行政院農業委員會水土保持局

與您一起打拼

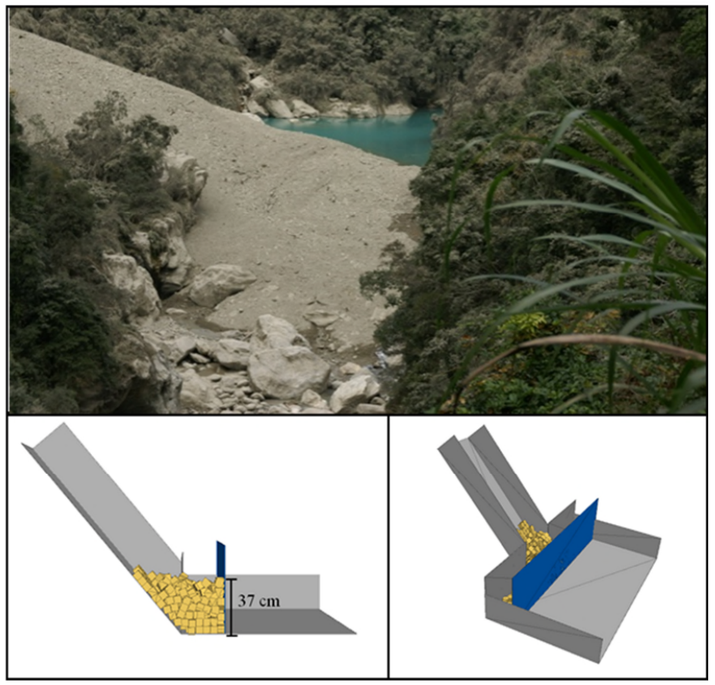
行政院農業委員會水土保持局
南投市中興新村光華路6號
https://www.swcb.gov.tw

大規模崩塌衍生之堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模預測研究　成果報告書　110年度　行政院農業委員會水土保持局

SWCB-110-026

大規模崩塌衍生之堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模預測研究

成果報告書



行政院農業委員會水土保持局 編印
中華民國 110年 12月

計畫編號：**SWCB-110-026**

大規模崩塌衍生之堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模預測研究

Study on prediction methods for formation and geometry of landslide dam triggered by large-scale landslides

（成果報告書）

執 行 單 位：國立屏東科技大學

執 行 期 間：110 年 01 月 27 日至 110 年 12 月 31 日

計畫主持人 ：陳昆廷 助理教授級研究員

共同主持人 ：吳建宏 教授

行政院農業委員會水土保持局　編印

中華民國 110 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）

大規模崩塌衍生之堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模預測研究

摘要

山區河道兩側之大規模崩塌潛勢區域受地震或降雨事件誘發，極易阻塞河道而形成堰塞壩，堰塞壩壩體潰壞後則導致河道兩側居民生命財產安全受到威脅，為降低堰塞壩所造成之二次災害，危險性評估工作必須在最短時間內完成，其中，堰塞壩規模形狀是重要之相關評估參數。惟因大規模崩塌潛勢區域發生位置可能位於人員機具無法快速抵達之偏遠山區，無法於第一時間內取得堰塞壩規模形狀相關參數，致使堰塞湖緊急危險性評估難以執行，亦無法合理評估壩體破壞之可能形式，導致堰塞湖緊急防救災對策無法順利執行。因此，本計畫採用室內實驗方法結合數值模擬方法，進行大規模崩塌潛勢區位能否形成堰塞壩災害潛勢區位之預測，並評估形成後之壩體規模，最終分別建立大規模崩塌潛勢區位形成堰塞壩災害潛勢區位之預測方法與壩體規模預測方法，作為相關單位進行堰塞壩危險性評估與防救災對策研擬之參考依據。

關鍵詞：大規模崩塌、堰塞壩、堰塞湖、壩體規模

Study on prediction methods for formation and geometry of landslide dam triggered by large-scale landslides

Abstract

When landslides owing to rainfall or earthquakes occur around rivers that are sandwiched between mountainous valleys, the soil masses of the landslide will enter the river and form a landslide dam. However, a landslide dam progresses from its formation up to its failure over a considerably short time. When dam failure will increase peak-discharge and cause severe destruction to downstream area. To reduce disasters caused by landslide dams, rapid assessments of dam stability and dam-break discharge must be conducted in the early stages of landslide dam formation. However, landslide dams typically occur in remote mountainous regions, the basic information that can be obtained on landslide dams during their initial emergence is highly limited owing to climate, terrain, and traffic factors, making it difficult to perform emergency risk assessments of landslide dams. In this study, focusing on the establishment of prediction methods for formation and geometry of landslide dam triggered by large-scale landslides, combined with laboratory experiments, numerical simulation and field cases. By analysing the existing laboratory experimental data, field survey data, and numerical simulation results in combination, a critical threshold value for landslide dam formation is determined. In addition, a dam scale can also

be evaluated based on the critical threshold value. Research results could assistant government authorities to setup the disaster early warning plans for landslide dam hazards.

Keywords: large-scale landslides, landslide dam, landslide-dammed lake, dam geometry

目次

摘要.....I

Abstract..... III

表次.....VII

圖次..... VIII

第一章　緒論 1-1

第一節　計畫緣起與目的 1-1

第二節　計畫工作項目 1-4

第三節　計畫執行架構與工作進度 1-6

第二章　研究方法 2-1

第一節　崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗方法.....2-1

第二節　崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗方法 2-11

第三章　結果與討論 3-1

第一節　堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取 3-1

第二節　崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗 3-21

第三節　崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗 3-31

第四節　無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法 3-53

第四章　結論與建議 4-1

結論　.....4-1

建議　.....4-3

參考文獻.....參-1

附錄.....附錄-1

附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-1

附錄二、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-18
附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形 附錄-26
附錄四、崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗影像
紀錄.....附錄-28

表次

表 1-1 計畫執行成果查核表.....1-8
表 2-1 崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗組數表.....2-3
表 2-2 實驗鋁塊在不同邊坡坡度條件下之相關參數.....2-9
表 2-3 接觸型態.....2-19
表 3-1 台灣歷年堰塞壩案例列表.....3-3
表 3-2 54 組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗結果
列表.....3-21
表 3-3 實驗組數 12386-50-110.9 數值模擬之擋板速度.....3-31
表 3-4 士文溪崩塌數值模擬案例計算之參數設定.....3-37
表 3-5 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌數值模擬案例計算之
參數設定.....3-44
表 3-6 河道寬度與崩塌水平運動距離比值小於 0.2 之數
值模擬實驗結果.....3-54

圖次

圖 1-1 本計畫整體研究流程圖.....1-6

圖 1-2 計畫執行進度.....1-7

圖 2-1 物理模型室內實驗渠道配置圖.....2-4

圖 2-2 物理模型室內實驗之尺寸說明.....2-4

圖 2-3 模擬崩塌塊體之實驗鋁塊.....2-5

圖 2-4 室內實驗流程圖.....2-6

圖 2-5 室內實驗相關量測參數示意圖(修改自 CHEN ET AL., 2021).....2-8

圖 2-6 利用 IMAGEJ 進行邊坡殘存體積之投影面積圈繪.....2-10

圖 2-7 高精度雷射測距儀量測堆積河道塊體固定斷面之厚度與長度.....2-10

圖 2-8 雙圓盤在剛體牆壓縮下的變化。(A)$T=T_0$；(B)$T=T_1=T_0+\Delta T$ ； (C)$T=T_2=T_0+2\Delta T$ (CUNDALL AND STRACK, 1979).....2-12

圖 2-9 圓盤碰撞後位移計算圖 (CUNDALL AND STRACK，1979).....2-15

圖 2-10 塊體接觸時與共平面的幾何關係 (CUNDALL, 1988).....2-17

圖 2-11 兩塊體接觸時的共平面位置 (CUNDALL, 1988).....2-19

圖 2-12 三維離散元素法計算循環.....2-20

圖 2-13 塊體三角柱建模.....2-24

圖 2-14 屏東縣士文溪堰塞壩空拍圖(國立成功大學防災研究中心提供).....2-25

圖 2-15 屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區位(屏東縣政府，2020) 2-25
圖 3-1 台灣與世界堰塞壩案例之誘發原因對比圖(修改自 PENG AND ZHANG, 2012) 3-1
圖 3-2 台灣與世界堰塞壩案例之破壞型態對比圖(修改自 COSTA AND SUHUSTER, 1988) 3-2
圖 3-3 不同實驗組數下，崩塌最小堆積高度變化與河道寬度變化之關係 3-26
圖 3-4 不同實驗組數下，塊體崩塌前後孔隙率變化與河道寬度變化之關係 3-30
圖 3-5 不同實驗組數下，崩塌體積、河道堆積體積與邊坡殘存體積之關係 3-30
圖 3-6 擋板距離 10CM 之數值模擬與室內試驗結果情形比對 3-32
圖 3-7 擋板距離 21CM 之數值模擬與室內試驗結果情形比對 3-33
圖 3-8 擋板距離 32CM 之數值模擬與室內試驗結果情形比對 3-33
圖 3-9 擋板距離 43CM 之數值模擬與室內試驗結果情形比對 3-34
圖 3-10 擋板距離 54CM 之數值模擬與室內試驗結果情形比對 3-34
圖 3-11 四文溪崩塌前後高程變化 3-36
圖 3-12 四文溪崩塌後坡度 3-36
圖 3-13 四文溪崩塌區域數值模擬劃設 3-37

圖 3-14 士文溪崩塌運動過程(摩擦角 20°) 3-39
圖 3-15 士文溪崩塌位移分布圖(摩擦角 20°) 3-39
圖 3-16 士文溪崩塌運動過程(摩擦角 10°) 3-40
圖 3-17 士文溪崩塌位移分布圖(摩擦角 10°) 3-40
圖 3-18 士文溪崩塌前後河道斷面(摩擦角 10°) 3-41
圖 3-19 士文溪崩塌模擬結果與空拍影像比對(摩擦角 10°).....3-41
圖 3-20 士文溪崩塌運動過程(摩擦角 5°) 3-42
圖 3-21 士文溪崩塌位移分布圖(摩擦角 5°) 3-42
圖 3-22 士文溪崩塌前後河道斷面(摩擦角 5°) 3-43
圖 3-23 士文溪崩塌模擬結果與空拍影像比對(摩擦角 5°).....3-43
圖 3-24 不同摩擦角之士文溪崩塌影響範圍模擬結果.....3-43
圖 3-25 屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區域 3-44
圖 3-26 屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區域數值模擬圖 3-45
圖 3-27 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌運動過程(摩擦角 20°) 3-46
圖 3-28 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌位移分布圖(摩擦角 20°).....3-46
圖 3-29 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌運動過程(摩擦角 15°) 3-47
圖 3-30 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌位移分布圖(摩擦角 15°).....3-48
圖 3-31 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之沿河道方向剖面圖(摩擦角 15°) 3-48

圖 3-32 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之垂直河道方向剖面圖(摩擦角 15°) 3-48
圖 3-33 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌運動過程(摩擦角 10°) 3-50
圖 3-34 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌位移分布圖(摩擦角 10°) 3-50
圖 3-35 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之沿河道剖面圖(摩擦角 10°) 3-51
圖 3-36 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之垂直河道剖面圖(摩擦角 10°) 3-51
圖 3-37 不同摩擦角之屏東縣-來義鄉-T001 崩塌影響範圍模擬結果 3-52
圖 3-38 西部落擋土牆位置(擷取自 GOOGLE MAP) 3-52
圖 3-39 組數 3 與 6 之數值模擬結果 3-54
圖 3-40 無因次堰塞壩形成評估方法示意圖 3-55
圖 3-41 無因次壩體規模預測方法示意圖 3-56
附錄四圖 1 實驗組別 6193-40-78.7-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-28
附錄四圖 2 實驗組別 6193-40-78.7-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-28
附錄四圖 3 實驗組別 6193-40-110.8-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-28
附錄四圖 4 實驗組別 6193-40-110.8-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-29
附錄四圖 5 實驗組別 6193-50-93.8-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-29

附錄四圖 6 實驗組別 6193-50-93.8-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-29

附錄四圖 7 實驗組別 6193-50-93.8-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-30

附錄四圖 8 實驗組別 6193-50-132.1-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-30

附錄四圖 9 實驗組別 6193-50-132.1-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-30

附錄四圖 10 實驗組別 6193-50-132.1-32。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-31

附錄四圖 11 實驗組別 6193-60-106.0-10。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-31

附錄四圖 12 實驗組別 6193-60-106.0-21。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-31

附錄四圖 13 實驗組別 6193-60-106.0-32。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-32

附錄四圖 14 實驗組別 6193-60-149.3-10。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-32

附錄四圖 15 實驗組別 6193-60-149.3-21。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-32

附錄四圖 16 實驗組別 9732-40-86.9-10。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-33

附錄四圖 17 實驗組別 9732-40-86.9-21。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-33

附錄四圖 18 實驗組別 9732-40-86.9-32。(A)側視圖；(B)俯視圖 附錄-33

附錄四圖 19 實驗組別 9732-40-119.0-10。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-34

附錄四圖 20 實驗組別 9732-40-119.0-21。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-34

附錄四圖 21 實驗組別 9732-40-119.0-32。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-34

附錄四圖 22 實驗組別 9732-50-141.9-10。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-35

附錄四圖 23 實驗組別 9732-50-141.9-21。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-35

附錄四圖 24 實驗組別 9732-50-141.9-32。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-35

附錄四圖 25 實驗組別 9732-60-160.4-10。(A)側視圖；(B)俯視圖.....附錄-36

第一章　緒論

第一節　計畫緣起與目的

位於山區河道兩側之大規模崩塌潛勢區域，受地震或降雨事件誘發後，土體於崩塌過程中進入河道，因河寬狹窄加上崩塌土體體積充足，極易阻塞河道而形成堰塞壩(Landslide dam)，當堰塞壩上游水流持續供應，水流則於壩後方蓄積形成堰塞湖(Barrier lake)。堰塞壩原為崩塌土砂與河道交互作用下之自然現象，但是由於壩體上游迴水可能造成保全對象淹沒，以及壩體破壞後可能導致下游保全對象受到洪水或土石流災害，堰塞湖防災減災已成為全球極為重視之研究課題(Costa and Schuster 1988；Peng and Zhang 2012；Chen et al., 2015；Shrestha and Nakagawa 2016；Jiang et al., 2017；Chen et al., 2019；Zhou et al., 2019；Shen et al., 2020；Liu et al., 2021)。

堰塞壩壽命相當短暫，當壩體潰壞時，壩後水體混合壩體材料向下游移動，造成洪峰流量驟然增加，威脅河道兩側居民生命財產安全，因此災害規模較上游迴水災害更為嚴重，為了降低堰塞壩所造成之二次災害，在壩體形成初期，壩體穩定性和潰決流量評估這兩項危險性評估工作必須在最短時間內完成，其中，堰塞壩規模形狀是重要之相關評估參數(Ermini and Casagli 2003；Korup 2004；Chen et al., 2014；Dong et al., 2009；Dong et al., 2011；Tacconi Stefanelli et al., 2016；Tacconi Stefanelli et al., 2018；Meng et al., 2021)。惟因大規模崩塌潛勢區域發生位置可能位於人員機具無法快速抵達之偏遠山區，無法於第一時間內取得堰塞壩規模形狀相關參數，致使堰塞湖緊急危險性評估難以執行，亦無法合理評估壩體破壞之可能形式，導致

堰塞湖緊急防救災對策無法順利執行。因此，若能於堰塞壩未形成前，藉由大規模崩塌潛勢區位範圍圖資預測可能形成堰塞壩之潛勢區位，提前評估其危險性與研擬相關防救災對策，將能大大提升堰塞壩之防救災應變能力。

國內外目前對於大規模崩塌形成堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模評估方法，主要有半經驗、統計、影像以及數值模擬等分析方法(Kuo et al., 2011；Kuo et al., 2013；Chen et al., 2014；Dong et al., 2014；Chen and Wu, 2018；Zhao et al., 2019；Wang et al., 2019；Li et al., 2020；Oppikofer et al., 2020；Wu et al., 2020)。半經驗分析方法假設崩塌土體全部堆積於河道內，因此堰塞壩壩體高度及形狀之預測結果往往大於現場實際案例；統計分析方法由於省略地形條件因素，並且有區域限制性，導致堰塞壩形成、壩體高度及規模評估結果與現場實際案例存在一定誤差；影像分析方法由於所需影像資料不易在短時間內取得，使得堰塞壩形成不易預測，壩體高度及規模之評估亦不利於短時間內完成；近年來已有許多學者開始探討非連續體數值模擬法分析堰塞壩壩體堆積情況之正確性，主要探討方式係由非連續體數值分析結果分別跟物理模型試驗與現地情況之比對。如數值模擬與室內物理試驗結果比對：羅佳明等人(2014)比對 PFC3D 與順向板岩變形之物理模型試驗，Zhou et al. (2019)利用 3D DEM (Discrete Element Method)模擬乾燥粒狀塊體崩塌後堆成堰塞壩之物理模型試驗；以及數值模擬與現地邊坡崩塌結果比對：Wu and Chen (2011)利用二維 DDA 探討草嶺地滑在集集地震影響下之行為與堆積。Lo et al. (2011)利用 PFC3D 探討小林村崩塌，Lin and Lin (2015)探討莫拉克颱風引致布唐布那斯溪邊坡崩塌，Chen and Wu (2018)模擬中國大陸四川新磨

村邊坡崩塌；馮正一(2020)結合 PFC 與 FLAC 探討堰塞壩受侵蝕而最終破壞之過程。因此，非連續體數值分析法在模擬邊坡破壞後滑動行為與堆積上之正確性，已有一定之驗證基礎。數值模擬分析方法雖然可以得到較為準確之崩塌土體堆積過程、壩體高度及規模，但是需要藉由前期相關力學參數之率定與檢核，在堰塞壩形成初期並不容易取得，因此分析結果仍具有一定程度不確定性。**若只憑藉半經驗、統計、影像以及數值模擬等分析方法進行大規模崩塌形成堰塞壩災害潛勢區位之預測，會受限於相關參數不易獲得、區域侷限性、評估結果不確定性等因素，導致堰塞壩災害潛勢區位預測不易**。

Chen et al. (2021)藉由室內實驗量化崩塌運動距離、河道寬度與最小壩體高度間之關係，並提出無因次堰塞壩最小壩體高度評估方法，當無因次結果為 0，即可判斷堰塞壩沒有形成，雖然分析結果較為符合現場實際案例，但是受限於室內實驗條件，在河道寬度與崩塌水平運動距離之比值小於 0.2 時，壩體高度評估結果並不適用，此外，顆粒形狀組成亦是影響壩體高度及形狀之變化(Liao et al., 2019；Li et al., 2020；Wu et al., 2020)，在 Chen et al. (2021)之研究結果也未被考慮。堰塞壩壩體規模與大規模崩塌量體有關，大規模崩塌量體目前主要使用經驗公式估算(Tseng et al., 2013)，不同區位之崩塌量體亦有所不同，因此仍需藉由數值模擬進行驗證。

大規模崩塌塊體由發生、運動、堆積至形成堰塞壩災害潛勢區位之整體過程為堰塞湖危險性評估之初始點，無法單從室內實驗或數值模擬進行解析，**因此，如何結合室內實驗與數值模擬實驗結果，配合既有大規模崩塌形成堰塞壩之現場實際案例，將室內實驗、數值模擬實驗和現場實際案例予以整合，從大規模崩塌發生、運動、堆積至形**

成堰塞壩之整體過程加以建構，為研究堰塞壩形成極需突破之瓶頸。

為解決上述難題，本計畫採用室內實驗方法結合數值模擬方法，進行大規模崩塌潛勢區位能否形成堰塞壩災害潛勢區位之預測，並評估形成後之壩體規模，最終分別建立大規模崩塌潛勢區位形成堰塞壩災害潛勢區位之預測方法與壩體規模預測方法，作為相關單位進行堰塞壩危險性評估與防救災對策研擬之參考依據，強化大規模崩塌形成堰塞壩之防災減災應變能力。

第二節　計畫工作項目

本計畫於今年度規劃：1.堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取、2.崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗、3.崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗以及 4.建立無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法等四個工作項目，說明如下：

一、堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取

堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取將有助於釐清台灣堰塞壩形成、潰壞與致災機制，其內容包括形成位置、形成類型、誘發原因、潰壞型態等基礎數據，作為後續台灣堰塞壩特性分析之參考。

二、崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗

本計畫考量崩塌塊體體積、崩塌落高、邊坡坡度及河道寬度等四種參數進行室內實驗，模擬邊坡塊體崩落至河道之堆積情形，並量測堆積後之塊體體積以及壩體尺寸，進一步建構相關參數與壩體尺寸、規模之定性關係，作為量化壩體規模之參考。

三、崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗

崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗往往受限於場地環境、設計

簡化、尺度效應以及其他不確定性等因素，不易獲得數據大量、範圍廣泛、現象全面之實驗結果，仍具有其侷限性，因此需要藉由數值模擬實驗進行彌補。本計畫首先針對崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗結果進行數值模擬實驗率定驗證，再由數值模擬實驗彌補物理模型室內實驗無法進行之實驗組數，藉由數值模擬結果與物理模型實驗結果，建構完善相關參數與壩體尺寸、規模之定量關係。

四、建立無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法

本計畫將工作項目二、三之相關實驗結果，進行相關參數與壩體尺寸、規模之定性與定量關係無因次分析，進行崩塌體積能否形成堰塞壩之預測，並評估形成後之壩體規模，最終分別建立大規模崩塌潛勢區位形成堰塞壩災害潛勢區位之預測方法與壩體規模預測方法，作為相關單位進行堰塞壩危險性評估與防救災對策研擬之參考依據。

第三節　計畫執行架構與工作進度

一、計畫整體執行架構

本計畫分別以崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗，結合數值模擬實驗方法，配合既有大規模崩塌形成堰塞壩之現場實際案例，將室內實驗、數值模擬實驗和現場實際案例予以整合，從大規模崩塌發生、運動、堆積至形成堰塞壩之整體過程加以建構，進一步建立無因次化之堰塞壩災害潛勢區位預測方法及壩體規模預測方法，已發生之堰塞湖案例可作為數值模擬驗證使用，未發生之大規模崩塌潛勢區位，則能藉由本計畫所建立之預測方法與數值模擬先行評估是否可能形成堰塞壩災害潛勢區位，進一步提前評估形成堰塞壩可能之規模，未來即可藉由本計畫成果進行大規模崩塌形成堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模之預測，強化大規模崩塌形成堰塞壩之防災減災應變能力。本計畫之整體研究流程如圖 1-1 所示。

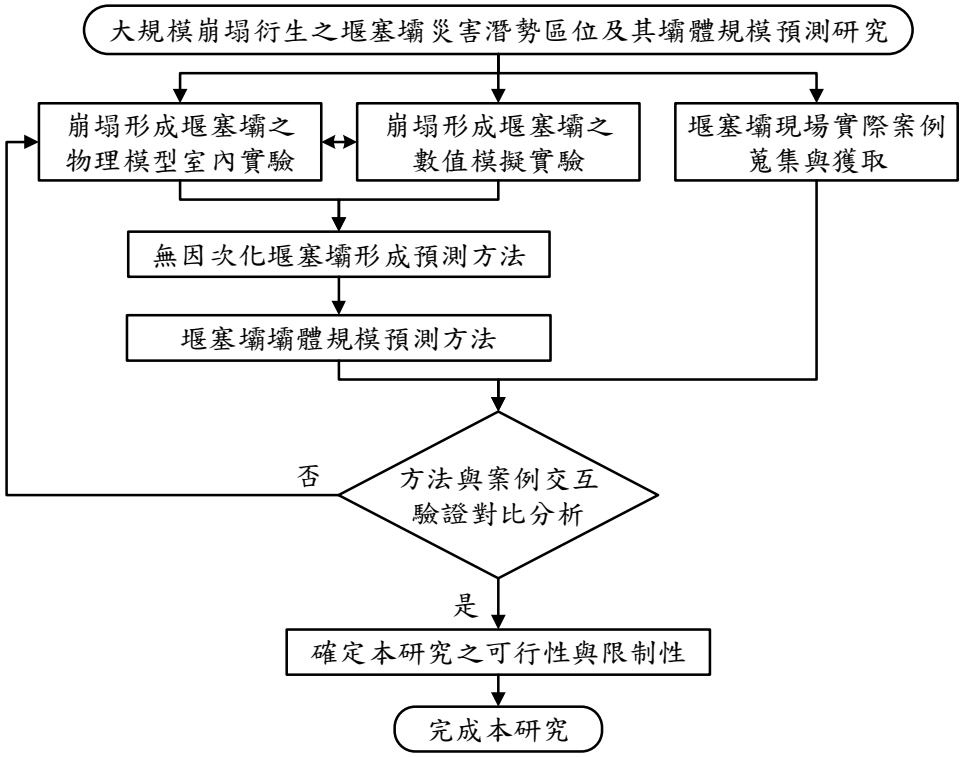


圖 1-1 本計畫整體研究流程圖

二、計畫工作進度檢核

依水土保持局 110 年度創新研究計畫相關規定，本計畫已分別於 2021 年 4 月 12 日繳交工作執行計畫書、7 月 19 日繳交期中報告書、11 月 15 日繳交期末報告書，並於 12 月 30 日繳交成果報告書，符合計畫進度，計畫執行進度如圖 1-2。

工作項目	年	110 年									工作比重
	月	1~4	5	6	7	8	9	10	11	12	
崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗	預定進度										25%
	實際進度										
崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗	預定進度										25%
	實際進度										
堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取	預定進度										20%
	實際進度										
建立無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法	預定進度										20%
	實際進度										
階段報告	預定進度	期初報告			期中報告				期末報告	成果報告	10%
	預定進度	期初報告			期中報告				期末報告	成果報告	

圖 1-2 計畫執行進度

三、計畫重要工作執行檢核

本計畫工作項目已完成堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取、崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗以及建立無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法；惟崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗則受今年新型冠狀病毒 COVID-19 疫情疫情影響，從 5 月中旬至 9 月初實驗進度停擺，因此於 12 月中旬完成相關實驗與分析。

表 1-1 計畫執行成果查核表

工作項目	期末查核工作	執行狀況查核	對應章節
堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取	台灣歷年堰塞壩實際案例資料蒐集	完成	第三章 第一節
崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗	54 組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗	完成	第三章 第二節
崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗	1. 物理模型室內實驗模擬 2. 崩塌形成堰塞壩之數值模擬	完成	第三章 第三節
建立無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法	1. 建立大規模崩塌潛勢區位形成堰塞壩災害潛勢區位之預測方法 2. 建立大規模崩塌潛勢區位形成堰塞壩之壩體規模預測方法	完成	第三章 第四節

第二章　研究方法

第一節　崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗方法

一、實驗目的與假設條件

本計畫實驗目的為量化大規模崩塌形成堰塞壩之評估方法與其壩體規模，考量崩塌塊體體積V_L、崩塌落高H_L、邊坡坡度θ_S及河道寬度B_W等參數進行室內實驗，結合崩塌土體運動距離$L_{\text{run-out}}$之基本理論，建構一無因次評估指標，作為評估大規模崩塌能否形成堰塞壩之方法，並量測堆積後之壩體尺寸，建構評估指標，作為量化壩體規模之方法。

對於崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗方法，其實驗相關假設與限制說明如下：

(一) 由於現地主流河道之地形地貌變化甚大，與水流流向和岩層走向之相對關係有關，山區主流河道斷面主要以 V 型與 U 型河谷為主(Zhao et al., 2019；Oppikofer et al., 2020)，亦有近似矩形或不規則型，為簡化主流河道之地形，本計畫將主流河道設置為矩形渠道，以利不同河道寬度B_W條件之改變。

(二) 為避免河道水流作用影響崩塌塊體堆積於河道之過程，本計畫不考慮河道水流侵蝕之條件，並將主流河道坡度設置為水平，設定崩塌塊體含水量為 0，以利崩塌塊體堆積型態之觀察。

(三) 崩塌塊體堆積於河道時，塊體必須能完全堵塞河道，若無法完全堵塞河道，則崩塌塊體堆積型態將不列入實驗結果。

(四) 為避免崩塌塊體在運動過程中產生崩解，影響堆積體積量測，無法與數值模擬結果進行比對，本計畫採用鋁塊作為崩塌塊體，其密度為 2.7 g/cm^3，單位重為 27 kN/m^3，內摩擦角為 24°，近似崩塌塊體(Park and Adachi, 2002；Do and Wu, 2020)。

根據上述假設條件，觀察崩塌塊體堆積於河道之過程，並改變不同崩塌塊體體積V_L、崩塌落高H_L、邊坡坡度θ_S及河道寬度B_W之實驗參數，分析不同實驗參數下，崩塌塊體堵塞河道形成堰塞壩之壩體規模，進而探討河道寬度B_W與崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$、堰塞壩壩體高度$H_{D_{\min}}$與河道寬度B_W間之關係，進而將其無因次化，使其室內實驗結果更具一般性，而非僅適用於特定之案例，以作為現地評估大規模崩塌能否形成堰塞壩之方法。

二、實驗配置與實驗條件

本計畫之室內實驗設置，使用兩座壓克力渠道架設，一座為模擬崩塌運動過程之矩形渠道，長度為 310 cm，寬度為 30 cm，高度為 50 cm，坡度可調整 40°~60°之渠道，與崩塌塊體堆積之渠道垂直銜接，渠道上方設置可以移動之擋板，在上方可放置模擬崩塌之鋁塊材料(圖 2-1)。崩塌塊體堆積之平面渠道長度為 200 cm，寬度為 150 cm，在渠道兩側位置設置插槽，可以放置長度 150 cm，高度 50 cm 之擋板來改變不同河道寬度B_W，最大可調整至 142 cm(圖 2-2)。本計畫採用 3.2 cm x 3.2 cm x 3.2 cm 立方體之鋁塊模擬崩塌塊體(圖 2-3)，可與數值模擬實驗方法相互結合。本計畫架設三台高速攝影機，分別設置於崩塌塊體堆積渠道之正前方(正視)、崩塌塊體堆積渠道之正上方(俯視)以及兩個渠道銜接位置(側視)，用來記錄不同河道寬度變化下之崩

塌塊體堆積形狀。相關實驗變數分別為 3 組崩塌土體體積V_L、3 組邊坡坡度θ_S、2 組崩塌底部斜面長以及至少 3 組河道寬度B_W變化，預計至少施作 54 組(表 2-1)，並進行相關實驗結果分析，藉由相關變數之實驗成果，建立無因次化堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法。

表 2-1 崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗組數表

組數	崩塌體積 V_L (cm^3)	邊坡坡度 θ_S (degree)	崩塌底部斜面長 (cm)	崩塌底部落高 (cm)	崩塌水平距離 L_L (cm)	河道寬度 B_W (cm)
1	6193	40	100	64.3	76.6	10, 21, 32
2			150	96.4	114.9	
3		50	100	76.6	64.3	
4			150	114.9	96.4	
5		60	100	86.6	50.0	
6			150	129.9	75.0	
7	9732	40	100	64.3	76.6	
8			150	96.4	114.9	
9		50	100	76.6	64.3	
10			150	114.9	96.4	
11		60	100	86.6	50.0	
12			150	129.9	75.0	
13	12386	40	100	64.3	76.6	
14			150	96.4	114.9	
15		50	100	76.6	64.3	
16			150	114.9	96.4	
17		60	100	86.6	50.0	
18			150	129.9	75.0	



圖 2-1 物理模型室內實驗渠道配置圖

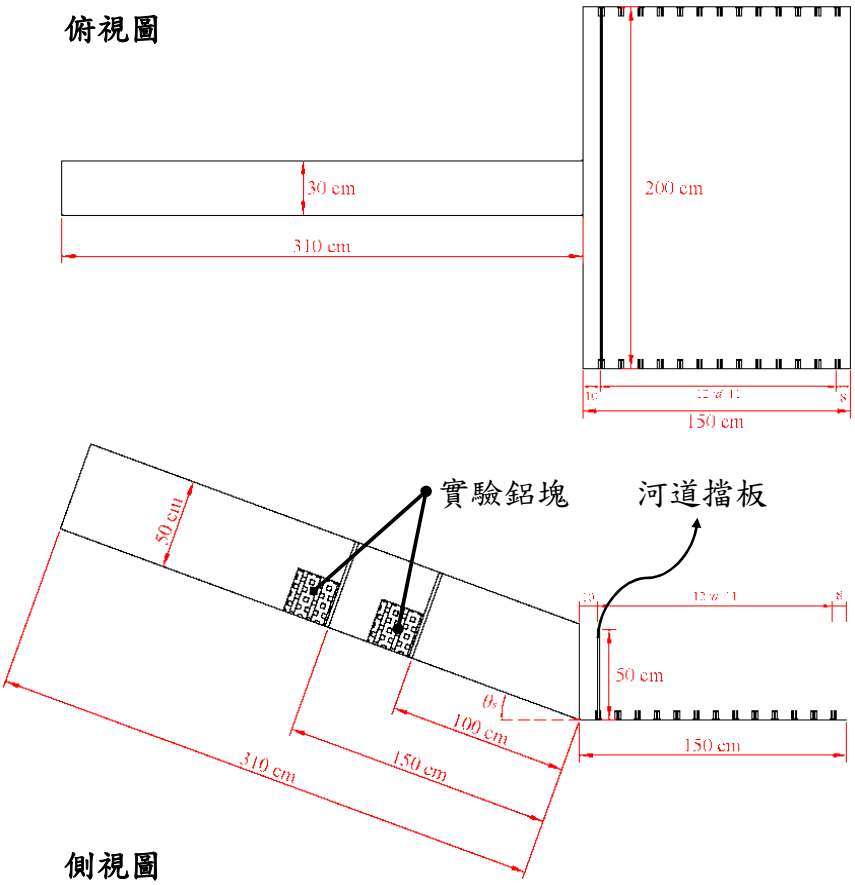


圖 2-2 物理模型室內實驗之尺寸說明

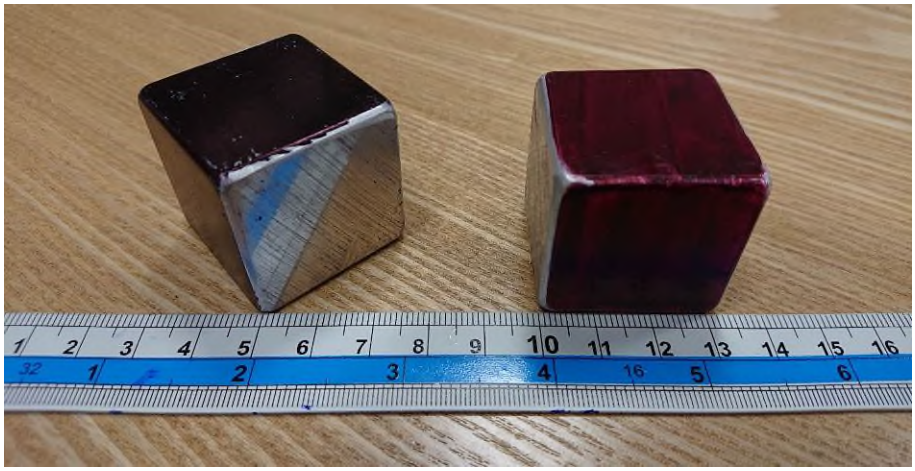


圖 2-3 模擬崩塌塊體之實驗鋁塊

三、實驗流程

本計畫實驗步驟說明如下(圖 2-4)：

(一) 將實驗與儀器設備準備齊全，包括高精度雷射測距儀、電子秤、計時器、攝影機、鋼尺、捲尺、氣泡水平尺、實驗記錄本及實驗鋁塊等。

(二) 於崩塌塊體堆積之渠道正前方、正上方及右側處架設實驗所需之三台攝影機以拍攝實驗完整過程。

(三) 將崩塌塊體運動過程之渠道坡度調整至實驗條件，固定實驗條件之崩塌塊體落高並設置擋板，接著將實驗鋁塊置入崩塌塊體運動過程之渠道，完成崩塌塊體運動過程之渠道布設。

(四) 完成崩塌塊體運動過程之渠道布設後，於崩塌塊體堆積之渠道架設所需河道寬度之擋板，開啟計時器及攝影機後，將崩塌塊體之擋板抽離，使實驗鋁塊滑落至崩塌塊體堆積之渠道，記錄實驗鋁塊於不同河道寬度條件下於擋板之堆積形狀。

重覆上述實驗步驟，記錄不同實驗條件下之實驗結果，並將攝影機攜回室內工作室後進行資料讀取與整理，依實驗名稱、日期及組別

予以命名及分類，並儲存置於電腦作業平台，以利後續數據分析。

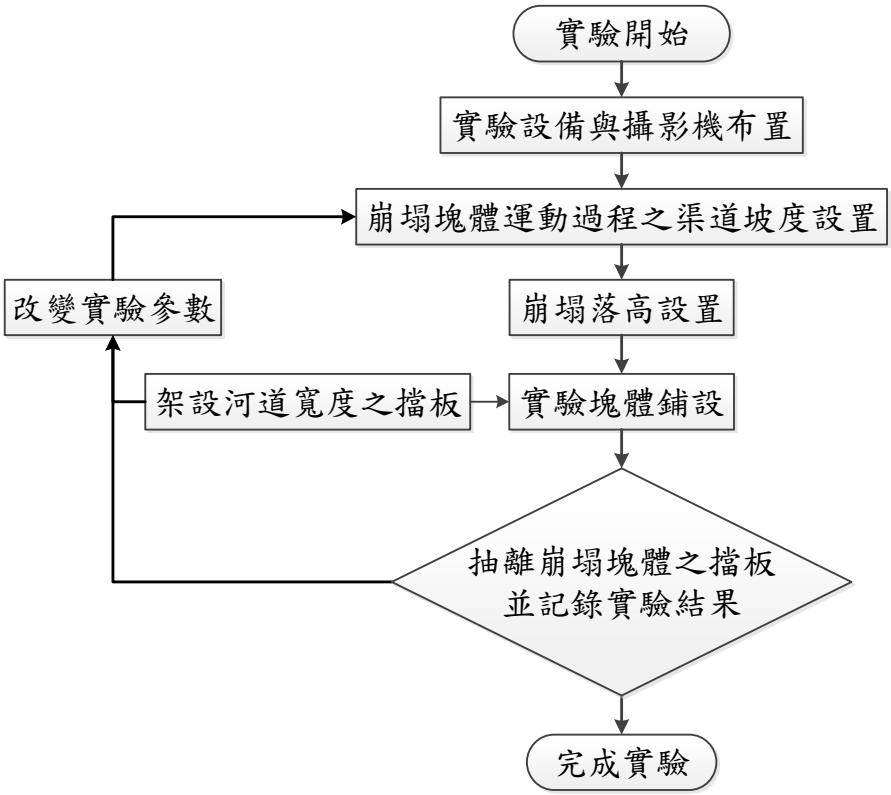


圖 2-4 室內實驗流程圖

四、實驗參數

(一) 崩塌塊體體積V_L

當崩塌塊體體積V_L越大時，運動距離越大，能形成堰塞壩之規模越大(Scheidegger, 1973；Hsü, 1975；Costa and Schuster 1988)。因此本計畫根據實驗鋁塊尺寸，設置三種崩塌塊體體積V_L，分別為 6193 cm^3(189 塊)、9732 cm^3(297 塊)及 12386 cm^3(378 塊)，以探討崩塌塊體體積V_L與壩體體積V_D、崩塌塊體運動距離$L_{run\text{-}out}$間之關係。

(二) 邊坡坡度θ_S及崩塌落高H_L

崩塌塊體起始位置所具備之位能，會經崩落後轉換為高速之動能

而向下運移，所具備之位能即為崩塌落高H_L，其主要受崩塌塊體頂部至邊坡坡趾之斜面距離S_L與邊坡坡度θ_S影響而有所改變，因此本計畫分別固定兩種崩塌塊體底部斜面長及三種邊坡坡度θ_S，觀察不同崩塌落高H_L條件下，崩塌土體堵塞河道形成堰塞壩之情形。其中，崩塌塊體底部斜面長分別為 100 cm 及 150 cm。為使崩塌塊體能自然滑落並堆積至河道，邊坡坡度θ_S須大於實驗鋁塊之內摩擦角，因此分別設置 40°、50°及 60°之邊坡坡度θ_S。

(三) 河道寬度B_W

本計畫所定義之河道寬度B_W為兩岸邊坡坡趾間之距離，即河道底部寬度，改變河道寬度B_W為觀察崩塌塊體堆積於不同河道寬度B_W之條件下，形成堰塞壩壩體規模之情形。在壩體必須能完全堵塞河道條件下，記錄不同河道寬度B_W所形成之堰塞壩壩體規模，以利後續數據之分析。

室內實驗相關量測參數如圖 2-5 所示。

五、崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$

堰塞壩形成條件中，崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$必須能跨越河道至對岸坡面，才可能阻斷河道形成堰塞壩(Costa and Schuster 1988；Chen et al., 2019；Oppikofer et al., 2020；Chen et al., 2021)。因此崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$需大於崩塌塊體趾部至坡趾之之水平距離L_L與河道寬

度B_W之和，即$L_{\text{run-out}}>L_L+B_W$，而崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$為崩塌水平距離$L_L$與崩塌塊體水平運動距離$B_{\max}$之和，即$L_{\text{run-out}}=L_L+B_{\max}$(圖 2-5)。

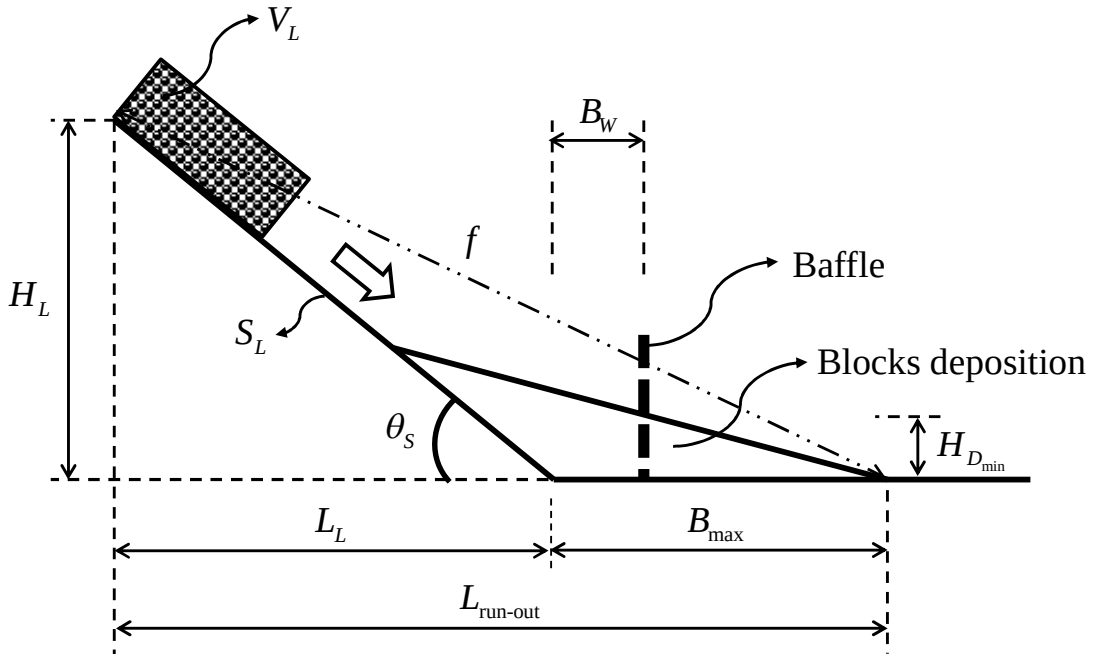


圖 2-5 室內實驗相關量測參數示意圖(修改自 Chen et al., 2021)

崩塌塊體運動距離$L_{\text{run-out}}$可表示為等價摩擦係數f與崩塌落高H_L間之關係式(Heim, 1932)：

$$L_{\text{run-out}}=\frac{H_L}{f} \tag{2-1}$$

Okura et al. (2000)提出當崩塌塊體自斜面滑動至平面後停止之整個過程，其等價摩擦係數f與邊坡坡度θ_S及摩擦係數$\tan\phi$有關，ϕ為內摩擦角，塊體之動能會因與平面接觸碰撞後而產生垂直方向損失，此時等價摩擦係數f可表示為：

$$f=\frac{\tan\theta_s\tan\phi}{\sin\theta_s+(1-\cos\theta_s)\tan\phi} \tag{2-2}$$

因此可利用式(2-2)計算實驗鋁塊在不同邊坡坡度θ_S條件下之等價摩擦係數f，如表 2-2 所示。

表 2-2 實驗鋁塊在不同邊坡坡度條件下之相關參數

邊坡坡度 θ_S (°)	內摩擦角 ϕ (°)	摩擦係數 $\tan\phi$	等價摩擦係數 f	崩塌斜面長 S_L (cm)	崩塌落高 H_L (cm)	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體運動距離 $L_{\text{run-out}}$ (cm)	崩塌塊體水平運動距離 $B_{\max}$ (cm)
40	24	0.445	0.500	122.4	78.7	93.8	157.3	63.5
				135.2	86.9	103.6	173.8	70.2
				144.8	93.1	110.9	186.1	75.2
				172.4	110.8	132.1	221.6	89.5
				185.2	119.0	141.9	238.0	96.1
				194.8	125.2	149.2	250.4	101.1
50			0.574	122.4	93.8	78.7	163.5	84.8
				135.2	103.6	86.9	180.6	93.7
				144.8	110.9	93.1	193.4	100.3
				172.4	132.1	110.8	230.3	119.4
				185.2	141.9	119.0	247.3	128.3
				194.8	149.2	125.2	260.2	135.0
60			0.708	122.4	106.0	61.2	149.6	88.4
				135.2	117.1	67.6	165.3	97.7
				144.8	125.4	72.4	177.0	104.6
				172.4	149.3	86.2	210.8	124.6
				185.2	160.4	92.6	226.4	133.8
				194.8	168.7	97.4	238.2	140.8

六、崩塌塊體量測

每組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗施作完成，除量測壩體高度外，亦分別量測邊坡殘存體積V_R與堰塞壩壩體體積V_D，邊坡殘存

體積V_R為量測堆積坡面上塊體之上、中、下段堆積厚度，並利用 ImageJ 進行投影面積圈繪(圖 2-6)，最後利用堆積厚度與實際面積之乘積獲得邊坡殘存體積V_R。

堰塞壩壩體體積V_D為利用高精度雷射測距儀量測堆積河道塊體固定斷面之厚度與長度，以圖 2-7 為例，量測每個斷面點位之厚度與線段長度並記錄之，最後利用斷面法求得堰塞壩壩體體積V_D。

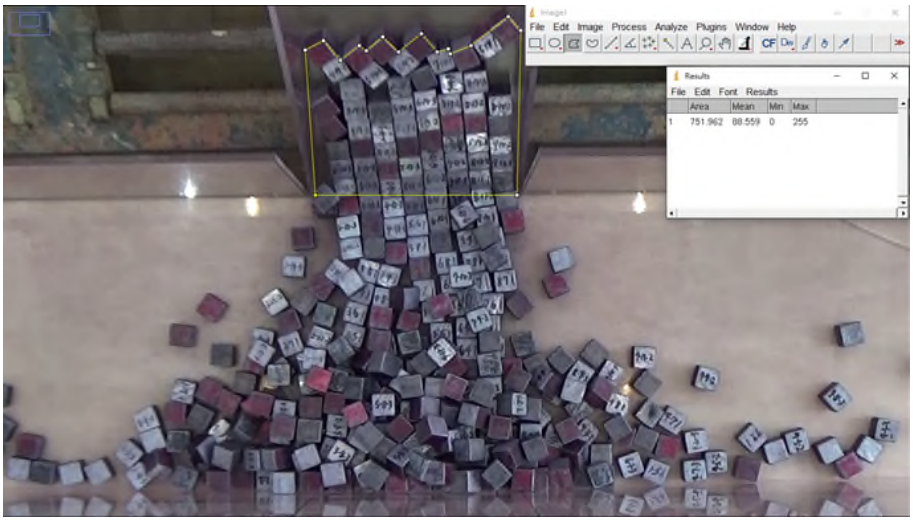


圖 2-6 利用 ImageJ 進行邊坡殘存體積之投影面積圈繪

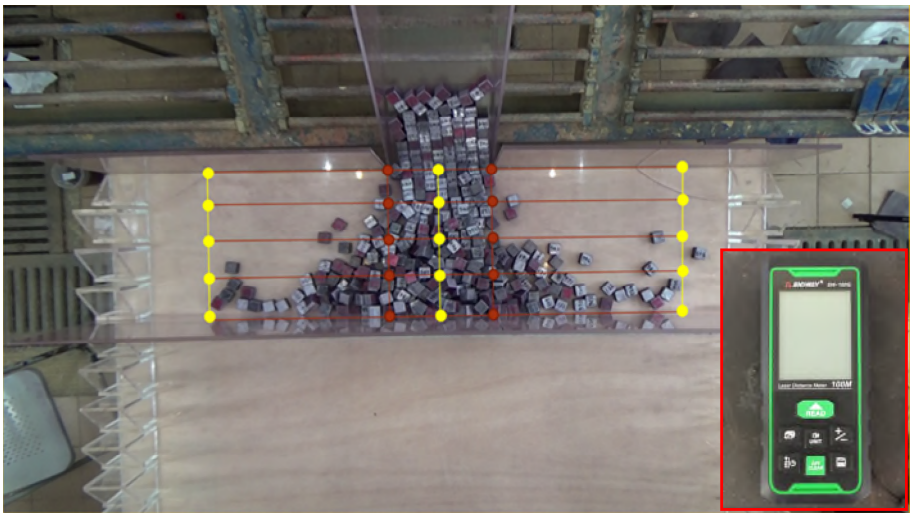


圖 2-7 高精度雷射測距儀量測堆積河道塊體固定斷面之厚度與長度

第二節　崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗方法

本計畫使用離散元素法進行崩塌形成堰塞壩之數值模擬。離散元素法(Discrete Element Method, DEM)是模擬非連續體運動之一種動態數值分析方法，計算過程中以不連續面切割塊體並且透過接觸判定，描述塊體間之接觸行為。Cundall and Strack (1979)所提出之 DEM (Discrete Element Method)，描述圓與球體之間的碰撞模擬，之後由此延伸出三維可變形多邊形塊分析岩石力學之問題並應用在邊坡滑動研究。基於 Discrete Element Method 理論基礎而發展出之 3DEC (Three-Dimensional Distinct Element Code)，此軟體可用於分析土壤、岩石、地下水、結構支撐及砌體等大地工程問題(Cundall, 1988)，3DEC 可模擬由不連續面所切割而成之塊體群體，在靜態或動態荷重下所受到之影響及其反應(Wu and Hsieh, 2021)。

一、三維離散元素法計算原理

(一) 塊體接觸理論

在計算粒子運動表現時主要考量牛頓第二運動定理運用在圓盤上接觸時，接觸力以及位移的關係。在圓盤接觸時會根據牛頓第二運動定律計算所受到的力，並以此力計算運動情形。當假設為剛體時該圓盤的形變能量會轉變為運動，因此在模擬時並不需要量測其變形，並在模擬時允許塊體稍微穿透，並利用很小的穿透來代替在塊體接觸時的變形行為。

圖 2-8 說明了在起初假設時的設置，以此介紹在計算時如果決定力以及位移。在圖 2-8(a)中有 x 以及 y 兩圓並將其夾在牆中，在此處假設所有物體皆為剛體，牆壁會以等速度 v 向兩圓擠壓，在開始前的初速度為 $t=t_0$，在此時牆對圓盤，以及圓盤對圓盤之間有接觸但接觸

力為 0。經過Δt 時間後(圖 2-8(b))，牆開始朝圓盤中心移動而該距離為 vΔt，在 $t_1=t_0+\Delta t$ 產生接觸點 A 及 C，此時在 A 及 C 在 t_1 時的位移變化為 $\Delta n=v\Delta t$ 受力為：

$$\Delta F_n=K_n(\Delta n)_{t1}=k_n v\Delta t \tag{2-3}$$

其中 K_n 為正向彈性係數，ΔF_n 代表在垂直向增加的力。

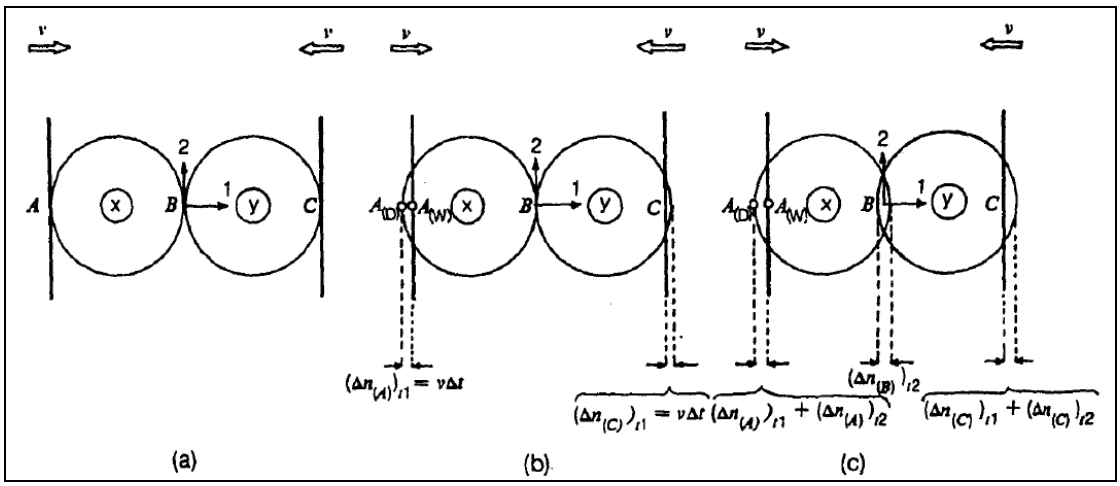


圖 2-8 雙圓盤在剛體牆壓縮下的變化。(a)$t=t_0$；(b)$t=t_1=t_0+\Delta t$；(c)$t=t_2=t_0+2\Delta t$ (Cundall and Strack, 1979)

在此時產生的力 $F_{(X)1}$ 與 $F_{(y)1}$ 代表圓盤 x 跟 y 在 $t_1=t_0+\Delta t$ 時的力並以圖上 1 的方向為正向，因此：

$$F_{(X)1}=k_n(\Delta n)_{t1},\ F_{(y)1}=-k_n(\Delta n)_{t1} \tag{2-4}$$

並用獲得的力所產生之加速度，運用在牛頓第二運動定律上：

$$a_{x1}=F_{(X)1}/m_{(X)},\ a_{y1}=F_{(X)1}/m_{(y)} \tag{2-5}$$

其中 a_{x1} 以及 a_{y1} 分別代表圓盤 x 及 y 在 1 方向上的加速度，此外 $m_{(X)}$及 $m_{(y)}$分別代表圓盤 x 與 y 的質量。由式(2-5)所得的加速度可以作成在 $t_1=t_0+\Delta t$ 至 $t_2=t_0+2\Delta t$ 間的接觸速度：

$$V_{x1(t2)}=[F_{(X)1}/m_{(X)}]\Delta t,\ V_{y1(t2)}=[F_{(X)1}/m_{(y)}]\Delta t \tag{2-6}$$

A、B、C 三點在接觸後 t2=t0+2Δt 時的相對位移為：

$$(\Delta_{n(A)})_{t2}=(v-[F_{(x)1}/m_{(x)}]\Delta t)\Delta t \quad (2\text{-}7)$$

$$(\Delta_{n(B)})_{t2}=([F_{(x)1}/m_{(x)}]\Delta t-[F_{(y)1}/m_{(y)}])\Delta t \quad (2\text{-}8)$$

$$(\Delta_{n(C)})_{t2}=([F_{(y)1}/m_{(y)}]\Delta t-[-v])\Delta t \quad (2\text{-}9)$$

其中$\Delta_{n(A)}$、$\Delta_{n(B)}$、$\Delta_{n(C)}$受壓為正值。

在計算時會不停重複以上步驟，將受力所對應之位移，透過式(2-4)計算造成的合力，並以牛頓第二運動定律(式(2-5))獲得位移，下面將進一步解釋位移的計算。

在此說明兩圓盤在二維空間中碰撞後的位移情形(圖 2-9)，其中兩圓盤坐標分別為 $x_i=(x_1,x_2)$以及 $y_i=(y_1,y_2)$，合力所產生的速度分量分別為 $x_v=(x_{v1},x_{v2})$以及 $y_v=(y_{v1},y_{v2})$，此時所產生的角速度$\theta_{v(x)}$及$\theta_{v(y)}$，並將逆時針方向定為正值，圓盤的半徑分別為 $R_{(x)}$、$R_{(y)}$；質量為 $m_{(x)}$、$m_{(y)}$；點位 $P_{(x)}$、$P_{(y)}$為兩圓盤接觸時間邊界。當兩圓盤接觸時，兩圓盤中心點距離 D 會小於兩圓盤半徑和，即：

$$D<R_{(x)}+R_{(y)} \quad (2\text{-}10)$$

若符合上述條件，在圖 2-9 之 C 點的相對位移可根據兩圓的接觸邊界$P_{(x)}$、$P_{(y)}$來獲得，而在此處的單位向量 e_i則可以根據圓盤 x 與 y 獲得：

$$e_i=(y_i-x_i)/D=(\cos\alpha,\sin\beta) \quad (2\text{-}11)$$

法線向量可表示為 $t_i=(e_2,-e_1)$，此時 $P_{(x)}$與 $P_{(y)}$的相對速度可以表示為 X_{vi}：

$$X_{vi}=(x_{vi}-x_{yi})-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)})t_i \quad (2\text{-}12)$$

法線方向的相對速度(n)與切線方向的相對速度(s)以 X_i、e_i、t_i 可以表示：

$$n=X_ie_i=(x_{vi}-y_{vi})e_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)})t_ie_i=(x_{vi}-y_{vi})e_i \quad (2\text{-}13)$$

$$s=X_it_i(x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)})t_it_i=(x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)})$$

(2-14)

在這位置的切線位移 Δn 以及 Δs 為：

$$\Delta n=(n)\Delta t=[(x_{vi}-y_{vi})e_i]\Delta t \quad (2\text{-}15)$$

$$\Delta s=(s)\Delta t=[x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)}]\Delta t \quad (2\text{-}16)$$

在這邊所增加的相對位移可以推算出正向力 ΔF_n 以及剪切力 ΔF_s：

$$\Delta F_n=k_n\Delta n=k_n[(x_{vi}-y_{vi})e_i]\Delta t \quad (2\text{-}17)$$

$$\Delta F_s= k_s\Delta s=k_s[x_{vi}-y_{vi})t_i-(\theta_{v(x)}R_{(x)}+\theta_{v(y)}R_{(y)}]\Delta t \quad (2\text{-}18)$$

最後在每一個時階(time step)時的 ΔF_n 以及 ΔF_s 會計算出應施加在圓盤上的正向力 F_n 及剪切力 F_s，並根據前一個時階的結果來計算下一個時階即：

$$(F_n)_N=(F_n)_{N-1}+\Delta F_n;\ (F_s)_N=(F_s)_{N-1}+\Delta F_s \quad (2\text{-}19)$$

其中 F_s 為根據庫倫摩擦定理，並可根據式(2-20)檢驗是否大於 $(F_s)_{max}$，若結果大於 $(F_s)_{max}$ 則採用 $(F_s)_{max}$ 作為當個時階的 F_s：

$$(F_s)_{max}=F_n\tan\phi_u+c \quad (2\text{-}20)$$

在上述分析中式(2-17)、式(2-18)中力產生的位移中速度 x_{vi}、$\theta_{v(x)}$ 可以根據下方公式獲得。

在此假設在時間 t_N 時作用在圓盤 x 上作用的力以及動量可以將區間 Δt 分成由 $t_{N-1/2}$ 至 $t_{N+1/2}$ 來討論，根據牛頓第二運動定律表示成：

$$m_{(x)}a_i=\Sigma F_{(x)i} \quad (2\text{-}21)$$

$$I_{(x)}\theta_{a(x)}=\Sigma M_{(x)} \quad (2\text{-}22)$$

其中 $I_{(x)}$ 代表在圓盤 x 上的轉動慣量，在 Δt 的模擬期間將 a_i 以及 $\theta_{a(x)}$ 視為常數，並根據式(2-23)以及式(2-24)進一步推算速度：

$$(x_{vi})_{N+1/2}=(x_{vi})_{N-1/2}+[\Sigma F_{(x)i}/m_{(x)}]_N\Delta t \quad (2\text{-}23)$$

$$(\theta_{v(x)})_{N+1/2}=(\theta_{v(x)})_{N-1/2}+[\Sigma M_{(x)}/I_{(x)}]_N\Delta t \quad (2\text{-}24)$$

由上述推導出的公式可以計算出下一個時階所需的速度，並以此計算再下一個時階的速度。

$$(x_i)_{N+1}=(x_i)_N+(x_{vi})_{N+1/2}\Delta t \tag{2-25}$$

$$(\theta_{(x)})_{N+1}=(\theta_{(x)})_N+(\theta_{v(x)})_{N+1/2}\Delta t \tag{2-26}$$

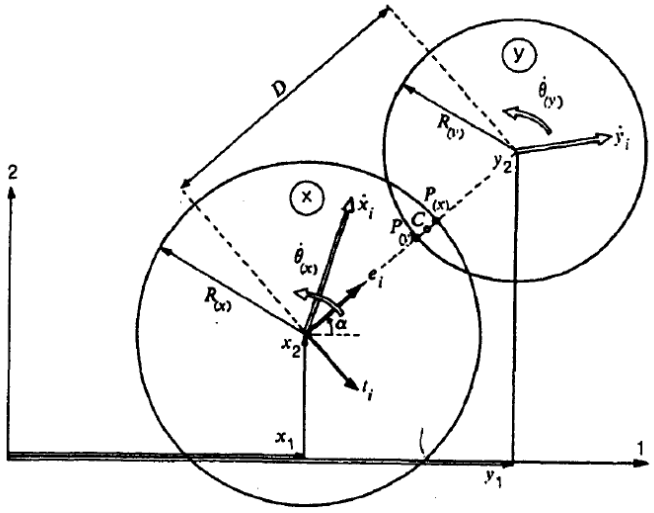


圖 2-9 圓盤碰撞後位移計算圖(Cundall and Strack，1979)

Cundall (1988)進一步提出由二維的圓盤，三維的球狀進而衍生出三維多面體判定。在三維接觸判定時可以計算任意形狀的兩個塊體之間的接觸，無論是凸多邊形還是凹多邊形，另外也可以顯示接觸時的幾何和物理特性。分離元素法可以模擬三維不連續塊體間的交互作用。塊體具有任意形狀，並且可以與任何其他塊交互滑動或轉動，均不受限制。因此需要一種快速的方法來判別接觸時塊體幾何和物理特性。接觸時應考慮不同的面，邊或頂點以及不同方向。

判別兩相鄰塊體首先須要先考慮所有的接觸方式，在三維空間下有許多的接觸方式，每個塊體都有頂點、邊、面，而每個頂點、邊、面又必須與另一個塊體的頂點、邊、面進行接觸判定。簡單假設，當有 A 以及 B 兩個塊體要接觸時，A 塊體有 v_A 個頂點、e_A 個邊以及 f_A 個面，B 塊體有 v_B 個頂點、e_B 個邊以及 f_B 個面，那麼兩個塊體間所

有的接觸型態有：

$$n=(v_A+e_A+f_A)(v_B+e_B+f_B) \tag{2-27}$$

若假設 A 塊體及 B 塊體都是立方體則接觸的數目有：

$$n=(8+12+6)(8+12+6)=676 \tag{2-28}$$

然而實際上其實不需要這麼多種接觸判定，有些接觸判定可以歸類成同一類，所以說只有點對面還有邊對邊兩種接觸需要加以判別，其他接觸型態可以用下列方法替代：

1.點-點接觸：可以認為是三個以上的角-面接觸在同一個位置上

2.點-邊接觸：可以認為是兩個點-面接觸型態同時發生

3.邊-面接觸：可以認為兩個塊體間有兩個邊-邊接觸

4.面-面接觸：可以認為是三個以上之邊-邊接觸或三個以上角-面接觸

在進行替代後兩塊體間的接觸型態數目為：

$$n=v_A\cdot f_B+e_A\cdot f_B+v_B\cdot f_A+e_B\cdot f_A \tag{2-29}$$

$$n=8\cdot 6+12\cdot 6+8\cdot 6+12\cdot 6=240 \tag{2-30}$$

以 A、B 兩立方塊體為例可能接觸型態的數目就降至 240 次。

雖然接觸種類數目已經簡化了，但在接觸判定時還是有些難度，例如在頂點對面的判定中除了要確定塊體 A 的頂點位於塊體 B 的面的上方或下方，同時還要確定塊體 A 的角是否會在塊體 B 的面的範圍內，此時就需要一點時間做接觸判定。此外在某些接觸型態下接觸時的單位向量很難去定義出來，例如在邊-邊、頂點-邊、頂點-頂點接觸，而且當兩塊體之間的接觸型態轉變後接觸面的單位向量不一定可由漸變方式做轉變，為了解決這個問題，所以提出新的接觸判定方法。

為解決判定接觸型態上的問題，可將問題分成兩個部分來解決：

(1)定義一個共同平面，此平面存在於兩塊體之間；(2)再分別對兩塊體接觸時形成的共平面的接觸情形作判斷。共平面就像是一個平板懸掛在兩接觸塊體間(圖 2-10)，而此平板會因塊體的接觸而旋轉改變方向，當兩塊體接觸，該平板會就會被兩塊體夾住並限制在某一角度。

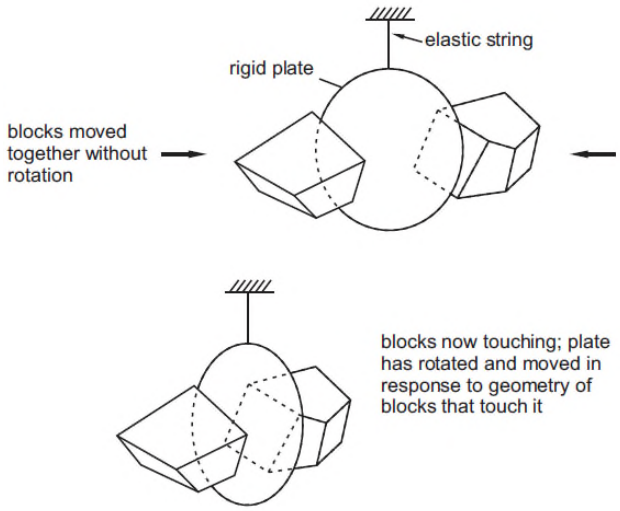


圖 2-10 塊體接觸時與共平面的幾何關係 (Cundall, 1988)

有了這個方法，不論塊體的形狀與方向如何，該平板的位置就能決定塊體間的滑動面，共同平面判斷接觸型態有以下優點：

1. 在判斷時與需要判別點共同平面的接觸情形即可，接觸型態可經由計算共同平面與點的接觸數目來決定。

2. 判別接觸型態的次數與塊體的角數呈線性關係。因為只需要去判斷塊體 A 與塊體 B 的點與共同平面的接觸情形，所以判斷次數可以簡化為：

$$n = v_A + v_B \tag{2-31}$$

若以上面 A、B 塊體為例，可將判斷次數由 240 次簡化為 16 次。

3. 不需特別判斷兩塊體是否在接觸範圍內，如果兩個塊體均共平面接觸，那兩個塊體就是互相接觸，若兩個塊體不接觸，則各自的共平面也不會接觸。

4. 不需特別去找出兩個塊體接觸時的單位法向量，當共平面形成時，其法向量就是塊體接觸時的單位法向量。

5. 當共平面被定義出來之後，法向量不連續的問題也隨之解決，因為該平面旋轉時是以連續性方式在變動，因此若塊體旋轉也會造成法向量有連續性的變化。

6. 當計算未接觸塊體之間的距離時，只需將兩塊體與共同平面間的距離相加即可得到。

共平面的建立可以簡化並加快判別接觸型態的速度，但當共同平面移動或轉動時將會使共同平面與最近的點之間的距離減少或保持不變，因此必須定義出計算共同平面位置的方法及準則。共同平面的位置決定於兩塊體間的距離，其位置需將與其最近的點之間的距離最大化，當兩塊體重疊時，共同平面與重疊量最大的點間之距離則需最小化(圖 2-11)。

當兩個塊體還未接觸到彼此時，共平面位置會位於兩個塊體的質心連線中點上，單位法向量則是在質心的連線方向上，共平面位置可以下式表達：

$$C_i = \frac{A_i + B_i}{2} \tag{2-32}$$

$$n_i = \frac{Z_i}{|Z_i|} \tag{2-33}$$

其中：Z_i=B_i-A_i；n_i=共同平面之單位法向量；C_i=共同平面之參考位置向量；A_i=塊體 A 之質心位置向量；B_i=塊體 B 之質心位置向量。

為了最大化共平面與最近點之距離，或者最小化重疊點的距離，共平面會藉由移動與轉動來符合上述條件的位置。

因不同接觸型態會有不同的力學行為，因此判斷接觸型態非常重

要。在面-邊接觸後的力學行為就與面-面接觸後是不同的，在岩石力學中，面-面的接觸通常被視為節理，此時應力較力而言更為重要，在面-面接觸時，為了使用壓力-位移關係式，必須找出其接觸面積，而在 3DEC 中，面-面接觸可以替換成角-面接觸或是邊-邊接觸，而兩種型態的判斷可藉由與共平面接觸的點數目來決定(表 2-3)。

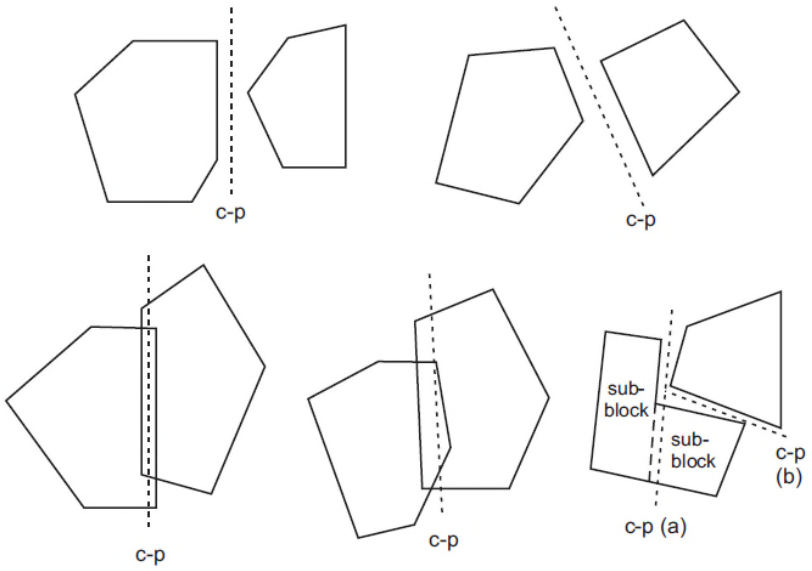


圖 2-11 兩塊體接觸時的共平面位置 (Cundall, 1988)

表 2-3 接觸型態

塊體的頂點與共平面的接觸數目		接觸型態
塊體 A	塊體 B	
0	0	無接觸
1	1	點-點
1	2	點-邊
1	>2	點-面
2	1	邊-點
2	2	邊-邊
2	>2	邊-面
>2	1	面-點
>2	2	面-邊
>2	>2	面-面

(二) 計算步驟

3DEC 採動態計算法，以有限差分法來處理塊體之運動方程式，在每個運算時階中皆使用運動方程式以及材料參數進行計算，在計算時會以前一個時階所得出之力作為下一個時階之移動或轉動依據，進而計算出新塊體位置，再由新位置透過運動方程式得出新之接觸力，以此形成一個計算循環(圖 2-12)。

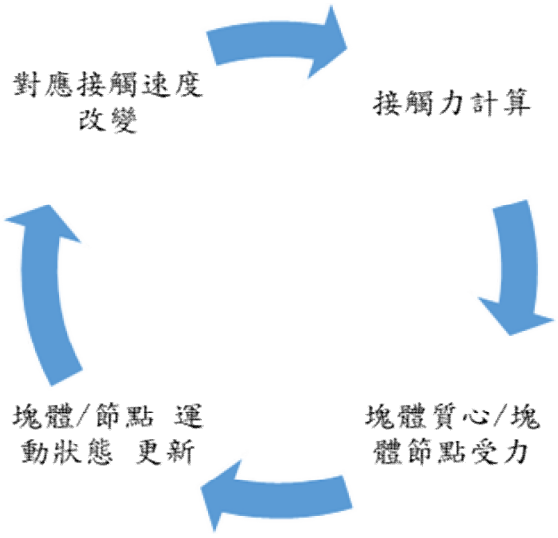


圖 2-12 三維離散元素法計算循環

(三) 接觸力計算

由於兩塊體間共平面之單位法向量即為塊體接觸面之單位法向量 n_i，因此兩塊體間之接觸力將沿著接觸面法向方向以及剪切方向作用。以剛體而言，兩塊體間之接觸力速度可以由下式表示：

$$V_i = x_i^B + e_{ijk}\omega_j^B\left(C_k - B_k\right) - x_i^A - e_{ijk}\omega_j^A\left(C_k - A_k\right) \tag{2-34}$$

其中，A_i、B_i、C_i 分別為塊體 A 與塊體 B 新之位置向量，以及共平面 C 之位置向量；x_i^A 與 x_i^B 為塊體 A 與塊體 B 之速度向量；ω_j^A 與 ω_j^B 為相對應角速度之向量；e_{ijk} 為轉換張量，其中 i、j、k 可為數字 1 到 3。

對於剛性塊體其次接觸的位移量可利用兩接觸塊體之相對速度求得：

$$\Delta \mathrm{U}_i = \mathrm{V}_i \Delta t \tag{2-35}$$

然後沿著共平面可以將求到的位移量分解成正向位移以及簡力位移量，其中正向位移量為：

$$\Delta \mathrm{U}^n = \Delta U_i n_i \tag{2-36}$$

剪力位移量為：

$$\Delta \mathrm{U}_i^s = \Delta U_i - \Delta U_j n_i n_j \tag{2-37}$$

在共平面上之單位法向量在每個運算後都必須重新計算，在考慮共平面旋轉下，接觸面之剪力應該修正為：

$$F_i^s = F_i^s - e_{ijk} e_{kmn} F_j^s n_m^{old} n_n \tag{2-38}$$

其中，n_m^{old} 為前一個計算時階中共平面之單位向量。

接著在次接觸面上的位移來計算接觸力，正向力將壓力假設為正，則接觸面上之正向力變化為：

$$\Delta \mathrm{F}^{\mathrm{n}} = -K_n \Delta U^n A_c \tag{2-39}$$

接觸面上的剪力變化為：

$$\Delta \mathrm{F}_{\mathrm{i}}^{\mathrm{s}} = -K_s \Delta U_i^s A_c \tag{2-40}$$

其中，K_n 為接觸面之正向勁度；K_s 為接觸面之剪切勁度；A_c 為次級接觸面積，該面積大小為共平面範圍內次級塊體三角面積之 1/3，對於面-面接觸則是 1/2 之三角面積。

在下一個時間的計算中，次級接觸面上的正向力與剪切力為：

$$F^n = F^n + \Delta F^n \tag{2-41}$$

$$F_i^s = F_i^s + \Delta F_i^s \tag{2-42}$$

塊體 A 對於塊體 B 之次級接觸力為：

$$F_i = -\left(F^n n_i + F_i^s\right) \tag{2-43}$$

對於剛體，次級接觸力加上原先作用在塊體形心上之力即可得到下一個時階之力量與彎矩：

$$F_i^A = F_i^A - F_i \tag{2-44}$$

$$M_i^A = M_i^A - e_{ijk}\left(C_j - A_j\right)F_k \tag{2-45}$$

其中，C_j 為次級接觸之位置向量。塊體 B 之力量與彎矩可以用同一個方法求得：

$$F_i^B = F_i^B - F_i \tag{2-46}$$

$$M_i^B = M_i^B - e_{ijk}\left(C_j - B_j\right)F_k \tag{2-47}$$

二、數值模擬實驗

(一) 物理模型室內實驗模擬

根據物理模型室內實驗設置，本計畫建立 3DEC 數值模型，根據室內實驗取邊坡坡度θ_S為 50°及 60°，模擬中假設室內模型厚度為 5mm，每一個滑動塊體設為剛體，且體積為 3.2 cm x 3.2 cm x 3.2 cm，模擬塊體數依室內試驗可為 189、297 及 378 塊，並透過試誤法找出正向彈性模數(1×10^9 Pa/m)與剪切彈性模數(1×10^9 Pa/m)，模擬堆疊塊體滑動過程並觀察崩落後堆積情形，可對特定塊體設定觀察點，記錄其滑動時的速度與位移變化，以便進一步與室內實驗結果比對。

在模擬時將鋁塊密度設為 2.7 g/cm^3、壓克力板的密度為 1.170 g/cm^3，摩擦係數為 0.445。在實際操作與模擬中發現，模擬時可以不需要擋板直接加載重力使其滑落，在考量到整體實驗的延展性後，將擋板加至數值模型中，並依據室內實驗結束後的影片判讀，計算出各個時間中拉起檔板所需要的時間，並各別應用在每一個模擬中。

(二) 實際案例模擬

藉由室內試驗與數值模擬之結果調整數值模擬參數，進一步應用至現場崩塌模擬。在模擬中首先取得該實際案例之 Digital Elevation Model 數值地形資料，透過塊體三角柱建模(圖 2-13)建立實際案例之數值地形，由文獻收集以及現地調查結果劃設出滑動區域，找出滑動前後之滑動面，如果沒有明確滑動面則由鑽探報告中找出較破碎之位置，並將其假設為滑動面。從現地調查中找到該地之岩層走向/傾角，由此切出不連續面，透過改變不同不連續面摩擦角以及不連續面間距模擬不同情況下塊體堆積情形以及影響範圍。

在模擬時選定幾個點設定記錄，記錄其速度及位置，在模擬後能透過系統顯示塊體滑動後之速度及位移量，在模擬時若整體速度低於 1 m/s 時會認定該塊體處於擬靜態，此時就會停止滑動分析，並輸出其位移分布圖。最後將模擬結果切出剖面量測堆積高度與堆積範圍。

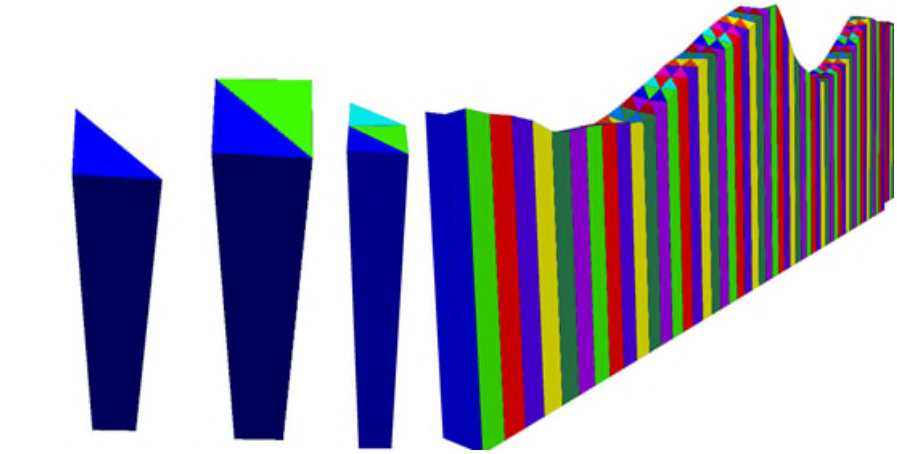


圖 2-13 塊體三角柱建模

三、現場實際案例選定

本計畫選取降雨誘發堰塞壩形成之屏東縣士文溪堰塞壩案例作為已發生之研究案例(圖 2-14)；另以目前水土保持局劃定之屏東縣-來義鄉-T001(具有保全對象)大規模崩塌潛勢區域(圖 2-15)，作為大規模崩塌潛勢區位形成堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模預測之研究對象。



圖 2-14 屏東縣士文溪堰塞壩空拍圖(國立成功大學防災研究中心提供)

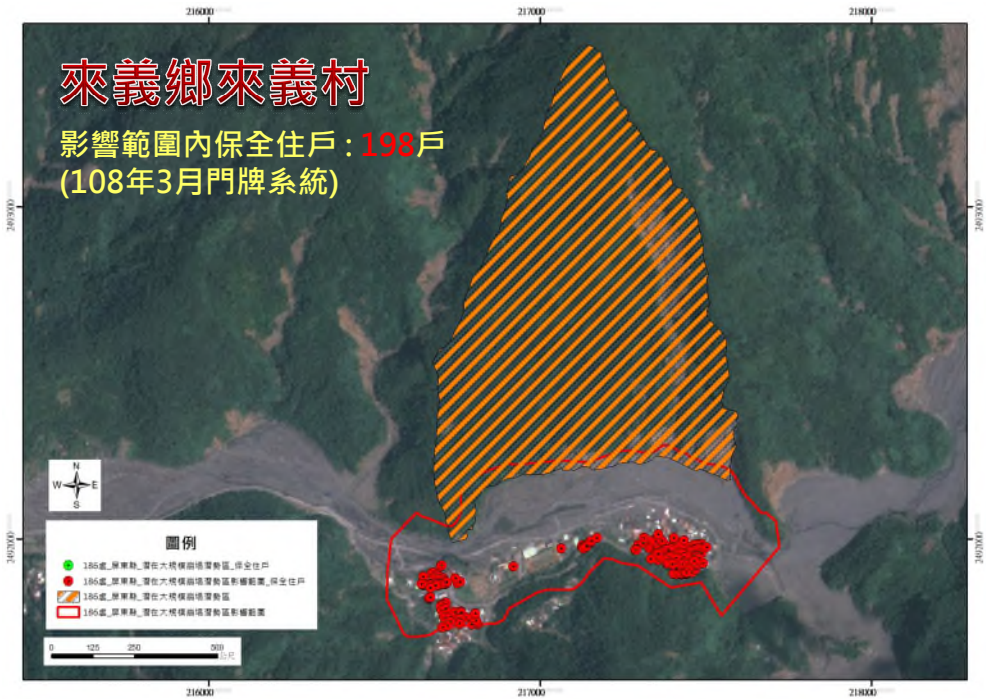


圖 2-15 屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區位(屏東縣政府，2020)

第三章　結果與討論

第一節　堰塞壩實際案例資料蒐集與獲取

本計畫蒐集台灣自 1862-2021 年之堰塞壩案例(表 3-1)，目前已有 90 筆紀錄，其中有坐標記錄共計 59 筆，並與 Peng and Zhang(2012)統計之世界案例進行比較，由比較結果可知，台灣堰塞壩之主要誘發原因皆與世界案例相同，以降雨及地震為主(圖 3-1)，51 筆為降雨誘發(56.7%)，25 筆為地震誘發(27.8%)，14 筆資料誘發原因為未知(15.6%)。

另分析台灣堰塞壩之破壞型態，參考 Costa and Suhuster(1988)之分類，其破壞型態可分為溢流破壞(Overtopping)、管湧破壞(Piping)、邊坡破壞(Slope failure)及工程控制(Physically controlled)等四種，台灣堰塞壩資料有紀錄破壞型態共 69 筆，其中溢流破壞 53 筆、滲流破壞 7 筆、工程控制 9 筆、未分類則有 21 筆。由圖 3-2 可知，台灣堰塞壩破壞型態以溢流破壞占多數，此與台灣颱風降雨事件頻仍有關。

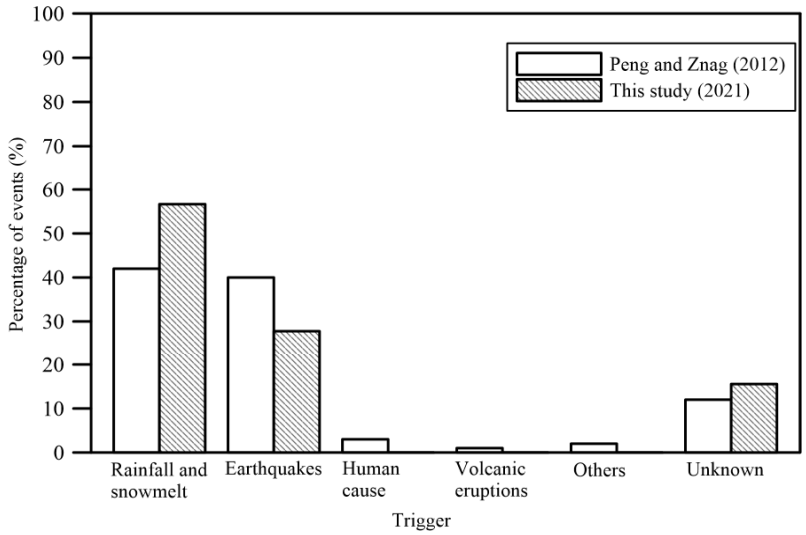


圖 3-1 台灣與世界堰塞壩案例之誘發原因對比圖(修改自 Peng and Zhang, 2012)

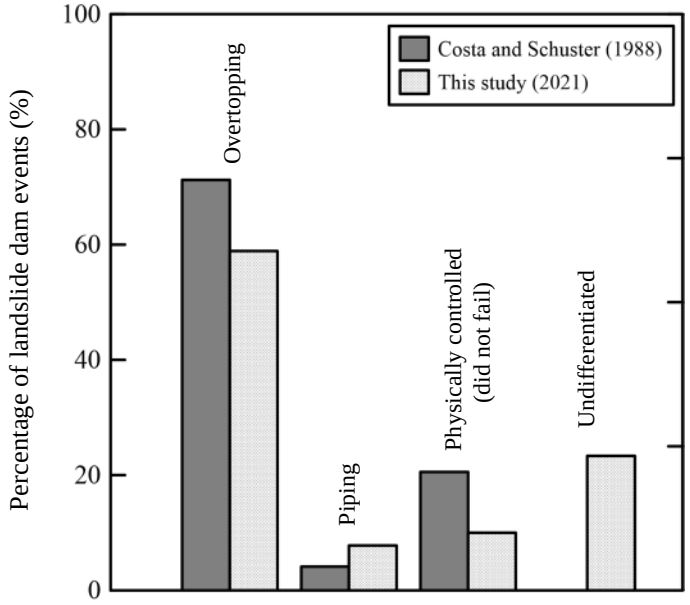


圖 3-2 台灣與世界堰塞壩案例之破壞型態對比圖(修改自 Costa and Suhuster, 1988)

表 3-1 台灣歷年堰塞壩案例列表

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
1	1862	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	地震	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞
2	1941	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	地震	崩塌	70	-	-	-	溢流破壞
3	1942	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	降雨	崩塌	100	-	-	150,000,000	溢流破壞
4	1973	知本堰塞湖	-	林班地	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類
5	1977	立霧溪托博澗	花蓮縣立霧溪支流托博澗溪	林班地	291490	2672174	未分類	崩塌	35	-	15	420,000	溢流破壞
6	1979	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	降雨	崩塌	90	-	-	40,000,000	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
7	1993	丹大溪	南投縣信義鄉丹大事業區第 39、40 林班	林班地	-	-	未分類	未分類	20	50,000	25	290,000	未分類
8	1999	九份二山(澀仔坑溪)	南投縣國姓鄉南港村、韭菜湖溪及澀仔坑溪匯流處	水利用地	235607	2649034	地震	崩塌	50	12,000,000	450	800,000	溢流破壞
9	1999	九份二山(韭菜湖溪)	南投縣國姓鄉南港村、韭菜湖溪及澀仔坑溪匯流處	水利用地	235607	2649034	地震		-	-	-	1,300,000	溢流破壞
10	1999	大安溪內灣段	台中線卓蘭鎮內灣與上新交界處大安溪中游	-	-	-	地震	斷層	10	-	-	-	工程控制

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
11	1999	頭汴坑溪龍寶橋	-	-	-	-	地震	斷層	5	6,000	-	-	工程控制
12	1999	沙漣河	-	-	-	-	地震	斷層	-	-	-	-	工程控制
13	1999	草嶺堰塞湖	雲林縣古坑鄉草嶺村清水溪	水利用地	217140	2607800	地震	崩塌	50	25,000,000	600	46,000,000	溢流破壞
14	1999	頭汴坑溪一江橋	台中縣大里溪上游頭汴坑溪一江橋上游約500m 處	-	-	-	地震	未分類	50	1,870,000	150	-	工程控制
15	1999	旱溪	台中縣大里溪支流旱溪，觀音橋至南陽橋間。	-	-	-	地震	未分類	6	18,000	-	-	工程控制

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
16	1999	石盤溪a	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	溢流破壞
17	1999	石盤溪b	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	溢流破壞
18	1999	生毛樹溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	溢流破壞
19	1999	雪山坑溪a	台中縣和平鄉達觀村雪山花園農場處、大安溪支流雪山坑溪	-	-	-	地震	未分類	15	-	50	160,000	溢流破壞
20	1999	雪山坑溪b	台中縣和平鄉達觀村雪山花園農場處、大安溪支流雪山坑溪	-	-	-	地震	未分類		-	-	-	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
21	2000	東埔蚋溪	南投縣竹山鎮東南方，濁水溪支流東埔蚋溪	-	-	-	降雨	未分類	15	36,000	-	-	溢流破壞
22	2000	大粗坑溪	台北縣瑞芳鎮侯硐國小東方約 700 公尺，侯硐大粗坑溪	-	-	-	降雨	未分類	4	-	-	-	溢流破壞
23	2002	立霧溪	中橫公路秀富隧道口	林班地	-	-	地震	未分類	-	5,000	-	-	未分類
24	2002	新武呂溪	台東縣海端鄉利稻地區，新武呂溪碧山隧道到霧鹿隧道間的河谷上	林班地	-	-	降雨	未分類	30	450,000	-	-	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
25	2005	知本溪堰塞湖(2005)	台東縣卑南鄉知本溪上游、距知本溫泉橋約 7 公里	林班地	247496	2508576	未分類	崩塌	19	46,000	22	383,000	溢流破壞
26	2006	大鹿林道	新竹縣五峰鄉竹東事業區第 16 及 32 林班頭前溪上游上坪溪支流爺巴堪溪，大鹿林道六公里處	林班地	-	-	降雨	未分類	10	-	25	60000(50000)	未分類
27	2006	龍泉溪堰塞湖	台東縣海端鄉關山事業區第 3 林班、秀姑巒	林班地	268357	2563242	地震	崩塌	40	480,000	64	1,000,000	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
			溪支流龍泉溪										
28	2007	大崙溪堰塞湖	臺東縣海端鄉臺東林區管理處所轄之關山事業區第 39 林班地	林班地	256290	2558846	未分類	崩塌	8	-	30	80,000	滲流破壞
29	2007	布唐布那斯溪	高雄市桃源區復興里	水利用地	228472	2565783	降雨	土石流	-	-	60	-	溢流破壞
30	2008	合流坪堰塞湖	南投縣信義鄉合流坪段濁水溪左岸山坡地	水利用地	250144	2631138	未分類	崩塌	30	300000	100	1,100,000	溢流破壞
31	2008	塔羅灣溪堰塞湖	南投縣仁愛鄉精英村廬山溫泉	山坡地	269274	2658494	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類
32	2009	木瓜溪	花蓮縣光復	林班地	295464	2654413	地震	崩塌	20	225,000	60	110000	溢流

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
		銅門堰塞湖	鄉銅門村										破壞
33	2009	和社溪堰塞湖(頭坑野溪流出)	南投縣	水利用地	236897	2606984	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞
34	2009	郝馬戛班溪(神木村)堰塞湖	南投縣	山坡地	233539	2599109	降雨	未分類	-	-	48	-	溢流破壞
35	2009	沙里仙溪堰塞湖	南投縣信義鄉東埔村	林班地	242445	2603951	降雨	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞
36	2009	曾文溪支流後堀溪	台南市南化區關山里	水利用地	210929	2565595	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
37	2009	小林村堰塞湖	高雄縣甲仙鄉	山坡地	213934	2563350	降雨	崩塌	50	5,700,000	220	-	溢流破壞
38	2009	旗山溪(那瑪夏鄉)堰塞湖	高雄縣那瑪夏鄉	林班地	224648	2579876	降雨	土石流	9.3	2,400,000	170	1850000	溢流破壞
39	2009	旗山溪一溪堰塞湖	高雄縣那瑪夏鄉	林班地	223071	2576621	降雨	土石流	-	-	50	-	溢流破壞
40	2009	荖濃溪(寶來村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	218829	2556195	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞
41	2009	拉克斯溪(梅蘭村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	233788	2569444	降雨	崩塌	-	-	58	-	滲流破壞
42	2009	寶來溪	高雄縣	山坡地	235771	2561705	降雨	崩塌	-	-	33	-	溢流

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
		(寶山村)堰塞湖											破壞
43	2009	荖濃溪(梅山村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	241664	2581740	降雨	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞
44	2009	荖濃溪(梅山口)堰塞湖	高雄縣	山坡地	231845	2574083	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞
45	2009	荖濃溪(復興村)堰塞湖	高雄縣	山坡地	229583	2568557	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞
46	2009	士文溪(春日鄉)堰	屏東縣春日鄉	林班地	218931	2477193	降雨	崩塌	31	890,000	170	1,220,000	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
		塞湖											
47	2009	口社溪堰塞湖	屏東縣三地門鄉、沙卡蘭溪大社段	山坡地	219298	2524191	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞
48	2009	汝仍溪(牡丹村)堰塞湖	屏東縣牡丹鄉牡丹水庫上游	水利用地	228588	2453341	降雨	未分類	-	-	64	-	溢流破壞
49	2009	太麻里溪(包盛社)堰塞湖	台東縣金峰鄉歷坵村	林班地	231030	2497710	降雨	崩塌	8	2,567,300	400	5,330,000	溢流破壞
50	2009	布唐布那斯溪	高雄市桃源區復興里	水利用地	228472	2565784	降雨	土石流	10	-	90	700,000	溢流破壞
51	2009	油車寮堰塞湖	嘉義縣梅山鄉太和村油車寮地區	山坡地	220030	2603482	降雨	崩塌	-	-	-	-	未分類

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
52	2009	陶賽溪堰塞湖	花蓮縣秀林鄉富世村立霧溪事業區第 46 林班地原有之陶賽溪堰塞湖	林班地	298249	2680999	地震	崩塌	18	540,000	75	105,000	溢流破壞
53	2010	旗山溪(那瑪夏鄉)堰塞湖	高雄市那瑪夏區達卡努瓦	林班地	224801	2579682	降雨	土石流	-	-	95	-	溢流破壞
54	2012	和社溪堰塞湖(頭坑野溪流出)	南投縣信義鄉同富村	水利用地	237019	2607144	降雨	土石流	8.3	982,800	40	72,500	溢流破壞
55	2012	布唐布那斯溪	高雄市桃源區復興里	水利用地	228472	2565784	降雨	土石流	-	-	160	-	未分類

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
56	2012	旗山溪一溪堰塞湖	高雄縣那瑪夏鄉	林班地	223071	2576621	降雨	土石流	-	-	110	-	溢流破壞
57	2012	眉溪堰塞湖	南投縣仁愛鄉台 14 線埔霧公路 74.5-75km 處	山坡地	261563	2656508	降雨	崩塌	14	300,700	-	-	溢流破壞
58	2012	互助堰塞湖	南投縣仁愛鄉互助村	山坡地	244967	2661230	降雨	崩塌	10	-	13	-	溢流破壞
59	2012	二溪堰塞湖	高雄市那瑪夏區達卡努瓦	林班地	222254	2576866	降雨	土石流					溢流破壞
60	2013	鹿谷堰塞湖	南投鹿谷清水溝溪上游	山坡地	229963	2625414	地震	崩塌	12	20,000	15	10,000	滲流破壞
61	2014	瓦黑爾溪堰塞湖	花蓮縣秀林鄉富世村立霧溪事業區	林班地	299068	2676000	未分類	崩塌	10	82,000	70	9,500	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
			第 54 林班地與第 60 林班地										
62	2014	哈伊拉羅溪堰塞湖	南投信義鄉巒大事業區國有林班地	林班地	256368	2607543	未分類	崩塌	30	-	-	1,050,000	溢流破壞
63	2014	郡大溪(丹大溪)堰塞湖	南投縣信義鄉丹大事業區第 17 林班	林班地	262329	2625644	未分類	崩塌	-	-	-	130,000	溢流破壞
64	2015	平廣溪堰塞湖(1)	新北市新店區廣興里	山坡地	302361	2753636	降雨	土石流	-	5,000	-	-	工程控制
65	2015	平廣溪堰塞湖(2)	新北市新店區廣興里	山坡地	300035	2752601	降雨	土石流	-	5,000	-	-	工程控制
66	2015	逮魚堀溪堰塞	新北市坪林區大林里	山坡地	321552	2757838	降雨	崩塌	-	-	-	-	溢流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
		湖											
67	2015	南勢溪堰塞湖	北 107 鄉道 8.8k 處，下方南勢溪左岸邊坡崩塌	山坡地	302474	2745921	降雨	崩塌	3	-	20	6,000	溢流破壞
68	2015	塔次基里溪堰塞湖	立霧溪事業區第 64 及 77 林班交界處	林班地	293385	2673665	降雨	崩塌	20	-	12	111,600	溢流破壞
69	2016	萬里溪堰塞湖	花蓮縣萬里溪上游	林班地	-	-	地震	崩塌	-	-	-	2,500	滲流破壞
70	2016	泰源南溪堰塞湖	臺東縣東河鄉尚德村七塊厝	山坡地	273509	2538291	降雨	崩塌	-	18,900	-	-	工程控制
71	2016	霞雲溪堰塞湖	桃園市復興區霞雲里	山坡地	287739	2744467	未分類	崩塌	-	-	-	2,660	工程控制

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
72	2016	松風溪堰塞湖	台東紅葉村松楓橋	山坡地	257878.68	2533903.5	地震	崩塌	-	-	-	-	滲流破壞
73	2017	東埔蚋溪堰塞湖	南投縣鹿谷鄉竹林村	山坡地	224659	2623034	降雨	崩塌	10	-	-	8,000	溢流破壞
74	2018	宜蘭石頭溪堰塞湖	宜蘭縣大同鄉	山坡地	295152.76	2718039.5	降雨	土石流	-	-	-	-	溢流破壞
75	2019	烏牛欄溪堰塞湖	臺中市豐原區東陽里	山坡地	226320	2679306	降雨	崩塌	-	-	-	-	未分類
76	2021	台東大南溪堰塞湖	臺東卑南鄉東興村大南溪上游 12 公里處	林班地	245668	2513943	未分類	崩塌	20	-	-	25,000	滲流破壞

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
77	2021	桃園大曼溪堰塞湖	新竹林區管理處轄大溪事業區 35 林班	林班地	291054.51	2729717.8	未分類	崩塌	20	-	-	15,000	滲流破壞
78	-	石鼓盤溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	未分類
79	-	加走寮溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	未分類
80	-	馬武窟溪	-	-	-	-	地震	未分類	-	-	-	-	未分類
81	-	三棧南溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類
82	-	南橫梅蘭一號橋	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類
83	-	坪溪湖溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類
84	-	大甲溪	-	-	-	-	降雨	土石流	-	-	-	-	未分類

編號	年份	名稱	位置	地屬	X (TWD97)	Y (TWD97)	誘因	崩塌形式	壩體高度 (m)	壩體體積 (m^3)	河道寬度 (m)	最大蓄水量 (m^3)	破壞形式
		久良屏溪											
85	-	大甲溪阿邦溪	-	-	-	-	降雨	土石流	-	-	-	-	未分類
86	-	神木村出水溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類
87	-	上坪溪	-	-	-	-	降雨	未分類	-	-	-	-	未分類
88	-	環山	-	-	-	-	未分類	未分類	-	-	-	-	未分類
89	-	鴛鴦湖	-	-	-	-	未分類	未分類	-	-	-	-	未分類
90	-	雙連埤	-	-	-	-	未分類	未分類	-	-	-	-	未分類

第二節　崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗

一、實驗結果

本計畫完成 54 組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗，實驗組數編號按照崩塌塊體體積V_L、邊坡坡度θ_S、崩塌落高H_L及河道寬度B_W之順序排列，即$V_L-\theta_S-H_L-B_W$。其實驗組數與量測結果列於表 3-2。

表 3-2 54 組崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗結果列表

組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 $B_{\max}$ (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{\min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
1	6193-40-78.7-10	93.8	63.5	8.9	2828.6	7249.5	24.6
2	6193-40-78.7-21	93.8	63.5	5.9	5601.2	4259.4	35.4
3	6193-40-110.8-21	132.1	89.5	5.4	5456.5	6942.3	35.9
4	6193-40-110.8-32	132.1	89.5	5.1	6151.3	3293.3	38.7
5	6193-50-93.8-10	78.7	84.8	11.5	3944.6	3054.5	17.8
6	6193-50-93.8-21	78.7	84.8	5.0	5280.5	1993.2	21.2
7	6193-50-93.8-32	78.7	84.8	6.0	8439.0	296.2	33.6
8	6193-50-132.1-10	110.8	119.4	5.8	3307.3	4438.0	23.1
9	6193-50-132.1-21	110.8	119.4	6.5	5446.8	2464.3	26.8
10	6193-50-132.1-32	110.8	119.4	5.3	7969.0	0.0	31.3
11	6193-60-106.0-10	61.2	88.4	12.0	4383.1	3022.8	21.3
12	6193-60-106.0-21	61.2	88.4	10.0	6972.0	1610.0	32.8
13	6193-60-106.0-32	61.2	88.4	6.7	8380.0	632.7	37.0
14	6193-60-149.3-10	86.2	124.6	14.0	3901.1	4439.2	28.1
15	6193-60-149.3-21	86.2	124.6	7.0	7000.9	2185.7	38.8
16	9732-40-86.9-10	103.6	70.2	12.5	5282.1	10636.7	33.6
17	9732-40-86.9-21	103.6	70.2	8.8	7862.4	7573.4	38.7
18	9732-40-86.9-32	103.6	70.2	3.2	10136.2	4224.6	41.2
19	9732-40-119.0-10	141.9	96.1	8.6	5808.9	10887.4	39.2

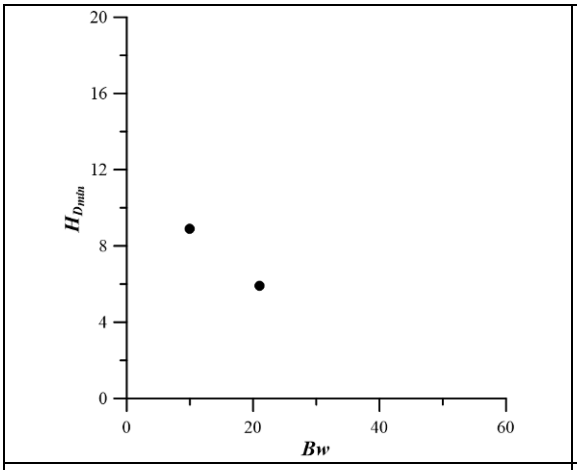
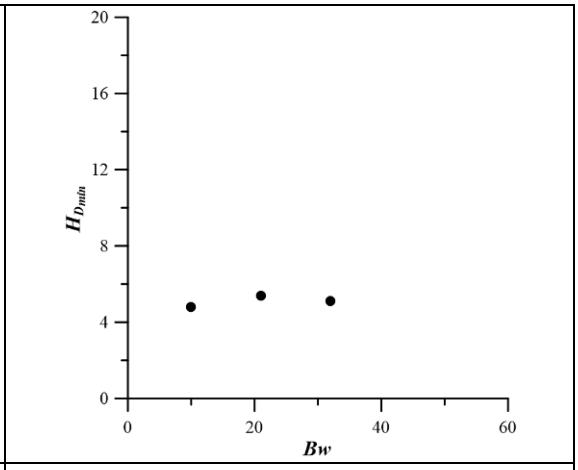
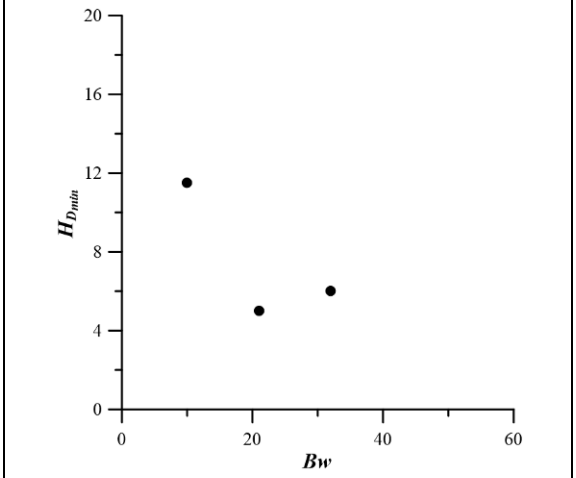
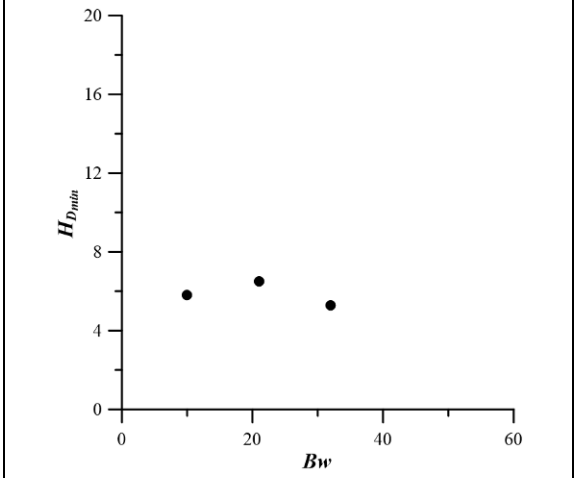
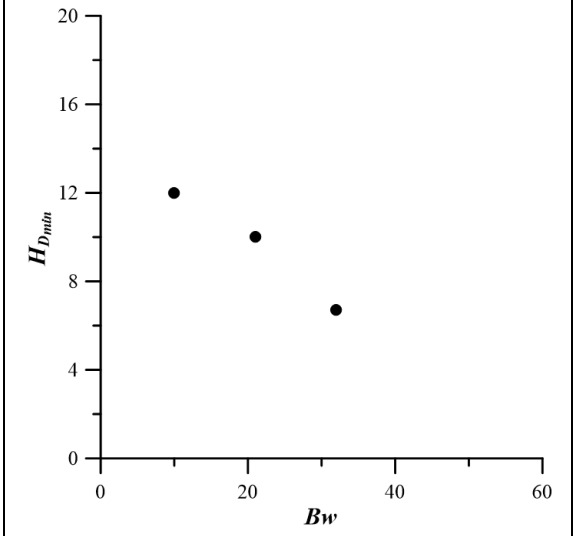
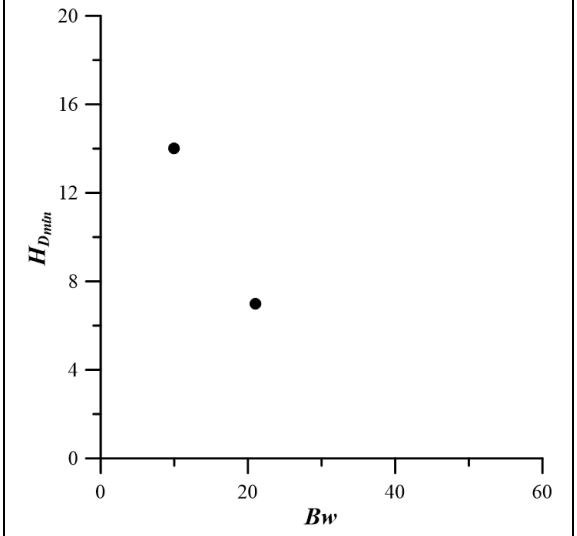
組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 $B_{\max}$ (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{\min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
20	9732-40-119.0-21	141.9	96.1	5.1	7390.7	7032.9	45.5
21	9732-40-119.0-32	141.9	96.1	6.2	7246.7	1320.7	46.0
22	9732-50-141.9-10	119.0	128.3	14.8	5843.1	7868.9	34.1
23	9732-50-141.9-21	119.0	128.3	7.3	9019.0	4137.4	35.0
24	9732-50-141.9-32	119.0	128.3	6.0	12271.2	1463.6	36.1
25	9732-60-160.4-10	92.6	133.8	18.5	5508.3	5893.3	14.6
26	9732-60-160.4-21	92.6	133.8	9.1	7427.9	4614.3	19.2
27	9732-60-160.4-32	92.6	133.8	9.8	10168.4	2163.8	21.1
28	12386-40-93.1-10	110.9	75.2	17.3	6176.4	9529.2	16.6
29	12386-40-93.1-21	110.9	75.2	10.8	9855.7	8470.1	36.4
30	12386-40-125.2-10	149.2	101.1	15.8	5887.7	15593.1	31.2
31	12386-40-125.2-21	149.2	101.1	8.5	9481.1	8615.7	34.9
32	12386-40-125.2-32	149.2	101.1	4.8	13976.8	4121.2	38.3
33	12386-40-125.2-43	149.2	101.1	4.8	18588.9	3394.1	47.4
34	12386-40-125.2-54	149.2	101.1	4.2	22329.0	1474.3	54.6
35	12386-50-110.9-10	93.1	100.3	19.3	8332.1	7312.4	24.4
36	12386-50-110.9-21	93.1	100.3	10.5	11747.0	5044.7	31.9
37	12386-50-110.9-32	93.1	100.3	12.5	13393.6	3387.9	32.1
38	12386-50-110.9-43	93.1	100.3	7.7	16432.5	1731.3	38.8
39	12386-50-110.9-54	93.1	100.3	5.0	18113.8	184.2	39.1
40	12386-50-149.2-10	125.2	135.0	13.4	5267.8	11115.2	26.1
41	12386-50-149.2-21	125.2	135.0	12.8	11535.3	5783.3	33.1
42	12386-50-149.2-32	125.2	135.0	9.7	13785.4	3841.3	36.6
43	12386-50-149.2-43	125.2	135.0	6.9	17722.8	1249.5	42.9
44	12386-50-149.2-54	125.2	135.0	5.5	22617.9	636.0	53.2
45	12386-60-125.4-10	72.4	104.6	18.3	6933.7	8412.3	19.3
46	12386-60-125.4-21	72.4	104.6	24.7	12710.0	5080.5	30.4
47	12386-60-125.4-32	72.4	104.6	9.1	13436.3	4211.1	29.8
48	12386-60-125.4-43	72.4	104.6	9.7	15340.3	2446.2	30.4

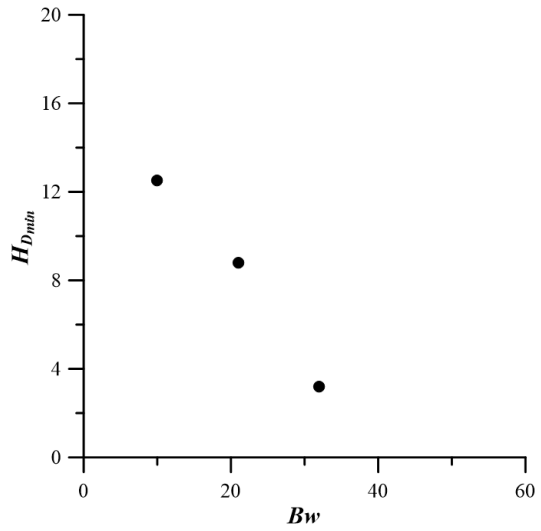
組數	編號	崩塌水平距離 L_L (cm)	崩塌塊體水平運動距離 $B_{\max}$ (cm)	崩塌最小堆積高度 $H_{D_{\min}}$ (cm)	河道堆積體積 V_D (cm^3)	邊坡殘存體積 V_R (cm^3)	崩塌孔隙率 n (%)
49	12386-60-125.4-54	72.4	104.6	9.1	17480.3	2065.2	36.6
50	12386-60-168.7-10	97.4	140.8	13.6	6840.8	10254.82	30.9
51	12386-60-168.7-21	97.4	140.8	12.0	12050.0	5312.9	37.4
52	12386-60-168.7-32	97.4	140.8	11.2	16869.2	3188.0	38.7
53	12386-60-168.7-43	97.4	140.8	9.6	16286.0	3058.7	39.8
54	12386-60-168.7-54	97.4	140.8	7.0	19251.0	2787.4	50.9

二、分析結果

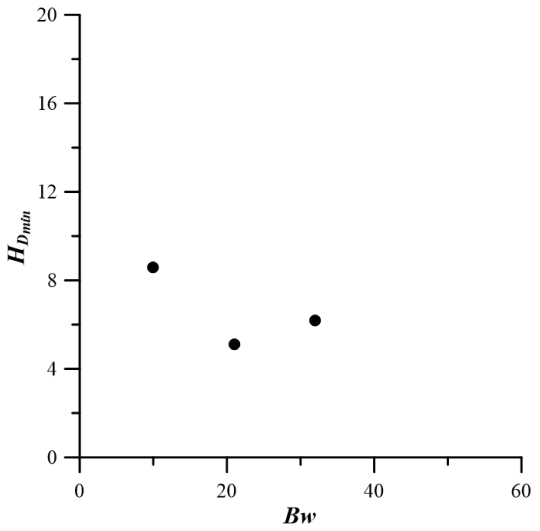
(一) 壩體高度變化

根據表 3-2 之實驗量測結果，相同崩塌塊體體積V_L與邊坡坡度θ_S條件下，隨著河道寬度B_W增加，崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$隨之減小；而在固定河道寬度B_W時，隨著崩塌塊體體積V_L增加，崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$亦隨之增大(圖 3-3)，與 Chen et al. (2021)使用渥太華標準砂之實驗結果規律相符，表示河道寬度B_W、崩塌土體體積V_L及塊體崩塌水平運動距離$B_{\max}$能影響崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$之變化。

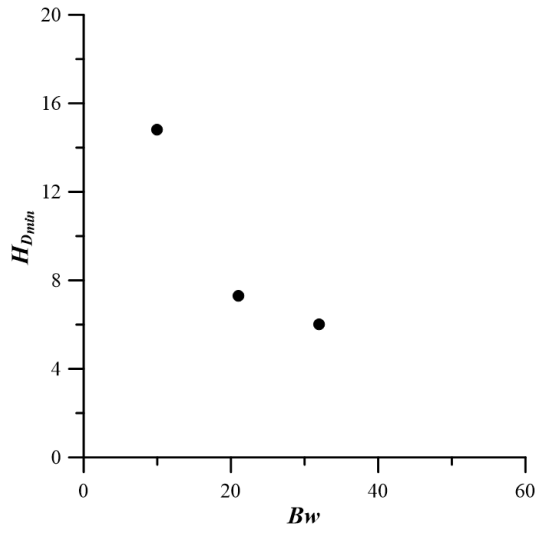
	
6193-40-78.7	6193-40-110.8
	
6193-50-93.8	6193-50-132.1
	
6193-60-106.0	6193-60-149.3



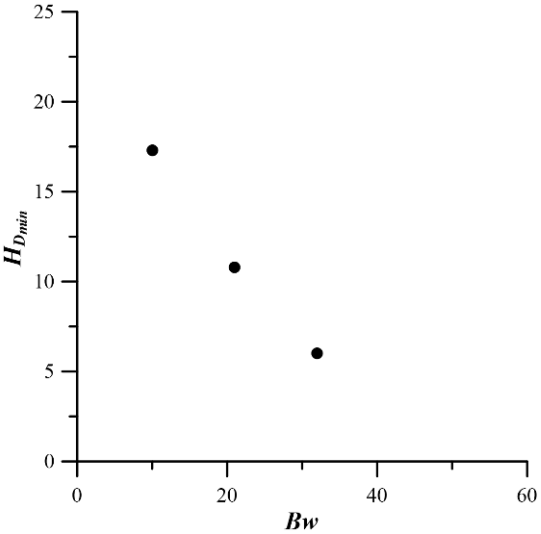
9732-40-86.9



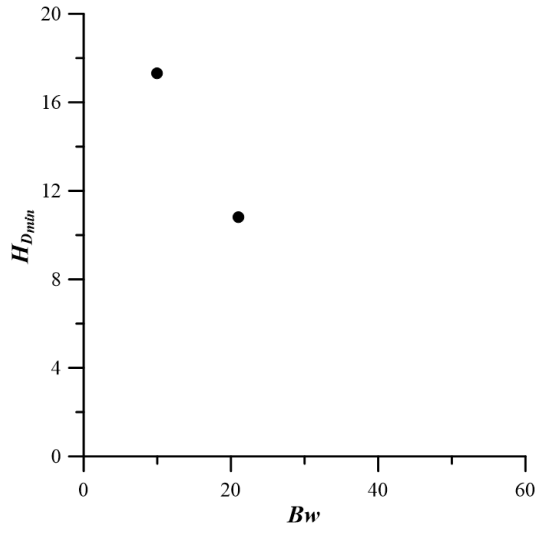
9732-40-119.0



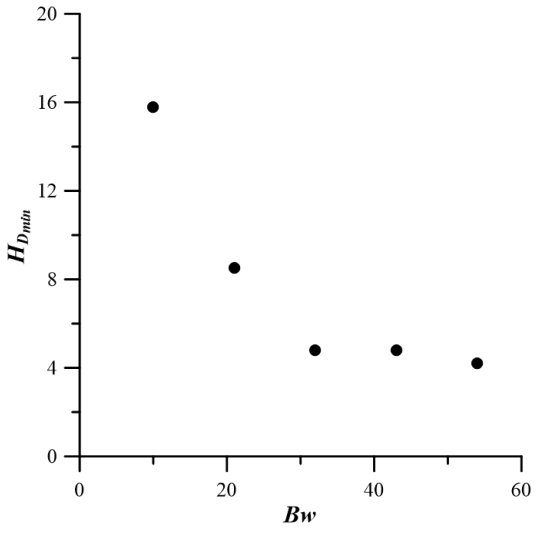
9732-50-141.9



9732-60-160.39



12386-40-91.3



12386-40-125.2

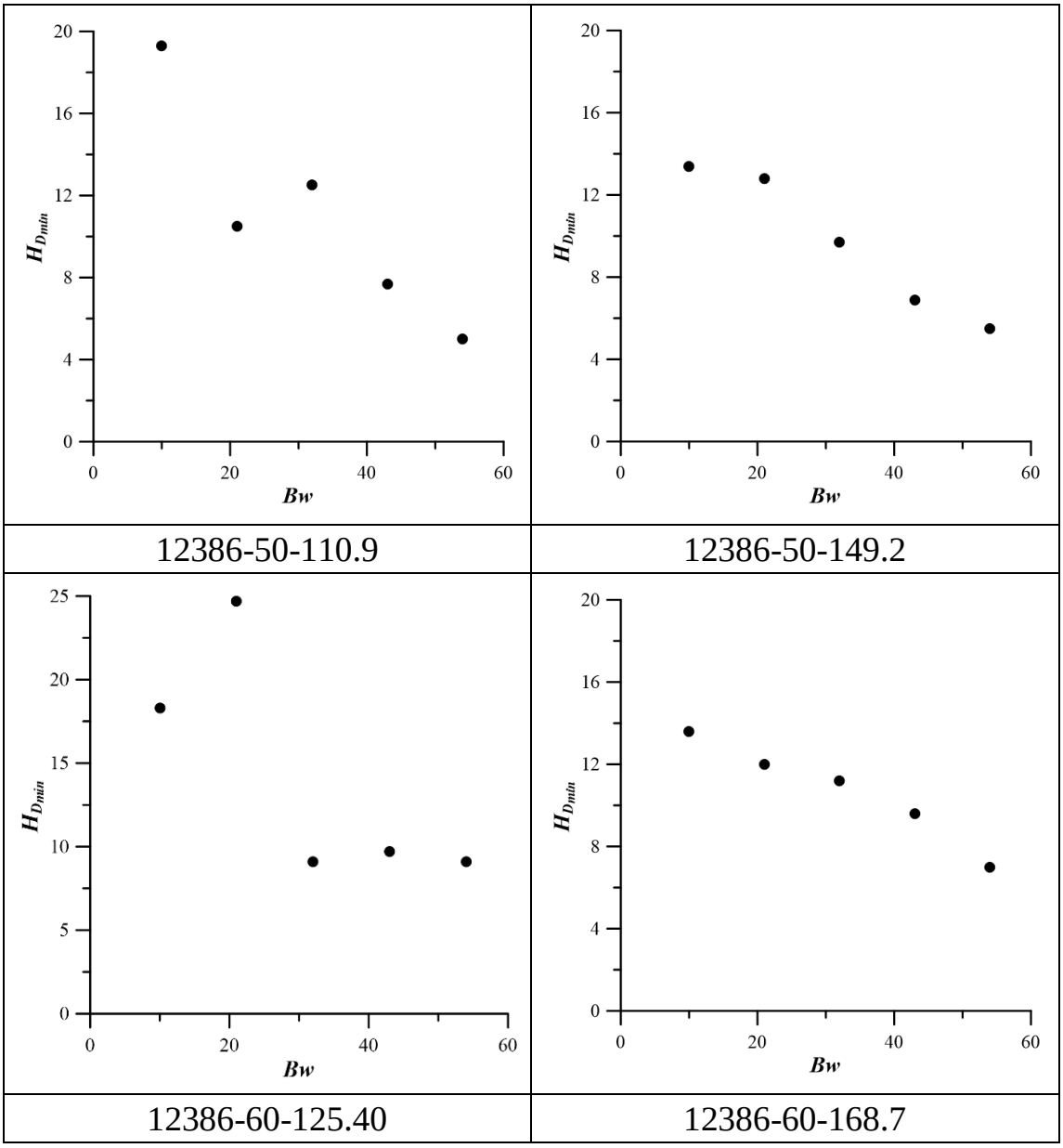


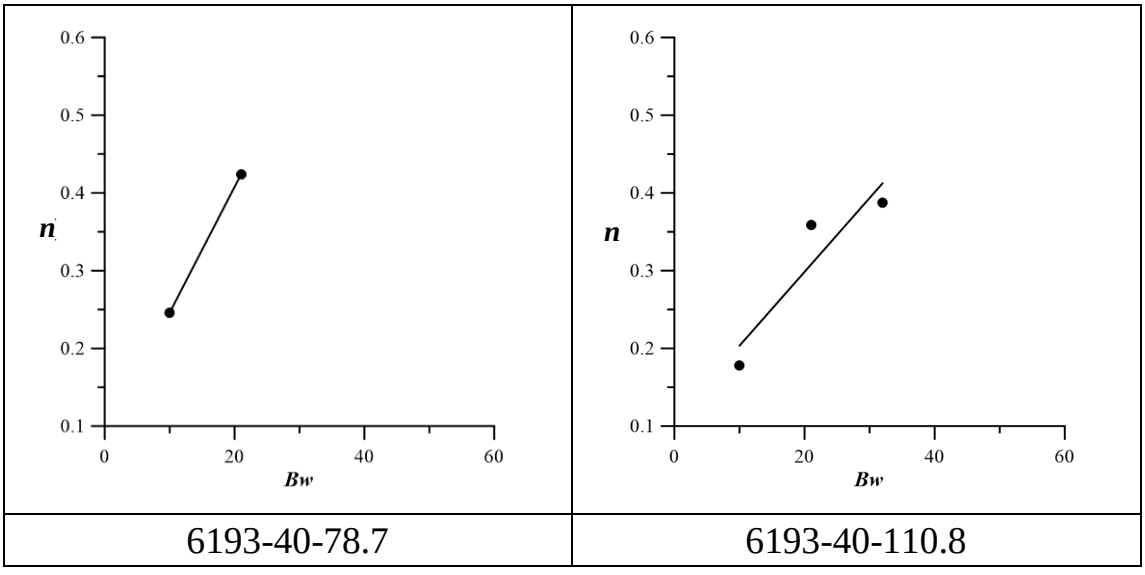
圖 3-3 不同實驗組數下，崩塌最小堆積高度變化與河道寬度變化之關係

(二) 體積變化

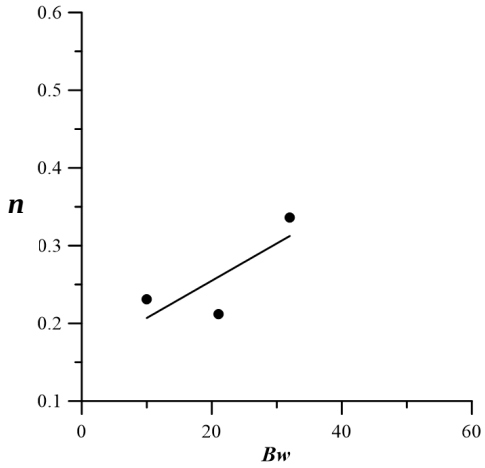
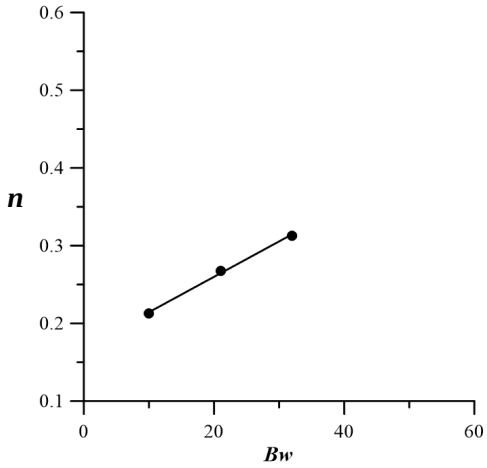
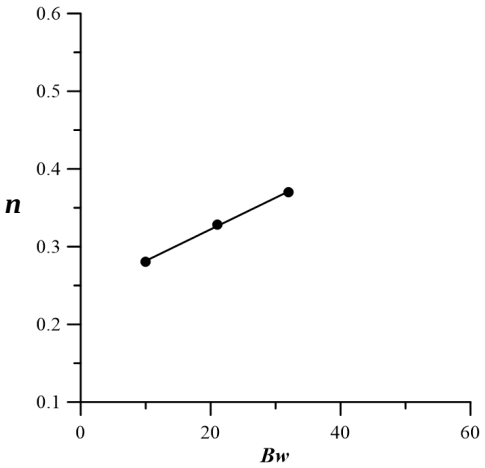
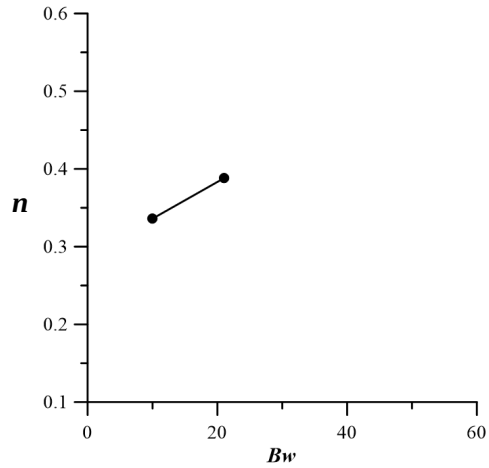
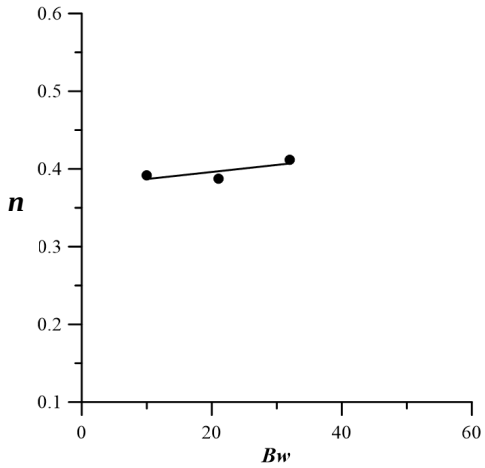
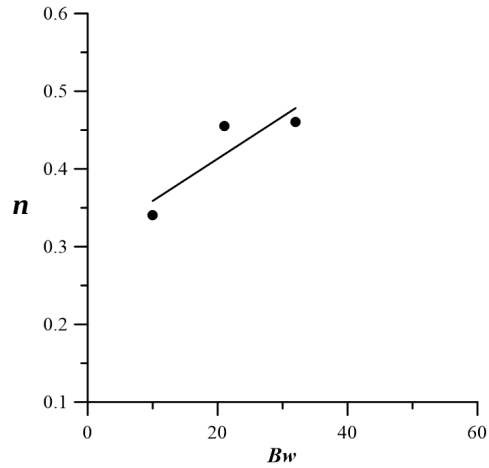
崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗中，崩塌塊體體積V_L堆積於河道後，可區分為河道堆積體積V_D與邊坡殘存體積V_R，由於崩塌塊體崩落後，不論是河道堆積體積V_D與邊坡殘存體積V_R，孔隙率n均會增加，因此可將崩塌後之孔隙率n進行計算：

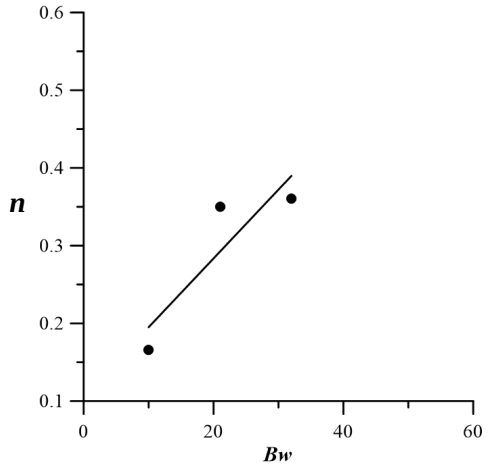
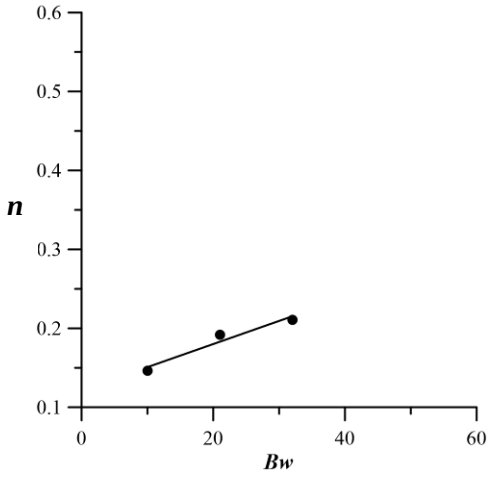
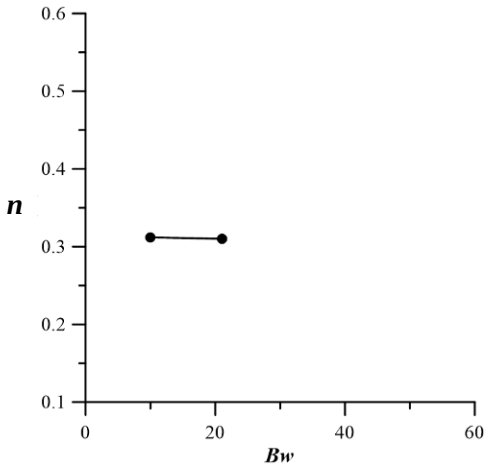
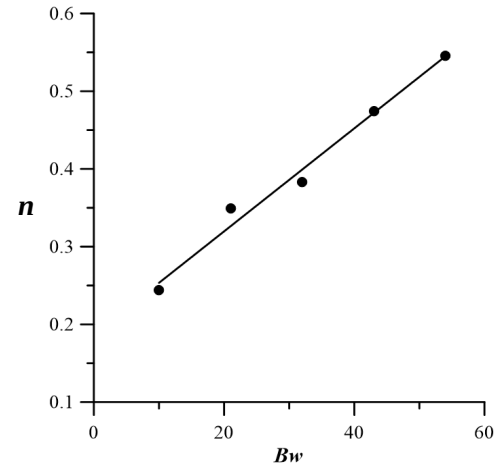
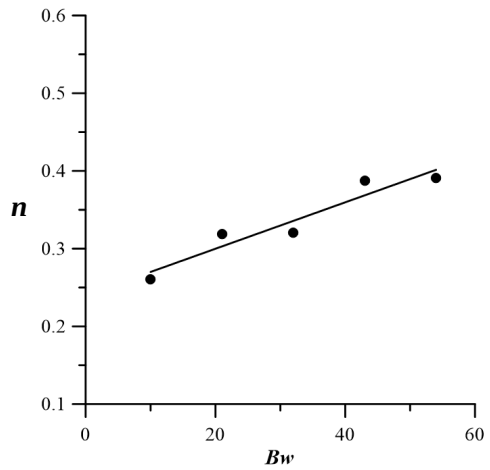
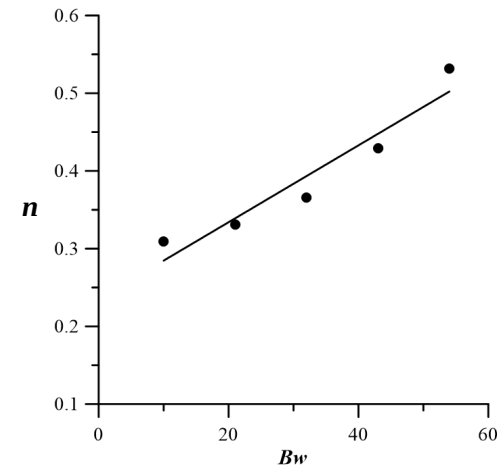
$$n=\frac{(V_D+V_R)-V_L}{(V_D+V_R)}\times 100\% \quad (3\text{-}1)$$

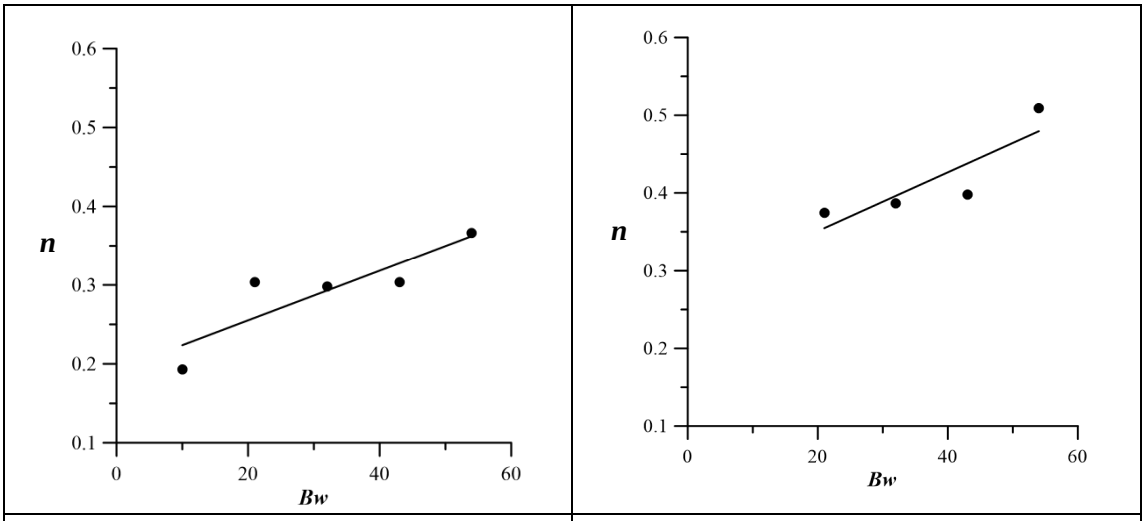
由孔隙率n計算結果與河道寬度B_W進行對比可知(表 3-2)，相同崩塌塊體體積V_L與邊坡坡度θ_S條件下，隨著河道寬度B_W增加，崩塌後孔隙率n隨之增加；而在固定河道寬度B_W時，較大崩塌落高H_L之孔隙率n均大於較小崩塌落高H_L之組數(圖 3-4)，表示由於較大崩塌落高H_L所產生之位能-動能轉換比較小崩塌落高H_L所產生之位能-動能轉換大，崩塌塊體運動較遠，擴散較大，因而形成較大之孔隙率n。因此可確定崩塌塊體形成堰塞壩之河道堆積體積V_D隨河道寬度增加而增加，邊坡殘存體積V_R隨河道寬度增加而減少(圖 3-5)。



6193-40-78.7	6193-40-110.8

	
6193-50-93.8	6193-50-132.1
	
6193-60-106.0	6193-60-149.3
	
9732-40-86.9	9732-40-119.0

	
9732-50-141.9	9732-60-160.4
	
12386-40-91.3	12386-40-125.2
	
12386-50-110.9	12386-50-149.2



12386-60-125.40	12386-60-168.7

圖 3-4 不同實驗組數下，塊體崩塌前後孔隙率變化與河道寬度變化之關係

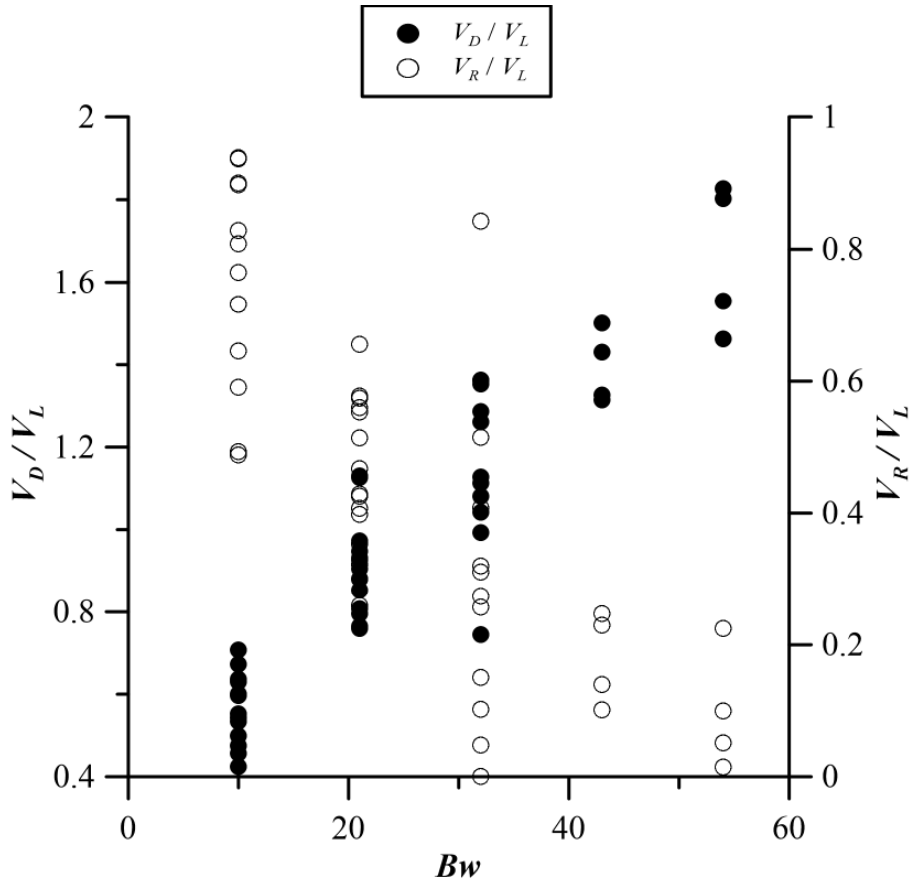


圖 3-5 不同實驗組數下，崩塌體積、河道堆積體積與邊坡殘存體積之關係

第三節　崩塌形成堰塞壩之數值模擬實驗

一、物理模型室內實驗模擬

本計畫先以坡度θ_S為 50°、塊體數目為 378 顆、崩塌斜面距離 100 cm 進行初步模擬，在模擬時透過設置擋板位置改變河道寬度，分別為 10、21、32、43、54 cm，觀察滑動過程並與室內試驗結果進行比較。為追求更精確的模擬，在模擬時將拉起擋板的動作放入數值模擬中，根據物理模型室內實驗獲得拉起擋板速度如表 3-4。

在數值模型設定時，所有動作開始之前，會先讓塊體穩定 0.5s，並給予擋板 x 及 y 方向速度使其垂直渠道拉起。當擋板超過塊體高度時，定為 t=0 進行時間紀錄，以此與室內試驗結果做比對，圖 3-6~圖 3-10 分別為河道寬度 10、21、32、43、54 cm 的滑落結果。

表 3-3 實驗組數 12386-50-110.9 數值模擬之擋板速度

下方擋板位置 (cm)	拉起速度 (cm/s)	v_x (cm/s)	v_y (cm/s)	時間 (s)
10	26.5	20.3	17.0	0.377
21	35.6	27.3	22.9	0.281
32	50.6	38.8	32.5	0.198
43	27.8	21.3	17.9	0.360
54	40.6	31.1	26.1	0.246

由河道寬度 10cm 之數值模擬結果可知(圖 3-6)，塊體在滑動後 0.6s 撞擊到河道擋板，模擬結果的塊體主要都堆積在坡面上方，與室內試驗結果頗為類似，但與堆積在坡面上方塊體向上延伸的長度較實際情形小。

由河道寬度 21 cm 之數值模擬結果可知(圖 3-7)，塊體滑落後主

要堆積在坡面的下方，在撞擊到下方擋板之後，僅有少數塊體擴散開來，此外該模擬結果的塊體向上堆積數量較河道寬度 10 cm 時少，並有少數塊體滑動停留在兩側邊界，此情形與室內試驗結果吻合。

由河道寬度 32 cm 之數值模擬結果可知(圖 3-8)，沿邊坡向上堆積之塊體較河道寬度 21 cm 少，並可發現塊體在接近擋板處有開始向兩側擴散之情形，相較於前面兩個模擬結果，此結果之塊體較為分散。

由河道寬度 43 cm 之數值模擬結果可知(圖 3-9)，結果與河道寬度 32 cm 之數值模擬結果較為接近，但塊體滑落後之分布範圍較河道寬度 32 cm 時寬，此結果與室內試驗結果十分吻合。

由河道寬度 54 cm 之數值模擬結果可知(圖 3-10)，停留在斜坡上之塊體較室內試驗結果多，此外數值模擬結果之塊體分布較廣且鬆散，除此之外的堆積情形都與室內試驗結果類似。

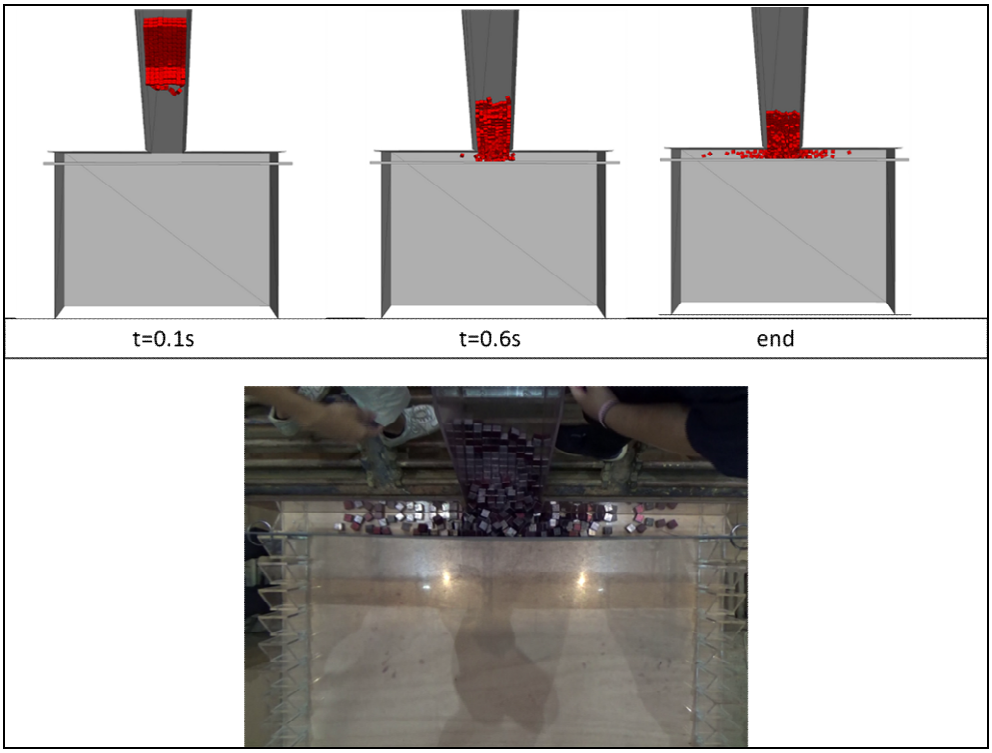


圖 3-6 擋板距離 10cm 之數值模擬與室內試驗結果情形比對

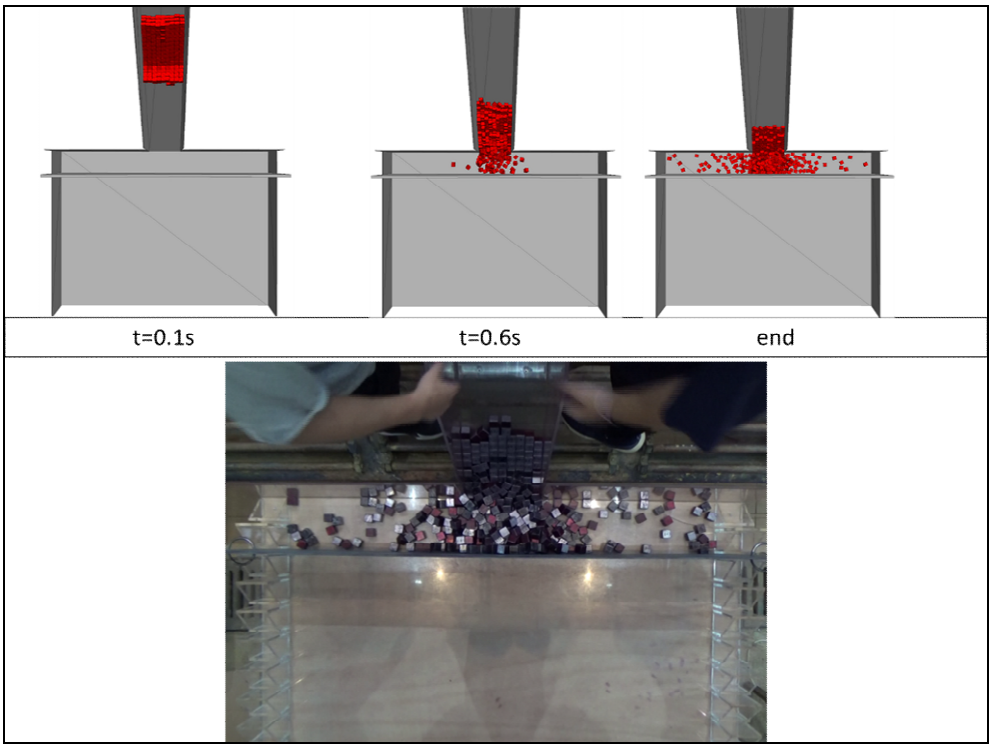


圖 3-7 擋板距離 21cm 之數值模擬與室內試驗結果情形比對

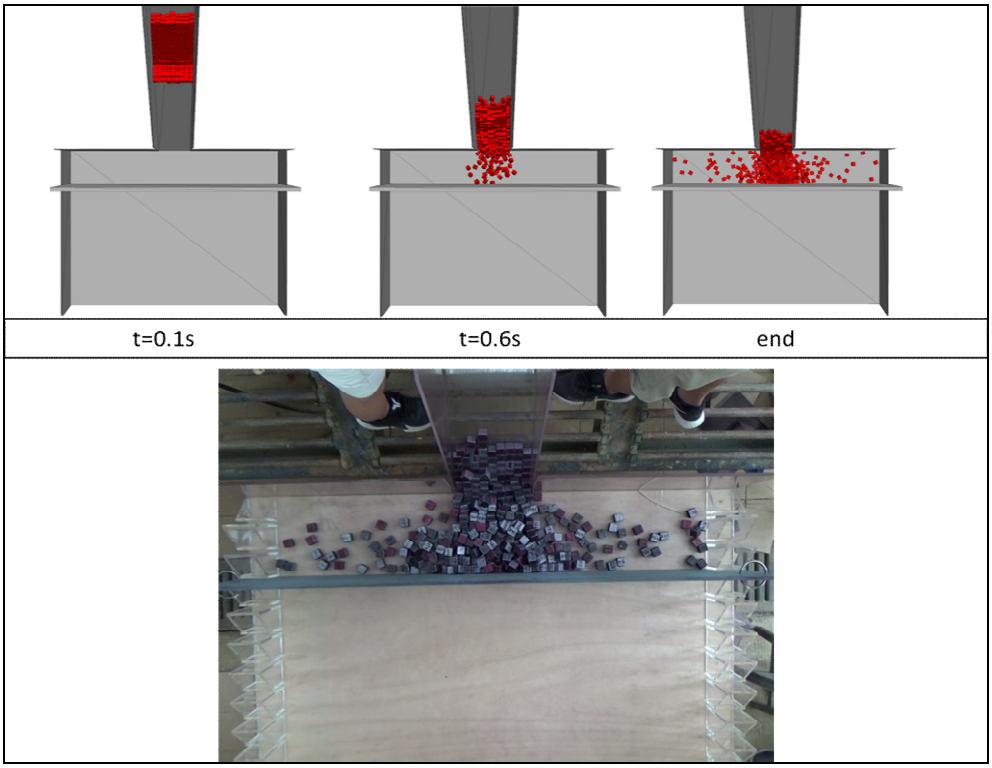


圖 3-8 擋板距離 32cm 之數值模擬與室內試驗結果情形比對

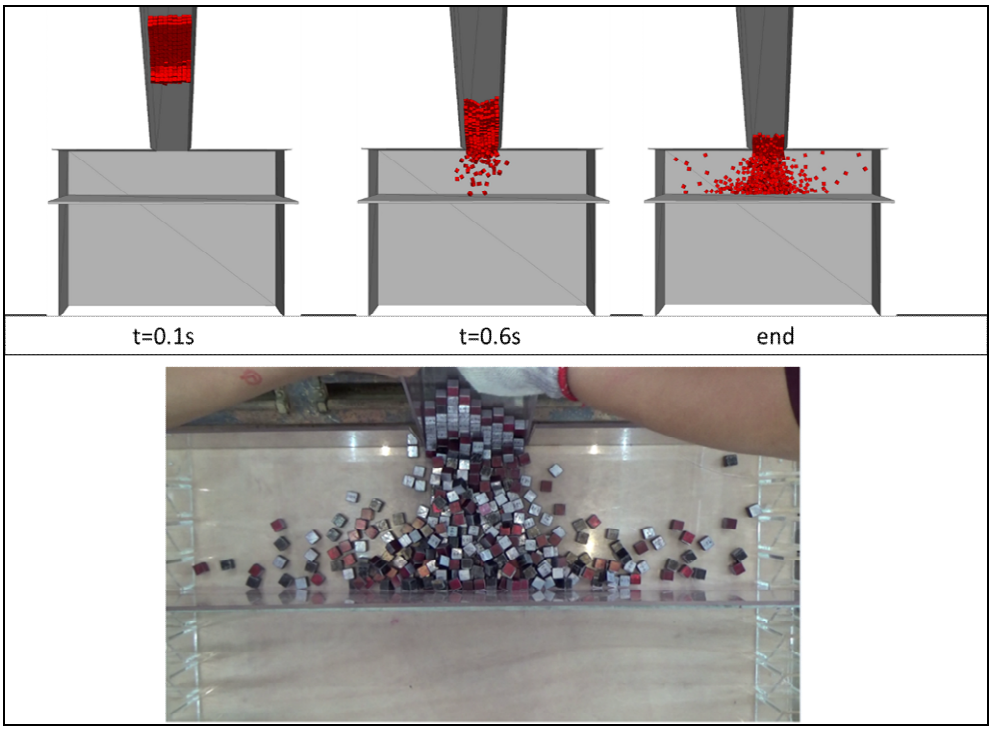


圖 3-9 擋板距離 43cm 之數值模擬與室內試驗結果情形比對

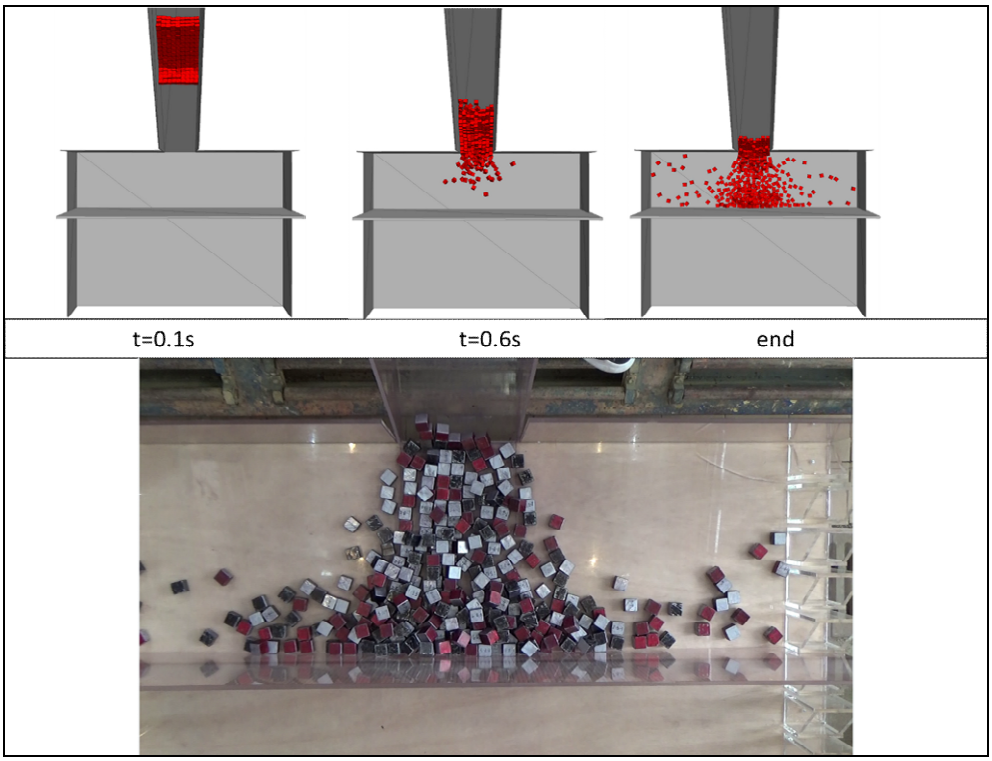


圖 3-10 擋板距離 54cm 之數值模擬與室內試驗結果情形比對

二、崩塌形成堰塞壩之數值模擬

(一) 屏東縣士文溪堰塞壩

由於屏東縣四文溪堰塞壩上方邊坡在崩塌前並無任何鑽探資料，因此藉由比對滑動前後高程變化獲取相關地形參數，並決定出在模擬時之滑動深度以及滑動角度。

圖 3-11 顯示崩塌發生前後在崩塌體冠部區的高程變化，可看出崩塌前後相差約 100 m，而在坡趾位置之堆積厚度最大約 100 m，因此將崩塌最深深度設定為 100 m。

圖 3-12 顯示崩塌後的坡度，由現地調查結果可知，該滑動面的平均坡度約為 37°，本計畫以此作為數值模擬參數設置，並在 3DEC 中設定滑動範圍、滑動坡度後，再依據不連續面進行切割，在初步模擬中，將以塊體間隔 20 m 切割三組不連續面，三組不連續面的傾向/傾角分別為 J1=87°/77°、J2=99°/37°以及 J3=177°/77°，其中 J1 是根據中央地質調查所得之；J2 是根據崩塌後的滑動面坡度取 37°，並且根據整體邊坡崩塌方向將傾向設定為 99°，滑動模型如圖 3-13 所示，相關模擬參數設置如表 3-4。

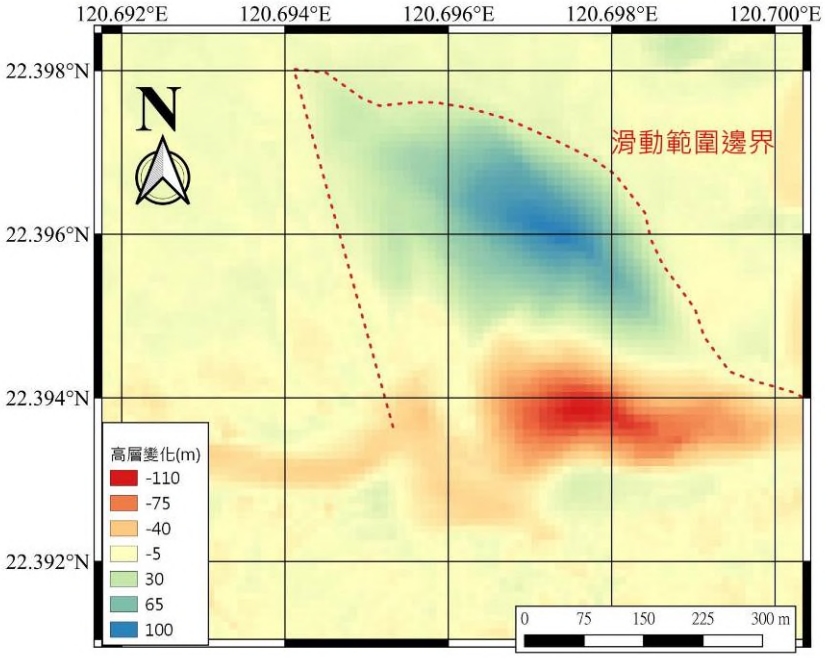


圖 3-11 四文溪崩塌前後高程變化

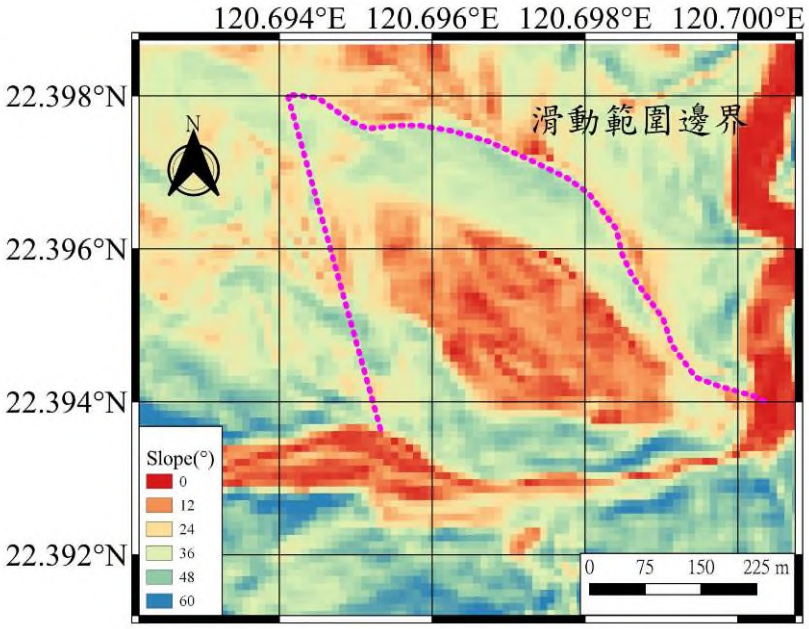


圖 3-12 四文溪崩塌後坡度

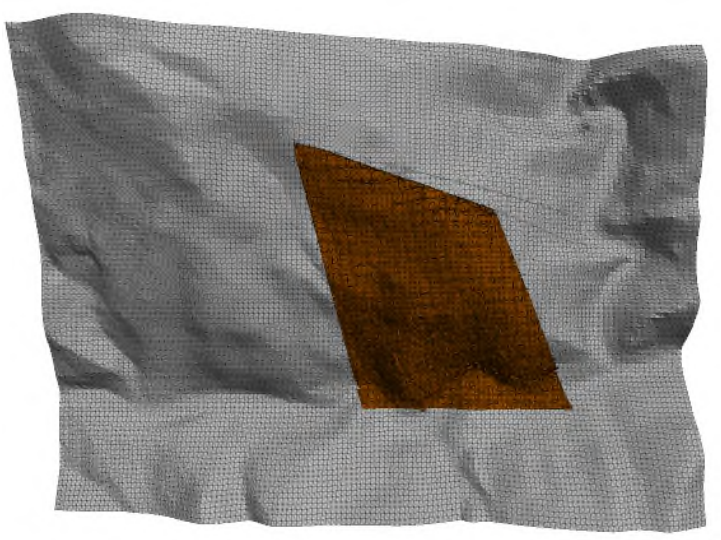


圖 3-13 四文溪崩塌區域數值模擬劃設

表 3-4 士文溪崩塌數值模擬案例計算之參數設定

Kn(m/Pa)	Ks(m/Pa)	單位重 kg/m^3
3.8×10^8	3.8×10^8	2400

模型建構以及參數設定完後，針對不同摩擦角下對其滑動影響進行分析，以摩擦角 20°、10°以及 5°模擬士文溪邊坡崩塌發生時之運動過程，並比對實際影響範圍，再以二維斷面探討堰塞壩壩體大小。

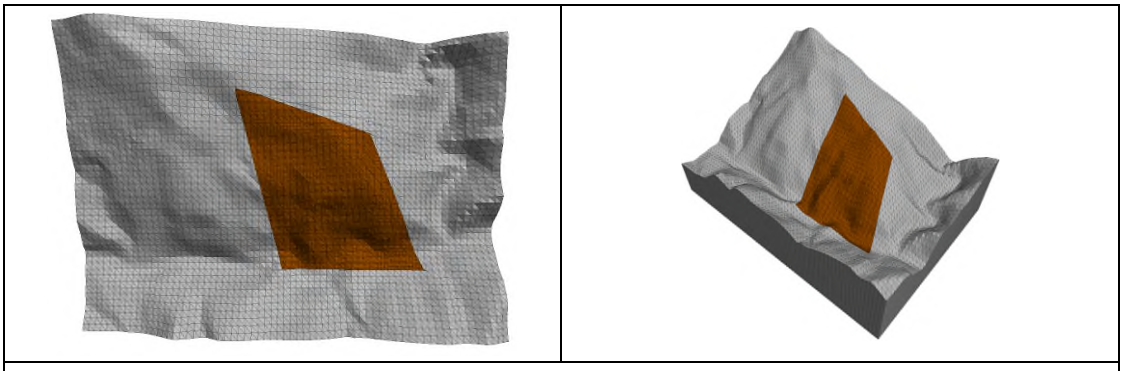
首先以摩擦角 20°進行模擬(圖 3-14)，由模擬結果中看到，僅有零星塊體發生滑落，並且在運動後 30s 趨於穩定(圖 3-14(c))，由位移分布圖來看(圖 3-15)，只有少塊塊體運動超過 100m，其餘並無明顯位移，因此不會阻斷河道形成堰塞壩。

再以摩擦角 10°進行分析(圖 3-16)，從運動過程模擬中可知，塊體在運動後 10s(圖 3-16(b))開始在河道形成堆積，並於 50s 時模擬結束(圖 3-16(c))，由位移分布圖(圖 3-17)中可以明顯看到，塊體位移量較摩擦角 20°多，並且阻斷河道形成堰塞壩。由模擬結果沿著河道斷面判斷壩體高度，經比對崩塌前後高程得到壩體高度約為 48m(圖 3-18)，並將溢流點位置標示出來與現地空拍影像比對(圖 3-19)，其模

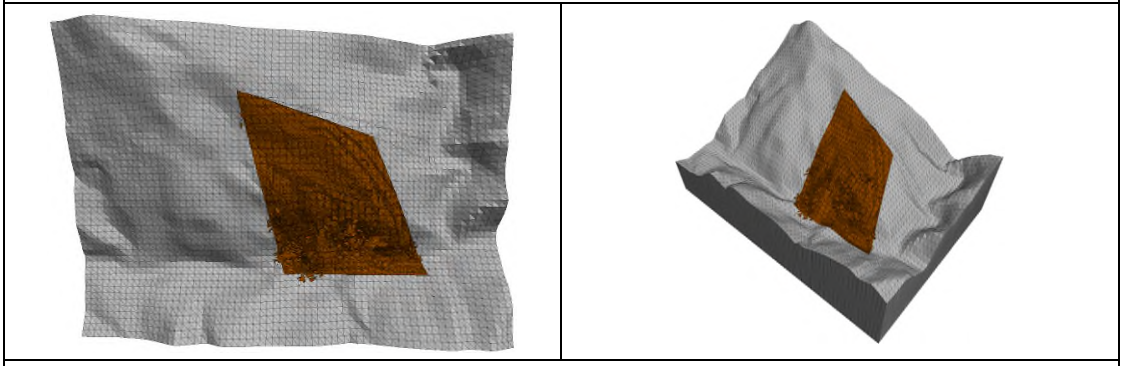
擬結果之位置與實際符合。

最後以摩擦角5°進行分析(圖3-20)，塊體在運動後10s(圖3-20(b))即到達河道對岸，並開始往上下游堆積(圖3-20(c))，由位移分布圖來看，塊體運動距離大部分大於 200 m 並能阻斷河道形成堰塞壩(圖3-21)。由模擬結果沿著河道斷面判斷壩體高度，經比對崩塌前後高程得到該壩壩體高度約為90m(圖3-22)，並將溢流點位置標示出來與現地空拍影像比對(圖3-23)，其模擬結果之位置較實際位置高。

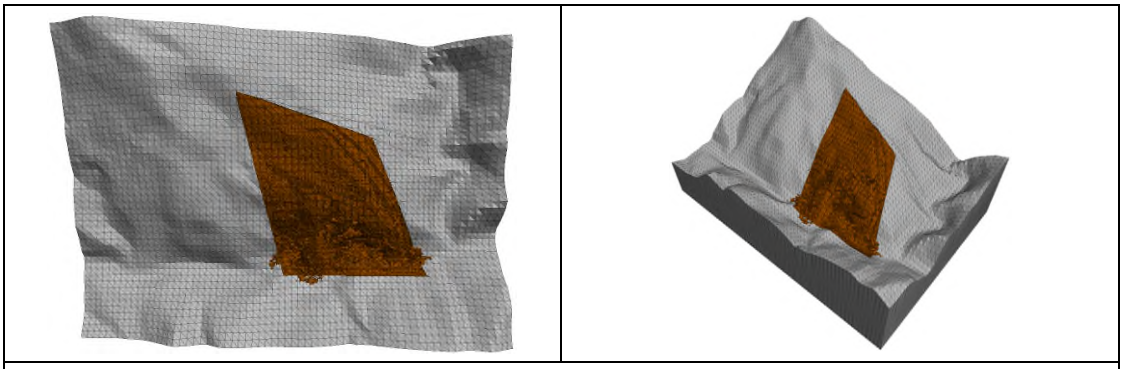
將不同摩擦角下之滑動影響範圍標示在影像上(圖3-24)，紅色虛線為滑動範圍邊界，白色、藍色以及綠色虛線分別為摩擦角5°、10°、20°時之整體範圍，由比對結果可知，整體堆積範圍以摩擦角設定為10°時，與實際情形最為吻合。



(a) t=0s



(b) t=10s



(c) t=30s

圖 3-14 士文溪崩塌運動過程(摩擦角 20˚)

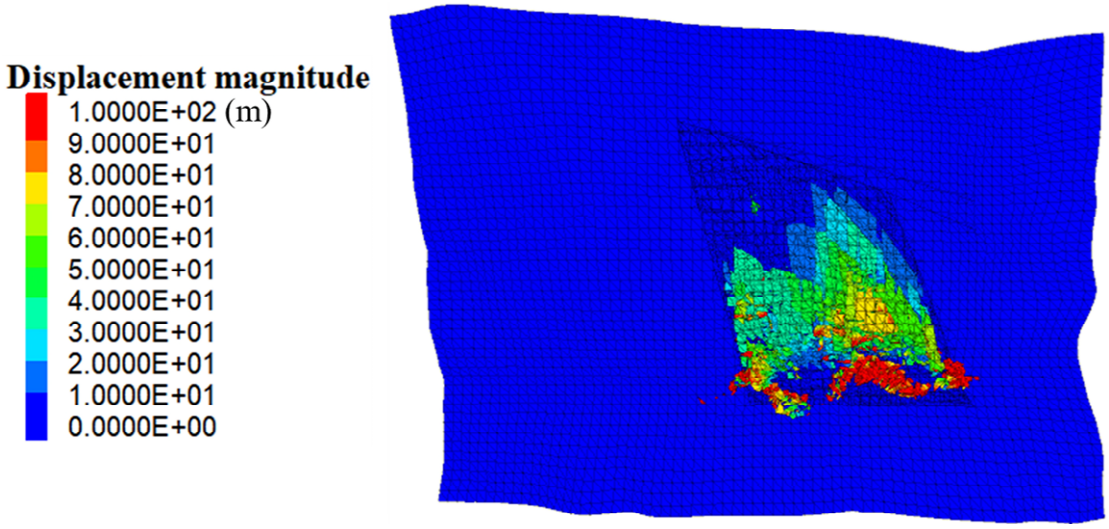
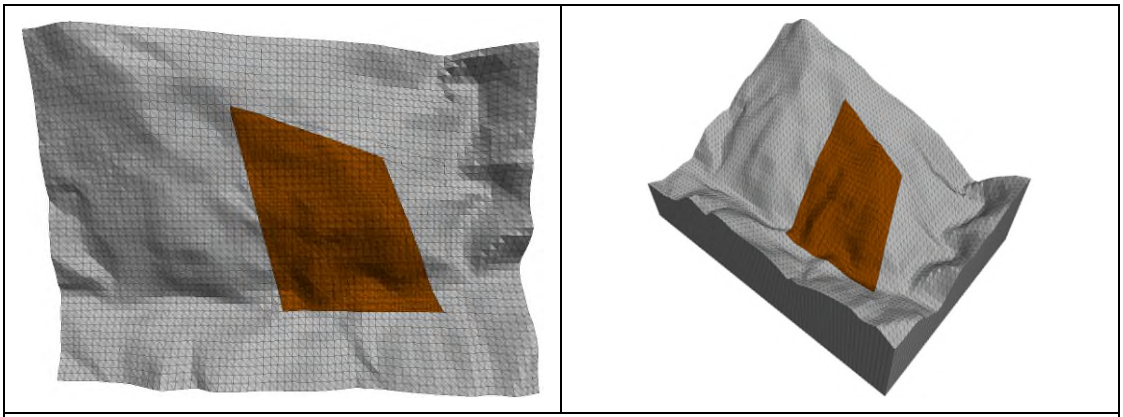
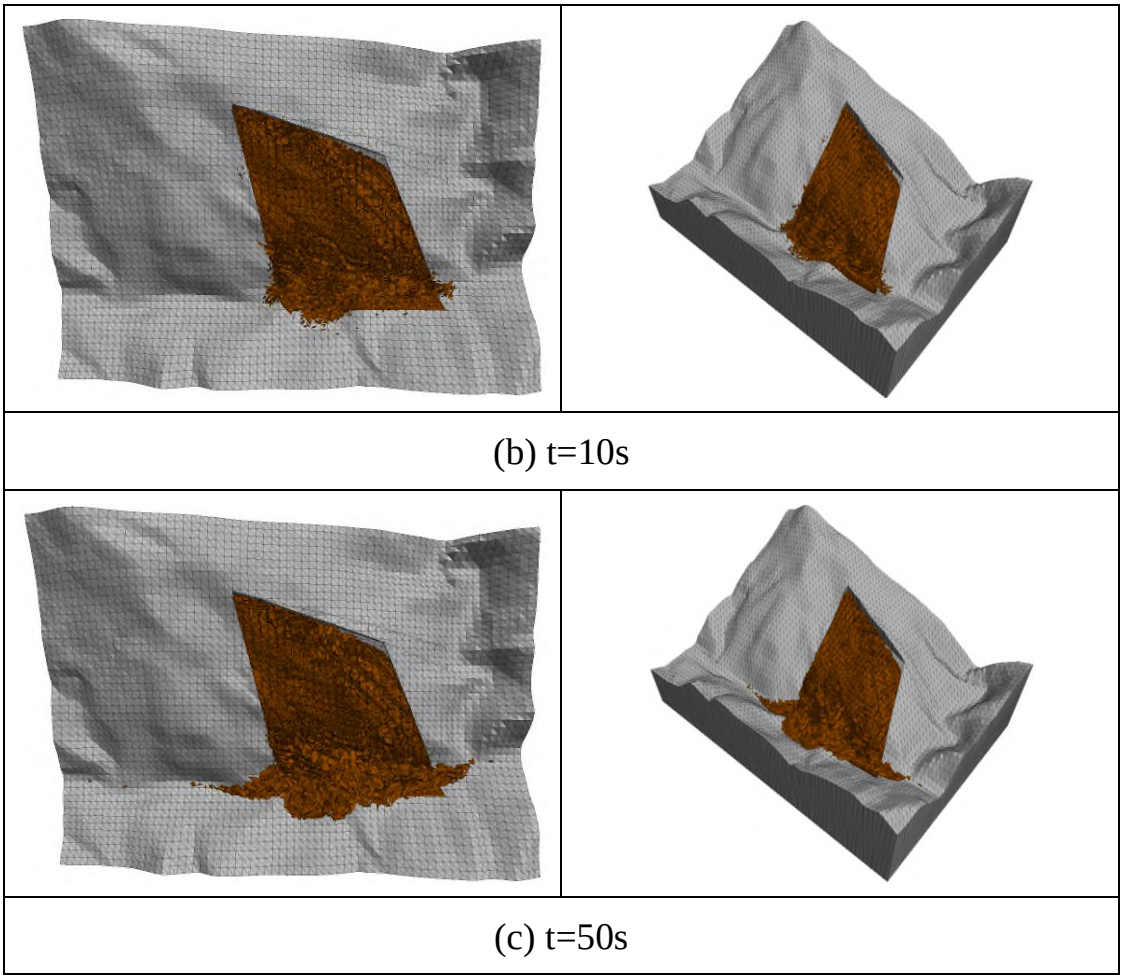


圖 3-15 士文溪崩塌位移分布圖(摩擦角 20˚)



(a) t=0s



(b) t=10s

(c) t=50s

圖 3-16 士文溪崩塌運動過程(摩擦角 10˚)

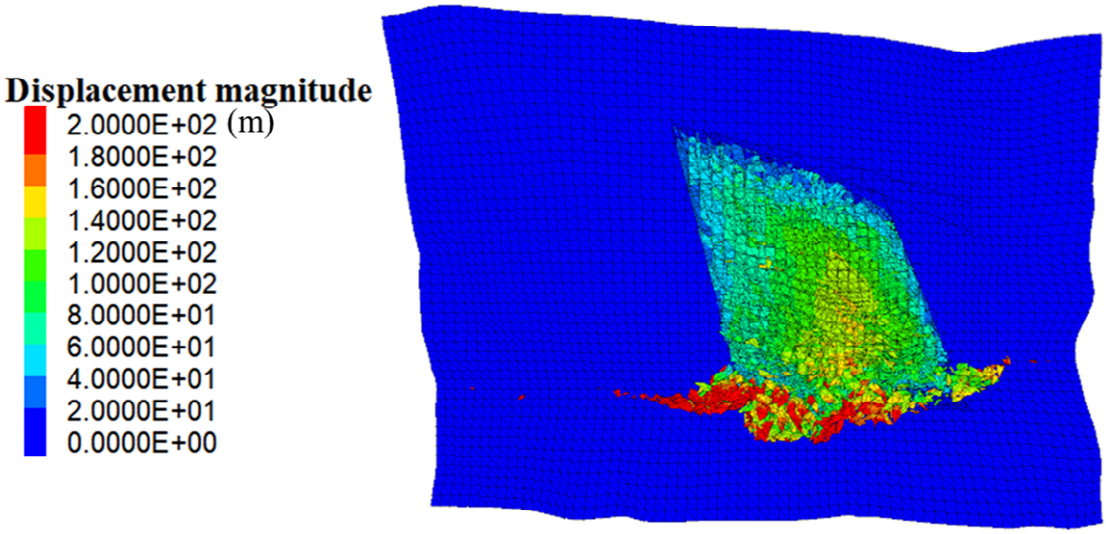


圖 3-17 士文溪崩塌位移分布圖(摩擦角 10˚)

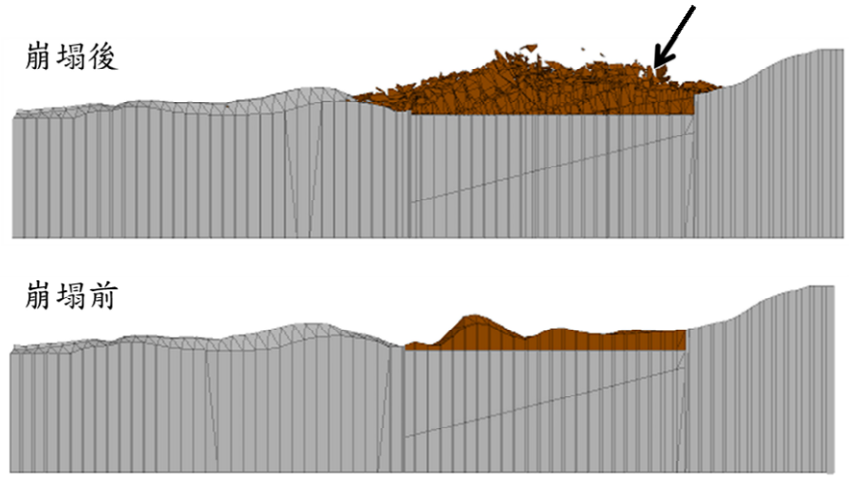


圖 3-18 士文溪崩塌前後河道斷面(摩擦角 10˚)

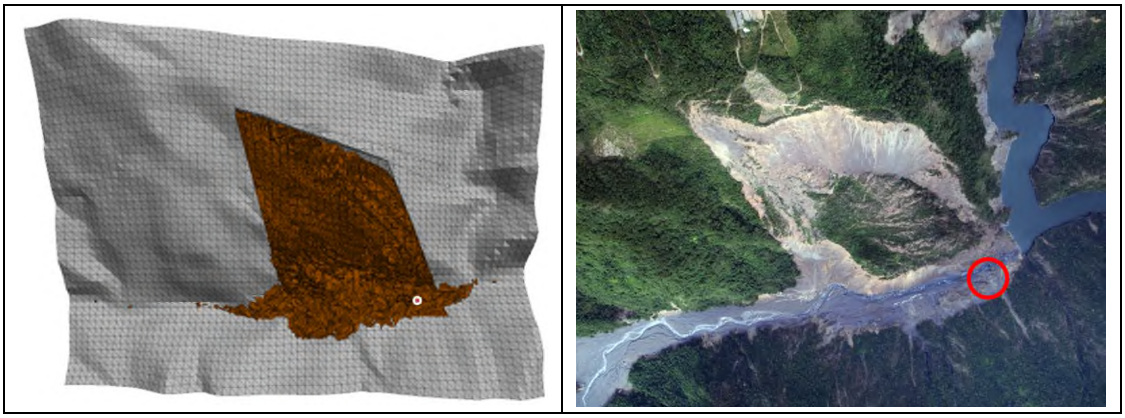
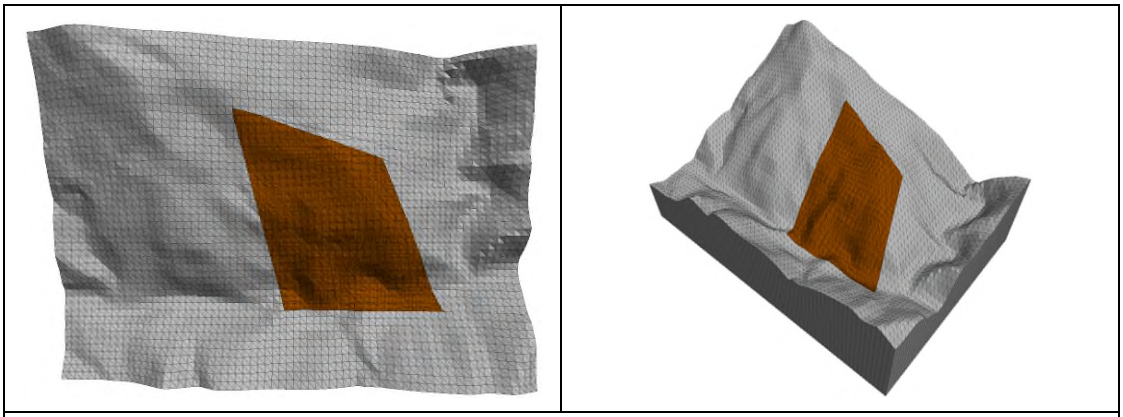
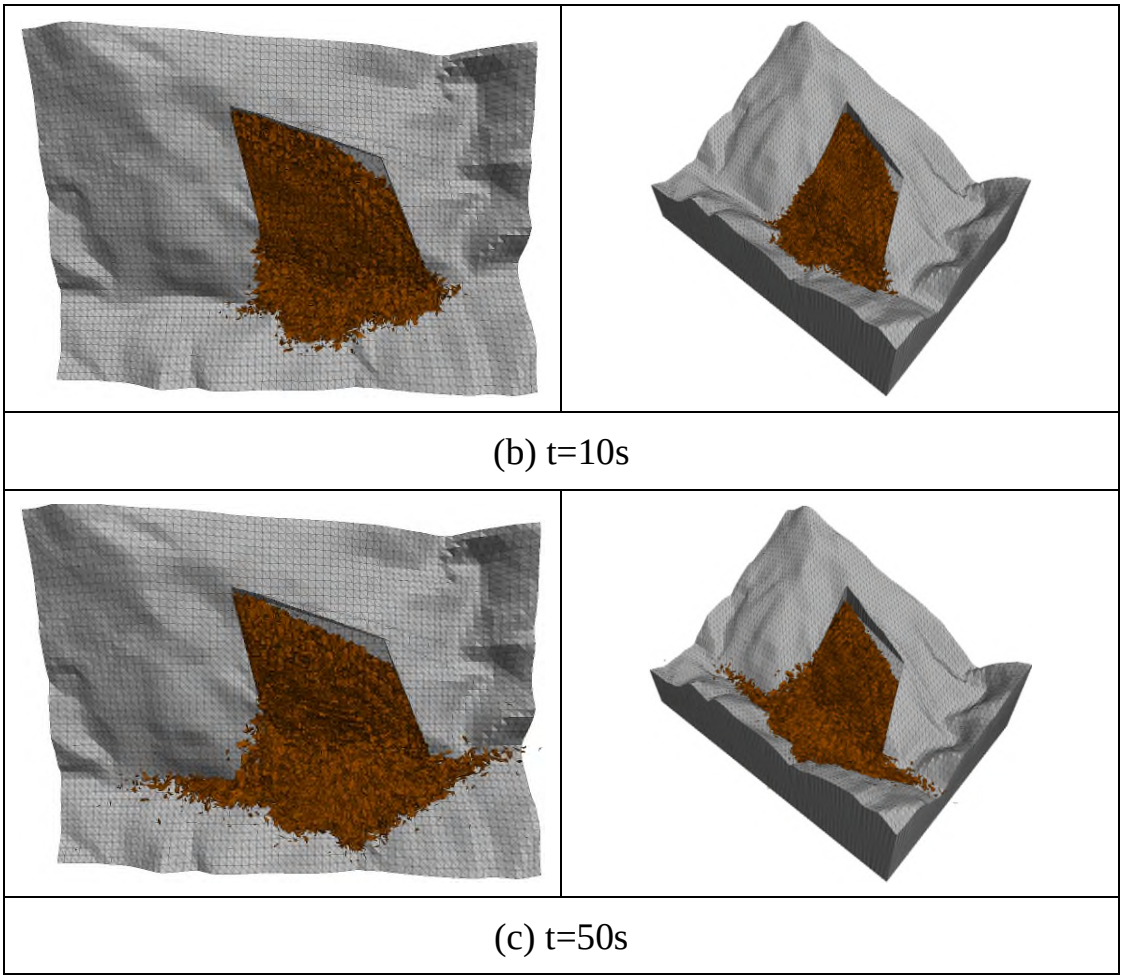


圖 3-19 士文溪崩塌模擬結果與空拍影像比對(摩擦角 10˚)



(a) t=0s



(b) t=10s

(c) t=50s

圖 3-20 士文溪崩塌運動過程(摩擦角 5˚)

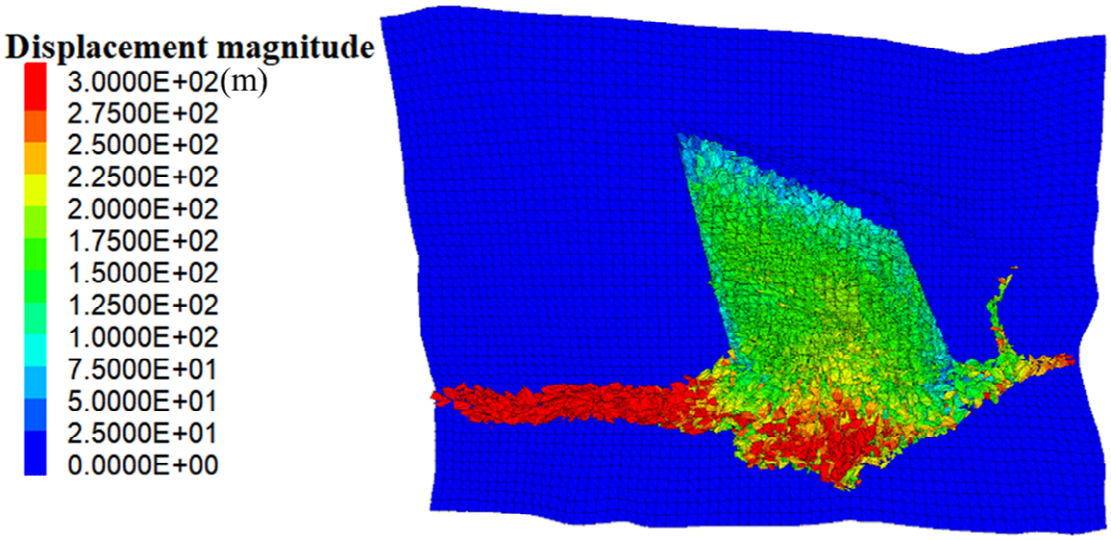


圖 3-21 士文溪崩塌位移分布圖(摩擦角 5˚)

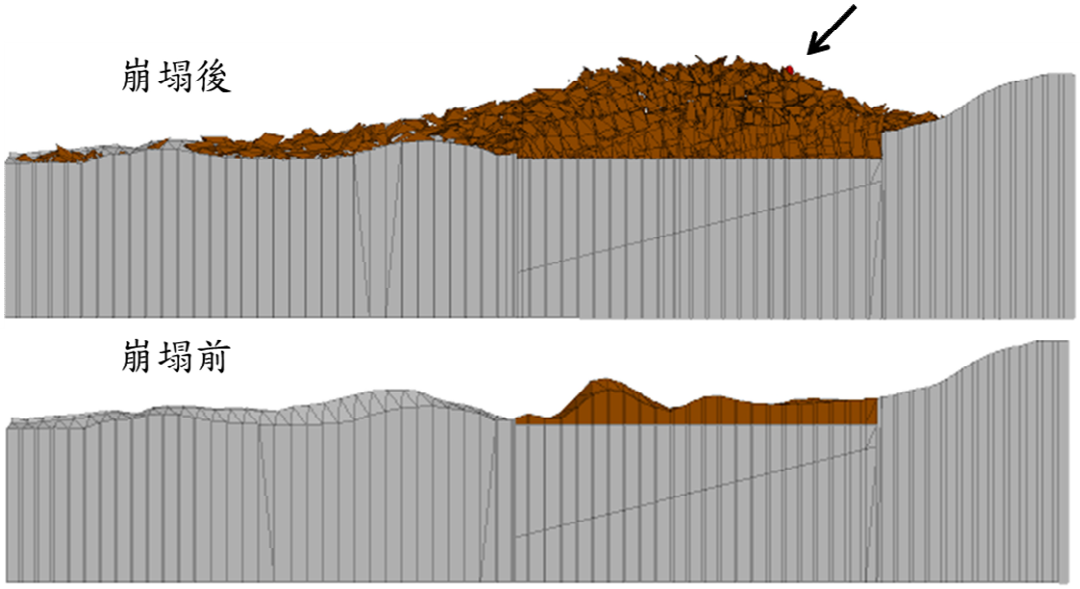


圖 3-22 士文溪崩塌前後河道斷面(摩擦角 5˚)

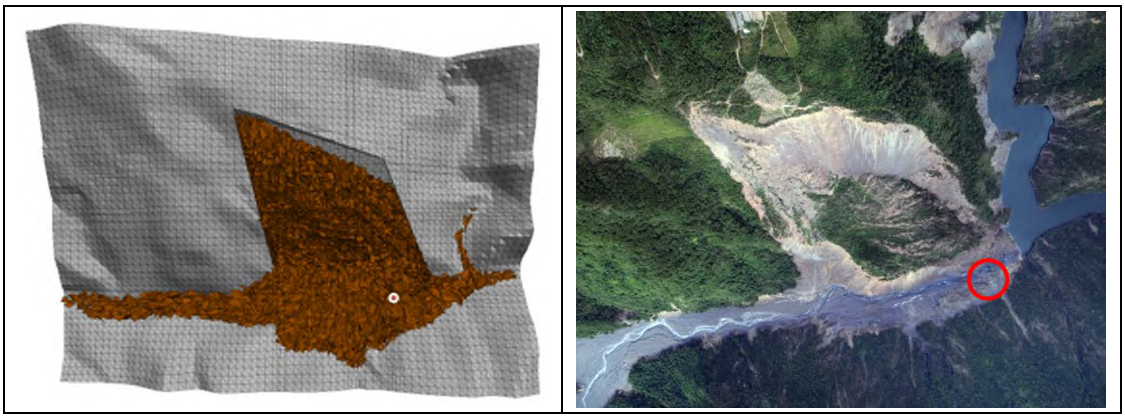


圖 3-23 士文溪崩塌模擬結果與空拍影像比對(摩擦角 5˚)

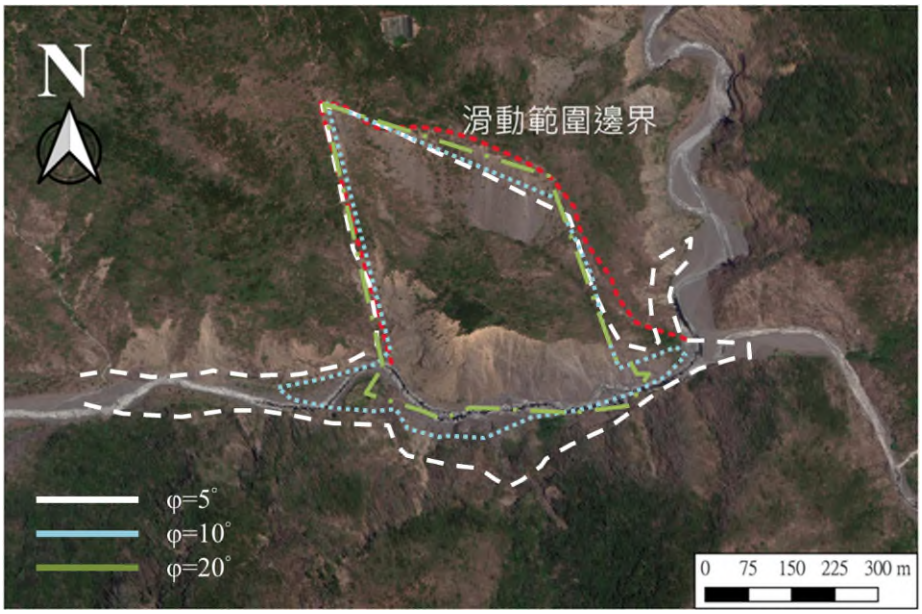


圖 3-24 不同摩擦角之士文溪崩塌影響範圍模擬結果

(二) 屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區域

參考 102 年屏東縣來義村潛在大規模崩塌地區調查計畫(行政院農業委員會水土保持局，2014)的調查結果，進行 T001 大規模崩塌潛勢區域滑動範圍的劃設(圖 3-25)與不連續面的切割(圖 3-26)，數值模擬參數設定則採用表 3-6 之數值。

首先利用地理資訊系統標定出欲切割範圍，透過每個點的坐標將滑動範圍進行切割。在底部滑動面的切割則根據 102 年屏東縣來義村潛在大規模崩塌地區調查計畫(行政院農業委員會水土保持局，2014)中之鑽探報告資料，將各孔位之預測滑動深度相連而成進行切割，結合現地探勘結果，決定將三組不連續面切割成傾向/傾角為 J1=113˚/23.5˚、J2=25˚/65˚以及 J3=290˚/50˚，並將滑動面間隔為 20 m。

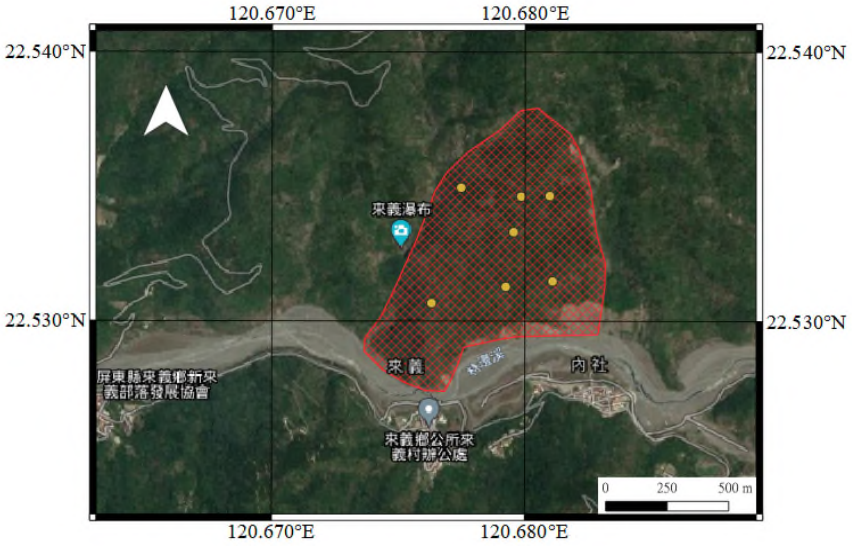


圖 3-25 屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區域

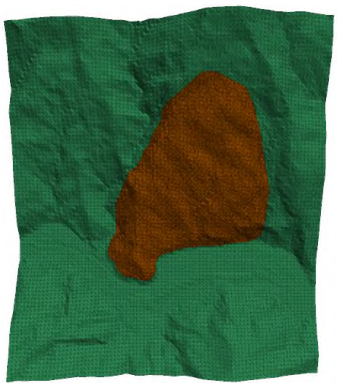
表 3-5 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌數值模擬案例計算之參數設定

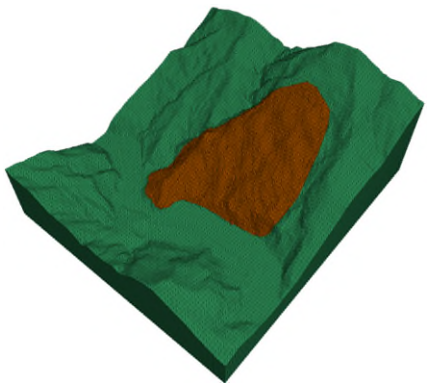
Kn(m/Pa)	Ks(m/Pa)	單位重 kg/m^3
3.8×10^8	3.8×10^8	2700



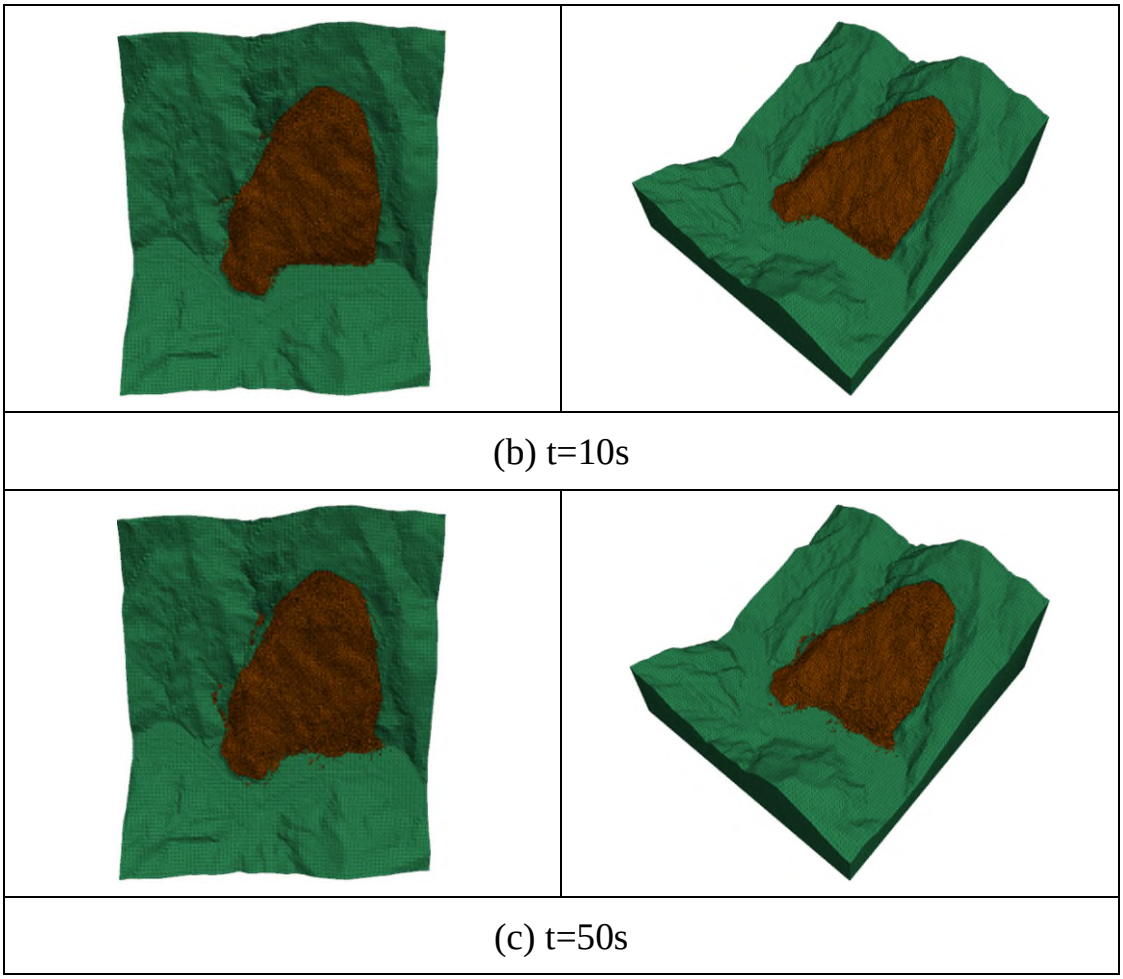
圖 3-26 屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區域數值模擬圖

先以摩擦角 20°進行模擬(圖 3-27)，可以發現僅有少數塊體運動，並於 50s 時結束模擬(圖 3-27(c))。由位移分布圖(圖 3-28)來看該崩塌體偏東側之位移量較西側多，東側塊體外移平均可達 60-70 m，而西側約為 30-40 m，有些地區僅有小移動。





(a) t=0s



(b) t=10s

(c) t=50s

圖 3-27 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌運動過程(摩擦角 20˚)

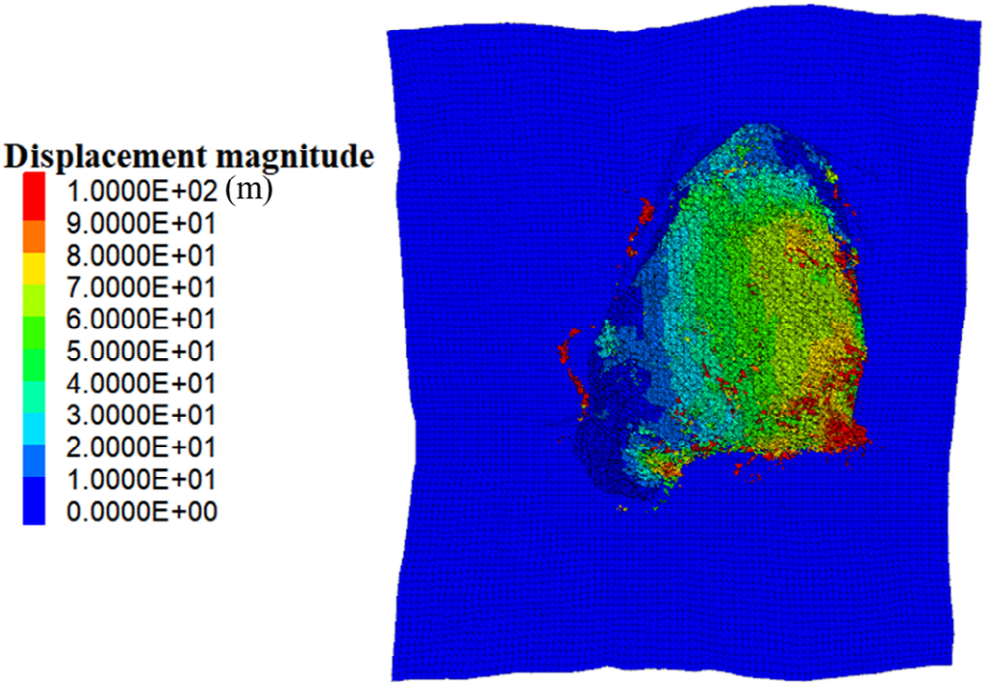
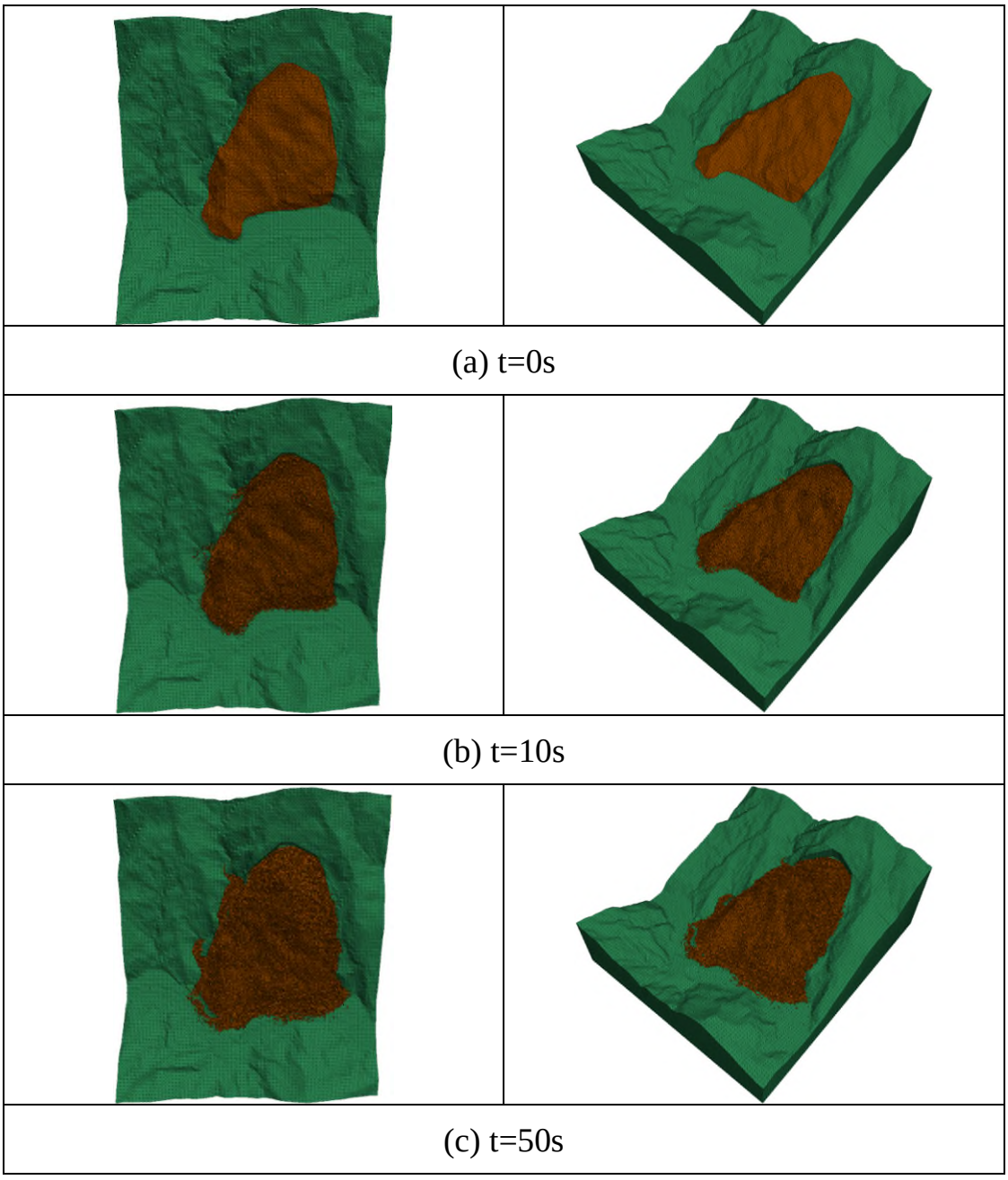


圖 3-28 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌位移分布圖(摩擦角 20˚)

以摩擦角 15˚進行模擬(圖 3-29)，塊體在 10s(圖 3-29(b))後明顯位移，並於 50s(圖 3-29(c))時結束模擬，位移分布與摩擦角 20˚時相近，整體崩塌在靠近東側之位移量較西側高，西側大部分大於 200m，東側則為 150m 以下(圖 3-30)。由模擬結果可知，崩塌塊體進入河道後形成阻塞，圖 3-31 顯示塊體崩落至河道形成堰塞壩，壩體最高高度約為 70m，溪流流路將改變並漫淹至左岸聯外道路(圖 3-32)。



(a) t=0s

(b) t=10s

(c) t=50s

圖 3-29 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌運動過程(摩擦角 15˚)

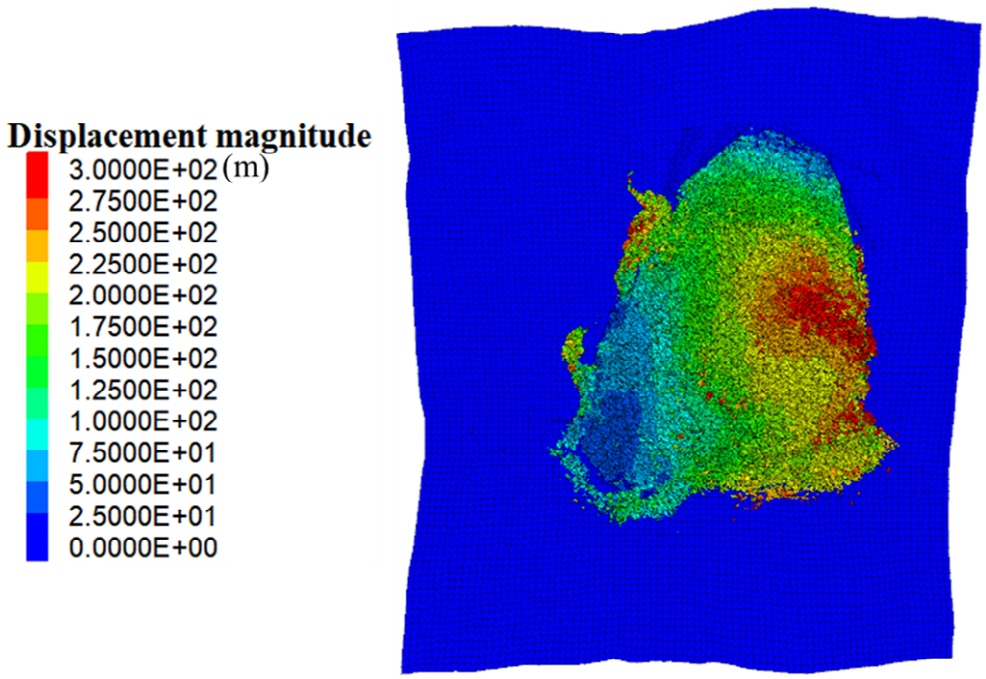


圖 3-30 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌位移分布圖(摩擦角 15˚)

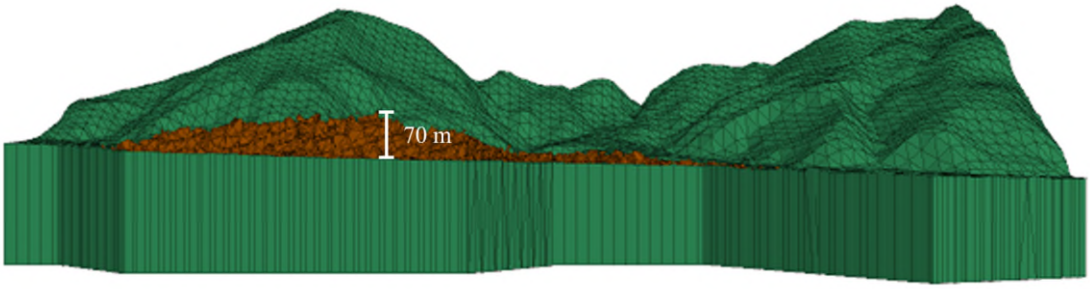


圖 3-31 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之沿河道方向剖面圖(摩擦角 15˚)

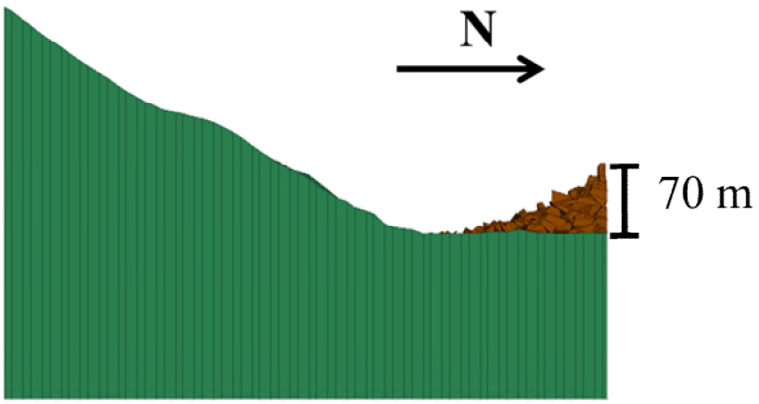
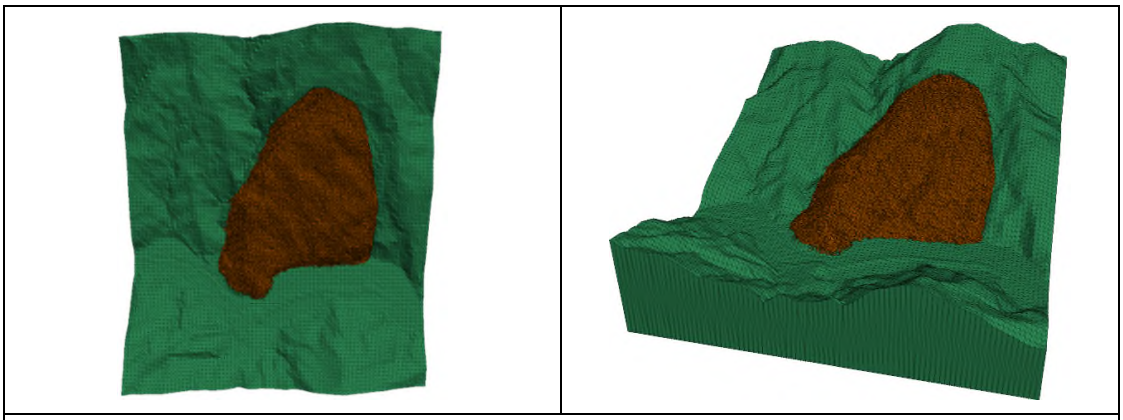
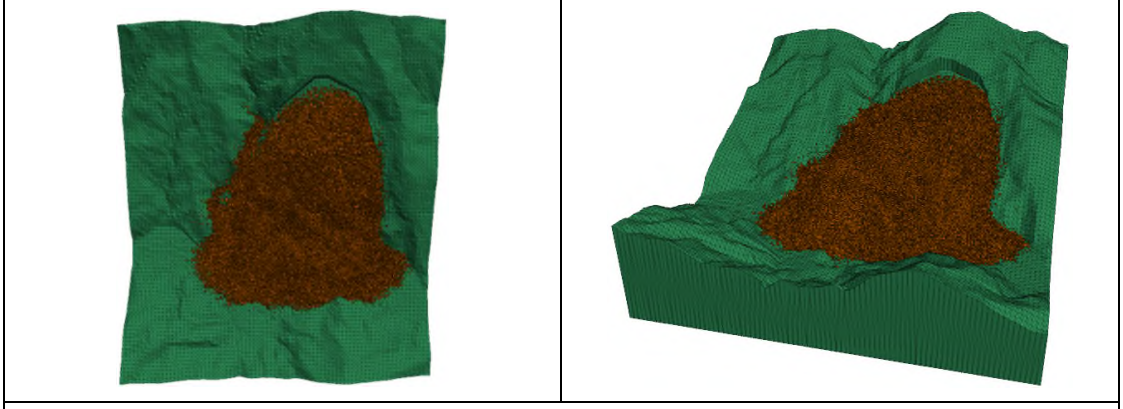


圖 3-32 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之垂直河道方向剖面圖(摩擦角 15˚)

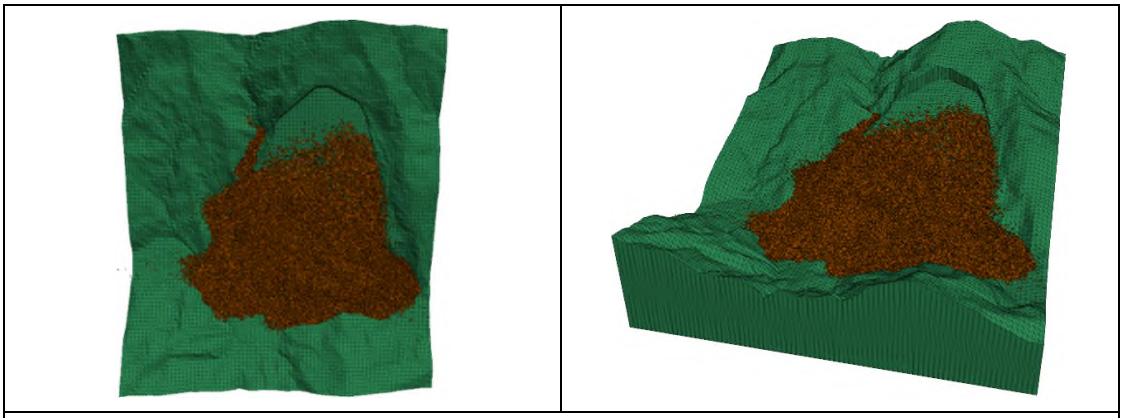
以摩擦角 10°模擬，從模擬過程中可以看到崩塌塊體在運動 20s 後阻塞林邊溪(圖 3-33(b))，最後在 50s 後趨於穩定(圖 3-33(d))。其結果中與摩擦角 20°和摩擦角 15°之模擬結果大不相同，大部分塊體堆積並阻塞河道形成堰塞壩。另由位移分布圖可知(圖 3-34)，所有塊體位移均大於 100m，最大位移超過 500m。沿著河道斷面可知最大堆積高度約為 90m(圖 3-35)，另由河道斷面可知最小堆積高度約為 40m(圖 3-36)。



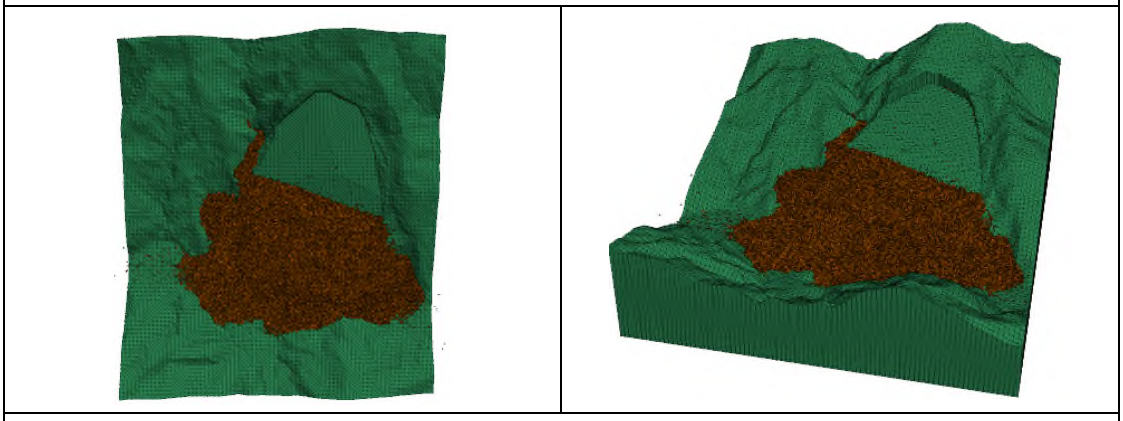
(a) t=5s



(b) t=20s



(c) t=30s



(d) t=50s

圖 3-33 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌運動過程(摩擦角 10˚)

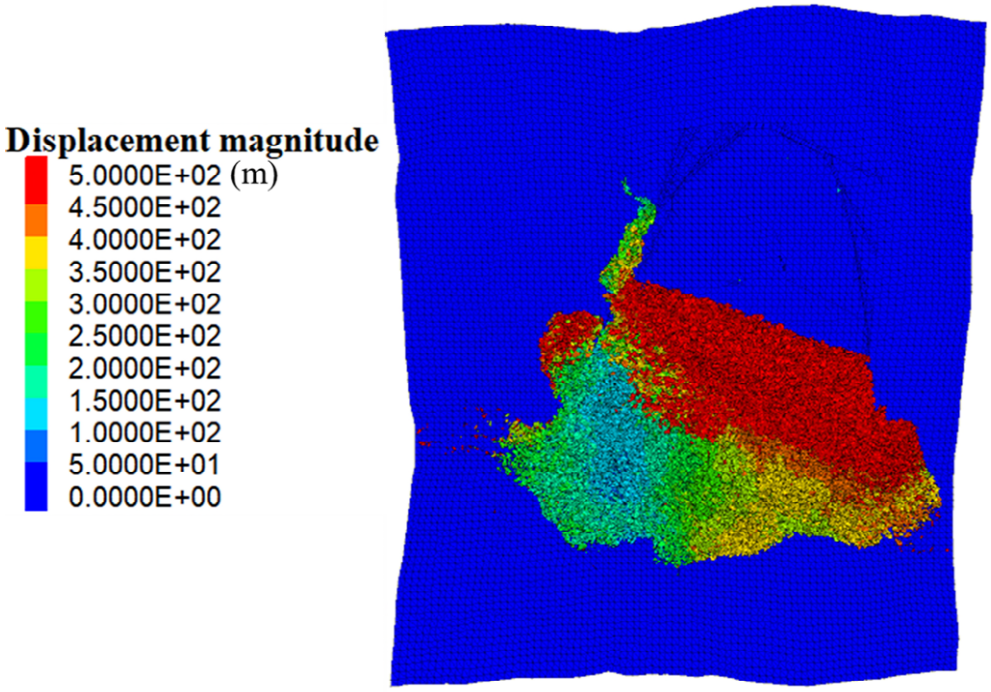


圖 3-34 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌位移分布圖(摩擦角 10˚)

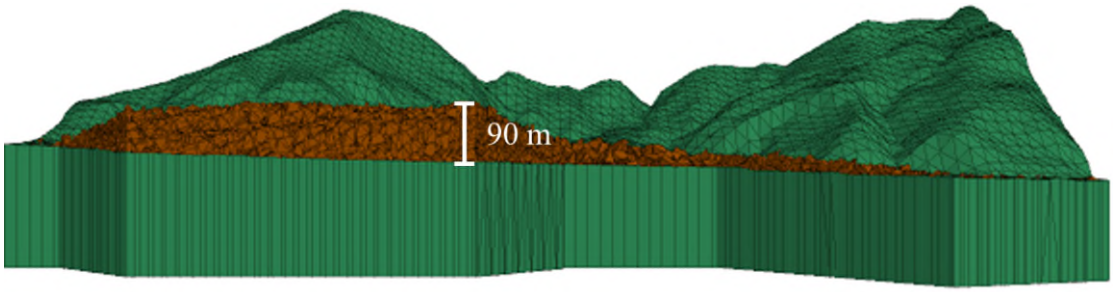


圖 3-35 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之沿河道剖面圖(摩擦角 10˚)

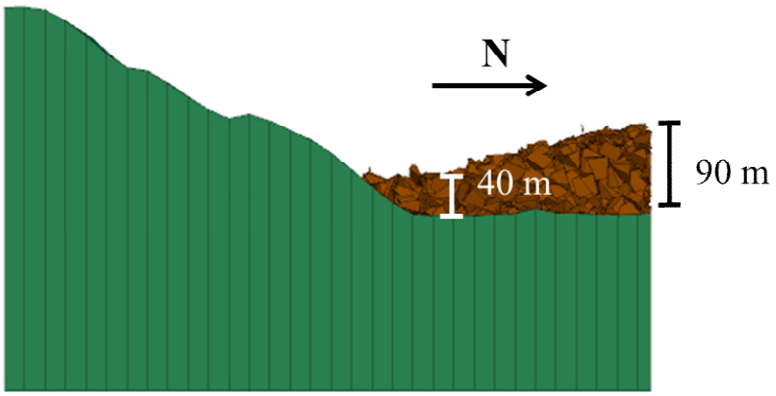


圖 3-36 屏東縣-來義鄉-T001 崩塌之垂直河道剖面圖(摩擦角 10˚)

將不同摩擦角之運動影響範圍標示在影像上(圖 3-37)，白色、綠色以及藍色虛線分別為摩擦角 10˚、15˚、20˚時之整體範圍，由比對結果可知，最大整體堆積範圍將影響到東部落位置，西部落則受到擋土牆保護，崩塌塊體無法繼續前進而停止(圖 3-38)。

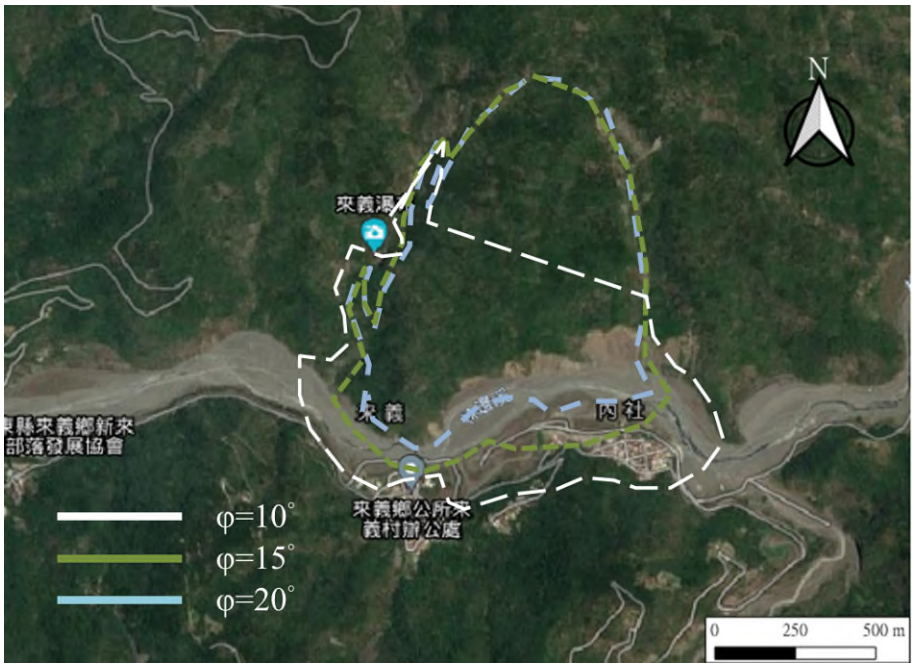


圖 3-37 不同摩擦角之屏東縣-來義鄉-T001 崩塌影響範圍模擬結果



圖 3-38 西部落擋土牆位置(擷取自 Google map)

第四節　無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法

一、無因次堰塞壩形成評估方法

本計畫根據第三章第二節之實驗量測結果與 Chen et al. (2021)之成果進行對比，由對比結果可知，崩塌水平運動距離$B_{\max}$與等價摩擦係數f、材料內摩擦角ϕ、邊坡坡度θ_S有關，不論崩塌材料為使用土砂材料或是塊體材料，等價摩擦係數f皆可很好地描述運動距離與崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$間之關係。

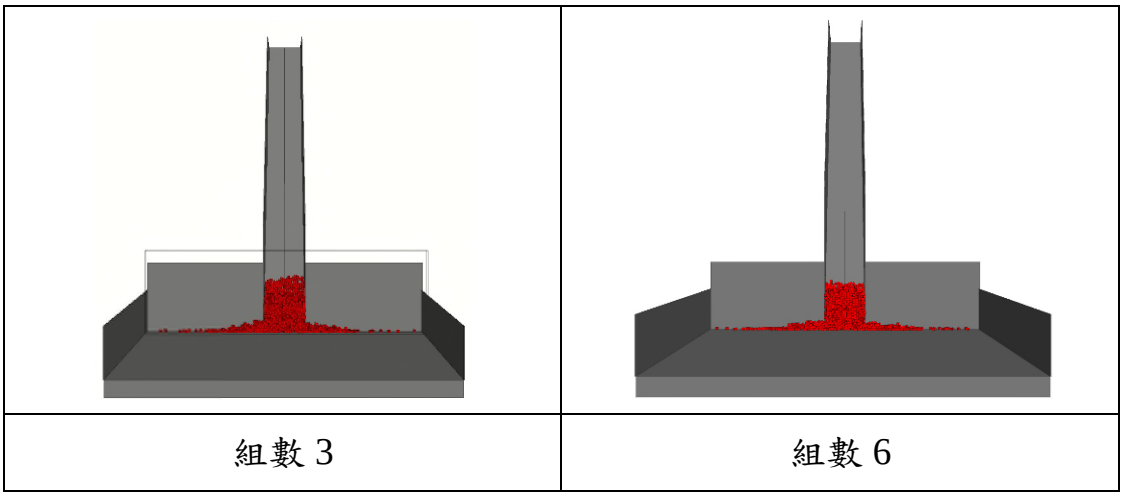
另由第三章第三節之數值模擬結果，在確定數值模擬與室內實驗結果差異不大後，為彌補室內實驗河道寬度B_W最小為 10 cm 之缺陷，本計畫另參考堰塞壩案例資料之$H_{D_{\min}}/B_W$最大值(Chen et al., 2021)2 倍為數值模擬之極限，取值為 4，利用數值模擬將河道寬度B_W縮小以補足當$B_W/B_{\max}$小於0.2之趨勢變化。根據已知之$B_{\max}$，體積設定為6193 cm^3，縮小河道寬度B_W至 7 到 9cm 之間，同時調整模擬塊體大小為 1.6 cm × 1.6 cm × 1.6 cm 塊體進行模擬，共計進行 6 組數值模擬實驗(表 3-6)。圖 3-39 為組數 3 與 6 之數值模擬結果。

綜整本計畫之室內實驗與數值模擬實驗結果，結合 Chen et al. (2021)成果可知，對於土砂材料、實驗鋁塊以及堰塞壩現場案例，崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$與河道寬度B_W之比值、崩塌水平運動距離$B_{\max}$與河道寬度B_W間之比值，皆能獲得相似之趨勢，當河道寬度B_W越大，因崩塌水平運動距離$B_{\max}$有限，因此崩塌最小堆積高度$H_{D_{\min}}$隨河道寬

度B_W增大而減小，當$H_{D_{\min}}$為於0，即表示崩塌土體無法到達河道對岸形成堰塞壩，因此可結合上述成果建立一無因次堰塞壩形成評估方法(圖 3-40)，其評估方程式為$H_{D_{\min}} = 2.560B_W e^{\left(-6.005\frac{B_W}{B_{\max}}\right)}$。

表 3-6 河道寬度與崩塌水平運動距離比值小於 0.2 之數值模擬實驗結果

組數	塊體起始斜面距離 (cm)	θ_S (°)	B_W (cm)	$B_{\max}$ (cm)	$\frac{B_W}{B_{\max}}$	$H_{D_{\min}}$ (cm)	$\frac{H_D}{B_W}$	V_R (cm^3)	V_D (cm^3)	$\frac{V_D}{V_R}$	n (%)
1	100	60	7	88.4	0.079	22.2	3.171	4952.3	7266.0	1.173	49.3
2	150	60	7	124.6	0.056	27.8	3.971	6480.0	6582.1	1.063	52.6
3	100	50	7	84.8	0.083	21.0	3.000	7653.3	6265.0	1.012	55.5
4	150	50	7	133.8	0.052	20.0	2.857	6096.0	6373.5	1.029	50.3
5	150	50	9	119.4	0.075	17.0	1.889	4567.5	7191.0	1.161	47.3
6	100	60	7	88.4	0.079	23.1	3.300	4303.4	6290.2	1.016	41.5



組數 3　　組數 6

圖 3-39 組數 3 與 6 之數值模擬結果

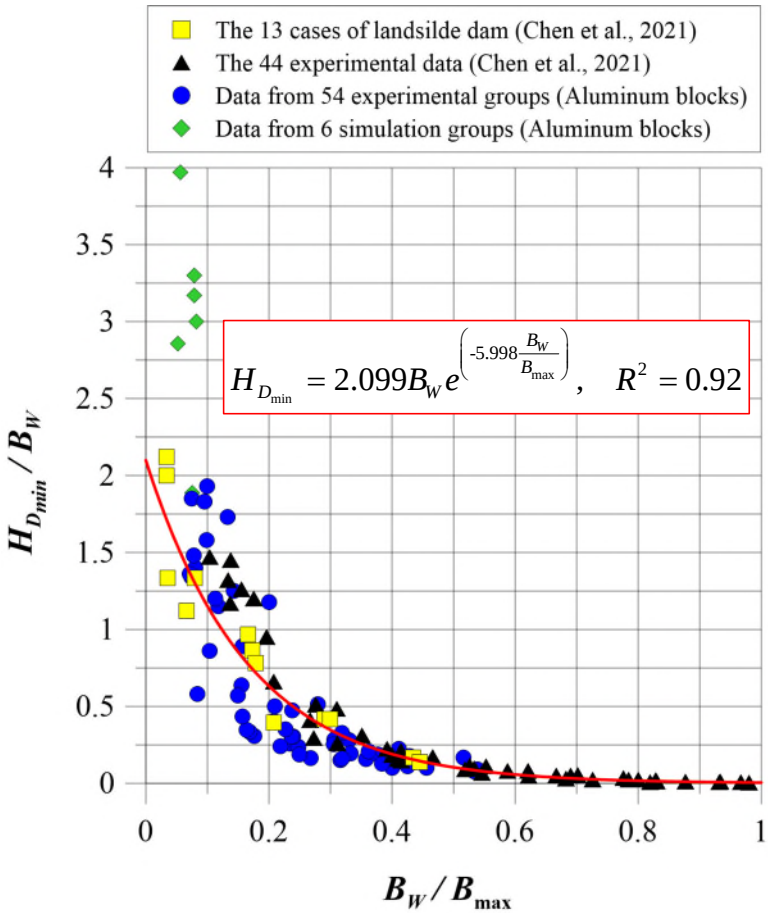


圖 3-40 無因次堰塞壩形成評估方法示意圖

二、無因次壩體規模預測方法

本計畫根據第三章第二節之實驗量測結果可知，當河道寬度B_W越大，崩塌最小堆積高度$H_{D_{min}}$隨之減小，崩塌塊體形成堰塞壩之河道堆積體積V_D隨河道寬度增加而增加，邊坡殘存體積V_R隨河道寬度增加而減少。因此可結合崩塌最小堆積高度$H_{D_{min}}$與河道寬度B_W之比值，進一步建立河道堆積體積V_D與崩塌塊體體積V_L之比值與崩塌最小堆積高度$H_{D_{min}}$與河道寬度B_W之比值間的關係，即無因次壩體規模預測方法(圖 3-41)，其評估方程式為$V_D = 0.638 V_L \frac{H_{D_{min}}}{B_W}^{(-0.363)}$。

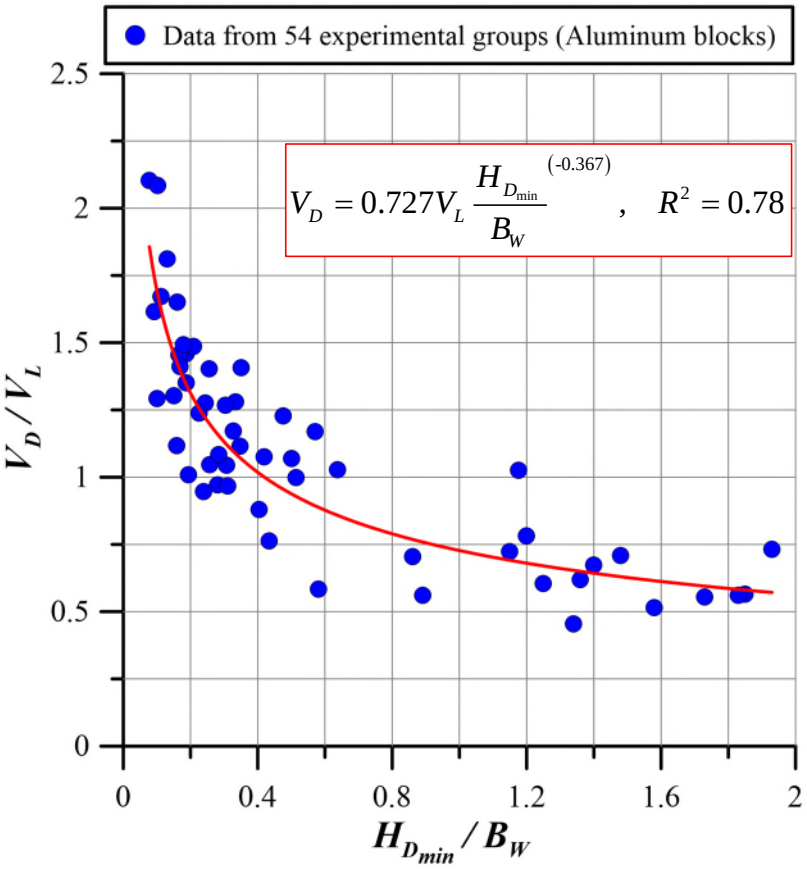


圖 3-41 無因次壩體規模預測方法示意圖

第四章　結論與建議

結論

1. 根據本計畫之物理模型室內實驗結果，河道寬度、崩塌土體體積以及運動距離對於崩塌最小堆積高度影響甚鉅，而崩塌塊體形成堰塞壩之河道堆積體積與孔隙率，亦隨著河道寬度增加而增加，此定性結果將有助於後續研究堰塞壩壩體內部結構對於潰壞型態之影響。
2. 本計畫藉由 3DEC 數值模擬，完成大規模崩塌從發生、運動、堆積至形成堰塞壩整體過程之建構，並以已發生之屏東縣士文溪堰塞壩以及屏東縣-來義鄉-T001 大規模崩塌潛勢區域為研究對象，完成不同情境條件下之大規模崩塌影響範圍，並驗證其可行性，後續進行其它地區之大規模崩塌影響範圍評估時，可藉由相關地質資料或鑽探成果搭配 3DEC 數值模擬結果作為參考依據。
3. 本計畫分別將崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗結果，結合數值模擬實驗結果，配合既有大規模崩塌形成堰塞壩之現場實際案例，將室內實驗、數值模擬實驗和現場實際案例予以整合，從大規模崩塌發生、運動、堆積至形成堰塞壩之整體過程加以建構，進一步建立無因次化之堰塞壩災害潛勢區位預測方法，當河道寬度與崩塌水平運動距離為 0 時，可判斷無法形成堰塞壩；而當河

道寬度與崩塌水平運動距離不為 0 時，則可評估崩塌最小堆積高度，相關成果可作為相關單位進行堰塞壩防救災對策研擬之參考依據。

4. 本計畫在無因次化之堰塞壩災害潛勢區位預測方法基礎下，藉由崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗結果建構出無因次化壩體規模預測方法，未來可利用本計畫成果進行大規模崩塌形成堰塞壩災害潛勢區位及其壩體規模之初步預測，以強化大規模崩塌形成堰塞壩之防災減災應變能力。

建議

1. 本計畫考慮單一塊體尺寸進行崩塌形成堰塞壩之室內實驗與數值模擬，其目的為考慮最大影響高度與範圍作為保守值，因此無因次化壩體規模預測方法之結果為最大值，建議後續進一步改變不同塊體尺寸組合，探討其堆積形狀、孔隙率與運動距離之變化影響。
2. 目前國內外對於堰塞壩相關名詞界定與參數定義存在落差，後續建議參考國外相關文獻資料進行修正與釐清，以利後續堰塞壩相關資料建置與可信度提升。
3. 經由案例統計分析可知，台灣堰塞壩之主要誘發原因係以頻繁降雨事件為主，地震次之，而頻繁降雨事件使得堰塞壩上游快速蓄水，導致堰塞壩多在一場降雨事件中產生溢流破壞。台灣正面臨氣候快速變遷所帶來之年雨量與暴雨強度增加，將導致山區堰塞壩發生愈趨頻仍，對於下游危害將更為提升，後續需進一步評估堰塞壩危險等級以降低下游保全對象受災威脅。

參考文獻

1. 行政院農業委員會水土保持局，102 年屏東縣來義鄉來義村潛在大規模崩塌地區調查監測計畫，成果報告書，2014。
2. 屏東縣政府，山坡地太陽能光電系統開發教育訓練及屏東縣大規模崩塌初步評估計畫，成果報告書，2020。
3. 馮正一，2020，https://core.ac.uk/display/41675036.
4. 羅佳明、翁孟嘉、林雨璇、劉佩娟，“物理模擬試驗應用於順向坡板岩變形特性之研究”，中華水土保持學報，第 45 卷，3 期，165-173 頁，2014。
5. A. E. Scheidegger, “On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides,” Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 5, No.4, pp. 231-236, 1973.
6. A. Heim, “Bergsturz und menschenleben,” Fretz und Wasmuth, Zurich, 1932.
7. B. B. Shrestha and H. Nakagawa, “Hazard assessment of the formation and failure of the Sunkoshi landslide dam in Nepal,” Natural Hazards, Vol. 82, No. 3, pp. 2029-2049, 2016.
8. C. H. Lin and M. L. Lin, “Evolution of the large landslide induced by Typhoon Morakot: A case study in the Butangbunasi River, southern Taiwan using the discrete element method,” Engineering

Geology, Vol. 197, pp. 172-187, 2015.

9. C. M. Lo, M. L. Lin, C. L. Tang and J. C. Hu, "A kinematic model of the Hsiaolin landslide calibrated to the morphology of the landslide deposit," Engineering Geology, Vol. 123, pp. 22-39, 2011.
10. C. M. Tseng, C. W. Lin, C. P. Stark, J. K. Liu, L. Y. Fei and Y. C. Hsieh, "Application of a multi-temporal, LiDAR-derived, digital terrain model in a landslide-volume estimation," Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 38, No. 13, pp. 1587-1601, 2013.
11. C. Tacconi Stefanelli, S. Segoni, N. Casagli and F. Catani, "Geomorphic indexing of landslide dams evolution," Engineering Geology, Vol. 208, pp. 1-10, 2016.
12. C. Tacconi Stefanelli, V. Vilímek, A. Emmer and F. Catani, "Morphological analysis and features of the landslide dams in the Cordillera Blanca, Peru," Landslides, Vol. 15, pp. 507-521, 2018.
13. C.K. Meng, K.T. Chen, Z.P. Niu, B.F. Di and Y.J. Ye, "Influence of internal structure on breaking process of short-lived landslide dams," Frontiers in Earth Science, Vol. 9, 604635, 2021.
14. D. Y. Li, T. K. Nian, H. Wu, F. W. Wang and L. Zheng, "A predictive model for the geometry of landslide dams in V-shaped valleys," Bulletin of Engineering Geology and the Environment, online, 2020.

15. D. Y. Shen, Z. M. Shi, M. Peng, L. M. Zhang and M. Z. Jiang, "Longevity analysis of landslide dams," Landslides, Vol. 17, pp. 1797-1821, 2020.
16. G. W. Zhao, Y. J. Jiang, J. P. Qiao, Z. J. Yang and P. P. Ding, "Numerical and experimental study on the formation mode of a landslide dam and its influence on dam breaching," Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 78, pp. 2519-2533, 2019.
17. H. M. Liao, X. G. Yang, G. D. Lu, J. Tao and J. W. Zhou, "Experimental study on the river blockage and landslide dam formation induced by rock slides," Engineering Geology, Vol. 261, 105269, 2019.
18. H. Wu, T. K. Nian, G. Q. Chen, W. Zhao and D. Y. Li, "Laboratory-scale investigation of the 3-D geometry of landslide dams in a U-shaped valley," Engineering Geology, Vol. 265, 105428, 2020.
19. J. E. Costa and R. L. Schuster, "The formation and failure of natural dams," Geological Society of America Bulletin, Vol. 100, pp. 1054-1068, 1988.
20. J. H. Wu and C. H. Chen, "Application of DDA to simulate characteristics of the Tsaoling landslide," Computers and Geotechnics, Vol. 38, pp. 741-750, 2011.

21. J. H. Wu and P. H. Hsieh, "Simulating the post failure behavior of the seismically-triggered Chiu-fen-erh-shan landslide using 3DEC," Engineering Geology, Vol. 287, 106113, 2021.
22. J. J. Dong, P. J. Lai, C. P. Chang, S. H. Yang, K. C. Yeh, J. J. Liao and Y. W. Pan, "Deriving landslide dam geometry from remote sensing images for the rapid assessment of critical parameters related to dam-breach hazards," Landslides, Vol. 11, pp. 93-105, 2014.
23. J. J. Dong, Y. H. Tung, C. C. Chen, J. J. Liao and Y. W. Pan, "Discriminant analysis of the geomorphic characteristics and stability of landslide dams," Geomorphology, Vol. 110, No. 3-4, pp. 162-171, 2009.
24. J. J. Dong, Y. H. Tung, C. C. Chen, J. J. Liao and Y. W. Pan, "Logistic regression model for predicting the failure probability of a landslide dam," Engineering Geology, Vol. 117, pp. 52-61, 2011.
25. K. J. Hsü, "Catastrophic debris streams (Sturzstroms) generated by rockfalls," Geological Society of America Bulletin, Vol. 86, pp. 129-140, 1975.
26. K. T. Chen and J. H. Wu, "Simulating the failure process of the Xinmo landslide using discontinuous deformation analysis," Engineering Geology, Vol. 239, pp. 269-281, 2018.
27. K. T. Chen, T. C. Chen, X. Q. Chen, H. Y. Chen and W. Y. Zhao,

"An experimental determination of the relationship between the minimum height of landslide dams and the run-out distance of landslides," Landslides, Vol. 18, pp. 2111-2124, 2021.

28. K. T. Chen, X. Q. Chen, G. S. Hu, Y. S. Kuo and H. Y. Chen, "Effects of river flow velocity on the formation of landslide dams," Journal of Mountain Science, Vol. 16, No. 11, pp. 2502-2518, 2019.
29. K. T. Chen, Y. S. Kuo and C. L. Shieh, "Rapid geometry analysis for earthquake-induced and rainfall-induced landslide dams in Taiwan," Journal of Mountain Science, Vol. 11, No. 2, pp. 360-370, 2014.
30. L. Ermini, and N. Casagli, "Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index," Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 28, pp. 31-47, 2003.
31. L. Wang, M. Chang, X. Dou, G. Ma and C. Yang, "Analysis of river blocking induced by a debris flow," Geofluids, Vol. 2017, Article ID 1268135, 2017.
32. M. Peng and L. M. Zhang, "Breaching parameters of landslide dams," Landslides, Vol. 9, No. 1, pp. 13-31, 2012.
33. O, Korup, "Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams," Engineering Geology, Vol. 73, pp. 13-35, 2004.

34. P. A. Cundall and O. D. L. Strack, "A discrete numerical model for granular assemblies," Geotechnique, Vol. 29, No.1, pp. 47-65, 1979.

35. P.A. Cundall, "Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part I.A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks," International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol. 25, pp. 107-116, 1988.

36. S. C. Chen, T. W. Lin and C. Y. Chen, "Modeling of natural dam failure modes and downstream riverbed morphological changes with different dam materials in a flume test," Engineering Geology, Vol. 188, pp. 148-158, 2015.

37. S.H. Park and T. Adachi, "Laboratory model tests and FE analyses on tunneling in the unconsolidated ground with inclined layers," Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 17, pp. 181-193, 2002.

38. T. Oppikofer, R. L. Hermanns, V. U. Jakobsen, M. Böhme, P. Nicolet and I. Penna, "Forecasting dam height and stability of dams formed by rock slope failures in Norway," Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 20, No.11, pp. 3179-3196, 2020.

39. T.N. Do and J.H. Wu, "Verifying discontinuous deformation

analysis simulations of the jointed rock mass behavior of shallow twin mountain tunnels," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 130, 104322, 2020.

40. W. Liu, Y.X. Hu, S.M. He, J.W. Zhou and K.T. Chen, "A numerical study of the critical threshold for landslide dam formation considering landslide and river dynamics," Frontiers in Earth Science, Vol. 9, 651887, 2021.
41. W. Wang, K. Yin, G. Chen, B. Chai, Z. Han and J. Zhou, "Practical application of the coupled DDA-SPH method in dynamic modeling for the formation of landslide dam," Landslides, Vol. 16, pp. 1021-1032, 2019.
42. X. G. Jiang, P. Cui, H. Y. Chen and Y. Y. Guo, "Formation conditions of outburst debris flow triggered by overtopped natural dam failure," Landslides, Vol. 14, pp. 821-831, 2017.
43. Y. Okura, H. Kitahara and T. Sammori, "Fluidization in dry landslides," Engineering Geology, Vol. 56, pp. 347-360, 2000.
44. Y. S. Kuo, Y. C. Tsang, K. T. Chen and C. L. Shieh, "Analysis of landslide dam geometries," Journal of Mountain Science, Vol. 8, No. 4, pp. 544-550, 2011.
45. Y. S. Kuo, Y. J. Tsai, Y. S. Chen, C. L. Shieh, K. Miyamoto and T. Itoh, "Movement of deep-seated rainfall-induced landslide at

Hsiaolin Village during Typhoon Morakot," Landslides, Vol. 10, pp. 191-202, 2013.

46. Y. Zhou, Z. Shi, Q. Zhang, W. Liu, M. Peng and C. Wu, "3D DEM investigation on the morphology and structure of landslide dams formed by dry granular flows," Engineering Geology, Vol. 258, 105151, 2019.

附錄

附錄一、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	大規模崩塌預測之山體抗剪強度是否為變動值?如何以之作為模擬分析之應用參數?	依照余威論(2011)研究結果顯示，大規模崩塌岩盤不連續面強度會因為高速塊體滑動而降低，因此並非單一數值，然而相關研究正在起始階段，並非所有大規模崩塌岩體都能知道不連續面強度與速度之間的關係，因此本計畫假設不連續面的強度遵守庫倫摩擦定理，摩擦角方面在研究中由三個方法獲得，1.若是室內物理模型試驗，可以由簡易的滑動測試獲得其不連續面摩擦角。2.在已發生崩塌區，可透

項次	審查意見	回覆辦理情形
		過比對崩塌前後地形的變化得到該崩塌區不連續面的視摩擦角。3.在未發生崩塌的區域，可透過現地鑽心的岩石力學試驗獲得該岩盤內不連續面的殘餘摩擦角。 速度-位移相關摩擦係數與巨型山崩運動特性，余威論，2011，國立中央大學碩士論文，桃園，台灣
二	大規模崩塌之規模採無因次化，惟該等無因次化均未納入力學條件，其預測規模之合理化宜斟酌。	無因次化所使用之參數皆與崩塌力學機制有關，例如崩塌塊體運動距離所使用之等價摩擦係數為塊體滑動理論所延伸之力學機制；崩塌規模所獲得之參數則與土壤物理有關，因此本計畫之無因次分析同樣具備力學與物理機制。

項次	審查意見	回覆辦理情形
三	室內實驗如何產生或設置坡面破壞面之形成條件？其力學性質如何呈現?	室內實驗產生邊坡破壞之方式為參考相關學者之作法(Liao et al., 2019；Li et al., 2020；Wu et al., 2020)，以拉起擋板方式，由崩塌塊體重力移動方式產生邊坡破壞，其力學性質遵循牛頓運動定律。 H. M. Liao, X. G. Yang, G. D. Lu, J. Tao and J. W. Zhou, “Experimental study on the river blockage and landslide dam formation induced by rock slides,” Engineering Geology, Vol. 261, 105269, 2019. D. Y. Li, T. K. Nian, H. Wu, F. W. Wang and L. Zheng, “A predictive model for the geometry of landslide dams in V-shaped valleys,” Bulletin of Engineering Geology and the Environment, online, 2020. H. Wu, T. K. Nian, G. Q. Chen, W. Zhao and D. Y. Li, “Laboratory-scale investigation of the 3-D geometry of landslide dams in a U-shaped valley,” Engineering Geology, Vol. 265, 105428, 2020.

項次	審查意見	回覆辦理情形
四	士文溪堰塞壩之發生條件是否全盤掌握?	士文溪堰塞壩之發生條件為降雨誘發岩體滑動而形成堰塞壩，由於邊坡在未滑動前並無任何鑽探資料，因此藉由比對滑動前後高程變化獲取相關地形參數，並決定出在模擬時的滑動深度以及滑動角度。相關說明補充於 P.3-15~P.3-16。
五	試驗之材料性質，尤其是強度(摩擦角)及勁度，而此兩項性質與試體排列密度有關。	為避免崩塌塊體在運動過程中產生崩解，影響堆積體積量測，無法與數值模擬結果進行比對，因此本計畫參考相關學者進行崩塌實驗之作法(Park and T. Adachi., 2002；Do and Wu., 2020)，採用 3.2×3.2×3.2cm^3 立方體鋁塊作為崩塌塊體，其密度、單位重、內摩擦

項次	審查意見	回覆辦理情形
		角與岩石、土壤相似，分別為2.7 g/cm^3、27 kN/m^3、24°，使其室內實驗結果能與數值模擬結果相互比對驗證。相關說明補充於 P.2-2。 此外，試體排列採用塊體堆疊方式進行，亦不進行壓密，使塊體能以重力方式向下移動。 S.H. Park and T. Adachi, “Laboratory model tests and FE analyses on tunneling in the unconsolidated ground with inclined layers,” Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 17, pp. 181-193, 2002. T.N. Do and J.H. Wu, “Verifying discontinuous deformation analysis simulations of the jointed rock mass behavior of shallow twin mountain tunnels,” International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 130, 104322, 2020.

項次	審查意見	回覆辦理情形
六	目前局內大崩在塊體下移時，是以土體體積reaching angle為主，而目前之控制實驗條件並未考量ϕ及reaching angle之流出距離，未來對於大崩是否可達良好之參考比對，宜再考量。	本計畫室內實驗之崩塌塊體運動距離為參考等價摩擦係數之觀念，與土體體積reaching angle相同，其結果亦可與大規模崩塌相互比對。相關說明補充於P.2-7~P.2-9。
七	目前下游面以擋板控制河寬，在試體下移時將產生撞擊及壅高，影響能量消散且為人為控制壩高，與實際案例差異較大。	在物理模型室內實驗過程中，當試體下移時確實會對擋板產生撞擊與震動，由於室內實驗不易量測，因此利用室內實驗之堆積結果，藉由3DEC數值模型進行反算與參數調整，彼此進行驗證比對。此外，室內實驗之壩高為崩塌塊體自然堆積結果，而非人為控制，因此可同時與3DEC數值模型進行壩高驗證。

項次	審查意見	回覆辦理情形
八	數值分析採離散元素法，其材料性質參數主要為顆粒接觸面正向勁度及剪力勁度，其於所採材料之模擬，應如何考量。	本計畫假設邊坡岩盤崩落過程中，塊體的變形量相對應於沿著不連續面的滑動量十分微小，因此，將塊體假設為滑動過程中不會產生破裂的剛體，另外，邊坡崩塌過程中，塊體之間的接觸影響著力量的傳遞與後續的運動行為，在離散元素法引進獨特的共平面(common plane)接觸判定方法，在需要考慮接觸力的地方加入正向彈簧、剪切彈簧或摩擦板(slider)以模擬塊體間接觸力，本計畫將接觸的正向彈簧與剪切彈簧設為數值參數，即與每一計算步長(step)穩定性有關的參數，因此正向彈簧與剪切彈簧的設定準則為計算

項次	審查意見	回覆辦理情形
		過程之中塊體不會產生彼此穿透、異常飛躍及發散的現象。至於計算中所需塊體密度、不連續面摩擦角則視為物理參數，以實際的實驗結果或經驗公式代入。
九	實例分析以三角柱建立三維地形，主要表現出地表之糙表，但於實驗中槽底為平滑，則其與分析實例如何連接。	三角柱建模目的是在表現地表的幾何狀態，每個三角柱表面的粗糙度則是以摩擦角表示。在實驗時槽底的幾何是平滑的，若以三角柱建模結果並不會影響，本計畫主要是希望透過簡易的實驗驗證軟體再進行較複雜的模擬，才有此設置，若要使槽底與實際情況接近可透過改變槽底的摩擦係數進而更接近，但本計畫主要想將模擬結果應用至實際情

項次	審查意見	回覆辦理情形
		況，現階段先以簡易的實驗，日後再朝更複雜的地形來做試驗。
十	P3-1，設定崩塌土體含水量為零，故只適用於地震引致崩塌，請註明。	土體含水量的改變對於岩石塊體單位重影響有限，由於目前非連續體數值分析法無法順利計算塊體由微小變形到大變形的過程中水所造成的孔隙水壓變化，迄今相關研究仍是一個急待全世界研究人員突破的問題，因此，本計畫是以總應力的方式考慮不連續面的強度，由於不連續面遇水強度可能會降低，在模擬時對摩擦角進行折減以模擬水對不連續面強度的影響，因此，亦可適用在豪雨或地震所引致大規模崩塌。

項次	審查意見	回覆辦理情形
十一	P2-2，崩塌土體材料為砂或木塊？如為砂，如何製成5×5×5cm^{3}之立方體？如為木塊，其單位重與土體差異甚大，模擬成果是否合理?	為避免崩塌塊體在運動過程中產生崩解，影響堆積體積量測，無法與數值模擬結果進行比對，因此本計畫捨棄易崩解之砂塊和密度不足之木塊，參考相關學者進行崩塌實驗之作法(Park and T. Adachi., 2002；Do and Wu., 2020)，以及考慮人員進行實驗之可操作性，採用操作性較高之3.2×3.2×3.2cm^3 立方體鋁塊作為崩塌塊體，其密度、單位重、內摩擦角與岩石、土壤相似，分別為2.7 g/cm^3、27 kN/m^3、24°，使其室內實驗結果能與數值模擬結果相互比對驗證。相關說明補充於P.2-2。 S.H. Park and T. Adachi, “Laboratory

項次	審查意見	回覆辦理情形
		model tests and FE analyses on tunneling in the unconsolidated ground with inclined layers," Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 17, pp. 181-193, 2002. T.N. Do and J.H. Wu, "Verifying discontinuous deformation analysis simulations of the jointed rock mass behavior of shallow twin mountain tunnels," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 130, 104322, 2020.
十二	P5-2 本案成果可建立無因次化堰塞壩災害潛勢區位預測方法，與P2-2 Chen(2021)無因次方法之差異為何?	Chen et al. (2021)之分析結果雖較符合現場實際案例，但是受限於室內實驗條件，在河道寬度與崩塌水平運動距離之比值小於 0.2 時，壩體高度評估結果並不適用，因此本計畫將結合數值模擬進行該方法之修正。相關說明補充於第一章第一節。

項次	審查意見	回覆辦理情形
十三	$L_{run\text{-}out}$ 大小應與土體材料有關，未來如何整合到無因次公式?	$L_{run\text{-}out}$ 大小為採用等價摩擦係數之觀念，而等價摩擦係數與邊坡坡度、塊體內摩擦角有關，因此可結合本計畫之室內實驗相關參數搭配等價摩擦係數估算出崩塌運動距離，進一步完成無因次之評估方法。
十四	實驗的假設條件與現場條件應考量其合理性。	室內實驗往往受限於場地環境、設計簡化、尺度效應以及其他不確定性等因素，往往與現場條件有所差異，因此需要藉由數值模擬實驗進行彌補。此外，因為無因次分析方法可使室內實驗結果不受尺度效應、運動規模大小等限制，更為客觀的描述實驗與現場案例的物理規律，因此本計畫亦採用無因次分析，使其結

項次	審查意見	回覆辦理情形
		果更具合理性。
十五	建議考量主流河道坡度、崩塌土體入流角度。	本計畫擬於完成今年度之工作項目後，視相關研究工作成果，適時調整納入主流河道坡度、崩塌土體入流角度等相關參數，使本計畫相關成果更具適用性與廣泛性。
十六	數位模式(3DEC)的假設及適用條件為何？實際案例建立與實驗和數位模式的考量為何?	3DEC 每個塊體的主控方程為牛頓第二運動定律，在每個步長內進行接觸判定，當塊體產生接觸的時候接觸點便藉由正向彈簧、剪切彈簧以及磨擦板的綜合考量計算出塊體間的接觸力，在輔以顯性時間積分法，採取 step by step 的計算方式模擬堆疊塊體的穩定性或是其運動時的相互作用情形。因此，3DEC 的適用條件

項次	審查意見	回覆辦理情形
		為由複雜的不連續面所裁切出來堆疊塊體的穩定性或崩落、堆積過程。 一般實際案例的岩盤由多組不連續面所裁切而成，每個塊體的形狀不一，因此，3DEC應用在實際案例探討時主要的優勢為：可以考慮不連續面的幾何、可以模擬堆疊塊體長距離崩塌的過程以及最後堆積的型態，分析的結果將有助於提高迄今利用統計或經驗法所推估大規模崩塌所造成的堰塞湖壩體幾何形狀的精度。另外，室內試驗與數位模式之間的比較是在驗證所使用的 3DEC 軟體是否能在較現地小規模及簡單的已知幾何

項次	審查意見	回覆辦理情形
		形狀及物理力學參數模擬堆疊塊體的滑動過程及堆疊結果的準確性。
十七	為何採用3.2公分立方體的鋁塊，而非砂石?	為避免崩塌塊體在運動過程中產生崩解，影響堆積體積量測，無法與數值模擬結果進行比對，因此本計畫參考相關學者進行崩塌實驗之作法，以及考慮人員進行實驗之可操作性，採用 3.2x3.2x3.2cm^3 立方體鋁塊作為崩塌塊體，其密度、單位重、內摩擦角與岩石、土壤相似，分別為 2.7 g/cm^3、27 kN/m^3、24°，使其室內實驗結果能與數值模擬結果相互比對驗證。相關說明補充於 P.2-2。 T.N. Do and J.H. Wu, “Verifying

項次	審查意見	回覆辦理情形
		discontinuous deformation analysis simulations of the jointed rock mass behavior of shallow twin mountain tunnels," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 130, 104322, 2020. S.H. Park and T. Adachi, "Laboratory model tests and FE analyses on tunneling in the unconsolidated ground with inclined layers," Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 17, pp. 181-193, 2002.
十八	本計畫為預測塌塞壩災害潛勢區及其壩體規模，壩體規模分為那幾類，以什麼為區分標的?	由於國外相關文獻對於壩體規模定義有所不同，分別考慮壩體高度、壩體體積、蓄水體積等參數進行區分。因此本計畫擬採用無因次之方法將壩體規模納入，提出一評估壩體規模之方法，後續方能將規模大小與其危險性進行劃分。

項次	審查意見	回覆辦理情形
十九	對壩體穩定性及潰決流量如何評估？	堰塞壩之穩定性及潰決流量與壩體形狀、規模有關，須從堰塞壩之形成、結構、上游流量乃至潰壩逐一釐清，因此本計畫於今年度主要研究大規模崩塌形成堰塞壩之預測，以及形成後的壩體規模評估，後續將以本計畫成果為基礎，進一步探討壩體穩定性及潰決流量之評估。
二十	數值模擬結果與已發生之研究案例(屏東縣士文溪堰塞壩)驗證結果如何？	由於屏東縣四文溪案例現地資料較為欠缺，目前僅完成數值模擬建模。本計畫將於期末報告一併提出相關驗證結果。

附錄二、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	本研究係在若干假設條件下進行試驗和模擬，但部分假設條件不符常理，例如：(1)崩塌土體含水量為0；(2)矩形渠道；(3)忽略主流河道之侵蝕作用；(4)方形鋁塊等均與實際狀況略有落差，這樣試驗和模擬結果必然也會有所差異，建議分析這樣的假設條件所獲得的成果與實際狀況之間差異程度。	本研究為量化崩塌塊體進入河道堆積後壩體高度與壩體規模，依此假設條件乃考慮最保守狀態之情境以服務於堰塞壩防災減災，相關假設條件亦參考相關文獻進行設置(Wang et al., 2017；Chen et al., 2019；Chen et al., 2021)。數值模擬則可依照室內試驗進行模擬情境設定，惟須事先進行相關參數率定方能進行比對驗證，相關比對驗證說明於第三章第三節。 L. Wang, M. Chang, X. Dou, G. Ma and C. Yang, “Analysis of river blocking induced by a debris flow,” Geofluids, Vol. 2017,

項次	審查意見	回覆辦理情形
		Article ID 1268135, 2017. K. T. Chen, X. Q. Chen, G. S. Hu, Y. S. Kuo and H. Y. Chen, “Effects of river flow velocity on the formation of landslide dams,” Journal of Mountain Science, Vol. 16, No. 11, pp. 2502-2518, 2019. K. T. Chen, T. C. Chen, X. Q. Chen, H. Y. Chen and W. Y. Zhao, “An experimental determination of the relationship between the minimum height of landslide dams and the run-out distance of landslides,” Landslides, Vol. 18, pp. 2111-2124, 2021.
二	P2-9，表2-2中B_{max}為試驗實測值或直接計算結果？在試驗設計中，建議應增加對照試驗組即無河道擋板狀況下各條件試驗的$L_{run-out}$值。	● B_{max} 為直接計算結果。 ● 感謝委員指正，後續將增加對照試驗組。
三	P3-1，表3-1內容與本研究所需要的比對資料不符，應加強補充相關資料，以作為後續比對分析之用。	感謝委員指正，表 3-1 相關內容已進行修正與補充，詳如第三章第一節。

項次	審查意見	回覆辦理情形
四	P3-8，由於堆積的方形鋁塊的外觀極為不規則，其聚集後的體積量測相當困難，故應補充說明堆積體積V_D和邊坡殘存體積V_R如何量測？	感謝委員指正，量測方式已補充說明於第二章第一節。
五	P3-11，圖3-4後續如再補充試驗數據時，應列出其相關統計參數。	感謝委員指正，相關室內試驗數據其統計參數已補充說明於第三章第二節。
六	P4-2，結論5中說明模擬塊體滑落時間與實際塊體滑落時間大致吻合，惟所謂實際塊體滑落時間係指現場或本次試驗結果？	模擬塊體滑落時間與實際塊體滑落時間大致吻合乃指數值模擬與室內實驗結果，已修正相關說明於第三章第三節。
七	P4-2，預定投稿可否列為初步結論？	感謝委員指正，已刪除此內容。

項次	審查意見	回覆辦理情形
八	本研究相關分析項目似乎過於貧乏，建議後續應在加強相關的分析，例如模型試驗與實際現場的比例誤差等等。	本計畫旨在於提出無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法，室內實驗往往受限於場地環境、設計簡化、尺度效應以及其他不確定性等因素，往往與現場條件有所差異，因此需要藉由數值模擬實驗進行彌補。 此外，因為無因次分析方法可使室內實驗結果不受尺度效應、運動規模大小等限制，更為客觀的描述實驗與現場案例的物理規律，因此本計畫亦採用無因次分析，使其結果更具合理性。
九	P3-1，表3-1台灣堰塞湖案例之數量，表格與內文描述不同，請再確認。	感謝委員指正，表 3-1 相關內容已進行修正與補充，詳如第三章第一節。

項次	審查意見	回覆辦理情形
十	表3-1，台灣堰塞湖案例資料，建議可再增加蒐集如壩高及其體積、迴水面積及體積、存在時間等資訊、位處林班地或一般山坡地、河寬等資訊。	表 3-1 已增加位置、地屬、壩體高度、壩體體積、河道寬度、最大蓄水體積等相關資訊，惟迴水面積為動態變化，為避免日後使用上有所疑慮，因此並未納入；另外大部分文獻相關資料並未明確記載存在時間，因此表 3-1 亦不納入。
十一	P3-10，圖3-3請補上實心圓及空心圓之圖例說明。	感謝委員指正，已進行修正與補充，詳如第三章第二節。
十二	崩塌形成堰塞壩之數值模擬與室內實驗比對，是否有預設誤差值多少以內才算符合驗證? 壩體高度誤差在20%以內是否誤差率有點高?	本計畫依據 Lewis(1982)提出之方法，依據平均絕對百分比誤差率值之大小，將模式預測能力分為四種等級，＜10%屬高精確度，10%~20%屬良好，20%~50%屬合理，＞50%屬不正確。

項次	審查意見	回覆辦理情形
		C.D., Lewis, Industrial and Business Forecasting Model, London, Butterworths., 1982.
十三	崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗，以人工抽板，抽板速度是否影響實驗結果?	參考國內外文獻，確實不同開啟方式皆會影響到崩塌速度，因此人工抽板以固定人員方式降低誤差，抽板速度則是提供數值模擬率定使用。
十四	請說明三種崩塌塊體體積的選定參考為何。此外，文中選用不同數量但同體積的鋁塊進行實驗，是否考慮不同體積鋁塊進行實驗的坍落情形？	● 本計畫旨在於提出無因次化之堰塞壩形成評估方法及壩體規模預測方法，無因次分析方法可使室內實驗結果不受尺度效應、運動規模大小等限制，更為客觀的描述實驗與現場案例的物理規律，因此體積並無特定。 ● 本計畫考慮單一塊體尺寸之目的為考慮最大影響高

項次	審查意見	回覆辦理情形
		度與範圍作為保守值，以服務於堰塞壩防災減災，後續將改變不同塊體尺寸組合，探討其堆積形狀、孔隙率與運動距離之變化影響。
十五	實驗之邊坡面渠道為平滑之壓克力板，能否充分表現塊體的滑落行為？	不同粗糙度之渠道皆會影響塊體滑落行為，因此本計畫從等價摩擦係數考慮邊坡坡度與內摩擦角克服不同介面之滑落行為。
十六	表3-1，顯示崩塌誘因大部分為地震或降雨，請問實驗設計時是否納入此兩項啟動崩塌之因子？	本計畫旨在釐清崩塌開始運動後之過程與進入河道之堆積情形，進一步了解崩塌體積與堰塞壩壩體體積之關係，因此不考慮其崩塌誘因。
十七	建議圖3-3、3-4請附註圖例以便視讀，及文中所提及的兩個	● 感謝委員指正，已進行修正與補充，詳如第三章第

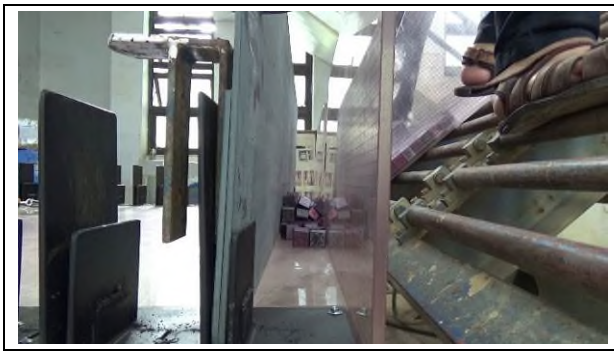
項次	審查意見	回覆辦理情形
	DEM縮寫區分，避免混淆。	四節。 ● 已於文中增加關於離散元素法 DEM 之英文全名 Discrete Element Method 以及數值地形資料 DEM 之英文全名 Digital Elevation Model。

附錄三、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形

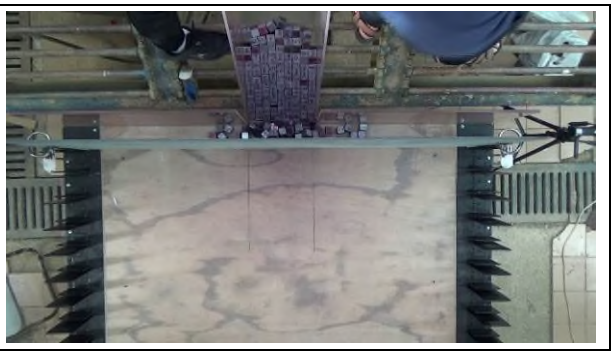
項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	建議可利用數值模式補充受實驗條件限制而無法執行之情境。	在本計畫中，數值模式旨在彌補室內實驗條件不足之處，因此本計畫之成果亦有藉由數值模式彌補室內實驗無法施作之組數，請詳閱第三章第四節。
二	結合物理模型實驗與數值模擬實驗，建立堰塞壩災害潛勢區位預測方法，屬於實用導向的研究，可以進一步強化模擬分析結果的檢測，以作為災害應變之參據。	感謝委員肯定，關於進一步強化模擬分析結果的檢測，已研提第二年計畫進行檢測與修正。
三	堰塞壩實驗相當重要但要有良好實驗設計也不容易，建議清楚說明實驗限制，並建議未來最需優先改良的地方。	● 感謝委員指正，實驗限制已補充於第二章第一節。 ● 感謝委員指正，未來最需優先改良的地方已補充於第四章。

項次	審查意見	回覆辦理情形
四	實驗設計與現場似乎差異甚大，建議針對研究限制進行說明。	感謝委員指正，無因次分析方法可使室內實驗結果不受尺度效應、運動規模大小等限制，更為客觀的描述實驗與現場案例的物理規律，因此本計畫採用無因次分析方法，以克服實驗與現場之差異。 研究限制已補充於第二章第一節。

附錄四、崩塌形成堰塞壩之物理模型室內實驗影像紀錄



(a)



(b)

附錄四圖 1 實驗組別 6193-40-78.7-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

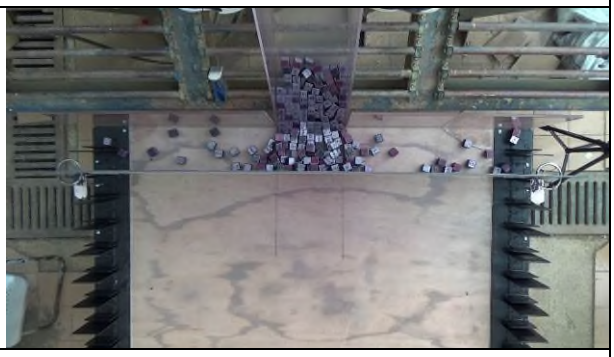


(b)

附錄四圖 2 實驗組別 6193-40-78.7-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 3 實驗組別 6193-40-110.8-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

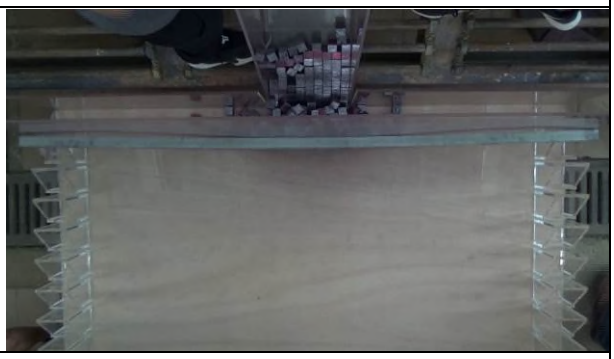


(b)

附錄四圖 4 實驗組別 6193-40-110.8-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

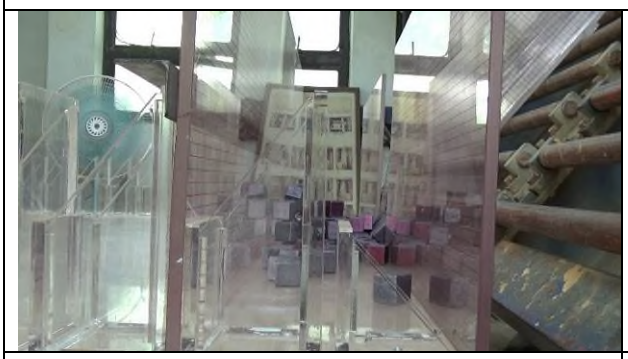


(a)



(b)

附錄四圖 5 實驗組別 6193-50-93.8-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

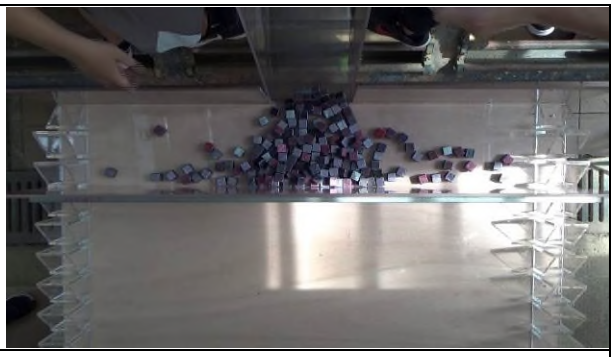


(a)

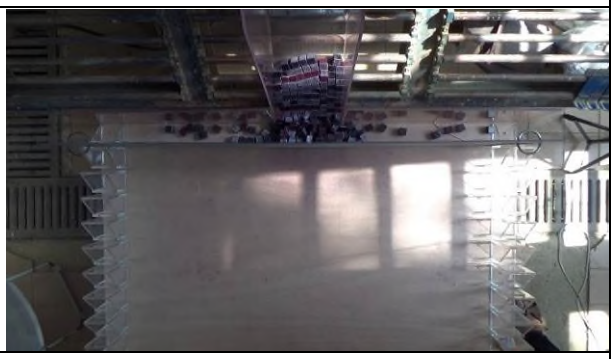


(b)

附錄四圖 6 實驗組別 6193-50-93.8-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

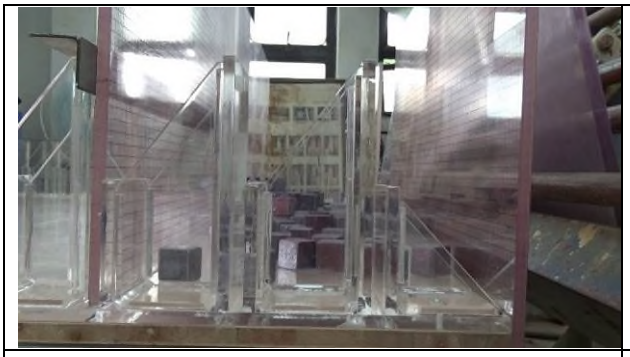
附錄四圖 7 實驗組別 6193-50-93.8-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄四圖 8 實驗組別 6193-50-132.1-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄四圖 9 實驗組別 6193-50-132.1-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 10 實驗組別 6193-50-132.1-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

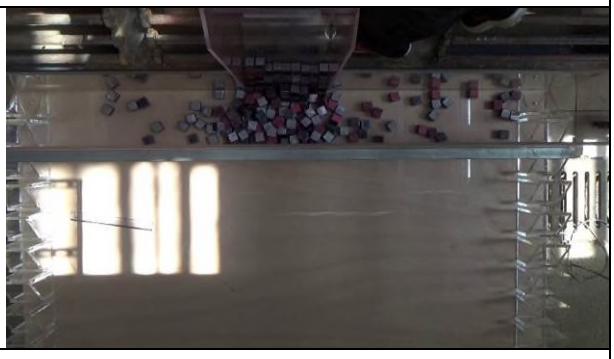


(b)

附錄四圖 11 實驗組別 6193-60-106.0-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

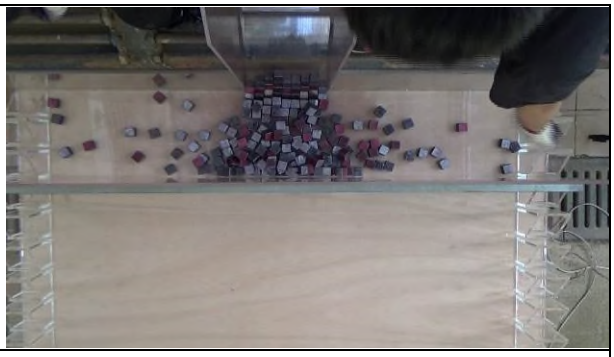


(a)

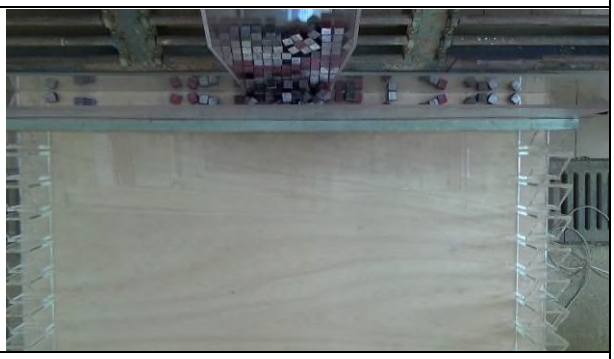


(b)

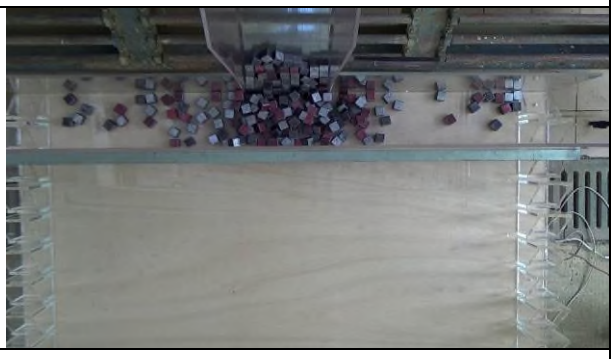
附錄四圖 12 實驗組別 6193-60-106.0-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

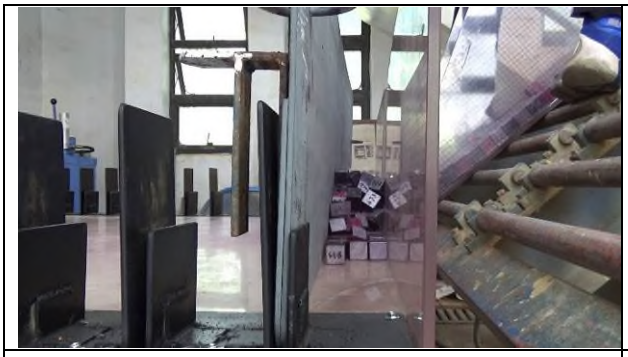
附錄四圖 13 實驗組別 6193-60-106.0-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄四圖 14 實驗組別 6193-60-149.3-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄四圖 15 實驗組別 6193-60-149.3-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

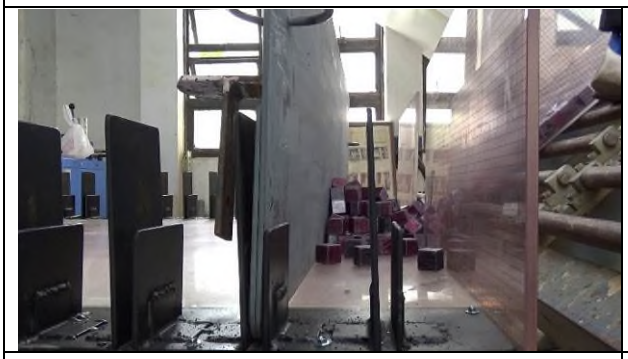


(a)

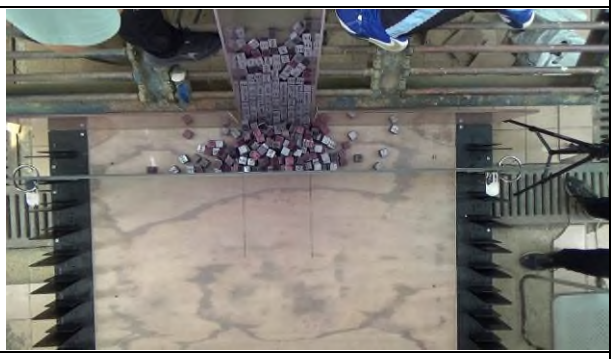


(b)

附錄四圖 16 實驗組別 9732-40-86.9-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

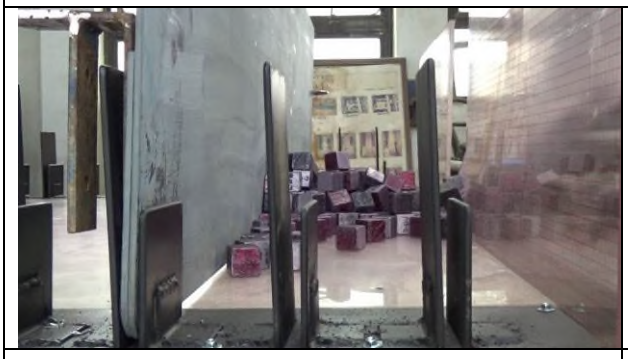


(a)

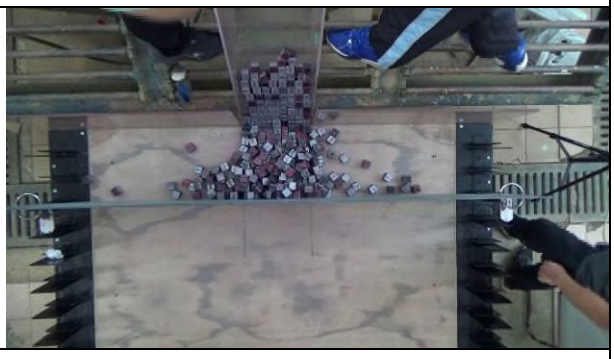


(b)

附錄四圖 17 實驗組別 9732-40-86.9-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



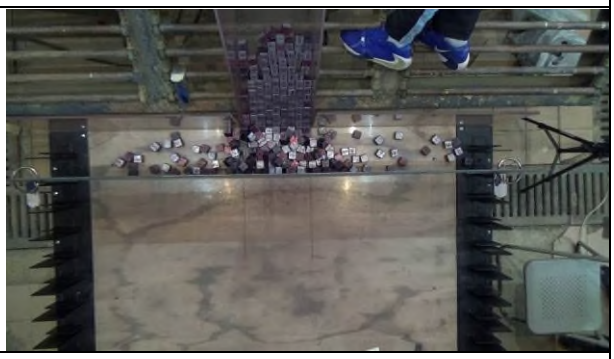
(b)

附錄四圖 18 實驗組別 9732-40-86.9-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



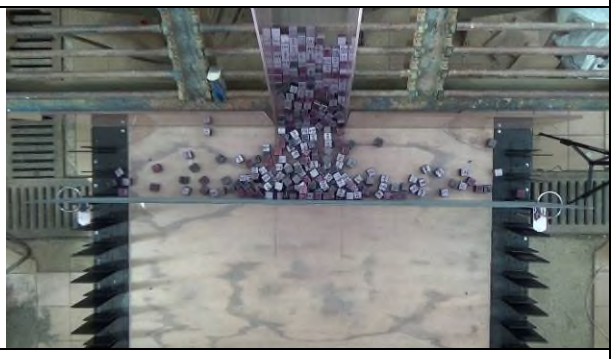

(a) (b)

附錄四圖 19 實驗組別 9732-40-119.0-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

(a) (b)

附錄四圖 20 實驗組別 9732-40-119.0-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

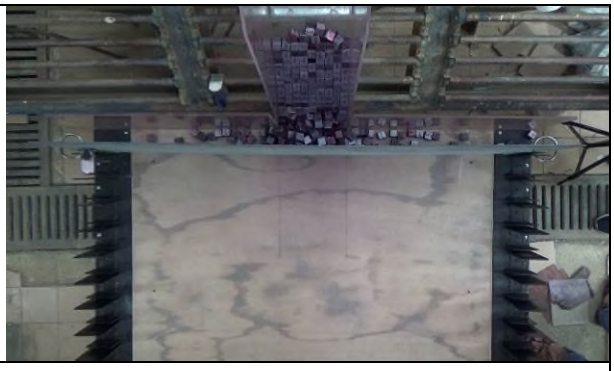



(a) (b)

附錄四圖 21 實驗組別 9732-40-119.0-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

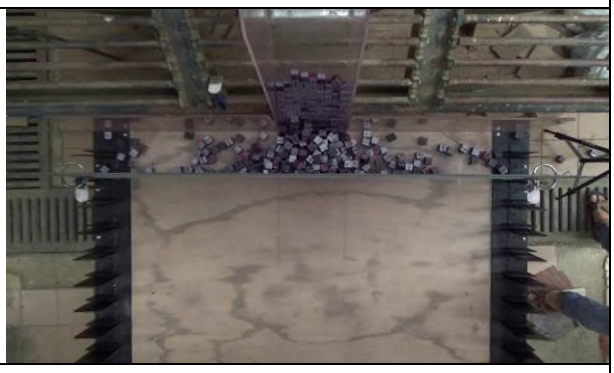


(b)

附錄四圖 22 實驗組別 9732-50-141.9-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

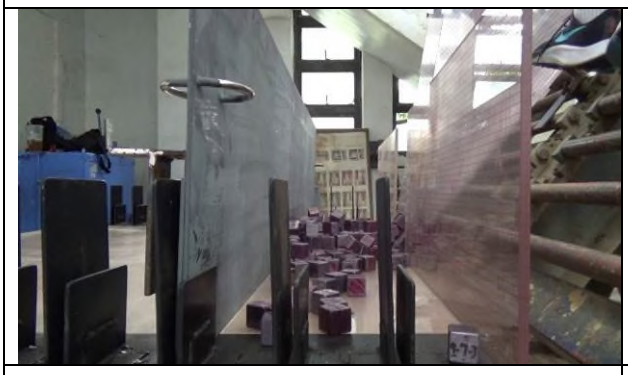


(a)

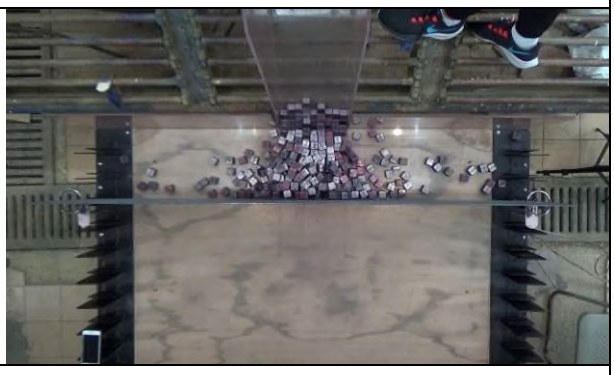


(b)

附錄四圖 23 實驗組別 9732-50-141.9-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 24 實驗組別 9732-50-141.9-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

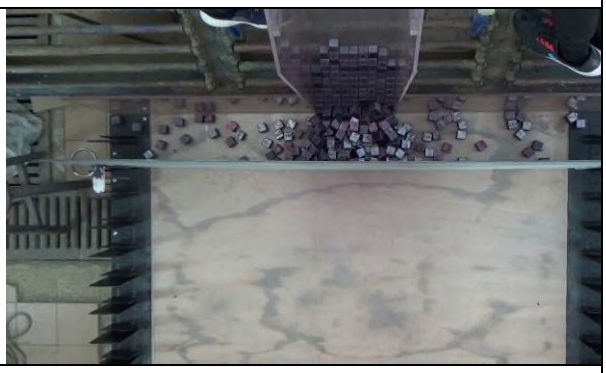


(b)

附錄四圖 25 實驗組別 9732-60-160.4-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

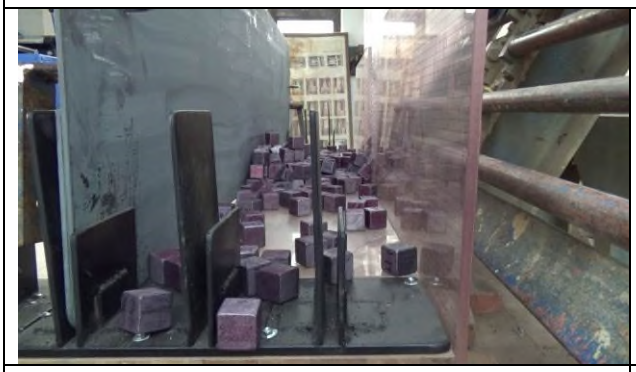


(a)



(b)

附錄四圖 26 實驗組別 9732-60-160.4-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

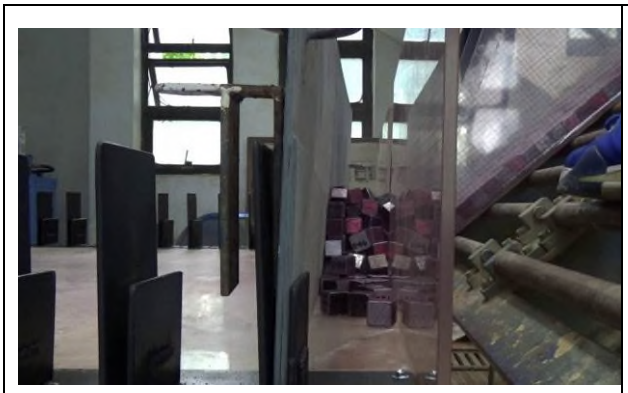


(a)

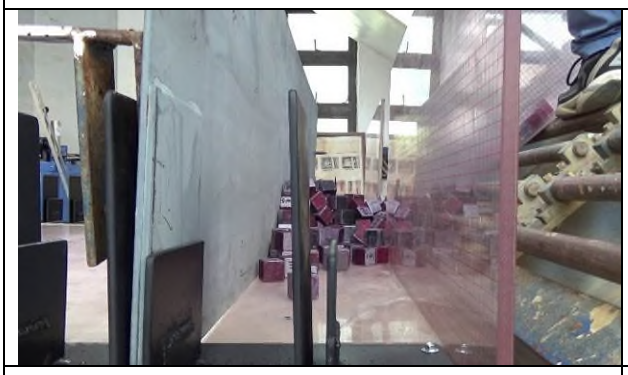
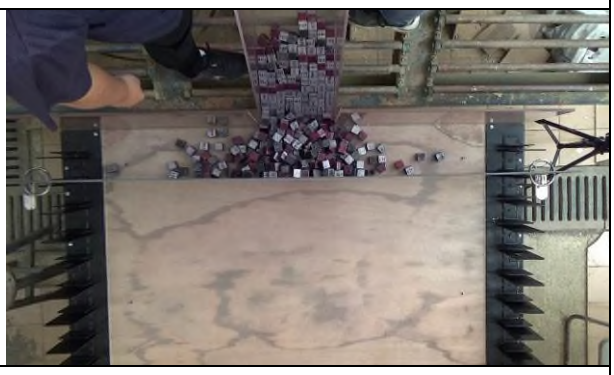


(b)

附錄四圖 27 實驗組別 9732-60-160.4-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

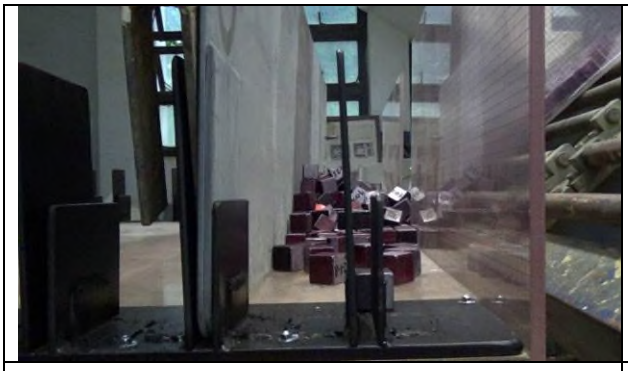
附錄四圖 28 實驗組別 12386-40-93.1-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

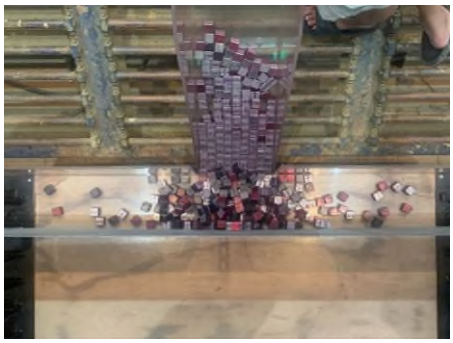
附錄四圖 29 實驗組別 12386-40-93.1-21。(a)側視圖；(b)俯視圖

	
(a)	(b)

附錄四圖 30 實驗組別 12386-40-125.2-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

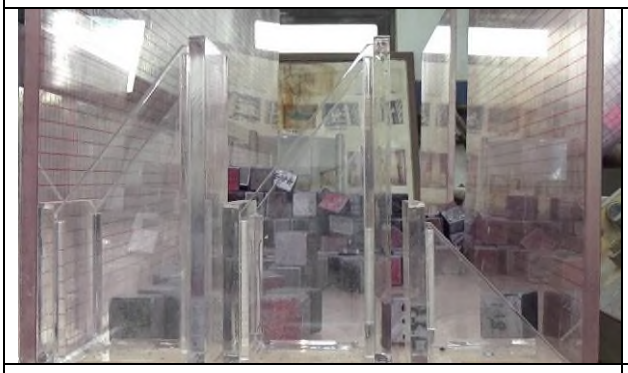


(a)

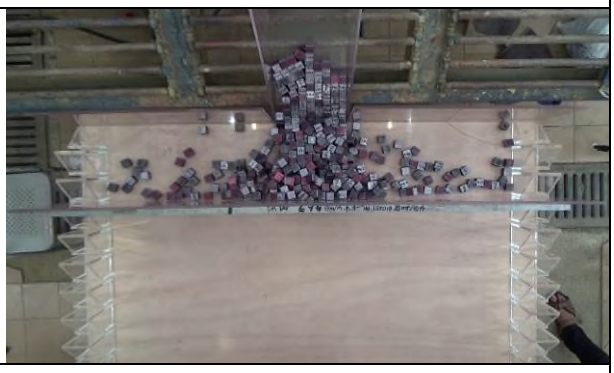


(b)

附錄四圖 31 實驗組別 12386-40-125.2-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

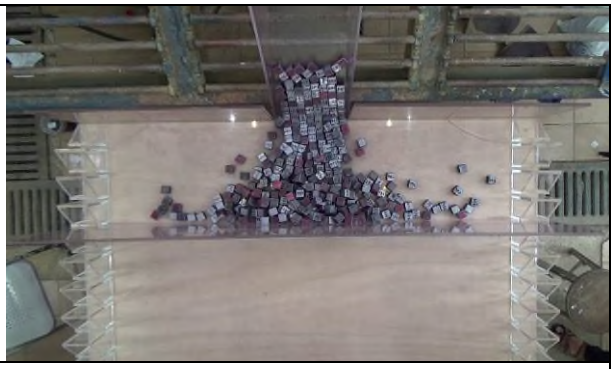


(b)

附錄四圖 32 實驗組別 12386-40-125.2-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 33 實驗組別 12386-40-125.2-43。(a)側視圖；(b)俯視圖

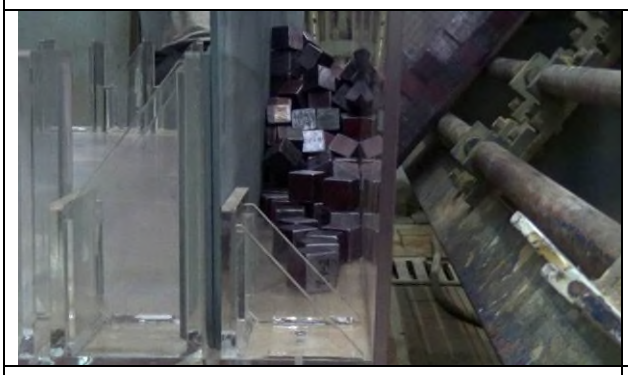


(a)

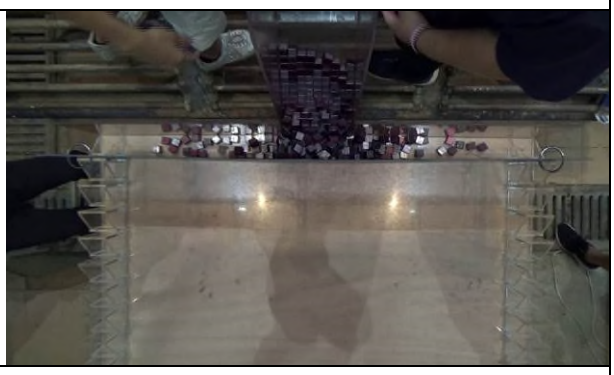


(b)

附錄四圖 34 實驗組別 12386-40-125.2-54。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

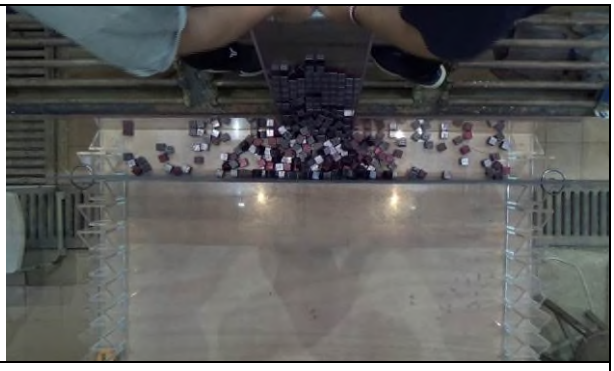


(b)

附錄四圖 35 實驗組別 12386-50-110. 9-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 36 實驗組別 12386-50-110.9-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

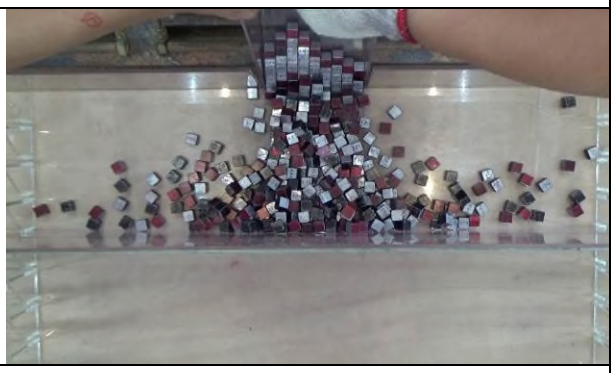


(b)

附錄四圖 37 實驗組別 12386-50-110.9-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 38 實驗組別 12386-50-110.9-43。(a)側視圖；(b)俯視圖

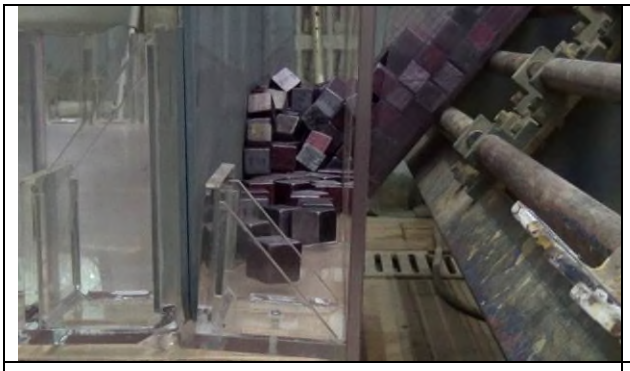


(a)

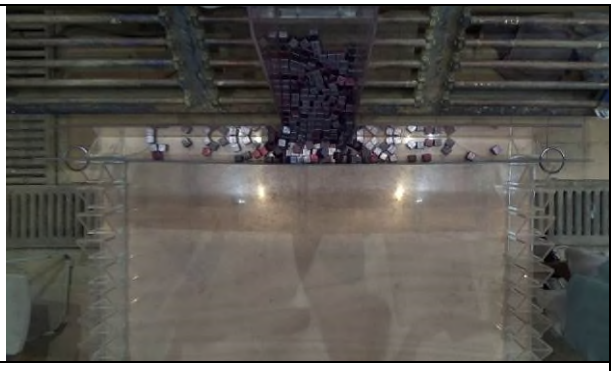


(b)

附錄四圖 39 實驗組別 12386-50-110.9-54。(a)側視圖；(b)俯視圖

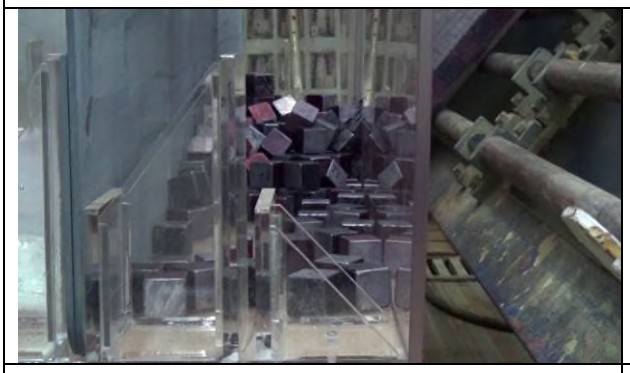


(a)

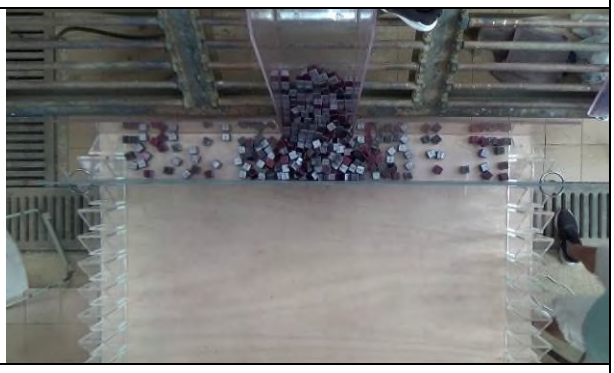


(b)

附錄四圖 40 實驗組別 12386-50-149.2-10。(a)側視圖；(b)俯視圖

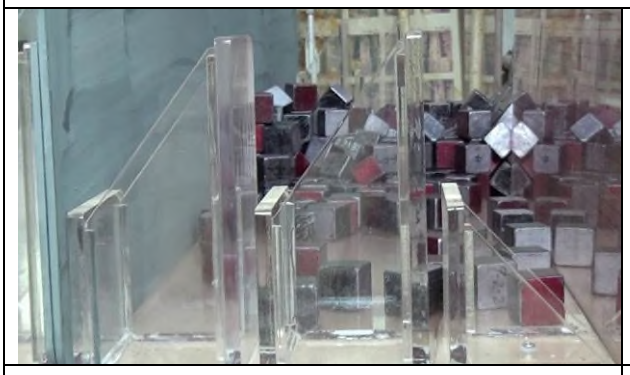


(a)



(b)

附錄四圖 41 實驗組別 12386-50-149.2-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 42 實驗組別 12386-50-149.2-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

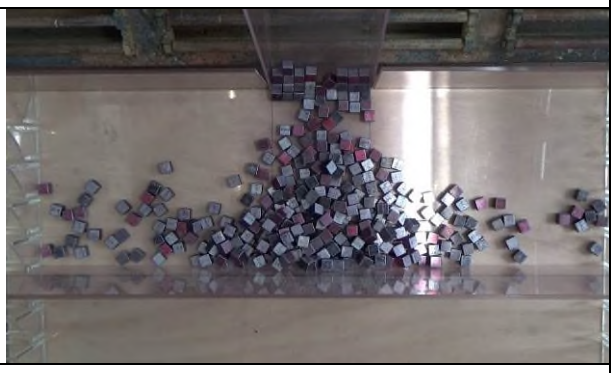


(b)

附錄四圖 43 實驗組別 12386-50-149.2-43。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

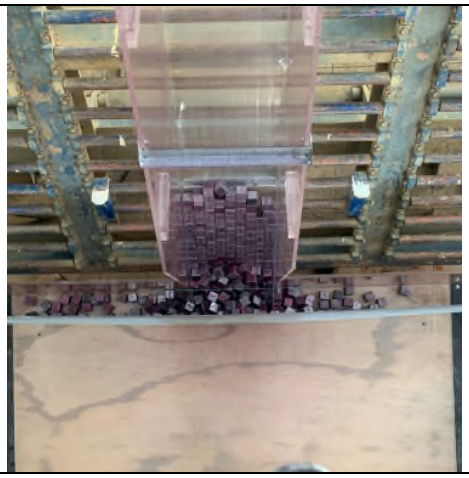


(b)

附錄四圖 44 實驗組別 12386-50-149.2-54。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

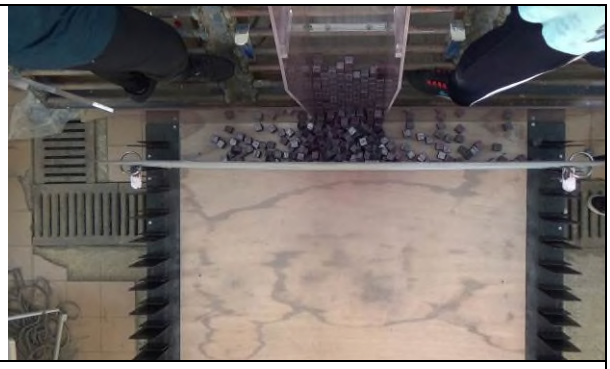


(b)

附錄四圖 45 實驗組別 12386-60-125.4-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

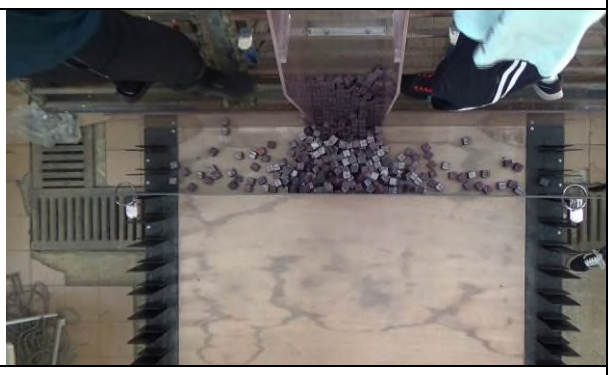


(b)

附錄四圖 46 實驗組別 12386-60-125.4-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

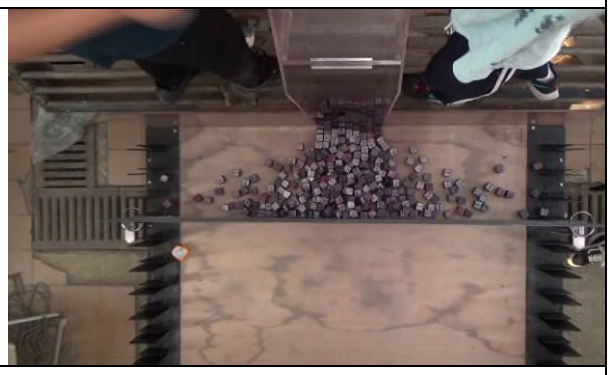


(b)

附錄四圖 47 實驗組別 12386-60-125.4-32。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

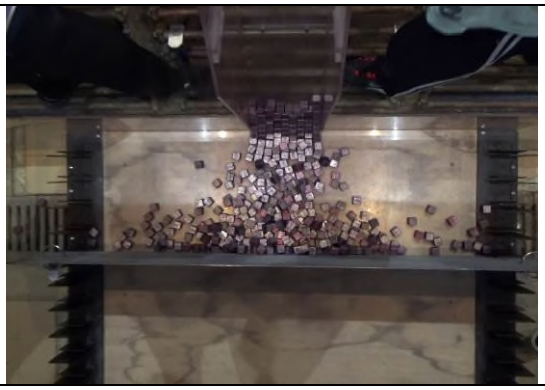


(b)

附錄四圖 48 實驗組別 12386-60-125.4-43。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 49 實驗組別 12386-60-125.4-54。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 50 實驗組別 12386-60-168.7-10。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

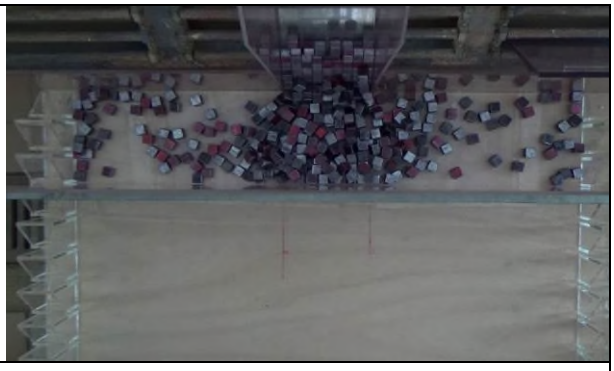


(b)

附錄四圖 51 實驗組別 12386-60-168.7-21。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)

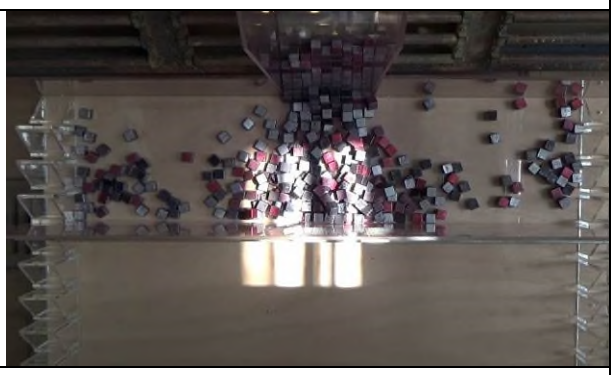


(b)

附錄四圖 52 實驗組別 12386-60-168.7-32。(a)側視圖；(b)俯視圖

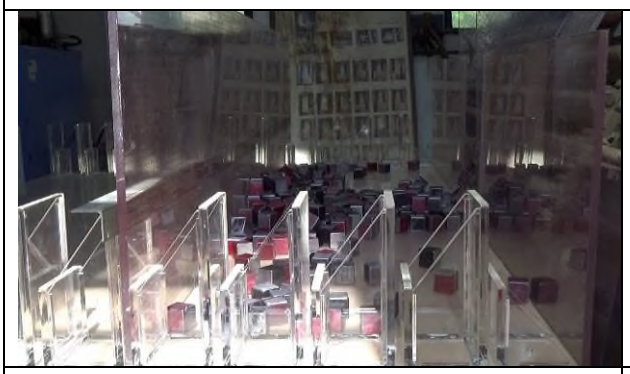


(a)



(b)

附錄四圖 53 實驗組別 12386-60-168.7-43。(a)側視圖；(b)俯視圖



(a)



(b)

附錄四圖 54 實驗組別 12386-60-168.7-54。(a)側視圖；(b)俯視圖