

須美基溪之土砂災害及防治對策探討

Study on Debris Hazards and Prevention Works in Hsumeichi Creek

國立台灣大學農業工程學系教授兼水工試驗所特約研究員

黃 宏 斌

Hung-Pin Huang

摘 要

1996 年 9 月起，須美基溪集水區總共出現 1 處大崩塌地，6 處小崩塌地，再加上河床上 18 處之土砂堆積丘，隨時可能發生移動之土砂量約為 733,585 m³ 立方公尺，嚴重威脅下游地區之安全。本研究在調查和分析後，認為目前發生之土砂災害主要係由河床沖刷所致，崩塌下來之土石則為隨時下移之潛在災害，並提出堤防、護岸、固床工、防砂工程和崩塌地處理工程之規劃，再配合預警系統及整體治理規劃之實施，以防止災害之再度發生。

關鍵詞：防砂工程，崩塌地處理，土石災害。

ABSTRACT

From September 1996, one big and six small scales of landslides occurred on slopeland as well as eighteen locations of debris deposits on riverbed in Hsumeichi Creek. These potentially moving debris of 733,585 threaten the safety of downstream area continuously. This study, after finishing investigation and analysis work, proposed that riverbed scouring was the main reason of recent hazard and landslide debris was the potential disaster in the future. Besides, the idea of embankment, revetment, ground sill work, sabo work and landslide management associated with prevention system and integrated treatment project were designed to prevent the hazard happening again in the future.

Keyword: Sabo work, Landslide management, Debris hazard.

一、概 述

須美基溪位於花蓮縣秀林鄉，起源於中央山脈之加禮宛山。1996年9月26日加禮宛山稜線附近發生自然崩塌，而後逐漸擴大，目前面積大約已擴大為十三公頃，潛在崩移之土方量極為驚人。1996年11月2、3日，受到爾尼颱風外圍環流之影響，花蓮地區6、7小時降雨量達116公厘，使得須美基溪發生嚴重之土石災害，堆積於上游溪床之土石下移至佳民橋上游300-550公尺處之河段上面，此次流出之土石估計達一萬餘立方公尺。隔一星期，也就是11月9、10日，花蓮地區降雨量創八十年來最高空前紀錄，兩天雨量累計達700公厘，堆積於上游溪床之土石大量下移，致原有河床淤積，河水改道，造成佳民村七鄰25戶淹水，國小校舍遭泥漿侵入及對外交通中斷，造成當地居民在生命財產上之重大損失。

須美基溪主要由南坑和北坑兩條支流構成。其中，北坑已有防砂壩之構築，大致已經呈現河床穩定狀態；而南坑河床坡度陡峻，除了沿線之六個小型崩塌地外，河道中又有大量巨石堆積，使得整條河道有數處相當明顯之沖刷與淤積現象。大、小崩塌地加上南坑河道上之堆積土石，若再度發生颱風豪雨時，大量之土砂下移勢必會嚴重威脅下游居民之生命財產安全。為解決此一潛在之危險，實有必要對下移土石之來源加以探討，並對其中、上游河道做整體之調查和治理規劃。

二、集水區環境背景分析

(一) 集水區概述

須美基溪集水區位於花蓮縣秀林鄉，西起中央山脈之加禮宛山，東鄰花蓮縣新城鄉，位於花蓮市西北方，距花蓮市區約7公里，距佳民村約3.5公里，屬美崙溪支流（如圖1）。須美基溪發源于中央山脈之加禮宛山，源頭標高1475.5公尺，集水區總面積為5.60平方公里，其中，北坑集水面積為2.14平方公里；南坑集水面積則為3.26平方公里。如果以南、北坑會流處為集水

點時，北坑河道長1.772公里；南坑河道長2.275公里；另外，佳民橋至南北坑會流點之距離為0.511公里。須美基溪坡度陡峻，源頭坡度達70%以上，上游溪床平均坡度範圍亦自41.79至66.15%，南北兩坑匯流處至佳民橋之溪床平均坡度較為緩和約為6.08%。其地形物理特性如表1。而且，本集水區初步調查多屬山地保留地。

(二) 水文分析

由於本研究集水區並無實測之流量記錄，故依據「水土保持技術規範」之規定，以合理化公式計算之。其中，並採用Rziha公式計算集流時間。

關於本研究集水區之水文分析部分，位於本研究集水區附近雨量紀錄達30年以上之雨量站計有中央氣象局所屬之花蓮氣象站，台灣省水利局所屬之北埔站，台灣電力公司所屬之溪畔站、達美多站、水簾站、清水第一站、銅門站及台糖花蓮糖廠所屬之田埔站、吳全城站等。其中，年平均降雨量最大之三站為花蓮站之2044mm、達美多站之2128mm及水簾站之2238mm，而三個雨量站中僅花蓮站位於本研究集水區中，位於美崙溪下游；達美多站距本研究集水區約18公里，屬立霧河流域，與本研究集水區相隔之山脊高度約在2000~2600公尺間；而花蓮河流域之水簾站距本研究集水區約19公里，與本研究集水區相隔之山脊高度約在1000~2300公尺間。以地形因子之觀點而言，花蓮站理論上較能代表本研究集水區之雨量，水簾站次之，達美多站影響最小。顯然如此，在高程分布上，達美多站和水簾站則較能代表山區之雨量。如果摒棄地形因子之影響。直接以花蓮站、達美多站及水簾站利用徐昇氏法分析，其結果亦顯示本研究集水區涵蓋於花蓮站之範圍中。

故依據上述分析結果，本研究集水區之水文分析資料選擇以中央氣象局所屬之花蓮氣象站之雨量紀錄為依據，得 $Q_{25}=131.71\text{cms}$ 、 $Q_{50}=142.99\text{cms}$ ，提供為設計流量。

表 1 須美基溪集水區地形物理特性表

項目	流域面積	流域周長	溪流長度	溪流總長度	平均寬度	形狀係數	平均高度	平均坡度	起伏量比
大小	560 km ²	11.01 km	2.786 km	5.500 km	2.003 km	0.72	707.5 m	66%	0.514

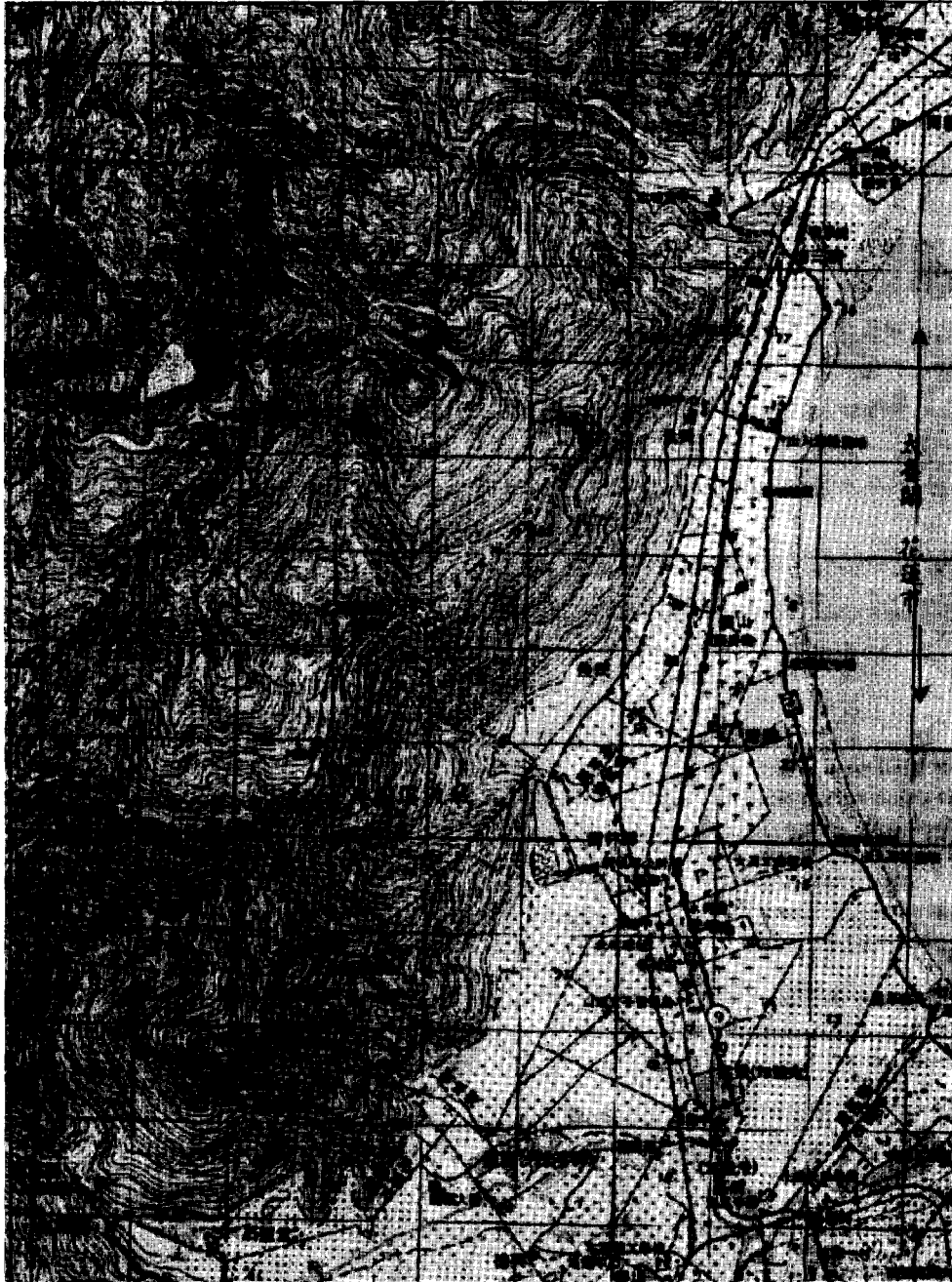


圖 1 須美基溪集水區之地理位置圖

(三) 地質和土壤

本研究集水區因為變質之關係，岩層變動非常劇烈，所以無法以地質層序來分類。屬變質雜岩系之太魯閣帶包含古生代晚期至中生代之變質石灰岩、黑色片岩、綠色片岩及矽質片岩。其中，集水區下游處多為變質石灰岩，而集水區中上游則多為黑色片岩、綠色片岩及矽質片岩之分佈。此類變質岩間雖具有較大之凝聚力，但沿葉理(foliation)之平面卻非常脆弱，地震時不僅容易沿此方向解理(cleavage)外，雨水滲入或風化作用之影響，亦會使變質岩節理附近之岩石受到分解作用而開裂。

土壤則大部份由和中系土壤、清富系土壤和石灰岩裸崖所構成。和中系土壤係為片岩、變質石灰岩化育所成之深層紅壤；清富系土壤係為片岩、石英岩等變質岩類崩積化育所成之灰暗色崩積土。其中，深層紅壤及崩積土多分佈於集水區下游處，而集水區中上游則出現多處石灰岩裸崖。

綜合本集水區之地質與土壤特性而言，本區發生山坡岩屑或層狀滑動之可能性較大，其崩塌規模可能甚大，但其深度較薄，常不會超過數公尺。

(四) 溪流概述

由於須美基溪集水區中，北坑之河床沖蝕和堆積因為防砂壩、護岸等之構築而獲得控制，目前是呈現穩定狀態。因此，本研究之重點便著重於需要緊迫處理之南坑河段。其中，上游河道坡度陡峻，溪流源頭附近坡度達 70% 以上，上游溪床平均坡度範圍亦自 41.79% 至 66.15%，致使溪流流速過快，進而嚴重淘刷河床，由 1979 年所調查一萬分之一相片基本圖所得之河道坡度，與 1997 年實測之河道坡度比較後，發現河道發生相當嚴重之沖刷現象，概估 18 年來之總流失量為 716,828 立方公尺。另因沖刷下來之土砂因應河段中不同坡度狀況而產生堆積，故在河道中形成了十多處之堆積段丘，如果以目前 18 處土砂堆積處之計算，則隨時可能發生移動之土砂量約為 62,525 立方公尺（如表 2），再加上

表 2 須美基溪河道土石堆積分佈表

編號	土石堆積位置	土石堆積量(m ³)
1	0K+511~0K+602	8306
2	0K+602~0K+745	10370
3	0K+755~0K+885	7897
4	0K+885~0K+961	2873
5	0K+961~1K+040	5010
6	1K+040~1K+146	733
7	1K+146~1K+183	1628
8	1K+220~1K+257	3315
9	1K+257~1K+344	722
10	1K+375~1K+413	3427
11	1K+413~1K+464	7974
12	1K+464~1K+580	783
13	1k+590~1k+617	3940
14	1k+617~1k+691	204
15	1k+699~1k+726	1440
16	1k+731~1k+769	513
17	1k+779~1k+800	1528
18	1k+848~1k+889	1862
Total		62525

稜線上之大崩塌（其崩塌面積約為 134,211 平方公尺，崩塌體積約為 671,055 立方公尺）則大約會有 733,580 立方公尺之土砂，可能隨時因颱風豪雨等外力之影響而下移，嚴重威脅下游地區之安全。

目前本集水區之既有工程設施在本流河道有潛壩一座，南北坑會流口處之北坑口有防砂壩一座，除防砂壩下游處之鼎形塊遭歷次洪水磨損或沖毀外，防砂壩和潛壩本身均完好無破損。

本研究集水區經現地測量及踏勘之後，發現除了稜線上之大崩塌地之外，河道兩側較為明顯之崩塌地尚有六處，其崩塌情形如表 3。

(五) 肇災原因探討

1996 年花蓮之降雨日數較多，在 9 月 26 日大崩塌發生之前，該年已有之 275 個日子裡，多數雨量站均有超過 100 天降雨日之記錄，有數個站甚至超過 150 天降雨日之情形，在這種霪雨之下，土壤已呈高含水量之狀況，凝聚力大為降

低，加上 7 月 26 日超過 200mm 和 9 月 4 日超過 50mm 之超大雨量，各雨量站截至 9 月 26 日為止之累計降雨量都超過該年總降雨量之半以上(花蓮地區雨量站於 85 年降雨量大都在 2000mm 以上，有的甚至在 5000mm 以上)，因此，在陡坡地之變質石灰岩和黑色、綠色片岩便因葉理和節理間凝聚力之降低以及重力之作用，造成岩塊剝離，而有 9 月 26 日山嶺線上大崩塌之發生。後來 11 月 3 日、9 日超過 100mm，和 10 日超過 300mm 之超大日雨量亦造成大面積之崩落。

由於大南澳片岩之崩塌僅屬淺層崩塌，但面積會較大，而本研究區除大崩塌之面積較大外，其餘 6 處崩塌地面積規模都在 600 平方公尺以下，崩塌深度亦不大。因此，崩塌地所產生之土石量極為有限，主要是河道沖刷所產生。

三、集水區治理對策

(一) 基本資料

本研究測量作業測至河道上游 30 公尺高之瀑布處，無法再行前進為止，自佳民橋至瀑布底端，共 1,908 公尺。橫斷面測量則以河道及兩邊各深入 10m 為原則。下游河道約每 60 公尺測一個斷面；上游河道約每 30 公尺測一個斷面，共

測 63 個斷面。此外，本研究於 2 號壩現址附近以人工採掘坑之方式作現場之河床質採樣，由於採掘坑係一公尺見方、一公尺深之土坑，因此摒棄現場許多巨石之量測，除現場以大孔號篩先行篩採外，並取土樣回試驗室進行 4 號篩以下之粒徑分析，此外並求取河床質之比重。其河床質比重為 2.635，平均粒徑為 13.38cm。

(二) 治理原則

由於本區之土砂來源主要來自河道本身之河床質，只有少部分來自崩塌地，因此治理對策建議以河道治理為主，崩塌地處理為輔，其中河道治理包括防砂壩、潛壩、護岸、堤防及固床工等之構築。

為了生態保護之目的，防砂壩和潛壩需有開口式之設計，以補攔阻砂石下移為主要目的之封閉式壩體之不足。由於本區係位於山脈尾端與平地之交接處，所以兩岸山脊或山壁高度並不高，適合建壩之地點自然就較少。下游區位之防砂壩或潛壩主要以減少河床之縱、橫向侵蝕，而上游區位之壩則以攔截目前河床之土石堆和沖刷產生之土石下移為主要目的，且大都構築於天然隘口之下游處，以增強天然巨石形成隘口之抗阻力和抗滑力。

表 3 須美基溪崩塌地調查表

編號	集水區名稱	岸別	位置	坡向	坡長(m)	橫寬(m)	深度(m)	面積	體積	坡度	地質土壤	植生覆蓋	崩塌原因	崩塌型態	崩塌種類	崩塌程度
1	南坑	右	山嶺上半山	東北	982	296	5	134211	671055	36	變質石灰岩、砂質片岩、黑色片岩	雜木林	集中逕流沖刷	崩失或堆積	新崩	不安定
2	南坑 0K+632	右	溪邊全坡面	西北	12	50	1	212	212	45	黃壤、變質石灰岩	檳榔園	坡腳沖刷造成坡面崩塌	崩失	新崩	較安定
3	南坑 0K+838	右	溪邊全坡面	東南	15	90	1.8	387	697	50	黃壤、變質石灰岩	竹林	坡腳沖刷造成坡面崩塌	崩失或堆積	新崩	不安定
4	南坑 1K+315	右	溪邊全坡面	西北	10	22	0.4	90	36	35	黃壤、變質石灰岩	香蕉園	集中逕流沖刷造成坡面沖蝕	崩失	新崩	較安定
5	南坑 1K+375	右	溪邊全坡面	西北	6	25	0.2	53	11	45	黃壤、變質石灰岩	香蕉園	集中逕流沖刷造成坡面沖蝕	崩失或堆積	新崩	不安定
6	南坑 1K+453	右	溪邊全坡面	西北	26	30	1	276	276	45	變質石灰岩、砂質片岩、黑色片岩	雜木林	坡腳沖刷造成坡面崩塌	崩失或堆積	新崩	不安定
7	南坑 1K+632	右	溪邊全坡面	北	26	63	0.3	579	174	45	變質石灰岩、砂質片岩、黑色片岩	雜木林	坡腳沖刷及集中逕流沖刷	崩失或堆積	新崩	不安定

護岸係以保護佳民橋上游至南坑舊有潛壩（本流潛壩）間兩岸農田為目的而構築，而構築於舊有潛壩至南北坑會流口間之左岸堤防乃為引導逕流或土石流留在河槽裡，以防止其流向佳民村造成災害。固床工係構築於舊有潛壩至南北坑會流口間之河床上，用以分段降低坡度、減緩流速，以減低逕流或土石流之流動與衝擊力量。

崩場地處理分坡腳工程和坡面工程，其中坡面工程除了視土壤質地採用適當之植生護坡方法之外，並視需要、規模，設置截、排水系統。坡腳工程係以三明治式或懸臂式擋土牆防止坡腳之滑動外，在坡腳工程旁並視河槽高度設置適當之排水溝或潛壩以加強坡腳工程之安定度。

(三) 下游河道治理

為達到保護集水區下游地區，減緩下游河床沖刷，並提供河道於洪水來臨時有足夠之通水面積，因此必須對於下游河床加以治理，其中，以連續性固床工逐步減緩河床坡度，降低流速；以堤防護產業道路及其左岸村莊、農田；以護岸保護佳民橋至既有潛壩間之兩岸農田。另外，為充分利用河川整治後多出來之邊際土地以及該地區平時溪水清澈，已逐漸形成一小型遊憩區之特色，於該地區沿著堤防，於堤內至產業道路間設置一狹長之景觀親水設施，以同時兼顧景觀與遊憩，減緩因設置各項工程對於環境自然景觀之影響，並作為假日時當地居民休閒遊憩之去處。

下游河道治理工程以重現期距為 50 年之暴雨洪水量為設計依據，設計流量為 157.29cms；設計河寬為 40m。於河床上設置五座固床工，其間距取 65 m。於佳民橋至潛壩間左、右岸皆設置高出目前河底高程 4 公尺之護岸，於潛壩至匯流口左岸設置高出目前河底高程 4.0 公尺之堤防，潛壩翼牆增高 2.5 公尺。

為使上游流量能順利通暢，並考慮土石流之增加通水斷面積，因此，本研究之設計河寬取 40 公尺，顯然地，佳民橋目前之橋孔和下

游排水寬度便無法滿足，在研究過程中，曾提及佳民橋與其下游排水之配合擴寬研究，但是因為管轄單位不同和住家拆遷補償問題而延宕下來。果不其然，1997 年 8 月 29 日之豪雨，佳民橋之引道則因橋樑淨空過於狹窄被沖壞，橋孔加上被沖壞之距離已非常接近 40 公尺。因此，在本治理建議執行之同時，佳民橋與其下游排水之配合擴寬研究已不容再予拖延，否則，災害地點將會移往下游，這也說明了河川整體規劃治理之重要性。

(四) 防砂工程

由於本區河道坡度陡峻，地質脆弱，不僅河道本身沖刷之土砂極多，再加上稜線上之大崩塌地及六個中、小型崩塌地因地表沖刷或河川沖壞坡腳流入河川之崩塌土石，斷斷續續在南坑之溪床上形成 18 個堆積段丘。為防止這些河道上堆積之土砂，以及大崩塌地流下之土石，防砂工程及崩塌地處理便為不可或缺之工作。

因為南坑河道上充塞許多巨石，自然而然地，有四處形成自然隘口，而且，此四處之隘口高度寬度均在 5 米以上，有數處甚至有連續數個巨石之阻塞，形成極佳之天然隘口。也因為如此，如果在其上游設置工程構造物，則施工道路之關鍵將勢必對這些天然隘口造成破壞，反而又增多了數處急需處理之地點，因此建議於這些天然隘口之最下游處先構築一封閉式防砂壩，阻絕通過上游隘口下移之土砂，再監測每次颱風暴雨後之河床沖淤情形，以隨時修正治理研究、方法和時程。所以，建議短期內在最下游處興建一高 8 米之封閉式重力防砂壩，長期則視河川沖淤情況在自然隘口與適合築壩之地點構築防砂壩，或可因屆時之河道變化、河床沖淤情形適時適地調整壩體大小、位置或形式。另外，為防止北坑風化之土砂下移，亦可於適當地點構築防砂壩，以加強目前已呈淤滿現象之北坑防砂壩之功能，工程規劃設計統計表列如表 4。

由表 3 之規劃可知，本研究之防砂壩大小除考慮基本安全外，亦充分考慮土石流及流木之通過斷面，因此壩體之設計通水斷面非常足夠，

也因為這樣，水簾站之水文分析成果，如洪峰流量等，亦可安全通過本規劃設計之通水斷面。

(五) 崩塌地治理

根據本研究崩塌地現場調查之結果，本區崩塌地產生之主要原因係河道冲刷坡腳，造成坡面崩塌所致，其次為集中逕流冲刷所造成，因此治理工作以坡腳工程及坡面保護為主。本研究之崩塌地治理詳述如表 5。

(六) 預警系統

由於大崩塌地所塌落之土石尚被巨石擋在上游處，如同一天然之石壩，雖然此一石壩係由

三層，共六顆約 12 公尺高之巨石堆疊而成，目前之透水狀況極佳，但是，如果石頭間之孔隙被細砂阻塞，當漸次增加之水壓力加上土石壓力超過巨石之間和巨石與山壁間之摩擦力時，所有蓄積之土石將會如同潰壩之洪流一樣衝往下游，而其所具有之強大動能將會嚴重地掀起河床上原有堆積或可冲刷之砂石，以數倍原有土石量之數量帶到下游，造成非常可怕之災害。因此，在防砂工程和崩塌地處理工程構築後，並非即可高枕無憂。在潛在之大災難隨時會發生之前，除了加強大崩塌地之治理和植生外，預警系統是有必要設置的。當降雨強度太大或短期之連續降雨量過大時，均需發出疏散下游村民之動作。

表 4 防砂壩工程規劃設計統計表

潛壩、防砂壩編號	南坑 1 號潛壩	南坑 2 號防砂壩	南坑 3 號防砂壩	南坑 4 號防砂壩	南坑 5 號防砂壩	南坑 6 號防砂壩	北坑 1 號防砂壩
樁號	0+602	0k+732	0k+838	1k+143	1k+580	1k+848	1k+105
河道高程(m)	76.52	90.00	102.00	149.00	236.96	300.80	220
50 年頻率洪峰流量 Q ₅₀ (cms)	78.99	76.64	72.18	70.06	54.42	48.68	50.46
設計洪峰流量 Q _p (cms) (α=10%)	86.89	84.30	79.40	77.07	59.86	53.55	55.51
計算河道寬度 B (m) (β=3)	28	27.5	26.7	26.3	23.2	22.0	22.4
設計河道寬度 (W)	34	28	27	26	25	25	23
溢洪道底寬 (m)	30	25	23	22	21	21	19
溢洪道邊坡	1:0.5	1:0.5	1:0.5	1:0.5	1:0.5	1:0.5	1:0.5
溢洪道水深 (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
兩岸嵌入深度 (m)	5	5	5	5	5	5	5
原河床坡度 S	0.1220	0.0812	0.1113	0.1359	0.2049	0.0843	0.176
設計淤砂坡度 S ₀ =2/3S	0.0813	0.0541	0.0742	0.0906	0.1366	0.0562	0.1173
有效壩高 H (m)	5	8	8	8	8	8	8
設計高程 (m)	80.00	96.00	108.00	157.00	244.96	306.80	228
重疊高 1/4H (m)	0.9	1.7	1	2.5	2.5	2	2.5
主副壩間距 (m)	9	12	10	25	25	21	25
設計淤砂量 (m ³)	18300	13236	6747	4889	3038	7981	3047

表 5 崩塌地治理規劃設計統計表

名稱	樁位	範圍	構造物	長度(m)	高度(m)	坡面處理	坡腳處理	備註
一號崩塌地	0K+632	0K+604 至 0K+653	三明治式擋土牆	49	2	植生帶法	無	下游處因有潛壩(0k+602)
二號崩塌地	0K+838	0K+804 至 0K+894	防砂壩	90	8	整坡、截、排水，編柵，植生帶法	防砂壩之側牆	
三號崩塌地	1K+315	1K+295 至 1K+320	三明治式擋土牆	25	2	截、排水，植生帶法	無	下游面設置潛壩
四號崩塌地	1K+375	1K+362 至 1K+387	三明治式擋土牆	25	2	截、排水，植生帶法	無	下游面設置潛壩
五號崩塌地	1K+453	1K+438 至 1K+468	懸臂式擋土牆	30	3	整坡、截、排水，格框，植生帶法	無	下游面設置潛壩
六號崩塌地	1K+632	1K+601 至 1K+664	懸臂式擋土牆	63	3	整坡、截、排水，格框，植生帶法	無	下游面設置潛壩
大崩塌地						修坡、打樁編柵，簡易截、排水，土袋植生		

由於本集水區巨石非常多，其所形成之隘口亦不少，如果能善加利用此項特點，不僅在安全上無虞，工程經費上亦可減少許多。再加上河道本身狹窄，河床陡峻，施工道路之闢建勢必會多少破壞這些巨石或天然之隘口，所以本研究建議分年分期視河床之沖淤狀況興建所規劃之工程構造物，以免破壞之程度大於建設之成效。

四、結論與建議

須美基溪集水區中，北坑之河床沖蝕和堆積因為防砂壩、護岸等之構築而獲得控制，目前是呈現穩定狀態。因此，本研究之重點便著重於需要緊迫處理之南坑河段。而日前所發生之災害，依本研究分析結果認為，崩塌地所產生之土石量下移極為有限，主要是河道沖刷所產生。雖然如此，南坑除了稜線上有一大崩塌地外，河道上有 6 處大小不一之崩塌地，再加上河床上 18 處之土砂堆積丘，這些約 733,585 立方公尺之土砂量是隨時可能因颱風、豪雨等外力之影響而下移，嚴重威脅下游地區之安全。

為防止土石之下移，以及河道再度刷深，

河床之縱向沖蝕控制，防砂工程和崩塌地處理是必需的。另外，靠近佳民村附近地區，亦即南北坑會流口下游地區則順著河勢在左岸修築堤防，以維護彎道頂沖區附近地區之安全，並防止土石流再度沖向佳民村，除此之外，在設計河寬 40 公尺下，構築連續性固床工，以防止河床之縱向侵蝕，減緩河床坡度、降低流速；既有潛壩至佳民橋兩側則構築護岸。此外，堤防至產業道路間之邊際土地則建議設置景觀親水設施，以同時兼顧景觀與遊憩，減緩因設置各項工程對於環境自然景觀之影響，並可作為假日時附近居民休閒遊憩之處。

在堤防、護岸、固床工、防砂工程和崩塌地處理工程構築後，並非即可高枕無憂。在潛在大之大量土砂隨時會發生下移之前，除了加強大崩塌地之治理和植生外，預警系統是有必要設置的。當降雨強度太大或短期之連續降雨量過大時，均需發出疏散下游村民之動作。

由於佳民橋橋孔小於設計河寬，建議在本治理研究執行之同時，佳民橋與其下游排水之配合擴寬研究應配合實施，否則，災害地點將會移

往下游，亦即須美基溪需要整體規劃治理。

五、謝 誌

本研究進行期間，承蒙水土保持局第六工程所趙國昭所長、胡毓錢技正和郭俊傑課長之工程技術指導，輔大陳燕靜教授之景觀規劃，以及本研究室鄭恆志、黃吉宏、蔡明波、林侑輝和陳立斌等研究生在內、外業工作上之執行，使得本研究得以順利得到初步結果，於此謹致上由衷之感謝。

六、參考文獻

1. 中華水土保持學會 (1996)，水土保持技術規範。
2. 河村三郎 (1982)，土砂水理學。
3. 武居有恒 (1988)，地滑、崩壞、土石流之預測和對策。
4. 黃宏斌(1997)，須美基溪中、上游整體治理規劃研究。
5. 錢寧、張仁、周志德 (1987)，河床演變學。
6. 錢寧、萬兆惠 (1983)，泥砂運動力學。
7. Simons, D. B. and Senturk F. (1977), Sediment Transport Technology.
8. Vanoni, V. A. (1977), Sedimentation Engineering.

收稿日期：民國 87 年 4 月 22 日

接受日期：民國 87 年 5 月 19 日