

國立交通大學
土木工程學系碩士班

碩士論文

崩積層之類併構岩材料力學行為與模式
-以梨山地滑區為例



The Resembled Bimrock Mechanical Behavior of Colluvial Materials
– Li-Shan Landslide Area as an Example

研究生：謝孟修

指導教授：潘以文 博士

中華民國九十六年七月

崩積層之類併構岩材料力學行為與模式-以梨山地滑區為例

The Resembled Bimrock Mechanical Behavior of Colluvial Materials
– Li-Shan LandSlide Area as an Example

研究生：謝孟修

Student: Meng-Hsiu Hsieh

指導教授：潘以文 博士

Advisor: Dr. Yii-Wen Pan

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文



A Thesis
Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
In Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master
in
Civil Engineering

July 2007

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年七月

積層之類併構岩材料力學行為與模式-以梨山地滑區為例

學生：謝孟修

指導教授：潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

本研究以梨山地滑區為研究場址，該地滑區之崩積層屬於「滑移型」。崩積層之組成相當複雜，由軟弱的沈泥質黏土至堅硬的新鮮岩盤均屬於其範疇。由於其組構行為複雜，常具不均質性，未必適合以一般土讓或岩石之行為視之，本研究借用「併構岩」的名稱來描述其組成，針對崩積層內類併構岩之行為，藉數值模擬進行「虛擬力學試驗」，進而歸納討論類併構岩之力學行為與性質。

梨山地滑區的類併構岩中岩塊與基質的強度與勁度的差異性極大，與以往其他學者所研究之併構岩材料間的差異性有甚大差距，因此其力學行為也與他人針對併構岩之研究結果不盡相同。本研究為確保所建立之模擬類併構岩試體的合理性，先以他人所製作人造併構岩之材料參數植入此研究所建立之模擬試體再與他人三軸試驗結果比對，確認所得趨勢相似度高，確立所建立之類併構岩模擬基本符合實際狀況。待確認模擬合理性後，本研究探討一些影響併構岩行為之重要參數：藉由虛擬力學試驗模擬所得之三軸試驗結果差異，分析岩塊體積比、岩塊傾角及岩塊長短軸比對力學行為與性質之影響趨勢。研究結果顯示：(1)試體整體強度及強度參數隨岩塊體積比增加而遞增，(2)岩塊傾角明顯影響試體力學行為的異向性，及(3)岩塊長短軸比則對於力學行為只有些微影響。本研究並討論崩積層試體尺寸對試體個別力學試驗結果變異性的影響，可發現當試體尺寸越大各試體間力學行為差異越小，當試體尺寸趨近於代表單元體積(representative elemental volume, REV)時，試驗結果漸趨於一致。

本研究並嘗試比較需虛擬力學試驗與實際實驗之結果，檢視兩者差異

性，以供將來若室內實驗無足夠資料點可作分析時，或可透過虛擬力學試驗結果經修正預測值後提供參考實驗點，可能彌補現地取樣困難之問題。

關鍵字：崩積層、併構岩、數值模擬、力學模式、虛擬力學試驗



The Resembled Bimrock Mechanical Behavior of Colluvial Materials

– Li-Shan Landslide Area as an Example

Student : Meng-Hsiu Hsieh

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

The Li-Shan landslide region was adopted as an investigated site in this study. This region contains sliding-type colluvium; the colluvium is composed of hard rock and soft clay, which can be considered as a complicated composite geomaterial to be described as a “Blocks-in-matrix (Bimrock)” material. This study aims to model and analyze the mechanical behavior of colluvial materials as “resembled bimrock”.

Unlike the bimrock materials studied by previous researchers, the strengths and stiffness of the rock blocks and matrix of the Li-Shan’s colluvium are quite different. As a result, the nature of the colluvial mechanical behavior is very different from the bimrock materials studied by others. Numerically simulated results of bimrock model were compared with the laboratory tested results of artificial bimrock specimens carried out by others to verify the appropriateness of the numerical model. After verification, this study carried out a series of numerical simulation as virtual mechanical tests and looked into the important factors that affect the mechanical properties of the colluvial as resembled bimrock. Factors taken into account include rock-block ratio, rock-block inclination, and rock-block aspect ratio. It was found that, for the modeled resembled bimrock: (1) the strength increases with the increasing block ratio, (2) rock-block inclination results in the anisotropy of mechanical behavior and properties, and (3) the rock-block aspect ratio only has a minor influence on the mechanical behavior/properties. In addition, the effect of specimen size on the mechanical behavior/properties of colluvium was also evaluated through a series of virtual mechanical tests. It was found the variation of mechanical behavior tends to converge as the specimen size approaching to a representative elemental

volume (REV).

Attempt was also made to compare the simulated results of colluvium as a resembled bimrock with the data of laboratory tested results. Due to the inevitable difficulties of obtaining identical colluvium specimens for laboratory tests, it may be possible to adopt virtual mechanical tests to complement insufficient data of laboratory tests, provided an appropriate calibration is made.

Keywords: Colluvium; Bimrock; Numerical simulation; Mechanical behavior; Virtual mechanical test



誌謝

本論文承蒙指導教授 潘以文博士在學生研讀期間悉心指導與多方啟發，並教導作學問應有的態度以及適時給予鼓勵與包容，使本論文能順利完成學生在此致上由衷的感謝與萬分的敬意，口試期間感謝恩師費心審閱並提供寶貴意見特別敬上萬分謝意。

另外於口試期間幸蒙 古志生副教授、王承德副教授、吳博凱助理教授以及 吳建宏助理教授給予諸多的建議及許多錯誤的指正，使本論文趨於更加完善嚴謹，特於此表示由衷的感謝與致意。

求學期間，承蒙 廖志中教授、黃安斌教授、方永壽教授、單信瑜教授以及 林志平教授在課堂學識上的指導，致上感恩的心。

另外感謝研究所一起同甘共苦同學，尤其是一起在梨山上度過 35 天的同學唐偵國與羅文驤，以及所有大地組學弟特別是張永奇學弟在我論文做到分身乏術時及時的給予我支援，也感謝前期研究的黃玉霖、賴忠良、劉盛華學長提供我們很多需要的參考資料，以及為我們進一步研究打下好基礎。大地組所有的同學、學長和學弟感謝大家陪我度過兩年快樂的研究生涯。

最後感謝永遠都支持著我的父母及妹妹謝謝他們在精神與生活上的支持與鼓勵讓我生活無虞並給我良好教育，求學期間常常無法幫忙家裡諸多事情家人也總是體諒著我，真的很感謝也很感動。

歷經兩年研究所生涯所學得的不僅是研究的方法更重要的是做學問的態度，以及勇於面對問題解決問題，也謝謝自己所做的正確決定。

目錄

第一章 前言	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究內容、方法與流程	2
第二章 文獻回顧	6
2.1 崩積層型態與特性	6
2.2 梨山地區試驗場址之環境與地滑特性	7
2.2.1 梨山地區背景	7
2.3 梨山地滑地區以往相關研究	12
2.3.1 梨山崩積層材料分類	12
2.3.2 梨山崩積層依材料力學行為分類	13
2.3.3 前人研究成果	15
2.3.4 討論	23
2.4 崩積層材料特性與力學行為模式	24
2.4.1 併構岩之簡介與特性	24
2.4.2 併構岩之定義與劃分	25
2.4.3 併構岩之力學性質相關研究	29
2.4.4 併構岩之強度異向性研究	34
2.4.5 併構岩岩塊含量對邊坡安全係數之影響	37
2.4.6 高度風化岩體力學行為模式	40
2.4.7 破碎岩體力學行為模式	40
2.4.8 含規則弱面力學行為模式	43
2.5 併構岩之岩塊材料體積比量測	49
2.5.1 單位重法	50

2.5.2 影像處理法.....	50
2.5.3 掃瞄線法	52
2.6 崩積層邊坡之數值模擬案例.....	55
2.6.1 數值模擬前人研究成果	55
2.6.2 討論	65
第三章 鑽探取樣併構岩分類與統計	66
3.1 鑽探地點規劃.....	66
3.2 梨山地滑區類併構岩分類準則.....	68
3.3 鑽探岩心併構岩判釋及統計.....	70
3.3.1 併構岩鑽探岩心圖	70
3.3.2 併構岩之岩塊體積比量測方式	76
3.3.3 併構岩岩心統計.....	77
3.4 模擬併構岩試體參數及組構方式之選定	81
3.4.1 模擬併構岩試體岩塊尺寸之選定	81
3.4.2 模擬併構岩試體岩塊形狀之選定	81
3.4.3 模擬併構岩試體材料參數之選定.....	84
第四章 模擬併構岩試驗方法及流程	86
4.1 模擬及分析工具	86
4.2 模擬併構岩試體之建立	87
4.2.1 網格建立	87
4.2.2 邊界條件設定.....	87
4.2.3 併構岩試體產生方式.....	88
4.2.4 模擬三軸試驗加載方式	91
4.2.5 模擬岩塊的尺寸與排列方式及試體岩塊的產生	91
4.3 考慮模擬試體非連體行為.....	92

4.3.1 加入介面材料.....	92
4.3.2 模型驗證	93
4.4 模擬規劃.....	94
4.4.1 模擬併構岩試體流程.....	97
4.4.2 模擬漸變帶併構岩岩塊體積比差異.....	98
4.4.3 模擬漸變帶併構岩岩塊角度差異.....	98
4.4.4 模擬漸變帶併構岩岩塊長短軸比差異.....	100
4.4.5 模擬崩積土併構岩岩塊體積比差異.....	101
4.4.6 討論試體尺寸對併構岩試體力學行為變異性的影響	102
4.5 模擬試驗與實際三軸試驗的結合.....	102
第五章 結果與討論	106
5.1 驗證模型.....	106
5.1.1 驗證結果-Lindquist (1994) 之材料參數	108
5.1.2 驗證結果-梨山地滑區之材料參數	112
5.1.3 驗證結果討論.....	114
5.2 漸變帶併構岩模擬結果	116
5.2.1 岩塊體積比差異影響.....	122
5.2.2 岩塊角度差異影響.....	125
5.2.3 岩塊長短軸比差異影響	128
5.2.4 漸變帶併構岩模擬結果討論	131
5.3 崩積土併構岩模擬結果	133
5.3.1 岩塊體積比差異影響.....	135
5.3.2 崩積土併構岩模擬結果討論	142
5.4 試體尺寸對併構岩試體力學行為變異性探討	143
5.4.1 放大之試體尺寸與試體岩塊分佈情況.....	144

5.4.2 試體尺寸對於力學行為差異性影響結果	146
5.5 模擬試驗與實際三軸試驗的比對	152
5.5.1 模擬試驗與實際三軸試驗的結合成果討論	156
第六章 結論與建議	161
6.1 結論	161
6.2 建議	163
參考文獻	167



圖目錄

圖 1-1 研究流程圖	4
圖 1-2 模擬併構岩試體流程.....	5
圖 2-1(A)岩塊堆積崩積層(B)土石混合堆積崩積層(C)岩層滑動崩積層	6
圖 2-2 梨山地滑區地理位置圖	9
圖 2-3 梨山地區區域地質圖	12
圖 2-4 第一類：灰色黏土夾灰色板岩顆粒.....	13
圖 2-5 第二類：破碎板岩岩體.....	14
圖 2-6 第三類：灰色板岩內含有節理(節理厚度不可忽略).....	14
圖 2-7 第四類：灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略).....	15
圖 2-8 崩積土直接剪力試驗結果細料含量(F)與凝聚力(C)之關係	16
圖 2-9 崩積土直接剪力試驗結果細料含量與內摩擦角之關係.....	17
圖 2-10 中橫公路台七甲線 72K+500M 地形圖	19
圖 2-12 台七甲線 73K 地表位移樁滑動方向	22
圖 2-13 台七甲線 73K 邊坡穩定分析.....	23
圖 2-14 FRANCISCAN MELANGE 露頭在不同的尺度下粒徑分布狀況.....	26
圖 2-15 不同尺度下岩塊粒徑分布曲線.....	27
圖 2-16 不同取樣面積內顆粒粒徑累積分布圖	27
圖 2-17 不同取樣樣面積岩塊粒徑對取樣面積平方根正規化後出線機率分 布圖	28
圖 2-18 岩塊粒徑對最大岩塊正規化後出現岩塊數量與體積累積分布圖	28
圖 2-20 凝聚力與不同岩塊體積比關係圖.....	30
圖 2-21 內摩擦角增量與不同岩塊體積比關係圖	31
圖 2-22 混成岩破壞模態	31
圖 2-23 破壞強度與不同岩塊體積含量關係圖.....	32

圖 2-24 楊氏模數與不同岩塊體積含量關係圖.....	33
圖 2-25 凝聚力與不同岩塊體積含量關係圖.....	33
圖 2-26 內摩擦角與不同岩塊體積含量關係圖.....	34
圖 2-27 試體示意圖.....	35
圖 2-28 體積比 20%試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值.....	35
圖 2-29 體積比 40%試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值.....	36
圖 2-30 不同圍壓下體積比 20%試體之異向性指標 K.....	36
圖 2-31 不同圍壓下體積比 40%試體之異向性指標 K.....	37
圖 2-32 岩塊體積比 50%之邊坡與純基質邊坡破壞面差異.....	38
圖 2-33 岩塊體積比 20%之崩積層邊坡與純基質邊坡破壞面差異.....	39
圖 2-34 各種不同岩塊體積比時邊坡之安全係數與僅為純基質時之邊坡安 全係數正規化之值關係圖.....	39
圖 2-35 橫向等向性岩體.....	45
圖 2-36 兩組不可忽略節理厚度之岩體：(A)具有兩組節理之物質(B)具有第 二組節理之等效物質.....	47
圖 2-37 各種灰階門檻值決定方法示意圖.....	52
圖 2-38 利用掃瞄線法量測不同岩塊體積比之橫向等向性複合岩體.....	53
圖 2-39 利用掃瞄線法量測岩塊粒徑分佈與實際粒徑分佈曲線之比較....	54
圖 2-40 利用掃瞄線法量測岩塊體積比不確定因子與體積比及取樣深度之 關係曲線.....	54
圖 2-41 重力平衡後邊坡剪應變增量.....	59
圖 2-42 自由水位下邊坡之剪應變累積.....	59
圖 2-43 各層分區圖.....	61
圖 2-44 加入地下水位影響後之不平衡力圖.....	63
圖 2-45 將整體安全係數調至 $FS=0.74$ 時之不平衡力圖.....	63

圖 2-46 將整體安全係數調至 $FS=0.74$ 時之位移圖	64
圖 2-47 將整體安全係數調至 $FS=0.74$ 時之剪應變累積增量圖	64
圖 3-1 梨山地滑區滑動體示意圖	67
圖 3-2 本年度鑽探孔位示意圖	67
圖 3-3 梨山崩積層鑽孔岩心照片 (崩積土層內之併構岩)	69
圖 3-4 梨山崩積層鑽孔岩心照片 (漸變帶內之併構岩)	69
圖 3-5 鑽探岩心圖崩積土併構岩 N-1 2.25~2.6 M.....	70
圖 3-6 鑽探岩心圖崩積土併構岩 N-1 4.35~4.6 M.....	71
圖 3-7 鑽探岩心圖崩積土併構岩 N-2 12.4~12.9 M 及 N-2 13.3~13.7 M....	71
圖 3-8 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-1 6.35~6.7 M.....	71
圖 3-9 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-1 14.45~14.7 M.....	72
圖 3-10 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-2 8.4~8.7 M 及 X-2 9.1~9.35 M.....	72
圖 3-11 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-2 12.05~12.35 M.....	72
圖 3-12 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-3 4.35~4.5 M.....	73
圖 3-13 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-3 9.05~9.3 M.....	73
圖 3-14 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 N-1 22.1~22.45 M.....	74
圖 3-16 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 N-2 46.5~46.98 M.....	74
圖 3-17 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 X-1 20.5~20.9 M.....	75
圖 3-18 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 X-2 14~14.3 M.....	75
圖 3-19 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 X-3 17.35~17.6 M.....	75
圖 3-20 N-2 52.4~52.6M 岩心 2D 影像分析	76
圖 3-21 面積比與實際溼篩後體積比比較	77
圖 3-22 崩積土及漸變帶岩塊體積比出現機率	79
圖 3-23 崩積土內併構岩岩塊形狀概況	82
圖 3-24 漸變帶內併構岩岩塊形狀概況	82

圖 3-25 數值模擬併構岩岩塊網格形狀及長短軸比.....	83
圖 4-1 FLAC 程式運算	86
圖 4-2 模擬併構岩試體邊界條件.....	88
圖 4-3 模擬併構岩地層	89
圖 4-4 擷取所需要試體尺寸.....	90
圖 4-5 模擬鑽孔方式所得到試體.....	90
圖 4-6 併構岩試體材料	93
圖 4-7 模擬併構岩試體流程圖.....	97
圖 4-8 岩塊具方向性不同體積比併構岩試體	98
圖 4-9 岩塊具不同方向性體積比 45%併構岩試體 (一)	99
圖 4-10 岩塊具不同方向性體積比 45%併構岩試體 (二)	100
圖 4-11 岩塊具方向性不同長短軸比體積比 45%併構岩試體.....	101
圖 4-12 室內試驗試體環向攝影展開圖(工研院 鑽孔 AH-1 37.55~37.75 M)	104
圖 4-13 根據室內試驗試體模擬相同併構岩試體.....	105
圖 4-14 環向圖切為三顆平面試體模擬.....	105
圖 5-1 LINDQUIST(1994)人造併構岩試體與驗證模型試體.....	107
圖 5-2 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 C 值之影響趨勢	110
圖 5-3 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 角之影響趨勢	110
圖 5-4 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 C 值之影響趨勢	111
圖 5-5 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 角之影響趨勢	111
圖 5-6 岩塊體積比對併構岩試體 C 值之影響趨勢 (梨山地滑區參數)	113
圖 5-7 岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 角之影響趨勢 (梨山地滑區參數)	113
圖 5-8 試體不同岩塊體積比剪應變圖 (LINDQUIST 材料參數)	115
圖 5-9 試體不同岩塊體積比剪應變圖 (梨山地滑區材料參數)	116
圖 5-10 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊體積比.....	118

圖 5-11 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊傾角 (一)	119
圖 5-12 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊傾角 (二)	120
圖 5-13 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊長短軸比	121
圖 5-14 岩塊體積比對軸差應力之影響趨勢	123
圖 5-15 岩塊體積比對 C 值之影響趨勢	123
圖 5-16 岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢	124
圖 5-17 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (指數座標)	124
圖 5-18 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (無包含岩塊)	125
圖 5-19 岩塊體傾角度對軸差應力之影響趨勢	126
圖 5-20 岩塊傾角對 C 值之影響趨勢	126
圖 5-21 岩塊傾角對 ϕ 角之影響趨勢	127
圖 5-22 岩塊體傾角度對 E 值之影響趨勢	127
圖 5-23 岩塊長短軸比值對軸差應力之影響趨勢	129
圖 5-24 岩塊長短軸比值對 C 值之影響趨勢	129
圖 5-25 岩塊長短軸比值對 ϕ 角之影響趨勢	130
圖 5-26 岩塊長短軸比值對 E 值之影響趨勢	130
圖 5-27 崩積土併構岩模擬試體不同岩塊體積比	134
圖 5-28 岩塊體積比對軸差應力之影響趨勢	136
圖 5-29 岩塊體積比對 C 值之影響趨勢	137
圖 5-30 岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢	137
圖 5-31 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (指數座標)	138
圖 5-32 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (無包含 100% 岩塊)	138
圖 5-33 岩塊體積比 30% 各試體不同圍壓下之應力應變曲線	139
圖 5-34 岩塊體積比 45% 各試體不同圍壓下之應力應變曲線	140
圖 5-35 岩塊體積比 60% 各試體不同圍壓下之應力應變曲線	141

圖 5-36 不同尺寸之併構岩試體 (一)	145
圖 5-37 不同尺寸之併構岩試體 (二)	145
圖 5-38 100×200 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線	147
圖 5-39 141×282 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線	148
圖 5-40 200×400 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線	149
圖 5-41 400×800 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線	150
圖 5-42 試體尺寸與最大誤差量趨勢圖	152
圖 5-43 室內試驗試體環向攝影展開圖 (工研院 鑽孔 AH-1 37.55~37.75 M)	154
圖 5-44 模擬 AH-1 37.55~37.75 M 之試體圖	154
圖 5-45 室內試驗試體環向攝影展開圖 (N2 52.4 ~ 52.6M)	155
圖 5-46 模擬 N2 52.4 ~ 52.6M 之試體圖	155
圖 5-47 模擬 AH-1 37.55~37.75 M 試體之軸差應力與應變曲線	158
圖 5-48 室內三軸試驗後 AH-1 37.55~37.75 M 試體破壞圖	158
圖 5-49 模擬 AH-1 37.55~37.75 M 試體剪應變合成圖	159
圖 5-50 模擬 N2 52.4 ~ 52.6M 試體軸差應力與應變曲線	159
圖 5-51 室內三軸試驗後 N2 52.4 ~ 52.6M 試體破壞展開圖	160
圖 5-52 模擬 N2 52.4 ~ 52.6M 試體剪應變合成圖	160

表目錄

表 2-1 山崩之分類.....	6
表 2-2 岩心分類方法.....	13
表 2-3 直接剪力試驗結果.....	18
表 2-4 三軸 SCU 試驗結果.....	18
表 2-5 各土層剪力強度試驗結果.....	21
表 2-6 不同岩石之材料參數 M 、 S 值.....	42
表 2-7 數值模擬使用參數表.....	56
表 2-8 邊坡穩定分析參數建議表.....	57
表 2-9 分層相對深度及種類.....	60
表 2-10 AA、BB、CC 及 DD 層數值模擬參數輸入值.....	61
表 3-1 梨山崩積層內具代表併構岩其組成岩塊體積比關係表.....	80
表 3-2 模擬併構岩選定之材料參數.....	85
表 5-1 模擬 LINDQUIST (1994) 人造併構岩之材料參數.....	107
表 5-2 模擬梨山地滑區併構岩之材料參數.....	108
表 5-4 漸變帶併構岩材料參數.....	117
表 5-5 崩積土併構岩材料參數.....	134
圖 5-14 崩積土併構岩模擬試體不同岩塊體積比.....	134

第一章 前言

1.1 研究動機與目的

崩積層材料組成複雜且不規則，加上曾經過坍塌、重組、與堆積，材料間組成鬆散導致強度低、變形性高且穩定性差，故經常造成各類工程或土地利用之困擾。崩積層的材料變異性大，組成材料可以由軟弱的強風化黏土，一直到堅硬高強度的新鮮岩盤，亦包含同時由堅硬的岩塊與軟弱的黏土共同組成的複合性材料。而崩積土層組成較不規則，組成顆粒大小懸殊，不均質性高，其組成材料可能從近似原來大規模滑動前岩體的材料、到大塊石、到細粒土壤都有可能，依其岩塊與軟弱黏土相對組成情況下可以視為鬆動的破碎岩體、岩塊與黏土複合性顆粒材料甚至如同不均勻的土壤。本研究即以梨山崩積層地滑區為例，探討其類似併構岩之力學行為與性質。

梨山為國內超大型崩積層地滑區之一，其長期與持續地邊坡不穩定情形，長久來一直廣受學界與工程界的憂慮與關注。譬如民國 79 年 4 月間在連續降雨後，台七甲線 73K 發生路基邊坡破壞，造成交通中斷，並有建築物連帶嚴重下陷與龜裂之情形。隨後政府投入大量的人力及經費，於各年度依規劃方案進行整治工作及地滑監測，以期減緩邊坡滑動現象。在逐年實施之整治工程作用下，近年來雖經歷多次颱風及大雨侵襲下，已較少邊坡滑動破壞之情形發生，但由近年地滑監測結果顯示，滑動體其實仍持續緩慢變形中。

過去的許多研究，對於梨山崩積層材料的性質，一般大略將其區分為崩積土、風化性的板岩、新鮮的岩盤....等等幾個類型，僅以幾個基本的均值參數及簡化的模式，籠統地概括地層的性質。而對於崩積層內的複合性顆粒

材料，過去亦有不少研究，但由於其材料的組合條件複雜，故大多均以類似現象學的角度僅對此種材料給予定性的描述，而尚難以能做到具體的定量分析。本研究以梨山崩積地滑區作為試驗場址，延續賴忠良（2006）對『滑移型地滑區之崩積層』論文研究中，對此類之崩積層材料特性與行為之分類，再進一步將其中行為較複雜的複合性顆粒材料作數值的模擬實驗與實際的室內試驗對照，並彌補現地取樣困難因而室內實驗無法有足夠試體做出具有代表性結果的困擾，嘗試以數值實驗的方式探討導致其複雜力學行為的影響參數，試圖將其複雜行為簡化為等值均質化材料之行為，並嘗試量化預測其重要之力學參數，期望能有助於對崩積層邊坡滑動特性之瞭解。

1.2 研究內容、方法與流程

本研究以梨山崩積地滑區作為試驗場址，先針對該地滑區相關文獻加以整理、監測資料及調查報告的收集與整理，再根據鑽孔岩心瞭解地滑內各層地質的組成，依其風化程度與相似的力學行為做分類。

為獲得更多所需資料，以利對崩積層內組成岩體作更細部分類、統計及歸納，本研究結合同期與前一年相關論文研究，於場址完成一系列鑽探取樣與孔內影像判識，便於針對崩積層內複合性顆粒材料做岩塊體積比的量測與歸納。

由一系列鑽探所得之岩心與判釋結果，再針對複合性顆粒材料（本文以類『併構岩』視之，併構岩之具體定義請見第二章）的區段作影像分析統計其組成的岩塊體積比。整合賴忠良（2006）與本研究歸納的結果將試驗區地層材料區分為四大類，第一類屬於複合性顆粒材料材料，因其同時具有岩塊與軟弱基質的部分性質，實際力學行為受岩體內岩塊的體積比、角度、尺寸等因素控制，但整體行為仍可視為具彈塑性行為，可採用摩爾-庫倫的彈塑性模式，先以數值模擬『虛擬力學實驗』的方式，就各影響因素作定量的探討，再將所得結果轉換為均質化的材料參數，進而可採常用之摩爾-庫倫彈

塑性模式模擬之；第二類屬於軟弱黏土，其行為如土壤般，故可直接採用摩爾-庫倫的彈塑性模式；第三類屬於破碎岩體，材料本身具有極高密度節理面，其行為可模擬為彈-塑性體，可採用彈塑性力學模式，破壞準則可考慮採用摩爾-庫倫準則或 Hoek-Brown 準則；第四類屬於新鮮的岩盤完整內含數組規則化弱面，本身具有近彈性體的特性，可採用摩爾-庫倫的彈塑性模式，有規則化節理時則使用等值異向性彈性岩體力學模式。

本研究主要針對併構岩力學行為最為複雜卻也最具代表性的複合性顆粒材料作模擬及分析，針對此種材料內幾種明顯可看出其差異的性質以數值模擬三軸實驗的方式模擬出不同狀況下之試體其力學行為，將類似行為的試體作統計歸納，找出主要的影響因素。本研究之相關流程如圖 1- 1，模擬併構岩試體流程如圖 1- 2。除本章以外，第二章為相關之文獻回顧。第三章為鑽探取樣併構岩分類與統計。第四章為併構岩模擬流程及項目。第五章為結果與討論。第六章為本研究的結論與建議。



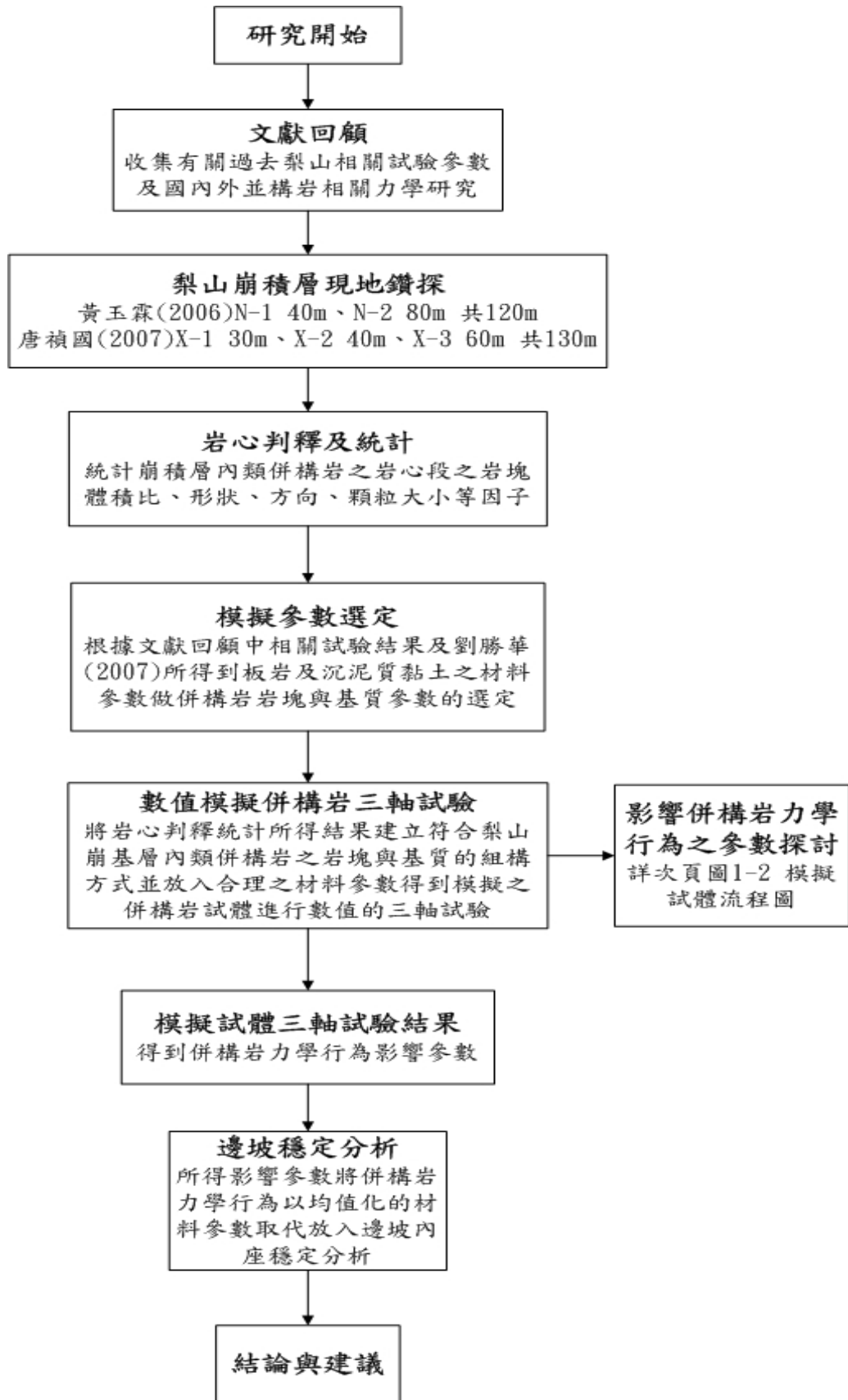


圖 1-1 研究流程圖

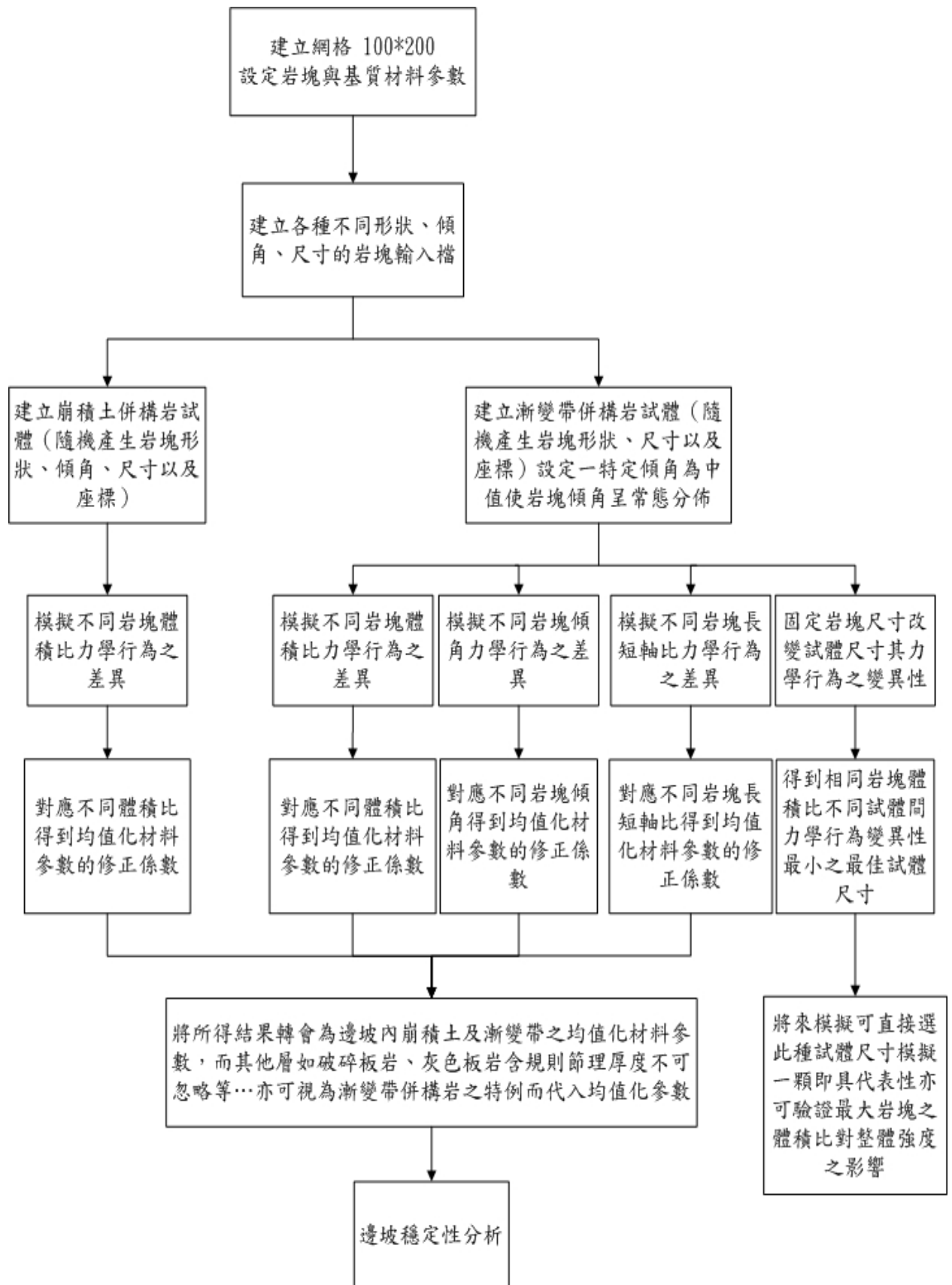


圖 1-2 模擬併構岩試體流程

第二章 文獻回顧

2.1 崩積層型態與特性

崩積層之特性與山崩種類關係密切。山崩種類依移動方式及移動物質之不同加以分類如表 2-1 (Varnes,1978)。

表 2-1 山崩之分類(Varnes, 1978)

移動方式		移動物質		
		岩石	土壤	
			粗粒	細粒
墜落		岩石墜落	土石墜落	土泥墜落
傾翻		岩石傾翻	土石傾翻	土泥傾翻
滑動	旋滑	岩石崩移	土石崩移	土泥崩移
	平滑	岩層滑動 岩石滑動	土石塊滑動 土石滑動	土泥塊滑動 土泥滑動
側滑		岩石側滑	土石側滑	土泥側滑
流動		岩石流動	土石流動	土泥流動

按山崩型態與堆積材料特性將崩積層分為三類：(1)岩石墜落或傾覆所形成之岩塊堆積崩積層；(2)土石崩移或滑動所形成之土石混合堆積崩積層；以及(3)岩石崩移或岩層滑動所形成之岩層滑動崩積層，三類崩積層之示意圖如圖 2-1。(董家鈞、楊賢德，2001)



圖 2-1(a)岩塊堆積崩積層(b)土石混合堆積崩積層(c)岩層滑動崩積層(董家鈞、楊賢德，2001)

鈞、楊賢德，2001)

(1) 岩塊墜落或傾覆-岩塊堆積崩積層

因岩石墜落或傾覆型山崩機制所形成之崩積層(圖 2-1(a))，規模較小，泥質含量低，岩塊間相互接觸而填充少量之土壤。此類崩積層多分佈於節理發達之陡坡坡址。

(2) 土石崩移或滑動-土石混合堆積崩積層

土石崩移或滑動易形成土石混合堆積崩積層(圖 2-1(b))。土石混合堆積之崩積層屬基質支持。此類崩積層與降雨所造成之地下水升高關係密切。

(3) 順向坡岩石滑動-岩層滑動崩積層

屬岩層滑動之崩積層堆積，此類崩積層應屬原邊坡發生順向滑動後堆積之岩層(圖 2-1(c))。此類崩積層不易由鑽探柱狀圖探知，因崩積地層層面多與斜坡坡面相同，故若有透水岩層上覆不透水岩層，則極易形成受壓水層，造成崩積層之穩定性降低。此類之崩積層移動方式應以潛變為主，由調查發現此類崩積層之上邊坡亦仍有高滑動潛能。

2.2 梨山地區試驗場址之環境與地滑特性

本研究以梨山崩積地滑區作為試驗場址，本節針對該地滑區，做相關文獻、監測資料及調查報告的收集與整理。

2.2.1 梨山地區背景

(1) 地理位置及交通

梨山位於台中市之東北東約 100 公里之中央山脈中，標高 1950 公尺，為中部橫貫公路與宜蘭支線的交會點，是中橫公路位於山區之重鎮，設籍人口約 2000 人，種植溫帶水果與高冷蔬菜聞名，是臺灣著名的觀光勝地。民國 79 年 4 月 15 日，因連日降雨，發生地滑，涉及面積達 230 公頃，導致宜蘭支線路基坍塌，交通中斷，同時亦造成梨山賓館、國民旅舍與公路局車站

等重要建築物的破壞，使政府與民間多年經營之觀光勝地，一夕成為危險地區，震驚全國。

中橫公路主幹線(台八線)西起台中縣東勢鎮，沿大甲溪河岸經和平、谷關及德基水庫以後，公路即蜿蜒崎嶇進入高山峻嶺之中央山脈地區，東行至梨山，長 82 公里，爾後台八線續向東爬昇翻越大禹嶺可抵花蓮，長 137 公里；支線台七甲折向東北，經思源啞口可達宜蘭，長 112 公里，兩線均為柏油路，且皆有台汽客運班車通行，係貫穿台灣東西向之交通要道，對於梨山附近山區居民之對外聯絡與農產品運輸、旅遊觀光事業發展等，亦扮演相當重要之角色(圖 2-2)。九二一地震當時，梨山雖幸而無恙，但是中橫公路上谷關至德基路段嚴重坍方，後經重新修築卻又遭遇 72 水災破壞，使得梨山進出中部必須繞行大禹嶺、合歡山，經霧社、埔里才能抵達梨山。梨山賓館圓環區，因中橫的開通而繁榮，因中橫的中斷而沒落，若說中橫是梨山的命脈，實不為過。





圖 2-2 梨山地滑區地理位置圖(工研院，2005)

(2)地形與地質

梨山地層滑動區位於中央山脈西翼。地勢標高 1800 公尺至 2100 公尺之間，一般地勢由南向北遞減，終沒入德基水庫。沿大甲溪兩岸有呈東北-西南走向，坡度為 $15^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 之山脊呈相互交錯排列。

梨山附近之地形由陡峭、緩坡及數個(段)平坦面所構成，陡坡地帶乃基岩之侵蝕地形，淺薄的表土分佈其上(可見侵蝕溝)。緩坡則可分為上方有滑落崖者及上方無滑落崖者兩種，均屬地滑地之地形。平坦面由河床至山頂之間可大致分成三段，乃河階台地面(段丘面)。

本區內有兩條主要溪流，依河流切割侵蝕型態，近大甲溪處應屬壯年期

之河谷地形下切作用顯著，河谷兩岸偶有岩盤裸露且坡度亦較陡。山腰佈著狀的大小丘陵地，但在河谷上部接近山脊處，偶顯能老年期形特徵，留有侵蝕或沉積的遺跡。

根據地質調查結果，推測本區在過去曾發生過大規模的岩盤地滑形成目前所見，在梨山賓館後方(南側)的馬蹄形陡坡(古滑落崖)下之凹地內，有一向北延伸出之平緩山脊(古滑動體)，而呈凸狀台地型之地滑地形。古滑動體的材料原來較為新鮮或弱風化之板岩，因地層滑動而較周圍破碎，因此易受地表水、地下水、或降雨滲透而風化或黏土化。

梨山地滑區位於大甲溪之源頭區，源頭區之重要支流如合歡溪、南湖溪等即在梨山、松茂附近會合後進入大甲溪，由於梨山地區之地層是以廬山層之板岩為主，因板岩之岩質較為軟弱，劈理發達，對侵蝕風化之抵抗力遠較出露於谷關至德基間之石英砂岩差，故河谷較開闊，河床亦較平坦，河谷兩岸之邊坡地形亦較平緩，而今比較平緩之坡地已被高度開發來種植果樹、蔬菜等。

在地質分區上，梨山地滑區位於中央山脈西翼之脊樑山脈帶之西側邊緣，出露地層屬第三紀中新世之廬山層，本層主要由黑色至深灰色硬頁岩(argillite)、板岩(slate)、千枚岩(phyllite)和深灰色砂岩互層所組成，偶有零星散佈之泥灰岩團塊；換句話說，就是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(何春蓀, 1986)(圖 2-3)。惟出露於本地滑區之岩層，僅為板岩一種，呈灰黑色，劈理發達。此外，由於地形陡峭與河谷解壓及地質構造、氣候等自然因素之影響，致使岩盤風化程度及岩層破碎程度均相當嚴重。依地質調查結果顯示，覆蓋於新鮮岩盤之滑動層主要由風化板岩塊、板岩細屑夾雜黏土質土壤所構成，組織不甚緊密，粒度分佈不均、膠結差、強度低、透水性極佳，但局部夾有黑色或黃棕色黏土夾層，其透水性差，阻隔地下水流向下滲流作用，形成棲止水，故整體而言，是屬於風化岩層地滑

或崩積土地滑形態。

梨山地滑區的地質構造相當複雜，可見到斷層和褶皺。斷層以逆衝斷層為主；褶皺在東邊以緊密的尖頂褶皺較為常見，部分則呈倒轉現象；在西邊則以開闊的不對稱褶皺較多。區內主要的斷層面和褶皺軸面大都向東南傾斜，顯示形成這些構造的應力主要都來自東南方向，應為板塊擠壓運動所造成。

(3)氣候

梨山山近 10 年來平均溫度約攝氏 13 度至 22 度之間，隨山岳標高而遞減。最冷 1、2 月約攝氏 6 度至 16 度之間，7、8 月溫度較高約在攝氏 17 度至 28 度。每年春、夏季(3 月至 9 月)雨量最多。10 月至翌年 2 月為乾季，雨量較少。相對濕度約在 75%至 80%之間。此外梨山早晚溫差大，年平均降雨量 2242 公釐，年平均降雨為 176 日降雨多集中於 5~9 月，佔全年雨量的 55.5%，5 月、6 月之月平均降雨量達 514 公釐，自 10 月至翌年的 2 月為乾季，雨量僅及年雨量之 20.2%，降雨量主要受台灣地區梅雨與颱風季節及本區地形所影響，使得本地區春夏季之雨量豐沛，秋冬季則雨量甚少，於 6 月至 9 月間曾多次發生暴雨，降雨量超過 100 公釐/日，大約一年中會有 7、8 次。

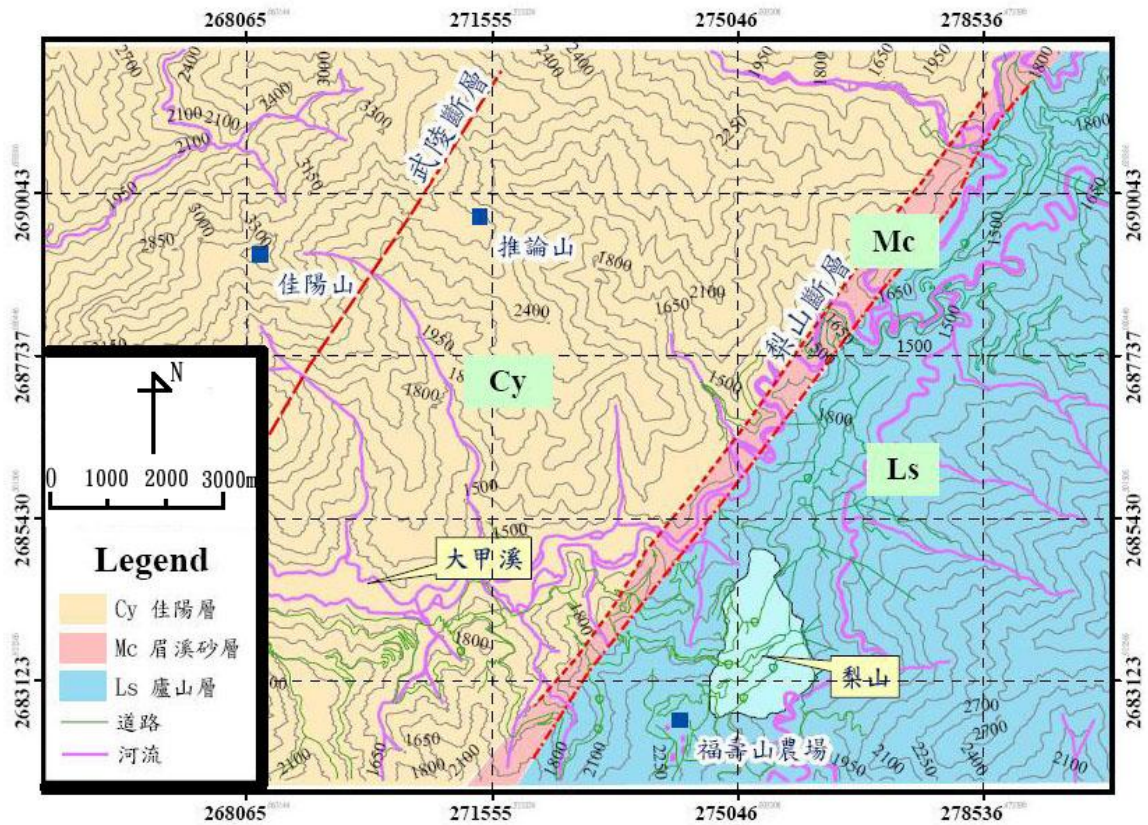


圖 2-3 梨山地區區域地質圖(劉岫雲，2003)

2.3 梨山地滑地區以往相關研究

2.3.1 梨山崩積層材料分類

黃玉麟(2006)由其所規劃之鑽孔 N-1 即 N-2 岩心資料經判釋歸納後，由地質材料、顆粒排列方式、弱面與裂隙、膠結充填物以及風化程度五項指標，提出針對梨山地區崩積地區之岩心分類方法如表 2-2。第一類灰色板岩夾黃色黏土(SY)主要分布在滑動體淺層靠近地表部分，位置位於地水位以上，黃色黏土可能為地表細料土壤順著地表水沿裂隙下滲而膠結於板岩裂隙之間；第二類灰色板岩夾灰色黏土(SG)，其板岩所夾之灰色黏土，應為原崩積物之母岩因風化作用而生；第三類灰色完整板岩(S)則為新鮮岩盤的部分；第四類灰色黏土夾灰色板岩碎屑(C)則為軟弱層，其可能為滑動面。

表 2-2 岩心分類方法

類別	代碼	岩心描述	說明
第一類	SY	灰色板岩夾黃色黏土	板岩顆粒排列整齊為 SY 板岩顆粒排列不整齊為 SY'
第二類	SG	灰色板岩夾灰色黏土	板岩顆粒排列整齊為 SG 板岩顆粒排列不整齊為 SG'
第三類	S	灰色板岩	完整板岩塊為 S 含節理面分佈則為 SJ
第四類	C	灰色黏土夾灰色板岩碎屑	
第五類	BF	回填土	

2.3.2 梨山崩積層依材料力學行為分類

賴忠良(2006)依照黃玉麟(2006)材料分類之準則進一步以材料之力學行為模式做為分類，如下所示。

第一類崩積層材料：灰色黏土夾灰色板岩顆粒(如圖 2-4 所示)

第一類材料屬於極軟弱的地質材料，由灰色黏土夾板岩顆粒所組成、偶夾一些石英顆粒，抗剪強度相當低。此層軟弱地質材料可視為軟弱夾心層，由於其材料性質軟弱明顯具彈塑性的特性，可視為土壤處理，其力學模式可採用摩爾-庫倫彈塑性模式。



圖 2-4 第一類：灰色黏土夾灰色板岩顆粒 (賴忠良，2006)

第二類崩積層材料：破碎板岩岩體 (如圖 2-5 所示)

第二類崩積層材料之材質屬於破碎的岩體材料，由灰色板岩及灰色黏土所組成，內含極高密度節理面，此類的地質材料，大都屬於強到中度風化性的板岩，因此多形成灰色板岩夾灰色黏土，板岩顆粒排列不規則性。此外因板岩乃經過原生岩石曾經過輕度至中度變質作用，造成礦物重新排列形成劈理面，承受到大地應力作用後，往往易形成整齊破碎的狀態。因此雖弱面上有些許灰色板岩夾灰色黏土，但是板岩塊片仍緊密排列整齊的存在。此類崩積層材料本身具有極高密度節理面，其行為可模擬為彈-塑性體，可採用彈塑性力學模式，破壞準則可考慮 Hoek-Brown 準則。



圖 2-5 第二類：破碎板岩岩體 (賴忠良，2006)

第三類崩積層材料：灰色板岩內含有節理(節理厚度不可忽略)(如圖 2-6 所示)

第三類崩積層材料屬於具有較完整的板岩塊，其力學行為主要受不連續面分布及不連續面間接觸機制控制。內部只具有幾組的節理存在，而節理面，大部分夾有灰色黏土，材質具有彈-塑性體加弱面的特性，可採用 PANDE(1993)組構性彈塑性力學模式 (如 PANDE，1993)。



圖 2-6 第三類：灰色板岩內含有節理(節理厚度不可忽略) (賴忠良，2006)

第四類崩積層材料：灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略)(如圖 2-7 所示)

第四類崩積層材料具有完整的板岩塊，其力學行為主要受不連續面分布及不連續面間接觸機制控制。內部只具有幾組的節理存在，而節理面厚度小到可以忽略或根本沒有。第四種崩積層材料，其由近彈性體之完整岩體再加上幾組的節理弱面(節理弱面可忽略)所組成，屬於新鮮岩盤，因此彈性範圍可採用如林建宏(1992)之異向性等值岩體力學彈性關係來描述屈服前之應力-應變關係。屈服後則採用 Hoek-Brown 或摩爾-庫倫岩石破壞準則。



圖 2-7 第四類：灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略) (賴忠良，2006)

2.3.3 前人研究成果

劉啟鋒(1990)研究中橫公路台七甲線 72K+500 處的崩積土坡穩定性之研究，利用明坑(A-1、A-2 崩積土)取樣與試井開挖取回現地土樣進行試驗；由於現地崩積土最大顆粒粒徑高達 7 英吋，在考慮尺寸效應影響下，超出直剪儀器所允許容納之範圍，因此使用模擬現地級配方法，縮小現地級配製作試體，直接按級配比例製作重模試體。先秤出各篩號所需乾細粒料重，均勻噴水攪拌後，將土料分三層夯實至直剪盒內，進行室內直接剪力試驗。實驗結果得到重模土樣之 c 值為 0 kg/cm^2 ， ϕ 值約 35° 。而對邊坡穩定具關鍵性之砂質粘土，以重模土樣進行不壓密不排水與壓密不排水直剪試驗，估計 $c_u=0.21 \text{ kg/cm}^2$ ， $\phi_u=9.15^\circ$ ； $c_{cu}=0.38 \text{ kg/cm}^2$ ， $\phi_{cu}=15.67^\circ$ 。另外在直接剪力試驗結果得知，在試體最大顆粒粒徑變大，細粒料含量減少時，凝聚力(c)

有逐漸變小的趨勢(圖 2-8)，而 ϕ 值與試體最大顆粒粒徑改變及細料含量關係，大致上 ϕ 值隨著試體最大顆粒粒徑增加而上升，與細料含量之關係則較不明顯，可能因試驗儀器不同及試體大小尺寸影響所致(圖 2-9)。

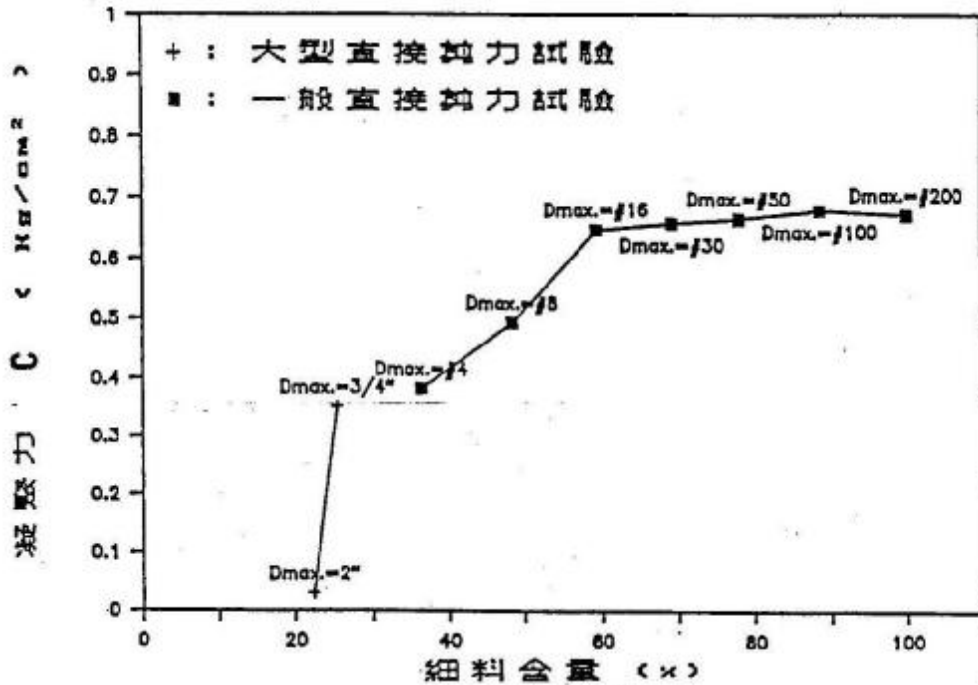


圖 2-8 崩積土直接剪力試驗結果細料含量(F)與凝聚力(c)之關係(劉啟鋒，1990)

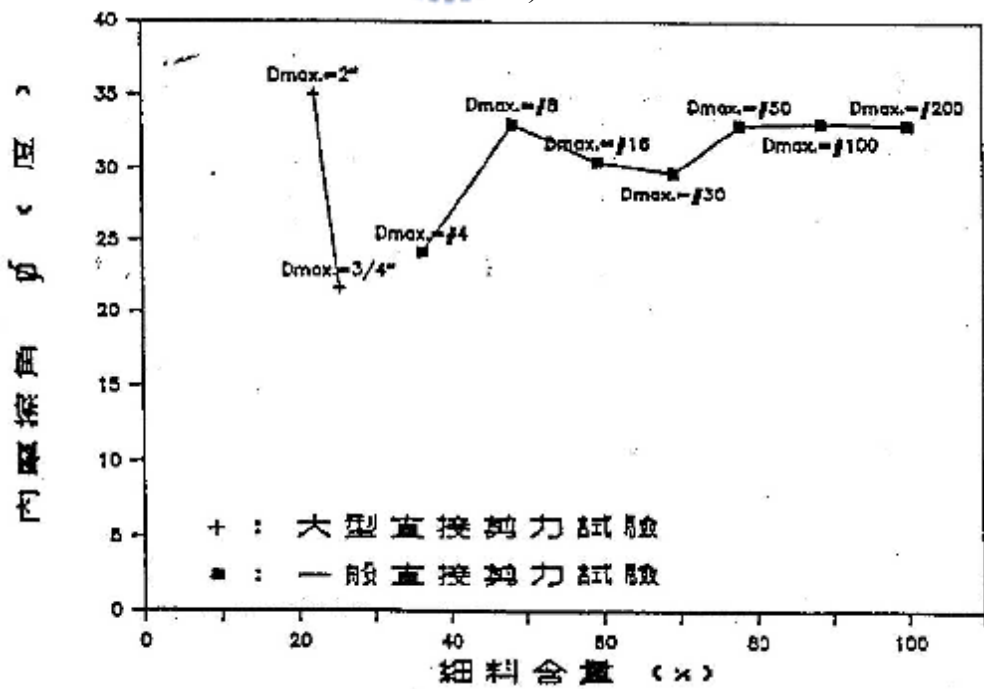


圖 2-9 崩積土直接剪力試驗結果細料含量與內摩擦角之關係(劉啟鋒，
1990)

工業技術研究院能源與資源研究所(1993)做梨山地區地層滑動的調查，取崩積層之材料做室內試驗。直剪試驗-採集滑動面附近土樣，並取小於0.165cm(10#篩)以下之土壤顆粒製作試體，與水拌合後採重力方式自然沉澱後再進行重模、飽和、不排水試驗，結果如表 2-3。三軸(飽和壓密不排水 SUU)試驗-本試驗試體採用四號篩以下之顆粒進行重模，一共進行五組試驗，試驗結果如表 2-4。三軸試驗結果膠結性與抗剪角偏低，性質如同土壤；剪力試驗的抗剪角則較三軸試驗結果高出很多，推估可能是重模的夯實能量不同所導致。



表 2-3 直接剪力試驗結果(能資所，1993)

孔號	c' (kg/cm^2)	ϕ' (deg)	備註
BH-2	0.6	36	預壓 6 (kg/cm^2)
BH-3	0.2	39	預壓 3 (kg/cm^2)
BH-9	0.2	23	-
BH-12	0	23	-
BH-13	0.05	20	-
BH-1	0.3	38	-

表 2-4 三軸 SCU 試驗結果(能資所，1993)

項目	BH-2	BH-3	BH-3	BH-5	BH-5
	U-1	U-1	U-1-1	U-1	U-1-1
抗剪角(deg)	10	19	14	19	13
凝聚力 (kg/cm^2)	0.07	0.096	0.04	0	0
有效抗剪角(deg)	20	34.52	15	45	28
有效凝聚 (kg/cm^2)	0.1	0.08	0.22	0.02	0.01
土樣分類	SC	SP-SC	SC	SP-SM	SM

蘇苗彬等人(1990)選擇台七甲線 72k+500 處之崩積土滑動邊坡進行監測作業與有關崩積土強度性質之研究。監測系統包括雨量計、自計式水位計，且每隔一段時間進行地表位移量測。滑動面之判斷採用類似滑動面測管法之方式量測滑動面位置，即以地下水位觀測用 PVC 管之扭曲變形位置來估計滑動面位置。兩套管扭曲變形之深度分別在地表下 5.85 公尺及 5.5 公尺處，經隨後以試井開挖判釋地層種類，此深度之岩層為砂質黏土夾板岩碎屑，而此地層上方存有一地下水位。由於砂質黏土浸潤於水位下，使其抗剪

強度降低，是為邊坡滑動主要原因之一。研究中亦考慮地層中存有此黏土夾層時，以極限平衡法分析軟體 PC STABL5 進行邊坡穩定分析，假定破壞模式為修正之 Janbu 法，分析所得之安全因數 F.S 為 0.82，研判邊坡確有相當程度之崩塌可能性(圖 2-10 及 圖 2-11)。

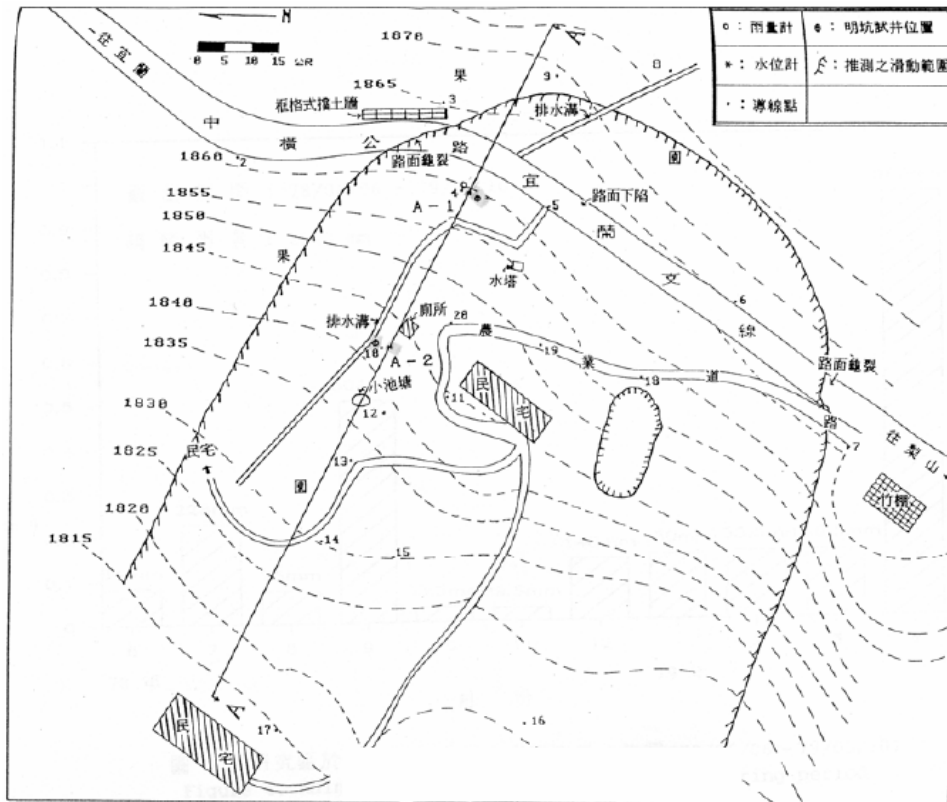


圖 2-10 中橫公路台七甲線 72k+500m 地形圖(蘇苗彬等人，1990)

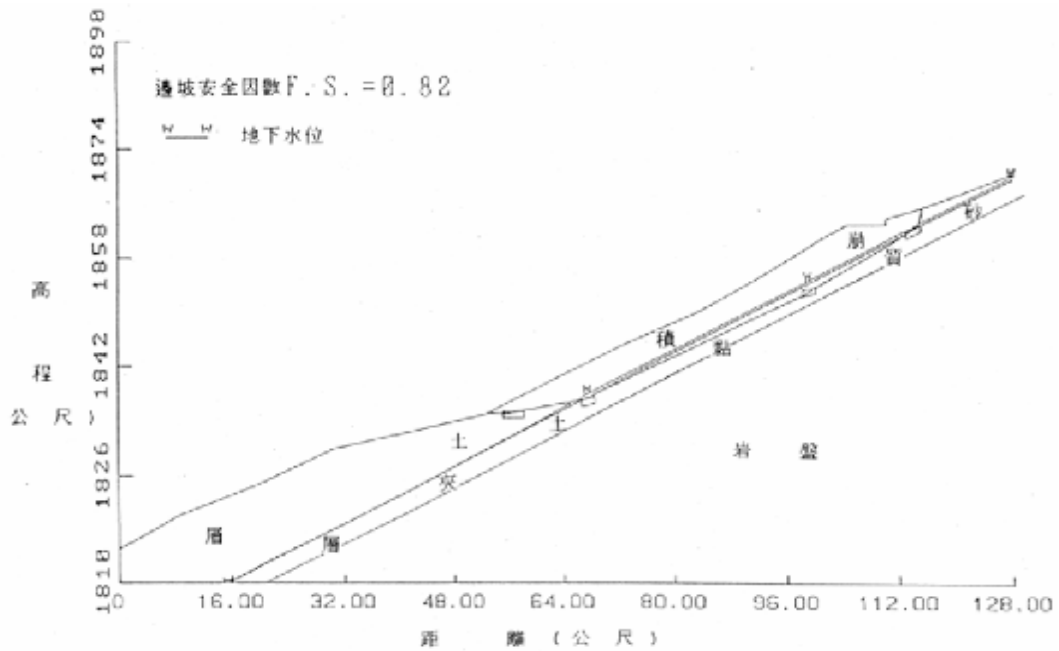


圖 2-11 台七甲線 72k+500m 邊坡穩定分析(蘇苗彬等人，1990)

林炳森等人(1991)研究台七甲線 73k 邊坡(即台汽車站下方)滑動情形，項目包含現地調查、滑動觀測、崩積土力學試驗及邊坡穩定分析。由現地調查發現，在邊坡尚未滑動破壞前，滑動體之主坳壁有往上邊坡發展之現象，並形成張力裂縫。由位移觀測樁之觀測結果(圖 2-12)，在 37 天內(79.1.11 ~79.2.17)地表之最大滑移量高達 12 公尺，相較於一般情況下最大滑移量僅 5~7 公尺高出了許多，平均滑移速度為 16.2 公尺/天，且滑動方向均指向地下水滲流出口處。民國 79 年 4 月在連續降雨之作用下，邊坡沿著沈泥質黏土層崩滑而下。邊坡穩定分析所考慮地層為崩積土層、沈泥質黏土層及新鮮板岩層，當滑動面沿著沈泥質黏土層之軟弱帶滑移時，安全係數為 0.77(圖 2-13)。研究中並進行崩積層與沈泥質黏土層之剪力強度試驗，如表 2-5 所示。

表 2-5 各土層剪力強度試驗結果(林炳森，1991)

土層類別	試驗方式	試驗結果	
		c(kg/cm ²)	ϕ (deg)
崩積層	大型直接剪力試驗(現地含水量)	0.017	38
崩積層	大型直接剪力試驗(浸水一天)	0.16	33
沈泥質黏土層	小型直接剪力試驗(現地含水量)	0.13	18.2
沈泥質黏土層	小型三軸試驗(SCU)(現地含水量)	0.29	18.5



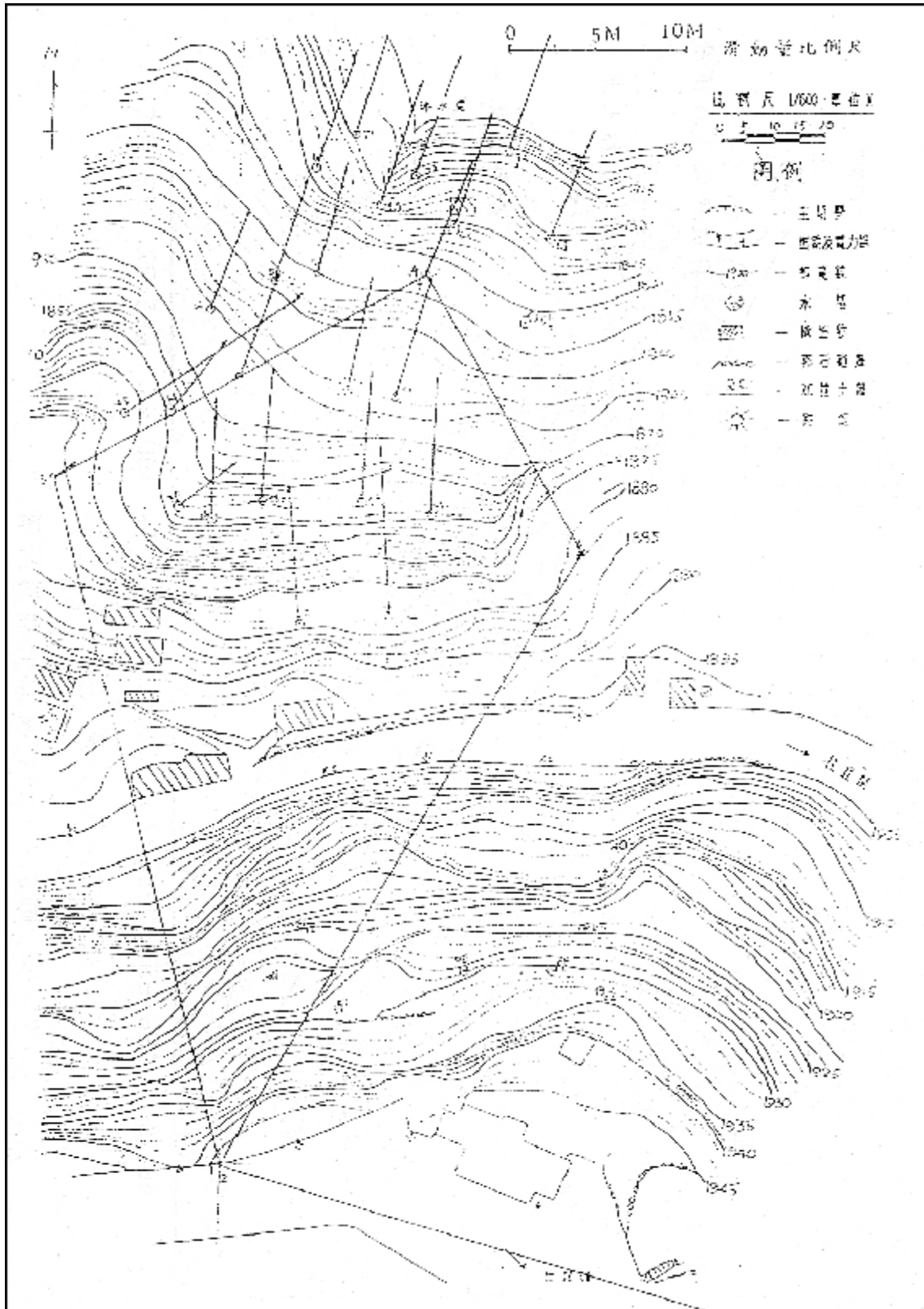


圖 2-12 台七甲線 73k 地表位移樁滑動方向(自林炳森，1991)

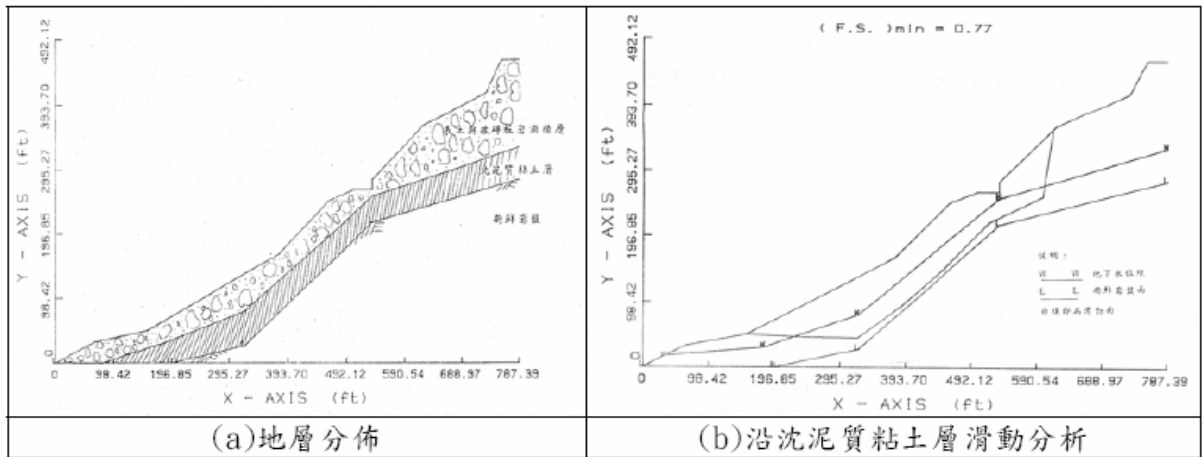


圖 2-13 台七甲線 73k 邊坡穩定分析(林炳森等人，1991)

2.3.4 討論

以上文獻之學者研究梨山地區崩積土層的力學性質及其參數，其中表層崩積土大部分的試驗都以重模為主，重模試體由於夯實能量無法固定，且易無法重現現地崩積土的孔隙率及岩塊基質間的組構狀況，故重模試體對於現地狀況的代表性的問題是一大考驗。另外又為了要符合可以試驗儀器的大小，而將較大的顆粒去除掉，以等比例縮小期顆粒尺寸來作為重模試體之顆粒，得比例縮小是否在尺寸效應上有所影響也無從驗證。此外現地大型直剪試驗，除了露頭難找外，且只能試驗在靠近地表的崩積土層，無法針對較深層靠近軟弱帶附近的併構岩做試驗，深層材料必須以鑽孔取樣的方式來得到岩心試體，但由於提取率不高，軟弱帶的黏土質粉土材料仍必須以水中沈降或是乾夯的方式來重模，而軟弱帶附近處於黏土質粉土材料與新鮮板岩間的漸變帶之併構岩，由於岩心提取率不高，往往岩塊與基質間膠結被在取樣時已被水帶走，故取樣之岩心皆僅含破碎的板岩塊，無法得知其現地岩塊與基質排列與組構狀況故無學者對此部分做試驗。由於崩積土膠結不良且風化後之板岩破碎取樣不易，重模試體對現地狀況的代表性不足，尤其是上層崩積土及下層漸變帶的併構岩岩塊與基質的組構對整體的力學行為影響甚大，重

模試體所得結果必然於現地實際狀況差異甚大，故除了提高鑽探品質以提取現地完整的併構岩岩心外，以數值模擬的試驗來探討現地併構岩之力學行為，可避免取樣的困難，而所建立的岩心又具重複性，亦可避免室內試驗試體不足與相似性不高的問題。

以上文獻亦指出地下水的浸潤對於崩積土層邊坡的負面效果，不管是對於剪力強度的降低與邊坡滑移量的增加都明顯的使邊坡的安全係數降低。而對於梨山地區崩積土層其可能潛在的滑動面也均指向砂質黏土夾板岩碎屑此軟弱帶，對於將來研究之方向，可針對此軟弱帶做深入探討。

2.4 崩積層材料特性與力學行為模式

崩積地層一般組成較不規則，組成顆粒大小懸殊，不均質性高，其組成材料可能從近似原來大規模滑動前岩體的材料、到大塊石至細粒土壤都有可能，有些情況下可以視為鬆動的破碎岩體、有時可視為複合性顆粒材料、有時形同不均勻的土壤。本節將就不同條件下合於代表崩積地層之可能力學模式加以討論。

2.4.1 併構岩之簡介與特性

根據地質詞彙對 melange 的定義為：包含不同粒徑之本身或外來的碎片及岩塊鑲嵌在基質泥中所構成之岩體，中文翻譯成「混同層」或「混成岩」(許靖華，1988)。此種岩體構造最早在英國威爾斯的安哥西(Anglesey)被發現，目前世界上約有六十幾個國家具有此種地質構造，我國被發現有混成岩的地區共有臺東利吉、屏東墾丁與花蓮天祥三處。

就工程觀點來看，混成岩及其類似岩石，只要是軟弱的基質材料中鑲嵌有硬質岩塊，即使形成的地質作用、過程迥異，但大地工程及力學行為的分析模式理應相似，因此 Medley(1994)刻意忽略地質學上的名詞，定義此種組成的岩石為 Bimrock (Block-in-Matrix)。林銘郎等人(2000)將之譯為「併構

岩」。

2.4.2 併構岩之定義與劃分

Medley(1994)曾針對加州北方的 Franciscan Melange 做研究，發現 Franciscan Melange 中的破碎岩塊尺寸分佈極為廣泛（圖 2-14），任何尺寸皆存在，也以不同的取樣面積作影像分析，分析岩塊的 d_{\max} (岩塊之最大粒徑) 與其出現的頻率，發現在不同的取樣面積下岩塊尺寸的分佈曲線類似，僅有最大岩塊其 d_{\max} 與取樣面積成正比，如圖 2-15 及圖 2-16。因此判定 Franciscan Melange 中岩塊之尺寸分佈不受尺度的影響 (scale independent)。

而在界定岩塊與基質以及岩塊與完整岩體間之分界時，Medley 則以取樣面積內岩塊的尺寸分佈做為依據，將岩塊粒徑與取樣面積的平方根作正規化後，取 $0.05\sqrt{A}$ 作為基質與岩塊尺寸的界線，取 $0.75\sqrt{A}$ 作為岩塊與完整岩體的界線，其中 A 即為取樣面積（圖 2-17）。因為取樣面積內的所有岩塊中 95% 以上其粒徑是小于 $0.05\sqrt{A}$ ，但這些岩塊的總面積卻小於取樣面積 1%，可忽略其對力學行為的影響，故取 $0.05\sqrt{A}$ 作為基質與岩塊的界線，粒徑小於 $0.05\sqrt{A}$ 即視為基質；而所有岩塊中約有 99% 左右粒徑皆小於 $0.75\sqrt{A}$ ，故取 $0.75\sqrt{A}$ 最為岩塊最大粒徑的分界，大於 $0.75\sqrt{A}$ 及視為完整岩體（圖 2-18）。

由於不受尺寸影響，因此在可在一可靠的維度下來定義併構岩的基質與岩塊，故定義出工程尺寸 (engineering dimension) L_c ， $L_c = \sqrt{A}$ ，亦可為地質圖上顯示的岩塊最大粒徑、地滑中破壞區或剪裂帶的厚度、隧道直徑、基腳寬度或室內試驗之試體寬度等...

Medley(2001)亦定義符合 Block-in-Matrix 即被稱為 Bimrock 的條件須滿足 $\tan\phi_{\text{block}}/\tan\phi_{\text{matrix}} \geq 2.0$ 或 $E_{\text{block}}/E_{\text{matrix}} \geq 2.0$ ，當當複合岩體之強度比或勁度比低於此標準，剪力破壞時將破壞面可能轉變為穿過岩塊。由於 Bimrock

岩塊粒徑分佈範圍廣泛，且岩塊的粒徑對於破壞面的扭曲有直接影響，故對於抗剪強度亦有直接影響。當岩塊粒徑分佈範圍大，破壞面扭曲蜿蜒，抗剪剪強度高；當岩塊粒徑分佈範圍小，破壞面成平滑波浪狀抗剪強度低。

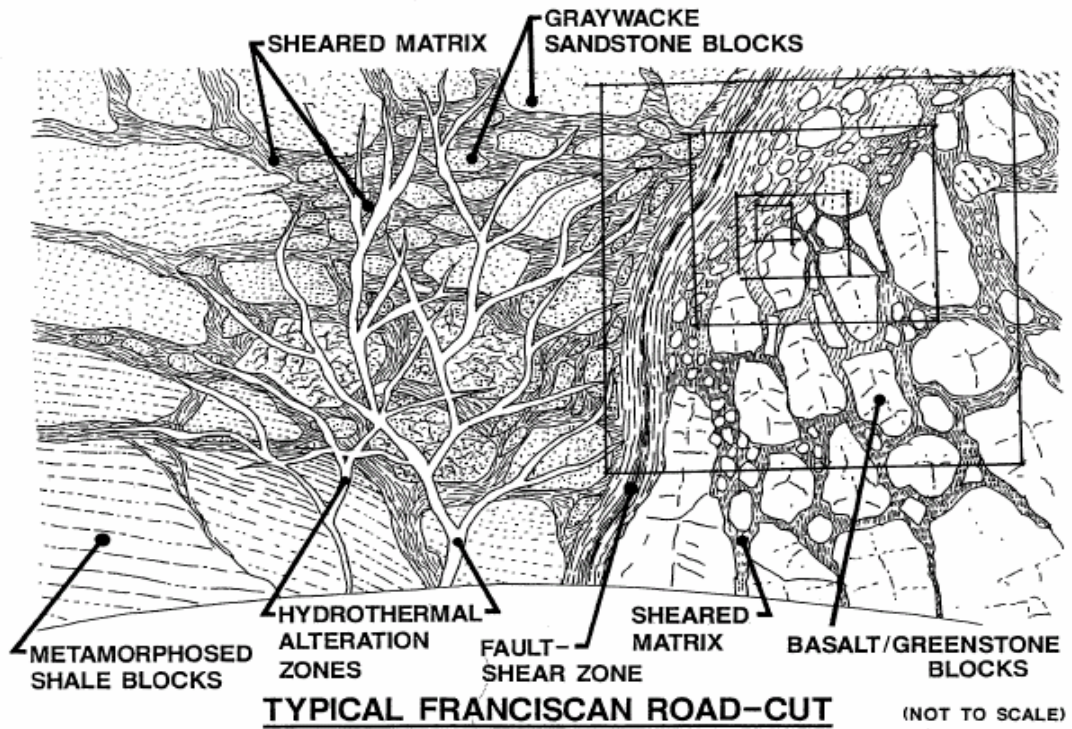
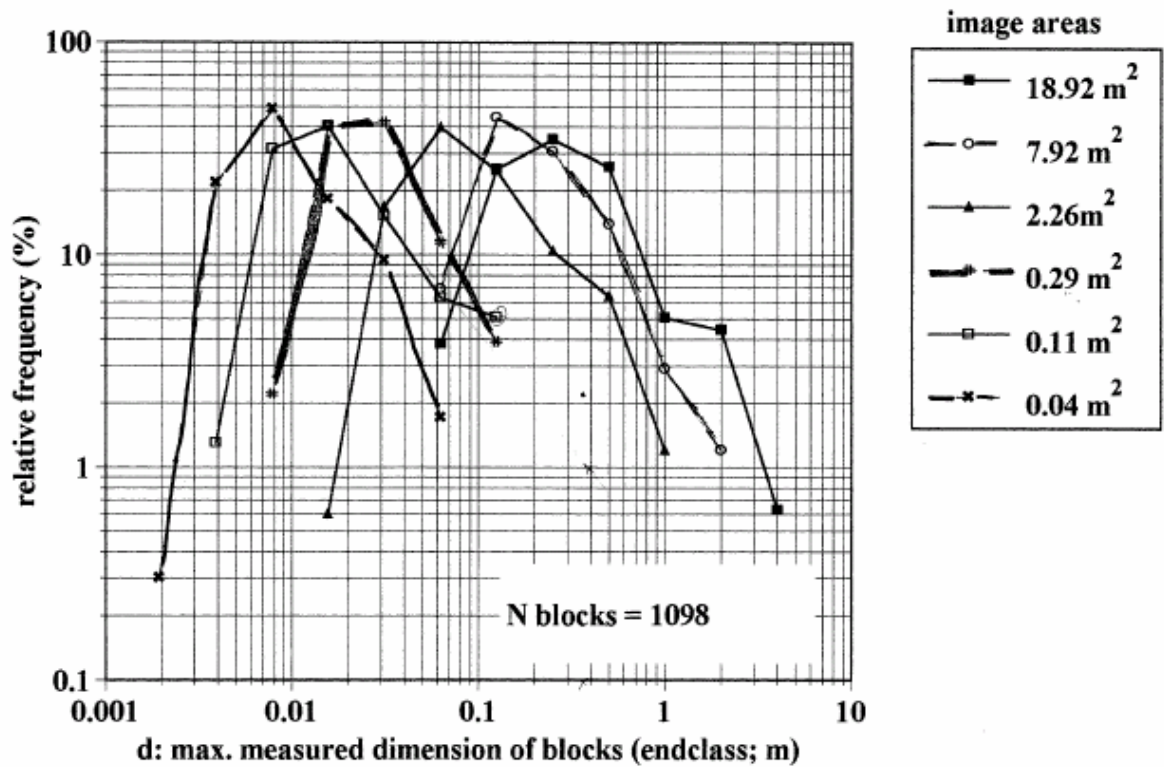


圖 2-14 Franciscan Melange 露頭在不同的尺度下粒徑分布狀況 (Medley, 1994)



Compilation of all block size data measured from cliff face at Caspar Headlands, Mendocino, CA

圖 2-15 不同尺度下岩塊粒徑分布曲線 (Medley, 1994)

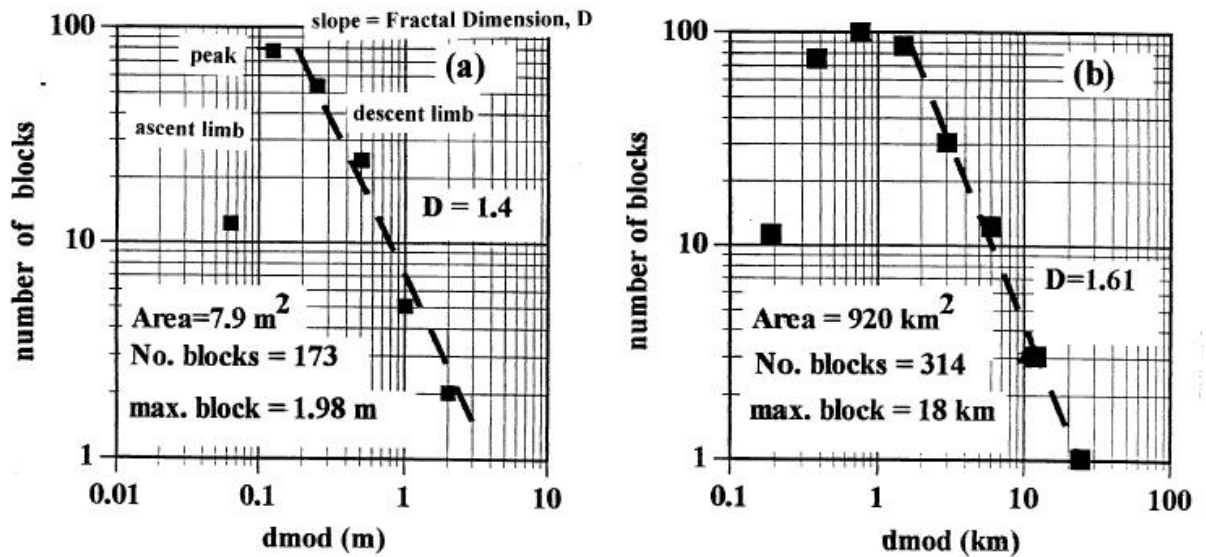


圖 2-16 不同取樣面積內顆粒粒徑累積分布圖 (Medley, 1994)

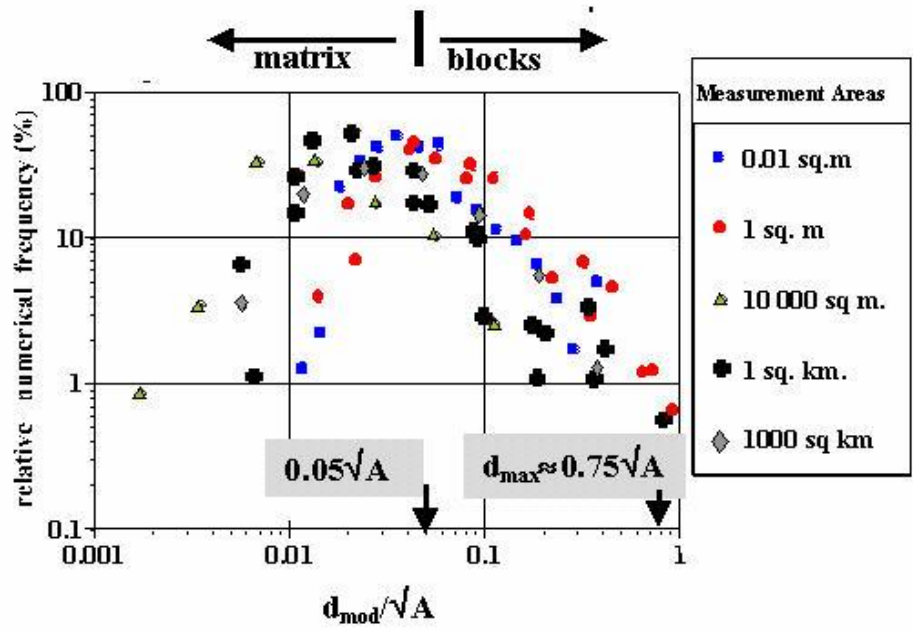


圖 2-17 不同取樣樣面積岩塊粒徑對取樣面積平方根正規化後出線機率分布圖 (Medley, 1994)

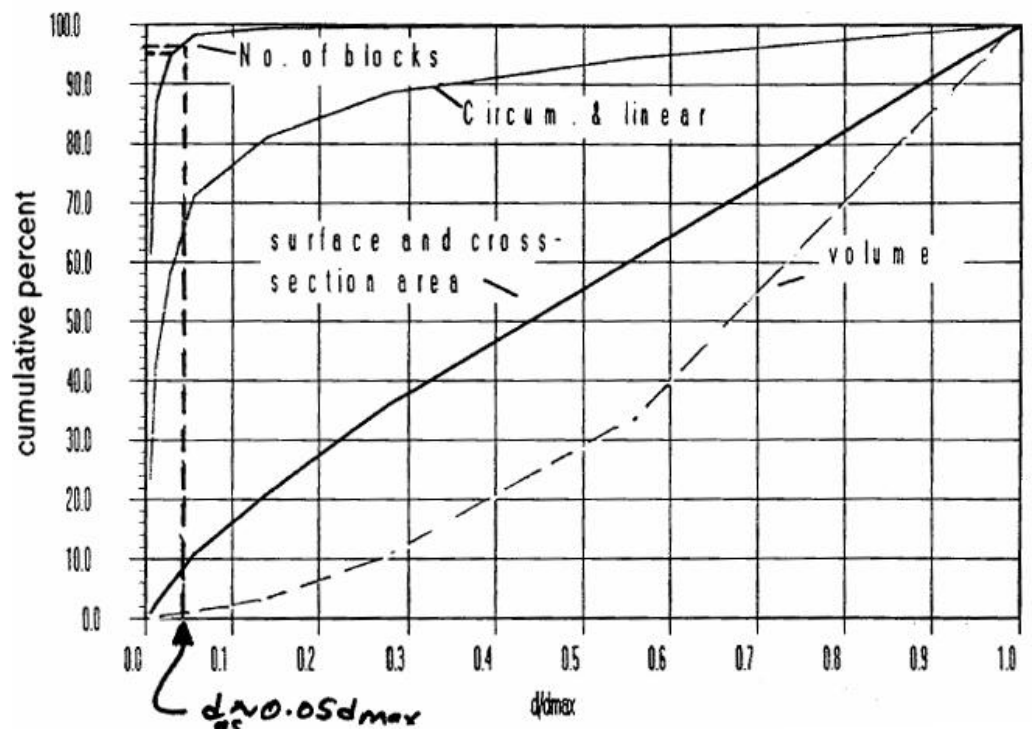


圖 2-18 岩塊粒徑對最大岩塊正規化後出現岩塊數量與體積累積分布圖 (Medley, 1994)

2.4.3 併構岩之力學性質相關研究

Lindquist(1994)採用一系列不同粒徑(0.5~4.5 英吋)之人造岩塊材料，控制粒徑 ≥ 1.5 英吋的顆粒方位($\beta=0^\circ、30^\circ、60^\circ、90^\circ$)，製作出造混成岩試體，以直徑 5.9 英吋、高 12 英吋之岩心，進行三軸試驗，探討其強度和變形等特性與岩塊體積比之關係。經由實驗結果可得下列結論。

- (1) 岩塊材料體積比增加時，併構岩的勁度增加。(如圖 2-19)
- (2) 岩塊材料體積比增加時，併構岩的凝聚力降低。(如圖 2-20)
- (3) 岩塊材料體積比大於 25%時，每增加 10%之體積比，則內摩擦角增加 3° 。(如圖 2-21)

$$\tau_p = c_{\text{matrix}}(1-\theta) + \sigma \tan(\phi_{\text{matrix}} + \Delta\phi(\theta)) \dots\dots\dots (2.1)$$

其中

τ_p :材料剪力強度

c_{matrix} :基質材料內聚力

θ :岩塊體積含量

σ :正向應力

ψ_{matrix} :基質材料內摩擦角

$\Delta\phi(\theta)$:內摩擦角隨岩塊體積含量之增量

- (4) 大顆粒岩塊材料會明顯的影響破壞面的幾何形狀，破壞面會沿著岩塊材料界面延伸。(如圖 2.5)

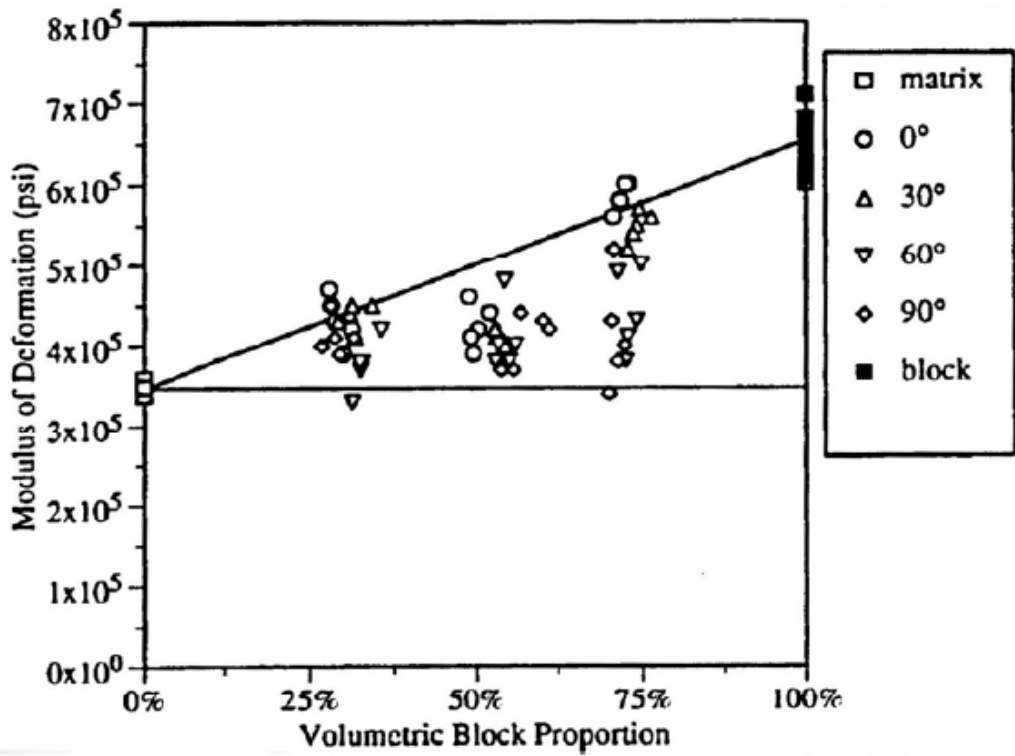


圖 2-19 變形模數與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist 1994)

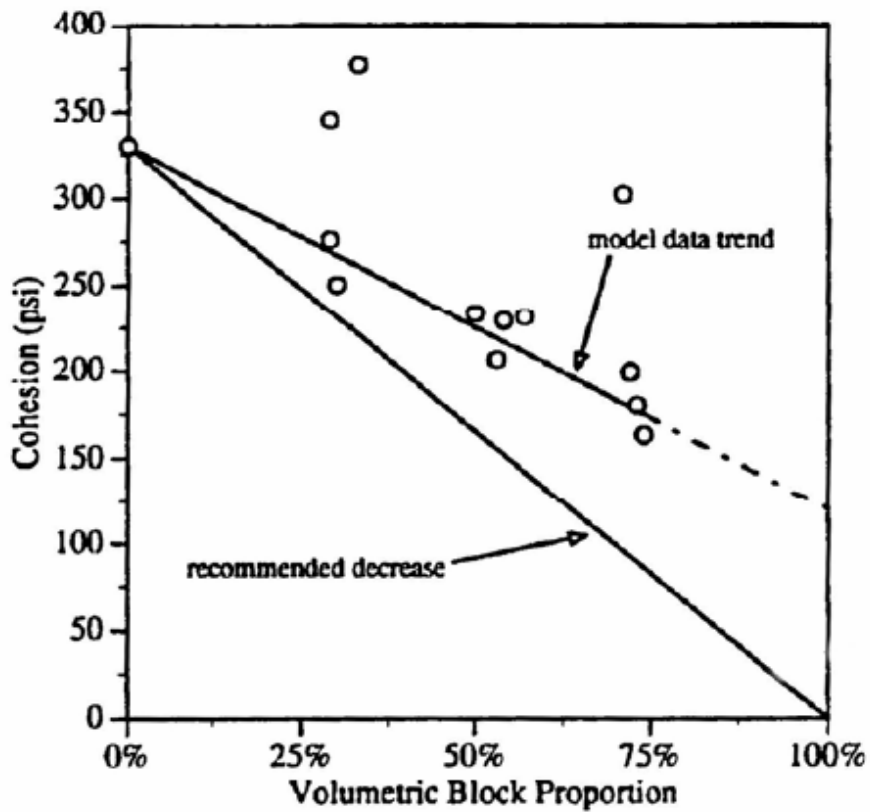


圖 2-20 凝聚力與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist, 1994)

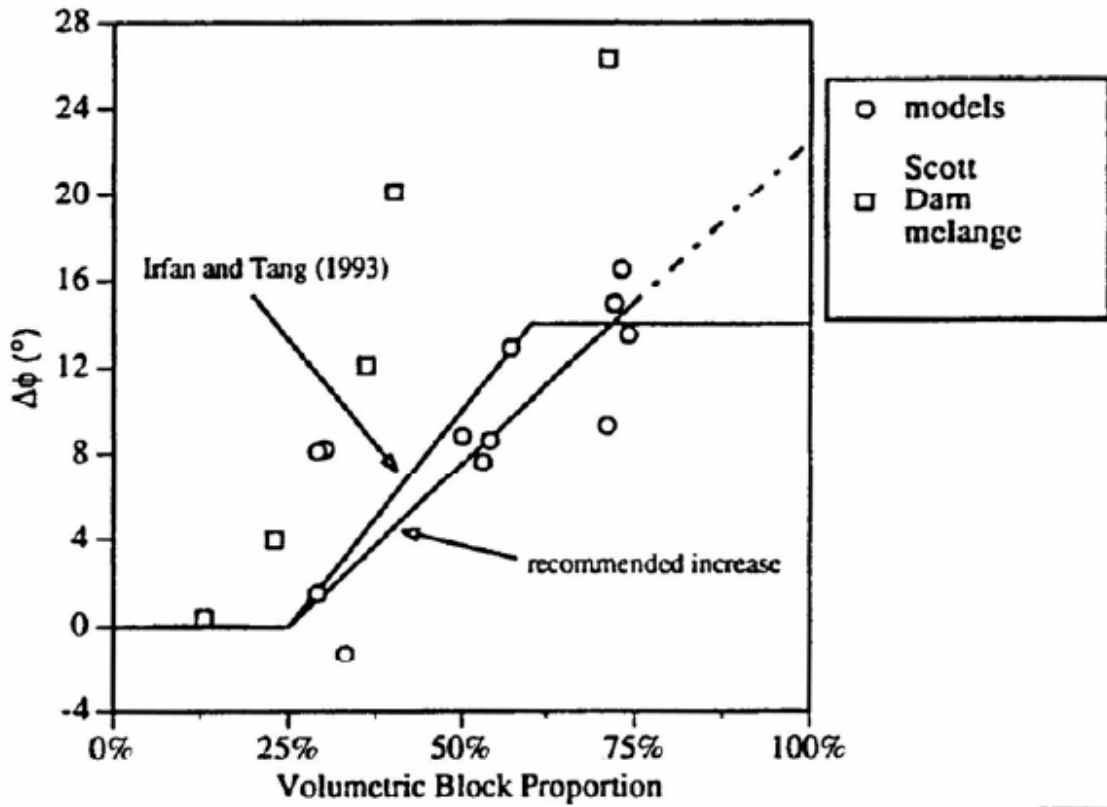


圖 2-21 內摩擦角增量與不同岩塊體積比關係圖(Lindquist, 1994)

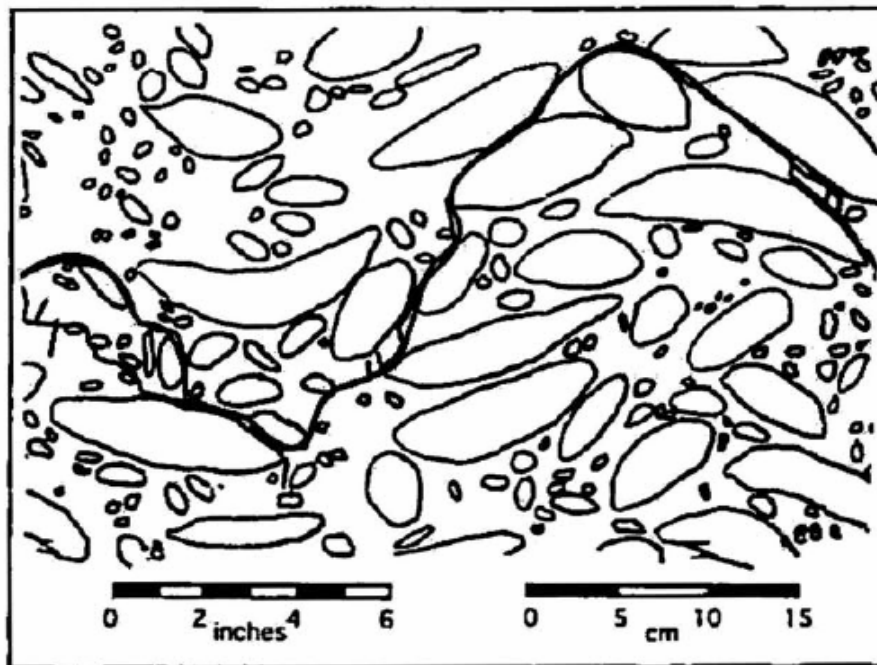


圖 2-22 混成岩破壞模態(Lindquist, 1994)

蔡文傑(2002) 將水泥混合高嶺土後，以不同的配比來分別模擬基質材料與岩塊材料；岩塊顆粒為粒徑 10mm 之圓球狀水泥漿硬固體，用以模擬整體力學性質的等向性。試體的製作方式係使用大型等向壓密儀將拌合完成的混合材料進行等向壓密，待試體壓密與養護完成後，以岩石鑽心機取得岩心試體。

由其試驗結果可得以下結論：

(1) 在單軸壓縮狀態下，整體材料主要由基質或界面性質所控制，破壞易由兩材料的界面發生。當加上圍壓後，材料四周因產生束制的作用，則整體的性質由基質與岩塊材料共同控制，故破壞強度隨著岩塊體積比增加而上升(如圖 2-23)。

(2) 整體材料因岩塊的加勁效果，故楊氏模數會隨著岩塊體積比增加而提高(如圖 2-24)。

(3) 岩塊體積含量為 0%~46%時，試體的凝聚力隨岩塊體積比增加而降低(如圖 2-25)；內摩擦角則隨岩塊體積比增加而提高(如圖 2-26)。

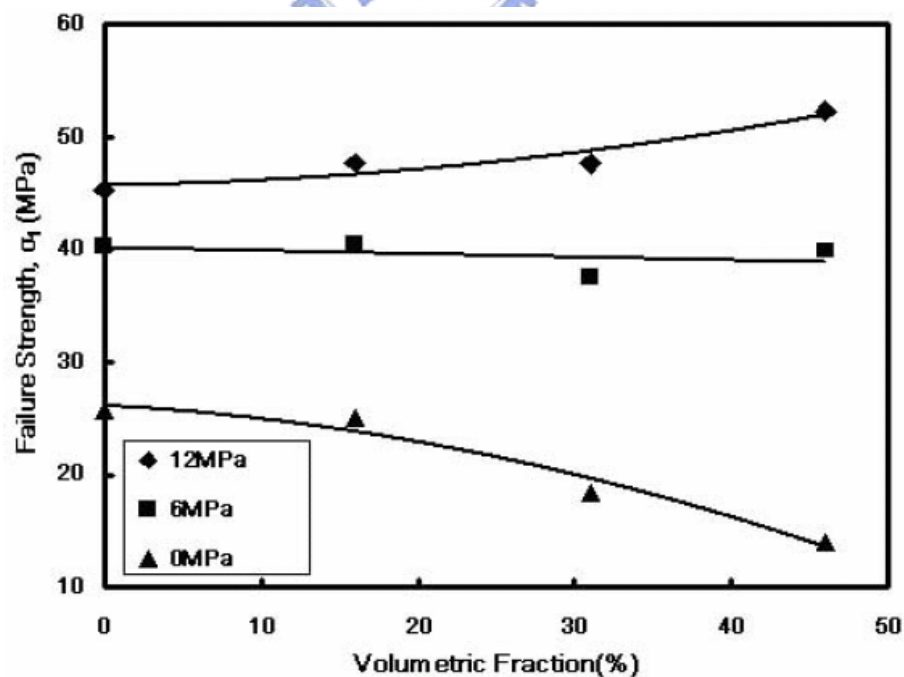


圖 2-23 破壞強度與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

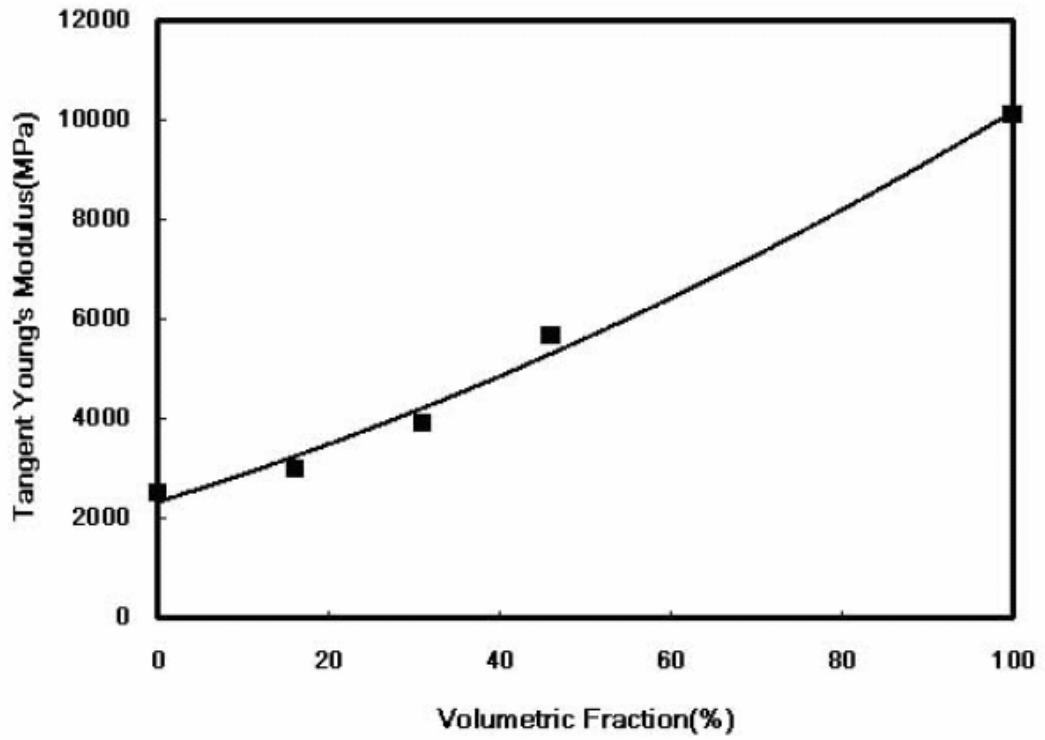


圖 2-24 楊氏模數與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

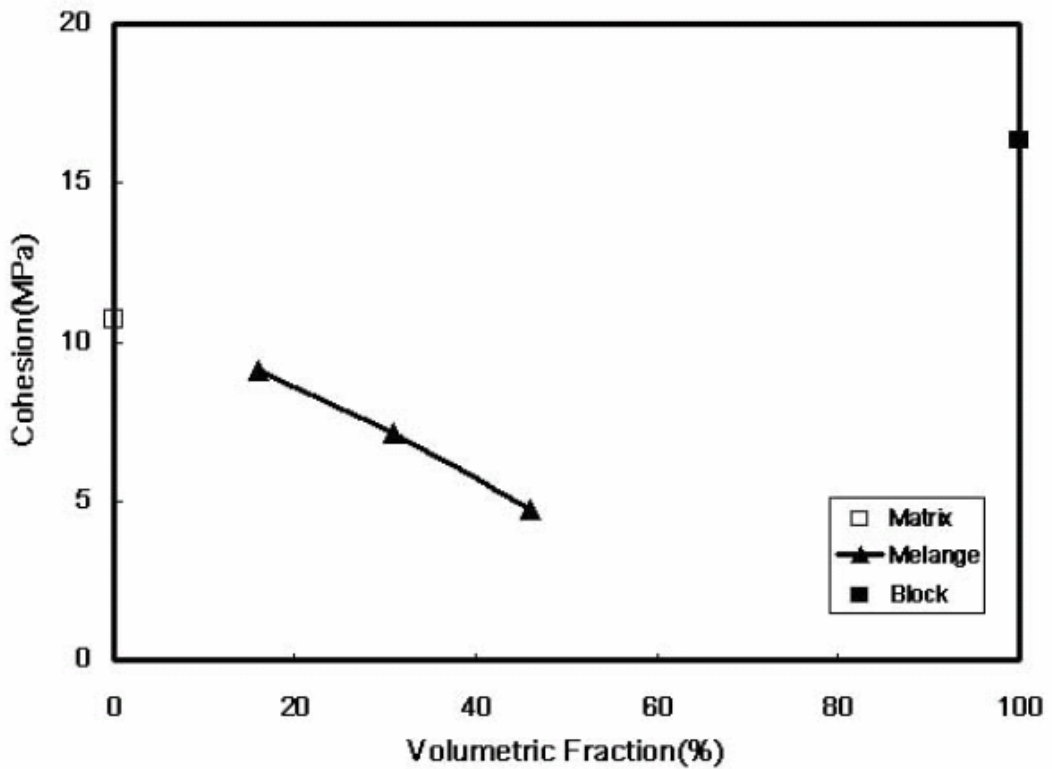


圖 2-25 凝聚力與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

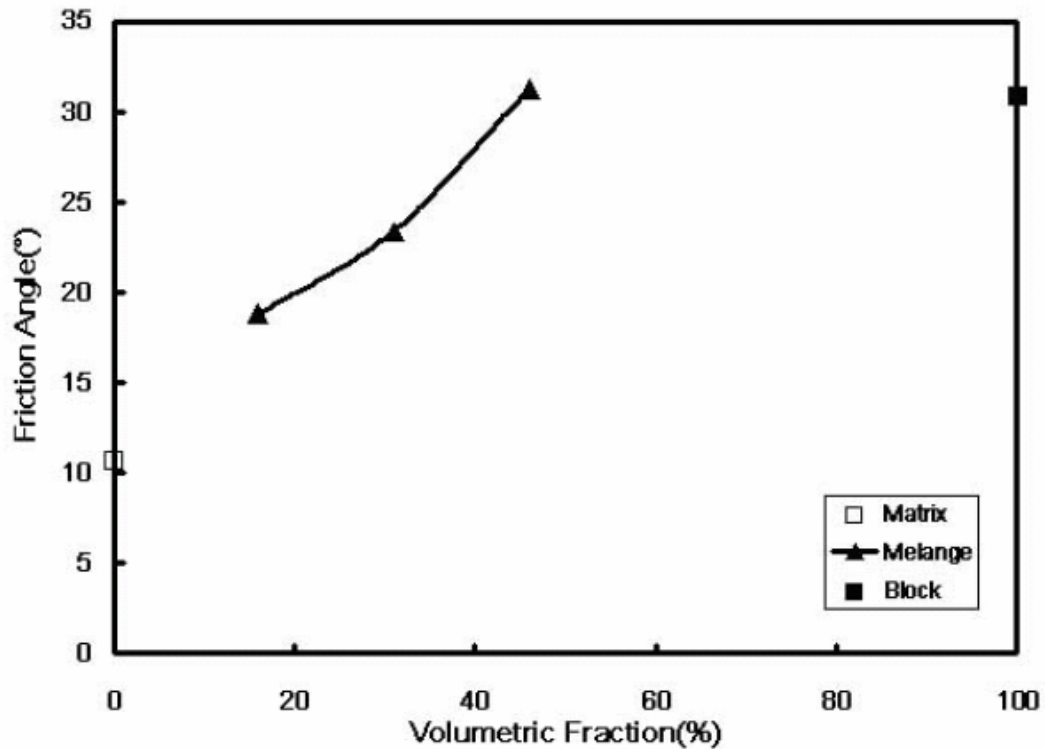


圖 2-26 內摩擦角與不同岩塊體積含量關係圖(蔡文傑，2003)

2.4.4 併構岩之強度異向性研究

吳偉豪(2006)將水泥混合高嶺土後，以不同的配比來分別模擬基質材料與岩塊材料；岩塊顆粒為粒徑 15mm 之圓形片狀水泥漿硬固體，用以模擬整體力學性質的橫向等向性。實驗採用二種不同的岩塊體積比(20%、40%)七種不同傾角($\beta=0^\circ$ 、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90°)如圖 2-27。

利用不同傾角及體積比之試體作三軸及單壓試驗，結果發現高傾角 $\beta=90^\circ\sim 60^\circ$ 之試體破壞強度並無劇烈之變化，最大破壞強度大多發生在傾角 $\beta=90^\circ$ 與傾角 $\beta=0^\circ$ 之處；而最低破壞強度大多發生在傾角 $\beta=30^\circ$ 之處(如圖 2-28、圖 2-29)，由此可見具有特定方向性之岩塊對於整體強度異向性之影響不可忽視其影響。

另外又探討到強度異向性與圍壓之關係，雖然試體強度隨著圍壓增加而遞增，但強度之異向性卻隨圍壓增加而遞減。定義 K 為同一圍壓下各傾角

試體最大破壞強度與最小破壞強度之比值($K=\sigma_{1(max)}/\sigma_{1(min)}$)為異向性指標，則可發現 K 值(如圖 2-30、)隨著圍壓增加而降低，此結果說明著強度異向性隨著圍壓增加而減小。

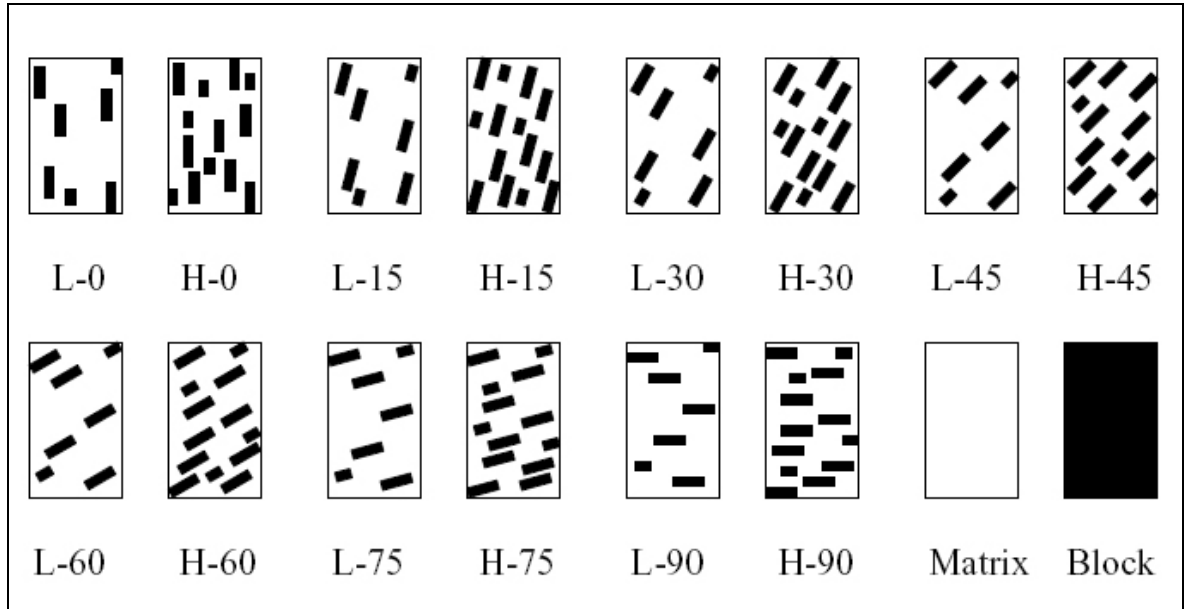


圖 2-27 試體示意圖 (吳偉豪, 2006)

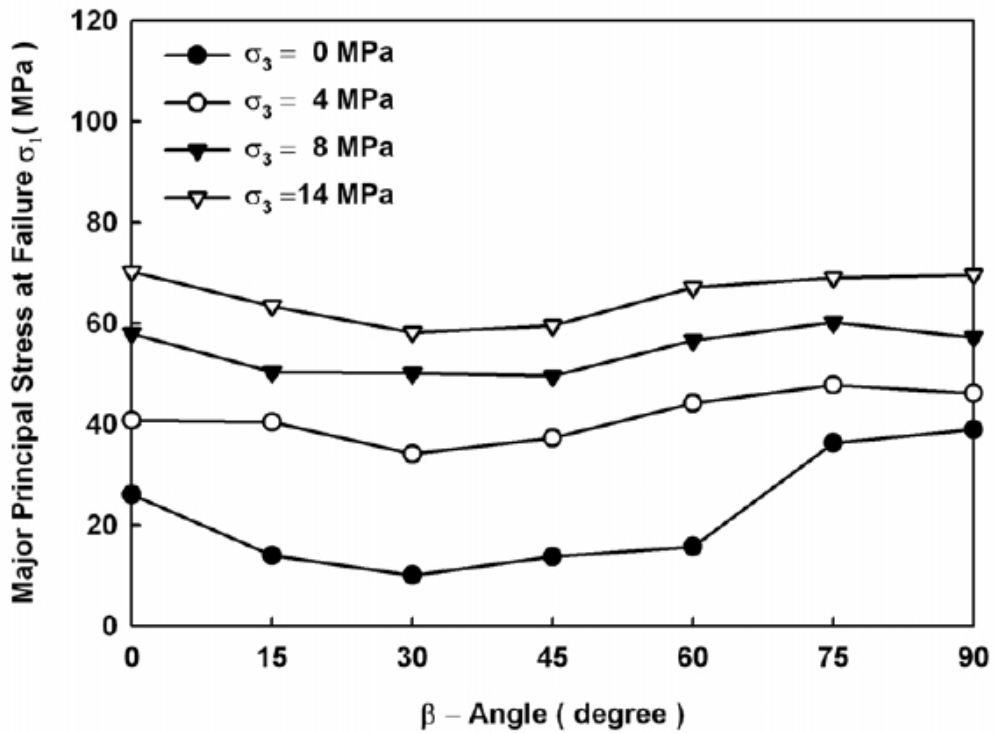


圖 2-28 體積比 20%試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值 (吳偉豪, 2006)

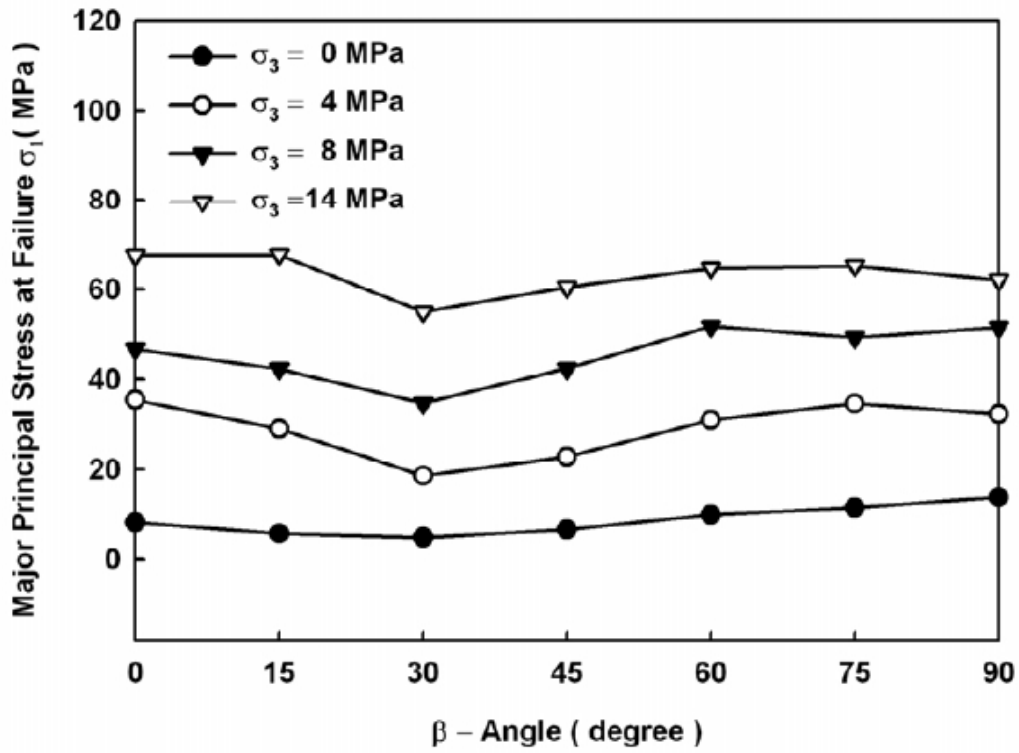


圖 2-29 體積比 40% 試體在不同圍壓下之破壞強度試驗值 (吳偉豪, 2006)

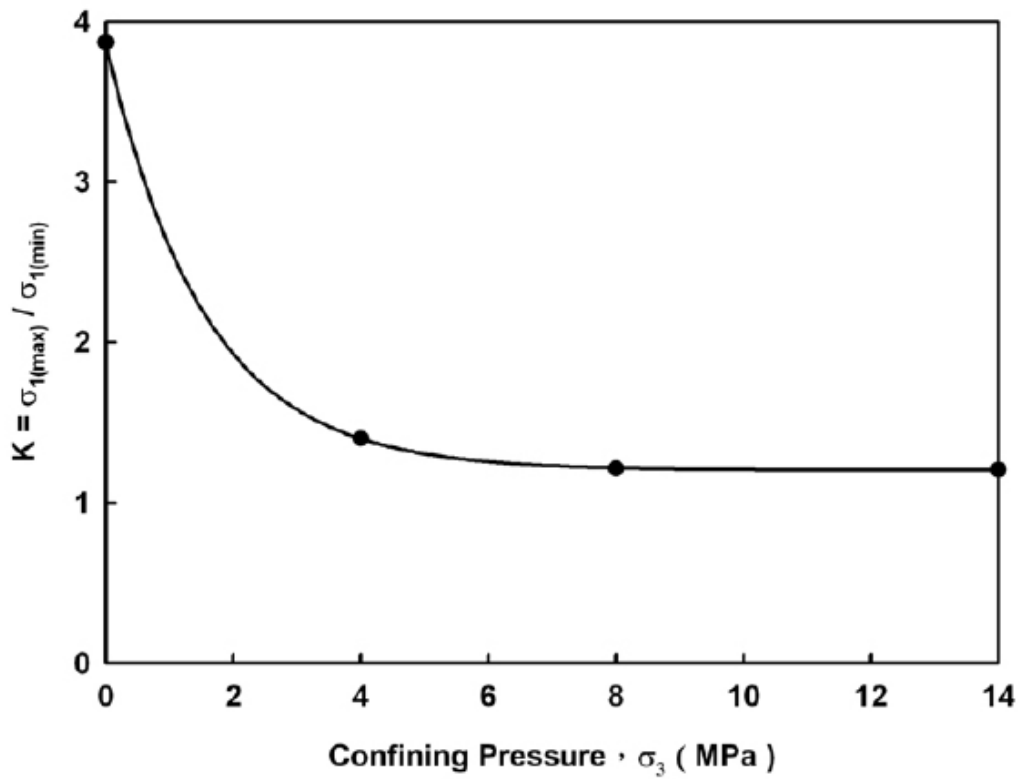


圖 2-30 不同圍壓下體積比 20% 試體之異向性指標 K (吳偉豪, 2006)

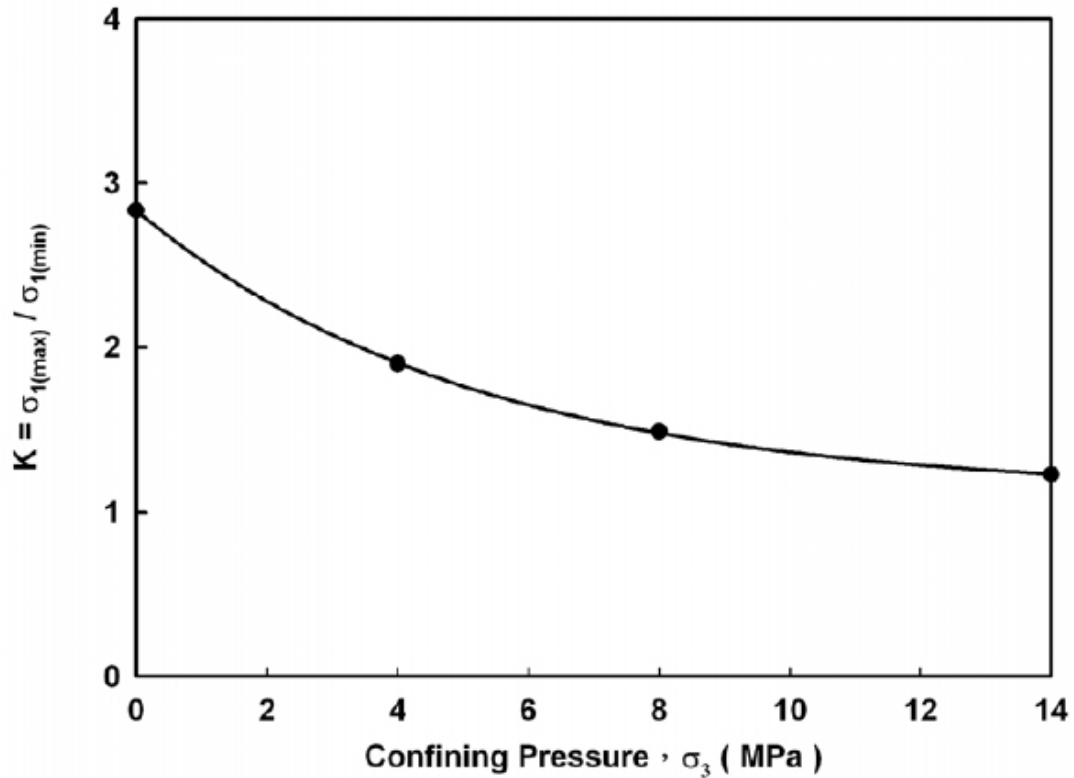


圖 2-31 不同圍壓下體積比 40% 試體之異向性指標 K (吳偉豪, 2006)



2.4.5 併構岩岩塊含量對邊坡安全係數之影響

Meldley & Sanz (2004) 為調查併構岩邊坡岩塊含量對於邊坡穩定的影響，遂建立一坡角為 35° 坡高為 10 公尺的併構岩邊坡。其中內含長寬比為 2:1 的長方形岩塊，用以模擬橢圓狀的 Franciscan block，岩塊尺寸亦依照 Franciscan block 的尺寸隨機分佈，以 50%、25%、13% 的岩塊的體積比分別作模擬，基質之內聚力 $c=10\text{kPa}$ 、摩擦角 $\phi=25^\circ$ 。如圖 2-32 紅色虛線為純基質時之破壞面，黑色實線為體積比 50% 時扭曲之破壞面，岩塊的強度及岩塊與基質間的接觸忽略不計，僅就各種情況下邊坡之破壞面曲線長度因岩塊的存在而扭曲使得破壞面曲線長度增加，而提高邊坡的安全係數。當此邊坡僅為純基質時，其安全係數為 1.26，而隨著岩塊體積比的增加，安全係數亦有提高的趨勢，將各種不同岩塊體積比時邊坡之安全係數與僅為純基質時之邊

坡安全係數正規化結果如圖 2-34。

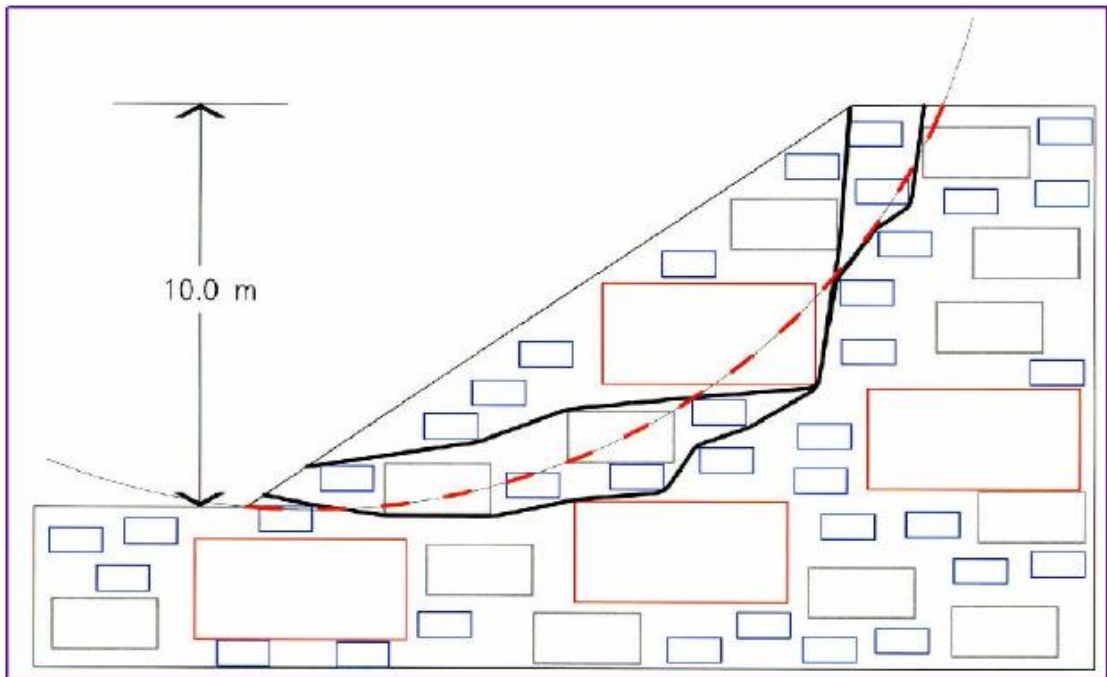


圖 2-32 岩塊體積比 50%之邊坡與純基質邊坡破壞面差異 (Meldley & Sanz,2004)

Irfan & Tang (1993)為調查崩積層邊坡岩塊含量對於邊坡穩定的影響，遂建立一坡角為 60° 坡高為 10 公尺的併構岩邊坡。其中內含長寬比為 2:1 的長方形岩塊，用以模擬香港崩積層的卵礫石，岩塊尺寸與間距皆為定值，以 10%~55% 的岩塊的體積比分別作模擬，基質之內聚力 $c=5\text{kPa}$ 、摩擦角 $\phi=35^\circ$ ，如圖 2-33 紅色實線為純基質時之破壞面，黑色虛現為體積比 20% 時扭曲之破壞面。岩塊的強度及岩塊與基質間的接觸忽略不計，僅就各種情況下邊坡之破壞面曲線長度因岩塊的存在而扭曲使得破壞面曲線長度增加，而提高邊坡的安全係數。同樣將各種不同岩塊體積比時邊坡之安全係數與僅為純基質時之邊坡安全係數正規化結果如圖 2-34。

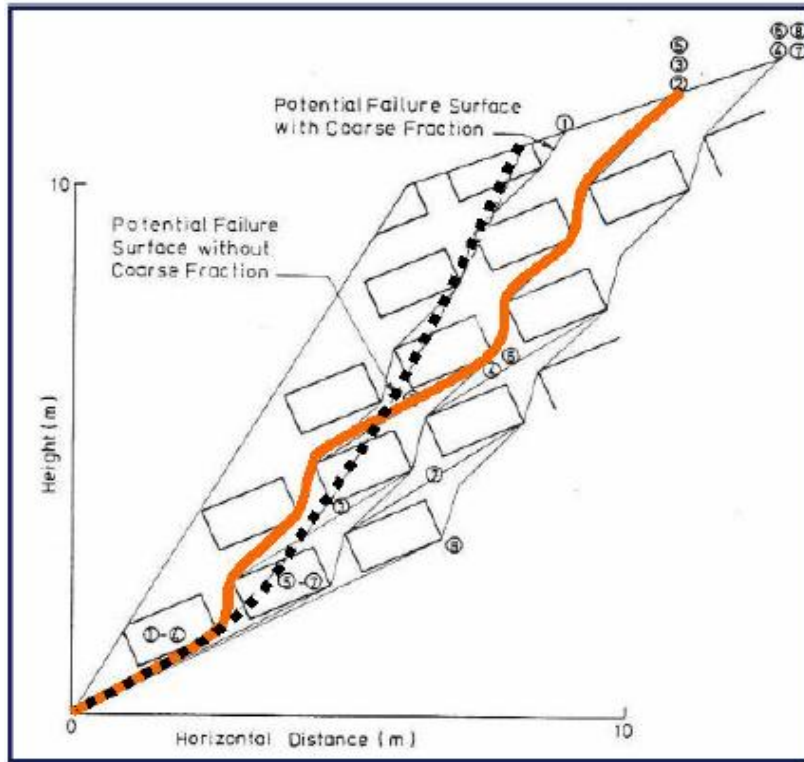


圖 2-33 岩塊體積比 20% 之崩積層邊坡與純基質邊坡破壞面差異 (Irfan & Tang, 1993)

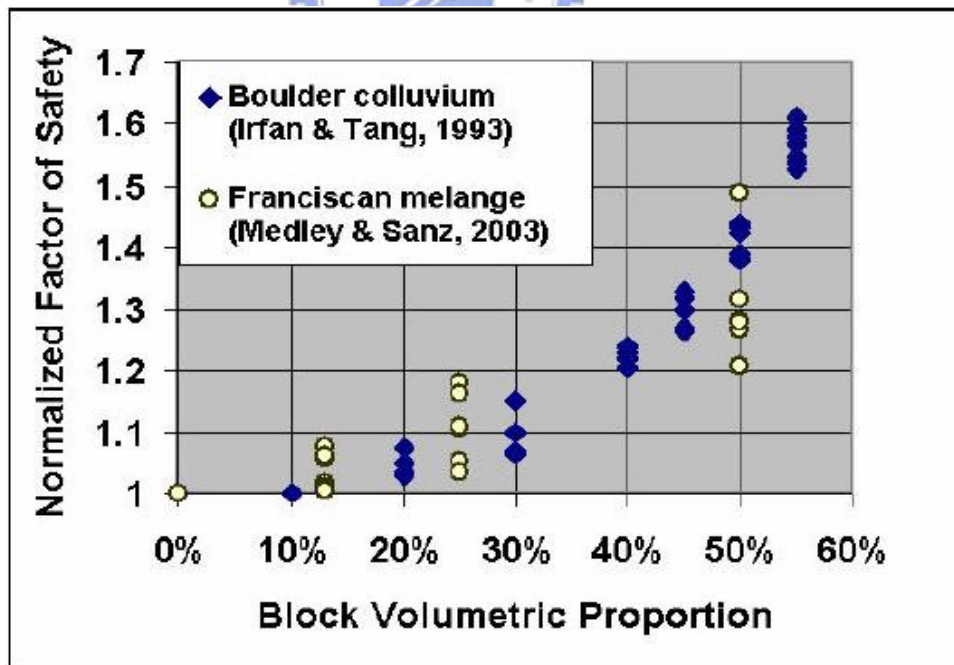


圖 2-34 各種不同岩塊體積比時邊坡之安全係數與僅為純基質時之邊坡安全係數正規化之值關係圖 (Medley & Sanz, 2004)

2.4.6 高度風化岩體力學行為模式

崩積層內之材料經地下水的升降或其他因素長期瓦解風化，所形成的岩體以鬆散如土壤，僅剩原岩的細小岩屑偶夾於其中，為極軟弱的地質材料，抗剪強度相當低。此類岩體多具有彈塑性的特性，可視為如土壤一般的行為模式，故可採用摩爾-庫倫彈塑性模式。

2.4.7 破碎岩體力學行為模式

岩石材料因受大地構造應力作用、邊坡滑動或崩移等風化作用造成岩石材料沿弱面開裂的而形成破碎岩體。此類崩積層材料本身具有極高密度節理面，故力學行為較符合等向性岩體，其行為可模擬為彈-塑性體，可採用彈塑性力學模式，破壞準則可採用 Hoek-Brown 準則。

Hoek 和 Brown (1980)以岩體分類法為基礎，使用數百個具有等向性岩石的三軸壓縮試驗資料，以拋物線型的破壞包絡線處理，運用統計的方法，提出一適用於破碎岩體強度準則的經驗公式，如 2.2 式：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (2.2)$$

式中 σ_1 ：試體破壞時之最大主應力。

σ_3 ：試體破壞時之最小主應力。

σ_c ：完整岩石的單軸壓縮強度。

m ：岩體材料參數，其值從 0.007(高度破碎擾動岩體)到 25(堅硬完整岩體)。

s ：岩體材料參數，可由 RMR 或 Q 值估算，其值從 0(完全破碎岩體)到 1(完整岩體)。

根據 Hoek 和 Brown (1988)之建議，材料參數 m 與 s 可依岩體評分結果加以計算如下：

1. 擾動岩體（指施工擾動岩體和解壓造成岩體鬆動）

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right) \quad (2.3)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right) \quad (2.4)$$

2. 未擾動岩體

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \quad (2.5)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \quad (2.6)$$

$$E = 10^{((RMR-10)/40)} \quad (2.7) \text{ 式}$$

中 m_i ：完整岩石($s=1$)之 m 值。

RMR：CSIR 之 Bieniawski 等人建議之岩體評分。

若採用挪威 NGI 由 Barton 等人所建議之 Q 法評分，可利用下列經驗公式轉換成 RMR 值：

$$RMR = 9I_n Q + 44 \quad (2.8)$$

RMR 岩石評分中的弱面滲水狀況和弱面修正，以及 Q 法的應力折減評分和弱面滲水評分，在分析時可能有重複考慮現象，為了避免上述問題影響，Hoek 和 Brown(1988)曾提出各種岩性在不同岩石評分下之材料參數 (m 和 s) 近似值，如表 2-6 所示。

表 2-6 不同岩石之材料參數 m 、 s 值 (古智君, 2004)

經驗破壞準則			結晶劈理發育良好之碳酸類岩石—白雲岩、石灰岩和大理岩	岩化泥土質岩—泥岩、粉砂岩、頁岩和板岩 (正常至劈理)	堅硬結晶和發育不良結晶劈理之砂質岩石—砂岩和石英岩	細紋理複合礦物之火成結晶岩—粗粒玄武岩、輝綠岩和流紋岩	粗紋理複合礦物之火成變質結晶岩石—角閃岩、輝長岩、片麻岩、花崗岩、蘇長岩、石英閃長岩
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_3'\sigma_c + s\sigma_c^2}$ σ_1' : 最大主有效應力; σ_3' : 最小主有效應力; σ_c : 完整岩石之單軸壓縮強度; m 和 s 為經驗常數							
完整岩石試體 毫無不連續面之實驗室試體 CSIR 評分: RMR = 100 NGI 評分: Q = 500	擾動	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
	未擾動	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
良好品質岩體 密接未擾動之新鮮岩體, 弱面間距約 3m CSIR 評分: RMR = 85 NGI 評分: Q = 100	擾動	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082
	未擾動	m s	4.10 0.189	5.85 0.189	8.78 0.189	9.95 0.189	14.63 0.189
好品質岩體 新鮮至稍微風化岩體, 含稍微擾動弱面, 弱面間距約 1 至 3m CSIR 評分: RMR = 65 NGI 評分: Q = 10	擾動	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
	未擾動	m s	2.006 0.0205	2.865 0.0205	4.298 0.0205	4.871 0.0205	7.163 0.0205
尚可品質岩體 中等風化岩體, 含數組弱面, 弱面間距約 0.3 至 1m CSIR 評分: RMR = 44 NGI 評分: Q = 1	擾動	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
	未擾動	m s	0.947 0.00198	1.353 0.00198	2.030 0.00198	2.301 0.00198	3.383 0.00198
劣品質岩體 含一些斷層泥之風化弱面, 間距約 30 至 500mm, 岩屑仍緊密接合 CSIR 評分: RMR = 23 NGI 評分: Q = 0.1	擾動	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003
	未擾動	m s	0.447 0.00019	0.639 0.00019	0.959 0.00019	1.087 0.00019	1.598 0.00019
極劣品質岩體 含斷層泥之高度風化弱面, 弱面間距 < 50mm, 岩屑較細粒 CSIR 評分: RMR = 3 NGI 評分: Q = 0.01	擾動	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001
	未擾動	m s	0.219 0.00002	0.313 0.00002	0.463 0.00002	0.532 0.00002	0.782 0.00002

2.4.8 含規則弱面力學行為模式

對於新鮮的岩盤內含數組規則化弱面，若本身具有近於彈性體的特性，可採用等值異向性彈性岩體力學模式來模擬材料力學行為。而對於風化岩體材質，若由彈塑性岩石材料與規則化弱面所組成，則可考慮採用摩爾-庫倫彈塑性組構性模式。

(1) 忽略弱面厚度之模式

考慮岩體具有 n 組任意方向之規則弱面(林建宏，1991)，基於應變分割連續的假設，岩體的應變等於完整岩體與各組弱面的應變總和。即：

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon\}^r + \sum_{i=1}^n \{\varepsilon\}_i^w \quad (2.9)$$

其中 $\{\varepsilon\}$ 表岩體的總應變向量， $\{\varepsilon\}^r$ 表完整岩體的應變向量， $\{\varepsilon\}_i^w$ 表第 i 組弱面的應變向量。由於完整岩石與各組弱面的力學行為皆假設為線彈性，利用彼此應力與應變關係，分別代入上式，可得岩體的柔度矩陣為：

$$[C]^e = [C]^r + \sum_{i=1}^n [C]_i^w \quad (2.10)$$

其中 $[C]^r$ 為完整岩體的柔度矩陣(Compliance Matrix)

$$[C]^r = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

$[C]_i^w$ 為第 i 組弱面的柔度矩陣， $[C]^e$ 為總柔度矩陣

假設各組弱面間距(S)固定，正向勁度(K_n)與剪力勁度(K_s)為已知，弱面厚度可忽略($t \approx 0$)，並對特定一組弱面而言，考慮局部(Local)座標系統(s, n, t)(如圖 2-35(b)所示)，設弱面的法向與 n 軸平行(如圖 2-35(a)所示)，其

應力與應變的關係為：

$$\{\varepsilon\}_{snt} = [C]_{snt} \{\sigma\}_{snt}$$

其中

$$[C]_{snt} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_s} & -\frac{\nu_{ns}}{E_n} & -\frac{\nu_{ts}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{sn}}{E_s} & \frac{1}{E_n} & -\frac{\nu_{tn}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{st}}{E_s} & -\frac{\nu_{nt}}{E_n} & \frac{1}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{sn}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{st}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{nt}} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

$$\{\varepsilon\}_{snt} = \{\varepsilon_s, \varepsilon_n, \varepsilon_t, \gamma_{sn}, \gamma_{st}, \gamma_{nt}\}^T \quad (2.13)$$

$$\{\sigma\}_{snt} = \{\sigma_s, \sigma_n, \sigma_t, \tau_{sn}, \tau_{st}, \tau_{nt}\}^T \quad (2.14)$$

其中 $[C]_{snt}^w$ 為以局部座標系統表示之柔度矩陣。由對稱之性質，及若 Goodman 模式 (Goodman, 1976) 成立，則可簡化為：

$$[C]_{snt}^w = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{K_n S} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_s S} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_s S} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

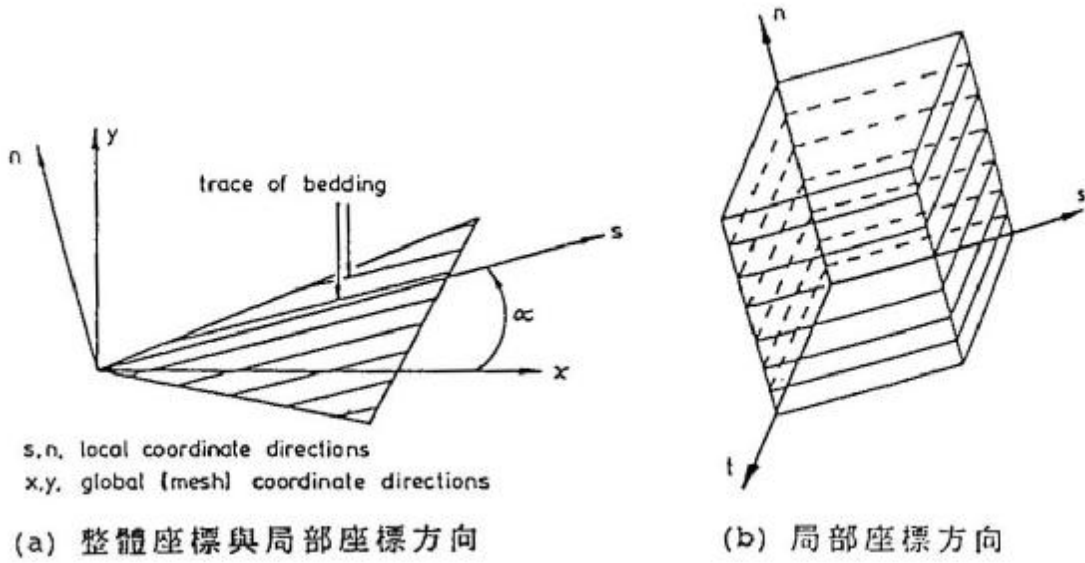


圖 2-35 橫向等向性岩體(Goodman,1976)

再經由座標轉換，則可得在全域(Global)座標系統(x,y,z)下弱面的柔度矩

陣，其關係為：

$$[C]_{xyz}^w = [T][C]_{snt}^w [T]^T \quad (2.16)$$

其中[T]為座標轉換矩陣，

$$[T] = \begin{bmatrix} l_{11}^2 & l_{12}^2 & l_{13}^2 & l_{12}l_{13} & l_{13}l_{11} & l_{12}l_{11} \\ l_{21}^2 & l_{22}^2 & l_{23}^2 & l_{23}l_{22} & l_{23}l_{21} & l_{22}l_{21} \\ l_{31}^2 & l_{32}^2 & l_{33}^2 & l_{33}l_{22} & l_{33}l_{31} & l_{32}l_{31} \\ 2l_{31}l_{21} & 2l_{32}l_{22} & 2l_{33}l_{23} & l_{33}l_{22} + l_{32}l_{23} & l_{33}l_{21} + l_{31}l_{23} & l_{31}l_{22} + l_{32}l_{21} \\ 2l_{31}l_{11} & 2l_{32}l_{12} & 2l_{33}l_{13} & l_{33}l_{12} + l_{32}l_{13} & l_{33}l_{11} + l_{31}l_{13} & l_{31}l_{12} + l_{32}l_{11} \\ 2l_{21}l_{11} & 2l_{12}l_{22} & 2l_{13}l_{23} & l_{13}l_{22} + l_{12}l_{23} & l_{13}l_{21} + l_{11}l_{23} & l_{11}l_{22} + l_{12}l_{21} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

$$\text{而 } l_{11} = \cos(x, s) \quad l_{12} = \cos(x, n) \quad l_{13} = \cos(x, t)$$

$$l_{21} = \cos(y, s) \quad l_{22} = \cos(y, n) \quad l_{23} = \cos(y, t) \quad (2.18)$$

$$l_{31} = \cos(z, s) \quad l_{32} = \cos(z, n) \quad l_{33} = \cos(z, t)$$

當有 n 組弱面之情況的時候，(2.7)式可改寫為：

$$[C]^e = [C]^r + \sum_{i=1}^n [T]_i [C]_i^w [T]_i^T \quad (2.19)$$

$$[C]_i^w = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{K_{ni}S_i} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_{si}S_i} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{K_{si}S_i} \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

(2)考慮弱面厚度之模式

Pande(1993)考慮完整岩體內具有兩組節理弱面，節理弱面厚度及間距分別為 t_1 、 t_2 及 h_1 、 h_2 ，如圖(2.17)所示。其中 σ' 及 ε' 分別代表等效物質之平均應力值與平均應變值，上標值 i 代表完整岩體，(1)代表第一組節理其厚度為 t_1 ，而間距為 h_1 。基於構成的體積比例之平均法則而言，等效之平均應力值及應變值可以如下表示：

$$\varepsilon' = \eta_i \varepsilon^i + \eta_1 \varepsilon^{(1)} \quad (2.21)$$

$$\sigma' = \eta_i \sigma^i + \eta_1 \sigma^{(1)} \quad (2.22)$$

其中 η_i 為完整岩體所佔之體積加權係數， η_1 為第一組節理所佔之體積加權係數。假設岩體內之節理厚度是屬於不可忽略的，則體積加權係數能夠被定義為：

$$\eta_i = \frac{h_1}{h_1 + t_1}, \quad \eta_1 = \frac{t_1}{h_1 + t_1} \quad (2.23)$$

當 t_1 遠小於 h_1 時，則體積加權係數可簡化為

$$\eta_i \approx 1, \quad \eta_1 \approx \frac{t_1}{h_1} \quad (2.24)$$

假設介質之間是完美的結合，則能導致下面的應變、應力及剪力個別彼此的關係。也就是說等效物質、完整岩體及第一組弱面之間，其應變值的變

化量上，彼此是相等的，同理應力及剪力也是如此。其關係表示如下：

$$\begin{aligned}\varepsilon'_x &= \varepsilon_x^i = \varepsilon_x^{(1)} \\ \sigma'_y &= \sigma_y^i = \sigma_y^{(1)} \\ \tau'_{xy} &= \tau_{xy}^i = \tau_{xy}^{(1)}\end{aligned}\quad (2.25)$$

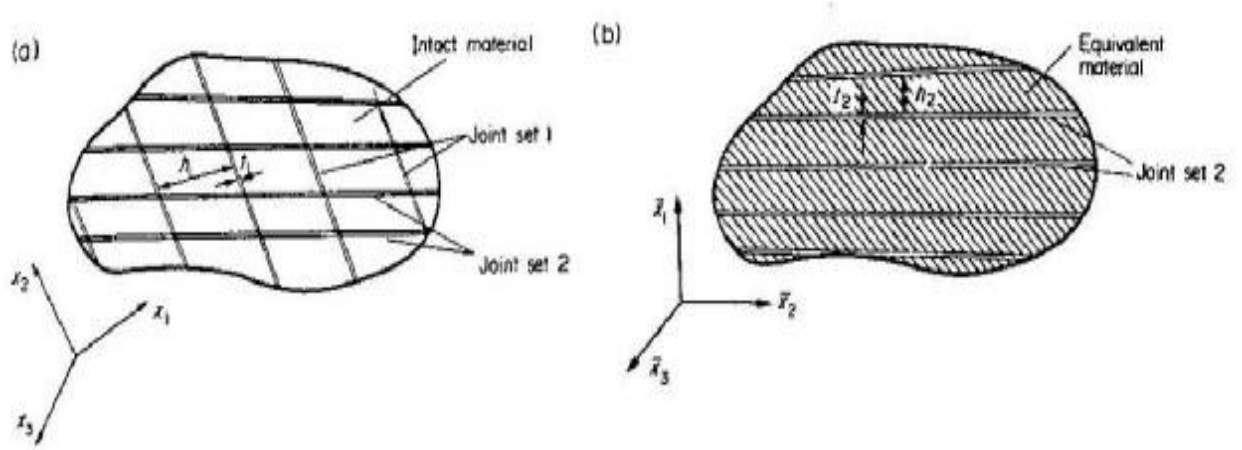


圖 2-36 兩組不可忽略節理厚度之岩體：(a)具有兩組節理之物質(b)具有第二組節理之等效物質(Pande，1993)

接著由於節理的厚度相對於節理的間距來得很小，並利用合宜的速度之不連續的觀念，以及塑性理論，經過數學推導及運算，可得 $D_{eq}^{(1)}$ 在具有一組節理弱面之等效物質條件下，能被寫成：

$$\sigma' = D_{eq}^{(1)} \varepsilon' \quad (2.26)$$

其中

$$D_{eq}^{(1)} = D^i S_1^{(1)} + \eta_1 D_{ep}^{(1)} S_2^{(1)} \quad (2.27)$$

相關係數如下：

$$S^{(1)} = (I + \frac{\eta_i}{\eta'_i} B^{(1)})^{-1} (A^{(1)} + \frac{1}{\eta'_i} B^{(1)} \delta) \quad (2.28)$$

$$S_1^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ S_{11}^{(1)} & S_{12}^{(1)} & S_{13}^{(1)} \\ S_{21}^{(1)} & S_{22}^{(1)} & S_{23}^{(1)} \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

$$S_2^{(1)} = \frac{1}{\eta_1'} (\delta - \eta_i S^{(1)}) \quad (2.30)$$

$$A^{(1)} = \begin{bmatrix} \frac{-D_{21}^i}{C_1} & \frac{D_{ep11}^{(1)}}{\eta_1' C_1} & \frac{-D_{23}^i}{\eta_i C_1} \\ \frac{-D_{31}^i}{C_2} & \frac{-D_{32}^i}{\eta_i C_2} & \frac{D_{ep22}^{(1)}}{\eta_1' C_2} \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

$$B^{(1)} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{D_{ep12}^{(1)} + \frac{\eta_1'}{\eta_i} D_{23}^i}{C_1} \\ \frac{D_{ep21}^{(1)} + \frac{\eta_1'}{\eta_i} D_{32}^i}{C_2} & 0 \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

$$C_1 = D_{22}^i + \frac{\eta_i}{\eta_1'} D_{ep11}^{(1)} \quad (2.33)$$

$$C_2 = D_{33}^i + \frac{\eta_i}{\eta_1'} D_{ep22}^{(1)} \quad (2.34)$$



下一步，可考慮將第一組的節理均值化等效之物質 (Equivalent material with the first set of joints) 與第二組節理結合後，而獲得最後的等效物質。第二組節理的平均應力與平均應變值用上標(2)來表示之，而用上標 RM 來表示具有節理之岩體。同時採用式(2.26 及 2.27)相似的平均法則，則可得到：

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}} = \eta_1' \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}' + \eta_2 \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^{(2)} \quad (2.35)$$

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \eta_1' \bar{\boldsymbol{\sigma}}' + \eta_2 \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{(2)} \quad (2.36)$$

$$\text{其中} \quad \eta_1' = \frac{h_2}{h_2 + t_2}, \quad \eta_2 = \frac{t_2}{h_2 + t_2} \quad (2.37)$$

當 t_2 遠小於 h_2 時，則體積加權係數可簡化為：

$$\eta' \approx 1 \quad , \quad \eta_2 \approx \frac{t_2}{h_2} \quad (2.38)$$

式(2.30)運用到動力學的觀念以及平衡的限制，利用此觀念，當 EM1J 與第二組節理的應力與應變混合之前，需要轉換第二組節理的座標系統。因此可再次獲得結構矩陣值，其值為在具有節理岩體內之相對平均應變值。因此

$$\delta \varepsilon' = S_1^{(2)} \&^{RM} \quad (2.39)$$

$$\&^{(2)} = S_2^{(2)} \&^{RM} \quad (2.40)$$

其中 $\&^{(2)}$ 為第二組節理之速度不連續值。最後在岩體內可以得到平均應力相對於平均應變值的彈性勁度矩陣值。

$$\&^{RM} = D_{ep}^{RM} \&^{RM} \quad (2.41)$$

2.5 併構岩之岩塊材料體積比量測

根據 Lindquist(1994)研究結果得知，併構岩體之力學性質與岩塊材料所佔體積比有密切相關，因此如何準確的評估岩塊材料之體積比，對於評估併構岩體力學性質是非常重要的步驟。而岩塊體積比的量測常見有單位重法、影像處理法及掃瞄線法。

Delesse(1848)指出，在包含某一物質之母體中，其母體任意切面上物質所佔之面積比會等於其體積比。Rosiwal(1898)進一步指出，在一切面上，經由多組任意切線上所量測之線性比等於其面積比。Thomson(1930)在一切面上劃設大型網格，計算網格點與物質交會點數，其比例也會等於其面積比。歸納近百年之研究，其結果亦符合立體量測學基本法則：

$$P_P = L_L = A_A = V_V \quad (2.42)$$

P_P ：點密度(point density)

LL：線性比

AA：面積比

Vv：體積比

2.5.1 單位重法

蔡文傑(2003)利用單位重法求取人造複合岩體之岩塊體積比，並與實際之岩塊體積比進行驗證比較，以探討單位重法之適用性。先分別求得岩塊及基質材料和併構岩之單位重，利用(2.47)式即可求得併構岩試體岩塊材料之體積比。

$$V_b = \frac{\gamma_d - \gamma_m}{\gamma_b - \gamma_m} \times 100\% \quad (2.43)$$

V_b ：岩塊材料體積比(%)

γ_d ：併構岩乾單位重(g/cm^3)

γ_b ：岩塊材料乾單位重(g/cm^3)

γ_m ：基質材料乾單位重 (g/cm^3)

一般而言，岩塊材料之單位重較基質材料大，所以只要岩塊及基質材料之單位重差異較大，即可從(2.47)式求出岩塊體積比。但是當材料單位重差異不大時，所得誤差可能相當大，此外如果試體中含有不均勻的大孔隙，亦可能使計算結果產生低估現象。

2.5.2 影像處理法

劉哲明(2002)利用掃描器擷取複合岩體之表面影像，根據立體量測學之觀念，理論上岩塊材料在併構岩體中所佔之體積比例，會等於該併構岩中的任一剖面上，岩塊材料所佔該剖面上之面積比例。經由試體表面影像點陣圖之灰階分佈，推估岩塊材料所佔之面積比，根據理論即可將此面積比視為岩

塊材料在該併構岩中所佔的體積比。

(1) 去中法(Omitting Method)：讀取灰階分佈圖上兩峰點所佔圖素百分比 P_1 (岩塊材料)及 P_2 (基質材料)，而忽略中間灰階值，則可由(2.48)式求得岩塊材料之面積比。

$$A_b = \frac{P_1}{P_1 + P_2} \times 100\% \quad (2.44)$$

(2) 中分法(Dividing Method)：讀取灰階分佈圖上兩高峰點之灰階值 G_1 (岩塊材料)及 G_2 (基質材料)，取 G_1 及 G_2 值之算術平均數 G_3 ，而岩塊材料之面積比則為灰階值 G_3 以下所佔之圖素百分比。

$$G_3 = \frac{G_1 + G_2}{2} \quad (2.45)$$

(3) 平均法(Average Method)：分別讀取岩塊材料與基質材料之平均灰階值(G_1 及 G_2)，再求取整體材料之平均灰階值(G_{ave})，代(2.49)式即可求得岩塊材料之面積百分比。

$$A_b = \frac{G_2 - G_{ave}}{G_2 + G_1} \times 100\% \quad (2.46)$$

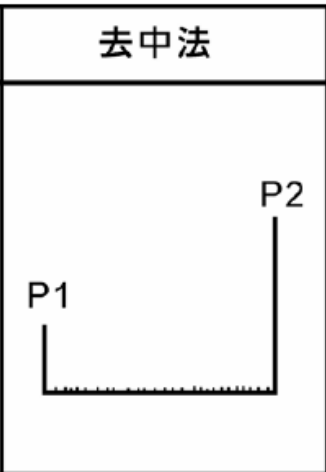
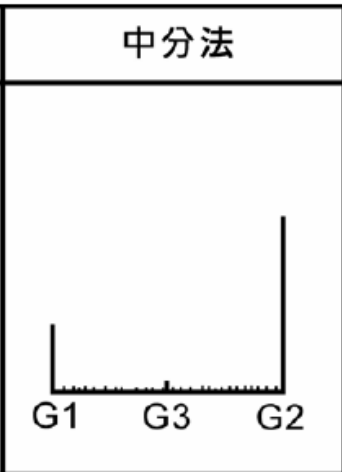
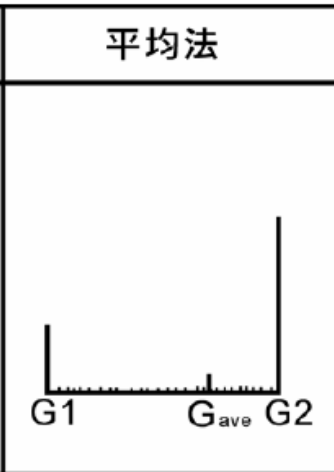
	去中法	中分法	平均法
圖示			
公式	$A_b = \frac{P_1}{(P_1 + P_2)} \times 100\%$	$G_3 = \frac{G_1 + G_2}{2}$ $A_b = \text{灰階}G_3\text{以下所佔之圖素百分比}$	$A_b = \frac{G_2 - G_{ave}}{G_2 + G_1} \times 100\%$

圖 2-37 各種灰階門檻值決定方法示意圖 (劉哲明, 2002)

2.5.3 掃瞄線法

根據立體量測學之基本法則，組成材料之線性比等於其體積比，而線性比可採用掃瞄線法加以求取。Medley(1994)以一系列不同面積比及粒徑之礫石影像，於影像上給定 10 條等間距的掃瞄線，利用掃瞄線與岩塊材料相交的長度與掃瞄線總長度之比例，求取岩塊體積比(如圖 2-38)。結果顯示，當岩塊體積比越低時所求得之粒徑分佈跟比重法所得之岩塊含量的誤差越大，且易低估小岩塊之體積 (如圖 2-39)。當掃瞄線方向與岩塊的排列方向不同時，亦會影響掃瞄線之求取結果。

故 Medley(2001)提出依修正的經驗法則 (如圖 2-40)，首先估計岩體內最大岩塊直徑 d_{max} ，以取樣總深度除以 d_{max} 得到 N ，即可對照圖 2.21 內之合適岩塊體積比曲線，即可對應找出不確定參數 (Uncertainty factor) 將不確定參數乘上由掃瞄線法所得到之岩塊體積比即可得到作為修正的體積比標準差。

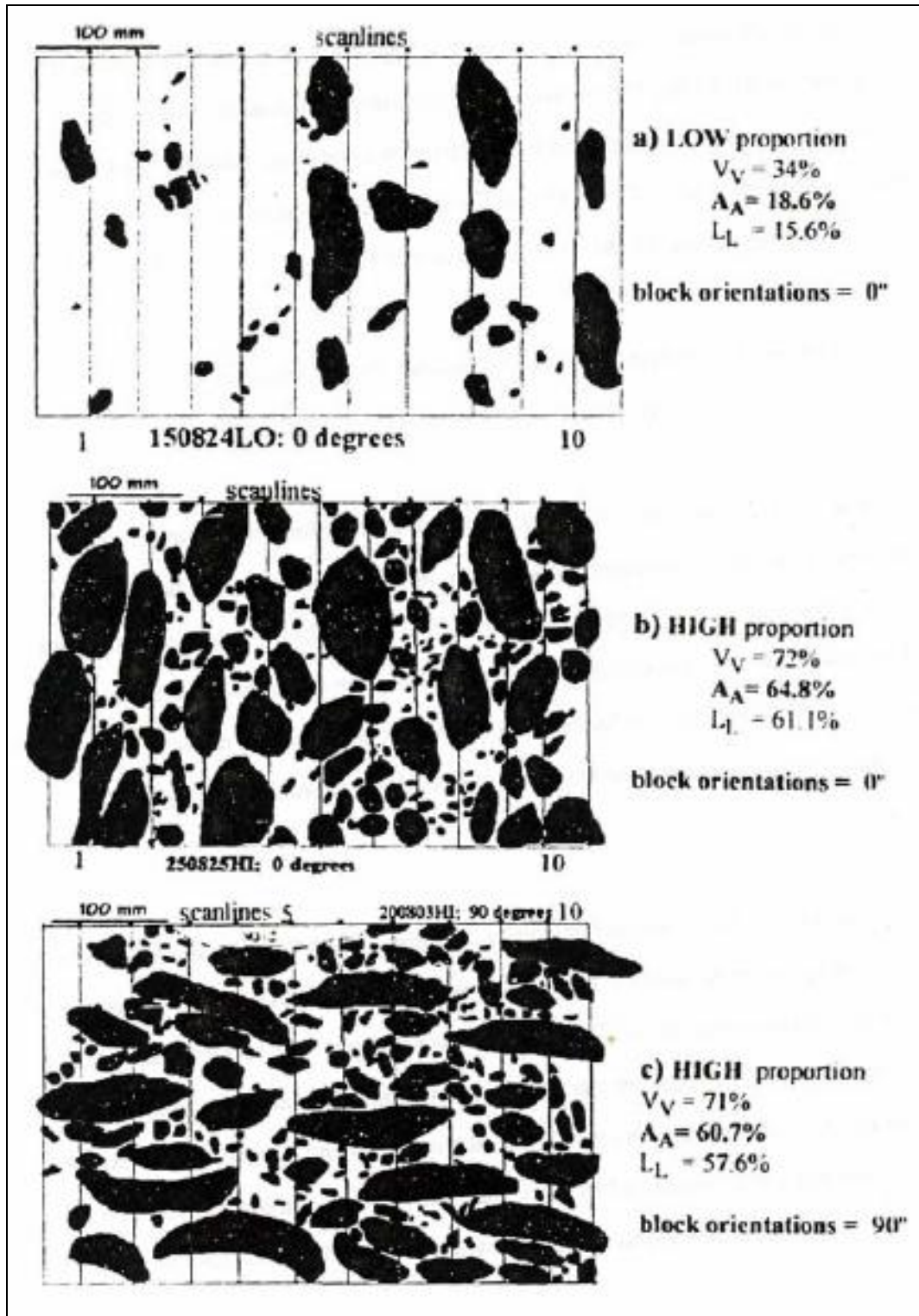


圖 2-38 利用掃瞄線法量測不同岩塊體積比之橫向等向性複合岩體

(Medley, 1994)

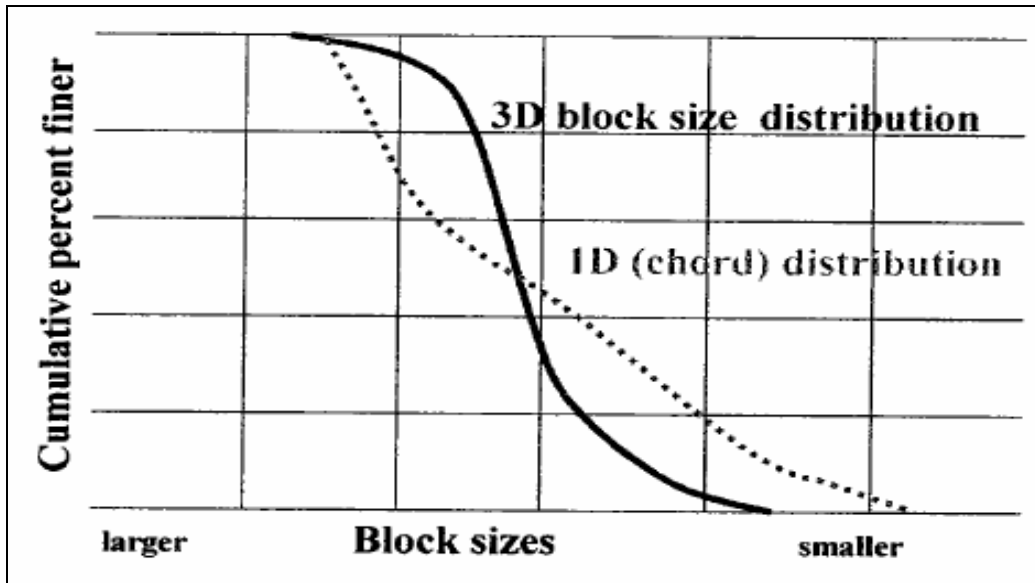


圖 2-39 利用掃瞄線法量測岩塊粒徑分佈與實際粒徑分佈曲線之比較

(Medley, 1994)

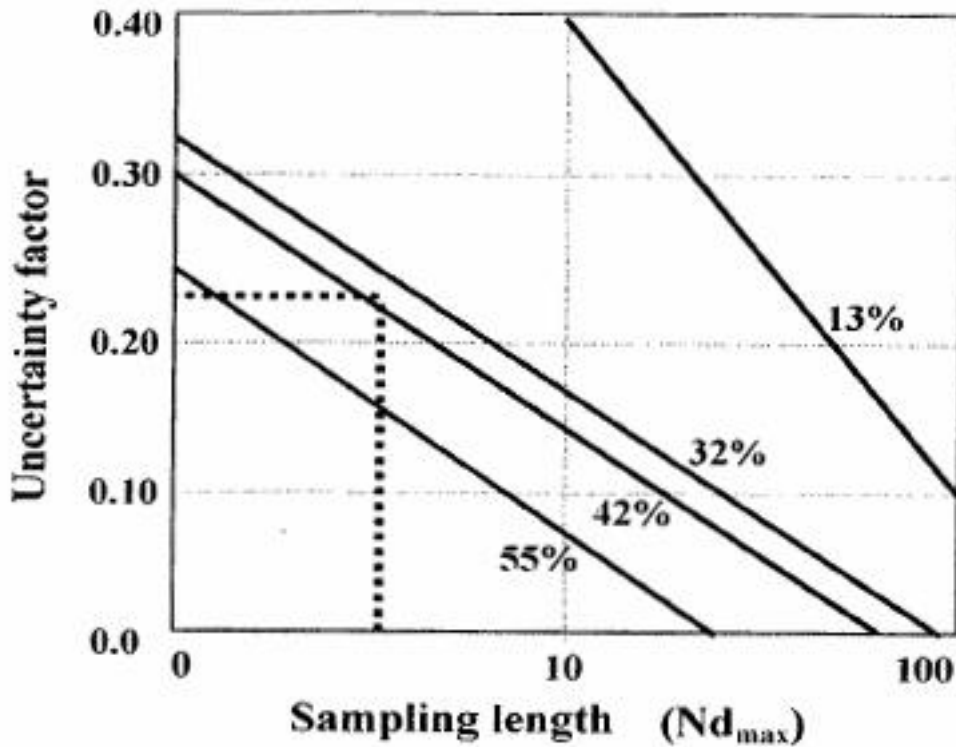


圖 2-40 利用掃瞄線法量測岩塊體積比不確定因子與體積比及取樣深度之

關係曲線(Medley, 2001)

2.6 崩積層邊坡之數值模擬案例

近年來，崩積層的研究以慢慢走向以數值模擬來研究大區域的滑動機制，而針對邊坡穩定分析採用的數值模擬，大部分均採用離散化的方法。本節節錄幾篇國內外數值模擬的案例，針對崩積層地質材料、力學參數及各種假設模擬的方式，做一簡單的闡述說明，並將模擬的結果加以討論。

2.6.1 數值模擬前人研究成果

林光敏(2003)曾就梨山地區邊坡，以數值模擬加以分析。首先參數之選擇參考過去相關試驗所得之參數整理表(表 2-8)。當進行模型之重力平衡時，模型中大部分網格皆已進入塑性狀態，且不平衡力無法達到平衡，故在進行分析之前必須先對地層參數作適當調整，使其在重力作用下，模型內部不平衡力可控制在合理範圍內。模型中代表崩積層之網格，由於其地層強度較低，在重力平衡時容易使系統趨於不穩定，因此在模型進行重力平衡時，崩積層之強度參數暫時以風化板岩層之參數取代，當欲進行變形量之運算時，再調整回原值。調整後之參數如表 2-7，由重力平衡後邊坡之剪應變累積量來看(如圖 2-41)，剪應變的累積集中在坡趾處。考慮當地層中存在一自由水位面時，在假設之地層強度參數下，從剪應變累積量(如圖圖 2-42)來看，主要集中於坡趾處，並朝向上邊坡方向形成一圓弧形帶狀區域，為可能之滑動面，邊坡主要位移即發

生於此範圍內。而由數值分析得其潛在滑動面上之剪應變量僅約

5×10^{-5} ，水平位移量也在 3×10^{-3} 公尺左右，所以應不至於引發邊坡滑動破

壞。

表 2-7 數值模擬使用參數表(林光敏，2003)

地層	density (kg/m ³)	elastic modulus E(Gpa)	poisson's ratio	shear modulus G(Gpa)	bulk modulus K(Gpa)	cohesion (KPa)	friction angle (deg)	hydraulic conductivity (cm/s)
崩積層	1600	1	0.25	6.00	10.00	9.8	28	3.67
風化板岩層	2300	15	0.25	6.00	10.00	29.4	30	3.67
新鮮板岩	2700	38	0.1	17.27	15.83	343	33	3e-6



表 2-8 邊坡穩定分析參數建議表(中華顧問，1999)



地層參數		資料來源		蘇苗彬(1990) 國科會防災 (79-10號)		亞新顧問 (1990)		林柄森(1991) 國科會防災 (79-64號)		蔡光榮(1987) 國科會防災 (75-36號)		工業技術 研究院 (1993)		本報告之 現地及室內 試驗		設計調查報 告反算分析 (1996)		本報告 建議值	
		c (t/m ²)	ϕ (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)	c (t/m ²)	ϕ (°)		
地層種類																			
崩積土*		0	35°	0	29.0° 34.5°	0.17 1.60	33.0° 38.0°	19.0 3.90	33.5° 35.0°	0.1 2.2	15° 45°	0.04 1.97	27.1° 27.5°					0.4	27°
強至中度風化板岩* (破碎且夾有粉土質砂 土及黏土)										2.0 6.0	36° 39°							3.0	28°
弱風化至新鮮板岩*																		30.0	33°
滑 動 面	崩積土																0.5 1.0	28° 32°	
	強至中度風化板 岩(滑動面呈粉土 質砂土或黏土)	2.1 3.8	9° 16°			1.3 2.9	18.2° 18.5°	18 4.0 (3)	25° 45° (36°)	0 2.0	20° 23°	0.5 1.1 0.3 1.8	28.7° 30.9° 28.5° 31.3°	0 5.0 3.0	15° 31° 33°		2.0 3.0	20° 33°	
	弱風化至新鮮板 岩(滑動面呈粉土 質砂土或黏土)																		

* 註：本地層所示之參數值係為地下水位以上之尖峰強度值。

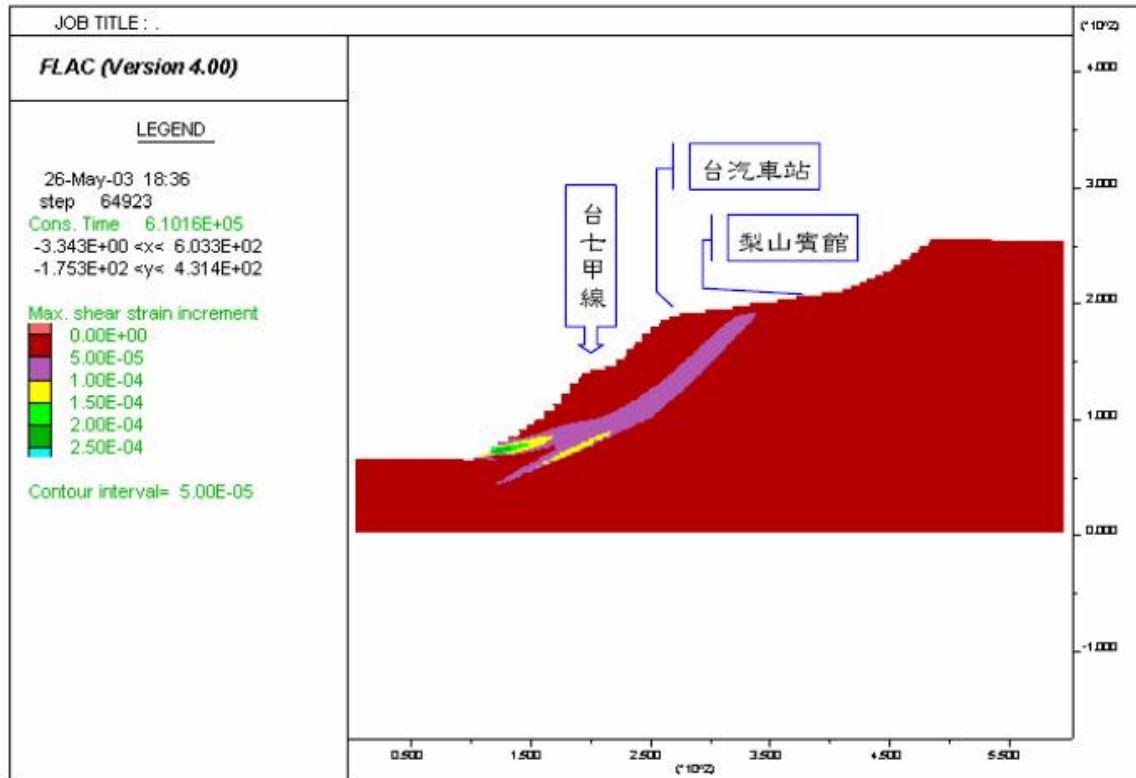


圖 2-41 重力平衡後邊坡剪應變增量(林光敏，2003)

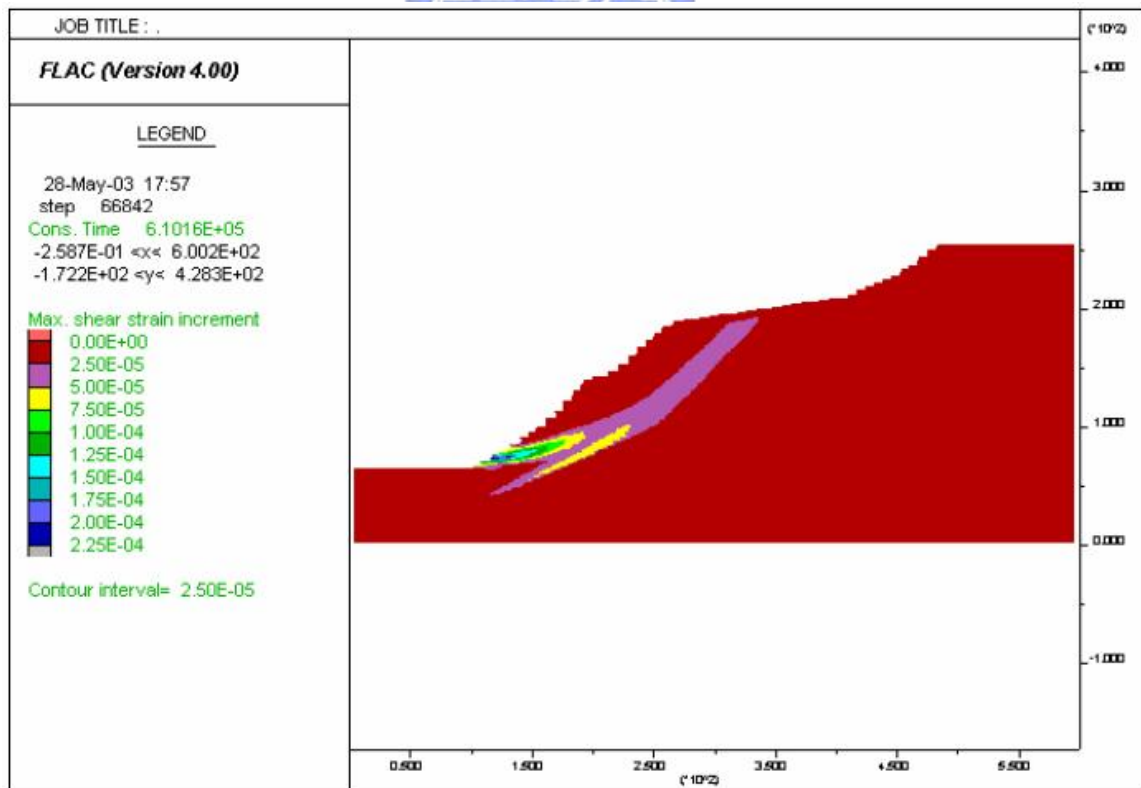


圖 2-42 自由水位下邊坡之剪應變累積(林光敏，2003)

賴忠良(2006)以梨山地滑區的 B-9 滑動體作為鑽探取樣及模擬的主要對象，由兩孔鑽孔的岩心判釋，將崩積層材料分做四類，分別為灰色黏土夾灰色板岩顆粒、破碎板岩岩體、灰色板岩內含有節理(節理厚度不可忽略)、灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略)。為了方便模擬，遂將實際地層加以簡化，類似地質條件及地質厚度很薄之同類薄層，予以適度簡化及合併，簡化後之兩鑽孔分層深度範圍整理成表 2-9。

表 2-9 分層相對深度及種類 (賴忠良，2006)

分層種類	第一孔分層(公尺)	第二孔分層(公尺)
崩積層(AA)	0~16	0~26
軟弱帶(BB)	16~19	26~30
風化板岩(CC)	19~26	30~53
軟弱帶(BB)	26~27	53~57
風化板岩(CC)	27~40	57~68
新鮮岩盤(DD)	40 以下	68~80 以下

AA、BB、CC 及 DD 各層分區之位置詳圖 2-43，各層數值模擬參數輸入值詳表 2-10，CC 及 DD 層的密度與彈性係數引用同步進行之另二篇論文 (黃玉麟，2006；劉盛華，2006) 所完成之室外及室內試驗得到的參數值。AA 層之凝聚力 c 則引用工業技術研究院(1993)之 $c=0.1\sim 2.2(t/m^2)$ 之值。其餘大部分的參數值則引用了林光敏(2003)的參

數，並作一些適度的調整。

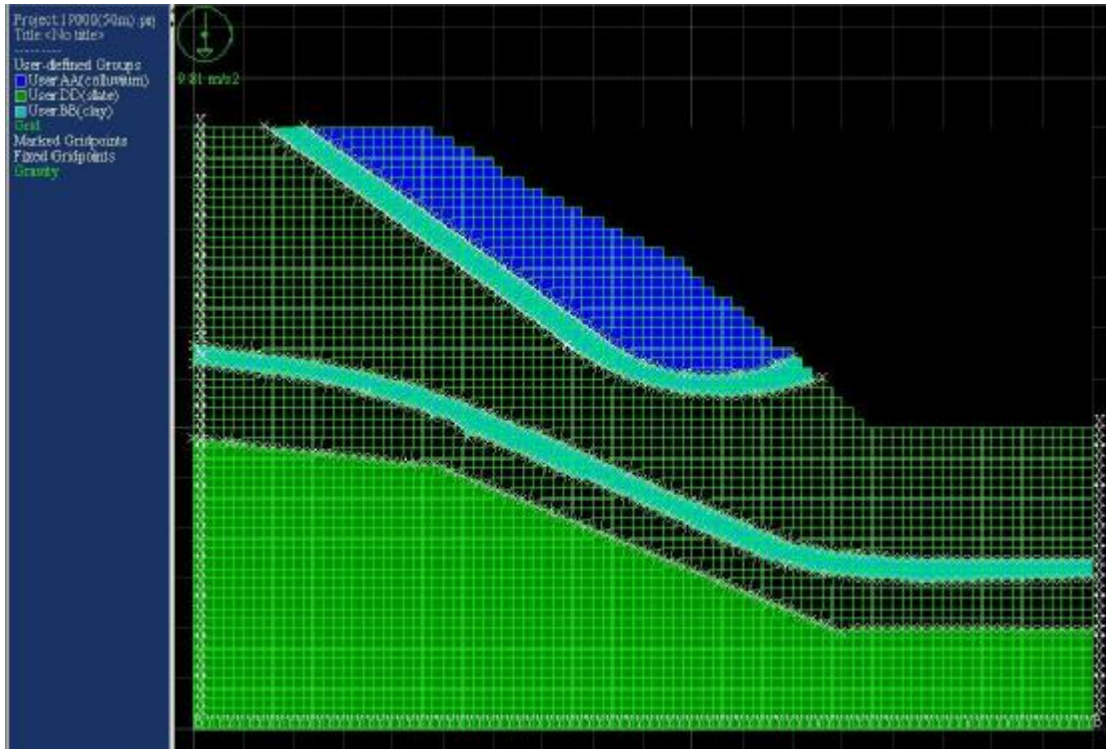


圖 2-43 各層分區圖(賴忠良，2006)

表 2-10 AA、BB、CC 及 DD 層數值模擬參數輸入值(賴忠良，2006)

分層種類	density (kg/m^3)	elastic Modulus E (GPa)	Poisson's ratio	cohesion (kPa)	friction Angle (deg)
AA	1600	1.000	0.25	19.0	28
BB	1800	1.000	0.25	19.0	20
CC	2500	0.395	0.28	44.0	30
DD	2884	36.500	0.29	200.0	33

當模型進行重力平衡時，並考慮地層中存在地下水位時，假設在相同的地層強度參數下，由圖 2-44 發現到，圖的前半部為不含地下水的影響，不平衡力仍然保持穩定的一個趨勢，後半部則加入地下水位的影響，很明顯的發現到不平衡力跳動的很劇烈。為了探求邊坡在含地下水的穩定分析，當邊坡發生整體性破壞，同時處於臨界狀態下，求其臨界安全係數。在含有地下水位之影響下，將整體安全係數往下調整至 0.74 時，則圖 2-45 之後半部不平衡力呈現穩定了。因為加入地下水位時，造成有效應力降低，產生不平衡力，因此將整個地層之剪力強度值往上調整，直至安全係數為 0.74 時，邊坡呈現穩定的狀況。圖 2-46 為在受地下水位影響下，受重力平衡後，不平衡力達穩定時之位移圖，其主要位移發生在邊坡上。圖 2-47 則為剪應變累積增量圖，主要集中於邊坡之坡趾處，往上邊坡方向發展，應變量亦隨之遞減，形成一個帶狀的區域，為可能存在的弱面滑動區。

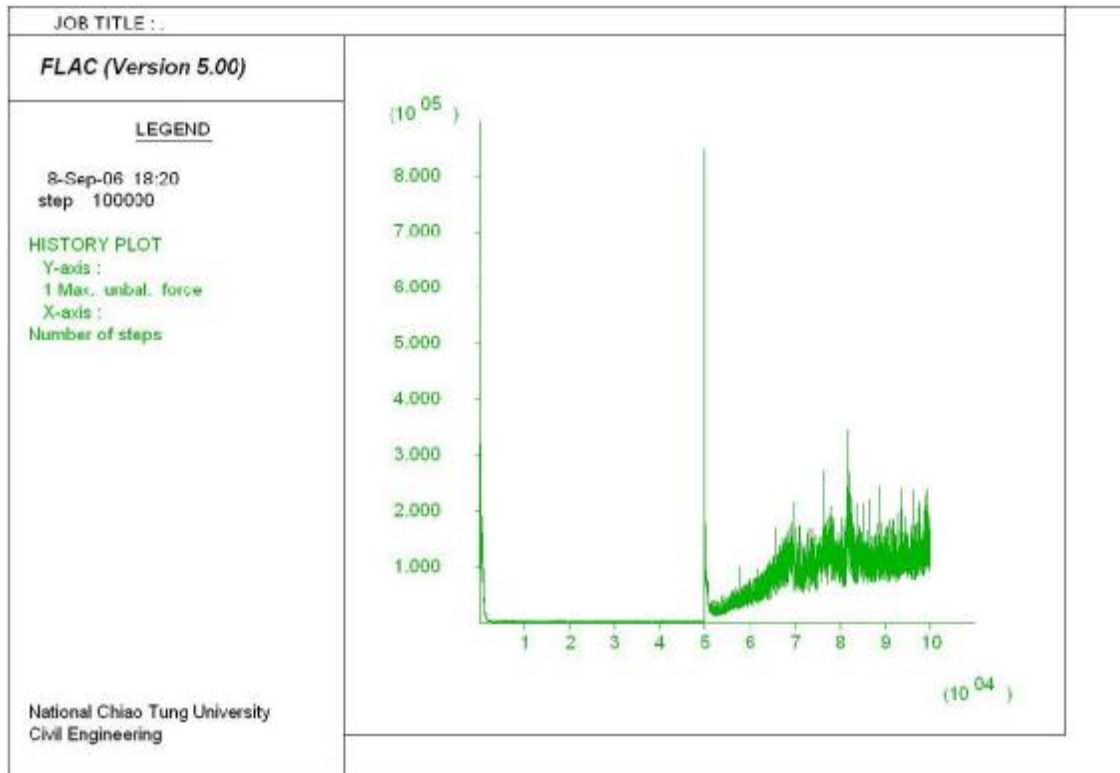


圖 2-44 加入地下水位影響後之不平衡力圖(賴忠良，2006)

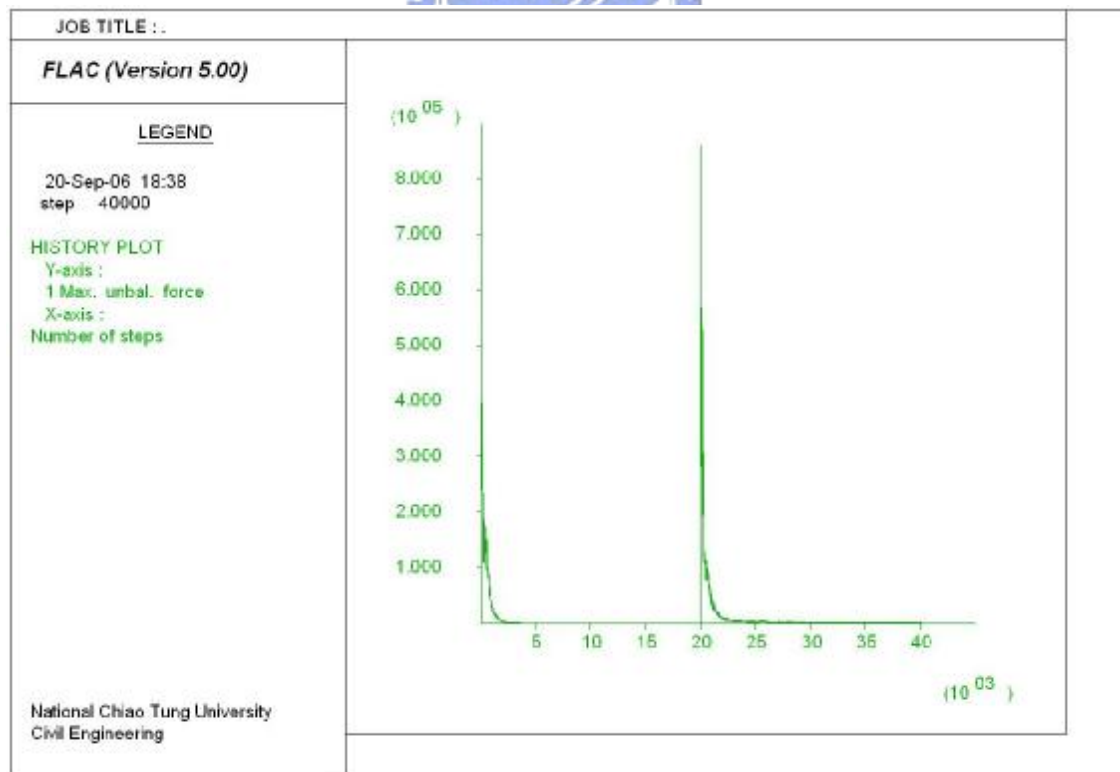


圖 2-45 將整體安全係數調至 FS=0.74 時之不平衡力圖(賴忠良，2006)

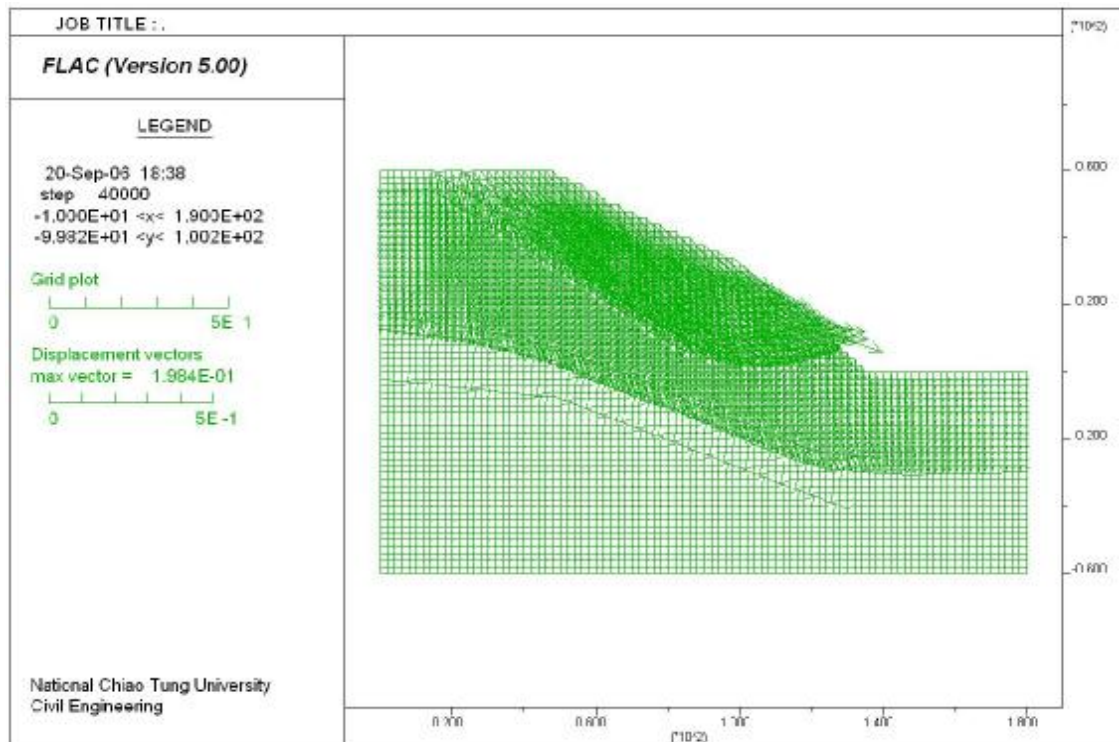


圖 2-46 將整體安全係數調至 $FS=0.74$ 時之位移圖(賴忠良，2006)

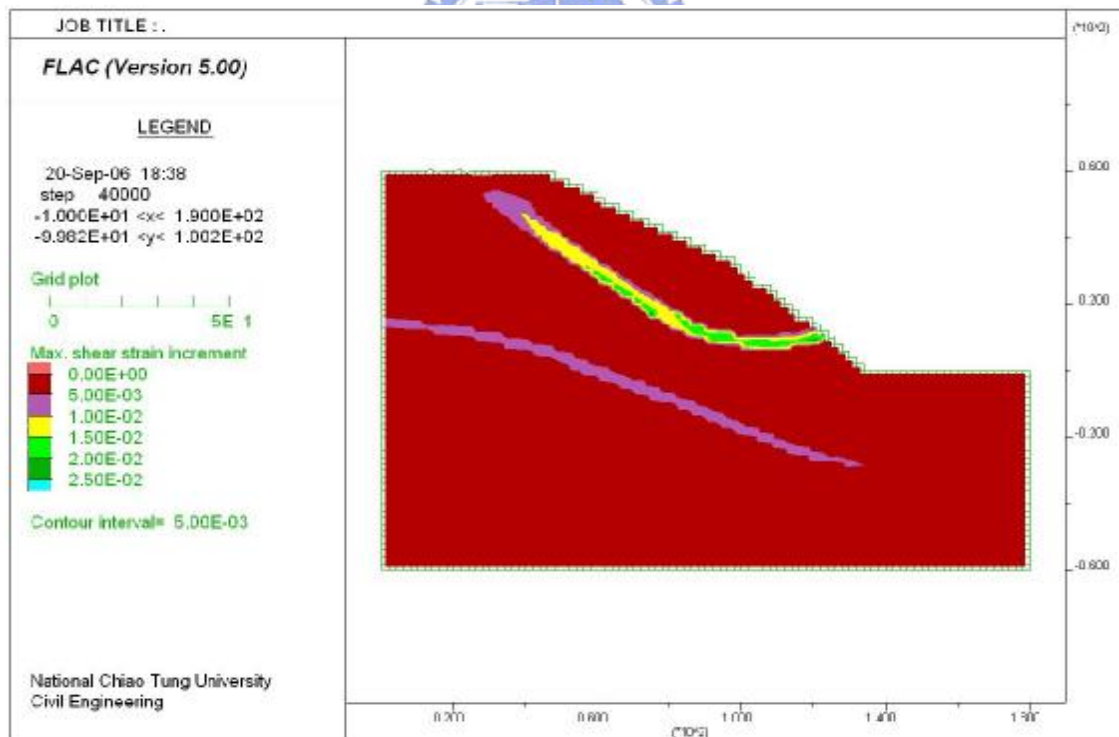


圖 2-47 將整體安全係數調至 $FS=0.74$ 時之剪應變累積增量圖(賴忠良，2006)

2.6.2 討論

林光敏(2002)就梨山地區所做之數值模擬中梨山崩積層地層區分為三層，該三層分別為不同材質的地層，然後採用 FLAC 軟體內建之力學模式，不同層之參數值各不同，用該軟體進行數值模擬。賴忠良(2006)以梨山地滑中之 B-9 滑動體做模擬，將崩積層大致分為四層力學性質不同的地層，除了採 FLAC 軟體內建之力學模式外亦針對灰色板岩內含有節理(節理厚度可忽略)此種崩積層材料撰寫 UDM 子程式，以更符合實際力學行為。以上研究使用相同的分析軟體，所用之模式除直接採用內建之力學模式亦有採用撰寫 UDM 子程式。以上研究對於崩積層力學模擬，皆無考慮到複合岩體岩塊與基質間之互制關係，僅賦予每一層概括的力學及變形參數，但忽略複合岩體實際狀況可能與實際現地情況有點差異。由以上研究亦可看出崩積層內所含的地下水位面的高度及地下水位之升降，對於崩積層邊坡的穩定影響深遠，因為孔隙水壓增加使土體之抗剪強度降低，且因浸潤作用，使黏土礦物膨脹，失去凝聚力，溶去顆粒間膠結物，降低顆粒間之結合力。

第三章 鑽探取樣併構岩分類與統計

3.1 鑽探地點規劃

為取得有代表性之樣品，本研究所選擇試驗工址之鑽探地點為台中縣和平鄉梨山地滑區之崩積土層，由前人研究可知該區域崩積土本身膠結不良，隨著地水位變化大，造成岩層風化作用加劇，因此造成鑽探取樣不易。本研究延用前階段研究經驗（賴忠良，2006），利用傳統旋轉式鑽探法，配合鋼索取岩方法，並以超泥漿作為穩定液，鑽掘 HQ(直徑 6.2 cm)之岩心，期望如前期鑽探成果取得提取率 95%以上岩心以資供作併構岩岩塊與基質組構方式的正確判釋及統計，及可提供室內試驗所需使用之完整岩心。

本年度研究主要探討類併構岩材料如灰色板岩夾灰色及黃色黏土層材料之力學行為，故除了有前階段（賴忠良，2006）在 B-9 滑動體的 N-1、N-2 兩鑽孔所得 120m 岩心可作分析及統計外，期望本研究鑽探亦能得到此區段更充足之岩心，因此選擇在 B-1、B-4、B-9 滑動體（如圖 3-1）坡腹位置作鑽探初步規劃，於台 7 甲 73~74km 沿公路附近佈孔，總計共佈三鑽孔，分別在 B-9 滑動體上佈 X-1 30m、B-4 滑動體上佈 X-2 60m、B-1 滑動體上佈 X-1 40m（如圖 3-2）。

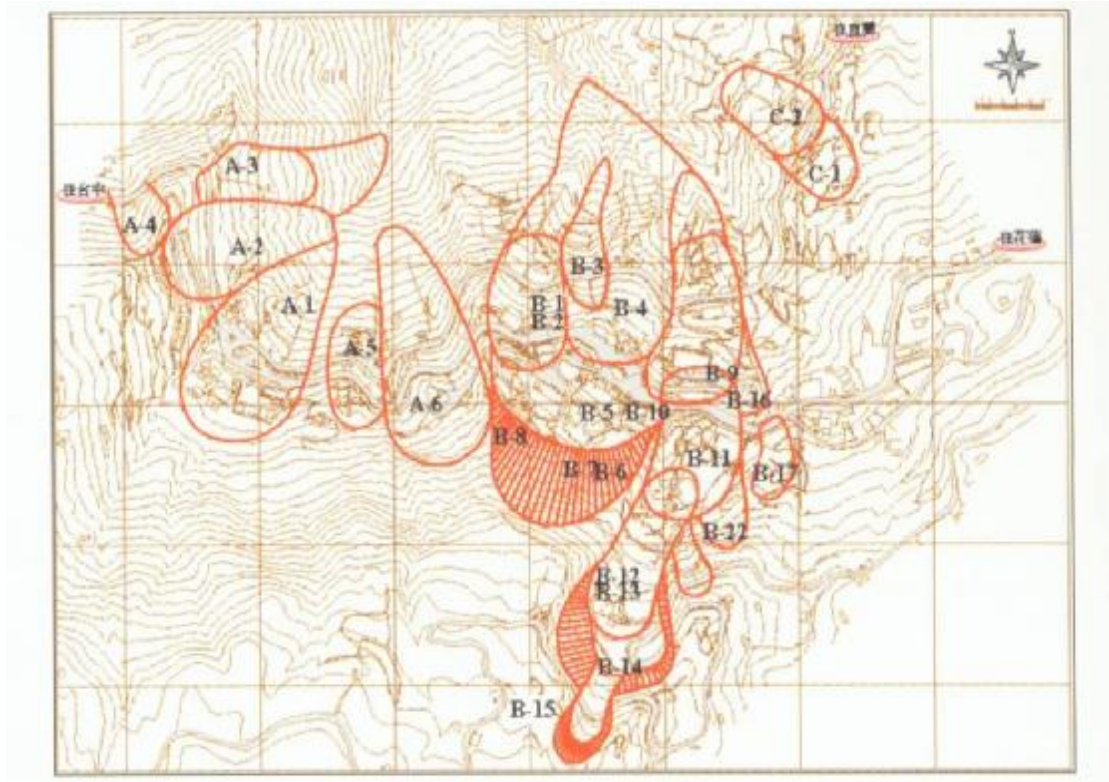


圖 3-1 梨山地滑區滑動體示意圖



圖 3-2 本年度鑽探孔位示意圖

3.2 梨山地滑區類併構岩分類準則

崩積地層由於組成較不規則，組成顆粒大小懸殊，不均質性高，其組成材料可能從近似原來大規模滑動前岩體的材料、到大塊石至細粒土壤都有可能，故可視為複合性材料，大致由岩塊及軟弱基質兩者組成。梨山崩積層亦有相同情況，岩塊是由新鮮至輕度風化板岩所構成，基質則是由重度風化板岩碎屑至黏土構成。

沿用黃玉麟（2006）的崩積層材料分類定義，梨山崩積層內可依其形成的方式分為兩種併構岩，一為崩積層上方的 0~10 公尺左右的崩積土層為第一類崩積層材料（SY 灰色板岩夾黃色黏土），另一為下方約 20 公尺出現的軟弱帶附近出現的漸變帶（SG 灰色板岩夾灰色黏土）為第二類崩積層材料。崩積土層內之併構岩主要的形成機制是由邊坡崩積岩塊堆積風化後，岩塊間的空隙可能由岩塊自體風化或是經地表水帶來沈積而形成，故其岩塊組成與排列無特定的方向性，且岩塊尺寸分佈範圍廣，形狀有稜有角，其基質之黏土多由地表水帶來沈積，故成黃棕色（如圖 3-3）；漸變帶內之併構岩之主要形成機制為板岩自身的劈理裂隙因為地下水之風化而形成板岩碎屑或灰色黏土，風化程度的強弱亦影響了岩塊的大小及體積，由於是沿板岩劈理風化形成故殘留之岩塊具有特定方向性，但由於風化強弱不一，故形成之岩塊尺寸分佈範圍仍廣，形狀亦屬有稜有角，其基質板岩碎屑或黏土

部分為板岩自身風化而來故呈灰色（如圖 3-4）。

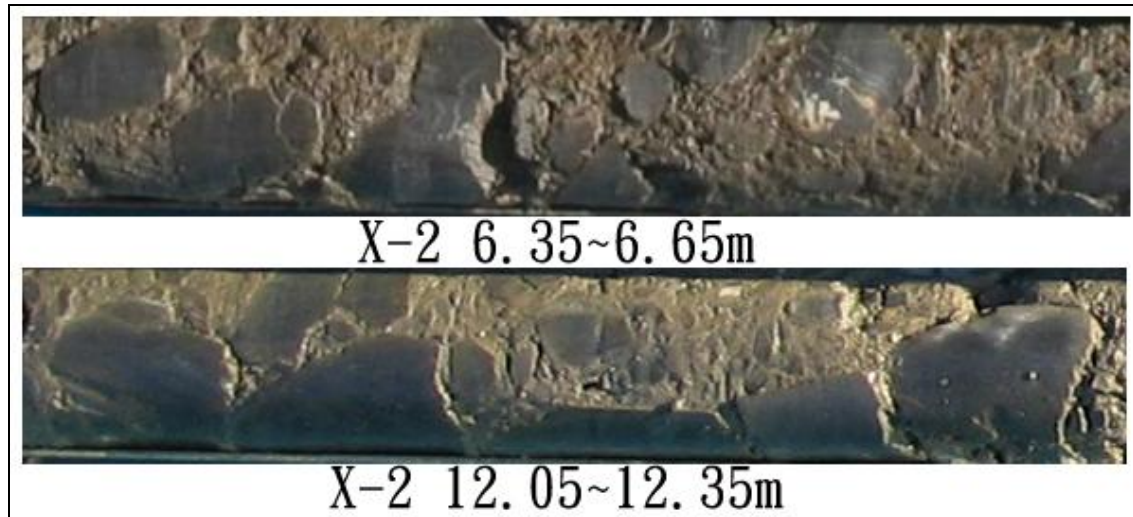


圖 3-3 梨山崩積層鑽孔岩心照片（崩積土層內之併構岩）

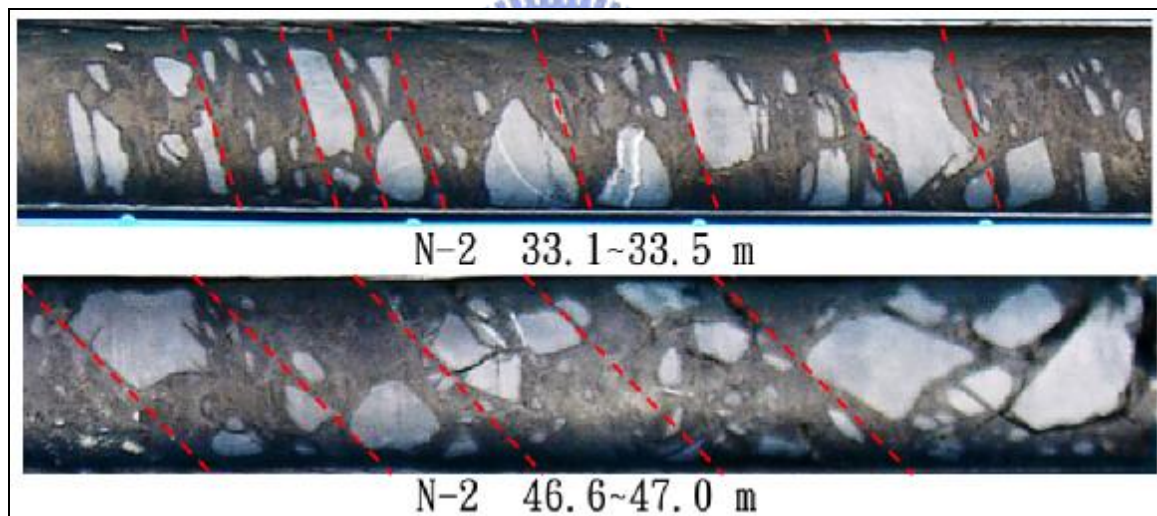


圖 3-4 梨山崩積層鑽孔岩心照片（漸變帶內之併構岩）

3.3 鑽探岩心併構岩判釋及統計

依照本研究對於梨山類併構岩岩體的分類準則，梨山崩積層內可依其形成的機制分為兩種併構岩，一為淺層崩積土層中的灰色板岩夾黃色黏土（SY），另一為漸變帶中灰色板岩夾灰色黏土（SG），兩類併構岩的除了最初形成的機制差異外，其所在深度、排列方式、岩塊尺寸以及基質的材料參數差異皆有所不同，故需分別針對兩類併構岩的岩心做判釋及統計。

3.3.1 併構岩鑽探岩心圖

由本期及前期鑽探所得岩心統計，崩積土（SY 灰色板岩夾黃色黏土）分佈範圍約在淺層地表下 0~15 m 的範圍內，岩心皆為灰色板岩包裹在黃色的砂質黏土中，為方便統計分別取兩批鑽探岩心具代表性的幾段來做分析統計（如圖 3-5~13）。



圖 3-5 鑽探岩心圖崩積土併構岩 N-1 2.25~2.6 m



圖 3-6 鑽探岩心圖崩積土併構岩 N-1 4.35~4.6 m



圖 3-7 鑽探岩心圖崩積土併構岩 N-2 12.4~12.9 m 及 N-2
13.3~13.7 m



圖 3-8 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-1 6.35~6.7 m



圖 3-9 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-1 14.45~14.7 m



圖 3-10 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-2 8.4~8.7 m 及 X-2 9.1~9.35 m



圖 3-11 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-2 12.05~12.35 m



圖 3-12 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-3 4.35~4.5 m



圖 3-13 鑽探岩心圖崩積土併構岩 X-3 9.05~9.3 m

漸變帶 (SG 灰色板岩夾灰色黏土) 主要分佈在潛在滑動的軟弱帶附近，故分佈範圍在較深層，岩心皆為灰色板岩包裹在灰色的沈泥質黏土中，為方便統計分別取兩年鑽探岩心具代表性的幾段來作分析統計 (如圖 3-14~19)。

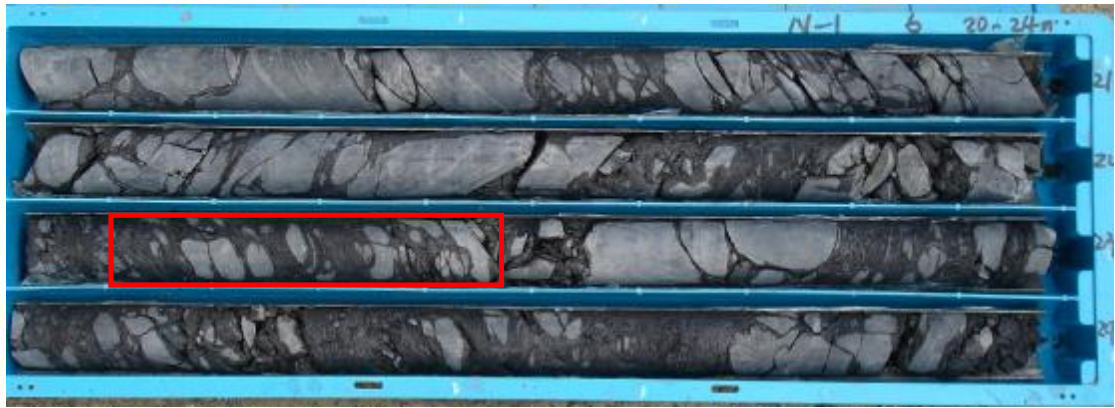


圖 3-14 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 N-1 22.1~22.45 m



圖 3-15 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 N-2 33.05~33.6 m

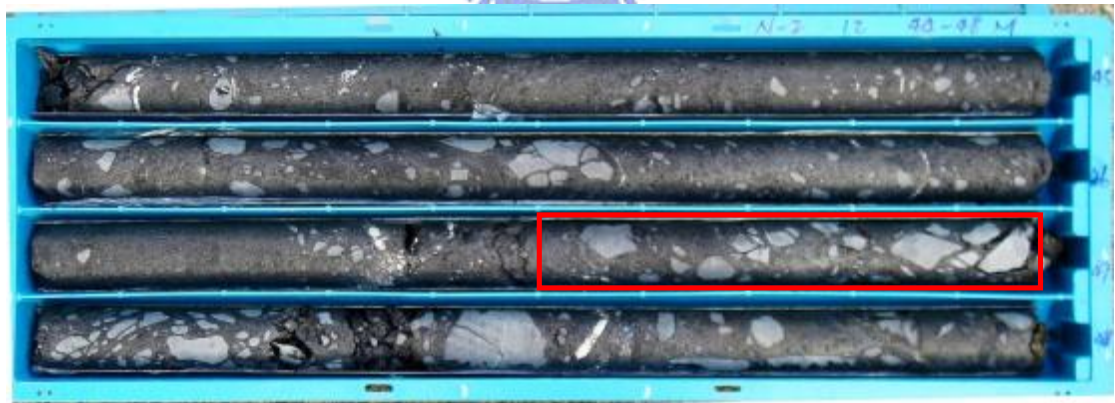


圖 3-16 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 N-2 46.5~46.98 m

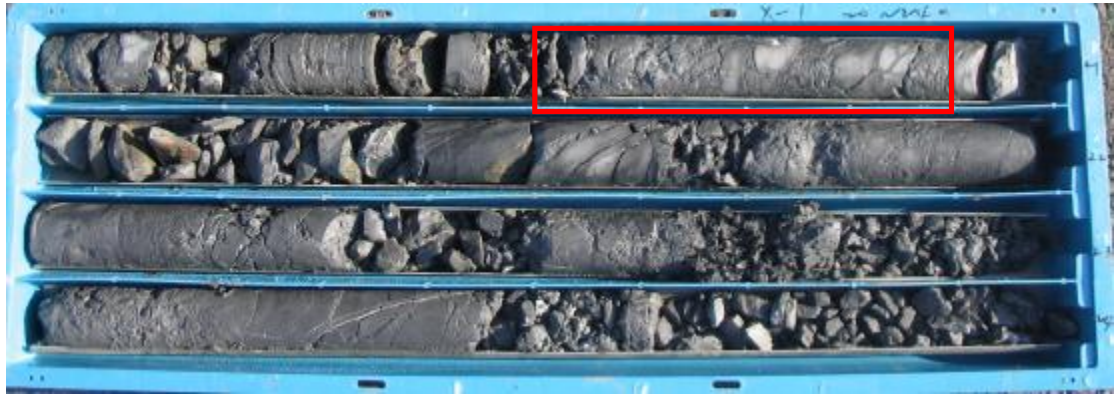


圖 3- 17 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 X-1 20.5~20.9 m

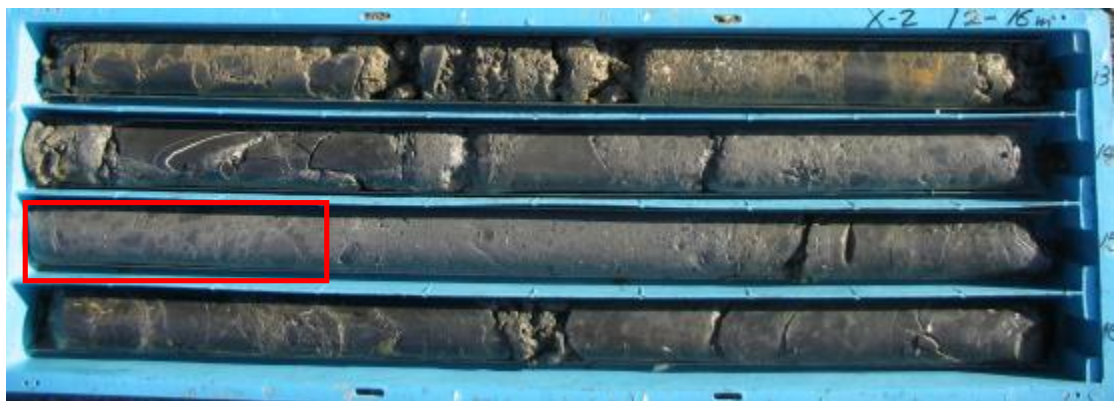


圖 3- 18 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 X-2 14~14.3 m

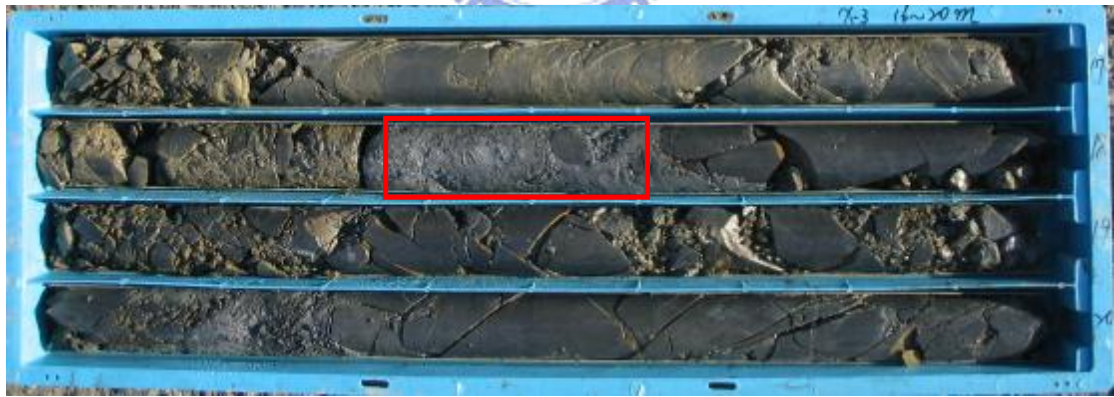


圖 3- 19 鑽探岩心圖漸變帶併構岩 X-3 17.35~17.6 m

3.3.2 併構岩之岩塊體積比量測方式

由於梨山鑽孔岩心併構岩分佈甚廣，無法一一以比重法量測真實岩塊體積比，故本研究以 2D 的平面影像處理作為分析方式，分析前先以一顆以做完三軸試驗的併構岩作濕篩後作比重法量測岩塊體積比，再以試驗前繞岩心作環向攝影，將照片合成後做 2D 影像分析(如圖 3- 20)，以比重法求出此併構岩的體積比為 35.81%，而以 2D 影像分析出岩塊體積比為 34.48%，大約只有 1%左右的誤差。配合羅文驤(2007)一系列室內試驗後破壞之試體經篩後得到試體岩塊體積比，與試驗前 2D 影像分析結果作比較(如錯誤! 找不到參照來源。)，可發現運用 2D 影像分析所得之岩塊體積比與利用比重法量測之岩塊體積比之關係成正相關且差異有限，故其後在分析岩塊體積比皆以 2D 影像分析做為工具。

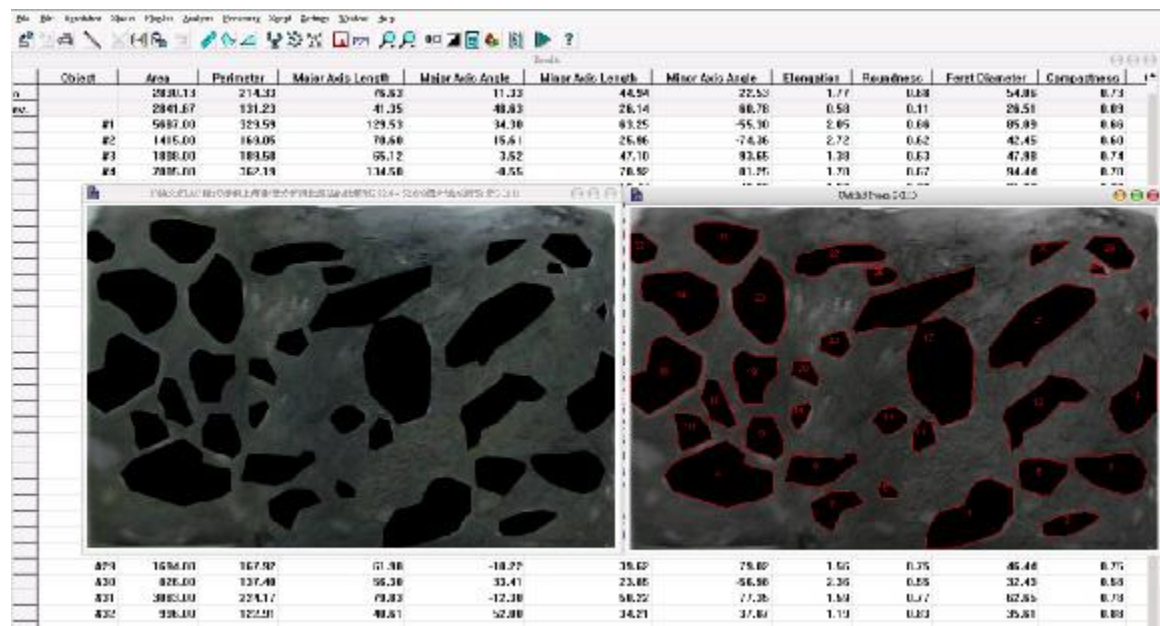


圖 3- 20 N-2 52.4~52.6m 岩心 2D 影像分析

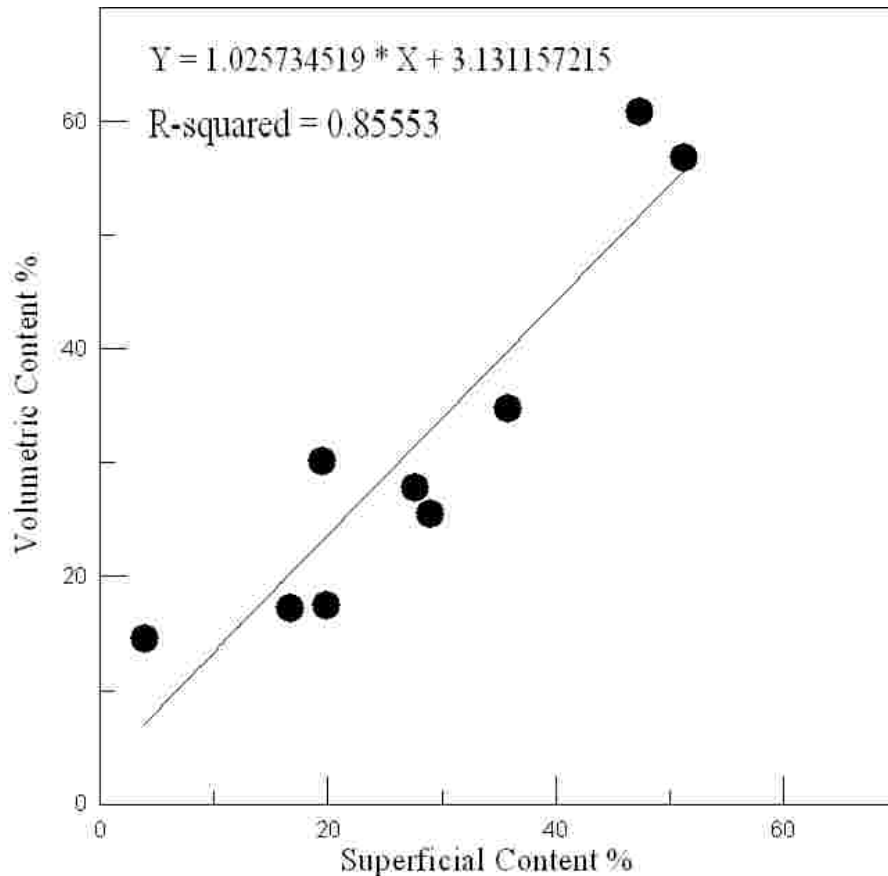


圖 3-21 面積比與實際溼篩後體積比比較 (羅文驤, 2007)

3.3.3 併構岩岩心統計

為了解梨山崩積層內併構岩組成狀況，將前階段 (賴忠良, 2006) 之 N-1、N-2 以及今年之 X-1、X-2、X-3 鑽孔之岩心同樣將併構岩分成崩積土及漸變帶兩類，共取了 17 段具代表性的併構岩岩心作 2D 影像分析，分析結果見表 3-1。由於崩積層內併構岩體積比分佈不均，故將這 17 段岩心分析所得之岩塊體積比，以機率統計方式，估計併構岩內出現最大機率的體積比為何，統計結果如圖 3-22 崩積土及漸變帶岩塊體積比出現機率。崩積土內之併構岩體積比在 20~30% 及 40~50

%出現的機率較高，漸變帶內之併構岩體積比則是在 30~40%出現機率最高，故以所有併構岩來看體積比大約都在 20~50%，可最為模擬併構岩之岩塊方向性、岩塊長短軸比等性質時，作為控制變因的試體之參考體積比。

另外文獻回顧中曾引述 Meldly(1994)的論點，認為最大岩塊的粒徑應小於 $0.75\sqrt{A}$ ，而基質與岩塊的分界應在粒徑為 $0.05\sqrt{A}$ ，由表 3-1 之統計結果以顯示所選的這 17 段併構岩岩心，所得到的最大岩塊粒徑皆小於 $0.75\sqrt{A}$ ，而最小的岩塊的粒徑也在 $0.05\sqrt{A}$ 左右。此結果驗證以 D 影像處理法所挑選出判定為岩塊的方式符合理論亦符合人為判釋結果。



併構岩的統計結果中並無統計漸變帶 (SG) 的岩塊方向性，原因是總計兩年鑽探所得此區段的併構岩的數量及長度均不足，相較於崩積土土的數量少了很多，且漸變帶中岩塊的方向性均與其上方或下方的完整板岩的劈理方位有關，隨著不同的深度及不同區段的漸變帶其上下方完整板岩劈理形成條件的不同而有差異，故數量不足加上統計找出最大可能發生的漸變帶岩塊方位未必足以代表整體漸變帶併構岩的方向性，故無對岩塊方向性多做統計，待由數值模擬試驗得到具體成果，得以歸納出併構岩岩塊方向性對力學行為的影響參數後，做邊坡穩定分析時再將所考慮之漸變帶其岩塊方向性之影響加入即可。

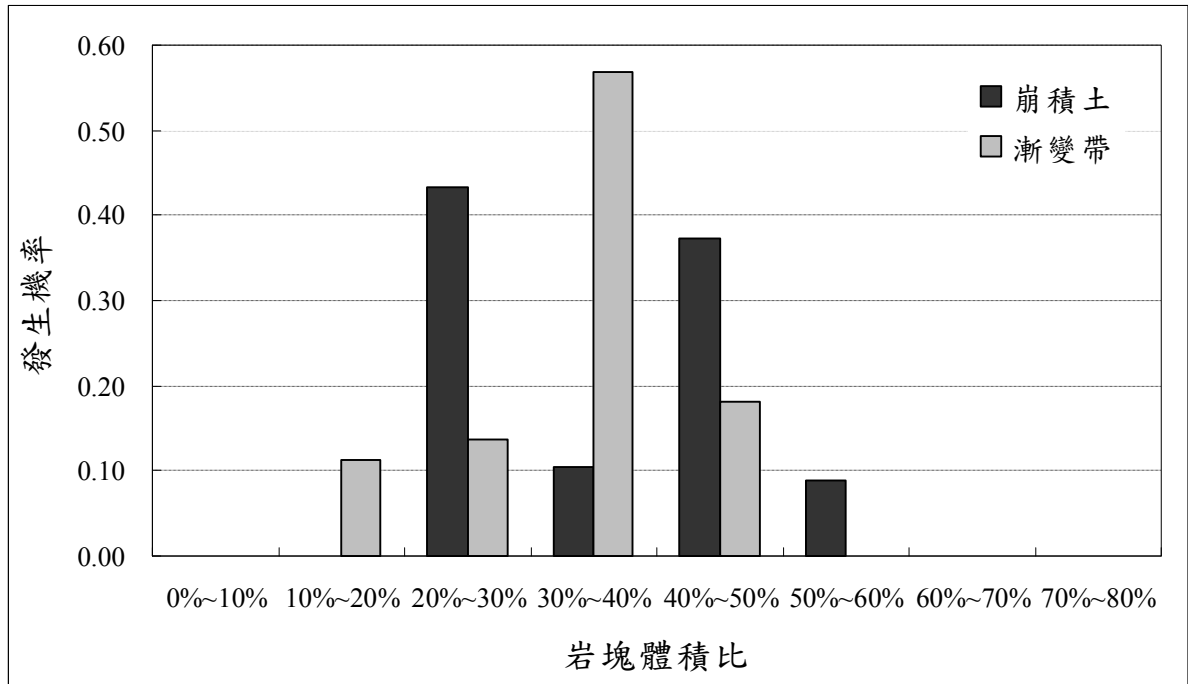


圖 3-22 崩積土及漸變帶岩塊體積比出現機率



表 3- 1 梨山崩積層內具代表併構岩其組成岩塊體積比關係表

孔號	岩性分類	深度(m)	岩塊體積比	最大岩塊所佔體積	<5%之岩塊體積所佔比例	最大岩塊之 dmax 與√A 之比	最小岩塊之 dmax 與√A 之比
N-1	崩積土(SY)	2.25~2.6	33.03%	12.57%	2.90%	0.557	0.041
N-1	崩積土(SY)	4.35~4.6	27.53%	8.99%	0.75%	0.437	0.094
N-2	崩積土(SY)	12.4~12.9	25.52%	10.33%	9.76%	0.425	0.053
N-2	崩積土(SY)	13.3~13.7	27.26%	4.57%	6.15%	0.400	0.054
X-1	崩積土(SY)	6.35~6.7	41.59%	8.74%	6.24%	0.456	0.056
X-1	崩積土(SY)	14.45~14.7	47.51%	11.27%	12.22%	0.513	0.055
X-2	崩積土(SY)	8.4~8.7	27.36%	6.54%	22.41%	0.417	0.048
X-2	崩積土(SY)	9.1~9.35	46.39%	14.13%	10.50%	0.411	0.051
X-2	崩積土(SY)	12.05~12.35	58.70%	12.19%	3.60%	0.592	0.048
X-3	崩積土(SY)	4.35~4.5	40.72%	10.99%	11.08%	0.511	0.048
X-3	崩積土(SY)	9.05~9.3	41.02%	9.93%	2.53%	0.509	0.057
N-1	漸變帶(SG)	22.1~22.4	31.69%	4.23%	20.30%	0.453	0.051
N-2	漸變帶(SG)	33.05~33.6	31.77%	7.05%	22.54%	0.394	0.048
N-2	漸變帶(SG)	46.5~46.98	33.35%	4.99%	15.83%	0.403	0.050
X-1	漸變帶(SG)	20.5~20.9	46.80%	15.98%	7.27%	0.653	0.063
X-2	漸變帶(SG)	14~14.3	26.17%	4.07%	17.93%	0.265	0.054
X-3	漸變帶(SG)	17.35~17.6	15.10%	5.86%	17.41%	0.356	0.046

註：編號意義：SG、SY：岩性分類，為黃玉麟(2006)所代表灰色板岩夾灰色黏土層及灰色板岩夾黃色黏土層

3.4 模擬併構岩試體參數及組構方式之選定

由於模擬併構岩試體是以梨山地滑去之併構岩為主體，所模擬的岩塊組構方式如形狀、方向、尺寸等皆須符合現地概況，且岩塊與基質材料參數之選定也需符合實際情況。

3.4.1 模擬併構岩試體岩塊尺寸之選定

由於併構岩岩塊幾乎都有特定的長軸，故大部分均非等向性，所以若由 d_{\max} 與 \sqrt{A} 之比值來求得最大與最小岩塊的界線，在模擬的過程不容易界定岩塊的尺寸，故為了方便往後模擬併構岩內岩塊之尺寸，與岩塊網格的建立，故取面積比的方式來作最大最小岩塊的界限。由表 3-1 之統計結果，發現不管是崩積土或是漸變帶內的併構岩其最大岩塊佔整個試體的面積皆小 16% ($0.16A$)，而取試體面積的 0.5% ($0.005A$) 作為一界線，統計小於 $0.005A$ 之岩塊總面積佔總岩塊的比例，發現其所佔的比例大約都在 20% 以下。故最大岩塊為佔試體總面積 16%，最小岩塊界線則取試體面積的 0.5%，因為由岩心的統計結果發現小於 $0.005A$ 之總面積大部分皆小於總岩塊面積的 20%，加上分佈零散，故以模擬方便為考量可忽略其貢獻，將其視為基質。

3.4.2 模擬併構岩試體岩塊形狀之選定

由鑽探岩心所得併構岩試體判釋發現，併構岩岩塊的形狀皆為有稜有角的多邊形，但取其大致形狀約可大至分為三邊形、四邊形以及五邊形等三種

近似的形狀，但依其長短軸的比的差異又可細分為十種不同的形狀。故為使模擬出之併構岩試體更為貼近實際狀況，岩塊之選定不再只是等向性或是矩形，而以鑽孔所得併構岩岩心統計出具代表性的這幾種形狀，作為模擬岩塊的標準（如圖 3-23、圖 3-24），統計後將岩塊取近似的形狀以為模擬之用，模擬之岩塊形狀分類如圖 3-25。

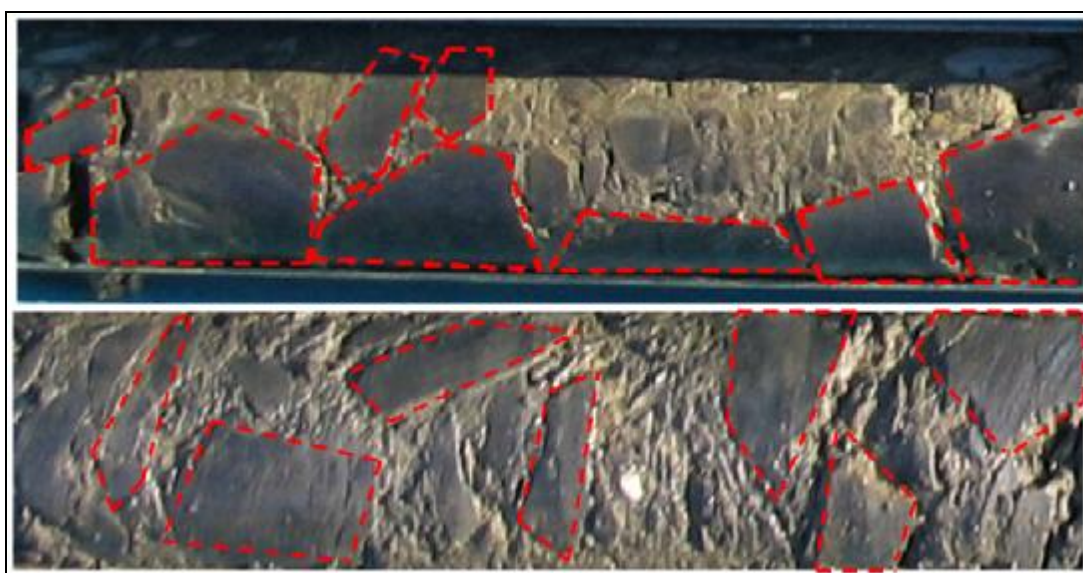


圖 3-23 崩積土內併構岩岩塊形狀概況

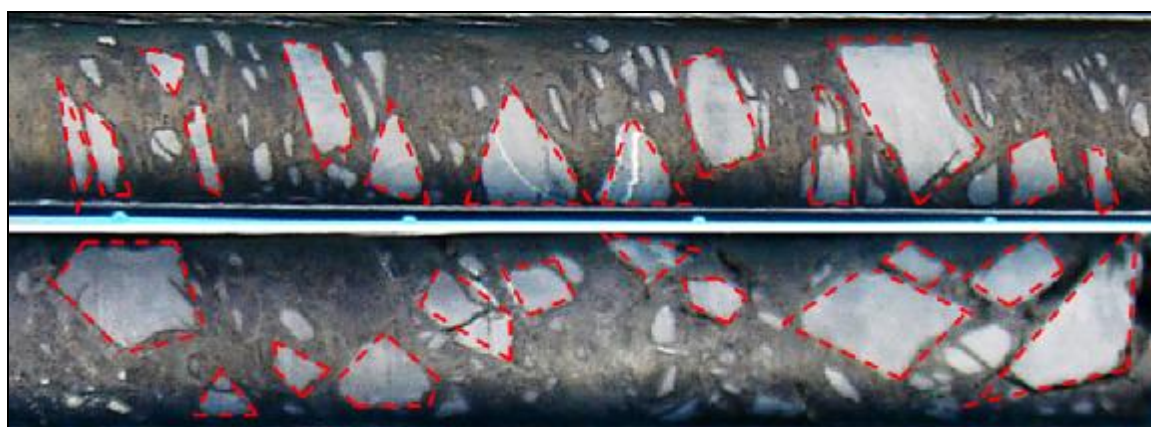


圖 3-24 漸變帶內併構岩岩塊形狀概況

模擬併構岩試體岩塊形狀種類

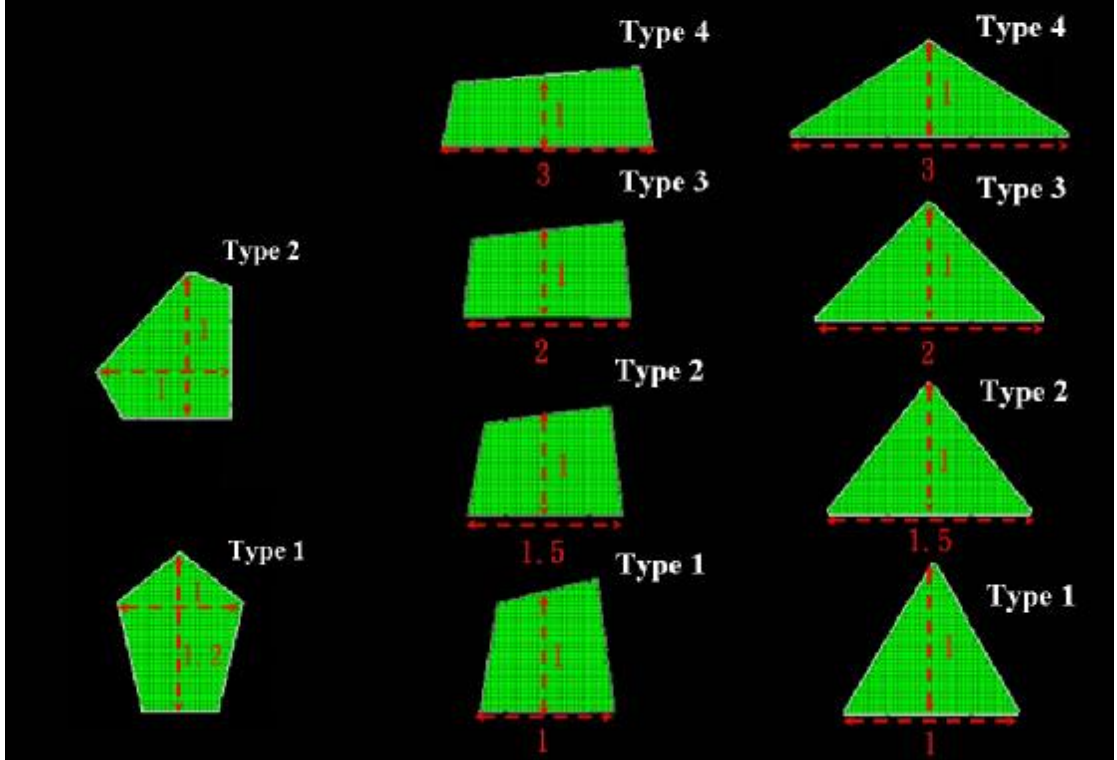


圖 3-25 數值模擬併構岩岩塊網格形狀及長短軸比

3.4.3 模擬併構岩試體材料參數之選定

岩塊與基質材料參數的選定，為模擬結果正確性的重要影響因素之一，但由於純基質與完整無風化板岩塊由鑽探所取回來的岩心中幾乎無試體可用，淺層崩積土的砂質黏土（黃色黏土）由於結構鬆散，若不以重模方式無法得到完整試體；軟弱帶沈泥質黏土（灰色黏土）在取試體做實驗時亦發現內部皆有夾雜碎石，故所得到之材料參數無法提供作為模擬純基質之參數；而板岩試體皆為具劈理之若風化板岩，亦無法取得完整且足夠長度之試體可作為模擬板岩塊之材料參數。

故為得到可使用且合理的材料參數，參考了前人在梨山地滑區相關試驗結果做為材料參數參考的依據，其中沈泥質黏土（灰色黏土）及弱風化板岩塊之材料參數參考中華工程顧問（1999）邊坡穩定分析參數建議表內之相關材料參數；而砂質黏土（黃色黏土）則參考劉啟鋒（1990）以明坑開挖方式取得崩積土層內砂質黏土以重模方式取得完整試體做直接剪力試驗，但由於現地崩積土基質部分結構較鬆散，以重模方式所得到之試體，其材料參數之代表性十分值得商榷，且由於崩積土結構鬆散，岩塊與基質間存在孔隙而非緊密接和，但在模擬崩積土併構岩時仍將其視為均質不考慮孔隙存在，僅就其行為提出定性的討論，各材料之參數如表 3-2。模擬時由於亦需考慮實際併構岩試體就算岩塊與基質是緊密接觸但破壞時仍產生相對移動，故仍須考慮實際試體的非連體行為，此部分在本研究則在基質與岩塊間放入一薄層介

面材料，此介面材料具有低凝聚力高摩擦性的行為，可近似的模擬非連體的行為，將在下一章節詳細說明。

表 3- 2 模擬併構岩選定之材料參數

材料參數	岩塊	沈泥質黏土基質	砂質黏土基質
凝聚力 c (kPa)	300	20	6
摩擦角 ϕ (degree)	33	22	30
材料密度 ρ (kg/m^3)	2800	1600	1600
體積模數 K (MPa)	30000	20	20
剪力模數 G (MPa)	15000	12	12
張力強度 σ_t (kPa)	200	0	0



第四章 模擬併構岩試驗方法及流程

4.1 模擬及分析工具

FLAC 係基於連續力學，以時階之型態來求解節點的運動方程式，因此可了解整個系統之行為是隨著時階發展運動過程。其運算原理為由表面之外力、變位與體力等組成初始狀態運算，並以外顯時間進行有限差分解，可以用來模擬土壤、岩石或其他降服後成塑性流動的材料之行為。FLAC 分析中使用者可以用適當網格來代表被模擬的對象，並選定材料應遵循的應力-應變行為、破壞準則以及邊界束制條件，並且可以大應變模式，模擬材料受較大應力場而產生大變形之行為，FLAC 程式運算概念如圖 4-1。

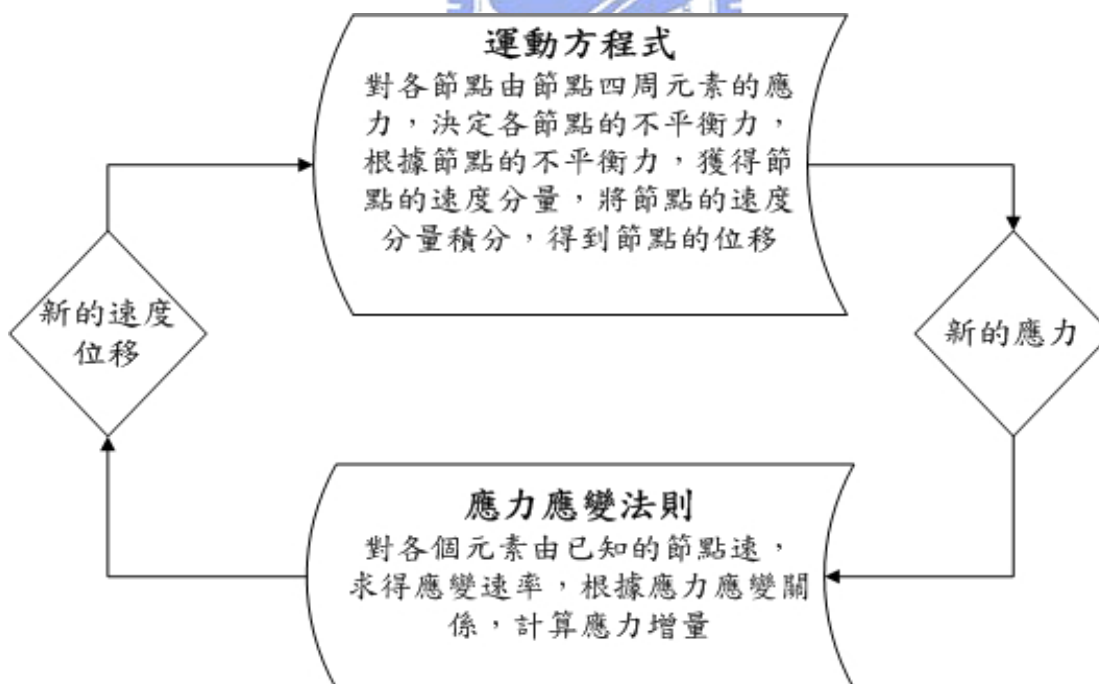


圖 4-1 FLAC 程式運算

4.2 模擬併構岩試體之建立

由於要從現地取得併構岩的完整岩心非常困難，且若要求得併構岩試體之 c 、 ϕ 又必須至少有三顆相似的試體才能完成一組完整的三軸試驗，往往取得的併構岩試體的數量不足以完成一組試驗，且因為併構岩岩塊形狀與排列之隨機性，也很難如其他土壤或是岩石的三軸試驗容易找到類似的三顆試體。因此為了彌補實際三軸試驗試體不足與現地取樣的困難，利用數值模擬的方式來代替實際的實驗（可視為『虛擬力學試驗』）有其價值與意義，本研究因此嘗試利用 FLAC 有限差分程式來模擬各種不同岩塊體積比、排列、長短軸比等可能影響併構岩之力學行為之參數，將來可於現地勘查時針對併構岩岩體幾項重要參數加以統計後，再配合虛擬力學試驗即可概估其力學行為。



4.2.1 網格建立

為了能更清楚顯示出當併構岩破懷時破壞面會沿著岩塊周圍而扭曲的情況，並且依照實際實驗做出直徑與高為 1:2 之試體，故建立網格為 100×200 之試體，將其尺寸設定為 $5 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ 之試體。

4.2.2 邊界條件設定

為符合實際室內三軸試驗的情況，故模擬的併構岩試體在邊界條件上的設定也必須盡可能與實驗的情況相符合。試體的左右兩面設為自由面，僅在

進行三軸試驗時給予圍壓，而上下兩端則是束制 x 及 y 方向，實際三軸試驗頂座及底座與試體間的接觸為摩擦性質，故對 x 方向將給予束制，加載時由頂座向下加壓，由於是模擬應變控制故應對上端 y 方向給予束制，以確保頂面是同時變形，下端接觸底座，y 方向無法移動故亦需給予 y 方向束制。如圖垂直向方框為左右兩面無束制情形，水平向方框為上下兩端束制 x y 的情形。

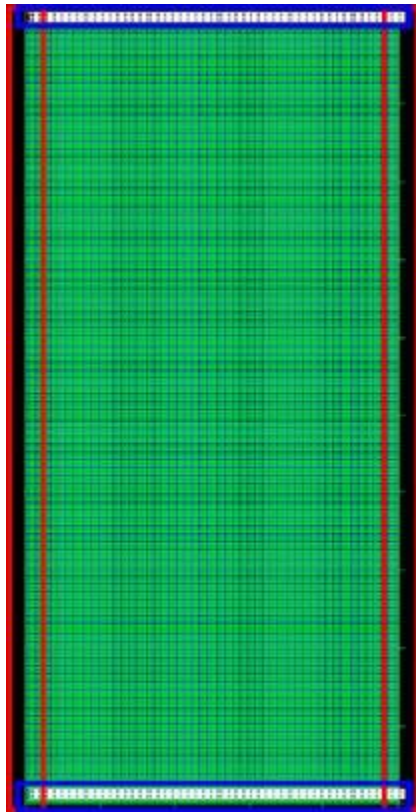


圖 4-2 模擬併構岩試體邊界條件

4.2.3 併構岩試體產生方式

併構岩試體的產生方式即模擬鑽孔取樣的方式，依預定要模擬的試體內部岩塊排列方式，將岩塊以隨機方式置入一模擬的地層內分佈，得到一併構

岩的地層如圖 4-3，再將所要取樣的 100×200 試體尺寸，往下擷取所需要的區域如圖 4-4，其他在試體外之材料皆去除，僅餘下所要取樣範圍內的岩塊及基質如圖 4-5，及完成試體取樣的步驟，如此所得到的試體排列狀況叫符合實際狀況，也較自然。

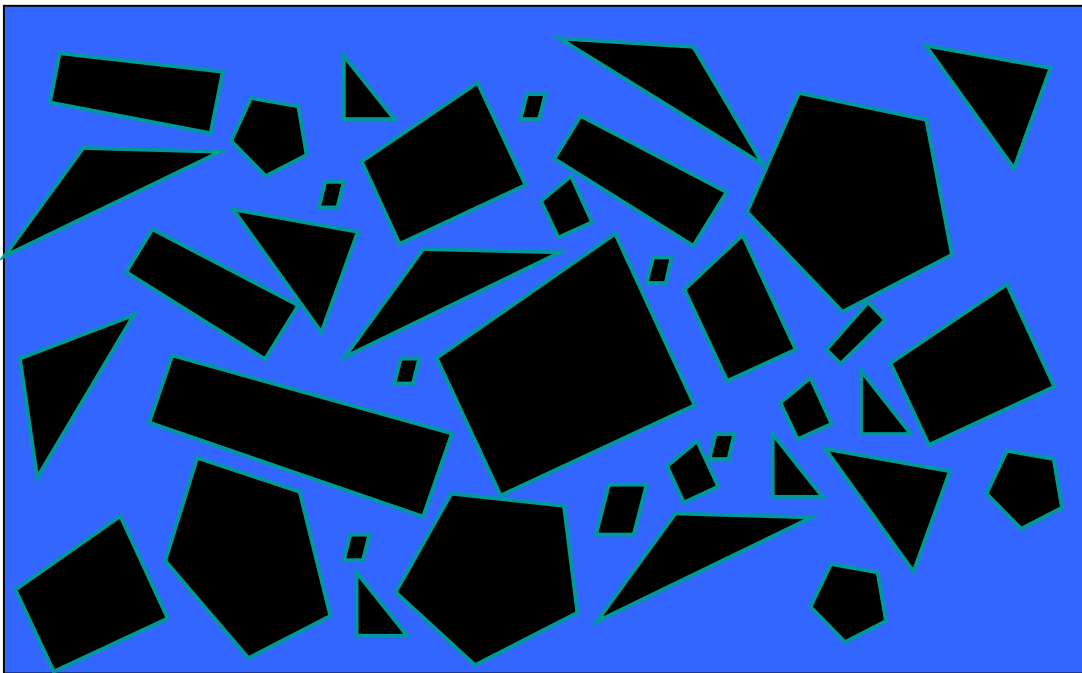


圖 4-3 模擬併構岩地層

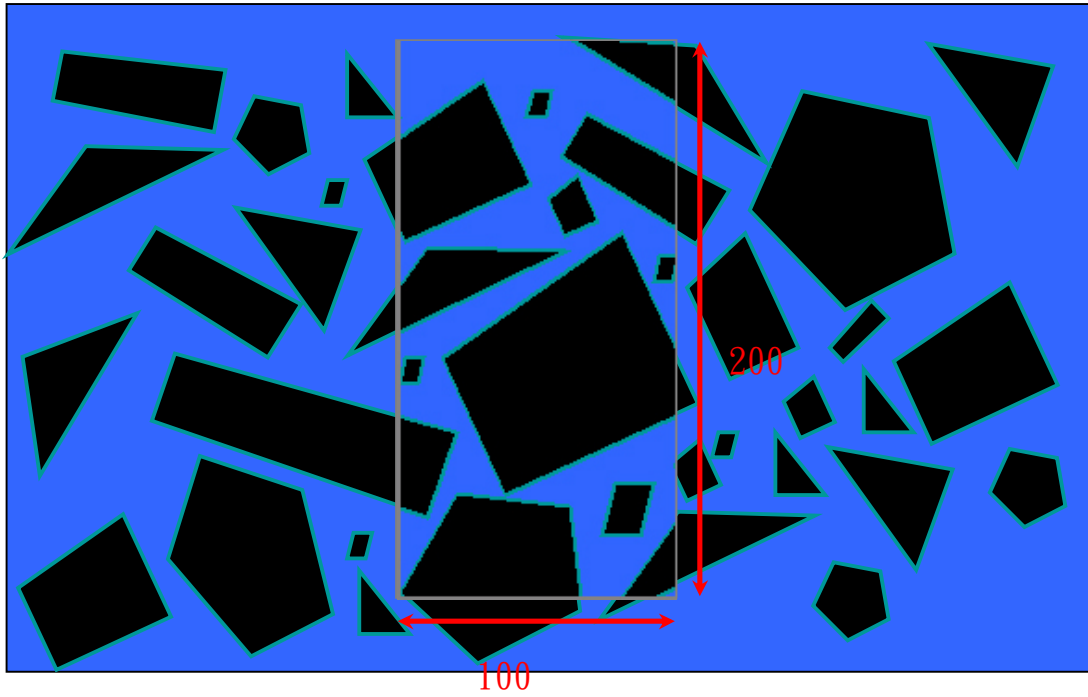


圖 4-4 擷取所需要試體尺寸

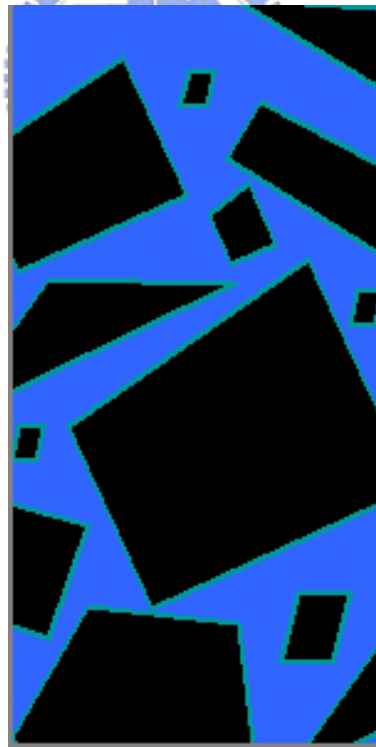


圖 4-5 模擬鑽孔方式所得到試體

4.2.4 模擬三軸試驗加載方式

加載模擬採應變控制，但由於應變控制以 FLAC 的運算方式來說，與應力控制不同，無法等到不平衡力趨近於 0 才繼續加載下一階，而是隨著時階不斷的加載，故所產生的不平衡力並不保證收斂，故應變速率的控制是關鍵因素，控制在可接受的時間內達到所要求的應變量，又須使不平衡力，收斂在可接受的範圍內。故控制應變速率在 $10^{-6}/s$ ，其不平衡力與節點力的比值約在 10^{-3} 的範圍左右。加載方向與實際三軸試驗相同，僅單方向加載，即在試體的最頂面給予 $10^{-6}/s$ 的應變速率，底面則為固定端。

4.2.5 模擬岩塊的尺寸與排列方式及試體岩塊的產生

岩塊形狀主要分為三種形狀主體，各自長短軸比再細分為共 10 種形狀；岩塊尺寸有 16%、8%、4%、2%、0.5% 共 5 種基本尺寸；岩塊長軸傾角再分為 0° 、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° 及 90° 共 7 種不同傾角，由於礙於 FLAC 網格非整數的格點彼此連接時易發生無法閉合之狀況，且若岩塊製造為隨機取點連線，無法控制形狀且非常容易相交，故需針對不同情況之岩塊撰寫各自之輸如檔，當隨機產生座標時即可自行會出岩塊形狀角度以及其所在位置。岩塊雖然有固定 5 種尺寸，但由於試體產生方式是類似現地鑽探的方式，故亦會將完整的岩塊截斷，故實際試體內不同岩塊的尺寸將不只這 5 種。岩塊的排列方式則視所欲模擬的操作變因改變而有所不同，詳細排列狀況將於各模擬試驗內詳述。

4.3 考慮模擬試體非連體行為

FLAC 有限差分法的運算為一連體力學的概念，但在實際的併構岩中，基質與岩塊並非一連體行為，而是容許在介面上產生相對位移，故若以 FLAC 建立網格直接填入岩塊及基質材料，而不做修改，岩塊與基質或岩塊與岩塊間接觸的點或面上的行為會與實際的非連體行為有很大的差異，將導致結果誤導，故若要以 FLAC 模擬併構岩試體勢必也針對此一重大影響多做考慮。

4.3.1 加入介面材料

由於非連體的行為影響最明顯處即在岩塊與基質或岩塊與岩塊間接觸的點或面上，故需針對此處做修改。考慮到岩塊與基質間或岩塊與岩塊間接觸面的性質主要為摩擦性的行為，且介面間的凝聚力低，故試圖在岩塊的邊緣多加一層介面材料（如圖 4-6 黑色區域為岩塊，邊緣綠色的環狀區域為介面材料，其餘為基質），此材料的特性為高摩擦低凝聚性，包裹在岩塊邊緣使不論是岩塊與基質間接觸或岩塊間相互接觸皆會先接觸到介面材料，此一方式期能令連體運算模擬非連體行為的誤差大幅降低。

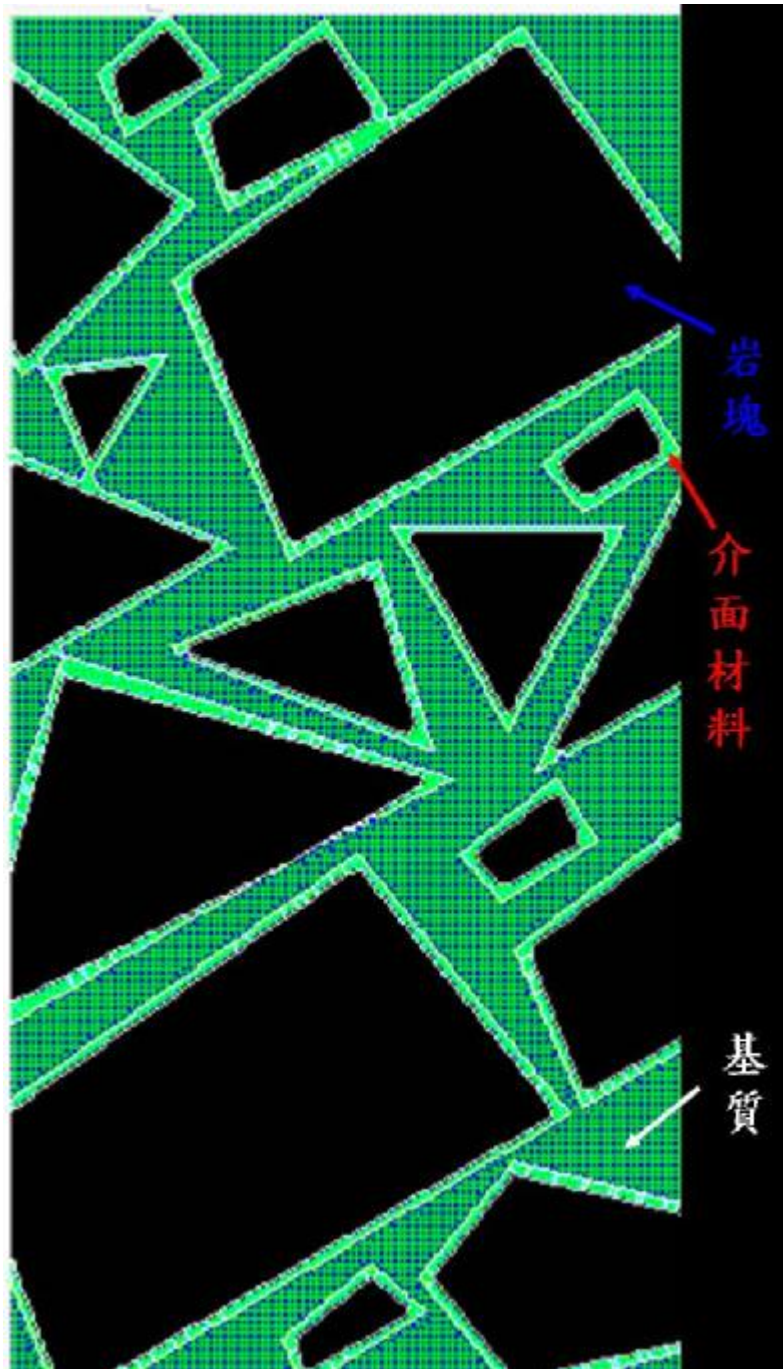


圖 4-6 併構岩試體材料

4.3.2 模型驗證

由於梨山地滑區其類併構岩內部岩塊與基質材料性質差異大，與過去國內外學者做併構岩天然或人造試體之研究的條件有所差異，過去研究中，岩

塊與基質材料的差異性不高，材料參數皆在同一冪級(order)內；梨山地滑區的岩塊與基質材料參數差異約在 1~3 個冪級左右，具明顯差異性。

研究初期發現以梨山地滑區岩塊及基質的參數做併構岩力學模擬，呈現出之結果顯示部分材料參數隨著岩塊體積比改變的趨勢與過去學者研究結果有差異，且已加入介面材料趨勢仍與過去結果不符，初步判斷可能為材料參數差異性所造成，遂決定以過去學者研究之併構岩材料參數放入模型中，測試模型以及介面材料對於模擬非連體行為的合理性。若以過去學者試驗的材料參數放入模擬併構岩試體中，所得趨勢是相符的，即可推斷模擬的方式是合理的，亦可推測梨山地滑併構岩由於岩塊與基質材料參數差異大所表現出來的行為與過去併構岩研究（岩塊與基質材料的差異性有限）的行為不盡相同。

過去併構岩相關研究採 Lindquist(1994)一系列人造併構岩的三軸試驗結果，採用其岩塊與基質的材料參數，模擬試體再加入合理的介面材料，並建構類似於 Lindquist(1994)人造併構岩試體的岩塊排列方式，驗證模擬試體的合理性。

4.4 模擬規劃

梨山地滑區內的併構岩以形成機制大致分為兩類，分別為崩積土層及漸變帶，形成機制的差異致使併構岩內部的岩塊排列、接觸狀況、尺寸以及岩

塊及基質的材料性質皆有所差異。

但由於淺層的崩積土差異性非常大，且基質與岩塊間組構極為不均，鑽探取樣的岩心在此部分大多岩塊過大或與基質已分離甚至已沿岩塊劈裡開裂，無法得到完整岩心做室內試驗，過去相關試驗也大多以重模方式試驗，亦幾乎沒有針對崩積土的純岩塊或純基質得到試驗結果，故此部分模擬參數也無法得到有利佐證，僅以近似的單位級假設其材料參數；加上岩塊無特定方向性，故僅考慮對岩塊體積比一參數作分析模擬，內部岩塊尺寸及方向隨機產生。

而深層的漸變帶由於其行程機制概地下水之升降造成沿板岩劈裡風化，並非經崩落而形成，故孔隙率低且組構較均質，岩塊排列具特定方向性。模擬的材料參數基質部分沈泥質黏土有過去相關試驗所提供之參數，板岩塊視為弱風化板岩亦有相關參數可參考，劉勝華（2007）亦有針對此部分的基質及板岩做室內試驗，參數亦可參考。此部分的模擬考慮的因素較多，可分別考慮當岩塊具有特定角度，在不同的角度下對強度及整體材料參數的影響，或改變岩塊長短軸比視其強度及整體材料參數的影響，除了改變單一條件如岩塊角度、岩塊長短軸比外，其餘因子皆固定。另外體積比一直是併構岩力學行為影響的重要參數之一，所以也比較不同岩塊體積比下併構岩力學行為的差異。

可推論若試體未達到具代表性的尺寸，每個天然併構岩試體其試體內岩

塊的尺寸、方位、排列、位置等皆各不相同，因此表現出的力學行為就應力應變曲線而言必然皆有差異，固定類似條件下的幾顆併構岩試體，其應力應變曲線也預期會有其差異。虛擬力學試驗可推估可具代表性的尺寸大小，其概念在於在模擬固定體積比及欲模擬的條件下，令試體尺寸放大，但試體內之岩塊仍維持原尺寸，當試體尺寸大到某一程度時，試體的個別差異對於整體行為已無影響，即可得知該試體尺寸大小已達具代表性的試體尺寸，即此一尺寸之試體一顆即足以取代所有試體的均值。

過去其他學者之研究指出併構岩試體最大岩塊與試體的比例在過去研究中曾被提出為一影響整體材料參數 c 、 ψ 的因素，虛擬力學試驗亦可調整試體內最大岩塊體積比來比較其趨勢是否符合過去研究所提出之論點。



4.4.1 模擬併構岩試體流程

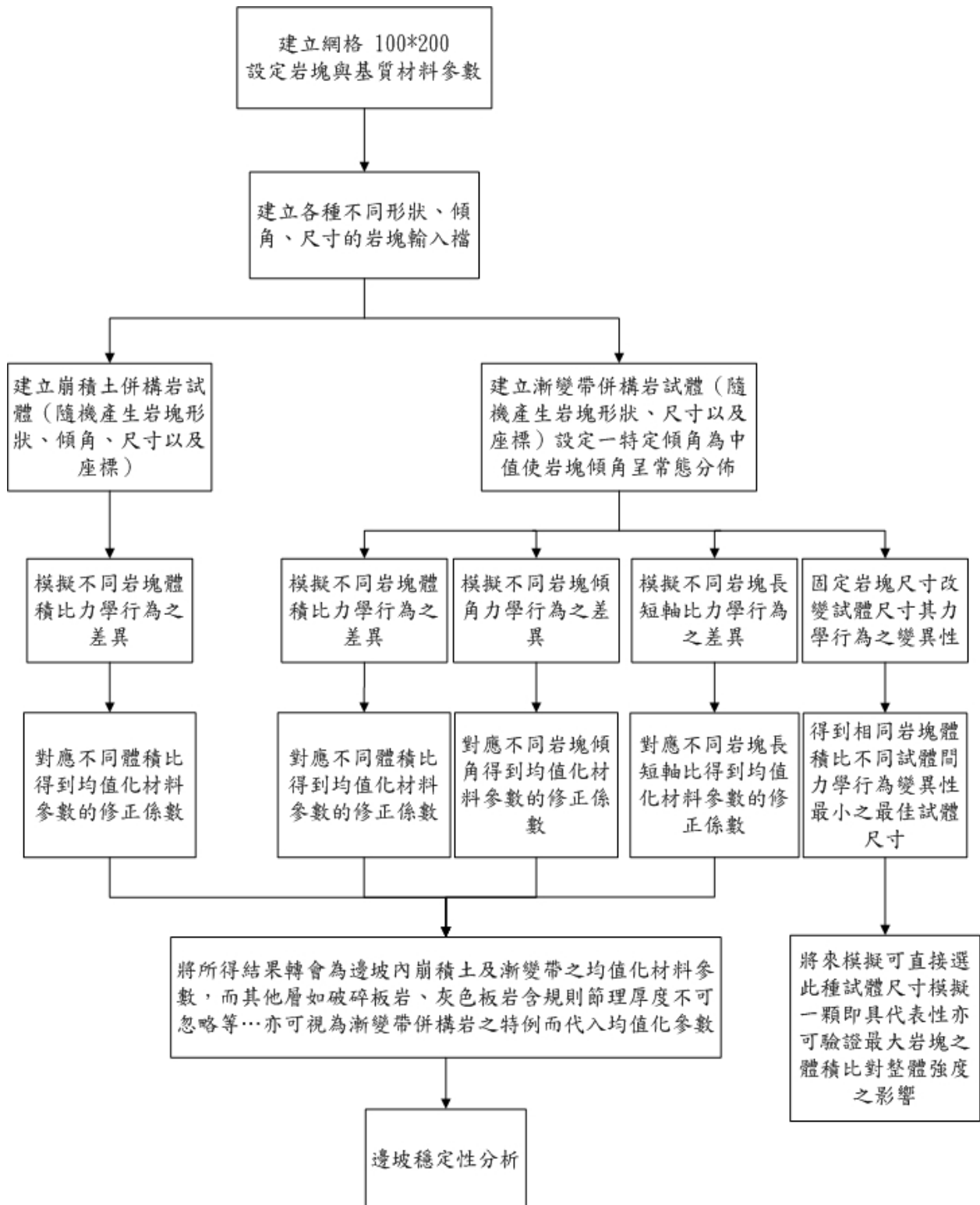


圖 4-7 模擬併構岩試體流程圖

4.4.2 模擬漸變帶併構岩岩塊體積比差異

漸變帶併構岩由於岩塊排列具有特定方向性，故模擬試體亦需具有特定方向性，但由於方向性亦是參數討論的重點之一，故在討論體積比差異時，所有試體岩塊之方向性皆固定為同一傾角，此傾角固定為 60° ，而岩塊方向性的分佈則是以類似常態分佈的方式，傾角為 60° 的岩塊數量最多，其餘隨角度增減而數量遞減。岩塊種類（三種形狀、四種長短軸比）、尺寸及位置隨機產生，目前預定分成四種岩塊體積比來討論，分別是 30%、45%、60%、75%，產生的試體如圖 4-8。

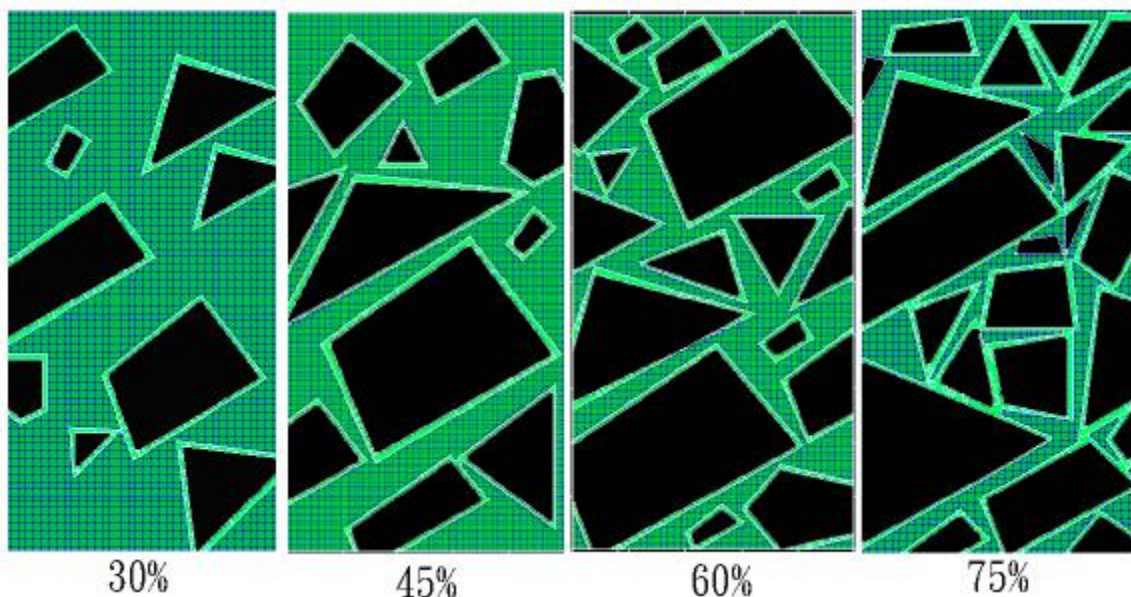


圖 4-8 岩塊具方向性不同體積比併構岩試體

4.4.3 模擬漸變帶併構岩岩塊角度差異

由於漸變帶併構岩的形成機制係由完整板岩沿其劈裡風化，故仍未嚴重風化的岩塊保有原板岩劈裡的位態，就完整板岩含有節理時節理的方向性對

整體強度即有明顯異向性，故併構岩內岩塊具有特定方向性勢必也對於強度及整體材料參數有影響，針對岩塊具不同角度的併構岩試體來討論其影響有其必要性。

為凸顯岩塊方向性，取長短軸比為 3:1 的岩塊；而由於三角形岩塊具有的方向除了長邊外，其餘兩短邊也會具另一方向性，破壞面可能會因為短邊的方向較符合最弱面方向而沿其破壞，為避免此情況發生而導致結果趨勢不明顯，岩塊形狀僅選擇四邊形的岩塊。

模擬試體內除了岩塊傾角改變外 (0° 、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90°)，試體岩塊體積比皆定在 45%，內部岩塊形狀為長短軸比 3:1 的四邊形，每一岩塊尺寸、位置仍隨機產生，產生的試體如圖 4-9 及圖 4-10。

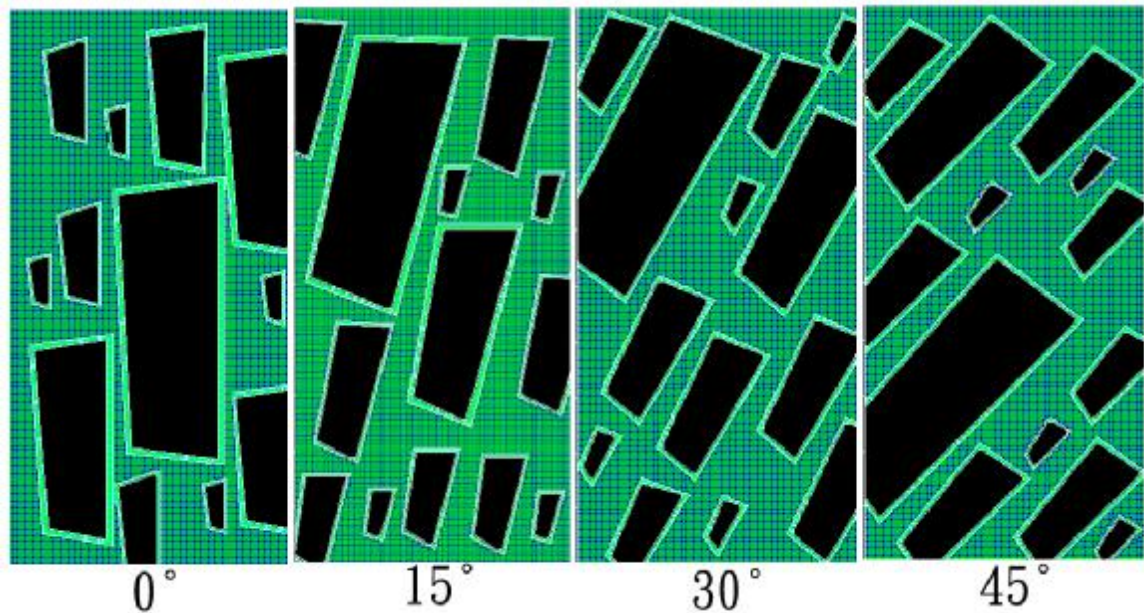


圖 4-9 岩塊具不同方向性體積比 45% 併構岩試體 (一)

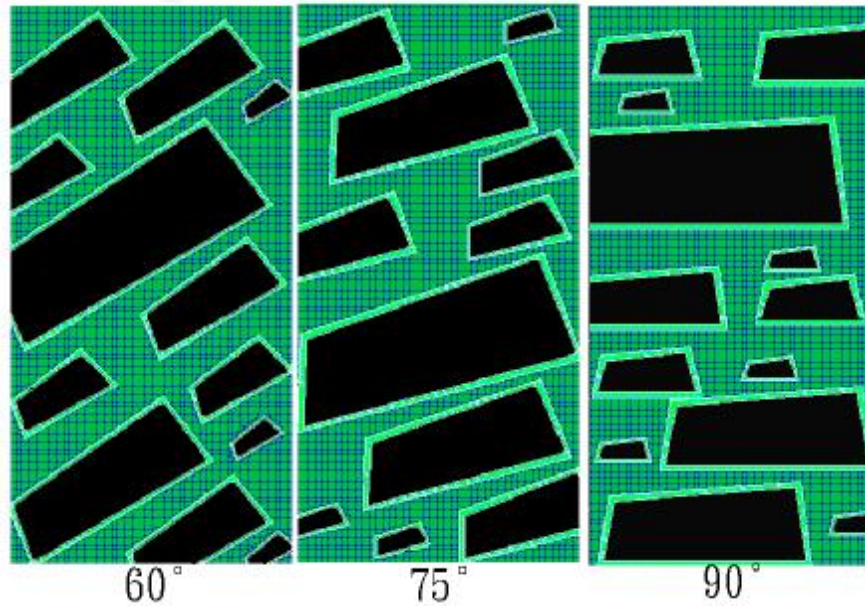


圖 4-10 岩塊具不同方向性體積比 45% 併構岩試體 (二)

4.4.4 模擬漸變帶併構岩岩塊長短軸比差異

漸變帶併構岩岩塊具特定方向性，但具方向性的岩塊其長短軸比皆各有差異，長短軸比值越大可能造成強制破壞沿岩塊方向或穿越岩塊，而長短軸比值較低破壞面就易沿岩塊間空隙穿越而不一定沿岩塊方向或穿越岩塊。由於此模擬主要討論長短軸比對於整體行為影響是否明顯，不考慮岩塊方向影響，故固定岩塊角度，而三邊形岩塊影響破壞面發展便不是重要因素，可將岩塊形狀加入三邊形岩塊。模擬試體內除了岩塊長短軸比改變外(1:1、1.5:1、2:1、3:1)，試體岩塊體積比皆定在 45%，內部岩塊形狀及角度為傾角 60° 的三邊形或四邊形，每一岩塊尺寸、位置仍隨機產生，產生的試體如圖 4-11。

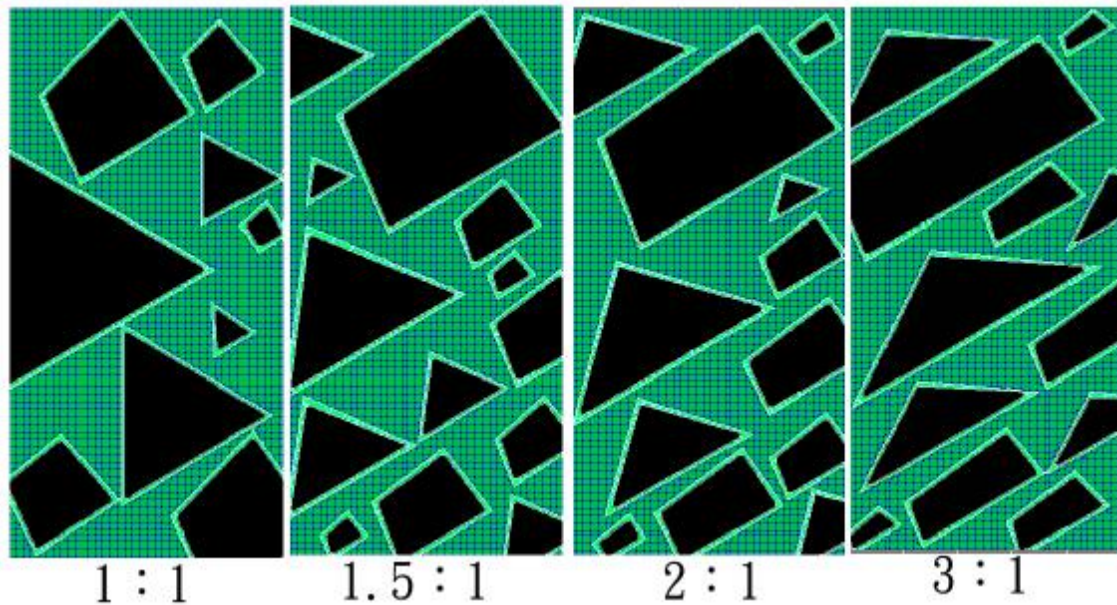


圖 4-11 岩塊具方向性不同長短軸比體積比 45% 併構岩試體

4.4.5 模擬崩積土併構岩岩塊體積比差異

崩積土由於形成方式是由邊坡崩落或滑落的堆積岩塊經風化或地表水帶來細砂或黏土於岩塊間沈積，基本上岩塊並無特定方向性，而基質也與深層漸變帶的併構岩有所差異，為砂質黏土，摩擦角較高，凝聚力較低，且併構岩形成前岩塊與基質並非同時存在，而是崩落的岩塊空隙經地表水帶來細粒料沈積，故其岩塊與基質間膠結性不佳，加上處於地表淺層，壓密作用不明顯，故基質為較疏鬆且與岩塊間存在較多孔隙，模擬時併構岩基質材料參數需稍做修改。

崩積土岩塊無特定方向性，排列亦無規則可循，故僅就岩塊體積比對整體力學行為影響提出定性討論，目前預定也是分成四種岩塊體積比來討論，分別是 30%、45%、60%、75% 其他如岩塊角度、種類、位置皆為隨機產生，

僅討論岩塊體積比之影響。

4.4.6 討論試體尺寸對併構岩試體力學行為變異性的影響

併構岩為基質與岩塊組成的複合材料，由於影響其力學行為的因素複雜，目前僅能就可能影響的因素經由數值模擬的方式來探討，但由於組構複雜，各試體內岩塊形狀、排列甚至位置不同所呈現的力學行為即有差異，就算所討論的條件類似的試體所呈現出來的力學行為亦有差異，也直接反映於整體的材料參數如 E 、 c 、 ϕ 等，數值模擬材料性質為均質已具有變異性，實際併構岩試體材料較不均質，所得到結果勢必變異性更大。但若岩塊相對於試體尺寸越小，其形狀、排列、位置等因素之影響可預期會趨於緩和，當試體相對於岩塊大到某一程度時，若能取幾顆的試體實驗所得到的力學行為會非常類似，當試體到達此種尺寸時，一顆試體即可代表此種情況下所有試體的結果。而現地取樣必然無法取得如此龐大試體，但可藉數值模擬方式來驗證此想法的合理性，亦推估若要達到這樣的條件，所需的試體尺寸。

4.5 模擬試驗與實際三軸試驗的結合

交通大學研究團隊對於梨山地滑區之研究，除了本研究針對崩積層內類併構岩研體做模擬試驗分析力學行為外，另外同期有唐禎國（2007）討論崩積層地形特徵及羅文驤（2007）以室內試驗討論類併構岩力學行為，本研究模擬併構岩試體的結果可與羅文驤（2007）的室內試驗結果相互比對，可進

而解決實際試體不足，且難以找到岩塊與基質組構類似之試體以完成一組三軸試驗成果之憾。若能由模擬試驗來補室內試驗所缺少的資料點，即可解決長久以來崩積層取樣困難，且無足夠試體可供實驗使用的問題。

但由於所建立的併構岩試體內不可能完全如同（譬如塊形狀等條件）基於統計歸納實際鑽探岩心出現的岩塊，為模擬試體製作較為自動化，故岩塊形狀較為簡化，若要與室內試驗之結果比對，勢必簡化過的岩塊與實際試體岩塊形狀必然有所差異，為避免此一差異因素影響結果，故針對室內試驗之試體，直接模擬產生與其完全相同之模擬試體，但由於試體模擬方式為平面分析，實際試驗為立體試體，若僅取其中一面作分析可能結果不具代表性，故取其環向攝影展開圖（如圖 4-12），將其切為三顆平面試體來模擬（如圖 4-13 及圖 4-14），再將三顆試體在各圍壓下所呈現出的應力應變曲線結合，取其平均的應力應變曲線，如此可同時考慮各平面試體的貢獻，可能較具代表性。

針對三種不同體積比之漸變帶併構岩試體做實際與模擬結果比對，由於實際室內試驗試體與模擬試體尚有差異，平面與立體試體破壞路徑的長短即有明顯差異，會直接影響剪力強度，且鑽探岩心併構岩內板岩塊與沈泥質黏土其材料參數仍未由室內試驗直接求出，模擬時對個別之材料參數則套用前人研究參數。材料參數與室內試驗試體內岩塊及基質之差異也可能導致模擬與室內試驗結果相異。室內試驗應變速率為 $5.6 \times 10^{-5}/s$ ，應變速率的差異議會

導致極限強度的不同，及破壞應變的差異。故模擬結果需配合室內試驗結果做修正，以推估同樣試體不同圍壓下之強度，以三顆室內試驗試體與其模擬試體之極限軸差應力做比對，可找出兩者差異的關係式。待建立其關係式，未來室內試驗僅做出單一圍壓之結果，模擬試驗可仿造相同之試體提供其他圍壓下之強度，經修正即可轉為室內實驗之結果，以補足室內實驗不足之資料點。

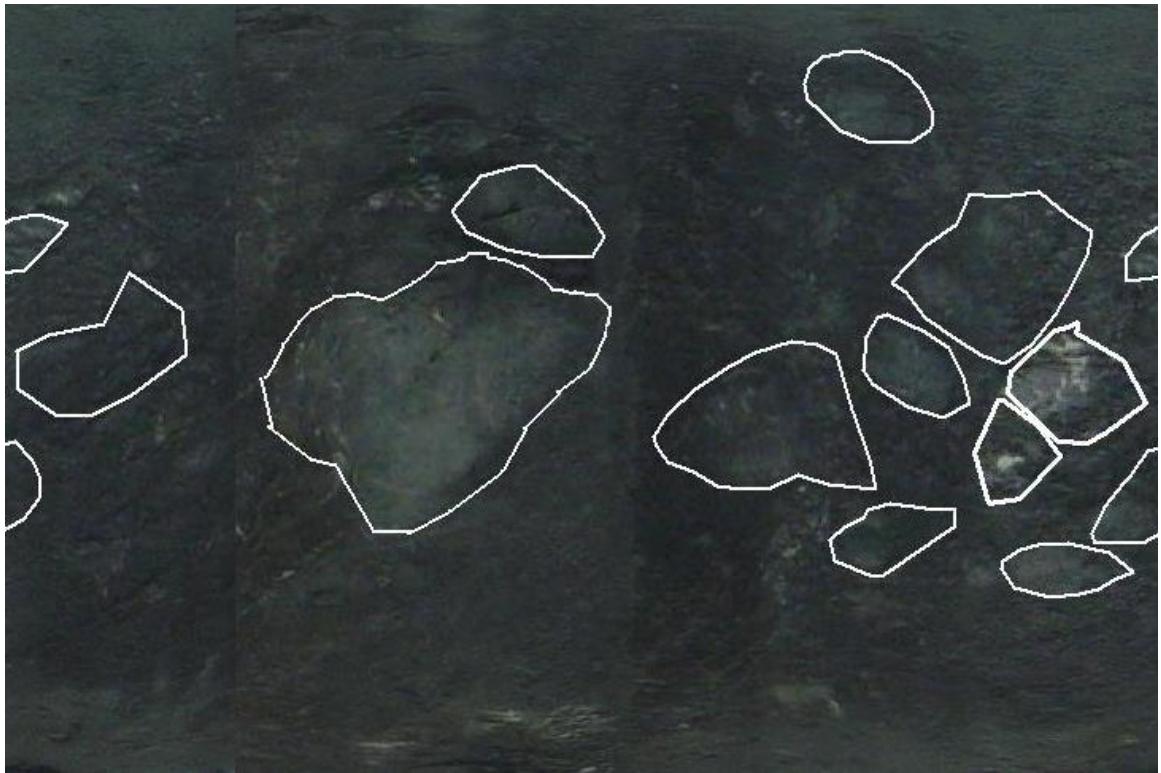


圖 4-12 室內試驗試體環向攝影展開圖(工研院 鑽孔 AH-1 37.55~37.75 m)

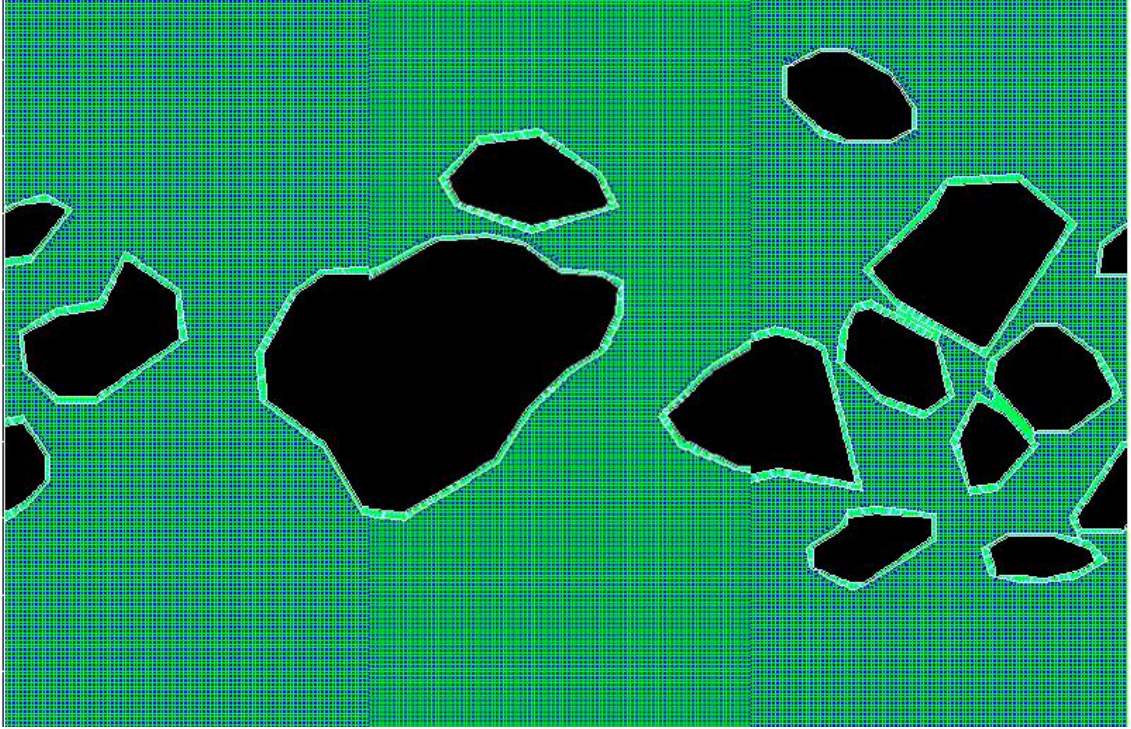


圖 4-13 根據室內試驗試體模擬相同併構岩試體

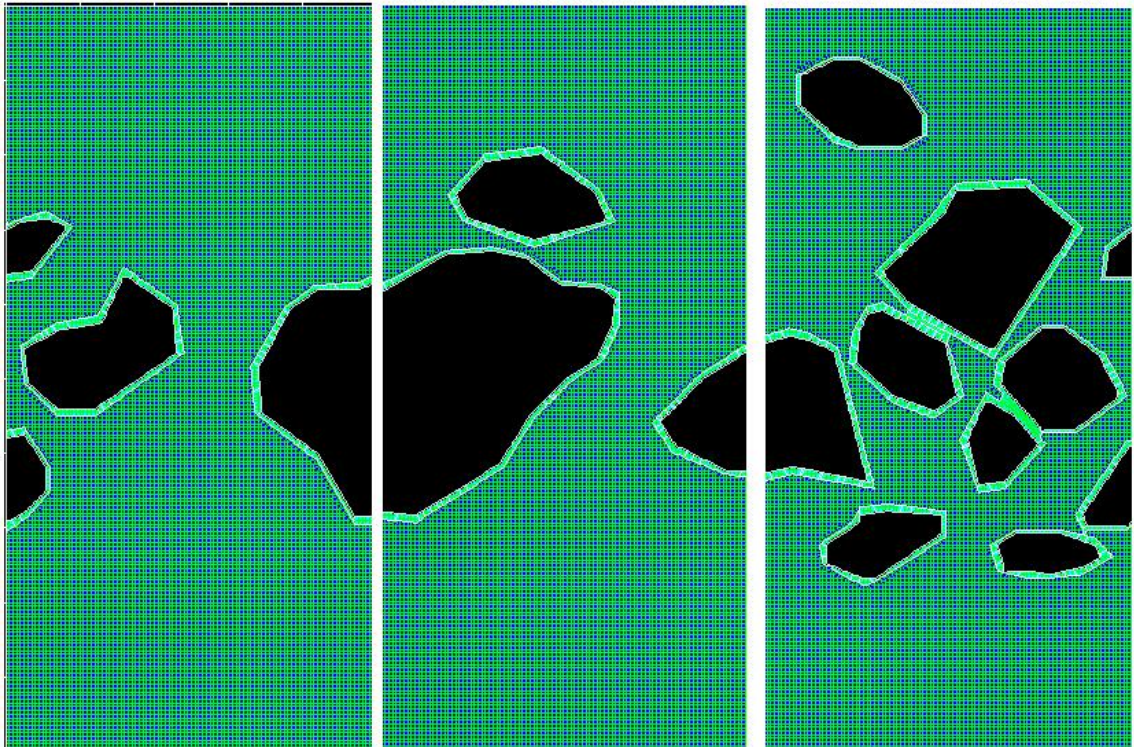


圖 4-14 環向圖切為三顆平面試體模擬

第五章 結果與討論

5.1 驗證模型

本章首先採用 Lindquist(1994)一系列人造併構岩的三軸試驗結果中岩塊與基質的材料參數，模擬試體再加入合理的介面材料，由於僅為驗證模型合理性，故所建構類似於 Lindquist(1994)人造併構岩試體之模擬試體僅岩塊方向性僅以單一角度討論，如圖 5-1 上圖為 Lindquist(1994)人造併構岩試體，下圖為模擬驗證使用之併構岩試體，驗證模擬試體的 c 及 φ 受岩塊體積比之影響趨勢是否能與 Lindquist(1994)的趨勢類似，驗證亦包含有或無加入介面材料對結果趨勢之影響。

模擬試體放入之參數如表 5-1，其中岩塊及基質的材料參數為 Lindquist (1994) 人造試體中的岩塊及基質參數，介面材料自行給予合理假設參數，為使凝聚性低、摩擦性高，故令 c 值為基質的 1/1000， φ 角接近岩塊，其餘性質介於岩塊與基質間。

另外並測試若相同模擬試體放入梨山地滑區材料，參數如表 5-2，其中介面材料參數也是自行給予合理假設參數，同樣令 c 值為基質的 1/1000， ψ 角接近岩塊，其餘性質介於岩塊與基質間。由於梨山地滑區岩塊與基質間材料參數差距甚大，故所呈現趨勢是否會與 Lindquist (1994) 的結果相符或相異，也是試驗之檢驗重點之一。

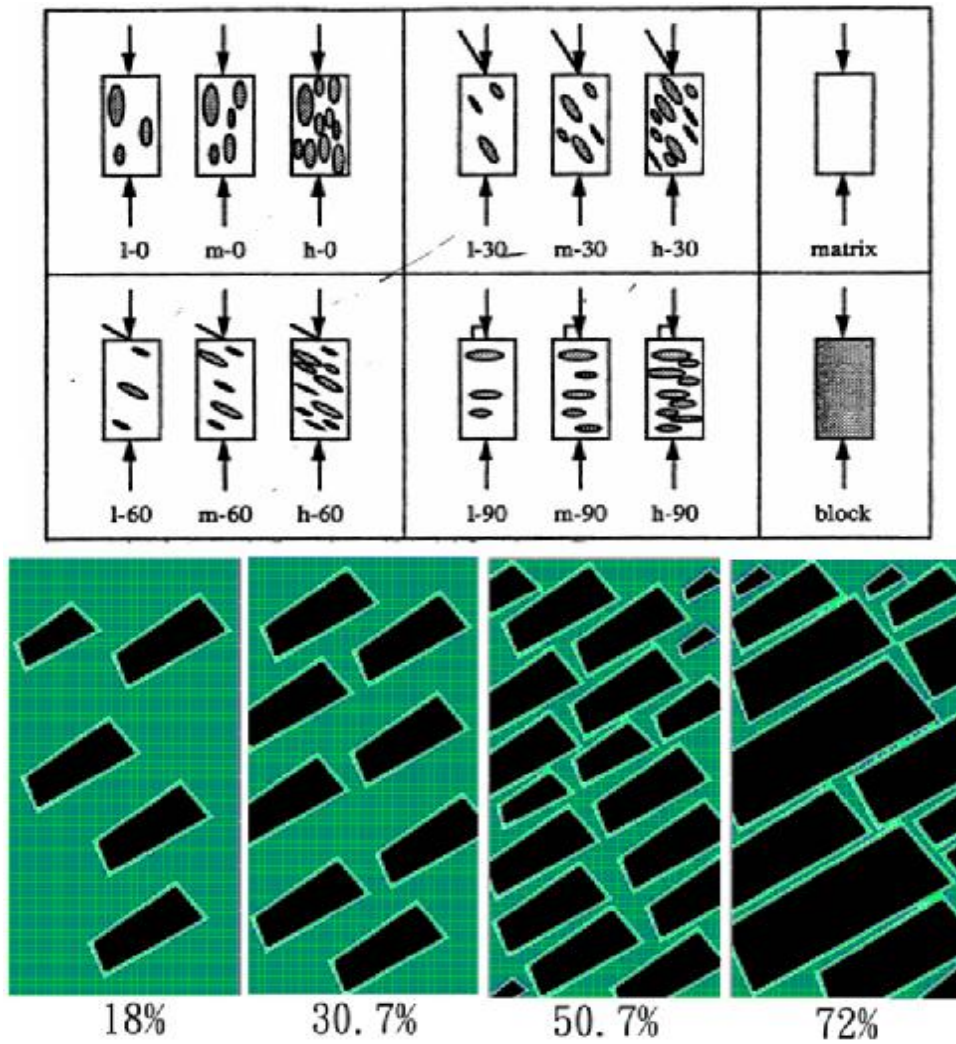


圖 5- 1 Lindquist(1994)人造併構岩試體與驗證模型試體

表 5- 1 模擬 Lindquist (1994) 人造併構岩之材料參數

材料參數	岩塊 (block)	基質 (matrix)	介質 (interface)
凝聚力 c (kPa)	3070	2280	2.28
摩擦角 φ (degree)	38.3	24.7	32
材料密度 ρ (kg/m ³)	2000	1900	1950
體積模數 K (MPa)	3410	1670	2330
剪力模數 G (MPa)	1760	1000	1400
張力強度 σ_t (kPa)	1840	1370	0

表 5- 2 模擬梨山地滑區併構岩之材料參數

材料參數	岩塊 (block)	基質 (matrix)	介質 (interface)
凝聚力 c (kPa)	300	20	0.02
摩擦角 φ (degree)	33	22	30
材料密度 ρ (kg/m ³)	2800	1600	2200
體積模數 K (MPa)	30000	40	2000
剪力模數 G (MPa)	15000	24	1200
張力強度 σ_t (kPa)	200	0	0

5.1.1 驗證結果-Lindquist (1994) 之材料參數

模擬 Lindquist (1994) 人造併構岩試體所得結果，未加入介面材料前岩塊體積比對併構岩試體 c 及 φ 的影響趨勢如圖 5-2 及圖 5-3，而加入介面材料後岩塊體積比對併構岩試體 c 及 φ 的影響趨勢如圖 5-4 及圖 5-5。

結果發現在未加入介面材料前，材料前岩塊體積比對併構岩試體 c 及 φ 的影響趨勢與 Lindquist (1994) 人造併構岩試體三軸試驗結果趨勢相似度不高，尤其是岩塊體積比對 c 值之影響趨勢，所得結果正好相反，Lindquist(1994) 實驗結果 c 值隨岩塊體積比增加而遞減，而未加入介面材料所呈現趨勢卻是隨岩塊體積比增加而遞增；而在 φ 角的趨勢方面雖然皆有隨岩塊體積比增加而遞增，但遞增的斜率差異大，且 Lindquist (1994) 提出當岩塊體積比在 25%~75% 間 ψ 角趨勢隨岩塊體積比增加而遞增，在 <25% 或 >75% 趨於緩和，模擬結果無呈現此趨勢，若未加入介面材料則模擬所得結果與實際不符。

加入介面材料後，所得模擬材料之岩塊體積比對併構岩試體 c 及 ϕ 的影響趨勢與 Lindquist (1994) 人造併構岩試體三軸試驗結果相似程度頗高， c 值隨岩塊體積比增加而遞減，岩塊體積比在 25%~75% 間 ϕ 角趨勢隨岩塊體積比增加而遞增，在 $<25\%$ 或 $>75\%$ 趨於緩和的現象也相符，且遞增及遞減的斜率也幾乎相同，差異性非常小。故佐證加入介面材料之參數合理並達到其預期功效，同時因為介面材料的存在，方能使模擬與實際狀況相符。



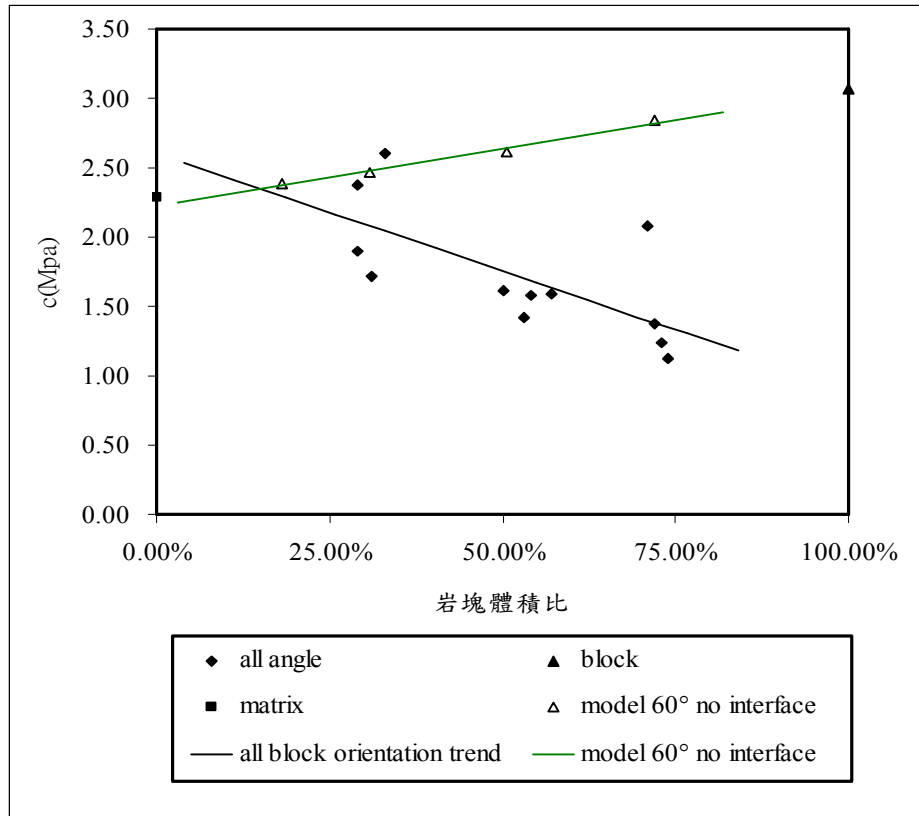


圖 5-2 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 c 值之影響趨勢

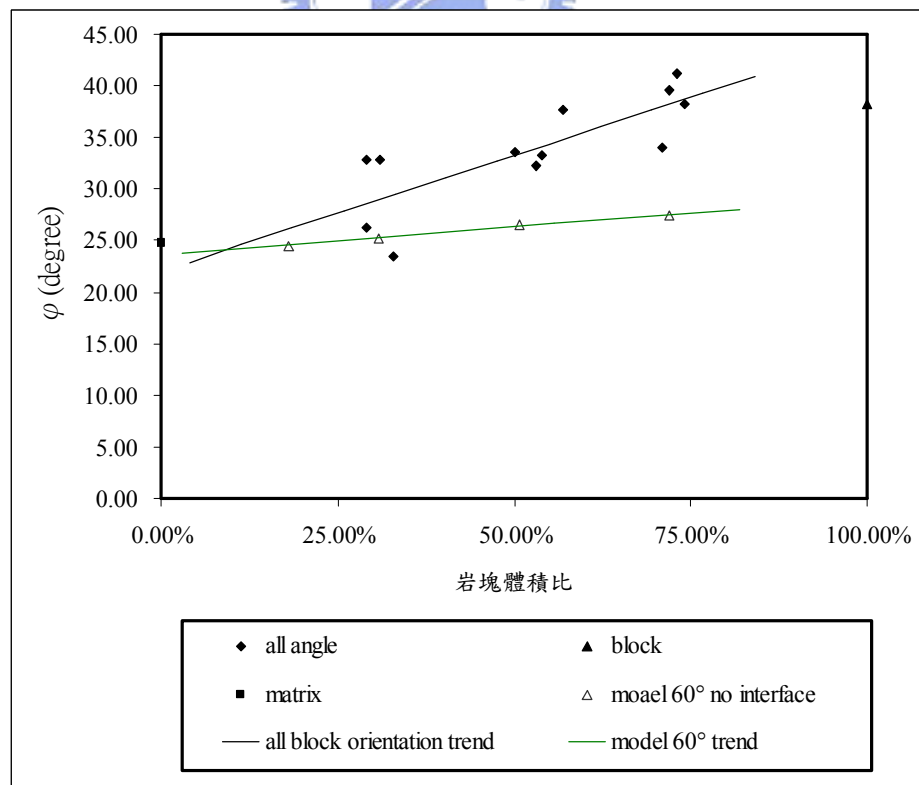


圖 5-3 無介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 角之影響趨勢

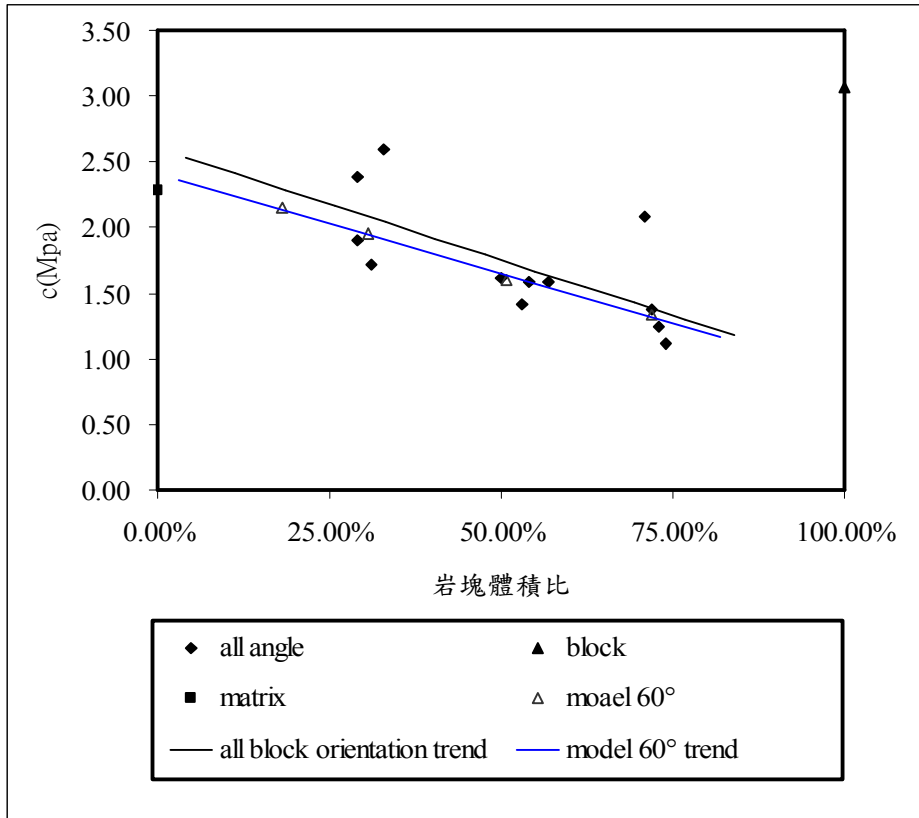


圖 5-4 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 c 值之影響趨勢

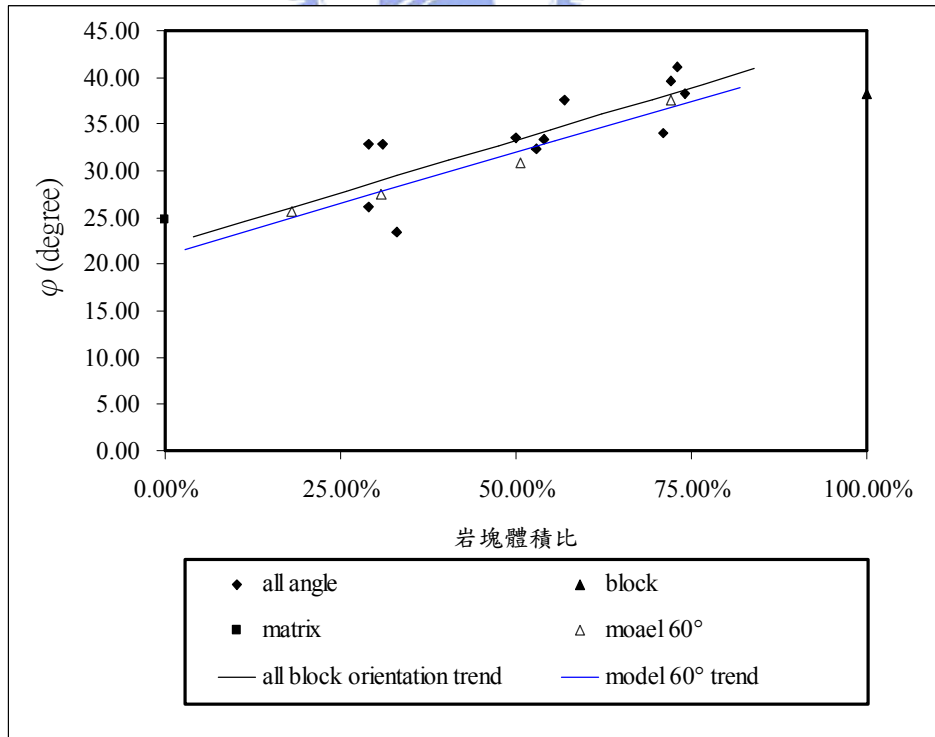


圖 5-5 有介面材料時岩塊體積比對併構岩試體 φ 角之影響趨勢

5.1.2 驗證結果-梨山地滑區之材料參數

在驗證完 Lindquist (1994) 併構岩試驗後，可確定介面材料存在的必要性與其材料參數的合理性。接著將材料參數以梨山地滑區岩塊及基質材料參數取代，介面材料之參數也循同樣方式選定，所得岩塊體積比對併構岩試體 c 及 ϕ 的影響趨勢如圖 5-6 及圖 5-7。

結果顯示在 ϕ 角趨勢隨岩塊體積比增加而遞增且在岩塊體積比 $< 25\%$ 趨於緩和，與 Lindquist (1994) 所得結果類似，但 c 值卻隨岩塊體積比增加而遞增，且約在體積比 $< 20\%$ 或 $> 80\%$ 趨勢趨於緩和，與 Lindquist(1994) 所得隨岩塊體積比增加而遞減的趨勢相異。此一結果亦證明梨山地滑區併構岩岩塊與基質材料性質差異大，與 Lindquist (1994) 人造併構岩岩塊與基質差異小所表現出來之整體力學行為並不盡相同，可知岩塊與基質材料間差異程度亦是影響併構岩力學行為發展的重要因素之一。

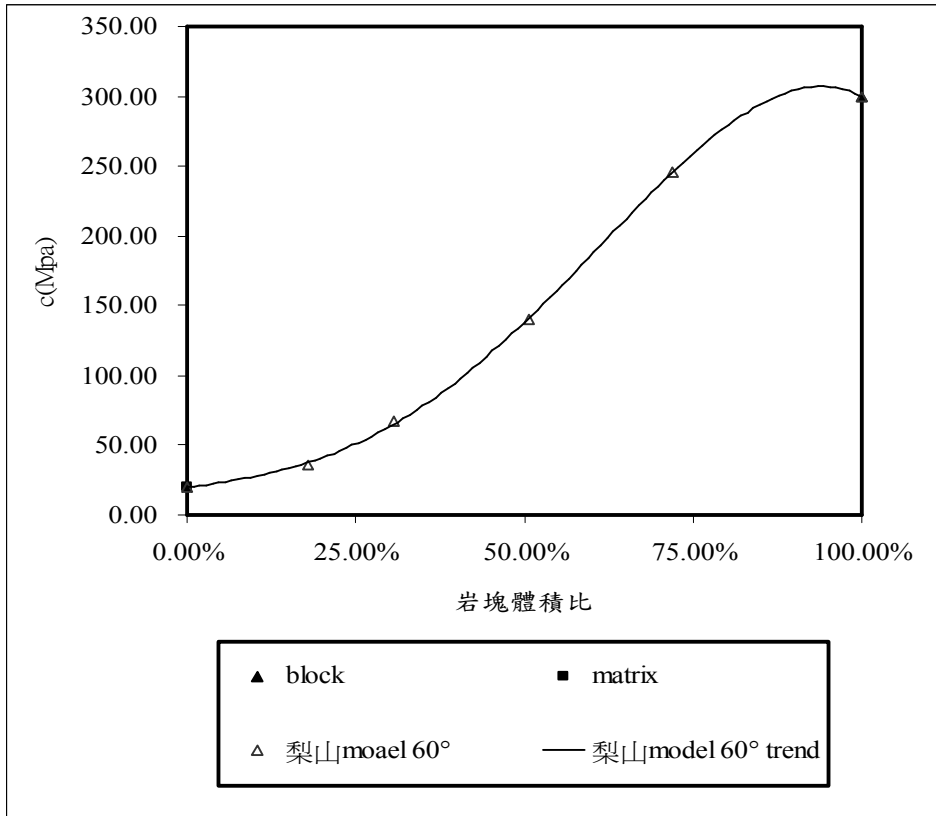


圖 5-6 岩塊體積比對併構岩試體 c 值之影響趨勢 (梨山地滑區參數)

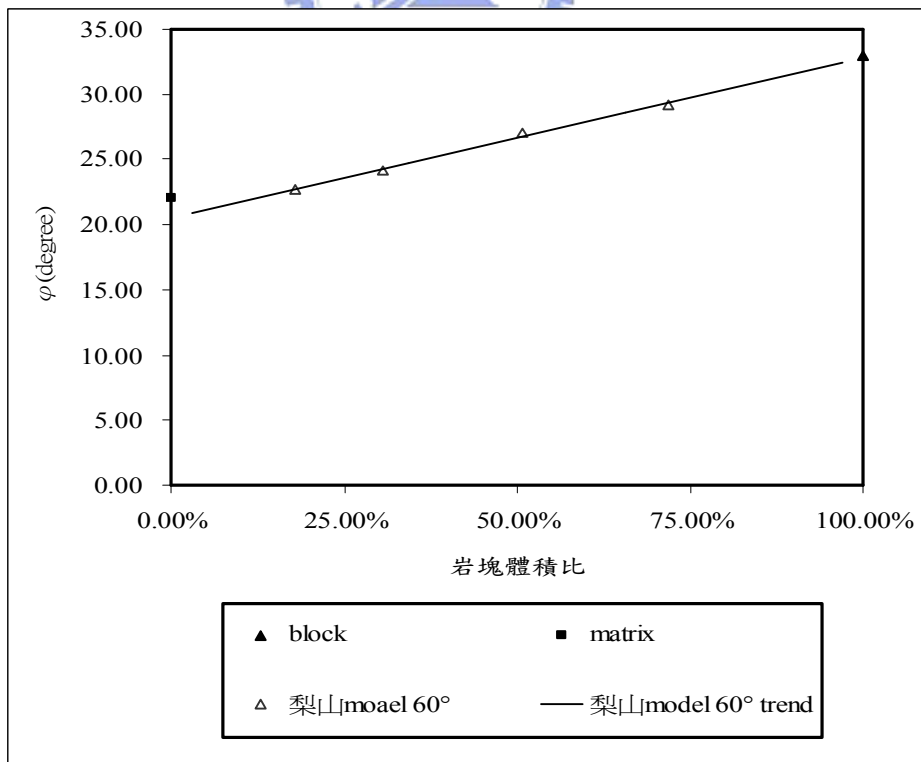


圖 5-7 岩塊體積比對併構岩試體 ϕ 角之影響趨勢 (梨山地滑區參數)

5.1.3 驗證結果討論

前一子節中建構數種體積比岩塊形狀與排列相同的併構岩試體，以 Lindquist (1994) 併構岩的材料參數模擬，介面材料的施加與否對於所呈現岩塊體積比對 c 及 ϕ 的影響趨勢影響甚劇，介面材料施加是針對以連體力學運算方式模擬非連體力學行為所做之修改，而驗證結果也明顯顯示加入介面材料所得到的結果趨勢皆與 Lindquist(1994) 人造併構岩三軸試驗結果相符，所從在些微的差異可能是以平面試體模擬實際立體的試體所存在破壞面延伸長度不同的差異；而未加入介面材料則造成結果大為誤導。由此結果可展現了兩點結論，一為介面材料的確大幅改善了連體與非連體行為在模擬上的差異；另一為所假設的介面材料參數為合理值而所建立之模型也與實際試體行為相似。

將相同的併構岩模擬試體材料參數改為梨山地滑區之材料參數，所得到的結果趨勢卻與 Lindquist (1994) 不全然相同；在 ϕ 角趨勢隨岩塊體積比增加而遞增，同樣在岩塊體積比 $< 25\%$ 趨於緩和，此趨勢與 Lindquist (1994) 所提出的解釋類似，隨著岩塊體積比增加，岩塊間接觸增加所提供接觸面的摩擦性質亦影響了整體的摩擦性，使得 ϕ 角遞增。而 c 值之趨勢卻隨岩塊體積比增加而遞增，且約在體積比 $< 20\%$ 或 $> 80\%$ 趨勢趨於緩和，此一結果與 Lindquist (1994) 結果相異，由於 Lindquist (1994) 之併構岩岩塊與基質材料中 c 與 E 值皆相當接近，故受壓時岩塊與基質的壓縮性相當，破壞易由岩

塊與基質之介面破壞延伸，故隨岩塊體積比增加，介面得以延伸其長度(如圖 5- 8)，故使的整體的凝聚行為降低而導致 c 值隨之遞減；但在梨山地滑區之材料，岩塊與基質材料中 c 與 E 值皆有一定程度的差距約為 10~1000 倍，故受壓時，壓縮性由基質全然控制，隨岩塊體積比增加時，岩塊間所夾之基質由於其壓縮性大，易使岩塊接觸而造成互鎖的效應，且也因此破壞面可能由岩塊與基質介面發展或是由基質破壞，亦會使破壞面穿越岩塊（如圖 5- 9），岩塊互鎖效應造成的整體造成類似凝聚力提高的假像行為，亦使得 c 值隨之提高。

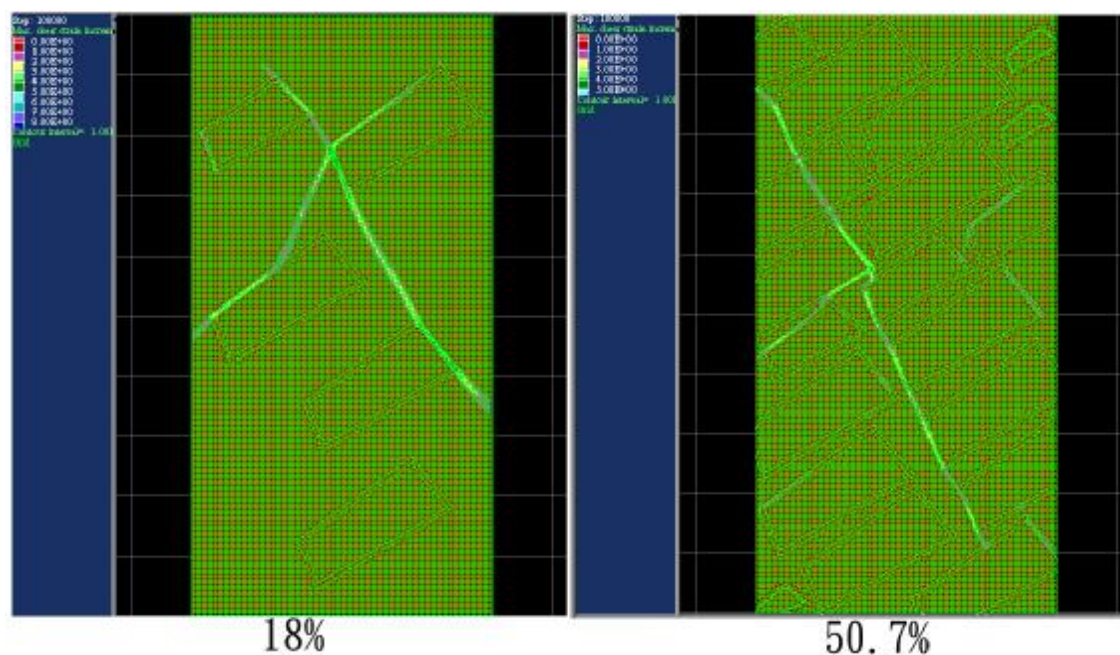


圖 5- 8 試體不同岩塊體積比剪應變圖（Lindquist 材料參數）

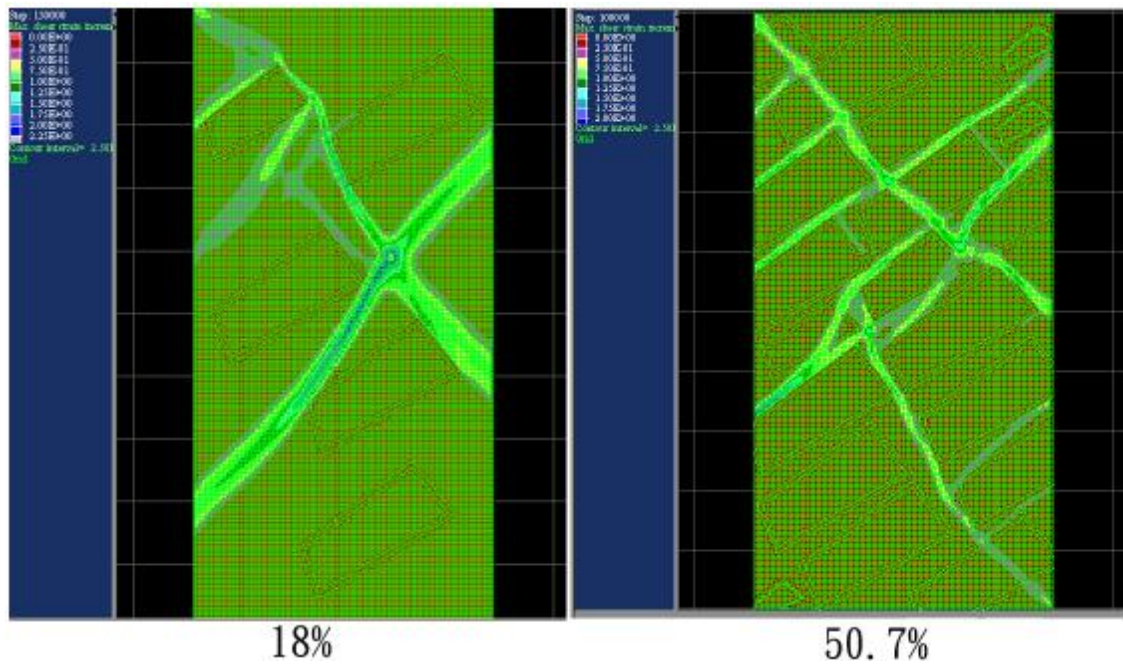


圖 5-9 試體不同岩塊體積比剪應變圖（梨山地滑區材料參數）

5.2 漸變帶併構岩模擬結果

漸變帶併構岩基質為沈泥質黏土，岩塊為弱風化板岩塊，介面材料性質為低凝聚高摩擦性材料，其材料參數如表 5-3。由於其組構條件岩塊具特定方向性，故模擬除針對岩塊體積比影響趨勢外，亦針對岩塊角度、長短軸比等因素各別討論其影響趨勢。

模擬不同岩塊體積比之試體：考慮之四種不同岩塊體積比分別為 30%、45%、60%及 75%之試體，由於體積比 < 30% 時行為已類似基質，體積比 > 80% 時行為已類似完整岩體。每種體積比皆有五顆試體，岩塊的角度皆固定為 60 度傾角，岩塊位置、種類隨機排列如圖 5-10。

模擬不同岩塊傾角之試體：考慮七種不同岩塊傾角分別為 0°、15°、30°、45°、60°、75°及 90°之試體，每種岩塊傾角皆有五顆試體，岩塊體積比皆固

定為 45%，岩塊位置隨機排列如圖 5-11 及圖 5-12。

模擬不同岩塊長短軸比之試體：考慮四種不同岩塊長短軸比分別為 1：1、1.5：1、2：1 及 3：1 之試體。每種體積比皆有五顆試體，岩塊的角度皆固定為 60 度傾角體積比皆為 45%，岩塊位置隨機排列如圖 5-13。

所有試體皆分別施予 200kPa、400kPa、800kPa 三種圍壓，將每種模擬條件下之五顆試體各圍壓所得 p、q 值做迴歸後得到 a 及 α 轉換為 c 及 φ 。並將五顆試體各圍壓下之軸差應力與應變曲線取一平均曲線，以 0.003 應變量前之線性段斜率為 E 值。

表 5-4 漸變帶併構岩材料參數

材料參數	岩塊 (block)	基質 (matrix)	介質 (interface)
凝聚力 c (kPa)	300	20	0.02
摩擦角 φ (degree)	33	22	30
材料密度 ρ (kg/m ³)	2800	1600	2200
體積模數 K (MPa)	30000	40	2000
剪力模數 G (MPa)	15000	24	1200
張力強度 σ_t (kPa)	200	0	0

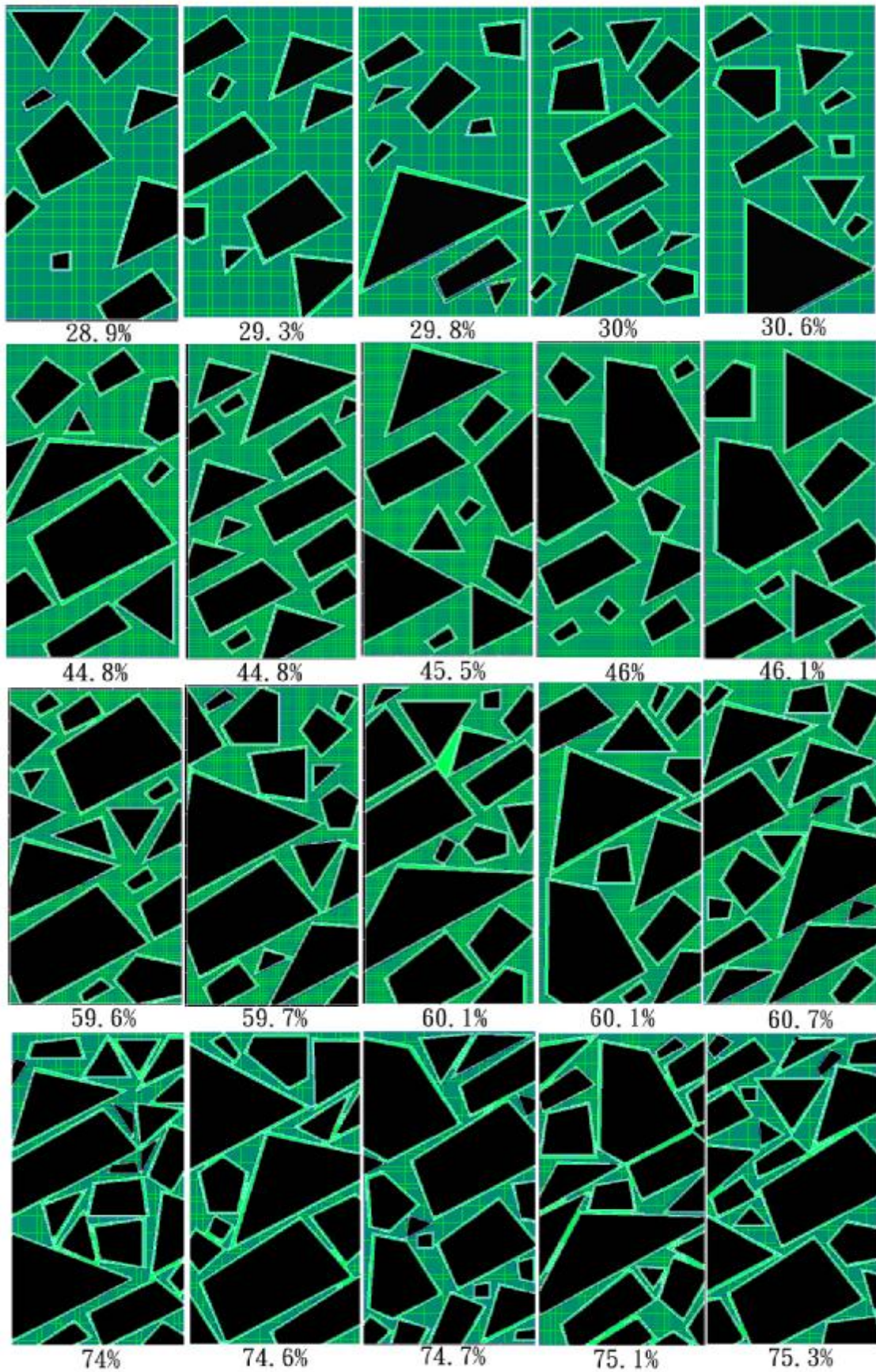


圖 5-10 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊體積比

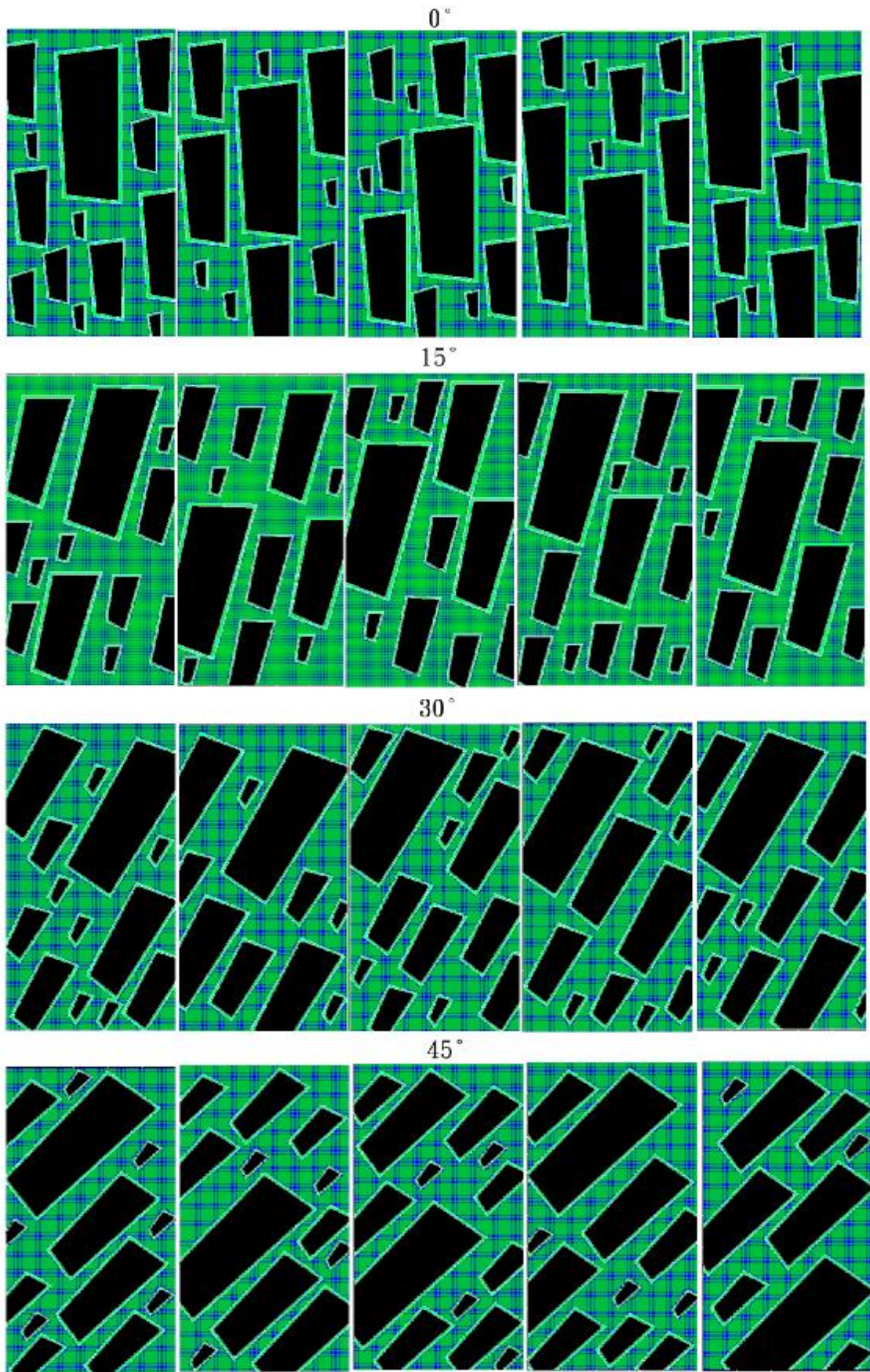


圖 5-11 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊傾角（一）

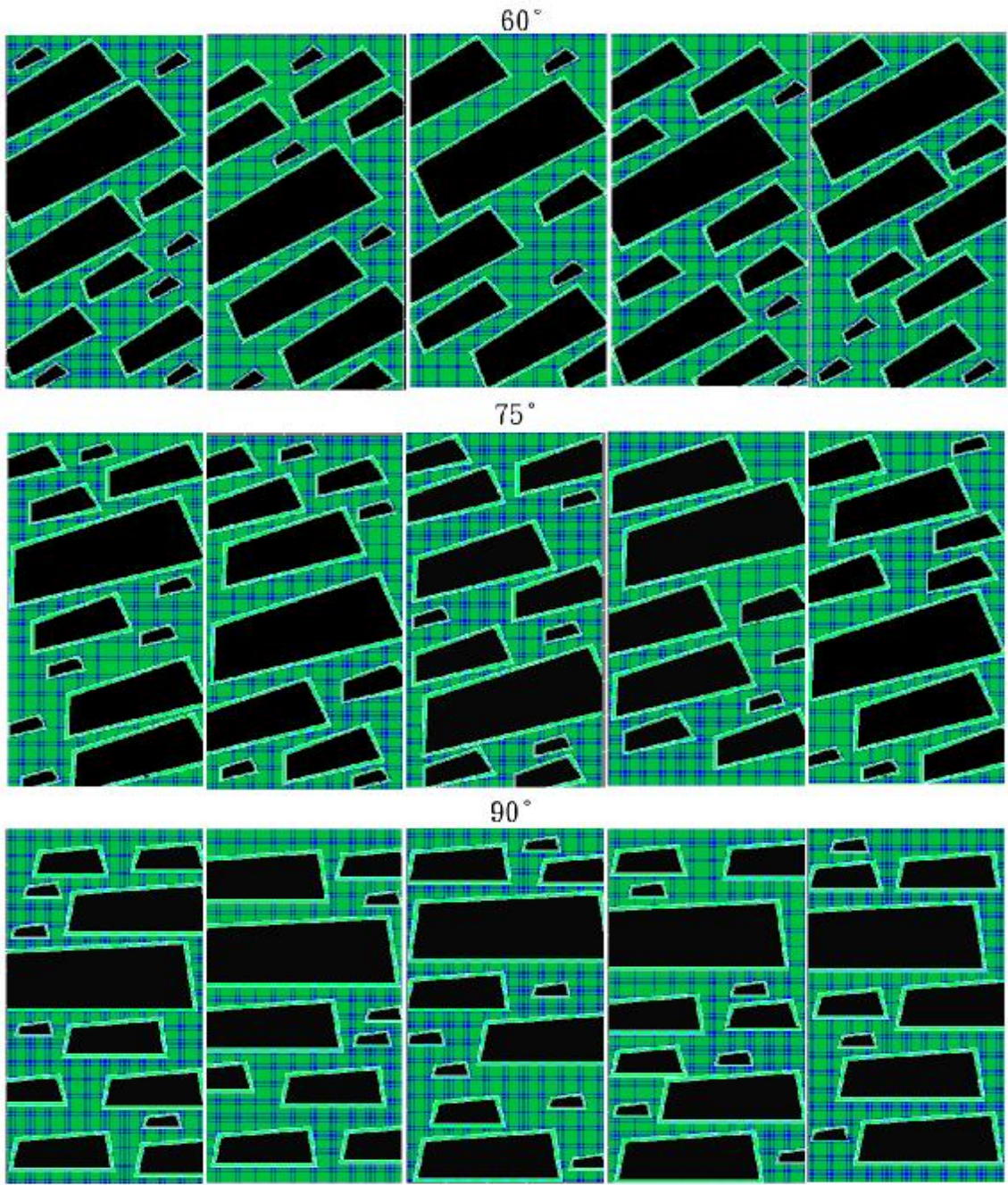


圖 5-12 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊傾角（二）

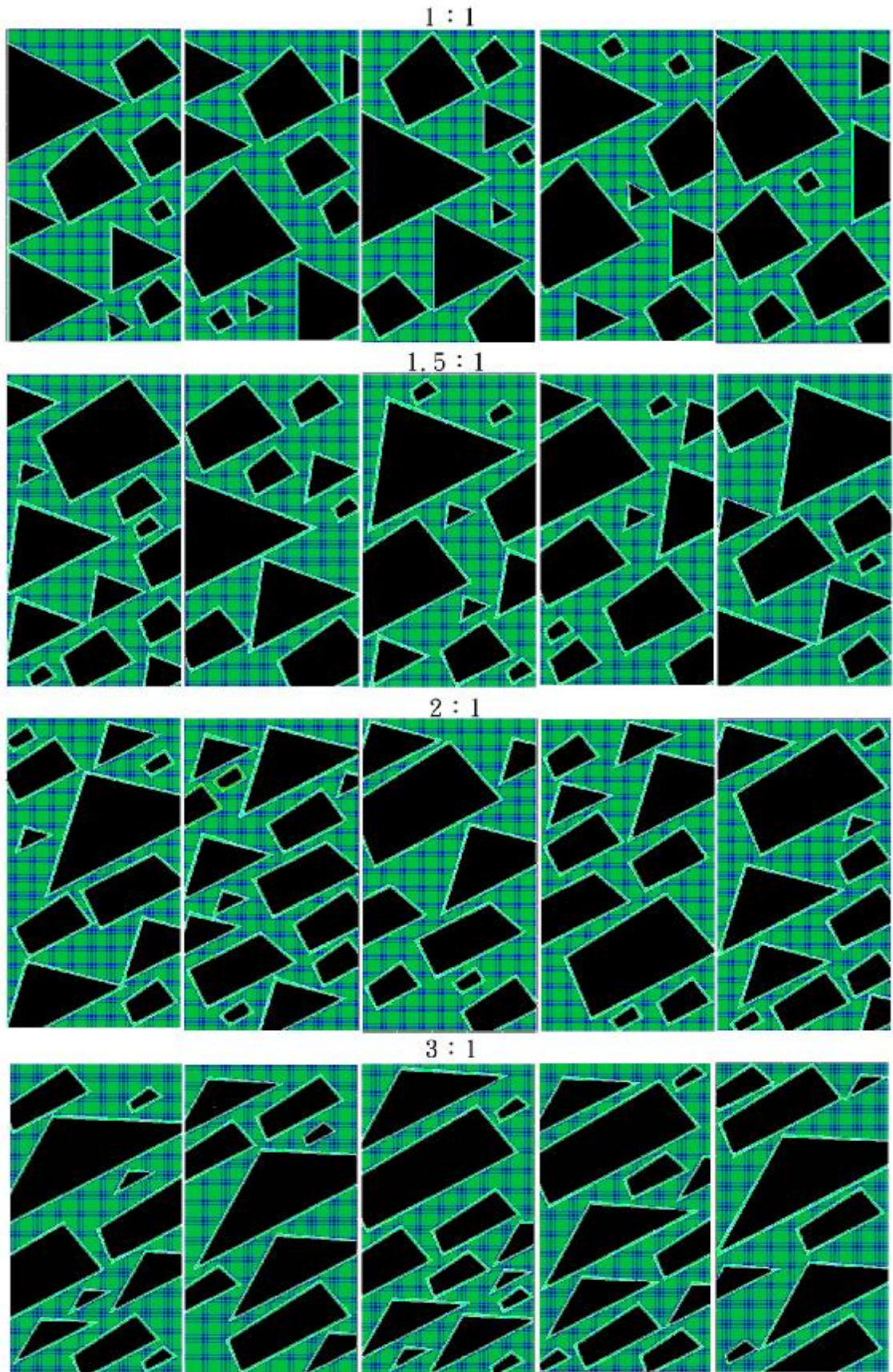


圖 5-13 漸變帶併構岩模擬試體不同岩塊長短軸比

5.2.1 岩塊體積比差異影響

本子節以各種岩塊體積比之模擬試體經模擬三軸試驗後得到應力應變曲線，經資料統整歸納後得到併構岩整體之力學行為受到岩塊體積比差異的影響趨勢。將岩塊體積比對力學行為的影響分別對各材料參數來探討其趨勢，圖 5-14 為岩塊體積比對各圍壓下軸差應力的影響趨勢，反應出了剪力強度的趨勢，隨著岩塊體積比增加亦隨之遞增。

如圖 5-15 為岩塊體積比對 c 值的影響趨勢， c 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，但其中在 45%~60%及 <25%時趨勢緩和。圖 5-16 為岩塊體積比對 ϕ 角的影響趨勢， ϕ 角隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢較明顯，由於最小岩塊體積比只模擬到 30%，故無顯示出 <25%趨勢緩和的跡象。

圖 5-17 為岩塊體積比對 E 值的影響趨勢此圖縱軸為指數座標，由於所得到影響趨勢較接近於基質，而基質與岩塊之 E 值差異甚大，差距達 2 冪次 (orders) 以上，若為一般座標除了純岩塊外其他座標點皆幾乎貼近於橫軸，故取指數座標來呈現。

圖 5-18 為去除純岩塊之資料點僅看其餘各體積比之影響趨勢，為能較明顯的顯示出岩塊體積比對 E 值影響的趨勢，由於有岩塊加勁的作用 E 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，但由於 E 值岩塊與基質差異大故受壓時壓縮量集中於基質，故反映於整體行為上仍較接近於基質。

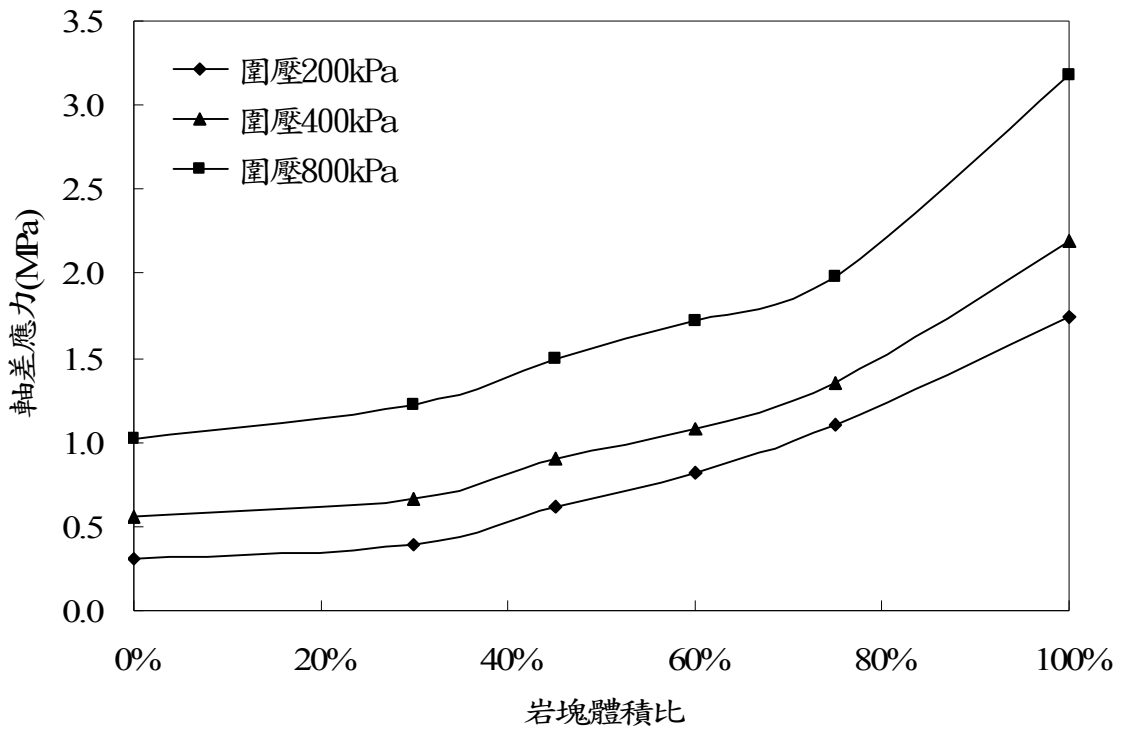


圖 5-14 岩塊體積比對軸差應力之影響趨勢

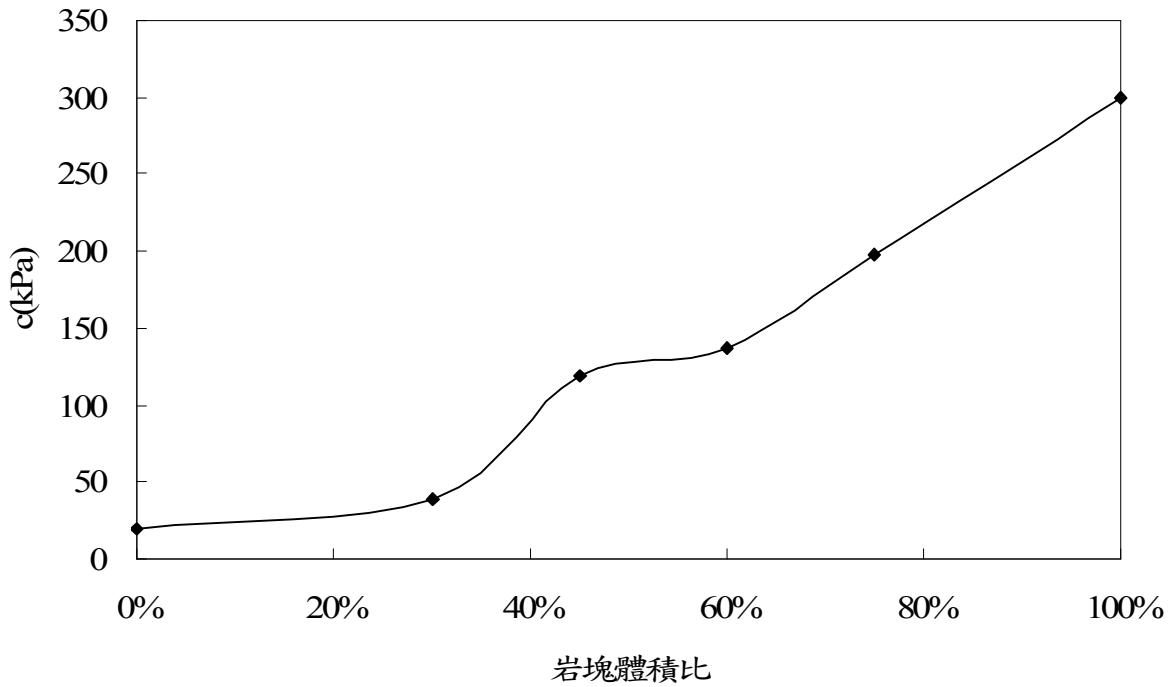


圖 5-15 岩塊體積比對 c 值之影響趨勢

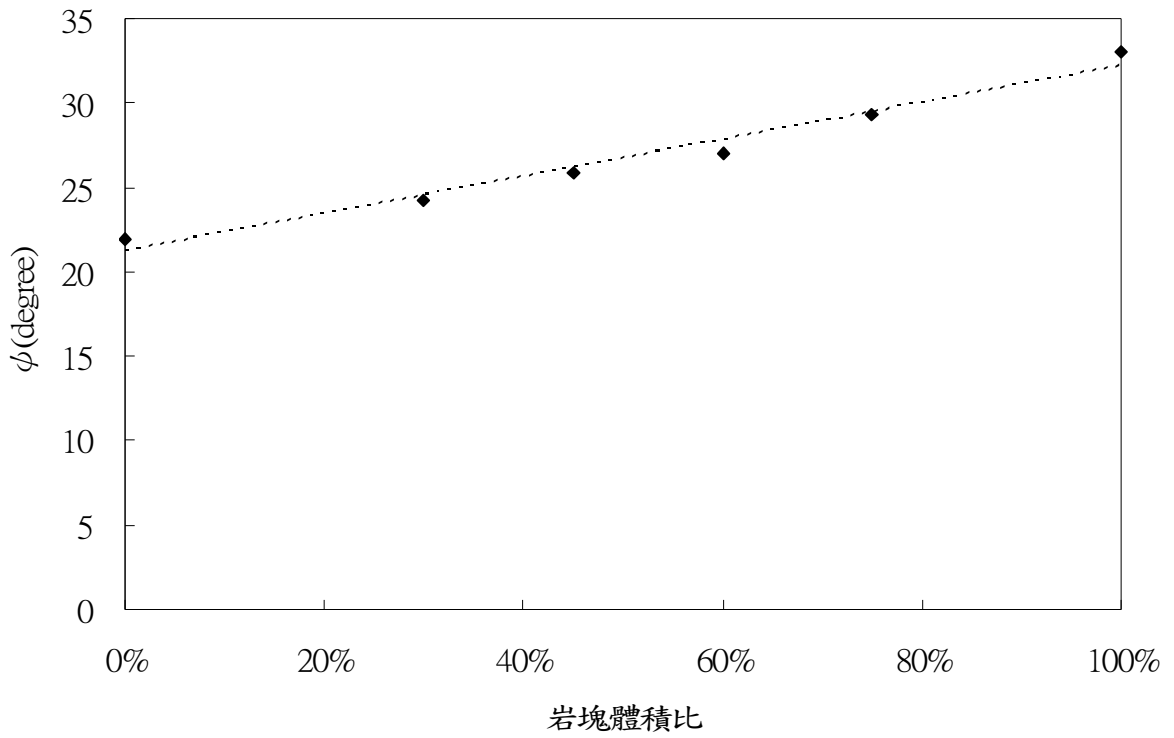


圖 5-16 岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢

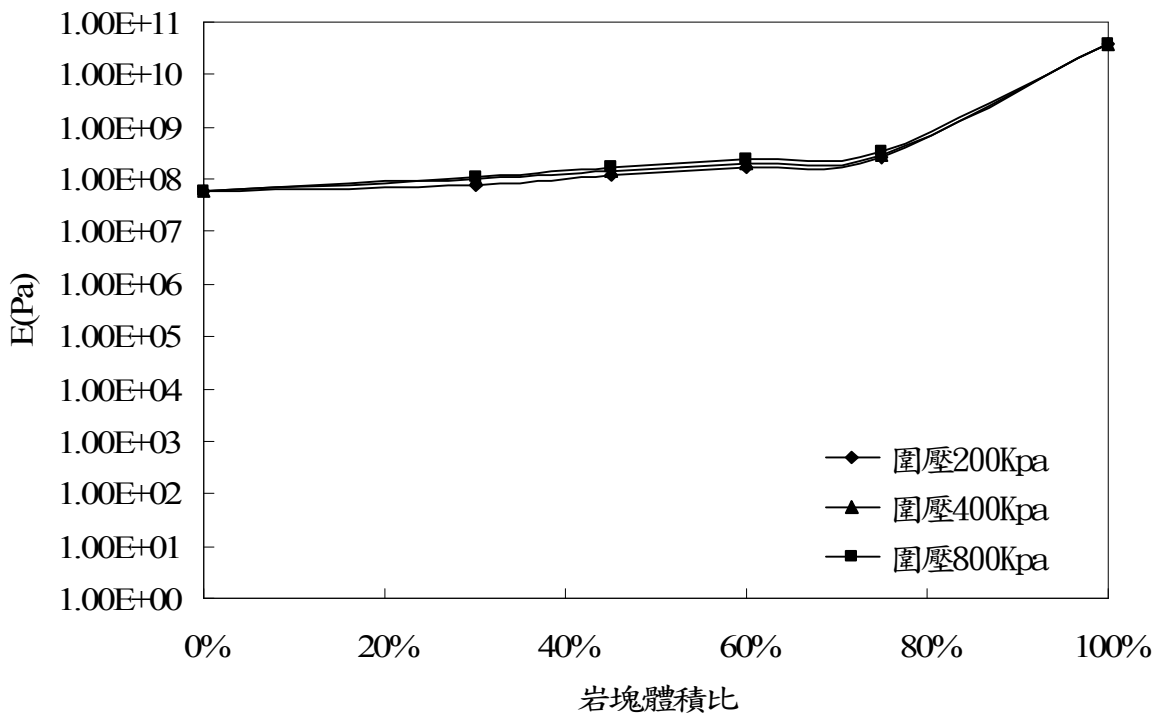


圖 5-17 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (指數座標)

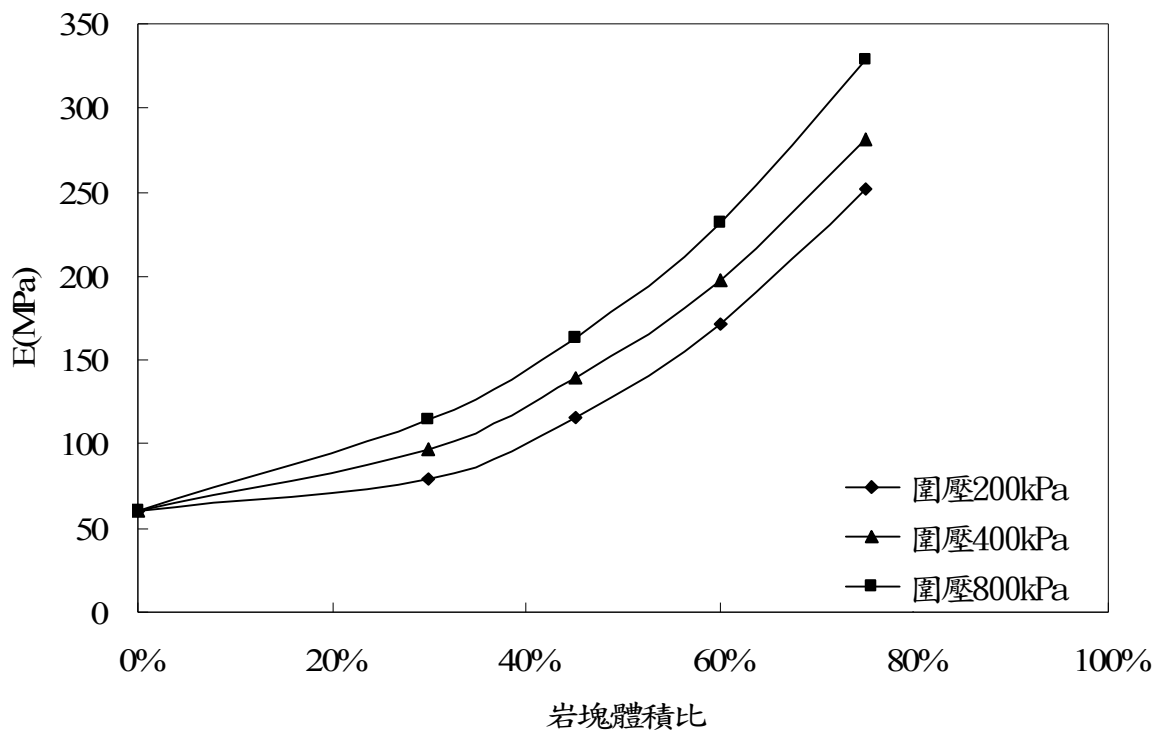


圖 5-18 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (無包含岩塊)

5.2.2 岩塊角度差異影響

併構岩岩塊方向性影響整體行為之異向性，為對此異向性做深入瞭解，本子節將各種岩塊傾角之模擬試體經模擬三軸試驗後得到應力應變曲線，經資料統整歸納後得到併構岩整體之力學行為受到岩塊傾角差異的影響趨勢，將之對力學行為的影響分別對各材料參數來探討其趨勢，如**錯誤! 找不到參照來源**。19~22 為岩塊傾角對軸差應力、 c 、 φ 、及 E 的影響，皆呈現明顯的異向性，且最弱方向落在傾角 $30^\circ \sim 60^\circ$ ，符合岩石之異向性行為。其中僅 E 值之行為略有差異，隨著傾角增加而有遞減趨勢，且傾角 $>45^\circ$ 後趨於緩和。

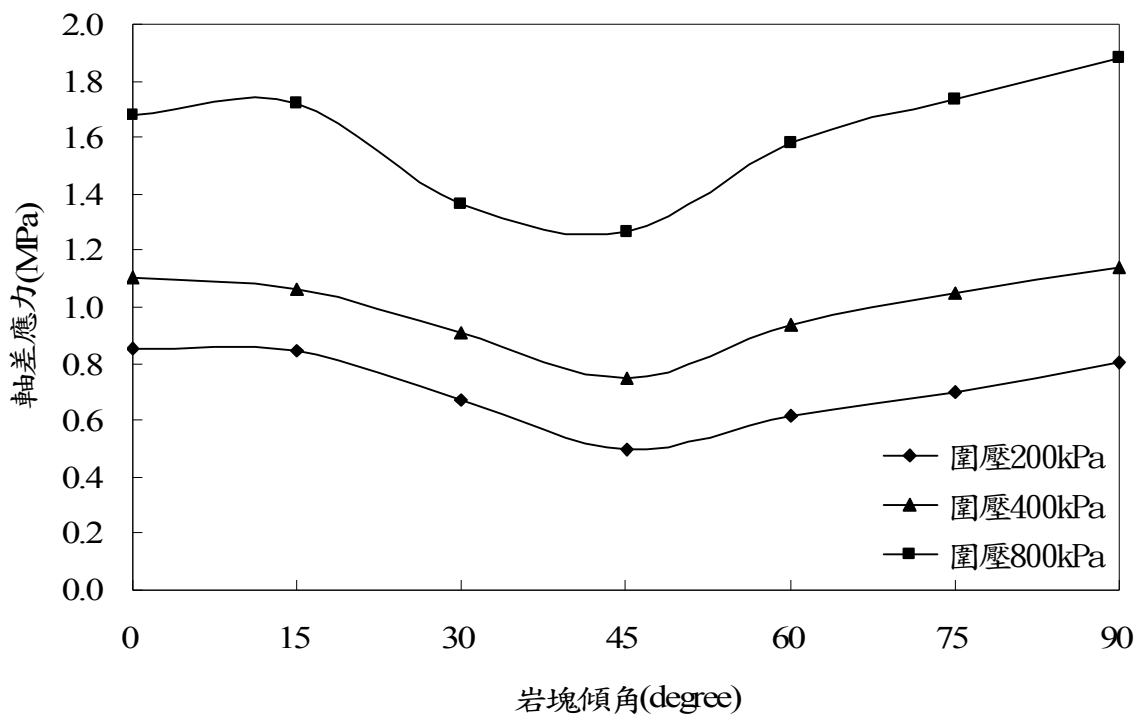


圖 5-19 岩塊體傾角度對軸差應力之影響趨勢

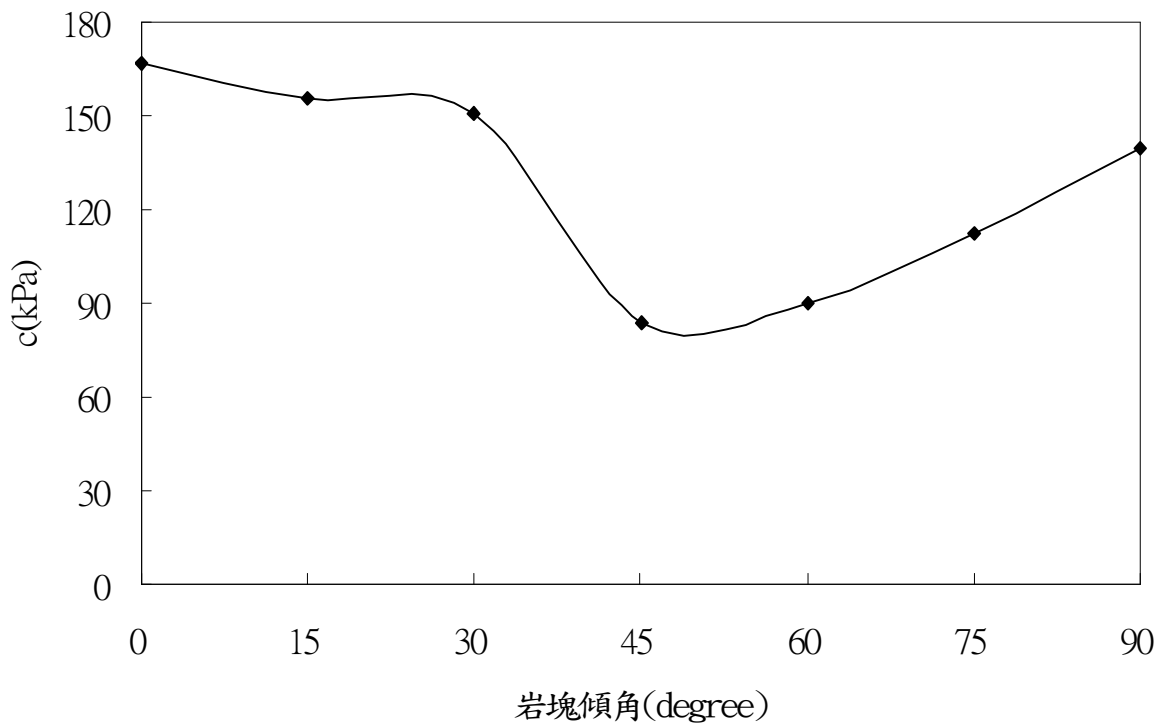


圖 5-20 岩塊傾角對 c 值之影響趨勢

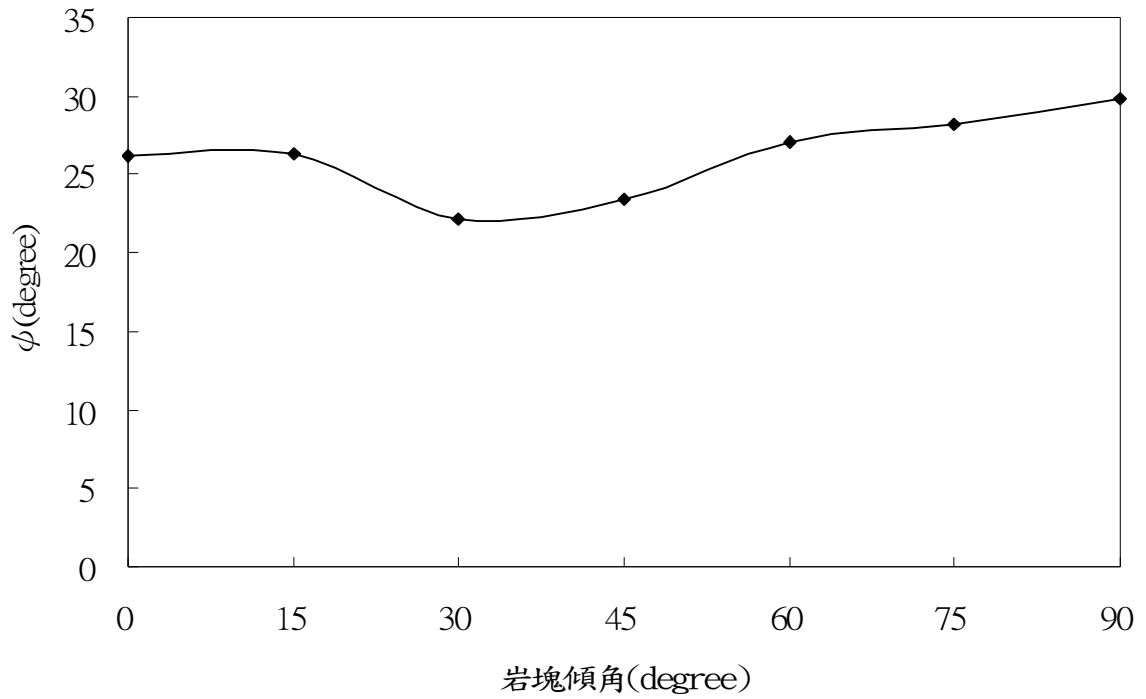


圖 5-21 岩塊傾角對 ϕ 角之影響趨勢

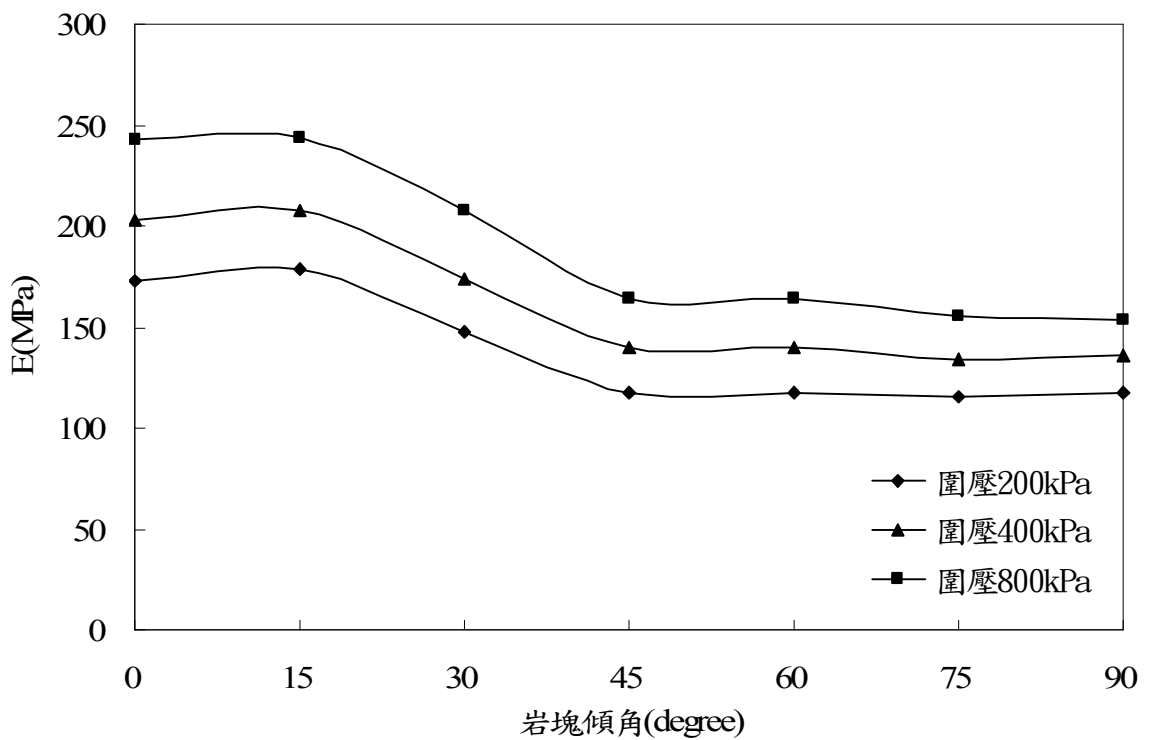


圖 5-22 岩塊體傾角度對 E 值之影響趨勢

5.2.3 岩塊長短軸比差異影響

併構岩岩塊方向性影響整體行為之異向性，而若岩塊的長軸越明顯會使得異向性更為顯著，故為討論長短軸比對於對於相同岩塊角度之試體其影響程度，以各種岩塊長短軸比之模擬試體進行模擬三軸試驗後得到應力應變曲線，經資料統整歸納後得到併構岩整體之力學行為受到岩塊傾角差異的影響趨勢，分別探討其影響個別材料參數之趨勢。如錯誤! 找不到參照來源。23~26 可發現岩塊長短軸比對軸差應力、 c 、 φ 、及 E 之影響趨勢當長短軸比大於 1.5 後都已不明顯。軸差應力、 c 、 φ 、及 E 僅在長短軸比值為 1 時會有差異，岩塊長短軸比大於 1.5 之後趨勢則趨於緩和。其中 φ 、 E 及軸差應力皆在長短軸比值為 1 時最低，隨長短軸比值增加的過程遞增，但僅岩塊長短軸比值介於 1~1.5 趨勢較明顯，爾後趨勢及趨於緩和，而在 c 值方面有在岩塊長短軸比介於 1~1.5 之間為遞增，爾後為遞減的趨勢，但趨勢亦不明顯。

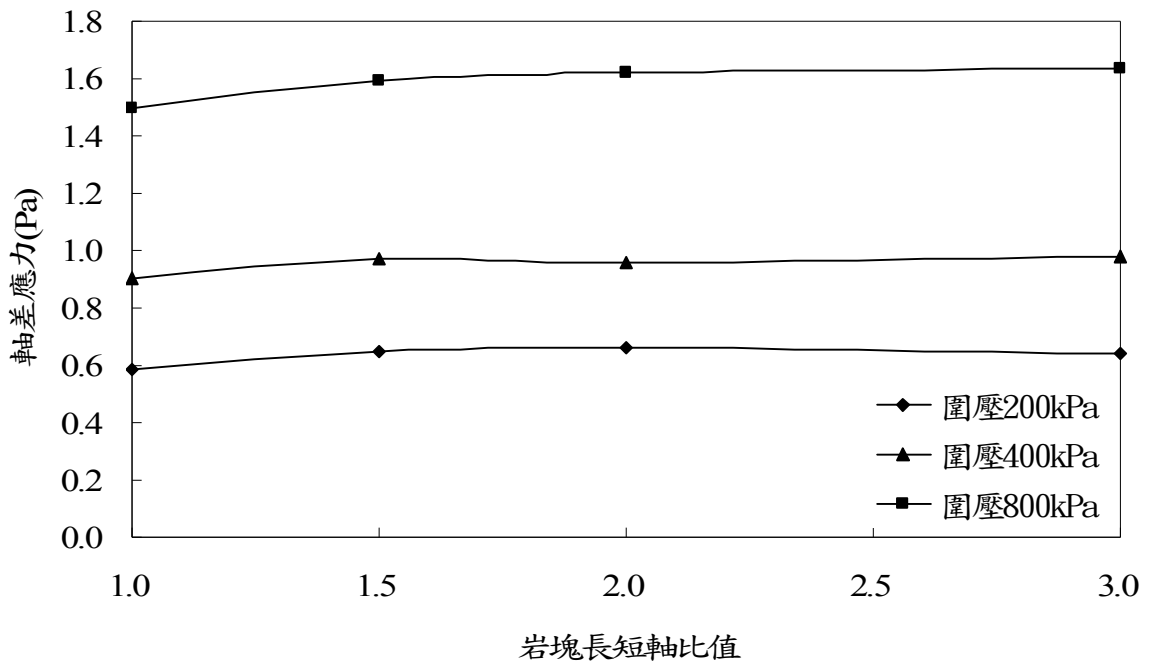


圖 5-23 岩塊長短軸比值對軸差應力之影響趨勢

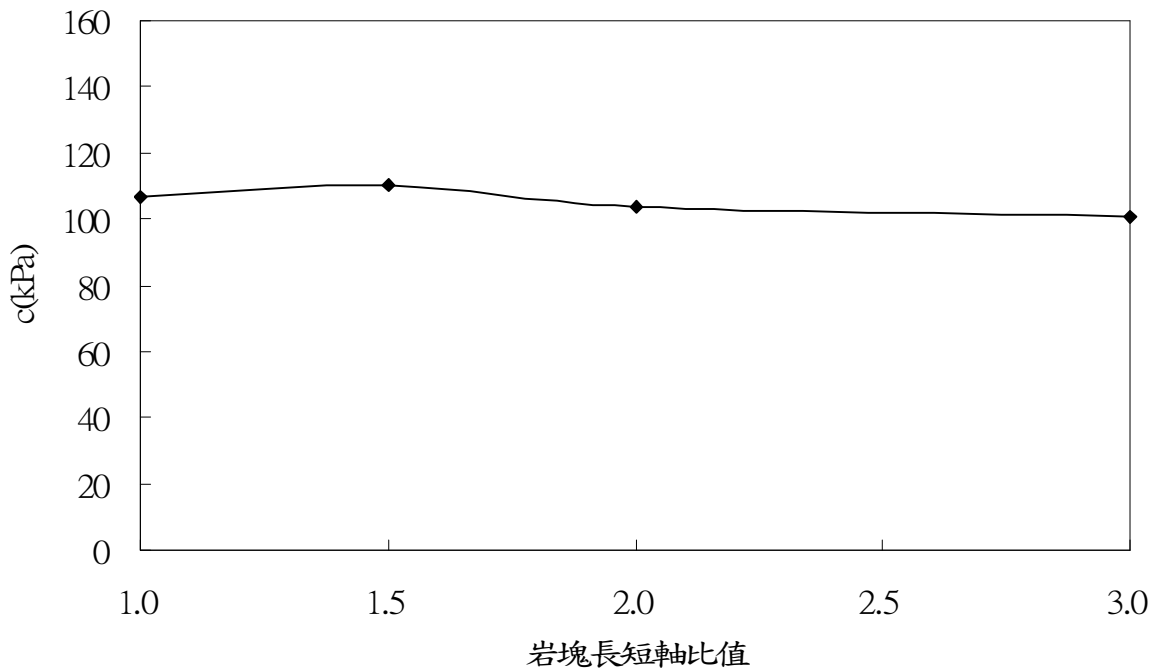


圖 5-24 岩塊長短軸比值對 c 值之影響趨勢

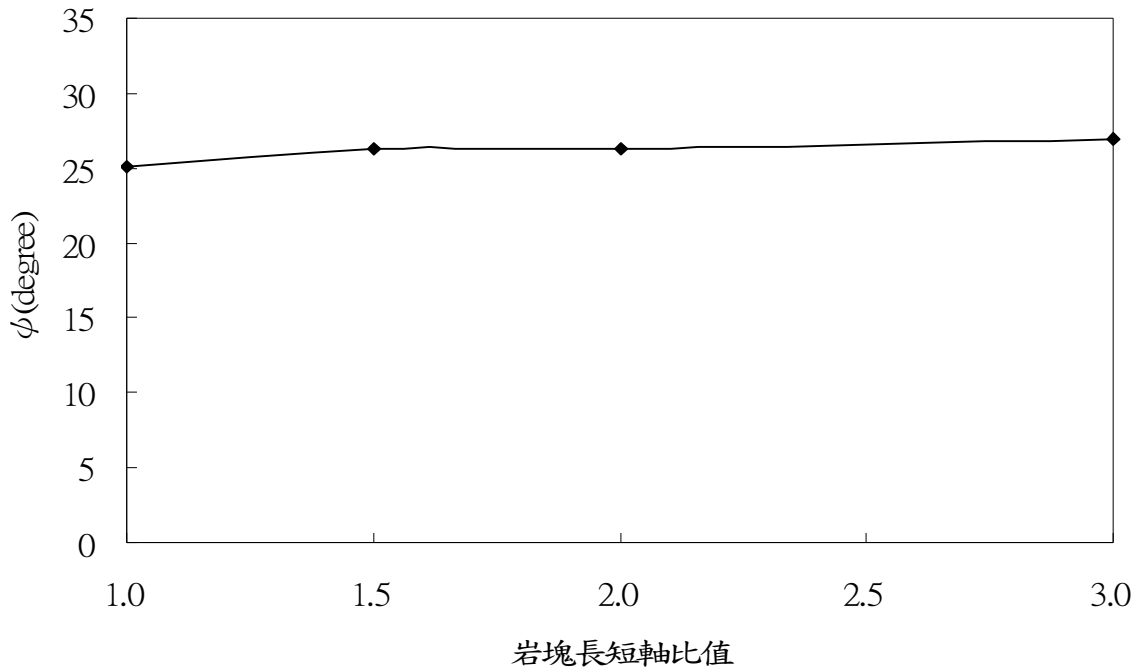


圖 5-25 岩塊長短軸比值對 ϕ 角之影響趨勢

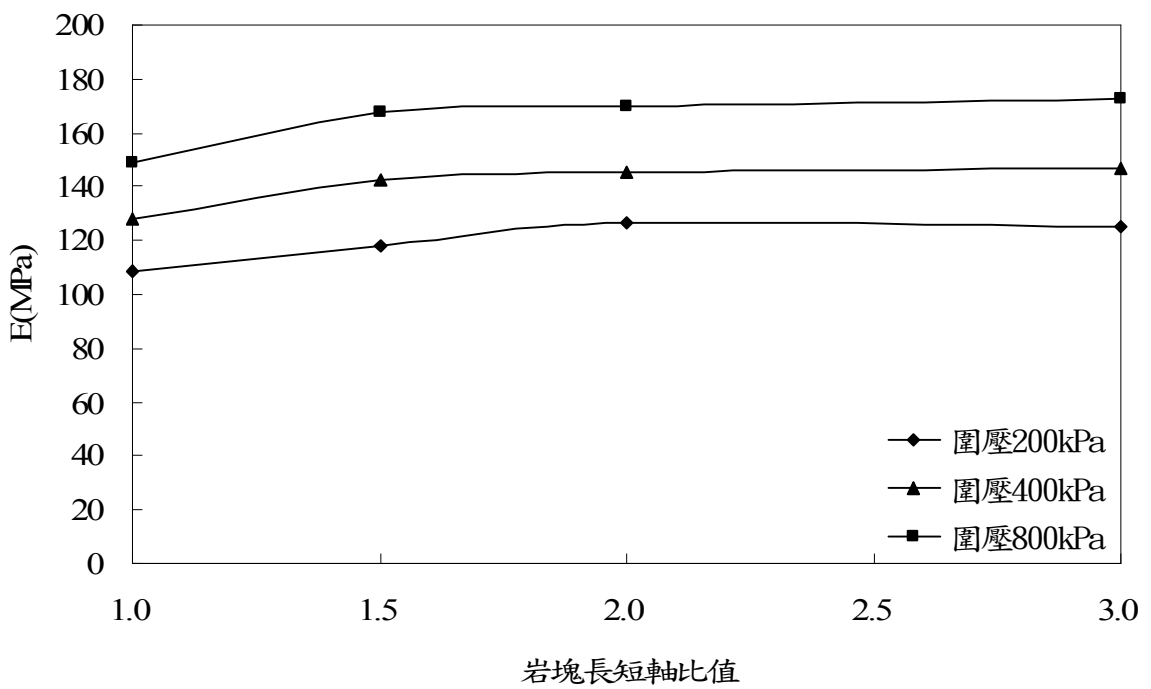


圖 5-26 岩塊長短軸比值對 E 值之影響趨勢

5.2.4 漸變帶併構岩模擬結果討論

在岩塊體積比差異造成的影響上， c 值、 ϕ 角及軸差應力的趨勢隨岩塊體積比增加而遞增， ϕ 角的遞增趨勢較線性，其行為與之前驗證模型的結果類似，應為岩塊間或岩塊與基質間接觸增加所提供接觸面的摩擦性質亦影響了整體的摩擦性，使得 ϕ 角遞增。而軸差應力的遞增趨勢類似指數函數，隨著岩塊體積比越大軸差應力增加趨勢明顯，尤其當岩塊體積比 75%~100% 間增加趨勢最明顯，此為合理現象，因為 75% 以前併構岩仍屬岩塊間夾基質，故基質或岩塊與基質介面仍為易滑動的介面，>75% 後行為已類似純岩塊，岩塊間所夾基質已非常少，故滑動介面減少，也因此軸差應力上升幅度較大。而在低岩塊體積比時，增加幅度很小亦是因為岩塊體積比 <25% 後其行為類似純基質，故其軸差應力比起基質無太大差異。而在 c 值的趨勢上大致為遞增，但在 45%~60% 及 <25% 時趨勢漸緩和，估計可能原因 45%~60% 其岩塊互鎖效應的條件類似，而 <25% 時由於岩塊彼此較無機會接觸，故其互鎖效應不明顯，故此兩區段 c 值趨遞增勢平緩。在 E 值的趨勢方面，由於岩塊與基質 E 值相差 1000 倍以上，故受壓時基質控制整體的壓縮行為，由於有岩塊加勁的作用 E 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，但只要岩塊間仍夾有基質，基質的壓縮性仍會主控整體行為，且由於 E 值岩塊與基質差異大，因此受壓時壓縮量集中於基質，故反映於整體行為上仍較接近於基質。

在岩塊角度差異造成的影響上，其力學行為呈現的異向性與具層面或節

理之岩體行為類似，各材料參數皆在岩塊傾角為 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 間出現最低值，而 $<30^{\circ}$ 或 $>60^{\circ}$ 之後趨勢皆漸增，由於 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 間符合試體破壞的方向，故破壞面會沿著岩塊長軸所限制的方向延伸，其他岩塊傾角時因與其破壞方向不符，破壞面可能沿岩塊間扭曲往破壞方向延伸，或是有破壞面穿越岩塊的情況，故造成此種狀況。而 E 值在 45° 驟降後隨岩塊傾角漸增 E 值趨勢仍為緩和的遞減，估計可能岩塊傾角越大時岩塊長軸方向越接近水平，故使得岩塊間基質受到垂直向壓縮時壓縮程度會漸增，但此趨勢並不明顯，故導致 E 值有緩和的遞減趨勢。

在岩塊長短軸差異造成的影響上，整體的材料參數除了 c 值外其他參數皆有隨長短軸比值漸增而遞增，但趨勢上僅長短軸比值介於 $1\sim 1.5$ 有較明顯漸增趨勢，爾後漸增趨勢較不明顯，而在 c 值之影響趨勢上在岩塊長短軸比介於 $1\sim 1.5$ 之間為遞增，爾後為遞減的趨勢，但趨勢亦不明顯。結果顯示長短軸比增加對於加強方向性的作用，的確對強度及整體材料參數有少許影響，對軸差強度而言，岩塊長短軸比漸增對其有正面的效益，但影響性在岩塊長短軸比 >1.5 後已不明顯，且就岩塊傾角 60° 的例子下影響的程度也不高，故將來對併構岩組構的各因子討論時長短軸比可不需作太多考慮。但由於僅考慮岩塊傾角 60° 的例子而無考慮到其他狀況，假使岩塊傾角為 45° 正好符合弱面方向或許岩塊長短軸比對力學行為的趨勢就與目前狀況不同了，此問題或仍有進一步探討空間。

5.3 崩積土併構岩模擬結果

試驗場址之崩積土併構岩基質為砂質黏土，岩塊為弱風化板岩塊，介面材料性質為低凝聚高摩擦性材料，其材料參數如表 5-5。崩積土岩塊無特定方向性，排列亦無規則可循，故本節僅就岩塊體積比等相關性質對整體力學行為影響提出定性討論，分成四種岩塊體積比來討論，分別是 30%、45%、60%、75%（目前僅完成 30%、45%、60%，75% 結果待補）其他如岩塊角度、種類、位置皆為隨機產生如圖 5-27。

所有試體皆分別施予 200kPa、400kPa、800kPa 三種圍壓，將每種模擬條件下之三試體對應各自圍壓所得 p 、 q 值加以回歸後得到 a 及 α 進而可轉換為 c 及 φ 。同時也將五試體各圍壓下之軸差應力與應變曲線取平均曲線，以 0.003 應變量前之線性段斜率為 E 值。

表 5- 5 崩積土併構岩材料參數

材料參數	岩塊 (block)	基質 (matrix)	介質 (interface)
凝聚力 c (kPa)	300	6	0.006
摩擦角 φ (degree)	33	30	30
材料密度 ρ (kg/m ³)	2800	1600	2200
體積模數 K (MPa)	30000	40	2000
剪力模數 G (MPa)	15000	24	1200
張力強度 σ_t (kPa)	200	0	0

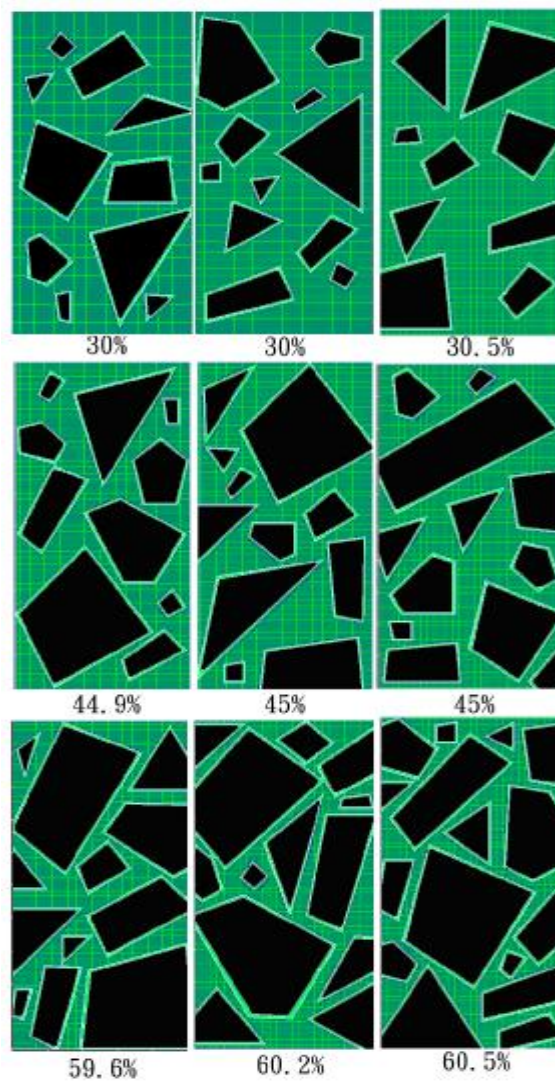


圖 5- 27 崩積土併構岩模擬試體不同岩塊體積比

5.3.1 岩塊體積比差異影響

各不同岩塊體積比之模擬試體經模擬三軸試驗後得到應力應變曲線，由資料統計歸納後可得到併構岩整體之力學性質受到岩塊體積比差異的影響趨勢，分別針對各材料參數討論之。圖 5-28 為岩塊體積比對各圍壓下軸差應力的影響趨勢，也間接的反應出了剪力強度的趨勢，隨著岩塊體積比增加亦隨之遞增。

圖 5-29 為岩塊體積比對 c 值的影響趨勢， c 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，但其中在 $>45\%$ 後遞增趨勢加劇。圖 5-30 為岩塊體積比對 ϕ 角的影響趨勢， ϕ 角隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢較緩和，且 $>60\%$ 後已無增加趨勢。

圖 5-31 為岩塊體積比對 E 值的影響趨勢此圖縱軸為指數座標，由於所得到影響趨勢較接近於基質，而基質與岩塊之 E 值差異甚大，若為一般座標除了純岩塊外其他座標點皆幾乎貼近於橫軸，故取指數座標來呈現。圖 5-32 為含純岩塊之影響趨勢，為較明顯的顯示出岩塊體積比對 E 值影響的趨勢。由於有岩塊加勁的作用 E 值有隨岩塊體積比增加而遞增的趨勢，且遞增斜率隨岩塊體積比增加而遞增，但由於 E 值岩塊與基質差異大故受壓時壓縮量集中於基質，故反映於整體行為上仍較接近於基質。

圖 5-33~35 為不同岩塊體積比間各試體之應力應變曲線，隨著圍壓升高，相同岩塊體積比之不同試體其應力應變曲線差異減小。如圖 5-33 及圖

5- 34 在岩塊體積比較低(30%)或較高(60%)時，相同圍壓下各試體間應力應變曲線差異較小，而在岩塊體積比為 45%時，相同圍壓下各試體間應力應變曲線差異明顯，尤其在圍壓 200kPa 時，應力應變曲線差異最大處與平均曲線強度差約高達 30%左右，明顯的顯示在岩塊體積比處於中等程度時，不同試體間，岩塊其位置、排列、形狀等狀況之差異，造成應力應變曲線發展趨勢影響較明顯。

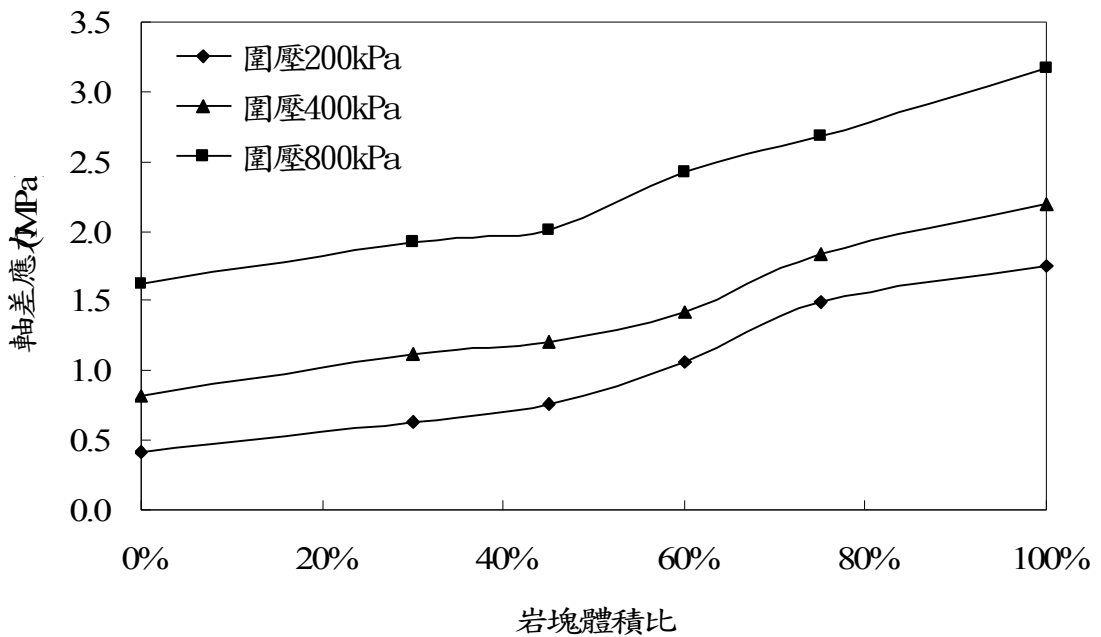


圖 5- 28 岩塊體積比對軸差應力之影響趨勢

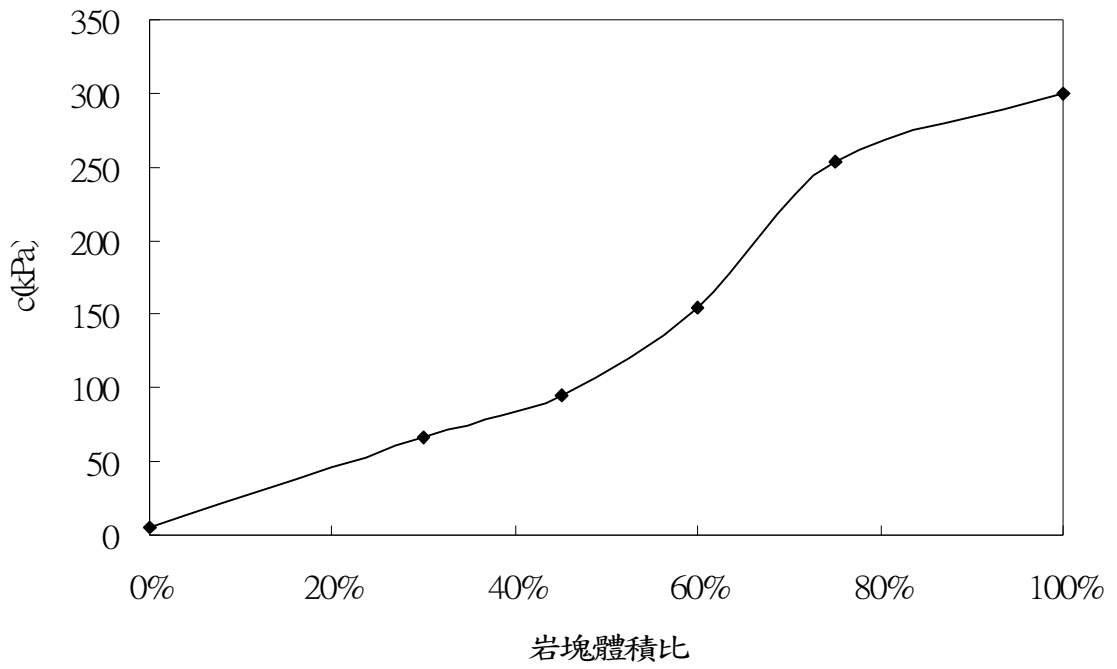


圖 5-29 岩塊體積比對 c 值之影響趨勢

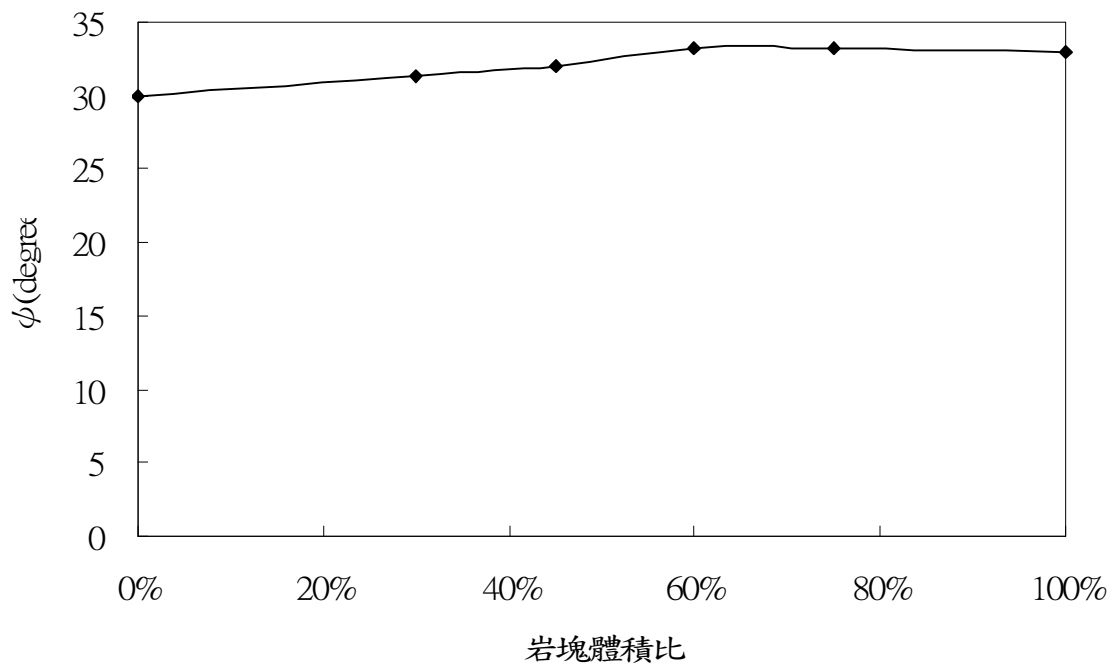


圖 5-30 岩塊體積比對 ϕ 角之影響趨勢

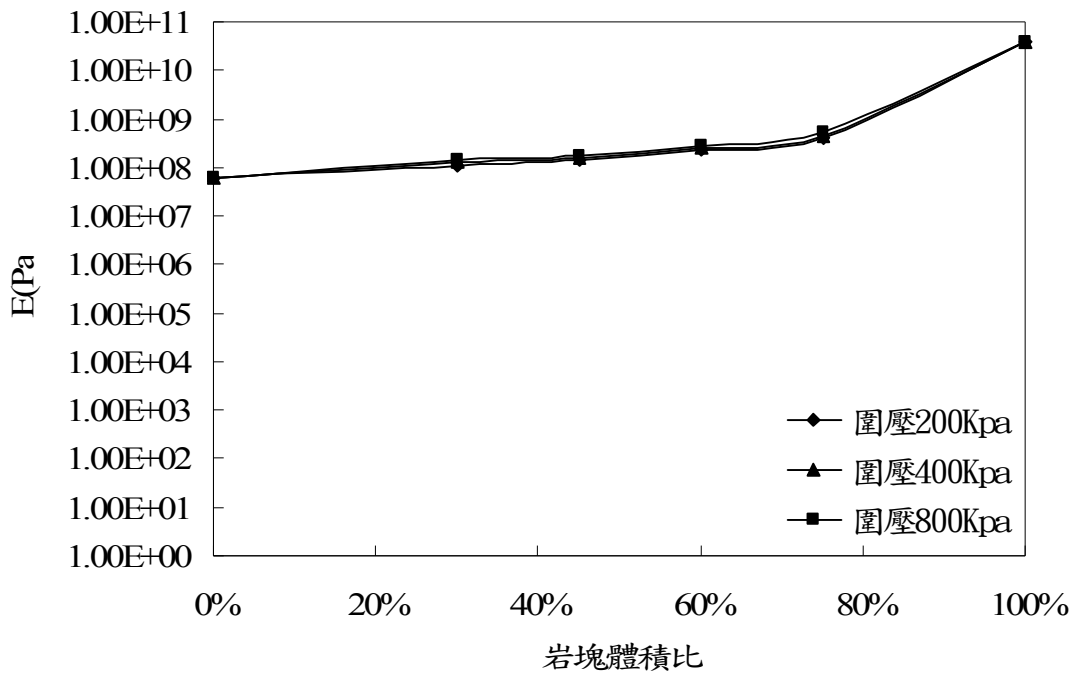


圖 5-31 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (指數座標)

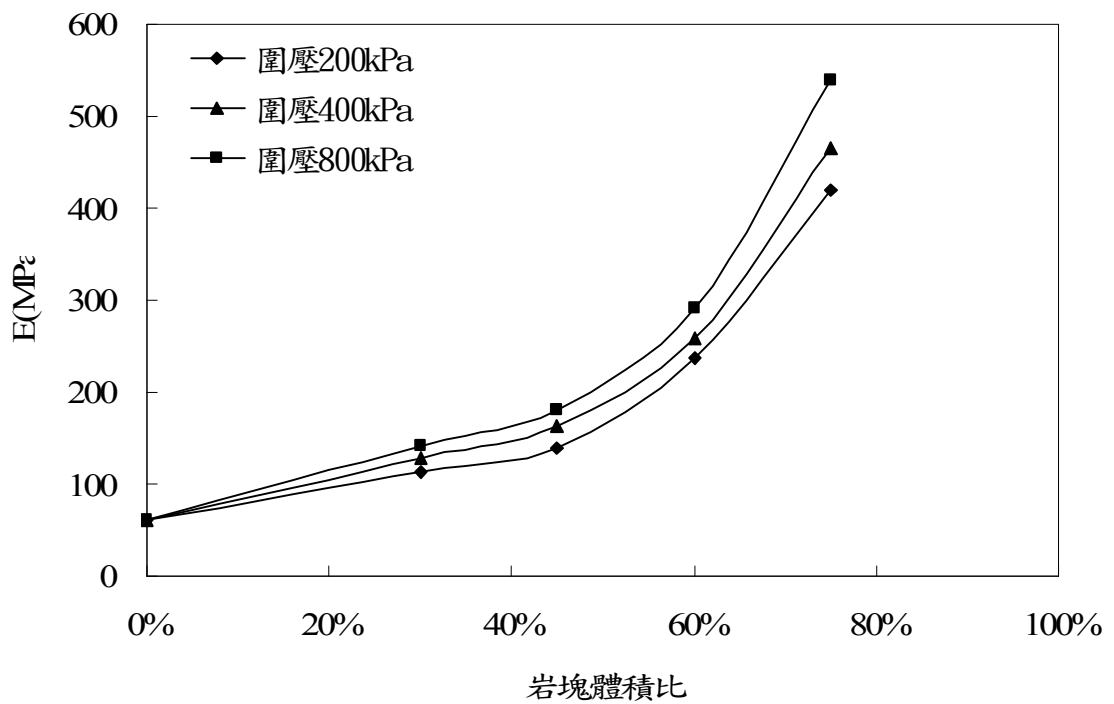


圖 5-32 岩塊體積比對 E 值之影響趨勢 (無包含 100% 岩塊)

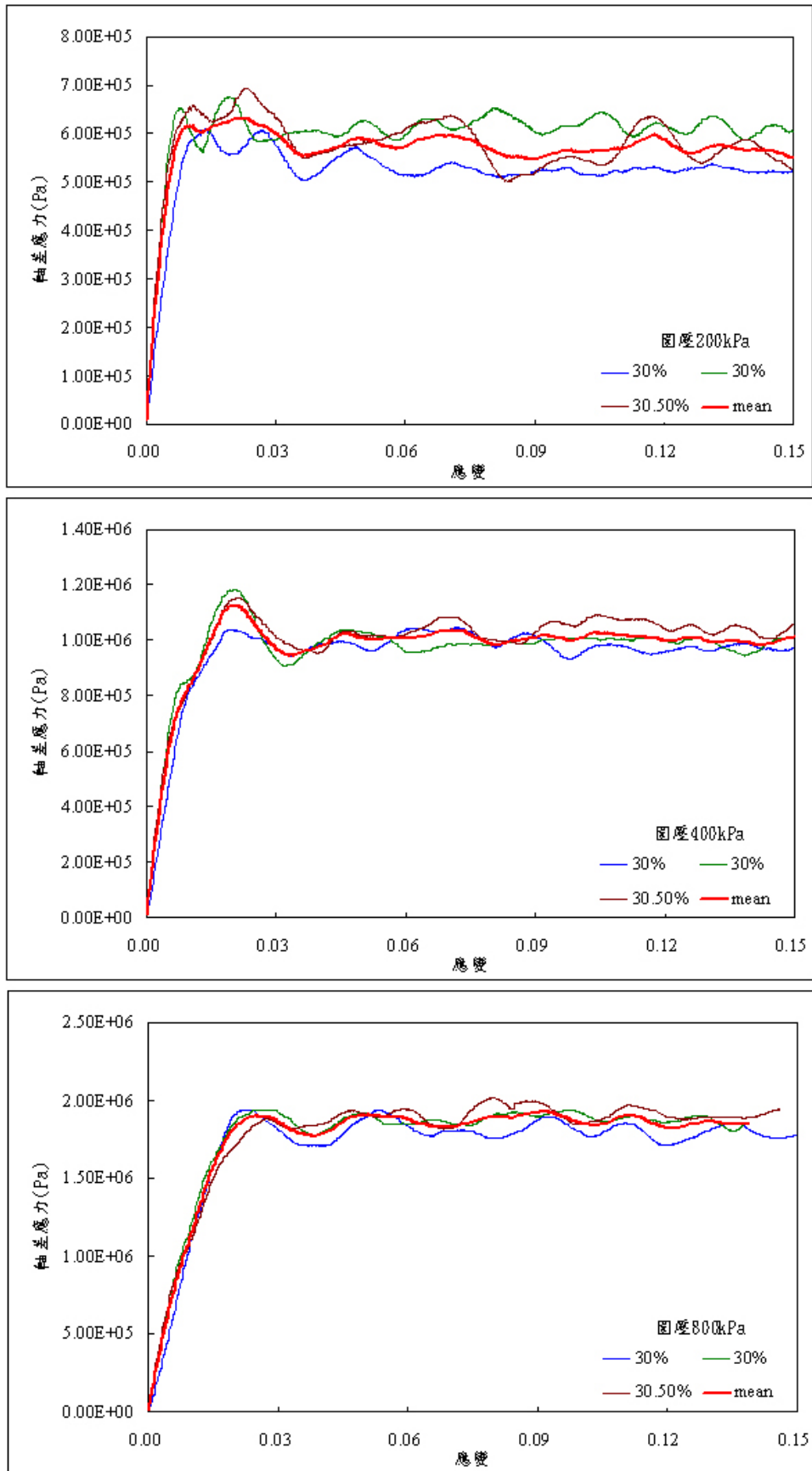


圖 5-33 岩塊體積比 30% 各試體不同圍壓下之應力應變曲線

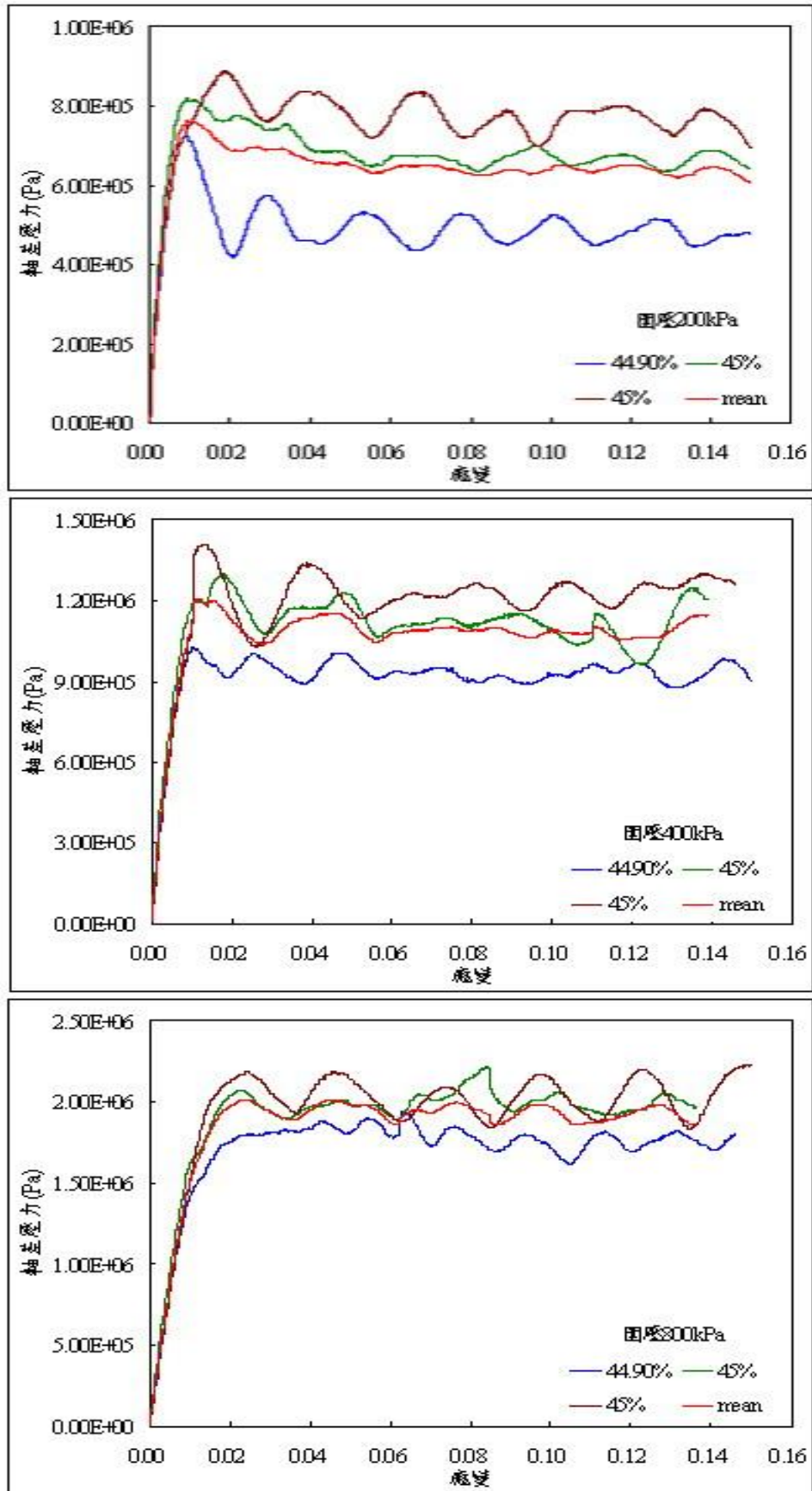


圖 5-34 岩塊體積比 45% 各試體不同圍壓下之應力應變曲線

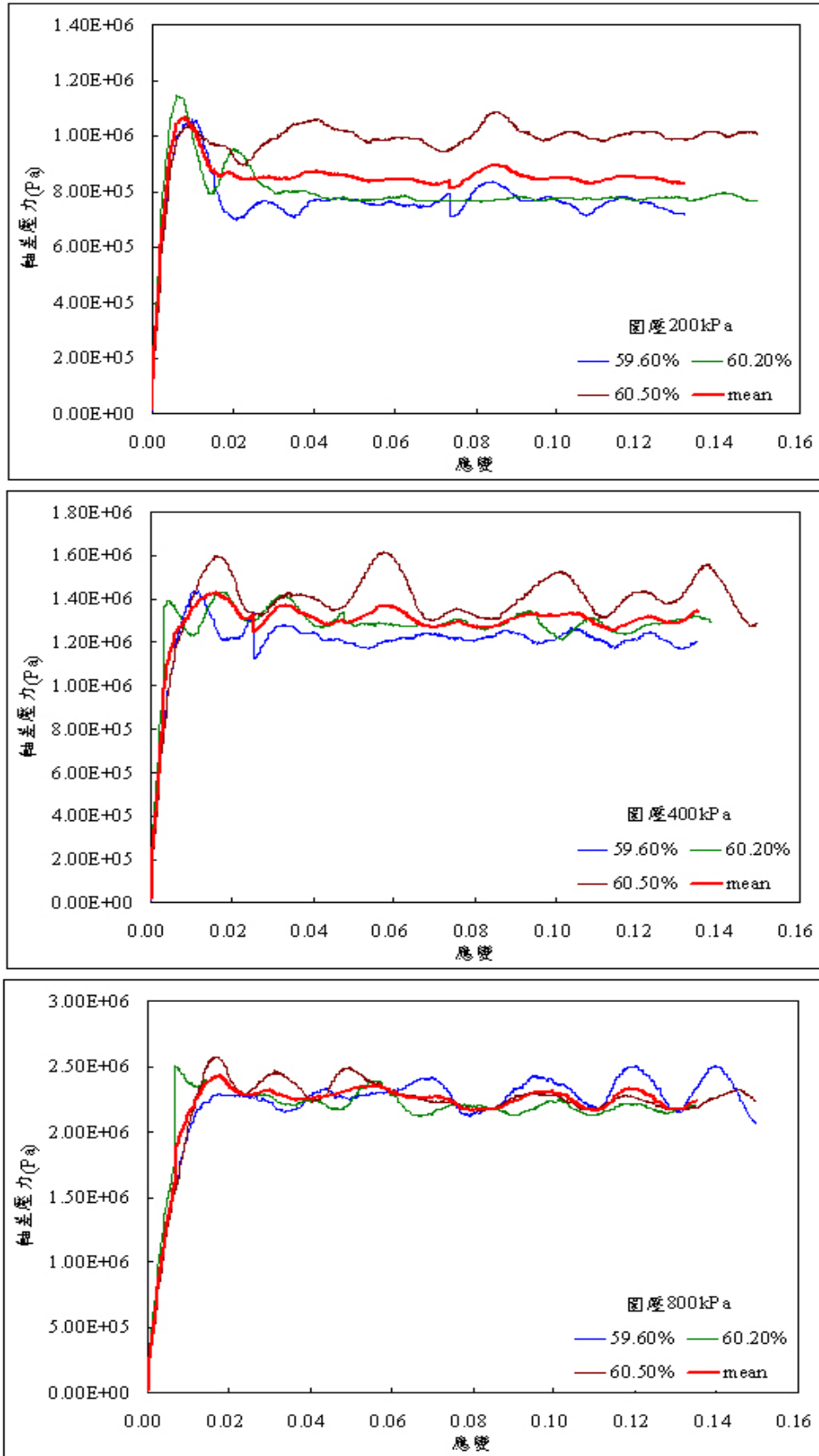


圖 5-35 岩塊體積比 60% 各試體不同圍壓下之應力應變曲線

5.3.2 崩積土併構岩模擬結果討論

由於崩積土與漸變帶併構岩在組成的岩塊與基質方面，僅基質的材料性質有所差異，但本質上性質皆類似黏土，故所表現出之行為趨勢會大致類似。在岩塊體積比差異造成的影響上， c 值、 ϕ 角及軸差應力的趨勢隨岩塊體積比增加而遞增， ϕ 角由於基質為砂質黏土，其 ϕ 角與岩塊差異小，故其遞增趨勢較緩和，且岩塊體積比 $>60\%$ 後幾無增加趨勢，可推測岩塊間或岩塊與基質間接觸增加所提供接觸面的摩擦性質雖亦提升了整體的摩擦性，使得 ϕ 角遞增，但由於貢獻有限故趨勢不明顯。

c 值的趨勢上大致為線性遞增，當岩塊體積比 $>45\%$ 後遞增的趨勢更為明顯，可能由於岩塊排列無特定方向性，故岩塊間接觸機會較高，故出現岩塊間互鎖的狀況更為明顯，故 c 值增加的趨勢隨著岩塊體積比增加趨勢明顯。

軸差應力的隨岩塊體積比增加的趨勢與 c 值十分類似，由於在強度上基質與岩塊其摩擦性質相差不大，強度的貢獻多來自於岩塊間互鎖所造成的類似凝聚力之提升，故軸差應力的改變趨勢與 c 值的改變趨勢非常相似。

E 值的趨勢方面，由於基質其 E 值所給予參數與漸變帶併構岩相同，故 E 值隨岩塊體積比增加之趨勢也類似，雖然岩塊無特定方向性，但由於基質相對岩塊過於軟弱，故隨岩塊體積比增加雖有加勁效果，但反映出來之整體行為仍為基質所主導。

在崩積土併構岩中，由於岩塊無特定方向性，故可概略的假設岩塊長軸

可能出現於任何方向，故其強度較不易因為岩塊排列不同也產生太大的差異，當圍壓升高，相同體積比下，即使岩塊位置、排列、形狀的組合皆不同，但應力應變曲線間之差距會較小，如圖 5-33~35 隨著圍壓 200kPa、400kPa 到 800kPa，各體積比下不同試體其應力應變曲線漸趨相似，亦證明了高圍壓下無特定方向性之併構岩其岩塊形狀、排列、位置等因素對於行為較無明顯影響。

圖 5-33~35 中亦可看出，在較低岩塊體積比（如 30%）或較高岩塊體積比（60%）的情況下，相同岩塊體積比下各試體間應力應變曲線的發展皆十分相似，而岩塊體積比約在 45% 時反而各試體之應力應變曲線差異大，可能原因為：低岩塊體積比時，岩塊彼此分離，接觸機會低，故岩塊其位置、排列、形狀等狀況影響不明顯；而在高岩塊體積比時，由於岩塊大多已接觸，且岩塊無特定方向性，故各方向上岩塊皆可能接觸，相對的岩塊其位置、排列、形狀等狀況所造成的差異也以不明顯；而岩塊體積比在中等程度時，岩塊介於一部份接觸一部份分離，岩塊位置、排列、形狀等狀況之差異即可能造成應力應變曲線發展趨勢的差異。

5.4 試體尺寸對併構岩試體力學行為變異性探討

本節將討論試體尺寸與併構岩試體應力應變曲線變異性之關連性。之前所模擬之試體網格皆為 100x200，所模擬之試體實際尺寸為 5cm x10cm，為

了令所模擬條件（除了試體尺寸以外）與原模擬試體相同，因此網格的密集程度與各岩塊尺寸仍保持與原試體相同，僅放大試體之尺寸，將網格數放大因而實際尺寸也成等比例放大。

由於考慮網格數越大模擬運算越耗時，若仍維持相同之應變速率，試體放大要達到相同應變量所需要的階數亦必須放大，如此循環則完成一顆試體模擬所需時間必隨著試體尺寸放大而巨幅增加，有鑑於此，細察原試體尺寸下各試體間之差異量一般乃於應變量小於 5% 時變化最劇，大於 5% 後趨近於緩和，故為節省計算，將比較範圍之放大試體三軸模擬試驗應變量控制在 5% 左右。

5.4.1 放大之試體尺寸與試體岩塊分佈情況

除原試體之尺寸外，其餘放大試體共含三種尺寸，分別為直徑與高度各放大 $\sqrt{2}$ 倍、2 倍及 4 倍，網格分別為 141×282、200×400 及 400×800（如圖 5-36 及圖 5-37），試體的實際尺寸分別為 7.05cm ×14.1cm、10cm ×20cm 及 20cm ×40cm。

岩塊之分佈仍為隨機，僅方向性固定為傾角 60° ，岩塊體積比固定為 45%，岩塊面積亦為固定值，故在 100×200 之試體中最大岩塊面積為試體面積的 16%，當在 400×800 之試體時最大岩塊面積則為試體面積的 1%，最大岩塊長度約為試體寬度（若為三軸試驗，對應直徑）的 25%。

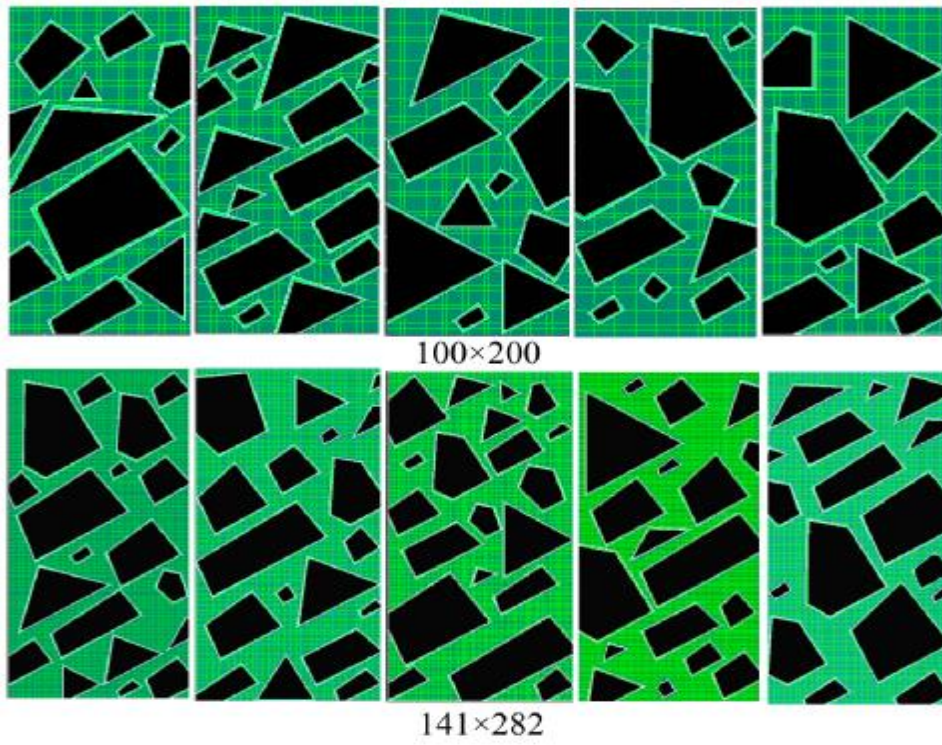


圖 5-36 不同尺寸之併構岩試體（一）

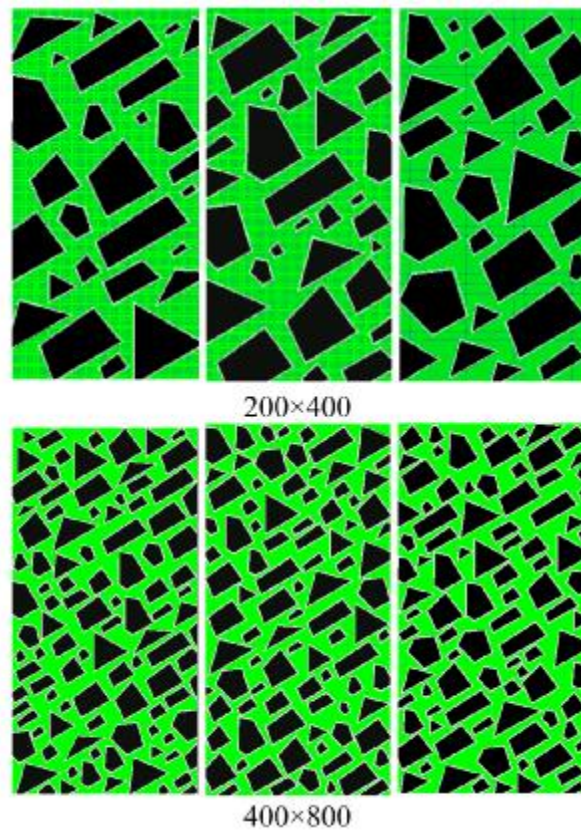


圖 5-37 不同尺寸之併構岩試體（二）

5.4.2 試體尺寸對於力學行為差異性影響結果

不同尺寸之各試體不同圍壓下應力應變曲線如圖 5-38~41，圖中 mean 之曲線為各情況下個應力應變曲線之平均曲線。可看出相同尺寸之試體隨著圍壓增加各應力應變曲線差異減小，且隨著試體尺寸增大各應力應變曲線差異亦減小，尤其當試體尺寸達到 400×800 時各應力應變曲線差異明顯降低很多(如表 5-6 所示)，表 5-6 中之值為各情況下各應力應變曲線與平均應力應變曲線之最大差異值，差異量以相同應變下應力差值除上相同應變下平均應力值，隨著圍壓及尺寸增加最大的差異值也隨之降低，其趨勢如圖 5-42 所示。

此結果可以充分證明與推測的結果相符，隨著試體尺寸增大將使得各試體間力學行為之差異降低，及岩塊之形狀、分佈等差異之影響隨著試體尺寸增大影響越趨微小，目前由於模擬之試體網格甚密，故當試體放大到 400×800 時已趨近於 FLAC 可允許擴充之記憶體量的極限，讓要再將試體放大已無足夠記憶體可供運算暫存，故僅將試體放大至 400×800 即停止，但究其定性之趨勢已可大致掌握，其所代表之尺寸也漸接近此併構岩材料之『代表單元體積』(Representative Elemental Volume, REV)的尺寸。

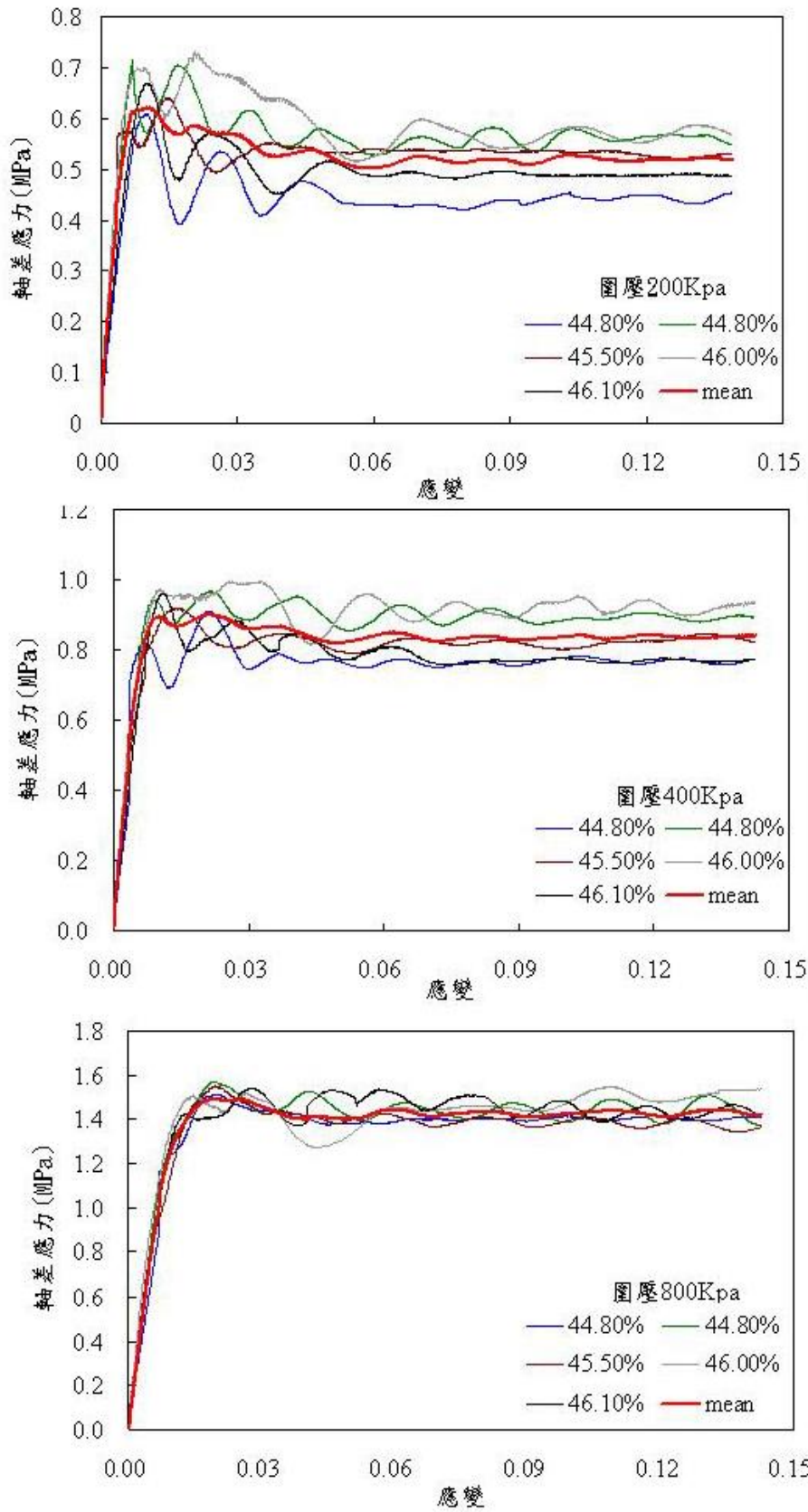


圖 5- 38 100x200 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線

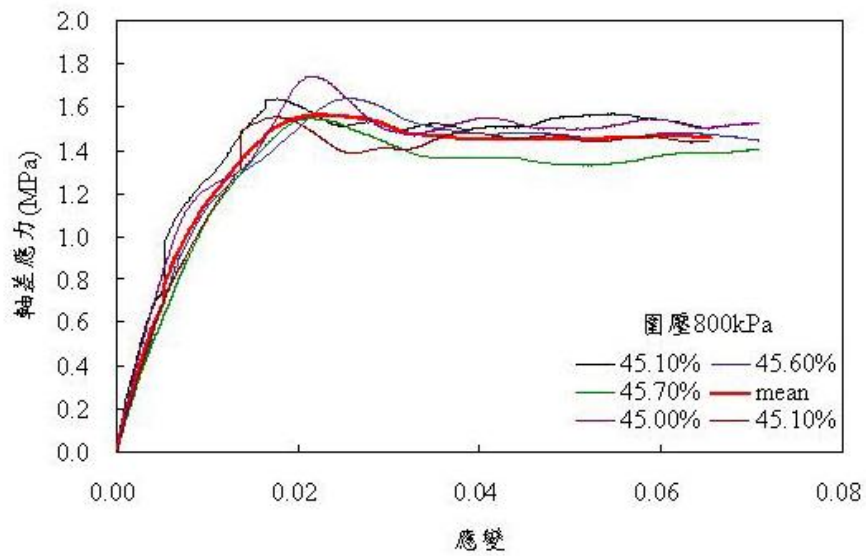
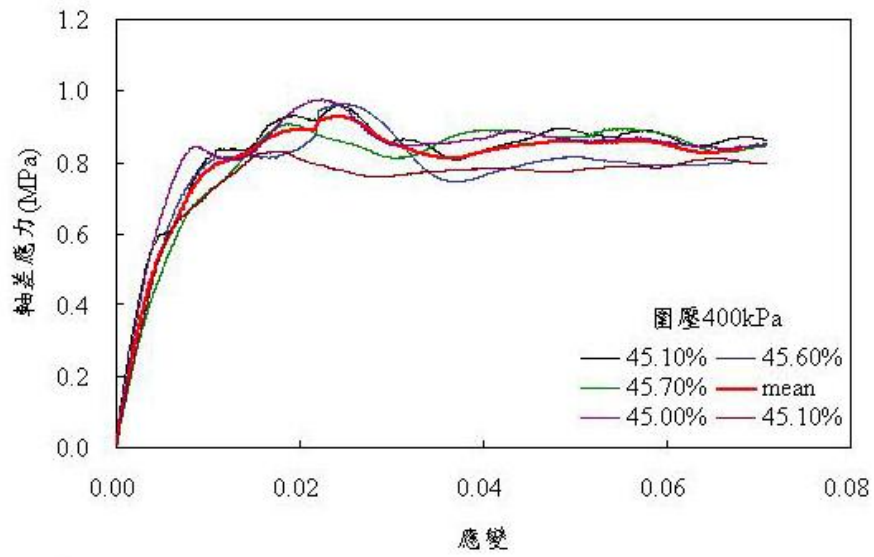
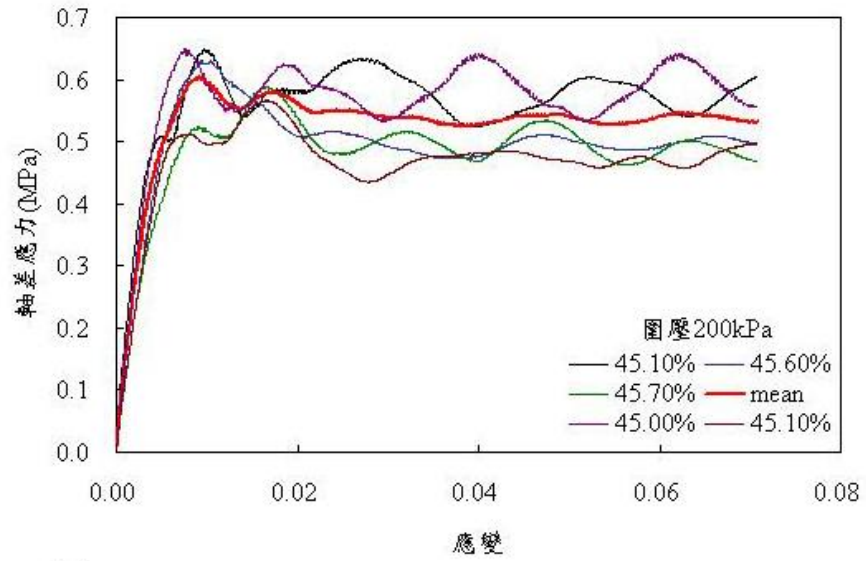


圖 5- 39 141x282 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線

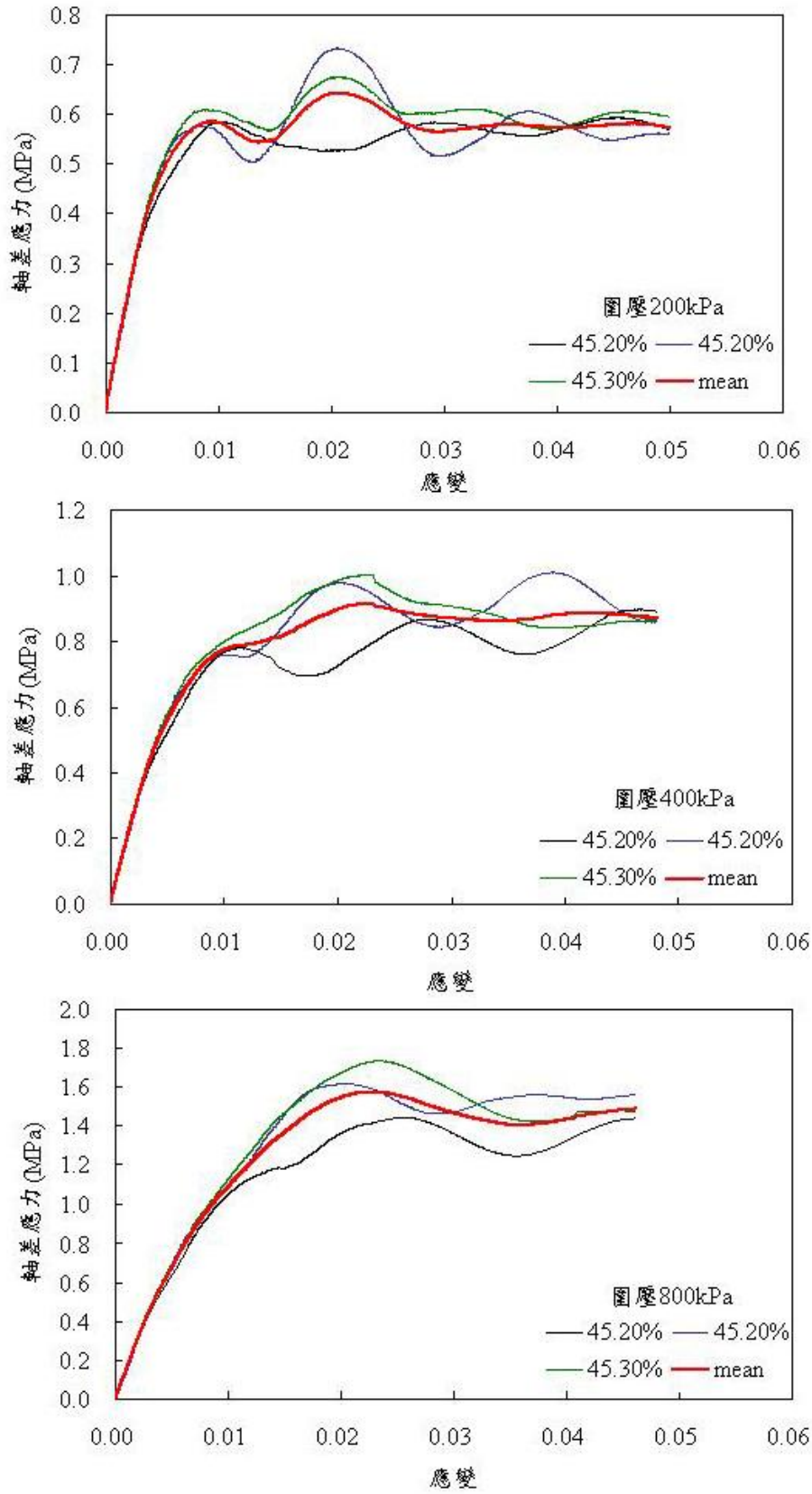


圖 5- 40 200x400 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線

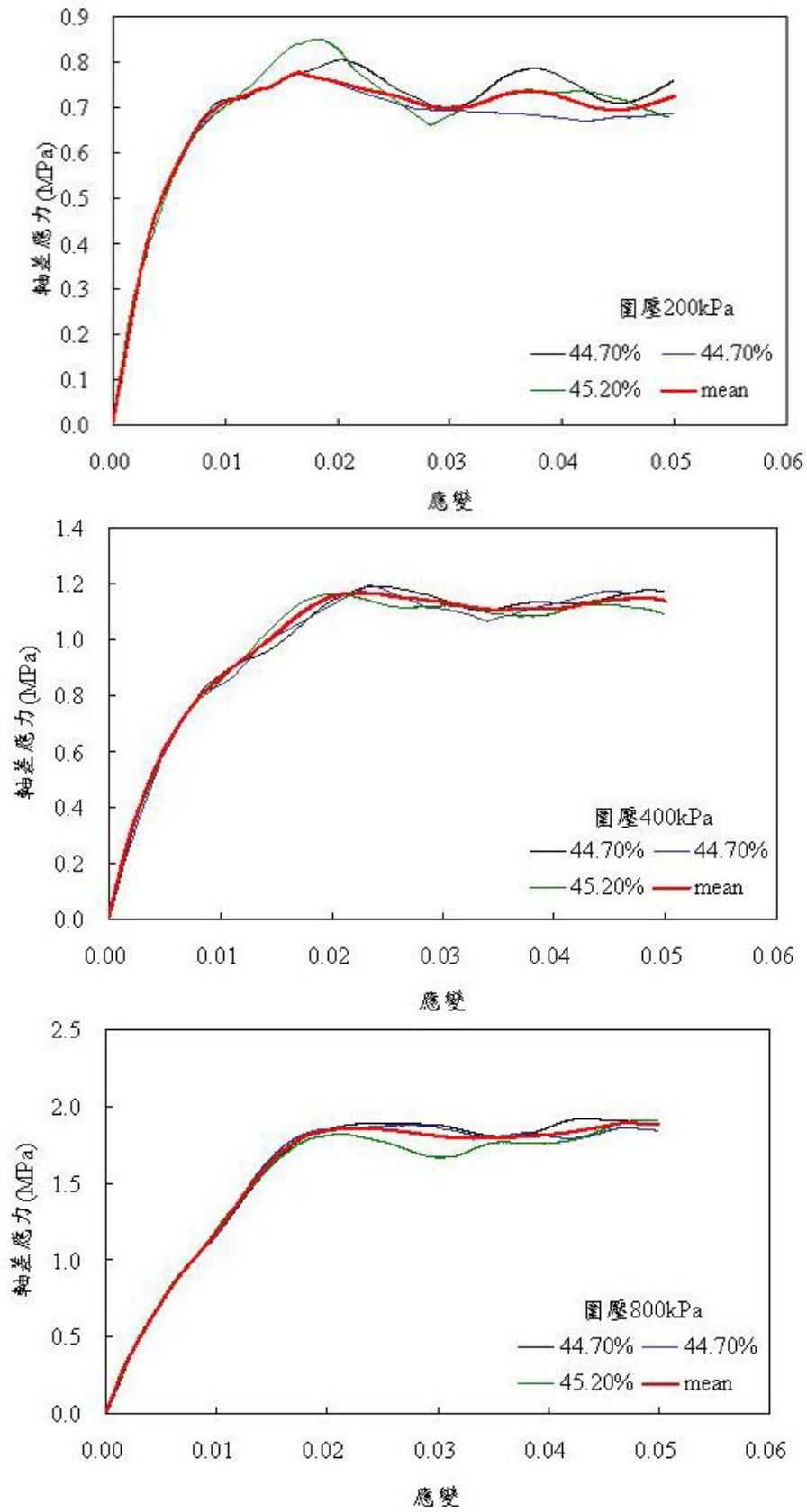


圖 5- 41 400x800 網格不同試體各圍壓下應力應變曲線

表 5- 6 各尺寸及圍壓下不各試體與平均應力應變曲線最大差異值列表

圍壓 200kPa					
試體尺寸					
100*200	31.14%	24.16%	13.22%	24.60%	16.25%
141*282	19.74%	9.16%	14.32%	21.49%	20.20%
200*400	18.32%	13.73%	6.66%		
400*800	4.92%	5.48%	14.61%		
圍壓 400kPa					
試體尺寸	1	2	3	4	5
100*200	21.11%	12.34%	10.85%	15.51%	12.77%
141*282	18.96%	8.21%	12.65%	11.07%	16.18%
200*400	20.00%	15.23%	10.36%		
400*800	3.96%	4.01%	3.99%		
圍壓 800kPa					
試體尺寸	1	2	3	4	5
100*200	18.09%	8.70%	12.08%	14.42%	8.96%
141*282	17.93%	7.98%	17.45%	17.03%	10.60%
200*400	15.17%	10.41%	10.13%		
400*800	4.52%	3.51%	7.58%		

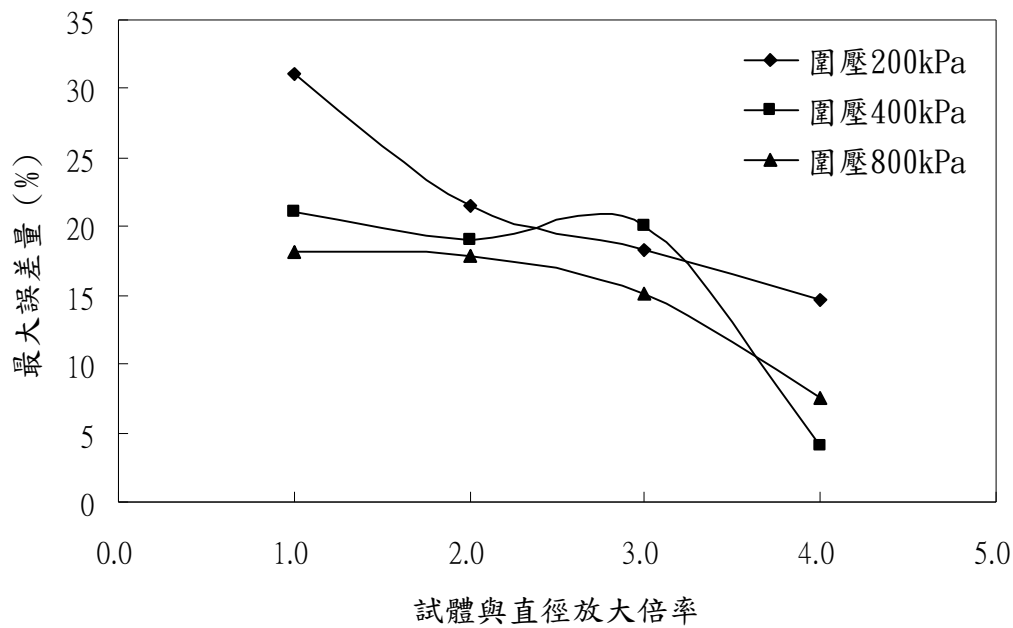


圖 5-42 試體尺寸與最大誤差量趨勢圖

5.5 模擬試驗與實際三軸試驗的比對

為配合室內試驗之結果做比對、修正，本節嘗試用虛擬力學試驗的方式以提供室內試驗不足之資料點。模擬的試體必須仿造室內試驗所做之試體，故取試體試驗前之環向攝影合成圖，模擬環向攝影圖所的結果後，照試體比例將其等分的切成三顆試體，分別對此三顆試體做模擬三軸試驗，其中有一組圍壓必須要與室內三軸試驗所加載之圍壓相同，已將此組之結果與室內三軸試驗結果做一比對。由於室內試驗所施做之試體為深層漸變帶之併構岩，故模擬試體之材料參數取 5.2 節中所設定的漸變帶併構岩材料參數，模擬之試體不考慮水之影響。

圖 5-43 為工研院之鑽孔 AH-1 37.55~37.75 m 試體環向展開圖，經比重

法分析後岩塊體積比為 18.96%，模擬出之三顆試體體積比分別為 12%、20.2%、24.5%，而圖 5-46 為本研究前期之鑽孔 N2 52.4 ~ 52.6m 試體環向展開圖，經比重法分析後岩塊體積比為 35.81%，模擬出之三顆試體體積比分別為 39.1%、31.8%、29.4%。

岩塊體積比為 18.96% 之試體，其室內試驗之圍壓為 600kPa 故模擬試體之三種圍壓取 200kPa、400kPa、600kPa，將圍壓 600kPa 之結果作為比對；岩塊體積比為 35.81% 之試體，其室內試驗之圍壓為 1MPa 故模擬試體之三種圍壓取 200kPa、400kPa、1MPa，將圍壓 1MPa 之結果作為比對，模擬試驗結果由於應力較早達到尖峰值，故應變量僅取至 0.15。由於梨山地滑區所取樣回來之併構岩岩心室內三軸試驗後之結果有幾顆出現應變達 25% 應力仍持續上攀的情況，此一情況較不合理，若拿來與模擬試體結果做比對恐有誤導之疑，故目前僅取室內試驗後結果合理之結果以模擬試體重現並取模擬之結果比對。

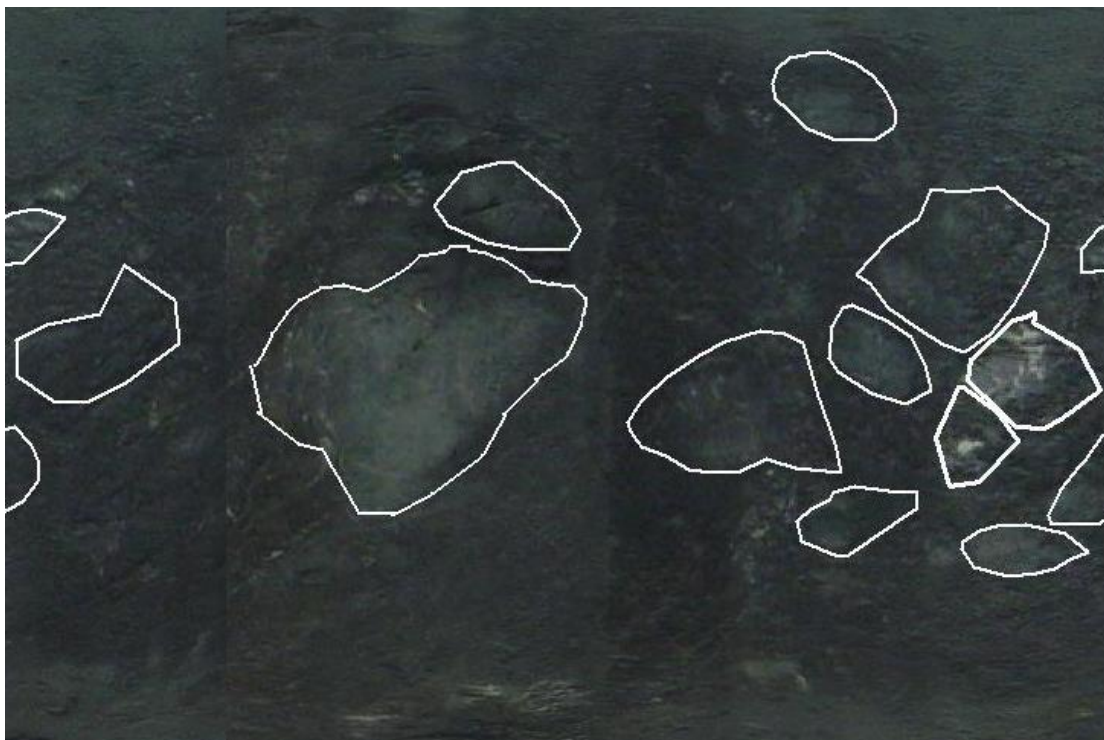


圖 5-43 室內試驗試體環向攝影展開圖 (工研院 鑽孔 AH-1 37.55~37.75 m)

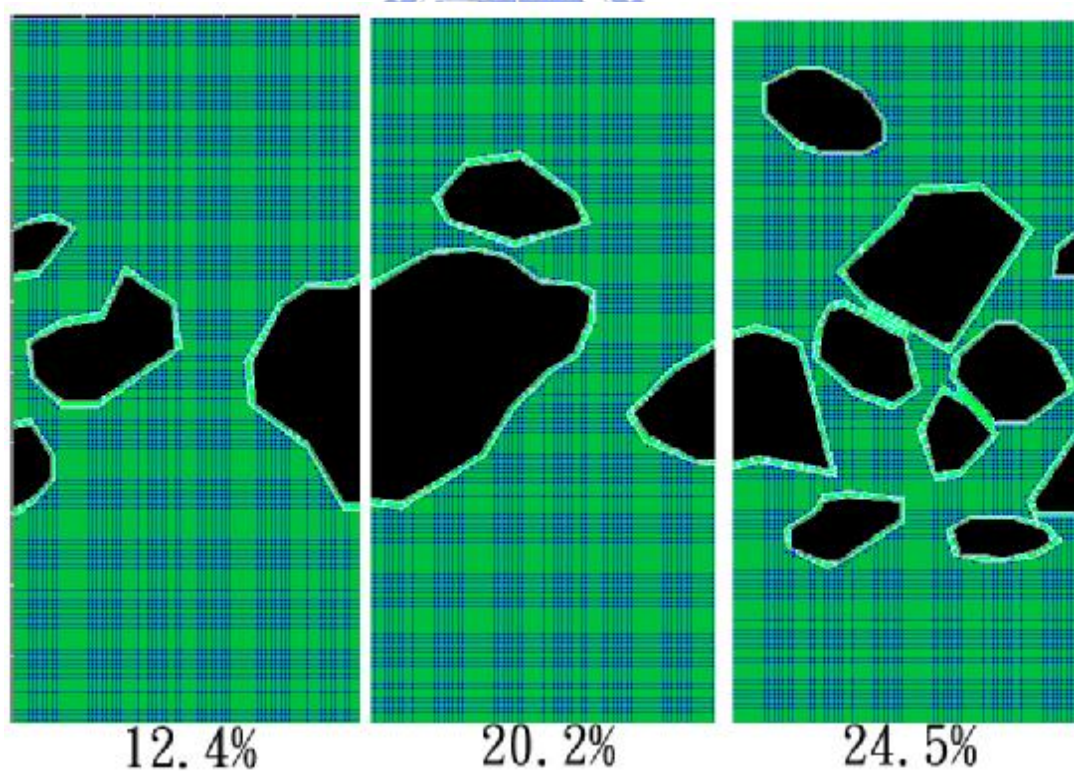


圖 5-44 模擬 AH-1 37.55~37.75 m 之試體圖



圖 5-45 室內試驗試體環向攝影展開圖 (N2 52.4 ~ 52.6m)

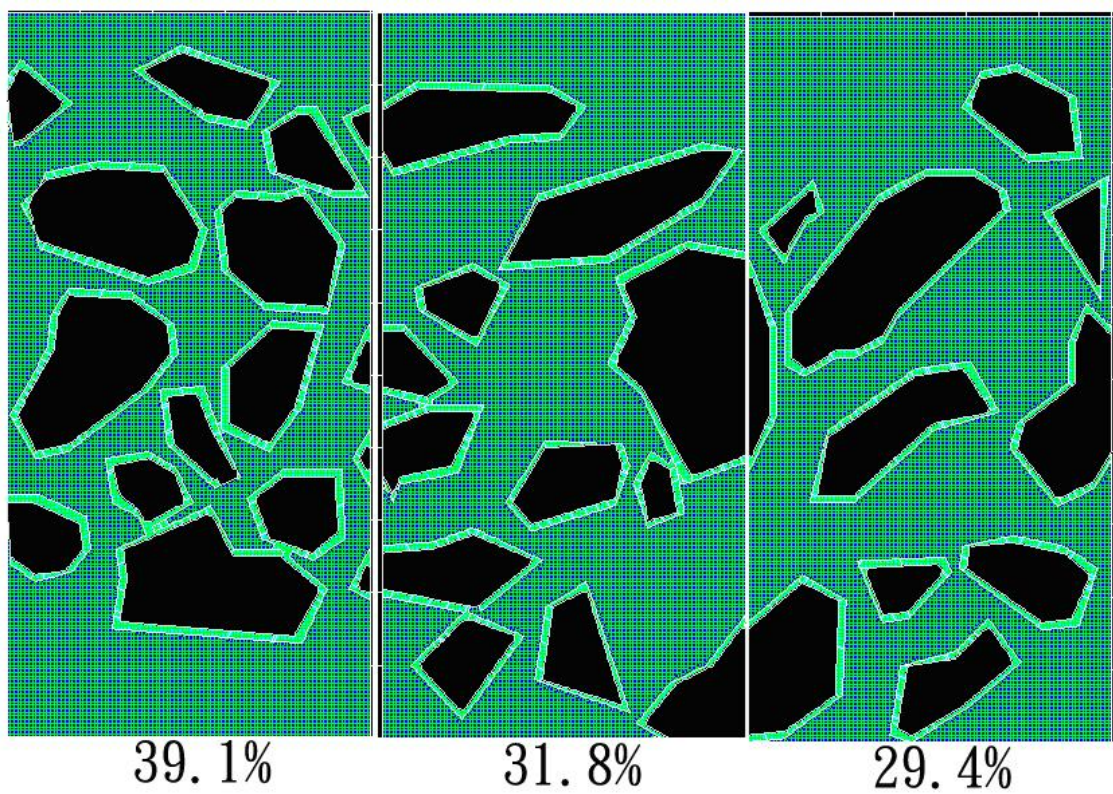


圖 5-46 模擬 N2 52.4 ~ 52.6m 之試體圖

5.5.1 模擬試驗與實際三軸試驗的結合成果討論

模擬 AH-1 37.55~37.75 m 岩塊體積比 18.96% 及 N2 52.4 ~ 52.6m 岩塊體積比 35.81%，其應力應變曲線如圖 5- 47 及圖 5- 50。圖中 mean 之曲線為三顆試體模擬結果之平均曲線，而 Triaxial test 曲線為室內三軸試驗之結果，可明顯發現極限軸差應力室內三軸試驗之結果明顯高出模擬結果，而取室內三軸試驗與模擬試驗之極限軸差應力之比值發現，AH-1 37.55~37.75 m 之試體比值為 1.65，而 N2 52.4 ~ 52.6m 之試體比值為 1.75，由於這兩試體於室內實驗室施做時施予不同圍壓，且岩塊體積比亦不相同，但兩顆試體之室內三軸試驗與模擬試驗之極限軸差應力之比值十分接近，推測有三種可能趨勢：第一為室內試驗與模擬試驗之極限軸差應力比值可能為一定值；第二為室內試驗與模擬試驗之極限軸差應力比值可能為岩塊體積比的函數；第三為室內試驗與模擬試驗之極限軸差應力比值可能為圍壓的函數。目前由於資料點如不足，仍無法決定室內試驗與模擬試驗轉換的參數，待未來室內試驗有更多合理結果呈現時，才可能搭配模擬作分析可望得到較準確的轉換參數關係。

就軸差應力與應變曲線而言，室內試驗與模擬試驗雖然到達之極限強度與極限強度時之軸應變皆不同，但曲線的起伏趨勢則類似。極限強度與極限強度時之軸應變之差異主要因為室內試驗為飽和不排水試驗，模擬試驗由於不考慮水的影響，故可視為飽和排水試驗，兩者之狀態差異將導致極限強

度的發展。其他因素如實際併構岩試體材料亦非均質，但模擬試體僅各材料接視為均質，且實際併構岩試體之材料參數，與模擬試體所假設之參數亦會有所差異，此以影響與強度發展有所關連。實際試體為立體破壞面之路徑可能延伸較長，雖然模擬以三顆試體之結果取平均，仍不免有所差異。此外，本研究之數值模擬將試體三軸壓縮試驗簡化考慮為平面應變條件，真實試體其實為三維下之加載與變形之行為，三維岩塊間之幾何條件與互鎖行為，

AH-1 37.55~37.75 m 及 N2 52.4 ~ 52.6m 兩試體之破壞面如圖 5- 48 及圖 5- 51，而模擬 AH-1 37.55~37.75 m 及 N2 52.4 ~ 52.6m 兩試體之破壞面如圖 5-29 及圖 5-32，由於三模擬試體各自獨立，因此各自破壞面無法完全接和。若稍做調整後將之合成，可發現其破壞面之延伸與實際試體破壞後展開圖類似。此以結果顯示模擬試驗以三試體來取代實際立體試體，破壞面延伸之行為差異不大，因而其軸差應力與應變曲線的起伏趨勢也十分類似。

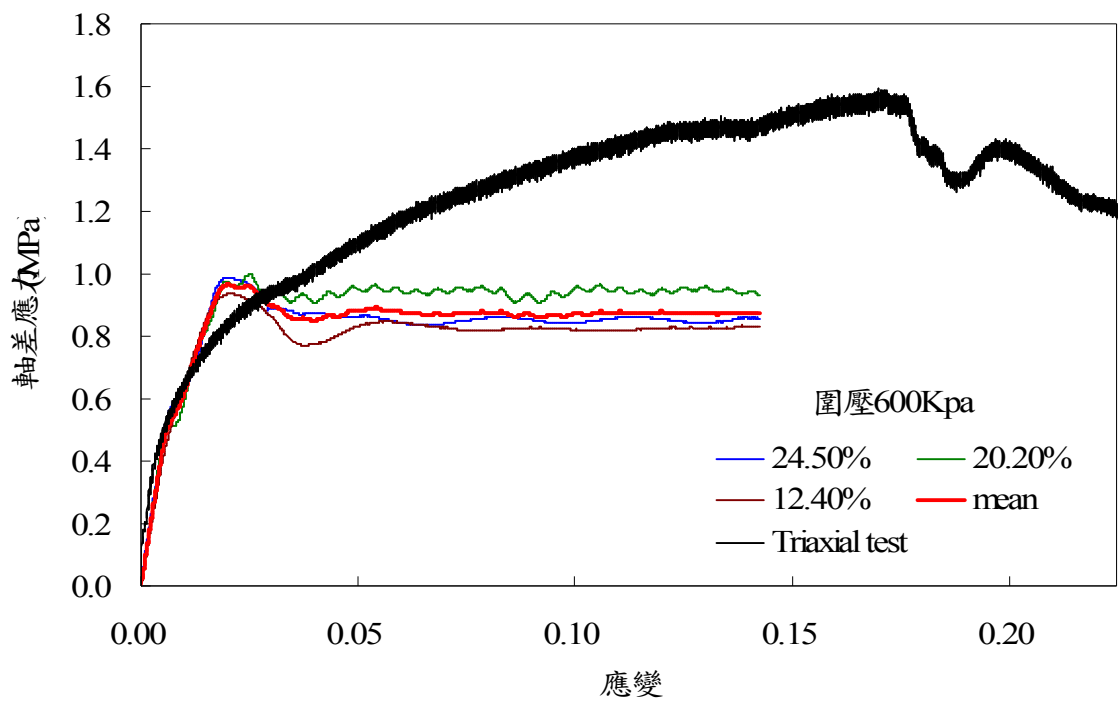


圖 5-47 模擬 AH-1 37.55~37.75 m 試體之軸差應力與應變曲線



圖 5-48 室內三軸試驗後 AH-1 37.55~37.75 m 試體破壞圖

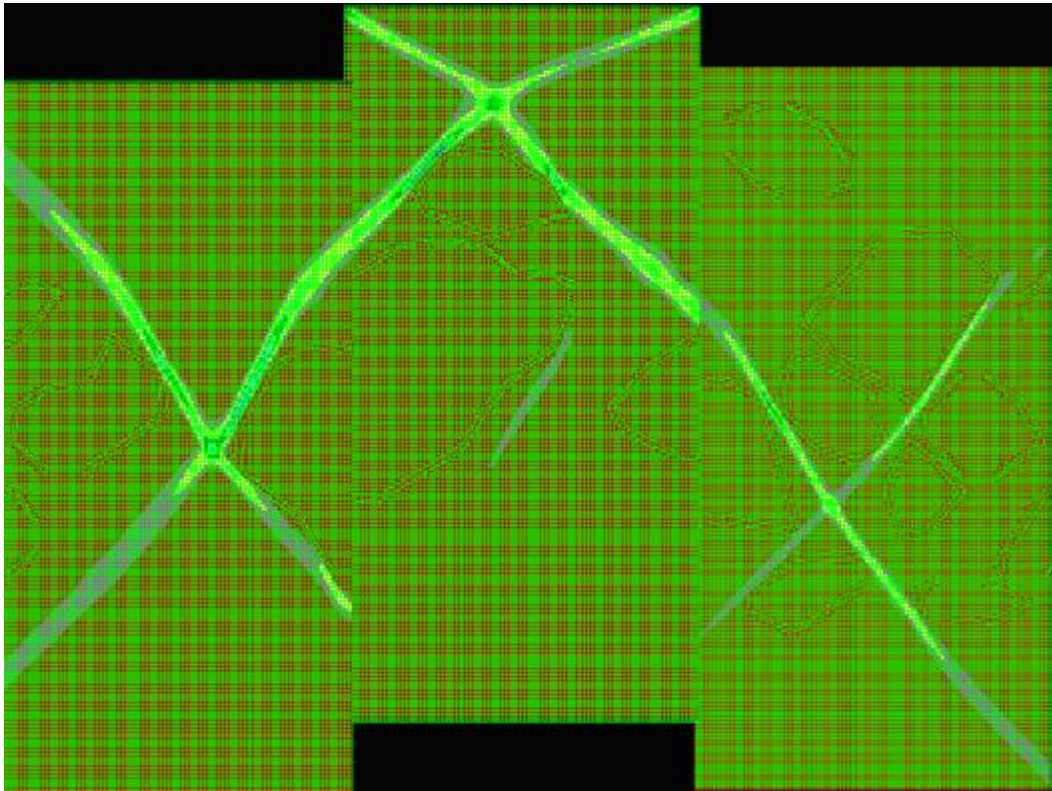


圖 5-49 模擬 AH-1 37.55~37.75 m 試體剪應變合成圖

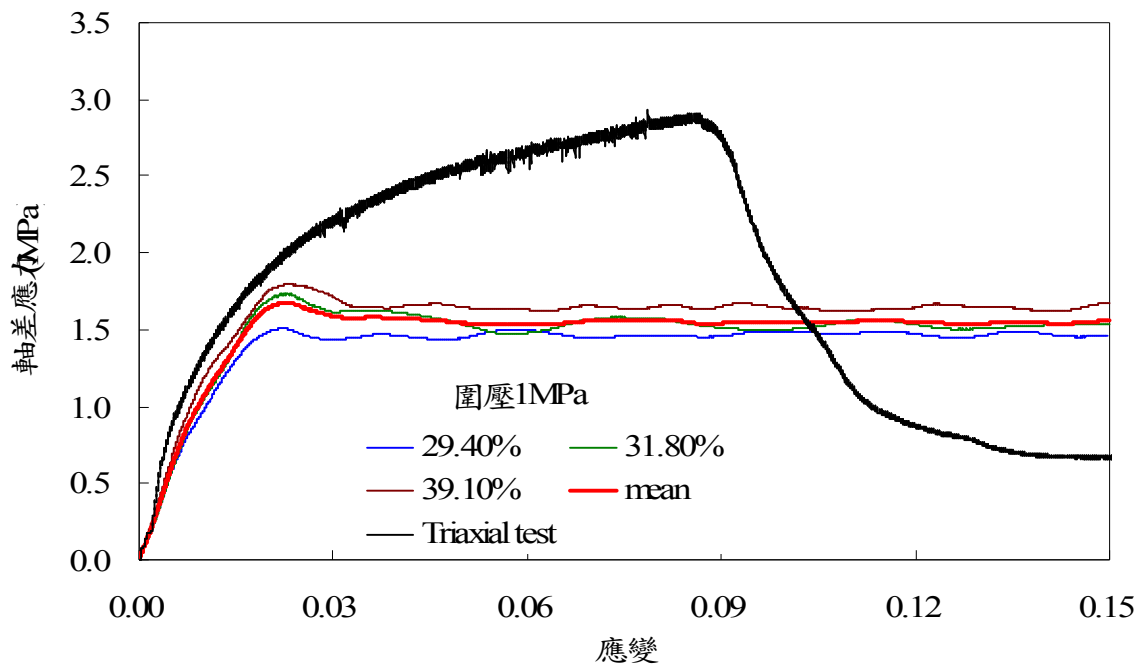


圖 5-50 模擬 N2 52.4 ~ 52.6m 試體軸差應力與應變曲線

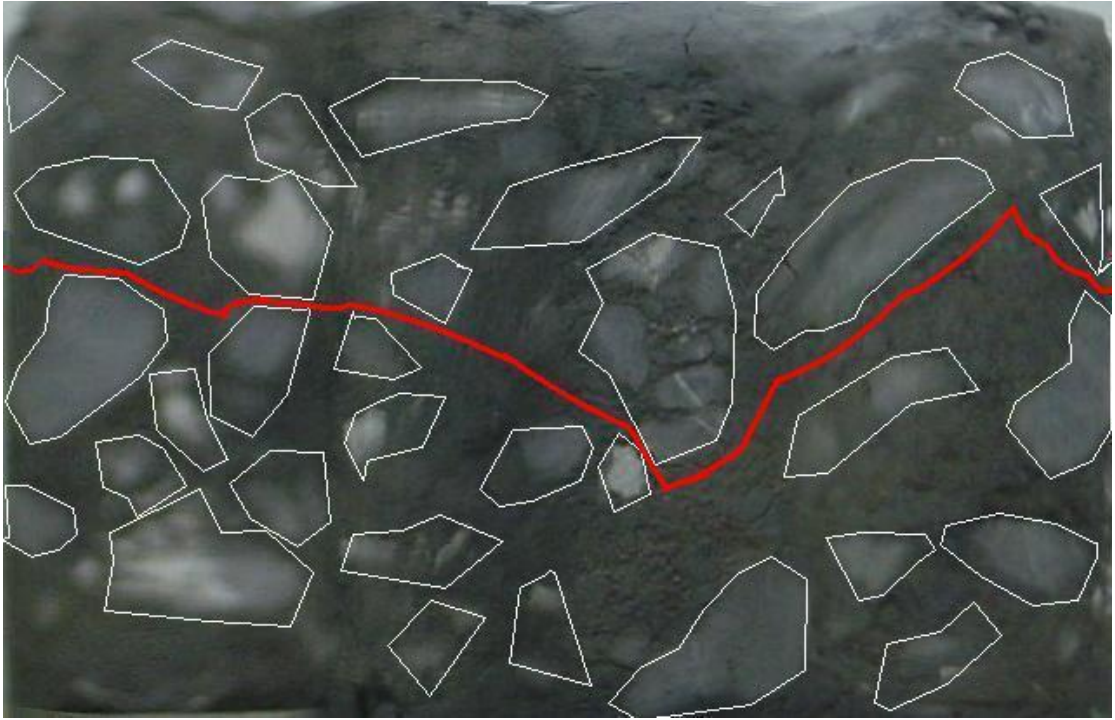


圖 5- 51 室內三軸試驗後 N2 52.4 ~ 52.6m 試體破壞展開圖

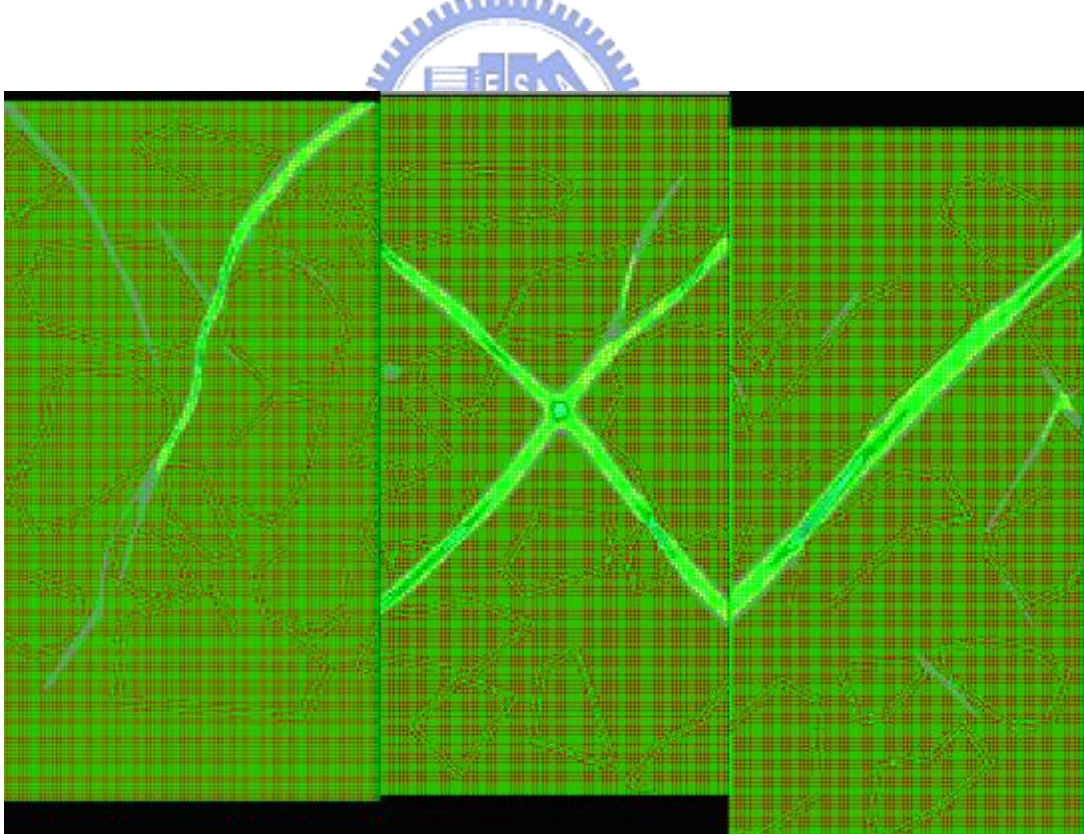


圖 5- 52 模擬 N2 52.4 ~ 52.6m 試體剪應變合成圖

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究以梨山地滑區為崩積層地形的研究場址，針對崩積層內材料行為介於岩石與土壤間之類併構岩的複合材料行為作深入探討，而由前後期共 250 米的鑽探岩心對併構岩材料之分類以及對其基質與岩塊材料性質之調查得到以下結論：

1. 梨山地滑區之類併構岩材料依其形成機制可概分為兩類：

(1) 崩積土層：為淺層的崩積土（SY 灰色板岩夾黃色黏土）主要的形成機制

是由邊坡崩積岩塊堆積風化後，岩塊間的空隙可能由岩塊自體風化或是經地表水帶來沈積而形成，其岩塊組成與排列無特定的方向性，且岩塊尺寸分佈範圍廣，形狀有稜有角，其基質之砂質黏土多由地表水帶來沈積，呈黃棕色。

(2) 漸變帶：為較深層約 20 公尺出現的軟弱帶附近出現的漸變帶（SG 灰色板

岩夾灰色黏土），主要形成機制為板岩自身的劈理裂隙因為地下水之風化而形成板岩碎屑或灰色黏土，風化程度的強弱亦影響了岩塊的大小及體積，由於是沿板岩劈理風化形成故殘留之岩塊具有特定方向性，但由於風化強弱不一，故形成之岩塊尺寸分佈範圍仍廣，形狀亦屬有稜有角，其基質板岩碎屑或黏土部分為板岩自身風化而來，呈灰色。

2. 在併構岩其基質與岩塊之材料性質亦隨其形成機制之差異而有所不同：

(1)崩積土層：其基質可能為地表水帶入沈積，組成的材料較不一，但依前人塊，經崩落的碰撞與地表水的風化作用，屬弱風化板岩。

(2)漸變帶：其基質為板岩劈理經地下水風化後產生之板岩碎屑及沈泥質黏土，其性質較一致；岩塊部分為仍未被嚴重風化的板岩塊，由於質地仍堅硬，亦可歸類為弱風化板岩。

，本研究繼而依據上述歸類，針對梨山地滑類併構岩分類依其大致組構形式製作模擬併構岩試體進而進行三軸試驗模擬，控制不同影響條件，經由模擬結果歸納統計，得到以下結論：

1.針對漸變帶併構岩部份：

(1)岩塊體積比影響：併構岩整體的材料參數極限的軸差應力、 c 、 ϕ 與 E 皆隨岩塊體積比增加而提升，然因基質軟弱儘管岩塊具加勁作用但整體展現的 E 值仍為基質所主控。

(2)岩塊傾角影響：併構岩整體力學行為隨著不同岩塊傾角的改變而具異向性，當傾角為 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 各參數值皆出下相對低值，行為類似具特定方向性層面之岩石。

(3)岩塊長短軸比影響：併構岩整體材料參數 ϕ 、 E 與極限的軸差應力隨著岩塊長短軸比增加而漸增，但影響的強度差異與整體強度相較並不明顯，據以研判岩塊長短軸比可能非併構岩考慮其力學行為的重要參數。

2.針對淺層崩積土併構岩部份：

(1)其岩塊並無特殊方向性排列，僅針對岩塊體積比對其力學行為影響討論。

併構岩整體的材料參數極限的軸差應力、 c 、 φ 與 E 皆隨岩塊體積比增加而提升，整體展現的 E 值仍為基質所主控。


(2)由於岩塊無特定方向性，在較低岩塊體積比的情況下岩塊彼此較無機會接觸及較高岩塊體積比的情況下各方向接觸到岩塊的機會較均等，故岩塊的排列、位置、形狀等因素的差異，對應力應變曲線的發展影響性較低，相同岩塊體積比的條件下不同試體應力應變曲線十分類似。但岩塊體積比處於中等程度時，由於岩塊接觸狀況可能較不均等，岩塊的排列、位置、形狀等因素的差異的影響對於應力應變曲線的發展影響較明顯，相同岩塊體積比的條件下不同試體應力應變曲線差異較大。

(3)相同岩塊體積比的條件下的不同試體應力應變曲線隨著圍壓的增大越趨接近，由於岩塊與基質間因圍壓增大而緊密接觸，故試體岩塊排列、位置、形狀等差異之影響隨著圍壓增大越趨減小。

6.2 建議

- 1.由於本研究所做的併構岩模擬試驗皆採二維平面網格作模擬試體的加載，在組構定律的演算上為平面應變，而非實際情況的三維應變，故在計算應力應變行為時難免實際狀況略有出入。實際試體在破壞時會選擇最短破壞路徑，故破壞面明顯的沿著岩塊邊緣延伸，

但由於實際試體為三維的故在最短路徑的選擇時與模擬試體所演算出的破壞路徑不盡相同，模擬試體只能在所建立的平面網格上選擇最短路徑，而無法往徑向發展，故所得到的破壞面雖然同樣會有延岩塊邊緣延伸的情況，但大致上比起實際破壞面來得平滑。以往模擬試體大多以二維平面試體為主，但由於併構岩屬於複合岩體，且兩種組成的材料彼此的力學性質差異大，故不管是應力或是應變都可能分佈非常不均勻，故以二維的試體來模擬代表性可能不如均值岩體或土壤的模擬成果來得佳，未來值得比較實際三維模擬與二維模擬之差異程度。



2. 本研究的模擬採用 FLAC 有限差分軟體作為工具，有限差分法在運算上元素間有共用的網格，彼此無法產生相對移動，故屬於連體力學的範疇，但實際的試體岩塊與基質間並非緊緊相連，而是可產生相對移動，故應屬於非連體的行為，故若不針對此一差異作修正，將導致演算出的結果造成誤導，在本研究中在岩塊與基質間加入一層僅具有高摩擦性低凝聚性的介質，以修正此一偏差，雖然運算上中仍未脫離連體力學運算的範疇，但已大幅改善連體模擬非連體行為上的誤差。若能有效率使用 FLAC 內建的 interface 的功能，可允許結點分離，容許併構岩岩塊與基質介面大幅相對錯移。

3. 由於併構岩組成的岩塊與基質的組構條件複雜，要找出可較具體定

性或定量的因子十分困難。本研究由漸變帶崩積土的模擬觀察出：由於形成機制導致其岩塊具有特定方向性，再加上前人相關研究所提出影響併構岩力學行為的重要參數，進而就岩塊體積比、角度及長短軸等因素模擬試體以討論各因素影響趨勢。由於要看出每一參數影響趨勢僅能改變其中一個參數，所以多個參數要一起討論其影響關係則必須要做到非常龐大的數量，無法在現階段完成，如討論角度時將岩塊體積比固定，及長短軸比固定，無考慮到在另一岩塊體積比之條件下，或是另一長短軸比條件下可能出現的趨勢是否相同，若改變後所得到之影響趨勢有差異，則現階段討論出之趨勢未必能符合所有情況，勢必無法達到定量的要求，僅能提出定性的建議，若能延續此研究沒有全盤考慮到之狀況，勢必較有可能對梨山地滑區併構岩力學行為作定量的參數描述。

4. 在試體尺寸影響力學行為的模擬，最後由於網格過密而導致放大尺寸最終遇到記憶體不足的困境，而被迫必須停止，將來仍可朝此方向繼續探討，但須將網格稍做調整，用稍疏鬆的網格來模擬可以解決放大尺寸時記憶體需求量過大的問題。且由於目前網格過密每一試體所需耗時過長，故僅以 3~5 顆試體做統計，數量以統計概念而言過少，更改網格數量可縮短時間，可再增加所需數量以得到更可靠之統計結果。

5.目前室內三軸試驗與模擬試體之結合僅兩組，尚無法進一步討論兩者間修正的參數，目前可供實驗的併構岩區段已不足，未來後期相關研究，可延續目前之結果，增加所需之資料點，若能訂出符合現況的修正參數，未來可能達到以模擬試驗來補室內試驗不足的資料點。

6 由於數值模擬實驗的目的是為了彌補取樣困難與試體不足的缺點，然若完全無室內實驗來驗證模擬的結果，亦不免有缺憾。將來可考慮以重模人造試體做出岩塊與基質差異性(如本研究之模擬參數之數量級)，進行力學試驗作為佐證，將可令數值實驗之驗證較易達成。



參考文獻

1. 工業技術研究院能源與資源研究所，”梨山地區地層滑動調查與整治方案
規劃 總報告(本文)”，台灣省政府農林廳水土保持局，1993。
2. 古智君，「巨觀等向性併構岩之製作及其力學行為」，碩士論文，國立中
央大學土木工程學系，中壢，2004。
3. 何春蓀，”台灣地質概論台灣地質圖說明”增訂第二版，經濟部中央地質
調查所出版，1986。
4. 林炳森、方世杰、黃信彰，「崩積土坡地力學性質及穩定性研究」，國
科會防災科技研究報告，NO.79-64，1991。
5. 林建宏，”含規則節理岩體內圓形隧道之收斂-圍束分析”，國立交通大學
土木工程研究所，碩士論文，1991。
6. 林銘郎、鄭富書、翁作新、洪如江，”台灣斷層泥之特性及斷層泥力學評
估的新發展”，地工技術，第79期，第91-106頁，2000。
7. 林光敏，”梨山地區地滑行為與數值模擬之研究”，國立台灣大學土木工
程學研究所，碩士論文，2002。
8. 吳偉豪，”橫向等向性併構岩之製作與力學性質”，國立中央大學土木工
程學研究所，碩士論文，2006。
9. 財團法人中華顧問工程司，”八十五年度坡地災害整治計畫梨山地區地層
滑動基本設計與補充調查委託技術服務成果報告”，台灣省政府農林廳水土

- 保持局第二工程所，1999。
10. 許靖華，「混成岩與台灣之混成岩構造」，中國地質學會會刊，第 31141 卷，第二期，第 87-92 頁，1988。
 11. 黃玉麟，「崩積地層的組成及形成機制-以梨山地區為例」，國立交通大學，碩士論文，2006。
 12. 董家鈞、楊賢德，”崩基層之分類與工程特性研究”水土保持研究，第八卷第 1 期，2001。
 13. 劉啟鋒，”中橫公路崩積土坡地穩定性之研究”，國立中興大學土木工程研究所，碩士論文，1990。
 14. 劉哲明，「混成岩模型試體製作與體積比量測」，國立中央大學土木工程研究所，碩士論文，2002。
 15. 蔡文傑，「巨觀等向性混成岩製作表面影像與力學性質」，國立中央大學土木工程研究所，碩士論文，2003。
 16. 賴忠良，「滑移型崩積層材料分類及其力學模式-以梨山地滑區為例」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文，2006。
 17. 蘇苗彬、劉啟鋒，「中橫公路崩積土坡地穩定性之研究」，中華水土保持學報，第一卷，第二十一期，第 73-93 頁，1990。
 18. 蘇苗彬、徐登文、壽克堅，”梨山地區地層滑動整治計畫圖表與解說彙編”，行政院農業委員會水土保持局，2003。

19. 交通部觀光局參山國家風景區管理處梨山風景區網站
http://www.trimt-nsa.gov.tw/Li/li_home.html
20. Delesse, M. A., “Procédé mécanique pour déterminer la composition des roches,” Comptes Rendues de l’Académie des Sciences, Paris, Vol.25, pp. 544-545, 1847. (間接引用自 Baddeley, A. J., and Jensen, E. B. V., 2003)
21. Goodman, Richard E. , ”Methods of geological engineering in discontinuous rocks” , Copyright , 1976 By West Publishing Co.
22. Hoek, E., and Brown, E. T., ”Underground Excavations in Rock”, 2nd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, England, 1980.
23. Irfan, T.Y. & Tang, K.Y. Effect of the coarse fraction on the shear strength of colluvium in Hong Kong. TN 4/92. Hong Kong Geotechnical Engineering Office, 1993.
24. J.Sjöberg., ”Analysis of the Aznalcollar pit slope failures –A case study”, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics : proceedings of the International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Minneapolis, Minnesota, USA, pp63-70, 1999.
25. Lindquist, E. S., “The strength and deformation properties of mélange,” Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley , 1994.
26. Lindquist, E. S., “The mechanical properties of a physical model mélange,” 7th International IAEG Congress, Lisbon, Portugal, pp.819-850, 1994.
27. Lindquist, E. S., and Goodman, R. E., “Strength and deformation properties of a physical model mélange,” Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium, Texas, USA, pp. 843-850, 1994.

28. Medley, E. W., "The Engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rock (bimrock) ,"Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California,Berkeley, 1994.
29. Medley, E. W., "Using stereological method to estimate the volumetric proportions of blocks in melanges and similar block in matrix rock (bimrocks)," 7th International IAEG Congress,Lisboa,Portugal,pp.1031-1040, 1994.
30. Medly, E. W.,Goodman, R. E., " Estimating the block volumetric proportions of mélanges and similar block-in-matrix rocks (bimrock) (bimrocks),"Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium, Texas, American, pp.851-858, 1994.
31. Medley, E.W. Estimating block size distributions of melanges and similar block-in-matrix rocks(bimrocks). 5th North American Rock Mechanics Symposium. Toronto, Canada: pp.599-606, 2002.
32. Medley, E.W. Orderly Characterization of Chaotic Franciscan Melanges. Feldsbau, J. of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling. 19, pp.20-33, 2001.
33. Medley, E.W. & Sanz, P.R. Increases in slope stability of rock/soil mixtures due to tortuosity of failure surfaces around rock blocks. Annual Meeting Geol. Soc. America, Seattle, WA, 2003.
34. Medley, E.W. Observation on Tortuous Failure Surface in Bimrock. Feldsbau, J. of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling. 22 pp.35-43, 2004.
35. Medley, E.W. Characterization of Bimrock (Block/Soil Mixtures)With Appllication to Slope Stability Problem. Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium Salzburg, 2004.

36. Pande, G. N. “Constitutive Model for Intact Rock, Rock Joint and Jointed Rock Masses”, *Constitutive Models and Numerical Modeling*, pp 427-440, 1993.
37. Rosiwal, A., “Ueber geometrische Gesteinsanalysen,” *Verhandlungender Kaiserlich-Königlichen Geologischen Reichsanstalt Wien*, pp. 143-175, 1898.
(間接引用自 Baddeley, A. J., and Jensen, E. B. V., 2003)
38. Varnes, D.J., “Slope movement types and processes,” *Landslides: Analysis and Control*, National Acad. Sci., Trans. Res. Board, Special Report 176, Washington, DC.11-13, 1978.
39. Thomson, E., “Quantitative microscopic analysis,” *Journal of Geology*, Vol. 38, pp. 193-222 , 1930. (間接引用自 Baddeley, A. J., and Jensen, E. B. V., 2003)

