

HEC-RAS 2D 於天然壩潰決模擬評估

林家興^[1,2]、吳振佑^[2]、蔡元融^[3]、陳振宇^[2]

| 摘要 |

本文應用 HEC-RAS 2D 模式以及崩塌前 DEM 與崩塌後 UAV 拍攝資料，進行天然壩潰決模型建置及洪水演算。在 2017 年 6 月 3 日，於南投縣小半天瀑布下游發生邊坡崩塌，造成河道堵塞，形成堰塞湖。使用 HEC-RAS 2D 進行潰決模擬時，避免在壩體穩定性未明情況，衍生之現勘人員傷亡的風險。目前潰壩模式能提供潰壩機制及潰壩參數，可進行參數調整，以此評估潰決影響方案探討。演算結果顯示堰塞湖潰決並未對下游造成明顯的水位變化，但在靠近堰塞湖附近則受到較嚴重的影響，而其洪水波沿著下游逐漸遞減。應用 HEC-RAS 2D 緊急評估其對下游保全住戶之影響，對政府部門於災情應對與避難決策上有直接助益。

關鍵字：洪水演算、天然壩、潰壩模式、潰決參數

Apply HEC-RAS 2D on Natural Dam Breach Assessment

Chia-Hsing Lin^[1,2], Chen-Yu Wu^[2], Yuan-Jung Tsai^[3], Chen-Yu Chen^[2]

| Abstract |

This paper applied the HEC-RAS 2D to analyze the natural dam break and resultant floods based on field investigated geometry data from UAV and pre-event DEM data. On 03 June 2017 a rainfall-induced landslide occurred in the Xiou-Ban-Tien, Nantou County and formed a landslide dam lake. The natural dam breach was modeled and analyzed using HEC-RAS 2D to lower the damage of people in field investigation under potential dam breach condition. The HEC-RAS 2D supply the modules of failure mechanism and dam breach parameter for unsteady flow routing with dam breach analysis. The simulation scenario considering different dam breach parameters and failure mechanism. The result indicate that the landslide dam lake break does not increase the downstream maximum water level significantly. Dam break has a severe impact on the downstream reach near to it and the water level of flooding wave gradually decrease at different downstream locations. HEC-RAS 2D model can provide government officials to mitigation support and response to hazard assessments.

Keywords : Flood Routing, Natural Dam, Dam Failure Mode, Dam Breach Parameter

1. 財團法人農業科技研究院（通訊作者）

Agricultural Technology Research Institute

Corresponding Author TEL : +886-6-2347533 E-mail: lin0710@mail.swcb.gov.tw

2. 行政院農業委員會水土保持局技術研究發展小組

Research and Technology Development Team, Soil and Water Conservation Bureau, Council of Agriculture, Executive Yuan

3. 國立成功大學防災研究中心 創新育成組 組長

Chief, Innovation and Incubation Division, DPRC, NCKU

一、前言

近年來受極端氣候影響，導致颱風豪雨事件之降雨強度越來越大，造成大規模崩塌與複合型災害發生 (Shieh et al., 2009; Shieh et al., 2010)。根據現場調查及衛星影像判釋結果，在 2009 年 8 月，莫拉克颱風事件中，共計形成 16 處天然壩堰塞湖 (Chen et al., 2010)。而此颱風事件所造成之最嚴重土砂災害，為高雄縣小林村受大規模崩塌及天然壩之潰決，造成 400 多人死亡 (Shieh et al., 2009; Shieh et al., 2010; Chen et al., 2011; Lin et al., 2011; Tsai et al., 2011; Kuo et al., 2013)。

天然壩及堰塞湖易受到降雨及地震之影響而產生，若崩塌土體阻塞峽谷河道易形成天然壩，並受到上游流量及降雨之影響而蓄水形成堰塞湖。近年來，受氣候變遷影響，降雨強度增強，於山區河道受土石流或邊坡崩塌阻塞形成堰塞湖 (Capart et al., 2010; Chen, 1999; Chen et al., 2018; Kuo et al., 2011; Dong et al., 2014)。天然壩發生潰決時，通常大部份為溢頂破壞 (overtopping)，次者為管湧破壞 (piping)，小部份為滑移破壞 (sliding) 等此三種破壞型式為主 (Costa and Schuster, 1988; Hanson et al., 2005; Wu et al., 2011; Xu and Zhang, 2009)。當潰決發生時，其發生大量土砂伴隨洪水沖至下游，形成河岸侵蝕、洪水溢淹、維生管道、設施等損毀等情形，更將嚴重威脅下游聚落居民生命財產之安全。

近年來民眾受自然災害的威脅，因此自主防災意識逐漸成長。天然壩所造成的威脅主要來自於堰塞湖蓄積之水量及潰決時產生之洪峰流量。然而影響天然壩潰決特性、潰壞機制 (Failure mechanism) 及潰決洪峰流量是一個非常複雜的問題。Singh and Scarlatos (1988) 指出良好的潰壩模擬取決於壩體之幾何參數、壩體後方蓄水體積及其他物理參數的取得。但是不管是受到地震或是降雨引致的天然壩，大抵有 50% 於形成後 10 日內潰決，只有 15% 天然壩其形成時間超過 1 年 (Costa and Schuster, 1988)。然實際發生天然壩災害事件時，通常受到地震或降雨事件引致，因此，對於天然壩之幾何參數、潰壞機

制及潰決過程 (Breach Progression) 等參數合理估計對於潰決出流量、下游洪水漫淹、洪峰抵達時間、流速等模擬準確性是非常重要的 (Brunner, 2014; Singh and Scarlatos, 1988; Wahl, 2004; Zhang et al., 2010)。

由於天然壩從發生到形成，受到諸多影響造成存在時間短之特性，因此對於崩塌後壩體幾何資料之取得非常不易，特別是在於颱風豪雨事件中形成然後潰決的天然壩。但是在訂定緊急疏散及避難對策時，皆需要評估壩體是否穩定及對下游保全對象影響。因此，如何在短時間內快速評估堰塞湖迴水長度對上游保全對象的影響，甚至發生潰壩事件對下游保全對象的衝擊，是非常重要的課題。對此，美國陸軍工兵團 HEC-RAS 2D 數值模式其可提供穩定且計算快速的潰壩模擬演算 (Brunner, 2014; Brunner and CEIWR-HEC, 2016a)，本研究利用此模式進行潰壩模擬及其洪水演算。

二、研究區域

2017 年 0601 豪雨事件中，最大降雨強度為 62 mm/hr，其 48 小時總降雨量為 660 mm，總累積降雨量約為 765 mm，造成南投縣鹿谷鄉竹林村東埔蚋溪上游左岸發生邊坡崩塌，並堵塞河道形成天然壩堰塞湖，約位於小半天瀑布下游 100 公尺處 (圖 1)。東埔蚋溪上游小半天集水區，其面積約為 835.16

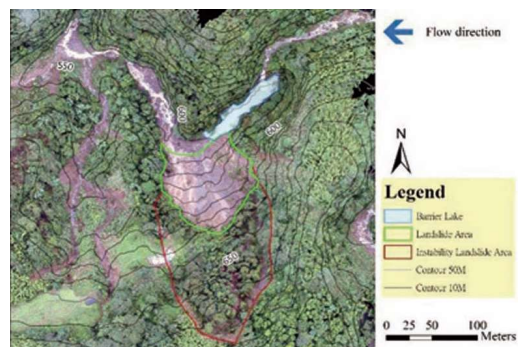


圖 1 天然壩範圍圖

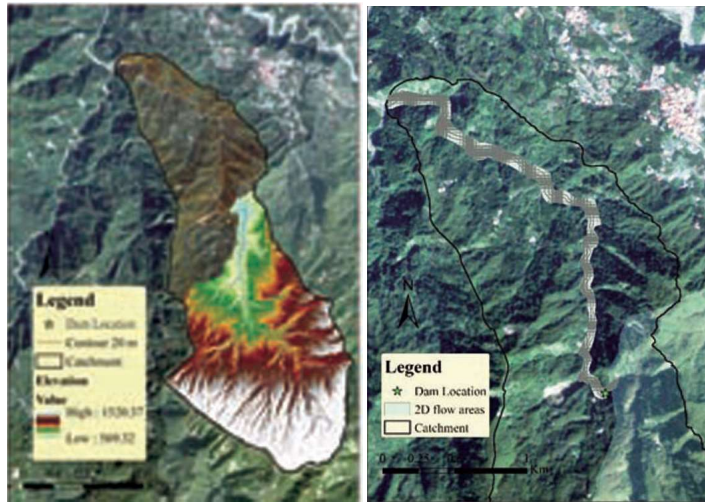


圖 2 研究區域圖：(1) 集水區天然壩位置圖（左）；(2) 集水區模擬範圍圖（右）

公頃，集水區地勢由高至匯流口約從 1,537 公尺至 345 公尺，溪流流向約由東南往西北方向（圖 2）。

由現地調查資料與水土保持局 106 年 0601 豪雨重大土砂災例最速報顯示（水土保持局，2017），邊坡崩塌面積評估約為 2.0 公頃，平均崩塌深度約 3 公尺，估算現場之崩塌土方量約 15,000 立方公尺，並利用手持式雷射測距儀進行簡易壩體幾何參數量測，壩體高約為 6 ~ 8 公尺。再者藉由無人載具飛行器（Unmanned Aerial Vehicle, UAV）拍攝現場地形空拍影像資料，進行室內作業，藉由 Bentley Context Capture 處理影像建立三維地形資料，並利用 ArcGIS 空間分析功能估算壩體之幾何參數。另在利用 UAV 拍攝之影像進行估算，坡面上潛在崩塌土方量約為 45,000 立方公尺，若當此不穩定坡面崩塌土方全部崩落，將可能形成天然壩壩高約達 17 公尺。

現場簡易測量調查崩塌土方堵塞河道形成迴水長度約為 80 公尺，寬約 25 公尺，初估最大水深約 10 公尺，其壩體後方蓄水面積約為 1,600 平方公尺，估算蓄水體積約為 5,000 ~ 8,000 立方公尺；另外在估計當不穩定土方皆落入河道，則壩高達 17 公尺計算下，使用 Arc GIS 進行估算，其迴水面積約 2,382 平方公尺，其蓄水體積約為 16 萬立方公尺。

三、研究方法

本文使用 HEC-RAS 建置潰壩模擬及其所造成之洪水演算。在過去已有許多研究使用 HEC-RAS 模擬潰壩分析，其並提供準確及良好的結果 (Boussekine M. and Djemili L., 2016; Butt et al., 2013; Ehsan et al., 2016; Jung et al., 2017; Lin et al., 2011; Xiong, 2011; Zhang et al., 2010)。

3.1 控制方程式

HEC-RAS 2D 變量流水理 (unsteady flow hydraulic) 控制方程式是藉由簡化納維 - 斯托克斯方程式 (Navier - Stokes equations) 而來，並假設流體為不可壓縮 (incompressible flow)、靜水壓力 (hydrostatic pressure) 及均勻密度 (uniform density) (Brunner and CEIWR-HEC, 2016a, 2016b)。在本研究使用版本 HEC-RAS 5.0.3，其可以使用二維水理方程式進行潰壩模擬及洪水演算。HEC-RAS 2D 模式是包含了二維聖維南淺水波方程式 (Saint Venant of the Shallow Water Equation) 及二維擴散波方程式 (Diffusion Wave Approximation Equation) 此兩種方程式 (Brunner and CEIWR-HEC, 2016b)，使用者可以選擇使用淺水波或擴散波方程式進行二維模擬計算。本節 HEC-

RAS 2D 之控制方程式以淺水波方程式進行說明，其連續及動量方程式如下：

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \dots\dots\dots(1)$$

其中 $H = h + z$ 為水位高， h 為水深， z 為底床高程， t 為時間， u 及 v 分別為 x 及 y 方向之流速分量， q 為源項 (source / sink flux term)。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f_v \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f_u \dots\dots\dots(3)$$

其中 g 為重力加速度， ν_t 為渦流黏滯係數， c_f 為底床摩擦係數， f 為科氏力參數。在動量方程式等號左邊為對流加速度及局部加速度項，而在方程式等號右邊為水壓力項、渦流擴散項 (eddy diffusion)、底床摩擦項及科氏力項 (Brunner and CEIWR-HEC, 2016b)。

在渦流擴散項部分，程式則是將其設定為一梯度擴散 (gradient diffusion process) 的過程，而在此設定下，其可將此擴散速率參數化如下渦流黏滯係數 (eddy viscosity coefficient, ν_t) 所示：

$$\nu_t = Dhu_* \dots\dots\dots(4)$$

其中 D 為混合係數 (Mixing coefficient)，為一無因次經驗常數，查 HEC-RAS 技術手冊關於混合係數 D ，其隨著渠道底床和邊壁表面的變動而有不同，混合係數 D 如表 1 所示， u_* 為摩擦剪力速度，其可以用曼寧公式表示為：

$$u_* = \frac{n\sqrt{g}}{R^{1/6}} |V| \dots\dots\dots(5)$$

上式中， n 為曼寧粗糙係數， R 為水力半徑， $V = \sqrt{u^2 + v^2}$ 為流速。

為了離散化 (discretize) 連續及動量方程式，藉由有限差分進行時間項離散化，另外對空間項則是使用有限差分及有限體積的複

合方式 (hybrid approximation) 進行離散化。在數值方法上，HEC-RAS 使用了線性化差分方式 (Linearized scheme)，其空間項為二階精度；在時間項精度方面，則是依據所選擇的 θ 而有所不同，當 $\theta = 1$ 使用後項差分，則時間項為一階精度，當 $\theta = 0.5$ 使用 Crank-Nicolson 數值方法，則時間項為二階精度 (Brunner and CEIWR-HEC, 2016b)，其條件如下：

$$\frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} < \frac{1}{(2-4\theta)}, \quad \theta = 1, \text{ Backward difference} \dots\dots\dots(6)$$

$$\frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} < \frac{1}{(2-4\theta)}, \quad \theta = 1/2, \text{ Crank-Nicolson} \quad (7)$$

其中， Δt 為計算時間間距， Δx 為計算網格間距， θ 為隱式權重因子 (Implicit weight factor)，程式預設 $\theta = 1$ ，有關數值差分方式及隱式權重因子更詳細的數值方法請參照 Brunner and CEIWR-HEC (2016b)。

表 1 混合係數 (Brunner and CEIWR-HEC, 2016b)

D	Mixing Intensity	Geometry and surface
0.11 ~ 0.26	Little mixing	Smooth surface
0.30 ~ 0.77	Moderate mixing	Moderate surface
2.0 ~ 5.0	Strong mixing	Rough surface

3.2 地形資料設定

在建置模式時所需之基本資料，包含崩塌前及崩塌後之地形資料，本研究在崩塌前地形利用 2011 年數值高程模型 (Digital Elevation Model) 之 1 m * 1 m 精度的地形資料，在崩塌後之地形則是使用了由無人載具飛行器 (Unmanned Aerial Vehicle, UAV) 產製之 0.2 m * 0.2 m 地形資料。本研究三維地形資料建置參考劉維則等人 (2018)，以 UAV 拍攝崩塌後地形影像，透過高重疊方式拍攝現場航空影像，以影像基礎建模 (Image-Based Modeling) 方式，利用 Bentley Context Capture 處理連續高解析度空拍影像。後續利用此數值地表模型 (Digital Surface Model, DSM) 配合崩塌前 DEM 資料，即可做為崩塌壩體之幾何參數估算。

在進行天然壩穩定性評估時，使用 Ermini and Casagli (2003) 所提出之方法進行估算，藉由現場簡易測量壩體與崩塌坡面之長、寬、高及迴水長度等資料，用以推估崩塌堆積土方量及堰塞湖壩體幾何資料。而後藉由 ArcGIS 空間分析功能，使用網格融合功能處理崩塌前與後地形資料，用以修正崩塌土方量及天然壩壩體之幾何參數修正，再由所萃取網格數值資料進行壩體穩定性評估計算。另外以 ArcGIS 將崩塌前 DEM 與 UAV 產製之數值地表模型 (DSM) 資料進行差異分析，以將兩期數值資料進行疊合，則可將崩塌前、後之地形網格融合成一新地形模型 (圖 3)。後續以 ArcGIS 之空間分析模組獲取堰塞湖詳細地形資料，並藉此估算高程一迴水面積一蓄水體積曲線，其結果如圖 4 所示。最後，藉由崩塌前 DEM 模型，建置模擬範圍之河道

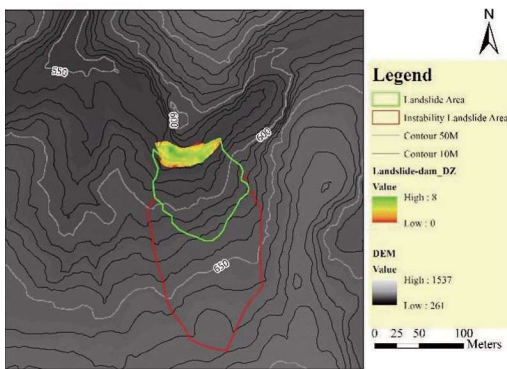


圖 3 崩塌地數值模型圖

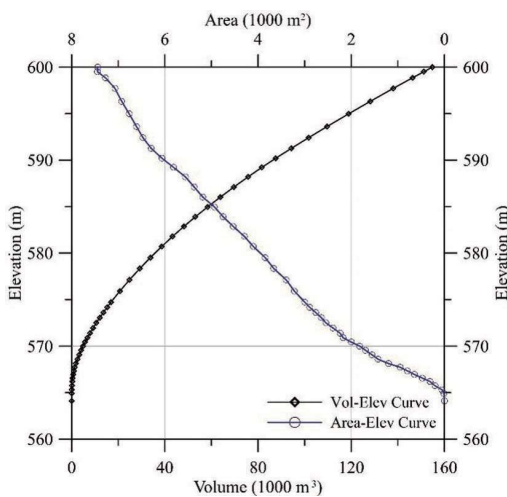


圖 4 堰塞湖水位—面積—體積曲線圖

地形資料，並搭配崩塌後現場 DSM 模型，建置潰壩模組所需地形資料。

3.3 模擬條件設定

本研究模擬範圍包含小半天瀑布上游及其下游至匯流前河道，即東埔蚋溪自小半天瀑布上游至下游約 3.5 公里 (如圖 2 所示)。

以 HEC-RAS 2D 作為潰決模擬時，目前潰壩模式能提供 2 種潰壞模式 (Failure mode) 為溢頂破壞和管湧破壞；而在潰壩參數方面，則是包含了潰口堰流係數 (Breach Weir Coefficient, C_{bw}) 及潰壩延時 (Breach Formation Time, T_f) 等可供設定。另外在 HEC-RAS 2D 模式中，壩體參數定義如圖 5 所示，包含壩體高度 (h_b)，壩頂潰壞寬度 (B_t)，壩底潰壞寬度 (W_b) 此三項參數需設定。

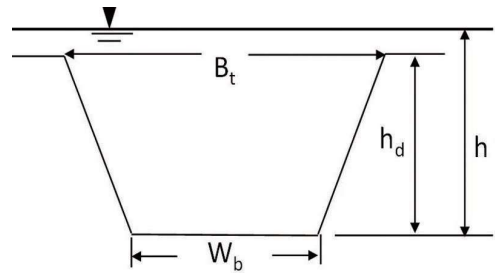


圖 5 HEC-RAS 2D 模式之壩體幾何參數

本研究參考 Wahl (1998) 及 Brunner and CEIWR-HEC (2016b) 研究指出，潰壩延時介於 0.1 至 4 小時之間，而在 Wahl (1998) 所統計 108 處案例中潰壩延時介於在 0.1 至 1 小時之間。再者，由於潰壩延時越短，堰塞湖潰決所造成之影響結果越大，因此本研究對於潰壩延時設定上，選取在 0.1 至 1 小時變動之間。而在潰口堰流係數則是參考 Brunner (2014) 及 Brunner and CEIWR-HEC (2016a) 報告指出，堰流係數之範圍值在 1.1 至 1.8 之間，對此本研究在堰流係數設定上則是設定為最小值 1.1，中間值 1.5 及最大值 1.8 三者。

本研究透過不同潰壩參數設定，探討不同參數對於下游衝擊之影響。在潰壩模式中，可設定控制變數包含 3 種潰口堰流係數 (C_{bw})

= 1.1, 1.5, 1.8)、3 種潰壩延時 ($T_f = 10, 30, 60 \text{ min}$)、2 種潰壞模式 (Failure Mode = Overtopping, Piping)，共計 18 組模擬案，其參數設定如表 2 所示。另為了對照潰壩模擬之結果，並設定了河道上無天然壩之地形與有天然壩而無發生潰壞之兩組模擬案例。

在建置潰壩模擬時，除了天然壩及其上下游地形資料外，在潰壩參數方面則是需要壩體幾何參數（包含壩高、壩頂寬度、壩底寬度）之設定。壩體幾何參數，則是以崩塌前 DEM 和 UAV 所產製之地形資料由 ArcGIS 萃取，其壩高約為 7 公尺，另參照水保局堰塞湖應變手冊定義，在堰塞湖壩底長度概估值，採平行河流主軸方向量測，崩塌壩體阻塞長（壩底長度）約為 60 公尺，壩寬為天然壩壩頂寬度概估值，採垂直河流主軸方向量測，壩體阻塞河道寬度（壩寬）約為 22 ~ 25 公尺，壩頂長度採平行河流主軸方向量測，

壩頂長度約為 35 公尺。

另外在水文條件方面需要上游入流量及堰塞湖蓄水高程體積關係曲線。根據中央氣象局鳳凰雨量站 (C01090) 記錄，總累積降雨量從 2018 年 6 月 1 日早上 10 點到 2018 年 6 月 4 日晚上 8 點為 765 mm，其尖峰降雨強度為 62 mm/hr（圖 6）。本研究利用三角形單位歷線公式，進行估算此場降雨事件之流量歷線（圖 7）。

最後，在上下游邊界條件中，於上游蓄水區中給定上游流量歷線及蓄水區高程一體積關係曲線 (Elevation-Volume Curve)。在下游出口處，由於下游並無設置水位流量測站，因此利用 2011 年 1 米解析度 DEM 估算集水區出口高程坡度，並於二維流動區邊界 (2D flow area) 出口給定正常水深。

表 2 實驗編號與條件

Case Number	Model parameter			Water supply discharge	Dam Failure mode
	h_b (m)	C_{bw} (-)	T_f (min)	Q_p (m ³ /s)	
Run 1	7	1.1	10	74	Overtopping failure
Run 2	7	1.5	10	74	Overtopping failure
Run 3	7	1.8	10	74	Overtopping failure
Run 4	7	1.1	10	74	Piping failure
Run 5	7	1.5	10	74	Piping failure
Run 6	7	1.8	10	74	Piping failure
Run 7	7	1.1	30	74	Overtopping failure
Run 8	7	1.5	30	74	Overtopping failure
Run 9	7	1.8	30	74	Overtopping failure
Run 10	7	1.1	30	74	Piping failure
Run 11	7	1.5	30	74	Piping failure
Run 12	7	1.8	30	74	Piping failure
Run 13	7	1.1	60	74	Overtopping failure
Run 14	7	1.5	60	74	Overtopping failure
Run 15	7	1.8	60	74	Overtopping failure
Run 16	7	1.1	60	74	Piping failure
Run 17	7	1.5	60	74	Piping failure
Run 18	7	1.8	60	74	Piping failure
Run 19	7	None	None	74	None failure
Run 20	None	None	None	74	None dam

Note h_b : Dam height Rate; C_{bw} : Breach weir coefficient; T_f : Breach formation time; Q_p : Peak water discharge

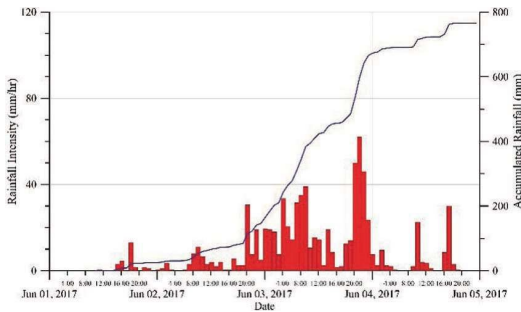


圖 6 雨量組體積 (鳳凰雨量站, C01090)

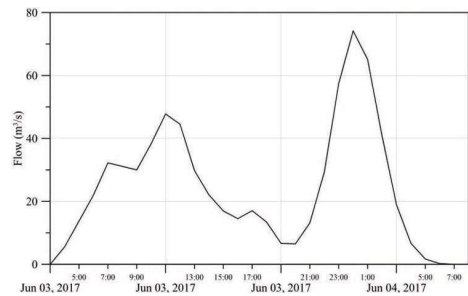


圖 7 流量歷線

3.4 堰塞湖穩定性緊急評估

目前國內外針對堰塞湖穩定性緊急評估最常使用的方法為無因次阻塞指標 (Dimensionless Blockage Index, DBI)，其是由 Ermini and Casagli (2003) 所提出如下式 (1)：

$$DBI = \log \left(\frac{A_b * h_b}{V_b} \right) \dots\dots\dots (8)$$

其中， A_b 為天然壩上游集水區面積 (km^2)， h_b 為天然壩壩高 (m)， V_b 為天然壩體積 (m^3)。此方法在使用上非常簡便，當 $DBI < 2.75$ 時壩體為穩定，當 $DBI > 3.08$ 時則壩體為不穩定，當 DBI 介於 2.75 至 3.08 之間，則屬於兩者之間的過渡範圍。且此指標估算上只需要蒐集天然壩上游集水區面積，壩體高程及堰塞湖體積此三者之資料即可計算。

四、結果與分析

4.1 天然壩穩定度分析

本研究利用崩塌前期 DEM 及崩塌後期 DSM 地形資料，使用 ArcGIS 計算天然壩上游集水面積及壩體之幾何資料。上游集水面積約為 475 公頃，壩高為 7 公尺時，其預估蓄水面積約為 4,800 ~ 9,300 立方公尺，而當潛在土方量全部崩落，可能造成壩高達 17 公尺時，推估其蓄水體積可達 35,000 ~ 44,000 立方公尺。本案例分析以壩體高度為 7 公尺進行計算，其分析之 DBI 指標值為 3.69；另當壩高為 17 公尺時，其分析之 DBI 指標值為 3.59，此兩者之分析結果皆屬於不穩定狀態，顯示此堰塞湖體存在潰壩的危險性。

4.2 潰壩模擬分析

本研究透過變量流演算，以二維淺水波方程式進行潰壩模擬，計算堰塞湖從蓄水到發生潰壩最後至降雨結束的整場事件模擬。

利用現場調查之地文資料配合 DEM 和 DSM 地形資料，另根據雨量站資料進行降雨逕流轉換推估天然壩上游之流量歷線，作為模式建置及給定上游邊界條件。以下模擬案例分析設定為潰決破壞、無潰決破壞及無天然壩地形三者模擬結果進行比較，其結果如圖 8 及表 3 所示。

圖 8 (1) 為在天然壩上游側水位及流量歷線之演算結果，其包含了潰壩 (Run 1)、無潰壩 (Run 19) 及無天然壩 (Run 20) 地形三種模擬情境。在圖中，小半天堰塞湖在發生潰壩時，其水位變化高差約 10 公尺左右，以無天然壩地形其模擬水位為最低。三者當中，無潰壩者 (Run 19)，其平均水位約為 576 公尺上下；而產生潰壩情形者 (Run 1)，其最大水位約為 576.6 公尺，之後隨著壩體高程隨時間潰壞逐漸降低至模擬結束時約為 566 公尺；在無天然壩者 (Run 20) 案例中，其水位由 564 公尺上升至 568 公尺，之後逐漸下降至

水位 564 公尺左右。另外在比對潰壩尖峰流量部份，潰壩尖峰流量約為無潰壩的 2.20 倍，在無天然壩地形之尖峰流量比約為 2.22 倍。

在潰壩及無潰壩模擬中，天然壩後方的蓄水區在給定之流量歷線條件下，在一個小時內即已蓄滿並發生溢流的情況。當發生潰壩後，其流量急劇加大，而其水位大幅下降，這也表示堰塞湖蓄積水體大量流出。

圖 8 (2) 為在天然壩下游側水位及流量歷線之演算結果，其包含了潰壩 (Run 1)、無潰壩 (Run 19) 及無天然壩地形 (Run 20) 三種模擬情境。在天然壩下游側水位歷線變化中也反應出堰塞湖蓄滿約需要 1 小時，在 1 小時後，水位急劇上升，而在潰壩發生時，壩體下游尖峰水位約較無潰壩發生案例增加 0.6 公尺，較無天然壩地形案例增加約 2 公尺。

而此三者當中，在潰壩發生案例中，壩體下游側最大水位約為 567.6 公尺；而在無天然壩地形者，其水位由 564 公尺上升至 565 公尺，之後逐漸下降；在無潰壩發生者，其水位由最大約為 567 公尺。

由圖 8 的結果可以得知，由於潰壩產生瞬間潰決情形，造成壩體上游側及下游側通過流量及水位突然增加，隨著潰壩過程結束，其流量則逐漸與無潰壩及無天然壩地形兩者模擬結果接近，另外在水位變化方面，則是由於三者在壩址處其通洪斷面皆不同，因此，在壩體上游側的水位變化中，由於其河道寬度面積小於無壩體地形者，造成其水位在潰壩後仍高於無天然壩地形者。

另外在潰口堰流係數變動上，以溢流破壞的案例 1, 2 及 3 進行比較，其結果如圖 9 (1) 及表 4 所示。在圖中可以看出，在潰壩發生前，壩體上游側最大水位皆為 576.67 公尺，當潰壩發生後，則壩體下游側水位分別為 567.6, 567.58 及 567.55，其變化幅度不大，而在潰壩尖峰流量方面，則是以案例 3 結果為最大值約 166 (cms)。

而在潰壩延時變動上，以溢流破壞的案例 1, 7 及 13 進行比較，其結果如圖 9 (2) 及表 4 所示。在圖中可以看出，在潰壩發生時，隨著潰壩延時的增加，其尖峰流量逐漸減小，

以案例 1 潰決尖峰流量為最大，案例 13 潰決尖峰流量為最小。另相對在水位下降時間則是以案例 1 最快，案例 7 次之，案例 13 最慢，此水位下降時間隨潰壩延時增加的情況在壩體下游側亦是同樣的變化。

表 4 為溢頂破壞模擬案例之結果，其分別設定不同之潰口堰流係數 (C_{bw}) 及潰壩延時分析 (T_f)。在表 4 不同之潰口堰流係數結果中，隨著潰口堰流係數增加，其潰決尖峰流量分別增加 0.63% 及 1.0%；然在設定不同潰壩延時結果中，隨著潰壩延時增加，其潰決尖峰流量分別減少為 41.66% 及 48.95%。由表 4 模擬設定不同堰流係數與潰壩延時變動結果可知，當潰壩發生時，潰壩延時參數的變動量對於潰決尖峰流量變動幅度影響最大，而在堰流係數的變動量方面，則相對造成潰決尖峰流量變動幅度遠小於潰壩延時變動案例之結果。因此，皆在溢頂破壞條件分析案例下，潰壩延時參數的變動量對於潰決尖峰流量所造成的變動幅度敏感性遠大於堰流係數。

當潰壞模式轉變為管湧破壞時，以潰口堰流係數變動的案例 4, 5 及 6 進行比較，其結果如圖 10 (1) 及表 5 所示。隨著潰口堰流係數增加，在天然壩上游側最大水位在此三個案例結果並無差別，其最大水位值約 576.7 公尺，僅在潰壩發生時，其水位下降幅度產生變化；而在潰壩尖峰流量方面，其結果則隨著堰流係數增加而增加，以案例 6 為最大值約為 172 (cms)，而此三者在天然壩下游側水位之變動幅度大致相同，並無較明顯之差異出現，其水位值約為 567.4 公尺左右。

另在管湧破壞模擬分析上，對設定不同潰壩延時的案例 4, 10 及 16 三者進行比較，其結果如圖 10 (2) 及表 5 所示。在圖中可以看出，在潰壩發生時，隨著潰壩延時的增加，其潰壩尖峰流量亦相對減小，以案例 16 為最小，在天然壩上游側水位下降時間則是以案例 4 最快，案例 10 次之，案例 16 最慢，此水位下降時間隨潰壩延時增加的情況在天然壩下游側亦是同樣的變化，僅是天然壩體下游側水位在潰壩期間變動幅度較小。

表 5 為管湧破壞模擬案例之結果，隨

著潰口堰流係數增加，其潰決尖峰流量分別增加 13.12% 及 17.25%；隨著潰壩延時增加，其潰決尖峰流量分別減少為 9.86% 及 22.87%。在表 5 模擬分析不同堰流係數與潰壩延時變動結果可知，當潰壩發生時，潰決尖峰流量的變動幅度在 9.8% 至 22.9% 之間，在本次分析管湧破壞條件下，仍是以潰壩延時參數的變動量對於潰決尖峰流量的變動敏感性較大。

再者，對於不同參數變化造成潰壩洪水傳播速度的影響方面，藉由分析下游河道出口之平均流速、平均水深、流量等水理量來探討各個分析案例參數變動之影響，其結果如下表 6 所示。由表中可以看出，當潰壩延時設置為 10 分鐘 (Run 1 ~ Run 6)，其平均水深在 2 公尺以上，而當潰壩延時為 0.5 小時 (Run 7 ~ Run 12) 及 1 小時 (Run 13 ~ Run 18) 案例時，其平均水深變化在 1.7 至 1.8 公尺間。另外在出口平均流速部分，亦是當潰壩延時在 10 分鐘之模擬結果最大，其範圍約在 6.5 至 7.4 (m/s) 之間，而當潰壩延時增加為 0.5 至 1 小時之模擬結果，則其平均流速範圍則下降至 4.96 至 5.74 (m/s) 之間。參照水土保持技術規範最大容許流速，當河道若修整為混凝土材料其最大容許流速為每秒 6.1 公尺，而在鋼筋混凝土材料之容許流速為每秒 12 公尺，本次分析 18 個模擬結果下，以潰壩延時 10 分鐘模擬案例中 (Run 1 ~ Run 6)，其下游出口平均流速約達每秒 6.5 公尺以上，有可能對於下游河道造成冲刷現象，但仍然需要經由現地河道條件進行判斷，才可知道是否會發生冲刷現象。且比較下游出口處斷面，由於下游出口平均水深約為 2.1 至 2.3 公尺左右，其並未造成水流發生溢淹至道路之情形。在潰壩延時為 0.5 小時及 1 小時案例中，其出口平均流速最大約為 5.7 (m/s)，其

未超過混凝土材料最大容許流速，次此模擬東埔蚋溪，其河道在現場屬於較上游山區河道，並未施作水泥護岸，因此對於下游出口河道而言，仍有可能造成冲刷情形發生。

4.3 潰壩型態及其水理現象變化

溢頂破壞主要可以將潰決過程分成四個階段：(1) 在壩體下游坡面發生向源侵蝕；(2) 向源侵蝕逐漸向上擴展至壩頂；(3) 當向源侵蝕擴展至蓄水區時，潰口形成；(4) 當蓄水區逐漸洩降時，伴隨著壩頂逐漸下切與側向侵蝕，最終導致壩體潰決形成 (Hanson et al. 2005; Wu et al., 2011)。而在管湧破壞主要是因上下游壓力差造成細小土砂顆料沿內部滲流線往下游沖蝕。當壩體內部管湧擴大時，較大土砂顆料受到向後侵蝕 (backward erosion) 隨水流往下游輸送，主要為剪應力增大影響使得水流輸砂能力增加，亦造成明顯的潰口流量。最後，在壩體頂部崩塌後，其破壞特性變為由溢頂破壞主導，逐漸對殘餘壩體進行下刷及側向拓寬等作用 (Wu et al., 2011)。

在邊坡崩塌土方落下並堵塞河道，形成天然壩堰塞湖，在溢頂及管湧破壞型態變化分析下，造成在潰壩上游、下游等水理流況皆不相同。隨著上游端持續供水後，流量逐漸蓄積於天然壩後方堰塞湖區，在不同潰壩型態時，於溢頂破壞時，當水位高於壩頂高度時，後方水流開始於堰塞湖蓄滿時流出，其潰壩尖峰流量隨著潰壩延時增加而減小。於管湧破壞時，其潰壩尖峰流量亦隨著潰壩延時增加而遞減。由表 4 及表 5 之結果顯示，溢頂破壞與管湧破壞之尖峰流量隨著潰壩延時增長，其兩者計算之尖峰流量雖然都會遞減，但管湧破壞之尖峰流量值會較大於溢頂

表 3 不同潰決模擬情境分析表

Scenario	Dam Breach (Run 1)		Without Dam Breach (Run 19)		Without Dam (Run 20)	
Location	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)
Upstream of dam	576.67	164.45	576.67	74.49	567.91	74.02
Downstream of dam	567.6		566.99		565.09	

表 4 溢流破壞潰壩參數變異分析表

Scenario	Overtopping Dam Breach		Weir coefficient			
	Run 1, $C_{bw} = 1.1$		Run 2, $C_{bw} = 1.5$		Run 3, $C_{bw} = 1.8$	
Location	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)
Upstream of dam	576.67	164.45	576.67	165.49	576.67	166.1
Downstream of dam	567.6		567.58		567.55	
Scenario	Overtopping Dam Breach		Weir coefficient			
	Run 1, $T_f = 10$ (min)		Run 7, $T_f = 30$ (min)		Run 13, $T_f = 60$ (min)	
Location	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)
Upstream of dam	576.67	164.45	576.67	95.94	576.67	83.95
Downstream of dam	567.6		567.36		567.29	

表 5 管湧破壞潰壩參數變異分析表

Scenario	Piping Dam Breach		Weir coefficient			
	Run 4, $C_{bw} = 1.1$		Run 5, $C_{bw} = 1.5$		Run 6, $C_{bw} = 1.8$	
Location	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)
Upstream of dam	576.67	146.76	576.67	166.01	576.67	172.08
Downstream of dam	567.42		567.48		567.49	
Scenario	Piping Dam Breach		Failure formation time			
	Run 4, $T_f = 10$ (min)		Run 10, $T_f = 30$ (min)		Run 16, $T_f = 60$ (min)	
Location	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)	Water level (m)	Peak Flow (cms)
Upstream of dam	576.67	146.76	576.67	132.28	576.67	113.19
Downstream of dam	567.42		567.03		567.21	

表 6 下游出口水深、流速、單寬流量結果

Case No. (T _f =10 min)	Run 1	Run 2	Run 3	Run 4	Rn 5	Run 6		
Water depth (m)	2.124	2.239	2.286	2.166	2.249	2.325		
Averaged velocity (m/s)	6.588	7.099	7.186	6.705	7.147	7.359		
Discharge of outlet (m ² /s)	154.0	173.7	180.6	159.2	175.0	187.8		
Case No. (T _f =30 min)	Run 7	Run 8	Run 9	Run 10	Run 11	Run 12		
water depth (m)	1.801	1.791	1.806	1.862	1.828	1.806		
Averaged velocity (m/s)	5.438	5.384	5.381	5.550	5.448	5.494		
Discharge of outlet (m ² /s)	98.5	98.8	98.0	101.8	101.8	102.9		
Case No. (T _f =60 min)	Run 13	Run 14	Run 15	Run 16	Run 17	Run 18	Run 19	Run 20
water depth (m)	1.699	1.730	1.740	1.867	1.848	1.856	1.658	1.644
Averaged velocity (m/s)	4.967	4.993	4.918	5.702	5.741	5.635	4.559	4.589
Discharge of outlet (m ² /s)	83.8	84.6	87.5	107.8	107.8	107.8	74.0	74.0

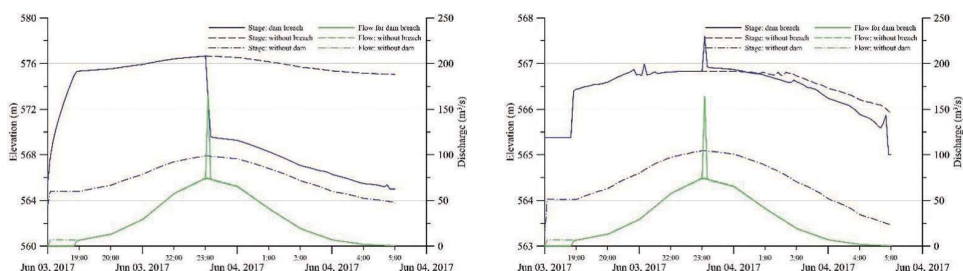


圖 8 水位—流量歷線圖 (Run 1, Run 19, Run 20)：(1) 壩體上游側斷面 (左)；(2) 壩體下游側斷面 (右)

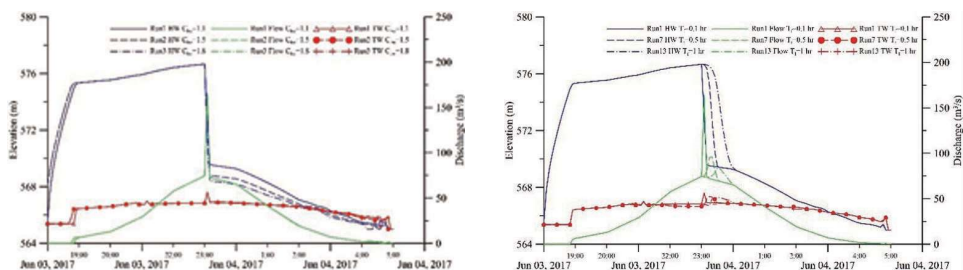


圖 9 溢流破壞水位—流量歷線圖：(1) 潰口堰流係數變化 (Run 1, Run 2, Run 3) (左)；(2) 潰壩延時變化 (Run 1, Run 7, Run 13) (右)

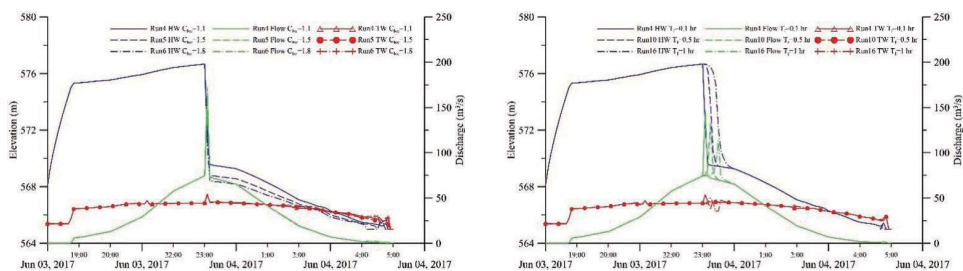


圖 10 管湧破壞水位—流量歷線圖：(1) 潰口堰流係數變化 (Run 4, Run 5, Run 6) (左)；(2) 潰壩延時變化 (Run 4, Run 10, Run 16) (右)

破壞。此兩者模擬結果不同的原因在於，隨著潰壩延時的增加，在溢頂破壞時，壩體潰壞的比例相對隨時間逐漸減小，使得潰壩尖峰流量下降，然在管湧破壞時卻相反，隨著潰壩延時的增加，其使得管湧上部壩體崩壞的形成時間增加，以致上游蓄積之水體緩慢逐漸排出，因此當管湧潰口擴大時，壩體上層土體崩壞，水體大量沖洩而出，導致其尖峰流量在短時間內快速上升。在不同潰壩參數變化下，以潰壩堰流係數之變化，其所造成尖峰流量隨著係數值增加成正比，但在溢頂破壞之模擬結果，其潰決尖峰流量增加幅度相較於管湧破壞之模擬結果為小，如表 4 及表 5 所示。由於管湧模式計算之基準是依據孔口流公式 (orifice equation) 計算，而在潰決完成時，是依照堰流公式計算，因此潰決後變化幅度較大。

五、結論

本文以 2017 年 6 月豪雨事件所引致南投縣鹿谷鄉竹林村小半天瀑布下游左岸邊坡崩塌所形成堰塞湖進行潰決模擬。藉由一系列潰壩數值模擬，並以潰壩延時、潰壞型態及潰壩堰流係數，探討潰決流量、下游淹水範圍、洪峰到達時間、流速等模擬成果。由模擬結果，可以得到以下幾點結論：

1. 當天然壩潰決型態為溢頂破壞時，潰壩延時越短，所造成之潰決尖峰流量越大。但當潰決型態為管湧破壞時，潰壩延時越長，其所造成之潰決尖峰流量較溢頂破壞為大。
2. 由於潰壩瞬間產生潰決流量劇烈變化，造成潰壩處通過流量及水位突然增加，在潰壩尖峰流量部份，約為無潰壩的 2.20 倍，約為無天然壩地形之尖峰流量 2.22 倍。另外在水位變化方面，由於壩址處通洪斷面皆不同，因此，在壩體上游側的水位變化中，其通洪面積小於無壩體地形者，造成其水位在潰壩後仍高於無壩體地形者。
3. 在分析溢頂破壞案例下，潰壩延時參數

天然壩潰決所帶來的危害主要仍是取決於天然壩堆積土體規模與堰塞湖所蓄積的水量，當天然壩之壩體規模越大，蓄積水體越多，並發生潰決時，所造成之危害影響範圍程度越大。在 HEC-RAS 2D 潰壩模式中，藉由壩體之幾何參數、水文條件、潰壞模式之設定進行潰決影響分析模擬，但目前此二維數值模式尚未考量土壤性質，因無法在潰壩模式中輸入土壤力學參數，這點對於天然壩形成中，其土壤堆積狀況是鬆散或是緊實，或是黏性力強弱等造成潰口變化、潰決尖流量及洪水尖峰流量到達時間等影響在本文中並無比較。但是此模式之介面操作簡便且其模擬所需計算時間相當快速即可得到結果，對於緊急事件之快速評估危險範圍等有直接的助益。

的變動量對於潰決尖峰流出量變動幅度影響最大，而在堰流係數的變動量方面，其造成之尖峰流量的變動幅度在 0.63% ~ 1.00% 間，但在潰壩延時的變動量方面，其造成之尖峰流量的變動幅度在 41.66% ~ 48.95% 之間，因此潰壩延時參數的變動量對於潰決尖峰流量所造成的變動幅度敏感性遠大於堰流係數。

4. 在本次分析管湧破壞下，當潰壩發生時，堰流係數的變動量方面，其造成之尖峰流量的變動幅度在 13.12% ~ 17.25% 之間，而在潰壩延時的變動量方面，其造成之尖峰流量的變動幅度方面在 9.86% 至 22.87% 之間，因此在管湧破壞下，以潰壩延時參數的變動量對於潰決尖峰流量的變動敏感性較大。
5. 比較兩種不同破壞案例下，皆是以潰壩延時參數變動時，兩種破壞型式對於潰決尖峰流量的敏感性皆大於堰流係數之結果，進一步比較，則是對於溢頂破壞的潰決尖峰流量更大，其變動幅度最大可達 48.95%。

本次模擬分析中，HEC-RAS 2D 模式在計算時間上提供相當快速的解析結果，對於山區河道邊坡崩塌形成天然壩時，若潰壩情形尚未發生，災害應變中心可就潰壩型態之溢流及管湧破壞進行情境模擬，在參數的設置上，僅需考慮壩體幾何參數、潰壩延時及堰流係數等三者之設定。在壩體之幾何參數方面，可就現場簡易光學測距儀量測、航照資料或 UAV 拍攝影像及其產製之 DSM 資料提供數據，另在 Brunner (2014) 及 Brunner and CEIWR-HEC (2016a, 2016b) 研究報告中皆提供潰壩延時及堰流係數參數設定之預設值及歷史案例資料可供參考，對於緊急評估分析下游保全住戶之影響，其可快速計算並評估

潰壩時所產生之潰決尖峰流量、洪水到達時間、河道溢淹情況等模擬成果。另外可避免當天然壩穩定性未明情況下，對於現場土體進行採樣分析，降低衍生之現勘人員傷亡的風險，在颱風豪雨期間，災害應變中心於災情研判與決策分析上有直接助益。

六、誌謝

感謝國立成功大學防災研究中心提供現場調查資料、UAV 拍攝資料及雨量資料，特此誌謝。

收件：2019/02/12

修正：2019/03/08

接受：2019/03/27

參考文獻

1. Boussekine, M., and Djemili, L. (2016). "Modelling approach for gravity dam break analysis." *Journal of Water and Land Development*, No. 30, 29-34.
2. Brunner, G. W. (2014). "Using HEC-RAS for Dam Break Studies." US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (HEC), TD-39, 74.
3. Brunner, G. W., and CEIWR-HEC (2016a). "HEC-RAS, River Analysis System, 2D Modeling User's Manual Version 5.0." US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (HEC), CPD-68A, 171.
4. Brunner, G. W., and CEIWR-HEC (2016b). "HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual." US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (HEC), CPD-69, 547.
5. Butt, M.J., Umar, M. & Qamar, R. (2013). "Landslide dam and subsequent dam-break flood estimation using HEC-RAS model in Northern Pakistan." *Nat Hazards*, 65, 241-254. <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0361-8>
6. Capart, H., Hsu Jammie, P. C., Lai Steven, Y. J., and Hsieh, M. L. (2010). "Formation and decay of a tributary-dammed lake, Laonong River, Taiwan." *Water Resource Research*, 46(11).
7. Chen, K. T., Tsang, Y. C., Kuo, Y. S., Lu, M. H., and Shieh, C. L. (2010). "Case Analysis of Landslide Dam Formation by Typhoon Morakot." *Journal of the Taiwan Disaster Prevention Society*, 2(1), 43-50. (In Chinese)
8. Chen, K.-T., Lin, C.-H., Chen, X.-Q., Hu, G.-S., Guo, X.-J., and Shieh, C.-L. (2018). "An Assessment Method for Debris Flow Dam Formation in Taiwan." *Earth Science Research Journal*, 22(1), 37-43.
9. Chen, S. C. (1999). "Failure mechanism and disaster mitigation on landslide-dammed lakes." *Journal of Chinese Soil and Water Conservation*, 30(4), 299-311. (In Chinese)
10. Chen, Y. S., Kuo, Y. S., Lai, W. C., Tsai, Y. J., Lee, S. P., Chen, K. T., and Shieh, C. L. (2011). "Reflection of typhoon morakot - the challenge of compound disaster simulation." *Journal of Mountain Science*, 8(4), 571-581.
11. Costa, J. E., and Schuster, R. L. (1988). "The formation and failure of natural dams." *Geol Soc Am Bull*, 100(7), 1054-1068.
12. Dong, J.-J., Lai, P.-J., Chang, C.-P., Yang, S.-H., Yeh, K.-C., Liao, J.-J., and Pan, Y.-W. (2014). "Deriving landslide dam geometry from remote sensing images for the rapid assessment of critical parameters related to dam-breach hazards." *Landslides*, 11(1), 93-105.

13. Ehsan, S., Afzal, S., Usman, M., Rasheed, M., and Jamil, Waqas. (2016). "Dam Break Modeling by Using HEC-RAS." *NFC-IEFR Journal of Engineering and Scientific Research*, 4, 26-31.
14. Ermini, L., and Casaghi, N. (2003). "Prediction of the behavior of landslide dams using a geomorphological dimensionless index." *Earth surface Processes and Landforms*, 28, 31-47.
15. Huang, F. C., Lee, Y. H., Lin, J. T., Chen, K. W., Chen, C. Y., Wang, K. L. (2017). "The Case Study for Evaluation of Landslide Volume and Moving Paths of Single Falling Rock." 5th International Conference on Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation, Sep. 13 - Sep. 14, 2017, Taipei.
16. J. Hanson, G., R. Cook, K., and L. Hunt, S. (2005). "Physical Modeling of Overtopping Erosion and Breach Formation of Cohesive Embankments." *T Asae*, 48(5), 1783.
17. Jung, C.-G., and Kim, S.-J. (2017). "Comparison of the Damaged Area Caused by an Agricultural Dam-Break Flood Wave Using HEC-RAS and UAV Surveying." *Agricultural Sciences*, 8(10), 1089-1104.
18. Kuo, Y. S., Tsai, Y. J., Chen, Y. S., Shieh, C. L., Miyamoto, K., and Itoh, T. (2013). "Movement of deep-seated rainfall-induced landslide at Hsiaolin Village during Typhoon Morakot." *Landslides*, 10(2), 191-202.
19. Kuo, Y.-S., Tsang, Y.-C., Chen, K.-T., and Shieh, C.-L. (2011). "Analysis of landslide dam geometries." *J Mt Sci-Engl*, 8(4), 544-550.
20. Lin, C. H., Shieh, C. L., and Tseng, C. M. "Water level simulation during Typhoon Morakot." *Proc., International symposium on sediment disasters under the influence of climate change and tectonic activity (2nd)*, The Japan Society of Erosion Control Engineering.
21. Lin, C. H., Shieh, C. L., Tseng, C. M., Tsai, Y. J., and Chen, Y. S. (2012). "Research on Water Level Simulation during Natural Dam Breach in Hsiaolin Village." *Journal of the Taiwan Disaster Prevention Society*, 4(1), 5-15. (In Chinese)
22. Shieh, C. L., Wang, C. M., Chen, Y. S., Tsai, Y. J., and Tseng, W. H. (2010). "An Overview of Disasters Resulted from Typhoon Morakot in Taiwan." *Journal of Disaster Research*, 5(3), 236-244.
23. Shieh, C. L., Wang, C. M., Lai, W. C., Tseng, Y. C., and Lee, S. P. (2009). "The composite hazard resulted from Typhoon Morakot in Taiwan." *Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering*, 62(4), 61-65.
24. Singh Vijay, P., and Scarlatos Panagiotis, D. (1988). "Analysis of Gradual Earth-Dam Failure." *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(1), 21-42.
25. Tsai, Y. J., Kuo, Y. S., Chen, Y. S., Shieh, C. L., and Miyamoto, K. "The landslide movement process at Shiao Lin Village during Typhoon Morakot." *Proc., International symposium on sediment disasters under the influence of climate change and tectonic activity (2nd)* The Japan Society of Erosion Control Engineering.
26. Wahl Tony, L. (1998). "Prediction of Embankment Dam Breach Parameters - A Literature Review and Needs Assessment." *Water Resources Research Laboratory, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, Dam Safety Research Report, DSO-98-004.*
27. Wahl Tony, L. (2004). "Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters." *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(5), 389-397.
28. Wu, W., Altinakar, M., Al-Riffai, M., Bergman, N., Bradford, S., Cao, Z., J. Chen, Q., G. Constantinescu, S., Duan, J., Gee, D., Greimann, B., Hanson, G., He, Z., Hegedus, P., Van Hoestenbergh, T., Huddleston, D., A. Hughes, S., Imran, J., Jia, Y., and Zhang, L. (2011). "Earthen Embankment Breaching." *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(12), 1549-1564.
29. Xiong, Y. (2011). "A Dam Break Analysis Using HEC-RAS." *Journal of Water Resource and Protection*, 3(6), 370-379.
30. Xu, Y., and Zhang, L. M. (2009). "Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams." *J Geotech Geoenviron*, 135(12), 1957-1970.
31. Zhang, L. M., Peng, M., and Xu, Y. (2010). "Assessing risks of breaching of earth dams and natural landslide dams." *Proc. Indian Geotechnical Conference - 2010*, GEOtrendz Macmillan Publishers India Ltd., IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, 81-92.
32. 水土保持局 土石流防災資訊網 (2017), 重大災害事件, <https://246.swcb.gov.tw/V2016/Achievement/DisastersContent?EventID=529>
33. 劉維則, 陳振宇, 嚴曉嘉, 林家興 (2018) 沉浸式訓練平台開發於坡地災害虛擬實境空間之應用, 2018 台灣地理資訊學會年會暨學術研討會, 台中, 逢甲大學, 2018 年 7 月 4 日~ 5 日。