

## 陸、堰塞湖潰壩潛勢評估

堰塞湖形成後除會引起上游迴水淹沒外，亦可能因壩體蓄水潰決時造成下游地區發生嚴重之災害。因此堰塞湖形成後，必須於短時間內完成評估，本章節相關分析與評估即針對莫拉克颱風後初形成之堰塞湖天然壩災害潛勢進行之評估，說明如下：

### 6-1 阻塞土體安定性分析

在堰塞湖形成初期，除了立即實施緊急調查與監測作業外，最重要之工作，即在於堰塞湖之緊急評估工作，評估之項目，包括有堰塞湖可能之破壞型態評估、潰壩尖峰流量估算與對於下游社區安全性影響初步評估，其後依據緊急危險度初步評估結果，提出緊急處理對策建議。

堰塞湖形成後之初步調查評估階段，由於天然壩體安定性評估之相關重要參數不易於短時間內取得，故僅能依據初步調查成果提出概略性之危險度評估結果，大致掌握堰塞湖對於下游社區之危害程度，並決定堰塞湖之緊急處置方法，針對危險度較低，甚至下游並無致災危險範圍的堰塞湖，則可透過溢洪道挖降方式，降低或消除堰塞湖蓄水體積，並持續以大範圍的高空航遙測影像進行監測，若評估結果顯示可能對於下游社區安全性造成影響，除立即實施緊急減災工程外，另必須持續投入詳細調查與測量工作，取得更進一步的特性參數，並著手規劃堰塞湖防災監測作業、及潰壩影響範圍之詳細數值模擬，以及後續的防災避難疏散、通報系統之建置。

#### 6-1.1 阻塞土體安定性快速評估方法

Ermini & Casagli (2003) 以義大利、日本、美加等國家之 84 個堰塞湖案例資料，利用統計方法歸納出堰塞湖天然壩體穩定性研判指標，稱為無因次阻塞指標(Dimensionless Blockage Index, DBI)，緊急處理階段進行壩體安定性初步評估時，可利用此方法快速判定，此方法應用於壩體初步安定性評估應有相當程度之參考價值。DBI 其定義如下：



$$DBI = \log \left( \frac{A_b \times H_d}{V_d} \right)$$

其中  $A_b$  為堰塞湖集流面積， $H_d$  為天然壩壩高， $V_d$  為天然壩壩體體積。

Ermini & Casagli 根據 84 個堰塞湖案例統計結果發現(如圖 6-1.1)，DBI < 2.75 則壩為穩定(存在時間較長)，而 DBI > 3.08 則為不穩定(存在時間較短)，介於 2.75 與 3.08 之間則為過渡區。

### 6-1.2 太麻里堰塞湖阻塞土體安定性快速評估

依據天然壩體穩定性研判指標(Ermini & Casagli 的經驗公式)計算本案例之 DBI 值，並與近年來於花東地區所形成堰塞湖相比較，堆積各區採用參數與利用各項參數代入經驗公式(DBI)計算之結果列於表 6-1.1 與圖 6-1.1。

上述案例中之知本溪及銅門堰塞湖分別形成於 94 年 10 月及 98 年 1 月，崩積土體阻斷河道水流後不久即產生溢流及滲流現象，但由於其發生時間為枯水期，故崩積土體並無明顯之變化。直至汛期期間，堆積壩體受到豪雨及颱風洪水沖刷後即已潰壞。另一案例(龍泉堰塞湖)則發生於民國 95 年 7 月 16 日，迄今歷經多次防災整治工程，堰塞湖已用工程挖填土石方式填滿。

由 DBI 計算結果顯示(表 6-1.1)，龍泉溪堰塞湖初期之 DBI 值為 3.0，介於穩定與不穩定交界處；知本溪堰塞湖之 DBI 值為 4.08，屬不穩定，銅門堰塞湖(木瓜溪堰塞湖)之 DBI 值為 4.39，亦位於不穩定區；由簡易判別公式評估結果顯示與實際情形相符。

由圖 6-1.1 顯示，太麻里溪上游堰塞湖之 DBI=2.41，與龍泉堰塞湖之 DBI 相比，顯然比龍泉堰塞湖之穩定較高。以此推估太麻里溪上游堰塞湖之存在時間將較長，由於堰塞湖上游集水區崩塌情形十分嚴重，不穩定土砂材料多，易於洪水期間遭水流沖刷朝下游堰塞湖區運移，故研判本堰塞湖極於未來降雨事件後發生大量淤積之可能極高。

表6-1.1 近年堰塞湖基本資料比較表

地點	龍泉溪 堰塞湖	知本溪 堰塞湖	銅門 堰塞湖	太麻里溪 堰塞湖
基本資料				
堰塞湖集水面積 (公頃)	1,200	14,100	27,800	6,500
天然壩壩高 (公尺)	50	19	20	10
天然壩體積 (萬立方公尺)	60	22.3	22.5	256
DBI	3	4.07	4.39	2.41

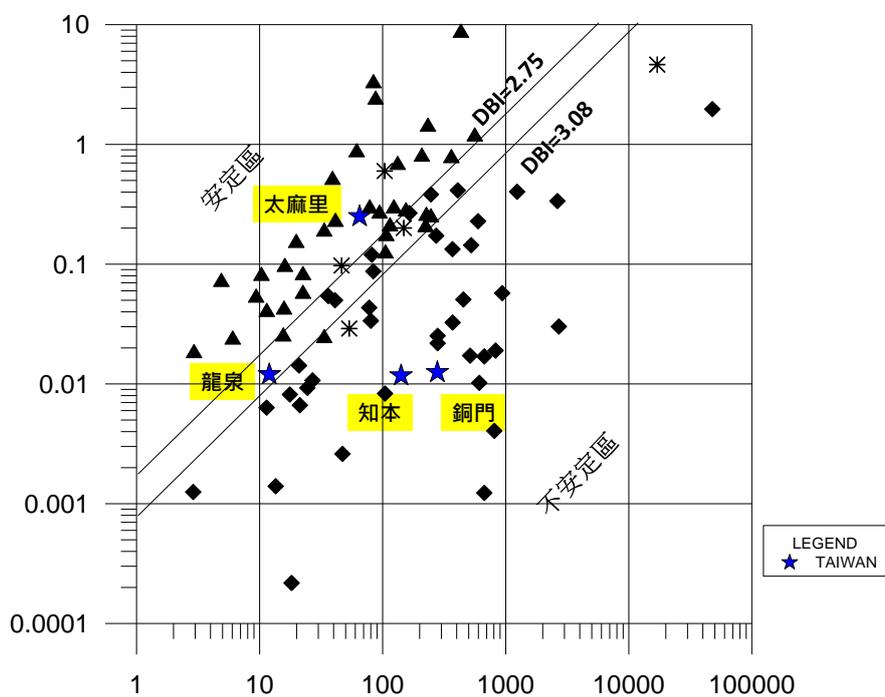


圖6-1.1 無因次阻塞指標(DBI)定義圖(Erimini & Casagli, 2003)

## 6-2 阻塞土體潰決機制分析

### 一、天然壩體潰壞形式

山區邊坡易受地震或降雨等因素而崩落，若崩落土石堆積於河床並造成河道阻塞將形成堰塞湖，堰塞湖天然壩因其材料來源皆為剪力強度較低且鬆散之崩積土石，與一般人工建造之土石壩相比，天然土石壩的土石材料有膠結度低，以及材料組成鬆散等特徵。且天然壩形成後並無擋水設施及過濾層等工程輔助結構，無法有效降低壩體內之孔隙水壓，使得壩體強度遠較人工土石壩低。因此大部分堰塞湖土石壩於形成後短時間內便會發生破壞。

依據國內外文獻記載，堰塞湖天然壩體其潰壞形式因堆積型態及組成條件之不同而異，一般而言可分為下列 3 種形式(如圖 6-2.1、a、b、c)，圖 6-2.1 (a) 為壩頂溢流沖刷破壞 (Erosion due to overtoping)，此類型多發生於強度較高之壩體，當壩體入流量大於滲流量時，湖水水位將持續升高，水位超過壩頂後開始溢流，由於壩體強度較高，因此不易發生壩址溯源沖刷破壞，溢流之洪水將不斷沖刷壩頂與壩體下游邊坡，使得壩體不斷變薄、變低，壩後水體亦逐漸減少。

圖 6-2.2 (b) 為驟然崩潰破壞 (Instantaneous failure)，此類型多發生於滲透性較高，強度低之壩體，在堰塞湖水位逐漸上升之同時，由於具有較高之滲流性，滲流水所形成之浸潤線亦隨之朝下游推進並逐漸升高，因土體內部滲流水之浮力作用使得壩體組成材料間之摩擦阻力降低，並由於水位上升後，水壓力亦相對升高，當壩體後方水位逐漸升高達臨界水位時，水壓力大於摩擦力，壩體突然崩潰而滑動，後方水體則混和潰散之壩體土石形成一股土石流向下游傳遞。

圖 6-2.3 (c) 為溯源沖刷破壞(Progressive failure)，此類型多發生於滲透性極高之壩體，壩趾因管湧現象產生淘刷，隨著時間進行，滑動面逐漸朝上游發展，直至壩體潰決；由於天然壩多為崩塌造成，組成材料以大塊石居多，不易被滲流水掏刷帶走，因此此種破壞機制發生之機率較小。

依 Schuster(1995)之研究，在 202 個天然壩體破壞之案例中，其中 197 處案例屬壩頂溢流破壞之情形、因管湧現象產生淘空而潰決者有 4 處、1 個因下游壩趾遭水流沖刷而造成破壞，壩頂溢流破壞約佔破壞總數之 97%，其餘僅佔 3%，故壩頂溢流破壞是堰塞湖天然壩破壞之最主要因素。

## 二、堰塞湖天然壩體可能潰壞機制評估

由前說明可知，堰塞湖天然壩體潰壩時機一般有下列三種形式

- (1) 滿水位時：水壓大於摩擦力而整體潰壩。
- (2) 滲流後：壩體因管湧現象產生淘空而潰決（下游面邊坡破壞）。
- (3) 達滿水位且開始溢流而未潰決之壩體～以壩頂溢流破壞居多。

由於太麻里溪堰塞湖於初次調查時已經達滿水位並已發生溢流與壩頂沖刷，堆積土體並未因水壓及滲流作用影響而發生滑動或管湧現象，仍穩定存於現地，故推測本堰塞湖未來應為壩頂溢流沖刷破壞之形式(圖 6-2.1(a))。並由現地調查及衛星影像判釋發現，天然壩表層有大量水流漫流之痕跡，判斷造成河道阻塞之土體應曾遭水流一次沖刷，使堆積之土體高度驟降，而遭水流沖刷之土石朝下游移動，與下游兩岸崩塌堆於主河道之土石相連結，造成阻塞長度增加，並無如同地震型堰塞湖天然壩或傳統土石壩般之明顯壩體形狀，如圖 5-2.36，此類型之堰塞湖推測不易發生全面性之潰決，未來較可能之潰壞方式應是遭水流逐漸沖刷降低土體高度，且隨著水流沖刷阻塞壩體以及上游來砂持續淤積之效應，使堰塞湖逐漸淤埋、漸趨縮小，與凡那比颱風過後之現情況十分相似。

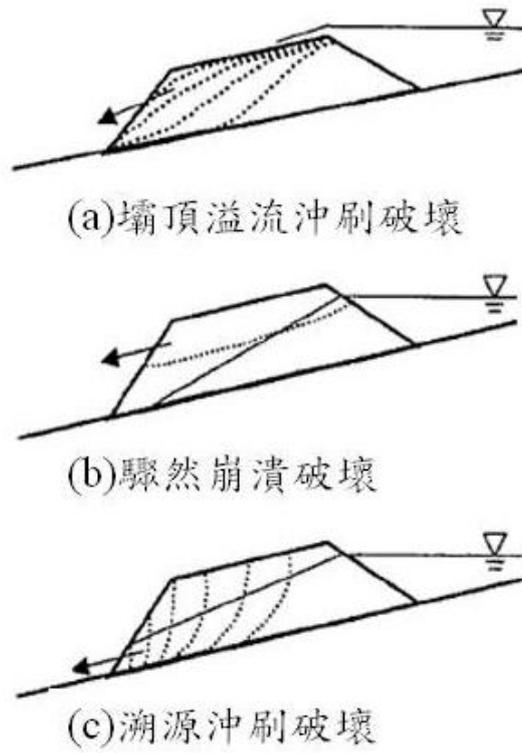


圖6-2.1 堰塞湖天然壩破壞機制示意圖(高橋保等，1988)

## 6-3 潰壩水理演算

由於堰塞湖為大量土體崩落阻塞河道形成，而此類土體多為鬆散堆積土體，易受水流沖蝕或雨季洪水影響導致土體破壞，使得蓄積之水體形成洪水波往下游傳遞，此類非預期之特殊水理現象可能使得洪水超出下游區域之防洪標準而造成下游之災害，因此需利用模式進行潰壩水理演算，針對堰塞湖發生潰壩之狀況，評估潰壩後洪水波於下游可能影響之範圍。

### 6-3.1 水理演算基本條件說明

HEC-RAS (River Analysis System) 是美國陸軍工兵團水文工程中心 (U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 簡稱 HEC)，自 1995 年起研發的一維網路型河川定量流水理模式，為 HEC 新世代水文工程軟體的一份子，除了包含亞、超臨界流及混合流態之河道水理計算外，並可針對橋樑、涵洞、堰、堤防、溢洪道及其他河工結構物進行水理模擬，提供 WSPRO 模式之橋墩沖刷估算，亦能進行河道改善工程及洪水平原管理、洪災保險等行洪區逾限利用之評估。模式於 3.0 版 (2001 年) 後更加入網路型河川變量流模擬程式，使得 HEC-RAS 模式除了前述之功能外，更可模擬潰壩、潰堤、蓄水區、抽水站、壓力涵管、溢洪道等現象。HEC-RAS 模式於演算結果可靠性及實務功能完整性曾獲得美國 FEMA 認證，其多樣化實務功能、方便友善的圖型化操作與展示介面能滿足大部分一維水理模擬的實務需求，模擬結果更能直接透過 ArcGIS 與各項基本圖資進行整合，迅速達到模擬結果之實境展示與檢視。故本計畫於水理演算將選用 HEC-RAS 作為本計畫的水理分析工具。

HEC-RAS 對於模擬河道水理分析時有一限制條件，當河道坡度大於 10 % 時，本模式較不適用，因此在模式應用時必須先將集水區河道坡度進行分析，坡度 10 % 以上可用水文模式，模擬出口點流量歷線後，再串接 HEC-RAS 水理模式進行模擬 (圖 6-3.1)。



此外，由於太麻里堰塞湖為邊坡土體崩塌阻塞河道形成，而此類土體多為鬆散堆積土體，易受水流沖蝕或雨季豪雨影響導致土體破壞，使得蓄積之水體形成洪水波往下游傳遞而當成下游之災害。因此利用模式進行潰壩水理演算，針對堰塞湖發生潰壩之狀況時，評估潰壩洪水波於下游可能之影響及其範圍，以模擬堰塞湖潰決引致災害之危險程度參考，現將 HEC-RAS 模式之計算條件與設定，介紹如下：

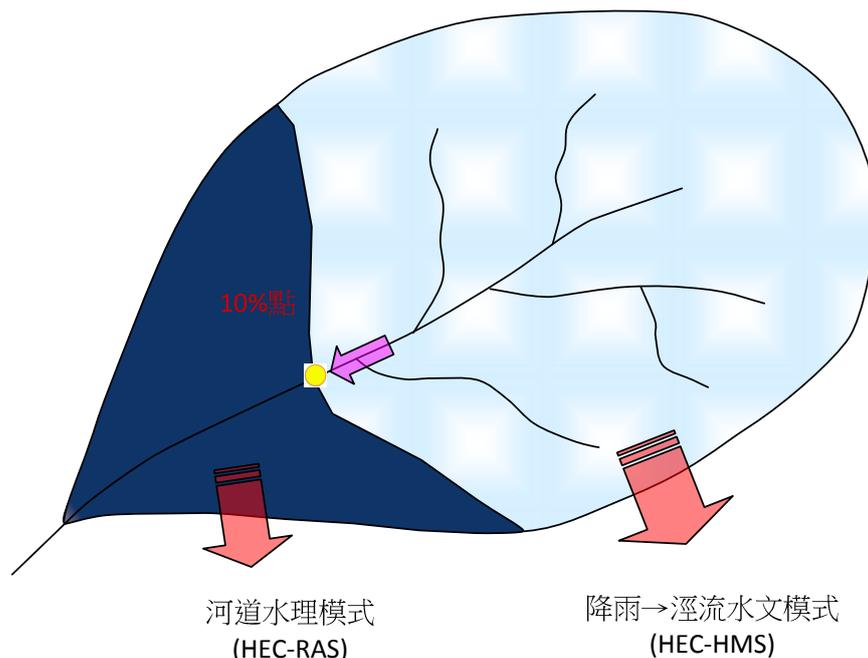


圖6-3.1 河道水理模擬示意圖

### ● 斷面資料

本計畫水理分析時所採用之斷面，其斷面位置如 圖 6-3.2 所示。另在包盛社之堰塞湖區域範圍，如 圖 6-3.3，此部份斷面之資料，乃使用水深測量之資料為模式輸入之地形資料，並於模式設定一壩體模擬其在變量流條件下，水理演算之結果。於潰壩模擬演算所輸入之斷面資料共計有 38 筆。

### ● 河道粗糙係數

本計畫河道粗糙係數係依據民國 98 年 經濟部水利署，「易淹水地區水患治理計畫」第一階段實施計畫縣管河川太麻里溪水系規劃 (莫拉克颱風後治理計畫檢討報告)報告，其曼寧糙度係數於出海口至庫濃溪匯流口下游為 0.38，於斷面累距 4902 至上游處為 0.042，而高灘地部份均採用 0.048。

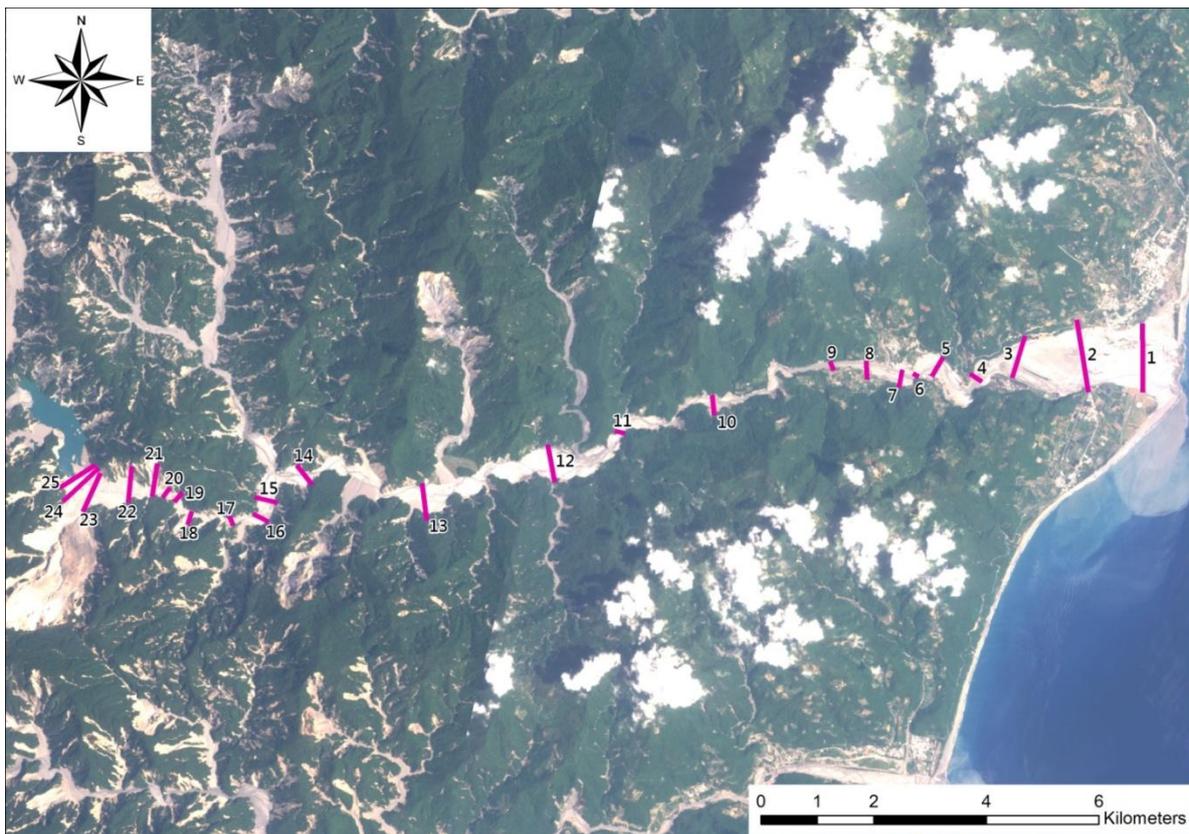


圖6-3.2 太麻里河道断面示意图

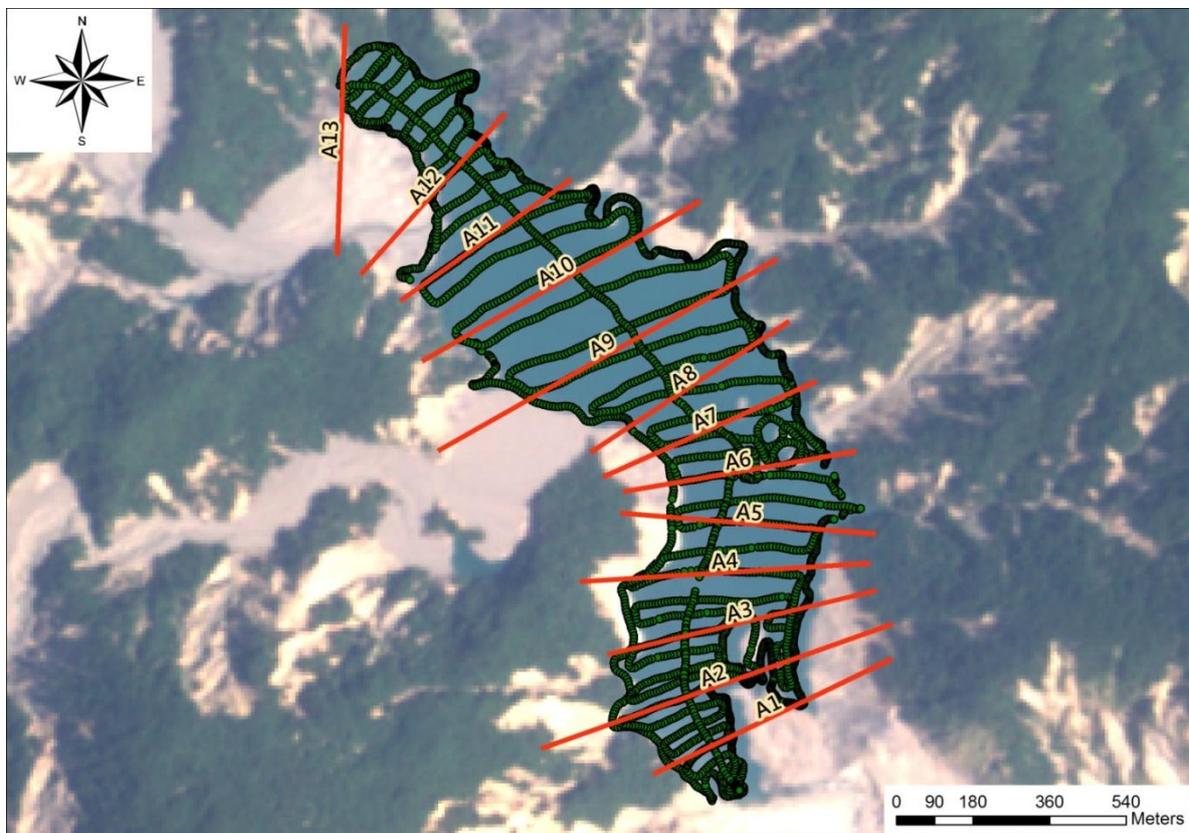


圖6-3.3 太麻里堰塞湖水深測量断面示意图

## ● 設計流量分析

欲進行太麻里包盛社堰塞湖之水理分析，本案採用堰塞湖鄰近雨量站之記錄資料，進行水文頻率分析，取得 50 年設計降雨量，再應用水利署 SSGM 雨型，將設計降雨量轉換為設計雨型，故可得鄰近各雨量站之 50 年頻率設計雨型。而在降雨逕流過程之分析，則採用運動波模式，將太麻里包盛社堰塞湖上游集水區，根據匯流關係劃分為 15 個小集水區，利用克利金法得到各個子集水區之 50 年頻率設計雨型，以運動波模式獲得最終出口處之流量歷線，應用 HEC-RAS 模式由堰塞湖上游端輸入設計流量，模擬溢流口之水理過程，說明如下：

### 1. 頻率降雨量分析

由太麻里集水區鄰近雨量站分布圖中（圖 3-3.1 及圖 3-3.2）可知，包盛社堰塞湖上游集水區內並無雨量站，本案參考中央地質調查所易淹水地區上游集水區地質調查及資料庫建置計畫（執行單位：中興工程顧問社），採用阿禮、瑪家、赤山、來義、知本、太麻里與大溪山等 7 個雨量站於莫拉克颱風後之頻率分析成果，獲得各雨量站 50 年設計頻率降雨量，列如表 6-3.1 所示，分別為最大 24 小時、48 小時與 72 小時之累積雨量，最大降雨量出現在瑪家雨量站，最大 24 小時為 602 毫米，最小出現在太麻里雨量站，最大 24 小時為 206 毫米，僅約瑪家雨量站的 1/3。

根據表 6-3.1 之成果，取最大 24 小時之分析成果，作為設計降雨量，應用水利署 SSGM 雨型分析成果，將最大累積降雨量由雨型權因子分配至各小時之降雨量，其成果如表 6-3.2 所示，可獲得不同雨量站之設計降雨。作為降雨逕流分析之輸入條件。

表6-3.1 各雨量站 50 年頻率降雨量

站號	站名	不同降雨延時之 50 年頻率雨量 (毫米)		
		24 hr	48 hr	72 hr
C0S690	太麻里	24 hr	48 hr	72 hr
		<b>206.3</b>	272.7	306.9
C0S700	知本	24 hr	48 hr	72 hr
		<b>438.2</b>	480.7	487.7
C0S770	大溪山	24 hr	48 hr	72 hr
		<b>319.0</b>	418.8	481.8
C1R130	阿禮	24 hr	48 hr	72 hr
		<b>414.6</b>	539.2	623.3
C1R140	瑪家	24 hr	48 hr	72 hr
		<b>602.3</b>	792.2	891.2
C1R190	赤山	24 hr	48 hr	72 hr
		<b>373.5</b>	483.3	536.7
C1R240	來義	24 hr	48 hr	72 hr
		<b>434.9</b>	556.8	630.2

(資料來源：中興工程顧問社)

表6-3.2 各雨量站設計暴雨 50 年頻率之設計降雨

雨量站	來義	瑪家	阿禮	知本	赤山	太麻里	大溪山	
累積雨量	860.0	1333.0	695.0	839.0	679.0	331.0	643.0	
各小時降雨量	1	4.266	11.291	2.643	0.207	4.794	1.413	2.746
	2	10.277	16.503	4.963	3.885	11.523	5.144	9.992
	3	11.361	18.369	8.901	6.868	14.402	7.328	14.236
	4	12.100	21.221	10.385	7.054	19.284	7.808	15.168
	5	19.703	29.339	15.171	8.318	19.942	8.159	15.850
	6	24.613	30.166	17.961	9.560	24.851	10.999	21.367
	7	25.533	45.149	24.475	7.953	27.140	10.072	19.566
	8	31.880	50.254	28.272	9.245	34.907	12.227	23.752
	9	25.164	65.597	35.568	9.242	37.562	14.822	28.794
	10	42.398	82.713	43.193	12.522	45.574	15.299	29.719
	11	77.305	112.079	60.671	11.631	71.797	26.189	50.874
	12	80.505	126.115	83.870	9.696	112.999	34.368	66.763
	13	134.495	196.124	54.432	20.441	46.267	47.978	93.203
	14	77.262	150.269	41.441	31.055	26.569	27.344	53.118
	15	65.498	76.061	30.720	43.549	28.240	20.247	39.332
	16	37.126	62.998	28.895	31.160	20.757	14.829	28.806
	17	39.784	52.720	24.176	19.943	23.351	13.194	25.630
	18	33.927	38.590	20.085	14.781	22.685	10.397	20.197
	19	21.853	34.885	15.788	11.363	19.576	9.864	19.161
	20	20.606	29.459	13.956	9.205	17.864	7.467	14.506
	21	22.756	23.154	13.871	11.044	14.157	7.315	14.210
	22	18.163	23.407	13.822	9.666	15.719	7.272	14.127
	23	15.299	24.421	11.648	6.340	12.134	6.567	12.757
	24	8.144	12.104	5.574	4.374	6.912	4.704	9.137

## 2. 降雨逕流分析

圖 6-3.4 表示包盛社堰塞湖上游集水區進行運動波計算時之子集水區分區成果，應用運動波模式計算各個子集水區之流量歷線，再根據匯流關係綜合得到出口（堰塞湖溢流口）之設計流量歷線。

有效降雨量的計算，則採用 SCS Method 進行分析，曲線值 (Curve Number) 則依據 TR-55 手冊 (USDA Soil Conservation Service) 之建議值，詳細建議數值表詳見 附件八，依據土地使用現況中各類土地使用類型之面積比例權重，設定各個子集水區之曲線值，獲得有效降雨量。

應用數值地形模型，可根據數值地形獲得運動波模式計算所需之參數，包括有子集水區面積、子集水區河道長度、子集水區坡面平均坡度、子集水區溪流平均坡度，另於坡面糙度與河道曼寧係數之推估，則採用 HEC-HMS 操作手冊內之建議，詳細建議數值表詳見附件八，根據不同地表覆蓋與河道型態，給定各個子集水區之坡面糙度與河道曼寧係數。總合上述參數，可彙整為計算參數一覽表，如 表 6-3.3 所示。

最後，根據 表 6-3.3 之參數設定，分析可得堰塞湖之設計流量歷線，分析成果如 圖 6-3.5 與 表 6-3.4 所示，尖峰流量出現在第 14 小時，流量為 1748.5 cms，故以此流量歷線與尖峰流量，作為本案之設計流量。

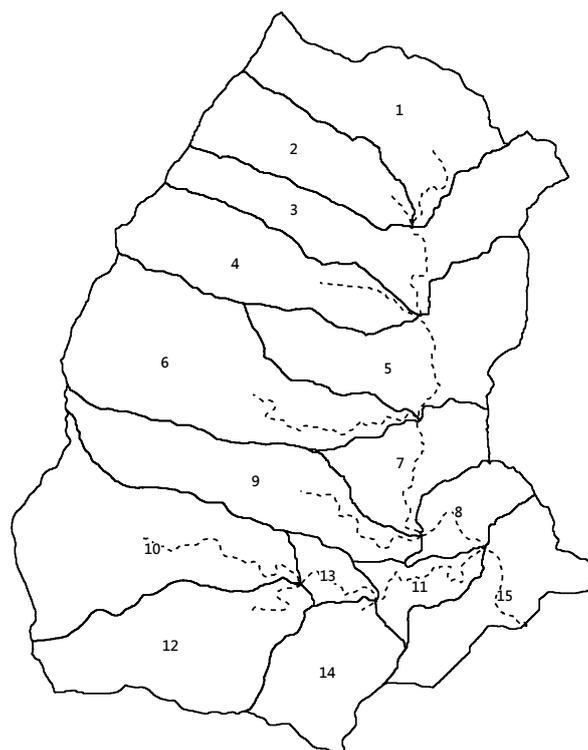


圖6-3.4 運動波模式計算子集水區編號圖

表6-3.3 子集水區運動波模式計算參數一覽表

編號	面積 (公頃)	平均坡度 (度)	溪流長度 (公里)	溪床坡降 (度)	曲線值	坡面糙度	河道曼寧係數
1	531.5	37.8	1.8	4.5	44.3	0.708	0.040
2	356.8	36.4	1.0	5.5	35.1	0.784	0.050
3	584.2	38.0	1.8	4.6	42.0	0.729	0.050
4	473.7	39.4	1.8	5.5	35.3	0.783	0.070
5	581.9	34.9	2.1	5.2	37.1	0.771	0.070
6	795.0	40.2	3.7	5.5	37.3	0.767	0.048
7	283.7	31.1	2.3	2.0	39.2	0.759	0.048
8	169.3	29.6	1.5	1.2	43.6	0.724	0.050
9	528.6	38.4	2.8	5.2	35.5	0.781	0.040
10	718.1	42.1	3.4	5.5	38.4	0.757	0.070
11	132.2	35.9	3.0	3.5	39.5	0.759	0.070
12	560.2	38.8	1.4	5.8	34.1	0.791	0.070
13	87.9	38.8	1.7	6.2	38.9	0.758	0.040
14	332.8	38.9	1.0	5.5	33.1	0.799	0.070
15	345.3	33.2	1.8	0.8	37.9	0.767	0.070

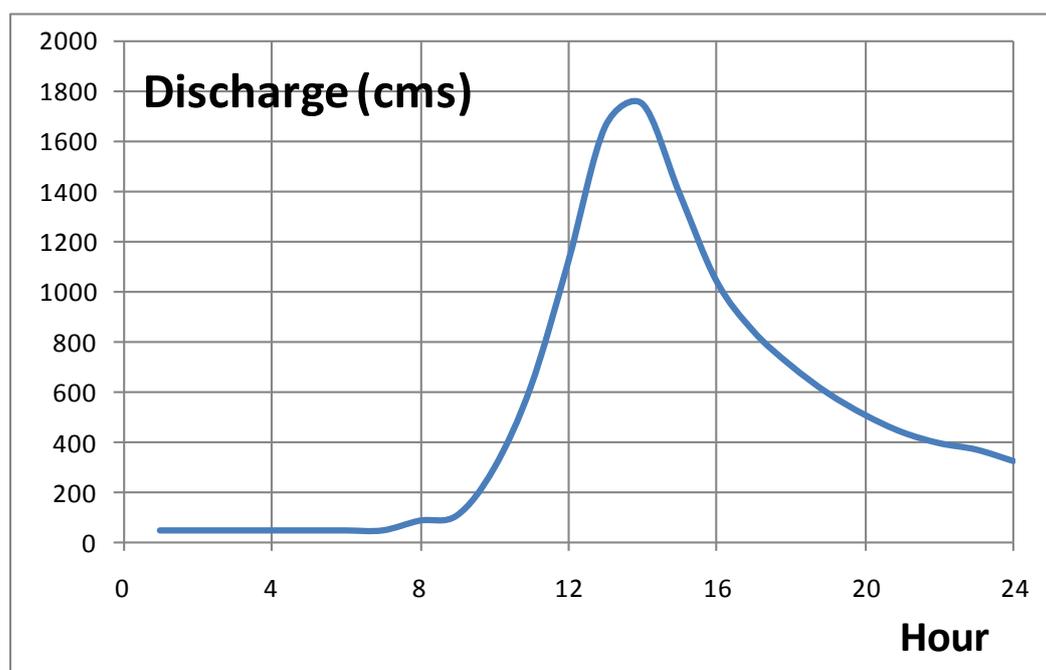


圖6-3.5 堰塞湖 50 年頻率設計流量歷線圖

表6-3.4 堰塞湖 50 年頻率設計流量計算成果

Hour	Q (cms)						
1	50.0	7	50.0	13	1657.5	19	596.7
2	50.0	8	88.9	14	1748.5	20	509.9
3	50.0	9	109.1	15	1393.0	21	441.5
4	50.0	10	296.1	16	1043.1	22	397.5
5	50.0	11	623.8	17	842.4	23	372.0
6	50.0	12	1117.0	18	707.2	24	326.2

### ● 邊界條件

進行水理演算之河道長度約為 26 公里，主要使用 98 年實測斷面資料，其邊界範圍為從出海口至實測第一號斷面約為 400 公尺左右，為下游端邊界；上游端為涵蓋堰塞湖湖區，特延伸至崩塌處上游處，使用水深測量共 13 處之資料加入模擬演算；另在上游之邊界條件設定為水文流量歷線，並在斷面 16、斷面 14、斷面 13、斷面 11、斷面 10、斷面 7 及 斷面 4 處，設定斷面側流量作為支流匯入流量之演算條件。

### 6-3.2 水理演算及分析成果

本計畫 HEC-RAS 初步水理演算分析，旨在模擬現地溢流道進行初步緊急挖降工程後之水理狀況，以利進行相關短期處置措施之規劃參考，設定中斷面 25 為現地堰塞湖溢流口開挖處，於此斷面使用實測斷面地形資料，並於溢流口開挖處下挖，以符合現地情況進行模擬。

變量流模式演算成果如下 圖 6-3.6 所示，其詳圖如下 圖 6-3.7 所示。演算之水面高度約為 466 公尺，但圖中可以看到於溢流口開挖處之主深槽處，其流速約為 6~8 m/s 左右，而左右而側之流速約為 2~4m/s 左右，並可由表 6-3.5 發現，於溢流口斷面處之平均流速約為 3.9m/s，其通水面積約為 446m<sup>2</sup> 左右。

由於邊坡崩落之土體堵塞河道所形成之堰塞湖，堰塞湖之高程與下游河道之高程落差較大，造成於溢流口處出流之流速較快，除了可能影響天然壩體之穩定性外，亦可能造成下游因邊坡崩落堆積於河道上之鬆散土體受大量洪水波之沖擊，因造成上游大量土體運移至下游河道，且其流速過大亦可能造成下游河道之沖刷現象。

此情形可以由溢流口處之下接斷面發現此種情況，於斷面 24 處主深槽流速可達 10 m/s，其流速相當快，而整個斷面平均流速亦達 8.1 m/s 左右，但其通水面積僅 211 m<sup>2</sup> 左右，除了比上接斷面更小外，造成了束縮現象，使得水流於此處流速加快且亦可能造成壅高(choking)現象。

另由於出流之大量水體，其影響範圍不僅止於其鄰接斷面，因為於斷面 23 處，其流速亦相當快速，從 圖 6-3.8 亦可看出，其大最速流達到 14 m/s，另亦由於此處本身亦類似一束縮斷面加上坡度更陡，所以水流至此流速更快，對於左右兩岸亦可能造成大量掏刷。

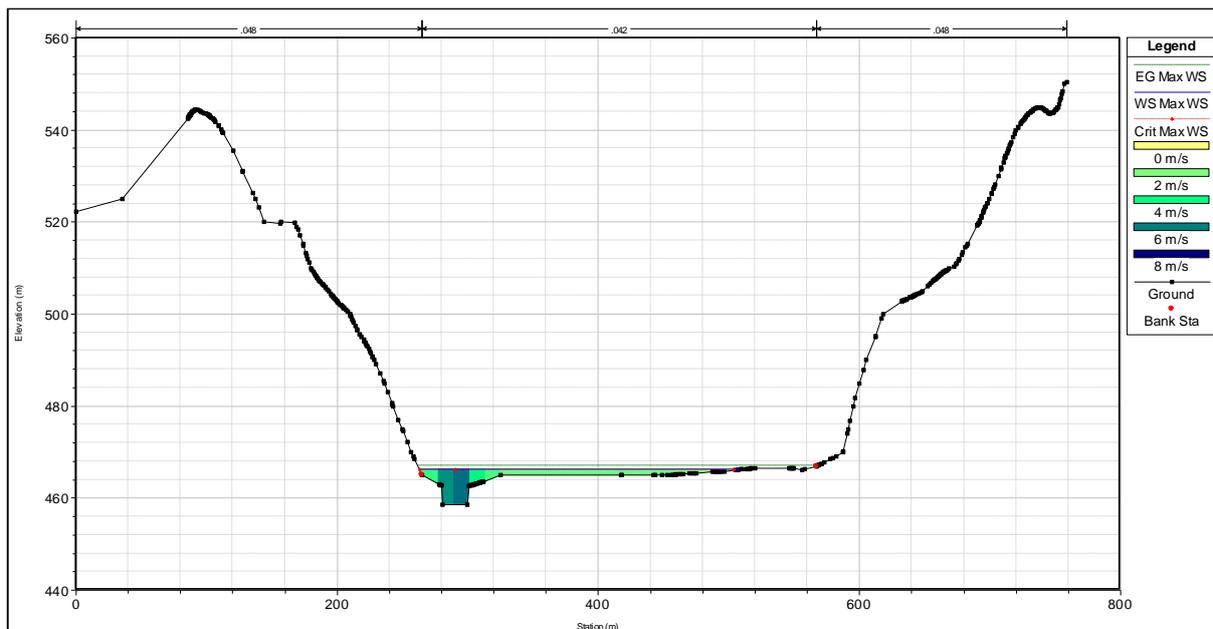


圖6-3.6 溢流口開挖處(斷面 25)水理演算成果(a)

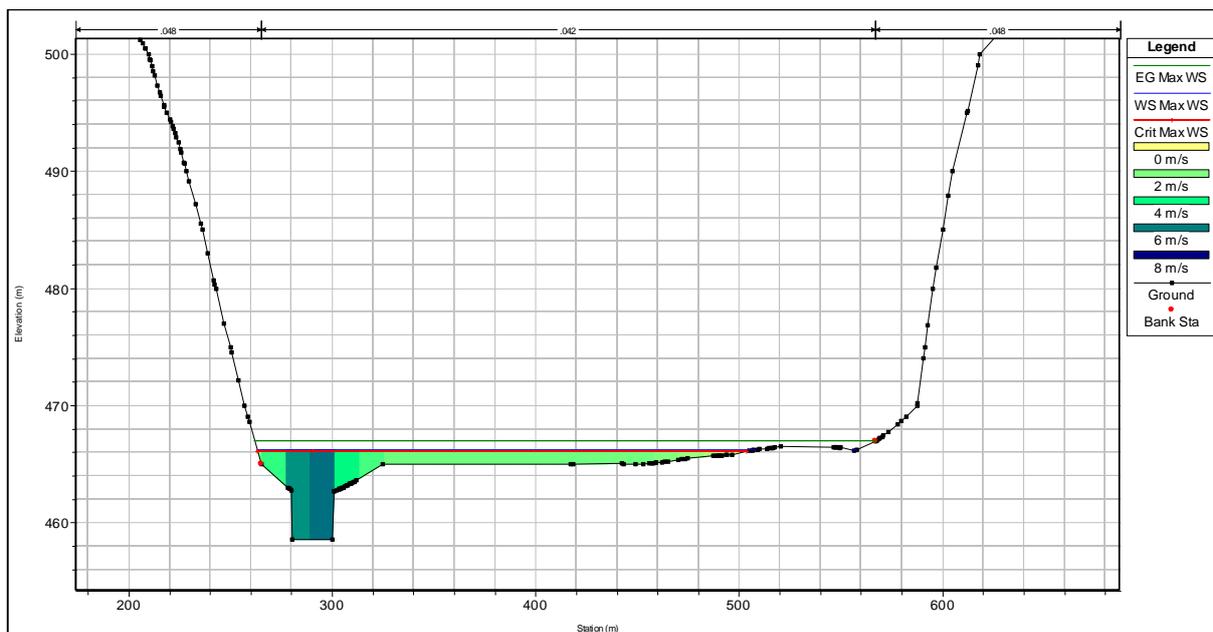


圖6-3.7 溢流口開挖處(斷面 25)水理演算成果(b)

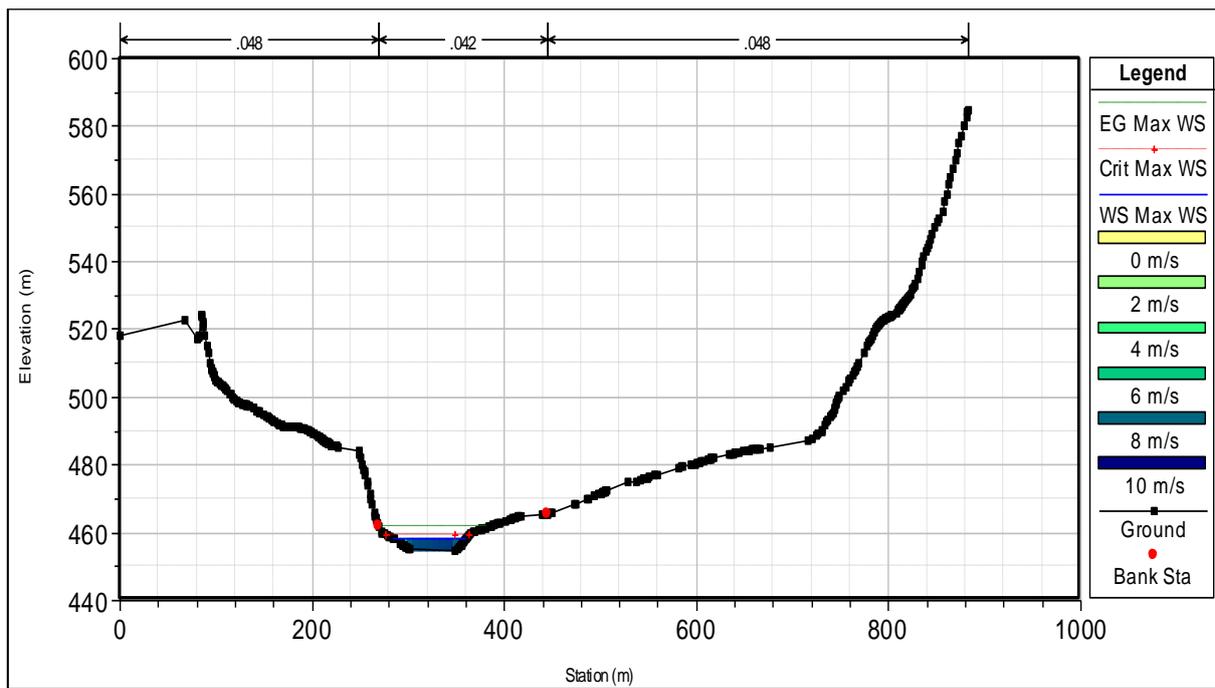


圖6-3.8 斷面 24 處斷面水理演算成果

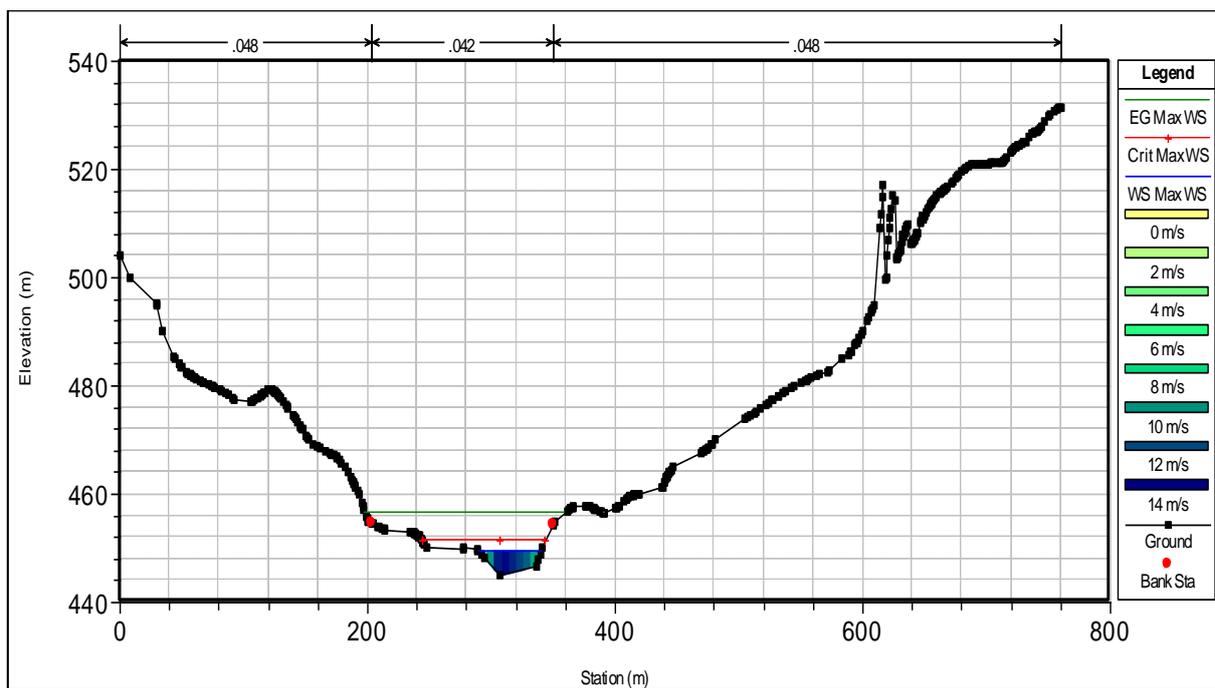


圖6-3.9 斷面 23 處斷面水理演算成果

## ● 潰壩水理演算及分析成果

應用 HEC-RAS 水理模式，可用模式內建之 Dam Breach 功能，模擬潰壩後之潰壩流量與下游水理分析結果，在天然壩溢洪口斷面設定潰壩條件(如圖 6-3.10 處之斷面)，該處斷面可能之最大潰決深度為 5 公尺，此根據目前堰塞湖最大水深所決定，而最大潰決寬度為 280 公尺，即為目前斷面之最大溢流寬度，而潰決的延時，由最極端的 1 小時內潰決，2 小時內潰決、5 小時內潰決至 12 小時內潰決 4 種，故最大流量可能發生在 1 小時內潰決的潰壩條件下，最後，潰壩時間統一調整設定使其潰壩造成之洪水波峰與尖峰流量發生之時間重疊，求得最為保守的設計條件。

堰塞湖上游的入流條件，採用 50 年設計流量之入流條件，原通過天然壩溢洪口處之流量為 1,748.5 cms，而 1 小時至 12 小時內潰決之溢洪口處潰壩流量歷線如圖 6-3.11 所示，其中，1 個小時至 12 個小時內潰決的潰壩尖峰流量，則分別表示如表 6-3.5 所示，故由表中之成果可知，在延時一小時內潰決之狀況尖峰流量為最大，可達原先流量的 1.6 倍，在天然壩溢洪口產生近 2,800 cms 的清水流流量，延時 5 小時的案例也有 15% 的尖峰流量增加量。

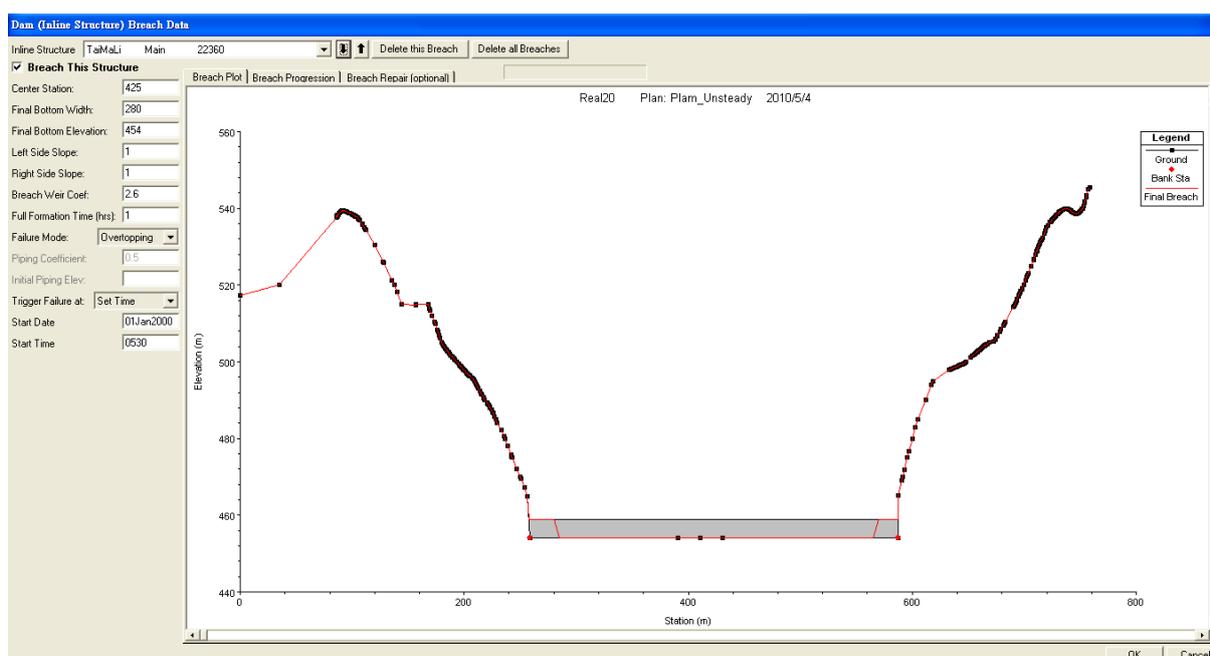


圖6-3.10 天然壩溢洪口處斷面形狀

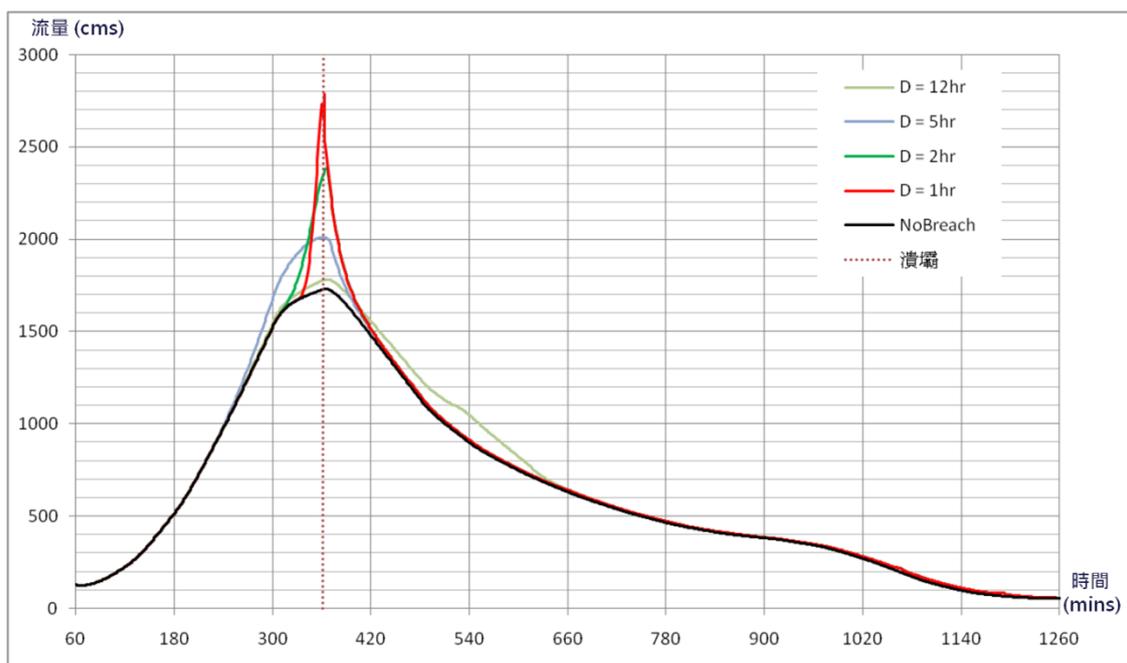


圖6-3.11 不同延時潰壩狀況下流量歷線

表6-3.5 不同延時潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表

潰壩延時	流量 (cms)	增加百分比 (%)
No Breach	1748.48	0.00
<b>D = 1 hr</b>	2786.81	59.38
D = 2 hr	2384.05	36.35
D = 5 hr	2009.67	14.94
D = 12 hr	1781.97	1.92

前述潰壩演算乃採用最大潰壞程度進行最保守之影響分析，然而為能進一步瞭解不同潰壞現象造成之洪水波影響，另外針對 150 m、50 m 潰口寬度進行模擬演算比較分析，同樣採用相同 1 小時潰壩延時以及 5 m 最大潰壞深度，其溢洪口處潰壩流量歷線如 圖 6-3.12 所示，不同潰壞寬度的潰壩尖峰流量，則分別表示如 表 6-3.6 所示，故由表中之成果可知，在延時一小時內潰決之狀況下，若潰口僅 150 m 寬，其流量縮減達原先流量的 95%，在天然壩溢流口產生約 2,600 cms 的清水流流量，若潰口僅 50 m 寬，則其尖峰流量將減少約 18%。

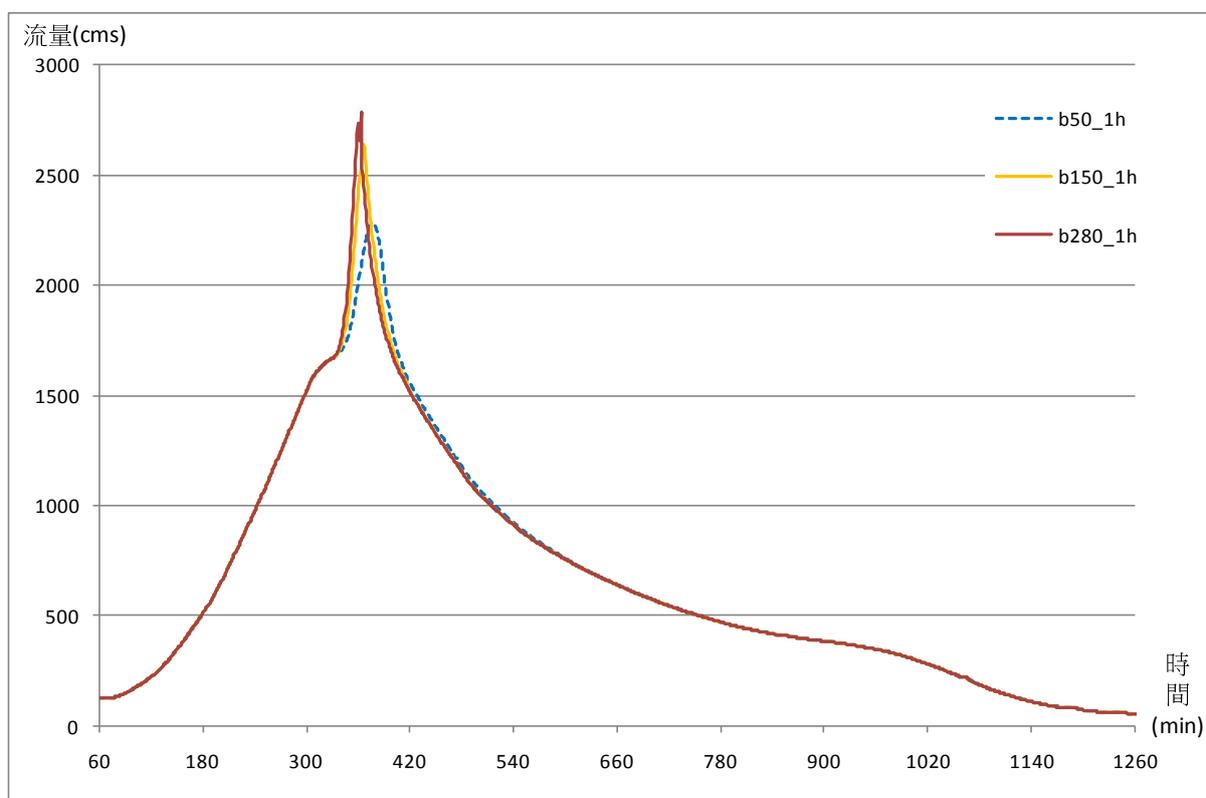


圖6-3.12 不同潰口寬之潰壩狀況下流量歷線

表6-3.6 不同潰口寬之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表

潰口寬	流量 (cms)	增加百分比 (%)
280m	2786.81	0.00
150m	2638.89	-5.31
50m	2281.54	-18.13

前述潰壩演算條件皆以目前最大水深，即天然壩高為 5 m，為起始條件進行模擬分析，現假設未來天然壩體受水流自然沖刷而降低，針對壩高僅存 3.5 m 及 2 m 進行模擬演算，同樣採用相同 1 小時潰壩延時以及最大潰壞情形進行比較分析，其溢洪口處潰壩流量歷線如 圖 6-3.13 所示，不同壩高的潰壩尖峰流量，則分別表示如 表 6-3.7 所示，故由表中之成果可知，若壩高剩下 3.5 m 之潰壩狀況時，其尖峰流量將減少約原先流量的 25%，在天然壩溢流口產生約 2,000 cms 的清水流流量；若壩高僅剩下 2 m 時，其尖峰流量將減少近原先流量的 40%，若與 5 m 壩高但未潰壩之歷線相比，其已幾乎不會造成洪峰流量之變化。

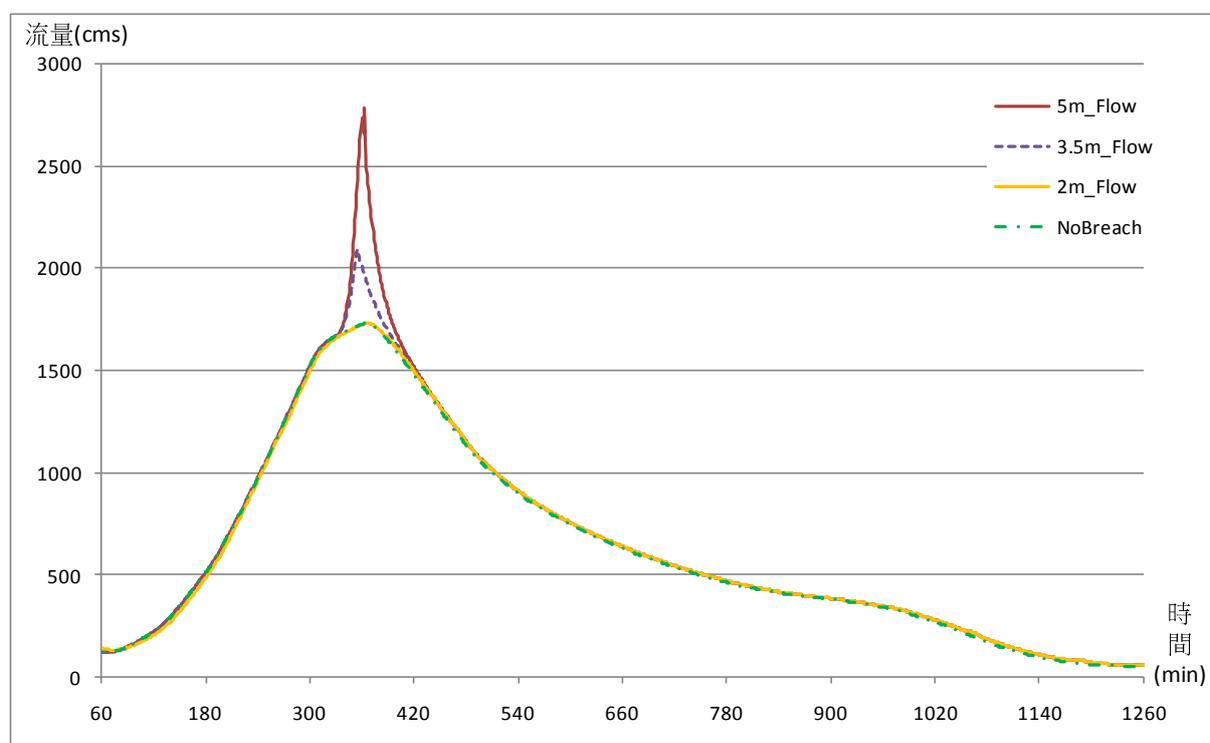


圖6-3.13 不同壩高之潰壩狀況下流量歷線

表6-3.7 不同壩高之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表

壩高	流量 (cms)	增加百分比 (%)
5m	2786.81	0.00
3.5m	2092.7	-24.91
2m	1731.91	-37.85

完成潰壩流量的演算後，應用 HEC-RAS 變量流演算，保守採用較極端之潰壩流量條件計算下游水理在潰壩後之水位及流量變遷，其成果如表 6-3.8 所示。在表中，可以發現潰壩後的流量雖然在溢流口達到原溢流流量的 1.5 倍，但因下游聚落距離上游包盛社堰塞湖區距離較遠，洪峰流量傳遞至下游後，造成下游水位增加的情形並不明顯，約增加 30 cm 至 45 cm。

現以溪頭社區為例，如表 6-3.9、圖 6-3.14 至圖 6-3.16 所示，潰壩延時為 1 小時之最大水深約為 4.08 公尺，距離堤防高差之 7 公尺還有近 3 公尺的出水高，而潰壩延時為 5 小時之最大水深為 3.89 公尺，與潰壩延時 1 小時之案例僅差距約 19 公分。同樣的情形在嘉蘭村，如圖 6-3.17 及圖 6-3.19 所示，當潰壩延時為 1 小時之最大洪水深為 4.38 公尺，尚有 2.62 公尺的出水高，而潰壩延時為 5 小時之最大水位為 4.13 公尺，與潰壩延時 1 小時之案例相差僅 25 公分。表示洪水在流經 17 公里後，洪峰流量與水位因為距離之因素已經降低，而非天然壩區之高洪峰流量與高水位。

但如果發生潰壩延時為 1 小時之潰壩運動，目前溪頭社區與嘉蘭村之安全高度約僅有 3 至 2.6 公尺，雖足以使清水流洪峰流量通過，但若洪水誘發高含砂、大規模土砂運動，或是河床產生堆積，都有可能使得目前的通洪斷面不足。目前相關權責單位仍持續在太麻里溪下游進行土砂疏與河道整治之工程，現有之緊急處理斷面仍非最終之治理規畫成果，本計畫將於計畫執行期間，持續針對太麻里溪下游河道進行追蹤工作，確保最新之斷面資料取得，確認未來下游保全對象之安全。

表6-3.8 潰壩對下游聚落安全影響檢核表

主要聚落	距堰塞湖距離 (km)	聚落高差 (m)	計畫流量水深	計畫流量+1 hr 潰壩影響水深 (m)
布查其蘭	17	50	4.2	4.64
嘉蘭	19	7	3.93	4.38
麻利霧	20.5	40	2.59	2.95
溪頭	21	7	3.73	4.08
香蘭	22.5	8	3.72	4.16
德其里	23	7	2.92	3.23

表6-3.9 溪頭及嘉蘭聚落處不同潰壩延時洪峰流量及水深變化表

潰壩延時	嘉蘭				溪頭			
	流量 (cms)	增加量 (%)	水深 (m)	增加量 (m)	流量 (cms)	增加量 (%)	水深 (m)	增加量 (m)
No Breach	2410.5	0.0	3.93	0.00	2419.8	0.0	3.73	0.00
D = 1hr	3063.8	27.1	4.38	0.45	3058.4	26.4	4.08	0.35
D = 3hr	2991.8	24.1	4.33	0.40	2993.9	23.7	4.05	0.32
D = 5hr	2692.5	11.7	4.13	0.20	2701.0	11.6	3.89	0.16
D = 12hr	2460.0	2.1	3.97	0.04	2469.4	2.0	3.76	0.03

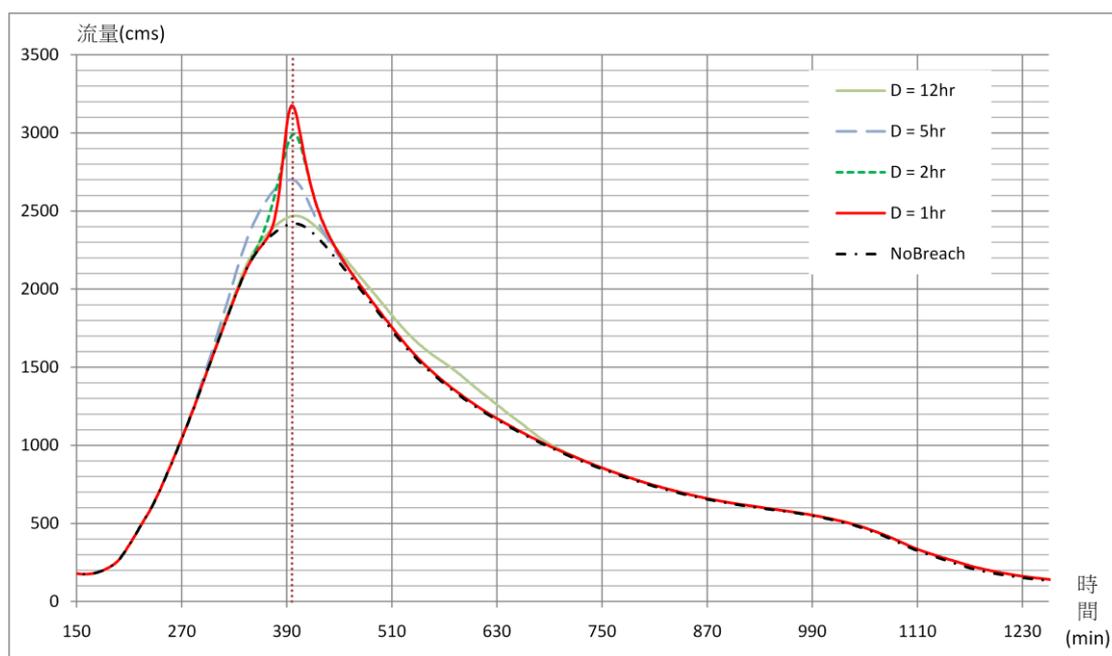


圖6-3.14 溪頭社區不同潰壩延時之流量歷線圖

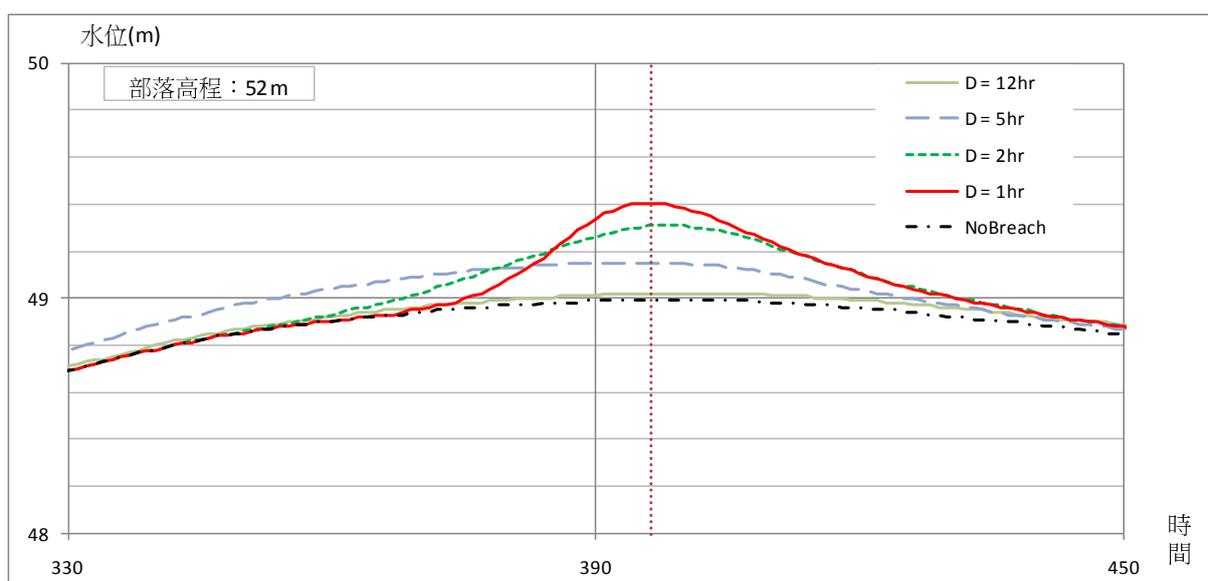


圖6-3.15 溪頭社區不同潰壩延時之水位歷線圖

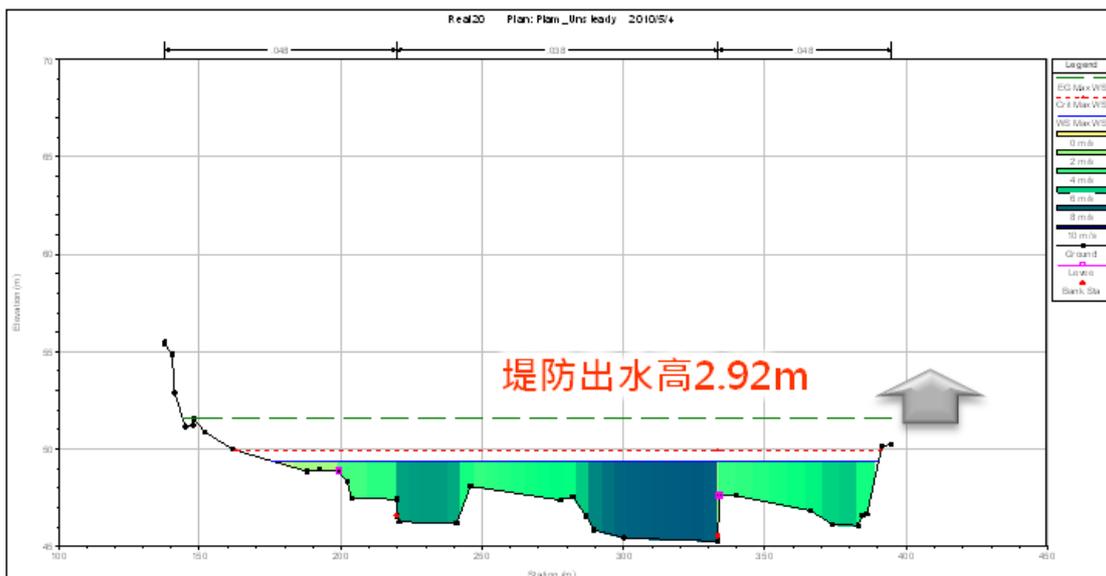


圖6-3.16 溪頭社區斷面最大水位及其流速分佈圖

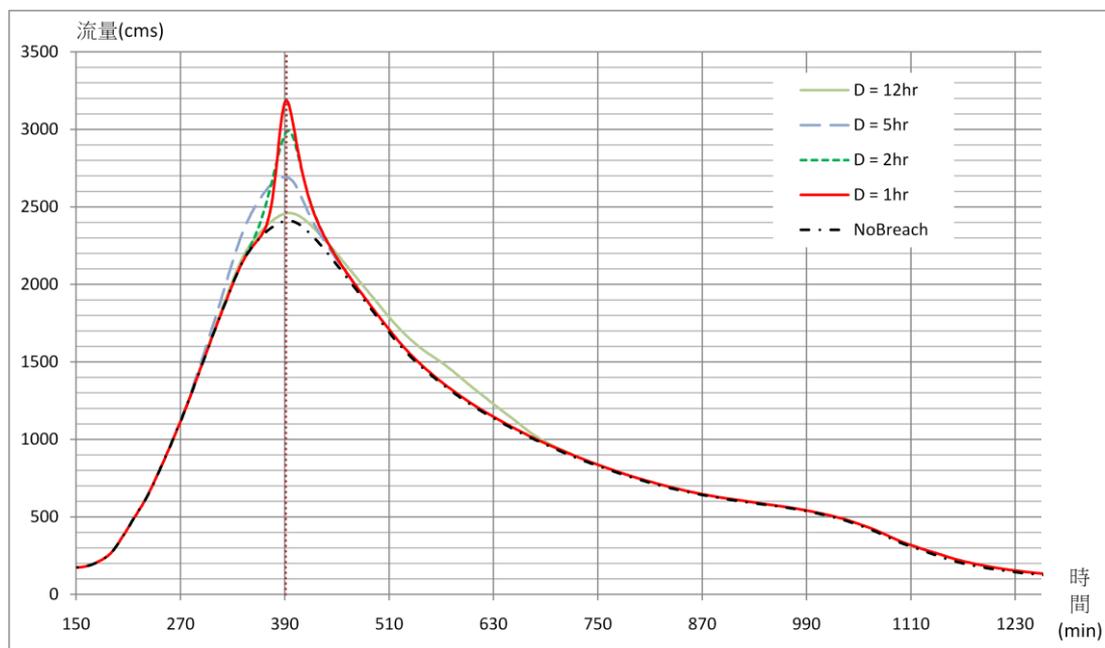


圖6-3.17 嘉蘭村不同潰壩延時之流量歷線圖

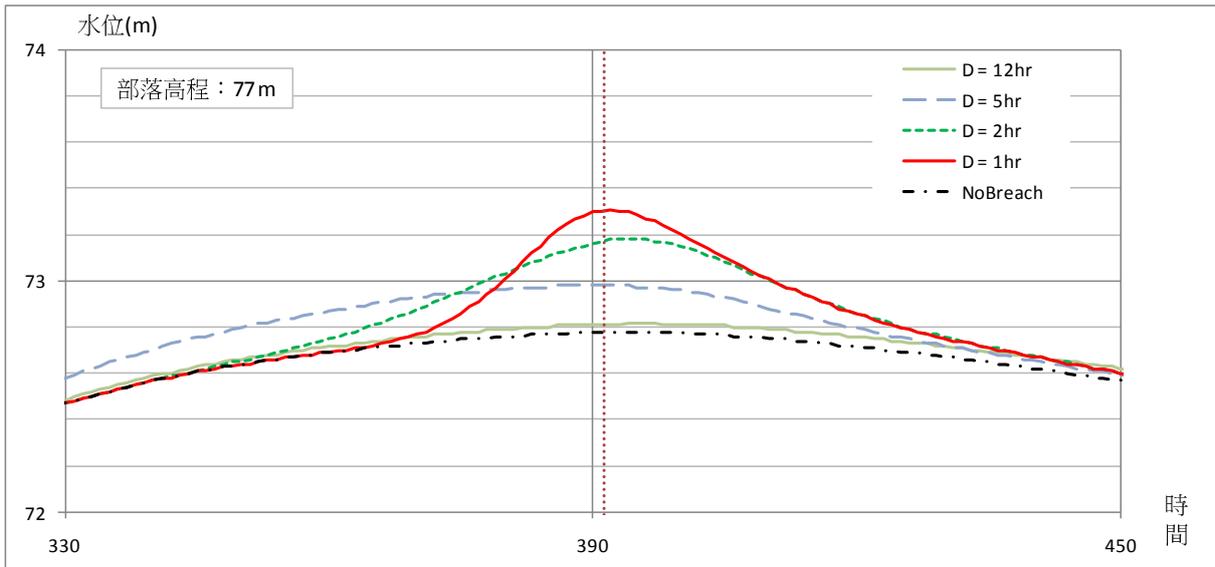


圖6-3.18 嘉蘭村不同潰壩延時之水位歷線圖

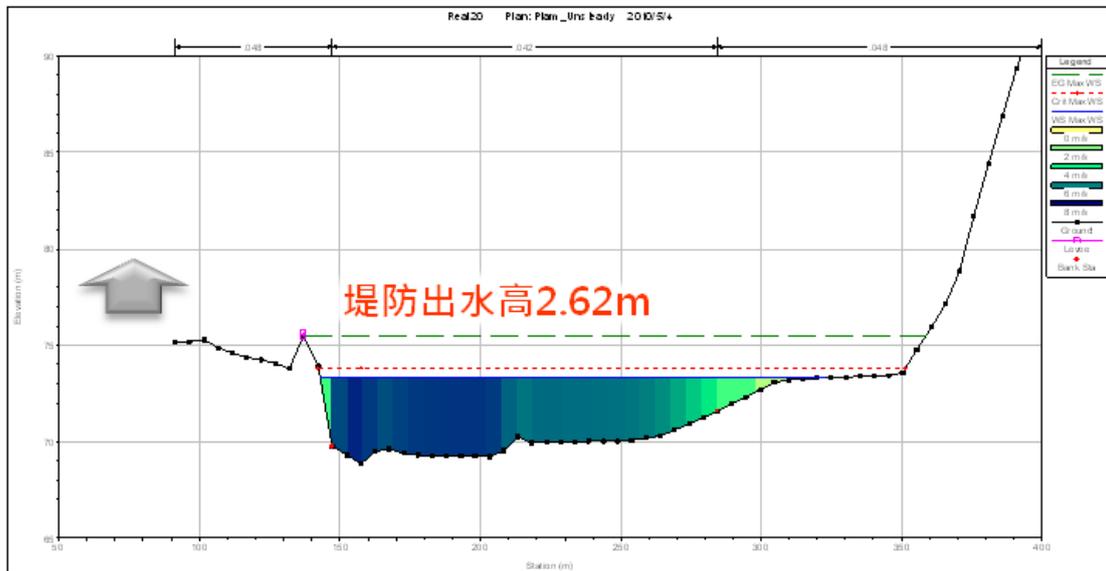


圖6-3.19 嘉蘭村斷面最大水位及其流速分佈圖

## 6-4 未來災害潛勢分析

根據現地勘查以及凡那比颱風前後期地形測量資料比對分析後，溢流河道改道後，現存為寬約 100 公尺，兩側岸陡直之河道。由於太麻里溪上游土砂變動劇烈，以本次凡那比颱風為例，崩塌區流出土砂形成新一層厚約 10 公尺之扇狀堆積，扇狀地表面大粒徑巨石遍布。然而根據斷面比對計算，自莫拉克颱風後至凡那比颱風後，崩塌地出口扇狀堆積共約增加 500 萬立方公尺之土石，且由於水流集中靠近左岸，河道刷深，在扇狀地前緣形成陡直的河岸邊坡，加上堆積物本身鬆散，因此相當不穩定。

若以崩塌地土砂出流方向以及太麻里溪河道走向推測，未來可能重新阻塞河道之位置為圖 6-4.1 中斷面 17 至斷面 11 間區段，現推測未來土砂可能會依實測橫斷面中扇狀地之坡度延伸淤塞河道，將相關地形資訊繪製成縱斷面示意圖，如圖 6-4.3，若土石淤塞河道，則土石量約 100 萬立方公尺，即形成一高約 14 公尺、縱長約 500 公尺之天然土石壩。

另根據湖區內地形測點高程變化，推估堰塞湖區平均淤積量為 3 公尺，並配合民國 99 年 6 月 29 日測量之水面高程與衛星影像湖面判釋之範圍成果推估後半湖區高程，則前述土石壩形成，河道阻塞後將形成一平均水深約 7 公尺之堰塞湖，若以民國 99 年 8 月衛星影像判釋之湖面面積估算，推估新形成之堰塞湖約有 400 萬立方公尺之水體體積。

綜合前述相關分析與推估，雖現有河道側岸陡直，且河道堆積物粒徑分佈大，組成構造鬆散易崩塌，未來雖有再次淤塞成湖之可能，但上游原堰塞湖區因週邊支流土砂流出淤積，壓縮水體儲存空間，因此規模將不若當初莫拉克後初形成之堰塞湖規模，對下游聚落之影響潛勢較低。

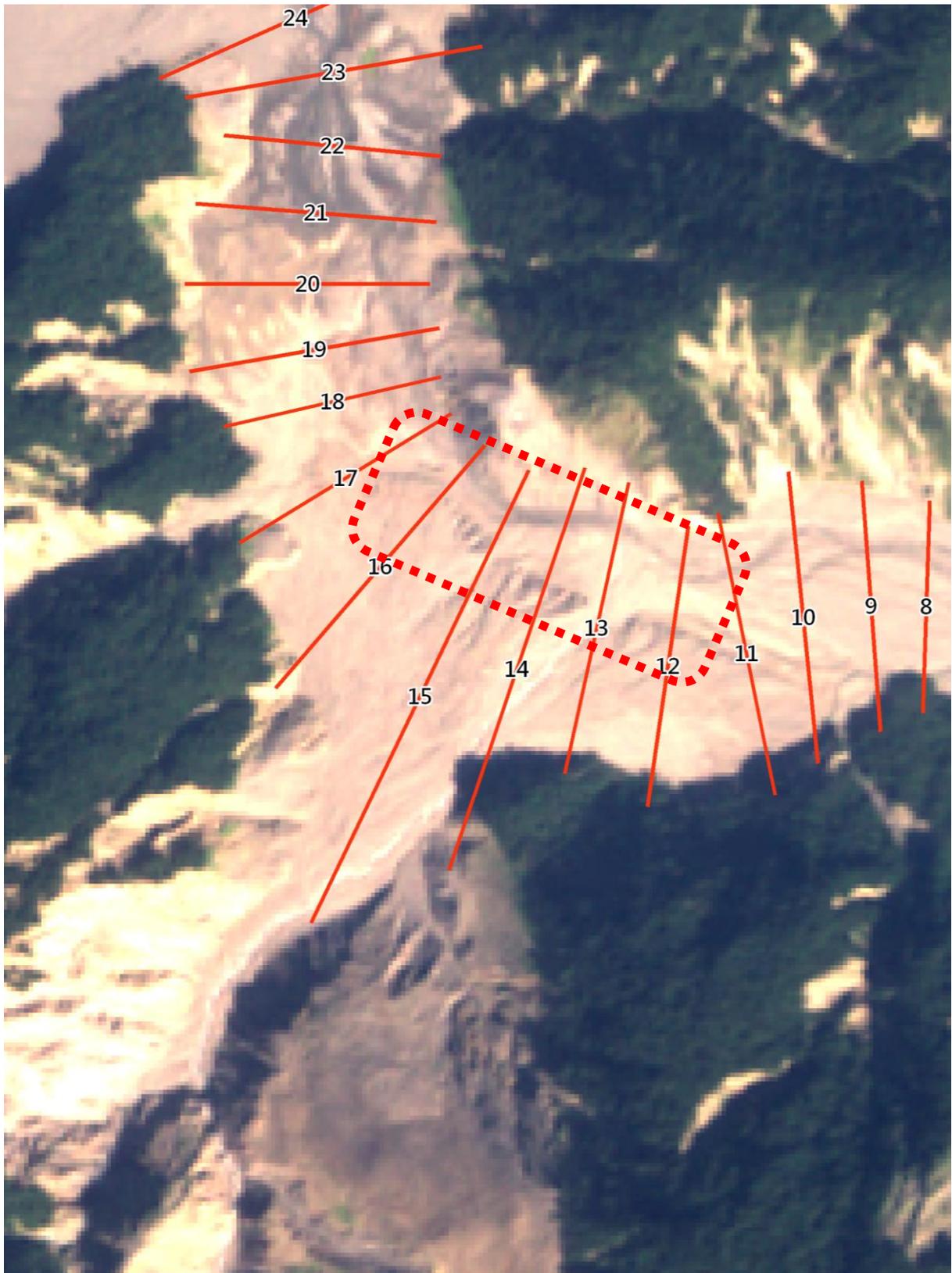


圖6-4.1 崩塌區土砂流出阻塞河道區域

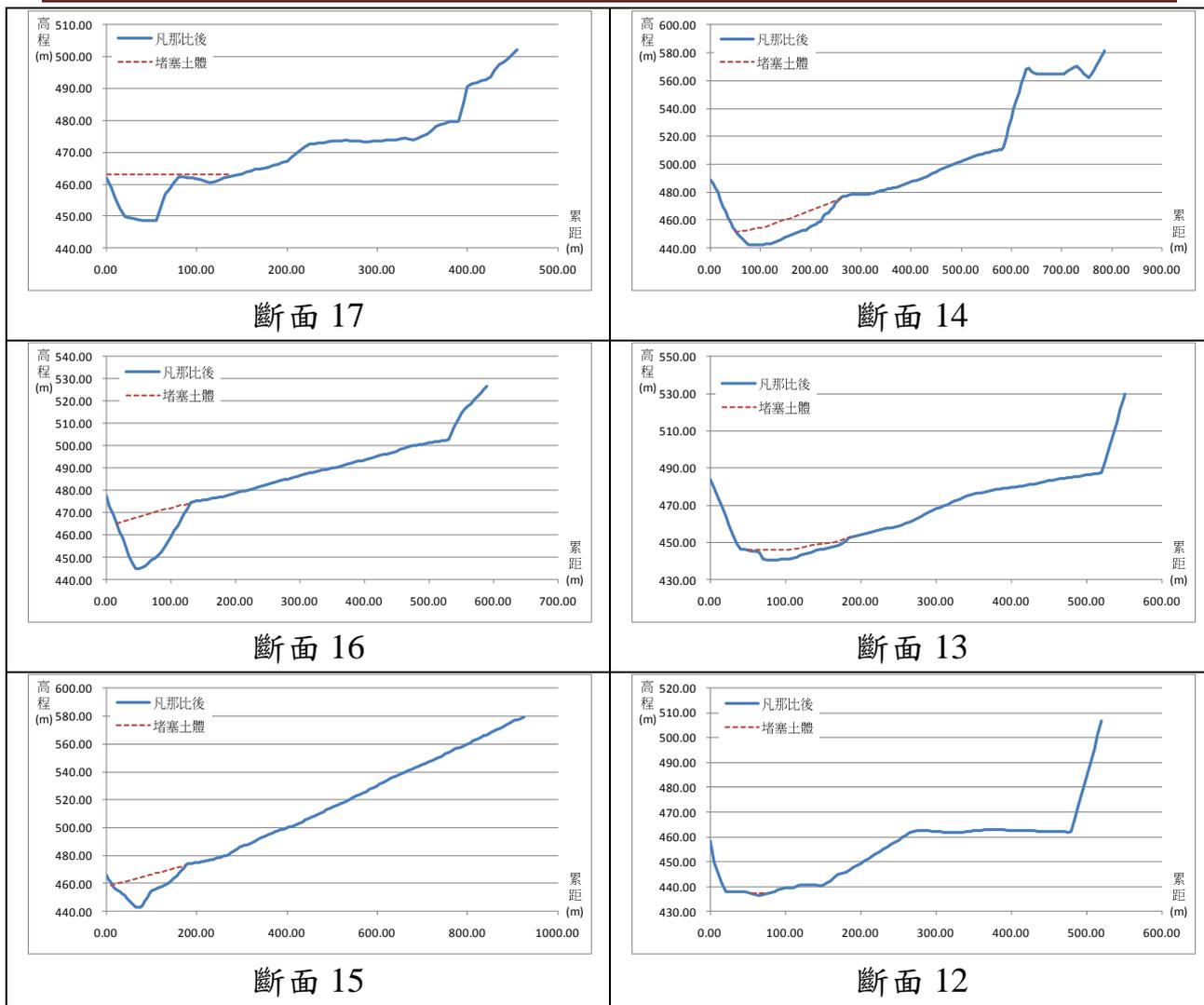


圖6-4.2 崩塌區土砂流出阻斷河道情形橫斷面示意圖

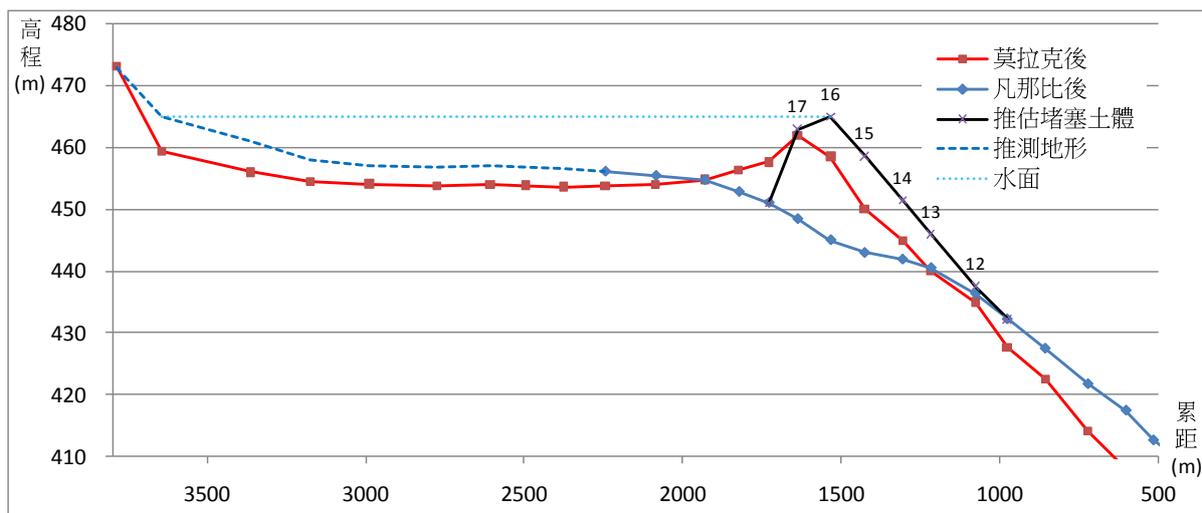


圖6-4.3 崩塌區土砂流出阻斷河道情形縱斷面示意圖