

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

土石流災害防治之研究(Ⅲ)

(以南投示範區陳有蘭溪為對象)

-子計畫：土石流發生機制之研究(三)

計畫類別：☐個別型計畫 ☒整合型計畫

計畫編號：NSC 89-2625-Z-002-042

執行期間：中華民國 89 年 8 月 1 日至 90 年 7 月 31 日

整合型計畫：總計畫主持人：陳榮河

子計畫主持人：陳榮河

處理方式：☒可立即對外提供參考

☐一年後可對外提供參考

☐二年後可對外提供參考

(必要時，本會得展延發表時限)

執行單位：國立台灣大學土木工程學系(所)

中華民國九十年十月

ABSTRACT

The purpose of this study is to realize the initiation mechanisms of debris flow, and then to establish the critical rainfall line of debris flow occurrence. Thus, it can provide a guide to send warning information of debris flow occurrence and to prevent debris flow disasters. The sites for this study were selected at the places where debris flow had ever occurred in Shen-Mu and Feng-Chiou within Chen-Yeou-Lan watershed. In this study, finite element method is used to simulate the processes of debris flow formation. The factors affecting the occurrence of debris flow were also discussed in this study.

The results, simulated the occurrence of debris flow in Shen-Mu and Feng-Chiou from the rainfall data of typhoon Herb, showed that the soil layers in these two areas both were with obviously horizontal slides. Besides, the pore water pressures increase faster on the fracture bed, but increase slower on earth surface so that excess pore water pressure can easily accumulate on the bed. The excess pore water pressure decreases the effective stress of debris layer and due to the occurrence of debris flow. Moreover, the factors affecting the occurrence of debris flow were discussed, which included: slope angle, void ratio, initial groundwater table, water supplying mode, rainfall intensity, rainfall duration, and rainfall amount. In which, only slope angle has less affecting the type of debris flow induced by pore water pressure. The rest of factors have apparently affecting this type of debris flow.

In addition, the comparisons between the critical rainfall line established by this study with those evaluated by statistics analysis are conformed nicely, and the results analyzed by Takahashi's critical equation show the same tendency. Rainfall data were putted in to the critical rainfall line established by this study to analyze and evaluate the occurrence of debris flow. It was found that the results in evaluating the occurrence of debris flow were satisfied.

摘要

本研究針對陳有蘭流域內神木與豐丘兩地區之土石流，利用有限元素分析法模擬土石流發生之歷程，並探討誘發土石流之影響因子，以期能瞭解土石流發生之機制，進而建立神木與豐丘兩地土石流發生之臨界降雨線，並提供土石流預警與土石流災害防治之參考。

由賀伯颱風來襲之降雨資料模擬神木與豐丘兩地土石流之發生，模擬結果均顯示兩地區之土層有明顯之水平滑移，符合土石流為受重力作用下之流動體的定義。此外，兩地區孔隙水壓之變化皆於破碎岩層處增加較快，越接近頂部位置增加較慢，因此超額孔隙水壓易累積在土層底部，造成土體有效應力降低，進而誘發土石流。另外，針對坡度、土石材料孔隙比、初始地下水位面、供水方式、降雨強度、降雨延時、降雨量等影響土石流發生之因子分別探討之。其中，僅坡度對於孔隙水壓引發型土石流無明顯影響，其餘因子皆對此類之土石流發生有顯著影響；而孔隙比愈大、地下水位面愈高、降雨強度愈強，愈易引發土石流。

另外，以本研究推求之臨界降雨線與統計分析所求之臨界降雨線比較，皆有不錯之符合度；而由 Takahashi 臨界公式分析之結果也有相同之趨勢。若將實際雨場資料代入本研究推求之臨界降雨線判斷之，以破碎岩層位置為地下 10 公尺之臨界降雨線為例，豐丘地區發生土石流之雨場判斷正確率為 100%、未發生土石流之雨場判斷正確率約為 88%；神木地區發生土石流之雨場判斷正確率 100%，而未發生土石流之判斷正確率為 77%。由此顯示，本模式推求之臨界降雨線對於預測土石流發生應有不錯之成效。

目錄

ABSTRACT	I
摘要	II
目錄	III
表目錄	V
圖目錄	VI
第一章 導論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機、目的與方法	1
1.3 研究內容	2
第二章 前人研究	3
2.1 土石流簡介	3
2.1.1 土石流之定義	3
2.1.2 土石流之特性	4
2.1.3 土石流之類型	6
2.1.4 土石流發生之影響因子	9
2.2 降雨與土石流發生之關係	13
2.2.1 地表水流入滲對土石流發生之影響	13
2.2.2 地下水湧升對土石流發生之影響	14
2.2.3 現地應力路徑觀念介紹	15
2.2.4 臨界降雨線之建立	16
第三章 研究區域概述	21
3.1 研究區域地理環境概況	21
3.2 氣候條件	25

3.3 土石材料性質	25
3.4 臨界降雨線	29
第四章 模擬方法之建立與驗證	33
4.1 分析軟體 ABAQUS 簡介	33
4.2 水壓供給速率計算	34
4.3 三軸試驗之模擬	38
4.3.1 均向壓密不排水三軸試驗之模擬	38
4.3.2 現地應力路徑三軸試驗之模擬	41
4.4 模擬方法之建立	43
4.4.1 土石流發生部之模擬	43
4.4.2 收斂性分析	46
第五章 模擬結果與討論	48
5.1 現地模擬結果	48
5.1.1 神木地區	48
5.1.2 豐丘地區	51
5.1.3 綜合討論	55
5.2 影響因子探討	57
5.2.1 地文因子	57
5.2.2 降雨條件	59
5.3 臨界降雨線之建立	61
5.3.1 現地狀況	61
5.3.2 討論	62
第六章 結論與建議	66
6.1 結論	66
6.2 建議	69
參考文獻	70

表目錄

表 2.1	土石流臨界發生公式.....	75
表 2.2	土石流臨界發生公式使用參數說明.....	80
表 2.3	不同地區激發土石流所需的降雨條件.....	81
表 3.1	陳有蘭溪流域高度表.....	82
表 3.2	陳有蘭溪集水區內不同土地所有權所佔面積.....	82
表 3.3	陳有蘭溪集水區內不同土地權屬內土地利用型態.....	82
表 3.4	陳有蘭溪流域雨季之降雨量.....	83
表 3.5	陳有蘭溪流域雨季降雨量佔全年平均雨量百分比.....	84
表 3.6	明坑採樣結果.....	85
表 3.7	粒徑曲線分析結果.....	85
表 3.8	模擬材料之相對密度試驗結果.....	86
表 3.9	模擬材料之大型直剪試驗結果.....	86
表 3.10	三軸壓密透水試驗結果.....	87
表 3.11	CIU 試驗結果.....	88
表 3.12	FSP 試驗結果.....	88
表 3.13	土石流發生溪流集水區特性之參數.....	89
表 3.14	陳有蘭溪流域土石流發生溪流分群.....	89
表 4.1	雨量站控制範圍與受災集水區.....	90
表 4.2	均向壓密不排水三軸試驗材料參數.....	90
表 4.3	現地應力路徑三軸試驗材料參數.....	91
表 5.1	現地推估狀況.....	92
表 5.2	土石流穩定分析結果.....	92
表 5.3	發生土石流雨場判斷結果.....	93

圖目錄

圖 2.1	土石流流速分佈斷面圖.....	94
圖 2.2	溪床坡度與可能發生之土石現象.....	94
圖 2.3	土石流流動之縱橫斷面圖.....	95
圖 2.4	土石流流動狀態及各波段之粒群示意圖.....	95
圖 2.5	土石流堆積部示意圖.....	96
圖 2.6	路堤內部之孔隙水壓量測記錄.....	97
圖 2.7	路堤邊坡破壞前之水壓記錄.....	97
圖 2.8	San Francisco Bay 土石流災害記錄.....	98
圖 2.9	現地應力路徑試驗示意圖.....	99
圖 2.10	土石流發生之降雨強度與降雨延時關係圖.....	100
圖 2.11	有效雨量與有效雨量強度關係圖.....	100
圖 2.12	最大時雨量與累積雨量關係圖.....	101
圖 2.13	土石流發生臨界降雨線之設定.....	101
圖 3.1	陳有蘭河流域地理位置圖.....	102
圖 3.2	陳有蘭河流域地質圖.....	103
圖 3.3	陳有蘭溪地質構造分佈圖.....	104
圖 3.4	陳有蘭河流域沖積扇及階地分佈.....	105
圖 3.5	陳有蘭溪集水區內土地管理分區.....	106
圖 3.6	出水溪溪床剖面圖.....	106
圖 3.7	現地粒徑分佈曲線.....	107
圖 3.8	神木試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果.....	108
圖 3.9	豐丘試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果.....	109
圖 3.10	神木試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果.....	110
圖 3.11	豐丘試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果.....	111

圖 3.12	陳有蘭溪流域臨界降雨線圖.....	112
圖 3.13	豐丘上游集水區土石流發生之臨界降雨線.....	112
圖 3.14	群集一之土石流發生臨界降雨線.....	113
圖 3.15	群集二之土石流發生臨界降雨線.....	113
圖 4.1	非拘限含水層水位變動情形.....	114
圖 4.2	陳有蘭溪流域各雨量站與受災地區之概略位置圖.....	115
圖 4.3	三軸試體模型.....	116
圖 4.4	均向壓密不排水三軸試驗模擬變形圖.....	116
圖 4.5	神木地區 CIU 試驗之軸向應力應變圖.....	117
圖 4.6	豐丘地區 CIU 試驗之軸向應力應變圖.....	118
圖 4.7	彈性模數 E 與圍壓 α 之關係圖.....	119
圖 4.8	現地應力路徑三軸試驗模擬變形圖.....	120
圖 4.9	神木地區 FSP 試驗之結果.....	121
圖 4.10	豐丘地區 FSP 試驗之結果.....	122
圖 4.11	神木、豐丘兩地溪谷之縱剖面圖.....	123
圖 4.12	土石流發生部之網格模型.....	124
圖 4.13	元素個數分割圖.....	124
圖 4.14	模擬降雨事件之孔隙壓力與時間關係圖.....	125
圖 4.15	元素個數分析之孔隙壓力與時間關係圖.....	125
圖 4.16	元素節點個數分析之孔隙壓力與時間關係圖.....	126
圖 5.1	神木地區模擬結果之孔隙壓力變化.....	127
圖 5.2	神木地區模擬結果之最大主應變變化.....	128
圖 5.3	神木地區模擬結果之應力變化.....	129
圖 5.4	神木地區模擬結果之塑性應變圖.....	130
圖 5.5	神木地區模擬結果之位移圖.....	131
圖 5.6	神木地區模擬結果之孔隙比變化.....	132

圖 5.7	神木地區模擬結果之應力路徑.....	133
圖 5.8	豐丘地區模擬結果之孔隙壓力變化.....	134
圖 5.9	豐丘地區模擬結果之最大主應變變化.....	135
圖 5.10	豐丘地區模擬結果之應力變化.....	136
圖 5.11	豐丘地區模擬結果之塑性應變圖.....	137
圖 5.12	豐丘地區模擬結果之位移圖.....	138
圖 5.13	豐丘地區模擬結果之孔隙比變化.....	139
圖 5.14	神木地區模擬結果之應力路徑.....	140
圖 5.15	模型變形圖.....	141
圖 5.16	不同坡度之模擬結果.....	141
圖 5.17	Klubertanz 等人模擬不同坡度之結果.....	142
圖 5.18	不同孔隙比之模擬結果.....	142
圖 5.19	不同地下水位面之模擬結果.....	143
圖 5.20	不同水壓供給位置之模擬結果.....	143
圖 5.21	頂部供給水壓之結果.....	144
圖 5.22	不同水壓供給速率之模擬結果.....	145
圖 5.23	不同水壓供給時間之模擬結果.....	145
圖 5.24	相同供水量之模擬結果.....	146
圖 5.25	不同地下水位面之臨界降雨線.....	147
圖 5.26	不同供給水壓位置之臨界降雨線.....	148
圖 5.27	臨界降雨線之比較(一).....	149
圖 5.28	臨界降雨線之比較(二).....	150
圖 5.29	臨界降雨線之比較(三).....	151
圖 5.30	豐丘地區與神木地區之臨界降雨線.....	152
圖 5.31	豐丘地區之臨界降雨線.....	152
圖 5.32	神木地區之臨界降雨線.....	153

第一章 導論

1.1 前言

台灣地區之坡地地形陡峭，地質脆弱，又常有濫墾、濫伐等不當的坡地利用，而颱風、梅雨所帶來的季節性雨量又集中，所以每逢暴雨就必須提防山區大規模的土砂災害，其中又以土石流因其具有流動範圍廣、破壞力強等特性，常造成重大的生命財產損失。以往土石流災害並未受到重視，只有規模很大之土石流，或有造成生命財產損失的土石流才有記錄，其中以民國八十五年賀伯颱風帶來的暴雨，造成新中橫公路沿線發生的土石流災害最為嚴重，經過媒體廣泛的報導之後，自此土石流災害便成為社會各界關心的焦點。

1.2 研究動機、目的與方法

根據調查顯示，近年來土石流的發生頻率有越演越烈的程度，尤其九二一大地震後，大量土石崩落、堆積於山谷間，每當豪大雨來時，就必須嚴防土石流發生，因此加強土石流發生時之預警與防治實為當務之急，而有效的防治與預警必須仰賴對發生機制之瞭解，但是目前為止，各界對土石流的成因尚未有明確的定論，所以有必要對發生機制有更進一步的探討。

影響土石流的發生因子有許多，其中最基本也重要的當屬坡度、土石材料和水分供給等三項，而坡度和土石材料性質可以經由現地調查或試驗求得，且各地區的坡度和材料性質不會因為時間的關係而有太大的變化，

唯獨水分供給方面，會因為降雨強度和降雨延時不同而改變，另外，根據現地觀察發現，並不是每次土石流發生時間與降雨來臨時間皆有高度相關性，因此有必要對於水分供給這項因素加以釐清。

前人對於土石流發生部的研究，大致分為理論與試驗兩方面。理論方面著重在土石流發生之臨界公式推導，大多應用靜力平衡概念，因此無法考慮時間的影響。試驗方面，則以室內水槽試驗或三軸試驗配合現地觀察為主，但是室內水槽之規模與現地土石流發生之規模相差甚大；而三軸試驗受限於儀器尺寸大小，只能針對粒徑較小之部分試驗；另外，現地觀察則必須考量交通問題、經費來源與土石流發生時之危險性。因此本研究擬運用數值分析方法，採用有限元素分析軟體 ABAQUS 模擬現地坡度與地質狀況，探討不同降雨條件和供水方式對誘發土石流之影響，並以豐丘與神木兩地區為驗證及修正之參考，期能有助於瞭解土石流之發生過程，並且提供一套系統性的判定方法。

1.3 研究內容

本文內容主要分成六章：第一章為緒論，說明研究動機、目的與方法；第二章為前人研究部分，回顧前人對土石流之分類、特性、發生機制等相關研究；第三章說明研究區域，即陳有蘭溪流域概況，並介紹神木、豐丘兩地區之土石材料性質及水文、氣候等因子；第四章則為數值分析模式之建立，以及參數說明與驗證；第五章為模擬結果討論與土石流發生之影響因子分析；第六章則綜合研究結果提出結論與建議。

第二章 前人研究

本章主要分為兩部分，第一部份為土石流相關介紹，諸如土石流之定義、特性、類型及發生條件。第二部份說明降雨對土石流發生之影響。

2.1 土石流簡介

2.1.1 土石流之定義

國內外學者對於土石流有不同的定義方式，然而各定義雖不完全相同，卻都能表現土石流的特性與表徵。本節針對各學者對土石流之定義概略敘述如下：

1. Varnes (1958)

土石流是含高比例的粗質碎屑 (fragments)，經常發生於異常降雨或突然解凍的土壤，由於逕流造成的急流沖刷地表土壤時發生，尤其是在具有深層堆積物土壤的山坡地及植生被移除時更容易發生。

2. 何春蓀 (1981)

土石流是因地表面岩屑經飽和含水後，岩石、岩塊和土壤與水混和在一起，形成可塑性的物體沿斜坡向下流動。

3. 周必凡等人 (1991)

泥石流（或稱土石流）為鬆散土體和水的混和體在重力作用下，沿自然坡面或沿壓力坡流動之現象。

4. Johnson 與 Rodine (1984)

土石流通常混和少量黏土、空氣與水之顆粒狀固體，在緩坡上快速流動之過程。

5. 日本防砂學會 (間接取自 9)

土石流中土石含量多於水量，水流不是土石流物質的搬運介質，而是含水的粥狀泥沙在其自重作用下產生運動的現象。

6. 水土保持手冊 (1992)

土石流為泥、砂、礫及巨石等物質與水之混合物，受重力作用後所產生的流動體。

2.1.2 土石流之特性

根據研究顯示，土石流多半發生在颱風、豪雨來襲時，且發生地點通常位在偏僻的山區或荒溪上游，加上發生時間難以確定且歷時短，所以觀察不易。故綜合水土保持手冊 (1992)、張立憲 (1985)、詹錢登 (1997)、何敏龍 (1997)、Johnson & Rodine (1984)、Takahashi (1978)、Vandine (1985) 以及 Varnes (1958) 之研究及觀察，整理歸納土石流之特性如下：

- (1) 土石流是濕流 (wet flow) 的一種，內含豐沛的水分，其搬運的型態為高濃度之集合搬運，與表土侵蝕及溪床侵蝕之個別搬運不同。
- (2) 土石流的組成材料中顆粒粒徑受地質及風化程度不同的影響，分佈十分廣泛，粒徑大小自數公尺至 0.01 mm 以下都有。
- (3) 土石流表面之流速明顯高於其平均流速，顯示土石流具有表面快而底

面慢之流速分佈特性，如圖 2.1 所示。

- (4) 因土石流具高含水量，又常發生在陡坡上，故流動快速（礫石型約 $3\text{m/sec} \sim 10\text{m/sec}$ 、泥流型約 $2\text{m/sec} \sim 20\text{m/sec}$ ），常沿溪谷沖下並留下鋸齒狀或 V 型沖刷痕跡。
- (5) 一般土石流從形成至停止之過程，可大致分為三部分，包括發生部、流動部與堆積部；土石流發生部之溪床坡度大約在 $15^\circ \sim 30^\circ$ 之間，流動部之坡度約在 $6^\circ \sim 15^\circ$ 之間，淤積部之坡度則在 $3^\circ \sim 6^\circ$ 間；坡度大於 40° 以上之溪床堆積物則可能以崩落之型態移動。當坡度低於 3° 以下，土石流運動近乎停止；土石流與溪床坡度之關係如圖 2.2。
- (6) 土石流大多由岩塊、礫石、流木與泥砂等混合而成，其前端部分常有巨大礫石集中現象，呈旋轉且隆昇狀之流動；觀察流動時之橫斷面形狀，前端部分呈中央隆起，在後續部分則呈中央凹下之形狀，如圖 2.3。
- (7) 由於組成粒徑非常不均勻，土石流流動時大多呈不穩定狀態，有陣流現象；當前端部分受阻而停止時，其後續部分因慣性而壅高，隨著壓力加大迫使前端再次流動，因此常呈間歇性流動狀態，並於前端形成顯著波段，如圖 2.3、圖 2.4。
- (8) 流動時有明顯的直進性，於通過溪谷、彎道或遇到障礙物時不易繞流或轉向，因而產生強大的衝擊作用或爬升現象。
- (9) 土石流沿陡坡運動，其流速每秒可達數公尺甚至數十公尺；在緩坡地帶又會迅速淤積，因此土石流常於溪谷出口處（坡度緩、寬度大之地點）形成扇狀堆積地。如圖 2.5 (a) 所示，可看出堆積部前端之粒徑較大，而中央及尾部之粒徑較小。
- (10) 土石流堆積區前端部份的礫石呈規則排列，縱斷面上之粗礫石長軸方向與流下方向約呈 45° 度角，甚具規則性。平面上，前端部份皆為礫石所組成，夾雜少量顆粒較細的砂礫，如圖 2.5 (b)。

2.1.3 土石流之類型

土石流之分類方法眾多，大多是依發生機制區分類型，也有學者是依材料組成或流體性質區分類型，以下將各學者分類之結果分別說明之：

1. 依發生機制分類

中筋氏（間接取自 29）調查日本仁淀川流域 140 個土石流災害，將其發生型態分為四類：

- (1) 大規模崩塌誘發型：主要乃坡面、溪岸發生大規模崩塌，其規模大，破壞性大，發生頻率佔 19%。
- (2) 源頭部崩塌誘發型：源頭部發生崩塌，再加入溪床堆積物，使土石量大增的土石流，發生頻率佔 32%。
- (3) 小規模崩塌誘發型：流域內各處崩塌土堆積於溪床所造成，發生頻率佔 44%。
- (4) 溪床堆積物流動型：近飽和之堆積層由於逕流形成蝕溝土石流，轉為土砂流，其發生頻率佔 5%。

高橋、水山（間接取自 30）將土石流分為以下五種類型：

- (1) 陡坡溪谷堆積土砂之流動。
- (2) 山腹崩壞型土石流。
- (3) 崩壞土砂所形成天然土壩潰決之土石流。
- (4) 地滑型土石流。

(5) 火山噴發型土石流、泥流。

山口伊佐夫(1985)依土石流發生的因素，可概分為以下數類：

- (1) 黏土礦物生成地帶的土石流：黏土礦物具吸水性、膨潤性，具有容易流狀化的性質，易因降雨等激發作用誘使土石流發生。
- (2) 來自風化細粒土堆積的土石流：當堆積土體之孔隙率較大時，因長期降雨使孔隙水壓異常上升，使土體摩擦係數降低而引發土石流。
- (3) 因溪流壅高形成的土石流：豪雨時山腹或溪谷兩岸發生崩塌堆積成天然土石壩，堵塞溪流使溪床水位壅高，使土石壩發生崩潰而引發土石流。
- (4) 因火山活動或火山堆積物所產生之土石流：火山活動可能導致積雪溶解、火山湖潰決；而火山堆積物由於孔隙率大，易因降雨激發水壓，進而誘發土石流。

張石角(1983)觀察台灣土石流，根據發生機制分為兩種：

- (1) 山谷土石流型：堆積在山谷中之深厚未固結土石，由於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。
- (2) 地滑土石流型：發生於邊坡，由山崩或地滑產生。當滑動面位於風化層內，或風化層下淺處發生地滑現象時，易引發土石流。

陳榮河(1999)則介紹四種破壞類型：

- (1) 滑動型土石流：土塊滑動初期，除滑動面附近之位移量較大之外，

滑動體內之變形量並不大。然若持續滑動，塊體內之變形量逐漸增大，使得整體結構逐漸瓦解，此時，若有足夠的水量加入於孔隙之中，使土體飽和並發生液化現象，終於將形成土石流。

- (2) 潰壩型土石流：由滑動造成之天然土石壩，其潰決常急速發生在短時間內，特別是在陡峭亦發生土石流之溝谷處。這種破壞與某些土石流發生前，其溝谷流量突然停止或減少之現象相吻合。
- (3) 沖蝕型土石流：此類土石流為考慮一無限邊坡，土層為均勻飽和之土壤，受到降雨強度增加或逕流水位上升造成地表水深變高，產生剪應力之增加，進而引發土石流。
- (4) 孔隙水壓引發型土石流：地表下岩層破碎，而縫隙中之地下水受到他處高水頭作用產生極大之正孔隙壓力，造成局部土體破壞引發土石流。

2. 依組成材料分類

周必凡等人 (1991)，依土石流物質組成，將土石流大致區分為：

- (1) 水石流：主要由砂礫和卵石組成，很少黏土或粉土顆粒。
- (2) 泥流：主要由黏土、粉土和砂組成，很少礫石或卵石。
- (3) 土石流：土石流土體物質顆粒分佈範圍廣，包含各種粒徑材料。

謝正倫 (1991) 則依組成材料之粒徑分佈區分土石流：

- (1) 礫石型土石流：0.1mm 以下細粒料之含量在 10% 以下者。
- (2) 泥流型土石流：0.1mm 以下微粒料之含量在 50% 以上者。
- (3) 一般型土石流：細粒料含量在 10% ~ 50% 之間者。

3. 依流體性質分類

周必凡 (1991)、崔之久 (1996) 依土石流流體性質之不同分為兩類：

- (1) 黏性土石流 (或稱結構型土石流)：土石流中黏土含量大於 3% ，固體物質含量常達 40% ~60% ，最高可達 80% ，流動時呈整體層流運動，流體中常保有原狀土塊，流動時有陣流現象，當流動到較平廣的地段也不會發生流散現象，停止堆積後仍保持原來結構，故堆積物無明顯的分選現象。
- (2) 稀性土石流 (或稱紊流型土石流)：土石流中黏土含量小於 3% ，固體物質含量約為 10% ~40% ，水為主要搬運介質，水、泥、砂所組成的泥漿體運動速度大於粗顆粒的運動速度，呈紊流運動，流動時無明顯陣流，堆積物經分選。

2.1.4 土石流發生之影響因子

影響土石流發生之因子眾多，其中最基本也最重要的當屬：適當的坡度、豐富的土石材料和充足的水分供給，當此三條件皆滿足時，土石流即便發生。另外，集水區環境、土石材料之粒徑分佈和人為破壞等因素也與土石流發生相關，以下茲將學者對各影響因子之研究整理如下：

1. 適當的坡度

發生土石流之邊坡必須有一定之坡度範圍，才可以促使土石流動，太緩或太陡皆不合。根據張立憲（1985）之研究指出，若溪床坡度小於 15° ，則無法產生較大之推移力促使土石流動；若溪床太陡，如坡度大於 40° ，則因細粒料易在水中形成懸浮載（suspension load），不易混合成泥狀而產生土石流。另外，根據謝正倫（1993）對花蓮縣與台東縣土石流之調查，發現危險溪流之溪床坡度大多集中於 $10^\circ \sim 25^\circ$ ，以 $15^\circ \sim 20^\circ$ 之間的坡度為最多，平均坡度在 5° 以下及 35° 以上之溪谷，幾乎不存在土石流發生之案例。山口伊佐夫（1985）則指出土石流發生之地形坡度約在 $18^\circ \sim 20^\circ$ 以上。

上述之坡度分類為概略性分類，欲精確研判發生部之坡度得用力學方法來分析。國內外學者依據假設條件與所用參數不同而發展出不同的臨界發生公式，然而大抵上皆採無限邊坡極限平衡法之觀念，茲參考何敏龍（1997）整理各學者之研究結果及連惠邦等人（1996）所提九種較為常見之臨界公式，歸納整理於表 2.1，相關參數則列於表 2.2。由於各土石流臨界發生公式之假設條件及參數互異，在此僅介紹目前最為廣泛採用的 Takahashi 理論公式。

Takahashi(1978)利用靜力平衡觀念推導理論公式，基本假設如下：

- (1) 堆積之土石材料為一無限長之均勻土層，顆粒組成疏鬆，土層深度為 D ，不考慮土壤的凝聚力，坡面與水平面夾 θ 角。
- (2) 有平行地表之逕流產生，逕流深度 h_0 ，當逕流形成時土層已達飽和狀態。
- (3) 土層內滲流方向與坡面平行，孔隙內無超額孔隙水壓存在。

推導結果為土石流發生之坡度得滿足 $\theta_1 < \theta < \theta_2$ 之條件：

$$\tan \theta_1 \geq \frac{C(G_s - 1)\gamma_w}{C(G_s - 1)\gamma_w + \gamma_w(1 + \kappa^{-1})} \tan \phi \quad (2-1a)$$

為土石流發生之最小坡度，

$$\tan \theta_2 \geq \frac{C(G_s - 1)\gamma_w}{C(G_s - 1)\gamma_w + \gamma_w} \tan \phi \quad (2-1b)$$

為土石流發生之最大坡度，式中：

C ：土石體積濃度（固體顆粒體積/總體積）

G_s ：土石顆粒之比重

γ_w ：水之單位重

θ ：坡角

ϕ ：土體之內摩擦角

κ ：經驗參數

其中， κ 由試驗決定，大約為 0.7。

綜合上述推導之結果，可能形成土石流的坡度範圍為 $\theta_1 < \theta < \theta_2$ 。當 $\theta > \theta_2$ 時，堆積土層將形成剛體般整體滑動而非土石流流動，崩落之泥砂可能堆積於下游坡度較緩處（ $\theta_1 < \theta < \theta_2$ ），其後若有逕流經此崩積層，亦可能引發土石流。而當堆積層坡度 θ 小於 θ_1 時，可能成為不成熟之土石流或土石不發生破壞。

2. 豐富的土石材料

土石流需要大量鬆散的土石材料，而在地質構造複雜、斷層褶皺發達、地震多、邊坡穩定性差、岩層破碎或山崩地滑多的地區，便能為土石流提供豐富的鬆散土石；除此之外，人類之活動亦提供土石流豐富之土石材料。例如：山坡地不當利用與開發、林木之濫砍濫伐或工程棄土處理不當等，皆使土地涵養水源功能降低，間接增加地表逕流；雖然許多農地未超限利用，但缺少水土保持處理，加以農路闢建太多，造成地表水流沿不當之排水溝集中或順道路流下，促成逕流集中。此等情形雖未直接導致開發地之崩塌，但其下方之土地卻因而發生崩塌，並間接增加地表水量及土石材料，導致土石流之發生或增大土石流之規模。

在土石材料的粒徑分佈方面，游繫結等人(1996)認為堆積層顆粒大小之垂直分佈亦與土石流發生有關，上粗下細較上細下粗容易發生，而發生之型態也有不同。Rodine 及 Johnson (1984)則指出土石流整體之強度決定於細顆粒與泥漿 (slurry) 混合物之強度，含適當之黏土為發生土石流之必要條件。范正成(1996)研究土石流發生之控制因子，發現土壤孔隙比代表地下水流動之容易程度，因此細粒料愈少(小於 200 號篩)較容易發生土石流。山口伊佐夫(1985)則指出黏土顆粒之存在與否與土石流之發生有密切關係。

3. 充足的水份供給

水份不只是土石流組成的成分，更是誘發土石流的關鍵因子。供水的來源包括降雨、地下水、融雪、水庫或天然土石壩的滲漏或潰決等。

大量的水經由地表逕流垂直入滲填充土壤間的孔隙，使土體達到飽和，有效應力降低，抗剪強度減少，同時逕流水位又增加土體的剪應力，終使土體發生破壞；也有地下水流經由土層底部之破碎底層湧升，造成有效應力降低，進而發生土石流。

土石流發生與集水區面積關係方面，依謝正倫（1991）調查花蓮縣土石流發生情形，結果顯示土石流發生頻繁的地區，其坡度大於 10° 以上之集水區面積皆大於 5 公頃以上，故將此 5 公頃做為土石流發生之最小有效集水面積。集水面積小於 5 公頃之地區則被認為是土石流不敏感地區。

2.2 降雨與土石流發生之關係

2.2.1 地表水流入滲對土石流發生之影響

一般認為暴雨期間降雨形成之地表水流垂直入滲是造成土體內部孔隙水壓及滲流力增加，進而導致邊坡破壞的主因。Atkinson 等人（1985）調查英國高速公路路堤之邊坡破壞發現，約 10% 的路段曾發生邊坡滑動破壞。圖 2.6 顯示填築路堤時所埋置之水壓計記錄及 9 年後之記錄，由圖 2.6 中可發現於深層部位所量得之正孔隙水壓大部份已消散，然而淺層位置之負孔隙水壓卻無太大變化。圖 2.7 為路堤發生邊坡滑動前之水壓量測記錄，在深度 1.5 公尺以內之區域，孔隙水壓均呈正值，隨著深度增加，孔隙水壓又恢復至負值。主要的滑動面約發生在深度 1.2 公尺之處且平行坡面，而現地之水壓記錄值顯示滑動發生後之水壓值約升高 1kPa，故 Atkinson 等人推斷路堤表層所發生之淺層邊坡滑動應是由孔隙水壓激發所造成。此外，Zhu and Anderson（1998）調查夏威夷 Honolulu 郊區 Pauoa Ridge 之邊

坡滑動及土石流危險區發現，現地之地下水位深度約 150 公尺，因此接近地表土體之飽和現象應是由季節性降雨產生之棲止水體所造成。Pitts and Cy (間接取自 53) 在研究新加坡之殘餘土壤 (residual soils) 時，亦發現，在暴雨期間，部份土體達到飽和，且由土體內部量測到正值之孔隙水壓。

2.2.2 地下水湧升對土石流發生之影響

傳統上認為促使土體孔隙水壓升高的主要原因為雨水的垂直入滲，然而 Sidle (間接取自 53) 由美國 Oregon 到 Alaska 東南部的海岸山脈，可能發生土石流區域之孔隙水壓記錄與雨量資料研判，發現孔隙水壓激發速率很快，且所測得之水壓值隨著坡地地形之特徵而改變，故其研判水壓的激發並不能完全以降雨之垂直入滲造成來解釋，同時 Sidle 由其眾多研究案例推斷，破壞發生時之水壓值須超過其靜水壓力，為大部份邊坡破壞之必要因素。

Johnson & Sitar (1990) 於 San Francisco Bay 地區調查土石流災害，由發生土石流鄰近處所量得之水壓記錄，如圖 2.8 (b) 所示，暴雨期間土體內有正的孔隙水壓被激發，且在深度為 120 公分處所量之水壓值一開始均低於深度為 75 公分及 30 公分所量之水壓。而於第一次發生土石流的暴雨期間，深度 120 公分處之水壓有突然被激發的現象，待暴雨結束後，又回復至低於深度為 75 公分及 30 公分處之水壓。當下場暴雨來臨時，又有相同的情形產生。此外，觀察當地之地質剖面圖，如圖 2.8 (a) 所示，位於崩積土層下的岩層是相當破碎的，且 Sitar 等人於災後現場發現許多發生土石流之處，於數天甚至數個禮拜之後，仍有相當多的水從其出露的破碎底岩中滲出，因此推論被激發的水壓並不單純由降雨入滲所引起，而是由於

上坡處之降雨累積於破碎底岩而激發水壓。

地形構造亦對引發土石流有影響，Johnson & Sitar (1990) 發現土石流常產生於山谷的凹陷處 (convex-concave 之交接處)，因為此處較易累積水量使孔隙水壓上升造成土體的不穩定。如圖 2.8 所示，孔號 3 所處位置正是一地形上之凹陷處，雖然此處並未發生土石流，但由其水壓記錄可發現，凹陷地形對於其上的土體的確提供了更多讓水聚積，以使孔隙水壓上升的機會，因此提高了發生土石流的可能性。Zaslavsky & Siniai (間接取自 53) 以數值分析研究底岩構造對土石流發生的影響，發現降雨將導致位於地形凹陷處之土體呈現飽和現象，進而激發孔隙水壓。

2.2.3 現地應力路徑觀念介紹

土體內之孔隙水壓突然上升，是導致土體不穩定，轉變成土石流的重要因素；Brand (1981) 首先提出現地應力路徑之觀念，認為許多暴雨地區之邊坡災害，大部份的災害是起因於降雨入滲至未飽和的土體，致使土體內部產生正值孔隙水壓力，同時降低土體之有效應力及剪力強度，直至邊坡上之土體不再處於平衡穩定狀態，而產生滑動現象；於此種破壞模式下，在不考慮土體因降雨入滲所導致土體單位重改變之情形下，土體由降雨入滲激發水壓至破壞而產生滑動之過程中，其所承受之正應力及剪應力大致相等，即破壞主要由孔隙水壓的激發，導致有效應力降低所致，而非由剪應力增加所致。現地應力路徑如圖 2.9 所示。

2.2.4 臨界降雨線之建立

臨界值的觀念已廣泛被用來設計土石流發生時之預警系統：首先由過去土石流發生的資料，以統計的方式建立一個地區土石流發生之臨界值，此臨界值可用降雨強度或降雨量表示之；再建立一個即時（real-time）雨量記錄及預報系統；暴雨來襲時，便可由雨量變化之監測來發佈土石流可能產生之警報。茲將各學者推求之臨界降雨線略述如下：

1. Caine (1980)

Caine(1980)綜合了世界各地土石流發生之時間和雨量資料關係，提出臨界降雨強度公式：

$$I_r \geq 14.82T^{-0.39} \quad (2-2)$$

式中：

I_r ：降雨強度（mm/hr）

T ：降雨延時（hr）

2. Cannon & Ellen (1985)

Cannon 和 Ellen (1985) 分析美國加州舊金山灣區歷年降雨和土石流資料，指出該地區發生土石流的累積雨量臨界值為 250mm 至 400mm，並提出此地區之降雨強度與降雨延時和土石流發生之關係式為：

$$(I_r - 6.86)T \geq 38.1 \quad (2-3)$$

3. Wieczorek (1987)

Wieczorek (1987) 調查加州 La Honda 地區的土石流資料並分析之
提出下式：

$$(I-1.52)T \geq 9.0 \quad (2-4)$$

4. Keefer (1987)

Keefer (1987) 以力學觀點推導降雨強度及延時與土石流發生之關係，結論為當有效降雨量大於或等於到達臨界孔隙水壓所需臨界含水量時，即會造成土石流的發生，可用下式表示：

$$(I-I_0)T \geq Q_c \quad (2-5)$$

式中：

I ：平均降雨強度 (mm/hr)

I_0 ：流失的降雨強度 (mm/hr)

T ：降雨延時 (hr)

Q_c ：臨界含水量 (mm)

其中，流失的降雨強度 I_0 和臨界含水量 Q_c 與當地的地文因子及水文因子有關。另外，Keefer (1987) 也整合多位學者之研究結果，如圖 2.10 所示，參數如表 2.3 所示。

5. 瀨尾克美、橫部幸裕 (1978)

瀨尾克美與橫部幸裕 (1978) 針對日本六甲山系、大戶川流域和木津上游流域的土石流事件進行分析，採用有效雨量強度和有效雨量之關係來界定土石流發生之臨界線，如圖 2.11 所示。

6. 青木佑久 (1980)

青木佑久 (1980) 研究日本地區 23 場降雨事件所造成的 46 場土石流災害，發現發生土石流的降雨特性為：

- (1) 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 30mm/hr~40mm/hr 強度的降雨，即會發生土石流，此時的累積雨量達 100mm 以上。
- (2) 累積雨量在 150mm~200mm 以上，即使小於上述的累積強度也會發生土石流的災害。
- (3) 累積雨量達 400mm 以上一定會發生土石流災害。
- (4) 災害發生前，前期短時間雨量會隨著降雨延時的增大而減小。

7. 池谷浩 (1973)

池谷浩 (1973) 則將土石流發生時的降雨狀況區分為三種形式：

- (1) 第一類降雨型態：急遽發生大強度降雨，於同時發生土石流。
- (2) 第三類降雨型態：連續數小時之強度不大的降雨，接著發生大強度降雨而發生土石流。
- (3) 第二類降雨型態：降雨情形介於第一類和第三類之間。

將上述三種型態以圖 2.12 表示之。第一類降雨型態主要考慮因素

為降雨強度，降雨強度在 50mm/hr 以上即發生土石流；第三類降雨型態是累積雨量達 200mm 以上，土石流即發生，主要是由累積雨量控制；第二類降雨型態則需降雨強度和累積雨量相互配合。

8. 謝正倫等人 (1992)

謝正倫、江志浩、陳禮仁 (1992)，調查花蓮、台東地區共 295 條土石流危險溪流得知：

- (1) 當降雨強度超過 27mm/hr、累積雨量超過 360mm 時，則有誘發土石流的可能性。
- (2) 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 之間，發生率 50% 之時雨量與累積雨量分別為 65mm/hr 和 70mm。

9. 江永哲、林啟源 (1991)

江永哲與林啟源 (1991) 分析七場土石流發生的降雨資料發現：台灣地區造成土石流發生的累積雨量至少大於 150mm，且最大一小時降雨強度至少大於 40mm/hr，降雨延時需全部在 12 小時以上。

10. 謝正倫 (1991)

謝正倫 (1991) 參考日本學者使用之方法，針對發生土石流之降雨資料與未發生土石流之降雨資料，以有效累積雨量與有效降雨強度之關係繪製成圖 2.13。

11. 范正成等人 (1996)

范正成等人 (1996) 以土石流發生溪流集水區內之土壤力學性質、

地文因子及水文條件，利用 Kruskal-Wallis 檢定法檢定各因子，比較各因子在曾經發生土石流區域與未發生土石流區域間是否有顯著的差異存在。假設發生之臨界降雨線為線性函數，利用 K-W 檢定法檢定土石流發生因子，迴歸分析出線性函數之參數，依此建立以危險因子為函數之迴歸關係式。

第三章 研究區域概述

本研究區域為陳有蘭溪流域神木與豐丘兩地。首先針對整個研究區域做一概略性之描述，簡述其地形、地質概況，以瞭解當地之環境，其次介紹陳有蘭溪流域之氣候條件，接著說明豐丘與神木地區之土石材料性質，最後則介紹陳有蘭溪流域土石流發生之臨界降雨線。

3.1 研究區域地理環境概況

陳有蘭溪流域之地理位置如圖 3.1 所示，流域面積約 450 平方公里，行政分區為南投縣水里鄉與信義鄉。地質上，以陳有蘭溪（即陳有蘭溪斷層之位置）為界劃分，東側為已變質的古第三紀地層，其出露之變質岩屬新高層或與其相當之地層，岩性主要為硬頁岩、板岩、變質砂岩和石英岩等變質岩；西側為未變質的新第三紀沈積岩，各地層由老至新分別為南港層、南莊層及屬於桂竹林層之關刀山砂岩段、十六份頁岩段與大窩砂岩段，岩性則以砂、頁岩或砂頁岩互層為主（林慶偉，1996）。流域之地層分佈示於圖 3.2。

流域內地質構造發達，大致可區分為三個主要系統，如圖 3.3 所示，(1)西北-東南走向之陳有蘭溪斷層及其分支，如沙里仙溪斷層與東埔斷層；(2)北北東-南南西走向之和社背斜及其東之同富向斜；(3)西北-東南走向之神木斷層、十八折坑斷層與兒玉斷層；本區岩體由於受到斷層及褶皺作用伴生之破裂面所切割，因此異常破碎；並經過風化、侵蝕、搬運及堆積等過程後，於溪谷較寬或較緩的地方常形成大量未固結與膠結之第四紀或現代沖積層，包括泥、砂、礫石等，堆積狀態皆屬鬆散（林慶偉，1996）。

陳有蘭溪發源於玉山北坡，匯集沿線支流，向北於水里附近注入濁水溪主流，全長約 42 公里，集水區內最高點為標高 3952 公尺的玉山主峰，最低點為與濁水溪本流合流點，標高約 310 公尺，平均河床坡度為 6.75%，而高差大、坡降陡則為其地形上之主要特色（周憲德，1999）。由高度表 3.1 可知：流域內平均高度為 1540 公尺，低於 500 公尺只佔 3.6%，主要為河道的氾濫平原；500~1000 公尺約佔 1/5，主要為沖積扇及低位階地；1000~1500 公尺和 1500~2000 公尺所佔面積最大，主要分佈於東側及南側坡地，亦即是玉山北麓及郡大山、對關山的西坡；3000 公尺以上的面積約佔 10%，分佈於玉山北麓（張瑞津，1997）。

就河谷地形的發育而言，陳有蘭溪主流及十八重溪等主要支流均已達到中年期，即堆積作用遠較侵蝕作用盛行，沖積扇及河階臺地均相當發達，如圖 3.4 所示。其中，陳有蘭溪之沖積扇屬於河谷沖積扇，並且為台灣本島河谷沖積扇最為發達的河川之一；河谷沖積扇發達表示該河川沖刷量大，且隱含了地質變動快速的意義（李錫堤，1996）。

由崩塌地與水系的關係來看，可以發現陳有蘭溪的崩塌地主要有「向源侵蝕型」及「河岸侵蝕型」兩類。賀伯風災之前，陳有蘭溪流域 51 個崩塌地中，向源侵蝕型崩塌地佔絕大部份；賀伯風災之後，崩塌地增加為 251 個，新增者多以河岸侵蝕型的崩塌地為主，且規模較多較小；崩塌地發達是河川沖刷量大的一項主要原因，同時也隱含了地質變動頻繁導致山坡不穩定之意義（李錫堤，1996）。

在土地利用方面，陳有蘭溪流域內植物分佈因不同海拔高程而呈現不同林相，大部分以天然雜木林、人工闊葉林、人工針葉林及竹類為主。區

域內的土地所有權可簡要分為台大實驗林、南投林區管理處所轄巒大事業區、嘉義林區管理處所轄阿里山事業區及非國有林區等四部分，如圖 3.5 所示，其面積分部如表 3.2。土地利用型態上，主要分為森林、草生地墾地、裸露地或崩塌地及水域等五類，由表 3.3 可知：非國有林地內，墾地面積佔非國有林地面積的 52%，其比例遠超過全區墾地比例 16.37%，表示在非國有林地內有一半以上的面積已被開墾為農業生產使用，可見其土地利用程度之高；另外，集水區內非國有林地僅有 32.82% 的面積為森林所覆蓋，亦即不滿 1/3 的土地是森林地，其中因台大實驗林早已被開發，與巒大事業區和阿里山事業區相較，其高程較低、坡度較緩，所以墾地比例高達 13.88%，而高程較高、坡度較陡的巒大事業區僅有 1.54%、阿里山事業區僅有 2.56%，比例相對較低，但森林覆蓋比均相當高，這種情形與非國有林地相比，可發現其森林覆蓋相差懸殊；若進一步探討土地利用與坡度之關係，發現在坡度平緩地區已幾無森林之存在，而在坡度陡峻地區則仍有 7 成以上的森林覆蓋率（陳文福，1997）。

本研究選擇陳有蘭流域災害頻仍之神木與豐丘為研究地點，地區概況略述於下：

1. 神木地區

神木村位於出水溪流域內；出水溪為陳有蘭溪上游支流和社溪之東側支流，河谷走向在樟樹神木以上為北偏西 45° ，樟樹神木以下受山脈影響而改變方向，形成兩個近乎 120° 左右之彎曲河道（陳宏宇，1999）。該區域集水區位於南投縣信義鄉與嘉義縣阿里山鄉交界處，為台灣大學實驗林第 38 號林班地，面積約 8.61 平方公里，集水區周圍由數座高山包圍，呈一窪地地勢。地形高程從崩塌頂點 2300 公尺處降至神木國小 1165 公尺，由溪床剖面圖 3.6 觀之，上游地區至樟樹神木附近由陡坡

45°降至緩坡 14°，由於此處坡度較陡易遭侵蝕與沖刷作用；樟樹神木至那馬戛班溪橋為平坦之淺溝地形，坡度約為 10°，由於此處坡度變緩且為河道轉彎處，亦成為土石材料堆積區；那馬戛班溪橋以下則形成一窄谷地形，坡度稍微變陡直至下游霍薩溪橋。地質上分區，上游屬中新世晚期之南莊層，由不同砂岩、深灰色頁岩組成，砂岩為主要岩性；雖為砂岩分佈區，但地勢陡峻、起伏較大且風化作用強烈，因此河谷侵蝕作用旺盛。下游為南港層，屬中新世中期，主要由黑灰色頁岩組成，且多含石英質砂岩、深灰色頁岩或粉砂岩，現場岩塊嚴重破碎，到處可見大量岩塊、礫石堆積於溪床及其兩岸。由溪床剖面圖 3.6 亦可看出陡、緩坡之分界，與地質圖之分界不謀而合（吳素慧，1997）。

2. 豐丘地區

豐丘地區曾於民國 74 及 75 年連續兩年發生土石流災害，而民國 85 年賀伯颱風於本區再次引發土石流，使本區成為賀伯風災期間，陳有蘭溪流域內土石堆積最多的災區。該區集水區面積為 1.74 平方公里，海拔自標高 2200 公尺急降至標高 600 公尺之豐丘國小附近，高差變化大，平均坡度 28°（游繁結等，1987）。該區屬十八重溪層之地質，主要為黑色板岩夾雜變質砂岩，另亦有白冷層之白色石英質砂岩、緻密砂岩和深灰色硬頁岩。本區因有斷層通過，斷層作用造成了鄰近地區的地層之剪力節理發達，以致地質破碎嚴重，地表多為破碎砂礫岩塊等堆積而成，組織鬆散且膠結不良（周憲德，1999）。

3.2 氣候條件

本區氣候上屬於熱帶濕潤氣候和熱帶重濕氣候之交替型態，亦即呈現夏季高溫多雨，冬季乾燥的氣候特徵，全年降雨量在 1500mm~2000mm 間，且降雨集中於夏季，佔全年總降雨量 80% 以上，年平均氣溫為 22℃，高低溫差變化大，可達 17℃ 以上（蔡光榮等人，1996）。

陳有蘭溪流域附近約有 19 個雨量測站，茲將降雨資料列於表 3.4、表 3.5。每年 5 月到 6 月的梅雨季節，各測站所測得之平均降雨量佔全年總雨量幾乎達 30% 左右；7 月至 9 月其間為台灣地區之颱風季節，依據流域內測站之資料可知，此三個月之平均降雨量佔全年總雨量 2/5 以上；若將雨季 5 月至 9 月的降雨量合計，則雨季期間之降雨量幾佔全年總雨量 70% 以上，可知每年之降雨集中在雨季期間相當明顯。若由流域內的年平均雨量分佈、梅雨季雨量分佈和颱風季節雨量分佈可發現：從較低海拔的和社測站（標高 987 公尺、年平均雨量 1668.6mm）到較高海拔的東埔測站（標高 1100 公尺、年平均雨量 1863.4mm）或更高海拔的玉山測站（標高 3850 公尺、年平均雨量 3052.7mm），流域內之降雨有隨地形高程上升而增加，並且在中上游地區，流域之西側雨量普遍高於流域東側之雨量（陳振杰，1999）。

3.3 土石材料性質

丁伯欣（1999）針對陳有蘭溪流域內土石流災害嚴重之神木及豐丘兩地，於現場進行土石篩分析，並採集土樣於試驗室進行土石材料之基本物理性質分析，依照等重量替代法之觀念模擬現地級配曲線，進行一系列土

壤之相對密度試驗、大型直接剪力試驗以及透水試驗。茲將丁伯欣(1999)對神木與豐丘兩地明坑採樣，配合室內基本物理性質之試驗結果，整理於下：

表 3.6 為明坑採樣結果，表 3.7 為針對兩試坑所做的粒徑曲線分析結果，圖 3.7 為神木與豐丘兩試坑之粒徑分佈曲線。採樣結果顯示：

- (1) 兩試坑土樣均為無塑性土。
- (2) 在顆粒形狀上，兩試坑之土石均為次角形至次圓形，而豐丘試坑之礫石呈角狀者多於神木試坑，且其顆粒粗糙度亦高於神木試坑之礫石。
- (3) 由現地粒徑分佈曲線配合阿太堡限度試驗結果，依統一土壤分類法分類，神木土樣為 GP-GM，豐丘土樣為 GP；兩試坑均以礫石為主體的土壤類型。
- (4) 由現地粒徑分佈曲線知神木試坑礫石含量為 58%，豐丘試坑為 72%；而通過 200 號篩之細粒料含量，神木試坑為 8%，豐丘為 3%。

丁伯欣(1999)對神木及豐丘兩地之土石材料，針對三種不同之最大粒徑，38.1 mm (1.5")、25.4 mm (1.0")、12.7 mm (0.5")，分別實施相對密度試驗以及大型直剪試驗，藉以瞭解不同模擬級配曲線之模擬材料的緊密程度及其力學特性；相對密度試驗及大型直剪試驗結果分示於表 3.8 與表 3.9；另外針對兩種不同最大粒徑 25.4 mm(1.0")、12.7 mm(0.5")，進行三軸透水試驗，試驗結果示於表 3.10。由相對密度試驗結果顯示，神木土石之級配不論最大粒徑為何，皆屬於中等緊密狀態；豐丘試坑最大粒徑 38.1 mm、25.4 mm、12.7 mm 之級配，相對應之緊密程度分別為疏鬆、中等緊密、緊密。另由三軸透水試驗結果顯示，神木及豐丘兩試坑土樣之透水係數 k 並不隨著有效圍壓之增加及最大粒徑的改變有太大的變化；均

屬中度透水性之材料。

鄭乃元(2000)同樣利用等重量替代法模擬神木與豐丘兩地之現地級配，採用最大粒徑 25.4mm (1.0")、12.7mm (0.5") 之模擬材料於實驗室進行均向壓密不排水三軸試驗，試體尺寸為 152.4mm × 304.8mm (6.0" × 12.0")；此外，並引入孔隙水壓激發觀念，進行現地應力路徑三軸試驗，以瞭解土石材料產生破壞之歷程，採用粒徑與試體尺寸大小與均向壓密不排水三軸試驗相同。

均向壓密不排水三軸試驗結果如圖 3.8、圖 3.9 與表 3.11 所示，並將所得結論整理如下：

- (1) 神木試坑土樣於試驗中表現出部份收縮之行為，且在較近似現地級配下 ($D_{max} = 25.4 \text{ mm}$)，產生類似穩定狀態之行為，這是因為神木土樣之相對密度較低，故於受剪時產生部份收縮行為，同時其級配較佳，顆粒間較易排列至穩定指向，因而增加穩定變形之機會。
- (2) 豐丘試坑土樣表現出較為明顯之膨脹行為，這是因為豐丘土樣之相對密度較高，顆粒排列較緊密，且礫石含量 (#4 以上) 較高，故顆粒於受剪時所產生的爬升作用較為明顯，因而膨脹行為較為顯著。
- (3) 神木土樣之內摩擦角隨所選擇最大粒徑增大而降低；在維持孔隙比不變之條件下，隨著最大粒徑縮小，將使平均粒徑降低，增加顆粒間之接觸面積，因而可得到較高之摩擦角。
- (4) 豐丘土樣之內摩擦角隨所選擇最大粒徑增大而提高，這是因為豐丘礫石含量較高 (#4 以上，約 72%)，改變不同最大粒徑，對於整體級配之影響較大；即最大粒徑愈大時，為一較佳級配，因而小顆粒於受剪過程中有較多的機會填充大顆粒間之孔隙，提高整體結構之勁度，故

可得到較高之內摩擦角。

圖 3.10、圖 3.11 與表 3.12 所示為現地應力路徑三軸試驗結果，其所得結論如下：

- (1) 試驗中所求得內摩擦角之變化趨勢和均向壓密不排水三軸試驗所得者相同，即神木土樣之內摩擦角隨最大粒徑之增大而降低，豐丘土樣之內摩擦角隨最大粒徑之增大而提高。
- (2) 神木土樣之結構型態類似接觸結合結構，細料遇水產生弱化將影響整體之強度。另外，神木土樣初始破壞前後之體積變化量均很小，這顯示在少量降雨的情況下，神木地區之堆積土體即可能產生不穩定之狀況。此外，土樣於低應力下產生類似兩階段之破壞行為；初始於排水狀態下緩慢變形，接著因內部破壞區擴大、延伸，導致土體於部份不排水狀態下而加速破壞；而產生不排水現象之機制。
- (3) 豐丘土樣之結構型態類似孔隙結合結構，細粒料被水流沖離將對材料整體穩定性造成相當之影響。豐丘土樣於本試驗中之破壞型態明顯與神木不同，為體積不斷吸水膨脹而破壞，且初始破壞時及破壞後之體積變化量均遠高於神木，這顯示需較高之降雨量方能降低堆積土體之穩定性。
- (4) 在排除孔隙水壓激發速率不同的因素後，造成神木及豐丘兩地土樣表現出截然不同之破壞型態，最直接的原因便是不同的級配及不同的顆粒性質；雖然兩地均以礫石為主體架構，但細粒料含量的差異，導致兩地不同之結構型態，進而產生不同之破壞機制及破壞型態。

3.4 臨界降雨線

彭光宗（1998）針對南投縣 51 條溪流樣本，透過 Kruskal-Wallis 檢定法檢定分析得到與南投縣土石流發生關係較密切之七項因子：土壤粒徑大於 4 號篩百分比、土壤粒徑小於 200 號篩百分比、土壤孔隙率、集水區面積、溪流長度、溪床平均坡度及植生覆蓋因子等。以此七項因子進行多變量迴歸分析得到如下之公式：

$$Y = aX + b \quad (3-1)$$

其中：

$$a = 10^{-3} \left[\begin{array}{l} -0.106(NO4) + 0.059(NO200) - 0.832(n) + 0.00112(A) \\ + 0.224(L) - 0.0293(S) + 4.24(C) - 112.597 \end{array} \right] \quad (3-2)$$

$$b = -2.377(NO4) + 0.308(NO200) - 36.254(n) - 0.113(A) \\ - 5.722(L) - 1.232(S) - 233.325(C) + 147.364 \quad (3-3)$$

式中：

NO4：土壤大於 4 號篩百分比（%）

NO200：土壤小於 200 號篩百分比（%）

n：土壤孔隙率（%）

A：集水區面積（ha）

L：溪流長度（km）

S：溪床平均坡度（°）

C：植生覆蓋因子

由所得公式推求南投地區部分集水區之土石流發生臨界降雨線，並以舊有土石流發生之資料進行測試。以陳有蘭溪流域為例，如圖 3.12 所示，結果適用性高。

劉哲欣（2000）選定南投縣 28 個集水區為樣本，進行土石流發生因子檢定，其中 17 個樣本位於陳有蘭溪流域內。挑選之因子包括：集水區面積、主要河川長度、集水區平均寬度、集水區形狀因數、溪床平均坡度、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、凝聚力、塑性指數等。經 Mann-Whitney-Wilcoxon 法檢定後發現其中五種因子對土石流影響較大，並提出通用的土石流臨界降雨線預測公式：

$$Y = -4.873X - 0.261Z + 2240 \quad (3-4)$$

其中：

$$Z = 0.51A + 0.64B + 0.27C + 0.87D + 0.11E \quad (3-5)$$

式中：

Y ：有效累積降雨量（mm）

X ：有效降雨時間（hr）

A ：土地利用因數（%）

B ：土壤顆粒大於 4 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（%）

以豐丘地區為例，經過公式計算之結果如圖 3.13 所示，而整體之平均正確率約有 81%。

陳振杰（1999）選定陳有蘭溪流域 15 條危險溪流，以集水區面積、溪流長度、形狀因子、溪谷平均坡度、植生覆蓋率、地質狀況等集水區特性為變量計算出表 3.13 之結果，並利用統計上多變量群集分析，將相似的集水區分為同一群集，所得出三個群集如表 3.14 所示：群集一為集水區面積較小、溪流長度較短、溪床平均坡度較陡；群集二為集水區面積較大、溪流長度較長、溪床平均坡度較緩的土石流發生溪流；群集三只有出水溪，並未討論之。接著針對群集一與群集二以降雨延時與有效累積雨量為參數，利用區別分析（發生土石流與未發生土石流的降雨事件）得出土石流發生的臨界降雨線，作為監測土石流發生的可能性，結果如下：

1. 群集一之土石流發生臨界降雨線

區別函數：

$$Y_1 = 0.0385R - 0.0403T - 5.97 \quad (3-6)$$

$$Y_2 = 0.01R + 0.0507T - 2.49 \quad (3-7)$$

式中：

Y_1 ：群集一土石流發生區的降雨事件

Y_2 ：群集一發生土石流的降雨事件

R ：有效累積雨量（mm）

T ：降雨延時 (hr)

當 $Y_1 \geq Y_2$ 時，發生土石流的降雨事件涵蓋在土石流發生區內，因此得出土石流發生的臨界降雨線如圖 3.14 所示，其式為：

$$R \geq 3.2T + 122.2 \quad (3-8)$$

此降雨臨界線誤判率為 9.37%。

2. 群集二之土石流發生臨界降雨線

區別函數：

$$Y_3 = 0.0311R + 0.017T + 5.66 \quad (3-9)$$

$$Y_4 = 0.0125R + 0.0338T - 2.32 \quad (3-10)$$

式中：

Y_3 ：群集二土石流發生區的降雨事件

Y_4 ：群集二發生土石流的降雨事件

當 $Y_3 \geq Y_4$ 時，發生土石流的降雨事件涵蓋在土石流發生區內，因此得出土石流發生的臨界降雨線如圖 3.15 所示，其式為：

$$R \geq 0.9T + 180.1 \quad (3-11)$$

此降雨臨界線誤判率為 14.8%。

第四章 模擬方法之建立與驗證

本章首先介紹本研究所使用之分析軟體，接著說明理論模式推導之水壓供給速率，之後針對神木與豐丘兩地之均向壓密不排水三軸試驗與現地應力路徑三軸試驗進行模擬，以驗證分析採用參數之合理性與模擬模式之可行性，最後建立模擬模式，並分析模擬網格收斂狀況。

4.1 分析軟體 ABAQUS 簡介

ABAQUS 是由美國 Hibbitt, Karlsson & Sorensen (HKS) 公司所發展的有限元素軟體。它的應用範圍相當廣泛，從大型線性結構分析到極度非線性的材料變形反應等各種力學問題，都可以用 ABAQUS 解決。在土木工程應用方面，現已廣泛被使用在結構、大地、材料及交通工程上，用以分析各種不同材料之結構受外在因素作用時，所引致內部應力、應變、流動、溫度、潛變之行為。

ABAQUS 為有限元素分析軟體，其分析原理即是將一連續的物理區間，分割成有限個數的元素，再引入形狀函數的觀念，使得所求解之物理量能以內差的形式表示，因此控制方程式便轉換為聯立方程式型態表示，解此聯立方程式求得區域內各節點之物理量，以獲得整個區域之數值解。ABAQUS 可視為一種高階語言之程式，以 ABAQUS 分析問題，必須建立一輸入檔，此輸入檔之使用語法必須按照 ABAQUS 所限定之描述方式。輸入檔可以分為以下幾個部分：首先建立元素網格，包括節點座標、元素種類等；再給予各元素之材料組成模式與相關參數；接著定義初始狀態與邊界條件或束制條件；最後輸入分析歷程即可。

4.2 水壓供給速率計算

ABAQUS 可以模擬土壤含水狀況下的孔隙水壓變化，其模擬方式為在各元素角隅之節點以額外一個自由度來表示孔隙壓力，當此壓力大於零或為正值則代表飽和狀態；若壓力為負值時，則表示不飽和狀態，因此必須將降雨資料換算成水壓供給量，而透過 Boussinesq 方程式可將降雨強度轉換為水壓供給速率。

圖 4.1 (a) 示一非拘限含水層內水流變動情形，N 為外來水源（可能為天然降雨等）。茲取向下流動為正，並假設：

- (1) 地下含水層為均勻性。
- (2) 地下含水層為等向性。

對於一單位土體（如圖 4.1 (b) ），其流入、流出之水量計算如下：

$$\begin{aligned} & \delta t \left\{ \delta y \left[Q_x' \left(x - \frac{\delta x}{2}, y \right) - Q_x' \left(x + \frac{\delta x}{2}, y \right) \right] \right. \\ & \left. + \delta x \left[Q_y' \left(x, y - \frac{\delta y}{2} \right) - Q_y' \left(x, y + \frac{\delta y}{2} \right) \right] + N(\delta x \delta y) \right\} \\ & = S(\delta x \delta y)[h(t + \delta t) - h(t)] \end{aligned} \quad (4-1)$$

式中：

Q_x' ：x 方向單位長度內之水流量

Q_y' ：y 方向單位長度內之水流量

δx : x 方向單位寬

δy : y 方向單位寬

N : 入滲強度

δt : 單位時間增量

$h(t)$: 單位時間內水位高

S : 儲存係數 (storativity) 或是比流率 (specific yield)

由

$$Q_x = k_x \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) h \quad (4-2)$$

$$Q_y = k_y \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right) h \quad (4-3)$$

k_x : x 方向滲透係數

k_y : y 方向滲透係數

$\frac{\partial h}{\partial x}$: x 方向水力坡降

$\frac{\partial h}{\partial y}$: y 方向水力坡降

h : 水位高

將上式同除以 $\delta x \delta y \delta t$ 並使 $\delta x, \delta y, \delta t$ 趨近於零，整理上式得：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y h \frac{\partial h}{\partial y} \right) + N = S \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \quad (4-4)$$

$\frac{\partial h}{\partial t}$: 單位時間內之水位變化

對一均質土壤 $k_x = k_y$, 整理上式得 :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{N}{k} = \frac{S}{k} \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \quad (4-5)$$

茲假設一無限寬廣地域，土體處於完全飽和狀態下，水流經 x、y 方向導致的水位增量很小而忽略不計，即 $\frac{\partial h}{\partial x} \equiv 0$ 與 $\frac{\partial h}{\partial y} \equiv 0$ ，水位面之改變係由垂直向之水流入滲所致，故整理上式得：

$$N = S \frac{\partial h}{\partial t} = (1 - \alpha) I \quad (4-6)$$

N : 降雨入滲強度 (mm/hr)

I : 降雨強度 (mm/hr)

α : 入滲折減係數

重新整理 (4-6) 式，可得：

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{N}{S} = \frac{(1 - \alpha) I}{S} \quad (4-7)$$

假設降雨完全流入 ($\alpha = 0$)，並考慮土體內因孔隙、表面張力作用導致的儲存作用，則

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{I}{S} \quad (4-8)$$

又因為孔隙水壓 u ：

$$u = \gamma_w h \quad (4-9)$$

式中：

γ_w ：水單位重

所以得：

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} = \gamma_w \frac{I}{S} \quad (4-10)$$

由上式 (4-10) 即可得到單位時間內之水壓激發速率，而式 (4-5) 即為伯西尼斯克方程式 (Boussinesq equation)。

鄭乃元 (2000) 參考段錦浩等人 (1997) 之研究報告，引用賀伯颱風之降雨資料，利用徐昇氏多邊形法 (Thiessen polygons method) 將中央氣象局所屬之阿里山雨量站，以及陳有蘭流域內五個雨量站，龍神橋、西巒、內茅埔、望鄉及東埔所控制的範圍約略劃分出來，落於某一雨量站控制範圍內的受災集水區，即引用此雨量站的降雨強度公式，用以推求降雨強度。經劃分後各個受災集水區分別由各相應之雨量站來代表，示於表 4.1；相關地理位置示於圖 4.2。由此推求出神木與豐丘兩地之降雨強度分別為 209.1mm/hr 與 138.1mm/hr，並代入式 (4-10) 中，並取 $S=0.02$ (一

般 S 取 0.02 至 0.3)，可求得水壓供給速率為：

$$\text{神木：}\frac{\partial h}{\partial t}=0.0285\text{kPa/sec}$$

$$\text{豐丘：}\frac{\partial h}{\partial t}=0.0188\text{kPa/sec}$$

4.3 三軸試驗之模擬

三軸試驗之目的是以室內試驗模擬現地土石材料之力學行為，但三軸試驗往往受限於儀器之尺寸，無法完全模擬現地土石材料之粒徑大小，而粒徑愈大，愈能表現出現地土石材料之性質，所以選擇模擬材料粒徑為 25.4 mm (1.0") 之三軸試驗結果，以說明選用參數之合理性以及水壓供給之可行性。

4.3.1 均向壓密不排水三軸試驗之模擬

模擬均向壓密不排水三軸試驗 (CIU test) 之目的，主要是驗證三軸試驗結果所求土壤之彈性模數 E 與剪力強度參數 c 、 ϕ 代入數值模型模擬之結果是否與試驗結果符合。

1. 模型建置

模擬上使用軸對稱元素，因此模型尺寸為三軸試體尺寸之半，即 76.2mm × 304.8mm (3.0" × 12.0")，如圖 4.3 所示。左邊界即為對

稱軸，水平方向與垂直方向各為 5 個元素，採用元素種類為連續體軸對稱元素 CAX4，為四節點元素。

2. 材料性質

假設材料性質為等向性材料，彈性模數 E 取均向壓密不排水三軸試驗結果，軸向應變約 0.5% 之割線斜率，各圍壓所對應之 E 值如表 4.2 所示。均向壓密不排水三軸試驗之柏松比 (Poisson's ratio) ν 應為 0.5，所以取柏松比 ν 為 0.499。破壞準則採用莫爾庫倫破壞準則。模擬所用之材料參數整理為表 4.2。

3. 邊界條件

選用上邊界為輻接，即在垂直方向不能移動，水平方向可以移動，而左邊界為對稱軸部分則同樣為輻接，即在水平方向不能移動，垂直方向可自由移動，如圖 4.3 所示。

4. 模擬過程

一般土壤材料之 E 值與圍壓有關，而由三軸試驗結果所求取的 E 值，實際上已經包含圍壓的影響，所以模擬時不需施加圍壓，否則就重複考慮圍壓的影響。初始狀態為壓密已完成尚未剪動之狀態，只模擬試體受剪之行為。另外，三軸試驗是將試體頂面固定，由試體底部施加等速位移進行剪動，因此模擬時在下邊界施加等速位移模擬試驗時的剪動速率，剪動速率約為 0.508mm/min，直至垂直應變達 15% 以上。

5. 模擬結果

模擬之變形結果如圖 4.4 所示，可以發現下邊界向上移動後，模擬試體以對稱軸為中心向外膨脹，且體積在模擬前後幾乎沒有變化，滿足不排水三軸試驗體積不改變的條件。

圖 4.5 (a) 為神木地區均向壓密不排水三軸試驗結果與數值模擬結果之比較；隨著圍壓不同， E 值明顯有隨圍壓增加而增加之情形。神木地區之土樣在應變達轉折點後，隨著應力增加，應變硬化 (strain-hardening) 的行為在低圍壓時較不明顯，模擬的效果最佳；在高圍壓時，應變硬化的行為較明顯。圖 4.6 (a) 為豐丘地區之結果比較，可以明顯發現豐丘地區的試驗土樣，不論圍壓高低與粒徑大小，應變在到達轉折點後皆有明顯的應變硬化行為，以致模擬結果較不理想。

將模擬結果與試驗結果比較可知：在彈性部分兩者之結果十分一致，而且由彈性部分進入塑性部分時之轉折點與試驗結果的轉折點大致相同，所以均向壓密不排水三軸試驗所求得之彈性模數 E 、凝聚力 c 和摩擦角 ϕ 尚屬合理。數值模擬採用之莫爾庫倫破壞準則為彈性—完全塑性模式，在達到塑性後，雖應變持續增加，應力則保持不變，所以由彈性部分進入塑性部分後之應力與應變關係為一水平線段；但是實際的三軸試體含有不同粒徑之礫石與土壤，材料行為不如模擬材料之單純，因此在模擬結果上才会有如此之差異。

若採用 Drucker-Prager 破壞準則，並於降服後使用曲線擬合 (curve fitting) 方式，模擬試體降服後之行為，模擬結果如圖 4.5 (b) 與圖 4.6 (b) 所示，可看出模擬試體之行為與試驗試體之行為除在彈性部分有些微差異

外，於降服後之應變硬化行為相當一致，所以採用 Drucker-Prager 破壞準則與曲線擬合法並用方式可準確模擬均向不排水壓密三軸試驗之土石材料行為，但曲線擬合法僅能由既有之試驗曲線求得所需數值，唯試驗組數有限，曲線擬合法無法準確模擬試驗曲線以外之材料行為，因此本研究仍採用莫爾庫倫破壞準則作為判定有無達降服之依據。

4.3.2 現地應力路徑三軸試驗之模擬

現地應力路徑三軸試驗為模擬現地土樣所受總剪應力與正向應力不變，有效應力隨超額孔隙水壓上升而下降，以致應力路徑水平向左移動達破壞包絡線而破壞。模擬現地應力路徑三軸試驗即是驗證模擬之土石材料是否會因水壓供給造成土體變形的結果與試驗結果符合，以說明水壓供給方式之可行性。

1. 模型建置

由於三軸試體尺寸與均向壓密不排水三軸試體相同，因此模型尺寸同為 $76.2\text{mm} \times 304.8\text{mm}$ ($3.0'' \times 12.0''$)。元素個數為 5×5 個元素，元素種類則為連續體軸對稱孔隙元素 CAX4P，為四節點元素。

2. 材料性質

假設材料性質為等向性材料。土壤材料之彈性模數經由均向壓密不排水三軸試驗結果所求得之彈性模數線性迴歸求得，如圖 4.7 所示。此試驗同為不排水試驗，所以泊松比 ν 取 0.499。破壞準則同為莫爾庫倫

破壞準則。滲透係數 k 與孔隙比 e 之關係採用丁伯欣（1999）針對神木與豐丘地區所做之三軸透水試驗結果。材料參數如表 4.3 所示。

3. 邊界條件

邊界條件與模擬均向壓密不排水三軸試驗相同，即底部和左邊界為輻接。並令各節點之初始孔隙壓力為零，模擬水壓供給前試體無超額孔隙壓力存在。

4. 模擬過程

初始狀態與試驗壓密完成之狀態相同，初始孔隙比則與試驗壓密完成之孔隙比相同。模擬過程為在下邊界施加等速供給之孔隙壓力模擬試驗時的水壓供給速率。供給速率參照 4.2 節計算之結果，直至試體強度降低，且垂直應變達 15% 以上。

5. 模擬結果

由試驗結果之變形與數值模擬之變形結果比較，如圖 4.8 所示，兩者最終形狀相似，皆是上半部大致維持試體原本形狀，但下半部則有明顯的側向變形產生，有流體化的趨向。

神木地區之軸向應變與時間關係示於圖 4.9 (a)；由圖中可知，數值模擬可以模擬出試體隨著圍壓增大，試體強度提高，使試體發生劇烈變形之時間延後；在有效圍壓為 19.6kPa 和 39.2kPa 之試驗試體中，試體之軸向應變因為顆粒重新排列的關係，而有兩次轉折的現象，但是模

擬時將材料視為連續體，所以無法表現出顆粒互制之影響，不過在破壞時產生劇烈變形的現象則符合試驗之結果。圖 4.9 (b) 為體積應變與時間關係圖：隨著孔隙壓力增加，體積應變初始並無變化，直至破壞時體積應變才有顯著變化，此現象與試驗結果吻合。豐丘地區之結果比較示於圖 4.10 (a) 與圖 4.10 (b)，可以明顯發現豐丘地區之模擬土樣，不論圍壓高低，應變在達轉折點前並無多大變化，在到達轉折點後皆有明顯劇烈變形之行為，與試驗結果相當一致。

由於模擬現地應力路徑三軸試驗之彈性模數 E ，是由均向壓密不排水三軸試驗推得，所以模擬之結果會有部分的誤差無法避免，復加上模擬材料視為連續體，與試驗材料為顆粒性材料不同，無法表現顆粒間相互作用的情形，尤其在高圍壓下，顆粒間的互制作用愈明顯，因此模擬結果之誤差也較大。

4.4 模擬方法之建立

由於土石流發生部現地資料並不完整，模擬時有其困難性，為考量數值模擬的可行性，因此必須對現地狀況做合理的假設及簡化。本節即說明土石流發生部之模擬方式，及數值分析之收斂性問題。

4.4.1 土石流發生部之模擬

為瞭解土石流之發生機制，模擬時必須盡量將發生部之現地狀況完整描述，但是又必須考量模擬之可行性，所以將現地狀況先行做合理之簡化假設，以模擬程序分述如下：

1. 模型建置

一般邊坡穩定分析皆採用二維分析方式，即將三維邊坡問題視為平面應變問題，取其斷面之行為代表整個邊坡之行為，針對此斷面分析之結果則代表整個邊坡之分析結果。土石流發生部同樣為河床坡道之一部分，故沿用此簡化問題之方式採用二維平面應變模擬。由圖 4.11 可知，神木與豐丘兩地區之土石流發生部大約為 30° 左右，若只取發生部部分則可近似為無限邊坡，因此模型建置為模擬無限邊坡之一部分，如圖 4.12 所示。邊坡模型為水平放置，重力方向則與邊坡模型垂直方向夾約 30° 之夾角。為避免邊界的影響，模型尺寸採用垂直方向與水平方向 1 : 10 之比例，取垂直方向與水平方向各為 10 公尺與 100 公尺。格網個數方面，垂直方向為 10 個，水平方向為 100 個，共 1000 個元素，元素種類則為連續體平面應變孔隙元素 CPE4P，為四節點元素。

2. 材料性質

假設材料為等向性材料。彈性模數由圖 4.7 中 E 值與圍壓之迴歸曲線求得。柏松比 ν 假設為 0.3。破壞準則選用莫爾庫倫破壞準則，參數 c 、 ϕ 取和現地狀況最接近的現地應力路徑三軸試驗材料粒徑，即為 25.4mm 結果之 c 、 ϕ 。滲透係數 k 與孔隙比 e 之關係則採用丁伯欣(1999)所做之三軸透水試驗結果。乾密度參考丁伯欣(1999)現地明坑採樣之結果。

3. 初始狀態

假設發生部為上游溪谷之河床，地下水位面與地表面平行，且地表無逕流，即土體皆為飽和狀態，且模型頂面之孔隙水壓力為零，初始孔隙比採用丁伯欣（1999）現地明坑採樣之結果，初始應力態為重力作用下之土壤自重，無其他外力作用。

4. 邊界條件

模型下邊界部分為輾接，使底部之垂直方向固定，水平方向可自由滑動。考量模型初始狀態必須能自立於邊坡上，因此在左邊界和右邊界部分使用輾接，使左右邊界在水平方向固定，模型才能達到初始穩定平衡。由於模擬之目的為土石流之發生，所以模擬土體之有效應力趨近於零，以致發生滑動之瞬間即可視為土石流已發生，而為減少邊界之影響，模型水平方向尺寸已取相當之長度，應可避免邊界束制對模擬結果之影響。

5. 模擬過程

首先使模型達到初始穩定平衡狀態，接著模擬降雨造成孔隙水壓上升，土體強度下降，以致土體在重力作用下開始滑動，形成土石流為止。模擬之降雨強度為賀伯颱風來襲時之降雨強度，水壓供給速率參照 4.2 節計算之結果。由現地調查指出（吳素慧，1997），出水溪在颱風來襲時，並無傳出重大災情，卻在風災第三天起陸陸續續發生大小規模不等之土石流，且土石流發生時之日降雨量甚至低於 30 公釐，這與一般土石流發生之臨界降雨量的認知有明顯的出入。另外，根據 Sitar 等人（1990）之研究發現，地下水由破碎底岩湧升亦為激發孔隙水壓之可能途徑，因此出水溪之土石流災害可能是由地下水湧升激發水壓所引起；

而豐丘地區由於其地質破碎，降雨亦可能入滲並累積於破碎底岩中，進而激發水壓，引起土石流；故模擬之水壓供給位置由模型底部供給，以模擬地下水由破碎底岩湧升激發孔隙水壓。在模型頂部即上邊界部分之元素給予一向外之滲流係數，模擬孔隙壓力傳遞至地表可以宣洩，滲流係數 k_s (m^3/Nsec) 參考 Pagano (1997) 之建議：

$$k_s \approx 10^5 k / \gamma_w c \quad (4-11)$$

式中：

k ：滲透係數 (m/sec)

γ_w ：水之單位重 (N/m^3)

c ：元素寬度 (m)

4.4.2 收斂性分析

使用有限元素分析之前，必須先確定元素的數目是否適當，如果元素個數太少，分析之結果會有明顯的誤差；元素個數太多，不僅浪費電腦資源，而且浪費分析時間。收斂性分析即是分析應選用多少元素個數，分析之結果才會到達穩定值，使有限元素分析過程能在最經濟且最有效率下進行。本節分為兩個方面：元素個數分析與元素節點個數分析。

1. 元素個數分析

為決定模型元素之個數，比較以下四種不同的元素分割方法，如圖 4.13 所示：第一種為水平方向 10 個，垂直方向 1 個，共 10 個元素；第

二種為水平方向與垂直方向分別為 20 個與 2 個，共 40 個元素；第三種為水平方向 50 個，垂直方向 5 個，共 250 個元素；第四種為水平方向 100 個，垂直方向 10 個，共 1000 個元素。圖 4.14 為模擬一場降雨事件下，孔隙壓力與時間關係圖，應用此降雨事件來分析元素個數之收斂性，如圖 4.15 所示，由結果比較可知，隨著模型分割越細，孔隙壓力與時間之關係越趨向定值，而元素個數為 5×50 個元素之曲線與元素個數為 10×100 個元素之曲線重合，即顯示網格分割於 5×50 共 250 個元素時達收斂值。

2. 元素節點個數分析

元素節點 (node) 個數不僅可以影響分析結果之正確性，並且可以幫助數值分析之穩定；元素節點個數越多，變形越接近實際狀況，相對的也耗費較多分析時間。元素節點個數分析則比較同為 5×50 個元素下，三種不同之節點：四節點元素、八節點元素、與八節點但減少積分點之元素。模擬之降雨事件與元素個數分析之降雨事件相同，分析結果之孔隙壓力與時間關係如圖 4.16 所示，由結果可知八節點元素有較好的收斂值。

參考收斂性分析之結果，模型建置應當採用 5×50 個八節點元素，但是八節點元素在分析非線性問題時容易造成無法收斂之結果，因此改用四節點元素可以有效改善發散之現象；又考量到結果之準確性，所以模型建置採用 10×100 個四節點元素。

第五章 模擬結果與討論

本章首先討論神木與豐丘兩地之模擬結果；另外，針對影響土石流發生之因子進行探討，最後綜合模擬結果與影響因子界定臨界降雨線，以期能提供土石流發生時預警之參考。

5.1 現地模擬結果

現地模擬之概況如圖 4.12 所示，地下水位面與地表面齊平，假設無地表逕流，坡度為發生部之平均坡度，供水位置由模型底部供給，供水速率為 4.2 節計算之結果，並於地表面設排水界面，模擬水壓傳遞至此可以消散，並取其中 6 個深度位置討論之，分別為地表面、地下 2 公尺、地下 4 公尺、地下 6 公尺、地下 8 公尺及地下 10 公尺等，如圖 4.12 所示。本節主要探討模擬開始到破壞其間，土體的應力、應變、孔隙壓力、應力路徑等力學行為隨時間變化之歷程。

5.1.1 神木地區

1. 孔隙水壓

孔隙水壓與時間關係如圖 5.1 (a) 所示。初始孔隙水壓在表面大致為零，漸次隨著深度增加而增大，底部的初始孔隙壓力最大，為 98.1kPa。隨著水壓供給，孔隙壓力呈線性緩慢上升，可看出底部上升較快，上升之速率依序往頂部遞減，在表面處因為設置排水界面之緣故，使其孔隙壓力始終保持為零，由圖 5.1 (b) 更可明顯看出孔隙壓力

增加速率從頂部向底部遞增；至約 3100 秒左右，除底部為供水面外，其餘位置之孔隙水壓即不再上升，並維持固定之孔隙壓力約 100 秒左右，3200 秒之後孔隙壓力變化開始減少，而且越接近底部位置越明顯。

2. 最大主應變

由最大主應變與時間關係圖 5.2 (a)，所有深度位置之主應變在初始狀態時皆為零，隨著時間增加，主應變幾乎沒有變化，直至時間約 3100 秒時，底部位置之最大主應變開始增大，在約 3200 秒以後更急遽增加，而其他深度位置之最大主應變則無明顯變化。除底部位置外，其他深度位置之最大主應變如圖 5.2(b)，最大主應變隨時間增加而增大，但增加量相對於底部則相當小，且在 3200 秒左右最大主應變開始隨時間增加而減少，由圖中並可看出頂部最大主應變之變化較其他位置之變化小，隨著深度加深，最大主應變之變化更明顯。

3. 有效應力與有效剪應力

不論最大主應力、最小主應力或是剪應力與時間關係圖，如圖 5.3 所示，初始狀態下，深度越深所受到的初始應力越大，在地表附近之應力值幾乎接近零，而且圖中顯示有效應力與有效剪應力在任何深度位置皆隨時間增加而減少，而且深度越深減少越多，地表面附近之應力則無顯著變化。在約 3100 秒時，所有深度之最大主應力幾乎都趨近於零，經過約 100 秒後才又增加，不過底部之最大主應力並無回升之現象。最小主應力則在 1700 秒附近先有減緩之趨勢，但仍持續減少，在 2700 秒時即趨近至零，不過減少之趨勢仍舊存在，甚至達張力狀態，至 3100 秒左右才不再減少，3200 秒之後即回升，而底部之最小主應力在 3100

秒之後仍保持不變，並無回升。剪應力則由初始狀態開始減少，至 1700 秒時有加速減少之轉折，而在 3100 秒時幾乎同時減小至零，並在 3200 秒之後回升；同樣地，在底部之剪應力無回升之現象。

4. 塑性應變

塑性應變與時間關係示於圖 5.4，由圖 5.4 (a) 中可知，初始狀態下，土體之塑性應變為零，隨著時間增加，塑性應變並無變化，至 3100 秒後，底部才有明顯塑性應變產生，並且持續增加至模擬結束。圖 5.4 (b) 為不包含底部位置之塑性應變，由圖中可看出除頂部位置外，其餘位置在約 1700 秒左右即有微小之塑性應變產生，並且持續增加至 3100 秒左右即維持水平不再變化；而頂部位置之塑性應變由初始狀態至模擬結束皆保持為零。

5. 位移

水平位移與時間關係如圖 5.5 (a) 所示，所有位置之初始狀態並無水平位移，並且在 3100 秒之前只有極小之水平位移；在 3100 秒之後，底部即有較大之水平滑移量，且隨時間增加而持續增加達 0.2 公尺；其餘深度在同時間之水平位移則保持微小之增量，只達 0.04 公尺。垂直位移與時間關係示於圖 5.5 (b)，初始狀態下，土層各深度並無垂直位移，隨著時間增加，各深度之垂直位移皆有微量增加，而且越接近地表位置增量越大；至 3100 秒左右，所有深度之垂直位移開始迅速增加；至 4000 秒時垂直位移均達 0.25 公尺左右；而底部位置因為設為輻接，所以不允許有垂直位移。

6. 孔隙比

圖 5.6(a) 為神木地區模擬結果之孔隙比與時間關係圖：圖中顯示，在 3100 秒前，所有位置之孔隙比幾乎保持初始孔隙比 0.45，而在 3100 秒之後，底部之孔隙比有增大之現象，並持續增大至模擬結束。若忽略底部位置之孔隙比，如圖 5.6 (b) 所示，由模擬開始至 3100 秒左右，孔隙比持續以微小增量增加，至 3200 秒之後則開始減小；整個過程之變化量並不大，孔隙比大致維持在 0.45 至 0.456 左右。

7. 應力路徑

所有深度之應力路徑如圖 5.7(a) 所示，各位置之應力路徑從 K_0 線開始往左下方移動，至破壞包絡線 K_f 線之後便沿著破壞包絡線持續向左下方移動。若取中間深度位置之應力路徑，如圖 5.7 (b)，可發現在 1731 秒時應力路徑已達破壞包絡線，之後沿著破壞包絡線移動，直至 3110 秒 p 值趨近於零時，又反折朝右上方移動，且斜率與由 K_0 至 K_f 線時相近；由底部位置應力路徑之行為觀察，應力路徑由初始狀態開始以相同之斜率朝左下方移動，且在 1731 秒時達破壞包絡線，之後即沿著破壞包絡線移動，並無反折之現象。

5.1.2 豐丘地區

1. 孔隙水壓

圖 5.8 (a) 為孔隙水壓與時間關係圖，由圖中可知，孔隙水壓初始

狀態在表面位置為零，並隨著深度增加而增大，底部位置初始孔隙壓力為 98.1kPa；隨著時間增加，各深度之孔隙壓力呈線性緩慢上升，且底部上升較快，上升之速度依序往頂部位置遞減，而在表面處之孔隙壓力因為設置排水界面之緣故，其孔隙壓力幾乎保持為零。由圖 5.8 (b) 中更可明顯看出孔隙壓力增量之變化由底部位置向頂部位置遞減；在時間達 4700 秒左右時，除底部為供水面保持等速上升外，其餘深度之孔隙水壓即不再上升且反轉向下，而且深度越深越明顯。

2. 最大主應變

豐丘地區最大主應變與時間關係為圖 5.9 (a)，圖中顯示所有深度之主應變在初始狀態時皆為零，之後隨著時間增加，主應變並無明顯變化，直至約 4700 秒時，底部之最大主應變開始增加，在 5000 秒以後更急速增加，而其餘位置之應變量並無明顯變化。將底部之最大主應變排除，如圖 5.9(b) 所示，可發現其餘深度之最大主應變由初始狀態開始，隨時間增加維持等速增加，且增量相對於底部位置為小，並在 4700 秒後最大主應變開始隨時間增加而減少。

3. 有效應力與有效剪應力

由圖 5.10 可知，最大主應力由初始狀態開始即隨著時間增加而減少，至約 4700 秒時所有深度之最大主應力幾乎皆趨近於零，並在 5000 秒之後回升，但底部之最大主應力並無回升之現象。最小主應力之變化則隨時間增加而減小，並在 2600 秒左右減少速率減緩，不過仍持續減少至 4700 秒達最小值且達張力值，之後才又回升；另外，底部位置之最小主應力則無回升之現象。各位置之剪應力也隨著時間增加而減少，

並於 2700 秒附近減少量增加，於 4700 秒左右達到最小值，之後即回升；同樣地，底部位置在 4700 秒後則無回升。

4. 塑性應變

塑性應變與時間之關係示於圖 5.11。由圖 5.11 (a) 中可知，初始狀態下，土層之塑性應變為零，之後隨著時間增加，塑性應變無明顯之變化，直至 4700 秒後，底部位置才有顯著之塑性應變產生，並且持續增加至模擬結束；模擬過程中，其餘深度並無明顯之塑性應變產生。另外，圖 5.11 (b) 為不包含底部位置之塑性應變，由圖中可知，在較接近底部之三個位置才有塑性應變產生，其中位置 e 與位置 d 在 2600 秒左右即有塑性應變產生，而位置 c 在時間達 3900 秒時才有塑性應變，此個位置之塑性應變在時間達 4700 秒之後即不再變化；而且位置越深，塑性應變越大；若由塑性應變量來看，雖然位置 c、d 與 e 三點有塑性應變產生，但是與底部位置之塑性應變量相較則差 1000 倍以上。

5. 位移

圖 5.12 (a) 為水平位移與時間關係之變化：所有深度之初始狀態並無水平位移，且在 4700 秒之前只有微量之水平位移；在 4700 秒之後，底部位置即有較大之水平位移量，且隨時間增加而持續增加達 0.2 公尺；其餘深度在同一時間內之水平位移則保持微小增量。垂直位移與時間關係示於圖 5.12 (b)：初始狀態下，各深度並無垂直位移，隨著時間增加，各深度之垂直位移皆有增加，而且越接近地表增量越大；至 4700 秒左右，所有深度之垂直位移增量更大；並於模擬結束時垂直位移達 0.3 公尺左右；整個模擬過程中，因為底部位置為錨接，所以垂直位移

保持為零。

6. 孔隙比

孔隙比隨時間之變化則參考圖 5.13 (a)：由圖中顯示，所有深度之初始孔隙比大致為 0.51，並持續至約 4700 秒後，底部位置之孔隙比才有明顯增大之現象，且持續至模擬結束。圖 5.13 (b) 為不包含底部位置之孔隙比與時間關係圖：由模擬開始至 4700 秒左右，孔隙比持續以微小增量增加，至 4700 秒之後則開始減小；整個過程之孔隙比變化不大，大致維持在 0.51 至 0.518 間。

7. 應力路徑

所有深度之應力路徑如圖 5.14(a)所示：各位置之應力路徑皆由 K_0 線開始等速往左下方移動，在到達 K_f 線之後便沿著破壞包絡線持續向左下方移動。圖 5.14 (b) 為中間深度位置與底部位置之應力路徑圖：可發現位置 d 在 2596 秒時應力路徑接近達破壞包絡線，之後沿著破壞包絡線往左下方移動，直至 4745 秒時，應力路徑又反折朝右上方移動，且斜率與朝左下方移動時相近；另外，底部位置之應力路徑以相同之斜率朝左下方移動後，在 2596 秒時達破壞包絡線，之後即沿著破壞包絡線移動，至模擬結束時並無折反之現象。

5.1.3 綜合討論

茲將神木與豐丘兩地區現地模擬結果，做一綜合性之討論：

- (1) 由模擬結果可知：神木地區破壞時間為 3110 秒，豐丘地區為 4745 秒，此時兩地區之土體開始有水平滑移產生，如圖 5.15 所示，符合土石流為受重力作用下之流動體的定義。
- (2) 由孔隙水壓與時間關係圖 5.1 與圖 5.8 可知：兩地區孔隙水壓變化皆有底部增加較快，越接近頂部位置增加較慢，因此推測孔隙壓力由底部向頂部傳遞時有消散之現象，所以底部易累積較高之孔隙壓力，此現象與圖 2.8 (b) 距地表較深位置因為底岩破碎，而於暴雨來襲時有明顯之水壓激發現象相似。另外，圖 5.1 與圖 5.8 中在破壞後，孔隙壓力會反轉向下係因底部土層孔隙壓力增加致使土層有效應力為零，造成底部土層開始滑移，壓力在土體間傳遞無法連續，而且頂部土層持續將超額孔隙水壓排除，以致其他位置之孔隙壓力在破壞後開始減少。
- (3) 圖 5.2 與圖 5.9 為應變與時間之關係：應變在破壞前並無多大之變化，而在破壞之後，底部位置因為孔隙壓力持續供給導致應變持續增加；其他位置之應變則在破壞前呈微小增加，在破壞後因為底部滑移致使應力無法順利傳遞所以應變不再增加。
- (4) 應力與時間之關係如圖 5.3 與圖 5.10 所示：應力在達破壞後有轉折向上之現象是因為破壞之後，超額孔隙壓力持續排出，所以有效應力才會有增加之現象。神木地區在 1731 秒與豐丘地區在 2596 秒時，由於應力路徑已達破壞包絡線，土體所能承受之剪應力減少，以致剪應力在此時會有加劇減少之變化，又由於最大主應力和最小主應力之差與剪應力相關，且最大主應力減少之趨勢不變，所以最小主應力會有減

少減緩之趨勢。

- (5) 塑性應變與時間關係如圖 5.4 與圖 5.11 所示：在破壞前，兩地區之塑性應變在應力路徑達破壞包絡線時開始產生，並維持微小之應變增量；破壞後，由於底部滑移產生大量塑性變形，造成應力傳遞無法連續，所以其餘深度之塑性應變即不再發展，並保持不變至模擬結束。
- (6) 位移與時間關係圖為圖 5.5 與圖 5.12：於初始狀態至破壞前並無明顯之水平位移；而在破壞後，底部土層因重力作用開始水平滑移，造成較大之水平變位。垂直方向上，因為土體在水壓持續供給下，超額孔隙壓力排除速度不及水壓供給速度，以致土體產生軸向伸張，所以會有軸向位移，並且在達破壞後，土體因強度減弱而產生劇烈之垂直變位。
- (7) 孔隙比與時間關係示於圖 5.6 與圖 5.13：孔隙比由初始狀態至破壞前只有些微增加；而在破壞後，底部土層因為土體劇烈變形，孔隙快速擴張，以致孔隙比在破壞後顯著增加。
- (8) 理論上，模擬結果之應力路徑應如 Brand (1981) 所提之現地應力路徑概念：水平向左移動到達破壞包絡線而破壞。但是由圖 5.7 與圖 5.14 觀察：應力路徑並非水平向左移動，而是由 K_0 線朝左下方移動至 K_f 線。這是因為土體在模擬過程中，由於孔隙壓力持續由底部供給以致超額孔隙壓力無法完全排除，造成土體垂直伸張，因此整個行為類似軸向解壓，所以應力路徑才會由 K_0 線朝左下方移動至 K_f 線。
- (9) 由模擬結果發現：若由剪力破壞準則定義破壞發生之時間，則神木地區破壞時間為 1731 秒，豐丘地區為 2596 秒。此時，兩地區之土層雖然達到剪力強度，但是土層尚未明顯滑移；之後隨著水壓持續供給，造成有效應力減少，土體在垂直向之有效應力趨近於零時才有滑移產生。

5.2 影響因子探討

影響土石流發生之因素眾多且複雜，為了釐清各因子對於誘發土石流之影響，因此針對誘發土石流之地文因子及降雨條件兩方面分別探討之。

5.2.1 地文因子

地文因子主要討論地形或地質之不同對土石流發生之影響。模擬時採用圖 4.14 所示之降雨事件，固定在相同降雨條件下，分別改變不同地文因子，並量測土層中間位置之壓力變化，以探討孔隙壓力變化與時間之關係。

1. 發生部之坡度

根據張立憲（1985）之研究指出，土石流發生之坡度為 $15^{\circ} \sim 40^{\circ}$ ；而謝正倫（1993）對花蓮與台東地區土石流之調查發現，危險溪床之坡度大多集中於 $10^{\circ} \sim 25^{\circ}$ ；山口伊佐夫則指出土石流發生之地形坡度約在 $18^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 以上。綜合以上各學者之研究，土石流發生部之溪床坡度大致為 $15^{\circ} \sim 30^{\circ}$ ，因此採用相同之土石材料與底部供給水壓方式，只分別改變模擬之坡度為 20° 、 25° 與 30° 。模擬結果之孔隙壓力變化與時間關係示於圖 5.16。圖中顯示：坡度改變對於孔隙壓力變化之趨勢並無顯著之影響，但是對於水壓變化量則有些微之差異；坡度較緩之水壓變化量反而較坡度陡的略高；另外，圖 5.17 為 Klubertanz 等人（2000）針對土石流發生部之模擬結果，也有坡度較緩反而有較高孔隙水壓激發之現象，但趨勢上，同樣沒有顯著之差異，因此坡度並不是孔隙水壓引發型土石流發生之主因。

2. 土石材料之孔隙比

在相同降雨條件與地文因子下，只改變土石材料之孔隙比為 0.3、0.4 與 0.5，模擬結果之孔隙壓力變化與時間關係如圖 5.18 所示：孔隙比越大表示孔隙在土層中所佔的體積越大，水壓在傳遞上也較容易，所以孔隙比越大水壓增加越快，而且到達尖峰值的時間也較早，且水壓變化量也相對較大，但整體之趨勢大致相似。由於孔隙比是級配與顆粒形狀之函數，因此礫石級配會比含細料較多之級配容易傳遞孔隙壓力，即孔隙越大，水壓傳遞越容易，此或可說明地下水湧升誘發土石流，大多發生在底岩為破碎狀態。

3. 地下水位面位置

周必凡（1991）、謝正倫（1993）指出土石流發生不僅是當場降雨的作用，前期降雨所導致土壤含水量增加也會影響土石流之發生，因此為模擬前期降雨對土石流發生之影響，改變初始狀態之地下水位面位置分別為地下 4 公尺、地下 6 公尺與地下 8 公尺，並保持其他條件不變，所得之孔隙壓力變化如圖 5.19 所示：實線部分為土層中間深度位置之孔隙壓力變化，可看出初始地下水位越深，孔隙壓力變化越明顯，而且達尖峰值之時間越晚。虛線為土體表面處之孔隙壓力變化，由圖中觀察之，則上述現象更為明顯；土層表面在水壓達尖峰值，即表面土體也達飽和狀態下，開始將超額水壓排除，因此水壓變化量在達到尖峰值後即不再變化，之後因為底部水壓供給減少，頂部水壓才開始減少；由圖中虛線達尖峰值之時間與尖峰值延續之時間可知，地下水位面越深，水壓傳遞至地表所需時間越長；而地下水位面距地表越近，表示地下水位面

以上之不飽和土層由不飽和至飽和狀態所需之水量與時間越少，所以地下水位面距地表越近，土體的水壓變化越低，這顯示地下水位面高的土層較地下水位面低的土層，在同一場降雨下，土體達飽和時之時間較早，進而誘生土石流的機會較高；而這也顯示，前期降雨造成地下水位上升，會影響之後的降雨是否會誘發土石流。

4. 水壓供給方式

為模擬降雨由地表垂直入滲，與降雨造成地下水湧升兩種水壓供給方式對誘發土石流之影響，因此採用水壓供給位置為模型上邊界與下邊界兩種，所得之孔隙壓力與時間關係如圖 5.20 所示：可以明顯看出由頂部位置供給水壓所造成的水壓變化量不大，而且水壓上升只持續短暫時間即開始減少，且由模型變形結果顯示，如圖 5.21 所示，頂部供給水壓方式類似地表侵蝕破壞，所以水壓只持續增加短暫時間即因表面破壞而造成土體水壓無法持續傳遞，而由王幼行（1994）頂部供水之水槽試驗也有表面土壤受侵蝕而破壞，並間接誘發土石流之現象；另外，由底部供給水壓則可明顯看出整個模擬過程中之水壓變化。

5.2.2 降雨條件

本節主要說明模擬不同降雨狀況對土石流發生之影響。模擬時，採用相同之土石材料與初始狀態，量測位置為土層中間深度位置，且由土層底部位置供給水壓，即只改變不同之降雨條件來模擬不同降雨狀況。

1. 降雨強度不同

採用相同水壓供給時間，模擬降雨延時不變，並改變不同的水壓供給速率，模擬不同之降雨強度引致地下水壓之變化。圖 5.22 為孔隙水壓變化與時間關係圖，孔隙壓力供給速率越快，水壓變化也越明顯，表示同樣之降雨延時，降雨強度越強，引致之地下水壓湧升也越大。

2. 降雨延時不同

選用相同之水壓供給速率模擬相同之降雨強度，並考慮不同之水壓供給時間模擬降雨延時之不同，孔隙水壓變化與時間關係示於圖 5.23。在相同水壓供給速率下，水壓供給時間越長即降雨延時越久，所引致之水壓變化量越大，而且降雨強度相同，水壓變化增量也相同；因此降雨強度相同情況下，降雨延時越久，地下水壓上升越高。

3. 供水量固定

供水量為供水速率與供水時間之乘積，因此採用供水速率與供水時間乘積為定值之狀態模擬供水量不變。圖 5.24 為相同供水量，且為底部供水狀況下，孔隙壓力變化與時間關係圖：供水速率越高，相對之供水時間則越短，而水壓在傳遞上需要時間，因此供水時間越短，傳遞至地表面之水壓越少，水壓容易累積在破碎底層，圖中水壓供給速率為 100 kPa/sec 之曲線即有此現象；相反地，供水時間越長，底部供給之水壓較容易傳遞到土層表面宣洩，所以底部位置不易累積水壓，且於土層中間深度位置可量測到較高之水壓變化量。

5.3 臨界降雨線之建立

國內外學者對於土石流之防治與預警工作上均投入相當之研究，因而發展出不同的判定方法與預警系統，臨界降雨線亦為判定土石流發生的方法之一，當降雨量或降雨強度超過臨界降雨線之臨界值就有可能發生土石流。然臨界降雨線之建立必須模擬不同降雨條件所造成之土石流發生破壞，因此在發生部現地資料缺乏下，假設發生部初始地下水位面與底部破碎岩層之位置，改變不同降雨條件以求得破壞之時間，進而建立現地之臨界降雨線，此臨界降雨線則採用 Keefer 等人 (1987) 以迴歸分析方法求出之臨界降雨線的型態，為降雨強度與破壞時間之關係。

5.3.1 現地狀況

土石流發生部之土層資料雖然可以由現地調查獲得，土石材料性質也可以由室內試驗求得，但是發生部之地下水位面與岩層破碎位置因為鑽探困難且地下水位易受降雨之影響，所以不易確定，因此必須分別假設發生部之初始地下水位面與水壓供給位置，利用不同降雨條件模擬土石流發生之時間。

1. 地下水位面

改變發生部初始地下水位面位置分別為地下 6 公尺、地下 4 公尺和地下水位面與地表平行三種不同條件，土層資料則採用現地土層資料，並假設底部為破碎岩層，水壓供給位置由底岩處供給，而底岩假設為地下 10 公尺。圖 5.25 為神木與豐丘地區降雨強度與破壞時間關係圖：不

論神木或豐丘地區，降雨強度越高，破壞發生之時間也越快，隨著降雨強度下降，破壞發生之時間也隨之延後；另外，初始地下水位面越高，則破壞發生之時間也越快到達。

2. 破碎岩層位置

考量發生部破碎岩層之位置可能不同，因此模擬破碎岩層之位置分別為地下 2 公尺、地下 6 公尺與地下 10 公尺，並假設地下水位面平行於地表，且其他條件保持不變，所得之臨界降雨線如圖 5.26 所示：破碎岩層越深，代表破壞時所需抵抗之土壓力越大，所以在相同降雨強度下，破壞發生之時間越慢。

5.3.2 討論

臨界降雨線可以在土石流災害防治、土石流危險溪流判定以及土石流預警等方面提供參考，然臨界降雨線會因選用之方法、參數、區域大小等不同而有差異。若假設土石流發生位置為上游溪床，地下水位面與地表平行，則只需考慮發生部破碎岩層之位置，以下針對豐丘地區與神木地區之臨界降雨線討論之：

- (1) 彭光宗 (1998) 針對南投縣 51 條溪流樣本，以 Kruskal-Wallis 檢定法分析出七項因子與土石流發生關係較密切，分別為：土壤粒徑大於 4 號篩之百分比、土壤孔隙率、集水區面積、溪流長度、溪床平均坡度及植生覆蓋率等七項，並以此七項危險因子迴歸出土石流發生之臨界降雨線，以有效降雨強度 (mm/hr) 與有效累積雨量 (mm) 表示。然

本研究之臨界降雨線為降雨強度 (mm/hr) 與破壞時間 (hr) 之關係，因此將其之臨界降雨線轉換為降雨強度與破壞時間表示之型態，並選用豐丘與最接近神木地區之隆華國小臨界降雨線相互比較，如圖 5.27 所示：本研究三條不同供水位置所求之臨界降雨線皆比彭光宗 (1998) 所求之曲線保守，而在降雨強度較高之部分，由於缺乏相關數據，兩者之符合度不高。在降雨強度較低部分，兩者之臨界降雨線趨勢皆相當接近；而在神木地區之臨界降雨線方面，因為隆華國小與神木村仍有相當之距離，所以差異比較大。

- (2) 陳振杰 (1999) 係利用群集分析法以集水區面積、溪流長度與溪床平均坡度等地文因子比較陳有蘭溪流域之土石流災害，並將之區分為三個群集，接著利用區別分析法建立陳有蘭溪流域土石流發生之臨界降雨線。其中，群集一為集水區面積較小、溪流長度較短及溪床平均坡度較陡之地區，包含和社野溪與隆華野溪，為較接近神木地區之流域；群集二為集水區面積較大、溪流長度較長及溪床平均坡度較緩之流域，且包含豐丘地區；群集三為出水溪流域，並無討論之。因此以群集一與神木地區比較、群集二與豐丘地區相較，並將其有效累積雨量 (mm) 與降雨延時 (hr) 之關係轉為降雨強度與破壞時間之關係，如圖 5.28 所示：由豐丘地區比較之結果發現，供水位置為地下 10 公尺之臨界降雨線與陳振杰 (1999) 由統計分析之臨界降雨線有相當高之符合度；另外，比較神木地區之結果，由於陳振杰 (1999) 所求之臨界降雨線並無包含神木地區，只是採用相近區域代表之，所以其臨界降雨線大致落於供水位置為地下 10 公尺至供水位置為地下 6 公尺之臨界降雨線間，趨勢則仍相當符合。

- (3) 劉哲欣 (2000) 選定南投縣 28 個集水區，經過 Mann-Whitney-Wilcoxon 檢定法檢定出土壤粒徑大於 4 號篩百分比、集水區面積、河川長度比、溪床平均坡度與土地利用因子等五項影響因子對土石流發生之影響較

大。並引用費雪區別函數求出各流域內土石流發生之臨界降雨線公式，其中包含豐丘地區，但無神木地區之相關資料，因此選用最接近神木地區之新興橋所求之臨界降雨線代表神木地區，並將其有效累積雨量(0.1mm)與降雨延時(hr)關係轉為降雨強度與破壞時間之關係示於圖 5.29：由比較結果發現，豐丘與神木地區在供水位置為地下 10 公尺處之臨界降雨線與劉哲欣(2000)之結果相當接近，整體之趨勢也相當符合。

- (4) 鄭乃元(2000)則將現地相關資料配合試驗所得強度參數帶入 Takahashi 之臨界公式進行穩定性分析，現地推估之狀況列於表 5.1，穩定性分析結果示於表 5.2。其推估現地堆積層之厚度約為 2 公尺，因此採用供水位置為地下 2 公尺之臨界降雨線比較神木與豐丘兩地區，如圖 5.30 所示，可發現神木地區在相同降雨強度下，土石流發生時間比豐丘地區略早，而穩定分析結果也顯示，無論有無考慮逕流或凝聚力之影響，神木地區所得之安全係數皆比豐丘地區略小，因此由臨界降雨線判定或由穩定分析結果皆顯示，豐丘地區在相同降雨條件下，發生土石流之機會比神木地區略小。
- (5) 茲參考劉哲欣(2000)針對研究區域所收集之降雨資料，選定豐丘地區發生土石流之降雨資料 6 個、未發生土石流之降雨資料 33 個，以及鄭乃元(2000)推求賀伯颱風之降雨資料 1 個，帶入本研究中豐丘地區之臨界降雨線判斷之，如圖 5.31，若以供水位置為地下 10 公尺之臨界降雨線判斷之，則實際發生土石流之雨場判斷正確率為 100%、未發生土石流之雨場判斷正確率約為 88%，詳如表 5.3 所示。神木地區則選用鄰近地區新興橋之降雨資料，包含發生土石流之降雨資料 2 個、未發生土石流之降雨資料 31 個，以及鄭乃元(2000)推求賀伯颱風發生土石流之降雨資料 1 個，同樣經由供水位置為地下 10 公尺之臨界降雨線判斷之，如圖 5.32 與表 5.3 所示，結果顯示發生土石流之雨場判

斷正確率 100% ，而未發生土石流之判斷正確率約為 77% 。判斷結果顯示，豐丘地區有較好之判斷準確度，這是由於神木地區選用之兩場並非神木村實際之降雨資料，所以誤差較顯著。

第六章 結論與建議

為瞭解土石流發生之機制，並提供土石流預警與土石流災害防治之參考，本研究針對陳有蘭流域內神木與豐丘兩地區，利用有限元素分析法模擬土石流發生之歷程，並探討誘發土石流之影響因子，進而建立神木與豐丘兩地土石流發生之臨界降雨線，所得結論與建議如后。

6.1 結論

1. 三軸試驗模擬結果

- (1) 根據均向壓密不排水三軸試驗模擬之變形結果，模擬試體以對稱軸為中心向外膨脹，且體積在模擬前後幾乎沒有變化，滿足不排水三軸試驗體積不變之原則。
- (2) 無論神木地區或豐丘地區，於均向壓密不排水三軸試驗之模擬時，彈性模數皆有隨圍壓增加而增大，而且由彈性部分進入塑性部分時之轉折點與試驗結果大致相同，所以均向壓密不排水三軸試驗所求取之彈性模數 E 、凝聚力 c 和摩擦角 ϕ 尚屬合理。
- (3) 現地應力路徑三軸試驗結果與數值模擬結果之變形比較：兩者最終形狀相似，皆是上半部大致維持試體原本形狀，但下半部有明顯側向變形產生，有流體化之趨勢。
- (4) 由現地應力路徑三軸試驗模擬結果可知：本模式可以模擬三軸試體隨著圍壓增大，試體強度提高，並延後試體發生劇烈變形之時間。而在軸向應變與時間關係或體積應變與時間關係方面：不論圍壓高低，神木與豐丘地區模擬之土樣在達到轉折點前，應變並無顯著變化，在到達轉折點後，皆有劇烈變形之行為，與試驗結果相當一致。

2. 現地模擬結果

- (1) 神木與豐丘兩地區之土層於破壞後，皆有明顯滑移產生。
- (2) 兩地區孔隙水壓之變化皆有底部增加較快，越接近頂部位置增加較慢，因此推測孔隙壓力由底部向頂部傳遞時有消散之現象，所以底部易累積較高之孔隙壓力。
- (3) 模擬結果之應力路徑並非水平向左移動，而是由 K_0 線朝左下方移動至 K_f 線。這是因為土體在模擬過程中，由於孔隙壓力持續由底部供給以致超額孔隙壓力無法完全排除，造成土體有垂直向之位移，因此整個行為類似軸向解壓，所以應力路徑才會由 K_0 線朝左下方移動至 K_f 線。

3. 影響因子探討

- (1) 坡度改變對於孔隙壓力變化之趨勢並無明顯影響，但是對於水壓變化量則有些微之差異，坡度較緩之水壓增量反而略高於坡度較陡者，但並無顯著之差異，因此坡度並不是孔隙水壓引發型土石流發生之主因。
- (2) 孔隙比越大水壓增加越快，而且到達尖峰值的時間也較早，尖峰值的水壓變化量也相對較大。由於孔隙比是級配與顆粒形狀之函數，因此礫石級配會比含細料較多之級配容易傳遞孔隙壓力，即孔隙比越大，水壓傳遞越順利，此或可說明底岩破碎較底岩完整易引發孔隙水壓引發型土石流。
- (3) 初始地下水位越深，孔隙壓力變化越明顯，而且水壓傳遞至地表所需時間越長；另外，地下水位面高的土層較地下水位面低的土層，在相同降雨條件下，發生土石流的機會較高。此亦說明，前期降雨會造成地下水位上升，進而影響該場降雨是否會誘發土石流。

- (4) 本模式由頂部供給水壓方式較類似地表水流侵蝕破壞，無法有效模擬土石流之發生；而由底部供給水壓方式則可完整模擬土石流發生之歷程。
- (5) 相同之降雨延時，降雨強度越強，引致之地下水壓湧升也越大；而降雨強度相同時，水壓變化增量則相同，且降雨延時越久，地下水壓上升越高。
- (6) 總雨量相同時，當降雨延時越短，雖然降雨強度較高，因時間較短，傳遞至地表面宣洩之水壓較少，所以水壓易累積在破碎底層；相反地，降雨時間越長，底部供給之水壓較容易傳遞到土層表面宣洩，所以底部位置不易累積水壓。

4. 臨界降雨線之建立

- (1) 以本研究之臨界降雨線與彭光宗（1998）、陳振杰（1999）與劉哲欣（2000）等三人分別利用統計分析所求之臨界降雨線比較：豐丘地區之臨界降雨線符合度相當不錯，而神木地區因其皆無討論，所以用鄰近地區之資料取代，因此符合較差。
- (2) 鄭乃元（2000）以 Takahashi 臨界公式進行穩定性分析，無論有無考慮逕流或凝聚力之影響，神木地區所得之安全係數皆比豐丘地區略小；而由本研究豐丘與神木兩地區臨界降雨線之比較結果也顯示，神木地區在相同降雨強度下，土石流發生時間比豐丘地區略早，與上述之結論相近。
- (3) 將雨場資料代入本研究之臨界降雨線判斷之，並以供水位置為地下 10 公尺之臨界降雨線為例，豐丘地區發生土石流之雨場判斷正確率為 100%、未發生土石流之雨場判斷正確率約為 88%；神木地區發生土石流之雨場判斷正確率 100%，而未發生土石流之判斷正確率為 77%。由此顯示，本模式推求之臨界降雨線對於預測土石流發生

應有不錯之成效。

6.2 建議

- (1) 本研究之水壓供給模式中，土體之儲存係數乃由經驗值推估而得，與實際土體之儲存係數應有若干差異，若能取得土體之儲存係數代入本模式中，所得結果將更能反應現地土層實際狀況。
- (2) 模擬時忽略地表逕流對土體的影響，將使土石流發生時間延後，所以模擬結果較不符合實際狀況，若能量測降雨來臨時之地表逕流量，將可使模擬之結果與實際狀況更符合。
- (3) 本研究推求臨界降雨線之供水方式皆由破碎底岩處供給水壓，因此於實際應用時，應以孔隙水壓引發型土石流為主要應用對象。
- (4) 由於發生部資料收集不易，以致模擬時需自行假設部分條件，此將造成模擬之部分誤差，因此有必要對於土石流發生部之現地土層狀況、地下水位與降雨資料進行系統性之調查與蒐集；尤其九二一地震後，土石流發生部之坡度與堆積層厚度和地震前之狀況應有差異，所以必須對現地狀況進行詳細調查，以助於土石流發生之研究，進而對土石流來臨之預警與土石流災害之防治提供參考。

參考文獻

1. 丁伯欣 (1999), “土石流模擬材料之力學行為與透水特性研究”, 國立台灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
2. 山口伊佐夫 (1985), “防砂工程學”, 國立台灣大學森林學系譯, 台北, 第 150-174 頁。
3. 水土保持學會 (1992), “水土保持手冊”, 中華水土保持學會。
4. 王幼行 (1994), “土石流發生機制之研究”, 國立台灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
5. 江永哲、林啟源 (1991), “土石流發生雨量特性分析”, 中華水土保持學報, 第 22 卷, 第 2 期, 第 21-37 頁。
6. 池谷浩 (1978), “土石流危險區域調查及警戒避難基準雨量的想定方法關係之研究”, 新砂防, Vol. 108, pp. 19-27。
7. 何春蓀 (1981), “普通地質學”, 五南圖書公司, 台北。
8. 何敏龍 (1997), “土石流發生機制與流動制止結構物之研究”, 國立台灣大學土木工程學研究所, 博士論文。
9. 李德基 (1997), “泥石流減災理論與實踐”, 中國科學院水利部, 成都山地災害與環境研究所。
10. 李錫堤 (1996), “從地形學的觀點看陳有蘭溪賀伯風災”, 地工技術, 第 57 期, 第 17-24 頁。
11. 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, 第 22 卷, 第 2 期, 第 71-76 頁。
12. 周必凡、李德基、羅德富、呂儒仁、楊慶溪 (1991), “泥石流防治指南”, 科學出版社, 北京, 第 96-108 頁。

13. 周憲德 (1999), “土石流潛勢判定模式之研究”, 行政院國家科學委員會專題報告, NSC 88-2625-Z-008-011。
14. 吳素慧 (1997), “南投縣信義鄉神木村出水溪土石流流動現象之探討”, 國立台灣大學地理學研究所, 碩士論文。
15. 林慶偉 (1996), “南投縣和社地區崩塌地發育之地質影響因子”, 地工技術, 第 57 期, 第 17-24 頁。
16. 范正成 (1996), “土石流特定水土保持區之判識”, 土木技術, 第 1 卷, 第 1 期, 第 200-211 頁。
17. 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系統(I)”, 行政院國家科學委員會成果報告, NSC 86-2621-P-002-022(II)。
18. 段錦浩、游繁結、劉鄭川、林信輝、陳樹群、林昭遠、連惠邦 (1997), “陳有蘭溪治山防災整體治理規劃報告”, 行政院農業委員會台灣省水土保持局。
19. 連惠邦、趙世熙 (1996), “溪床堆積土體崩壞模式及土石流化之研究”, 中華水土保持學報, 第 27 卷, 第 3 期, 第 175-183 頁。
20. 崔之久 (1996), “泥石流沈積與環境”, 海洋出版社, 北京。
21. 陳文福 (1997), “陳有蘭溪集水區之地形與土地利用之關係”, 水土保持學報, 第 29 卷, 第 2 期, 第 137-155 頁。
22. 陳宏宇 (1999), “神木村南側出水溪上游土石流發生部之地質特性探討”, 行政院國家科學委員會專題報告, NSC 88-2625-Z-002-041。
23. 陳振杰 (1999), “陳有蘭溪流域的土石流發生與降雨關係之研究”, 國立台灣大學地理學研究所, 碩士論文。
24. 陳榮河 (1999), “土石流之發生機制”, 地工技術, 第 74 期, 第 21-28 頁。
25. 張石角 (1983), “台灣土石流災害”, 洪水與泥沙災害學術研討會論文

摘要彙集，第 27-29 頁。

26. 張立憲 (1985), “土石流特性之探討”, 中華水土保持學報, 第 16 卷, 第 1 期, 第 135-141 頁。
27. 張瑞津 (1997), “陳有蘭溪流域的地形環境與土石流災害之關係”, 中國地理學會, 第 25 期, 第 34-64 頁。
28. 彭光宗 (1998), “土石流危險因子與臨界降雨線關係之研究”, 國立台灣大學農業工程學研究所, 碩士論文。
29. 馮賜陽 (1988), “礫石層土石流發生特性之初步研究”, 國立中興大學土木工程學研究所, 碩士論文。
30. 游繁結 (1990), “崩落型土石流之機制研究(II)—土石流衝擊力之探討”, 行政院國家科學委員會防災科技研究報告, NSC 79-0414-P005-04B。
31. 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。
32. 游繁結、賴建信 (1996), “不同粒徑組成之土石流流動特性研究”, 中華水土保持學報, 第 27 卷, 第 3 期, 第 213-222 頁。
33. 詹錢登 (1997), “土石流理論教材大綱”, 行政院教育部顧問室, 編號 86-土木-教材-C011。
34. 鄭乃元 (2000), “土石流材料破壞行為之研究”, 國立台灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
35. 蔡光榮、宋益明、王弘祐、林金炳 (1996) “GIS 應用於賀伯颱風災後新中橫公路邊坡破壞災害之調查分析”, 國立成功大學, 賀伯颱風災害調查研討會論文集。
36. 劉哲欣 (2000), “土石流潛在勢能及預警之研究”, 國立台灣大學農業工程學研究所, 碩士論文。
37. 謝正倫 (1991), “土石流災害危險範圍之分析與預測”, 行政院國家科

學委員會專題報告，NSC 80-0410-E-006-029。

38. 謝正倫 (1991), “土石流預警系統之研究”, 國立成功大學台南水工試驗所, 研究試驗報告第 130 號。
39. 謝正倫 (1993), “土石流預警系統之研究(II)”, 國立成功大學台南水工試驗所, 研究試驗報告第 139 號。
40. 謝正倫、江志浩、陳禮仁 (1992), “花東兩縣土石流現場調查與分析”, 中華水土保持學報, 第 23 卷, 第 2 期, 第 109-122 頁。
41. 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。
42. ABAQUS Theory Manual, V5.8 (1998), Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.
43. ABAQUS Standard User's Manual, V5.8 (1998), Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.
44. Atkinson, J.H. and Farrar, D.M. (1985), “Stress path tests to measure soil strength parameters for shallow landslips”, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 983-986.
45. Brand, E.W. (1981), “Some thoughts on rain-induced slope failure”, Proceedings of 10th International Conference and Foundation Engineering, Vol. I, pp. 373-376.
46. Caine, N. (1980), “The rainfall intensity duration control of shallow landslides and debris flows”, Geografiska Annaler, Vol. 62, pp. 23-27.
47. Cannon, S.H. and Ellen, S.D. (1985), “Rainfall conditions for abundant debris avalanches in San Francisco Bay region California”, California Geology, Vol. 38, No. 12, pp. 267-272.
48. Jacob, B. (1979), “Hydraulics of groundwater”, McGraw-Hill, pp. 111-117.
49. Johnson, A.M. and Rodine, J.D. (1984), “Debris Flow”, Slope Instability,

- John Wiley & Son Ltd., pp. 257-361.
50. Keefer, D.K., Wilson, R.C., Mark, R.K., Brabb, E.E., Brown III, W.M., Ellen, S.D., Harp, E.L., Wieczorek, G.F., Alger, C.S., and Zatzkin, R.S. (1987), "Real-Time Landslide Warning During Heavy Rainfall", *Science*, Vol. 238, pp. 921-925.
 51. Klubertanz, G., Laloui, L., and Vulliet, L. (2000), "Parameters governing debris-flow initiation", *Proceedings of The Second International Conference on Debris-flow Hazards Mitigation*, pp. 73-79.
 52. Pagano, L. (1997), "Steady State and Transient Unconfined Seepage Analysis for Earthfill Dams", *ABAQUS User's Conference*, Milan, pp. 577-585.
 53. Sitar, N. and Johnson, K.A. (1990), "Hydrologic condition leading to debris-flow initiation", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp. 789-801.
 54. Takahashi, T. (1978), "Mechanical characteristics of debris flow", *J. Hydraulics Div., ASCE*, Vol. 104, No. 8, pp. 1153-1169.
 55. Vandine, D.F. (1985), "Debris flows and debris torrents in the southern Canadian cordillera", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, pp. 290.
 56. Varnes, D.J. (1958), "Landslides and engineering practice", *Highway Research Board, Special Report 29*, pp. 20-27.
 57. Wieczorek, G.F. (1987), "Effect of rainfall intensity and duration on debris flow in central Santa Cruz Mountains", *California, Flows/Avalanches: Process, Recognition and Mitigation*, Geological Society of America.
 58. Zhu, J.H. and Anderson, S.A. (1998), "Determination of shear strength of Hawaiian residual soil subject to rainfall-induced landslide", *Geotechnique* 48, No. 1, pp. 73-82.

表 2.1 土石流臨界發生公式 (何敏龍, 1997)

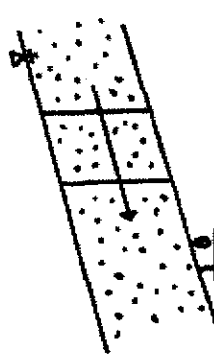
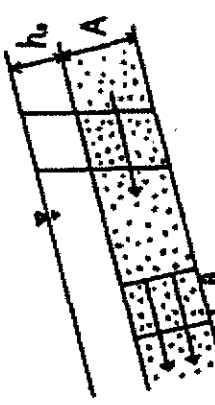
研究者	臨界發生公式
1. 齊藤 (1965) ● 分析理論：無限邊坡分析法中，滲流平行坡面之情形 ● 考慮條件：地下水位與堆積面齊平	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \tan \phi$ 
2. 高橋 (1978) ● 分析理論：考慮一坡度 θ 之無限長砂礫堆積層，有平行坡面之逕流產生 ● 考慮條件： ⊗ 地下水位與堆積面齊平 ⊗ 有地表逕流產生；將地表逕流視為推移力，隨深度增加而增加	$\tan \theta \geq \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + \frac{h_0}{A})}$ 

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

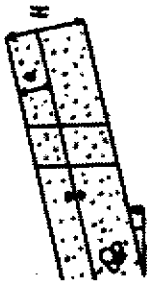
研究者	臨界發生公式
3. Sidle (1985) ● 分析理論：考慮無限邊坡中存在未飽和區之情形 ● 考慮條件： ⌘ 水位位於堆積層表面以下 ⌘ 地下水位與堆積面齊平	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_m a + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H - a)}{\gamma_m a + \gamma_{sat}(H - a)}$ 
4. 江永哲 (1986) ● 分析理論： ⌘ 考慮無限邊坡中存在未飽和區之情形 ⌘ 有平行坡面之逕流產生 ● 考慮條件： ⌘ 有地表逕流產生 ⌘ 地下水位與堆積面齊平 ⌘ 水位位於堆積層表面以下 ● 附註： ⌘ 有考慮凝聚力之影響 ⌘ 水位面以上土體單位重視為乾土單位重，以下視為飽和單位重 ⌘ 地表逕流視為推移力，隨深度增加而增加	A. 滲透流情形 $\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{gH \cos \theta} + C_b(\rho_s - \rho)}{C_b(\rho_s - \rho) + \rho(1 + \frac{h_0}{H})} \tan \phi$ B. 地表逕流情形 $\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{gH \cos \theta} + C_b[\rho_s - \rho(1 - \frac{a}{H})]}{C_b[\rho_s - \rho(1 - \frac{a}{H})] + \rho(1 - \frac{a}{H})} \tan \phi$  (A) (B)

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

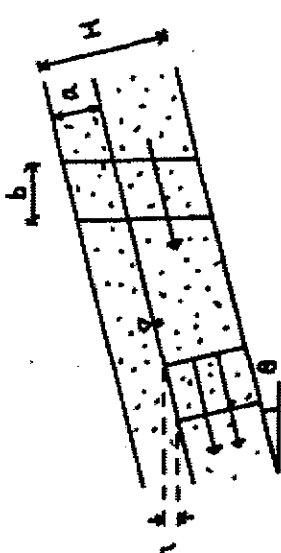
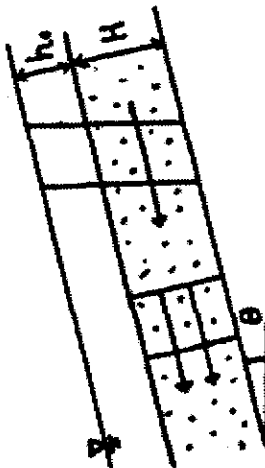
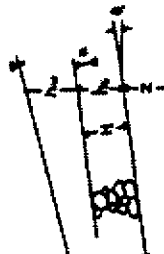
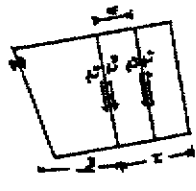
研究者	臨界發生公式
5. 游繁結 (1987) ● 分析理論：以高橋理論公式為基礎，加入滲流力之分析 ● 考慮條件： ⊗ 地下水位與堆積面齊平 ⊗ 水位位於堆積層表面以下	$\tan \theta \geq \frac{\tan \phi}{1 + \left[\frac{\gamma_w (H - a)}{\gamma_{sat} H - n \gamma_w (H - a)} \right]}$ 
6. 林炳森 (1993) ● 分析理論： ⊗ 考慮逕流水深及滲流力作用 ● 考慮條件： ⊗ 有地表逕流產生 ⊗ 地下水位與堆積面齊平	$\tan \theta \geq \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) H}{\gamma_{sat} H + \gamma_w h_0} \tan \phi$ 

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

研究者	臨界發生公式
7. 黃宏斌 (1991) ● 分析理論： ☿ 考慮無限邊坡中存在未飽和區之情形 ☿ 有平行坡面之逕流產生 ● 考慮條件： ☿ 有地表逕流產生 ☿ 地下水位與堆積面齊平 ☿ 水位位於堆積層表面以下	(a) (c) $\tan \theta \geq \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_{sat}} \tan \phi$ (b) $\tan \theta \geq \frac{\gamma_m a + \gamma_{sub} (H - a)}{[\gamma_m a + \gamma_{sub} (H - a)] + \gamma_w H} \tan \phi$ (a)  (b)  (c) 
8. 陳榮河、蔡丁貴 (1993) ● 分析理論： ☿ 考慮逕流對堆積層表面之剪切行為 ☿ 堆積層厚度及地表逕流水深度之變化 ☿ 滲流力作用 ☿ 考慮條件 ☿ 有地表逕流產生 ☿ 地下水位與堆積面齊平	● 滑動不穩定 $\tan \theta \geq \frac{C_s(\rho_s - \rho_w)a}{C_s(\rho_s - \rho_w)a + \rho_w(a + h_w) + \rho_w H} \tan \delta + \rho_w H \left(\frac{dh_s}{dx} + \frac{dh_w}{dx} \right) - \frac{\tau_s}{g \cos \theta}$ ● 翻轉不穩定 $\tan \theta \geq \frac{C_s(\rho_s - \rho_w)a}{C_s(\rho_s - \rho_w)a + \rho_w(a + h_w) + \frac{\rho_w H}{2}} \tan \delta + \frac{\rho_w H}{2} \left(\frac{dh_s}{dx} + \frac{dh_w}{dx} \right)$  

土石堆積層示意圖

元素體之各力系分佈

表 2.1 土石流臨界發生公式 (續)

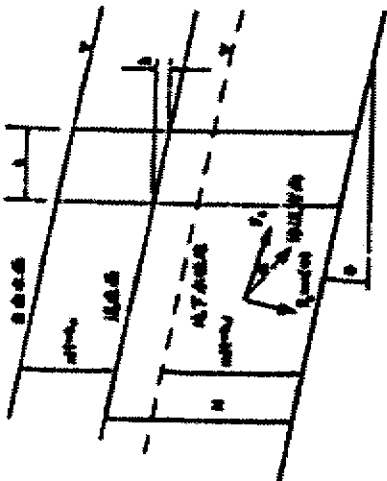
研究者	臨界發生公式
9. 連惠邦、趙世照 (1996) ● 分析理論： ⊗ 考慮滲流力作用 ⊗ 考慮滲流方向之改變 ● 考慮條件： ⊗ 有地表逕流產生 ⊗ 地下水位與堆積面齊平 ⊗ 水位位於堆積層表面以下	$\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{bhsin\theta} + (\gamma_s - m\gamma_w)C_s \tan \phi}{[(\gamma_s - m\gamma_w)C_s + \gamma_w(m+n) - m\gamma_w \tan \alpha \tan \phi]}$  無限邊坡上堆積土層示意圖

表 2.2 土石流臨界發生公式使用參數說明

研究者	參數說明	
齊藤 (1965)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 γ_w : 水之單位重	
高橋 (1977)	γ_s : 土砂單位重 n : 土體之孔隙率 A : 剪力破壞面距堆積層表面之深度	h_0 : 逕流水深 γ_w : 水之單位重
Sidle (1985)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 γ_m : 地下水位以上土體單位重 a : 地下水位以上堆積層厚度	γ_w : 水之單位重 H : 堆積層厚度
江永哲 (1986)	ρ_s : 堆積土砂之密度 c : 堆積土砂凝聚力 $C_b = 1 - n$: 顆粒體積濃度 a : 地下水位以上堆積層厚度 H : 堆積層厚度	ρ : 水之密度 g : 重力加速度 (n : 土體之孔隙率) h_0 : 逕流水深
游繁結 (1987)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 n : 土體之孔隙率 a : 地下水位以上堆積層厚度	γ_w : 水之單位重 H : 堆積層厚度
林炳森 (1989)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 H : 堆積層厚度	γ_w : 水之單位重 h_0 : 逕流水深
黃宏斌 (1991)	γ_{sat} : 飽和土體單位重 γ_m : 地下水位以上土體單位重 a : 地下水位以上堆積層厚度	γ_{sub} : 土體浸水單位重 γ_w : 水之單位重 H : 堆積層厚度
陳榮河、蔡丁貴 (1993)	C_s : 顆粒體積濃度 a : 地下水位以上堆積層厚度 h_w : 地下水深度	ρ_s : 堆積土砂之密度 ρ_w : 水之密度 h_s : 滲流水深 H : 堆積層厚度
連惠邦、趙世照 (1996)	c : 堆積土砂凝聚力 H : 堆積層厚度 γ_s : 土砂單位重 $m = h_d/H$, h_d : 地下水深度	b : 單位土體寬 C_s : 顆粒體積濃度 α : 滲流方向 $n = h_0/H$, h_0 : 逕流水深

[註] : θ : 坡度 , $\tan\phi$: 堆積土體之靜摩擦係數。

表 2.3 不同地區激發土石流所需的降雨條件 (Keefer, 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 (1987)	1.52	9.00	同地區單場土石流資料 (La Honda, Cal., U.S.A)

表 3.1 陳有蘭溪流域高度表（張瑞津，1997）

高度（公尺）	面積（平方公里）	百分比（%）
<500	16	3.6
500-1000	90	20.0
1000-1500	114	25.4
1500-2000	107	23.9
2000-2500	73	16.3
2500-3000	37	8.3
3000-3500	12	2.4
合計	449	100.0
平均高度 1540 公尺		

表 3.2 陳有蘭溪集水區內不同土地所有權所佔面積（陳文福，1997）

土地權屬	面積（公頃）	百分比（%）
非國有林地	8,275	18.56
巒大事業區	11,221	25.17
阿里山事業區	5,885	13.20
台大實驗林	19,203	43.07
全區	44,583	100.00

表 3.3 陳有蘭溪集水區內不同土地權屬內土地利用型態（陳文福，1997）

	非國有林地	巒大事業區	阿里山事業區	台大實驗林	全區
森林	32.82	91.62	88.90	79.05	74.93
草地	0.13	1.83	0.14	0.75	0.83
墾地	52.03	1.54	2.65	13.88	16.37
崩塌地	5.39	4.43	8.12	5.11	5.39
水域	9.64	0.59	0.18	1.21	2.48
總計	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

[註]：單位：%

表 3.4 陳有蘭溪流域雨季之降雨量（陳振杰，1999）

測站名稱	年平均雨量	梅雨季雨量	颱風雨量	雨季總雨量
內茅埔 1	1722.6	566.1	742.1	1308.2
內茅埔 2	1719.9	507.6	695.5	1203.1
東埔	1863.4	538.1	808.4	1346.5
和社	1668.6	500.2	738.1	1238.3
西巒	2326.9	714.2	1006.9	1721.1
望鄉	2502.2	716.8	1173.7	1890.5
清水溝	2534.0	815.7	1124.0	1939.7
青雲	2046.2	694.6	776.4	1471.0
龍神橋	2058.0	779.2	794.3	1573.5
阿里山	3952.4	1280.2	1768.7	3048.9
玉山	3052.7	966.8	1106.0	2072.8
水里	2140.9	749.6	902.8	1652.4
集集 1	2338.4	778.9	1106.3	1885.2
集集 2	2347.8	717.8	1122.5	1840.3
溪頭	2418.6	520.6	1318.3	1838.9
蓮華池	2413.9	828.8	1045.3	1874.1
鉅工電所	2175.2	783.2	918.6	1701.8
郡大	2176.9	746.6	826.1	1572.7
日月潭	2369.7	848.0	979.7	1827.7

[註]：單位：mm

表 3.5 陳有蘭溪流域雨季降雨量佔全年平均雨量百分比 (陳振杰, 1999)

測站名稱	年平均雨量	梅雨季雨量	颱風雨量	雨季總雨量
內茅埔 1	100.0	32.8	43.1	75.9
內茅埔 2	100.0	29.5	40.5	70.0
東埔	100.0	28.9	43.4	72.3
和社	100.0	30.0	44.2	74.2
西巒	100.0	30.7	43.3	74.0
望鄉	100.0	28.6	46.9	75.5
清水溝	100.0	32.2	44.4	76.6
青雲	100.0	33.9	37.9	71.8
龍神橋	100.0	37.9	38.6	76.5
阿里山	100.0	32.4	44.8	77.2
玉山	100.0	31.7	36.2	67.9
水里	100.0	35.0	42.2	77.2
集集 1	100.0	33.3	47.3	80.6
集集 2	100.0	30.6	47.8	78.4
溪頭	100.0	19.9	50.3	70.2
蓮華池	100.0	34.3	43.3	77.6
鉅工電所	100.0	36.0	42.2	78.2
郡大	100.0	34.3	37.9	72.2
日月潭	100.0	35.8	41.3	77.1

[註]：單位：%

表 3.6 明坑採樣結果 (丁伯欣, 1999)

採樣地點	現地密度 (Mg/ m ³)	含水量 (%)	現地乾密度 (Mg/ m ³)	孔隙比
神木	1.98	5.7	1.87	0.45
豐丘	1.83	2.5	1.79	0.51

表 3.7 粒徑曲線分析結果 (丁伯欣, 1999)

明坑地點	神木	豐丘
最大粒徑	304.8mm (12")	381mm (15")
通過#4 篩百分率 (%)	42	28
通過#200 篩百分率 (%)	8	3
有效粒徑 D ₁₀ (mm)	0.09	0.27
D ₃₀ (mm)	0.95	6
中值粒徑 D ₅₀ (mm)	11	20
D ₆₀ (mm)	39	40
均勻係數 C _u	433	148
曲率係數 C _d	0.3	3.3
液性限度 LL	—	—
塑性限度 PL	—	—
塑性指數 PI	NP	NP
USCS 土壤分類	GP—GM	GP
#4 篩以下土壤比重	2.72	2.71
礫石平均比重	2.71	2.71

表 3.8 模擬材料之相對密度試驗結果 (丁伯欣, 1999)

(a) 神木

最大粒徑 (mm)	乾密度 (Mg/m^3)		孔隙比		模擬材料之相對密度值 (%)
	$\rho_{d \max}$	$\rho_{d \min}$	$e_{\min}$	$e_{\max}$	
25.4	2.03	2.02	0.33	0.53	42
12.7	1.77	1.75	0.34	0.55	48

[註]: 神木土石材料之乾密度, $\rho_d = 1.87 \text{ Mg/m}^3$

(b) 豐丘

最大粒徑 (mm)	乾密度 (Mg/m^3)		孔隙比		模擬材料之相對密度值 (%)
	$\rho_{d \max}$	$\rho_{d \min}$	$e_{\min}$	$e_{\max}$	
25.4	1.86	1.70	0.46	0.59	58
12.7	1.84	1.64	0.47	0.65	77

[註]: 豐丘土石材料之乾密度, $\rho_d = 1.79 \text{ Mg/m}^3$

表 3.9 模擬材料之大型直剪試驗結果 (丁伯欣, 1999)

(a) 神木

最大粒徑 (mm)	相對密度 (%)	強度參數	
		c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
25.4	42	4.7	37.5
12.7	48	6.3	37.2

(b) 豐丘

最大粒徑 (mm)	相對密度 (%)	強度參數	
		c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
25.4	58	0.0	41.5
12.7	77	0.0	42.5

表 3.10 三軸壓密透水試驗結果 (丁伯欣, 1999)

(a) 神木

有效圍壓 (kPa)	$D_{max} = 25.4\text{mm}$		$D_{max} = 12.7\text{mm}$	
	壓密後孔隙比, e	透水係數, k (cm/sec)	壓密後孔隙比, e	透水係數, k (cm/sec)
4.9	0.449	5.32E-03	0.449	6.74E-03
9.8	0.448	4.89E-03	0.447	5.32E-03
19.6	0.442	3.92E-03	0.444	4.69E-03
39.2	0.432	3.26E-03	0.437	3.63E-03
78.5	0.417	1.93E-03	0.418	2.00E-03
157.0	0.402	9.97E-04	0.403	1.00E-03

(b) 豐丘

有效圍壓 (kPa)	$D_{max} = 25.4\text{mm}$		$D_{max} = 12.7\text{mm}$	
	壓密後孔隙比, e	透水係數, k (cm/sec)	壓密後孔隙比, e	透水係數, k (cm/sec)
4.9	0.514	7.55E-03	0.514	7.20 E-03
9.8	0.509	7.12 E-03	0.508	7.00 E-03
19.6	0.506	6.90 E-03	0.506	6.80 E-03
39.2	0.500	6.70 E-03	0.500	6.50 E-03
78.5	0.489	6.40 E-03	0.490	6.20 E-03
157.0	0.472	6.00 E-03	0.475	6.10 E-03

表 3.11 CIU 試驗結果 (鄭乃元, 2000)

控制條件 試坑名稱		$D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$	$D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$
神木	$c' \text{ (kPa)}$	1.1	0.8
	$\phi' \text{ (}^\circ \text{)}$	37.8	39.9
豐丘	$c' \text{ (kPa)}$	0.9	0.8
	$\phi' \text{ (}^\circ \text{)}$	41.0	39.4

表 3.12 FSP 試驗結果 (鄭乃元, 2000)

控制條件 試坑名稱		$D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$	$D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$
神木	$c' \text{ (kPa)}$	2.0	4.8
	$\phi' \text{ (}^\circ \text{)}$	41.9	42.3
豐丘	$c' \text{ (kPa)}$	5.5	4.3
	$\phi' \text{ (}^\circ \text{)}$	43.2	41.4

表 3.13 土石流發生溪流集水區特性之參數（陳振杰，1999）

集水區 名稱	面積 (ha)	溪流長度 (m)	形狀 因子	溪谷平均坡度 (°)	植生覆蓋率 (%)	地質 狀況
南平坑	147.70	2068	0.296	24.87	0.64	7
黑石坑	34.73	1849	0.102	27.52	0.65	7
郡坑	57.36	1796	0.178	29.71	0.45	7
隆華野溪	160.86	1834	0.478	29.25	0.80	3
二部野溪	185.20	2422	0.260	25.01	0.60	7
三部野溪	340.15	2695	0.360	24.88	0.40	7
95.5k 支流	188.04	2677	0.262	33.02	0.42	4
十八重溪支流	215.97	2511	0.343	34.11	0.72	4
和社野溪	91.25	2549	0.125	17.25	0.79	3
豐丘溪	176.98	3335	0.159	25.30	0.59	4
新興溪	333.88	4332	0.178	13.47	0.50	5
頭坑溪	436.37	4192	0.248	17.13	0.75	5
烏乾坑溪	309.57	3670	0.230	18.84	0.80	5
八頂溪	534.00	4300	0.290	27.56	0.78	3
出水溪	861.15	5989	0.243	15.71	0.80	5

表 3.14 陳有蘭溪流域土石流發生溪流分群（陳振杰，1999）

群集	第一群集	第二群集	第三群集
集水區名稱	南平坑 黑石坑 郡坑 陳有蘭溪支流 (95.5k) 二部野溪 三部野溪 十八重溪支流 和社野溪 隆華野溪	豐丘溪 新興溪 頭坑溪 烏乾坑溪 八頂溪	出水溪

表 4.1 雨量站控制範圍與受災集水區（段錦浩等人，1997）

雨量站	受災集水區
龍神橋	南平坑、郡坑、二部坑、三部坑
西巒	豐丘
阿里山	出水溪

表 4.2 均向壓密不排水三軸試驗材料參數（鄭乃元，2000）

材料參數		神木地區	豐丘地區
彈性模數 E (kPa)	圍壓 49 kPa	4.98E+03	6.59E+03
	圍壓 98.1 kPa	1.11E+04	9.97E+03
	圍壓 196.1 kPa	2.04E+04	1.68E+04
柏松比 ν		0.499	0.499
凝聚力 c (kPa)		1.1	0.9
摩擦角 ϕ (°)		37.8	41.0

表 4.3 現地應力路徑三軸試驗材料參數 (丁伯欣, 1999&鄭乃元, 2000)

材料參數		神木地區		豐丘地區	
彈性模數 E (kPa)	圍壓 49kPa	4.98E+03		6.59E+03	
	圍壓 98.1kPa	1.11E+04		9.97E+03	
	圍壓 196.1kPa	2.04E+04		1.68E+04	
初始孔隙比 $e_{initial}$	圍壓 49kPa	0.429		0.501	
	圍壓 98.1kPa	0.416		0.489	
	圍壓 196.1kPa	0.398		0.469	
孔隙比 e	滲透係數 k (m/s)	0.402	9.97E-06	0.472	6.00E-05
		0.417	1.93E-05	0.489	6.40E-05
		0.432	3.26E-05	0.500	6.70E-05
		0.442	3.92E-05	0.506	6.90E-05
		0.448	4.89E-05	0.509	7.12E-05
		0.449	5.32E-05	0.514	7.55E-05
柏松比 ν		0.499		0.499	
凝聚力 c (kPa)		2.0		5.5	
摩擦角 $\phi(^{\circ})$		41.9		43.2	
水單位重 γ_w (kN/m ³)		9810		9810	

表 5.1 現地推估狀況 (鄭乃元, 2000)

地點	逕流量 (cms)	溪谷平均寬度 (m)	逕流水深 (m)	堆積土層厚度 (m)	土層可運動厚度 (m)
神木	450.1	40	1.02	2.05	0.71
豐丘	60.1	10	0.79	2.30	0.55

表 5.2 (a) 忽略凝聚力之土石流穩定分析結果 (鄭乃元, 2000)

試坑	試驗名稱	模擬級配之 最大粒徑 (mm)	無逕流發生時之 安全係數	有逕流發生時之 安全係數
神木	FSP	12.7	0.88	0.53
		25.4	0.87	0.52
豐丘	FSP	12.7	0.90	0.54
		25.4	0.96	0.58

表 5.2 (b) 考慮凝聚力之土石流穩定分析結果 (鄭乃元, 2000)

試坑	試驗名稱	模擬級配之 最大粒徑 (mm)	無逕流發生時之 安全係數	有逕流發生時之 安全係數
神木	FSP	12.7	1.10	0.85
		25.4	0.96	0.74
豐丘	FSP	12.7	1.10	0.91
		25.4	1.21	1.01

表 5.3 (a) 發生土石流兩場判斷結果

區域	實際發生土石流點數	正確判斷點數	錯誤判斷點數	正確率(%)
豐丘	7	7	0	100
神木	3	3	0	100

表 5.3 (b) 未發生土石流兩場判斷結果

區域	選用未發生土石流點數	正確判斷點數	錯誤判斷點數	正確率(%)
豐丘	33	29	4	88
神木	31	24	7	77

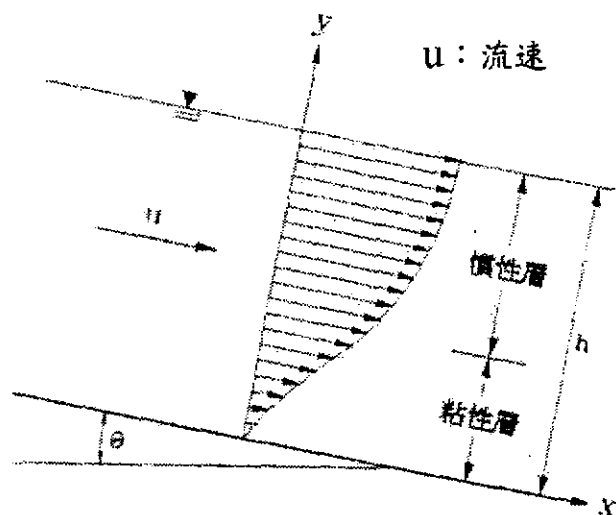


圖 2.1 土石流流速分佈斷面圖 (蘇重光等人, 1993)

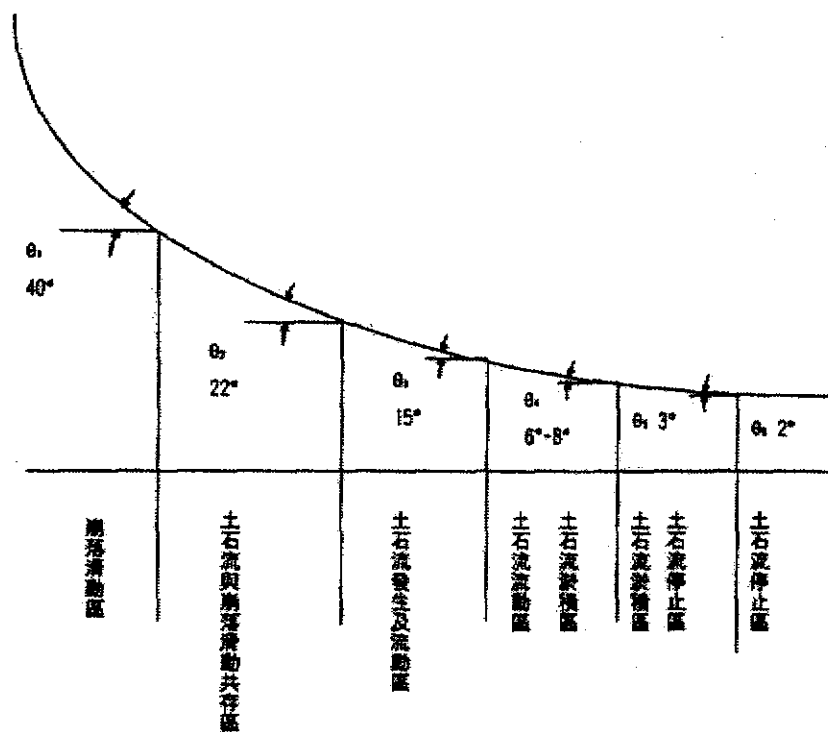


圖 2.2 溪床坡度與可能發生之土石現象 (施邦築 & 謝正倫, 1998)

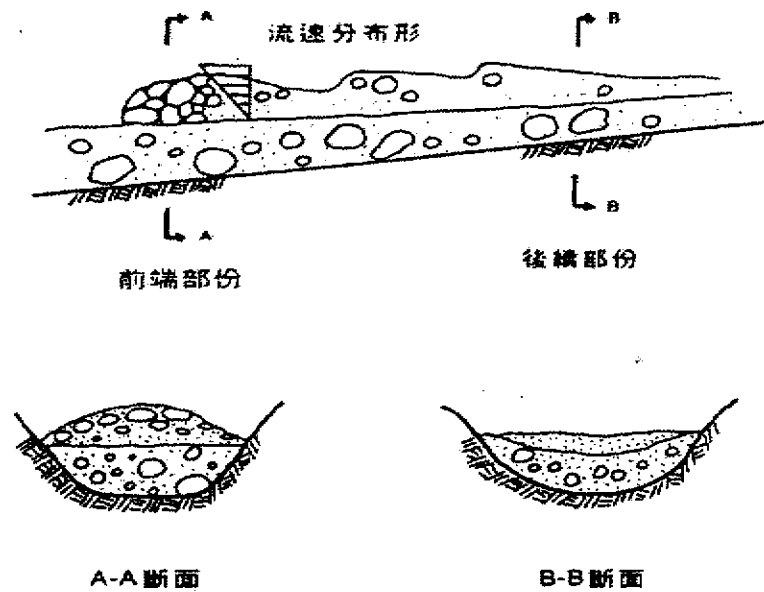


圖 2.3 土石流流動之縱橫斷面圖 (詹錢登, 1997)

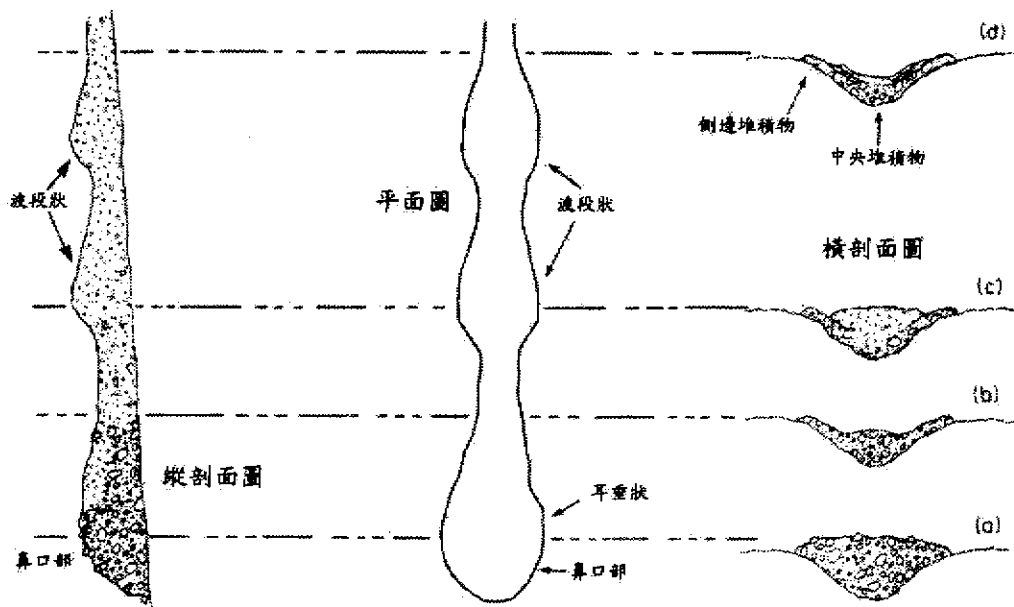
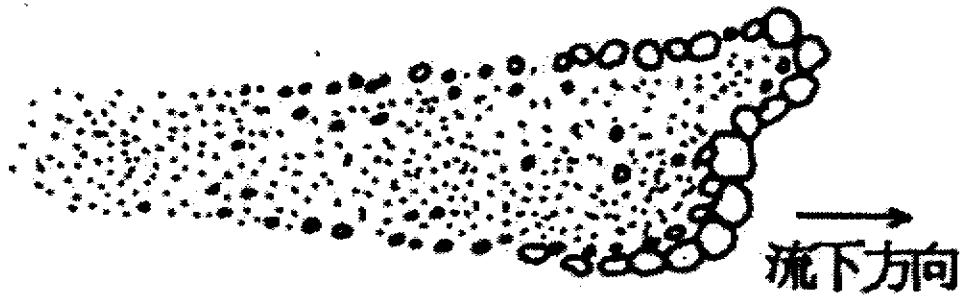
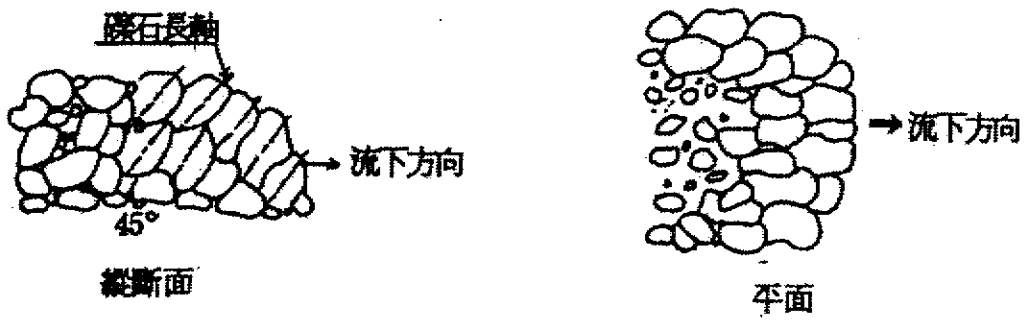


圖 2.4 土石流流動狀態及各波段之粒群示意圖 (Johnson & Rodine, 1984)



(a) 土石流堆積部之粒徑分布



(b) 土石流堆積部前端顆粒排列

圖 2.5 土石流堆積部示意圖 (張立憲, 1985)

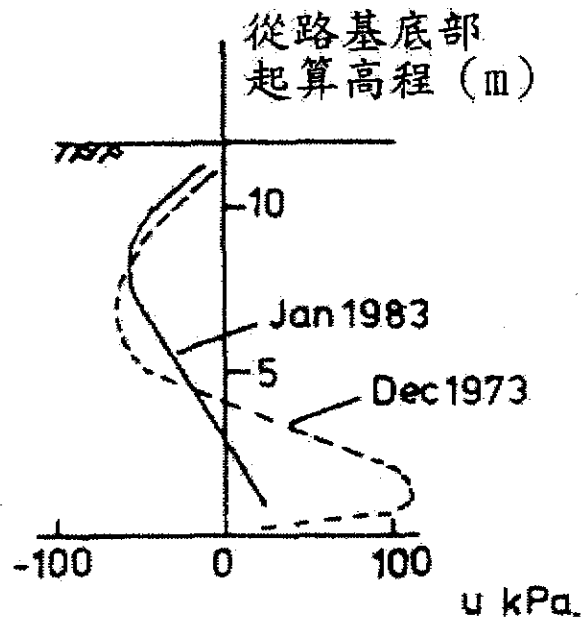


圖 2.6 路堤內部之孔隙水壓量測記錄 (Atkinson, 1985)

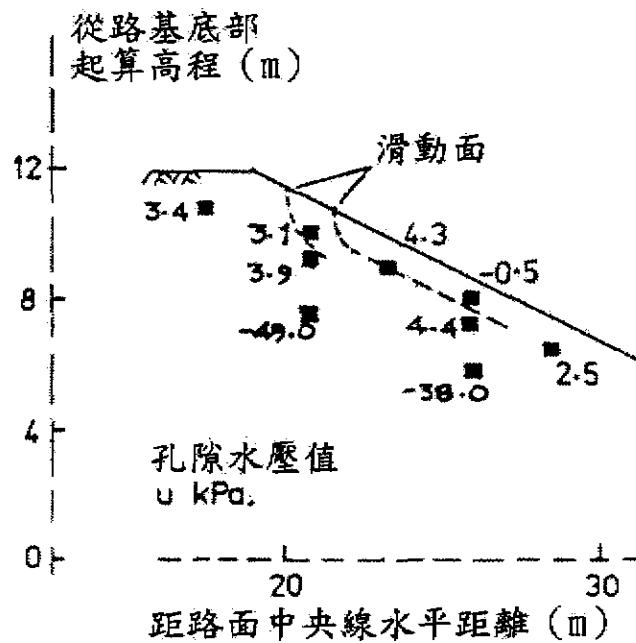
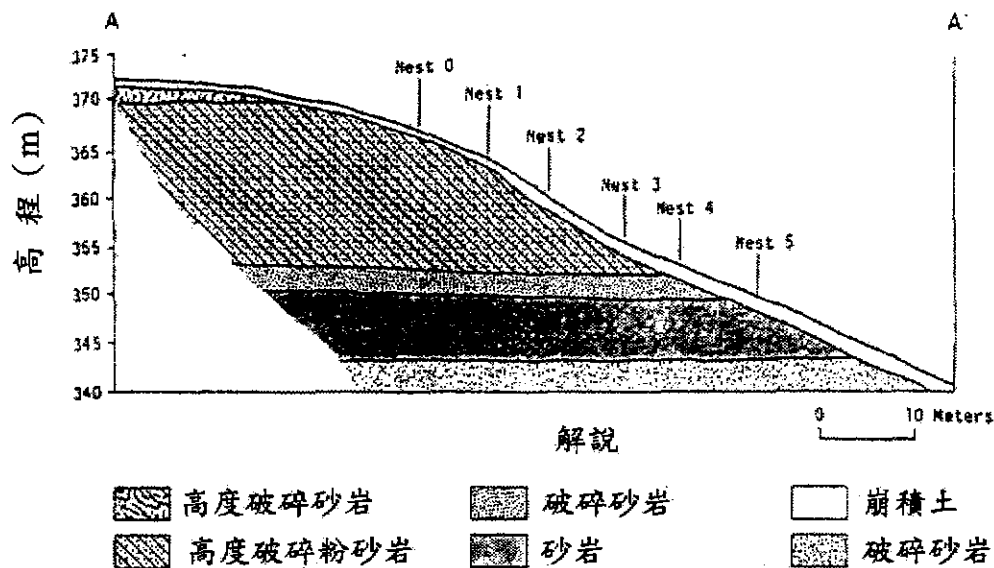
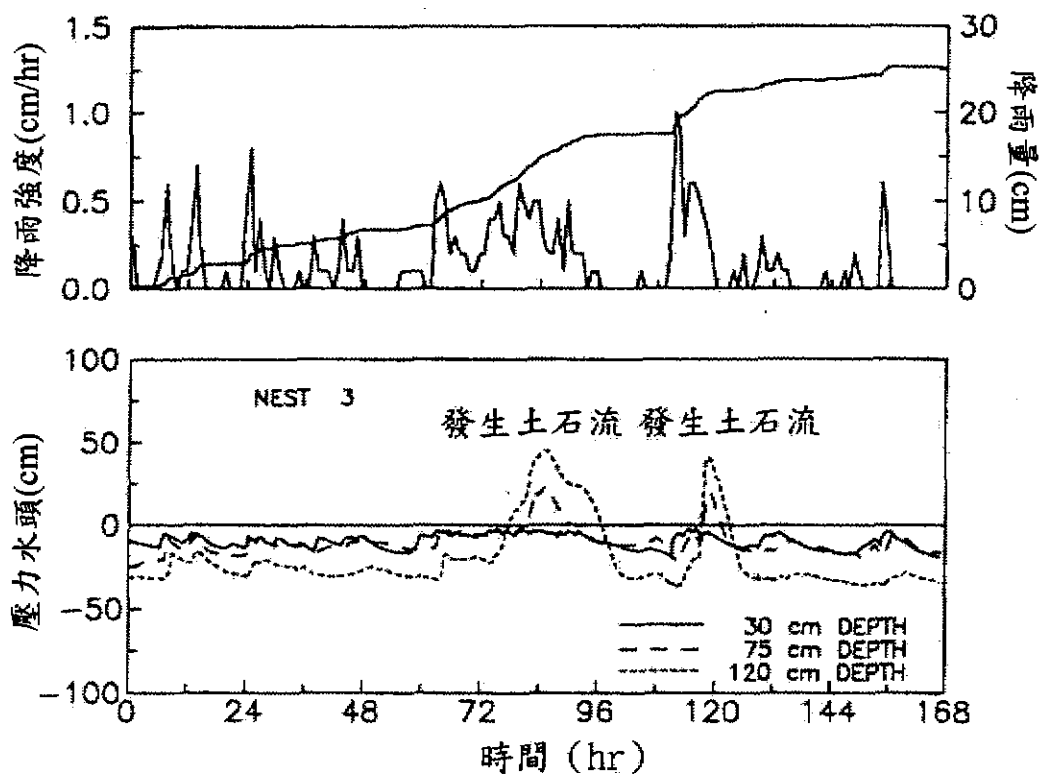


圖 2.7 路堤邊坡破壞前之水壓記錄 (Atkinson, 1985)

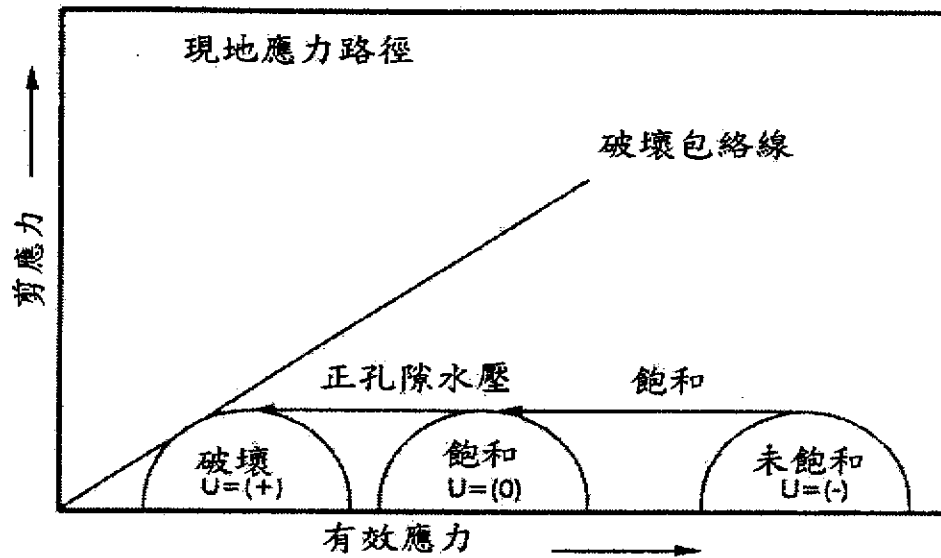


(a) Briones field site 之地質剖面圖及水壓計埋設位置示意圖

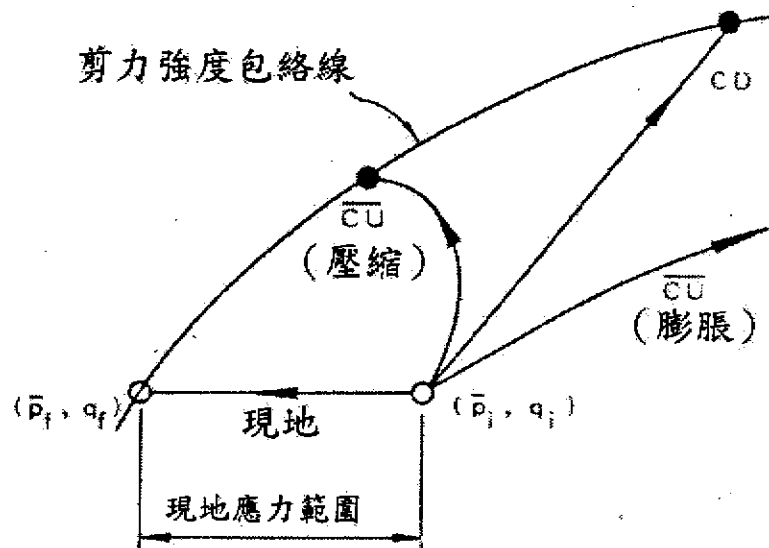


(b) 雨量記錄及 Nest3 處所量測之水壓記錄

圖 2.8 San Francisco Bay 土石流災害記錄 (Johnson & Sitar, 1990)



(a) 莫爾圓示意圖 (Sitar 等人, 1992)



(b) 應力路徑示意圖 (Brand, 1981)

圖 2.9 現地應力路徑試驗示意圖

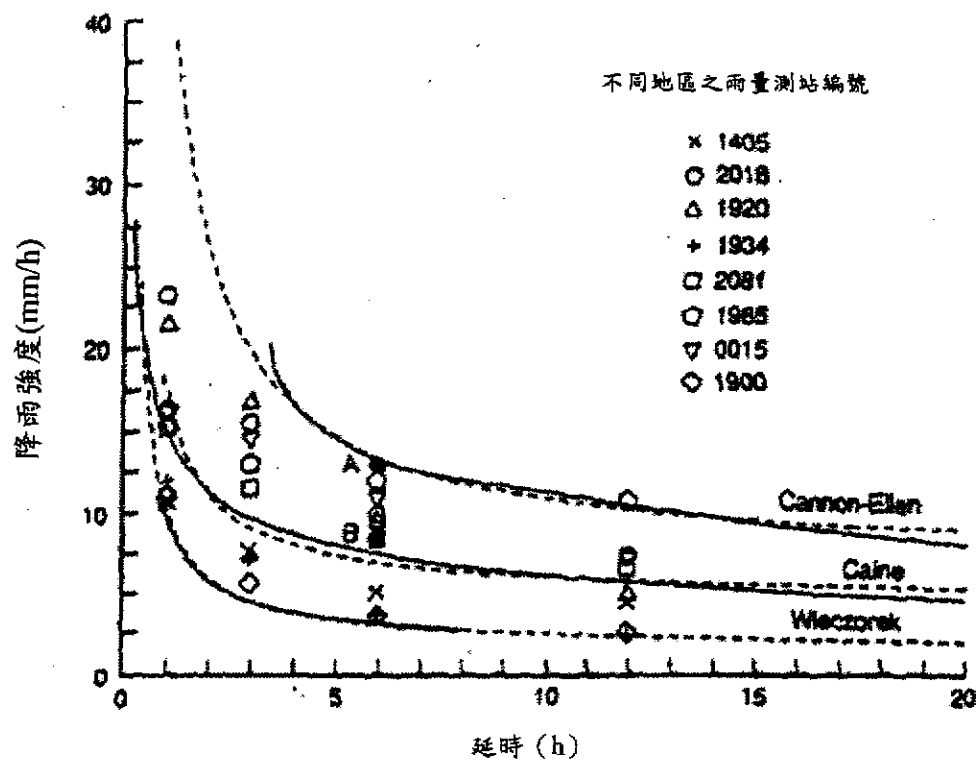


圖 2.10 土石流發生之降雨強度與降雨延時關係圖 (Keefer, 1987)

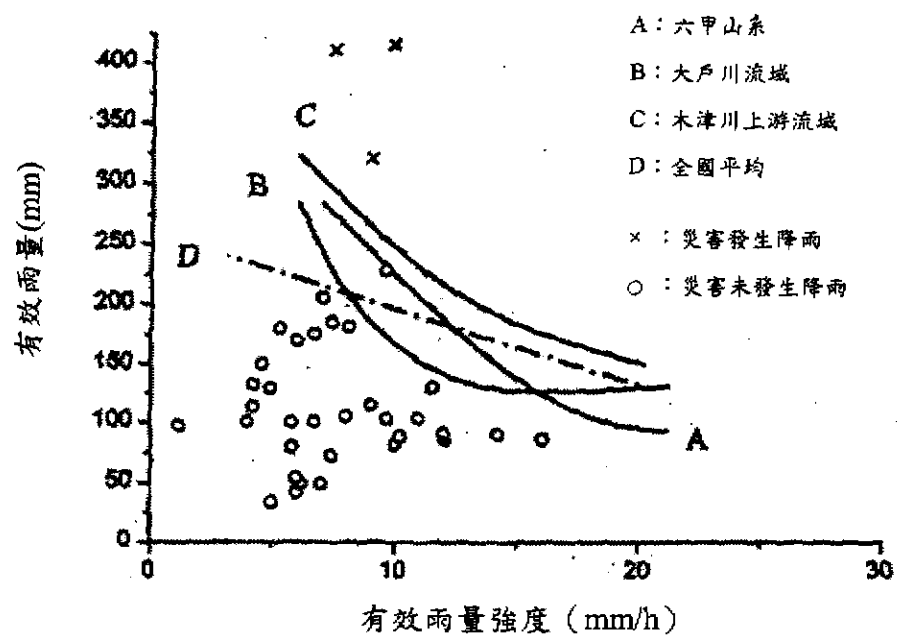


圖 2.11 有效雨量與有效雨量強度關係圖 (瀨尾克美、橫部幸裕, 1978)

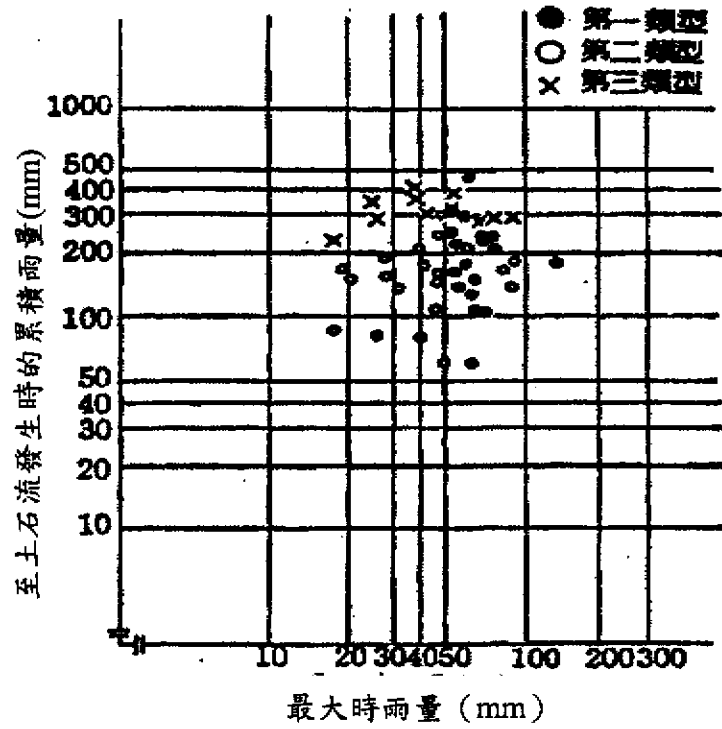


圖 2.12 最大時雨量與累積雨量關係圖 (池谷浩, 1973)

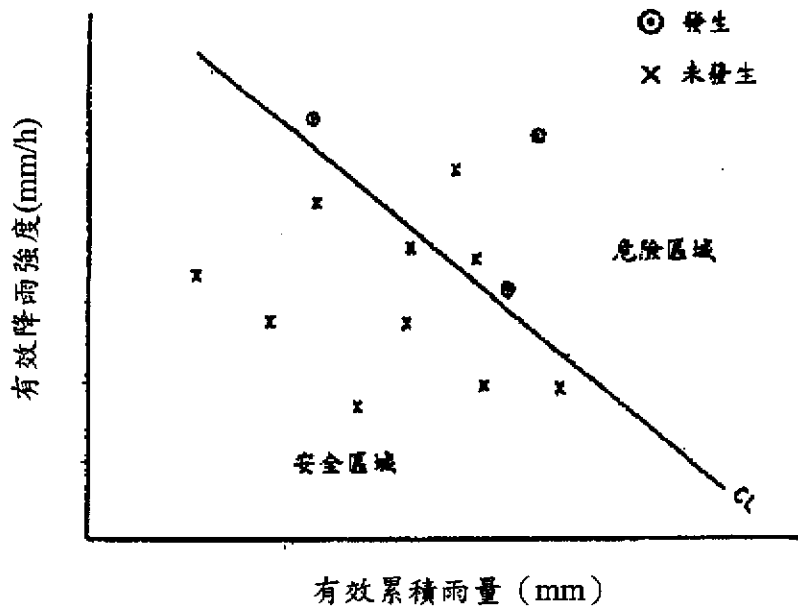


圖 2.13 土石流發生臨界降雨線之設定 (謝正倫, 1991)

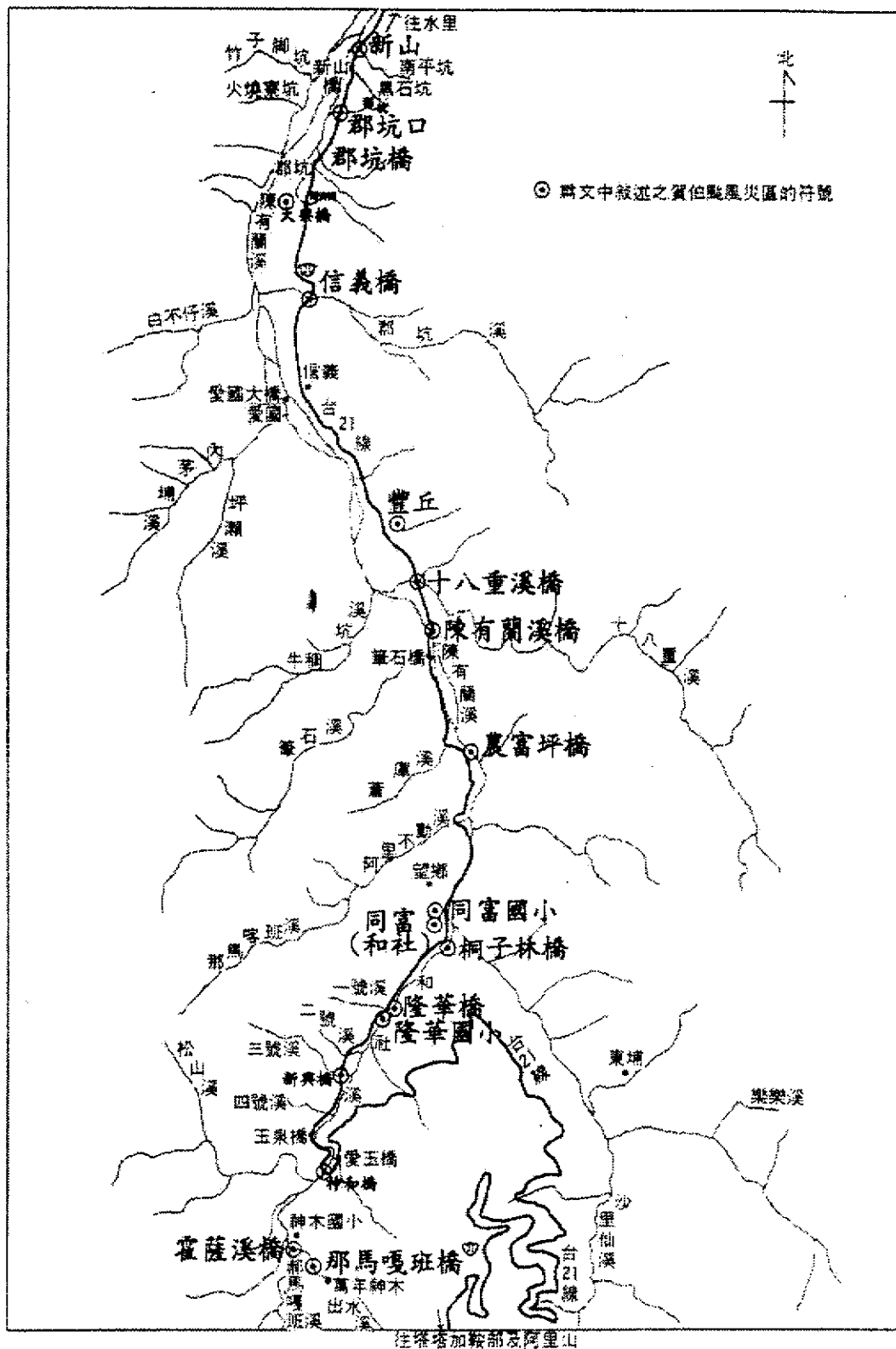


圖 3.1 陳有蘭河流域地理位置圖 (褚炳麟等人, 1998)

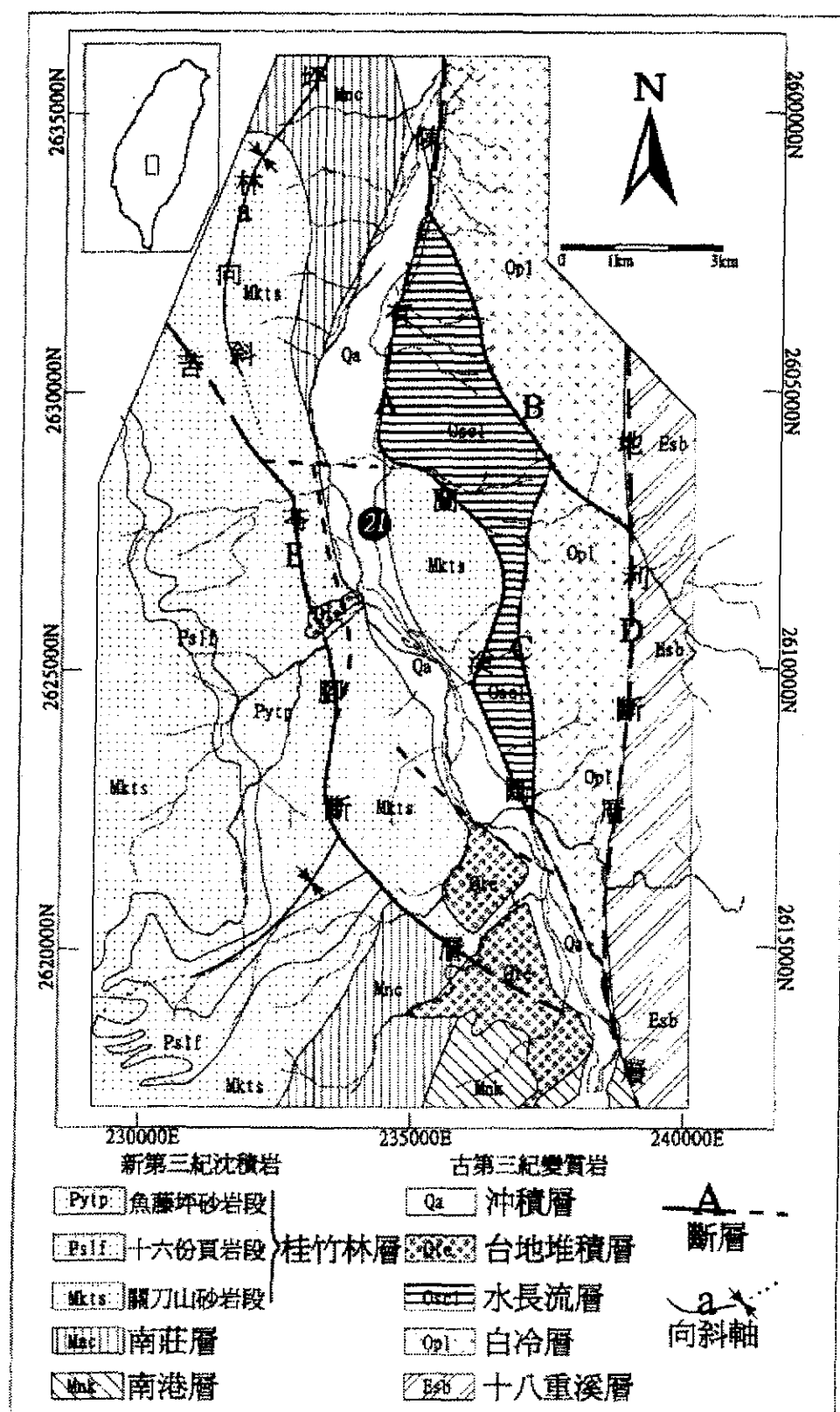


圖 3.2 陳有蘭溪流域地質圖 (謝正倫等人, 1999)

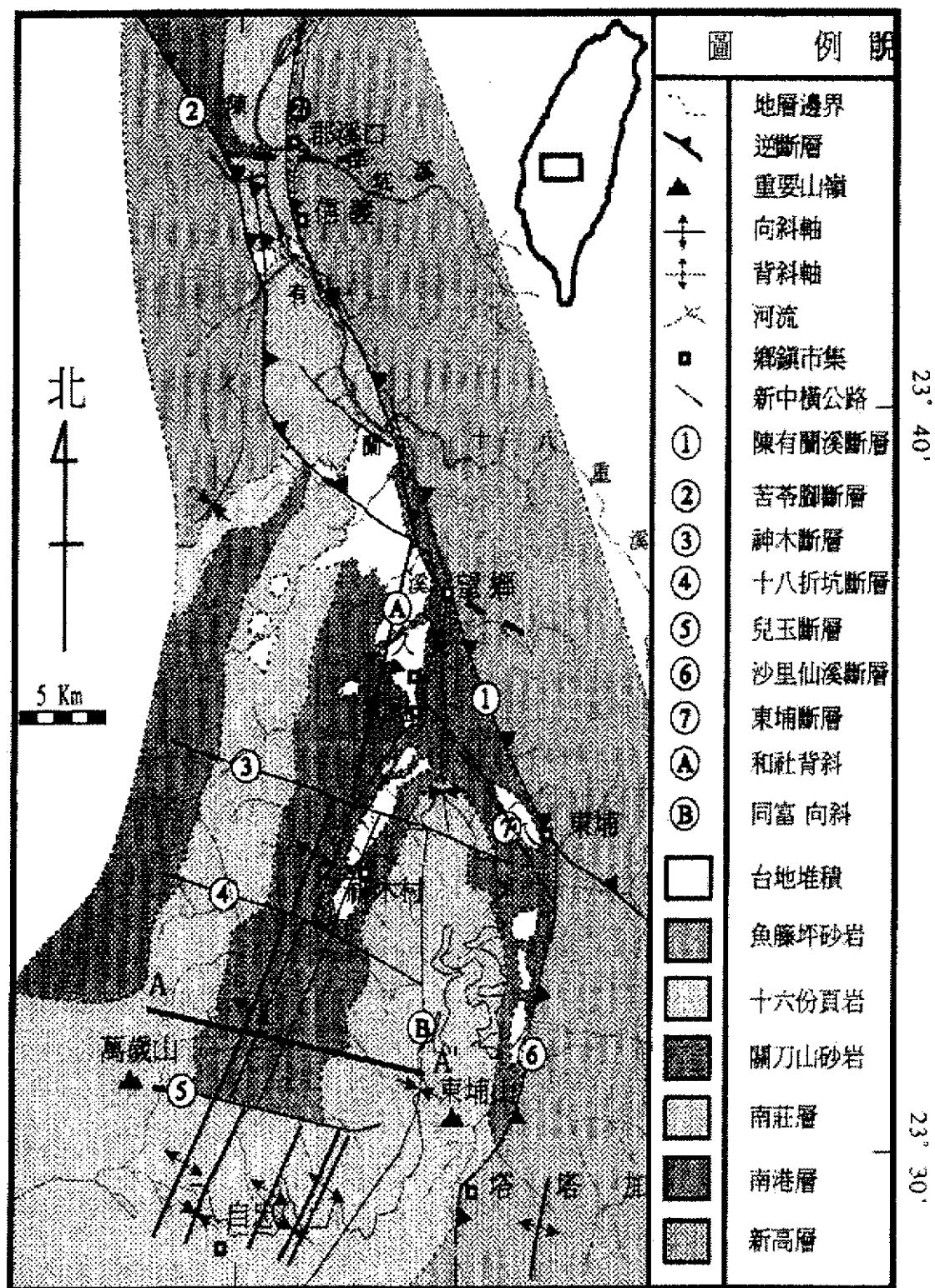


圖 3.3 陳有蘭溪地質構造分佈圖 (林慶偉, 1996)

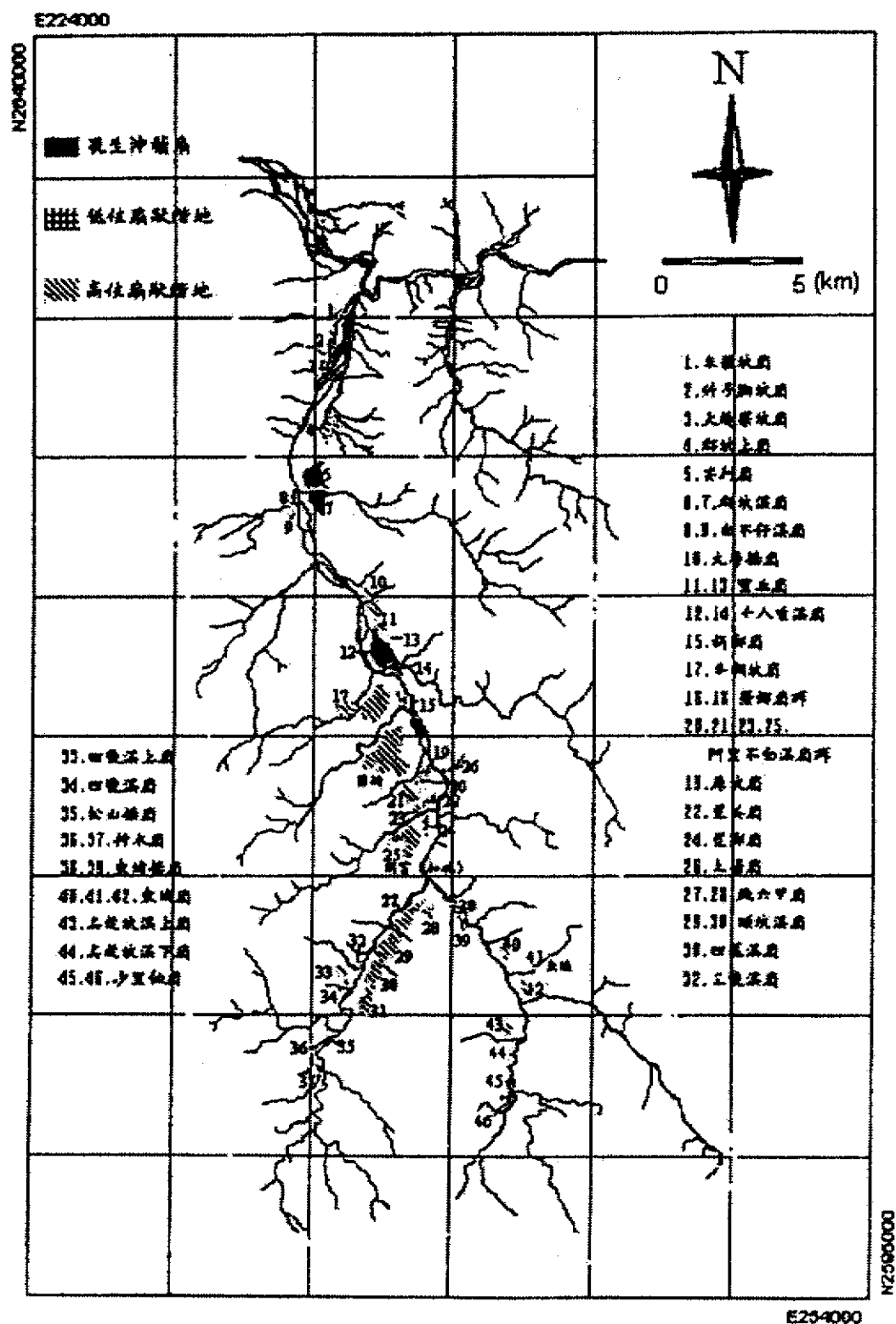


圖 3.4 陳有蘭溪流域沖積扇及階地分佈 (李錫堤, 1996)

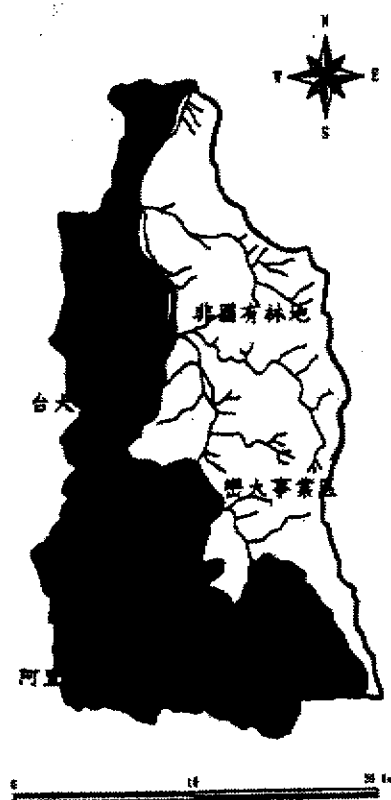


圖 3.5 陳有蘭溪集水區內土地管理分區 (陳文福, 1997)

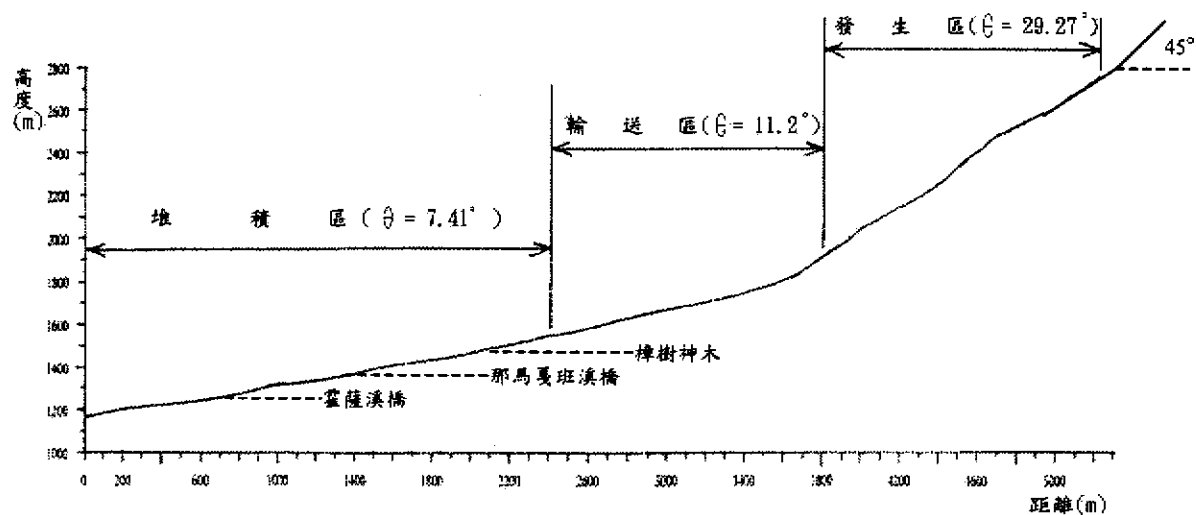


圖 3.6 出水溪溪床剖面圖 (吳素慧, 1997)

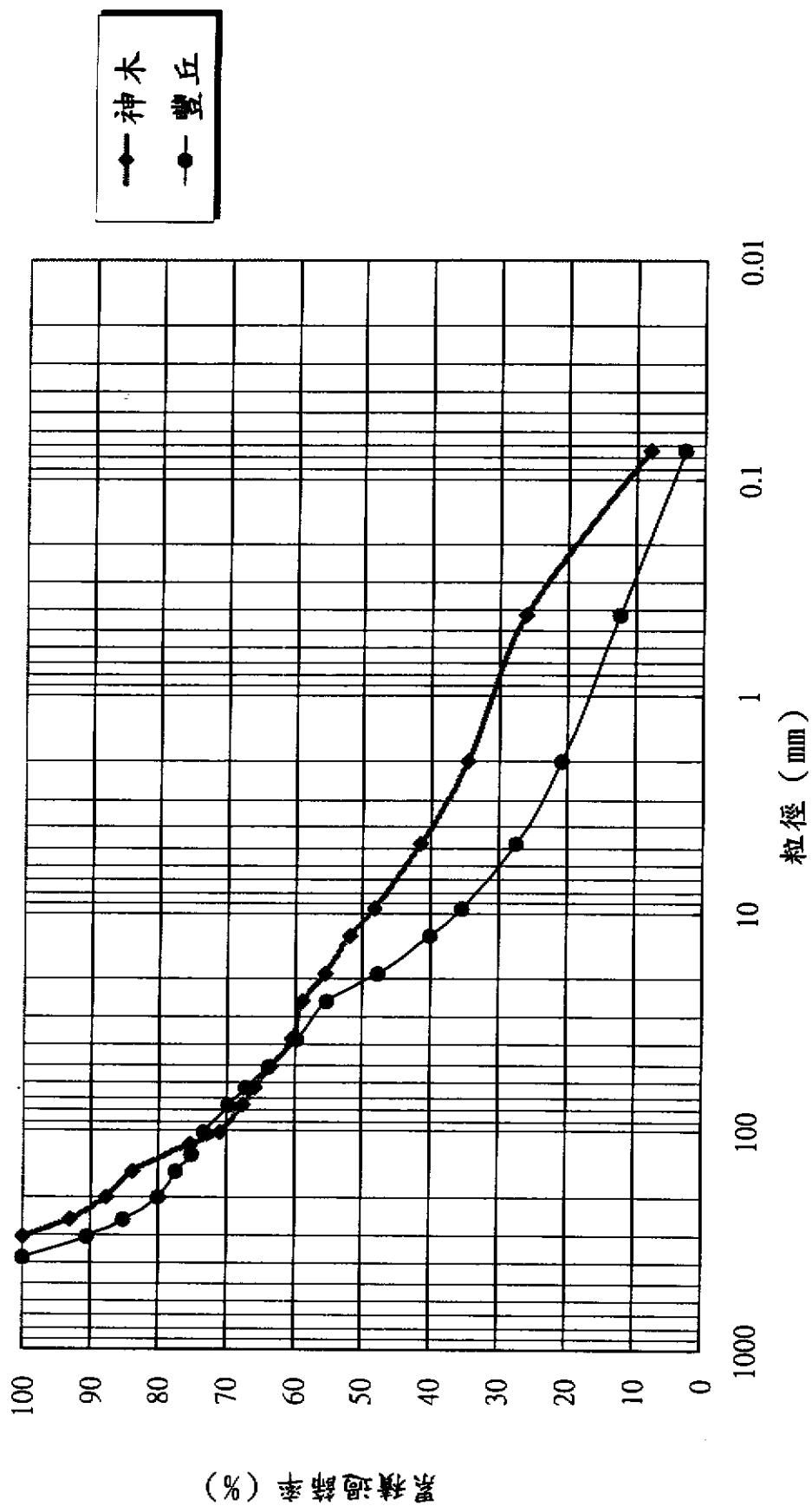
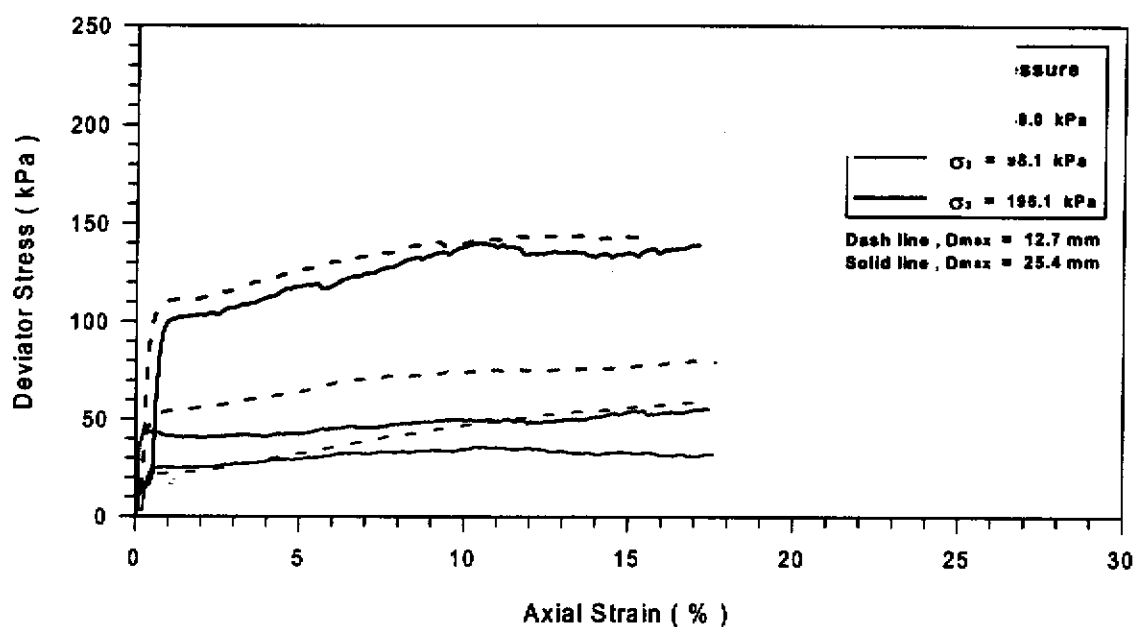
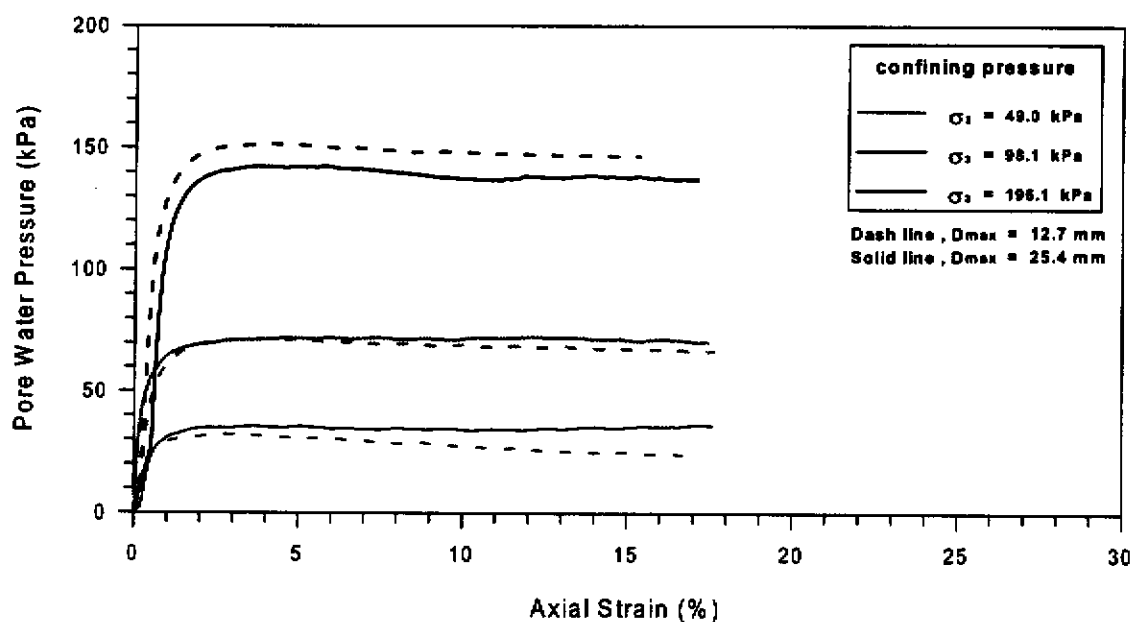


圖 3.7 現地粒徑分佈曲線 (丁伯欣, 1999)

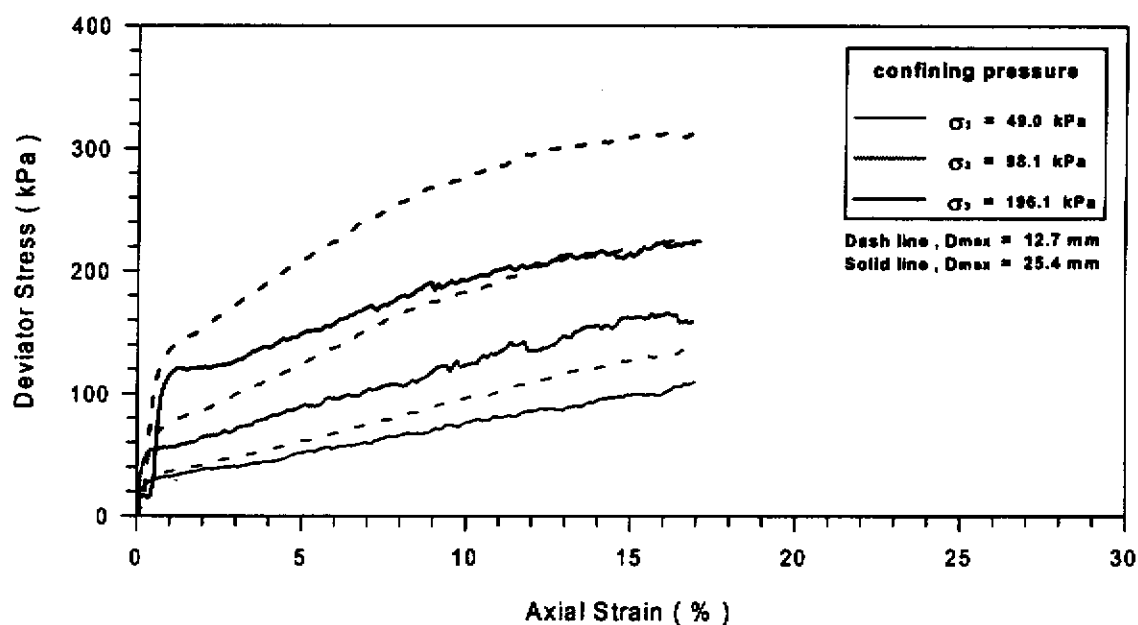


(a) 軸差應力與軸向應變關係圖

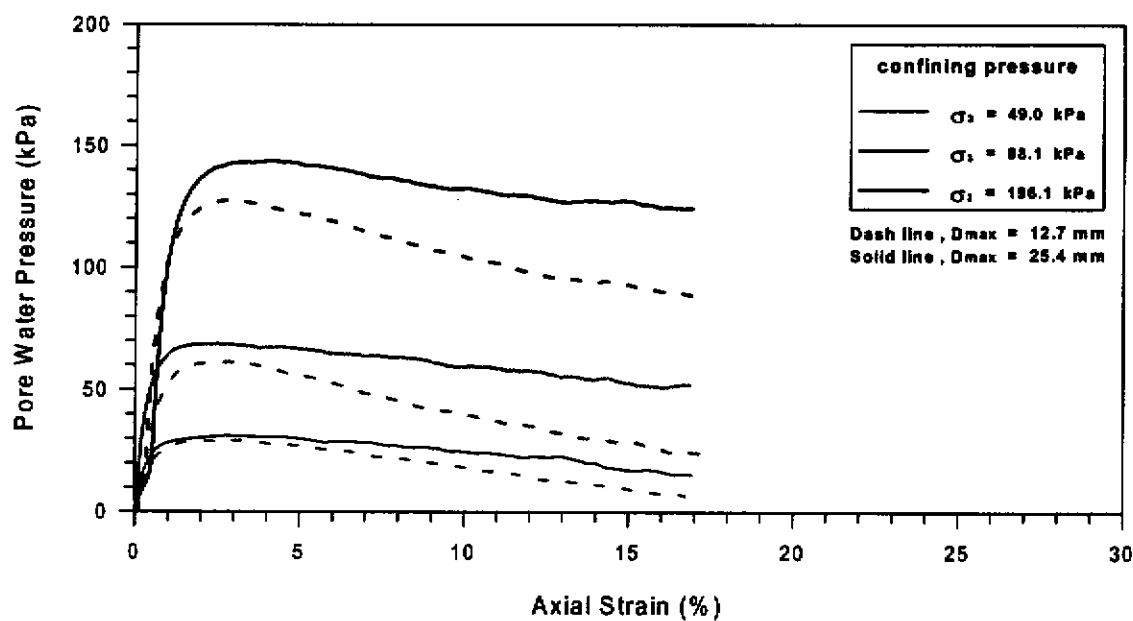


(b) 孔隙水壓與軸向應變關係圖

圖 3.8 神木試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果 (鄭乃元, 2000)
($D_{max} = 12.7$ mm 以及 $D_{max} = 25.4$ mm)

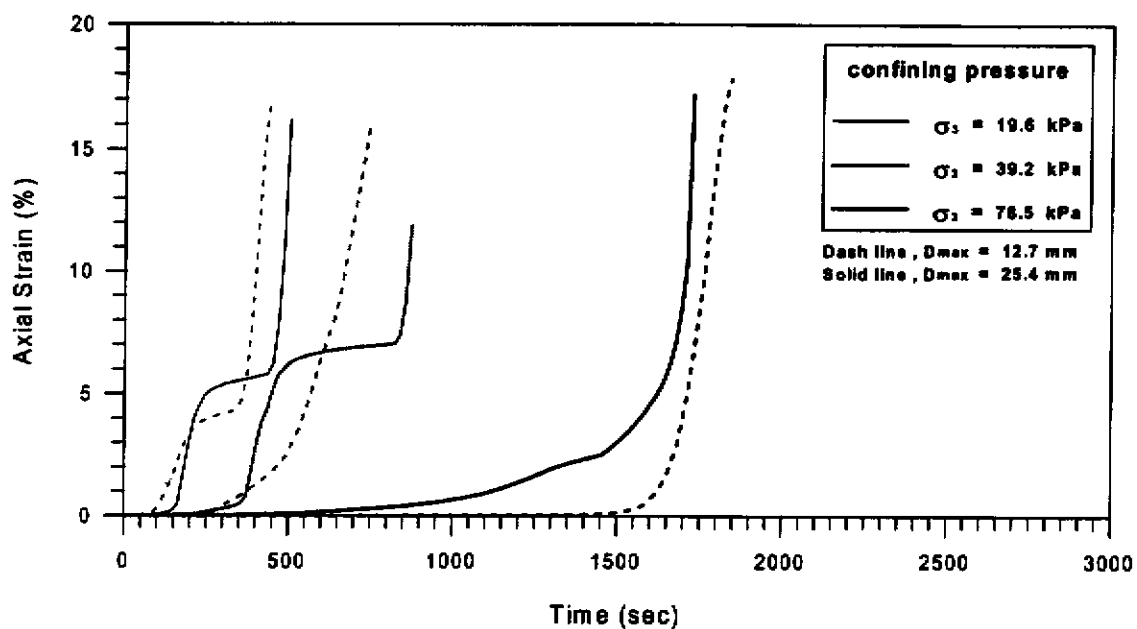


(a) 軸差應力與軸向應變關係圖

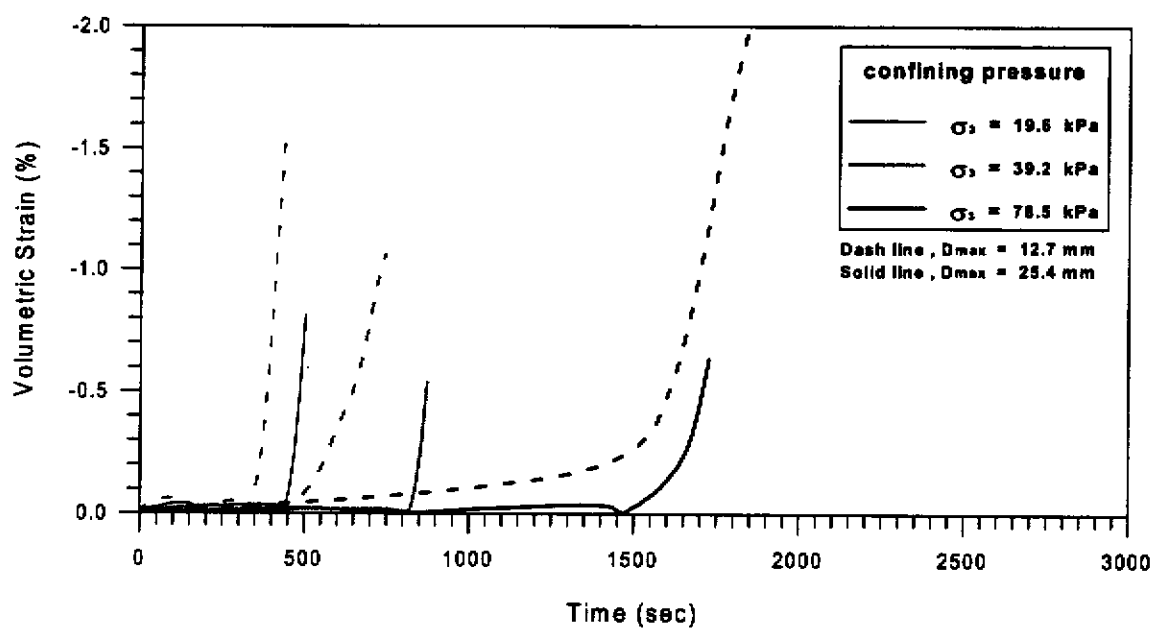


(b) 孔隙水壓與軸向應變關係圖

圖 3.9 豐丘試坑於兩種不同級配下之 CIU 試驗結果 (鄭乃元, 2000)
($D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$ 以及 $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$)

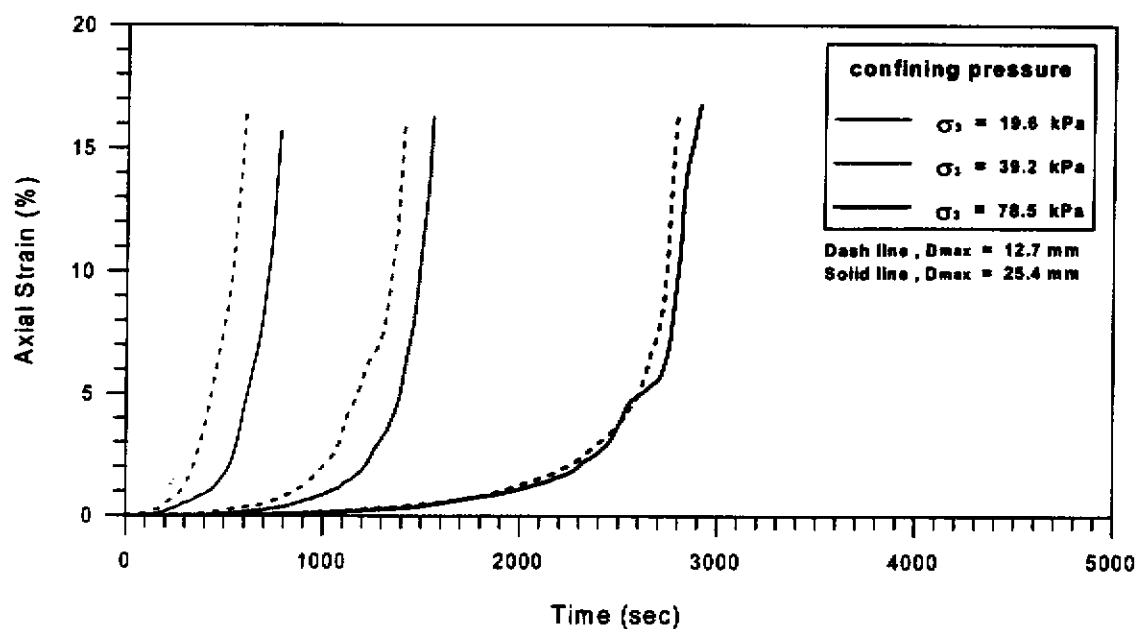


(a) 軸向應變與時間關係圖

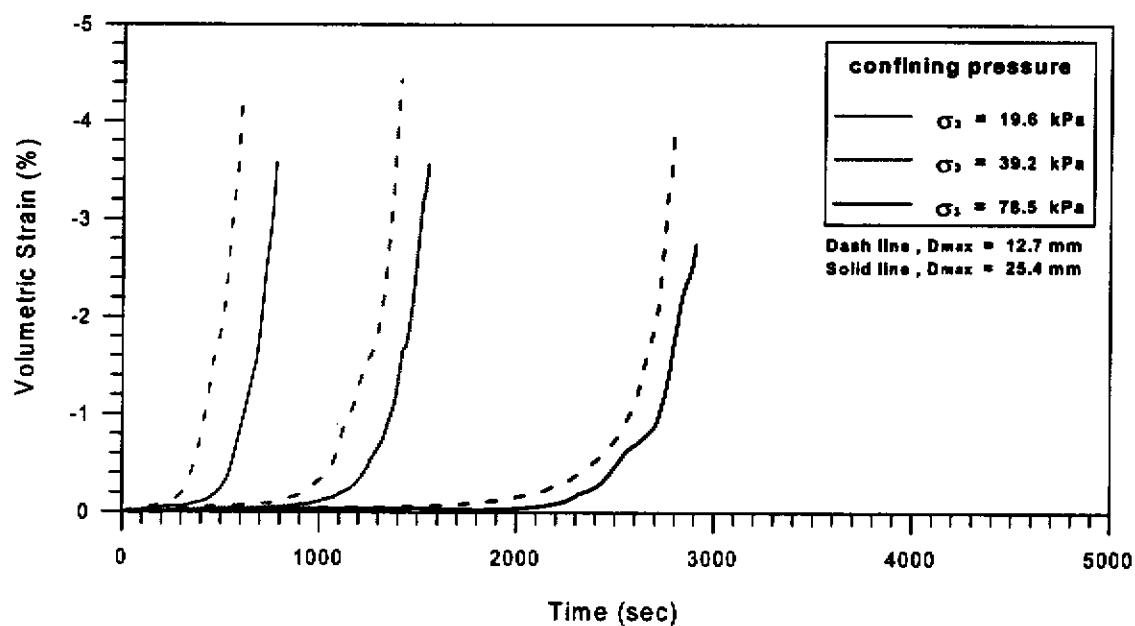


(b) 體積應變與時間關係圖

圖 3.10 神木試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果(鄭乃元, 2000)
($D_{max} = 12.7$ mm 以及 $D_{max} = 25.4$ mm)



(a) 軸向應變與時間關係圖



(b) 體積應變與時間關係圖

圖 3.11 豐丘試坑土樣於兩種不同級配下之 FSP 試驗結果 (鄭乃元, 2000)
($D_{\max} = 12.7 \text{ mm}$ 以及 $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$)

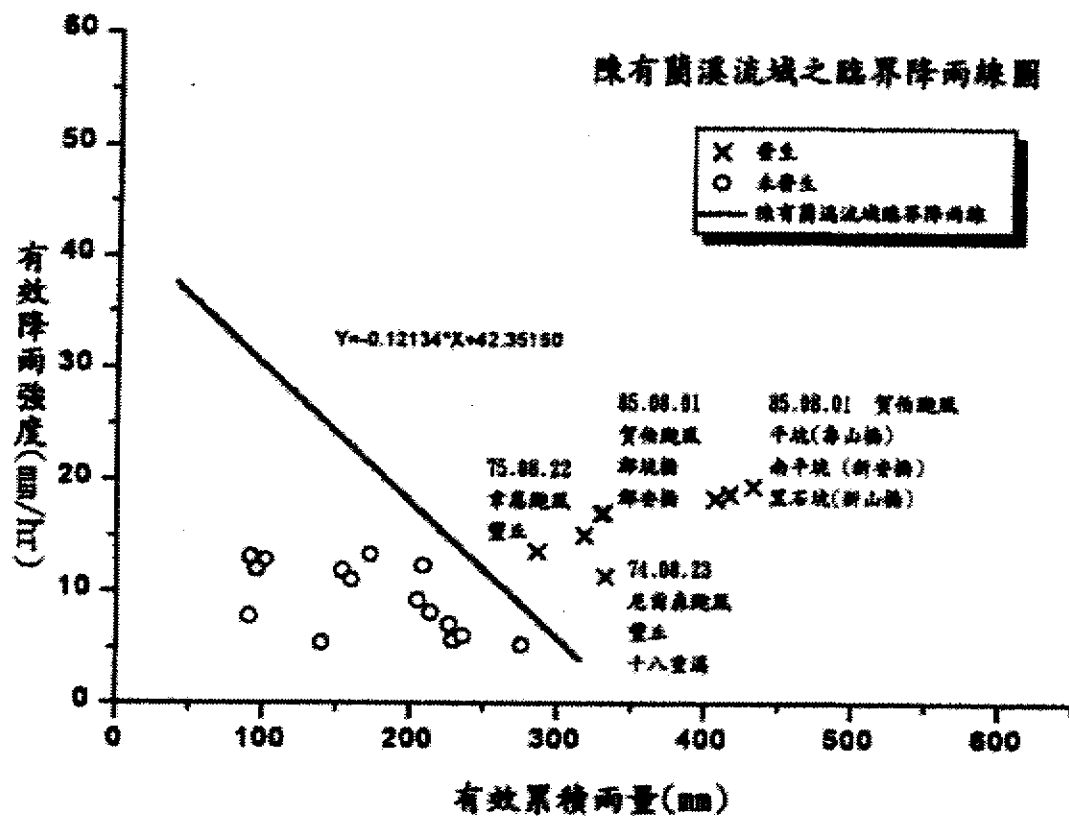


圖 3.12 陳有蘭溪流域臨界降雨線圖 (彭光宗, 1998)

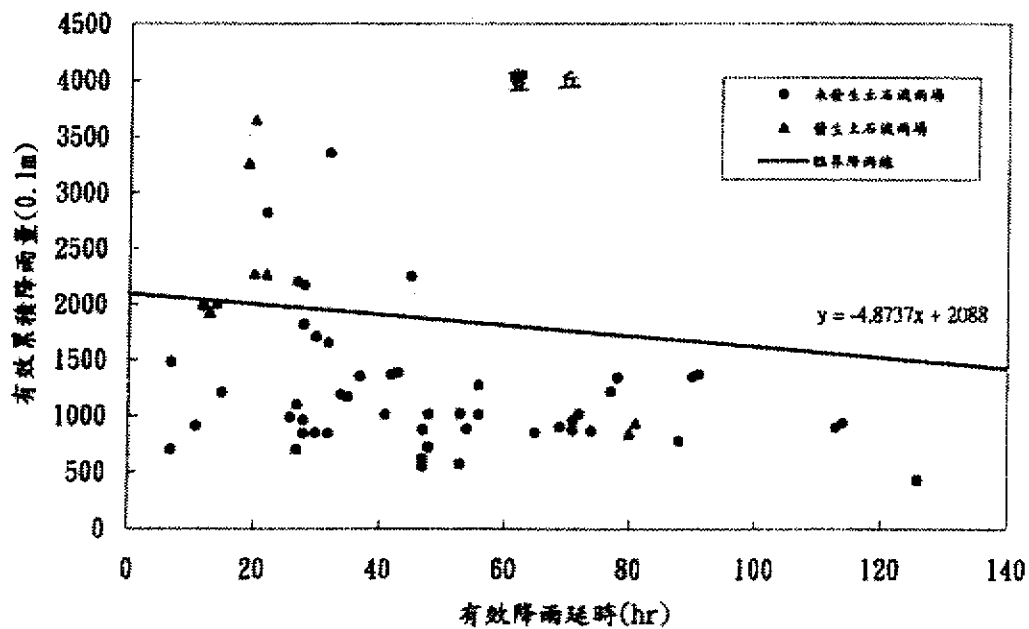


圖 3.13 豐丘上游集水區土石流發生之臨界降雨線 (劉哲欣, 2000)

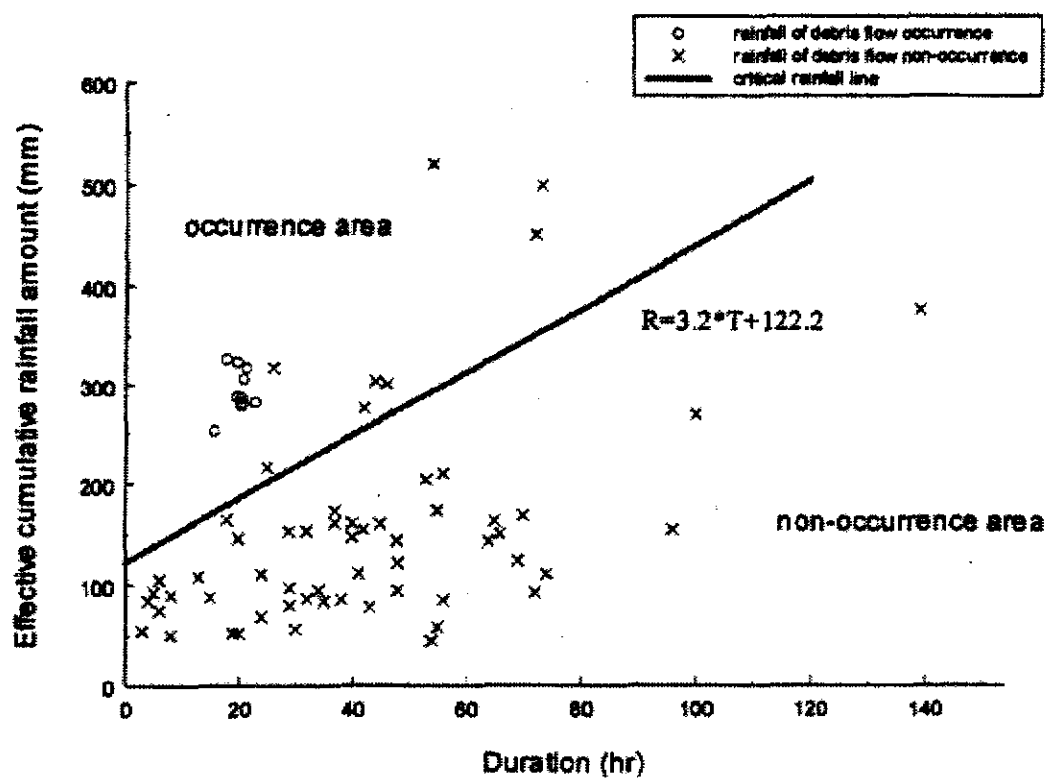


圖 3.14 群集一之土石流發生臨界降雨線 (陳振杰, 1999)

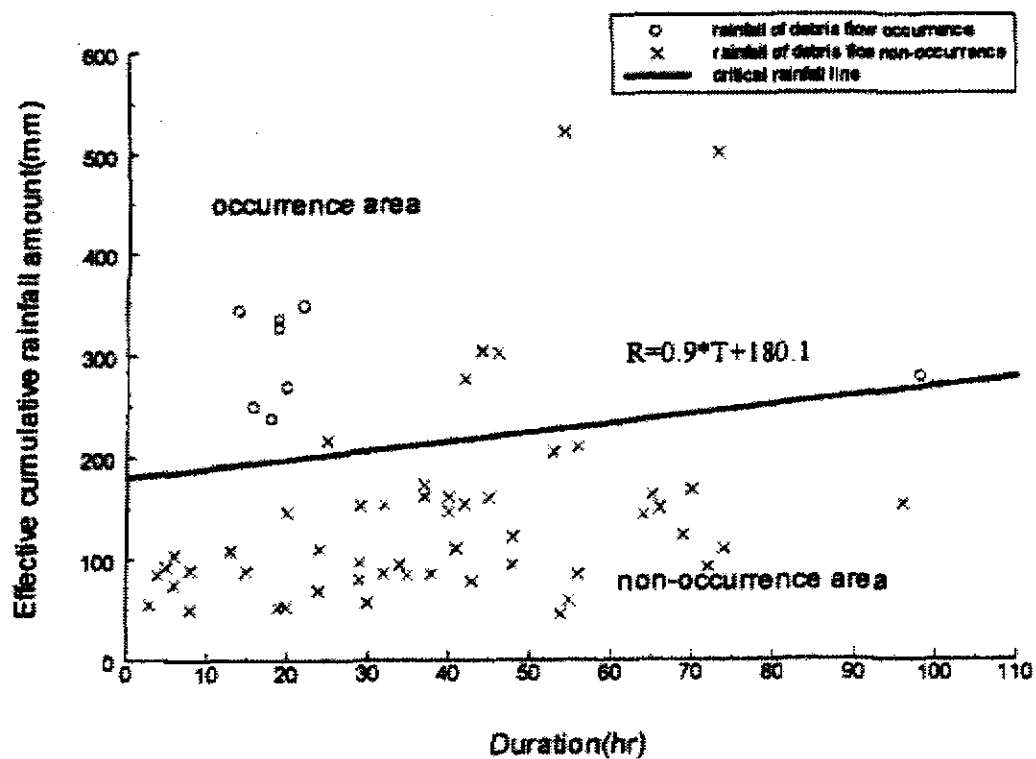
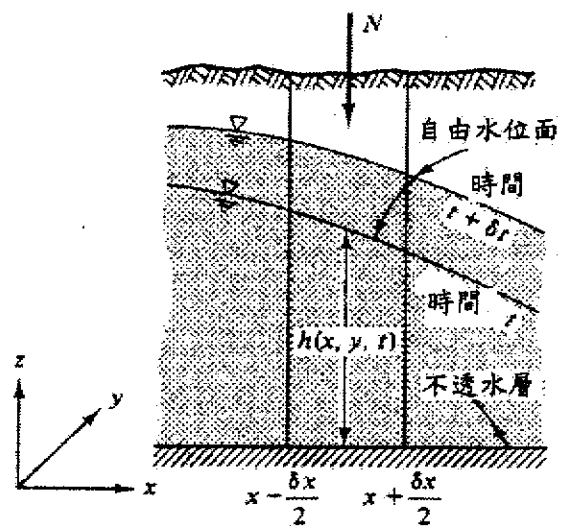
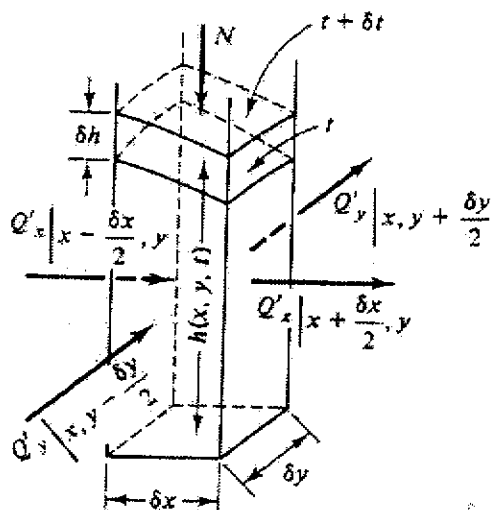


圖 3.15 群集二之土石流發生臨界降雨線 (陳振杰, 1999)



(a) 地下水位示意圖



(b) 主體中水流情形

圖 4.1 非拘限含水層水位變動情形 (Jacob, 1979)

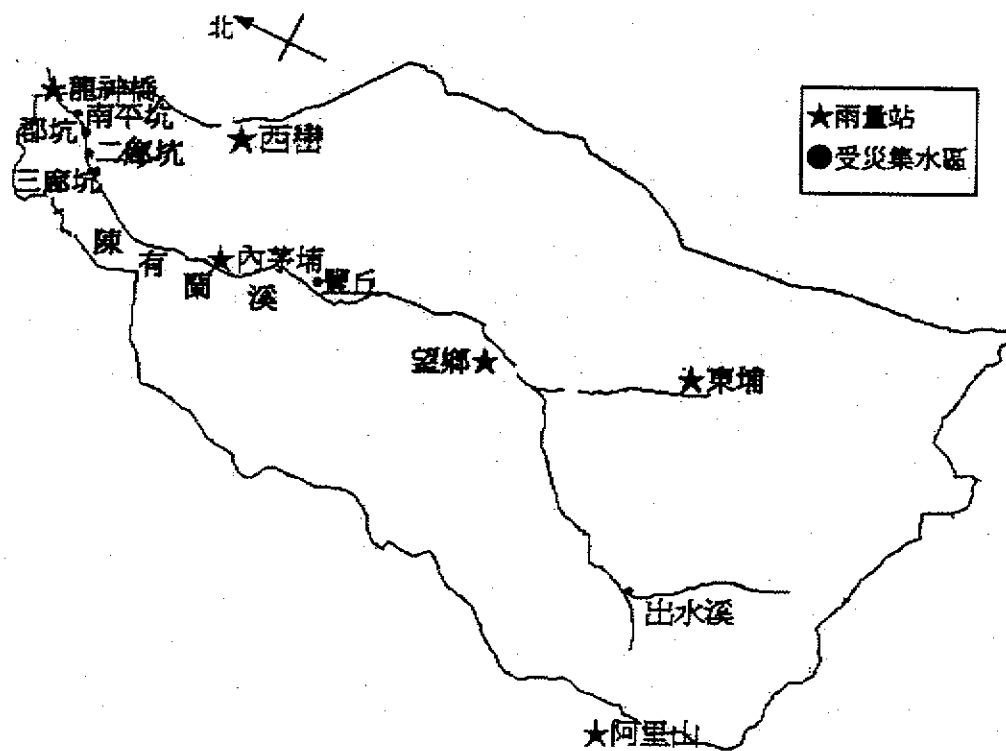


圖 4.2 陳有蘭溪流域各雨量站與受災地區之概略位置圖
(段錦浩等, 1997)

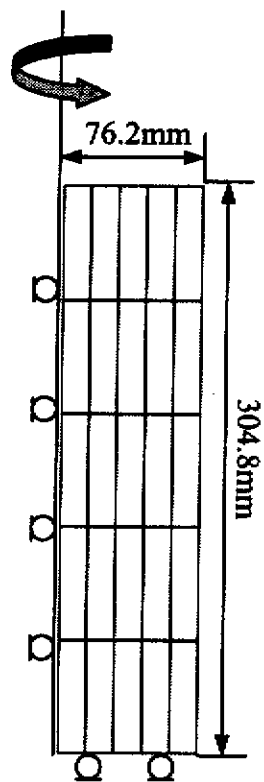


圖 4.3 三軸試體模型

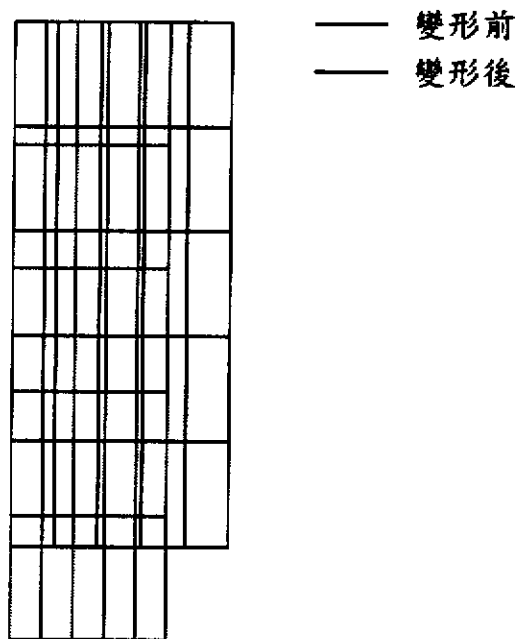
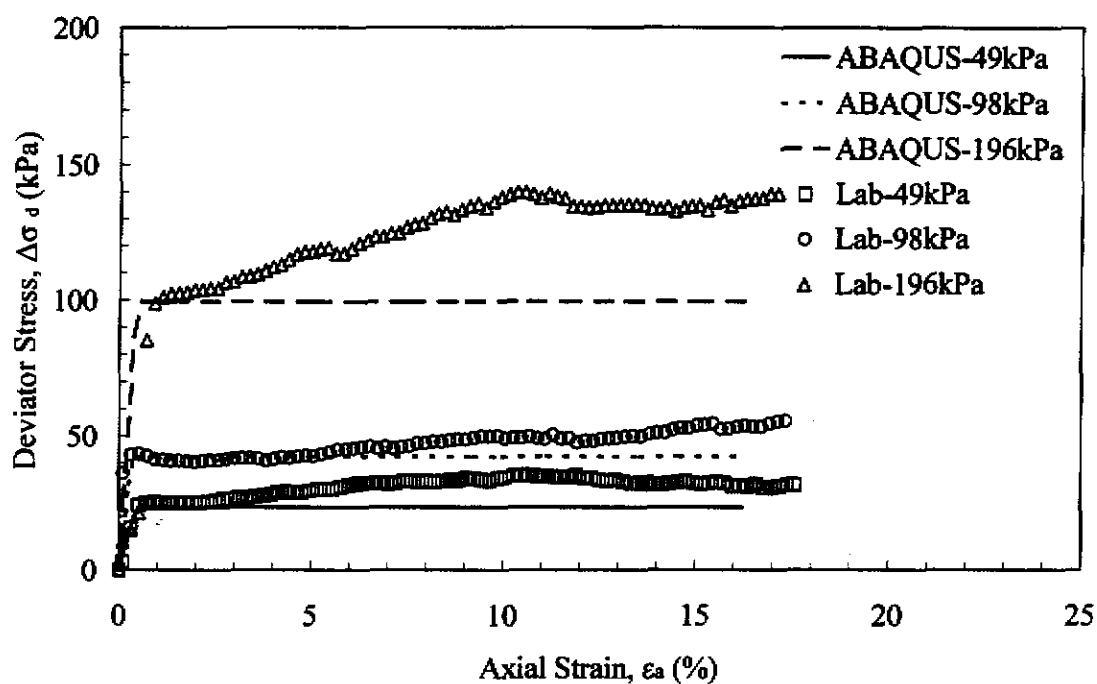
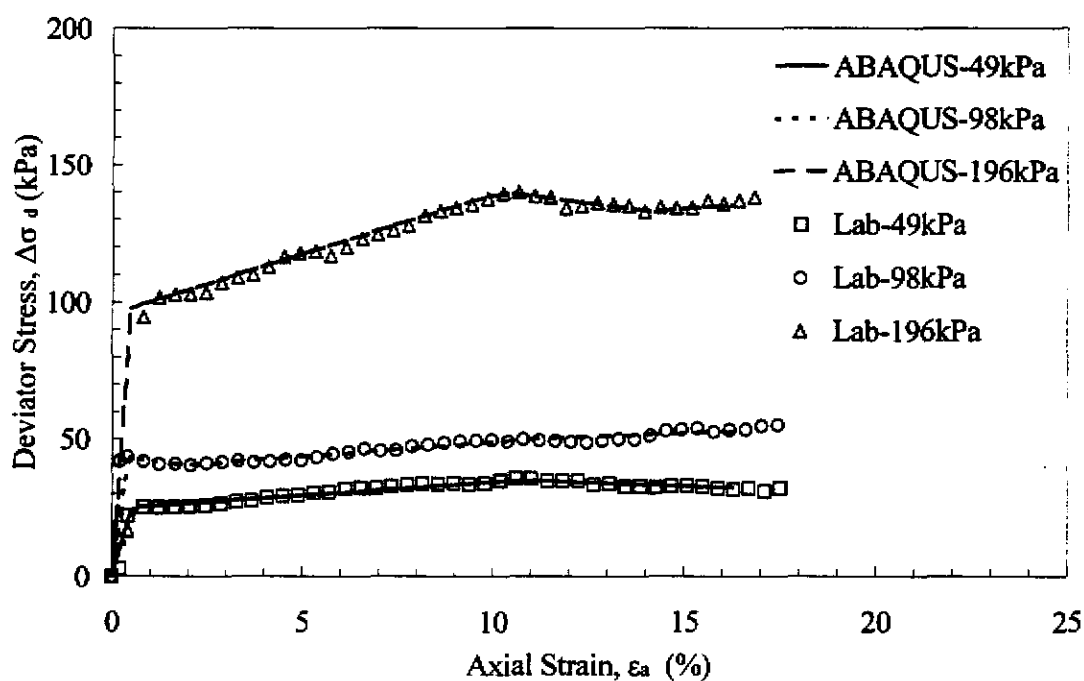


圖 4.4 均向壓密不排水三軸試驗模擬變形圖

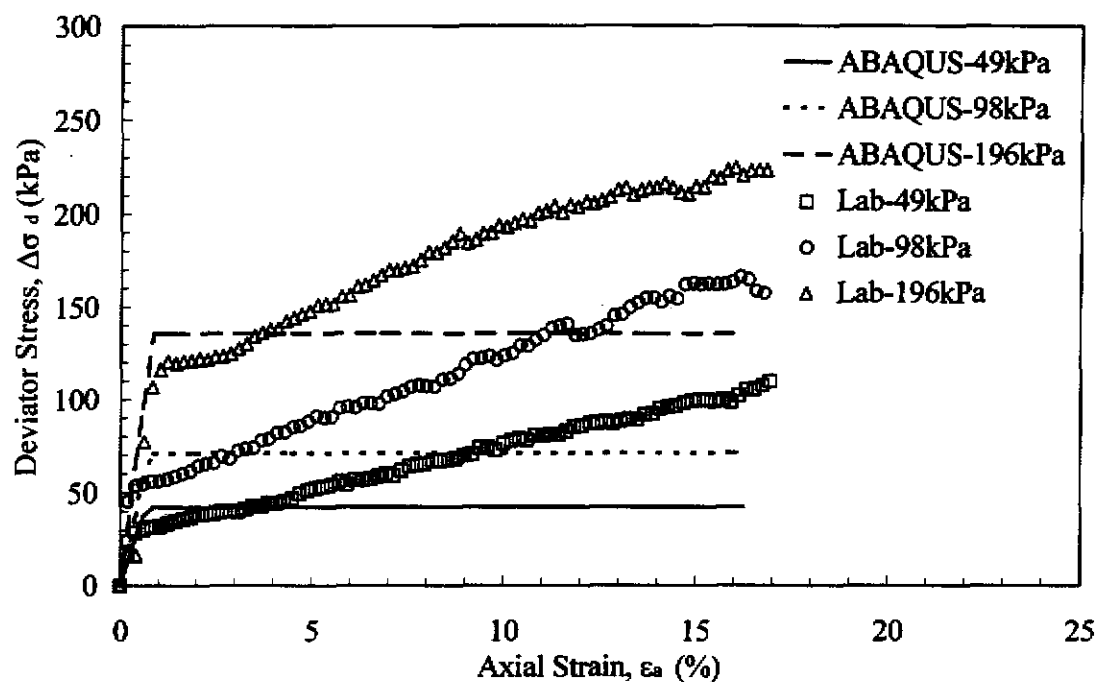


(a) 莫爾庫倫破壞準則之結果

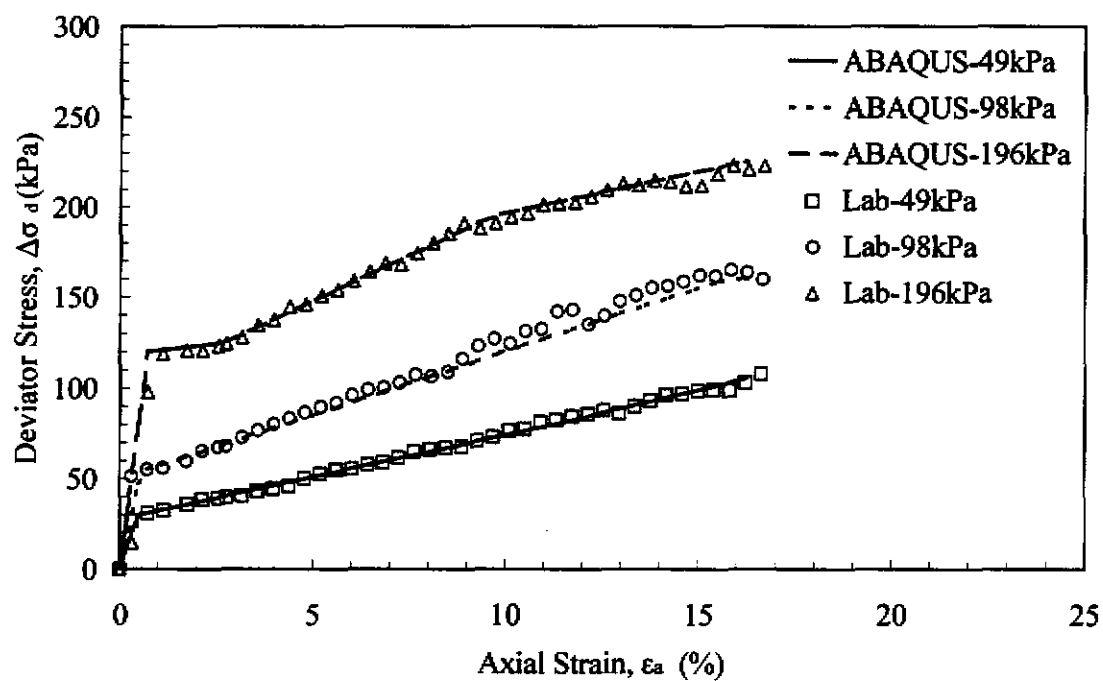


(b) Drucker-Prager 破壞準則之結果

圖 4.5 神木地區 CIU 試驗之軸向應力應變圖



(a) 莫爾庫倫破壞準則之結果



(b) Drucker-Prager 破壞準則之結果

圖 4.6 豐丘地區 CIU 試驗之軸向應力應變圖

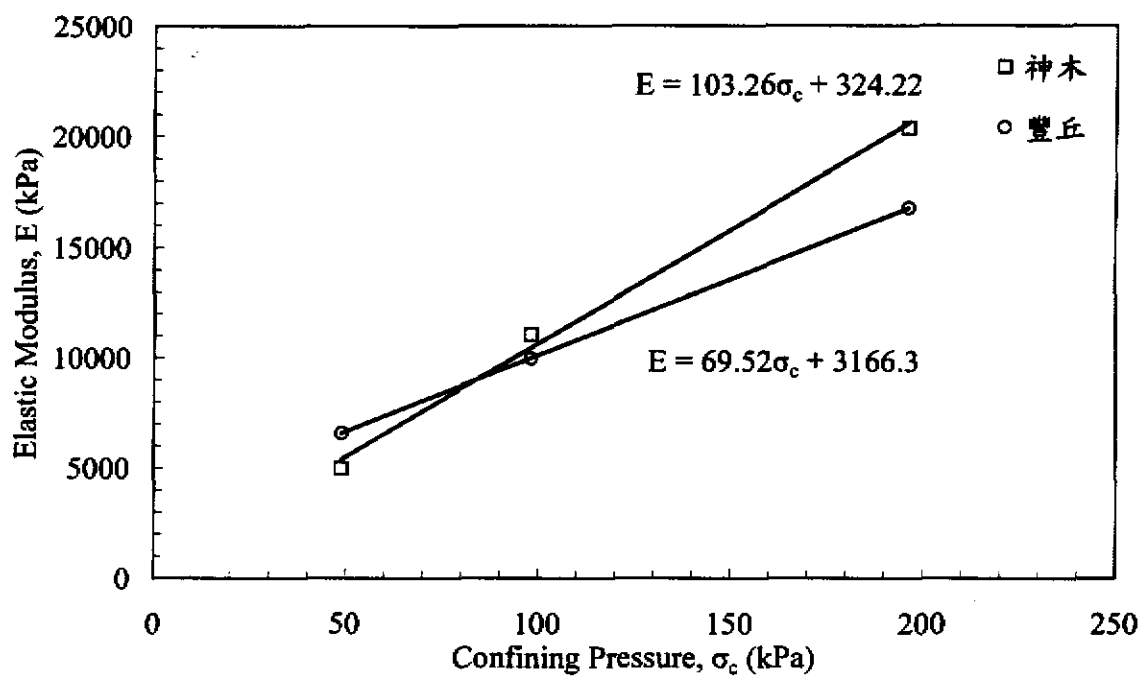
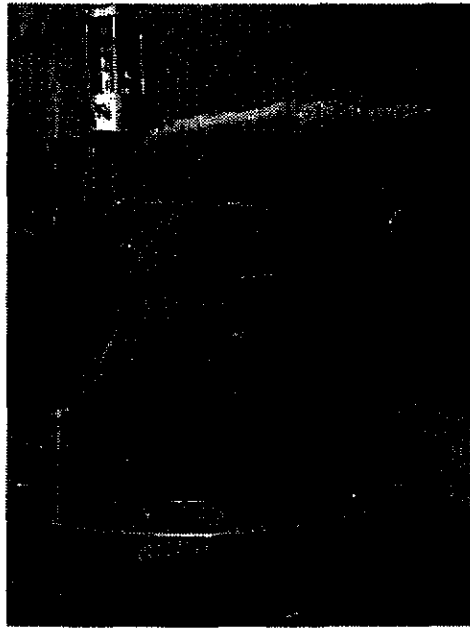
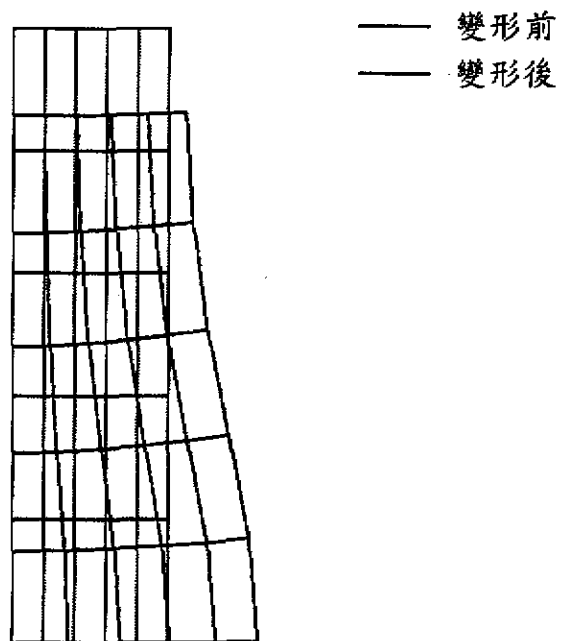


圖 4.7 彈性模數 E 與圍壓 σ_c 之關係圖

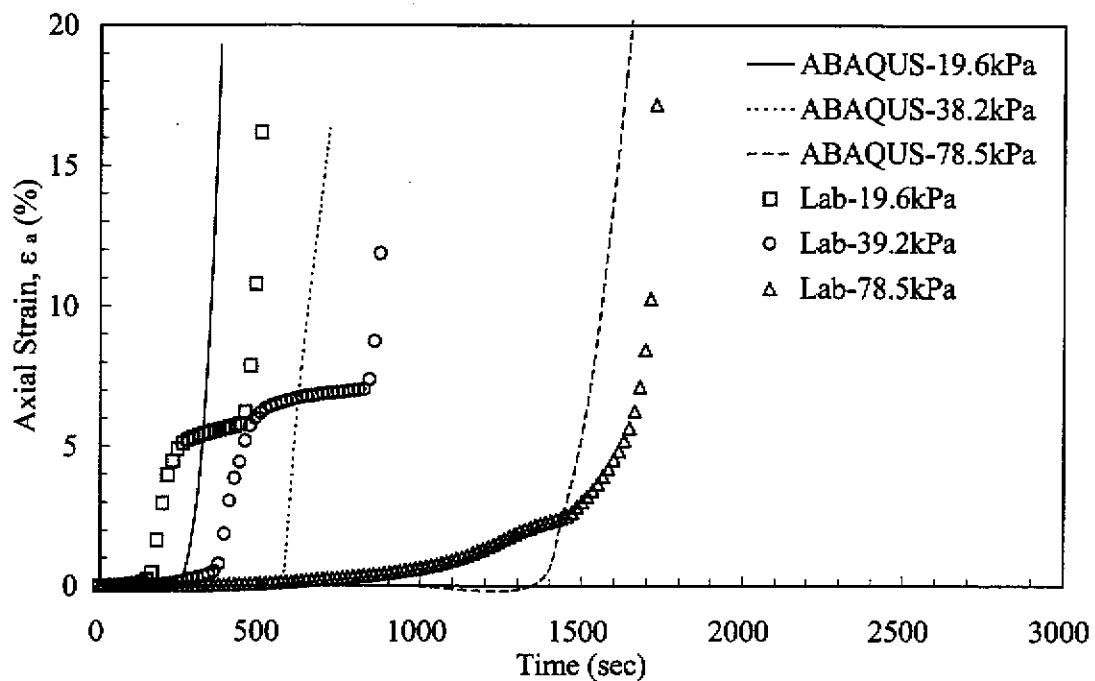


↓ (a) 試驗結束後變形加劇形成流體化現象 (鄭乃元, 2000)

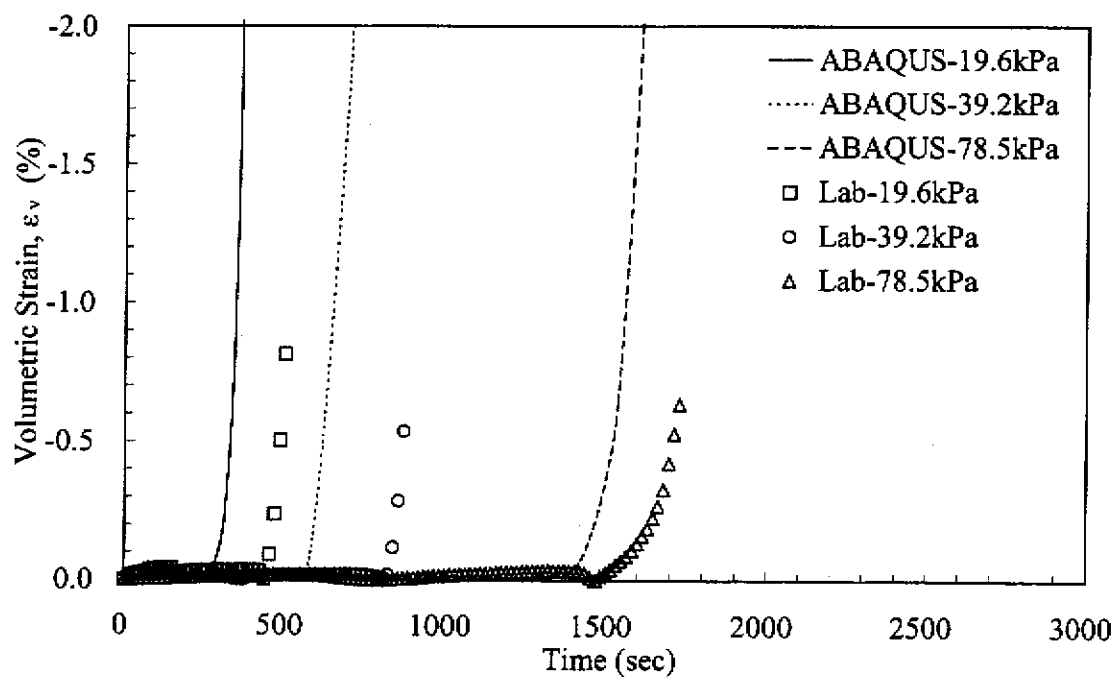


(b) 模擬變形圖

圖 4.8 現地應力路徑三軸試驗模擬變形圖

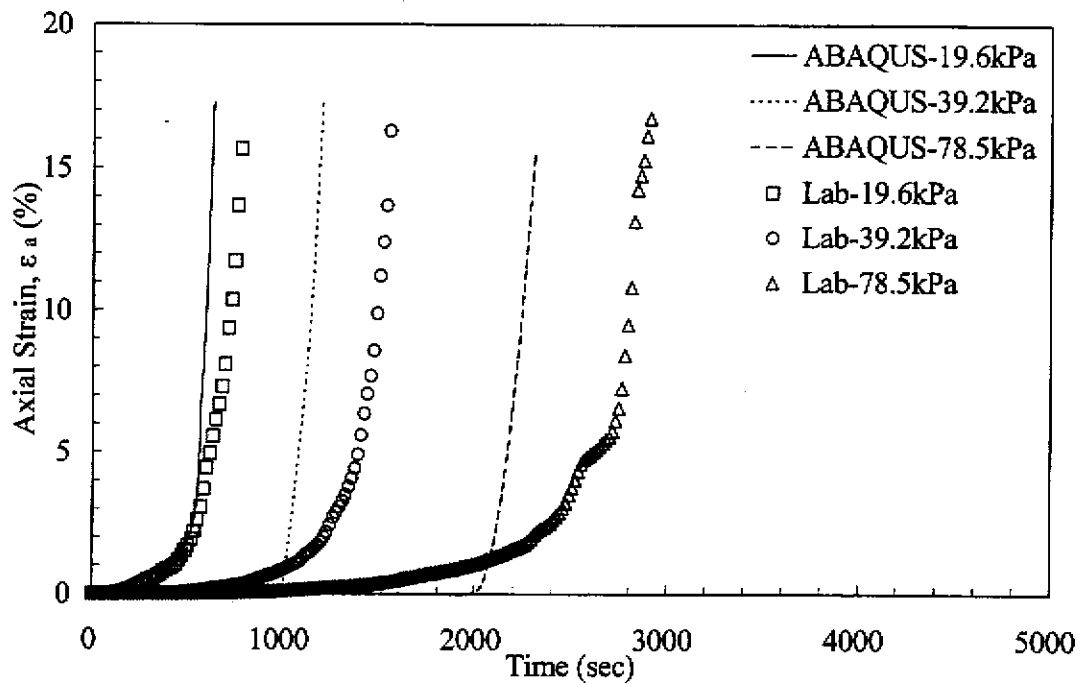


(a) 軸向應變與時間關係圖

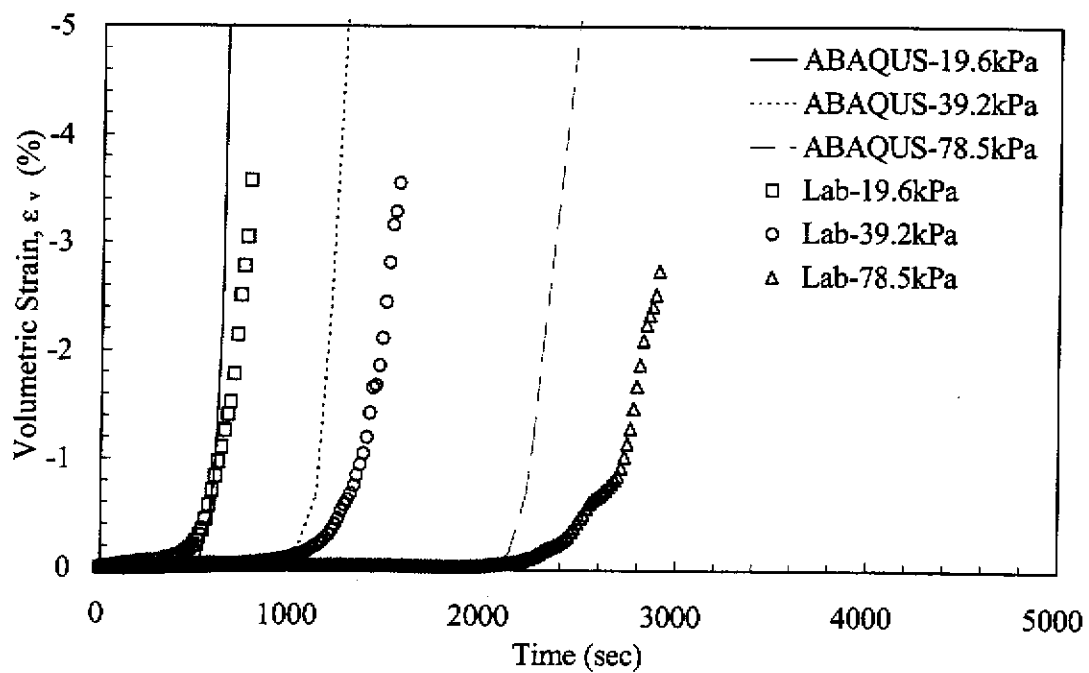


(b) 體積應變與時間關係圖

圖 4.9 神木地區 FSP 試驗之結果

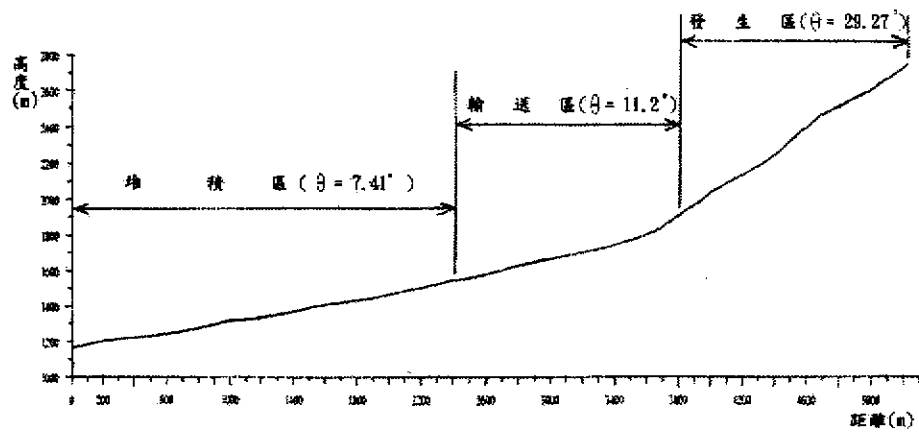


(a) 軸向應變與時間關係圖

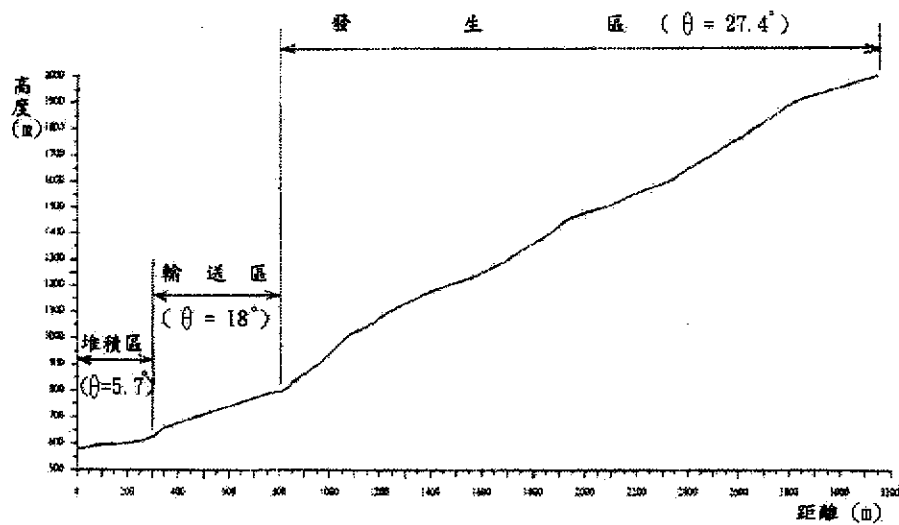


(b) 體積應變與時間關係圖

圖 4.10 豐丘地區 FSP 試驗之結果



(a) 神木上游溪谷縱剖面圖



(b) 豐丘上游溪谷縱剖面圖

圖 4.11 神木、豐丘兩地溪谷之縱剖面圖 (游繁結, 1997)

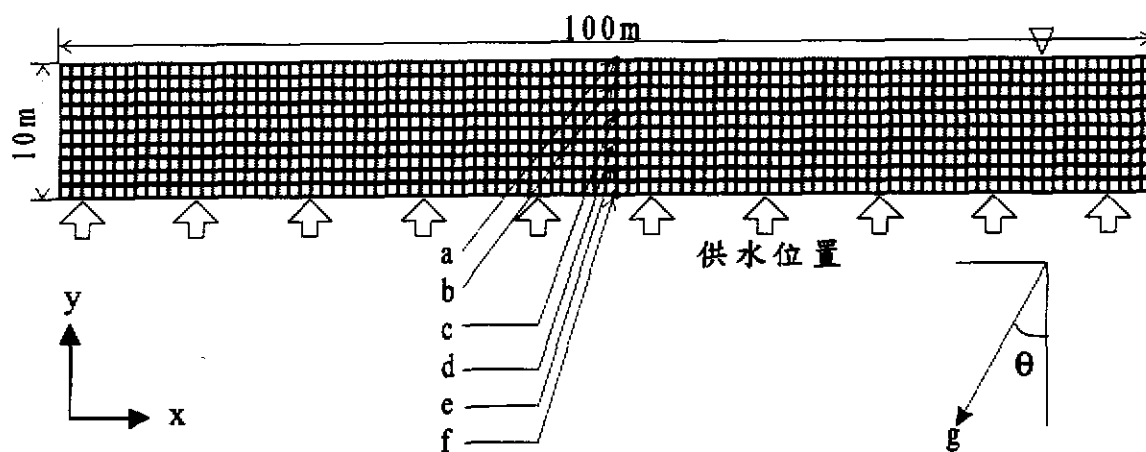
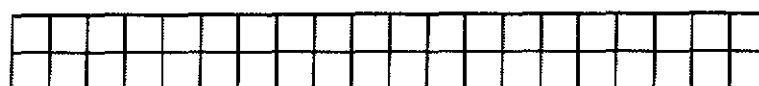


圖 4.12 土石流發生部之網格模型



(a) 1×10 個元素



(b) 2×20 個元素



(c) 5× 50 個元素



(d) 10× 100 個元

圖 4.13 元素個數分割圖

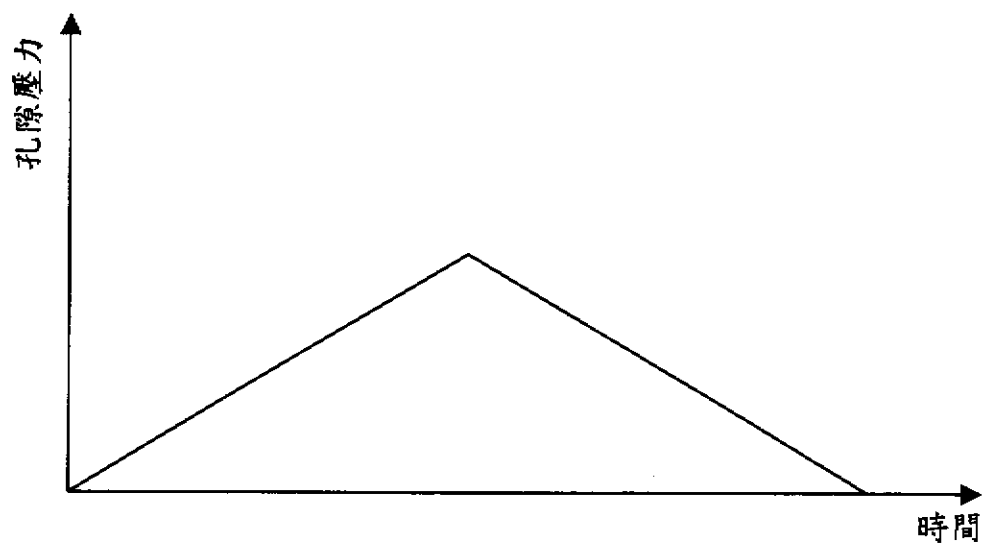


圖 4.14 模擬降雨事件之孔隙壓力與時間關係圖

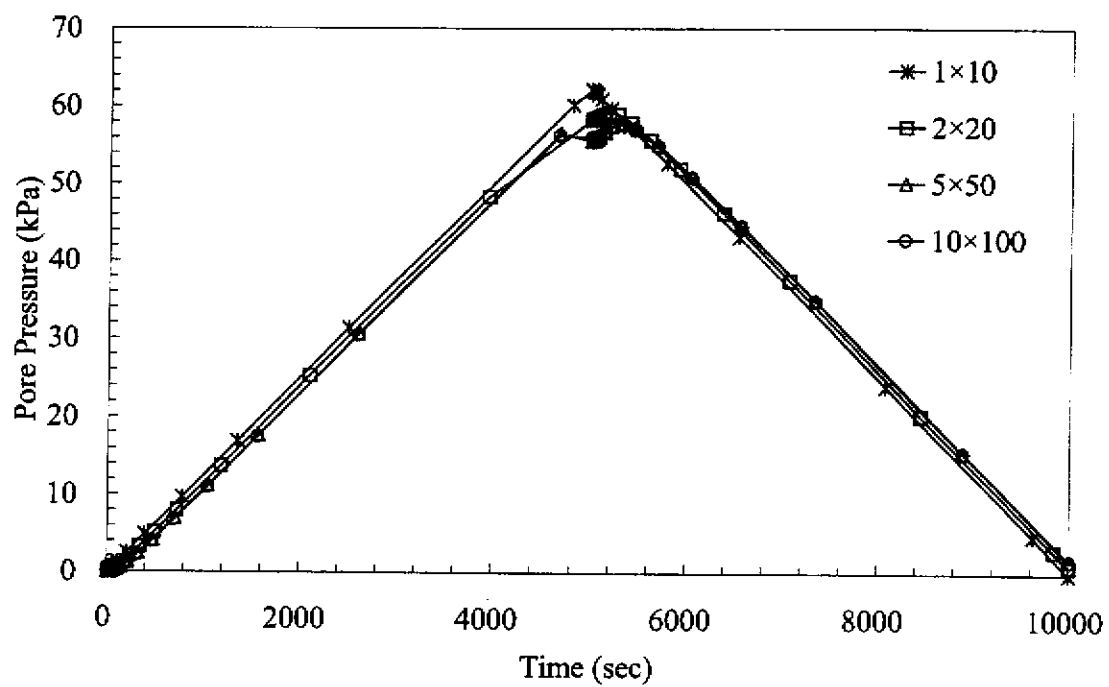


圖 4.15 元素個數分析之孔隙壓力與時間關係圖

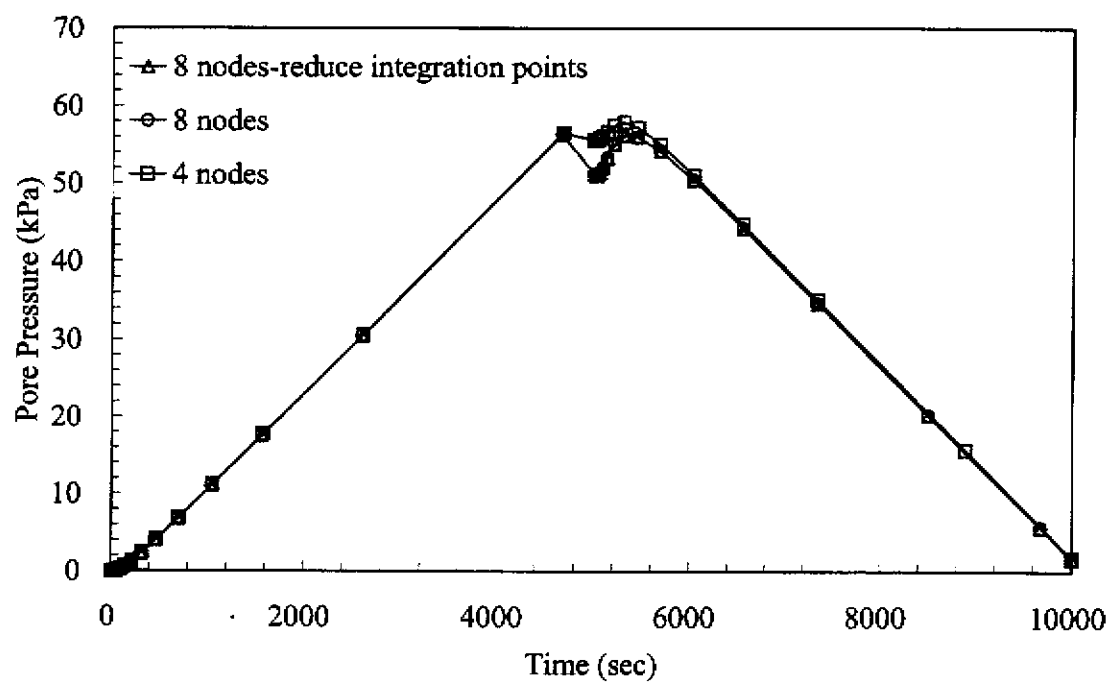
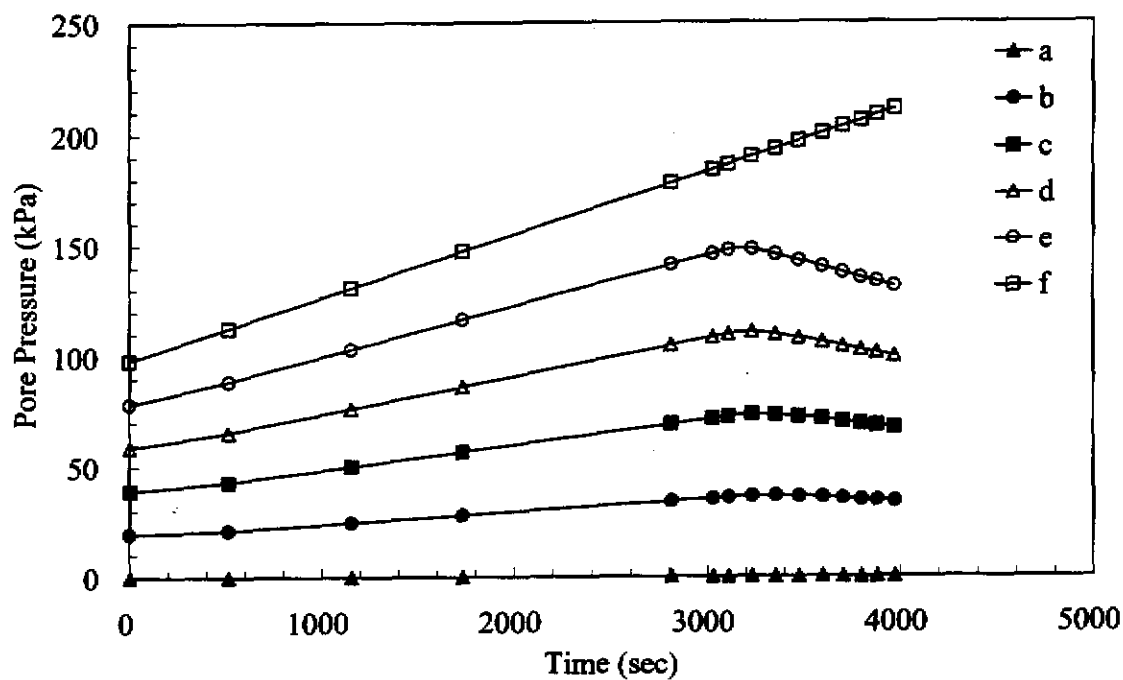
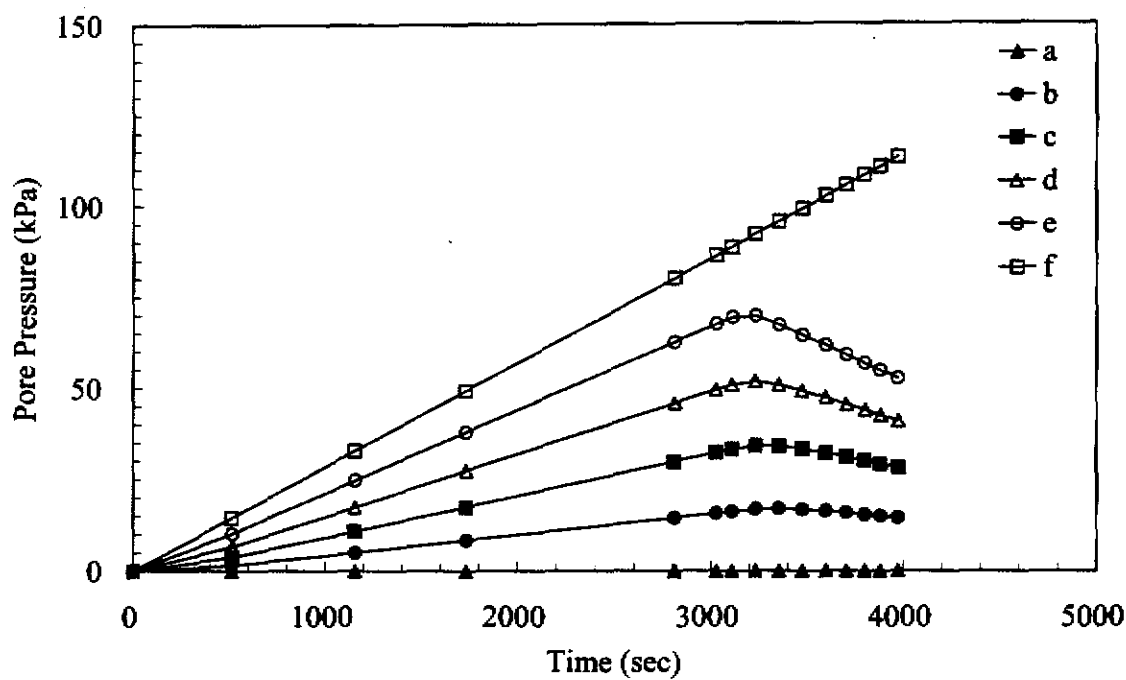


圖 4.16 元素節點個數分析之孔隙壓力與時間關係圖

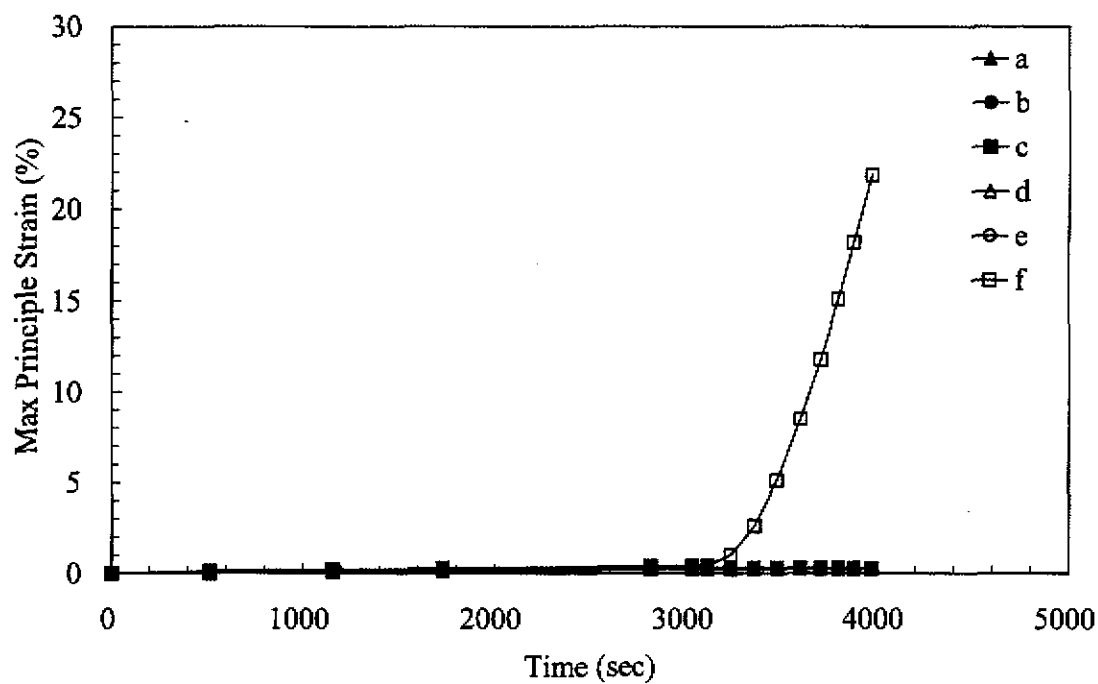


(a) 孔隙壓力與時間關係

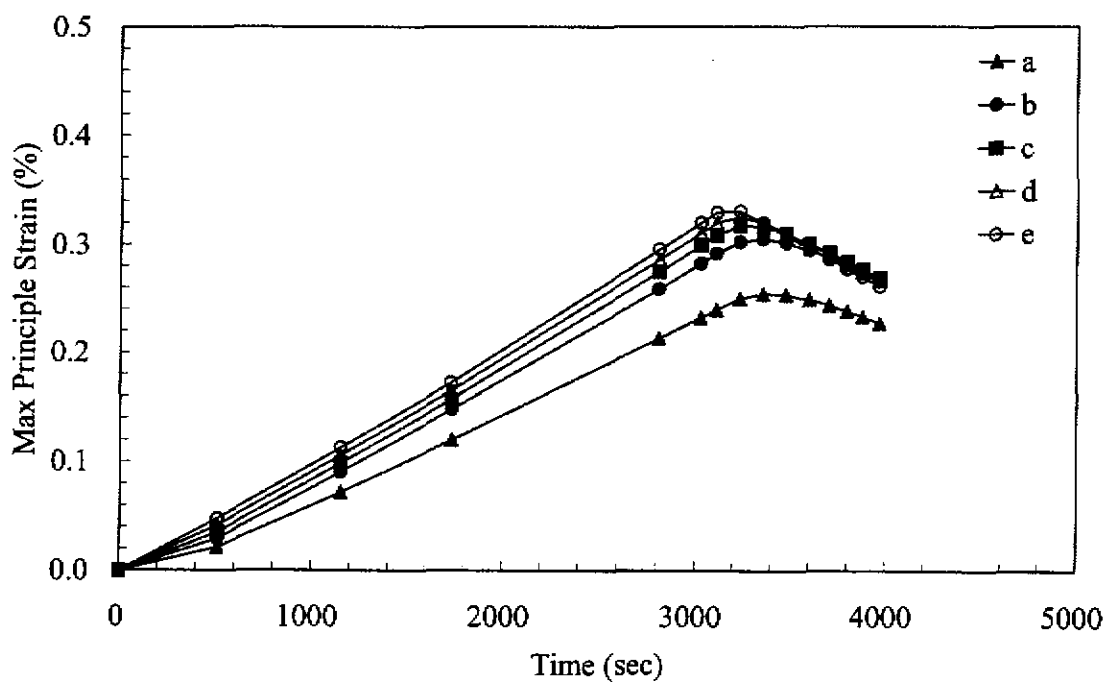


(b) 孔隙壓力變化與時間關係

圖 5.1 神木地區模擬結果之孔隙壓力變化

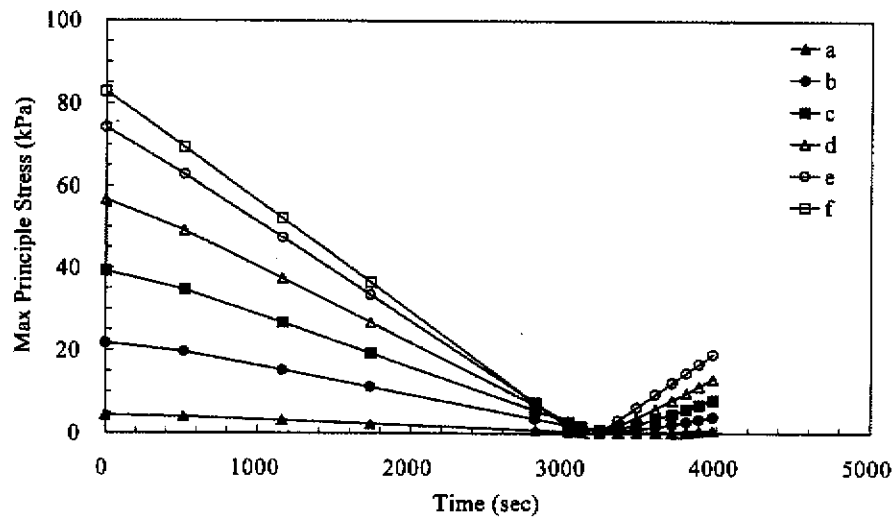


(a) 最大主應變與時間關係 (包含底部位置)

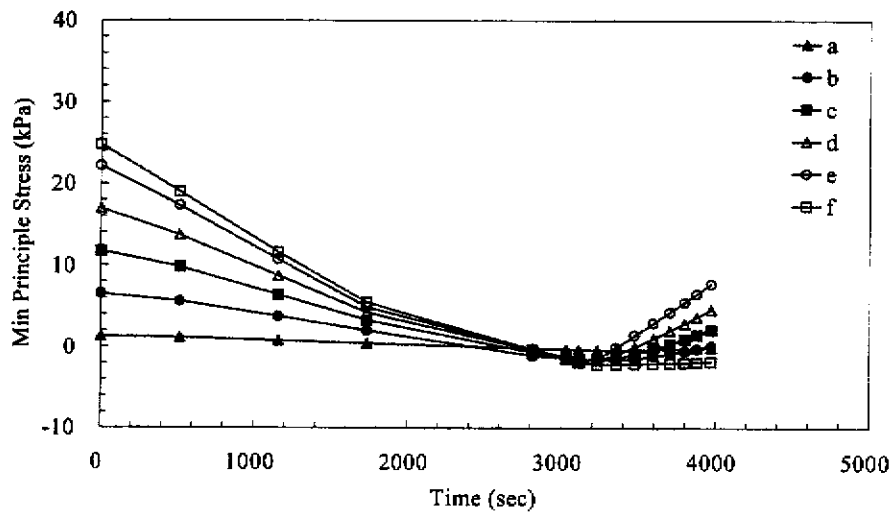


(b) 最大主應變與時間關係 (不包含底部位置)

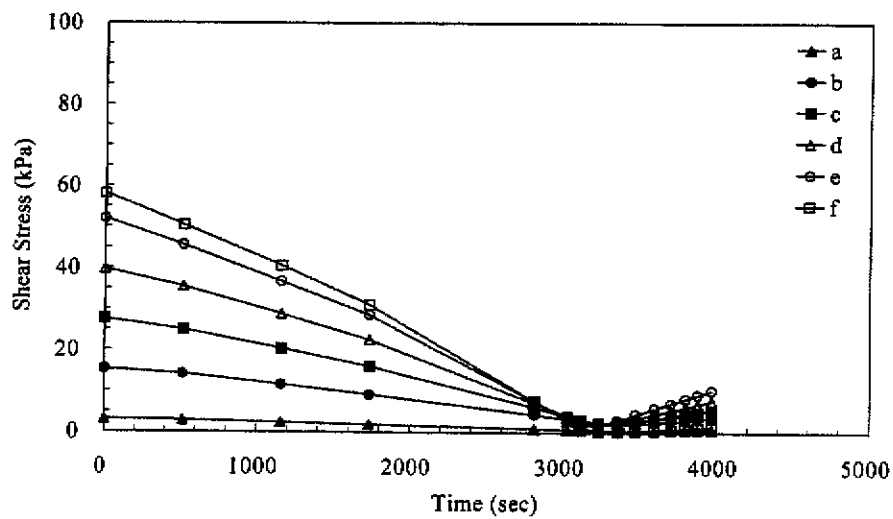
圖 5.2 神木地區模擬結果之最大主應變變化



(a) 最大主應力與時間關係

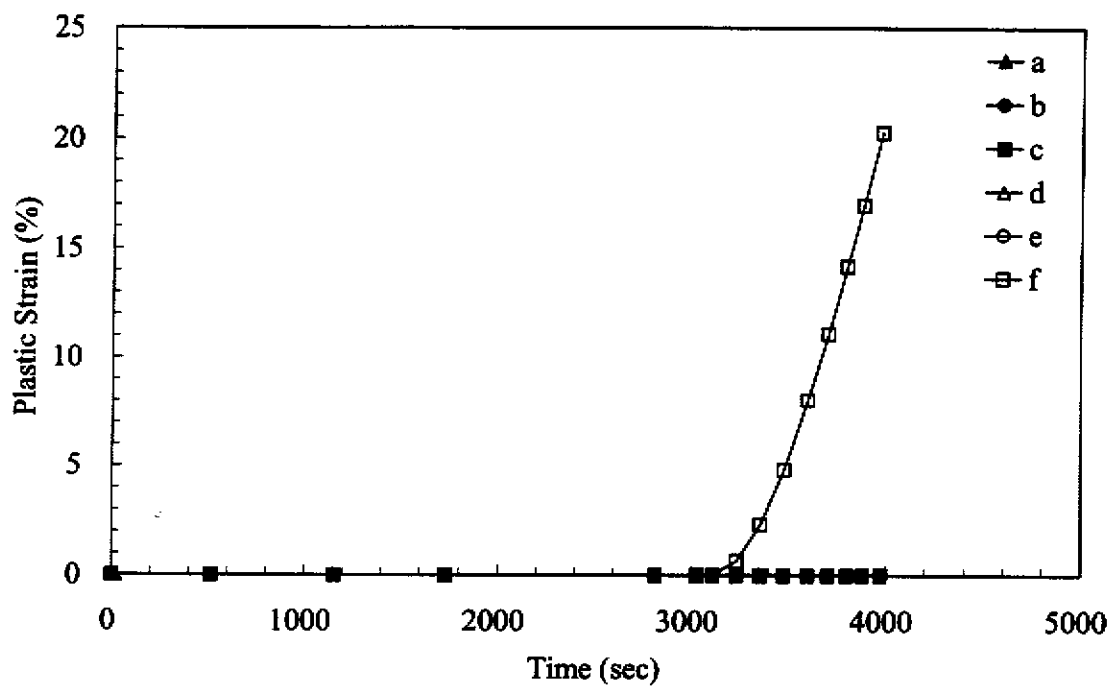


(b) 最小主應力與時間關係

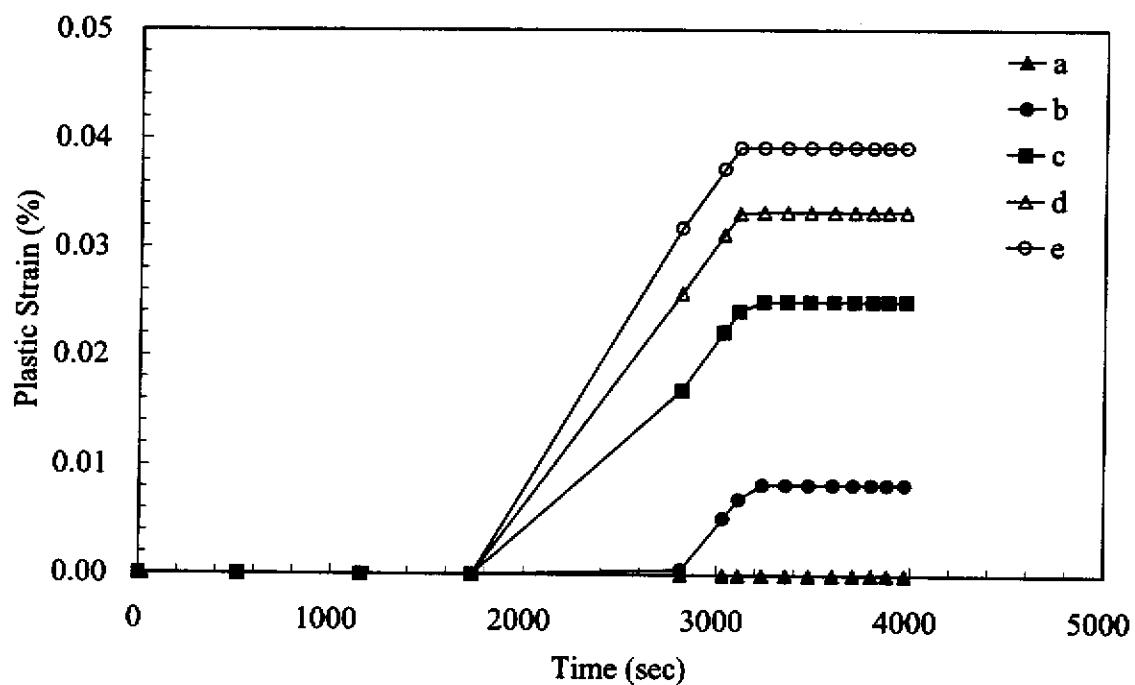


(c) 剪應力與時間關係

圖 5.3 神木地區模擬結果之應力變化

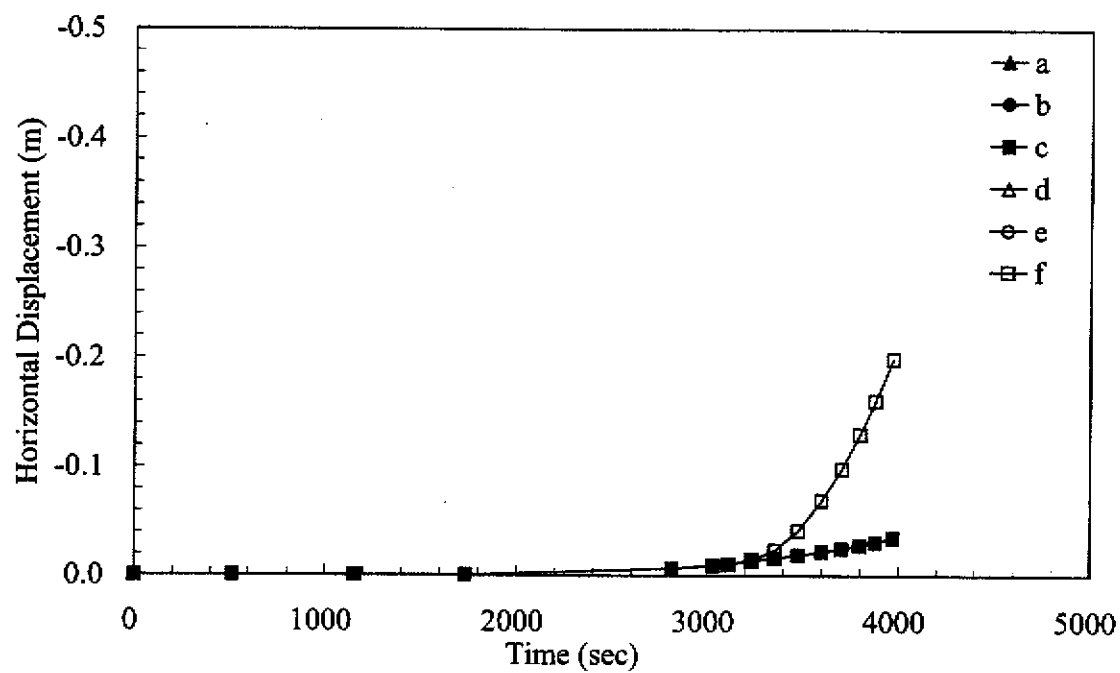


(a) 塑性應變與時間關係 (包含底部位置)

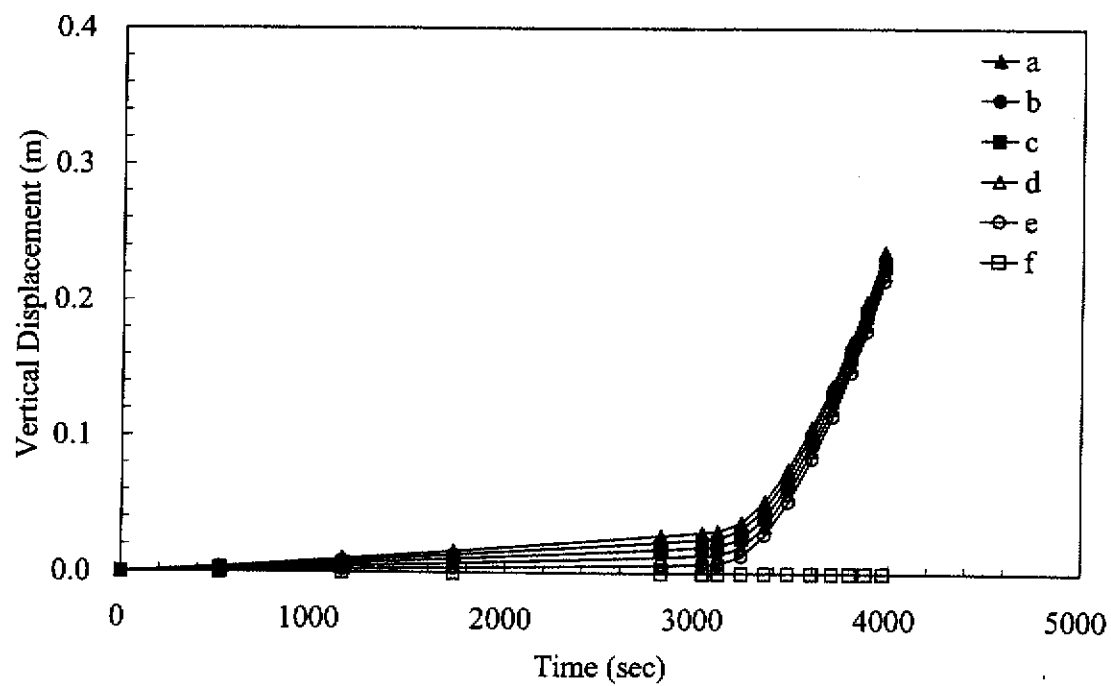


(b) 塑性應變與時間關係 (不包含底部位置)

圖 5.4 神木地區模擬結果之塑性應變圖

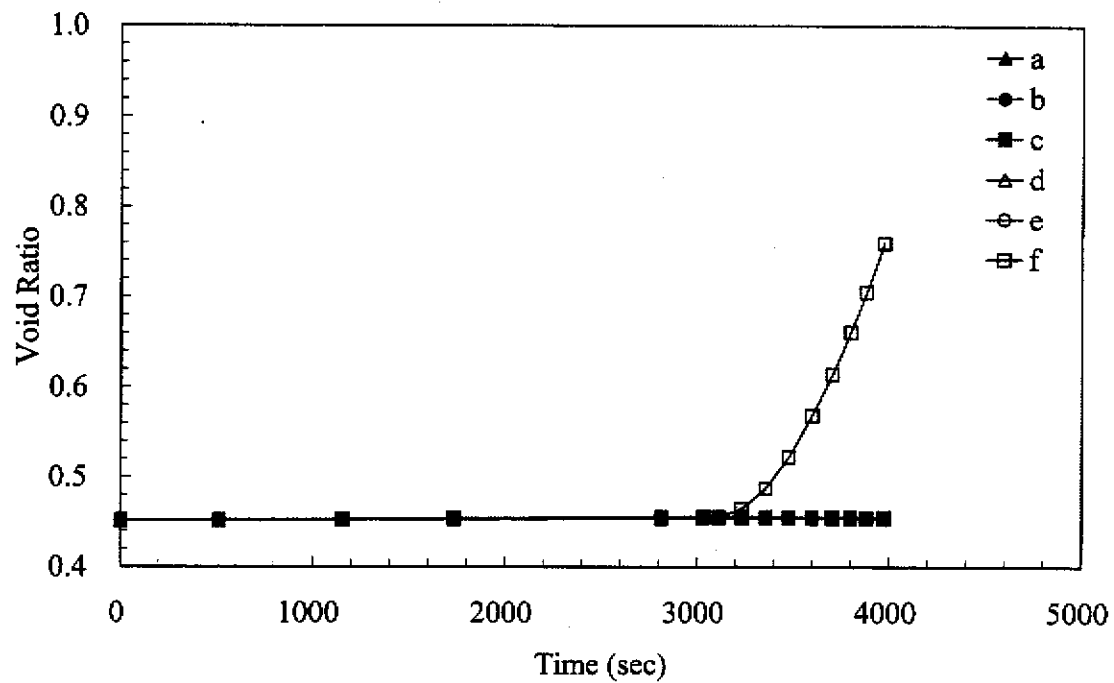


(a) 水平位移與時間關係

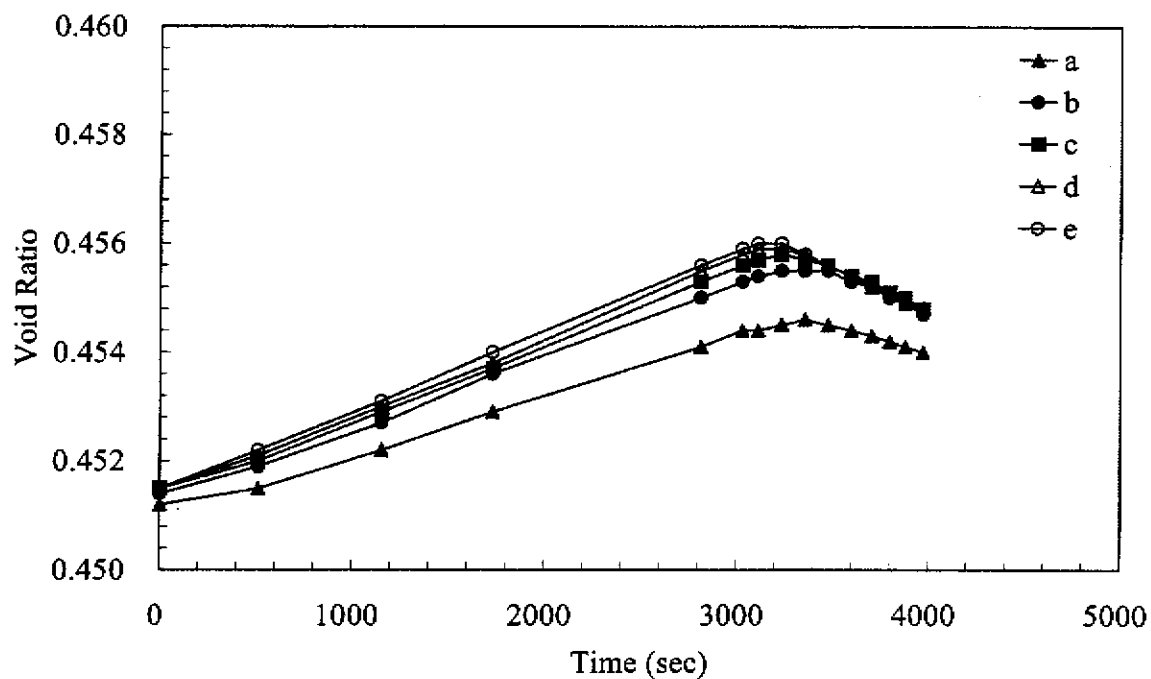


(b) 垂直位移與時間關係

圖 5.5 神木地區模擬結果之位移圖

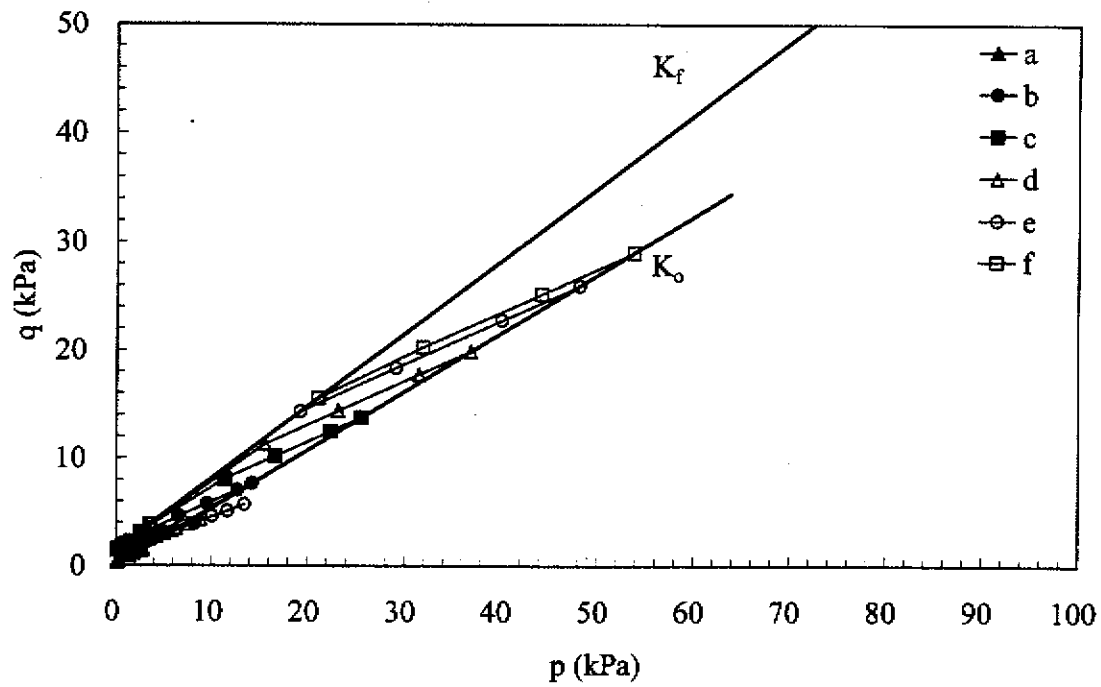


(a) 孔隙比與時間關係 (包含底部位置)

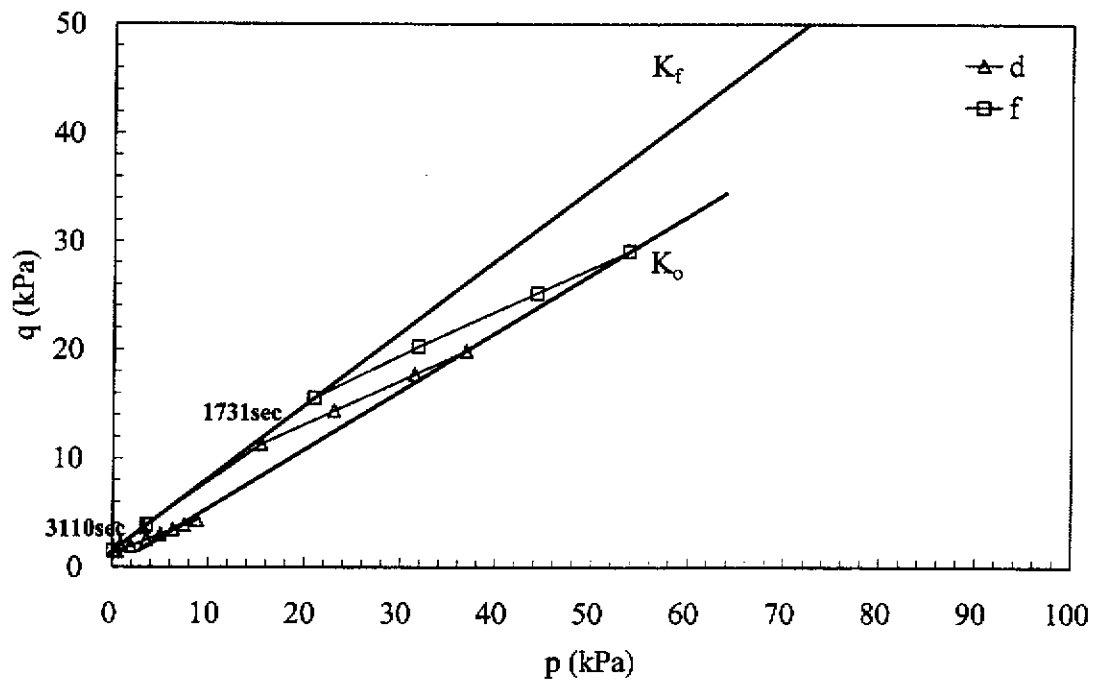


(b) 孔隙比與時間關係 (不包含底部位置)

圖 5.6 神木地區模擬結果之孔隙比變化

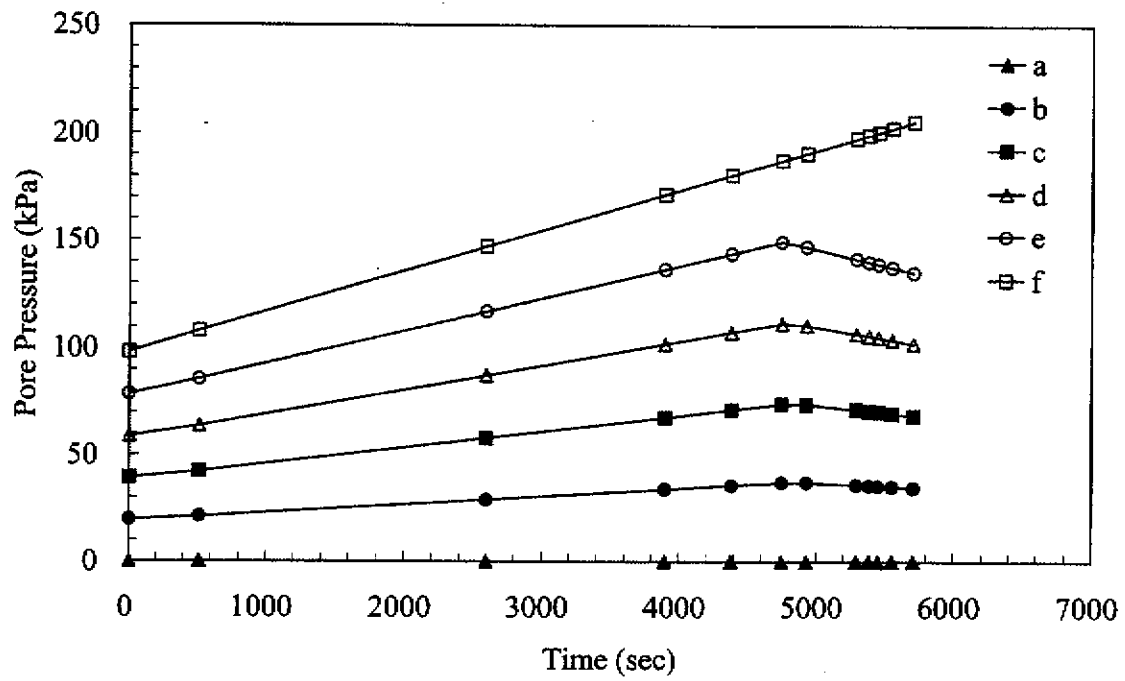


(a) 各位置深度之應力路徑

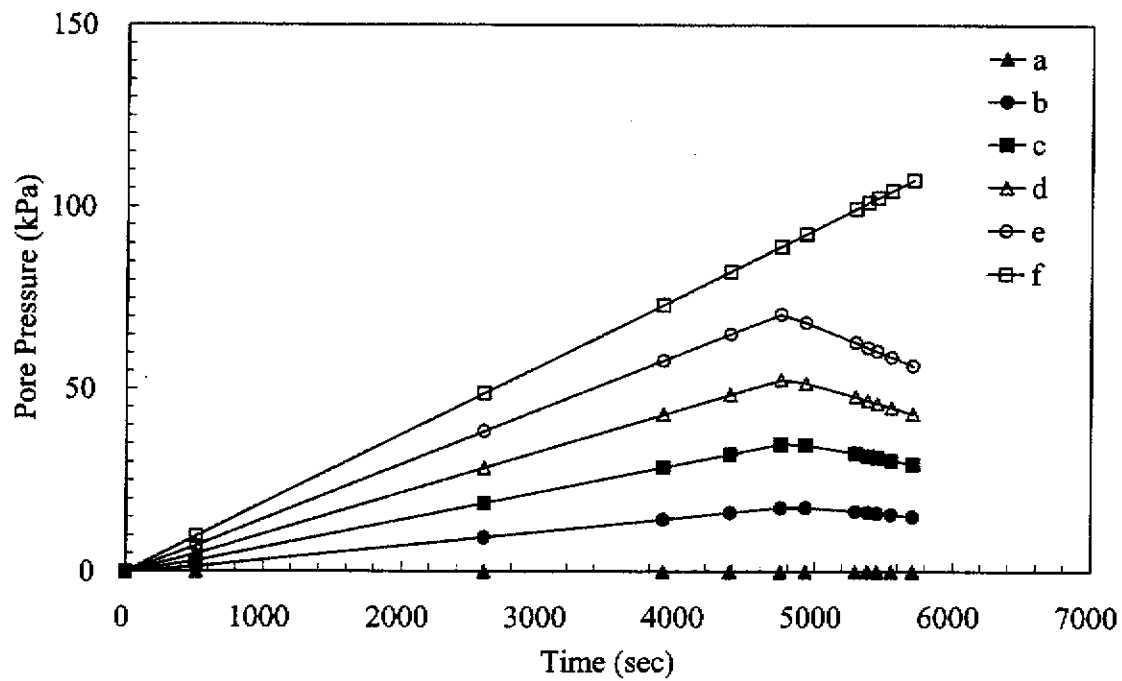


(b) 底部與中間位置之應力路徑

圖 5.7 神木地區模擬結果之應力路徑

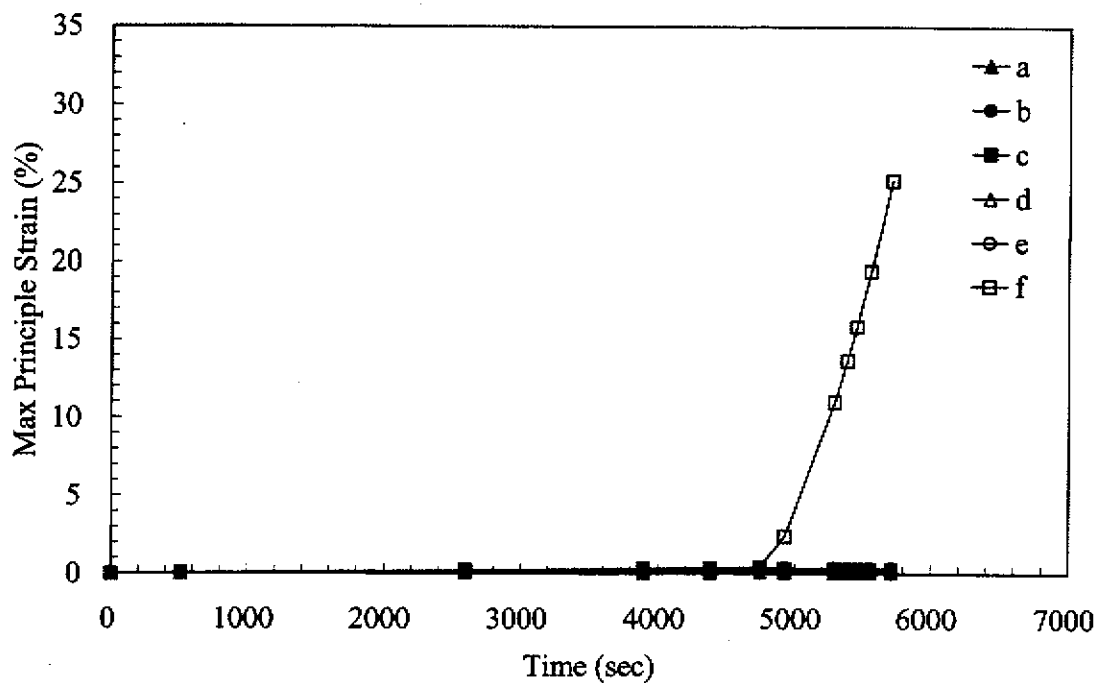


(a) 孔隙壓力與時間關係

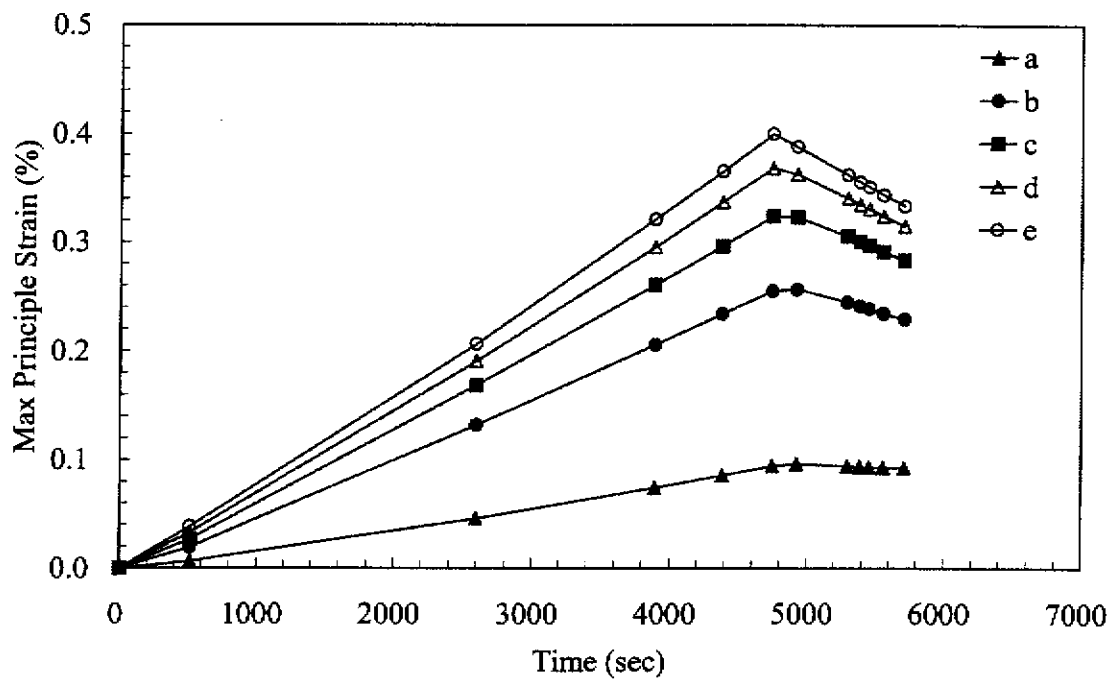


(b) 孔隙壓力變化與時間關係

圖 5.8 豐丘地區模擬結果之孔隙壓力變化

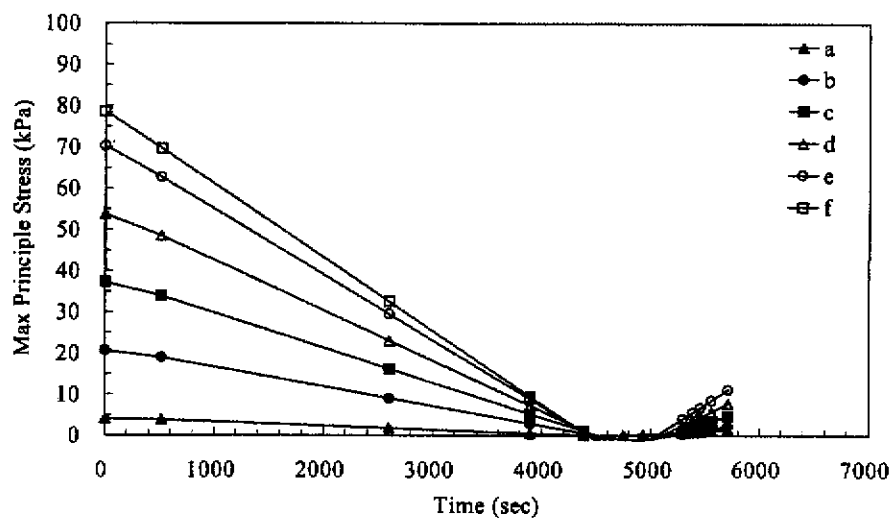


(a) 最大主應變與時間關係 (包含底部位置)

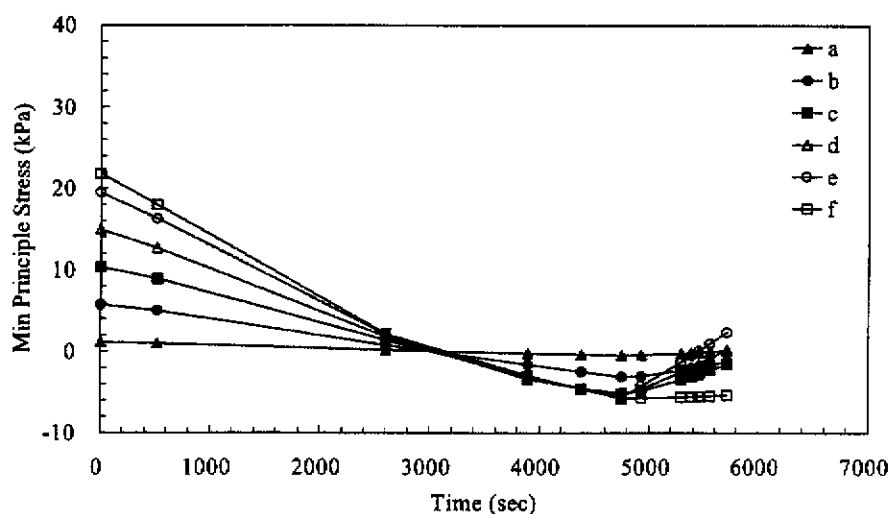


(b) 最大主應變與時間關係 (不包含底部位置)

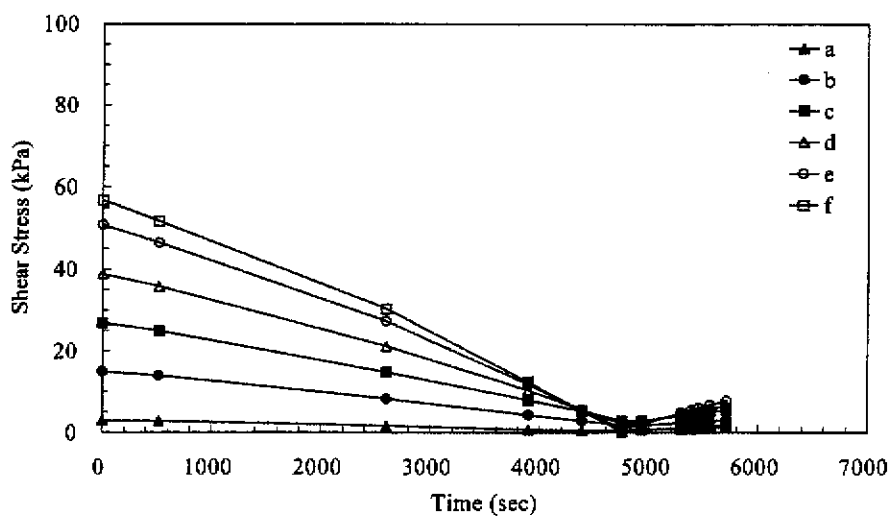
圖 5.9 豐丘地區模擬結果之最大主應變變化



(a) 最大主應力與時間關係

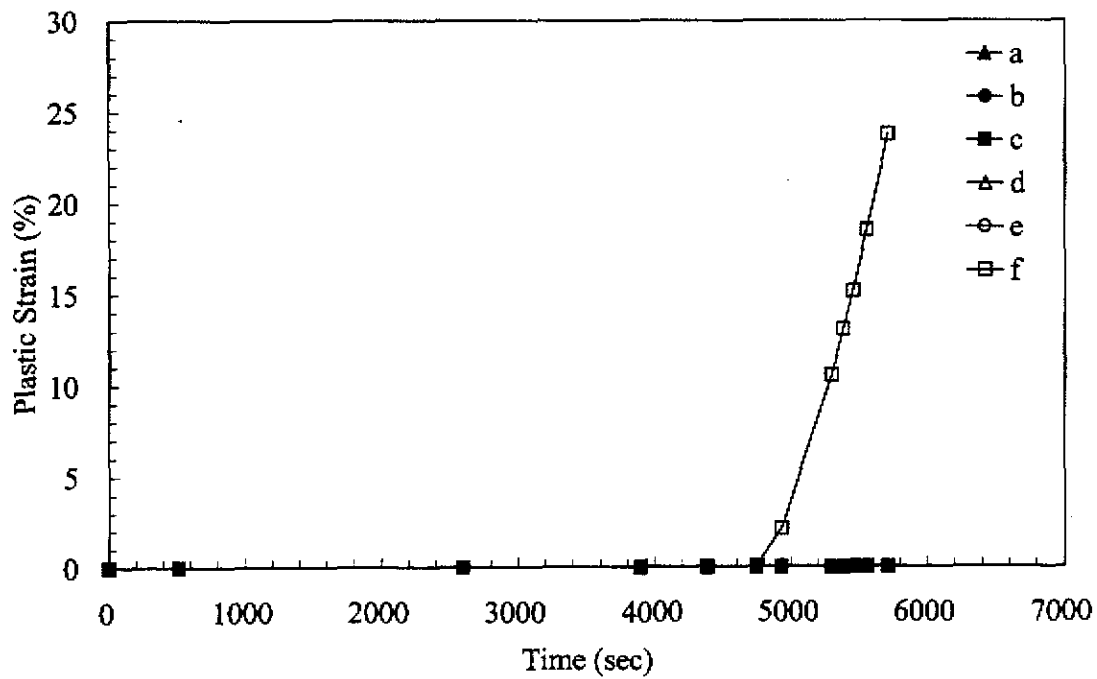


(b) 最小主應力與時間關係

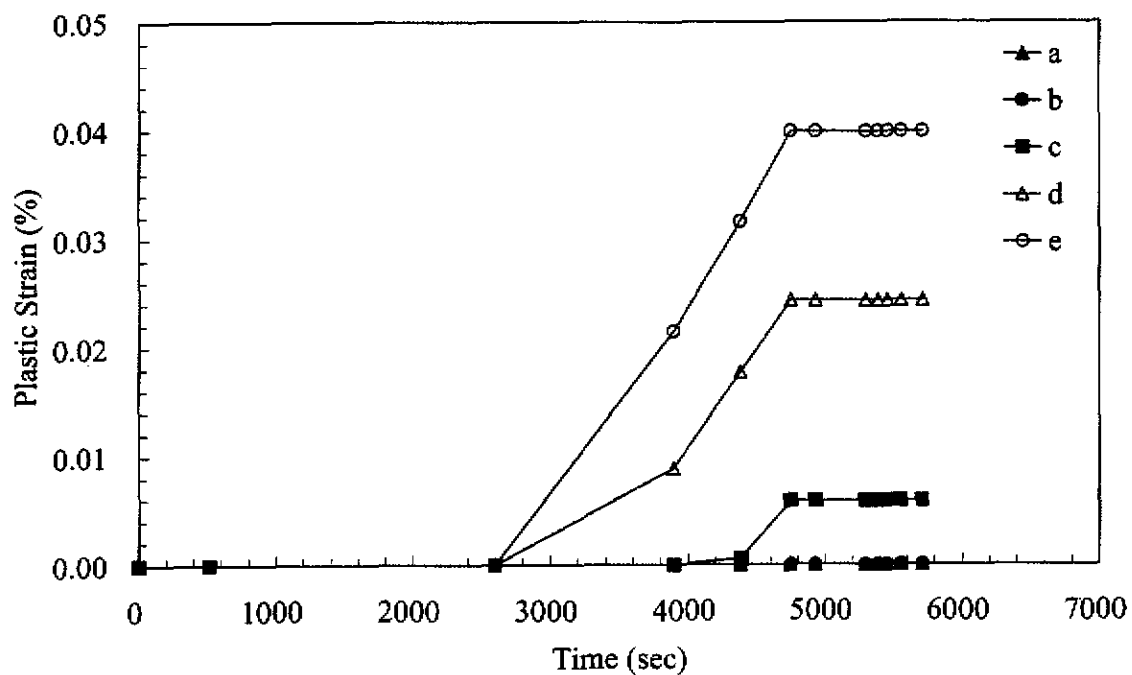


(c) 剪應力與時間關係

圖 5.10 豐丘地區模擬結果之應力變化

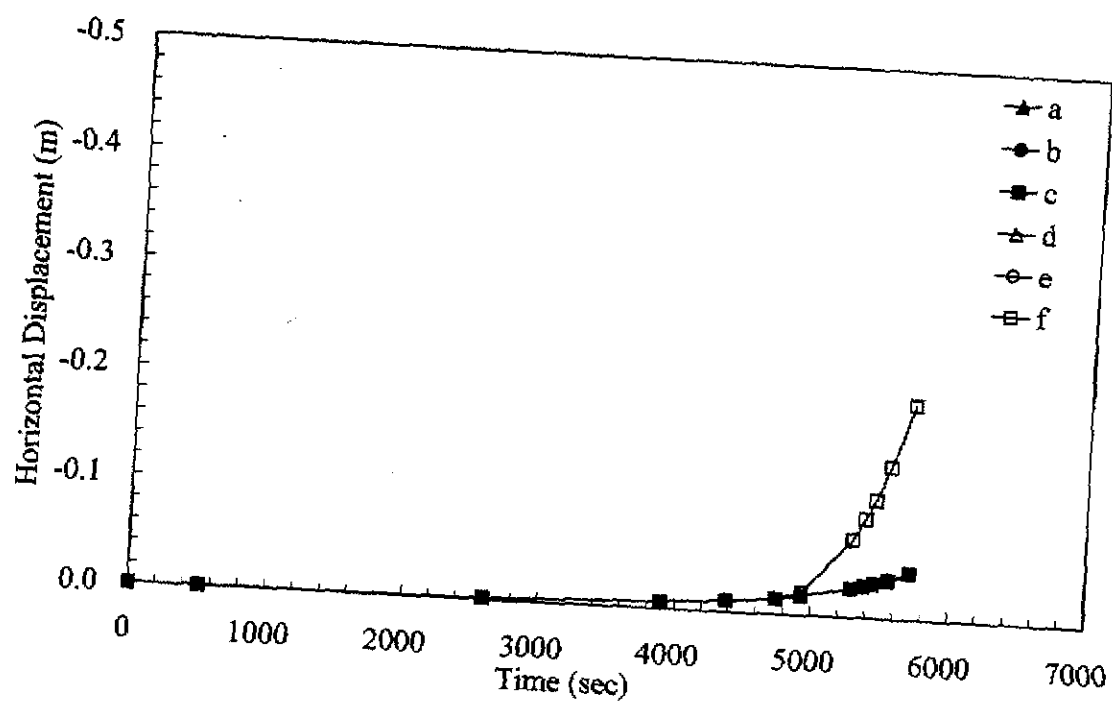


(a) 塑性應變與時間關係 (包含底部位置)

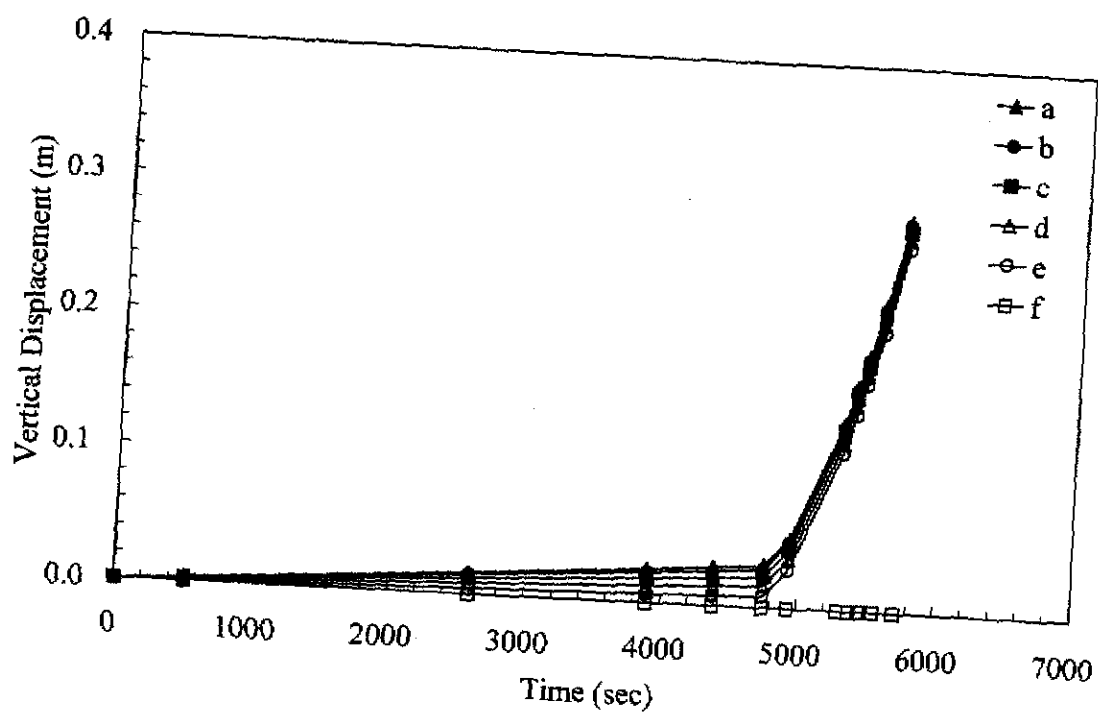


(b) 塑性應變與時間關係 (不包含底部位置)

圖 5.11 豐丘地區模擬結果之塑性應變圖

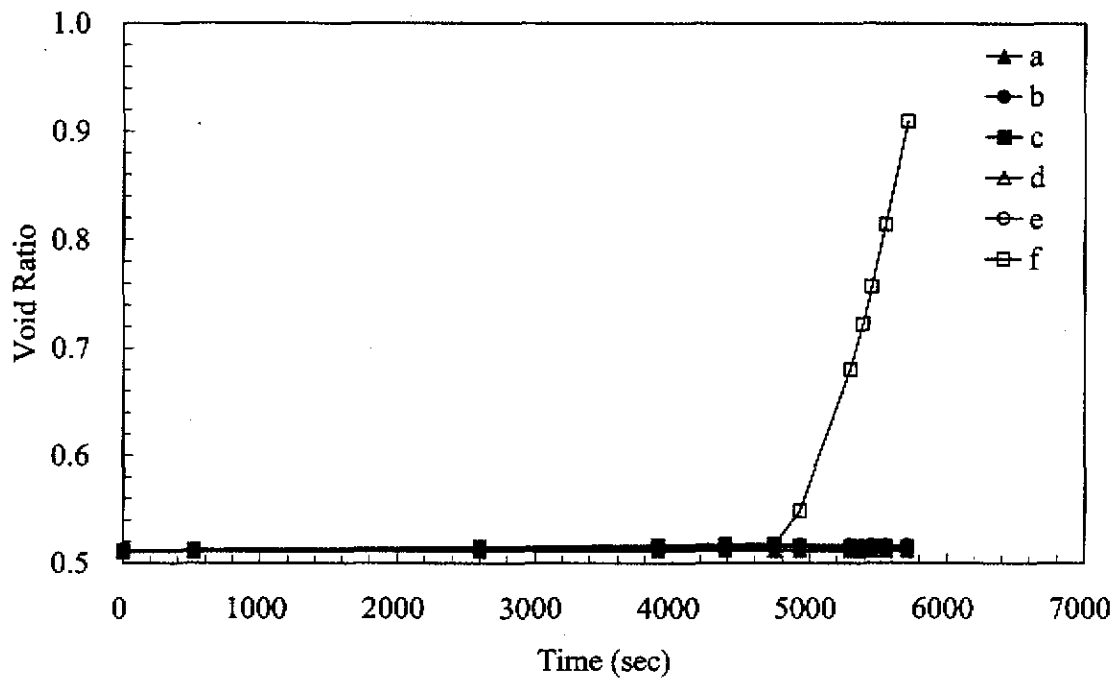


(a) 水平位移與時間關係

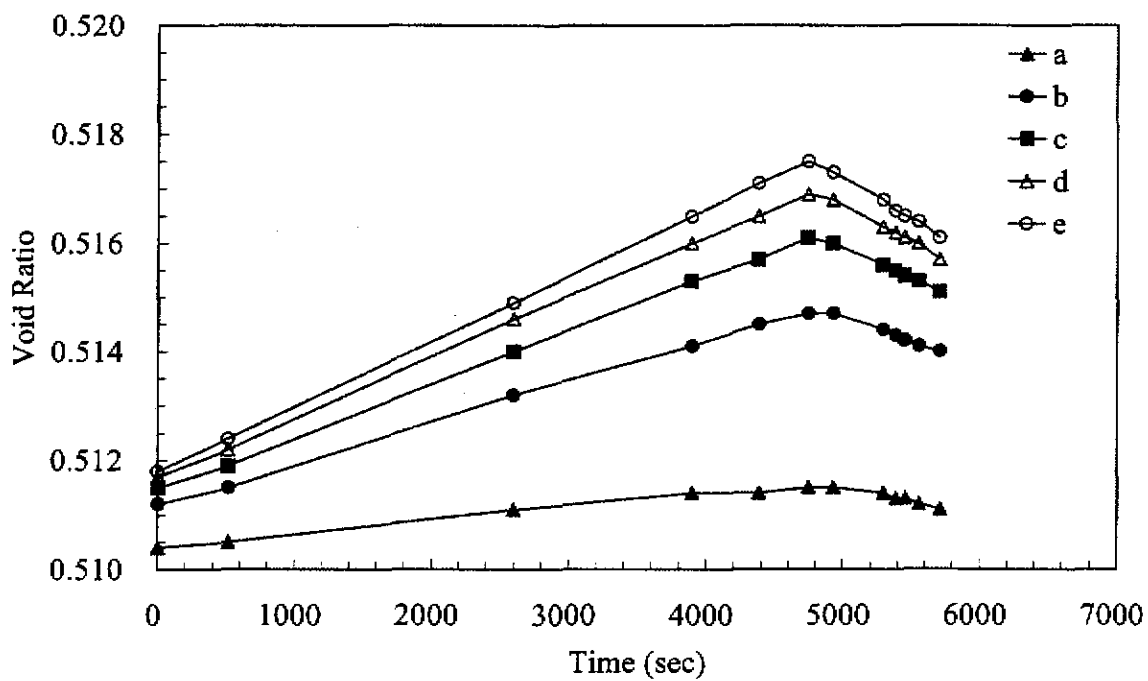


(b) 垂直位移與時間關係

圖 5.12 豐丘地區模擬結果之位移圖

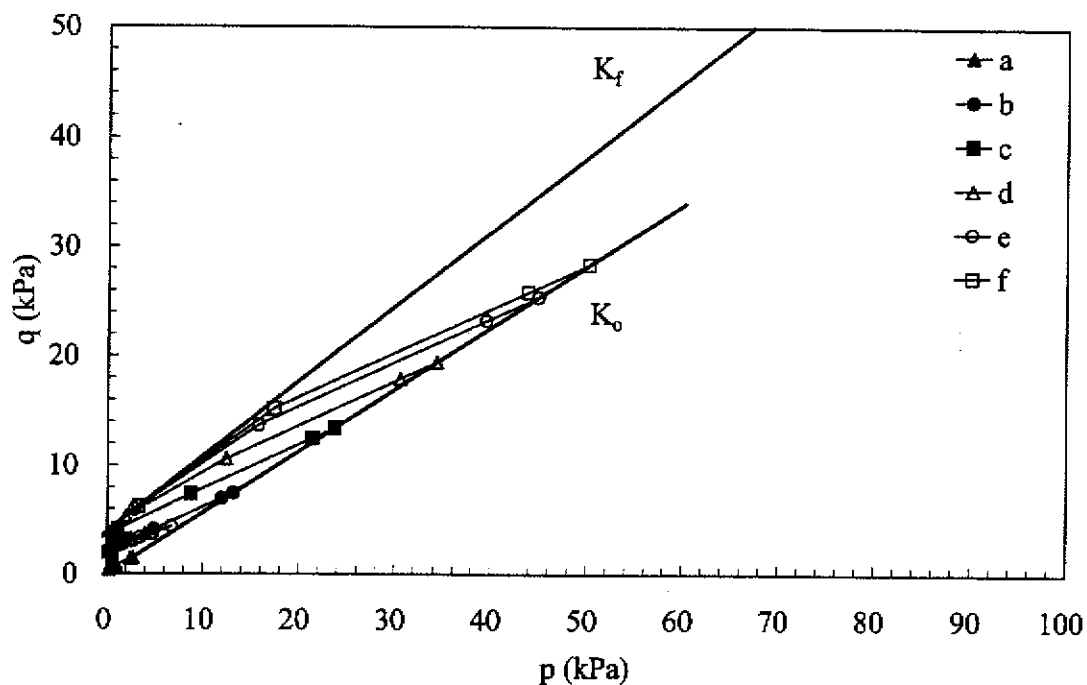


(a) 孔隙比與時間關係 (包含底部位置)

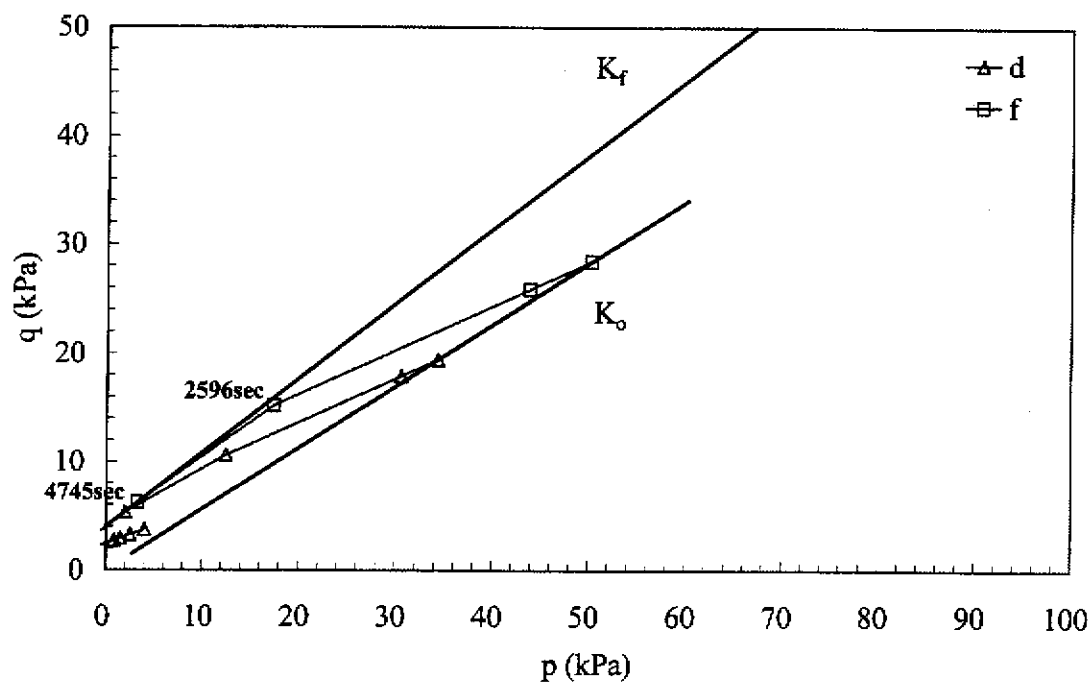


(b) 孔隙比與時間關係 (不包含底部位置)

圖 5.13 豐丘地區模擬結果之孔隙比變化



(a) 各位置深度之應力路徑



(b) 底部與中間位置之應力路徑

圖 5.14 神木地區模擬結果之應力路徑

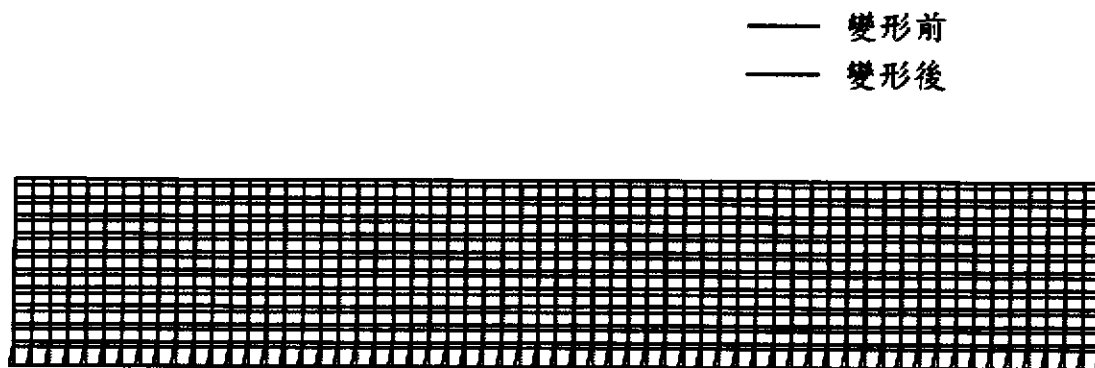


圖 5.15 模型變形圖

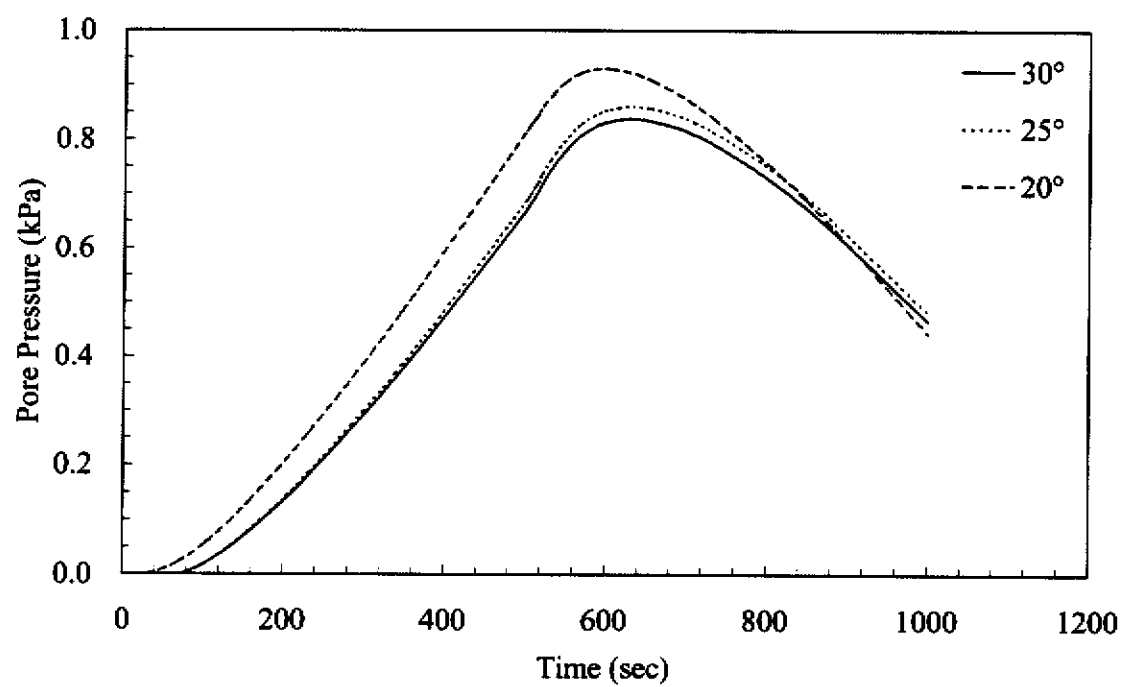


圖 5.16 不同坡度之模擬結果

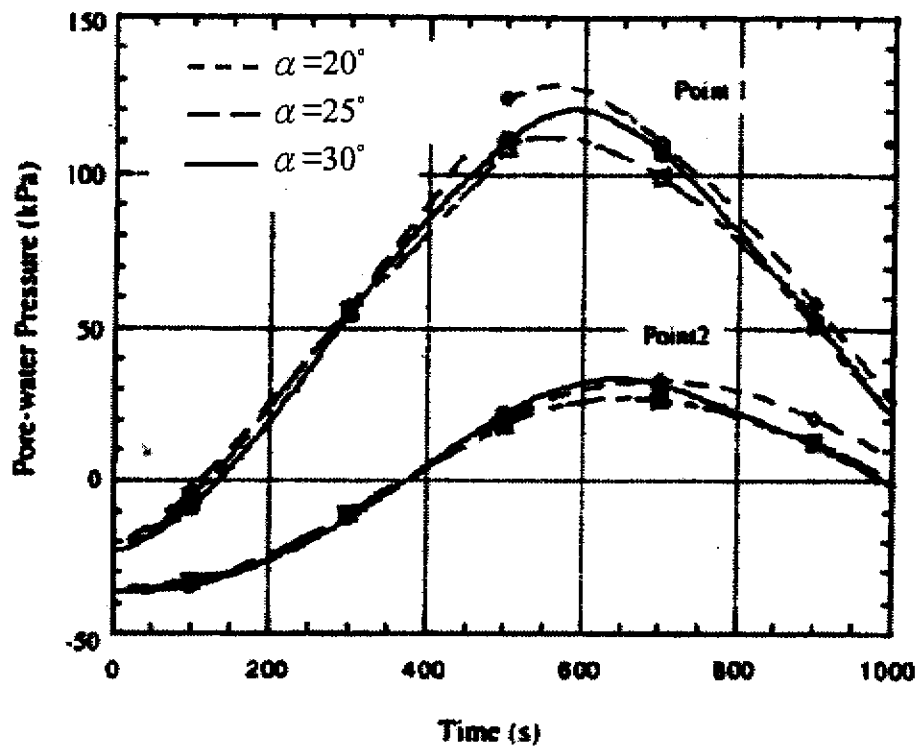


圖 5.17 Klubertanz 等人模擬不同坡度之結果 (Klubertanz, 2000)

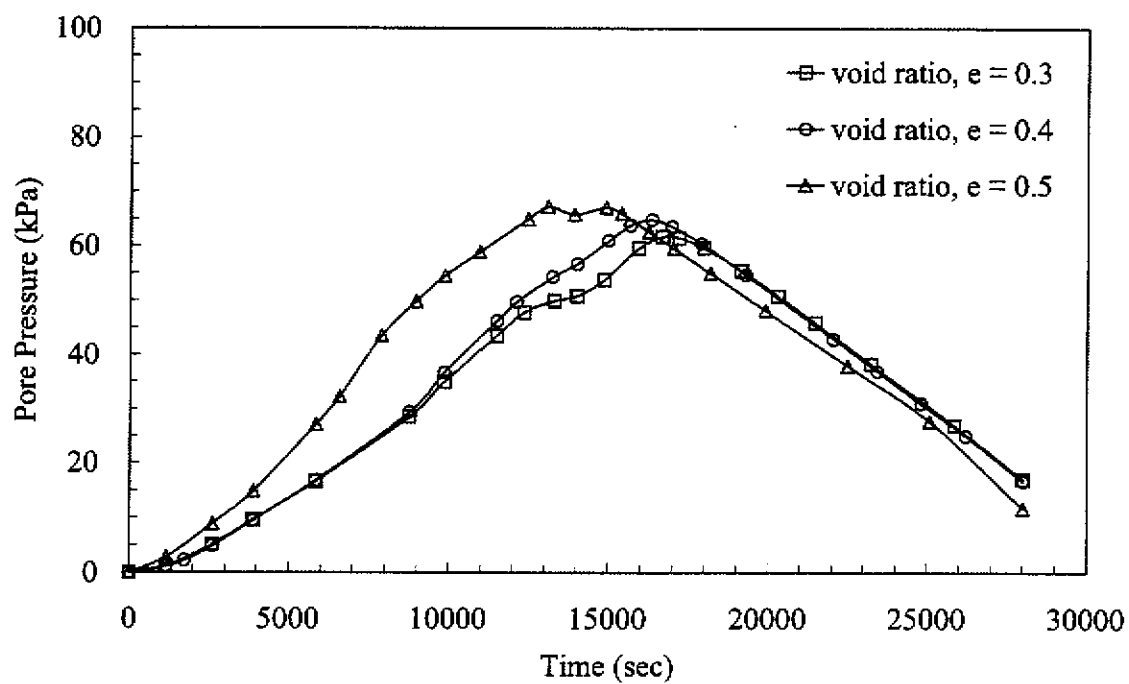


圖 5.18 不同孔隙比之模擬結果

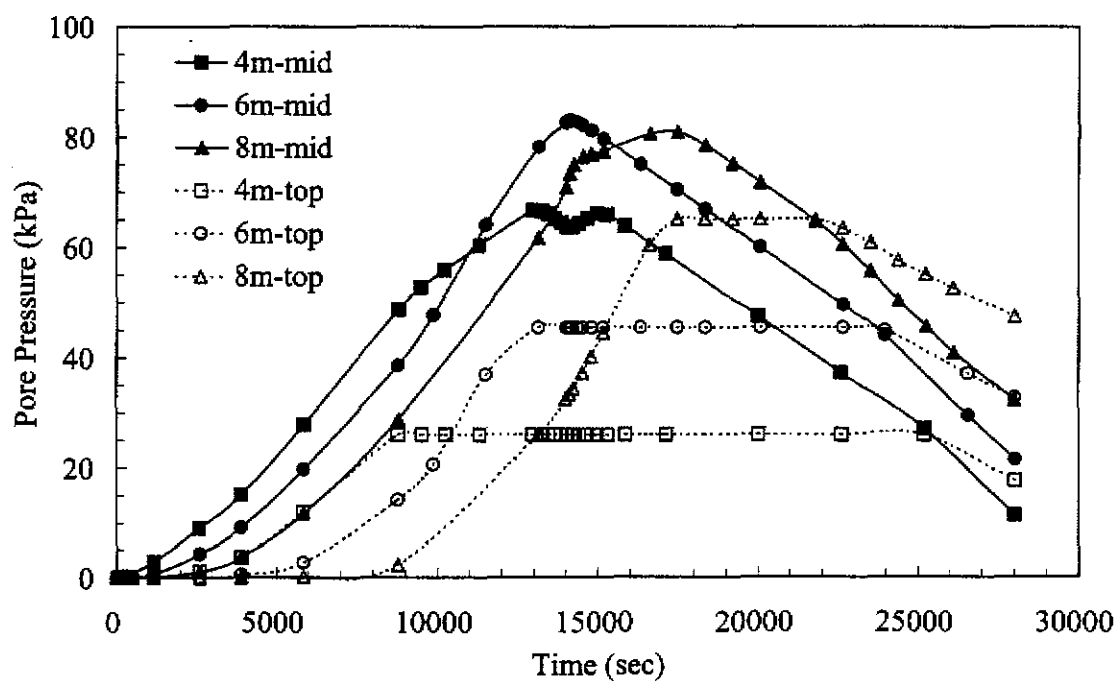


圖 5.19 不同地下水位面之模擬結果

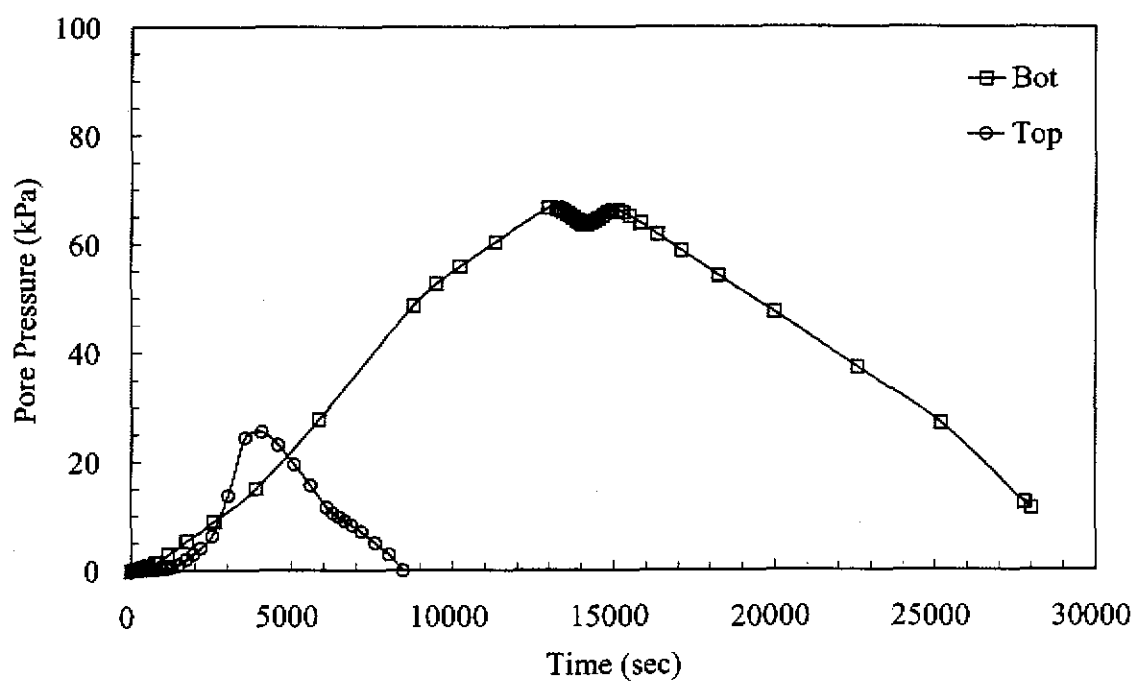
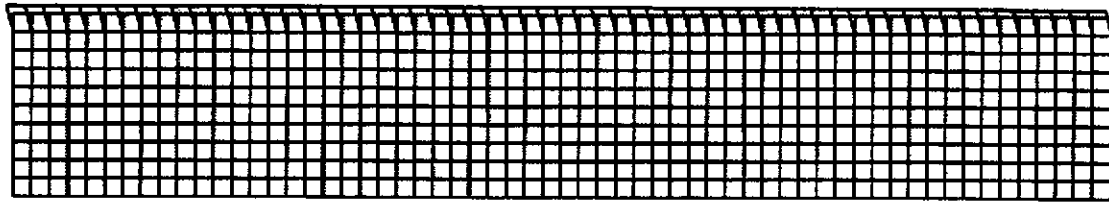
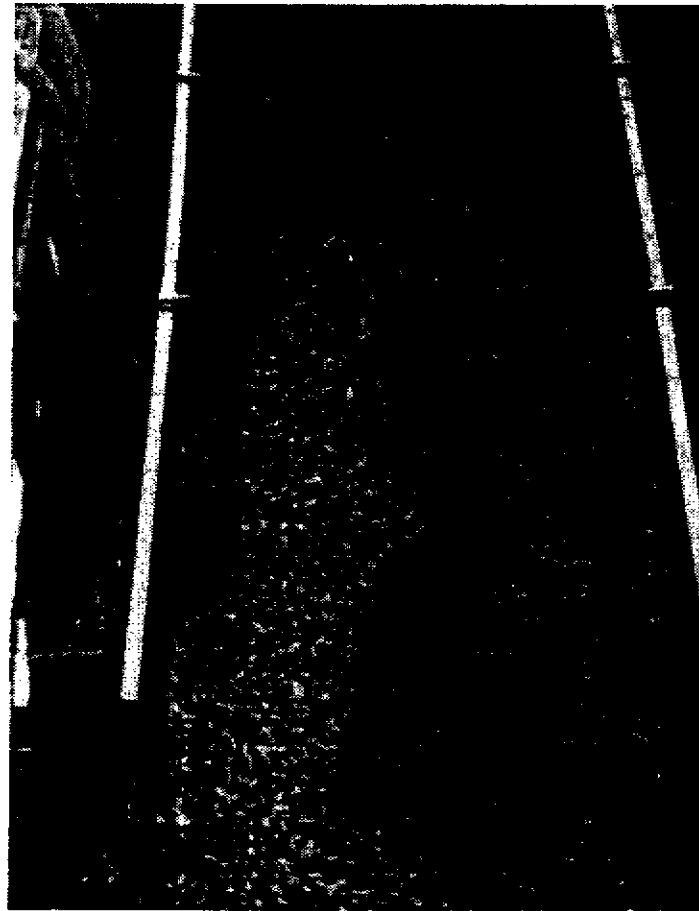


圖 5.20 不同水壓供給位置之模擬結果

—— 變形前
—— 變形後



(a) 模擬結果



(b) 水槽試驗結果 (王幼行, 1994)

圖 5.21 頂部供給水壓之結果

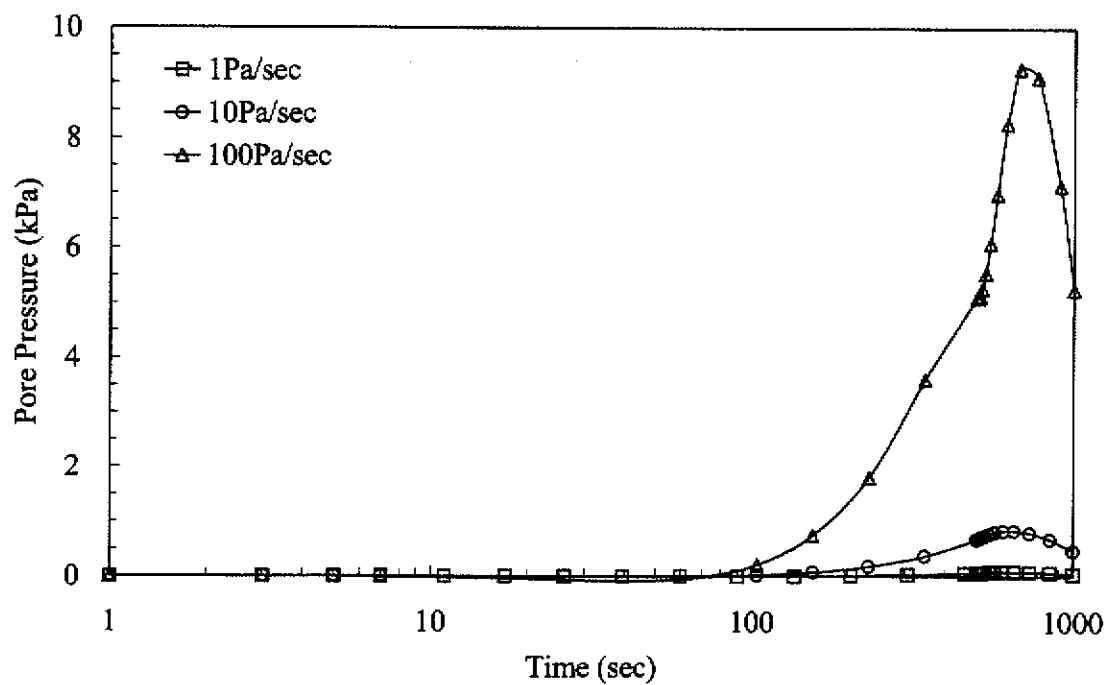


圖 5.22 不同水壓供給速率之模擬結果

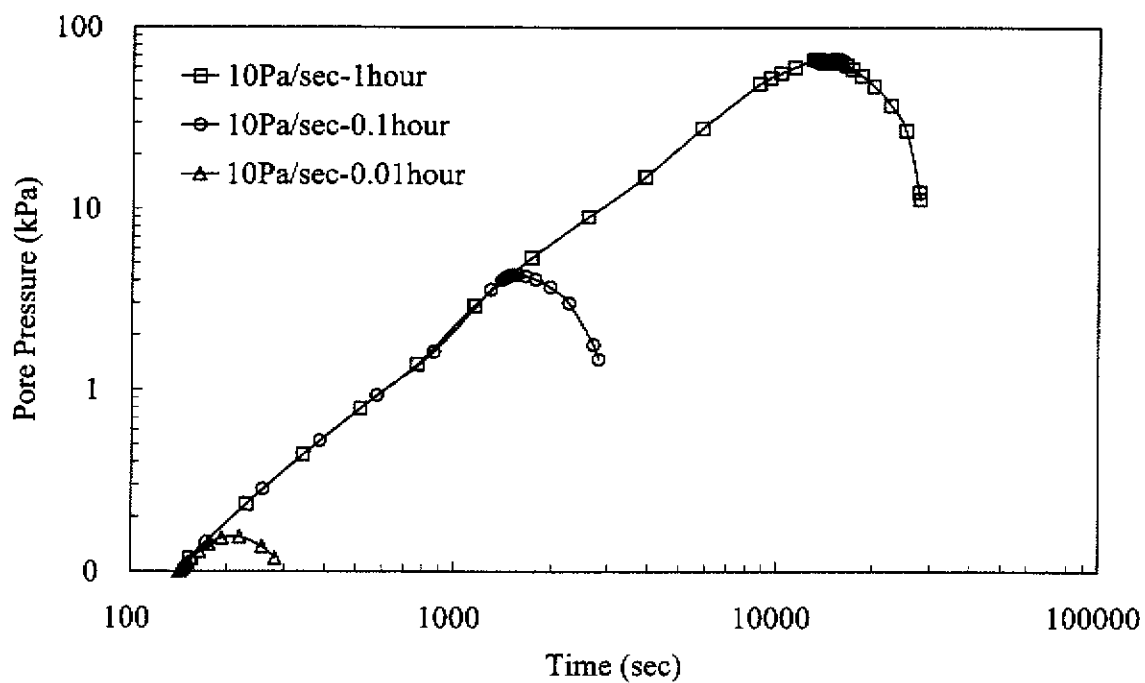


圖 5.23 不同水壓供給時間之模擬結果

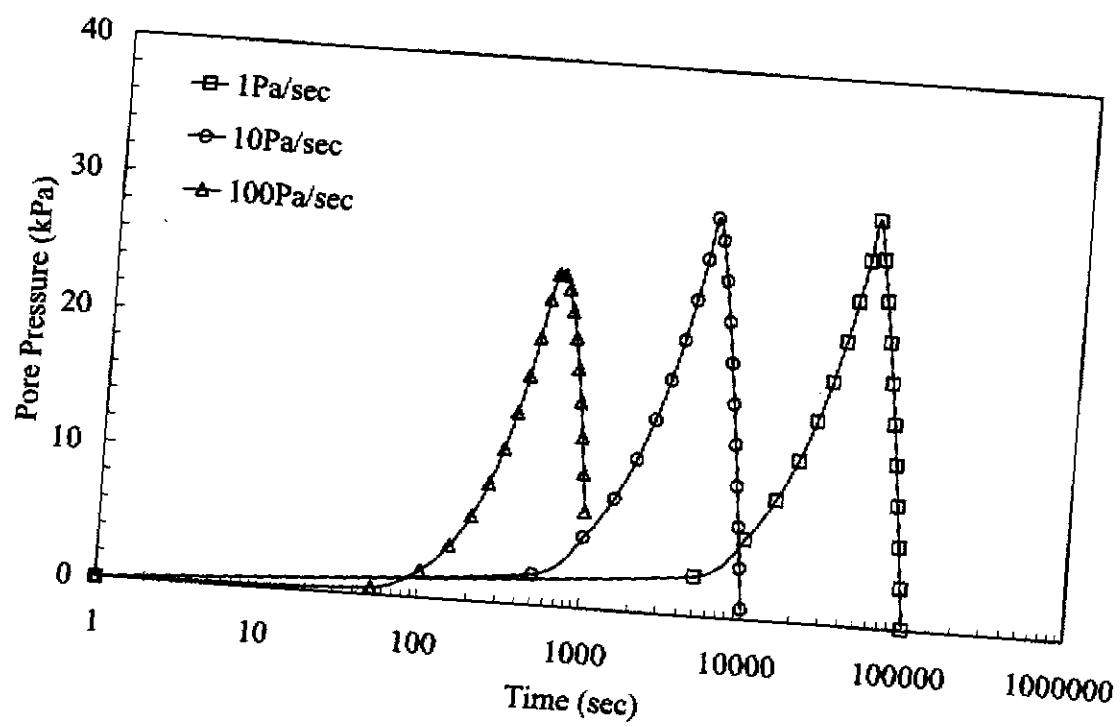
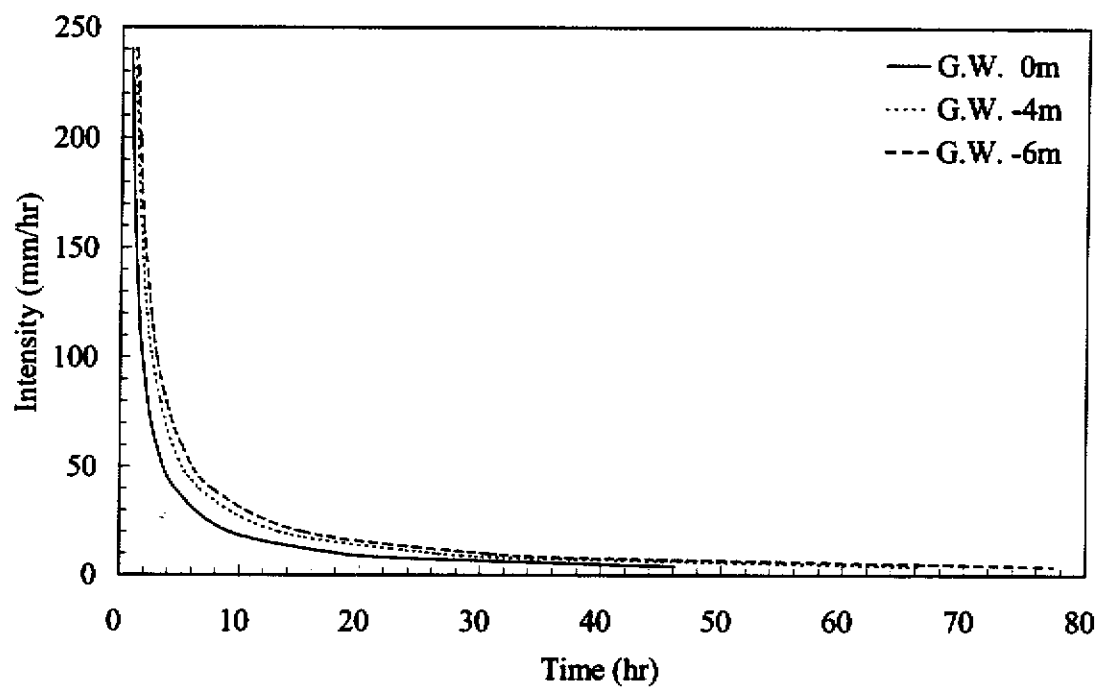
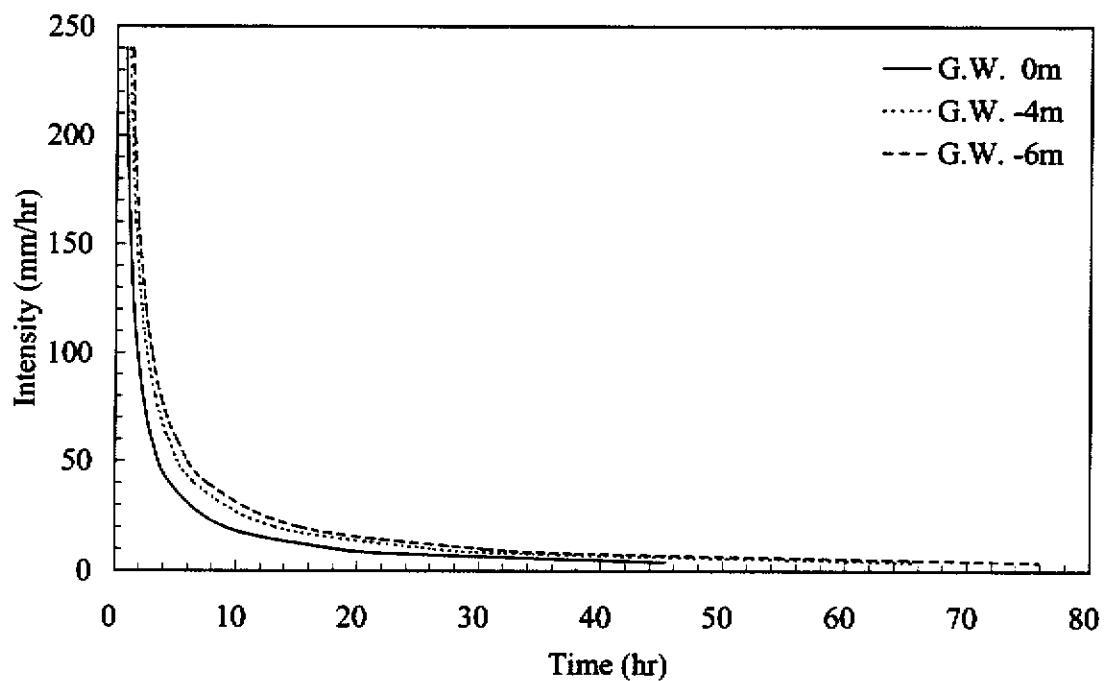


圖 5.24 相同供水量之模擬結果

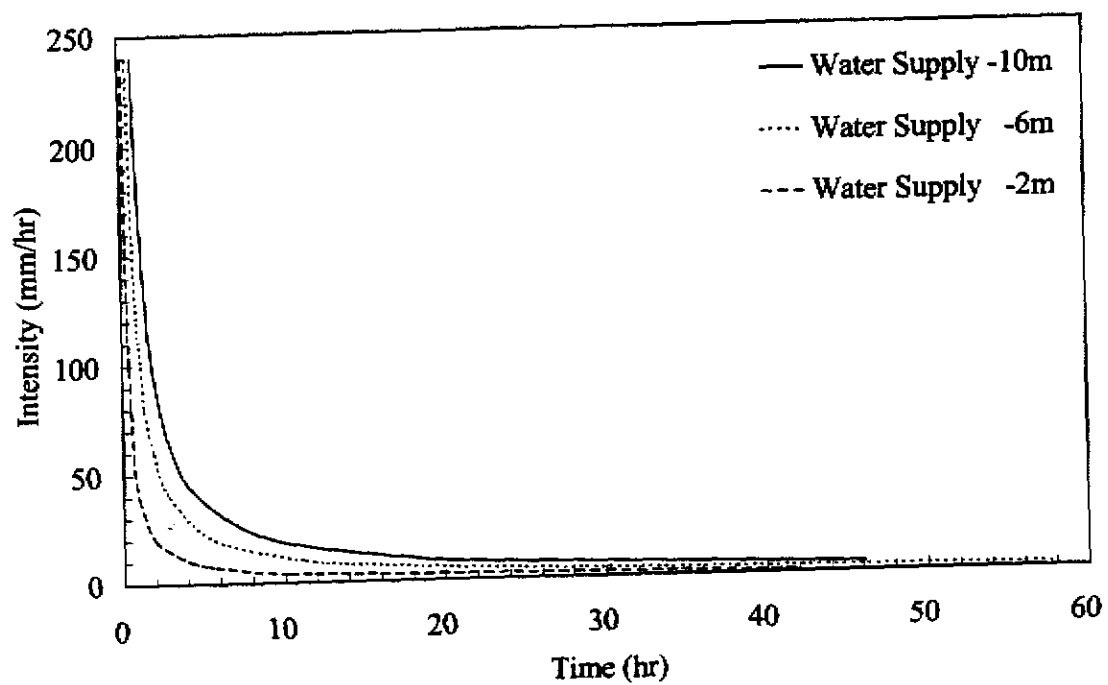


(a) 神木地區

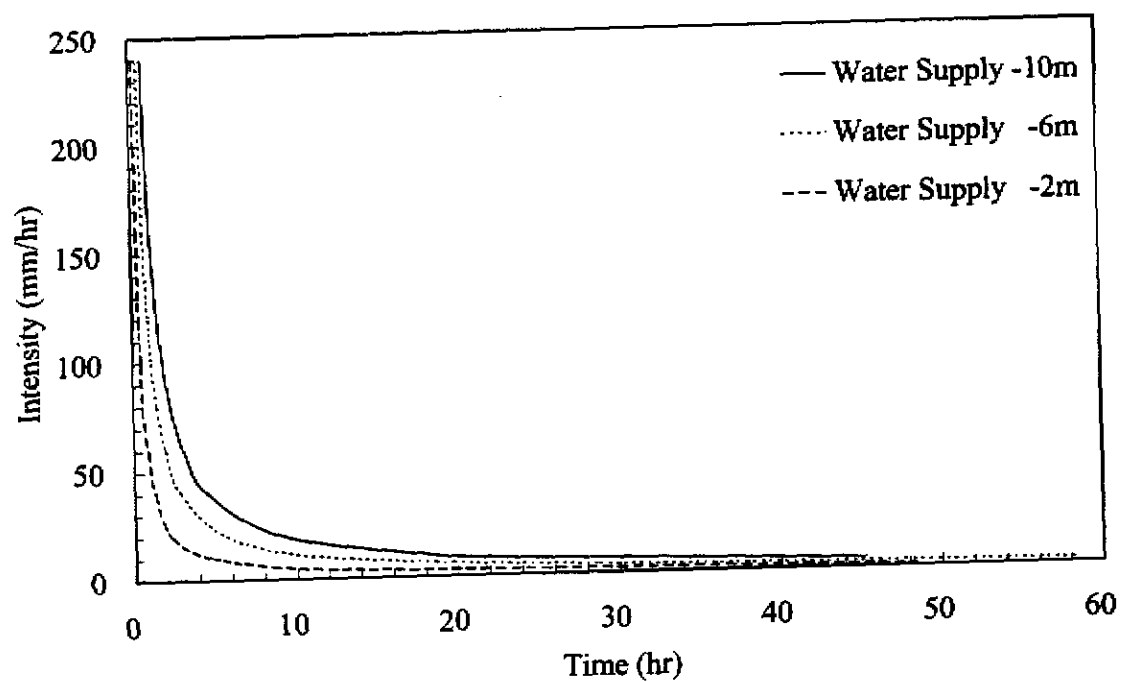


(b) 豐丘地區

圖 5.25 不同地下水位面之臨界降雨線

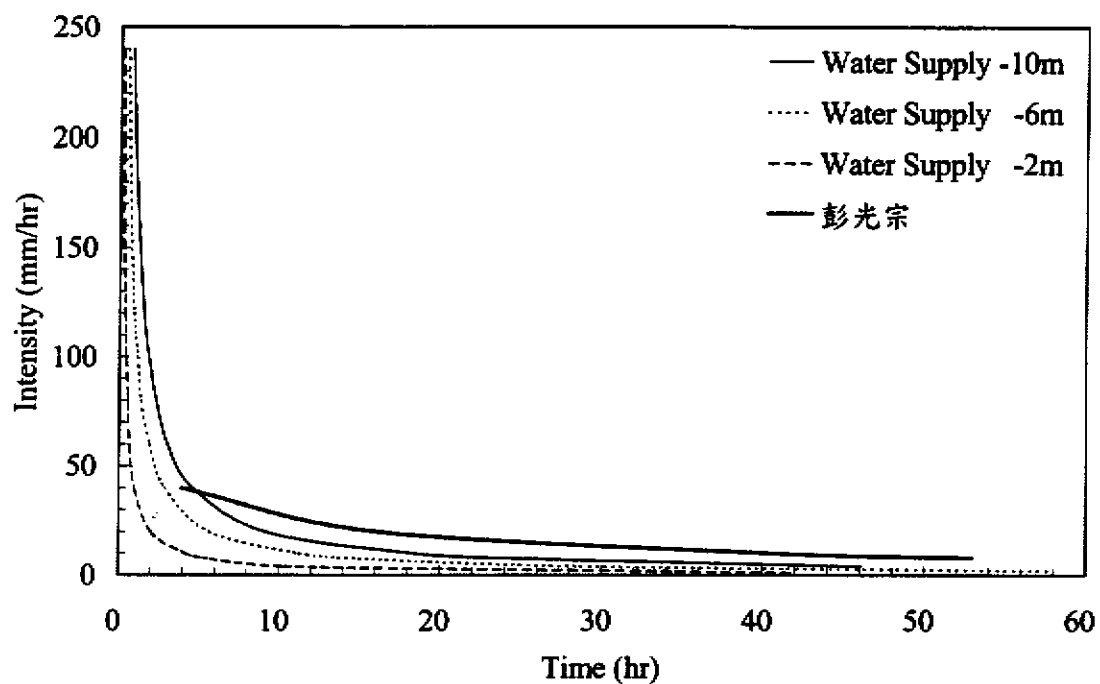


(a) 神木地區

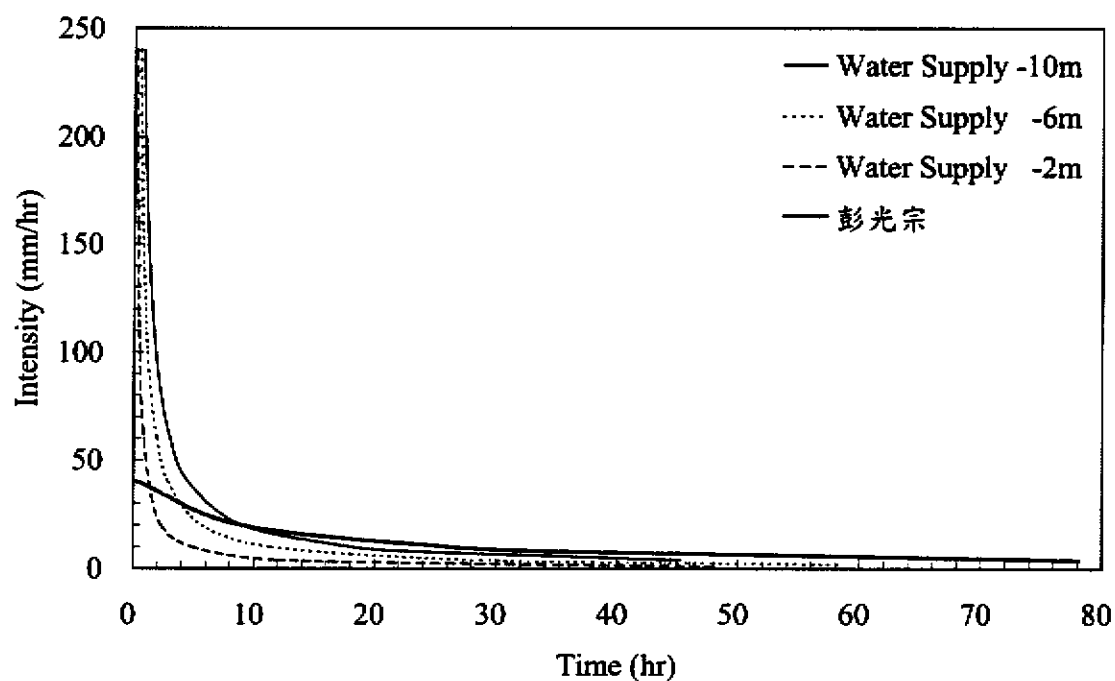


(b) 豊丘地區

圖 5.26 不同供給水壓位置之臨界降雨線

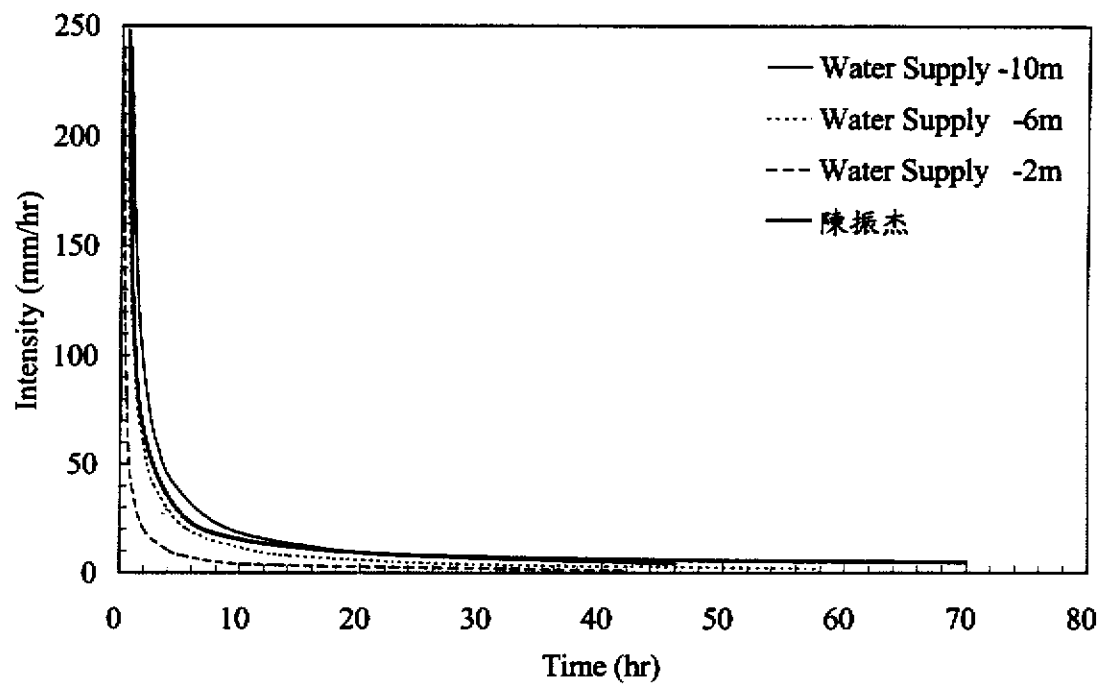


(a) 神木地區

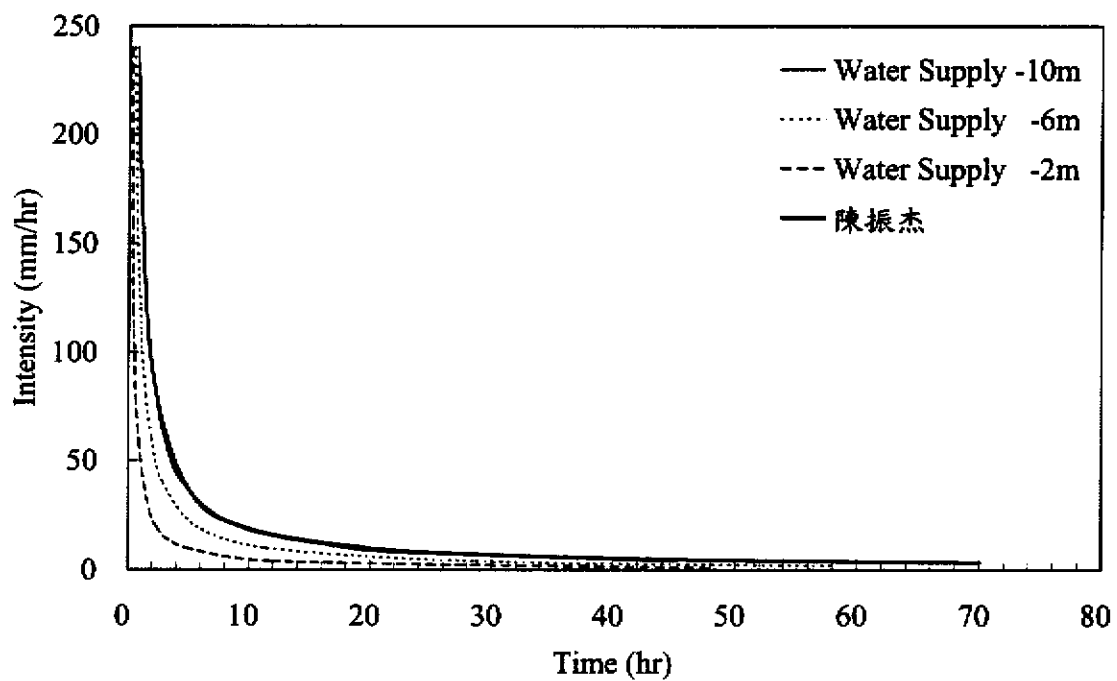


(b) 豐丘地區

圖 5.27 臨界降雨線之比較 (一)

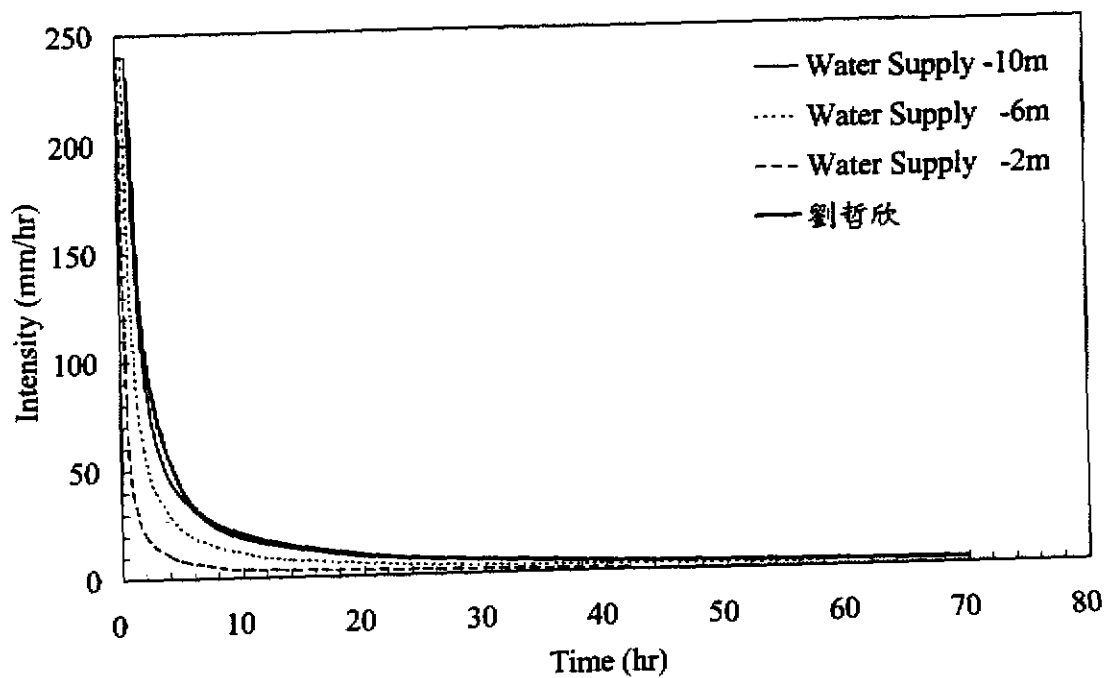


(a) 神木地區

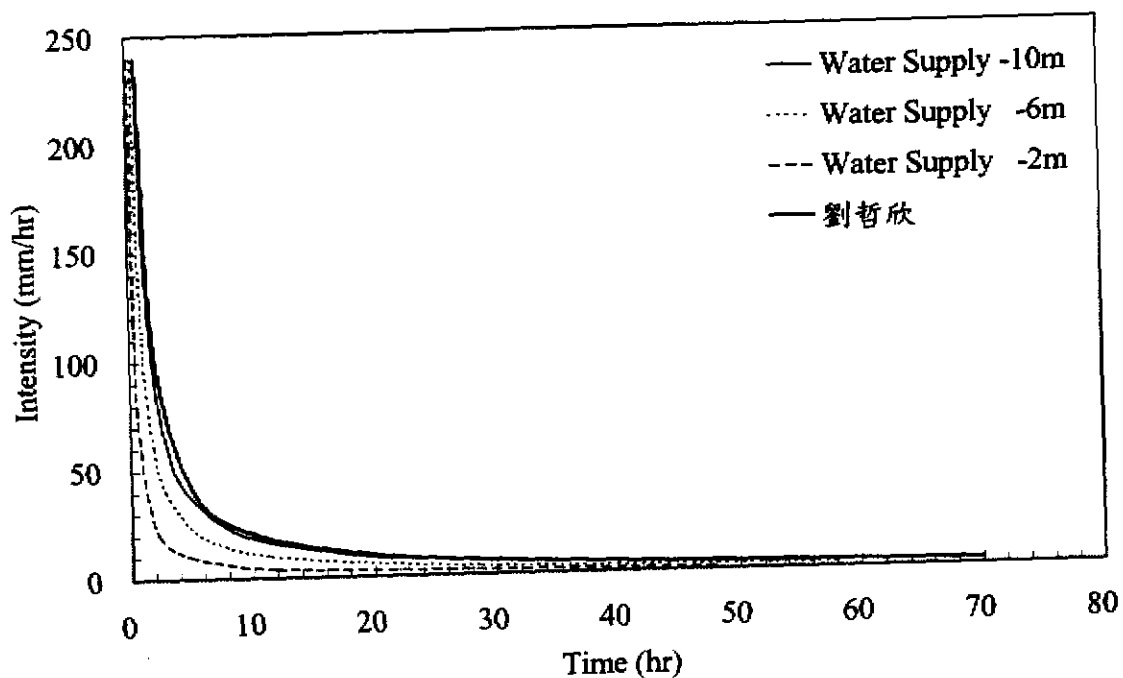


(b) 豐丘地區

圖 5.28 臨界降雨線之比較 (二)



(a) 神木地區



(b) 豐丘地區

圖 5.29 臨界降雨線之比較 (三)

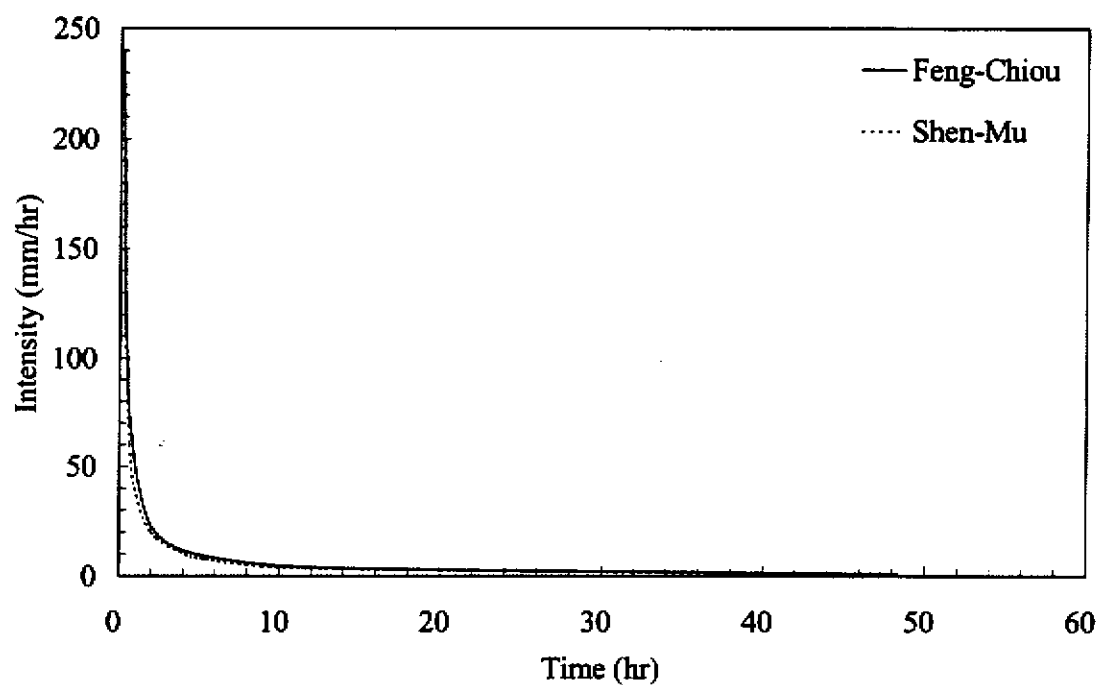


圖 5.30 豐丘地區與神木地區之臨界降雨線

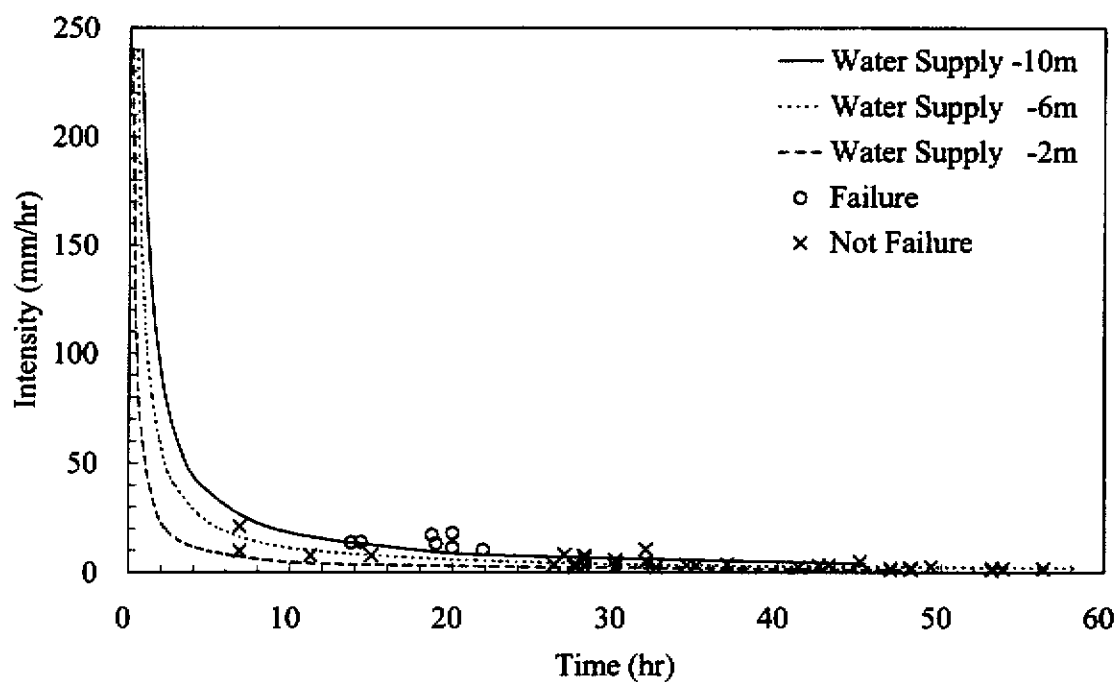


圖 5.31 豐丘地區之臨界降雨線

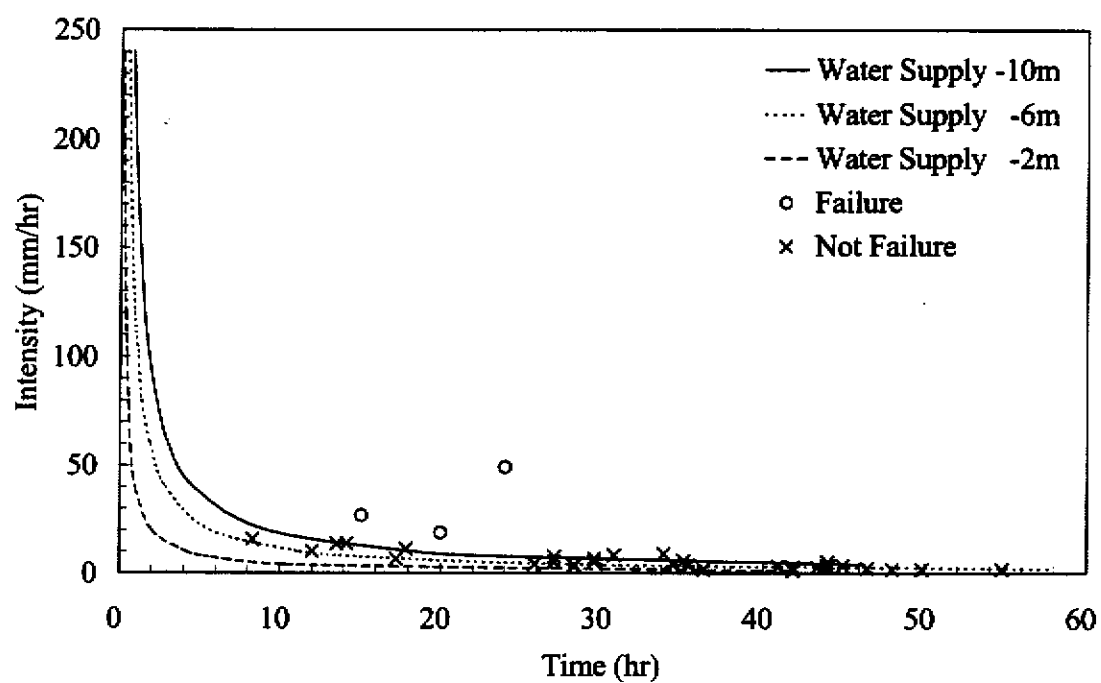


圖 5.32 神木地區之臨界降雨線