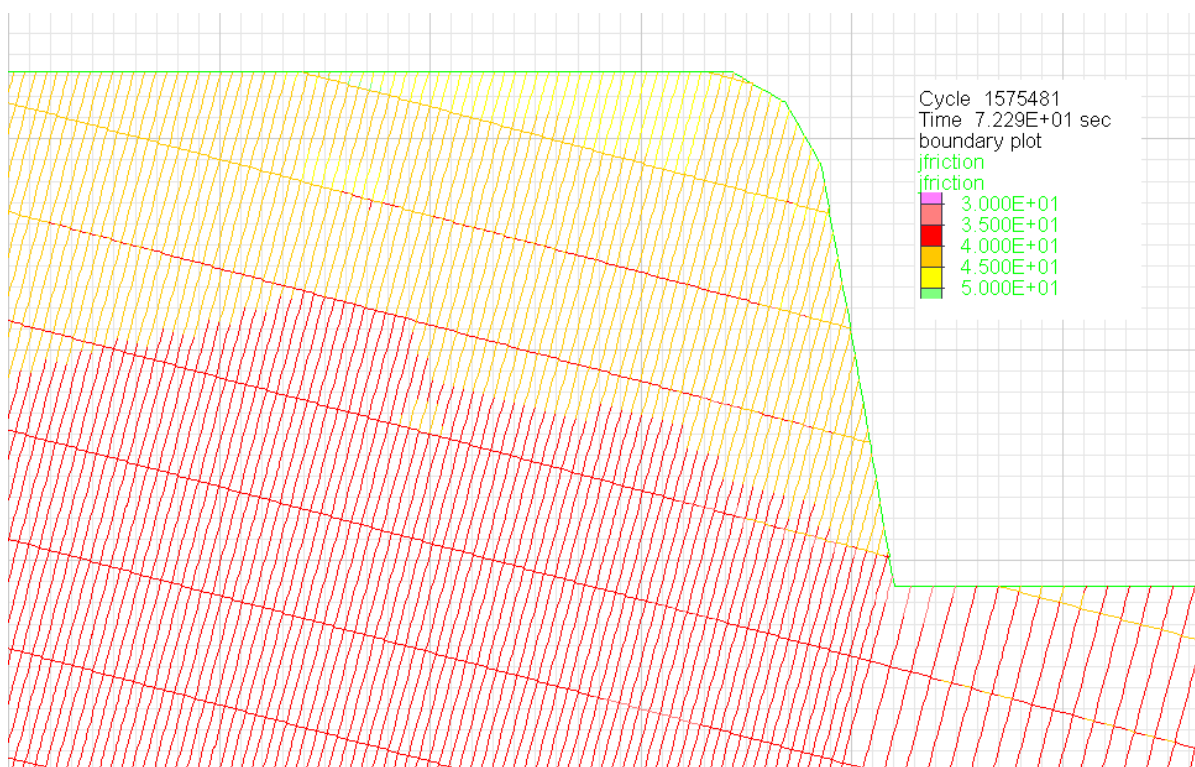


圖 6.24 最終狀態之弱面摩擦角分布





### (7) 剪力勁度分布

本研究透過岩石直剪試驗所得之變形曲線計算得到了板岩在不同正向力下的剪力勁度變化(圖 5.15)，而根據模擬結果，如圖 6.25 所示，在坡趾處剪力勁度介於 400000 至 600000kPa/m(虛線圈處，橘紅色表示)，相較於四周之剪力勁度，為 400000kPa/m 以下(粉紅色表示)，其剪力勁度較大，是因為岩柱彼此傳遞自重，其受力傳至前方坡趾處之岩柱時產生了集中的現象，導致坡趾處受力較大，而勁度亦較大。

綜合上述討論可以知道在面對逆向坡傾倒破壞這類的工程問題時將非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)加入弱面的破壞模式中對於分析邊坡的安全性亦具有代表性。

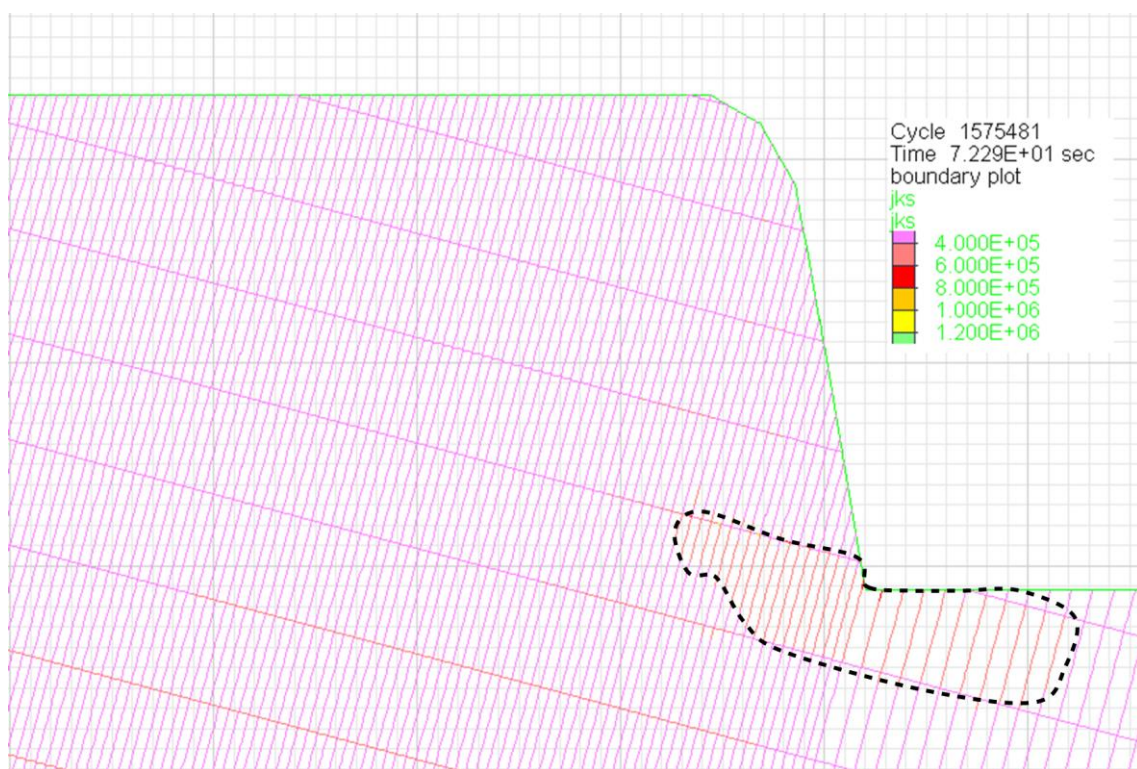


圖 6.25 最終狀態之剪力勁度分布



## 6.2 不同破壞準則之模擬結果比較

在此章節利用假想的邊坡模型，並在分析弱面時採用不同的破壞模式，分別以非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)與莫爾庫倫破壞理論(Mohr-Coulomb failure criteria, MC)進行分析，觀察其數值分析結果並探討兩者在傾倒破壞行為與葉理張裂情況之差異，以下是此章節說明：

### 6.2.1 基本設定

在此章節進行的模擬分析所需之參數與組成律等設定與前章節大致相同，以下說明設定上與前章節不同之處：

#### (1) 模型尺寸

在此章節所使用之邊坡模型其坡高提升至 50 公尺，以觀察完整傾倒破壞之破壞面發展過程，如圖 6.26 所示。

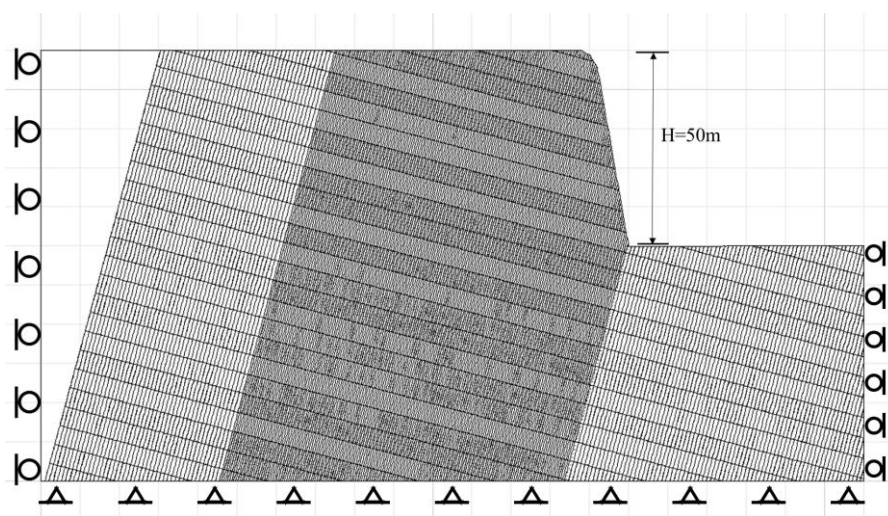


圖 6.26 坡高 50 公尺之邊坡模型

#### (2) 破壞準則

在此章節採用對同一個邊坡模型採用不同的破壞理論來分析邊坡中弱面(joint)的力學行為以探討其在傾倒破壞行為與葉理張裂情況之差異，分別為非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)與莫爾庫倫破壞理論(Mohr-

Coulomb failure criteria, MC), 而其破壞包絡線分別如圖 6.27 所示, 參數則如表 6.6 及表 6.7 所示, 岩石(Zone)則同前章節採用莫爾庫倫破壞理論。

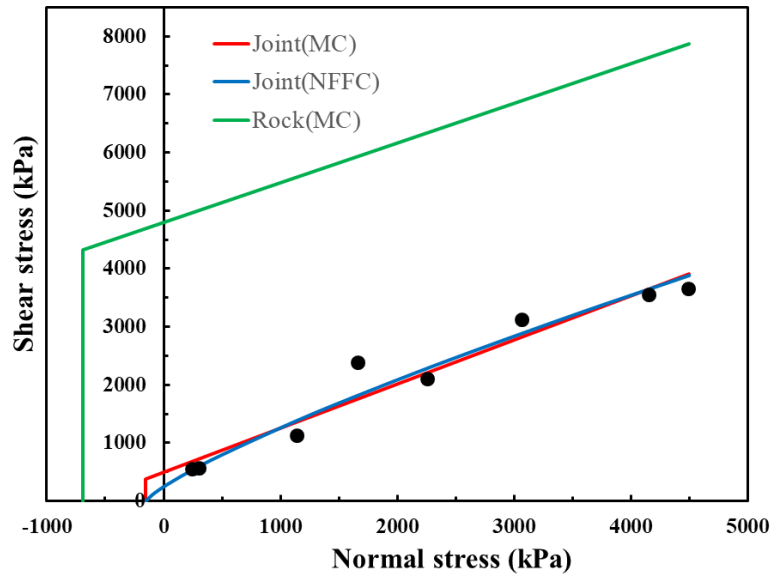


圖 6.27 岩體(zone)與弱面(joint)之破壞包絡線

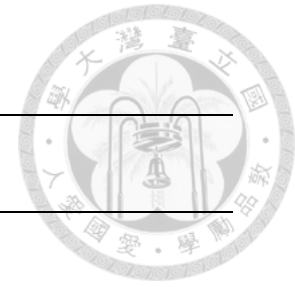
表 6.6 弱面參數(使用非線性葉理破壞準則)

Parameters	NFFC
葉理張力強度 $T_0$ (kPa)	151.4
NFFC 之常數項 $\alpha$	0.04
NFFC 之指數項 $\beta$	0.81
葉理摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	$\Phi = \tan^{-1} \left\{ [\alpha T_0 (\sigma + T_0)]^\beta \times \frac{\beta}{\sigma + T_0} \right\}$
剪力勁度 $K_s$ (kPa/m)	$K_s = 211.96\sigma_n + 625912$
正向勁度 $K_n$ (kPa/m)	$K_n = 3K_s$
殘餘摩擦角 $\Phi_r$ ( $^\circ$ )	31.2



表 6.7 弱面參數(使用莫爾庫倫破壞準則)

Parameters	MC
葉理張力強度 $T_0$ (kPa)	151.4
凝聚力 $c_j$ (kPa)	500.0
葉理摩擦角 $\Phi$ ( $^\circ$ )	37.2
剪力勁度 $K_s$ (kPa/m)	$K_s = 211.96\sigma_n + 625912$
正向勁度 $K_n$ (kPa/m)	$K_n = 3K_s$
殘餘摩擦角 $\Phi_r$ ( $^\circ$ )	31.2



### 6.2.2 模擬結果比較

模擬過程分別在運算至 50 萬步、100 萬步、150 萬步、200 萬步時紀錄結果，以觀察使用不同破壞準則之邊坡模型的變化，其中探討項目包含塊體分離情況、弱面剪動及開裂情況(joint shear and joint open)、位移(displacement)與應力路徑(stress path)，以下將各別介紹兩個破壞準則間的差異：

#### (1) 塊體分離情況

將原始塊體變形放大二十倍以突顯塊體分離情況，且將破壞點給予紫色圈記號以標記破壞面位置，由圖 6.28 可以觀察到當運算至 50 萬步時，兩個邊坡的塊體皆無明顯的變形，但使用 NFFC 的邊坡模型已在坡趾處開始發展破壞面，而使用 MC 的邊坡模型則無。圖 6.29 為運算至 100 萬步時之結果，可以觀察到使用 NFFC 的邊坡模型其破壞面持續發展，而使用 MC 的邊坡模型亦在坡趾處產生些許的破壞。圖 6.30 為運算至 150 萬步時之結果，觀察到使用 NFFC 的邊坡模型其破壞面持續往坡頂發展，且有部分塊體有明顯的分離而傾倒破壞，相較之下使用 MC 的邊坡模型其坡趾處的破壞點並無繼續發展成為破壞面。當使用 NFFC 的邊坡模



型運算至 200 萬步時，其破壞面仍在持續發展，整體邊坡呈現失穩的狀態，而使用 MC 的邊坡模型在運算至約 158 萬步時達到收斂條件而停止了分析，整體邊坡呈現穩定狀態，如圖 6.31 所示。

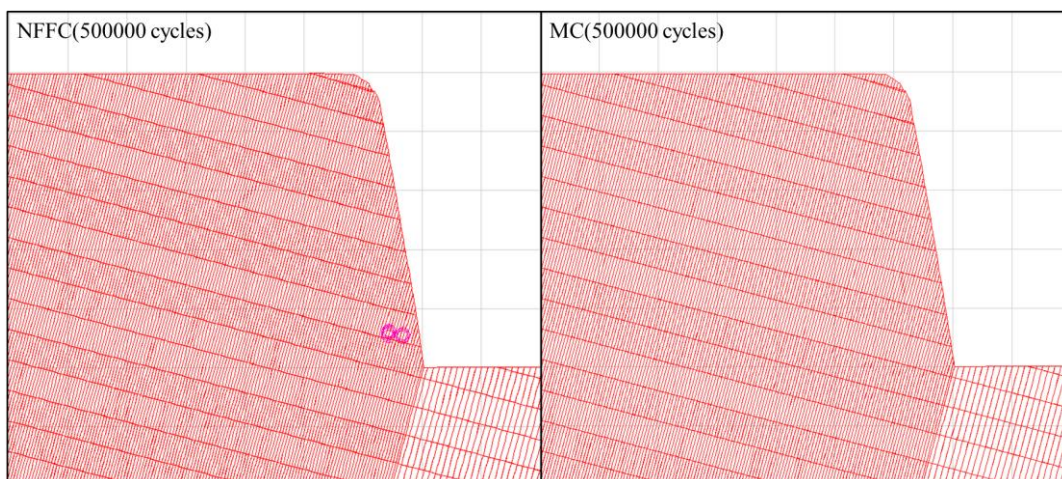


圖 6.28 運算至 50 萬步之塊體分離情況

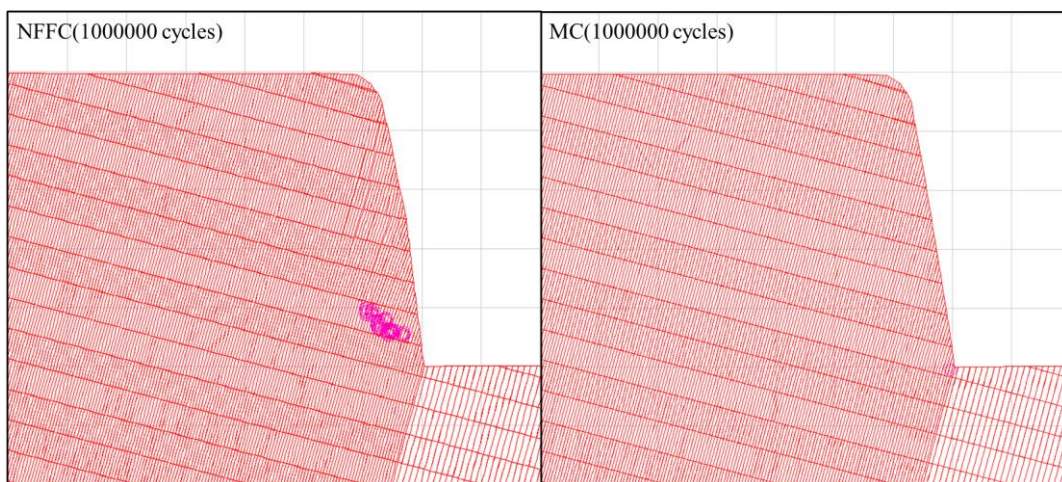


圖 6.29 運算至 100 萬步之塊體分離情況



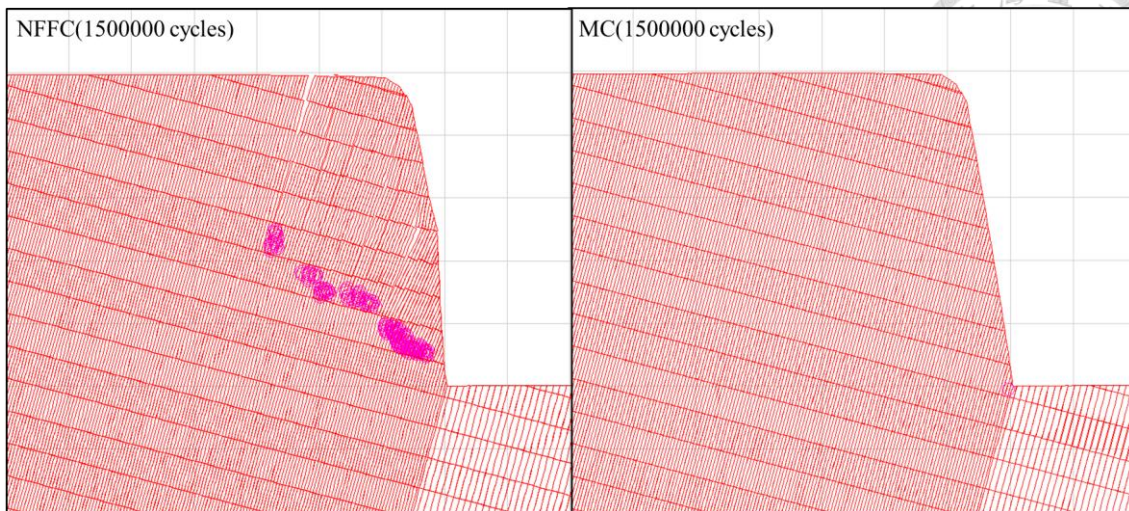


圖 6.30 運算至 150 萬步之塊體分離情況

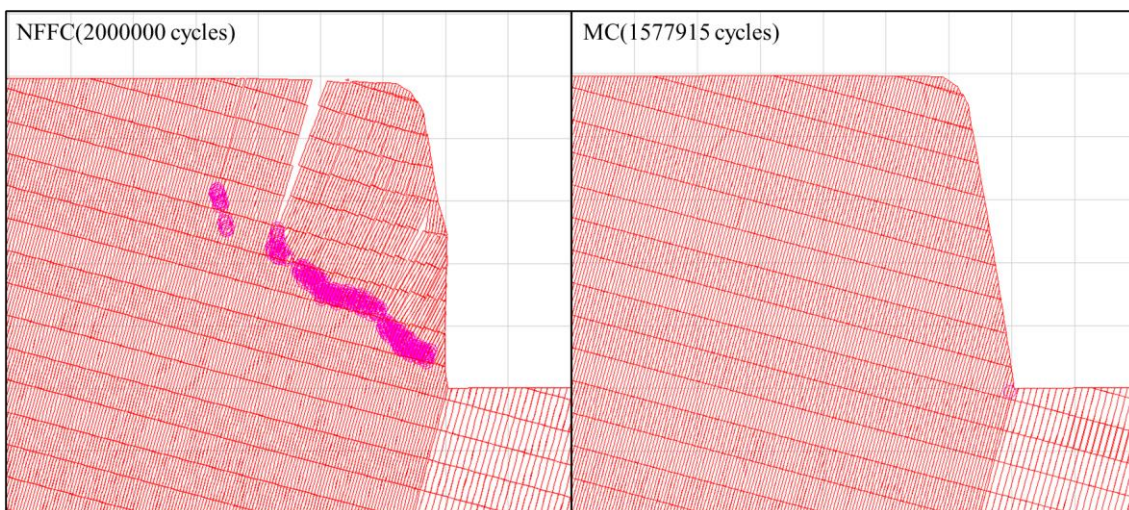


圖 6.31 NFFC 模型運算至 200 萬步之塊體分離情況及 MC 模型最終塊體分離情況

## (2) 弱面剪動及開裂情況

同前面章節，將弱面開裂給予紅色之標示，而弱面錯動則給予綠色標示。藉由圖 6.32 至圖 6.35 可以觀察到使用 NFFC 之邊坡模型隨著運算步數增加其弱面錯動及弱面開裂亦不斷從坡趾往坡頂發展且弱面張裂情況與塊體分離的位置一致，整體邊坡趨於失穩狀態；相較之下使用 MC 之邊坡模型可以觀察到其雖有弱面錯動產生但並發展明顯的弱面張裂，無法達到傾倒破壞之條件，整體邊坡趨於穩定且運算在步數約 158 萬步時收斂。

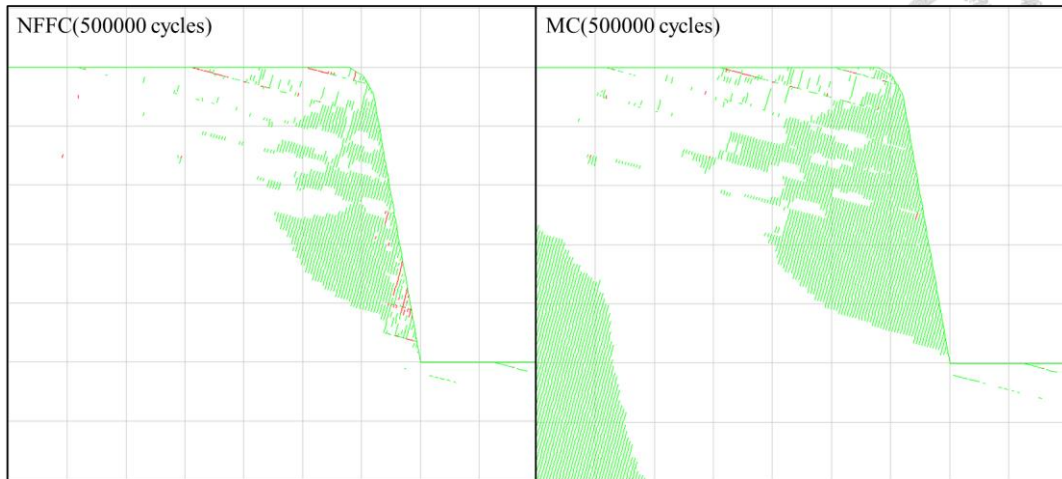


圖 6.32 運算至 50 萬步之弱面剪動及開裂情況

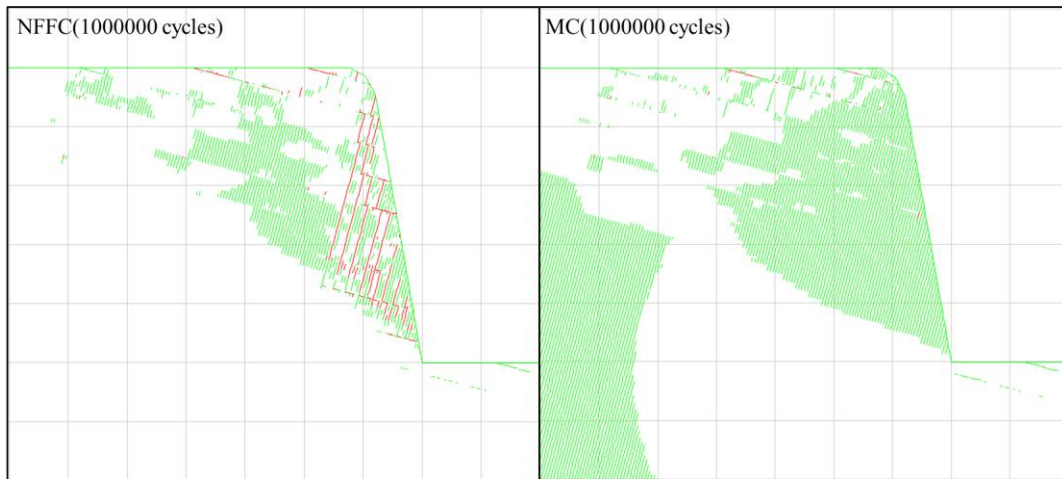


圖 6.33 運算至 100 萬步之弱面剪動及開裂情況

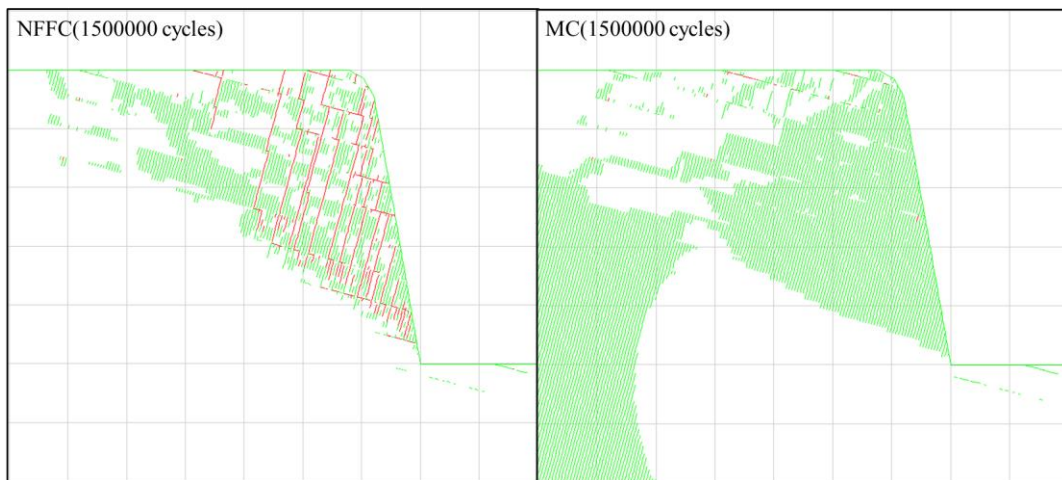


圖 6.34 運算至 150 萬步之弱面剪動及開裂情況



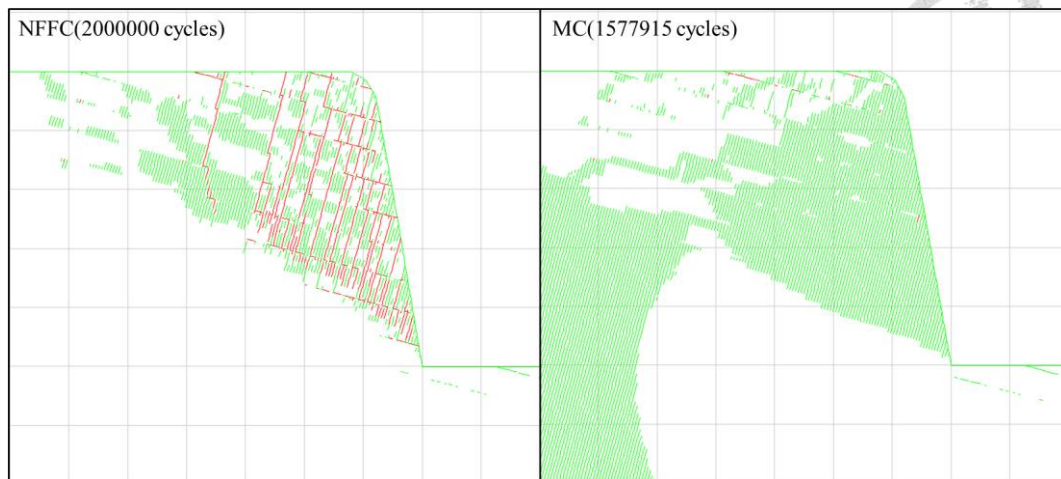


圖 6.35 NFFC 模型運算至 200 萬步及 MC 模型最終狀態之弱面剪動及開裂情況

### (3) 位移

使用 NFFC 之邊坡模型運算至 200 萬步時之位移場如圖 6.36 所示，而使用 MC 之邊坡模型其最終狀態之位移場如圖 6.37 所示，可以觀察到由於使用 NFFC 之邊坡模型產生弱面張裂，位於張裂面前方之塊體分離且傾倒，故其位移場整體不連續，主要位移量集中於坡面處翻倒的塊體，相較之下使用 MC 之邊坡模型其位移場整體連續性高，係因邊坡並無出現弱面張裂，其應力可良好傳遞導致。

兩邊坡其位移量皆為坡頂處大於坡趾處，此為傾倒破壞之特徵，而其測量點量測之水平位移如圖 6.38 及圖 6.39 所示，測量點配置情況如圖 6.20 所示，為靠近坡頂處設置兩點，但位置為一前一後，而在坡腹處設置一點。由圖 6.38 可知使用 NFFC 之邊坡模型其水平位移持續地增加，整體邊坡呈現失穩狀態；而由圖 6.39 可知使用 MC 之邊坡模型其水平位移隨計算階數增加而成逐漸收斂，最終整體邊坡達穩定狀態。

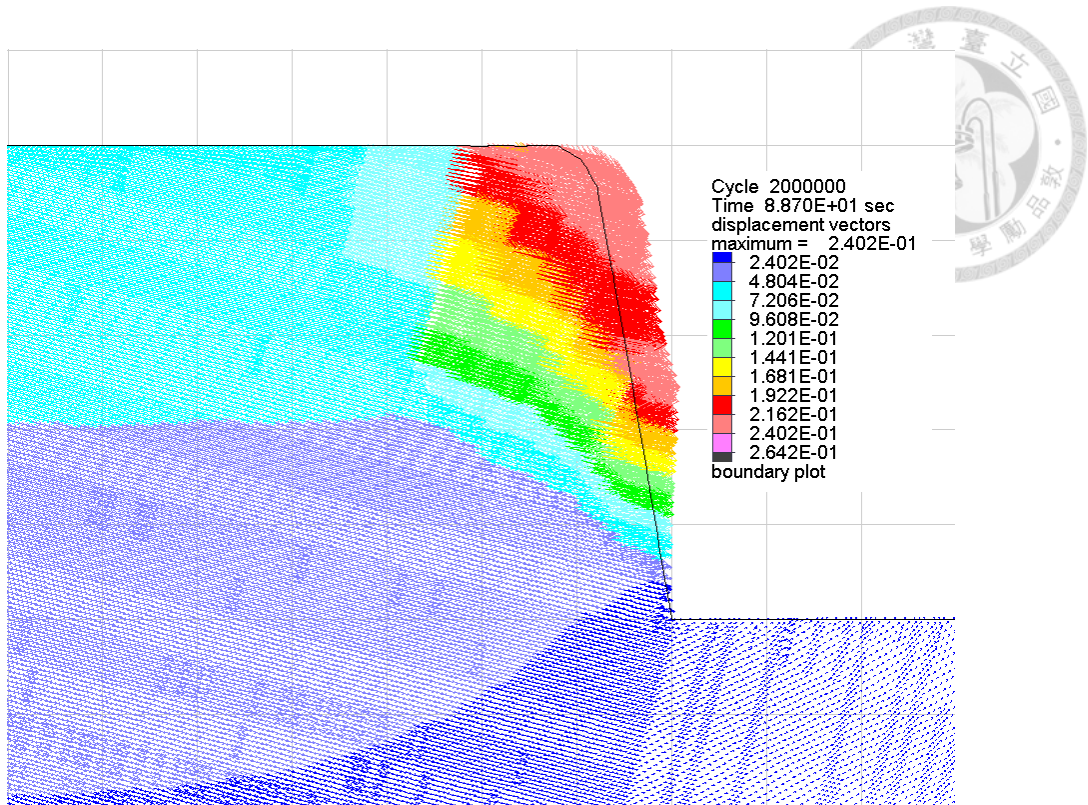


圖 6.36 邊坡模型(NFFC)運算達 200 萬步之位移場

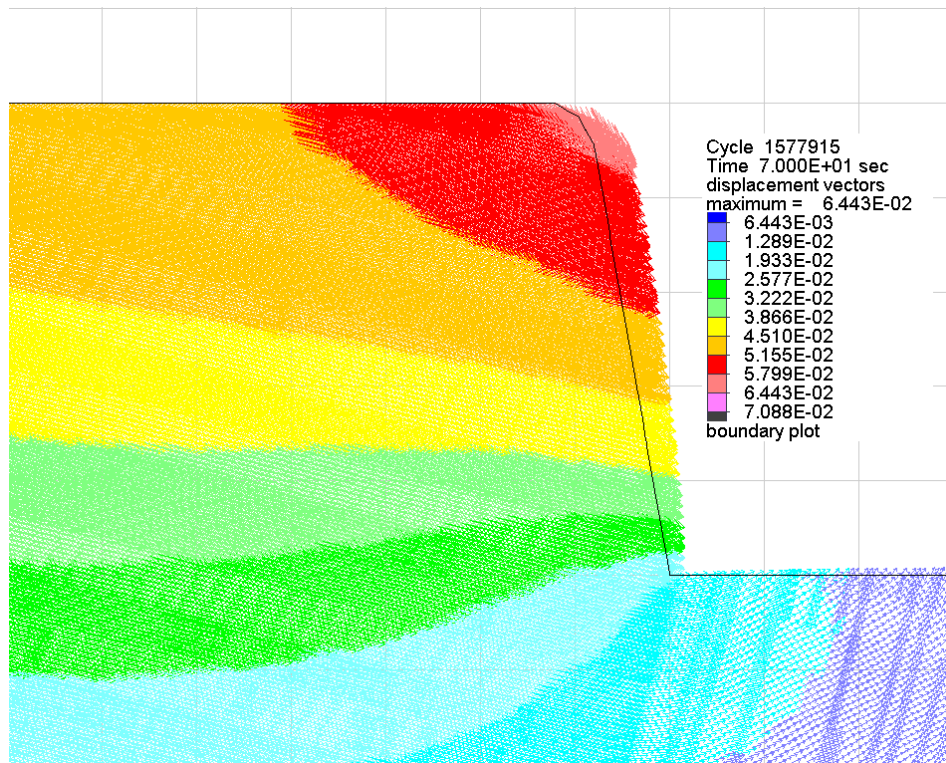


圖 6.37 邊坡模型(MC)達最終狀態之位移場

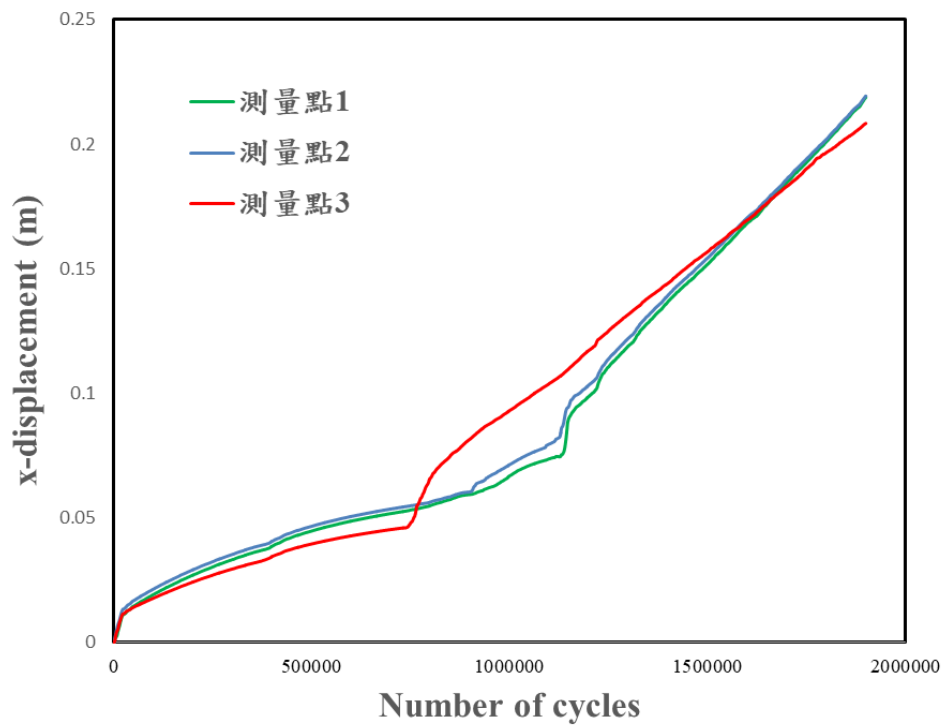


圖 6.38 邊坡模型(NFFC)運算達 200 萬步之測量點水平位移

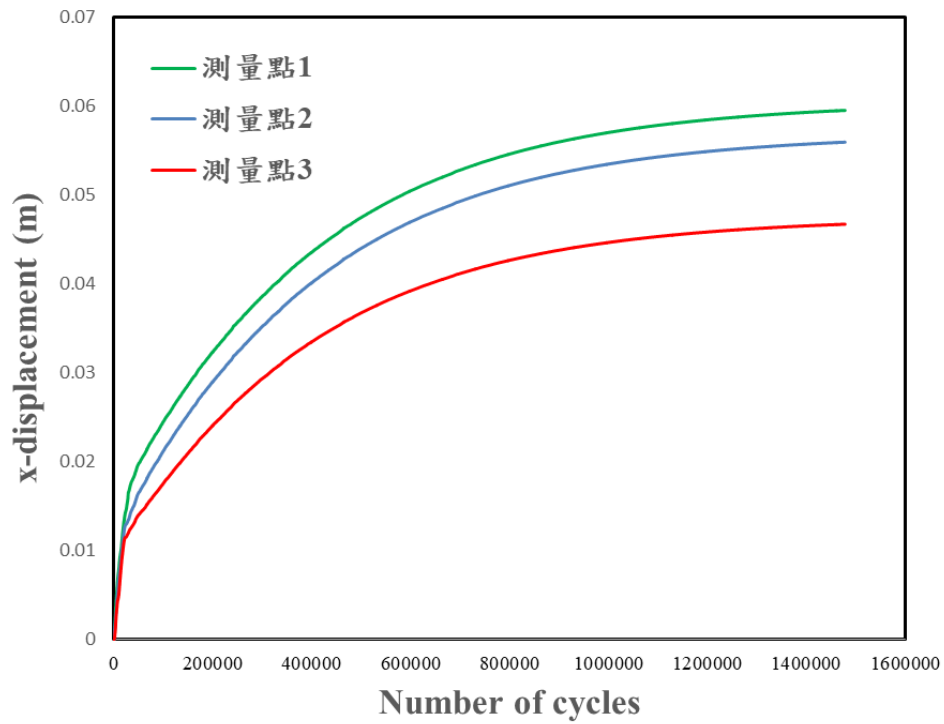


圖 6.39 邊坡模型(MC)達最終狀態之測量點水平位移量



#### (4) 應力路徑

為了探討邊坡內部不同處的應力路徑，測量應力路徑之測量點配置如圖 6.40 及圖 6.41 所示，其中分為兩組以進行探討，測量點 A 至測量點 D 為沿垂直方向配置，以觀察不同垂直高度其應力路徑有何差異，而測量點 E 至測量點 I 為沿著使用 NFFC 之邊坡模型之破壞面方向配置，以觀察破壞面上其不同位置之應力路徑有何差異，而使用 MC 之邊坡模型其測量點配置與使用 NFFC 之邊坡模型之配置完全相同。其中兩邊坡模型各自沿垂直方向之測量點測得之應力路徑如圖 6.42 及圖 6.43 所示，以黑色圖示表示為應力路徑起始點，紅色圖示表示為應力路徑終點。由圖 6.42 可以觀察出使用 MC 之邊坡模型其四個測量點之應力路徑最終皆未觸及 $K_f$ -Line，四個測量點皆為安全穩定，與先前篇幅之模擬情況一致，而使用 NFFC 之邊坡模型(圖 6.43)，其四個測量點在 $p' - q$ 平面上移動之趨勢初期與使用 MC 之邊坡模型相同，而後測量點 A、測量點 B 及測量點 C 其應力路徑持續增長且最終與 $K_f$ -Line 相交，其中測量點 A 之應力路徑朝向張力區發展且最後與 $K_f$ -Line 相交於張力區產生破壞，此破壞行為與測量點 B 及測量點 C 並不相似，根據應力路徑可觀察出測量點 B 及測量點 C 初期呈現側向解壓之趨勢，而後則呈現垂直加壓之趨勢，最終與 $K_f$ -Line 相交產生破壞，本研究認為導致測量點 A 之破壞行為與測量點 B 及測量點 C 不同之原因為測量點 B 及測量點 C 其垂直位置深度較深，其測量點上方之諸多塊體其自重於傾倒破壞尚未發生時被良好的傳遞，然而但當傾倒破壞產生時，邊坡的弱面剪動開張，塊體的自重因不連續面出現而無法向四周進行良好的傳遞，其自重便僅由下方之塊體承受，故上方塊體傾倒破壞會對位於下方的測量點 B 及測量點 C 形成動態的加載，因此測量點 B 及測量點 C 之破壞行為與測量點 A 有所不同，而位於破壞面下方之測量點 D 其應力路徑始終於安全區中遊走，故該處的塊體並未產生破壞，與先前篇幅之模擬情況一致。



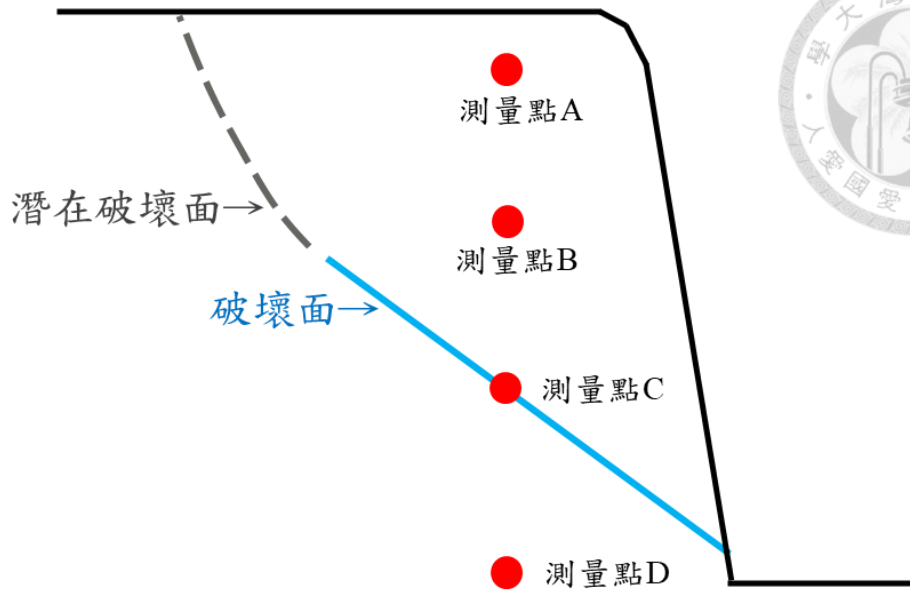


圖 6.40 垂直方向之測量點設置示意圖

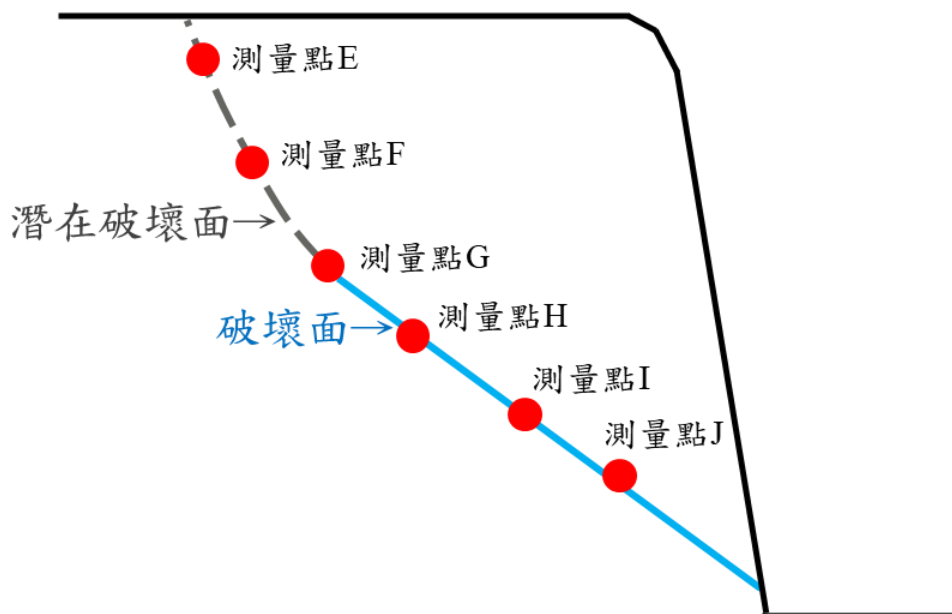


圖 6.41 沿破壞面方向之測量點設置示意圖

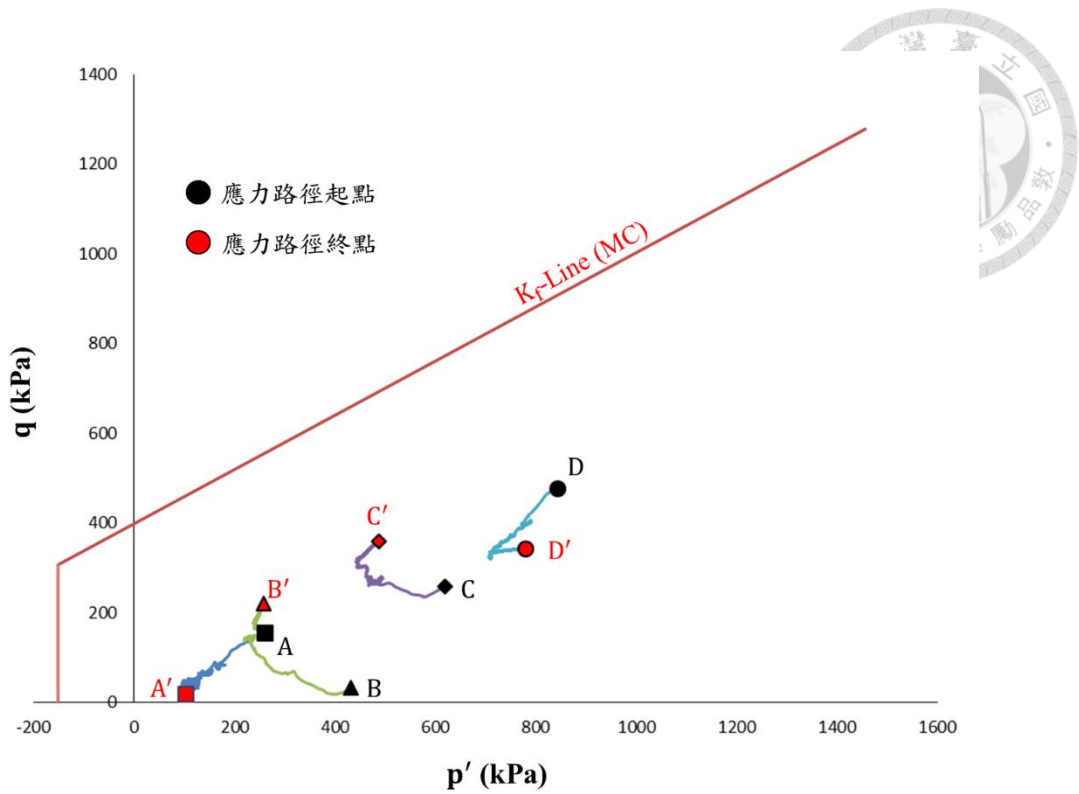


圖 6.42 邊坡模型(MC)其垂直向測量點之應力路徑

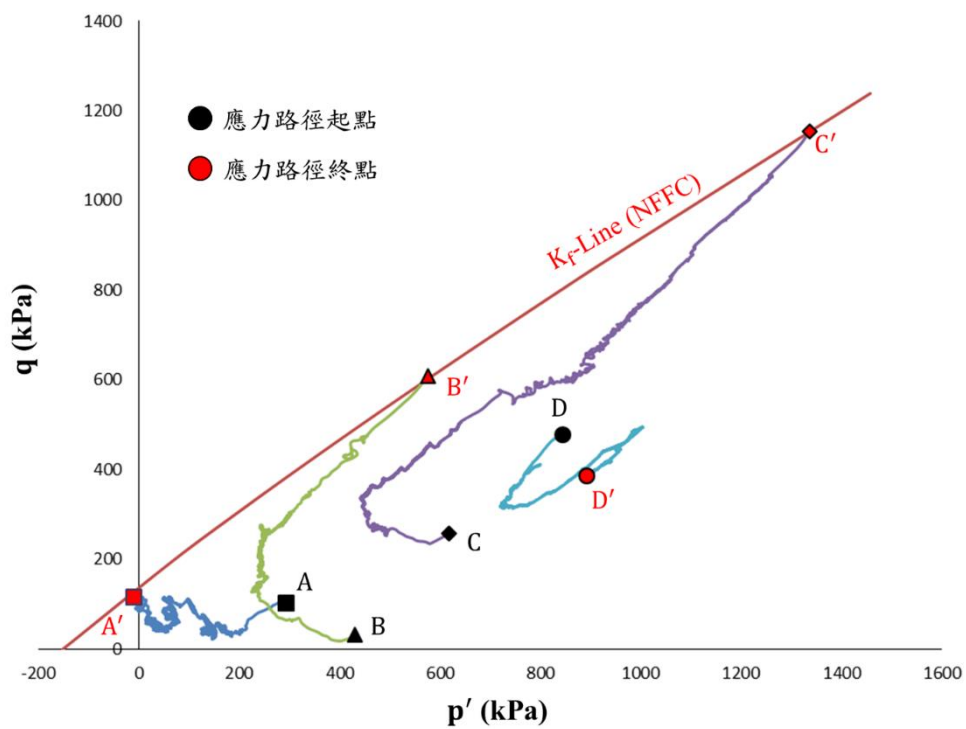
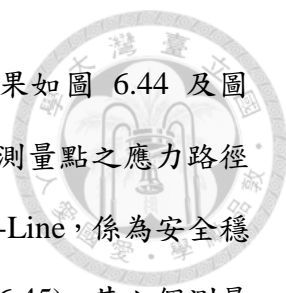


圖 6.43 邊坡模型(NFFC)其垂直向測量點之應力路徑



而兩邊坡模型沿著破壞面方向之測量點測得之應力路徑結果如圖 6.44 及圖 6.45 所示，由圖 6.44 可以觀察出，使用 MC 之邊坡模型其六個測量點之應力路徑其走向具有一致性，皆呈現側向解壓之趨勢，且最終皆未觸及 $K_f$ -Line，係為安全穩定，與先前篇幅之模擬情況一致，而使用 NFFC 之邊坡模型(圖 6.45)，其六個測量點在 $p' - q$ 平面上移動之趨勢初期與使用 MC 之邊坡模型相同，但隨後測量點 G、測量點 H、測量點 I 及測量點 J 其應力路徑持續增長且最終與 $K_f$ -Line 相交而產生破壞，而測量點 E 及測量點 F 則位於穩定區內，且經過觀察可以發現，測量點 G、H、I 及 J 雖皆為破壞但其破壞行為有所差異，測量點 G 與測量點 F 兩者之破壞行為一致而測量點 I 與測量點 J 兩者之破壞行為一致，我們可將測量點位置與塊體分離情況疊圖以了解造成此現象的原因，如圖 6.46 所示，而根據 Zheng et al.(2017) 採用極限平衡法將傾倒破壞區域定義出四個區域：滑動區(sliding zone)、重疊傾倒區(superimposed toppling zone)、懸臂傾倒區(cantilevered toppling zone)與穩定區(stable zone)，本研究亦觀察邊坡模型其破壞形態，並將其分為破壞區 I、破壞區 II、及穩定區，其中破壞區 I 之岩柱在模擬運算初期便迅速發展破壞行為，岩柱彼此之間重疊傾倒，且根據測量點 I 及測量點 J 之應力路徑可以發現塊體在傾倒時對下方之測量點造成動態的加載，而當破壞面發展至破壞區 II 時破壞趨勢已趨緩，根據破壞區 II 內的測量點 G 與測量點 F 可觀察出其呈現解壓破壞之趨勢，故破壞區 I 及破壞區 II 兩者之破壞行為並不相同，乃致破壞區內部之測量點其應力路徑亦有所不同。

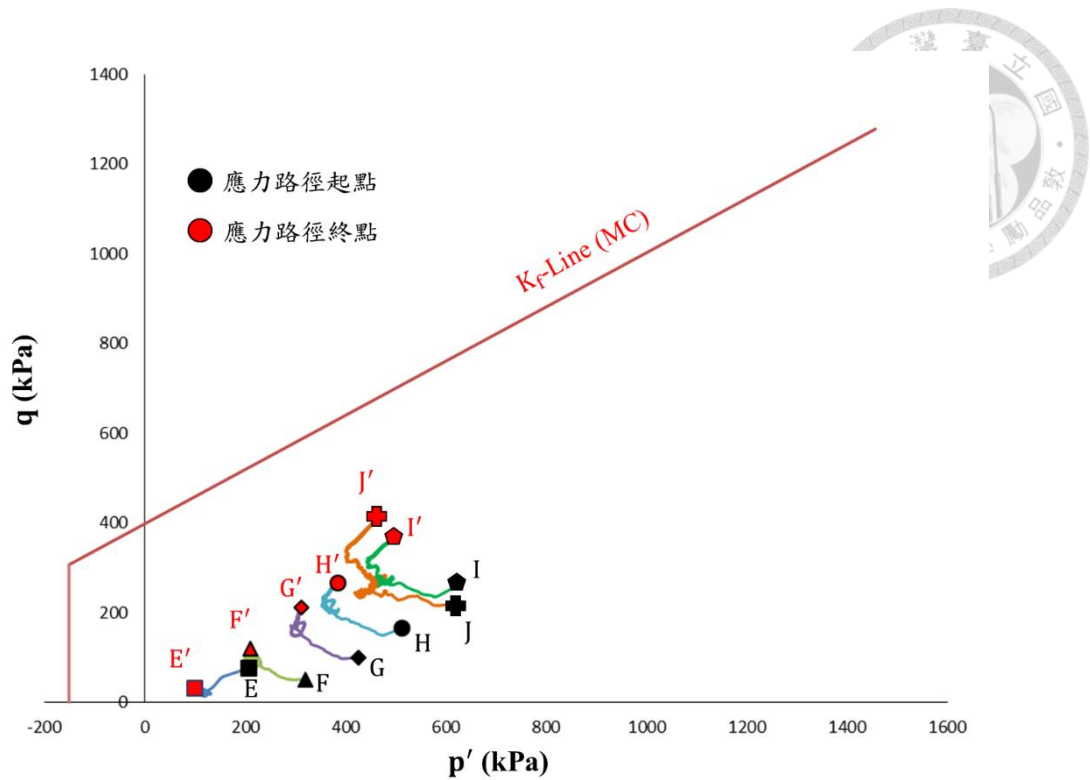


圖 6.44 邊坡模型(MC)其沿潛在破壞面方向測量點之應力路徑

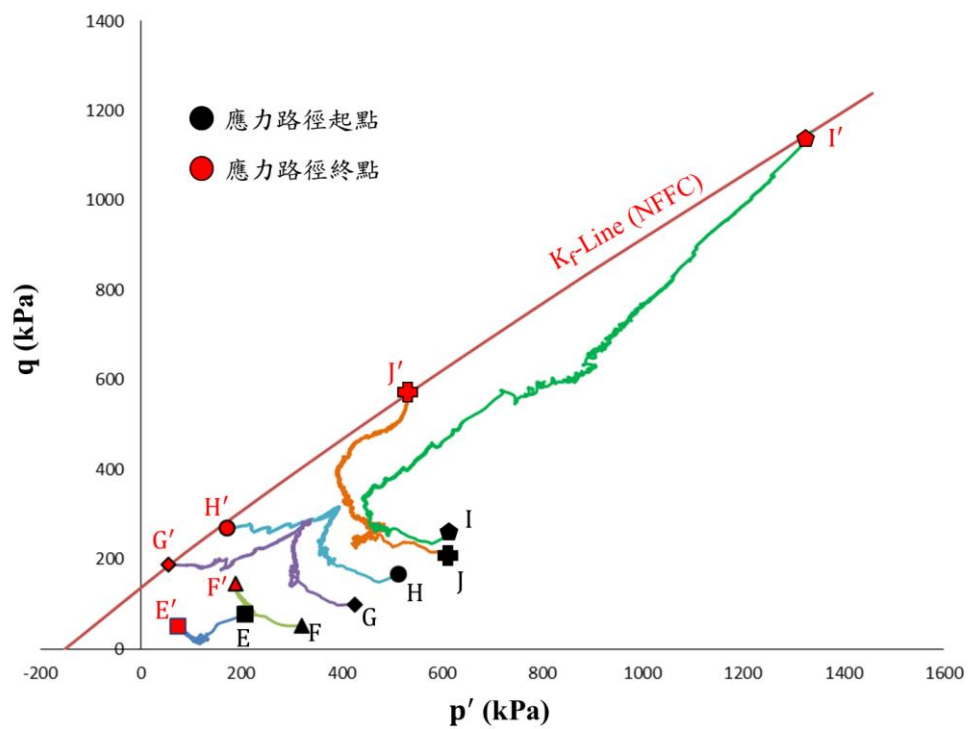


圖 6.45 邊坡模型(NFFC)其沿破壞面方向測量點之應力路徑

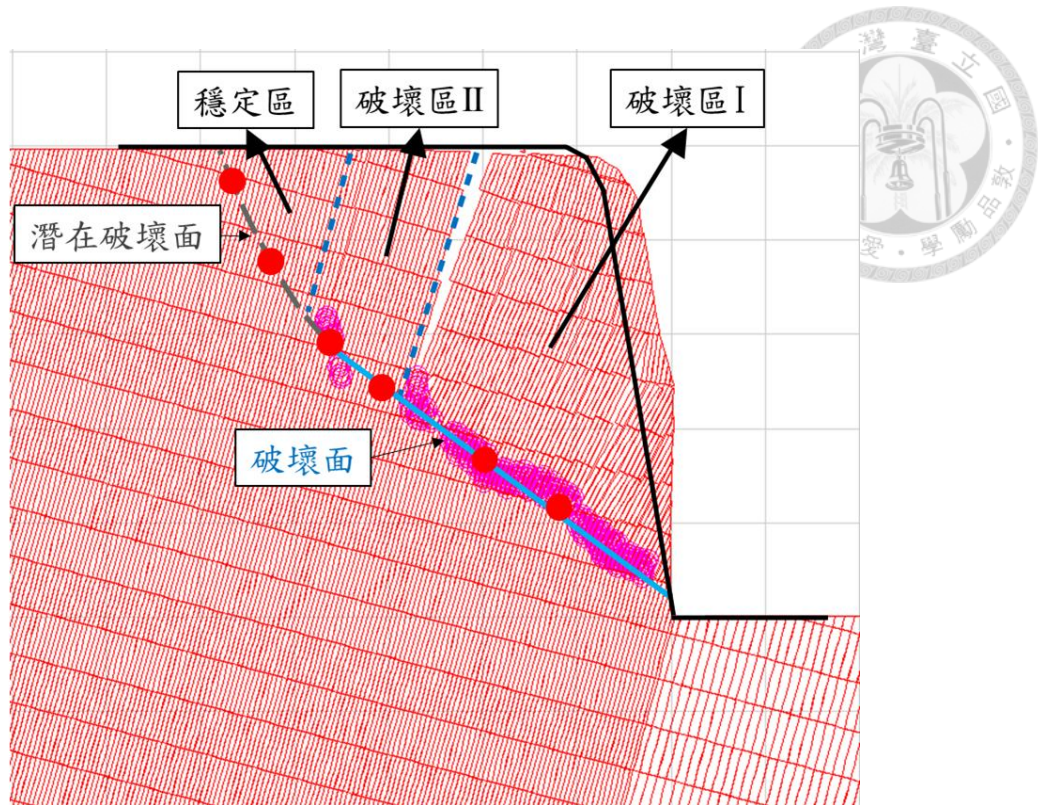


圖 6.46 破壞區域類型

### 6.2.3 模式比較結論

兩組模型除了弱面使用了不同的破壞準則分析以外其餘條件皆一致，但在穩定性分析上的結果卻大相逕庭，使用了非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)的邊坡模型有著明顯的傾倒破壞特徵，弱面張裂、坡體翻倒、破壞面由坡趾逐漸往坡頂發展以及測量點水平位移持續增加無收斂趨勢，整體邊坡呈現失穩狀態，相較之下使用了莫爾庫倫破壞理論(Mohr-Coulomb failure criteria, MC) 的邊坡模型整體穩定，無明顯弱面張裂情況，測量點水平位移亦呈現收斂趨勢。造成兩者差異的原因乃因使用 NFFC 回歸而得的破壞包絡線乃非線性，在低正向應力段及拉力段以非線性包絡線同時擬合了低正向應力區的直剪實驗數據點及拉拔試驗所得到的張力強度，而 MC 則是將線性的破壞包絡線連至張力強度後折角(cut-off)，如圖 6.47 所示，可以觀察到正向應力為 300kPa 時的直接剪力實驗結果兩點皆被 NFFC 破壞包絡線所通過，而 MC 破壞包絡線則無，故可看出 MC 相較於 NFFC 在低正向應力段較為高估材料強度，但在高正向應力段兩者評估的

材料強度差不多，而逆向坡之傾倒破壞係由坡趾處岩塊的破壞驅動整體邊坡的連鎖破壞，而坡趾處其破壞面上之塊體不深，故其正向應力不大，所以當此情況使用 MC 分析弱面的力學行為時會得到較強的強度，導致坡趾處之岩塊不因岩柱傳遞的自重而破壞，因此整體邊坡分析結果呈現穩定狀態，而使用 NFFC 分析之邊坡模型則因坡趾處岩塊破壞，使後頭岩柱有位移之空間，因此由下而上岩柱依序彎曲傾倒，導致整體邊坡的傾倒破壞。

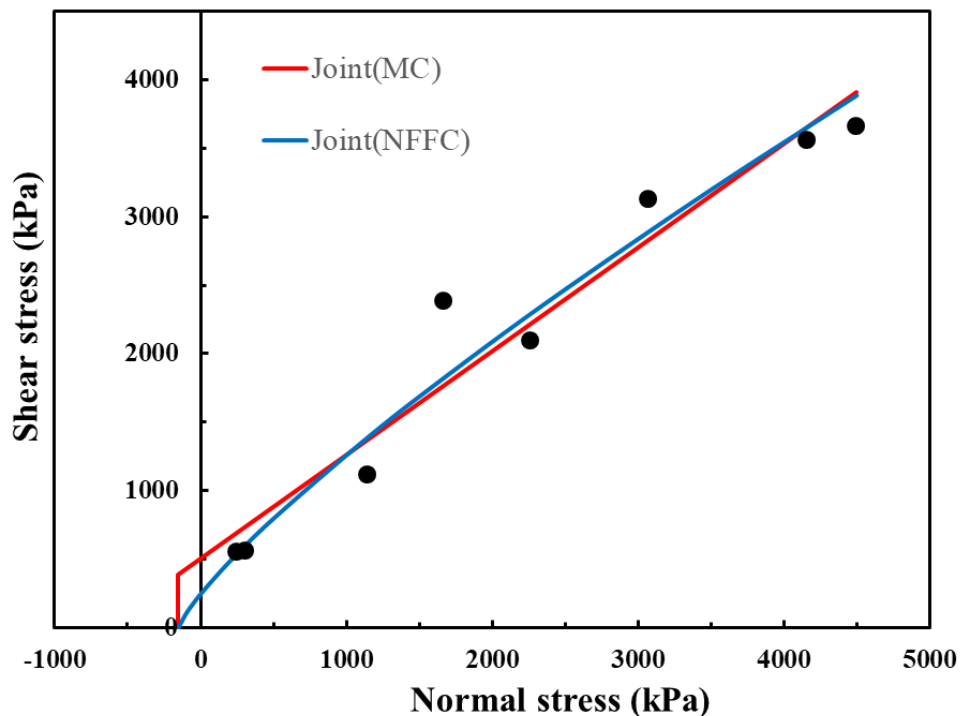


圖 6.47 非線性葉理破壞準則及莫爾庫倫破壞準則之差異

### 6.3 參數敏感度分析

在本章節對非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)的兩個重要參數常數項  $\alpha$  及指數項  $\beta$  進行參數敏感度分析。藉由使參數固定間距變化來觀察破壞包絡線之反應，且將變化後之破壞包絡線代入模型之中，且皆運算至 100 萬步時紀錄，觀察模擬結果探討其行為改變差異，以進行兩參數之敏感度分析。





### 6.3.1 常數項參數 $\alpha$ 之影響

本章節使用之原始破壞包絡線為乾式板岩葉理非線性破壞包絡線，其方程式如式 5.6 所示，其中常數項參數 $\alpha$ 為 0.04、指數項參數 $\beta$ 為 0.81。將常數項參數 $\alpha$ 以 0.01 作為間隔改變，其破壞包絡線變化如圖 6.48 所示。在材料強度方面，可以觀察到，當常數項參數 $\alpha$ 逐漸增加時，其材料強度也會跟著提升，而當 $\alpha$ 逐漸降低則材料強度亦跟著降低。而在破壞包絡線變化幅度方面，可以觀察到當常數項參數 $\alpha$ 逐漸增加時，其破壞包絡線的變化趨緩，而 $\alpha$ 逐漸將低則破壞包絡線的變化漸劇。

而本研究將 $\alpha$ 、 $\alpha \pm 0.01$ 、 $\alpha \pm 0.02$ 分別代入模型中進行模擬，如圖 6.49 所示，將 $\alpha$ 之原始邊坡模型作為對照組，探討改變常數項參數 $\alpha$ 對邊坡造成之影響，探討項目包含弱面剪動及開裂情況(joint shear and joint open)、剪應力分布(shear stress)、位移(displacement)與摩擦角分布(joint friction)。

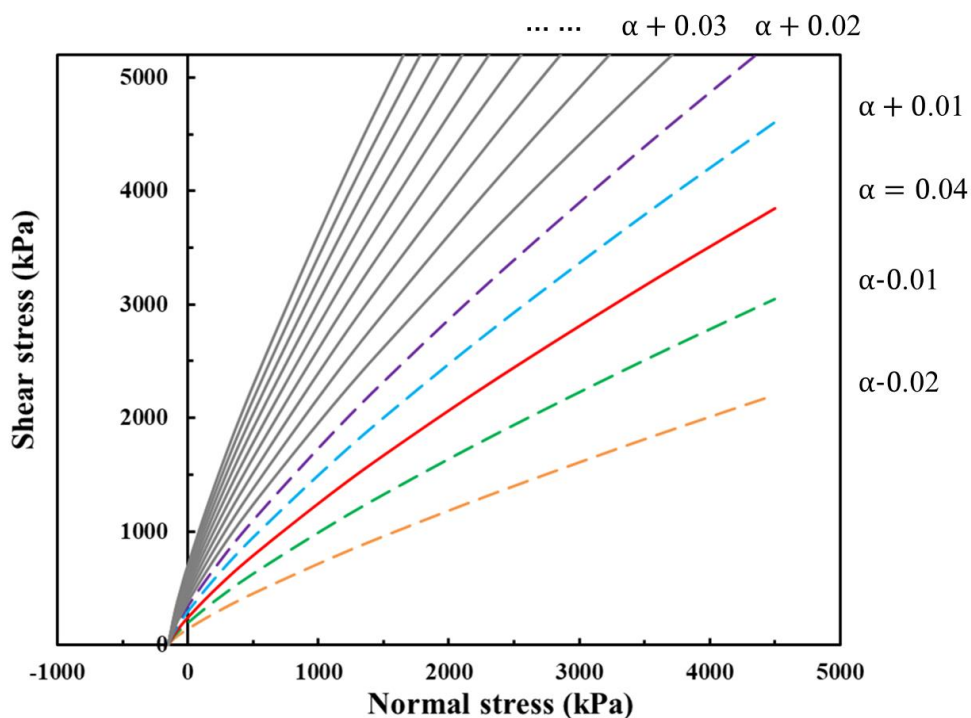


圖 6.48 固定間距變化之常數項參數 $\alpha$ 對應的破壞包絡線



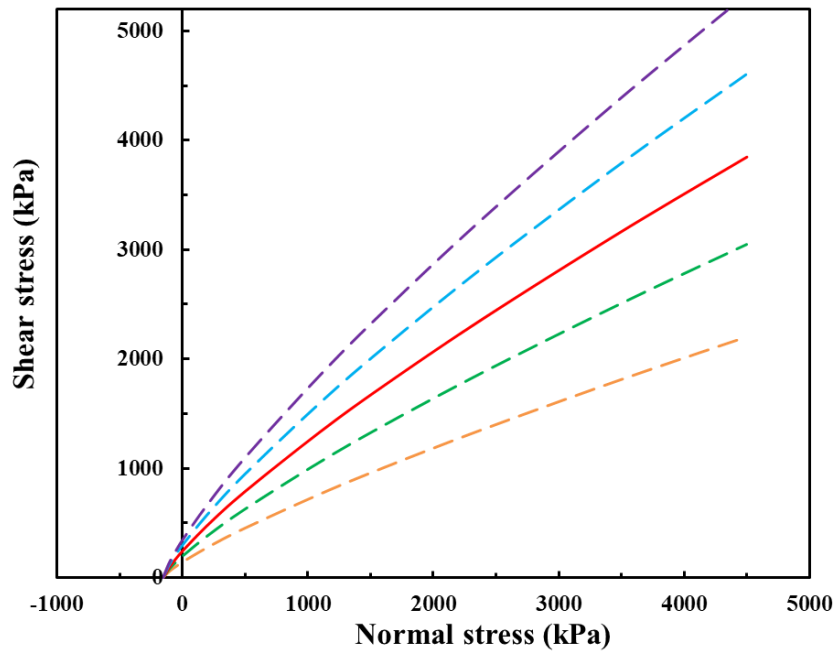


圖 6.49  $\alpha$ 、 $\alpha \pm 0.01$ 及 $\alpha \pm 0.02$ 所對應之破壞包絡線

(1) 弱面剪動及開裂情況

常數項參數 $\alpha$ 的大小與材料強度為正相關，故減小 $\alpha$ 也意味著破壞包絡線的弱化，則表示其邊坡的弱面更容易產生錯動，而模擬結果之弱面剪動及開裂情況如圖 6.50 至圖 6.54 所示，可以觀察出其中 $\alpha + 0.02$ 及 $\alpha + 0.01$ 之邊坡為穩定狀態，僅有靠近坡面的部份塊體有弱面錯動的情況，而沒有弱面開裂的情況產生。而 $\alpha$ 、 $\alpha - 0.01$ 及 $\alpha - 0.02$ 之邊坡分別在 100 萬步運算之系統限制內發展了弱面錯動及弱面開裂，其中尤屬 $\alpha - 0.02$ 之邊坡其弱面破壞最為明顯，此因 $\alpha - 0.02$ 之破壞包絡線大幅弱化了材料強度所導致。

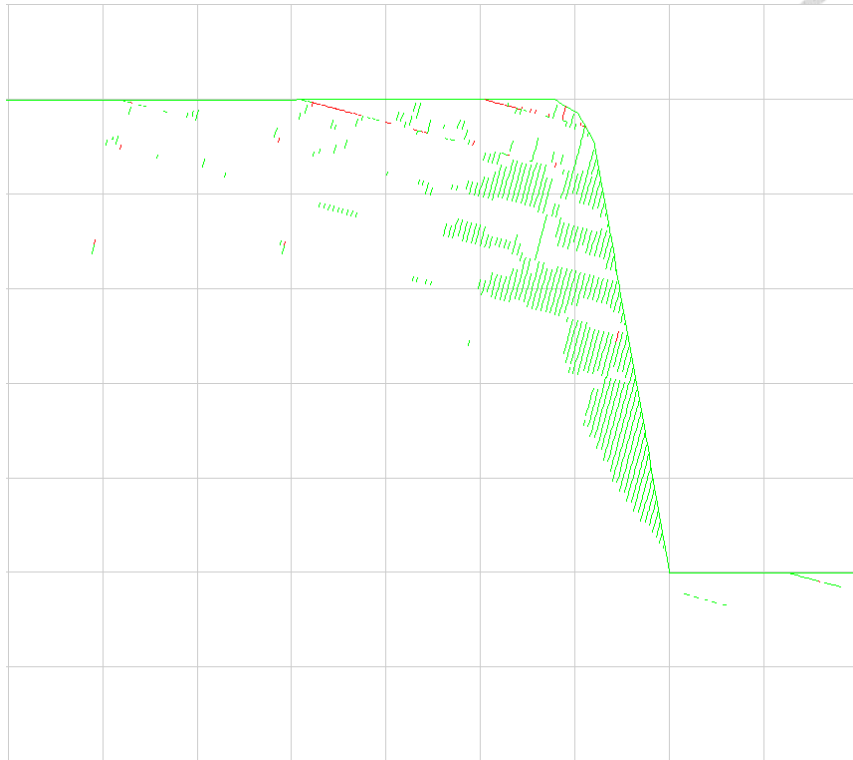


圖 6.50 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之弱面剪動及開裂情況

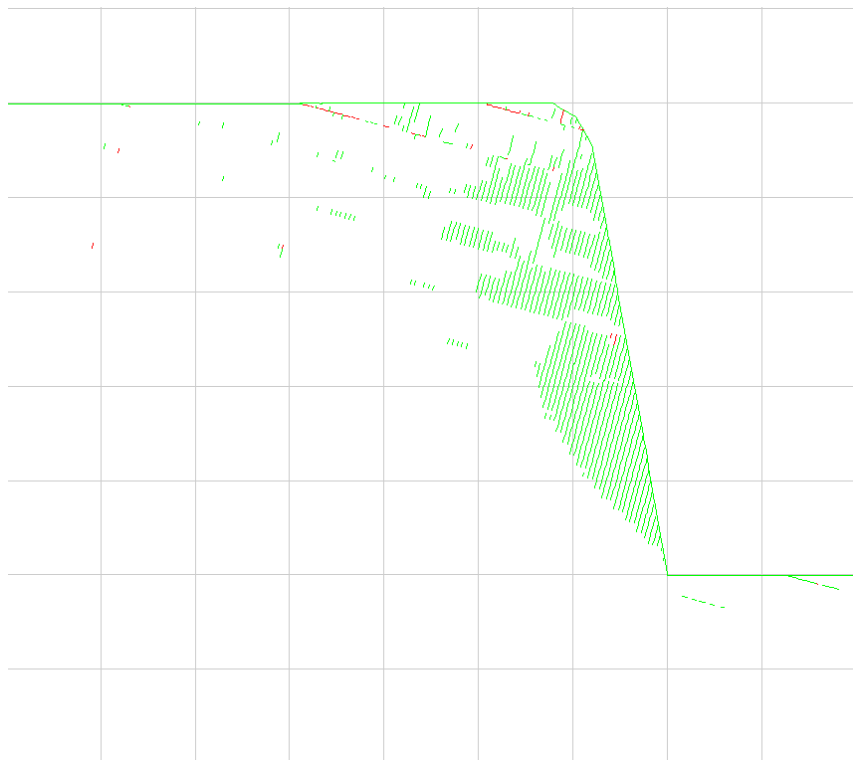


圖 6.51 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之弱面剪動及開裂情況

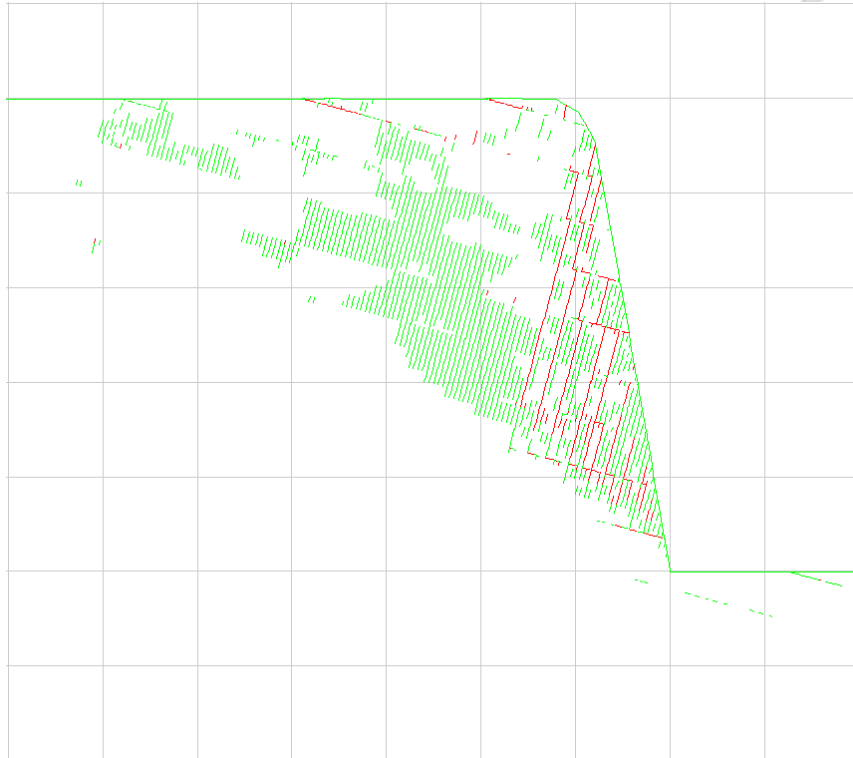


圖 6.52 邊坡模型( $\alpha$ )之弱面剪動及開裂情況

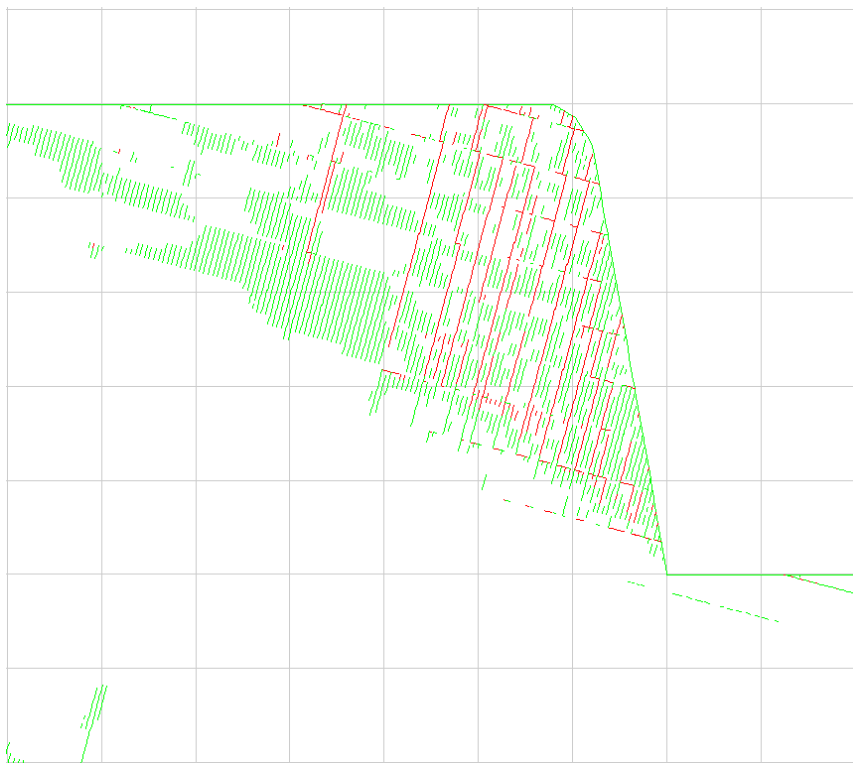


圖 6.53 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之弱面剪動及開裂情況

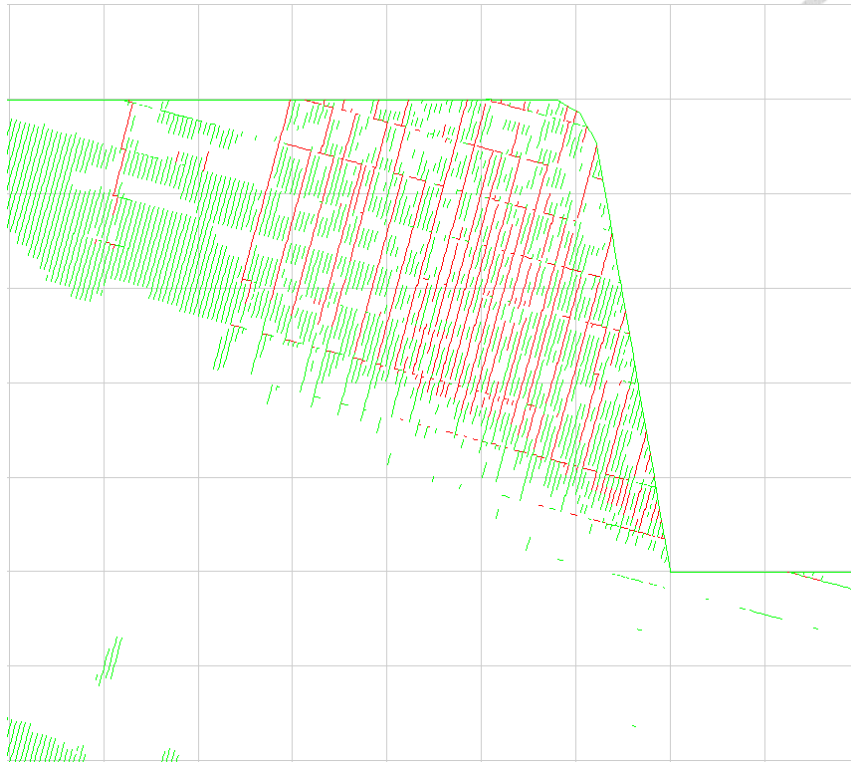


圖 6.54 邊坡模型( $\alpha - 0.02$ )之弱面剪動及開裂情況

## (2) 剪應力分布

由剪應力分布圖可以知道邊坡模型中最大剪應力處，可了解其破壞面之位置，而模擬結果之剪應力分布如圖 6.55 至圖 6.59 所示，可以觀察到五組邊坡模型其坡趾處皆存在較大的剪應力，是故逆向坡之傾倒破壞之破壞面往往由坡趾處開始發展。而可以觀察出其中 $\alpha + 0.02$ 及 $\alpha + 0.01$ 之邊坡並無法發展出破壞面，但 $\alpha$ 、 $\alpha - 0.01$ 及 $\alpha - 0.02$ 之邊坡除了岩柱間存在較大的剪應力之外，其邊坡內部亦由坡趾處往坡頂發展出破壞面，而其中 $\alpha$ 之邊坡其破壞面與水平面夾約  $40^\circ$ ，與弱面之法向量夾約  $25^\circ$ ； $\alpha - 0.01$ 之邊坡其破壞面與水平面夾約  $33^\circ$ ，與弱面之法向量夾約  $18^\circ$ ； $\alpha - 0.02$ 之邊坡其破壞面與水平面夾約  $30^\circ$ ，與弱面之法向量夾約  $15^\circ$ ，可看出隨著 $\alpha$ 下降，破壞面之傾角有降低的趨勢。

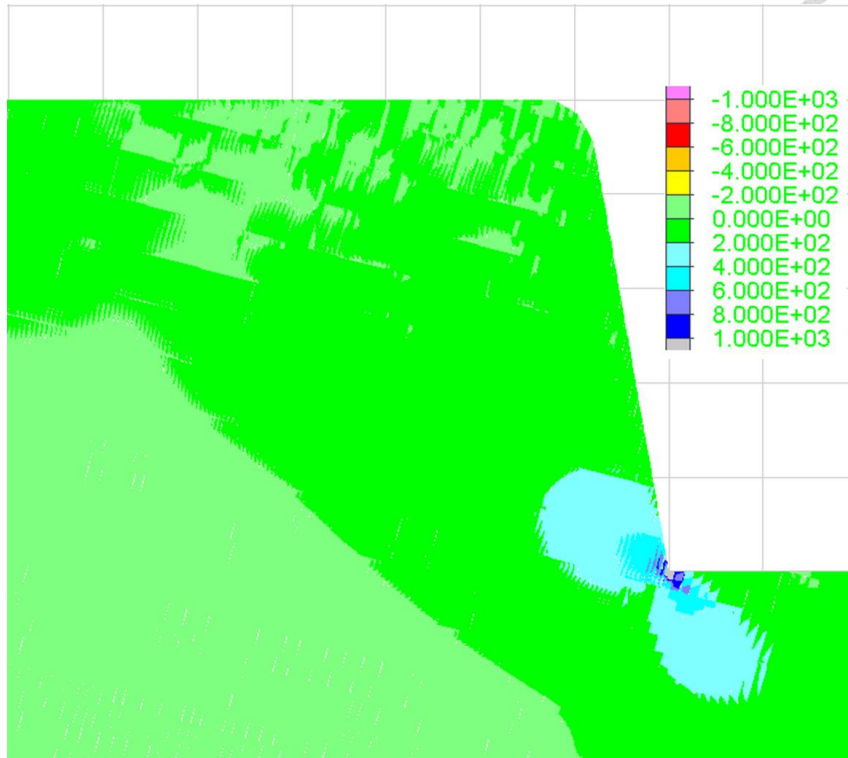


圖 6.55 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之剪應力分布圖

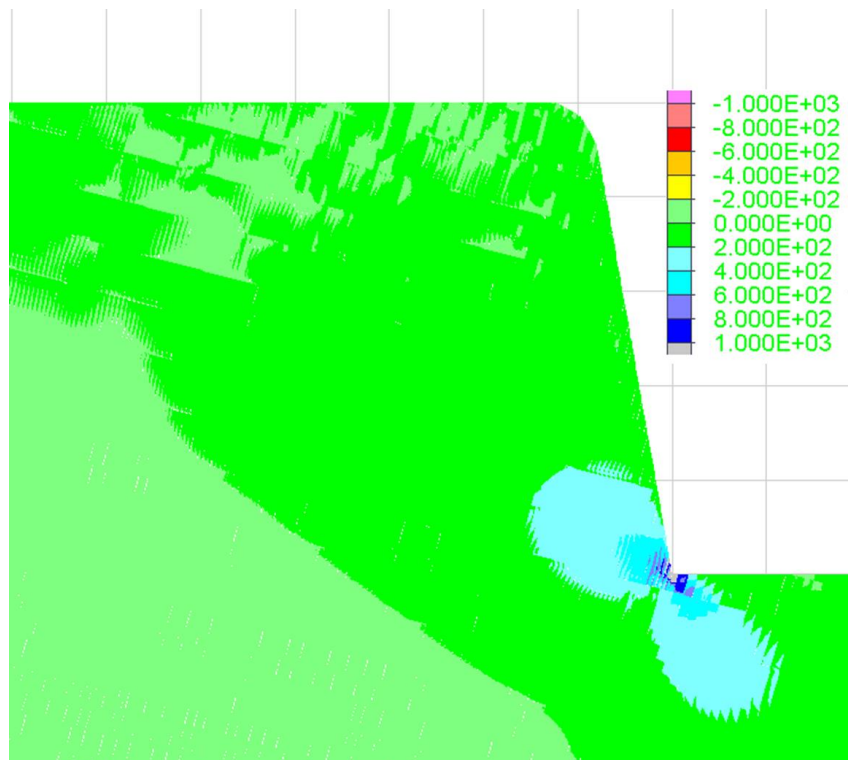


圖 6.56 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之剪應力分布圖

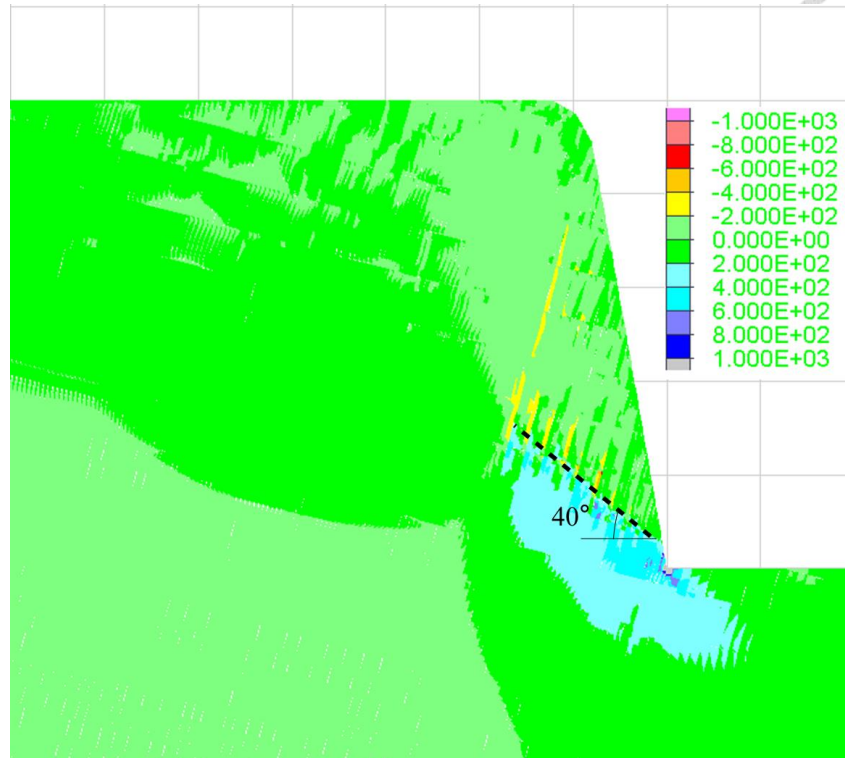


圖 6.57 邊坡模型( $\alpha$ )之剪應力分布圖

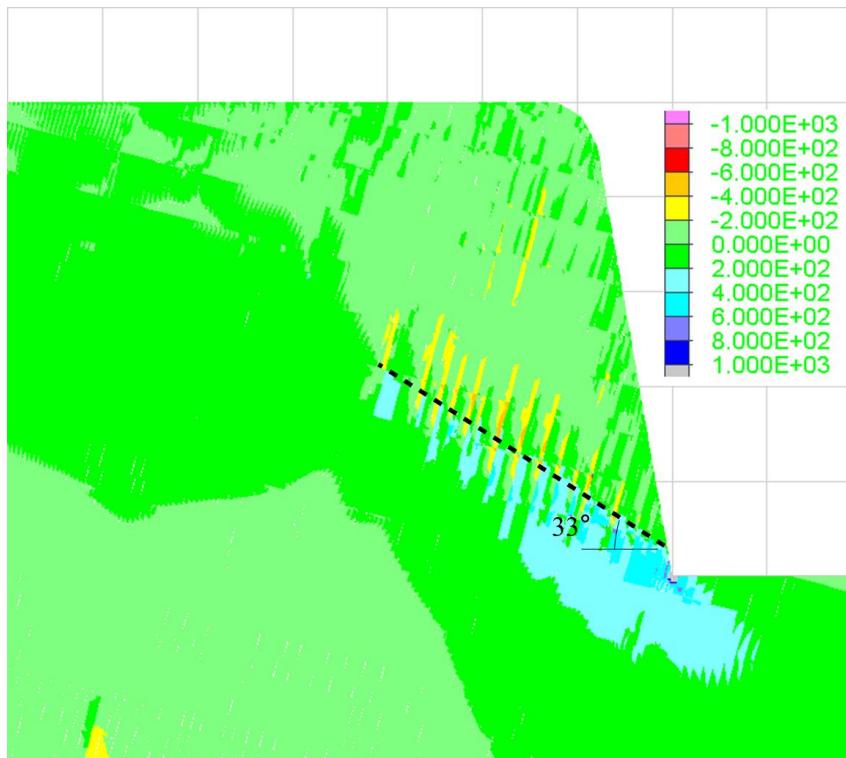


圖 6.58 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之剪應力分布圖

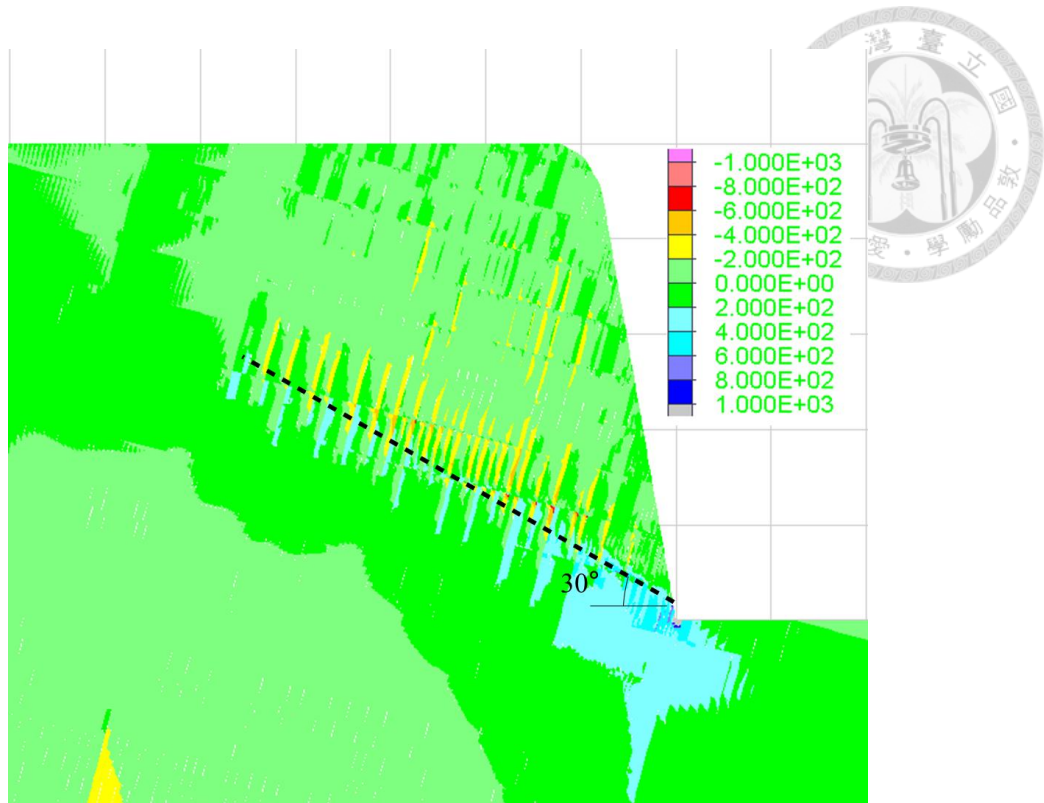


圖 6.59 邊坡模型( $\alpha - 0.02$ )之剪應力分布圖

### (3) 位移

五組邊坡模型其模擬結果之位移場如圖 6.60 至圖 6.64 所示，由前述分析結果已知 $\alpha + 0.02$ 及 $\alpha + 0.01$ 之邊坡為穩定狀態，而其位移場亦可觀察出其整體邊坡並無大位移產生。而 $\alpha$ 之邊坡其最大位移發生在坡腹位置，乃因其坡壞面在 100 萬步運算之系統限制下發展尚未完全，故坡腹處開裂面前方之塊體往前傾倒，而開裂面後方之塊體雖有變形但尚未發生破壞，此邊坡之完整破壞面可參考圖 6.31 及圖 6.35 所示。而 $\alpha - 0.01$ 及 $\alpha - 0.02$ 之邊坡則有大位移產生，且位移集中於傾倒之塊體，而 $\alpha - 0.01$ 及 $\alpha - 0.02$ 之邊坡最大之位移位於逆向坡之坡頂，此與前人之結論相同。



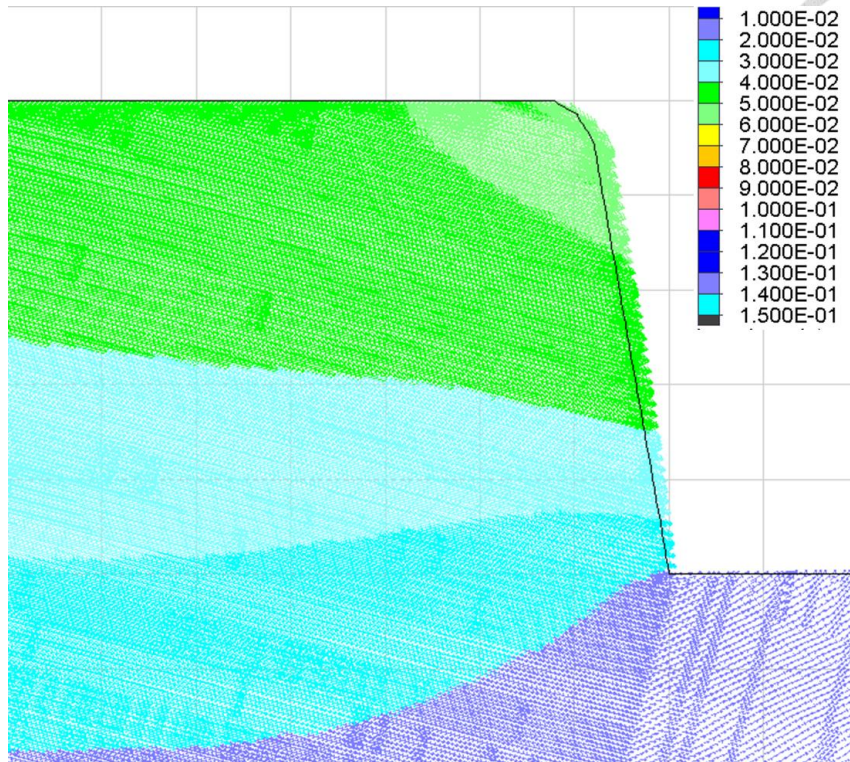


圖 6.60 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之位移場

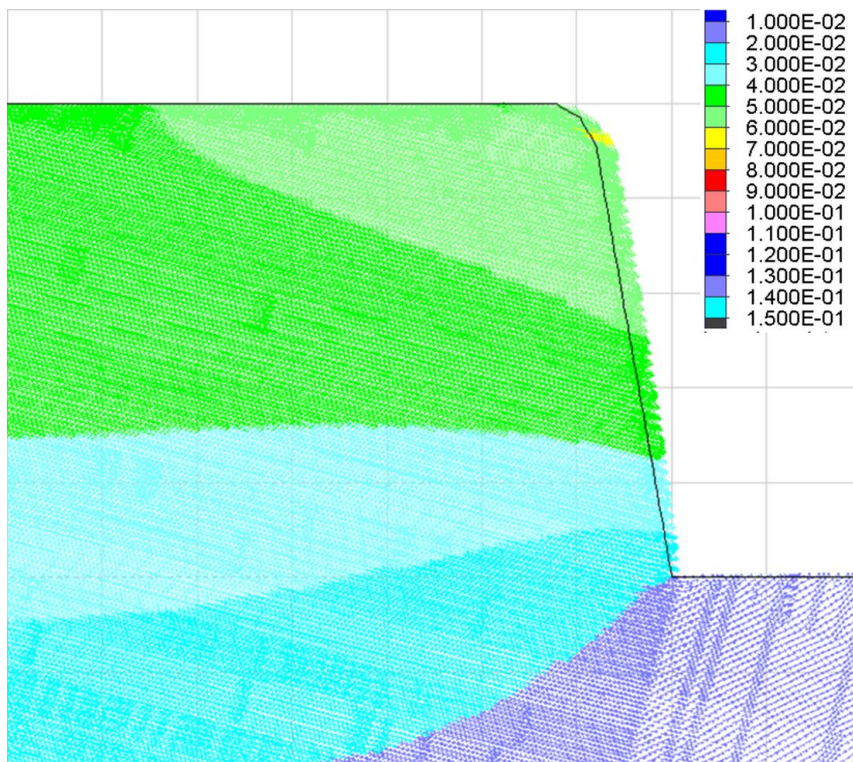


圖 6.61 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之位移場



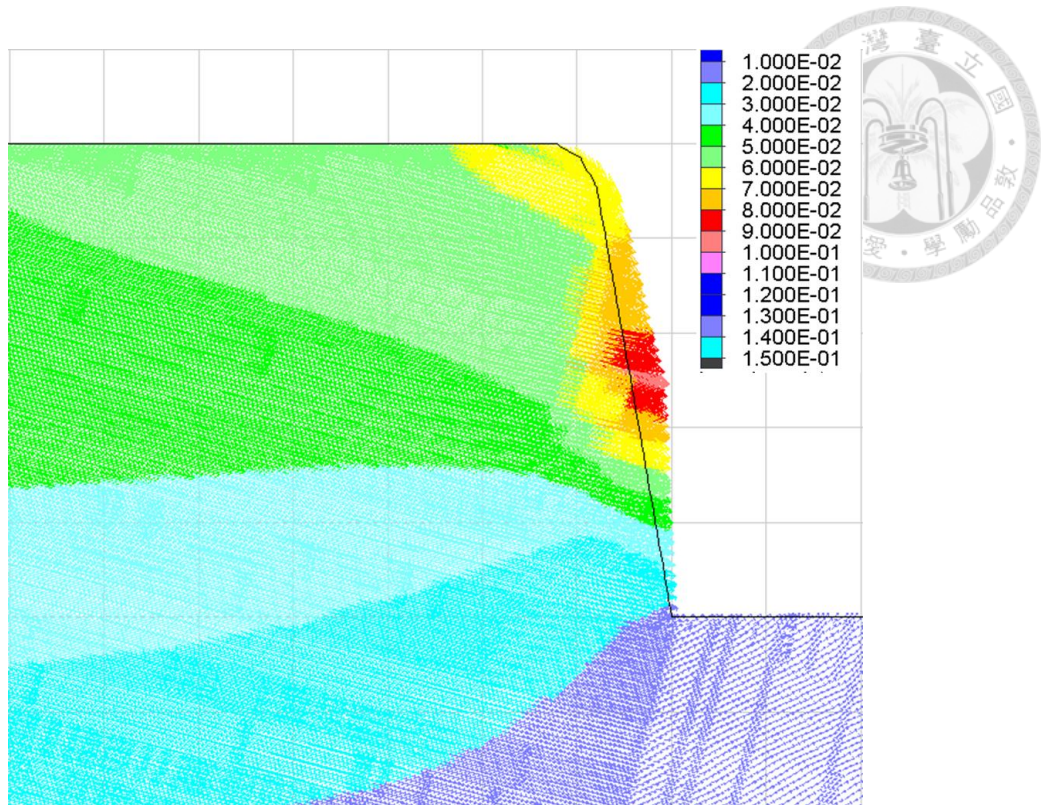


圖 6.62 邊坡模型( $\alpha$ )之位移場

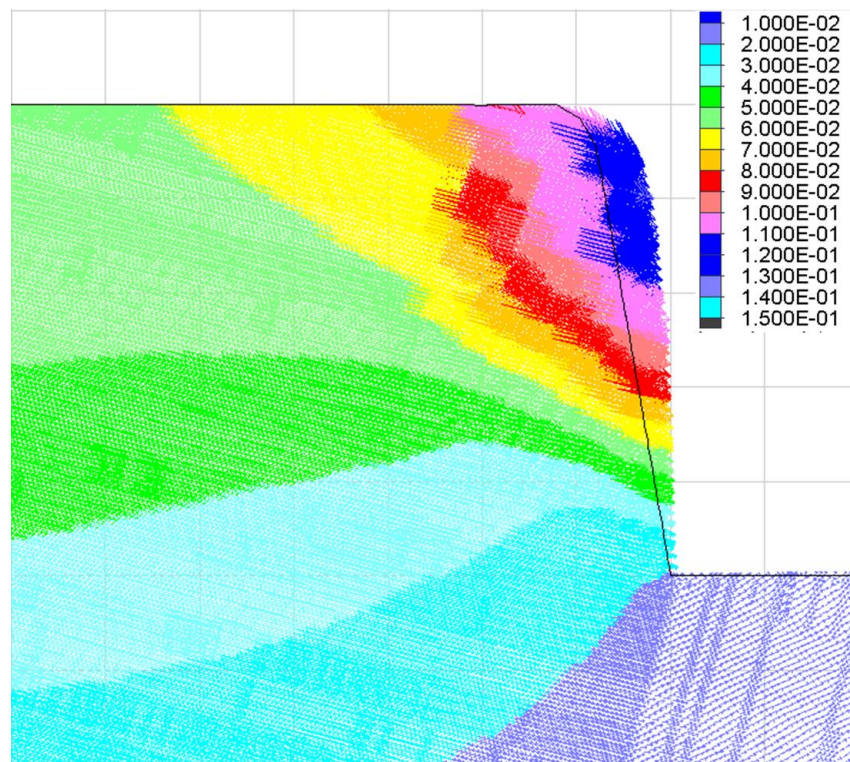


圖 6.63 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之位移場

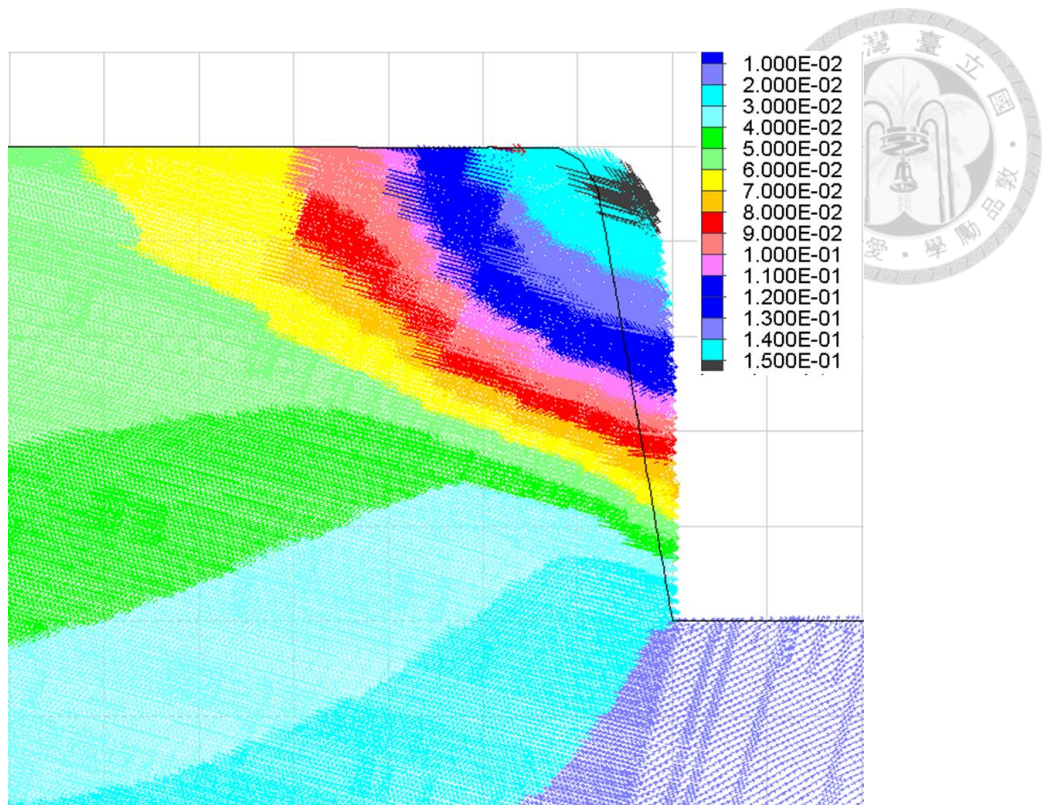


圖 6.64 邊坡模型( $\alpha - 0.02$ )之位移場

#### (4) 摩擦角分布

因本研究建構了板岩葉理的非線性破壞準則，故其摩擦角並非定值，而是隨著正向應力而改變，但隨著 $\alpha$ 降低，破壞包絡線隨之弱化，則其切線摩擦角亦會降低，圖 6.65 至圖 6.69 為五組邊坡模型其模擬結果之摩擦角分布，可以觀察到邊坡之摩擦角因 $\alpha$ 降低而降低的趨勢， $\alpha + 0.02$ 之邊坡其摩擦角依圖例顏色顯示為 $48^\circ$ 至 $64^\circ$ ，而 $\alpha - 0.02$ 之邊坡其摩擦角依圖例顏色顯示為 $25^\circ$ 至 $40^\circ$ ，故整體摩擦角降低幅度約 $23^\circ$ 。



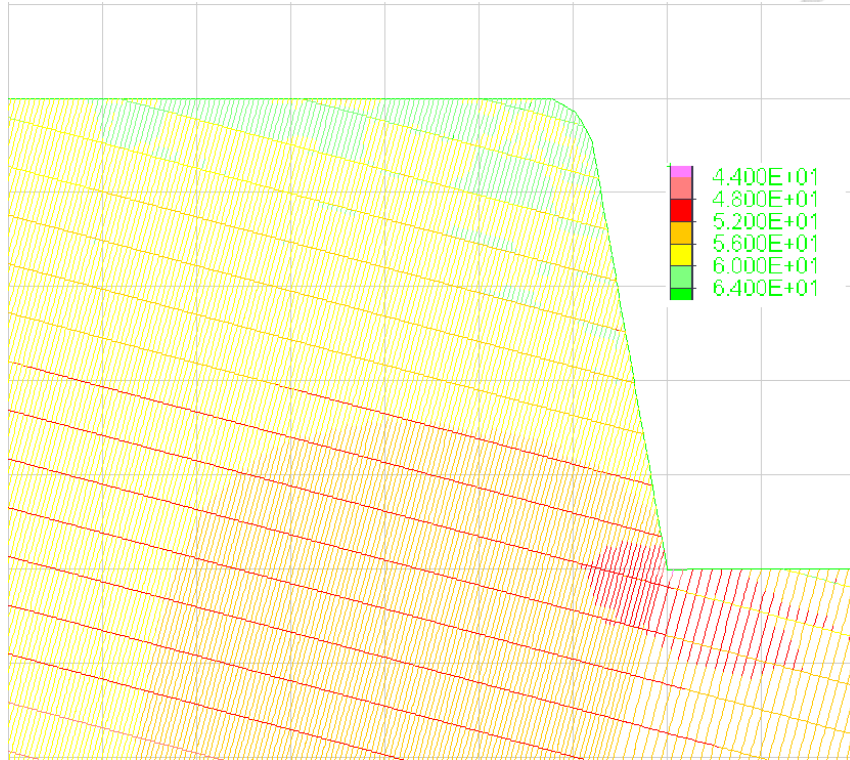


圖 6.65 邊坡模型( $\alpha + 0.02$ )之摩擦角分布

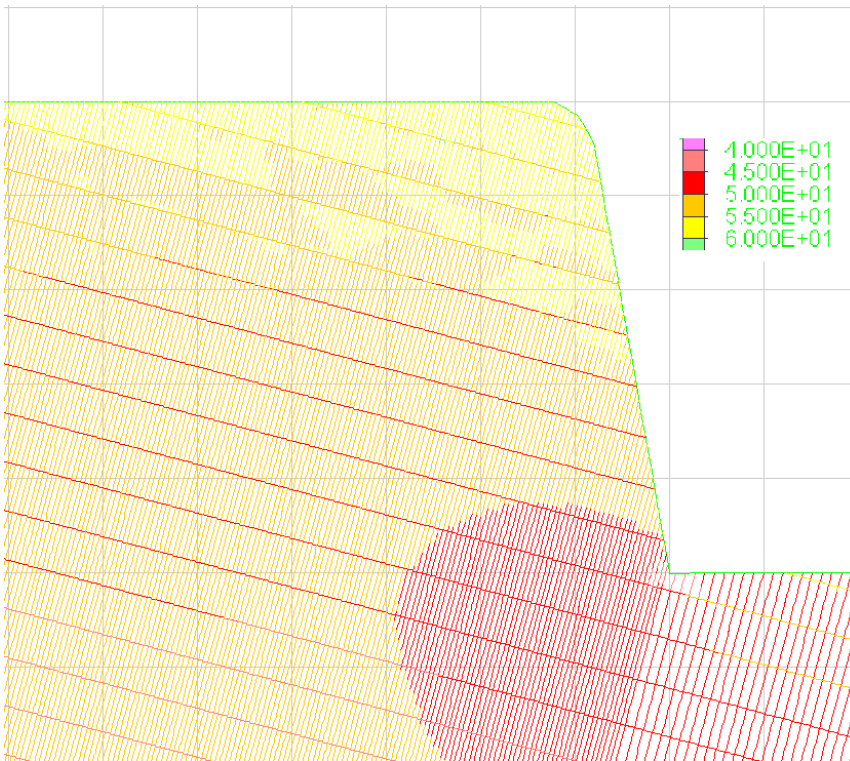


圖 6.66 邊坡模型( $\alpha + 0.01$ )之摩擦角分布

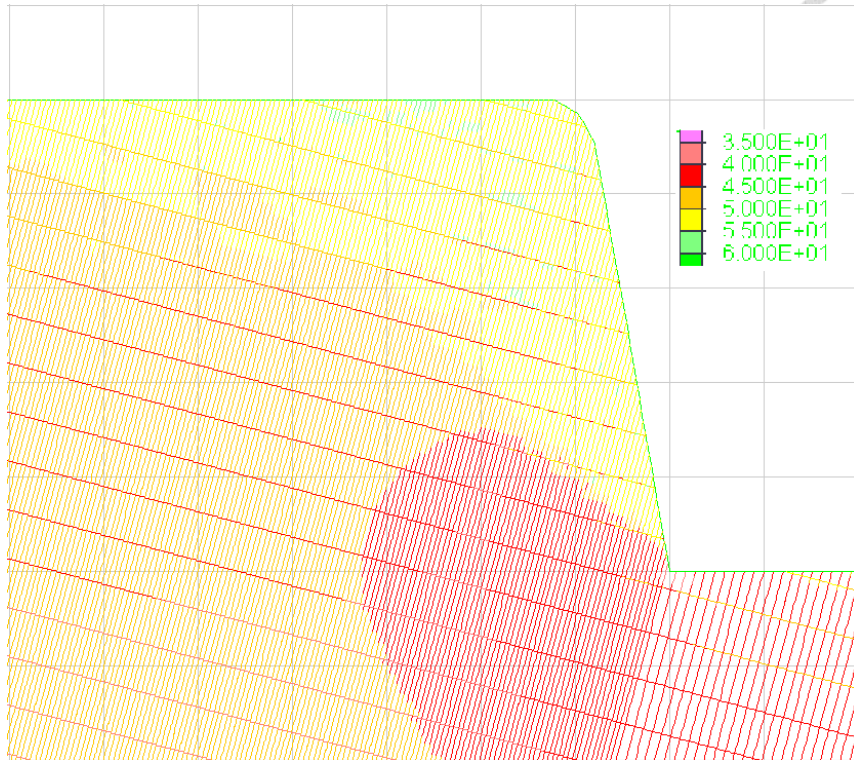
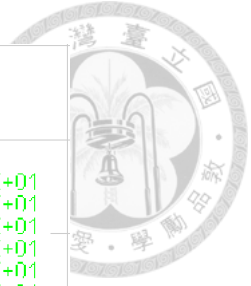


圖 6.67 邊坡模型( $\alpha$ )之摩擦角分布

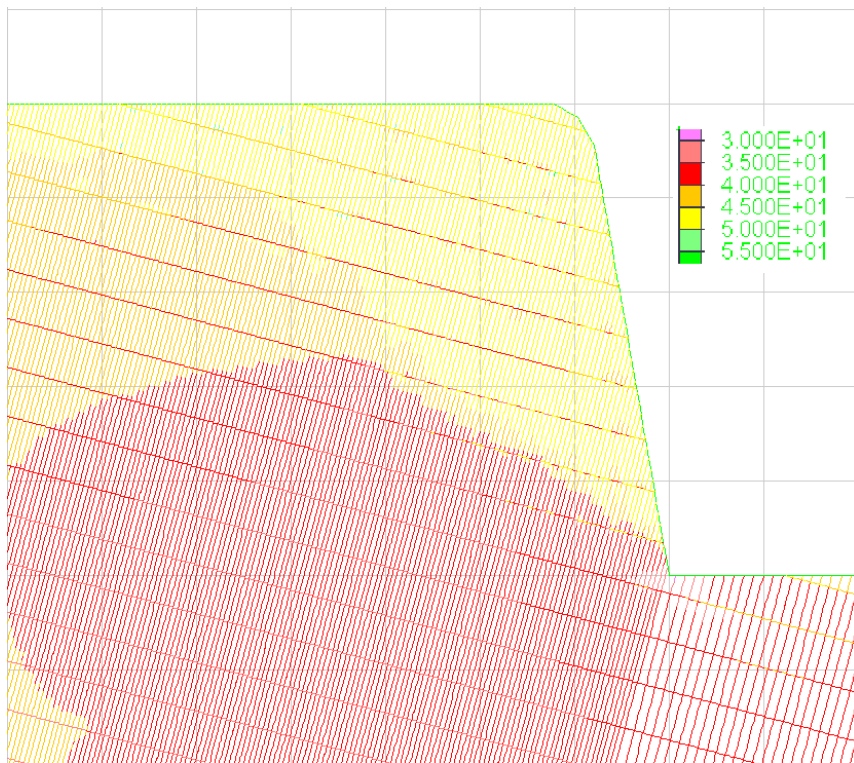


圖 6.68 邊坡模型( $\alpha - 0.01$ )之摩擦角分布

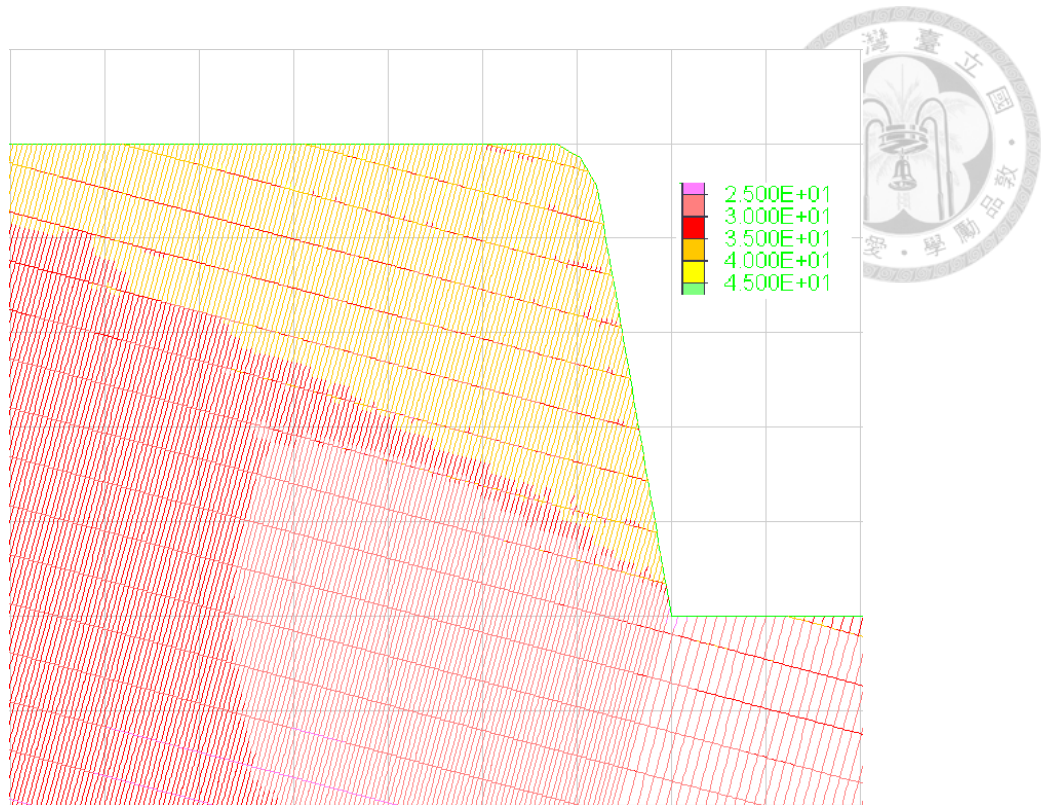


圖 6.69 邊坡模型( $\alpha = 0.02$ )之摩擦角分布

### 6.3.2 指數項參數 $\beta$ 之影響

在此章節將指數項參數 $\beta$ 以 0.04 作為間隔改變，其破壞包絡線變化如圖 6.70 所示。在材料強度方面，可以觀察到，當指數項參數 $\beta$ 逐漸增加時，其材料強度也會跟著提升，而當 $\beta$ 逐漸降低則材料強度亦跟著降低，故在材料強度方面 $\alpha$ 及 $\beta$ 其特性相同，皆與材料強度正相關。而在破壞包絡線變化幅度方面，可以觀察到當指數項參數 $\beta$ 逐漸增加時，其破壞包絡線的變化漸劇，而 $\beta$ 逐漸將低則破壞包絡線的變化趨緩，故在破壞包絡線變化幅度方面， $\beta$ 的特性與 $\alpha$ 相反。

若 $\beta$ 增加且越接近 1 則其破壞包絡線越接近直線，因當 $\beta$ 恰為 1 時，其切線摩擦角為一固定值，故其破壞包絡線為直線，可參考切線摩擦角公式(式 5.12)。

而本研究將 $\beta$ 、 $\beta \pm 0.04$ 、 $\beta \pm 0.08$ 分別代入模型中進行模擬，如圖 6.49 所示，將 $\beta$ 之原始邊坡模型作為對照組（等同前章節之 $\alpha$ 原始邊坡模型），探討改變指數項參數 $\beta$ 對邊坡造成之影響，探討項目包含弱面剪動及開裂情況(joint shear and joint open)、剪應力分布(shear stress)、位移(displacement)與摩擦角分布(joint friction)。

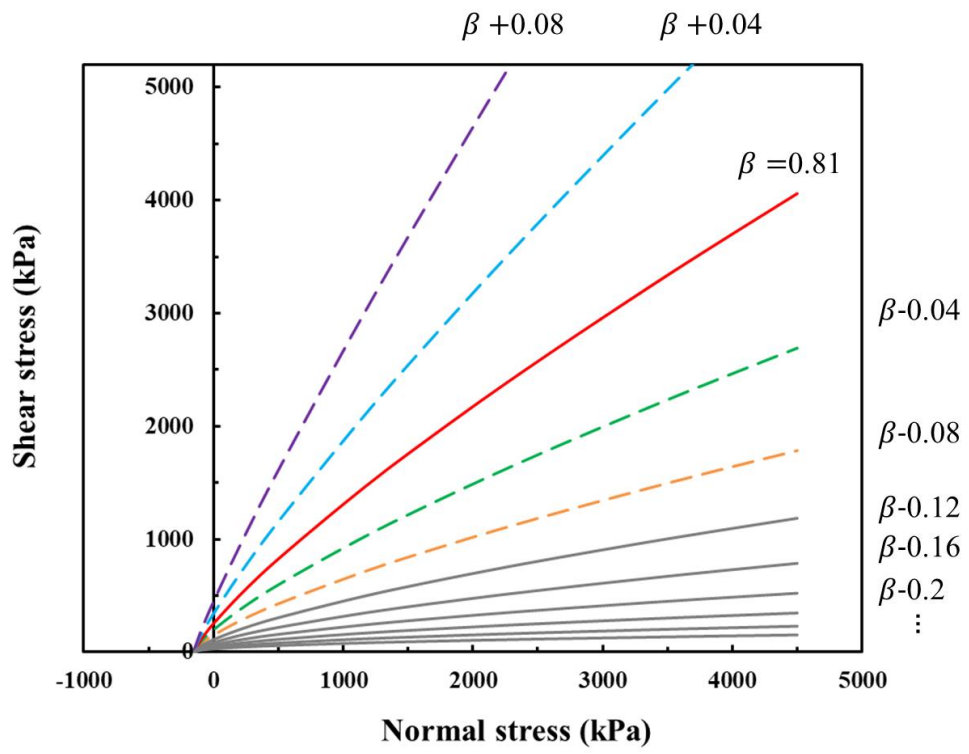


圖 6.70 固定間距變化之指數項參數 $\beta$ 對應的破壞包絡線

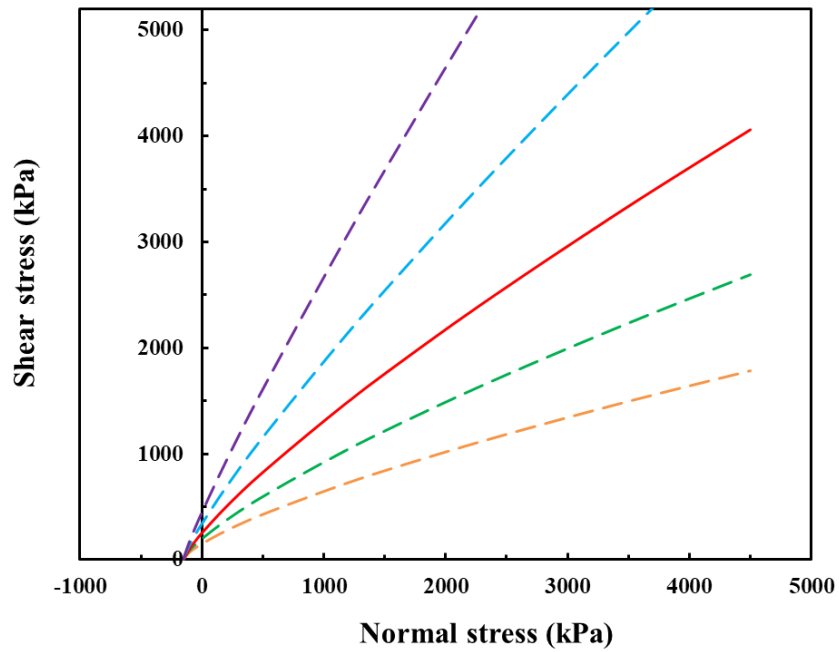


圖 6.71  $\beta$ 、 $\beta \pm 0.04$ 及 $\beta \pm 0.08$ 所對應之破壞包絡線





### (1) 弱面剪動及開裂情況

指數項參數 $\beta$ 與常數項參數 $\alpha$ 皆與材料強度正相關，故 $\beta$ 降低也意味著破壞包絡線的弱化，則表示其邊坡的弱面更容易產生錯動，而模擬結果之弱面剪動及開裂情況如圖 6.72 至圖 6.76 所示，可以觀察出其中 $\beta + 0.08$ 之邊坡為穩定狀態，且僅少部分的弱面產生錯動，整體邊坡穩定性高；而 $\beta + 0.04$ 之邊坡亦為穩定狀態，但靠近坡面的部份塊體有弱面錯動的情況，兩組邊坡模型皆無弱面開裂的情況產生。而 $\beta$ 、 $\beta - 0.04$ 及 $\beta - 0.08$ 之邊坡分別在 100 萬步運算之系統限制內發展了弱面錯動及弱面開裂，三者皆趨於失穩狀態，其中 $\beta - 0.08$ 之邊坡由於材料強度弱化幅度最大而在系統限制之 100 萬運算步數內發展最廣的破壞區。

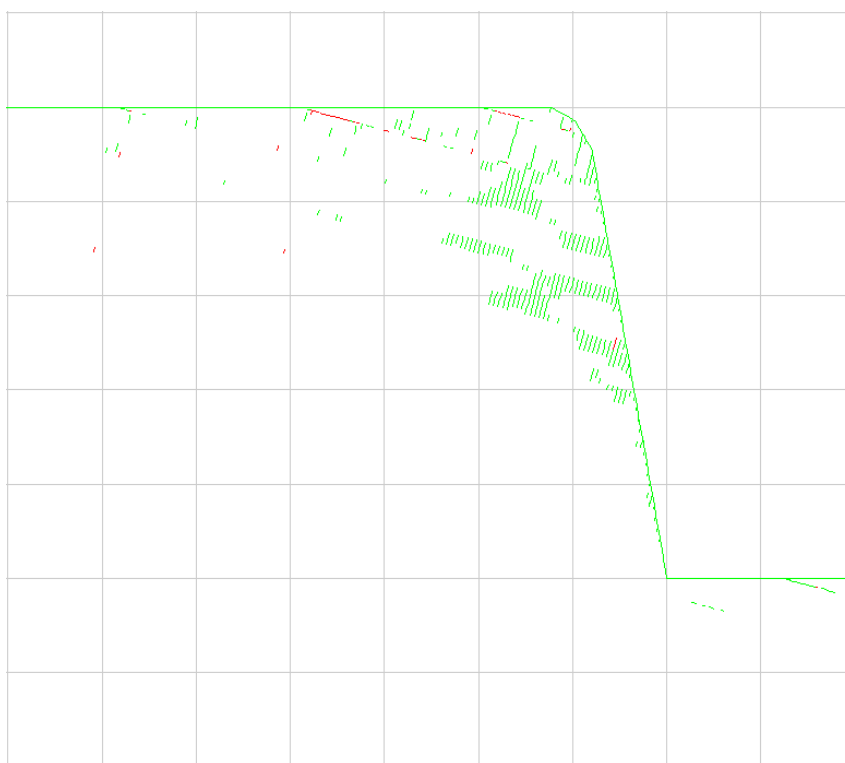


圖 6.72 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之弱面剪動及開裂情況

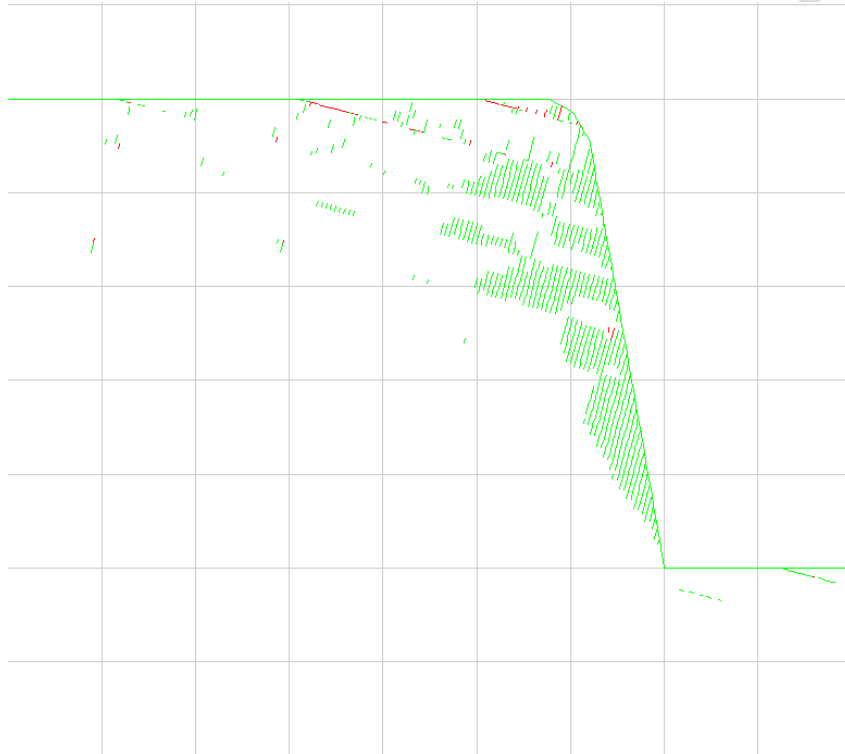


圖 6.73 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之弱面剪動及開裂情況

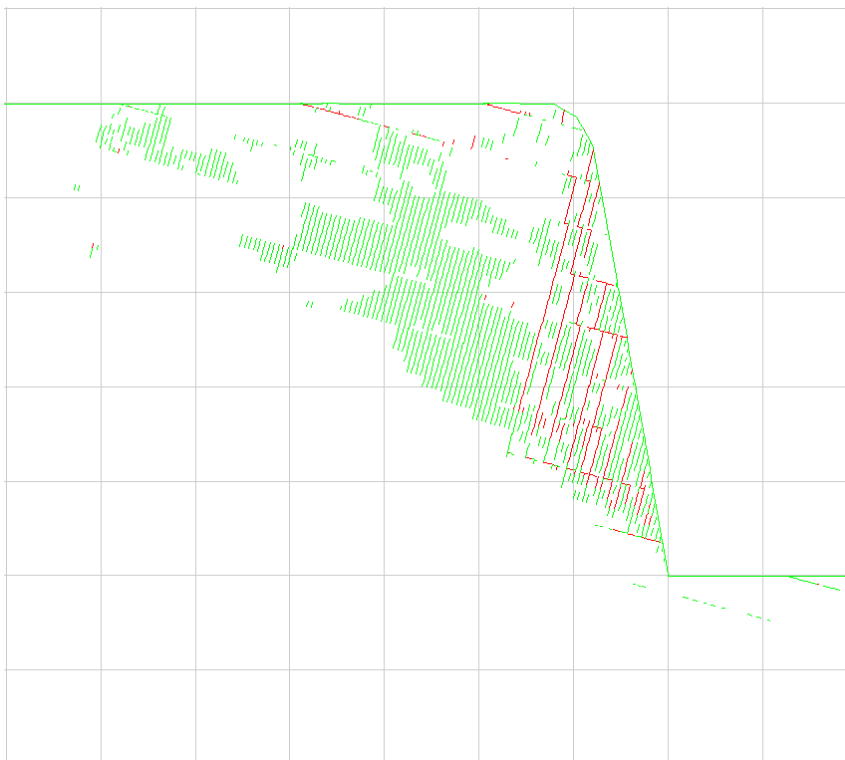


圖 6.74 邊坡模型( $\beta$ )之弱面剪動及開裂情況

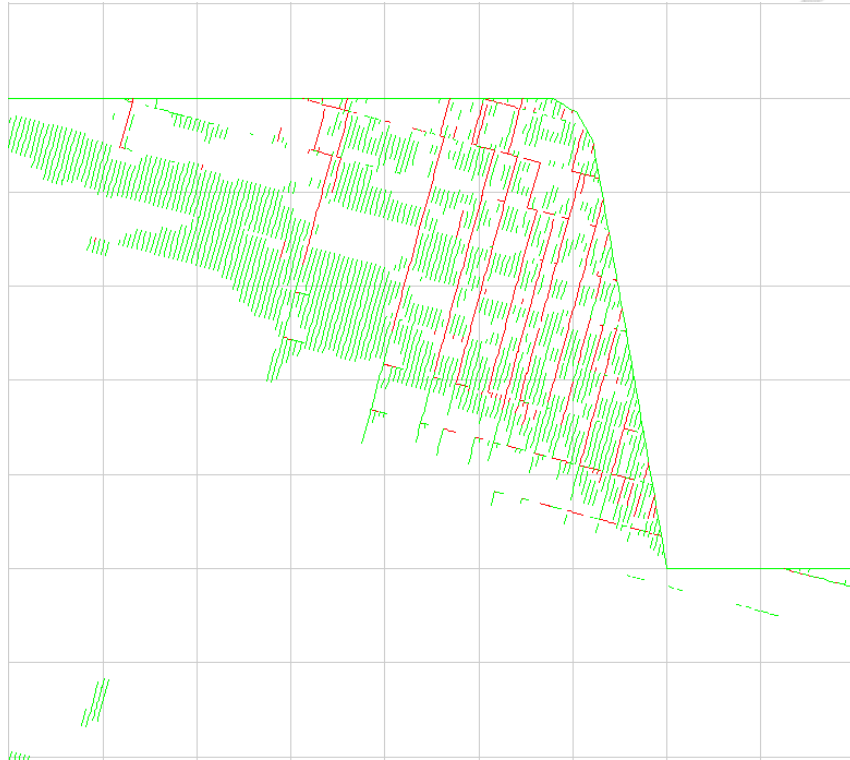


圖 6.75 邊坡模型( $\beta = 0.04$ )之弱面剪動及開裂情況

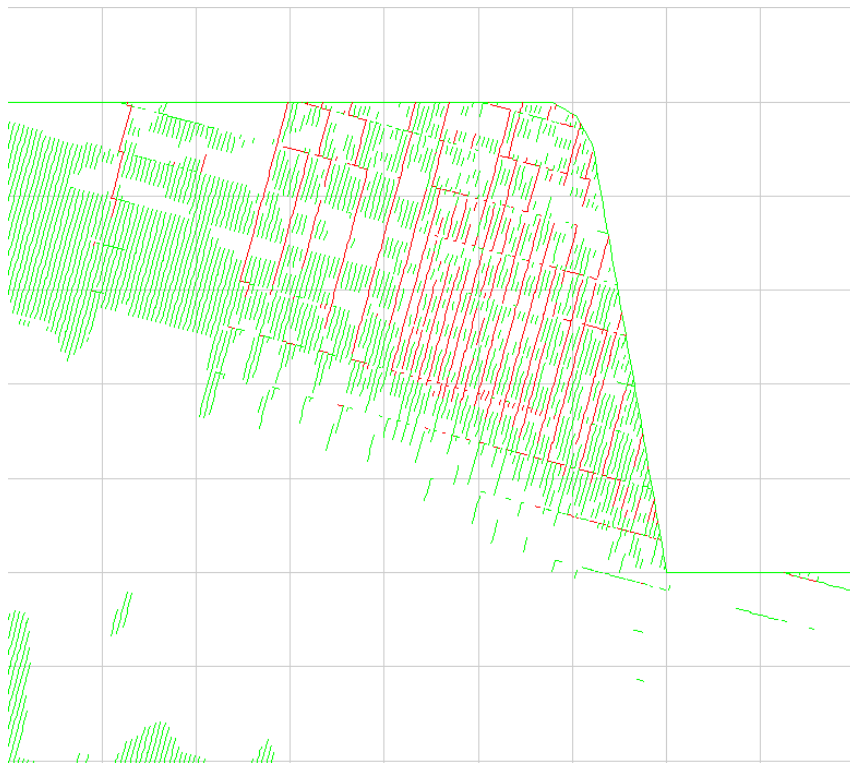


圖 6.76 邊坡模型( $\beta = 0.08$ )之弱面剪動及開裂情況



(2) 剪應力分布

前章節提到當  $\alpha$  下降，破壞面之傾角有降低的趨勢。而圖 6.77 至圖 6.81 為將  $\beta$  作為變數之五組邊坡模型之剪應力分布，其中  $\beta$ 、 $\beta - 0.04$  及  $\beta - 0.08$  之邊坡模型發展出破壞面，且  $\beta$  之邊坡其破壞面與水平面夾約  $40^\circ$ ，與弱面之法向量夾約  $25^\circ$ ； $\beta - 0.04$  之邊坡其破壞面與水平面夾約  $35^\circ$ ，與弱面之法向量夾約  $20^\circ$ ； $\beta - 0.08$  之邊坡其破壞面與水平面夾約  $28^\circ$ ，與弱面之法向量夾約  $13^\circ$ ，可觀察出  $\beta$  與  $\alpha$  擁有相同的特性，當  $\beta$  下降，破壞面之傾角有降低的趨勢。

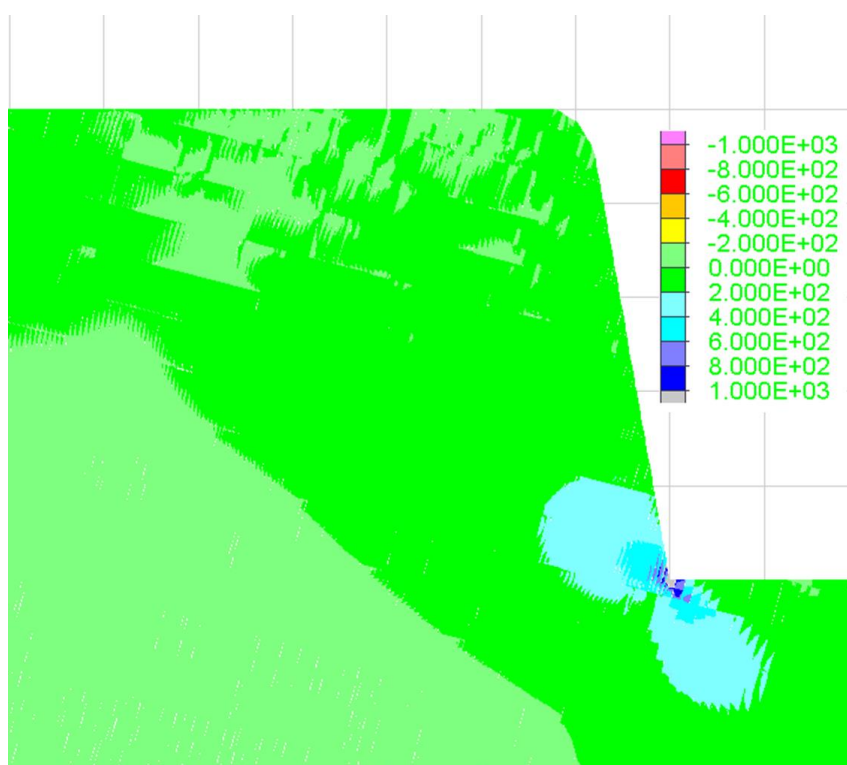


圖 6.77 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之剪應力分布圖

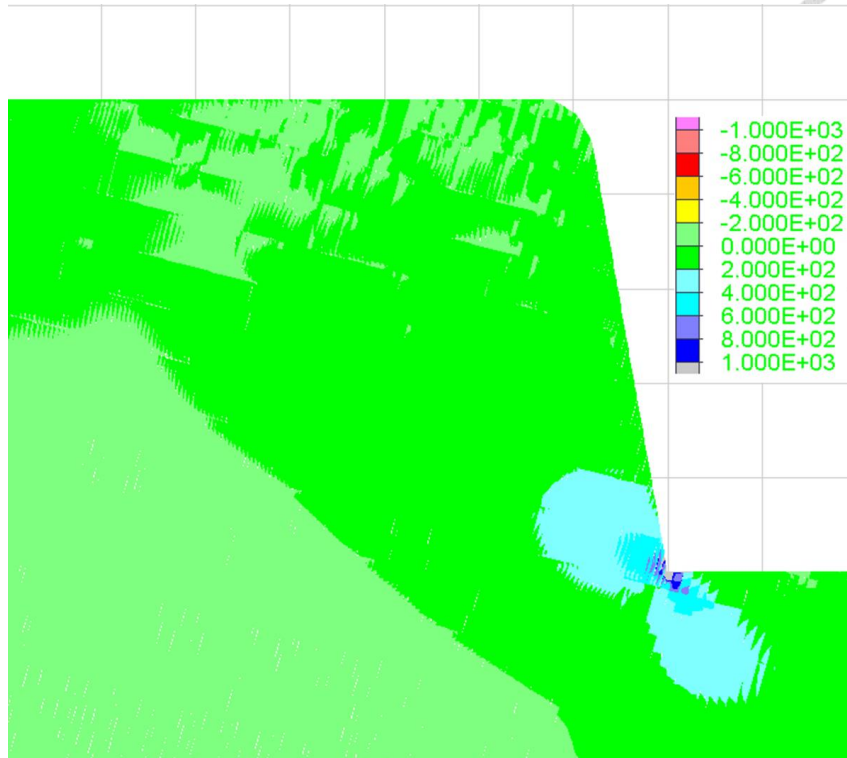


圖 6.78 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之剪應力分布圖

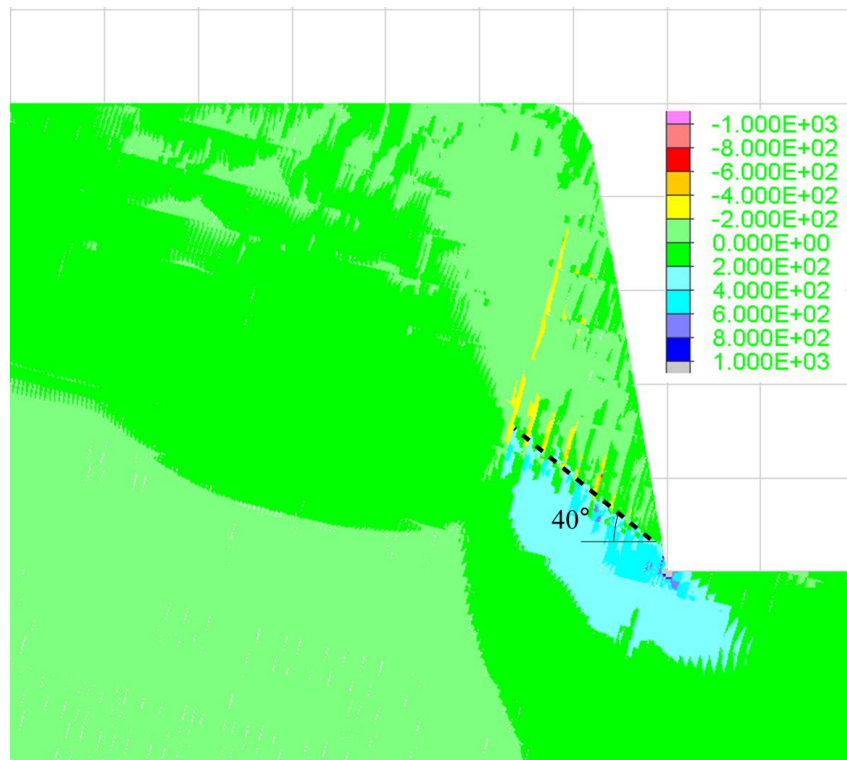


圖 6.79 邊坡模型( $\beta$ )之剪應力分布圖

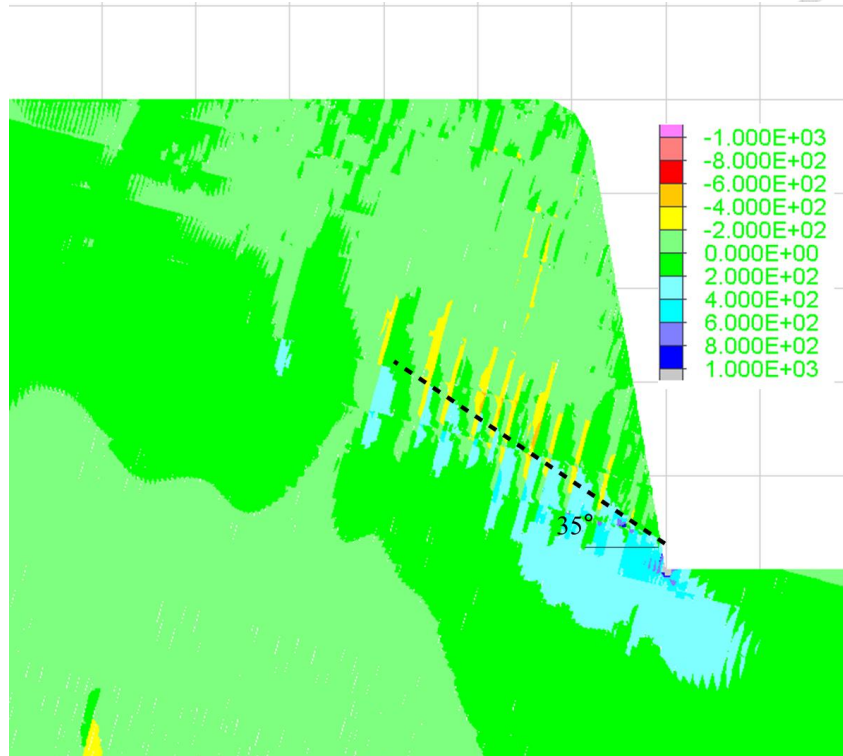


圖 6.80 邊坡模型( $\beta = 0.04$ )之剪應力分布圖

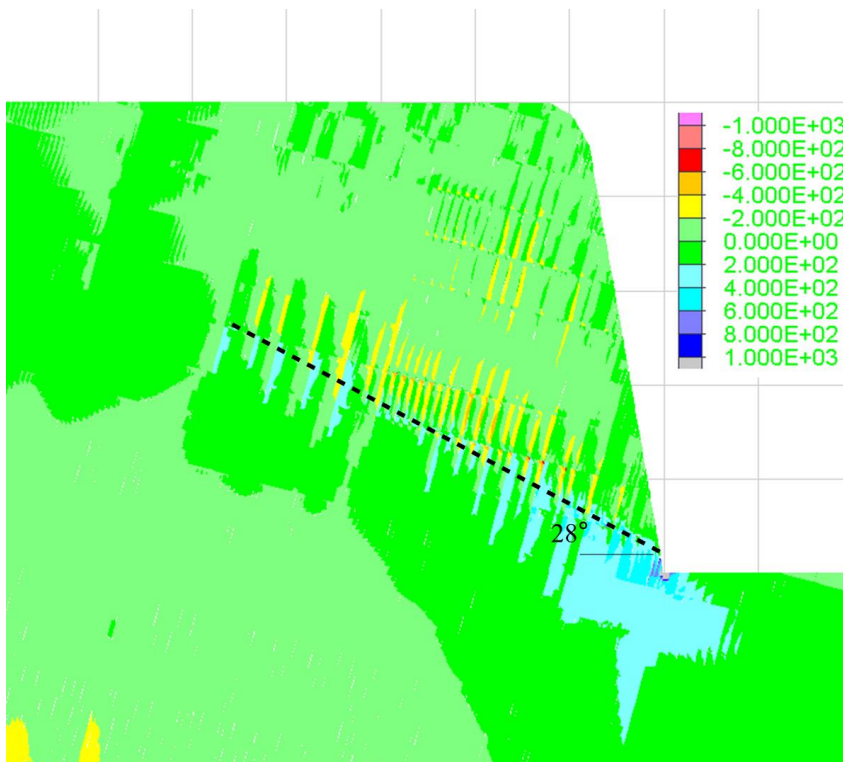


圖 6.81 邊坡模型( $\beta = 0.08$ )之剪應力分布圖





### (3) 位移

將 $\beta$ 作為變數之五組邊坡模型其模擬結果之位移場如圖 6.82 至圖 6.86 所示，其中 $\beta + 0.08$ 及 $\beta + 0.04$ 之邊坡為穩定狀態，而其位移場連續性高、無大位移產生。而 $\beta + 0.08$ 及 $\beta + 0.04$ 之邊坡則因弱面開裂、塊體分離而有大大位移產生，且位移集中於坡頂之傾倒塊體，故最大之位移位於逆向坡之坡頂，此與前人之結論相同。

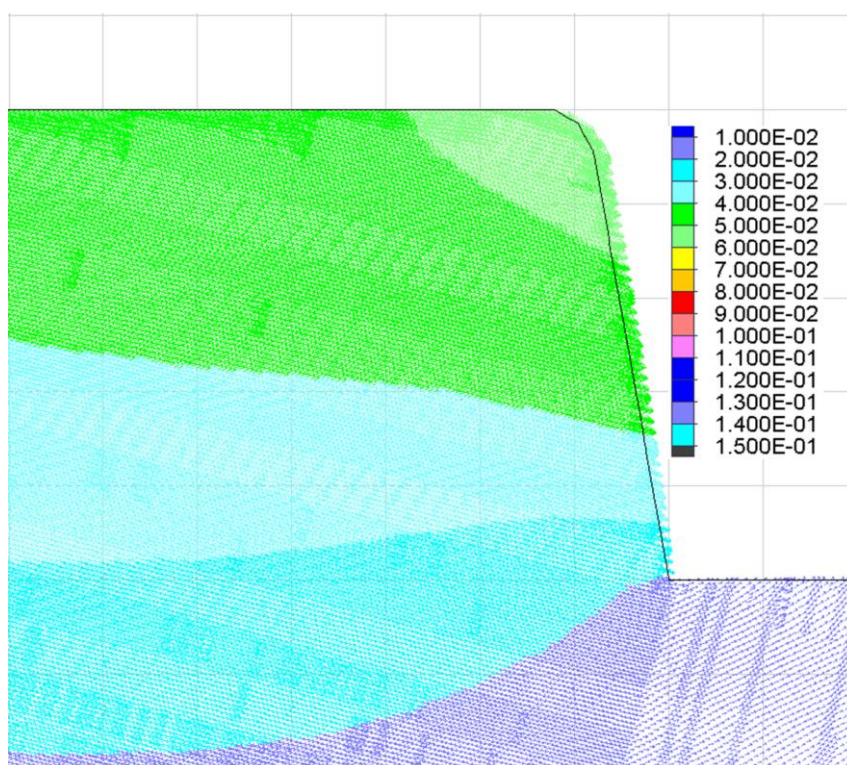


圖 6.82 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之位移場



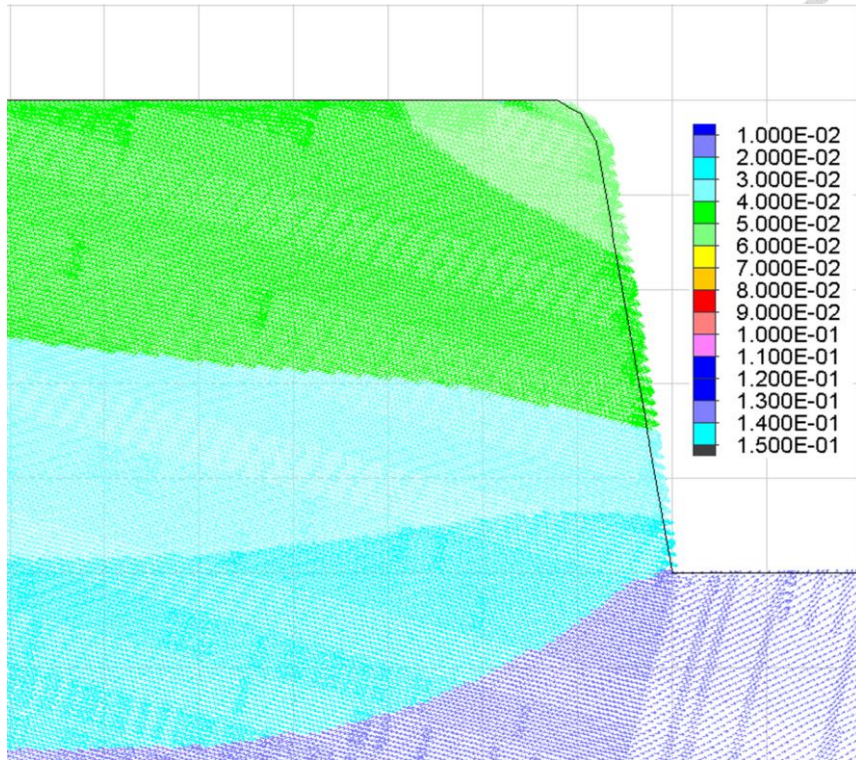
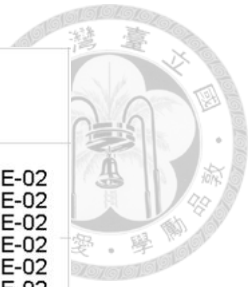


圖 6.83 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之位移場

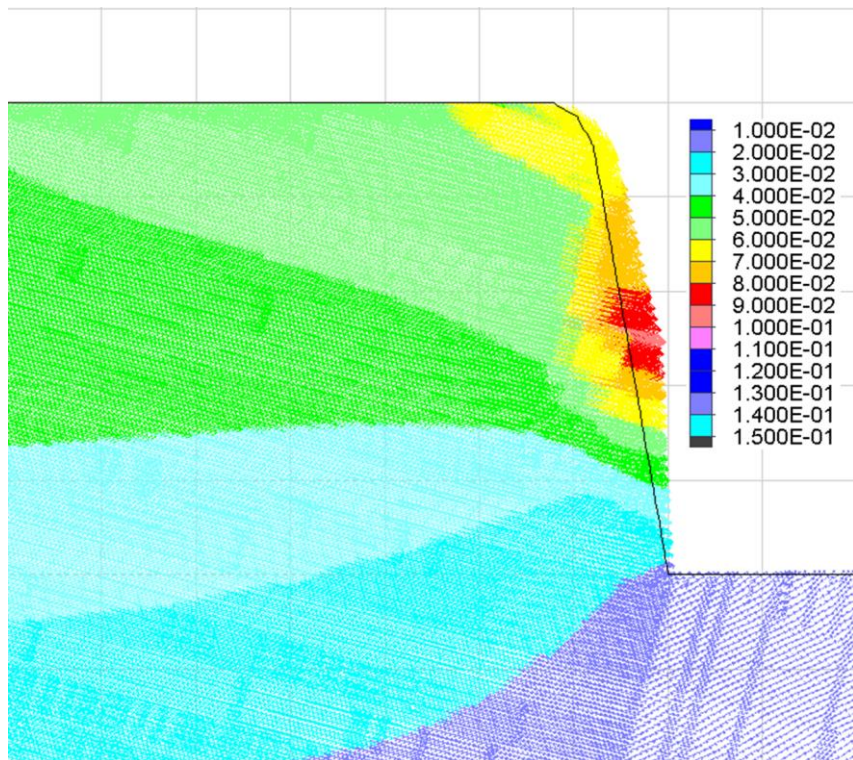


圖 6.84 邊坡模型( $\beta$ )之位移場



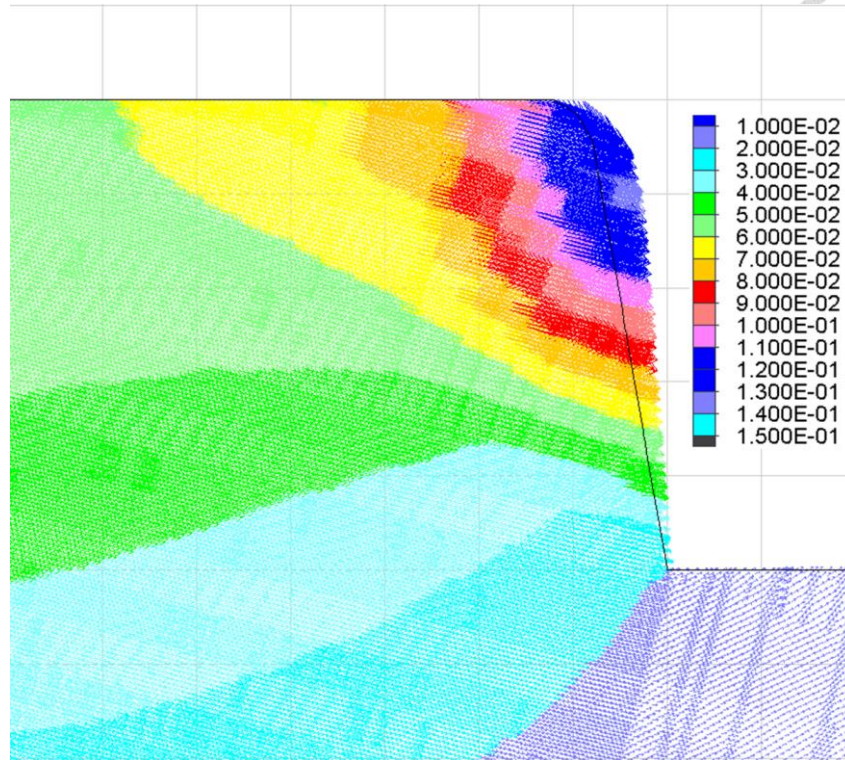


圖 6.85 邊坡模型( $\beta = 0.04$ )之位移場

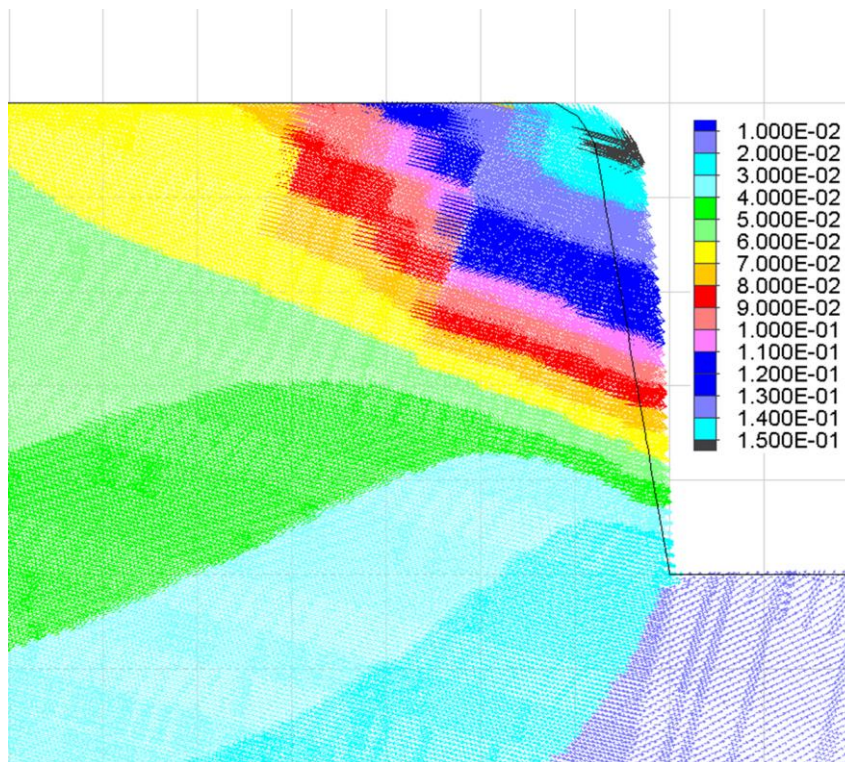


圖 6.86 邊坡模型( $\beta = 0.08$ )之位移場



#### (4) 摩擦角分布

因本研究建構了板岩葉理的非線性破壞準則，故其摩擦角並非定值，而是隨著正向應力而改變，而相較於常數項 $\alpha$ 而言，指數項參數 $\beta$ 對破壞包絡線之切線摩擦角有較明顯的控制，如式 5.12 所示，且 $\beta$ 亦對破壞包絡線之曲率有較大的影響，當 $\beta$ 恰為 1 時，其切線摩擦角為一固定值，故其破壞包絡線為直線，則破壞包絡線之曲率為 0。而將指數項參數 $\beta$ 作為變數之五組邊坡模型其模擬結果之摩擦角分布如圖 6.87 至圖 6.91 所示，其中 $\beta + 0.08$ 之邊坡其摩擦角依圖例顏色顯示為  $62^\circ$  至  $70^\circ$ ，其摩擦角起伏約為  $8^\circ$ ；而 $\beta - 0.08$ 之邊坡其摩擦角依圖例顏色顯示為  $20^\circ$  至  $40^\circ$ ，其摩擦角起伏約為  $20^\circ$ ，由此模擬結果除了可以觀察到邊坡之摩擦角因 $\beta$ 降低而降低的趨勢外，亦可發現 $\beta + 0.08$ 之邊坡其摩擦角起伏小於其他邊坡模型之模擬結果，此因 $\beta$ 越接近 1 則曲率越小所致，是故其切線摩擦角起伏亦隨 $\beta$ 增高而降低。

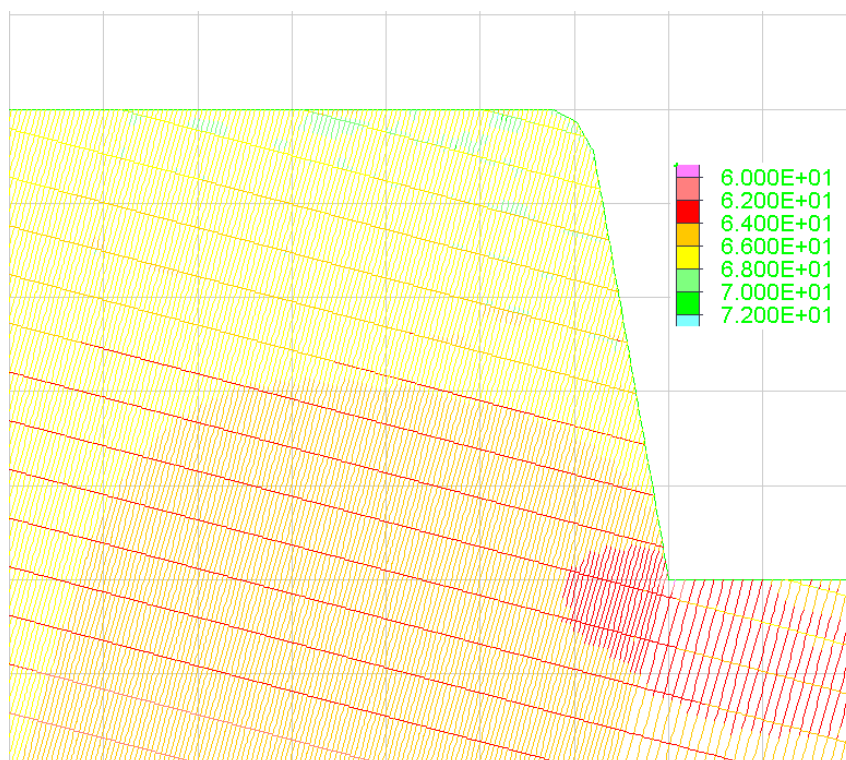


圖 6.87 邊坡模型( $\beta + 0.08$ )之摩擦角分布



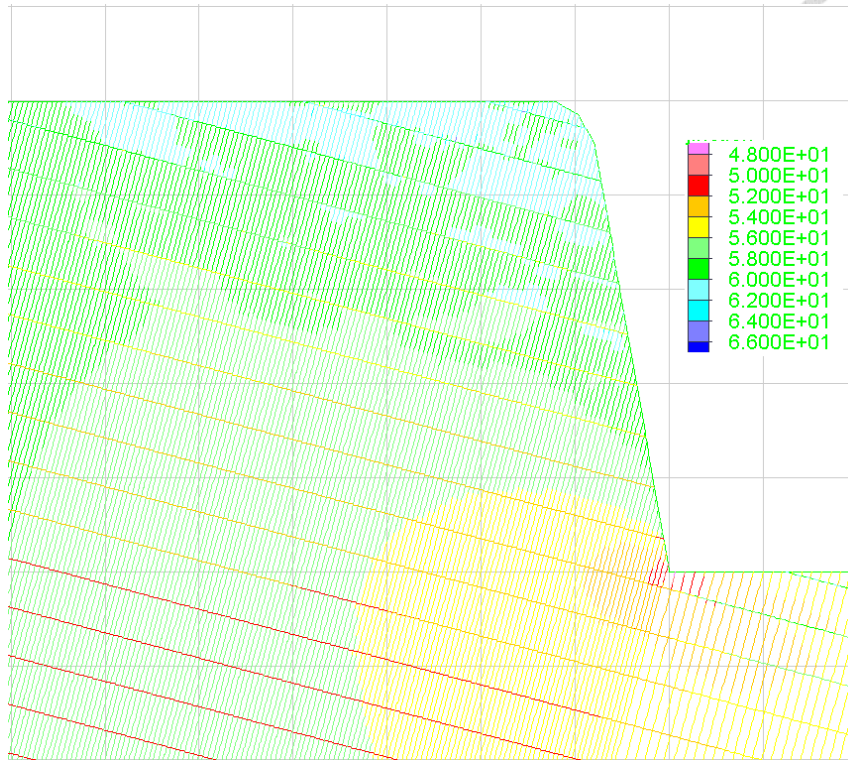
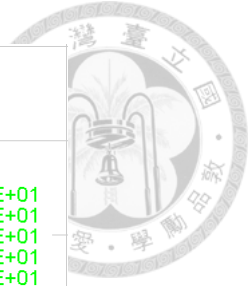


圖 6.88 邊坡模型( $\beta + 0.04$ )之摩擦角分布

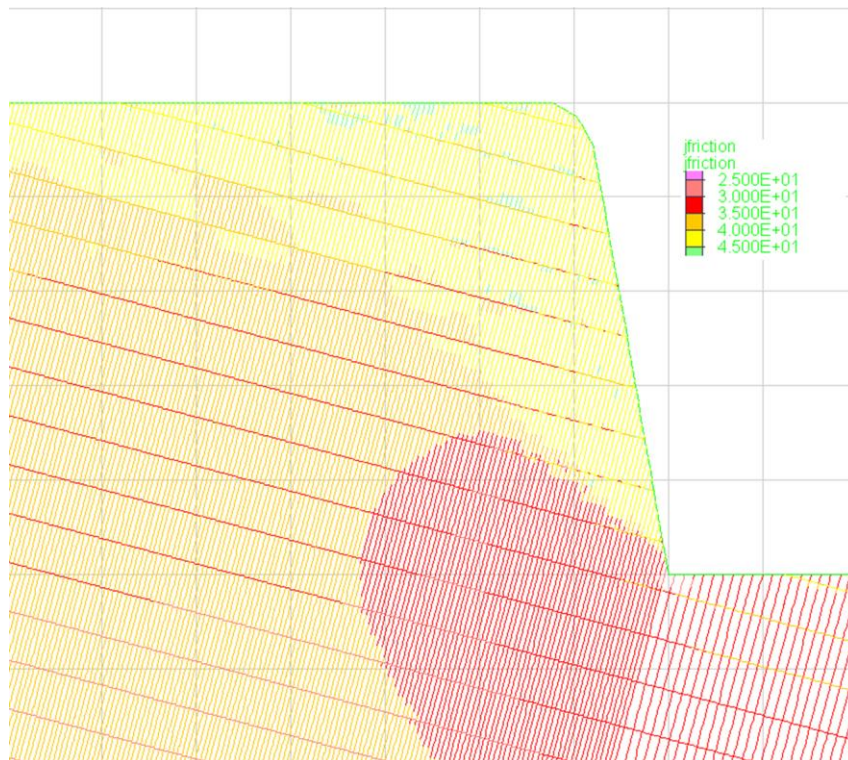


圖 6.89 邊坡模型( $\beta$ )之摩擦角分布

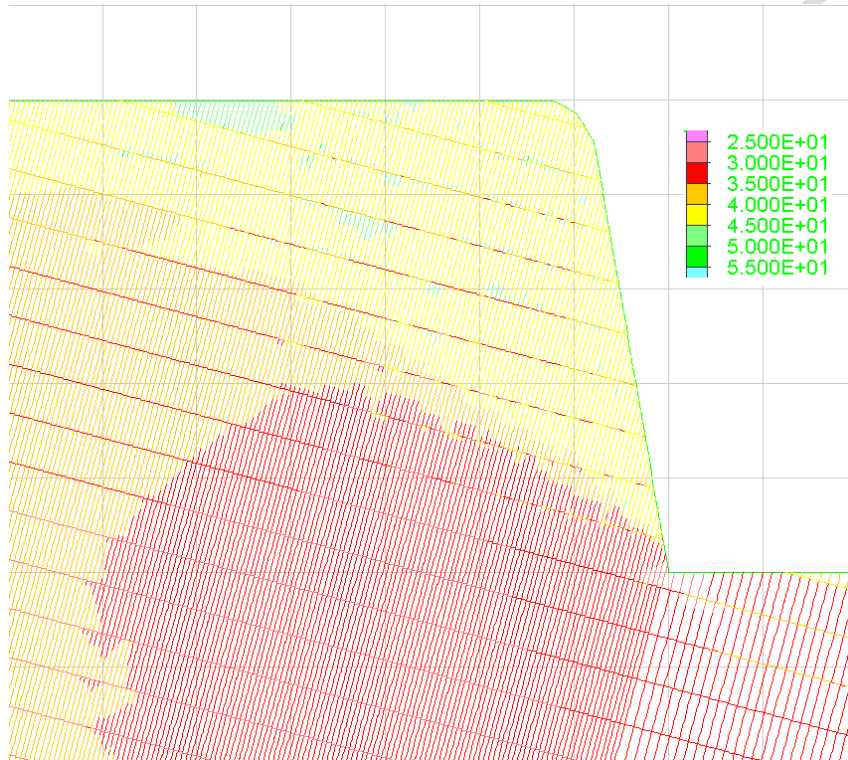
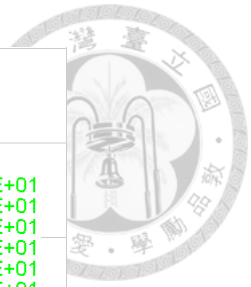


圖 6.90 邊坡模型( $\beta = 0.04$ )之摩擦角分布

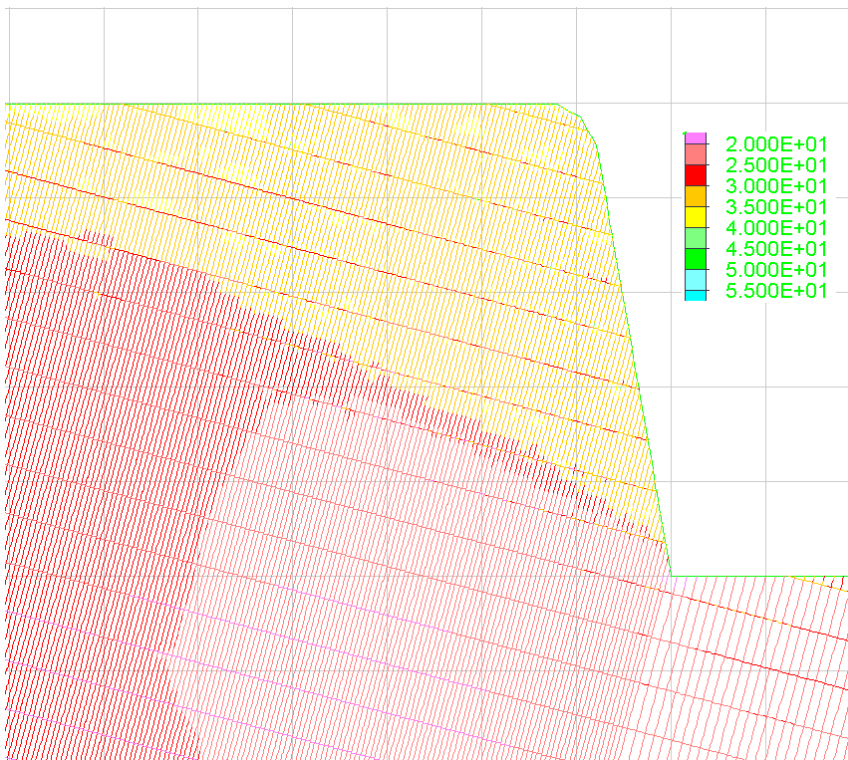


圖 6.91 邊坡模型( $\beta = 0.08$ )之摩擦角分布

## 第7章 結論與建議



### 7.1 結論

本研究探討板岩葉理面之非線性破壞準則與其對於逆向坡傾倒破壞中之影響。藉由板岩葉理面張力強度試驗與直接剪力試驗得出非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)，並將實驗所得參數利用分離元素法軟體(UDEC)進行逆向坡傾倒破壞之模擬，探討新準則與線性回歸差異，並且對新準則使用之參數進行敏感度分析，以下針對實驗結果與數值模擬結果提出結論：

#### 7.1.1 實驗結果

1. 藉由板岩葉理拉拔試驗結果顯示本研究使用之板岩其葉理平均乾式張力強度為 151.4kPa，而平均溼式張力強度為 131.9kPa，其結果表現出了板岩遇水弱化的特性，其葉理張力強度浸水 48 小時後強度下降了 19.5kPa。
2. 以莫爾庫倫破壞準則線性回歸岩石直接剪力試驗結果，可以觀察出當板岩葉理遇水，其摩擦角由 37.2° 下降至 34.42°，而凝聚力則由 500.0kPa 下降至 132.4kPa。
3. 長位移直接剪力試驗可探討板岩葉理破壞後之殘餘強度，根據實驗結果顯示，乾式殘餘摩擦角為 31.2°，而溼式殘餘摩擦角為 19.1°，兩者相較於各自的原始摩擦角均有下降。
4. 非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)主要由三個參數所控制：(1) 參考板岩葉理張力強度 $\bar{T}_0$ 、(2) 常數項參數 $\alpha$ 、(3) 指數項參數 $\beta$ ，其中 $\bar{T}_0 = T_0/\sigma_{ref}$ ，而 $\sigma_{ref} = 1\text{kPa}$ 。而本研究使用之板岩當其為乾式狀態時， $T_0 = 151.4\text{kPa}$ ，常數項參數 $\alpha = 0.04$ ，指數項參數 $\beta = 0.81$ ；當板岩為溼式狀態時， $T_0 = 131.9\text{kPa}$ ，常數項參數 $\alpha = 0.023$ ，指數項參數 $\beta = 0.84$ 。
5. 經轉換平面後比較可觀察出對於板岩葉理之材料強度，非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)較葉理破壞準則(Foliation failure



criteria, FFC)來得具有代表性，且因 NFFC 其曲率變化較緩，則 NFFC 在高正向應力區較不會偏離材料強度之趨勢。

### 7.1.2 數值模擬結果

1. 面對逆向坡傾倒破壞這類的工程問題時將非線性葉理破壞準則 (Nonlinear foliation failure criteria, NFFC) 加入弱面的破壞模式中對於分析邊坡的安全性亦具有代表性。
2. 逆向坡之傾倒破壞係由坡趾處岩塊的破壞驅動整體邊坡的連鎖破壞，而坡趾處其破壞面上之塊體不深，故其正向應力不大，而莫爾庫倫破壞準則由於其線性回歸的特性，在低正向應力區有高估材料強度之虞，其分析結果可能導致坡趾處之岩塊不因岩柱傳遞的自重而破壞，因此整體邊坡分析結果呈現穩定狀態，而使用 NFFC 則因其非線性回歸之特性可較為保守地分析邊坡的安全性。
3. NFFC 之常數項參數 $\alpha$ 與材料強度正相關，若 $\alpha$ 降低則材料強度及破壞包絡線之切線摩擦角亦降低，使邊坡更易破壞。而當 $\alpha$ 降低，逆向坡傾倒破壞之破壞面傾角亦會降低，而邊坡將發展較大的破壞區域。而常數項參數 $\alpha$ 逐漸增加時，其破壞包絡線的變化趨緩，而 $\alpha$ 逐漸將低則破壞包絡線的變化漸劇。
4. NFFC 之指數項參數 $\beta$ 與材料強度正相關，若 $\beta$ 降低則材料強度及破壞包絡線之切線摩擦角亦降低，使邊坡更易破壞。指數項參數 $\beta$ 對於破壞包絡線之曲率有影響性，當 $\beta$ 恰為 1 時，其切線摩擦角為一固定值，故其破壞包絡線為直線，則破壞包絡線之曲率為 0。而當 $\beta$ 降低，逆向坡傾倒破壞之破壞面傾角亦會降低，而邊坡將發展較大的破壞區域。而指數項參數 $\beta$ 逐漸增加時，其破壞包絡線的變化漸劇，而 $\beta$ 逐漸將低則破壞包絡線的變化趨緩。

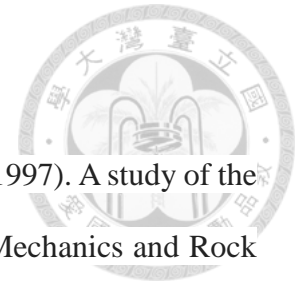





## 7.2 建議

1. 本研究之板岩葉理拉拔試驗之試體為  $5\text{cm}\times 5\text{cm}$ ，而當試體風化程度高時，其張力強度甚弱以至於拉拔儀器無法測量，後續研究可採用較大之試體尺寸以放大試體強度，使儀器可以測得實驗結果，但須注意試體強度勿超過拉拔儀器之最大出力值。
2. 非線性葉理破壞準則(Nonlinear foliation failure criteria, NFFC)其常數項參數 $\alpha$ 及指數項參數 $\beta$ 各自對於破壞包絡線之影響有所不同，當較低強度之材料使用 NFFC 時，應謹慎選擇 $\alpha$ 之有效位數；而當較高強度之材料使用 NFFC 時，應謹慎選擇 $\beta$ 之有效位數。

## 參考文獻



- [1] Adhikary, D. P., Dyskin, A. V., Jewell, R. J., & Stewart, D. P. (1997). A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 30(2), 75-93.
- [2] Adhikary, D. P., & Dyskin, A. V. (2007). Modelling of progressive and instantaneous failures of foliated rock slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 40(4), 349-362.
- [3] Alzo'ubi, A. K., Martin, C. D., & Cruden, D. M. (2010). Influence of tensile strength on toppling failure in centrifuge tests. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(6), 974-982.
- [4] ASTM, D. 5731-95. Standard test method for determination of the point load strength index of rock, American Society for Testing and Materials.
- [5] Aydan, Ö., & Kawamoto, T. (1992). The stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilisation. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 25(3), 143-165.
- [6] Bandis, S. C., Lumsden, A. C., & Barton, N. R. (1983, December). Fundamentals of rock joint deformation. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 20, No. 6, pp. 249-268). Pergamon.
- [7] Barton, N.R., Bandis, S. and Bakhtar, K. (1985). Strength deformation and conductivity coupling of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstract*, 22, pp. 121-140,
- [8] Barton, N. (2013). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(4), 249-261.

- 
- [9] Cacciari, P. P., & Futai M. M. (2018). Assessing the tensile strength of rocks and geological discontinuities via pull-off tests. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 105, 44-52.
- [10] Chigira, M. (1992). Long-term gravitational deformation of rocks by mass rock creep. *Engineering Geology*, 32(3), 157-184.
- [11] Ching, J., Li, K. H., Phoon, K. K., & Weng, M. C. (2018). Generic transformation models for some intact rock properties. *Canadian Geotechnical Journal*, (ja).
- [12] Goodman, R.E. (1970). The Deformability of Joints Deformation of the In-Situ Modulus of Deformation of Rock. *ASTM, STP 477*, pp. 174-196.
- [13] Goodman, R. E. (1976). Toppling of rock slopes. In *Proc. Speciality Conference on Rock Engineering for Foundation and Slopes* (pp. 201-234). ASCE.
- [14] Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics* (Vol. 2). New York: Wiley.
- [15] Griffith, A. A., & Eng, M. (1921). VI. The phenomena of rupture and flow in solids. *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A*, 221(582-593), 163-198.
- [16] Hoek, E. (1968). *Brittle Fracture of Rock*. London: J.Wiley, 99-124.
- [17] International Society for Rock Mechanics. (2007). *The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006*. International Soc. for Rock Mechanics, Commission on Testing Methods.
- [18] Itasca Consulting Group. (1997). *UDEC (Universal Distinct Element Code) Version 3.0*. Minneapolis, MN.
- [19] Kimber, O. G., Allison, R. J., & Cox, N. J. (1998). Mechanisms of failure and slope development in rock masses. *Transactions of the Institute of British Geographers*, 23(3), 353-370.
- [20] Kulatilake, P. H. S. W., Ucpirti, H., Wang, S., Radberg, G., & Stephansson, O. (1992). Use of the distinct element method to perform stress analysis in rock with non-persistent joints and to study the effect of joint geometry parameters on the

strength and deformability of rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 25(4), 253-274.

- [21] Nichol, S. L., Hungr, O., & Evans, S. G. (2002). Large-scale brittle and ductile toppling of rock slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(4), 773-788.
- [22] Sjöberg, J. (1999). Analysis of large scale rock slopes (Doctoral dissertation, Luleå tekniska universitet).
- [23] Weng, M. C., Li, J. H., Lin, C. H., & Liao, C. T. (2017). Measuring Foliation Tensile Strength of Metamorphic Rock by Using Pull-Off Test. *Geotechnical Testing Journal*, 41(1), 132-140.
- [24] Zheng, Y., Chen, C., Liu, T., Xia, K., & Liu, X. (2017). Stability analysis of rock slopes against sliding or flexural-toppling failure. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1-21.
- [25] 何春蓀 (2003) 臺灣地質概論臺灣地質圖說明書第二版。經濟部中央地質調查所出版。
- [26] 鄭富書、朱家德、黃燦輝 (1994) 台灣一些軟弱岩石的工程性質。岩盤工程研討會，第 259-267 頁。
- [27] 林錫宏、紀宗吉、沈振勝 (2010) 廬山溫泉北坡岩體滑動的地質模式與監測。中央地質調查所 98 年度業務成果發表手冊，第 8-9 頁。
- [28] 陳聯光、林聖琪、林又青、王俞婷、林祺岳、陳如琳 (2010) 莫拉克颱風降雨與崩塌分佈特性探討。中央氣象局天氣分析與預報研討會。
- [29] 彭厚仁 (2016) 不同尺度山崩潛感圖製作方法之研究。國立台灣大學土木工程學系碩士論文。
- [30] 李晉泓 (2017) 板片岩葉理面破壞準則研究。國立高雄大學土木與環境工程學系碩士論文。
- [31] 李沅昶 (2018) 板岩逆向坡之穩定性控制因子研究。國立台灣大學土木工程學系碩士論文。



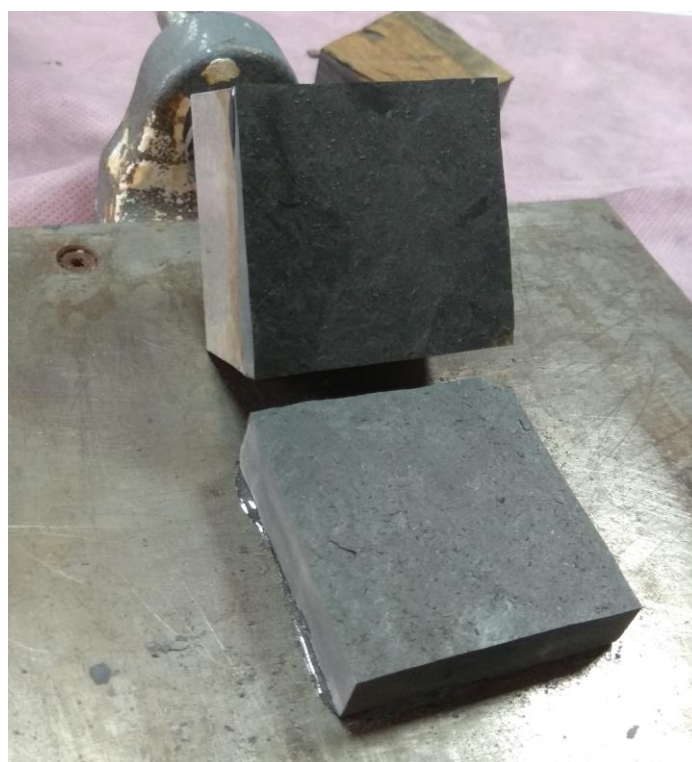
## 附錄 A 拉拔試驗試體破壞模式與斷面情況

### ■ 乾式拉拔之破壞形式 1 (Mode1)

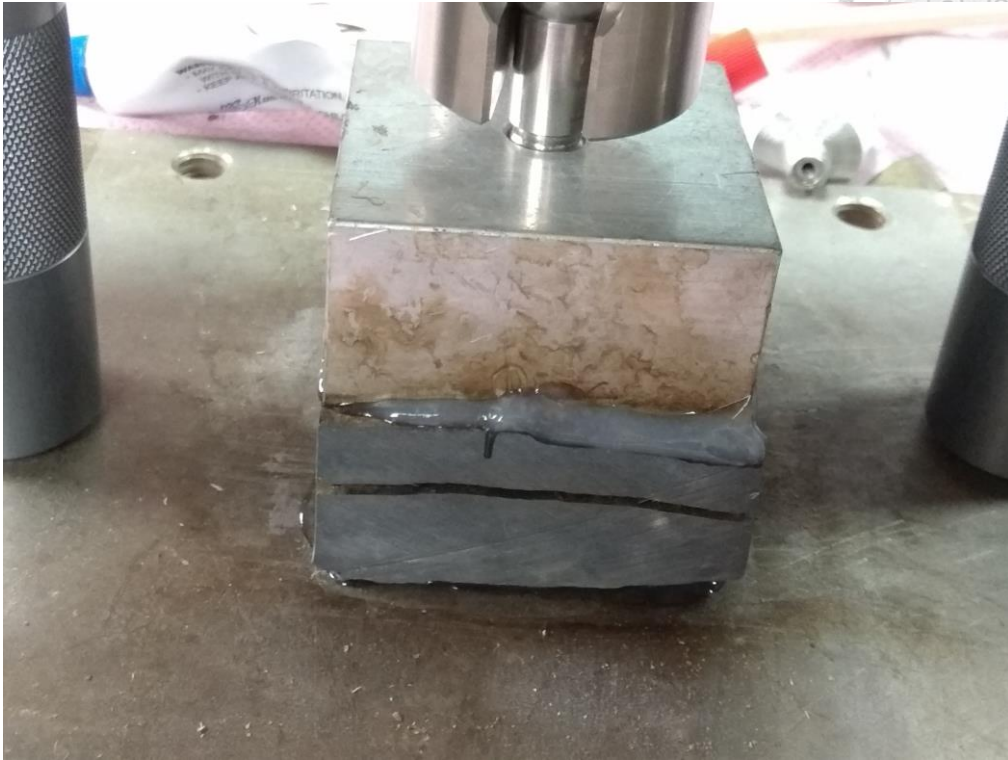
編號 TD4 試體破壞面位置：



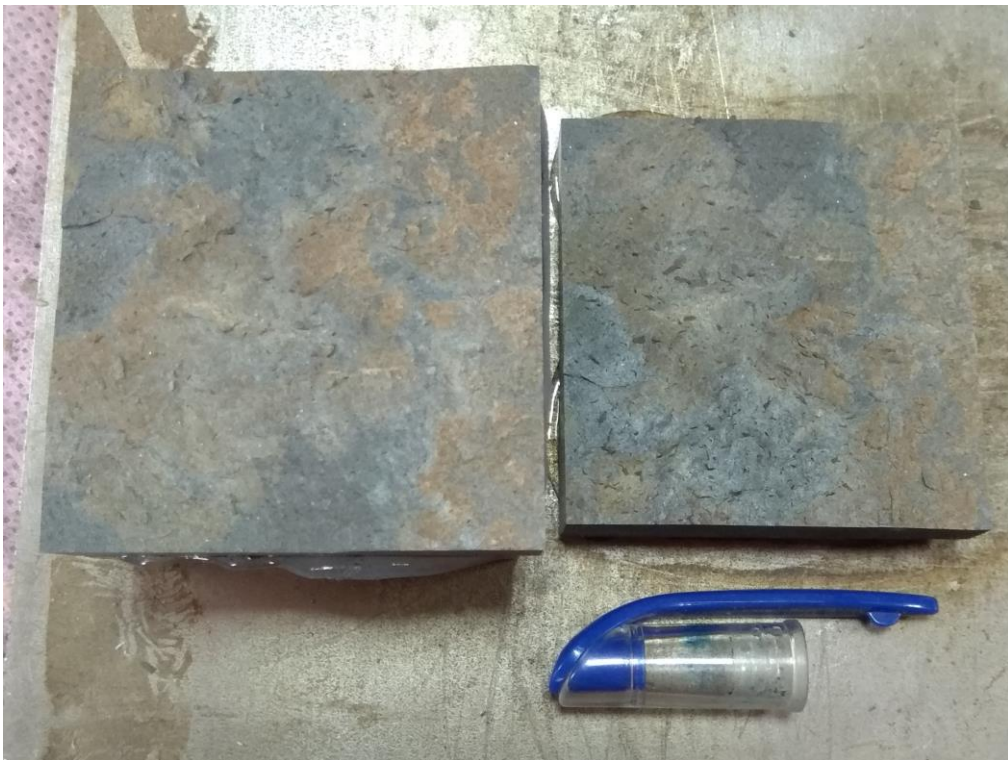
編號 TD4 試體破壞面之銹染情況：



編號 TD7 試體破壞面位置：

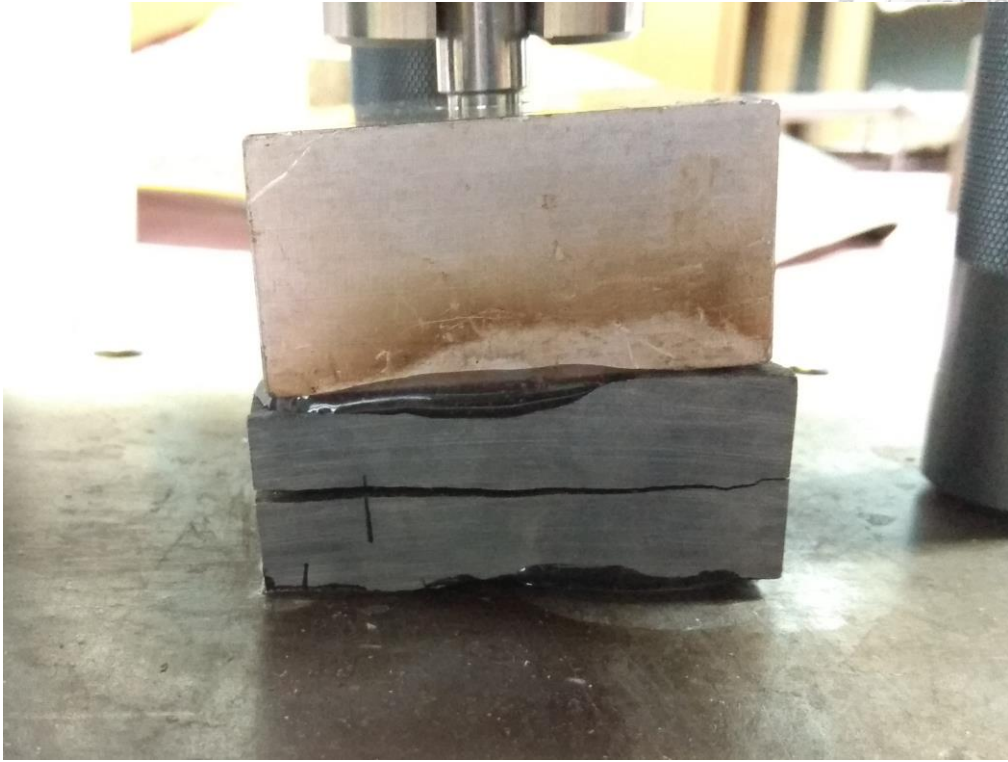


編號 TD7 試體破壞面之銹染情況：





編號 TD9 試體破壞面位置：



編號 TD9 試體破壞面之銹染情況：



編號 TD10 試體破壞面位置：

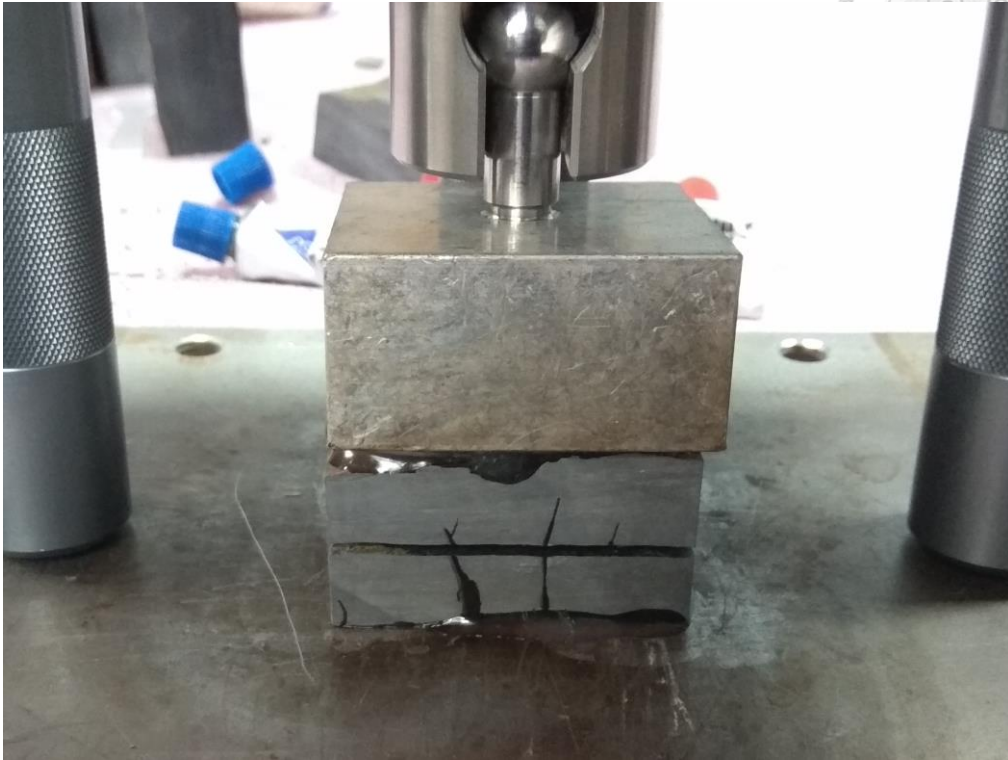


編號 TD10 試體破壞面之銹染情況：





編號 TD12 試體破壞面位置：



編號 TD12 試體破壞面之銹染情況：



■ 乾式拉拔之破壞形式 2(Mode1)

編號 TD8 試體破壞面位置：



編號 TD8 試體破壞面之銹染情況：





編號 TD11 試體破壞面位置：



編號 TD11 試體破壞面之銹染情況：





■ 溼式拉拔之破壞形式 1(Mode1)

編號 TW5 試體破壞面位置：

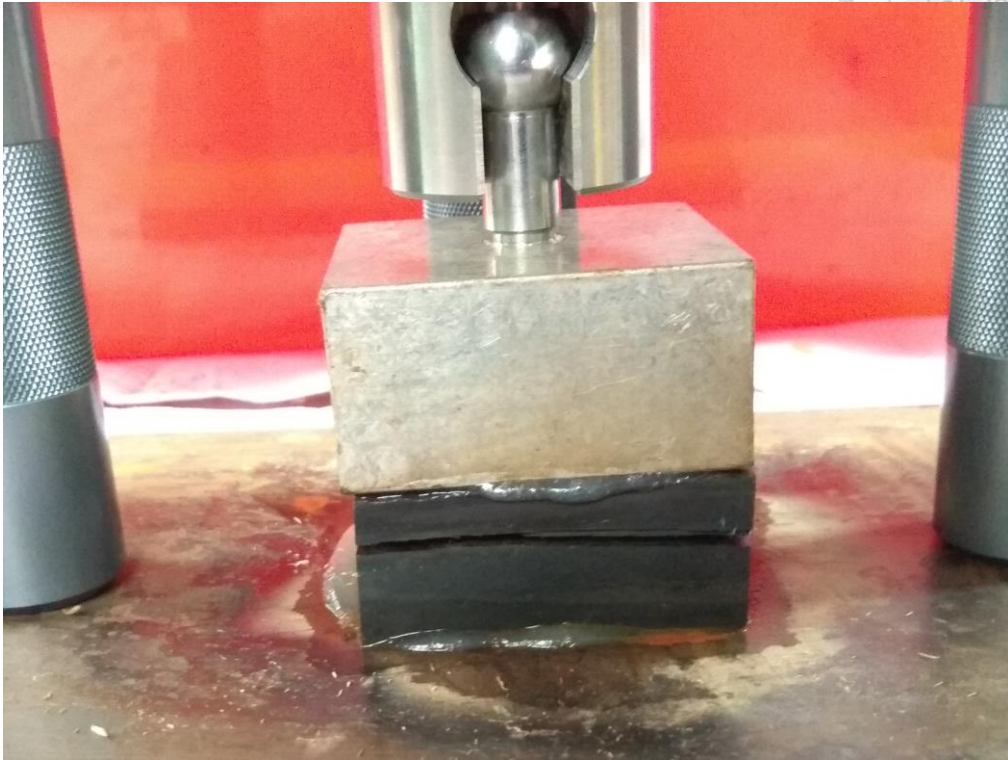


編號 TW5 試體破壞面之銹染情況：





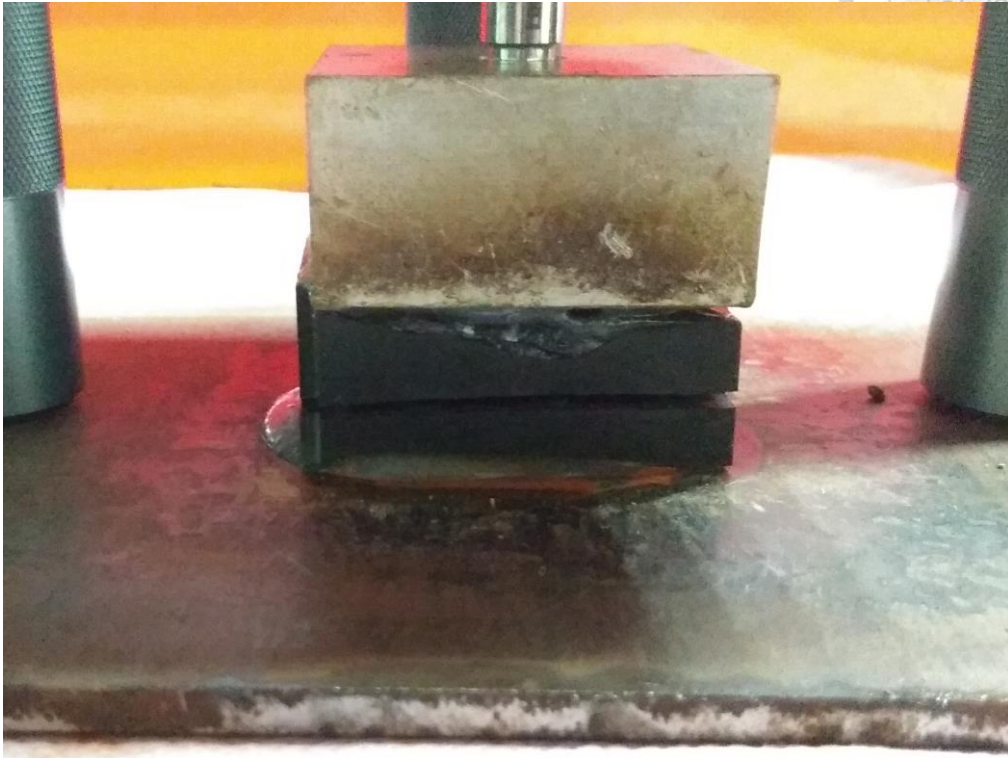
編號 TW8 試體破壞面位置：



編號 TW8 試體破壞面之銹染情況：



編號 TW9 試體破壞面位置：

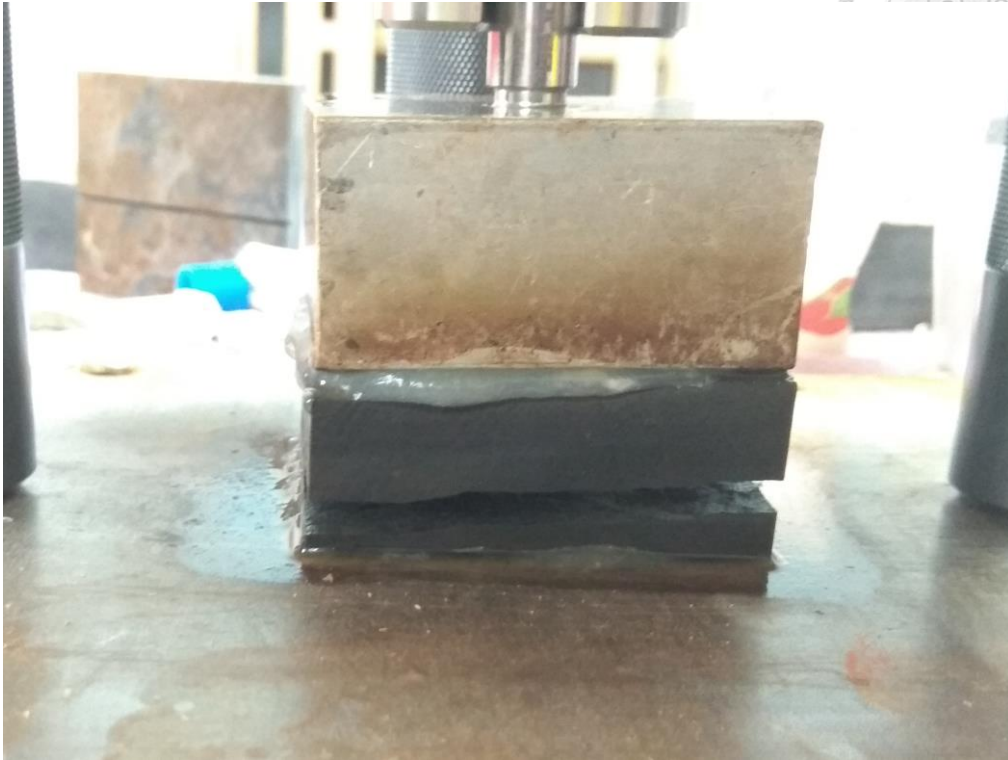


編號 TW9 試體破壞面之銹染情況：



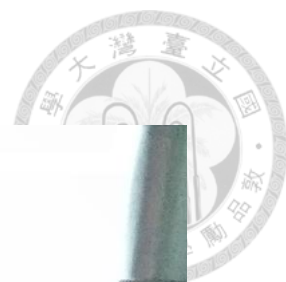


編號 TW11 試體破壞面位置：

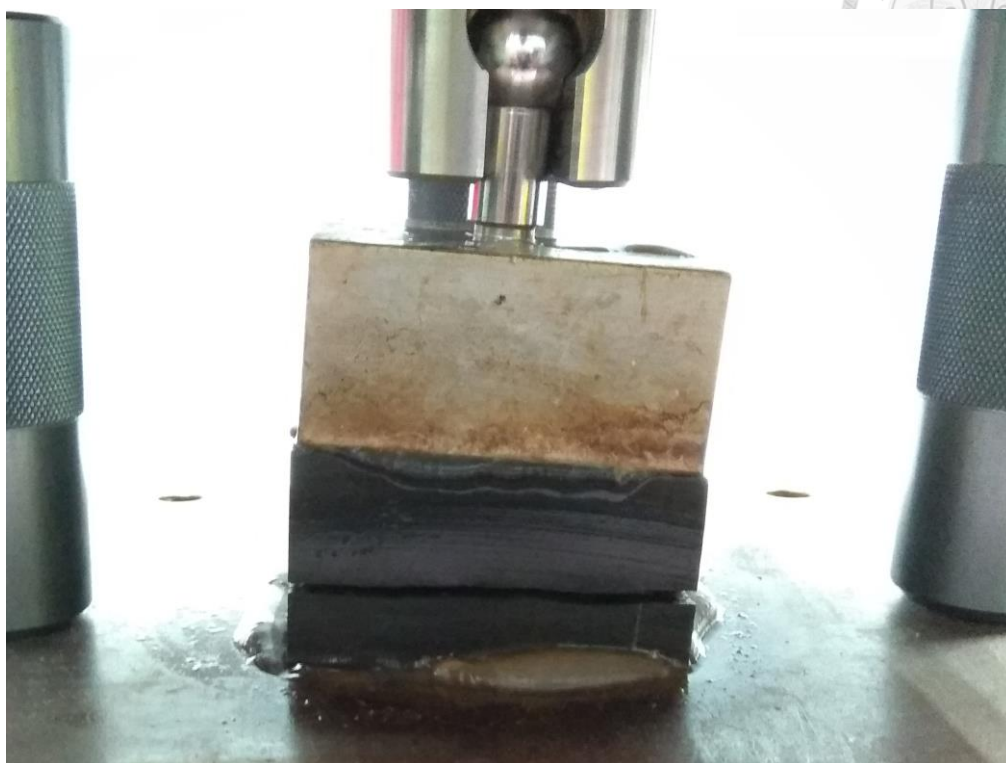


編號 TW11 試體破壞面之銹染情況：





編號 TW13 試體破壞面位置：



編號 TW13 試體破壞面之銹染情況：





■ 溼式拉拔之破壞形式 2(Mode1)

編號 TW2 試體破壞面位置：



編號 TW2 試體破壞面之銹染情況：



編號 TW3 試體破壞面位置：



編號 TW3 試體破壞面之銹染情況：





編號 TW4 試體破壞面位置：



編號 TW4 試體破壞面之銹染情況：



編號 TW12 試體破壞面位置：



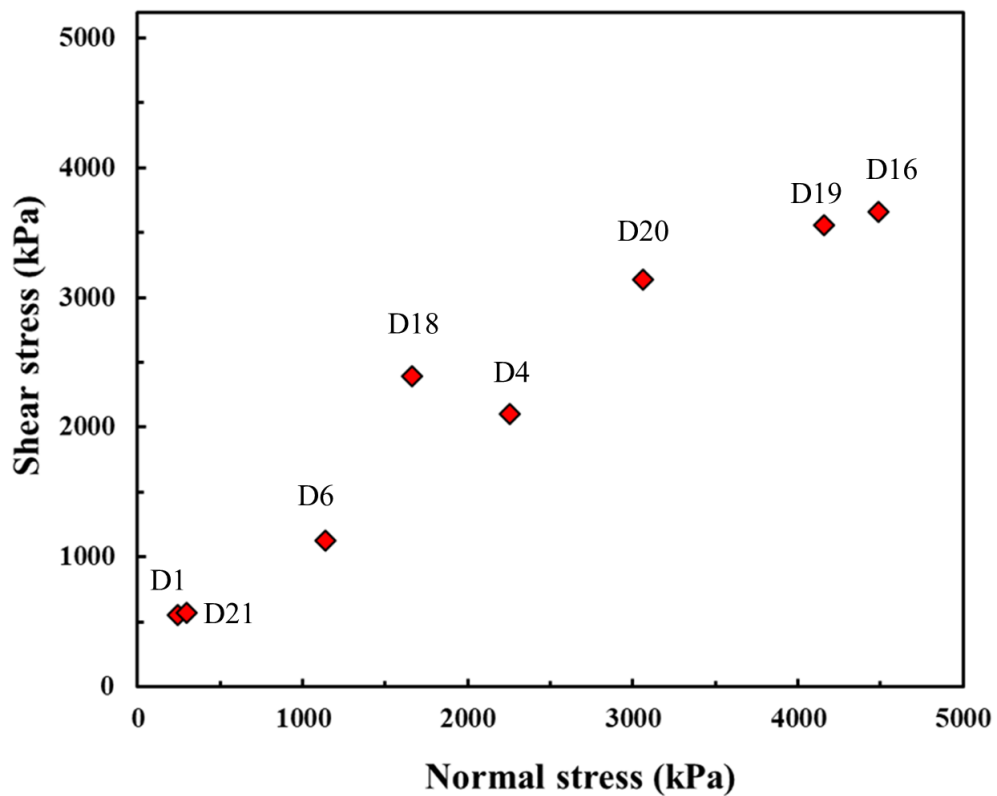
編號 TW12 試體破壞面之銹染情況：



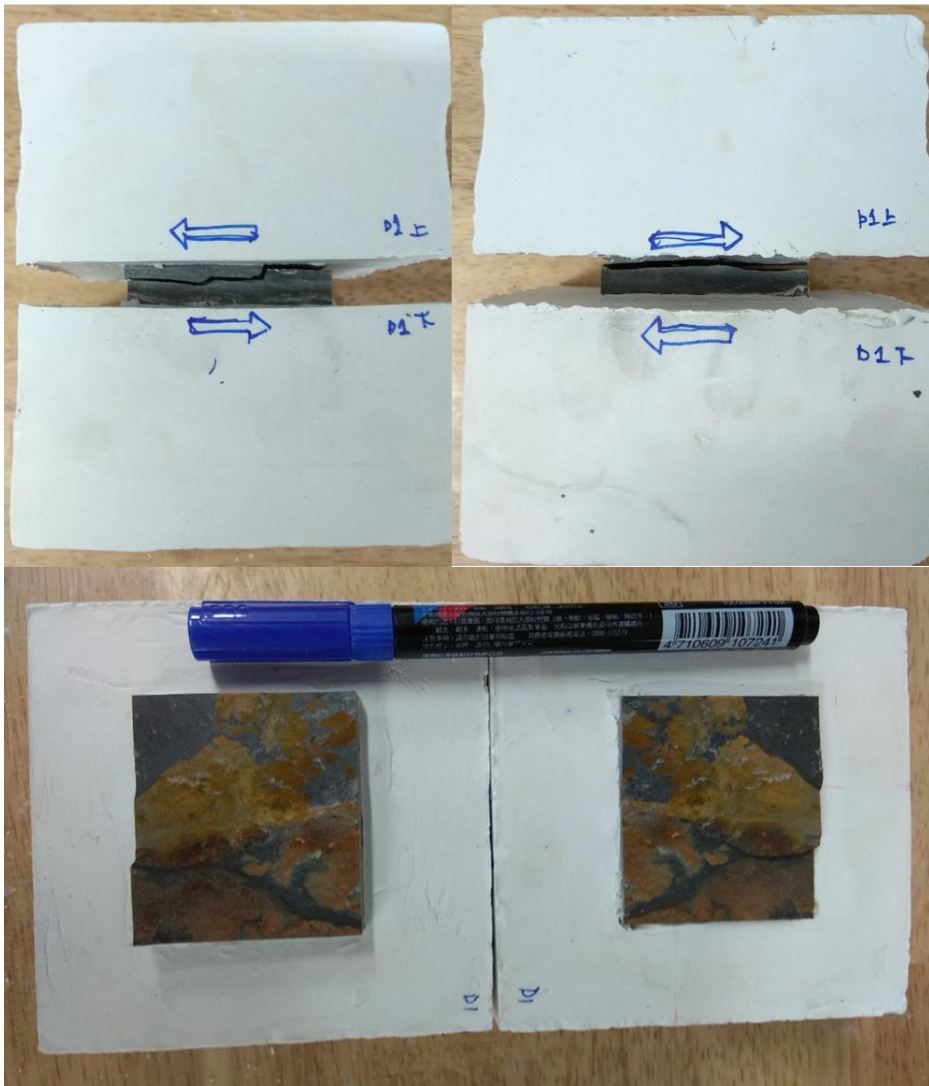
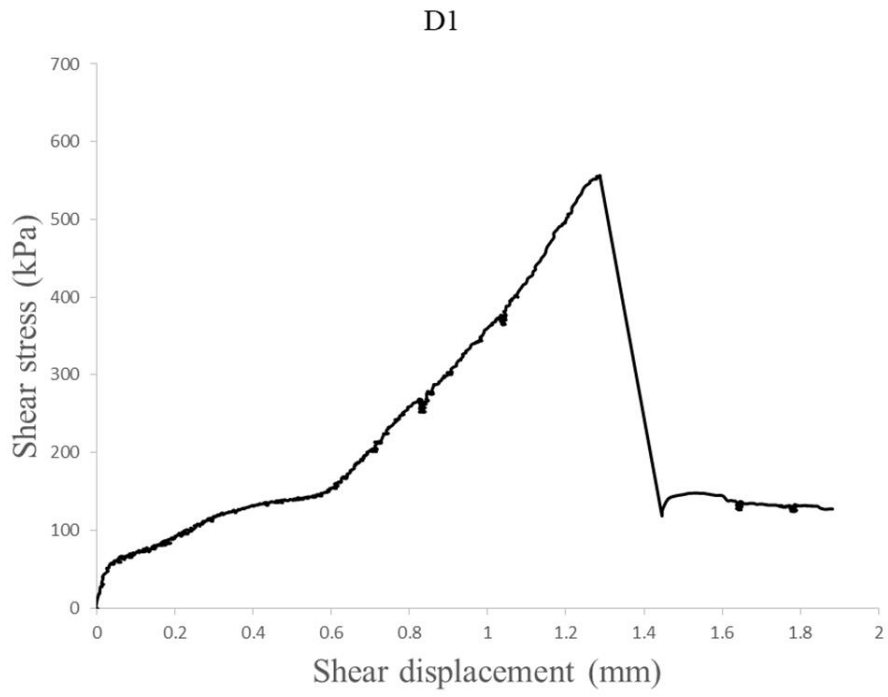
## 附錄 B 直接剪力試驗曲線及試體破壞情況

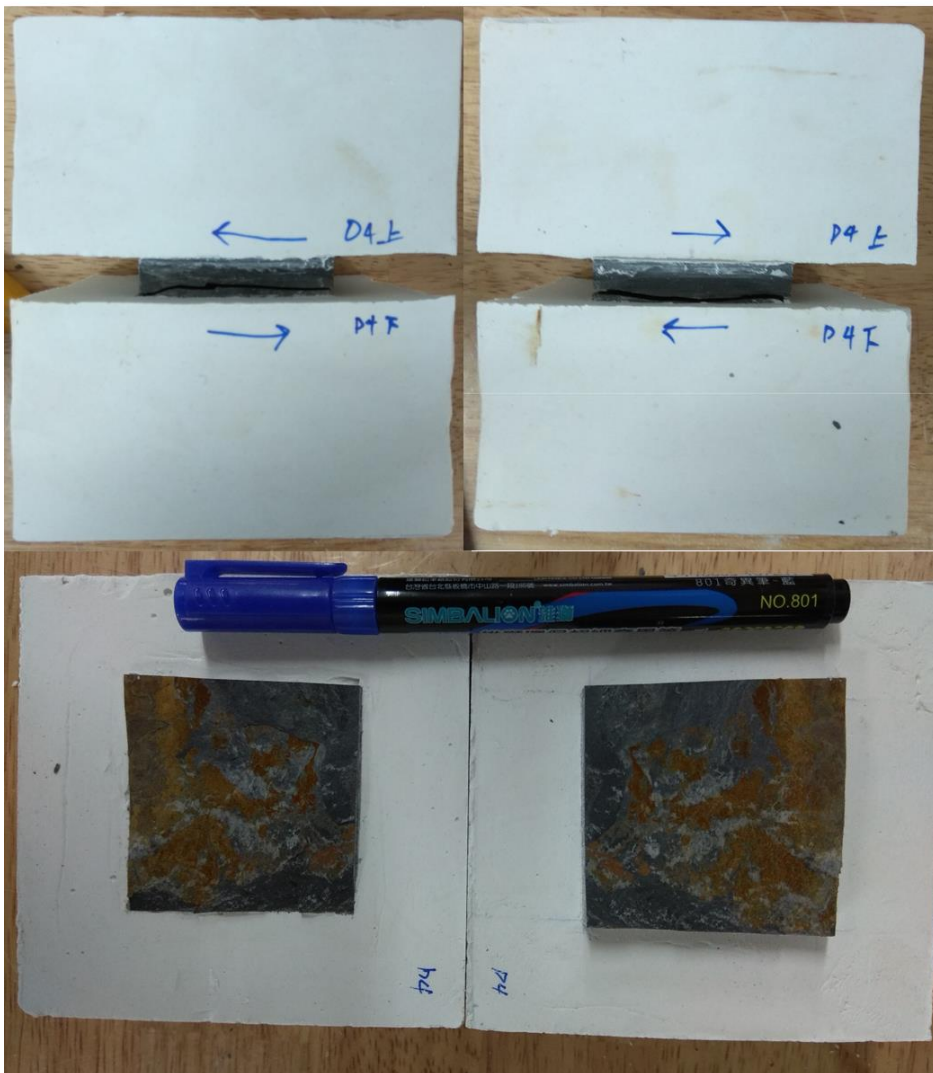
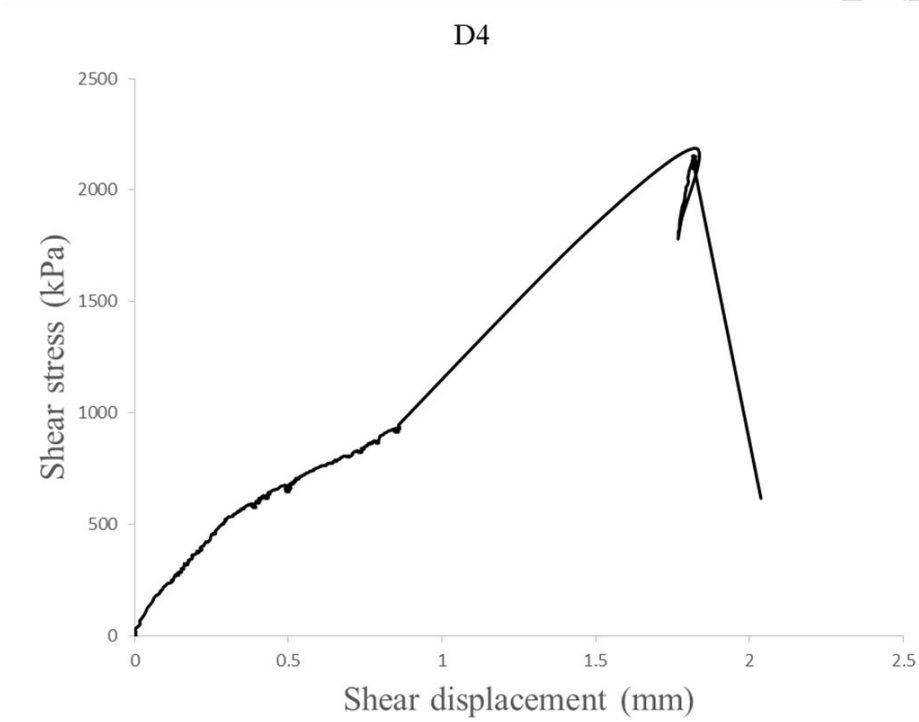


- 乾式直接剪力試驗：



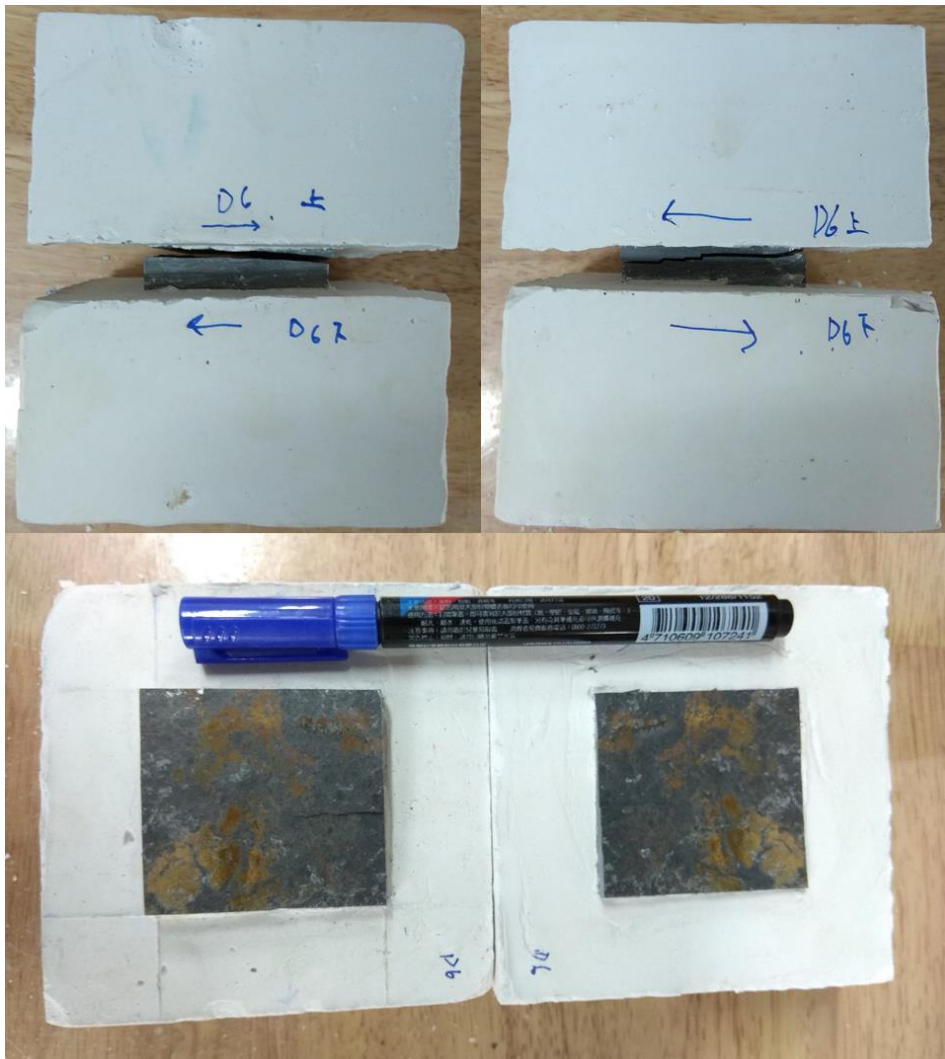
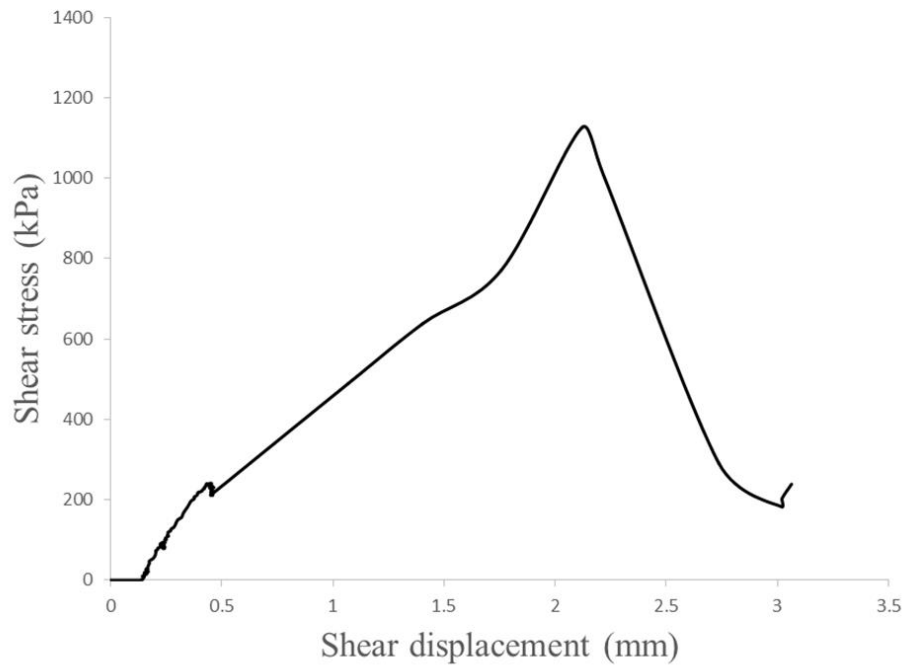




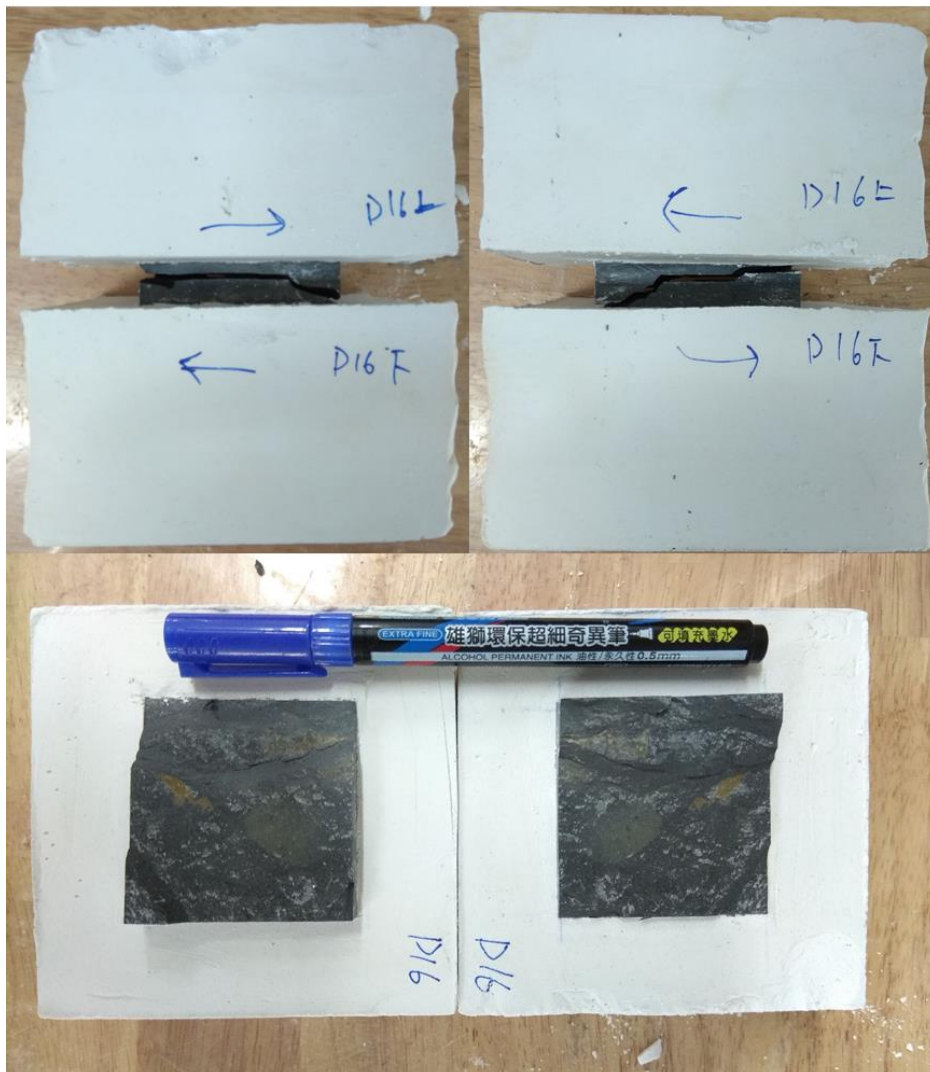
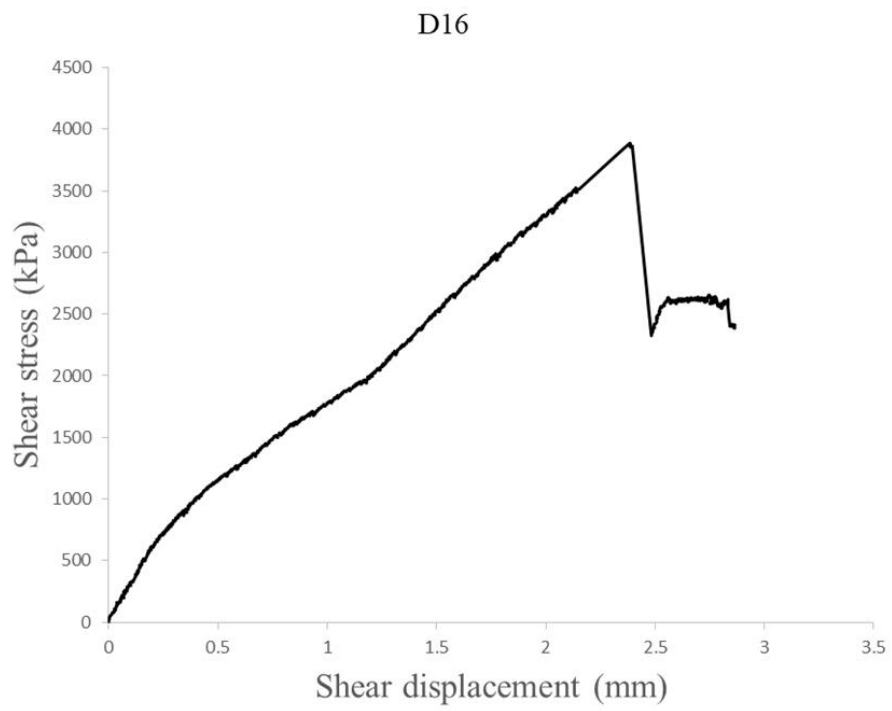




D6

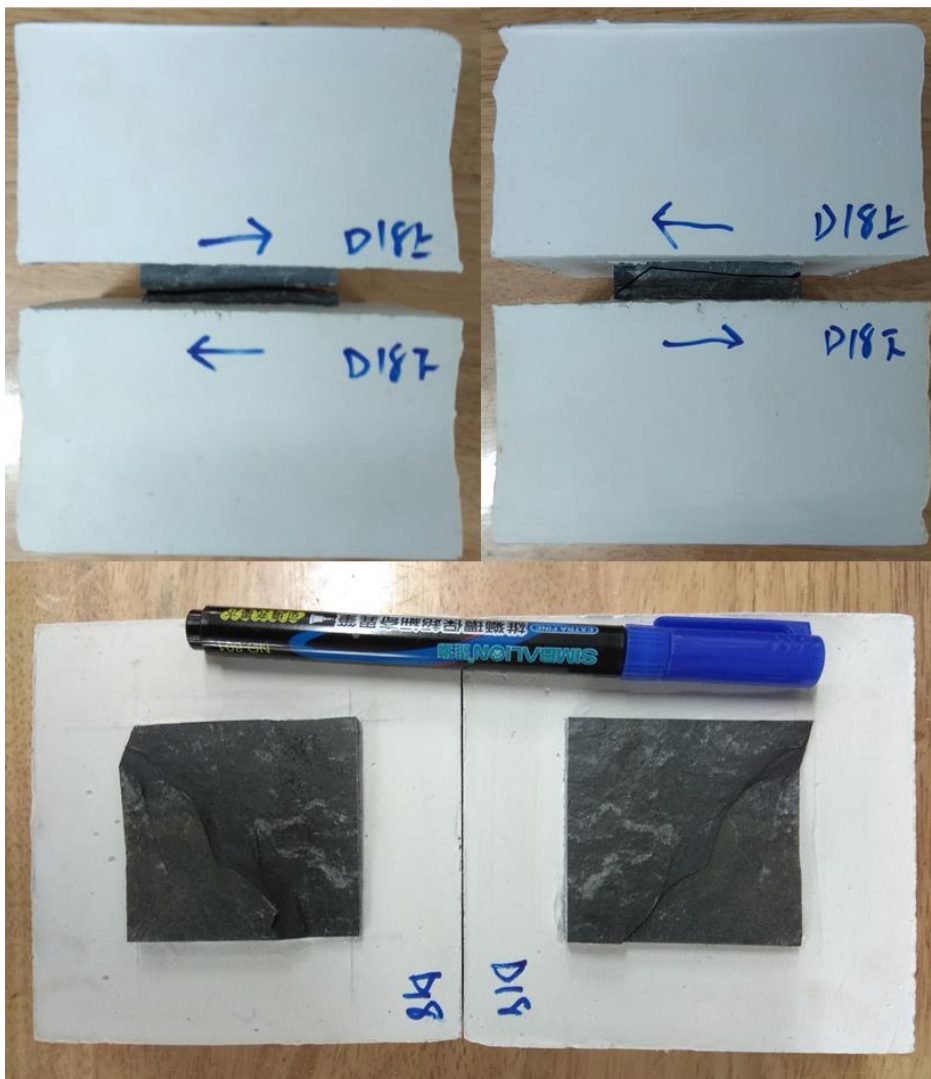
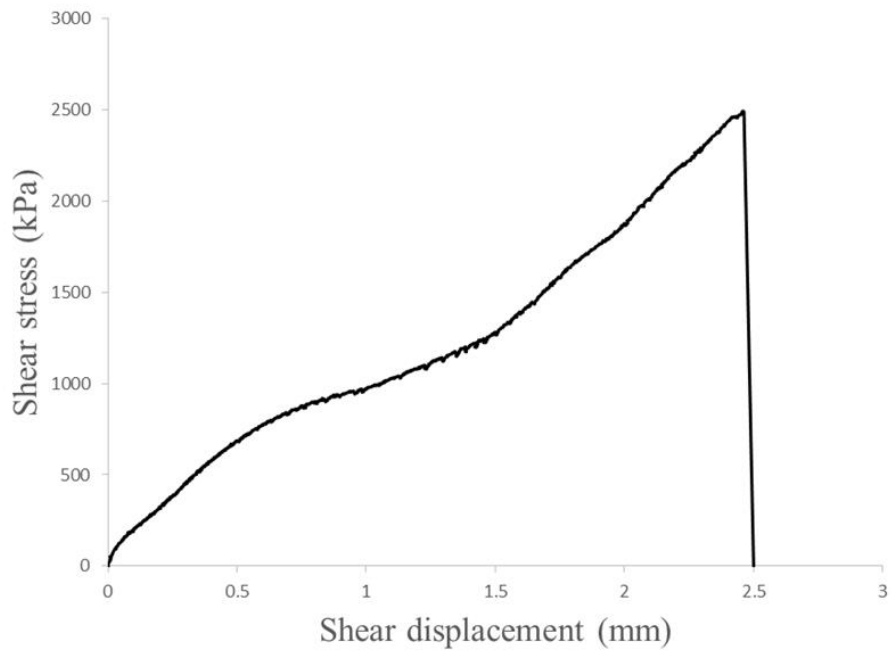






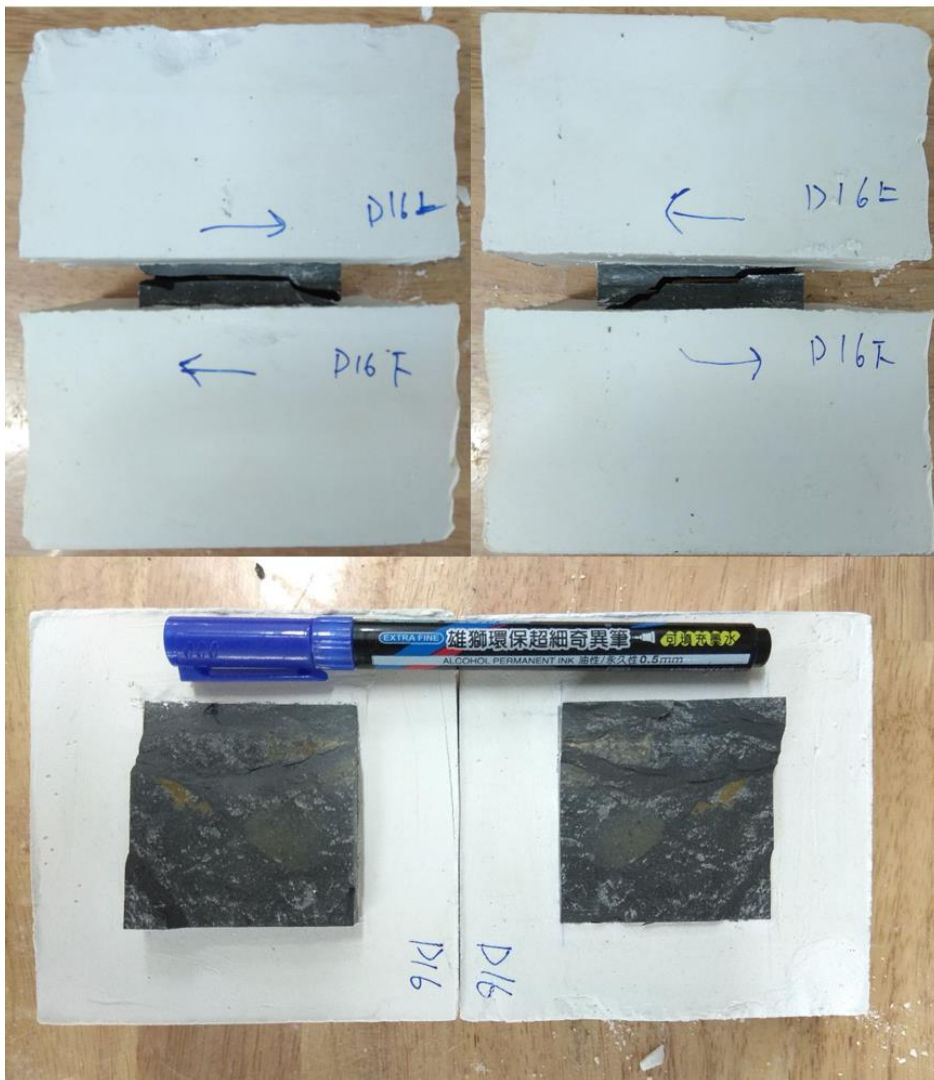
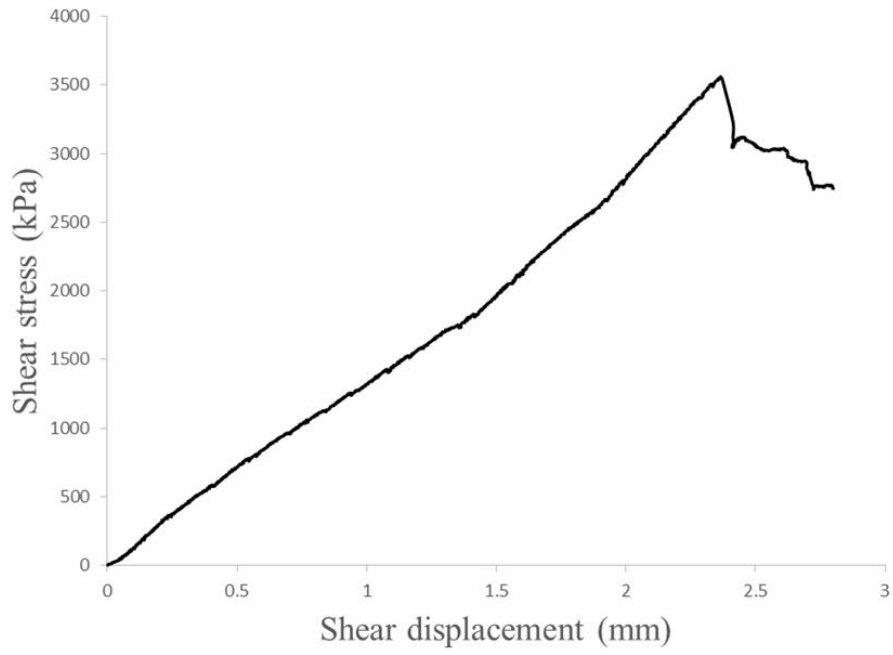


D18



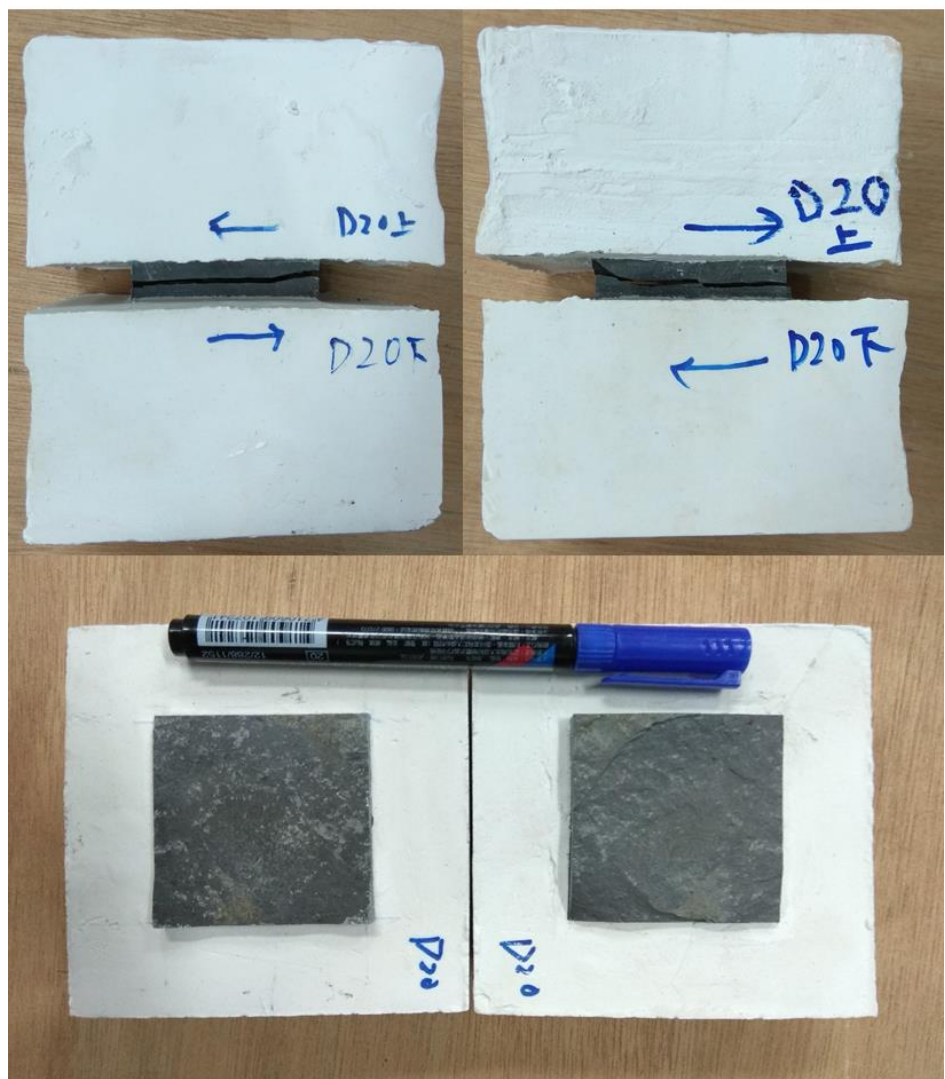
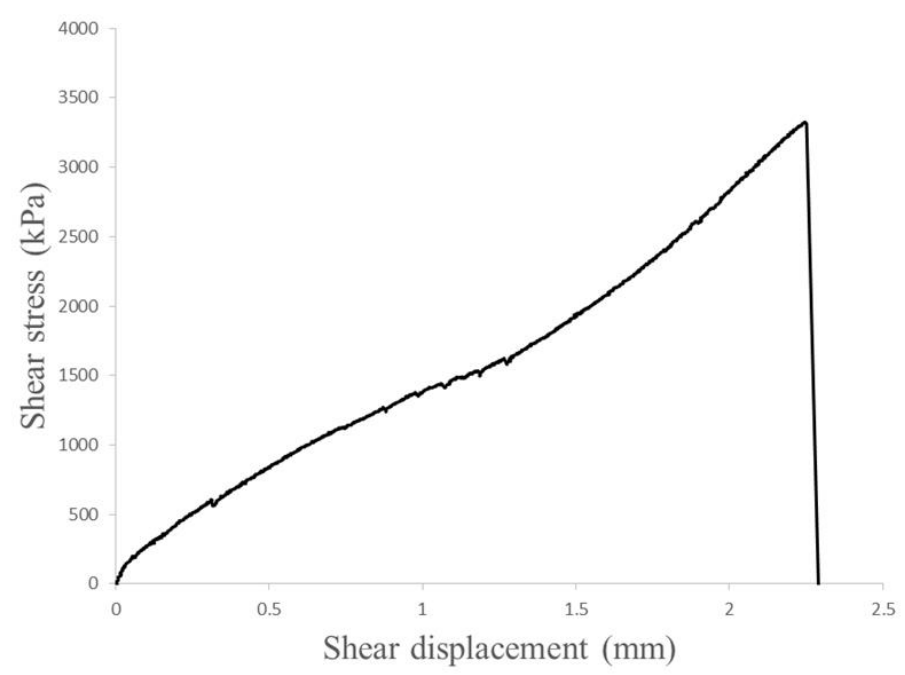


D19





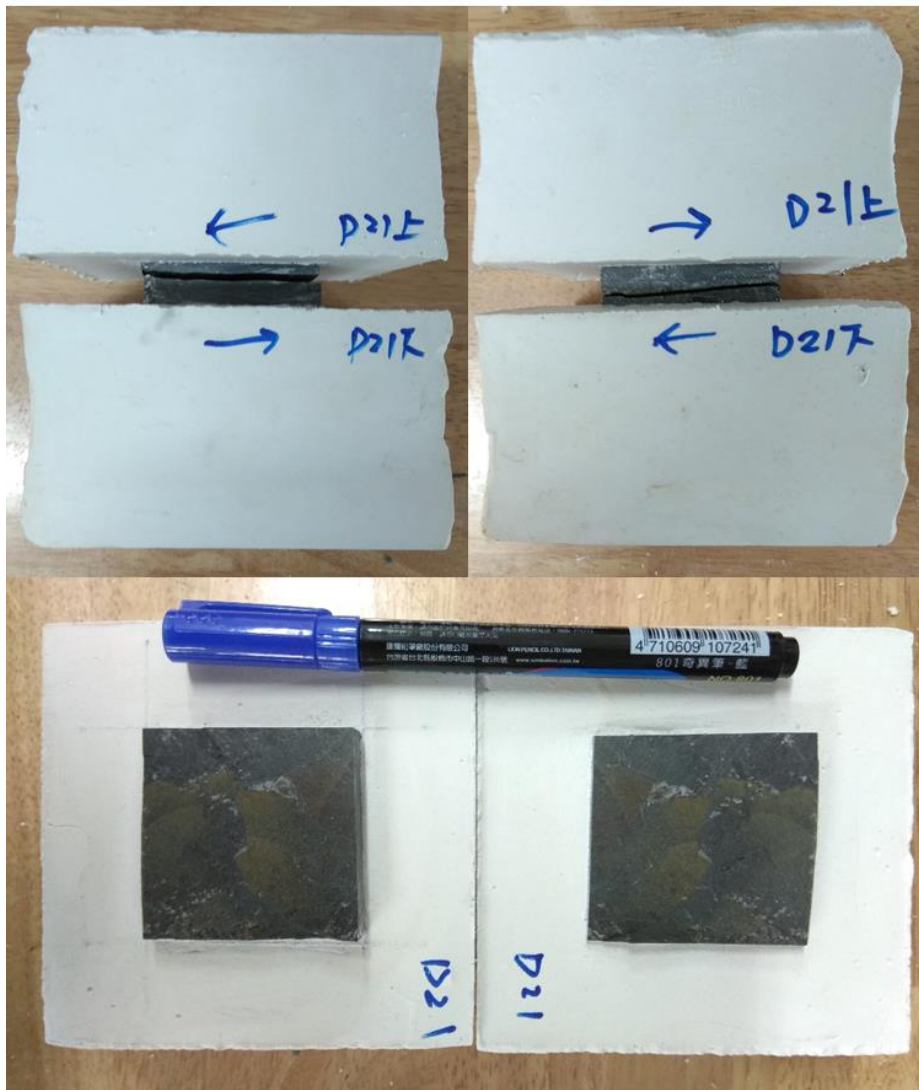
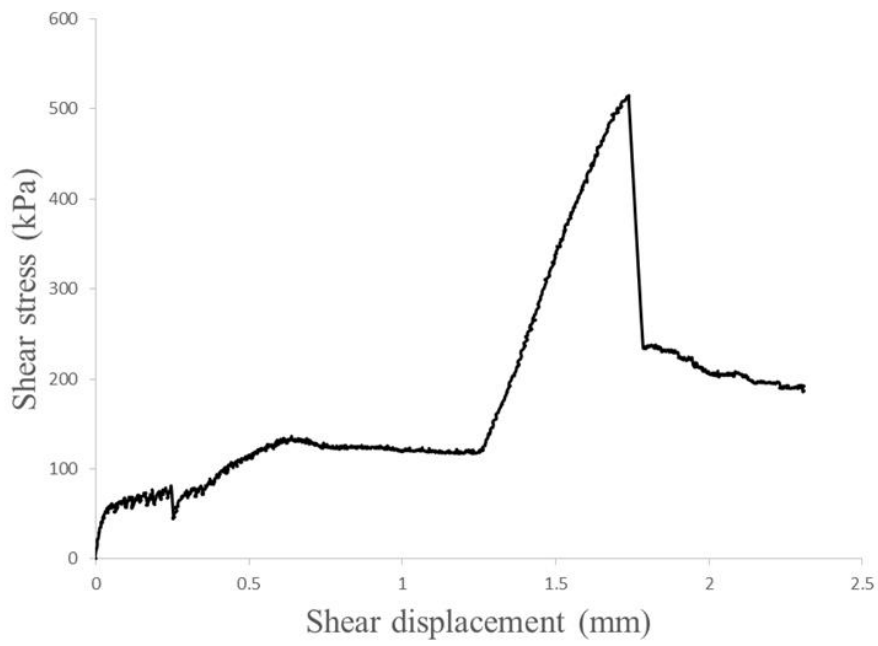
D20



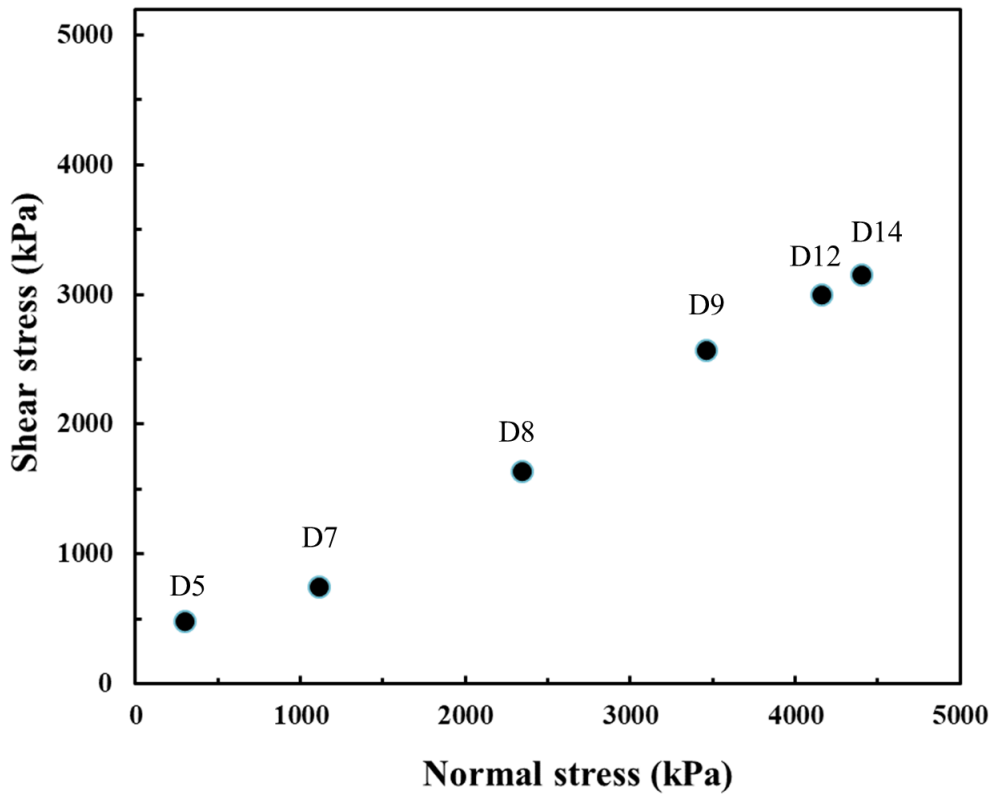




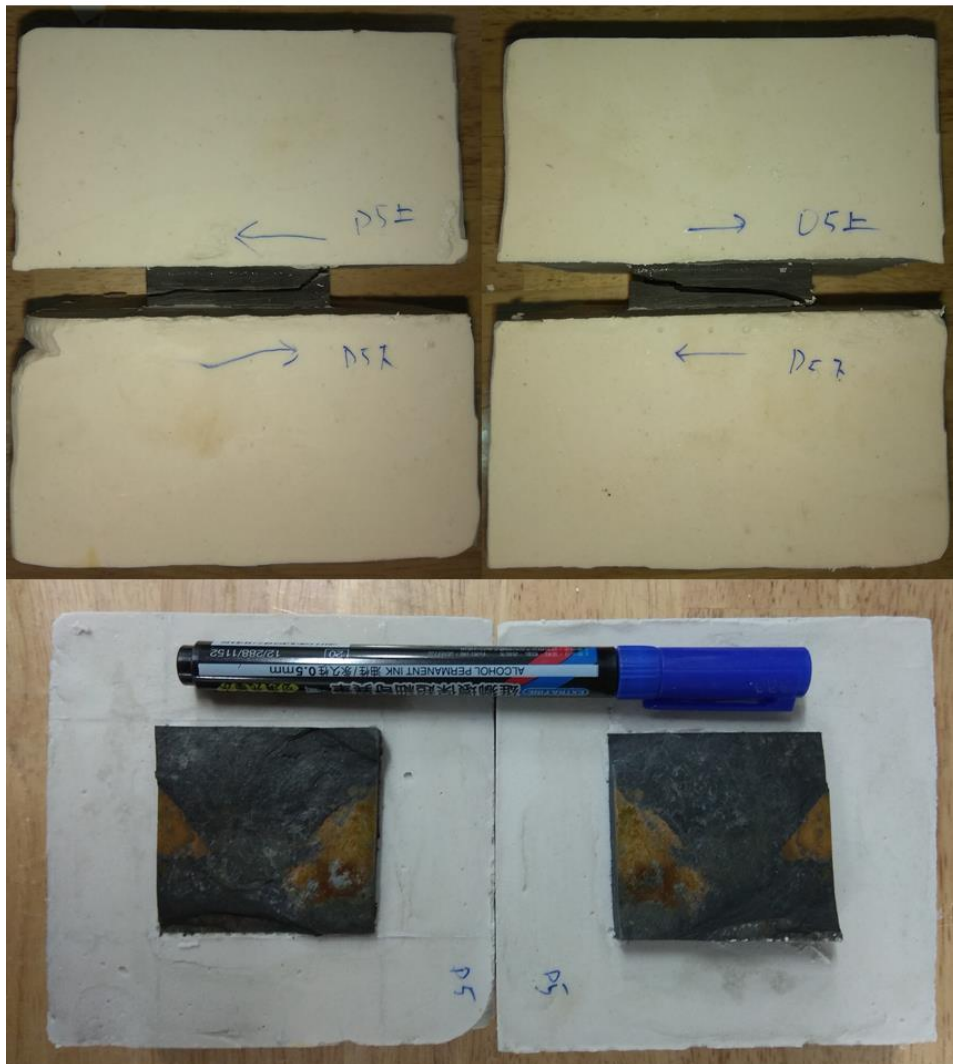
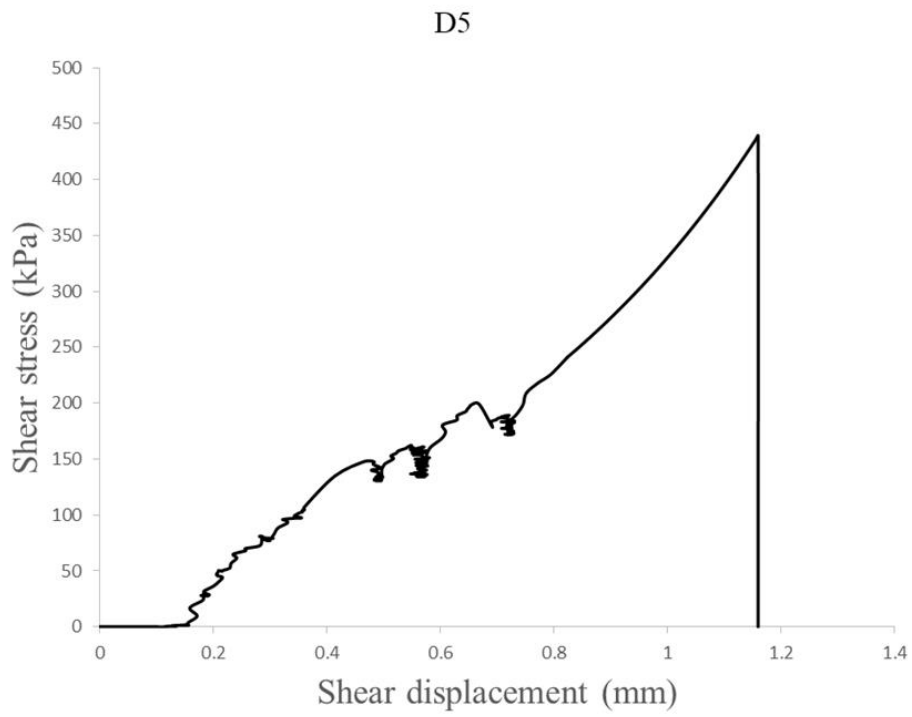
D21

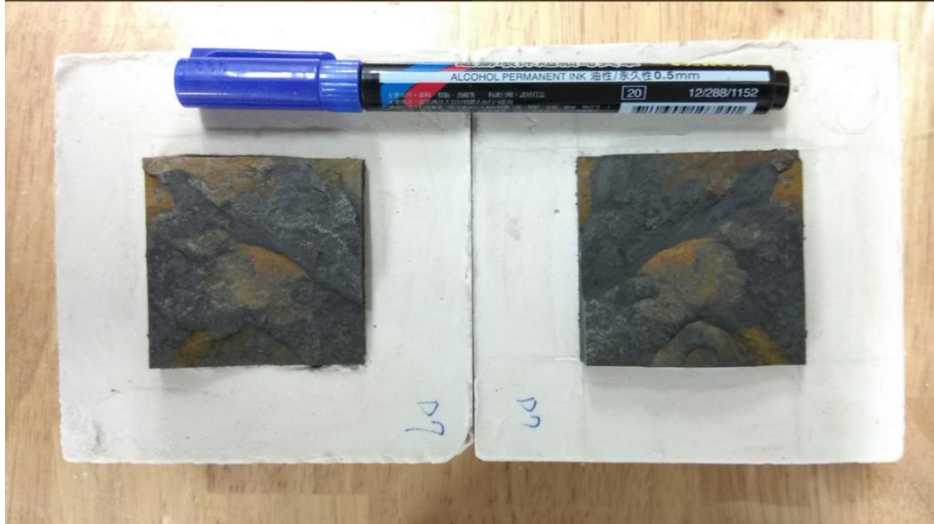
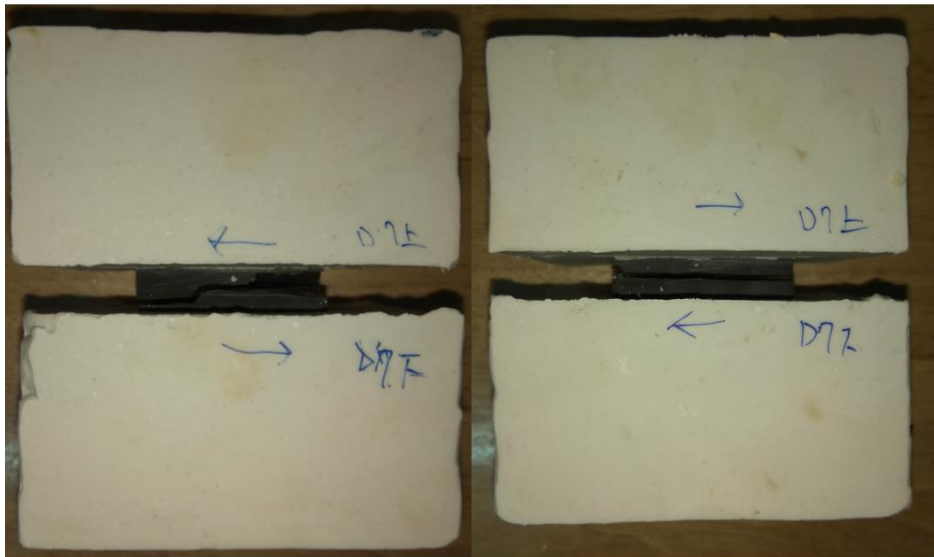
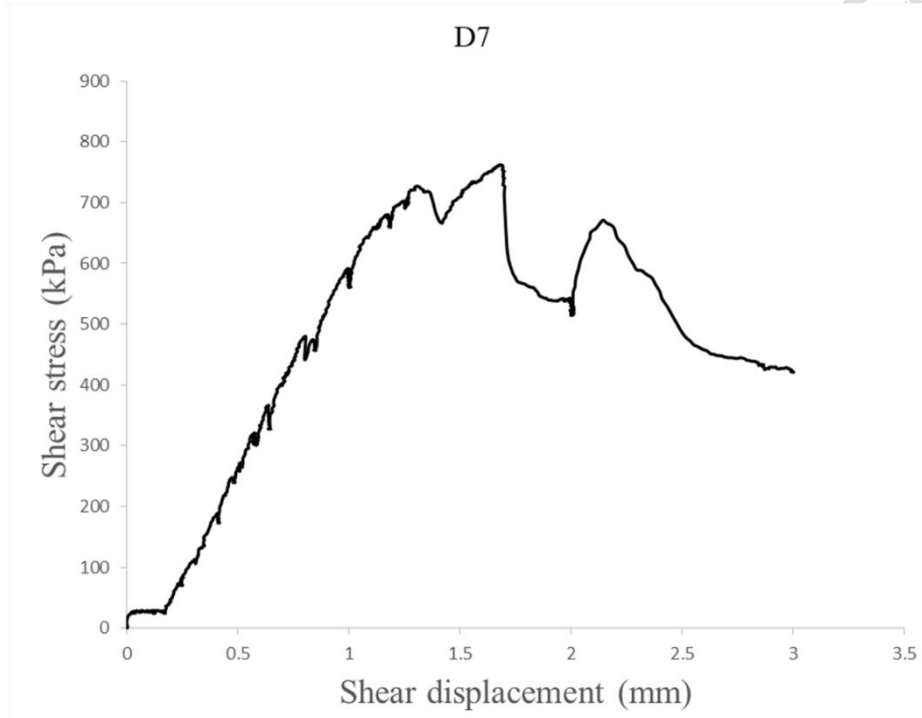


- 溼式直接剪力試驗：



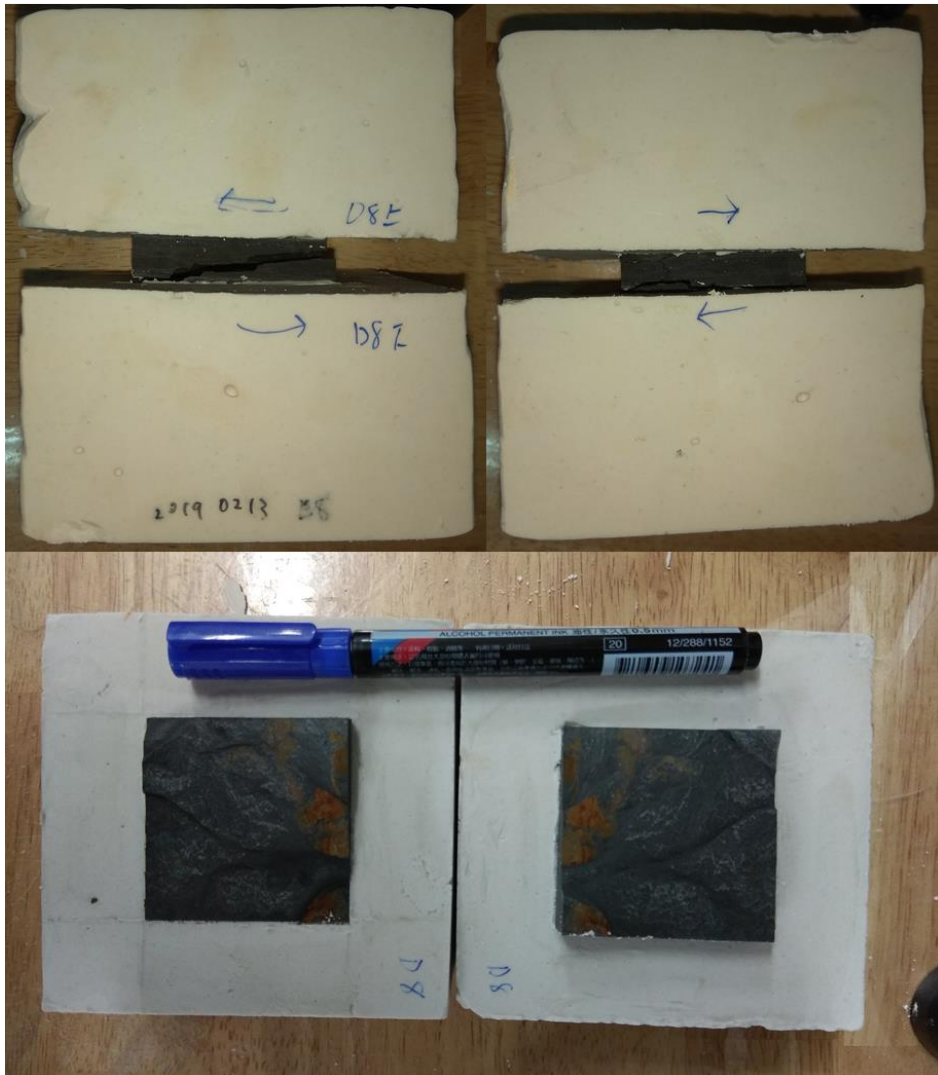
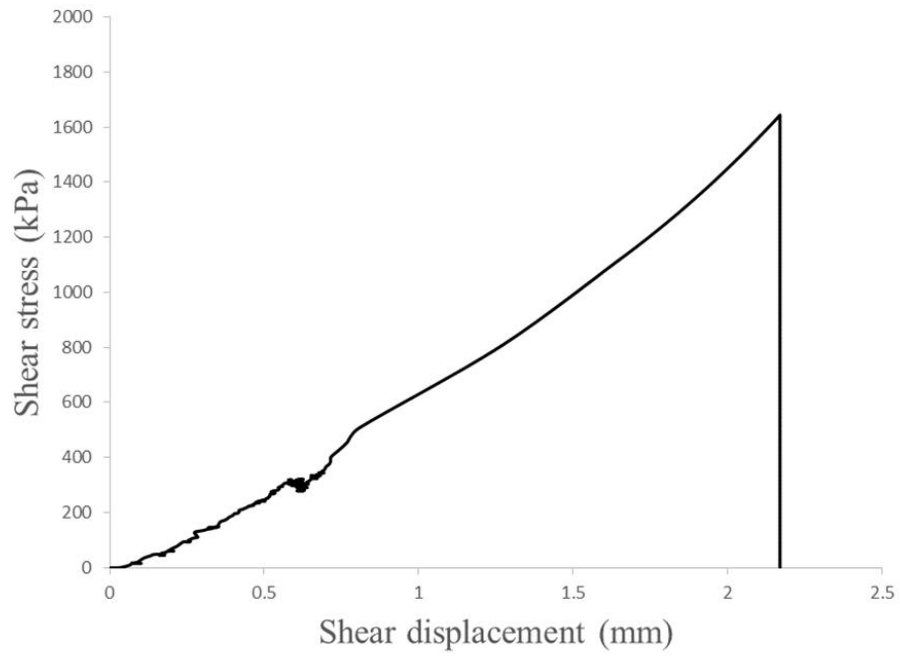


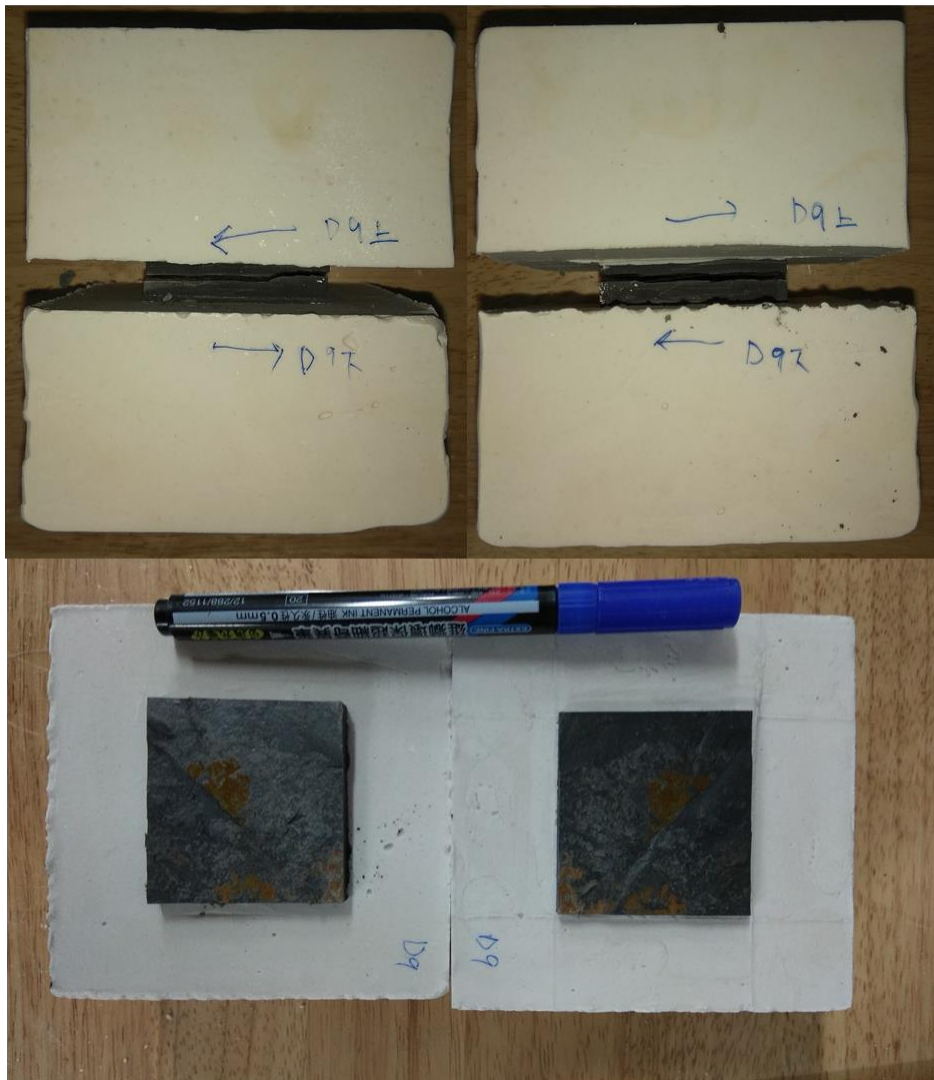
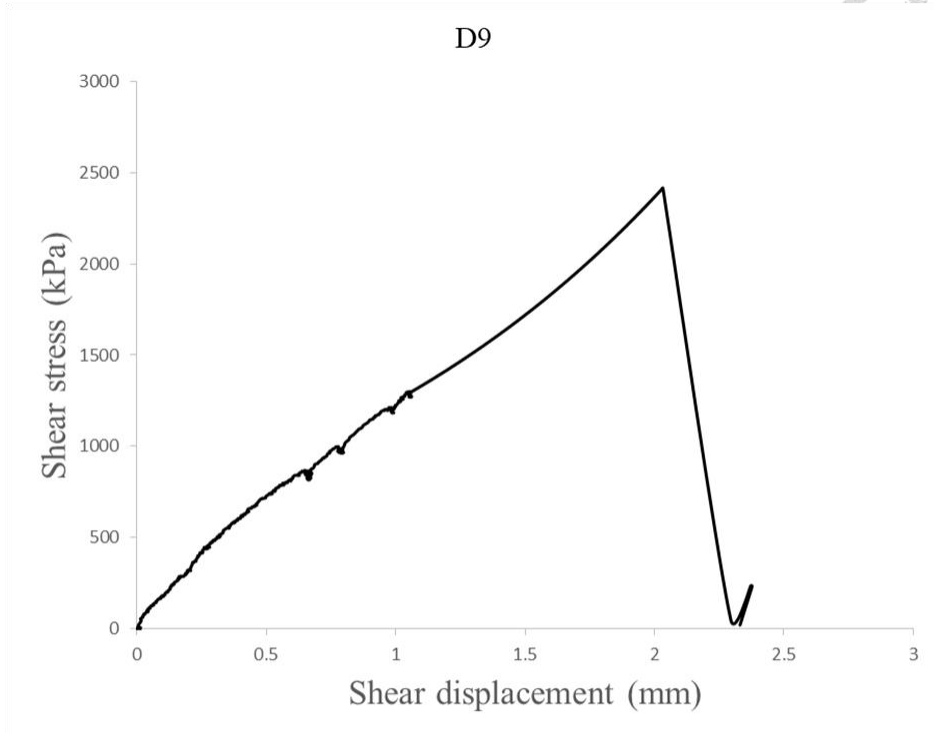




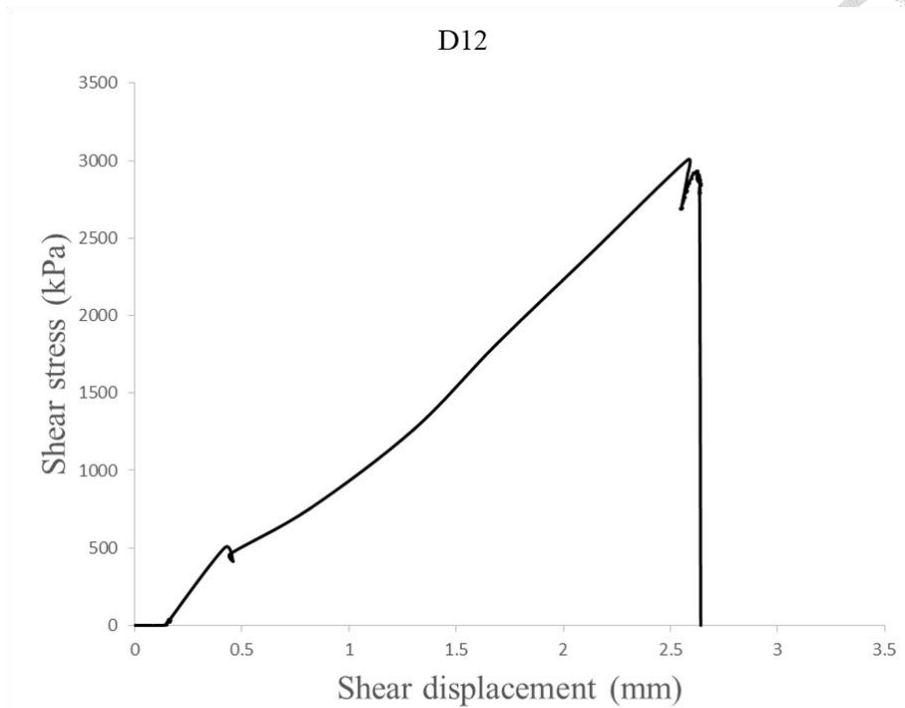


D8

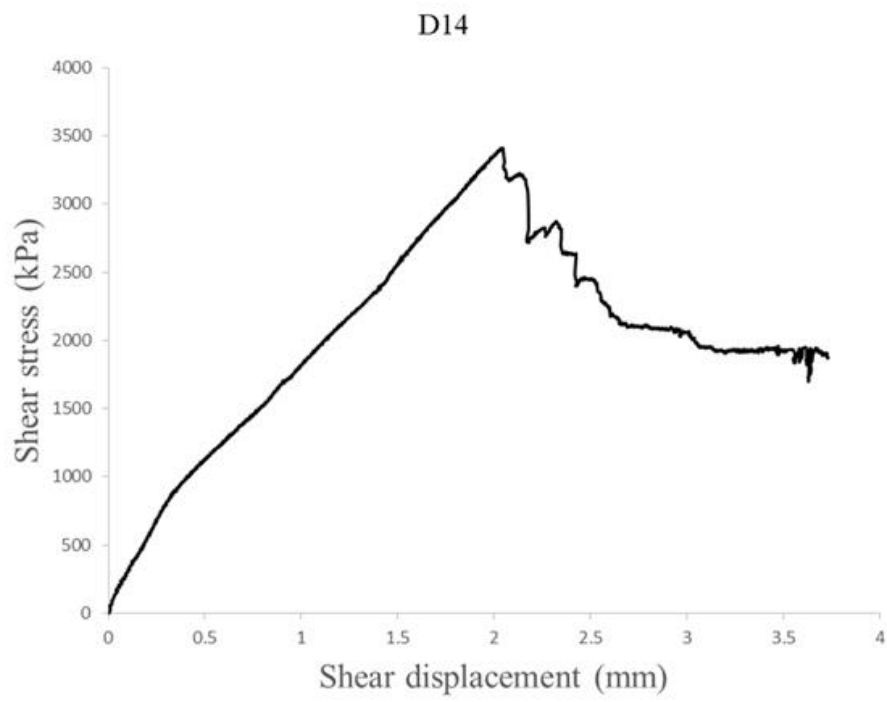








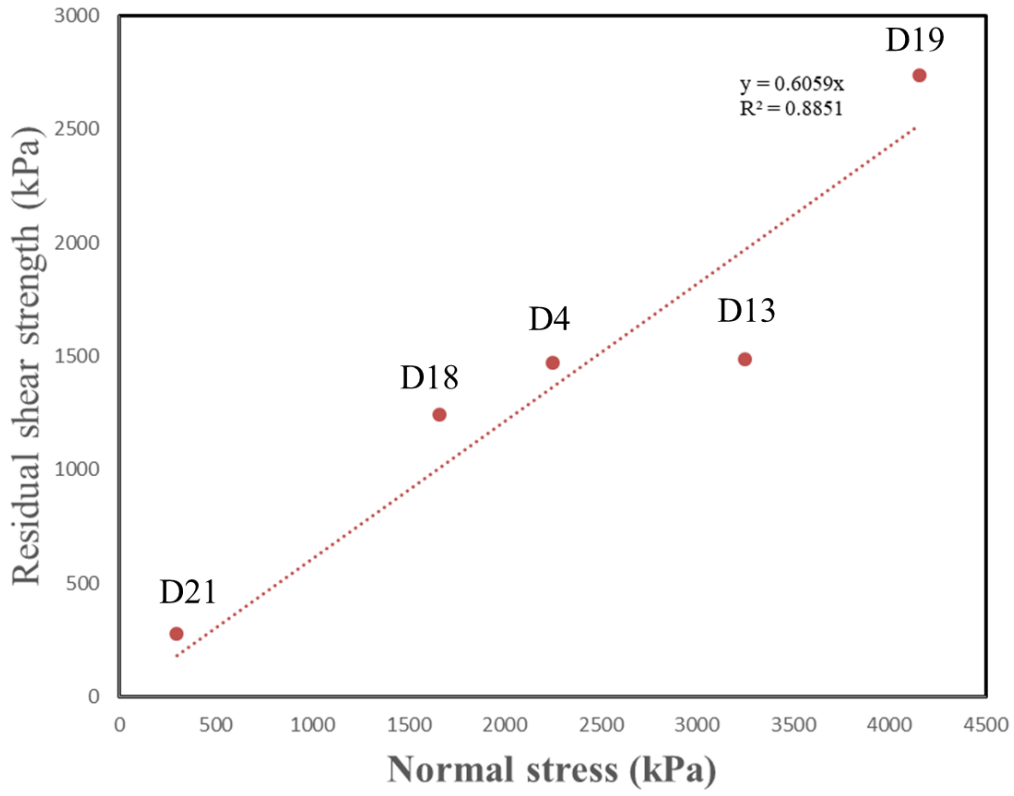


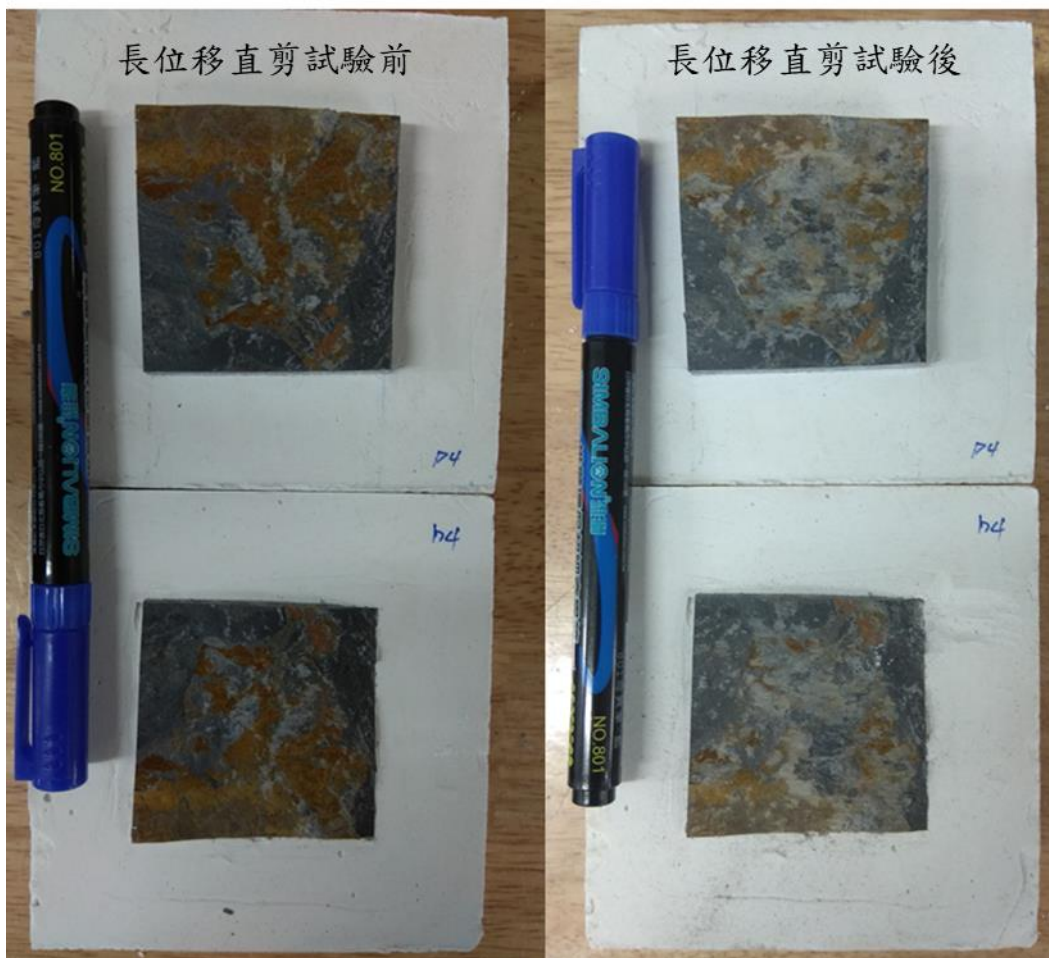
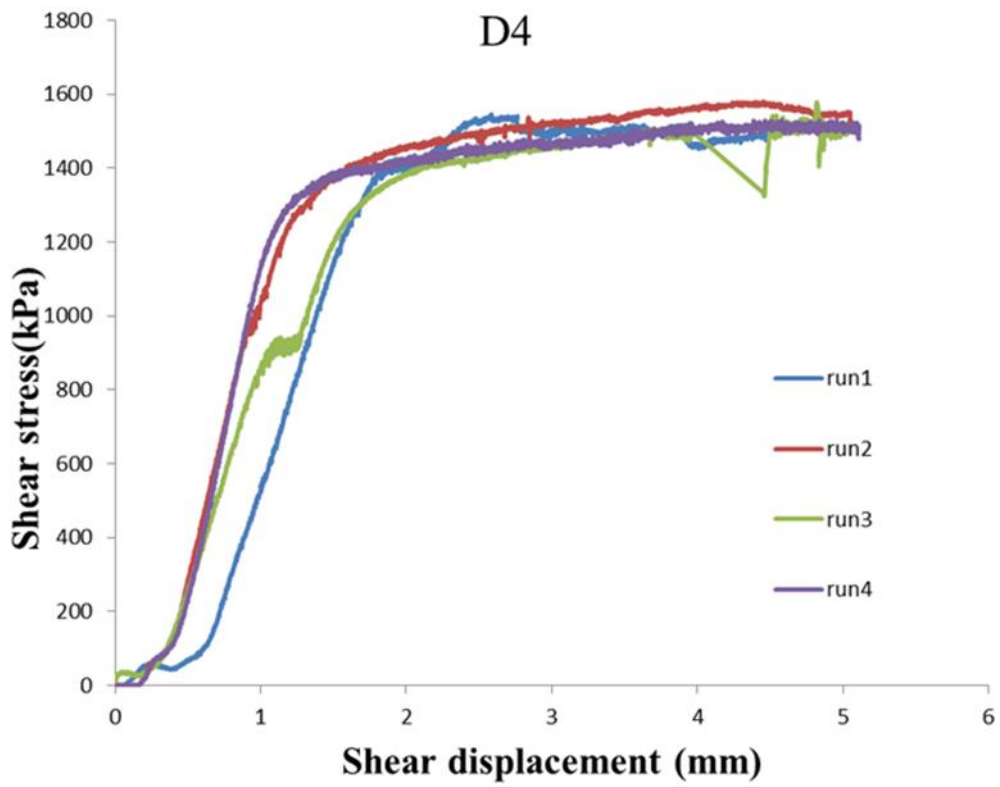


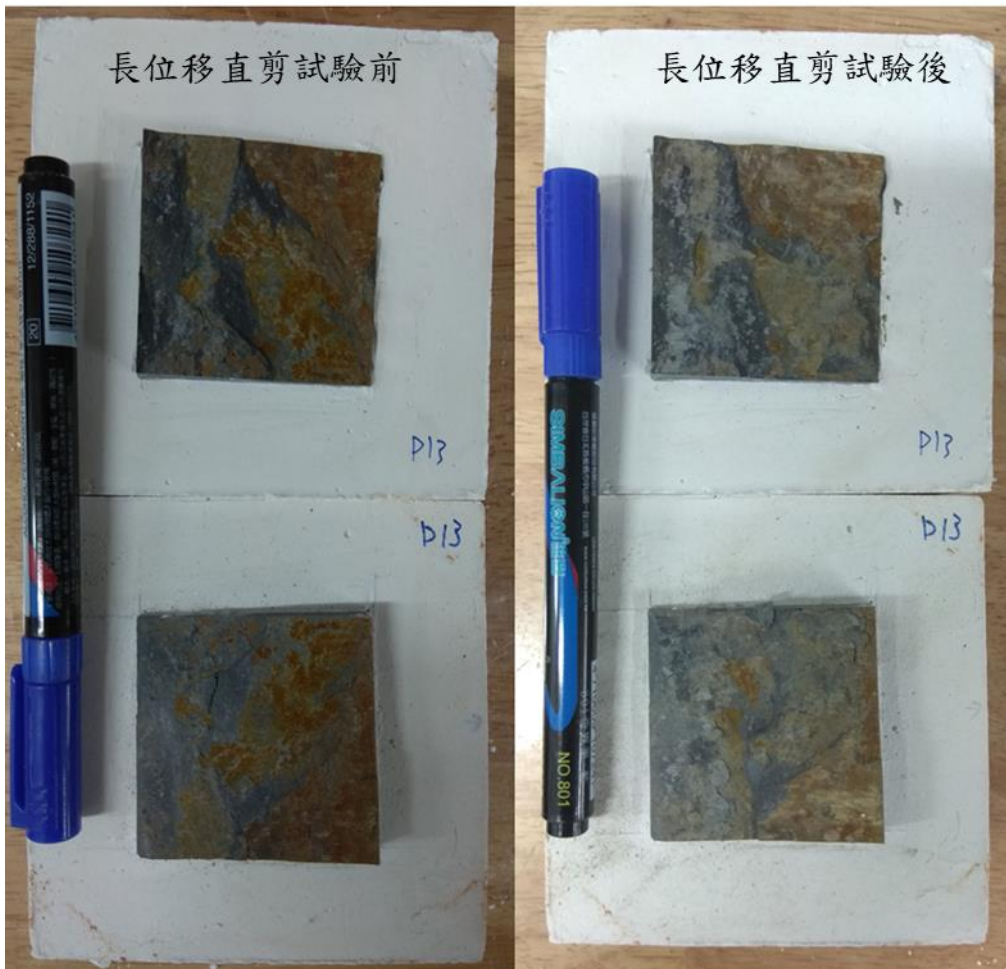
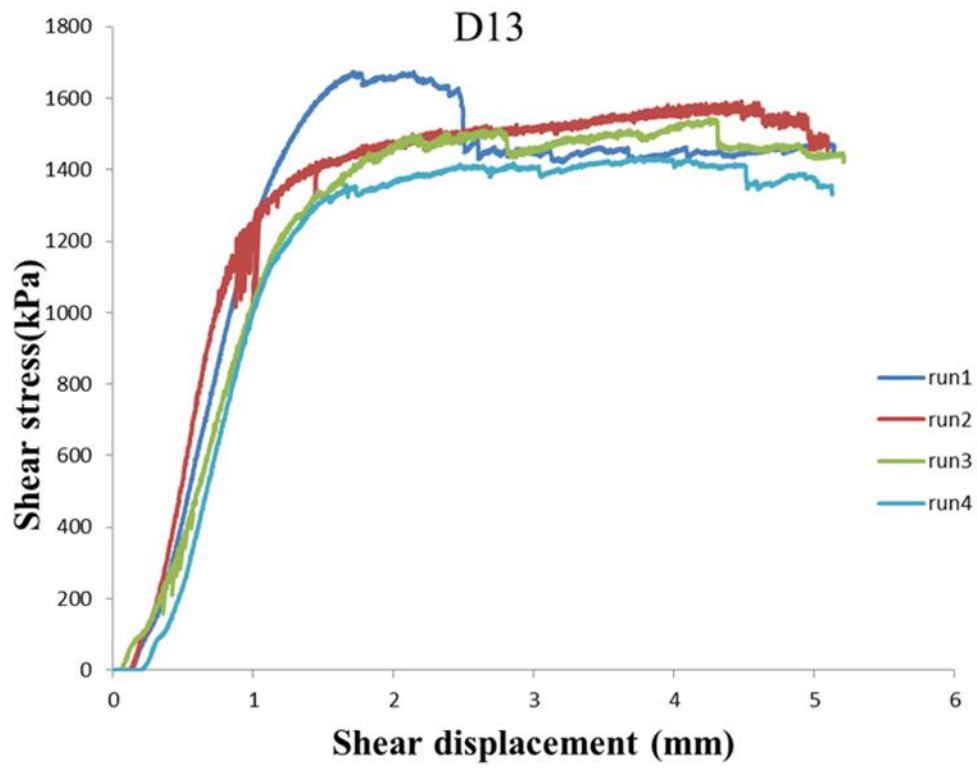
## 附錄 C 長位移直接剪力試驗曲線及破壞面情況



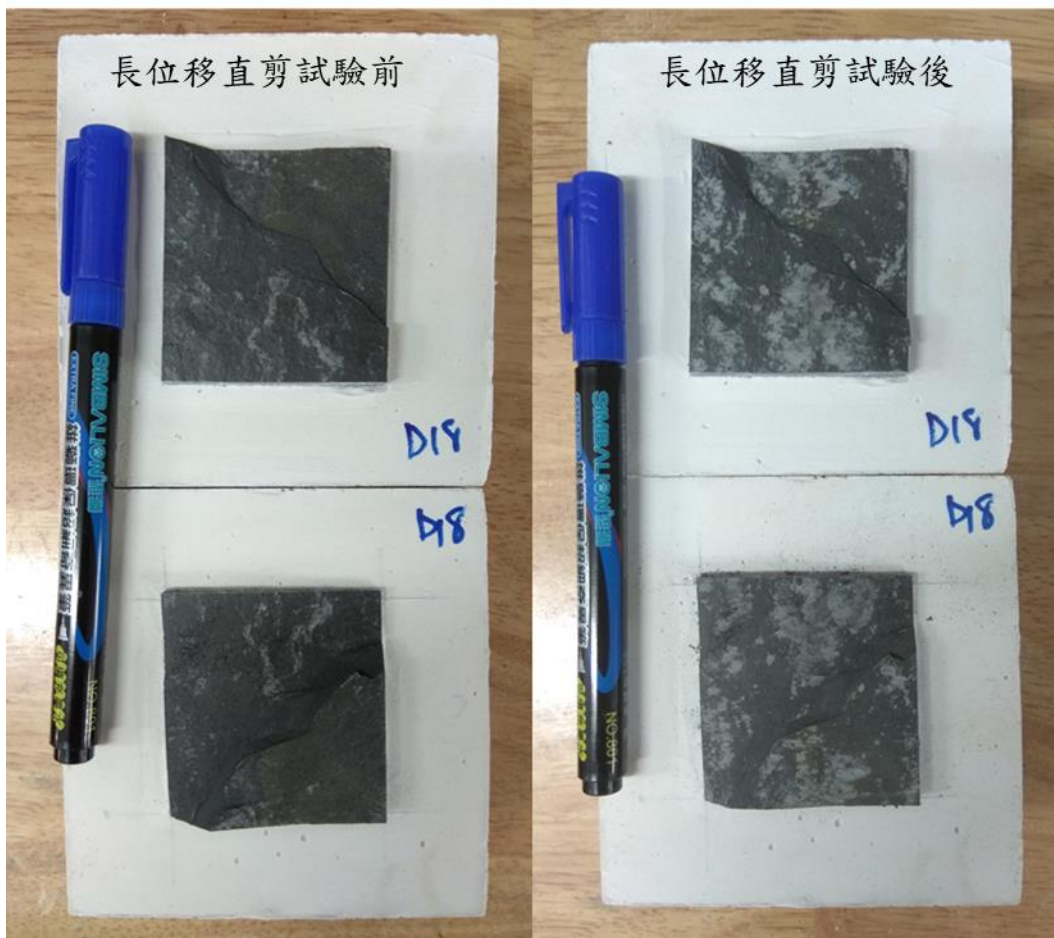
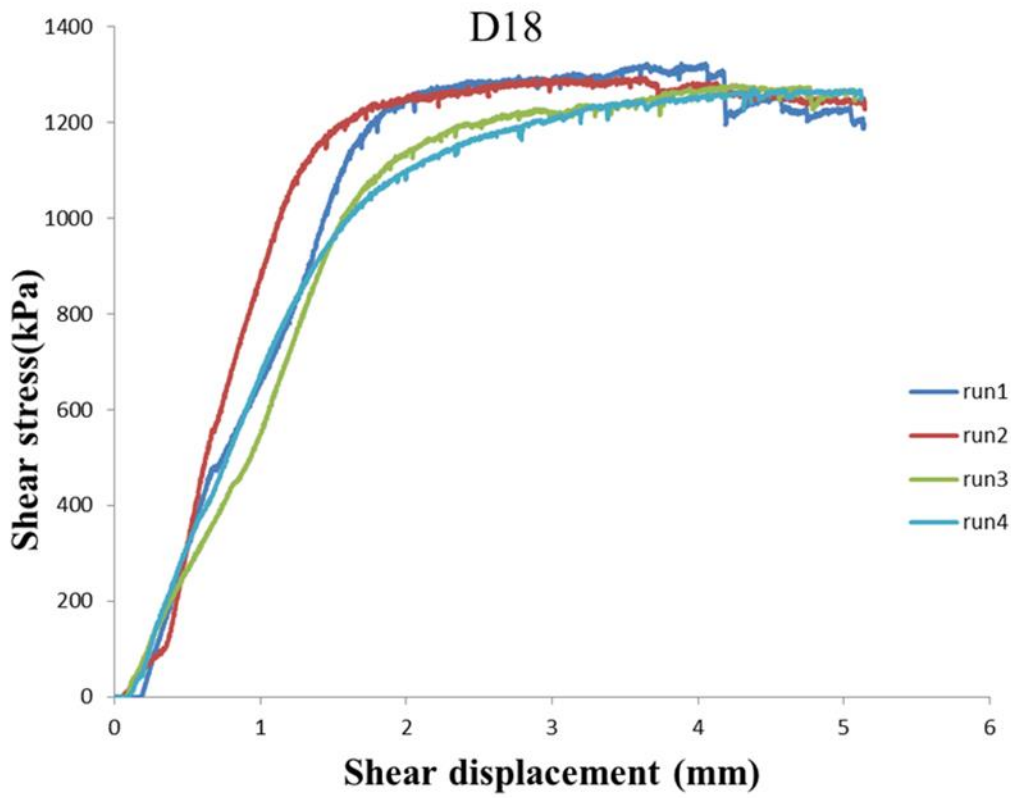
◆ 乾式長位移直接剪力試驗：



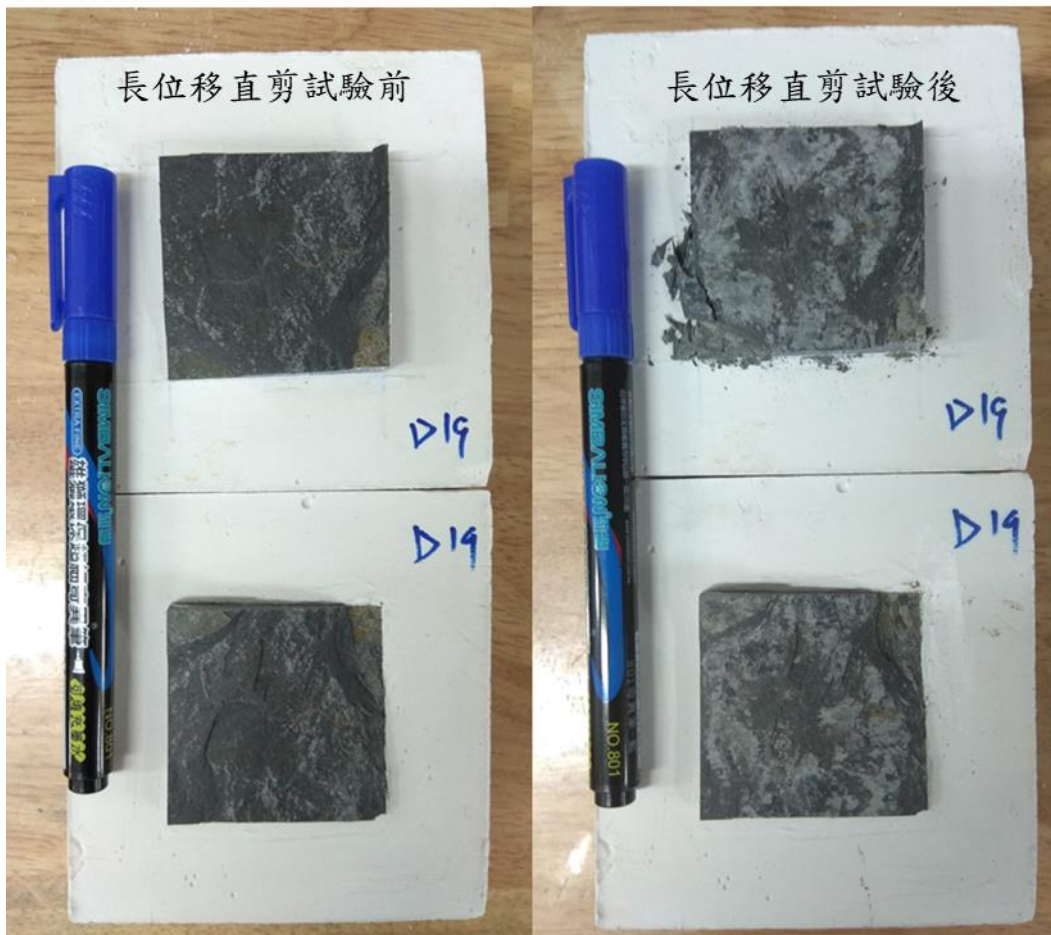
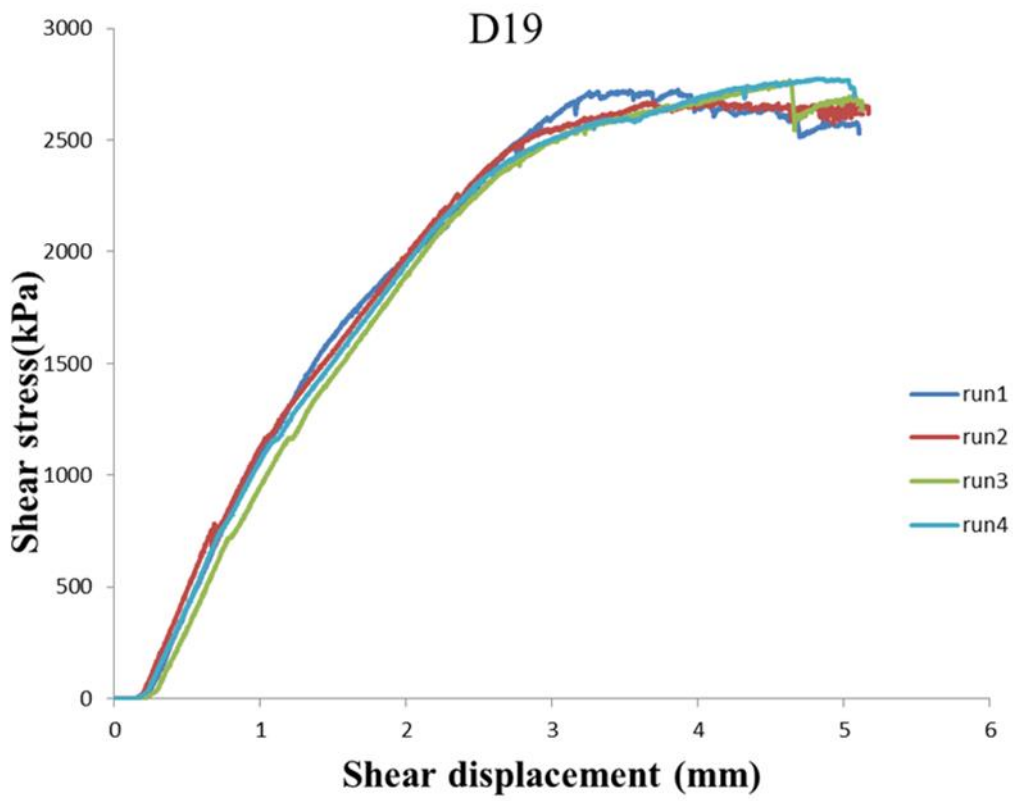


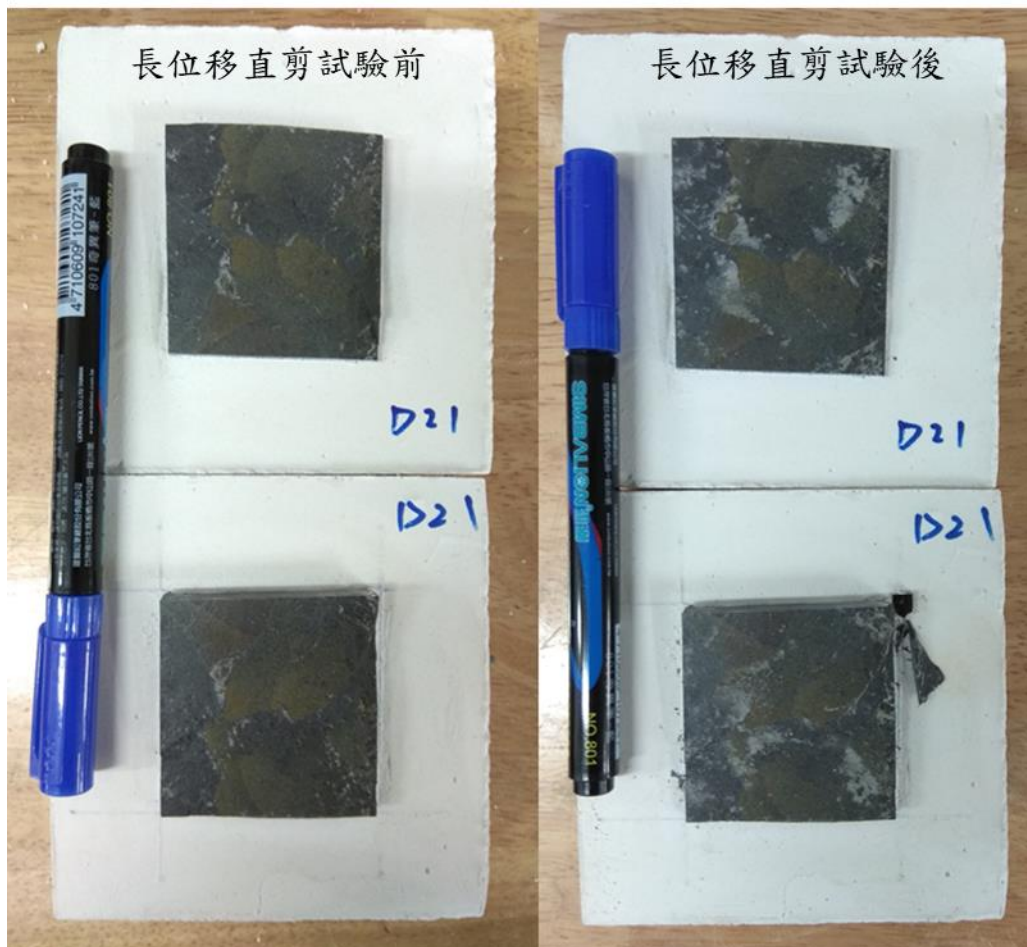
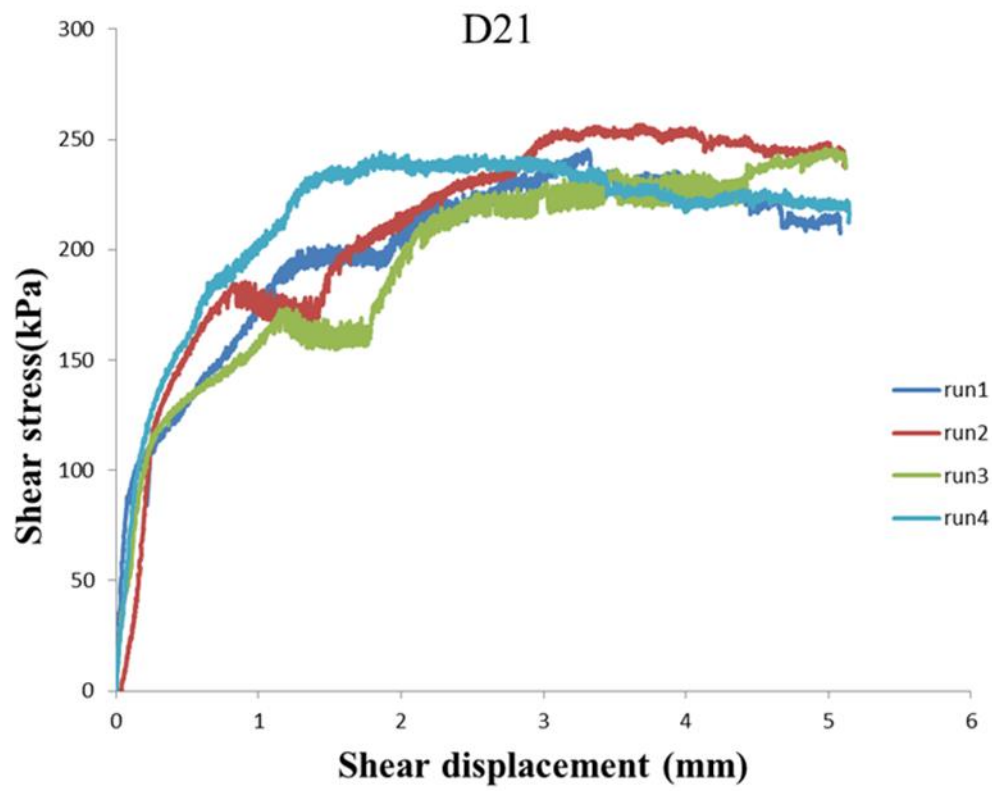




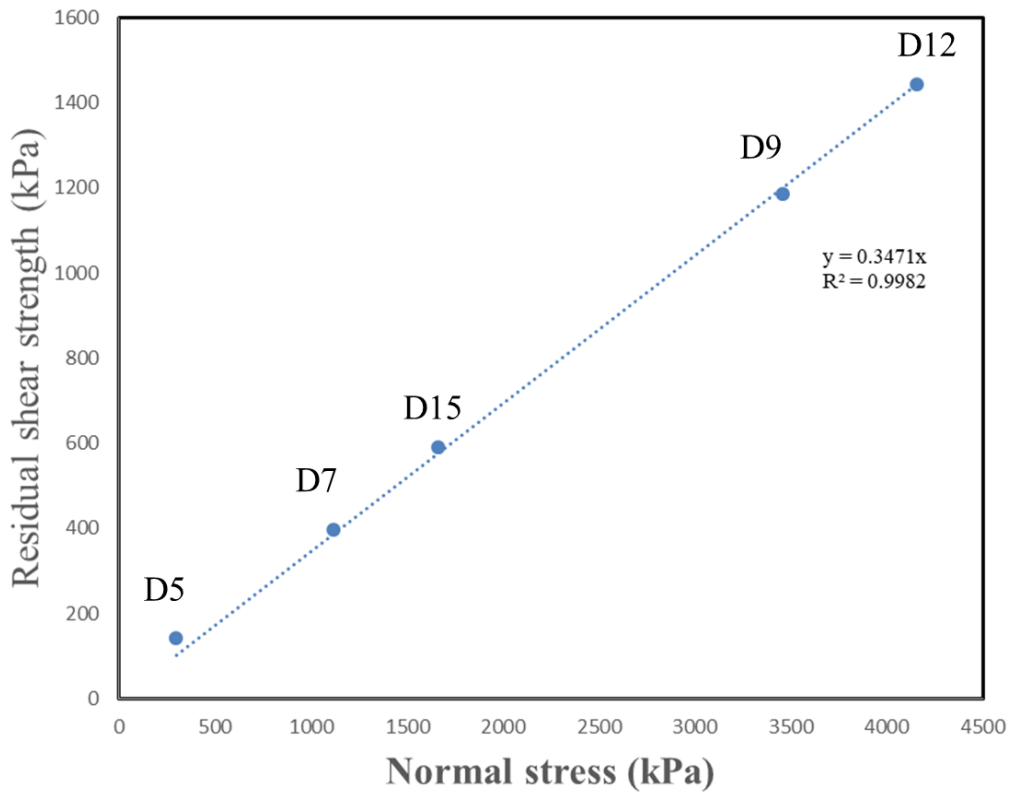
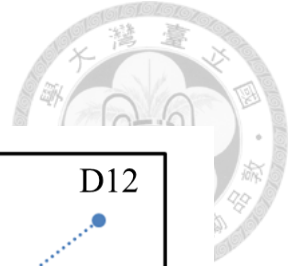


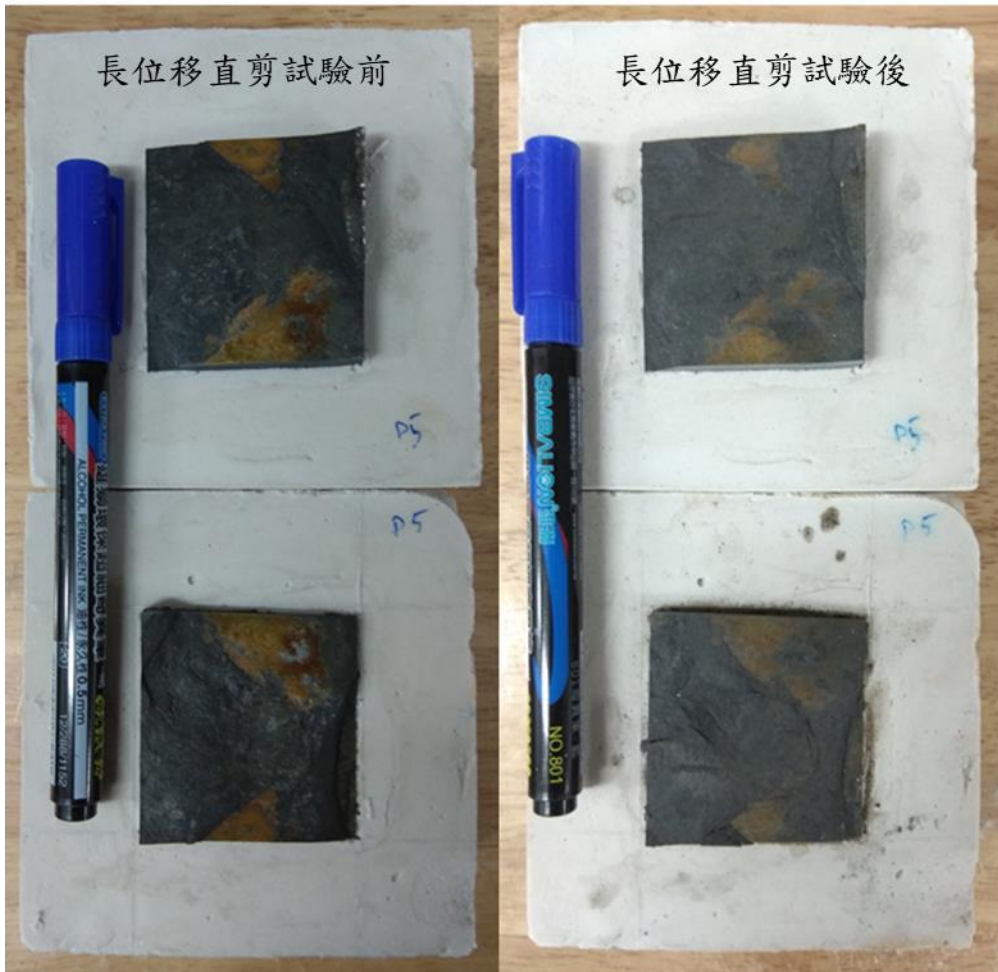
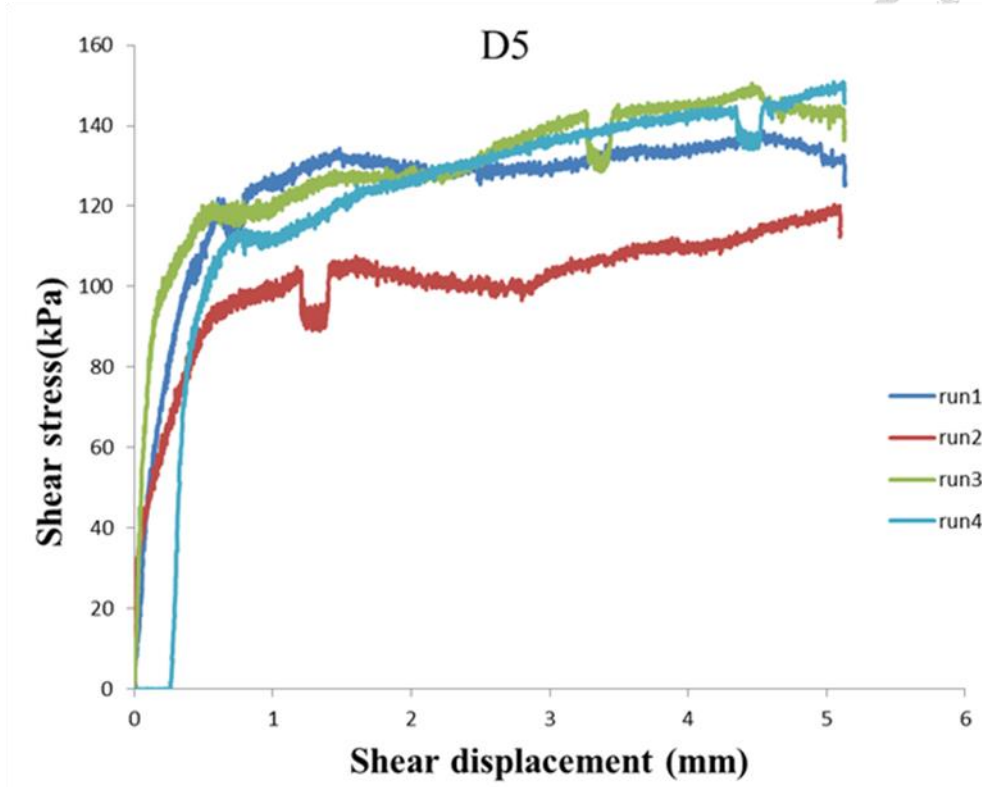




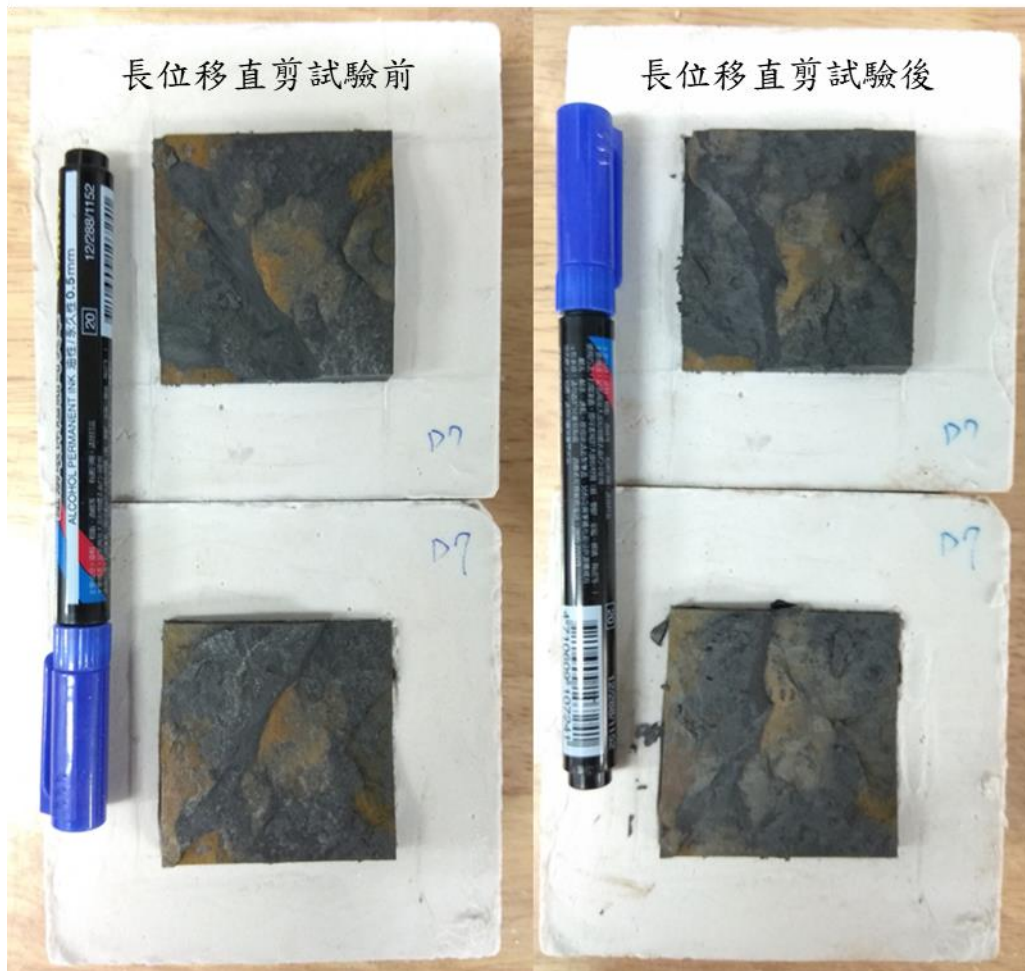
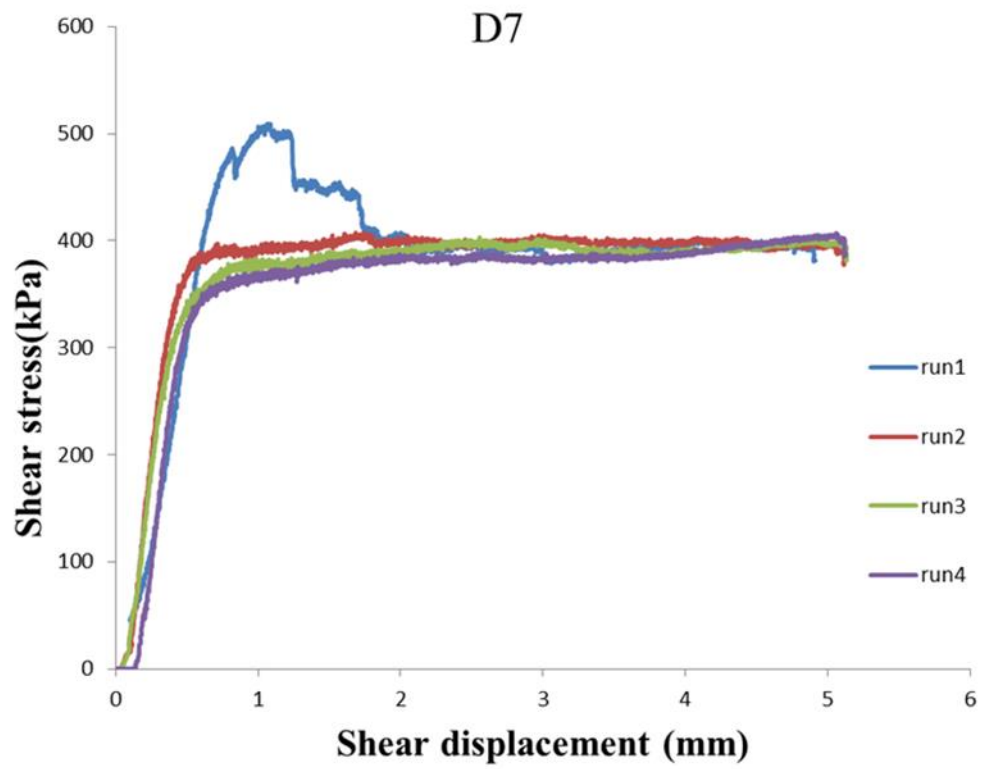


◆ 溼式長位移直接剪力試驗：

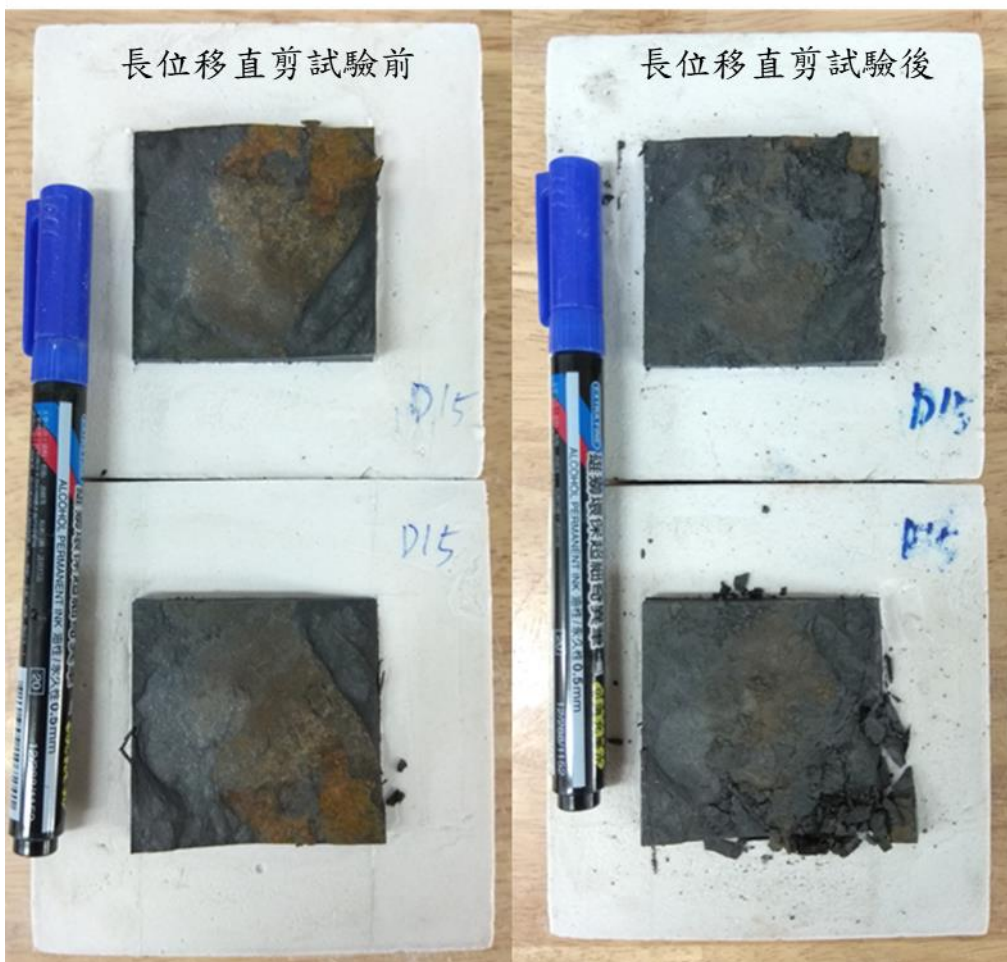
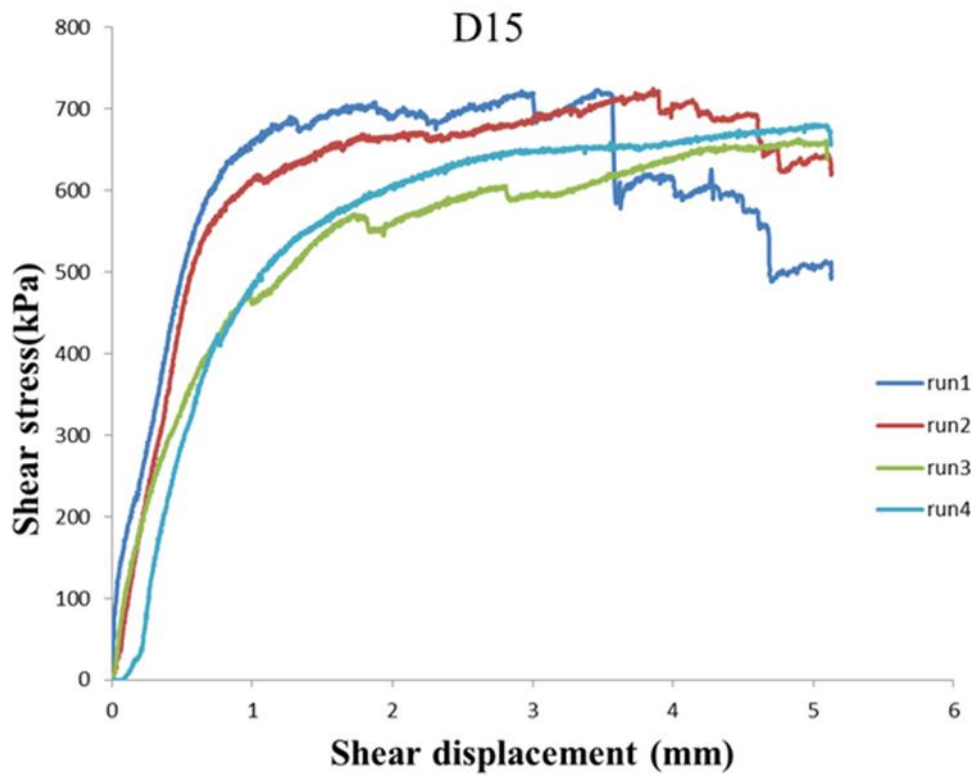


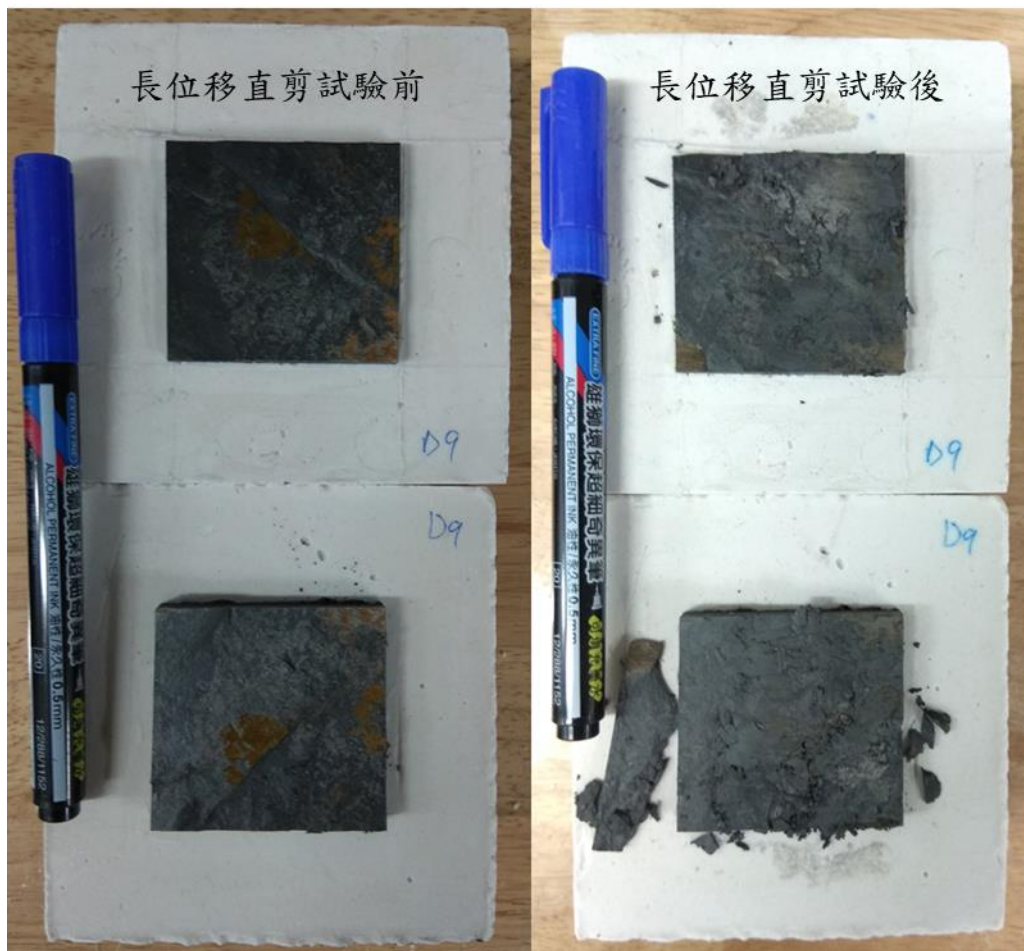
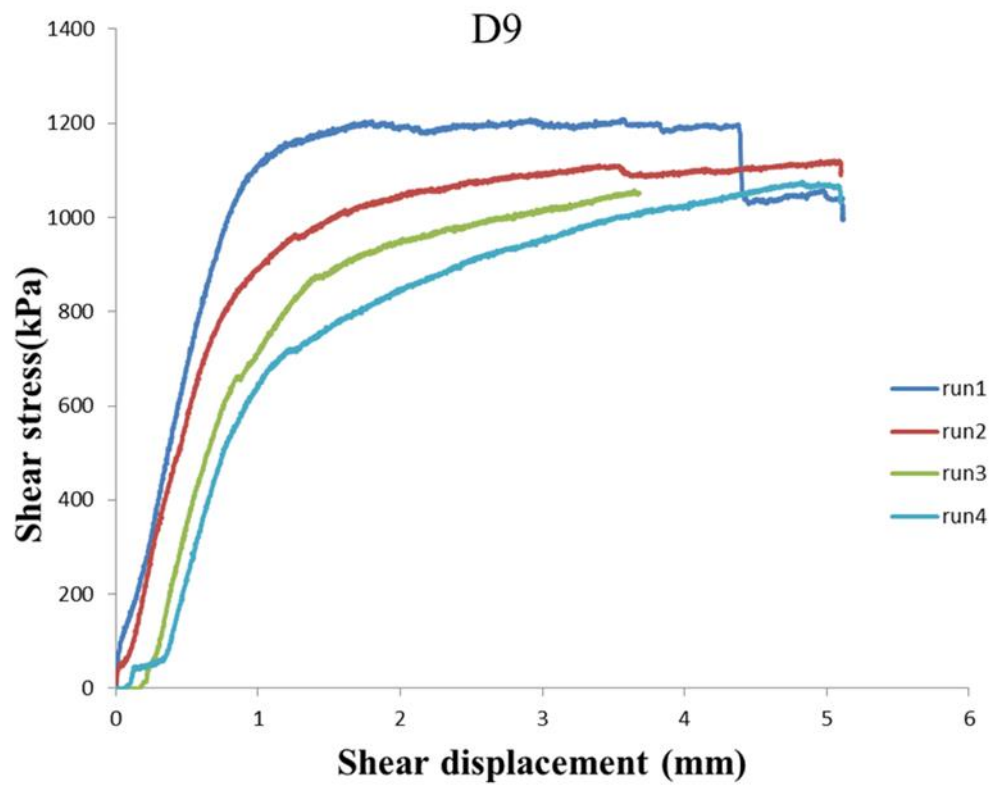


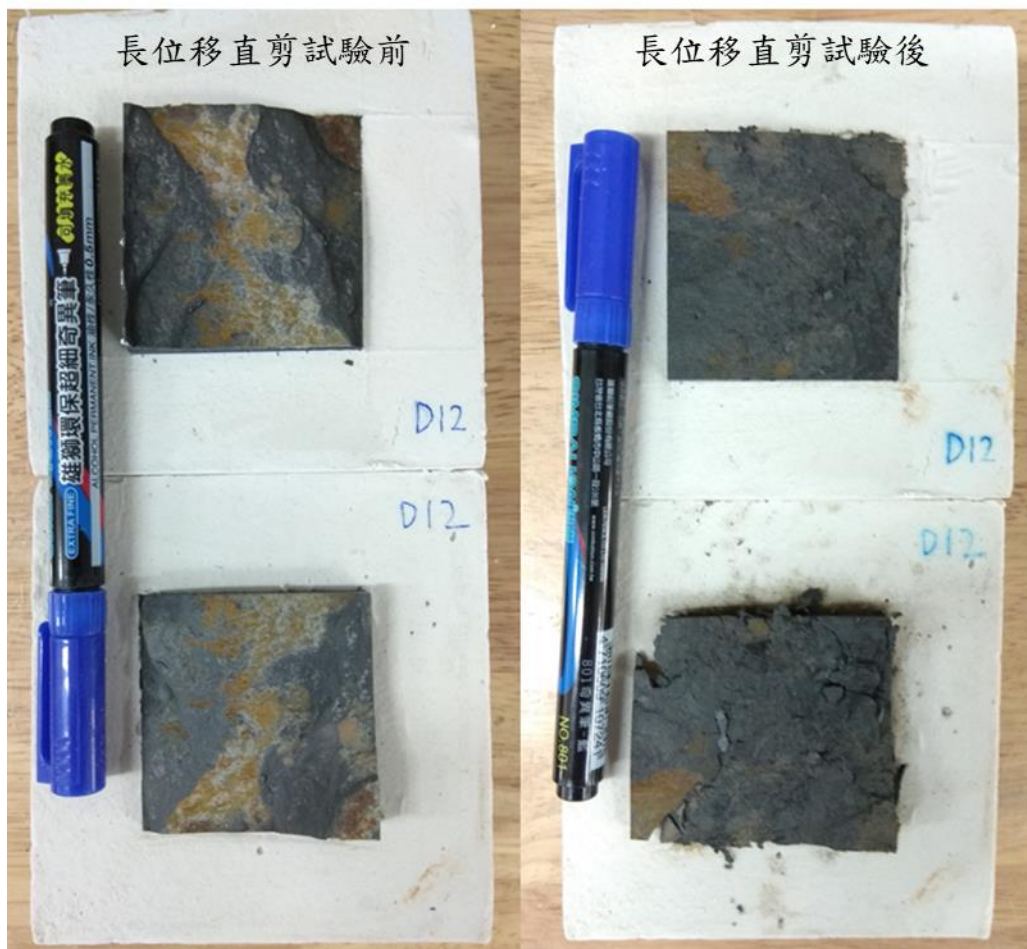
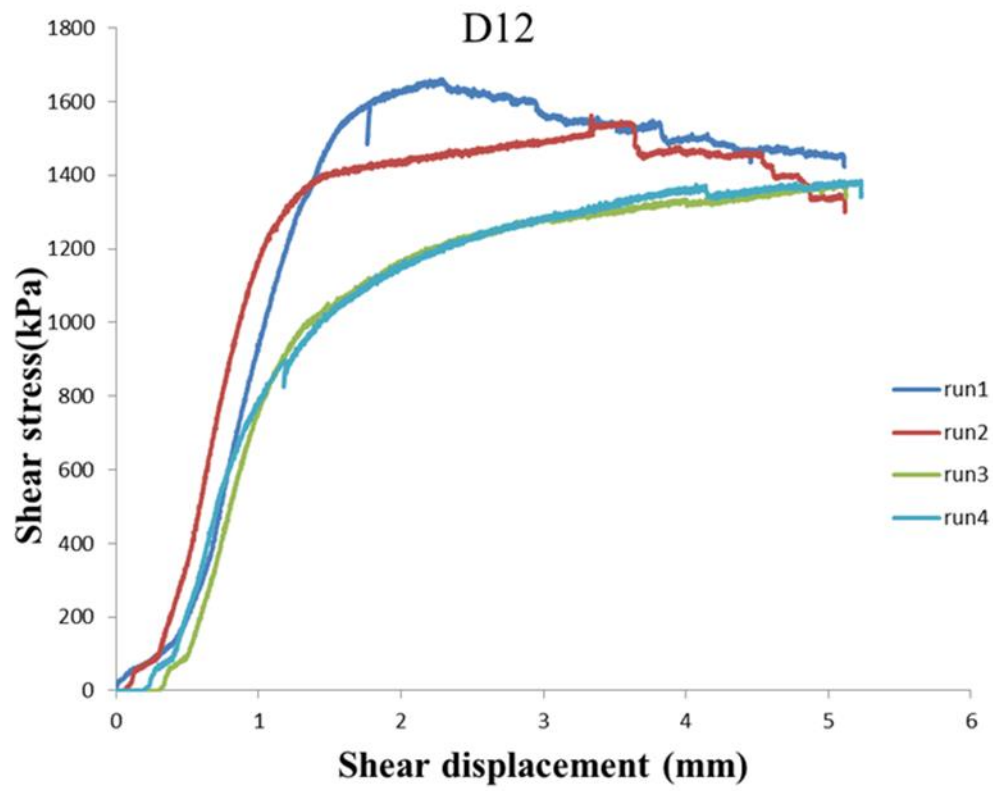














全文完