

# 物理模型應用於逆向坡變形與崩壞過程與崩壞之初步研究

林建杰／建國科技大學土木工程系大專生

羅佳明／聯合大學土木與防災工程學系副教授 (通訊作者: cmlo@nuu.edu.tw)

## 摘要

本研究主要以臺灣武嶺至石門山一帶為研究區，探討逆向坡岩體變形與崩壞過程。藉由現場調查與物理模型說明逆向坡不同條件下之重力變形特性，並推估逆向坡變形過程與破壞特性。研究結果得知，坡趾切除透空為逆向坡傾倒變形之關鍵，其將造成岩體材料強度弱化加速發生變形。當坡趾切除透空越嚴重時，逆向坡崖頂將先產生張裂縫，導致坡體加速變形與滑動面發展，最終發生整體翻倒破壞。而變形範圍內具有相當多張裂縫與破裂面發展，其將有助於地表水與地下水滲入，促使逆向坡變形區加速崩壞。

## Abstract

This study investigated the deformation and failure process of anacinal slopes from Wuling to MT. Shimen Trail in Taiwan. Field investigation and physical modeling were used to explain the gravitational deformation characteristics of cataclinal slopes under various conditions and derive the deformation process and failure characteristics. Our results show that the slope toe daylight mechanisms crucial to the process of deformation in anacinal slopes as well as the weakening of rock material and the acceleration of deformation. While anacinal slope toe daylight more serious, we also found that deformation and crack development initially began in the top of the slope, which resulted the acceleration of deformation and the development of rupture surface. Finally, its will occur toppling failure. The deformation zone presented significant cracking and rupture surface, which facilitated the infiltration of surface water and groundwater, thereby accelerating the process of deformation leading ultimately to failure.

## 前言

台灣中央山脈岩層主要以變質岩板岩所組成，降雨後岩層剪力強度容易弱化變形或滑動，而武嶺至石門山一帶有許多變形顯著之逆向坡（圖 1），相對於區域順向坡變形更為明顯與具有潛在危險性，故需更進一步瞭解其逆向坡傾倒破壞之行為與特性，強化其防災思維。

過去有諸多逆向坡傾倒破壞成因、機制等相關研究，曾大仁<sup>[1]</sup>曾指出傾倒破壞發生主因為坡趾岩塊的移除，且大多由邊坡遭受到人為開挖或是沖蝕作用所引起。鄭允等人<sup>[2]</sup>對於一個給定的邊坡，岩塊厚度存在一個臨界值，當岩塊厚度小於該臨界值時，坡頂荷載對剩餘下滑力的影響程度要明顯大於岩塊厚度大於該臨界值的情況；切坡角度越大，坡頂荷載對邊坡穩定性的影響越顯著；隨著坡頂荷載的增加，滑動比例係數逐漸增大。Goodman and Bray<sup>[3]</sup>曾探討逆向坡撓曲傾倒（Flexural Toppling）、塊體傾倒（Block Toppling）及塊體撓曲傾倒（Block-Flexure Toppling）等行為，而 Hoek and Bray<sup>[4]</sup>曾提出二次傾倒模式，主要破壞模式包含滑動與岩石材料的物理破裂，其過程將會導致一部份的邊坡產生滑動之現象，如滑動頭部傾倒（Secondary Toppling）、滑動基底傾倒（Slide Base Toppling）、滑動趾部傾倒（Slide Toe Toppling）及張力裂縫傾倒（Tension Crack Toppling）等。後續 Cruden and Hu<sup>[5]</sup>及 Ramsay and Huber<sup>[6]</sup>則分別提出山形式傾倒（Chevron Toppling）與複合式塊體傾倒（Multiple Block Toppling）等模式。此外，朱珍德等人<sup>[7]</sup>曾進行板岩三軸試驗，過程中發現，遇水弱化為影響板岩材料強度的主要因子，其將進一步加速岩層變形速率，

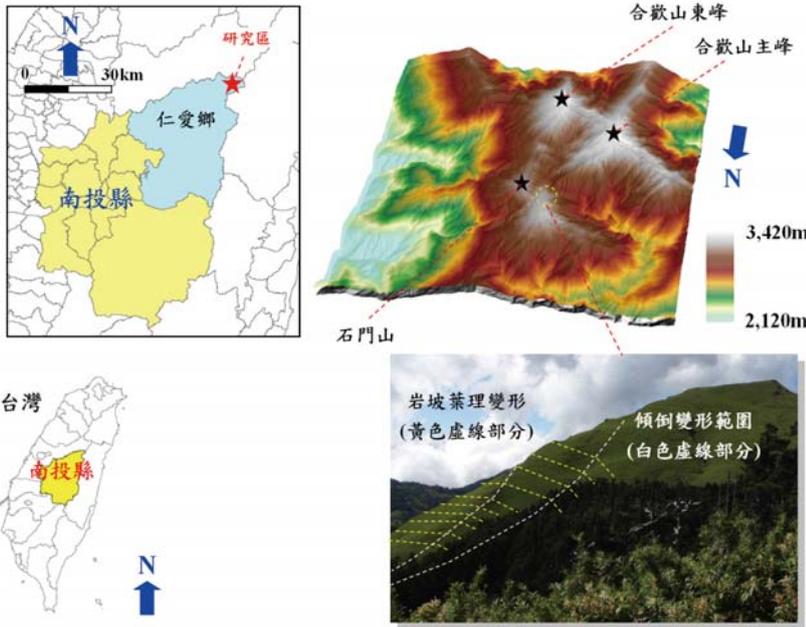


圖 1 研究區地理位置與地形圖

促進整個邊坡崩壞發展。而張國新等人<sup>[8]</sup>曾以離心機實驗模型進行傾倒破壞模型試驗與數值模擬，數值模擬的承載力和破壞模式均與實驗結果吻合良好，可進一步考慮岩橋作用的岩質邊坡之傾倒破壞特性。

雖然文獻中已有許多關於逆向坡傾倒機制的研究，然而對於逆向坡變形至崩壞過程描述仍有未詳盡之處，故本研究將針對逆向邊坡傾角變化，適度簡化製作物理模型，探討降雨影響條件下，逆向坡變形至崩壞過程。

## 研究方法

本研究以降雨引致節理岩塊逆向坡變形與崩壞特性為研究重點，利用物理試驗模型（圖 2），並挑選適合模擬岩層材料（研磨石，圖 3(a)、(b)），組構逆向邊坡物理模型進行試驗（圖 4 ~ 圖 8）。試驗時以攝影機（2,040 萬畫素）記錄模型變形過程，以探討逆向坡變形與崩壞歷程。

### 物理實驗設備介紹

因應集水區現地邊坡分布之特性，本研究建置具有源頭降雨區、運動區、堆積區等建構之室內物理模型試驗台（圖 2）。源頭區位於模擬溪谷兩岸，其尺度為 0.3 m（長）× 0.3 m（寬）× 0.15 m（高），最大可容納 0.0135 立方公尺之崩塌量體，其溪谷兩岸可模擬不同下切程度所形成之溪谷地形，進行 15° ~ 45° 之角度變換。

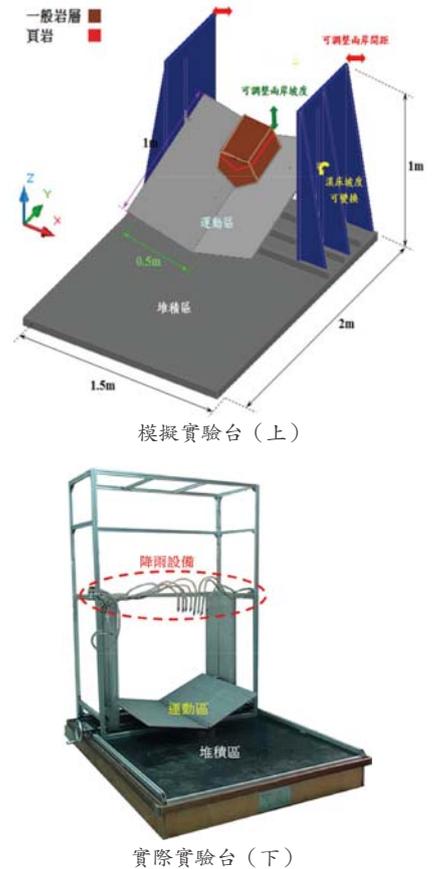


圖 2 物理模型試驗台配置示意圖

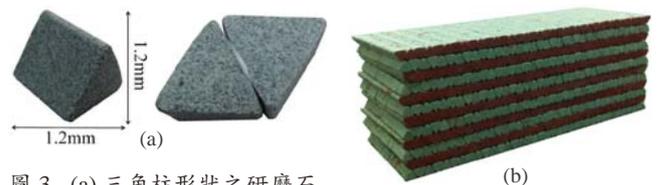


圖 3 (a) 三角柱形狀之研磨石  
(b) 模擬岩層排列之物理模型

運動區係由 1.0 m（長）× 1.0 m（寬）× 0.01 m（厚）之鋁板構成，亦可進行 10° ~ 60° 之溪床角度變換。堆積區尺度為 2.0 m（長）× 1.5 m（寬）× 0.05 m（厚），初步以水平堆積設計為主。此外，本研究於源頭區上方加裝降雨模擬器，其可模擬 50 ~ 200 mm/hr 之降雨強度，以模擬邊坡物理模型受降雨後所產生之崩壞特性。

### 物理模型與模擬岩層材料性質

物理模型實驗中為模擬如順向坡、逆向坡、坡面角度變化、坡趾切除透空及岩坡弱面傾角變化等特性，物理模型結構係以多顆研磨石黏接組成，各層間僅黏接約 0.2 cm<sup>3</sup> 之樹脂，弱面間黏接約 1/4 之樹脂，目前逆向坡物理模型採用為三角柱形狀之研磨石（圖 3(a)、(b)），藉此模擬逆向坡節理岩塊變形與傾翻崩壞特性。研磨石材料組成成分如表 1 所示。

表 1 研磨石材料組成成分

主要成分： 白色氧化鋁	主要化學成分種類	總成份	莫氏硬度 7 鑄造過程中 混合水泥、水
	三氧化二鋁	99.6%	
	二氧化鈉	0.15%	
	三氧化二鐵	0.03%	
	二氧化矽	0.02%	

### 物理模型試驗項目

物理模型以樹脂黏結結構靜置兩天後，將放置於物理試驗台上進行實驗，並加入降雨機制（雨量約控制在 100 mm/hr），觀察並用高解析度（2,040 萬畫素）攝影機記錄模型變形至崩壞過程。目前本研究僅初步探討逆向坡模型坡趾切除透空程度對於變形至傾翻破壞之影響，故初步將逆向坡岩層弱面固定為 45°，改變三種坡趾岩層切除透空長度（表 2）。而模型尺寸中長度主要依坡度一起改變，寬和高分別固定為 4.5 cm、15 cm，其物理模型試驗項目一覽如表 2 所示。

表 2 物理模型試驗項目一覽

模型編號	弱面傾角	$I_1$ -坡趾岩層切除透空長度 (cm)	$I_2$ -坡頂岩層長度 (cm)	無因次化 ( $\frac{I_1}{I_2}$ )
S1	45	4.8	32.4	0.148
S1' (重複性試驗)	45	4.8	32.4	0.148
S2	45	13.2	32.4	0.407
S2' (重複性試驗)	45	13.2	32.4	0.407
S3	45	32.4	32.4	1

### 逆向坡物理模型試驗初步結果

● 編號 S-1 試驗過程與行為特性，可大致分為三個階段（圖 4）：

**第一階段（岩坡初始變形階段）：**此階段時間為 00:00:01 ~ 2:00:06，由於上方岩層並無來自下方岩

層的被動支持力（坡趾切除侵蝕透空），以至上方岩層因自重變形時，岩層前端會直接彎曲變形，也因彎曲關係導致坡面產生破裂，以致雨水容易隨著破裂處滲入岩層裡。

**第二階段（坡頂張裂縫發展階段）：**此階段時間為 2:00:06 ~ 2:24:11，因雨水滲入關係，加速了岩層變形的速度，岩層前端因重力關係彎曲，並拉扯坡頂導致坡頂產生破裂，逐漸沿附近節理弱面往下一層延伸破裂，並未形成貫穿的滑動面，此時整體岩層處於極度不穩定狀態。

**第三階段（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：**此階段時間為 2:24:11 ~ 2:25:37，此時岩層前端本身的被動支持力已完全失去，且岩層已形成貫穿的滑動面，隨後整體岩層上方（模型 1/2 處）於 2:25:32 發生了傾翻破壞。

● 編號 S-1' 試驗為 S-1 之膠結強度弱化 1 倍重複性試驗，其試驗過程與行為特性，大致可分為四個階段（圖 5）：

**第一階段（岩層坡頂變形階段）：**此階段時間為 0:00:01 ~ 0:46:49，岩層前端因毫無下方岩層的被動支持力，以致逐漸產生變形彎曲，坡面也產生些微小破碎。

**第二階段（坡頂張裂縫發展階段）：**此階段時間為 0:46:49 ~ 1:07:50，岩層持續因自重變形以至下彎的過程中，坡面的小破裂處也逐漸擴大，以致雨水更容易滲入岩層裡。

**第三階段（岩層變形與坡頂張裂縫擴大分離階段）：**此階段為 1:07:50 ~ 1:20:09，坡面破裂處已擴大形成一個破裂帶，目前深入到表層岩層與底下一層岩

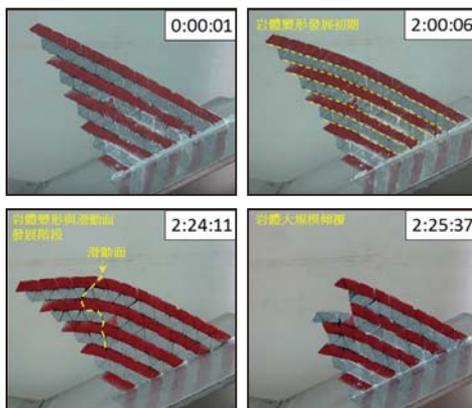


圖 4 編號 S-1 物理模型試驗過程

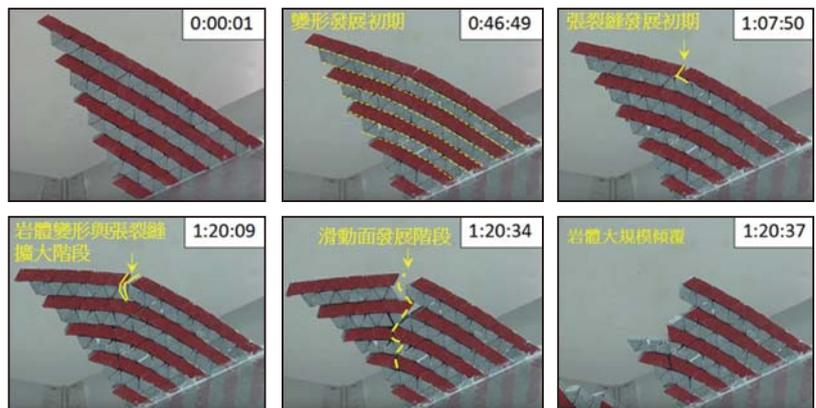


圖 5 編號 S-1' 物理模型試驗過程（膠結強度降低 1 倍之重複性試驗）

層，並沿著節理裂隙影響下方承受自重的岩層前端，陸續產生破裂處，加劇了整體岩層變形的速度。

**第四階段**（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：此階段時間為 1:20:09 ~ 1:20:37，此時張裂縫沿著節理裂隙已深入底層岩層，形成一個貫穿的滑動面，造成岩層前端已與基底岩層分離，並在幾秒後於模型 1/2 位置發生傾翻破壞。

- 編號 S-2 試驗過程與行為特性，可大致分為四個階段（圖 6）：

**第一階段**（坡趾初始變形階段）：此階段時間為 00:00:01 ~ 1:10:08，此時坡趾第一排模擬岩層由於喪失被動支持力（坡趾切除侵蝕透空），導致整排岩層開始變形至翻倒。翻倒期間，第一排岩層先與第二排岩層前端接觸範圍因重力而產生脫離，接著於趾部附近逐漸沿節理弱面開始滑移與破裂，於 1:10:08 坡趾塊體完全斷裂而翻倒，並促使第二排岩層失去被動支持力而開始變形。

**第二階段**（坡趾翻倒與再次變形階段）：此階段時間為 1:10:08 ~ 2:14:41，因第二排的岩層前端已開始變形，以致第三排岩層前端進而直接承受整體邊坡岩層的自重，由於第三排岩層前端被動支持力不足夠，導致脫離上排岩層前端持續變形中，這時整體岩層前端的被動支持力已失去大半，趨向於不穩定的狀態。

**第三階段**（坡趾翻倒與張裂縫發展階段）：此階段時間為 2:14:41 ~ 2:36:47，此時整體岩層已完全喪失坡趾處前端的被動支持力，在第三排岩層傾倒後，上

面岩層的變形速度逐漸加速，坡面也產生破裂處。

**第四階段**（岩體變形與坡頂張裂縫發展階段）：此階段時間為 2:36:47 ~ 2:38:56，因上排岩層前端失去下排岩層的被動支持力，以致變形量加劇，加速了整體岩層崩壞的速度，岩層前端因自重關係開始彎曲並在坡頂產生破裂，破裂延伸形成一個貫穿的滑動面後，岩層隨即發生大規模傾覆。

- 編號 S-2' 試驗為 S-2 之膠結強度弱化 3 倍重複性試驗，其試驗過程與行為特性，可大致分為三個階段（圖 7）：

**第一階段**（岩層初始變形與坡頂張裂縫發展階段）：此階段時間為 0:00:01 ~ 0:10:53，因岩層過軟以至實驗開始沒多久時，整體岩層就產生變形，且坡頂也產生開裂縫沿節理裂隙對岩層造成破壞。

**第二階段**（岩體變形與滑動面發展階段）：此階段時間為 0:10:17 ~ 0:10:53，第一及第二層岩層前端接觸部分與上層岩層產生脫離，傾倒在儀器台上，過了幾秒後，岩層前端已完全失去被動支持力，以致整體岩層前端已完全傾倒在儀器台上，張裂縫沿著節理裂隙已延伸至整體岩層約三分之二深度，且將與基底岩層分離，進而加速了整體岩層的崩壞速度。

**第三階段**（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：此階段時間為 0:10:53 ~ 0:12:51，此時岩層張裂縫已貫穿岩體形成滑動面，且前、中端岩層與基底岩層已破裂分離，隨即就發生大規模傾倒破壞。

- 編號 S-3 試驗過程與行為特性，可大致分為三個階段（圖 8）：

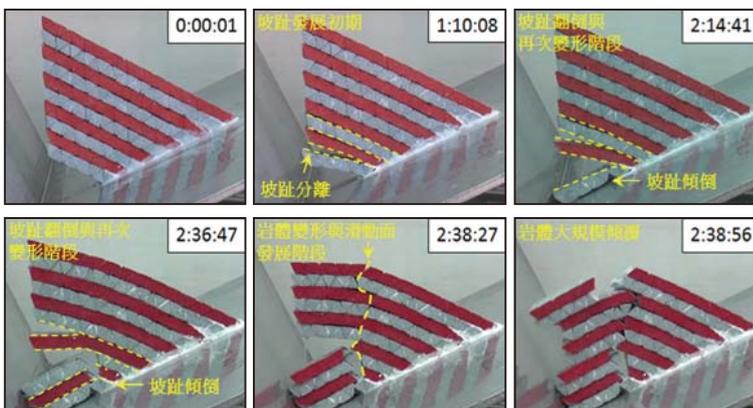


圖 6 編號 S-2 物理模型試驗過程

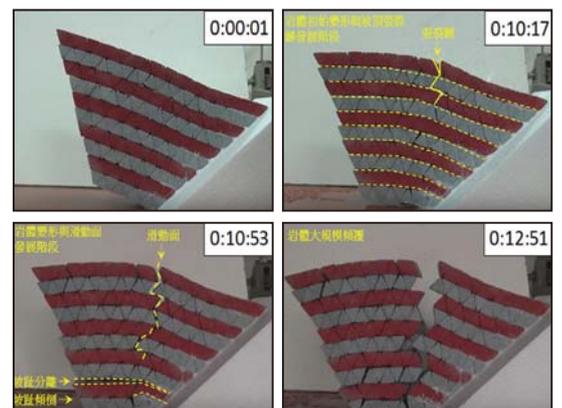


圖 7 編號 S-2' 物理模型試驗過程  
（膠結強度降低 3 倍之重複性試驗）

**第一階段**（岩層初始變形階段與張裂縫發展階段）：此階段時間為 00:00:01 ~ 0:02:11，因自重、坡長與角度關係，以至剛進行試驗就即刻產生變形，岩層前端承受不住自重並彎曲，也因彎曲拉扯影響造成坡頂後半產生張裂縫，在岩層前端下彎的過程中，底層第一排至第四排岩層前端接觸範圍因重力，而與上排岩層前端產生脫離，傾倒在儀器底板上。

**第二階段**（坡頂張裂縫將貫穿整體岩層階段）：此階段時間為 0:02:11 ~ 0:03:12，因被動支持力完全不足以支撐整體岩層，以致張裂縫將貫穿整體岩層形成滑動面，整體岩層逐漸崩壞中。

**第三階段**（整體岩層貫穿形成滑動面階段）：此階段時間為 0:02:11 ~ 0:03:12，岩層前端已傾倒在底板上，以致整體岩層自重力集中在底板與岩體底層張裂縫處，隨後底層兩排與上排岩層發生變形脫離。

**第四階段**（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：此階段時間為 0:03:12 ~ 0:07:48，岩層前端因傾倒在底板上，以至整體岩層自重力傳到底下第一層與第三層，但因承受不住自重，於第一層到第三層中後段，受重量擠壓後岩層發生斷裂，接著整體岩層沿著滑動面往下滑動，最終發生大規模傾倒破壞。

綜合以上結果，編號 S-1' 型和編號 S-1 模型為相同之重複性試驗，主要為證明本研究模型試驗方法之一致性，惟 S-1' 型主要將膠結強度降低一倍。編號 S-2' 模型亦為編號 S-2 模型之重複性試驗，僅膠結強度降低三倍，目的為呈現現地互層材料膠結強度對於逆向坡傾倒

變形特性之差異性。試驗結果得知，較軟弱之岩層膠結強度變形速率更快，再加上遇水弱化特性，大幅降低岩層強度、摩擦力，而更迅速發生傾覆破壞。編號 S-3 模型長度相對於其他模型坡趾切除透空情形嚴重，其模型自重亦為其他模型約 2 倍之多，導致模型本身的被動抵抗力與基座拉制力已完全不足以與自重（主動壓力）抗衡，剛開始試驗時，模型隨即開始變形，約經過一分鐘左右，即發生整體傾倒破壞。

## 現地調查比對結果

武嶺至石門山板岩與千枚岩逆向坡現地調查初步發現，現地邊坡破壞行為特性與物理模型試驗相似，在互相比對後即能初步證明。圖 9 為武嶺附近板岩逆向坡趾部透空與滑動面形成現況，其逆向坡傾翻與滑動面構成均與坡趾切除透空後失去被動支持力有關，此特性與本研究設計之物理模型傾倒變形至翻覆破壞成高度相關。圖 10 為合歡山東峰附近逆向坡潛在滑動面形成現況與 S'-1 模型比對情形，逆向邊坡受擠壓變形，且坡趾部分岩層已傾倒。圖 11 為石門山附近已傾倒變形之逆向坡岩層破裂面間佈滿青苔，其可能因此逆向坡岩層開始傾倒後，因破裂面發展且受地表水入滲或地下水影響，導致青苔沿邊坡破裂位置生長，並使板岩與千枚岩材料遇水而弱化，逐步使逆向坡加劇傾倒變形至滑動面發展，最終引致傾倒破壞。

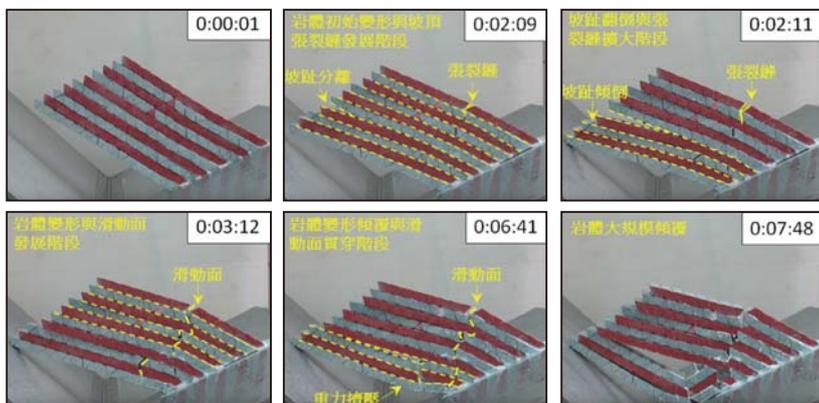


圖 8 編號 S-3 物理模型試驗過程



圖 9 武嶺附近板岩逆向坡趾部透空與滑動面（白色虛線）形成現況（2016 年拍攝）

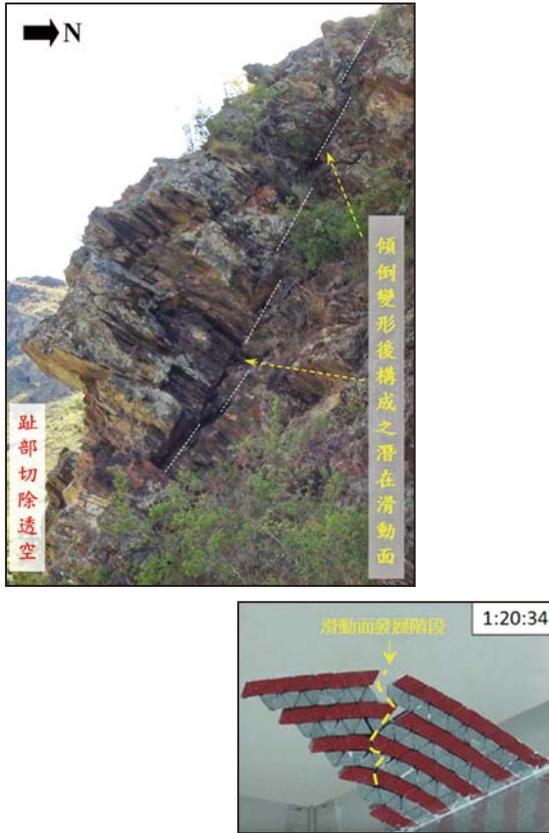


圖 10 合歡山東峰附近逆向坡潛在滑動面（白色虛線）形成現況與 S-1' 模型比對（2016 年拍攝）

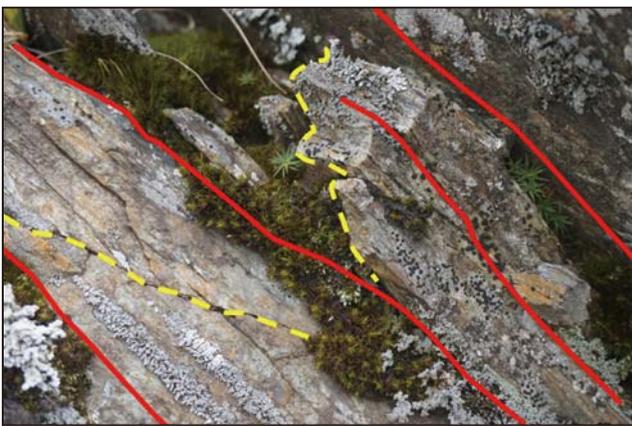


圖 11 石門山附近逆向坡破裂面間青苔分布情形（2016 年拍攝）（紅色實線為劈理分布，黃色虛線為岩坡破裂位置）

## 結論

本文主要以物理模型試驗搭配現地調查，逐步說明逆向坡變形至崩壞過程與特性，期能作為未來逆向坡特徵判釋、現場調查、潛勢分析及災前整備之初步參考。由實驗過程中發現，當坡趾切除透空或倒懸情況嚴重時，容易導致逆向坡趾部被動支持力不足而產生傾倒變形，加劇岩坡不穩定，且加上降雨入滲因

素，進而加速模型變形速度與潛在滑動面發展，最終發生翻倒破壞行為。

武嶺至石門山逆向邊坡，經由多次現地調查，發現於降雨過後，逆向坡傾倒變形更加明顯，甚至發展出潛在滑動面與圓丘狀隆起地形，造成區域內公路邊坡局部區位容易下陷或崩毀。雖然，目前本研究僅初步探討趾部侵蝕程度對於逆向坡變形至傾翻崩壞之影響，但以目前的研究結果對於逆向坡潛在崩壞特徵與其行為有其一定程度之貢獻，且研究區數處逆向坡區位（尤其石門山與克難關一帶）仍需持續加強觀察與監測，並將監測結果回饋至數值模擬、預警與治理工程規劃之參考，以逐步降低逆向坡變形與崩壞引致聯外道路或公共設施破壞之風險。

## 參考文獻

1. 曾大仁 (1998), 「逆向岩盤邊坡翻倒破壞案例探討」, 岩盤工程研討會 87 年年會論文集, 新竹, 第 253-262 頁。
2. 鄭允、陳從新、劉婷婷、劉秀敏、宋婭芬、周意超 (2015), 「坡頂荷載作用下岩質邊坡傾倒破壞分析」, 岩土力學學報, 第三十六卷, 第九期, 第 2639-2647 頁。
3. Goodman, R.E., and Bray, J.W. (1976), "Toppling of Rock Slopes," *Proc. of Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, Boulder Colorado, ASCE, Vol. 2, pp. 201-234.
4. Hoek, E. and Bray, J.W. (1977), *Rock Slope Engineering*, Revised Second Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London.
5. Cruden, D.M. and Hu, Xian-Qin (1994), "Topples on under Dip Slops in the Highwood Pass, Alberta, Canada," *Quarterly J. Engrg. Geology*, The Geological Society, Vol. 27, pp. 57-68.
6. Ramsay, J.G. and Huber, M.I. (1987), *The Techniques of Modern Structural Geology*, Vol. 2, Folds and Fiactures, Academic Press, London.
7. 朱珍德、邢福東、王思敬、徐衛亞 (2004), 「地下水對泥板岩強度軟化的損傷力學分析」, 岩石力學與工程學報, 第二十三卷, 增二期, 第 4739-4743 頁。
8. 張國新、趙妍、彭校初 (2007), 「考慮岩橋斷裂的岩質邊坡傾倒破壞的流形元模擬」, 岩石力學與工程學報, 第二十六卷, 第九期, 第 1773-1780 頁。
9. 李明翰 (2003), 「岩坡傾倒破壞之研究 — 以台 14 線公路為例」, 碩士論文, 朝陽科技大學營建工程研究所, 台中。
10. 廖志中、潘以文、林志平、唐禎國、黃玉麟、羅文驥 (2011), 「梨山崩坍區大規模崩積地層之形成機制」, 中華水土保持學報, 第四十二卷, 第四期, 第 303-312 頁。
11. 趙建軍、王彥東、巨能攀、鄧徽 (2009), 「緩傾外層狀結構邊坡變形破壞模式及支護對策研究」, 工程地質學報, 第十七卷, 第二期, 第 195-199 頁。
12. 趙建軍、黃潤秋、巨能攀 (2007), 「某水庫溢洪道邊坡變形破壞特徵及治理對策研究」, 成都理工大學學報 (自然科學版), 第三十四卷, 第二期, 第 190-194 頁。