

出版編號：SWCB-105-115

重力、地震力與降雨引致的邊坡破壞行為
模擬研究

**Failure behavior of slope under gravity,
seismic loading and rainfall**

(初稿)

執行單位：國立中央大學土木工程學系

執行期間：105年04月01日至105年12月31日

計畫主持人：洪汶宜 助理教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 105 年 12 月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考)

重力、地震力與降雨引致的邊坡破壞行為模擬研究

摘要

臺灣地處板塊交界，擠壓、形塑出破碎、複雜且敏感的地質條件，在板塊運動的持續作用下，全台地震頻繁；目前全球極端氣候變遷的情況下，水文統計顯示極端降雨的頻率漸增，致使年土壤沖蝕量大；再加上平原區充分開墾、不敷使用的發展現況，都會區向山地丘陵擴張與交通運輸路線穿越山坡地的趨勢不可避免。因此，邊坡災害的防治便成為一門重要之課題。

邊坡破壞之模式隨地質材料與構造的變化而異，數值圖表難以準確預測，因此本計畫將進行物理模型試驗，以地工離心機暨振動台提供高自由度之實作技術，模擬邊坡臨界破壞的行為。本年度的研究著重於邊坡受自重與地震力引致的破壞行為模擬，探討土壤剪力強度性質與邊坡幾何性質間的相關性，計算安全係數以量化現場坡體崩塌之難易。未來將進行降雨等自然營力的影響，以及版樁牆、土釘或披覆植生等人造設施抗滑之成效，觀察其破壞圓弧、張力裂縫、土壤含水量及剪力強度分布，以期有助於健全山坡地防災機制，達到省時、減工及安全的願景。

關鍵字：離心模型試驗、邊坡穩定、地震

Failure behavior of slope under gravity, seismic loading and rainfall

Abstract

Taiwan locates at a complex convergent boundary and earthquakes occur frequently leading to the loose of soil around mountain area. The loose soil would erode and scour by the ground water flow caused by the high density of rainfall because of the climate change in these 10 years. On the other hands, the increasing populations extends the residential area to the near slope land, and the transportation lines pass through the mountain area. Therefore, it is a national key issue for mitigating the disaster of landslide.

In this study, a series of centrifuge model tests was conducted to simulate the critical failure conditions of sandy slope with a thin gravel layer under different gravity or subjected to a seismic event. The relationships between the soil properties and slope geometries were investigated. The further studies will be performed to understand the failure behavior of a slop under different density of rainfall. The effects of different solutions by using sheep pile wall, soil nail and artificial vegetation would be studied in the near future. The results of this research would decrease the loss of lives and the damage of properties for slope engineering.

Keywords: Centrifuge modeling, slope stability, earthquake

目次

| | |
|----------------------------|------|
| 摘要 | I |
| Abstract | II |
| 目次 | III |
| 第一章 緒論 | 1-1 |
| 第一節 計畫考察 | 1-2 |
| 第二節 文獻回顧 | 1-5 |
| 第二章 試驗原理、設備與材料 | 2-1 |
| 第一節 試驗原理 | 2-1 |
| 第二節 模型相似率與尺度因子 | 2-4 |
| 第三節 試驗設備 | 2-7 |
| 第四節 試驗材料 | 2-8 |
| 第三章 邊坡試體配置 | 3-1 |
| 第四章 試驗結果與比較 | 4-1 |
| 第一節 重力引致之破壞行為模擬 | 4-1 |
| 第二節 地震力引致之破壞行為模擬 | 4-23 |
| 第三節 降雨引致之破壞行為模擬之先導試驗 | 4-29 |
| 第五章 小結與建議 | 5-1 |
| 參考文獻 | 參-1 |
| 附錄 | 附-1 |
| 附錄一 | 附-1 |

表次

| | |
|---|------|
| 表 2-1 振動台規格..... | 2-8 |
| 表 2-2 石英砂砂之基本物理性質 | 2-9 |
| 表 2-3 高嶺土之基本物理性質 | 2-9 |
| 表 2-4 直接剪力試驗結果..... | 2-11 |
| 表 3-1 各試驗組資料彙整..... | 3-5 |
| 表 4-1 安全係數評量..... | 4-20 |
| 表 4-2 臨界坡高 H_{cr} 、崩積土量 W 、下陷量之正規值 δ/h | 4-20 |
| 表 4-3 張力裂縫（原型尺寸） | 4-22 |
| 表 4-4 破壞土楔(原型尺寸) | 4-22 |
| 表 4-5 輸入振動資料..... | 4-23 |

圖次

| | |
|---|------|
| 圖 1-1 南投信義鄉落石(林務局全球資訊網，2016)..... | 1-1 |
| 圖 1-2 國道 3 號 3.1K 南下邊坡崩塌 (摘自 Google Map，2009)..... | 1-3 |
| 圖 1-3 草嶺大崩塌堰塞湖段 (摘自科博館，臺灣地貌)..... | 1-3 |
| 圖 1-4 信義鄉土石流 (摘自中央社)..... | 1-3 |
| 圖 2-1 不同模型內部對應點應力之比較 | 2-3 |
| 圖 2-2 離心模型試驗原理..... | 2-4 |
| 圖 2-3 樑式土工離心機..... | 2-7 |
| 圖 2-4 固壁式蜂巢試驗箱..... | 2-7 |
| 圖 2-5 變位器 | 2-8 |
| 圖 2-6 加速度感測器 | 2-8 |
| 圖 2-7 孔隙水壓計..... | 2-8 |
| 圖 2-8 石英砂砂之粒徑分佈曲線..... | 2-9 |
| 圖 2-9 高嶺土之粒徑分佈曲線 (紅色點資料) | 2-10 |
| 圖 2-10 夯實曲線..... | 2-10 |
| 圖 2-11 直剪盒 (含試體) | 2-10 |
| 圖 2-12 單位重 18.93 kN/m^3 時，不同含水量下之破壞包絡線..... | 2-11 |
| 圖 3-1 分層夯實試體..... | 3-1 |
| 圖 3-2 礫石層埋置 (俯視圖)..... | 3-2 |
| 圖 3-3 邊坡試體成形(側視圖)..... | 3-2 |
| 圖 3-4 義大利麵土壤位移計 | 3-2 |
| 圖 3-5 位移計貫入..... | 3-3 |
| 圖 3-6 水平礫石層 | 3-4 |
| 圖 3-7 正傾 15° 礫石層 | 3-4 |
| 圖 3-8 逆傾 15° 礫石層 | 3-4 |

| | |
|--|------|
| 圖 3-9 基盤振動加速度歷時..... | 3-5 |
| 圖 4-1 十字片剪試驗..... | 4-1 |
| 圖 4-2 Torvane Shear Test(2.5kg/cm ² /rev.)..... | 4-1 |
| 圖 4-3 M1 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖..... | 4-2 |
| 圖 4-4 M1 崩積量示意圖 (平均下陷量 $\delta=-13.5$ mm)..... | 4-3 |
| 圖 4-5 M1 剖面繪製 | 4-3 |
| 圖 4-6 M1 張力裂縫 | 4-4 |
| 圖 4-7 M1 試驗後含水量改變量等高線分布圖 | 4-5 |
| 圖 4-8 M2 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖..... | 4-6 |
| 圖 4-9 M2 崩積量示意圖 (平均下陷量 $\delta=-1.87$ mm)..... | 4-6 |
| 圖 4-10 M2 剖面繪製 | 4-7 |
| 圖 4-11 M2 張力裂縫及滑動剖面 | 4-8 |
| 圖 4-12 M2 試驗後含水量與剪力強度分布圖 | 4-8 |
| 圖 4-13 M3 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖 | 4-9 |
| 圖 4-14 M3 崩積量示意圖(平均下陷量 $\delta=-1.85$ mm)..... | 4-10 |
| 圖 4-15 M3 剖面繪製 | 4-10 |
| 圖 4-16 M3 張力裂縫..... | 4-12 |
| 圖 4-17 M3 試驗後含水量與剪力強度分布圖 | 4-13 |
| 圖 4-18 M4 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖 | 4-14 |
| 圖 4-19 M4 崩積量示意圖(平均下陷量 $\delta=-4$ mm)..... | 4-15 |
| 圖 4-20 M4 剖面繪製 | 4-15 |
| 圖 4-21 M4 張力裂縫..... | 4-17 |
| 圖 4-22 M4 試驗後含水量與剪力強度分布圖 | 4-18 |
| 圖 4-23 泰勒穩定數圖表..... | 4-19 |
| 圖 4-24 套疊分析..... | 4-19 |

| | |
|--|------|
| 圖 4-25 臨界坡高、崩積土量、下陷量正規值比較 | 4-21 |
| 圖 4-26 破壞圓弧..... | 4-22 |
| 圖 4-27 基盤振動加速度歷時 | 4-23 |
| 圖 4-28 二維掃描圖示..... | 4-24 |
| 圖 4-29 三維掃描 (破壞前)..... | 4-24 |
| 圖 4-30 三維掃描 (破壞後)..... | 4-24 |
| 圖 4-31 破壞前後比較..... | 4-25 |
| 圖 4-32 崩積量示意圖(平均下陷量 $\delta=-0.7\text{mm}$) | 4-25 |
| 圖 4-33 M5 試驗後含水量與剪力強度分布圖 | 4-26 |
| 圖 4-34 M5 試驗後張力裂縫..... | 4-27 |
| 圖 4-35 M5 試驗後剖面繪製 | 4-28 |
| 圖 4-36 氣壓值與降雨強度之關係圖 | 4-29 |
| 圖 4-37 試驗前後掃描平面疊合圖 | 4-30 |
| 圖 4-38 降雨引致邊坡沉陷與崩積量位置圖 | 4-30 |
| 圖 4-39 降雨試驗後剖面繪製 | 4-31 |
| 圖 4-40 試驗後邊坡掃描剖面 | 4-31 |
| 圖 4-41 試驗後邊坡滑動剖面圖 | 4-31 |
| 圖 4-42 未降雨前試驗過程..... | 4-32 |
| 圖 4-43 降雨模擬：試驗初期 | 4-33 |
| 圖 4-44 降雨模擬：試驗中期 | 4-33 |
| 圖 4-45 降雨模擬：試驗後期 | 4-33 |
| 圖 4-46 試驗後含水量與剪力強度分布圖 | 4-34 |

第一章 緒論

2016年8月15日，亦即南投林管處於日前所接獲，在信義鄉的「郡大林道4~21K沿線道路改善工程」通報，施工里程18K+200處發生巨石崩落意外，當場擊中附近混凝土預拌車輛車頭（如圖1-1），導致一名44年次之駕駛不幸罹難。經描述案發現場天候良好，該段邊坡多雜樹披覆無明顯裸露，仍滋生上部石塊掉落之情形，連帶一顆12立方公尺的巨石砸下，為憾事發生之主因，估計為近日山區午後陣雨引致之邊坡土石鬆動的結果。



圖 1-1 南投信義鄉落石(林務局全球資訊網，2016)

《水土保持技術規範第一百七十三條》提到『邊坡穩定係以水土保持處理，使邊坡不致發生崩塌、地滑、土石流等災害為目的』。臺灣地區多高山丘陵分佈，《山坡地保育利用條例》中劃定之坡地即佔據本島面積七成以上，約莫26%供人類開墾之平坦地段已不敷使用，凡向山坡地開發、修築之舉皆需經審慎考量。以上則說明了坡地複合型災害之發生愈趨頻繁，運用科技增進災害評估之精準度有其迫切之需要，正切合本計畫概括邊坡遭遇自然與人為因子，將邊坡遭遇內外營力之情境模擬作為研究問題，以求全盤了解山坡地的災變行為，進行災害防制評估之宗旨。

自工業革命以來，科學技術的發明與改良一直是人類社會經建發展的

主軸之一，土木工法或分析方式的革新也不例外，現今研究大力推廣『產學合作』，發展創新之思維、專利，轉化成具市場價值之產品或服務。爰此，期望以中央大學土木系獨有之地工離心機暨振動台設備，配合發展成熟之物理模型模擬技術，進行邊坡受重力、地震力引致的破壞行為模擬，驗證普遍使用之數值圖表，通盤掌握山坡地之破壞機制，達到省時、減工及安全的目標，上述是為本計畫之研究動機。

第一節 計畫考察

邊坡穩定之問題多著眼於『滑動』行為的探討，分為均質土坡的『圓弧』滑動，以及沿順向弱面之『平面』滑動，傳統土壤力學教科書一般先由無限邊坡的安全係數談起，再討論有限邊坡之分析方法。重力乃驅動正向應力及剪力阻抗，進而引致滑動最主要的因素，以民國 99 年國道 3 號 3.1K 南下邊坡的走山事件為例(見圖 1-2)，在未受重大外力的干擾下，約莫 1.42 公頃的三角形岩體向下崩滑了 60~70 公尺，造成南北六車道的全數阻塞，共計 3 車 4 人遭土石掩埋而罹難，肇因於該處長期破碎之地質條件：砂頁岩互層、豐富的垂直節理及風化嚴重的順向坡地，土楔自重長時間的影響超過了摩擦阻抗能夠平衡之容量而崩塌。

再回顧台灣島由歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊推擠形成，位於環太平洋火山地震帶，諸如表 1-1 之草嶺及九份二山崩塌事件，分別造成下坡段住戶 30~40 人不等的罹難失聯，此乃九二一大地震造成之大規模邊坡災變(見圖 1-3)。另外，複雜的地體構造、重大斷裂帶的通過等，皆為首都臺北被選為未來十年「全球災難最脆弱城市」的主因。臺北市大地工程處亦創全國之先，進行轄區內所有人工邊坡之安檢及建檔監測，並舉行安全城市研討會，足見受震邊坡的穩定性亦為大臺北地區自然災防的要點，臺灣邊坡受震穩定之主題面臨著嚴峻的挑戰，遂以此作為計畫主體之一。

台灣島位居亞熱帶氣候之緯度，每年平均約 3.5 個颱風來襲，加上冬/夏盛行東北/西南季風的吹拂，帶來的豐沛雨量是台灣水資源之主要來源，也是山坡地災害的誘因之一。表 1-1 所列之南投信義鄉，自民國 85 年賀伯颱風的侵襲起，便成為土石流警戒區，調閱水保局防災資訊網之記錄，歷年來屢遭桃芝、敏督利、譚美與莫拉克等颱風之侵擾(見圖 1-4)，目前劃設各項警報監測、居民撤離的標準作業，治理成效顯著。另隨著氣候變遷加劇，分析臺灣地區 1980 至 1999 年期間，極端降雨事件約 3 至 4 年發生一次，而至 2000 年後，極端降雨事件平均 1 年就發生一次，截至目前水保局已公開之土石流潛勢溪流約莫 1600 條，另計約 90 處潛在大規模崩塌區、近 80 個聚落極需進行相關因應作為，可見暴雨引致之邊坡坡壞行為亦具即刻探討之必要性。

表 1-1 各式邊坡災變案例整理

| 坡地類型 | 災變案例 |
|-----------------|---|
| 順向坡地 | 汐止林肯大郡(86年)、草嶺大崩塌(68年、88年)、九份二山(88年)、國道3號七堵段走山(99年) |
| 崩積土坡地 | 北市士林雙溪中央社區(72年)、中部梨山崩塌區(79年) |
| 紅土坡地 | 林口台地嘉寶村(71年) |
| 填方坡地 | 淡水米蘭山莊(83年)、北市頂好花園新城(69年)、三峽白雞山莊(84年) |
| 谷口沖積扇 (土石流區) | 花蓮銅門社區(79年)、南投信義鄉神木村、郡坑口、豐丘(85年) |



圖 1-2 國道 3 號 3.1K 南下邊坡崩塌 (摘自 Google Map, 2009)

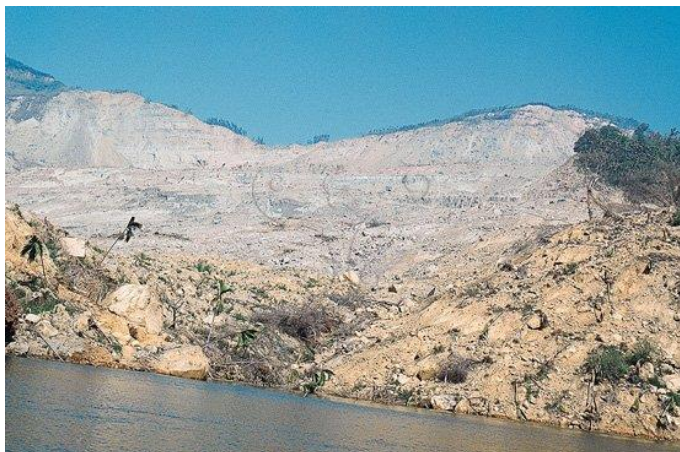


圖 1-3 草嶺大崩塌堰塞湖段 (摘自科博館, 臺灣地貌)



圖 1-4 信義鄉土石流 (摘自中央社)

第二節 文獻回顧

大地工程的設計者，往往須將繁雜的研究課題，利用縮尺度的物理模型進行分析或簡化的數值技巧模擬，再結合施工現場的觀摩量測以累積實務經驗，作為來日工程規畫之借鏡與教訓，甚或成為標準規範更新之守則。綜述以上研究方法之優缺，物理模型能夠還原現地之破壞機制(failure mechanism)，做經濟實用之評估，但與試驗原型的尺寸效應(scale effect)是其最大的罩門，無法完美滿足的相似律造成不同程度的誤差；而數值方法雖可迅速操作任意規模之模擬，然肇因於地工材料複雜多變的組成律(constitutive law)，長久以來歸納之圖表仍無法全盤掌握而易於失真；而藉由全尺寸的現地試驗或失敗案例進行檢討，則有工程浩大所費不貲的缺點，而土層往往是非均質(nonhomogeneous)且不具等向性的(anisotropic)，容易以偏概全導致「瞎子摸象」的狀況發生，是故安全合理的的地工設計，常需做到「三」管齊下，各類分析方法不可偏廢，特別針對邊坡穩定的問題更有其必要性。

曾煒傑(2015)以離心模型試驗模擬岩石順向坡地之滑動行為，並用來校正分離元素法的數值模型，分析模型在不同尺度下滑動及堆積型態，釐清規模效應及各坡面因素對順向坡穩定之影響。在確立不同尺度下之致崩主要影響因素包括：坡角、弱面傾角、弱面、摩擦角、弱面凝聚力及單位重等因素，採用分離元素法模擬，據以發展適用於不同尺度順向坡滑動之力學分析模式。

葉致呈(2014)為求取震後誘發崩塌之降雨門檻，以水文環境試驗箱進行離心模型試驗，並以數值軟體 ReSSA 進行簡易邊坡分析。然而，前人在邊坡方面的研究相當豐富，大陸清華大學發表之離心模型研究亦指出，砂性邊坡上部與坡面構成之區塊，亦即理論上的破壞土楔正是坐落於最可能滑動面上，此與數年來之數值研究結果相仿(于玉貞、李榮建與鄧麗軍，

2007)。

本研究總計畫目標希望藉由土工離心機暨震動台，瞭解自然或人為的各項因子對邊坡破壞的影響，作為健全山坡地防災之應變機制的基礎。105年工作計畫目標：(1)完成邊坡因重力引致破壞的行為模擬；(2)完成邊坡因地震力作用下的破壞行為模擬；106年工作計畫目標：(1)完成邊坡因降雨引致破壞的行為模擬；(2)完成邊坡在具有排樁牆與地錨等擋土設施時，受地震力作用下的動態行為模擬；107年工作計畫目標：(1)完成在不同穩定工法下邊坡穩定性模擬；(2)完成在不同穩定工法下因降雨引致的邊坡侵蝕模擬。

第二章 試驗原理、設備與材料

第一節 試驗原理

大地工程的設計者，通常將複雜的工程問題，利用簡化的數值模擬或物理模型來進行設計，並進行施工過程及完工以後之現場觀測，或調查及檢討現場失敗破壞案例，期望由目前簡化的模型所得到的模擬結果與現場直接觀測值進行比對，作為將來類似工程設計之借鏡或探討失敗所得到的教訓。如果沒有經過適宜之模擬，設計趨於保守，造成不經濟，但也有可能因忽略導致設計錯誤，而造成工程失敗或因地震引致的災害的案例。基本上數值及物理模擬乃是相輔相成不可偏廢。物理模擬可以觀察破壞的機制(failure mechanism)，也可檢核數值模擬的正確性，但有尺寸效應(scale effect)是其最大的缺點。數值方法或其他理論分析的模擬，雖然沒有尺寸效應，但由於地工材料的組成律(constitutive law)相當複雜，目前的知識尚無法全盤掌握，因此有其限制。而利用全尺寸的現場試驗來觀察或經由失敗案例來觀察，雖然沒有尺寸效應，也沒有簡化分析法所造成的問題。但是由於工程浩大，失敗破壞案例不多，也無法進行參數分析，而且土層複雜並無法全盤掌握。因此，全尺寸現場試驗、物理模型模擬與數值模型分析三種研究方法，必須相輔相成、互相檢核、印證及評估，才可以進行安全又合理的地工設計。每一種分析方法都各有其優缺點，所以利用上述三種方法，一齊研究工程問題是有其必要，不可偏廢，特別針對邊坡穩定的問題更有其必要性。

數值及物理模擬乃是相輔相成不可偏廢。物理模擬可檢核數值模擬(FEM 程式或其他類似之數值程式)可靠性及正確性，澄清大地工程結構物之破壞型態及變形情形。而數值模擬可進行不同參數及原型之模擬，沒有尺度效應，增加模擬之包容性及適用性。現場量測資料具有不易控制變因、無重複性、工期長、成本高及由於設計之安全因素考量，無法得到破壞或

臨界狀況之缺點。但卻是全尺度真實試驗，沒有數值及物理模型代表性不夠之缺點。利用相似模擬來研究物理現象以幫助解決理論與設計問題是工程上常用的原則；如水利工程中常用之水工模型，航空工程中常用之風洞試驗等。大地結構物模型若能同時模擬結構物周遭不同位置土壤元素之各自有效應力途徑，將對結構物之分析設計具有莫大助益。

重力是大地工程結構物最主要的受力變形、破壞因素，依據相似性條件，模型材料及模型內的應力狀態必須要與原型 (prototype) 相同的情況。這是大地結構模型特點，亦是作模型試驗的困難處。在地球重力場 $1g$ 下，如將原型按幾何相似縮小 n 倍，用原型材料製成的模型，其各點之自重應力會遠低於原型中相對應點的應力。土壤之應力應變關係、強度均與所處之應力大小有密切關係。因此普通 $1g$ 條件下之模型的相似性較差，無法正確的反映出原型所產生的現象。但是將此模型放置在 Ng 之重力場中，使模型材料加重 n 倍，則可以將模型中每點的自重應力提高到原型中相對應點之應力，其相似性提高，模型就可表現原型之受力行為。利用衝擊或離心機均可增加加速度力場，例如阿太堡液性限度試驗即是利用慣性力所進行的一種試驗。但是此種利用衝擊力得到慣性力之試驗方式甚難控制。另外離心力是一種穩定的人造重力場，所以離心機是提供人造重力場最方便且穩定可靠的裝置。

1869年法國人Phillips首先提出利用慣性力或離心力來模擬重力之觀念，並建議可利用離心力來進行當時所倡議興建之英法跨海大橋之物理模型試驗。當年工業不發達，無法製造負載大且轉速高之離心機，因此該構想沉寂多年。直至1932年蘇聯水力學院Pokrovsky首先利用離心機研究土石結構之邊坡穩定問題，並利用試驗結果進行土壩及堤防的設計，獲致良好的成果。但是直至1960年代後期，日本及英國才逐漸利用此種技術進行模型試驗，而後美國也逐漸發展大型地工離心模型試驗。

離心力是一種穩定且容易控制的人造重力場，而土工離心機 (Geotechnical centrifuge) 正是提供此人造重力場最方便且穩定可靠的裝置。圖 2-1 為原型、1g 模型與離心模型對應點應力之比較。圖 2-2 則為 1g 邊坡模型、離心邊坡模型與原型邊坡穩定係數之比較，由這兩個圖可以發現原型、1g 模型與離心模型對應點應力之異同以及離心邊坡模型與原型邊坡穩定係數相同的特點。所以使用與原型相同的材料來製作 1/N 的縮尺模型，然後在 N g 條件下進行試驗，可以使模型在與原型完全相同的應力條件、強度和勁度性質下進行試驗，也就能顯現出原型的力學行為。

離心模型試驗是用離心力來模擬重力，使大地工程結構模型的自重提高到原型的狀態。離心模型原理之正確性是基於下面兩個物理原理：(1) 根據近代相對論解釋牛頓的重力與慣性力是等效的，所以原型受地球的重力與模型在離心機上受離心慣性力，其物理效應是一致的。(2) 材料之力學性質主要與電子雲內之電磁力有關(重力或離心力與電磁力相比微不足道，一般之機械設計並未對處於高加速度之機械零件作特殊之考慮)，因此在離心力場內土壤之材料性質，亦不至於改變，而與 1g 時的材料性質完全相同。

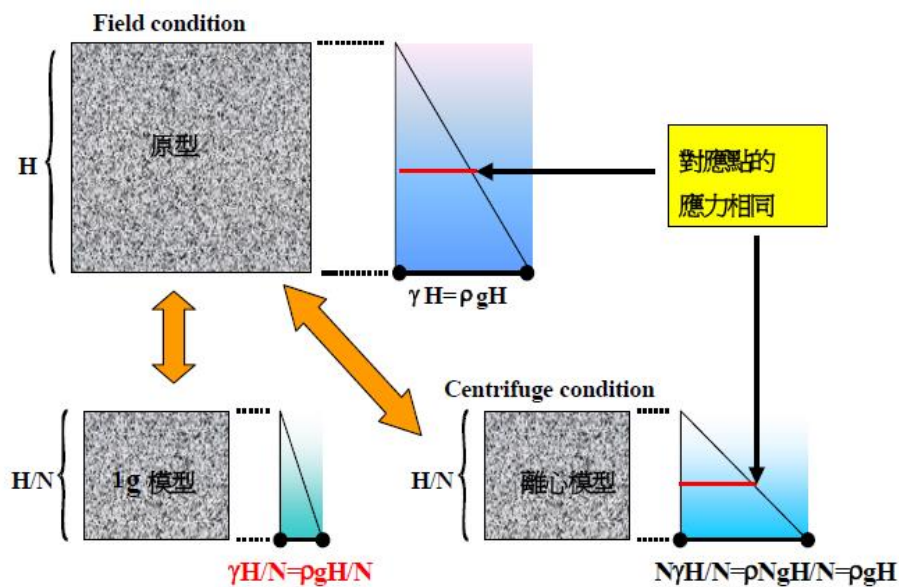


圖 2-1 不同模型內部對應點應力之比較

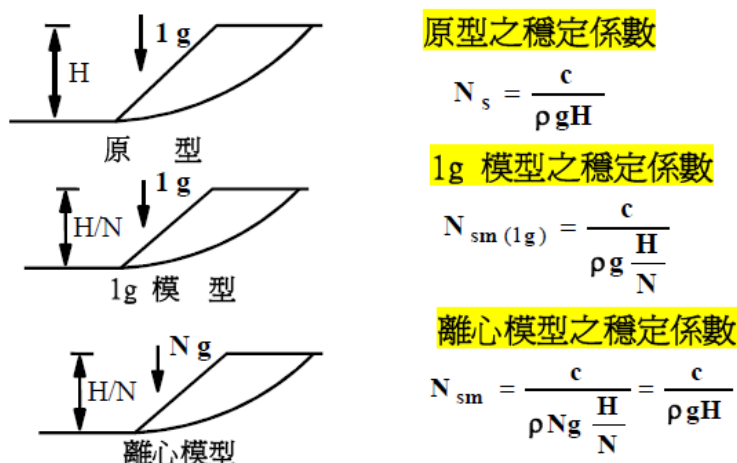


圖 2-2 離心模型試驗原理

第二節 模型相似率與尺度因子

離心模型試驗是利用縮小之模型來模擬原的物理行為，因此進行離心模型試驗前，必須根據所要探討的問題，決定適宜的尺度定律 (scaling law) 以呈現模型的反應與原型實體的反應的相似性。離心模型的尺度定律的推導，主要的目的在確保所希望呈現的原型行為如應力等能在模型中完整呈現，一般可利用控制方程式及因次分析去著手。

首先以一平面應力的問題來說明如何利用控制方程式推導相似律。將與原型幾何相似之 $1/N$ 倍，則原型與 $1/N$ 縮尺之離心模型，置於 Ng 之離心重力場，使其自重增加 N 倍，則原型與 $1/N$ 縮尺之離心模型在平面應力條件下及各自座標系統中之力平衡方程式分別如(2-1)式和(2-2)式所示：

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \quad (2-1-a)$$

$$\frac{\partial \tau_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \rho g = 0 \quad (2-1-b)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x'} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y'} = 0 \quad (2-2-a)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x'} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y'} - \rho Ng = 0 \quad (2-2-b)$$

其中 σ_x 、 σ_y 與 τ_{xy} 分別為正向應力與剪應力，由於模型為原型之 $1/N$ 縮尺，故 $x'=(1/N)x$ 、 $y'=(1/N)y$ ，將其代入式(2-2-a)與式(2-2-b)可得：

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial (x/N)} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial (y/N)} = 0 \quad (2-3-a)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial (x/N)} + \frac{\partial \sigma_x}{\partial (y/N)} - \rho Ng = 0 \quad (2-3-b)$$

比較式(2-1)與式(2-3)，若原型與 $1/N$ 縮尺之離心模型使用相同材料且邊界條件相同，在不考慮顆粒尺寸效應(size effect)及應變速率的情況下，離心模型所受之應力狀態與原型相符。則模型中每點所受應力與原型中相對應點所受的應力是相等的，因此在整個試驗過程中，離心模型中各點之應力路徑均與原型相似。

利用因次分析推導相似律係根據模型內部各點所受的應力與原型內各對應點所受之應力相等的觀點。假如一密度為 ρ 之離心模型受到之慣性加速度為重力加速度的 N 倍時，則在模型內某一深度 d_m 之垂直應力 σ_{vm} (以下標 m 代表模型)為：

$$\sigma_{vm} = \rho N g d_m \quad (2-4)$$

在原型實體內之對應深度 d_p 之垂直應力 σ_{vp} (以下標 p 代表原型)為：

$$\sigma_{vp} = \rho g d_p = \rho g (N d_m) \quad (2-5)$$

在應力條件相等的情況下， $\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$ ，則 $d_m = d_p/N$ ，因此線性尺度因素(Scale Factor)為 $1:N$ ；再者由於模型內的應力-應變行為應與原型之行為一致，故應變之尺度因數為 $1:1$ 。

由於離心模型使用和原型相同之材料進行模型試驗，故必須考慮顆粒尺寸與模型間之尺度效應。例如在進行淺基礎之離心模型試驗時，當基礎模型直徑與粒狀土壤顆粒直徑比值大於 200 以上，顆粒之尺寸效應則可忽略。但是不同尺寸之模型其顆粒尺寸效應不見得完全相同，因此利用離心模型之試驗結果來解釋原型之力學行為，最好能夠利用原型之觀測資料來

加以回饋分析。然而利用此法不實際且有時亦緩不濟急，而利用模型模擬（modeling of models）來檢核是一可行之方法。表 2-1 所列者為大地工程問題中，原型與模型間之各種物理量之離心模擬尺度因子(scaling factor)。

綜合以上討論可知，離心模型試驗具有下列的幾項優點，包括(1)可以減少模型的尺寸；(2)模型所承受的應力狀態與原型相同；(3)模型內各點之應力途徑與原型相符；(4)可作為數值模擬的驗證工具。由於模型內土壤的性質容易掌握，且其邊界條件較為簡單，可利用離心模型試驗所量測到的試驗結果，確認數值模擬的可靠性。

表 2-1 原型與離心模型主要物理量及相似性比較

| 物理量 | 原型 | $N g$ 離心力場之離心模型 |
|---------|----|-----------------|
| 重力加速度 | 1 | N |
| 長度 | 1 | $1/N$ |
| 面積 | 1 | $1/N^2$ |
| 體積 | 1 | $1/N^3$ |
| 重量 | 1 | $1/N^3$ |
| 力 | 1 | $1/N^2$ |
| 能量 | 1 | $1/N^3$ |
| 應力 | 1 | 1 |
| 應變 | 1 | 1 |
| 密度 | 1 | 1 |
| 時間-動態事件 | 1 | $1/N$ |
| 時間-流體動力 | 1 | $1/N^2$ |
| 時間-粘滯流 | 1 | 1 |
| 速度 | 1 | 1 |
| 加速度 | 1 | $1/N$ |
| 頻率 | 1 | N |

第三節 試驗設備

大地工程試驗的離心機主要分成兩大類：(1) 樑式離心機 (beam centrifuge)；(2) 鼓式離心機 (drum centrifuge)。中央大學地工離心機屬於樑式離心機，本體包括一個水平的旋轉臂，一個垂直的旋轉主軸，以及帶動旋轉軸的馬達系統及調節轉速及功率的齒輪箱。旋轉臂的一端是用來放置模型箱的掛台 (platform)，另一端有勾掛平衡重量的裝置，以減少軸承上由於旋轉臂不平衡而受扭轉及側向力的作用。離心機的容量 (capacity) 是用 g-ton 來表示，那就是離心機在最大轉速下所得的離心加速度 (N_g) 和在該轉速下所能承受的最大載荷之乘積。圖 2-3 是中大 100 g-ton 樑式地工離心機及新裝置的震動台，中大地工離心機是國內唯一的地工離心機，該離心機旋轉標稱半徑 3 m (從旋轉中心至掛台底)，可以將 1 ton 的試體飛行至 100 g，550 kg 的試體飛行至 200 g。本計畫使用固壁式蜂巢試驗箱 (rigid box，見圖 2-4)，以此安置邊坡試體試驗箱，試驗儀器尚包含各式感測器 (見圖 2-5 至圖 2-7)。搭載在離心機掛台之一維油壓伺服致動振動台規格如表 2-1。

因中央大學地工離心機為樑式離心機，試驗掛台以鉸接跟離心機主體相連，因此掛台在飛行時會向上擺起，台面會垂直離心力與地球重力場之合力方向，地震力則是輸入平行模型地表的剪力波，與實際之重力、地震力方向無異。



圖 2-3 樑式地工離心機

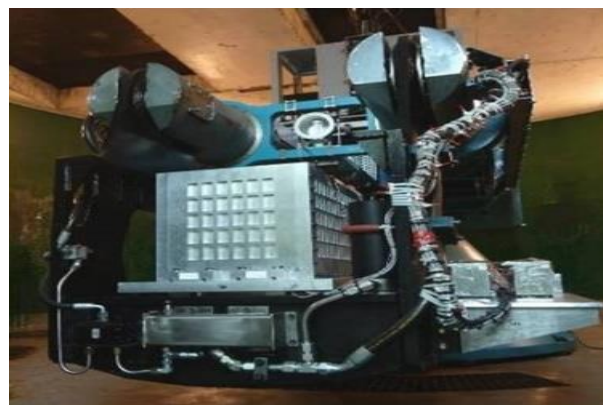


圖 2-4 固壁式蜂巢試驗箱



圖 2-5 變位器



圖 2-6 加速度感測器



圖 2-7 孔隙水壓計

表 2-1 振動台規格

| | |
|---------------------------------|--------------------------------------|
| Method | Servo-hydraulic single acting system |
| Shaking type | Periodic or random determined type |
| Shaking direction | one direction |
| Nominal shaking force | ±53.4kN |
| Max. shaking velocity | ±1m/s |
| Max. table displacement | ±6.4mm |
| Max. payload dimension | 1m×0.5m×0.5m (L×W×H) |
| Max. payload weight | 400kg |
| Nominal shaking frequency range | 0~250Hz |
| Max. centrifuge acceleration | 80g |

第四節 試驗材料

本年度計畫內容，主要探討邊坡的自重破壞與受震破壞行為，預計拌合 80% 的石英砂及 20% 的高嶺土，並使用標準夯實試驗取得之最佳含水量，製作 5 組坡面 70 度的邊坡試體。試驗土樣資料如下：

一、 石英砂砂(silica sand)

石英砂砂為角狀顆粒，土樣之基本物性詳列於表 2-2，平均粒徑 0.19 mm，最大與最小乾單位重分別為 16.3 kN/m³ 及 14.1 kN/m³。直接剪力試驗結果顯示，相對密度 40% 時之摩擦角約為 35 度，定水頭試驗結果顯示，滲透係數 6.4x 10⁻⁵ m/sec，根據圖 2-8 之篩分析粒徑分佈曲線，於統一土壤分類法中為不良級配砂 SP。

二、高嶺土 (kaolin)

產於美國之硬性白土，為具凝聚性之細粒土壤，故含水量對其力學性質影響甚鉅(吳仁傑，2007)。表 2-3 為高嶺土之基本物性試驗結果。圖 2-9 為高嶺土與中大紅土 (laterite) 之粒徑分佈比較，平均粒徑小於 0.075 mm (一律過 200 號篩)。

表 2-2 石英砂砂之基本物理性質

| 試驗土樣 | 石英砂砂 |
|--|------|
| 平均粒徑 D_{50} (mm) | 0.19 |
| 有效粒徑 D_{10} (mm) | 0.15 |
| 最大乾單位重 $\gamma_{d, \max}$ (kN/m ³) | 16.3 |
| 最小乾單位重 $\gamma_{d, \min}$ (kN/m ³) | 14.1 |
| 比重 G_s | 2.65 |
| 內摩擦角 ($D_r=40\%$) (度) | 35 |
| 統一土壤分類 | SP |

表 2-3 高嶺土之基本物理性質

| 試驗土樣 | 高嶺土 |
|----------------------------|-------|
| 最佳含水量 (OMC, %) | 28.20 |
| 乾土單位重 (g/cm ³) | 1.48 |
| 比重 G_s | 2.72 |
| 塑性限度 (PL, %) | 29.80 |
| 液性限度 (LL, %) | 53.40 |
| 塑性指數 (PI, %) | 23.60 |
| 統一土壤分類 | CH |

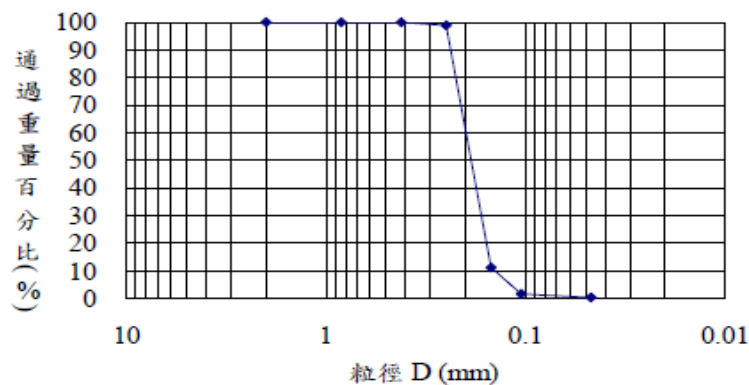


圖 2-8 石英砂砂之粒徑分佈曲線

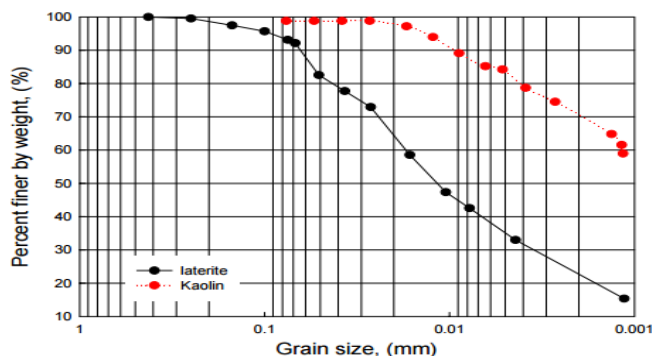


圖 2-9 高嶺土之粒徑分佈曲線 (紅色點資料)

三、 礫石 (gravel)

實驗採用之礫石，平均粒徑 2 mm (留於 16 號篩)，最大、最小乾單位重分別為 16.2 kN/m³ 及 14.0 kN/m³。

四、 混合土樣資料

離心模型試驗模型係以 80 % 的石英砂及 20 % 的高嶺土混和，混和後土樣進行比重瓶試驗、標準夯實試驗與直接剪力試驗，求取混和土樣之比重、最佳含水量以及剪力強度參數。由上述之基本物理性質試驗結果顯示，石英砂、高嶺土、礫石、混合土樣的比重分別為 2.65、2.72、2.60、2.59。混合粒料之夯實曲線如圖 2-10，最佳含水量約為 10%，對應之最大乾單位重 $\gamma_{d, \max} = 1.93 \text{ g/cm}^3 = 18.93 \text{ kN/m}^3$ 。將混和土樣在直剪盒中夯實至單位重 18.93 kN/m³，如圖 2-11 所示。在 8.6%、10.0% 及 15.0% 三種不同含水量情況下，直接剪力試驗結果如圖 2-12 及表 2-4 所示，最佳含水量時的凝聚力與摩擦角分別是 13.2 kPa 及 47.4 度。

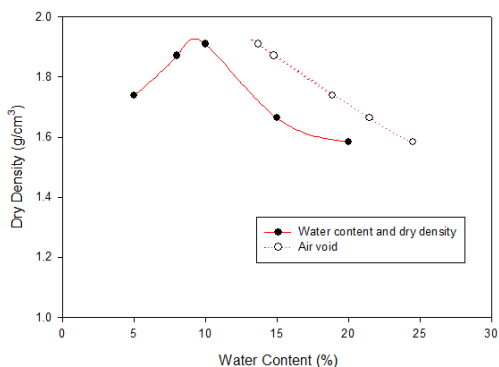


圖 2-10 夯實曲線

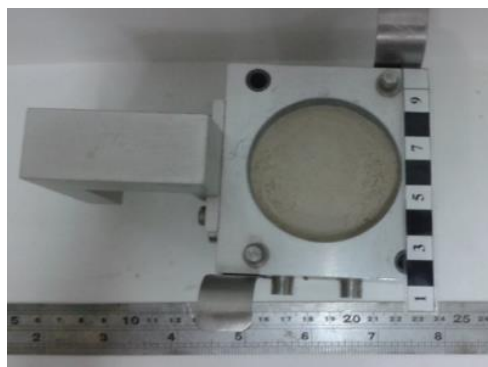


圖 2-11 直剪盒 (含試體)

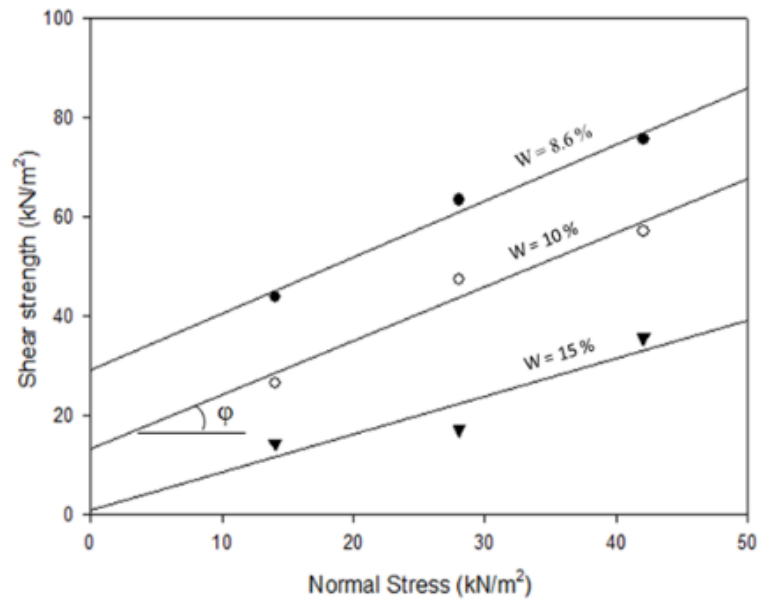
圖 2-12 單位重 18.93 kN/m^3 時，不同含水量下之破壞包絡線

表 2-4 直接剪力試驗結果

| 含水量(%) | 凝聚力(kPa) | 內摩擦角(度) |
|--------|----------|---------|
| 8.6 | 29.1 | 48.6 |
| 10.0 | 13.2 | 47.4 |
| 15.0 | 1.0 | 37.6 |

第三章 邊坡試體配置

以預定比例之石英砂與高嶺土加水拌合，分層填入試驗箱且均勻夯實(見圖 3-1 至圖 3-3)，過程中依配置於坡底/坡頂處理設兩顆加速度計，並置入預先加水凍結之固定單位重的礫石層，如遭遇傾斜層則以千斤頂與量角器旋轉試驗箱至預定角度，最後插入已標記之義大利麵條(間距 20mm)作為地中土體位移計(圖 3-4 至圖 3-5)。

接著將固壁式蜂巢試驗箱並秤重，並吊掛安裝至離心機掛台上，經歷繁瑣的綁線作業(含燈條、基盤加速度計等線路)，並安裝前視及側視的照相機，以紀錄增加重力場時邊坡變形的過程。最後以膠槌輕敲基盤檢驗加速度讀取頻道之正常與否，以及攝影機鏡頭之調整。

開啟各式電源與推轉離心機台，最後記載離心機台飛行之里程與試驗前感測器讀數。繞機期間隨著重力場的提升，紀錄 G 數、轉速、不平衡力並確認冷卻水的流通與否。

邊坡試體的製作、試驗前的安裝流程與繞機後的拆卸結果，均需拍攝大量相片以供日後分析之觀測依據；試驗前後各作一次試體斷層之掃描，每條推掃線間隔 40mm(共 4 條)；最後切割邊坡剖面觀察地中變位計之位置。

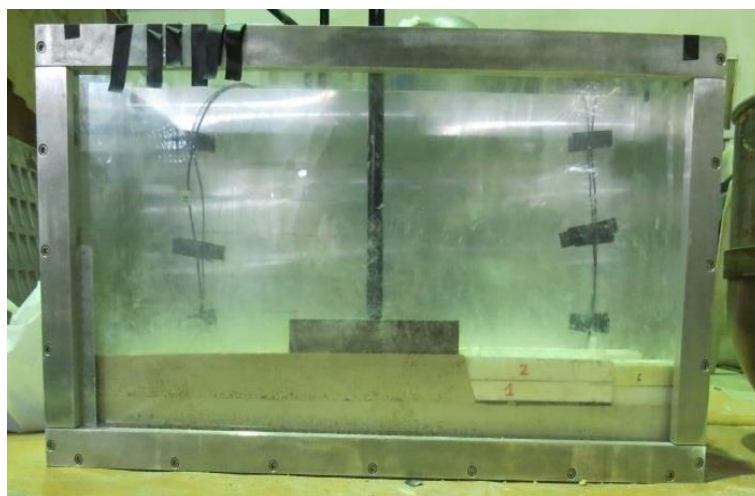


圖 3-1 分層夯實試體

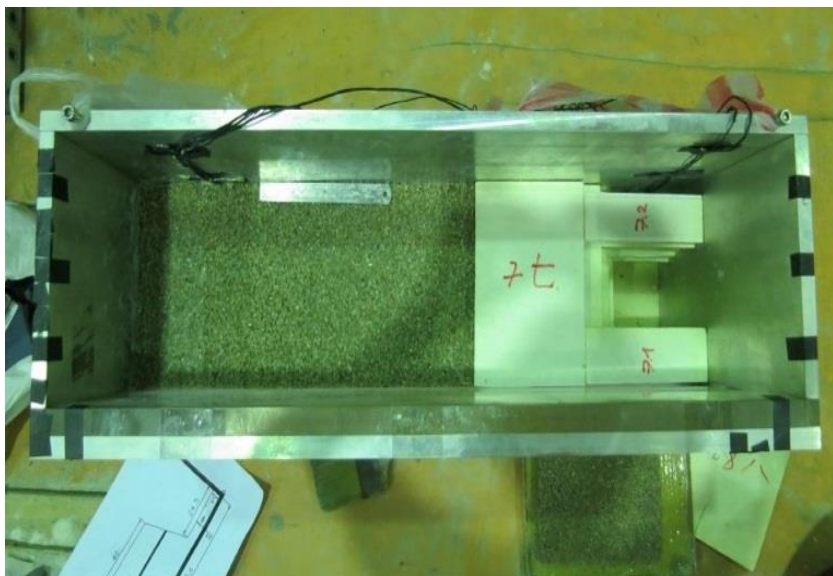


圖 3-2 礫石層埋置 (俯視圖)

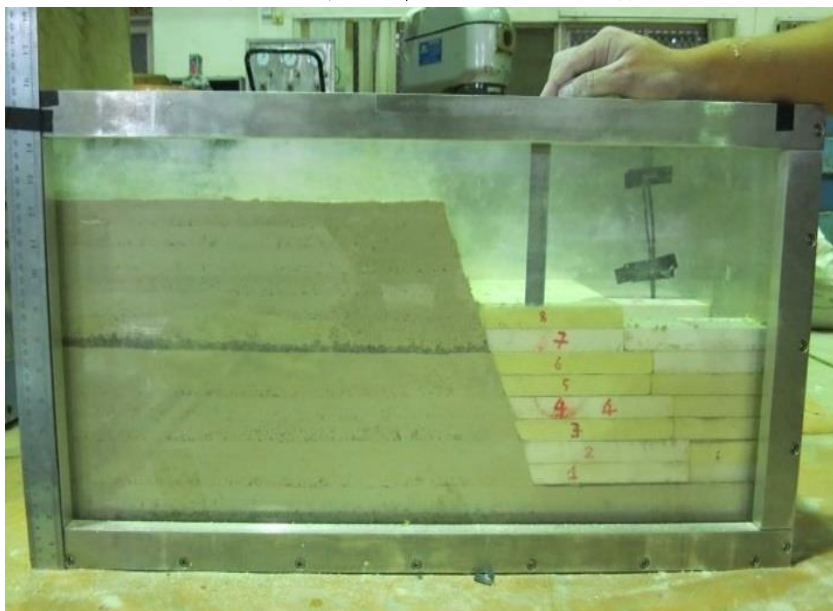


圖 3-3 邊坡試體成形(側視圖)

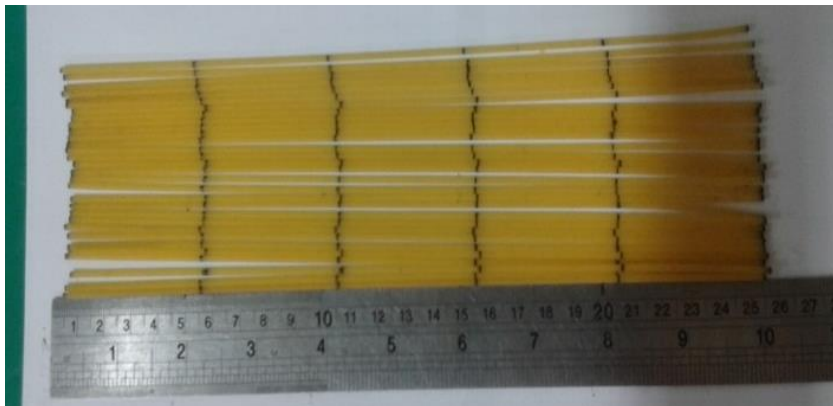


圖 3-4 義大利麵土壤位移計

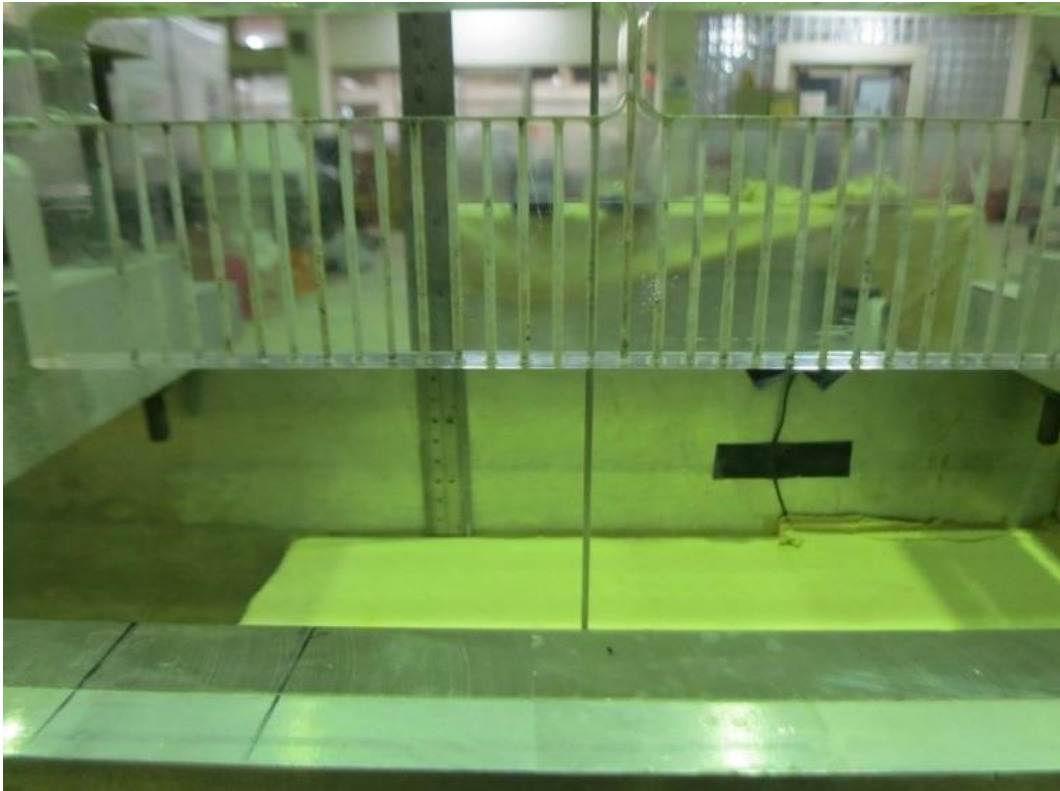


圖 3-5 位移計貫入

M1-M3 三組模型將分別置入厚約 1 公分，不同傾角、傾向之礫石層(如圖 3-6 至圖 3-8)，製作長 73.6 公分、寬 20 公分及 25 公分坡高、5 公分基礎土壤之邊坡試體，坡角則為 70 度，安裝在地工離心機上，逐步提升重力場，直至試體發生邊坡滑動，模擬邊坡因自重引致的破壞過程。再由試驗結果選擇最不保守之模型配置，待飛行至 30 g 且量測值穩定後，輸入振動事件進行動態實驗。各試驗組皆插入描繪刻度的義大利麵，作為土體位移之標記，並於邊坡頂部埋設感測器以取得加速度之歷時，最後利用雷射掃描器量測邊坡崩積量，並進行安全係數之分析。

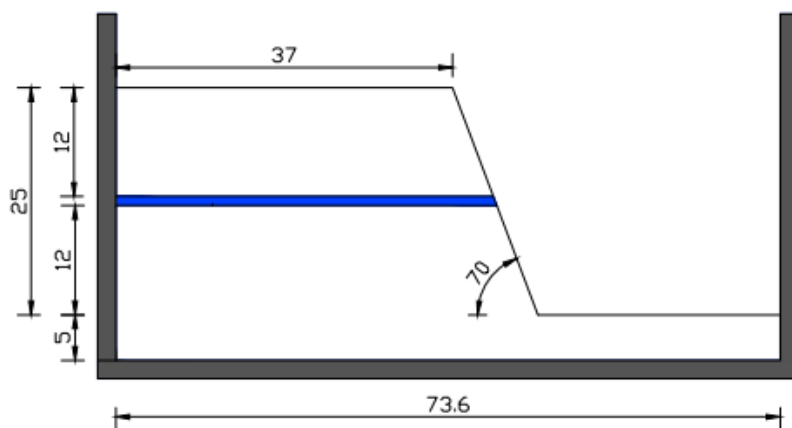


圖 3-6 水平礫石層

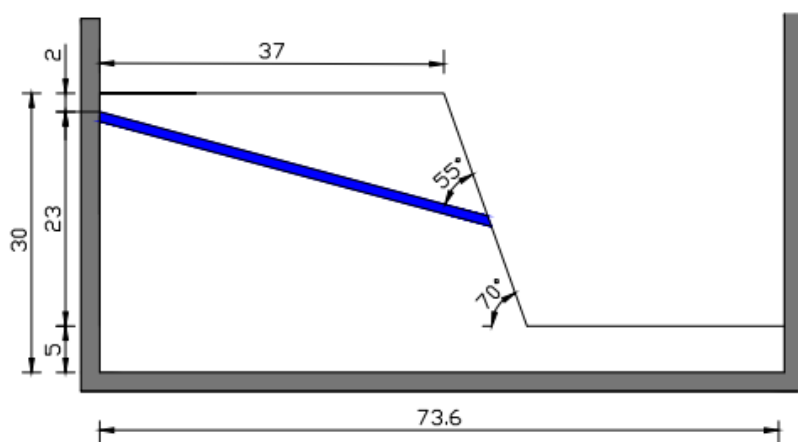


圖 3-7 正傾 15° 礫石層

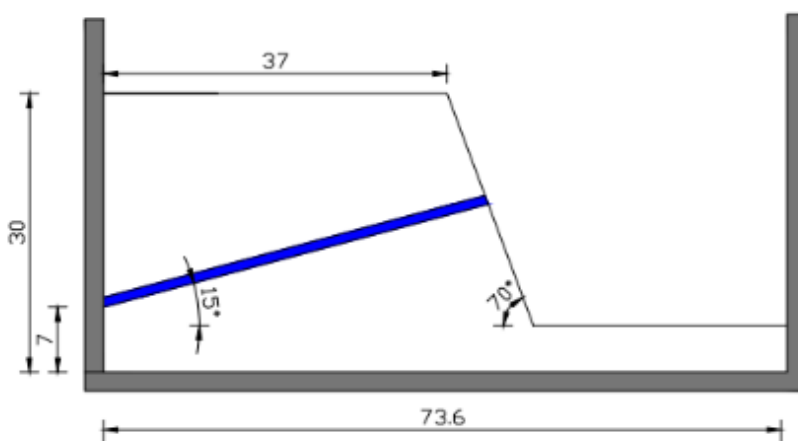


圖 3-8 逆傾 15° 礫石層

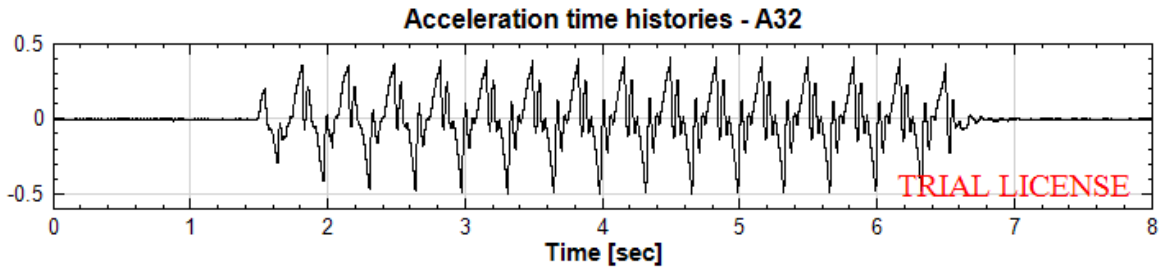


圖 3-9 基盤振動加速度歷時

表 3-1 各試驗組資料彙整

| 試驗 編號 | 礫石層相位 | 濕單位重 (kN/m^3) | 孔隙比 (e) | 含水量(%) | 模擬情境 |
|----------|------------------|-----------------------------|----------------|--------|--------------------|
| M1 | 水平放置 | 15.92 | 0.63 | 12 | 自重引致破壞 |
| M2 | 順向 15° 放置 | 17.19 | 0.51 | 10 | 自重引致破壞 |
| M3 | 逆向 15° 放置 | 17.19 | 0.51 | 10 | 自重引致破壞 |
| M4 | 水平放置 | 17.19 | 0.51 | 10 | 自重引致破壞 |
| M5 | 順向 15° 放置 | 17.19 | 0.51 | 10 | 30g 離心力場 基盤振動試驗 |

第四章 試驗結果與比較

第一節 重力引致之破壞行為模擬

離心模型試驗結束後，邊坡於逐漸增加的離心力場中，邊坡內部的孔隙水會發生移動，隨著薄礫石層的位置不同，可能會產生孔隙水分布不均之現象，進而影響邊坡內部土壤強度的不同。為了瞭解不同薄礫石層位置造成的影響，試驗後沿著邊坡的水平與垂直方向分別以 10 cm 與 5 cm 的間隔（如圖 4-1），利用袖珍型十字片剪（圖 4-2）進行剪力強度的初判，同時並取樣進行含水量測試，後面章節將以試驗後含水量扣除試驗前含水量進行表示，正值表示含水量增加，負值表示含水量下降。



圖 4-1 十字片剪試驗



圖 4-2 Torvane Shear Test(2.5kg/cm²/rev.)

一、M1 試驗結果

圖 4-3 顯示試驗前後邊坡的掃描剖面，並藉以計算崩塌量與堆積量。圖 4-4 則為試驗後剖面高程扣除試驗前剖面高程的高程變化圖，負值處為崩塌區，正值處為堆積區，並可觀察到垂直位移最大以及堆積最厚的位置。藉由試體剖面開挖與描繪，地中位移計的斷點可以顯示破壞面的位置（如圖 4-5）。試驗後，亦可以於邊坡頂部觀察張力裂縫發生的位置與其深度（如圖 4-6）。圖 4-7 含水量改變量等高線圖分布顯示，增加離心力場過程中，孔隙水向下移動，靠近邊坡水分較少。

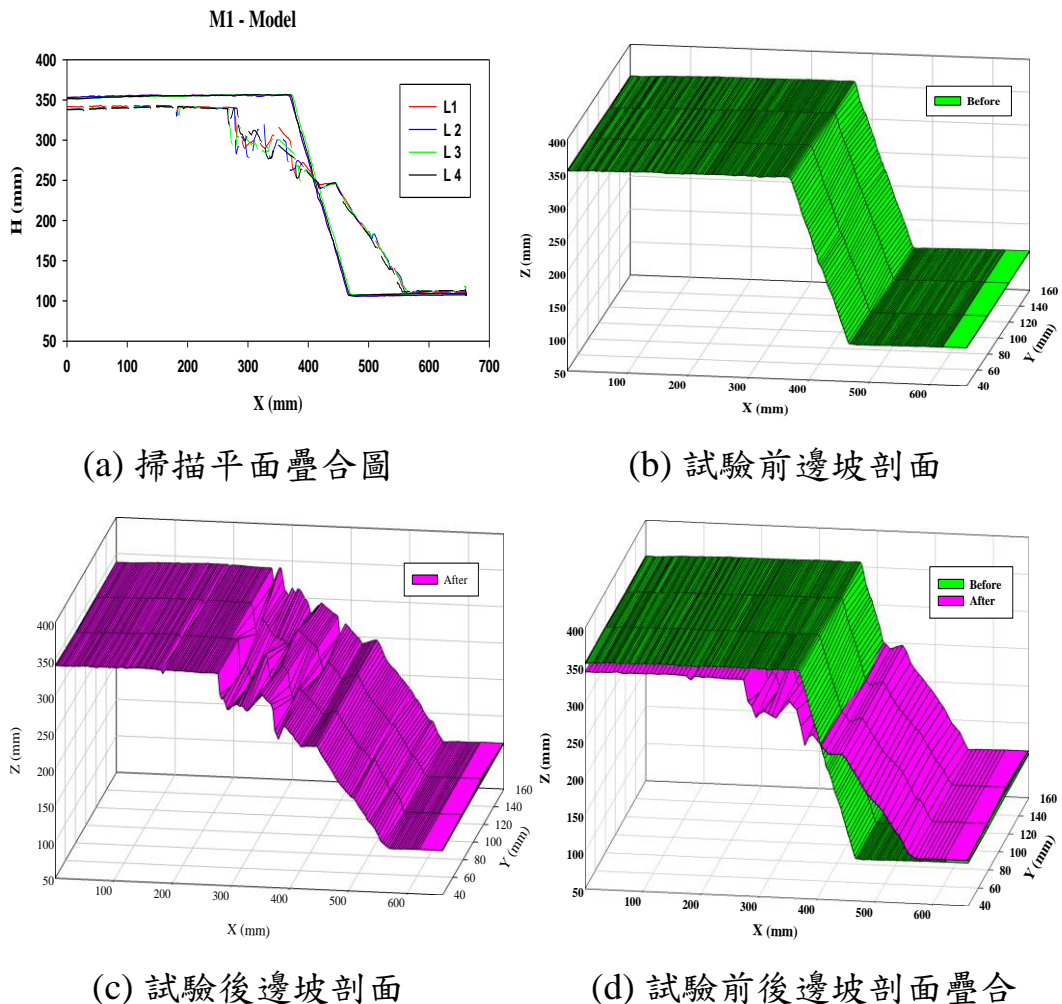


圖 4-3 M1 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖

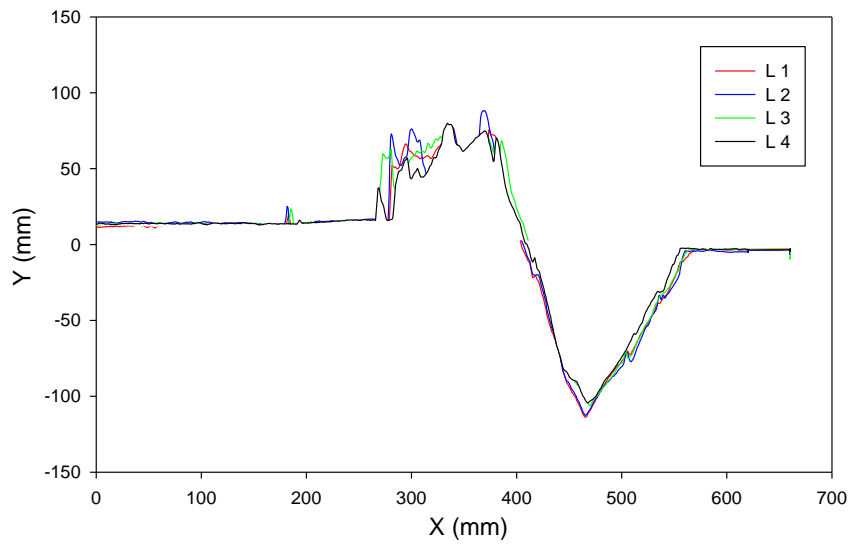


圖 4-4 M1 崩積量示意圖 (平均下陷量 $\delta = -13.5$ mm)

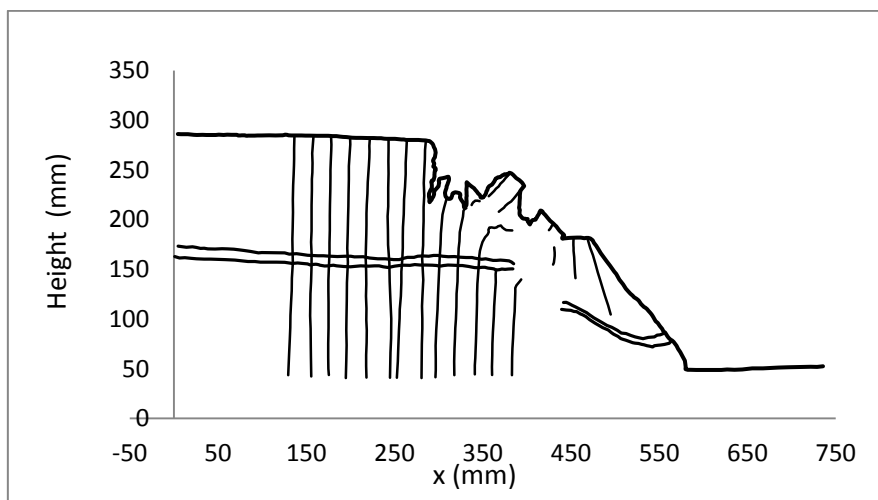
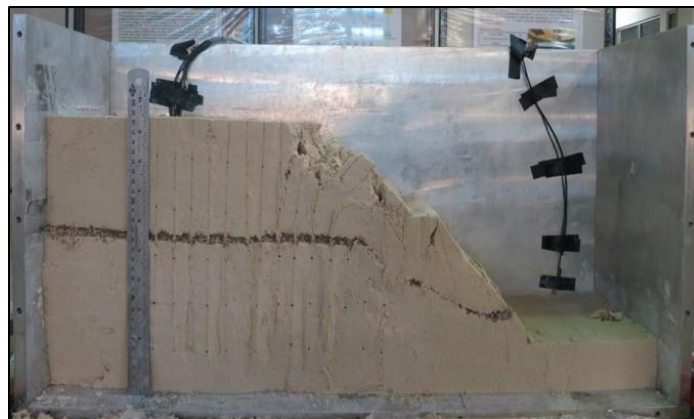
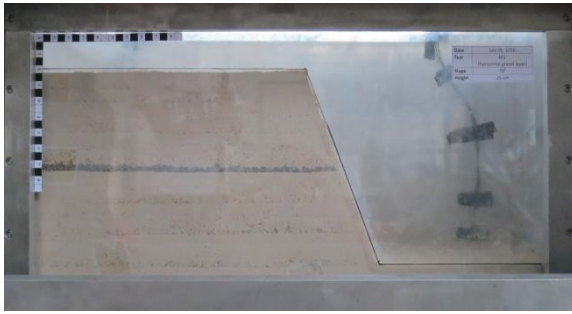


圖 4-5 M1 剖面繪製



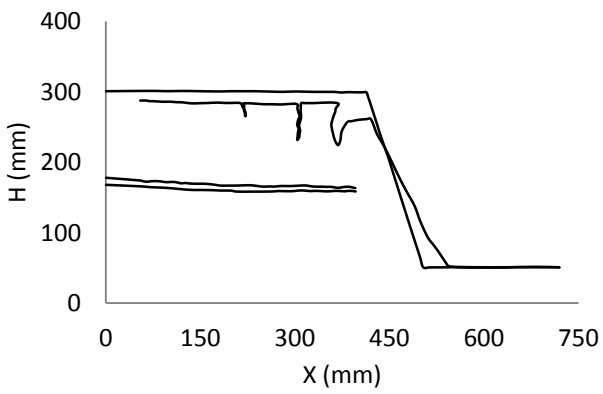
(a) M1 張力裂縫俯視圖



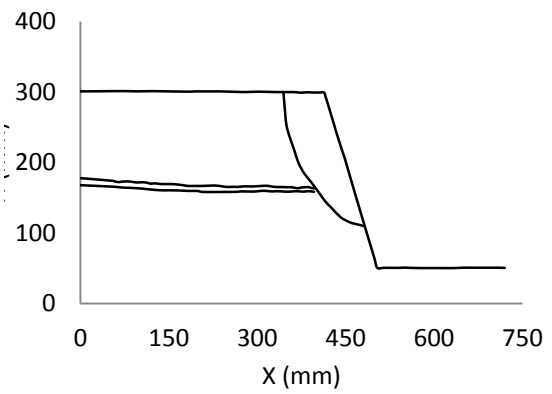
(b) 試驗前



(c) 試驗後



(d) 試驗後邊坡剖面



(e) 試驗後邊坡滑動剖面

圖 4-6 M1 張力裂縫

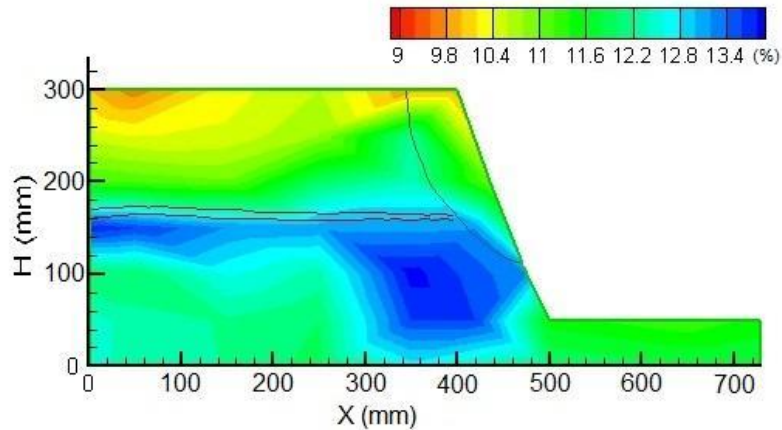
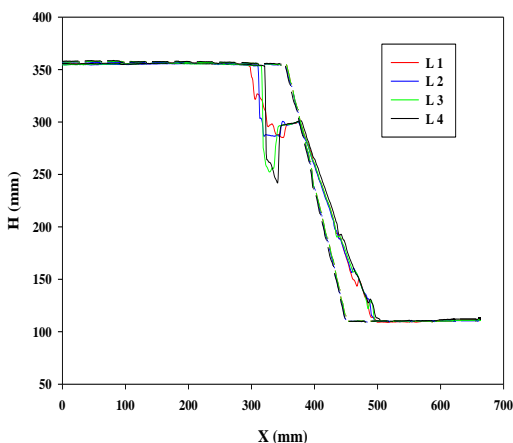


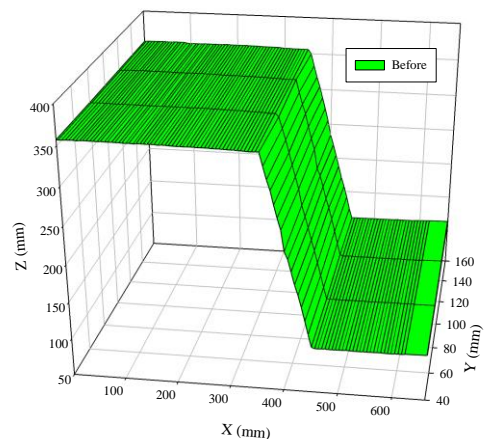
圖 4-7 M1 試驗後含水量改變量等高線分布圖

二、M2 試驗結果

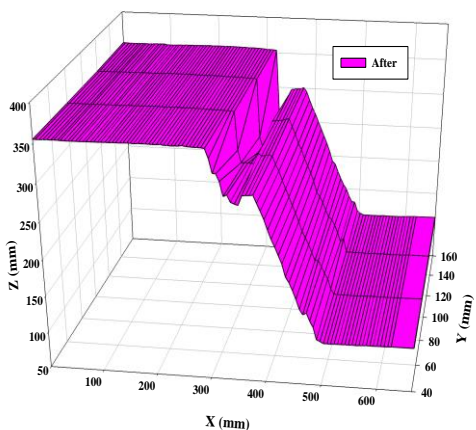
圖 4-8 顯示試驗前後邊坡的掃描剖面，並藉以計算崩塌量與堆積量。圖 4-9 則為試驗後剖面高程扣除試驗前剖面高程的高程變化圖，負值處為崩塌區，正值處為堆積區，並可觀察到垂直位移最大處接近坡址，屬於淺層破壞。藉由試體剖面開挖與描繪，地中位移計的斷點可以顯示破壞面的位置（如圖 4-10）。試驗後，亦可以於邊坡頂部觀察張力裂縫發生的位置與其深度（如圖 4-11）。圖 4-12 含水量改變量等高線圖與不排水剪力強度等高線圖的分布，兩者明顯成負相關性。



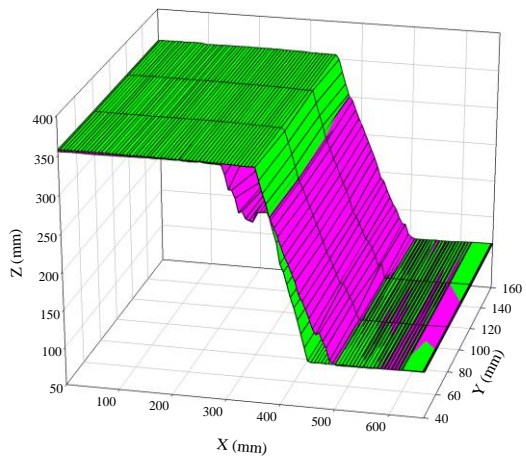
(a) 掃描平面疊合圖



(b) 試驗前邊坡剖面



(c) 試驗後邊坡剖面



(d) 試驗前後邊坡剖面疊合

圖 4-8 M2 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖

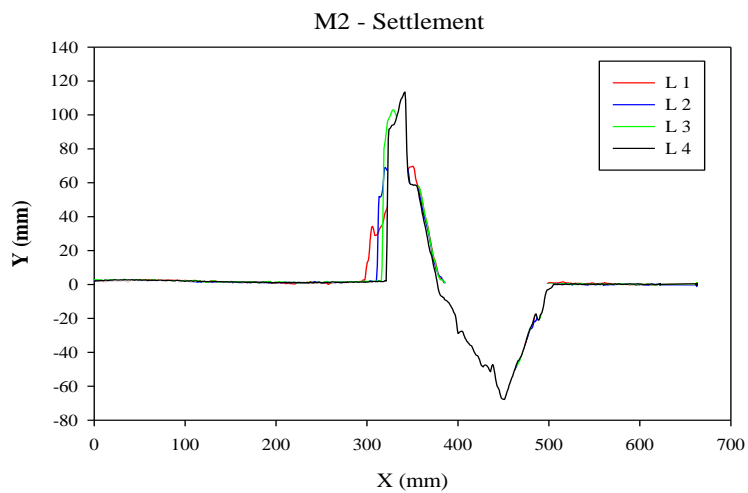


圖 4-9 M2 崩積量示意圖 (平均下陷量 $\delta = -1.87$ mm)

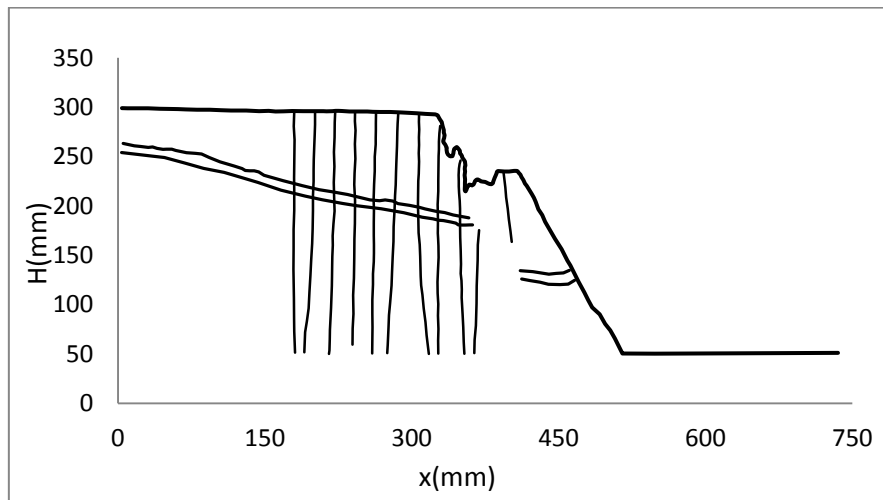
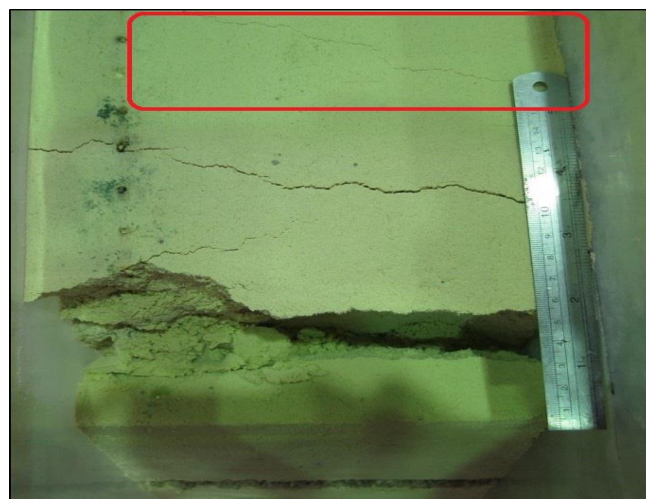


圖 4-10 M2 剖面繪製



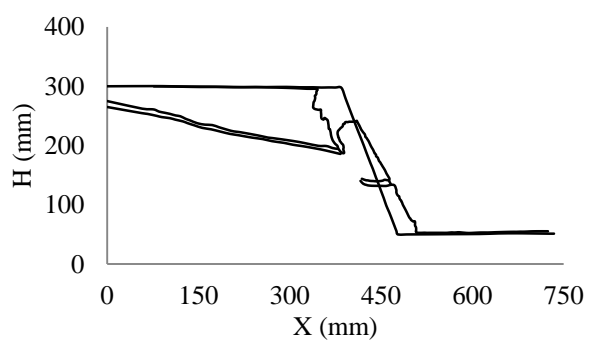
(a) M2 張力裂縫俯視圖



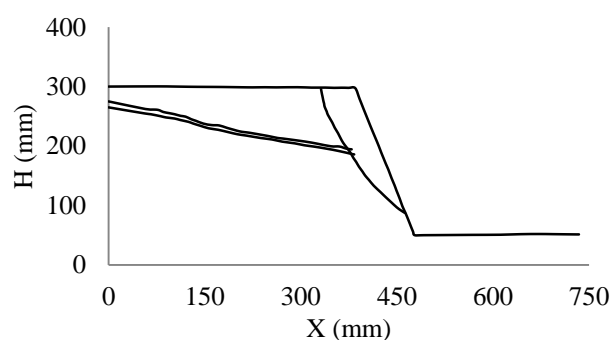
(b) 試驗前邊坡剖面



(c) 試驗後邊坡剖面

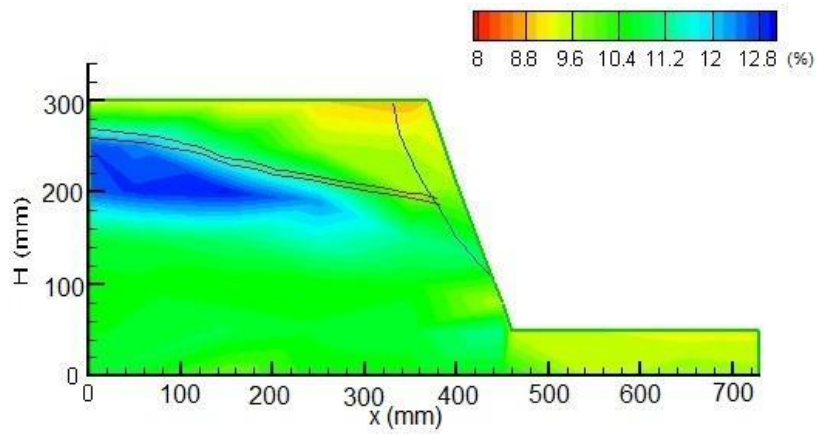


(d) 試驗後邊坡掃描剖面

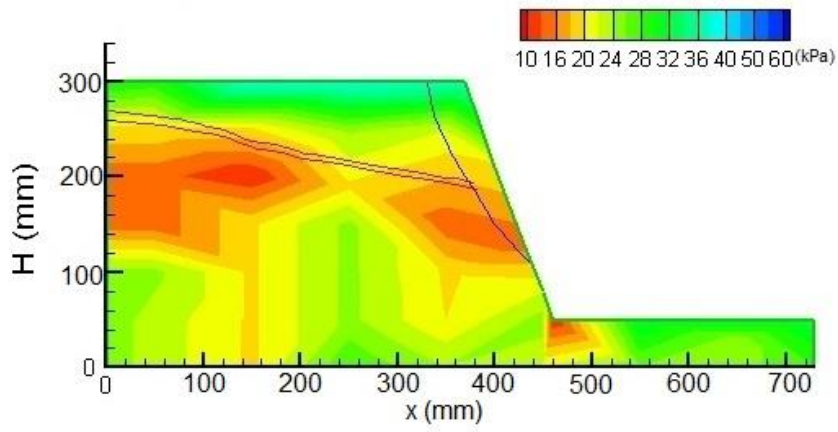


(e) 試驗後邊坡滑動剖面

圖 4-11 M2 張力裂縫及滑動剖面



(a) 含水量變化量等高線圖



(b) 不排水剪力強度分布等高線圖

圖 4-12 M2 試驗後含水量與剪力強度分布圖

三、M3 試驗結果

圖 4-13 顯示試驗前後邊坡的掃描剖面，並藉以計算崩塌量與堆積量。圖 4-14 則為試驗後剖面高程扣除試驗前剖面高程的高程變化圖，負值處為崩塌區，正值處為堆積區，並可觀察到垂直位移最大亦靠近坡址，亦為淺層破壞。藉由試體剖面開挖與描繪，地中位移計的斷點可以顯示破壞面的位置（如圖 4-15）。試驗後，亦可以於邊坡頂部觀察張力裂縫發生的位置與其深度（如圖 4-16）。圖 4-17 含水量改變量等高線圖與不排水剪力強度等高線圖的分布，兩者明顯成負相關。

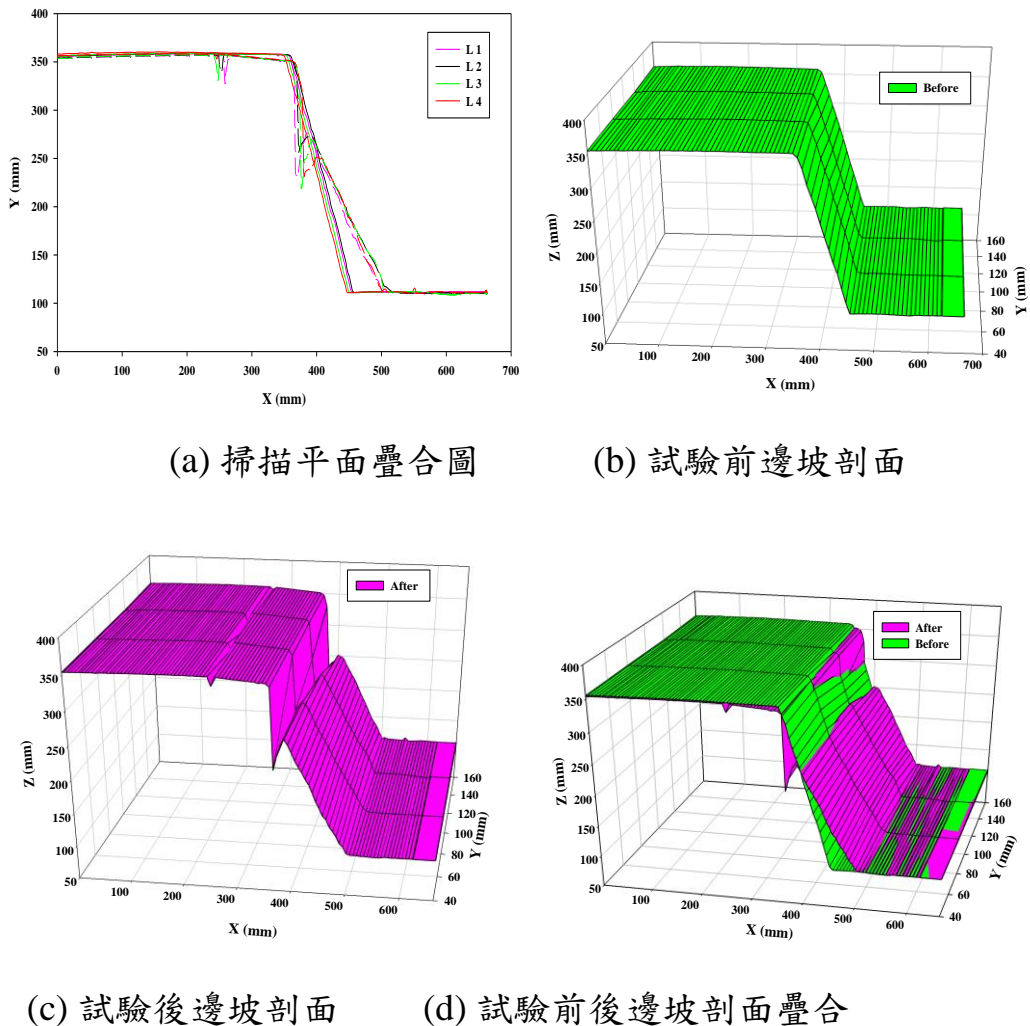


圖 4-13 M3 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖

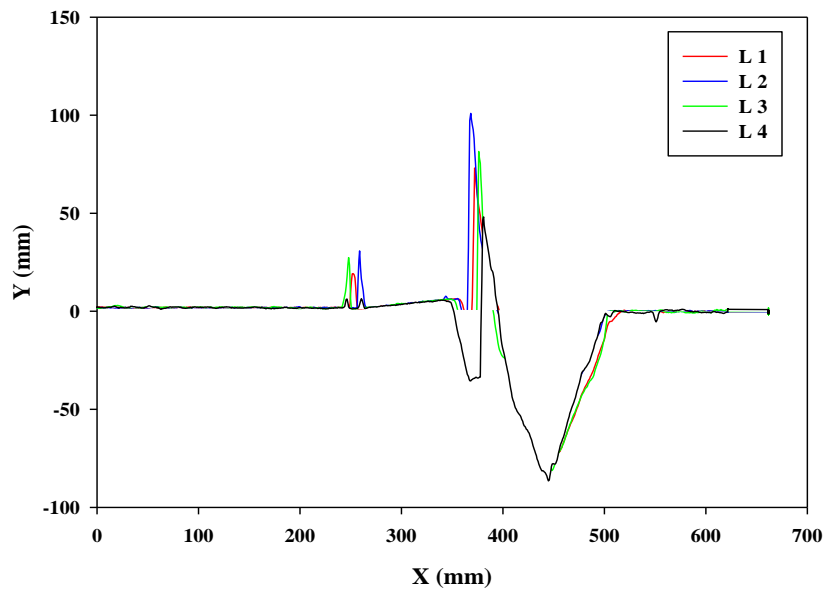


圖 4-14 M3 崩積量示意圖(平均下陷量 $\delta=-1.85\text{mm}$)

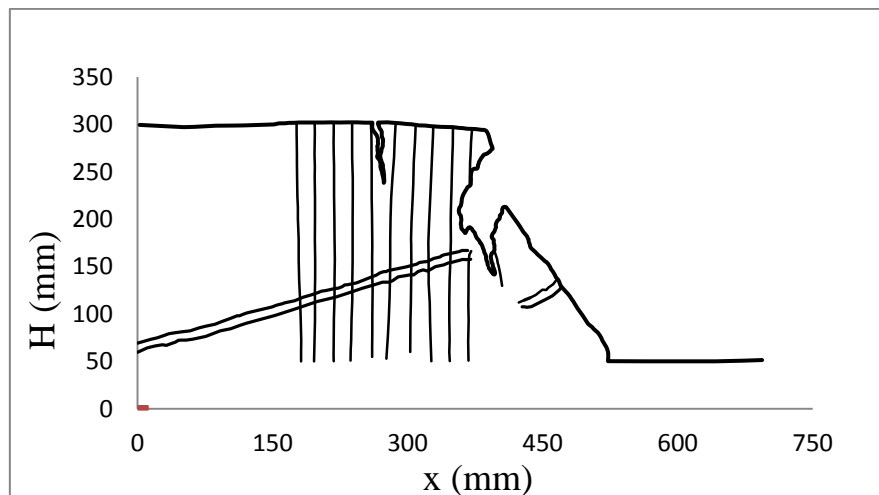
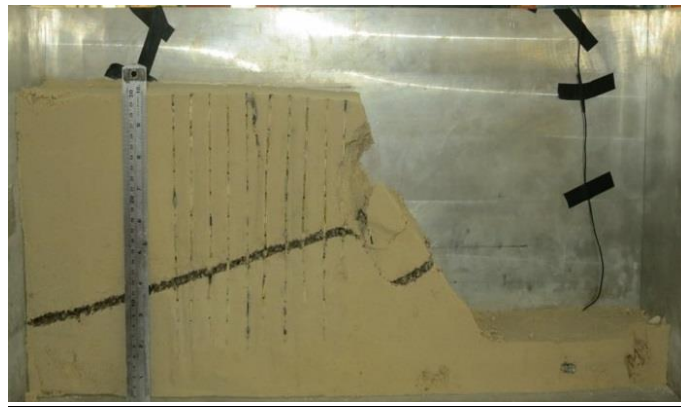


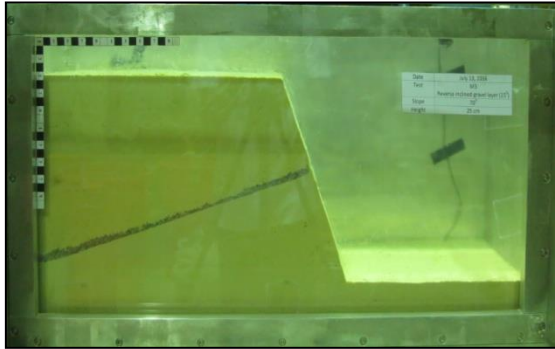
圖 4-15 M3 剖面繪製



(a) M3 張力裂縫俯視圖



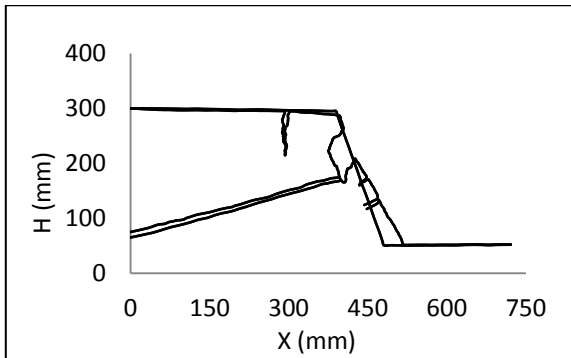
(b) M3 張力裂縫側視圖



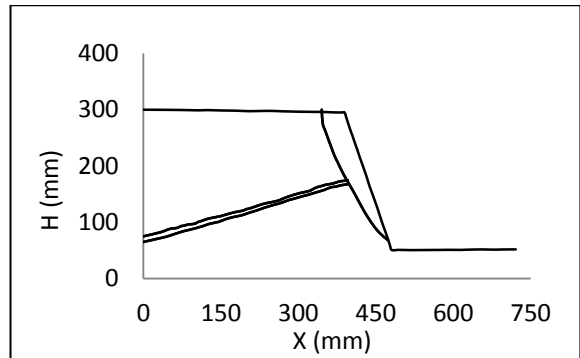
(c) 試驗前邊坡剖面



(d) 試驗後邊坡剖面

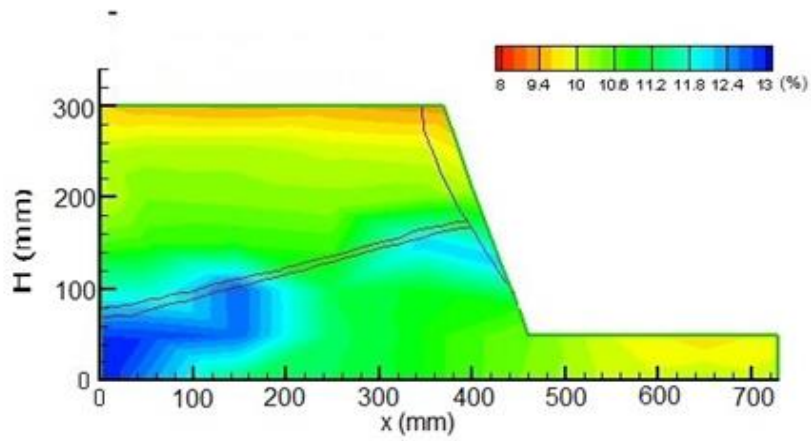


(e) 試驗後邊坡掃描剖面

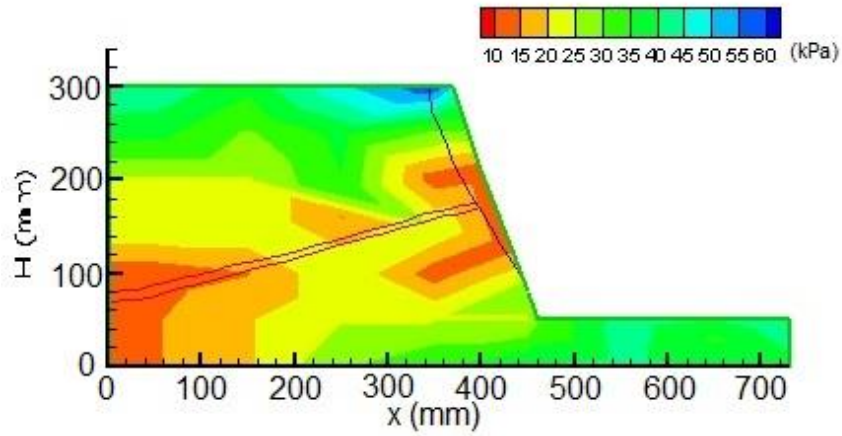


(f) 試驗後邊坡滑動剖面

圖 4-16 M3 張力裂縫



(a) 含水量變化量等高線圖

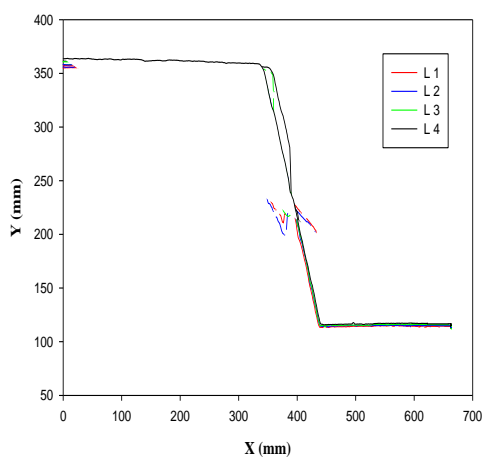


(b) 不排水剪力強度分布等高線圖

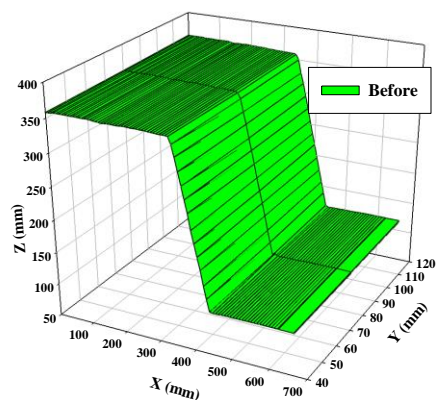
圖 4-17 M3 試驗後含水量與剪力強度分布圖

四、M4 試驗結果

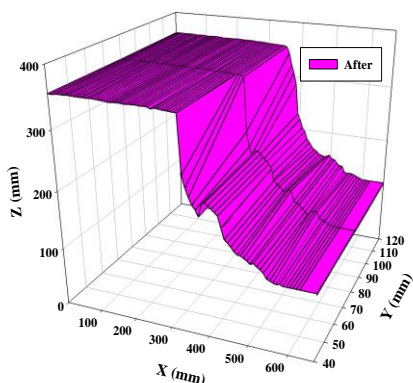
圖 4-13 顯示試驗前後邊坡的掃描剖面，並藉以計算崩塌量與堆積量。圖 4-14 則為試驗後剖面高程扣除試驗前剖面高程的高程變化圖，負值處為崩塌區，正值處為堆積區，並可觀察到垂直位移最大亦靠近坡址，亦為淺層破壞。藉由試體剖面開挖與描繪，地中位移計的斷點可以顯示破壞面的位置（如圖 4-15）。試驗後，亦可以於邊坡頂部觀察張力裂縫發生的位置與其深度（如圖 4-16）。圖 4-17 含水量改變量等高線圖與不排水剪力強度等高線圖的分布，兩者明顯成負相關。



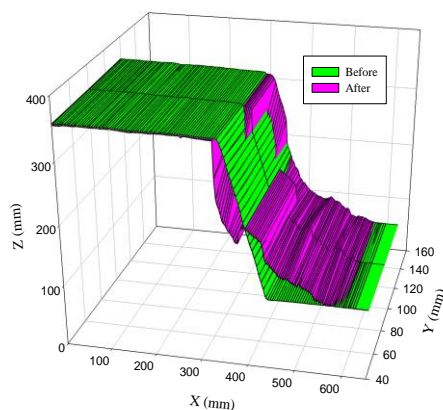
(a) 掃描平面疊合圖



(b) 試驗前邊坡剖面



(c) 試驗後邊坡剖面



(d) 試驗前後邊坡剖面疊合

圖 4-18 M4 掃描平面疊合圖、試驗前後掃描立體圖與疊合圖

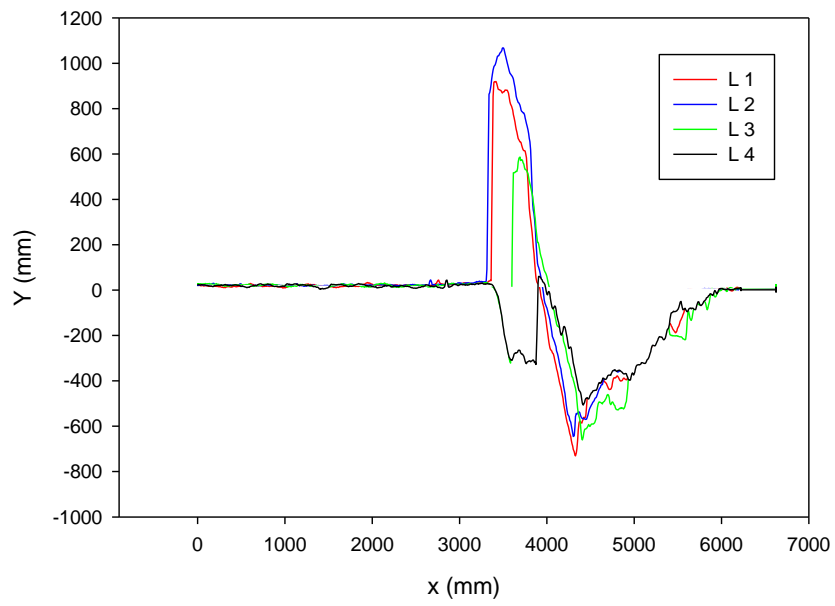


圖 4-19 M4 崩積量示意圖(平均下陷量 $\delta=-4$ mm)

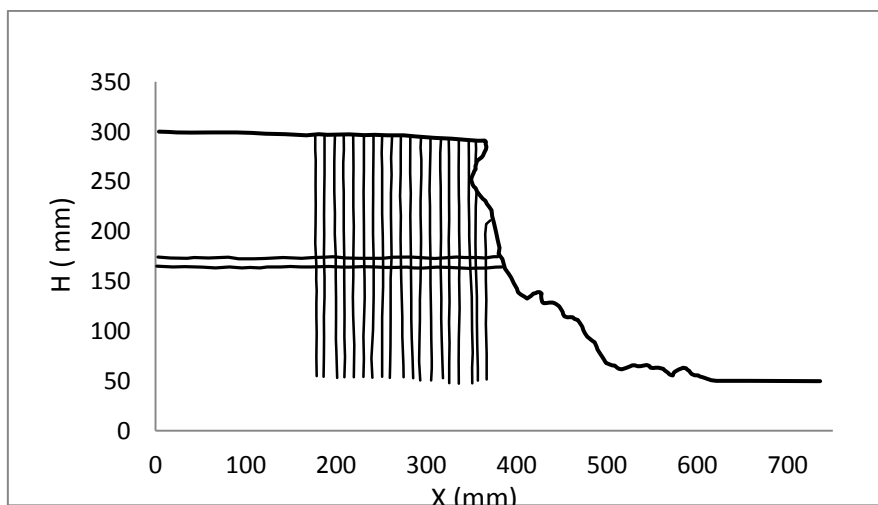
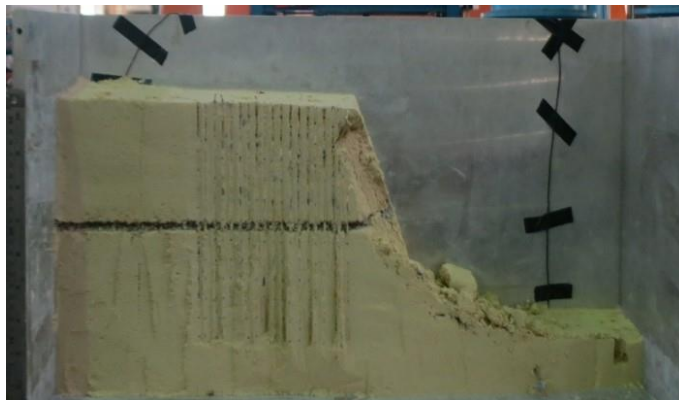
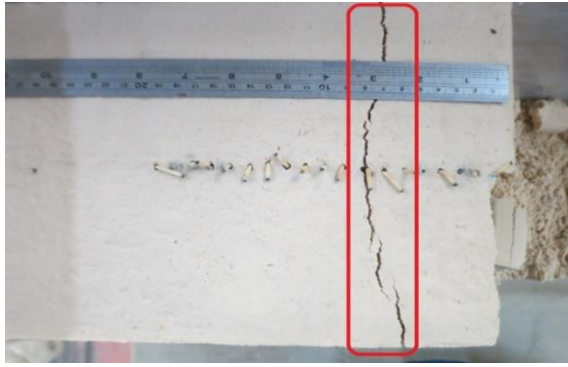


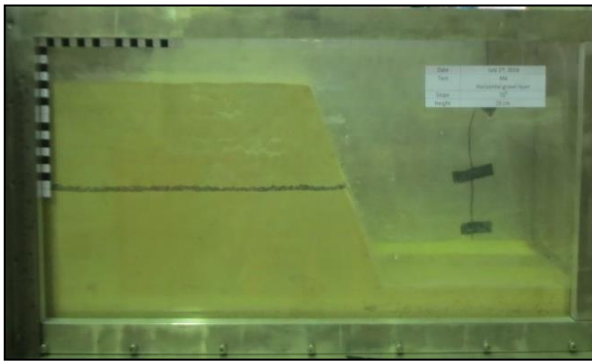
圖 4-20 M4 剖面繪製



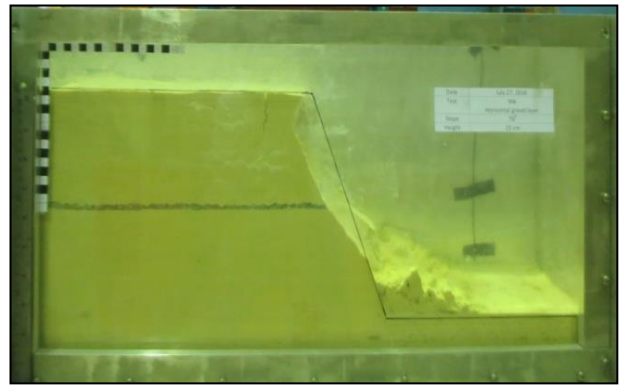
(a) M4 張力裂縫俯視圖



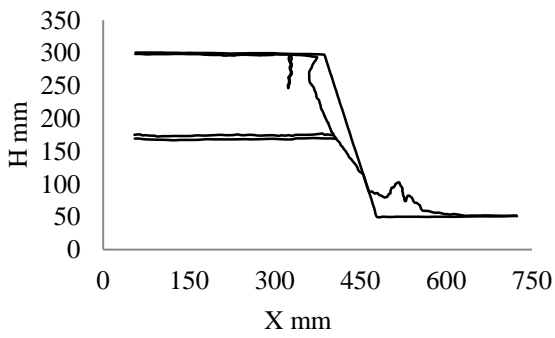
(b) M4 張力裂縫側視圖



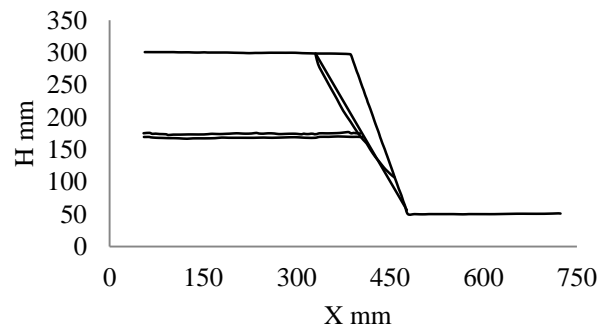
(c) 試驗前邊坡剖面



(d) 試驗後邊坡剖面

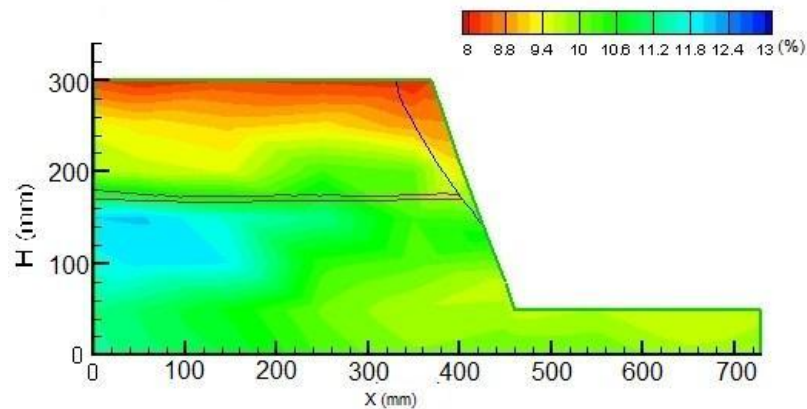


(e) 試驗後邊坡掃描剖面

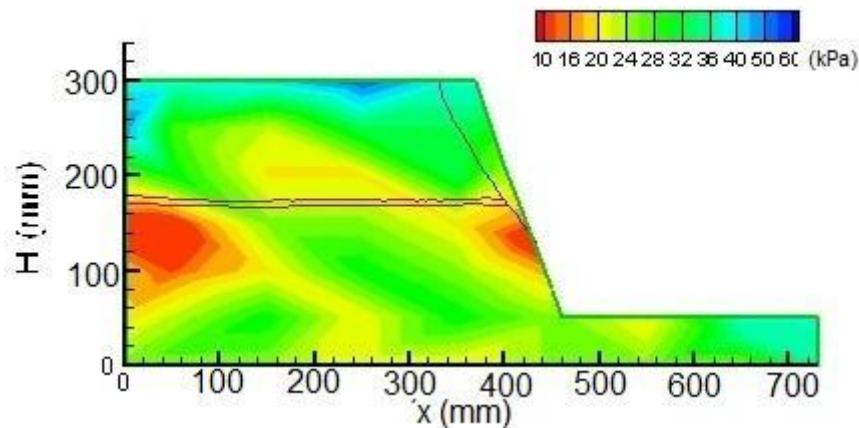


(f) 試驗後邊坡滑動剖面

圖 4-21 M4 張力裂縫



(a) 含水量變化量等高線圖



(b) 不排水剪力強度分布等高線圖

圖 4-22 M4 試驗後含水量與剪力強度分布圖

五、試驗結果比較分析

過去諸如 Terzaghi、Culmann 以及 Taylor 等皆提出邊坡極限平衡分析之數值圖表，而今藉由物理模型試驗的目的，希望能突破這些理論計算的限制。首先針對本計畫兼具 c' 、 ϕ' 且不飽和的不均勻土層邊坡，採用相容性較高的泰勒穩定數圖表（圖 4-22），進行摩擦圓法之運算，考量凝聚力與摩擦阻抗等剪力強度完全發揮的極限狀態，預估試驗邊坡的破壞 G 數。

以足夠強度且破壞圓弧較為完整的 M2 模型為例（圖 4-23），假設 70° 之坡角 β 與 47° 的內摩擦角 ϕ' ，勉強對應到的穩定數值為 $m=0.10$ ，則藉由

已知的凝聚力 $c'=13.20$ kPa 與試體單位重 $\gamma=18.64$ kN/m³，可算得臨界坡高 $H_{cr}=7.08$ m，再除以試驗坡高 $h=250$ mm，即可求得極限平衡下的離心重力場為 28g 左右，然實際上模型試驗之 G 數可達 35g，是故物理模型與數值模擬結果之比值 $35/28=1.25$ ，即為離心試驗相較於泰勒摩擦圓法之安全係數 FS。

M2 試體於破壞過程中的平均下陷量 $\delta=1.87$ mm(亦即邊坡原型有 65 mm 的沉陷)，土壤崩積之界線位於模型水平位置 380 mm 處；而主塊體滑落瞬間，常可發現坡頂處零星之小土塊連帶滑落，易誤導破壞圓弧之繪製(可透過試驗影片汰除)；對比礫石層斷裂的位置，可推算 M2 之破壞土楔向右 50 mm，向下 55 mm 崩落，破壞面夾角 $\alpha = \arctan(55/50) = 48^\circ$ ，即原型破壞土楔向右 1.75 m，向下 1.93 m 滑動；M2 破壞土楔近似一平行四邊形，經各類型分析圖表的套疊，可估計單位寬度滑動塊體的體積 $V=11.03$ m³/m 與重量 $W=V*\gamma=205.6$ kN/m。

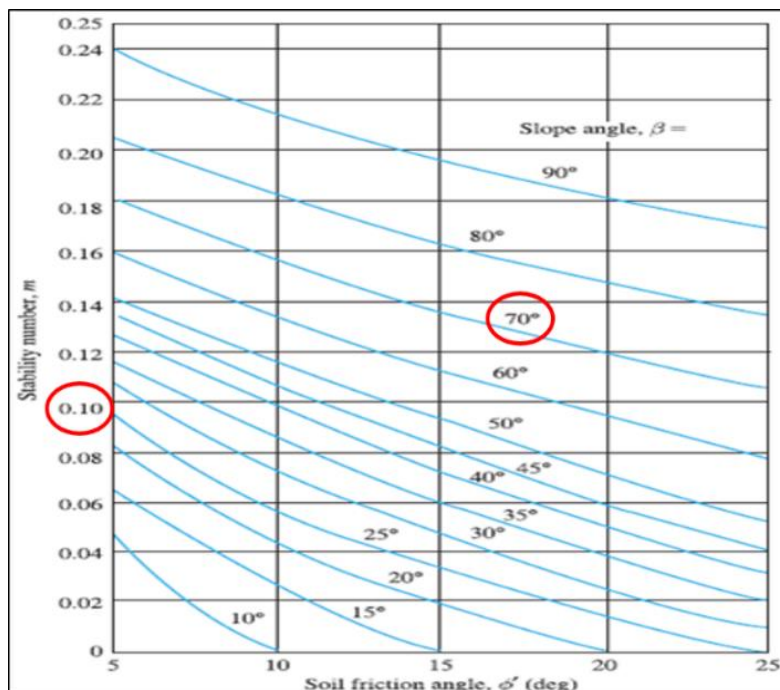


圖 4-23 泰勒穩定數圖表

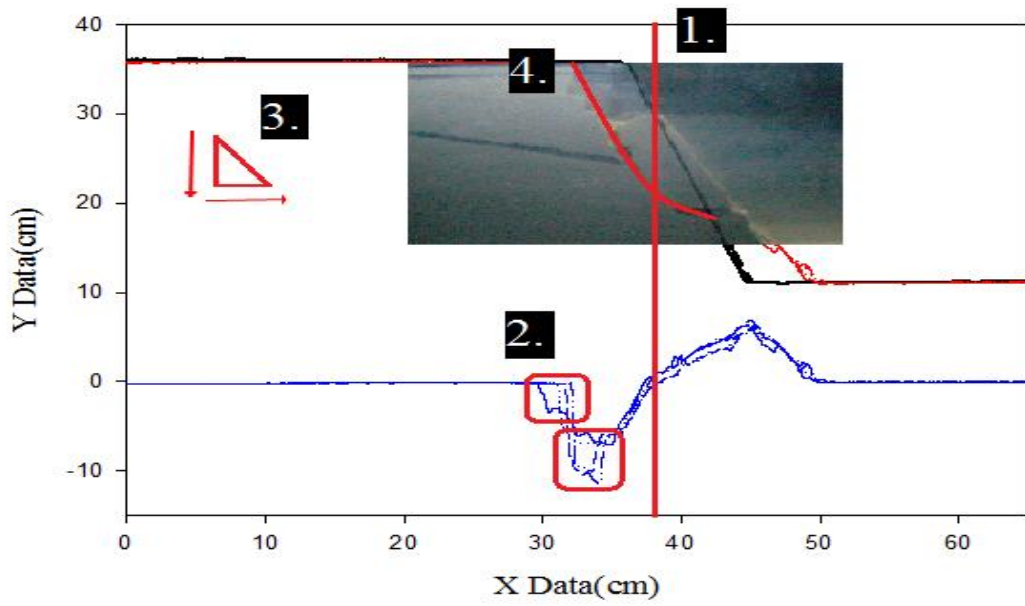


圖 4-24 套疊分析

表 4-1 安全係數評量

| 試驗組, 破壞 G 數 | 礫石層相 位 | 濕單位重 (kN/m ³) | 含水量 (%) | 凝聚力(kPa)/內 摩擦角(degree) | 穩定數 | 安全 係數 |
|-------------------------|----------------|------------------------------|------------|---------------------------|-------|----------|
| M1, 15 g (強度不足) | 水平放置 | 15.92 | 12 | 10.0/37° | 0.151 | 0.66 |
| M2, 35g (振動試驗 採用) | 順向坡 (15°放置) | 17.19 | 10 | 13.2/47° | 0.081 | 1.25 |
| M3, 40g | 逆向坡 (15°放置) | 17.19 | 10 | 13.2/47° | 0.071 | 1.43 |
| M4, 55g | 水平放置 | 17.19 | 10 | 13.2/47° | 0.052 | 2.0 |

表 4-2 臨界坡高 H_{cr} 、崩積土量 W 、下陷量之正規值 δ/h

| Model | $H_{cr}(m)$ | $W(kN/m)$ | $\delta/h(\%)$ |
|-------|-------------|-----------|----------------|
| M1 | 3.75 | 52.6 | 54.0 |
| M2 | 8.75 | 205.6 | 7.48 |
| M3 | 10.0 | 310.7 | 7.40 |
| M4 | 13.75 | 342.7 | 16.0 |

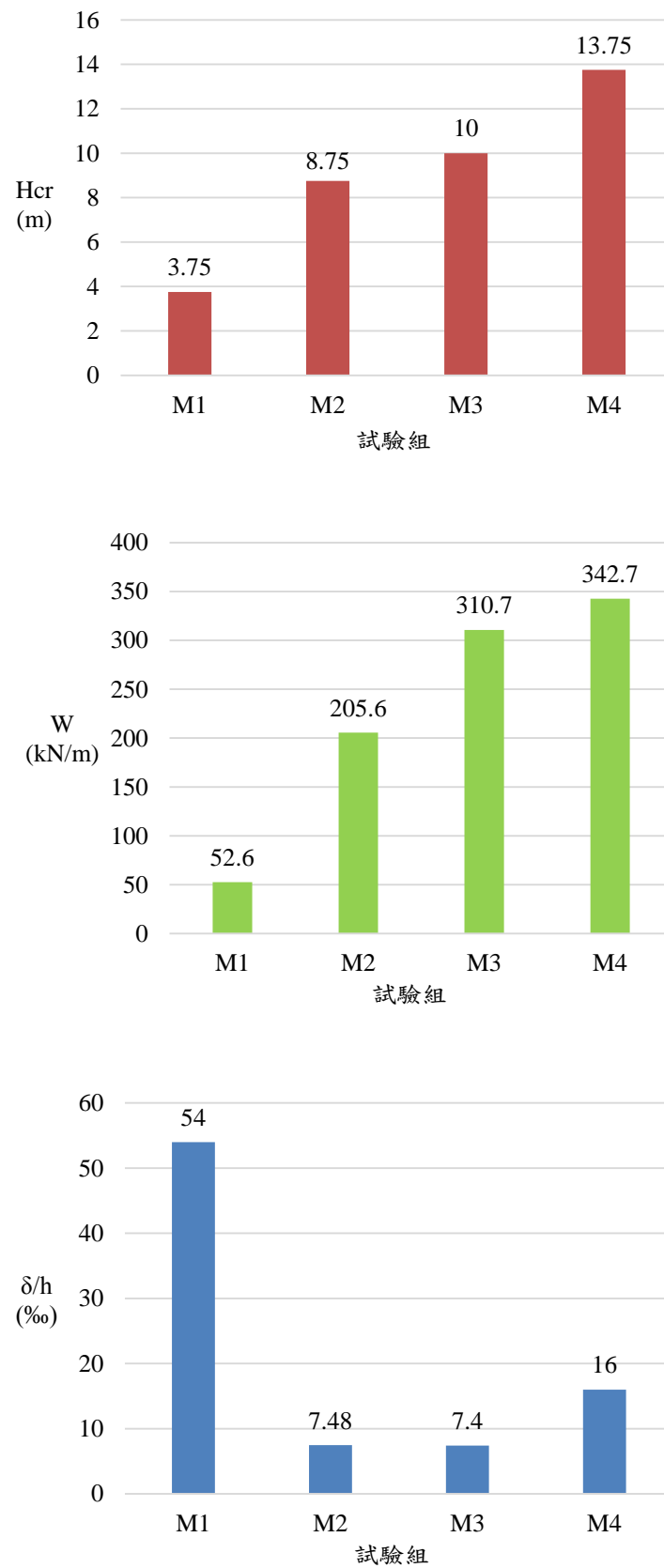


圖 4-25 臨界坡高、崩積土量、下陷量正規值比較

表 4-3 張力裂縫 (原型尺寸)

| 試驗編號 | 裂縫寬度(m) | 裂縫深度(m) | 與坡頂前緣距離(m) |
|------|---------|---------|------------|
| M1 | 0.04 | 0.48 | 2.97 |
| M2 | 0.04 | 1.11 | 2.02 |
| M3 | 0.20 | 3.64 | 3.22 |
| M4 | 0.11 | 3.09 | 3.06 |

表 4-4 破壞土楔(原型尺寸)

| 試驗編號 | 土楔體積(m ³ /m) | 破壞角(度) | 橫向位移(m) | 垂向位移(m) |
|------|-------------------------|--------|---------|---------|
| M1 | 2.97 | 43° | 1.72 | 1.88 |
| M2 | 11.03 | 48° | 1.75 | 1.93 |
| M3 | 16.65 | 48° | 1.80 | 2.01 |
| M4 | 18.38 | 51° | -- | -- |

註 1:土楔體積以單位垂直紙面方向之長度表示。

註 2:M4 礫石層碎裂且破壞土楔零碎，難以定出土楔位移量。

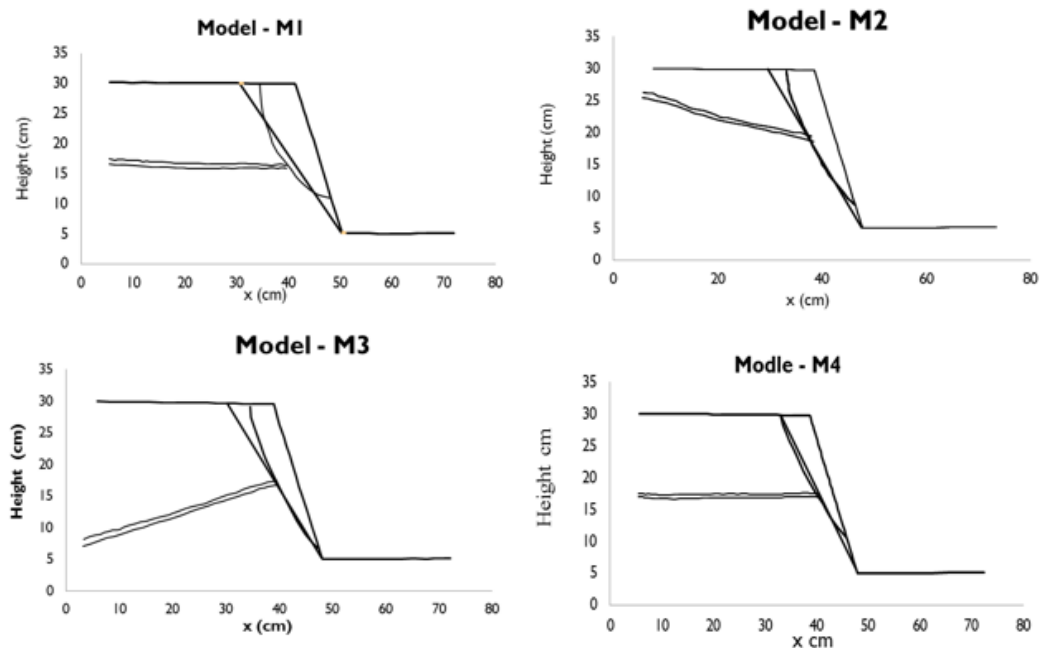


圖 4-26 破壞圓弧

第二節 地震力引致之破壞行為模擬

經過自重引致破壞的試驗後，挑選安全係數較小的 M2 邊坡試體進行受震試驗，原試體在靜止環境下於 35g 左右達極限平衡，因此動態試驗預計提升至 30g 重力場，是 M2 配置可承受之範圍內，再輸入振動事件(見表 4-5)使邊坡試體發生破壞。

由本試驗結果可以發現，邊坡在尚未遭遇自然營力的侵襲時，可穩定平衡下滑力之作用，一旦施加地震力立即發生破壞，破壞模式也與自重引致破壞有顯著的差異，無明確的滑動行為，除了坡頂變形與開裂外，坡面處也僅有少許的沉陷。但類似之邊坡，若遇上大雨入滲，勢必造成相當的災害。

表 4-5 輸入振動資料

| 振動事件編號 | 事件類型 (Type) | 事件備註 (Seismic event) |
|--------|----------------------|--------------------------|
| S1 | Pre-shaking 探測 | 3Hz, 1 cycle 0.06 g |
| S2 | Main event 主要震動事件 | 1Hz, 15 cycles 0.22 g |

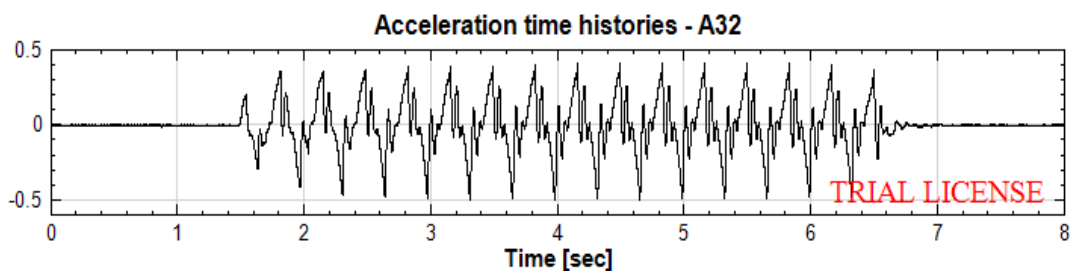


圖 4-27 基盤振動加速度歷時

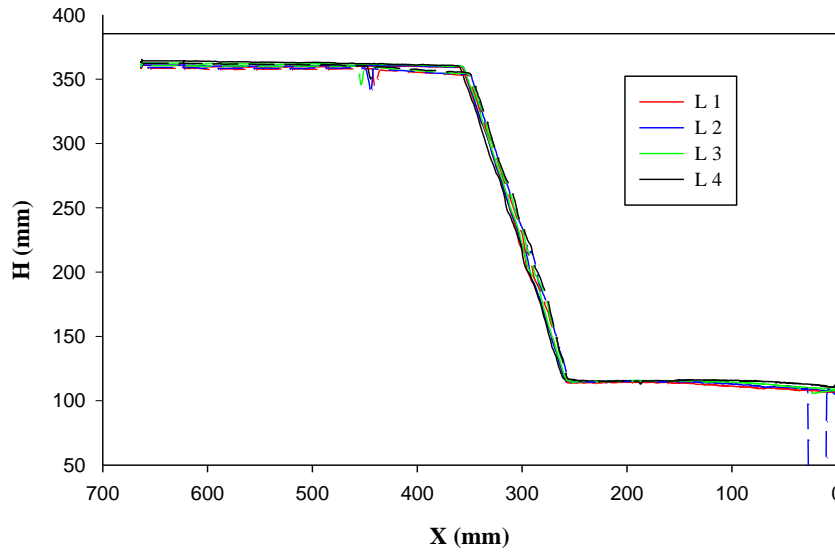


圖 4-28 二維掃描圖示

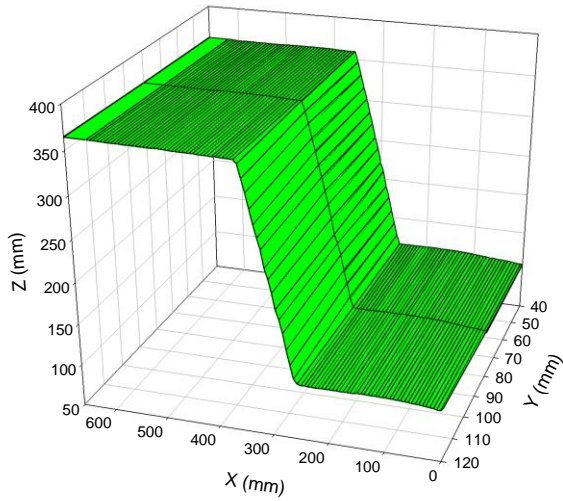


圖 4-29 三維掃描 (破壞前)

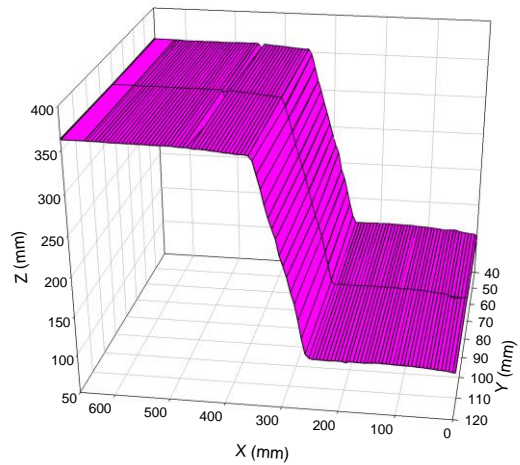


圖 4-30 三維掃描 (破壞後)

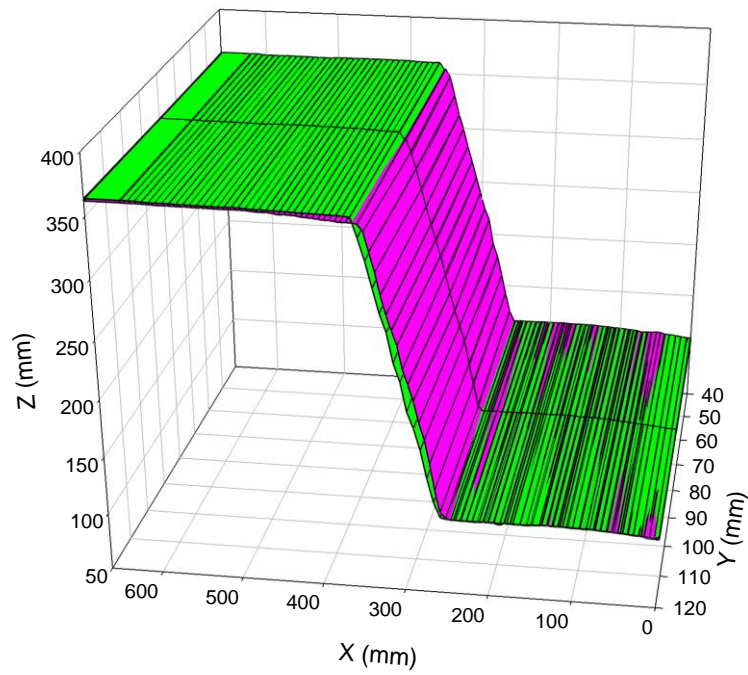


圖 4-31 破壞前後比較

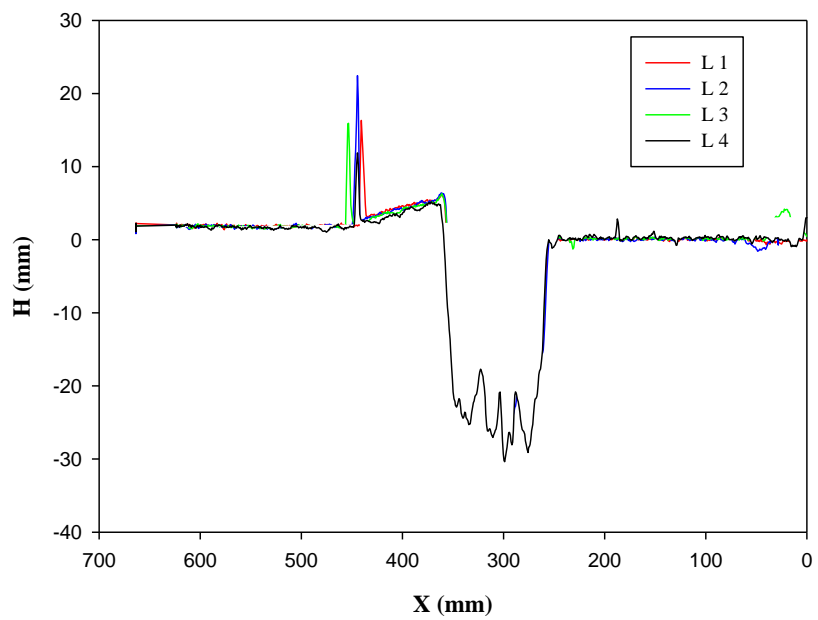
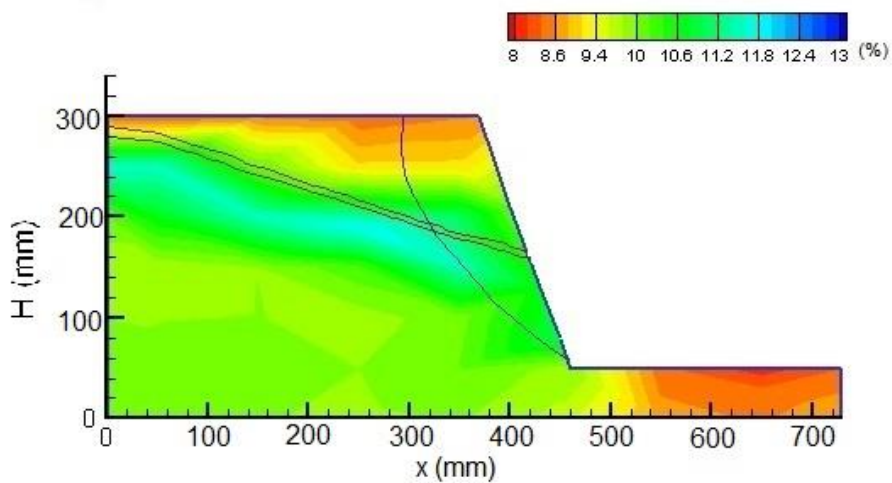
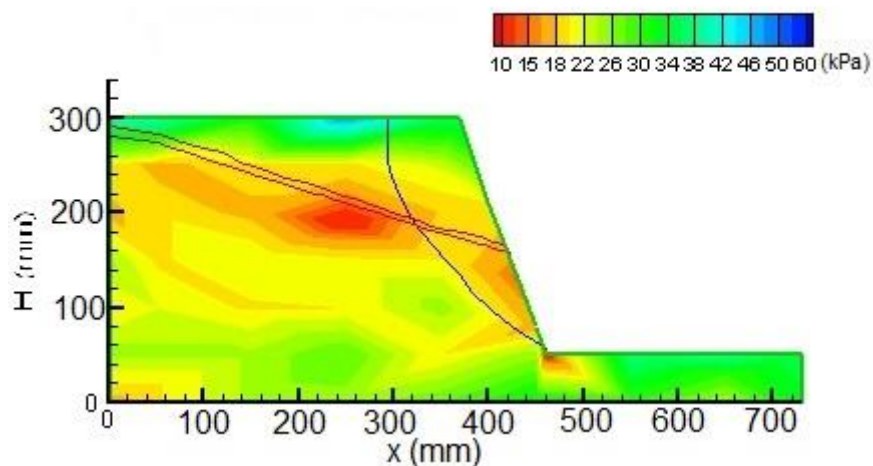


圖 4-32 崩積量示意圖(平均下陷量 $\delta=-0.7\text{mm}$)



(a) 含水量變化量等高線圖



(b) 不排水剪力強度分布等高線圖

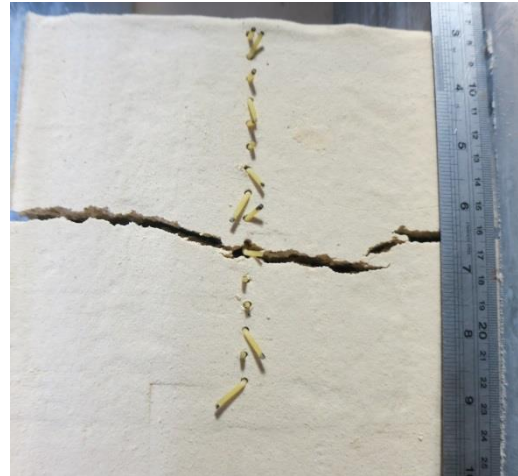
圖 4-33 M5 試驗後含水量與剪力強度分布圖

表 4-6 模型張力裂縫及實際原型之尺寸

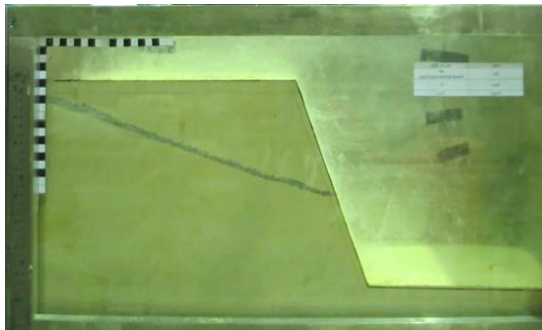
| | 模型尺寸 (mm) | 原型尺寸 (m) |
|------|--------------|-------------|
| 裂隙深度 | 2.5 | 0.075 |
| 裂隙寬度 | 75 | 2.25 |



(a) M5 張力裂縫側視圖



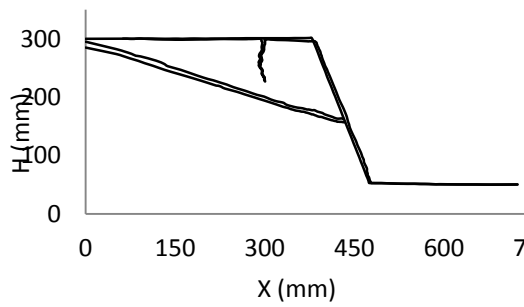
(b) M5 張力裂縫俯視圖



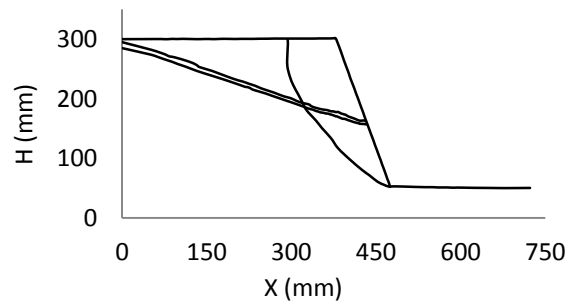
(c) 試驗前邊坡剖面



(d) 試驗後邊坡剖面



(e) 試驗後邊坡掃描剖面



(f) 試驗後邊坡滑動剖面

圖 4-34 M5 試驗後張力裂縫

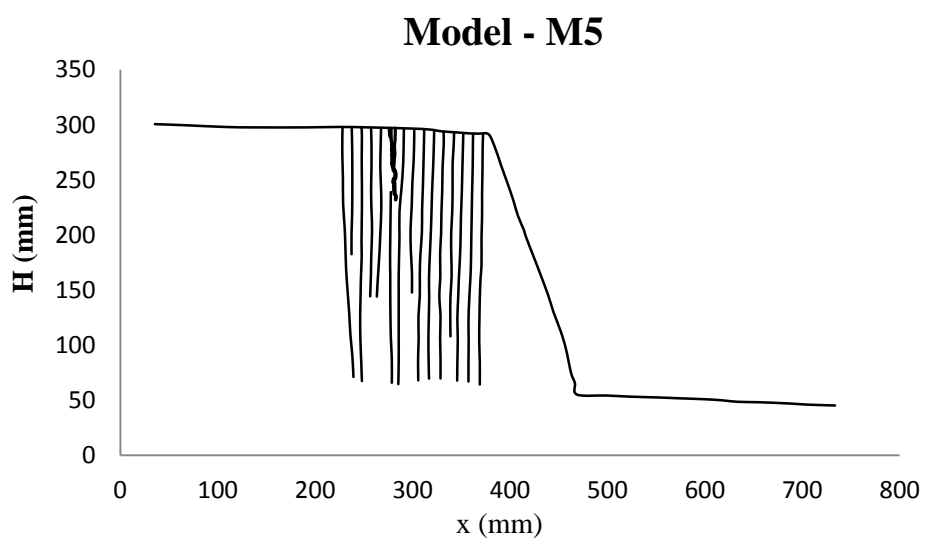


圖 4-35 M5 試驗後剖面繪製

第三節 降雨引致之破壞行為模擬之先導試驗

經過自重引致破壞的試驗後，挑選安全係數較小的 M2 邊坡試體進行降雨試驗，原試體在靜止環境下於 35g 左右達極限平衡，因此動態試驗預計提升至 30g 重力場，是 M2 配置可承受之範圍內。利用管路噴嘴系統連接水槽，以氣壓加壓之方式透過管路系統注入於離心試驗箱，模擬因降雨使邊坡試體發生破壞之情形。加壓之氣壓值與降雨強度之關係如圖 4-33 所示。

由本試驗結果可以發現，邊坡在尚未遭遇降雨之自然營力的侵襲時，可穩定平衡下滑力之作用，一旦施加降雨因素，破壞模式也與自重引致破壞有顯著的差異，坡面處因雨水入滲之關係，致使土壤剪力強度降低，造成邊坡滑動破壞。

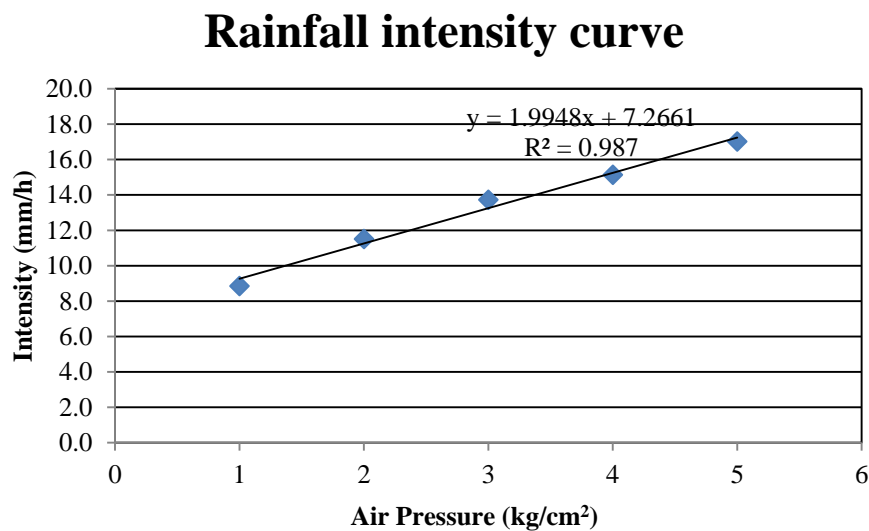


圖 4-36 氣壓值與降雨強度之關係圖

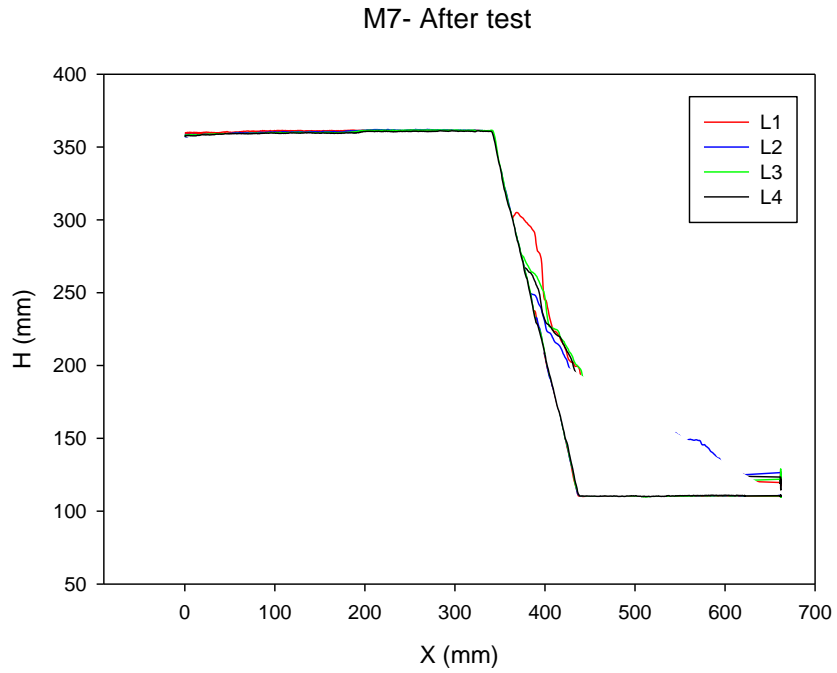


圖 4- 37 試驗前後掃描平面疊合圖

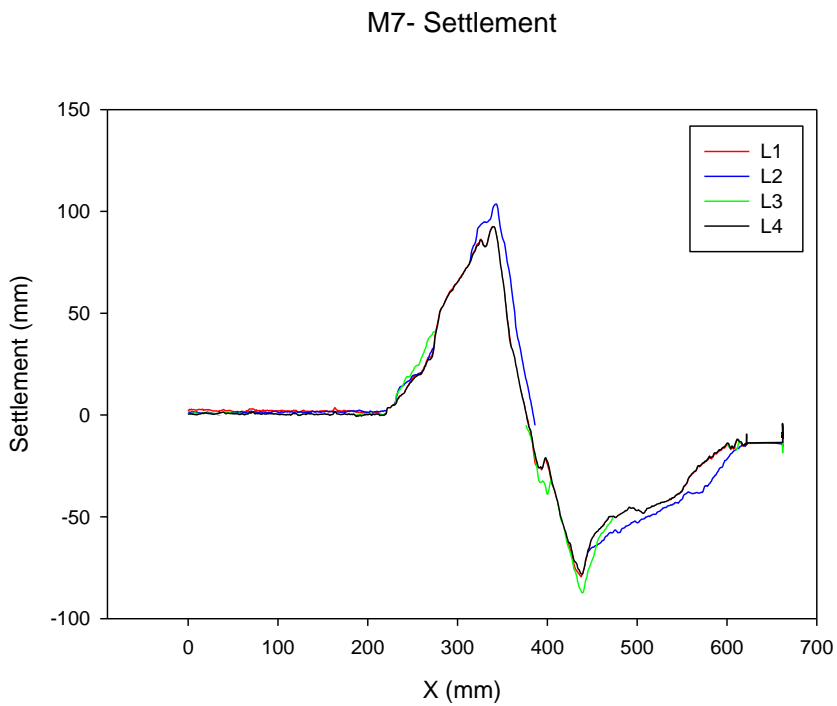


圖 4- 38 降雨引致邊坡沉陷與崩積量位置圖

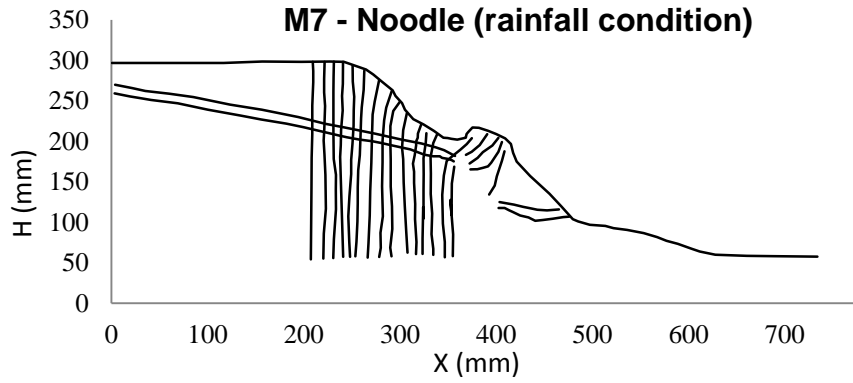


圖 4-39 降雨試驗後剖面繪製

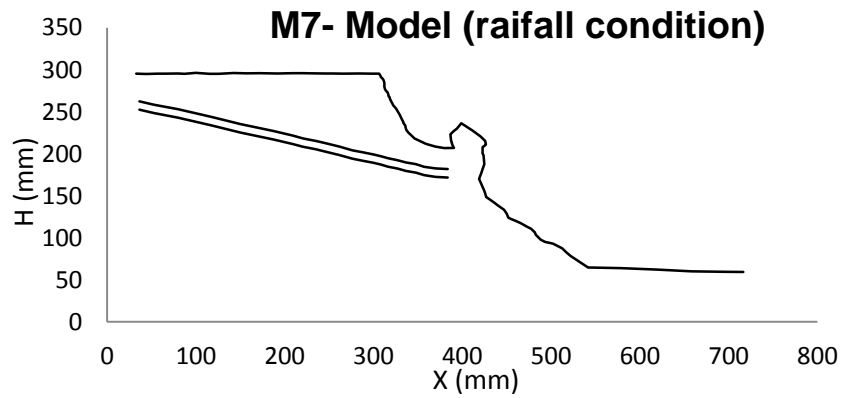


圖 4-40 試驗後邊坡掃描剖面

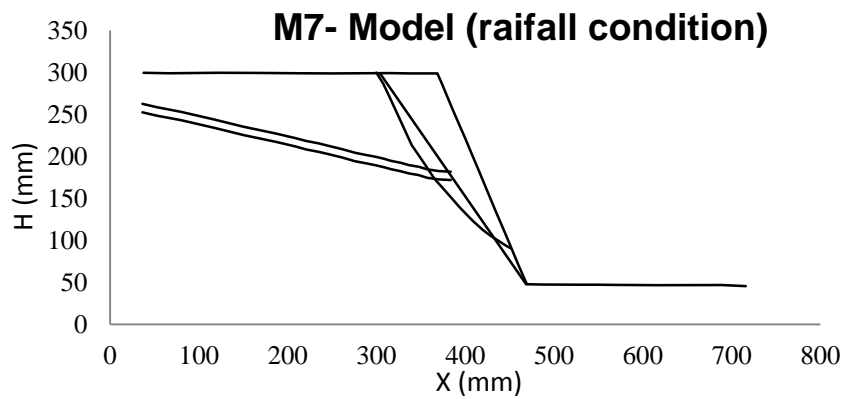


圖 4-41 試驗後邊坡滑動剖面圖

本次降雨模擬試驗，試體模型於加速度值達 35G 時已發生破壞(如圖 4-41 所示)，所欲探討因降雨引致的破壞行為之結果不適用。但試驗過程中依舊執行降雨模擬試驗，觀察試驗過程中降雨設備是否能順利進行，並觀測是否能符合實際欲模擬的降雨強度。下圖 4-42 至 4-44 為降雨模擬試驗之過程，從試驗中瞭解到以管路系統之氣壓加壓之方式能順利模擬所欲引致的降雨強度，予以得知該設備能於試驗中有效使用。圖 4-45 為試驗後含水量與剪力強度分布圖，試驗後顯示砂土多堆積在坡址附近，細顆粒土壤則被地表逕流帶往更遠的地方。

因此，下階段執行降雨模擬試驗時，將依此先導試驗的結果做調整，以執行更為精準的降雨強度，未來試驗結果亦可與與數值模型比較，作為往後設計與防災之參考依據。



圖 4-42 未降雨前試驗過程 (左) 試驗前 (右) 試驗中(加速度值達 35G)



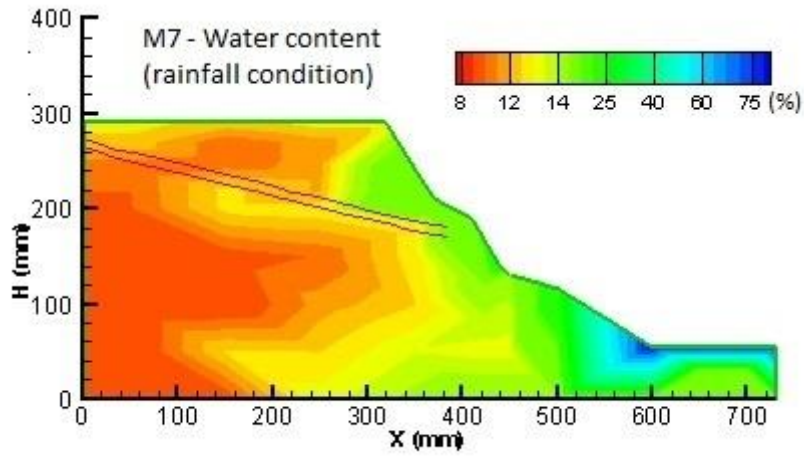
圖 4-43 降雨模擬：試驗初期



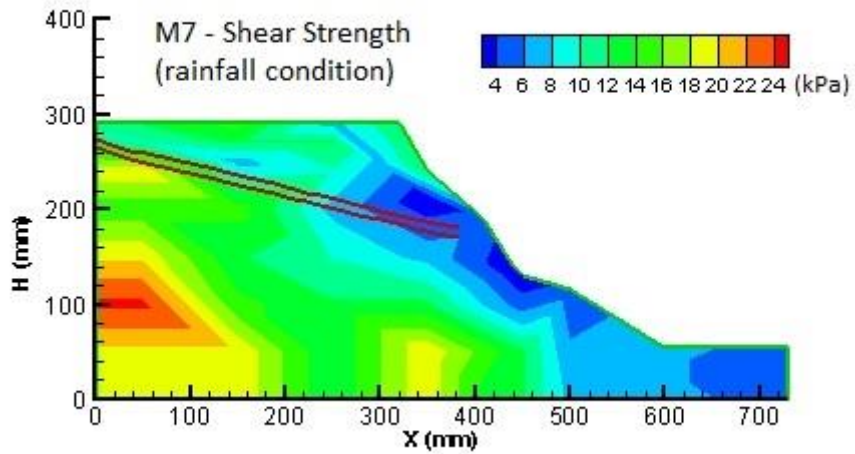
圖 4-44 降雨模擬：試驗中期



圖 4-45 降雨模擬：試驗後期



(a) 含水量變化量等高線圖



(b) 不排水剪力強度分布等高線圖

圖 4-46 試驗後含水量與剪力強度分布圖

第五章 小結與建議

泰勒圖表預估之落差，可能是不均勻土壤材料與土層的條件，摩擦角大小超過可對應之區間，由圖表估計之穩定數偏高、臨界高度較低而可承受之 G 數較低，可見摩擦圓法對邊坡穩定之分析偏保守，不均勻材料應能提供更大的安全係數。因此，越小的穩定數形塑出高安定性之邊坡，即使在陡坡的情形下(坡角 $\beta=70^\circ$)，試驗土坡滑動之弧形仍為「邊坡圓」，而非破壞規模較大的「坡趾圓」或「中點圓」。

由上述比較可以看出，高含水量(低單位重)之試驗組，土壤的剪力強度遠低於相同配置之試體(M1/M4)，此現象與標準夯實試驗之結果相符，亦即當含水量超出最佳含水量進行試體夯實時，土壤的強度幅下降；接著藉由 M2 與 M3 的對照，也合理解釋順向坡較易於滑動的地質觀點，而土楔區塊對重力場之反應遠大於邊坡各處，正是其滑落之主因。

邊坡滑動後，含水量 ω 與不排水剪力強度 c_u 的分佈成負相關性，破壞後的土壤含水量有普遍增加之趨勢，且沿著礫石層走向有孔隙水積聚的情形發生(底部含水量增加 2~4%；頂層則約略減少 1~2%)，另外坡面之剪力強度高於平均值，而邊坡底層則有剪力強度偏低的現象，可能是降雨引致水位持續累積的結果。試驗結果代表邊坡內若有不同傾角的排水夾層，會影響邊坡內土壤含水量的變化，進而改變土壤剪力強度，影響邊坡的穩定性，並引致不同的破壞型態。雖然本研究中的 70 度邊坡都發生淺層的破壞，在相同邊坡幾何條件、土壤材料與夯實度之下，破壞面與張力裂縫在坡頂發生的位置幾乎相同，但是破壞面的深淺位置不盡相同，地震引致的滑動體深度較大，坡面含水量較低時，滑動體深度較淺。

未來希望能藉由離心模型試驗的結果，就現地土層性質、含水量、弱面位置等因子，歸納進行邊坡安全性評估的方法。但物理模型試驗無法完整模擬現地複雜的地質條件，但可藉由現場鑽探得到的土壤條件，以人工

方式重模製作相同等值強度的模型試體，在相同現地應力環境下模擬邊坡之行為。

動態試驗結果顯示，單就重力因子作邊坡穩定性評估之不足，倘若以數值方法針對不同的情境作模擬，往往需要和是的理論作有力之基礎，繁雜的推導實有其窒礙難行之處，本計畫希望能利用離心模型試驗之高自由度，將邊坡問題探究推廣至囊括地震力、降雨及人造設施的通盤考量，隨著第二、三階段(106、107 年度)計畫的執行，期望試驗組數足夠整合各因子與邊坡之交互關係。

本計畫內容包括材料的基本性質研究、離心模型試驗規劃、相關設備設計與製作、先導試驗測試、正式實驗之進行，希望能整合第二與第三階段試驗結果，以期得到更多因不同自然營力作用下引致邊坡崩塌之資訊，通盤掌握山坡地之破壞機制，使工程設計時達到省時、減工及安全的目標。

參考文獻

1. 張德鋒，「颱風引致降雨對邊坡穩定分析之研究」，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系，基隆，2008。
2. 楊宏慶，「降雨強度與邊坡特性對邊坡穩定分析影響之研究」，碩士論文，國立成功大學資源工程學系，台南，2012。
3. 陳志昌，「FLAC 程式應用於土壤邊坡穩定分析」，碩士論文，國立中央大學應用地質研究所，中壢，2001。
4. 吳淵洵、周南山，「台灣山區道路邊坡災害及搶修處理工法之探討」，臺灣公路工程，第 32 卷第 12 期，2006。
5. 曾煒傑，「以分離元素法與離心模型模擬在不同尺度下順向坡滑動行為」，碩士論文，國立中央大學土木工程學系，中壢，2015。
6. 陳建男，「道路邊坡環境特性調查與植生技術成效評估之研究」，第二期主持計畫，交通部國道工程局，台北，2011。
7. 劉嘉男，「加勁邊坡受地震作用下之穩定性」，主持計畫，國家地震工程研究中心，台北，2000。
8. 李德河，「921 地震後阿里山公路邊坡破壞特性後續調查研究」，主持計畫，國家地震工程研究中心，台北，2000。
9. 吳仁傑，「黏性背填土壤之力學性質對加勁擋土牆變形之影響」，碩士論文，國立中央大學土木工程學系，中壢（2007）。
10. 葉致呈，「地震強度與震後降雨誘發崩塌及崩塌規模相關性之離心模擬研究」，碩士論文，國立高雄大學土木與環境工程學系，高雄（2014）。
11. Duncan, J. M. "Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No 7, pp577-596(1995).
12. Hu, Y., Zhang, G., Zhang, J., and Lee, C.F., "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes," *Geotextiles and geomembranes*, Vol. 28, No.1, pp.12-22 (2010).

附錄 1

附錄一 其中審查會議紀錄暨回覆辦理情形

「105 年重力、地震力與降雨引致的邊坡破壞行為模擬研究」

委託專案服務案期中簡報

- 一、 會議時間：105 年 9 月 6 日(星期二)下午 2 時 0 分
- 二、 會議地點：水土保持局第三會議室

期中簡報會議紀錄及辦理情形

| 意見或建議 | 處理說明 |
|---|--|
| 一、 P.53 建議說明如何以物理模型試驗手法，製作出可代表現地條件之試體。 | 感謝委員之意見。 本研究希望能藉由離心模型試驗的結果，就現地土層性質、含水量、弱面位置等因子，歸納進行邊坡安全性評估的方法。但物理模型試驗無法完整模擬現地複雜的地質條件，但可藉由現場鑽探得到的土壤條件，以人工方式重模製作相同等值強度的模型試體，在相同現地應力環境下模擬邊坡之行為。 |
| 二、 建議是否有適用於本實驗之分析模式，做相互比較。 | 感謝委員之意見。 本研究初始試體以最佳含水量夯實製作而成，但屬於不飽和土壤，進行離心飛行後，土壤內之孔隙水會依重力方向進行流動。常用之大地工程分析軟體較難模擬孔隙水流動與土壤的耦合行為，未來會依委員意見嘗試不同的數值分析軟體，以達到模擬此物理模型試驗過程之目的。 |
| 三、 由離心機所產生離心力方向，與實際地震力的作用方向似乎不同。 | 感謝委員之意見。 因中央大學地工離心機為樑式離心機，試驗掛台以鉸接跟離心機主體相連，因此掛台在飛行時會向上擺起，台面會垂直離心力與地球重力場之合力方向，地震力則是輸入平行模型地表的剪力波，與實際之重力、地震力方向無異。 |
| 四、 離心機試驗是很重要的大地工程研究手段，在物理模型分析中仍應注意土壤強度與地下水流等模擬。 | 感謝委員之意見。 本次以夯實方法製作之土壤試體，基本上強度較為均勻，與現地土壤強度依深度增加而增加的情況稍有不同，但是在離心機飛行過程中，土壤應力則因人造重力場的施加，使土壤應力會隨深度增加而明顯增加，以達到模擬現地土壤應力-應變行為之目的。另外，因試體準備完成後為不飽和土壤，但的確會因人造重力場造成孔隙水的流動，但因目前試驗規劃屬於破壞實驗，埋設感測器可能會因此損壞，未來可依委員意見，探討未破壞前孔隙水流之模擬。 |

| | |
|---|---|
| <p>五、本案有部分文獻回顧，應注意標明。試驗的陡坡較像岩石崩落邊坡災害，水流集中作用較難模擬，可再研究土壤飽和後的反應。</p> | <p>感謝委員之意見。 文獻回顧已修正並標明。本研究之試體除了薄礫石夾層，為均勻夯實且較低含水量之混和土壤，且基礎為薄層且較堅硬之土壤，因此在人造重力場下，破壞面皆不會穿過基礎土壤，皆發生邊坡坡面較淺層之破壞。在離心模型試驗中，較難模擬土壤均勻飽和的邊坡試體，因為飽和試體的孔隙水，會因重力增加而流動，造成邊坡上部不飽和的情況，也與實際情況較為接近。</p> |
| <p>六、有關降雨對邊坡破壞之模擬，需考慮水流集中與土壤飽和水產生之不安定因素。</p> | <p>感謝委員之意見。 下一階段模擬降雨時，會特別考慮降雨引致的地表逕流造成的土壤流動行為。</p> |
| <p>七、試體含水量之測值分析建議增加孔隙率資料。</p> | <p>感謝委員之意見。 期末報告將於表 4-1 增列各試體之孔隙率資料。</p> |
| <p>八、地震力或重力模擬之動力條件是否太大，無法呈現單純之破壞行為，請斟酌。</p> | <p>感謝委員之意見。 重力模擬之條件，其方向與試體水平地表垂直，按相似律可模擬現地土壤應力-應變行為，增加重力場則為模擬不同高度邊坡之穩定性，故不存在與現場情況相左之動力條件。模型之地震力之輸入，則按台灣地震甲區之建議修訂值 0.33g 進行輸入，以更符合台灣坡地之受振行為。</p> |
| <p>九、試驗採 2mm 粒徑之土砂材料，其土體之力學性質再 c、ϕ 之間有何差別？其再破壞作用之支配條件有無影響。</p> | <p>感謝委員之意見。 本研究之模型所使用的 2 mm 礫石，用以製作 10 mm 的礫石薄層，僅提供孔隙水流動之路徑，對整體邊坡之強度影響不大，過程中邊坡未沿著礫石薄層滑動，因此對支配破壞行為之影響甚微。</p> |
| <p>十、破壞坡面之合理性。</p> | <p>感謝委員之意見。 本研究之試體除了薄礫石夾層，為均勻夯實且較低含水量之混和土壤，且基礎為薄層且較堅硬之土壤，因此在人造重力場下，破壞面皆不會穿過基礎土壤，皆發生邊坡坡面較淺層之破壞。</p> |
| <p>十一、試體插入麵條是否影響其力學強度。</p> | <p>感謝委員之意見。 試體僅就單一剖面插入麵條，用以監測土壤滑動時之破壞深度，太密時可能會影響邊坡局部之強度，未來會探討更適合的貫入間距。</p> |
| <p>十二、P.44，穩定數 $M=0.1$ 的求得</p> | <p>穩定數是以泰勒設計圖表進行預估，因使用的參數超出設計圖表，因此以外插方式預估。</p> |

| | |
|---|--|
| <p>十三、P.46，表 4-1 中，穩定數、Fs 如何求得？表 4-2 如何正規化？</p> | <p>表中穩定數是以試體單位重、土壤凝聚力與破壞時對應之現場高度進行計算得到穩定數。安全係數則為使用切片法得到。正規劃之分母為破壞時對應的現場邊坡高度。</p> |
| <p>十四、試驗中，持續增加重力加速度對物模的影響直至破壞，則每個重力場的試驗時間多長？或是考慮固定單一種重力場(如 30G)，觀察長時間的影響或其破壞機制。</p> | <p>感謝委員之意見。 試驗過程中，以每 5g 為一個階段，每個階段維持 30 秒，使試體內部應力均勻分布與傳遞，再進行下一階段重力場的施加，直至 30g 穩定力場。維持單一力場的試驗條件，在探討邊坡之潛變行為，目前並未考慮潛變之影響，未來可以進行潛變變形之模擬。</p> |