

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

土石流發生危險度及時分析及評估系統(三)

計畫編號：NSC89-2625-Z-002-045

執行期間：89年8月1日至90年7月31日

計畫主持人：范正成 教授

碩士班研究生兼任助理：高子劍、朱嘉政

大學部學生兼任助理：楊美慧

處理方式：☐ 可立即對外提供參考
☐ 一年後可對外提供參考
☐ 兩年後可對外提供參考
(必要時，本會得暫延發表時限)

執行單位：國立臺灣大學農業工程學研究所

中華民國90年8月1日

土石流發生危險度及時分析及評估系統（三）

Real-Time Analysis and Evaluating System for

Hazardous Degree of Debris Flow (III)

計畫主持人：范正成 臺灣大學農業工程學系教授

研究助理：高子劍 臺灣大學農業工程學系博士班研究生

朱嘉政 臺灣大學農業工程學系碩士班研究生

楊美慧 臺灣大學農業工程學系大學部學生

委託單位：行政院國家科學委員會

執行單位：國立台灣大學

中華民國九十年八月

謝 誌

本研究承蒙行政院國家科學委員會經費補助，研究期間承蒙台大農工系主任許銘熙教授及師生之支持與鼓勵。並感謝經濟部水利處、行政院農委會等單位提供研究所需相關的寶貴資料。感謝國立台灣大學土木研究所陳榮河教授、劉格非教授提供諸多寶貴意見，使本計畫得以順利完成，謹在此表達最深的謝意。

中文摘要

本研究之主要目的，即分析集水區土石流發生有關之水文與地文條件。本報告分為兩大部分：第一部份以土石流發生之臨界降雨線公式建構基準，提出集集大地震後臨界降雨線下降程度與時間的關係，以及臨界降雨線機率化之方法。；第二部分則探討滲流對管湧式土石流發生的影響。

本研究之第一部份以南投縣為主要研究區域，選定二十八個集水區為樣本，進行影響土石流發生之因子檢定。經過 Mann - Whitney - Wilcoxon 檢定之後發現下列五種因子對土石流發生之影響較大—即土地利用因子、土壤粒徑大於四號篩百分比、有效集水區面積、主要河川長度與溪床平均坡度。此外，本研究亦引用多變量分析中之費雪區別函數求出南投地區土石流預警的建議公式。

921 集集大地震後，土石流危險溪流的勢能增加。本研究以地表最大加速度 PGA，配合隨時間遞減之影響函數，求取各集水區地震後修正臨界降雨線之通式。另外，利用多變量常態分佈及特性曲線法求取機率式臨界降雨線以作為發佈警報的參考。

本研究第二部分則為選取土石流發生仍然頻繁之南投豐丘野溪以及神木村出水溪上游萬年神木附近的土壤為樣本。經過試驗後，得到現地的土壤粒徑分佈曲線以及基本土壤物理性質參數，並依照現地土壤物理性質參數為原則並配合因次分析進行實驗室之滲流實驗。本研究採用 Dupuit Assumption 之矩形土壩模式，來探討臨界水力梯度，找出其最高滲流線(LOS)，以及計算臨界管湧公式，其結果發現豐丘與神木土樣之臨界水力梯度皆為 0.288，而豐丘及神木之臨界滲流角分別約為 35 及 37 度。

（關鍵字：土石流、臨界降雨線、地表最大加速度、特性曲線法、滲流、臨界水力梯度、管湧、最高滲流線）

ABSTRACT

The main purpose of this study was to analyze the hydrologic and physiographic criteria of debris flow occurrence for a watershed. There were two parts in this study. In the first part, the equations for evaluating the critical rainfall line of debris flow occurrence were developed, and accordingly, the relationship between the decline of the critical rainfall line due to the Chi-Chi earthquake occurred on September 21, 1999 and the time period after the earthquake was evaluated. Then, a method for determining the probabilistic critical rainfall line of debris flow occurrence was proposed. The second part of this study was to investigate the effects of seepage on the occurrence of debris flow induced by piping.

In the first part of this study, twenty-eight watersheds were selected in the prefecture of Nan-Tou as the test sites. After examination by Mann-Whitney-Wilcoxon test, the following five factors were found to be highly related to the occurrence of debris flow. They were: land use factor, percentage of soil particles greater than sieve No.4, watershed area, length of main stream and average slope steepness. Aside from these, Fisher's discriminant function was used to derive the equations for debris flow warning.

After the 921 Chi-Chi earthquake, the potential of debris flow for each stream was considered to be higher. The critical rainfall lines were analyzed and revised by using a factor of peak ground acceleration (PGA) and a function decreasing with time. Besides, multivariate normal distribution and characteristic curves were used to evaluate probabilistic critical rainfall lines. Subsequently, the probabilistic critical rainfall lines may be used for criteria of warning systems of debris flow occurrence.

In the second part of this study, the soil samples were collected from Feng-Chiu and Sheng-Muh where debris flows occurred rather frequently in Nan-Tou. After tests, the particle size distribution curves and basic soil physical properties were obtained. Then, using the obtained data and properties, the experiments of seepage were designed and carried out. In this study, Dupuit Assumption was used to analyze the rectangular earth dam model, so that the critical hydraulic gradient, line of seepage (LOS) and equations for calculating critical piping might be evaluated. It was found that the critical hydraulic gradients for the soil samples collected from Feng-Chiu and Sheng-Muh were both 0.288. It also found that the critical seepage angles for the soil samples collected from Feng-Chiu and Sheng-Muh were 35 and 37 degrees respectively.

(Keywords: debris flow, critical rainfall line, peak ground acceleration (PGA), characteristic curve method, seepage, critical hydraulic gradient, piping, line of seepage)

機率式土石流臨界降雨線之研究

目 錄

第一章 前言	1
第二章 前人研究	3
2.1 土石流發生與水文因子之關係.....	3
2.2 土石流發生與地文因子之關係.....	13
第三章 研究區域簡介	20
3.1 研究區域地質概述	20
3.2 研究區域斷層概述	26
3.3 研究區域土石流災害歷史簡介.....	30
3.4 研究區內土石流分析樣本溪流之選定.....	35
3.5 土石流發生記錄.....	35
第四章 研究方法	39
4.1 研究流程	39
4.2 發生土石流因子之資料收集及檢定.....	39
4.2.1 土地利用因子	41
4.2.2 集水區地文因子.....	51
4.2.3 土壤力學參數	63
4.2.4 土石流發生影響因子之檢定與分析.....	71
4.3 降雨資料收集及分析	75
4.3.1 雨量資料來源	75
4.3.2 雨量資料推估	75
4.3.3 有效降雨時間及有效累積雨量.....	78
4.3.4 雨場數化及取捨.....	78
4.4 以費雪區別函數劃定臨界降雨線.....	82
4.4.1 區別分析基本概念.....	82
4.4.2 費雪區別函數分析.....	84
4.5 集集大地震後臨界降雨線修正.....	93
4.5.1 土地利用因子修正.....	94
4.5.2 臨界降雨線修正.....	106
4.6 機率式土石流臨界降雨線基本性質	112

4.6.1	機率式土石流臨界降雨線的概念.....	112
4.6.2	機率式土石流臨界降雨線之物理性質.....	112
4.7	以二維常態分佈求取機率線.....	113
4.7.1	二維常態分佈理論.....	117
4.7.2	以未發生雨場為樣本求取機率線.....	120
4.7.3	一併考慮發生及未發生土石流雨場.....	128
4.8	特性曲線法求取土石流發生機率線.....	131
4.8.1	特性曲線法一：遞減式.....	134
4.8.2	特性曲線法二：遞增式.....	140
第五章	結論與建議	148
5.1	結論.....	148
5.2	建議.....	150
參考文獻		153

圖目錄

圖2.1 六甲山系有效雨量與有效雨量強度關係圖.....	6
圖2.2 警戒、避難基準分界圖.....	6
圖2.3 發生土石流之臨界降雨線.....	7
圖2.4 中國大陸雲南蔣家溝土石流分界圖.....	9
圖2.5 發生降雨之各項分析雨量示意圖.....	11
圖2.6 未發生降雨之各項分析雨量示意圖.....	12
圖3.1 台灣地質分區圖	24
圖3.2 台灣工程地質分區概圖.....	25
圖3.3 研究區內主要斷層圖	29
圖3.4 研究區域圖	32
圖3.5 新興橋土石流堆積區	33
圖3.6 台大溪頭林區森林擋住土石流.....	33
圖3.7 埔里下東埔土石流危險溪流.....	34
圖3.8 埔霧公路土石流危險溪流.....	34
圖3.9 分析流域及樣本點分佈圖.....	38
圖4.1 研究之流程圖	40
圖4.2 電磁波譜	42
圖4.3 多譜掃描系統的運作	43
圖4.4 地表覆蓋物的波譜反射特性曲線.....	47
圖4.5 研究區域之SPOT衛星影像圖.....	48
圖4.6 土地利用判識圖	49

圖4.7 以數值地形(DTM)求取地文因子流程圖.....	52
圖4.8 流向之判定圖	58
圖4.9 兩種不同之級序定義方式.....	58
圖4.10 具完整屬性資料之向量圖層.....	58
圖4.11 北山坑數值地形圖、流域樣本點及坡度圖.....	60
圖4.12 北勢溪數值地形圖、流域樣本點及坡度圖.....	60
圖4.13 玉崙溪數值地形圖、流域樣本點及坡度圖.....	60
圖4.14 陳有蘭溪數值地形圖、流域樣本點及坡度圖.....	60
圖4.15 水利處雨量站分佈圖	76
圖4.16 雨場劃分時間示意圖	80
圖4.17 雨場數化案例說明	81
圖4.18 土石流樣本溪流雨場數化點範例.....	81
圖4.19 區別函數的幾何圖形描述.....	83
圖4.20 各集水區土石流臨界降雨線(三維分析方法)	89
圖4.21 集集大地震後台21線新中橫坡地景觀改變.....	95
圖4.22 新興橋發生土石流前	95
圖4.23 新興橋發生土石流後	96
圖4.24 土石流發生與臨界降雨線關係.....	96
圖4.25 豐丘土石流發生雨量歷線與時雨量圖.....	98
圖4.26 新興橋土石流發生雨量歷線與時雨量圖.....	99
圖4.27 郡安橋土石流發生雨量歷線與時雨量圖.....	102
圖4.28 集集大地震後研究區域之SPOT衛星影像圖.....	103
圖4.29 各橋函與斷層相關位置圖.....	: 108

圖4.30 新興橋地震後修正臨界降雨線.....	110
圖4.31 豐丘地震後修正臨界降雨線.....	110
圖4.32 郡安橋地震後修正臨界降雨線.....	111
圖4.33 機率式臨界降雨線概念.....	114
圖4.34 機率式臨界降雨線示意圖.....	115
圖4.35 常態分佈法流程	116
圖4.36 二維常態分佈示意圖 ($\rho=0.4$)	118
圖4.37 二維常態分佈示意圖 ($\rho=0.6$)	119
圖4.38 以未發生雨場為常態分佈所得機率線.....	122
圖4.39 考慮未發生及發生雨場為常態分佈結果.....	130
圖4.40 機率線分佈示意圖	131
圖4.41 機率線截距之特性曲線.....	132
圖4.42 特性曲線法流程	133
圖4.43 遞減式曲線法所得之機率線.....	135
圖4.44 遞增式曲線法所得之機率線.....	142

表 目 錄

表2.1 不同地區激發土石流所需之降雨條件.....	7
表2.2 花蓮、台東臨界降雨線回歸公式表.....	18
表3.1 各地質區內土石流危險溪流數地質區面積.....	22
表3.2 各地質分區所得之評分案例分佈.....	23
表3.3 研究區土石流發生記錄.....	36
表4.1 SPOT衛星影像特性	48
表4.2 研究區域土地利用表	50
表4.3 地文因子數據	61
表4.4 土壤力學性質試驗資料.....	65
表4.5 MANN - WHITNEY - WILCOXON 檢定結果.....	74
表4.6 雨量站名稱及位置一覽表.....	77
表4.7 發生土石流雨場判斷情形.....	92
表4.8 未發生土石流雨場判斷情形.....	92
表4.9 集集大地震後研究區內土石流發生事件.....	104
表4.10 研究區域集集大地震後土地利用表.....	104
表4.11 未發生雨場法結果討論.....	126
表4.12 考慮未發生及發生雨場法結果討論.....	130
表4.13 遞減式曲線法結果討論.....	138
表4.14 遞增式曲線法結果討論.....	145

第一章 前言

台灣地區地狹人稠，山坡地面積佔全島的三分之二。隨著工商經濟的繁榮，以及經濟及生活品質的需求下，人們便積極地往山坡地進行大規模開發建設。然而台灣山坡地脆弱的地質環境，加上特殊的水文條件，一旦山坡地的開發未做適當的規劃與評估，每逢梅雨及颱風季節豪雨的肆虐，崩塌、地滑、土石流等坡地災害案例急遽增加。這些災害造成了許多生命財產的損失，也直接或間接的影響了交通、通訊、農業發展、環境生態…等。在這些坡地災害中，土石流的發生非常急促，且多半歷時較短。台灣地區的山坡地溪流坡度較陡且溪長較短，故從土石流在溪流上游發生起，10 分鐘以內即到達下游居民的住處。由於此災害發生過於迅速，往往造成人員避難不及。所以對土石流災害的研究與防治，是一件刻不容緩的事。

台灣近年來最大的土石流災害，發生於民國七十九年六月二十三日，花蓮縣秀林鄉銅門村，因歐菲莉颱風帶來的豪雨，土石流自山谷狂洩而出。短短 30 秒間，即將大片住家房舍埋沒，最高掩埋土砂高度六公尺，滾下直徑 1~4 公尺之巨石遍佈，造成房屋全毀 24 間，死亡人數 29 人，失蹤 6 人。而在民國八十五年七月三十一日賀伯颱風來襲時，土石流所造成人員的傷亡如郡坑死亡 4 人、郡坑橋死亡（失蹤）8 人，豐丘、同富及新興橋死亡共 9 人，神木村死亡 5 人，也令人記憶猶新。

集集大地震造成台灣中部山區多處坍方，根據「921 大地震大地工程震災調查報告」[1]，中部山區總共登錄了 436 處坡地破壞調查

點。此外，水保局利用衛星影像及航空照片判釋出全台灣有超過 2000 處以上之變異點。而據農委會水土保持局於災後委託工研院利用航照圖調查顯示[2]，地震造成中部災區崩坍之地點達 21925 處，崩坍面積估計達 8500 公頃。由於地震所造成之崩坍土方甚多，這些崩坍的土石材料堆積於集水區內，形成提供土石流成因要素之一，而於豪雨來臨時造成土石流。正因為如此，89 年 2 月及 4、5 月分別發生連續豪雨，中部災區有多處重覆發生規模相當大之土石流。

山坡地因不當開發及台灣特殊的地文及水文條件，使得現階段台灣發生土石流的災害日益增多。根據現場的實際調查與評估，台灣本島具有土石流災害危險性的溪流已達五百多條。在現階段未能全面實施硬體防治措施，以降低土石流的發生頻率前，適當地採用預警系統對可能發生的土石流作出預報，使人們有足夠的避難逃生時間，可避免或減輕人員傷亡及貴重財產損失。目前之預警系統多以土石流臨界降雨線為主，即依據已發生及未發生土石流雨場之降雨特性，利用多變量分析之區別分法找出二者的區隔方式。此方法在預警上雖有幫助，但常使當地居民無所適從。因為即使雨場已到達或接近臨界降雨線，我們仍不知道目前發生土石流的機率。因此，本論文嘗試用多變量統計或經驗公式，找出機率式之臨界降雨線。即在降雨特性圖上劃出各機率值之臨界降雨線，以作為防災預警之參考。

在後述內容中，第二章將對相關之前人研究加以說明，第三章對於研究區域之地質地形、土石流歷史及危險溪流的選定做一概述，第四章提到研究之流程及方法，並將研究中所引用的數據完整說明，第五章把研究之結果做整理，並提出相關之建議。

第二章 前人研究

土石流發生的機制極為複雜，與地域性有其正相關的關係，換言之與當地之降雨特性、水文因子及地文因子的特性有關。其中降雨量的多寡即直接提供誘發土石流的水量，對於土石流的發生有最直接的影響。因此以下就針對水文及地文與土石流發生之相關研究作一整理，需注意的是在下列各篇研究中的有效降雨強度及有效累積雨量等，其定義方式均與論文中之定義有所不同。

2.1 土石流發生與水文因子之關係

一、瀨尾克美，船崎昌繼[3]（1973）

分析日本七個縣市中之 178 場土石流災害，以平均發生土石流降雨量及平均年雨量作為分析基準，整理得到（2.1）式：

$$y=0.35x-270 \quad (2.1)$$

y：各地區之平均發生雨量（mm）

x：各地區之平均年雨量（mm）

並以有效降雨強度與有效降雨量區分出警戒避難體基準為（2.2）（2.3）式：

$$\text{警戒基準：} y = \frac{2360}{9.5+x} \quad (2.2)$$

$$\text{避難基準：} y = \frac{6000}{20+x} \quad (2.3)$$

x：有效降雨強度（mm/hr）

y：有效累積雨量（單位：mm）

二、瀨尾克美，橫部幸敏[4]（1978）

分析日本六甲山系，大戶川流域、木津上游流域的土石流發生降雨強度及有效降雨量定義出土石流危險區和安全區域之分界線（發生境界線）為（2.4）式：

$$y = a / (b + x) \quad (2.4)$$

x ：有效降雨強度（mm/hr）

y ：有效降雨量（mm）

a 、 b ：待定係數

圖 2.1 為上述地區有效雨量與有效降雨強度之關係圖。圖 2.2 為上述地區警戒、避難體制分界圖。

三、青木佑久[5]（1980）

分析日本共 23 場降雨事件所造成的 46 場土石流災害，得到以下的結論：

a) 在不考慮前期降雨（antecedent rainfall）的情況下，強度大的降雨延時數小時或普通的降雨延時 12 小時以上，再加上持續 3~6 小時強度約 30~40mm/hr 的降雨，即會發生土石流災害（此時累積降雨量將達到 100mm 以上）。

b) 若累積降雨量在 150~200mm 以上，即使小於上述的降雨強度也會發生土石流的災害。

c) 累積降雨量達 400mm 以上一定會發生土石流災害。

d) 災害發生前之前期短時間雨量會隨著降雨延時之增大而減小。

四、Keefer, D.K. et al.[6] (1987)、Caine[7] (1980)、Ellen et al.[8] (1985)、Wieczorek et al[9]. (1987)

以土石流發生雨量資料，以延時和雨量資料作基準，以迴歸分析的方式，求出土石流發生之臨界降雨條件 (2.5) 式。如表 2.1 所示。

$$(I-I_0) T \geq Q_c \quad (2.5)$$

I：平均降雨強度 (mm/hr)

I_0 ：流失雨量強度 (mm/hr)，降雨中對增加土壤孔隙水壓力沒有貢獻的部分。

$I-I_0$ ：有效降雨強度 (mm/hr)

T：降雨延時 (hr)

Q_c ：使土壤孔隙水壓達到造成土壤滑動之臨界水量 (mm)

其中流失強度 I_0 及臨界水量 Q_c 與當地地文與水文因子有關。圖 2.3 為不同地區形成土石流之臨界雨量線。

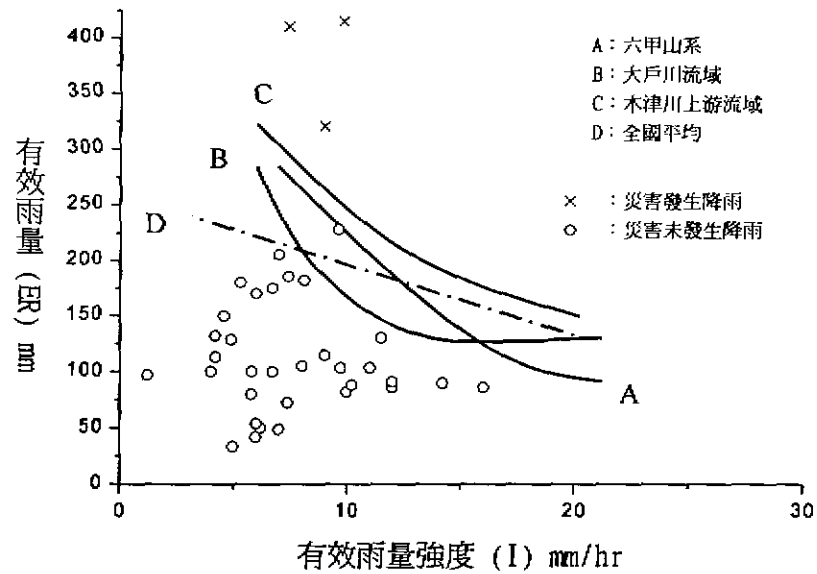


圖 2.1 六甲山系有效雨量與有效雨量強度關係圖
(摘自瀨尾克美、橫部幸裕，1978)

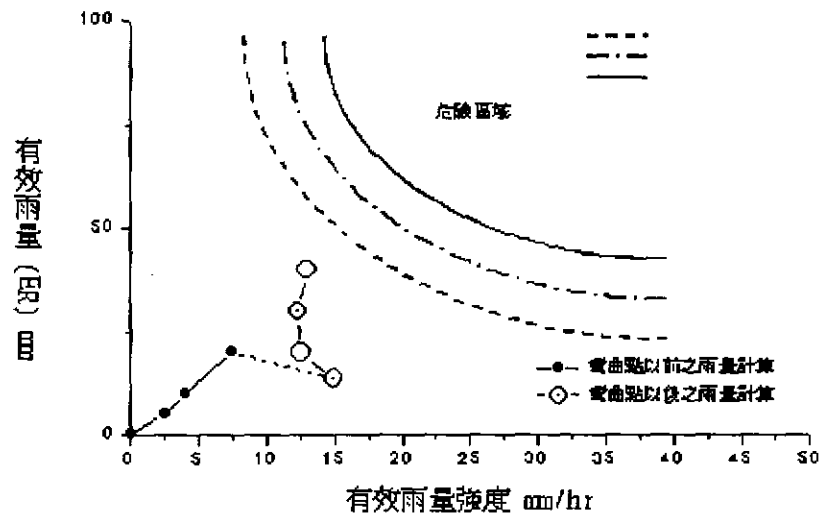


圖 2.2 警戒、避難基準分界圖
(摘自瀨尾克美、橫部幸裕，1978)

表 2.1 不同地區激發土石流所需之降雨條件

(摘自 Keefer et al. , 1987)

資料來源	I_0 (mm/hr)	Q_c (mm)	備註
Caine (1980)	4.49	13.65	不同地區多場土石流資料 (Worldwide data)
Cannon-Ellen (1985)	6.89	38.10	同地區多場土石流資料 (San Francisco , Cal. , U.S.A.)
Wieczorek et al. (1987)	1.52	9.00	同地區單場土石流資料 (La Honda , Cal. , U.S.A.)

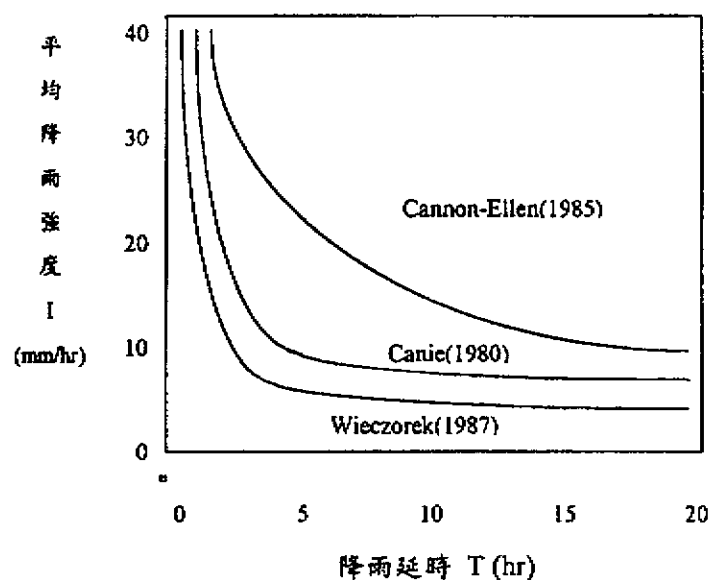


圖 2.3 發生土石流之臨界降雨線

(摘自 Keefer et al. , 1987)

五、吳積善等人[10] (1990)

以中國大陸雲南蔣家溝為研究區域，研究結果為較短延時（如 10 分鐘）的降雨是土石流發生之主要臨界雨量，並以連續十分鐘最大降雨量及前期累積降雨量為基準，建立雲南蔣家溝土石流之發生判別式：

$$R_{10} \geq 5.5 - 0.091P \geq 0.5 \quad (2.6)$$

R_{10} ：連續十分鐘最大降雨量（mm）

P ：前期降雨量（mm）

圖 2.4 為中國大陸雲南蔣家溝土石流發生分界圖。

六、江永哲、林啟源[11] (1991)

分析曾發生於臺灣的七場土石流與降雨間的關係，發現在台灣造成土石流之累積發生雨量至少大於 150mm，而最大一小時的降雨強度至少大於 40mm/hr。其中有效累積雨量及有效降雨強度在發生土石流及未發生土石流的雨場之計算方式不同，皆從變曲點 A 開始計算（如圖 2.5、2.6 所示），有效累積雨量為從點 A 至任意時間的累積雨量，而有效雨量強度為從點 A 至任意時點的降雨強度。其中變曲點 A 為一場獨立雨場 1 小時雨量超過 4mm 的點，變曲點 B 為 1 小時雨量小於 4mm 且持續 3 個小時以上的點。

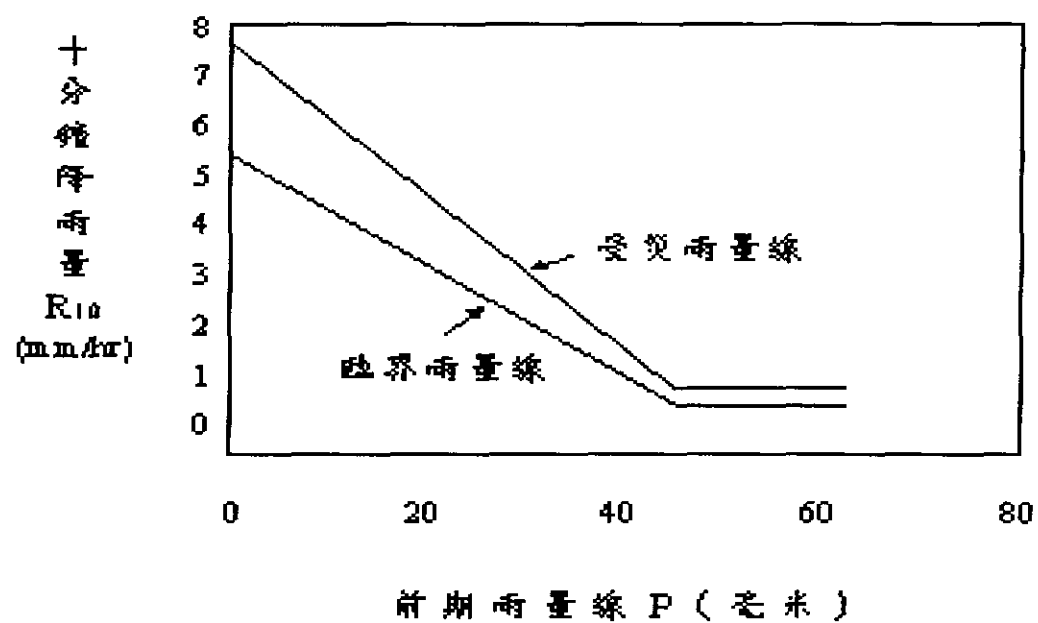


圖 2.4 中國大陸雲南蔣家溝土石流分界圖
(吳積善等，1990)

七、江永哲，林啟源[11]（1991）

提出分離土石流安全區域和危險區域，其分離線為：

$$\text{新竹芎林：} y = 519 - 16.3x$$

$$\text{台北林口：} y = \frac{6870}{15.8 + x}$$

$$\text{南投豐丘：} y = 3577 - 179.0x$$

$$\text{彰化二水：} y = \text{無法分離}$$

$$\text{南投溪頭：} y = 526.7 - 16.7x$$

$$\text{花蓮銅門：} y = 1419 - 60.3x$$

其中，

y ：有效累積雨量（mm）

x ：有效降雨強度（mm/hr）

依瀨尾克美（1974，1978）等提出的方法，利用 $y = \frac{a}{b+x}$ 之分

離方程式，可得：

$$\text{鳳山：} y = \frac{5000}{5+x}$$

$$\text{法華山：} y = \frac{4600}{9+x}$$

$$\text{紅葉：} y = \frac{4800}{3.5+x}$$

$$\text{銅門：} y = \frac{5800}{8.8+x}$$

$$\text{壽豐：} y = \frac{9000}{13+x}$$

$$\text{大興：} y = \frac{7850}{10.7+x}$$

其中，

y：有效累積雨量（mm）

x：有效降雨強度（mm/hr）

八、謝正倫[12]（1991）

根據日本方面的文獻資料，說明土石流危險溪流之判定及土石流發生臨界降雨條件之設定方法，並以暴雨之有效累積雨量及有效降雨強度為基準，推求花蓮縣各土石流發生地區之臨界降雨條件。

九、謝正倫、江志浩、陳禮仁[13]（1992）

調查整理花東地區共 295 條土石流危險溪流得知：

- a) 當時雨量超過 27mm/hr、總累積雨量超過 360mm 時，則有誘發土石流之可能性。
- b) 花東地區於民國 78 - 80 年中土石流之誘發暴雨，其最大時雨量與總累積雨量分別介於 27mm/hr - 113mm/hr 和 360mm - 1200mm 間，發生率 50% 之時雨量與總累積雨量分別為 65mm/hr 和 700mm。

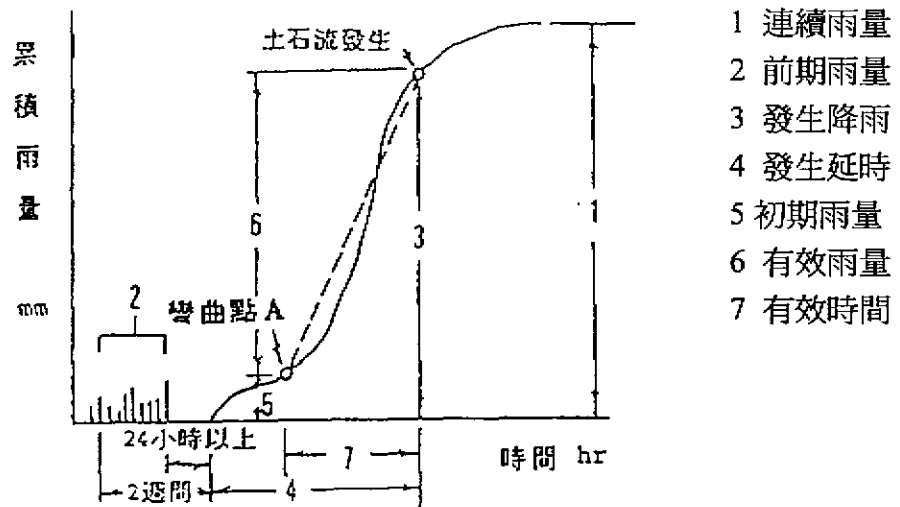


圖 2.5 發生降雨之各項分析雨量示意圖

（摘自江永哲、林啟源）

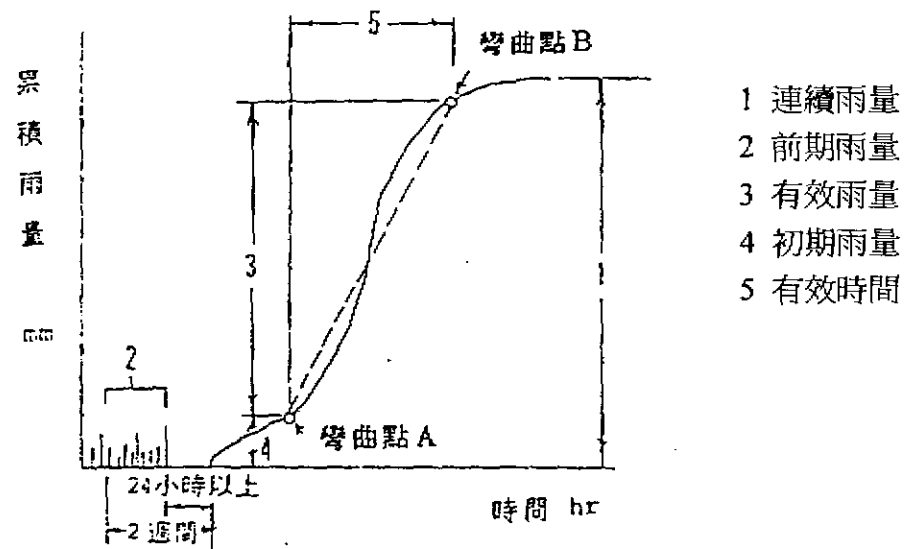


圖 2.6 未發生降雨之各項分析雨量示意圖

(摘自江永哲、林啟源)

2.2 土石流發生與地文因子之關係

一、鄭瑞昌，江永哲[14]（1986）

採取現地土石進行土壤力學試驗及水槽試驗，對於土石流發生機制之研究中，提出土壤特性，坡度，坡向，地表狀況對土石流發生將造成影響。其中發生土石流的臨界坡度，隨著礫石含量之遞增，而有遞減的趨勢，大致在 15 度以上便會發生土石流。

二、錢寧、萬兆惠[15]（1986）

對中國大陸各地土石流災害現場之調查，認為土石流的一個突出特點就是顆粒粒徑之分散度極大，粗細泥砂俱備。

三、游繁結、陳重光[16]（1987）

研究南投縣信義鄉豐丘土石流，顯示該地區民國 74 年之土石流，發生在坡度 23° 的地方；而民國 75 年之土石流，發生在坡度 17° 的地方。

四、Auer and Shakoor[17]（1989）

對於具不同危險程度的土石流發生流域進行試驗，指出發生危險性高之流域一般擁有較粗之顆粒、和較高之土壤孔隙率與孔隙比、較低之土壤含水量與塑性指數。

五、黃宏斌[18]（1991）

依據土壤力學之理論基礎，推導水位與堆積平面齊平、水位於堆積平面之下、堆積面有地表逕流等三種狀況之土石流發生模式。

六、謝正倫，陳禮仁[19]（1993）

提出有效集水面積（即溪床坡度大於 15 度以上之集水面積）作為危險溪流之判定指標，並以流出土砂量作為危險度之評估標準。

七、陳宏宇[20]（1994）

對花蓮地區木瓜溪沿岸土石流災害的調查研究，以航照判釋地貌表徵及實驗室試驗特性等資料來說明薄層堆積的兩側谷壁地質材料、坡地地形與土石流災害之機制，並提出：

- a) 溝谷谷壁之不連續面非常發達，組成順向即楔型模式，提供主要土石來源之一。
- b) 一般之溝谷谷壁在含水飽和的情況下，其邊坡破壞之安全係數將低於 1，形成平面破壞及楔型破壞，造成谷壁的崩塌。
- c) 在高的降雨強度下，使溝谷堆積物產生崩塌，進而與水混合形成土石流。

八、林美聆，詹士勝[21]（1995）

以地質、集水區面積、集水區形狀係數、溪谷邊坡坡度與坡向、溪床平均坡度等六項因子來作為土石流危險度判定指標。利用地理資訊系統加以處理分析，並引用危險因子之觀念，使不同單位及量測範圍之各影響因素能合併計算，進行危險度之綜合評估，發現土石流危險溪流之特性與地域之關係相當顯著。

九、范正成、林森榮[22]（1996）

針對花蓮地區土石流發生資料分析。提出對於花蓮地區土石流發生影響較大之五個因子為土壤孔隙比、土壤粒徑（包括大於 4 號篩

之重量百分比、土壤粒徑小於 200 號篩之重量百分比)、溪床平均坡度及植生狀況；並且成功發展土石流發生臨界降雨線之 a, b 值回歸方程式如 (2.7) (2.8) 式：

$$a = -10^{-4}(1933C + 7S - 10t - 0.57f - 0.96e + 1244.5)$$

$$(R^2 = 0.63379) \quad (2.7)$$

$$b = -4.395e^{\frac{C}{0.092}} - 3.26e^{\frac{S}{25.2}} - 0.735e^{\frac{e}{0.91}} - 2.094e^{\frac{f}{25}} - 7.309e^{\frac{t}{38.7}} + 41.393$$

$$(R^2 = 0.61874) \quad (2.8)$$

其中， c 為植生因子， s 為坡度， e 為孔隙比、 f 為土壤粒徑大於 4 號篩所佔重量百分比、 t 為土壤粒徑小於 200 號篩所佔重量百分比。來定量推估土石流發生臨界降雨線。

十、范正成、姚政松[23] (1997)

針對台東地區土石流發生資料進行分析，得到台東地區對土石流發生影響較大的四項因子（土壤孔隙率、集水區面積、集水區形狀因子、溪床平均坡度），並迴歸出台東及合併花、東兩地區之臨界降雨線公式，結果如表 2.2 所示。

十一、何敏龍、陳榮河[24] (1997)

研究細料流失現象引發山谷型與邊坡型土石流之影響，提到細料的流失會造成土體孔隙率、凝聚力、內摩擦角的變化而造成土體剪力強度的改變，進而誘發土石流。

十二、范正成、彭光宗、張國良[25] (1998)

針對南投地區進行土石流發生危險因子與臨界降雨線之研究，提出南投縣土石流發生之臨界降雨線 a 、 b 值迴歸公式如 (2.9) (2.10) 式：

臨界降雨線型式為： $Y=aX+b$

$$a = 10^{-3} \left[\begin{array}{l} -0.106(NO4) + 0.059(NO200) - 0.832(n) + 0.00112(A) \\ + 0.224(L) - 0.0293(S) + 4.24(C) - 122.597 \end{array} \right]$$

$$(R^2 = 0.85173) \quad (2.9)$$

$$b = -2.377(NO4) + 0.308(NO200) - 36.254(n) - 0.113(A) - 5.722(L) \\ - 1.232(S) - 233.325(C) + 147.364$$

$$(R^2 = 0.61221) \quad (2.10)$$

NO4：土壤大於#4 百分比

NO200：土壤小於#200 百分比

n ：土壤孔隙率（無因次）

A ：集水區面積（公頃）

L ：溪流長度（公尺）

S ：溪床平均坡度（度）

C ：植生覆蓋因子百分比

十三、范正成、吳明峰、彭光宗[26] (1999)

針對南投縣陳有蘭溪流域之一級溪流進行三維之臨界降雨線研究。對研究區域內提出通用的土石流臨界降雨線預測公式如 (2.11)

(2.12) 式：

$$Y = -11.42X - 55.97Z + 3652 \quad (2.11)$$

其中

$$Z = S + 0.05M - 0.05(\phi \times \#4) \quad (2.12)$$

Y：有效累積降雨量（0.1mm）

X：有效降雨時間（hr）

S：溪床平均坡度（%）

M：土地利用因子（%）

ϕ ：內摩擦角（degree）

#4：土壤粒徑大於四號篩百分比（%）

表 2.2 花蓮、台東臨界降雨線迴歸公式表

(摘自范正成、姚政松，1997)

區域	台東	R ²	台東、花蓮合併	R ²
A	$10^{-3} (0.691A_c - 471.384C + 85.912F_c - 178.72n + 0.2355S - 4)$	0.63	$-10^3 (0.795A_c + 6.03C + 0.0124f - 2.4144n + 0.0108S - 9)$	0.59
B	$-0.055A_c - 3.531C + 11.444F_c - 4.712n - 0.0734S + 53.832$	0.63	$-0.0156A_c + 23.698C - 0.383f - 0.8567n - 0.1119S + 2$	0.55
備註	A_c : 集水區面積 (公頃) C : 植生覆蓋因子 (百分比) F_c : 集水區形狀因子 (無因次) n : 土壤孔隙率 (無因次) S : 溪床平均坡度 (度)		A_c : 集水區面積 (公頃) C : 植生覆蓋因子 (百分比) f : 土壤粒徑大於4號篩 (%) n : 土壤孔隙率 (無因次) S : 溪床平均坡度 (度)	

十四、范正成、張國良、劉哲欣[27] (2000)

提出南投地區土石流臨界降雨線預測公式如下：

$$Y = -4.873X - 0.261Z - 2240 \quad (2.13)$$

其中

Y：有效累積降雨量 (0.1mm)

X：有效降雨時間 (hr)

$$Z = 0.51A + 0.64B + 0.27C + 0.87D + 0.11E \quad (2.14)$$

A：土地利用因子 (%)

B：土壤粒徑大於四號篩百分比 (%)

C：主要河川長度 (m)

D：有效集水區面積 (ha)

E：溪床平均坡度 (%)

第三章 研究區域簡介

本研究以南投縣境內土石流發生區為主要研究對象，針對南投縣內二十八個危險溪流樣本，考慮可能誘發土石流之潛在勢能，提出土石流發生臨界降雨線之設定方法，以供預警之主要依據。

3.1 研究區域地質概述

台灣本島主要的地層都呈長而狹的帶狀分布，大致和台灣島的長軸平行。台灣大致可以分為三個主要地質區（如圖 3.1 所示）：

a) 中央脈地質區，本區又可以分為兩個地質亞區：

中央山脈的西翼和脊樑山嶺（包括雪山和玉山兩個最高山嶺），以及中央山脈的東翼

b) 西部麓山地質區

c) 海岸山脈地質區

南投地區屬於中央山脈的西翼和脊樑山嶺地質區，此區大部份是深灰或灰黑色劈理良好的硬頁岩（argillite）、板岩（slate）、以及千枚岩（phyllite），為經過變堅或變質的泥質岩石。這些岩石中常含有許多小石英脈。泥質岩在西部以硬頁岩為主，向東漸漸變為板岩或千枚岩。硬頁岩的定義是變堅的頁岩，只受過極輕微的擠壓，如變質度增高，較硬的頁岩就漸變為板岩。這些泥質岩石的變質度從本帶的西界向東邊的先第三紀基盤或中央山脈的核心地帶逐漸增強。

根據洪如江教授民國 86 年修訂之台灣地區工程地質分區分佈圖 [28]，台灣地區工程地質分區分佈如圖 3.2 所示。

- a) 東部海岸山脈 (A 地質區)：包含東部海岸山脈及台東縱谷。
- b) 廣域變質岩 (B 地質區)：主要為片岩、大理岩、片麻岩。
- c) 亞變質岩 (C 地質區)：主要為板岩、千枚岩、變質砂岩、硬頁岩等。
- d) 沈積岩 (D 地質區)。
- e) 紅土台地 (E 地質區)。
- f) 火成岩 (F 地質區)。
- g) 平原 (G 地質區)。

國家地震工程研究中心於集集大地震後之報告[1]，依據農委會公佈之 485 條土石流危險溪流[29]，計算每個地質區內的土石流危險溪流及地質區面積如表 3.1。

由表 3.1，根據土石流危險溪流條數多寡及所佔面積，大致可將影響土石流發生之地質區分為以下三類。

- a) 第一類：包含 A、C 及 D 地質區，土石流溪流條數比例偏高，屬於易發生區。
- b) 第二類：包含 B、E 地質區，土石流溪流條數比例中等，屬於中度發生區。
- c) 第三類：包含 F、G 地質區，土石流溪流條數偏低，屬於不易發生區。

此外，該報告亦將中部地區土石流危險溪流地質分區及所得之評分結果加以整理如表 3.2 表示。由表中可以發現，中部地區 148 條土石流危險溪流全數座落於 C、D、E 地質區。其中危險等級中度及高度之土石流危險場址主要為 C 地質區，即亞變質岩區，顯示在本調

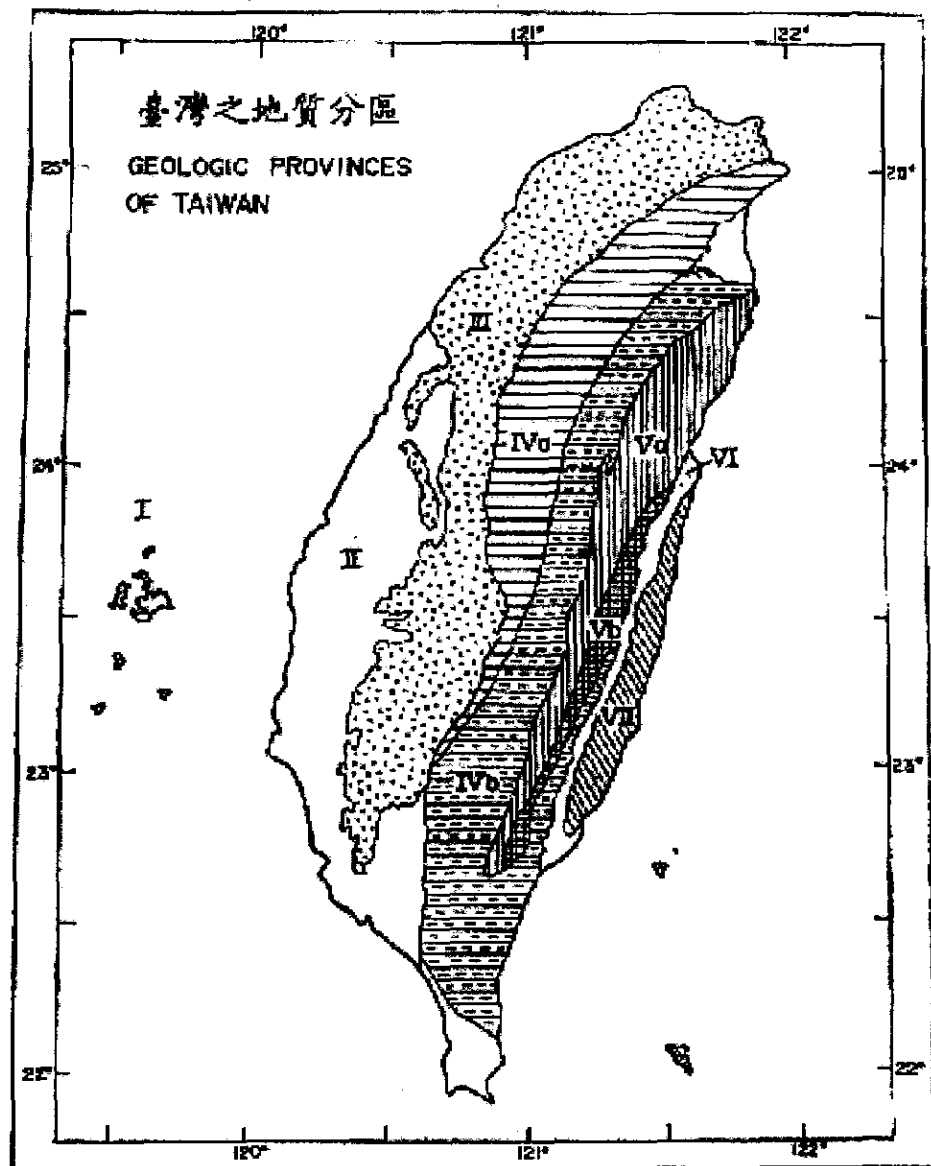
查範圍內亞變質岩地質為主要造成土石流危險場址之地質條件。而 C 地質區之總案例亦較高，顯示土石流場址之分佈主要亦集中在 C 地質區。

表 3.1 各地質區內土石流危險溪流數及地質區面積

地質區	面積（萬公頃）	危險溪流條數
A（東部海岸山脈）	24.8	100
B（廣域變質岩）	47.0	31
C（亞變質岩）	109.1	177
D（沈積岩）	77.4	136
E（紅土台地）	22.3	17
F（火成岩）	3.1	10
G（平原）	78.9	14

表 3.2 各地質分區所得之評分案例分佈

分級	地質分區			總計
	C	D	E	
低	13	3	7	23
中	50	19	7	76
高	32	17		49
總計	95	39	14	148



- | | |
|--------------------------------|------------------------------------|
| I 澎湖羣島 (洪流式玄武岩) | V 中央山脉東翼地質區 (先第三紀變質雜岩) |
| II 濱海平原 (沖積層) | Va 太魯閣帶 |
| III 西部麓山地質區 (以新第三紀碎屑岩為主) | Vb 玉里帶 |
| IV 中央山脉西翼地質區 (中新世至古第三紀硬頁岩及板岩系) | VI 東部縱谷 (縫合帶) |
| IVa 雪山山脉帶 | VII 海岸山脉地質區 (新第三紀火山質及濁流式碎屑岩覆蓋的火山弧) |
| IVb 脊樑山脉帶 | |

圖 3.1 台灣地質分區圖 (中央地質調查所)

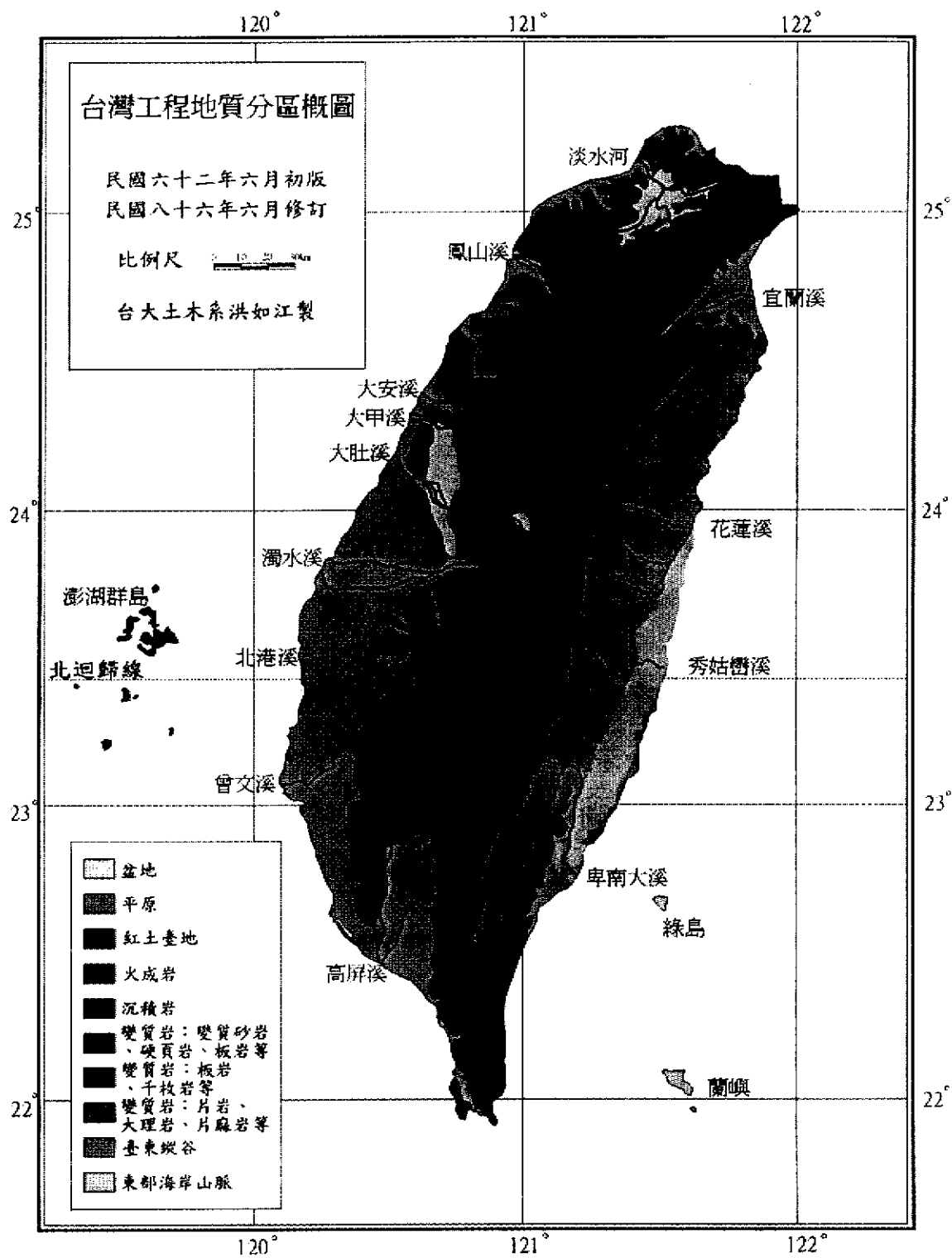


圖 3.2 台灣工程地質分區概圖

3.2 研究區域斷層概述

台灣地處地震帶，全島大大小小的活動斷層高達 51 條，共分為三類敘述如下：

一、第一類活動斷層（全新世活動斷層）：符合下列任一項者

1. 全新世（10000 年）內以來曾經發生錯移之斷層。
2. 錯移（或淺移）現在結構物之斷層。
3. 與地震相伴生之斷層。
4. 錯移現代沖積層之斷層。
5. 地形監測證實具潛移活動性之斷層。

二、第二類活動斷層（更新世晚期活動斷層）：未符合第一類活動斷層之分類準則，但符合下列任一項者

1. 過去十萬年以來曾經發生錯移之斷層。
2. 錯移階地堆積物或台地堆積層之斷層。

對於雖有部分學者提出其為活動斷層，但編圖時仍無法依文獻資料加以明確歸類為前述二類者，目前將其暫列為存疑性活動斷層。未來經進一步詳細調查後，可依新獲取之資料再將其歸類為第一、第二類活動斷層或非活動斷層。

三、存疑性活動斷層：包括

1. 將第四紀地層錯移之斷層。
2. 將紅土緩起伏面錯移之斷層。
3. 具活動斷層地形特徵，但缺乏地質資料佐證者。

研究區域內主要通過的活動斷層如圖 3.3 所示，這些斷層亦為

921 集集大地震之主要活動斷層，茲說明如下：

a) 車籠埔斷層

為台中盆地與豐原、南投兩丘陵的交界線。自豐原至名間，呈南北走向，全長超過 50 公里。草屯河階群西緣辨認出的草屯斷層，可能為本斷層之一段。孟昭彝（Meng，1963）認為車籠埔斷層兩側地層接觸關係為錦水頁岩層逆衝覆蓋在較新的地層之上，且為三義逆掩斷層向南的延伸。林朝（1957）指出豐原東方新社河階群的公荖坪面（LT2），受此斷層的引曳而向西下撓（down - warping），因而推測本斷層及台中盆地均形成於更新世晚期。本斷層上盤露出上新世錦水質岩和卓蘭層，下盤露出更新世頭嵙山層和現代沖積層，而被認定屬於活動斷層（Chang，1971；何春蓀，1959；1977）。張錫齡（Chang，1971）指出台中盆地南端，上新世的錦水頁岩與更新世的頭嵙山層以此斷層接觸。且認為此斷層呈向東凸出之弧形，弧的頂點位在頭汴坑與車籠埔之間，可能為河流沿車籠埔斷層崖侵蝕所形成，或是「車籠埔構造」的地形表徵。吳大銘（Wu，1978）以 1917 年其附近曾發生大地震，且橫過斷層線的大地測量結果顯示斷層上盤隆起 15 公分，因而推測本斷層為活動斷層。

b) 大茅埔 - 雙冬斷層

存疑性活動斷層，為豐原、南投兩丘陵的東界。由東勢附近經雙冬至集集大山，呈南北走向，長約 55 公里（Hsu and Chang，1979）。本斷層南段稱為哮貓斷層，北段稱為大茅埔斷層（何春蓀，1959）。何春蓀（1959）認為本斷層為高角度逆斷層，中新世各不同地層沿雙冬斷層與更新世地層相接。其斷距因地而異，最大層位落差

可達 5000 公尺。邱華燈 (Chiu, 1972) 在雙冬東南方 2 公里之河谷發現本斷層之露頭，中新世的南港層向西掩覆於頭嵙山層礫岩之上，斷層面走向 $N50^{\circ} E$ ，向東傾斜 55° 。楊貴三 (1986) 調查本斷層所經的雙冬附近階地，未見變位現象。其餘地區因缺乏平坦面，亦未找到地形變位的證據。但因中新世掩覆在更新世之上，而推測為活動斷層。黃金來 (1968) 由震測解釋此斷層為東傾約 50° 之逆斷層，中新世的桂竹林層掩覆在更新世的頭嵙層之上。

西部麓山帶構造剖面位置圖
LOCATION MAP OF STRUCTURE
CROSS SECTIONS

圖 例 LEGEND

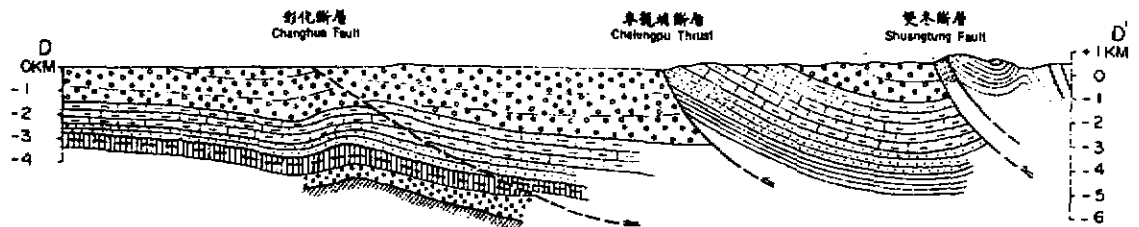
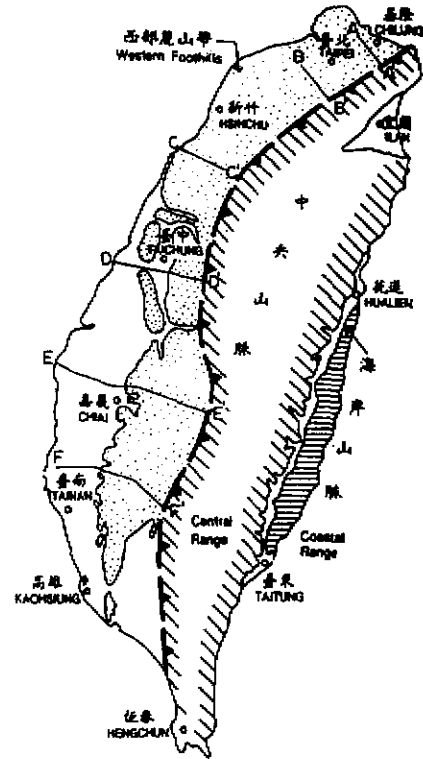
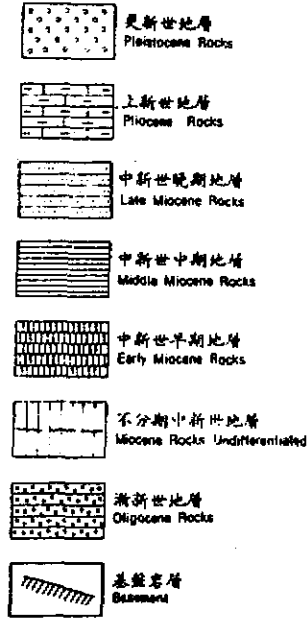


圖 3.3 研究區內主要斷層圖 (中央地質調查所)

3.3 研究區域土石流災害歷史簡介

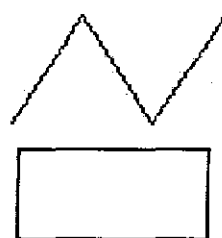
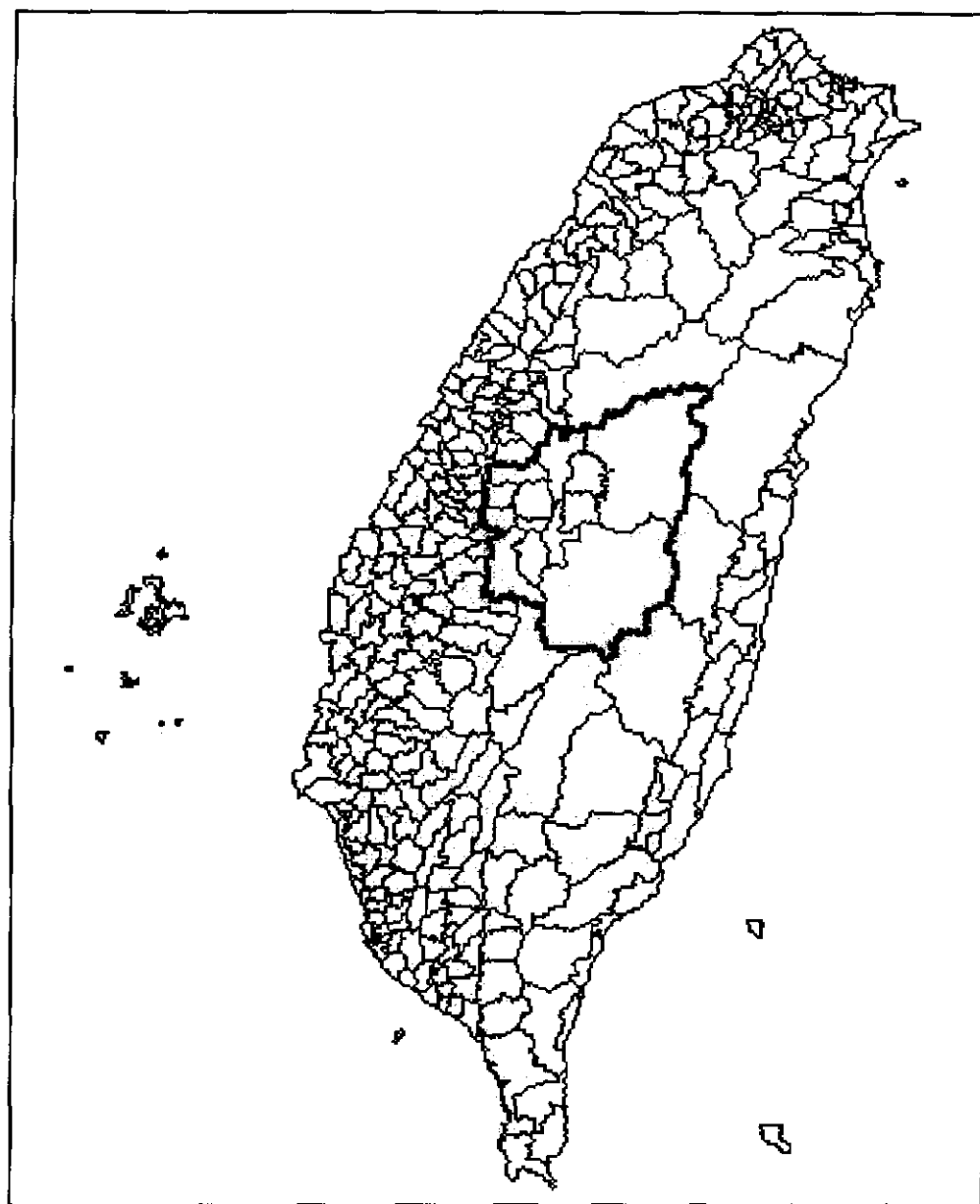
南投縣其位於台灣中央，是全省唯一不濱海之縣份（圖 3.4）。南北長約 95 公里，東西寬約 72 公里。東以中央山脈與花蓮縣相鄰，西以八卦丘陵及清水溪與彰化縣及雲林縣相接境，南以清水溪及玉山支脈與雲林嘉義、高雄三縣相接壤，北以北港溪與大甲溪之分水嶺（白狗大山、八仙山）及烏溪與台中縣為界。在全省五大山系中擁有中央山脈、玉山山脈、阿里山山脈等三大山系。全台高度超過三千公尺之 62 座山峰中，位於該縣者有 41 座。南投縣山多平原少，山地面積約佔百分之 83。

民國八十五年八月賀伯颱風時，引發陳有蘭溪沿線（新中橫台 21 線）南平坑、新山橋、郡坑口（4 人死亡）、郡坑橋（8 人死亡）、豐丘、同富社區（2 人死亡）、隆華國小、新興橋等地嚴重的土石流災害（圖 3.5）。北勢溪流域的台大實驗林之降雨強度以最大 24 小時降雨 1099 公釐及最大二日降雨 1258 公釐居於阿里山之後，所引發之土石流所幸有茂密之人工林加以阻擋，未傳出有重大之傷亡（圖 3.6）[30]。

集集大地震後，國家地震工程研究中心受託重新評估中部地區的土石流潛在溪流。將整體調查結果加以整理比對後發現，發生土石流之場址除了原農委會已列入公佈之 485 條土石流危險溪流中之 50 條外，也新增了 98 處土石流場址。這些新增之土石流場址主要誘發原因為地震所引起之廣泛崩坍及大量崩積土石。在新增土石流場址中，有多處土石流直接由山坡側以較短之流路流下（圖 3.7、3.8），屬於山坡型土石流，而非原先國內常見於溪流中流動之河谷型土石流。這

類山坡型土石流由於流路短且鄰近民宅，常直接造成衝擊，其災害更為嚴重。將內政部流域與本次調查之土石流危險溪流場址加以比對，不屬於內政部流域者即歸為山坡型土石流。總計有 46 處危險溪流場址屬於山坡型土石流，其中 11 處場址屬於農委會公布之 485 條土石流危險溪流。其餘尚有 35 處場址為新增土石流危險溪流，即集集大震後新增 98 處土石流危險場址中，山坡型佔了 35 處，約為 1/3 強。同時由於此類土石流直接鄰近民宅及道路，缺乏腹地亦使得整治工作更加困難。

在評分結果中，評定為高危險度之土石流危險場址計有 49 處，而評定為中度危險之土石流危險場址計有 76 處，評定為低度危險之土石流危險場址計有 23 處。高危險場址主要分佈在南投縣，尤其以埔里鎮、信義鄉、仁愛鄉佔最多。在未來幾年內，土石流可能會在這些區域一再地發生。在防治工作尚無法全面完成時，適當的預警系統可使土石流災害造成的損失儘可能降低。



研究區域（南投）

台灣省全圖

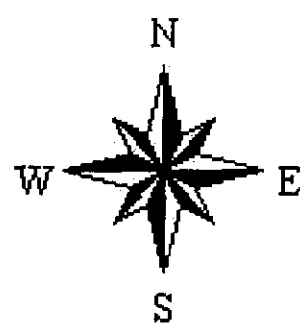


圖 3.4 研究區域圖



圖 3.5 新興橋土石流堆積區（李錫堤攝，1996）

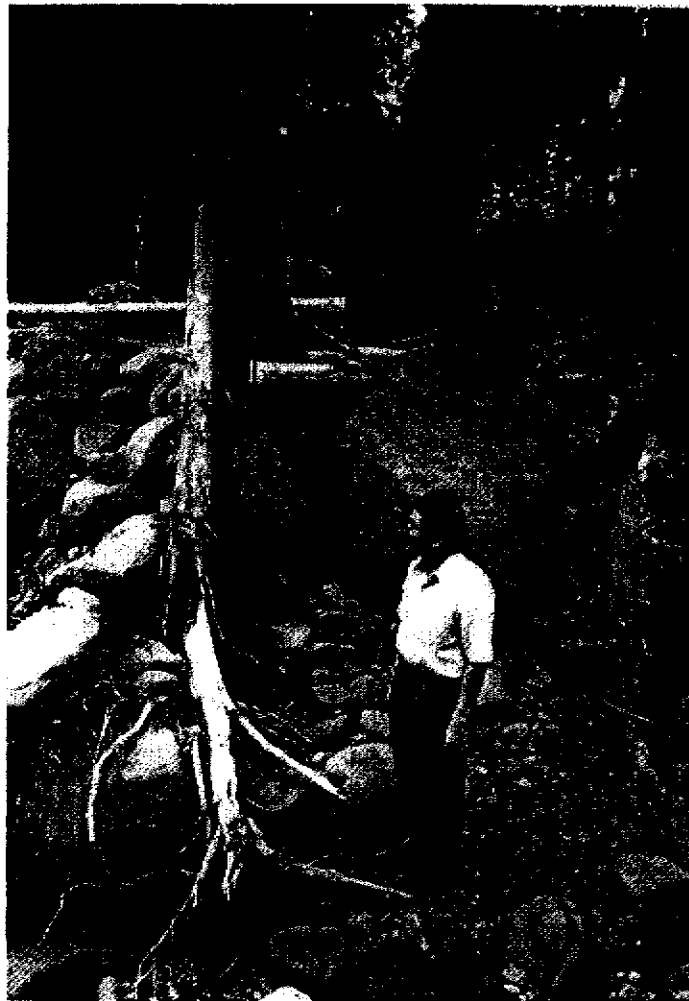


圖 3.6 台大溪頭林區森林擋住土石流（洪如江攝）



圖 3.7 埔里下東埔土石流危險溪流（王國隆攝）



圖 3.8 埔霧公路土石流危險溪流（王國隆攝）

3.4 研究區內土石流分析樣本溪流之選定

研究中分析之土石流危險溪流樣本，以行政院農委會於民國八十年委託國立成功大學水工試驗所畫定之南投縣 64 條危險溪流為基礎，查閱土石流相關之文獻及整合本研究室歷年相關研究之結果，並由南投地區二萬五千分之一地形圖挑選其中一、二級河川配合實際勘察結果，最後選定 28 條溪流為本研究分析樣本，其中曾有土石流發生者有 13 條，未發生土石流者有 15 條，發生與未發生者之比例約為 1：1。區域涵蓋的範圍分別為南投縣的北勢溪流域、玉崙溪流域、北山坑流域及陳有蘭溪流域等。（分析流域及樣本點如圖 3.9 所示）

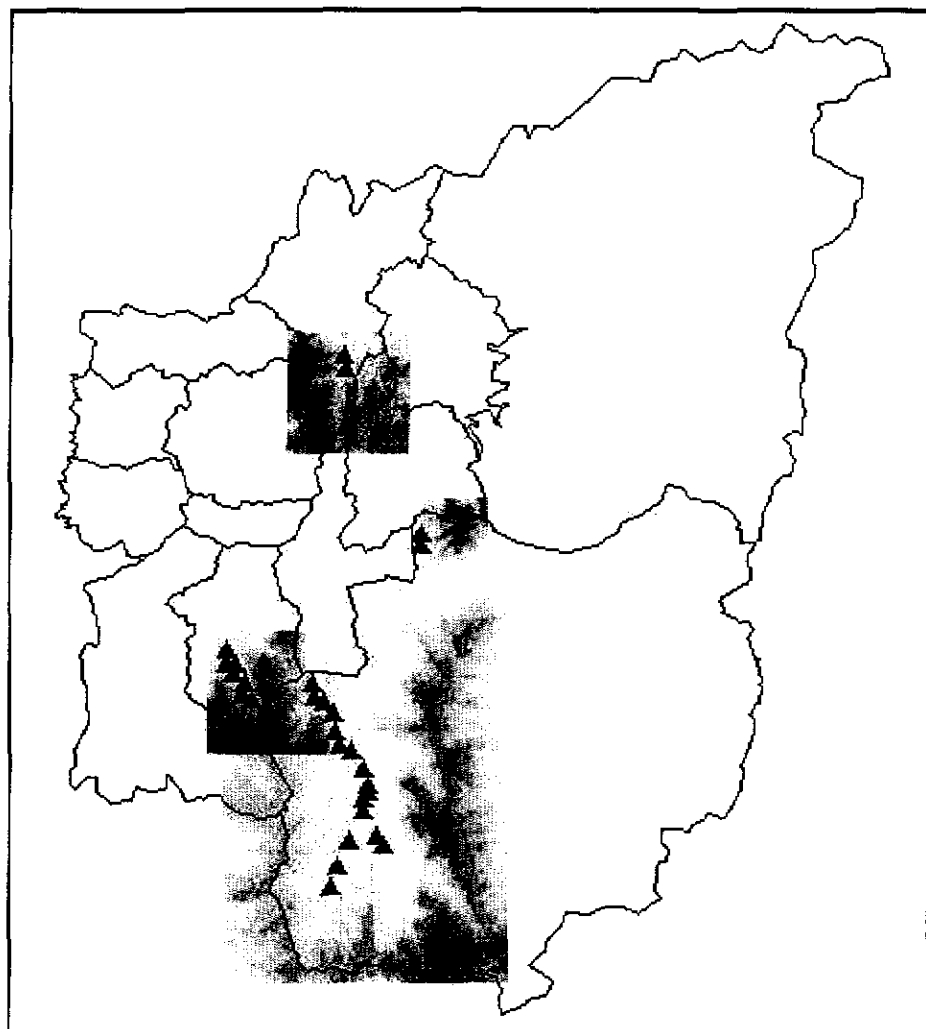
3.5 土石流發生記錄

引用范正成等(2000)有關南投地區土石流臨界降雨線研究中之記錄資料，該資料係經由歷年的研究成果和查閱過去文獻記錄及實際採訪當地居民及村里長而得，如表 3.3 所示。

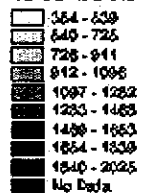
表 3.3 土石流發生記錄

災害地	土石流發生時間	降雨事件
新安橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
新山橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
郡平橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
郡坑橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
上安橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
95.5k	民國 85 年 8 月 1 日 1~2 時	賀伯颱風
豐丘	1.民國 74 年 8 月 23 日 19:00 2.民國 75 年 8 月 22 日 18:50 3.民國 85 年 7 月 31 日 11~12 時 4.民國 87 年 6 月 9 日 18~19 時 5.民國 89 年 7 月 20 日 17 時	尼爾森颱風 韋恩颱風 賀伯颱風 暴雨 暴雨
香蕉橋	民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風
新興橋	1.民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風

	2.民國 89 年 4 月 25 日 14 時	暴雨
	3.民國 89 年 5 月 2 日 12 時	暴雨
	4.民國 89 年 7 月 20 日 13~14 時	暴雨
溪坪橋	民國 85 年 8 月 1 日 4~5 時	賀伯颱風
崩炭二號橋	民國 85 年 8 月 1 日 4~5 時	賀伯颱風
苗圃	民國 78 年 9 月 12 日 14~15 時	暴雨
東埔一號橋	民國 75 年 8 月 22 日 4~5 時	韋恩颱風
郡安橋	民國 89 年 7 月 20 日 18~19 時	暴雨



北勢溪流域



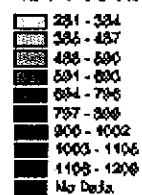
陳有蘭溪流域



▲ 土石流樣本溪流

□ 南投行政區域

北山坑流域



玉崙溪流域

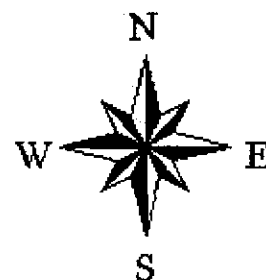
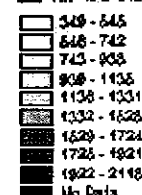


圖 3.9 分析流域及樣本點分佈圖

第四章 研究方法

本研究選定南投縣境內 28 條土石流危險溪流為例，檢定分析多項與土石流發生有關之潛在因子；劃定臨界降雨線，並將其機率化，以供防災搶險的依據。

4.1 研究流程

本研究主要分三部分，首先經過統計檢定決定土石流發生之相關潛在因子，與雨量分析之結果相結合，以費雪區別函數求得土石流發生之臨界降雨線推估之經驗公式。進一步以集集大地震後的土石流發生資料，依各集水區的地表最大加速度值（PGA），推算地震後修正的土石流臨界降雨線。最後，以二種方法將臨界降雨線機率化。

4.2 發生土石流因子之資料收集及檢定

研究中選定之土石流發生相關因子大致尚可分成土地利用狀況、集水區的基本地文資料及土壤力學參數等。並利用無母數統計法中之 Mann - Whitney - Wilcoxon 檢定，找出與土石流發生相關之因子。

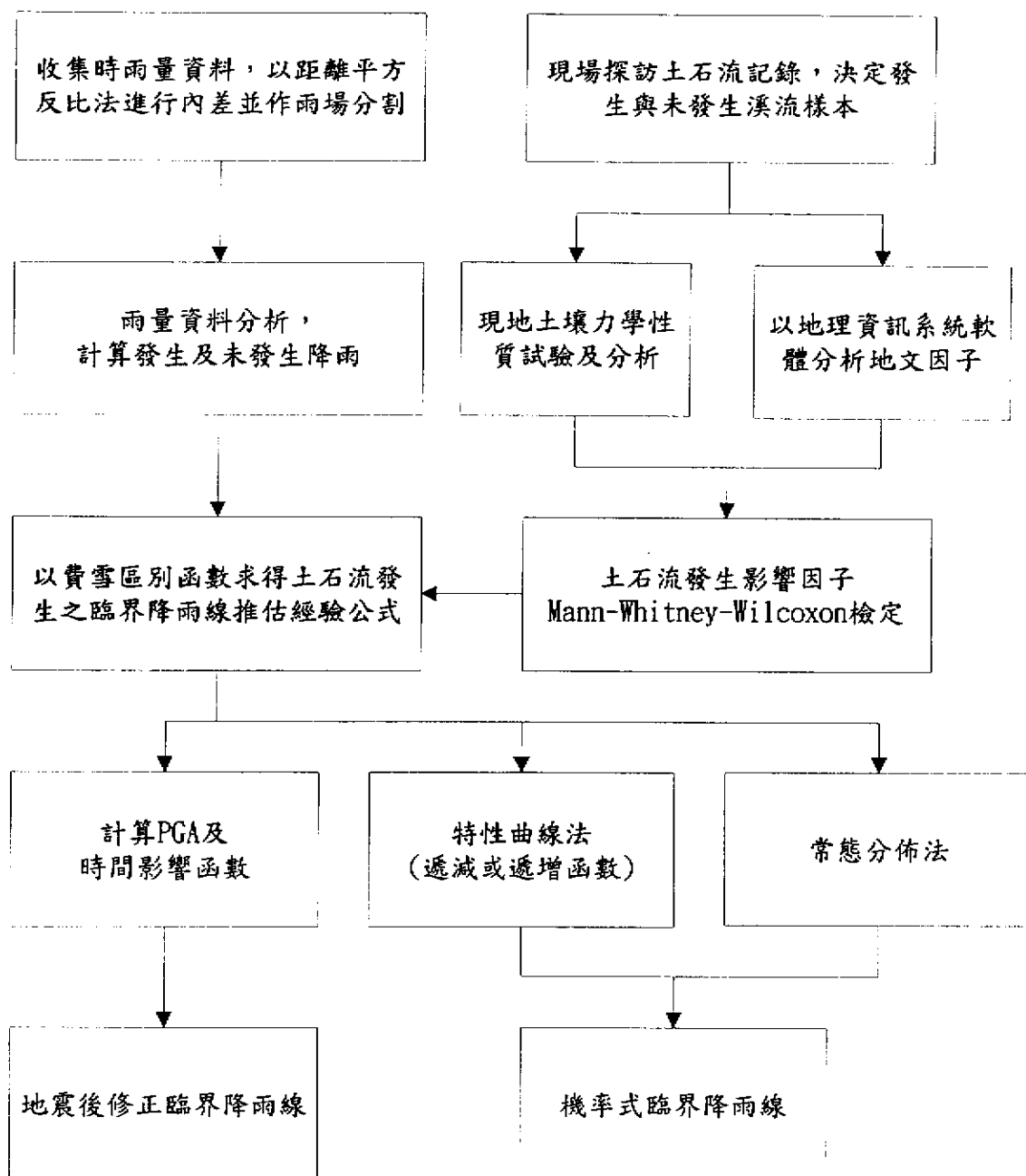


圖 4.1 研究流程圖

4.2.1 土地利用因子

分析流域內是否具有發生土石流之潛在勢能，則集水區內開發的情況有著一定程度的影響。如何能將土地開發的情形給予正確的量化，就成為重要的分析步驟。研究中以衛星影像作為土地開發分類的依據，以下針對遙感探測做一簡介：

一、遙測技術簡介

所謂遙感探測，乃是利用感測器收集目標物所反射的能量，以獲取目標物資訊的一項科學與技術。過程中並不需直接和欲探測地區或目標物接觸。遙測系統最大的優點在於涵蓋面積廣泛和即時的特性，此特點也解決了傳統現地調查需耗費大量時間及人力的缺點。因此，不但在區域性問題的重覆監測上提供了很大的幫助；並可對資源調查、交通規劃、和環境污染防治等廣域性的問題提供方便的技術支援。

遙測影像是由感測器所收集的能量轉化而來。這些能量是太陽光、微波或是幅射電磁波等能源穿透大氣層到達地面，再經地面目標物的吸收、反射和折射等作用後，被感測器收集並記錄下來。感測器的形式也因收集的能量不同而有不同的設計。包括聲波、重力場或是電磁波…等，都有不同的感測器加以收集。其中尤以電磁波之應用最廣，因此以下僅就電磁波譜之遙測系統作介紹。

電磁波譜遙測系統的設計，主要是分別以感測器收集儲存不同波段的電磁波。一般表示上，常將這些不同的波段使用對數圖的型式來表示，如圖 4.2 所示。肉眼可以感應的波段範圍是 $0.4\mu\text{m}$ 至 $0.7\mu\text{m}$

m，也就是一般所熟知的藍、綠、紅三個波段範圍。至於其他較常使用的波段還有反射紅外光（近紅外光）和熱紅外光（遠紅外光）…等等。因為地物不同的物理、光學特性，在不同波段甚至可能會有全然不同的反應，而這些不同的反應便是影像判讀的基礎。

電磁波譜的收集主要有四種方式。包括攝影式系統、熱紅外線掃描系統、雷達系統、和多光譜掃描系統（Multi - Spectral Scanning，MSS）。而研究中所使用的法國 SPOT 衛星影像則屬於多光譜掃描系統。多光譜掃描系統，如圖 4.3 所示，設計成可以感測許多狹窄波段的能量，包含了記錄紫外線波長、可見光、反射紅外光到熱波譜部份。多光譜掃描系統將熱掃描器簡單地擴展成多個檢波器，也就是實際上以多個多段檢波器執行影像的資料收集，所以多譜掃描系統和熱紅外線掃描系統最大的不同就是多了分波裝置。在理論上，我們可以任意的擴充檢波器，然而此舉也使入射光變得更窄，有些檢波器設計上高達十八個，甚至二十四個，不過一般而言，檢波器裝置六至九個就足供研究使用。

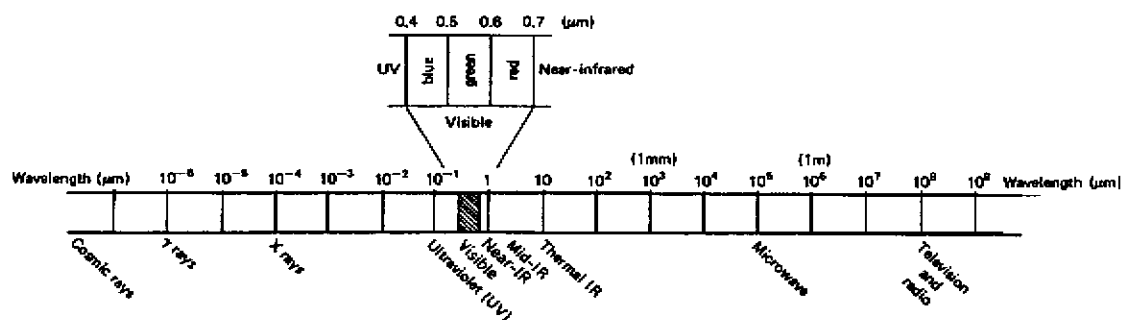


圖 4.2 電磁波譜

（資料來源：Lillesand and Kiefer, 1994）

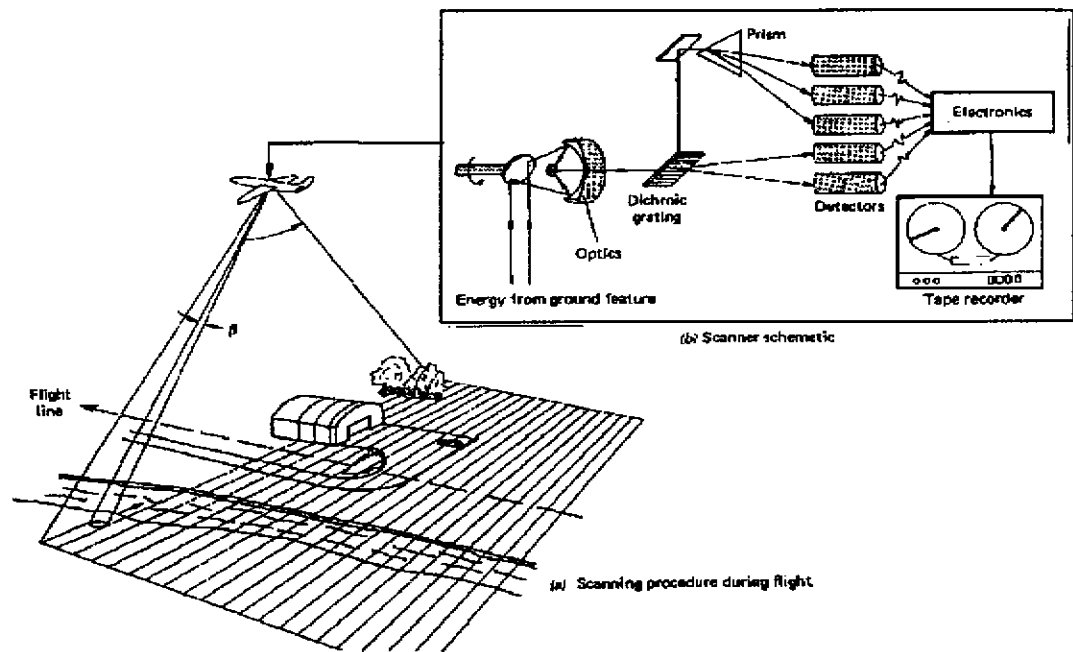


圖 4.3 多譜掃描系統的運作
(資料來源：Lillesand and Kiefer, 1994)

二、波譜特性

波長為 λ 的電磁能入射到地表時，會產生反射、穿透及吸收三種作用，如（4.1）式所示。而通常我們會以波譜反射率 R 來描述波譜的反射特性，波譜反射率的定義如式（4.2）所示。

$$E_I(\lambda) = E_R(\lambda) + E_A(\lambda) + E_T(\lambda) \quad (4.1)$$

$$R(\lambda) = \frac{E_R(\lambda)}{E_I(\lambda)} \quad (4.2)$$

其中：

λ = 波長；

$E_I(\lambda)$ = 入射的能量；

$E_R(\lambda)$ = 反射的能量；

$E_A(\lambda)$ = 吸收的能量；

$E_T(\lambda)$ = 穿透的能量。

根據波譜反射率的定義，可以將不同波長下的波譜反射率繪製成波譜反射率曲線（Spectral Reflectance Curve）。圖 4.4 是地表覆蓋物的波譜反射特性曲線，其中包含綠色植物（小麥）、乾裸土壤、濕土以及清水、濁水等典型的地表覆蓋物波譜反射率曲線。不同的地表覆蓋物在不同的電磁波段會有不同的反射特性。因此在光譜反射特性曲線圖上其波譜反射特性曲線隨波長的不同而有明顯的變化。某些類別可能在某個波長範圍之下與其他類別的波譜反射率有很大的差異。例如雪地和成熟的麥田在波長 $1.0 \mu\text{m}$ 時，其波譜反射率並無太大的差

異，但在波長 $1.6\mu\text{m}$ 時即出現相當大的落差。此特性即可作為類別判釋的依據。

植物反射電磁波譜的機制大部份發生在「葉面」，而影響植物反射強度的因子，包括有葉之成熟度、葉綠素、葉面健康狀況、及含水量等。以 SPOT 衛星影像而言，特別是在近紅外光的部份，由於近紅外光對葉面的穿透性佳，故下層的葉面會對穿透的近紅外光再次反射，而增加整體的近紅外光反射強度。在經驗上也發現當近紅外光段與紅光段的反射強度相差很小時，往往顯示出該區域的綠色生物量較少。

最能反應出水體波譜反射特性的當屬近紅外光段。水體吸收近紅外光段能量的特性，使得近紅外光段的影像呈現出較低的灰階值。因此我們可以很容易使用近紅外光段偵測到地表的水體，不過水體的波譜反射值也受許多因子的影響，包括水中的懸浮物質、水生綠藻、山脈的陰影、甚至水體表面的鏡面反射等，都會影響到光譜的反射值。

遙測影像經常會因為時間和空間的因素影響，產生判釋上的誤差。在空間上，由於遙測影像所涵蓋的範圍相當廣大，因此即使是相同的覆蓋類別，也會因為土壤、氣候、或者耕作方式…等等條件的不同，而使得波譜反射率產生若干的差異。而在時間上，則由於季節不同，使得覆蓋類別本身產生變化，特別在植生的類別受時間季節影響尤其明顯。例如落葉林之植物在秋天之際葉綠素轉淡，而春天時各種的花卉盛開，在光譜反射上也會有顯著的不同。

光譜反射值受此空間和時間效應的影響，往往會對遙測影像的判

釋造成相當程度的誤差，因此應用上不可不慎。而紋理特徵則較不受時間和空間的影響。

三、衛星資料特性

衛星影像是以網格式（raster）的儲存方式來記錄資料，也就是以陣列型態於空間中等間距記錄地表資訊，當取樣間距愈小則代表資料之解析度愈高，每個像元所代表的空間範圍就愈小。像元是整張衛星影像的組成單元，其灰階值即代表物質在光譜中不同的強度反應。若以 8bit 的資料型態作儲存，則灰階值的變化範圍即為 0~255，共 256 種不同的變化值。光譜中反射最強的，其灰階值即為 255，呈現的是白色的亮點；反射最弱的，其灰階值為 0，呈現的是黑色的暗點，其他強度反射值其灰階範圍則介於 0 與 255 之間。

目前國內最常使用的衛星影像資料是由國立中央大學太空及遙測中心衛星接收站所接收的法國 SPOT 衛星資料及美國大地（LANDSAT）衛星資料。該中心自民國 82 年起便接收並處理 SPOT 衛星影像，提供各界使用。SPOT 衛星影像的空間解析度，就多光譜而言，可以達到 12.5m× 12.5m；在可見光段（Panchromatic，PAN）更可達到 6.25m× 6.25m（如表 4.1 所示）。一般而言，SPOT 衛星影像，其空間解析度較 LANDSAT 衛星影像來得高，但其波段數目則比 LANDSAT 衛星來得少；所以雖然 LANDSAT 影像的解析度較 SPOT 影像來的差，但卻因擁有較多的波段，所以在分類應用上，皆為各單位所廣泛使用。

研究中使用 1996 年之南投 SPOT 衛星影像資料（如圖 4.5 示），分類之方法採用 Imagine 影像處理軟體中之非監督性分類法，

其利用群集演算的方法加以分類，先假設一組類別的平均值，或將所有的資料當成一類，計算平均值及標準差。經過一系列之區別與結合之疊代計算，直到最高次迴圈計算。當任一類的標準差大於最大標準差之值分開計算，若任兩類的平均值小於任兩類別平均值之距離時，進行結合，而每一類別個數小於類別最小個數限制之值時則捨棄。

圖 4.6 說明了分類的結果，若選擇監督性分類則有一個缺點即是訓練樣區的樣本選取及數量不能代表母群體，而使結果不具代表性。那非監督性分類的主要缺點即是對於邊界分類的效果不佳。因此作法上就以非監督性分類為主，輔以航空照片作為辨識類別的作法，表 4.2 列出了分類後的結果。

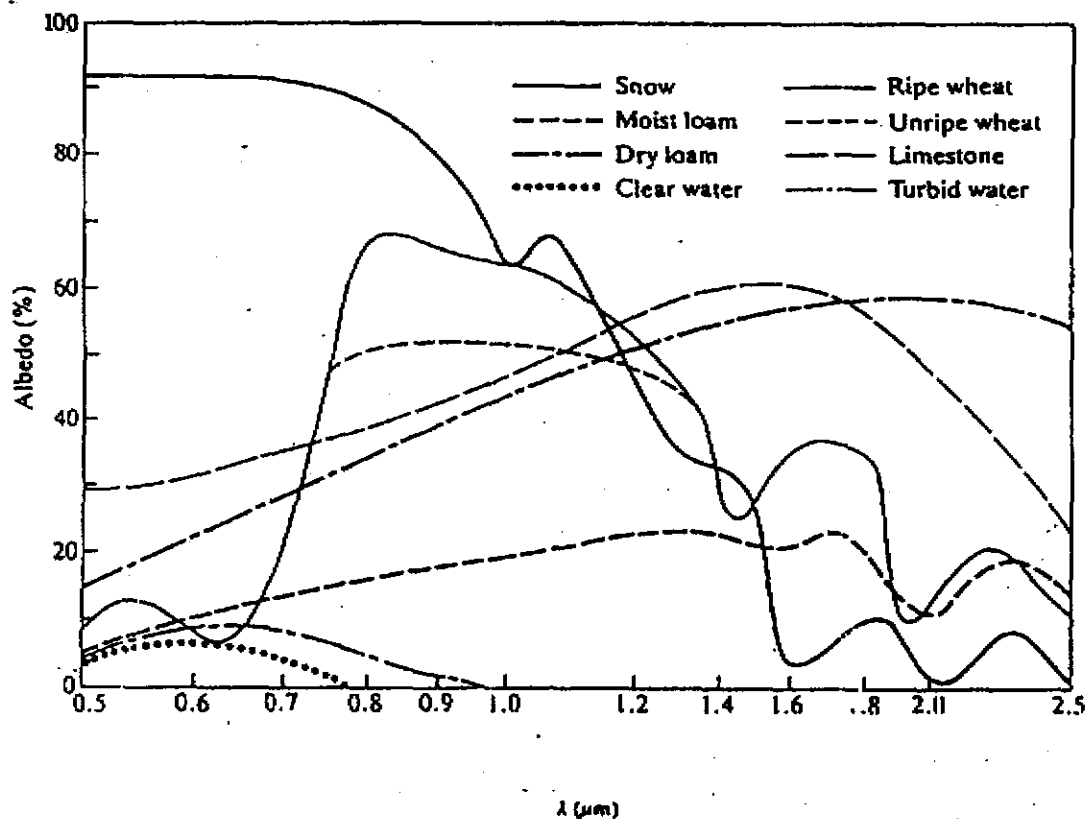


圖 4.4 地表覆蓋物的波譜反射特性曲線
(資料來源：Rees, 1990)

表 4.1 SPOT 衛星影像特性

光譜波段	波長範圍 (μm)	解析度 (m)
綠光段 (Green)	0.5 - 0.59	12.5
紅光段 (Red)	0.61 - 0.68	12.5
近紅外光段 (Infrared)	0.79 - 0.89	12.5
可見光段 (Panchromatic)	0.51 - 0.73	6.25

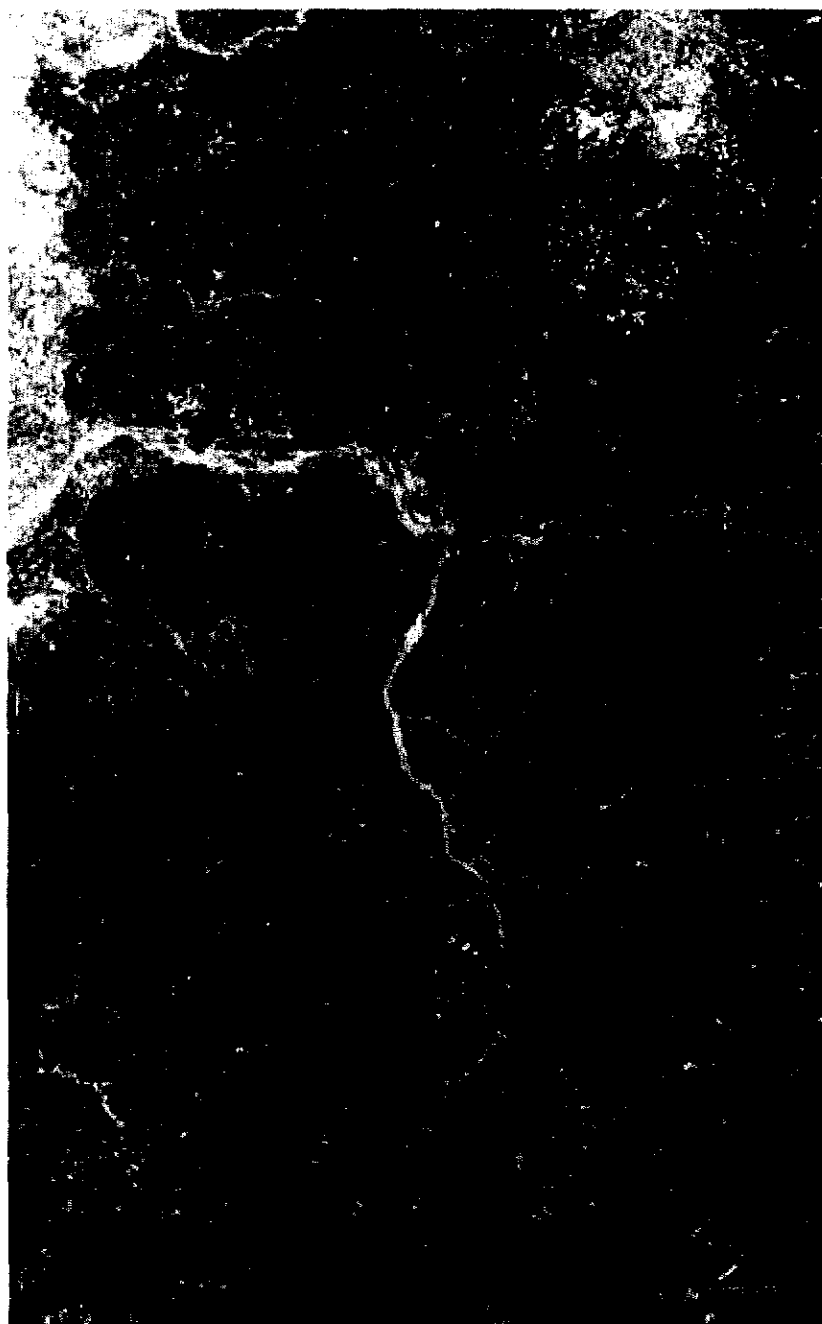
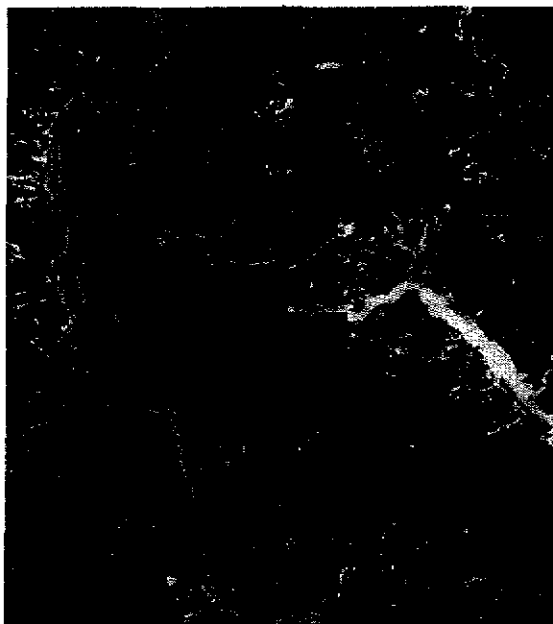
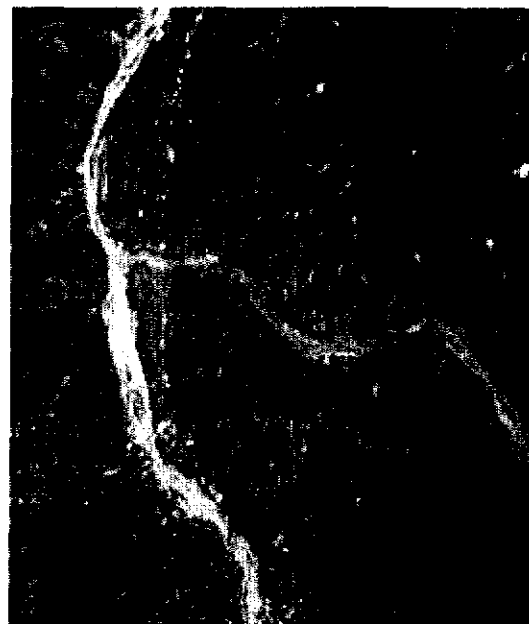


圖 4.5 研究區域之 SPOT 衛星影像圖 (1996)



陳有蘭溪航照圖



SOPT 衛星影像圖



分類後之土地利用圖

圖 4.6 土地利用判識圖

表 4.2 研究區域土地利用表

集水區 名稱	分析地點	土地開發像素 數目	土地未開發像 素數目	土地利用百分比 (%)
北勢溪 流域	溪坪橋	33	3184	1.03
	崩坎二號橋	37	1473	2.45
	苗園	49	8553	0.57
	大智橋	8	4045	0.20
	奮鬥橋	44	2840	1.53
	深坑二號橋	37	1280	2.81
	深坑四號橋	43	1601	2.62
玉崙溪 流域	潭南一號橋	3	14632	0.02
	潭南二號橋	187	1464	11.33
北山坑 流域	林厝橋	17	1540	1.09
	港源三號橋	117	1802	6.10
陳有蘭溪 流域	壽山橋	604	3582	14.43
	新安橋	774	5853	11.68
	新山橋	920	2240	29.11
	郡平橋	1734	3499	33.14
	郡安橋	348	3449	9.17
	郡坑橋	1632	974	62.62
	上安橋	515	3050	14.45
	95.5K	2034	10536	16.18
	豐丘	536	10184	5.00
	筆石橋	10	17439	0.06
	庫坑橋	59	1657	3.44
	望美橋	8	1701	0.47
	望鄉橋	416	5768	6.73
	香蕉橋	3111	7688	28.81
	新興橋	346	10767	3.11
	東埔一號橋	284	6887	3.96
	東埔二號橋	19	22458	0.08

註：土地開發之部分包括道路、房舍、茶園、

檳榔園等非原始林地的部分。

4.2.2 集水區地文因子

土石流發生的地區通常位於河川上游處，更有許多土石流是發生於野溪上。但在傳統地形圖上很難判斷野溪的位置和其狀況，利用 Arc/Info 以 DTM 模擬出渠道流和漫地流，可以得到所有的地表逕流的流動水系資料，故由 DTM 可以快速有效的推求出地文因子，如：河川長度、集水分區、溪床坡度...等，DTM 及 GIS 空間分析技術在大區域之研討上相當實用。河系推導及地文因子之求取流程圖如圖 4.7 所示

一、DTM 資料之初步處理

由於台灣目前之 DTM 的解析度是 40m× 40m，有可能發生局部區域地形資料不足之情況，使接下來之地形分析工作無法進行，因此取得 DTM 資料之後，首先須作初步之資料修正，對局部突出或窪陷進行區域整平，填平窪陷或是去除突起之相對極端值，在 Arc/Info 內可以 FILL 指令來進行：

```
FILL<in_grid><out_grid>{SINK|PEAK}{z_limit}{out_dir_grid}
```

其中：

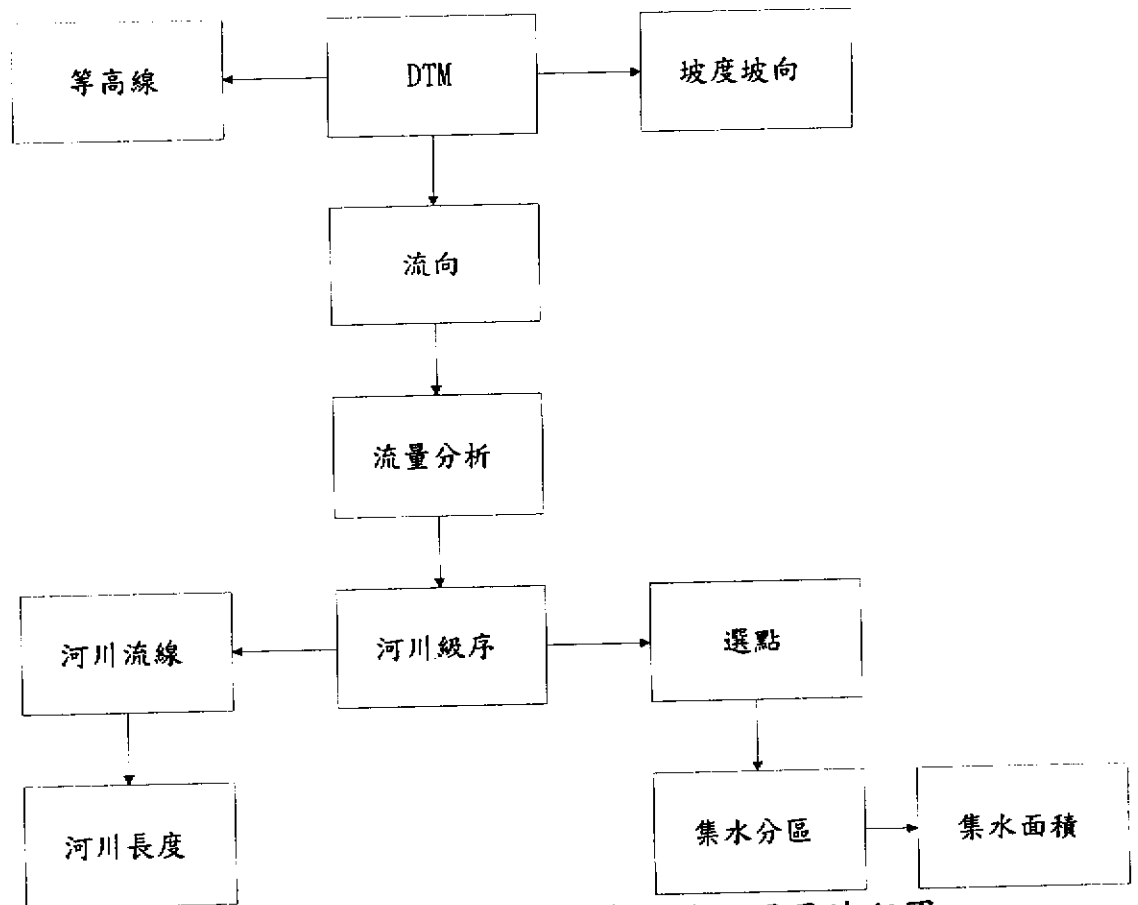


圖 4.7 以數值地形 (DTM) 求取地文因子流程圖

<in_grid>：需要處理之輸入檔案名稱。

<out_grid>：處理後之輸出檔案名稱。

{SINK|PEAK}：選擇欲填平窪陷或是去除突起（可以不設定）。

{z_limit}：給定之高差範圍（可以不設定）。

{out_dir_grid}：not necessary（可以不設定）。

例：FILL elev_grid1 filled_grid2

如果在應用 DTM 資料前未經此步驟處理，則有可能產生局部區域之流線因不合理的高低起伏而間斷，在河川分析時，不但河流本身會有不連貫的不合理情形，在級序的求取上也會發現級序無法連接或無法劃定子集水分區之結果。

二、流向判定

區域整平後即可進行流向圖層之產生，即由原始之 DTM 資料產生另一個包含流向資料之網格圖層，流向資料圖層為河川網路空間分析所必需，需先分析出流向，才能繼續進行河系之建立。

FLOWDIRECTION (<surface_grid> , {o_drop_grid} ,
{NORMAL|FORCE})

其中：

<surface_grid>：即經整平後之 DTM 資料圖層

{o_drop_grid}：設定是否產生各點落差值之圖層（可以不設定）

{NORMAL|FORCE}：圖層邊緣處流向之指定方式（可以不設定）

Normal：依高程差判定流向

Force：圖層邊緣之網格點的流向均設定為向外流動

例：dir_grid = flowdirection (filled_grid)

某網格點處流向之判斷是以該點高程與附近各點高程比較決定，

流向之表示方式如圖 4.8 所示之，向右流即以 1 表示，向下流則以 4 表示之；若是有可能向一個以上的方向流動，則以算數和表示之，例如流動方向為右（1）、右下（2）、及下（4）三個方向，則表示為 $1+2+4=7$ 。

三、流量分析

流向判定完成後即可進行流量分析以產生河川網路，此方法乃是假設一均勻降雨來模擬該區域所可能產生的逕流方向和流量。

FLOWACCUMULATION (<dir_grid>, {weight_grid})

其中：

<dir_grid>：由流向分析函數（flowdirection（ ））所得之流向圖層。
{weight_grid}：用以模擬之假設降雨量（可以不設定）

例：net_grid = flowaccumulation (dir_grid)

在做此函數的計算處理時，如果為了避免地形上局部窪蓄所造成河流的中斷，可以假設一較大之降雨，模擬出較大的流量，以減少地形對流量之影響。

四、河川級序判定

得到了流向及流量二項基本圖層之後，Arc/Info 即可模擬出研究區域內河川級序之分佈情形：

STREAMORDER (<net_grid> , <dir_grid> ,
{STRAHLER|SHREVE})

其中：

<net_grid>：由流量分析所得之圖層。

<dir_grid>：由流向分析函數（flowdirection（ ））所做出之流向圖層。

{STRAHLER|SHREVE}：求取級序之二種方法（參考圖 4.9，可以不

設定)

例：order_grid=streamorder (net_grid, dir_grid, strahler)

在此項計算中 Arc/Info 會自動的將所有可能之漫地流及渠道流皆列於結果之中，即除了集水分區稜線之外，整塊研究區域都會有河川覆蓋。

五、河系導出：

由河川級序和流向圖層，可以產生河流流線之圖層。

STREAMLINE (<net_grid>, <dir_grid>, {out_item}, {weed})

其中：

<net_grid>：由流量分析所得之圖層。

<dir_grid>：由流向分析函數 (flowdirection ()) 所做出之流向圖層。

{out_item}：輸出圖層屬性資料表中存放網格資料之名稱 (可以不設定)

{weed}：圖層錯誤自動修正參考值 (參考 Arc/Info 手冊) (可以不設定)

例：line = streamline (net_grid, dir_grid, #, 10000)

由此函數模擬所得之河川網絡乃是由河川級序圖層轉換而來，屬性資料表中包括了欲求取之基本地文因子：河川級序和河川長度。因為原先之圖層是由河川級序產生，故有些同級河川並未相連，而且十分散亂，故需要經手動過程將同級河川連接起來，每段河川連結之後，再利用資料庫軟體 FOXBASE 重新修正屬性資料後完成河系圖層之建立。

六、子集水區劃定

在模擬子集水區之前必須先將各待劃定子集水區的集水點先選取

出來。

SELECTPOINT (<grid> , <point_file> , {INSIDE|OUTSIDE})

其中：

<grid>：原先之 DTM 數值地形資料。

<point_file>：各選取點集合之文字檔名。

{INSIDE|OUTSIDE}：選擇網格點之方式（可以不設定）

Inside：除點選的點之外均不選取

Outside：除點選的點之外均選取

例：s_point = selectpoint (grid , point)

集水點圖層選取之後，便以下式之指令劃分出所選取之集水點上方的子集水區：

WATERSHED (<dir_grid> , <source_grid>)

其中：

<dir_grid>：由流向分析函數（flowdirection ()）所得之流向圖層。

<source_grid>：此處即代入先前之選定點之圖層（selectpoint ()）。

例：w_shed1 = watershed (dir_grid , s_point)

此過程中是以河川流向及級序做為輸入，產生一集水分區之網格圖層，再經過一次 Arc/Info 內部函數 GRIDPOLY () 之轉換，可以將 grid 圖層轉成一包含完整屬性資料之向量圖層（如圖 4.10 所示）。

若依據上述之方式即可推求出集水區的各項地文因子，如集水區面積、主要河川長度、溪床平均坡度、形狀係數等。以下再將各項地文因子作一完整之定義

集水區面積 (Watershed, A)，係以土石流發生災害處向上溯源之集水面積為量測的範圍，故以數值地形圖解析度為 40× 40 公尺，在主要河川長度上取平均坡度 16 度以上為起算點。

集水區平均寬度 (Mean width, W)，即為集水區面積 (A) 除以河川長度 (L) 之商。

集水區形狀因子 (Form factor, F)，為 1932 年荷頓氏所提出，其定義為單位主要河川長度之流域寬度如 (4.3) 式。為一無因次參數。

$$F = \frac{W}{L} = \frac{\frac{A}{L}}{L} = \frac{A}{L^2} \quad (4.3)$$

32	64	128
16		1
8	4	2

圖 4.8 流向之判定

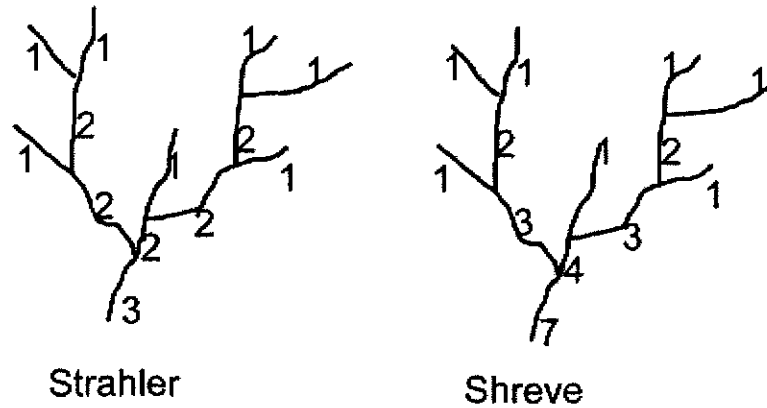


圖 4.9 兩種不同之級序定義方式

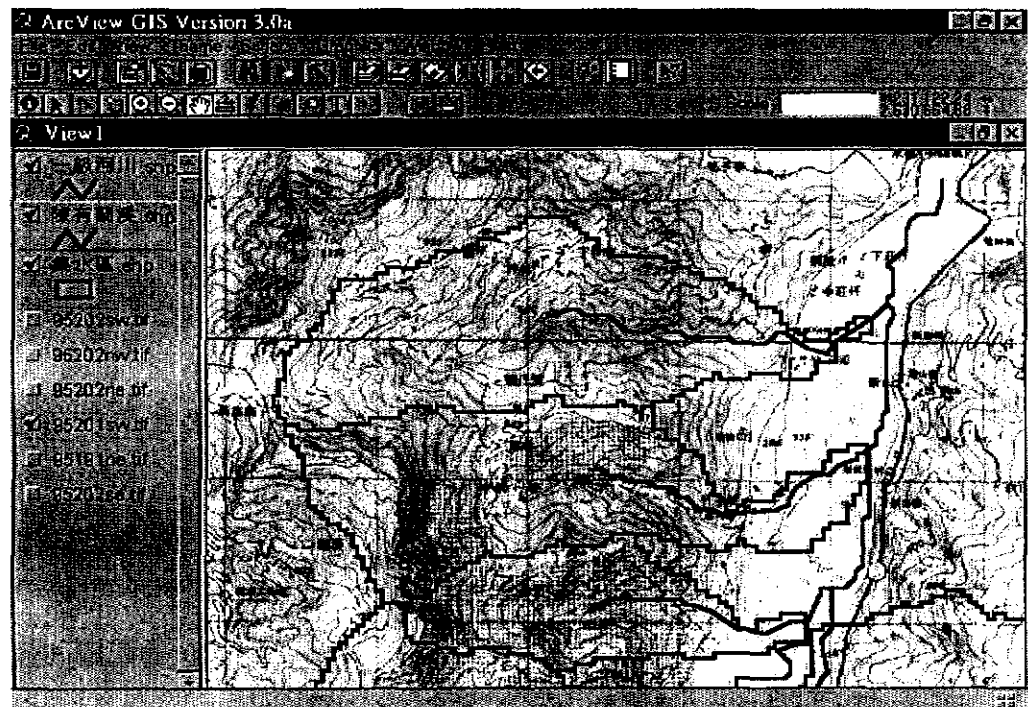


圖 4.10 具完整屬性資料之向量圖層

溪床平均坡度（mean slope，S），其推求方法有很多種，在本研究中乃依照王如意、易任（1979）「應用水文學」中平均坡度之求法，以泰勒及施瓦茲氏法（Taylor and Schwarz method）求取。此法是將河川分成 n 段，每段具平均坡度 S_i ，則溪床平均坡度可表示如（4.4）式：

$$S = \left(\frac{\sum_{i=1}^n S_i^{1/2}}{n} \right)^2 \quad (4.4)$$

其中各段 S_i 的求法為（4.5）式：

$$S = \sin^{-1} \left(\frac{h_i}{l_i} \right) \quad (4.5)$$

當中 h_i 為第 i 段之上游高程與下游高程之差， l_i 為第 i 段之河川長度。

依據上述方法推求各研究流域之數值地形圖及地文因子數據整理如圖 4.11、4.12、4.13、4.14 及表 4.3 所示。

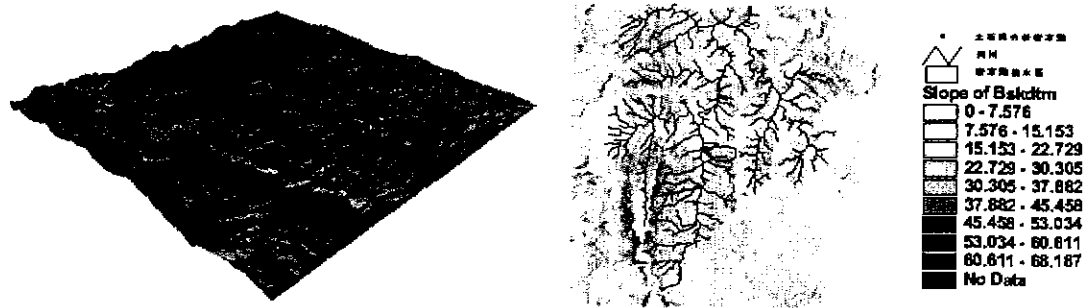


圖 4.11 北山坑數值地形圖、流域樣本點及坡度圖

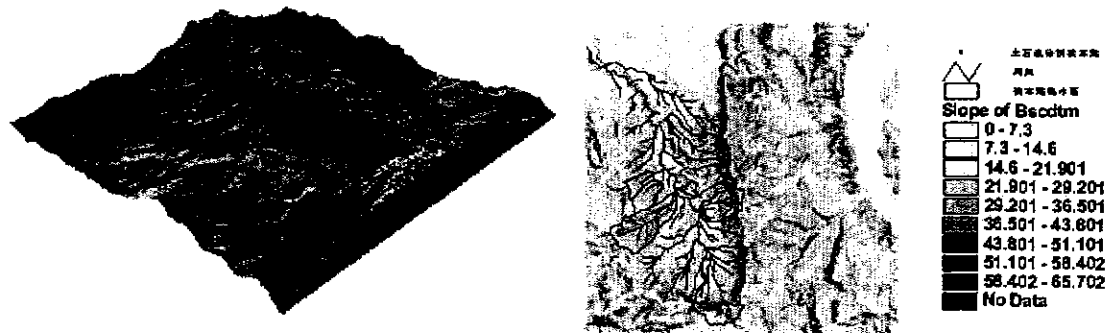


圖 4.12 北勢溪數值地形圖、流域樣本點及坡度圖

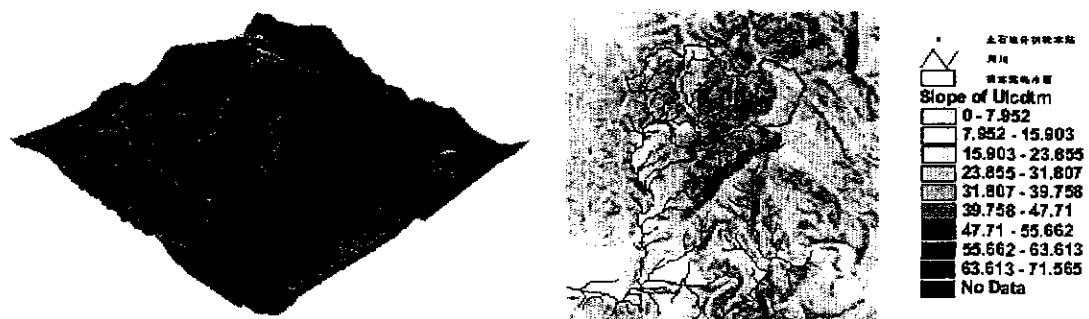


圖 4.13 玉崙溪數值地形圖、流域樣本點及坡度圖

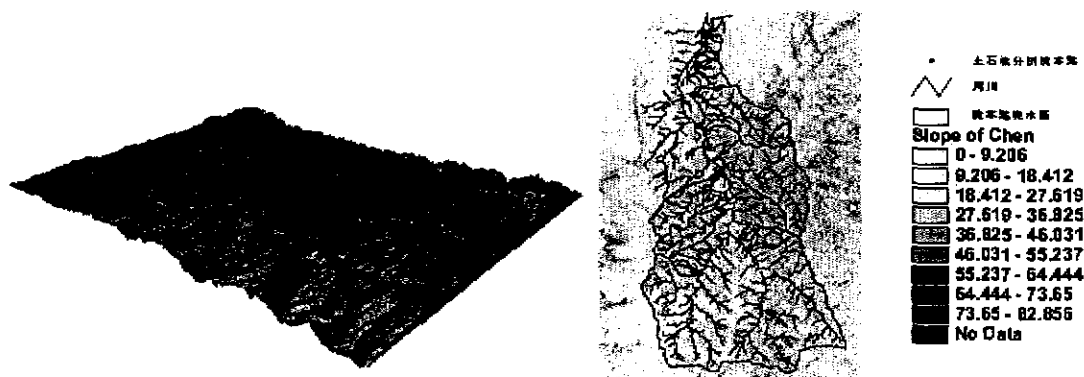


圖 4.14 陳有蘭數值地形圖、流域樣本點及坡度圖

表 4.3 地文因子數據

集水區名稱	分析地點	集水區面積 (ha)	溪流長度 (m)	集水區平均寬度 (km)	集水區形狀因子	溪床平均坡度 (%)
北勢溪流域	溪坪橋	76.87	591.4	1.3	2.2	9.99
	崩坎二號橋	21.9	442	0.5	1.1	7.98
	苗圃	127.9	885.1	1.4	1.6	17.49
	大智橋	63.52	890.6	0.7	0.8	17.63
	奮鬥橋	42.08	734.6	0.6	0.8	15.80
	深坑二號橋	18.72	162	1.2	7.1	14.10
	深坑四號橋	28.48	544.4	0.5	1.0	19.90
玉崙溪流域	潭南一號橋	224	1146.8	2.0	1.7	18.61
	潭南二號橋	25.12	391.2	0.6	1.6	9.53
北山坑流域	林厝橋	22.72	267.6	0.8	3.2	12.32
	港源三號橋	27.84	574	0.5	0.8	12.55
陳有蘭溪流域	壽山橋	54.74	828.7	0.7	0.8	17.12
	新安橋	100.48	607.9	1.7	2.7	14.36
	新山橋	45.92	540.3	0.8	1.6	18.99
	郡平橋	78.4	576	1.4	2.4	14.29
	郡安橋	48.64	795	0.6	0.8	10.54
	郡坑橋	36.32	377	1.0	2.6	11.53

上安橋	52.8	1163.2	0.5	0.4	13.09
95.5K	192	1116.1	1.7	1.5	15.57
豐丘	161.28	1507.2	1.1	0.7	20.98
筆石橋	266.4	1010.7	2.6	2.6	6.99
庫坑橋	25.12	552.1	0.5	0.8	10.21
望美橋	21.53	546	0.4	0.7	4.29
望鄉橋	93.28	787.1	1.2	1.5	7.70
香蕉橋	164.32	1343.6	1.2	0.9	14.86
新興橋	169.28	1640.1	1.0	0.6	14.34
東埔一號橋	68.64	1087	0.6	0.6	13.78
東埔二號橋	345.66	3420.8	1.0	0.3	20.54

4.2.3 土壤力學參數

研究中土壤力學性質資料之取得方法，原則上是以現地試驗方式進行。亦即先針對研究區域內各危險溪流之集水區，進行現地密度試驗及採樣，並將採得土樣於試驗室中進行比重分析、粒徑分析、阿太堡試驗及直接剪力試驗。以下定義各土壤力學參數，及將試驗結果列於表 4.4。

一、土壤粒徑

若得知土壤之粒徑分佈，則可判斷土壤及配與否，並做為土壤分類，亦可進一步評估土壤之液化潛能。研究中採用土壤粒徑大於 4 號篩之重量百分比（粗顆粒）和土壤粒徑小於 200 號篩之重量百分比（細顆粒）兩個參數為考量因子。

二、土壤孔隙率及孔隙比

土壤孔隙率（porosity, n ）指的是在土壤中，土壤顆粒以外之孔隙體積（volume of voids）與土壤總體積（total volume of voids & soil solids）之比，其值介於 0 與 1 之間，孔隙越大表示土壤越疏鬆。土壤孔隙比（void ratio, e ）指的是在土壤中，土壤顆粒以外之孔隙體積與土壤顆粒所佔體積（volume of soil solids）之比。孔隙比越大，亦表示土壤越疏鬆。且孔隙率與孔隙比有下列之絕對相依的關係：

$$n = e / (1 + e) \quad (4.6)$$

三、土壤乾燥單位重

土壤乾燥單位重（dry unit weight, γ_d ）指的是土壤在完全乾燥下，單位體積土壤所佔的重量。其使用單位通常為（ gw/cm^3 ）。在乾燥單位重是土壤密實度的一般指標。因為在自然狀態中，乾燥單位重在現地並不隨含水量之改變而改變。

四、土壤飽和單位重

土壤飽和單位重 (saturated unit weight, γ_{sat}) 指的是當土壤內的孔隙完全被水充滿的狀態下，其單位體積中，土壤連同充滿孔隙中之水所佔的重量。使用單位與乾燥單位重相同 (gw/cm^3)。

五、凝聚力與內摩擦角

對大多數土壤力學問題而言，在一土體破壞面上，利用正應力的線性函數即可充份近似相對應的剪應力，並求得土壤之凝聚力與內摩擦角。其關係可寫成 (4.7) 式 (亦即 Mohr - Coulomb 破壞準則)：

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (4.7)$$

其中

τ_f ：剪應力 (shear stress)

c ：凝聚力 (cohesion)

σ ：正應力 (normal stress)

φ ：內摩擦角 (angle of internal friction)

六、塑性指數

塑性指數 (plasticity index, PI) 為一重要的阿太堡限度 (Atterberg limits) 指數，其為液性限度 (LL) 與塑性限度 (PL) 之差，即

$$PI = LL - PL \quad (4.8)$$

也就是土壤在塑性狀態含水量之範圍。所謂液性限度 (LL) 是指土壤由半固態變為液態時之臨界含水量，測定方式通常使用 ASTM D423；塑性限度 (PL) 是指土壤之塑性狀態與半固體狀態之臨界含水量，測定方式通常使用 ASTM D424。通常土壤之塑性指數越大，其滲透性越小，而不排水剪力強度也越大。

表 4.4 土壤力學性質試驗資料

	溪坪橋	崩坎二號橋	苗圃	大智橋	奮門橋	深坑二號橋	深坑四號橋	潭南一號橋	潭南二號橋	林厝橋
採土點座標 (E)	227.1	227.3	228.7	227.9	226.4	226.3	226.6	243.2	243.0	235.7
採土點座標 (N)	2621.0	2622.2	2618.7	2620.4	2624.7	2621.6	2621.4	2636.1	2636.9	2648.8
乾燥單位重 (g/cm^3)	1.150	1.305	1.128	1.401	1.414	1.298	1.155	1.388	1.334	1.341
飽和單位重 (g/cm^3)	1.684	1.804	1.680	1.858	1.680	1.784	1.751	1.852	1.828	1.832
土壤孔隙比	1.150	0.998	1.234	0.843	1.172	0.949	1.480	0.869	0.980	0.968
土壤孔隙率	0.535	0.500	0.552	0.457	0.540	0.487	0.597	0.465	0.495	0.492
土壤大於 #4 (%)	27.98	23.78	11.51	46.25	32.96	22.25	48.86	61.00	74.01	37.45
土壤小於 #200 (%)	44.55	23.97	43.01	34.37	23.05	23.30	40.59	19.41	11.72	22.52
凝聚力 (kg/cm^2)	0.030	0.156	0.000	0.013	0.011	0.017	0.161	0.157	0.200	0.043
內摩擦角 ($^\circ$)	32.08	22.53	33.18	29.75	31.23	32.09	24.18	29.44	25.08	30.19
塑性指數	20.47	NP	NP	7.43	NP	NP	18.52	NP	NP	9.01

	野溪左岸	野溪右岸	野溪左岸	野溪左岸	野溪左岸	野溪左岸	野溪右岸	野溪右岸	野溪左岸	野溪右岸
採土點描述	10m , 無高差, 砍斷坡腳	175m , 高差15m , 山坡頂, 雜草處	30m , 高差2m , 雜草處	5m , 橋上游高差50m	5m , 橋上游高差3m , 竹林處, 砍斷坡腳	橋上游200m , 高差5m , 竹林處	300m , 高差10m	10m , 無高差, 砍斷坡腳	5m , 無高差, 砍斷坡腳	7m , 無高差, 砍斷坡腳

表 4.4 (續) 土壤力學性質試驗資料

	港源 三號 橋	壽山 橋	新安 橋	新山 橋	郡平 橋	郡安 橋	郡坑 橋	上安橋	新興 橋	95.5k
採土點座 標 (E)	235.6	235.6	235.5	235.5	235.2	234.7	234.8	234.4	235.3	235.9
採土點座 標 (N)	2647.3	2629.6	2629.4	2628.8	2627.9	2626.6	2627.0	2625.7	2605.9	2619.8
乾燥單 位重 (g/cm^3)	1.175	1.524	1.645	1.827	1.661	1.512	1.463	1.581	1.612	1.603
飽和單 位重 (g/cm^3)	1.725	1.965	2.022	2.144	2.031	1.947	1.915	1.986	2.005	2.005
土壤孔 隙比	1.224	0.791	0.664	0.464	0.589	0.771	0.829	0.681	0.646	0.675
土壤孔 隙率	0.550	0.441	0.399	0.317	0.370	0.435	0.452	0.405	0.393	0.402
土壤大於 #4 (%)	46.39	39.40	31.25	23.10	43.34	41.20	12.38	42.11	53.54	24.64
土壤小於 #200 (%)	44.68	26.63	25.72	14.61	21.54	38.78	71.38	20.26	24.00	49.71
凝聚力 (kg/cm^2)	0.000	0.060	0.090	0.130	0.040	0.020	0.000	0.030	0.140	0.060
內摩擦 角 ($^{\circ}$)	36.56	36.20	39.80	27.37	24.86	37.35	37.33	39.13	26.32	37.81
塑性 指數	6.95	7.87	4.49	NP	6.12	6.7	3.85	3.43	7.07	5.09

採 土 點 描 述	野溪 右岸 100m ， 高 差 5m ， 砍 斷 腳	野溪 左岸 距 溪 50m ， 橋 200m ， 相 思 樹 林 旁	野溪 右岸 距 溪 20m ， 橋 30m ， 高 差 10m ， 木 橋 林 旁	野溪 左岸 距 溪 20m ， 橋 90m ， 高 差 15m ， 檳 榔 樹 林	野溪 右岸 距 溪 30m ， 高 差 15m ， 木 橋 林 旁	野溪 左岸 距 溪 30m ， 高 差 10m ， 木 橋 林 旁	野溪 右岸 距 溪 30m ， 高 差 10m ， 木 橋 林 旁	野溪 左岸 距 溪 30m ， 高 差 10m ， 木 橋 林 旁	野溪 右岸 距 溪 30m ， 高 差 10m ， 木 橋 林 旁	溪左岸 距 溪 5m ， 橋 1600m ， 與 溪 底 高 差 3m ， 桃 樹 林 旁	野溪 左岸 距 溪 50m ， 高 差 10m ， 雜 林 旁	野溪 右岸 距 溪 400m ， 高 差 60m ， 高 差 30m ， 灌 木 叢 旁

表 4.4 (續) 土壤力學性質試驗資料

	豐丘	筆石 橋	庫坑 橋	望美 橋	望鄉 橋	車寮 橋	香蕉 橋	新開 橋	東埔 一號 橋	東埔 二號 橋
採土點座 標 (E)	236.3	237.4	237.5	238.1	237.8	237.4	236.5	234.6	239.0	239.2
採土點座 標 (N)	2618.6	2615.9	2613.4	2613.3	2612.2	2609.3	2608.1	2623.9	2606.8	2608.1
乾燥單 位重 (g/cm^3)	1.359	1.628	1.472	1.580	1.701	1.649	1.514	1.434	1.332	1.439
飽和單 位重 (g/cm^3)	1.851	2.012	1.913	2.004	2.060	2.042	1.950	1.903	1.815	1.891
土壤孔 隙比	0.971	0.652	0.807	0.751	0.605	0.654	0.775	0.893	0.937	0.826
土壤孔 隙率	0.492	0.384	0.441	0.424	0.377	0.392	0.436	0.469	0.484	0.452
土壤大於 #4 (%)	49.32	64.18	32.71	52.62	34.22	46.14	33.34	26.32	31.38	43.66
土壤小於 #200 (%)	19.96	10.59	31.40	11.79	36.22	18.66	28.46	28.24	33.99	17.19
凝聚力 (kg/cm^2)	0.000	0.0000	0.040	0.160	0.000	0.030	0.070	0.040	0.139	0.026
內摩擦 角 ($^\circ$)	26.89	42.15	37.39	29.86	40.12	44.14	38.27	40.96	25.44	32.53
塑性 指數	7.58	7.87	0.79	1.08	3.76	8.00	10.09	8.46	7.65	5.48

[illegible]

4.2.4 土石流發生影響因子之檢定與分析

本研究檢定分析對象係以研究區域內具有實測力學參數資料之 13 個土石流樣本溪流，針對所選定之土石流發生影響因子，配合統計方法加以檢定，以決定與土石流發生與否具有相關性之危險因子。

一、土石流發生之影響因子

所選定之影響因子，包括土地利用因子及地文因子類之集水區面積、溪流長度、集水區平均寬度、集水區形狀因子、溪床平均坡度，以及力學參數類之土壤孔隙比、土壤粒徑大於 4 號篩百分比、土壤粒徑小於 200 號篩百分比、土壤內摩擦角、土壤塑性指數等。統計檢定時分別針對上述各因子進行分析。

二、影響因子之檢定方法

Mann-Whitney-Wilcoxon 檢定法檢定兩獨立樣本所來自母體的平均數是否相等，在無母數統計學裏用得很廣。其基本假設為兩母體皆為隨機樣本並呈連續分佈，且變異程度相同。有關檢定步驟茲述如下：

a) 虛無假設

$$H_0: \eta_1 = \eta_2 \quad (4.8)$$

$$H_1: \eta_1 \neq \eta_2 \quad (4.9)$$

η_1, η_2 : 兩母體之平均數

b) 計算各別樣本等級和

將兩組獨立樣本混合，分別給予適當等級，得兩樣本個別的等級和為 W_1 、 W_2 。

c) 計算

$$U_1 = n_1 n_2 + \frac{n_1(n_1 + 1)}{2} - W_1 \quad (4.10)$$

$$U_2 = n_1 n_2 + \frac{n_2(n_2 + 1)}{2} - W_2 \quad (4.11)$$

其中， n_1 及 n_2 分別代表樣本各數。 U_1 代表第一組樣本觀測值小於第二組樣本觀測值的總個數， U_2 代表第二組樣本觀測值小於第一組樣本觀測值的總個數，並取二者中之小者作為檢定統計量 U 。

d) 檢定

U 分佈之期望值及變異數分別為，

$$E(U) = \frac{n_1 n_2}{2} \quad (4.12)$$

$$V(U) = \frac{n_1 n_2 (n_1 + n_2 + 1)}{12} \quad (4.13)$$

計算 Z 統計量，

$$Z = \frac{U - E(U)}{\sqrt{V(U)}} \quad (4.14)$$

當 $Z < Z_{(\alpha/2)}$ ，則拒絕 H_0 ，即該因子會影響流域是否發生土石流。

此檢定的理論基礎為，若兩獨立樣本來自同一母體或平均數相等的母體，則兩組樣本的觀測值會交錯排列，即 U_1 與 U_2 應極為接近，否則檢定統計量 U 必小，應該拒絕 H_0 ，表示母體可能不一致或平均數可能不同。

三、各影響因子檢定結果

分析時採用統計軟體為 SPSS for Windows Version 7.52 (Statistical Package for the Social Science)。在分析結果的部份，選擇檢定後最有相關的因子進行分析，研究中取用這些因子為土石流發生之危險因子。

所選定的 28 個危險溪流樣本，經考量其 11 個可能與土石流發生與否具有相關性的影響因子，並以 Mann - Whitney - Wilcoxon 檢定

檢定之，其檢定結果如表 4.5 示。在 80%信心水準下，選擇相關因子作分析。亦即此因子在發生土石流與未發生土石流之溪流樣本中，具有顯著之差異。分析結果得到下列五種因子對土石流之影響較大。

1. 土地利用因子
2. 集水區有效面積
3. 主要河川長度
4. 粒徑大於四號篩百分比
5. 溪床平均坡度

表 4.5 Mann-Whitney-Wilcoxon 檢定結果

檢定因子	發生否	N	Mean Rank	U	W ₂	Z
集水區平均寬度	1	13	15.62	83	203	-0.668
	2	15	13.53			
集水區形狀因子	1	13	15.88	79.5	199.5	-0.829
	2	15	13.3			
溪床平均坡度	1	13	16.77	68	188	-1.359
	2	15	12.53			
土地利用因子	1	13	18.23	49	169	-2.234
	2	15	11.27			
集水區有效面積	1	13	18	52	172	-2.096
	2	15	11.47			
主要河川長度	1	13	16.92	66	186	-1.451
	2	15	12.4			
土壤孔隙比	1	13	12.54	72	163	-1.175
	2	15	16.2			
土壤內摩擦角	1	13	14.62	96	216	-0.069
	2	15	14.4			
土壤凝聚力	1	13	14.27	94.5	185.5	-0.139
	2	15	14.7			
土壤粒徑大於 4 號篩百分比	1	13	11.31	56	147	-1.912
	2	15	17.27			
土壤粒徑小於 200 號篩百分比	1	13	15.08	90	210	-0.345
	2	15	14			

4.3 降雨資料收集及分析

4.3.1 雨量資料來源

本研究蒐集自民國 69 年～民國 87 年約十八年之雨量資料，資料來源為經濟部水利處。共取 17 個站，各站分佈如圖 4.15 所示，站名如表 4.6 所列。

4.3.2 雨量資料推估

在進行土石流預警系統之降雨分析時，所需之雨量資料為時雨量資料。對於各個土石流發生溪流樣本處之雨量資料推估，資料量龐大，在研究中採距離平方反比法求得。

距離平方反比法一現象在空間上的變遷大部份不應該是突然的，而是漸變的，距離平方反比法的未知點就是以鄰近點距離遠近之平方值來決定權重，越近權重越大。

點 X_0 之推估值： $\hat{Z}(X_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(X_i)$ ， $Z(X_i)$ 為觀測點 (X_i, Y_i) 之測量值， λ_i 為觀測點 (X_i, Y_i) 之權重係數。 $\lambda_i = \frac{f(d_{oi})}{\sum_{j=1}^n f(d_{oj})}$ ， $f(d_{oi}) = \frac{1}{d_{oi}^2}$ ， $d_{oi} = \sqrt{(X_0 - X_i)^2 + (Y_0 - Y_i)^2}$ （距離）。（參考蔡玉琴（1997），淡水河流域降雨時空分析及推估—地理資訊系統的應用）

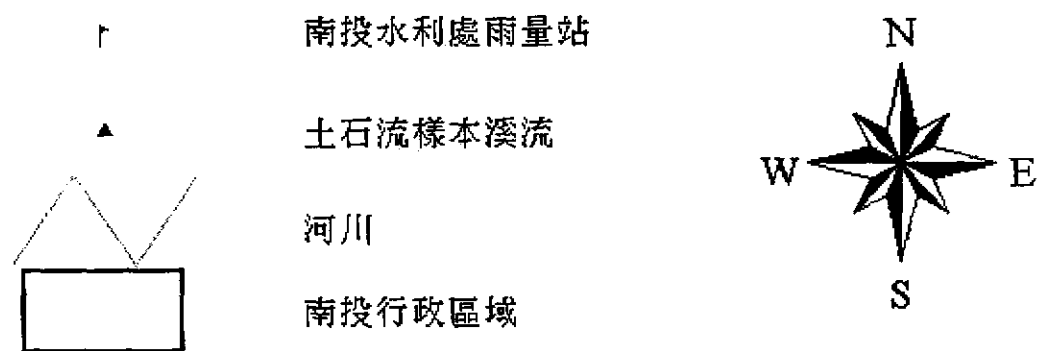
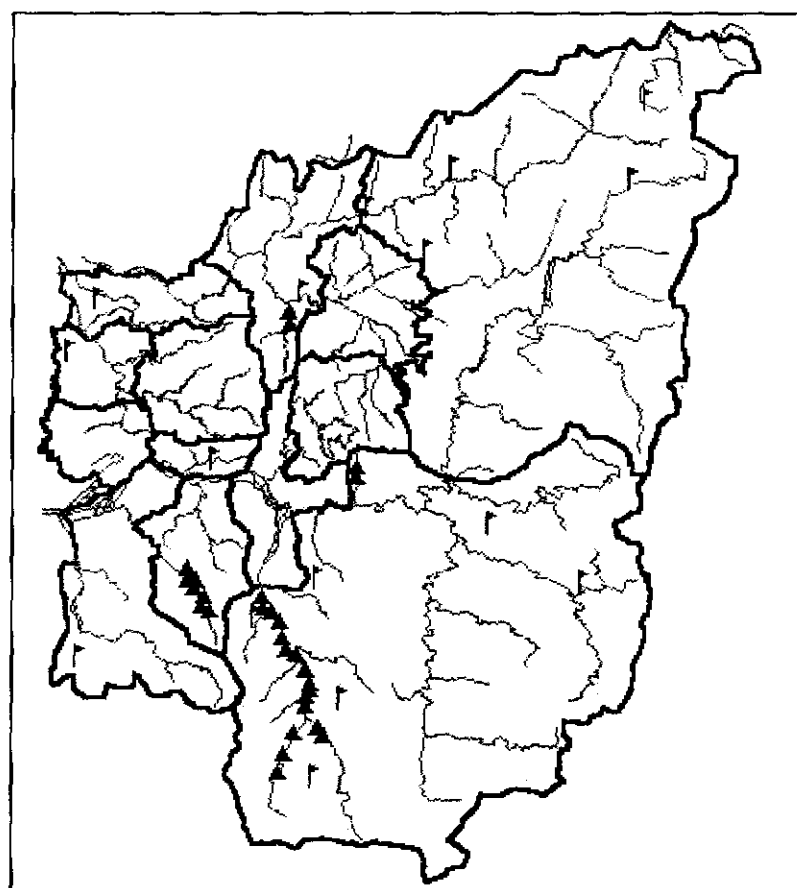


圖 4.15 水利處雨量站分佈圖

表 4.6 雨量站名稱及位置一覽表（經濟部水利處）

流域名稱	流域編號	雨量站名	電腦編號	雨量站位置 (橫麥卡脫二度分帶座標)	
				E	N
烏溪流域	270	翠巒	0020	270.320	2675.351
烏溪流域	270	凌霄	0045	250.396	2656.755
烏溪流域	270	清流	0050	244.435	2662.724
烏溪流域	270	惠蓀	0075	253.671	2665.892
烏溪流域	270	北山	0330	238.412	2653.653
烏溪流域	270	六分寮	0500	212.393	2647.852
烏溪流域	270	草屯	0570	216.645	2652.610
濁水溪流域	290	翠峰	0070	269.682	2667.074
濁水溪流域	290	關門	0330	268.154	2624.312
濁水溪流域	290	卡奈托灣	0370	258.551	2627.348
濁水溪流域	290	東埔	0490	241.748	2605.846
濁水溪流域	290	望鄉	0520	241.894	2612.828
濁水溪流域	290	內茅埔	0590	234.108	2620.987
濁水溪流域	290	西巒	0610	238.558	2624.705
濁水溪流域	290	龍神橋	0630	236.015	2630.736
濁水溪流域	290	集集	0790	226.229	2636.040
濁水溪流域	290	桶頭	1040	213.982	2616.162

4.3.3 有效降雨時間及有效累積雨量

以一場集中降雨在其前 24 小時內累積降雨量達 10mm 之時間點，稱之降雨開始時間。其後 24 小時內累積降雨量未達 10mm 之時間點，稱之降雨結束時間。如圖 4.16 所示。茲定義：

一、有效降雨時間 (T)

將降雨開始時間至任意時間稱為有效降雨時間（註：其中之有效降雨係指前述降雨開始時間起算之雨量，此不同於一般水文學中所稱產生直接逕流部份所對應的降雨量）。

二、有效累積雨量 (ER)

以任意時間之時雨量 (d_0)，加上其前各時雨量 (d_i) 乘以一衰減係數 (α) 後累加而得有效累積雨量，如 (4.15) 式：

$$ER = \sum_{i=0}^{\infty} \alpha^i d_i \quad (4.15)$$

其中衰減係數之決定，乃依據 Fedora and Beschta (1989) 有關臨前降水指數模擬暴雨逕流之研究[31]，指出每二小時的洪水消退係數 (K , recession coefficient) 與集水區面積 (A , 單位：公頃) 具有如下關係：

$$K = 0.881 + 0.00793 \times \ln(A) \quad (4.16)$$

本研究即以上式所得之洪水消退係數，再經由 $\alpha = \sqrt{K}$ 計算其衰退係數值。

4.3.4 雨場數化及取捨

發生土石流之降雨部分，以土石流發生時之前六小時內最大及次大之有效累積雨量及其有效降雨時間代表該場降雨。未發生土石流之

降雨，則以該場降雨內最大有效累積雨量時及降雨結束時間時之有效累積雨量及其有效降雨時間代表該場降雨。

如圖 4.17，即舉數場颱風及暴雨為例，說明其降雨時間與有效累積雨量之歷線關係，以及各雨場之數化點。

根據青木佑木（1980）研究日本 23 場降雨事件所造成的 46 場土石流災害，指出當累積降雨量在 150~200mm 以上，即可能發生土石流。因此本研究將各延時均勻降雨情況下累積降雨量未達 150mm 之降雨（如圖 4.18 虛線左下部分）在分析時予以捨棄，亦即臨界降雨線設定所使用之降雨資料需滿足如（4.9）關係式：

$$ER \geq \frac{1 - \alpha'}{1 - \alpha} \left(\frac{150}{T} \right) \quad (4.17)$$

其中

T：有效降雨時間（hr），ER 及 α 定義如前所述。

經由上式之處理，將可消除低有效累積雨量雨場對以費雪線性區別函數分析時之影響。

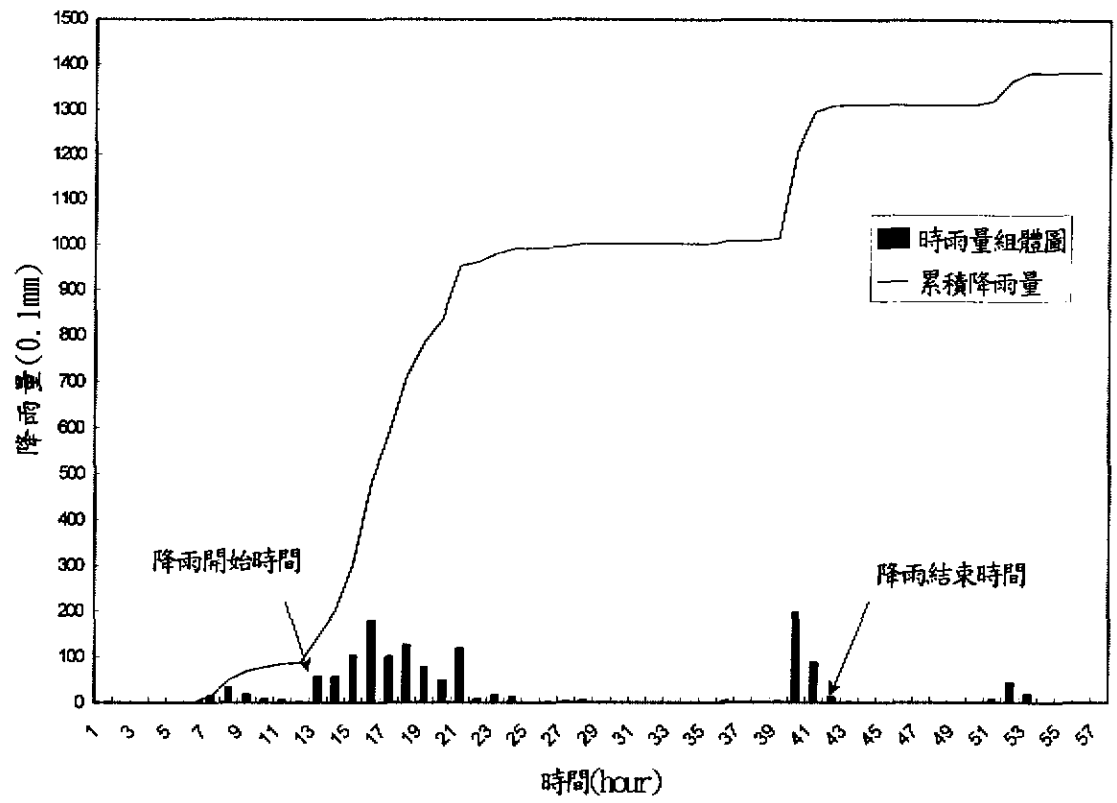


圖 4.16 雨場劃分時間示意圖

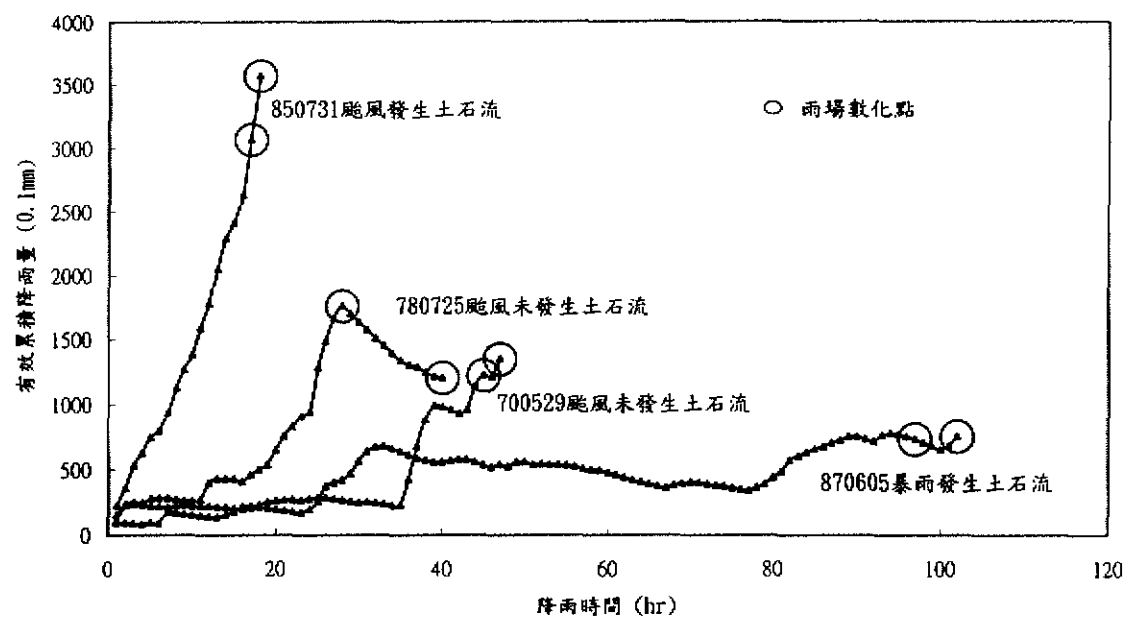


圖 4.17 雨場數化說明

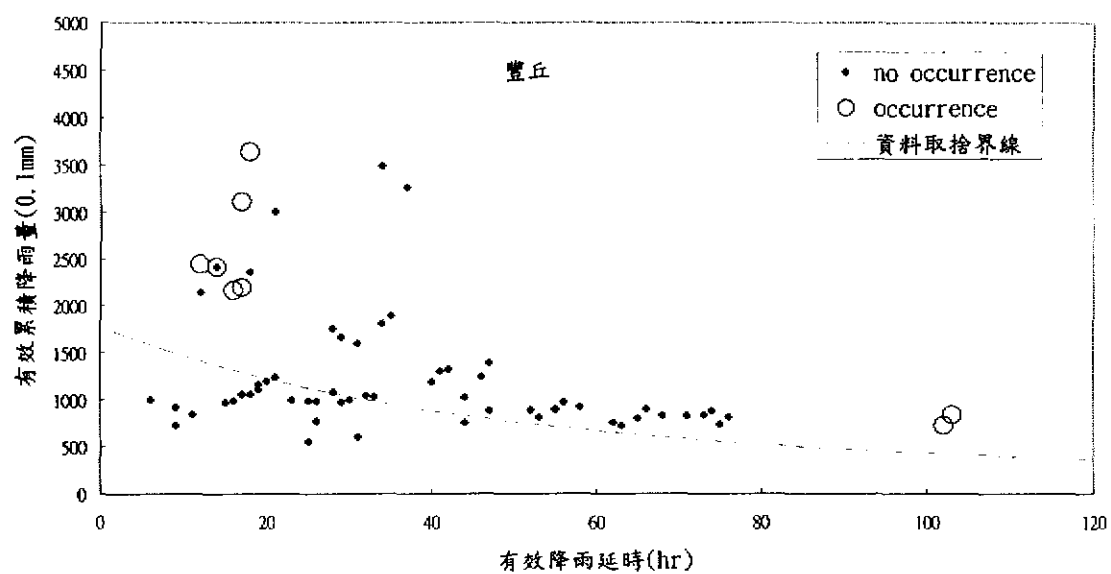


圖 4.18 土石流樣本溪流雨場數化點範例

4.4 以費雪區別函數劃定臨界降雨線

4.4.1 區別分析基本概念

區別分析 (Discrimination Analysis) 的基本目的是，利用數個由隨機變數組成的函數，區別二個以上的名目尺度樣本。區別分析可確定兩個事先界定之群體，在一組變數上的平均分數是否有顯著差異，並建立數個區別構面。

區別分析的基本概念可以用幾何圖形來說明。如圖 4.19，兩組同心橢圓代表兩個群體，群體之間有部分相重疊。每一個橢圓代表一個群體相同機率密度的軌跡。A、B 兩群體外橢圓的交點所連成之直線 G，與另一條引自原點而與 G 垂直的直線 Y 交於 b 點。如將 A、B 群體中之所有點投影於直線 Y，這時兩組次數分佈的交集部份，將比其他任何一條引至原點的直線的交集範圍少。若以統計的觀念，即在直線 Y 上投影的兩組次數分佈，組間離差 (dispersions) 相對於組內離差之比值為最大。

以投影在直線 Y 上的機率分佈而言，線上的值是由 X_1 和 X_2 兩個變數轉換而得。此時，直線 Y 上的 b 點即為最佳的臨界點或分界點。

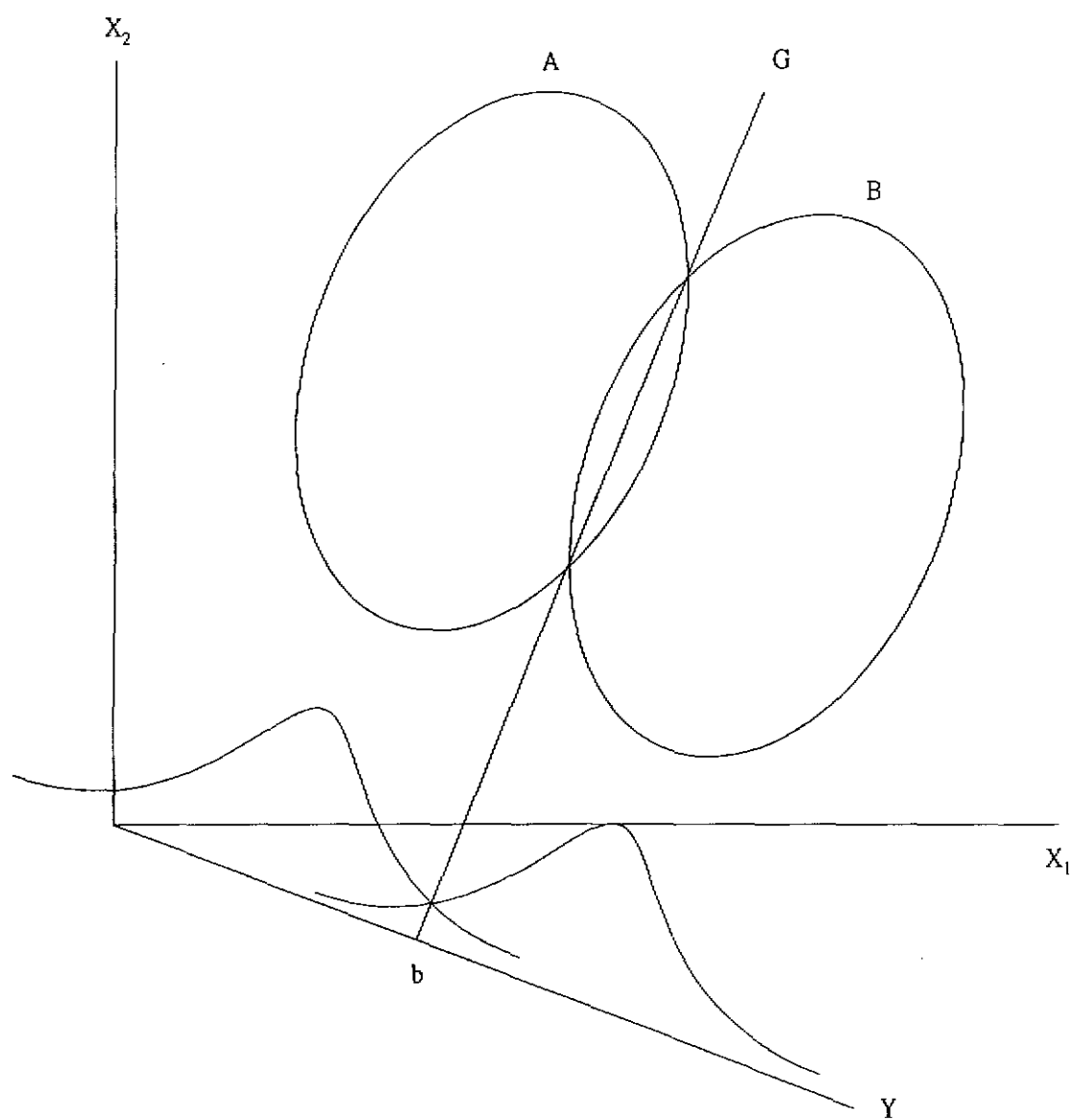


圖 4.19 區別函數的幾何圖形描述

4.4.2 費雪區別函數分析

一、基本理論

費雪 (R.A. Fisher) 為英國著名統計學者，在 1930 年代中期發展出一線性區別函數。費雪區別函數的重點在於使組間變異對組內變異之比值為最大。

定 T 為總樣本的平方與交叉乘積和 (SSCP)， W 為聯合組內平方與交叉乘積和 (Pooled within-groups SSCP) 矩陣， A 為組間平方與交叉乘積和 (Between-groups SSCP) 矩陣，則 $T=W+A$ 。

在區別分析中，我們須找出一組權重 (weights, K)，以求得區別軸 (discrimination axis, Y)：

$$Y=XK$$

設 X 為 $n \times m$ 的資料矩陣

$$K = \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \\ \vdots \\ K_m \end{bmatrix}$$

其中 m 代表區別變數的數目， n 為樣本組數。

則

$$Y = XK = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{12} & \cdots & X_{1m} \\ X_{21} & X_{22} & \cdots & X_{2m} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ X_{n1} & X_{n2} & \vdots & X_{nm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \\ \vdots \\ K_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

先將原始的資料矩陣 X 轉化為以總樣本平均數修正 (mean-corrected) 的資料矩陣 X_d ，則

$$y = X_d K = \begin{bmatrix} X_{d11} & X_{d12} & \cdots & X_{d1m} \\ X_{d21} & X_{d22} & \cdots & X_{d2m} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ X_{dnl} & X_{dn2} & \vdots & X_{dnm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \\ \vdots \\ K_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} \quad (4.19)$$

其中，

$$X_{di} = X_{ji} - \bar{X}$$

費雪的線性區別函數為：

$$y_i = X_{di} K = X_{d1} K_1 + X_{d2} K_2 + \dots + X_{dim} K_m \quad (4.20)$$

y 的變異數可分為組間和組內 SSCP 矩陣：

$$Var(y) = \frac{y'y}{n-1} = \frac{1}{n-1} [K' X' X K] = \frac{1}{n-1} [K' T K] = \frac{1}{n-1} [K' (A + W) K] = \frac{1}{n-1} (K' A K + K' W K) \quad (4.21)$$

如能求得向量 K 之數值，以使組間變界和組內變共之比率為最大，即可獲得最佳之區別函數。亦即：

$$\max \lambda = \frac{K' A K}{K' W K} \quad (4.22)$$

以偏微分解 (4.21) 式，

$$\frac{\partial \lambda}{\partial K} = \frac{2[(AK)(K'WK) - (K'AK)(WK)]}{(K'WK)^2} = 0 \quad (4.23)$$

$$\text{代入 } \lambda = \frac{K' A K}{K' W K}$$

$$\text{得 } \frac{2[AK - \lambda WK]}{K'WK} = 0 \quad (4.24)$$

兩邊均乘 $\frac{K'WK}{2}$ ，再乘 W^{-1} ，得

$$(W^{-1}A - \lambda I)K = 0 \quad (4.25)$$

二、計算步驟

跟以往臨界降雨線相關研究所採用二維方式分析較不同，本研

究採用三維方式分析，亦即以有效降雨時間為 X 軸座標，有效累積降雨量為 Y 軸座標，並加入地文因子與力學參數之合成函數， $z=f(\text{slope} \%, \dots)$ ，為 Z 軸座標，再進行費雪線性區別函數分析。

計算步驟如下：

1. 合樣本變異數—共變數矩陣 S_{pooled}

$$\tilde{S}_{pooled} = \frac{(n_1 - 1)\tilde{S}_1 + (n_2 - 1)\tilde{S}_2}{n_1 + n_2 - 2} \quad (4.26)$$

其中

n_1 、 n_2 為群體 R_1 、 R_2 的樣本數

$\tilde{S}_1$ 、 $\tilde{S}_2$ 為 R_1 、 R_2 的樣本變異數—共變數矩陣

2. 費雪區別函數可由下式求得：

$$Y_{fisher} = (\tilde{\mu}_1 - \tilde{\mu}_2)' \tilde{S}_{pooled}^{-1} \tilde{x} \quad (4.27)$$

其中

$\tilde{\mu}_1$ 、 $\tilde{\mu}_2$ 為兩群體之樣本平均數向量

所得之費雪區別函數型式如下：

$$\text{二維情況：} Y_{fisher} = k_1 x_1 + k_2 x_2 \quad (4.28)$$

$$\text{三維情況：} Y_{fisher} = k_1 x_1 + k_2 x_2 + k_3 x_3 \quad (4.29)$$

其中

x_1 ：有效降雨時間 (hr)

x_2 ：有效累積降雨量 (mm)

x_3 ：地文因子與力學參數之合成函數

k_1, k_2, k_3 ：待定係數

3. 出群體分界點

$$\bar{Y} = \frac{1}{2} (\tilde{\mu}_1 - \tilde{\mu}_2)' \tilde{S}_{pooled}^{-1} (\tilde{\mu}_1 + \tilde{\mu}_2) \quad (4.30)$$

將 (4.30) 式套入 (4.28) 式及 (4.29) 式中，即可得

$$\text{二維情況：} \quad x_1 = -\frac{k_2}{k_1} x_2 + \frac{\bar{Y}}{k_1} \quad (4.31)$$

$$\text{三維情況：} \quad x_1 = -\frac{k_2}{k_1} x_2 - \frac{k_3}{k_1} x_3 + \frac{\bar{Y}}{k_1} \quad (4.32)$$

(4.31) 式及 (4.32) 式即為臨界降雨線公式 $y = ax + c$ 及 $y = ax + bz + c$ 之形式

其中

$$a = -\frac{k_2}{k_1} \quad (4.33)$$

$$b = -\frac{k_3}{k_1} \quad (4.34)$$

$$c = \frac{\bar{Y}}{k_1} \quad (4.35)$$

三、各橋涵集水區土石流臨界降雨線

根據計畫區域內土石流發生記錄，除了豐丘地區之外，其餘橋涵集水區皆各僅有一次土石流發生記錄。研究中以三維分析方式，亦即綜合各橋涵集水區之資料，以有效降雨時間為 X 軸座標，有效累積降雨量為 Y 軸座標，再加入通過 Mann-Whitney-Wilcoxon 檢定之地文因子與力學參數之合成函數為 Z 軸座標，進行三維費雪區別函數分析。Z 軸座標之合成函數型式，如下：

$$Z = aA + bB + cC + dD + eE \quad (4.36)$$

其中

A：土地利用因子

B：土壤粒徑大於四號篩百分比（％）

C：主要河川長度

D：有效集水區面積

E：溪床平均坡度（％）

a，b，c，d，e：待定係數

分析時，採用 EXCEL 電子試算表及 EXCEL VBA 巨集程式輔助運算，調整各待定係數值，以使所得區別平面所造成之誤判點數最少，並使發生土石流群體中心值與不發生土石流群體中心值之 Z 軸距離最遠為目標。分析結果得最佳之土石流發生臨界降雨線方程式為：

$$Y = -4.873X - 0.0517Z + 2346 \quad (4.37)$$

其中

Y：有效累積降雨量（0.1mm）

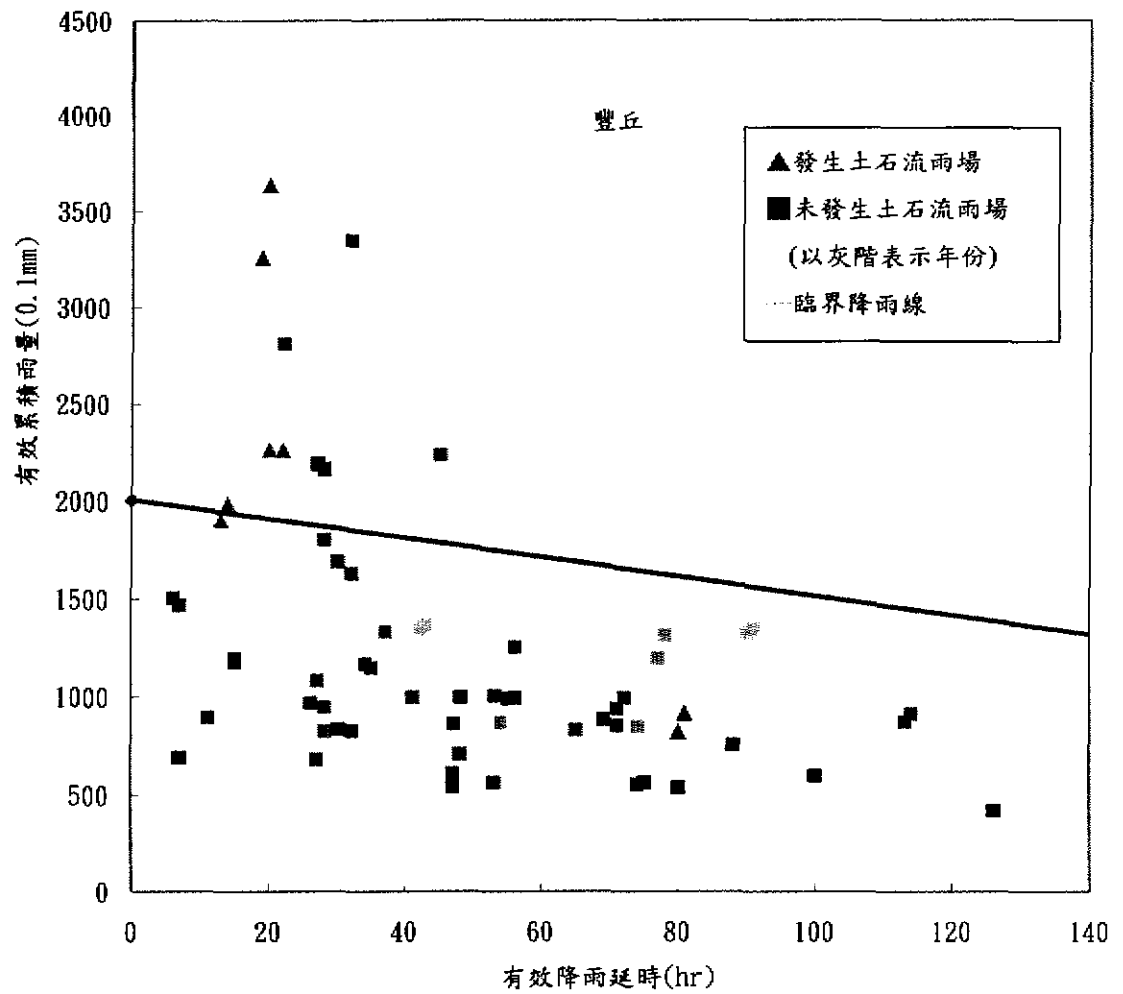
X：有效降雨時間（hr）

$$Z = 63.94A + 54.68B + 0.4C + 6.5D + 150.73E \quad (4.38)$$

Z、A、B、C、D 及 E 之定義同（4.36）式

使用資料點 903 點，誤判點數 92 點。

以（4.38）式對研究區域內曾發生土石流各集水區所對應之 Z 軸平面上投影，可清楚看出該臨界降雨線方程式對各集水區之預測情形，如圖 4.20 所示，其中未發生點部份以灰階程度代表其年份。至於未發生土石流之集水區，亦可經由（4.38）式配合地文因子及力學參數計算求得土石流發生臨界降雨線。將研究區內各個集水區運算後結果總整，運算資料點數為 903 點，總誤判點數 92 點。其對於實際發生土石流之雨場，判斷正確率約為 81%，至於入選未發生土石流之雨場，其判斷正確率則約為 90%，詳如表 4.7 及表 4.8 所示。



年份	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88
灰階色																			

圖 4.20 各集水區土石流發生臨界降雨線
(三維方式分析)

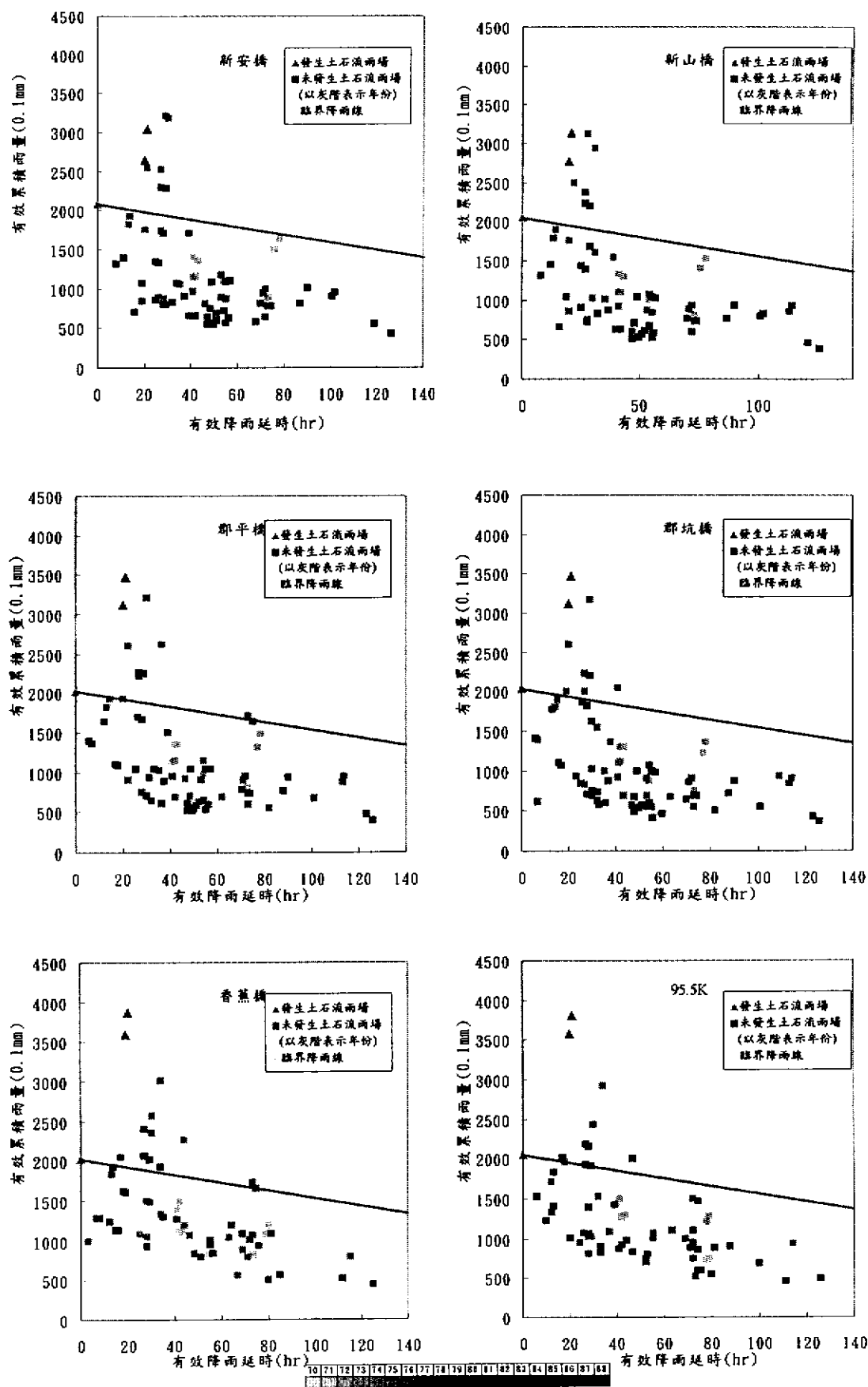


圖 4.20 (續) 各集水區土石流發生臨界降雨線

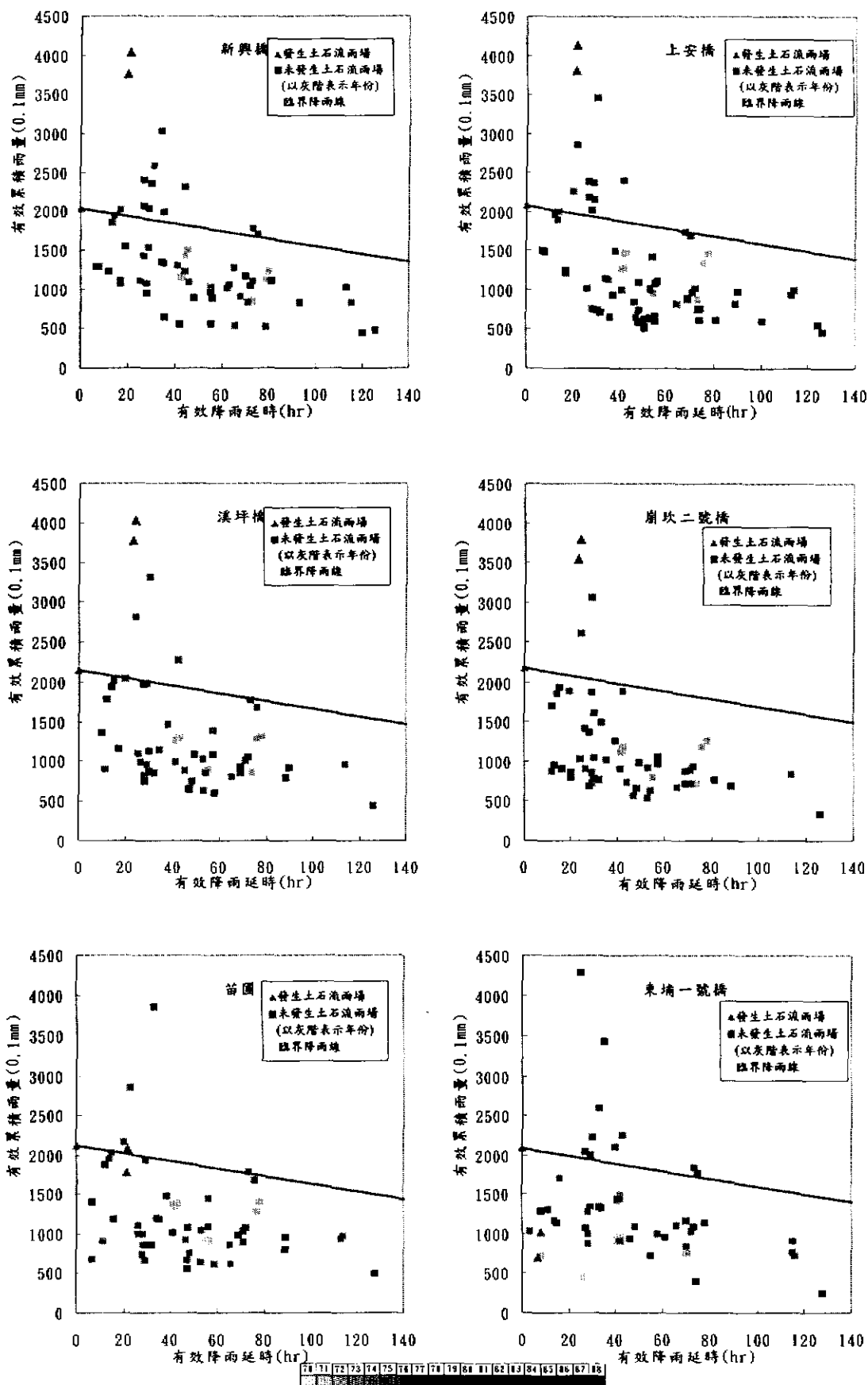


圖 4.20 (續) 各集水區土石流發生臨界降雨線

表 4.7 發生土石流雨場判斷情形

溪流名稱	實際量	推測量		正確率
	發生土石流資料點	正確判斷點數	錯誤判斷點數	
新安橋	2	2	0	100%
新山橋	2	2	0	100%
郡平橋	2	2	0	100%
郡坑橋	2	2	0	100%
上安橋	2	2	0	100%
95.5K	2	2	0	100%
豐丘	8	5	3	63%
香蕉橋	2	2	0	100%
新興橋	2	2	0	100%
溪坪橋	2	2	0	100%
崩坎二號橋	2	2	0	100%
東埔一號橋	2	0	2	0%
苗圃	2	1	1	50%
合計	32	26	6	81%

表 4.8 未發生土石流雨場判斷情形

溪流名稱	實際量	推測量		正確率
	未發生土石流資料點	正確判斷點數	錯誤判斷點數	
新安橋	75	69	6	92%
新山橋	74	68	6	92%
郡平橋	78	70	8	90%
郡坑橋	82	75	7	91%

上安橋	77	70	7	91%
95.5K	67	59	8	96%
豐丘	69	63	6	91%
香蕉橋	66	58	8	88%
新興橋	69	58	11	87%
溪坪橋	52	49	3	94%
崩炭二號橋	55	53	2	96%
東埔一號橋	50	41	9	82%
苗圃	57	52	5	91%
合計	871	785	86	90%

4.5 集集大地震後臨界降雨線修正

南投集集大地震發生後，本研究區域內的植生及坡地景觀起了巨大的變化（圖 4.21）。崩塌及地滑的結果，使得山坡地裸露，植被流失，河川溪谷處處可見崩塌下來的土堆石塊。當遇到豪雨來臨時，裸露地土壤的沖蝕流失、溪床上豐富的堆積物，都非常容易引發下游的土石流災害。為了防止土石流所帶來的二次災害，除了加強山坡地防護及對危險區加強宣導外，還需要進一步瞭解地震前後激發土石流發生機制的變化。

本研究區在集集大地震後所調查到的的土石流發生事件，如表 4.9。豐丘及郡安橋在 89 年 7 月 20 日的連日豪雨中均有發生土石流事件，其中郡安橋在過去並無土石流發生記錄，此次在集集大地震後首次發生土石流事件，主因還是上游因地震造成邊坡崩塌有關。新興橋在 89 年度即發生三次頗具規模的土石流，雖未造成人員的傷亡，但在 89 年 7 月 20 日當天的土石流卻沖壞了新興橋上游 100 公尺處的橋樑

(圖 4.22, 4.23)。為瞭解地震後降雨與發生土石流間的關係，將新興橋、豐丘、郡安橋在集集地震後的雨場與地震前的臨界降雨線繪製在一起，如圖 4.24，由圖中可知發生土石流的降雨都非常的小，而與原本的臨界降雨線有很大的出入。仔細分析土石流發生的降雨資料後發現，引發該場土石流的降雨強度並不大，7 月 20 日豐丘及郡安橋發生土石流，而當天氣象局附近雨量站（龍神橋雨量站）的日雨量記錄只有 27 mm，日月潭及阿里山氣象站當日降雨站也都只有 20.2 mm 及 3.5 mm。新興橋發生的三次土石流事件中，鄰近雨量站（神木村雨量站）4 月 28 日降雨 118 mm，5 月 2 日累積雨量 23 mm，8 月 5 日為 41.5 mm。將引發土石流的逐時雨量與該場降雨的有效累積雨量繪製如圖 4.25～圖 4.27。以豐丘為例，在 7 月 19 日有一場暴雨，有效累積雨量達到 46 mm，在間歇 16 小時後的一場陣雨便發生土石流，當時有效累積雨量為 23.6 mm。而在當地的其他降雨記錄中，有許多雨場大於此值但卻未傳有土石流事件的發生。由以上結果可概略得知在 921 集集大地震後，研究區內誘發土石流的雨量條件已經明顯改變，針對地震後災區土石流發生的機制研究，將是一項工作重點，亦是未來災區防災的重要關鍵點。

4.5.1 土地利用因子修正

要了解一級溪流的土石流勢能，則必需考慮該地區的土地開發狀況。在 4.2.1 節中，我們以 1996 年的衛星影像圖為依據，求取了集集大地震前的土地利用因子。其中我們定義非原始林區，包含道路、果園、及裸露地等，為開發區域。集集大地震後，地貌改變，裸露地明顯地增加。因此，我們必需重新計算地震後新的土地利用因子。

圖 4.24 是 921 集集大地震後的衛星影像圖，經由如 4.2.1 節的計算方法，我們得到新的土地利用因子如表 4.10。



圖 4.21 集集大地震後台 21 線新中橫坡地景觀改變

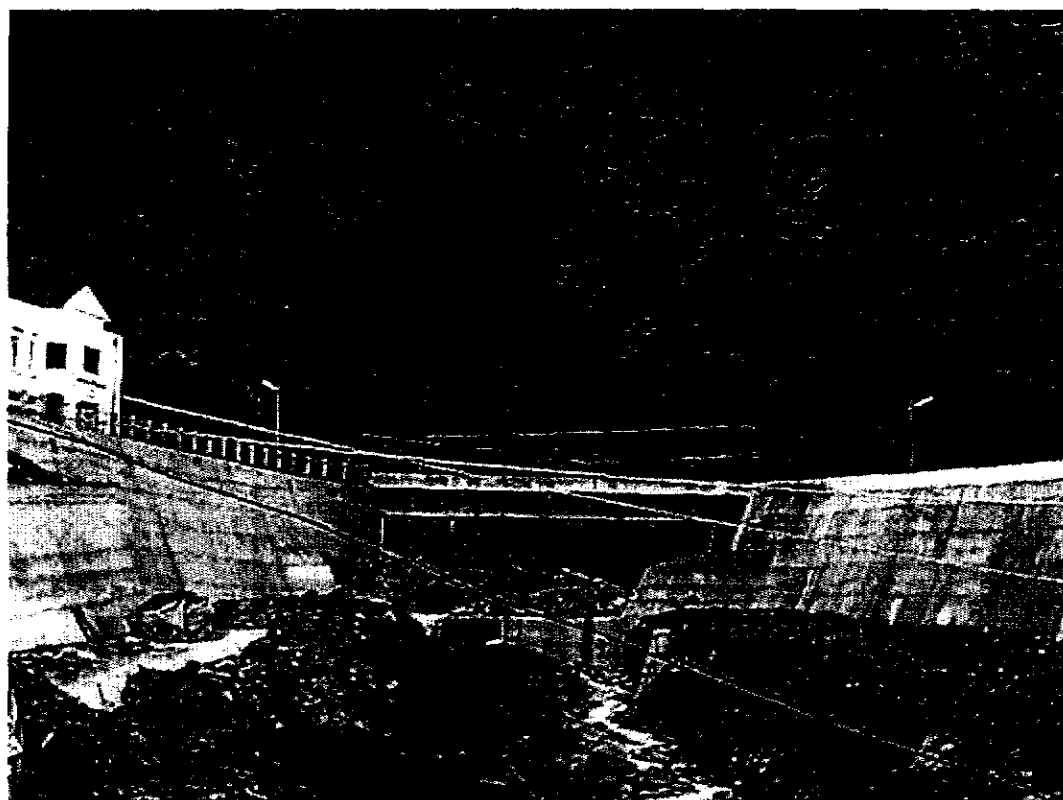


圖 4.22 新興橋發生土石流前（2000 年 4 月）



圖 4.23 新興橋發生土石流後（2000 年 10 月）

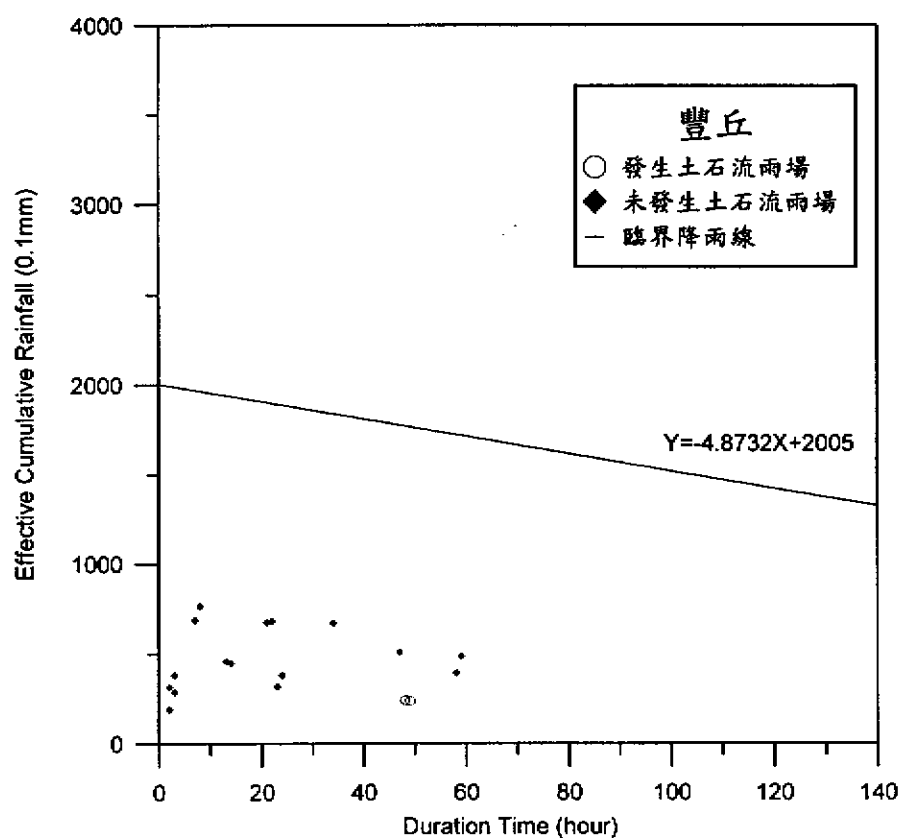


圖 4.24 土石流發生與臨界降雨線關係

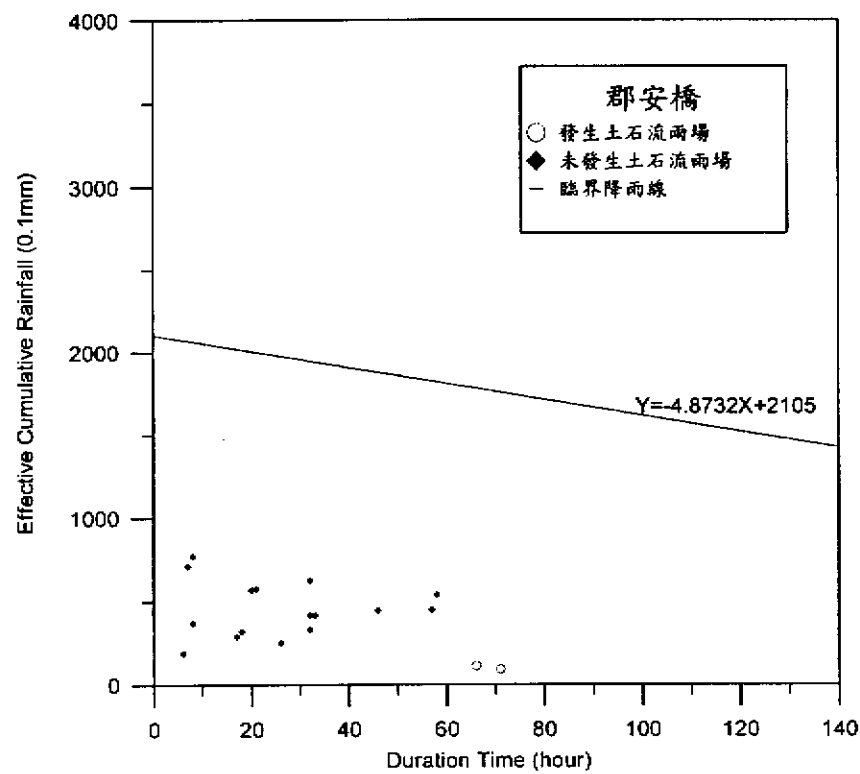
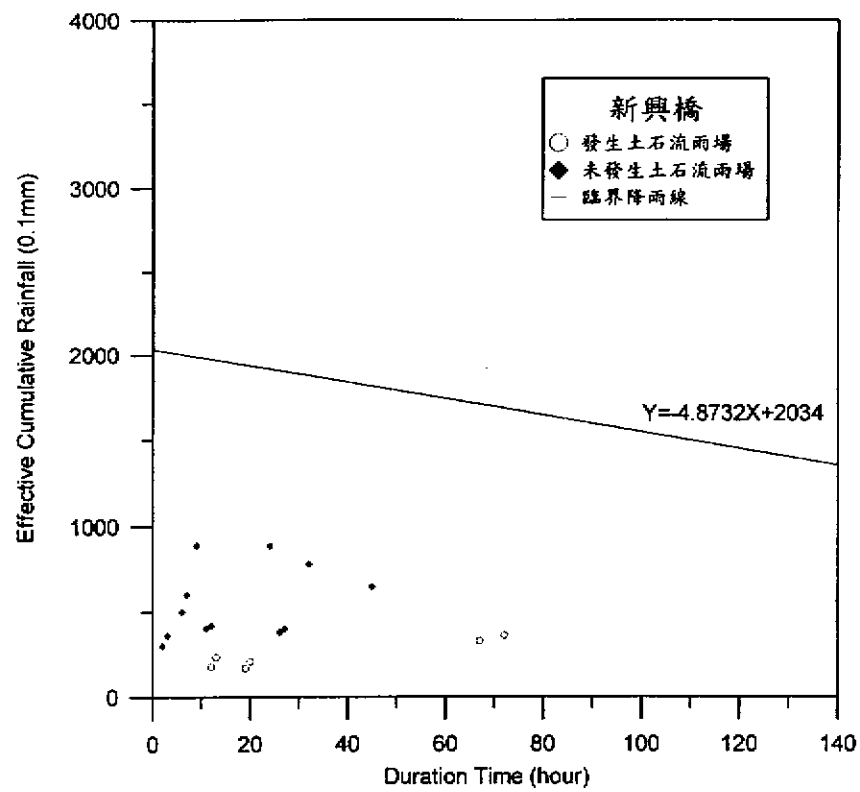


圖 4.24 (續) 地震後土石流發生與臨界降雨線關係

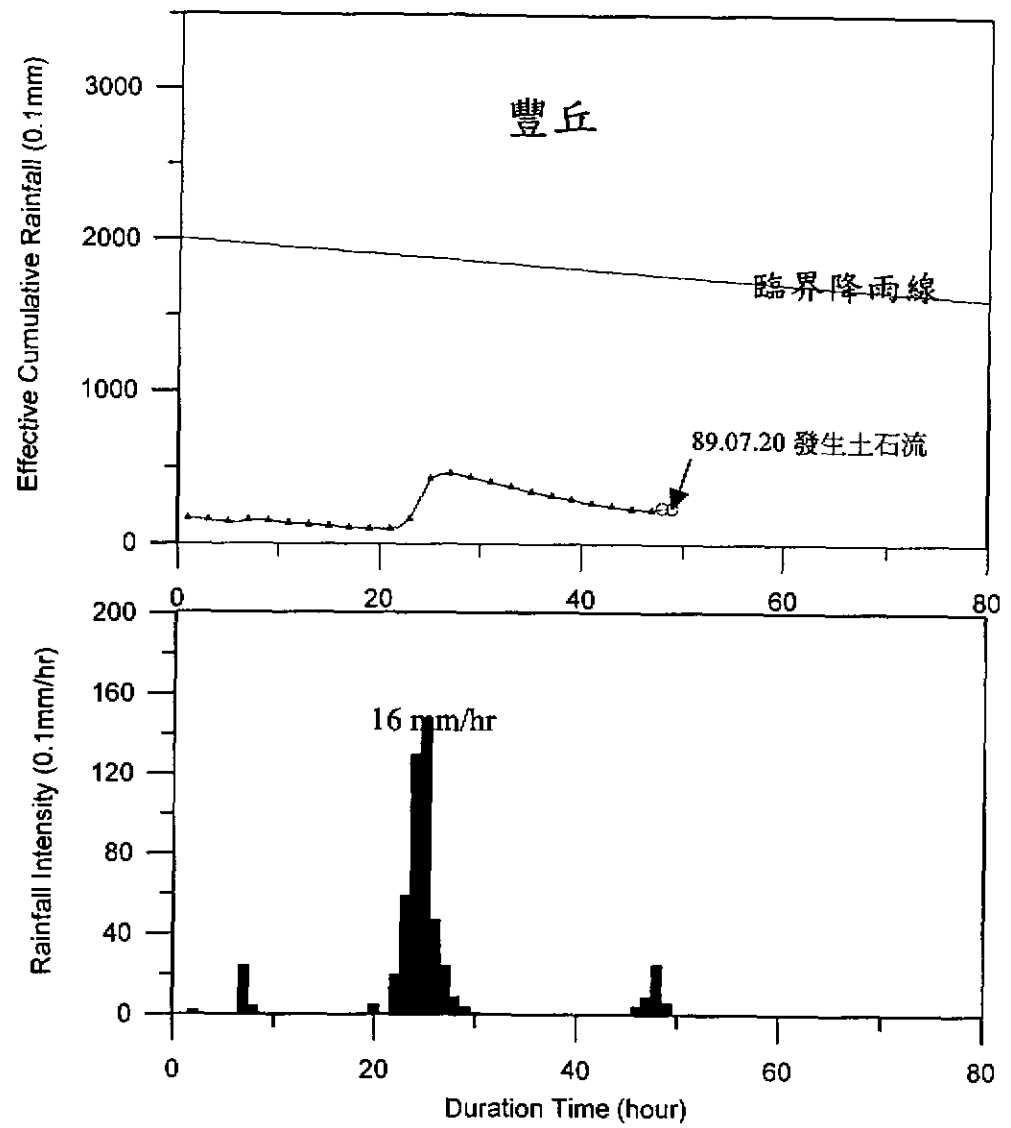


圖 4.25 豐丘土石流發生雨量歷線與時雨量圖

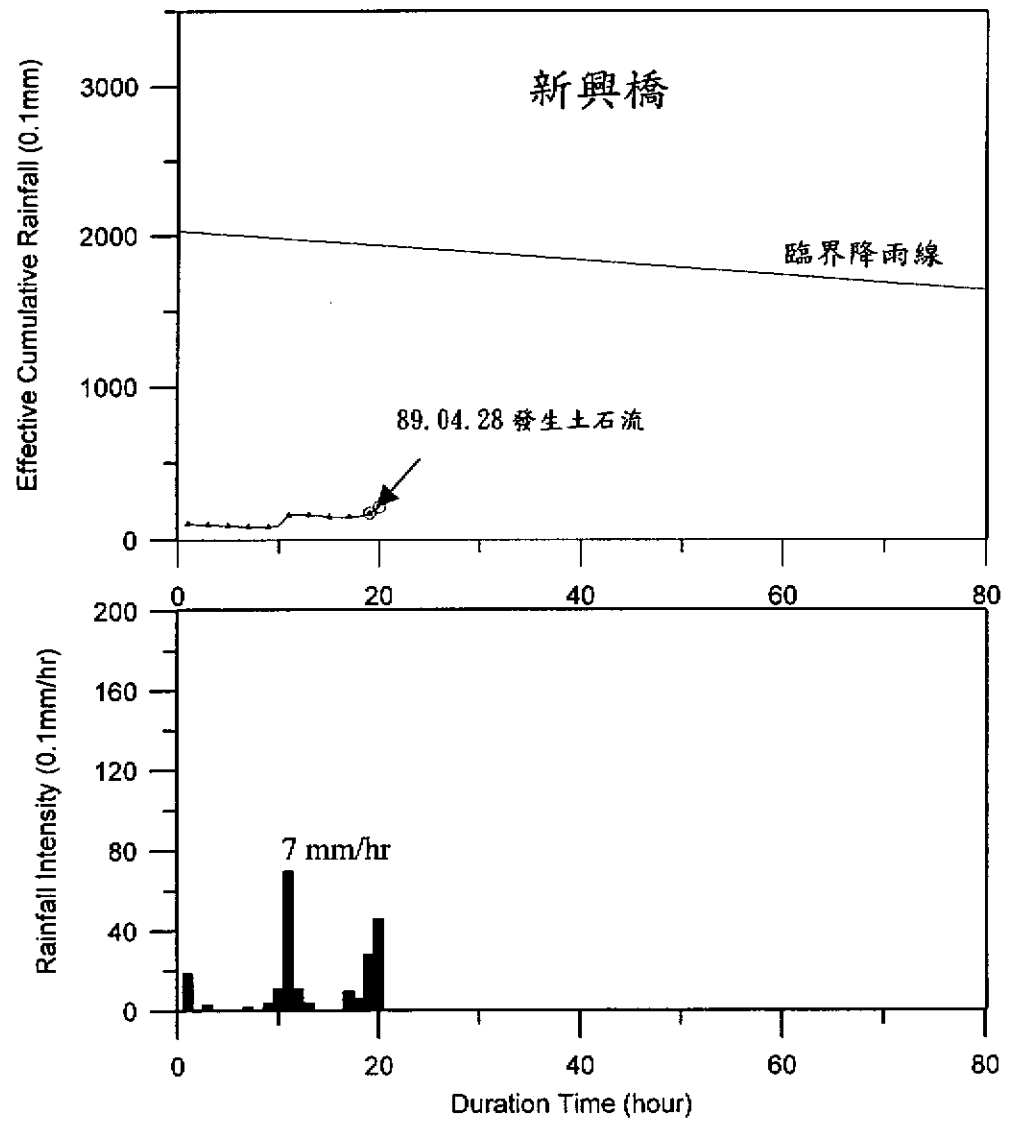


圖 4.26 新興橋土石流發生雨量歷線與時雨圖

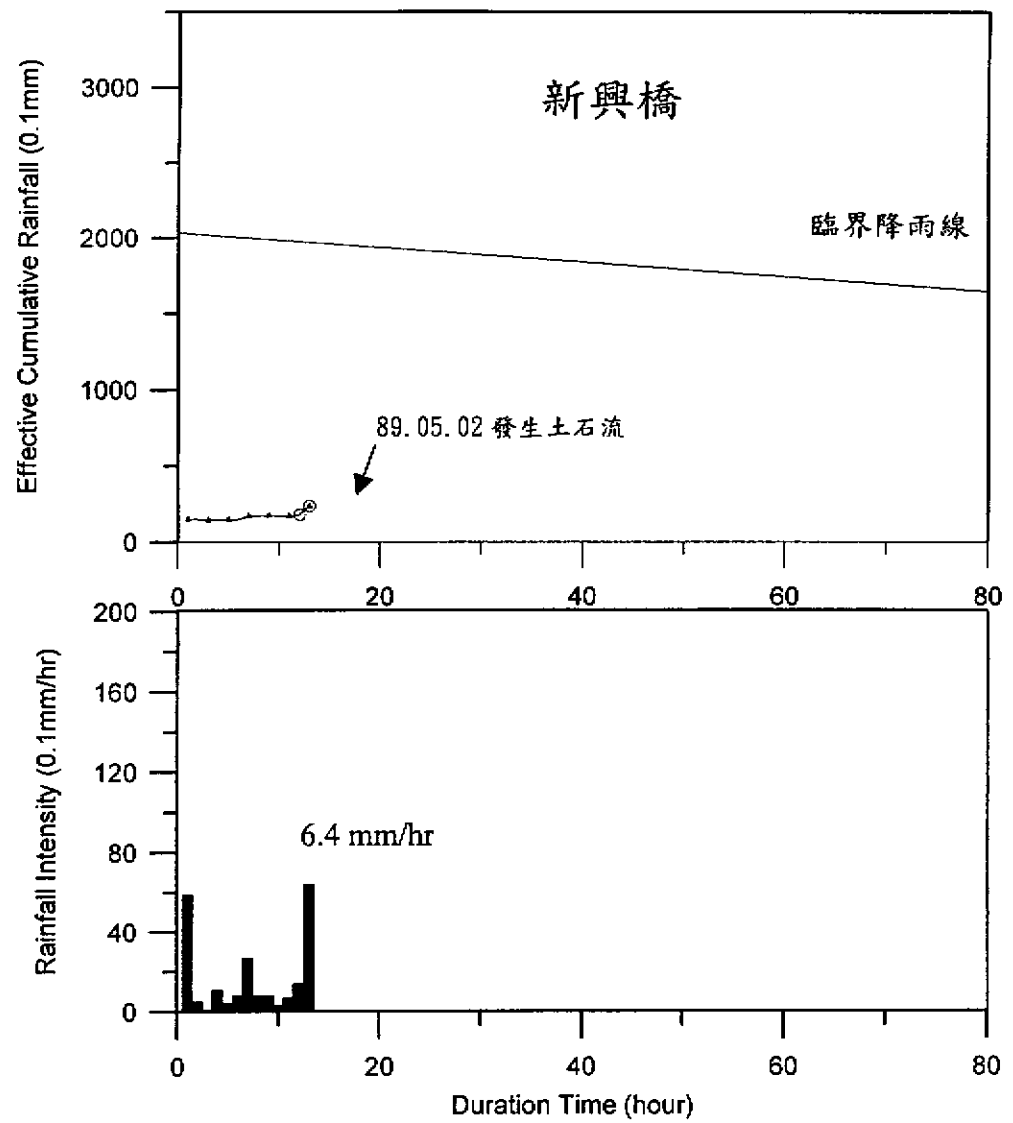


圖 4.26 (續) 新興橋土石流發生雨量歷線與時雨圖

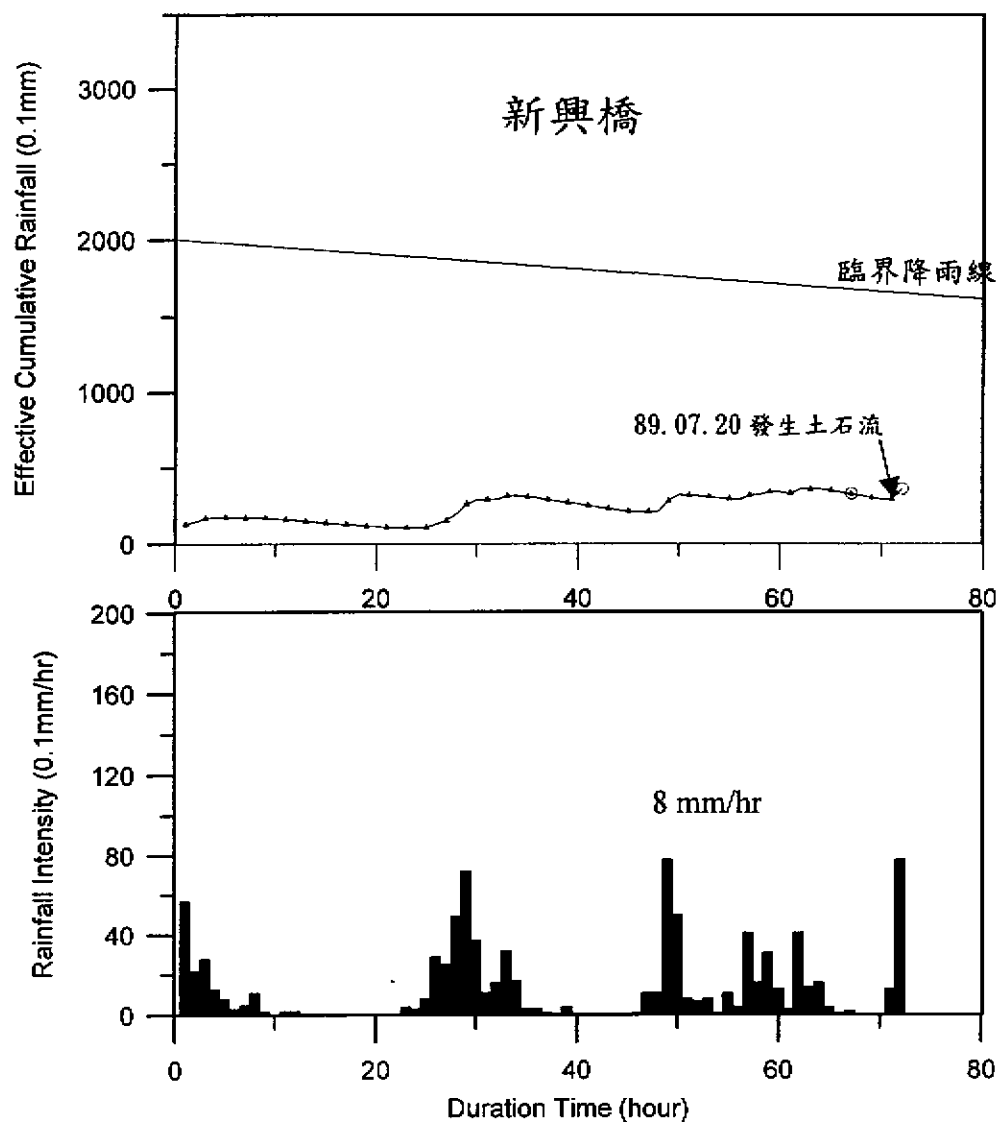


圖 4.26 (續) 新興橋土石流發生雨量歷線與時雨圖

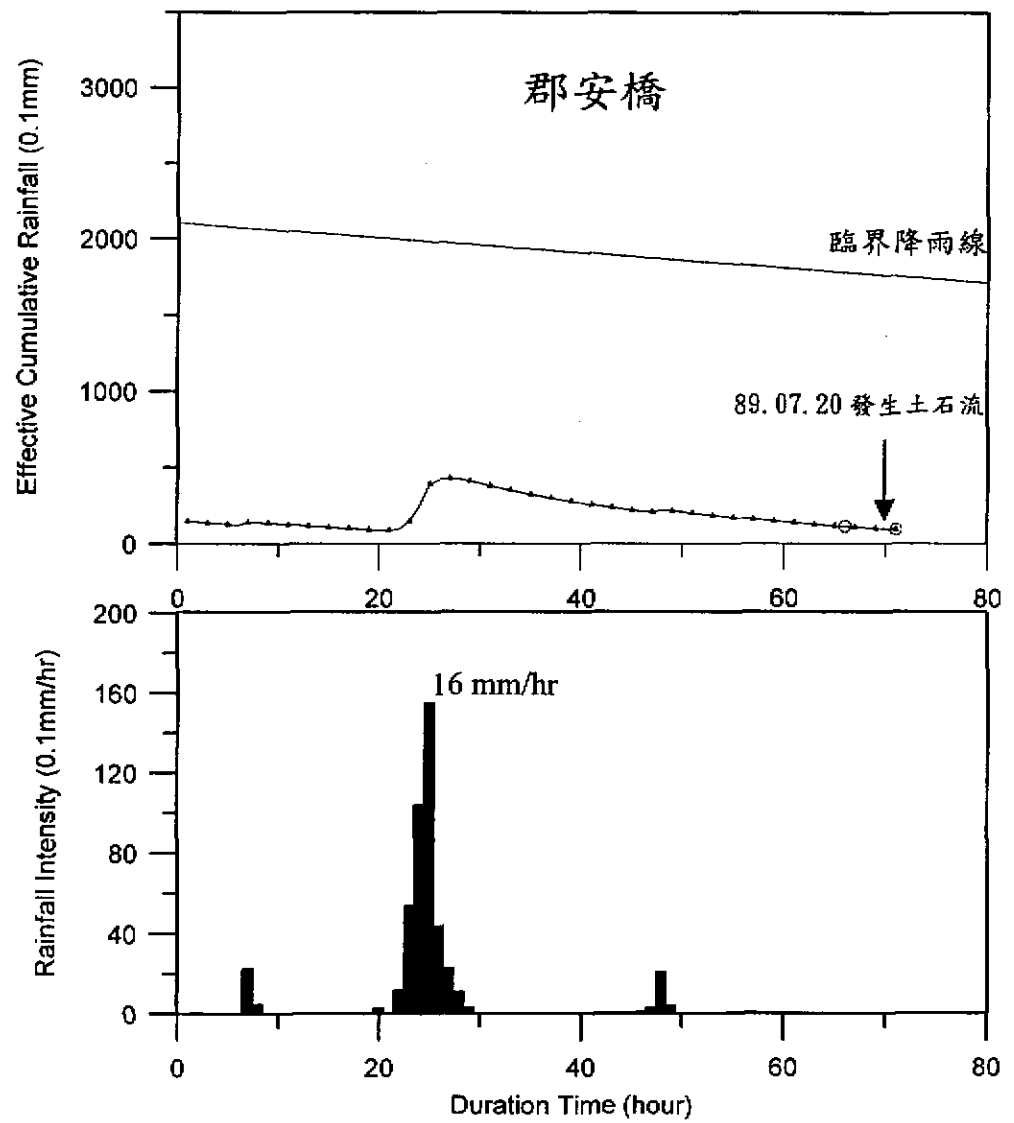


圖 4.27 郡安橋土石流發生雨量歷線與時雨圖

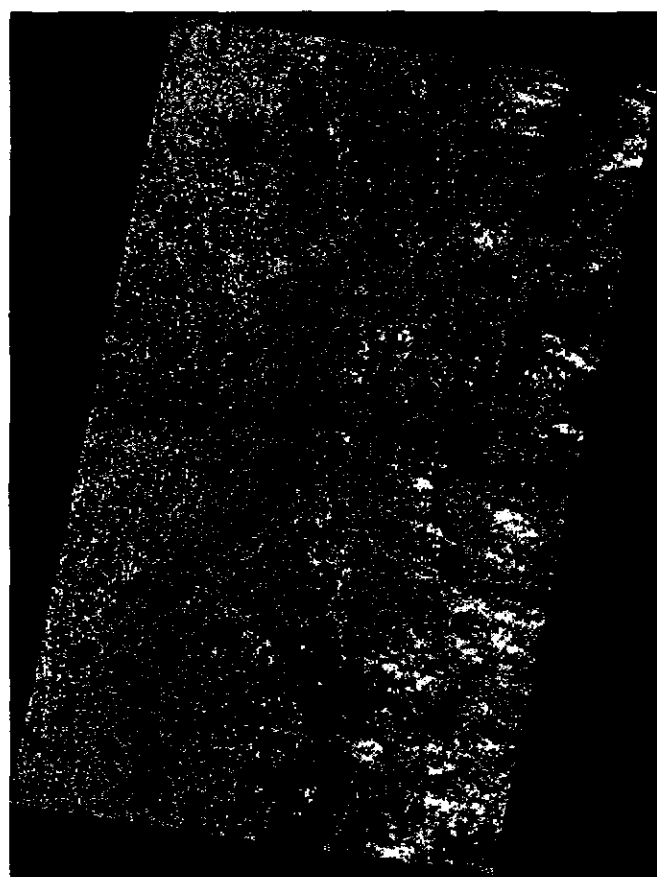
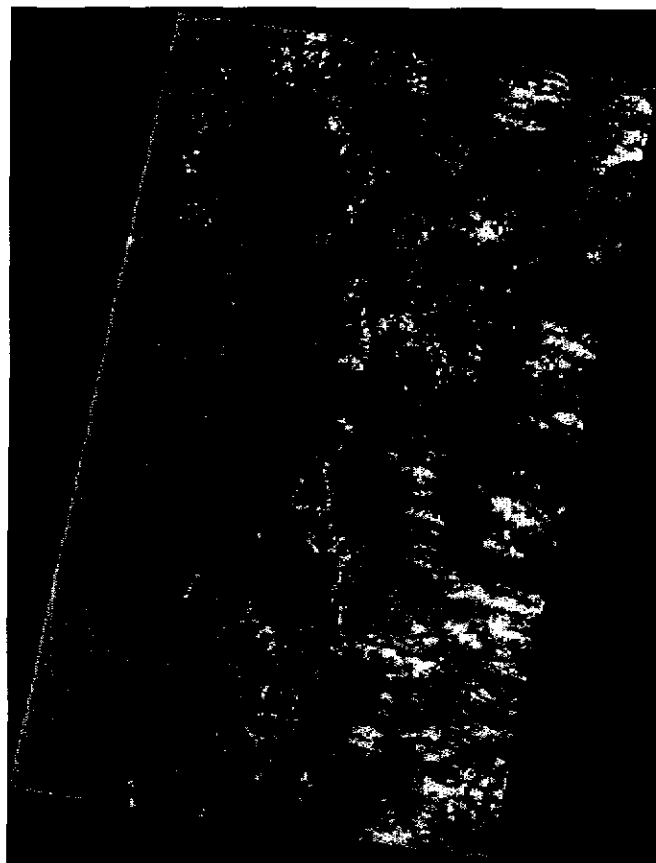


圖 4.28 集集大地震後研究區域之 SPOT 衛星影像圖

表 4.9 集集大地震後研究區內土石流發生事件

地點	時間	原因
豐丘	民國 89 年 7 月 20 日 17 時	暴雨
新興橋	民國 89 年 4 月 28 日 14 時	暴雨
	民國 89 年 5 月 2 日 12 時	暴雨
	民國 89 年 7 月 20 日 13~14 時	暴雨
郡安橋	民國 89 年 7 月 20 日 18~19 時	暴雨

表 4.10 研究區域集集大地震後土地利用表

集水區名稱	分析地點	921 前土地利用 (%)	921 後土地利用 (%)
北勢溪流域	溪坪橋	1.03	3.94
	崩坎二號橋	2.45	5.25
	苗圃	0.57	1.79
	大智橋	0.20	2.80
	奮鬥橋	1.53	2.62
	深坑二號橋	2.81	2.02
	深坑四號橋	2.62	0.65
玉崙溪流域	潭南一號橋	0.02	4.21
	潭南二號橋	11.33	10.47
北山坑流域	林厝橋	1.09	0.91
	港源三號橋	6.10	8.44
陳有蘭溪流域	壽山橋	14.43	19.58
	新安橋	11.68	10.63
	新山橋	29.11	22.41
	郡平橋	33.14	30.31
	郡安橋	9.17	11.16
	郡坑橋	62.62	55.53
	上安橋	14.45	18.04
	95.5K	16.18	37.03

豐丘	5.00	7.95
筆石橋	0.06	15.62
庫坑橋	3.44	14.39
望美橋	0.47	1.33
望鄉橋	6.73	6.74
香蕉橋	28.81	37.86
新興橋	3.11	8.59
東埔一號橋	3.96	5.42
東埔二號橋	0.08	2.06

4.5.2 臨界降雨線修正

由前述可知臨界降雨線在地震後必須加以修正方能適用。地震後導致岩層破碎、土質鬆散與邊坡崩塌，使得土石流的發生更加容易，因此必須將土石流臨界降雨線向下平移做一調整。每當豪雨的發生，溪谷的堆積物便會隨著溪流沖刷而漸少，溪床邊坡的土質結構及植生狀況也會因時間的增加而趨於穩定。因此臨界降雨線向下修正後，隨著時間增加將會向上回復。

假設地震對集水區的危害度與地震時地表最大加速度（PGA）成正比。由中央氣象局在全台各地 631 個自由場強度觀測資料，可進行研究區內地震危害度分析。目前台灣使用之地表最大加速度衰減率公式為：

$$PGA(g) = 0.02968 \times e^{1.20M} (R + 0.1464 \times e^{0.6981M})^{-1.7348} \quad (4.39)$$

其中

R：工址至斷層面之最短距離（km）

M：地震規模

地震後臨界降雨線修正公式 $\tilde{Y}$ 可以下列形式表示：

$$\tilde{Y} = Y' - a \times e^{b \times PGA} \times F(t) \quad (4.40)$$

其中

Y' ：原集水區臨界降雨線

t ：地震發生後至今的時間（年）

$F(t)$ 表示時間的函數，其有下列特性：

$$\begin{cases} t=0 & ; \quad F(t) \cong 1 \\ t \rightarrow \infty & ; \quad F(t) \cong 0 \end{cases} \quad (4.41)$$

上式的意義表示當地震發生後（ $t=0$ ），臨界降雨線便向下修正一適當修正量。隨著時間的流逝，邊坡及植生狀態將趨於穩定而接近原

來的臨界條件，此時因地震而向下修正的量將趨近於零。(4.40)式可改寫為下列形式：

$$Y = Y' - a \times e^{b \times PGA} \times e^{ct} \quad (4.42)$$

其中 n 、 a 、 b 、 c 、 d 為待定係數，可由最小二乘法求得。

先以新興橋為例，將地震後三次土石流資料進行分析。圖 4.29 為各橋函附近相關斷層位置圖，由式 (4.39) 與式 (4.42) 可得修正後臨界降雨線公式：

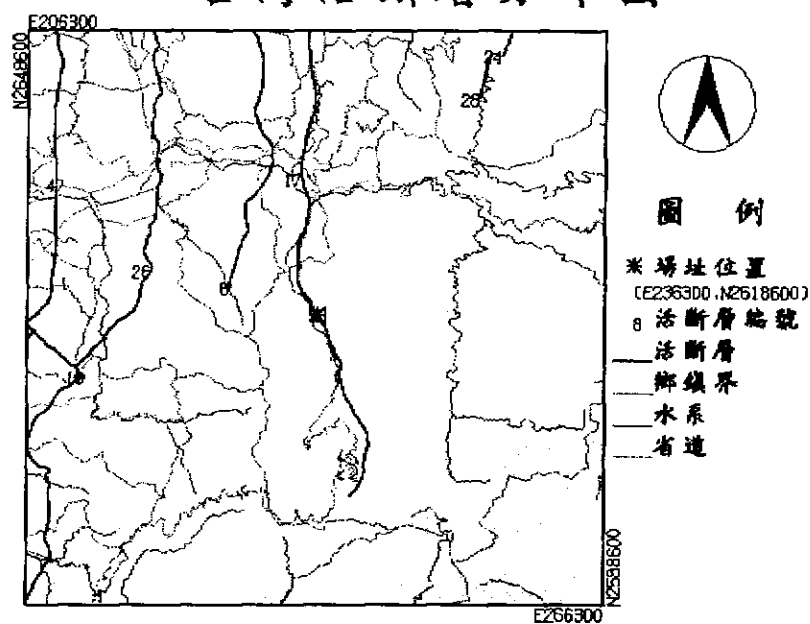
$$Y = Y' - 2874 \times \exp(0.978 \times PGA - 1.302 \times t) \quad (4.43)$$

其中新興橋之 $PGA = 0.295$

由於集集大地震後地貌改變甚巨，故此處之 Y' 為帶入新的土地利用因子的結果。將 (4.43) 式繪成如圖 4.30。根據分析結果，新興橋因地震造成臨界降雨線向下修正為 4.4%。隨著時間的增加，臨界降雨線將向上平移，約 1 年可達到原 45% 臨界狀況，在 5 年後可恢復達 96%。由於豐丘和郡安橋各只有一項觀測值，故無法求取式 (4.42)。此處借用新興橋之經驗式，以不同的 PGA 套入式 4.43，繪成圖 4.31 及 4.32。

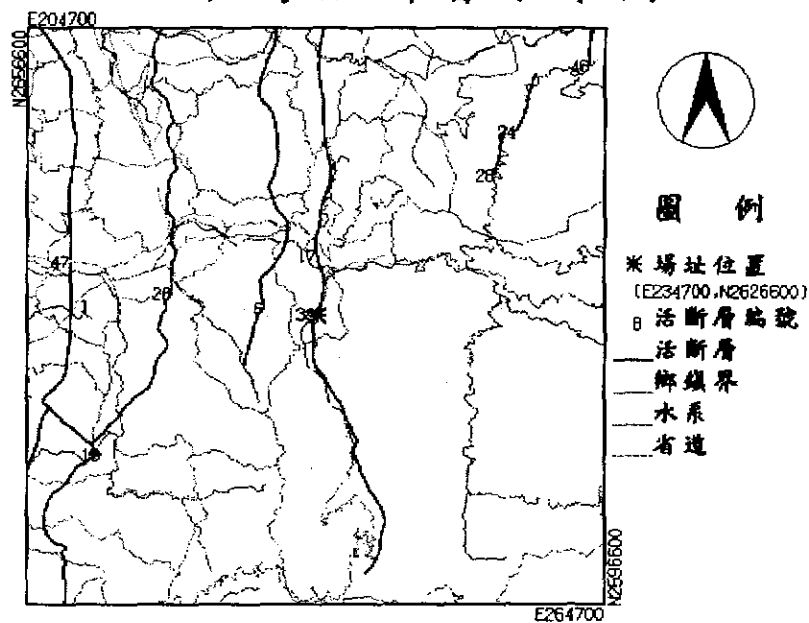
地震影響土石流的發生機制甚巨，此部分的研究目前所發表的成果並不多見，而相關數據資料的取得也相當的缺乏。故此部分在實際應用上仍須再進一步取得更多數據，進行較完整的分析比對工作。式 (4.42) 的形式亦有再修正的必要，如考慮地震時上下及水平地表加速度佔有不同的影響權重。地震後土石流發生次數是否也應加入邊坡土壤結構恢復情況的考量中，此部分將是未來土石流預警機制的工作重點之一。

台灣活斷層分布圖



豐丘，PGA=0.427

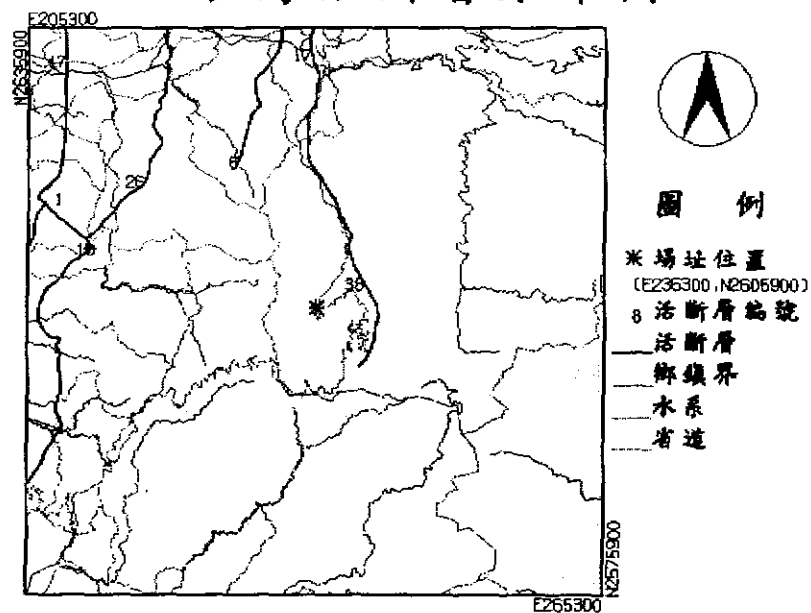
台灣活斷層分布圖



郡安橋，PGA=0.532

圖 4.29 各橋函與斷層相關位置圖

台灣活斷層分布圖



新興橋， $PGA=0.295$

斷層編號 6：大茅埔-雙冬斷層

斷層編號 26：車籠埔斷層

斷層編號 38：陳有蘭溪斷層

資料來源：台灣活斷層查詢系統，中央大學應用地質所

圖 4.29 (續) 各橋函與斷層相關位置圖

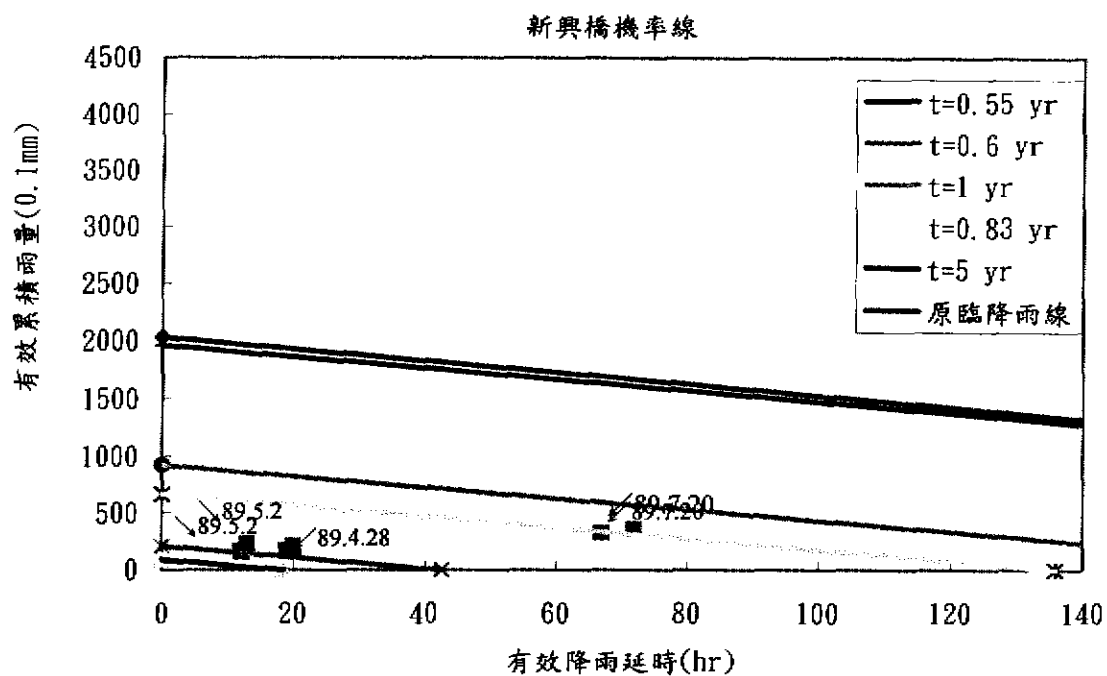


圖 4.30 新興橋地震後修正臨界降雨線

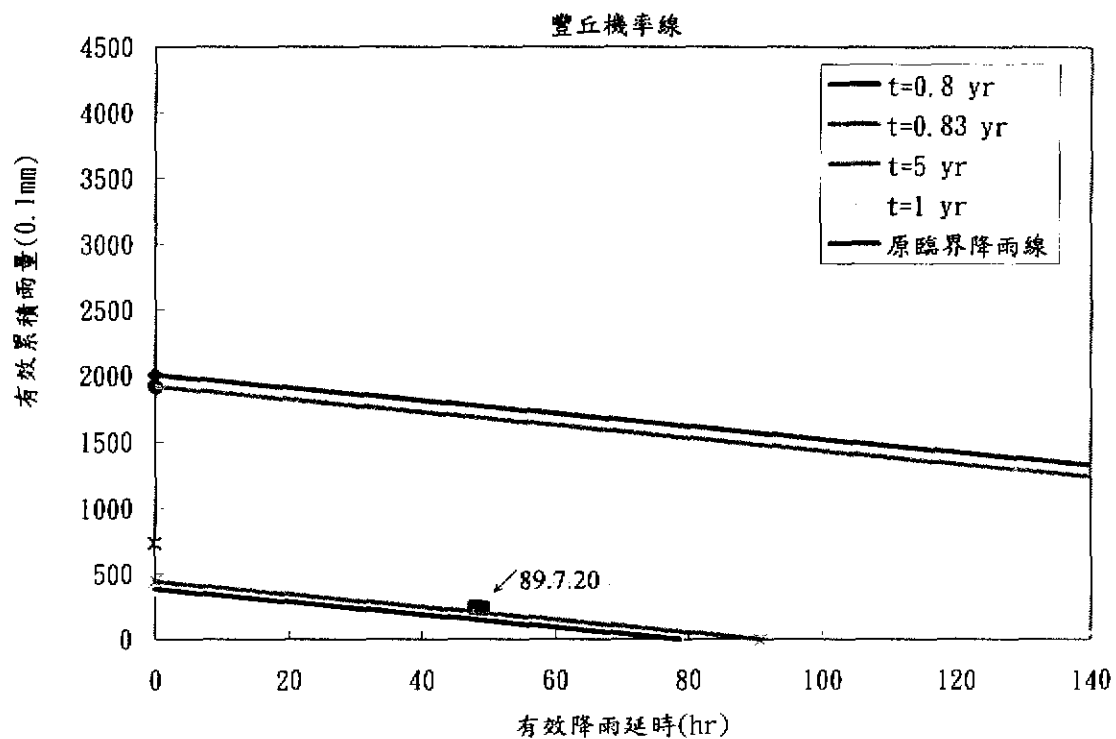


圖 4.31 豐丘地震後修正臨界降雨線

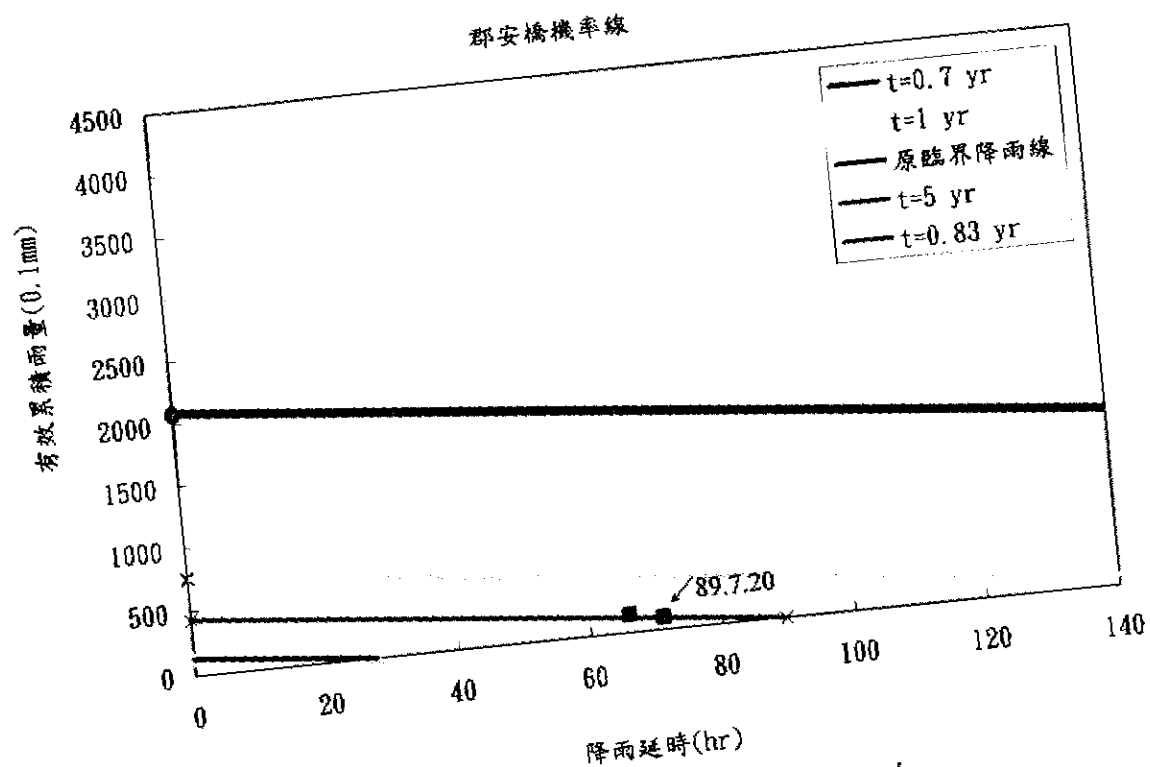


圖 4.32 郡安橋地震後修正臨界降雨線

4.6 機率式土石流臨界降雨線基本性質

預警系統是土石流危險期時，居民的逃生依據。然而，預警系統若太過於靈敏，往往使得當地居民對預警系統失去信心。不夠靈敏的預警系統，當遇到真正土石流發生，卻又造成更大的災害，達不到防治的效果。在降雨量圖上，以工程機率觀點解釋之土石流發生機率，似乎為解決之道。亦即當颱風或暴雨來臨時，在降雨圖上標出目前的有效降雨延時和有效累積雨量，即可得知目前土石流的發生機率，此作法可提供行政單位發佈警報時的依據。

4.6.1 機率式土石流臨界降雨線的概念

預警系統的基本概念是在颱風或暴雨來臨時，利用現地雨量站即時傳回的資料，計算目前的有效降雨延時和有效累積雨量，將其標示在降雨圖後，再判斷其危險度。然而，目前大都只以臨界降雨線為依據，常無法準確地發佈警報。因為即使雨場已接近或超過臨界降雨線，還是無從得知發生土石流的機率。

在求取土石流的發生機率前，必需先定義何為土石流的發生機率。以圖 4.33 為例，若藍線為土石流發生機率值 10%，而降雨第 19 小時之累積雨量值恰在線上，則在此條件下完成的雨場有 10% 會發生土石流。這就是以臨界降雨線的觀點所定義的土石流發生機率。所以，此處的土石流機率是考慮每一場降雨，而非一個地區的土石流發生機率。

4.6.2 機率式土石流臨界降雨線之物理性質

本研究之機率式臨界降雨線示意圖如圖 4.34，各線之機率值如圖例所示，分別為 5%，25%，50%，75%，95% 及原臨界降雨線。

此機率式臨界降雨線有以下之假設和物理特性：

一、線性式

機率線函數之類型可用線性和非線性等來類比，各有其優劣點。線性方式分析在兩軸之交點與實際的物理現象不符合。雖然非線性分析有較合理的結果，針對防災的觀點來說應該採用，但限於實際資料點之不足及多變量分析中區別函數皆無曲線式，故此處仍假設機率線為線性式。

二、機率線之斜率與臨界降雨線相同

原臨界降雨線之斜率有一定之物理意義。當比較兩場降雨之土石流危險度時，若 A 雨場的延時及累積雨量皆大於 B 雨場，則可確定 A 雨場之危險度較 B 雨場高。但在其他情形下則無法明確比較其危險度。而 4.4 節求出的臨界降雨線之斜率則提供了一個比較的準則，即在此線以上的雨場土石流發生機率較此線以下高。故給定一任意雨場 P，則再劃定一條通過該點 P 且斜率同式 4.37 的直線 L。此時便可假設在直線 L 上的點機率相同，且直線 L 以上的機率大於直線 L 以下的機率。

三、機率線之截距愈大，機率愈大

此假設之物理意義為，同一延時下，有效累積雨量愈大，土石流發生機率愈大。此定義符合土石流發生成因之一，充足的流量。因此，往後看到的機率線，除臨界降雨可能變改出現的順序，其餘機率線在圖上順序不變。

4.7 以二維常態分佈求取機率線

在連續型的多變量分佈中，經常被應用者為多變量常態分佈，其為單變量常態分佈的推廣。依 4.4 節所分析之雨場資料，共分為二個

群體：未發生土石流原場或發生土石流雨場。每個群體由兩個變數組成：有效降雨延時與有效累積雨量。就每個群體來看，可依收集的樣本得出二維常態分佈所需要的參數，近而推求其機率密度函數（probability density function, P.D.F.）。接著在不同截距的機率線下，求取 P.D.F.的累積機率值。此即以二維常態分佈求取機率式土石流臨界降雨線的概念（圖 4.35）。

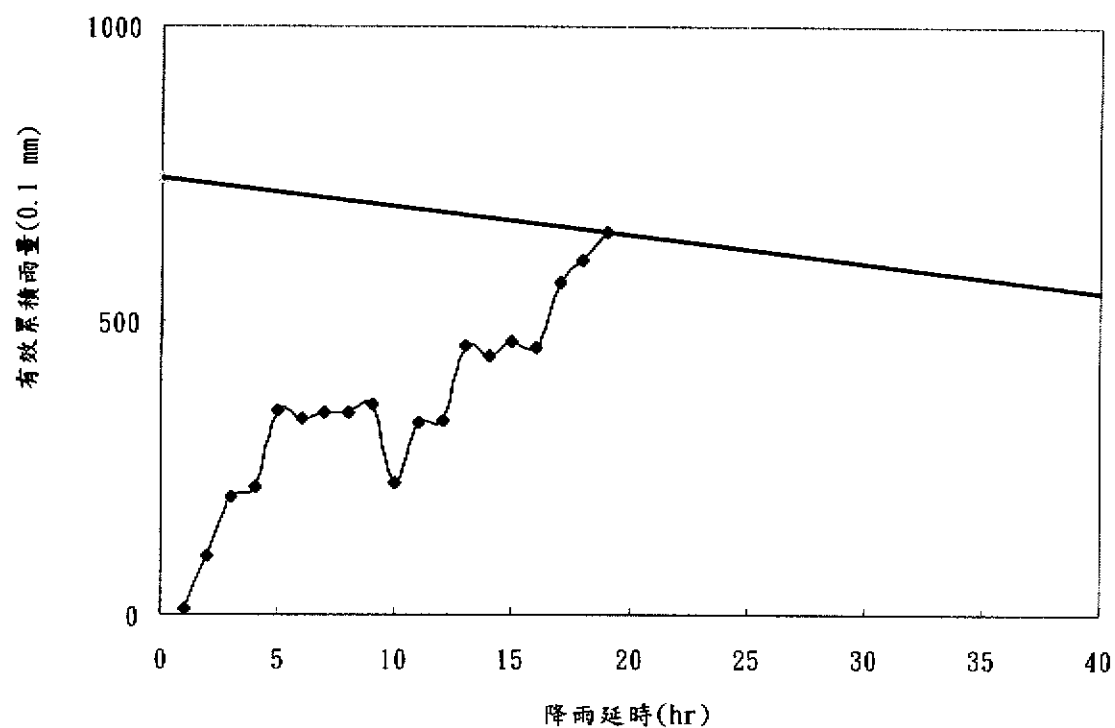


圖 4.33 機率式臨界降雨線概念

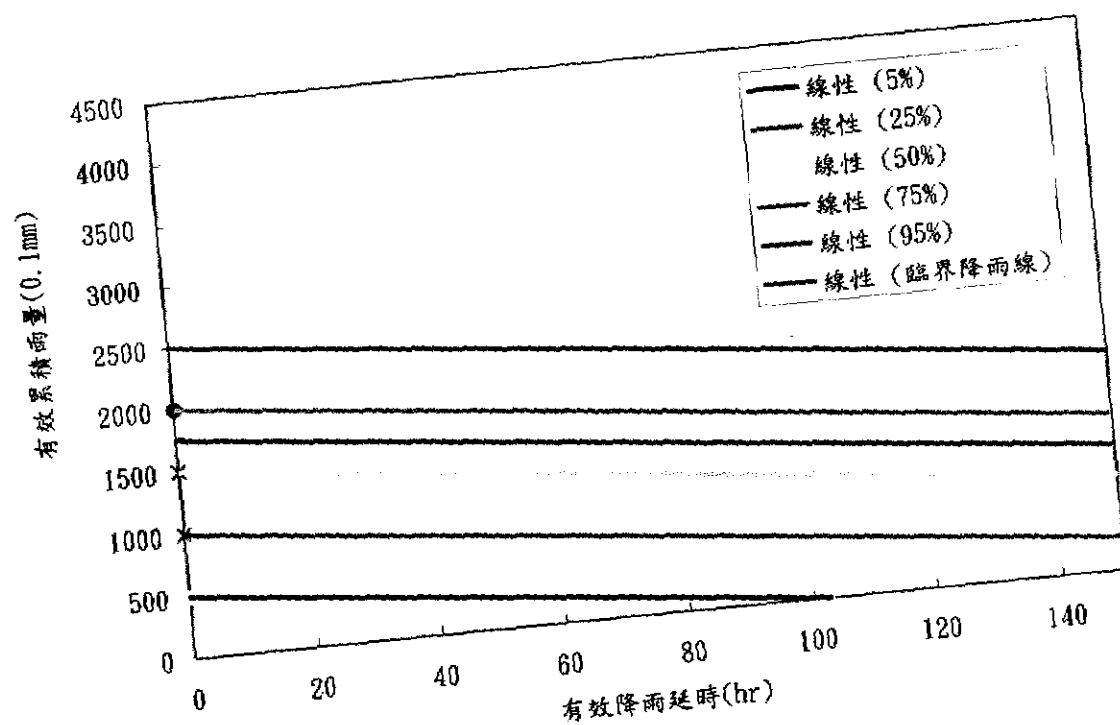


圖 4.34 機率式臨界降雨線示意圖

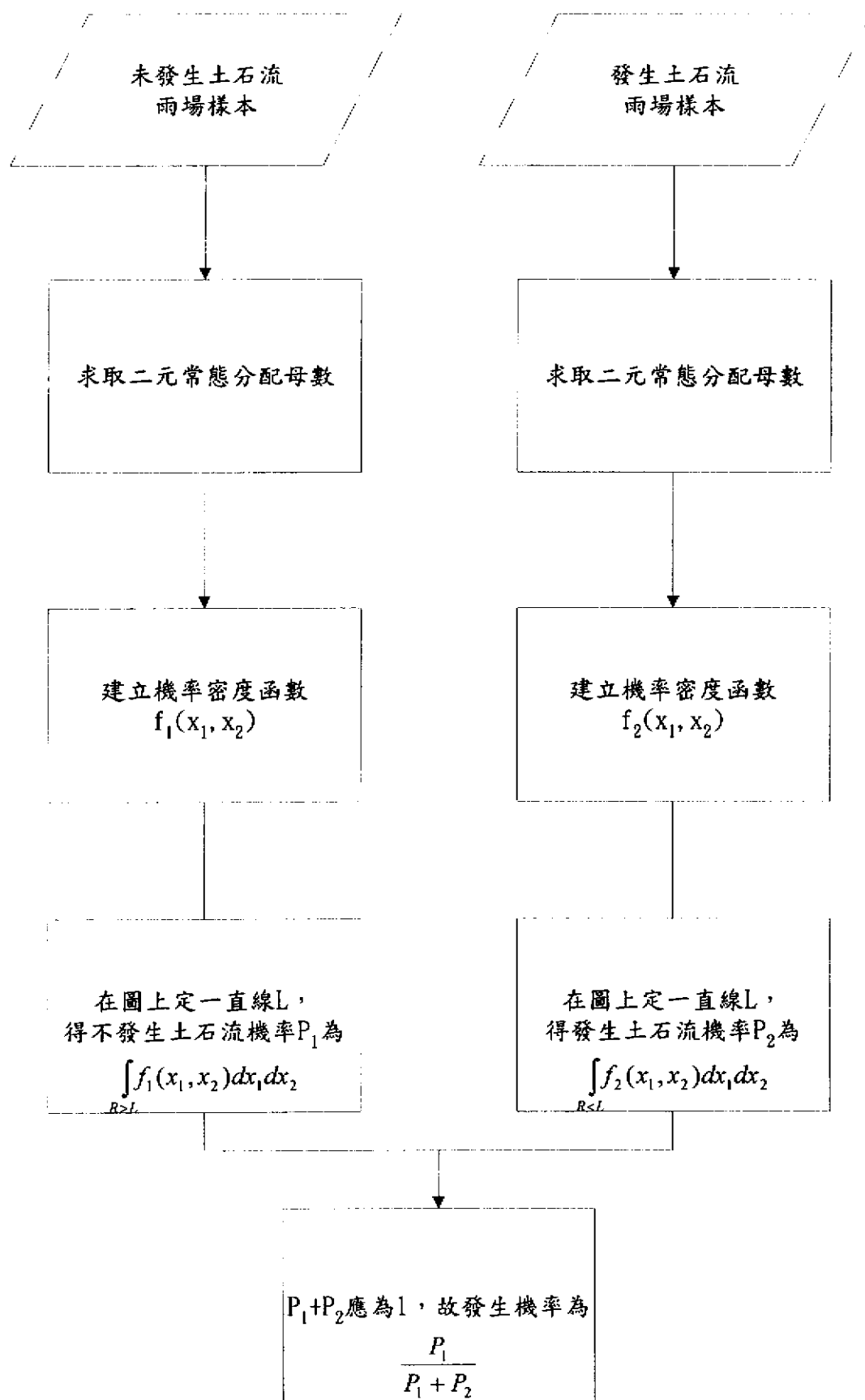


圖 4.35 常態分佈法流程

4.7.1 二維常態分佈理論

設 (X, Y) 為二維連續隨機變數，則二維常態分佈 (Bivariate Normal Distribution) 之聯合 P.D.F. 為

$$f(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)} \left[\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2 - 2\rho\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)\left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right) + \left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2 \right] \right\} \quad (4.44)$$

其中 $\mu_x, \mu_y, \sigma_x, \sigma_y, \rho$ 為五個固定參數，記為 $(X, Y) \sim \text{BVN}(\mu_x, \mu_y, \sigma_x, \sigma_y, \rho)$ 。

二維常態分佈滿足以下三特性

1. $f(x, y) > 0$ ，對所有 $-\infty < x, y < \infty$ (4.45)

2. $\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f(x, y) dx dy = 1$ (4.46)

3. 若 $(X, Y) \sim \text{BVN}(\mu_x, \mu_y, \sigma_x, \sigma_y, \rho)$ ，則 X 與 Y 均分別為一維常態，且 $X \sim N(\mu_x, \sigma_x^2)$ ， $Y \sim N(\mu_y, \sigma_y^2)$ 。

圖 4.36 及 4.37 為兩個二維常態分佈的示意圖，分別為 $\rho = 0.4$ 及 $\rho = 0.6$ ，二者條件皆為 $\mu_x = \mu_y = 0$ ， $\sigma_x = \sigma_y = 1$ 。

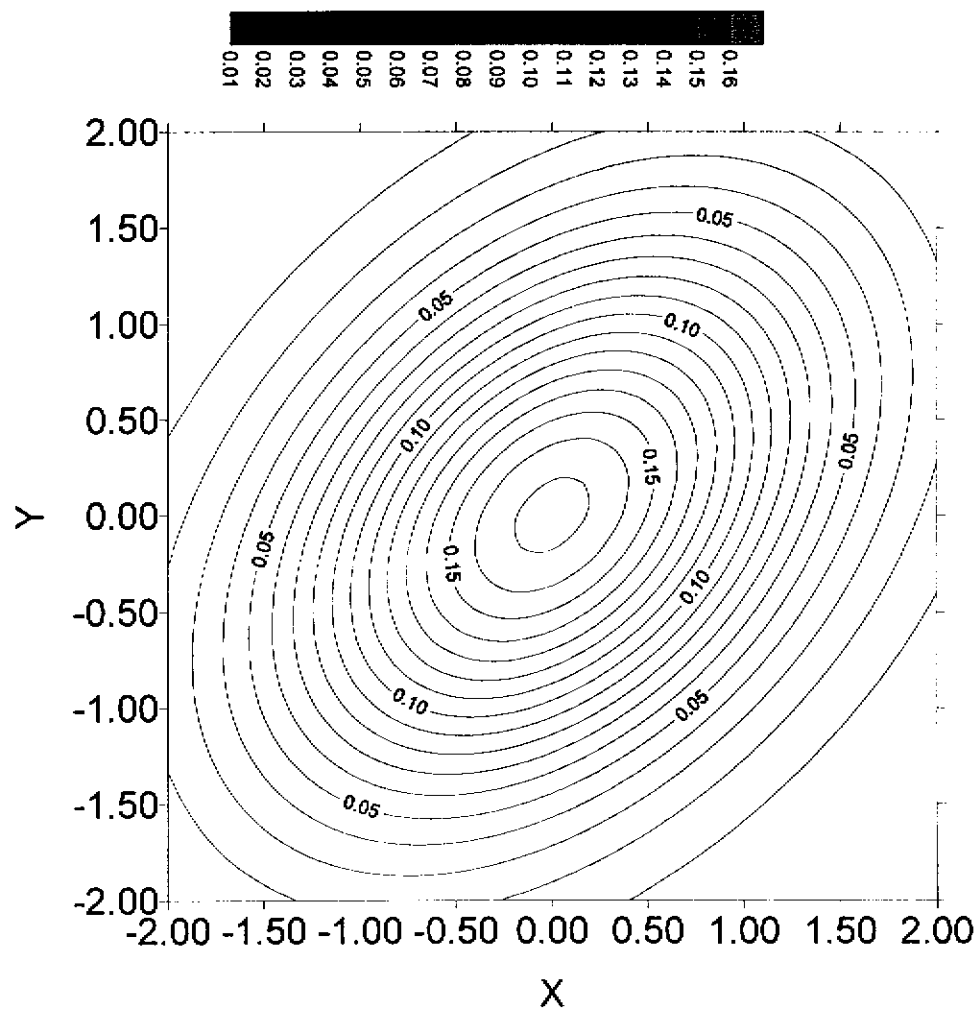
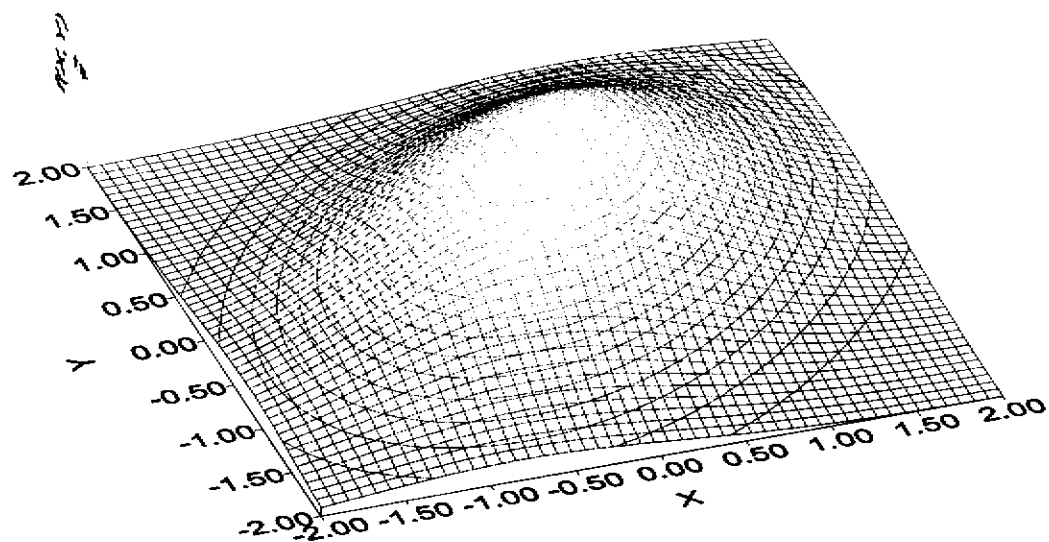


圖 4.36 二維常態分佈示意圖 ($\rho = 0.4$)

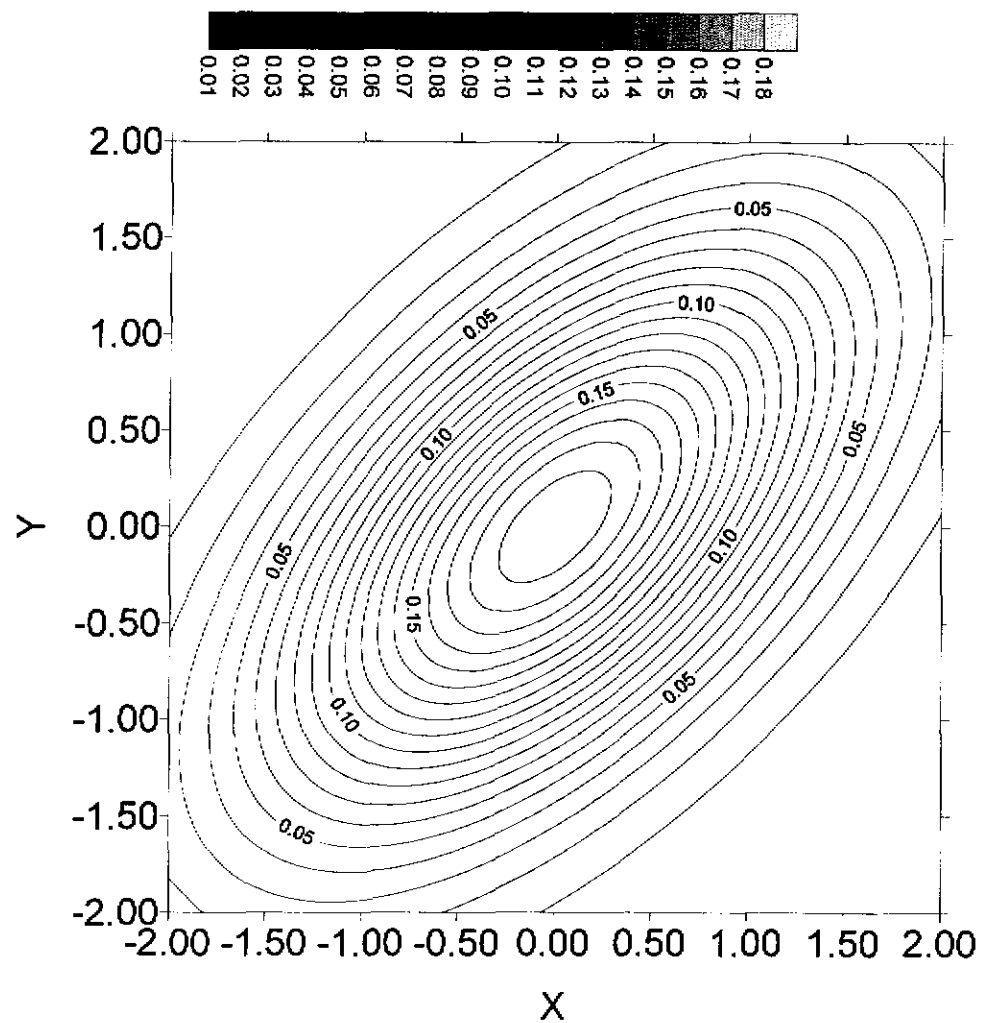
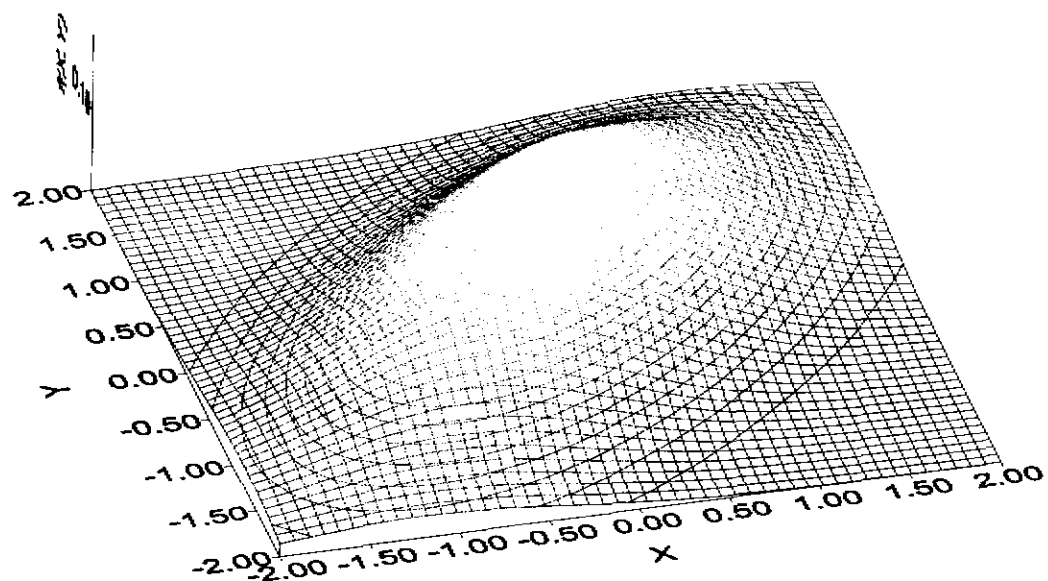


圖 4.37 二維常態分佈示意圖 ($\rho = 0.6$)

4.7.2 以未發生雨場為樣本求取機率線

根據前節的二維常態分佈理論，以未發生土石流的雨場為一樣本，並假設其為二維常態分佈。因為樣本為未發生土石流雨場，故求取之機率值應為不發生土石流機率。而延時和有效累積雨量愈小，土石流發生機率愈低，故求取不發生土石流之機率時，即積分直線以上的機率密度函數。最後，由於同一直線上土石流發生機率和不發生機率之和應為 1，故以 1 減求出之不發生機率值即為此直線之發生土石流機率值。與其步驟如下：

一、定義樣本

定義未發生土石流雨場為樣本 1，樣本數為 n_1 ，變數為有效降雨延時及有效累積雨量。樣本記為

$$X_{ij} = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} \\ X_{21} & X_{22} \\ \vdots & \vdots \\ X_{n_1 1} & X_{n_1 2} \end{bmatrix}$$

其中 i 表第 i 個觀測值， j 表變數項。

二、求取二維常態分佈

由式 (4.44) 知，二維常態分佈需要 5 個參數，由於母體未知，故以最佳估計點代替。茲列舉其定義：

$$\hat{\mu}_1 = \bar{X}_1 = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{X_{i1}}{n_1} \quad (4.47)$$

$$\hat{\mu}_2 = \bar{X}_2 = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{X_{i2}}{n_1} \quad (4.48)$$

$$\hat{\sigma}_{11} = S_{11}^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} (X_{i1} - \bar{X}_1)^2}{n_1 - 1} \quad (4.49)$$

$$\hat{\sigma}_{22} = S_{22}^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} (X_{i2} - \bar{X}_2)^2}{n_1 - 1} \quad (4.50)$$

$$\hat{\sigma}_{12} = S_{12} = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} (X_{i1} - \bar{X}_1)(X_{i2} - \bar{X}_2)}{n_1 - 1} \quad (4.51)$$

$$\rho_{12} = \frac{S_{12}}{S_1 \cdot S_2} \quad (4.52)$$

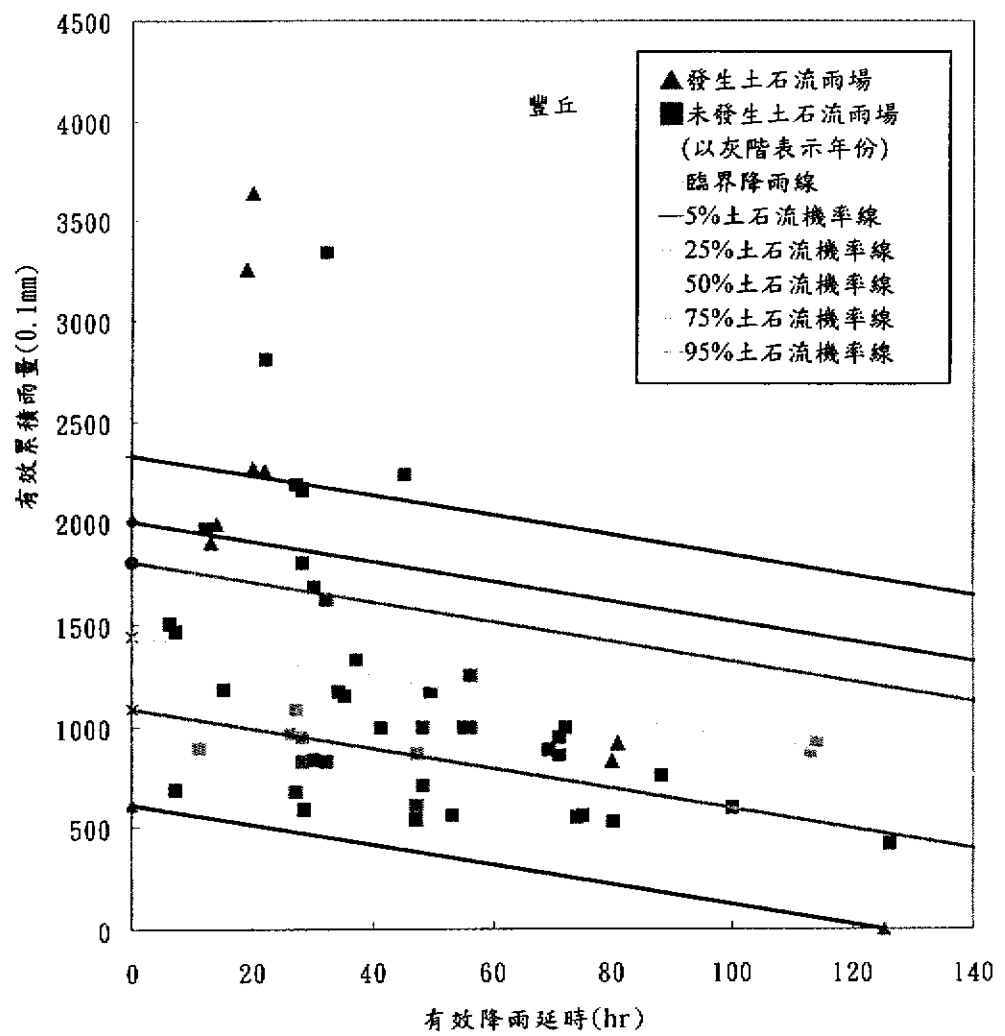
依照上述求出之參數代入式 4.44，可得未發生土石流雨場之二維常態機率密度函數 $f_1(x_1, x_2)$ 。

三、求取機率值

定一直線 $L: ax + b$ ，其中 a 為臨界降雨線式 (4.37) 之斜率值 - 4.873， b 為一變數。作法上以改變 b ，求取下式之積分值：

$$P = 1 - \int_{R>L} f_1(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \quad (4.53)$$

所得之積分值 P 即直線 L 的土石流發生機率，各危險區的土石流發生機率線如圖 4.38。



年份	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88
灰階色																			

圖 4.38 以未發生雨場為常態分佈所得機率線

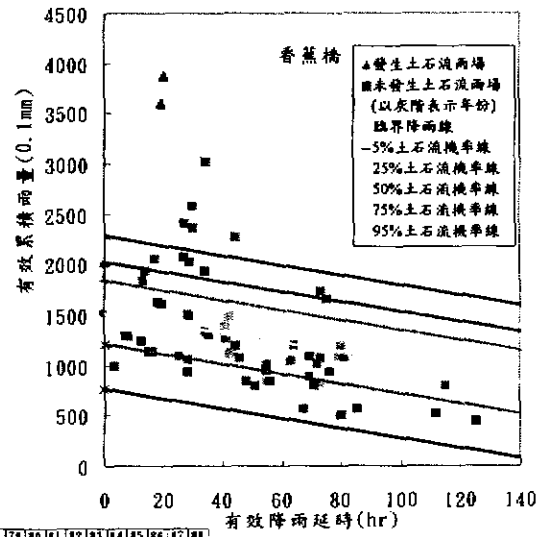
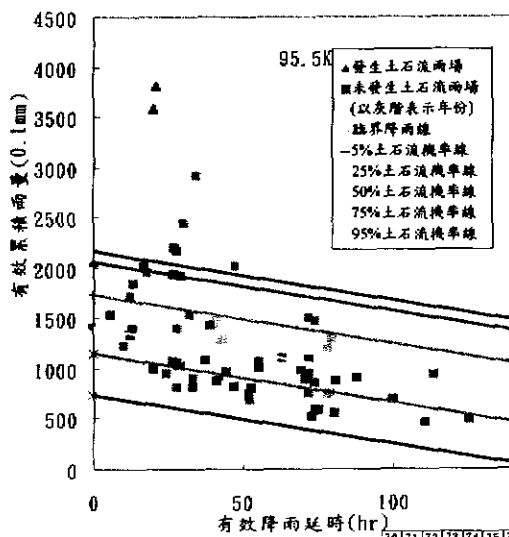
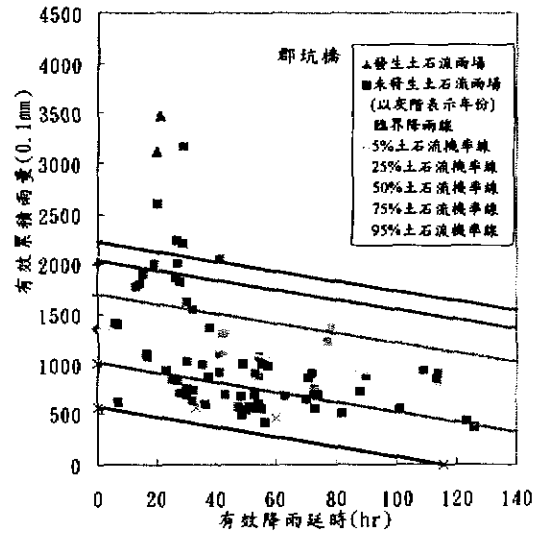
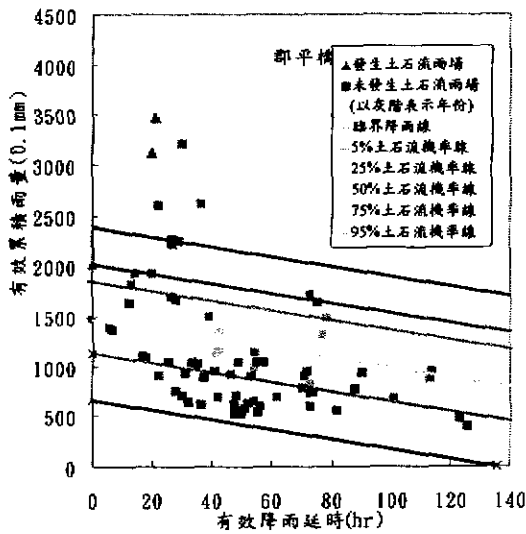
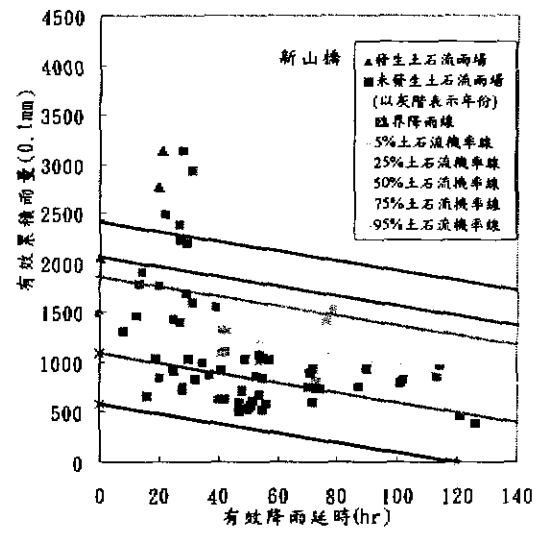
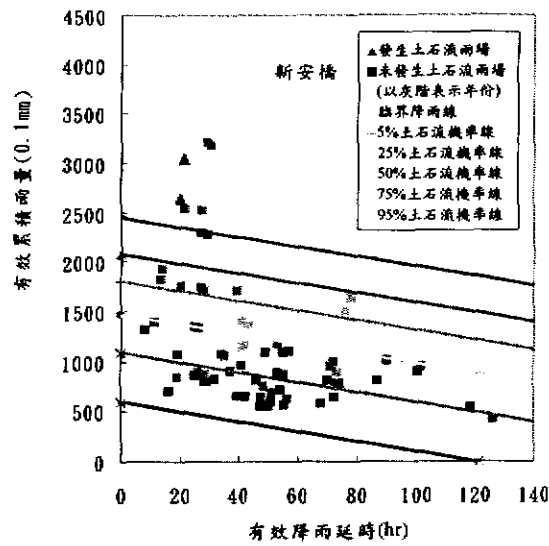


圖 4.38 (續) 以未發生雨場為常態分佈所得機率線

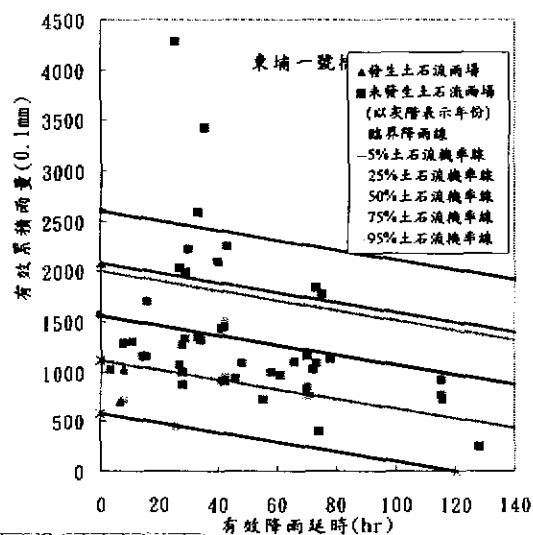
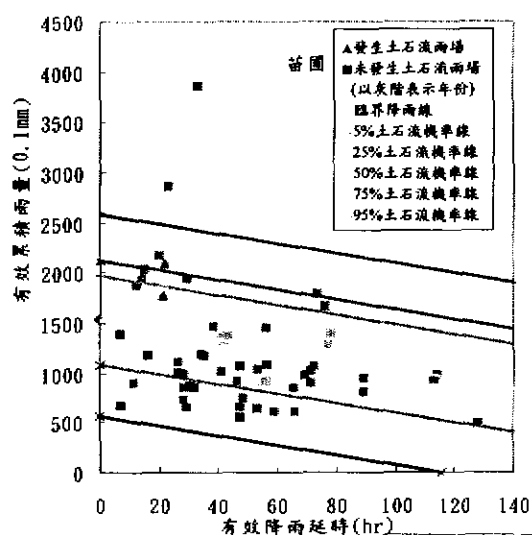
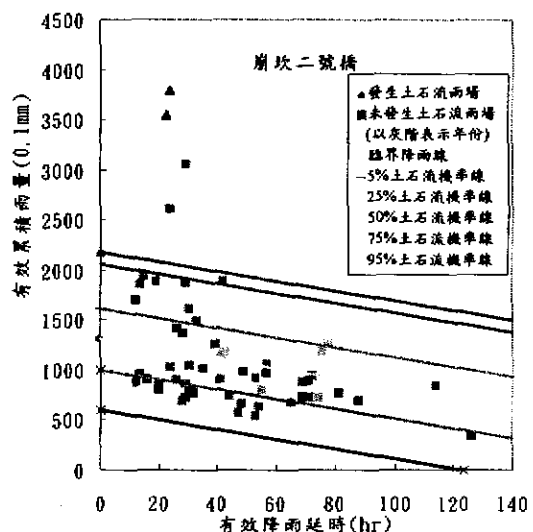
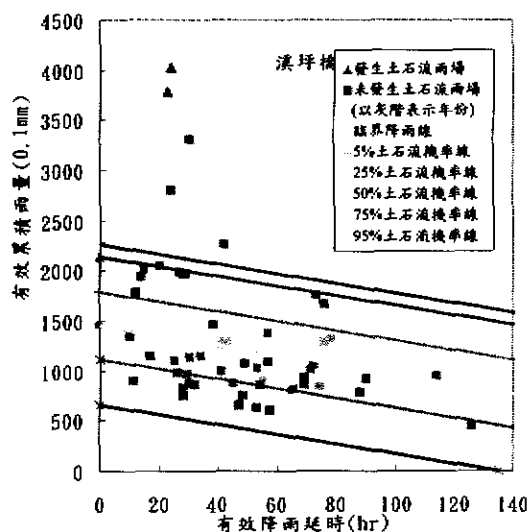
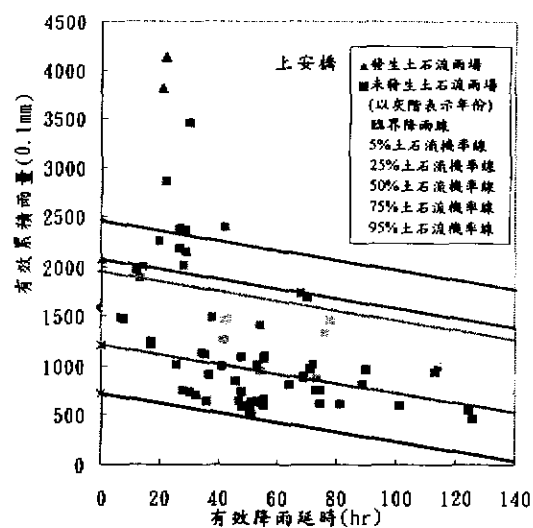
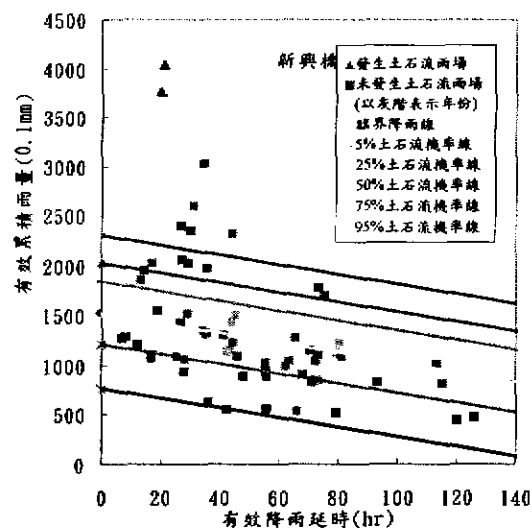


圖 4.38 (續) 以未發生雨場為常態分佈所得機率線

觀察圖 4.38，機率線似乎有太過高估的情形。以豐丘為例，紅線代表機率值為 95%，但此線以上之未發生點計 3 點，發生點計 6 點，機率為 $3/(3+6) = 67\%$ 。其餘場址紅線以上發生點均不大於 2，而未發生點介於 2 至 5，故紅線機率應小於 50%。由此可知，依此方法推求之機率過高。表 4.11 為各場址推求之結果討論，其中 b 是機率線截距； $S(x)$ 為預測機率，即由此方法推求之機率值； $F(x)$ 為實際機率，為機率線以上未發生土石流雨場數除以機率線以上總雨場數； $D = |S(x) - F(x)|$ 。

由表 4.11 知，除豐丘以外，其餘場址機率線的最大誤差均在 0.6 以上，有三個點甚至超過 0.7。綜合來說，機率線為 5% 時，與實際值誤差大都在 0.02 以下。機率線為 25% 時，誤差約上升到 0.2 左右。機率線為 50% 時，誤差約為 0.4。機率線為 75%，95% 及臨界降雨線時，誤差大幅上升至 0.6 左右。故此方法在機率大於 25% 以上之預測不準確，而機率較高處卻正是預警系統的重點所在。另外，可發現豐丘的誤差要較其他場址小，可能與其土石流發生資料較齊全有關。

使用此方法的結果誤差很大，可能為僅考慮未發生土石流雨場，故分佈過於靠近原點，以致在機率較大時會有高估情形。所以下節將一併考慮已發生土石流之雨場，以求取機率線。

表 4.11 未發生雨場法結果討論

	B	S(x)	F(x)	D	MaxD
豐丘	611	0.05	0.12	0.07	0.35
	1081	0.25	0.15	0.10	
	1439	0.50	0.27	0.23	
	1803	0.75	0.44	0.31	
	2005	0.85	0.50	0.35	
	2328	0.95	0.73	0.22	
新安橋	592	0.05	0.03	0.02	0.63
	1086	0.25	0.04	0.21	
	1475	0.50	0.11	0.39	
	1803	0.75	0.13	0.63	
	2088	0.85	0.25	0.60	
	2446	0.95	0.33	0.62	
新山橋	587	0.05	0.03	0.02	0.62
	1084	0.25	0.04	0.21	
	1469	0.50	0.09	0.41	
	1863	0.75	0.18	0.57	
	2053	0.84	0.25	0.59	
	2411	0.95	0.33	0.62	
郡平橋	661	0.05	0.03	0.02	0.64
	1132	0.25	0.04	0.21	
	1469	0.50	0.09	0.41	
	1859	0.75	0.14	0.61	
	2169.8	0.89	0.25	0.64	
	2390	0.95	0.33	0.62	
郡坑橋	566	0.05	0.03	0.02	0.68
	1003	0.25	0.04	0.21	
	1350	0.50	0.08	0.42	
	1705	0.75	0.12	0.63	
	2042	0.90	0.22	0.68	

	2221	0.95	0.29	0.66	
95.5k	744	0.05	0.03	0.02	0.72
	1151	0.25	0.04	0.21	
	1407	0.50	0.07	0.43	
	1737	0.75	0.13	0.62	
	2056	0.92	0.20	0.72	
	2163	0.95	0.29	0.66	

	B	S(x)	F(x)	D	MaxD
香蕉橋	770	0.05	0.03	0.02	0.71
	1203	0.25	0.04	0.21	
	1517	0.50	0.09	0.41	
	1830	0.75	0.13	0.62	
	2017	0.86	0.15	0.71	
	2280	0.95	0.29	0.66	
新興橋	768	0.05	0.03	0.02	0.71
	1207	0.25	0.04	0.21	
	1524	0.50	0.08	0.42	
	1844	0.75	0.13	0.62	
	2034	0.86	0.15	0.71	
	2300	0.95	0.29	0.66	
上安橋	722	0.05	0.03	0.02	0.66
	1213	0.25	0.05	0.20	
	1581	0.50	0.09	0.41	
	1951	0.75	0.13	0.63	
	2071	0.82	0.18	0.64	
	2454	0.95	0.29	0.66	
溪坪橋	660	0.05	0.03	0.02	0.61
	1114	0.25	0.05	0.20	
	1454	0.50	0.09	0.41	
	1796	0.75	0.14	0.61	
	2149	0.92	0.40	0.52	
	2264	0.95	0.40	0.55	
	601	0.05	0.03	0.02	0.60

崩坎二號橋	601	0.05	0.03	0.02	0.60
	1008	0.28	0.09	0.20	
	1618	0.75	0.15	0.60	
	2179	0.97	0.50	0.47	
	2060	0.95	0.40	0.55	
苗圃	564	0.05	0.03	0.02	0.60
	1090	0.25	0.04	0.21	
	1525	0.50	0.09	0.41	
	1977	0.75	0.15	0.60	
	2125	0.82	0.22	0.60	
	2590	0.95	0.40	0.55	
	587	0.05	0.04	0.01	0.62
	1124	0.25	0.05	0.20	
	1558	0.50	0.12	0.38	
	2000	0.75	0.17	0.58	
	2082	0.79	0.17	0.62	
	2605	0.95	0.40	0.55	

4.7.3 一併考慮發生及未發生土石流雨場

由前節的結果可知，若只考慮未發生土石流雨場，求出之機率過高。因此，本節修正為套配已發生土石流雨場。其作法先依前節的步驟，求出未發生雨場的二維常態分佈 $f_1(x_1, x_2)$ ，及發生雨場的二維常態分佈 $f_2(x_1, x_2)$ 。接著定出一條直線 L ，求出以下兩式的積分值：

$$P_1 = \int_{R>L} f_1(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \quad (4.54)$$

$$P_2 = \int_{R<L} f_2(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \quad (4.55)$$

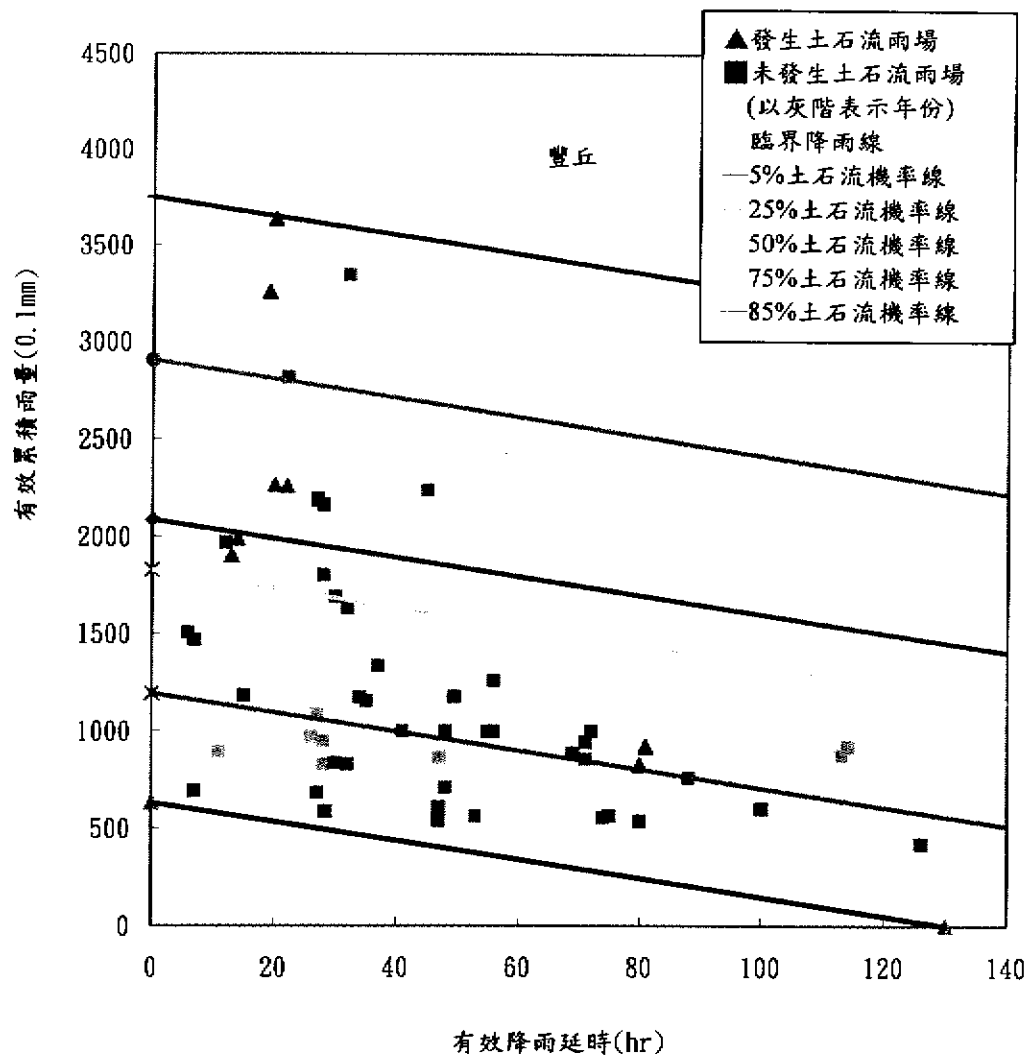
則 P_1 即依 $f_1(x_1, x_2)$ 求出之不發生土石流機率， P_2 是由 $f_2(x_1, x_2)$ 求出之發生土石流機率。理論上二者之和應為 1，但計算中經常

不等於 1。故以下式修正：

$$P = \frac{P_2}{P_1 + P_2} \left(= \frac{\int_{R < L} f_2(x_1, x_2) dx_1 dx_2}{\int_{R > L} f_1(x_1, x_2) dx_1 dx_2 + \int_{R < L} f_2(x_1, x_2) dx_1 dx_2} \right) \quad (4.56)$$

本方法只計算豐丘的機率線，因為其他址場的發生資料點只有 2 個，若假設這些地方的發生點為常態分佈，似乎不儘合理。此方法計算結果如圖 4.39 和表 4.12。這個方法的缺點是機率的最大值約為 0.88。

由表 4.12 可看出，經由此方法的修正預測出來的機率與實際機率較為接近。5%，25%，50%及原臨界降雨線均有不錯的結果。75%與 85%的差異較大，但仍小於 0.15。此方法就預測上可說比只考慮未發生點的方法好。但要假設只有 8 個觀測值的樣本為常態分佈是不合理的，若土石流發生資料夠多，相信本方法會更準確。



年份	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88
灰階色																			

圖 4.39 考慮未發生及發生雨場為常態分佈結果

表 4.12 考慮未發生及發生雨場法結果討論

B	S(x)	F(x)	D	MaxD
632	0.05	0.135593	0.085593	0.15
1192	0.25	0.266667	0.016667	
1830	0.50	0.5	0	
2905	0.75	0.888889	0.138889	
2088	0.57	0.533333	0.040667	
3750	0.85	1	0.15	

4.8 特性曲線法求取土石流發生機率線

此處所指的特性曲線，是機率線截距與其機率值之間的關係。以圖 4.40 為例， L_1 及 L_2 是兩條機率為 5% 和 95% 的機率線，二者斜率相同。若在這兩條直線間分佈著其他斜率相同的機率線，分別具有不同機率值。從原點 O 作一條垂直 L_1 及 L_2 的直線，分別交 L_1 及 L_2 於 A 、 B 兩點，則其他的機率線交於直線 $\overline{OB}$ 的點可能如圖上的分佈。特性曲線法就是要嘗試找出這些點的分佈特性。

若把各機率線的截距和機率值畫在圖上，就會更清楚特性曲線法的意義。以圖 4.41 為例， $A(b_1, 5\%)$ 、 $B(b_2, 95\%)$ 即圖 4.40 的 A 、 B 兩點。把其他的機率線也標示在圖 4.41 上，則從 A 至 B 會呈某種分佈特性，其可能為遞增式，遞減式，直線式，或其他的形式。由於這種分佈的形式不得而知，在此研究中即假設其為遞減式和遞增式，試著探討其可能的分佈情形。特性曲線法的研究流程如圖 4.42。

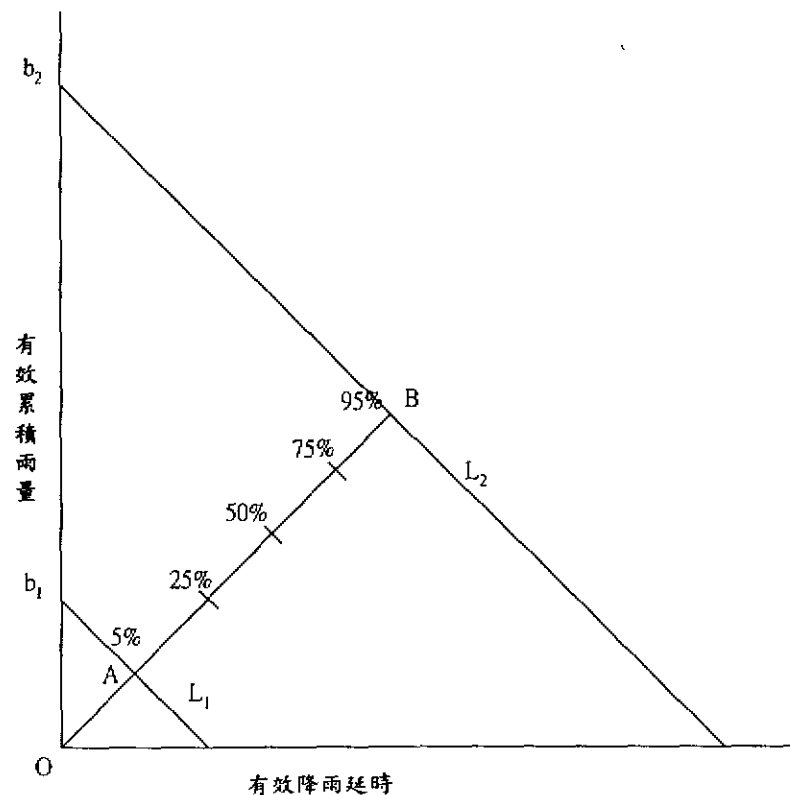


圖 4.40 機率線分佈示意圖

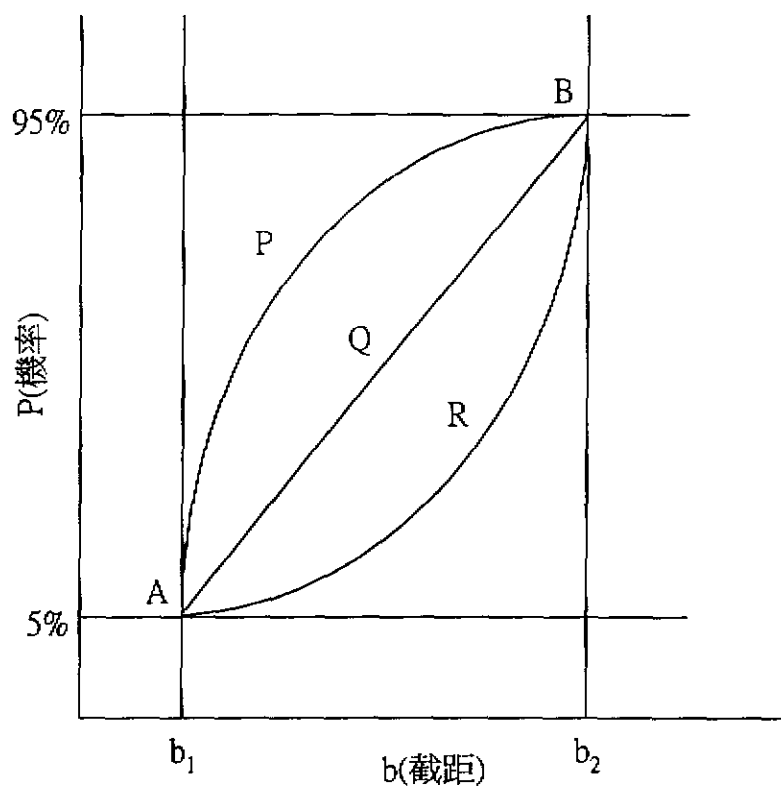


圖 4.41 機率線截距之特性曲線

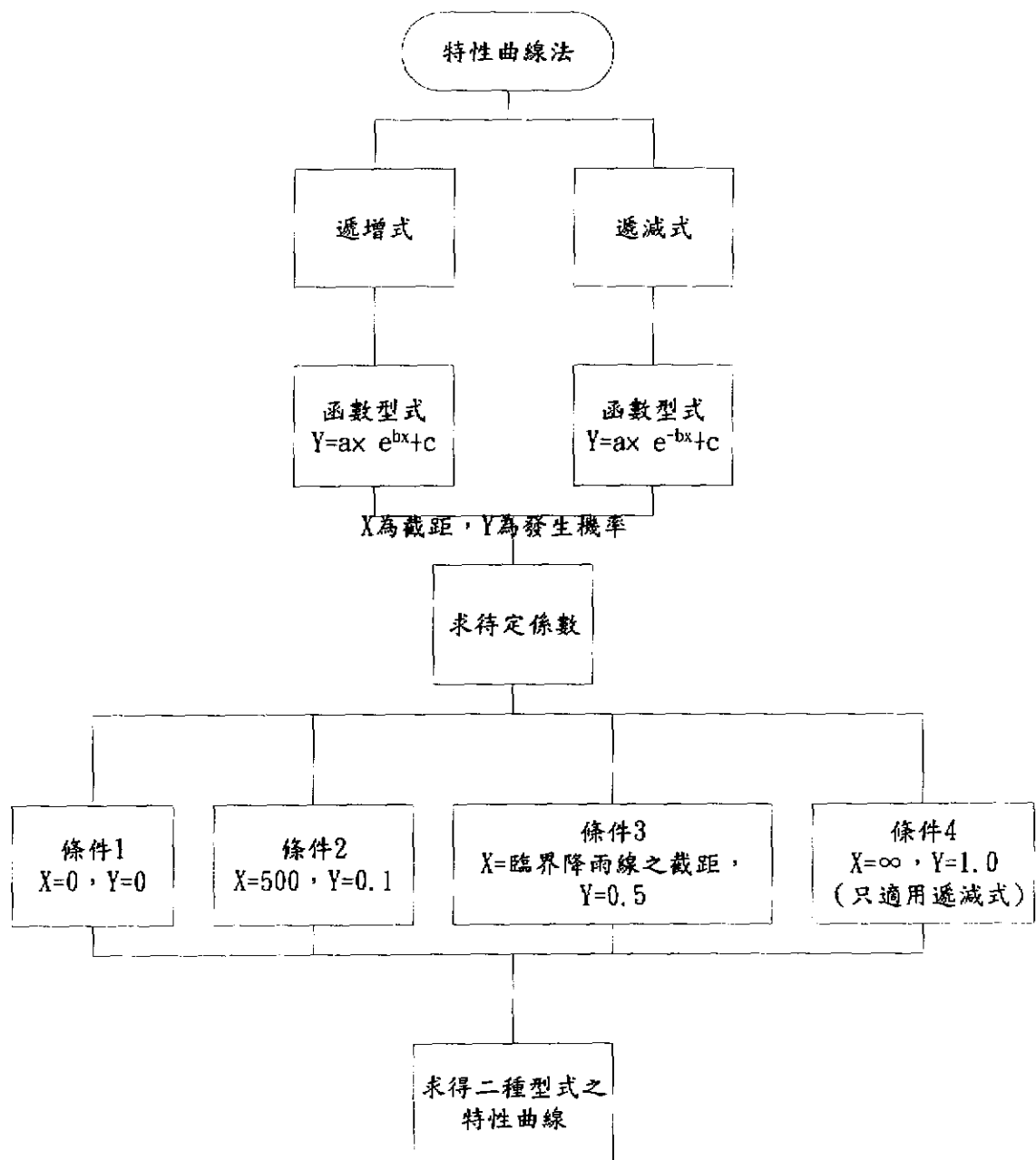


圖 4.42 特性曲線法流程

4.8.1 特性曲線法一：遞減式

遞減式曲線法的精神即假設機率線截距值與其機率值的分佈類似圖 4.21 之 P 曲線，二者呈一遞減式的關係。此處假設其為以下之函數形式：

$$y = ax e^{-bx} + c \quad (4.57)$$

其中

y：預測機率值

x：機率線截距

a, b, c：待定係數

接著設定其條件，以下二個條件是從物理特性而定得：

條件 1：x=0, y=0

條件 2：x=∞, y=1

其意義為當累積雨量為 0 時，土石流發生機率為 0；當累積雨量趨近於無限大，土石流發生機率為 1，即一定發生。

由以上二條件，將式 4.57 改寫為：

$$y = 1 - e^{-bx} \quad (4.58)$$

其中 b 為待定係數，且 b>0。

式 4.58 恰為統計上連續分佈之指數分佈 (exponential distribution) 的累積機率密度函數 (cumulative distribution function, C.D.F.)。接著再設定二條件：

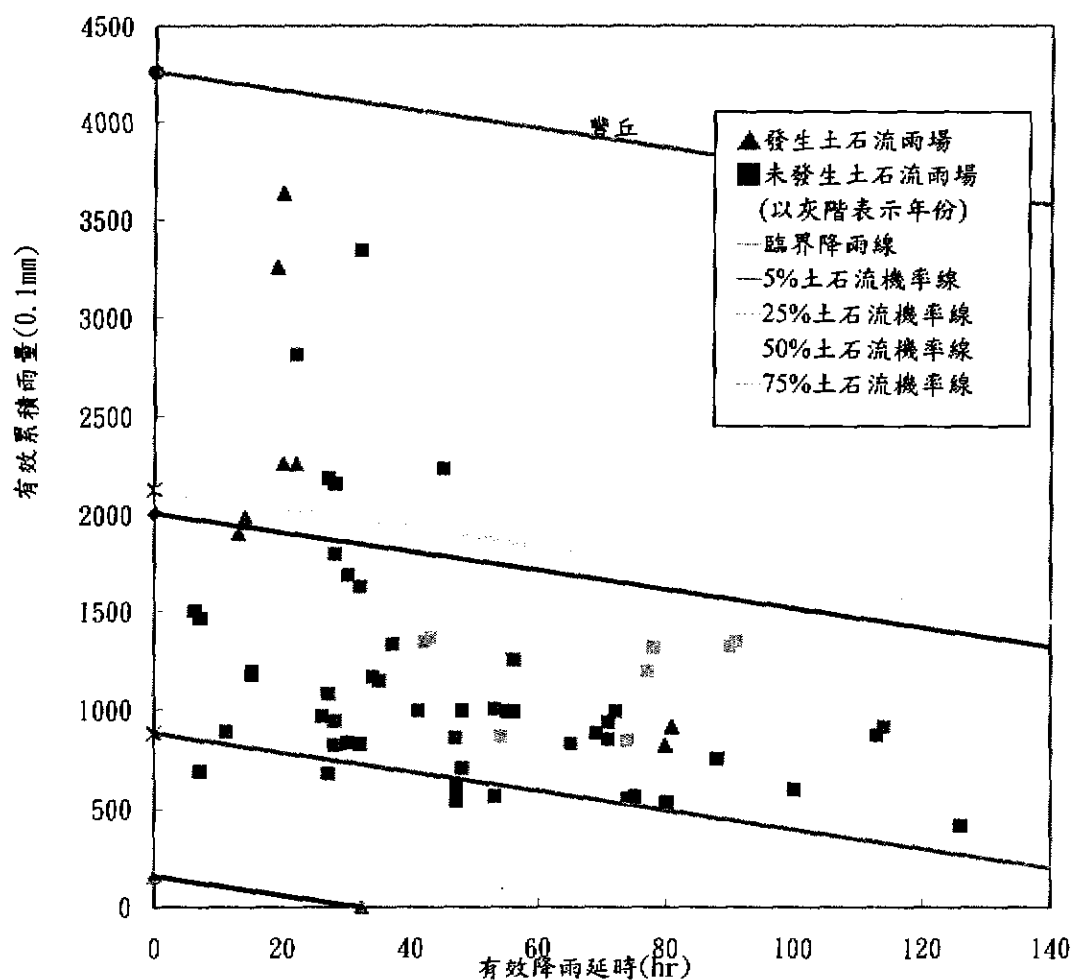
條件 3：x=1000, y=0.1

條件 4：x 為原臨界雨線之截距時，y=0.5

條件 3 之目的是要設定一個截距值，定其發生土石流的機率為 10%，即很難發生土石流之意。原先曾試用 x=1500，但求出之機率過低，故取 x=500。條件 4 則是假設臨界降雨線之機率約為 0.5。由

於各地臨界降雨線不同，故求出之機率線也不同。所以，求出的機率線具有地域相關的特性。

此方法由於取遞減式，95%機率線的截距常大於 8000，故在圖上沒有顯示。圖 4.43 及表 4.13 即此方法的結果。



年份	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88
灰階色																			

圖 4.43 遞減式曲線法所得之機率線

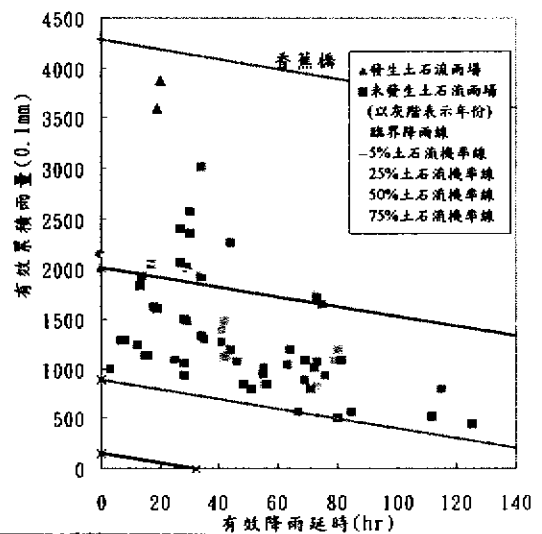
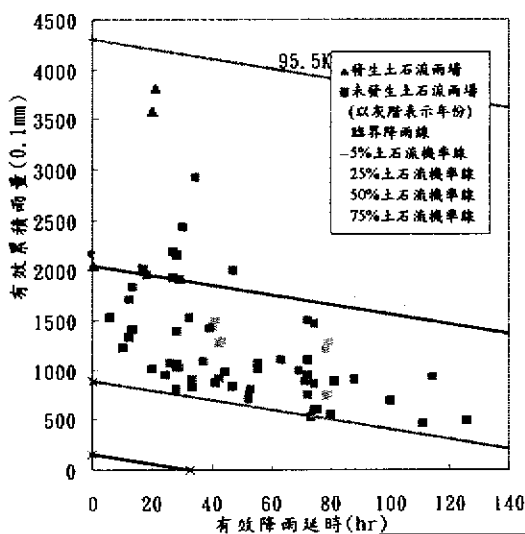
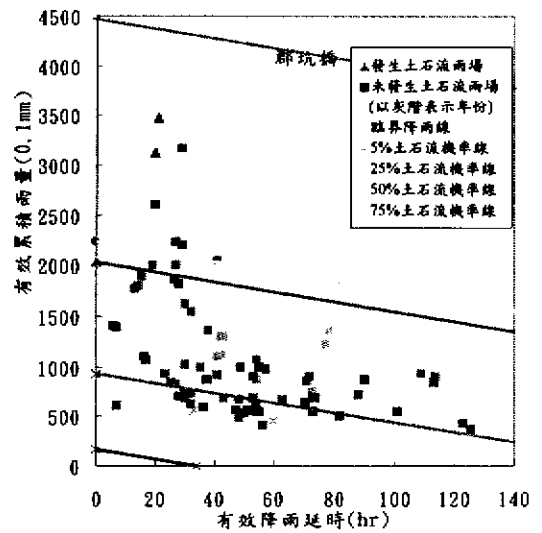
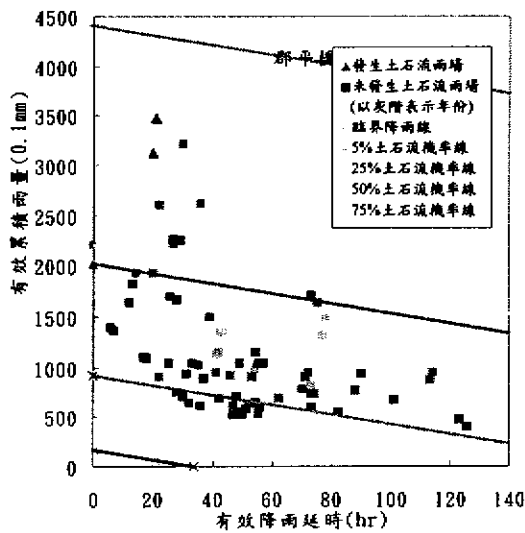
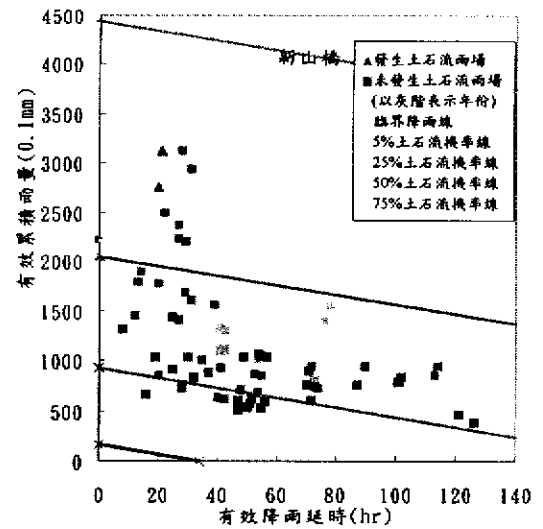
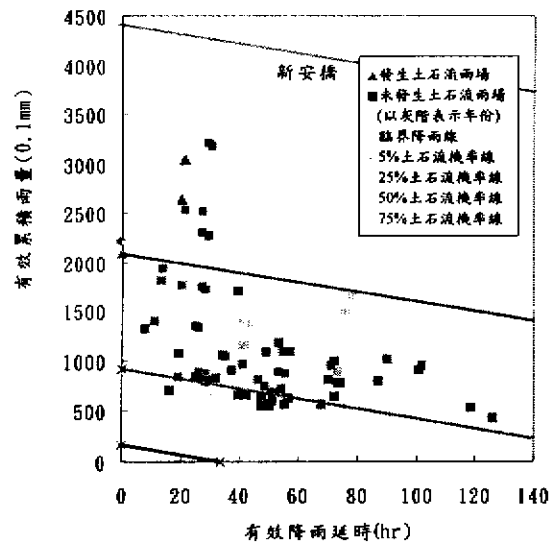


圖 4.43 (續) 遞減式曲線法所得之機率線

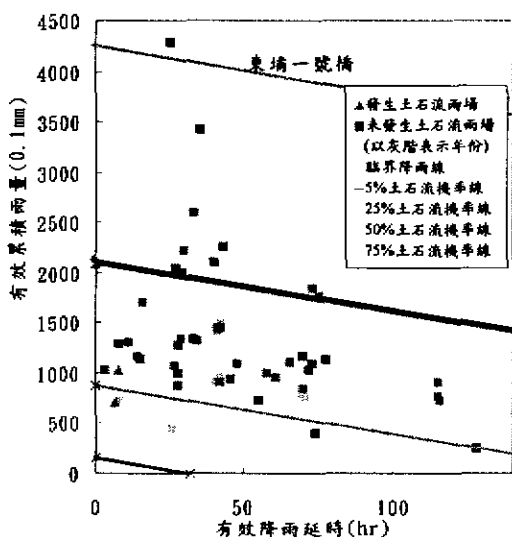
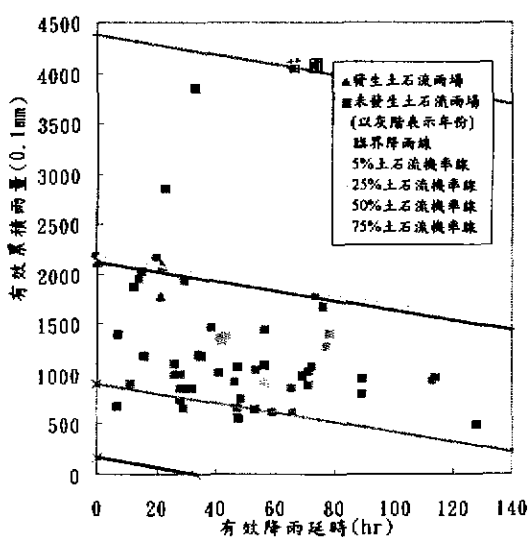
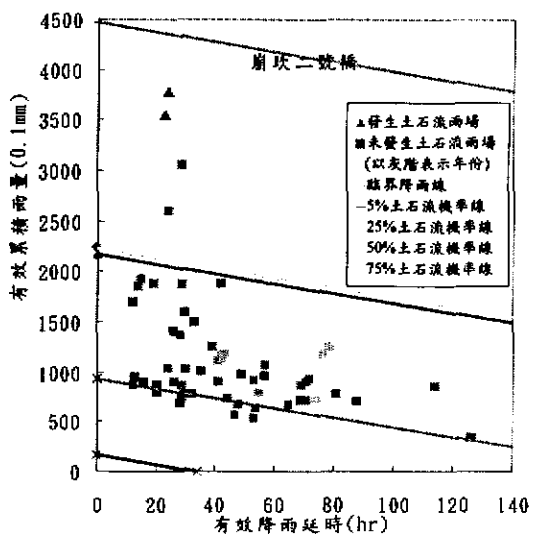
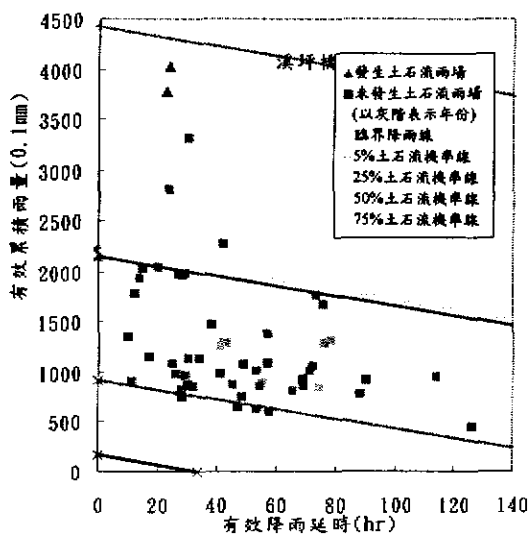
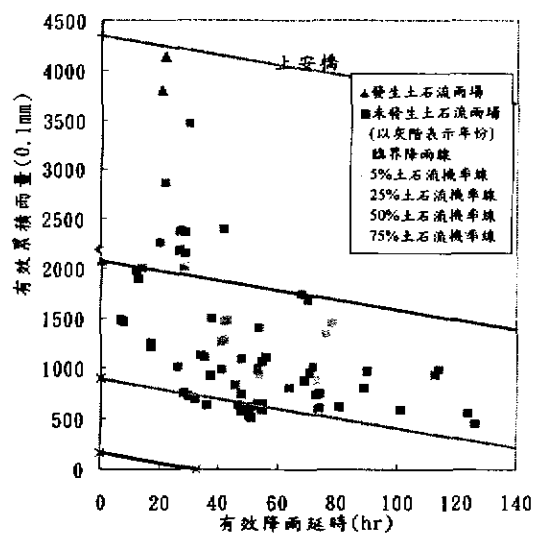
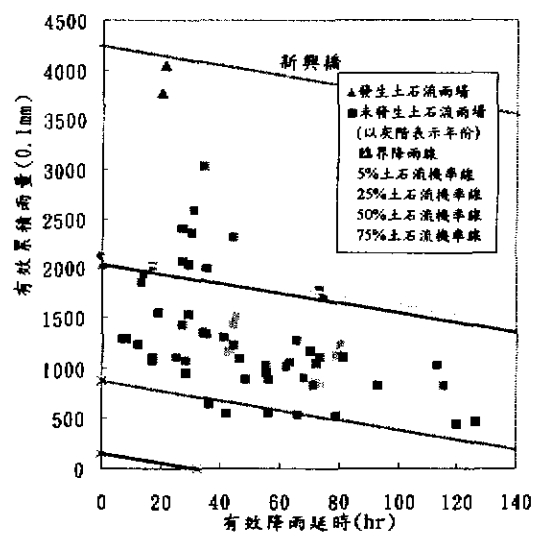


圖 4.43 (續) 遞減式曲線法所得之機率線

表 4.13 遞減式曲線法結果討論

	B	S(x)	F(x)	D	MaxD
豐丘	158	0.05	0.12	0.07	0.25
	884	0.25	0.13	0.12	
	2130	0.50	0.53	0.03	
	4260	0.75	1.00	0.25	
	2005	0.48	0.50	0.02	
	9207	0.95	1.00	0.05	
新安橋	163	0.05	0.03	0.02	0.25
	915	0.25	0.03	0.22	
	2205	0.50	0.25	0.25	
	4411	0.75	1.00	0.25	
	2088	0.48	0.25	0.23	
	9532	0.95	1.00	0.05	
新山橋	164	0.05	0.03	0.02	0.25
	922	0.25	0.04	0.21	
	2221	0.50	0.25	0.25	
	4441	0.75	1.00	0.25	
	2184	0.49	0.25	0.24	
	9598	0.95	1.00	0.05	
郡平橋	163	0.05	0.04	0.01	0.25
	916	0.25	0.04	0.21	
	2208	0.50	0.25	0.25	
	4415	0.75	1.00	0.25	
	2170	0.49	0.25	0.24	
	9541	0.95	1.00	0.05	
郡坑橋	165	0.05	0.03	0.02	0.25
	926	0.25	0.04	0.21	
	2231	0.50	0.29	0.21	
	4463	0.75	1.00	0.25	
	2042	0.47	0.29	0.18	

	9644	0.95	1.00	0.05	
95.5k	159	0.05	0.04	0.01	0.25
	893	0.25	0.04	0.21	
	2152	0.50	0.40	0.10	
	4304	0.75	1.00	0.25	
	2056	0.48	0.40	0.08	
	9301	0.95	1.00	0.05	
	B	S(x)	F(x)	D	MaxD
香蕉橋	158	0.05	0.04	0.01	0.26
	888	0.25	0.04	0.21	
	2140	0.50	0.29	0.21	
	4280	0.75	1.00	0.25	
	2017	0.48	0.22	0.26	
	9249	0.95	1.00	0.05	
新興橋	157	0.05	0.04	0.01	0.29
	880	0.25	0.04	0.21	
	2119	0.50	0.22	0.28	
	4238	0.75	1.00	0.25	
	2034	0.49	0.20	0.29	
	9159	0.95	1.00	0.05	
上安橋	161	0.05	0.04	0.01	0.26
	903	0.25	0.04	0.21	
	2176	0.50	0.25	0.25	
	4353	0.75	1.00	0.25	
	2071	0.48	0.22	0.26	
	9407	0.95	1.00	0.05	
溪坪橋	164	0.05	0.03	0.02	0.25
	919	0.25	0.04	0.21	
	2214	0.50	0.40	0.10	
	4427	0.75	1.00	0.25	
	2176	0.49	0.40	0.09	
	9567	0.95	1.00	0.05	
	165	0.05	0.03	0.02	0.25

崩坎二號橋	165	0.05	0.03	0.02	0.25
	22286	0.36	0.60	0.00	
	4472	0.75	1.00	0.25	
	2179	0.49	0.50	0.01	
	9664	0.95	1.00	0.05	
苗圃	162	0.05	0.03	0.02	0.25
	908	0.25	0.04	0.21	
	2188	0.50	0.25	0.25	
	4376	0.75	0.67	0.08	
	2149	0.49	0.25	0.24	
	9456	0.95	1.00	0.05	
	157	0.05	0.03	0.02	0.29
	882	0.25	0.04	0.21	
	2125	0.50	0.22	0.28	
	4249	0.75	0.67	0.08	
	2082	0.49	0.20	0.29	
	9182	0.95	1.00	0.05	

從表 4.13 可知，綜合來說，豐丘、95.5k、溪坪橋、崩坎二號橋、東埔一號橋有較好的預測結果。但此方法在預測 50% 以上的機率線大概有 0.2 至 0.25 的誤差。特別是 75%，除苗圃和東埔一號橋，其餘點的誤差都是 0.25。在預警上，50%、75% 代表土石流危險度進入高危險區。故雖然此法的誤差雖然較常態分佈法小，但是有低估之虞。

4.8.2 特性曲線法二：遞增式

遞減式曲線法的作法即假設機率線截距值與其機率值的分佈類似圖 4.21 之 R 曲線，二者呈一遞增式的關係。此處假設其為以下之函數形式：

$$y = ax e^{bx} + c \quad (4.59)$$

其中

y：預測機率值

x：機率線截距

a, b, c：待定係數

接著設定其條件，以下條件是從物理特性而定得：

條件 1：x=0, y=0

與遞減式曲線法不同，此處無法假設 $x=\infty$, $y=1$ ，因為函式呈遞增型態，故無上界。

由以上條件，將式 (4.59) 改寫為：

$$y=e^{bx}-1 \quad (4.60)$$

其中 b 為待定係數，且 $b>0$ 。

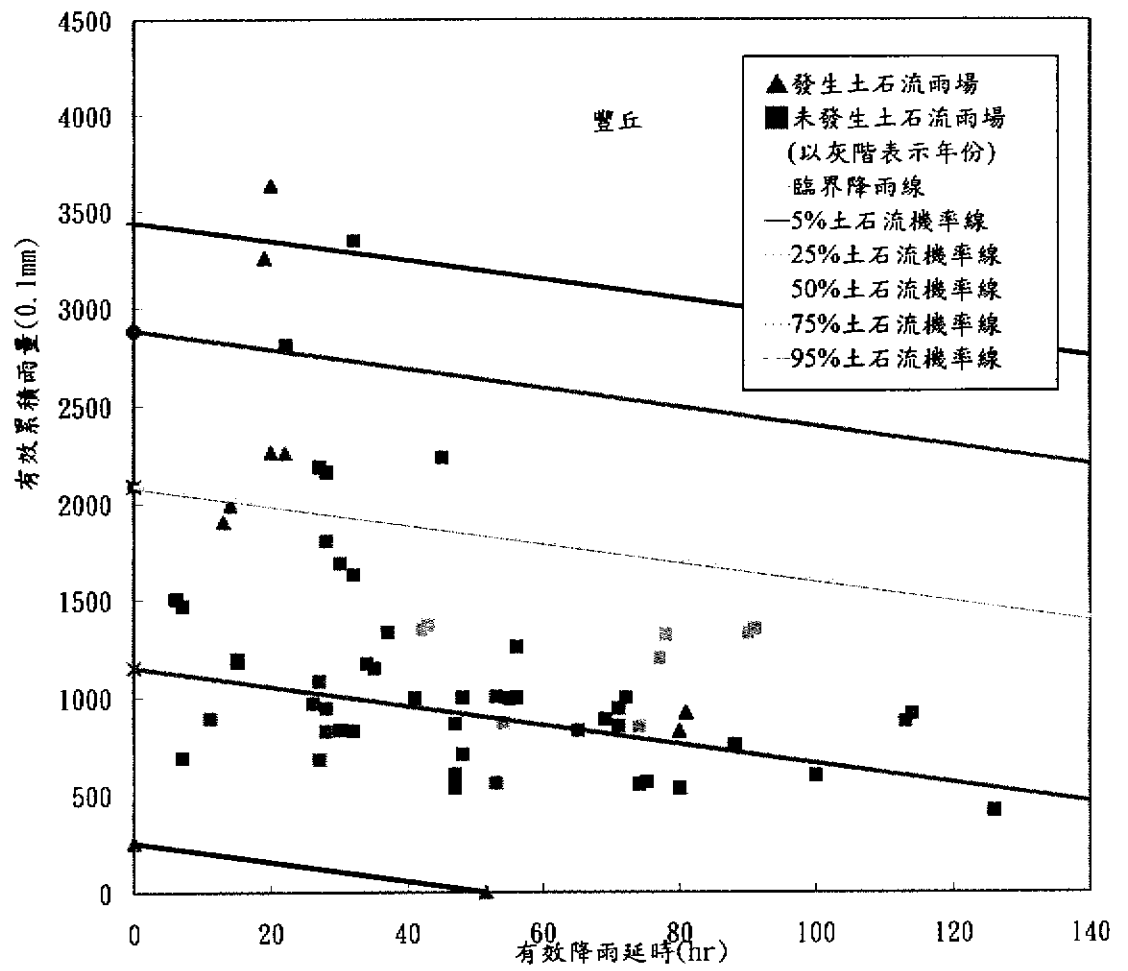
接著再設定二條件：

條件 2：x=1000, y=0.1

條件 3：x 為原臨界雨線之截距時，y=0.5

以上二條件與遞減式曲線法的條件 3、條件 4 相同。此方法由於取遞增式，所以有其上界，即大於某截距值後，預測機率會大於 1。由於機率的最大值為 1，這是這個方法的不合理之處。圖 4.44 及表 4.14 即此方法的結果。

此方法的誤差較遞減式曲線法小一些，綜合來說，在豐丘、郡坑橋、95.5k、香蕉橋、新興橋有較好的結果。本方法在 50%，75%，95%的結果較佳，而這三條線正是預警系統的重點。另外，本方法的誤差多為高估，但誤差在 0.25 以內。



年份	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88
灰階色																			

圖 4.44 遞增式曲線法所得之機率線

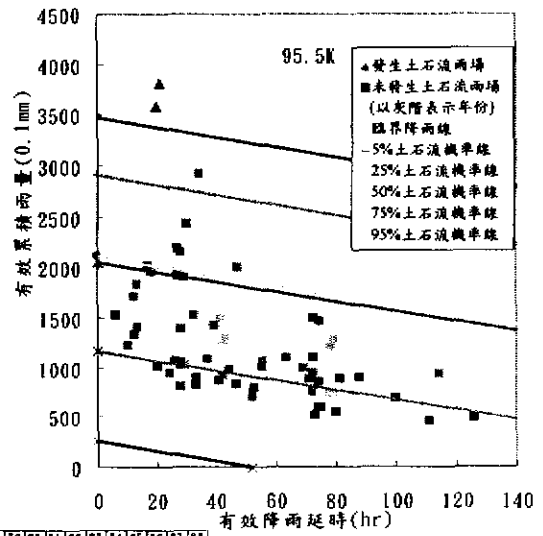
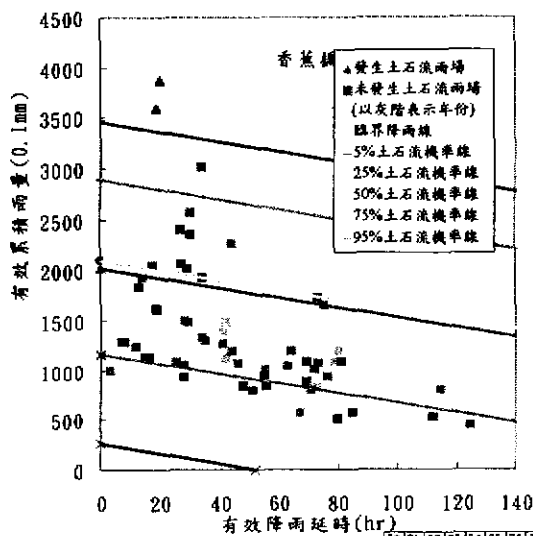
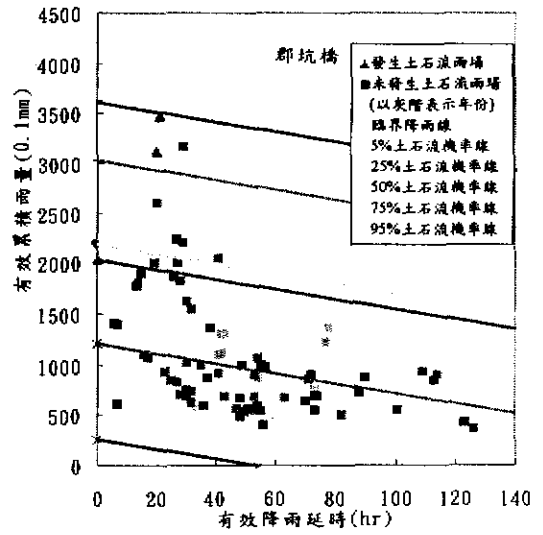
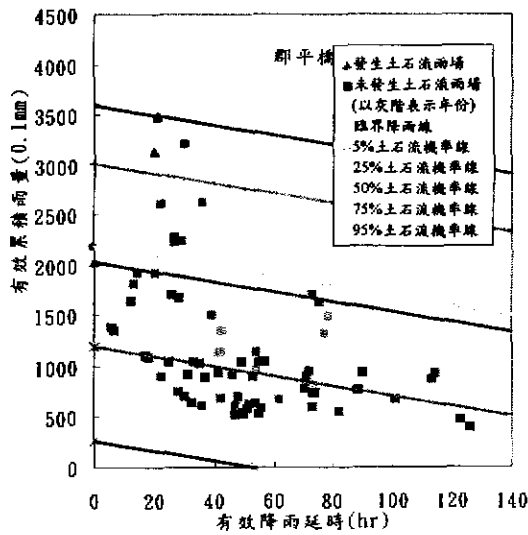
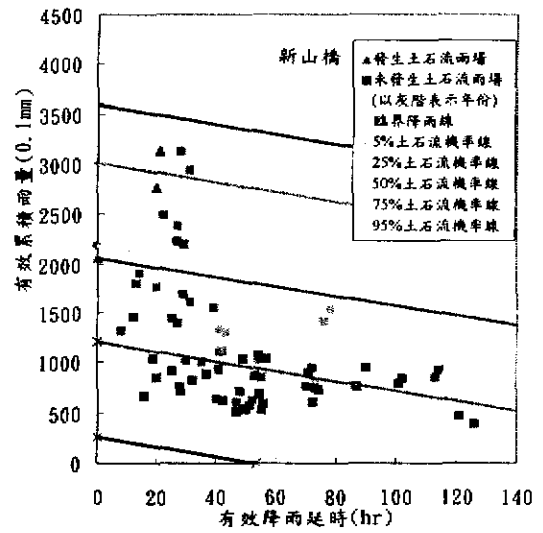
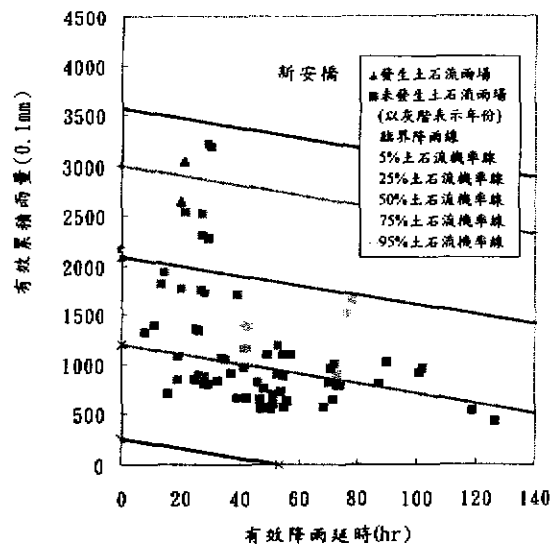


圖 4.44 (續) 遞增式曲線法所得之機率線

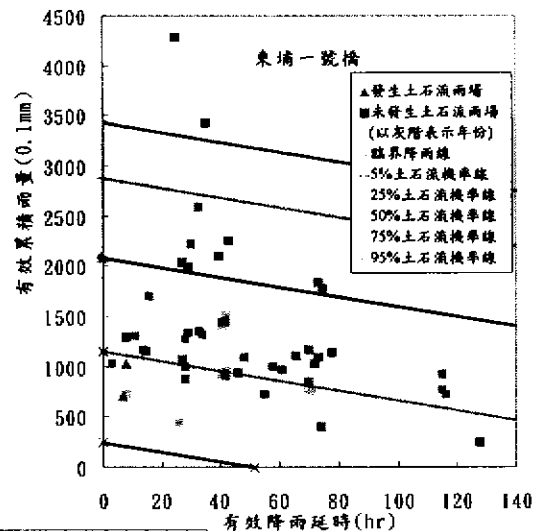
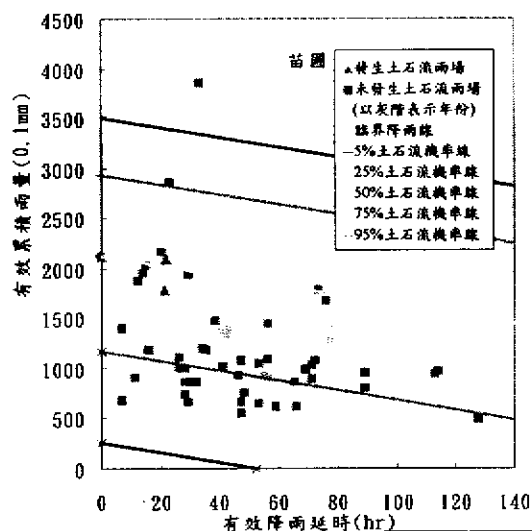
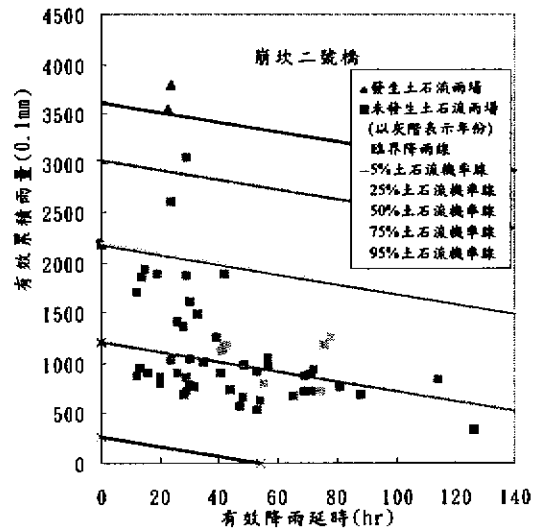
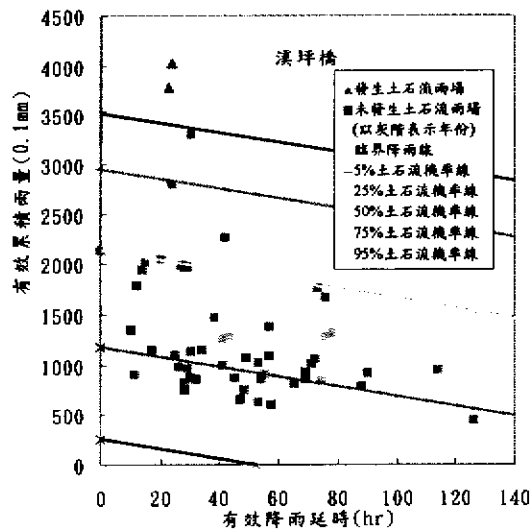
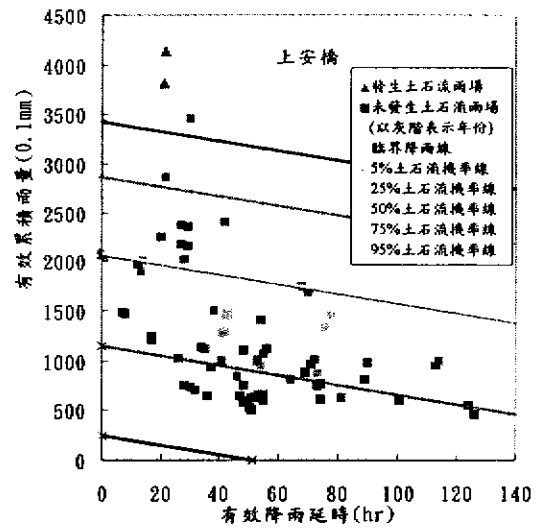
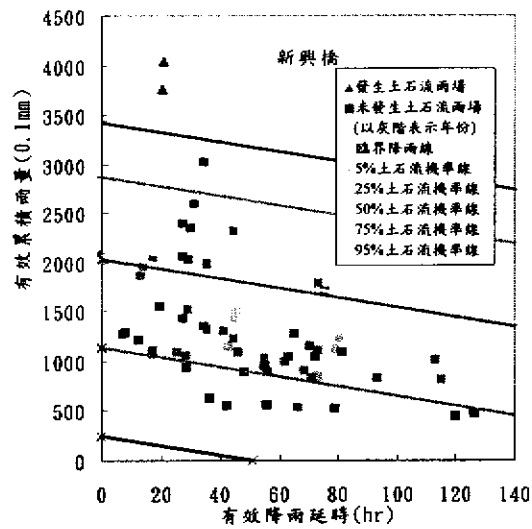


圖 4.44 (續) 遞增式曲線法所得之機率線

表 4.14 遞增式曲線法結果討論

	B	S(x)	F(x)	D	MaxD
豐丘	252	0.05	0.14	0.09	0.12
	1150	0.25	0.19	0.06	
	2090	0.50	0.62	0.12	
	2885	0.75	0.80	0.05	
	2088	0.50	0.62	0.12	
	3443	0.95	0.89	0.06	
新安橋	261	0.05	0.04	0.01	0.25
	1192	0.25	0.06	0.19	
	2165	0.50	0.25	0.25	
	2989	0.75	0.50	0.25	
	2167	0.50	0.25	0.25	
	3566	0.95	1.00	0.05	
新山橋	262	0.05	0.04	0.01	0.25
	1200	0.25	0.06	0.19	
	2181	0.50	0.25	0.25	
	3010	0.75	0.50	0.25	
	2184	0.50	0.25	0.25	
	3592	0.95	1.00	0.05	
郡平橋	262	0.05	0.04	0.01	0.25
	1200	0.25	0.06	0.19	
	2181	0.50	0.25	0.25	
	3010	0.75	0.50	0.25	
	2170	0.50	0.25	0.25	
	3592	0.95	1.00	0.05	
郡坑橋	264	0.05	0.03	0.02	0.21
	1206	0.25	0.07	0.18	
	2191	0.50	0.29	0.21	
	3024	0.75	0.67	0.08	
	2042	0.46	0.29	0.17	

	3609	0.95	1.00	0.05	
95.5k	254	0.05	0.03	0.02	0.25
	1162	0.25	0.05	0.20	
	2112	0.50	0.25	0.25	
	2915	0.75	0.67	0.08	
	2056	0.48	0.29	0.20	
	3479	0.95	1.00	0.05	

	B	S(x)	F(x)	D	MaxD
香蕉橋	253	0.05	0.04	0.01	0.25
	1156	0.25	0.05	0.20	
	2100	0.50	0.25	0.25	
	2898	0.75	0.67	0.08	
	2017	0.48	0.25	0.23	
	3459	0.95	1.00	0.05	
新興橋	250	0.05	0.04	0.01	0.30
	1144	0.25	0.04	0.21	
	2079	0.50	0.20	0.30	
	2869	0.75	0.67	0.08	
	2034	0.49	0.20	0.29	
	3424	0.95	1.00	0.05	
上安橋	250	0.05	0.04	0.01	0.30
	1144	0.25	0.04	0.21	
	2079	0.50	0.20	0.30	
	2869	0.75	0.67	0.08	
	2071	0.48	0.20	0.30	
	3424	0.95	1.00	0.05	
溪坪橋	257	0.05	0.04	0.01	0.28
	1176	0.25	0.05	0.20	
	2136	0.50	0.22	0.28	
	2949	0.75	0.50	0.25	
	2137	0.49	0.22	0.28	
	3519	0.95	0.67	0.28	
	264	0.05	0.03	0.02	0.25

崩坎二號橋	264	0.05	0.03	0.02	0.25
	2200	0.20	0.60	0.00	
	3031	0.75	1.00	0.25	
	2167	0.49	0.50	0.01	
	3617	0.95	1.00	0.05	
苗圃	256	0.05	0.03	0.02	0.45
	1170	0.25	0.05	0.20	
	2125	0.50	0.22	0.28	
	2933	0.75	0.40	0.35	
	2125	0.49	0.22	0.28	
	3500	0.95	0.50	0.45	
東埔一號橋	251	0.05	0.04	0.01	0.45
	1147	0.25	0.05	0.20	
	2084	0.50	0.17	0.33	
	2877	0.75	0.50	0.25	
	2125	0.51	0.17	0.35	
	3433	0.95	0.50	0.45	

第五章 結論與建議

5.1 結論

1. 從選定的 28 個危險溪流樣本，經考量其 11 個可能與土石流發生與否具有相關性的影響因子，並以 Mann - Whitney - Wilcoxon 檢定檢定之。分析結果得到下列五種因子對土石流之影響較大。

土地利用因子

集水區有效面積

主要河川長度

粒徑大於四號篩百分比

溪床平均坡度

2. 研究中以三維費雪分析方式，亦即綜合各橋涵集水區之資料，以有效降雨時間為 X 軸座標，有效累積降雨量為 Y 軸座標，再加入通過 Mann - Whitney - Wilcoxon 檢定之地文因子與力學參數之合成函數為 Z 軸座標，進行三維費雪區別函數分析。分析結果得最佳之土石流發生臨界降雨線方程式為：

$$Y = -4.873X - 0.0517Z + 2346$$

Y：有效累積降雨量（0.1mm）

X：有效降雨時間（hr）

$$Z = 63.94A + 54.68B + 0.4C + 6.5D + 150.73E$$

A：土地利用因子

B：土壤粒徑大於四號篩百分比（%）

C：主要河川長度

D：有效集水區面積

E：溪床平均坡度（％）

3．將研究區內各個集水區運算後結果總整，運算資料點數為 903 點，總誤判點數 92 點。入選未發生土石流之雨場，其判斷正確率則約為 90％。發生土石流之樣本溪流經過預測公式計算之結果，正確率約有 81％，其在苗圃及哈比蘭（東埔二號橋）兩個樣本點，經訪查後之土石流發生時間可能不正確，導致正確率約有八成。

4．土石流有一特性是直徑性，即使河道地形變化起伏，土石流仍沿一直線前進。由於此特性，便產生溢流點，也就是土石流會從河道邊溢流至河道外。這種性質造成土石流流動時不受河道限制，若以河寬的角度討論，即土石流的流動寬度與原行水斷面寬度不同。本研究的因子分析中曾討論溪流寬度是否為影響土石流發生的顯著因子。經由 Mann - Whitney - Wilcoxon 檢定，該因子不具有影響土石流發生的顯著性。故土石流的直徑性與溢流點並不影響本研究推求之三維費雪臨界降雨線公式。

5．地震後導致岩層破碎、土質鬆散與邊坡崩塌，使得土石流的發生更加容易，因此必須將土石流臨界降雨線向下平移做一調整。假設地震對集水區的危害度與地震時地表最大加速度（PGA）成正比。先以新興橋為例，將地震後三次土石流資料進行分析。得修正後臨界降雨線公式：

$$Y = Y' - 2874 \times \exp(0.978 \times \text{PGA} - 1.302 \times t)$$

6. 根據分析結果，新興橋因地震造成臨界降雨線向下修正為 4.4 %。隨著時間的增加，臨界降雨線將向上平移，約 1 年可達到原 45% 臨界狀況，在 5 年後可恢復達 96%。

7. 以二維常態分佈求取求取機率式土石流臨界降雨線，若只考慮未發生土石流雨場為母體，則所得機率太過高估（以豐丘為例，最大誤差為 35%）。考慮已發生雨場後，有明顯的改善（以豐丘為例，最大誤差為 15%）。

8. 特性曲線法的結果中，遞減式曲線約低估 25%，遞增式曲線則高估 25%。但誤差上遞增式曲線要稍微低於遞減式曲線。

5.2 建議

1. 研究中所提出之機率式臨界降雨線，能將研究區域內曾發生土石流集水區之土石流發生與未發生時的降雨情況分隔開來，如此之結果具有下列意義：

a) 土石流預警功效：以往臨界降雨線之推求是以一個大地區為範圍，而在此範圍內，所有溪流之土石流發生條件則被視為相同。而利用本研究所發展出來之推估公式，則可做小地區臨界降雨線之推求，以因應土石流預警之需求。並且在預警上以發生機率作為依據，可使預警工作提高準確度。

b) 對於土地利用之改變(經開發或保育後植生情況之改變)，或未曾發生土石流災害之集水區，也可經由本研究的推估公式以及該集水區各危險因子之情況，求得其土石流發生之臨界降雨線。不必受到土石流發生資料蒐集困難之限制及地區環境現況改變仍使用老舊資料的困擾。

c)土石流災害之防治：利用本研究提出之土石流臨界降雨線推估公式及危險區的劃定，可瞭解各個溪流之危險程度，將有助於研究區域內的工程決策及土地利用規劃，將有限的經費發揮到最大的效能，以達到土石流災害發生防治的目的。

2·本研究土壤力學實驗的土樣是在 921 集集大地震前採樣的。地震後研究區域的土壤受到擾動，但對土壤力學因子的影響不大。原因是土壤力學實驗的土樣多為擾動後土樣，故土壤力學因子受地震影響應該不大。

3·臨界降雨線的型式分為線性式與非線性式。非線性式較合物理意義，也較準確。但由於資料點不足，本研究採用線性式的臨界降雨線。未來可就非線性式臨界降雨線進行研究。

4·由於土壤或岩石具有抗剪強度，所以要在某一個值以上的剪力才能使土壤或岩石移動。地震對土石流的影響中，主因就是地震產生的剪力造成土壤及岩石崩落或鬆動，以致於較多的土石堆積溪谷中，形成土石流的土砂來源。但土壤及岩石是在某一個定值以上的剪力才移動，所以式 4.42 的 PGA 似乎該有一個門檻值。由於目前地震後收集土石流發生資料尚不足，未來可就此方向進行研究。

5·本研究機率化臨界降雨線的方法並未使用三維費雪分析。使用三維費雪分析機率化臨界降雨線的概念是加上第三軸（以地文及水文因子組成），故需要每一雨場與時間相關的地文及水文因子。由於資料不足，本研究未採用三維費雪分析求取機率式臨界降雨線。但此方法會較為準確，未來若有充足的資料，應可嘗試

使用三維費雪分析求取機率式臨界降雨線。

6· 機率線的求取與樣本數有關，若發生土石流的雨場數夠多，無論假設其為常態分佈或以特性曲線法求取機率線都將更準確。故應再加強土石流資料的收集工作。

7· 過去研究曾加入花蓮、台東之土石流危險溪流，與南投之危險溪流合併加以分析，嘗試推導大範圍區域之土石流發生臨界降雨線經驗公式[27]。但推估出來之經驗公式與物理意義並不符合，研判其原因可能是花蓮、台東部分土石流發生時間訪查不正確，導致雨量計算結果誤差太大。另一方面由於土石流的發生臨界條件與地域性有很大的關連性，不同地區的降雨型態與地文水文條件差異性頗大，是否能推估出大範圍區域適用的經驗公式尚待進一步之研析。

參考文獻

1. 林美聆、游繁結、范正成、林炳森 (2000)，《九二一集集大地震後續短期研究－九二一震災土石流潛在溪流初步判定與分析》，國家地震工程研究中心。
2. 農委會 (2000)，九二一震災系列調查 (三)－崩塌地調查與治理規劃 (初稿)，執行單位：工業技術研究院能源與資源研究所。
3. 瀨尾克美、船崎昌繼 (1973)，“土砂害降雨量之研究”，新砂防，Vol.88, pp. 22 – 28。
4. 瀨尾克美、橫部幸裕 (1978)，“土砂害降雨量之研究”，新砂防，Vol.108, pp. 14 – 18。
5. 青木佑久 (1980)，《過去土石流災害降雨特徵之研究》，土木技術資料，22 – 2，pp.71 – 76。
6. Keefer, D.K., R.C.Wilson, R.K. Mark, E.E. Brabb, W.M.Brown, S.D. Ellen, E.L. Harp, G.F.Wieczorek, C.S. Alger, and R.S Zatkan. (1987) “Real – Time Landslide Warning During Heavy Rainfall” , Science, Vol.238, pp.921 – 925.
7. Caine, N. (1980) “The Rainfall Intensity Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows “, Geografiska Annaler Vol.62, pp.23 – 27.
8. Cannon, S.H. and S.D. Ellen (1985) , “Rainfall Conditions for Abundant Debris Avalanches in San Francisco Bay Region California

“, California Geology, Vol.38, No.12, pp.267 – 272.

- 9 · Wieczorek, G.F. (1987), “Effect of Rainfall Intensity and Duration on Debris Flows in Central Santa Cruz Mountains “, California, Flows/Avalanches : Process, Recognition and Mitigation, Geological Society of Ameri.
- 10 · 吳積善等 (1990), 《雲南蔣家溝土石流之觀測研究》, 中國大陸科學出版社。
- 11 · 江永哲、林啟源 (1991), 《土石流之發生雨量特性分析》, 中華水土保持學報, 第 22 期, 第 21 – 37 頁。
- 12 · 謝正倫 (1991), “土石流預警系統之研究”, 成大水工試驗所, 研究試驗報告第 130 號。
- 13 · 謝正倫、江志浩、陳禮仁 (1992), “花東兩 縣土石流現場調查與分析”, 行政院國家科學委員會, NSC81 – 0414 – 006 – 03B 號。
- 14 · 鄭瑞昌、江永哲 (1986), “土石流發生特性之初步研究”, 中華水土保持學報, 第 17 卷第二期, 第 50 – 69 頁。
- 15 · 錢寧、萬兆惠 (1986), 《泥沙運動力學》, 科學出版社, 北京, 第 435 – 447 頁。
- 16 · 游繁結、陳重光 (1987), “豐丘土石流災害之探討”, 中華水土保持學報, 第 18 卷第 1 期, 第 76 – 92 頁。
- 17 · Auer, K. and A. Shakoor (1993), “A Statistical Approach to Evaluate Debris Avalanche Activity in Central Virginia” Engineering Geology, 33, pp.305 – 321.

18. 黃宏斌 (1993), “土石流之發生模式探討”, 中國農業工程學報, 第 37 卷, 第 4 期, 第 35 - 47 頁。
19. 謝正倫、陳禮仁 (1993), “土石流預警系統之研究 (II)”, 行政院農業委員會, 研究試驗報告第 139 號。
20. Chen, H. (1994) Geological Characteristics of the Hazardous Debris Flow along the Mukwa River in the Huanlien Area: Acta Geol. Taiwanica, 31, 57-86.
21. 林美聆、詹士勝 (1995), “地理資訊系統應用於土石流溪流危險度判定之初步研究”, 中國土木水利工刊, 第七卷第四期, 第 475 - 486 頁。
22. 范正成、林森榮 (1996), 《土石流防災與監測之研究—雨量分析、降雨預報應用於土石流預警 (一)》, 國科會專題研究計畫報告, 計畫編號: NSC - 85 - 2621 - P - 002 - 052
23. 范正成、姚政松 (1997), 《台灣東部地區土石流發生的水文及地文條件之初步研究》, 國科會專題研究計畫報告, 計畫編號: NSC - 86 - 2621 - P - 002 - 052
24. 何敏龍、陳榮河 (1997), “細料流常現象對引發山谷型與邊坡型土石流之影響”, 中國土木水利工程學刊, 第 9 卷第 1 期, 第 1 - 15 頁。
25. 范正成、彭光宗、張國良 (1998), 《土石流危險因子與臨界降雨線關係之研究》, 中國農業工程學會八十七年度學術研討會, 台北市, 中華民國八十七年十二月二十二日。
26. 范正成、吳明峰、彭光宗 (1999), “豐丘土石流發生臨界降雨

- 線之研究”，地工技術，第 74 期，第 39 - 46 頁。
27. 范正成、張國良、劉哲欣 (2000)，《土石流發生危險度及時分析評估系統 (二)》，國科會專題研究計畫報告，計畫編號：NSC89 - 2625 - Z - 002 - 022
28. 洪如江，台灣地區工程地質分區分佈圖，1997 年修訂。
29. 農委會 (1996)，台灣地區土石流危險溪流分佈圖。
30. 行政院國家科學委員會，《1996 賀伯颱風侵台災害分析及檢討》，專題研究計畫成果報告，中華民國八十六年二月。
31. Fedora, M.A. and R.L.Beschta. (1989) “Storm Runoff Simulation Using an Antecedent Precipitation Index (API) Model”, Journal of Hydrology, Vol 112, pp. 121 - 133.
32. 行政院農業委員會，《陳有蘭溪治山防災整體治理規劃報告》，中華民國八十六年九月。
33. 謝正倫、陸源忠、游保杉、陳禮仁 (1995)，《土石流發生臨界降雨線設定方法之研究》，中華水土保持學報，第 26 期，第 167 - 172 頁。
34. 李錫堤 (1996)，《從地形學的觀點看陳有蘭溪的賀伯風災》，地工技術，第 57 期，第 17 - 24 頁。
35. 林銘郎、鄭富書、吳俊傑 (1996)，“新中橫沿線天然災害及成因分析”，地工技術，第 57 期，第 31 - 44 頁。
36. 台灣省政府農林廳山地農牧局，《山坡地土壤調查報告 (南投縣、彰化縣)》，中華民國七十三年十二月。

37. 范正成、林森榮 (1997), 《土石流發生之水文及地文條件應用於土石流預警之初步研究》, 中華民國第一屆土石流研討會, 中華民國八十六年三月十三、十四日, 台灣省南投縣溪頭, pp.125 - 139.
38. 范正成、姚政松 (1997), 《台灣東部地區土石流發生的水文及地文條件之初步研究》, 中國農業工程學會八十六年度學術研討會, 台南市, 中華民國八十六年十二月十七日, pp.525 - 532.
39. 范正成、彭光宗 (1998), 《土石流危險因子與臨界降雨線關係之研究》, 國科會專題研究計畫報告, 計畫編號: NSC - 87 - 2621 - P - 002 - 052。
40. 范正成、吳明峰 (1999), 《陳有蘭溪流域一集溪流土石流臨界降雨線及其地文因子之關係》, 第八屆大地工程學術研討會論文集, 中華民國八十八年八月十八日。
41. 黃誌川、徐美玲、朱子豪《應用區別分析進行 SPOT 衛星影像之土地利用分類 - 以宜蘭沿海為例》。
42. 何春蓀, 《台灣地質概論台灣地質說明書》經濟部中央地質調查所。
43. 黃俊英, 《多變量分析》中國企業經濟研究所。
44. Campbell, R.H. (1975), "Soil Slips, Debris Flows, and Rainstorms in the Santa Monica Mountains and Vicinity, Southern California, " U.S. Geological Survey Professional Paper 851.
45. Johnson, K.A. and N. Sitar (1990), "Hydrologic Conditions Leading to Debris - Flow Initiation. " , Can. Geotech. J. 27, p789 - 801

46 • Wieczorek, G.F., G. Mandrone, Lee DeCola(1996), “The Influence of Hillslope Shape on Debris - Flow Initiation “, Debris - flow Hazard mitigation : Mechanics, Prediction, and assessment Proceedings of First International Conference. p.21 - 31.

滲流對管湧式土石流發生影響之研究

目 錄

第一章 序論	1
1-1 前言	1
1-2 研究動機與方法	2
1-3 研究內容	5
第二章 前人研究	6
2-1 土石簡介	6
2-1-1 土石流之定義與特徵	6
2-1-2 土石流發生模式	8
2-2 滲流對土石流發生之影響	9
2-2-1 最高滲流線	9
1. 解析解	9
2. 模型試驗	13
2-2-2 管湧	15
2-3 模擬現地級配的方法	15
2-3-1 剝除法	16
2-3-2 平行級配法	16
2-3-3 等重量替代法	17
第三章 理論基礎	19
3-1 最高滲流線(LOS)	20
3-1-1 公式推導	20
3-2 管湧之臨界公式	23
3-2-1 管湧流線	23
3-2-2 管湧臨界公式	27
第四章 研究方法與內容	32
4-1 研究方法	32
4-1-1 滲流實驗設計之原理	32
4-1-2 滲流槽之設計	33
4-1-3 實驗流程	36
4-2 大型直剪試驗之規劃	38
第五章 試驗前之準備工作	40

5-1 研究區域之簡介	40
5-2 現地採樣	41
1. 選點	41
2. 整地	42
3. 人工挖掘	42
4. 明坑體積之量測	42
5-3 土壤基本物理性質之量測	43
5-3-1 現地含水量	43
5-3-2 篩分析	43
5-3-3 阿太堡實驗與比重試驗	44
5-4 室內實驗儀器之裝置與試驗之配置	45
5-4-1 儀器之裝置	45
5-4-2 試樣之配置	47
第六章 實驗結果與討論	49
6-1 大型直剪試驗	49
6-1-1 粒徑分佈曲線	49
6-1-2 大型直接剪力盒試驗	49
6-2 滲流實驗	50
6-2-1 流量分析	51
6-2-2 土石濃度分析	51
6-2-3 沖蝕量分析	52
6-2-4 總水頭變化分析	53
6-2-5 管湧分析	54
6-2-6 滲流沖蝕後之粒徑分析與管湧破壞	57
第七章 結論與建議	58
7-1 結論	58
7-2 建議	59
參考文獻	61

圖 目 錄

圖1-1 研究流程圖	66
圖2-1 土石流流態與各波段群粒大小以及分佈.....	67
圖2-2 溪床坡度與可能發生之土石現象.....	67
圖2-3 土石流流動之縱斷面圖.....	68
圖2-4 土石流顆粒前端排列	68
圖2-5 土石流/土石崩之發生過程.....	69
圖2-6 天然土石壩之三種破壞型式.....	69
圖2-7 DUPUIT ASSUMPTION之矩形壩.....	70
圖2-8 KASHEF(1965)修正DUPUIT ASSUMPTION矩形壩.....	70
圖2-9 梯形土壩之資料	71
圖2-10 KOZENY之同焦距拋物線.....	71
圖2-11 滲流體積與變係數同焦距拋物線.....	72
圖2-12 KEER模型水槽與模型砂壩之尺寸大小.....	73
圖2-13 JUMIKIS製作之模型水槽與模型砂壩.....	73
圖2-14 G.P TSCHEBOTARIOFF之滲流水槽與試驗模型.....	74
圖2-15 ALAM SINGH之試驗水槽模型.....	74
圖2-16 粗石堤防之滲流試驗	75
圖2-17 林美聆、陳進發之模型試驗水槽.....	75
圖2-18 沈茂松之試驗水槽與水位控制槽.....	76
圖2-19 以剝除法求孔隙率、強度與最大粒徑之間關係.....	77
圖2-20 平行級配法示意圖	77

圖2-21 等重量替代法之示意圖.....	78
圖2-22 改良式等重量替代法之示意圖.....	78
圖3-1 地下水在堆積土層內流動示意圖.....	79
圖3-2 微量元素塊分析圖	79
圖3-3 矩形壩管湧分析	80
圖3-4 方體元素所受向下滲流線之力圖分析.....	80
圖3-5 方體元素於Z方向上之受力運動情形.....	81
圖3-6 滲流線、滲流水壓與滲流高程之關係圖.....	81
圖4-1 滲流槽模型示意圖	82
圖5-1 南投地區地質分佈圖	85
圖5-2 陳有蘭溪之數值地形圖.....	86
圖5-3 土石流堆積部與源頭部粒徑分布圖.....	86
圖5-4 神木與豐丘之粒徑分佈曲線圖(PSD).....	90
圖5-5 神木之等重量替代法結果.....	94
圖5-6 豐丘之等重量替代法結果.....	94
圖6-1 試體尺寸與最大粒徑比值對內摩擦角之影響.....	96
圖6-2 神木之破壞包絡線	96
圖6-3 豐丘之破壞包絡線	97
圖6-4 滲流開始發生時間與水力梯度關係圖.....	98
圖6-5 在不同的水力梯度下時間與流量的關係圖(神木).....	98
圖6-6 在不同的水力梯度下與流量之關係曲線圖(豐丘).....	99
圖6-7 水力梯度與土石濃度之關係圖(神木).....	99
圖6-8 水力梯度與土石濃度的關係(豐丘).....	100

圖6-9 水力梯度與單位時間沖蝕量之關係圖(神木).....	100
圖6-10 水力梯度與單位時間沖蝕量之關係圖(豐丘).....	101
圖6-11 單位時間沖蝕量與水力梯度之關係圖(神木).....	101
圖6-12 單位時間沖蝕量與水力梯度之關係圖(豐丘).....	102
圖6-13 水力梯度為0.11時總水頭變化情形.....	102
圖6-14 水力梯度為0.22時總水頭變化情形.....	103
圖6-15 水力梯度為0.3時總水頭變化情形.....	103
圖6-16水力梯度為0.22時總水頭變化情形.....	104
圖6-17水力梯度為0.3時總水頭變化情形.....	104
圖6-18 神木之最高滲流曲線(水力梯度=0.11).....	105
圖6-19 神木之最高滲流曲線(水力梯度=0.22).....	105
圖6-20 神木之最高滲流曲線(水力梯度=0.3).....	106
圖6-21 豐丘之最高滲流曲線(水力梯度=0.3).....	106
圖6-22 豐丘之最高滲流曲線(水力梯度=0.22).....	107
圖6-23 DUPUIT ASSUMPATION之理論解.....	109
圖6-24 滲流沖蝕後之粒徑分佈曲線圖(豐丘).....	110
圖6-25 滲流沖蝕後之粒徑分佈曲線圖(神木).....	110

照片目錄

照片4-1 剪力盒之控制裝置	83
照片4-2 下拉&上推式大型直接剪力盒	83
照片5-1 出水溪未整地前之地貌	87
照片5-2 豐丘野溪之地貌	87
照片5-3 豐丘整地進行中	88
照片5-4 工作坑施工進行中	88
照片5-5 工作坑體積之量測	89
照片5-6 實驗水槽示意圖(從供水處看過去)	91
照片5-7 水槽之前視圖與土壤盛箱	91
照片5-8 側壓計與底部壓力計之配置	92
照片5-9 固定槽身的半工字鋼鈑與底座	92
照片5-10 滲流槽頂部整平	93
照片5-11 滲流槽上視圖	93
照片6-1 水力梯度為0.3局部管湧破壞後(神木)	111
照片6-2 水力梯度為0.11在經過四天觀察後未發生破壞	111
照片6-3 水力梯度為0.63時，發生大歸模的管湧破壞(神木)	112
照片6-4 水力梯度為0.3時，發生之局部管湧破壞(豐丘)	112

表 目 錄

表1-1 土石流發生紀錄表	65
表4-1 進行實驗時所需配置之土重(神木).....	84
表4-2 進行實驗時所需配置之土重(豐丘).....	84
表5-1 豐丘以及神木之現地採樣結果.....	89
表5-2 土壤之基本物理性質	90
表5-3 關於滲流實驗之實驗參數.....	95
表6-1 臨界管湧公式之參數值.....	108

第一章 前言

1-1 前言

強烈颱風賀伯(Herb)於 1996 年(民國 85 年)7 月 31 日至 8 月 1 日挾著強風豪雨侵襲台灣，對台灣地區造成重大災害，在新中橫沿線(陳有蘭溪流域)就至少造成 20 處顯著之災害。其中有 13 處災害與土石流有關、5 處災害與河流之攻擊岸有關及 3 處邊坡崩塌與台地側之陡坡有關。土石流是發生在山區由砂、礫、巨石、泥等物質與水之混合物受重力作用後所產生的流動體，其與一般洪水作用的根本區別在於它的密度高(固體與液體混合)、能量高(發生在高陡溪床，位能轉換成動能)、搬運能力強、破壞力大，而且來勢兇猛、歷時短暫(通常發生在山區 1 級、2 級河川，集水面積適中，所以聚流迅速)，常常在很短的時間內沖毀或淤埋各種設施，造成生命財產的傷亡。

在台灣地區，因為其地形之特殊性以及複雜性，並且因為平地高度的開發結果，使得山坡地的開發造成地貌地形大幅度的改變，因此天然災害不斷，其中對於人民生命財產影響最大的即為土石流災害。

台灣島位於板塊運動的交界，新期構造運動顯著，形成多山地區，地形陡峻，出露的地層普遍年輕，岩性脆弱，構造複雜，岩體破碎，地震頻繁，加上地處颱風豪雨地區，具備土石流形成所需的基本條件，即(1)地形條件—陡峻的山岳地區，一般是順著坡度較大的狹窄溝谷活動；(2)地質條件—提供豐富的鬆散固體物質來源，一般是地質構造複雜、岩石破碎風化、地震頻繁及山崩災害多的地區；(3)氣象水文條件—強烈地表逕流或伏流，尤其是暴雨所造成，通常發生在降雨強度大、累積降雨量大及集水面積適中地區；〔4〕其他外力，例

如地震或火山爆發等因素，因為在地震後，土石堆積層鬆動若是再加上雨季來臨時，更增加發生土石流的機率，尤其是在 921 大地震後，劇烈的震動使得土石堆積層之孔隙增大，因此發生土石流之機會會更為增加。

由已有的案例歸納台灣土石流發生的地理位置主要有三：一為紅土礫石台地邊緣之野溪溪谷，如林口台地、八卦台地案例；一為位於大斷層帶之河谷沿線支流，如陳有蘭溪、蘭陽溪、台東縱谷等；一為泥頁岩(含硬頁岩、板岩)之山麓丘陵與平地接壤之處，如花東海岸地區。而台灣東部地區土石流頻繁應與台灣的地勢西緩東陡，主分水嶺偏東，造成東部地區河流短促、溪床較陡有關。張東炯、謝正倫(1996)調查東部地區的土石流危險溪流之地形特色，經分析後發現，溪流坡度大部份分佈於 10^0 - 25^0 之間，佔總數之 84%；溪流長度集中於 500-2000 公尺之間，佔總數之 70%；集水區面積居以 10-150 公頃之間，佔總數之 63%；單位集水面積之土石流平均出砂量較日本之平均值高。鄭富書、林銘郎 (1996)整理陳有蘭溪賀伯風災結果亦發現其單位集水面積之土石流平均出砂量較加拿大案例高，充份反映台灣岩層破碎之地質特色。為了減少土石流對於人民生命財產的危害，以及公共工程建設成本的增加，因此對於土石流之成因進行研究，並且能夠將這些因子量化，最後能夠針對這些影響因子，找出防治工法，使土石流災害對人民的影響減到最低。

1-2 研究動機與方法

土石流之發生與台灣本島本身之特殊的水文以及地文條件有著密不可分的關係，並且由於人為開發的不當，加以地質、地形與氣候

條件不良，每遇颱風、豪雨來臨時常造成山坡大規模邊坡災害發生。本省山區之邊坡災害中，土石流為主要重大災害之一，並且依據以往的研究調查結果顯示，此類災害有逐年加劇的趨勢，且都分別造成重大損失與傷亡。以民國 85 年 8 月 1 日賀伯颱風為例帶來豪雨，造成南投縣陳有蘭溪流域促發多處的山崩及土石流，造成 27 人死亡及重大的財產損失，如表 1.1 所示。為了對於土石流災後能有更進一步的防治，在前人的許多研究裡，有的從雨量進行預測，有的從傳統的土壤力學進行分析，有的則是利用流體力學塑性流體的觀念來研究土石流的成因，由此我們可以知道，土石流的研究方法是包括各種領域的，非一人一力可以完成的。

從前人學者的研究中依照土石流的發生方式來看，大致上可以分為幾類：中筋式(1977)調查人淀川流域 140 個土石流災害，將其發生類型歸納為四類：(1).大規模崩塌誘發型，發生頻率佔 19%。(2).源頭部崩塌誘發型流，發生頻率佔 32%。(3).小規模崩塌誘發型，發生頻率佔 44%。(4).溪床堆積物流動型，其發生頻率為 5%。武居有恆(1980)，盧田和男等(1983)依據日本各地土石流災害之調查，將發生類型概分五種：(1).溪谷上堆積土砂之土石流化現象。(2).山腹或溪床之崩積物堆成天然土壩，此等天然土壩受水流之作用再度崩潰形成土石流之現象。(3).山復斜面崩落土砂之土石流化現象或崩落土砂衝擊溪床導致溪床堆積物之土石流化現象。(4).粘土質邊坡滑動之流動化現象。(5).火山爆發所形成火山碎屑物之土石流或泥流現象。張石角(1983)觀察台灣土石流，根據其發生機制分為兩類：山谷土石流型：堆積在山谷中之深厚未壓密土石，被豪雨帶來之強大逕流與沖蝕作用而形成，特徵是含水量高，可能在 60% 以上，故運動極為快速。地

滑土石流型：發生於邊坡，由山崩或地滑產生，滑動面位於風化層內或風化層下淺處之地滑容易形成土石流。山口伊佐夫(1985)依土石流發生因素，疆土石流分類為六種：黏土礦物生成地帶的土石流、來自新期火山性堆積物的土石流、來自風化細粒土堆的土石流，呈大孔隙率的堆積，由於降雨使孔隙水壓異常上升，引起土石流、由於溪流壅高形成的土石流、由火山灰的覆蓋而發生土石流，因火山爆發的土石流。

由以上的學者們所研究其中有一種為崩塌型土石流，在國內的土石流發生種類中，佔有一定的比例(張石角，1983)。其發生之模式為河岸兩邊的土體受到外力的作用，產生崩滑後，撞擊河谷中堆積之土石，並與河水混合後，往下游移動，但是國內對於崩塌型的土石流研究少有討論，因此對於其力學機制的影響，並未有一個適當的結論，所以有必要對於其發生之原因進行討論以及研究。我們知道在大量降雨後，土體表層會產生大量沖蝕，這是誘發土石流的一項因子，但是對於堆積土體因為水力梯度的提高，使得土體本身因為達到飽和而產生土壤顆粒得流失而使得土體的剪力強度降低，並造成土體結構的不穩定，產生全面性的崩潰。因此針對此一特性，我們必須研究水力梯度的提高使得滲流量變大並對土體的影響，找出臨界水力坡降，因為一般在分析管湧(piping)時，大都針對垂直方向上的討論，而較少討論到水平方向的，但是在邊坡之堆積土石材料發生滲流時，其穩定安全係數 $FS = \frac{i_c}{i}$ ，若是採用 $i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$ ，則會高估臨界水力坡度，而對安全係數評估過高，所以希望藉由一般土壩崩潰的模式，找出臨界水力梯度並希望對以後的土石流的防治能夠將這些因子量化。。

1-3 研究內容

針對滲流對土石流之發生影響，設計有如圖 1-1 所示之研究流程。論文的研究主要分為七章：第一章為序論，說明研究的動機、目的、與方法；第二章為回顧前人之相關研究，包括土石流之定義與特徵、發生之模式與因子、滲流對土體之影響等等；第三章為理論基礎，介紹滲流作用發生時最高滲流線(LOS)的求得，並且推導土體發生管湧(piping)時的力學機制；第四章為研究方法與內容，討論研究之方法，以及其控制條件，並且安排試驗與進行試驗；第五章為試驗進行前之準備，為了模擬現地之情況，並且簡化實驗條件，所以必須進行實驗前之準備，包括基本土壤物理實驗，了解現地的地文參數，以決定此次滲流槽之設計以及建立供水系統等等；第六章為針對實驗結果進行討論與分析；第七章為就本研究之結果作出結論與建議事項。

第二章 前人研究

2-1 土石流簡介

2-1-1 土石流之定義與特徵

土石流乃土石與泥水混合成一體，具備甚高流動性，沿坡地向下快速移動之土砂災害。地質與地形為影響發生之基本因素，豪雨與足夠之土砂來源則為促成土石流發生之最大誘因。具體而言，土石流是泥、砂、礫及巨石等固態物質雨水之混合物受重力作用後所產生之流動現象，例如卵礫石與土砂所組成之疏鬆崩積層加上突發性豪雨發生時則可能造成土石流災害。關於土石流發生之定義與基本特徵請參考何敏龍〔1997〕對於土石流之定義與特徵有詳盡的介紹，茲節錄國內外各學者 Varnes(1958)、Johnson(1965)、Takahashi(1977)、小橋澄治(1979)、土屋昭彥(1980)、中筋氏(1977)、武居有恆(1980)、張石角(1983)、山口伊佐夫(1985)、謝正倫(1991)等等專家學者對於土石流定義與特徵做出如下結論：

(1) 高含水量，發生在陡坡上，流速快，通常沿溪谷沖下並遺留鋸齒狀或 V 型的沖刷痕跡。土石流是含高比例的粗質碎屑(fragments)，經常在異常降雨或突然解凍的土壤由於逕流所造成的急流時所發生。尤其是在較深層土壤的山坡地植生被除去時更易發生。

(2) 土石流一旦開始移動，常沿著原來水路挾帶高濃度的土石向下運送，沿途各種土石堆積物或樹木灌叢均被捲進，助長流勢沖瀉而下。此種高密度流體約含有 60% ~70% 重的固體，所經過之處會形成沖刷溝，而一些粗礫石堆積成一堆積堤，待更大急流時造成二次土石流。

(3) 典型土石流主體係以一定之速度沿溝槽(channel)流下，其流態與各波段粒群大小如圖 2.1 所示(間接取自[3])。

(4) 堆積土體含水量高或處於陡坡、部分液化產生、流動，而常沿溪谷往坡趾崩移。破壞區幾何形狀為長且窄，且在發生之坡頂處常留下鋸齒狀或 V 型溝槽。由土石滑動轉換至土石崩之發生，在於堆積土石之凝聚力的下降、含水量之升高及坡度之變陡。

(5) 土石流發生的必備條件是要有足夠的土石供給來源、陡峻的溪床與水文的誘因。

(6) 一般土石流發生的過程包括發生部、流動部、堆積部等。土石流之發生區大都在 $15^{\circ}\sim 22^{\circ}$ 之間；土石流之流動區大都在 $6^{\circ}\sim 15^{\circ}$ 之間；當坡度小於 6° 以下則為土石流之堆積區。坡度若是大於 40° ，其溪床之堆積物則是以崩落的型式落入溪床，可歸納於土石崩落區，其土石流之發生、流動、堆積等型態與溪床坡度的關係如圖 2-2 所示。

(7) 土石流大都是由礫石與泥水之混合物，其粒徑組成非常之不均勻，其前端部分常常有巨大礫石集中的現象，若是觀察其流動時的橫斷面形狀，前端部分大都呈現中央隆起，在後續部分則是呈現中央凹下；當前端部分受阻力而停止時，後續部分常因慣性而壅高，隨著壓力的增加，使得前方堆積物再度流動，因此土石流常常表現出間歇性流動，如圖 2-3 所示。

(8) 土石流沿著陡峻的溪床往下游移動，其速度非常快速，常常可以達到每秒幾公尺甚至幾十公尺，在流出下游開闊的谷口，因為速度減慢，常會形成扇形的沖積扇堆積，如圖 2-4(a)、2-4(b)所示。土石流堆積區前端部分礫石呈規則性排列，縱斷面上之礫石長軸方向與流動方向大約夾 45° 夾角，如圖 2-4(c)所示。

2-1-2 土石流發生模式

Well(1987)[3]認為邊坡上小溪流的形成與流路之發展，其侵蝕作用為造成土石流發生的主要原因之一。尤其邊坡經過火災燃燒後之有機物質滲入堆積層中，而形成不透水層。當豪雨來臨，雨水入滲後遭遇不透水層，使土體中之孔隙水壓上升，造成邊界處土壤液化使土體往下坡移上形成小溪流，快速向下坡流動，使侵蝕擴大，有引發大型土石流之可能性。

Baldwin (1987)[3]將土石流/崩之破壞、運動過程劃分為五個階段，如圖 2-5 所示。發生階段，土體沿破壞面滑動，而沿已存在之張力裂縫產生分離作用，如圖 2-5(a)；發生部之土壤發生攪動行為，使強度迅速降低，初始流動開始，如圖 2-5(b)所示；液化發生，土體向下坡流動，如圖 2-5(c)；流動漸進加速(主流槽內)，流動範圍內之草木皆被剝除，如圖 2-5(d)；堆積期，如圖 2-5(e)。

Takahashi(1991)[3]以天然土石壩之破壞來說明三種土石流發生之不同型態，如圖 2-6 所示。圖 2-6(a)，壩體本身滲透性低，高度強，蓄水位高使溢流量大且溢流速度快於滲流速度。溢流之侵蝕作用將帶走壩頂處之土石材料，若坡度夠陡則終將導致土石流之發生。圖 2-6(b)，壩體具有較高之滲透性且強度低於圖 2-6(a)情況，壩後水位知上升與水之滲流同等進行，當達到臨界水位時，壩體突然滑動。由於滑動之土體未完全飽和，而堆積在波趾，尚未形成土石流，但受潰壩後，大量水之釋放的沖擊，將形成大型土石流。圖 2-6(c)，壩體之滲透性非常高，使滲流遠答壩之下游面，造成壩指處土體軟弱而破壞，破壞一直沿壩頂方向發展，若破壞延伸至潰壩發生瞬時釋放的蓄水將引發土石流。

2-2 滲流對土石流發生之影響

土石流發生機制中，較少討論到滲流對於土石流發生的影響，依照 Takashi (1991)所用天然土石壩崩潰來說明三種不同土石流發生型態，其中一種便是討論到當壩體的滲透性高並且強度較低的時候，隨著壩後水位的升高，便在壩體裡產生滲流的現象，隨著滲流現象的發生，土體之細顆粒便會被滲流力所帶走，造成土體的不穩定，產生管湧(piping)的現象，首先會產生局部性的破壞，隨著破壞越來越大，發生全面性崩潰，土石流因此而發生。現就前人對於滲流所造成管湧破壞之研究，做一討論。

2-2-1 最高滲流線(Line of Seepage)

一般來說滲流之分析大都是在針對土壩做一穩定分析，要做土壩之穩定分析，穩態滲流(Steady state Seepage)，則為水壩運作中最重要的一個環節，因為土壩之滲流影響到土壩上下游的邊坡穩定，求出最高滲流線(Line of Seepage, LOS)，為討論管湧破壞的重要機制。而求最高滲流線的方法有很多包括有嚴密解析法(Rigorous Analytical Solution)、近似法(Approximate Solution)、數值分析法(Numerical Analytical Method)、模型試驗法(Modelling Test Method)、和其他包括有分段法(Fragment Method)、鬆弛技術(Relaxation Technique)等等下列就解析解法與模型法進行討論：

1. 解析解

對於最高滲流線的求法有 Dupuit 的矩形壩理論解，其圖形如圖 2-7 所示。其假設為：

- a. 最高滲流線各點之水力坡降 i =定值。

b. 在最高滲流線上之水力坡降 $i = \frac{dy}{dx}$ 。

當 $x=0$ ， $y=0$ 時，便可以得到最高滲流線方程式

$$q = -\frac{ky^2}{2x}$$

$$\Rightarrow x = -\frac{ky^2}{2q} \quad (2-1)$$

但是 Kashef 在 1965 年時針對矩形壩滲流線不一定從座標的原點流出之觀點，提出以總水頭，壓力水頭等能量面積的觀點來修正矩形壩的最高滲流線如圖 2-8 所示之矩形壩：

$$\text{總水頭面積 } A_t = D_x \cdot D_x - \frac{2}{3}[(D_x - h_{bx})D_x] = \frac{1}{3}D_x^2 + \frac{2}{3}h_{bx} \cdot D_x \quad (2-2)$$

$$\text{位置水頭面積 } A_D = \frac{1}{2}D_x \cdot D_x = \frac{1}{2}D_x^2 \quad (2-3)$$

$$\text{壓力水頭面積 } A_p = A_t - A_D = \frac{2}{3}h_{bx} \cdot D_x - \frac{1}{6}D_x^2 \quad (2-4)$$

$$\text{Kashef(1965)提出 } A_p = P_x = \frac{2}{3}h_{bx} \cdot D_x - \frac{1}{6}D_x^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \sin^2 \delta\right) \quad (2-5)$$

$$h_{x,y} = h_{bx} + \frac{(D_x - h_{bx})}{D_x^2} \cdot y^2 \quad (2-6)$$

其中 D_x 為距離上游入滲面 x 距離之最高滲流線之總壓力水頭。在滲流線上任一點的切線斜率為水力坡降，如圖 2-8(a)所示。

$$i_g = \frac{dh}{ds} = \sin \delta \quad (2-7)$$

$$i_{gx} = i_g \cdot \cos \delta = \sin \delta \cdot \cos \delta \quad (2-8)$$

$$i_{gy} = i_g \cdot \sin \delta = \sin^2 \delta \quad (2-9)$$

在 Dupuit Assumption 省略了最高滲流線上各點的垂直速度分量，並且假設在任一斷面只有水平流動，因此其總水頭圖在任一斷面均為均勻的，而且水在任一垂直斷面只有水平流動。所以

除非最高滲流線的垂直變位很小，否則 Dupuit Assumption 無法使用，也就是說 Dupuit Assumption 只適用在水力梯度很小，滲流量很小的情況之下。其實一般在求解 Dupuit Assumption 時之最大的爭議點為滲出面 D_d 的值，不符合原先 Dupuit Assumption 之理論。所以後來才有人利用其他的方式來求最高滲流曲線。而滲出面 D_d ，由 Polubarinova-kochina(1962)提出：

$$D_d = \sqrt{0.55} \frac{q}{k} = 0.742 \frac{q}{k} \quad (2-10)$$

而 Kashef(1965)以壓力水頭面積求得矩形壩最高滲流線的方程式為

$$\frac{D_x}{h_u} = \sqrt{1 - \frac{x}{B} \left(1 - \frac{2q}{7.27k \cdot B}\right)} = \sqrt{1 - \frac{x}{B} \left(1 - \frac{0.38q}{k \cdot B}\right)} \quad (2-11)$$

在近年來土壩滲流的解法，大約如是 Para、Verma、Loiselle 與 Pinzarin(1984)的做法，利用 2-D FEM 程式所分析得到土壩內水壓值，配合土壩內所埋設的水壓計觀察實際值，擴充等勢能線，兩者對照，在進行土壩穩定分析。

沈茂松(1994)針對梯形壩針對不同的情況以不同的方式求得滲流體積，其中包括有以能量法求得最高滲流線所包含的滲流體積如圖 2-9 所示。將上游水位之位能與下游水位衍生之動能和總能量之變化假設等於水流經壩體中能量損失，依此推求滲流流經土壩所包含之滲流體積。其滲流體積求得結果如下：

$$V_0 = \frac{g \cdot \gamma_w \cdot h^8 \cdot \tan \alpha}{6H^3 \cdot \tan^2 \beta \cdot q^2 \cdot \omega \cdot \gamma_d} \quad (2-12)$$

其中 V_0 ：滲流體積

g ：重力加速度

γ_w ：流入壩體內水之單位重

h ：出水高度(及尾水高)

H ：上游水位

q ：土壩內單位寬度單位時間滲流量

ω ：土壩內飽和含水量

γ_d ：土壩滲流區內乾土重

α ：土壩上游之傾角

β ：土壩下游之傾角

此公式之優點為可以忽略土壩本身是否為均質，是否為均向，不用求出垂直滲流滲透性係數(k_v)與水平滲流滲透性係數(k_h)，由壩體滲流區之飽和含水量 ω 與乾土單位重 γ_d 即可以得到土壩所包含的滲流體積 V_0 。

以變係數同焦距拋物線 (Variable Coefficient Conforcal Parabola)求最高滲流線，為修正 Kozeny 同焦距拋物線如圖 2-10 所示。修正方法為將 Kozeny 同焦距拋物線方程式增加變數 a 、 b 其修正後圖形如圖 2-11 所示。可得其修正拋物線方程式如下：

$$x = \frac{y^2 - y_a^2}{b \cdot \gamma_a} - \frac{a \cdot (L - x) \cdot y}{L} \quad (2-13)$$

其中 a 、 b ：為變係數同焦距拋物線之係數。

x 、 y ：為卡式座標，如圖(3-3)所示。

L ：為上游最高入滲點到變係數拋物線焦點的距離。

y_a ：為變係數同焦距拋物線焦點到準線的距離

其優點為可以改變變數真正的預測出出水點的高度，並且適用於均質非均向性土壩。

2. 模型試驗

Kerr(1959)進行水流經均質土壩內之毛細現象作用之研究，所利用之試驗模型如圖 2-12 所示，其壩高 28 cm，壩底長 108 cm，壩寬 35 cm，壩頂長 10 cm，其結論為毛細作用區之滲流量可以達到自由水面下方飽和滲流區滲流水量的四倍。但是若滲流之上游水位愈小時，則毛細現象則可以忽略。沈茂松(1994)經過實驗驗證為 Keer 模型試驗之壩體太小，以至於毛細現象之虹吸水量大於土壩滲流量的四倍。

Jumikis(1962)製作模型觀察土壩侵蝕，並利用實測之滲流量反推土壩之透水係數。所製作模型尺寸為 188 cm× 15 cm× 61 cm如圖 2-13 所示。Jumikis 指出模型的毛細現象使得自由水面無法顯示，因此加入螢光劑觀察，但是還是無法得到正確的自由水面。

Tschebotarioff(1973)之模型試驗水槽如圖 2-14 所示，其尺寸為 150 cm× 20 cm× 60 cm。以模型側壁玻璃管量測砂壩內之水位線，將水位線連成等勢能線。

Alam Singh(1975)使製作之試驗水槽如圖 2-15 所示，其尺寸為 120 cm× 60 cm× 15 cm，進行滲流試驗。使用白色粗砂進行試驗，其目的在使毛細作用減到最小，及較容易量測到滲流量。在試驗時由上游加入染色劑以求流線，並插入模型內的水壓計(玻璃管)以求得壓力水頭。

Jain、Holly、JR.與 T.H.Lee(1988)在利用多孔堤防作為發電廠冷卻池之冷卻水通路時，曾經全比例尺度的模型試驗，如圖 2-16 所示，因為粗石堤防沒有毛細作用，所以可以利用壩底的玻璃管直接量測到水位的大小。玻璃管的水位，是以游標卡尺量測，精度可以到 0.33 mm。但是最高的滲流線精度仍然無法被驗證，原因是粗石堤防內之滲流不為層流，也不是亂流。

林美聆、陳進發(1990)研究洩降下土壩滲流之縮小模型所使用的水槽模型如圖 2-17 所示，其模型尺寸為 250 cm× 50 cm× 55 cm，試驗砂壩底長高 200 cm、寬 50 cm、高 36 cm，其量測水壓力也是利用連通管原理。

沈茂松(1994)研究土壩之最高滲流線，並驗證變係數同焦距拋物線觀念的正確性，與驗證管湧公式的正確性，製作模型證明。其模型如圖 2-18 所示，模型尺寸為 300 cm× 88 cm× 88 cm。利用染劑求出最高滲流線，並且利用薄鋼管插入模型壩中以電表及探測針得到壩底各點之壓力水頭，並且假設最高滲流線與同焦距拋物線平行，反求模型壩的最高滲流線。

2-2-2 管湧

一般在分析管湧(piping)時，大都數分析之方向為土體向上隆起產生破壞，如 Lefebvre 等人(1981)。但是對於因為滲流所造成的管湧破壞，則大多為水平方向與一般所分析的垂直方向並不一樣。所以若是用臨界水力梯度來決定安全係數 $FS = \frac{i_c}{i}$ ，則會發生高估的情況。其中 i_c 為臨界水力梯度，一般的求法為 $i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$ 。對於水平管湧有較多研究的大都是針對水工結構物而言，若是在水工結構物內部與基礎產生侵蝕(internal erosion)稱為管湧，若是在水工結構物外部則稱為溝蝕(external erosion)或邊坡不穩定。

2-3 模擬現地級配的方法

就現地土石材料而言，我們在做實驗的時候所採樣的地點為原狀土，並將現地土石搬回實驗室，在現場的採樣經驗，巨大的礫石非常多，而且這些常常成為發生土石流時，破壞的主因，但是我們在進行室內實驗時必須考慮實驗室與現地之間尺寸的差距，當然若是能夠做全尺度的實驗是最好，但是對於實驗的經費及時間而言是不允許的，而且我們也不能將現場巨大的礫石搬回實驗室裡進行實驗，所以我們在從事室內實驗時除了必須將實驗室裡的控制條件控制與現地相同之外，更須使現地與實驗室之間使其差距達到最小，所以我們必須使用一些方式來進行室內實驗，其中縮小級配的方式，為一般的研究學者所採用，用以適當地模擬現地的情形。綜合一般專家學者對於縮小級配的方式有下列三種。

2-3-1 剝除法

Zeller 與 Wullimann(1957)為了估計瑞士 Goschenalp 壩殼之剪力強度，配合實驗儀器與試體要求之限制，將所需最大粒徑以上之顆粒剝除，而後在不同之最大粒徑與孔隙率下進行一系列之三軸試驗，最後將孔隙率、強度與最大粒徑繪成關係圖，如圖 2-19 所示。在已經知道現地最大粒徑與孔隙率，即可經由外差的方式推得現地強度。劉啟峰(1990)以撥除法進行大型直剪試驗保持與現地相同之乾密度及含水量，剪力槽之間距與試體之最大顆粒粒徑相同。由試驗結果可以得知，對於粗粒料(大於#4)而言，其摩擦角隨著最大粒徑之增加而增加；對於細粒料(小於#4)而言，並無明顯的關係存在。

2-3-2 平行級配法

此法又稱為粒徑縮尺法，為 Lowe(1964)為台灣設計石門水庫時所提出的方法。當時水庫壩殼所選用的材料最大粒徑為 12 英吋，為了進行室內試驗，乃將現場的材料一律縮小 1/8。簡單的來說，就是將現場材料的粒徑分佈在粒徑分佈圖上做平行移動，如圖 2-20 所示。使用此種方法的理由是基於“試體與現地材料之間若只是顆粒大小的不同，其剪力性質應相似”的觀念。此法最大的優點為可以得到與現地級配完全相似(均勻係數 C_u 、曲率係數 C_d)，但是此法有一缺點，便是細粒料也會因而提高，我們知道粒狀土壤與黏性土壤之工程性質並不一樣，而且因為細粒料的增加，而會使得試體的準備變得更加繁複。

曲先慎(1986)曾經對林口台地之紅土礫石進行研究，採用平行級配法最為室內材料模擬之方式，進行三軸壓密不排水試驗。林信安(1997)為了討論礦區邊坡穩定之力學行為，對於花蓮秀林福安礦場石灰岩碎塊材料，進行直接剪力試驗，模擬材料級配方式採用平行級配法。其

試驗結果為有效應力摩擦角與總應力摩擦角皆隨著最大粒徑的增加而增加。

2-3-3 等重量替代法

George(1963)認為現場材料顆粒粒徑小於 0.25 公厘(約#40~#100)時，對於輾壓效果及各層間的結合力有很大的影響。為了保持現場材料性質與模擬材料性質相似，模擬材料之細顆粒含量控制必須與現場相同。基於此項理由，將現場材料級配曲線某一尺寸以上顆粒之重量，以相同重量但是小於該尺寸之細顆粒予以取代。如圖 2-21 所示。

另外，張世勳(1993)為了改良模擬級配的分佈與現地粒徑分佈相近，提出改良式等重量替代法。此法是將現地級配分佈先以一最佳曲線通過，再依此最佳曲線之幾何特性作為模擬材料級配曲線之幾何特性，級配調整由曲線 40 號篩的粒料含量開始，以給定的曲線幾何特性決定縮小級配方式。如圖 2-21 所表示之示意圖。

目前國內採用材料模擬方法以等重量替代法居多，如林炳森等人(1986)對林口台地之紅土礫石進行室內大型直剪試驗及現地直接剪力試驗，其結果發現其摩擦角隨著最大粒徑的增加而增加。鄭順益(1988)、林國榮(1988)，分別對於台中盆地礫石堆積層及林口台地紅土礫石進行直接剪力實驗，其實驗結果發現摩擦角隨著最大粒徑的增加而增加。林基源(1992)對於花蓮銅門村之崩積土壤於氣乾及浸水狀態下，進行大型直接剪力試驗，發現摩擦角隨著最大粒徑的增加而增加。李俊明(1993)對中橫公路崩積土進行大型直接剪力試驗，發現摩擦角隨著最大粒徑的增加而減少。何敏龍(1997)為了討論細粒料減少對土石材料力學行為的影響，亦選擇等重量替代法，對花蓮銅門村的土石堆積材料進行大型直接剪力試驗。而張世勳(1993)、蘇定義(1998)為了探討

土石材料的力學性質，選擇改良式等重量替代法，分別對花蓮銅門、南投和社兩地土石流堆積材料進行直接剪力試驗，其結果對於摩擦角與最大粒徑之間的關係並無明顯之相關性。

基於先前的研究所示，使用等重量替代法為較好之方法，因為保持了細顆粒的比例，而粗顆粒則依照比例配重，在將配置好的粗細顆粒填入實驗槽內或是大型直剪儀裡，進行實驗分析。

第三章 理論基礎

分析滲流大多是應用分析土壩內的流動機制以及討論因為滲流的因素所發生的管湧現象，但是對於現代的水庫水壩而言設計上都較為嚴謹，較少發生崩潰的情況發生，而對於比較老舊的土壩則有管湧崩潰的現象，而造成土壩的崩潰。所以滲流的分析大都是用在對於穩定老舊土壩的穩定分析上。

既然是用在土壩的穩定分析上，所以一般在選用模擬材料的時候，大都是使用均勻的細顆粒來做分析上的材料，如林美聆、陳進發(1990)選用宜蘭的河砂，其粒徑分佈為選定#10~#200 之間的顆粒，沈茂松(1994)為了驗證在不同的滲透係數下最高滲流線(LOS)的理論。選用里港溪黑砂、高屏溪黑砂等作為壩體的材料。這是因為依據 Terzaghi 壩材之規定，後來又由 Vicksburg 的工兵團，增訂如以下之規定(間接取自[1])，防止管湧之濾層標準： $\frac{D_{15}\text{濾層}}{D_{85}\text{土層}} < 4 \sim 5$ ；增加透水性之標準， $4 < \frac{D_{15}\text{濾層}}{D_{15}\text{土層}} < 20$ ，均勻標準(土粒與濾層級配標準)， $\frac{D_{50}\text{濾層}}{D_{50}\text{土層}} < 25$ 等等。由以上我們可以得知，在壩材的選擇粒徑不會太大，若是要進行縮小模型的實驗，依照模型縮小原則，則試驗材料的粒徑更是要跟著縮小。

所以在進行土壩分析時，一般都當成是均質壩，但是針對溪床土石堆積材料而言，並非均質，所以對於滲流實驗的最高滲流流線求得，以及堆積材料發生崩潰的機制必須再加以討論。

對於堆積土層裡因為滲流的產生，而發生管湧(piping)的破壞，所以我們必須針對此一機制進行討論。一般來說對於壩體因滲流所造成的影響而必須討論到的有滲流體積的計算，以及管湧發生臨界狀況的力學機制。以下分述之：

3-1 最高滲流線(LOS)

求取最高滲流線的方式很多，大都是針對梯形壩而言，若是以矩形壩來考量的話，可以得到以下的公式推導。

3-1-1 公式推導

推求水流經堆積材料內的最高滲流線如圖 3-1 所示，採用矩形壩模式取一微量小塊(differential element)來分析如圖 3-2 所示式來推導，其假設條件為：

1. 堆積土體下為不透水層。
2. 流經堆積土體之水為不可壓縮，且土體內各點之溫度相同。
3. 大氣壓力之影響不計。
4. 依照滲流理論，土體內孔隙為連續性，水流經堆積材料時土體形狀沒有改變。
5. 尾水高度等於出水高度。
6. 滲流區之土壤為飽和狀態。
7. 當水在土體流動的時候，其水位坡度就是水力坡降線。

假設地下水由左向右移動，則於 $x=0$ 處的等勢能(總水頭高) h ，必定比 $x=dx$ 處的總水頭還要高，即水力坡降 $i = \frac{dy}{dx}$ 為負值，由圖 3-2 上可以看出，於 $x=0$ 處，進入微量元素的入流量 $I(\text{Input})$ 可以表示為：

$$I_x = VA = -(K \frac{\partial h}{\partial x})(hdy) \quad (3-1)$$

在 $x=dx$ 處離開微量元素的出流量 O (Output)則可以用下列式子表示：

$$O_x = -(k \frac{\partial h}{\partial x})(hdy) + \frac{\partial}{\partial x} [-(k \frac{\partial h}{\partial x})(hdy)]dx \quad (3-2)$$

在(3-4)中的第二項表示在 x 方向向所增加的淨流量，所以由(3-3)減去(3-4)可以知道在 x 方向上的淨流量可以表示成：

$$I_x - O_x = \frac{\partial}{\partial x} [(k \frac{\partial h}{\partial x})(hdy)]dx = kdx dy \frac{\partial}{\partial x} (h \frac{\partial h}{\partial x}) = \frac{kdx dy}{2} \cdot \frac{\partial}{\partial x} (\frac{\partial h^2}{\partial x}) \quad (3-3)$$

同理在 y 方向上的淨流量可以表示成：

$$I_y - O_y = \frac{kdx dy}{2} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (\frac{\partial h^2}{\partial y}) \quad (3-4)$$

在 z 方向並無地下水進出微分元素的表面積，但是卻有因為雨水入滲影響到地下水位，造成微量元素體積的變化。其表示式如下：

$$\frac{d}{dt} \iiint_{c.v.} \rho \cdot d\bar{V} = \frac{d}{dt} (\rho P dxdy) = \rho i dxdy \quad (3-5)$$

其中 $\bar{V}$ ：體積。

P ：降雨量。

i ：降雨強度。

ρ ：表示地下水的密度。

由流體力學質量守恆(conservation of mass)控制體積方程式可得：

$$(\frac{dM}{dt})_{system} = \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{c.v.} \rho \cdot d\bar{V} + \oint_{c.s.} \rho \bar{V} \cdot d\bar{A} \quad (3-6)$$

在(3-8)式中，因為質量不減，所以 $(\frac{dM}{dt})_{system} = 0$ 。再將(3-5)、(3-6)、(3-7)代入(3-8)式中，可得：

$$0 = \rho i dxdy + \rho [\frac{kdx dy}{2} \cdot \frac{\partial}{\partial x} (\frac{\partial h^2}{\partial x}) + \frac{kdx dy}{2} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (\frac{\partial h^2}{\partial y})] \quad (3-7)$$

將(3-9)式中各項消去 $\rho dx dy$ 即可得下列方程式：

$$\frac{k}{2} \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} \right) + i = 0 \quad (3-8)$$

(3-8)即稱為 Dupuit theory。

在本研究中，考慮一維(one dimension)之流況($\frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} = 0$)，因此在不考慮雨水之補注的情況下($i = 0$)，(3-8)可以表示成：

$$\frac{k}{2} \left(\frac{d^2 h^2}{dx^2} \right) = 0 \quad (3-9)$$

$$\text{將(3-9)式積分可得：} h^2 = ax + b \quad (3-10)$$

其中 a、b 為積分常數。

用邊界條件來求 a、b 值時，將 $x=0$ 代入(3-12)式中，可以得到

$$b = h_1^2 \quad (3-11)$$

在將(3-12)做一次常微分，可得：

$$2h \left(\frac{dh}{dx} \right) = a \quad (3-12)$$

由達西定律(Darcy's Law)可得知，對於任一點(x,h)剖面單位寬度的流量可以表示成：

$$q = kiA = -k \frac{dh}{dx} h \cdot 1 \quad (3-13)$$

$$\text{即 } \frac{dh}{dx} = -\frac{q}{kh} \quad (3-14)$$

將(3-14)代入(3-12)可得：

$$a = -2 \frac{q}{k} \quad (3-15)$$

將(3-11)式與(3-15)式代入(3-10)式中可得地下水在土體內部流動的最高滲流線(LOS)方程式：

$$h^2 = -2 \frac{q}{k} x + h_1^2 \quad (3-16)$$

其中 h ：任一斷面的總水頭高。

q ：滲流量。

k ：水力傳導係數。

h_1 ：尾水高。

若是與大氣接觸，則尾水高假設為 $h_1=0$ 。Dupuit theorem 則可假設為：

$$h^2 = -2 \frac{q}{k} x$$

此式即為 Dupuit Assumption 之理論解。

3-2 管湧之臨界公式

3-2-1 管湧流線

矩形壩土體發生管湧(piping)時的，其應力的作用方向為向下，在土粒在將動未動之臨界狀態，定為臨界管湧，其推導過程如下：

如圖 3-6 所示之矩形壩及其滲流線，其基本假設如下所示：

1. 在滲流線上因管湧所被移動的土壤團粒，假設為方體元素 (cube element)。
2. 此元素只做移動並不作轉動。
3. 流體為不可壓縮，且在土體內部的水溫保持恆定。
4. 土壤顆粒與顆粒之間的吸引力與排斥力並不計，只考慮土壤顆粒之間的摩擦力與凝聚力。
5. 此立體元素在管湧發生後為慣性移動，且移動方向為滲流線 (x—z) 方向，y 方向上沒有位移。

就圖 3-3 所表現之矩形壩及其滲流線，對於方體元素(cube

element)所受之力圖分析如圖 3-4 所示，考慮其所受之水壓力、各方向之正向力、凝聚力與摩擦力。

就剪應力部份：

$$\tau_1 = \bar{c}_{zx} + \bar{\sigma}_{zz} \tan \bar{\phi}_{zx} \quad (3-17)$$

$$\tau_2 = \bar{c}_{zx} + \left(\bar{\sigma}_{zz} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} dz \right) \tan \bar{\phi}_{zx} \quad (3-18)$$

$$\tau_3 = \bar{c}_{yx} + \bar{\sigma}_{yy} \tan \bar{\phi}_{yx} \quad (3-19)$$

$$\tau_4 = \bar{c}_{yx} + \left(\bar{\sigma}_{yy} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{yy}}{\partial y} dy \right) \tan \bar{\phi}_{yx} \quad (3-20)$$

就正向應力部分：

$$\bar{\sigma}_{xx} = k_x \cdot \bar{\sigma}_{zz} \quad (3-21)$$

$$\bar{\sigma}_{yy} = k_y \cdot \bar{\sigma}_{zz} \quad (3-22)$$

其中 τ_i = 元素上各面之剪應力。

σ_{xx} 、 σ_{yy} 、 σ_{zz} 代表 x、y、z 平面上之正向應力。

$\bar{c}_{ij}$ = 元素上各面之有效凝聚力。

$\bar{\phi}_{ij}$ = 元素上之有效內摩擦角。

k_x 、 k_y = x、y 平面上之靜止土壓力係數。

元素的重量

$$W = \gamma_m \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \gamma_{sat} \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \gamma_s \cdot \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (3-23)$$

其中 γ_s = 土壤顆粒的單位重

γ_m = 土體之浸水單位重

γ_{sat} = 土體之飽和單位重

ω = 土體之飽和含水量

e = 孔隙比

由 $\sum F_x = ma_x$ 得：

$$\left\{ \bar{\sigma}_{xx} - \left(\bar{\sigma}_{xx} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x} \cdot dx \right) dy \cdot dz \right\} + \left\{ u_w - \left(u_w - \frac{\partial u_w}{\partial x} \right) dy \cdot dz \right\} \\ - (\tau_1 + \tau_2) dx \cdot dy - (\tau_3 + \tau_4) dx \cdot dz = -ma_x = -\frac{W}{g} \cdot \frac{d^2 S_x}{dt^2} \quad (3-24)$$

其中 S_x = 表示 x 方向上的位移

t = 時間

u_w = 滲流水壓

將(3-17)、(3-18)、(3-19)、(3-20)、(3-21)、(3-22)代入(3-24)中再整理可得：

$$\frac{\partial \bar{u}_w}{\partial x} - k_x \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yx} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - \tan \bar{\phi}_{zx} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} \\ - \left\{ \frac{\partial k_x}{\partial x} + \frac{2 \tan \bar{\phi}_{zx}}{dz} + \frac{2k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yx} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yx} \right\} \cdot \bar{\sigma}_{zz} - \left\{ 2 \frac{\bar{c}_{zx}}{dz} + \frac{2\bar{c}_{yx}}{dy} \right\} \\ = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \frac{d^2 S_x}{dt^2} \quad (3-25)$$

考慮 z 方向上之運動方程式，在其方體元素上各面所受之力圖分析如圖 3-8 所示其中就

剪應力部分：

$$\tau_5 = \bar{c}_{xz} + \bar{\sigma}_{xx} \tan \bar{\phi}_{xz} \quad (3-26)$$

$$\tau_6 = \bar{c}_{xz} + \left(\bar{\sigma}_{xx} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x} dx \right) \tan \bar{\phi}_{xz} \quad (3-27)$$

$$\tau_7 = \bar{c}_{yz} + \bar{\sigma}_{yy} \tan \bar{\phi}_{yz} \quad (3-28)$$

$$\tau_8 = \bar{c}_{yz} + \left(\bar{\sigma}_{yy} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{yy}}{\partial y} dy \right) \tan \bar{\phi}_{yz} \quad (3-29)$$

由 $\sum F_z = ma_z$ 可得：

$$\left\{ \bar{\sigma}_{zz} - \left(\bar{\sigma}_{zz} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} dz \right) \right\} dx dy + \left\{ u_w - \left(u_w - \frac{\partial u_w}{\partial z} \cdot dz \right) \right\} dx dy - (\tau_5 + \tau_6) dx dy - (\tau_7 + \tau_8) dx dz + W$$

$$= -\frac{W}{g} \cdot a_z = -\frac{\gamma_w}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (3-30)$$

將(3-26)、(3-27)、(3-28)、(3-29)、代入(3-30)可得：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_w}{\partial z} - k_x \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} \\ & - \left\{ \frac{2k_x \tan \bar{\phi}_{xz}}{dx} + \frac{\partial k_x}{\partial x} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} + \frac{2k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \right\} \cdot \bar{\sigma}_{zz} \\ & - \left(\frac{2\bar{c}_{xz}}{dx} + \frac{2\bar{c}_{yz}}{dy} \right) + \gamma_{sat} = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (3-31)$$

不重複將 xz 平面上的凝聚力與摩擦力加入考量，也就是說

$\bar{c}_{xy} = \bar{c}_{yz}$ 、 $\bar{\phi}_{yx} = \bar{\phi}_{yz}$ 那麼將(3-25)與(3-31)結合在一起可得：

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\partial u_w}{\partial x} + \frac{\partial u_w}{\partial z} \right) - (k_x + k_x \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - (\tan \bar{\phi}_{xz} + 1) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} \\ & - \left[\frac{\partial k_x}{\partial x} + \frac{\partial k_x}{\partial x} \tan \bar{\phi}_{xz} + \frac{2 \tan \bar{\phi}_{xz}}{dz} + \frac{2k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{2k_x}{dx} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \right] \cdot \bar{\sigma}_{zz} \\ & - \left[2 \frac{\bar{c}_{xz}}{dz} + 2 \frac{\bar{c}_{yz}}{dy} + 2 \frac{\bar{c}_{xz}}{dx} \right] + \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \left(\frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 S_x}{\partial t^2} \right) \end{aligned} \quad (3-32)$$

又

$$\frac{\partial u_w}{\partial x} + \frac{\partial u_w}{\partial z} = \frac{\partial u_w}{\partial l} \quad (3-33)$$

$$\frac{\partial^2 S_x}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 S}{\partial t^2} \quad (3-34)$$

將(3-33)、(3-34)代入(3-32)中可得到：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_w}{\partial l} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot k_x \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} \\ & - \left\{ (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial k_x}{\partial x} + 2 \frac{\tan \bar{\phi}_{xz}}{dz} + 2 \cdot \frac{k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{2k_x \tan \bar{\phi}_{xz}}{dx} \right\} \cdot \bar{\sigma}_{zz} \\ & - \left(\frac{2\bar{c}_{xz}}{dz} + \frac{2\bar{c}_{yz}}{dy} + \frac{2\bar{c}_{xz}}{dx} \right) + \gamma_{sat} \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \frac{\partial^2 S}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (3-35)$$

其中 θ_s 為流線與水平線的夾角，當 $\theta_s=0$ 時，流線與水平線齊平，所以運動方向為水平方向， γ_{sor} 沒有作用。當 $\theta_s=90^\circ$ 時 $\sin\theta_s=1$ ，作用力為 z 方向，重力等於 $\gamma_{sor} \cdot 1$ 。

(3-36)式即為元素開始發生管湧(piping)的時候，不將流體的黏滯力所產生之拖曳力加入考量之流線。

3-2-2 臨界管湧公式

另外就上面的流線方程式而言，可考慮：

1. 在土體中， $\bar{\sigma}_{zz}$ 不隨著 y 方向而改變 $\therefore k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} = 0$
2. 又因為不考慮 y 方向上土壓力之變化，即 k_y 不隨著 y 方向

$$\text{改變} \quad \therefore \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \bar{\sigma}_{zz} = 0$$

3. 將參數簡化令： $\bar{f}_z = \bar{\sigma}_{zz} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \cdot dx \cdot dy$ ，為 xy 平面上之有效摩擦力，在土粒移動時具有方向性

$\bar{f}_y = k_y \cdot \bar{\sigma}_{zz} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot dx \cdot dz = \bar{\sigma}_{yy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot dx \cdot dz$ 為 xz 平面之有效摩擦力，在土粒移動時具有方向性。

$\bar{f}_x = k_x \cdot \bar{\sigma}_{zz} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \cdot dy \cdot dz = \bar{\sigma}_{xx} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \cdot dy \cdot dz$ 為 yz 平面之有效摩擦力，在土粒移動時具有方向性。且 $\bar{f}_v = 2\bar{f}_x + 2\bar{f}_y + 2\bar{f}_z$ ，

$\frac{\bar{f}_v}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_f$ 為單位體積元素表面總摩擦力 $\bar{T}_z = \bar{c}_{xz} \cdot dx \cdot dy$ 為

xy 平面上之有效凝聚力，在土粒移動時具有方向性。

$\bar{T}_y = \bar{c}_{yx} \cdot dx \cdot dz$ 為 xz 平面上之有效凝聚力，在土粒移動時具有方向性。 $\bar{T}_x = \bar{c}_{xz} \cdot dy \cdot dz$ 為 yz 平面上之有效凝聚力，在土

粒移動時具有方向性。且 $\bar{T}_v = 2\bar{T}_z + 2\bar{T}_y + 2\bar{T}_x$, $\frac{\bar{T}_v}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_c$ 為

單位體積表面有效凝聚力。

將 1、2、3 之簡化條件代入(3-35)可得：

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} - S_f - S_c + \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \cdot \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \cdot \frac{\partial S}{\partial t^2} \quad (3-36)$$

又依照 Stokes' Law 可得到緩慢流速，流過固定球體的相關運動情形，可以得到水因為黏滯力對球體所產生的拖曳力為：

$$F_D = \frac{24}{R} \cdot \rho \cdot \frac{v_0^2}{2} \cdot \frac{\pi \cdot a^2}{4} = 6\mu v_0 \pi a \quad (3-37)$$

其中： F_D = 流體對土粒之拖曳力

μ = 流體之黏滯係數

v_0 = 流體之流速

ρ = 流體密度

R = 雷諾數

a = 球體直徑

若是土體在穩定滲流作用之下，其實際滲流速度為 $v_0 = \frac{ki}{n}$ ，所以

若是將土壤顆粒除上體積則可得到單位體積之拖曳力為：

$$S_d = \frac{F_D}{V} = \frac{\frac{24}{R} \cdot \rho \cdot \frac{v_0^2}{2} \cdot \pi a^2}{\frac{4}{3} \pi a^3} = \frac{9 \cdot \rho \cdot v_0^2}{R \cdot a} \quad (3-38)$$

$$\text{或是 } S_d = \frac{\frac{6\mu v_0 \pi a}{\frac{4}{3} \pi a^3}}{n} = \frac{18 \cdot \mu \cdot k \cdot i}{n \cdot a^2} \quad (3-39)$$

考慮拖曳力的影響將(3-39)加入(3-36)中得：

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} + S_d - (1 + \tan \bar{\phi}_x) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - (1 + \tan \bar{\phi}_x) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} - S_f - S_c + \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \cdot \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \cdot \frac{\partial S}{\partial t^2} \quad (3-40)$$

由圖 3-9 中之流線分析可得水壓

$$\begin{aligned} u_{w1} &= \gamma_w (h_{p1} - z_{p1}) \\ u_{w2} &= \gamma_w (h_{p2} - z_{p2}) \\ \text{又 } \frac{\partial u_w}{\partial t} &= \frac{\gamma_w (h_{p1} - z_{p1}) - (h_{p2} - z_{p2})}{\Delta l} \\ &= \gamma_w \left\{ \frac{(h_{p1} - h_{p2})}{\Delta l} + \frac{(z_{p2} - z_{p1})}{\Delta l} \right\} \\ \gamma_w &= \left[\frac{\Delta H}{\Delta l} + \frac{\Delta z}{\Delta l} \right] = \gamma_w (i + \sin \theta_s) \end{aligned} \quad (3-41)$$

其中 i = 水力坡降

h_{p1} 、 h_{p2} 為滲流線上 1 點與 2 點之滲流水頭

z_{p1} 、 z_{p2} 為滲流線上 1 點與 2 點之滲流高程

已知在土體移動的瞬間，其 $\frac{\partial^2 S}{\partial t^2} = 0$ ，稱為臨界管湧狀態(Critical piping state)。

所以：

$$\gamma_w (i + \sin \theta_s) + S_d = (1 + \tan \bar{\phi}_x) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} + (1 + \tan \bar{\phi}_x) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} + S_f + S_c - \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s \quad (3-42)$$

(3-42)式稱之為臨界管湧方程式。

對於(3-42)之情況必須簡化其假設，才能使用於土體之分析中。

可以簡化如下：

1. 已知單位體積土壤團粒之表面總有效摩擦力為

$$\frac{\bar{f}_s}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_f, \text{ 假設 } V = dx \cdot dy \cdot dz \text{ 為單位體積}$$

$$\text{取純量 } S_f = \frac{2\sqrt{f_x^2 + f_y^2 + f_z^2}}{V}$$

令 $k_x = k_y = k_0$ 為靜止土壓力係數

$$\bar{\phi}_{xy} = \bar{\phi}_{yz} = \bar{\phi}_{zx} = \bar{\phi}$$

$$\text{則 } S_f = \frac{2\sqrt{(\bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \cdot A)^2 + (k_0 \cdot \bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \cdot A)^2 + (k_0 \cdot \bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \cdot A)^2}}{V}$$

$$S_f = 2\bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \sqrt{1 + 2k_0^2} \cdot \frac{A}{V}$$

2. 已知單位體積土壤團粒之表面總有效凝聚力可表示為

$$\frac{\bar{T}_v}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_c, \text{ 假設 } V = dx \cdot dy \cdot dz \text{ 為單位體積}$$

取純量可得

$$S_c = \frac{2\sqrt{T_x^2 + T_y^2 + T_z^2}}{V} = \frac{2\sqrt{(\bar{c} \cdot A)^2 + (\bar{c} \cdot A)^2 + (\bar{c} \cdot A)^2}}{V} = 2 \cdot \sqrt{3} \cdot \bar{c} \cdot \frac{A}{V}$$

3. $\frac{A}{V}$ 為產生管湧之土壤團粒大小的函數，若是將土壤團粒視為

$$\text{球體則 } \frac{A}{V} = \frac{4\pi r^2}{\frac{4}{3}\pi r^3} = \frac{3}{r} \text{ 則會使得 } S_f \text{ 與 } S_c \text{ 變得很大，所以沈茂松}$$

(1994)將 $\frac{A}{V} = 1 \left(\frac{1}{cm} \right)$ ，並認為這樣分析才有意義。

4. 在顆粒大小方面，對於土壤顆粒流失最大粒徑之定義，若是依照防止管湧之土層與濾層之及配標準，則可定為 D_{85} 。但是以 D_{85} 來說，這是針對土壩發生管湧之最大粒徑，對於現地堆積土層，是否以 D_{85} 來做為管湧的最大粒徑，則必須以實驗加以驗證。

5. 已知流體之黏滯力對土體所產生之拖曳力為 S_d ，又 $v_0 = \frac{ki}{n}$ ，

所以式(3-39)可改成：

$$S_d = \frac{18\mu \cdot k \cdot i}{n \cdot a^2}$$

其中 $i = \sin \theta_s$ 為水力坡降以 $\sin \theta_s$ 取代之。

a = 發生管湧之最大粒徑，其大小因為每一個研究區域的土壤特性並不相同，所以必須由實驗決定其發生管湧之最大粒徑，令為 D 。

$$\therefore S_d = \frac{18 \cdot \mu \cdot k \cdot \sin \theta_s}{n \cdot D^2} \quad (3-43)$$

6. 對於應力變量的考量，對於臨界管湧公式中的 $\frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x}$ 與 $\frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z}$ 可以變成如下之型式：

$$\frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} = \frac{\partial \gamma_{sub} \cdot z}{\partial z} = \gamma_{sub} \cdot \frac{\partial z}{\partial z} = \gamma_{sub} = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

若假設管湧之土壤團粒近似方體或是球體元素，則 $\frac{\partial z}{\partial x} \doteq 1$

$$\therefore \frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x} = \frac{\partial k_0 \cdot \gamma_{sub} \cdot z}{\partial x} = k_0 \cdot \gamma_{sub} \cdot \frac{\partial z}{\partial x} \doteq k_0 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

由以上之簡化假設可以得到最後臨界管湧之公式可變成：

$$\theta_{sc} = \sin^{-1} \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + S_f + S_c}{2\gamma_w + \frac{18\mu \cdot k}{n \cdot D^2} + \gamma_{sat}} \right\} \quad (3-44)$$

若是滲流線之切線角大於 θ_{sc} ，則堆積土層即將發生管湧。

第四章 研究方法與內容

4-1 研究方法

4-1-1 滲流實驗設計之原理

一般來說，對於地下水的流動的解析解，大都是對含水層或是含水層系統作出可以說是”極為嚴苛”的限制條件下所求得的。如果這些限制條件，若是能反映出實際含水層的主要特徵，那麼解析解是可以使用的。但是我們可以確定的是對於實際的含水層而言，通常都是非均質性，有著複雜的幾何邊界，因此不允許有太多的概化，因此解析解就難以使用。為了解決這個問題，於是很多的學者專家便利用模擬的方式來研究複雜條件下地下水流動的規律。模擬的方式一般來說分為兩種：物理模擬與數值模擬。物理模擬的方法很多，如滲流槽的模擬、連續介質的電模擬、窄縫槽模擬、熱模擬以及光彈模擬等。常用的有滲流槽模擬、窄縫槽模擬以及連續介質的電模擬等。數值模擬主要有有限差分法或是有限元素法等。在近年來更有一派學者提出使用交合模型(Hybrid Model)來模擬，所謂的交合模型是指將物理模擬與數值模擬結合在一起，多用在河口感潮河段的模擬上，也有不錯的結果。

利用滲流槽來模擬，就是將自然界的水文地質實體依照一定的比例縮小製成模型，然後對模型各種運動要素進行觀測，在將所觀測到的結果按一定的比例放大，就可以得到與自然界水文地質實體相對應的運動要素。限於滲流槽的製作費用比較高，因此僅僅能模擬一些比較簡單的水文地質問題。

4-1-2 滲流槽之設計

滲流槽本身是由槽首、槽身、槽尾等三部份所構成的如圖 4-1 所示。為了使得水位能夠固定在一定的高度，因此將供水系統與滲流槽本身分開如圖所示。滲流槽尾設有一水箱，可以知道所施加的水頭高度，水箱本身則裝設有一進水口與一出水口。一般來說考慮平面滲流問題，可以採用矩形滲流渠槽，若是要分析徑向滲流渠槽，則必須採用扇形或是圓形滲流渠槽。

由以上所述，滲流槽模擬是通過對模型中各運動要素進行觀測，其結果按照一定比例尺放大，以獲得與現地情況相對應的運動要素。因此模型與現地滲流情況各種物理量間必須有一定的比例關係，這種比例關係是由以下四種條件來制約的。

- (1). 幾何相似
- (2). 運動相似
- (3). 動力相似
- (4). 邊界條件一致

就本研究而言，僅考慮幾何相似與動力相似以及邊界條件相似，因為在動力相似部分必須要用到離心機原理來放大重力加速度，但是其效果並不好，因此僅就幾何相似、動力相似與邊界條件一致進行考量。

根據一般土石流之發生紀錄考量土石流發生影響因子，就無限邊坡來進行分析，認為土石流發生因素可以用下列方程式表示：

$$f(\tan \phi, n, \rho_{sat}, \rho_s, \rho_w, g, D_{max}, q) \quad (4-1)$$

用因次矩陣表示如下：

	$\tan \phi$	n	ρ_{sat}	ρ_s	ρ_w	g	D_{max}	q	h
M	0	0	1	1	1	0	0	0	0
L	0	0	-3	-3	-3	1	1	2	1
T	0	0	0	0	0	-2	0	-1	0

其中 ϕ = 顆粒間之靜態模擦角

n = 土體間之孔隙率

ρ_{sat} = 飽和土壤之單位重

ρ_s = 土壤顆粒之密度

ρ_w = 水之密度

g = 重力加速度

D_{max} = 土壤顆粒之最大粒徑

q = 單位寬度之流量

h : 水頭高

利用 Buckingham π Method 尋找 π 群可得：

$$\pi_1 = \tan \phi \quad (4-2)$$

$$\pi_2 = n \quad (4-3)$$

$$\pi_3 = \frac{\rho_{sat}}{\rho_w} \quad (4-4)$$

$$\pi_4 = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (4-5)$$

$$\pi_5 = \frac{q}{\sqrt{gh^3}} \quad (4-6)$$

為了使得完全滿足模型之相似律要求，則模型之 π 群必須與原型之 π 群完全相等。因此可以滿足下列相似條件：

$$(\tan \phi)_m = (\tan \phi)_p \quad (4-7)$$

$$(n)_m = (n)_p \quad (4-8)$$

$$\left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_w} \right)_m = \left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_w} \right)_p \quad (4-9)$$

$$\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right)_m = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right)_p \quad (4-10)$$

$$\left(\frac{q}{\sqrt{gh^3}} \right)_m = \left(\frac{q}{\sqrt{gh^3}} \right)_p \quad (4-11)$$

針對以上因子進行討論：

1. 由(4-7)式可以知道現地靜態摩擦角 ϕ 必須與現地之靜態摩擦角 ϕ 相同，此為材料因子相同。
2. 由(4-8)式模型試驗之孔隙率必須控制與現場之孔隙率相同，此為材料因子相同。
3. 由(4-9)式可知，引發土石流之影響因子為清水，水之密度會隨著溫度而改變，但是改變之幅度不大，因此可以視為相同。
4. 由(4-10)式可得知，模型之土壤顆粒密度，必須與現場相同，因為所實驗之土樣，皆是從發生土石流的地點豐丘與神木採回來的，因此土壤之顆粒密度可以控制相同。
5. 由(4-11)式可以得知，單位寬度流量 q 為誘發土體發生崩潰時，一項重要的影響因子，其改變為設計不同的水頭，使得流量增加，討論因為水力梯度的提高，而造成土體之不穩定，所以其決定之條件在於水頭高度 h 的增加。
6. 由周必凡(1991)所建議，試體的寬度、厚度與最大粒徑 D_{max}

之比值必須大於 5，本次研究之模型尺寸為 100 cm× 30 cm × 30 cm，最大粒徑為 3.81 cm其比值為 7.87，所以不會有尺度效應的問題發生。

4-1-3 實驗流程

首先收集歷年以來土石流發生之紀錄，並且觀察現地土石流之特徵並且針對其特徵找出影響土石流發生影響因子，並且討論土石流發生影響因子何者為其最重要之影響參數，並以此參數作為模型設計上的依據。

其次找出土石流發生之影響重要參數後，以此決定模型的尺寸，模型尺寸的決定必須符合模型相似定律，一般的原則為要符合幾何相似、運動相似以及動力相似等。對於解決大地工程的問題上，大都保持幾何相似與運動相似為定值，而重力相似除了離心機模型能達到外，一般的縮小模型由於重力無法放大的關係，因此對於重力相似均不予以考慮。

找出模型相似定律後，便開始著手進行模型的建立。模型的建立包括滲流管尺寸與試體的鋪設，並建立供水系統其中供水系統的建立請參考第五章 試驗前之準備工作— 5-3-1 儀器之裝置—供水系統之建立有詳盡的介紹。試體之鋪設皆要與現地狀況保持一定，現地參數的決定，則是取決於土石材料的特性。土石材料特性的決定則分為下列兩項進行包括：現地採樣的進行，所採集의土樣必須為未擾動區，因為採集土流發生之堆積區的土樣，常常會因為土石顆粒過大，而沒有辦法進行室內實驗，另一方面在搬運的過程中也會極為不便，因為土石流堆積區的土石大小，有可能大到跟一棟小房子一樣大，所

以會有採樣上的困難；從現地採回來的土樣則必須進行一系列有關土壤試體本身的物理與力學參數的實驗，其中包括有：含水量試驗、土壤比重試驗、阿太堡試驗、篩分析試驗，大型直剪試驗等等。其中阿太堡試驗以及篩分析試驗等是為了決定土壤的分類，並且得到現地級配曲線用以決定土壤的均勻係數(C_u)、曲率係數(C_d)等，可以決定土壤的性質；土壤的比重試驗以及含水量試驗是為了求得土壤本身的參數，包括有土壤的孔隙比(e)、土壤乾密度(γ_d)、飽和度(ω)、臨界水力坡降(i_c)等等，其中臨界水力坡降則是作為模型試驗的參考數據。

最後將其建立之系統進行試驗實驗，實驗所要進行的項目包括有將土體夯實進入試驗水槽內部，因為採用定體積夯實法，所以不另外計算夯實能量，要求土體之乾密度值要與現地保持一致，在夯實的時候，分五層夯入試驗水槽內部，在最上層則是利用一特製鐵模，架在試驗水槽上方，將剩餘的土樣夯入試驗水槽內。埋設水壓計，並且利用測壓計量測出土體於固定水力梯度下，土體內部的水壓的變化。打開供水系統，使得土體本身受到滲流的影響，而產生沖蝕的現象，並觀察在不同的水力梯度下，實驗試體本身是否發生崩潰。並記錄下發生崩潰的時間，收集所沖蝕出的土石溶液，將這些土石溶液烘乾、秤重、紀錄、過篩以得到總沖蝕重量以及粒徑分佈曲線。若是試驗試體本身並未發生崩潰(發生在較小的水力梯度下)的現象，則進行長時間的觀察，等到所流出的土石溶液顏色變成清澈，便停止紀錄。將滲流的水頭高度紀錄與 Dupuit Theorem 中之最高滲流曲線(LOS)，如(3-18)所示：

$$h^2 = -2 \frac{q}{k} x + h_1^2$$

做驗證並討論其公式的正確性。

對於產生崩潰的模型試驗，則用臨界管湧公式如(3-44)所示：

$$\theta_s = \theta_{sc} \geq \sin^{-1} \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + S_f + S_c}{2\gamma_w + \frac{18\mu \cdot k}{n \cdot D^2} + \gamma_{sat}} \right\}$$

其中代入公式裡所要求的參數值，以驗證臨界管湧公式之正確性，並討論其正確性。

實驗中所紀錄的各項數據，可以表現出在不同的時間下，水壓計水頭高度的變化、總沖蝕土石量、單位時間的流量、單位時間所沖蝕出的土石量等等。並且水力梯度的變化與單位時間之總沖蝕量的關係，可以決定土體發生崩潰的臨界值，以求得臨界水力梯度。

4-2 大型直剪試驗之規劃

為了了解土石材料之力學性質，以及在滲流發生後，其力學強度的變化情況，進行大型直接剪力試驗，並模擬現地級配的方式，以縮小粒徑之等重量替代法來模擬，其規劃如下：

1. 模擬現地級配：

現地之堆積土石，超過 20 cm 以上之礫石比比皆是，因此我們不可能就現地進行剪力試驗，不但費時而且必須花費大量金錢，為了能夠有效的模擬現地級配情況，所以必須將粒徑縮小以便進行室內實驗，而縮小粒徑的方式，則採用等重量替代法。而粒徑大小的決定則依照值剪盒的尺寸來決定。就本研究而言決定最大粒徑為 38.1 mm。

2. 大型直接剪力儀器：

大型直接剪力儀器類似土壤直剪試驗儀，如照片 4-1、4-2 所示包括有荷重元(load cell)、壓力板、剪力盒以及量測系統等等。本次試驗所採用之大型直接剪力盒之尺寸為上剪力盒：35 cm× 35 cm× 10 cm；下剪力盒：60 cm× 35 cm× 10 cm。這樣變可以預防尺寸效應，另外在試驗的過程中也能夠保持受剪面積固定。

在荷重系統上之正向應力是由一油壓荷重系統來完成。油壓系統是由一油壓幫浦以及一垂直方向施力的油壓千斤頂所組成，經由兩側之垂直加壓桿，將垂直方向上的力以單點荷重的方式施加在承壓板上，承壓板在將正向應力傳到試體裡。油壓系統由調節閥控制施力大小，並可以控制施力過程中，能夠繼續保持一固定的垂直荷重；其最大正向應力為 10 噸。

在量測系統方面主要是由兩個荷重元以及資料擷取器(Datalog)可以記錄正向力與水平力之大小。

- ## 3. 另外大型直剪試驗也可以模擬當土壤發生崩潰時，隙粒料流失的現象，採用控制乾密度值，以及粒徑發生崩潰後的改變，重新配置土樣，進行大型直剪試驗，以求的細粒料流失後之剪力強度的改變。進行實驗所需要的配土重，如表 4-1、4-2 所示。

第五章 試驗進行前之準備工作

5-1 研究區域之簡介

南投地區屬於中央山脈的西翼和脊樑山嶺地質區，此區大部份是深灰或灰黑色劈理良好的硬頁岩(argillite)、板岩(slate)、以及千枚岩(phyllite)；也就是說，為經過變堅或變質的泥質岩石。這些岩石中常含有許多小石英脈。泥質岩在西部以硬頁岩為主，向東漸漸變為板岩或千枚岩。硬頁岩的定義是變堅的頁岩，只受過極輕微的擠壓；如變質度增高，較硬的頁岩就漸變為板岩。這些泥質岩石的變質度從本帶的西界向東邊的先第三紀基盤或中央山脈的核心地帶逐漸增強。

白色和灰色的砂岩在巨厚的頁岩層中構成另一個重要岩相，砂岩中通常夾有薄層或不規則凸鏡狀的石墨質煤或炭質頁岩。白色砂岩有時變為中粒至粗粒的石英岩，灰色砂岩則變為較細粒的硬砂岩。砂岩常成厚層塊狀，有時也夾有灰黑色使頁岩和板岩的互層。砂岩段和頁岩段之間的地層界線是屬於漸變的，在一般大比例尺的地質圖上都呈現犬牙相錯之狀。石灰質或泥灰質的凸鏡體或結核多散布在中央山脈高處的板岩中，層厚及層位不同而且不連續的礫石層或凸鏡體則出現在硬頁岩和板岩帶的東部及南部，所含的礫石部分來自變質基岩，部分來自硬頁岩和板岩。玄武岩質的碎屑岩和凝灰岩是這個泥質地層中最多的火山岩，多成散佈的不規則岩體，一般延展不廣；此外尚有少許安山岩、輝綠岩。以及其他不同成份的火山碎屑岩(見圖 5-1)。陳有蘭溪的地形數值模擬如圖 5-2 所示。

5-2 現地採樣

現地採樣的目的有兩個：

一、 獲取足夠的土樣進行室內實驗。

二、 求得現地的密度、含水量、粒徑曲線分佈作為實驗依據。

Johnson 等(1971)調查美國加利福尼亞州之土石流，在源頭部與堆積部採樣，結果發現土石堆積材料在源頭部與堆積部的粒徑分部曲線相似，如圖 5-3 所示。

所以 Johnson 認為土石流在傳輸的過程中，粒徑分佈的改變影響很小。但是若是採用堆積部的材料時，在採樣的標準上很難取捨，因為在堆積部之礫石，大者有可能跟一棟小房子一樣大，無法對其進行分析，因此決定採樣的地點原則為未受擾動之土樣，所以採樣的地點大都在地勢較高的地方，屬於土石流之發生部範圍，至於較高之地點，因為人員以及器具搬運的困難，所以也要考慮交通之因素。本次的實驗地點選為土石流災害發生仍然很嚴重的豐丘村及神木村進行採樣。

現地採樣步驟：

1. 選點

現地常因為施工與整治作業的實施，對於土石材料進行人為的清移與搬運，因此必須在勘查現地的地形且研判為非擾動區，並且配合一萬分之一相片基本圖，找出坡度為 15° 到 22° 之間之地區決定採樣地點。此次所採樣之地點豐在神木村為出水溪流域左岸，萬年神木前方約 200 公尺處，其座標依照二度分帶座標為(235115, 2602330)，高程為 1160m。如照片 5-1 所示。在豐丘則為豐丘野溪右岸一處民宅之附近，從豐丘國小旁往上走到最高

點為即為本次採樣地點，其高程為 560m，座標為(236620，2618655)。如照片 5-2 所示。

2. 整地

將表面的雜草與鬆土先予以剝除，約略整平後，再以噴漆繪出 1 米見方大致採樣位置，作為採樣參考範圍。在豐丘野溪因為表層植生較厚，因此將其挖掘約 50 cm 深之表層，直到土壤顏色與崩塌地表面顏色一致，皆為黃褐色。從此以下便開始進行人工挖掘，如照片 5-3 所示，在神木村，則因為其地處偏僻，因此無人工植生痕跡，僅將表層之野草清除，並且將其鬆軟之土石清除候，開始進行人工挖掘。

3. 人工挖掘

以鋤頭跟圓鍬進行人工開挖如照片 5-4 所示，盡可能平行原地地面挖掘，所挖掘之深度定為 0.9 公尺，並將挖出的土樣全部以袋裝過秤。各階段取出的土樣秤重完畢後，先全部以 76.2^{mm}(3") 方眼篩進行篩選，如照片粒徑小於 76.2^{mm}者，直接以準備好的大型塑膠袋袋裝，依照填裝順序予以編號，並以塑膠繩繫緊袋口防止水分散失，為了防止水分大量流失，或在搬運的時候，塑膠袋破裂，造成土壤顆粒的流失，或是水分的蒸發，因此用兩層塑膠袋包住並在外圍套入麻布袋將麻布袋綁緊攜回，實驗室以便於室內進行含水量及比重試驗。粒徑大於 76.2^{mm}(1.5") 者以夾具量測粒徑大小並秤重紀錄之。於大顆粒附著之細粒土壤，皆先以剛刷予以刷除然後秤重，並將大於 1.5" 以上的粗粒料上之細粒料收集，同樣用塑膠袋包好，全部帶回實驗室，進行篩分析。

4. 明坑之體積量測

明坑開挖時，由於粒徑大小不一，因此其開挖面並非一完整

平面，坑內礫石多呈現角狀。為了獲取較準確的體積，於挖掘工作進行完畢後，將 PVC 帆布鋪在試坑裡，如照片 5-5 所示。在選擇 PVC 帆布時，要挑選韌性很強，不易被刮破，但是又不能太厚，因為若是帆布太厚的話，會影響土體之體積。所以選擇之帆布材質為橘色 PVC 夾網帆布，為一三層布。將水倒入試坑內，求出總倒入水重，並除上現地之水密度，得到水體積即為土坑體積，除上土體總重量，包括已過 1.5" 以上拋棄之礫石以及 1.5" 以下所收集之總土重加上礫石重以求得明坑之現地工密度。

5-3 土壤基本物理性質之量測

5-3-1 現地含水量

將現場採回之土樣帶回實驗室後，先將土樣依照當初於現地採樣之編號排好，編號比較小者為上層土壤，編號比較大者為下層土壤，因此將編號分成三等份，每一等份選取出兩袋，將其裝入鐵桶內，放入烘箱，溫度設為 105°C，烘乾 24 小時候，取出秤重，並在放入烘箱內，再烘 24 小時，直到重量無變化為止。秤重，求出乾土重，得到上層、中層、下層含水量。並求其平均值，其值為現地之平均含水量，如表 5-1 所示。以此含水量作為實驗時配水之依據。

5-3-2 篩分析

一般來說做篩分析之目的為求取土壤顆粒粒徑分佈曲線，並且求得其均勻係數、曲率係數，以作為土壤分類依據。粒徑分佈曲線採用半對數座標，其目的在縮短水平比例尺，令曲線不會過於延伸過長，並沒有其他特殊意義。在篩分析進行時，所採用之方法依照 ASTM D452-85 之方法為乾篩法，進行乾篩法之缺點為細顆粒土壤容易在敲

擊粗礫石飛走或是黏附在粗顆粒上不易敲下，或者是因為敲擊太用力，而導致礫石破裂，因此為了使細粒料不流失，並且容易使得粗顆粒上之細粒料容易跟粗粒料分離，並且不因為敲擊的因素使得礫石破裂，因此在本次實驗中全部採用濕篩法。濕篩法之原理很簡單，就是將所有採回來的土樣全部泡水，接著在利用標準篩來過篩，為了使篩分析進行容易，先將所有土壤顆粒放入疊套好之篩網，篩號分別為 $1''$ 、 $\frac{1}{2}''$ 、 $\frac{3}{8}''$ #4 等，先進行粗顆粒之分類。分類好之土壤全部泡水，浸泡時間約為一天以上，使得粗顆粒與細顆粒分離即用篩網進行分析，分類土壤時，將大顆之礫石挑出，剩下之土石溶液再用 #10、#40、#200 篩進行土壤分類。之前通過 #4 之細顆粒土壤也是用 #10、#40、#200 篩等進行分類。剩下小於 #200 以下的細粒料土壤顆粒，在將其全部混合在一起，將所有過完篩的土樣全部放入烘箱烘乾，溫度不能調太高，為了避免土壤裡一些有機質等被烘乾，因此溫度調為 50°C 。濕篩法所得之土石顆粒表面乾淨，比一般用乾篩法所得之土石顆粒表面還有很多細粉，或是土壤團粒等附著在粗顆粒表面，更能得到較佳之土壤現地級配分佈曲線，而且不會低估細顆粒之含量。利用濕篩法所得到之豐丘與神木之現地級配曲線如圖 5-4 所示。

5-3-3 阿太堡實驗與比重試驗

依照 ASTM D4318，D427-83 上規範所規定，潮濕之黏性土壤，在乾燥過程中，歷經液性、塑性、固體、半固體、固體等四種狀態，此因為含水量的變化，而改變土體的狀態、強度，稱為稠度。土壤在這四種狀態之界線含水量稱為阿太堡限度，一般土壤通過 #200 號篩大於 12% 則必須取通過 #40 篩的土壤來做分析，其試驗步驟請詳見規範。所得到之結果，豐丘之液性限度(LL%)為 24.5%，塑性限度(PL%)

為 18.85%，其塑性指數(PI)=5.65%；神木之塑性指數則為 NP。

比重試驗則依照 ASTM D854-83 之規範所規定來進行，結合以上所得之基本土壤物理參數將之整理如表 5-2 所示。依照這些土壤之基本物理性質，我們利用統一土壤分類法(Unit Soil Classification System,USCS)以及配合 Casagrande 之塑性圖(Bowel，1982)可以得到神木之 USCS 分類為 GW-GM；豐丘為 GM-GC。其工程性質就神木而言為優良級配之礫石，並且是沉泥質礫石，透水性好，其剪力強度值良好；就豐丘而言，是屬於沉泥質到黏土質礫石，透水性不佳，剪力強度值普通。

5-4 室內實驗儀器之裝置與試驗之配置

5-4-1 儀器之裝置

為了模擬在在不同的水壓梯度時，土體的沖蝕量，因此在實驗室儀器之架設時，必須考慮有下列數項：

1.供水系統：因為本實驗所考慮的是定水頭試驗，因此保持固定的水力梯度，是為最重要的考量。依照定水頭實驗的精神，水頭高度不能超過土體本身的高度為 30 cm，所以必須要考慮的小流量的沉水馬達。本次實驗所採用的供水系統是將水頭由低水頭的地方抬生到高水頭，所使用之沉水馬達其規格為最大功率：20W、最大流量：

$12 \frac{l}{min}$ 、最大高程：1.8m。利用沉水馬達將水抽到儲水箱內，儲水箱的設計除了有一個出水口之外，另外裝置有依各一流口，使得多餘的水可以排除。在儲水箱的出流口到試驗模型的進水口之間利用塑膠軟

管將之連接。為了使得流量不致於過大，在試驗箱模型本身除了有進水口之外，另外設計有一個排水口以及一個水箱，排水口的設計是為了可以將多餘的水排掉，使得水頭保持在固定的高度或是在實驗進行結束後，可以將水分迅速排除，以利清運。另一方面，也可以利用開關的開口大小，使得流量不會過大，無法達到所要求的水力梯度，並且可以保持在固定的水位高度。其展示如照片 5-6 所示。

2. 量測系統：本實驗所要量測的數據包括有：總水頭高、沖蝕量、土體本身再受壓時之水位的變化、時間、土壤本身之剪力強度(ϕ)與土壤凝聚力(c)等。其中總水頭高度、沖蝕量、時間、水位變化等等，是於模型試驗槽中於實驗進行中所量測，因此對於這些數據之量測，必須於實驗進行中量測，因此必須建立相關系統。於總水頭高度量測部分，利用直尺由底部往上量測，計算出總水頭高，在扣除高程，便可以得到土體受壓之水頭高度；於沖蝕量部分，因為試驗本身土體一端受水壓，一端是屬於開放狀態，因此必須在開口端裝置一土壤盛箱，以接納因為土體因為水力梯度而產生的沖蝕量如照片 5-7 所示；土體內部的的水壓變化數據量測則是在試驗模型本身鑽的九個孔洞，分別在底部鑽三個孔洞，在側面鑽六個孔洞，六個孔洞的位置分別是上下各距離 10 cm，前後各距離 30 cm，於底部三個孔洞的位置則是擺在試驗模型的中間，也就是左右各距離 15 cm，前後各距離 30 cm，如照片 5-8 所示。再者將量測水壓的陶瓷介質擺入土體中，若使土體中有水的話，其水便會流入陶瓷介質中，土壤顆粒不會流入，此陶瓷介質之孔隙非常小，其孔徑大小為一個孔徑大小，可以容納 3 個水分子通過，因此可以避免甲護作用(armoring effect)。利用透明塑膠軟管連接陶瓷介質與測壓管，讀取測壓管上的讀數，便可以得到土體本身的水

頭高度，用以量測土體本身水壓的變化。紀錄方式則是利用 3 百萬像素數位相機將影像擷取下來，讀取其讀數。

3. 為了方便觀察水在土體內部的流動情形，因此在本次滲流槽的構成是由 2 cm 厚的透明壓克力板所組成，並且為了變免土壓力以及水壓力而造成滲流槽壓克力板的變形，所以在槽身周圍用半工字鋼鈑將槽身固定住如照片 5-9 所示。

5-4-2 試樣之配置

依照現縮小級配之精神，將現地採樣所得之現地級配曲線，利用等重量替代法縮小級配曲線，等重量替代法之原則為 #4(細顆粒)以下之比例保持不變，#4 以上則依照最大通過粒徑，將其曲線移動所欲選擇之最大粒徑，在最大粒徑和通過 #4 百分比之間則用一曲線連接，如此便可以得到現地之縮小級配曲線，如圖 5-5、圖 5-6 所示。接著計算試驗模型之體積(0.09M^3)，現地之乾密度，再利用所求之縮小級配曲線，如此便可以得到每一個標準篩號上之累積重量，再計算含水量得到所須配置之總水重，最後將之混合在一起攪拌均勻，其神木與豐丘之參數如表 5-3 所示。最後將攪拌好的土體覆蓋住，靜置三天，使得土壤得以充分的養護，讓水分均勻地將土壤濕潤，三天後取出約 500g 之土樣求其含水量，檢查含水量是否有接近現地含水量，若是差太多，則重新配置土樣。如此土樣便可以準備好作為試驗用土樣。試樣準備好以後，以定體積夯實法的方式將土體夯入滲流槽內部，分五層夯實，要求乾密度保持與現地一致，不另外計算夯實能量。為了避免上層的夯實不足，因此就上層夯實部分加上一特製鐵模，套在滲流槽頂端，將土樣全部裝入鐵模內，繼續夯實。在夯實完成後，接著將頂部多餘的土壤利用鐵尺以及毛刷刮除乾淨，使得上端保持平整如

照片 5-10 所示。接著將滲流槽頂部加蓋並且利用螺絲旋緊固定，用以防止水溢流到滲流外如照片 5-11 所示。頂部加蓋處與滲流槽本身黏有橡皮墊片，可以防止水從縫隙中流走。另外為了加強防水效果，在所有接縫處，皆塗上透明的矽膠，用以加強防水效果。滲流槽的前擋部分拆除，使得滲流槽前端為一開口狀態，以便收集滲流後所沖蝕之土壤顆粒。

第六章 實驗結果與討論

6-1 大型直剪試驗

大型直剪試驗是為了了解材料在不同的含水量，以及不同的級配曲線下強度變化的情形。就本次的研究而言，討論剪力強度在現地含水量之下與土體受到水力梯度的影響，使得細顆粒流失，造成土體本身的強度變小。所以針對此一性質做出討論。

6-1-1 粒徑分佈曲線

由前面所討論的滲流實驗部分，可以了解到土體必須達到某一程度上細顆粒的流失後，土體本身才會發生管湧。由圖可以知道其粒徑分佈曲線在發生沖蝕後，其細顆粒部分的曲線會有降低的現象，這表示著土體本身的孔隙因為細顆粒的流失而變大。就土體內部而言，在未受滲流沖蝕影響的時候，其土體的密度、鬆緊程度、顆粒表面的粗糙度等等是構成土體本身強度的重要因素。在土體本身因為滲流的關係造成細顆粒的流失，土體的密度、鬆緊程度變差等，會造成土體本身的強度降低。由此可知細顆粒因為滲流的流失，是造成土體管湧的機制。

6-1-2 大型直接剪力盒試驗

為了了解土體本身因為細顆粒的流失，而造成剪力強度降低的影響，所以進行大型直剪試驗。為了考慮尺度效應的影響利用縮小級配粒徑分佈曲線使其縮小其結果如圖 4-5、4-6 所示，由圖所示考慮最大粒徑為 38.1 mm，這是因為考慮尺度效應的問題。由圖 6-1 所示可得

知試體尺寸與強度之關係約在 $\frac{D}{d_{\max}}$ 大於 11 之後便不會有太大的影響 (Marsal, 1969)。一般則是建議為試驗儀器之直徑必須大於最大粒徑的五倍。在本次的實驗中，最大粒徑為 38.1 mm，而剪力盒上盒的尺寸為 35 cm× 35 cm× 10 cm，其比值為 9.18，所以沒有尺度效應的問題。直接剪力試驗的結果如圖 6-2，6-3 所示。此剪力盒為下拉式剪力盒，分上下兩盒，下盒較上盒大，因此其受剪面積均勻。當土體受剪的時候，其剪力強度值會越來越高，而達到一個峰值，稱之為峰值強度，此為土體本身在將要被剪斷之際，最大的強度值。當土體被剪斷後，其強度迅速減弱，其強度值反應出土體材料與材料之間的剩餘強度值，稱為殘餘強度。在本次的試驗中神木的剪力摩擦角 ϕ 為 38.91° ，其視凝聚力為 0kpa。豐丘之剪力摩擦角為 35.52° 其視凝聚力為 0.16kpa，其強度較神木為小。而在土體剪斷之後之殘餘強度值就神木來說其剪力摩擦角為 36.52° 下降約兩度，其視凝聚力則為 0kap。豐丘之殘餘剪力摩擦角則為 32.26° ，下降約三度。不論是峰值強度，或是殘餘強度，皆比神木還要來的小。

6-2 滲流實驗

以本次的滲流試驗精神而言，對不同的研究區域豐丘以及神木等等在不同的水力梯度變化下，土體本身所受的影響，觀察流量的變化、土壤沖蝕率、單位濃度的變化、以及水位變化，並且分析這些影響因素。最後跟 Dupuit Assumption 之最高滲流線(LOS)以及臨界管湧公式做一驗證，求出臨界管湧之水力梯度，作為土石流災害防治之依據。水力梯度的設計為採用平均水力梯度 0.11、0.22、0.3、0.63 等。

6-2-1 流量分析

在進水口閥門一開的時候，水位迅速到達所設計的水頭高度，若是以開閥門口開關為時間計時得起點，則流量會隨著時間的而趨進穩定，這是因為試體本身的長度約為 100 cm，所以水流經到土體開放端的時間也會隨著梯度的不同而改變。如圖 6-4 所示。就實驗的觀察所得，實驗進行約過了一小時左右變會趨進於穩定這是因為水將土壤之孔隙填滿，使得土體達到飽和狀態，所以流量變得穩定其結果如圖 6-5、6-6 所示。但是就高水頭而言，在流量還沒有達到穩定的時候，便發生管湧的現象。例如向神木在發生管湧的時間為 45 分鐘，其流量為 $4.02 \frac{l}{min}$ ；豐丘發生管湧的時間為 17.52 分鐘，其流量為 $4.67 \frac{l}{min}$ 。皆為流量並未達到穩定的時候即發生管湧，但是除了高水頭之外，其餘實驗小水頭的流量皆有一定的穩定流量。

6-2-2 土石濃度分析

如圖 6-7、6-8 所示，土石濃度在梯度為 0.11 以及 0.22 之下，隨著時間的增加而土石濃度漸漸減少。根據實驗時所觀察之結果可得知，在較小的水力梯度下如 0.11、0.22，所沖蝕出來的溶液顏色會越來越淡，甚至跟清水的顏色會非常接近。在進行較大的水力梯度 0.3、0.63 試驗時則是在土體發生管湧的時候，土石濃度會突然提高。由圖 6-7、6-8 所示之圖形會發現，在開始實驗的前面一段時間裡，也就是流量並未達到穩定的時候，這時候的土石濃度會有明顯提高的趨勢，但是會慢慢的降下來。這是因為水會將試驗模型前擋部分土石細顆粒先行沖走，因為這些細顆粒直接與外界接觸，並不是在土體的內部，

所以在前擋部分的細顆粒會被先行沖蝕，但是隨著時間的增加，細顆粒被沖蝕的量，會漸漸減少，若是在小的水力梯度下，其流線較緩，所以其攜帶顆粒的力量不夠，土體也就不會發生管湧的情形。所以在開始試驗的前面一段時間裡，雖然土石濃度會有增加的情形，但是比較重要的是在當流量達到穩定的時候，土體發生管湧的情況。

6-2-3 沖蝕量分析

如圖 6-12、6-13 所示，沖蝕量與土石濃度的曲線形狀類似，由圖上我們可以知道單位時間的沖蝕量在較小的水力梯度下如 0.11、0.22，其沖蝕量會越來越小，但是在較大的水力梯度下如 0.3 則會先維持一段穩定的沖蝕量，直到土體突然發生管湧，在更高的水力梯度如 0.63，則沖蝕量會不斷的上升，也代表著土體無法承受大水力梯度的沖蝕。在水力梯度為 0.3 的試驗裡，我們可以發現不論是神木或是豐丘，其單位時間的沖蝕量都會先維持一段穩定的狀態，但是到了一定的時間之後，則土體會發生管湧的情形，可以解釋為在土體發生滲流的時候，因為較大的水力梯度，土體的細顆粒部分(通過#4 號篩的土壤)不斷的被沖蝕掉，造成支撐土體的粗顆粒部分(大於#4 號篩的土壤)之間的孔隙因為沒有這些細顆粒的填充，所以造成結構上之不穩定，也就會有管湧的情形發生。在判斷管湧的情況而言則是以土體若有局部的破壞的發生，即判斷土體之結構發生不穩定，因為在局部破壞之後，土體本身的滲流長度會縮短，而造成水力梯的提高，更是增加其管湧的危險性。

求出臨界的水力梯度為其重點，所以將水力梯度的與單位時間沖蝕量做一比較，其結果如圖 6-11、6-12 所示。從圖上可以得知，單位時間的沖蝕量與水力梯度之間的關係為在達到某一臨界狀態之後，其

沖蝕量會突然的變大，呈現出指數式的增加。利用做圖的方式將土體沒有發生管湧的部分連成一線，將土體有發生管湧的部分連成一線，則其交點之橫座標即為臨界水力梯度。其結果顯示豐丘與神木之臨界水力梯度皆為 0.288。

6-2-4 總水頭變化分析

在進行滲流沖蝕實驗的同時紀錄水位的變化，其結果如圖 6-13、14、15、16、17 所示。進行結果之分析：

在滲流實驗進行的時候，並非一開始便會反應出其應該有的總水頭高度，而是必須經過一段時間大約為 1 小時後，其總水頭水位才能正確的反應出應該有的水位高度。通常實驗進行若是超過一小時以上的時間，其水位變化並不大，而九根測壓管之值會趨進於一致，形成一自由水面，此其為總水頭的高度，而水則是在這曲線下流動，如此可以研判土體應該達到飽和狀態。

在水力梯度較小的實驗中，如圖 6-13 所示，開口端出口處並沒有滲流高度的發生。也就是滲流之流出點其座標應為(100, 0)的位置。

在高水頭的試驗中，其開口端發生滲流沖蝕的地方，水並非是從座標(100, 0)的地方流出，而是有一個滲流高度 D_d ，也就是說水會從滲流高度以下的地方源源不斷的流出。

若是將滲流時實際的總水頭高度連接起來如圖 6-18、19、20、21 所示我們可以得到最高滲流曲線(LOS)，也就是自由水面曲線。而且當水力梯度越大的時候，其滲流出水高也就會越大，如神木在水力梯度為 0.3 之出水高為 3 cm，在水力梯度為 0.22 時之出水高為 1.5 cm 左右；豐丘在水力梯度為 0.3 時之出水高為 3.5 cm，在水力梯度為 0.22，出水高為 3.5 cm。另外我們可以得知當水力梯度越小的時候，自由水

面的等勢能線越會與 Dupuit Assumption 理論值接近，而梯度越大的時候，因為有滲流高度的影響，所以其等勢能線的自由水面，並不會跟 Dupuit Assumption 理論值重合。在理論曲線，與實際的自由水面之間的差值之出水高度，並非等勢能線，也不是自由水面，而是等壓力線。在進行高水頭試驗(水力梯度為 0.6)的時候，因為陶瓷頭水壓計本身反應不夠迅速，所以無法很正確的反應出真正的自由液面的高度，所以無法進行討論，僅僅能就單位時間的沖蝕量來進行分析。

6-2-5 管湧分析

如(3-44)所示之臨界管湧發生公式：

$$\theta_{sc} = \sin^{-1} \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + S_f + S_c}{2\gamma_w + \frac{18\mu \cdot k}{n \cdot D^2} + \gamma_{sat}} \right\} \quad (3-44)$$

假設管湧發生時，因其被沖蝕掉之顆粒與大氣接觸，而其餘部分與其他土壤團粒接觸面積約為一半，因此顆粒單位體積表面積總有效摩擦力 S_f 與表面總有效凝聚力 S_c 之總表面積必須考慮減少一半，因此 S_f 與 S_c 可以表示為 S_{fh} 與 S_{fc} 。已知：

$$\begin{aligned} S_f &= 2\bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \sqrt{1 + 2k_0^2} \cdot \frac{A}{V} \\ &= 2 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D_{85} \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1 + 2k_0^2} + \frac{A}{V} \\ &= 2 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D_{85} \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1 + 2k_0^2} \end{aligned} \quad (6-1)$$

其意義為取一個土粒粒徑 D 為深度之垂直有效應力，可以表示成在 $\frac{A}{V} = 1 \frac{1}{cm}$ ，第一個被帶走的有效粒徑。所以 D 可以定義為管湧發生時之最大有效粒徑，而其值因為每一研究區域的土壤特性並不一樣，所以必須由實驗來決定。

$$\therefore S_{\theta} = \frac{1}{2} S_f = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D_{85} \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1 + 2k_0^2}$$

$$S_{cf} = \frac{1}{2} S_c = \sqrt{3} \cdot \bar{c} \cdot \frac{A}{V}$$

所以臨界管湧公式可以定義為：

$$\sin \theta_{sc} = \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) \left[(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + D \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{(1 + 2k_0^2)} \right] + \sqrt{3} \bar{c}}{2 \cdot \gamma_w + \frac{18 \mu k}{n \cdot D^2} + \gamma_{sat}} \right\} \quad (6-2)$$

公式裡的參數如表 6-1 所示，將神木與豐丘的參數代入(6-2)方程式裡可以得當管湧發生時其最高滲流曲線(LOS)與水平之夾角，若是大於管湧發生臨界角則土體會發生管湧，根據分析的結果分析如下：

從現地縮小級配曲線中可以得到，神木之最大有效粒徑 $D_{100}=38.1$ mm，而豐丘之最大有效粒徑 $D_{100}=38.1$ mm，若是將最大有效粒徑 D_{100} 之值代入管湧臨界公式中可以得到神木之 $\sin \theta_s=0.99$ ， $\theta_s=82.85^\circ$ ；豐丘所得到的 $\sin \theta_s=0.95$ ， $\theta_s=71.02^\circ$ 這非常的不合理，所以若是用最大有效粒徑 D_{100} 代入臨界公式的話，很顯然的並不太適當，因為粒徑為 38.1 mm 算是粗粒料粒徑，滲流所產生的滲流力並沒有辦法將這麼大的顆粒沖走。

接著考慮用最小有效粒徑 D_{10} 代入方程式中，可得知神木之最小有效粒徑 $D_{10}=0.1$ mm，而豐丘之最小有效粒徑 $D_{10}=0.074$ mm，將其參數代入方程式中，則神木之 $\sin \theta_s=0.43$ ， $\theta_s=25.34^\circ$ 與豐丘之 $\sin \theta_s=0.14$ ， $\theta_s=8.17^\circ$ 則顯然與實驗的現象並不符合，因為發生管湧現象的水力梯度為 0.3，其自由水面之最高滲流線與水平之夾角，就神木來說為 41.5° ，而豐丘為 47° 。所以不論用最大有效粒徑 D_{100} ，或是最小有效粒徑 D_{10} ，皆不能驗證實驗時發生管湧的時候，臨界滲流角 θ_{sc} 之值。以水力梯度為 0.22 來討論，神木在水力梯度為 0.22 時其自由水

面之 $\theta_s = 31^\circ$ ，而豐丘之 $\theta_s = 33^\circ$ ，如果就臨界公式來討論的話 $\theta_{s, \text{豐丘}} > \theta_{sc, D_{10}}$ 所以土體應該發生管湧，但是就實驗的結果來看，並未有發生管湧(piping)的現象，而其土石濃度，反而會越來越低。同理 $\theta_{s, \text{神木}} > \theta_{sc, D_{10}}$ ，所以神木也應該要發生管湧的現象，但是其結果顯示，也沒有發生管湧的現象，所以不論是用 D_{100} 或是 D_{10} ，其結果皆不甚理想。

因為用最大有效粒徑 D_{100} 或是最小有效粒徑 D_{10} 其分析結果皆不甚理想，因此考慮找出能夠符合現地發生滲流沖蝕的臨界管湧公式，其方法為：

由水力梯度的變化與土壤沖蝕量的關係，我們可以知道豐丘與神木發生局部管湧之水力梯度為 0.288，若就試驗模型來看，其土體長度為 100 cm，因此其入水口處的水頭高程為 $0.288 \times 100 = 28.8$ cm。若假設 Dupuit Assumption 可以成立，利用 Dupuit Assumption $h^2 = -2 \frac{q}{k} (x - 100)$ ，可以得到如圖 6-23 之自由水面，量測其自由水面與水平面之夾角得到為 35° ，若是以 $\theta_{sc} = 35^\circ$ 為發生管湧時之臨界滲流角，再將若干代表粒徑代入方程式(6-2)，求其發生管湧時之最大有效沖蝕粒徑。

決定之代表粒徑為 D_{85} 、 D_{60} 、 D_{30} 等等，若將 D_{85} 代入方程式(6-2)可得 $\sin \theta_{s, \text{神木}} = 0.81$ ， $\theta_{s, \text{神木}} = 54.53^\circ$ ，並沒有在 $31^\circ \sim 41.5^\circ$ 的範圍內； $\sin \theta_{s, \text{豐丘}} = 0.72$ ， $\theta_{s, \text{豐丘}} = 46.13^\circ$ ，也沒有在 $33^\circ \sim 47^\circ$ 的範圍內。若考慮將 D_{30} 代入方程式(6-2)中，可得 $\sin \theta_{s, \text{神木}} = 0.45$ ， $\theta_{s, \text{神木}} = 26.98^\circ$ 不在實驗滲流角範圍 $31^\circ \sim 41.5^\circ$ 內； $\sin \theta_{s, \text{豐丘}} = 0.41$ ， $\theta_{s, \text{豐丘}} = 24.50^\circ$ ，也沒有在滲流角 $33^\circ \sim 47^\circ$ 內，所以 D_{85} 與 D_{30} 與實驗結果並不相符。若是考慮將 D_{60} 代入方程式(6-2)中，可得 $\sin \theta_{s, \text{神木}} = 0.6$ ， $\theta_{s, \text{神木}} = 37.10^\circ$ 在

臨界滲流角的範圍內；同理 $\sin \theta_{s, \text{豐丘}} = 0.57$ ， $\theta_{s, \text{豐丘}} = 35^\circ$ 也在實驗的範圍內，因此嘗試將臨界管湧公式改為下列式子：

$$\sin \theta_{sc} = \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) \left[(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + D_{20} \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{(1 + 2k_0^2)} \right] + \sqrt{3c}}{2 \cdot \gamma_w + \frac{18\mu k}{n \cdot D_{60}^2} + \gamma_{sat}} \right\} \quad (6-3)$$

若實驗所得到滲流角度 θ_s 大於臨界滲流角 θ_{sc} ，會發生管湧現象。

6-2-6 滲流沖蝕後之粒徑分析與管湧破壞

在管湧發生後，分析其粒徑分佈曲線如圖 6-24、6-25 所示，其粒徑分佈曲線，會稍微下降的趨勢，但是對於粗粒料(>#4 篩)之粒徑分佈曲線改變量並不大，甚至可以說是沒有改變，但是對於細粒料(<#4 篩)而言，其改變的幅度比較大，因此可以得知在整個土體的在達到臨界管湧的時候，主要沖蝕的部分，以細粒料為主要成分，雖然粗粒料並沒有被沖蝕掉，但是隨著細粒料的流失，使得土體本身的結構不穩定。也就是說原本填充於粗粒料間的細粒料被沖蝕後，使得土體的孔隙變大，變得無法支撐土體，而發生崩潰。在本次的實驗中以發生局部崩潰後變停止紀錄，局部崩潰後的結果如照片 6-1 所示為神木在水力梯度為 0.3 時，發生局部管湧破壞，照片 6-2 則為神木在水力梯度為 0.11 時，經過四天的觀察後，其滲流出來的液體顏色越來越淡，接近於無色，於是變停止觀察，照片 6-3 是神木在水力梯度為 0.63 時，發生之大歸模管湧破壞，但是仍是屬於局部的，不同的是因為水力梯度較高，因此大都發生在試驗箱的右半邊。照片 6-4 則是豐丘在水力梯度為 0.3 時所發生的局部管湧破壞，其破壞形狀，與豐丘相似。

第七章 結論與建議

7-1 結論

1. 最高滲流線(LOS)的求法應該要考慮到其滲流出水高 D_d 的影響， D_d 平面本身為一等壓力面。
2. 在滲流實驗開始的時候，其土石濃度、沖蝕量之曲線圖會先有升高的趨勢，但是隨即下降，這是因為在滲流槽前端與大氣接觸的細顆粒部分會先流失，但是這些流失的細顆粒並不會影響土體本身的強度與土體本身的形狀。
3. 就滲流沖蝕的影響而言，其沖蝕濃度會隨著水力梯的增加而呈現指數式的增加，可以利用做圖的方式以求得臨界水力梯度。就臨界水力梯度而言，神木與豐丘皆為 0.288。
4. 針對臨界管湧發生公式而言，若是用最大有效粒徑 D_{100} 則會做出非常不合理的值。用最小有效粒徑則會低估其臨界水力梯度 θ_{sc} ，若是依照此原則，使得在很小的水力梯度下，土體也會發生管湧的現象，不合乎實驗現象。為了適當的評估其臨界水力坡降，則選擇不同的粒徑來驗證當土體發生管湧時之最大有效粒徑，其選擇粒徑為 D_{85} 、 D_{60} 、 D_{30} ，其中發現以 D_{60} 最能代表當神木與豐丘地區之邊坡發生管湧時之最大有效粒徑。

5. 由於臨界管湧公式最大有效粒徑必須由實驗來決定，因此對於臨界滲流角的求得必須由最大粒徑決定後，才能定出臨界滲流角。由實驗所決定的最大粒徑為 D_{60} ，而神木與豐丘的臨界滲流角分別為 $\theta_{sc \text{ 神木}}=36.57^\circ$ 、 $\theta_{sc \text{ 豐丘}}=35.02^\circ$ 。
6. 由實驗的結果顯示，滲流沖蝕對於神木與豐丘地區粒徑分佈曲線結果影響並不大，但是因為細顆粒的沖蝕流失下，土體本身的強度以及其結構都會變的非常的不穩定，極易發生管湧的現象，必定會先發生局部管湧，最後則是管湧的範圍加大，造成全面性的崩潰，而引發土石流，所以針對此一特性，對於神木以及豐丘等土石流較易發生的地區，不能不做特別的防治。

7-2 建議

1. 就一般的模型分析而言，尺寸是越大越好，本次研究之試驗水槽尺寸為 30 cm× 30 cm× 100 cm，算是小型的水槽。建議應該採用更大型的試驗水槽進行試驗，這樣越能夠跟現地的情況符合。
2. 本次水槽試驗的組數太少，所以就很多的性質像臨界水力梯度的求法，臨界管湧公式的求法，因為其試驗組數略為少數，所以不能將其整體上的趨勢找出來，以後實驗方向上，應該增加其實驗的組數，在利用統計上樣本取樣的原則，選取在信賴度區間的樣本來做分析。

3. 考慮試驗模型的幾何形狀，因為在本次的研究中是採用矩形土壩的模式來進行實驗，但是我們知道在現地的地形不可能這麼的簡單，因此考慮以後進行土壩模型幾何形狀的設計，以討論出在何種幾何形狀的土石材料堆積物中，最容易發生管湧的現象。
4. 土體發生管湧時的最大有效粒徑的探討，因為土壤在發生管湧的時候，能夠攜帶的最大粒徑，稱為最大有效粒徑，我們由實驗中可以知道土體發生管湧之前其細粒料會不斷的被帶走，直到土體本身的強度變弱，而造成全面性的崩毀，這也是土石流發生的原因之一。所以應該對於容易發生土石流的地區，多進行實驗，找出對於堆積土層發生管湧現象的最大有效粒徑。
5. 除了對於土石流容易發生的地區進行研究之外，應該也將沒有發生土石流的地區納入一並考量，探討影響因子，對於其土體的影響程度，以便能夠做出整合與歸納。

參考文獻

1. 沈茂松(1994), "填方壩滲流路徑與管湧破壞之研究", 工業技術學院營建工程研究所, 博士論文。
2. 丁伯欣(1999)"土石流模擬材料之力學性質與透水特性研究", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
3. 何敏龍(1997), "土石流發生機制與流動制止結構物之研究", 台灣大學土木工程研究所, 博士論文。
4. 林炳森、馮賜陽、李俊明(1993)"礫石層土石流發生特性之研究", 中華水土保持學報, 第 24 卷, 第一期, 第 55-64 頁。
5. 吳素慧(1997), "南投縣信義鄉神木村出水溪土石流動現象之探討", 台灣大學地理學研究所, 碩士論文。
6. "地下水動力學", 李俊亭、王愈吉主編, 地質出版社。
7. 黃漢誠(1999), "擋土牆排水砂箱試驗與數值模擬之研究", 台灣大學農業工程研究所, 碩士論文。
8. 鄭乃元(2000), "土石流材料破壞之研究", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
9. 林聖琪(2000), "灰渣與地工防水膜介面摩擦特性之探討", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
10. 林基源(1992), "花蓮銅門村土石流災區堆積材料之研究", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
11. "有限元素法邊坡穩定分析之安全係數訂定" 中興工程顧問社 (1995)。
12. 江秉龍(1984), "邊坡漸進式破壞之極限平衡分析法" 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。

13. 陳進發(1990), "洩降下土壩滲流縮小模型研究", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
14. "泥沙運動學", 錢寧編著, 科學出版社, 1991。
15. "應用水文學" 上冊, 易任、王如意編著。
16. 高至華(1999), "利用大型單剪儀量測卵礫石土剪力強度可行性之評估", 朝陽科技大學營建工程研究所, 碩士論文。
17. 游叡研, (1999), "飽和孔隙水壓激發行爲之模擬", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
18. "岩土工程要義—山崩與地陷" 廖日昇編著。
19. 周文孝(1994), "土石流發生的穩定分析", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
20. 尹承遠、翁勳政、吳仁明、歐陽湘 (1993), 台灣土石流之特性, 工程地質技術應用研討會(V)論文集, 工研院能資所, 新竹, 第70-90 頁。
21. 江志俊(1987), "超額孔隙水壓與地盤運動相關性之研究", 台灣大學土木工程研究所, 碩士論文。
22. 行政院國家科學委員會專題研究計劃成果報告—土石流發生危險度及時分析與評估系統(二), 范正成教授, 計劃編號: NSC89—2625—Z—002—022。
23. 洪如江 (1992), 坡地災害防治(一) 重點科技叢書第六輯, 行政院國科會編印, 32 頁。
24. 林柏壽(2000), "河岸邊坡土體崩滑形成土石流之流出特性" 逢甲大學土木及水利工程研究所, 碩士論文。
25. "實用土壤力學手冊" 沈茂松編。
26. 張石角 (1988-1992), 台灣過去二十年重大崩山災害及其對受影

響地區之自然和社會環境之影響(一~五)，行政院國科會防災科技報告 77-42、78-89、79-56、80-25、81-49。

27. Cannon, S.H. and S.D. Ellen(1985), "Rainfall Conditions for Abundant Debris Avalanches in San Francisco Bay Region California", California Geology, Vol.38, No.12, pp.267-272.
28. Keefer, D.K., R.C.Wilson, R.K. Mark, E.E. Brabb, W.M.Brown, S.D. Ellen, E.L. Harp, G.F.Wieczorek, C.S. Alger, and R.S. Zatkun. (1987) "Real-Time Landslide Warning During Heavy Rainfall", Science, Vol.238, pp.921-925.
29. Wieczorek, G.F. (1987), "Effect of Rainfall Intensity and Duration on Debris Flows in Central Santa Cruz Mountains", California, Flows/Avalanches: Process, Recognition and Mitigation, Geological Society of America.
30. Auer, K. and A. Shakoor (1993), "A Statistical Approach to Evaluate Debris Avalanche Activity in Central Virginia", Engineering Geology, 33, pp.305-321.
31. Campbell, R.H. (1975), "Soil Slips, Debris Flows, and Rainstorms in the Santa Monica Mountains and Vicinity, Southern California", U.S. Geological Survey Professional Paper 851.
32. Johnson, K.A. and N. Sitar (1990), "Hydrologic Conditions Leading to Debris-Flow Initiation.", Can. Geotech. J. 27, p789-801.
33. Wieczorek, G.F., G. Mandrone, Lee DeCola(1996), "The Influence of Hillslope Shape on Debris-Flow Initiation", Debris-flow Hazard mitigation: Mechanics, Prediction, and

assessment Proceedings of First International Conference. p.21-31 °

34. Dupuit , J , " Etudes theoretiques et pratiques Sur le mouvement des eauxanx decouverts et a travers les terrains permeable , 2nd et , Dunod , Paris(1863) °
35. Experimental studies on the effect of pipeflow on through partitioning , R.C.Sidle , H.Kitahara^b , T.Terajima,Y.Nakai^c , Journal of Hydrology 165(1995)207-219 °

表 1.1 土石流發生記錄

	土石流發生時間	造成降雨的原因	災害描述
新安橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風	道路、橋涵受損
新山橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風	道路、橋涵受損
郡平橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風	道路、橋涵受損
郡坑橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風	道路下方沖毀造成五人死亡，另外於河灘邊地上的養豬戶，因為陳有蘭溪暴漲，造成八人死亡。
上安橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風	道路、橋涵受損
95.5k	民國 85 年 8 月 1 日 1~2 時	賀伯颱風	路基受到淘刷
豐丘	1. 民國 74 年 8 月 23 日 19:00 2. 民國 75 年 8 月 22 日 18:50 3. 民國 85 年 7 月 31 日 11~12 時 4. 民國 87 年 6 月 9 日 18~19 時	尼爾森颱風 韋恩颱風 賀伯颱風	造成兩人死亡，房屋倒塌 10，戶果園淤積約 10 公頃
香蕉橋	民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風	橋台傾斜，學校沖毀。
新興橋	民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風	橋台傾斜，道路沖毀。
神木村六鄰	民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風	淹沒民宅及車子，造成五人死亡
神木國小	民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風	道路橋樑受損

(劉哲欣，2000、地工技術雜誌 57 期，P. 32~P. 37)

滲流對土壤顆粒流失及其對土壤力學性質與土石流發生之影響

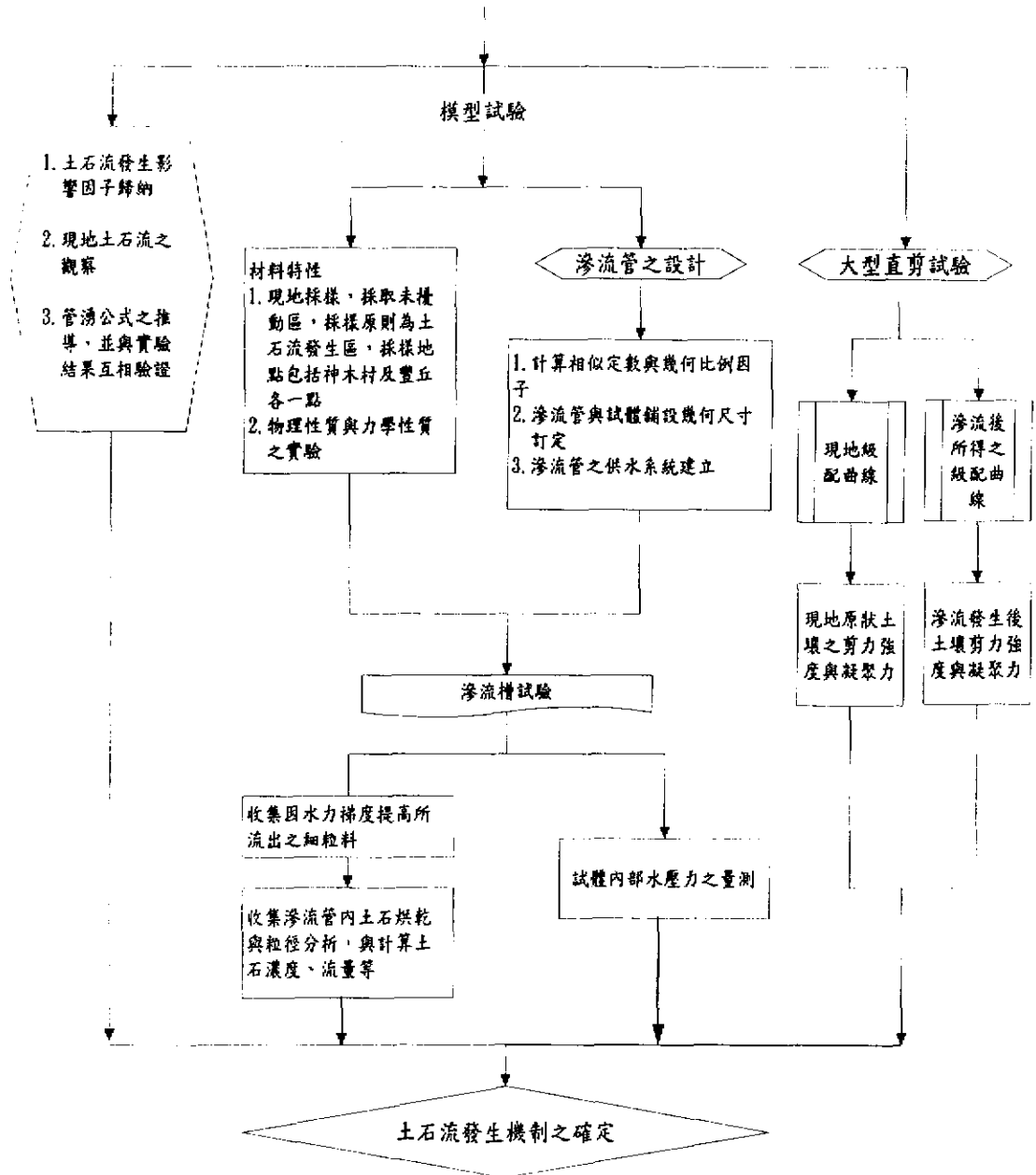


圖 1-1 研究流程圖

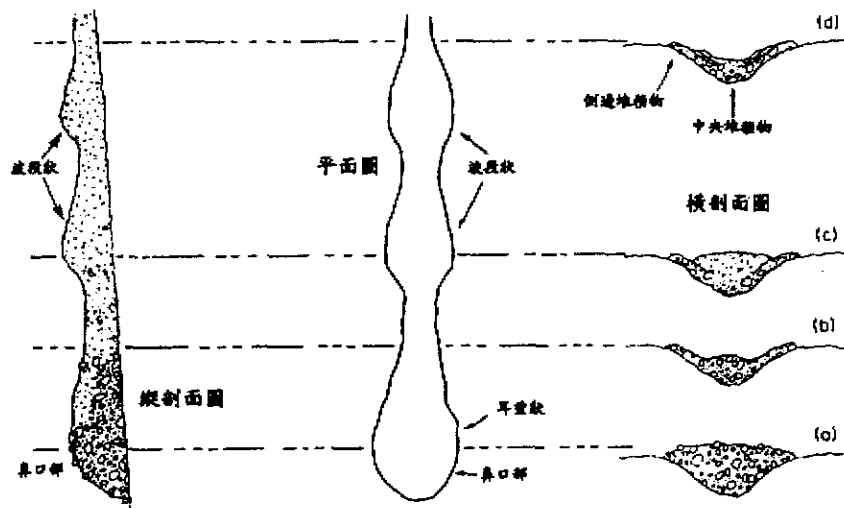


圖 2-1 土石流流態與各波段群粒大小以及分佈(Johnson, 1965)

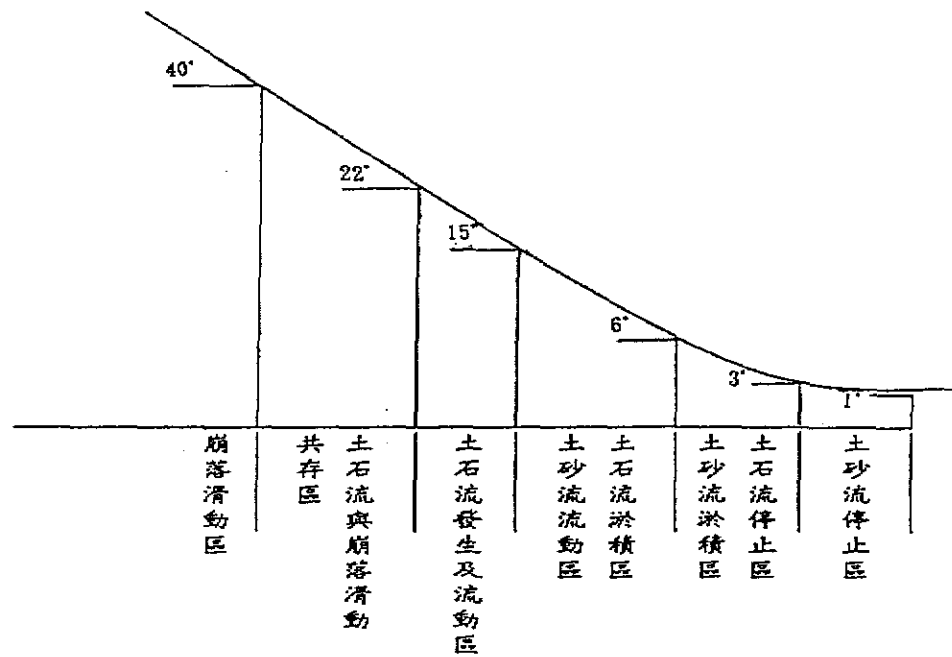


圖 2-2 溪床坡度與可能發生之土石現象(施邦築、謝正倫, 1998)

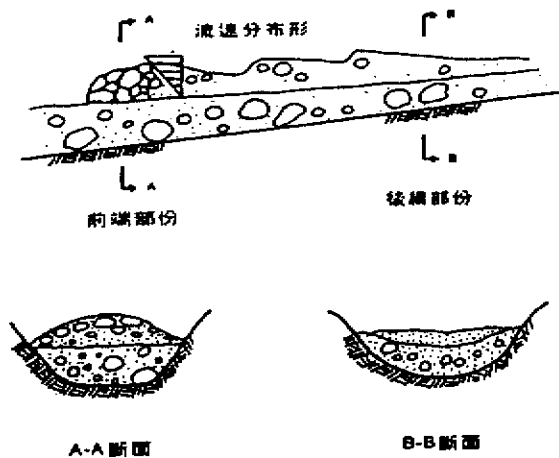
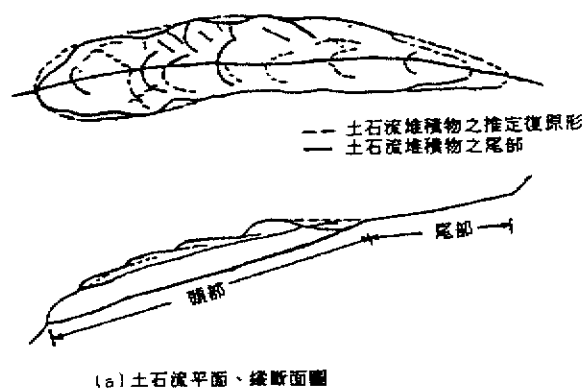
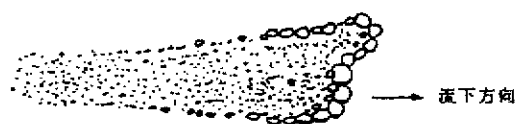


圖 2-3 土石流流動之縱斷面圖



(a) 土石流平面、縱斷面圖



(b) 土石流堆積物主要粒徑分佈

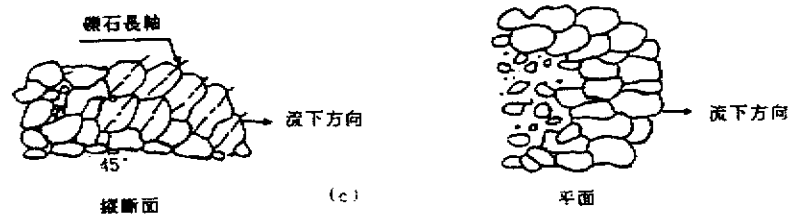


圖 2-4 土石流顆粒前端排列

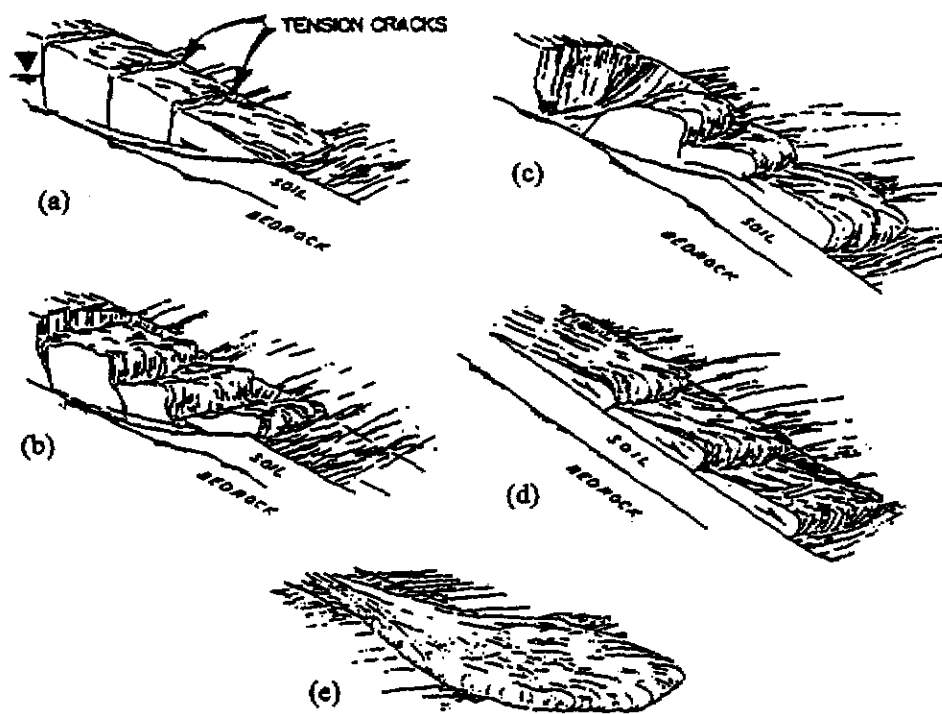


圖 2-5 土石流/土石崩之發生過程(Baldwin II, 1987)

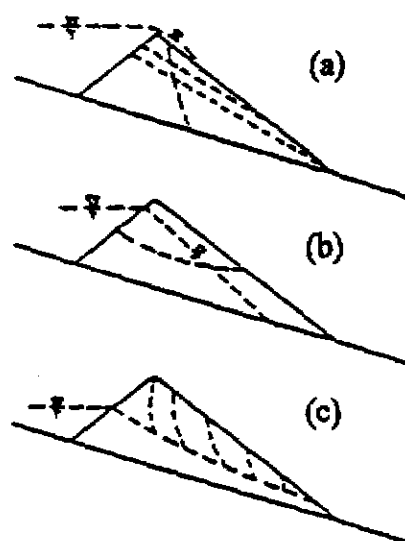


圖 2-6 天然土石壩之三種破壞型式(Takashi, 1991)

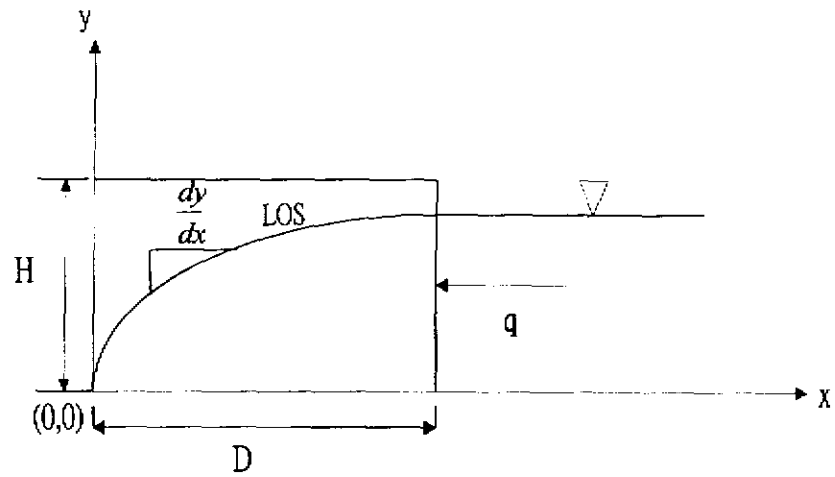


圖 2-7 Dupuit Assumption 之矩形壩

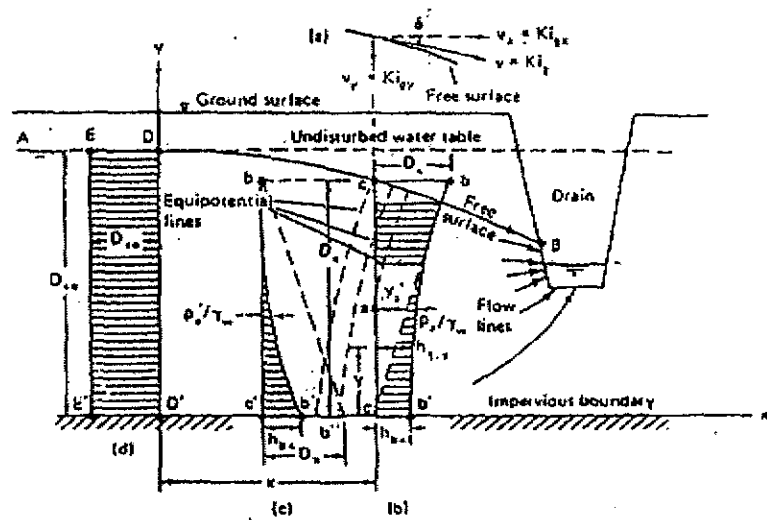


圖 2-8 Kashef(1965)修正 Dupuit Assumption 矩形壩，考慮滲流線的總水頭、壓力水頭的分佈。(a)速度分量、(b)x 距離 cc'斷面的總水頭分佈圖、(c)x 距離 cc'斷面壓力水頭分佈圖、(d)x=0，在 DD'斷面總水頭分佈(Kashef, 1987)

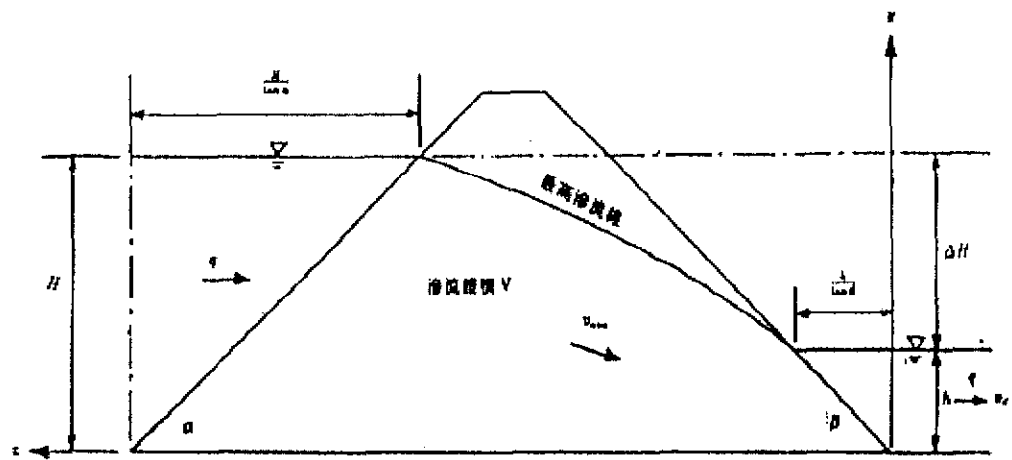


圖 2-9 梯形土壩之資料(沈茂松, 1994)

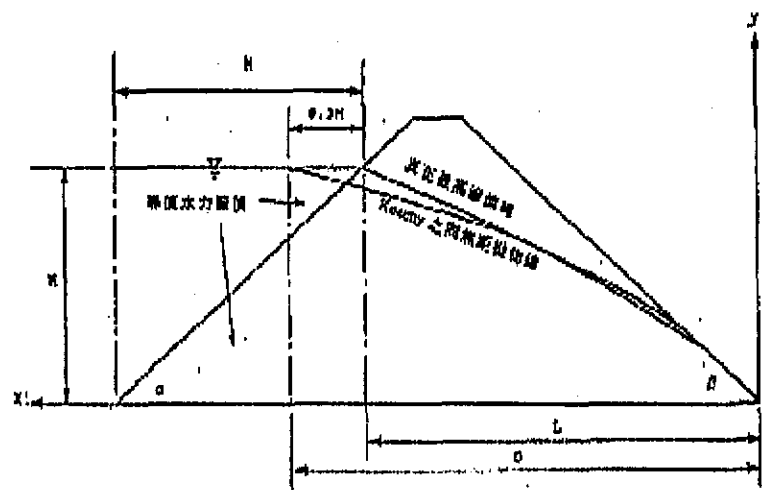


圖 2-10 Kozeny 之同焦距拋物線

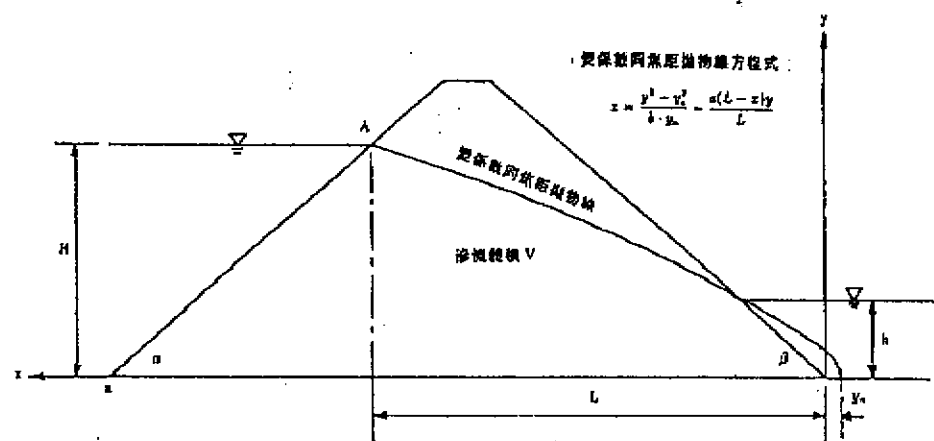
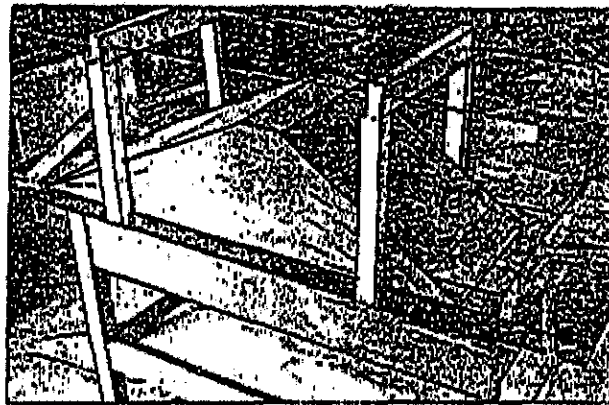
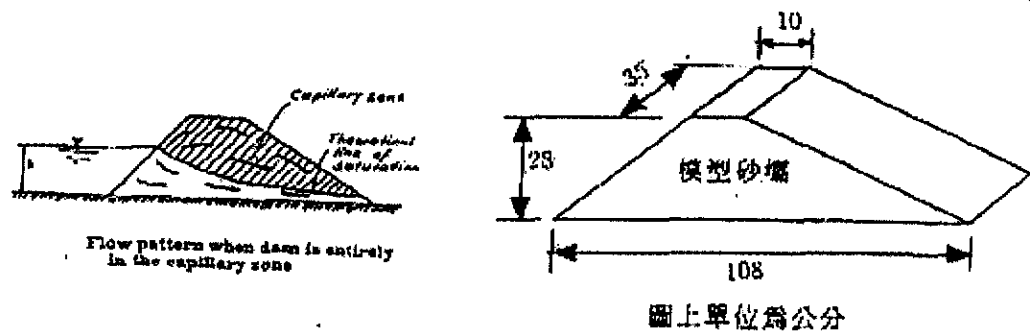


圖 2-11 滲流體積與變係數同焦距拋物線



模型砂壩 lined at $h/h_0 = 0.2$

圖 2-12 Keer 模型水槽與模型砂壩之尺寸大小(Keer1959)

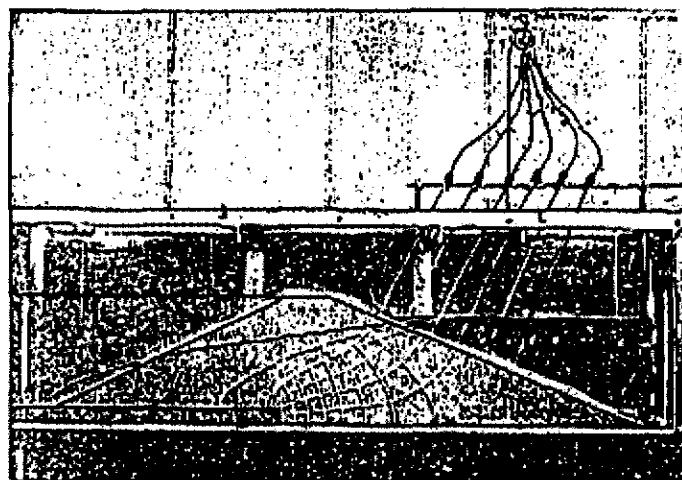


圖 2-13 Jumikis 製作之模型水槽與模型砂壩(Jumikis, 1962)

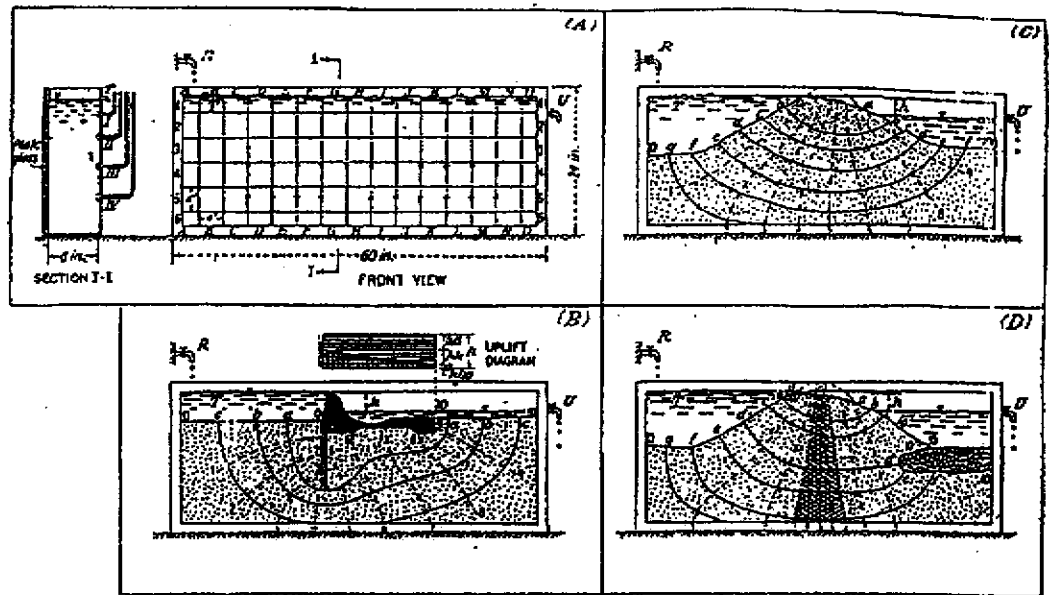


圖 2-14 G.P Tschebotarioff 之滲流水槽與試驗模型(Tschebotarioff, 1973)

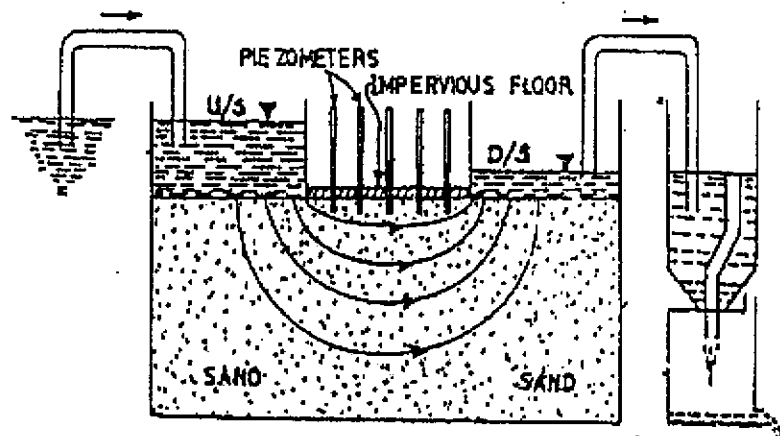
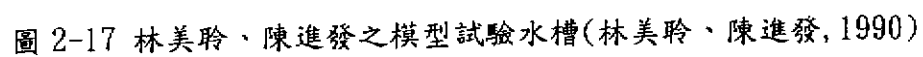
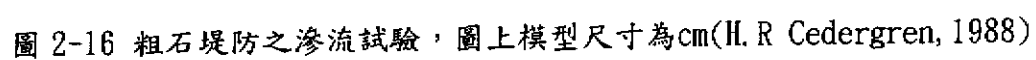


圖 2-15 Alam Singh 之試驗水槽模型(Aiam Singh, 1975)



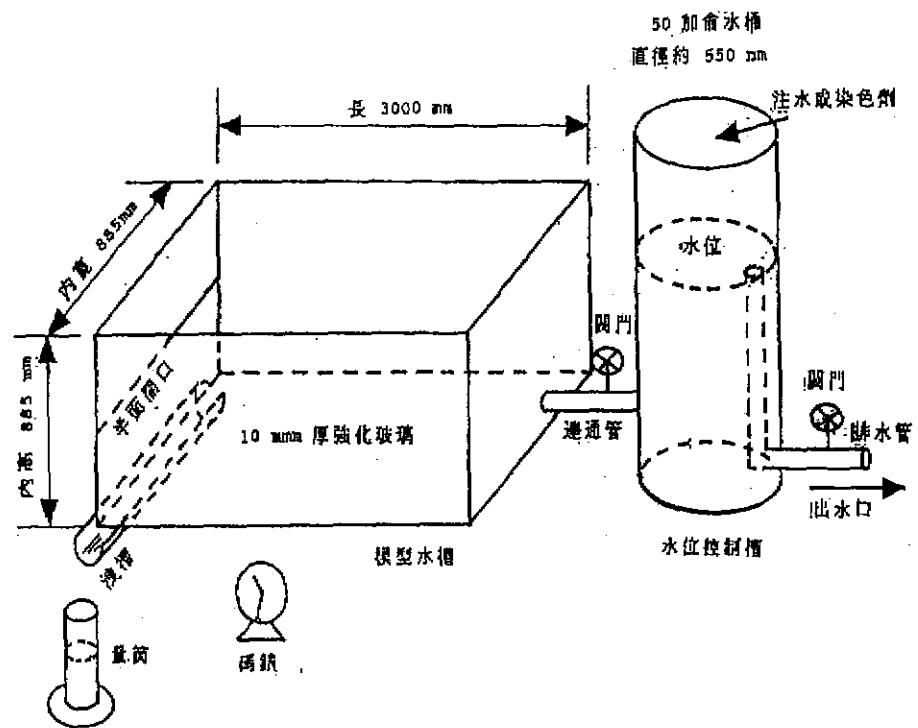


圖 2-18 沈茂松之試驗水槽與水位控制槽(沈茂松, 1994)

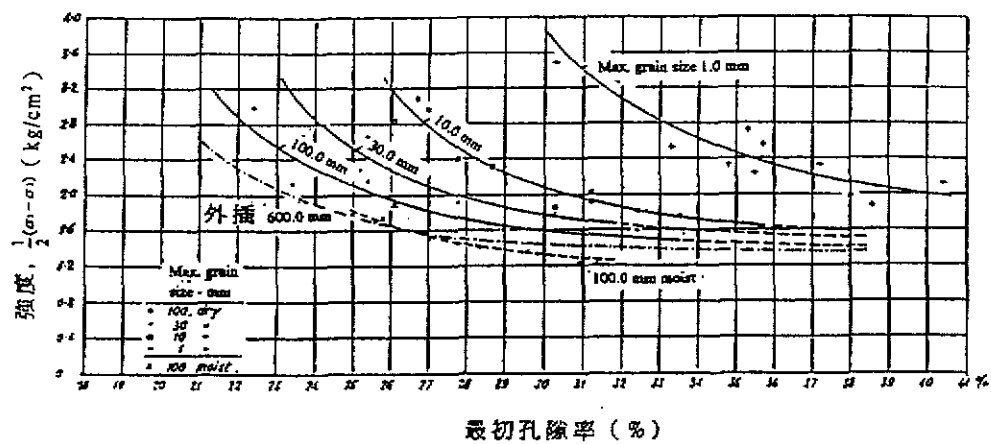


圖 2-19 以剝除法求孔隙率、強度與最大粒徑之間關係

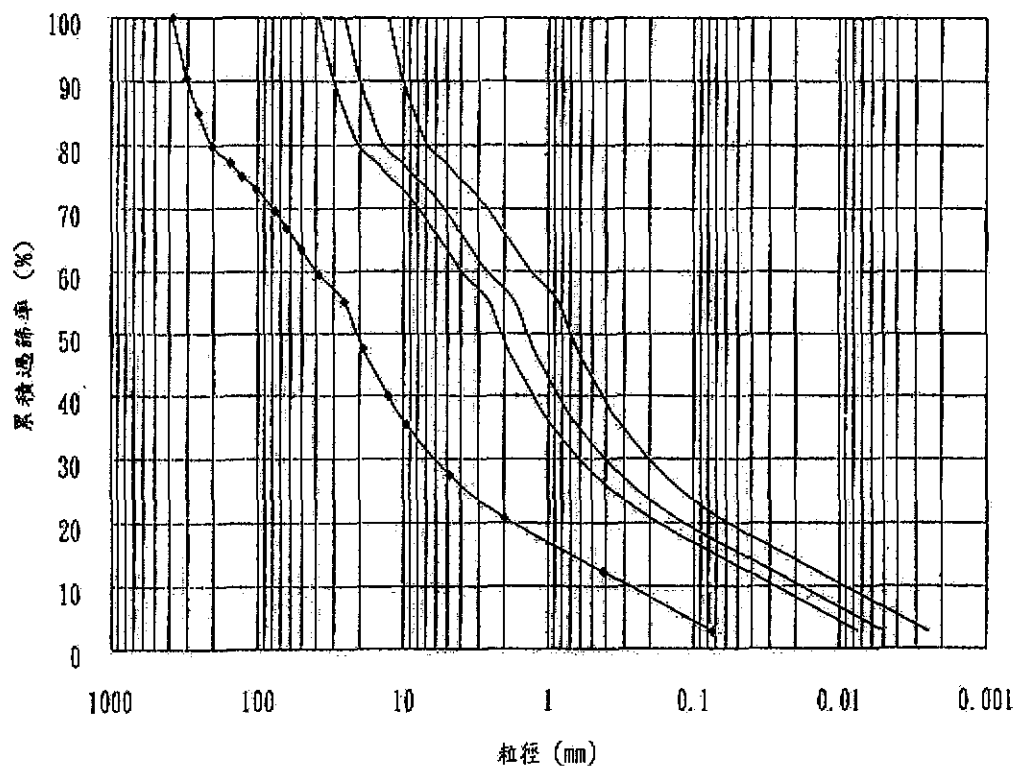


圖 2-20 平行級配法示意圖

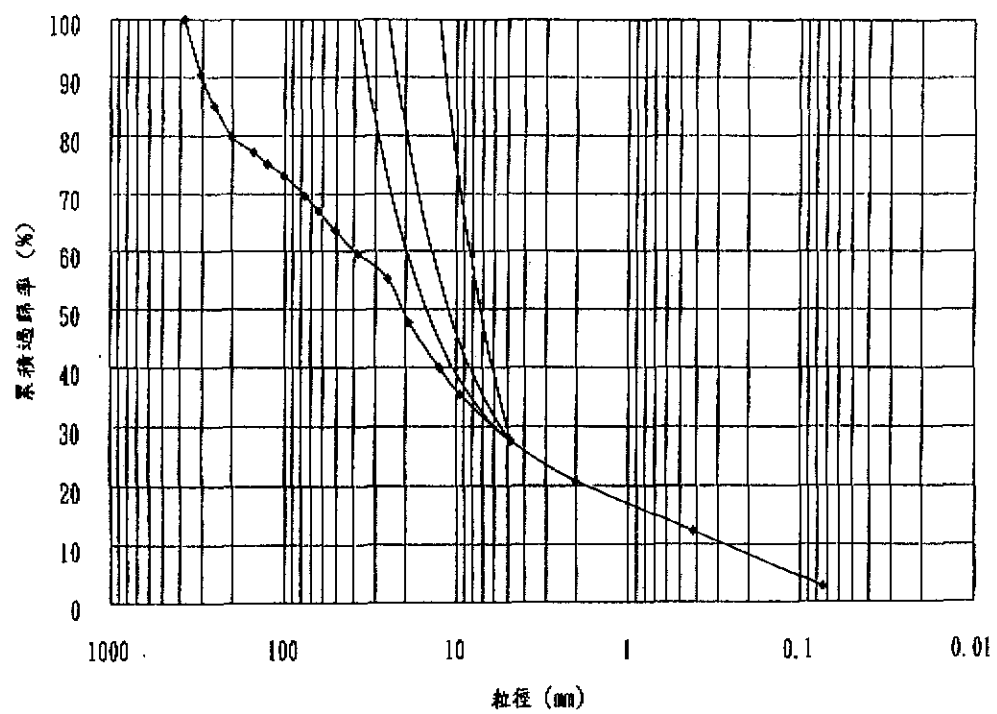


圖 2-21 等重量替代法之示意圖

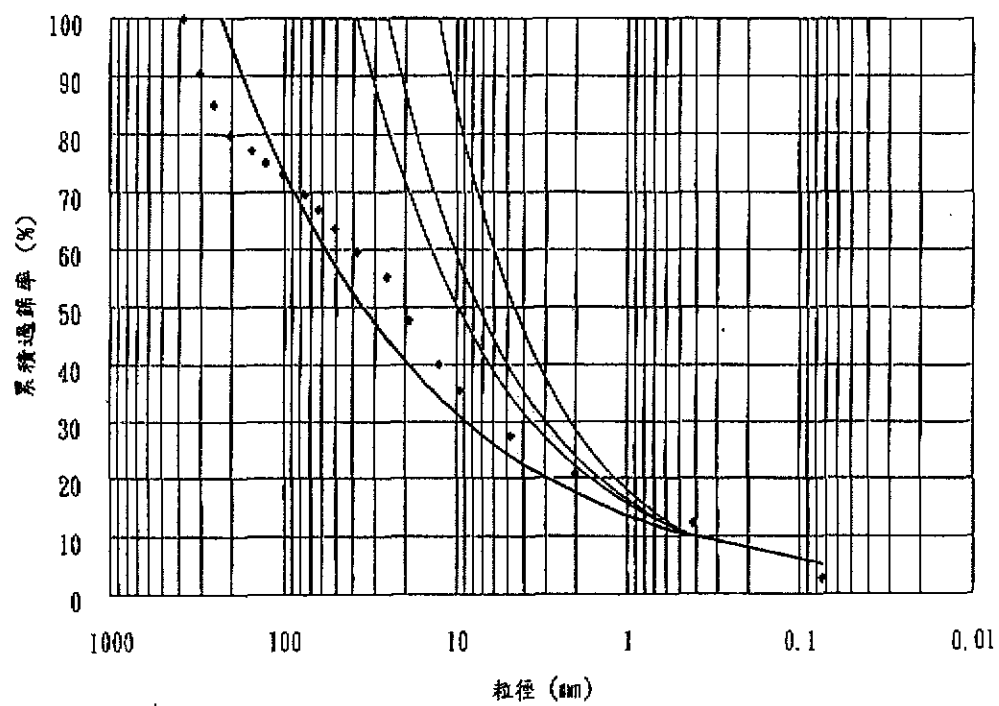


圖 2-22 改良式等重量替代法之示意圖

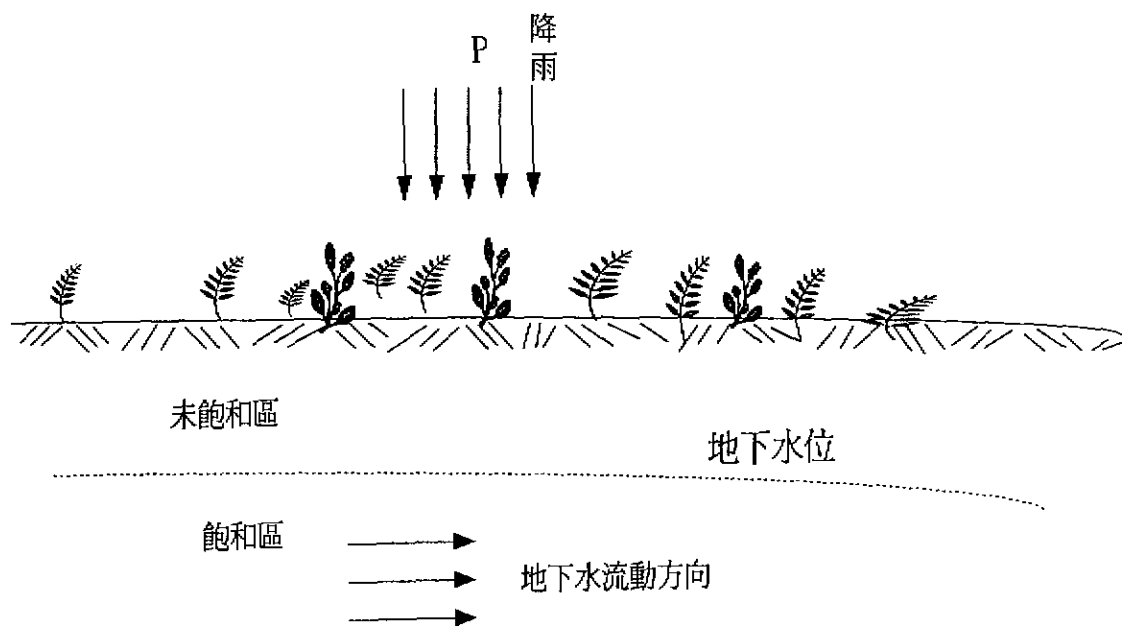


圖 3-1 地下水在堆積土層內流動示意圖

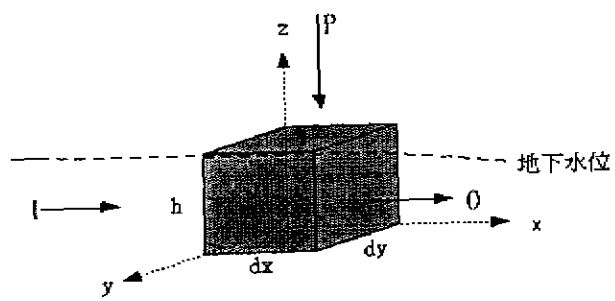


圖 3-2 微量元素塊分析圖(differential element)

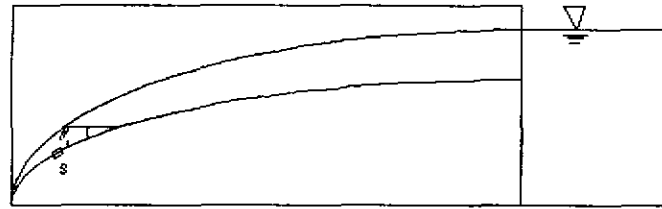


圖 3-3 矩形壩管湧分析

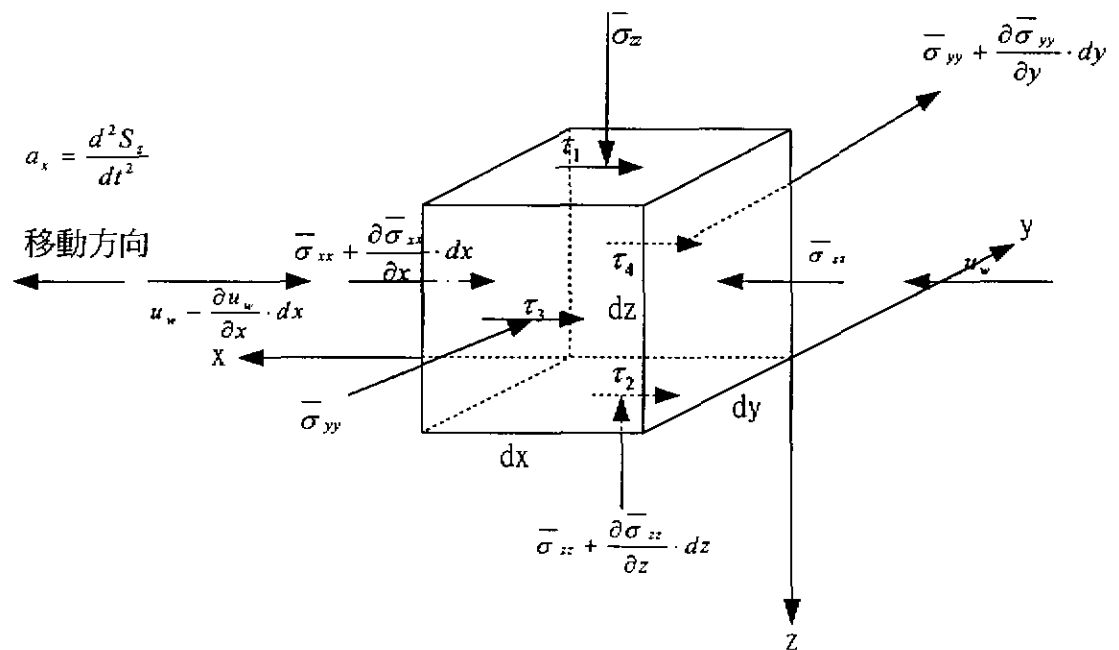


圖 3-4 方體元素所受向下滲流線之力圖分析

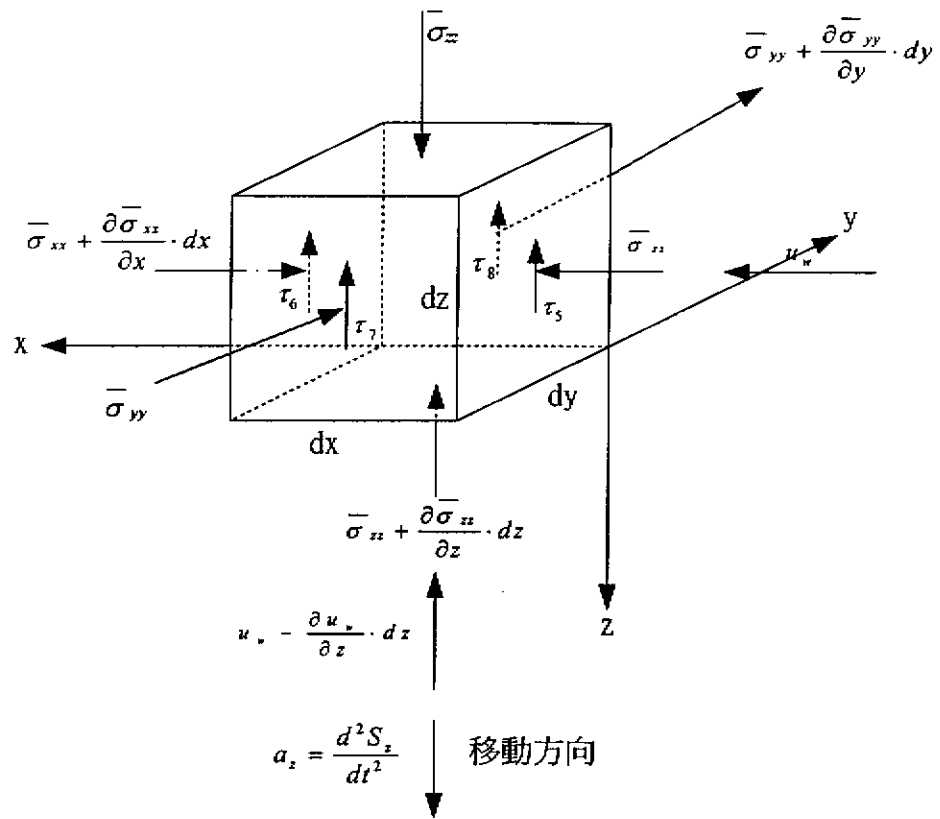


圖 3-5 方體元素於 z 方向上之受力與運動情形

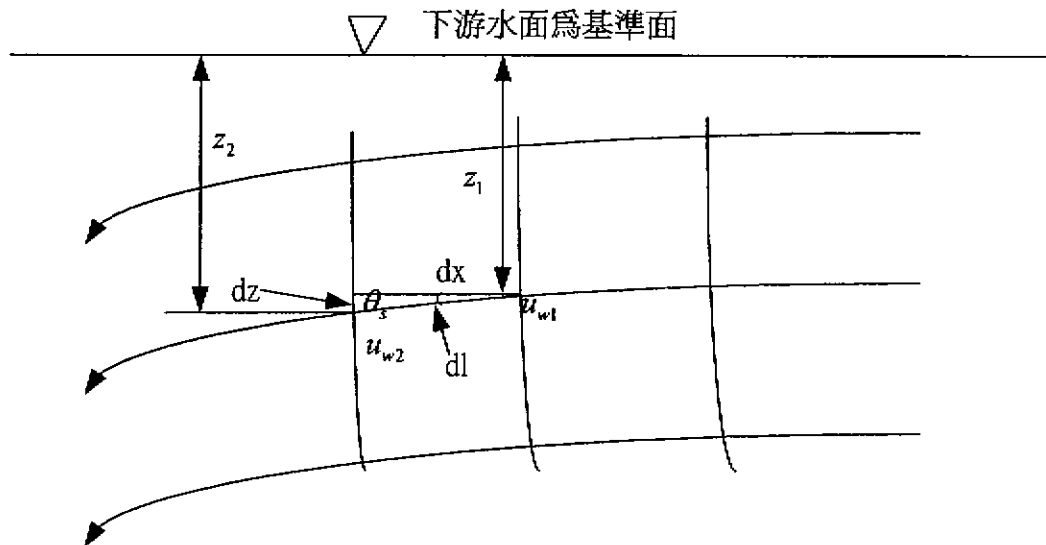


圖 3-6 滲流線、滲流水壓與滲流高程之關係圖

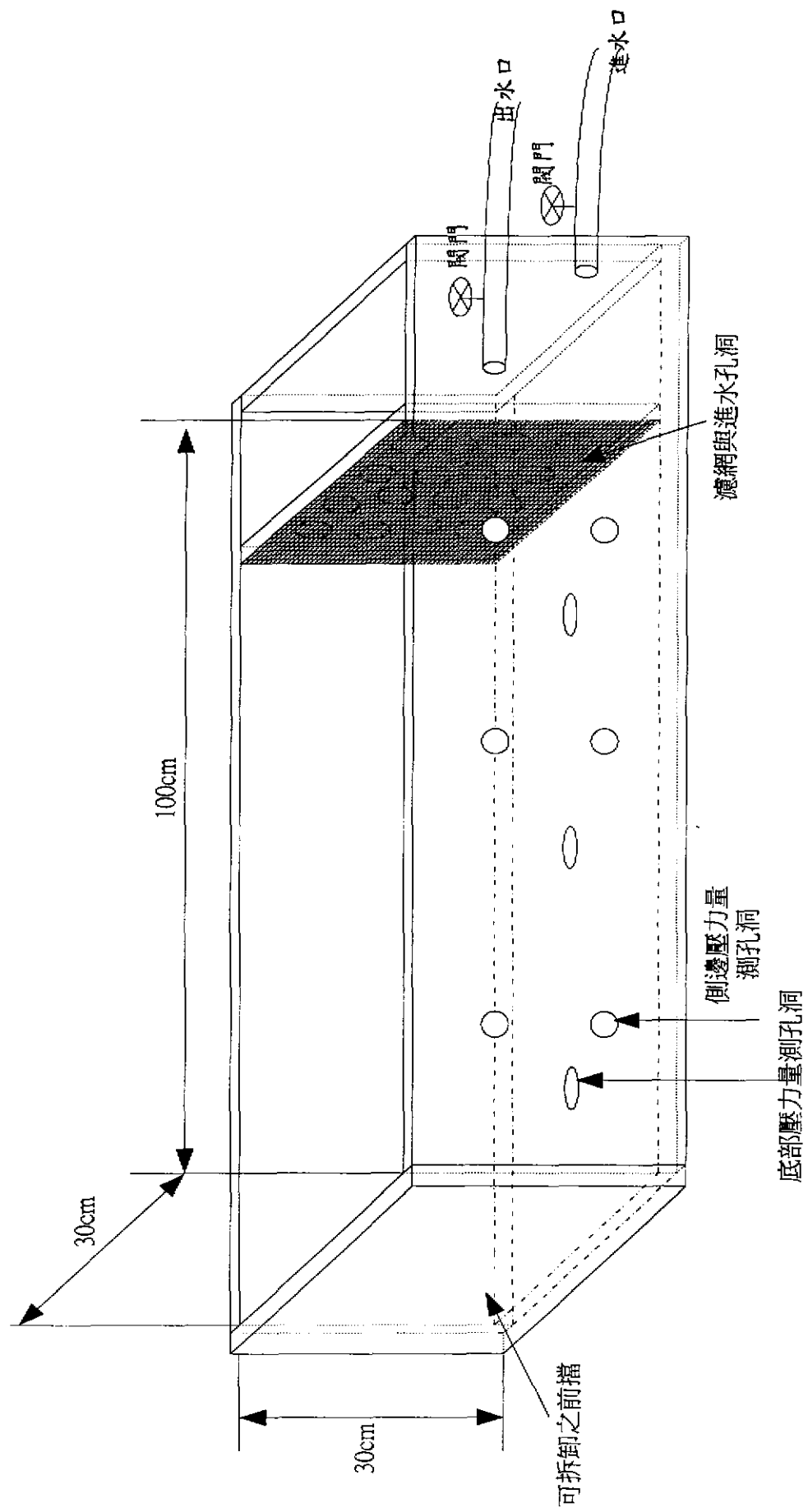
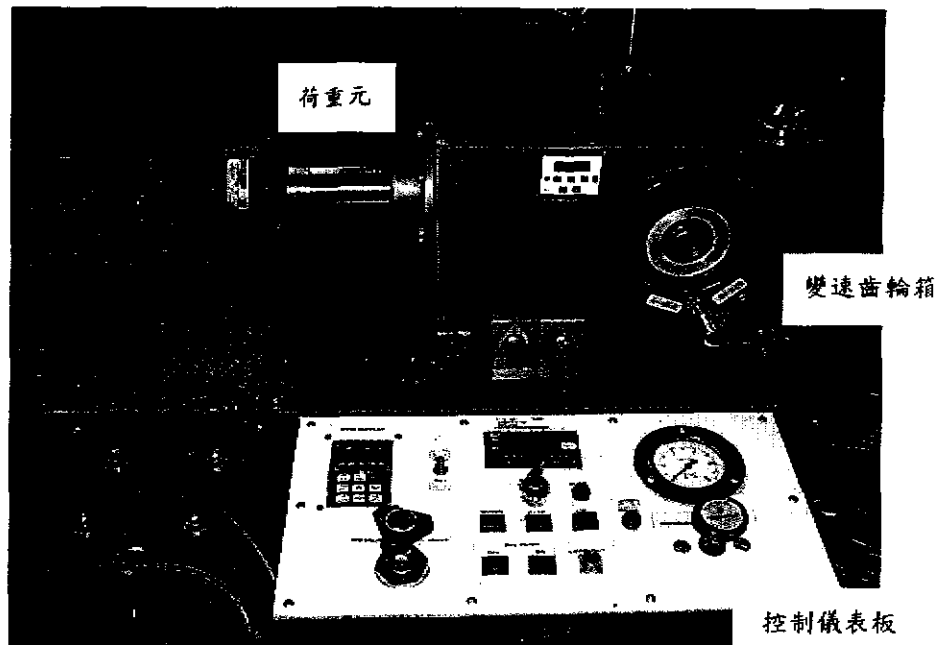
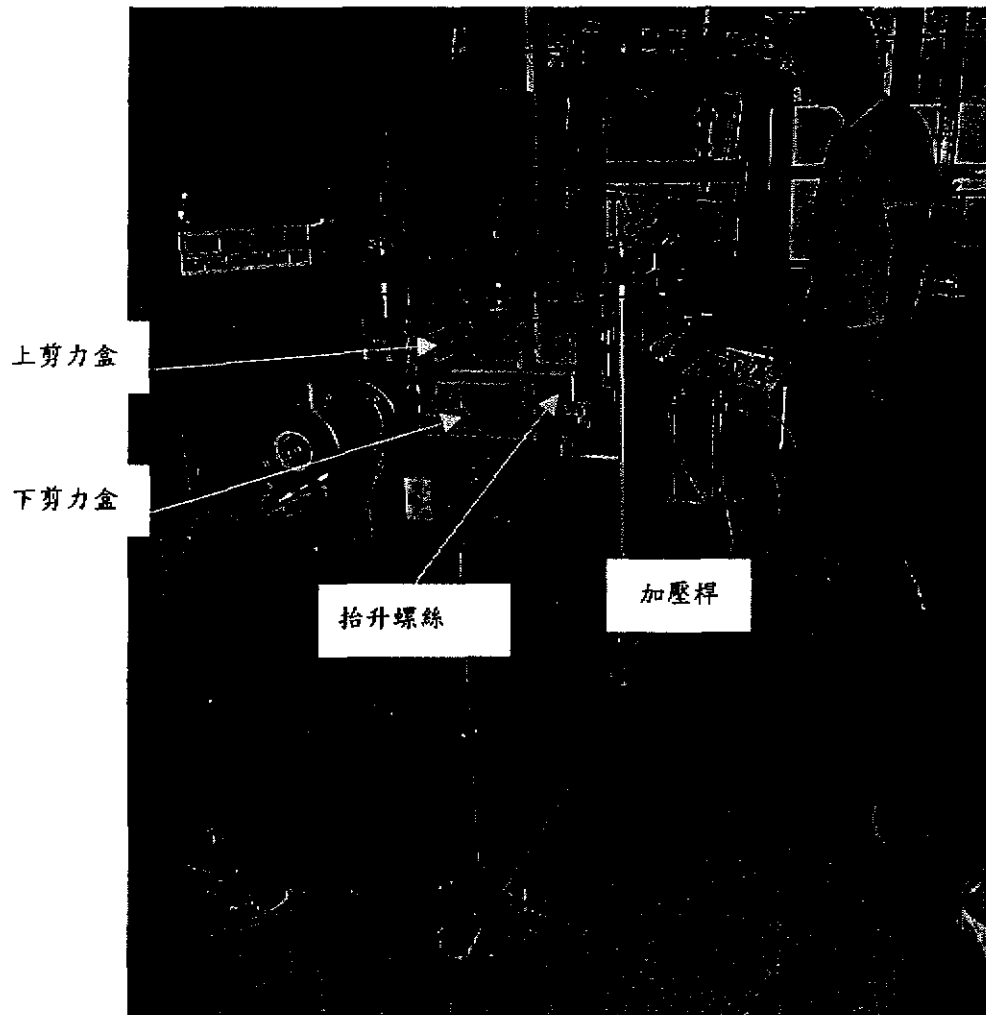


圖 4-1 滲流槽模型示意圖



照片 4-1 剪力盒之控制裝置



照片 4-2 下拉&上推式大型直接剪力盒

	大型直剪試驗的配土重(kg)	滲流實驗的配土重(kg)
1.5" 篩	0.00	21.6
1" 篩	7.44	42.12
1/2" 篩	14.51	15.48
3/8" 篩	5.33	40.13922
#4 篩	13.83	9.298859
#10 篩	3.20	21.91708
#40 篩	7.55	13.24808
#200 篩	4.56	16.19676
#200 篩以下	5.58	32.158

表 4-1 進行實驗時所需配置之土重(神木)

	大型直剪試驗的配土重(kg)	滲流實驗的配土重(kg)
1.5" 篩	0.00	18.31
1" 篩	6.33	29.53
1/2" 篩	10.20	13.2
3/8" 篩	4.56	32.09
#4 篩	11.09	9.064
#10 篩	3.13	20.09
#40 篩	14.75	42.691
#200 篩	4.92	14.23
#200 篩以下	9.83	28.46

表 4-2 進行實驗時所需配置之土重(豐丘)

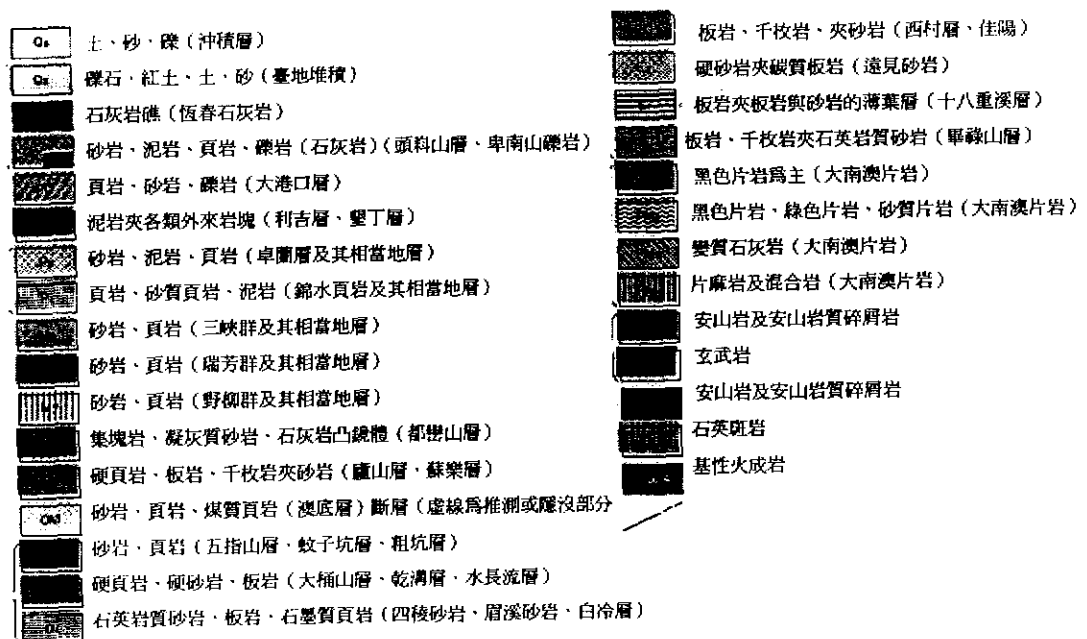


圖 5-1 南投地區地質分佈圖(中央地質調查所)



圖 5-2 陳有蘭溪之數值地形圖

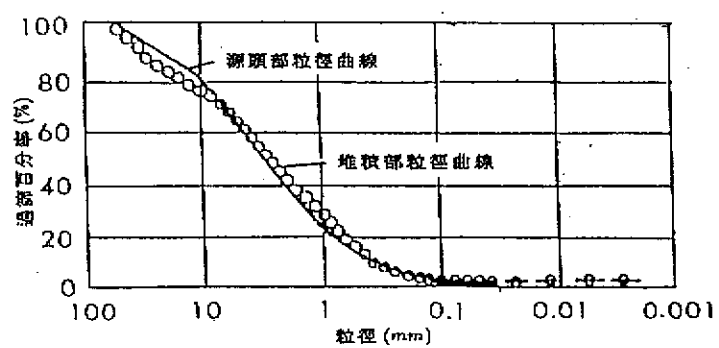
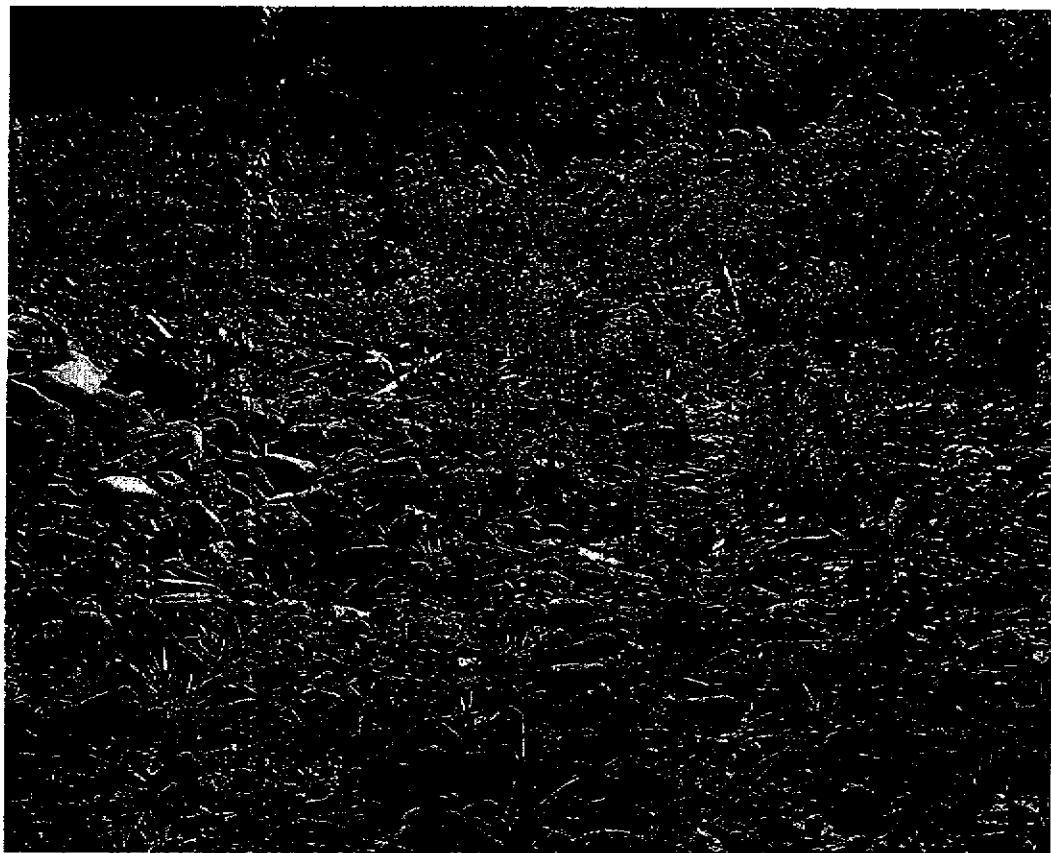


圖 5-3 土石流堆積部與源頭部粒徑分布圖(Johnson, 1971)



照片 5-1 出水溪未整地前之地貌



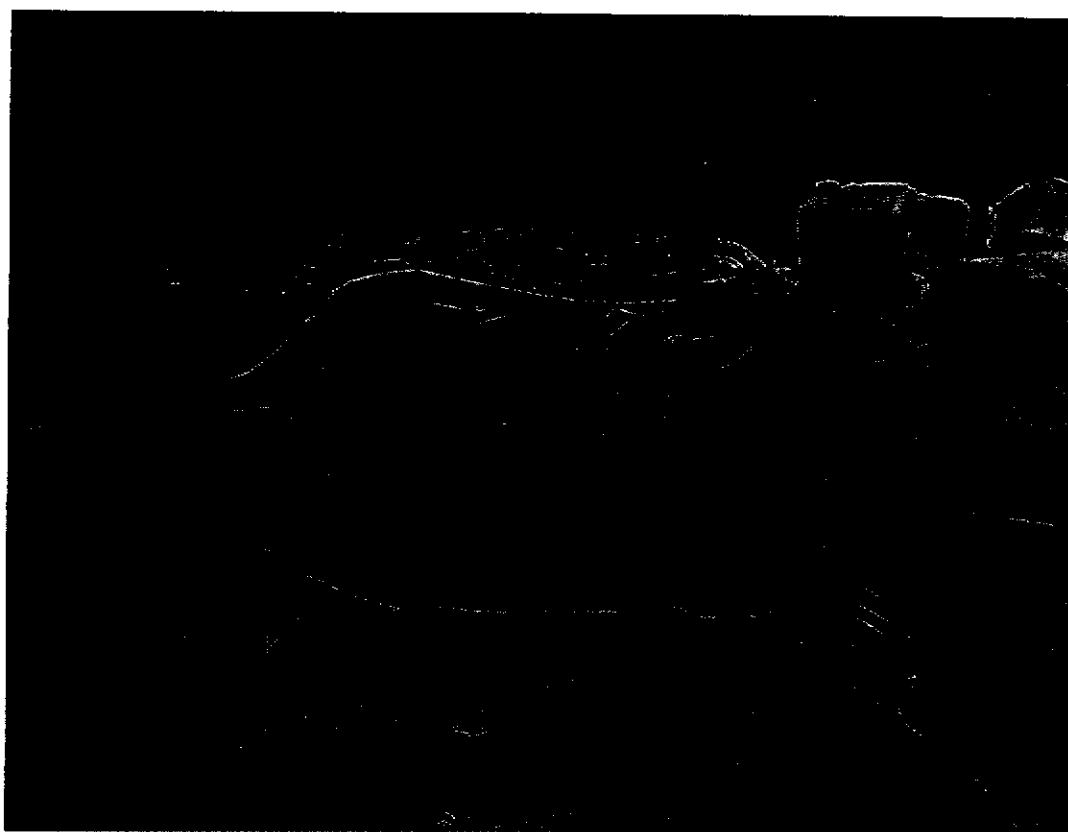
照片 5-2 豐丘野溪之地貌



照片 5-3 豐丘整地進行中



照片 5-4 工作坑施工進行中



照片 5-5 工作坑體積之量測

明坑編號	最大粒徑 (mm)	3" 以上之 礫石重 (kg)	3" 以下之 土壤重量 (kg)	明坑體積 (m ³)	現地密度 $\left(\frac{t}{m^3}\right)$	現地含水量(%)
神木一號 明坑	295	389.2	462.4	425.5	1.98	4.92
神木二號 明坑	265	168.8	674.9	436.3	1.93	6.40
豐丘三號 明坑	340	121.1	428.2	292.4	1.88	11.11
豐丘四號 明坑	260	79.6	469.2	299.9	1.83	9.62

表 5-1 豐丘以及神木之現地採樣結果

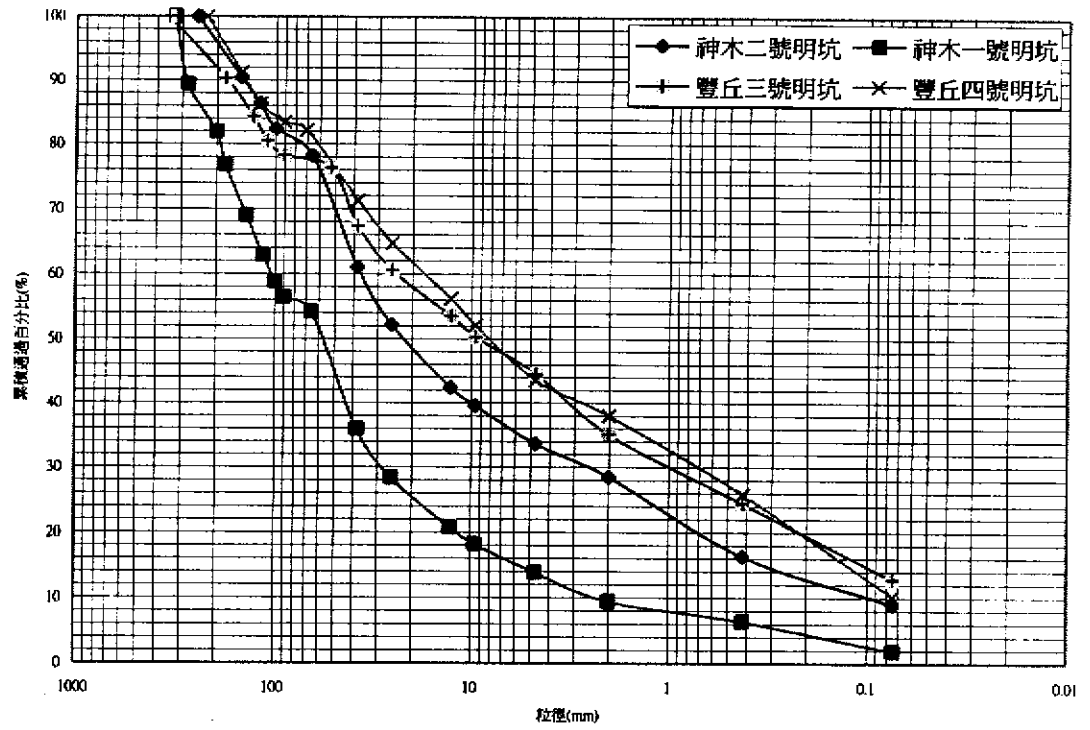
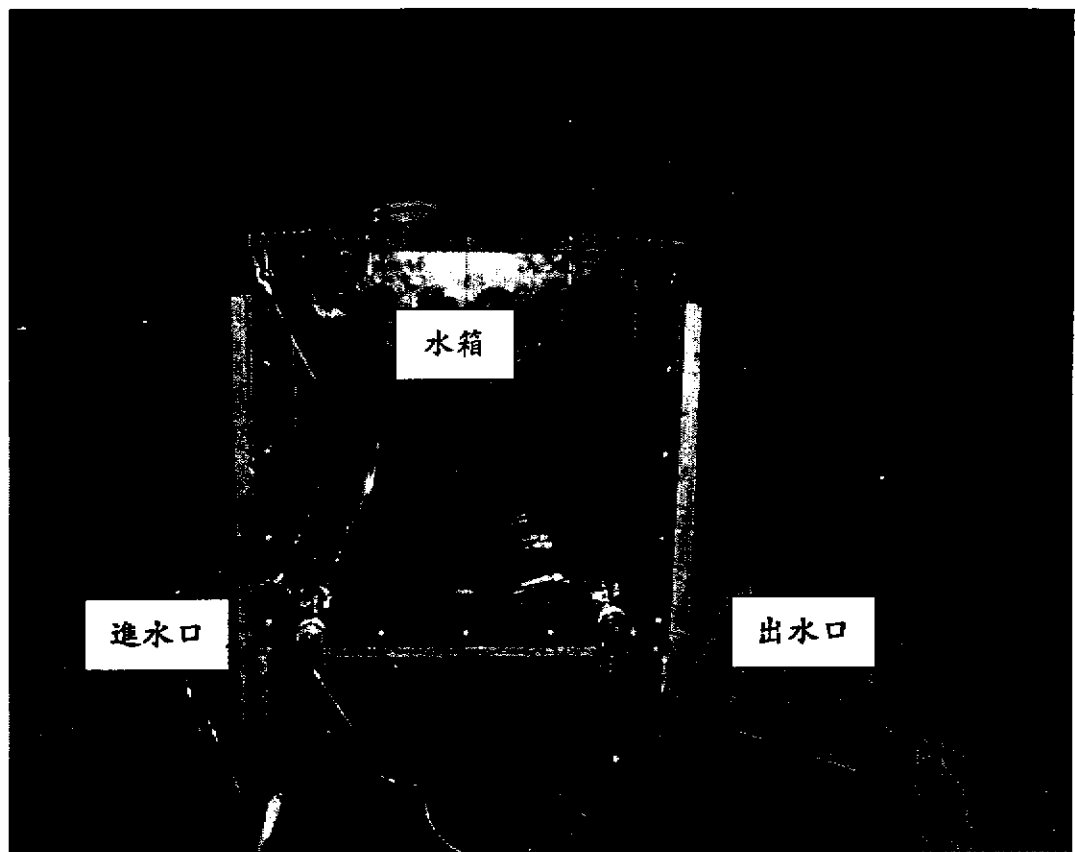


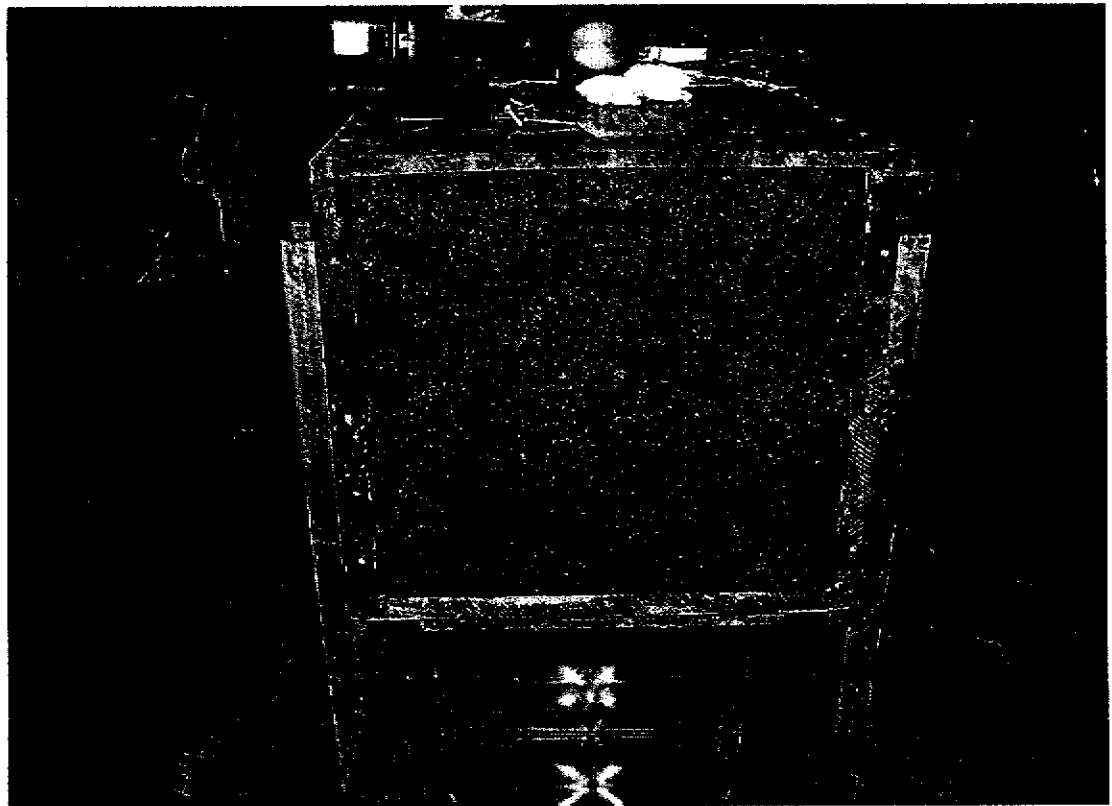
圖 5-4 神木與豐丘之粒徑分佈曲線圖(PSD)

	土壤比重 (G_s)	塑性指數 (PI)	孔隙比(e)	均勻係數(C_u)	曲率係數(C_c)
神木	2.60	NP	0.45	433.33	0.0156
豐丘	2.55	5.65%	0.53	165.85	0.74

表 5-2 土壤之基本物理性質



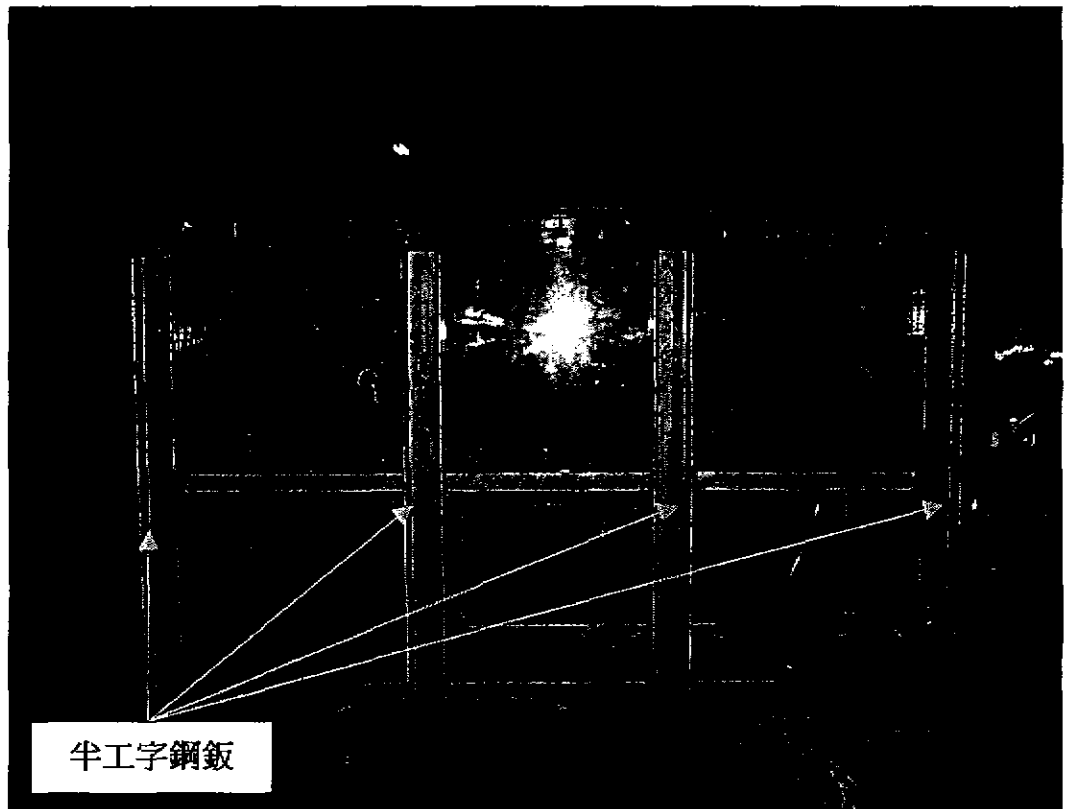
照片 5-6 實驗水槽示意圖(從供水處看過去)



照片 5-7 水槽之前視圖與土壤盛箱



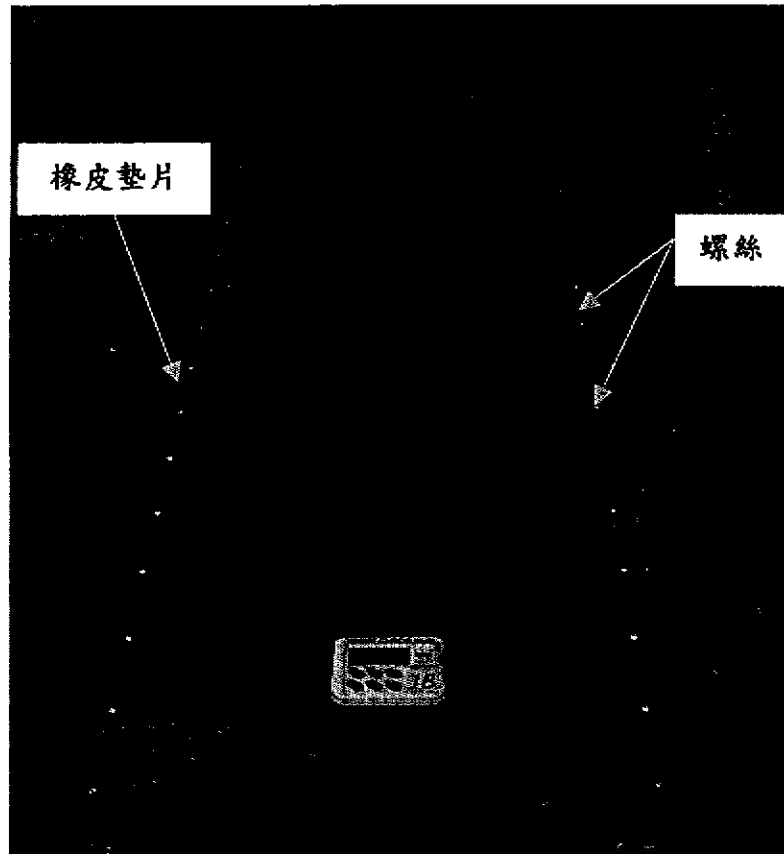
照片 5-8 側壓計與底部壓力計之配置



照片 5-9 固定槽身的半工字鋼鈑與底座



照片 5-10 滲流槽頂部整平



照片 5-11 滲流槽上視圖(橡皮墊片、螺絲與透明壓克力上蓋)

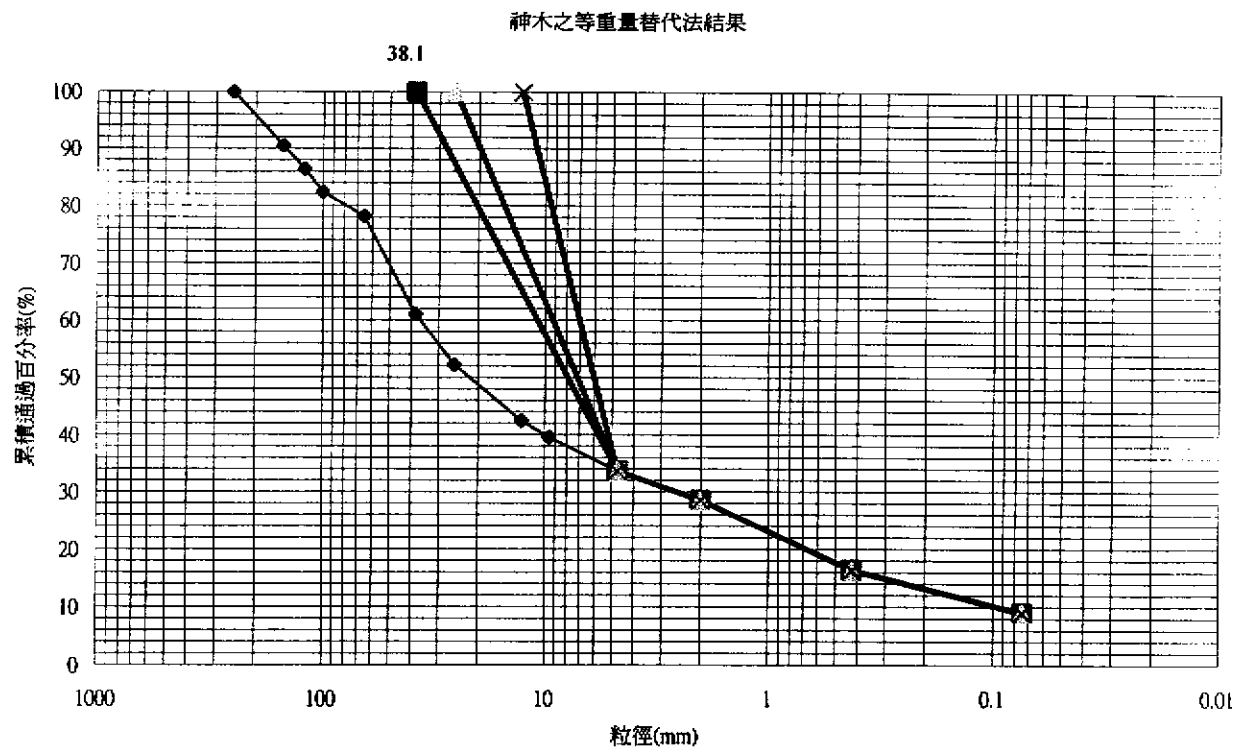


圖 5-5 神木之等重量替代法結果

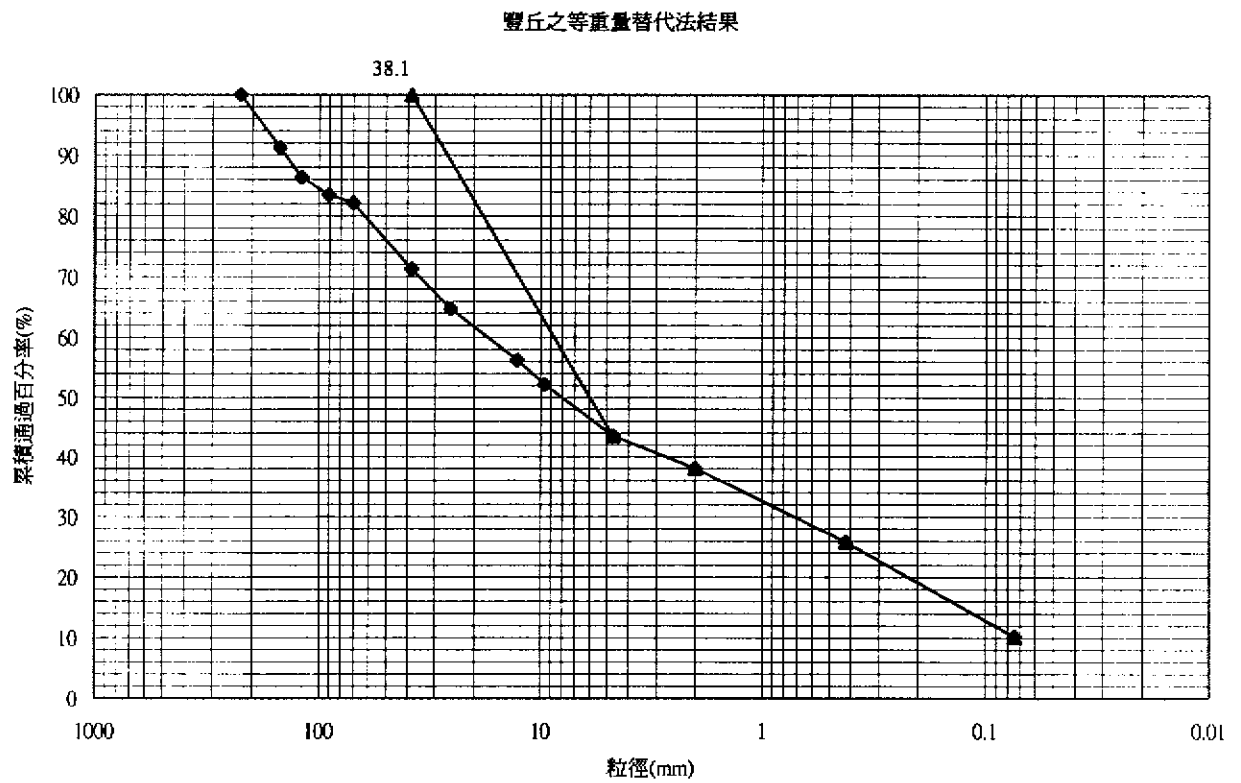


圖 5-6 豐丘之等重量替代法結果

	乾密度 $\frac{t}{m^3}$	實驗總土重 (kg)	含水量(%)	配水重(kg)
神木	1.82	180	6.40	11.52
豐丘	1.669	165	9.61	15.87

表 5-3 關於滲流實驗之實驗參數

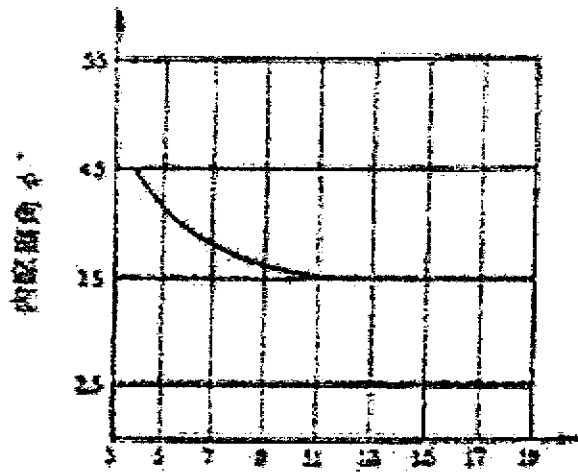


圖 6-1 試體尺寸與最大粒徑比值對內摩擦角之影響(Marsal, 1969)

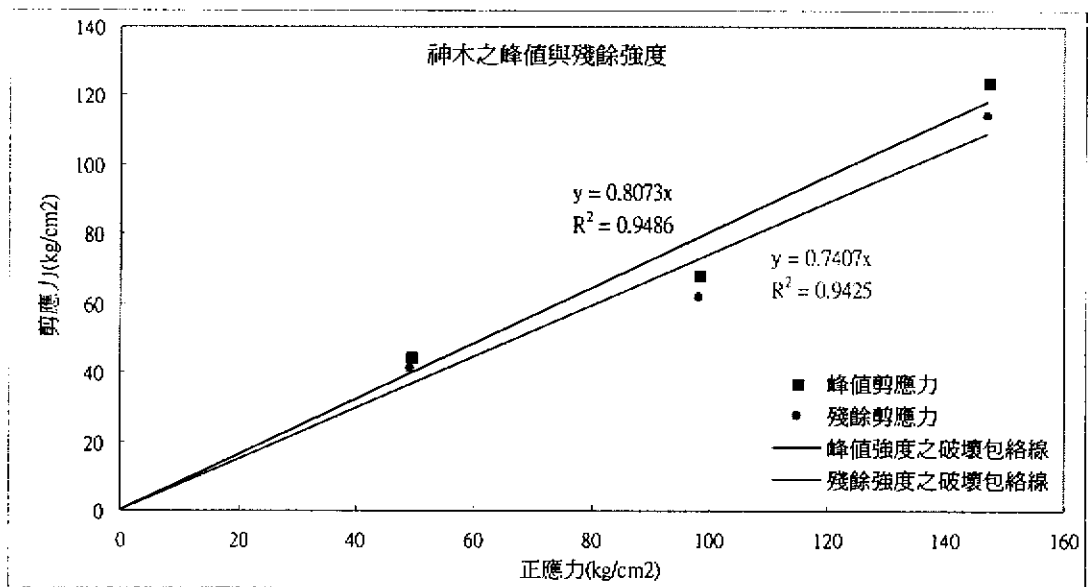


圖 6-2 神木之破壞包絡線

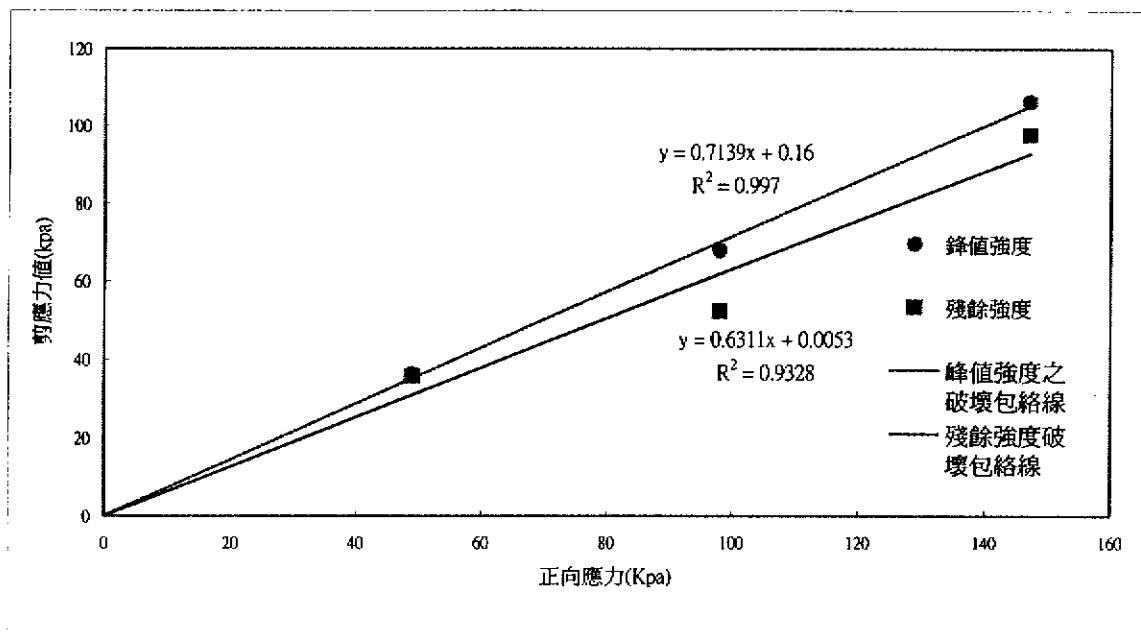


圖 6-3 豐丘之破壞包絡線

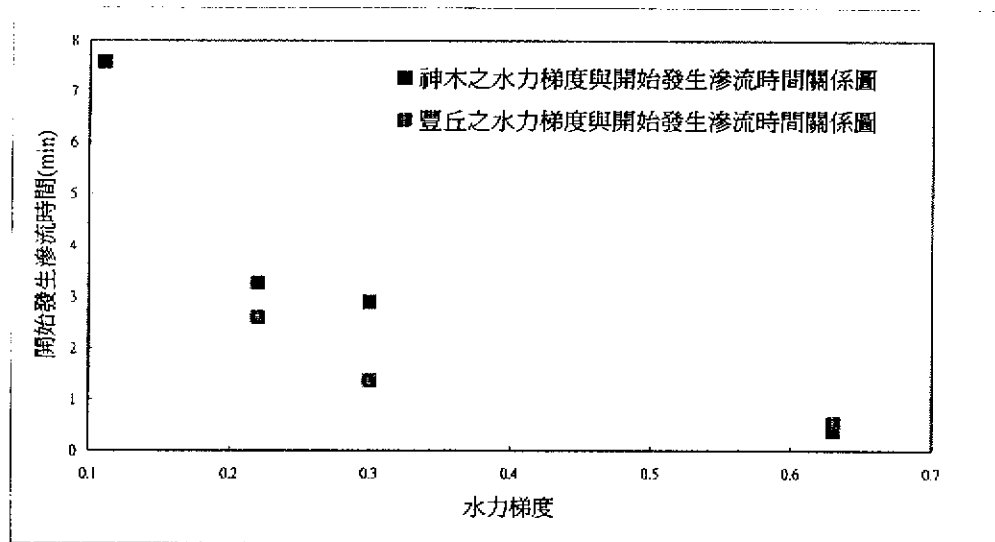


圖 6-4 滲流開始發生時間與水力梯度關係圖

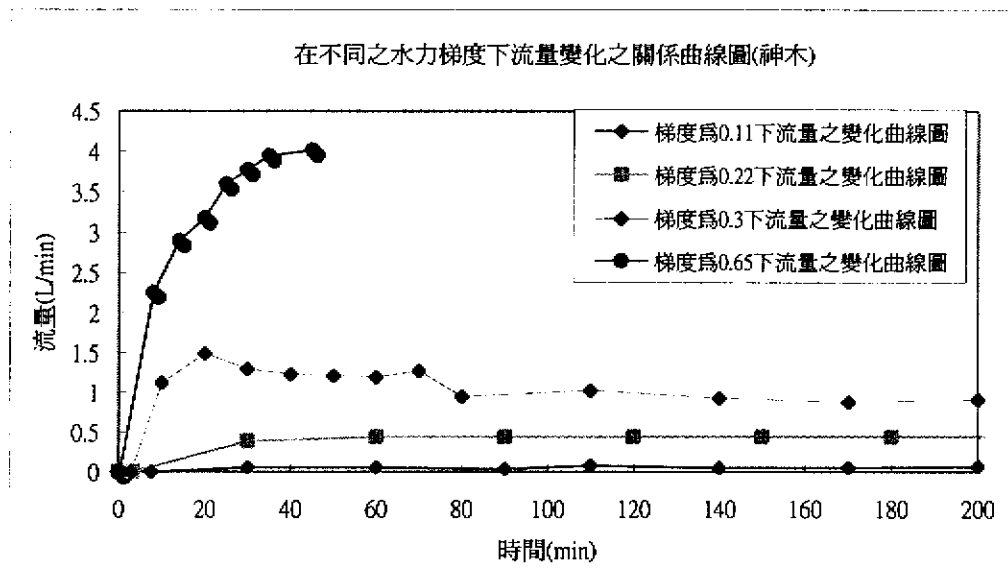


圖 6-5 在不同的水力梯度下時間與流量的關係圖(神木)

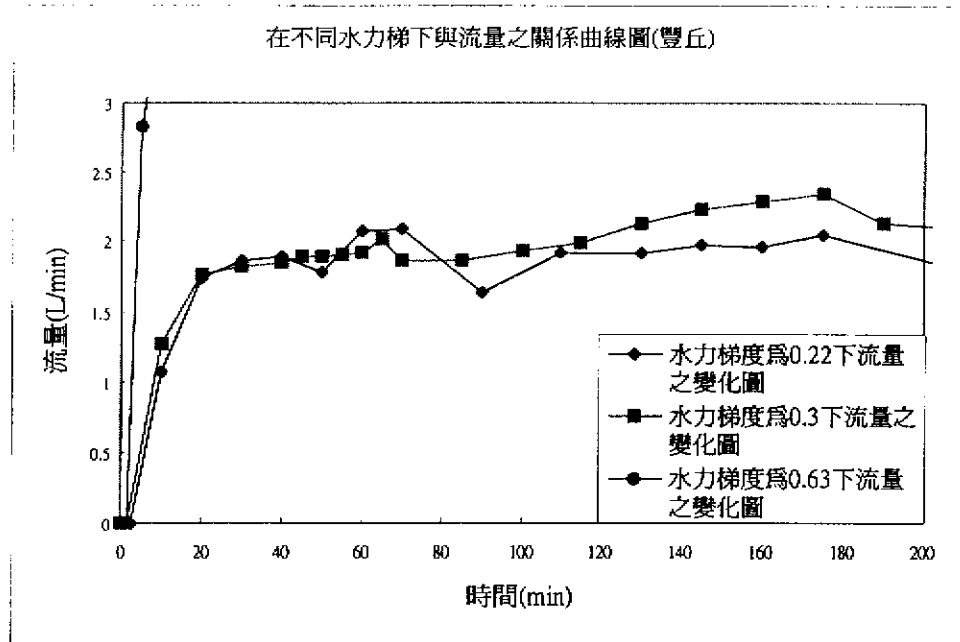


圖 6-6 在不同的水力梯度下與流量之關係曲線圖(豐丘)

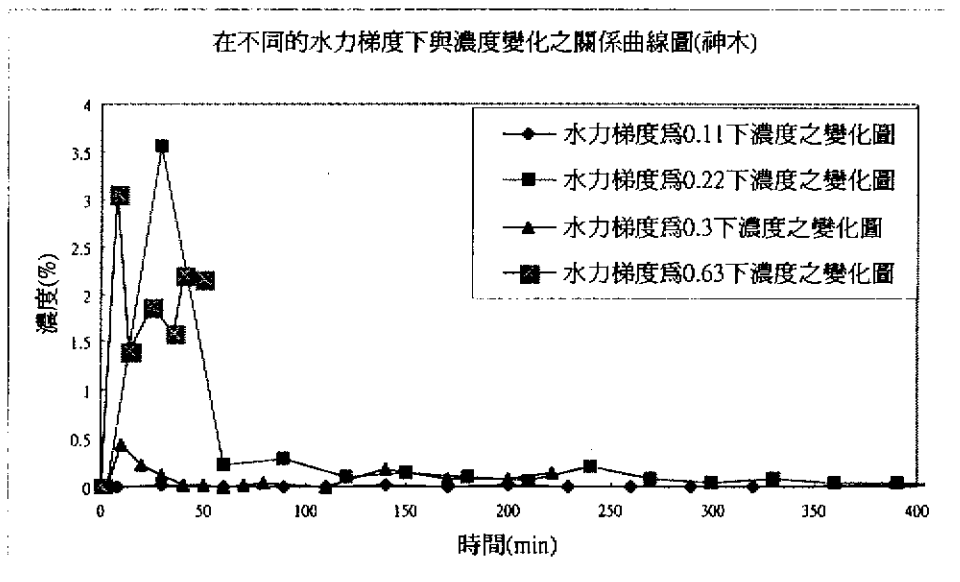


圖 6-7 水力梯度與土石濃度之關係圖(神木)

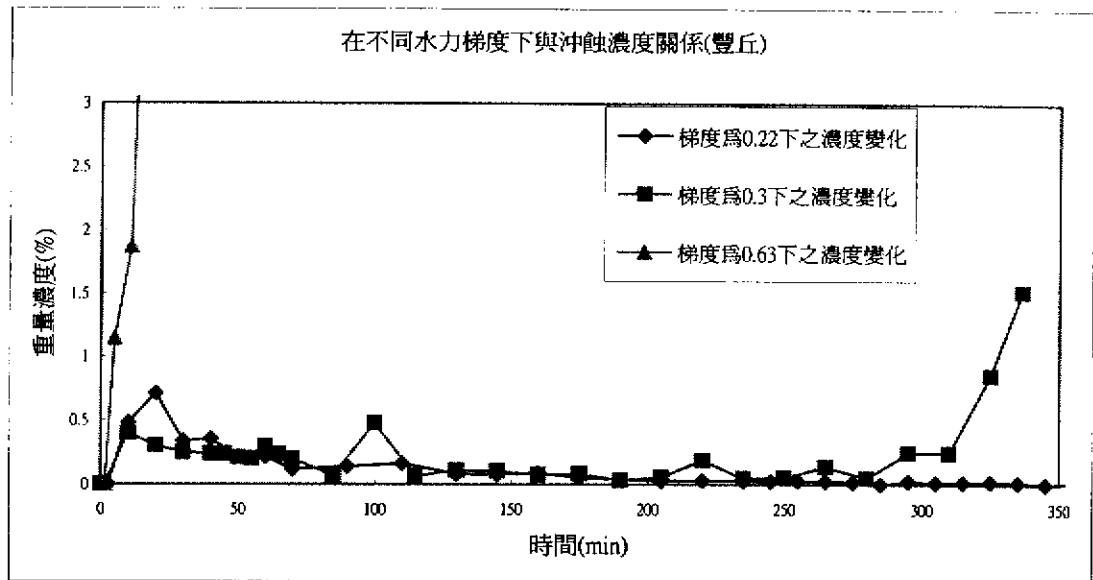


圖 6-8 水力梯度與土石濃度的關係(豐丘)

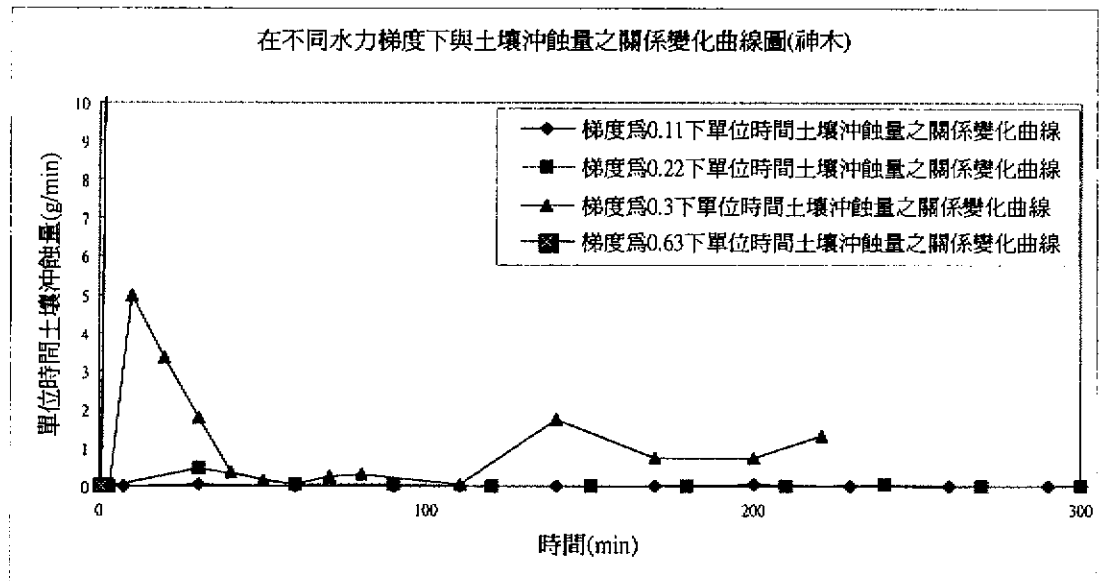


圖 6-9 水力梯度與單位時間沖蝕量之關係圖(神木)

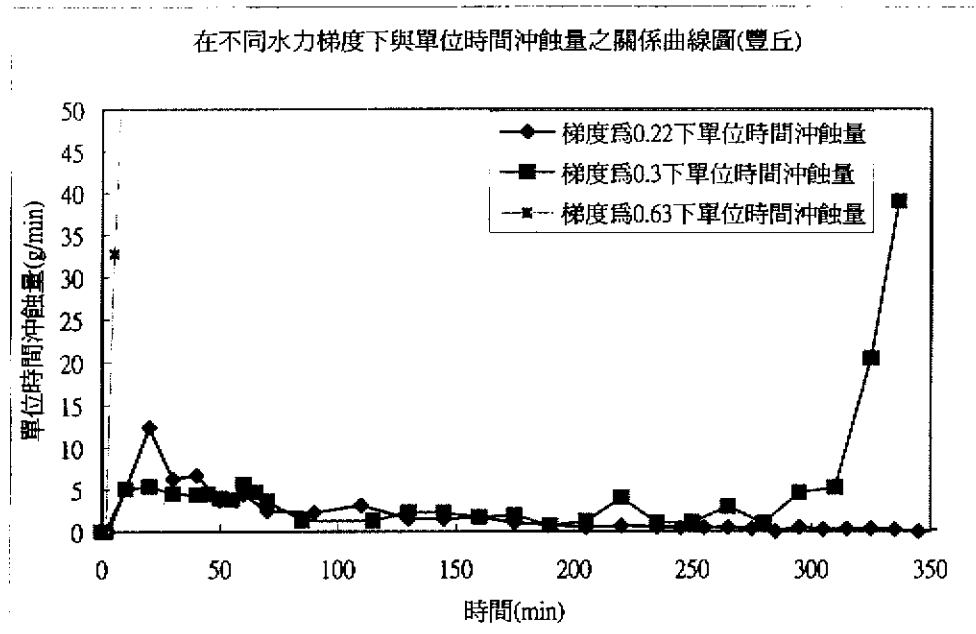


圖 6-10 水力梯度與單位時間沖蝕量之關係圖(豐丘)

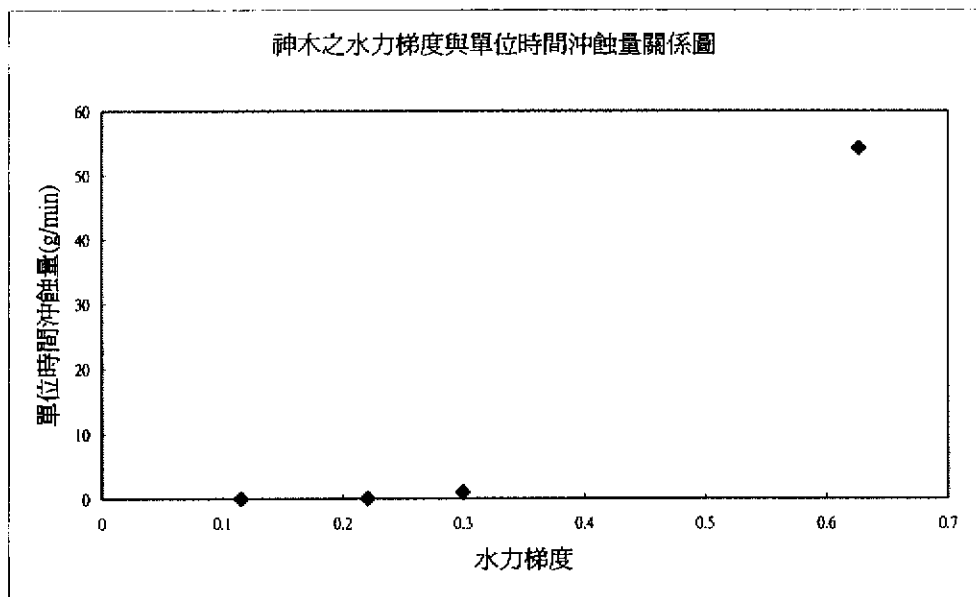


圖 6-11 單位時間沖蝕量與水力梯度之關係圖(神木)

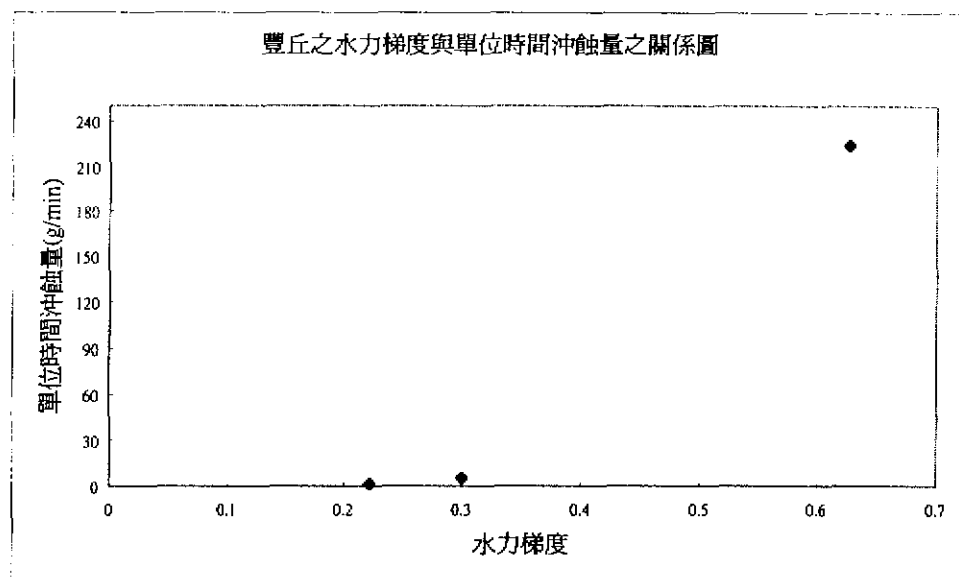


圖 6-12 單位時間沖蝕量與水力梯度之關係圖(豐丘)

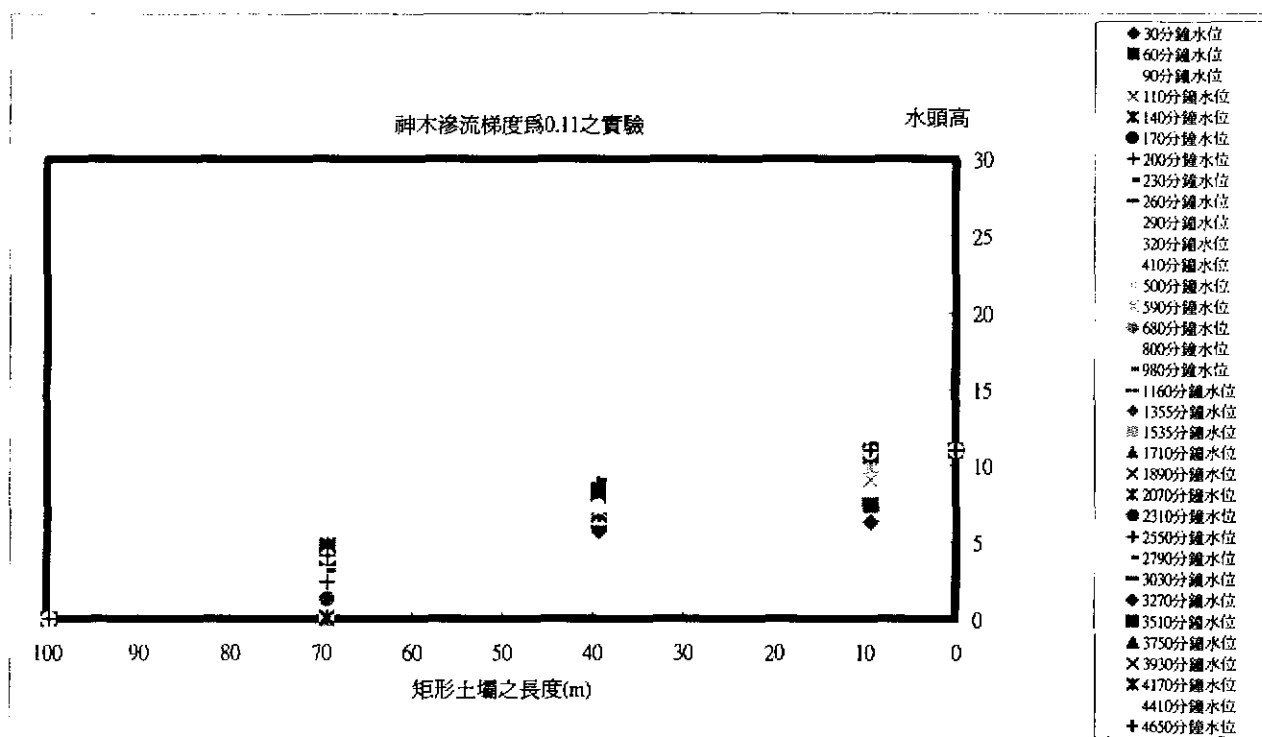


圖 6-13 水力梯度為 0.11 時總水頭變化情形

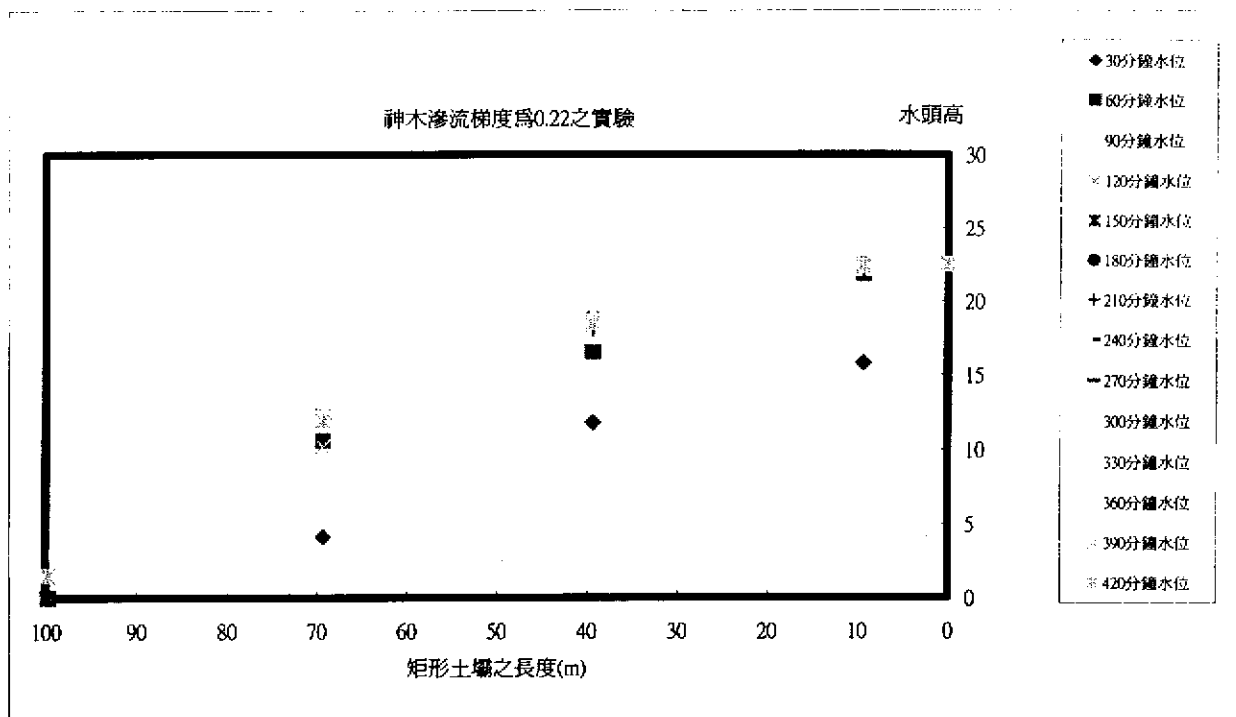


圖 6-14 水力梯度為 0.22 時總水頭變化情形

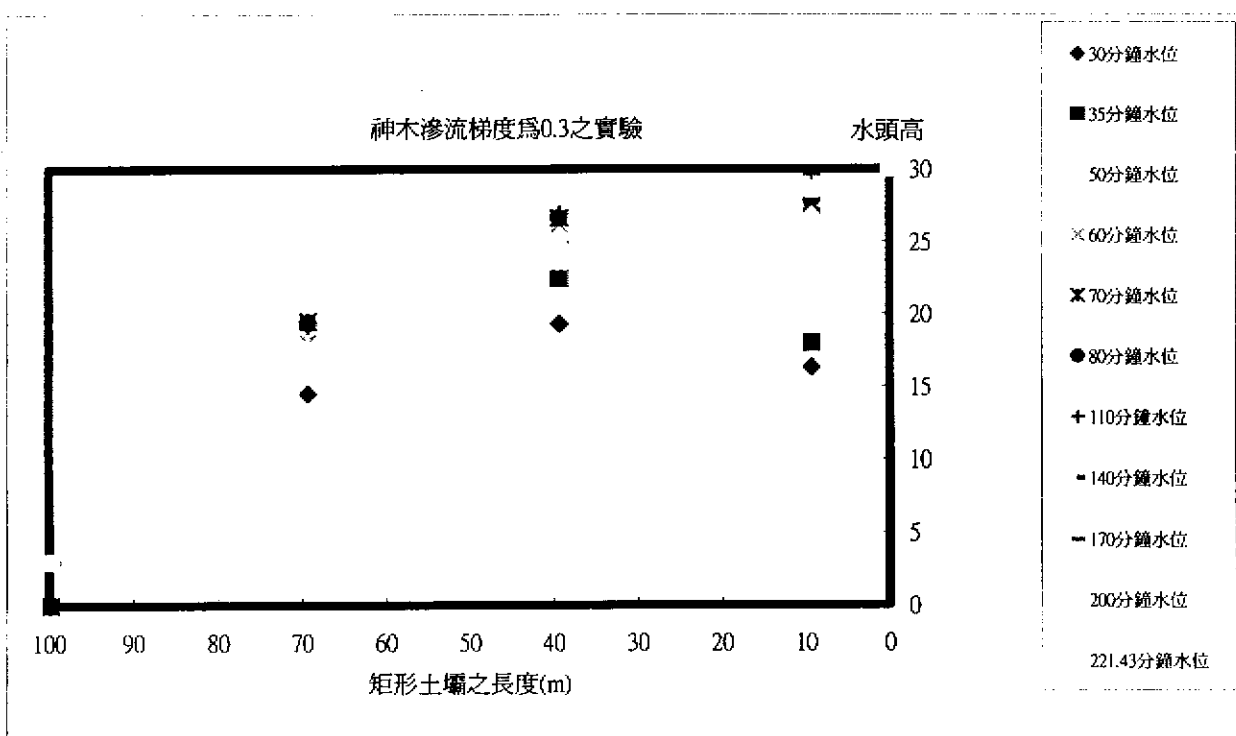


圖 6-15 水力梯度為 0.3 時總水頭變化情形

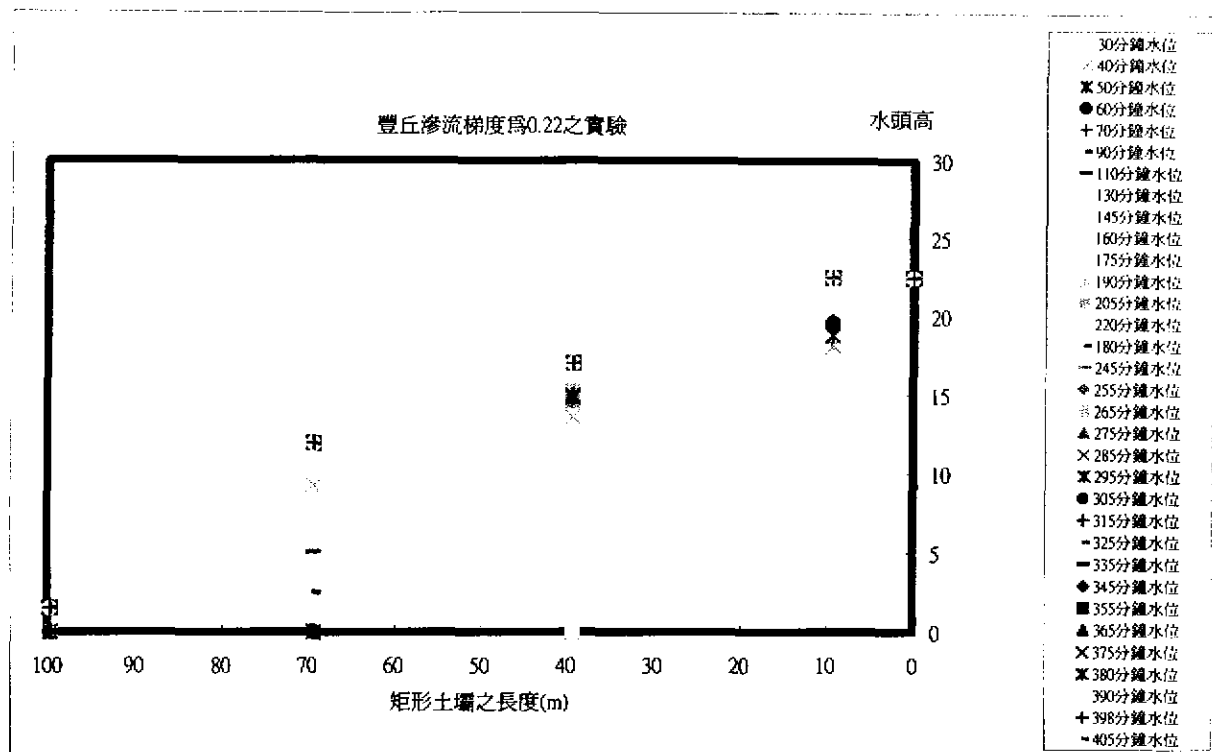


圖 6-16 水力梯度為 0.22 時總水頭變化情形

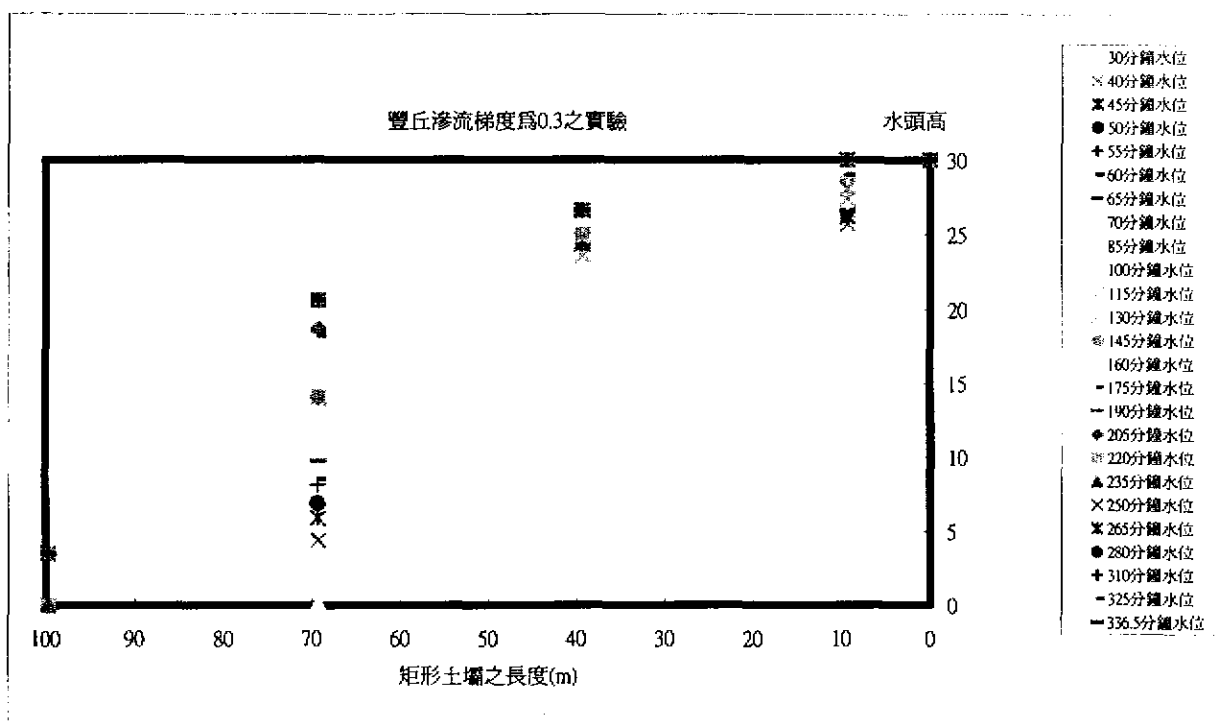


圖 6-17 水力梯度為 0.3 時總水頭變化情形

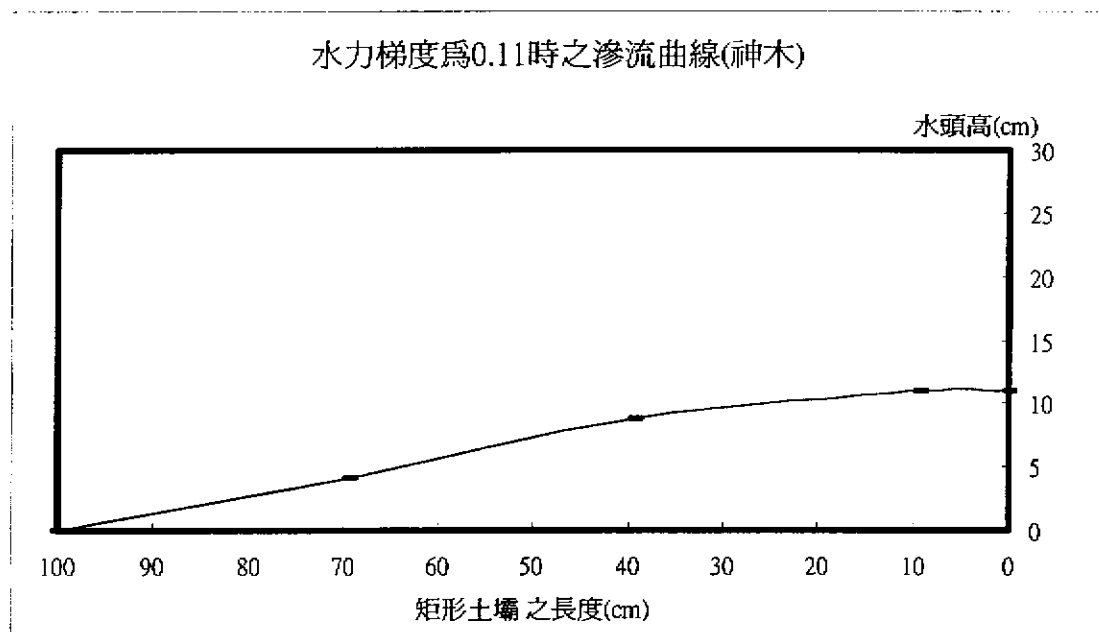


圖 6-18 神木之最高滲流曲線(水力梯度=0.11)

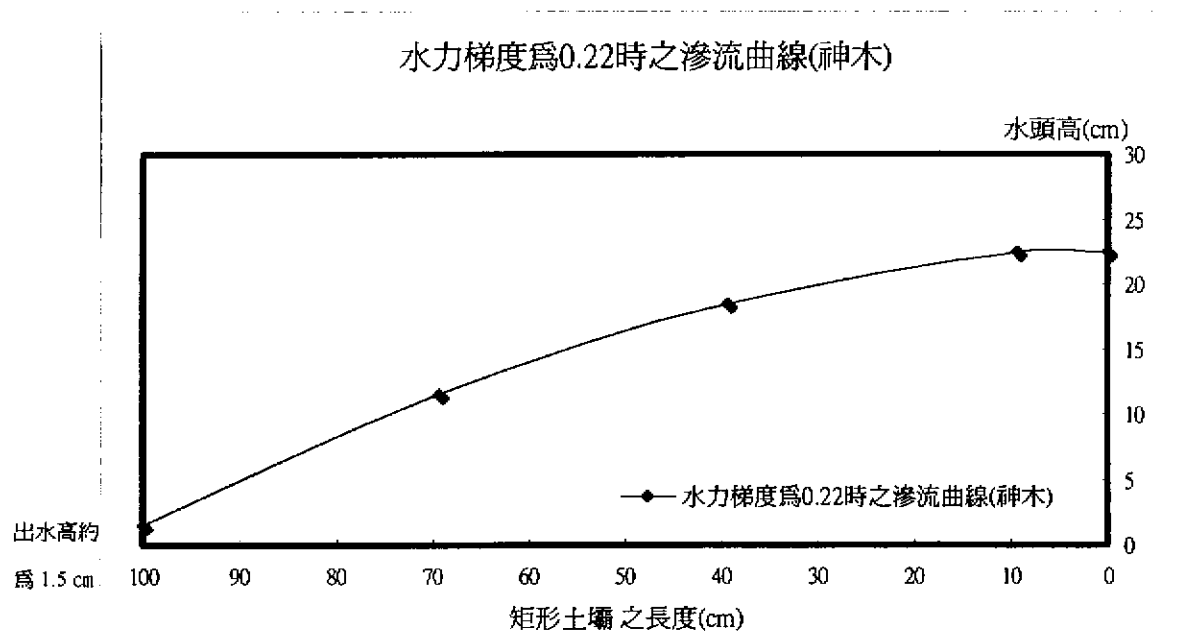


圖 6-19 神木之最高滲流曲線(水力梯度=0.22)

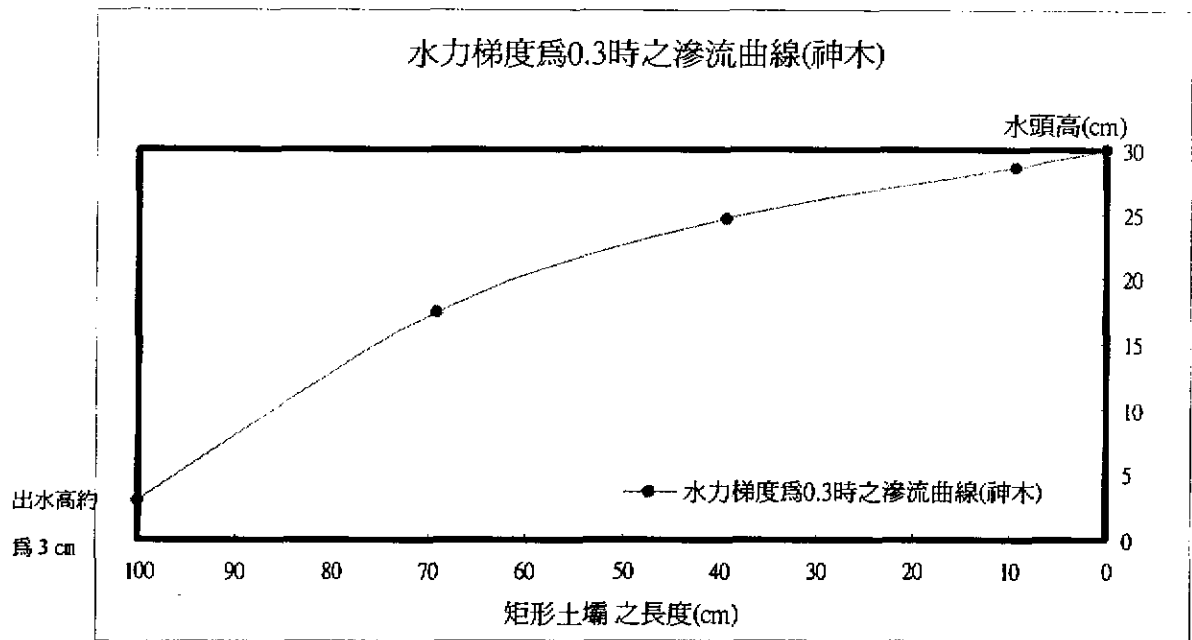


圖 6-20 神木之最高滲流曲線(水力梯度=0.3)

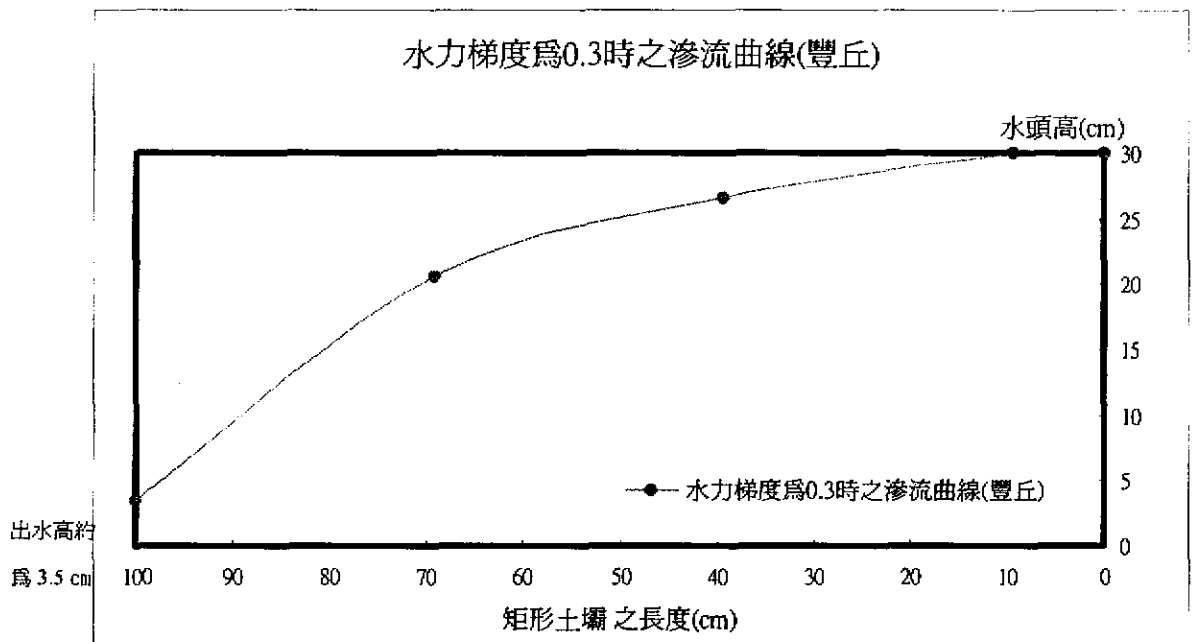


圖 6-21 豐丘之最高滲流曲線(水力梯度=0.3)

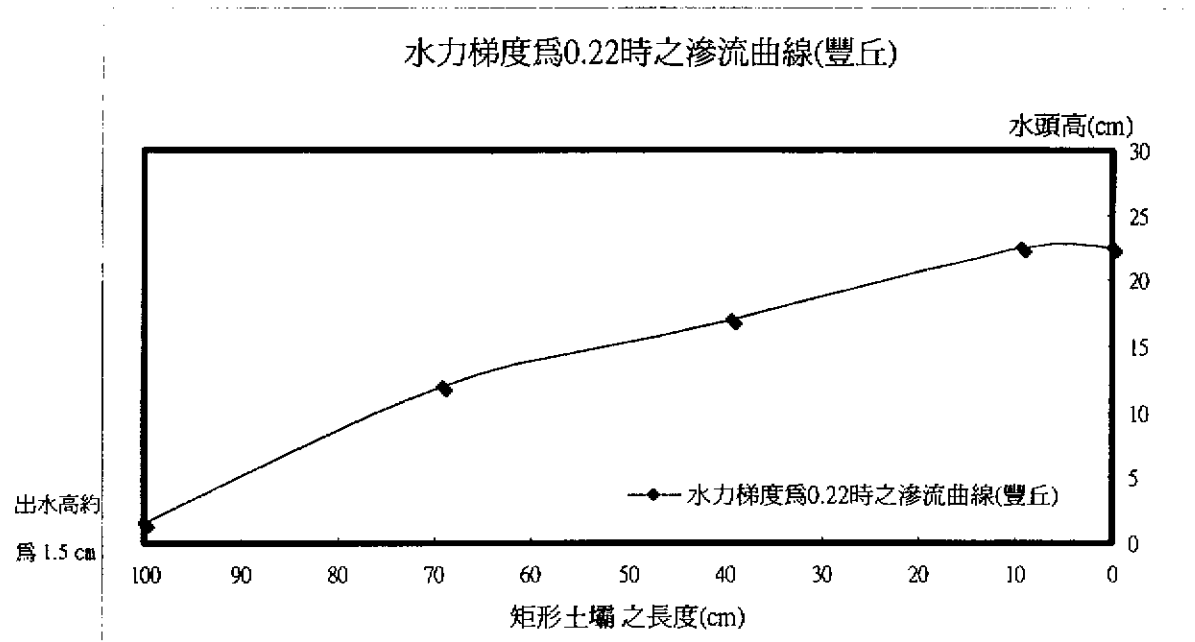


圖 6-22 豐丘之最高滲流曲線(水力梯度=0.22)

	神木	豐丘
γ_{sat}	19.62	19.79
γ_w	9.81	9.81
ϕ°	38.91°	35.52°
c	0	0.16
k_0	0.372	0.42
μ	1×10^{-3}	1×10^{-3}
K	0.11	1.2

表 6-1 臨界管湧公式之參數值

其中： γ_{sat} =飽和土體單位重 ($\frac{kN}{m^3}$)

γ_w =水之單位重 ($\frac{kN}{m^3}$)

ϕ° =剪力摩擦角

c=有效凝聚力 kpa

k_0 =靜止土壓力係數= $1 - \sin \phi$

μ =黏滯係數，假定水溫恒定皆為 20°C ($\frac{N \cdot \text{sec}}{m^2}$)

K=水力傳導係數 ($\frac{cm}{s}$)

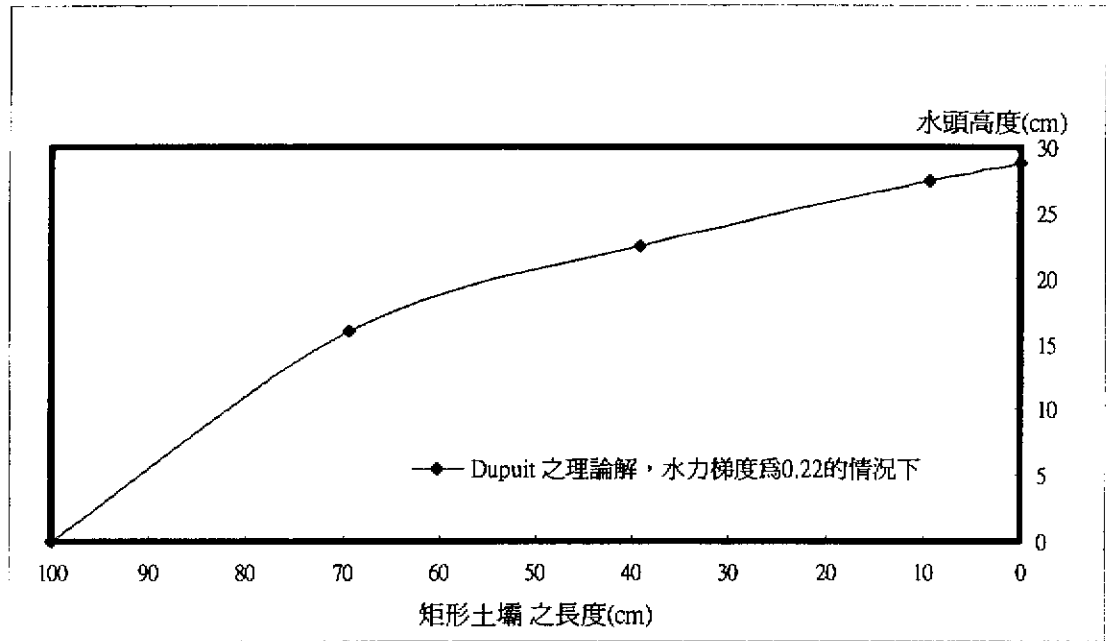


圖 6-23 Dupuit Assumption 之理論解

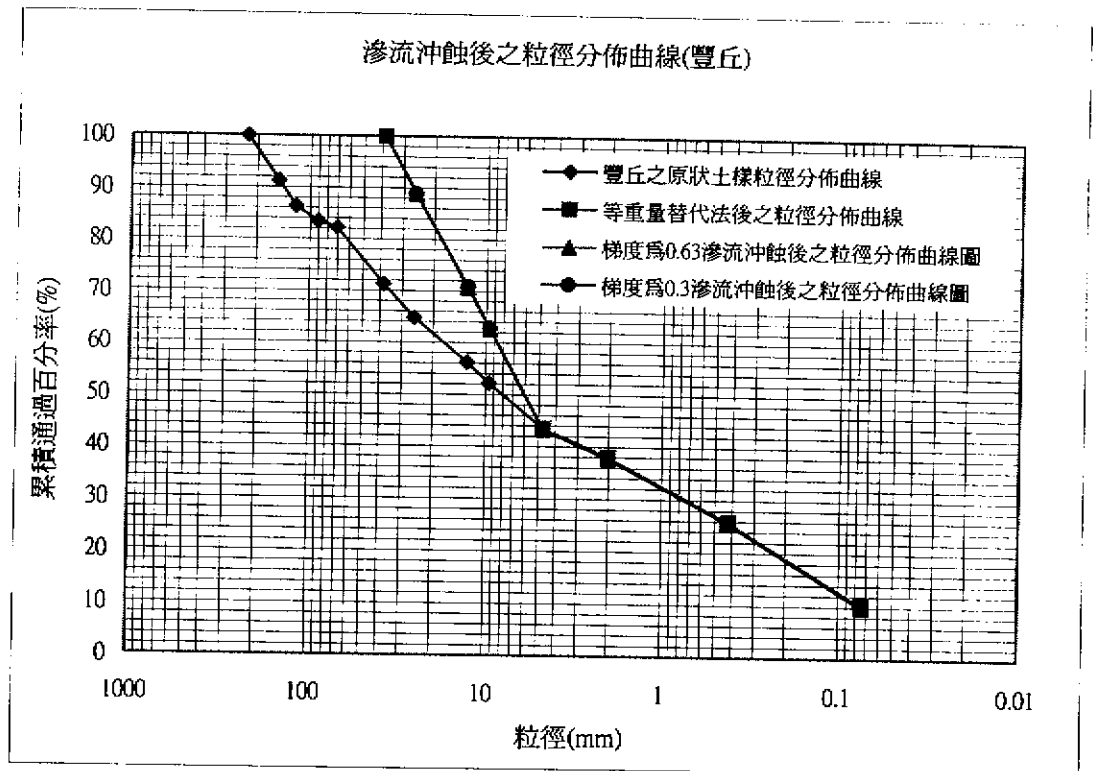


圖 6-24 滲流沖蝕後之粒徑分佈曲線圖(豐丘)

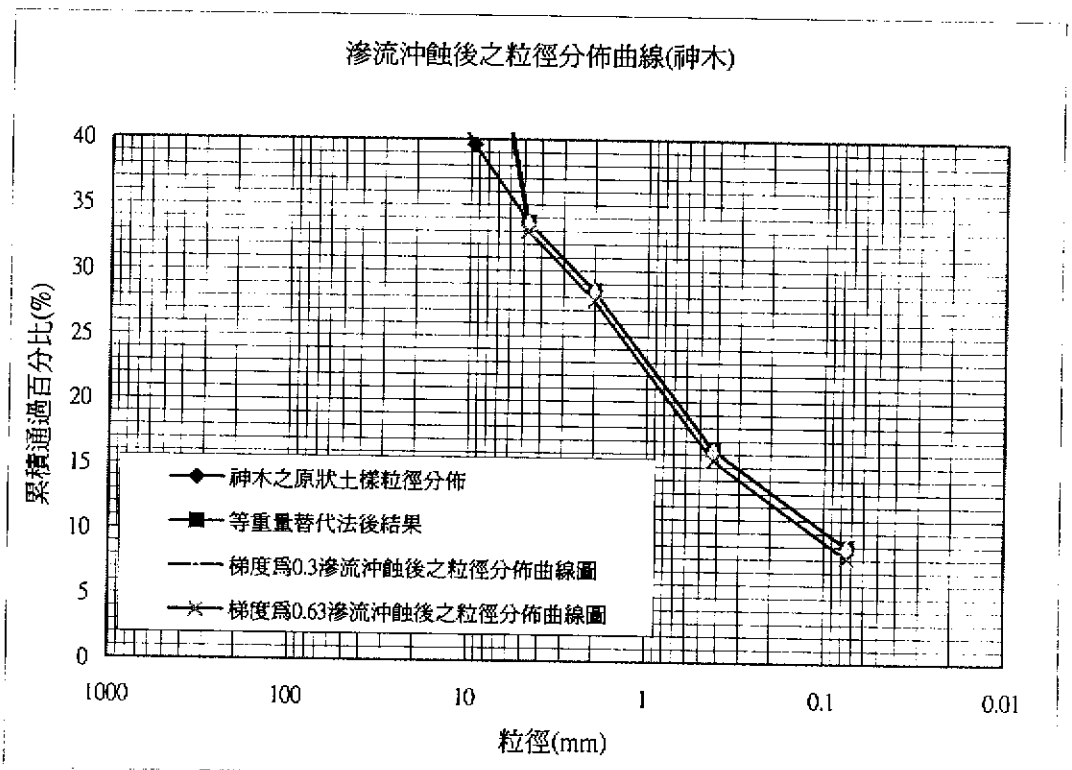
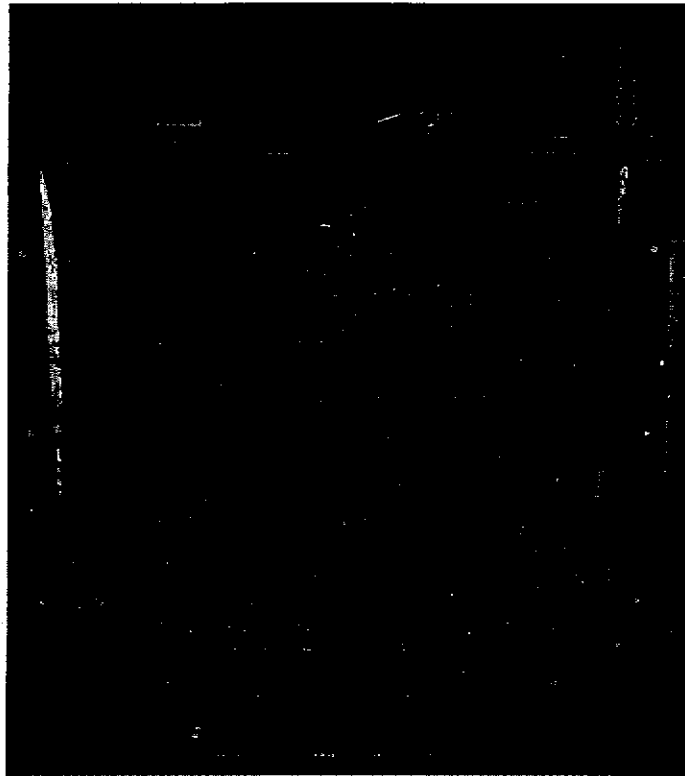
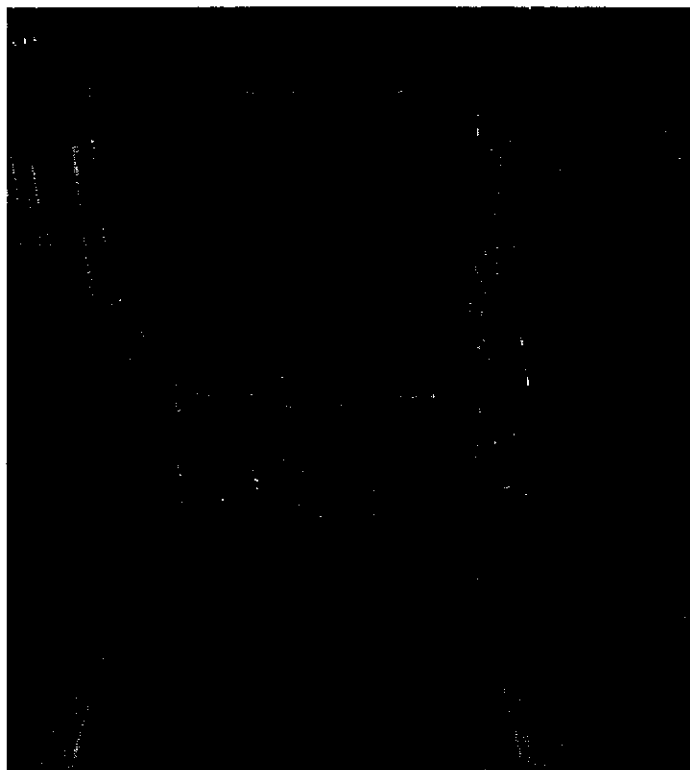


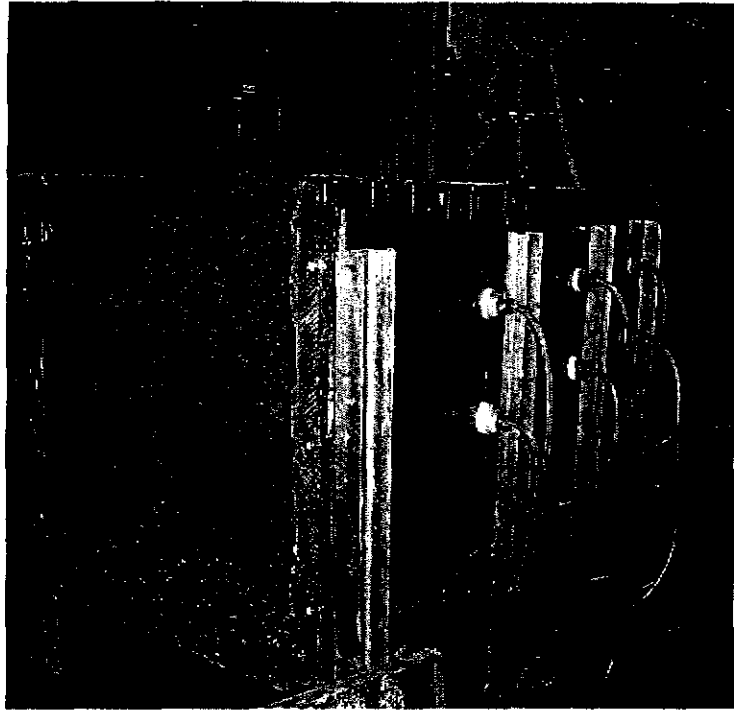
圖 6-25 滲流沖蝕後之粒徑分佈曲線圖(神木)



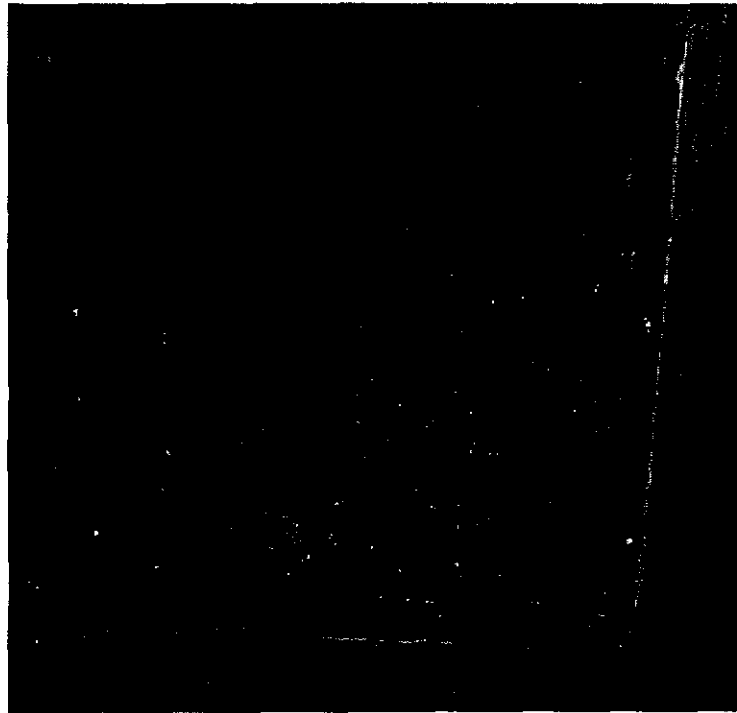
照片 6-1 水力梯度為 0.3 局部管湧破壞後(神木)



照片 6-2 水力梯度為 0.11 在經過四天觀察後未發生破壞(神木)



照片 6-3 水力梯度為 0.63 時，發生大歸模的管湧破壞(神木)



照片 6-4 水力梯度為 0.3 時，發生之局部管湧破壞(豐丘)