

物質點法分析邊坡崩塌過程與運動機制 ～以貓空邊坡為例

楊國鑫* 吳昱葵

臺灣大學土木工程系

陳昭維

青山工程顧問有限公司

鄧福宸

臺灣科技大學營建工程系

陳仁達

長碩工程顧問有限公司

摘要

山崩後土壤運移與堆積的範圍，以及是否會影響到下邊坡的保全住戶，為防災與工程實務中所關切重要議題。本研究選用物質點法(material point method)分析探討邊坡破壞後之崩塌過程與運動行為、如山崩速度、土壤運移距離、堆積高度等。本文針對台北市貓空兩處邊坡歷史災害進行研究，兩處邊坡皆因2008年9月薔蜜颱風造成崩塌，崩塌範圍皆涉及至重要保全對象。文中首先將數值模擬結果與兩處邊坡崩塌後的實測地形剖面進行驗證比對，隨後透過數值分析結果，觀察邊坡破壞後之軸差應變、體積應變、以及孔隙水壓，以了解邊坡崩塌的運動過程與力學機制。研究結果發現物質點法能夠準確預測兩處邊坡的運移距離，然而若因土壤堆積受現地三維扇形擴散效應的影響，以二維數值模式會稍微高估山崩後土壤的堆積高度。此外，與不排水模式比較，水力耦合模式因能模擬邊坡崩塌過程的中土壤孔隙水壓的激發與消散，故能較準確預測土壤的運移距離。

關鍵字：物質點法、山崩、大變形分析、崩塌過程、山崩運動行為。

Material Point Method Analysis of Post-Failure Process and Kinematic Behavior of Landslides: Use Maokong Slopes as Examples

Kuo-Hsin Yang* Yu-Kuei Wu

Department of Civil Engineering, National Taiwan University

Fu-Chen Teng

Department of Civil and Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology

Chao-Wei Chen

Land Engineering Consultants Co., Ltd.

Ren-Da Chen

Artech Engineering Service Inc.

Abstract

The runout distance and deposit height of landslides are important issues for landslide disaster mitigation and prevention. This paper presents a series of numerical analyses using the material point method (MPM) to investigate the post-failure and kinematic behavior of landslides (i.e., landslide velocity, runout distance, deposit height). Two landslide cases in Maokong, Taipei, are studied. The slope failures were triggered by Typhoon Jangmi in September 2008 and has a significant impact on the residence downslope. The numerical models are first validated by comparing the predicted results with the measured slope profiles after landslides. After the validation is confirmed, the numerical results (i.e., deviatoric strain, volumetric strain, and porewater pressure) are further examined to understand the failure process and mechanism of the landslides. The numerical results reveal that the MPM can accurately predict the runout distance of both landslide cases, but overestimate the deposit height due to the limitation of the two-dimensional analysis. Besides, compared to the undrained analysis, the fully coupled analysis allows the dissipation of pore water pressure during the landslide, resulting in a better prediction on the landslide runout distance.

Key Words : MPM, landslide, large soil deformation, failure process, kinematic behavior of landslide.

* 通訊作者 khyang@ntu.edu.tw

一、前言

根據行政院農業委員會水土保持局統計，台灣山坡地面積約為2,688,345公頃，占全島面積74%。加上年降雨量豐沛、全島地形陡峻、民眾用地需求的增加、全球氣候變遷等先天後天條件，使台灣地區為易發生山崩、土石流等坡地災害之敏感地。然而，在這趨勢下，臺灣坡地災害的規模也逐漸擴大，因此探討山坡地崩塌所涉及之影響範圍，以提供災害評估及防災預警之參考，減少坡地災害對人們帶來的威脅，已成為現今山坡地災害防治之重要課題。

早期常見邊坡穩定之評估及分析方法包括極限平衡法(limit equilibrium method)與有限元素法(finite element method)。極限平衡法常用於工程實務中來求得邊坡之安全係數及潛在滑動面(廖，2001)。有限元素法則可以預測邊坡的變形量，但在接近崩塌發生時，若土壤變形較大，將會造成網格扭曲變形，產生數值計算上的問題(Soga et al., 2016)，故有限元素法只適合用以模擬小變形的問題，如土壤破壞前的力學行為(pre-failure behavior of soil)，而無法用來模擬大變形的問題，如土壤破壞後的力學行為(post-failure behavior of soil)。土壤大變形的分析通常則是使用離散元素法(discrete element method)，其以離散體力學為基礎理論，可以模擬材料從完整塊體的狀態破裂到分離之後的過程，但離散元素法在土壤參數的選定與孔隙水壓效果的模擬較為困難(Soga et al., 2016)。各數值分析方法比較表格可參閱表一。

有鑑於此，本研究選用物質點法(material point method)模擬邊坡破壞後大變形行為，透過數值模擬的方式呈現邊坡破壞的過程，並探討山崩後的土壤運移與堆積的範圍。本研究目標為：1. 了解邊坡破壞之過程與破壞機制(failure process and mechanism); 2. 量化邊坡破壞後之運動行為(kinematic behavior)。研究成果可以應用於防災規劃與工程實務中，以協助預測山崩發生後是否會影響到下邊坡的保全住戶與重要設施。

表一 數值分析方法比較

| | LEM | FEM | DEM | MPM |
|--------|-------|--------|-------------------|---------|
| 破壞機制 | X | O | O | O |
| 破壞過程 | X | X | O | O |
| 破壞後行為 | X | X | O | O |
| 大變形分析 | X | X | O | O |
| 組成律 | X | O | X | O |
| 水力耦合分析 | X | O | X | O |
| 安全係數 | O | O | X | X |
| 時間成本 | O | O | X | O |
| 舉例軟體 | SLIDE | PLAXIS | PFC ^{3D} | Anura3D |

二、物質點法

物質點法(material point method)被證實可有效運用於模擬大地工程中大變形之問題。近年來物質點法已被廣泛的應用於山崩過程的模擬研究(Conte et al., 2020 and 2019; Soga et al., 2016; Wang et al., 2016; Ceccato, 2014; Mast et al., 2014)本節針對物質點法之背景、平衡方程式、運算機制進行基本介紹。

2.1 背景起源

物質點法已應用在許多工程和科學領域中，以模擬大變形或極端載荷條件。目前也逐漸應用於大地工程中模擬土壤大變形的問題。物質點法最初由美國洛斯阿拉莫斯國家實驗室的Harlow所開發，該方法之基礎被稱為Particle-In-Cell method (PIC)，是通過背景固定網格中移動的一組物質點來表示流體流動。後來在1994由新墨西哥大學的Sulsky等人擴展應用於對固體力學，將其動量平衡方程進行離散化。

物質點法結合了拉格朗日運算法(Lagrangian approach)與尤拉運算法(Eulerian approach)的優點，可以解決傳統有限元素法，若土體變形量過大，網格因扭轉而造成數值計算上的問題與限制。物質點法與傳統定義上無網格方法(mesh-free method)相似(Soga et al., 2016)，其運用背景網格(background mesh)進行微分和積分求解運動方程式，並將運算結果儲存於物質點內，重複此過程直到計算結束。

2.2 運算原理

1. 控制方程式:連續體以拉格朗日法表示運動隨時間的變化，以一組微分方程為控制方程式，包含質量守恆(mass conservation)、

動量守恆(momentum conservation)、能量守恆及相應的邊界條件(boundary conditions)(Anura3D, 2019)。透過材料組成律模型之應力應變關係(stress-strain relationship)，模擬連續體的材料特徵，在計算過程中忽略熱效應(thermal effects)的微小影響。在飽和土壤中，固體相與液體相的控制方程式如下式所示。

(1) 質量守恆

$$\text{固體相 } \frac{d}{dt} [(1-n)\rho_s] + (1-n)\rho_s \nabla \cdot v_s = 0 \quad (1)$$

$$\text{液體相 } \frac{d}{dt} [n\rho_L] + n\rho_L \nabla \cdot v_L = 0 \quad (2)$$

其中， n 為孔隙率， ρ_s 、 v_s 分別為固體相之密度與速度向量， ρ_L 、 v_L 則為液體相之密度與速度向量。

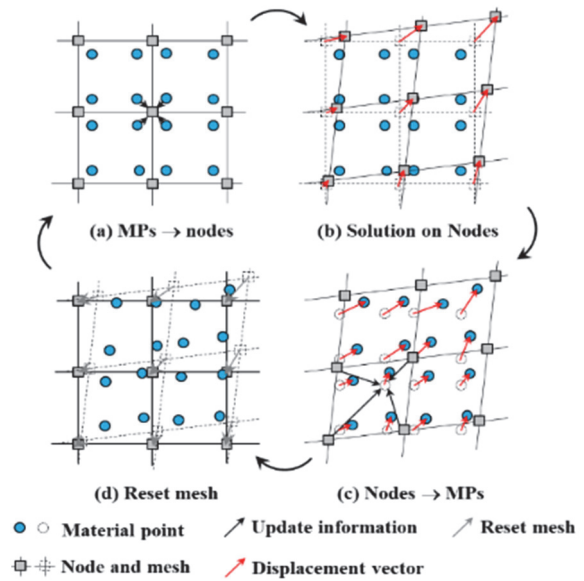
(2) 動量守恆

$$\begin{aligned} &\text{固體相} \\ &(1-n)\rho_s \frac{d}{dt} v_s - \nabla \cdot \sigma' - (1-n)\nabla \cdot p_L - (1-n)\rho_s g - \\ &\frac{n^2 \rho_L g}{k} (v_L - v_s) = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} &\text{液體相} \\ &n\rho_L \frac{d}{dt} v_L - n\nabla \cdot p_L - n\rho_L g + \frac{n^2 \rho_L g}{k} (v_L - v_s) = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

其中， σ' 、 p_L 分別為固體與液體之Cauchy應力張量， k 為土壤滲透係數， $v_L - v_s$ 為液體與固體的相對速度。

2. 計算步驟：圖一為物質點法於每個時間步上計算步驟示意圖。首先(圖一a)將物質點之力學與運動資訊利用形狀函數(shape function)投影至網格節點上。第二步(圖一b)在網格節點上進行控制方程式的求解，求到新的網格節點速度和位置。第三步(圖一c)將網格節點的新位置和速度投影回物質點上，並更新物質點之力學與運動資訊。最後(圖一d)將網格形狀歸正，再重複下一次的運算。



圖一 物質點法計算步驟示意圖



圖二 貓纜邊坡崩塌現場照片(齊柏林攝)

三、貓纜T-16塔柱邊坡

本節介紹本文之案例一：貓纜邊坡，依序針對案例介紹、數值模型建置、模擬結果，邊坡崩塌過程與運動行為進行討論。

3.1 案例介紹

2008年9月26日至29日間薔蜜颱風來襲，當累積雨量達約411mm時，貓空纜車T-16塔柱

下方邊坡產生崩塌，崩塌時間約於97年9月28日晚上8點(行政院農業委員會水土保持局，2008)，崩塌影響範圍長度約230 m，寬度為20到80 m，崩坍面積約11,700 m²(1.17公頃)，崩塌土石量約30,000 m³(游與傳，2017)，崩塌影響到下方政大御花園社區後方遊戲區廣場。圖二為崩塌現場照片。

1. 地形：邊坡之原地表剖面參照臺北市政府千分之一地形圖進行繪製。邊坡崩塌後之地形則參照現地測量調查結果，惟下邊坡之土壤堆積狀況因礙於災後搶修，於崩塌發生後即立刻清除並未有紀錄。本研究利用災後照片及地球物理探測折射震測之結果推估。

2. 地質狀況：本區岩層位態為 $N50^{\circ}\sim 60^{\circ}/10^{\circ}\sim 20^{\circ}SE$ ，地質構造為一向東南傾斜之單斜構造，並研判為崩場地邊坡為逆向坡。邊坡整體崩積層(residual soil)平均厚度介於2~6 m之間，惟上邊坡具較厚的崩積層(包含崩積土及風化破碎岩石)，厚度約為12 m。邊坡平均坡角為 26° 。

綜合上述所整理之邊坡資訊，本研究選擇位於崩塌範圍中線剖面進行數值分析，邊坡之地形與地層剖面圖詳如圖三。

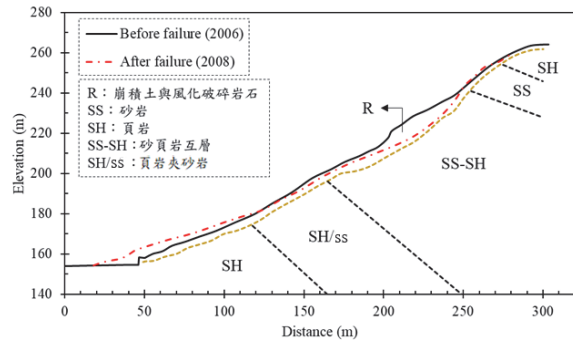
3.2 數值模型

本節介紹邊坡數值模型之建置與模擬，依序針對邊坡幾何模型、網格及邊界條件、材料參數進行說明。

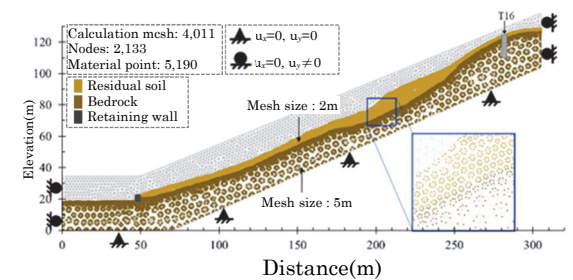
3.2.1 模型設定

1. 幾何模型：本研究採用Anura3D數值軟體進行物質點法分析(Anura3D MPM Research Community, 2019)。數值分析採二維平面應變狀態，數值模型依據圖三建立。根據鑑定報告，該邊坡滑動土體皆為表層之崩積土及風化破碎岩石，故本研究簡化崩積層下方之逆向坡地形，統一將其建置為岩盤(bedrock)。崩積層則依照中央剖面建置，其厚度為3.5至12 m不等。邊坡下方依現地狀況設置一擋土牆。為能方便觀察邊坡崩塌後之土壤運移距離，下邊坡平坦處之社區遊樂場長度為50 m。數值模型總高度為130 m、長度為305 m，數值模型如圖四所示。

2. 網格及邊界條件：模型的計算網格使用三個節點之三角形元素組成，崩積層設定為具有較密的網格，以觀察邊坡崩塌後的數值結果。數值模型於每一計算網格配置三個物質點，崩積層因考慮孔隙水壓的影響，採用雙相(固相與液相)單點之物質點，岩盤與擋土牆則不考慮孔隙水壓的效果，採單相(固相)單點之物質點。模型總共使用4,011個計算網格(calculation mesh)、2,133個節點(node)、5,190個物質點(material point)。



圖三 貓纜邊坡-中線剖面圖



圖四 貓纜邊坡案例中線剖面之數值模型

模型之邊界條件分固體與液體邊界，該模型設定中，固體與液體之邊界條件採用一致，其兩者之邊界條件皆於岩盤底部採用鉸接支撐(hinge)，模型之左右兩側使用滾接支撐(roller)，使數值模型底部邊界為完整固定($u_x=0, u_y=0$)、左右側邊界水平向固定($u_x=0, u_y \neq 0$)，岩盤被視為不透水材料。

3.2.2 材料參數設定

崩積層之組成律模式選用莫爾庫倫模型(Mohr-Coulomb)。由於Anura3D數值軟體目前不開放降雨入滲的模擬，故假設土壤為飽和，以水力耦合分析(fully coupled)進行模擬，以模擬邊坡崩塌過程中孔隙水壓變化對土壤有效應力與剪力強度的影響。岩盤、擋土牆於本案例中可視為乾燥(不考慮水的作用)且強度較高之材料，使用較簡單之線彈性組成律(linear elasticity)。

表二列出數值分析中所使用之材料參數。根據鑑定報告(臺北市土木、大地、水土保持、結構技師公會，2008)，該邊坡崩積層之標準貫入SPT-N值介於12~35之間，其平均值為21。參考地質補充鑽探作業成果(長碩工程顧問有限公司，2009)之反算分析結果，一般該區崩積層之土壤剪力強度範圍大致為：凝聚力 $c'=5\sim 15$ kPa、摩擦角 $\phi'=24^{\circ}\sim 28^{\circ}$ 。本研究選擇土壤剪力強度參數為 $c'=6$ kPa、 $\phi'=27^{\circ}$ 。

表二 本研究分析使用之材料參數

| 性質 | 單位 | 崩積層 | 岩盤/結構物 ^d |
|----------------|-------------------|----------------------------------|---|
| 材料種類 | | 飽和材料 ^a | 乾燥材料 |
| 組成律模型 | | 莫爾庫倫 | 線彈性 |
| 孔隙率, n | - | 0.38 | 0.068/0.1 |
| 單位重, γ | kN/m ³ | 20.1 | 25.4/30 |
| 有效凝聚力, c' | kPa | 10 ^b / 8 ^c | - |
| 有效摩擦角, ϕ' | degree | 27 | - |
| 有效膨脹角, ψ' | degree | 0 | - |
| 浦松比, ν | - | 0.3 | 0.495 |
| 楊氏模數, E | kPa | 5651 | 1.14×10 ⁶ /5×10 ⁵ |
| 飽和滲透係數, k | m/s | 2.76×10 ⁻⁶ | - |

註：^a水力耦合分析；^b案例1:貓纜邊坡，^c案例2:新光路邊坡；^d結構物於案例1為擋土牆，案例2為雞舍與擋土牆

根據Yang et al.(2016)研究成果指出，該邊坡崩積層為在降雨入滲後較深層土壤尚未達到完全飽合狀態，故本研究考量該邊坡於土壤非飽合狀態下，基質吸力(matric suction)所提供之剪力強度，以土壤視凝聚力(apparent cohesion)方式表示。式5為土壤視凝聚力之計算方式。計算後，土壤總凝聚力(土壤有效凝聚力與視凝聚力總和)為10kPa，該計算結果也與反算分析結果吻合。

$$c_a = (u_a - u_w) \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \quad (5)$$

其中， c_a 為土壤視凝聚力， $u_a - u_w$ 為基質吸力(u_a 與 u_w 分別代表孔隙空氣壓力與孔隙水壓力)，依據Yang et al. (2016)數值模擬結果以基質吸力平均值25kPa代入； θ ， θ_r ， θ_s 分別為土壤現狀、殘餘、與飽和體積含水量，根據Yang et al. (2016)中的土壤水分特徵曲線(SWCC)， $\theta = 0.2$ ， $\theta_r = 0.1$ ， $\theta_s = 0.38$ ； ϕ' 為土壤有效摩擦角。此外，因為崩積層非呈緊密堆積狀態，模擬中不考慮土壤膨脹角的效果。

土壤之楊氏模數依據SPT-N值推估，使用Schmertmann (1970)與Kulhawy and Mayne (1990)所提出之經驗公式(式6)進行計算。為了避免使用初始楊氏模數而造成高估在大變形下之土壤勁度，再利用式7將初始楊氏模數(E_i)轉換成土壤剪力強度百分之50之楊氏模數(E_{50})。透過式6與式7之計算，貓纜邊坡之土壤楊氏模數 $E = 3343 \sim 9750$ kPa。數值分析中選用此範圍之中間值 $E = 5651$ kPa。

$$E_i = \alpha_f P_a N_{60} \quad (6)$$

其中， α_f 為細粒料含量的係數，參考上述文獻，

使用 $\alpha_f = 5$ ； $P_a = 101.3$ kPa為一大氣壓值， N_{60} 為修正過後之SPT-N值。

$$E_{50} = E_i \frac{2-R_f}{2} \quad (7)$$

其中， R_f 為假設土壤應力應變關係為雙曲線下的破壞比(failure ratio)，採用 $R_f = 0.9$ 。

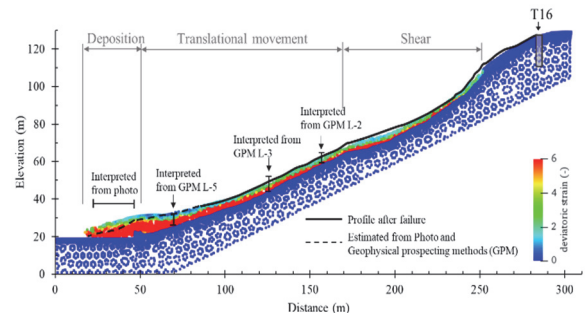
在土壤水力參數方面，根據現地Guelph滲透試驗，採用不同試驗位置之平均值 $k = 2.76 \times 10^{-6}$ m/s，作為崩積土壤飽和滲透係數輸入值。此邊坡地下水位位於邊坡岩層，因此邊坡地下水位變化沒有影響到上方崩積層，故對分析結果沒有影響，因此在數值分析中沒有考慮地下水面，將岩盤假設定為乾燥材料。

3.3 數值模擬結果

本節先以邊坡崩塌後實測的邊坡地形剖面進行數值模擬驗證比對，之後利用數值模擬結果觀察邊坡破壞後之運動行為如山崩速度(velocity)、土壤運移距離(runout distance)、堆積高度(deposit height)等，並檢視土壤體積應變(volumetric strain)、剪應變(deviatoric strain)、超額孔隙水壓(excess porewater pressure)之變化，以了解山崩過程中影響土壤運動行為之力學機制。

3.3.1 崩塌後地形剖面比對

圖五為貓纜邊坡破壞後地形剖面比較圖。數值分析結果顯示崩塌後於遊戲區之預測土壤運移距離為29.8 m，預測之最大堆積高度為11.4 m。模擬結果與災後實際地形剖面測量(土壤運移距離26.9 m、最大堆積高度8.2 m)結果相近。比對結果顯示物質點法能夠準確預測邊坡崩塌後的運移距離，數值分析結果僅超過實際崩塌距離2.9 m。然而在土壤堆積方面，



圖五 貓纜邊坡案例破壞後地形剖面比對

數值分析結果明顯高估實際堆積高度，其原因為實際土壤堆積受三維效應的影響，隨著運移距離逐漸向外呈扇形擴散，受到二維數值分析模式的限制，無法模擬此土壤堆積擴散的效果，因此導致稍微高估山崩後的堆積高度。

3.3.2 邊坡崩塌過程

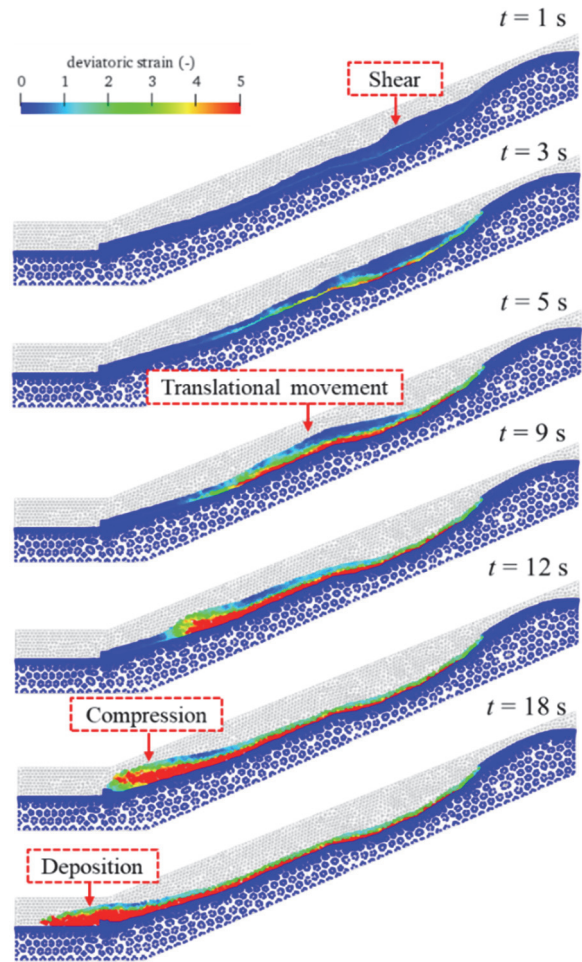
1. 軸差應變

圖六呈現不同時間下邊坡滑動時軸差應變增量(deviatoric strain increment)的分布與發展，可以觀察邊坡破壞時滑動面的演變，以及了解土壤在運移過程中剪切帶的發展。圖六顯示邊坡崩塌從啟動到終止(停止滑動)時間總共約18s。在 $t=1s$ 即可觀察滑動面於上邊坡已逐漸產生，位於土岩交界面的土壤受到剪動。當 $t=3s$ 時可明顯發現上邊坡較厚之崩積層，呈現類似轉動型滑動(rotational slide)，其邊坡已呈現明顯之滑動。在 $t=5\sim 12s$ ，隨著時間的增加，土壤在邊坡中段由上邊坡往下邊坡運移，滑動面在土岩界面上發展，邊坡表層土壤大多呈現藍色的分布，代表土壤軸差應變接近為零，可以說明土壤在運移階段，上下層之土壤顆粒彼此之間無交互錯動的情況，土壤表層主要受張力(tension)作用，底層土壤則是受剪動(shear)。在 $t=12s$ ，滑動面已從土岩介面延伸至地表面，並於最後階段 $t=14\sim 18s$ ，土壤滑動趨勢逐漸趨緩，然後堆積於下邊坡平坦處之遊戲區廣場。

邊坡崩塌過程可簡單區分為：(1) 剪切區(shear)、(2) 運移區(translational movement)、(3) 壓縮區(compression)、(4) 堆積區(deposition)。起初上邊坡因崩積層較厚而首先產生剪切破壞，成為邊坡滑動的大量土石料源區。剪切區土壤不斷經過運移區域往下邊坡滑動，使運移區下方土壤承受擠壓作用。最後，大量土體堆積於下邊坡的遊戲區廣場，形成扇形堆積區。

2. 邊坡位移

圖七為貓纜邊坡滑動過程水平方向位移量之變化，圖八為貓纜邊坡各觀察點位移隨時間變化關係圖。如圖所示，邊坡表面具有最大位移，位移值皆由崩積層表面往底部較深土層逐漸變小。整體邊坡位移特徵為坡面上的土壤會經由邊坡運動過程，由上邊坡大幅度往下邊坡移動；而位於下邊坡坡面上之土壤，則會在邊坡運



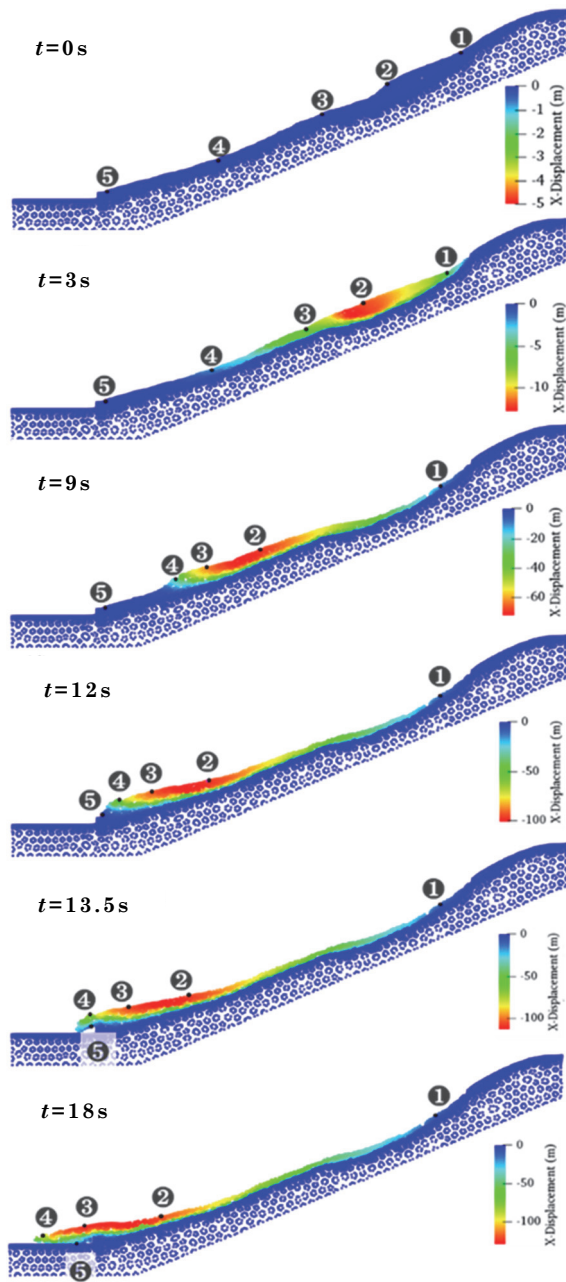
圖六 貓纜邊坡案例破壞過程

動過程中，被上方下滑之土體擠壓、往前推移，捲入並掩埋於堆積區底部。

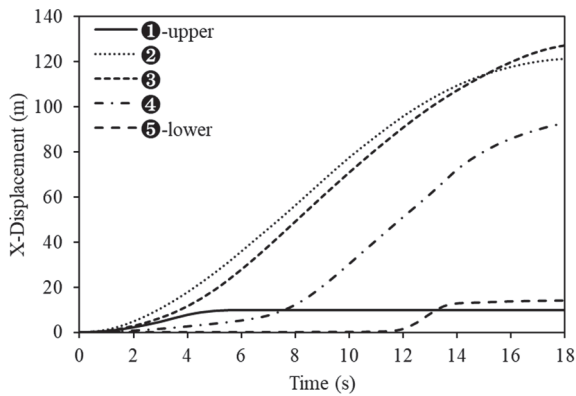
上邊坡之點1約於滑動後5秒即停止，總位移量僅約10 m。整體邊坡最大位移量發生於點2與點3，其分別位於邊坡之較陡處與運移區之前端，兩者在崩塌過程產生之最大位移量約為125 m。運移區中段的點4，滑動至崩塌後地形的最前端，總位移量約為93 m。在最靠近遊戲區之點5，被上方大量土壤推擠，只位移約15 m即被掩埋於擋土牆前方堆積區的底部。

3.3.3 邊坡運動機制

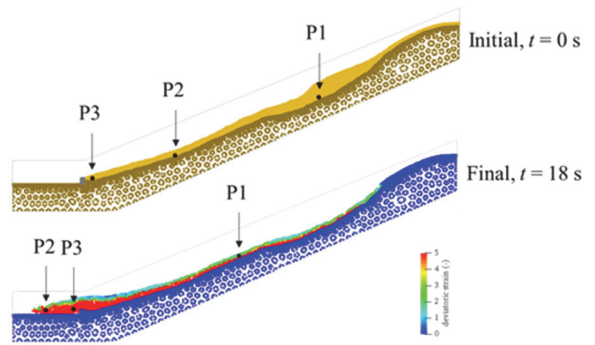
本研究分別針對位於邊坡上中下區段，邊坡滑動時土壤體積應變、超額孔隙水壓、滑動速度等物理量之變化，探討邊坡在整體運動過程中的力學機制。圖九為該邊坡之觀察點位，圖中之P1、P2、P3分別代表邊坡上中下三個區域，且位於邊坡滑動面產生的位置(剪切帶)，圖十為各物理量隨著時間之變化趨勢。



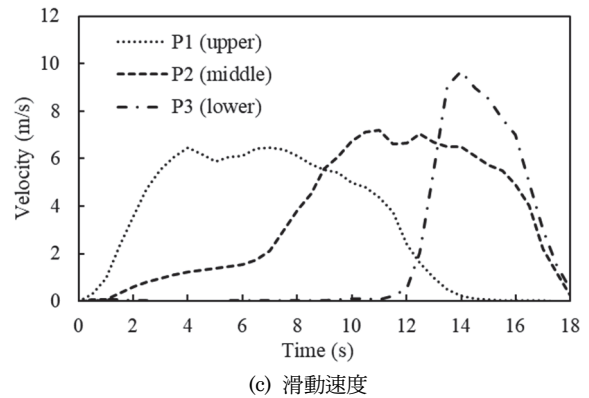
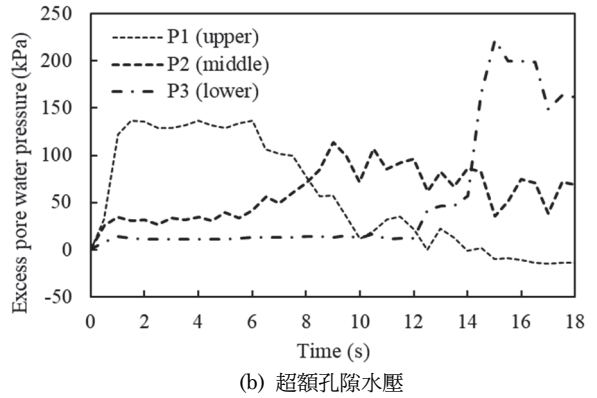
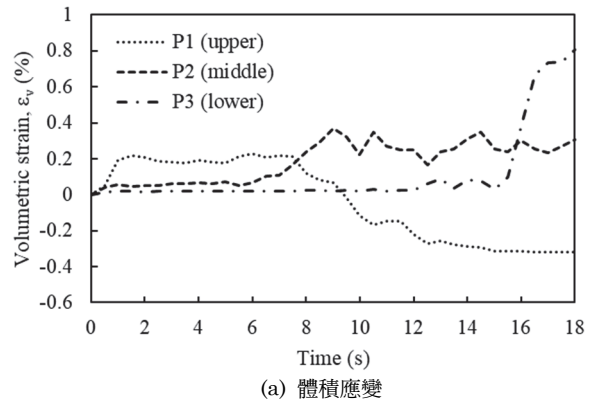
圖七 貓纜邊坡案例邊坡滑動水平方向位移變化



圖八 貓纜邊坡案例各觀察點之位移變化



圖九 貓纜邊坡案例力學行為觀察點位置



圖十 貓覽邊坡案例崩塌過程觀察點位之力學行為變化

觀察上邊坡P1點的力學行為變化可知，上邊坡為最先開始產生滑動之區域，但滑動土體因受限於下邊坡的阻擋，於 $t=0\sim 6s$ 之間土壤體積皆呈現受壓狀態，體積應變值為0.2%。因土壤滲透率低使孔隙水無法順利消散，造成上邊坡土壤正的超額孔隙水壓的累積。並於P1之滑動速度上也觀察到，在 $t=0\sim 6s$ 邊坡呈現持續加速的狀態。於 $t=7s$ 之後，由於下邊坡開始產生滑動，故上邊坡原本所受下邊坡土壤的束制(反作用力)逐漸消失，P1的體積應變逐漸由正轉負，代表土壤體積由壓縮轉為擴張，並使原本正的超額孔隙水壓逐漸轉成負值，隨後體積應變與超額孔隙水壓約在 $t=12s$ 之後保持穩定。P1之滑動速度於 $t=4s$ 達至峰值後，在 $t=4\sim 8s$ 之間維持等速滑動，並在 $t=8s$ 後開始減速， $t=14s$ 時靜止。

觀察邊坡中段P2點的力學行為變化，可明顯於滑動速度圖中觀察發現，約在 $t=6\sim 8s$ 時P2速度曲線有一轉折改變，這是因為約在此時間點，邊坡中段受上邊坡滑動土壤的堆擠導致加速運動，整體滑坡土體的運動趨勢從上邊坡轉移至中下段邊坡，同時，P2觀察點的體積應變也明顯產生壓縮，進而使超額孔隙水壓激發。P2於 $t=10s$ 時滑動速到達峰值，並在 $t=10\sim 14s$ 持續約4s之等速滑動後開始減速。由於邊坡中段土壤受持續擠壓，P2之體積應變與超額孔隙水壓一直維持正的數值。

觀察下邊坡P3點的力學行為變化，可發現整體滑動土體持續下滑到 $t=12s$ 時P3點開始產生變化，但不同於上邊坡P1的土壤呈現主動破壞，下邊坡P3的土壤則呈現被動破壞的趨勢。隨著承受大量滑動土體的推擠，P3之體積應變呈現大幅擠壓狀態，造成短時間內孔隙水壓明顯的激發，滑動速度之趨勢為三個區域之中最陡的。最後，於 $t=6\sim 18s$ ，邊坡整體已逐漸趨於穩定。P3之土壤因被捲入埋沒於堆積區中最底部，使其超額孔隙水壓未能於計算結束前完全消散。

3.3.4 邊坡排水條件比較

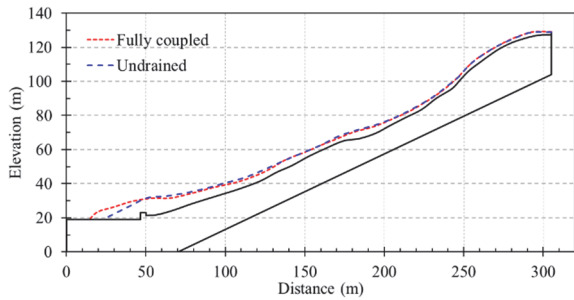
一般而言邊坡崩塌從初始到完全靜止僅歷時數十秒，相對於土層之透水性而言，屬於短期過程，是否可將土壤視為不排水狀態?為

了解數值分析時，以不同排水條件對模擬結果之影響，本研究針對兩種不同排水條件進行模擬，一為水力耦合計算，另一為不排水有效應力分析(undrained-effective stress)。兩種分析方式的主要差異為在邊坡崩塌過程中是否允許土壤超額孔隙水壓的消散。水力耦合計算之結果已於第3.3.2至3.3.3節已詳細介紹，本節介紹不排水有效應力分析之結果，比較兩種分析結果的差別，並進一步探討造成兩種分析方法在結果差別之原因。

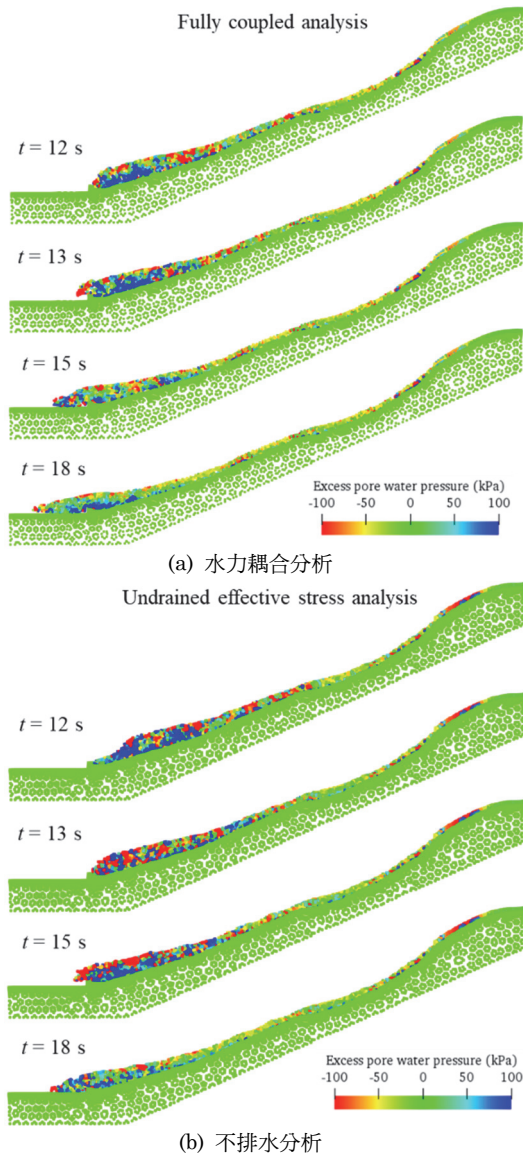
1. 不排水分析結果：圖十一呈現貓纜邊坡案例運用兩種排水條件的模擬結果。於不排水分析中，預測之邊坡崩塌後土壤運移距離為21.4 m、堆積高度為10.9 m。與水力耦合分析比較，不排水分析造成邊坡破壞後較近的土壤運移的距離，以及略低的堆積高度。比較同一時間下兩組不同邊坡排水條件的分析結果，發現水力耦合的邊坡滑動趨勢皆大於不排水分析，代表不排水分析的破壞趨勢相對於耦合分析較不保守。

2. 超額孔隙水壓分布：圖十二為水力耦合分析和不排水分析於滑動後期之超額孔隙水壓分布，透過觀察邊坡滑動過程中超額孔隙水壓的分布，可了解不同排水條件在模擬結果所產生的差異。比較結果顯示，不排水分析的邊坡表面具有較多負超額孔隙水壓，如圖十二b在 $t=13\sim 15s$ 中的紅色與黃色點。此較多負超額孔隙水壓現象，乃因不排水分析模擬過程中，限制了邊坡表面的排水，而邊坡表面於滑動過程中又屬受張狀態，導致在邊坡表面的孔隙水壓變小(產生負的超額孔隙水壓)、土壤有效應力與剪力強度上升，邊坡滑動距離因此降低。反之，於水力耦合計算分析中，其不限制邊坡的排水條件，使坡面所產生之孔隙水壓不論正負皆能消散迅速，故能較準確模擬邊坡破壞過程中的孔隙水壓變化，因此獲得較準確的土壤運動力學行為。

3. 綜合比較：表三統整本研究利用兩種排水條件進行分析之綜合比較結果。比較結果顯示水力耦合分析明顯優於不排水分析，在山崩滑動距離與堆積高度都具有相對較低的誤差率，其原因如上所述。但在運算時數確遠遠大於不排水分析所需的時間，需要耗費較高的時間成本。透過比較，以上討論結果，僅限於



圖十一 貓纜邊坡案例兩種排水條件分析結果比較



圖十二 貓纜邊坡案例滑動後期孔隙水壓分布

表三 貓纜邊坡案例兩種排水條件析分析比較表

| | 現地量測 | 水力耦合分析 | 不排水分析 |
|-----------|------|--------|-------|
| 滑動距離 (m) | 26.9 | 29.8 | 21.4 |
| 相對誤差 (%) | - | 10.8 | 20.5 |
| 堆積高度 (m) | 8.2 | 11.4 | 10.9 |
| 相對誤差 (%) | - | 39.0 | 32.9 |
| 計算時間 (hr) | - | 143 | 0.8 |

本案例所使用的地質與地形條件，後續須進行更多的案例模擬研究以獲得不同條件下的比較結果。

四、新光路邊坡

本節介紹本文之案例二：新光路邊坡，依序針對案例介紹、數值模型建置、數值模擬結果，邊坡崩塌過程與運動行為進行討論。

4.1 案例介紹

案例二新光路邊坡崩塌亦發生於於薔蜜颱風期間，地點在臺北市文山區新光路74巷11號民宅後方邊坡，崩塌時間約於2008年9月27日上午7點(行政院農業委員會水土保持局，2008)，崩塌影響範圍長度為100至150 m，寬度為100至120 m，崩坍面積約10,000~ 20,000 m²(1~2公頃)(青山工程顧問股份有限公司，2009)。邊坡土石掩蓋範圍包含民宅後方民用農路、雞舍及民宅旁道路，崩塌現場狀況詳圖十三。



圖十三 新光路邊坡災後現場照片(青山工程顧問股份有限公司，2009)

1. 地形：邊坡之原地表剖面參照臺北市政府千分之一地形圖進行繪置，邊坡崩塌後地形則是藉由青山工程於整治工程時，所進行之現地測量結果進行繪製。本研究選擇位於崩塌範圍之中線剖面進行數值分析。

2. 地質狀況：

本崩坍區邊坡為斜交坡，走向約為N65°E，傾角約20°~30°向南，地層剖面圖如圖十四所示。本崩場地之地層由上而下可分概為5層，其依序為崩積層、黃棕色風化砂岩、砂頁岩互層、頁岩偶夾砂岩、與砂頁岩互層。邊坡整體崩積層平均厚度介於1~8 m之間，邊坡平均坡角為22°。

4.2 數值模型

本節介紹該邊坡之數值模型的建置與模擬，依序針對邊坡幾何模型、網格及邊界條件、材料參數、初始條件進行說明。

4.2.1 模型設定

1. 幾何模型：數值分析採二維平面應變狀態，數值模型依據圖十四建立。因邊坡之滑動土體屬表層崩積土及風化破碎岩石，故簡化崩積層下方之完整岩層，將未滑動之岩層建置為剛性的岩盤。邊坡下方一高約1.5 m之砌石擋土牆，以及雞舍(高寬約為3.6 m)等構造物也皆建構於數值模型中。數值模型總高度為66 m、長度為154 m，數值模型如圖十五所示。

2. 網格及邊界條件：計算網格與邊界條件設定與案例一貓纜邊坡相同，總模型共使用5,125個計算網格、2,678個節點、4,869個物質點，如圖十五所示。

4.2.2 材料參數設定

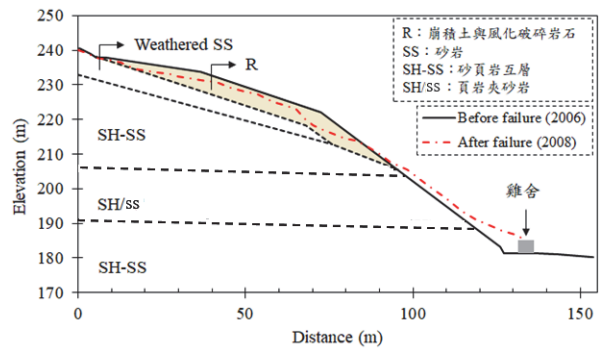
新光路邊坡與貓纜邊坡為兩鄰近之崩塌案例，透過鑽探岩心對照比對後發現，兩處邊坡之岩層種類與分布接近，故該邊坡之材料參數設定，以貓纜邊坡材料參數設定為基準(參閱表1)。在不飽和土壤視凝聚力方面，根據Lin et al. (2019)研究成果指出該邊坡崩積層在降雨入滲後，崩積層趾部土壤達到飽和，但其餘土壤仍處於不飽和狀態，本研究亦考量土壤於不飽和狀態下基質吸力所提供之剪力強度，以土壤視凝聚力表示，計算方式如式5。計算獲得新光路邊坡土壤總凝聚力(土壤有效凝聚力與視凝聚力總和)約為8 kPa。

由於該現地崩積層含有碎石，並無施作標準貫入試驗SPT-N值，以及現地透水試驗，故現地土壤之楊氏模式與土壤飽和滲透係數的選用上，參照貓纜邊坡之材料參數值輸入。

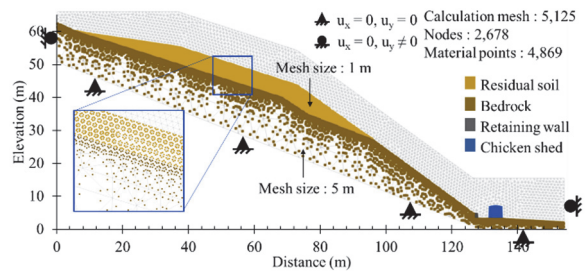
4.3 數值模擬結果

4.3.1 崩塌後地形剖面比對

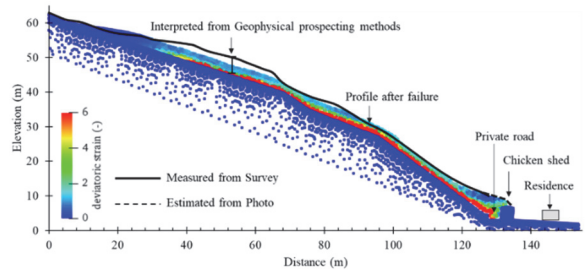
圖十六為新光路邊坡破壞後地形剖面比較圖。數值分析結果顯示邊坡崩塌後向下沿岩石層表面滑動約40 m，然後於下方平地(農路)



圖十四 新光路邊坡-中線剖面圖



圖十五 新光路邊坡案例中線剖面之數值模型



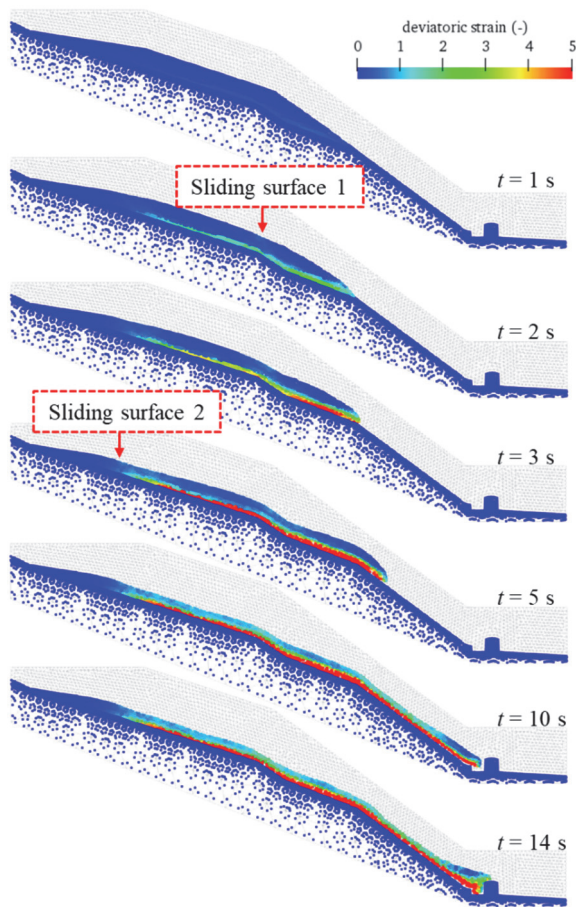
圖十六 新光路邊坡案例破壞後地形剖面比對

繼續滑動約為5.5 m、堆積高度為6.6 m。與實測在平地滑動距離6.2 m、及堆積高度為7.0 m相比，物質點法能夠準確預測邊坡崩塌後的影響範圍。本案例因崩塌土體受下方雞舍阻擋，並無三維的扇形擴散效應產生，故在堆積高度的預測上較貓纜邊坡案例準確。此外，數值分析也模擬出滑動土壤淹沒了邊坡下方的農路與雞舍，但並未影響到前方民宅，這模擬結果也與災後調查之實際崩塌現場狀況相符。

4.3.2 邊坡崩塌過程

1. 軸差應變

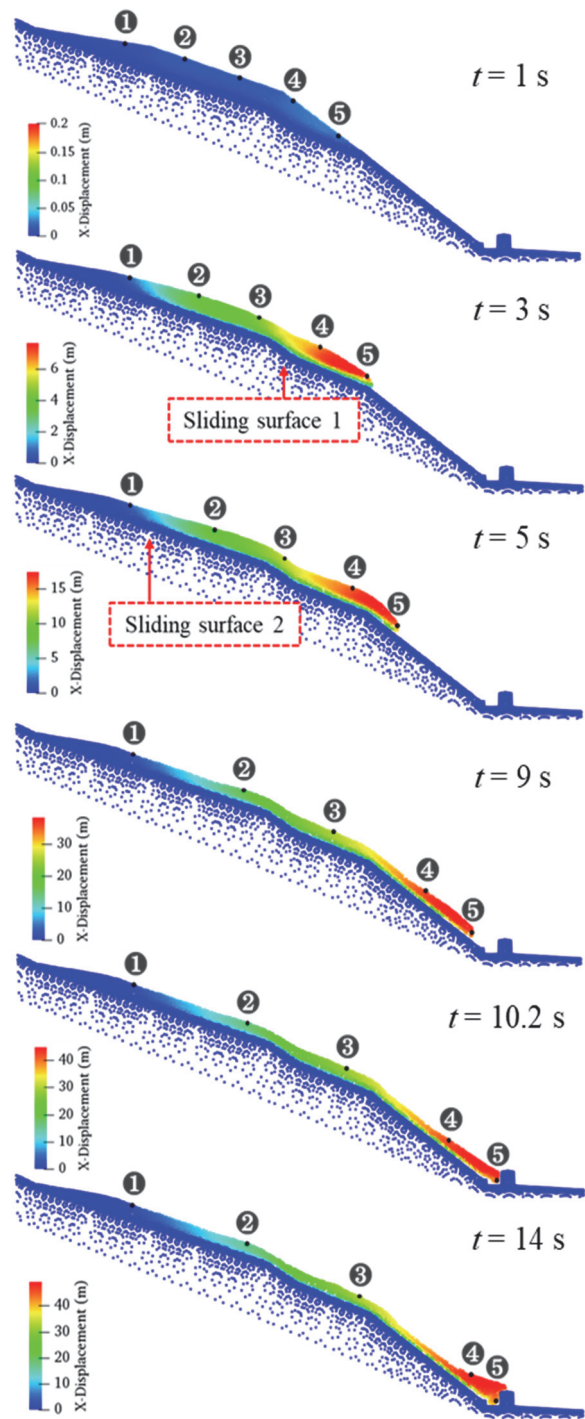
圖十七呈現新光路邊坡崩塌過程，以軸差應變增量的方式表示。邊坡崩塌從啟動到完全靜止持續約14s。觀察邊坡滑動時滑動面的發展，在 $t=1s$ 時，崩積層最前端於底部產生剪切。在 $t=2s$ 時，剪切帶發展更完整且往上邊坡延



圖十七 新光路邊坡案例崩塌過程

伸，此時崩積層仍停留於原本位置，尚未產生明顯的下滑位移。約至時間 $t=3s$ 時才明顯觀察到剪切帶有發展至邊坡表面之趨勢，此時崩積層前端開始產生滑動。當 $t=5s$ 時，剪切帶逐漸發展至崩積層後端坡面，滑動土體再次形成一個完整滑動弧。崩塌過程中在 $t=5.5\sim 9s$ 時，邊坡處於土壤運移階段，滑動弧前端土壤持續往下邊坡運動，並在 $t=10.2s$ 撞擊至雞舍，土壤接觸到雞舍後，堆積速度甚快，約於 $t=11s$ ，崩塌土體已填滿雞舍後方之農路，且在 $t=14s$ 時掩埋雞舍，並達到穩定狀態，土體停止滑動。

綜上所述，觀察邊坡崩塌初期剪切帶由崩積層底部土岩交接面產生，並分別在 $t=3s$ 與 $5s$ ，延伸至崩積層前端與後段的地表面，使邊坡接續產生兩個滑動弧。由於地層分布型態，新光路邊坡的滑動模式較類似於平移型滑動 (translational slide)，滑動土體沿下邊坡表面向下滑動。崩積層前端因其坡度較陡，故先產生破壞，崩積層後端再因前方土壤流失，抵抗力降低而接續產生主動破壞，形成後退漸進式破壞。



圖十八 新光路邊坡案例邊坡滑動水平方向位移變化

2. 邊坡位移

圖十八為邊坡崩塌過程中水平方向的位移量變化。於 $t=1s$ 可觀察到點4與點5已有向前滑動之趨勢。在 $t=5s$ 第二滑動弧內之土體(點2、點3)，也開始有較大之位移量。當 $t=5\sim 10s$ 時，兩組滑動塊體，持續往下邊坡滑動，觀察點之相對位置於滑動過程中並無產生太大之改

變，此時整體邊坡數等速滑動。在 $t=10.2\text{s}$ 時，點5撞擊至雞舍，並在滑動土體觸及至雞舍後，整體邊坡位移於 $t=11\sim 14\text{s}$ 逐漸趨於穩定。

圖十九為新光路邊坡各觀察點位移隨時間變化關係圖。上邊坡之點1約於滑動後5秒即停止，且於邊坡崩塌的過程中總位移量僅達1.9 m。點2與點3於第二滑動塊體，其總位移量分別為16.5 m、31.9 m。如預期，位於下邊坡之點4與點5，為邊坡產生最大位移量之處，兩者在崩塌過程之總位移量約分別為45 m、40 m。點5因撞擊至雞舍後立即停止位移，故其位移量較點4來的小。

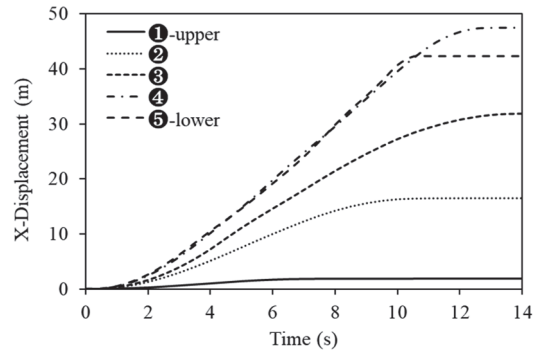
4.3.3 邊坡運動機制

圖二十呈現新光路邊坡之力學行為觀察點位，圖中之P1、P2分別代表崩積層之後端與前端，圖二十一為各物理量隨著時間之變化趨勢。P2點位於邊坡最先受剪切，產生主動破壞而下滑之區域。於 $t=0\sim 3\text{s}$ 滑動初期，P2的體積沒有明顯變化。在 $t=3\sim 9\text{s}$ 之間，隨著土體向下滑動，滑動土體因下方無阻礙物而呈伸張狀態，P2之體積擴張並產生負的超額孔隙水壓。不同於貓纜邊坡案例，新光路邊坡的主動滑動區域為開放自由下滑之土體，土壤體積於崩塌過程中較不受拘束，體積擴張產生負孔隙水壓。P2於 $t=8\text{s}$ 時滑動速度達到峰值7.7m/s，此時也對應著負孔隙水壓的最大值。隨後P2於 $t=10\text{s}$ 撞擊雞舍，土體瞬間受到擠壓、激發正的超額孔隙水壓、滑動速度快速歸零。

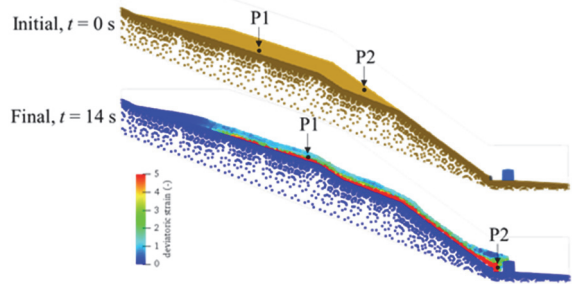
P1點位由於位於整體滑動土體中間，滑動初期 $t=0\sim 4\text{s}$ 之間因土壤互相擠壓而呈現體積壓縮，激發正的超額孔隙水壓。於 $t=5\text{s}$ ，坡邊滑動速度上升至2.9m/s後開始減速。並由於前方土體持續下滑，造成P1周圍土壤支撐力變小，於 $t=5\text{s}$ 之後呈現土壤體積擴張的現象、正的孔隙水壓逐漸消散。雖然整體邊坡持續滑動，但P1的主要滑動時間集中於 $t=0\sim 10\text{s}$ 。

4.3.4 邊坡排水條件比較

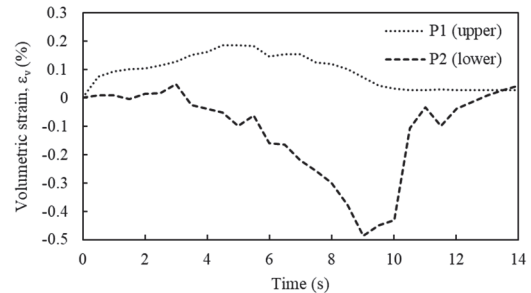
本節針對不同排水條件進行比較，比較結果統整於表四，崩塌剖面繪製於圖二十二，滑動後期之超額孔隙水壓分布詳如圖二十三。在不同排水分析條件下，與貓纜邊坡分析結果相



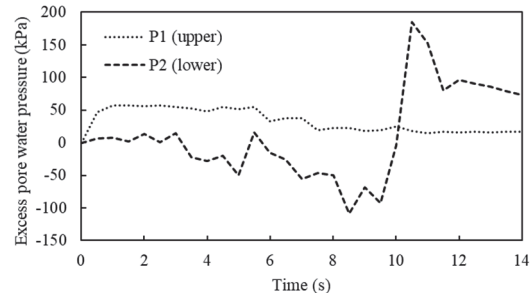
圖十九 新光路邊坡案例各觀察點之位移變化



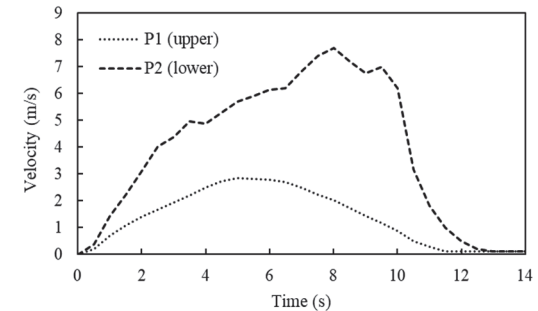
圖二十 新光路邊坡案例力學行為觀察點位置



(a) 體積應變

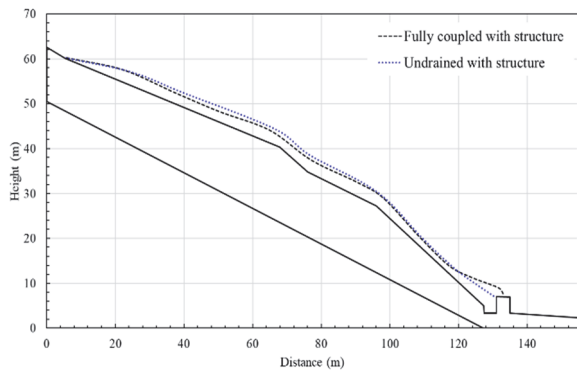


(b) 超額孔隙水壓

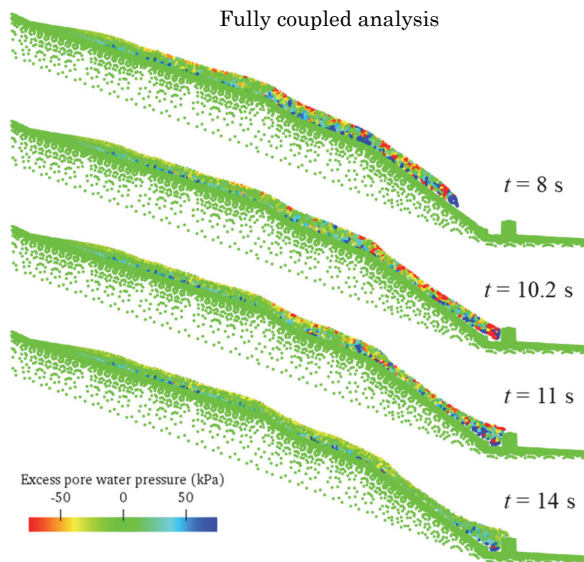


(c) 滑動速度

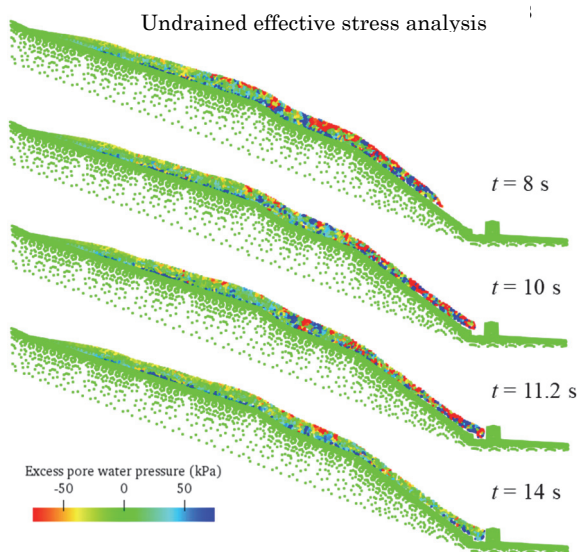
圖二十一 新光路邊坡案例崩塌過程中觀察點位之力學變化



圖二十二 新光路邊坡案例兩種排水條件分析結果比較



(a) 水力耦合分析



(b) 不排水分析

圖二十三 新光路邊坡案例滑動後期孔隙水壓分布

同，水力耦合分析明顯優於不排水分析，在山崩滑動距離與堆積高度都具有相對較低的誤差率。其原因也如之前所述，水力耦合分析可真實模擬邊坡崩塌過程中孔隙水壓變化對土壤力學行為的影響。反之，不排水分析限制了土壤孔隙水壓的消散，特別是在崩積層表面土壤在運動過程是呈現受張的狀態，因而限制其負超額孔隙水壓的消散，導致模擬結果失真(高估土壤有效應力與強度)，造成邊坡崩塌後土壤運移距離較短、堆積高度也較低。但在運算時數的比較上，水力耦合分析確遠遠大於不排水分析所需的時間，需要耗費較高的時間成本。

表四 新光路邊坡案例兩種排水條件分析比較表

| | 現地量測 | 水力耦合分析 | 不排水分析 |
|-----------|------|--------|-------|
| 滑動距離 (m) | 6.2 | 5.5 | 3.6 |
| 相對誤差 (%) | - | 11.3 | 41.9 |
| 堆積高度 (m) | 7.0 | 6.6 | 4.7 |
| 相對誤差 (%) | - | 5.7 | 32.9 |
| 計算時間 (hr) | - | 90 | 0.5 |

五、結論

本研究使用物質點法分析邊坡破壞後之大變形行為，由數值結果探討邊坡崩塌後之運動特徵，如山崩速度、土壤運移距離、堆積高度等，並觀察山崩過程中土壤力學行為之變化，如體積應變、剪應變、孔隙水壓，以瞭解邊坡破壞後之崩塌過程與運動機制，綜合研究成果，獲得以下幾點結論：

1. 本研究證實物質點法能有效分析大地工程中大變形行為，並準確掌握邊坡崩塌後的運動行為，如邊坡剪切帶發展、與土壤滑動距離。惟邊坡崩塌後的堆積高度，若現地受三維扇形擴散效應的影響，在二維數值模型中會稍微高估。
2. 觀察邊坡崩塌過程，可將土壤運移的模式簡單區分為：(1) 剪切區、(2) 運移區、(3) 壓縮區、(4) 堆積區。每區因土壤受力方式不同，所呈現的力學行為(土壤軸差應變、體積應變與超額孔隙水壓變化)皆不盡相同。
3. 土壤孔隙水壓的變化在邊坡破壞後土體運動行為中扮演重要的角色。在山崩的數值

模擬中，必須考慮孔隙水壓作用的效果，才能有效的模擬土壤的力學行為與崩塌機制。

4. 在兩分析案例中，從土體運移過程中觀察到崩積層表面土壤會受張力作用，底層土壤則是受剪動，但上下土層之土壤顆粒彼此之間並無交互錯動的情況。

5. 貓纜邊坡的崩塌過程為上邊坡較厚崩積土及風化破碎岩石先產生剪切破壞，形成弧形滑動破壞。而新光路邊坡的崩塌過程為崩積層前端因坡度較陡而先產生破壞，崩積層後端因前方土壤流失，抵抗力降低而接續產生主動破壞，形成後退漸進式破壞。

6. 與不排水模式比較，水力耦合模式因能模擬邊坡崩塌過程中土壤孔隙水壓的激發與消散，故能較準確預測土壤的運移距離。

誌謝

本研究感謝四大技師公會提供政大御花園蓄蜜風災土石崩塌鑑定報告等參考資料，並感謝長碩工程與青山工程，對山崩後現地災況與災後調查，提供寶貴之資料與建議。

參考文獻

廖瑞堂 (2001), 「山坡地護坡工程設計」, 科技圖書, 臺北。

游裕偉、傅文鵬 (2017), 「臺北市貓空纜車T16塔柱下邊坡整治工程」, 技師報。

行政院農業委員會水土保持局 (2008), 「97年卡玫基颱風重大土石災例速報」。

臺北市土木、大地、水土保持、結構技師公會 (2008), 「臺北市文山區萬壽路75巷政大御花園蓄蜜風災土石崩塌鑑定報告」, 臺北市政府。

長碩工程顧問有限公司 (2009), 「蓄蜜颱風文山萬壽路75巷47號後側坡地崩塌搶修工程-地質補充鑽探作業成果報告書」, 臺北市政府產業發展局。

青山工程顧問有限公司 (2009), 「文山區新光路2段74巷旁邊坡崩塌搶修及復舊防治工程-地質調查成果報告」, 臺北市政府工務局新建工程處。

Anura3D MPM Research Community. (2019). "Anura3D MPM Software Scientific Manual."

Ceccato, F. (2014). "Study of Large Deformation Geomechanical Problems with the Material Point Method." Ph.D. Dissertation, University of Padua, Italy.

Conte, E., Pugliese, L., and Troncone, A. (2019). "Post-

failure stage simulation of a landslide using the material point method." *Engineering Geology*, 253, 149-159.

Conte, E., Pugliese, L., and Troncone, A. (2020). "Post-failure analysis of the Maierato landslide using the material point method." *Engineering Geology*, 105788.

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design." Electric Power Research Institute, EPRI EL-6800.

Lin, H. D., Huang, J. R., Wang, W. C., and Chen, C. W. (2019). "Study of an unsaturated slope failure due to rainfall infiltration in Wenshan district of Taipei city." *Journal of GeoEngineering*, 14(4), 277-286.

Mast, C. M., Arduino, P., Miller, G. R., and Mackenzie-Helnwein, P. (2014). "Avalanche and landslide simulation using the material point method: flow dynamics and force interaction with structures." *Computational Geosciences*, 18(5), 817-830.

Schmertmann, J. H. (1970). "Static cone to compute static settlement over sand." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE 96 (SM3), 1011-1043.

Soga, K., Alonso, E., Yerro, A., Kumar, K., and Bandara, S. (2016). "Trends in large-deformation analysis of landslide mass movements with particular emphasis on the material point method." *Geotechnique*, 66(3), 248-273.

Wang, B., Vardon, P. J., and Hicks, M. A. (2016). "Investigation of retrogressive and progressive slope failure mechanisms using the material point method." *Computers and Geotechnics*, 78, 88-98.

Yang, K. H., Uzuoka, R., Thuo, J. N., Lin, G. L., and Nakai, Y. (2016). "Coupled hydro-mechanical analysis of two unstable unsaturated slopes subject to rainfall infiltration." *Engineering Geology*, 216, 13-30.