

國立臺灣大學理學院地質科學研究所

博士論文

Institute of Geosciences

College of Science

National Taiwan University

Doctoral Dissertation

臺灣遽變式山崩傳送與堆積之顆粒流離散元素模擬

The Transportation and Deposition of Catastrophic
Landslides in Taiwan: Insight from Granular Discrete
Element Simulation

唐昭榮

Chao-Lung Tang

指導教授：胡植慶 博士，林銘郎 博士

Advisor: Jyr-Ching Hu Ph.D., Ming-Lang Lin Ph.D.

中華民國九十九年六月

June, 2010

國立臺灣大學博士學位論文
口試委員會審定書

臺灣遽變式山崩傳送與堆積之顆粒流離散元素模擬

The Transportation and Deposition of Catastrophic
Landslides in Taiwan: Insight from Granular Discrete
Element Simulation

本論文係唐昭榮君（學號 D92224002）在國立臺灣大學地質科學研究所完成之博士學位論文，於民國九十九年六月三日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

胡植慶

(指導教授)

林錫郎 (簽名)

傅于高

饒瑞鈞

李錫煥

葉永鈞

詹瑜璋

誌 謝

七年不算短的博士求學生涯，也差不多是我人生最精華的一段；從小就不愛念書的我，也從未想到在接近中年時會跑到台北來念博士，這其中的動力，當然就是我的最愛玉琪在背後給我支持讓我無後顧之憂，我終於可以告訴我的三個寶貝說「爸爸做到了」。

在台大的這段時間裡，學術研究上有胡老師的鞭策和林銘郎老師的指點讓我進步神速，安爺爺的指導與幫忙，文章得以順利發表，而瑜璋老師、Y 高老師、饒老師的指點，讓我可以向前邁進，口試的時後再承蒙李錫堤和董家鈞二位老師臨門一脚的指導，論文得以順利完成；在學校生活上，有再年輕一次的感覺，可以打系棒，甚至主投幾場球，還可以背著背包和研究的同伴們去歐美參加研討會並自助旅行增廣見聞，可以在研究室和學弟天南地北的聊天，這些難得的經驗，未來可能沒有機會再見了吧！

在研究室的這幾年中，最高興的是看到大家的成長，尤其是黃鐘、佳漢和孟涵都能進到心目中理想的學校就讀、冠全也發 JGR 的文章了，猛爺也有了固定的工作和女朋友，想起以前在 317b 在一起打屁的時光，一轉眼，大家都已經畢業當完兵甚至到國外去了。當然，還有我們的總管雅琳和曾經一起在研究室渡過佩芬、里俊、童忻、筱婷、Maple、Kukuli、郁捷、秋雅、蚯蚓、彭葦、小狐狸都深深的在我記憶中，還有正在奮鬥的育雅老師、有忠、小毛、宜蓉、偉聖、小隻、宣維、冠翔你們要加油；此外，還要感謝永康國小的同仁們給我的關懷與鼓勵，讓我倍感溫暖。最後僅以此論文獻給在天國安息的 Angelier 教授。

摘要

山崩的分佈在全球非常普遍，且往往對民眾造成身命與財產極大的損失，僅就 1992 至 2001 年間，山崩在全球造成超過 9 千人死亡；台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓板塊的交接處，為當今世界上最活躍的造山帶之一，地質極為年輕和不穩定，地震頻繁，加上每年夏秋二季的颱風侵襲，因此山坡地上極易發生大型遽變式的山崩事件。在台灣近年來最令人矚目的大型山崩事件有草嶺的連續崩塌事件（包括 1999 年集集地震所誘發的山崩事件）、1999 年集集地震所誘發的九份二山崩塌事件和 2009 年莫拉克颱風造成的小林村滅村事件。

近年來對於山崩的研究主要在於崩塌的誘發原因，對於山崩的運動過程及堆積區的衝擊範圍則是著墨較少，本研究採用顆粒體離散元素法 (Granular discrete element method) 來對台灣近年來幾個具代表性的遽變式山崩的運動行為討論之外，其中包括九份二山、草嶺、小林村的事件，並討論目前幾個大型山崩尚未解決的問題，包括是否能經由重複崩塌的草嶺來預估下次的崩塌地點、九份二山的崩塌機制，地形改變對山崩衝擊區的影響等。由於離散元素法在是以外顯時間的計算方式，且模擬過程中可以表現塊體的破裂行以及大尺度位移的特性，因此於山崩的運動過程可以做到非常恰當的模擬。

草嶺 1941 年的模型在輸入地震波模擬之後，我們發現塊體在受地震力作用時會有互相碰撞的現象，上方的塊體會向下碰撞，造成下方的塊體位移量增加，上方塊體的位移量減少，因此提高了山崩發生的機率，而在受地震作用的同時，塊體內部亦會產生許多裂隙，這些裂隙會有集中的現象，且集中的區域和未來山崩的位置恰好吻合。

除了 1941 年的崩塌外，我們同時動用二維及三維的程式來模擬草嶺 1999 年由集集地震所誘發的山崩，二維的模型顯示，草嶺山崩時的滑動面摩擦係數必需小於 0.15 時，最快滑動速度約每秒 45 公尺，土石才有可能越過清溪到達 2000 公尺外的倒交山；三維的結果更顯示滑動面的摩擦係數必需低到 0.03 以下，堆積區的形貌才有可能會符合真實的地形，而且最快速度可達每秒 75 公尺，最長的顆粒滑行距離更高達 3495 公尺，二者會有如此的差異是由於三維的模型要考慮到塊體側向擴張所增加的滑行距離，而耗損更多的動能，因此必需有低摩擦係數提高滑動的速度，才能有足夠的動能；而不管是二維或三維的模型都顯示，如果崩塌塊體在崩塌前就是破碎的，則崩塌體的上層在滑動時會受到嚴重的攪動而被掩埋，這樣就不可能有人在滑動超過 2 公里後而生存，因此草嶺在 1999 年因集集地所誘發的山崩塊體在崩塌前是一個有內聚力的塊體。

有關九份二山的崩塌機制是剪出或拱曲到目前仍有爭論，二維的模擬只能討論一個剖面的結果，但我們用三維模擬的結果發現，當集集地震誘發山崩後，滑動面的摩擦係數在 0.05 時，在模型的北、南二個剖面分別有不同的崩塌機制，在南邊的剖面其崩塌機以拱曲為主，故趾部的顆粒滑行的距離較短，而北邊的剖面的崩塌則是以剪出為主，趾部的顆粒滑行的距離非常遠，由以上的結果讓我們

瞭解大型山崩的崩塌機有可能不是單一的，所以當我們在探討大型山崩事件時，如果只由局部的證據去推論整個山崩的機制是無法對整個山崩機制做完整的解釋。

有關 2009 年莫拉克颱風所誘發的小林村滅村事件之探討，經由三維顆粒離散元素法模擬得到小村村上方的 590 高地為小林村被掩埋的一個重要關鍵，如果崩塌的土石沒有把 590 高地削去大半，則大部份的土石會轉向流入小林村北側的溪溝，且形成一個更高的天然壩，但是小林村可能不會在一瞬間被毀滅，在天然壩潰壩前村民也許會有足夠的時間逃脫。修正後模型的地形將 590 高地去除，則大部份的土石會直衝小林村，這也是導致滅村的主要原因。因此所以在山崩模型建造時，不但要考慮前後的地形，還要考慮到崩塌過程中的地形變化，才能做出正確評估或預測土石流動的路徑與堆積區域。

關鍵詞：山崩、顆粒體離散元素法、滑行距離、剪出、拱曲



Abstract

The catastrophic landslides are not rare in the world, but often cause a great loss of lives and properties. Just from 1992 to 2001, the landslides caused more than nine thousand people to die in the world. Taiwan is located in the junction of Eurasian plate and Philippine Sea plate, the most active orogenic belt in the world with young and unstable geological condition. Frequent earthquakes and typhoon season can also contribute to induce large catastrophic landslides. In recent years, the most impressive catastrophic landslide events in Taiwan are Tsaoling repeated landslides, Jiufengershan landslide induced by the 1999 Chi-Chi earthquake and 2009 Hsiaolin buried event caused by the Morakot Typhoon.

Most of the landslide investigations emphasize the landslide triggering mechanism, for the landslide transportation and the deposit-impact areas are less discussed. In this study granular discrete element method will be adopted to study and discuss catastrophic landslide behavior in Taiwan, including the Tsaoling landslide, Jiufengershan landslide and Hsiaolin village events. The study focuses on the Tsaoling repeated landslides to predict the location of the next collapse, the failure mechanism of the Tsaoling landslide, the velocity of transportation, the impact area, and topographic migration of the landslide area. The discrete element method is a time-explicit calculation, and the simulation process can express the crack development and large scale displacement of features, so the landslide movement simulation can be very appropriate for the granular discrete element method.

After the seismic simulation triggered, the parts of the block collided with others during the vibration simulation. The upper part of the block slid a short distance and then stayed on the slope, and the lower part of the block was collided down by the upper part block. When the collision pushed down a certain distance to the lower part of the block, the shear surface just lost the strength of the sliding plane and induced the landslide during the 1941 earthquake. The cracks developed from shear surface to ground surface during the vibration simulation. The distribution of the crack concentrated in some certain zones, just fitted to the future landslide detachment surface (1942 and 1999 events).

Based on a 2-D discrete element simulation of the Tsaoling landslide induced by the Chi-Chi earthquake, the reduction of friction at the sliding surface is predicted. A self-lubrication mechanism is suggested in our study to explain the low residual friction of about 0.15. Low friction favored the propagation of a 125 million cubic meters of rock debris which crossed over and collided against the Chingshui River valley. The maximum velocity of sliding block can reach about 45 m/sec. A quasi-rigid behavior of the sliding mass during the sliding process may explain the 7

survivors after sliding 2250 m. However, in the 3-D simulation, the friction coefficient must be reduced to 0.03, and the maximum velocity and runout distance shall be 78 m/sec and 3495 m to obtain an appropriate result. They have a large difference. The application direction of force in 2-D model is only on one plane, the grain and force behaviors would not be lateral dissipation, so the following grains can only collide back and forward. However, in the 3-D model most of the energy will dissipate because of lateral spreading. If the friction consumes too much kinetic energy, the accumulation appearance must be obviously different from actual deposit area. However, the 3-D model is more likely to reflect real circumstances. Thus, the maximum sliding velocity of the Tsaoling landslide is higher in the two-dimensional model. Either 2- or 3-D models show that if the landslide block is broken before sliding, the upper layer of the landslide block would be disturbed and buried, so the residents living on the block cannot survive after sliding more than 2 kilometers. Hence, the Tsaoling 1999 landslide block induced by the Chi-Chi landslide is cohesive.

There are arguments that the collapse mechanism of the 1999 Jiufengershan landslide is shear out or buckling. The 2-D simulation can only discuss the results of a profile. However, the 3-D simulation profiles show the different failure mechanisms in the landslide block at a friction coefficient of 0.05. For the toe particles, the southern section of the collapse mechanism is buckling with short runout distance, and the northern section of the mechanism is shear out with long runout distance. Thus, the mechanisms of large landslide are not the unitary. The single evidence cannot be explanation to a large landslide.

For the Hsiaolin Village buried by the huge landslide mass induced by the 2009 Morakot Typhoon, the 3-D granular discrete element simulation revealed that the 590 Highland played a key role. If the debris did not cut the 590 Highland, most of the debris would flow into the northern gully of the Hsiaolin Village, and form a higher natural dam. The Hsiaolin Village might not be destroyed in instant. The residents of Hsiaolin might escape before the dam collapsed

The revised model revealed that most of the debris crashed and buried Hsiaolin Village after the modification of 590 Highland. For landslide model construction, the factors of consideration are not only before and after topography, but the terrain changes during sliding. It can make a proper assessment to predict the path and the deposit area.

Key words: Landslide, Granular discrete element method, Runout distance, Buckling, Shear out

目 錄

口試委員會審定書.....	i
誌謝.....	ii
中文摘要.....	iii
英文摘要.....	v
第一章 遽變式山崩的機制與模擬.....	1-1
1.1. 研究動機與目的.....	1-2
1.2. 大型山崩之研究.....	1-9
1.3. 長滑行距離山崩.....	1-15
1.4. 遽變式山崩之數值模擬.....	1-20
1.4.1. 連續體力學法.....	1-21
1.4.2. 離散方法.....	1-23
第二章 研究方法.....	2-1
2.1. 離散元素法.....	2-1
2.2. <i>PFC</i> 的基本假設.....	2-3
2.2.1. 計算週期.....	2-4
2.2.2. 力-位移定律.....	2-5
2.2.3. 接觸點的組成模型.....	2-8
2.2.3.1 接觸-勁度模型.....	2-9
2.2.3.2. 滑動模型.....	2-9
2.2.3.3. 鍵結模型.....	2-10
2.3. <i>PFC</i> 模型之建立.....	-14
2.3.1. 微觀及宏觀參數.....	2-14
2.3.2. 岩石的數值測試.....	2-17
第三章 草嶺山崩之研究.....	3-1
3.1. 前人研究.....	3-1
3.2. 草嶺歷年山崩.....	3-3
3.2.1. 1941 年之草嶺大崩山.....	3-3
3.2.2. 1942 年之草嶺崩山.....	3-4
3.2.3. 1979 年之崩塌.....	3-4
3.2.4. 1999 年崩塌.....	3-4
3.3. 草嶺的地質.....	3-6
3.3.1. 草嶺之域地質.....	3-6
3.3.2. 草嶺的地質構造.....	3-10
3.3.3. 草嶺之工程地質.....	3-12

3.4. 草嶺 1941 年山崩之成因分析.....	3-14
3.4.1. 1941 年 12 月 17 日之山崩.....	3-15
3.4.2. Newmark 位移法分析結果.....	3-16
3.4.3. 草嶺 1941 年山崩成因之分析之二維 <i>PFC</i> 模擬結果.....	3-19
3.4.3.1. <i>PFC</i> 二維模型之建立.....	3-19
3.4.3.2. 塊體受震後滑動距離及速度變化之模擬.....	3-24
3.4.3.3. 塊體受震後內部的裂隙發展及應力變化.....	3-27
3.4.4 討論.....	3-30
3.4.4.1. 顆粒碰撞.....	3-31
3.4.4.2. 裂隙發展.....	3-32
3.4.4.3. 臨界滑動位距離及臨界滑動速度.....	3-32
3.4.5. 小結.....	3-33
3.5. 草嶺 1999 年山崩之二維模擬.....	3-33
3.5.1. Newmark 位移法分析結果.....	3-33
3.5.2. 模擬結果.....	3-34
3.5.2.1. 不同摩擦係數之模擬結果.....	3-35
3.5.2.2. 不同鍵結強度之模擬結果.....	3-37
3.5.2.3. 塊體滑動時的裂解過程.....	3-40
3.5.3. 結果與討論.....	3-41
3.5.3.1. 集集地震對草嶺邊坡穩定的影響.....	3-41
3.5.3.2. 潤滑機制.....	3-41
3.5.3.3. 滑行距離.....	3-43
3.5.3.4. 山崩後的倖存者.....	3-45
3.5.4. 小結及後續研究.....	3-45
3.6. 草嶺 1999 年山崩之三維模擬.....	3-46
3.6.1. 參數選定及模型之建立.....	3-46
3.6.2. 三維之模擬結果.....	3-48
3.6.2.1. 不同摩擦係數的模擬結果.....	3-49
3.6.2.2. 不同鍵結強度的模擬結果.....	3-50
3.6.2.3. 滑動路徑分析.....	3-54
3.6.3. 結果與討論.....	3-62
3.6.3.1. 低摩擦係數.....	3-62
3.6.3.2. 塊體之堆積.....	3-63
3.6.3.3. 顆粒滑動速與路徑.....	3-65
3.6.3.4. 顆粒之破裂行為.....	3-66
3.6.4. 小結.....	3-66
3.7. 本章總結.....	3-66
第四章 1999 年九份二山之山崩研究.....	4-1

4.1. 九份二山崩及研究區域概況.....	4-1
4.2. 九份二山之地質概況.....	4-2
4.2.1. 地層描述.....	4-2
4.2.2. 構造描述.....	4-4
4.3. 九份二山崩塌之文獻回顧.....	4-6
4.4. 九份二山之三維數值模擬.....	4-16
4.4.1. 模型的建置.....	4-17
4.4.2. 數值模擬結果.....	4-19
4.4.2.1. 不同摩擦係數之模擬結果.....	4-20
4.4.2.2. 不同鍵結強度模擬之結果.....	4-21
4.4.2.3. 山崩之速度分析.....	4-23
4.4.2.4. 山崩之路徑分析.....	4-34
4.4.2.5. 山崩之崩塌機制.....	4-42
4.5. 結果與討論.....	4-47
4.5.1. 顆粒之滑動速度.....	4-47
4.5.2. 顆粒之滑行距離.....	4-47
4.5.3. 滑動之機制.....	4-48
4.5.4. 模擬結果之改善.....	4-49
4.6. 本章總結.....	4-51
第五章 2009 年小林村山崩之初探.....	5-1
5.1. 小林村山崩及研究區域概況.....	5-1
5.1.1 小林村之災變概述.....	5-1
5.1.2. 小林村之地質概況.....	5-2
5.2. 小林村崩塌地之分析.....	5-4
5.2.1. 野外觀察.....	5-5
5.2.2. 遙測分析.....	5-12
5.3. 小林村崩塌之 <i>PFC</i> 三維數值模擬.....	5-14
5.3.1. 小林村之三維模型之建立.....	5-14
5.3.2. 590 高地被錯移之模式.....	5-15
5.3.3. 地形修正後之模擬結果.....	5-20
5.3.3.1. 山崩過程分析.....	5-21
5.3.3.2. 山崩速度分析.....	5-23
5.4. 結果與討論.....	5-28
5.4.1. 590 高地.....	5-29
5.4.2. 顆粒移動的速度.....	5-30
5.4.3. 堆積區形貌與天然壩.....	5-30
5.5. 未來的研究.....	5-31
第六章 結論與建議.....	6-1

參考文獻.....	R-1
附錄 A 山崩的分類.....	A1
附錄 B 塊體的運動模式.....	A9
附錄 C 力與位移定律.....	A12
附錄 D 事件之模型參數表.....	A17
附錄 E 九份二山模擬結果之顆粒堆積剖面.....	A18



圖 次

圖 1-1：全球之山崩災害潛勢圖	1-2
圖 1-2：集集地震所誘發之山崩分佈圖	1-5
圖 1-3：草嶺位置與地形圖	1-6
圖 1-4：九份二山之地理位置	1-7
圖 1-5：九份二山崩塌區之三維俯視圖	1-7
圖 1-6：小林村崩塌區之航空照片圖	1-9
圖 1-7：Heim 所定義的視摩擦角	1-11
圖 1-8：火星和地球上的塊體體積與山崩滑行距之比較	1-12
圖 1-9：大型山崩的薄層流動類型	1-12
圖 1-10：大型山崩的薄層攪動類型	1-13
圖 1-11：Kofels 山崩(~6000 b.c.)山崩的案列	1-14
圖 1-12：攪動式山崩裂解後的塊體會像旋渦一樣旋轉。	1-14
圖 1-13：崩塌的塊體體積愈大，則滑行高度和距離的比值愈小	1-16
圖 1-14：草嶺山崩的視摩擦角與歷史上的大型山崩趨勢	1-16
圖 1-15：長距離滑行山崩之不同定義	1-17
圖 1-16：在 Köfels 山崩區因摩擦熱而熔化後產生的 Frictionite	1-20
圖 1-17：連續體之數值方法示意圖	1-21
圖 2-1：PFC 模型中的接觸模式	2-4
圖 2-2： PFC 程式之計算流程	2-5
圖 2-3：Ball-wall 接觸模式法向之決定方式	2-7
圖 2-4：平行鍵結 (parallel bond) 之示意圖	2-13
圖 2-5：接觸點之行為之示意圖	2-13
圖 2-6：平行鍵結之示意圖	2-14
圖 2-7： PFC 模型的顆粒排列堆積與接觸點之特性	2-15
圖 2-8：平行鍵結之楊氏模數轉換。	2-17
圖 2-9： PFC 之二維及三維岩石強度模擬測試。	2-19
圖 2-10： PFC 之二維及三維巴西人模擬測試	2-19
圖 3-1：1999 年因集集地震所誘發的山崩所形成的新草嶺潭	3-5
圖 3-2：草嶺地質及地質剖面圖	3-10
圖 3-3：草嶺之地層柱狀圖與 RQD 試驗結果及下水位面圖	3-12
圖 3-4：草嶺附近之歷史地震分佈及震源機制圖	3-16
圖 3-5：位於自由面上之塊體受地震力作用之示意圖	3-18
圖 3-6：草嶺地震站地表加速度圖及 Newmark 位移值。	3-19
圖 3-7： PFC 之數值模擬雙軸測試	3-22
圖 3-8：草嶺 1941 年崩塌之二維模型	3-22
圖 3-9：草嶺崩塌地之滑動的砂岩泥	3-23

圖 3- 10：草嶺地震站瑞里地震之地震波放大圖	3-24
圖 3- 11：草嶺塊體受 1941 年地震力作用後的位移圖	3-25
圖 3- 12：受地震力作用時，監測顆粒之位移變化圖	3-26
圖 3- 13：受地震力作用時，底部監測顆粒之速度變化圖	3-27
圖 3- 14：受地震力作用時，裂隙隨時間發展之變化圖	3-29
圖 3- 15：受地震力作用時，底部監測顆粒之應力變化圖	3-30
圖 3- 16：將塊體切成二部份後，受地震力作用的位移圖	3-31
圖 3- 17：集集地震經座標轉換後之水平向及垂直向的速度譜。	3-34
圖 3- 18：經 Newmark 位移法計算後結果	3-34
圖 3- 19：中強度鍵結不同摩擦係數的模擬結果	3-36
圖 3- 20：摩擦係數在 0.15 及 0.2 時的堆積情形	3-37
圖 3- 21：摩擦係數為 0.15 不同鍵強度之模擬結果	3-39
圖 3- 22：摩擦係數 0.15 時，不同鍵結強度的鍵結隨時間破裂圖	3-40
圖 3- 23：模型的外觀及 10 個監測之分佈圖	3-44
圖 3- 24：監測顆在崩塌前後之位置分佈圖	3-45
圖 3- 25： <i>PFC3D</i> 模型之虛擬之三軸測試	3-48
圖 1- 26：草嶺之三維 <i>PFC</i> 模型	3-48
圖 3- 27：強鍵結模型不同摩擦係數之草嶺三維模型模擬結果	3-50
圖 3- 28：不同滑動面摩擦係數之顆粒堆積和真實地形之堆積比較圖	3-50
圖 3- 29：不同鍵結強度之草嶺三維模型模擬結果	3-52
圖 3- 30：不同鍵結模式之顆粒堆積外觀比較	3-53
圖 3- 31：不同鍵結強度之鍵結隨時間破壞圖	3-54
圖 3- 32：監測顆粒分佈圖及滑行路徑圖	3-59
圖 3- 33：監測顆粒之滑動距離隨時間變化圖	3-59
圖 3- 34：監測顆粒之速度圖	3-60
圖 3- 35：表面顆粒時間間距為 5 秒之流動速度圖	3-61
圖 3- 36：三維模擬結果和真實剖面比較圖	3-62
圖 3- 37：岩石的滑動速度和摩擦係數及溫度之關係	3-64
圖 3- 38：主要的崩塌塊體之外在模型中被忽略掉	3-65
圖 4- 1：九份二山之災後空拍圖	4-2
圖 4- 2：九份二山崩塌區之地質及地質剖面圖	4-4
圖 4- 3：九份二山之地質圖	4-6
圖 4- 4：九份二山之古滑動地層	4-6
圖 4- 5：利用九份二山崩塌前的航照地形之特徵	4-9
圖 4- 6：九份二山的地形特徵	4-10
圖 4- 7：利用高解析度的數值高程模型所分析之地層弱帶	4-11
圖 4- 8：九份二山的二維 <i>PFC</i> 模型	4-12
圖 4- 9：九份二山之二維 <i>PFC</i> 模擬結果	4-13

圖 4- 10：非連續體分析法分析九份二山之滑動速率	4-14
圖 4- 11：二維離散元素法模擬不同岩石強度之九份二山山崩	4-14
圖 4- 12：二維離散元素法模擬九份二山山崩之速度場及堆積形貌	4-15
圖 4- 13：二維離散元素法模擬九份二山山崩不同區域的剖面	4-16
圖 4- 14：九份二山之地形與崩塌區、堆積區	4-18
圖 4- 15：利用十二份斷層的存在推估九份二山真實的滑動塊體	4-19
圖 4- 16：九份二山的三維模型	4-19
圖 4- 17：弱鍵結模型在不同摩擦係數模擬的堆積結果	4-21
圖 4- 18：摩擦數為 0.05 時不同鍵結強度的模擬結果	4-22
圖 4- 19：不同鍵結強度的模型，鍵結隨時間破裂變化圖	4-22
圖 4- 20：強鍵結模型的速度分佈對時間變化圖	4-28
圖 4- 21：33 個監測顆粒的相對位置圖	4-31
圖 4- 22：強鍵結模型顆粒速度對時間變化圖	4-32
圖 4- 23：強鍵結模型顆粒速度的滑行路徑圖	4-37
圖 4- 24：強鍵結模型顆粒速度的滑行距離	4-40
圖 4- 25：強鍵結模型在 10 秒時的鍵結分佈圖	4-44
圖 4- 26：中強度鍵結模型在 10 秒時的鍵結分佈圖	4-45
圖 4- 27：弱鍵結模型在 10 秒時的鍵結分佈圖	4-46
圖 4- 28：強鍵結模型模擬結果的剖面比對圖	4-50
圖 4- 29：中強度鍵結模型模擬結果的剖面比對圖	4-50
圖 4- 30：弱鍵結模型模擬結果的剖面比對圖	4-51
圖 5- 1：小林村之地質地形圖	5-3
圖 5- 2：小林村現狀	5-6
圖 5- 3：獻肚山上所見之貝類化石	5-7
圖 5- 4：獻肚山上崩下之土石前進方向	5-7
圖 5- 5：航照和原有的等高線圖之比對	5-8
圖 5- 6：獻肚山崩塌區之堅硬岩盤	5-8
圖 5- 7：在崩塌區河谷的邊緣岩石摩擦的痕跡	5-9
圖 5- 8：崩塌區的岩石倒轉粒級層	5-9
圖 5- 9：崩塌區源頭的岩石嚴重的鏽染現象	5-10
圖 5- 10：崩塌區源頭南側東西向平直的大峭壁。	5-10
圖 5- 11：崩塌區南側峭壁黏貼的崩積物	5-11
圖 5- 12：崩塌區近源頭的部份的頁岩	5-11
圖 5- 13：小林村災變前後的地形圖相減結果	5-13
圖 5- 14：小林村由航照圖	5-14
圖 5- 15：小林村的 <i>PFC</i> 三維初始模型	5-16
圖 5- 16：監測顆粒的相對位置及滑行路徑圖	5-17
圖 5- 17：小林村山崩之運動過程模擬成果	5-18

圖 5- 18：小林村災前的三維地形立體圖	5-19
圖 5- 19：小林村三維模型在地形修正前模擬之監測顆粒隨時間變化圖	5-20
圖 5- 20：小林村山崩塌模擬在不同時間之顆粒分佈成果圖	5-22
圖 5- 21：590 高地位置	5-23
圖 5- 22：小林村三維模型在地形修正後之監測顆粒隨時間變化圖	5-28
圖 5- 24：小林村 <i>PFC</i> 三維模擬結果和真實地形比對圖	5-29
圖 A- 1：Nemčok et al., (1972)之山崩分類圖	A-5
圖 A- 2：墜落 (Falling) 之示意圖	A-7
圖 A- 3：翻覆 (Topple) 之示意圖	A-7
圖 A- 4：三種不同形式之滑動 (Sliding) 示意圖	A-8
圖 A- 5：流動 (Flow) 之示意圖	A-8
圖 A- 6：側落 (Lateral spread) 之示意圖	A-8
圖 A- 7：岩石在坡面上跳動之示意圖	A-10
圖 A- 8：岩石沿坡面滾動之示意圖	A-10
圖 A- 9：岩石沿坡面滑動之示意圖	A-11
圖 A- 10：線性接觸式中的黏滯阻尼示意圖	A-15
圖 A- 11：強鍵結模型顆粒崩落及堆積過程剖面	A-18
圖 A- 12：中強度鍵結模型顆粒崩落及堆積過程剖面	A-24
圖 A- 13：弱鍵結模型顆粒崩落及堆積過程剖面	A-30

表 次

表 1-1：EM-DAT 之全球災害死亡人數統計表	1-3
表 1-2：草嶺歷年來之山崩記錄(1862 年-1999 年)	1-3
表 1-3：Erismann 的山崩機制表 (Erismann, 1986).....	1-11
表 3-1：草嶺附近之地層及厚度表	3-9
表 3-2：草嶺地區之錦水頁岩與卓蘭層之物理特性	3-14
表 3-3：草嶺地震站接收的強地動最大加速和附近地震站之比較	3-18
表 3-4：卓蘭層之岩石力學參數與 <i>PFC2D</i> 巨觀參數之比較.....	3-21
表 3-5：卓蘭層之 <i>PFC</i> 微觀參數	3-21
表 3-6：草嶺 1999 年山崩二維模擬之 <i>PFC</i> 微觀參數	3-35
表 3-7：草嶺 1999 年山崩二維模擬之監測顆粒的滑行距離和最高速度	3-44
表 3-8：草嶺三維模擬之 <i>PFC</i> 微觀參數	3-47
表 3-9：三維 <i>PFC</i> 模擬監測顆粒之滑行距離及最高速度	3-58
表 4-1：九份二山之 <i>PFC</i> 微觀參數表	4-18
表 4-2：監測顆粒之最高速度、滑行距離與高差表	4-25
表 5-1：小林村 <i>PFC</i> 三維模擬結果和真實地形比對圖	5-26
表 A-1：Sharp 山崩的分類表	A-2
表 A-2：Varnes 山崩分類表	A-2

第一章 遽變式山崩的傳送與堆積

地震是造成山崩的最主要驅動力之一，強烈的地震的影響範圍更可能高達十萬平方公里，並且誘發數千個山崩 (Keefer, 1984; Keefer, 2000; Keefer and Larsen, 2007)，對民眾造成巨大的生命財產損失，不僅是地震，豪雨同樣是誘發山崩的重要因素之一。EM-DAT (2003)的報告指出，僅 1992 年至 2001 年的十年間，全世界因山崩而死亡的人數超過 9 千 4 百人 (表 1-1)，而台灣又是全球山崩潛勢最高的地區之一 (圖 1-1)；山崩往往在一瞬間就可以造成巨大的災難，例如 2009 年 8 月 8 日高雄甲仙鄉小林村在莫拉克颱風過後所引進西南氣流所造成的豪雨侵襲下，獻肚山迅速崩塌，導致約有 400 人在瞬間遭土石所吞沒。又如 1970 年 7 月 31 日，秘魯榮琪地區哈斯凱瑞山坡因 Ancash 地震誘發山崩而導致 2 萬餘人死亡，崩塌的土石滑行了約 18 公里遠的距離，滑行最快的速度高達每小時 350 公里 (97 m/sec)，這可以說是歷史上危害最大的一次山崩事件 (Plafker, G. and Eyzaguirre, 1979)。此次山崩使得 10 個村莊及榮琪鎮的大部分地區被崩落的土石埋葬，這次山崩亦堪稱 20 世紀最嚴重的災難之一。台灣位於歐亞大陸板塊和菲律賓海板塊的交界帶，是全球地震活動最頻繁的地區之一，加上每年夏秋二季颱風豪雨的侵襲，亦是觸發山崩的主要原因之一 (Hsu and Leung, 1977; Hung, 2000)，二者加乘的結果，使得台灣的山崩災難頻傳，因此有關山崩的防災減災工作就顯得尤其重要。

台灣近年來傷亡最大的天然災害，應屬 1999 年的集集地震以及 2009 年莫拉克颱風所誘發的多處山崩及土石流，集集地震所誘發的山崩又以草嶺山崩和九份二山的規模最大，並造成多人傷亡，莫拉克颱風的災害又以小林村的滅村事件最令人矚目。近數十年來，與山崩相關的研究，如山崩塊體的材料特質、地震誘發模式、重力作用、孔隙水壓和山崩之間的相關的研究，已有顯著的研究成果 (Crosta, 1998; Legros, 2002; Crosta et al., 2003; Keefer and Larsen, 2007)。在台灣有關大型山崩的研究，一直是非常重要的議題，但目前的研

究成果中，對整個山崩的運動模式、衝擊區域則是著墨較少，因此，本研究同時以二維及三維離散元素法模擬 1999 年的草嶺山崩；三維 1999 年九份二山山崩和 2009 年小林村山崩事件，除了比對二維和三維的模擬差異之外，還探討其運動機制、土石移動速度、路徑和堆積形貌，以作為未來評估遽變式山崩之衝擊範圍。同時草嶺山崩在歷史上多次重複發生，本研究也嘗試利用數模擬研究 1941 年草嶺山崩誘發的機制境況。

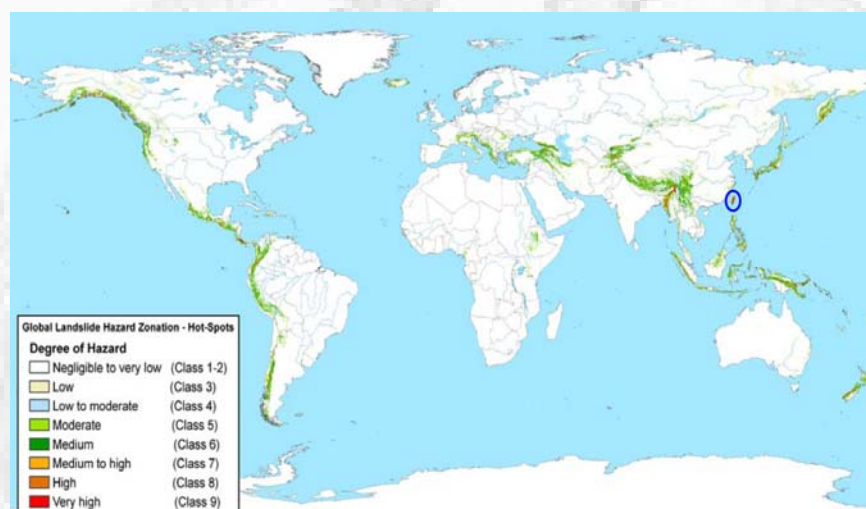


圖 1-1：全球之山崩災害潛勢圖，圖右上藍色橢圓內的紅色小區域為台灣，表示台灣位於全球山崩的高潛勢地區。

1.1. 研究動機與目的

1999 年 9 月 21 日 ($M_w=7.6$) 的集集地震使台灣西部麓山帶造成多處的崩塌，Liao (2000)分析集集地震後的 SPOT 衛星的影像結果顯示，震央附近地區共有 9,272 處的山崩被觸發，所有崩塌地面積的總和約 128 平方公里 (圖 1-2)。其中最令人矚目的山崩應該是草嶺與九份二山的大型順向坡滑動；草嶺位於濁水溪支流，即清水溪峽谷的北岸 (圖 1-2a, 1-2b)；自十九世紀以來，包含最近一次集集地震所誘發的山崩 (表 1- 2)，共有五次的大型順向坡滑動；最近一次在 1999 年集集地震所誘發的崩塌，估計約有 1.25 億立方公尺的土石崩落 (Hung et al., 2002) 堆積散布在清水溪河谷，其中約有 20%的土石堆積在河谷內，形成一個長

約 5 公里的天然壩 (圖 1- 3c)，其他的土石則是飛越到達對岸的山壁，其中堆積在清水溪河谷的土石，經過數年的侵蝕，已被嚴重下切數十公尺 (Chen et al., 2005, 2006)。

表 1- 1：EM-DAT 之全球災害死亡人數統計表

Rank	Disaster type	All Deaths	Deaths 1992–2001 ^a
1	Drought	563,701	277,574
2	Storms	251,384	60,447
3	Floods	170,010	96,507
4	Earthquake	158,551	77,756
5	Volcanos	25,050	259
6	Extremme temperature	19,249	10,130
7	Landslides	18,200	9,461
8	Wane/surge	3,068	2,708
9	Wild fires	1,046	574
Total		1,211,159	535,416

^a2002 IFRC World Disaster Report (<http://www.cred.be/emdat/intro.htm>)

表 1- 2：草嶺歷年來之山崩記錄(1862 年-1999 年)

Date	Trigger	Note
June 6, 1862	Earthquake (M = 7.0)	Landslide; formation of a landslide dam.
December 17, 1941	Earthquake (M= 7.1)	Landslide volume: 84 million m ³ . Landslide dam (70-200 m in height) was formed. A dammed lake contained 12.8 M m ³ of water.
August 10, 1942	Rainfall: 3 day cumulative precipitation of 770 mm	Landslide volume: 100 million m ³ . Landslide dam (140-217 m in height) formed. A larger dammed lake containing 157 million m ³ of water, which failed on May 18, 1951, killing 147 people.
August 15, 1979	Rainfall: 2 day cumulative precipitation of 327 mm	Landslide volume: 26 million m ³ . A landslide dam (90 m in height) formed and a dammed lake contained 40 million m ³ of water.
September 21, 1999	Chi-Chi Earthquake (M _L = 7.3)	Landslide volume: 125 million m ³ . A debris dam formed with a height of 50 m at upstream and 150 m at downstream. Estimated storage capacity

1999 年集集地震所誘發的山崩中，除了規模最大的草嶺之外，另一個令人矚目的是九份二山的山崩；九份二山崩塌區位於南投國姓鄉內，約在與草屯鎮、中寮鄉的交界處（圖 1-4），澀子坑溪位於九份二山之東側，韭菜湖溪則流經該區之西側，二條溪於九份二山之北側，亦即崩塌區之坡腳處匯合（圖 1-4）；此次事件共造成 39 人死亡，財產損失亦相當可觀。根據調查結果，九份二山之崩塌的面積約 75 公頃（經濟部中央地質調查所，1999），崩塌塊體總體積約 4 千 2 百萬立方公尺（Chang et al., 2005），厚度在 60 至 80 公尺之間，此一崩塌原因和草嶺相似，為一大型之順向坡滑動（圖 1-5），崩落的土石堵住澀子坑溪及韭菜湖溪，形成三個堰塞湖，而其中位於坡腳的堰塞湖已由人工方式疏通，另二個較大的堰塞湖至今（2010 年）仍然存在。

2009 年 8 月 7-9 日莫拉克颱風夾帶驚人雨勢肆虐台灣中南部地區，暴雨如同瀑布從天而降。在小林村附近的高雄御油山等十一個測站，單日累積降雨量均超過一千毫米，南台灣比較低窪的地區都被洪水所淹沒，如屏東林邊、佳冬幾乎全鄉泡都在水中；而台南的麻豆、善化、永康等地更是因曾文水庫洩洪，部份地區積水甚至高達二層樓高；山區則是爆發嚴重的土石流，包括高雄甲仙小林村、六龜新開部落和那瑪夏鄉部落幾乎都被土石流所摧毀，這其中以小林村被土石掩埋的滅村事件最令人矚目。

三個崩塌事件的運動方式都有其特性，草嶺 1999 年的崩塌塊體在達清水溪前是以滑動為主，撞擊河谷後分為二部份，東半部直接以滑動的方式越過清水溪抵達倒交山，西半部則是順著河谷滾動一段距離才停止；九份二山崩塌的類型屬岩石滑動與岩石崩移之複合運動型山崩；小林村除了在源頭區的移動可能有滑動的機制，在 590 高地後，其運動的機制應是以流動 (Flowing) 的方式為主。

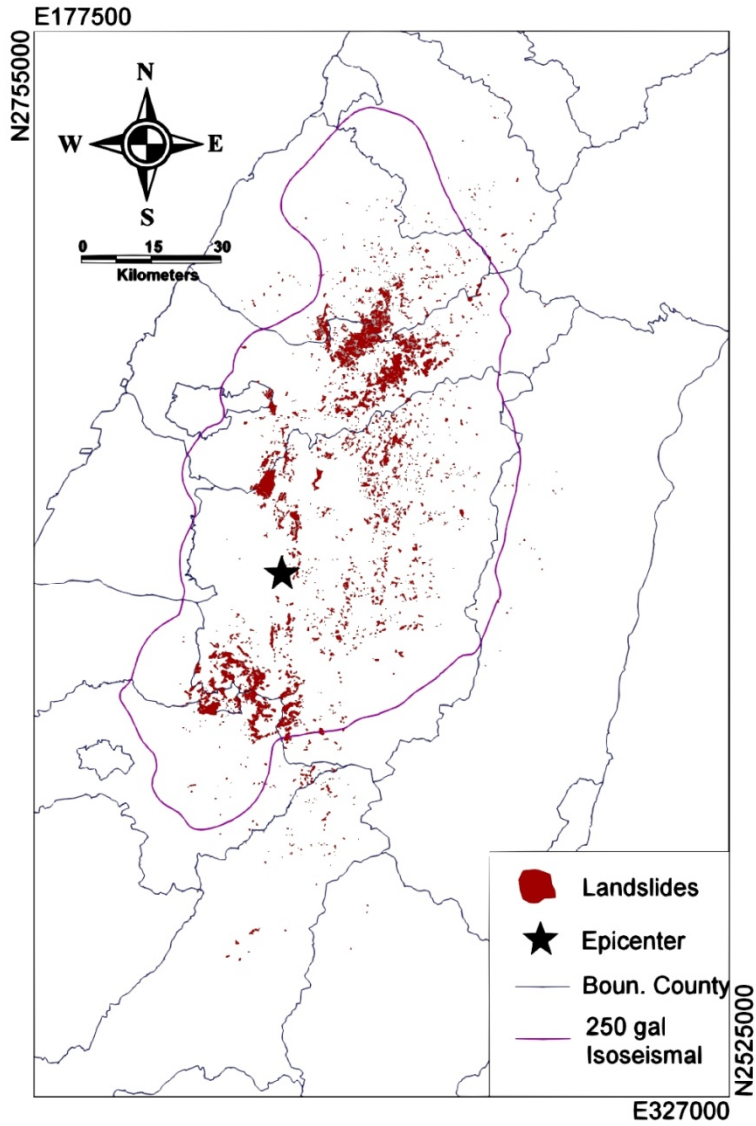


圖 1-2：集集地震所誘發之山崩分佈圖，紫色線表示地表速度 250 gal 的等震線，紅色不規則區塊為山崩發生的區域，總面積超過 128 平方公里 (Liao, 2000)。

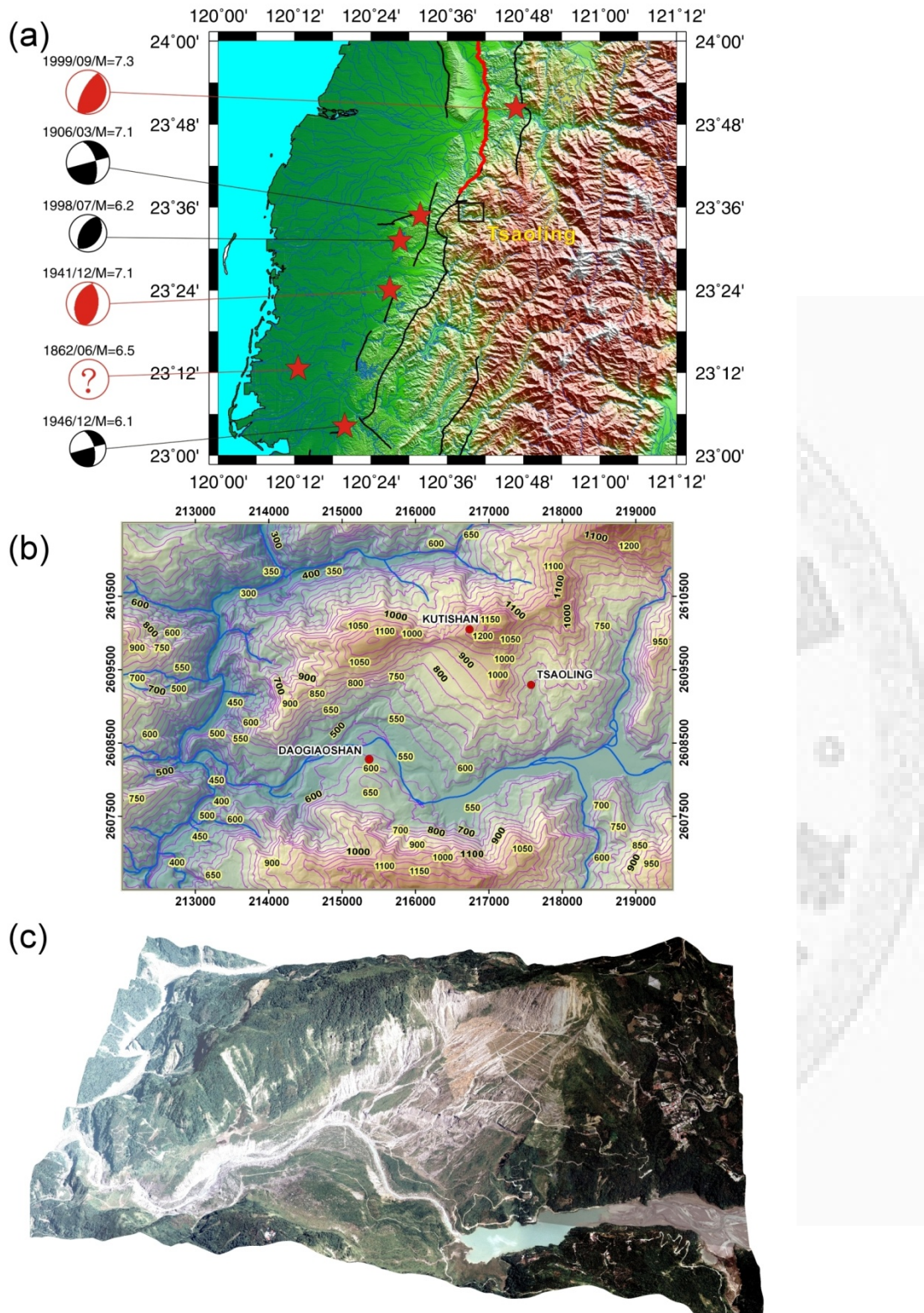


圖 1- 3：草嶺位置圖，(a) 草嶺之地理位置及嘉南地區歷年來之大型地震 (M > 6)；(b) 草嶺之地形圖，草嶺崩塌區之海拔高度介於 1,234 公尺至 450 公尺之間，清水溪向西流通過塌區南緣後轉向北流，最後匯入濁水溪；(c) 草嶺崩塌區之三維俯視圖，圖右下為新草嶺潭的位置。



圖 1- 4：九份二山之地理位置及附近，九份二山崩塌區位於國姓鄉、草屯鎮和中寮鄉的交界處，形狀像類以一個等腰三角形，目前在堆積區尚存有二個堰塞湖（擷取自奇摩地圖）。



圖 1- 5：九份二山崩塌區之三維俯視圖，崩塌區的上端像一個等腰三角形，圖下方可見土石越過山脊稜線堆積在山谷的另一側，另外還可以見到二個堰塞湖。

根據陳樹群、許中立 (2009) 的文章顯示：8 月 8 日晚間小林村已有部份民宅進水，至 8 月 9 日凌晨，大部份的區域已被洪水吞噬，至清晨 5 點多，小林村東北側的獻肚山突然崩塌，崩塌面積超過 70 公頃 (圖 1- 6)，土方量超過 1 千萬立方公尺，小林村遭巨大的崩塌物掩埋，超過 400 人被埋在土石之下，是台灣自 1999 年集集地震以來，造成傷亡最多的單一事件，也是五十年來損失最慘重的水災。

由以上可知，近年來山崩對台灣人民的生命財產損失，可說是影響極大，因此我們將針對山崩的運動形式、堆積形貌特性加以探討，作為未來防災工作的參考，以維護人民生命財產安全。雖然可以由實驗室的物理模型研究山崩的行為模式，其規模尺度僅此於公尺級的範圍 (Okura et al., 2000a; Okura et al., 2000b)，但由於大型山崩的尺度的規模至少是以百公尺來計算，二者之規模相差實在太遠，加上真實的實驗對材料參數較難掌握，數值方法能有效的掌握材料特性，且不受規模尺度的限制，因此便成為研究山崩行為特性的最佳選擇。由於山崩塊體在運動過程中，塊體會裂解成較小的塊體，且會相互撞擊，因此，除了滑動外，尚有滾動和跳動的運動模式，為解決山崩運動程和堆積區之特性，本研究採用顆粒體離散元素研究台灣幾個遽變式的山崩。

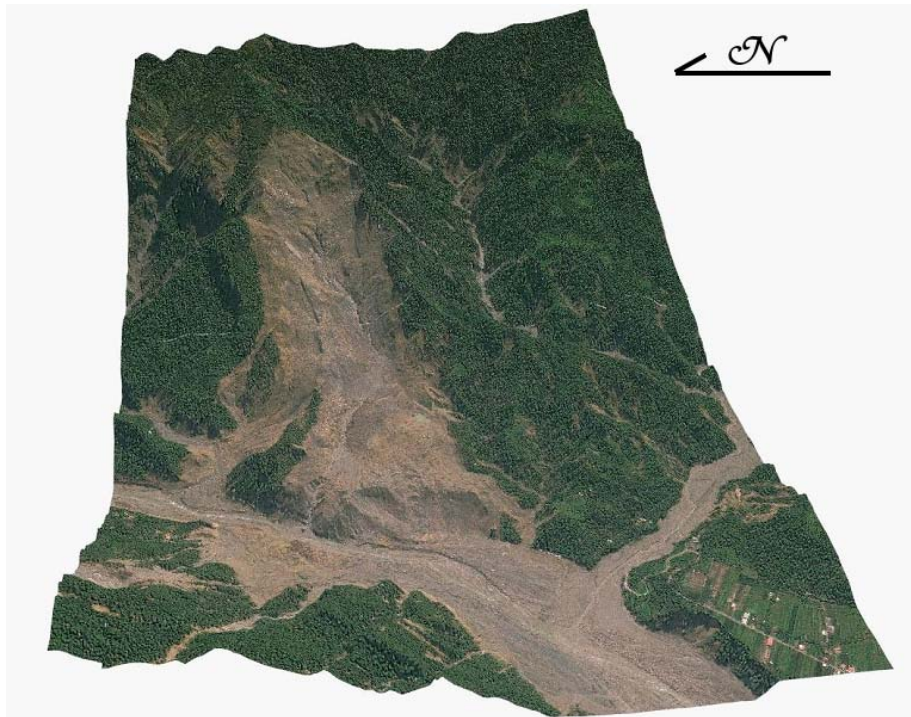


圖 1-6：小林村崩塌區之航空照片圖，小林村位於獻肚山的正下方，大量的土石崩塌後直衝小林村（摘自 Hu et al., 2010）。

1.2. 大型山崩之研究










當山崩塊體滑落後的堆積塊體雖然會產生嚴重的碎裂與位移，但是在堆積區中的岩塊，大致上仍然保有原來的地層順序 (Johnson, 1979)，可以說是塊體在滑落時，其變形受到相當程度的限制。我們推論是塊體在滑落時，雖然受到強大的應力足以使破裂密布在整個岩層之內，但由於這個應力只有施與塊體非常小的時間，阻止了內部的大規模變形和堆積時重新排列的機會，最後大部份的變形都保留在崩塌塊體底部的一個窄小的區域。

另外，在大型山崩裡，Heim (1932) 將視摩擦角 (apparent friction coefficient) 定義為垂直高度和水平位移距離的比值 (圖 1-7)，即 H_{max}/L_{max} ，而這個比值，有時遠比實驗室所得到的岩石摩擦係數小，甚至可達 0.1 左右。而目前已知發生在火星上最大的山崩，體積高達 17,880 立方公里，估計其視摩擦係數 (Apparent friction coefficient) 只有約 0.06 (Lucchitta, 1979; McEwen, 1989)；然而火星上巨

型山崩 (如 Valle Marineris 山崩) 的動力學機制是乾的崩塌還是像流體般的流動，到目前仍是有爭論的，Quantin and Allemand (2004) 根據 Lucchitta (1978) 分析 Valle Marineris 幾何地形所提出的流體化機制 (fluidization mechanism) 指出，Valle Marineris 山崩機制可能是富含水份的岩屑流 (Debris flow)，而 McEwen (1989) 火星認為的山崩應該比較像是乾顆粒岩屑流的山崩；Soukhovistakaya and Manga (2006) 比較地球和火星的山崩 (圖 1- 8)，認為火星上的山崩沒有流動的機制，亦傾向火星的山崩是乾岩屑流或火山碎屑；無論何種解釋，山崩視摩擦角 (Apparent friction angle) 都隨著山崩塊體的增加而減少。

Erismann (1979) 認為大型山崩的性質是流動的，並將其分為薄層流動 (Laminar) 和攪動 (Turbulent flow) 二種形式；薄層流動上層的滑動速度會大於下層 (圖 1- 9)，也可能是二個平行層狀物質同時滑動，由於上層的物質滑動較快，因此上層的前端會向前跌落至下層的前端，之後又被上層所掩蓋 (圖 1- 10)，而 Köfels (~6700 b.c.) 山崩即是一個典型的例子 (圖 1- 11)。攪動形式的山崩，塊體裂解後會像旋渦一樣的攪動 (圖 1- 12)，不像一個剛性的塊體，有時甚至會產生直徑 500 公尺，速度高達每秒 50 公尺的快速渦流而下。Erismann (1986) 也認為在大型的山崩裡才會有潤滑 (Lubricate) 的作用，而潤滑作用有平滑 (Smooth surface)、表面融化 (Melt) 及氣體產生 (Gasify) 等三種機制 (表 1- 3)，

表 1-3：Erismann 的山崩機制表 (Erismann, 1986)

Mechanisms			Properties required		Events
			Material	Other	
Flowing	Liquid matrix		Granular, light	Sufficient liquid	Avalanches, mud streams
	Gas matrix		Powdery, light		Avalanches
Rolling	"Roller bearing"		Hard	"Slab & roller's" Features	?
	Rolling & bouncing		Elastic, tough	Free rotation, round shape	Single boulders, rockfalls
Bouncing	"Aeroplaning"		Light, low permeability	Thin mass, high speed	?
	Sliding & bouncing				
Sliding	No lubricated		Smooth surface	Steep slope	Small slides
	Fused rock lubricated		Heavy, easy to melt	Thick mass, high speed	Slide (Primitive rock, ice etc.)
	Gas lubricated		Heavy, easy to gasify	Thick mass, high speed	Slides (Carbonate)

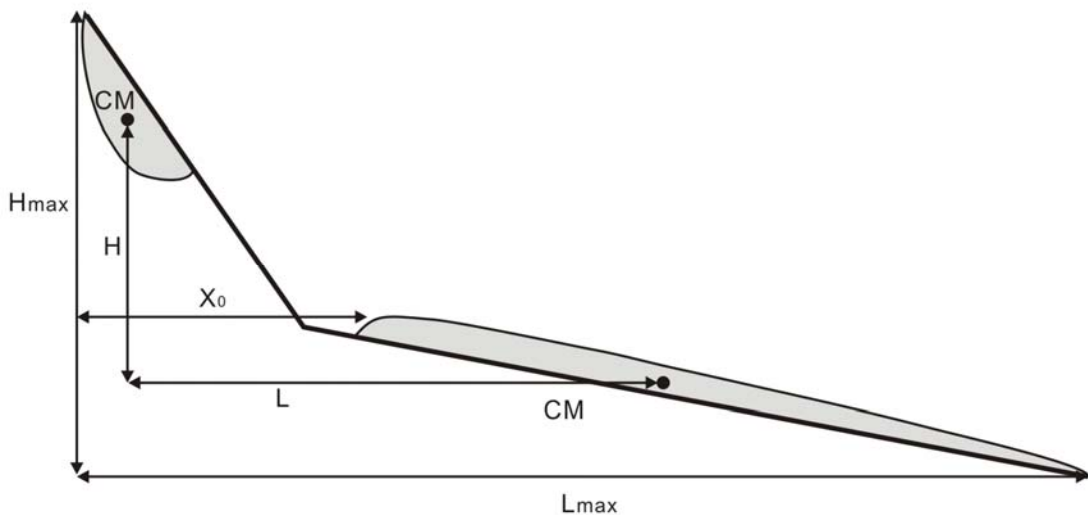


圖 1-7：Heim 所定義的視摩擦角 (apparent friction angle)，即垂直高度和水平位移距離的比值 (Heim, 1932)。

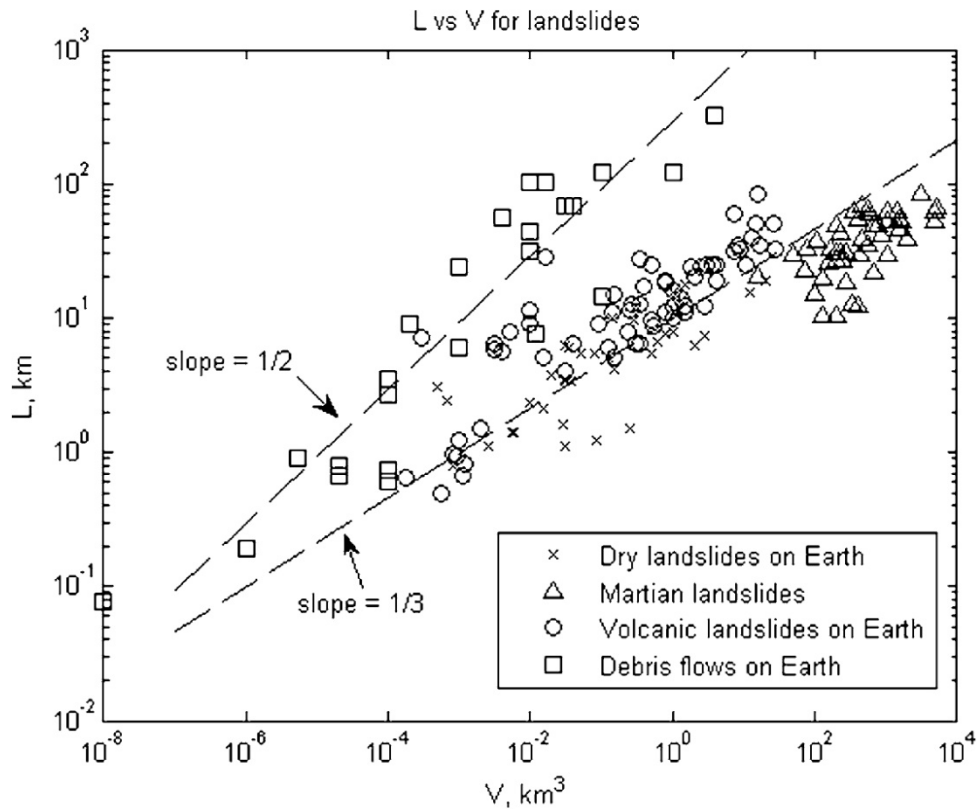


圖 1-8：火星和地球上的塊體體積與山崩滑行距之比較，由此圖比較可發現，火星上的山崩 (Δ)，其形式比較像地球上乾的山崩 (\times)，而非岩屑流式 (\square) 的山崩 (Soukhovitskaya and Manga, 2006)。

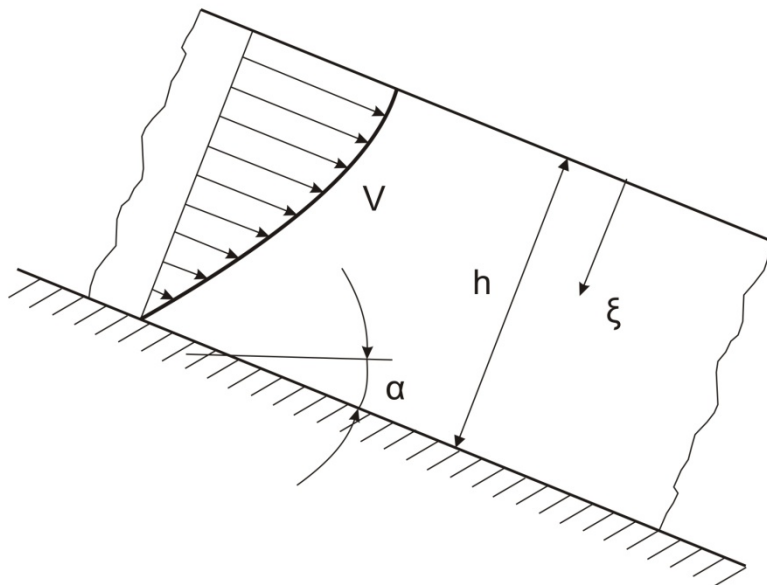


圖 1-9：大型山崩的塊體通常不是剛性的，薄層 (Laminar) 流動為其中的一種形式，通常上層的滑動速度會大於下層 (Erismann, 1979)。

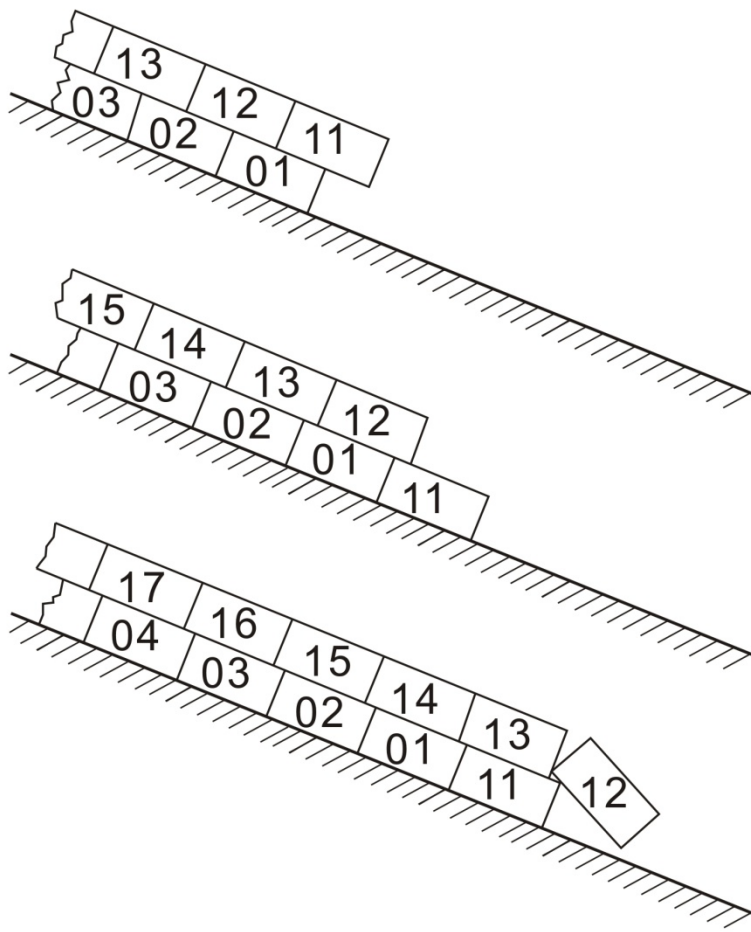


圖 1- 10：大型山崩的另外一種可能的形式為攪動 (Turbulet)，上層 (11) 前端會向前跌落至下層，之後會上層 (12) 被掩蓋 (Erismann, 1979)。

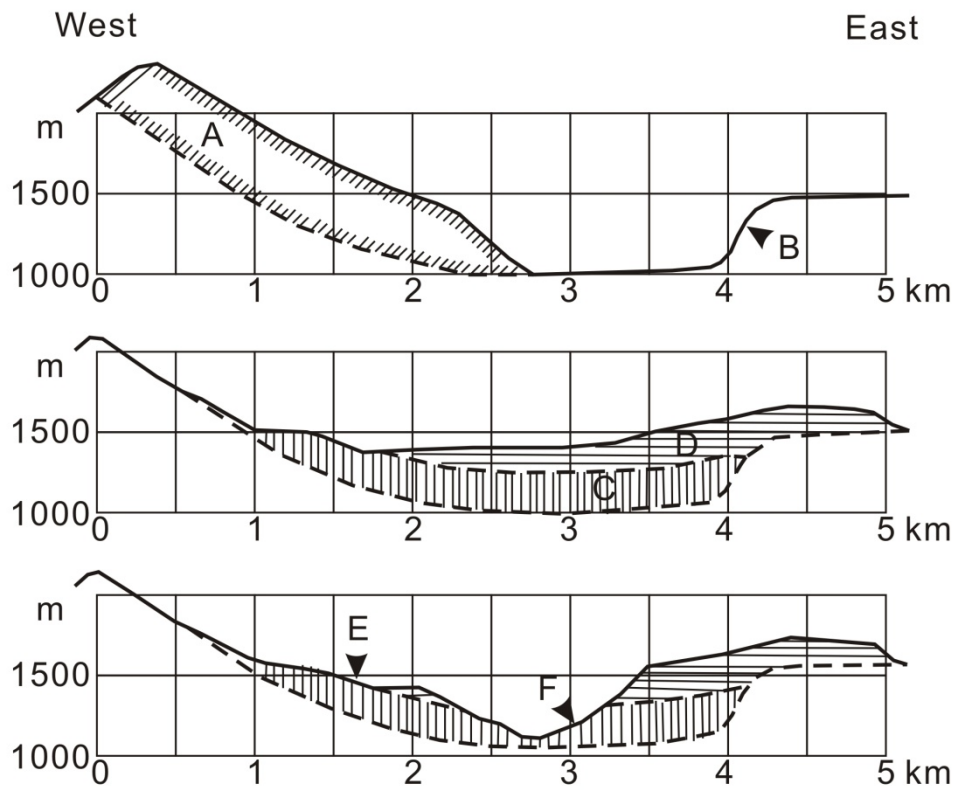


圖 1-11: Kofels 山崩 (~6000 b.c.) 為一捲動式山崩的案列 (改繪自 Erismann, 1979)。

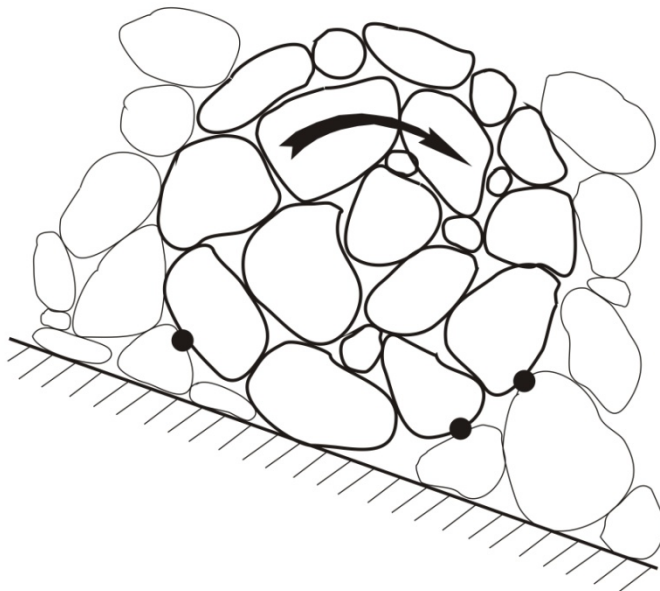


圖 1-12: 攪動式山崩裂解後的塊體會像旋渦一樣旋轉。

1.3. 長滑行距離山崩 (Long-runout landslide)

山崩的滑行距離 (Runout distance)是指山崩所崩落的塊體到堆積區的距離，若單純以幾何剖面來看，塊體落下前的最高點和落下後堆積區的最低點的高度差，和崩落區塊體在崩落前最後端到堆積區的最前端的水平距離之比值 (圖 1-15b) 亦即平均坡度角 (Slope average angle) 稱之為幾何梯度 (Geometric gradient)；由於塊體的滑行路徑往往受到地形的影響，塊體落下前的最高點和落下後堆積區的最低點的高度差和塊體滑行路徑的總距離的比值 (圖 1-15c)，亦即所謂的滑行角度 (Travel angle)，Heim (1932) 將這個比值定義為”Fahrböschung”。

所長滑行距離山崩 (Long-runout landslide) 是指滑行的距離超過簡單摩擦模型所預測的距離，最早由 Heim (1932) 所提出；它的發生相當普遍，在許多地質環境中都有能出現，包括火山和非火山地形堆積、海底山崩，或甚至在火星上都可以見到，崩塌的體積從 10^5 至 10^{11} 立方公尺不等。正常岩石的磨擦係數大約在 0.5 左右，在一般的情形下，當坡度傾角的正切值 ($\tan\theta$) 小於岩石的磨擦係數時，塊體的滑行應該要減速至停止，且滑行高度和距離的比值應該和岩石的磨擦係數大致相等，但是在大型的山崩中常常可以看到許多坡度不陡，但滑行距離却很長的現象，而且塊體的體積愈大，滑行高度和距離的比值愈小 (圖 1-13)。台灣中部草嶺的地層傾約在 12° (0.2) 左右，遠小於岩石的磨擦係數，此崩塌即是非常明顯的長滑行距離山崩 (圖 1-14)；由於塊體巨大，並不能以單一的剛性塊體來表示其滑動的過程，通常此種大型的山崩滑移除了滑動面上滑動之外，可能會包含有滾動、跳動、流動等作用 (Erismann, 1986)。Tang et al. (2009) 提出半剛性塊體 (Quasi-rigid) 的說法，並利用離散元素法來模擬草嶺在 1999 年經由集集地震所誘發的山崩，由於離散元素的塊體可以在模擬的過程中產生破裂、鍵結等行為，故此種方法可以呈現出可能的滑動、滾動、跳動、流動等機制。

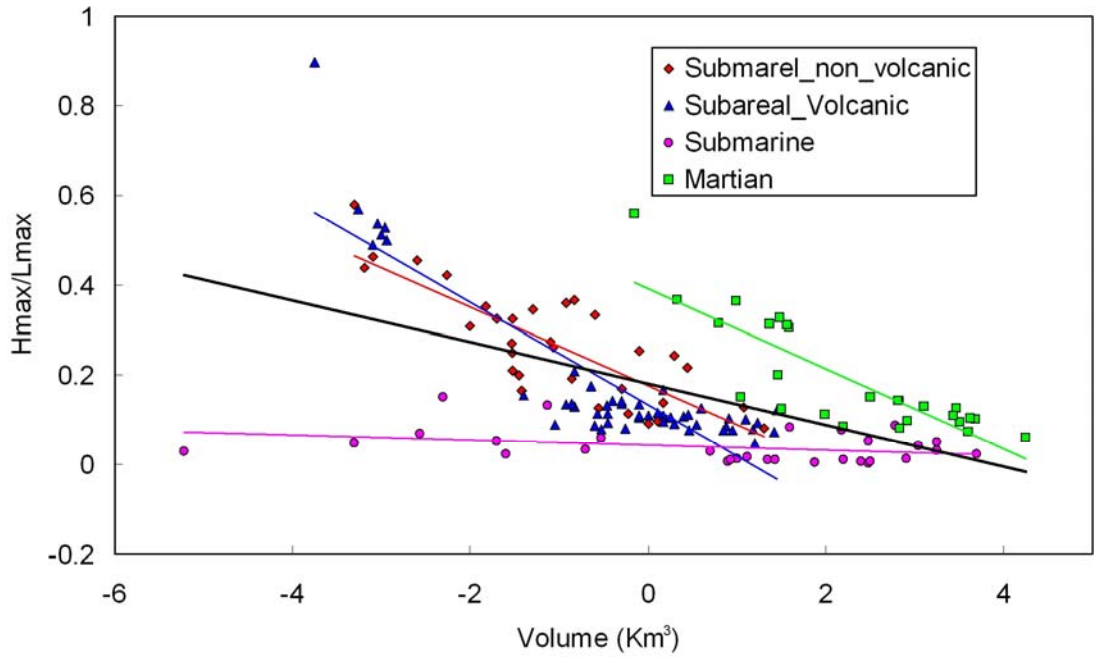


圖 1- 13：不是任何形式的山崩，崩塌的塊體體積愈大，則滑行高度和距離 (H_{max} 與 L_{max}) 的比值愈小。

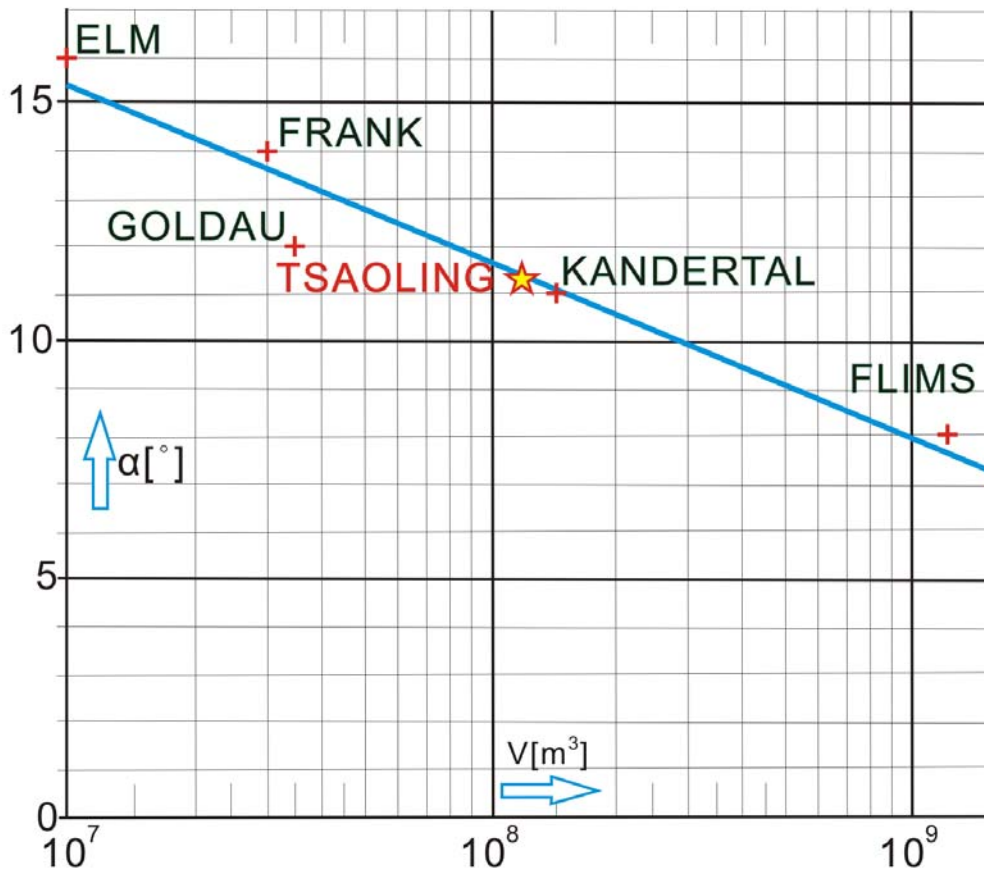


圖 1- 14：草嶺 1999 年山崩的視摩擦角與歷史上的大型山崩趨勢相吻合。

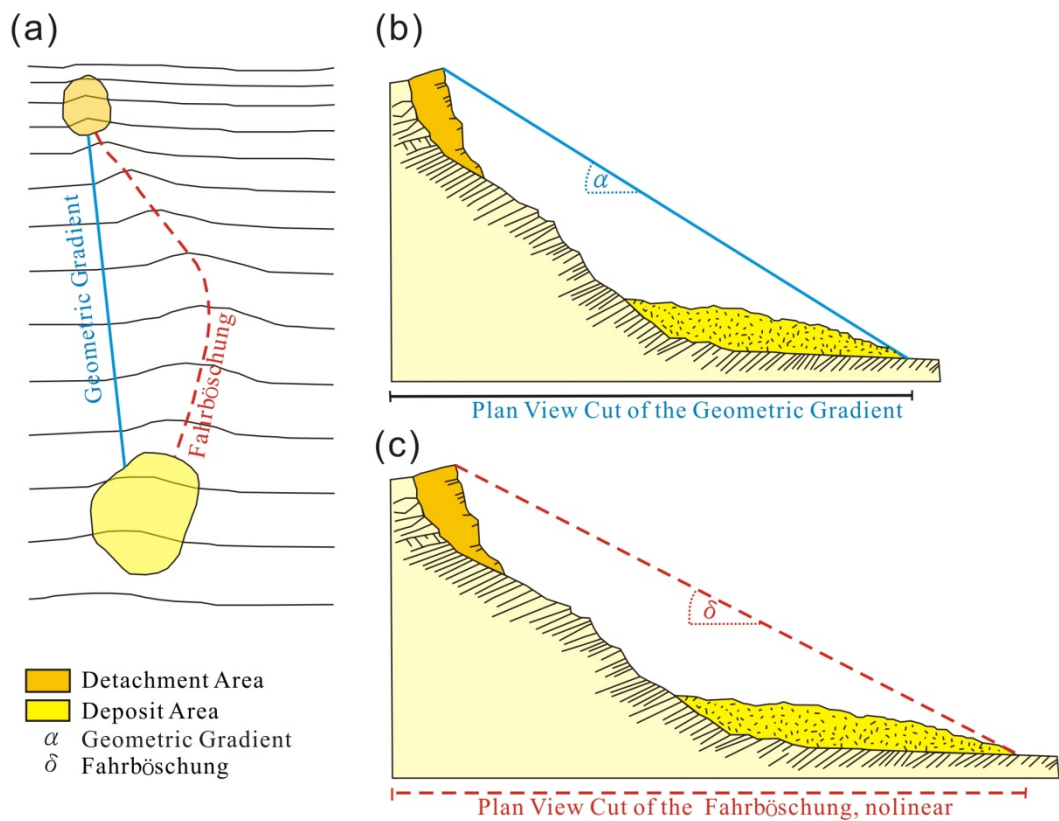


圖 1- 15：二種長距離滑行山崩 (long runout landslide) 之不同定義 (Heim, 1932)，(a)平均滑行距和真實滑行路徑，(b)幾何梯度 (geometric gradient)，(c)滑行角度 (travel angle, fahrböschung)。

關於長滑行距離山崩原因的探討，到目前仍有許多不同的看法，前人的研究經由不同的地質現象、地形、成因等提出許多看法，主要觀點有滑動面和塊體之間的空氣造成的潤滑效果，如 Shreve (1968) 認為在塊體的底層有一層被限制住的空氣，造成潤滑的效果，洪如江等人 (2000) 認為由於位於草嶺崩塌塊體上的簡姓一家七人在滑行約三公里後仍能生還，且倒交山下游（生毛樹溪清水溪交會處）附近坡面被剝皮，且許多樹木順向倒臥或樹梢及樹葉被剷除，推論此次的山崩其滑動過程中，在塊體底部有「氣墊」存在，塊體在到達溪谷後「彈射」到清水溪的對岸。也有人認為是長距離滑行是崩塌的碎屑和快速流動的空氣混合產生液化的現象(Kent, 1966)。

除了空氣之外，水也是造成摩擦係數降低的原因，如 Gouguel (1978) 則是

認為在山崩塊體的底部有水因摩擦高熱而產生水蒸氣，水蒸氣所形成的巨大的孔隙壓力超過靜岩石壓力 (Lithostatic)，而使摩擦力大幅降低；Habib (1967, 1975) 認為 1963 年 10 月 9 日發生在義大利北部 Vaiont 水壩的崩塌機制主要就是滑動面夠深，局部的摩擦熱會使孔隙水汽化，進而使摩擦力降低，轉變成快速的山崩，塊體迅速落入水庫，使水庫中的水在瞬間大量湧入河道中，淹沒附近的城鎮，造成二千多人傷亡。Johnson (1979) 用 Blackhawk 山崩的例子，提出證據說明山崩底層有一含水飽和層，並且強調其機制像岩屑流 (Debris flow)。Voigh 和 Sousa (1994) 利用二維流體運動模式，說明 Ontake-San 山崩的主因是由於河流的水和含水飽和的地層使孔隙水壓增高，在未排水情況下的剪切作用，使得岩層中的顆粒變小且變圓，加上崩塌塊體的摩擦力和內聚力在潮溼的情況下，產生一層泥漿薄膜，造成長距離滑行的山崩。Okura 等人 (2003)，在分析日本 1998 年 Fukushima Prefecture 南部因豪雨而引起的山崩，認為造成長距離山崩的原因和崩塌塊體的體積與岩石內摩擦係數較無相關，而是和坡面的傾角、幾何形狀以及在坡面上的能量擴散情況比較有相關；但亦有人認為快速山崩除了和坡面的形式、幾何形狀有關之外，也和體積、崩滑塊體的物質特性有關 (Hungr and Fell, 2003)。Wanget al. (2002) 利用環剪 (ring shear) 的方法分析日本 Hiegaesi 山崩附近的岩石特性，認為含水飽和的滑動面在經過試驗之後造成液化現象，使得有效應力 (Effective stress) 和耐剪力幾乎是接近 0，是造成長距離滑登山崩的主要原因。Hungr and Evans (2004) 亦認為在崩滑塊體的底部，有一相當大量的含水飽和物一起被傳送下來，而形成一種特殊的模式，它介於岩石和岩屑之間的崩落。Legros (2002) 認為空氣存在不足以解釋大型山崩的活動，而液體 (水) 的存在比空氣來得有效，因為流體 (水) 的性質有高密度和高黏滯性，且不可壓縮，因此水在長距離滑登山崩扮演非常重要的角色，但是對於有些無水顆粒的長距離滑登山崩則是無法作解釋。

對於上述含水飽和的觀點，有人提出相反的意見：認為長距離滑登山崩發生的主要原因是乾的顆粒流模式，此種假設包括聲射流動 (Acoustic fluidization

Melosh, 1979; Gareth and Melosh, 1994)、快速的顆粒流擴張 (Davies, 1982; Straub, 1997)、也有人觀察山崩低摩擦係數的原因是由於顆粒流所造成，和外來的因素無關，如氣墊 (Campbell 1989, 1990)；而滑動時能量集中在滑動面，能量轉換造成摩擦剪切作用，使附近的使岩石破裂成碎屑的自我潤滑作用 (Campbell 1989, 1990; Cleary and Campbell, 1993; Campbell et al., 1995)。另外由於山崩塊體在快速滑動時會因摩擦而產生高熱，此高熱足以使接觸面的岩石部份熔化而降低摩擦，使山崩塊體能滑行更遠 (Erismann, 1979; Voigh and Faust, 1982)，而此種因摩擦而熔化再結晶的岩石被種之為 Frictionite (圖 1- 16)，亦曾經在 Köfels 山崩的堆積區被找到過 (Erismann, 1986)。

其他的解釋則還有 Hsü (1975, 1978) 認為這些額外的滑行是因為塊體互相碰撞產生和灰塵相互作用而造成。Davies and McSaveney (1999) 的實驗結果認為乾砂和顆粒的崩塌都會有一致的形貌，但會因體積大小、物質特性和坡面幾形狀的不同，而使得滑行距離有很大的差距；另外有很多大型山崩 ($>10^7\text{m}^3$) 所發生的現象，不是在經由實驗室的結果可以解釋的，例如岩石鏽蝕所造成的碎裂等現象。Kilburn and Sørensen (1998) 認為要造成長滑行距離的山崩，必須要有足夠的體積 (Critical volume)，並且要有足夠的能量使得塊體轉變成岩屑，向前滑行。

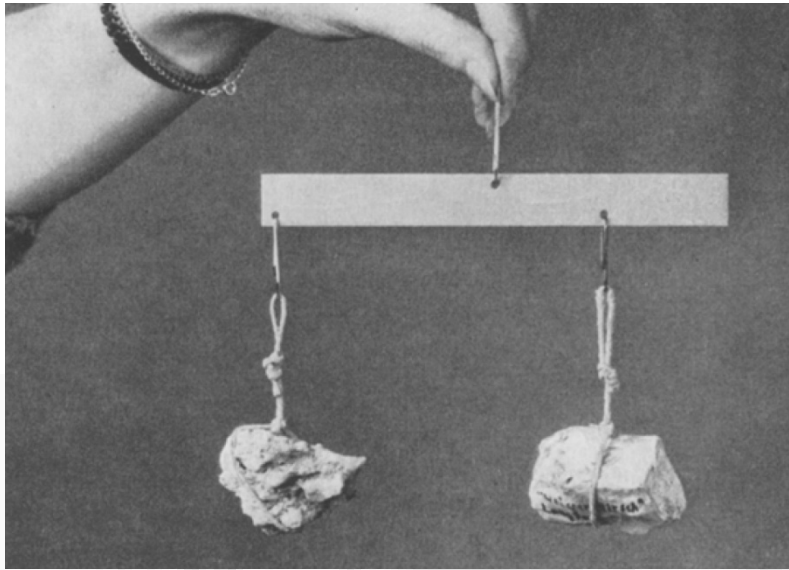


圖 1- 16：在 Köfels 山崩區被找到因摩擦熱而熔化後再結晶後產生的岩石，被稱為 Frictionite，可看到右邊的 Frictionite 雖然體積較大，但重量却較輕，表示岩石內部有許多的孔隙存在 (Erismann, 1986)。

1.4. 遽變式山崩之數值模擬

近年來由於電腦科技的日新月異，運算速度及容量均大幅提升，連帶著電腦模擬的技術亦有極大的進步，因此數值方法成為解決岩石力學問題非常重要的工具，目前針對解決岩石力學問題的數值方法主要有以下二大類：

連續體力學法 (Continuum methods)：連續體力學法因計算法方的不同，可分為有限差分法 (Finite Difference Method, FDM)、有限元素法 (Finite Element Method, FEM) 和邊界元素法 (Boundary Element Method, BEM) 等三種方法 (圖 1- 17)。

離散方法 (Discrete methods)：因研究的目的不同，可分為離散元素法 (Discrete Element Method, DEM) 和不連續裂隙網路 (Discrete Fracture Network, DFN) 等二種方法。

岩石力學數值方法的採用，決定於待解決問題的本身，方法與方法之間並沒有比較優劣的必要；連續體力學方法主要應用於裂隙很少的岩體且並非以探討裂隙分離為主的問題。離散法主要適用於有許多裂隙存在的岩體或是大尺度位移的個別塊體；而為了同時避免二種方法的缺點，又有結合連續體力學法與分離法

二者特性的混合方法產生，以下就對分別這幾種數值方法敘述之。

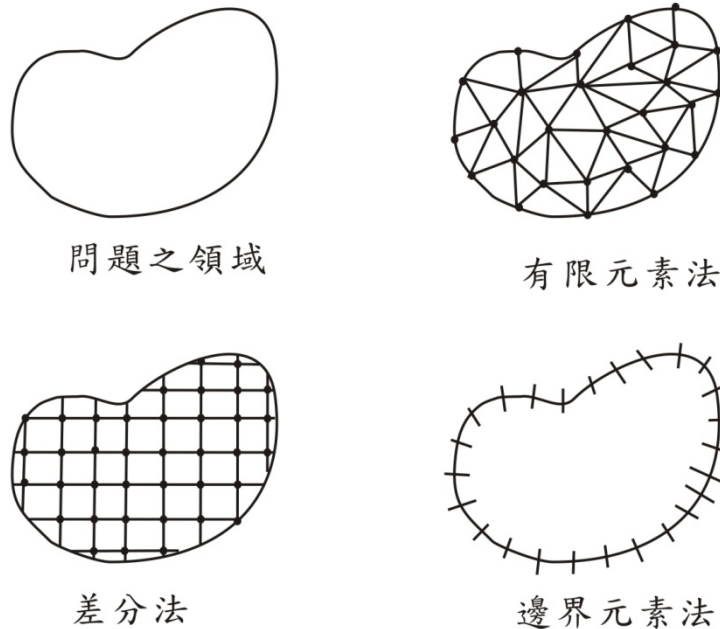


圖 1-17：連續體之數值方法示意圖

1.4.1. 連續體力學法

有限差分法 (FDM)

有限差分法是電腦數值模擬最早採用的方法，其原理是將一連續之物理區間，以有限個形狀規則的網格填滿稱為差分網格，在此離散的格點中，以偏微分方程將控制方程中的導數用網格節點上的函數值的差商代替進行離散，從而建立以網格節點上的值為未知數的代數方程組，並配合起始條件及邊界條件，計算一格點與其附近格點間的關係。該方法是一種直接將微分問題變為代數問題的近似數值解法，數學概念直接，表達簡單，是發展較早且比較成熟的數值方法。對於有限差分格式，從格式的精度來劃分，有一階格式、二階格式和高階格式。從差分的空間形式來考慮，可分為中心格式和逆風格式。考慮時間因子的影響，差分格式還可以分為顯格式、隱格式、顯隱交替格式等。目前常見的差分格式，主要是上述幾種形式的組合，不同的組合構成不同的差分格式。差分方法主要適用於

有結構網格，網格的步長一般根據實際地形的情況和柯朗穩定條件來決定。

有限元素法 (FEM)

自 1960 年代早期有限元素法被提出來後就一直被廣為討論，由於有限元素法是第一個能同時探討非均向性物質、非線性變形（塑性變形）、複雜邊界條件、現地應力和重力的數值方法，因此可說是目前科學及工程上最為廣泛使用的數值方法，不論是在結構力學、熱力學、流體力學、電路學、電磁學，甚至可以結合不同領域，例流體力與結構的耦合；目前亦開發出有關岩石力學的有限元軟體，如 Abaqus 和 Ansys 等。

有限元素的運算原理是把要討論的工程系統轉化成一個有限元素系統，有限元系統則是由節點 (Node) 及元素 (Element) 所組成。節點為結構中的一個點座標由使用者自行規劃位置，節點的作用為求解函數的插值點，將微分方程中的變量改寫成由各變量或其導數的節點值與所選用的插值函數組成的線性表達式，借助於變分原理或加權餘量法，將微分方程離散求解。採用不同的權函數和插值函數形式，便構成不同的有限元方法。

元素為節點依節點元素特性相接而成，亦即節點是由許多元素連接而成。有限元系統可以轉化成一個數學模式，並藉由該數學模式進而得到該有限元素系的解答，並透過節點、元素表現出來。完整的有限元素除了元素與節點之外，還包括邊界條件、束制條件、外力負載和慣性力等。

有限元素法的計算方法是將實體的物件分割成不同大小、種類、小區域稱為有限元素。利用不同領域的需求，推導出每一個元素的作用方程式，組合整個系統的元素並構成系統方程式，最後將系統方程式求解。

有限元素法具備以下幾個特色：

1. 整個系統離散為有限個元素。
2. 利用最低能量原理 (Minimum Potential Energy Theory) 與泛函數值 (Stationary Functional Theory) 定義轉換成一組線性聯立方程式。

3. 處理過程簡明。
4. 整個區塊做離散處理，需要龐大的資料輸出與計算機容量，解題耗時。
5. 線性及非線性均適用。
6. 無限區域之問題較難模擬。

由於有限元素法是連續體的模型，因此大尺度的滑動、塊體的完全分離在程式運算中是不被允許的。

邊界元素法 (BEM)

邊界元素法為數值模擬方法中較後期發展出來的方法，其優點是只需對計算領域的表面做元素分割和數值計算，即所求解問題之維度可以降低一階，大大減少數值計算的複雜性。相對於其他數值方法如有限差分法 (Finite Difference Method) 和有限元素 (Finite Element Method) 等領域方法 (domain method) 而言，元素設定等方面的前置處理和電腦計算都容易很多。在目前數值模擬方法中，邊界元素法已然獨立一幟，特別在多專業領域同時涵蓋的現在，應用較迅速有效的方法和其他專業領域合併使用將更顯有效。

1.4.2. 離散方法

離散元素法 (DEM)

離散元素法主要是以外顯時間 (Explicit) 為計算基礎，將時間分割成非常小的時階 (Time step)，再去計算每個時階間內所有元素的各項特性如速度、力與位移，而元素則是由顆粒或塊體所組成，元素依不同的需求，可以是剛性的，也可以是可變形性的，本研究所用的 PFC2D/3D 軟體即是以離散元素法為基礎架構，詳細之理論將於第二章及附錄 C 再作詳細說明。

不連續裂隙網路 (DFN)

DFN 模型是一種特殊的離散元素法，主要應用於連續體無法處理的破碎岩

石內流體的傳輸行為，目前已有開發出許多的應用程式，而以 FRACMAN/MAFIC 和 NAPASC 最為廣泛使用，DFN 主要的應用在於與流體場有關的模型，例如水庫周圍岩石乾、溼分析、岩石的滲水行為與地下水的影響等。

在台灣的遽變式山崩數值模擬上，Chang and Taboada (2009)；Wu et al. (2005) 利用二維的程式模擬 1999 年集集地震所誘發的九份二山山崩，並對此次山崩的崩塌機制及崩移速率做了非常明確的解釋。Kuo et al. (2009) 利用三維的流體程式來模擬草嶺 1999 年由集集地震所誘發的山崩，估算出崩滑的最快速為每秒 75 公尺，而本文主要用以離元素法為基礎所發展的 *PFC* (Particle Flow Code) 2D/3D 程式來模擬台灣近年來幾個大型遽變式山崩，主要探討範為塊體的滑移速度、滑行路徑、崩塌時的裂解行為及堆積區的堆積形貌和衝擊範圍等，研究個案包括 1941 及 1999 年草嶺的山崩、1999 年九份二山順向山崩以及 2009 年莫拉克颱風所造成的小林村滅村事件。

第二章 研究方法

本文主要是以數值模擬的方法來探討山崩的運動及堆積模式，因此在工具的選擇上必需具備下列幾個條件：(1)模擬塊體運動時的碰撞、破碎作用之交互影響；(2)反映出模擬前、後之地形變化；(3)能反應坡面與岩塊、岩塊與岩塊之碰撞及摩擦消能問題；(4)能追蹤塊體的速度及位置對時間的變化。由於山崩是連續的破壞與運動及大尺度的變形分離行為，離散元素法對於塊體分離行為的尺度沒有限制，並且可以呈現塊體破裂行為，因此非常適合用於山崩的模擬。綜觀以上幾個問題，本研究採用由 Itasca 公司以離散元素法 (Discrete Element Method, 簡稱 DEM) 為理論基礎，所開發之二維及三維之顆粒流軟體 (Particle Flow Code 2D/3D, 簡稱 *PFC* 2D/3D) 來探討山崩之運動行為及堆積形貌。

離散元素法係針對材料性質的不連續而開發，這個概念最早由 Cundall 在 1971 年提出，模型主要是由多個不同的獨立個體所組成 (Cundall and Strack, 1979)，在模擬過程中具有組合、破裂、旋轉及位移等行為，最初是用來解決岩石力學上的問題 (A-Busaidi et al., 2005; Cho et al., 2007, 2008; Jing, 2003; Wang et al., 2008)，目前已被廣泛應用在和大地工程有關的隧道 (Diederichs et al., 2004)、基地開挖 (Chandler, 2004)、邊坡穩定 (Wang et al., 2003)、山崩 (Chang and Taboada, 2009; Tang et al., 2009; 唐昭榮等, 2009)、落石 (An and Tannant, 2007; 羅佳明, 2009)及地質學上的斷層行為 (Strayer and Suppe, 2002; Imber et al., 2004; Finch et al., 2003, 2004)等。

2.1. 離散元素法 (Discrete Element Method)

Cundall (1971)提出 DEM 方法後，原先主要用來針對材料性質或形體不連續的數值分析，後來被廣泛使用在顆粒流體的物質上。隨著理論的趨於成熟與程式的發展，Cundall 分別於 1980 與 1983 提出了以離散元素法為理論基礎的二維 Universal Distinct Element Code (簡稱 UDEC) 與三維 Three Dimensional Distinct

Element Code (簡稱 3DEC) 分析程式，隨後又於 1994 年與 1995 年分別發展出 *PFC* (Particle Flow Code) 二維與三維顆粒流程式。相較於 UDEC 以多邊形塊體組合數值模型的方式，*PFC* 則以圓形或球形顆粒的堆疊與組合進行數值模型的建立。

離散元素法最主要的目的是以聚合的元素來模仿現實世界的真實物體，其元素與元素之間的接觸點主要分為二種形式，一是軟接觸 (Soft contacts)，二是剛性接觸 (Hard contacts)，軟接觸可以說是在顆粒外包覆一層軟性且可變形的物質 (Cundall and Hart, 1992)，當二個元素初始接觸時，接觸力為 0，當二元素有開始有重疊 (Overlap) 之後，程式便會依力與位移定律 (Force-displacement law)，計算其接觸力。而剛性接觸則是不允許二個元素之間有重疊的存在，碰撞模式也比較簡單，相對於軟性接觸，剛性接觸則不須要設定元件內部的參數，如正向及切向勁度，剛性接觸的模型適用於摩擦係數近 0 且應力作用較小的模型，軟性接觸則是適用於高摩擦及高應力的模擬 (Cundall and Hart, 1992)。

PFC 2D/3D (Particle Flow Code) 是 Itasca 公司以離散元素法為基礎所開發的程式，利用外顯時間 (Time explicit) 的計算方式，將時間切割成細小的間距作為一個時階 (Timestepping)，在這個細小的時間內，假設力與運動速率是不變的，計算完一個循環週期後，再更新各元素及接觸點的位置，尋求模型最終的平衡。*PFC* 模型的元素主要包括球或顆粒 (ball or particles) 與牆 (wall)，擁有使顆粒產生旋轉及位移，且允許原接觸之相鄰顆粒可分離之特點；另於運算過程中，可以自動偵測新的接觸點，並消除已分離之接觸點，其原理則是採用牛頓的運動定理 (Law of motion) 和力與位移定律 (Force-displace law)。在顆粒與顆粒之間可以利用鍵結 (平行鍵結；Parallel bond 或接觸鍵結；Contact bond) 成一個塊體，這些鍵結可以在塊體受力或運動時逐漸破裂，並且分離成互相獨立的個體，在程式允許的範圍內，位移的距離不受任何限制，透過鍵結的模式，*PFC* 不只可以分析坡體的穩定性及初始破裂行為，亦可以模擬一個巨大的塊體移動時內部的崩解行為，以及土石的堆積形貌；由於 *PFC* 計算方式是採用外顯時間 (Time

explicit)，因此亦可描述力與速率等各項物理量對時間的變化；由於山崩是一個連續的破壞運動及大尺度位移的變形行為，離散元素法對於元素分離位移行為的尺度並沒有限制，且可以使塊體從破裂到分離之後運動的過程完整呈現，因此非常適合用於山崩的模擬 (Poisel and Roth, 2004; Rainer, 2005)，故本文採用以離散元素法為基礎來發展的 *PFC* 2D/3D (Particle Flow Code) 為工具，分析台灣大型遽變式山崩之運動行為及堆積模式。

雖然 *PFC* 程式具備了許多應用於山崩模擬的優點，但在實際的運用上仍有其限制存在，如模型建立因難、微觀參數與巨觀參數之間的對映關係需要用嘗試錯誤 (Try and error) 的方法求得、單一圓形顆粒的運動模式的真實的山崩塊體不符，孔隙過大無法填補導致模型顆粒的總的體積與質量實際的塊體較小，因此我們的模擬應避免討論孔隙、質量與顆粒轉動的問題。

2.2. *PFC* 的基本假設

PFC 模型是由許多個別的顆粒所組成，允許個別的位移行為，顆粒與顆粒相接觸的點稱為接觸點 (Contact)，顆粒本身視為剛體，但接觸點的行為則是軟性的，即容許重疊的存在，而顆粒的正向勁度存在於接觸點被用來呈現系統的勁度，並可以用來計算顆粒與顆粒間或顆粒個別的力與位移，顆粒的位移則是根據牛頓運動定律決定之。

當顆粒之間的作用力超過鍵結的強度時，鍵結就會斷裂，鍵結成的塊體在接觸點可以表現出更為複雜的行為，也就是說一個鍵結的塊體內允許裂隙的發展，並且能讓大的塊體裂解成較小的塊體，*PFC* 的基本假設則有以下幾點：

- (1) 基本顆粒元素為圓球狀 (ball) 且視為剛體。
- (2) 接觸點存在於一個非常小的區域。
- (3) 接觸點的行為是軟接觸方式，允許相鄰的二個元素之接觸點重疊 (圖 2-1)。
- (4) 相鄰二個元素的重疊量與接觸力及正向勁度 (Normal stiffness) 有關，可

由力與位移關係求得。

- (5) 顆粒之間的接觸點可以有鍵結存在，但鍵結可因外力而破壞。
- (6) 所有的顆粒都是圓形的，並可經由叢集 (Clump) 的方式組合成任意形狀，每個叢集都被視為是可變形的剛性體。

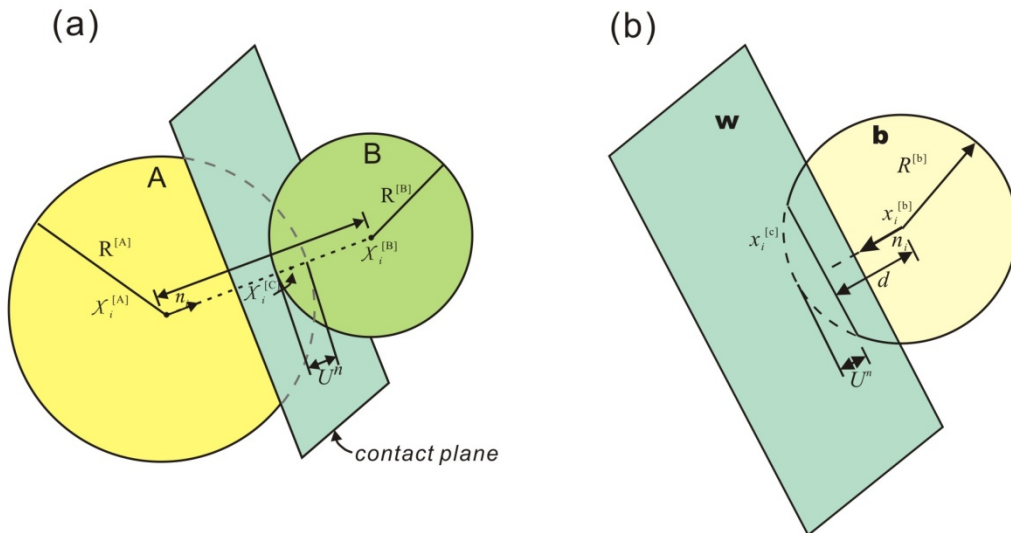


圖 2-1：PFC 模型中的接觸模式，當二個元素接觸時，若二者之間存在正向之壓力，則二個顆粒會產生重疊 (overlap) 的現象，重疊量 (U^n) 則是和顆粒的正向勁度 (K^n) 及正向力 (F^n) 的大小有關，(a)為球-球模式，(b)為球-牆模式。

2.2.1. 計算週期 (Calculation cycle)

PFC 程式之運算原理是利用外顯有限差分法 (Explicit Finite Difference Method) 來計算每一時階 (Time step) 之系統變化，包括所有顆粒及接觸的位置、速度與力的變化。運算時，先計算每個時階內顆粒的重疊量或相對位移，再導入力與位移定律 (Force-displacement law)，計算接觸力 (Contact force) 之後，再由牛頓第二運定律求得新的位置及速度，如此重複迭代運算，整個系統將會收斂而趨於穩定，其計算期間，每個運算時階內的位置和力是不變的，計算流程如圖 2-2 所示。

Update particle+wall positions and set of contacts
更新顆粒元素與邊界之接觸行為

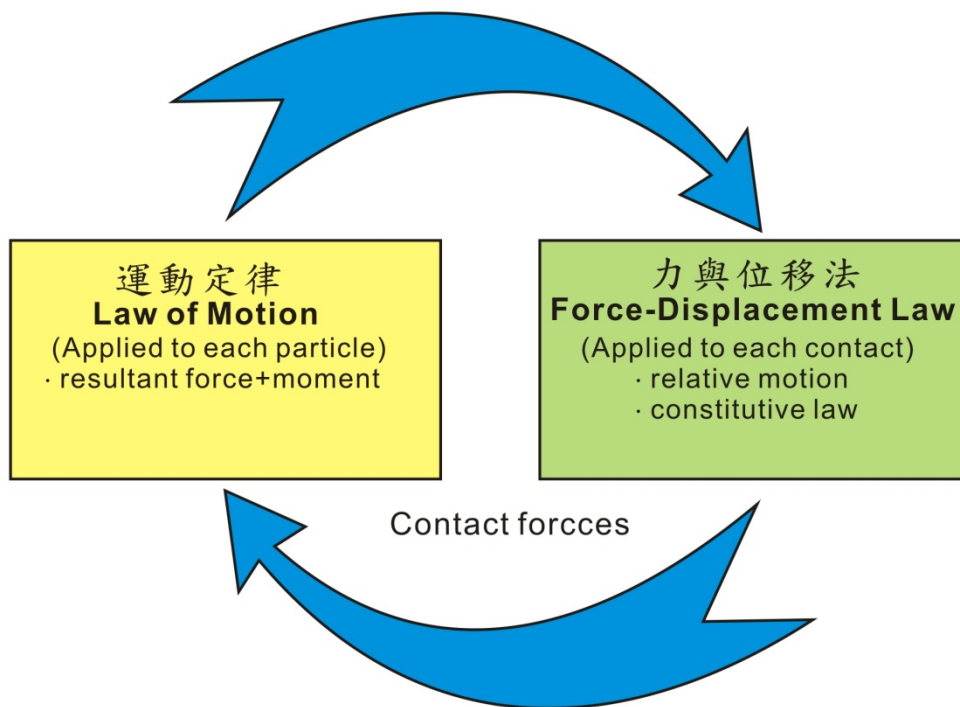


圖 2-2：PFC 程式之計算流程。

2.2.2. 力-位移定律 (Force-displacement law)

力-位移定律主要應用於二個元素的接觸點的相對位移關係，力會隨著接觸點重疊的增加而增加，這個接觸點我們用 $x_i^{[c]}$ 來表示， n_i 表示接觸面的單位法向量，接觸點的位置在二個元素重疊的部份，球-球接觸模式的法向量 n_i 則是二個顆粒圓心的連線向量，球-牆接觸平面的法向量則是顆粒中點到牆最近距離的連線，接觸點的作用力可分解為正向和切向二種，切向的力則是作在接觸平面上，力-位移定律的計算主要和接觸點上的正向和切向徑度相對二個分量的力有關；在球-球接觸的模式中，以 A, B 表示二個相接觸的球，球-牆接觸的模式則是分別以 b 和 w 表示球和牆， U^m 則是表示重疊的部份 (圖 2-1)。

球-球接觸的單位法向量 n_i 可表示為：

$$n_i = \frac{x_i^{[B]} - x_i^{[A]}}{d} \quad (2.1)$$

$x_i^{[A]}$ 和 $x_i^{[B]}$ 分別表示顆粒 A 和 B 的中心位置向量， d 表示二個顆粒中心的距離，

則 d 可以表示為：

$$d = |x_i^{[B]} - x_i^{[A]}| = \sqrt{(x_i^{[B]} - x_i^{[A]})(x_i^{[B]} - x_i^{[A]})} \quad (2.2)$$

球-牆接觸的模式 n_i 則是沿著顆粒中心到牆的最小距離，圖 2- 3 用二個線段 \overline{AB} , \overline{BC} 說明其組合的可能性，這二個線段和其延長線（虛線）共有可能的五種接觸情形，如果顆粒的中心在第 2 或 4 區，則法向量 n_i 是垂直牆的線段，若顆粒的中心在第 1,3 或 5 區，則接觸點則是在線段的終點，法向量 n_i 則是位在顆粒的中心點到線段終點的交線；二者重疊的部份 U^n 可表示為：

$$U^n = \begin{cases} R^{[A]} + R^{[B]} - d, & (ball - ball) \\ R^{[b]} - d, & (ball - wall) \end{cases} \quad (2.3)$$

， $R^{[\Phi]}$ 是顆 Φ 的半徑，而接觸點的位置可表示為：

$$x_i^{[C]} = \begin{cases} x_i^{[A]} + (R^{[A]} - \frac{1}{2}U^n)n_i, & (ball - ball) \\ x_i^{[B]} + (R^{[b]} - \frac{1}{2}U^n)n_i, & (ball - wall) \end{cases} \quad (2.4)$$

而接觸點作用力 F_i 的向量相對於接觸平面，可被分解為正向和切向二個部份：

$$F_i = F_i^n + F_i^s \quad (2.5)$$

F_i^n 和 F_i^s 分別表示正向和切向的向量，正向接觸力的向量為：

$$F_i^n = K^n U^n n_i \quad (2.6)$$

K^n 是接觸點的正向勁度（單位是：力/位移）。

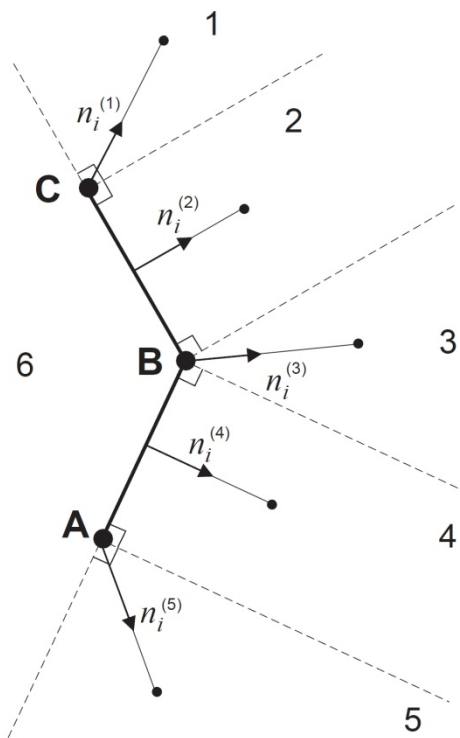


圖 2-3：Ball-wall 接觸模式法向之決定方式。

正向接觸勁度 K^n 相對總位移而言是正割模數 (Secant modulus)，另外，切向接觸勁度 K^s 相對總位移而言則是正切模數 (Tangent modulus)，接觸點的運動經由每一個時階不斷去更新運算 n_i 和 $x_i^{[c]}$ 而求得。

接觸點的相對運動 V_i (顆顆 B 對顆粒 A 的相對運動或是牆相顆粒的相對運動) 可設定為：

$$\begin{aligned}
 V_i &= (\dot{x}_i^{[c]})_{\Phi_2} - (\dot{x}_i^{[c]})_{\Phi_1} \\
 &= (\dot{x}_i^{[\Phi^2]} + e_{ijk} \omega^{[\Phi^2]} (x_k^{[c]} - x_k^{\Phi^2})) - (\dot{x}_i^{[\Phi^1]} + e_{ijk} \omega^{[\Phi^1]} (x_k^{[c]} - x_k^{\Phi^1}))
 \end{aligned} \tag{2.7}$$

$\dot{x}_i^{[\Phi^j]}$ 和 $\omega_i^{[\Phi^j]}$ 分別表示元素 Φ^j 的平移速度 (Translational velocity) 和旋轉速度 (Rotational velocity)，可用下面的程式表示：

$$\{\Phi^1, \Phi^2\} = \begin{cases} \{A, B\}, & \text{(ball - ball)} \\ \{b, w\}, & \text{(ball - wall)} \end{cases} \tag{2.8}$$

接觸點的速度相對接觸面亦可分解為正向及切向二個分量 V_i^n , V_i^s ，接觸點的切向速度可寫為：

$$\begin{aligned}
V_i^s &= V_i - V_i^n \\
&= V_i - V_j n_j n_i
\end{aligned}
\tag{2.9}$$

接觸點的位移在一個時階 Δt 所產生的的切向增量可算為：

$$\Delta U_i^s = V_i^s \Delta t \tag{2.10}$$

且可以用來計算切向的彈性力的增量向量：

$$\Delta F_i^s = -k^s \Delta U_i^s \tag{2.11}$$

k^s 是接觸點的切向勁度，新的切向接觸力可以在新的時階計算前，將原來的切向力的向量加上切向彈性力的增量向量：

$$F_i^s = \{F_i^s\}_{\text{rot.2}} + \Delta F_i^s \tag{2.12}$$

而正向和切向力的值已由 2.6 式和 2.12 式求得並且滿足接觸點的組合關係，最後接觸點之間二個元素的力與力矩可表示為：

$$\begin{aligned}
F_i^{[\Phi^1]} &\leftarrow F_i^{[\Phi^1]} - F_i \\
F_i^{[\Phi^2]} &\leftarrow F_i^{[\Phi^2]} + F_i \\
M_i^{[\Phi^1]} &\leftarrow M_i^{[\Phi^1]} - e_{ijk} (x_j^{[c]} - x_j^{[\Phi^1]}) F_k \\
M_i^{[\Phi^2]} &\leftarrow M_i^{[\Phi^2]} + e_{ijk} (x_j^{[c]} - x_j^{[\Phi^2]}) F_k
\end{aligned}
\tag{2.13}$$

$F_i^{[\Phi^j]}$ 和 $M_i^{[\Phi^j]}$ 分別表示元素 Φ^j 的力和力矩和。

2.2.3. 接觸點的組成模型 (Contact constitutive models)

在 *PFC* 模擬中的所有物質的組成行為都數由每個簡單接觸點的組成模式所架構成的，在顆粒上的每個接觸點包含三個部份：勁度模式 (Stiffness model)，滑動模式 (Slip model) 和鍵結模式 (Bonding model)。勁度模式提供接觸力和相關位移之間的彈性關聯，滑動模式是指二個相接觸的顆粒之間，切向和正向接觸力的相對滑移關係，鍵結模式則是由鍵結強度來限制正向和切向力的總合。

2.2.3.1 接觸-勁度模型 (Contact-stiffness models)

接觸點勁度關係到接觸力在正向和切向的相對位移 (式 2.6 和 2.11)，正向勁度是關係到正向力總和與正向位移之間的正割勁度 (Secant stiffness)，切向勁度是關係到切向力總和與切向位移之間的正切勁度 (Tangent stiffness)，在 *PFC* 的程式裡，可以選用的接觸-勁度模型有線性接觸模型 (Linear contact models) 和 Hertz-Mindlin 接觸模型二種，在本文中主要使用的線性接觸模型是由二個互相接觸的元素的正向及切向勁度 (k_n, k_s) 來定義，線性接觸點的勁度計算方式是假設二個相接觸的元素是連成一串，則接觸點的正向正割勁度可表示為：

$$K^n = \frac{k_n^{[A]}k_n^{[B]}}{k_n^{[A]} + k_n^{[B]}} \quad (2.14)$$

正切勁度可表示為：

$$K^s = \frac{k_s^{[A]}k_s^{[B]}}{k_s^{[A]} + k_s^{[B]}} \quad (2.15)$$

上標字 [A] 與 [B] 表示二個相接觸的元素，在線性模式裡，正向的正割勁度 k^n 等於正向的正切勁度：

$$k^n \equiv \frac{dF^n}{dU^n} = \frac{d(K^n U^n)}{dU^n} = K^n \quad (2.16)$$

K^n 已由式 2.15 定義。

2.2.3.2. 滑動模型 (The slip model)

滑動模型是二個元素的接觸點之間的一種內在的屬性，它允許在非一般強度的伸張和在有限的剪切力作用下發生滑動，除非有鍵結的存在，否則滑動模型是隨時都有作用，但如果接觸點有接觸鍵結 (Contact bond) 存在，滑動模型就會被取代；但滑動模型則是可以和平行鍵結 (Parallel bond) 同時存在於一個接觸點。滑動模型是由 μ (無單位) 定義於接觸點的一個屬性， μ 通常取二個相接觸的元素中摩擦係數較小的值，非一般強度的執行規則是經由計算重疊是否為 0 或小於 0，如果符合，則正向和切向的接觸力則被設為 0，接觸點的最大允許滑動切向接觸力為：

$$F_{\max}^s = \mu |F_i^n| \quad (2.17)$$

如果 $|F_i^s| > F_{\max}^s$ ，則 F_i^s 會被設為和 F_{\max}^s 相等，並在下個時階計算時發生滑動：

$$F_i^s \leftarrow \left(F_{\max}^s / |F_i^s| \right) \quad (2.18)$$

2.2.3.3. 鍵結模型 (Bonding model)

PFC 程式允許二個顆粒間有鍵結存在，鍵結的模式可分為二種，一為接觸鍵結 (Contact bond)，另一個為平行結鍵 (Parallel bond)，接觸鍵結像是在二個顆粒的細小接觸點用黏膠串連起來，而平行結鍵就像是在二個顆粒之間用一個圓柱狀的物體接合起來，接觸鍵結只能在二個顆粒之間傳遞力，而平行結鍵除了可傳遞力 (Force) 之外，還可以傳遞力矩 (Moment)。二種鍵結可同時建立在同一個接觸點上，若接觸鍵結存在時，則滑動模型 (Slip model) 則便不會作用；當鍵結生成時，會一直存在到破裂為止；鍵結只存在二個顆粒之間，顆粒和牆之間則是無法產生鍵結。本文中探討山崩的塊體的滑移問題，除了要考慮岩石塊體在崩滑時的裂解行為，同時還要考慮到滑移時的摩擦行為，平行結鍵除了可傳遞力 (Force) 之外，還可以傳遞力矩 (Moment)，又可同時考慮到滑動模型的摩擦問題，故在本文的模擬中的鍵結，則是用平行結鍵模式。

一個平行結鍵可以想像是一組具有固定正向和切向勁度的彈簧 (圖 2- 4) 在二個顆粒的接觸點上，像膠結物一樣均勻分佈在接觸平面上，這些彈簧平行作用與正向及切向勁度平行，其行為模式如圖 2- 5 所示。力或力矩可在接觸點造成相對位移，但受到平行結鍵內部的勁度 (Parallel-bond stiffness) 所控制，經由平行結鍵參數的設定，決定力與力矩可產生的最大應力，若力與力矩的總和超過最大可承受之應力，鍵結將會斷裂；一個平行結鍵共有 5 個屬性需要設定，正向及切向勁度 \bar{k}_n , \bar{k}_s (單位是：應力/位移，和顆粒的勁度單位：力/位移，不同)；正向及切向的強度 $\bar{\sigma}_c$, $\bar{\tau}_c$ (單位：應力) 和平行結鍵的半徑比 (與相接觸的二顆粒

中較小的顆粒的半徑比)： \bar{R} 。

\bar{F}_i , \bar{M}_i 表示作用在平行鍵結的力及力矩的總和，每個量都可分為正向和切向二個部份：

$$\begin{aligned}\bar{F}_i &= \bar{F}_i^n + \bar{F}_i^s \\ \bar{M}_i &= \bar{M}_i^n + \bar{M}_i^s\end{aligned}\quad (2.19)$$

\bar{F}_i^n 、 \bar{F}_i^s 、 \bar{M}_i^n 、 \bar{M}_i^s 則分別表示正向及切向的力與力矩，圖 2-6 說明這幾個向量的關係，並說明了平行鍵結就是一個界於二個顆粒之間的圓柱體，正向的向量 \bar{F}_i^n 和 \bar{M}_i^n 可用純量來表示：

$$\begin{aligned}\bar{F}_i^n &= (\bar{F}_j n_j) n_i = \bar{F} n_i \\ \bar{M}_i^n &= (\bar{M}_j n_j) n_i = \bar{M} n_i\end{aligned}\quad (2.20)$$

當鍵結剛生成時， \bar{F}_i 和 \bar{M}_i 為 0，後來每次在接觸點相對位移和旋轉增量會使得彈性力的力矩逐漸增加，在每個時階 Δt 的彈性力的增量為：

$$\begin{aligned}\Delta \bar{F}_i^n &= (-\bar{k}^n A \Delta U^n) n_i \\ \Delta \bar{F}_i^s &= -\bar{k}^s A \Delta U_i^s \\ \text{with } \Delta U_i^s &= V_i \Delta t\end{aligned}\quad (2.21)$$

力矩增量為：

$$\begin{aligned}\Delta \bar{M}_i^n &= (-\bar{k}^s J \Delta \theta^n) n_j \\ \Delta \bar{M}_i^s &= -\bar{k}^n I \Delta \theta_i^s \\ \text{with } \Delta \theta_i &= (\omega_i^{[B]} - \omega_i^{[A]}) \Delta t\end{aligned}\quad (2.22)$$

V_i 已由式 2.7 說明，而 A, I, J 則分別為鍵結之橫切面積、鍵結之橫切面之極向的力矩及橫切面之軸向的力矩，並穿過接觸點，且方向為 $\Delta \theta_i^s$ ，分別表示如下：

$$\begin{aligned}A &= \pi \bar{R}^2 \\ J &= \frac{1}{2} \pi \bar{R}^4 \\ I &= \frac{1}{4} \pi \bar{R}^4\end{aligned}\quad (2.23)$$

而平行鍵結的最大允許伸張應力及切向應力為：

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{-\bar{F}^n}{A} + \frac{|\bar{M}_i^s|}{I} \bar{R} \\ \tau_{\max} &= \frac{|\bar{F}_i^s|}{A} + \frac{|\bar{M}^n|}{J} \bar{R}\end{aligned}\quad (2.24)$$

當鍵結上的最大伸張應力超過正向強度 ($\sigma_{\max} \geq \bar{\sigma}_c$) 時，或最大切向應力超過切

向強度 ($\tau_{\max} \geq \bar{\tau}_c$) 時，則鍵結斷裂。



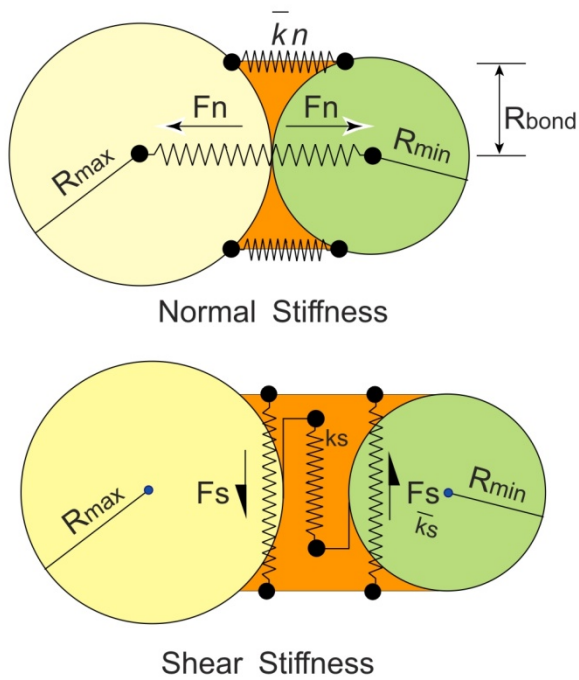


圖 2-4：平行鍵結 (parallel bond) 之示意圖，可以將平行鍵結想象是一組彈簧作用在二個顆粒之間，不僅可以傳遞力 (force)，還可以傳遞力矩 (moment)，當應力大於平行鍵結的強度時，便會破裂，其中 \bar{k}_n, \bar{k}_s 分別表示平行鍵結的正向與切向勁度。

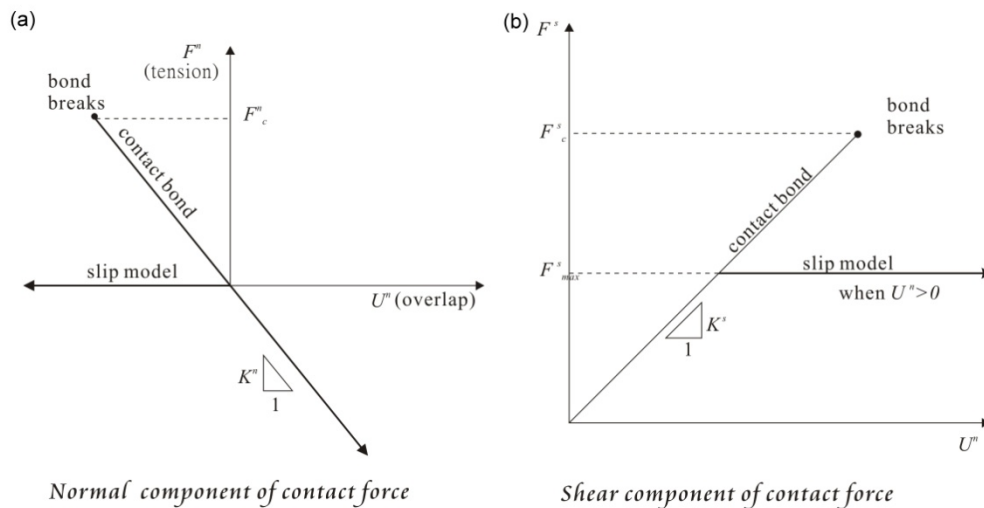


圖 2-5：接觸點之行為，(a)當鍵結存在時，二顆粒之間的正向的變形彈性係數是由二者所組成的正向勁度 (K^n) 所決定，(b)切向之變形彈性係數在破裂前是由二者組成的切向勁度 (K^s) 所決定，破裂後，二個顆粒之間則是遵循摩擦係數。

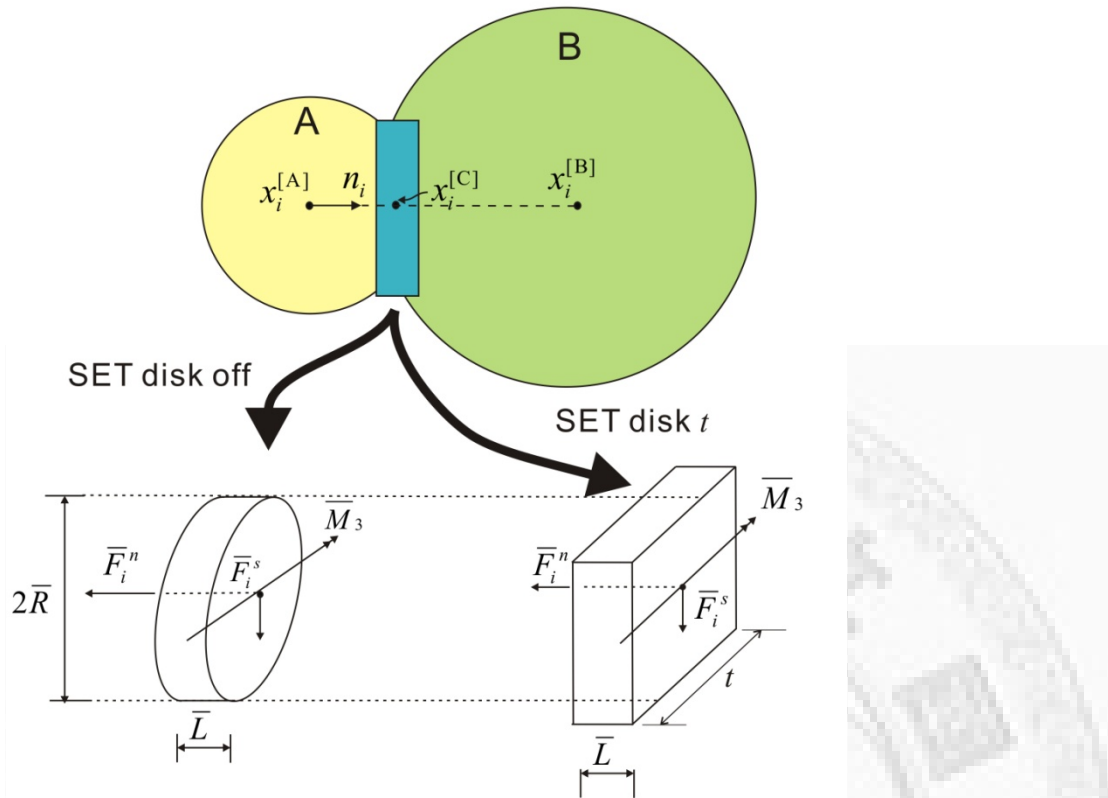


圖 2- 6：平行鍵結之示意圖，圖下左為圓球模式 (ball mode)，下右為圓盤模式 (disk mode, *PFC2D* only)，其中 \bar{M}_3 表力矩和。

2.3. *PFC* 模型之建立

由於 *PFC* 模型由顆粒所組成，而顆粒和鍵結的微觀參數並不能表示整個模型的巨觀參數，因此在模型建立時，必需要利用數值測試方法，經由已知的岩石參數（如單壓強度、楊氏係數和柏松比等）來推得顆粒與鍵結的參數（顆粒的參數有：密度、勁度（正向及切向）及摩擦係數；鍵結的主要參數有：勁度（正向及切向）、強度（正向及切向）及半徑比）。

2.3.1 微觀及宏觀參數 (Microproperties and macroproperties)

經由鍵結而成 *PFC* 的模型塊體，其性質受到顆粒的密度、大小分佈、塊體形狀、堆積形式和膠結（鍵結）等特性所影響（圖 2- 7），經由指令所產生的顆粒大小會在最大顆粒 (D_{max}) 和最小顆粒 (D_{min}) 之間作平均的分佈，堆積顆粒的排列會受到 D_{max}/D_{min} 所主控，若 D_{max}/D_{min} 是固定，則 D_{min} 的改變並不會對塊體

內的堆積及排列構造產生變化，因此 D_{\min} 主要是主控塊體的尺度問題，而最後就只有顆粒的膠結對整個塊體的影響：

$$\begin{aligned} &\{E_c, (k_n/k_s), \mu\}, \quad \text{grain microproperties,} \\ &\{\bar{\lambda}, \bar{E}_c, (\bar{k}^n/\bar{k}^s), \bar{\delta}_c, \bar{\tau}_c\}, \quad \text{cement microproperties} \end{aligned} \quad (2.25)$$

E_c ， \bar{E}_c 分別表示顆粒和鍵結的楊氏模數 (Young's modulus)， k_n/k_s 和 \bar{k}^n/\bar{k}^s 是顆粒和鍵結的正向和向勁度的比值， $\bar{\lambda}$ 是與鍵結二端的較小顆粒半徑比， μ 是顆粒的摩擦係數， $\bar{\sigma}$ 與 $\bar{\tau}$ 是鍵結的張力和剪切強度，顆粒和鍵結的楊氏模數和正向的勁度 (Normal stiffness) 有關，可以表示為：

$$\begin{aligned} k_n &:= \begin{cases} 2tE_c, t=1, \text{ PFC2D disk mode} \\ 4RE_c & \text{PFC3D} \end{cases} \\ k_s &:= \frac{k_n}{k_n/k_s} \\ \bar{k}^n &:= \frac{\bar{E}_c}{R^{(A)} + R^{(B)}} \\ \bar{k}^s &:= \frac{\bar{k}^n}{(\bar{k}^n/\bar{k}^s)} \end{aligned} \quad (2.26)$$

R 是顆粒的半徑，顆粒的巨觀參數的彈性常數和顆粒的半徑大小在 **PFC2D** (Disk mode) 無關，但在 **PFC3D** 則是有尺度效應存在。

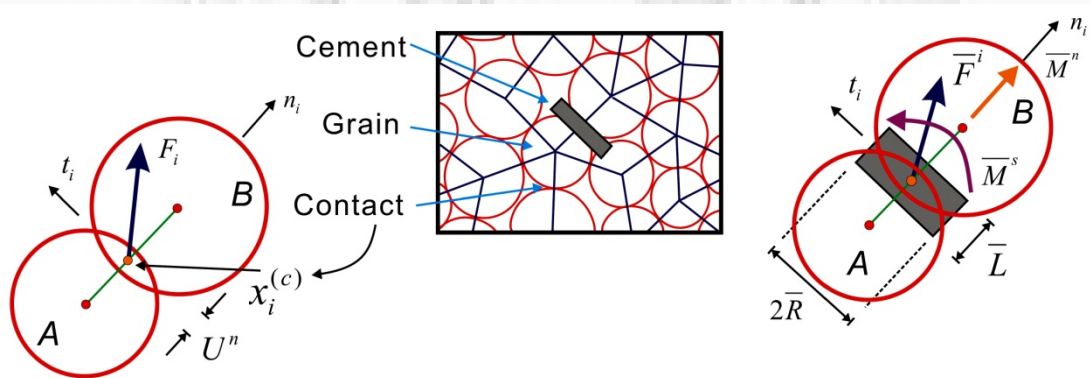


圖 2-7：PFC 模型的顆粒排列堆積與接觸點之特性。

均向的線性彈性變形行為在 *PFC* 的模型是非常重要的，但卻無法直接設定顆粒和鍵結的模數；顆粒和鍵結勁度 (E_c 和 \bar{E}_c) 之間的關係，可以想像是一個彈性的柱 (圖 2-8)，這個柱的勁度可為 $K=AE/L$ ， A, E, L 表示柱的橫切面積，楊氏模數和長度，顆粒在柱中的行為， t 為二維圓盤模式顆粒的厚度：

$$\begin{aligned} \frac{k_n}{2} &= \frac{(Lt)E_c}{L} = E_c t \Rightarrow E_c = \frac{k_n}{2t}, \quad t=1, \quad \text{PFC2D disk mode} \\ \frac{k_n}{2} &= \frac{(L^2)E_c}{L} = E_c L \Rightarrow E_c = \frac{k_n}{2L} = \frac{k_n}{4R} \quad \text{PFC3D} \end{aligned} \quad (2.27)$$

假設 $k^n = k^{(A)} = k^{(B)}$ ，式 (2.28)，而鍵結在柱中的楊氏模數：

$$\begin{aligned} \bar{k}_n A &= \frac{A\bar{E}_c}{L} = \frac{A\bar{E}_c}{R^{(A)} + R^{(B)}} \\ \Rightarrow \bar{E}_c &= \bar{k}^n (R^{(A)} + R^{(B)}) \end{aligned} \quad (2.28)$$

鍵結的楊氏模數和顆粒大小相關，若想要固定鍵結的模數，鍵結的勁度則要和顆粒的半徑成比例；相同的，若顆粒要得到固定的模數，則顆粒的勁度亦是要和顆粒的半徑成比例，而泊松比 (Poisson's ratio) 則是和顆粒及鍵結的堆積及正向/切向勁度比 (\bar{k}^n/\bar{k}^s 和 k^n/k^s)，比值愈大，則而泊松比愈大；顆粒的摩擦係數則是和塊體破裂後的摩擦行為有正相關；塊體的強度，則是和鍵結的強度 ($\bar{\sigma}$ 與 $\bar{\tau}$) 相關。

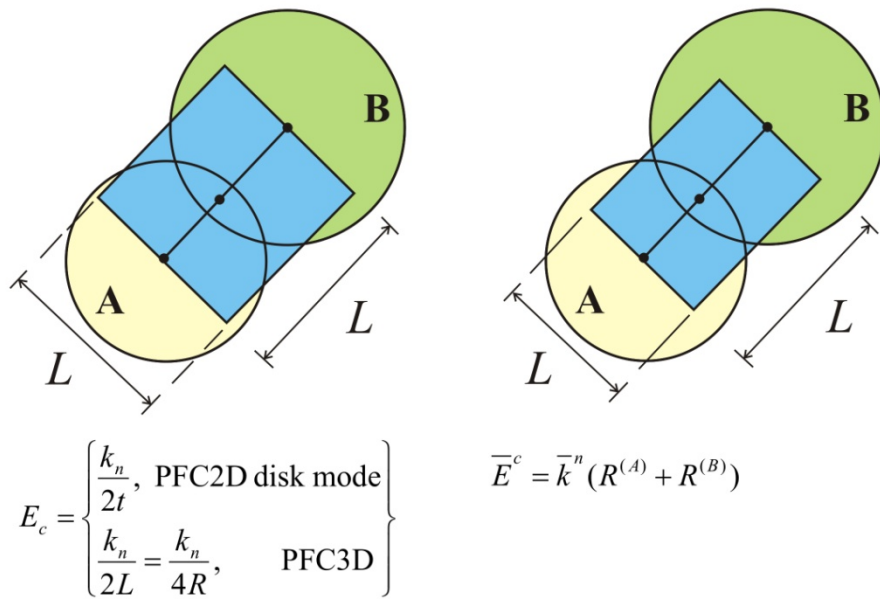


圖 2-8：平行鍵結之楊氏模數轉換，平行鍵結之楊氏模數和其勁度及半徑相關，而顆粒的楊氏模數在圓球模式則是和顆粒大小及勁度有關，圓盤模式則是和顆粒大小無關。

2.3.2. 岩石的數值測試

岩石的物理試驗包括岩相分析、礦物成份分析、一般物性測驗（包含乾濕密度、含水比、比重、阿太堡限度及粒徑分析等）、消散耐久試驗、直接剪力、單壓試驗、三軸試驗等；在本文的研究裡，著重於塊體的裂解行及堆積形貌，在模擬前，必須先得知塊體的抗壓及抗張強度；又由於物質的物理特性在 *PFC* 模型中無法直接設定，因此，我們必須模擬三軸（或二軸）試驗 (Triaxial test) 及巴西人試驗(Brazilian test)，經由巨觀參數來推得物質的微觀參數 (E_c 、 \bar{E}^c 、 $\bar{\sigma}$ 、 $\bar{\tau}$ 、 λ 等)。

在 *PFC* 的內建程式中，即包含三軸測試及巴西人試驗的程式 (Itasca, 2002)，以方便使用者能經由已知試體樣本的物理特性（即包含楊氏模數、泊松比、單壓強度及內摩擦角等）來逆推模型顆粒與鍵結的微觀係數；此種方法，是一種嘗試錯誤 (Try and error) 修正的方法，雖然 Yoon (2007) 提出一套可以直接推算單壓強度的方法，但僅止於某些材料的範圍之內，無法廣泛的適用在各種材

料中，而且還有其他參數無法求得（如三軸測試、內摩擦角、楊氏模數、泊松比、抗張強度等），因此實施虛擬的數值三（雙）軸測試和巴西人試驗是必要的。

虛擬的數值三軸 (Triaxial test, *PFC3D*) 測試和雙軸 (Biaxial test, *PFC2D*) 測試 (圖 2- 9) 是經由宏觀參數得到微觀數最重要的途徑之一，此二種測試主要可以得到單壓強度、內摩擦角、抗張強度、楊氏模數與泊松比等參數，因此可得到巨觀和微觀參數的相對應關係，所要設定的微觀參數，經由應力應變曲線可在三維的三軸測試得到楊氏模數及泊比為：

$$E = \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\varepsilon_y} \quad (2.29)$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_y} = -\frac{\frac{1}{2}(\Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_z)}{\Delta\varepsilon_y} = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\varepsilon_y}\right)$$

在二維的平面應變，經由應力應變曲線的斜率則不能直接視為楊氏模數，楊氏模數及泊比應寫為：

$$\nu' = \frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_y}$$

$$\nu = \frac{\nu'}{1 + \nu'} \quad (2.30)$$

$$E' = \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\varepsilon_y}$$

$$E = E'(1 + \nu^2)$$

另一個要的巴西人試驗法 (圖 2- 10) 主要是要求得材料抗張強度的微觀參數，經由模型試體破裂時的尖峰的作用力值 (F_f)，可得模型試體的抗張度：

$$\sigma_t = \frac{F_f}{\pi R t} \quad (2.31)$$

σ_t 為抗張強度， R 為試體半徑， t 為試體之厚度。

在經由一連串的測試後所得到的微觀參數，經由試2.26代入我們的建立的模型中，此一模型的巨觀參數就會相當於岩石試體的巨觀參數。

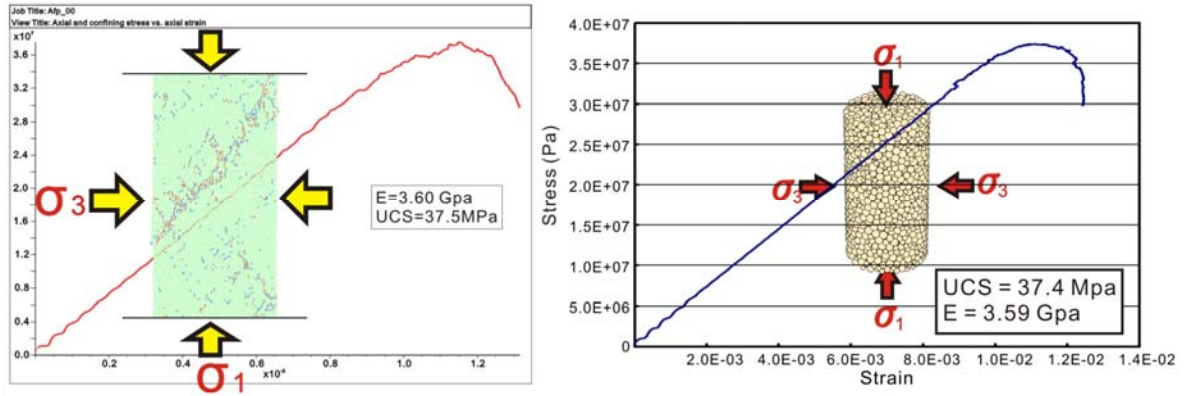


圖 2- 9：PFC 之二維 (Biaxial test) 及三維 (Triaxial test) 岩石強度模擬測試。

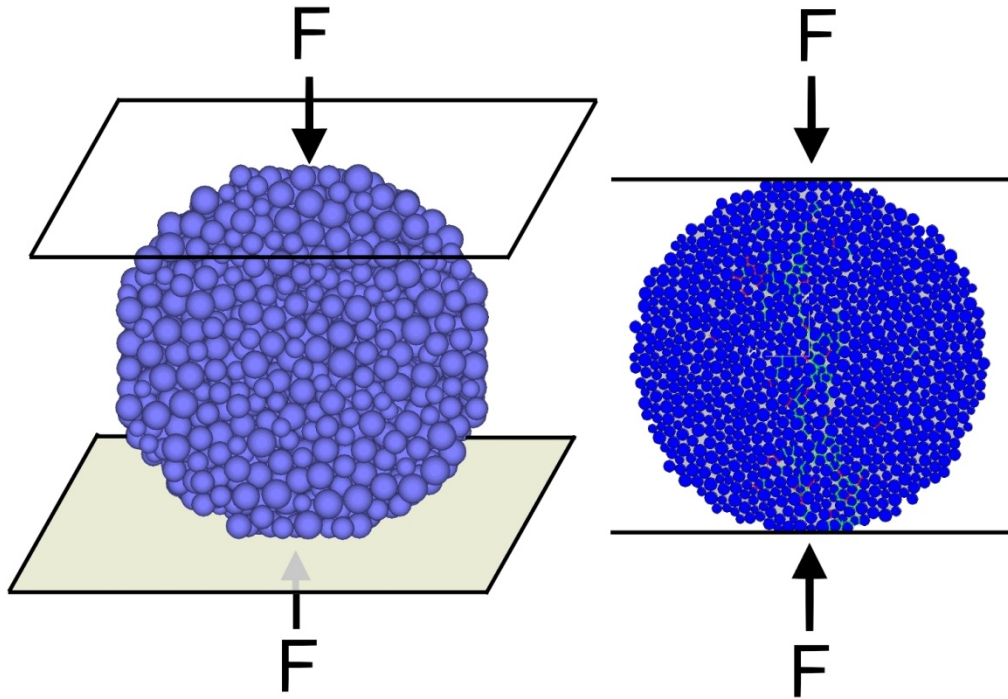


圖 2- 10：PFC 之二維及三維巴西人模擬測試。



第三章 草嶺山崩之研究

本章主要模擬草嶺 1941 年及 1999 年由地震所誘發山崩，1941 年的崩塌以探討崩塌的可能機制，並探討地震力作用過程中，塊體相互撞擊的效應和裂隙的擴展與集中的現象，此部份的研究有助於瞭解未來山崩可能發生位置之境況模擬和可能的衝擊；而 1999 年的模擬則同時用二維及三維的模型來探討草嶺山崩大部份的塊體為何能越過清水溪且堆積於倒交山？為什麼有七位居民在山崩災難中可以存活？同時以二維和三維模型比較側向擴展和地形對山崩滑移和堆積的影響。

3.1. 前人研究

台灣中部的草嶺自 1862 年以來，共有五次的大型崩塌記錄 (表 1-1)，而其特性有：發生在同一地點、不同滑動面、崩塌規模巨大 (總崩塌體積超過四億立方公尺)，且每次崩塌後，總是會堵塞溪水，形成堰塞湖 (Hung et al., 2002)；1862 年的崩塌由於年代久遠，沒有任何報告，只知是一個由地震所誘發之大型順向坡山崩，並且形成一個堰塞湖。最早有關草嶺山崩的調查報告則是川田三郎在 1942 年發表的「台南斗六郡草嶺の震生湖」，文中記載有關草嶺 1941 年及 1942 年的崩塌調查報告。在光復後，政府積極想開發與利用 1942 年崩塌形成的草嶺潭，因此有許多的調查及研究，薛履坦 (1951) 認為當時草嶺潭的面積為 38,575 公頃，蓄水量高達 1.5 億立方公尺，兼具發電及灌溉之用途；徐世大 (1951) 亦抱持相同的看法，但不幸的是，草嶺潭在 1951 年因豪雨而潰堤，並造成工兵營 137 人死亡。Hsu and Leung (1977) 的調查研究指出，草嶺在 1941 年的崩塌體積約為 $48 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，1942 年的崩塌體積為 $157 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，天然壩高度分別為 140 和 210 公尺；洪如江 (1980) 除了對 1941、1942 年二次的崩塌資料再進行整理外，並對 1979 年因豪雨所造成的崩塌作探討，估算出草嶺在 1979 年的崩塌體積約為 5 百萬立方公尺，並且再次堵塞溪水形成堰塞湖，但該草嶺潭在同年八月即因豪雨再

度潰堤，此次因防範得當，並未造成人員傷亡。草嶺最近一次的崩塌，則是在 1999 年由集集地震所誘發的大型順向坡崩塌 (Hung, 2000)，此次地震芮氏規模高達 7.3，崩塌塊體體積更高達 1.25 億立方公尺；洪如江等人 (2000)，認為由簡姓一家七人在滑行超過 2 公里後仍能生還，且倒交山下游 (生毛樹溪清水溪交會處) 附近坡面被剝皮，且許多樹木順向倒臥或樹梢及樹葉被剷除，推論此次的山崩在滑動過程中，塊體底部有「氣墊」的存在，塊體在到達溪谷後「彈射」到清水溪的對岸。

有關草嶺山崩的力學機制，許海龍 (1987) 指出崩塌的原因是因地震引起上部岩塊破裂後，豪雨使水分沿裂縫進入，產生水壓滲透力推動作用，再滲入頁岩層中，使其產生風化而化，降低安全係數，再加上滑動面極為平滑，進而產生規模巨大的崩塌；Chen et al. (2003) 利用擬靜態分析法 (Pseudostatic analysis) 分析集集地震對草嶺崩塌的影響，計算其安全係數，並考慮垂直向的加速度，認為雖然地震當然是誘發崩塌的最主要原因，而垂直向的地表加速度和孔隙水亦扮演不可或缺的角色。

在草嶺地形和地質的研究上，Chigira et al. (2003) 的野外調查發現，1999 年草嶺的崩塌是因砂頁岩互層薄層所組成滑動面，再加上 1941, 1942 年二次崩塌加快岩石風化的速度所造成。黃鑑水等 (1983) 針對草嶺附近地區作詳細之調查，認為該區之構造發展可分為二期，主應力軸為東南東方向。鄭清新等人 (2004)，利用航照製作數值高程模型 (DEM)，針對不同時期草嶺地形的變化，認為草嶺的地形在未崩塌區的部份，自 1930 年至 1998 年並未有明顯的改變，但清水溪的河道最大由左岸向右岸 (向北) 偏移約 360 公尺。Chen et al. (2005) 由數值高程模型計算得知草嶺在 1999-2002 年約 2.5 年時間，河谷內的堆積土石被侵蝕約 4500 萬立方公尺；Chen et al. (2006) 在後續的研究指出，草嶺在集集地震後的四年間，2.8 平方公里堆積區剝蝕率 (Denudation rate) 每年約為 3.6 公尺，並且經由數值高程模型 (DEM) 分析的結果，這四年當中，河谷下切最深處高達 60 公尺。

本章將用 *PFC* 程式模擬草嶺 1941 年及 1999 年二次崩塌，其中 1941 年主要是以二維的 *PFC* 程式模擬其塊體受地震力作用後的變化，探討其崩塌之成因；而 1999 年的崩塌由於災變前後的地形資料都相當完備，因此本文不但利用二維的 *PFC* 程式模擬此次的崩塌，而且也利用三維的程式模擬其崩塌過程，並比對二種模型之間模擬結果的差異性。

3.2. 草嶺歷年山崩

在草嶺有記錄的五次大型崩塌中，第一次的崩塌，由於年代久遠，幾乎沒有任何報告，此時全台亦無安裝任何地震儀，只能由文史記載得知山崩發生在 1862 年 6 月 6 日，規模介於 6 至 7 之間的地震所誘發的山崩，當時整個台灣西南部均感受到強烈的地震，估計死者超過千餘人 (洪如江，1980)。

3.2.1. 1941 年之草嶺大崩山

1941 年 12 月 17 日 4 時 20 分，嘉義東南方約 10 公里處 (23.4°N/120.5°E) 發生芮氏規模 7.1 的強烈地震，震源深度約 10 公里，房屋全毀 4,520 戶，死亡 358 人，誘發多處山崩，草嶺是其中規模最大者。歷年來最早有關草嶺山崩的調查報告，是川田三郎 (1942) 針對 1941 年及 1942 年崩塌的調查報告，報告中認為 1941 年的崩塌崩落的土石達 1.5 億方公尺，形成天然壩，壩高約 100 公尺，水最深達 100 公尺；1942 年的崩塌土石更高達 2 億立方公尺，堵塞河道 4 公里長，草嶺潭水深最深達 160 公尺。而後陸續有針對此二次山崩之調查報告；Hsu and Leung (1977)；張麗旭 (1951)；薛履坦 (1951) 認為 1941 年崩塌之體積為 $48 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，而李錫堤等人 (1993) 認為崩塌之體積約為 $84 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，洪如江則是認為崩塌之體積介於 1 億至 1.5 億立方公尺之間，其中差異甚大；關於所形成的天然壩高度，亦是有許多不同的看法，張麗旭 (1951)；薛履坦 (1951) 的報告中指出，最大高度約在 140 公尺左右，而洪如江 (1980) 則認為應該介於 70 至 80 公尺之間。

3.2.2. 1942 年之草嶺崩山

1942 年 8 月 10 日，連續三天累積雨量超過 700 mm 的豪雨，導致草嶺再次山崩，此次的崩塌的土方，估計體積在 1 億至 2 億立方公尺之間 (洪如江, 1980; Hsu and Leung, 1977; 李錫堤等, 1993)，天然壩之高度約為 170 公尺，長 1,200 公尺，寬 100-300 公尺，底部的寬度更可能高達 4,800 公尺 (徐世大, 1951)，加上 1941 年崩塌的土方，估計所形成的堰塞湖 (草嶺潭) 深度可達 160-180 公尺 (川田三郎, 1942)，長度約 7.2 公里，面積約 38,575 公頃，蓄水量高達 1.5 億立方公尺 (薛履坦, 1951)，潭水甚至可達阿里山鐵路的十字路車站之下方。光復後，雖然政府雖有意開發草嶺潭之水力資源，但因 1951 年 5 月 18 日天然壩之溢洪口開始刷深，在 6 個小時內共洩水 1.2 億立方公尺，並導致工兵營 137 人喪生，田地約 3,000 公頃受創，計劃從此停止。

3.2.3. 1979 年之崩塌

1979 年 8 月 15 日清晨 6 時左右，草嶺因豪雨又再次山崩，此次的崩塌，規模較前二次為小，崩塌的地點和前二次不同，位置較低，主要是位於清水溪北岸的部份，崩塌的岩層以錦水頁岩為主，崩落的土方體積約 5 百萬立方公尺，清水溪再次被堵塞成潭，同年 8 月 22 日起，大雨不停，至 24 日上午 11 時 24 分天然壩開始潰決，下游之桶頭橋及瑞草橋被沖失，由於處置得宜，並無人員傷亡。

3.2.4. 1999 年崩塌

1999 年 9 月 21 日凌晨 1 時 47 分，因車籠埔斷層的錯動，造成地震矩 (Mw) 規模高達 7.6 的地震，稱之為集集地震，此次地震可說是台灣有記錄以來，發生在陸地上規模最大的地震，本次地震共造成 2 千 4 百多人死亡，傷者超過 1 萬人，房屋倒塌超過 1 萬棟，共誘發了 9,272 個面積大於 625 平方公尺的山崩 (廖軒吾, 2000)，崩塌總面積約為 127.8 平方公里。草嶺山崩在此次所有的事件中

可說是最大也最令人矚目的。

草嶺此次山崩的崩塌區的面積約 400 公頃，滑動塊體的體積約 1 億 2 千萬立方公尺，其中約 2,500 萬立方公尺的土石堆積在清水溪河谷，形成一個沿河道長約 5,100 公尺（直線距離約 4,000 公尺）的天然壩，其餘的土石則越過清水溪「降落」到對岸的倒交山上；在塊體上有 14 戶人家共 36 人隨著土石滑動越過清水溪而達倒交山上，其中 29 人不幸罹難，7 人獲救生還。此次崩塌，土石再次堵塞清水溪，形成「新草嶺潭」，上游及下游的壩高估計約為 55 至 110 公尺之間（洪如江等，2000），湖水面積 460 公頃（Cheng, 2000），蓄水量可達 $45 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，但在歷經幾個颱風豪雨所造成的土石流堆積下，新草嶺潭已逐漸被土石所填平，現已看不見新草嶺潭的潭水（圖 3-1）。



圖 3-1：1999 年因集集地震所誘發的山崩所形成的新草嶺潭，歷經數次颱風及土石流侵襲後，至 2007 年時已為土石所填平，不見天然壩的殘骸。

3.3. 草嶺的地質

草嶺位於阿里山山脈之西支嶺線地區，台灣西部麓山帶中部，距離造山帶逆衝前端東方約 10 公里 (圖 1-1a)，地形屬於山高溪深之山岳地帶，海拔高度在 400 至 1,309 公尺之間，河谷平均寬約 2 公里，河岸至附近山頂之垂直落差約 750 公尺 (圖 1-1b)。清水溪為濁水溪之支流，係本區主要河流，是濁水溪以南、阿里山鐵路以北之阿里山山塊西斜面之主要排水系；清水溪主流源出阿里山，沿塔山南側斷崖西偏北流約 15 公里，是為阿里山溪，清水溪東西橫切本區，此為一順向河，二側並發育有南北向之支流數條，曲折西流約八公里，即合幼葉林溪 (生毛樹溪)，急遽向北微東流注，總長約 50 公里。溪之下游大體為縱谷，上游為橫谷，下游河床近於平坦，上游則是到處見到急遽點；河流二側偶有小規模之階地發育，顯示陸地仍在間歇性之抬升中 (黃鑑水等，1983)。

本區地形發育受到地質構造及岩層質雙重控制；在溪流一側若為順向坡時，則坡地之坡向常與岩層一致，反之為逆向坡時，則常形成懸崖峭壁；在抗蝕力較強之地區，易形成懸崖峭壁，在抗蝕力較弱之地區，如頁岩，則易侵蝕為低地或較平緩之坡地。

3.3.1. 草嶺之域地質

草嶺地區之地質構造，主要受到來自東南方之擠壓力，岩層產生平緩開闢之褶皺，並產生東西向之逆衝斷層及兩組共軛之走向滑移斷層，在此區較明顯的構造有背斜、向斜、斷層及節理，草嶺背斜為草嶺崩塌區最重要的構造之一 (圖 3- 2a)，在本區為北北東走向，往北延伸後呈南北向，最後被內磅斷層所截切。草嶺背斜以低傾角向南傾沒，軸面向西傾斜，於通過清水溪水文站稍東處最為明顯。背斜東翼地層的傾角較大，在 20° 至 50° 之間；西翼地層較平緩而展開。兩翼地層除了以低角度向南傾斜之外，層面在東北—西南向幾近水平；至崩塌區上方才逐漸轉成向西南傾斜。故山崩區在構造上亦可列為單斜構造。(黃鑑水等，1983)。

草嶺地區出露的岩層由老而新分別為中新世晚期之十六份頁岩、大窩砂岩、上新世錦水頁岩、卓蘭層及階地堆積 (圖 3- 2b)，各地層之岩性及厚度如表 3- 1，並分述如下：

1. 十六份砂岩：

本段頁岩僅出露於本區東緣清水溪南北岸及北側石鰻坑溪底，厚約 100 公尺，以巨層之砂質頁岩為主，間夾薄層之砂岩。頁岩呈暗青灰色偶具洋蔥剝理，抗蝕力弱，富含孔蟲及貝類化石。

2. 大窩砂岩：

本段砂岩廣泛分佈於清水溪二岸，石鰻坑溪二側石壁地區，推測厚度在 600 公尺以上，其下部以灰色至淡灰色厚層泥質砂岩為主，間夾薄層灰色頁岩砂頁岩互層。中部夾厚度約 40 公尺至 60 公尺之青灰色頁岩。上部主要由巨厚之細砂岩或粉砂岩所構成，偶夾厚薄不等之頁岩或砂、頁岩薄互層，本層砂岩組織緻密，質地堅硬，最厚者可達 50 公尺以上，常造成順向坡、懸崖及瀑布等。

3. 錦水頁岩：

可分為三部：下部厚約 120-150 m，為暗青灰色砂質或緻密之頁岩，多呈塊狀，岩質與十六份砂質頁岩類似，但洋蔥板與板狀節理至為普通，風化後容易破碎疏散，間夾富含 *Amusium* (日月蛤) 之泥質砂岩，厚約 2-5 公尺；中部以青灰色綠灰色板狀泥質砂岩為主，間夾黑色至青灰色之砂質或緻密質頁岩，總厚約 400 公尺；上部為與下部相似之塊狀頁岩，不見砂岩夾層，厚約 60-100 公尺。

4. 卓蘭層：

本層為構成山崩區之主要崩塌岩層，整合覆蓋於錦水頁岩之上，主要分佈於草嶺背斜之二翼，其厚度可能達 1,000 公尺以上，由厚層或塊狀之淡灰色泥質砂岩，間夾厚薄不等之灰色頁岩或粉砂岩所組成；Chigira et al. (2003) 又將卓蘭層再細分為下、中、上三部，卓蘭下部約 25-30 公尺厚，由砂岩夾頁岩組成，砂岩為中顆粒之灰色砂岩，出露的崩崖在乾季會見到白色的沈澱物；中部約 130

公尺厚，由砂頁岩互層組成，並有許多的波痕存在，砂岩的顆粒較細，頁岩主要由黏土組成，遇水搖動極易分解；上部卓蘭層則是巨塊的砂岩和頁岩所組成。錦水頁岩整合覆蓋於桂竹林層上，厚度在 80-150 公尺，分佈於草嶺背斜之二翼及石鰻坑溪左側山腹，在草嶺背斜南段圈合，而北段部份則被內湖斷層所截失。

5. 階地堆積層：

主要分佈於清水溪之二側，由未固結之礫石、砂、細泥所組成；礫石為次圓或多角形，大小相混，膠結物為泥土及細砂。

6. 崩積層：

由山崩滑移所帶來之岩塊、岩屑等混雜堆積而成；岩塊大小不一，大者直徑可達 10 公尺以上，多為堅硬之砂岩，岩屑大多為頁岩碎屑。

7. 沖積層：

現代河川沖積層分佈於清水溪及其支流之河床，由岩塊、碎屑及雨水沖刷再沉積之泥砂、礫石等構成。

雖然草嶺地區所出露的岩層主要為中新世晚期之桂竹林層與上新世之錦水頁岩與卓蘭層，在崩塌區部份，除了部份文獻記載在河谷曾有屬於桂竹林層之大窩砂岩出露，幾乎所有的岩石都屬卓蘭層或是錦水頁岩；分析歷年來草嶺五次崩塌，除了 1979 年的崩塌是發生在錦水頁岩之內，其餘四次的崩塌塊體都是屬於卓蘭層內的岩石，因此本文所描述的工程地質特性即針對卓蘭層及錦水頁岩為主。

表 3-1：草嶺附近之地層及厚度表（李錫堤等，1993）

年代	地層	岩性	厚度(公尺)
全新世	沖積層	泥、砂及礫石	1-50
	新崩積層	泥、砂及大小岩塊	1-20
	舊崩積層	泥、砂及大小岩塊	1-170
更新世	階地堆積層	泥、砂及礫石	1-10
上新世	卓蘭層	厚層泥質砂岩間夾頁岩 或粉砂岩	1000 以上
	錦水頁岩	厚層頁岩與砂質頁岩， 偶夾薄層砂岩	80-150
中新世	大窩砂岩段	厚層泥質砂岩間夾薄頁 岩	約 1100
	十六份砂岩	厚層頁岩，偶夾薄砂岩	100

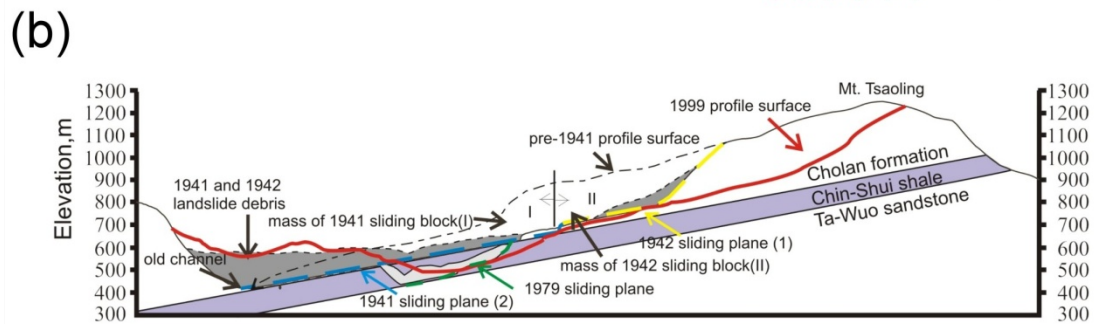
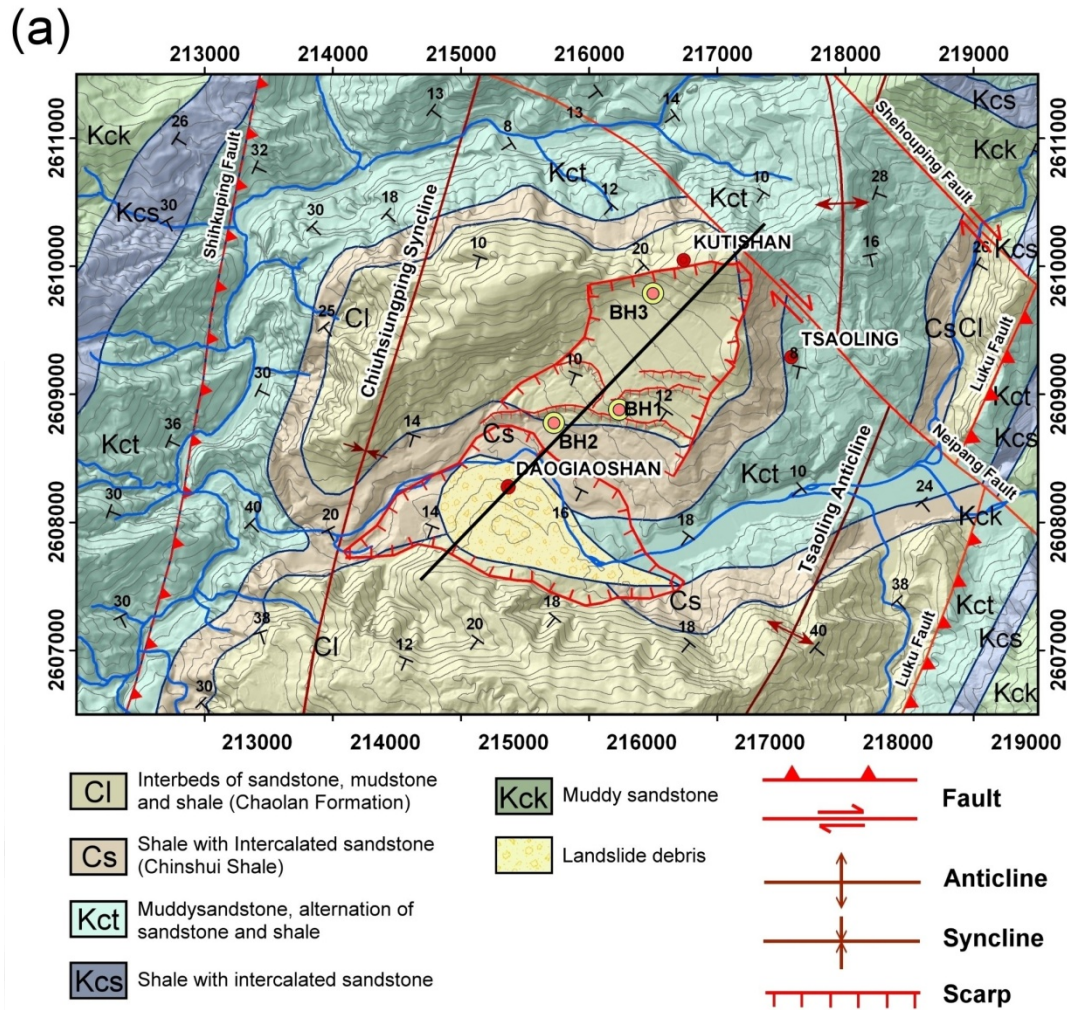


圖 3-2：草嶺地質 (改繪自劉桓吉與李錦發，1998) 及地質剖面圖 (改繪自 Hung et al., 2002)，草嶺地區的主要地層有卓蘭層、錦水頁岩及大窩砂岩，草嶺歷次的崩塌除了 1979 年的崩塌位於錦水頁岩之外，其餘四次的崩塌物都是屬於卓蘭層。

3.3.2. 草嶺的地質構造

由地形資料判讀，1999 年的滑動面並非一個單純的平面，其中至少有三到四個階面及斷崖 (圖 3- 2a, b)，由此可以判定，崩塌的塊體並非單純而簡單的均

質塊體，其中應該含有許多的層面，由現地調查及地層柱圖（圖 3-3a）可得知該區的層狀構造明顯，而且經由 Hung, et al. (2002) 的鑽井資料示（圖 3-3b），在卓蘭層下部的層間有許多弱面的存在。

在 1999 年崩塌區的地層，其優勢傾角在 12° ，較高的地方則為 14° ，有些地方（如石鰻坑溪下游附近）的傾角則在 10° 以下（圖 3-2a），而石鰻坑溪中游則是位於向斜西翼靠近軸部，轉向東南傾斜 8° 。節理部份，在崩塌區的節理主要有二組，一組呈南—北走向，另一組次要節理呈東北—西南走向。在原來的斷魂谷地區則是有三組節理，一組呈西北西—東南東走向，一組為東—西走向，另一組則接近南—北走向。1999 年之崩塌面位在卓蘭層下部且平行地層面發展；野外的調查發現，在滑動面上開挖的人工排水道內有砂、泥互層的薄層，其中含水飽和泥層強度非常低，因此我們認為在集集地震強烈的震動下，可能使得孔隙水壓上升，並使滑動面之摩擦強度降到極低，而誘發山崩。

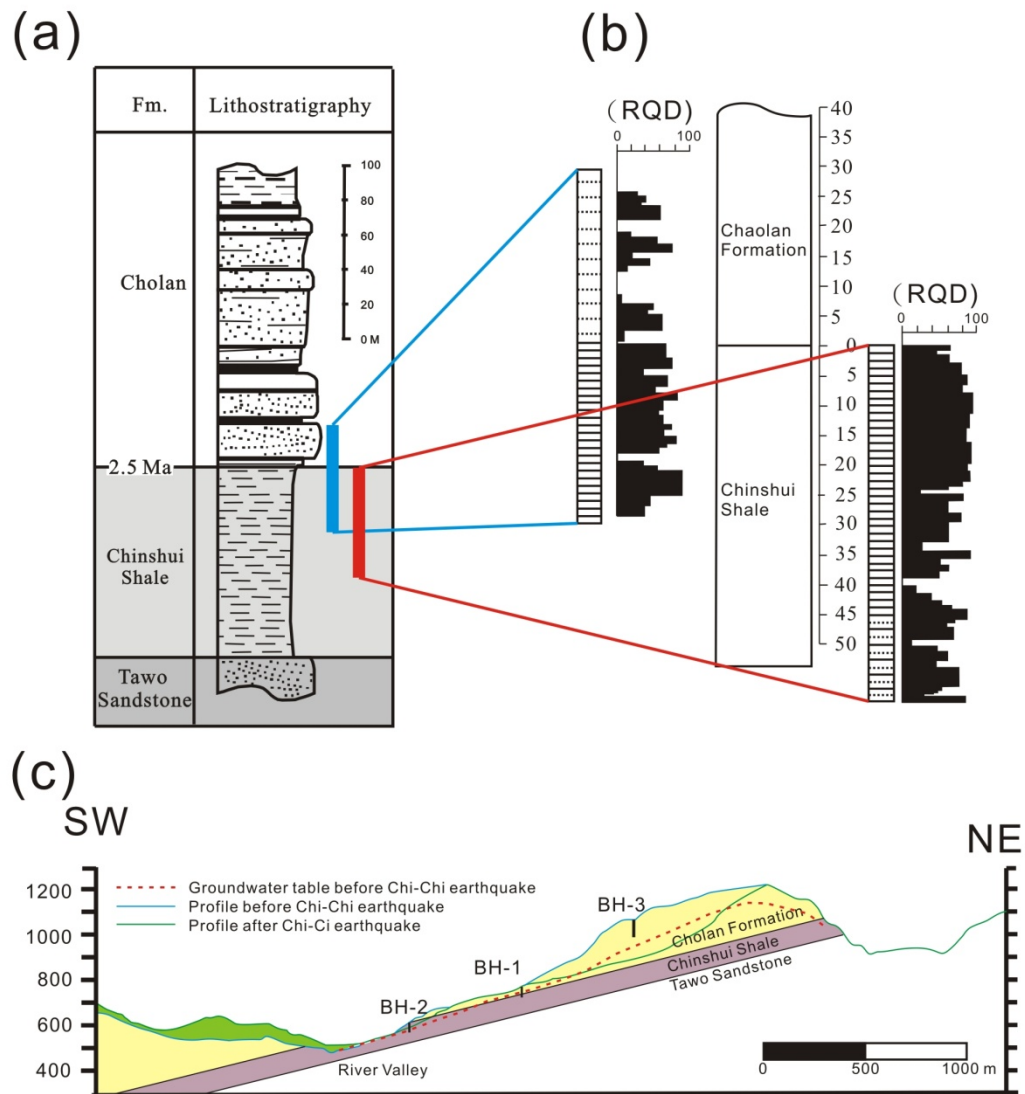


圖 3- 3：(a) (b)草嶺之地層柱狀圖與 RQD 試驗結果 (改繪自 Chen et al., 2005 (a); 李錫堤等, 1993 (b)), (c)草嶺之地震前後之地層剖面之地下水位面 (紅色虛線), BH-1, 2, 3 分為位於草嶺滑動面之鑽井位置 (Hung et al., 2002)。

3.3.3. 草嶺之工程地質

有關草嶺地區岩石之物理特性，前人的研究已有想當多的資料；李錫堤等 (1993) 就曾經在該地區採集岩石樣本實施物理試驗，所採集的岩石標本有卓蘭層砂底部頁岩及砂質頁岩、錦水頁岩上、中、下部之岩石試體，試驗的內容有：岩相分析、礦物成份分析、一般物性測驗 (包含乾濕密度、含水比、比重、阿太堡限度及顆粒分析等)、消散耐久試驗、直接剪力試驗等，李錫堤等 (1993) 針對

卓蘭層下部之岩層及錦水頁岩所做之物理測試之結果如表 3- 2 所示；李錫堤等 (1993) 將卓蘭層下部之岩層再細分為頁岩及砂質頁岩，而錦水頁岩則分為上、中、下三部。試驗的結果顯示：錦水頁岩的殘餘及尖峰摩擦角均較卓蘭層為大，表示在某些程度上，錦水頁岩的抗剪強度較卓蘭層來得強；而且在這些樣品中的殘餘摩擦角以卓蘭層下部頁岩最弱 ($\phi_r=21^\circ$)。而在泡水作用會使尖峰強度下產生的岩石裂面較平整，應力變形較平穩。

嚴國禎 (2000)以草嶺地區為研究範圍，針對該地區之錦水頁岩實施三軸及環剪測試，得到尖峰剪力強度及摩擦角為 664 MPa 及 36.8° ，且當含水量愈大時，殘餘抗剪角則是愈低，在完全浸水的狀態下甚至可以下降至 2.8° (表 3-2)。

李鎮楠 (2000)為了建立 1999 年集集地震所誘發的草嶺受震滑移的運動機制，針對草嶺地區的錦水頁岩及卓蘭層的岩石做測試，結果由直剪試驗得卓蘭層之尖峰強度為 $c_p = 0.98 \text{ ksc}$ 、 $\phi_p = 38.5^\circ$ ，殘餘強度為 $c_r = 2.17 \text{ ksc}$ 、 $\phi_r = 19.9^\circ$ ， k_n 為 201.9 ksc/mm ， k_s 為 6.8 ksc/mm 。錦水頁岩之尖峰強度為 $c_p = 14.17 \text{ ksc}$ 、 $\phi_p = 14.4^\circ$ ，殘餘強度為 $c_r = 7.95 \text{ ksc}$ 、 $\phi_r = 13.4^\circ$ ， k_n 為 36.6 ksc/mm ， k_s 為 6.9 ksc/mm (表 3-2)。

陳正旺 (2005) 為探討車籠斷層附近之岩石力學特性，亦針對草嶺附近之卓蘭層砂岩實施三軸測試，得到乾溼狀態下的單壓強度分別為 37.31 及 14.03 MPa，乾試體楊氏係數 (E_{dry}) 為 3.58 GPa，巴西人抗張測試：2.71 MPa (表 3-2)。

草嶺窟畚山頂的標高約為 1,234 公尺，下方的岩石在集集地震時幾乎都已崩塌；在崩塌前，坡面上存在有數條順坡面傾斜直下的侵蝕溝，即使不下雨時，溝中亦有少量之地面水流動李錫堤等 (1993)，表示當時在標高 1,000 公尺以上的地區平時有淺層的暫棲水存在，才能供應晴天時山溝的水量。洪如江 (1980)曾在草嶺地區鑽五口井，其位置分佈如圖 3-2a, 3-3c，其中 BH4 和 BH5 並不在崩塌區內，故不在討論範圍內；而 BH1 和 BH2 分別在鑽了 51 和 42 公尺之後，在高程 729 及 583 公尺的度到達地下水位，而在最上方的 BH3，則是在鑽了 120 公尺之後，仍未到達地下水位，圖 3- 3c 為李錫堤等(1993) 根據鑽井資料所描繪的

崩塌前的地下水位剖面。

表 3-2：草嶺地區之錦水頁岩與卓蘭層之物理特性

		Immerse	Cp	Φ_p	Cr	Φ_r (°)	W	UCS	E		
		(Days)	(kpa)		(kPa)		(%)	(MPa)	GPa		
Chaolan Formation	CLSH	3	133	25.2	51	25.2	7.03			Lee et al., 1994	
		25	157	38.7	57	38.7	6.64				
		25	157	14.8	52	14.8	8.41				
	CLSS	14	351	32.9	88	32.9	3.83				
		7	419	41.4	136	41.4	4.07				
	Cl (sandstone)	0	4900	50		45					Huang et al., 1983
		1	882	33		33					
Cl		96	38.5	213	19.9	3.5			Lee, 2000		
Cl (sandstone)		2710					37.31 14.03	3.58	Chen, 2005		
Chinshui Shale	CSU	10	524	34.1	71	34.1	4.3			Lee et al., 1994	
	CSM	7	508	18.9	33	18.9	5.4				
		7		29.3	63	20.3	4.8				
	CSL	7	404		119	17.1	4.1				
		23		42.3	52	42.3	6.64				
		7	367	35.4	26	35.4	7.66				
	7	454	34.2	33	34.2	6.83					
	Cs		1389	14.4	779	13.4				Lee, 2000	
	Cs		664	36.8						Yin, 2000	
	Cs Ring shear					18.9	2				
					13.5	4					
					2.8						

3.4. 草嶺 1941 年山崩之成因分析

想要瞭解地震和草嶺歷史山崩事件之間的關係，就必須從最早的事件開始探討，但由於發生於 1862 年的事件找不到有關的任何調查報告，只有少許相關的文史記載當時嘉南大發生地震並誘發山崩；如 1942 年嘉義烈震報告中記載「同

治元年 5 月 11 日，大地震城牆盡倒，城內外民雄倒壞者 1000 間，人男被壓死 1000 餘人，並有數地地裂盈尺，深數 10 丈，噴水，泥水此為極大異變地」，並由草嶺當長老口述得知當時草嶺發生大崩山且積水成潭；由於草嶺當時的崩塌再無其他相關的記載，事後的一個半世紀內在地方又發生四次的大型順向坡崩塌，想要深入探討此次的崩塌變得非常困難，因此，本研究就從草嶺 1941 年嘉義地震所誘發的山崩開始探討。

3.4.1. 1941 年 12 月 17 日之山崩

1941 年 12 月 17 日 4 時 20 分，嘉義發生芮氏規模 7.1 之強震 (Tai-Pei Observatory, 1942)，震央位於嘉義東南方約 10 公里 (草嶺西南方約 27.5 公里) 處 (23.4°N/120.5°E)，震源深度約 10 公里 (圖 3- 4)，死者 358 人，房屋全毀 4,520 棟，此地震造成多起山崩，其中規模最大者為草嶺的山崩。根據川田三郎 (1942) 的報告，地震後倒交山部落的分駐所接受報案，發現距幼葉林北方直線距離約 4 公里處發生巨大山崩，川山巡佐立即抵達現場，和前一日之景像完全不同，阿里山溪的河道變成像礫石海一般，川山巡佐在倒交山側觀看，發現岩塊、土石飛散。山崩發生地點在草嶺西方約 2 公里處，標高約 800 公尺，東西寬約 1 公里，下方標高約 400 公尺，岩塊散落於阿里山溪並阻塞河道約 3 公里長，土石堆積高度達約 100 公尺，初估崩落之土方量有 150 百萬立方公尺，崩積區的表面大致平坦，溪谷右岸的堆積較其他地方高約 50 公尺，山崩區亦有細溝發生。堰塞湖在同年 12 月 13 日量測到的最大水深為 60 米，到隔年的 8 月 9 日最大深約為 100 公尺，蓄水量可達 12.8 百萬立方公尺 (Hsu and Leung, 1977)，八個月後 (1942 年 8 月) 草嶺因豪雨又引致一次更大崩塌，使得天然壩更為加高加大；根據當地人的描述指出，有一戶人家 4 口居住於崩落的塊體上，山崩發生的當時，有一人跑出戶外欲避難而被土石所掩埋，其餘 3 人留在屋內滑行一段距離後能幸運存活，這和 1999 年崩塌時，簡姓一家七人在滑動超過 2 公里而能仍能倖存，同樣令人感到不可思議，這點我們會在下一節中探討。有關滑動面的位置，經李錫堤等人 (1994)

的研究顯示，滑動面的位置應該位於卓蘭層與錦水頁岩的交界處，或者說是位於卓蘭層底部非常接近錦水頁岩頂部的位置。

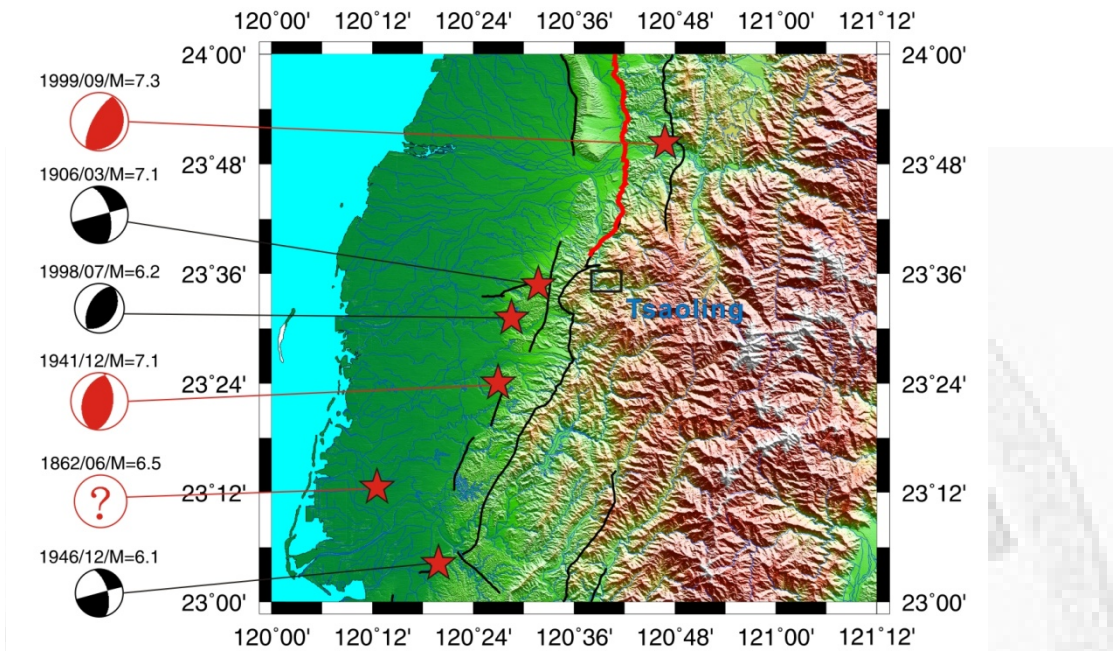


圖 3- 4：草嶺附近之歷史地震分佈及震源機制圖，圖中紅色的震源機制解表示該地震曾經誘發草嶺山崩，黑色表示沒有誘發草嶺山崩事件。

3.4.2. Newmark 位移法分析結果

由草嶺的地形剖面 (圖 3- 1b) 得知，草嶺在集集地震所崩塌的塊體因 1941 及 1942 年崩塌的影響，下方為一自由面，如同一個具有內聚力的塊體置放於斜坡之上，二者之間的關係可簡化為圖 3- 5，物體垂直坡面的分力為 $mg\cos\delta$ ， m 是塊體的質量，當物體靜止時，摩擦力與重力之間的關係為：

$$mg\sin\delta < \mu_s mg\cos\delta + cA \quad (3.1)$$

μ_s 為靜摩擦係數， c 是內聚力， A 是塊體和坡面接觸的面積，對於草嶺卓蘭層頁岩，內聚力我們採用 $1.44 \times 10^4 \text{N/M}^2$ ，坡度 δ 為 12° ，故而安全係數 FS 可表示為：

$$FS = (\mu_s mg\cos\delta + cA) / mg\sin\delta \quad (3.2)$$

以草嶺為例，當無外力加入時(地震或豪雨)，安全係數 FS 大於 1，表示在一般的情況下，塊體可以維持穩定的狀態；當有地震發生時，塊體向下滑移的加速度

S 則可表示為：

$$S = (g\sin\delta - a_d) - \mu_s(g\cos\delta + a_n) - cA/m \quad (3.3)$$

a_d 及 a_n 分別表示地表沿坡面 (Down dip) 及垂直坡面的加速度，當 S 大於 0 時，表示有位移產生，我們將 S 大於 0 的部份二次積分，則可得到塊體在坡面上的永久位移。

由於草嶺在 1941 年的嘉義地震發生時並沒有裝設地震記錄儀，因此我們無法取得當時草嶺的地震強度，我們由 1999 年集集地震 ($M_w=7.6$) 和隨即 (1999/09/21/2:03) 的一個規模 6.6 的餘震記錄來看，草嶺地震站 (CHY080) 受到的地震最大加速度遠比相鄰的測站來得大 (表 3-3)，有的測站甚至可相差二到三倍之多，故我們相信，震波的放大效應和歷年來幾次的地震誘發草嶺山崩事件有直接的相關。

我們認為草嶺在 1941 年規模 7.1 地震的最大地表加速度，應該介於 1999 年的集集地震和其後的規模 6.6 的餘震之間，因此我們分別把這二個地震記錄 (圖 3-6a) 對草嶺的坡體實施 Newmark 位移分析，滑動面的摩擦係數我們採用 $0.34 (\tan 18.9^\circ)$ ，塊體的密度： 2.65 g/cm^3 ，坡度為 12° ，內聚力為 $1.44 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ (Wieczorek et al., 1982)，計算時暫不考慮孔隙水所造成的影響，可以得到集集震可使草嶺塊體的塊體在斜坡上產生 200 公分的相對移，而對規模 6.6 餘震的可產生 20 公分的相對位移 (圖 3-6b)，這二個地震記錄的計算結果，已遠大於脆性 5 公分 (Wieczorek et al., 1985) 或是塑性 10 公分 (Jibson and Keefer, 1993) 之經驗臨界位移值 (Critical displacement)，經由此計算的結果，再一次確認地震是造成草嶺 1941 年山崩的原因。

表 3-3：草嶺地震站 (CHY080) 接收的強地動最大加速和附近地震站之比較
1999 Chi-Chi Earthquake (Mw=7.6)

Station Number	Distance to Epicenter	Vertical PGA (g)	N-S PGA (g)	E-W PGA (g)
CHY028	32.1	0.342	0.765	0.637
CHY029	38.9	0.161	0.238	0.289
CHY080	31.7	0.731	0.859	0.809
CHY101	30.9	0.165	0.398	0.340

Aftershock of Chi-Chi earthquake ML=6.6

Station Number	Distance to Epicenter	Vertical PGA (g)	N-S PGA (g)	E-W PGA (g)
CHY028	23.69	0.048	0.141	0.167
CHY029	40.27	0.030	0.071	0.070
CHY080	30.18	0.114	0.220	0.474
CHY101	33.31	0.07	0.122	0.146

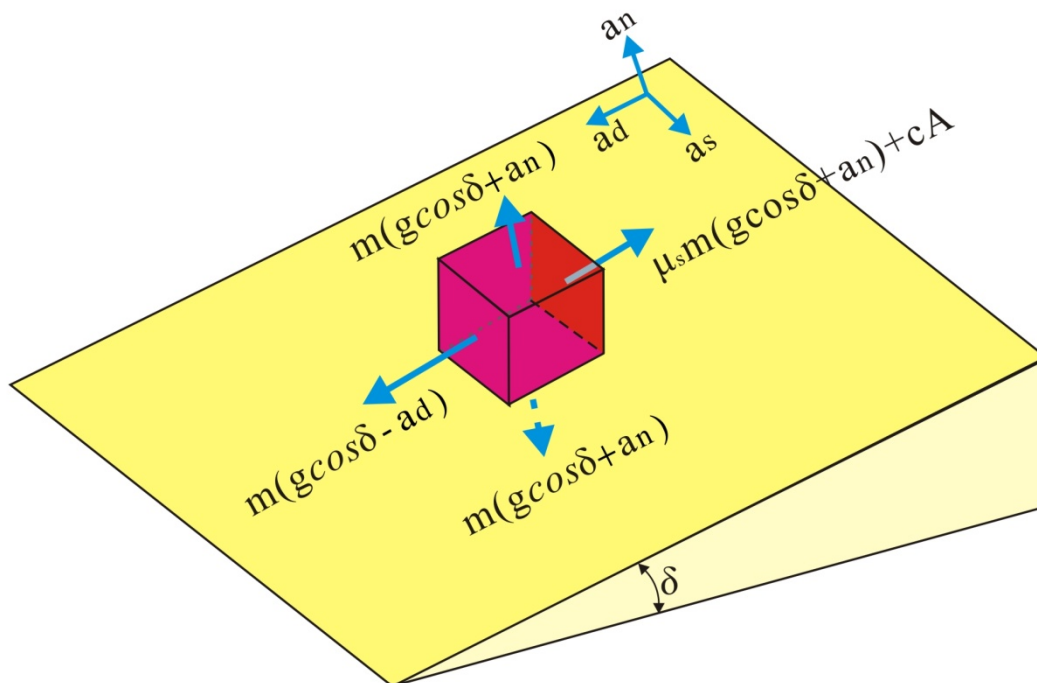


圖 3-5：位於自由面上之塊體受地震力作用之示意圖，當物體會靜止時則 $mgsin\delta < \mu_s mgcos\delta + cA$ ，當地震發生時 $S = (gsin\delta - a_d) - \mu_s(gcos\delta + a_n) - cA/m$ ，若 $S > 0$ ，則表示有永久位移發生。

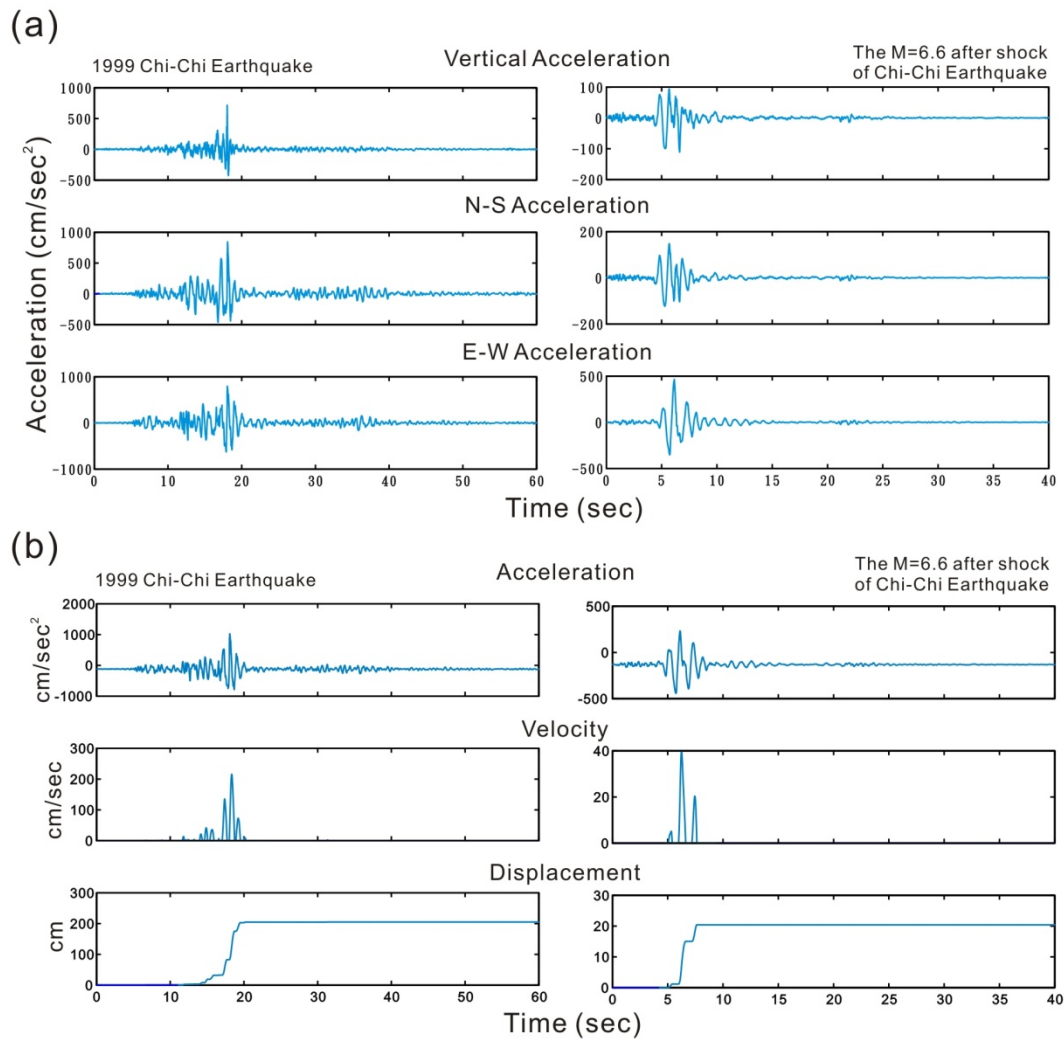


圖 3- 6：(a)草嶺地震站 (CHY080) 記錄之集集地震與 M=6.6 之餘震之地表加速度圖，(b)經 Newmark 位移法計算後，各得到 200 及 20 公分之位移值。

3.4.3. 草嶺 1941 年山崩成因之分析之二維 PFC 模擬結果

本次的模擬主要是探討 1941 年崩塌的成因，因此在模擬時必需考慮地表振動的因素，並監測位移、速度及應力的變化。

3.4.3.1. PFC 二維模型之建立

由於離散元素法的宏觀材料參數必須由組成顆粒的微觀參數來推定 (Potyondy and Cundall, 2004)，因此在二維的模型中，我們必須實施虛擬的二軸

測試 (圖 3-7)，當模型物件的宏觀參數 (主要有楊氏模數和單壓強度) 等於實際岩石試驗的結果時，此時模型物件的微觀參數就是模型採用的參數，而模型微觀參數主要包括有顆粒的大小及大小比值 (R_{min} ; R_{max}/R_{min})、顆粒的正向及切向的勁度 (Ball normal and shear stiffness: kn , ks)、鍵結的正向及切向的勁度 (Parallel bond normal and shear stiffness: pb_kn , pb_ks)、鍵結的強度 (Parallel bond normal and shear strength: pb_nstr , pb_sstr)、鍵結的半徑比等 (pb_rad)，表 3-4 為虛擬二軸測試的結果和卓蘭層岩石試驗結果對照表，表 3-5 則為 *PFC* 模型微觀參數表。

我們建立的 *PFC* 二維模型其尺度為長 3,800 公尺，高 1,208 公尺，並配合野外調查的結果，剖面採用 Hung et al. (2002) 所繪製之草嶺歷年崩塌之剖面圖 (圖 3-1b)，模型包含 34,000 個顆粒，其中 5,756 個當作底部的滑動面，而塊體則由其他 28,244 顆粒所組成 (圖 3-8)；經由叢集 (clump) 的指令，將底部滑動面的顆粒組合起來，變成一剛性的連續體，每個顆粒仍能保有原先的特性，如勁度、摩擦係數以及仍可和任何相接觸的顆粒產生鍵結等；由於牆的特性並不能和顆粒產生鍵結，因此使我們選用叢集顆粒當作滑動面，並在每二個顆粒之間有一半的重合以提高滑動面的平滑度 (圖 3-8)。

經由野外現地調查的結果，草嶺崩塌的滑動面非常平滑平整，附近的地層為軟弱砂岩和泥岩薄層互層 (圖 3-9)，每層的厚度在 3 到 5 公分之間，層間常年滲水，浸水的泥岩非常軟弱，幾乎沒有強度可言。

在模擬的過程中，必需輸入地震波，然而在地震發生的當時草嶺並沒有地震記錄，再加上於草嶺地形特殊，再由鄰近測站的地震記錄來看，草嶺在受震後會有震波放大效應 (表 3-3)，因此如果以附近的地震記錄為依據，將會有極大的誤差，因此我們便將草嶺地震站 (CHY080) 所接收到的 1999 年集集地震和其一規模 6.6 的餘震 (09/21/1999)，以及 1998 年瑞里地震記錄取回歸值，並由 1998 年瑞里地震記錄放大垂直向至 0.3g 及水平向至 0.75g 的地表加速度 (圖 3-10)。

表 3-4：卓蘭層之岩石力學參數與 PFC2D 巨觀參數之比較

Item	Cholan formation	<i>PFC</i> model (Macroproperties)
Density	2.500 kg/m ³	2650 kg/m ³
Φ_r	18.9° (0.342) (Lee et al., 1993)	18.9
Young's Modulus (E)	3.58 GPa (Chen, 2005)	3.60 GPa
UCS	37.3 MPa (Chen, 2005)	37.5 MPa

表 3-5：卓蘭層之 *PFC* 微觀參數

Item	<i>PFC</i> model (Microproperties)
Minimum radius (R_{min})	
Ball radius ratio (R_{max}/R_{min})	2
Ball-ball contact modulus (E_c)	3.0 GPa
Ball stiffness ratio (k_n/k_s)	2
Ball friction coefficient (μ)	0.5
Parallel bond radius multiplier (λ)	0.8
Parallel bond modulus (\bar{E}_c)	3.0 GPa
Parallel bond stiffness ratio (\bar{k}_n/\bar{k}_s)	2
Parallel bond normal strength ($\bar{\sigma}_c$)	48 MPa,
Parallel bond shear strength ($\bar{\tau}_c$)	24 MPa,

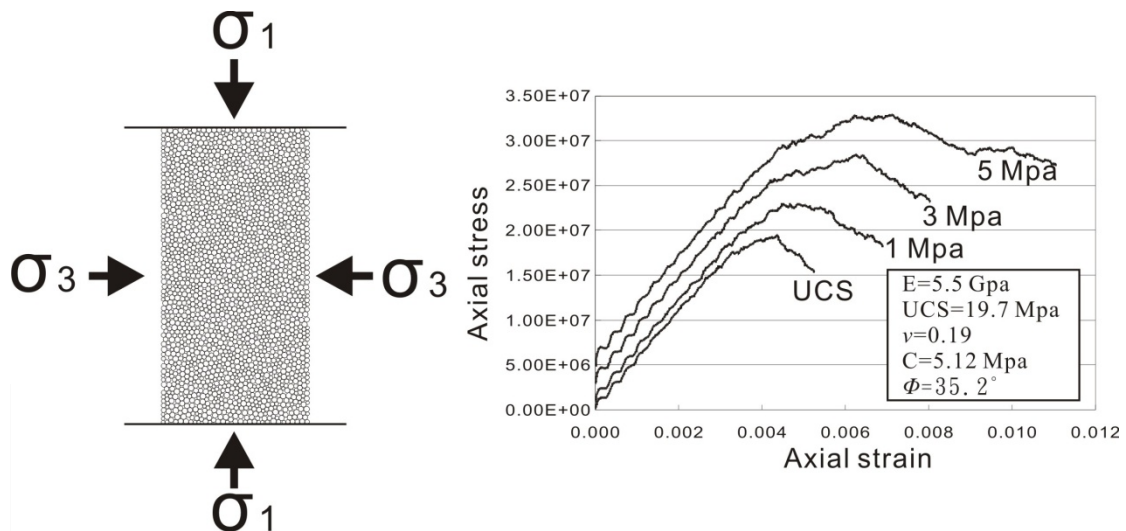


圖 3- 7：PFC^{2D}之數值模擬雙軸 (Biaxial)測試，經由虛擬的測試，我們才能由岩石試體的巨觀參數推求模型的微觀參數。

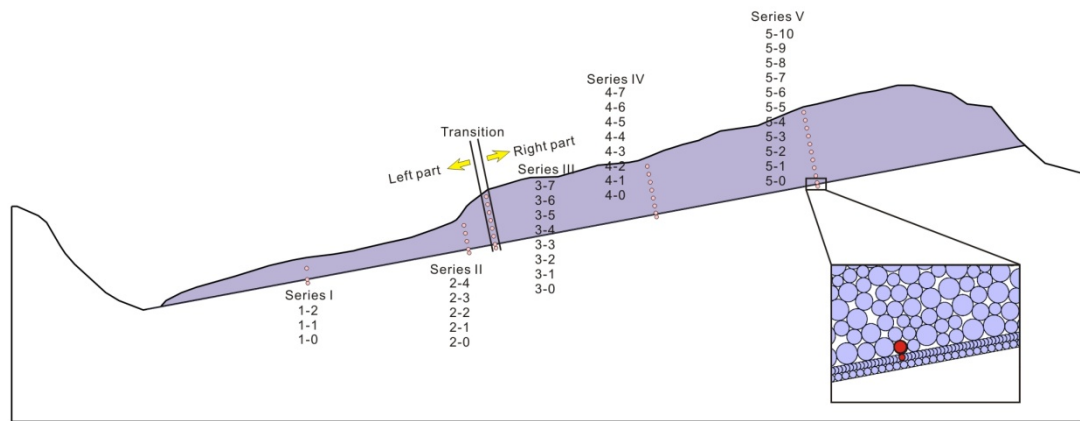


圖 3- 8：草嶺 1941 年崩塌之二維模型，底面由叢集且半重疊之顆粒所組成，以便和上部之顆粒產生鍵結；模型中共配置 35 個監測顆粒，用來監測受地震作用時的速度、位移及應力的變化。



圖 3-9：草嶺崩塌地之滑動面由多個平整且連續的砂岩泥及岩薄層互層所組成，層間經常有水滲出，泥岩泡水後幾無強度可言。

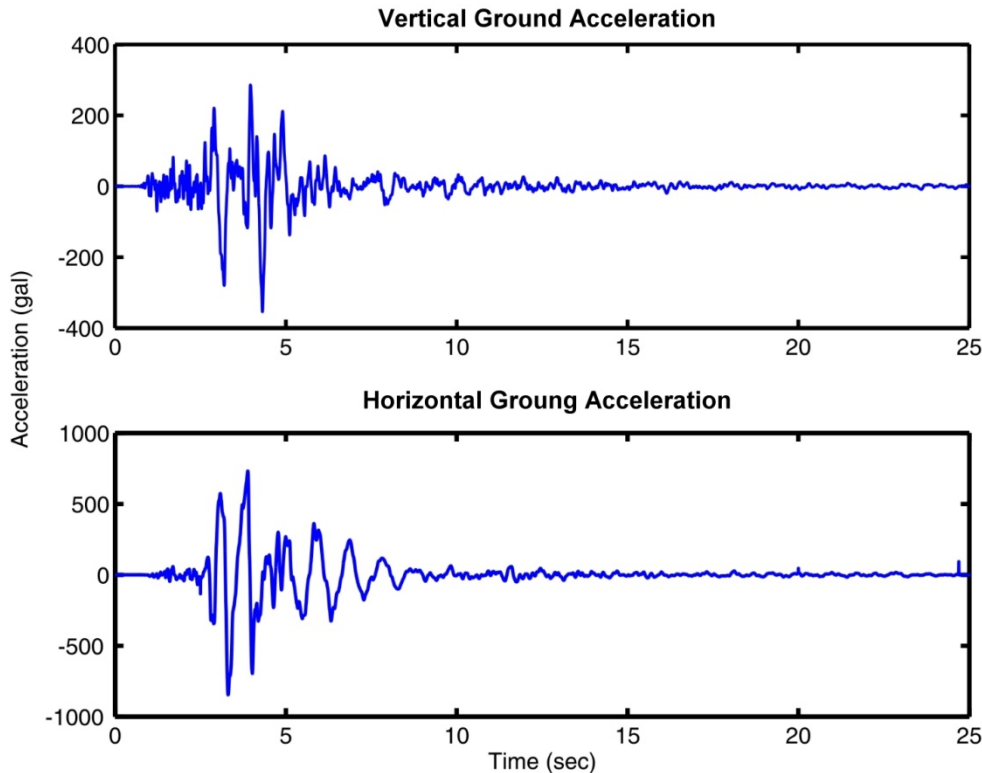


圖 3- 10：草嶺地震站 (CHY080) 接收 1998 年瑞里地震之地震波放大後再經座標轉換所得到的地震加速度譜。

3.4.3.2. 塊體受震後滑動距離及速度變化之模擬

圖 3- 11a 顯示塊體在受震模擬後的滑動情形，塊體中的顆粒在受地震力模擬後，其滑動距離分別在 0.2 m 至 1.7 m 之間，而右半部 (坡頂) 顆粒的滑動距離明顯比左半部 (坡腳) 的顆粒來得小，其中滑動距離的差異變化並非連續的，而是像一個個的區塊，這些區塊大致可以分為 8 區 (圖 3- 11b)，紅色區域是表示滑動距離超過 1.3 公尺的部份。

圖 3- 12 為監測顆粒相對滑動面的位移歷時圖，由其滑動量及相對置，可以區分為右 (系列 5, 4)、中 (系列 3)、左 (系列 1, 2) 等三個部份；絕大部份的位移發生在震動較強烈的 4 秒到 8 秒之間，在同一系列裡，上部接近自由面的顆粒其位移亦較下部接近滑動面的顆粒略大，在系列 1 中的 2 個顆粒個系列 3 的 3 個顆粒其總位移都非常相似，約為 1.5 公尺，而在歷時圖上，也看不到塊體有明顯的搖動；系列 3 的顆粒，位移約在 1.35 公尺，小於系列 1, 2；而系列 4 的顆粒，可

看見明顯的搖動，振動週期 1.5 秒，振幅約 9 公分，相對滑動在 0.95 至 1.2 公尺，略小於系列 3；系列 5 的搖動週期則為 1.7 秒，最大振幅約 30 公分，而相對滑動只有 0.5 至 0.6 公尺，較系列 4 明顯為小，這個較大的振動可能導致顆粒互相碰撞，並且吸收能量，使滑動量明顯變小；在同一系列的顆粒裡，接近自由面的上部顆粒較下部接近滑動面的位移大些，亦表示塊體有向下推擠的趨勢。

除了對顆粒的位移變化之外，我們還監測了顆粒相對滑動面的速度變化；除了顆粒 3-1 在 3.4 秒時有每秒 3.4 公尺往坡和每秒 1.66 公尺往上的快速突起之外，其餘的最大速度大約在接近每秒 1 公尺（圖 3- 13），我們認為此種現象可能是瞬間的應力集中所致，而系列 3 的高速度變化量及位移轉換值剛好相符 1941 年的崩塌位置。

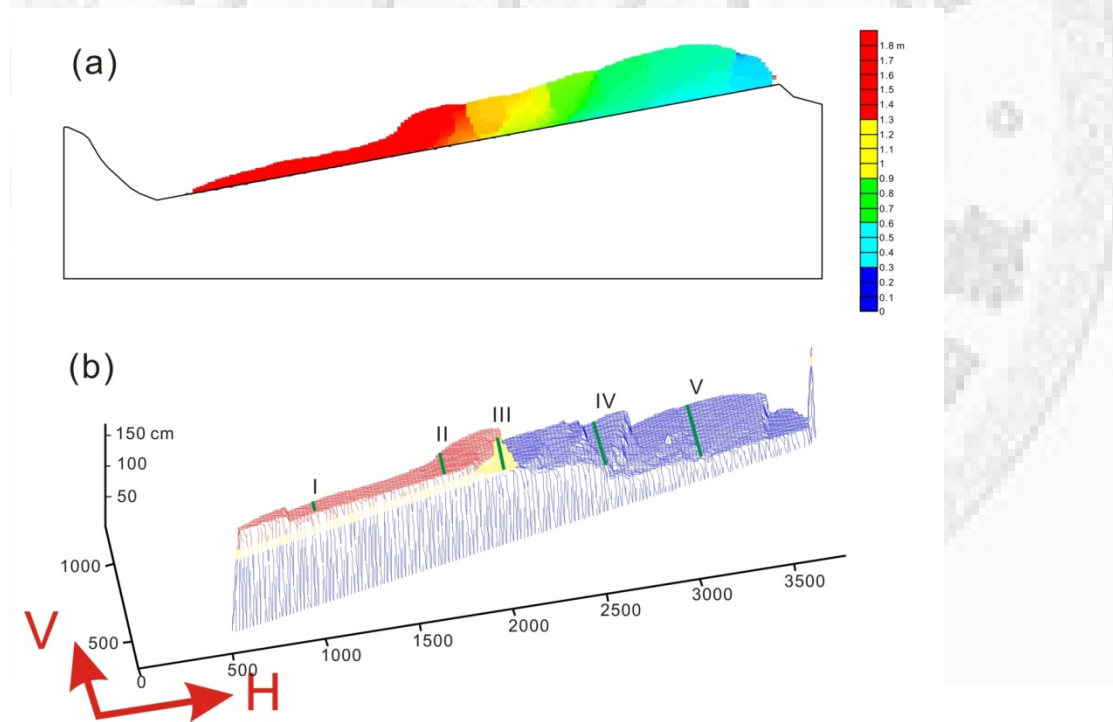


圖 3- 11：草嶺塊體受 1941 年地震力作用後的位移圖，在右側（即下坡）部份的位移明顯較右側（上坡）部份要大，且可區分為 8 個區域。

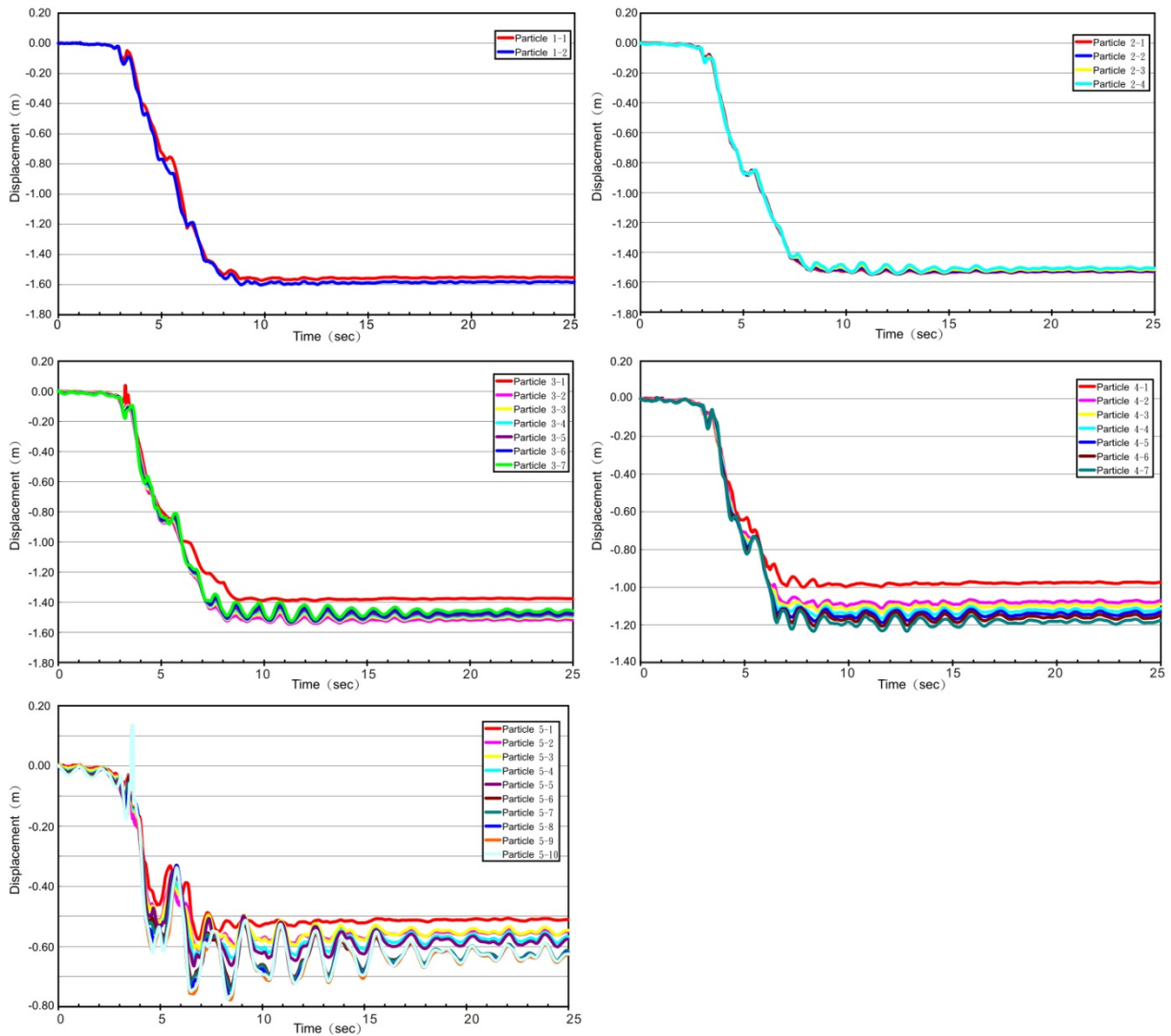


圖 3- 12：受地震力作用時，監測顆粒之位移變化圖，可以看到 Series 4 和 Series 5 的監測顆粒有明顯的振盪，而且同一系列內監測顆粒的位移量也有差異，較上方的顆粒位移距離較大。

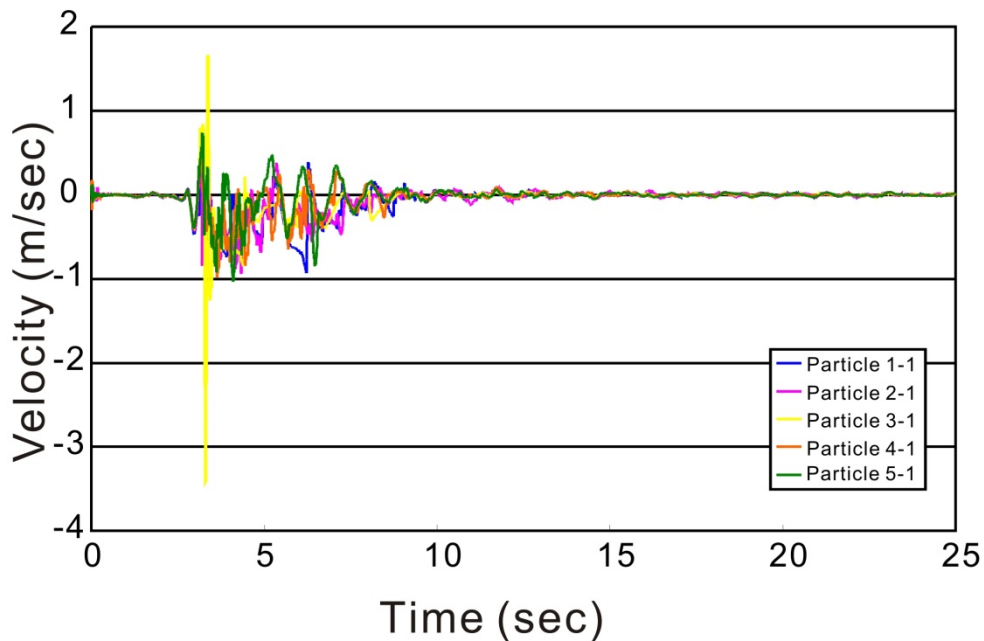


圖 3- 13：受地震力作用時，底部監測顆粒之速度變化圖，顆粒 3-1 在 3.4 秒時有一個突然往上後又立即往下非常明顯的速度變化。

3.4.3.3. 塊體受震後內部的裂隙發展及應力變化

我們監測塊體在受震後內部裂隙的發展發現，裂隙最早由塊體底的滑動面開始產生，之後再由底部向上（近地表之自由面）蔓延，大體來說，底部滑動面的裂隙較上部接近地表自由部份為密（圖 3- 14）。裂隙發展從模擬地震 3.2 秒開始從底部的滑動面產生，而裂隙增加最多時亦是振動最強烈之時（圖 3- 10, 圖 3- 14），在第 5 秒之後，裂隙的發趨於緩和，而這些裂隙分佈集中在某些條狀區域，這些區域剛好對映到位移量變化較為明顯的區域（圖 3- 14 和圖 3- 11b），其變化量 10 在至 30 公分之間，而這些區域除了符合 1941 年崩塌面之外，亦恰好對應到未來的 1942 年及 1999 年的二次事件。我們將塊體中的 3046 個裂隙的分佈分為四個區塊，區塊 III 共有最多 1374 個裂隙，集中的位置符合 1942 年的崩塌；而區塊 II 含有 779 個裂隙，其位置對應 1941 年的崩塌面；而區塊 IV 含有 631 個裂隙則是對映到 1999 年集集地震誘發的山崩；區塊 I 含有最少的 262 個裂隙，這個區塊的裂隙主要集中在塊體的最前端，整個區塊為 1941 年山崩的一部

份；因此由裂隙的分佈情形，可以用來預估下次崩塌的位置。

裂隙的種類可由生成方式分為二種，一種是因剪力破壞所造成的，另一種是受張力所造成的破壞，在本文中分別用黃色及紅色表示，而剪力裂隙在底部近滑動面較常見，而在塊體上部接近自由面的部份，則是以張力破壞為主要。

圖 3- 15 是底部的監測顆粒應力變化歷時圖 (1-1, 2-1, 3-1, 4-1, 5-1)，正值表張力，負值表壓力，位於中間的顆粒 3-1 在 3.0 秒時有一個水平高達 6.5 MPa 的瞬間水平伸張應力發生，3.6 秒時是有高達 7.8 MPa 的瞬間水平壓縮應力 (圖 3-15a)；在地震力模擬之前，右半部監測顆粒 (4-1, 5-1)的水平壓縮應力大於左半部 (1-1, 2-1)，但 10 秒之後，顆粒 4-1 的水平應力維持穩定，並且大於顆粒 5-1。在剪應力的監測部份圖 3- 15b，在 3 到 4.3 秒之間，監測顆粒的應力顯得較為混亂，但之後便維持穩定的振盪。



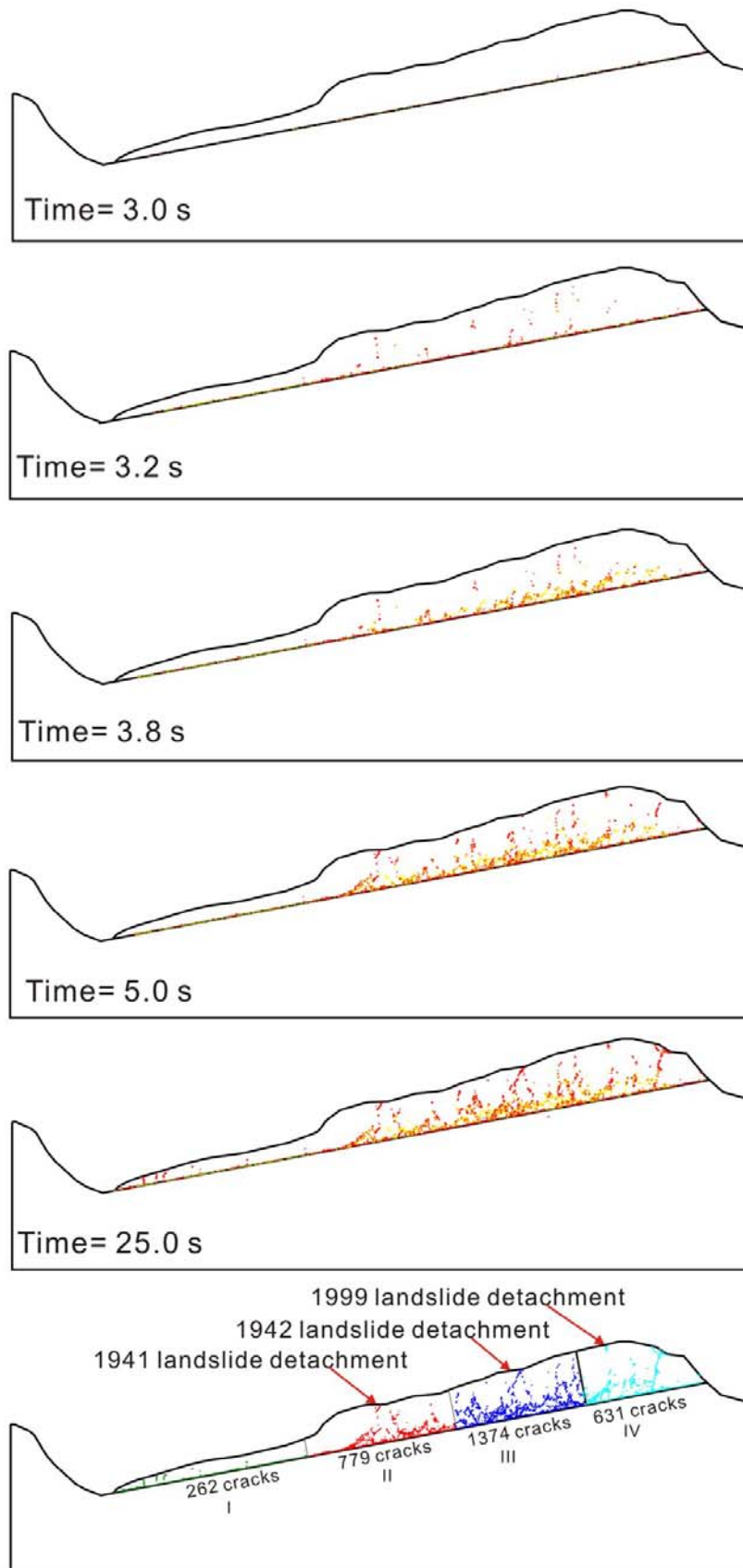


圖 3- 14：受地震力作用時，裂隙隨時間發展之變化圖，圖中紅色點為張力所造成的裂隙，黃色點為剪力所造成的破壞。

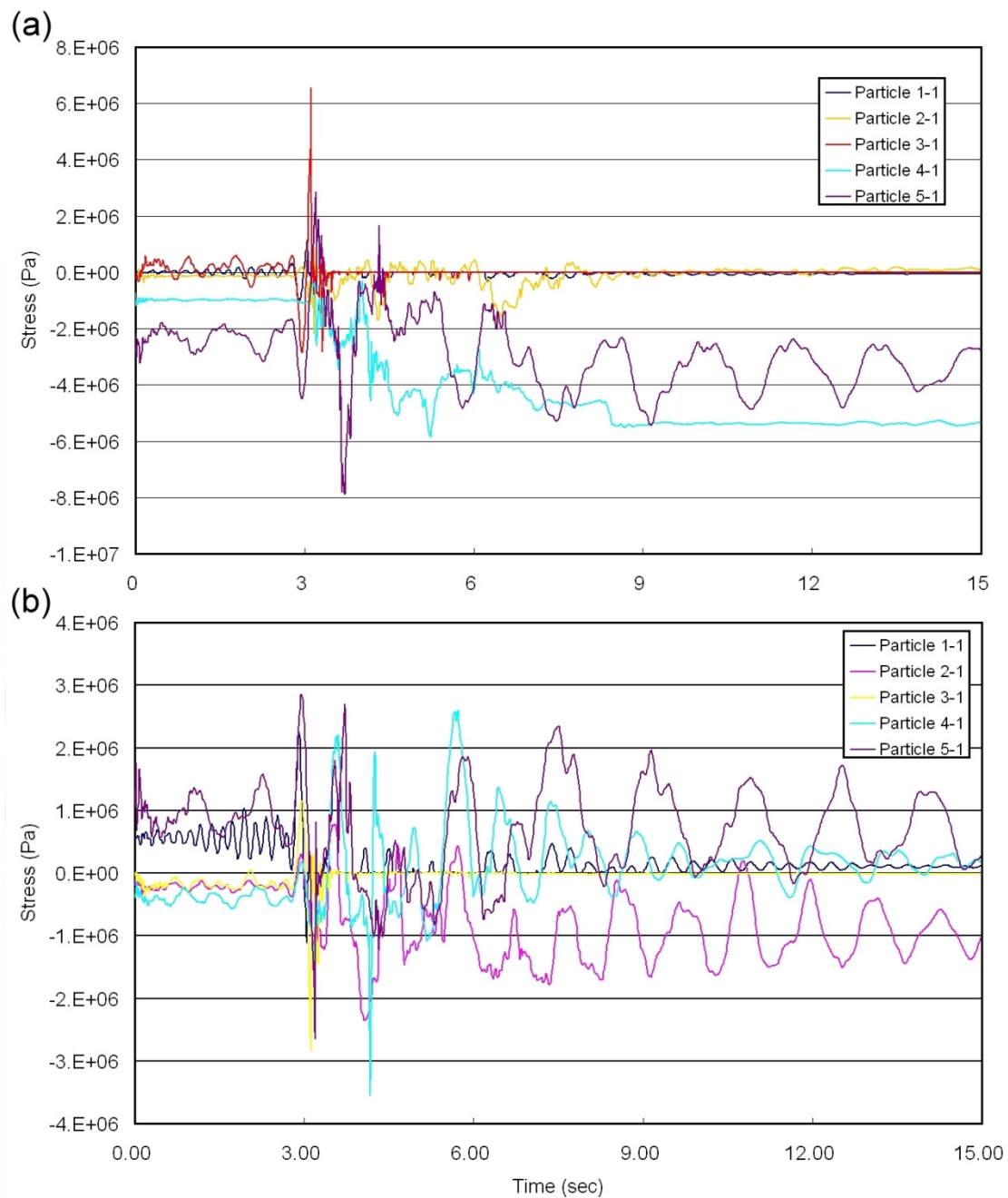


圖 3- 15：受地震力作用時，底部監測顆粒之應力變化圖：(a)為水平正向應力變化，(b)為切向應力變化；顆粒 3-1 的水平應力在 3.0 秒時有一個突起的正向（張力）應力變化，顆粒 5-1 的水平應力在 3.6 秒時有一負向（壓力）的應力變化。

3.4.4 討論

本次的模擬試驗帶來了相當重要的成果，我們將針對顆粒碰撞、裂隙發展

及臨界位移值三個最重要的論點加以討論，另外應力的變化、顆粒的位移亦可加強我們解釋地震誘發山崩的原因。

3.4.4.1. 塊體碰撞

我們認為經由地震模擬結果所造成的顆粒位移不一致性，會造成顆粒的互相碰撞，我們將塊體切割為左、右二部份 (圖 3-16)，單獨施予同樣的地震模擬，使得上下二半部各自接受地震力的搖晃而不接觸；發現左半部的平均位移從原先結合起來的 1.55 公尺降至獨自搖晃的 1.13 公尺，而右半部的位移則是從 0.7 公尺增加至 0.83 公尺，這樣的結果意味在上下二半部的顆粒受地震作用會互相碰撞，使得上部的顆粒向下推擠，產生反向推力，減少位移，但相同的碰撞卻使得下部的顆粒產生裂隙，加大向下滑移的距離，進而誘發山崩。

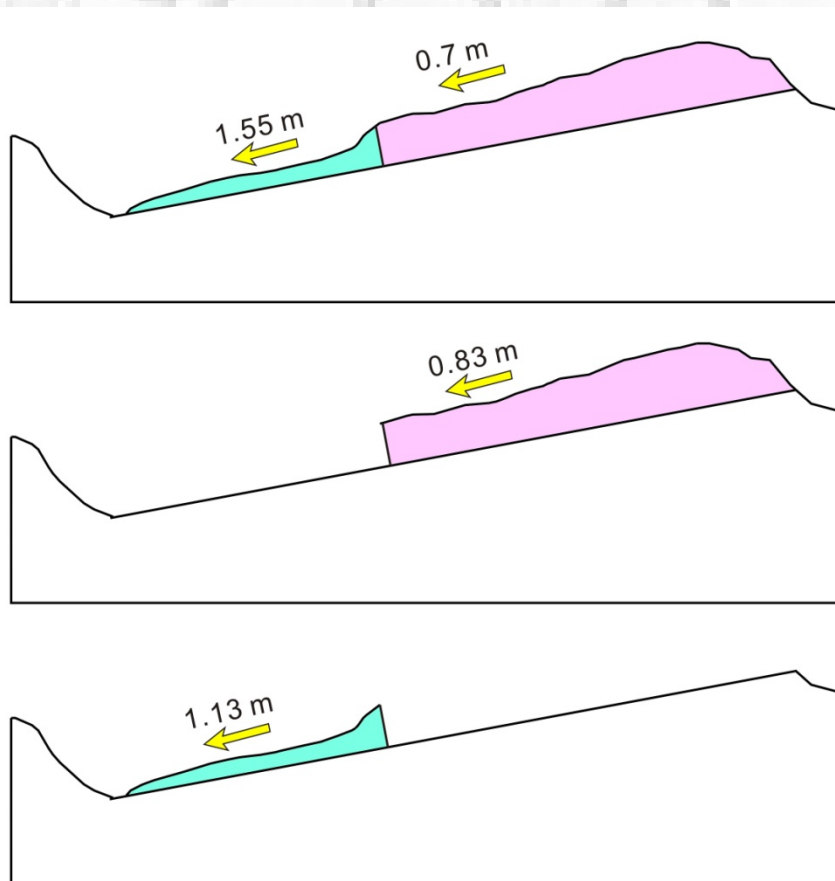


圖 3- 16：將塊體切成二部份後，受地震力作用的位移圖，和原先相較，右側的位移量減少，左側的位移量增，很有可能是塊體分開後，互相碰撞的機會減少所造成的。

3.4.4.2. 裂隙發展

Tang et al., (2009) 在分析草嶺 1999 年集集地震誘發草嶺山崩的滑動行為後，提出了塊體的半剛性 (Quasi-rigid) 理論，當體在滑動時，表現出來的行為並完全非剛性也非絕對塑性的；塊體在受應力作用後會產生變形，當此應力超過塊體自身強度時，便會破裂。在本次的模擬實驗中，裂隙的分佈主要集中在底部的滑動面附近，這是由於應力的傳遞是由下往上，而到地表自由面時，有較大的空間可以消散能量，因此，在地表附近的裂隙就相對較少，而裂隙的集中分佈區和地表自由面的幾何形狀似乎沒有太大的關聯 (圖 3-14)。

3.4.4.3. 臨界滑動位距離及臨界滑動速度

由實驗室的岩石試驗結果可得，草嶺卓蘭層的摩擦係角為 18.9° (0.342)，明顯較草嶺順向坡的平均坡度 12° 大許多，因此在正常的狀況下，塊體在地震作用後，該會停止滑動，但事實則不然，塊體在 1941 嘉義地震及 1999 年的集集地震作用下崩滑，因此我們認為滑動面的物理性質因地震力作用而有所改變是必然的。Han et al. (2007) 在研究針對岩石快速滑動後對摩擦係數改變，經由快速摩擦試驗後表示，岩石在快速滑動後 (超過 1 m/sec) 會使滑動面的溫度瞬間升高，並且產生極為細小的顆粒，使摩擦係數降低，甚至可低於 0.1 下；Hirose and Bystricky (2007) 利用岩石試驗想要找出斷層錯動引發地震的臨界條件，認為蛇紋岩 (Serpentinite) 在受到 24.5 MPa 的壓下，且滑動速率高達 1.1 m/sec 時，摩擦係數會由 0.6 降到 0.15；Di Toro et al. (2004) 將溼的岩石試體以 1 m/sec 的速度摩擦，結果在摩擦表面產生一層非結晶的微石英顆粒，並使得摩擦係數降到接近 0。我們的模擬結果顯示，地震動會造成滑動面上的塊體產生約 1 m/sec 的滑移速率，因此，摩擦係數極有可能在受地震作用降到極低並導致山崩的發生；然而右半部的塊體因為和左半部的塊體相碰撞，導致滑動量降低，使之未超過臨界值，因此並未往下滑而停留在坡面上；但由於地震力造成非常多處的破裂，使得地表

水極易向下滲透，因此在翌年的一場豪雨後再度崩塌，而且規模更大於本次的崩塌。

3.4.5. 小結

經由本次的 *PFC^{2D}* 針對草嶺 1941 年崩塌原因的模擬，我們有以下二個具體的結論

1. 塊體的裂隙經由地震力作用後由底部的滑動面開始向上發展，而這些裂隙並非均勻分佈，而是集中於某些區域內，這些裂隙集中的區域，亦符合未來二次山崩的破裂面。
2. 由於地震力造成塊體內部互相碰撞，結果使得在高處的部分縮短了滑動距離，但因此增加了左邊位於低處的塊體的滑動距離相對增加，造成滑動距離及速度超過山崩的臨界值，進而誘發了山崩。

3.5. 草嶺 1999 年山崩之二維模擬

本節除了執行在草嶺 1999 年山崩 *PFC* 二維數值模擬，我們還運用 Newmark 位移法 (Newmark, 1965) 來探討塊體受地震力作用後的穩定性及崩塌後的運動行為，其結果如下：

3.5.1. Newmark 位移法分析結果

在建立二維草嶺之顆粒模型前，我們先利用 Newmark 位移法來計算草嶺塊體的穩定性，中央氣象局強地動觀測網的草嶺地震站 CHY080 恰好位於草嶺崩塌地的後方，記錄了草嶺在集集地震時的地表加速度 (圖 3- 17)，因此我們直接使用草嶺地震站在集集地震所接收的強地動資料來計算 Newmark 位移。

圖 3- 18 為經由 Newmark 位移法計算草嶺在集集地震時，受地震力作用時的結果，在計算的過程中，我們採用卓蘭層砂岩的摩擦係數： $\mu_s = 0.78$ ，得到最大的沿坡面最大滑移速度為 200 m/sec 和 120 cm 的永久位移，這個結果已遠超過經驗的臨界位移量 (Jibson and Keefer, 1988; Keefer and Wilson, 1989; Jibson,

1993)，因此我們確認草嶺 1999 年的山崩是為集集地震所誘發。

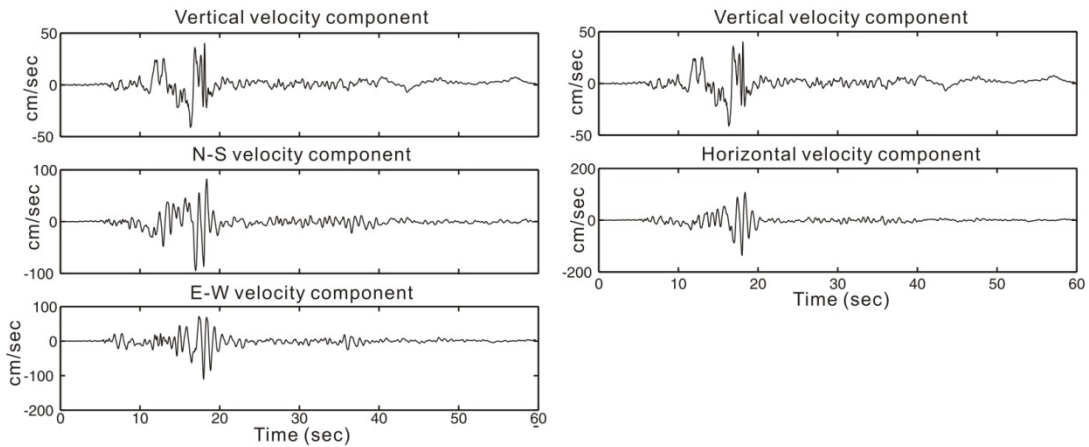


圖 3- 17：草嶺地震站 (CHY080) 所接收到 1999 年集集地震之地震速度譜及經座標轉換後之水平向及垂直向的速度譜。

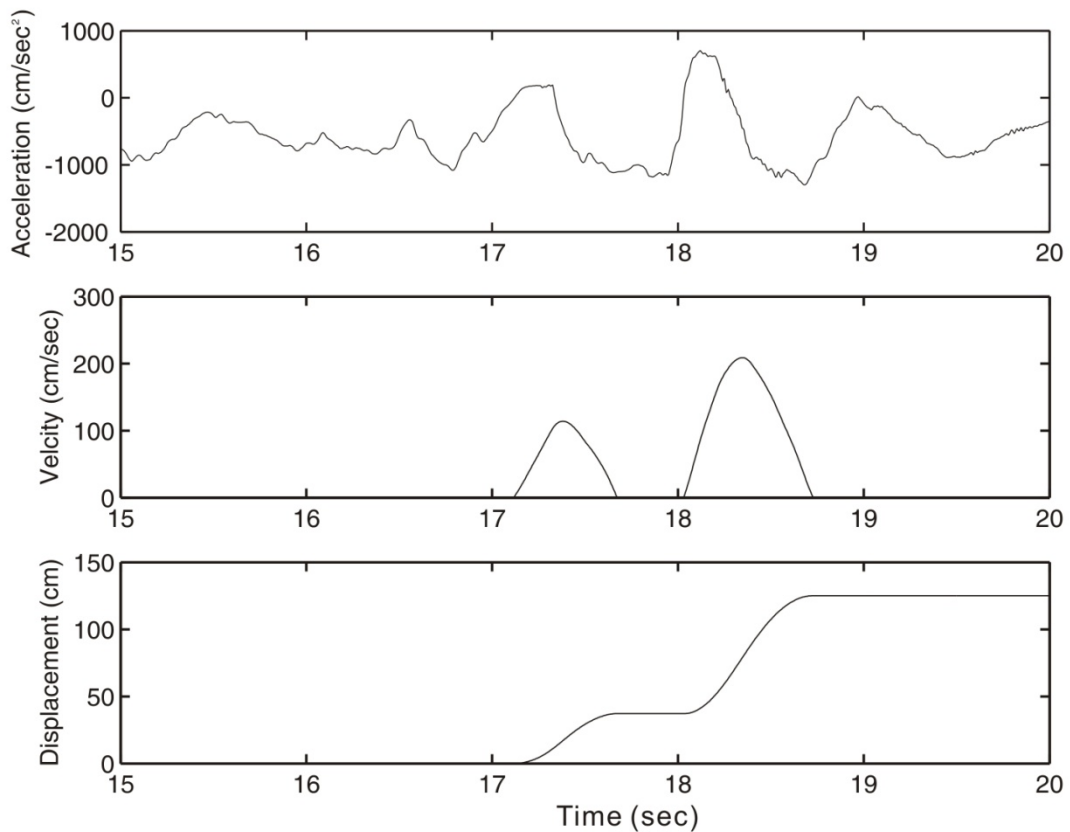


圖 3- 18：經 Newmark 位移法計算後，得到約 120 公分的永久位移以及滑動面上最快 200 cm/sec 的滑移速度。

3.5.2. 模擬結果：

草嶺的二維 *PFC* 模型的尺度長為 3,800 公尺，高 1,208 公尺，模型之幾何形狀根據圖 3-2b 之地層剖面所建立，模型共包含有 3,126 個顆粒，顆粒之半徑介於 1.05 至 4.40 m 之間，模型的參數設定列於表 3- 6；在二維模型裡，我們分析不同的摩係數及顆粒鍵結強度，對集集地震所誘發的草嶺山崩的影響。

表 3- 6：草嶺 1999 年山崩二維模擬之 *PFC* 微觀參數

Parameters of the packing of disks			
Normal stiffness	18.6 GN/m	Pb shear strength	48, 16, 5.3 MPa
Shear stiffness	18.6 GN/m	Pb radius ratio	0.8
Pb normal stiffness	608 MPa/m	Friction of disk	0.5
Pb shear stiffness	608 MPa/m	Minimum radius	1.05 m
Pb normal strength	48, 16, 5.3 MPa	Rmax/Rmin	4.0
Pb: Parallel bond			

3.5.2.1. 不同摩擦係數之模擬結果

模型初始之摩擦係數為 0.78，圖 3- 19 為當模型受地震力作用後，達到最大位移時，將滑動面之摩擦係數改變後的模擬結果，改變後的摩擦係分別為 0.78 (未改變)、0.3、0.2、0.15、0.1 和 0.05 等六個模型，模擬的時間為 160 秒，輸入的地震波為經轉換後水平及垂直的速度波譜 (圖 3- 17)。由圖 3- 19 的模擬結果可知，當滑動面之殘餘摩擦係數 μ_s 大於或等於 0.3 時(0.3 和 0.78)，顆粒會停留在坡面上，不會滑下來；當殘餘摩擦係數等於 0.2 時，部份塊體會可以滑落至山谷，但只有半數的顆粒可以越過清水溪到達對岸；當 μ_s 等於 0.15 時，約有 80% 的顆粒可以越過河谷，並有部份顆粒到達倒交山 (圖 3- 20)，這和真正的情況較為吻合；而當 μ_s 小於或等於 0.1 時，幾乎所有的顆粒均越過河谷，甚至有部份的顆粒越過倒交山而跳出模型之外，但經我們現地調查的結果，並未發現有塊體越過倒交山而至山的另一側，因此二維的模擬，我們採用 $\mu_r=0.15$ 為較合理的結果。

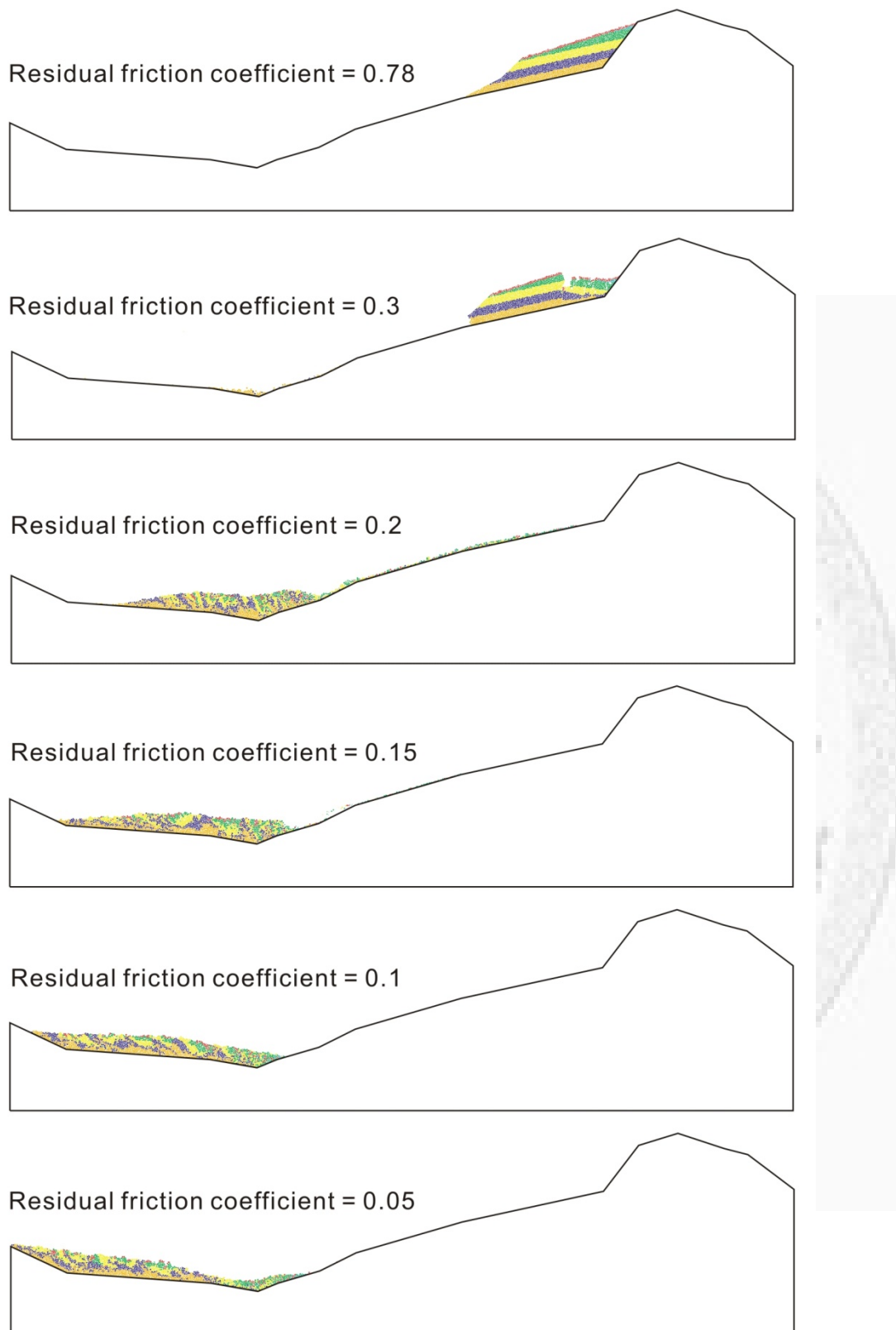


圖 3- 19：中強度鍵結不同摩擦係數的模擬結果，當摩擦係數為 0.15 時，可以得到最好的模擬結果，約有五分之四的顆粒可以越過清水溪，並有部份顆粒可到達倒交山。

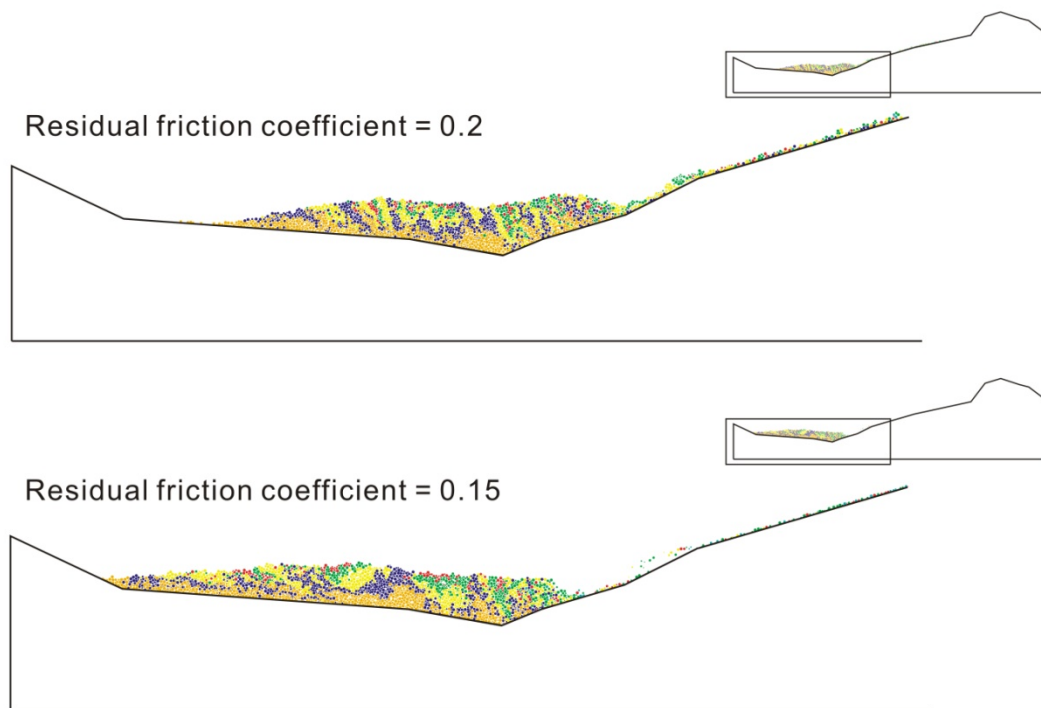


圖 3- 20：當摩擦係數在 0.2 時，並沒有顆粒能到達倒交山，而且越過清水溪的顆粒大約只有一半；當摩擦係數在 0.15 時，才會有部份的顆粒到達倒交山。

3.5.2.2. 不同鍵結強度之模擬結果

我們除了探討不同摩擦係數的模擬結果，我們還模擬不同顆粒鍵結強度，我們將模型定義為強、中、弱三種模型，其鍵結 (parallel bond) 的強度分別為 48、16、5.3MPa，摩擦係數則是採用上述討論結果較為合理的 $\mu_r=0.15$ ，圖 3- 21 為不同鍵結強度模擬的結果，在強鍵結的模型中，塊體是以較接近剛性體的特性向下滑落，幾乎所有的鍵結在塊體碰撞河谷前都保持完好，沒有破裂 (圖 3- 21c)，不符合現地的真實情形；在弱鍵結的模擬中，主要的塊體在尚未到達河谷就幾乎裂解成碎塊，顆粒之間的攪動非常嚴重 (圖 3- 21a)，移動過程類以流體的模式，我們認為不論位於塊體上的任何一個地方的房屋和居民，都會被顆粒流捲入不可能存活；而中等強度的模型顯示：大部份在最上層的顆粒在滑動過程中一直保持在最上方，並未被捲入到下層，在模擬開始的第 20 秒便有鍵結開始破裂，

但是在第 70 秒 (塊體到達河谷時) 至 110 秒間，鍵結破裂較為激烈 (圖 3-22)，我們認為是塊體碰撞到河谷的緣故，到 160 秒時，有 95% 的鍵結破裂；綜合以上三個模型，中強度鍵結的模型不但表示了山崩塊體崩滑後的破裂行為，也可以說明堆積區大致保有原有層序的特性，亦可大致說明簡姓一家人滑移超過 2 公里後生存的原因。



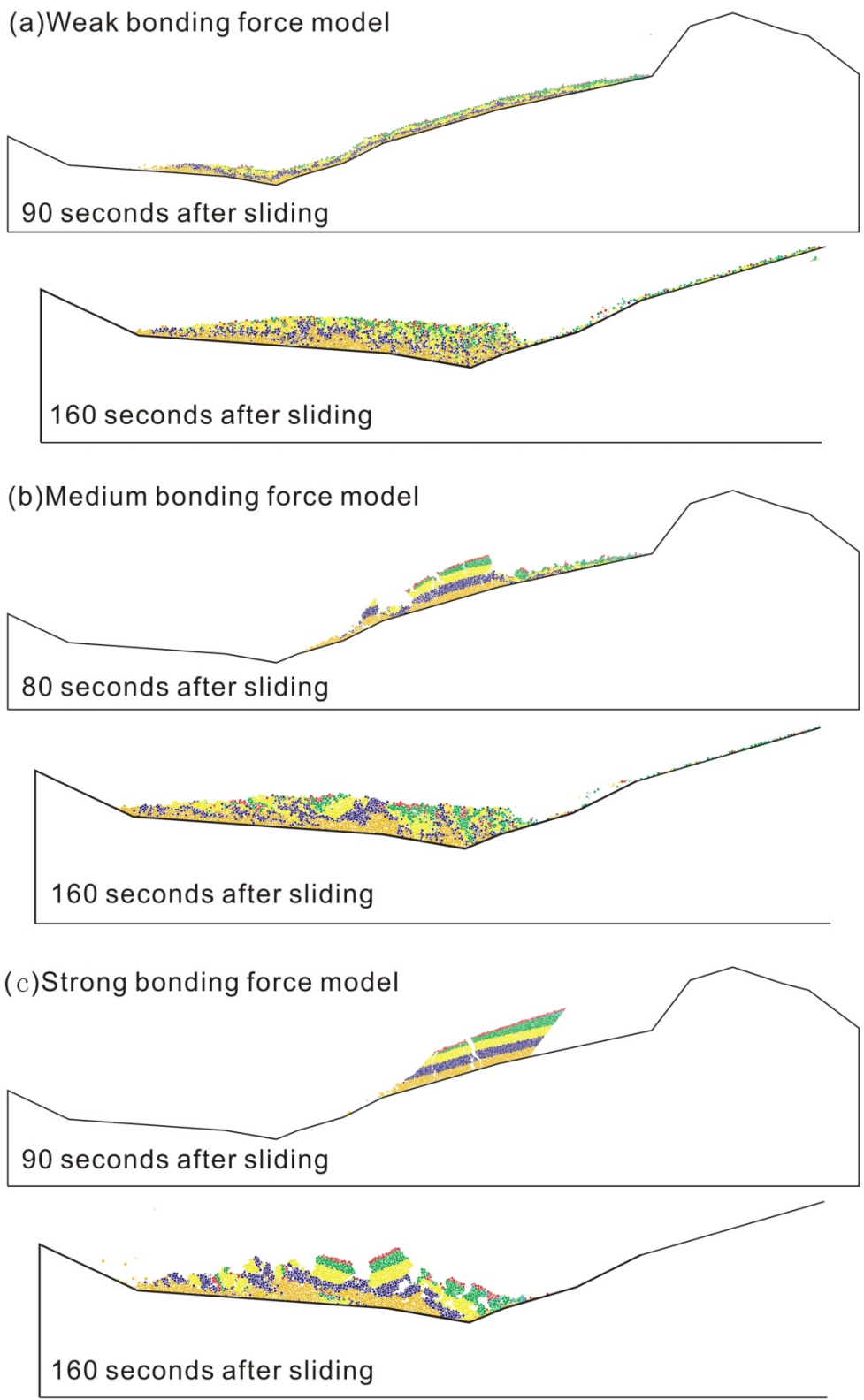


圖 3- 21：摩擦係數為 0.15 不同鍵強度之模擬結果，弱鍵結的模型在滑行時整個塊體被拉長許多，上層的顆粒會完全被捲入且掩埋，而強鍵結模型則是有保有太多大型的塊體，不符合現地的情況。

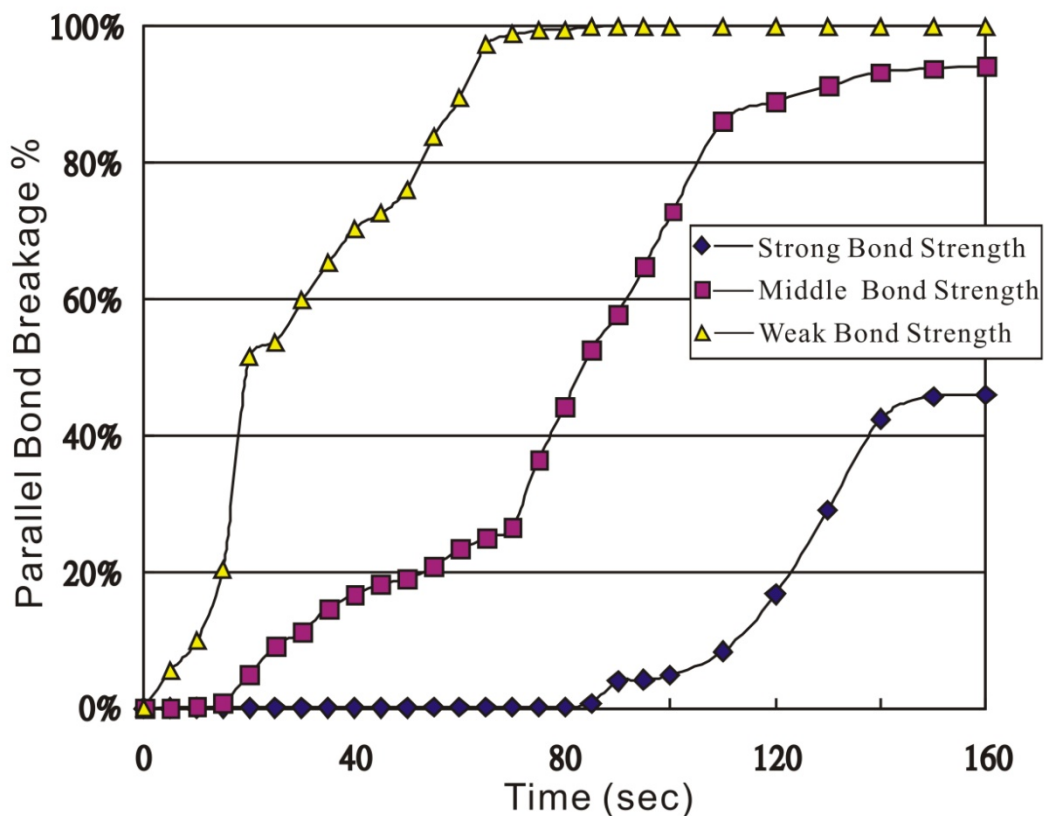


圖 3- 22：摩擦係數 0.15 時，不同鍵結強度的鍵結隨時間破裂圖，在強鍵結的 110-140 秒和中強度鍵結的 70-100 秒之間，鍵結破裂快速，表示有撞擊發生，而弱鍵結的 10-60 秒之間的鍵結快速破裂是由於滑動時塊體內部的應力所造成的破裂。

3.5.2.3. 塊體滑動時的裂解過程

除了比較強、中、弱三種不同鍵結的運動形式之外，我們對討論三種不同強度之裂解行為；弱鍵結的模型中，有一半的鍵結在 20 秒時就已經破裂，50 秒後，所有的鍵結都全部破裂，也就是說鍵結在塊體抵達河谷之前就已經全部破裂，因此，塊體在滑動時就已分解為碎塊，所以顆粒可以自由的跳動及滾動，其運動行為像是流動的狀態，此不符合我們對草嶺崩塌的觀測結果。

在強鍵結的模擬過程中，塊體一直到 90 秒都保持大致完整，大約只有 5% 的鍵結破裂，且在 120 秒以後才有明顯的破裂，直到最後模擬結束，只有約 45% 的鍵結破裂。在中強度的模擬中，在 70 秒時，約有 28% 的鍵結破裂，自此破裂

的數目快速增加，直到 105 秒時才趨於減緩，最後約有 95%的鍵結破裂；綜合二組不同的模擬結果，我們認為當摩擦係數為 0.15，且鍵結強度為中度時 (16 MPa)，可得到最適當的結果。

3.5.3. 結果與討論

本章經由草嶺 1999 山崩和 *PFC^{2D}* 模擬結果，再配合野外調查報告得到非常重要的結果，分為以下幾個部份討論：邊坡穩定、摩擦係數、潤滑作用及滑行距離。

3.5.3.1. 集集地震對草嶺邊坡穩定的影響

在我們的 1999 年草嶺山崩模型中考慮到重力、塊體的物理特性、地震、滑動面上的尖峰和殘餘摩擦係數等不同的參數；我們模擬的結果得知，塊體下滑時的摩擦係數必需介於 0.1 至 0.2 之間；因此，塊體滑動時的摩擦係數為何能降到 0.15 便成為我們首要的問題，根據岩石試驗的結果 (李正楠，2001)，草嶺的錦水頁岩及卓蘭層含水量約分別為 3.8%和 5.6%，殘餘摩擦角為 13.4° (0.23)及 19.9° (0.36)，若再加上孔隙水壓造成的有效應力降低，則摩擦係數是有機會降到接近 0.15。

以上的假設必需是在集集地震前，滑動面有充足的地下水為前提，孔隙水的存在不但可以使得滑動面保持濕潤，降低正向的應力，而且還可以有效的降低岩石的內聚力；李錫堤等人 (1993) 的報告中認為，含水飽和的錦水頁岩其內聚力可以降到接近於 0；由我們的模擬結果堆積區的幾何形態，認為低摩擦係數是有絕對的必要，顆粒才得以順利越過海拔 500 公尺的清水溪而達到高 700 公尺對岸的倒交山，比較可惜的是我們缺乏真正的觀測資料，因此無法比對崩滑的速度。

3.5.3.2. 潤滑機制

由許多山崩事件的研究顯示，塊體滑行的速度從高速到低速都有可能發

生，在義大利的 Vaiont 山崩事件中，由於其摩擦係數可能接近於 0，故滑行的最終速度可能高達每小時 300 公里 (Skempton, 1966)，Habib (1975)認為，若是剪切面上的滑動速度夠快，則摩擦所產生的熱能便足以使岩石中的水轉化成水蒸氣，並且在塊體下形成一個氣墊，造成潤滑的效果；若是滑動面有足夠的深度且平整，則塊體的行為就會像一個剛性體同時間在許多部位被氣體向上抬起的現象 (Chang, et al., 2005)。

在本章的草嶺案例中，我們假設滑動面的厚度為 0.5 公分，岩石比熱為每公克 0.2 卡 (0.2 cal/g)，孔隙率 0.1，尖峰及殘餘摩擦係分別採用 0.78 及 0.34 (李正楠，2001)，當塊體在短時間內滑動 150 公分時，在每平方公尺的滑動面上可產生 293,000 卡的摩擦熱，這足以使滑動面上升約 170°C；但我們的模擬中，摩擦係數是 0.15 才合理，小於我們計算的 0.34；我們這個約略的估算說明了塊體在滑動時經由摩擦作用，使得滑動的溫度面升高，甚至產生氣體造成潤滑的作用，讓正向應力及摩擦係數降到極低，導致快速的山崩。

後來的研究認為 (Vardoulakis, 2002)，Vaiont 事件是由於快速的滑動，使得大量的熱被限制在剪滑帶 (Shear band) 之中，黏土內部因熱塑性瓦解 (Thermoplastic collapse) 產生孔隙快速膨脹，黏土的熱塑性瓦解造成整體的剪力強快速降低，和塊體沿著一個無摩擦的坡面自由滑動，但此種解釋並不適用於草嶺的事件，因為我們並沒有在草嶺的滑動面找到任何的黏土層。

不論是由任何角度來看，經由觀測和我們的模擬結果，低摩擦係數造成草嶺的長滑行距離山崩，比較恰當的解釋應該是孔隙壓力造成的有效摩擦降低所致；最近二個世紀來，草嶺的五次大型順向坡山崩仍有二次是由豪雨所引致，雖然缺乏地下水位的資料，雖然在山崩前是否有孔隙破裂的產生我們無法知道，但豪雨或地震所導致的山崩和水文環境之間仍有關聯存在。

同樣的，水的存在問題在火星或是月球上的山崩也是引發很多的疑問 (Howard, 1973; McEwen, 1989)，這個問題使人探討顆粒流型的山崩在缺水的環境下仍能產生潤滑的效果 (Campbell, 1989; Cleary and Campbell, 1993)，自我潤滑

的觀念以顆粒流的模擬為基礎所建立，是顆粒流經一個快速攪動而稀釋且乾的環境中，在滑動面上，可以觀察到低摩擦係數的存在。

3.5.3.3. 滑行距離

我們採用中強度的鍵結和使用監測顆粒的位置變化來說明山崩的滑行距離，有 10 個監測顆粒在長 896 公尺崩落的塊體裡 (圖 3-23)，模擬後堆積區的長度是 1280 公尺，10 個監測顆粒的滑行距離和最高速度如表 3-7，當塊體滑行時，前面的顆粒會受到後面的顆粒所碰撞和推擠，有較長的滑行距離，如顆粒 5, 6, 9 的滑行距離可達約 2,100 公尺，由於前後的隨機碰撞和能量的消散，在中段的監測顆粒則是較為混亂。

我們首先考慮到位於塊體最前面的三個顆粒 (顆粒 3, 6, 9)，在山崩前，顆粒 9 是位於塊體的最前端的頂點，而顆粒 3 和 6 則分為位於其後約 200 公尺處，在山崩模擬後，顆粒 6 和 9 有較長的滑行距離(約 2,000 公尺)，但顆粒 6 仍在自由面上，而顆粒 3 則被後面的顆粒所覆蓋，且滑行距離小於顆粒 6，二者相差約 380 公尺，這說明了在最前端的顆粒在滑行到最後時仍有可能被上方的顆粒所掩蓋，因此在下部近滑動面的顆粒其滑行距離都較上部近自由面的顆粒來得短且不太有可能被捲動到上方 (圖 3-24)；而有些顆粒，在模擬的前後仍保持大約相同的位置關係，如顆粒 8, 7, 5, 1，而有些顆粒則是會改變其上下的位置 (顆粒 4)，或是滑行的距離明顯較附近的顆粒短，如在底部的顆粒 2 和其上方的顆粒 5，甚至有的顆粒最後仍停留在坡面上(顆粒 10)。

雖然深部顆粒的行為我們無法監測，但在自由面上的顆粒却可以很清楚的觀測其行為的不同 (顆粒 9, 6, 7, 8)，一般而言，在前半部顆粒的滑行距離比後半部來得長，而上部接近自由面顆粒的滑行距離也比深部顆粒來得遠，這些不同點可以解釋—我們在草嶺觀測到的一些現象，也輕易的說明了在前端的及接近自由面的顆粒，在承受較小的壓力下，有較大的自由運動空間。

表 3-7：草嶺 1999 年山崩二維模擬之 10 個監測顆粒的滑行距離和最高速度

中強度鍵結

Disks	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distance(m)	1,721	1,761	1,790	1,814	1,896	2,138	1,781	1,946	1,913	1,430
Max Vel. (m/sec)	29.2	35.2	44.5	27.7	39.3	39.5	32.0	36.5	35.5	35.2

強鍵結

Disks	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distance(m)	1,811	1,812	1,719	1,853	1,947	2,100	1,814	1,882	2,022	1,891
Max Vel. (m/sec)	34.7	34.6	35.9	31.4	30.3	36.3	31.4	30.7	32.6	33.7

弱強度鍵結

Disks	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distance(m)	1,726	1,765	1,764	1,716	1,848	1,620	1,724	1,811	Unknown*	1,117
Max Vel. (m/sec)	33.6	40.5	39.1	34.5	38.1	39.2	33.1	36.3	Unknown*	24.2

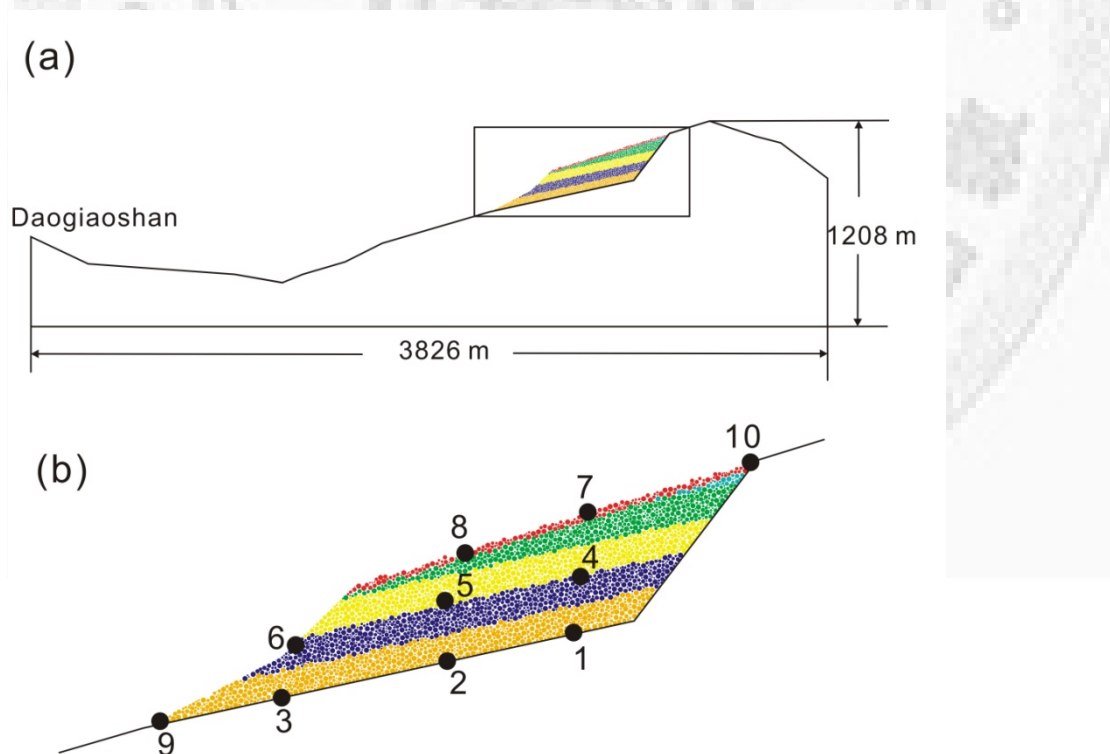


圖 3-23：模型的外觀及 10 個監測之分佈圖，依前後及上下相關位置，可分前 (3, 6, 9)、中 (2, 5, 8)、後 (1, 4, 7, 10) 或上 (8, 7, 10)、中 (4, 5, 6)、下 (1, 2, 3, 9) 等部位。

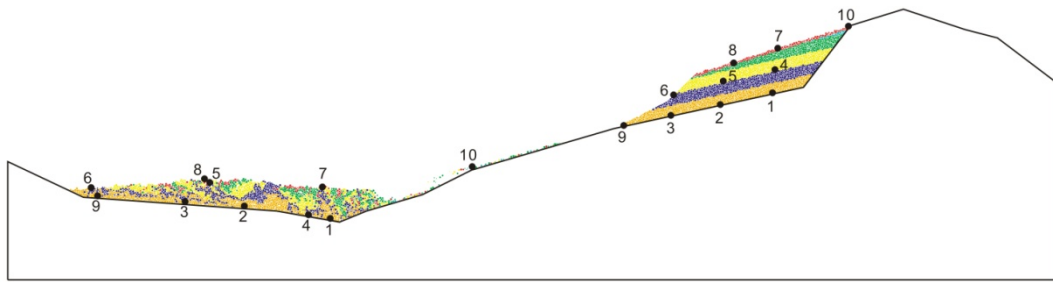


圖 3- 24：監測點在崩塌前後之位置分佈圖，整體而言，上層的滑移距離較下層為遠，前後的相對關係亦大致存在，且約略保持原有的層序。

3.5.3.4. 山崩後的倖存者

針對模擬的結果可以更詳細的討論隨著塊體滑移後的倖存者的原因，首先暫不考慮房屋的強度，只考慮塊體滑動的因素，塊體在崩落過程中的瓦解和翻轉是二個造成房舍被掩埋的主要原因。

弱鍵結的結果顯示，所有的鍵結在塊體撞擊清水溪峽谷後便全數破裂(圖 3-21a, 圖 3- 22)，位於上部 (接近地表自由面) 的絕大部份顆粒不是被掩埋就是隨著破裂的碎塊一起翻滾，因此，我們認為在此種條件下，居住在塊體上的居民在滑動 2 公里以上能存活的機率非常低；中強度鍵結的模型的模擬結果顯示，塊體在滑動時，其行為是半剛性 (Quasi-rigid) 的 (圖 3- 21b, 圖 3- 22)，在塊體撞擊河谷後，雖然有部份的動能消散，但其餘的動能足夠把塊體推向河谷的另一側的倒交山，而位於塊體最前端和最後端的顆粒有明顯的破裂與滾動，相較於中段的顆粒，最上層自由面的顆粒，碰撞後仍大致保持在最上方，說明了塊體中央的居民存活的可能性。

3.5.4. 小結及後續研究

由二維的個別元素法分析草嶺 1999 年集集地震所誘發的山崩結果顯示，強調滑動面的低摩擦係數是造成快速山崩的主因，唯有如此才可以解釋塊體到達清

水溪對岸的高度；我們利用這個模型自我潤滑的來解釋滑動面可降至 0.15，低摩擦係數支持為何可以讓超過一億立方公尺的土石能在碰撞清水溪河谷後可以越過清水溪。我們的模擬結果顯示塊最快的滑移速度可達每秒 50 公尺，但是沒有真實的觀測資料比對。半剛性體的行為可以解釋 7 位倖存者在隨著塊體滑移約 2,250 公尺後存活的原因；相對的，弱強度鍵結的模型的結果認為在上層的顆粒會因強烈的滾動而被掩埋，居住於塊體上的居民存活的機率便非常低。由於二維的模擬並無現出側向的變化，因此模擬結果堆積區的幾何形狀和真實情況會有所差異，下一節中，我們將利用三維 *PFC* 模型再討論草嶺 1999 年因集集地震誘發山崩的運動行為機制。

3.6. 草嶺 1999 年山崩之三維模擬

由於二維的模型只能針對一個剖面來分析崩塌的行為，如果山崩的崩塌行為有非常明顯的側向擴張（如草嶺 1999 年的崩塌），那二維的模擬將會低估滑行的距離，導致無法有效估算塊體的滑動行為，而三維模型可以建構出和真實地形相仿的滑動面及塊體形狀，並可以估算出接近真實的崩塌行為，因此未來的山崩數值模擬，都是以三維的模型為主。

3.6.1. 參數選定及模型之建立

模型主要是以三角形的牆面 (wall) 來組成邊界，顆粒的運動被侷限在邊界之上，我們在河岸的最下游處設置一個隱形的邊界，防止顆粒超出界面，變成自由落體，因為在模擬的過程中，如果顆粒落入無邊界的區域，就等於是落入無限的深度，這樣不僅對整個模擬的結果毫無意義，而且還會使程式不能收斂而無法停止。由草嶺在集集地震所接收到的強地動資料可知，其最大地表之水平及垂直加速分別為 0.86 g 及 0.73 g，這顯示草嶺在集集地震時受到極大的地震力影響，Tang et al. (2009) 利用 Newmark 位移法分析其滑動面上的塊體受地震作用後有約 120 公分的永久位移（圖 3- 18），這個值已遠超過經驗的臨界位移量 (Jibson and

Keefter, 1988; Keefter and Wilson, 1989; Jibson, 1993), 並且做過二維草嶺案例的地震造成滑動及後續滑移的完整模擬, 發現若是摩擦係數大於 0.15 時, 則崩滑的塊體便無法到達倒交山, 因此本文的數模擬僅討論 1999 年崩塌的滑移行為。

草嶺 *PFC* 三維模型崩塌區的滑動面是以震後的 40×40 公尺 DTM 為底, 堆積區則是以震前的 40×40 公尺 DTM 為底, 共計 13,512 個三角面, 模型東西長 4,640 公尺, 南北長 3,200 公尺, 把地震前後崩塌區的 DTM 相結合, 二者之間便形成一個空間, 此空間即是崩落的塊體, 再將 30,000 個半徑 5.6-9.95 公尺的球填入此不規則之空間之中, 崩塌量體約為 120,000,000 立方公尺, 待填充完成, 而顆粒的微觀巨觀經虛擬三軸測試 (圖 3- 25) 後如表 3-8 所列, 移除震前的 DTM 所形成的牆面, 模型的觀如同塊體置放於滑動面上 (圖 3- 27)。

表 3- 8 : 草嶺三維模擬之 *PFC* 微觀參數

Item	<i>PFC</i> model (Microproperties)
Minimum radius (R_{min})	5.91
Ball radius ratio (R_{max}/R_{min})	1.68
Ball-ball contact modulus (E_c)	2.487 GPa
Ball stiffness ratio (k_n/k_s)	1
Ball friction coefficient (μ)	0.5
Parallel bond radius multiplier (λ)	1
Parallel bond modulus (\bar{E}_c)	2.487 GPa
Parallel bond stiffness ratio (\bar{k}_n/\bar{k}_s)	1
Parallel bond normal strength ($\bar{\sigma}_c$)	31.6 ,21, 10.5 MPa,
Parallel bond shear strength ($\bar{\tau}_c$)	31.6 ,21, 10.5 MPa,

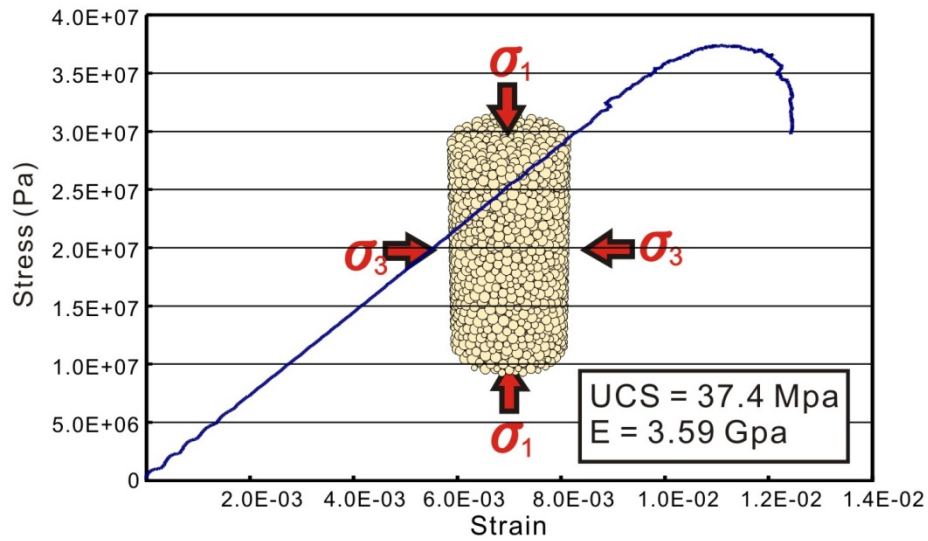


圖 3- 25：PFC3D 模型之虛擬之三軸測試。

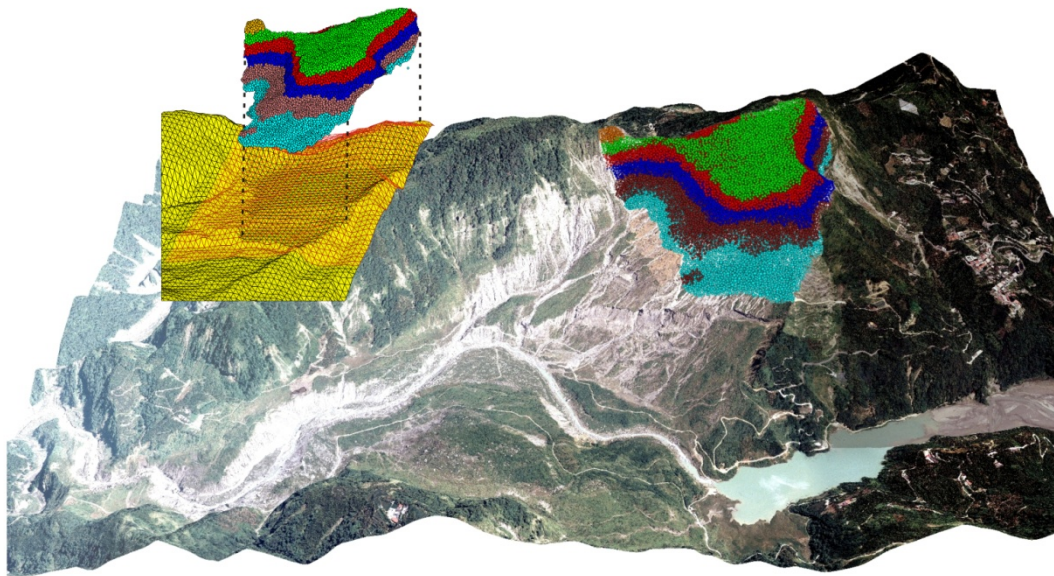


圖 1- 26：草嶺之三維 PFC 模型，由 30,000 個顆粒及 13,512 個三角形面所組成，假設塊體為均質的，依平行滑動面的距離分為六層，以利觀察滑動後堆積區顆粒的上下層序關係。

3.6.2. 三維之模擬結果

由於二維的模擬無法顯示側向的變化，和真實的堆積現象無法契合；三維的模擬則是可以用來表示塊體於側向堆積的變化情形，顆粒在滑動時除了有前後的碰撞之外，還會有側向擴散的現象，故能量的散失必定較二維的模型來得明顯，我

們推估滑動面的摩擦係數必定比二維的模型來得低，才能有足夠的動能，使塊體越過河谷到達對岸，因此我們分別選用 0.01、0.03、0.05、0.1 四個不同滑動面的摩擦係數來比較堆積的形貌。由於微觀參數的鍵結強度主要和宏觀的單壓強度有關，我們考慮現地岩石的單壓強度通常比三軸測試的岩石試體來得弱些 (Hoek and Brown, 1980)，因此選用三種不同的鍵結 (Parallel bond) 強度，表示不同程度的單壓強度，來比較塊體滑移後的堆積層序。

3.6.2.1. 不同摩擦係數的模擬結果

圖 3-27 為強鍵結時，滑動面不同摩擦係數的模擬結果，由此圖可得知，摩擦係數愈小時，其堆積區就愈往前推進 (接近清水溪河谷)，堆積區的前後距離較小；而當摩擦係數愈大時，堆積區的前後距離愈長，其最後方就愈遠離清水溪河谷。當摩擦係在 0.1 時，大部份塊體的仍停留在清水溪的北岸，部份掉入清水溪河谷，越過清水溪者則是非常少；而當摩擦小等於 0.03 時，除了落入清水溪河谷的塊體之外，大部份都越過水溪到對岸，並且有部份塊體堆積在倒交山 (圖 3-28)。

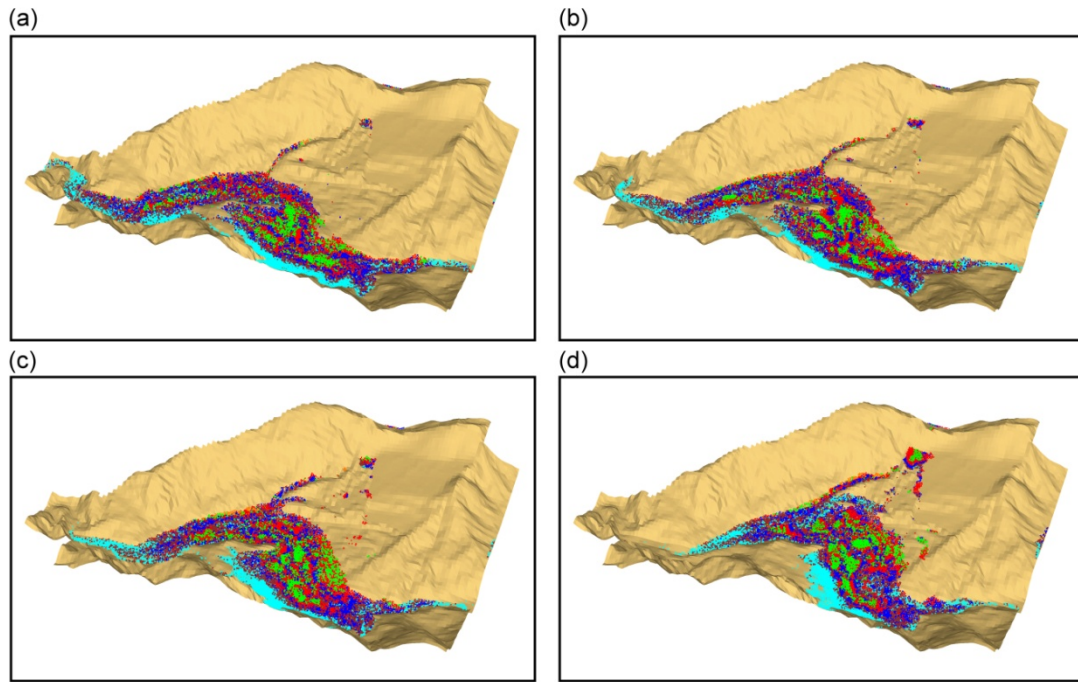


圖 3- 27：強鍵結模型不同摩擦係數之草嶺三維模型模擬結果，摩擦係為 (a)0.01；(b)0.03；(c)0.05；(d)0.1。

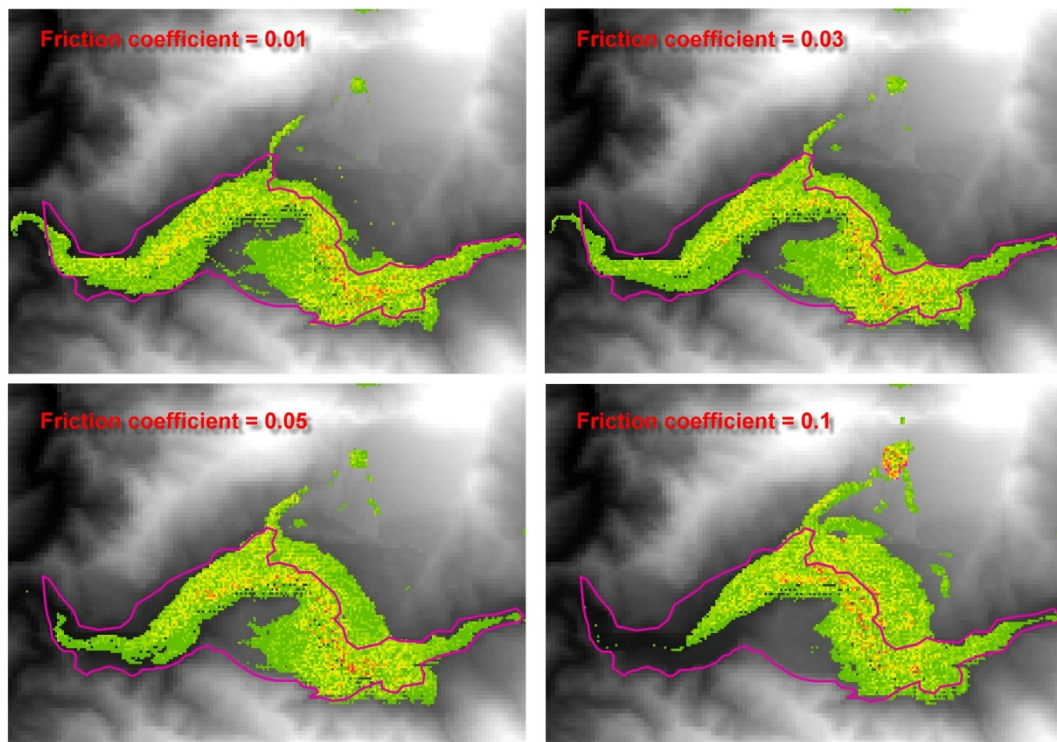


圖 3- 28：不同滑動面摩擦係數之顆粒堆積和真實地形之堆積比較圖，當摩擦係數小於 0.03 時，顆粒的堆積形貌和真實的土石堆積相符合。

3.6.2.2. 不同鍵結強度的模擬結果

本次模擬我們採用的強、中、弱三種鍵結的強度分別為 31.6 MPa、21 MPa 和 10.5 MPa，圖 3-29 為三種不同岩石強度模擬在滑動面摩擦係數為 0.03 時的結果，綜觀三個模擬的結果可得，堆積區的西側為清水溪之河谷，塊體進入河谷之後，受地形影響，不論是強、中、弱三個模型，堆積層序都會變得很混亂（圖 3-30）；在堆積區的西側，部份塊體直接越過清水溪堆積在倒交山，可以發現，強度較高的模型其堆積的層序較強度低的模型來得有規律（圖 3-30），因此，我們認為若岩石的強度太低，則岩體在滑動的過程中會完全破裂，使得塊體的擾動太大，上層的塊體甚至可能被捲動到下層，如此，塊體上的人就不可能有生還的機會。

圖 3-31 為滑動面摩擦係數為 0.03 時鍵結隨時間破裂的情形，三種模型的破裂是漸進的，而鍵結較弱的模型的破裂較早，強鍵結的破裂則較晚，三者（強、中、弱）在 90% 破裂的時間約為 60、40、20 秒，由於三維模型的滑動面並非一個完全的平面，因此在塊體最初滑動時便會受到滑動面不平整而使鍵結斷裂，而在本圖中亦看不到鍵結受到碰撞而有突然快速斷裂的情形，我們認為塊體的碰撞是一連續的行為而非瞬間的撞擊。

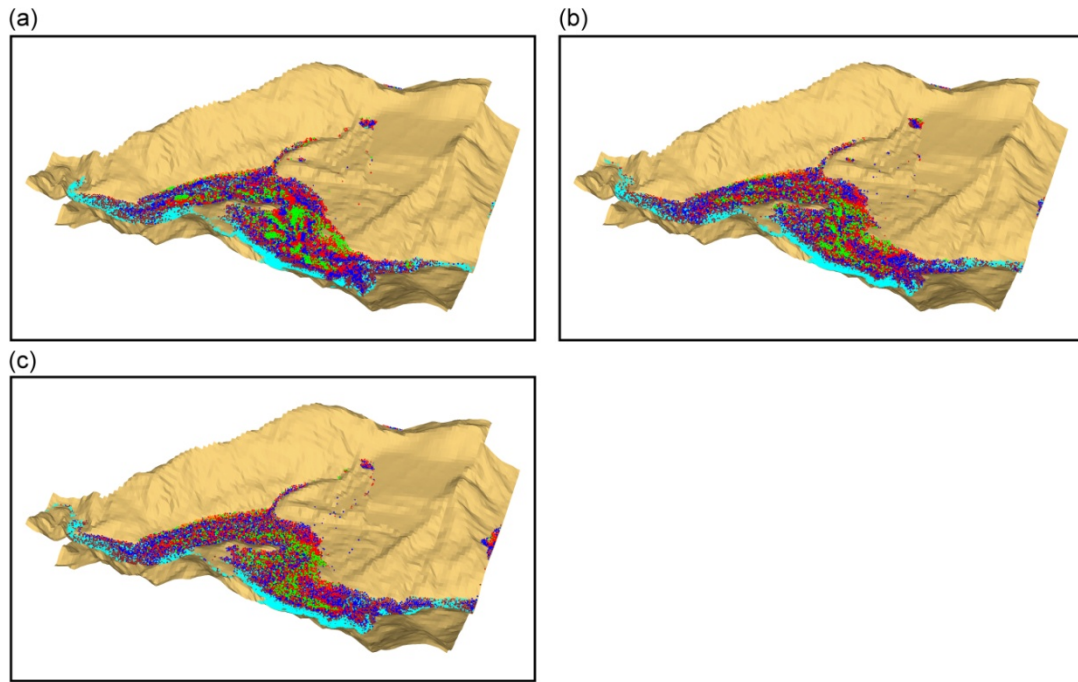


圖 3- 29：不同鍵結強度之草嶺三維模型模擬結果(a)強(b)中(c)弱，當鍵結強度愈強時，愈能持顆粒的上下層序，而鍵結強度弱時，堆積區顆粒排列則是較為混亂。

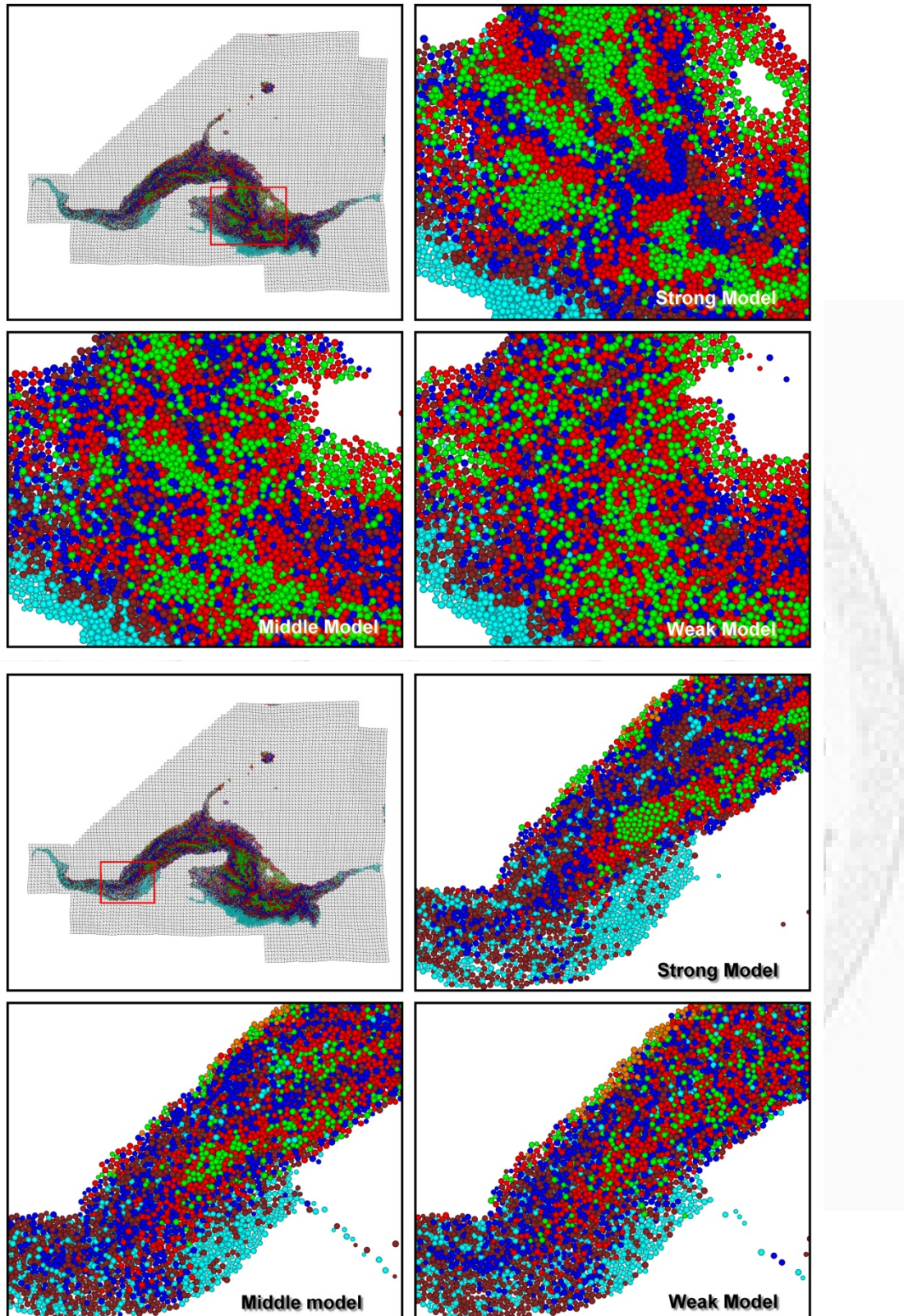


圖 3- 30：不同鍵結模式之顆粒堆積外觀比較，強鍵結的模擬結果則可看出保有部份的塊體結構，弱鍵結的顆粒堆積則是非常混亂，受到非常嚴重的攪動。

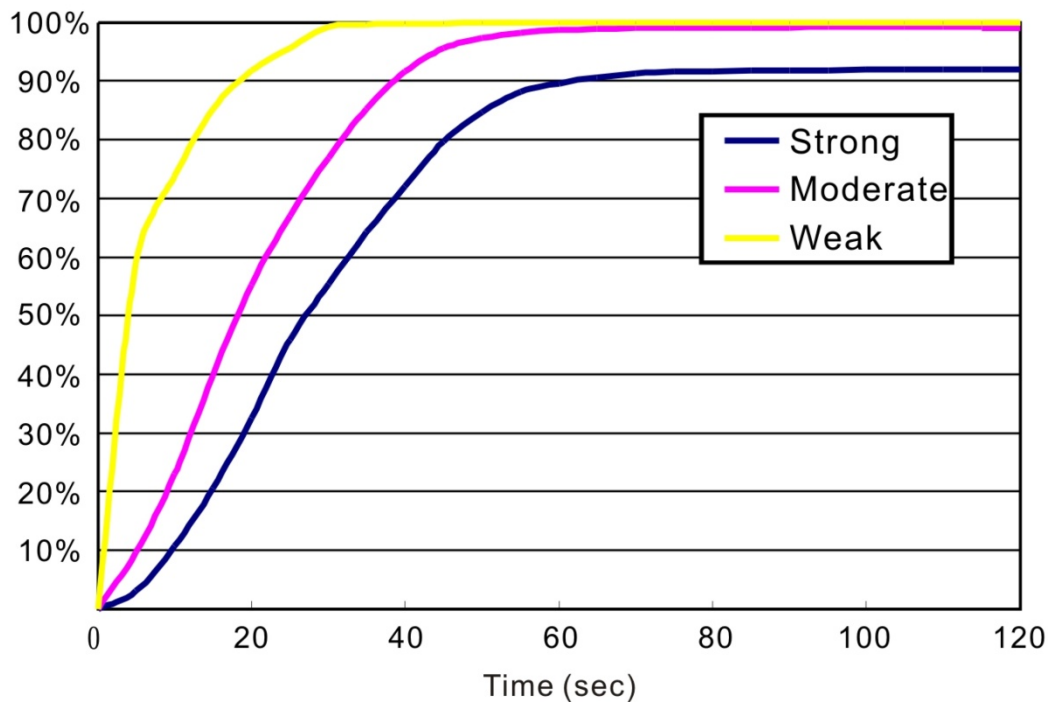


圖 3- 31：不同鍵結強度之鍵結隨時間破壞圖，不論是強、中、弱鍵結模型，破裂數目的增加是漸進的，突然增加的現象不明顯。

3.6.2.3. 滑動路徑分析

為了監測塊體碎裂後的滑行路徑，在模型中建立了 25 個偵測顆粒，共分成四組：邊緣(8 顆)、前端(9 顆)、中段(6 顆)及末端(2 顆)，其中前端及中段又分為上、中、下三層，末端只分上、中二層，邊緣不分層，分別記錄每個監測顆粒的位置及滑移動速度 (圖 3- 32)，其結果如表 3- 9，強鍵結、滑動面摩擦係數為 0.03 時顆粒的滑行距離最長可達 3,494 公尺 (圖 3- 33)，由監測顆的結果來看，最大滑行距離是 E_2 的 3494 公尺，最大高度差是 M_1U 的 615 公尺，最高速度則是 E_8 的每秒 72.1 公尺。邊緣的顆粒除了 E_4 跌入後方的山谷之外，其平均滑行的距離最遠，為 2,436 公尺(不計 E_4)，前段平均滑行距離為 1,641 公尺，中段為 2,085，後端則為 2,411 公尺。

在個別的滑移部份，邊緣 (Edge) 共有 8 顆粒，E_1 受到地形的影響，沿著草嶺崩塌區的西緣滑落，落入清水溪河谷後隨即停止；E_2 的滑行距離最長，沿

著波面向下滑後落入清水溪，落入的河谷恰好和其滑行路線一致，因此顆粒便順著河谷一路往下游而去，這就是會有如長滑行距離的原因；E_3 沿坡面落入清水溪河谷，此段的河道和滑行路徑約略垂直，因此顆粒便直接跨過河谷撞擊倒交山，再受後方的顆粒推擠而轉向。E_4 跌入窟奮山後方的河谷，此區不在研究範圍內，故暫不討論；E_5 和 E_1 相似，受地形影響，沿著草嶺崩塌區的西緣滑落，停留在較高的地方；E_6 和 E_7 沿山崩的東緣滑落，最後落入堆積區外；E_8 亦沿山崩的東緣滑落，最後落入清水溪谷，之後向東轉向上游移動。

前段 (Front) 共有 9 個顆粒，可以分為三組 (F_1B, F1M, F1U; F_2B, F2M, F2U; F_3B, F3M, F3U)，F_1(UMB) 三個顆粒的滑行路徑與距離相差不大，停留的地方也相差不遠，在落入河谷前便已經停止；F_2 (UMB) 三個顆粒的滑行路徑在起初亦變化不大，但 F_1M 在落入河谷後便停止，F_1U 直接越河谷，路徑不變，F_1B 則是在落入河谷後轉向西方，沿河谷運行一段距離才停止；F_3 (UMB) 三者的路徑和停留地點亦相差不大，都是落入河谷後轉向東(上游)滑行一小段距離後停止。

中段 (Middle) 和後端 (Rear) 共有 8 個顆粒，亦可分為三組 (M_1B, M_1M, M_1U; M_2B, M2M, M_2U R_1M, R_1U)，M_1 (UMB) 三顆的路徑及最終地點亦相差不大，在沿坡面滑落後，撞擊到河谷對岸後即停止，M_2 (UMB) 和 R_1 (UM) 的路徑亦幾乎相同，最終留停地亦相差不大，但由於 R_1 (UM) 的位置較高較遠，因此滑行距與落差亦比 M2 (UMB) 明顯來得大。

圖 3- 34 為監測顆粒的速度隨時間變化圖，由整體而言，邊緣 (Edge) 顆粒的滑行速度最大，前段次之，中段和後段較小 (二者差異較小)；而邊緣部份的監測顆由於分佈於塊體之外緣，受地形作用的影響最大，因此相互之間的速度差異亦最大，E_1 的最高速度出現在 42 秒時，約每秒 56.3 公尺，之後便逐漸減慢，但到 120 秒時仍未完全停止，若由滑行路徑圖來看 (圖 3- 32)，最後的位置在河谷的下游，可能是和其他的顆粒一起往下游移動；由表 3-9 得知 E_2 有最大的滑行速度與距離 (3494 公尺)，最快可達每秒 72.1 公尺，出現在 41.5 秒，而 35.6, 46.4

秒時亦各有一個約每秒 72.0 公尺及 71.4 公尺的峰值，最後速度隨時間遞減，至 76.8 秒時受到地形的影響，又有一明顯的速度峰值，達每秒 49.2 公尺，之後再逐漸隨時間遞減，偶而受到顆粒擠壓而使速度增加；E_3 在隨地形滑行加速後撞擊清水溪河谷，撞擊時的速度為每秒 66.6 公尺，之後速度驟降為每秒 20 公尺左右，撞擊後往倒交山前進，至倒交山下後向西運動（向右轉），運行一段距離再度落入清水溪，使得速度在 82.7 秒時再度升到每秒 37.9 公尺，之後速度便逐漸隨時間遞減；E_4 落入窟畚山後方（北方）的山谷，暫不討論；E_5 沿崩塌區的西邊界滑行，加速至 25.1 秒時到達最高速每 49.9 公尺，而後受地形響逐漸減速至每秒 17 公尺，至 63.9 秒時突然加速至每秒 43.5 公尺，之後逐漸停止；E6, E7 初始時沿崩塌區之東邊界滑行，並逐漸加速，最高速度分別達到每秒 65.1 和 63.8 公尺，並滑出崩塌區；E_8 初始時亦沿東邊界滑行加速，在 47.2 秒時達到最高速每秒 72.1 公尺，隨後落入清水溪河谷，速度立即降至每秒 8.1 公尺，之後可能受到後方的顆粒推擠，使得顆粒在 60.6 秒時再加速至每秒 33.5 公尺。

前段顆粒 (Front) 的速度變化就得比邊緣部份的顆粒有規則得多，大致上可分為二大類，第一類包含 F_1B, F_1M, F_1U 三個顆粒，在初始時的速度不大，大約在 12 秒時加速至每秒 25 公尺左右便因地形趨緩而開始減速，但到 60 秒以後開始落入山崩所造成的斷崖又加速至接近每秒 50 公尺，最後在清水溪谷前停止；而第二類包含 F_2B, F_2M, F_2U, F_3B, F_3M, F_3U 六個顆粒，除了 F_3B 在 20.9 秒突然加速至每秒 64.2 公尺之外，F_2B, F_2M, F_2U 在 30-41 秒以及 F_3B, F_3M, F_3U 在 30-45 秒之間維持高速，其速度在每秒 57 公尺上下，落入清水溪後便漸漸減速至停止；中段的 6 個顆粒其速度變化亦不大，除了 M_2B 在 25.3 秒時突然加速至每秒 63.7 公尺以及 M_1U 在 43.1 秒時突然加速至每秒 68.0 公尺之外，所有的顆粒均維持一段長時間的高速，M_1B, M_1M, M_1U 從 21 秒至 50 秒，M_2B, M_2M, M_2U 從 21 秒至 55 秒，此段的高速較前段為慢，約在每秒 45 公尺上下，但維持的時間較久(F_2, F_3 為 11 和 15 秒，M_1, M_2 為 29 和 34 秒)，在維持高速後便逐漸減速至停止，到靜止期間再沒有突起的加速；後端

的 2 個顆粒在開滑動時便加速，至 24 至 58 之間維持高速，但有不小的振盪起伏，幅度在每秒 40 至 60 公尺之間，高區過後速度驟降，到靜止期間 R_1U 稍有起伏，R_1M 則沒有。

單就監測顆粒而言，並不能代表塊體內所有顆粒的速度變化，由圖 3-35 為強鍵結、滑動面摩擦係數為 0.03 時顆粒最上層的速度變化圖，25 秒時，塊體前端的的速度最快，有些已經超過每秒 50 公尺，在第 45 秒時，前端的部份的速度在碰撞後已經小於中、後端的速度；50 秒時，中段的速度明顯較前後二端來得快，顯示前端已碰撞至山壁而減速；55 至 60 秒時，高速的區域向後端移，而至 65 秒時，高速區只有後端的一小部份，至 105 秒以後，所有顆粒的速度都接近停止；模擬的過程中，最大的速度是每秒 78 公尺，這和 Kao et al. (2009) 利用黏滯性的流體概念估算草嶺塊體的滑移速度最快每秒 75 公尺相差不大。

圖 3-36 為強鍵結、滑動面摩擦係數為 0.03 時，五條顆粒堆積剖面 and 真實崩塌地形作比較，在 AA' 為最主要的剖面，其結果非常契合，而 BB' 和 CC' 的模擬結果則是顆粒堆積小於真實的土石堆積，DD' 和 EE' 則是部份符合，但部份有些微差異。

表 3-9 : 三維 PFC 模擬監測顆粒之滑行距離及最高速度

No	Name	Runout distance	Drop height	Max. velocity
1	E_1	2584	394	56.3
2	E_2	3494	409	72.1
3	E_3	2580	290	66.6
4	F_1B	1641	368	43.8
5	F_1M	1680	441	49.6
6	F_1U	1732	514	47.7
7	F_2B	1975	436	66.9
8	F_2M	2123	503	64.2
9	F_2U	1984	475	68.1
10	F_3B	2174	360	64.2
11	F_3M	2168	422	64.8
12	F_3U	2141	487	62.7
13	M_1B	1990	478	59.4
14	M_1M	1933	489	58.6
15	M_1U	1964	615	68.0
16	M_2B	2209	450	64.1
17	M_2M	2229	478	56.3
18	M_2U	2187	551	57.1
19	R_1M	2353	567	54.3
20	R_1U	2469	599	59.7
21	E_4	846	191	56.1
22	E_5	2310	573	49.9
23	E_6	1842	212	65.1
24	E_7	2026	352	63.8
25	E_8	2213	441	72.1

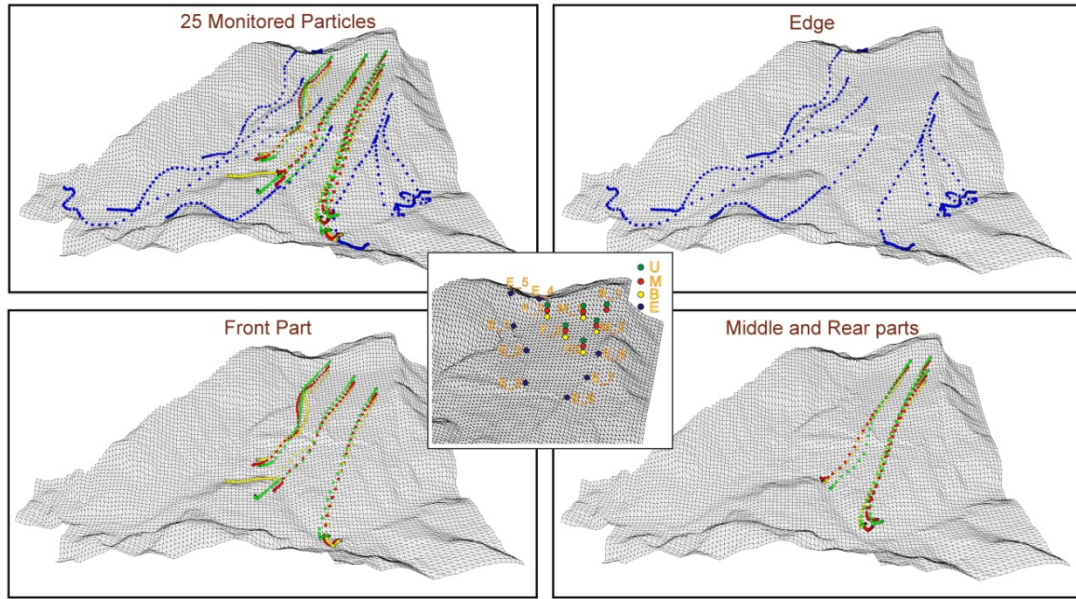


圖 3- 32：監測顆粒分佈圖及滑行路徑圖，邊緣的顆粒由於自由度較大，滑行路徑較為混亂而向四方擴散，其餘顆粒同一位置但不同高度的顆粒滑行路徑相差不大。

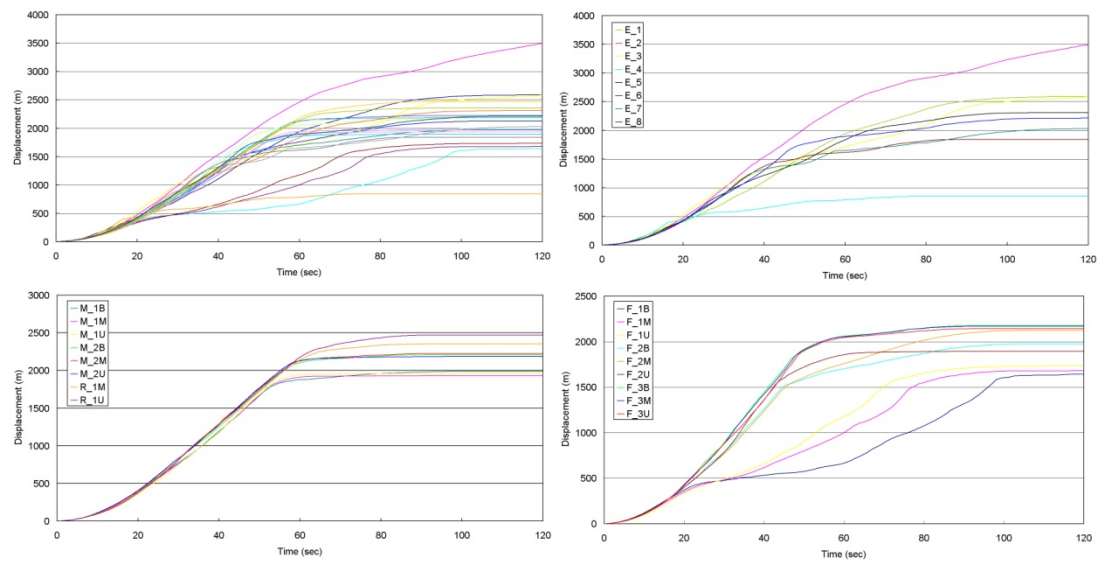


圖 3- 33：監測顆粒之滑動距離隨時間變化圖，顆粒的最高滑行距離接近 3500 公尺，大多數的顆粒滑行距離集中於 1500 至 2500 公尺之間。

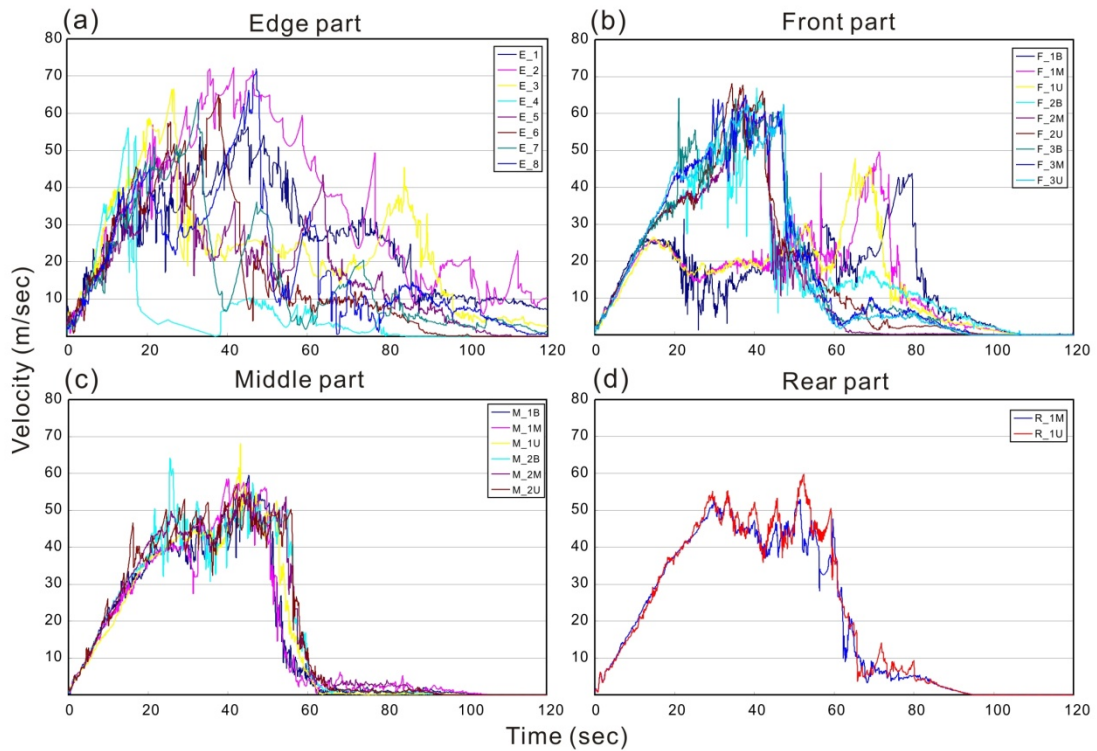


圖 3- 34：監測顆粒之速度圖，邊緣顆粒由於自由度較大，因此速度的變化較大，前端顆粒速度變化可分為二類，一類在 30-45 秒之間有速度高區 (F_2B, F_2M, F_2U 和 F_3B, F_3M, F_3U 共 6 顆)，而另一類則是在 60-80 時受地形影響 (F_1B, F_1M, F_1U 三顆)，速度突然升高的二次加速，而中段的顆粒則是較一致，且維持一段穩定的速度高區。

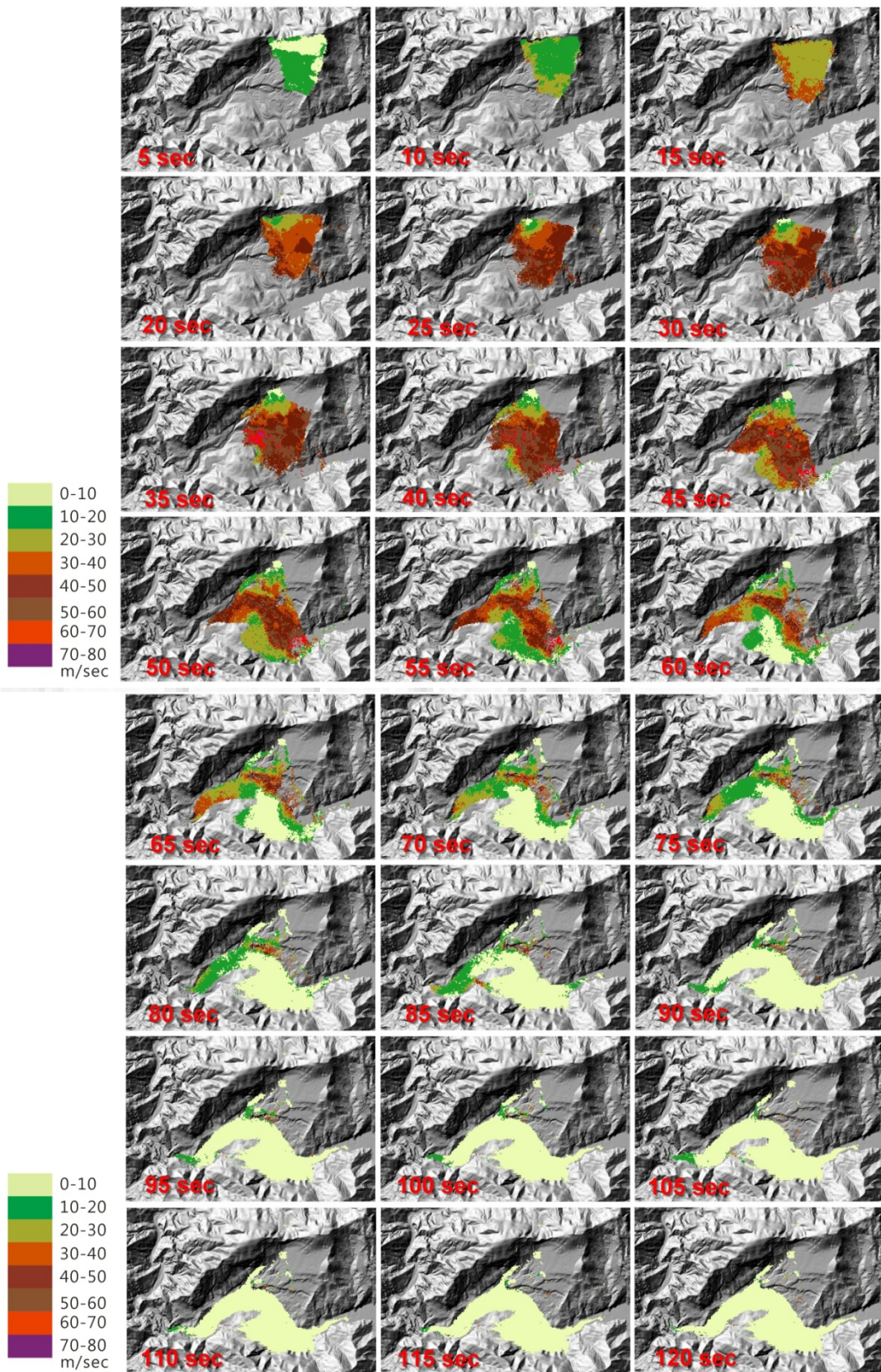


圖 3- 35：表面顆粒之流動速度圖，時間間距為 5 秒，在第 40 秒撞擊發生後，撞擊點後方的顆粒速度較撞擊點附近顆粒的速度為快，之後慢速區逐漸往後延伸，顯示撞擊為一連續的動作，而不是瞬間的。

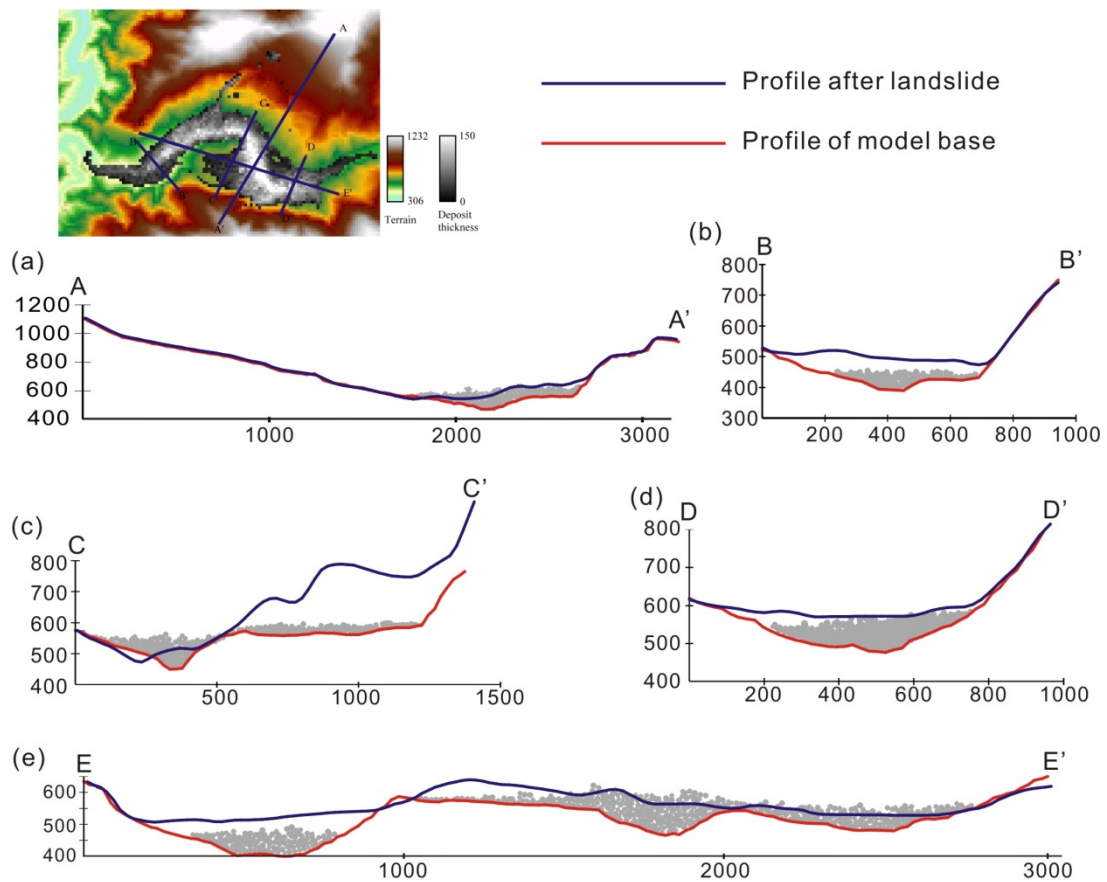


圖 3- 36：三維模擬結果和真實剖面比較圖，在 AA'剖面有最好的結果，其次為 DD'剖面，而 CC'剖面則是因高區顆粒停不易，加上滑動面摩擦係數太低，以致顆粒無法停留，差異較大。

3.6.3. 結果與討論

比較二維及三維 PFC 模擬的結果，我們發現不論是摩擦係數、滑行速度、塊體破裂行為、塊體堆積及滑行距離上都有相當大的差異，有關三維模擬之結果與二維之間的差異分述如下：

3.5.3.1 低摩擦係數

根據李鎮楠 (2000)的測試數據，卓蘭層的殘餘摩擦角 ϕ_r 為 $19.9^\circ(0.36)$ ，而草嶺滑動面的傾角約在 12° ，按照此一標準，塊體是不可能滑下來

的；然而在我們的模擬中，最契合的摩擦數是 0.03，遠小於直剪測試的結果。Chang and Taboada (2009) 利用滑動弱化 (slip-weaken) 來解釋九份二山崩塌時摩擦係數迅速降低的原因，在山崩塊體受地震力而產生滑移時，因瞬間摩擦產生高熱，因此有強大的孔隙壓力 (pressurization of pore fluid) 和因剪力作用造成的熔化 (shear melt) 作用，使得摩擦力得以降低，Lin et al. (2001) 更在當地發現在斷層摩擦面常見的假玄武岩玻璃薄層 (pseudotachylite)，其生成溫度約在 1100–1600°C，證明摩擦熱熔化的存在。

Han 等 (2007) 認為岩石在高速摩擦時會產生高熱及非常細小的顆粒，造成摩擦係數降低到 0.1 以下；Ditoro et al. (2004) 用溼的岩石試體快速摩擦，當摩擦速度高達 1 m/sec 時，在摩擦會產生一層由非結晶的微小石英顆粒組成的膠狀 (gel) 物質，並使摩擦力接近 0 (圖 3- 37)。Hirose and Bystricky 利用高速摩擦模擬蛇紋岩內的斷層錯動，當正向應力在 24.5MPa，且摩擦速度高達每秒 1.1 公尺時，摩擦係數可由 0.6 降至 0.15。Togo et al. (2009) 亦對龍門山斷層的岩石試體做高速的旋轉剪切，發現摩擦速度愈快，摩擦係愈低，並提出一經驗式： $\mu_{ss}=0.780\exp(-1.84v)$ 。

3.6.3.2. 塊體之堆積

利用三維的離散元素法來模擬草嶺 1999 年的山崩的確可以得到良好的結果，我們發現草嶺的崩塌區的堆積形貌受到地形的影響，堆積區的東半部，河流的方向和土石崩落的方向呈垂直，加上有足夠的動能與後續的推力，使得土石得以直接跨過清水溪到達倒交山下；而堆積區西半部河流的方向和土石崩落的方向大致平行，因此土石落入清水溪後便順著河谷向下游堆積，所以有較長的滑行距離，也因此導致堆積區較的層序較為混亂。

由圖 3- 32 監測顆粒路徑圖來看，大部份在堆積前端的土石在崩塌前是屬於塊體的邊緣部，這是由於滑動時前方沒有阻礙，再加上有後方的推力，使其能有較大的動能，故而能夠滑行較遠的距離，使得視摩擦係數 (apparent friction of

coefficient) 達到 $\tan 11^\circ$ 。模擬的結果，在河谷下游及清水溪曲流內側的高地（倒交山）和真實的地形相差較大，這是由於我們忽略主要崩塌區的西南方的一塊較小的崩塌區（圖 3- 38），因此河谷的堆積體積較真實的地形少，另外是由於塊體崩落後會體積有約 20%增加 (dilatation)，在我們的 *PFC^{3D}* 模型中還無法表現出此種特性；第三是清水溪曲流內的高地是突出狀的，加上我們滑動面的摩擦係數設定過小，使得圓形的顆粒較難停留，顆粒轉向東側堆積，導致模擬後倒交堆積的地形較真實情況為低，但東側堆積卻較真實地形為高（圖 3- 36e）。

由圖 3- 28 可得知，當摩擦係數小於 0.03 時，其堆積形貌比較符合真實的現象，相較於二維的模型，摩擦係數只要在 0.15 顆粒就可以到達真實堆積最遠的地方，二者的結果差異頗大，我們認為二維的模型的顆粒在碰撞時，不用考慮到側向的能量耗損，所需的動能較少，因此摩擦係數在 0.15 時顆粒就可達倒交山；三維的模型顆粒在碰撞時，不但要考慮側向的能量耗損，還要考慮到路徑的變化，需要較大的動能才能使顆粒跨過倒交山，因此摩擦係數必須在 0.03 以下才能使大部份的顆粒越過清水溪，且使部份的顆粒到達倒交山下。

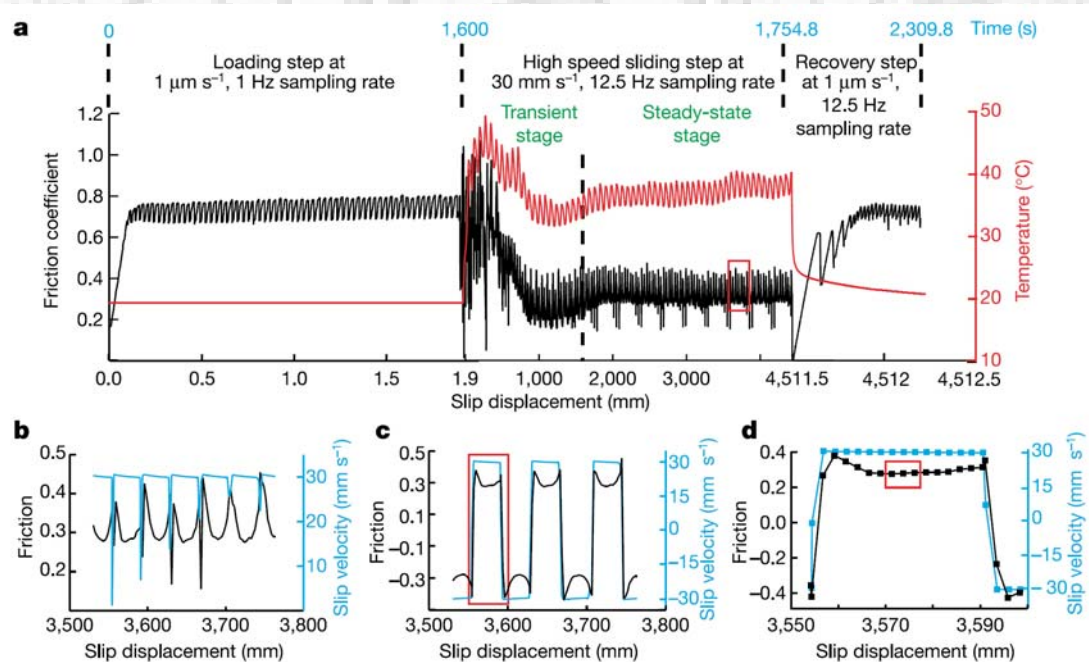


圖 3- 37：當岩石間的滑動速度快速增加時，摩擦係數會突然降低，且溫度快速增加 (Di Toro et al., 2004)。

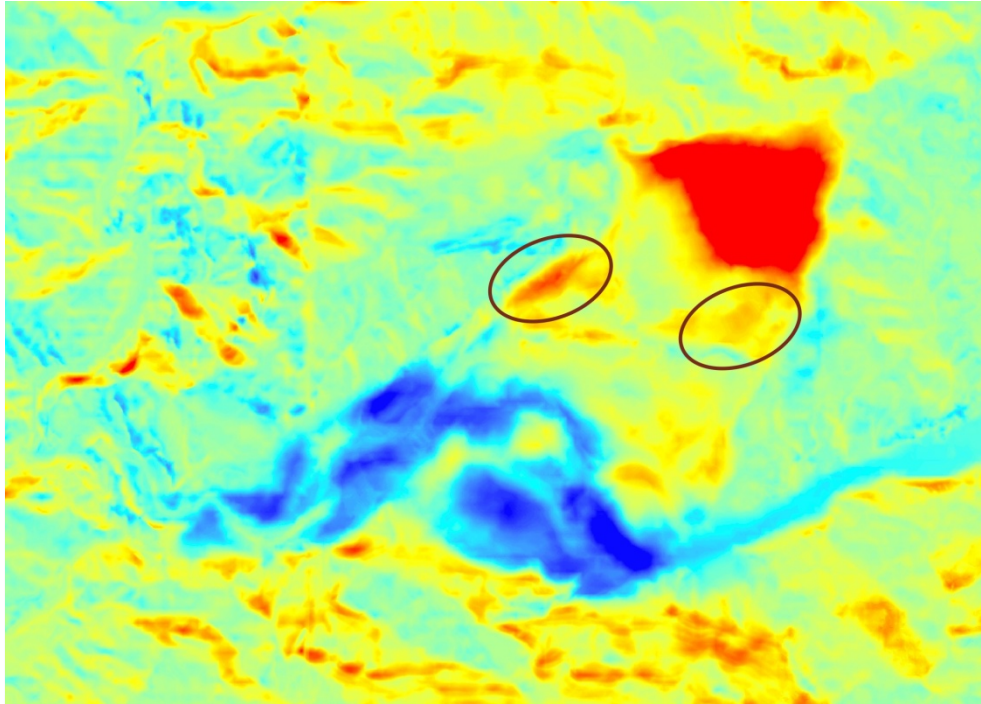


圖 3- 38：由於在主要的崩塌塊體之外，因此在模型中被忽略掉的部份（黑色橢圓內的紅色部份），這也是導致模擬的部份顆粒堆積剖面低於實際土石堆積的原因。

3.6.3.3. 顆粒之滑動速度及路徑

在草嶺的二維顆粒模擬 (Tang et al., 2009)，最快約 45m/sec，摩擦係數為 0.15，顆粒即可到達倒交山；但三維模擬結果摩擦係數必須降到 0.03，且速度要達到 78m/sec 才能得到較好的結果，二者相差甚遠，這個原因已在先前提過，然而三維的模型比較能反映真的情況，因此我們認為草嶺山崩的崩滑速度可達每 75 公尺以上。

由圖 3- 31 可知，不同位置的顆粒其滑動的路徑及速度會有非常大的變化，這是由於顆粒滑動時受到地形作用的影響，和顆粒本身高度的位能不同，甚至有可能是受到顆粒間相互的影響作用，都有可能造成滑行路徑及速度上有明顯的差異，因此，不能用單一塊體及簡單模型來解釋山崩塊體的運動行為。

3.6.3.4. 顆粒之破裂行為

從三維的顆粒破裂隨時間變化圖 (圖 3- 31) 發現，強、中、弱三種不同鍵結強度的模型，其鍵結破裂的行為大致相同，只是弱鍵結模型破裂的時間較早，強鍵結模型較晚，這表示鍵結的破壞並不是一個突然的事件，而是塊體開始崩滑時就破裂，且是持續不斷；強、中、弱模型 90%的鍵結破裂分別在 17, 35, 60 秒，其中的曲線是平滑的，這和二維模擬的強、中二個模型不同，這二個模型的破裂隨時間變化圖都有一個瞬間破裂增加的時段，代表塊體撞擊河谷所造成；會造成二維和三維的差異，主要在模型邊界的幾何形狀，二維模型的滑動面是以一個直線為主，三維模型的滑動面是完全參照 40m × 40m 的 DTM，因此在滑動面上有好幾個階面，當塊體碰撞河谷前就必須先經過這些階面，此時由於滑動面的不平整，塊體在碰撞清水溪河谷前內部的鍵結便開始破裂，使得我們看不出塊體撞擊河谷的時間點。

3.6.4. 小結

由草嶺三維模擬的結果得知，山崩塊體的裂解與碰撞並非一瞬間，而是一個連續的行為；而塊體崩滑後，不同位置的顆粒會因高度與位置的不同、滑行路徑的幾何形狀以甚至顆粒之間的互相碰撞，都會使得滑行距離和速度有很大差異。

3.7. 本章總結

本章主旨在探討地震所誘發的草嶺山崩，經由 *PFC* 程式模擬探討草嶺在 1941 年山崩誘發原因，並同時以二維及三維的模型討論草嶺在 1999 年因集集地震所誘發的山崩，發現塊體的碰撞是導致 1941 年塊體崩塌的原因；二維和三維模型的在模擬山崩行為其結果不論是在摩擦係數、滑行速度、滑行距離與路徑以及破裂行為都有非常大的差異。

第四章 1999 年九份二山之山崩研究

1999 年集集地震所造成九千多個山崩中，規模最大的草嶺之外，其次就是九份二山的崩塌，此次九份二山的崩塌，共造成 39 人死亡，並堵塞溪水形成堰塞湖。由於九份二山之崩塌區和堆積區有部份重疊，且坡腳是否有剪裂破壞，因崩落體的掩蓋，所以九份二山的崩塌機制一直存在著爭議，本研究嘗試重新整理研究區資料，並利用三維數值模式探討可能的山崩塌機制和探討不同山崩塊體強度對堆積形貌與山崩運動過程的影響。

4.1. 九份二山崩塌及研究區域概況

九份二山崩塌區位於崁斗山 (標高 1,097 公尺) 的東南面，國姓鄉、中寮鄉與草屯鎮的交接處 (圖 1-2)，本區的地層大約為 N42°E，向東傾斜約 24 度，為一順向坡地形，因位於九份二山之北側，因此被稱為九份二山崩；在水系方面，崁斗山東南側下方有澀子坑溪與韭菜湖溪流經，二條溪流大致往東北方流動，約在九份二山北側 (崩塌區之坡腳) 匯合，之後便向東南注入南港溪 (圖 1-2)。

在 1999 年集集地震所誘發的山崩事件中，九份二山的山崩和草嶺是最令人注目的二個案例，九份二山崩塌面積約 75 公頃 (中央地質調查所，1999)，塊體體積約為 $42 \times 10^6 \text{ m}^3$ (Chang et al., 2005a)，小於草嶺的 $120 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，但所造成的生命財產損失並不小於草嶺事件；本次事件共造成 39 人死亡，主要是由於集集地震強烈的振動導致整個順向坡沿層理面脫離破裂，傾洩而下，並且堵住澀子坑溪、韭菜湖溪山崩區附近的溪溝，形成三個堰塞湖，而堵住澀子坑溪及韭菜湖溪較大的二個堰塞湖至今仍存在 (圖 4-1)，崩塌區的海拔高度約在 500 至 1,000 公尺之間，崩塌的類型屬岩石滑動與岩石崩移之複合運動型山崩 (吳秋雅，2007)。



圖 4-1：九份二山之災後空拍圖，右下方為二個目前仍存的堰塞湖 (圖片擷取自 Google Map)，在堆積區的東邊，有幾條南北向的山脊，部份九份二山的崩塌物甚至可越過山脊稜線 (Run-up) 堆積在第二個山谷中。

4.2. 九份二山之地質概況

4.2.1. 地層描述

九份二山崩塌區位於西部麓山帶，主要組成為中新世的砂岩夾頁岩，地層由老至新分別為中新世的炭寮地頁岩、石門層、樟湖坑頁岩、桂竹林層等，其中位於樟湖坑頁岩及桂竹林層之間的深坑砂岩及南莊層缺失 (圖 4-2)。根據黃鑑水等人 (2000)對該地的地層描述如下：

1. 炭寮地頁岩：

分為東西二帶，東帶呈南北延展，位於大岸山向斜之東翼，東界為水里坑向斜所切截；西帶南段構成粗坑背斜東翼的一部份，向北延伸後由於粗坑背斜向北傾沒，轉向西北並續向北延展。岩性以深灰色塊狀細緻頁岩，早中新世灰色厚層頁岩為主，有時夾雜薄層細砂岩、或砂頁岩互層，含多量海綠石、有孔蟲、貝類等化石，為外淺海的沈積環境，在標準露頭之厚度約 400 至 450 公尺。

2. 石門層：

本層以三層堅緻白灰至淺灰色細至中粒厚層砂岩，間夾深灰色頁岩或砂岩薄互層為主要岩性。此三層厚砂岩在野外極易辨識，常常造成懸崖、山稜或瀑布，為極重要之標準岩層。此三層砂岩之厚度在標準剖面為：下層 30 公尺，中層 15 公尺，上層 40 公尺。砂岩為細粒泥質，含豐富之貝類及有孔蟲化石。中層砂岩之頂部，*Operculina bartschi* var. *multiseptata* 有孔蟲特別富集，並含多量之貝類化石，該處砂岩含鈣質膠結而至為堅硬緻密。

3. 樟湖坑頁岩：

本層在本區內分佈頗廣，北從大岸山向斜的二翼開始向南發展，並包括南側集集大山向斜二翼，一直延伸至濁水溪南岸地區。岩性以厚層暗灰色頁岩為主，偶夾薄層砂岩，頁岩為厚層或塊狀，極純淨；砂岩層較少，單層厚度一般小於 3 公尺，往頂部所夾砂岩層漸多，由於本層尚未有完整剖面出露，在大岸山南側，其頂部為一不整合面所截切；麻竹腳斷層以南，本層底部未出露，估計厚度超過 500 公尺。

4. 桂竹林層：

中新世最晚期至上新世，本區僅下部桂竹林層出露，以塊狀厚層泥質砂岩為主，含豐富海相化石，偶有薄層頁岩，下部含少許碎煤塊，分布在大岸山向斜軸部，以平行不整合面覆蓋樟湖坑頁岩。

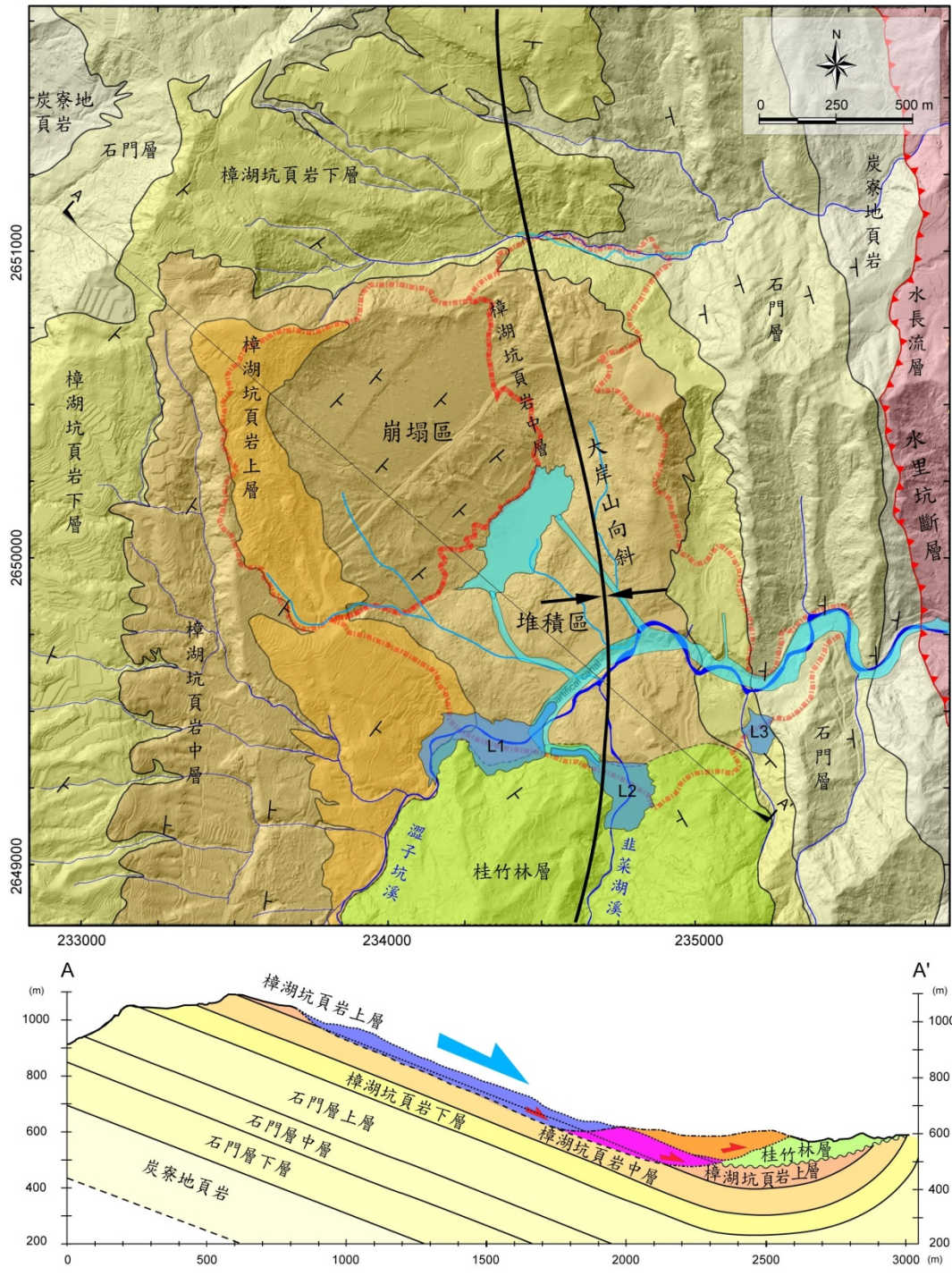


圖 4-2：九份二山崩塌區之地質及地質剖面圖 (摘自 Chang et al., 2005a; 黃鑑水等, 2000), 大岸山向斜通過該區的東緣, 崩塌的岩體主要是以樟湖坑頁岩為主, 南方因澀子坑溪及韭菜湖溪被崩塌土石堵塞而形成二個堰塞湖 (L1, L2 現今仍存在), 另一個由野溪所形成的堰塞湖 (L3) 已被引流而不存在。

4.2.2. 構造描述

由中央地質調查所出版的「埔里地質圖幅」(圖 4-2)和「台灣南投集集大山之地質及煤礦」(圖 4-3)二者相對照，在構造上有一些差異，今整理二者之地質圖幅後，分述如下：

1. 大岸山向斜：

為一南北延伸的向斜，軸線大致通過四角山 (即大岸山) 並向南北略沿韭菜窩溪谷延展，續往北沿向斜軸可能有一斷裂存在。此向斜略顯不對稱，東翼較陡，岩層傾角從 10 度至 70 度，西翼之傾角為 10 至 50 度，平均 30 度，且由軸部往二側岩層傾墜變陡。向斜延展 9.5 公里後二端為斷層所切割，北為十二份斷層，南為韭菜窩斷層。大岸山向斜過九份二山崩塌區，約在韭菜湖溪河谷之位置。

2. 水里坑斷層：

距九份二山崩塌區東方 1 公里，約呈南北走，且向東傾之逆斷層，全長超過 30 公里，斷層東側的始新世的輕度變質岩逆衝到斷層西側的中新世沈積岩上，但野外上並沒有發現斷層的直接露頭，此斷層主要依據地形線型，例如直線狀河道、地形鞍部及地形坡度的突變等特徵推測斷層位置。水里坑斷層東側為雪山山脈輕度變質岩區，即白冷層及水長流層，西側下盤則大部分由樟湖坑頁岩與炭寮地頁岩所構成，兩側岩層岩性、變質度、構造型態及地形發育都有極大的差異。

十二份斷層：為「埔里地質圖幅」沒有標示的一條斷層，但在何春蓀 (1956) 的「台灣南投集集大山之地質及煤礦」(圖 4-3)中卻有明確的標示。斷層之走向大致為 N35°E，為一逆斷層，由西側至東側抬昇，最大層位落約為 400 公尺。由於此斷層通過九份二山崩塌區東側；因此十二份斷層的存在，可能導致位於上盤區的九份二山坡面地層層位上升，位於樟湖坑頁岩下之石門層有機會出露於坡面上 (圖 4-4)。而十二份斷層的存在與否，對日後對九份二山崩塌機制之探討有極重要之關係 (彭健豪，2008；吳秋雅，2007；Chang et al., 2009)。

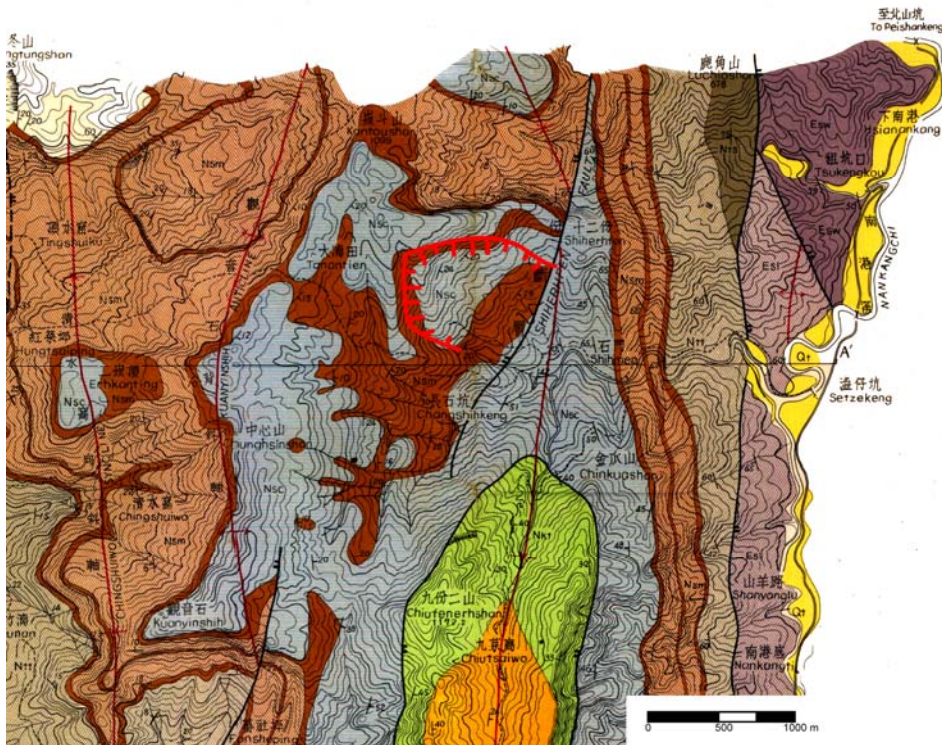


圖 4-3：九份二山之地質圖 (何春蓀，1956)，十二份斷層通過九份二山的崩塌區下緣 (東緣)，而崩塌區的上緣則有石門層出露，圖中紅色線條圍成的區域為九份二山的崩塌區。

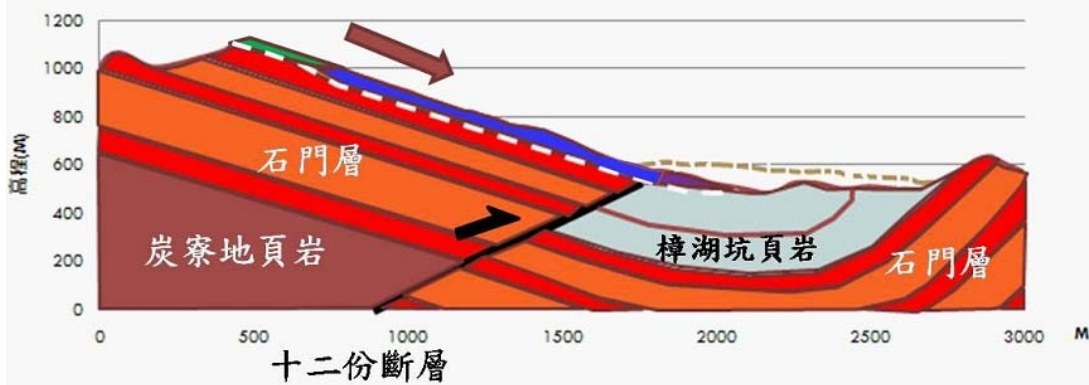


圖 4-4：九份二山之古滑動地層 (彭健豪，2008)，顯示九份二山的崩塌區地形受到十二份斷層的影響。

4.3. 九份二山崩塌之文獻回顧

相較於草嶺，自 1942 年便有山崩的調查報告，而後續也有許多的研究及成果(見第一章及第三章)，因此對於草嶺，我們有較詳細的資料，而九份二山地區，

在 1999 年以前一直沒有相關的文獻記載，直至 1999 年集集地震誘發大規模的崩塌後才有相關的報告及研究，並且對該地岩石的物理性質開始探究；陳智豪 (2001) 就對九份二山滑動面上的材料施測，內容包括自然物理性質、岩石組構、成份及力學性質等，結果發現九份二山岩石材料的基本摩擦角介於 22.3° 至 31.6° 之間，不規則弱面的尖峰摩擦角介於 28.37° 至 29.96° 之間，他認為九份二山為一極快速的山崩，且在崩積土與滑動面的交界處有滲水的現象，地表水經由滑動面上岩層的垂直節理滲入，再由下部岩層滲出。現地岩層的位態為 $N34^{\circ}E/23^{\circ}S$ ，且有三組節理，其位態分別為 $J1: N60^{\circ}E/85^{\circ}N$ 、 $J2: N20^{\circ}W/87^{\circ}S$ 、 $J3: N80^{\circ}W/85^{\circ}S$ 。其中 $J1$ 和層面垂直，傾角近乎垂直。周明德 (2003) 針對九份二山崩塌進行地質鑽探，發現部份岩心有斷層泥及斷層角礫岩存在，推斷可能是山崩發生時，岩盤剪動所造成的結果；並分析九份二山在受地震作用時的安全係數，得到坡面上塊體的安全係數僅有 0.55。在邊坡的穩定性上，Dong et al. (2009) 利用 Newmark 位移法比較九份二山的山崩和紅葉坪的地滑，認為地震波的非均向性 (Seismic anisotropy) 和塊體滑動的方向 (Corresponding sliding direction) 是造成九份二山崩塌的主因。Shou and Wang (2003) 的研究指出，在沒有地震力的作用下，即使地下水位接近地表，邊坡仍相當穩定 ($FS=1.35$)，因此造成九份二山崩塌的原因，主要是地震發生時，產生的應力超過坡腳所能負荷，導致坡腳嚴重拱曲破壞。曾俊偉 (2004) 對九份二山崩塌區的穩定性及地下水做調查，由岩心判別發現地下深度 30 至 50 公尺處有剪裂帶及斷層角礫岩，而崩塌塊體的厚度亦大約是如此，顯示剪裂帶早已存在，而地下水的流動深度亦在 30 公尺以下，因此推測滑動面不僅只有和原先的弱面有關，地下水亦扮演極重要的角色。Wang et al. (2003) 判識 1998 年航照，發現九份二山崩塌前的坡面有拱曲 (buckling) 和楔形 (wedge) 的特徵 (圖 4-5)，推測九份二山在地震前應有潛移的現象，是為山崩發生的前兆，而坡腳的厚層砂岩被移除更是使得邊坡在地震來臨時缺乏支撐力，而誘發巨大的山崩。Chang et al. (2005a) 分析航照結果指出，在龍南路上邊坡有一條明顯的單斜構造，而下邊坡則有數條斷層崖及不對稱之單斜構造 (圖 4-6)。Chang et al.

(2005b) 根據集集地震後之地下水位推測震前地下水位應在滑動面上方 30 至 45 公尺；當地震發生時，孔隙水壓被迅速激發，導致有效應力迅速下降，發生大規模崩塌。吳秋雅 (2007) 利用高解析的數值高程模型 (DEM) 分析九份二山震前的地形特徵，發現崩崖坡面上有三個斷層弱帶 (圖 4-7)，山崩發生時，坡體很可能沿著這些斷層弱面發展剪切面或拱曲破壞；而九份二山崩塌的成因可能是震前崩塌區的節理密度相當高，減弱了坡體岩石的強度，以及水系、裂隙及節理的發育，無法提供坡體側向的支撐，地表逕流水沿著節理、裂隙與水系滲透到地層中，更降低層面的摩擦。另外 Huang et al. (2001) 利用 Newmark 位移法計算九份二山的界驅動件，若滑動面的傾角為 24° ，當地震發生時，摩擦係數 (μ_s) 小於 0.73 時，則塊體就有可能滑動。

在運動學模擬方面，彭建豪 (2008) 利用二維的 *PFC* 模擬九份二山的山崩過程(圖 4-8)，將模型分為十二份斷層的上盤及下盤二部份，並假設斷層有一斷層泥；經由航照判識及「台灣南投集集大山之地質及煤礦」地質圖，(何春蓀，1956)的研判認為 1999 年九份二山的崩塌區原本就是一個古地滑區，曾經滑動約 80 至 270 公尺，當時並未完全崩落，但已成為未來崩塌的自由面 (圖 4-9)；在輸入地震力後模擬的結果顯示，塊體直接向河谷快速堆積，滑動層的摩擦角必需為 0 度，其結果才能和真實的地形面剖吻合。Wu et al. (2005) 根據岩心資料，發現有潛在的滑動面在下邊坡，並利用滑動面反算而獲得滑動面之參數，再利用非連續變形分析法 (Discontinuous Deformation Analysis, DDA) 模擬下邊坡滑動破壞之堆積行為，結果塊體最大的滑移速度可達每秒 31.4 公尺 (圖 4-10)，且節理面的凝聚力對邊坡壞過程影響不大，但摩擦角的改變對破壞過程有顯著的影響。Chang and Taboada (2009) 利用離散元素法模擬九份二山山崩的運動行為，分別以岩石強度及摩擦係數做為模型之變因，結果顯示輕度風化的塊體且滑動面的摩擦係數在 0.2 時，最能符合塊體真實的堆積情形 (圖 4-11)，塊體在滑動時，底部的坡腳受到一個面的阻擋，並且很迅速地先產生一個背斜褶皺形 (圖 4-12)，塊體滑動速度最高可達每秒 35 公尺 (125 Km/hr)，並且針對此一結果，共模擬五

個剖面，結果與真實的堆積相吻合 (圖 4-13)。

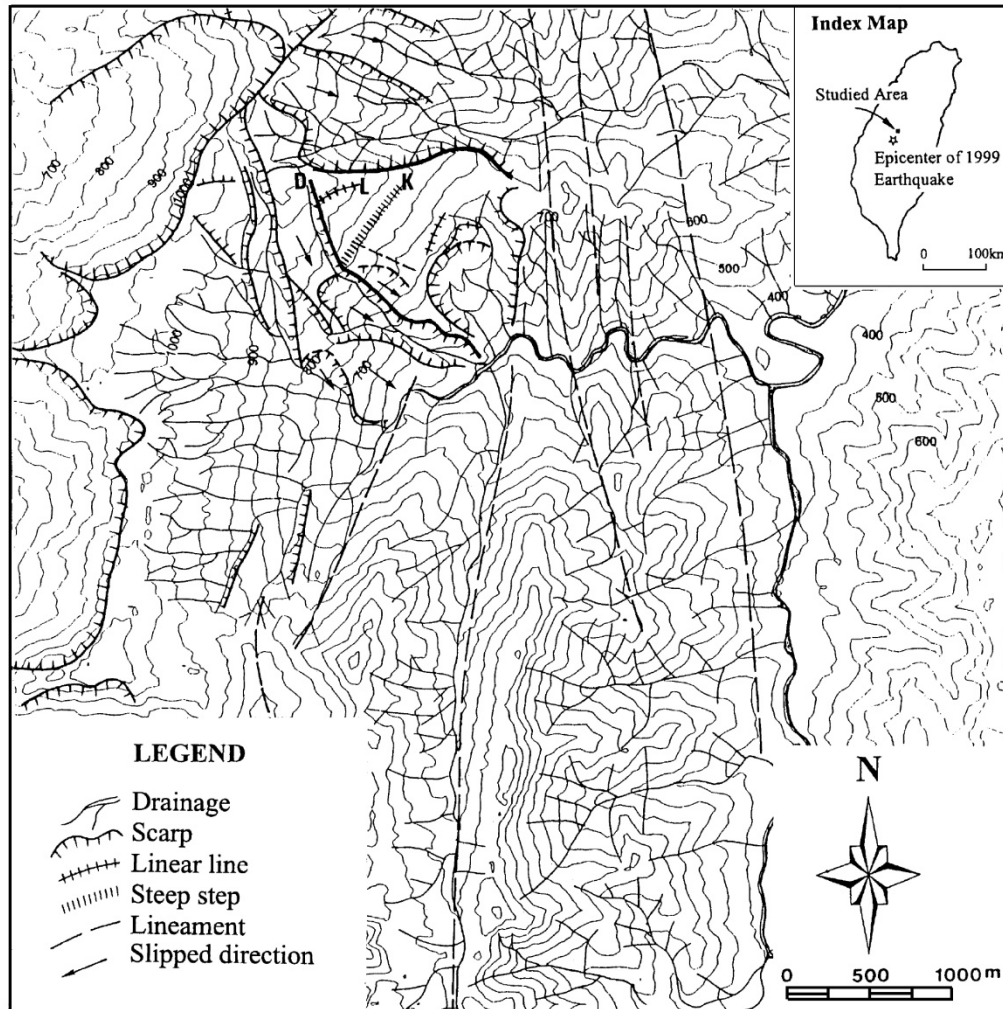


圖 4-5：利用九份二山崩塌前的航照判識地形之特徵 (Wang et al., 2003)，認為九份二山的崩塌區在崩塌前就有許多線形的特徵和構造，推論在集集地震崩塌前就有潛移的現象。

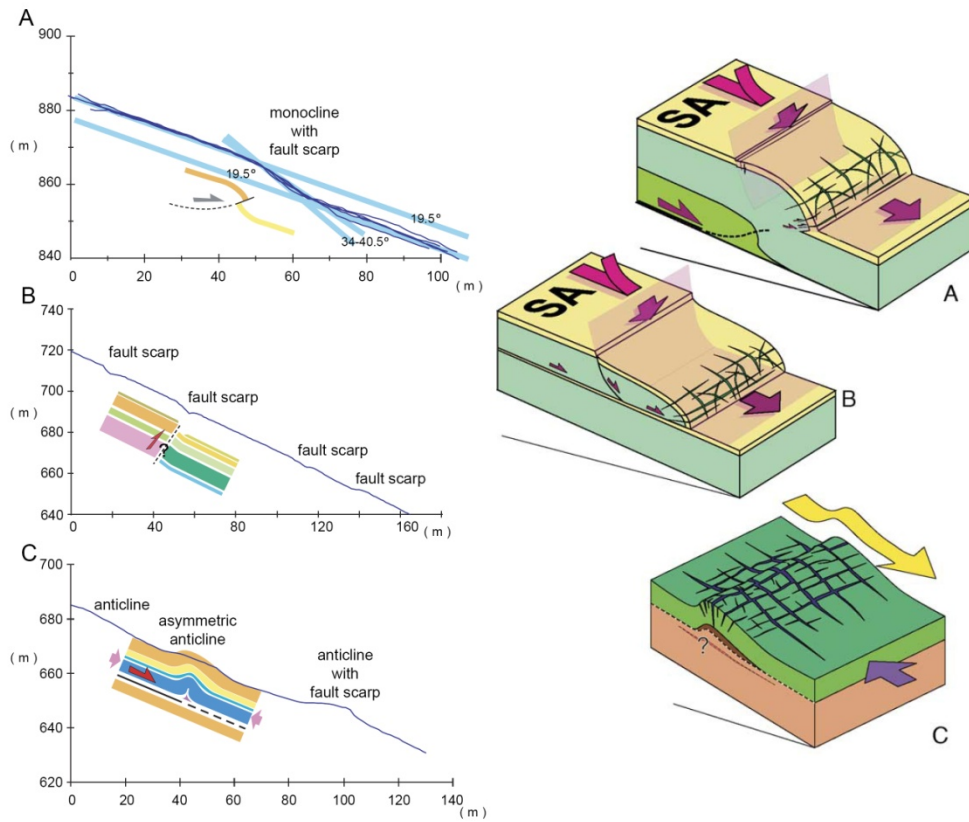


圖 4- 6：九份二山的地形特徵 (Chang et al., 2005b)，九份二山的崩塌區在崩塌前即存在有單斜、背斜及小斷層。

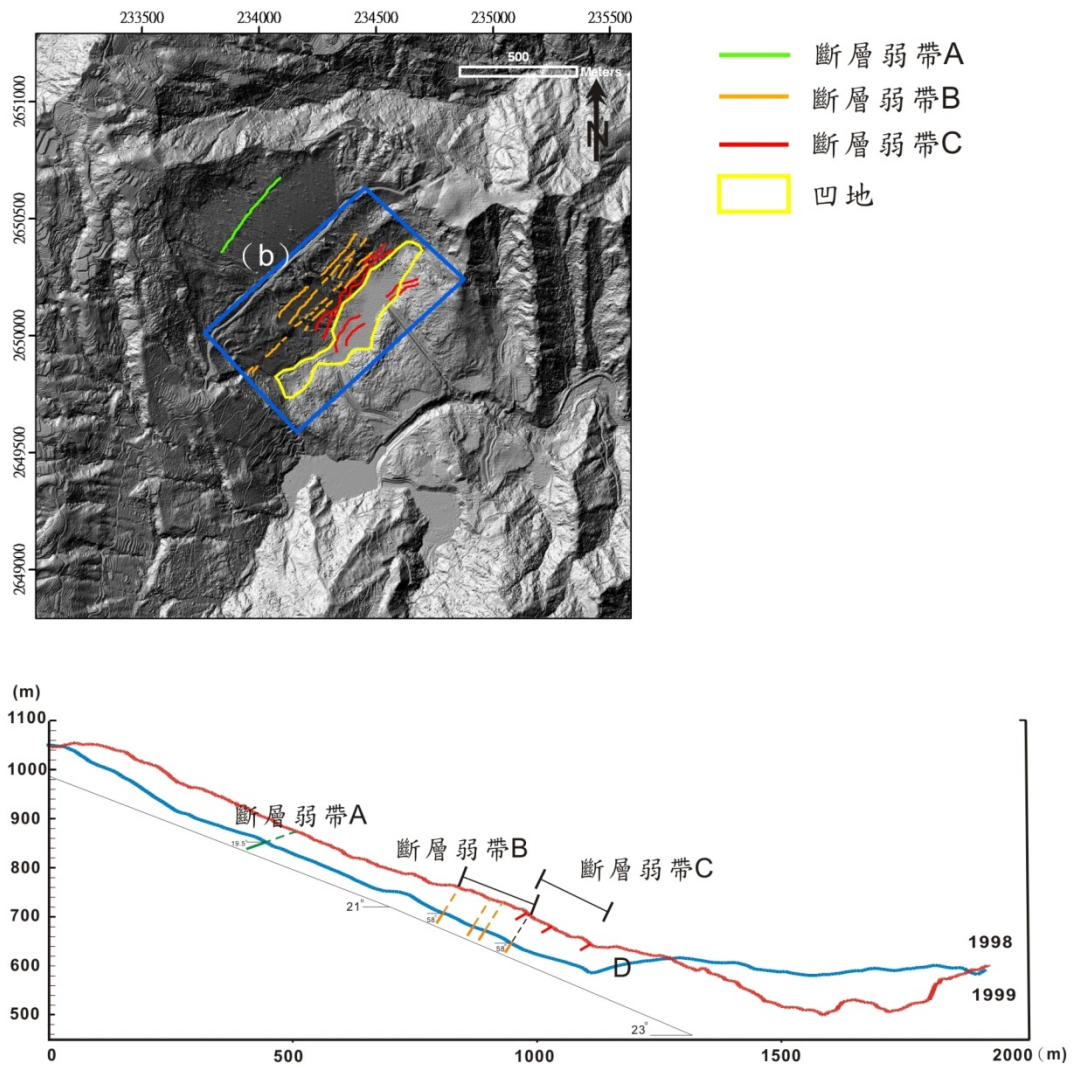


圖 4-7：利用高解析度的數值高程模型所分析之地層弱帶 (吳秋雅，2007)，九份二山的崩塌區在崩塌之前可能就已存在三個弱帶，是促成崩塌的重要原因。

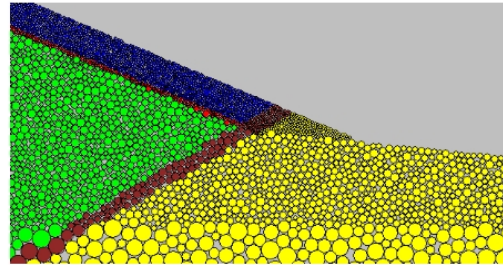
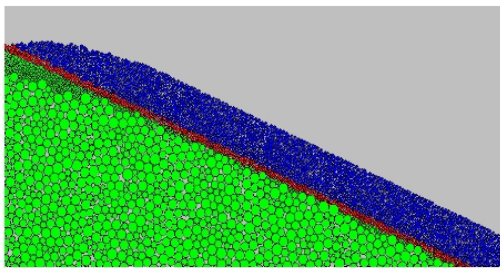
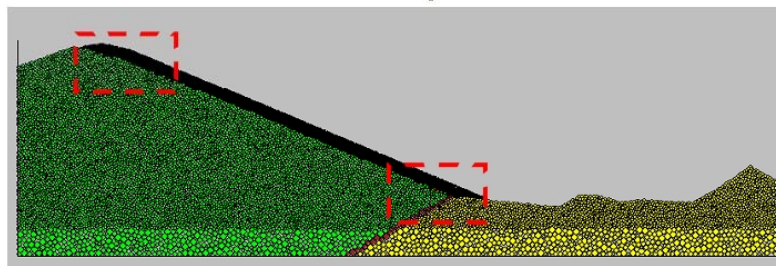
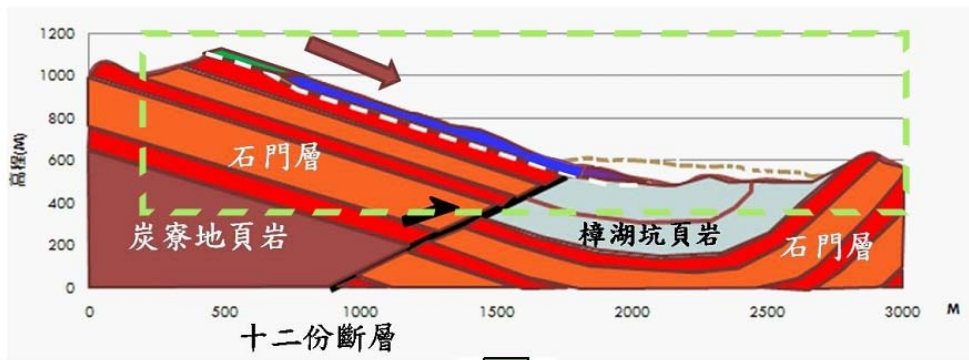


圖 4-8：九份二山的二維 *PFC* 模型 (彭健豪，2008)。

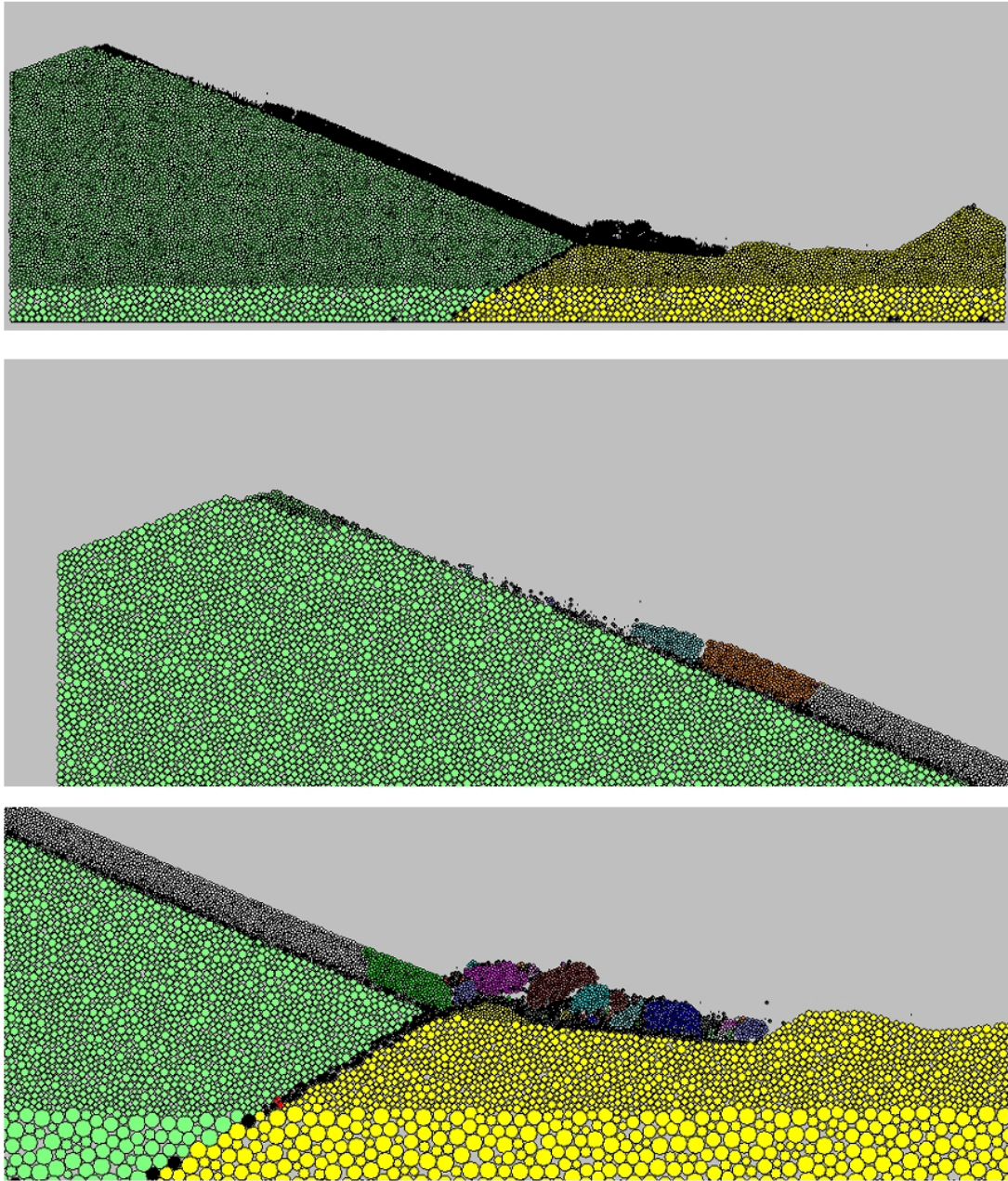


圖 4-9：九份二山之二維 *PFC* 模擬結果 (彭健豪，2008)。

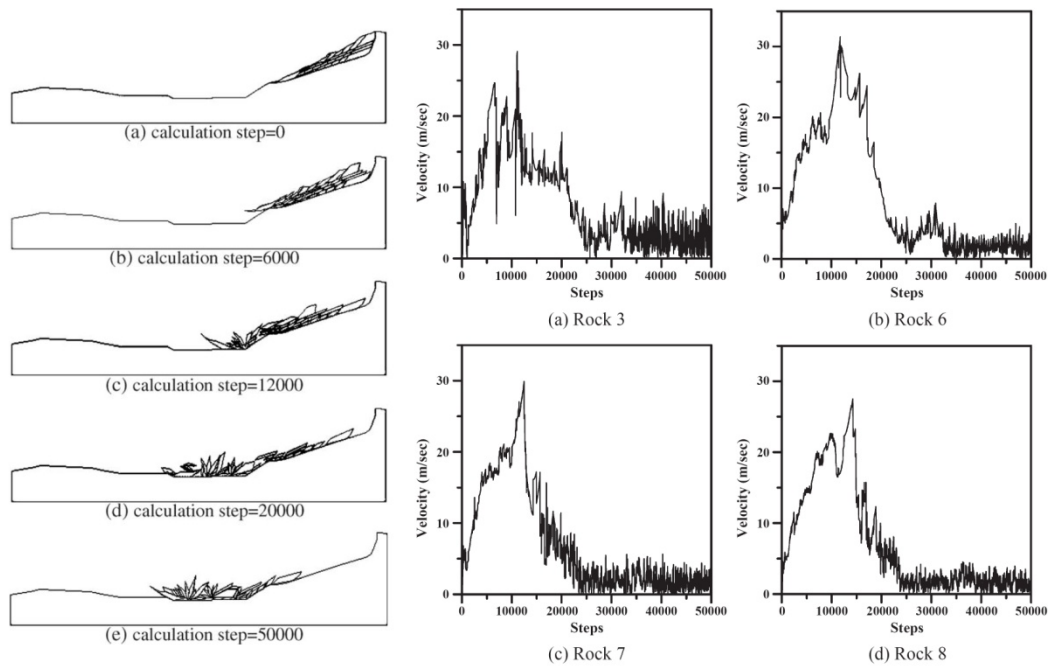


圖 4- 10：非連續體分析法分析九份二山之滑動速率 (Wu et al., 2005)，結果認為九份二山的滑動速率最高可達每秒 31.4 公尺。

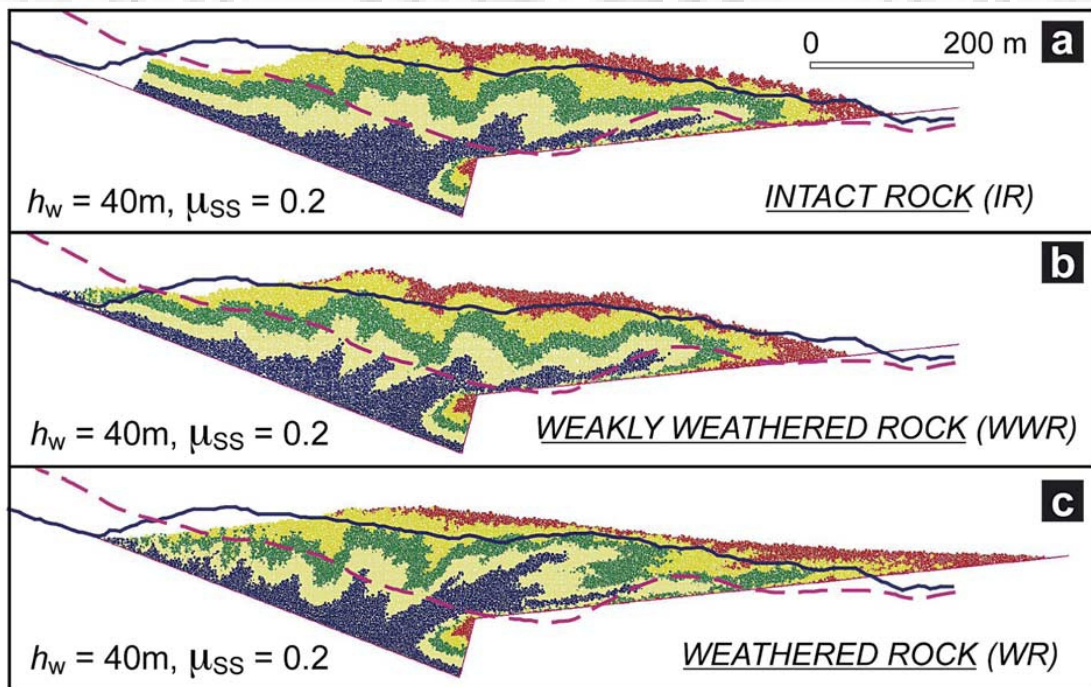


圖 4- 11：二維離散元素法模擬不同岩石強度之九份二山山崩 (Chang and Taboada, 2009)，當下水位高 40 公尺時，摩擦係數 0.2，輕度風化岩石強度的模型可得到最好的結果。

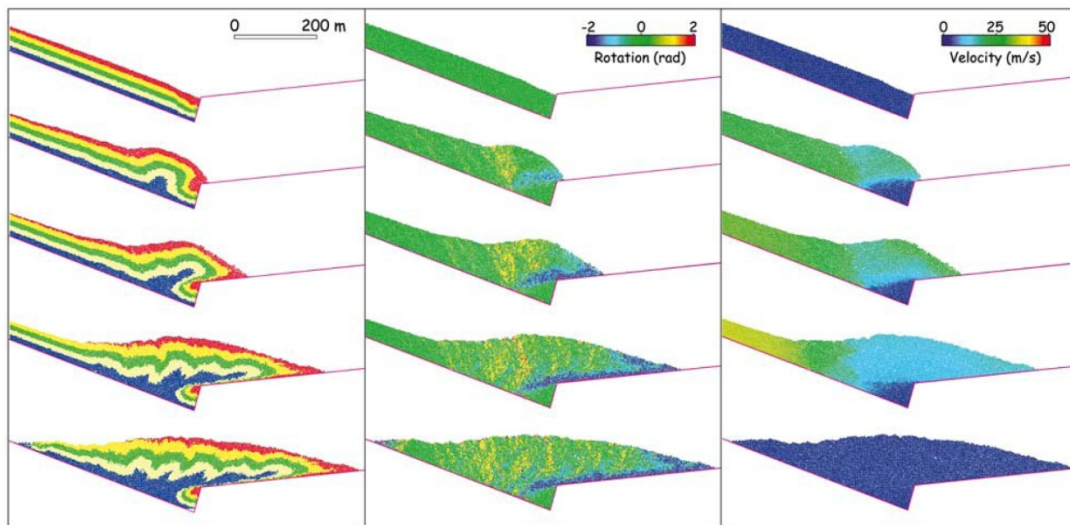


圖 4- 12：二維離散元素法模擬九份二山山崩之速度場及堆積形貌 (Chang and Taboada, 2009)。



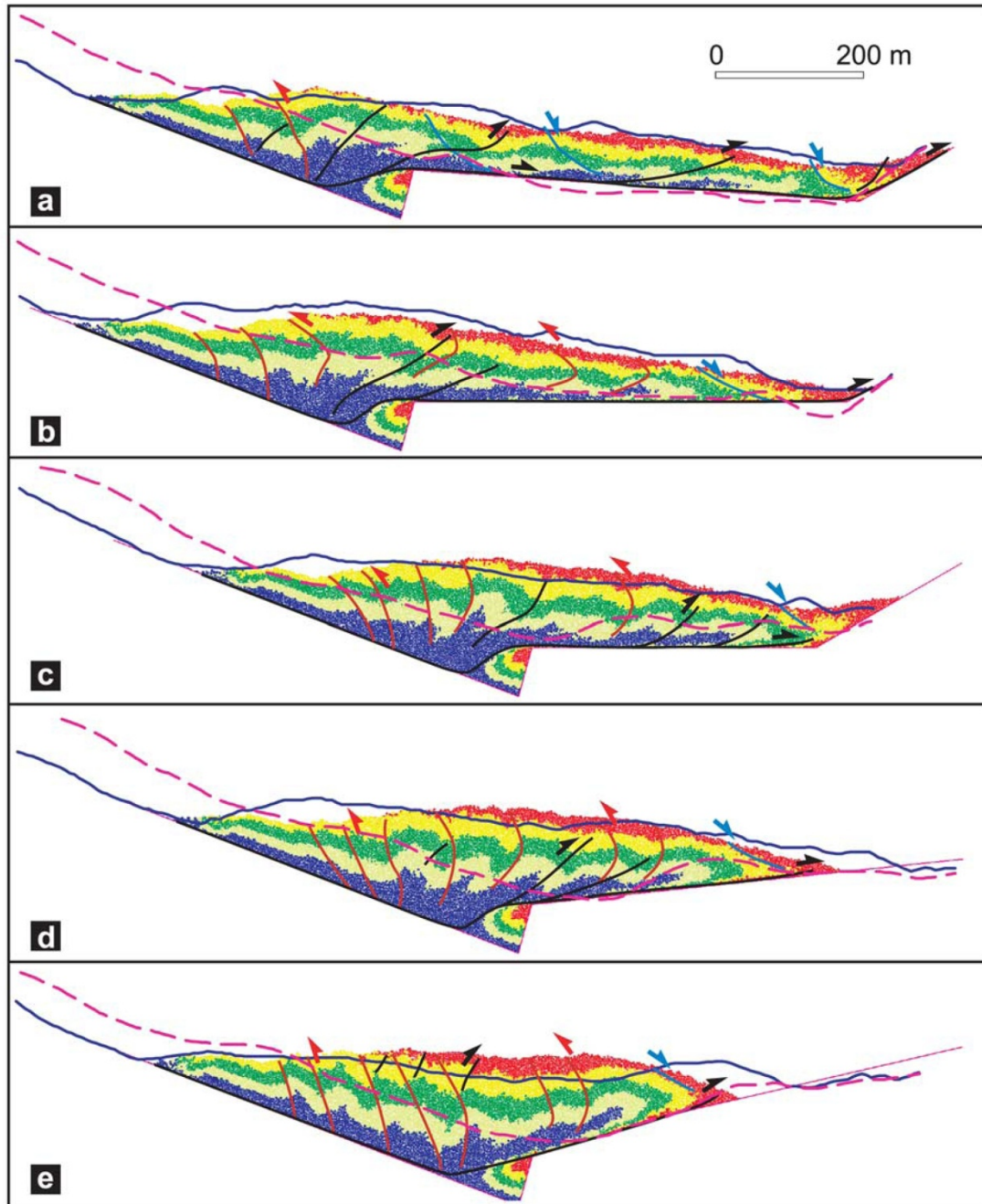


圖 4- 13: 二維離散元素法模擬九份二山山崩不同區域的剖面 (Chang and Taboada, 2009), 中度風化岩石在摩擦係 0.2 時會吻合堆積區的地形。

4.4. 九份二山之三維數值模擬

有關九份二山崩塌的模擬，都是以二維的描述為主，在山崩塊體形狀和地形面上都過分簡化，無法瞭解側向擴張對山崩動力機制的影響，而且造成誘發山崩之機制仍有爭議。本研究為了要對九份二山的崩塌做更深入的探討，並瞭解滑動過程中塊體的側向變化，因此採用三維的 *PFC* 程式模擬 1999 年九份二山的山

崩，以探討九份二山山崩可能的力學機制。

4.4.1. 模型的建置

模型的滑動面，主要是採用吳秋雅 (2007) 利用航照圖正射所製作九份二山災後的數值高程模型 (Digital Elevation Model, DEM)，配合災前的 DEM 得到堆積區的厚度後再扣除之，但由於九份二山的崩塌區和堆積區在坡腳部份有部份重疊，和草嶺的崩塌區與堆積區是完全分開的有所不同 (圖 4-14)，也就是說在坡腳的滑動面在出露前就被土石再度掩蓋，因此無法得知滑動面的正確位置，但由「台灣南投集集大山之地質及煤礦」及彭健豪 (2008) 的研究結果顯示，十二份斷層剛好經過九份二山的坡腳，因此我們採用十二份斷層的斷層面作為模型的坡腳，並將滑動面向下沿伸到和十二份斷層的斷層面相交處 (圖 4-15)。

滑動區和周圍的地形是由牆元素所構成，模型大小為 $2,020\text{ m} \times 2,060\text{ m}$ ，由 10,403 個 $20\text{ m} \times 20\text{ m}$ 的正方形區域，每個正方形再從對角線切成二個三角形面，共有 20,806 個三角面。建構山崩的塊體則是由 50,000 圓球顆粒所組成的 (圖 4-16)，顆粒的半徑界於 2.6 至 4.3 公尺之間。50,000 個顆粒代表的崩塌塊體，是由災前、災後的 DTM 所圍合的空間，加上我們所推測滑動面到十二份斷層所沿伸的二個空間，共約 3 千 8 百萬立方公尺 (圖 4-15; 圖 4-16)，我們在模型的邊緣處設置隱形的邊界，防止顆粒超出界面，變成自由落體；在模擬的過程中，如果顆落入無邊界的狀態，那便會落入無限的深度，這樣不僅對整個模擬的結果毫無意義，而且還會使程式不能收斂而導致無法停止。

由於九份二山的崩塌地層為樟湖坑頁岩上層及中層部份，為較為軟弱之頁岩，因此岩石材料參數我們採取較為弱的頁岩為主，其微觀及巨觀參數如表 4-1。

表 4- 1：九份二山之 *PFC* 微觀參數表

Item	<i>PFC</i> model (Microproperties)
Dense of balls (kg/m^3)	2680
Minimum radius (R_{min})	2.6 m
Ball radius ratio (R_{max}/R_{min})	1.66
Ball-ball contact modulus (E_c)	150 MPa
Ball stiffness ratio (k_n/k_s)	1
Ball friction coefficient (μ)	0.5
Parallel bond radius multiplier (λ)	1
Parallel bond modulus (\bar{E}_c)	150 MPa
Parallel bond stiffness ratio (\bar{k}_n/\bar{k}_s)	1
Parallel bond normal strength ($\bar{\sigma}_c$)	2.9, 1.93, 0.97 MPa
Parallel bond shear strength ($\bar{\tau}_c$)	2.9, 1.93, 0.97 MPa

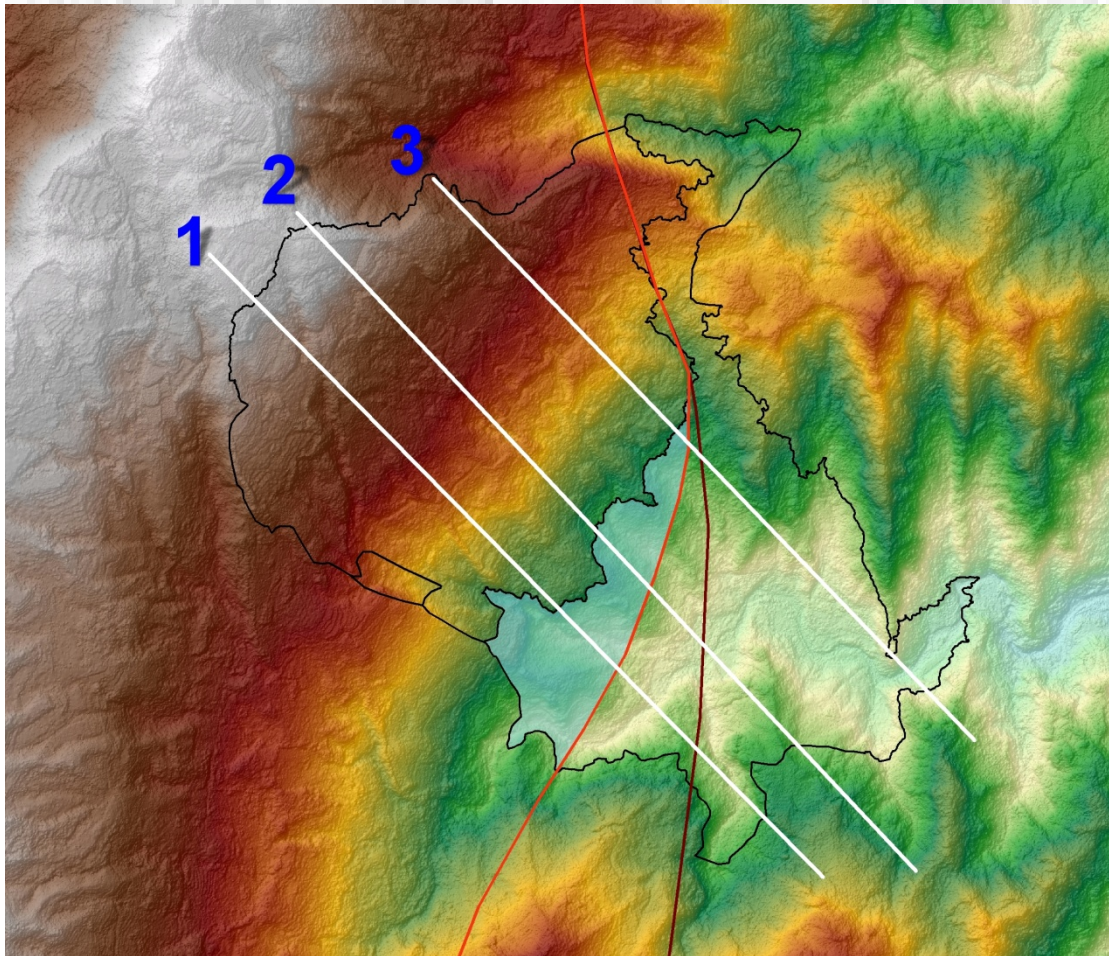


圖 4- 14：九份二山之地形與崩塌區、堆積區，圖中淺綠色的區域為堆積區與崩塌區重疊的部份；三條白色線為三維模型的觀察剖面。

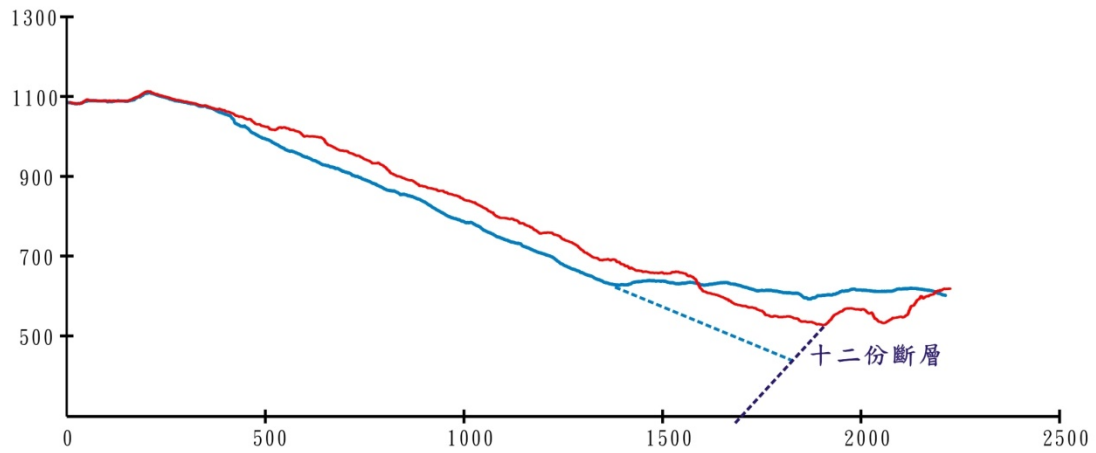


圖 4- 15：利用十二份斷層的存在推估九份二山真實的滑動塊體，圖中藍色虛線為根據地形延伸所推算之滑動面。

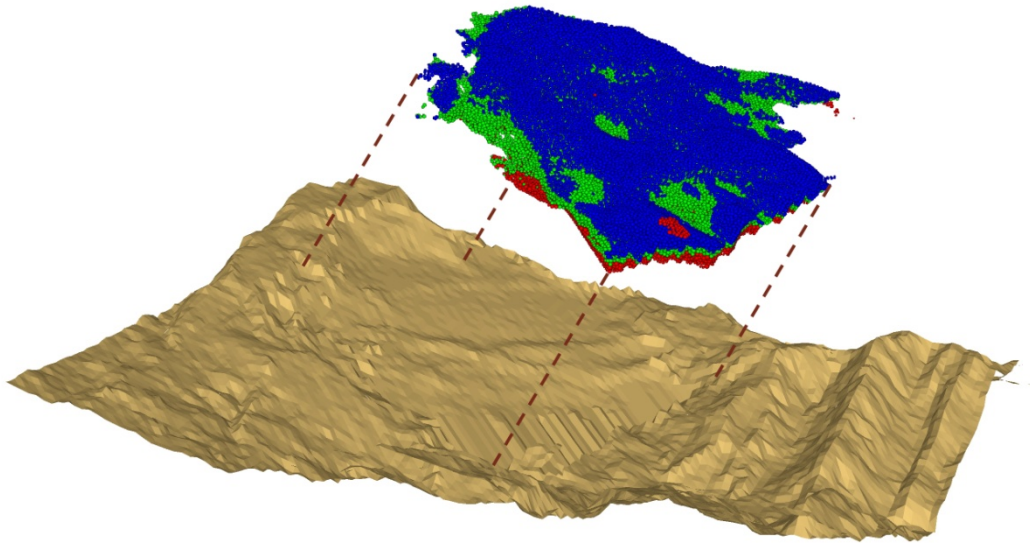


圖 4- 16：九份二山的三維模型，模型由 50,000 個顆粒和 20,806 個三角形面所成，顆粒組成的塊體依滑動面的位態分為三層，以利觀察崩塌後層序的上下關係。

4.4.2. 數值模擬結果

在九份二山的山崩模擬中，我們主要討論岩石的強度和滑動面的摩擦係數

和山崩之間的相關性，因此我們設計了強、中、弱三種不同的模型，每種模型再將滑動面的摩擦係數設為 0.05, 0.1, 0.15, 0.2 等四個模型，共計 12 個模型，其結果如分述如下：

4.4.2.1. 不同摩擦係數之模擬結果

圖 4-17 是弱鍵結強度模型在不同滑動面摩擦係的模擬結果，其中桃紅色線條所圍成的區域表示九份二山崩塌的真實堆積區，藍色線條所圍成的區域表示崩塌區，彩色的部份表模擬後顆粒的堆積區；由此顆粒的堆積分佈圖顯示，當滑動面的摩擦係數設為 0.05 時，顆粒的堆積區外觀有較佳的結果，而其他的三個模型的塊體堆積形貌在滑行距離上都顯不足，當摩擦係愈大，其堆積的形貌就和真實的況相差愈遠，在圖 4-17a 滑動面摩擦係數為 0.05 的結果顯示，在堆積區中的左下方有一突起角落（標示為 1），經比對九份二山塌後的地形顯示（圖 4-1），此區為其中一個堰塞湖的位置，在崩塌後後為湖水所填滿，所以經由航照正射所產生的數值高程模型 (DTM) 地形會增高而且是平坦的，另外標示為 2 的區域情形和上述大致相同，亦是堰塞湖的位置；第三個真實堆積區模擬結果與相差較多的部份為堆積區中間偏上的區域（標示為 3），此區域大致上為土石滑動經過的區域，受地形的影響，土石會自然向南方移動，區域不大，在真實的堆積高度亦不高，因此我們認為九份二山的滑動面摩擦係數為 0.05 比較能符合真實的三維堆積形貌，這和 Chang and Taboada (2009) 二維模擬的合理摩擦係數為 0.2 有一些差距，但和先前的草嶺模型的合理摩擦係數相差不大，其原因已在前一章討論過。

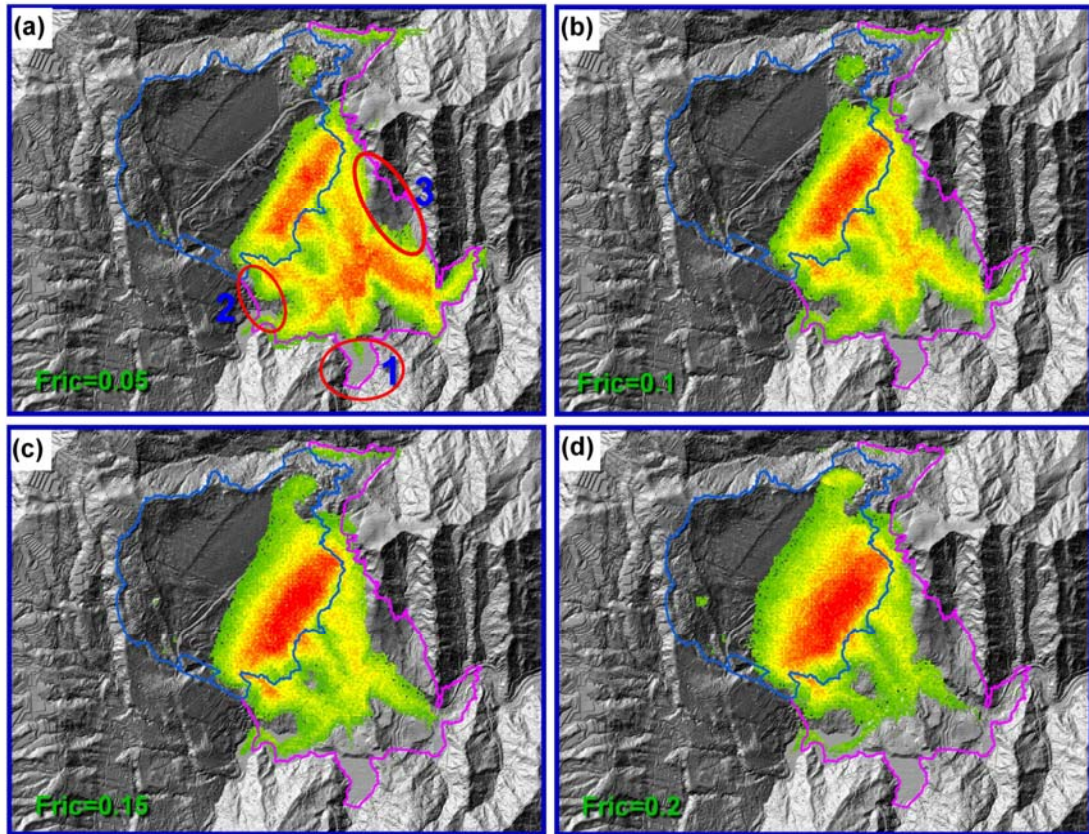


圖 4- 17：弱鍵結模型在不同摩擦係數模擬的堆積結果（圖例同圖 4- 18），當摩擦係為 0.05 時，顆粒的堆積區域較能符合真實的土石堆積，摩擦係數愈，則和真實的土石堆積差異愈大。

4.4.2.2. 不同鍵結強度模擬之結果

圖 4- 18 是滑動面摩擦係數為 0.05 時三種不同鍵結強度模擬的結果受到地形的影響，三種不同模型的顆粒堆積並沒有明顯差異，只有在崩塌區的底部有些微的差異，強鍵結的模型受到鍵結的影響，導致崩塌區底部的自由度較小，因此較多的顆粒停留在崩塌區邊界內（藍色線條圍成之區域）；相對的，弱鍵結的模型，鍵結破裂較快（圖 4- 19），顆粒受鍵結的約束較小，有較大的自由度，因此有較多的顆粒越過崩塌區與堆積區的邊界，而其堆積線也明顯較強鍵結模型的堆積線向東南推進，由此我們仍無法確定何者為較合理之模型，因此本文以下再針對其滑動過程與機制作探討。

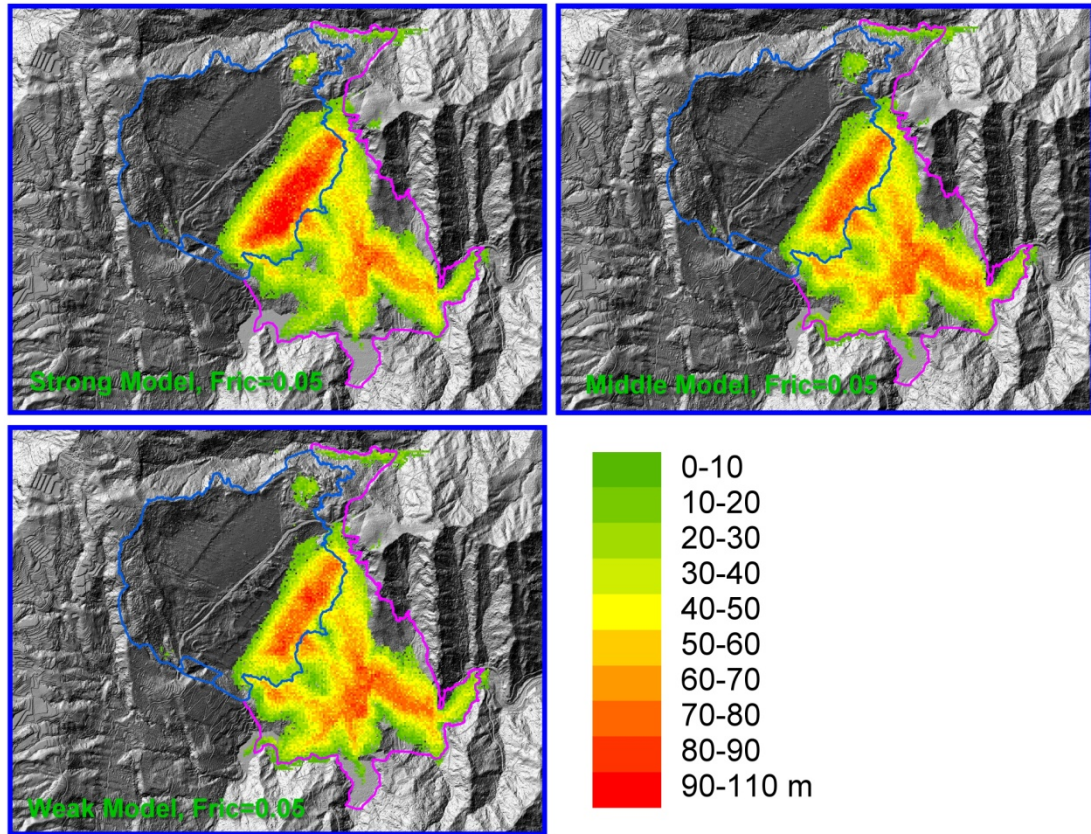


圖 4- 18：摩擦數為 0.05 時不同鍵結強度的模擬結果，三者顆粒的堆積區形貌差異不大，但是強鍵結模型模擬的結果則是有較多的顆粒停留在崩塌區。

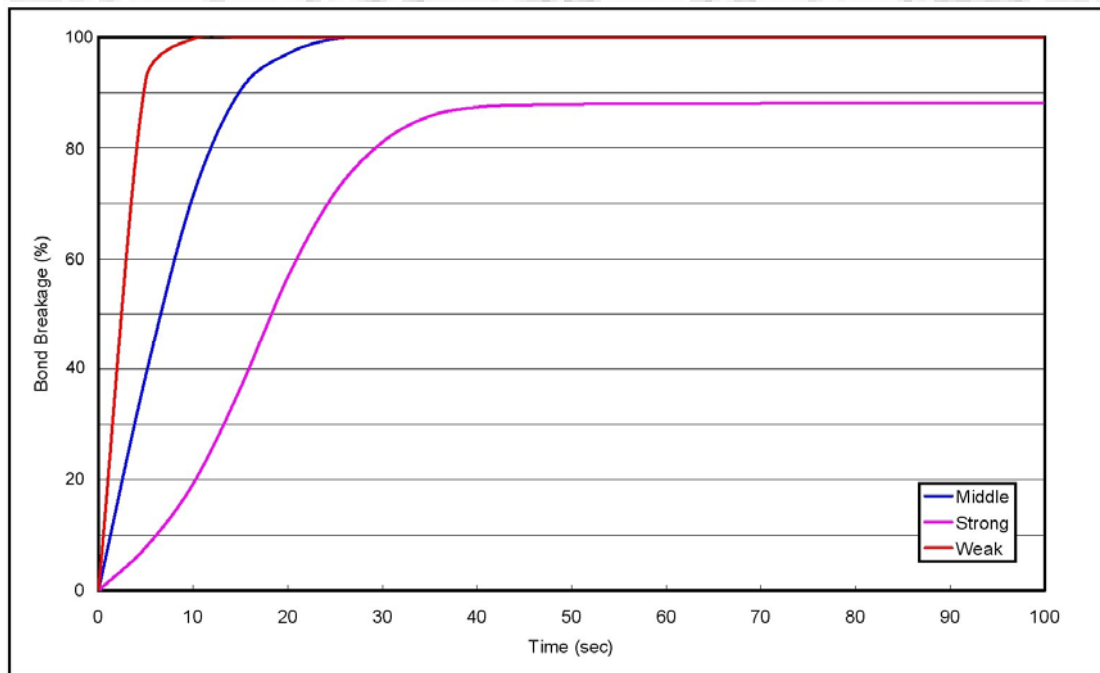


圖 4- 19：不同鍵結強度的模型，鍵結隨時間破裂變化圖，鍵結破壞和草嶺三維模型相同，都是連續的，而非瞬間的撞擊作用所造成。

4.4.2.3. 山崩之速度分析

圖 4- 20a, 圖 4- 20b, 圖 4- 20c 分別代表強、中、弱三種不同鍵結強度模型模擬塊體滑動時的速度分佈隨時間變圖，弱鍵結模型的最高速度區塊較強鍵結模型為快，在 20 至 25 秒時可超過每秒 40 公尺，甚至可達每秒 56 公尺；而強鍵結模型之最高速度區塊出現在 30-35 秒，最高速度則在每秒 30 至 40 公尺之間，中強度鍵結模型則介於二者之間，最高速度區塊出現在 25 至 30 秒之間，速度每秒超過 40 公尺的區域亦比弱鍵結強度模型為小；強鍵結模型的最高速度較弱鍵結模型為慢，速度的衰減亦較弱鍵結為慢，第 50 秒時，強鍵結模型有很多顆粒的速度超過每秒 30 公尺，甚至還有些可達每秒 40 公尺，但此時弱鍵結模型絕大多數的顆粒速度都在每秒 20 公尺以下，只有極少部份超過每秒 20 公尺；第 60 秒時，幾乎所有弱鍵結模型的顆粒其速度皆已降至每秒 10 公尺以下，但強鍵結模型最前端仍有許多顆粒的速度在每秒 10 公尺以上，甚至可達每秒 20 公尺，故三個模型的最高速度出現之時間與最高速度之高低皆有明顯之差異。

為監測顆粒滑動時的路徑與速度變化，的我們在崩塌塊體內設置了 33 個監測顆粒，依不同之位置共分為六個群組 (圖 4- 21)，其中群組 1 至群組 4 位於崩塌層較厚的位置，每個位置都設置上下二個監測顆粒，而群組 5 及群組 6 則是位於塊體之邊緣，所以沒有分上下層，個別監測顆粒的速度隨時間變化圖如圖 4- 22 所示，圖 4- 22 a, 圖 4- 22b, 圖 4- 22c 分別代表強、中、弱鍵結模型的模擬結果，其顆粒滑行的最高速度如表 4- 2 所列，雖然三個模型在速度變化的走向方面沒有太大的差異，但仍存在許多個別的差異，強鍵結模型的群組 1 中的最高速度為顆粒 3 的 39.3 m/sec，平均最高速度為 35.4 m/sec，出現在第 31-33 秒之間；中強度鍵結模型的群組 1 最高速度則是顆粒 1, 2，都是 43.7 m/sec，而平均為 39.6 m/sec，出現在第 22 秒；弱鍵結強度模型的群組 1 的最高速度則是顆粒 2 的 47.7 m/sec，平均 41.3 m/sec，出現在第 20 秒，由此結果可得到弱鍵結模型群組 1 的最高速度比強鍵結模型群組 1 的最高速度為快，且較早到達最高速度，表示弱鍵結模型群

組 1 顆粒的加速度較強鍵結模型群組 1 的顆粒為大，而這種現象在之後的幾個群組都可以見到。而部份顆粒有加速—減速—加速—減速二個速度峰值，如強鍵結模型的顆粒 23, 27, 28 和中強度鍵結模型的顆粒 25, 27, 29, 30 和弱強度鍵結模型的顆 25, 27, 28，其中顆粒 27 在三種不同鍵結強度的模型的速度變化皆有二個高速峰值的現象；而顆粒 22 在三種不同鍵結強度的模型的速度都維持在極低的狀態，比照表 4-2，該顆粒的最高速與滑行距離在強、中、弱三個不同強度鍵結分別為 5.3 m/sec, 39.8 m、6.0 m/sec, 30 m，以及 3.7 m/sec, 7.9 m，位移量相當小，經比照其相對位置，我們認為和顆粒所在位置附近的幾何形狀有關。



表 4-2：監測顆粒之最高速度、滑行距離與高差表

a: 強鍵結模型

Group 1

顆粒	1	2	3	4	5	6	平均
最高速度 (m/sec)	37.3	38.0	39.3	37.3	29.9	30.7	35.4
滑行距離 (m)	695	691	722	728	659	686	696.8
高差 (m)	255	268	280	280	191	201	245.8

Group 2

顆粒	7	8	9	10	11	12	平均
最高速度 (m/sec)	21.6	23.6	21.5	25.6	26.2	29.1	24.6
滑行距離 (m)	406	448	517	982	748	963	677.3
高差 (m)	151	144	197	244	153	197	181

Group 3

顆粒	13	14	15	16	17	18	平均
最高速度 (m/sec)	14.9	17.0	17.2	29.2	33.8	39.8	25.3
滑行距離 (m)	150	409	251	725	882	1014	571.8
高差 (m)	6.6	104	69	132	139	190	106.8

Group 4

顆粒	24	25	26	31	32	33	平均
最高速度 (m/sec)	1.1	30.4	46.3	41.3	1.4	0.9	20.2
滑行距離 (m)	1.6	611	1322	1147	8.2	5.7	515.9
高差 (m)	0	-13.6	164	137	0	0	47.9

Group 5

顆粒	27	28	29	30			平均
最高速度 (m/sec)	42.3	44.6	43.1	35.6			41.4
滑行距離 (m)	1364	1370	795	601			1032.5
高差 (m)	232	243	174	202			212.8

Group 6

顆粒	19	20	21	22	23		平均
最高速度 (m/sec)	37.3	38.7	24.3	5.3	29.9		27.1
滑行距離 (m)	806	688	213	39.8	716		492.56
高差 (m)	318	268	76	0	125		157.4
全部最高速度平均 (m/sec)		28.3					
全部滑行距離平均 (m)		647.4					
全部高差平均(m)		155.4					

b: 中強度鍵結模型

Group 1

顆粒	1	2	3	4	5	6	平均
最高速度 (m/sec)	43.7	43.7	43.2	43.5	31.4	32.0	39.6
滑行距離 (m)	780	796	756	772	653	634	731.8
高差 (m)	284	300	287	300	200	197	261.3

Group 2

顆粒	7	8	9	10	11	12	平均
最高速度 (m/sec)	28.8	31.1	26.5	28.0	27.3	27.8	28.3
滑行距離 (m)	564	643	522	866	612	889	682.7
高差 (m)	218	199	195	226	127	187	192.0

Group 3

顆粒	13	14	15	16	17	18	平均
最高速度 (m/sec)	18.7	18.9	14.6	26.9	33.0	39.8	25.3
滑行距離 (m)	292	482	295	783	837	910	599.8
高差 (m)	106	127	95	139	122	171	126.7

Group 4

顆粒	24	25	26	31	32	33	平均
最高速度 (m/sec)	26.0	32.2	39.5	38.7	12.6	24.9	29.0
滑行距離 (m)	365	812	1148	980	115	424	640.7
高差 (m)	-30	28	168	86	-8	-26	36.3

Group 5

顆粒	27	28	29	30			平均
最高速度 (m/sec)	42.7	30.7	45.2	34.6			38.3
滑行距離 (m)	1135	1069	834	690			932.0
高差 (m)	197	194	170	215			194.0

Group 6

顆粒	19	20	21	22	23		平均
最高速度 (m/sec)	49.0	44.9	27.9	6.0	42.4		34.0
滑行距離 (m)	887	798	241	30	749		541.0
高差 (m)	344	314	76	0	90		164.8
全部最高速度平均 (m/sec)		32.0					
全部滑行距離平均 (m)		677.7					
全部高差平均(m)		160.5					

c: 弱鍵結模型

Group 1

顆粒	1	2	3	4	5	6	平均
最高速度 (m/sec)	45.3	47.7	46.6	46.6	32.3	29.1	41.3
滑行距離 (m)	784	801	761	772	653	648	736.5
高差 (m)	305	304	293	300	199	201	267.0

Group 2

顆粒	7	8	9	10	11	12	平均
最高速度 (m/sec)	31.6	34.5	29.4	32.1	30.4	31.5	31.6
滑行距離 (m)	577	648	525	923	624	908	700.8
高差 (m)	223	201	200	229	130	201	197.3

Group 3

顆粒	13	14	15	16	17	18	平均
最高速度 (m/sec)	19.1	21.8	17.7	24.9	25.1	37.7	24.4
滑行距離 (m)	324	585	287	682	777	913	594.7
高差 (m)	120	120	94	142	112	159	124.5

Group 4

顆粒	24	25	26	31	32	33	平均
最高速度 (m/sec)	14.3	32.7	40.2	39.0	8.1	25.8	26.7
滑行距離 (m)	213	839	1174	961	121	396	617.3
高差 (m)	-30	36	151	91	-15	-11	37.0

Group 5

顆粒	27	28	29	30			平均
最高速度 (m/sec)	43.7	43.4	44.5	52.1			45.9
滑行距離 (m)	1137	1308	794	685			981.0
高差 (m)	191	226	169	213			199.8

Group 6

顆粒	19	20	21	22	23		平均
最高速度 (m/sec)	51.0	50.1	31.8	3.7	42.5		35.8
滑行距離 (m)	903	822	225	7.9	742		540.0
高差 (m)	349	324	75	2.6	92		168.5
全部最高速度平均 (m/sec)		33.5					
全部滑行距離平均 (m)		682.4					
全部高差平均(m)		163.5					

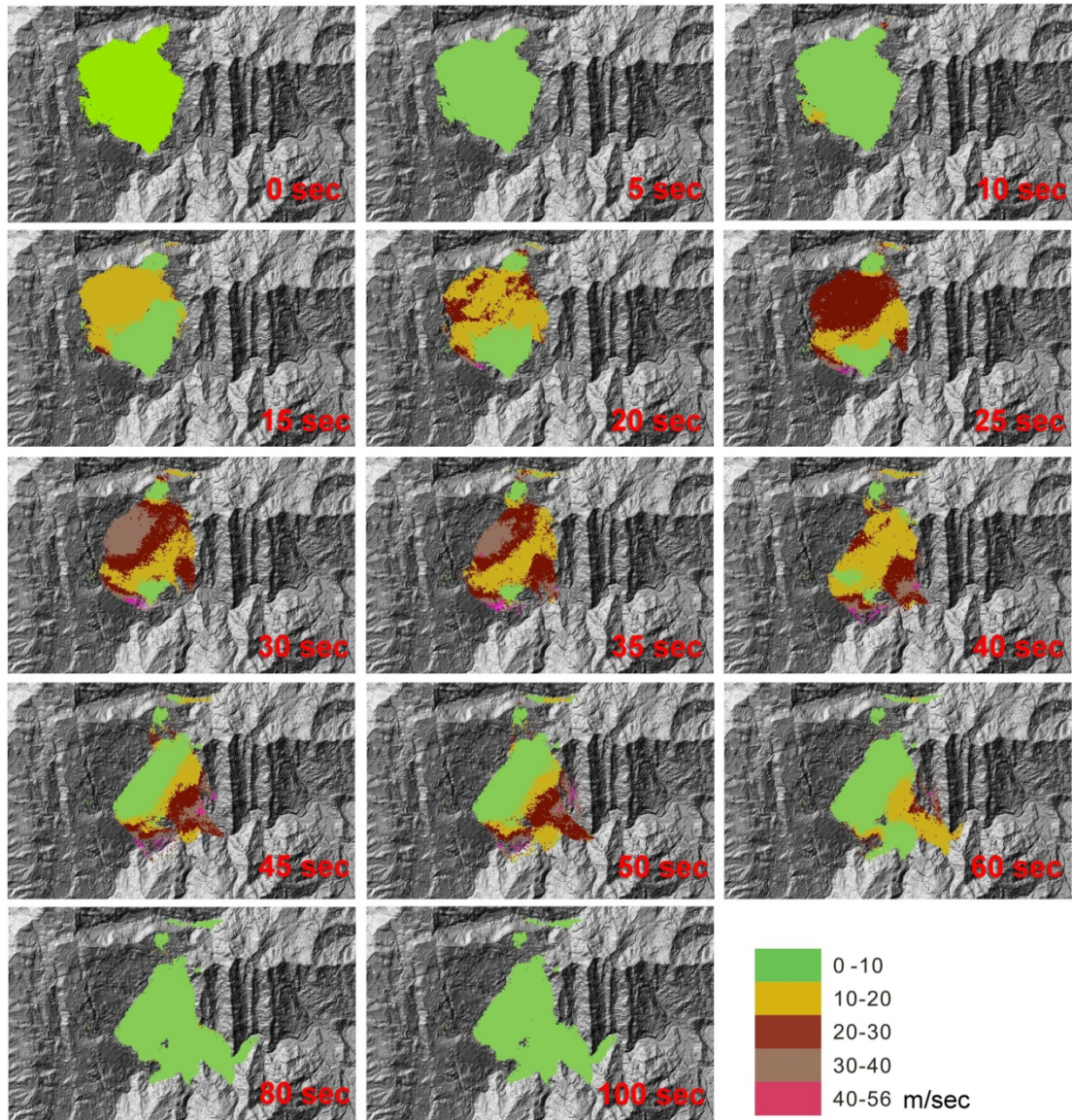


圖 4- 20a：強鍵結模型的速度分佈對時間變化圖，塊內部的速度最早是由上部開始加速，之後逐漸向前端移動，至 80 秒以後，塊體停止滑動。

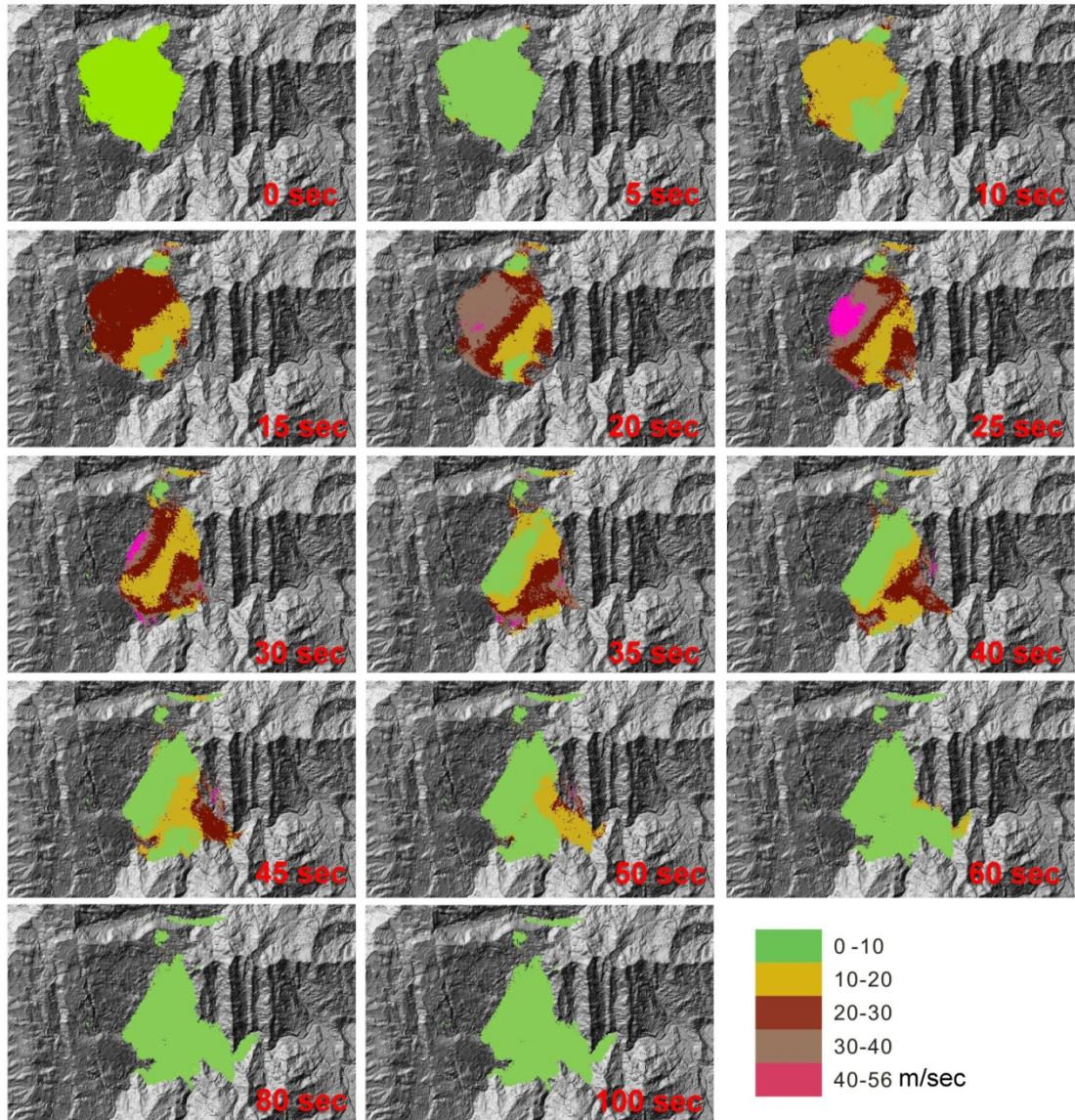


圖 4-20b：中強度鍵結模型的速度分佈對時間變化圖。

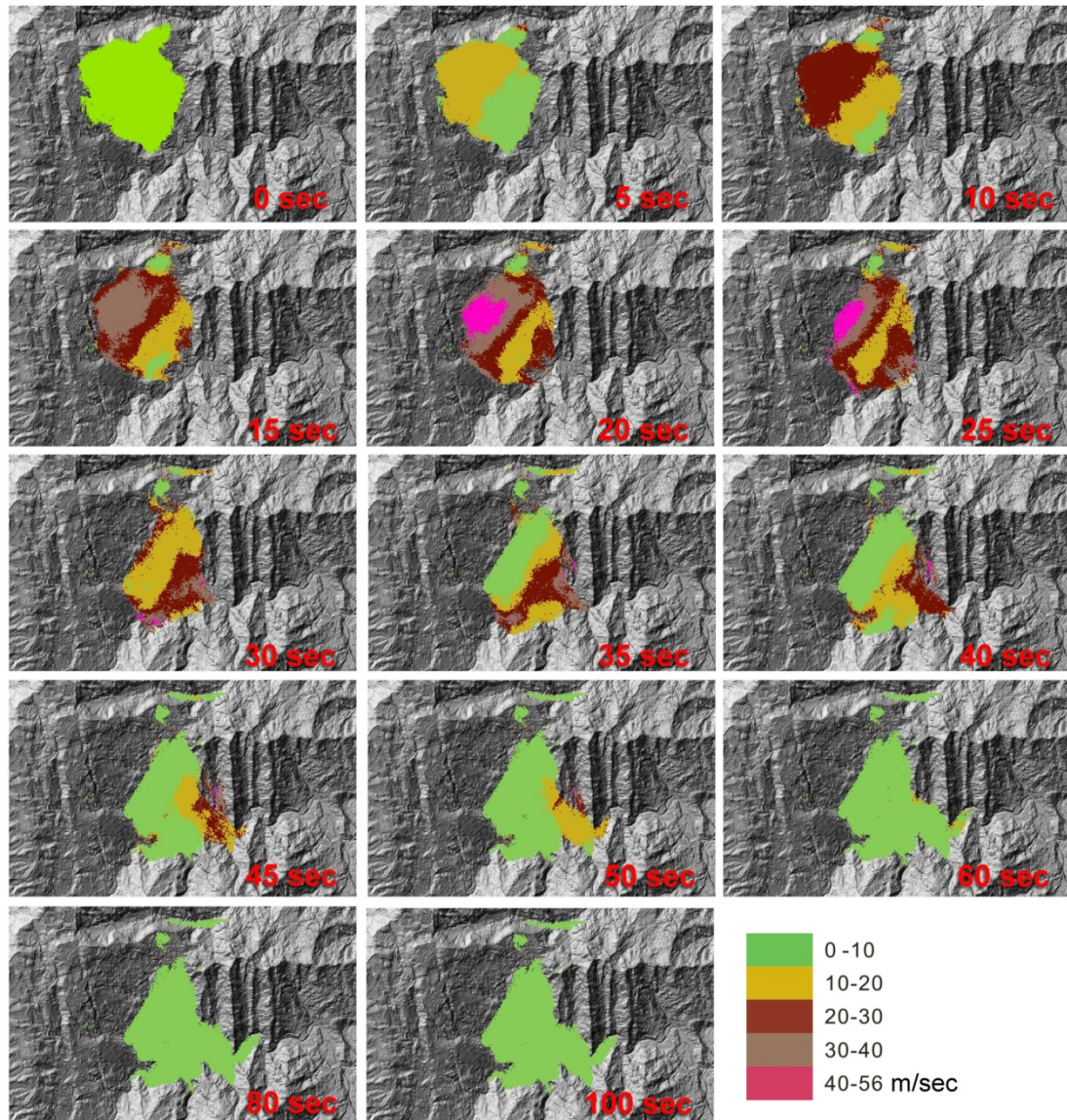


圖 4-20c：弱鍵結模型的速度分佈對時間變化圖。

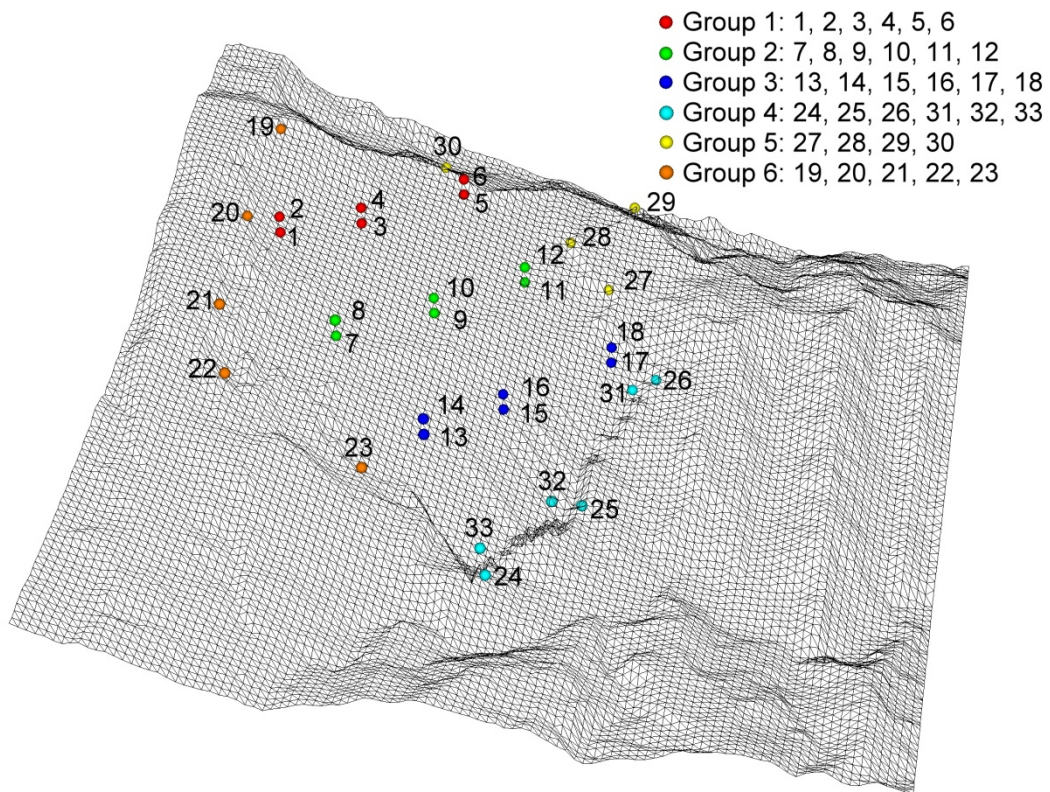


圖 4- 21：33 個監測顆粒的相對位置圖，依其相對位置共分為六個群組，並以不同的顏色表示，除了邊緣的顆粒之外 (Group 5, Group 6) 之外，每個點都有上下個監測顆粒，以便監測塊體上下不同位置運動過程的差異。

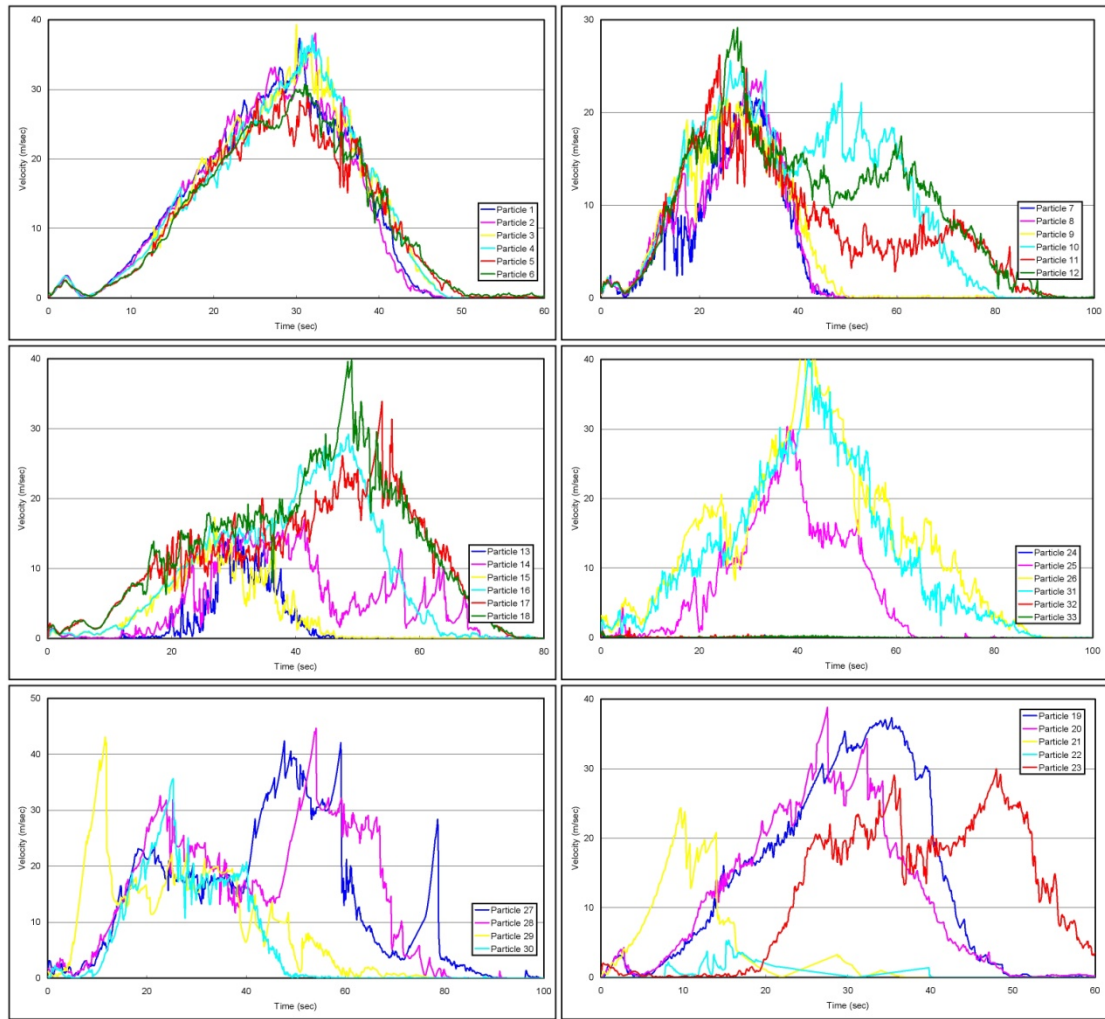


圖 4- 22a：強鍵結模型顆粒速度對時間變化圖，部份顆粒受到地形影響，有第二次甚至第三次加速（顆粒 27）的情形產生。

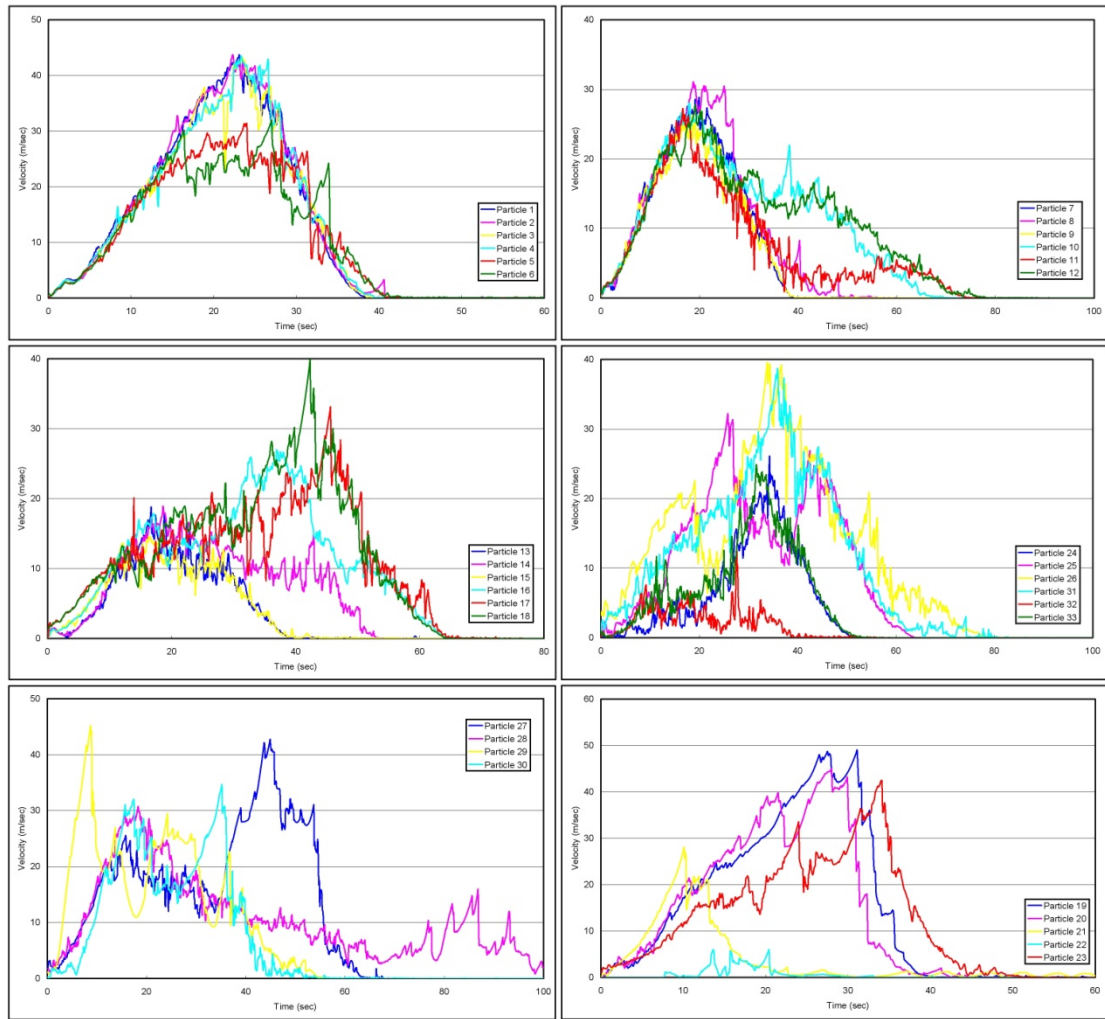


圖 4-22b：中強度鍵結模型顆粒速度對時間變化圖。

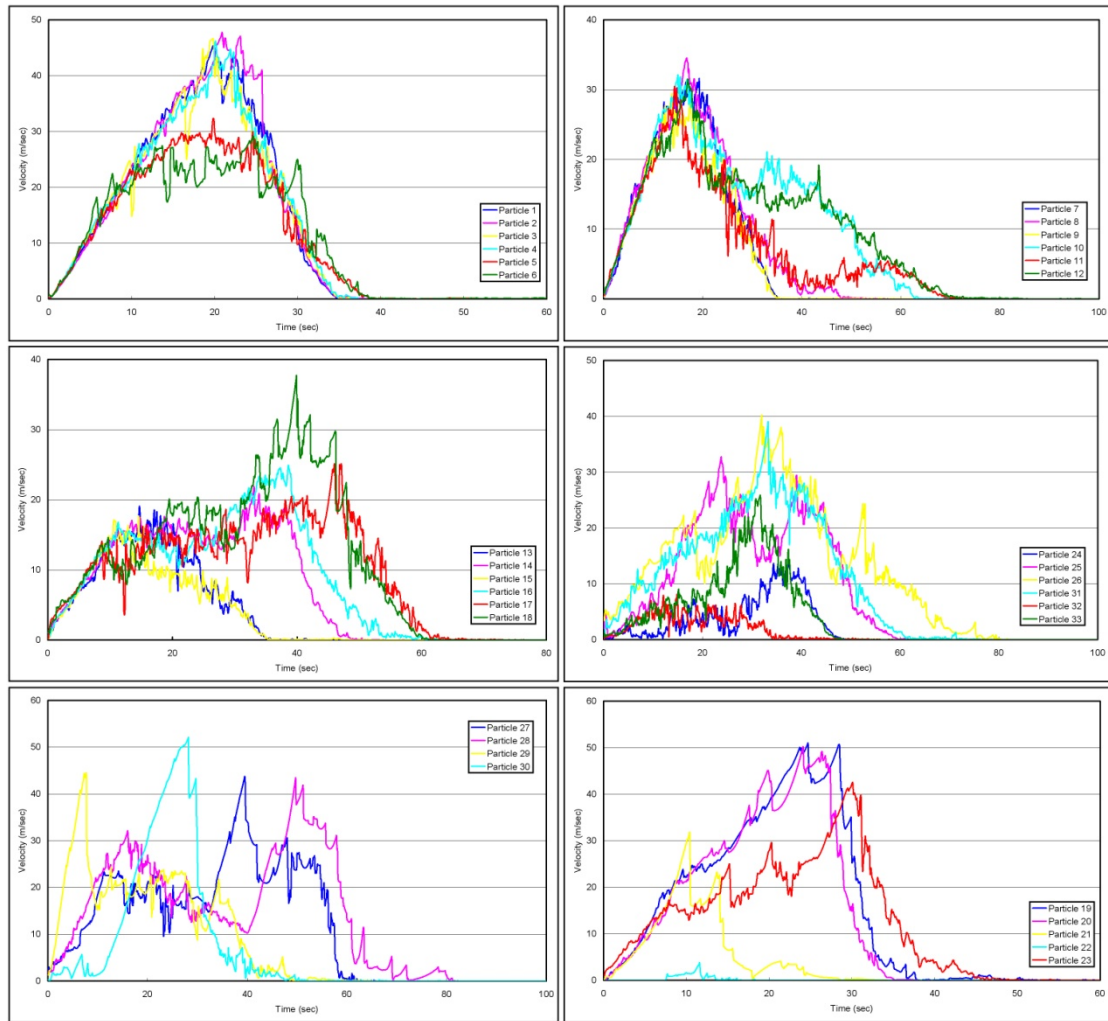


圖 4-22c：弱鍵結模型顆粒速度對時間變化圖，相較於強鍵結模型，顆粒的速度較強鍵結模型為快，但運動時間較短。

4.4.2.4. 山崩之路徑分析

由於各顆粒之間的速度變化有非常明顯之差異，而九份二山滑動面雖然看似平滑，但仍可找到一些小型的單斜、背斜等構造 (Chang et al., 2005a)，加上堆積區為一個複雜的山谷地形，顆粒的滑行路徑必定受到相當大的影響，因此追蹤顆粒的行進路線亦為本文探討山崩的重要議提之一。

圖 4- 23a, 圖 4- 23b, 圖 4- 23c 分別代表強、中、弱三種不同鍵結強度模型之監測顆粒的滑行路徑，每個圖形我們依照六個群組分為 6 個部份，群組 1 的顆粒在三個模型中的滑動路徑都相當一致，且都是順者坡面往下滑且在到達坡脚前就停止，並沒有滑行太遠的距離；群組 2 的顆粒 7, 8, 9, 11 和群組 1 顆粒的滑行

模式相同。也都是在沿坡面滑行後即停止，但在崩塌塊體上部的顆粒 10 與 12 却越過崩塌區，再多滑行一段距離，若由表 4-2 的數據顯示，顆粒 10 和 12 的滑行距離在強鍵結模型為 982 及 963 公尺，在中鍵結強度結模型為 866 和 889 公尺，在弱鍵結強度結模型為 923 和 908 公尺，強結模型中較弱鍵結模型為遠，但中強度鍵結模型的滑行距反而最短。而位於下層的顆粒 9 與 11 其滑行距離在強鍵結模型中為 517 m 和 748 m；中強度鍵結模型中為 522 m 和 612 m；在弱鍵結模型中為 525 m, 624 m，除了強鍵結的顆粒 11 外，其餘的滑行距離相當一致。群組 3 的顆粒 13 在強鍵結模型滑動距離非常短，只有 150 公尺，在中、弱鍵結亦不長，為 292 和 324 公尺，而顆粒 14 滑行距離亦不長，分別為 409 (強), 482 (中)和 585 (弱)公尺，三個模型的顆粒 15 和顆粒 16 在弱鍵結模型的滑動模式差不多，但在其上層的顆粒 16 則是越過崩塌區而滑行較遠的距離，尤其是顆粒 17, 18 在三個模型亦都越過崩塌區且滑行距離非常遠，並幾乎到達堆積區的最前端，尤其是強鍵結模型的滑動距離最遠，甚至超過 1,000 公尺 (顆粒 18)。

強鍵結模型群組 4 的顆粒 24, 33 位移量非常少，都少於 10 公尺，但中、弱結模型的滑動量較多，在 213 到 424 公尺之間，且中強度鍵結模型的顆粒滑行距離較弱鍵結模型為長，顆粒 32 在三個模型的滑行距離都非常短，最多也只有 121 公尺，速度也不快，最快只有 12.6 m/sec，但在其上層的顆粒 25 其滑行距就比較遠，在三個模型依強、中、弱分別為 611, 812, 839 公尺，而顆粒 26, 31 的滑行距離就更遠，最遠為強鍵結模型中的顆粒 26，可達 1,322 公尺，最少為弱鍵結模型的顆粒 31，但也有 961 公尺。值得注意的是這個群組的少數顆粒最終位置相較初始位置不但沒有下降，所而還比最初的位置高，如強鍵結模型的顆粒 25，中強度鍵結的顆粒 24, 32, 33 弱鍵結模型的顆粒 24, 32, 33 等，最高可上升達 30 公尺；群組 5 為位於塊體的北緣的顆粒，塊體在此點的厚度較薄，因此監測顆粒沒有分上下層，其中顆粒 29 位於崩塌區最北端突出的角落，因此模擬時便掉入北邊的山谷中，由圖 4-1 亦可發現，相同地點確有一個崩塌所造成的區域，但此區並非本研究要探討的區域，故我們暫不予討論，本群組的顆粒 30 的滑行較顆粒

27, 28 為短，都不超過 700 公尺，最後停留在崩塌區內，而顆粒 27, 28 則是有非常長的滑動距離，在強鍵結模型裡甚至高達 1,361, 1,370 公尺，而最少也都有超過 1,000 公尺；群組 6 為位於塊體的南緣的顆粒，其中顆粒 22 滑行距離最短，最長亦不到 40 公尺，也沒有高差，其餘 4 個顆粒的滑行路徑亦都是順著坡面而下，強、中、弱三個模型亦相差不大，只有顆粒越過崩塌區到達堆積區，其餘的顆粒均停留在面上。

由於堆積區的東側有數條垂直的山脊，因此由圖 4- 23 可看見部份顆粒的滑行路徑受到地形的影響而產生偏移的現象，如顆粒 10, 12, 17, 18, 25, 26, 27, 28, 31，有些顆粒偏轉後因動能不足而停留在山腳下（顆粒 10, 12），其餘的顆粒有較大的動能而越過山脊而堆積在另一側的山谷，其至部份顆可連續越過 2 個山脊，如顆粒 26, 27, 28, 31。

圖 4- 24a, 圖 4- 24b, 圖 4- 24c 分別表示顆粒滑動的累積位移圖，大部份的顆粒其滑行距離在 500 至 1,000 公尺之間，只有很少部份的顆粒少於 500 公尺，絕大部份的顆粒在 80 秒後便不再運動（圖 4- 24），只有弱中強度鍵結模型的顆粒 28 到 100 秒時完全停止，所有顆粒的平均滑行距離為 647.(強)，677.7 (中)，682.4 (弱)公尺 (表 4- 2)。

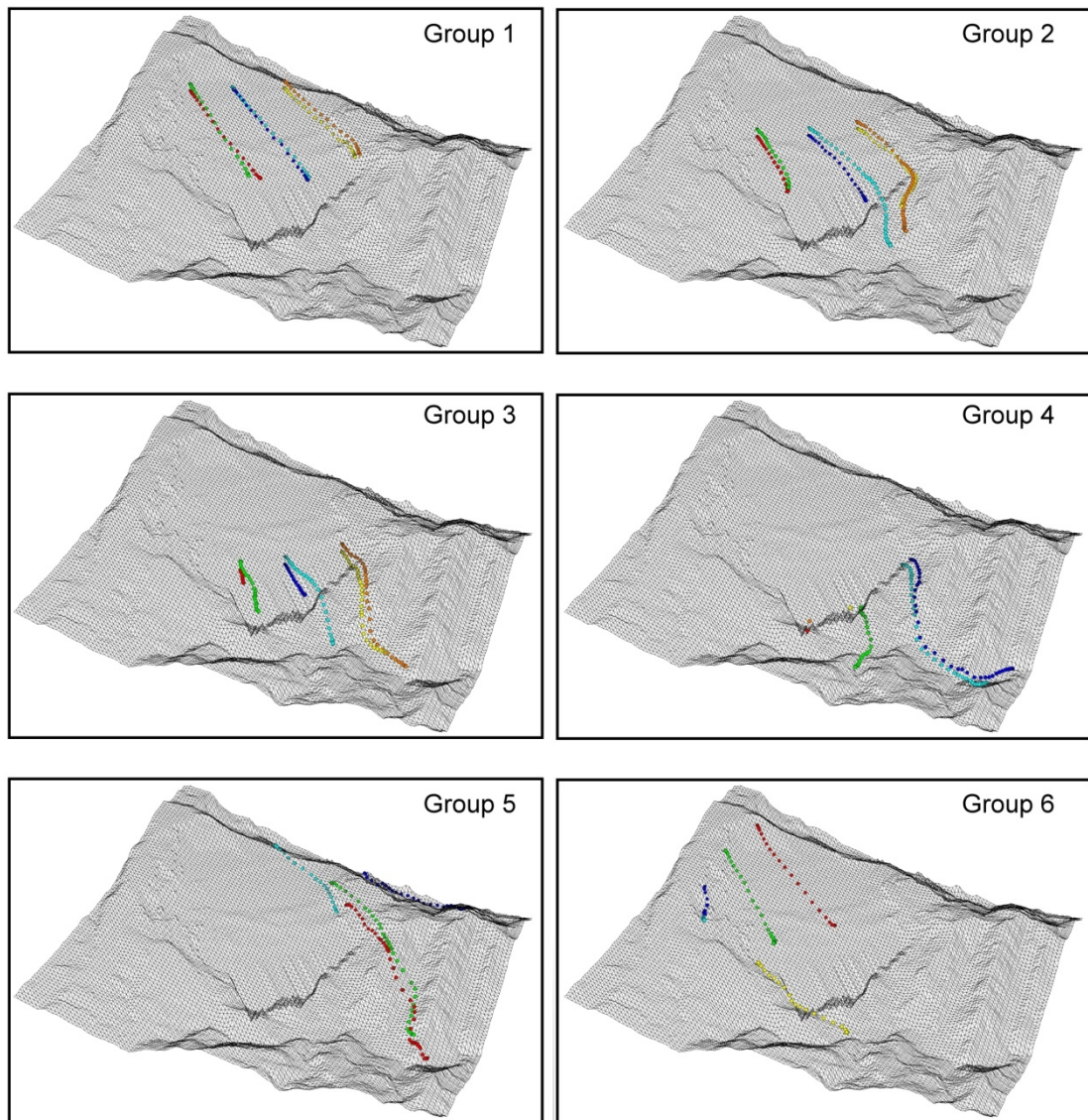


圖 4- 23a：強鍵結模型顆粒速度的滑行路徑圖，群組 3, 4, 5 有部份顆粒可連續越過二個山脊(Run-up) 而堆積在更遠的河谷；而群組 4 位於趾部南邊的顆粒滑行距離非常短，而北邊的顆粒滑行距離却非常長。

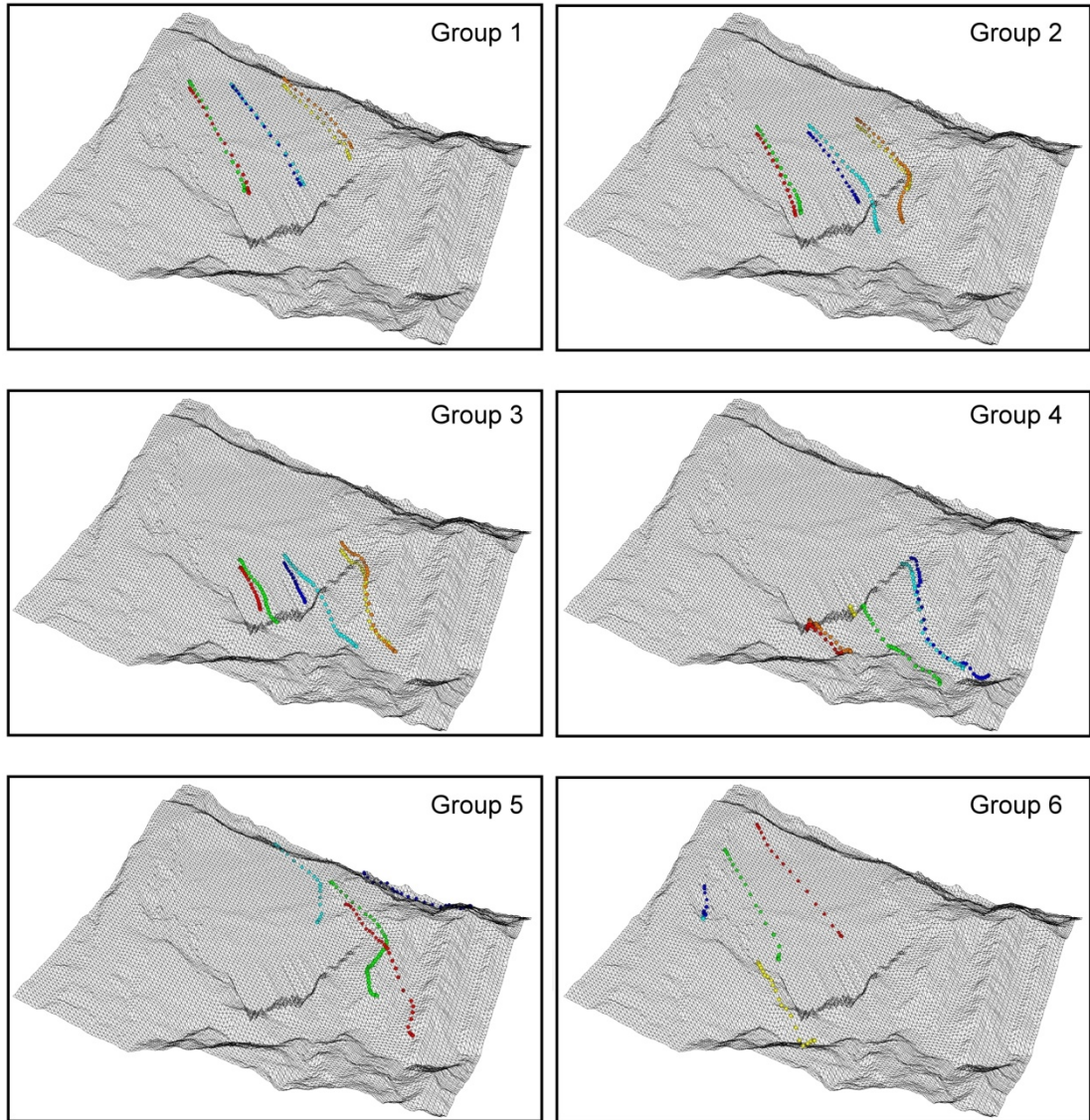


圖 4-23b：中強度鍵結模型顆粒速度的滑行路徑圖。

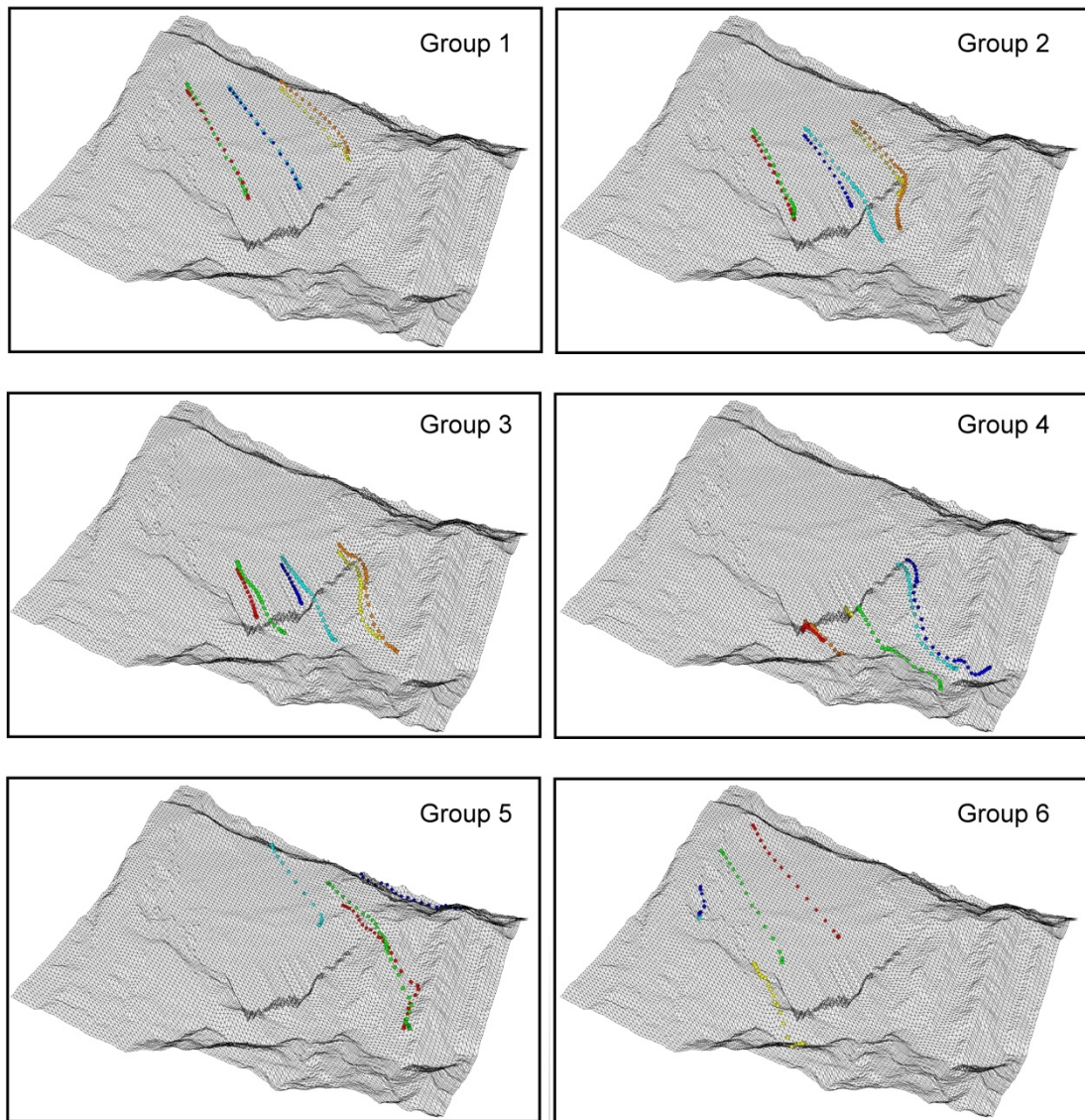


圖 4-23c：弱鍵結模型顆粒速度的滑行路徑圖。

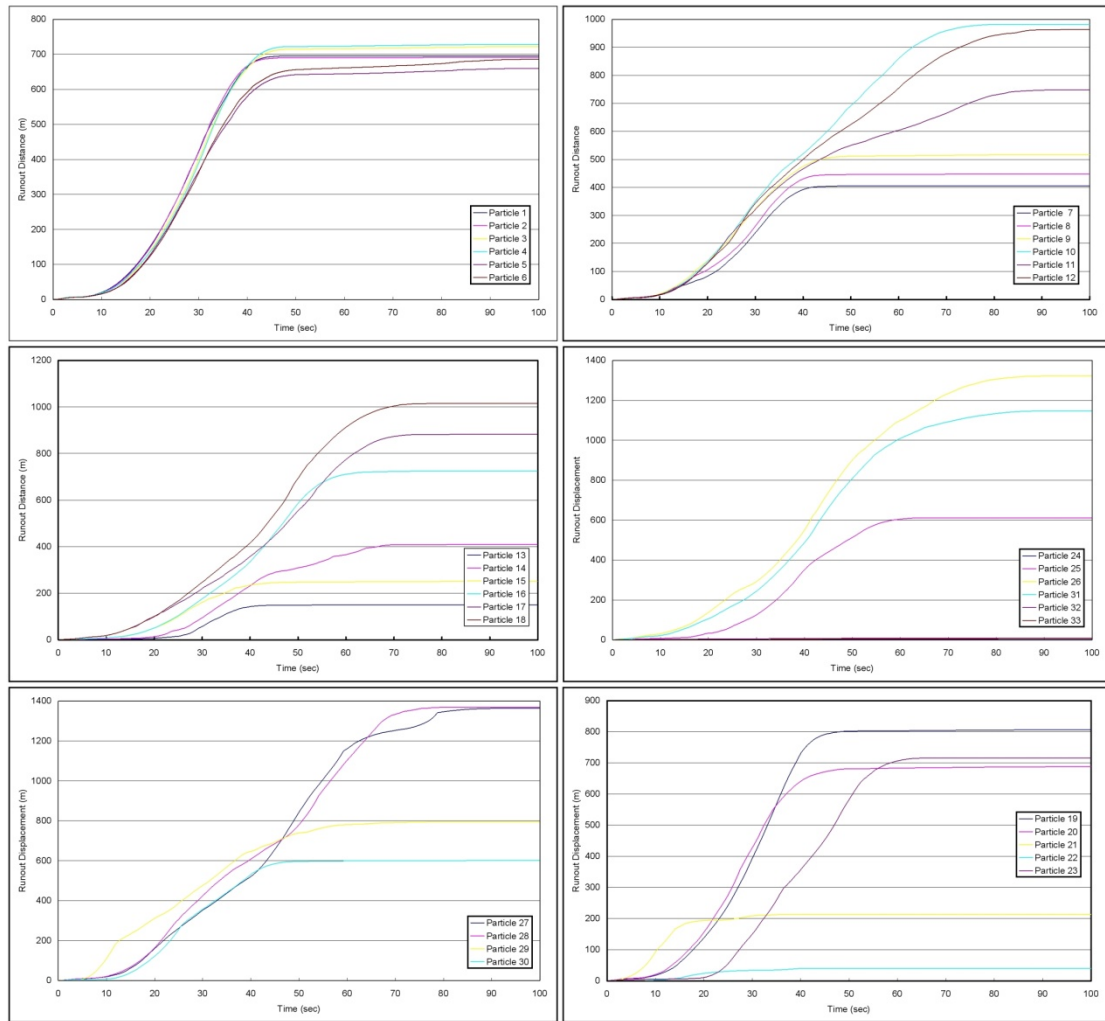


圖 4- 24a：強鍵結模型顆粒速度的滑行距離，大致在 500 至 1000 公尺之間，但有部份顆粒的滑行距離甚短，不到 100 公尺；也有少數顆粒的滑動距離可高達 1300 公尺以上，差異非常大。

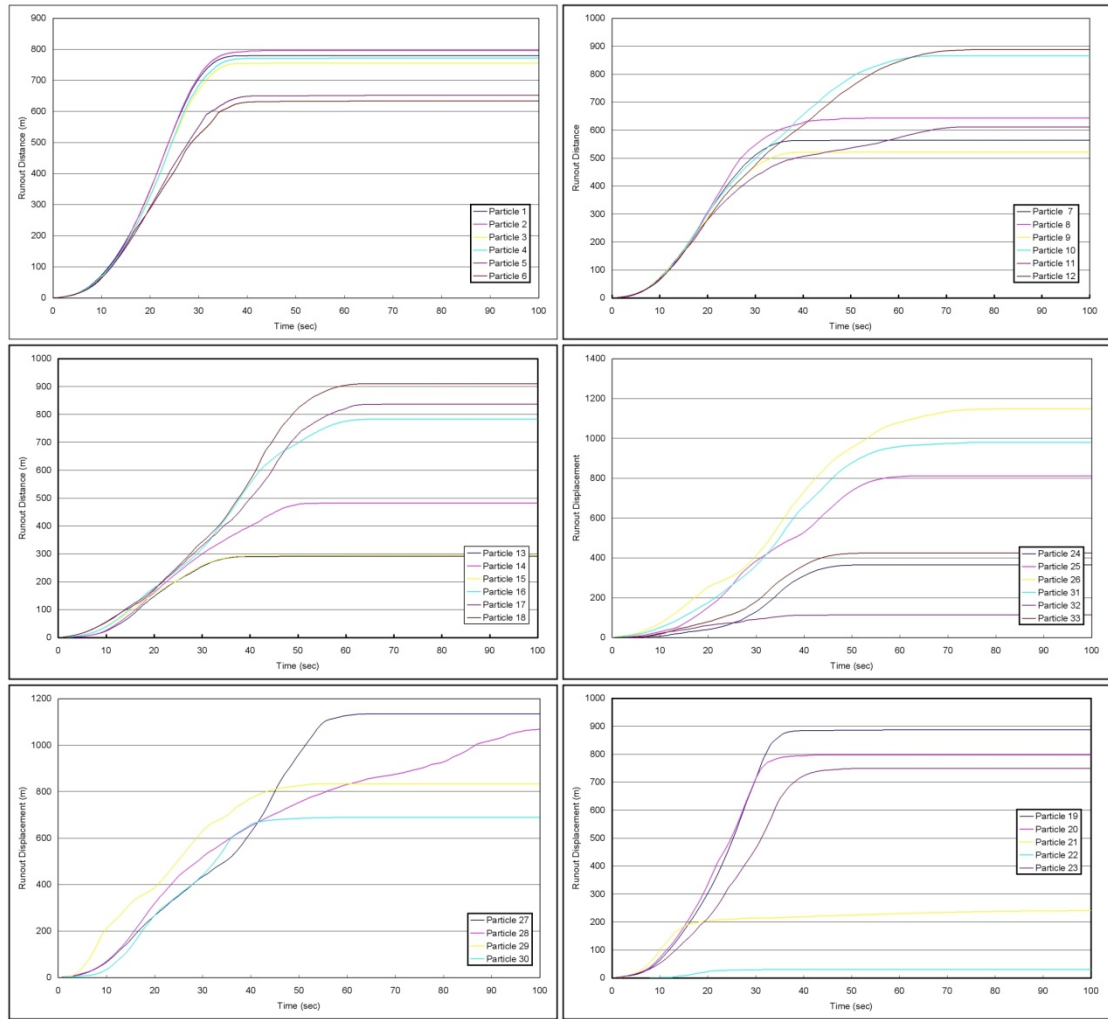


圖 4-24b：中強度鍵結模型顆粒速度的滑行距離。

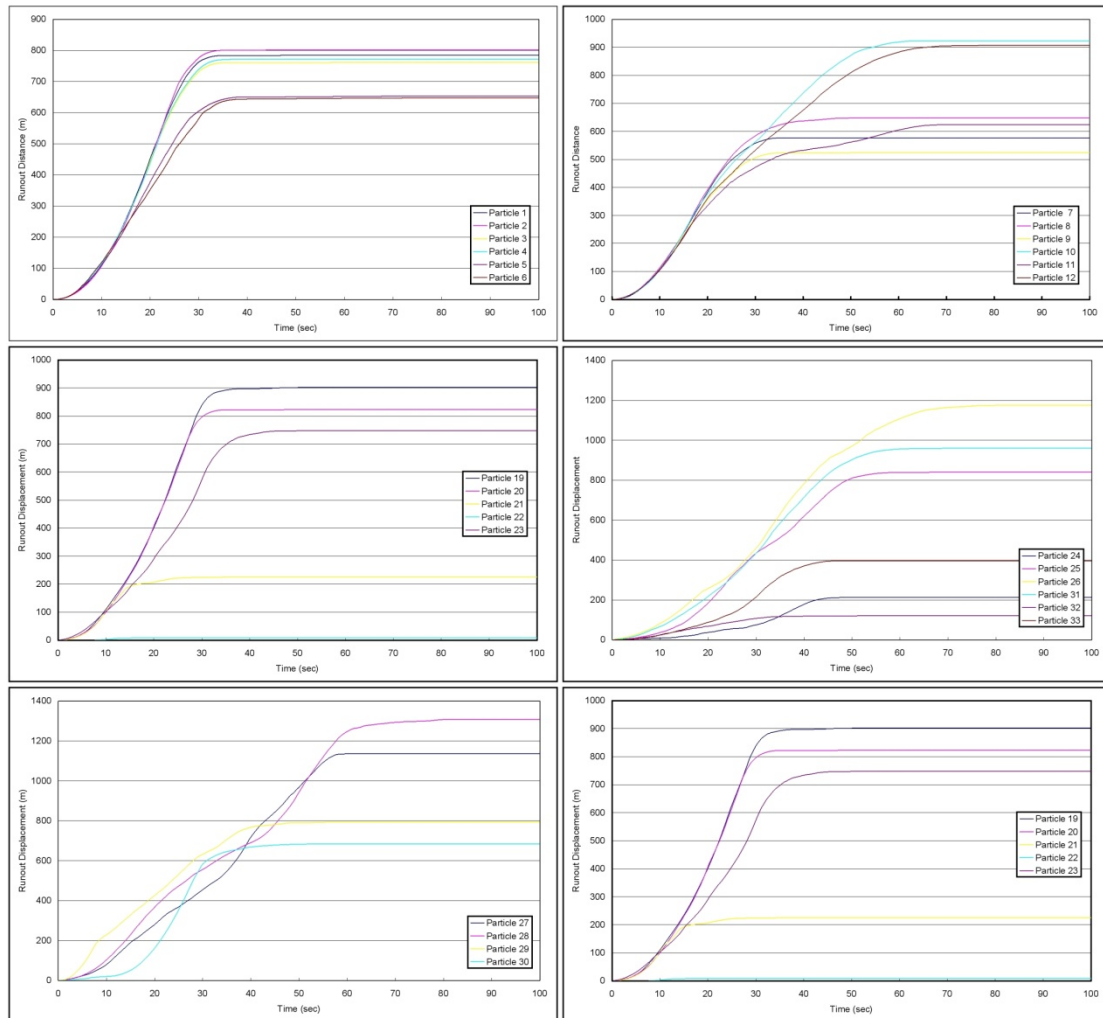


圖 4-24c：弱鍵結模型顆粒速度的滑行距離。

4.4.2.5. 山崩之崩塌機制

到目前，我們所分析的僅就三維模型的表面，尚未討論整個顆粒在滑動時內部的變化，因此我們對模型切了三條剖面，剖面位置見 (圖 4-14)，討論滑動時內部顆粒的變化，強鍵結模型的三條剖面隨時間變化圖詳見附錄 E，剖面 1 的第 15 秒時，在模型中間約 750 公尺的位置開始產生褶皺，此地的鍵結也在第 10 秒時就已經斷裂 (圖 4-25)，但其他地方的鍵結則大致完好，並開始縮短往下滑，類以岩層受力而產生拱曲 (buckling) 的現象，而整個模型恰好由中間斷裂成上，下二個部份，剛好對映到下列三個剖面中間的破裂點，剖面 1 的破裂點正是第一個褶皺產生的地方，到了第 30 秒時，在塊體下部 1050 公尺的地方又產生一

個褶皺，亦縮短往下滑，且發展較第一個褶皺為快速，最後二個褶皺都發展成為倒轉褶皺，最後由於鍵結破裂，上層的顆粒再越過趾部而進入堆積區，而堆積區的顆粒亦包含少數底層的紅色顆粒，應該是第二個褶皺發展快速，使得底部的顆粒被擠壓至表面，再滑出到堆積區，在這個剖面，並沒有顆粒經由底部被剪出的現象；剖面 2 的情況和剖面 1 類似，故不再說明；剖面 3 的滑動機制和前二個剖面相差甚大，在 15 秒時便可看到趾部的顆粒有剪出的現象，25 秒時在 700 公尺處形成一個小褶皺，但由於顆粒剪出的緣故，縮短量較少，所以發展較不明顯，而顆粒最遠滑行到距趾部約 800 公尺的山谷。

中強度鍵結模型的三條剖面隨時間變化圖詳見附錄 E，剖面 1 和強鍵結有明顯之不同，在 20 秒時便可看到趾部有剪出的現象，褶皺發展的時間也較慢且低，由鍵結破裂圖來看（圖 4-26），在第 10 秒時大部份的鍵結已都破裂，顆粒呈無鍵結狀態，直到 20 秒時的 1100 公尺的地方才有明顯的褶皺出現，但後續又出現二個較小的褶皺；剖面 2 亦和剖面 1 的情形類似，所以不再說明；相較於強鍵結，本模型的剖面 3 剪出的顆粒又較強鍵結模型為多，而且最終沒有形成褶皺。

而弱鍵結模式的模式和中強度鍵結模型的崩滑機制大致相同（詳見附錄 E），剖面 1 也是產生一大二小的褶皺，但是發生的時間較早，這是由於鍵結早在第 10 秒時便幾乎都已破裂（圖 4-27），而且在第 10 秒時就有顆粒由趾部剪出，剖面 2 初期和中強度鍵結模型相同，都產生二個褶皺，但是弱鍵結模型最後顆粒縮短的程度較大，導致先前形成的褶皺被擠壓得不明顯，弱鍵結模型的剖面 3 和中強度鍵結模型的差異更小，崩滑過程中不見褶皺產生，也有部份顆粒越過一個稜線堆積在 1800 公尺處的河谷。

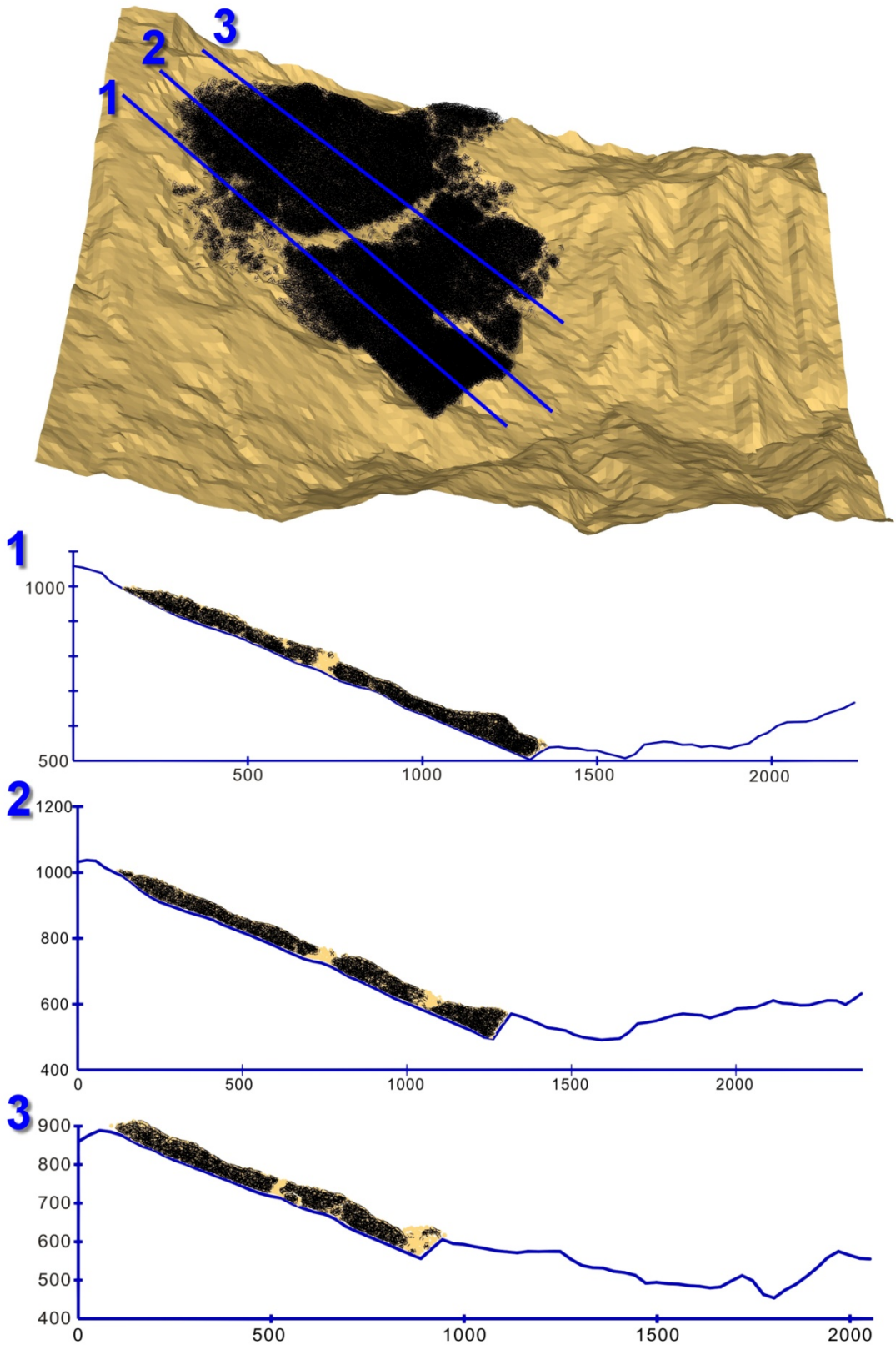


圖 4- 25：強鍵結模型在 10 秒時的鍵結分佈圖，在塊體的中斷部份區域的鍵結最早破裂，而產生拱曲現象。

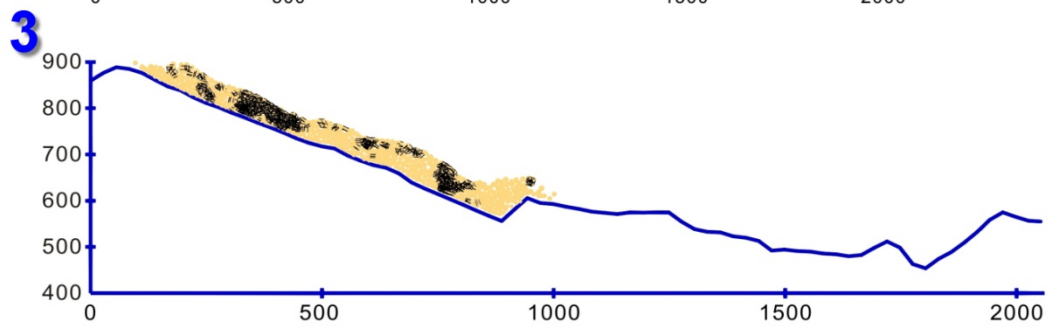
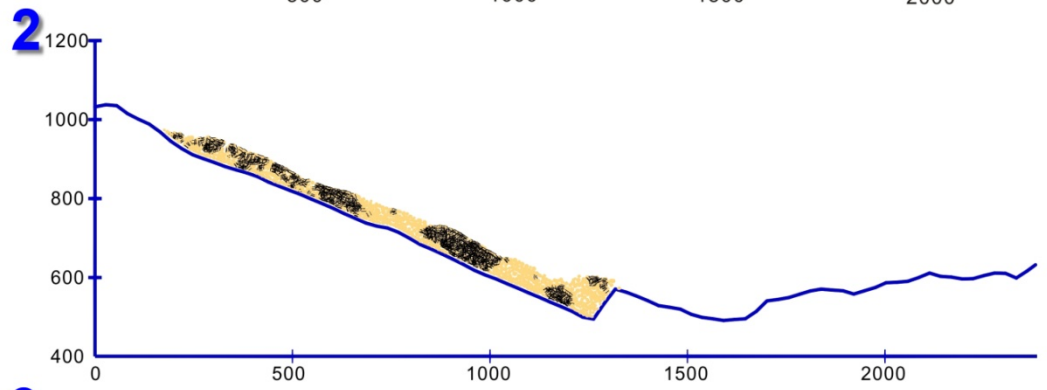
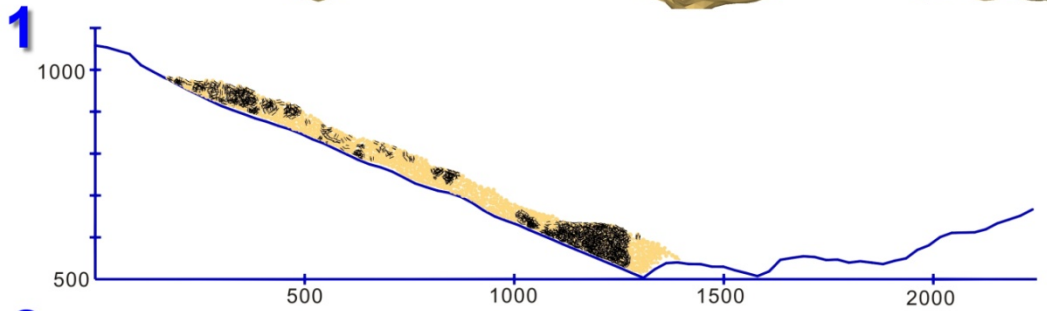
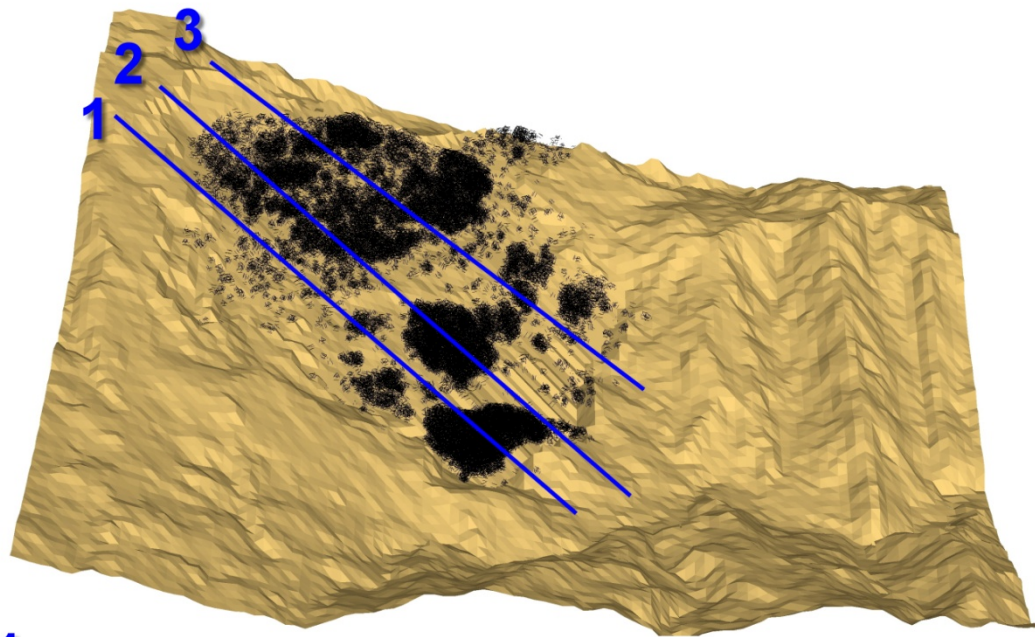


圖 4-26：中強度鍵結模型在 10 秒時的鍵結分佈圖，大部份的鍵結在此時就已破裂，導致趾部的顆粒沒有支撐力而從底面剪出。

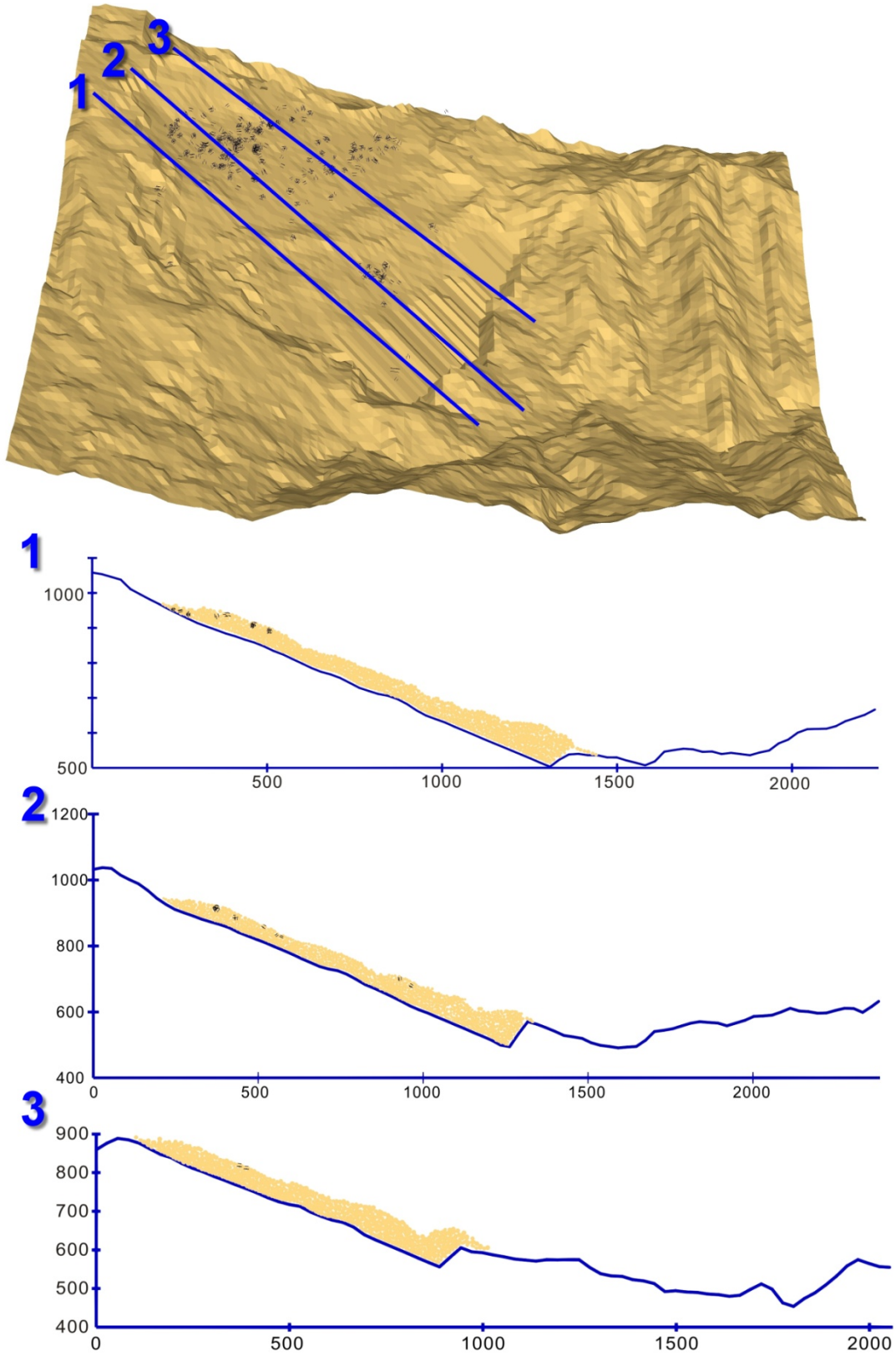


圖 4-27：弱鍵結模型在 10 秒時的鍵結分佈圖，此時所有的鍵結都已破裂，顆粒

之間已無相互牽引的力量，因此掉落的速度亦較快。

4.5. 結果與討論

由於強、中、弱三種不同鍵結模型模擬的結果其堆積形貌差異不大，但其崩塌的過程卻有相當程度的不同，如速度、滑行距離、崩滑機制等，以下分別討論：

4.5.1. 顆粒之滑動速度

若由速度分佈圖來看 (圖 4-21)，弱鍵結模型的監測顆粒最高速度平均為 33.5 m/sec，而強鍵結模型則為 28.3 m/sec；弱鍵結模型到達最高速度的時間較早，二者之間的有不少的差異，這是由於強鍵結模型的裂解速度較慢，受鍵結的束縛較大，以致加速較慢，而弱鍵結模型的鍵結很快就幾乎全部破裂，因此所有的顆粒幾乎不受束縛，可以直衝而下；另外較高位置的顆粒的最高速度比低位置的要快，因此表 4-2 中群組 1 的平均最高速度比群組 2, 3, 4, 6 為快，在強、弱鍵結僅次於群組 5，位置愈低，其速度有愈低的趨勢，這明顯和位能有關，但群組 5 的位置在塊體的北端，是位在邊緣的部份，速度更快，有可能是滑動時就在塊體的最前端，受後方塊體的推擠碰撞，才会有較快的速度；而有幾個顆粒在速度上有加速—減速—加速—減速二個高速峰值的現象，經分析路徑圖 (圖 4-24) 的結果顯示，此種現象是由於堆積下有和崩塌路徑垂直的河谷 (圖 4-14)，顆粒在碰撞趾部後往前滑行後再落入河谷，產生第二次加速所造成；就整體而言，所以強、中、弱鍵結模型模擬結果顯示，三個模型的速度形態大致相同，但同一群組的顆粒在最高速度和出現時間會有差異。

4.5.2. 顆粒之滑行路徑與距離

大致而言，強、中、弱三個模型的滑行路徑並不會相差太大 (圖 4-24)，屬

於邊緣顆粒的群組 5, 6 由於束縛較小，大致上有較長的滑行距離，強鍵結顆粒 27 甚至可以連續越過二個山脊，在速度對時間變化圖上可看到有三次加速的情形；另外連續越過二個山脊的顆粒還有顆粒 26, 31 (三個模型都發生)，位在塊體中段的群組 2 及群組 3 的部份顆粒可見到下層顆粒的滑行距離明顯較下層顆粒為長，我們認為是塊體拱曲後內部再產生剪切滑動，使得滑行距離會有如此大的差異；但位於趾部群組 4 的顆粒 25, 32，二者的相對位置關係為上與下，但二者的滑行距離有相差大的差異，我們認為此處為拱曲作用與剪出作用的交界帶，亦即拱曲及剪出作用同時存在於該區。

強、中、弱三個模型的平均滑動離為 674.4 m, 677.7 m 和 682.4 m，高差為 155.4 m, 160.5 m 和 163.5 m。但有幾個部份值得注意，一是群組 4 的顆粒 24, 33 在強鍵結的模擬中移動非常少，在中強度與弱鍵結模型則是較多，代表強鍵結模型在這個地帶的趾部並沒有剪出的現象，而其他二個模型則有，但是在顆粒 26, 31，也就是較北邊的部份，三個模型剪出現象都非常明顯；再者是群組 2 和群組 3 的顆粒上層的顆粒明顯比下層的顆粒跑得遠許多（見附錄 E，顆粒堆積剖面圖），不難發現是塊體拱曲後，上層的顆粒突起後再滑向前；第三為顆粒部份顆粒的初始位置比最終位還高，表示在滑動面的幾何形狀是控制塊體滑動的主要因素之一，而整個滑動過程顆粒的推擠力量也要非常大才可能造成此一現象。

4.5.3. 滑動之機制

在圖 4-25 可以看到強鍵結模型的滑動機制在剖面 1 是塊體受力作用後產生拱曲，破裂後產生褶皺，但在弱鍵結的模擬中，當鍵結快速破裂後，顆粒以動流的運動模式為主，因此顆粒的自由度較高，速度也較快；受到地形作用的影響，剖面 3 的趾部剪出作用比剖面 1 來得明顯，弱鍵結模型的剪出作用又比強鍵結模型明顯，雖然滑動之機制不同，但結果差異不大，三個模型的最大的差異只有在趾部的堆積線，弱鍵結模型比強鍵結模型較為前進。

由以上的結果我們推論，九份二山的崩塌機制並非單純的剪出破壞或拱曲

作用，在塊體的西南部的區域 (剖面 1 附近)，主要的崩塌機制是拱曲作用，帶有少部份的剪出作用，在崩塌塊體的東北部 (剖面 3 附近)，主要的崩塌機制為剪出作用，拱曲作用則不明顯。

4.5.4. 模擬結果之改善

由圖 4- 17 和圖 4- 18 的模擬結果來看，滑動面的摩擦係數在 0.05 時，其顆粒的堆積範圍和真實的堆積區非常符合，但在側向剖面的結果，弱強度鍵結的模擬結果較其他二個模型為佳 (圖 4- 28；圖 4- 29；圖 4- 30)，但這三個模型的結果都有二個需要改進的地方：

- (1) 崩塌區的趾部堆積太多的顆粒，導致堆積區的堆積厚度少於真實地形堆積的厚度，應該是顆粒與顆粒間的摩擦係數太大 (0.5)或是消能阻尼太高 (0.7)，以致於顆粒的減速太快，於是堆積於趾部附近，若能作若干修正，則剖面 1 與剖面 3 將可與真實地形面非常契合。
- (2) 剖面 2 的顆粒面積明顯大於堆積區的面積，這有可能是顆粒間的摩擦係數太大導致顆粒側向擴張不足，以致過份集中於趾部，也有可能是我們推估的滑動面太深，顆粒堆積太厚，造成顆粒剖面上顆粒堆積面積大於實際面積。

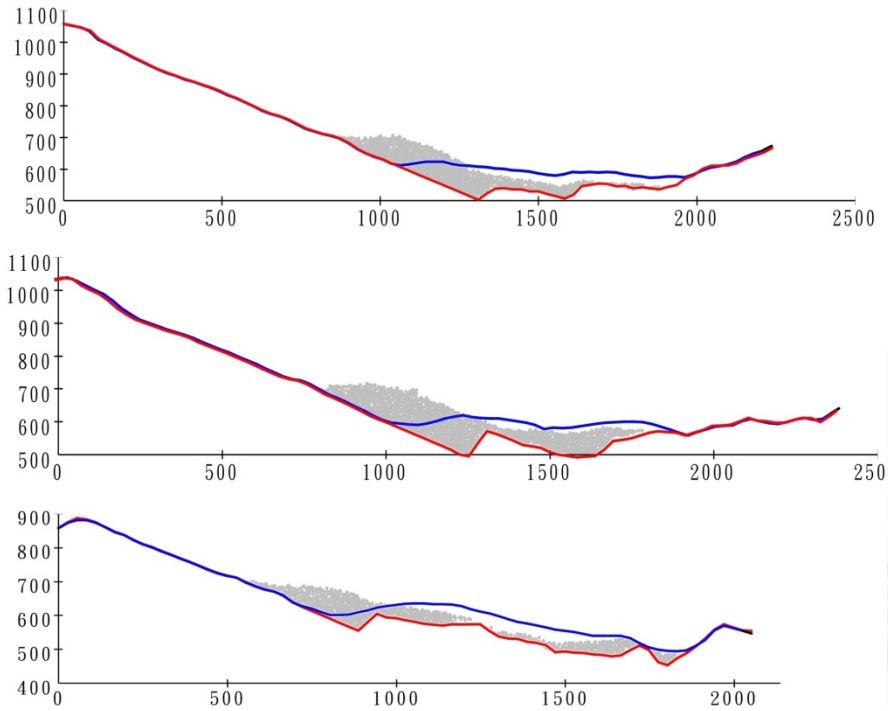


圖 4-28：強鍵結模型模擬結果的剖面比對圖。

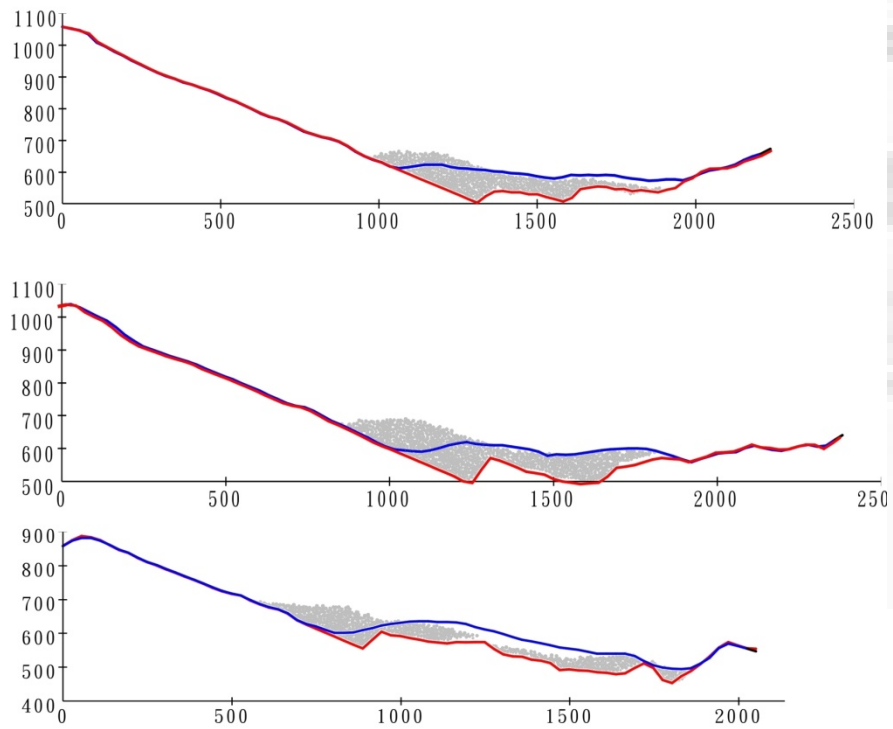


圖 4-29：中強度鍵結模型模擬結果的剖面比對圖。

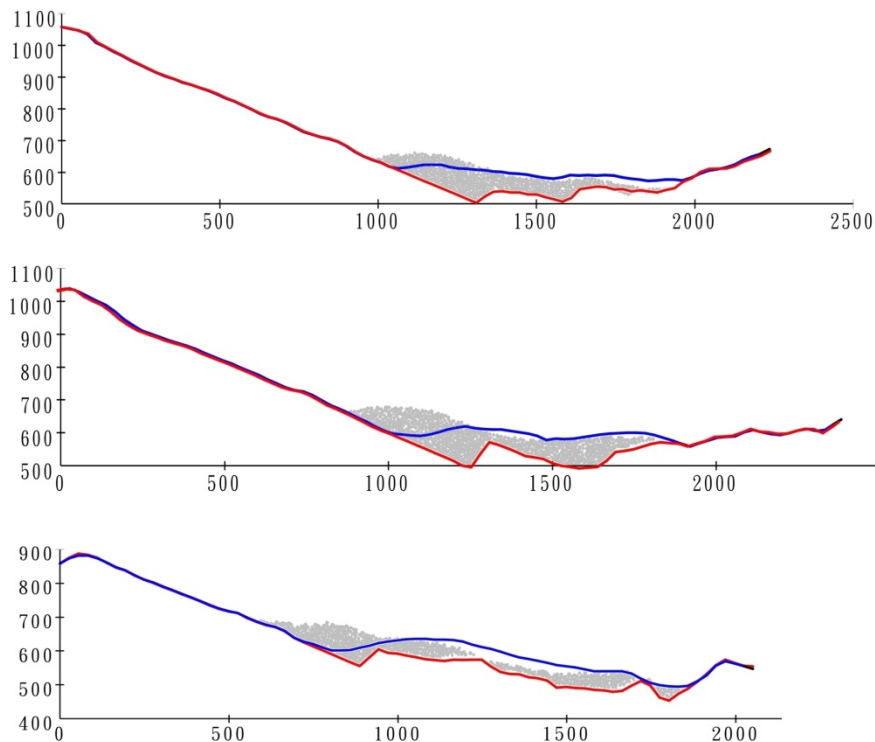


圖 4- 30：弱鍵結模型模擬結果的剖面比對圖，紅色線為崩塌前的地形剖面，藍色線則為崩塌後的地形剖面，三個模型在堆積區的差異不大，主要差別在弱鍵結模型模擬結果的堆積線較強鍵結的堆積線為前進。

4.6. 本章總結

雖然 Wu et al. (2003)和 Chang and Taboada (2009) 已針對九份二山的山崩做非常詳細的分析與模擬，但二者皆為二維的模型，比較難說明九份二山複雜的地形對塊體運動的影響，因此本章利用三維 *PFC* 程式來模擬九份二山在 1999 年的崩塌，發現一個大型的山崩塊體在不同的位置可以有不同的崩塌機制，因此未來在大型山崩的研究上，不可只憑單一的證據就來斷定整個山崩的崩塌機制，更呼應了本文前章所提的大型山崩的塊體並非簡單的均質塊體，也提供我們未來研究大型山崩的一個重要參考。



第五章 2009 年小林村山崩之初探

2009 年 8 月 7 日 23 時 50 分莫拉克颱風於花蓮登陸台灣，並於 8 月 8 日下午 2 時由桃園出海，颱風遠離後，引進西南氣流，並持續在中南部山區降下超大豪雨；其間夾帶驚人雨勢肆虐中南部地區，暴雨如同瀑布從天而降，超過二百年週期雨量，創下多項氣象史上之雨量紀錄，根據中央氣象局的資料得知，屏東山地門鄉尾寮山單日降下超過 1,400 公釐雨量，刷新台灣單日降雨量紀錄，兩天總雨量超過 2,100 公釐，也創下歷史降雨最多的新紀錄。在小林村附近的高雄御油山等十一個測站，單日累積降雨量都超過一千公釐；尾寮山、高雄溪南、高雄御油山，則佔據單日最多雨量前三名紀錄。

本文的第三章及第四章所討論的山崩均為地震所誘發，本章所討論小林村山崩，主要是因颱風帶來的豪雨所引致的大型山崩，誘發機制和崩滑行為與前二章所有所不同，加上小林村崩塌造成驚人的人員傷亡，為了瞭解崩塌的成因，以防止日後災難再次發生，小林村山崩便成為本研究亟欲探討之主題。

5.1. 小林村山崩及研究區域概況

超大豪雨導致台灣自濁水溪以南的重要河川流域內，發生嚴重之洪水、山崩與土石流災害，其中以高屏溪、曾文溪、八掌溪、濁水溪等流域之災情最為嚴重，阿里山鐵、公路受重創。根據官方之統計，莫拉克颱風造成中南部及台東地區嚴重淹水、河海堤潰決、道路中斷、山崩、土石流等災害、居民房舍掩埋、沖毀、道路中斷、橋梁損毀等災害，農林漁牧損失超過 164 億元以上，並造成 619 人死亡及 76 人失蹤與多人受傷，是台灣氣象史上傷亡最慘重的侵台颱風（國家災害防救科技中心，2009）。

5.1.1 小林村之災變概述

根據水利署的現場履勘紀錄表示：8 月 8 日晚間小林村已有部份民宅進水，

並由水保局土石流防災志工陳漢源及劉金瑛回報最後一通「雨量 1100 mm」之簡訊之後便失聯 (陳樹群, 2009), 8 日晚間九時許, 台 21 線因猛烈的雨勢變成了一條河流, 小林村村內房舍開始積水, 9 日凌晨 1 時, 位於村落下方的楠峰橋水文站失去記錄, 最後一筆水位記錄是 375.65 公尺, 較平常水位高出約 7 公尺; 至 8 月 9 日凌晨, 大部份的區域已被洪水吞噬, 至清晨時許, 9 鄰居民撤離時發生兩聲突如其來的轟然巨響, 巨響過後小林村旁的旗山溪突然斷流, 不見水流下, 乾枯得只剩下大石頭。小林村東北側的獻肚山突然崩塌, 崩塌面積超過 70 公頃 (圖 1-4), 土方量超過 1 千萬立方公尺, 小林村遭巨大的崩塌掩埋, 估計約有 500 人被土石掩埋; 此次崩塌及堆積範圍共 278 公頃, 高低差達 900 公尺, 與近年來的國內大型山崩比較下, 面積僅次於草嶺 1999 年的山崩, 巨大的土石並在旗山溪形成堰塞湖, 隨後堰塞湖潰堤, 小林村的房舍也隨著洪水沖刷殆盡, 潰壩之洪峰到達下游的甲仙地區, 造成包括甲仙吊橋、甲仙便橋、甲仙攔河堰及沿岸堤防在內之相關設施毀損。

5.1.2. 小林村之地質概況

小林村位於高雄縣甲仙鄉楠梓仙溪的沖積河床上 (圖 5- 1a), 村內聚落主要分布於旗山溪左岸之高灘地及低位河階上, 與河床之高差約在 5 公尺至 10 公尺之間。其東側有一高位階地, 可對比於小林村南側之五里埔高位階地。小林村東側山脈最高點位於大竹溪山, 標高 1,662 公尺, 西側旗山溪右岸山脈最高點標高為 1,004 公尺。小林村南側有角埔溪流過, 村內分別有水保局公告之高雄 DF006 及高雄 DF007 土石流潛勢溪流, 北側為一無名溪。東側階地的後方為獻度山 (圖 5- 1b), 植生雖然茂密, 但由殘坡顯示, 崩塌前的風化層已經很厚, 節理也很發達。主要構造有小林向斜以北北東—南南西方向穿過該區, 甲仙斷層則是在小林村的西方和小林向斜平行。本地的主要地層由下而上分別是厚質砂岩及泥質頁岩所組成的上新世—中新世糖恩山砂岩, 被塊狀頁岩為主的上新世鹽水坑頁岩所覆蓋, 小林村東邊的台地, 則是全新世現代沖積層, 覆蓋在鹽水坑頁岩之上, 主要

由礫、砂、黏土所組成 (圖 5-1c, 圖 5-1d)。

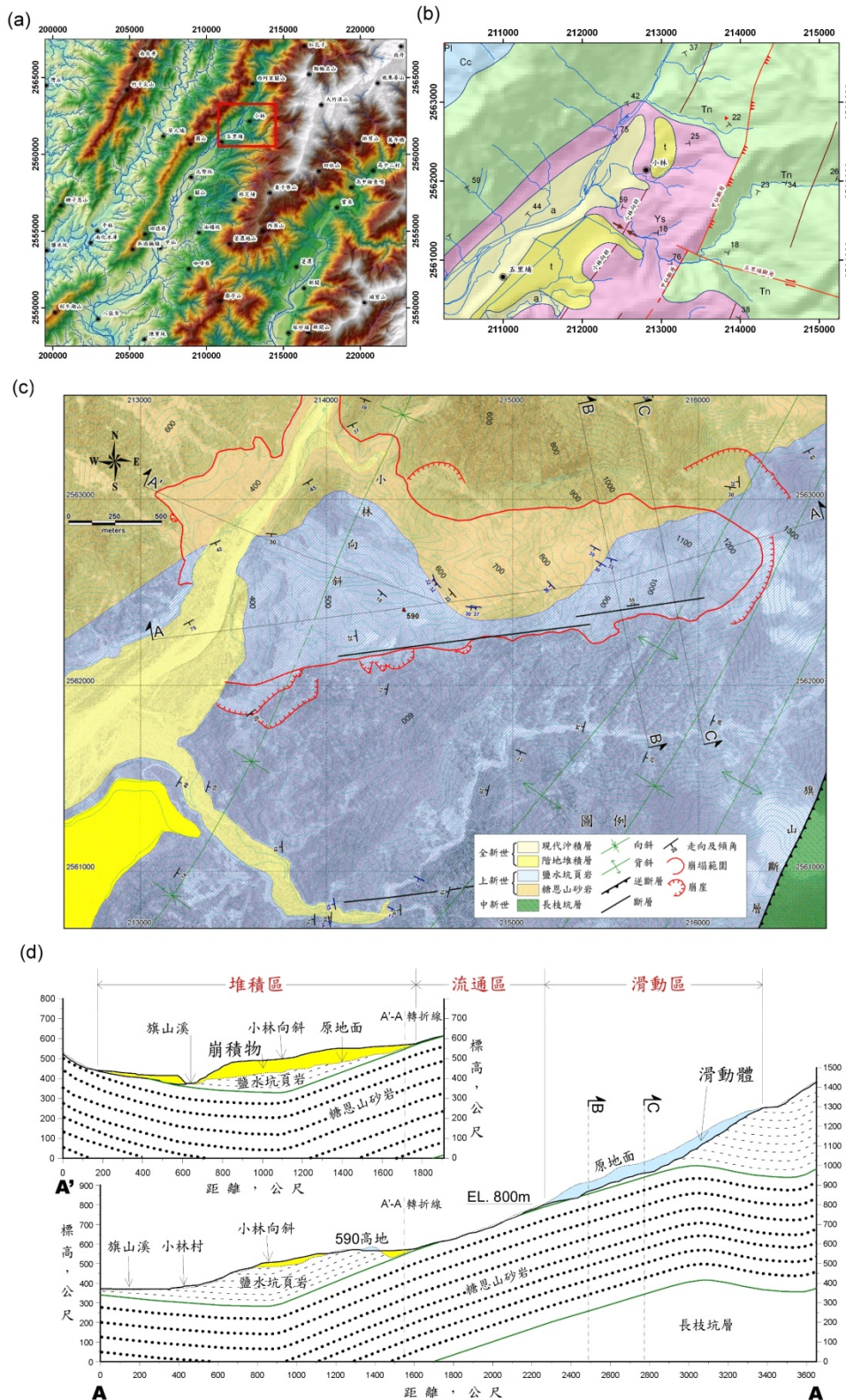


圖 5-1: 小林村之地質地形圖; (a) 小村村附近之地形圖; (b) 小林村附之地質圖 (宋國城等, 2000); (c) 小林村崩塌區之區域地質圖 (李錫堤等, 2009); (d) 小林村崩塌區之區域地質剖面圖 (李錫堤等, 2009)

1. 糖恩山砂岩

主要由青灰色緻密砂岩與泥質砂岩為主，偶夾深灰色頁岩組成，並在部分砂岩中含有少量雲母碎片及鈣質結核，其中包含有 *Amussiopecten* sp., *Bathysiphon* sp., *Cyclammina incise.*, *Dorothia* sp., *Textularia* sp.和 *Robulus* sp.等軟體動物及有孔蟲化石，另在砂岩中，亦發現許多交錯層理，波痕等現象；砂岩呈塊狀，具有不規則的節理，時常形成陡崖或深谷，層理不清晰。砂岩屬於亞混濁砂岩或混濁砂岩，含有不少泥質，所以有時成為泥質砂岩或砂質泥岩。砂岩常夾有許多厚層的深灰色頁岩及灰色砂質頁岩。

2. 鹽水坑頁岩

由深灰色頁岩所組成，偶夾有凸鏡狀的粉砂岩和砂岩，通常以本層的下部比較多，因為缺乏頁理面，所以大部頁岩很像泥岩，富含石灰質的頁岩中含有較多的化石，粉砂岩中含有不少紅色鐵質結核和小的方解石脈。

該區的主要構造有小林向斜（圖 5- 1b），其軸部以接近南北向通過小林村東邊的高位河階，並向南傾沒；西翼的地層為東北-西南走向，地層傾角約在 50 至 60 度之間，東翼的地層則是西北-東南走向，坡度較緩，約在 20 至 30 度之間；地層在軸部圈合處轉為近東西走向。甲仙斷層通過小林向斜軸東側約 800 至 900 公尺處（圖 5- 1b），呈北偏東-南偏西走向，斷層面向東南傾斜，並在小林村之東南方被五里埔斷層所截切；再往東 2 公里處旗山斷層與甲仙斷層平行通過，為台灣南部重要之逆斷層構造，並被歸為活斷層。

5.2. 小林村崩塌地之分析

小林村附近地區在莫拉克颱風侵襲期間的總降雨量超過1,800公釐，這是此區有雨量紀錄的51年來（甲仙站）的最大降雨（大於200年之重現期距）。既使在2004年的敏督利颱風及2005年的海棠颱風總降雨量也僅分別為775公釐及1,193公釐，故此次小林村山崩應與莫拉克颱風帶來的超大降雨量有關；超過歷史紀錄

的豪雨使得穩定的山坡無法負荷如此超大的雨量，以致誘發山崩，雖然如此，我們亦希望對此次山崩的原因及崩滑機制再作更詳細的探討。

5.2.1. 野外觀察

從 2009 年 10 月 31 日至 2010 年 1 月 3 日之間，共進行三次小林村的野外調查，共有中央大學李錫堤教授、董家鈞教授、張中白教授、台灣大學土木系林銘郎教授及地質系之胡植慶教授、地理系簡旭伸教授、地質師公會陳國華理事長及中央地科及台大土木、地理、地質共四個系之學生共同組成之調查團隊，其主要目的有三：調查崩落源頭、繪製地質圖以及估計當時天然壩的高度，其中崩塌區之地質已由李錫堤教授等人 (2009) 完成，天然壩之高度亦已由董家鈞教授估算中 (未發表)。

從台 21 線小林村入口轉彎處即可看到，小林村及其後方的高位河階已被土石所掩埋 (圖 5-2)，由下往上勘查發現，崩落的土石混合砂岩及頁岩，直徑約在 1 至 2 公尺之間，有些岩層中含有豐富的貝類化石 (圖 5-3)；2009 年 10 月 31 日的探勘發現頁岩尚未風化，邊緣相當銳利，但 2009 年 12 月 25 日再次勘查時，原本有銳利邊緣的頁岩其外層大都已風化成細小的顆粒，表示本地的頁岩風化非常快速；再往上至標高 590 高地附近時，發現該地前方有一土石所堆積的一塊廣大且平坦的堆積地，土石分南北二路向下流去 (圖 5-4)，一路向小林村，一路向小林村北方的溪溝；再比對航照及現地的狀況結果發現，590 高地東側的一大塊消失不見 (圖 5-5)，我們推測應是被崩落的土石所削去，並在堆積區南邊的岩壁上，發現斷層泥；從這個堆積區的上方開始，陸續出現裸露的砂岩岩盤 (圖 5-6)，並有土石順著光滑的岩盤滑落而在岩壁上所留下來的刮痕 (圖 5-7)，沿著山溝兩側的砂岩面上方多有新的崩積物存留；此崩積物明顯地以粗顆粒在上而細顆粒在下的倒轉粒級層 (Reversely graded bedding) 的現象呈現 (圖 5-8)，再往上的一路上，經常有新鮮的砂岩岩盤出露，而崩塌區高處堆積的岩石表面，亦有許多鏽染的現象 (圖 5-9)，表示該地的岩石在崩塌前的節理就已相當發達，並已經有風

化的現象；崩塌區南側在標高 850 公尺至 950 公尺之間有一近東西向平直的大峭壁，此大峭壁應是一剪裂 (shear zone) 或小斷層 (圖 5-10)，可與層面共同構成一不利岩楔 (李錫堤等，2009)。大峭壁當時仍有略具膠結的老崩積層物質黏貼 (圖 5-11)，表示此地可能不是第一次崩塌而是舊有的崩塌地。在近崩塌區源頭的地區 (標高 900 公尺以上)，絕大多數是頁岩塊的堆積 (圖 5-12)，代表山上出露的岩石主要是頁岩而非原地質圖中所繪的砂岩；由以上的跡象判定，此次小林村的崩塌不是只有表面的風化層崩塌，其滑動面已達內部的岩盤。



圖 5-2：小林村現狀，圖中偏右為小林村災後僅存的一間房屋，其餘均已被土石所掩埋或沖走，左方的河道為天然壩潰壩後被河水刷沖出來的河流通道。



圖 5- 3：獻肚山上所見之貝類化石，直徑約為 2 公分左右。



圖 5- 4：獻肚山上崩下之土石分為左右二路向下前進，中間突起的部份即為被削去大半的 590 高地，原有被削去的 590 高地已成為一被土石所填滿的廣大堆積平台。

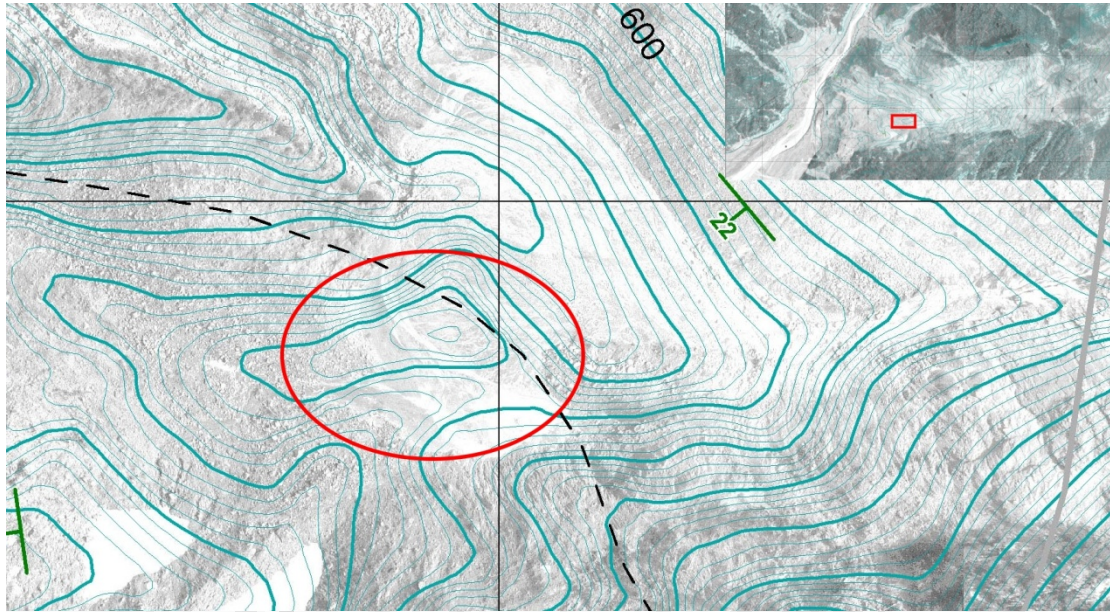


圖 5- 5：航照和原有的等高線圖相比對，等高線表示崩塌前之地形，而底圖為崩塌後之航照圖；由等高線來看，紅色範圍內原本為一突起之高地，但比對航照底圖後發現，此一高地 (590 高地) 已消失不見。



圖 5- 6：獻肚山崩塌區之堅硬岩盤，如此平滑及堅硬之岩盤自 509 高地前開始出現，往上直到崩塌源頭都陸陸續續可以見到。



圖 5-7：在崩塌區河谷的邊緣可見岩石摩擦的痕跡，其方向和土石流動的方向相同。



圖 5-8：崩塌區的岩石可見上大下小的倒轉粒級層，圖中間大部分上方的岩塊較下方的岩塊為大。



圖 5- 9：崩塌區源頭的岩石大都已有嚴重的鏽染現象，表示在崩塌前的風化情形就已相當嚴重。



圖 5- 10：崩塌區源頭南側在標高 850 公尺至 950 公尺之間有一近東西向平直的大峭壁。



圖 5- 11：崩塌區南側在標高 850 公尺至 950 公尺之間有一近東西向平直的大峭壁，峭壁上有崩積物黏貼於上。



圖 5- 12：崩塌區近源頭的部份，有一大半的崩塌岩塊為頁岩，和原先地質圖上標示的砂岩為主的地層並不吻合。

5.2.2. 遙測分析

若分析農林航測所繪製的災前及災後的 DTM 再比對其差異 (圖 5- 13)，發現滑動體所占的面積約為 57 公頃，體積約 2 千 3 百多萬立方公尺，在無名溪下半段及 DF006 土石流溪流上游堆積約 1091 萬立方公尺，而旗山溪右岸 (小林村對岸) 的堆積區面積約 22 公頃，土石約 450 萬立方公尺 (含小林村對岸所崩塌之土石)，若以膨脹率 10% 來計，天然壩潰壩後被沖走的土石約 1 千萬立方公尺，整個天然壩的原始體積約 1 千 5 百萬立方公尺 (李錫堤等人，2009)。

由航照圖來看 (圖 5- 14)，小林村東邊的沖積層 (三角形面) 極有可能是舊有的崩塌地，此次崩塌的原因主要有岩石節理發達使得雨水容易滲入岩體內部，而超大豪雨又使得深部岩層浸水飽和，孔隙水壓增高，造成摩擦抗剪力降低，加上在獻肚山河溝裡被風化而掉落的土石堆積到一定的厚度後，在大豪雨的狀況下發生崩塌，並且從山頭一直崩到河岸，同時也把河溝二側岩壁的碎石一起帶下來，並連同 590 高地一起刮掉，打通獻肚山土石到小林村的通道 (DF006)，使得土石得以直奔小林村，造成第一次傷害；而流入旗山溪的土石堵住溪水形成堰塞湖，豪雨使得湖水快速升高，不久天然壩開始溢流，隨即潰壩，巨大洪水沖刷將被土石掩埋及未被掩埋之村落全部沖走，形成目前之地形景象。

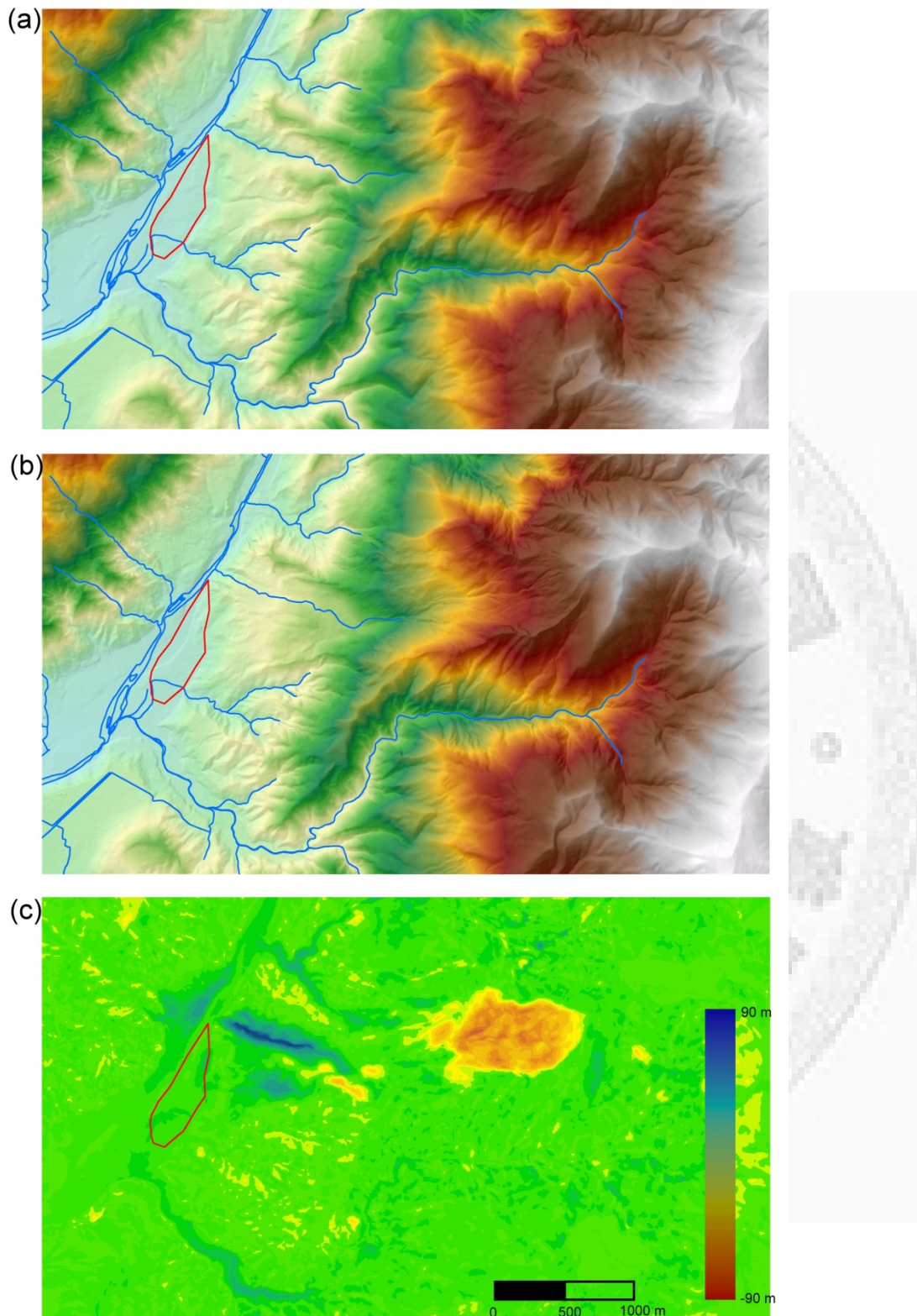


圖 5- 13：(a)小林村災變前的地形圖；(b) 小林村災變後的地形圖；(c)相減後所得到的地形增減圖，崩塌區的土石崩落最深超過 80 公尺，堆積區由於天然壩潰壩後被沖刷的緣故，最高處為小村村內的溪溝堆積約 80 多公尺。

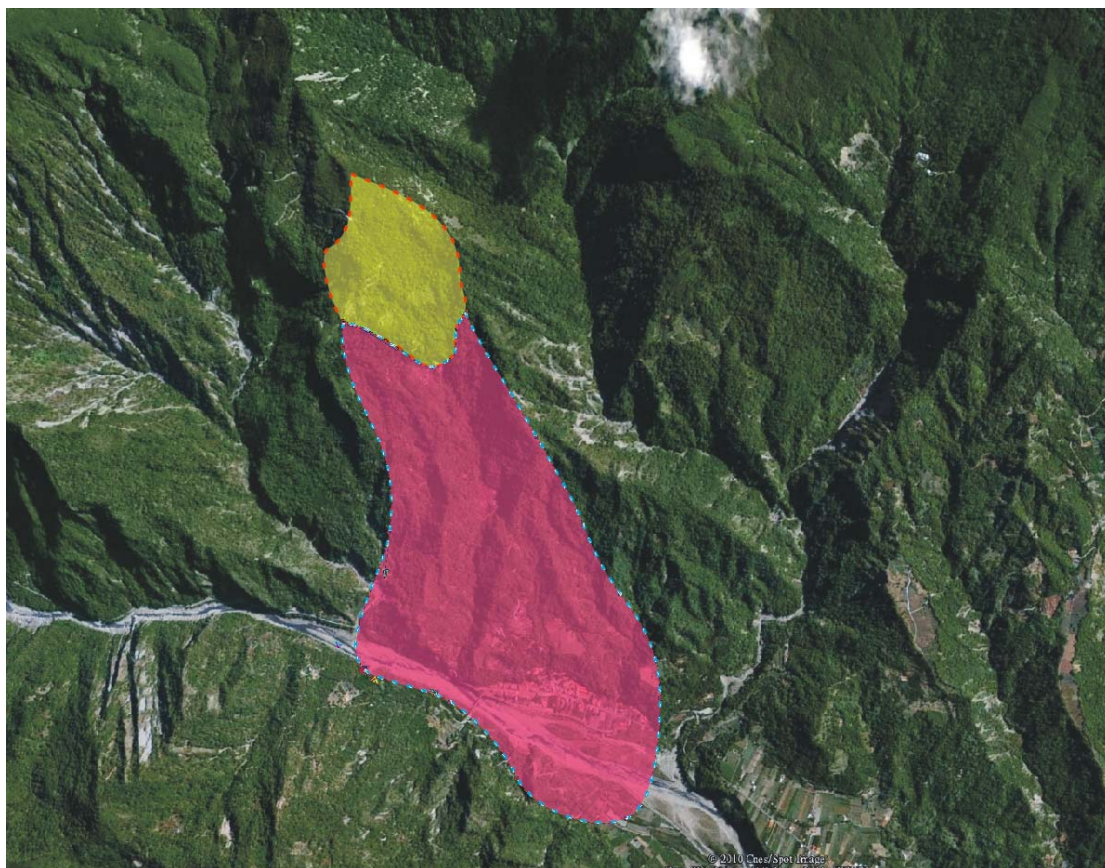


圖 5- 14：由航照圖來分析，小林村極有可能位於舊有的崩塌地上（圖片擷取自 Google Earth），而崩塌區為一明顯被嚴重侵蝕的山谷，小林村則位於崩塌區的正下方，黃色區塊為崩塌區，紅色區塊為堆積區。

5.3. 小林村崩塌之 PFC 三維數值模擬

本章所討論之小林村的崩塌，和前面二章的山崩事件在誘發及滑動機制有所不同，集集地震所誘發的九份二山及草嶺山崩，其崩塌機是以滑動 (Sliding) 為主，而豪雨所引致的小林村山崩在野外的觀察上，除了在源頭區的移動可能有滑動的機制，在 590 高地後，其運動的機制應是以流動 (Flowing) 的方式為主。

5.3.1. 小林村之三維模型之建立

小林村的模型滑動面是參考災前 40×40 公尺 DTM，配合災後航照及現場調查略作高程修正成災後之滑動面狀態，共計 11,682 個三角面，模型東西長 4,000

公尺，南北長 2,400 公尺，並將 30,000 個半徑 2.66-4.25 公尺的球置放於滑動面上 (圖 5- 15)。崩塌區的源頭經實地勘察的結果，有新鮮的岩盤出露，崩塌物除了表層風化物之外，還有深層的岩盤滑動，且深達 60-80 公尺，雖然滑動體於剪出線位置之滑動體厚度較小，因此模型的厚度設在初步分析時先簡化為 30 公尺，忽略高程 600 公尺以下的塊體，故崩塌量體約為 10,000,000~15,000,000 立方公尺；由於小林村事件是由豪雨所誘發，且滑動過程中碎裂的岩塊表面上，有很多已有風化鏽染的跡象，因此分析時，除了將滑動面上的摩擦係數下降外，也將岩石之間的強度弱化，以符合現場觀察到的岩屑崩瀉 (rock debris avalanche) 之運動行為；小林村崩塌主要是豪雨所引致，因此在崩塌前，其內部的強度因滲水等因素而降低，而目前又無小林村附近岩體的相關實驗資料，但由現地的堆積來看，多屬較鬆軟之岩石，加上岩石非常破碎，因此岩石的參數本研究採取較弱的頁岩，楊氏模數約為 200 MPa，顆粒的內聚力 50 kPa 作為微觀參數。

在模型中，我們建立了 12 顆的監測，用以監測顆粒的滑行速度與位移 (圖 5- 16)，由監測顆粒的數據，我們可以對整個山崩的崩滑過程做更精細的描述。

5.3.2. 590 高地被錯移之模式

地型修正前的模型是以災前的 40 公尺 DTM 配合野外調查的結果當作滑動面，在崩塌區域內填入 30,000 個顆粒，滑動路徑不考慮在崩塌過程和上游土石一起被刮走的部份，結果如圖 5- 17，我們發現大部份的顆粒會在 590 高地

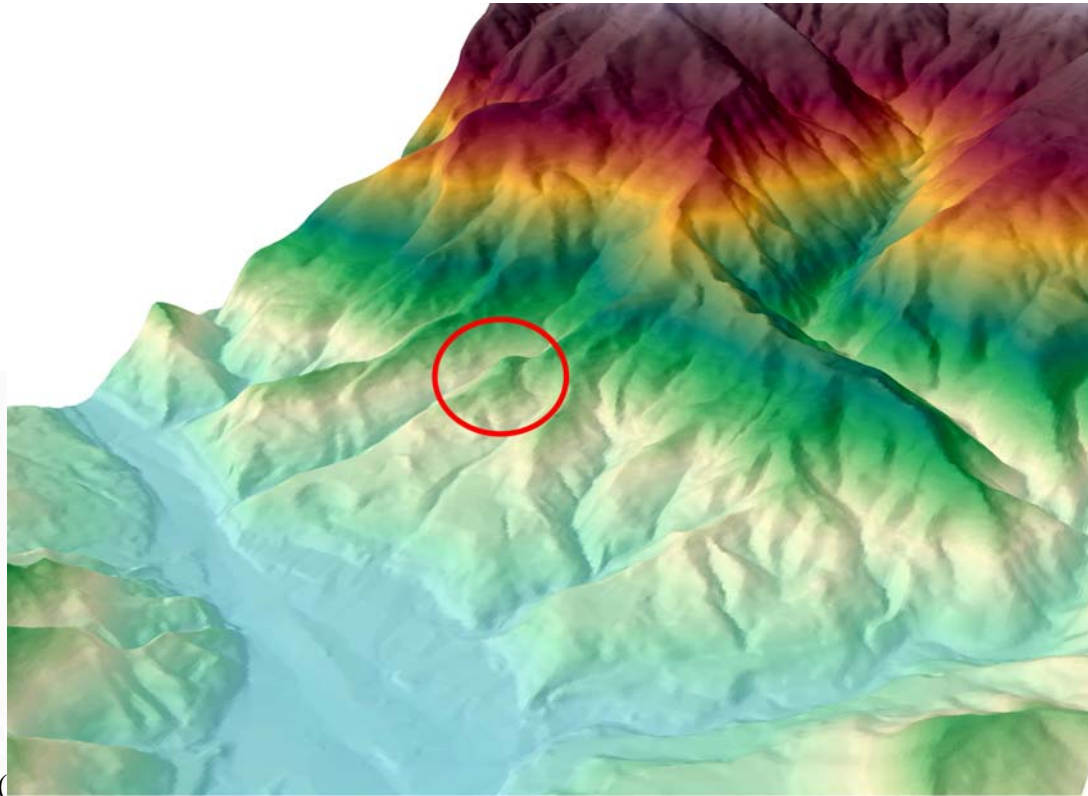


圖 5- 18 的 A 點) 附近向北面侵蝕偏轉，僅有少數的顆粒會流入小林村後方高階地的野溪 (編號 DF006 之土石潛勢溪流)，對小林村村落的直接影響較小，即使流入旗山溪的土石更為集中，形成的天然壩可能會更高 (圖 5- 17)，在天然壩潰壩前村民仍可能有足夠逃生的時間。由監測顆的速度變化來看 (圖 5- 19)，在地形修正前的模擬最快速度出現 37 秒時的顆粒 4，接近每秒 50 公尺 (49.1 m/sec)，而且每個顆粒到達最高速的時間點亦不相同，在高位的顆粒 (顆粒 7-12) 到達最高速度的時間比低位的顆粒 (顆粒 1-6) 要晚些，但除了顆粒 8 和顆粒 9 之外，最高速度都可達每秒 30 公尺以上，甚至接近每秒 40 公尺；但低位的顆粒除了顆粒 4 之外，其餘的 5 個顆粒最快速度不會超過每秒 30 公尺，顆粒 3 的最高速度甚至只有每秒 20 公尺左右。速度變化比較特殊的有顆粒 12，在 20 至 40 秒時速度變慢，應該是撞擊後停留在 590 高地附近，但在 60 秒時速度又急遽增加，應該是脫離 590 高地附近的平台繼續往下滑而加速，速度可達每秒 43 公尺，在 75 秒時又受到撞擊而使得速度快速下降至每秒 4 公尺。

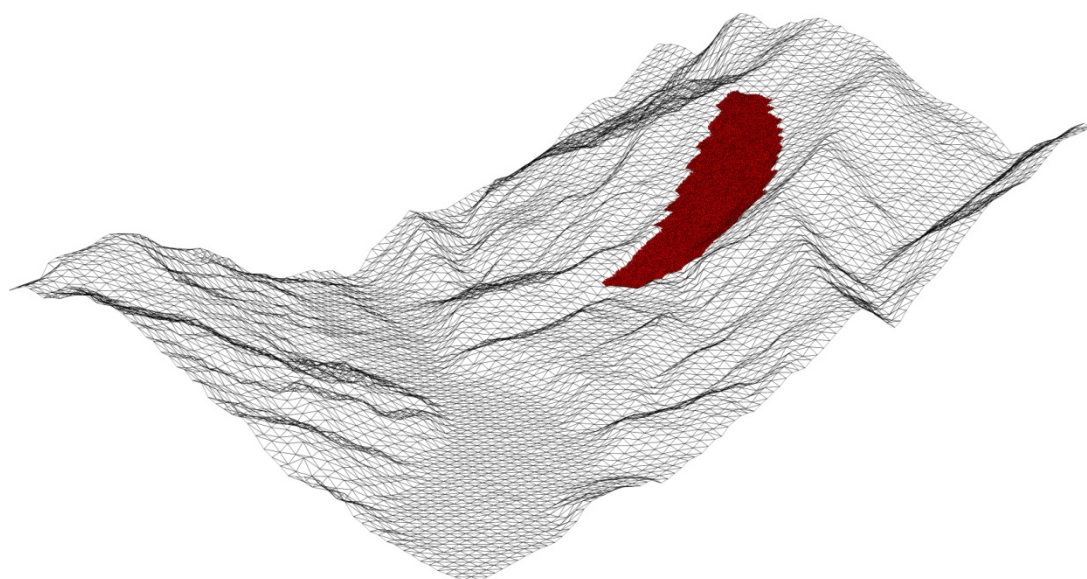


圖 5- 15：小林村的 *PFC* 三維初始模型，模型由 30,000 個顆粒及 11,682 個三角面所組成，顆粒大小介於 2.6-4.25 公尺之間，每個三角面代表一 40×40 公尺的等腰直角三角形地形。



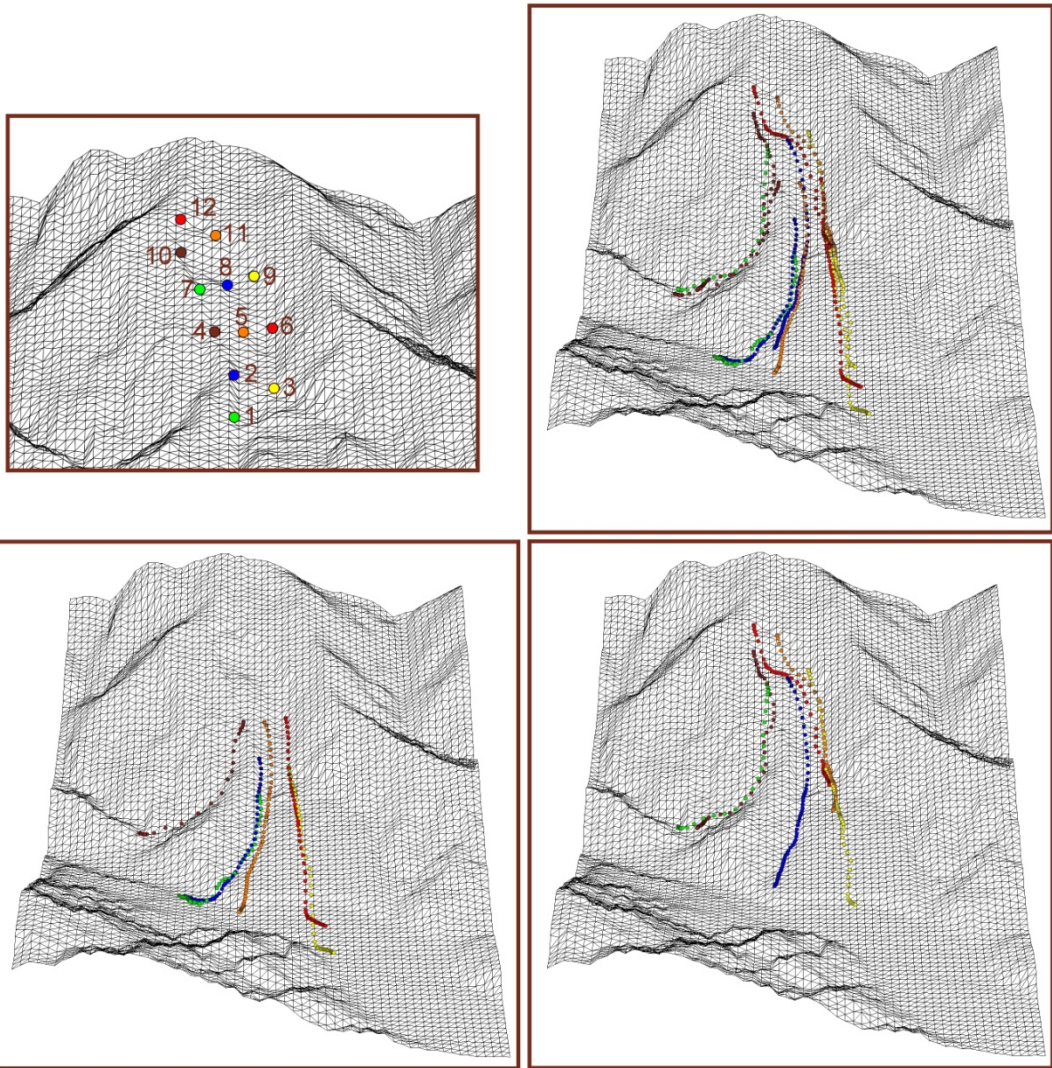


圖 5- 16：監測顆粒的相對位置及滑行路徑圖，顆粒的滑行路徑主要分為三路，其中、右二路的顆粒流經小林村。

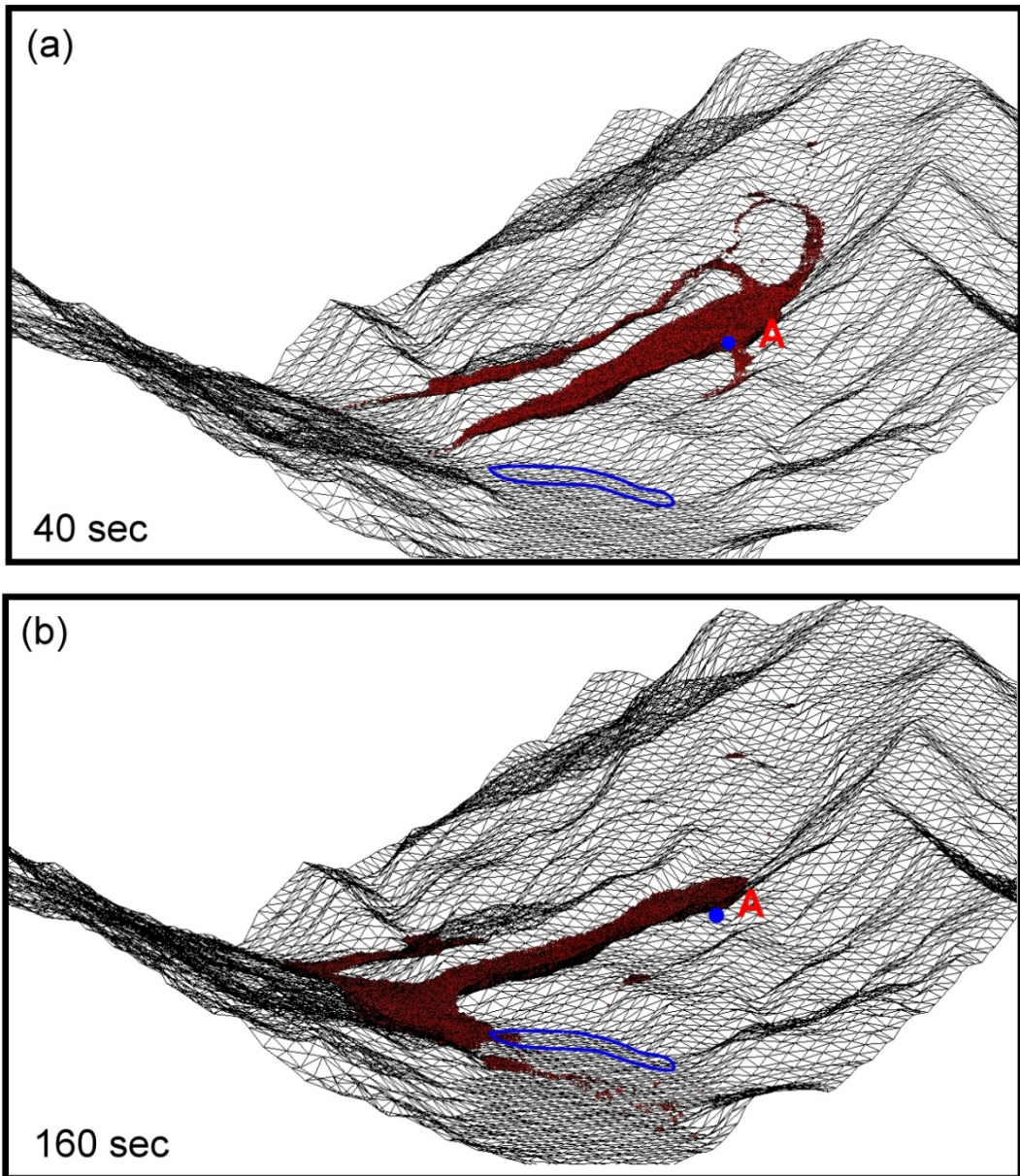


圖 5- 17：小林村山崩之運動過程模擬成果，除了獻肚山之外，若不考慮 A 點可以推動滑移的模擬結果；(a)在 40 秒時，只有少數的顆溢流而往小林村而去；(b)160 秒時，土石會在小林村的北方堆積，可能形成一個更高的堰塞湖，但小林村及其東側之高位河階未有明顯的堆積層覆蓋，此成果與現地之堆積形貌不吻合。

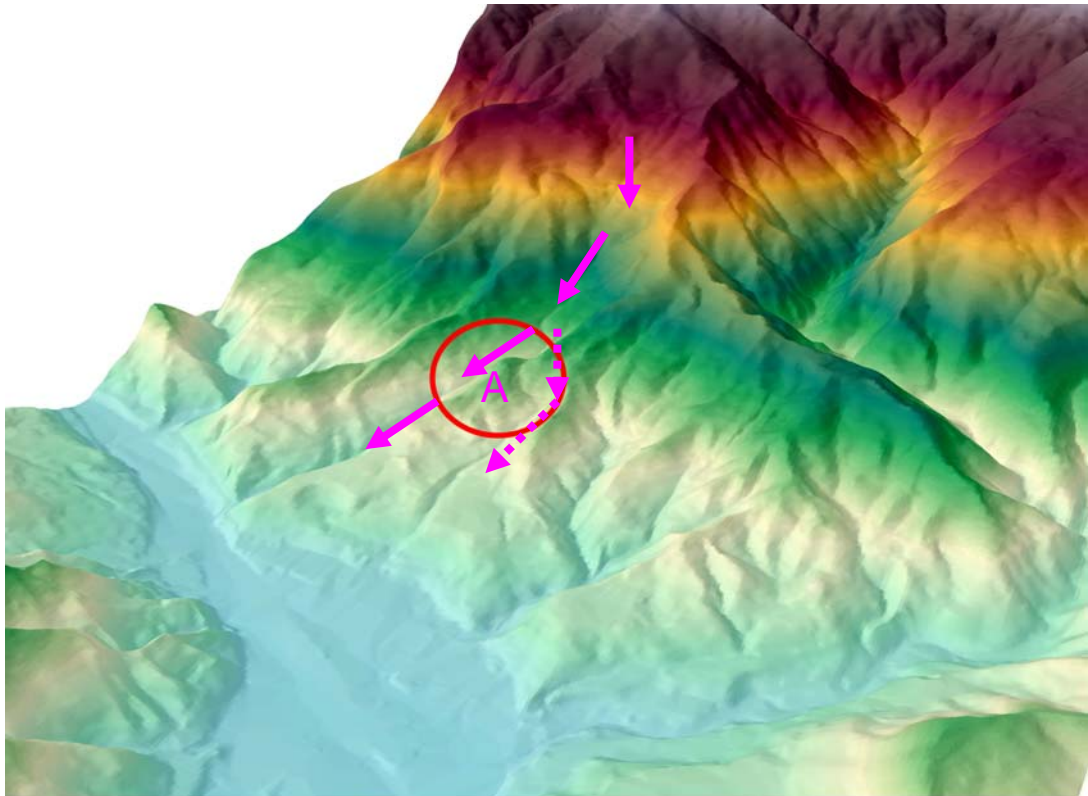


圖 5- 18：小林村災前的三維地形立體圖，A 點為一凸起小高地 (590 高地)，可阻擋自後方高山位置滑下之崩滑體滑向小林村的路徑，有可能是舊有的崩積物所組成。

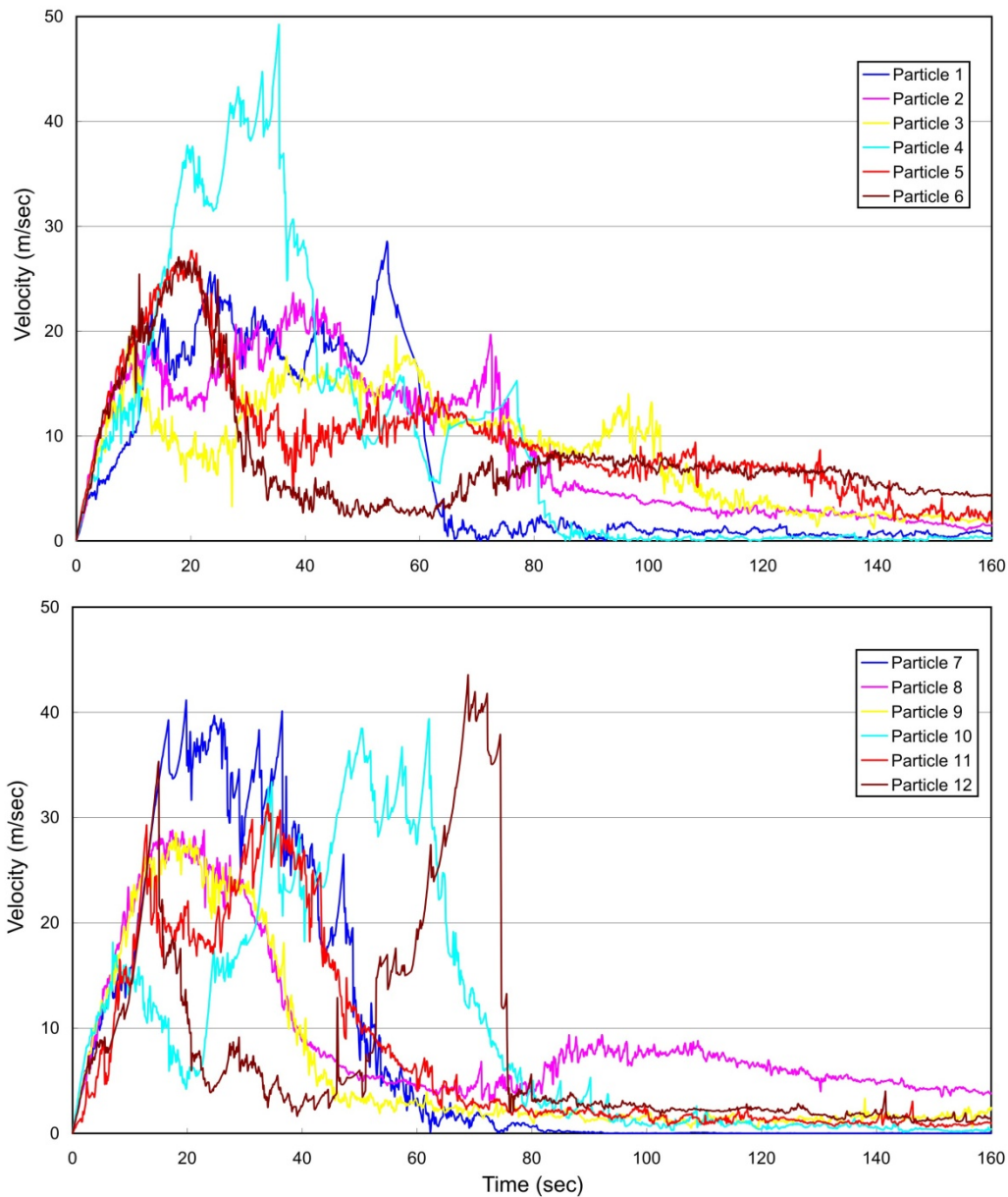


圖 5- 19：小林村三維模型在地形修正前模擬之監測顆粒隨時間變化圖，修正前的顆粒流速最快為顆粒 4 的 49 每秒公尺，反而較上部顆粒為快，上部顆粒由於路徑較長，受地形的影響，有此有第二次加速的現象（顆粒 7, 10, 11, 12）。

5.3.3. 地形修正後之模擬結果

由航照的分析來看，從小林村後方到 590 高地這個三角形的區域在小林村崩塌之前就是一個老的崩積層，因此我們認為 590 這個突出的高地是由崩積滑動過的岩層所組成，岩層內部佈滿裂縫，當獻肚山上的山石崩瀉而下時，590 高地

在很短的時間內就被削去大半，因此在航照的比對上，590 高地有一大部份在災後消失了，導致土石可以直接衝入小林村，因此我們第二次模擬時，就將 590 高地削去，再分析模擬結果。

5.3.3.1. 山崩過程分析

圖 5- 20 為顆粒的內聚力 50 KPa 及摩擦係 0.05 時在山崩發生後不同時間的堆積圖，當 20 秒時，土石尚未抵達小林村，土石受到地形的影響，開始分開成二部份（圖 5- 20a），土石比較大的一部份衝向小林村上方的階地，（590 高地附近），並受地形作用而開始在山谷中聚集，之後部份顆粒流入較平緩的地區並且開始減速，此時，土石流尚未抵達小林村；在第 45 秒時（圖 5- 20b），土石開始抵達小林村的上方的階地，並且再分出數支，掩蓋住小林村上方之三角的區域；在 65 秒時，土石已衝過小林村（圖 5- 20c），並且流進旗山溪到達對岸，土石幾乎蓋住整個小林村上方的階地，此時堰塞湖開始成形；80 秒時（圖 5- 20d），整個小林村北半部幾乎全被土石掩蓋，流入旗山溪並向二側擴張堆積，此時仍有土石從 590 高地向下崩瀉；在 100 秒時（圖 5- 20e），顆粒持續流入旗山溪中，愈堆愈多，使得天然壩更加厚實；160 秒時除了部份土石堆積在 590 高地東邊的谷地之外，獻肚山上的土石幾乎都已經流下來了，並且已經蓋住小林村的南半部，大部份的土石的動能消失，逐漸停止，在模型的中央部份有部份的顆粒堆積（圖 5- 20f），其位置就是（圖 5- 21）的這個堆積盆地（其中橢圓形範圍的 A 點就是原來的 590 高地）。

圖 5- 16 為 12 個監測顆粒的行進路線圖，有少數的顆粒跨過稜線流入北方的溪溝中（顆粒 4, 7, 10），除此之外，顆粒主要分為二支，一支流入小林村村莊北側的侵蝕溝（顆粒 1, 2, 5, 8），並且在到達河谷後向二側散開，其中顆粒 5 向下游而去，顆粒 1, 2 向上游移動，顆粒 8 停留在旗山溪岸邊；另一支流（主流）流入小林村中間編號 DF006 的土石流潛勢溪流（顆粒 3, 6, 9），有部份顆粒流入旗山溪（顆粒 3, 6, 9），也有部份顆粒堆積在土石流潛勢溪流內，並未流入旗山溪（顆

粒 11,12)，而亦有少部份的顆粒停留於 590 高地附近（顆粒 11, 12）。

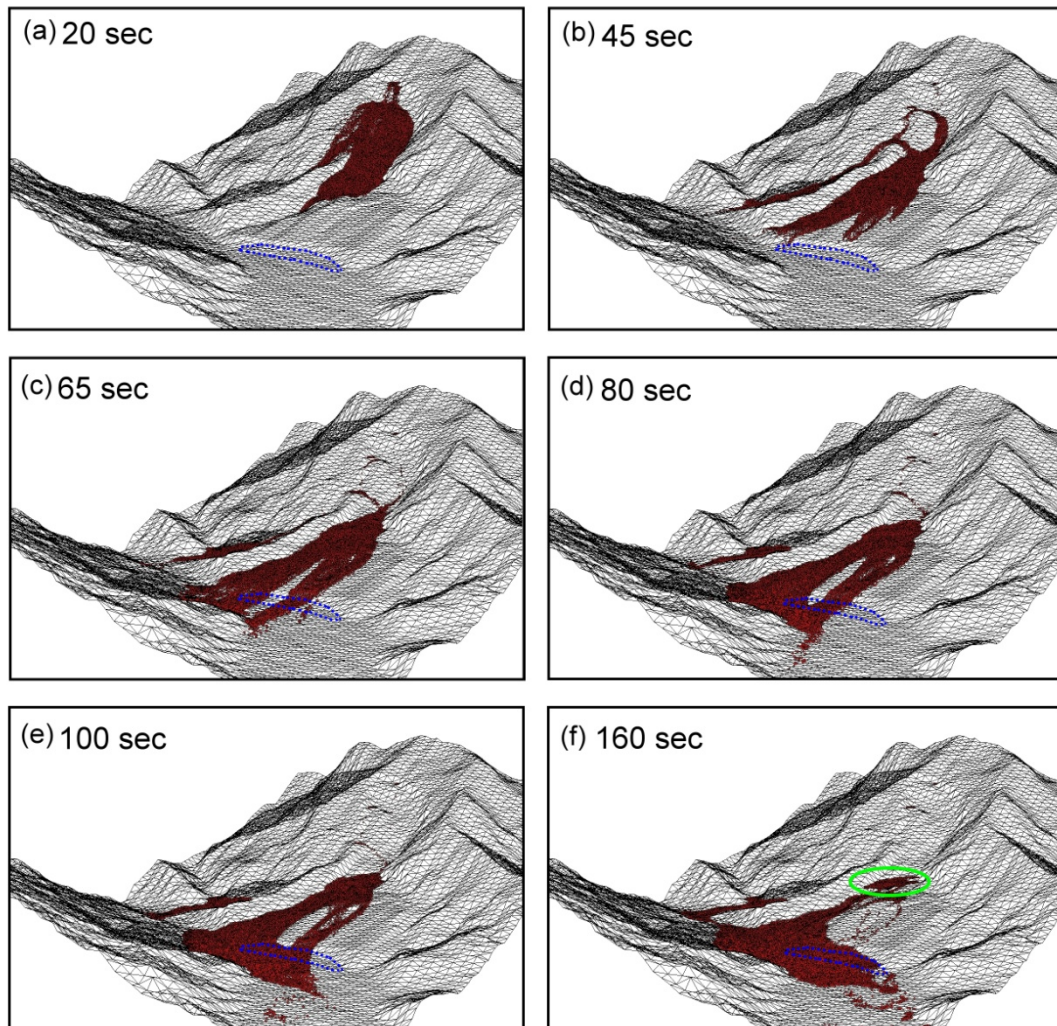


圖 5- 20：小林村山崩塌模擬在不同時間之顆粒分佈成果圖，考慮 A 點可以推動滑移的模擬結果，藍色虛線為小林村。小林村及其東側之高位河階有明顯的堆積層覆蓋，此成果與現地之堆積形貌比較吻合。



圖 5- 21：A 點為一凸起小高地位置，經野外實地調查與地形比對發現幾乎已呈現平坦地形。圖 9 的 A 點位置 (590 高地) 已被強大的岩屑流削去大半，並轉為平坦如沖積扇之堆積地形。

5.3.3.2. 山崩速度分析

圖 5-22 為 12 個監測顆粒的滑動速度隨時間變化圖，上為顆粒 1-6，下為顆粒 7-12，整體而言，受地形影響，顆粒滑行的速度沒有相似性及關聯性，表 5-1 是顆粒的滑行距離與最高速度，由各別滑動的速度來看，顆粒 1 的位置最低，因此滑行不久後便流入旗山溪，受地形影響，滑行期間忽快忽慢，速度介於每秒 10 至 20 公尺之間，顆粒流入旗山溪後逐漸停止。顆粒 2 的位置只比顆粒 1 高一些，因此最大速度只有每秒 22.6 公尺，也是流入旗山溪後逐漸停止。顆粒 3 的路徑則和 1, 2 不同，它是流入小林村內的土石流潛勢溪流，而高度雖然和顆粒 2 相差不多，但最高速度卻可達每秒 36 公尺，最後流入旗山溪；顆粒 4 流入北方的溪溝中，是所有顆粒速度最高的，發生在 35.6 秒，之後速度迅速降低，在流入旗山溪前便立即停止，並未流入旗山溪。顆粒 5 在初始滑動時開始加速，流入北侵蝕溝後便開始減速，最後逐漸停止。顆粒 6 在初始滑動時開始加速，抵達 590 高地之後速度逐漸降低，第 60 秒後流出 590 高地後又開始加速，撞擊旗山溪谷後速度驟降，隨即停止。顆粒 7 亦是流入北邊的溪溝，雖然位置較顆粒 4 為高，但是最高速度只有每秒 42.3 公尺，較顆粒 4 為小，但是卻有維持一段時間的高速，以致滑行距離 (1,334 m) 較顆粒 4 (1,146 m) 為長。顆粒 8 的最高速度為每秒 31.2 公尺，發生的時間在 23 秒時，顆粒的速度變化並沒有特殊的起伏，最後流入小林村北方的侵蝕溝內，停留在侵蝕溝和旗山溪交界處，並未流入旗山溪。顆粒 9 雖然和顆粒 8 的高度差不多，距離也相距不遠，但整個速變化相差甚大，顆粒 9 在最初滑動時亦開始加速，到 18-35 秒時速度維持在每秒 18 公尺左右，之後速度忽然降至每秒 10 公尺以下，到 105 秒時甚至低到每秒約 3 公尺，隨後速度又驟升至最高每秒 33.6 公尺，138 秒時速度又驟降，之後趨於止。若我們對照滑行路徑圖時，不難發現，顆粒 9 在抵達 590 高地附近時突然減速，由地勢較平緩，故維持低速前進，之後又進入較為陡峭的地形，因此在 105 秒後又突然加速，最落入旗山溪而停止。顆粒 10 越過稜線到小林村更北方的溪溝，顆粒最初滑動時亦開始加速，但在越過稜線時有明顯的減速，之後再逐漸加速，在 50 秒至 64 秒之間速度維持在每秒 30 公尺以上，最後加速到每秒 45 公尺，落入

旗山溪後速度在非常短的時間內便降至每秒 2 公尺，之後漸漸靜止；顆粒 11 在加速不久後因地形作用而稍有減速，後來再加速至每秒 33.9 公尺，流入 590 高地後開始減速，最後停留在 590 高地附近沒有流下來；顆粒 12 的位置最高，在落下時加速甚快，之後受地作用瞬間減速至每秒 5 公尺左右，50 秒後再加速至每秒 45.8 公尺，最後停留在 590 高地的東端。

由以上 12 個顆粒的滑動情形來看，受到地形的影響，部份顆粒有明顯的二次加速的情形（顆粒 6, 9, 12），其中顆粒 12 的高度最高，在初始滑動時便撞擊到崩塌區下緣較平緩的面再產生第二次加速，顆粒 6, 9 則是行經 590 高地之後減速，脫離這個地區後再加速滑動，因此才有第二次加速的發生；而流入小林村北側侵蝕的顆粒，其特徵為速度較慢，沒有明顯二次加速的發生；第三路越過稜線到更北方的溪溝的顆粒（顆粒 4, 7, 10），特徵是速度快，沒有明顯的二次加速，但顆粒未流入旗山溪，再由顆粒的速度（圖 5-22）對時間圖比照顆粒路徑圖（圖 5-16），發現顆粒間即使行經路線相似或是高度近，其速度對時間的變化仍會有非常大的不同。

由監測顆粒所得到的速度變化圖，並不能完全代表所有顆粒的速度變化，圖 5-23 是每間隔 5 秒所繪的顆粒速度分佈圖，代表垂直高度內最快顆粒的速度，由此圖對映圖 5-22 發現，流入小林村更北方溪溝的顆粒，其速度最快，最快可接近每秒 60 公尺，而流過小林村的顆粒在抵達旗山溪時，最快速度可超過每秒 40 公尺，值得注意的是顆粒在流經 590 高地附近時，會形成一個低速區，並且會有一部份的顆粒停留在此。

表 5- 1：小林村監測顆粒之最高滑行速度與距離

顆粒	1	2	3	4	5	6
最大速度	24.6	22.6	36.0	49.7	30.9	36.2
滑行距離	1150	1359	1689	1146	1601	1829
高差	146	233	196	285	317	288
顆粒	7	8	9	10	11	12
最大速度	42.3	31.2	33.6	45.0	33.9	45.8
滑行距離	1334	1777	1983	1531	1472	1372
高差	413	385	434	490	438	454

速度單位：m/sec，滑行距離及高差：m



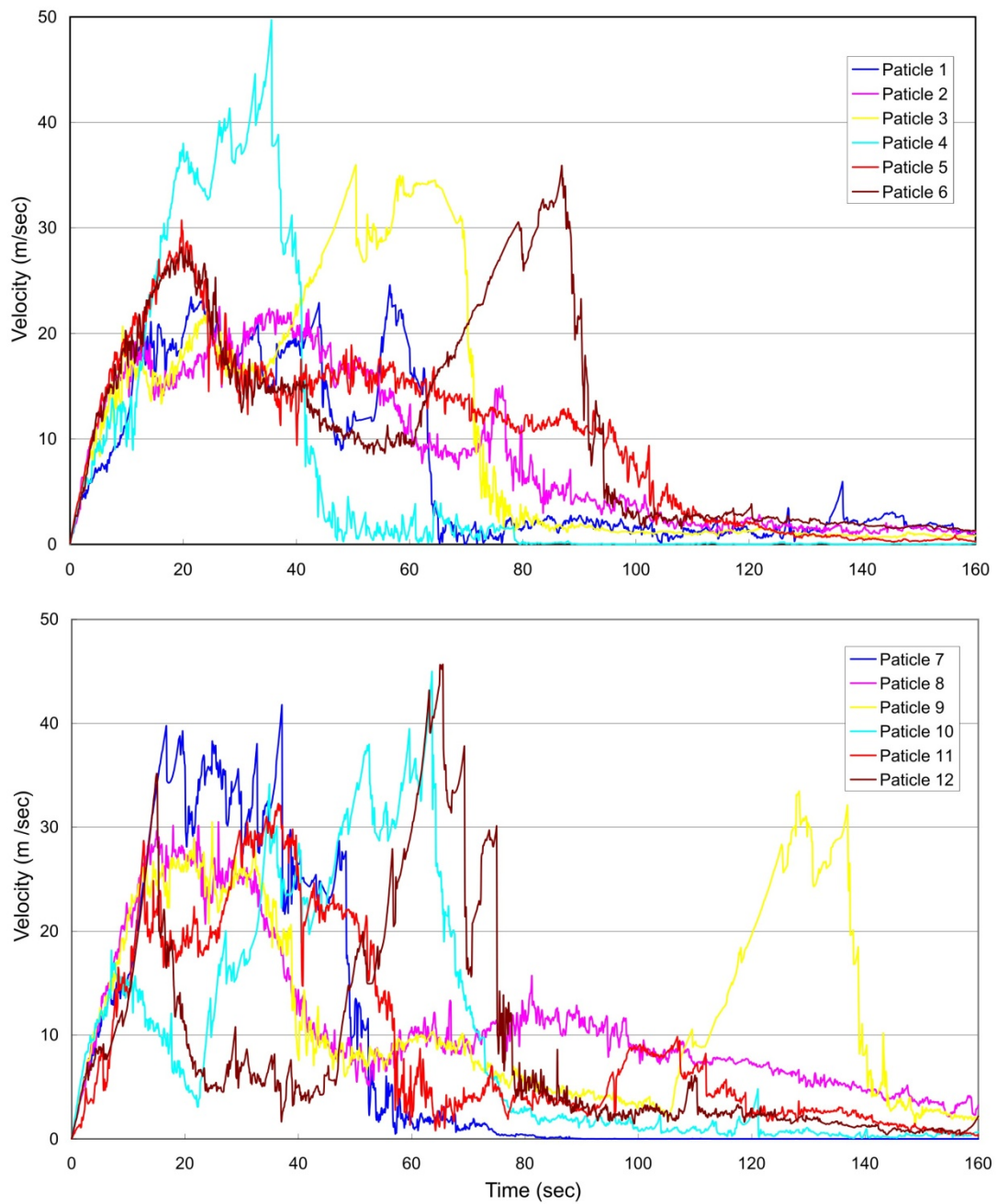


圖 5- 22：小林村三維模型在地形修正後之監測顆粒隨時間變化圖，部份顆粒受地形的影響，會有第二次加速的情形（顆粒 1, 3, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12）。

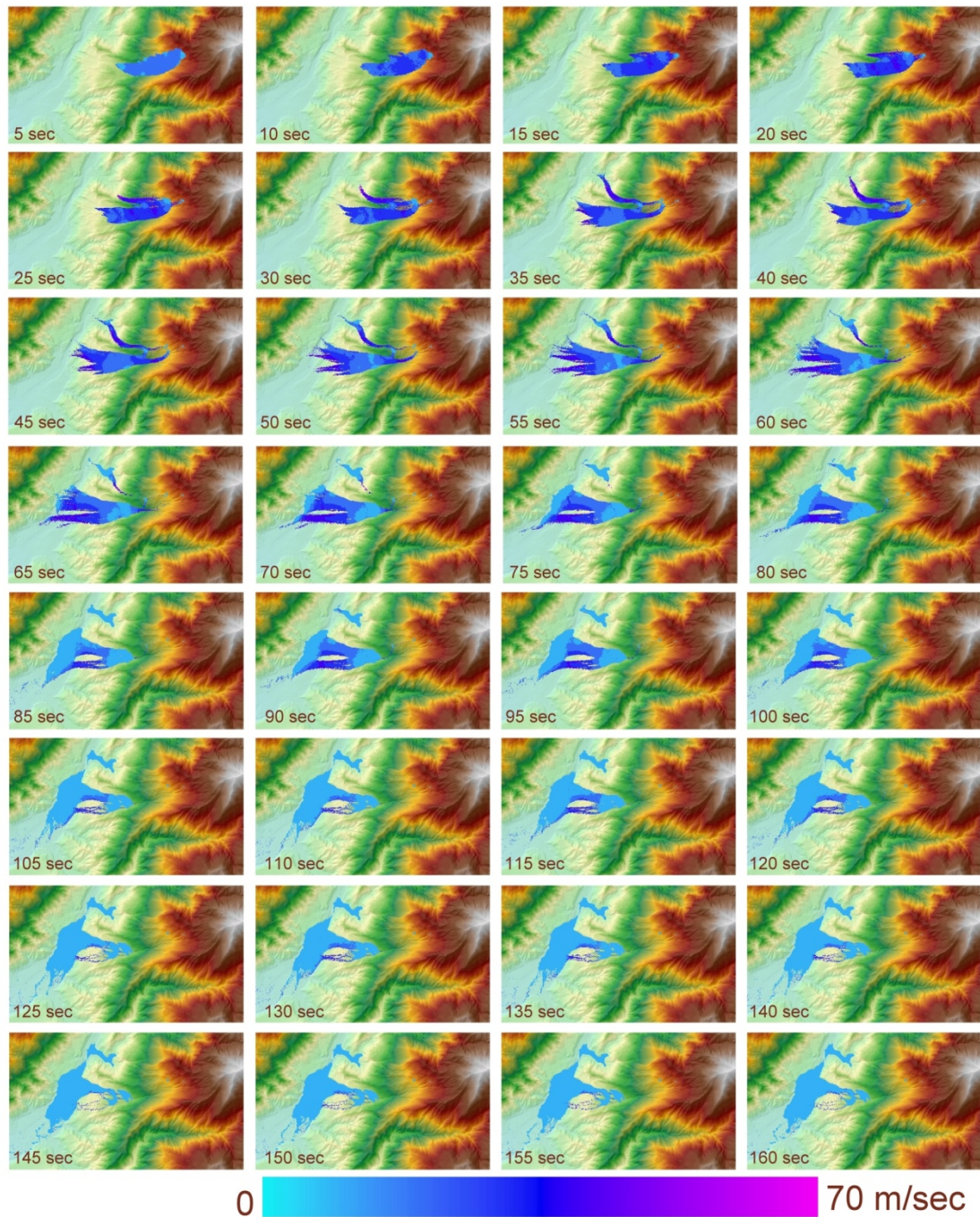


圖 5- 23：小林村塊體間隔 5 秒之速度隨時間變化圖，當塊體經 590 高地附近時，受地形之影響，產生一個緩衝區，造成流速降低，土石離開該區後，速度再次升高，造成部份顆粒有二次加速的情形。

5.4. 結果與討論

由於在模型建立之時，尚未取小林村附近之岩石試驗資料及災變前後之詳細地形資料，只能依照野外調查的結果來估算，因此模型中崩塌之規模及位置和

真實的情形有些出入 (圖 5- 24)，雖然結果不盡理想，但是還是能得到以下的幾個重要的結果：

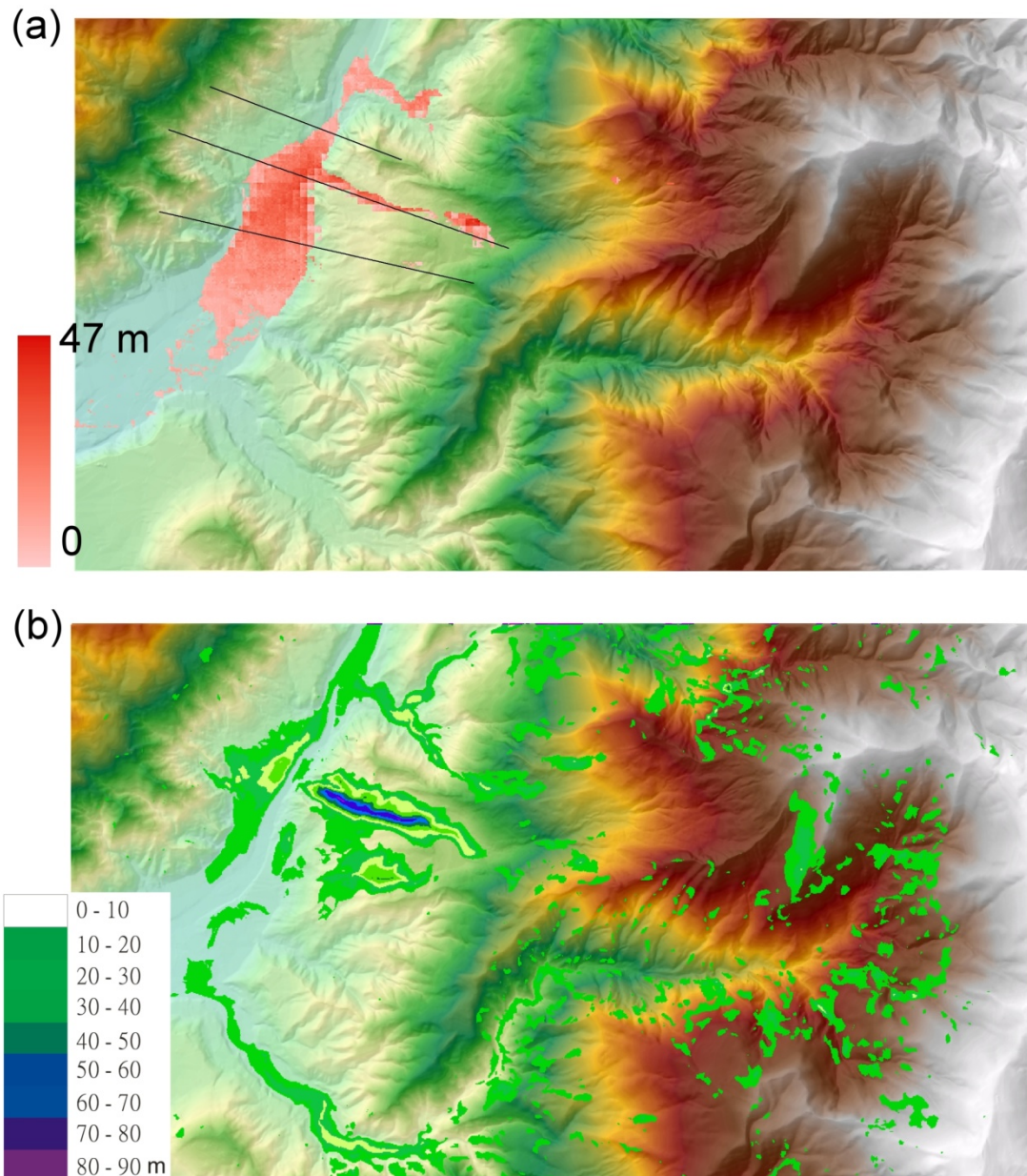


圖 5- 24：小林村 PFC^{3D} 模擬結果和真實地形比對圖；(a) PFC^{3D} 之模擬結果；(b) 真實之地形比對，但由於堰塞湖潰堤後，大部份堆積在旗山溪的土石已被沖走。

5.4.1. 590 高地

由崩塌前後的地形圖可得知，590 高地在崩塌後被刮掉一大半，而 590 高地

的存在的確讓崩落的塊體有一個緩衝的空間，而且能使大多數的岩塊轉向流入小林村北側的溪溝（圖 5-17），這由圖 5-23 的速度變化圖可以很清楚的看到；但由於塊體的體積實在太大，且動能極大，速度可超過每秒 30 公尺，使得 590 高地可能在很短的時間內就被削掉一大半，造成岩屑直接流入小林村內的 DF006 號土石流潛勢溪流，並立即大量溢流，將小林村掩蓋。若 590 高地沒有被刮掉，大部份的土石可能會轉向流入小林村北側的侵蝕溝，並且將溪溝堆積滿（圖 5-17），只有少部份的土石溢流到小林村內的竹石流潛勢溪流 (DF006)內，但也會導致更高的天然壩形成，潰壩後的洪水後仍會將小林村整個掩蓋，但在天然壩形成到潰壩的這段間，村民或許會有較多的時間逃生，傷亡的人數就不致如此慘重。

5.4.2. 顆粒移動的速度

由監測顆粒的速度來看，顆粒的最高速度約每秒 50 公尺，由整體監測的結果而言，最高速度可達每秒 65 公尺，越過稜線流入小林村更北方溪溝的少數顆粒其平均速度最快；而流入小林村編號 DF006 土石流潛溪流的顆粒，由於流經 590 緩衝區之故，速度略慢；而流入北側溝的顆粒受 590 高地緩衝區及轉向的緣故，速度最慢；因此，顆粒流動的速度除了和高度位能相關外，主要是還是受到地形的控制。

5.4.3. 堆積區形貌與天然壩

由圖 5-24 模擬的結果可得知數值模擬的天然壩堆積高度及堆積區域明顯小於實際地形相減的結果，模擬的結果最大堆積高度為 47 公尺，而實際地形變化為 82 公尺，導致與實際地形相減的堆積結果的確有部份的差異，主要的原因是最初估計塊體時就已經低估崩塌塊體的體積，使得堆積在河谷的體積較真實的堆積為少；其次是圓形的顆粒比較不容易停留在坡面上，再來是未有能考慮到崩塌塊體的膨脹因素，再加水混合後情形更為明顯等因素；雖然天然壩在形成後不久便因水流過大而潰壩，但由圖 5-24b 仍可辨識天然壩的最大高度可能高達 70 公

尺以上。

5.5. 未來的研究

由於目前已取得較精確的災變前後之地形資料，因此可未來可以建立更為精確的模型，以估算出小林村崩塌時更精準的數據，包括滑動速度、路徑、天然壩高度等；再來是小林村災變是由於超大豪雨所引致，但本次的模擬是以乾顆粒流式的方法來算，對於許多條件無法準確的描述，雖在小林村的山崩在某些行為是類以流體的運動方式，但在運動時顆粒互相碰撞的情況是絕對不可避免的，故單就以流體力學的方式來模擬亦不能解決這個問題，綜合以上的二個問題，吾人期望未來能利用 *PFC* 之三維模型加上水模組套件來解決這個問題，做更佳之解釋。





第六章 結論與建議

利用顆粒流離散元素法模擬大型的山崩，除可瞭解山崩時的速度變化、破裂行為、滑動距離與速度等特性，除可估算滑動面的摩擦係數，還可估算塊體受震時的應力變化、裂隙發展、邊坡穩定等性質。

本研究利用二維和三維的流離散元素程式 *PFC* 2D/3D 模擬台灣遽變式山崩的動力學和力學機制，在草嶺 1941 年的山崩模擬結果，認為塊體不同部位在受地震作用後的臨界位移並不相同，而是和所處的位置有關，在低處的塊體會因上方塊體的碰撞而產生較大的位移，而上方的塊體又因碰撞的反作用力而使得位移量變小，並且因位移的不均勻而產生裂隙，而裂隙集中區又和未來發生崩塌的分離面契合，因此以離散元素法為基礎發的 *PFC* 程式不僅可以估算塊體在受地震力作用後的行為，亦有潛力預測未來崩塌的可能位置。

在草嶺崩塌 1999 年受震崩塌行為的模擬上，二維模型和三維模型的模擬結果不論是在滑移速率、摩擦係數和破裂行為都有相當大的差異，由於草嶺崩塌區和堆積區寬度有非常大的差異，因此塊體在撞擊清水溪河谷後側向的擴展非常明顯，我們認為二維的模型無法考慮到側向的擴張，而三維模型則是依照地型建立，比較能表現側向的擴張情形，因此在崩滑與碰撞過程所耗損的動能比二維模型多，因此其滑行速度要相對增加才能提供足夠的動能，塊體才能滑行至倒交山附近。另外三維模擬的滑動面主要依據山崩之地形面而建構，因此滑動面的粗糙程度和地形特徵亦會影響山崩的動力行為特性和破裂行為。與二維相同鍵結強度模型相比，在山崩滑過程中，三維模型之鍵結破壞百分比大於二維模式所預測。

由九份二山崩塌的模擬可以預測：即使坡腳存在，順向坡仍有可能在受地震作用後崩塌，而且同一個地方的崩塌機制可能會隨著局部的地形、地質條件而有所不同。從九份二山的三維的模擬結果顯示，同一個模擬的結果中，不同位置的剖面因地形特徵的不同，可同時見到拱曲和剪出二種不同的崩塌機制，這也讓我們瞭解滑動面的特徵和崩塌的機制有非常重要的關聯性，因此未來在分析大型

山崩時，除了要考慮崩塌物的特性及構造特徵外，還有滑動面的幾何形狀，而且不可由局部的證據就去推估整個塊體的崩塌機制。

2009 年莫拉克颱風所誘發的小林村滅村事件之初探，經由三維 *PFC* 的模擬模擬得到小村村上方的 590 高地為小林村被掩埋的一個重要關鍵，若 590 高地沒有被崩落的土石削去大半，小林村可能不會在一瞬間被毀滅，所以在山崩模型建造時，不但要考慮前後的地形，還要考慮崩塌過程中的地形變化，才能做出正確的解釋。

對於將來顆粒流離散元素之展望，從本研究台灣遽變式山崩的動力學和力學機制中的結果顯示，長滑行距離的遽變式山崩最重要的因素是滑動面之摩擦係數必需要非常低，以 1999 年草嶺的山崩二維數值模擬為例，摩擦係數為 0.15 (8.5°)，但三維的模擬結果需要降到 0.03 (1.7°) 才能和真實的堆積區相符合，因此低摩擦係數是值得討的議題，若能將速度與狀態 (rate-and-state) 摩擦組成律放入數值模式中，則對於大型山崩的低摩擦係數可做出更完整的解釋。

目前我們的 *PFC* 大型山崩模擬還是有一些限制，如孔隙水、塊體崩落的膨脹現象以及顆粒的尺寸仍大於現地觀測岩屑的大小。我們期待未來的程式可以考慮水的效應，尤其是像小林村這種豪雨所誘發的山崩事件，電腦計算能力的改善，以提升模擬的精確，但對塊體崩落的膨脹現象仍有待新的方法解決。

參考文獻

A: 英文部份

- A-Busaidi, A., J.F. Hazzard, and R.P. Young (2005), Distinct element modeling of hydraulically fractured Lac du Bonnet granite, *J. Geophys. Res.*, 110, B06302, doi:10.1029/2004JB003297.
- Almagia, R. (1910), *Studi geografici sulle feane in Italia, II*, 295-315, Roma.
- An, B., D.D. Tannant (2007), Discrete element method contact model for dynamic simulation of inelastic rock impact, *Comput. Geosci.*, 33, 513-521.
- Broili, L. (1974), Ein Felssturz im Grossversuch. *Rock Mech., Suppl.*, 3, 69-78.
- Campbell, C.S. (1989), Self-lubrication for long runout landslide, *J. Geol.*, 97, 653-665.
- Campbell, C.S. (1990), Self-lubrication for long runout landslide: *A reply*. *J. Geol.*, 98, 794-796.
- Campbell, C.S., P. W. Cleary, and M. Hopkins (1995), Large-scale landslide simulations: Global deformation velocities and basal friction, *J. Geophys. Res.*, 100, 8267-8283.
- Chandler, N. (2004), Developing Tools for Excavation Design at Canada's Underground Research Laboratory, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41, 1229-1249.
- Chang, K.-J., and A. Taboada (2009), Discrete element simulation of the Jiufengershan rock-and-soil avalanche triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan, *J. Geophys. Res.*, 114, F03003, doi:10.1029/2008JF001075.
- Chang, K.-J., A. Taboada, and Y.-C. Chan (2005a), Geological and morphological study of the Jiufengershan landslide triggered by the Chi-Chi Taiwan earthquake, *Geomorphology*, 71, 293-309.
- Chang, K.-J., A. Taboada, M.-L. Lin. and R.-F. Chen (2005b), Analysis of landslide by earthquake shaking using a block-on-slope thermo-mechanical model: Example of Jiufengershan landslide, central Taiwan, *Eng. Geol.*, 80, 151-163.
- Chen, R.-F., Y.-C. Chan, J. Angelier, J.-C. Hu, C. Huang, K.-J. Chang, and T.-Y. Shih (2005), Large earthquake-triggered landslides and mountain belt erosion: The Tsaoling case, Taiwan, *Comptes Rendus Géoscience, Acad. des Sci. Paris*, 337, 1164-1172.
- Chen, R.-F., K.-J. Chang, J. Angelier, Y.-C. Chan, B. Deffontaines, C.-T. Lee, and M.-L. Lin (2006), Topographical changes revealed by high-resolution airborne LiDAR data: The 1999 Tsaoling landslide induced by the Chi-Chi earthquake, *Eng. Geol.*, 88, 160-172.
- Chen, T.-C., M.-L. Lin, and J.-J. Hung (2003), Pseudostatic analysis of Tsao-Ling rockslide caused by Chi-Chi earthquake, *Eng. Geol.*, 71, 31-47.

- Cheng, H.-H. (2000), Photogrammetric digital data processing of Tsao-Ling big Landslide, ACRS Taipei, Conference Poster.
- Chigria, M., W.-N. Wang, T. Furuya, and T. Kamaï (2003), Geological cause and geomorphological precursors of the Tsaoing landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan, *Eng. Geol.*, 68, 259-273.
- Cho, N., C. D. Martin, and D. C. Segó (2007), A clumped particle model for rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 44, 997-1010.
- Cho, N., C.D. Matin, and D.C. Segó (2008), Development of a shear zone in brittle rock subjected to direct shear, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 45, 1335-1346.
- Cleary, P.W., and C.S. Campbell (1993), Self-lubrication for long runout landslides: Examination by computer simulation, *J. Geophys. Res.*, 98, 21911-21924.
- Crosta, G., 1998. Regionalization of rainfall thresholds: An aid to landslide hazard evaluation, *Environ. Geol.*, 35, 131-145.
- Crosta, G.B., S. Imposimato, and D.G. Roddeman (2003), Numerical modeling of large landslides stability and runout, *Nat. Hazard. Earth Syst. Sci.*, 3, 523-538.
- Crosta, G.B., S. Imposimato, and D.G. Roddeman (2005), Small fast-moving flow-like landslides in volcanic deposits: The 2001 Las Colinas Landslide (El Salvador), *Eng. Geol.*, 79, 187-214.
- Cundall, P.A. (1971), A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Proc. of the Sym, *Int. Soc. Rock Mech.*, 1 No. II-8.
- Davies, T.R., and M.J. McSaveney (1999), Runout of dry granular avalanches, *Can. Geotech. J.*, 36, 313-320.
- Davies, T.R.H. (1982), Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization. *Rock Mech.*, 15, 9–24.
- Diederichs, M.S., and Eberhardt, P.K.E. Kaiser (2004), Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41, 785-812.
- DiToro, G., D.L. Goldsby, and T.E. Tullis (2004), Friction falls towards zero in quartz rock as slip velocity approaches seismic rates, *Nature*, 427, 436-439.
- Dong, J.-J. , W.-R. Lee, M.-L. Lin, A.-B. Huang, and Y.-L. Lee (2009), Effects of seismic anisotropy and geological characteristics on the kinematics of the neighboring Jiufengershan and Hungtsaiping landslides during Chi-Chi earthquake, *Tectonophysics*, 466, 438-457.
- Eckel, E.B. (1958) Landslides and engineering practice, *Highway Research Board*, Special Report 29, Washington D.C.
- Erisemann, T.H., 1986. Flowing, rolling, bouncing, sliding: Synopsis of basic mechanisms, *Acta Mech.*, 64, 101-110.

- Erismann, T.-H. (1979), Mechanisms of large landslides, *Rock Mech.*, 12, 15-46.
- Finch, E., S. Hardy, and R. Gawthorpe (2003), Discrete element modelling of contractional fault-propagation folding above rigid basement fault blocks, *J. Struct. Geol.*, 25, 515-528.
- Finch, E., S. Hardy, and R. Gawthorpe (2004), Discrete-element modelling of extensional fault propagation folding above rigid basement fault blocks, *Basin Res.*, 16, 489-506.
- Gareth, S.C., and H.J. Melosh (1994), Acoustic fluidization and the extraordinary mobility of sturzstroms, *J. Geophys. Res.*, 108, B10, 2473, doi:10.1029/2003JB002465.
- Goguel, J. (1978), Scale-dependent rockslides mechanisms, with emphasis on the role of pore fluid vaporization. In: *Rockslides and Avalanches. 1. Voight, B. (Ed.), Natural Phenomena. Elsevier, Amsterdam*, 693–705.
- Habib, P. (1967), Sur un mode de glissement des massifs rocheux, *Comp. Rend. l'Acad. Sci., Paris*, 264, 151-153.
- Habib, P. (1975), Production of gaseous pore pressure during rock slides, *Rock Mech.*, 7, 193-197.
- Han, R., T. Shimamoto, T. Hirose, J.-H. Ree, and J.-I. Ando (2007), Ultralow friction of carbonate faults caused by thermal decomposition, *Science*, 316, 878-881.
- Heim, A. (1932), *Bergsturz und Menschenleben*, 218 pp., *Fretz and Wasmuth*, Zürich.
- Heim, A. (1882), Über Bergstürze. *Naturforsch, Gesell, Neujahrsblatt*, 84, Zürich.
- Hirose, T., and M. Bystricky (2007), Extreme dynamic weakening of faults during dehydration by coseismic shear heating, *Geophys. Res. Lett.*, 34, L14311, doi:10.1029/2007GL030049.
- Hoek, E., and E.T. Brown (1980), *Underground excavations in rock*, Revised Second Edition, *The Institution of Mining and Metallurgy*, London, 527pp.
- Hsü, K.J., 1975. Catastrophic debris streams (sturzstroms) generated by rockfalls, *Geol. Soc. Am. Bull.*, 86, 129-140.
- Hsü, K.J. (1978), Albert Heim: Observations on landslides., *Rockslides and Avalanches 1*, In Voight B. ed., *Amsterdam*, Elsevier, 70-93.
- Hsu, T.-L., and H.-P. Leung (1977), Mass movements in the Tsaoling area, Yunlin-Hsien, Taiwan. *Proc. Geol. Soc. China* 20, 114-118.
- Hu, J.-C., C.-L. Tang, C.-M. Lo, J.-J. Dong, and C.-T. Lee (2010), Catastrophic Hsiaolin landslide in Southern Taiwan triggered by Morakot Typhoon, Insights from 3-D discrete element simulation, EGU poster.
- Huang, C.-C., Y.-H. Lee, H.-P. Liu, D.K. Keefer, and R.W. Jibson (2001), Influence of surface-normal ground acceleration on the initiation of the Jih-Feng-Erh-Shan Landslide during the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake,

- Bull. Seismol. Soc. Am.*, 91 (5), 953–958.
- Hung, J.-J. (2000), Chi-Chi earthquake induced landslides in Taiwan, *Earthquake Eng. Eng. Seismol.*, 2 (2), 25-33.
- Hung, J.-J., C.-T. Lee, and M.-L. Lin (2002), Tsao-Ling rockslides, Taiwan, catastrophic landslides: effects occurrence, and mechanisms, *Geol. Soc. Am. Reviews in Eng. Geol.*, 15, 91-115.
- Hungr, G., and R. Fell (2003), Travel distance angle for “rapid” landslides in constructed and natural oil slopes, *Can. Geotech. J.*, 40, 1123-1141.
- Hungr, O., and S.G. Evans (2004), Entrainment of debris in rock avalanches: An analysis of a long run-out mechanism, *Geol. Soc. Am.*, 116, 1240-1252.
- Hutchinson, J.N. (1968), Mass movement. The Encyclopedia of Geomorphology, *R. W. Fairbridge, Reinold*, 688-695.
- Imber, J., and G.W. Tuckwall, C. Childs, J.J. Walsh, T. Manzacchi, A.E. Heath, C.G. Bosen, J. Strand (2004), Three-dimensional distinct element modelling of relay growth and breaching along normal faults, *J. Struct. Geol.*, 26, 1897-1911.
- Itasca (2006), User’s Manual, PFC 3D, *Itasca Consulting Group, Inc.*, Minneapolis, Minnesota.
- Jemeljanova, E.P. (1963), Morfoloگیčeskaja Klasifikacija opolzněvych javlenij dljacelej inženėrnogeologičeskogo kartirovanija. Voprosy regionalnoj inženėrnoj geologii i metodiki isseledovanij, 1 *Moskva*, 82-100.
- Jibson, R.W. (1993), Predicting earthquake-induced landslide displacements using newmark’s sliding block analysis. *Transp. Res. Board Rec.*, 1411, 9-17.
- Jibson, R.W., and D.K. Keefer (1988), Landslides triggered by earthquake in the central Mississippi Valley. Tennessee and Kentucky, *USGS Professional Paper 1336-c*.
- Jing, L. (2003), A review of Techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for Rock Mech. and rock engineering, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 40, 283-353.
- Johnson, B. (1979) Blackhawk lanslide in California. U.S.A., *Rockslides and Avalanches*, 1, Voight, B. (Ed.), 481-504.
- Kuo, C.-Y., Y.-C. Tai, F. Bouchut, A. Mangeney, M. Pelanti, R.-F. Chen, and K.-J. Chang (2009), Simulation of Tsaoiling landslide, Taiwan, based on Saint Venant equations over general topography, *Eng. Geol.*, 104, 181-189.
- Keefer, D.K. (1984) Landslides caused by earthquakes, *Geol. Soc. Am. Bull.*, 95, 406-421.
- Keefer, D.K. (2000), Statistical analysis of an earthquake-induced landslide distribution: the 1989 Loma Prieta, California event, *Eng. Geol.*, 58, 231-249.
- Keefer, D. K., and R.C Wilson. (1989) Predicting earthquake-induced landslides with

- emphasis on arid and semi-arid environment: *Inland Geol. Sur.*, 2, Riverside, California. 118-149.
- Keefer D.K., and M. Larsen (2007), Assessing landslide hazards, *Science*, 316, 1136-1138.
- Kent, P.E. (1966) The transport mechanism in catastrophic rockfalls, *J. Geol.*, 74, 79-83.
- Kilbrun, C.R.J., and S.-A. Sørensen (1998) Runout length of sturzstroms: The control of initial conditions and of fragment dynamics, *J. Geophys. Res.*, 103, B8, 17877-17884.
- Kleczkowski, A. (1955), *Osuwiska i zjawiska pokrewne*, Warszawa: *Wydawnictwa Geologiczne*.
- Ladd G.E. (1935) Landslides, subsidences and rock-falls, *Reprint proceedings, AREA* 36.
- Legros, F. (2002), The mobility of long-runout landslides, *Eng. Geol.*, 63, 301-331.
- Liao, H.-W. (2000), Landslides triggered by Chi-Chi earthquake. Master Thesis, Institute of Geophysics, National Central University, Chung-Li, 90 p.
- Lin, A., A. Chen, C.-F. Liau, C.-T. Lee, C.-C. Lin, P.-S. Lin, S.-C. Wen, and T. Ouchi (2001), Frictional fusion due to coseismic landsliding during the 1999 Chi-Chi (Taiwan) M_L 7.3 Earthquake, *Geophys. Res. Lett.*, 28, 4011-4014, doi:10.1029/2001GL013253
- Lucchitta, B.K. (1978), A large landslide on Mars: *Geol. Soc. Am. Bull.*, 89 (11), 1601-1609.
- Lucchitta, B.K. (1979), Landslides in Valles Marineris, Mars, *J. Geophys. Res.*, 84, 8097-8113.
- McEwen, A.S. (1989), Mobility of large rock avalanches: Evidence from Valles Marineris, *Mars. Geology*, 12, 1111-1114.
- Melosh, H.J., 1979. Acoustic fluidization: A new geological process? *J. Geophys. Res.*, 84, 7513-7520.
- Nemčok, A. and J. Rybář (1968) Landslide investigations in Czechoslovakia. Proceedings of the 1st session of the *International Association of Eng. Geol.*, 183-198, Prague.
- Nemčok, A., J. Pašek, J. Rybář, 1972. Classification of landslides and other mass movements, *Rock Mech.*, 4, 71-78.
- Okura, Y., H. Kitahara, and T. Sammori (2000a), Fluidization in dry landslides, *Eng. Geol.*, 56, 347-360.
- Okura, Y., H. Kitahara, T. Sammori, and A. Kawanami. (2000b), The effects of rockfall volume on runout distance, *Eng. Geol.*, 58, 109-124.
- Okura, Y., H. Kitahara, A. Kawanami, and U. Kurokawa (2003), Topography and

- volume effects on travel distance of surface failure, *Eng. Geol.*, 67, 243-354.
- Plafker, G., and V.R. Eyzaguirre, Rock avalanches and wave at Chungar, Peru, in *Rockslides and Avalanches*, vol. 2, edited by B. Voight, pp. 269–279, Elsevier Sci., New York, 1979.
- Potyondy, D.O., and P.A. Cundall (2004), A bonded-particle model for rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41, 1239-1364.
- Quantin, C., P. Allemand, and C. Delacourt (2004), Morphology and geometry of Valles Marineris landslides, *Planet. Space Sci.*, 52, 1011-1022.
- Rodionov, N.V. (1939) Klassifikacija opolznejj, *Trudy MGRI*, 15.
- Sharp, C.E. (1938) Landslide and Relative Phenomena, Columbia University Press, New York.
- Shou, K.-J., C.-F. Wang (2003), Analysis of the Chiufengershan landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake in Taiwan, *Eng. Geol.*, 68, 237-250.
- Shreve, R.L. (1968) The Blackhawk landslide, Special paper, *Geol. Soc. Am. Bull.*, 108, 47 pp.
- Skempton, A.W. (1966) Bedding-plane slip, residual strength and the Vaiont Landslide, *Géotechnique*, 16, 82-84.
- Soukhoviskaya, V., and M. Manga (2006), Martian landslide in Valles Marineris: Wet or dry? *Icarus* 180, 348-352.
- Stiny, J. (1941) Unsere Täler wachsen zu. *Geol. Bauwes.*, 13, 71-79.
- Straub, S., 1997. Predictability of long runout landslide motion: implications from granular flow mechanics, *Geol. Rundsch.*, 86, 415– 425.
- Strayer, L.M. and J. Suppe (2002), Out-of-plane motion of a thrust sheet during along-strike propagation of thrust ramp: a distinct-element approach, *J. Struct. Geol.*, 24: 637-650.
- Tai-Pei Observatory (1942) Report on Chia-Yi earthquake on 17th December 1941 (in Japanese), Taiwan Governors Office, 227pp.
- Tang, C.-L., J.-C. Hu, M.-L. Lin, J. Angelier, C.-Y. Lu, Y.-C. Chan, and H.-T. Chu (2009), The Tsaoling landslide triggered by the Chi-Chi earthquake, Taiwan: Insights from a discrete element simulation, *Eng. Geol.*, 106, 1-19.
- Ter-Stepanian, G., 1966. K revizi terminologie svahových jevů, Čs, *Termino. Časop.* 5, 282-291.
- Terzaghi, K. (1950) Mechanics of landslides. In: Application of Geology to Engineering Practice. Paige, S. (Ed.), *Berkey Volume*, 83-124.
- Togo, T., T. Shimamoto, S.L. Ma, and T. Hirose (2009), High-velocity friction of faults: A review and implication for landslide studies. The Next Generation of Research on Earthquake-induced landslides, *An Int. Conf. Comm. 10th Anni. of the Chi-Chi Earthquake*, 205-216.

- USGS (2004), Landslide Types and Processes, Compiled by Highland, L., *USGS Fact Sheet* 2004-3072.
- Varnes, D. J. (1978) Slope movement types and processes. In Special Report 176:Landslides: Analysis and Control (R.L.Schuster and R.J. Krizek, eds.), *TRB,National Research Council*, Washington, D.C., 11-33.
- Voigh, B., and J. Sousa (1994) A comparative analysis of debris avalanche dynamics, *Eng. Geol.*, 38, 261-297.
- Voight, B., and C. Faust (1982) Frictional heat and strength loss in some rapid landslides, *Géotechnique*, 32(1), 43-54.
- Wang, B., Y. Chen, and T.-F. Wong (2008), A Discrete Element Model for the Development of Compaction Localization in Granular Rock, *J. Geophys. Res.*, 113, B03202, doi: 10.1029/2006JB004501.
- Wang, C., D. D. Tannant, and P. A. Lilly (2003), Numerical Analysis of the Stability of Heavily Jointed Rock Slopes Using PFC2D, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 40, 415-424.
- Wang, F.W., K. Sassa, and G. Wang (2002), Mechanism of a long-runout landslide triggered by the August 1998 heavy rainfall in Fakushima Prefecture, Japan, *Eng. Geol.*, 63, 169-185.
- Wang, W.-N., M. Chigiram, and T. Furuya (2003), Geological and geomorphological precursors of the Jiu-fen-erh-shan landslide triggered by the Chi-chi earthquake in central Taiwan, *Eng. Geol.*, 69, 1-13.
- Wieczorek, G.F., R.C. Willson, and E.L. Harp (1982) Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo Country, California, *U.S. Geol. Surv. Misc. Invest. Ser. Map*, Map I-1257E.
- Wu, J.-H., W.-N. Wang, C.-S. Chang, and C.-L. Wang (2005), Effects of strength properties of discontinuities on the unstable lower slope in the Chiu-fen-erh-shan landslide, Taiwan, *Eng. Geol.*, 78, 173-186.
- Yoon, J. (2007), Application of experimental design and optimization to PFC model calibration in uniaxial compression simulation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 44, 871-889.
- Záruba, Q., and V. Mencl (1961) Landslide and Their Control, *Acadmata, Amsterdam-London-New York*, Elsevier, Prague.
- Zolotariev, G.S. (1963) Gentičeskije tipy opolzněj, ich razvitije i izučenije. Materialy sověščanija po voprosam izučenija opolzněj i mer borby s nimi, Kijev: *Izd*, 165-170, Kievskego Universiteta.

B. 中文部份：

- 上可文化 (2001)：五萬分之一台灣地理人文全覽圖北島。上河文化，台北市。
- 川田三郎 (1942, 昭和 17 年)。臺南州斗六郡草嶺の震生湖。東京帝國大學地震研究所彙報(日文)。第 21 號，317-325。
- 水土保持學會 (1992)。水土保持手冊。中華水土保持學會。
- 何春蓀 (1956)。台灣南投集集大山之地質及煤礦及構造剖面圖。經濟部中央地質調查所，台北。
- 吳秋雅 (2007)。九份二山山崩前後構造地形特徵及坡體破壞機制探討。國立台灣大學地質科學研究所碩士論文，台北，117 頁。
- 宋國城、林慶偉、林偉雄、林文正等人 (2000)。五萬分之一地質圖甲仙圖幅。經濟部中央地質調查所。
- 李錫堤、林銘郎、吳禮浩、鄭俊昇等人 (1994)。草嶺大崩山區的地質調查及歷次大崩山滑動面的決定。1994 岩盤工程研討會，459-467 頁。
- 李錫堤、洪如江、林銘郎、蔡龍玲等人 (1993)。草嶺崩塌地工程地質調查與穩定性評估—專題研究報告。經濟部水資局統一規劃委員會，共243頁。
- 李錫堤、董家鈞、林銘郎等人 (2009)。小林村災變之地質背景探討。地工技術，第122期，33-41頁。
- 李鎮楠 (2000)。「草嶺崩坍地受震行為初探」。國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北市，112 頁。
- 周明德 (2003)。九份二山潛在崩塌地特性之研究。國立台灣大學森林學研究所碩士論文，台北市，70 頁。
- 洪如江 (1980)。草嶺大崩山之探討。工程環境會刊，第 1 期，29-30 頁。
- 洪如江，李錫堤，林美聆，林銘郎，鄭富書，陳正興等人 (2000)。天塹可以飛渡、崩山(草嶺順向滑動)足以斷流。地工技術，第 77 期，5-18 頁。
- 徐世大 (1951)。談草嶺潭。台大土木，3-5 頁。
- 國家災害防救科技中心，(2009)，莫拉克颱風災害概述。地工技術，第 121 期，15-24 頁。
- 許海龍 (1987)。自然動力作用下草嶺崩山之力學特性研究。工程環境會刊，第 8 期，41-53 頁。
- 陳正旺 (2005)。「車籠埔斷層周圍岩石力學特性之初探」。國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北市，169頁。
- 陳智豪 (2001)。南投縣九份二山地區岩石材料之工程地質特性研究。國立台灣大學地質科學研究所碩士論文，台北，147 頁。
- 陳樹群、許中立 (2009)。八八水災堰塞湖類型及其危險度評定。國科會工程處工程科技推展中心，2009 台灣八八水災勘災報告討論會議，台灣科技大學，1-8 頁。
- 彭健豪 (2008)。九份二山地滑區滑動歷程與積行為之研究。國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，台北市，84 頁。

- 黃鑑水、何信昌、劉桓吉等人 (1983)。台灣中部草嶺地區之地質與山崩。經濟部地質調查所彙刊，第二號，95-112 頁。
- 黃鑑水、謝凱旋、陳勉銘等人 (2000)。五萬分之一埔里地質圖幅暨說明書。經濟部中央地質調查所，台北。
- 廖軒吾 (2000)。集集地震誘發之山崩。國立中央大學地球物理研究所碩士論文，中壢市，90 頁。
- 劉桓吉、李錦發 (1998)。五萬分之一地質圖雲林圖幅。經濟部中央地質調查所。
- 鄭新興、陳文福、蔡喬文等人 (2004)。以不同地形資訊探討草嶺地區地形之變遷。台灣地理資訊學刊，第 1 期，73-90 頁。
- 薛履坦 (1951)。草嶺潭天然水庫之保固與利用，台灣建設月報，第 1 期第 6 卷，14-21 頁。
- 羅佳明 (2009)。落石區崖線崩退與崖錐堆積形態之研究。國立台灣大學土木工程學系博士論文，台北市，390 頁。
- 嚴國楨 (2000)。錦水頁岩殘餘強度與草嶺邊坡穩定關係之研究。國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北市，109 頁。



附錄 A 山崩的分類

山崩的發生，主要是受風化侵蝕或地震力等外部力量造成岩石破裂，影響山崩的主要因素有三大類：即地質因素、地形因素和人為因素。其中地質的因素有 (1)岩體的弱化；(2)風化作用；(3)節理或裂隙的發展；(4)位態的不連續；(5)滲水或強度的不一致；而地形的因素則有：(1)構造作用或火山的抬升；(2)冰河融化後的回彈作用；(3)波浪或冰川侵蝕底部或邊緣(4)；地底下的侵蝕作用；(5)邊坡或崖錐堆積作用；(6)植被消失；(7)融雪；(8)冰楔作用；(9)溫度造成的熱脹冷縮作用。因人引起的因素則為(1)邊坡或坡腳的開挖；(2)邊坡或山頂的荷重；(3)水位降低；(4)灌溉；(5)人為震動；(6)設施滲水等。

山崩最主要的動力來源即是重力作用，重力作用使得塊體沿著坡面向下移動，最後堆積在邊坡的下方；自十九世紀後期以來，即有許多文獻分別針對不同的性質及材料等不同方式對山崩加以分類 (Almagia, 1910; Eckel, 1958; Heim, 1882; Hutchison, 1968, Jemeljanova, 1963; Kleczkowski, 1955; Ladd, 1935; Nemčok and Rybář, 1968; Rodionov, 1939; Sharp, 1938; Stiny, 1941; Ter-Stepanian, 1966; Terzaghi, 1950, Záruba and Mencl, 1961; Zolotariev, 1963)，其中 Sharpe (1938) 將山崩的運動性質和速度作分類 (表 A-1)，除了將山崩的速度區分為由快、中、慢之外，還依水份或冰雪的含量來分類之。Nemčok et al. (1972) 依塊體動的形態將山崩大致分類為潛移(creep)、滑動(slide)、流動(flow)、墜落(fall)等四種主要類別，每種類別再細分成數種型態，共分為 21 種山崩的型態 (圖 A-1)。Varnes (1978) 再將山崩的型態加以整理，將山崩的物質種類分為岩石與土壤，而土壤又再分為粗顆粒與細顆粒二種；每種物質型態的山崩都可再分為墜落(Falling)、翻覆(Toppling)、滑動(Sliding)、側落(Lateral spreading)、流動(Flowing)與複合運動(Complex)等六種運動模式 (表 A-2)，是目前比較廣泛被使用的分類法。

表 A-1：Sharp 山崩的分類表 (1938)

運動的性質和速度		冰	冰雪增加	岩石或土壤	水分增加	河
流	不易發覺		川	石冰川 解凍土流	蠕動 (滑移) 岩石潛移 岩錐潛移 土壤潛移	
	慢至快	搬		冰雪崩		土流 泥流 岩屑崩
滑	慢至快	運		崩移 岩屑滑動 岩屑墜落 岩石滑動 岩石墜落		運
動						

表 A-2：Varnes 山崩分類表 (1978)

Type of Movement		Type of material		
		Bedrock	Engineering soils	
			Predominantly coarse	Predominantly fine
Falls		Rock fall	Debris fall	Earth fall
Topples		Rock topple	Debris topple	Earth topple
Slides	Rotational	Rock slide	Debris slide	Earth slide
	Translational			
Lateral spreads		Rock spread	Debris spread	Earth spread
Flows		Rock flow (deep creep)	Debris flow (Soil creep)	Earth flow
Complex		Combination of two or more principal types of movement		

墜落 (Fall)：此種運動主要發生在非常陡的山崖上 (圖 A-2)，崩落的物體無法在坡面上停留，物體的運動主要是在空氣中自由落體伴隨滾動、彈跳的運動

方式落下，沒有剪切的運動。二個運動中的物體之間沒有相互關係，多發生於陡峭邊坡或懸崖，速度極快，有時發生在公路邊會傷及人車。如東北角南雅里、太極峽谷、太魯閣長春祠、蘇花公路落石等等。

翻覆 (Topple)：翻覆是岩塊向下坡方向傾斜，然後發生滾落的一種方式 (圖 A- 3)；岩層被兩組垂直節理切割成柱狀的岩塊最容易在自由面上發生翻覆或崩移。翻覆發生的場合通常有一組高傾角的不連續面(層面或節理面)向邊坡的內側傾斜，案例如八斗子採石場。

滑動 (Slide)：滑動是一種剪切式的移動，是最常見的斜坡運動。它可分成兩種，一種稱為平面式滑動 (Translational slide) (圖 A- 4a)，另外一種稱為圓弧式滑動(Rotational slide) (圖 A- 4b)。平面式滑動常沿著岩盤、層面、節理面或斷層面滑動，移動常因地層排水不良而觸動，但是也常因坡腳被刮除而引發，因此以發生在路邊山溝或河流的坡面最多。圓弧式滑動常發生於邊坡、河岸、公路旁及填土的地方，尤其是土層很厚或岩層破碎的地方，在滑動體內及冠部附近經常可見到張力裂縫。事實上，自然界的滑動很少有單一形式者，很多滑動均是在頭部為旋滑，在趾部則轉變為平滑或流動 (圖 A- 4c)，如草嶺及九份二山就是大型的順向坡滑動。

流動 (Flow)：流動為由砂、礫、巨石、泥等物質與水之混合物受重力作用後所產生的像可塑性流體一樣的移動 (圖 A- 5)，其速度可以從每秒數公分至每秒數百公尺，常常在很短的時間內沖毀或淤埋各種設施，造成生命財產的傷亡。有的邊坡在重力的作用下也會慢慢地向下坡方向流動，稱為潛移 (Creep)，其移動速度很慢，每年可能只有數公厘至數公分，但已足以威脅基礎的安全。潛移可分為深、淺兩種，淺者只有表土部份發生滑動，深者會導致岩層彎曲。

側落 (Lateral spread)：側滑幾乎是水平方向的滑動 (圖 A- 6)，滑動面底下通常是一軟弱的岩層，因軟弱岩層發生可塑性流動而影響上覆堅硬岩層。側滑的案例在台灣相當少見。

複合運動 (Complex): 同一個案例包含上述二種或二種以上現象，種之複合運動。若依行政院農委會 (1992)水土保持手冊的分類，台灣常見的崩塌類型可分為山崩、地滑、潛移、土石流、沖蝕等五類，山崩型之移動塊體移動過程中，其塊體之破壞程度大，呈分崩離析狀態，落石屬於山崩之一種；地滑型之滑動塊體滑動過程中，其塊體之破壞程度不大，並大致保持與未滑動塊體之原來關係；潛移型之滑動塊體移動速度極緩，且滑動面不明顯；土石流型是泥、砂、及巨石等固態物質與水之混和物受重力作用後產生之流動現象，其流動之速度極快；沖蝕型為坡面沖蝕溝刷深並與兩側崩塌作用交互進行。



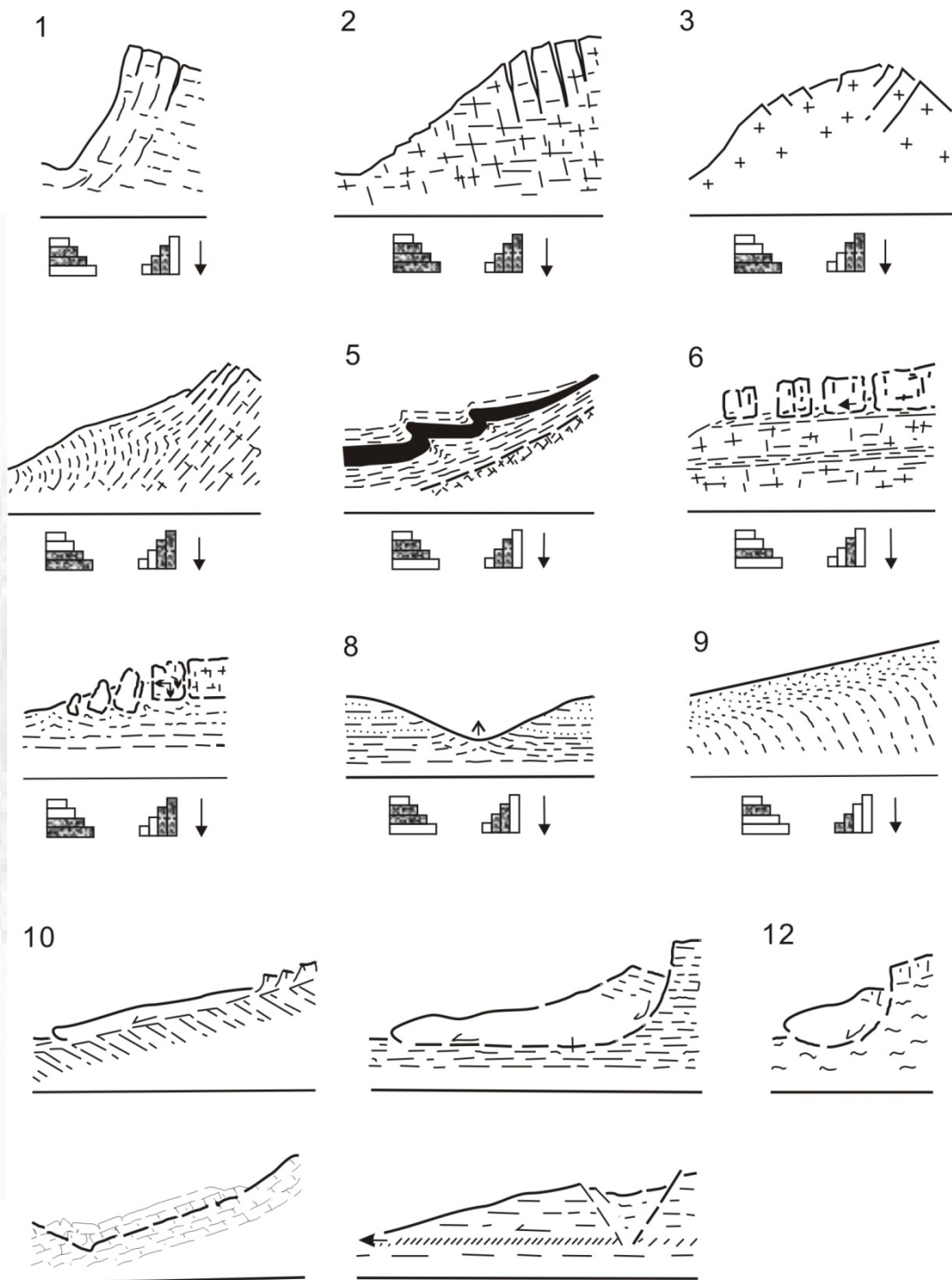


圖 A-1：Nemčok et al., (1972)之山崩分類圖。

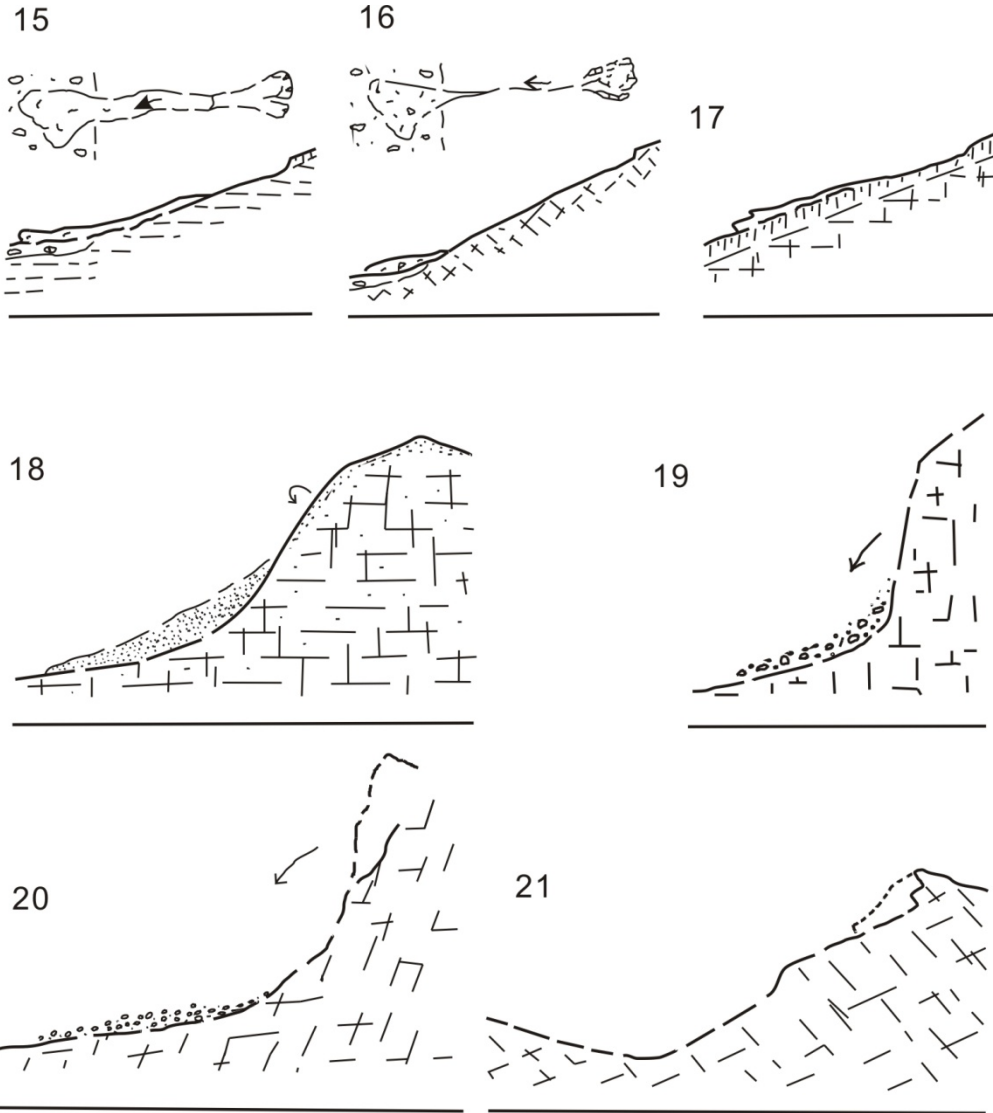


圖 A-1 : (Continue) Nemčok et al., (1972)之山崩分類圖。

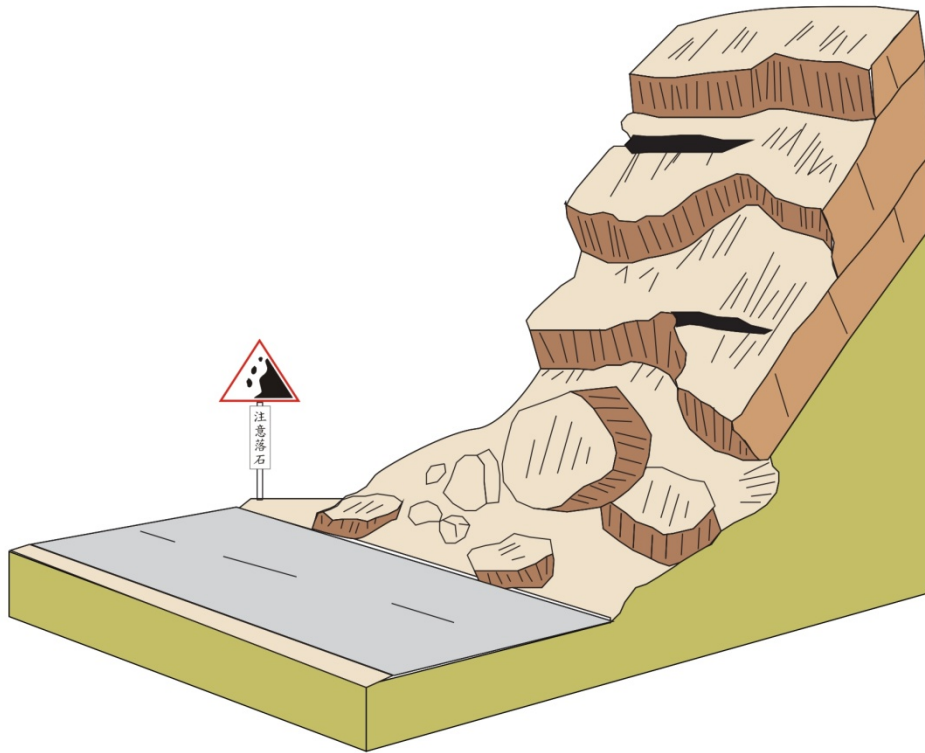


圖 A-2：墜落 (Falling) 之示意圖 (改繪自 USGS, 2004)。

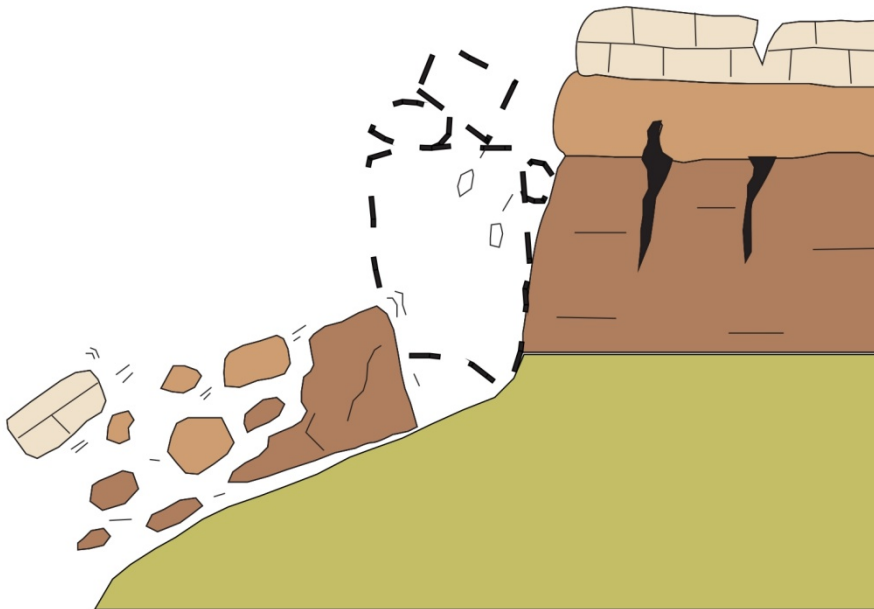


圖 A-3：翻覆 (Topple) 之示意圖 (改繪自 USGS, 2004)。

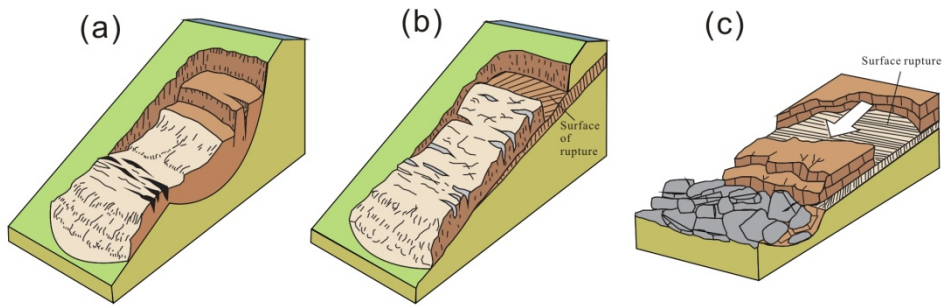


圖 A-4：三種不同形式之滑動 (Sliding) 示意圖，(a)圓弧式滑動，(b)平面式滑動，(c)平滑流動 (改繪自 USGS, 2004)。

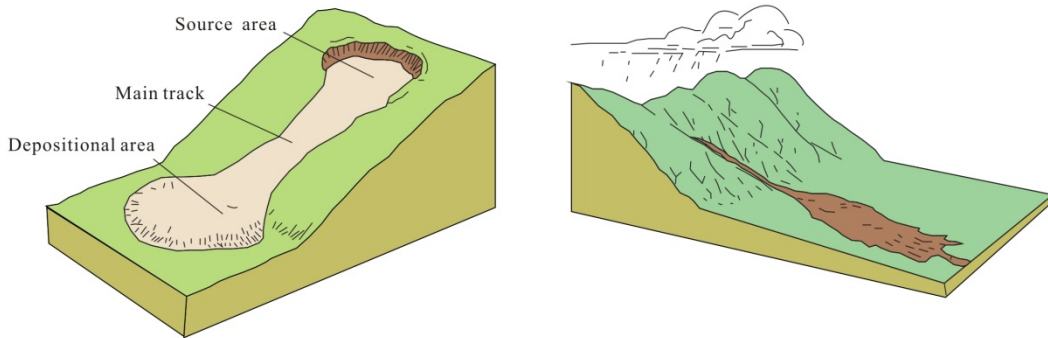


圖 A-5：流動 (Flow) 之示意圖 (改繪自 USGS, 2004)。

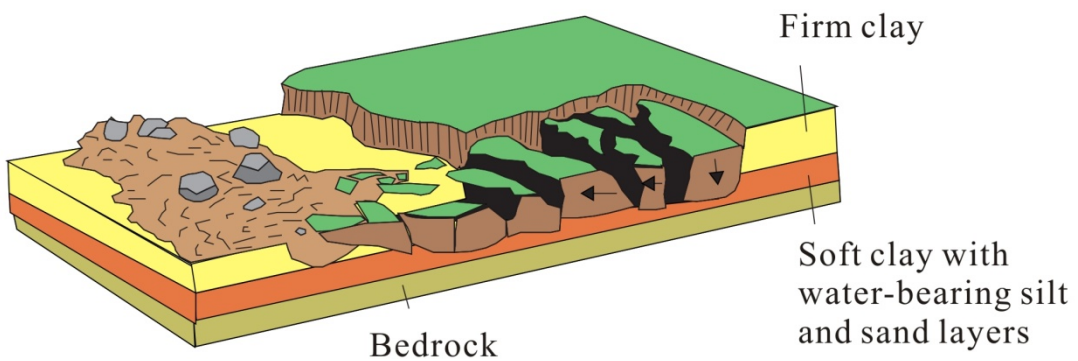


圖 A-6：側落 (Lateral spread) 之示意圖 (改繪自 USGS, 2004)。

附錄 B 塊體的運動模式

為了要建立適當的山崩模型，必須先分析塊體運動的機制，山崩塊體運動的模式主要可分為墜落、跳動、滾動和滑動。

墜落 (Falling)：當坡面的角度大於 90 度時，即的突出的懸崖，塊體才可能會發生垂直的自由落體現象，當我們忽略空氣的阻力時，時塊體的動能和速度則可以表示為：

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (\text{B.1})$$

$$E_{kin} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \quad (\text{B.2})$$

其中 h , g , m 分別表示塊體落下的垂直高度、重力加速度和塊體的質量；由以上公式可知塊體的速度是衝擊能量的最大變因，不過，很少會有這種單純的落石事件，通常在整個事件最後會伴隨跳動、滾動等事件發生。

跳動 (Bouncing)：若崩塌面呈不規則的鋸齒狀時，塊體在運動中極易產生跳動的現象(圖 A-7)，不管塊體是否破裂，若塊體的大小在 0.3 m^3 左右時，經由碰撞所耗損的能量大約在 75%到 85%之間，會影響塊體跳動的主要因素有塊體和坡面的幾何形狀以及地表的性質，而體積比較小的塊體跳動的距離通常會比遠，而且在後段會轉換為滾動的模式 (Brolili, 1974)。

滾動 (Rolling)：(圖 A-8)滾動是指塊體繞著一個軸心旋轉運動，而且在運動時隨時和地面保持接觸，滾動作用通常發生在坡度不是很陡且具有長坡面的斜坡上(Evans and Hungr, 1993)。

滑動 (Sliding)：滑塊是指塊體沿著一個斜面滑落 (圖 A-9)。依據破裂面的型式，分為平面滑動、圓弧滑動和楔形破壞三種。常會造成重大災害或長期交通中斷，是臺灣常見的山崩型式。

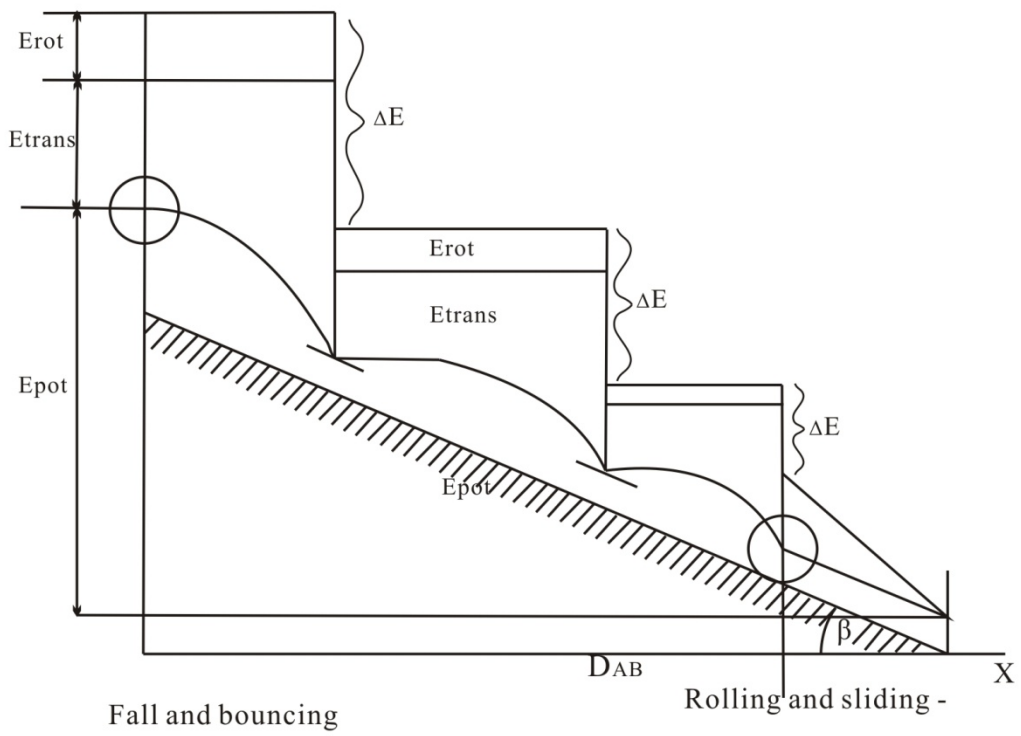


圖 A-7：岩石在坡面上跳動之示意圖，若坡度夠長，最後會變成滾動的形式。

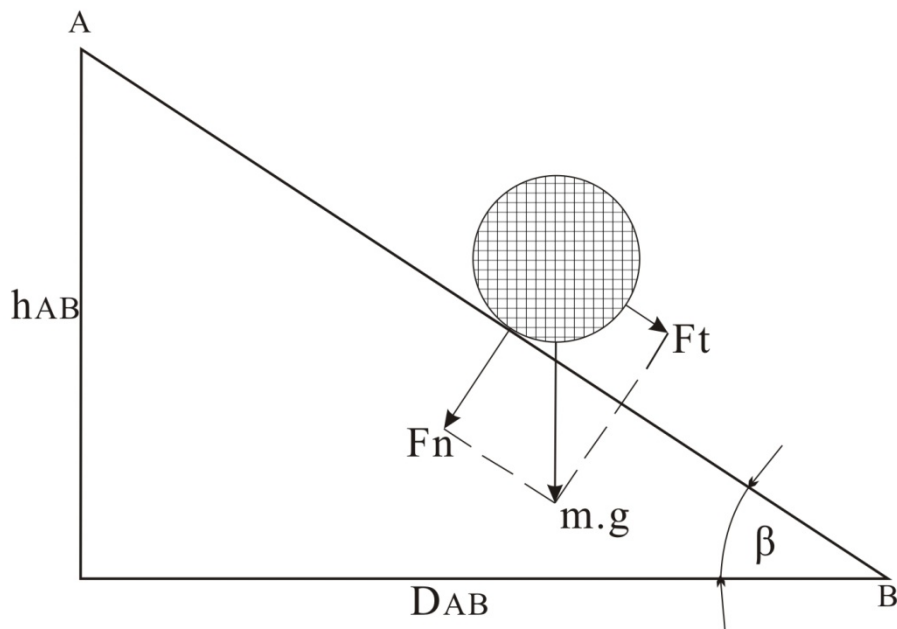


圖 A-8：岩石沿坡面滾動之示意圖。

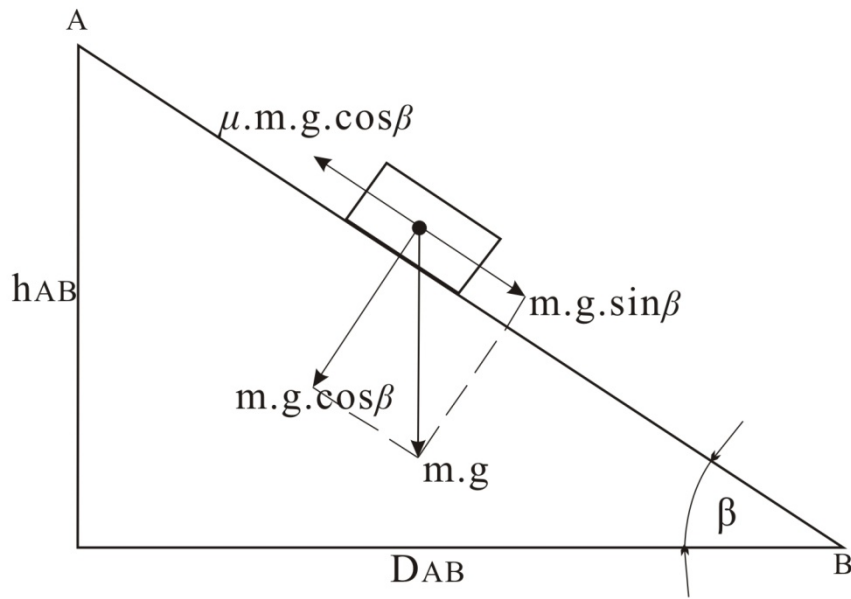


圖 A-9：岩石沿坡面滑動之示意圖，當 $m \cdot g \cdot \sin\beta > \mu \cdot m \cdot g \cdot \cos\beta$ 時，表示重力作用克服摩擦作用，塊體便向下滑動。

附錄 C 運動定律 (The law of motion)

C.1. 力與位移定律 (Force and displacement law)

一個單一簡單的剛性塊體的運動是由力的合力和力矩來決定，也可以說是質點中心的平移運動和顆粒的旋轉運動。用 x_i 表示質點中心的平移運動的位置， \dot{x}_i 表示速度， \ddot{x}_i 表示加速度，用 ω_i 和 $\dot{\omega}_i$ 分別來表示顆粒的角度速和角加速度。

運動方程可用二個向量方程式來表示，一個是和合力相關的平移運動 (Translational motion) 方程式，另一個是和合力矩相關的轉旋運動 (Rotational motion) 方程式，平移運動向量方程式可寫為：

$$F_i = m(\ddot{x}_i - g_i) \quad (C.1)$$

F_i 是合力，就是作用在這個顆粒力的總合， m 是顆粒的總質量， g_i 是物體受的加速度 (例如重力)。旋轉運動向量方程式可寫為：

$$M_i = \dot{H}_i \quad (C.2)$$

M_i 是作用在顆粒上的力矩合， H_i 是顆粒的角動量，如果將顆粒三個主應力軸方位對應為座標系統的三個座標軸，則上式方程式可簡化為 Euler's 方程式：

$$\begin{aligned} M_1 &= I_1 \dot{\omega}_1 + (I_3 - I_2) \omega_3 \omega_2 \\ M_2 &= I_2 \dot{\omega}_2 + (I_1 - I_3) \omega_1 \omega_3 \\ M_3 &= I_3 \dot{\omega}_3 + (I_2 - I_1) \omega_2 \omega_1 \end{aligned} \quad (C.3)$$

$I_1, I_2,$ 和 I_3 分別表示顆粒在主應軸上的轉動慣量 (慣性矩)， $\dot{\omega}_1, \dot{\omega}_2,$ 和 $\dot{\omega}_3$ 則是顆粒在主應力軸上的角加速度， $M_1, M_2,$ 和 M_3 則分別表示顆粒在主應力軸上的加矩和。

以一個半徑為 R 的均質體球而言，質量中心即是在球體的中心點，任何一個局部的標系統若原點是在這個中心點，則可視為應變主軸 (Principal-axis) 座標系統，此時三個主應軸上的轉動慣量會相等 ($I_1 = I_2 = I_3$)，而上式則可簡化為：

$$M_i = I \dot{\omega}_i = \left(\frac{2}{5} m R^2 \right) \dot{\omega}_i \quad (C.4)$$

由式 C.1 和 C.4 的積分運動方程式是以時階 Δt 中心點，為計算基準的有限

差分計算式，由於 $\dot{x}_i, x_i, \dot{\omega}_i, F_i$ 和 M_i 的計算間隔點是 $t \pm n\Delta t/2$ ， \dot{x}_i 和 ω_i 的計算間隔點也是 $t \pm n\Delta t/2$ 。

下列的式子表示在時間 t 的由速度導出時階中點的平移和旋轉加速度：

$$\begin{aligned}\ddot{x}_i^{(t)} &= \frac{1}{\Delta t} \left(\dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} - \dot{x}_i^{(t-\Delta t/2)} \right) \\ \ddot{\omega}_i^{(t)} &= \frac{1}{\Delta t} \left(\dot{\omega}_i^{(t+\Delta t/2)} - \dot{\omega}_i^{(t-\Delta t/2)} \right)\end{aligned}\quad (C.5)$$

代入式 C.1 和 C.4 可得到在 $(t + n\Delta t/2)$ 的速度：

$$\begin{aligned}\dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} &= \dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} + \left(\frac{F_i}{m} + g_i \right) \Delta t \\ \dot{\omega}_i^{(t+\Delta t/2)} &= \dot{\omega}_i^{(t+\Delta t/2)} + \left(\frac{M^{(t)}}{I} \right) \Delta t\end{aligned}\quad (C.6)$$

最後，利用上式(式 C.6)來更新下一個顆粒的中心位置為：

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (C.7)$$

C.2. 消能阻尼 (Mechanical damping)

在真實的情境中，除了摩擦力之外，碰撞作用也會產生消能 (Energy dissipation) 的現象，*PFC* 的程式裡亦增加了阻尼 (Damping) 的概念，在 *PFC* 程式中，主要有局部阻尼 (Local damping) 和黏滯阻尼 (Viscous damping) 二種模式：

Local damping 可利用運動方程式中增加一個項來表示為：

$$\begin{aligned}F_{(i)} + F_i^d &= \mathcal{M}_{(i)} \mathcal{A}_{(i)}; \quad i = 1 \dots 6 \\ \mathcal{M}_{(i)} \mathcal{A}_{(i)} &= \begin{cases} m\ddot{x}_{(i)}, & \text{for } i = 1 \dots 3 \\ I\dot{\omega}_{(i-3)}, & \text{for } i = 4 \dots 6 \end{cases}\end{aligned}\quad (C.8)$$

其中 $F_{(i)}$, $M_{(i)}$ 和 $A_{(i)}$ 分別表示力、質量和加速度； $F_{(i)}$ 包含重力，而 $F_{(i)}^d$ 為阻尼力 (damping force)，可表示為：

$$F_{(i)}^d = -\alpha |F_{(i)}| \text{sign}(V_{(i)}); \quad i = 1 \dots 6 \quad (\text{C.9})$$

$$\text{sign}(y) = \begin{cases} +1, & \text{if } y > 0 \\ -1, & \text{if } y < 0 \\ 0, & \text{if } y = 0 \end{cases}$$

因此，速度可表示為：

$$V_{(i)} = \begin{cases} \dot{x}_{(i)}, & \text{for } i = 1 \dots 3 \\ \omega_{(i-3)}, & \text{for } i = 4 \dots 6 \end{cases} \quad (\text{C.10})$$

阻尼力由阻尼常數: α 所主控，預設值為 0.7；在應用與重力的相關問題時（如山崩、落石），必需將其值設為零或非常低，否則在運動中即使沒有受到任何外力作用也都會有消能的作用，導致重力加速度或其他的作用力大小改變，與真實的力學行為相衝突，因此局部阻尼通常應用在模型建立時，快速消能，使顆粒能儘快達到平衡的狀態。

黏滯阻尼指物體於流體運動中所產生之消能，*PFC* 程式之黏滯阻尼主要是指元素在接觸時所產生之消能作用，顆粒在空氣中運動時，*PFC* 假設為無阻尼之影響，故自由落體或是塊的滑移並不會受到局部阻尼之影響，其消能作用主要為碰撞產生的黏滯阻尼和因滑動所產生的摩擦力，本文在模擬時，只採用黏滯阻尼。

當黏滯阻尼產生作用時，在每個接觸點上會產生正向及切向的減震器 (Dashpot)，這些減震器作用平行於已存在的接觸模組，這些接觸模組如圖 A-10 所示，阻尼力 D_i ($i=n$ 表正向， s 表切向) 和接觸力合在一起可表示為：

$$D_i = C_i |V_i| \quad (\text{C.11})$$

C_i ($i=n$ 表正向， s 表切向) 是阻尼常數， V_i 是接觸點和阻尼作用相反運動的的相對速度 ($i=n$ 表正向， s 表切向)，阻尼常數並不能直接指定，因此用臨界阻尼比 β_i ($i=n$ 表正向， s 表切向) 來推算之：

$$C_i = \beta_i C_i^{\text{crit}} \quad (\text{C.12})$$

C_i^{crit} 表臨界阻尼常數，可表示為：

$$C_i^{\text{crit}} = 2m\omega_i = 2\sqrt{mk_i} \quad (\text{C.13})$$

ω_i ($i=n$ 表正向, s 表切向) 是物體在無阻尼作用下的自然頻率, k_i ($i=n$ 表正向, s 表切向) 是接觸點的正切勁度, m 是系統的有效質量, 在球-牆模式, 有效質量 m 就是顆粒的質量, 在球-球模式, 有效質量 m 是二個相接觸顆粒的平均質量。

黏滯阻尼的特徵就是臨界阻尼比 β , 若 $\beta=1$, 則系統是在臨界阻尼的狀態, 可以在最短的時間內完全消能, 若 $\beta<1$, 則系統會產生振盪式的消能作用, 是為欠阻尼 (Light damping); 而 $\beta>1$ 時, 系統會以呈指數消能, 是為過阻尼 (Over damping)。

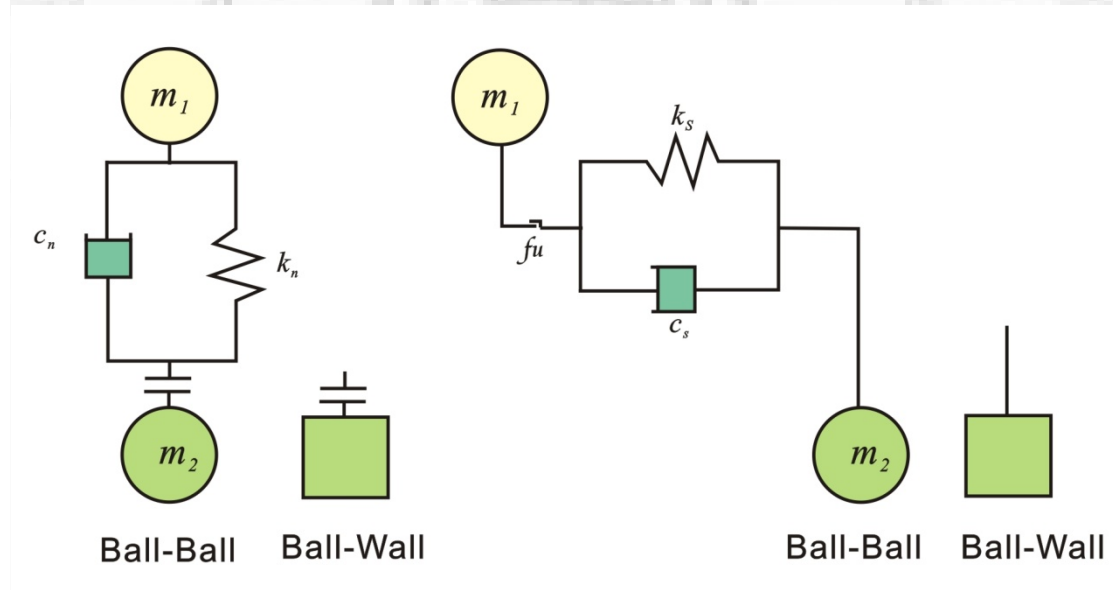


圖 A-10：線性接觸式中的黏滯阻尼示意圖， k_n, k_s 為顆粒組合後之正向及切向勁度， c_n, c_s 為減震器(dashpot)。

當黏滯阻尼作用時，可以減小時階的運算時間以增加系統的穩定性，求得視接觸勁度 (Apparent stiffness) k'_i ($i=n$ 表正向, s 表切向) 的方程為：

$$k'_i = \alpha \frac{k_i}{\sqrt{1 + \lambda_i^2 - \lambda_i}} \quad (\text{C.14})$$

α 是安全係數，而 λ_i ($i=n$ 表正向， s 表切向) 為：

$$\lambda_i = \frac{c_i}{2 \cdot k_i \cdot \Delta t_0} \quad (\text{C.15})$$

c_i ($i=n$ 表正向， s 表切向) 是界阻尼常數， Δt_0 是無黏滯阻尼作用時的時階。

黏滯阻尼利用正向和切向的視勁度 (Apparent stiffness) 的計算，使臨界時階最小化，來降低時階。



附錄 D 事件之模型參數表

事件 PFC 模型參數	Tsaoling 1941 landslide	Tsaoling 1999 landslide	Jiufengershan 1999 landslide	HsiaoLin 2009 landslide
顆粒密度 kg/m^3	2650	2650	2680	2600
最小顆粒半徑 (m)	1.52	5.91	2.6 m	3.58 m
半徑比	2	1.68	1.66	1.66
接觸模數 E_c (GPa)	3.0	2.487	150 MPa	200 MPa
顆粒徑度比 (k_n/k_s)	2	1	1	1
顆粒摩擦係數 (μ)	0.5	0.5	0.7	0.1
摩擦面滑動動係數	0.5	0.01, 0.03, 0.05, 0.1	0.05, 0.1, 0.15, 0.2	0.05, 0.1, 0.15, 0.2
半徑比 (λ)	0.8	1	1	1
鍵結模數 E_c (GPa)	3.0	2.487	0.15	0.2
鍵結模數比 (\bar{k}_n/\bar{k}_s)	2	1	1	1
正向鍵結強度 ($\bar{\sigma}_c$)	48 MPa,	31.6, 21, 10.5 MPa	2.9, 1.93, 0.97 MPa	100 kPa
切向鍵結強度 ($\bar{\tau}_c$)	24 MPa,	31.6, 21, 10.5 MPa	2.9, 1.93, 0.97 MPa	100 kPa

附錄 E 九份二山模擬結果之顆粒堆積剖面

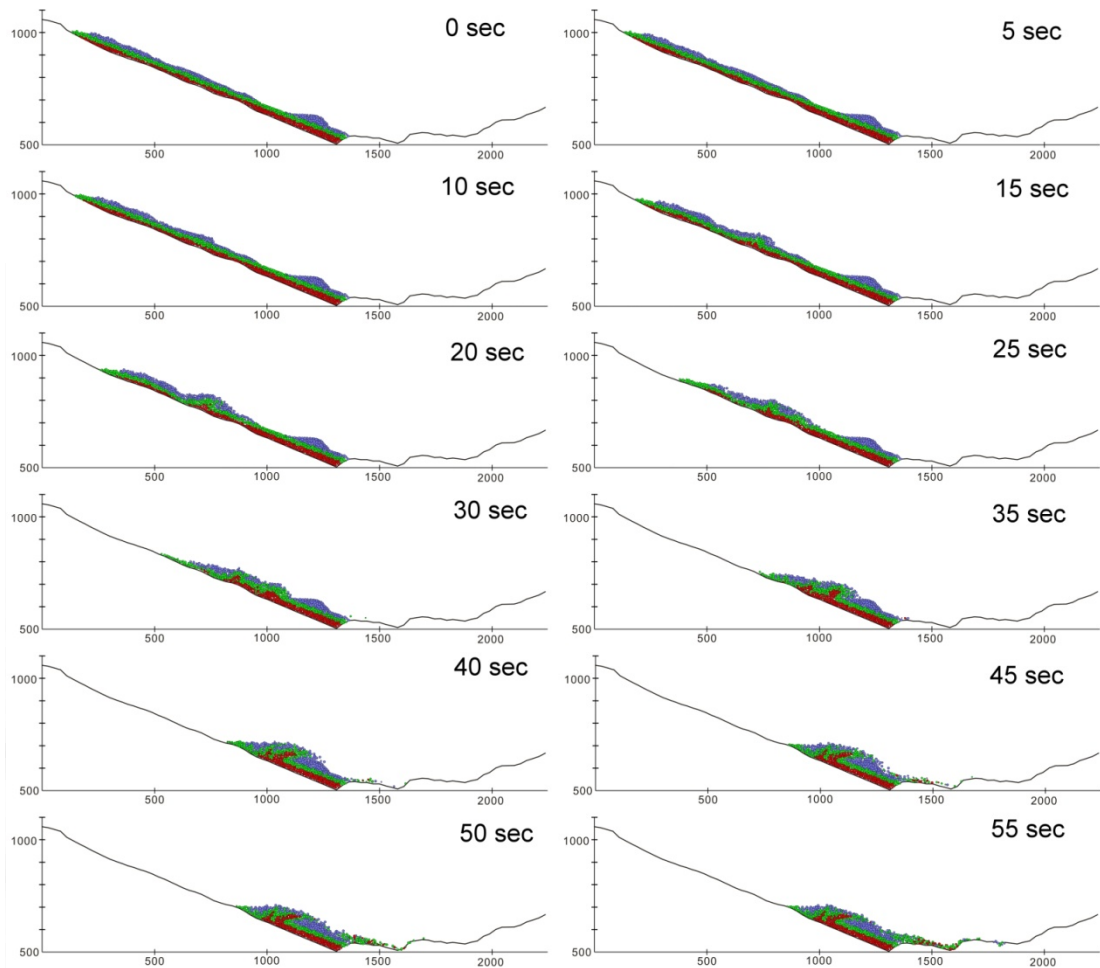


圖 A-11a：強鍵結模型剖面 1 的顆粒崩落及堆積過程，在此所看到的崩塌機制主要是以拱曲為主，剪出的機制甚少。

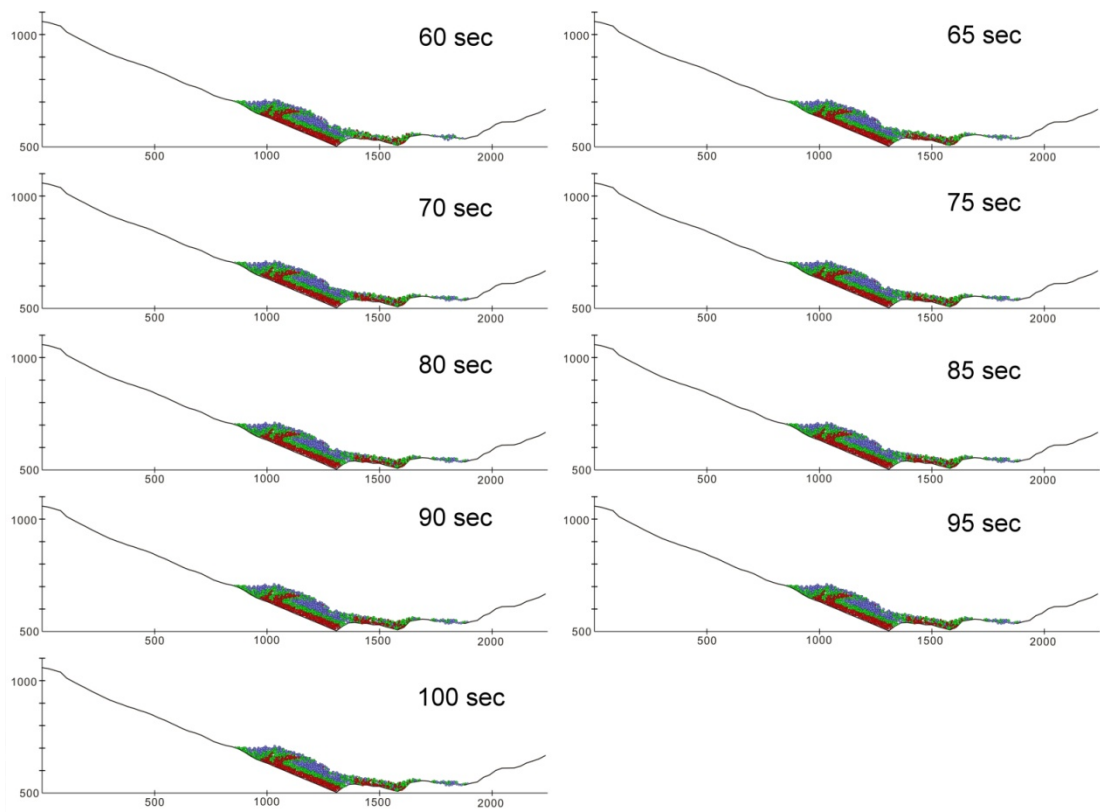


圖 A-11a (continue) :



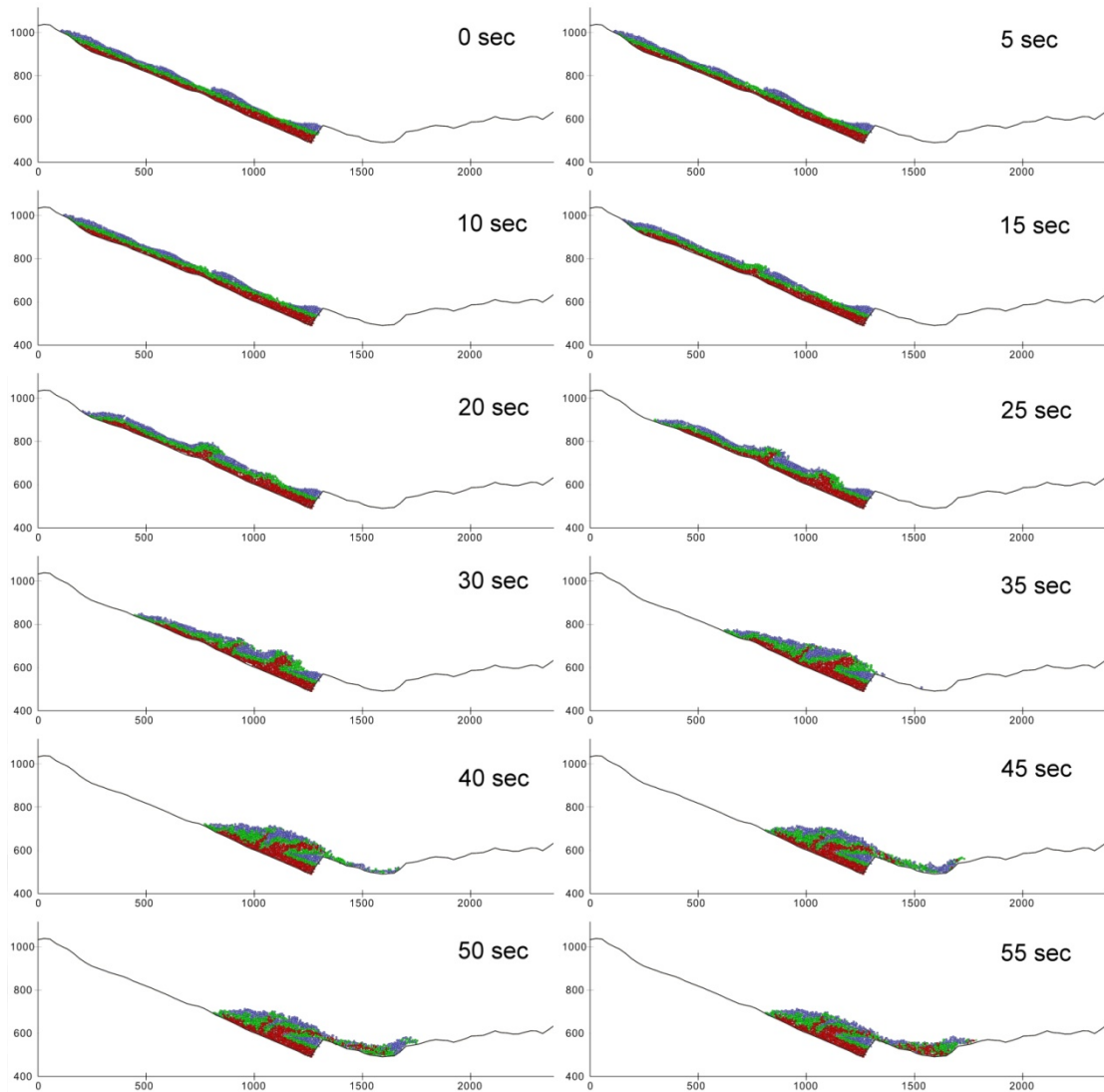


圖 A-11b：強鍵結模型剖面 2 的顆粒崩落及堆積過程，在此圖的剪出機制亦不明顯。

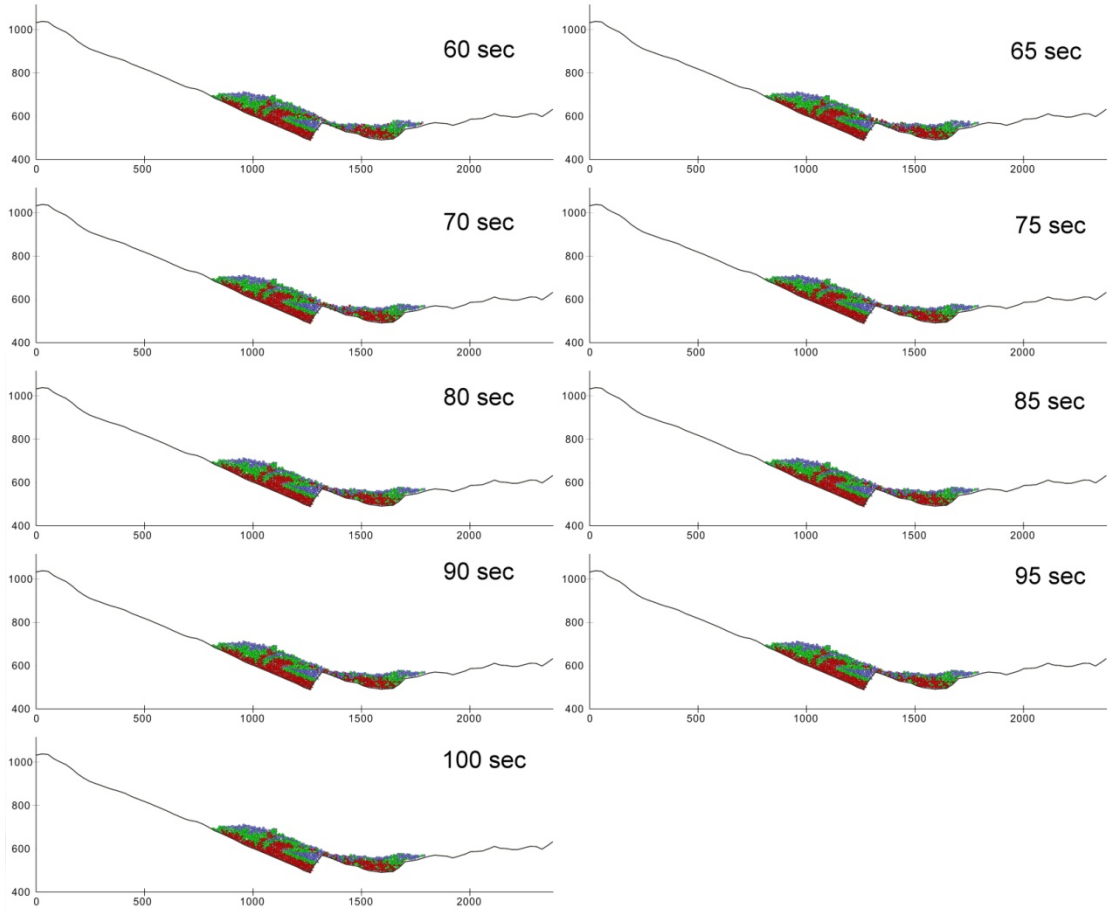


圖 A-11b (continue) :



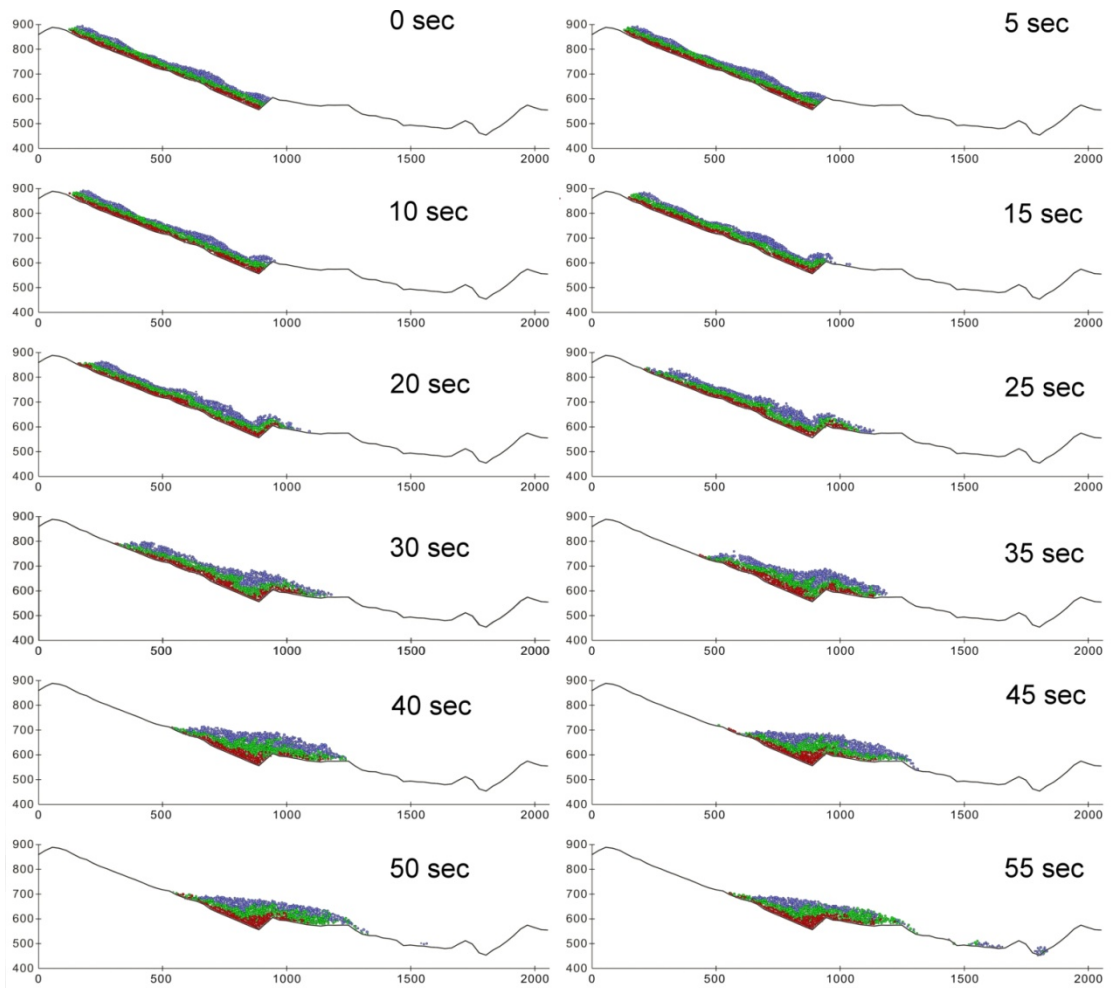


圖 A-11c：強鍵結模型剖面 3 的顆粒崩落及堆積過程，此圖在 20 秒時可見到塊體底部明顯的剪出機制，25 秒時有些微的拱彎作用。

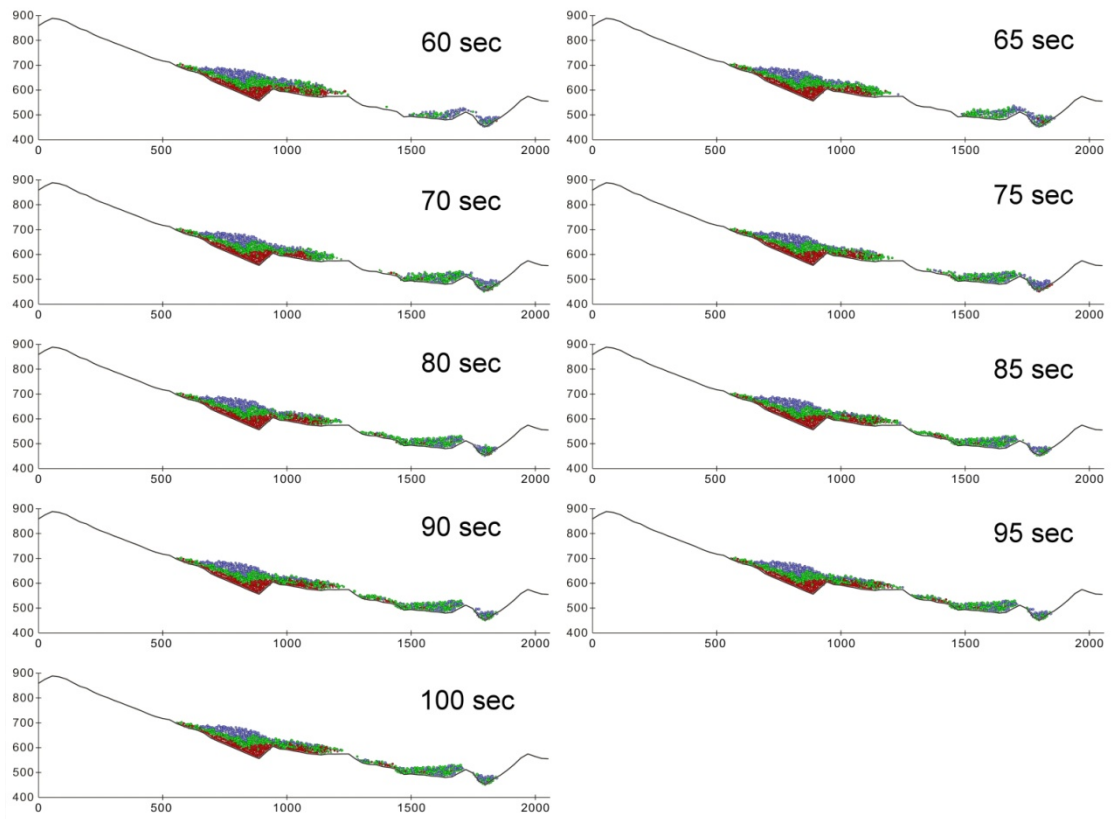
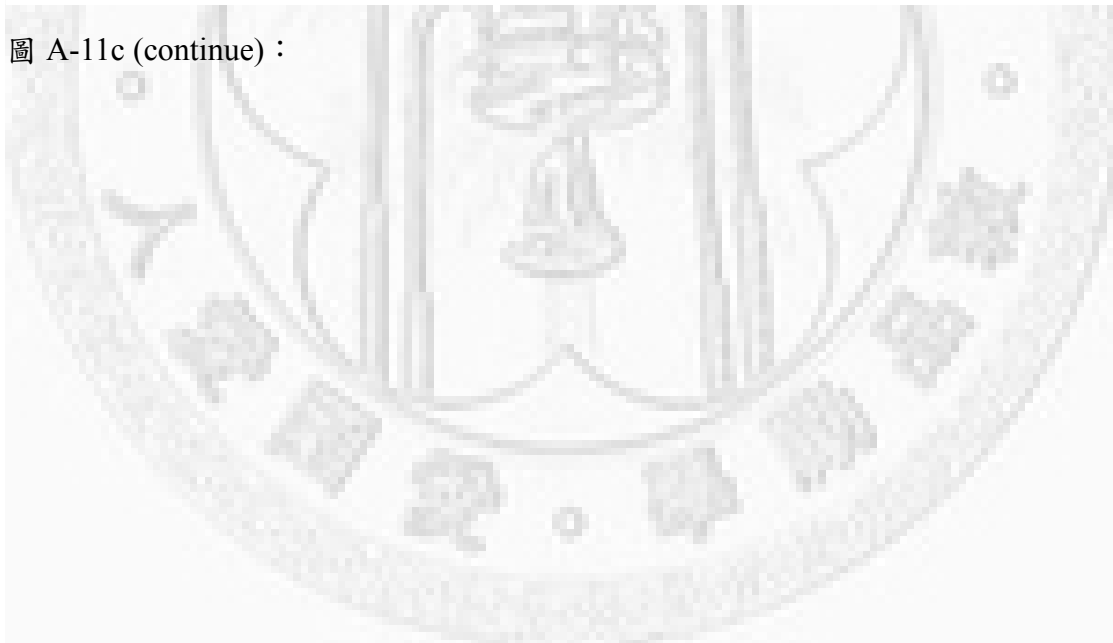


圖 A-11c (continue) :



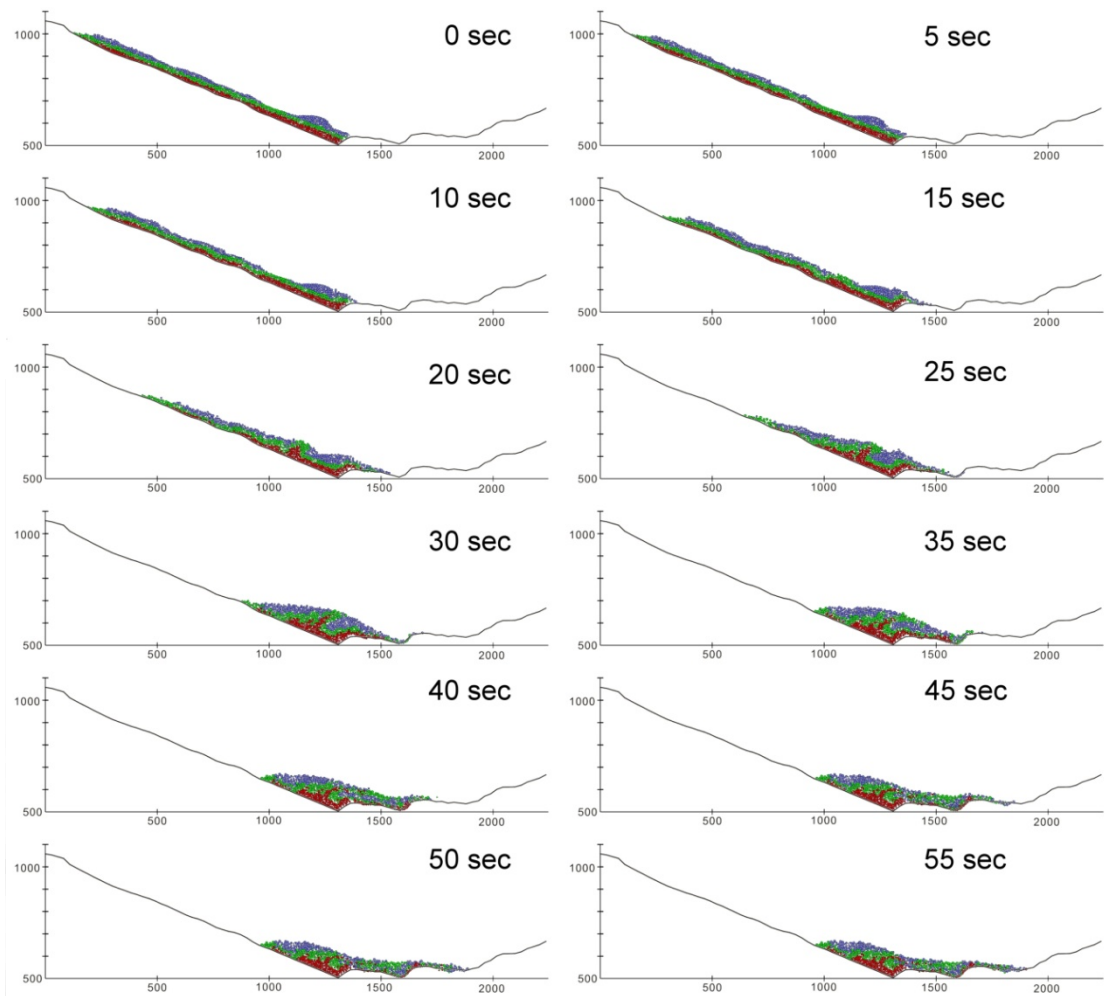


圖 A-12a：中強度鍵結模型剖面 1 的顆粒崩落及堆積過程，在 20 秒時趾部有明顯的剪出作用；從 25-35 秒之間，亦有明顯的拱曲作用。

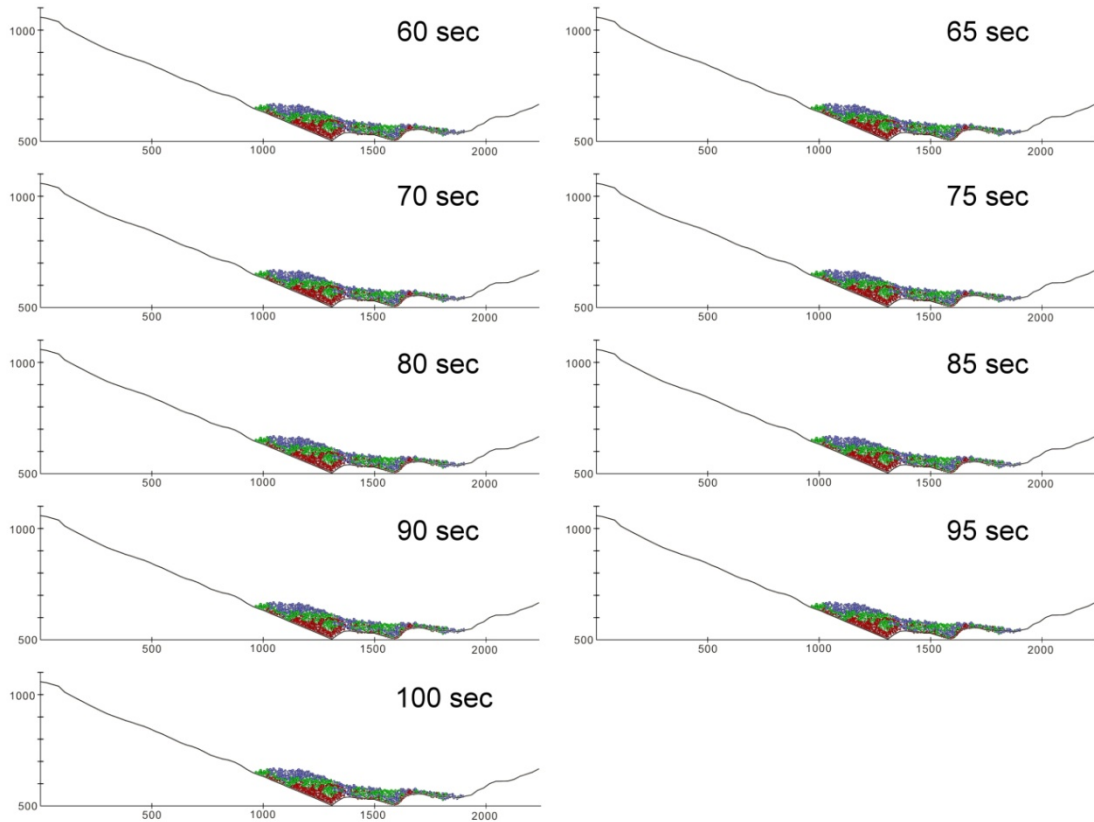
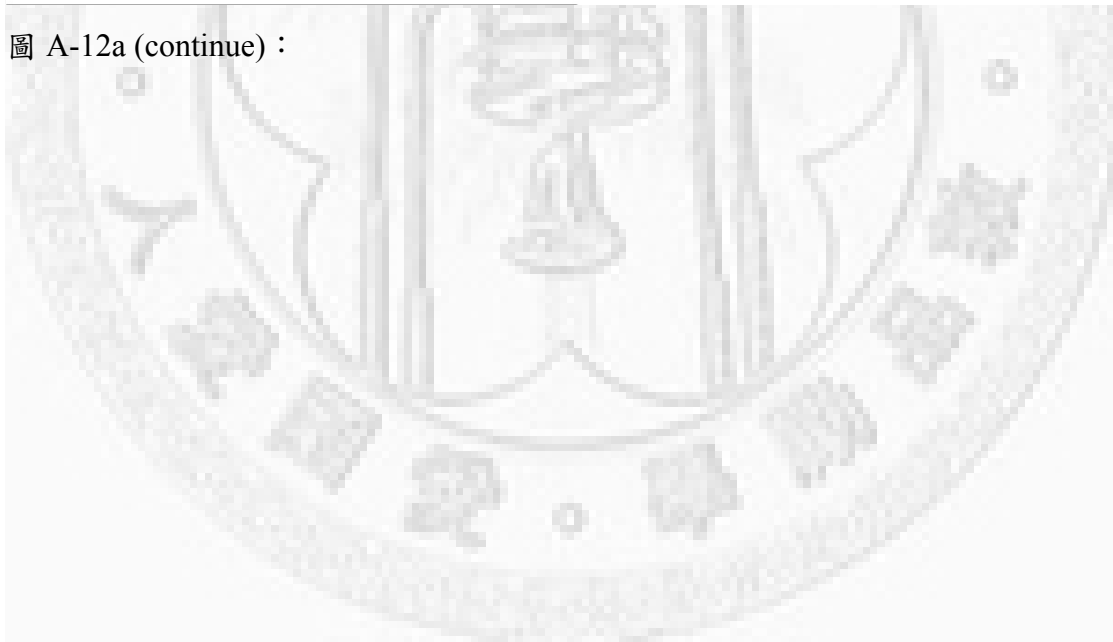


圖 A-12a (continue) :



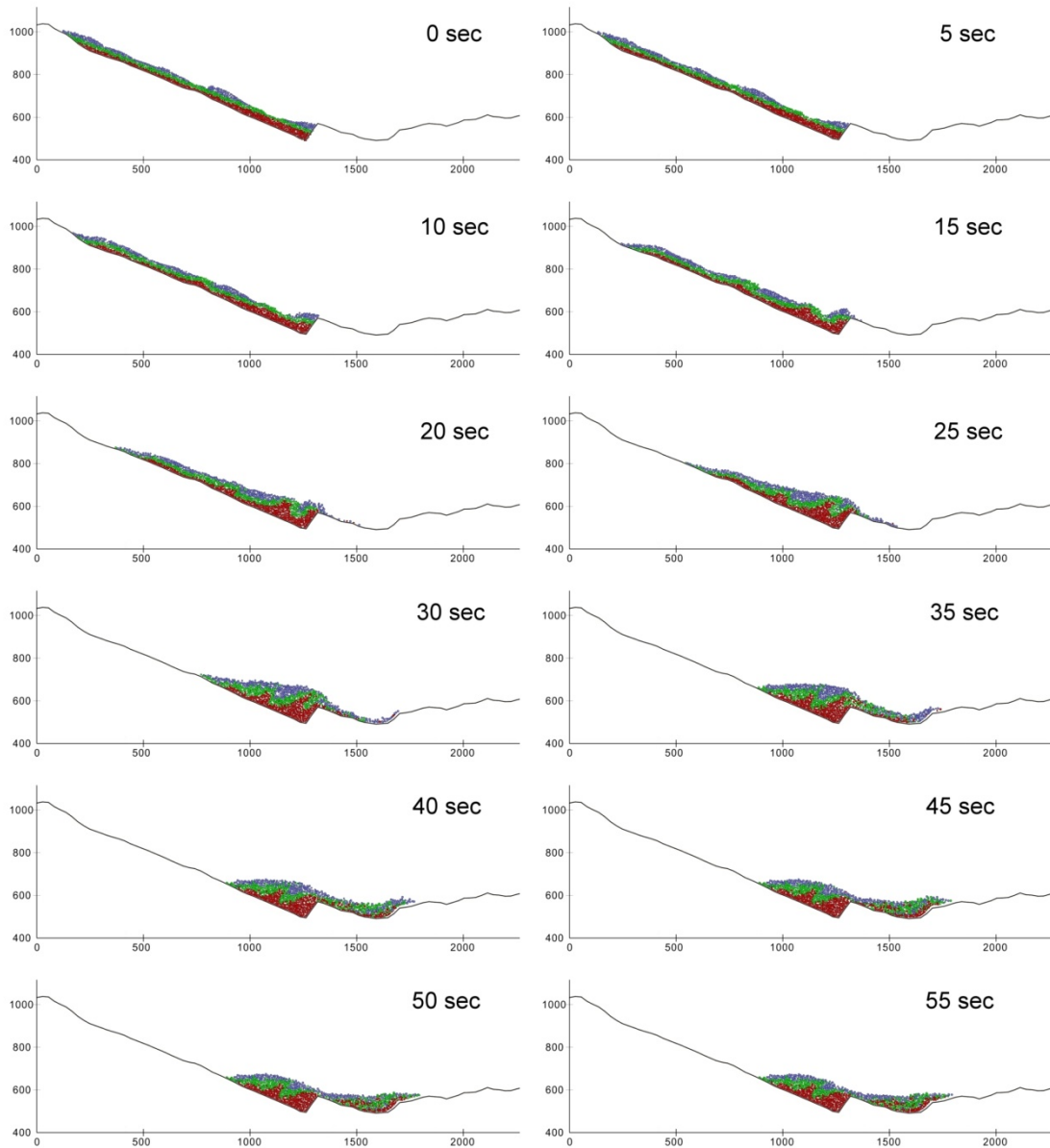


圖 A-12b：中強度鍵結模型剖面 2 的顆粒崩落及堆積過程。

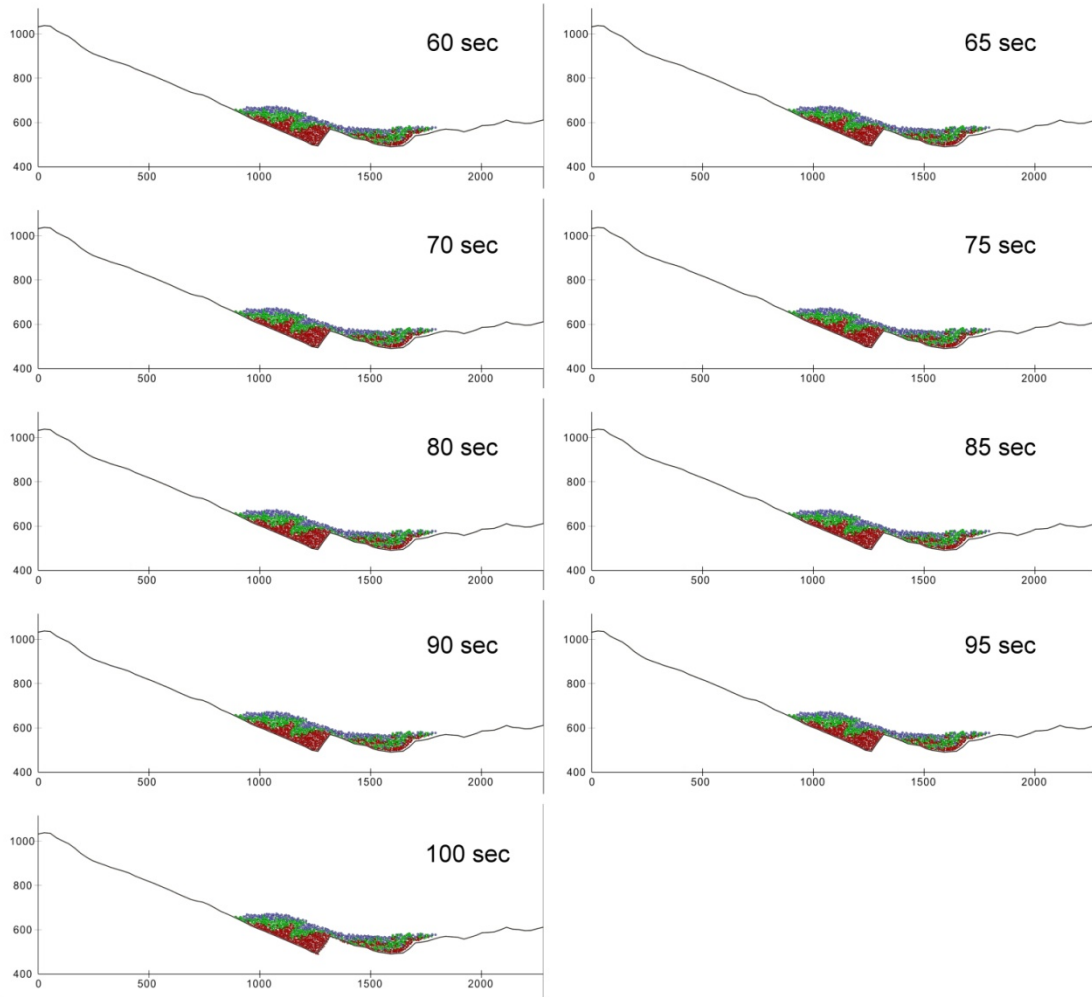
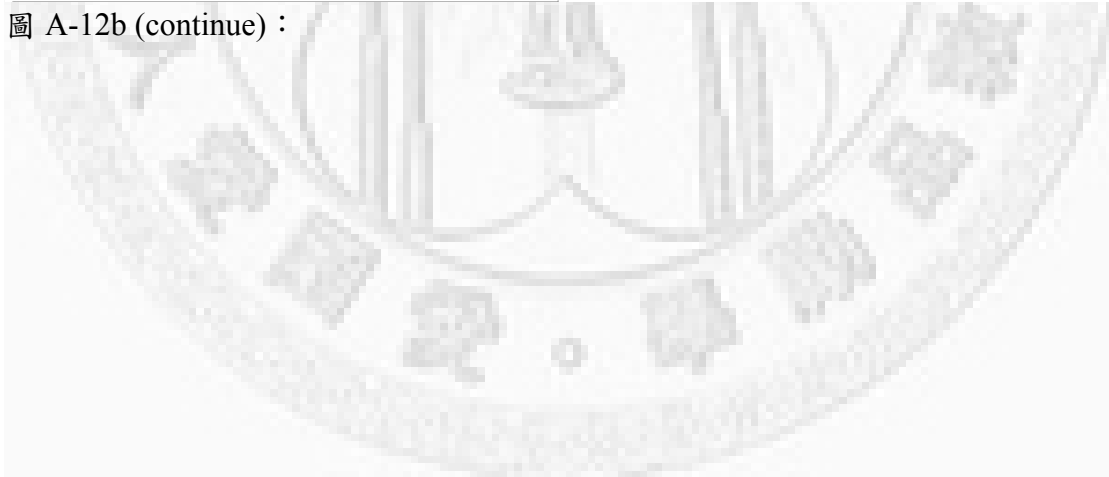


圖 A-12b (continue) :



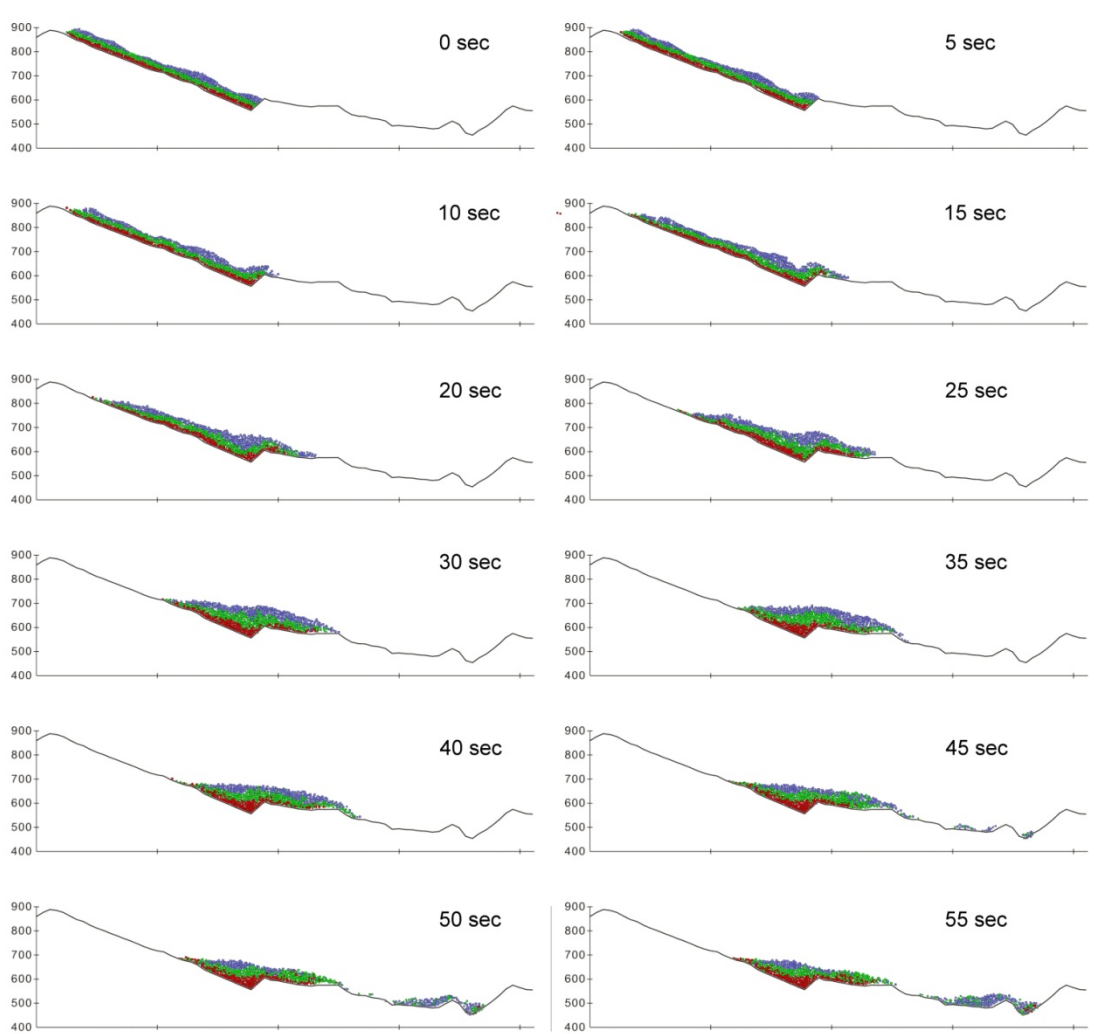


圖 A-12c：中強度鍵結模型剖面 3 的顆粒崩落及堆積過程，從 15 秒開始剪出作用就非常明顯，但幾乎看不見拱曲的作用。

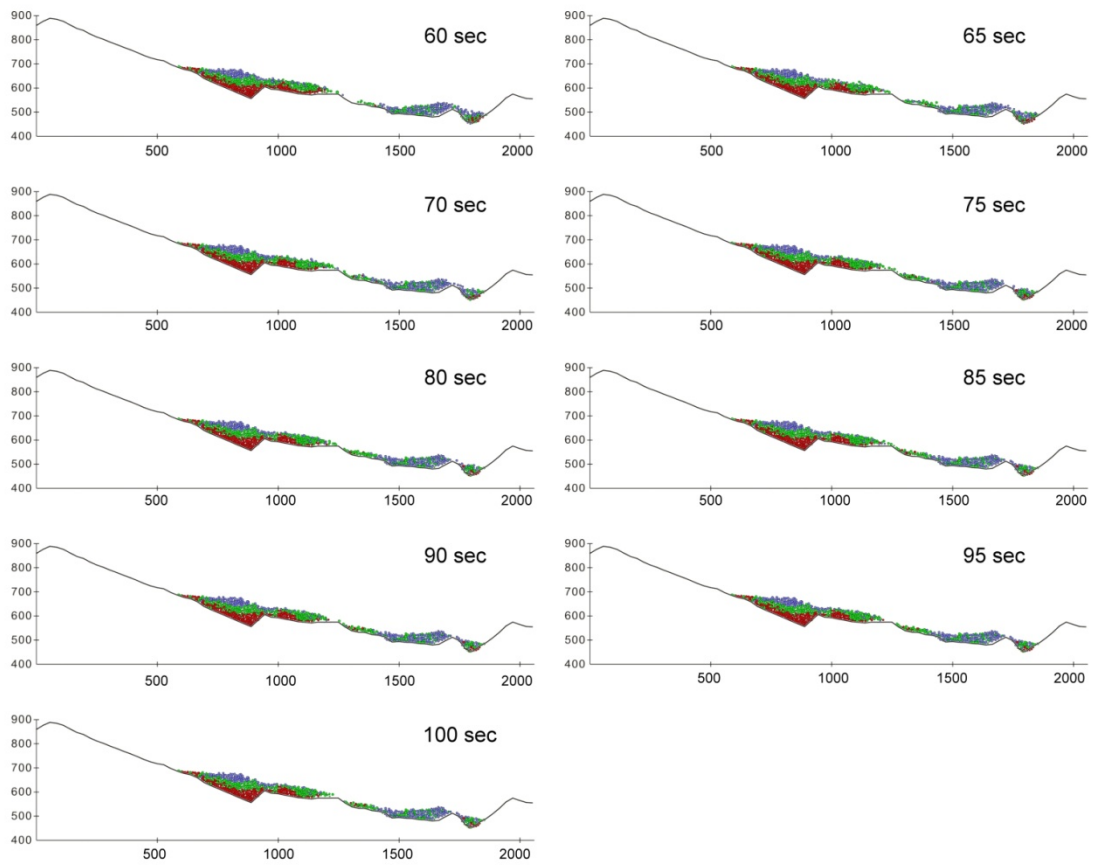


圖 A-12c (continue) :



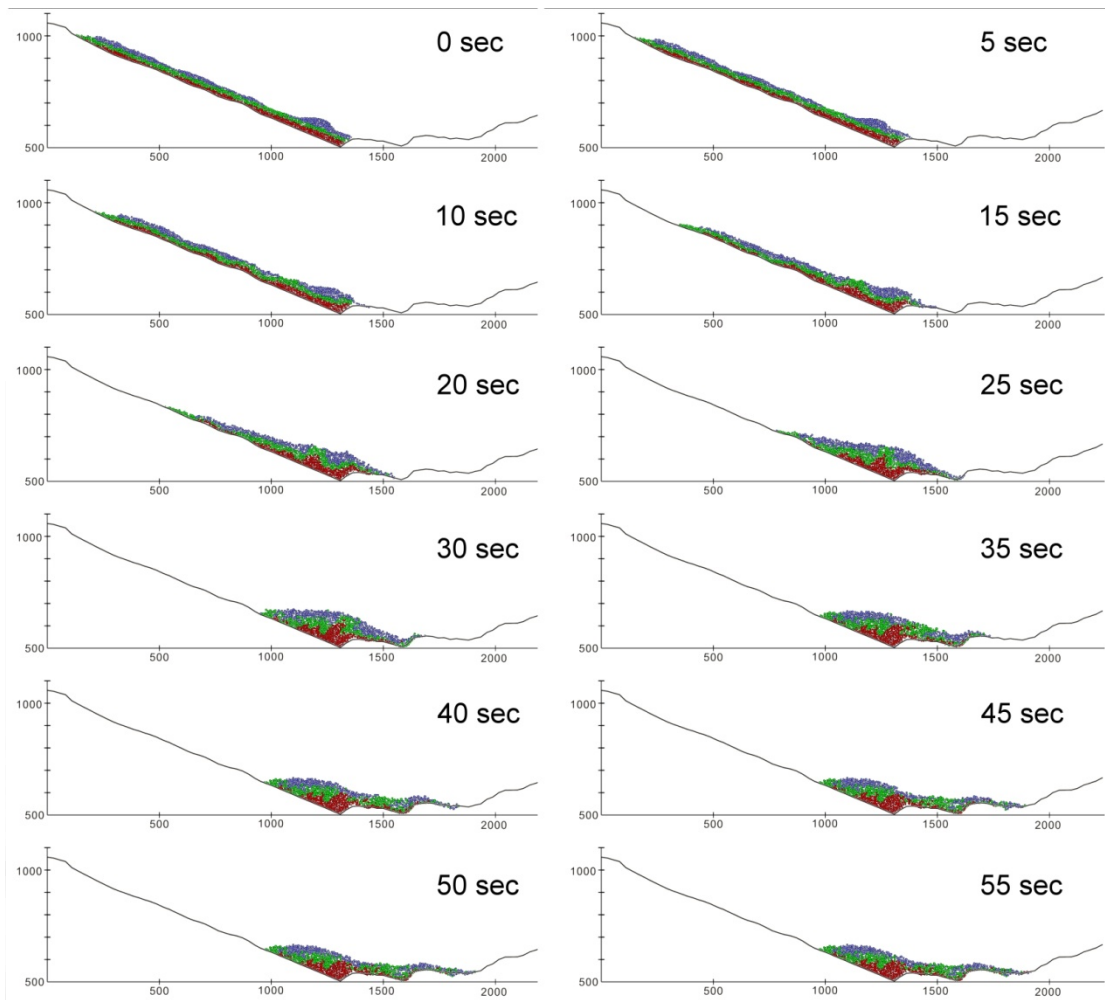


圖 A-13a：弱鍵結模型剖面 1 的顆粒崩落及堆積過程，在 15 秒開始，顆粒便由底部剪出，此時塊體中央亦有明顯的拱曲作用，但規模較強鍵結模型為小。

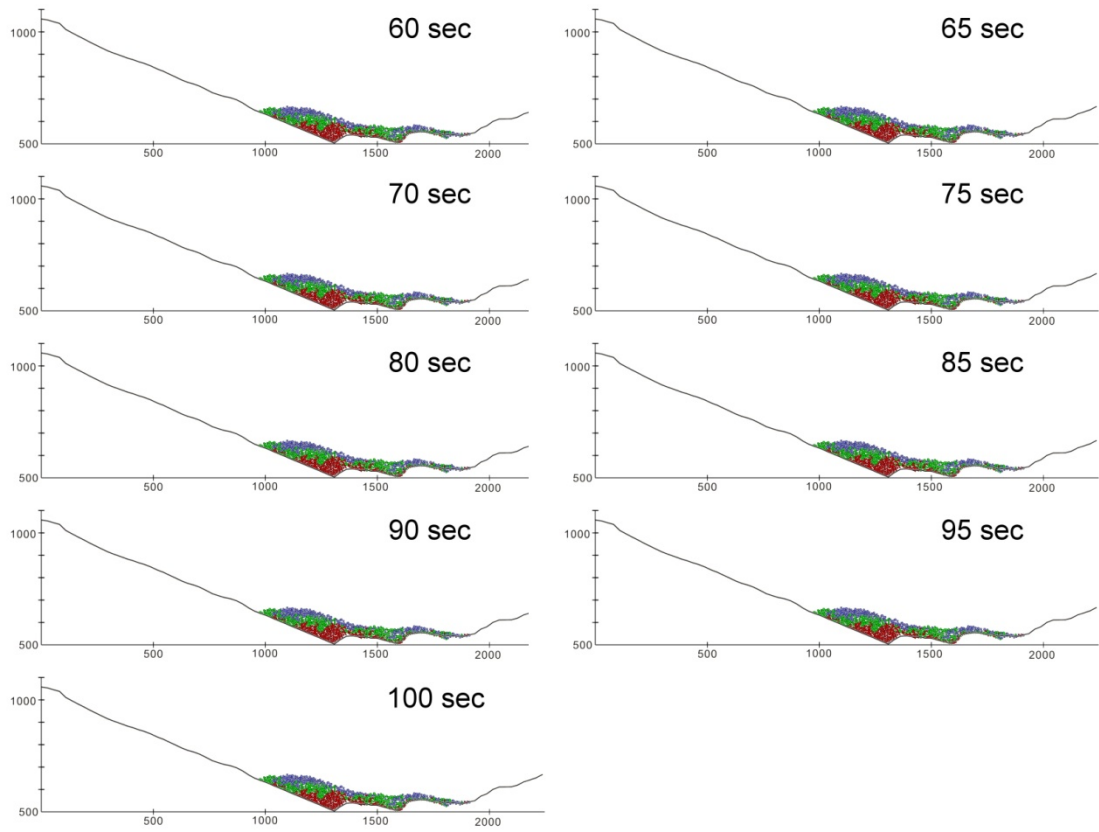
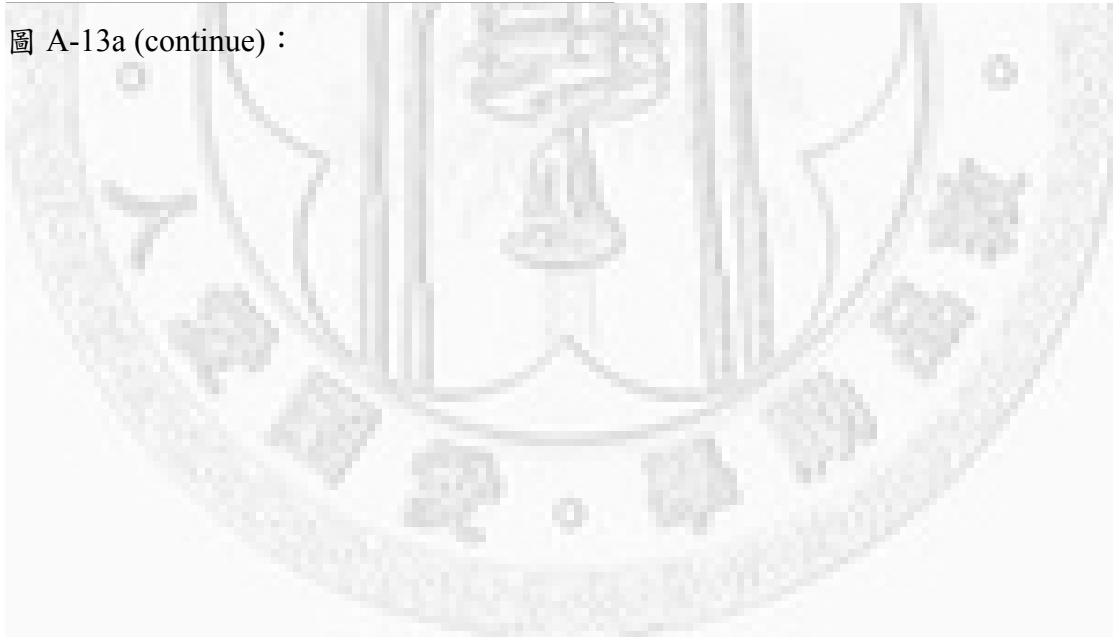


圖 A-13a (continue) :



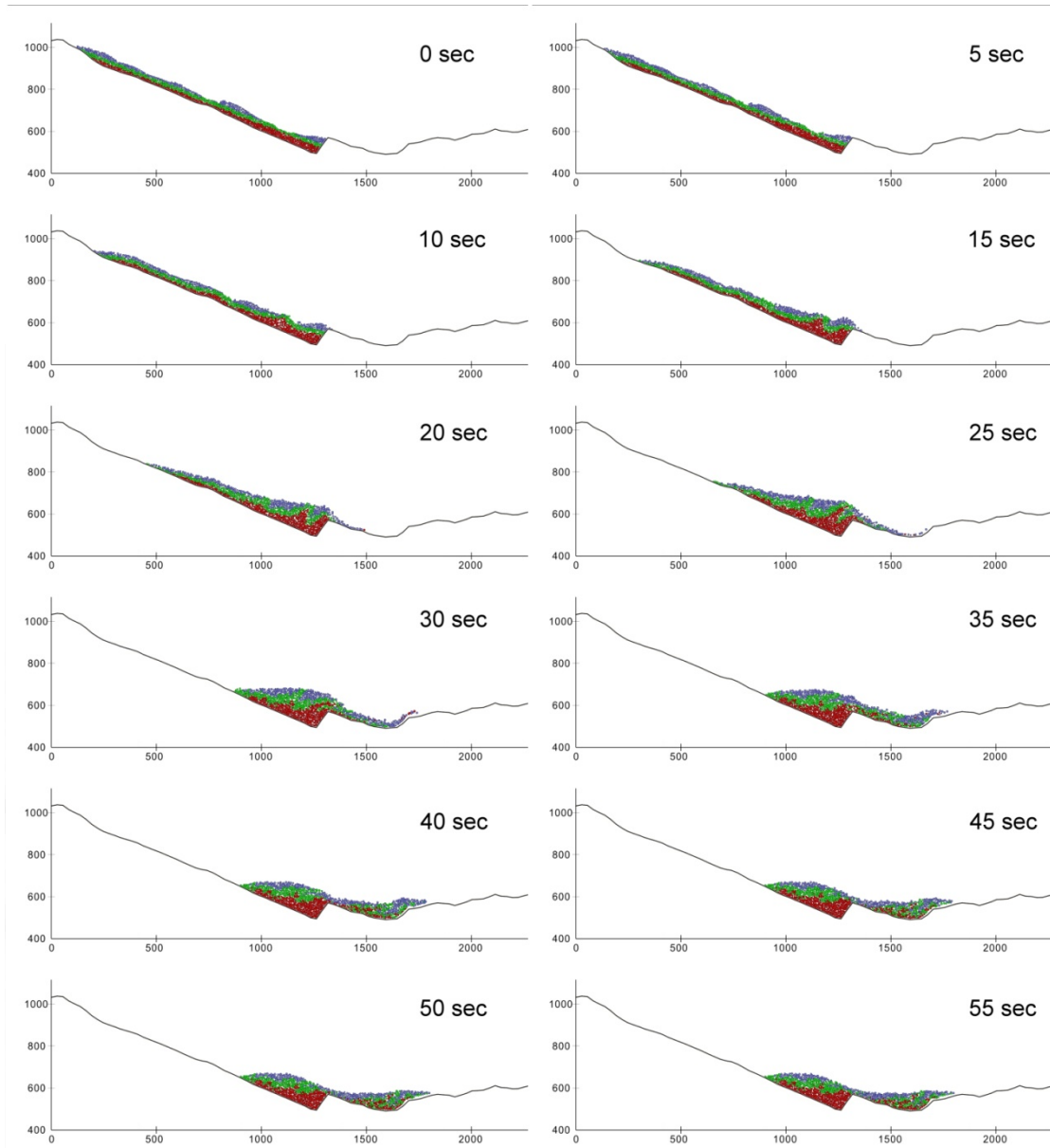


圖 A-13b：弱鍵結模型剖面 2 的顆粒崩落及堆積過程。

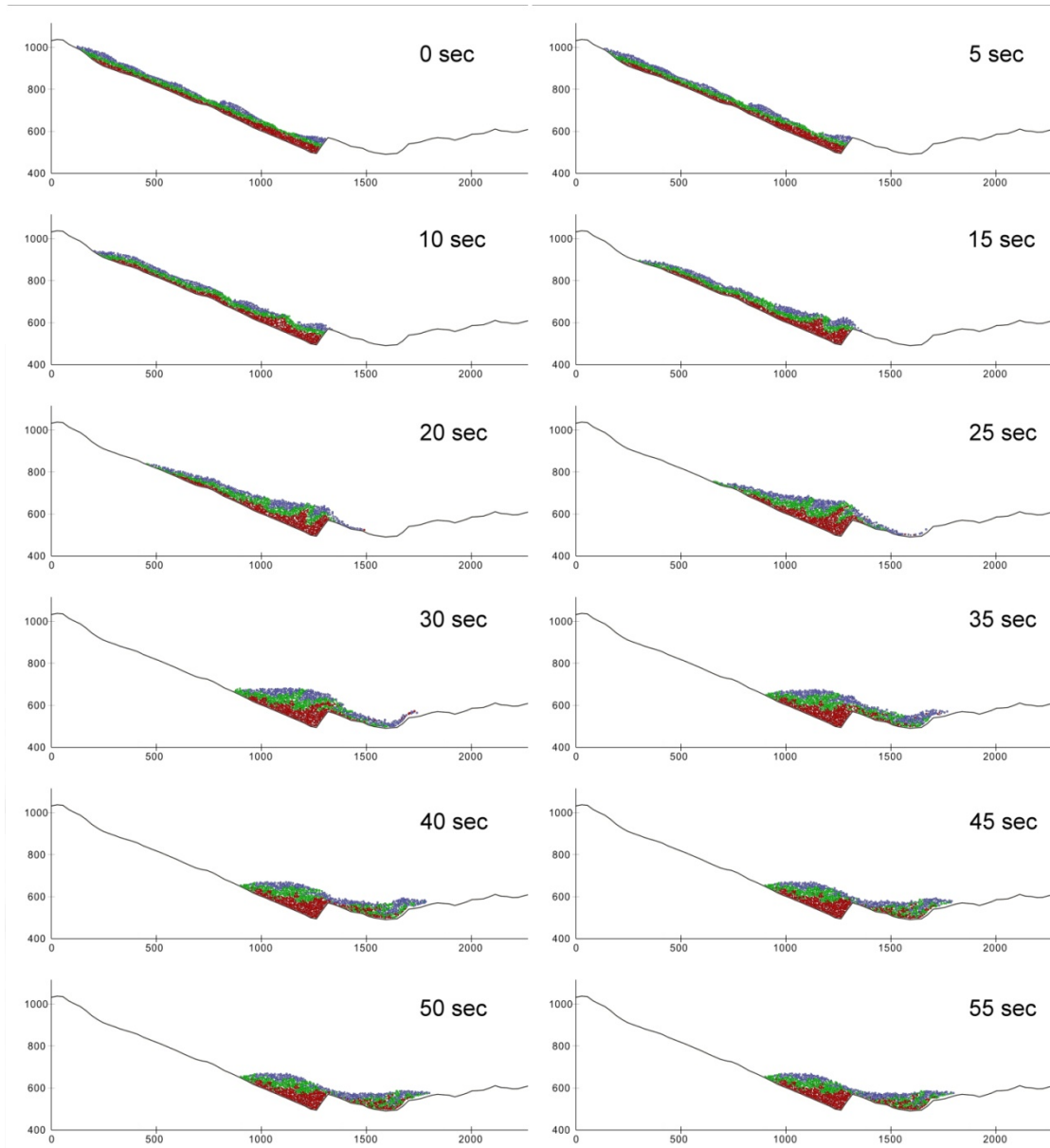
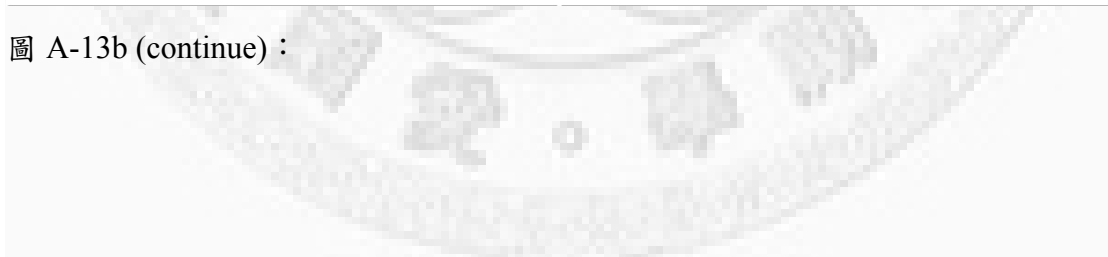


圖 A-13b (continue) :



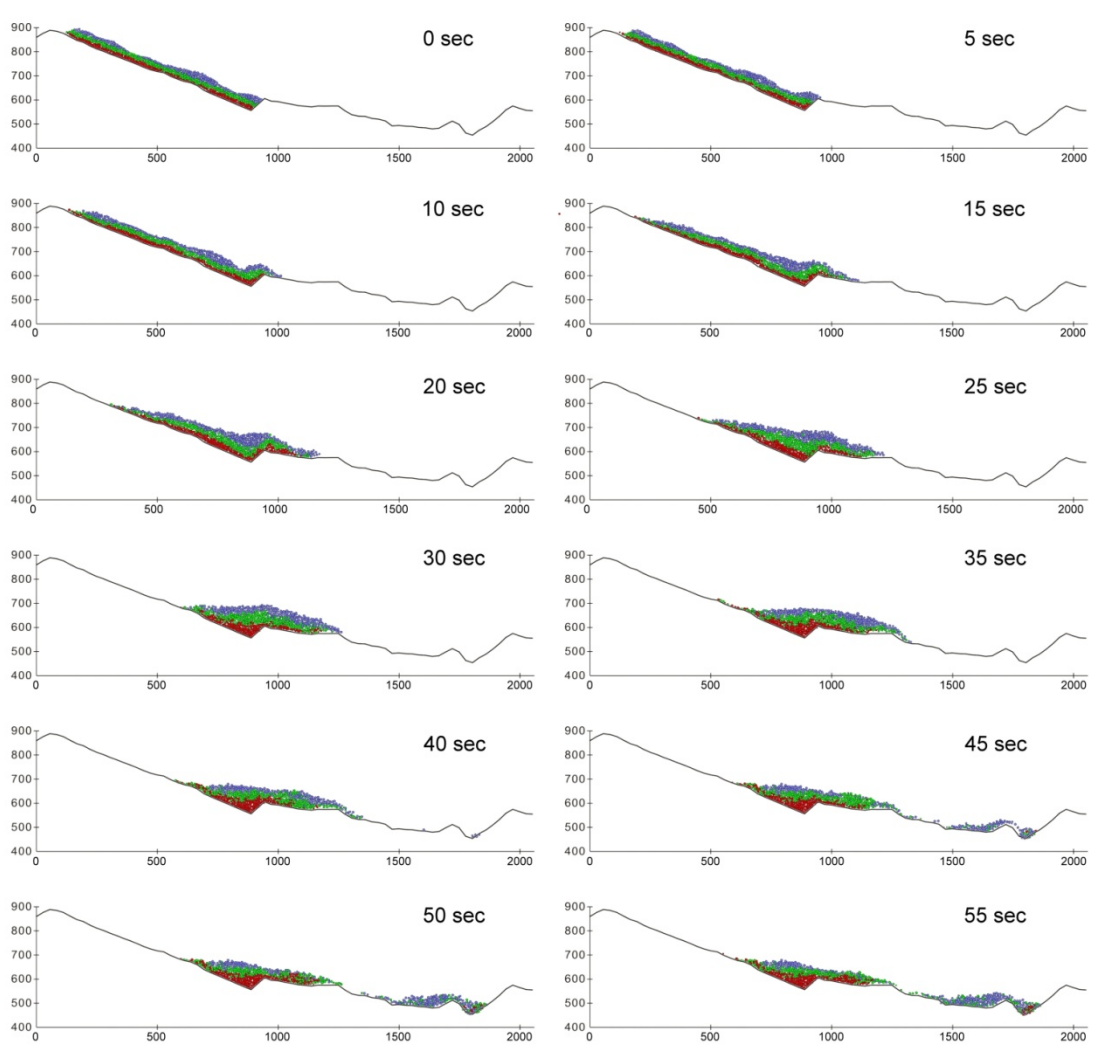


圖 A-13c：弱鍵結模型剖面 3 的顆粒崩落及堆積過程，從 15 秒開始剪出作用就非常明顯，但幾乎看不見拱曲的作用。

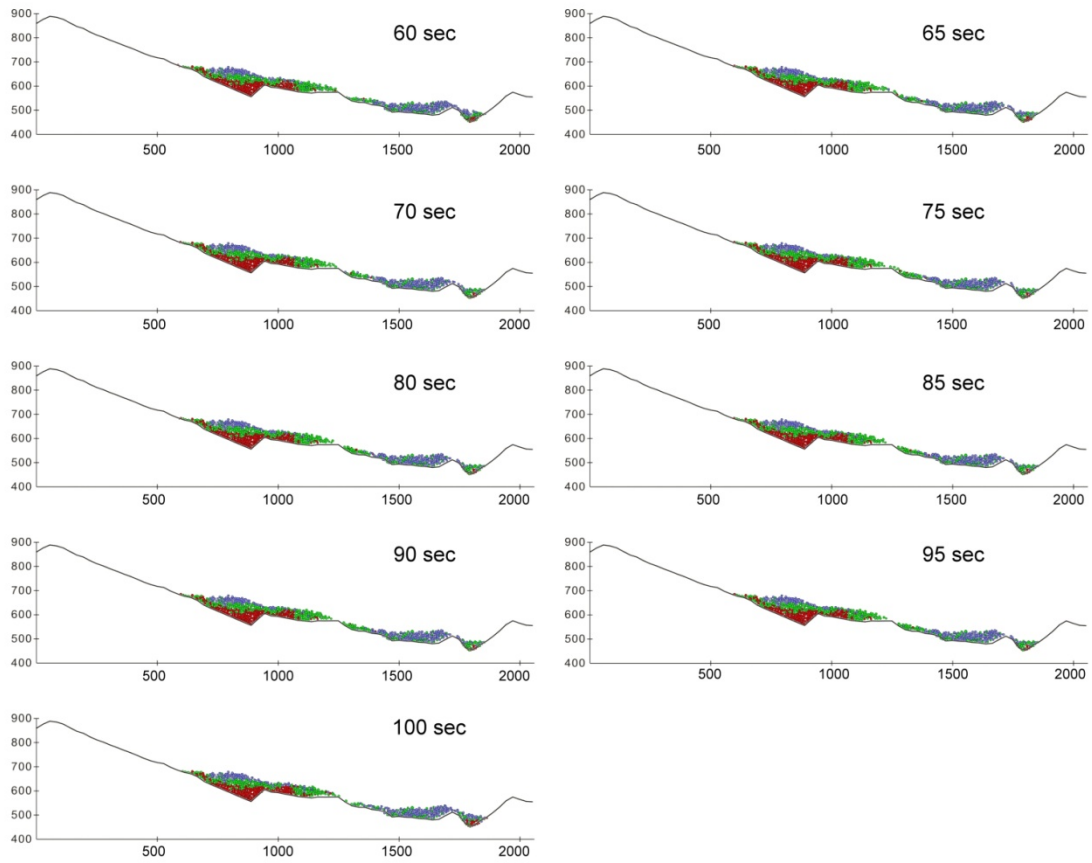


圖 A-13c (continue) :



