

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

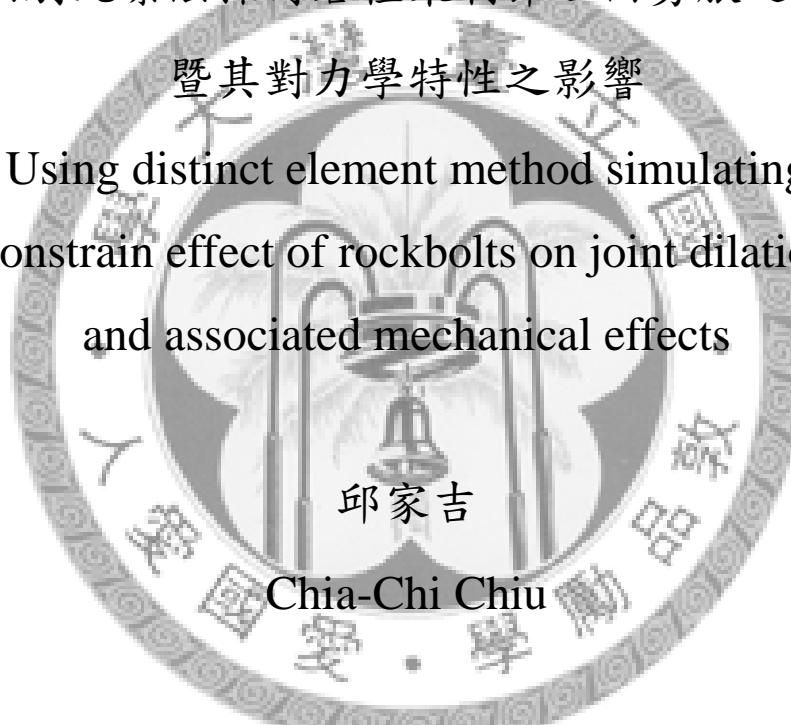
National Taiwan University

Master Thesis

以個別元素法探討岩栓束制節理面剪脹之效應

暨其對力學特性之影響

Using distinct element method simulating
constrain effect of rockbolts on joint dilation
and associated mechanical effects



指導教授：黃燦輝 博士 王泰典 博士

Advisor: Tsan-Hwei Huang, Ph.D. Tai-Tien Wang, Ph.D.

中華民國 99 年 7 月

July. 2010

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

以個別元素法探討岩栓束制節理面剪脹
之效應暨其對力學特性之影響

Elucidating Constrain Effect of Rockbolts on
Joint Dilation and Associated Mechanical Effects using
Distinct Element Method

本論文係邱家吉君（R97521123）在國立臺灣大學土木工程學系
碩士班完成之碩士學位論文，於民國九十八年七月九日承下列考試委
員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

黃耀輝

(簽名)

楊長義 (指導教授)

李志輝

系主任

王泰典

呂良正

(簽名)

誌 謝

終於到這個時候了，為了寫這篇誌謝，花了兩年的時間，雖然知道自己在研究的路上還有很長一段路要走，不過能夠在這邊稍微喘口氣，心中真的有無限的感嘆，只好在這邊用些許筆墨，努力的把它勾勒出來。

這份研究首先最要感謝的是我的父母，感謝你們在我求學階段時不斷的給我支援，讓我在這段期間無後顧之憂並追尋自己的夢想。然後是恩師 黃燦輝老師，感謝您在這兩年讓我能夠肆無忌憚的思考，徜徉在學海之中而不被限制，同時還教導我做研究的方式及應有的態度，不僅讓我思考做人的道理，也指引了我人生的方向。接著我要感謝的是 王泰典老師，在繁忙的工作之中，不厭其煩的帶著我做研究，還要常常努力的聽我說一些令人難以理解的話，並耐心的引領著我。

在這邊衷心的感謝中正理工的李宏輝老師，因為您在研究方面給予我很多指導與建議，我才能完成這篇論文；也要感謝淡江大學的楊長義老師，這整個研究如果沒有您珍貴的數據將不可能會完成；感謝翁作新老師及林銘郎老師，擔任你們的助教讓我學到很多東西，不僅僅是課業方面的學問，更多的是做研究的態度及看事情的觀點。林銘郎老師在研究室也對我照顧有加，讓我不只擁有岩力室的溫暖，也同時享受到了地質室的溫情；雖然在這兩年間，很少見到鄭富書老師出現，不過每次在路上遇到，他都會很開心的打招呼，想必他即使公務繁忙，也一定會在遠處默默的幫助我們，謝謝你！我跟卿建業老師的交集較少，不過他那認真的學者風範，一直是我所仰慕的，很謝謝他每次在團體討論時都能提出精闢的見解，讓我的想法拓展許多。雖然不常接觸到土力室的陳正興老師、陳榮河老師及林美玲老師，但在修課及研究所的過程中，我也從你們身上看見了不一樣的學問及風範；除此之外，我還要感謝的是師大地科系的陳卉瑄老師，你增長了我在其他學門的知識，讓我了解了其他學者的研究方式及環境，還有更寬闊的國際觀。

感謝幫岩力室管帳的兩位大姊：艾倫跟惠新，尤其是艾倫，這兩年麻煩您很多；感謝管儀器的周明政先生，每次出野外、弄設備都要麻煩您；感謝土木系的系辦人員以及助教李怡穎，你們讓我學到許多行政上的流程及處事方式。

謝謝你，正勳學長！雖然你人很低調，可是我知道你常常在關心我們這些學弟妹；謝謝你，國誠學長！雖然你人現在在國外，可是我當初剛進台大時，印象最深刻的就是你的照顧；謝謝你，佳明學長！雖然你人很機車，可是我瞭解其實你都是用心良苦，其實你是個好人！謝謝你，聖心學長！雖然你人很忙，可是我還是常常看到你出沒在研究室，並且告訴我們許多工作經驗及過來人心得；謝謝你，雅筑大姊！雖然你人很忙，可是我明白其實你都會偷偷挪出時間，幫助我們這幾個小鬼頭，補我們湊出來的簍子，做我們的擋箭牌，所以再次萬分感謝，你真是個超級好人！謝謝你，毓港學長！雖然你人剛毅木訥，可是我知道你其實很幽默又大塊；謝謝你，雅涵學姊！雖然你人身體不好，不過還是常常看到你在幫忙研究室的事務，對野外的準備也做了很多，這是我一直想要跟你看齊的。

在這邊也要感謝一起奮鬥努力的詩容及宗勳，你們超厲害，因為有你們，研究室的事情都很順利，每次有大大小小的事，都會看見你們義不容辭的身影；多虧了地質室的韋凱、俊凱、為東，你們在這兩年給我的生活增添許多歡笑，同時還幫我完成許多工作，有時候想起來真的很對不起你們；感謝在岩力室的立偉、威豪跟品聰、德威、建儀、碩鴻，你們一直在岩力室支援我們，不僅是研究上，在生活中也是一樣，我想我永遠都不會忘記「你們那邊有人要訂鳳城嗎～？」這句話；感謝土力室的高原、瑋男、偉倫、狄穎、彥志、柏宏、孝源，你們總是會在各種出乎意料的時候送來恰到好處的支援，如果沒有你們，這兩年不過會的那麼順利；感謝北科的佩甄、秀雯、尚書、信宏、宇翔及台大地質系的同志們，你們讓我增廣見聞，學到了許多沒學過的東西，也見到了許多沒見過的東西；感謝所有與我同窗的你們，在未來，還請多多指教！感謝幫我許多忙的學弟妹，你們讓我輕鬆很多，在未來，大家一起加油！

感謝女九、活大以及小福、小小福，讓我在這兩年有便宜又好吃的選擇；感謝新生南路地下停車場，讓我這兩年可以開心的停機車而不用煩惱停車位的問題；感謝陪我好久的老機車，沒有你，這兩年我會寸步難行；感謝晃葵以及他的電腦，沒有這個，這篇論文也不會出現；感謝工綜研究室，讓我碩一生活有個落腳之處；感謝地質室，豐富的資源以及溫馨的環境讓我能夠效率倍增；感謝台大以及台北，讓我見到何謂「進步」以及「繁榮」；感謝台灣，提供我一個那麼好的環境！

還要感謝在艾澤拉斯的夥伴們，這兩年你們在研究的閒暇時刻陪伴我，讓我能夠不被研究的重擔壓住；特別感謝一直陪伴我的淑俐，你犧牲了你的青春陪我上來台北奮鬥，也替我打理生活中大大小小的瑣事；最後再一次感謝我的父母、老姐、老哥、屁屁以及已經在天上的爺爺、奶奶，我是你們造就出來的，因此這份論文，最大的功勞也是歸屬於你們。

謝謝大家！！

摘要

岩栓為現代隧道工法中主要使用的支撐構件，主要用途為抵抗節理面滑動及穩定懸浮岩塊。岩栓抵抗節理面滑動的原理有兩種方式，一為利用岩栓本身的材料強度抵抗作用於節理面的剪力，另一則是利用岩栓的勁度束制節理面受剪膨脹的程度，間接使節理面的破壞模式由滑動破壞轉變節瘤剪斷破壞。

基於節理面受力剪動變形實為一界面分離的現象，欲有效評估岩栓支撐效果，採用之工具需具備描述節理面界面分離與受剪膨脹的特性。故本研究應用基於顆粒力學個別元素法發展的PFC^{3D}軟體為工具，分由微觀尺度節理面受力變形的特性與宏觀尺度岩體整體變形特性出發，探討規則節理岩體的非線性與異向性行為。

本研究首先以單軸壓縮試驗結果為比較基礎，求得PFC^{3D}模擬完整岩石的微觀參數；繼而模擬節理面受剪特性，經深入探討顆粒力學模式模擬平滑面的幾何引致摩擦問題後，釐清各微觀參數對於節理面剪力變形與剪脹曲線的影響，掌握PFC^{3D}模擬節理面的關鍵技術；最後整合完整岩石與節理面模擬所得，建立節理岩體PFC^{3D}數值模式。經比較物理模型試驗結果顯示模擬所得良好，本研究透過PFC^{3D}程式可有效考慮規則節理岩體的非線性與異向性行為。

本研究繼而設計一系列數值模擬試驗，探討岩栓的抗剪與束制的支撐功效。透過分離抗剪與束制作用對剪動與剪脹曲線的影響，數值模擬有效釐清了節理面受剪過程岩栓的作用機制。未來若能進一步確認分析所得的微觀參數，將可更深入評估岩栓束制節理面受剪的極限強度，有利於精緻化岩體工程的分析與設計。

關鍵字：岩栓、模擬岩體、個別元素法、節理岩體、PFC

Abstract

Rockbolt is the major support components of tunnel excavation. It is used to resist joint sliding and stable suspension rocks. There are two ways that how rockbolt resist joint sliding: resist shearing force by strength of materials, or constraining dilation of joint surface that surface behavior will change from sliding up to shearing off.

Because joint sliding is an interface-separated phenomenon, The tools we use must describe the feature of joint separated and dilation if we want to evaluate support effect. So this study uses distinct element method simulation software PFC^{3D} to investigate the nonlinear and anisotropic behavior of jointed rock mass from microscopic of joint deformation and macroscopic of rock deformation.

This study first analyzes the mechanics of intact rock with results of uniaxial compression test to observing the effects of parameters in PFC^{3D}. Then we simulate behavior of smooth joint to observing the effects of geometry that induce friction problem in particle mechanics to predominate. Key technology of simulating joint surface in PFC^{3D}. Finally we combine the results to building jointed rock mass numerical model in PFC^{3D}. The results of simulation is well, and we can consider the nonlinear and anisotropic behavior of regular jointed rock mass through PFC^{3D}.

After establishing the application of DEM method to jointed rock mass, this study investigates effects of rockbolt constraining joint surface dilation through separating the support effects of anti-dilate and anti-shear. We clarify the mechanism of rockbolt during joint surface shearing by numerical simulation. In the future, we can deeply analyze the limit strength of joint which is constrained by rockbolt if we can establish parameters setting, and it will improve the analysis and design of engineering.

Keywords : rockbolt, simulate rock, DEM, jointed rock mass, PFC.

目 錄

誌 謝	II
摘 要	IV
Abstract	V
表目錄	X
圖目錄	XI
第一章 導論	1
1.1 研究背景與目的	1
1.2 研究方法與內容	1
第二章 前人研究	4
2.1 岩體分析常用之力學理論	4
2.1.1. 破壞準則	4
2.1.2. 剪力強度模式	5
2.2 節理岩體之模擬型式	7
2.2.1 完整岩石力學行為	7
2.2.2 節理面力學行為	12
2.2.3 節理岩體力學行為	14
2.3 岩栓模擬方式	18
第三章 節理岩體數值模型之建立	22

3.1	分析軟體簡介.....	22
3.2	完整岩石數值模型.....	24
3.2.1	模擬完整岩石之參數選擇	24
3.2.2	模擬完整岩石之強度	26
3.2.3	模擬完整岩石之破壞模式	32
3.3	節理面數值模型.....	38
3.3.1	模擬單一節理面行為之參數分析.....	38
3.3.2	模擬單一節理面之力學行為	38
3.3.3	模擬單一節理面之變形性	39
3.4	節理岩體數值模型.....	45
3.5	模擬節理岩體參數選擇流程.....	47
3.5.1	完整岩石參數設定	47
3.5.2	節理岩體參數設置	49
3.5.3	節理岩體之耦合性	50

第四章 節理岩體數值模型之驗證 51

4.1	模擬節理岩體方式對模型試驗結果之影響	51
4.1.1	切平面法與寬帶法對節理岩體之影響	53
4.1.2	寬帶大小對節理岩體之影響	56
4.1.3	顆粒數對節理岩體之影響	58
4.1.4	數值內在摩擦角對節理岩體之影響	62

4.1.5 模擬建議方式	65
4.2 模擬節理岩體與真實節理岩體及理論解之差異	66
4.2.1 節理是否存在	67
4.2.2 節理寬度影響	67
4.2.3 破裂模式與強度趨勢	68
4.2.4 數值內在摩擦角貢獻	73
第五章 岩栓與節理面互制行為討論	75
5.1 岩栓束制節理面之原理	75
5.2 岩栓束制數值模型之建立	78
5.2.1 岩栓模擬方式	78
5.2.2 數值模型探討之課題	79
5.2.3 岩栓束制數值模型之建立	81
5.3 束制行為模擬成果與討論	85
5.3.1 岩栓束制之影響程度	85
5.3.2 正向應力影響	88
5.3.3 介面材料強度影響	91
5.3.4 岩栓勁度影響	93
5.3.5 岩栓試驗成果歸納	95
第六章 結論與建議.....	99
6.1 結論	99

6.2 建議	100
附錄 論文口試一問題與答覆	102
參考文獻	105



表目錄

表 2.1 岩栓於隧道支撐之功效(日本隧道工程標準規範及解說－山岳工法篇).....	20
表 3.1 本研究參數設定方式	26
表 3.2 各項模擬材料之參數輸入值	28
表 3.3 本研究單壓模擬輸入參數方式與 Poyondy 與 Cundal(2004)之比較.....	28
表 3.4 楊長義(1992)物理試驗參數	47
表 3.5 數值模型中模擬楊長義(1992)節理岩體之完整岩石輸入參數	48
表 4.1 不同模擬方式之節理岩體參數設定值	51
表 4.2 模擬案例與影響因子之關聯；粗體字為改變之因子	52
表 5.1 三種試驗之參數輸入值	84



圖目錄

圖 1.1 研究流程圖	3
圖 2.1 顆粒旋轉與部旋轉之差別(N. Cho 等人，2007).....	8
圖 2.2 以 clump 方式進行岩體模擬的示意圖(N. Cho 等人，2007).....	9
圖 2.3 以集合概念進行模擬，隨著集合大小的增加，膨脹性也明顯的增加(N. Cho 等人，2007).....	9
圖 2.4 以四種簡化後的鍵結行為，模擬顆粒間接觸行為(李宏輝，2008).....	10
圖 2.5 以礦物顆粒(GP)、基質顆粒(MP)及孔隙基質顆粒(PP)進行岩石單壓模擬(李宏輝，2008).....	11
圖 2.6 以互層模擬岩體分析岩石之微觀力學行為(李宏輝，2008)	11
圖 2.7 Cundall 以切出寬帶方式模擬節理面行為。(Cundall，2000)	12
圖 2.8 單壓強度與顆粒半徑之變化(Park 與 Song，2009).....	13
圖 2.9 剪力強度與顆粒半徑之變化(Park 與 Song，2009).....	13
圖 2.10 內在摩擦角與顆粒半徑之變化(Park 與 Song，2009).....	13
圖 2.11 楊長義(1992)進行試驗之試體示意圖	14
圖 2.12 利用模擬試驗求取參數關係以設定輸入參數(Kulatilake，2009).....	15
圖 2.13 數值試驗與實驗室試驗比較知結果，可見模擬結果介於實驗結果之間 (Kulatilake，2009).....	15
圖 2.14 決定模擬完整岩石參數的流程(Kulatilake，2009).....	16
圖 2.15 模擬垂直開挖之岩體模型，中央為垂直開挖位置(John Hadjigeorgiou 等人，2009).....	17
圖 2.16 開挖壁南北端岩塊掉落情形(John Hadjigeorgiou 等人，2009).....	17
圖 2.17 模擬岩栓軸向應變值的變化(G.Grasselli，2005)。	18
圖 2.18 岩栓於模擬節理面行為中進行剪切的試驗(Hossein Jalalifar，2009).....	19

圖 2.19 以三維模擬試驗進行岩栓於節理剪切模擬(Hossein Jalalifar , 2009).....	19
圖 2.20 岩栓於剪壞後，受力區域之分布(Hossein Jalalifar , 2009).....	19
圖 3.1 PFC ^{3D} 程式求解運算架構	23
圖 3.2 Lac du Bonnet 花崗岩、木山層砂岩、石膏模擬岩石圓柱試體單軸壓縮試驗結果	29
圖 3.3 模擬楊長義(1992)物理模型之單軸壓縮試驗試體大小.....	30
圖 3.4 採不同顆粒數模擬楊長義(1992)物理模型單壓試驗	30
圖 3.5 Park 與 Song(2009)模擬所得顆粒半徑與單壓強度關係	31
圖 3.6 微觀參數相同但顆粒數不同條件下模擬所得單壓狀態應力應變曲線	31
圖 3.7 Lac du Bonnet 花崗岩在顆粒半徑 0.003m 之破壞模式，顆粒數 2058	33
圖 3.8 木山層砂岩在顆粒半徑 0.003m 之破壞模式，顆粒數 2058	34
圖 3.9 石膏模擬岩體在顆粒半徑 0.003m 之破壞模式，顆粒數 2058	35
圖 3.10 Lac du Bonnet 花崗岩單壓試體破壞模式，呈高角度剪力破壞，顆粒半徑 0.0015m，顆粒數 16469	36
圖 3.11 木山層砂岩單壓試體破壞模式，成兩組共軛高角度剪力破壞，顆粒半徑 0.0015m，顆粒數 16469	36
圖 3.12 石膏模擬岩體單壓破裂情形，呈端板效應，在頭尾具有壓實錐，顆粒半徑 0.0015m，顆粒數 16469	37
圖 3.13 簡單顆粒排列直剪模型	40
圖 3.14 劲度比之單位粒徑剪動行為，圖中橫軸 0-0.5 處代表滑落段，0.5-1 代表爬升段	42
圖 3.15 摩擦係數之單位粒徑剪動行為，圖中橫軸 0-0.5 處代表滑落段，0.5-1 代表爬升段	42
圖 3.16 劲度比與摩擦係數對單位粒徑剪動行為的影響。	43
圖 3.17 單位粒徑剪動行為發生滑動上限	43

圖 3.18 顆粒半徑對單位粒徑剪動行為的影響，橫軸為剪位移對顆粒半徑的正規化值	44
圖 3.19 楊長義(1992)進行試驗之試體示意圖	46
圖 3.20 本模擬節理岩體模型示意圖	46
圖 4.1 切節理方式對節理岩體模擬之影響	54
圖 4.2 所有節理岩體模擬結果(不含寬帶寬度討論)與楊長義(1992)之比較	54
圖 4.3 節理致使強度下降之程度，此為切平面法中摩擦角影響之差異	55
圖 4.4 節理寬帶寬度對節理岩體之影響，顆粒數為 9791，摩擦角為 28 度	57
圖 4.5 節理致使強度下降之程度，此為三種寬帶寬度之差異	57
圖 4.6 節理摩擦角 28 度時，顆粒數之影響	60
圖 4.7 節理摩擦角 43 度時，顆粒數之影響	60
圖 4.8 節理致使強度下降之程度，此為四種顆粒數及摩擦角之差異	61
圖 4.9 數值內在摩擦角對節理岩體之影響，顆粒數為 9791，以切平面方式進行	63
圖 4.10 數值內在摩擦角對節理岩體之影響，顆粒數為 40107，以切寬帶方式進行	63
圖 4.11 數值內在摩擦角對節理岩體之影響，顆粒數為 9791，以切寬帶方式進行	64
圖 4.12 影響模擬節理岩體及真實岩體及理論解之解釋	66
圖 4.13 在完整岩石破壞狀況下之應力應變曲線	69
圖 4.14 在混合破壞狀況下之應力應變曲線	69
圖 4.15 在滑動破壞狀況下之應力應變曲線	70
圖 4.16 節理岩體於 15 度及 90 度之破裂分布，此時屬於完整岩石破壞	70
圖 4.17 節理岩體於 35 度及 45 度之破裂分布，此時屬於混合破壞	71
圖 4.18 節理岩體於 60 度及 75 度之破裂分布，此時屬於滑動破壞	71
圖 4.19 PFC 模擬節理岩體與真實岩體破裂行為之差異	72

圖 4.20 不同粗糙度下，以內在摩擦角修正後之差異	74
圖 5.1 岩栓抑制節理面受剪位移的機制	75
圖 5.2 岩栓束制行為之循環	77
圖 5.3 兩種岩栓模擬方式示意圖，左為直接指定岩石顆粒為岩栓，右為生成特定排列顆粒為岩栓	79
圖 5.4 岩栓束制數值模型示意圖	82
圖 5.5 岩栓束制數值模型於 PFC3D 示意圖，本圖為試驗後結果，藍色顆粒為岩栓，岩體部分已隱藏	82
圖 5.6 以三種模型進行束制行為分離示意圖。其試驗名稱分別是： AS_AD 、 AS_NAD 、 DS_NAS_NAD	83
圖 5.7 不同束制條件的剪力變形曲線	87
圖 5.8 不同束制條件的剪脹曲線	87
圖 5.9 不同正向應力的剪力變形曲線	89
圖 5.10 不同正向應力的剪脹曲線	89
圖 5.11 不同正向應力下，剪力及剪脹程度的差異	90
圖 5.12 不同介面強度差異的剪力變形曲線	92
圖 5.13 不同介面強度差異的剪脹曲線	92
圖 5.14 不同岩栓勁度的剪力變形曲線	94
圖 5.15 不同岩栓勁度的剪脹曲線	94
圖 5.16 岩栓與節理面面積差異圖	97
圖 5.17 節理面與岩栓之勁度關係圖	97
圖 5.18 節理面與岩栓之應力關係圖	98

第一章 導論

1.1 研究背景與目的

隨著臺灣工程技術的精進，隧道開挖技巧日益純熟，國內陸續完成許多中長隧道，在隧道支撐方面的研究也累積了相當豐富的成果。此外，國人引進了許多數值模擬的方式輔助隧道分析及設計，如 ABAQUS、PFC 等。數值模擬軟體依模擬方式，可概略分為連續體分析與非連續體分析兩類，連續體分析可引入各種模式與理論，在參數設定方面與實際試驗數據可直接連結，非連續體分析則易於觀察物體分離狀況以及破裂情形。在隧道行為的探討方面，除了需模擬周圍的節理岩體外，還必須模擬隧道支撐部分。隧道支撐在現代隧道工法中主要是噴凝土與岩栓，兩者在連續體分析下皆可達成一定之模擬成果，唯連續體分析軟體難以模擬節理面受剪膨脹行為，故其數值岩栓部分僅能抵抗節理面錯動，無法由岩栓束制節理面膨脹致使剪力強度上升。故本研究嘗試以非連續體分析軟體 PFC^{3D} 進行岩栓模擬，期許能觀察到岩栓與岩石節理面互制之行為及節理面受力，進而產生互鎖之現象。

1.2 研究方法與內容

本文主要針對岩栓與節理面相互影響之現象提出解釋。為確立本研究價值，證明模擬成果可用於隧道分析，故先針對節理岩體性質進行初步探討。本研究首先針對完整岩石行為進行分析，參考前人研究之參數設置方式，嘗試模擬完整岩塊之強度與破壞模式。接著探討單一節理面行為，觀察各項參數表現於試驗之結果，並嘗試求取微觀參數設定方式及其對直剪試驗造成之影響，以達成良好之模擬結果。然後將完整岩石與節理面模擬成果結合調整並觀察參數相容性以及模擬節理岩體與真實節理岩體行為之差異，確立模擬結果趨勢可用於後續分析。初步探討完成後，接著進行岩栓束制節理面行為分析，觀察互制現象後提出解釋及探

討各種狀況對其造成之影響。本研究流程如圖 1.1 所示，以下就各章節內容作一概述：

第一章 導論

本章介紹本研究之動機、目的、研究方法與內容。

第二章 前人研究

本章就前人所做之節理岩體及岩栓模擬方式做一回顧與探討，並比較其模擬方式的差異點與使用性。

第三章 節理岩體數值模型之建立

本章將說明節理岩體的組成方式與模擬過程，藉由了解完整岩石及節理面特性進行節理岩體數值模型之建立，同時建立模擬輸入參數與實際試驗數據的關連性。

第四章 節理岩體數值模型之驗證

本章就模擬節理岩體與實際試驗案例進行比對，探討參數之影響及模擬之適用性，比較模擬節理岩體與真實節理岩體之強度差異與力學行為變化。

第五章 岩栓與岩石互制行為討論

本章將探究岩栓與岩石之間的互制行為，觀察試驗整體受力狀況及變化，討論節理面受剪與岩栓之間的行為，並解釋岩栓於束制現象產生之功效，以及不同狀況造成之影響。

第六章 結論與建議

本章針對本研究的結果提出結論以及建議。

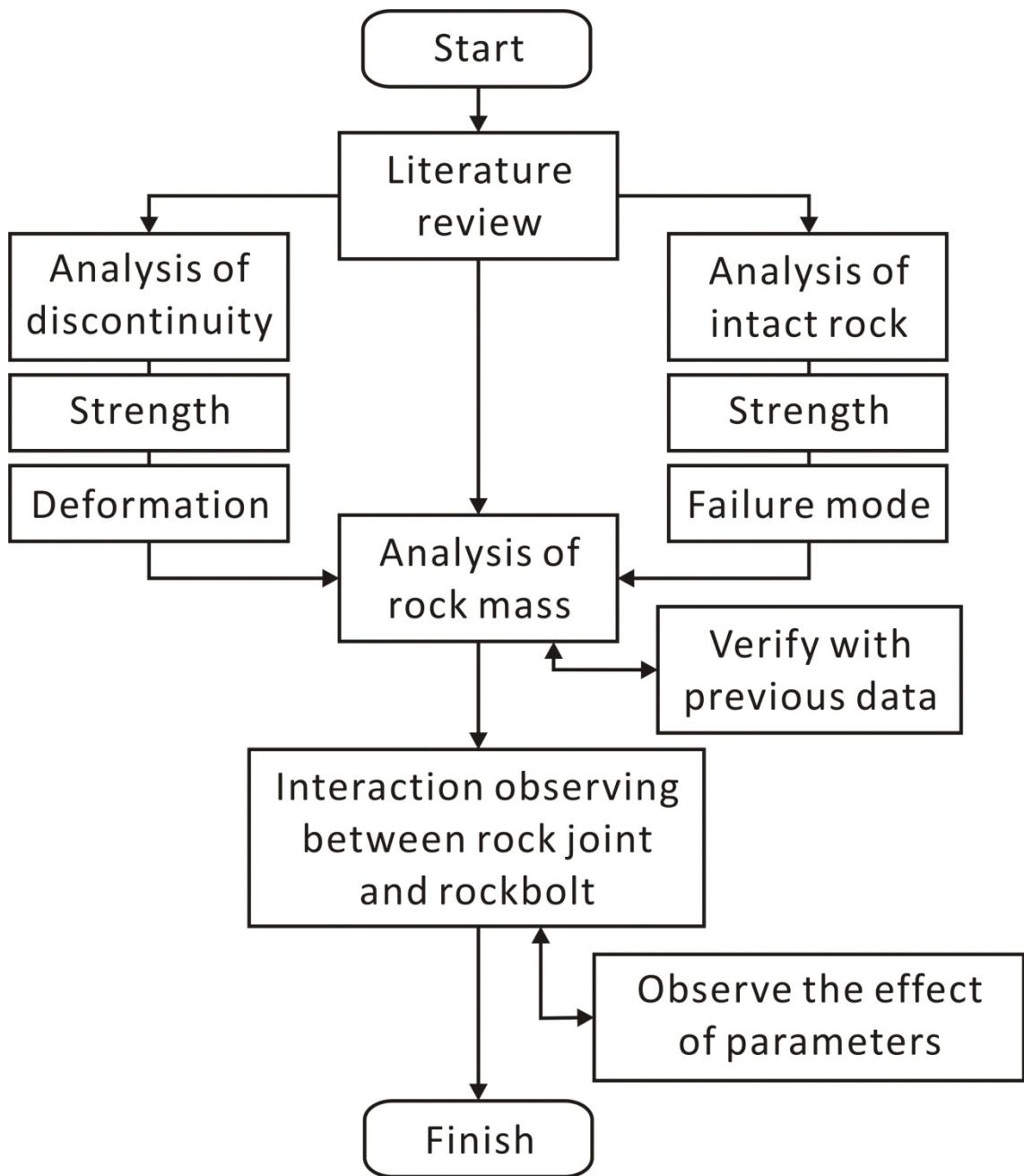


圖1.1 研究流程圖

第二章 前人研究

岩栓為現代隧道工法使用之主要支撐構件之一，主要目的為穩固岩盤及促進岩盤互鎖，使其成樑並增加節理岩體形成岩石拱之能力。目前常見之數值模擬岩栓方式皆以連續體分析為大宗，僅考慮摩擦力產生之影響，在節理岩體方面使用組成率模式進行計算。然以此方式無法考慮岩石互鎖影響，且不易觀察破壞模式。在非連續體分析方面，精確模擬岩體之方式較為缺乏，節理面行為敘述方法尚未完全統一，大部分模擬研究僅能說明些許特性而無法完整描述岩體或節理面行為。

本章先就以個別元素法模擬節理岩體之文獻進行回顧，主要分為完整岩石模擬、不連續面分析及節理岩體模擬這三方面。國內外有關岩體模擬之文獻十分豐富，然其參數設定方式皆難以提出切確之數學轉換方式。接著本章將會回顧隧道支撐方面之文獻，唯個別元素分析中，隧道支撐模擬技術尚未成熟，故以下將會回顧其他數值模擬方式，觀察其特點，以作為後續模擬之比對與參考。

2.1 岩體分析常用之力學理論

2.1.1. 破壞準則

一般岩石常採用的破壞準則為 Mohr-Coulomb 破壞準則及 Hoek-Brown 破壞準則，其中 Mohr-Coulomb 破壞準則為本研究主要所使用的準則。

(一) Mohr-Coulomb 破壞準則

假設破壞面上之剪應力與正向應力間為線性關係，尖峰與殘餘降伏函數定義如下：

$$f_p = \sigma_1 - N_{\phi_p} \sigma_3 - 2c_p \left(N_{\phi_p} \right)^{1/2}$$

$$f_r = \sigma_1 - N_{\phi_r} \sigma_3 - 2c_r \left(N_{\phi_r} \right)^{1/2}$$

式中 $N_{\phi_p} = \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p}$, $N_{\phi_r} = \frac{1 + \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r}$, ϕ_p 及 ϕ_r 分別為尖峰與殘餘摩擦角，

c_p 及 c_r 分別為尖峰與殘餘凝聚力。

(二) Hoek-Brown 破壞準則

Hoek 與 Brown(1980)依據其三軸圍壓試驗結果提出一非線性的破壞準則。

Hoek 等(1994)依據使用此準則的經驗加以修正提出 Hoek-Brown 破壞準則，通式如下：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

式中 σ_1 為單壓強度， m_b 、 s 與 a 為強度參數，依據三軸加壓試驗結果可知，完整岩材的 a 與 s 分別為 0.5 與 1.0。此準則不僅適用於完整岩材，亦能延伸應用於岩體，但若遭遇高度異向性材料則不適用。

2.1.2. 剪力強度模式

真實節理面性質甚多，可分為材料性質以及幾何性質。材料性質方面，如基本摩擦角(basic friction angle)、彈性模數(E、v)及強度等。基本摩擦角影響摩擦性質，如動摩擦與靜摩擦之轉換，彈性模數與強度主要影響受剪區域內之節瘤(asperities)剪壞及爬升之現象。幾何性質方面，主要影響因子以粗糙度為大宗，表面的粗糙程度將影響受剪區域內產生互鎖現象的多寡，進而與材料性質之彈性模數及強度產生複雜之摩擦行為。

(一) Patton(1966)：

Patton(1966)以石膏模型製作規則鋸齒狀的節理面，進行直接剪力實驗發現：低正應力時，節理面除沿鋸齒(或稱節瘤(asperity))表面滑動，亦發生膨脹現象，此

時節理面剪力強度由摩擦力及膨脹效應兩者所提供之期尖峰剪力強度 τ_s^p 可表為

$$\tau_s^p = \sigma_n \tan(\phi_b + \phi_i)$$

式中 σ_n 為正應力， ϕ_b 為基本摩擦角，而 ϕ_i 為節理面之膨脹角；但高正應力時，膨脹效應受限制，節理面在剪力作用下其鋸齒沿剪動面被剪裂，此時的剪力強度由節理面摩擦效應及鋸齒剪斷效應共同提供，即

$$\tau_s^p = c_0 + \sigma_n \tan(\phi_b + \phi_i)$$

式中 c_0 為凝聚力截距。此模式對節理面剪力行為描述適切，但並未考慮自低正應力到高正應力過渡區的強度變化情形，所以雙直線模式可視為剪力強度的上限包絡線。一般自然岩石節理面受剪時，膨脹效應常伴隨鋸齒剪斷效應，故其破壞包絡線應為一平滑曲線。

(二) Barton(1973)：

Barton(1973)依據自然岩石節理面剪力強度之試驗結果，建議下述剪力強度模式

$$\tau_s^p = \sigma_n \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right]$$

式中三個參數 JRC 、 JCS 及 ϕ_b 分別代表節理面的粗糙系數(joint roughness coefficient)、節理面上完整岩材的單壓強度以及節理面的基本摩擦角。

Barton 的剪力強度經驗式僅有三個參數，且其物理意義明確，應用上甚為簡便，眾多學者已採用做為預測節理面剪力強度的依據，如楊長義(1992)、Makurat 等(1996)。

2.2 節理岩體之模擬型式

節理岩體行為複雜，在力學行為上具有明顯之異向性，在傳統分析方面多以提出特定之數學組成模式進行探討。然數學組成模式難以觀察局部破裂、旋轉、互鎖等情形，大多僅能定義破壞準則來決定岩體狀況是否進入破壞狀態，或利用邊界元素模擬分離情形，故本研究採用可觀察塊體分離及破裂的個別元素法分析軟體 PFC3D 作為研究之主要使用工具。

2.2.1 完整岩石力學行為

(一) Potyondy 與 Cundall (2004)：

Potyondy 與 Cundall (2004)提出一套由 PFC 模擬完整岩石的模擬程序，以平行鍵結模式(parallel-bond model)進行二維與三維岩石模擬，並利用樑理論，轉換勁度與彈性模數之間的關連，求出巨觀物理試驗參數與微觀模擬參數之間的轉換關係，其轉換方式如下：

$$E_c = \frac{k_n}{2t}, t = 1, \text{PFC2D}$$

$$E_c = \frac{k_n}{2L} = \frac{k_n}{4R}, \text{PFC3D}$$

$$\bar{E}_c = \bar{k}_n \left(R^{(A)} + R^{(B)} \right)$$

E_c 與 \bar{E}_c 為試驗所得楊氏模數， k_n 為微觀設定之勁度， t 為 PFC2D 單位厚度，預設值為 1， L 為兩顆粒中心間距， R 為顆粒半徑， $R^{(A)}$ 與 $R^{(B)}$ 分別是顆粒 A 與顆粒 B 之半徑。利用此轉換方式，可正確使模擬試體之正向巨觀彈性模數符合輸入試驗模數值，並將正向勁度與彈性模數轉換模式作良好的解釋。

(二) N. Cho 等 (2007) :

N.Cho 等 (2007) 則認為進行 PFC 模擬時，顆粒的旋轉與否會影響模擬試體試驗結果(圖 2.1)，且花崗岩之晶體顆粒排列屬不規則多角形。因此 N.Cho 等人利用將顆粒組成集合(clump)的方式進行模擬(圖 2.2)，如此便可使模擬結果對實驗所得之強度以及變形性的曲線作良好的符合，不過以此方式進行模擬，因採用集合的概念(clump)，故膨脹性與實際狀況較不能符合，同時膨脹性的大小也會與集合尺寸有很大的關連性(圖 2.3)。

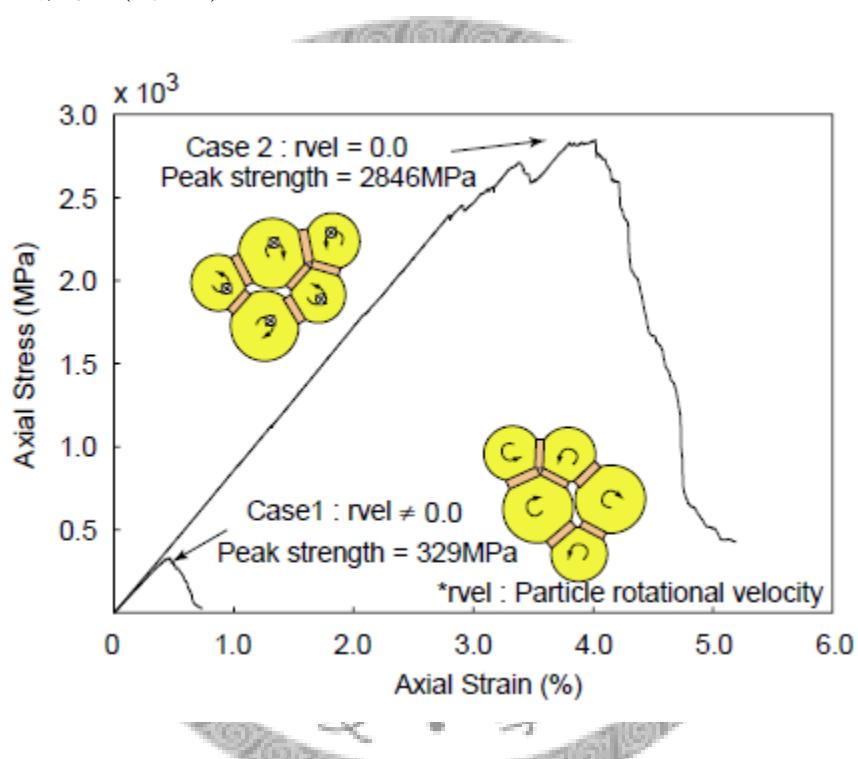


圖 2.1 顆粒旋轉與部旋轉之差別(N. Cho 等人, 2007)

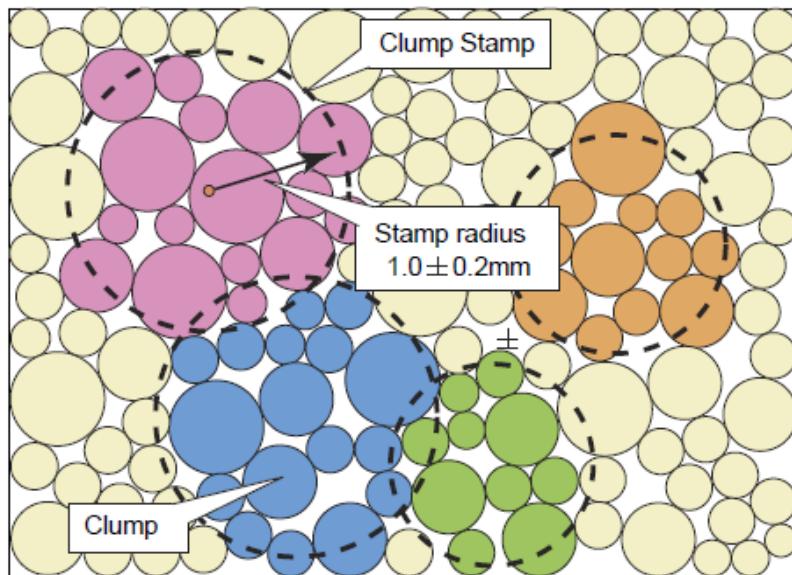


圖2.2 以 clump 方式進行岩體模擬的示意圖(N. Cho 等人, 2007)

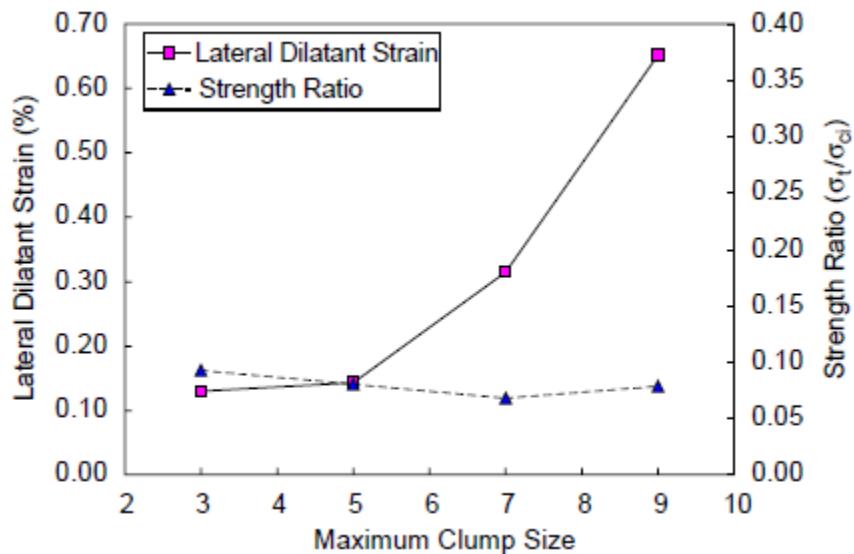


圖2.3 以集合概念進行模擬，隨著集合大小的增加，膨脹性也明顯的增加(N. Cho 等人, 2007)

(三) 李宏輝 (2008)：

李宏輝(2008)觀察台灣地區西部麓山帶之砂岩薄片，提出以礦物顆粒(grain particle, GP)、基質顆粒(matrix particle, MP)及孔隙基質顆粒(porous matrix particle,

PP)三種顆粒混合的方式，以孔隙基質顆粒(PP)做為調整孔隙率之因子，輔以不同的鍵結行為(圖 2.5)，進行岩石單壓模擬，以觀察砂岩在各種礦物顆粒(GP)／基質顆粒(MP)配比下，產生的變化及影響(圖 2.6)。接著進行互層岩體力學行為之微觀探討(圖 2.7)。李宏輝指出，數值模擬之強度UCS)與楊氏模數(E)，二者與孔隙率(n)及顆粒面積比(GAR)的變化趨勢，符合實驗結果，可反映砂岩宏觀強度與組構之關係。唯此模擬方式需求得顆粒晶體之集配，同時不易取得模擬試驗所需參數，也難以解釋微觀顆粒設置與實際物理現象之關連。

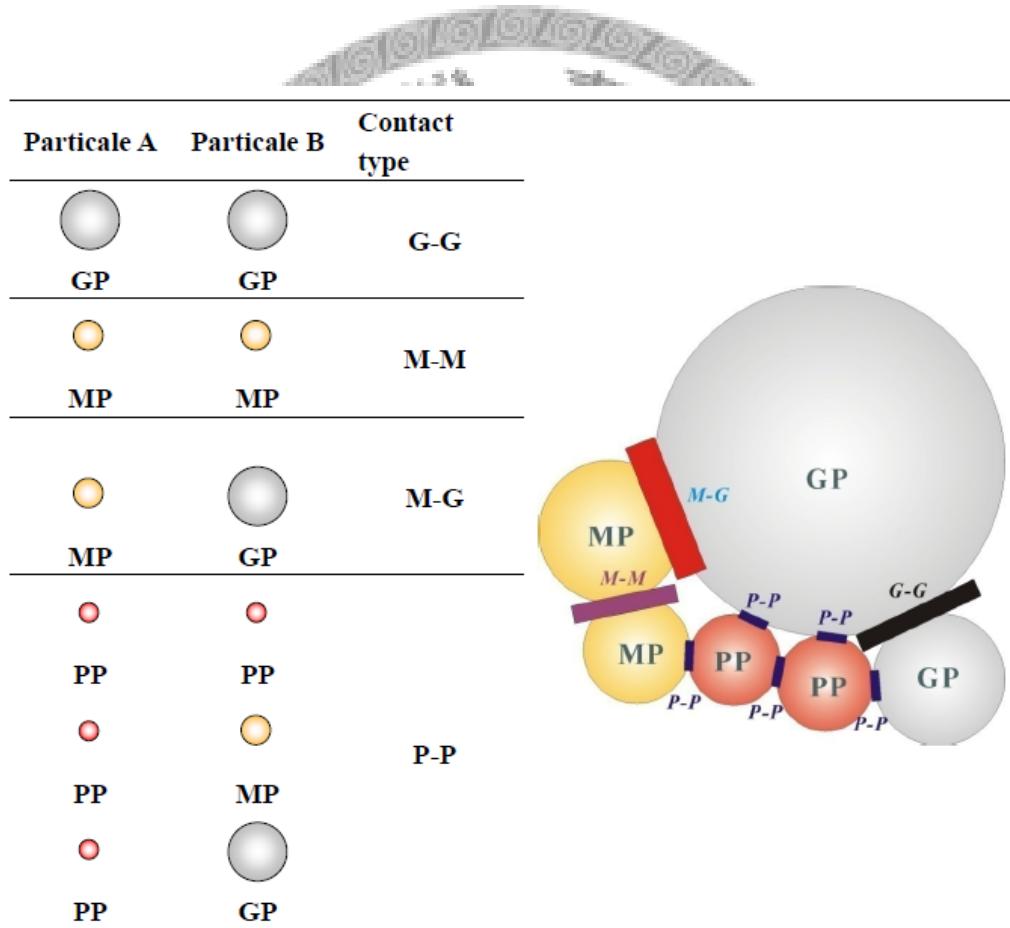


圖2.4 以四種簡化後的鍵結行為，模擬顆粒間接觸行為(李宏輝，2008)

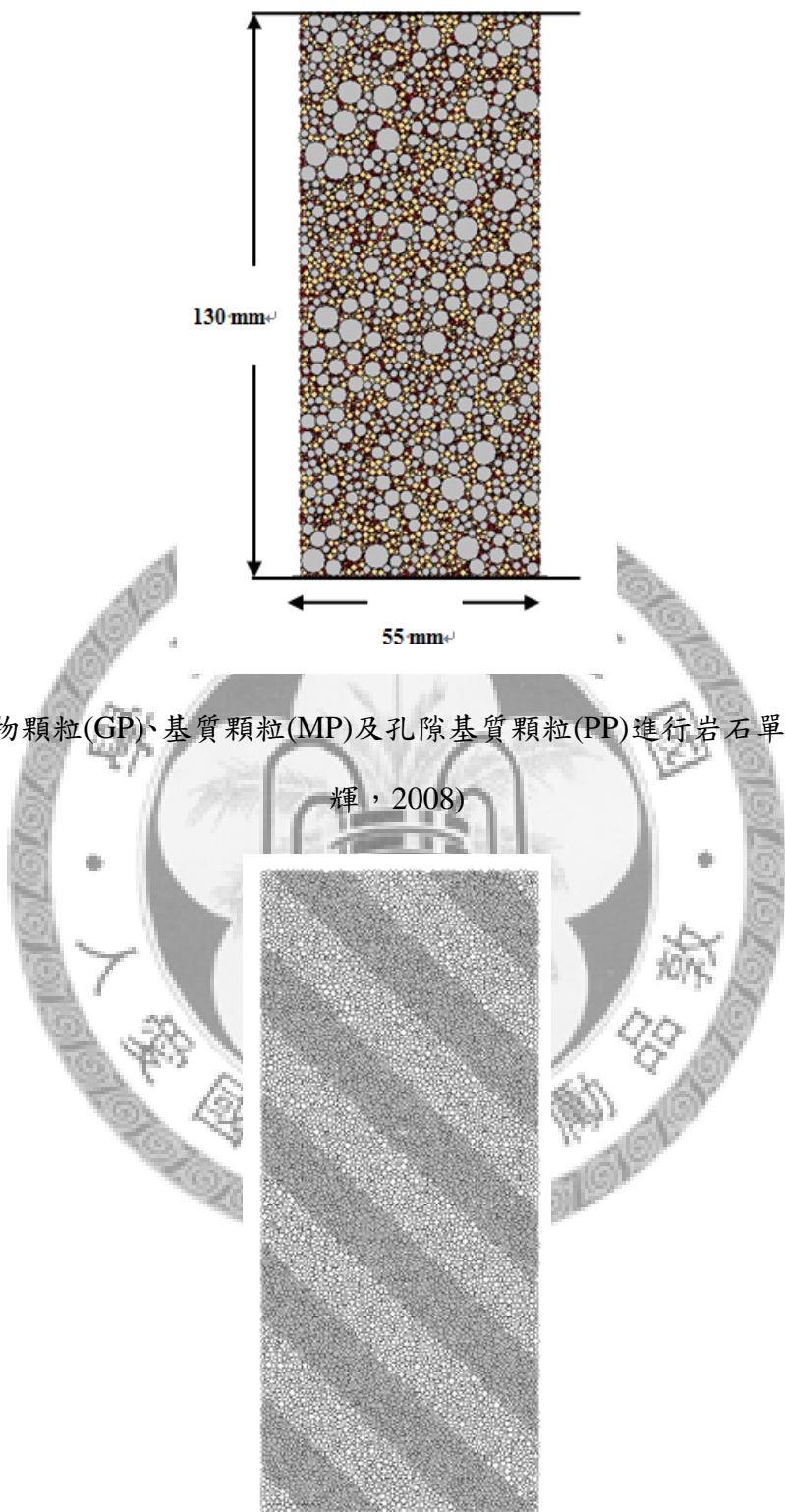


圖2.5 以礦物顆粒(GP)、基質顆粒(MP)及孔隙基質顆粒(PP)進行岩石單壓模擬(李宏輝，2008)

圖2.6 以互層模擬岩體分析岩石之微觀力學行為(李宏輝，2008)

2.2.2 節理面力學行為

(一) Cundall (2000) :

Cundall(2000)提出一套直剪試驗的基礎模型(圖 2.8)，將節理面部位之顆粒鍵結打斷以模擬節理面行為。為避免鍵結切斷時，顆粒的隨機排列影響使剪力過大、產生應力集中的現象，Cundall 指出此法須將節理切出一寬帶以避免切過之鍵結面過於垂直，產生顆粒互鎖的現象。然此法將產生一內在摩擦角(*intrinsic friction angle*)，須將輸入摩擦力參數折剪以符合實驗所得結果。此摩擦角產生原因乃生成節理的方式為切斷鍵結，以致切平滑節理面之外觀節理面為一粗糙起伏平面，於節理面相對運動時產生互鎖，造成類似剪脹或爬坡角之影響。

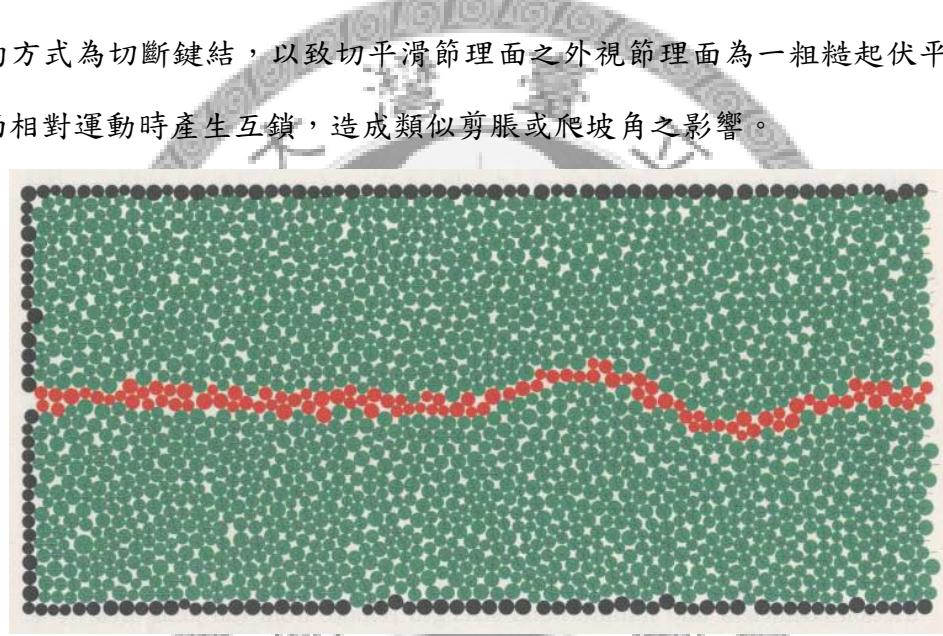


圖 2.7 Cundall 以切出寬帶方式模擬節理面行為。(Cundall , 2000)

(二) Park 與 Song (2009) :

Jung-Wook Park 與 Jae-Joon Song(2009)利用 PFC3D 模擬 Barton(1977)提出之節理面標準剖面，進行模擬直剪試驗以觀察各項參數對節理面產生之變化，並嘗試解釋模擬標準剖面與實際試驗結果之差異。Park 與 Song 指出隨著顆粒大小的下降，單壓強度將會穩定的上升(圖 2.9)。同時在單純以切過一平面方式製造之節理面，在鍵結會產生破壞的狀況下，尖峰剪力強度約呈現一定值，殘餘剪力強度則隨著顆粒半徑的下降而下降(圖 2.10)。與其內在尖峰摩擦角約為 36 度，內在殘餘摩擦角則隨著半徑上升而有逐漸上升的趨勢，約為 23 至 27 度(圖 2.11)。

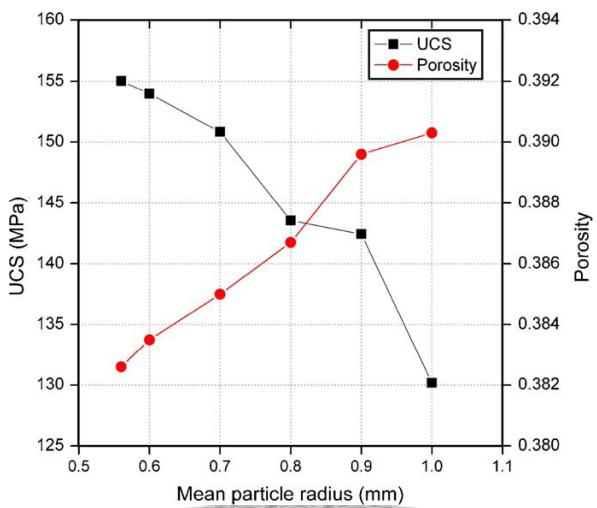


圖2.8 單壓強度與顆粒半徑之變化(Park 與 Song , 2009)

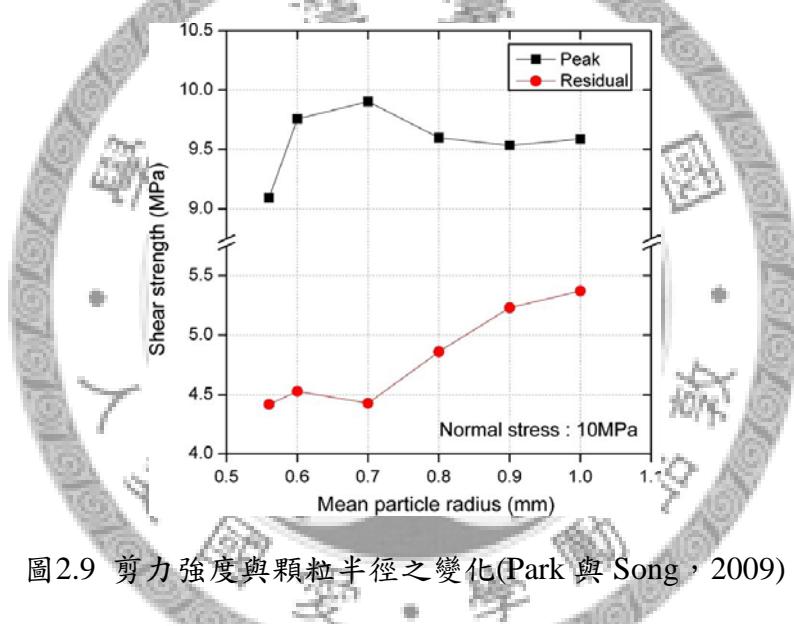


圖2.9 剪力強度與顆粒半徑之變化(Park 與 Song , 2009)

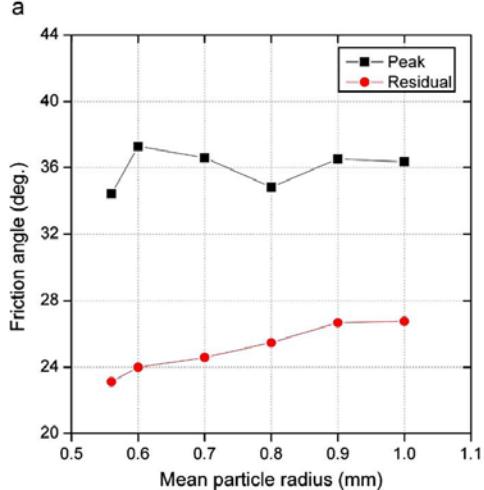


圖2.10 內在摩擦角與顆粒半徑之變化(Park 與 Song , 2009)

2.2.3 節理岩體力學行為

(一) 楊長義(1992)：

楊長義以砂、石膏、水製作人造節理岩體(圖 2.11)，採用張裂法製作人工模擬節理面，控制幾何粗糙面程度，進行真三軸壓縮試驗，並利用數據資料，提出三向度節理岩體強度與變形性數學模式。

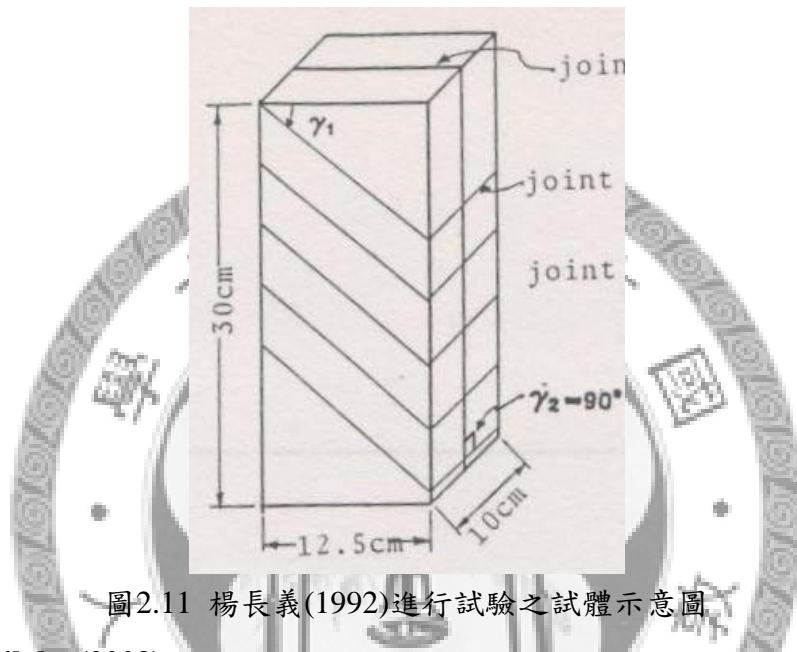


圖2.11 楊長義(1992)進行試驗之試體示意圖

(二) Kulatilake (2009)：

Kulatilake(2009)以一連串的數值模擬，求取各參數之間的線性關係(圖 2.6)，決定節理岩體模擬時所需設定的參數(圖 2.12)。並提出一套求取完整岩石參數與節理面參數的標準作業流程(圖 2.13)，以供後人模擬節理岩體時參數的求取。Kulatilake 認為在這種「反算模型」的選擇方式下，可以模擬節理岩體在單軸壓縮試驗中的力學行為(圖 2.14)。

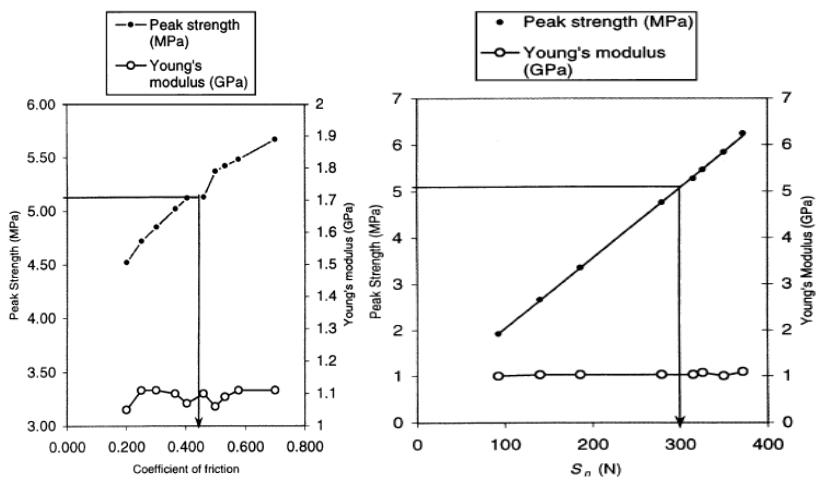


圖2.12 利用模擬試驗求取參數關係以設定輸入參數(Kulatilake , 2009)

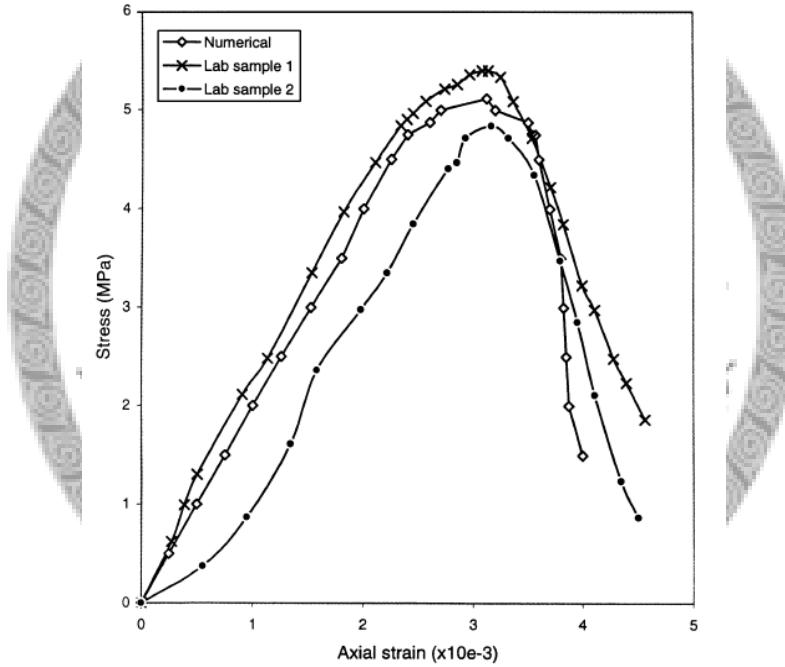


圖2.13 數值試驗與實驗室試驗比較知結果，可見模擬結果介於實驗結果之間
(Kulatilake , 2009)

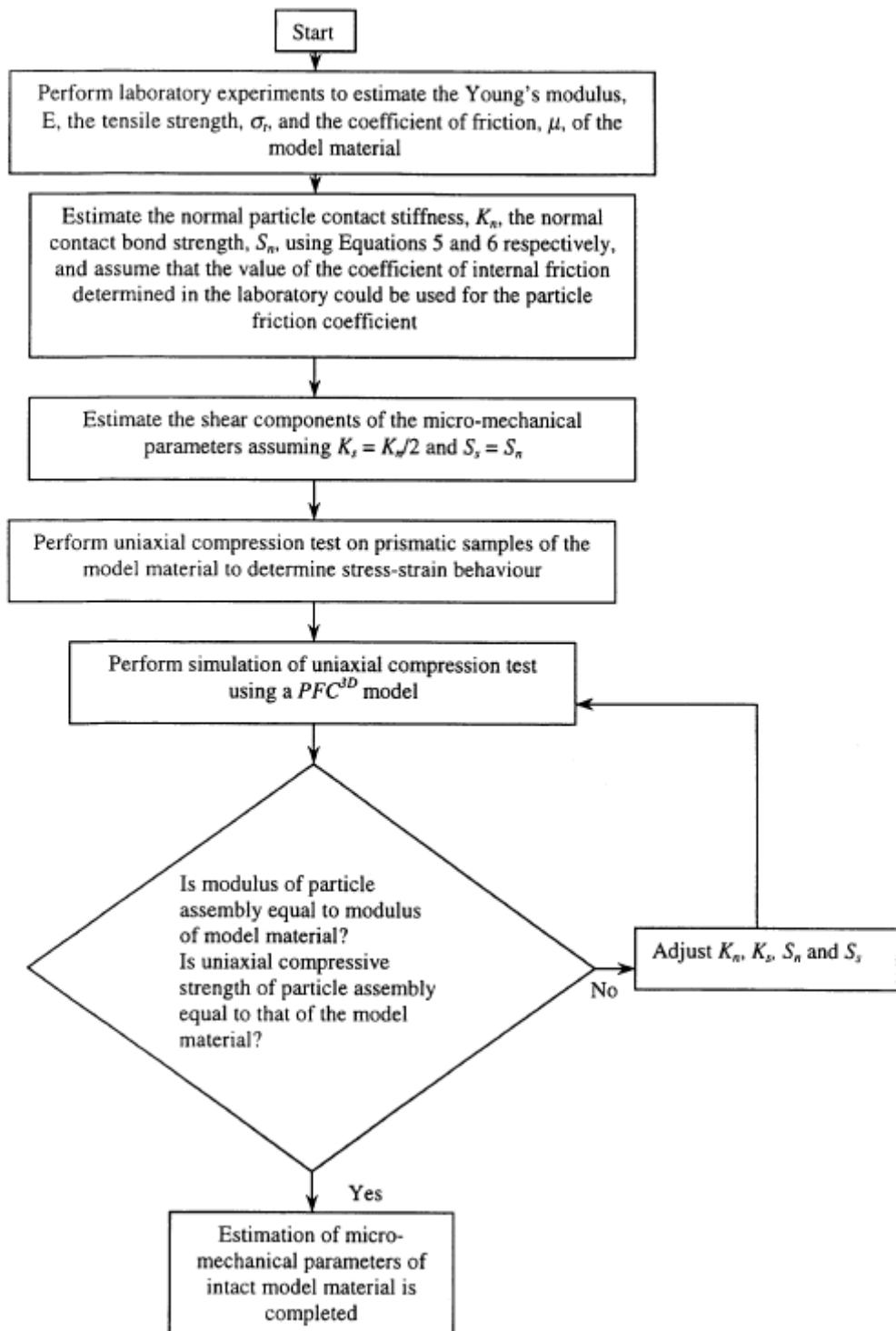


圖2.14 決定模擬完整岩石參數的流程(Kulatilake, 2009)

(三) John Hadjigeorgiou 等人(2009)：

John Hadjigeorgiou 等人(2009)中垂直開挖進行模擬(圖 2.15)，觀察節理岩體開挖時破碎岩塊的掉落情形(圖 2.16)。以此方式模擬可對隧道開挖時圍岩的穩定性進行分析，判斷危險岩塊位置，進而設計支撐方式及支撐時機。

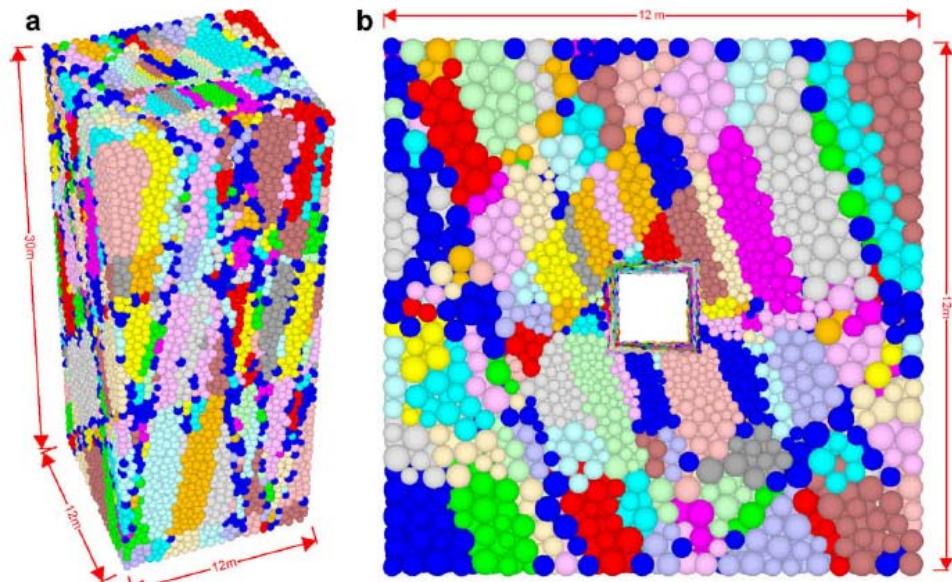


圖2.15 模擬垂直開挖之岩體模型，中央為垂直開挖位置(John Hadjigeorgiou 等人，2009)

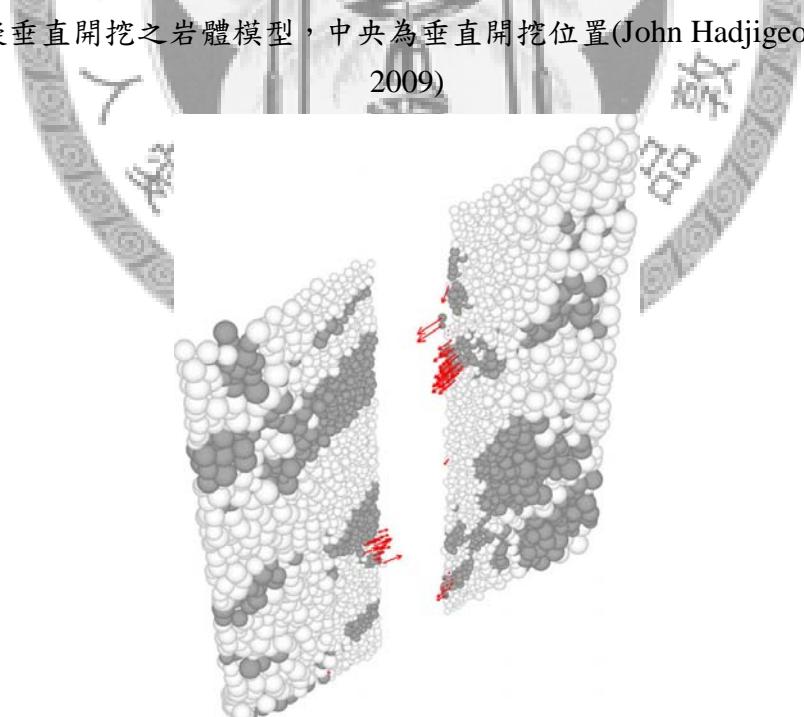


圖2.16 開挖壁南北端岩塊掉落情形(John Hadjigeorgiou 等人，2009)

2.3 岩栓模擬方式

(一) G. Grasselli(2005)：

G. Grasselli(2005[10])進行岩栓於岩石節理內剪動現象之試驗，並以連續體數值模擬方式模擬之，觀察岩栓於節理錯動狀況時斷裂之現象以及應變分布狀態(圖2.17)。G.Grasselli指出岩栓穿過節理面並發生剪動破壞時，會在灌漿—岩栓界面及岩體—灌漿界面產生破壞，並產生非線性的關係。

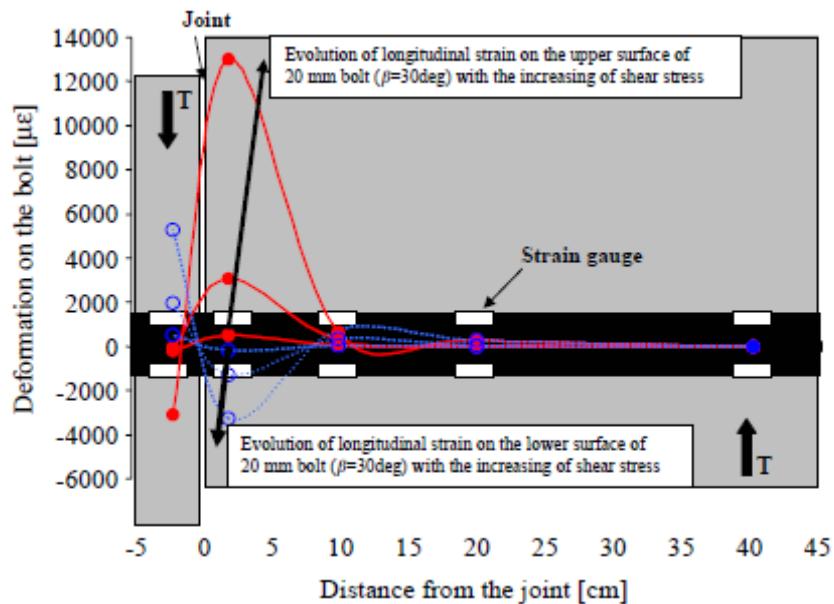


圖2.17 模擬岩栓軸向應變值的變化(G.Grasselli, 2005)。

(二) Hossein Jalalifar(2009)：

Hossein Jalalifar(2009)利用試驗資料，觀察岩栓於節理剪動中破損之狀況(圖2.18)，並使用三維數值分析進行模擬實際物理試驗(圖 2.19)。模擬試驗發現，在節理剪動時，岩栓處於節理段會產生張力及剪力帶，而在臨近的區域則產生壓力(圖2.20)。由此研究可探討岩栓受力剪斷時，內部之應力分布，然此模擬著重於岩栓內部受力現象，對岩石所受應力較無分析。



圖2.18 岩栓於模擬節理面行為中進行剪切的試驗(Hossein Jalalifar , 2009)

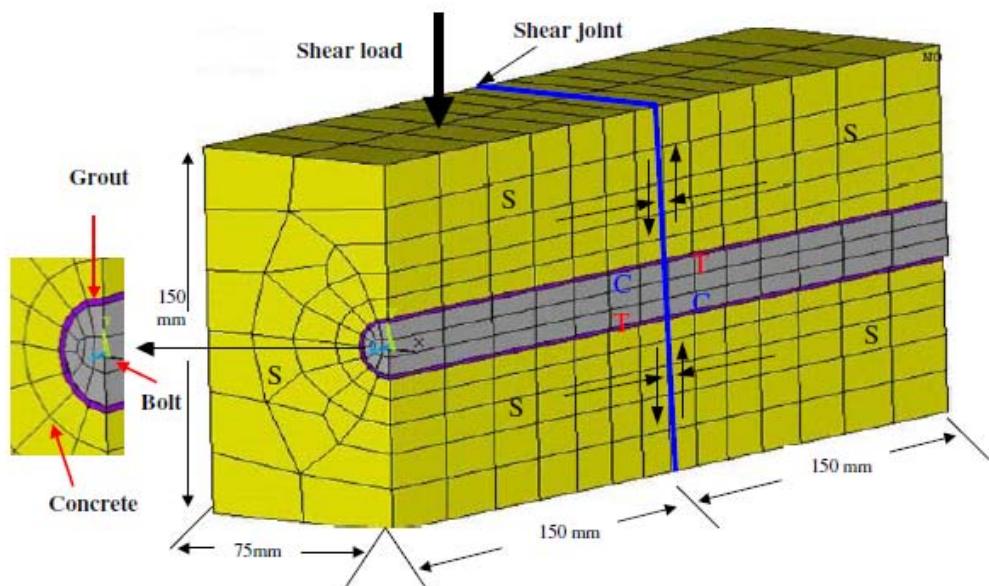


圖2.19 以三維模擬試驗進行岩栓於節理剪切模擬(Hossein Jalalifar , 2009)

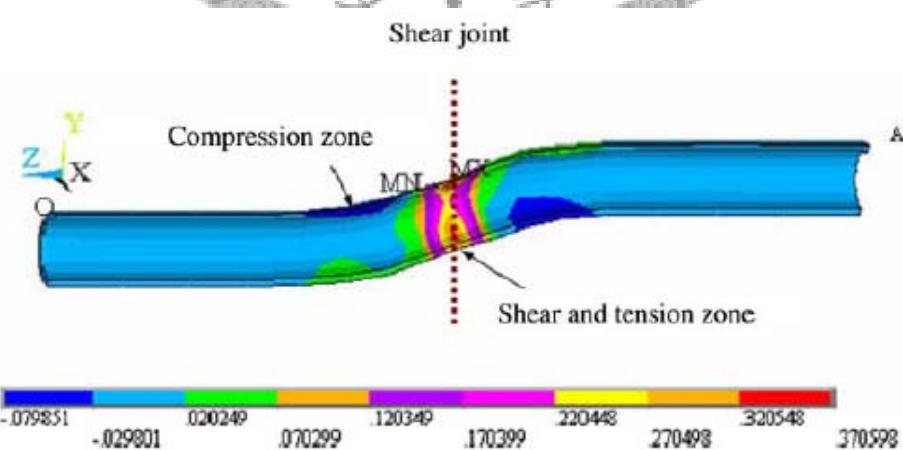
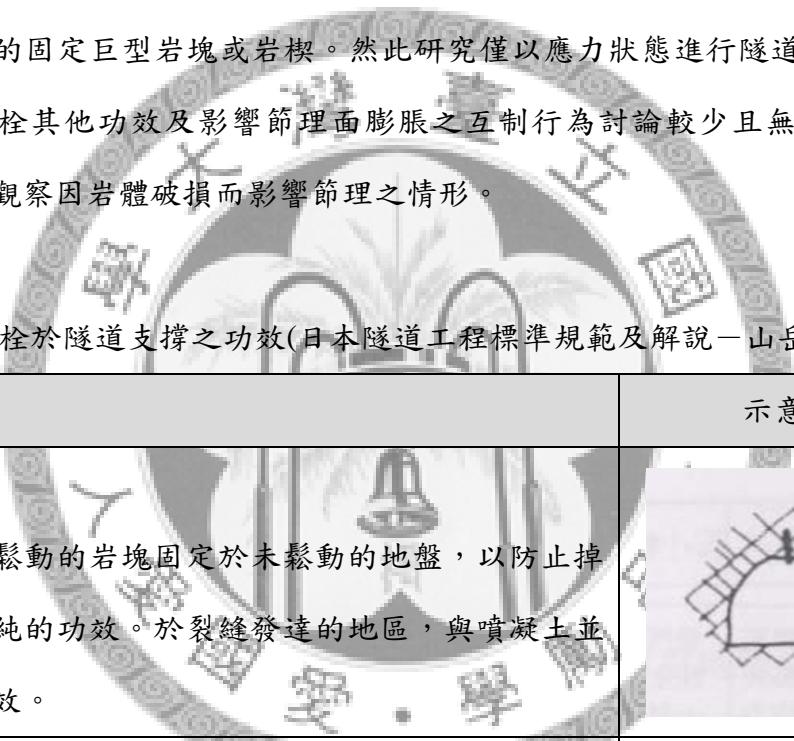
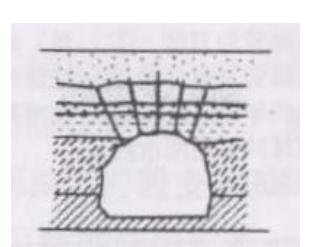


圖2.20 岩栓於剪壞後，受力區域之分布(Hossein Jalalifar , 2009)

(三) Ziping Huang 等人(2002)：

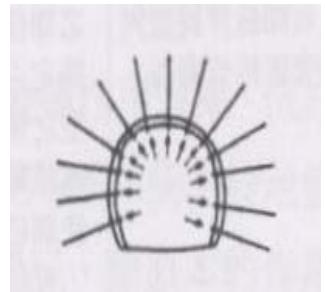
Ziping Huang 等人(2002)利用 UDEC 與 DIANA 兩套數值模擬軟體，對岩栓於隧道開挖時之頂拱支撐行為進行探討。岩栓功效可分為五類(日本隧道工程標準規範及解說－山岳工法篇)(表 2.1)，分別是增進材料性質、提供圍壓、固結懸浮岩塊、促進合成樑效應及形成拱效應。Ziping Huang 等人指出以類似纜繩之長岩栓，將難以對已形成岩石拱效應之隧道產生良好的支撐效果。對於具節理之硬岩來說，短且密集之岩栓將比類似纜繩之長岩栓更易促進拱效應之產生，而長岩栓較適合使用在區域性的固定巨型岩塊或岩楔。然此研究僅以應力狀態進行隧道拱效應之分析，對於岩栓其他功效及影響節理面膨脹之互制行為討論較少且無法明顯的觀察，也無法觀察因岩體破損而影響節理之情形。

表2.1 岩栓於隧道支撐之功效(日本隧道工程標準規範及解說－山岳工法篇)

岩栓之功效	示意圖
1. 懸掛作用 將開炸鬆動的岩塊固定於未鬆動的地盤，以防止掉落，為最單純的功效。於裂縫發達的地區，與噴凝土並用時會有功效。	
2. 梁之形成功效 形成隧道周邊層的地盤，於層理面分離，而產生重疊梁之行為，但若用岩栓將層堅加以牢固時，則可傳遞層理面之抗剪應力，而產生合成樑之行為功效。	

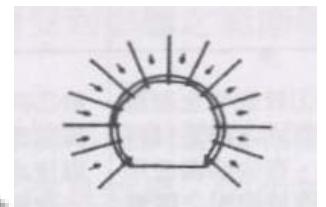
3. 內壓功效

相當於岩栓拉力之力，會以內壓作用於隧道壁面。因而能夠將隧道近旁的地盤保持在三軸應力狀態。此即表示具有與壓縮試驗時增大圍壓的相同意義，並以防止降低地盤的強度或耐荷能力而作用。



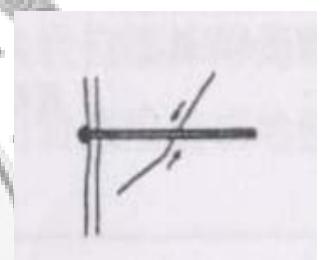
4. 拱之形成功效

由於岩栓的內壓功效，耐荷能力高的隧道周邊地盤，會因均勻變形而形成地盤拱。



5. 地盤之改良功效

岩栓插入地盤內時，地盤本身具有的抗剪力會增大，即使地盤屈服時，殘餘強度亦會增加。此種現象表示由於岩栓而改善地盤的強度特性。

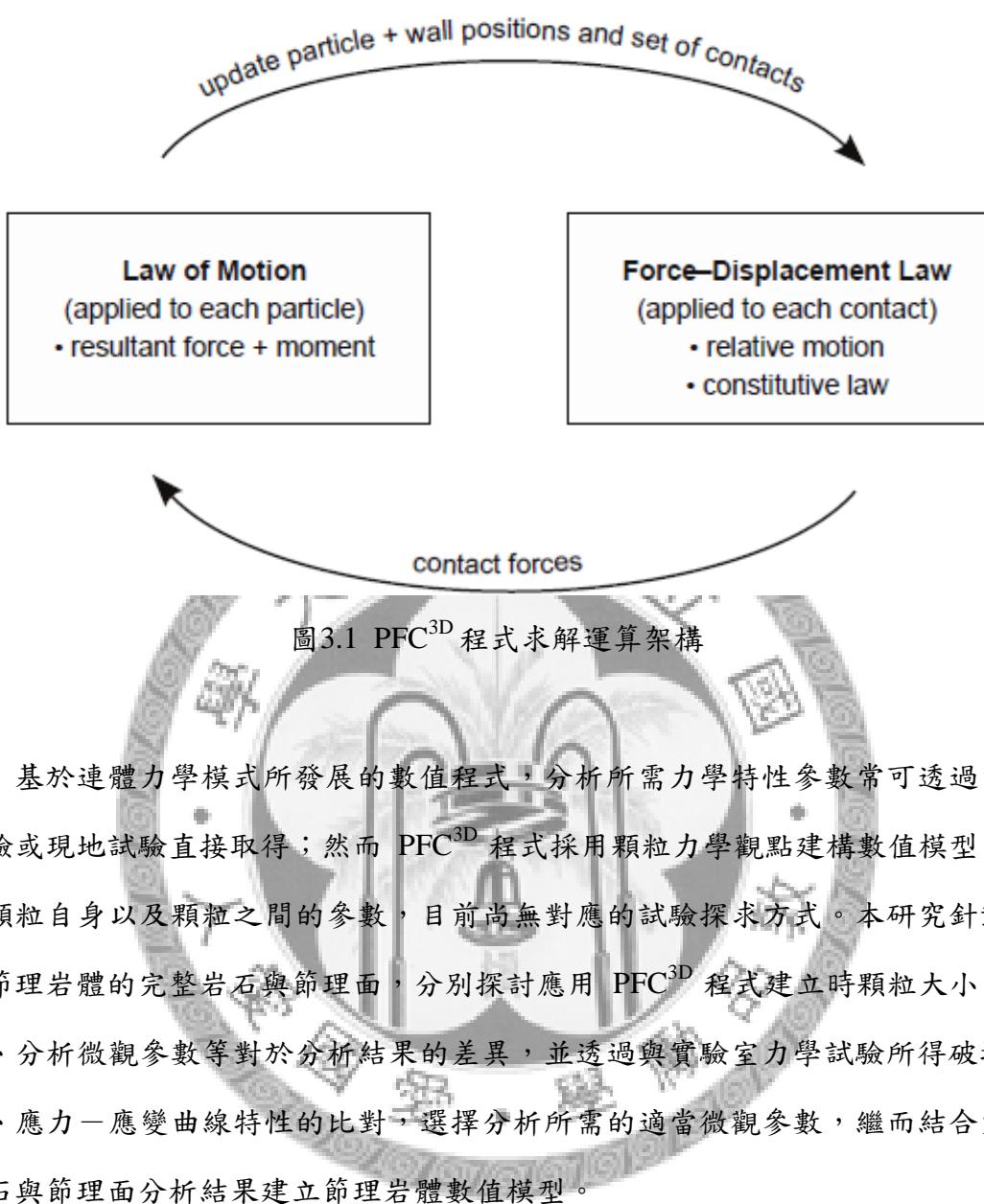


第三章 節理岩體數值模型之建立

應用個別元素法模擬節理岩體力學特性的相關研究方興未艾，然不同於連體力學模式所發展的數值程式，分析所需參數難以透過既有的岩石力學試驗直接求得。本章應用個別元素法所發展的三維數值程式 PFC^{3D}(particle flow code 3 dimension)建立節理岩體數值模型，並探討分析所需之參數，以供後續分析應用的基礎。

3.1 分析軟體簡介

PFC^{3D} 程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc. 發展的數值分析軟體，為分以圓形顆粒為分析單元(即連體力學數值模式中之元素)，基於運動學中牛頓第二運動定律，採用外顯有限差分法(explicit difference method)迭代運算分析單元間的不平衡力，直至穩定狀態求得分析域內顆粒的受力與位移。圖3.1為PFC^{3D} 程式求解架構示意圖。為有效描述不同問題的特性，PFC^{3D} 提供多種鍵結模式及聯結顆粒單元，例如接觸勁度模式、滑動模式、接觸鍵結模式(contact bond model)、平行鍵結模式(parallel bond model)以及簡單韌性模式(simple ductile model)等。PFC^{3D} 求解計算過程加入了數值阻尼以提高運算效率，並避免局部顆粒不平衡力過大而造成發散的困擾。



基於連體力學模式所發展的數值程式，分析所需力學特性參數常可透過室內試驗或現地試驗直接取得；然而 PFC^{3D} 程式採用顆粒力學觀點建構數值模型，描述顆粒自身以及顆粒之間的參數，目前尚無對應的試驗探求方式。本研究針對組成節理岩體的完整岩石與節理面，分別探討應用 PFC^{3D} 程式建立時顆粒大小、數量、分析微觀參數等對於分析結果的差異，並透過與實驗室力學試驗所得破壞模式、應力—應變曲線特性的比對，選擇分析所需的適當微觀參數，繼而結合完整岩石與節理面分析結果建立節理岩體數值模型。

3.2 完整岩石數值模型

節理岩體由完整岩石與節理面組成。欲描述節理岩體的力學行為，首先須得知完整岩石之力學特性參數，如強度與變形性等。個別元素法的模擬方式在完整岩石的力學特性方面已有較多的探討，如 Potyondy 與 Cundall(2004)、Cho 等人(2007)、李宏輝(2008)之研究對於強度與變形性的模擬均有良好的結果，然其參數選擇方式並不統一，且缺乏完整意義及解釋，與實驗數據沒有直接連結，故本章節將嘗試提出一可行且簡便之完整岩石設定方式，比較模擬與實驗所得的強度與破壞模式，以供後續研究使用。

3.2.1 模擬完整岩石之參數選擇

個別元素法模擬存在許多影響完整岩石強度之參數，如摩擦角、接觸勁度、鍵結強度等。透過不同的參數組合及鍵結條件，可使模擬達到所需之強度值，故參數設定方式目前尚無唯一解，因此現今許多研究之參數設定方式存在些許差異，與實驗結果難以產生連結，卻皆可達到模擬岩體之目的。然此差異造成後人參數設定上的疑慮，難以決定參數的輸入值，也產生了個別元素法模擬中令人詬病的「湊參數」現象。故本研究嘗試提出可與實驗結果進行連結與比對的參數設定方式，以利進行模擬岩體時能夠方便快速的取得具有代表的參數。

PFC3D 在模擬連結性質方面，主要分為兩種方式，分別是接觸鍵結模式(contact bond model)與平行鍵結模式(parallel bond model)，本文使用模式以平行鍵結模式為主。平行鍵結模式主要用於模擬具膠結填充材料之性質，雖其所需設定之參數較多，然其顆粒與顆粒之間可藉由鍵結傳遞彎矩，較符合真實現象。

PFC3D 在參數設定方面，主要分為三大部分，分別是：

1. 接觸參數

正向勁度 k_n 、切向勁度 k_s 、摩擦係數 μ

2. 鍵結參數

正向鍵結勁度 \bar{k}_n 、切向鍵結勁度 \bar{k}_s 、正向鍵結強度 σ_c 、切向鍵結強度 τ_c 、

鍵結半徑 λ

3. 幾何及材料參數

顆粒半徑 R 、顆粒大小半徑比、顆粒單位重 ρ

本研究參考 Potyondy 與 Cundell(2004)的研究選取模擬完整岩石所需的微觀參數，表 3.1 整理參數的設定方式，主要的特點是變數較少，僅有切向勁度比(正向勁度與切向勁度比值)無法從岩石力學試驗直接推求，其他的輸入參數大部分透過實際試驗數據直接決定或換算求得。

Potyondy 與 Cundall(2004)中曾提及完整岩石的柏松比與 PFC 微觀參數中切向勁度與正向勁度之比值有關，也會受到顆粒排列方式影響。由於此參數目前仍難與實際物理意義進行連結，且無明確的數學推演關係，故本研究將其設為變數，一方面可藉此調整模擬的成果，一方面也嘗試探討此參數所代表的實際物理意義。

表3.1 本研究參數設定方式

參數分類	參數名稱	設定方式
接觸參數	正向勁度 k_n	$E_c = \frac{k_n}{2L} = \frac{k_n}{4R}$
	切向勁度 k_s	約 2-3 倍正向勁度*
	摩擦係數 μ	比照試驗所得之摩擦角
鍵結參數	正向鍵結勁度 \bar{k}_n	$\bar{E}_c = \bar{k}_n (R^{(A)} + R^{(B)})$
	切向鍵結勁度 \bar{k}_s	約 2-3 倍正向鍵結勁度*
	正向鍵結強度 σ_c	比照單軸壓縮試驗強度
	切向鍵結強度 τ_c	等同正向鍵結強度
	鍵結半徑比 λ	1
幾何及材料參數	顆粒半徑 R	視電腦效能決定，配合填充孔隙率使顆粒數量 達約 10000 ~ 40000 顆
	顆粒大小半徑比	1.6，使試體不致產生規則排列即可
	顆粒單位重 ρ	比照岩體單位重

*為設定中需要自己調整的變數，一般將此二值設定相同，約 2-3 倍正向勁度及正向接觸勁度，而隨著顆粒半徑的縮小，此值需逐漸放大以符合模擬強度。

3.2.2 模擬完整岩石之強度

單軸壓縮強度(uniaxial compression strength)常為模擬試驗決定各項參數與真實現象差異的指標數值，故本研究首先探討數值完整岩石於單軸壓縮試驗下之強度值。

本模擬依據表 3.1 所選定之參數設定方式，對各種岩體的單軸壓縮試驗結果進行驗證。此驗證採用圓柱型試體，對三種不同性質材料進行，分別是 Lac du Bonnet

花崗岩(Potyondy 與 Cundall, 2004)、木山層砂岩(李宏輝, 2008)及石膏模擬岩體(楊長義, 1992), 試體之高度及半徑為 0.14m 及 0.055m, 參數設定如表 3.2。

模擬結果如圖 3.2, 強度誤差大部分落在 5% 內, 其中石膏模擬試體之結果較差, 此原因可能因輸入強度為楊長義(1992)將試驗結果折減後之強度。楊長義於單壓試驗時所求得之單壓強度為 7.48MPa, 為了考慮尺度效應, 故將數學模式使用之強度值折減至 3.39MPa。而本單軸壓縮試驗乃採用其折減後之強度, 故結果差異較大。

經此試驗證明, 本研究所設定之參數值可符合期望之單軸壓縮試驗強度值, 且參數設定方式較容易與試驗資料連結(表 3.3), 故後續研究將以此參數設定作為指標。

本節同時嘗試對無節理之節理岩體模型(試體尺寸: $0.125\text{m} \times 0.1\text{m} \times 0.3\text{m}$)(圖 3.3)進行單軸壓縮試驗, 圖 3.4 顯示同一組微觀參數下試體單軸壓縮強度受模擬顆粒數量(或顆粒半徑)而影響, 隨著顆粒數逐漸增加, 模擬所得單壓強度會逐漸的上升, 此現象與 Park 與 Song(2009)(圖 3.5)模擬結果相同。另由微觀參數相同但顆粒數不同的模擬所得應力應變曲線無太大的變化(圖 3.6)可知, 如欲進行較多顆粒數之模擬, 僅需考慮調整其單壓強度即可。

本研究採用改變勁度比之方式調整單壓強度, 隨著顆粒半徑的縮小, 輸入勁度比需逐漸的提高。然而調整勁度比將會改變鍵結發生正向破壞及切向破壞之比例。目前破裂力學理論對於破裂實際延伸情形, 並無明確解釋拉力破壞與剪力破壞之趨勢與分布, 僅能觀察其破裂位置、破裂端點應力狀態等, 故本調整方式目前可作為後續研究修正使用, 並進一步探討破裂行為。

表3.2 各項模擬材料之參數輸入值

參數分類	接觸參數			鍵結參數					幾何及材料參數		
參數名稱	k_n	勁度比	μ	k_n	勁度比	σ_c	強度比	λ	R	半徑比	ρ
Lac du Bonnet 花崗岩				1.664		2e8					
木山層砂岩	$E_c = \frac{k_n}{2L} = \frac{k_n}{4R}$ 隨顆粒變化	2	0.839	$\bar{E}_c = \bar{k}_n (R^{(A)} + R^{(B)})$ 隨顆粒變化	2	3.96e7	1	1	0.003	1.6	2600
石膏模擬岩體			0.601			3.455e5					

表3.3 本研究單壓模擬輸入參數方式與 Poyondy 與 Cundall(2004)之比較

	Lac du Bonnet granite	Potyondy & Cundall , 2004	本研究使用參數
E (GPa)	69	72	69
σ_c (MPa)	200	175	200
k_n / k_s		2.5	0.5
μ	59°(1.664)	26.6°(0.5)	59°(1.664)

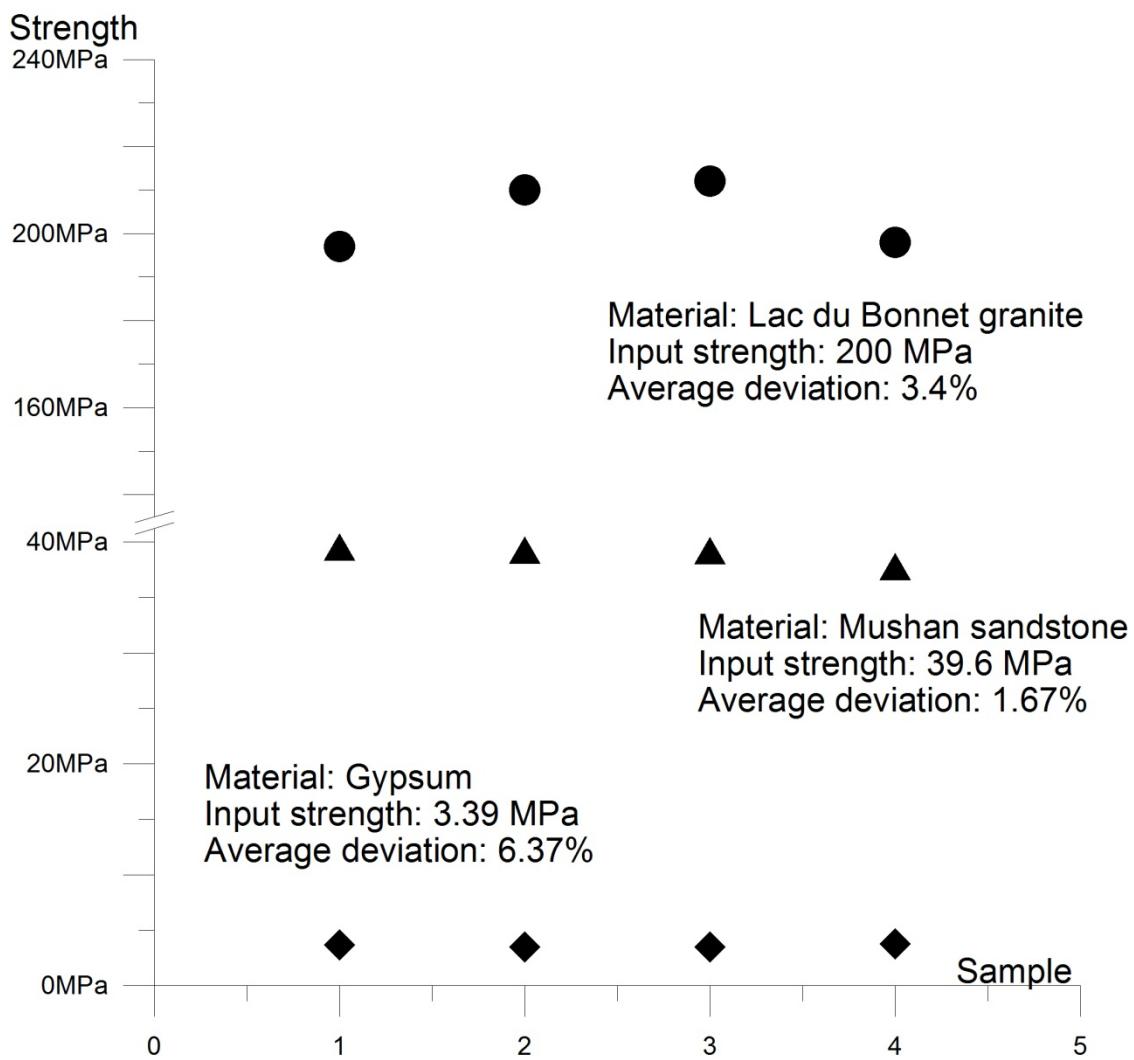


圖3.2 Lac du Bonnet 花崗岩、木山層砂岩、石膏模擬岩石圓柱試體單軸壓縮試驗

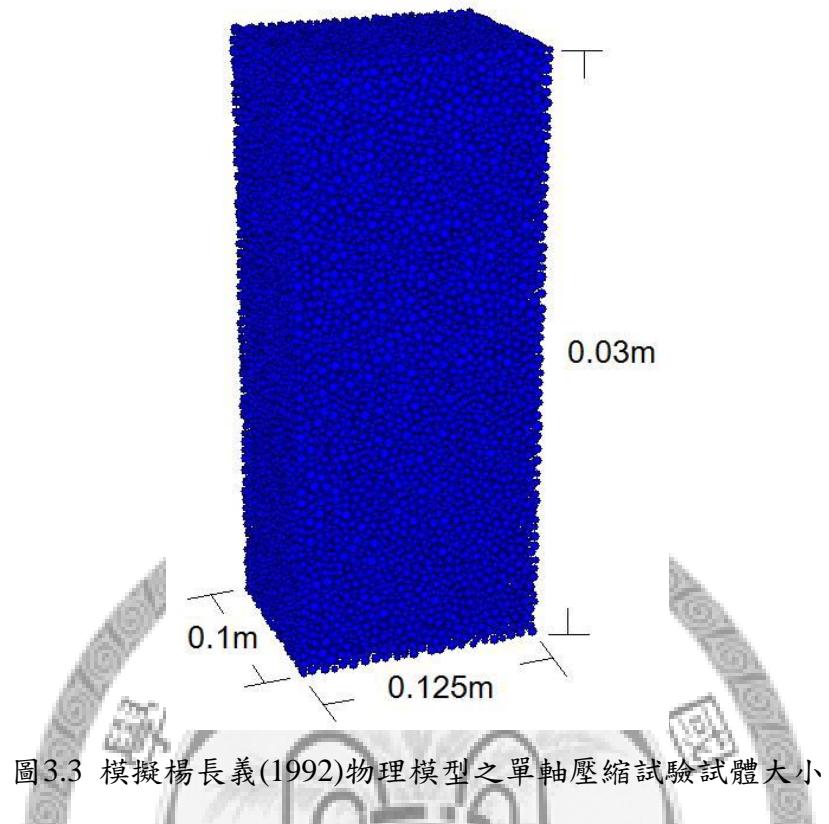


圖3.3 模擬楊長義(1992)物理模型之單軸壓縮試驗試體大小

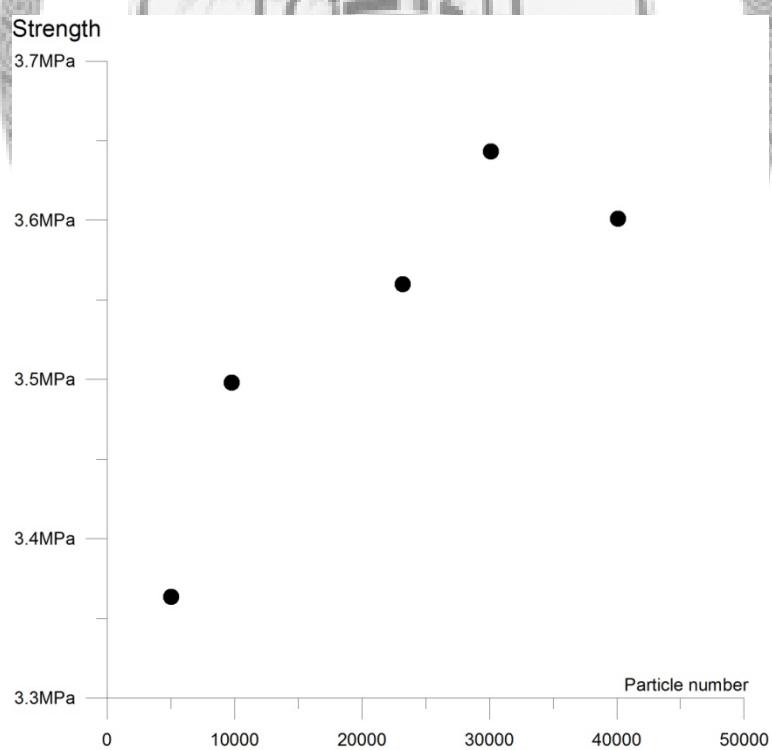


圖3.4 採不同顆粒數模擬楊長義(1992)物理模型單壓試驗

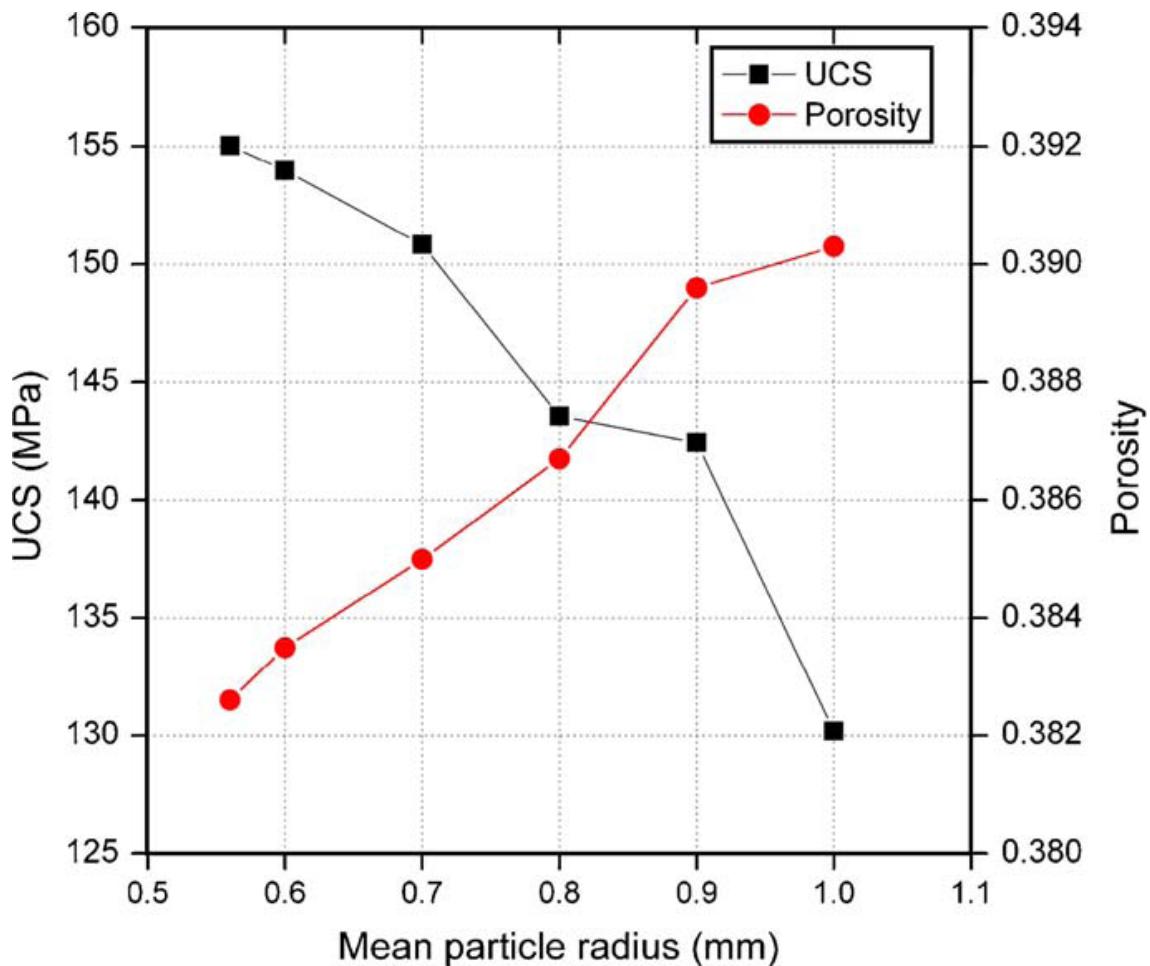


圖3.5 Park 與 Song(2009)模擬所得顆粒半徑與單壓強度關係

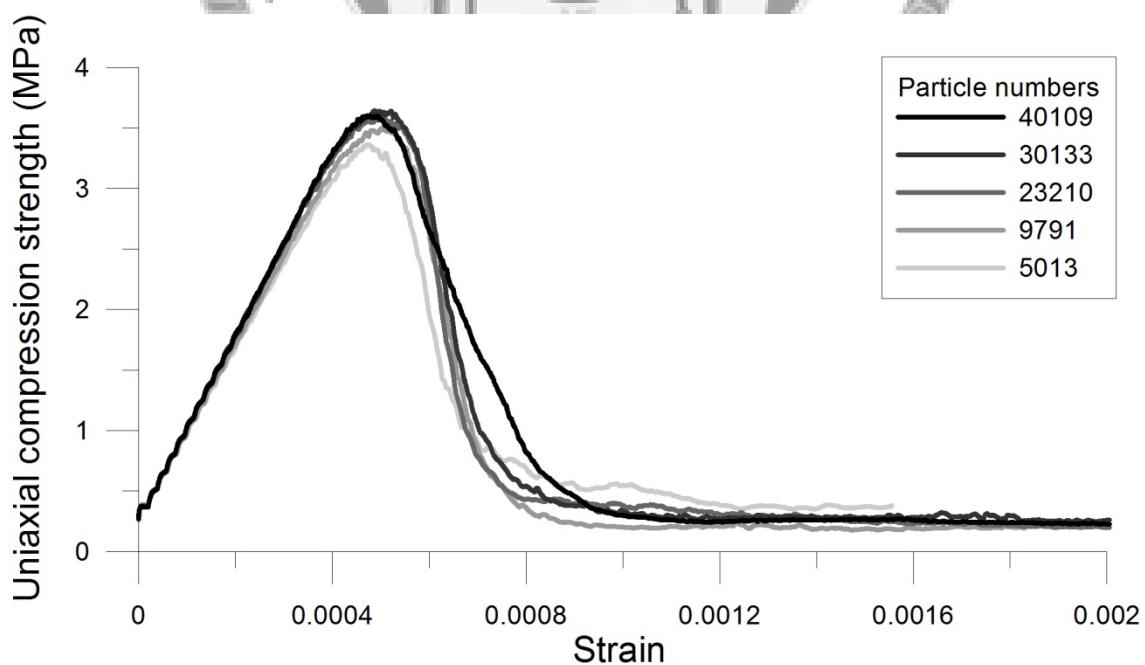


圖3.6 微觀參數相同但顆粒數不同條件下模擬所得單壓狀態應力應變曲線

3.2.3 模擬完整岩石之破壞模式

本節將探討 PFC^{3D} 模擬單軸壓縮試驗之破壞模式，並比較模擬所得破裂狀況與實驗室單軸壓縮試驗結果之差異。完整岩石在大部分實驗室試驗中，單軸壓縮試驗多以劈裂破壞為主，偶有高角度剪力破壞，而在三軸壓縮試驗中則是以剪力破壞為主。

本節以 3.3.2 節之數值模擬單軸壓縮試驗進行觀察，討論採用兩種顆粒半徑模擬三種材料的破裂情形，破壞模式整理如圖 3.7～圖 3.12 所示。

單軸壓縮試體由半徑 0.003 m 之顆粒，總數 2058 顆組成的模擬結果如圖 3.7、圖 3.8，試體呈現一或兩組的 45 度剪力破壞，或如圖 3.9 的近碎裂的狀態。單軸壓縮試體由半徑 0.0015 m 之顆粒，總數 16,469 顆組成的模擬結果的破裂行為較符合實驗結果，在圖 3.10 及圖 3.11，Lac du Bonnet 花崗岩及木山層砂岩呈現較高角度的剪力破壞，而圖 3.12 的石膏模擬試體則有類似壓實錐般的端板效應。

顆粒數對破壞模式的影響推論是因為顆粒數較少時，整體力量分布不均勻，故破壞時破裂面呈現 45 度剪力破壞，而未能發展成為高角度的破壞形式。顆粒半徑較小、顆粒數較多時，試體內部顆粒受力的分佈較均勻，破壞面發展較符合真實情況所致。然此模擬方式未能達成劈裂破壞，可能是因為完整岩石抗張強度較低，或因 PFC^{3D} 軟體對於切向力及正向力的闡述方式與實際狀況不同所致，此方面尚待進一步探討。

至於石膏模擬試體模擬較差之原因，可能原因如 3.2.2 節所提，使用之參數為楊長義(1992)將模擬岩體進行折剪過後之參數，故結果較差。原因可能為石膏與岩石之性質差異甚大，較屬於脆性之材料，能承受之應變量較小，以致容易產生劈裂破壞或碎裂破壞，故其破壞模式與上述兩種材料有明顯差異。

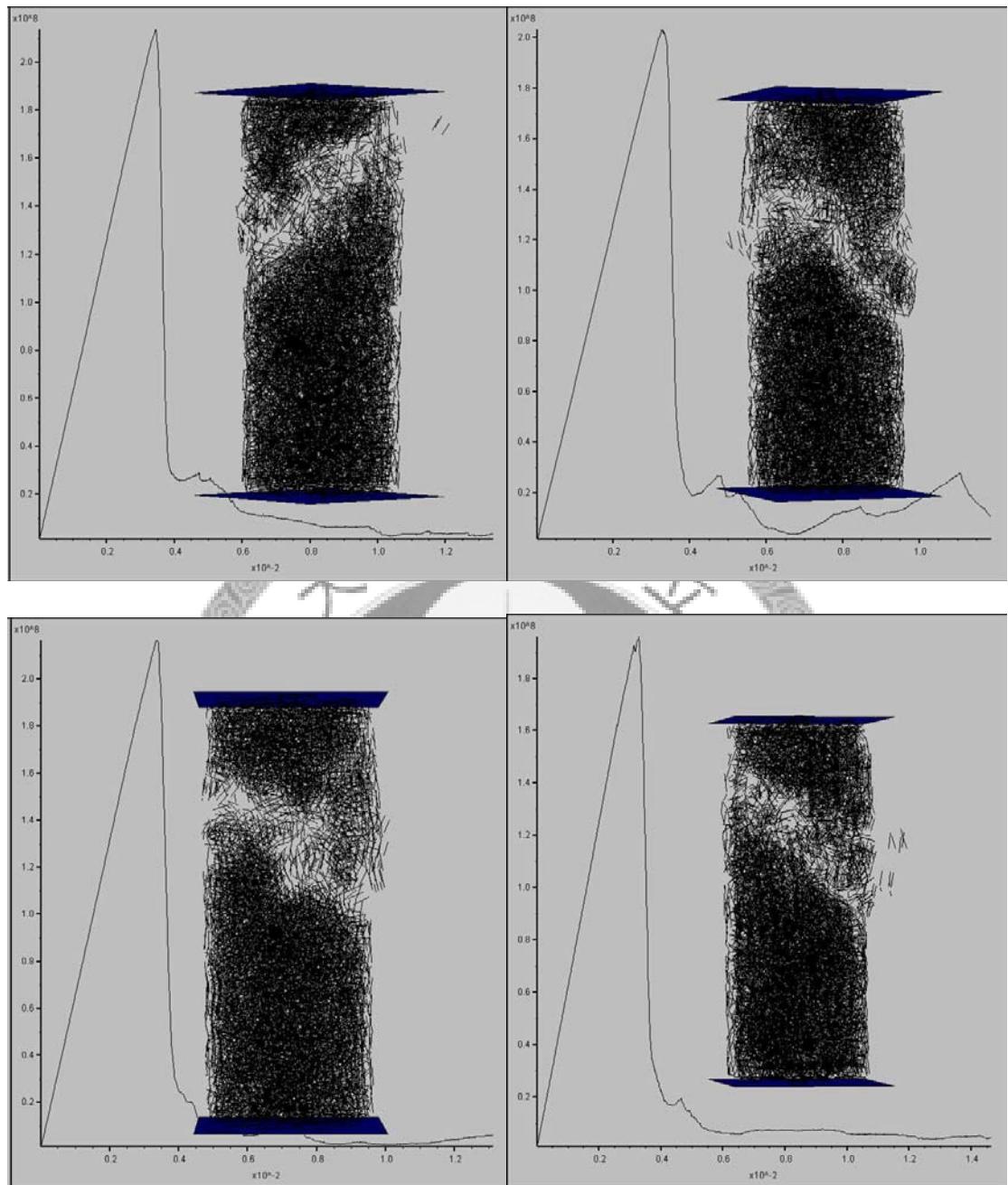


圖3.7 Lac du Bonnet 花崗岩在顆粒半徑 0.003m 之破壞模式，顆粒數 2058

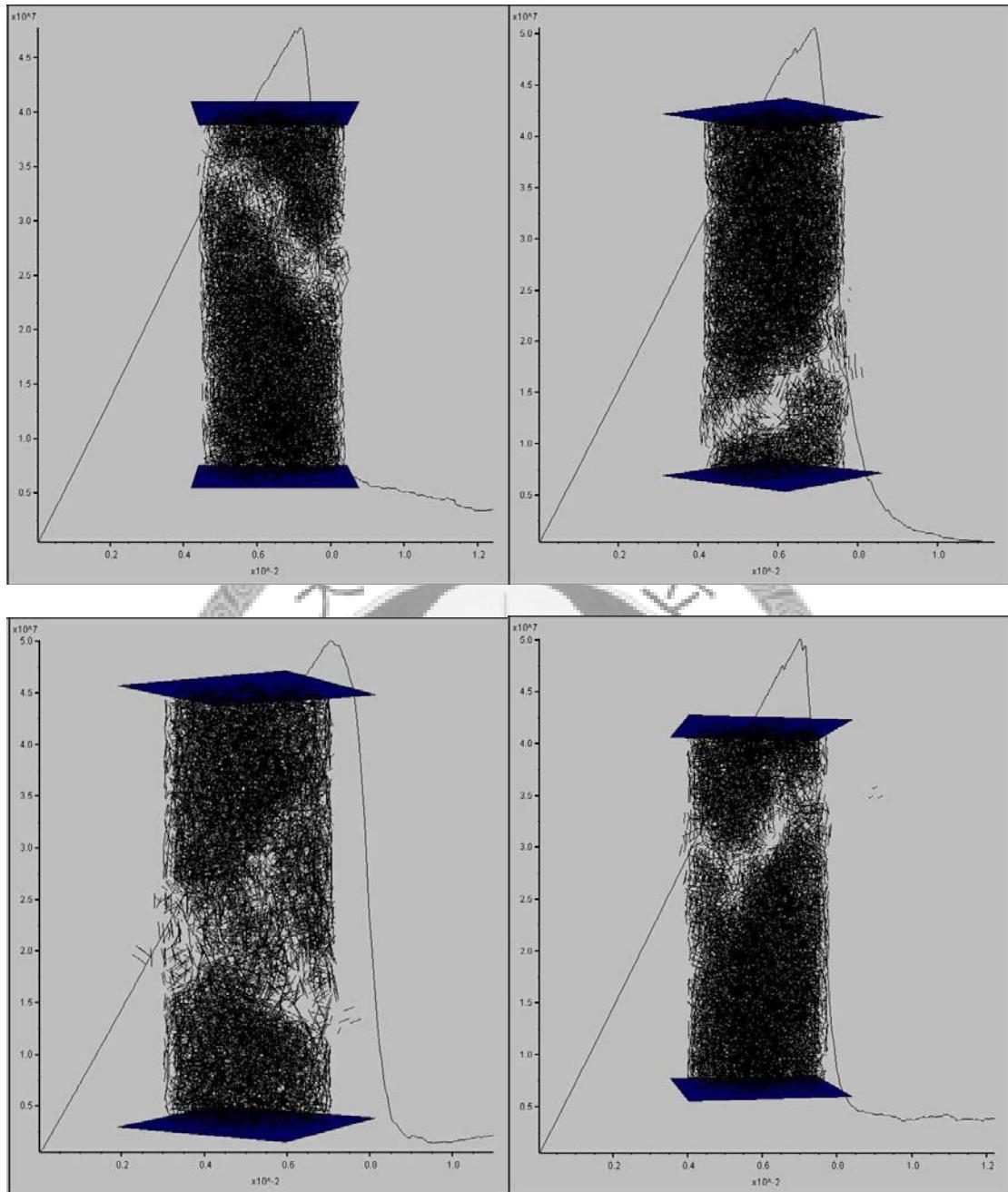


圖3.8 木山層砂岩在顆粒半徑 0.003m 之破壞模式，顆粒數 2058

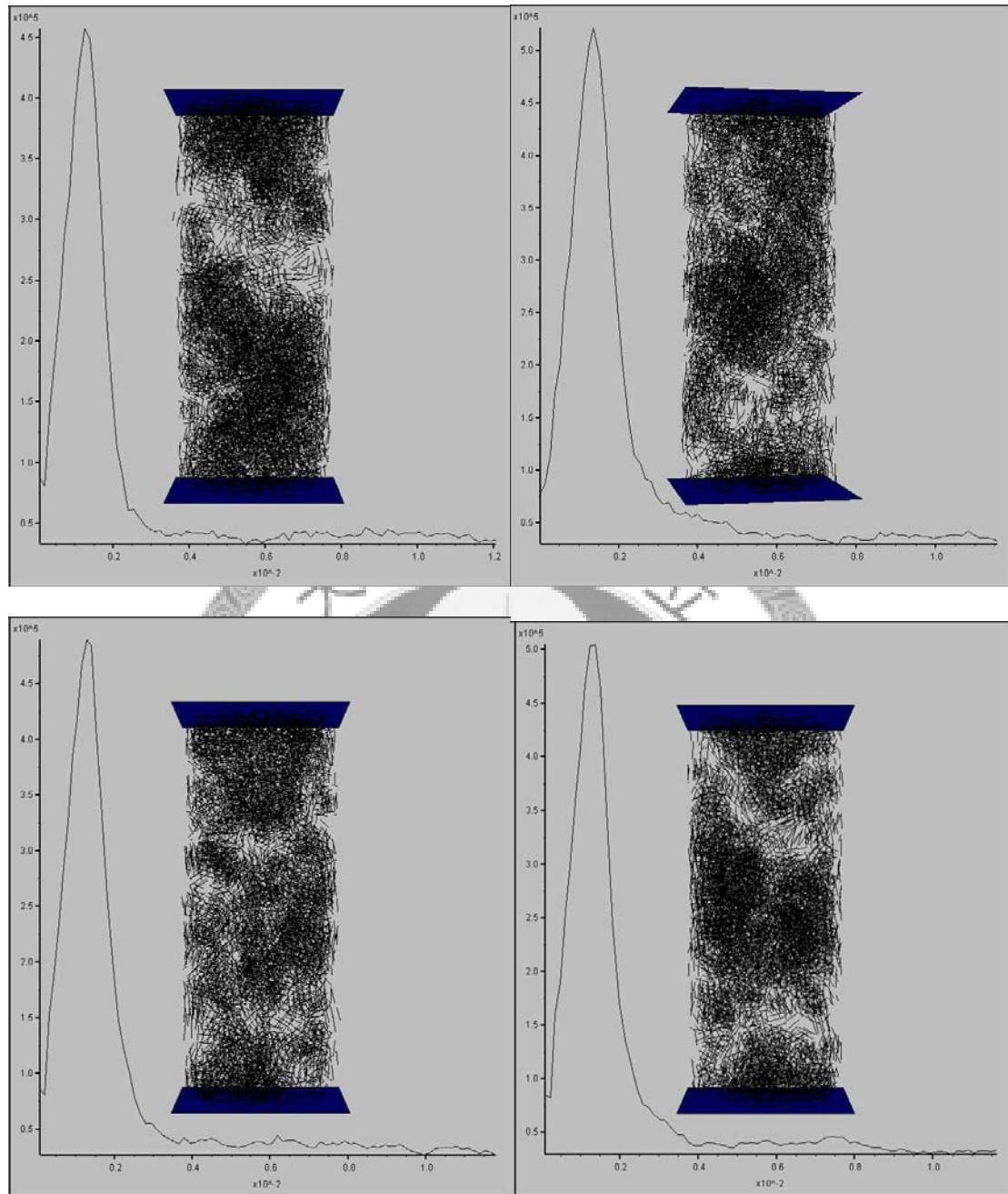


圖3.9 石膏模擬岩體在顆粒半徑 0.003m 之破壞模式，顆粒數 2058

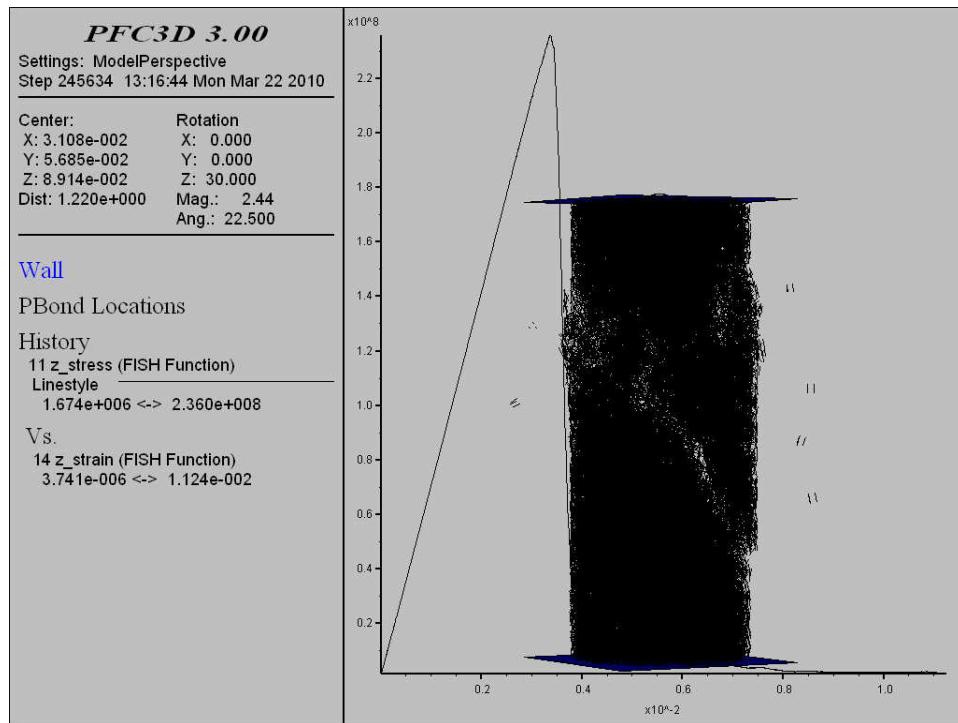


圖3.10 Lac du Bonnet 花崗岩單壓試體破壞模式，呈高角度剪力破壞，顆粒半徑

0.0015m，顆粒數 16469

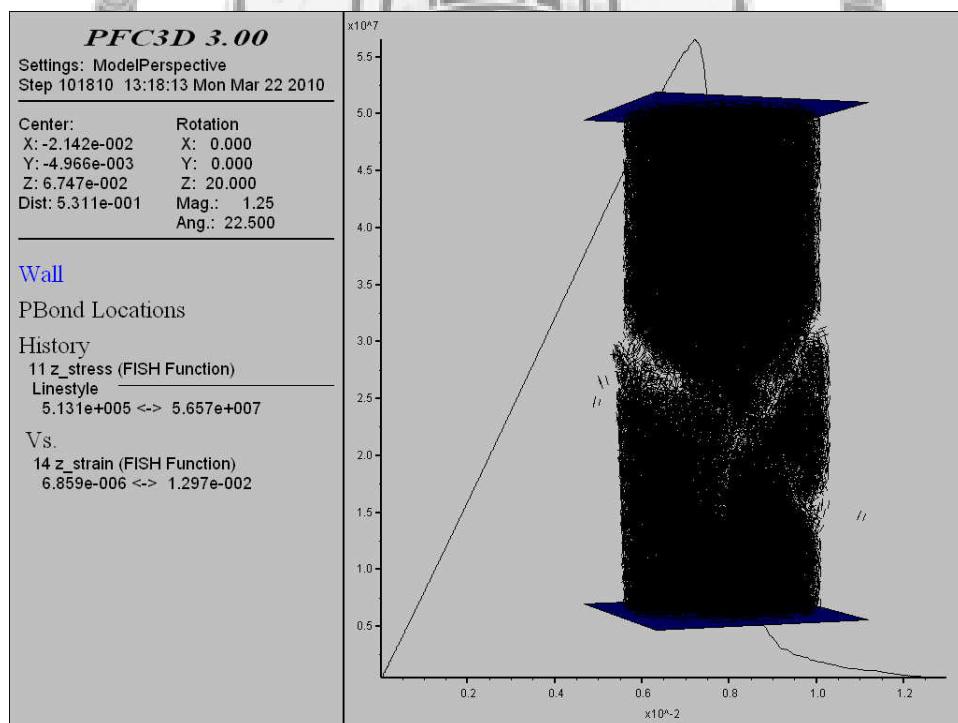


圖3.11 木山層砂岩單壓試體破壞模式，成兩組共軛高角度剪力破壞，顆粒半徑

0.0015m，顆粒數 16469

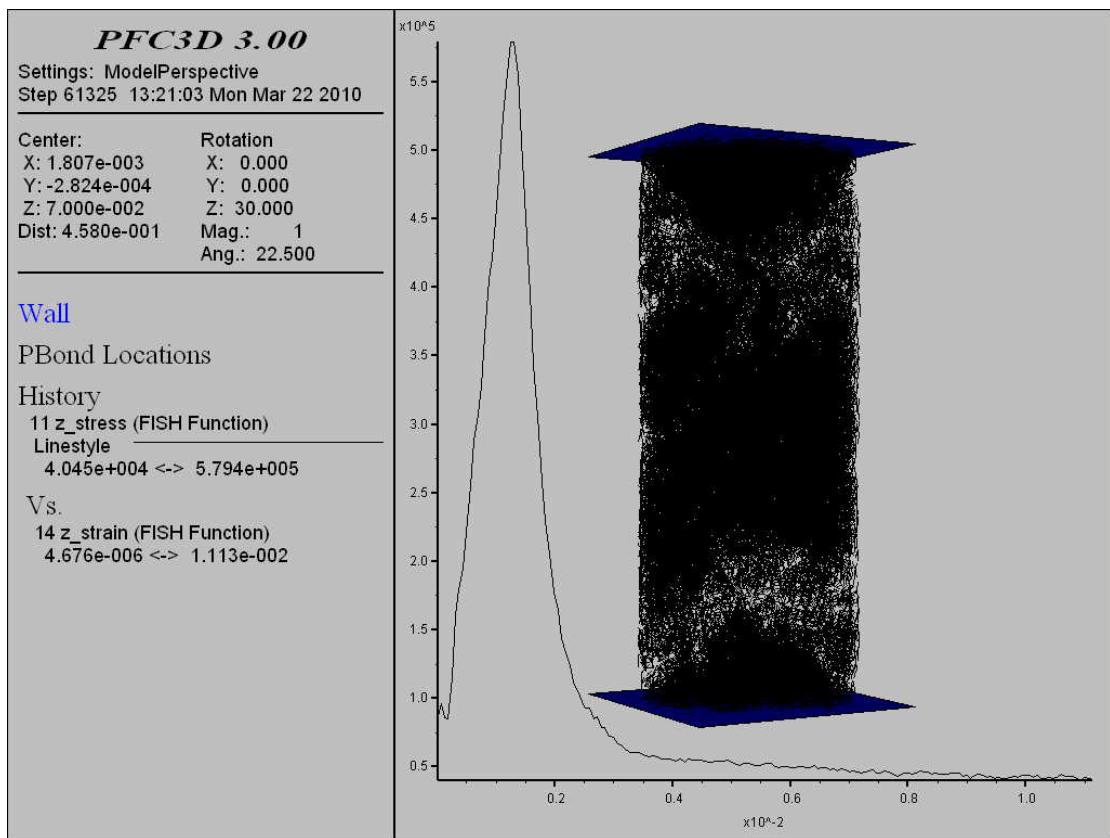


圖3.12 石膏模擬岩體單壓破裂情形，呈端板效應，在頭尾具有壓實錐，顆粒半徑



3.3 節理面數值模型

本研究模擬節理面方式首先採 PFC^{3D} 程式內建之切節理面指令，針對定義為節理面的無限平面，打斷通過此平面的全部鍵結，生成節理面。唯 Cundall(2000) 提出以切斷一寬帶之鍵結方式模擬節理面，本研究為比較兩種模擬方式之異同，遂將進行切過單一節理面方式與切寬帶方式的模擬及比較，並探討參數對於剪動行為之影響。

3.3.1 模擬單一節理面行為之參數分析

單一節理面的力學特性通常可透過室內試驗求得其強度與變形性描述之。強度參數如摩擦角、凝聚力、尖峰剪應力與殘餘剪應力等，而變形性則如閉合曲線、剪動曲線以及剪脹曲線等。本研究有關單一節理面行為的模擬主要以為摩擦角及剪力變形曲線為探討與比較的對象。摩擦角為判斷節理岩體受力時是否發生節理面滑動的主要因子，影響岩體力學特性甚大，故為最先討論之課題。本研究假設節理面無凝聚力，且考慮剪脹行為、剪脹角因受顆粒半徑影響甚大，若需符合實際情形需大量繁複冗長的計算，故先不細探此效應。

3.3.2 模擬單一節理面之力學行為

摩擦角影響節理面剪力強度甚大，於岩石中其值約略為 30 至 50 度左右，如砂岩、大理石約為 30 度，花崗岩類可達 50 度。

真實節理直剪試驗所求之摩擦角係由節理面滑動時面上剪應力與正應力比值決定，為材料之基本摩擦角(basic friction angle)與粗糙角(roughness angle)的綜合的結果(Barton, 1973)。數值模擬結果所得之摩擦角應對照真實試驗之摩擦角。前人對於此參數之設定方式，大多將節理面摩擦角輸入模擬設定所需之摩擦角(Kulatilake, 2001)或隨意設定(Park 與 Song, 2009)。本研究之節理模擬方式為定義

一無限平面，打斷通過其上之所有鍵結，或切過一寬帶，將其視為節理面。故以本研究之方式模擬節理行為，將因顆粒排列影響，產生一內在摩擦角(intrinsic friction angle)，因此需將輸入摩擦角參數作一折減。

數值內在摩擦角的概念最先由 Cundall(2000)提出，為 PFC^{3D} 程式使用顆粒元素而產生的特性。此數值內在摩擦角的性質類似 Barton(1973)所提剪力強度概念中的 JRC。本研究則視此數值內在摩擦角與基本摩擦角之影響約略等於 Barton 剪力強度概念中的剪脹角，並將其性質以相加計算。一般岩石以此模擬方式下所產生內在摩擦角約 15 至 30 度(Cundall, 2000)(Park 與 Song, 2009)，因此輸入之摩擦角參數應將實驗室所得摩擦角資料折減約 15~30 度左右。

3.3.3 模擬單一節理面之變形性

本研究以簡單顆粒排列數值模型，藉由調整顆粒勁度比及摩擦係數對模擬所得剪力變形曲線的影響，探討節理面變形性之影響因素。簡單顆粒排列之模擬方式為設定一 $10 \times 10 \times 10$ 之岩體(圖 3.13)，於其中心切過一水平節理，並進行直剪試驗使顆粒規則整齊地沿水平節理面表面滑過，並透過剪力變形曲線探討其變形性。

單一節理面受剪位移、強度發揮達尖峰值至逐漸下降至殘餘值的過程在 PFC^{3D} 模擬中為全部顆粒相對移動行為之疊加總和，而強度的尖峰值則為某些突起之顆粒進行相對運動時，產生爬升現象與剪壞現象之總和結果。此顆粒爬升及滑落之現象，在此稱為「單位粒徑剪動行為」。本研究主要探討顆粒爬升與滑落對模擬結果的影響，並探討其物理意義，暫時不考慮剪壞現象的影響。

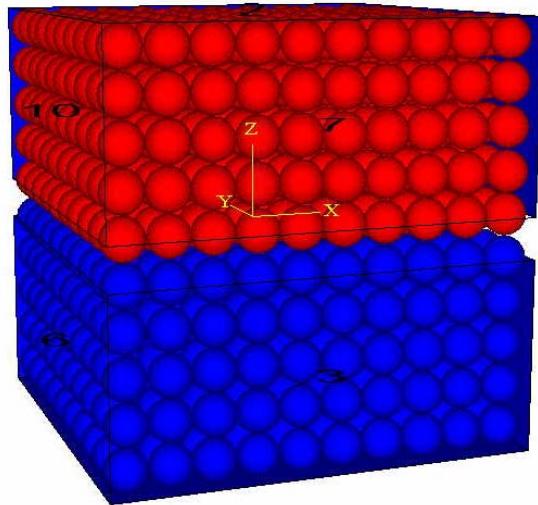


圖 3.13 簡單顆粒排列直剪模型

圖 3.14 及圖 3.15 為不同勁度比及摩擦係數時單位粒徑剪動行為所反映出剪力變形曲線的結果。依據受剪位移量，將此圖分為橫坐標 $0 \sim 0.5$ 以及 $0.5 \sim 1$ 倍顆粒直徑的兩個區段。前者反映顆粒滑落的行為，後者則為顆粒爬升之結果。圖 3.16 為各項微觀參數影響模擬結果的歸納，由此圖可觀察一些現象。

首先觀察剪位移為 $0 \sim 0.5$ 倍顆粒直徑的滑落段：

1. 顆粒滑落段的剪力曲線包括上升與下降兩段，第一段上升曲線的斜率由勁度比控制，上升高度(剪力強度)由摩擦係數控制。當勁度比越大時，切向勁度上升、此時曲線斜率越大，使切向力突破摩擦上限所需剪動距離縮小，此時僅需較少位移便使其滑動，也就是較快達到曲線的頂端。提高摩擦係數將會使頂端升高，但不影響其曲線上升段之斜率。

2. 曲線下降段的部分，顆粒處於滑動狀態，因 PFC^{3D} 程式在顆粒滑動會使其摩擦力設為定值，因此剪力曲線此階段的斜率固定，類似現實狀況之動摩擦行為，而此線段在接觸到一定值後轉為平緩，類似無摩擦狀態。

3. 由於顆粒上的正向應力也會對顆粒的摩擦行為產生影響，當勁度比較低時，此時尖峰值逐漸降低，因此時顆粒位置在落下的中段，其正向應力降低，切

向應力緩緩上升，故其尖峰值較低。此趨勢可視落下段之落下線段為上限線，爬升線段碰到此上限，顆粒就開始滑動，並順著此線段移動(圖 3.17)。

4. 勁度比極小的狀態，切向勁度極低，大量的剪位移所造成的剪應力甚低，即使變位已超過顆粒半徑，剪應力仍然小於臨界摩擦力，故滑落段的剪力變形曲線呈現一接近水平的直線，無剪力強度尖峰值。

接著觀察剪位移為 0.5~1.0 倍顆粒直徑的爬升段：

1. 不同勁度比條件下剪力變形曲線的爬升段皆出現一明顯之轉折點，此點原因目前尚未完全明瞭，研判係顆粒幾何因素造成滑落與爬升之間轉換所形成的變化。

2. 在高勁度比時，剪力變形曲線的變化與滑落段相似，勁度比越大，爬升線段的斜率也越大，且其高峰值由摩擦係數決定。

3. 在中等勁度比時，如滑落段解釋之第三點。

4. 當勁度比低於一定程度時，表現類似滑落段解釋之第四點，然其趨勢非一水平線，而是逐漸下降之斜線，此時控制此現象之因子為勁度比(因完全無法達到摩擦上限，故與摩擦係數無關)，當勁度比越高，切向勁度越大，阻礙顆粒爬升的力就越大，故反映在牆上的力就越多，線段也就越平緩。

5. 在顆粒爬到最高點後，之後的線段即反覆出現剪位移為 0~0.5 倍顆粒直徑的滑落段的現象。

不同的顆粒大小對剪動現象並無顯著的影響。圖 3.18 將剪位移採用顆粒半徑進行正規化，使其之前半段皆處於滑落段，後半段皆處於爬升段。不同顆粒半徑時，雖其單位粒徑剪動行為有些許不同，但整體趨勢並無太大差異。此差異推論原因可能是因為顆粒半徑較大時，產生力矩的現象較明顯，造成剪力影響的部分較低所致。

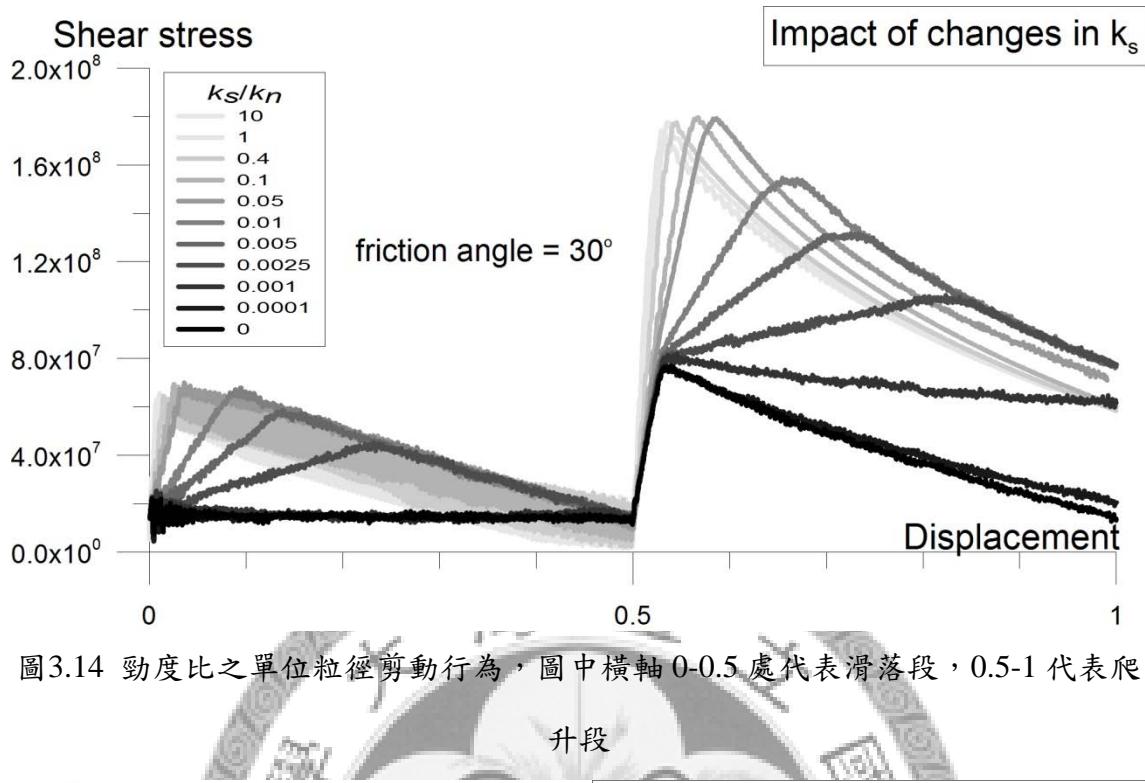


圖3.14 勁度比之單位粒徑剪動行為，圖中橫軸0-0.5處代表滑落段，0.5-1代表爬升段

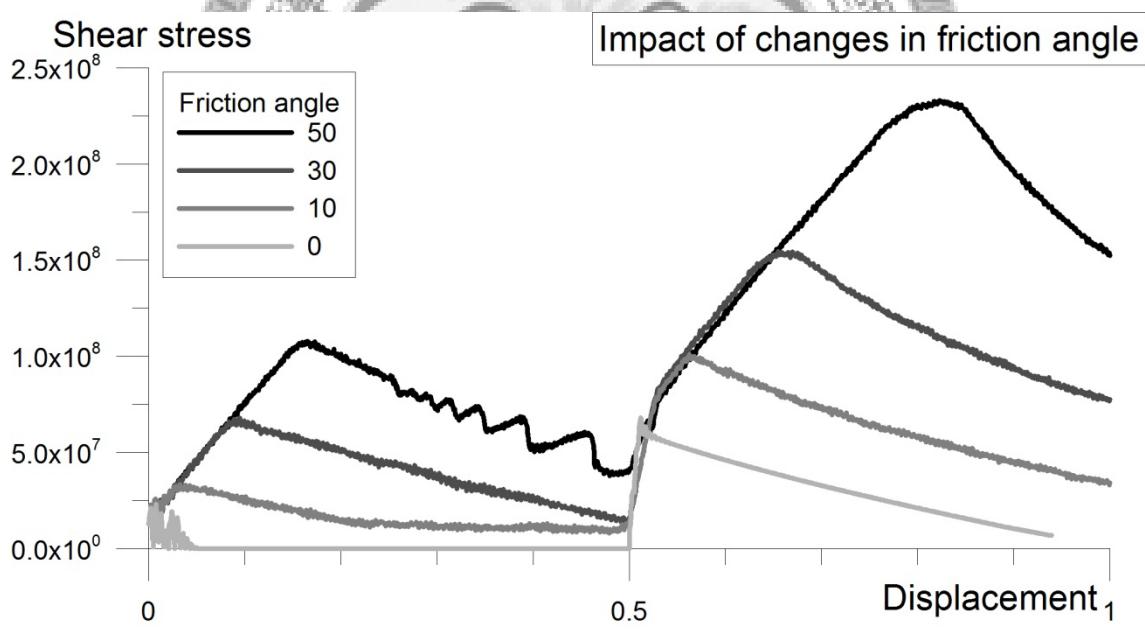


圖3.15 摩擦係數之單位粒徑剪動行為，圖中橫軸0-0.5處代表滑落段，0.5-1代表爬升段

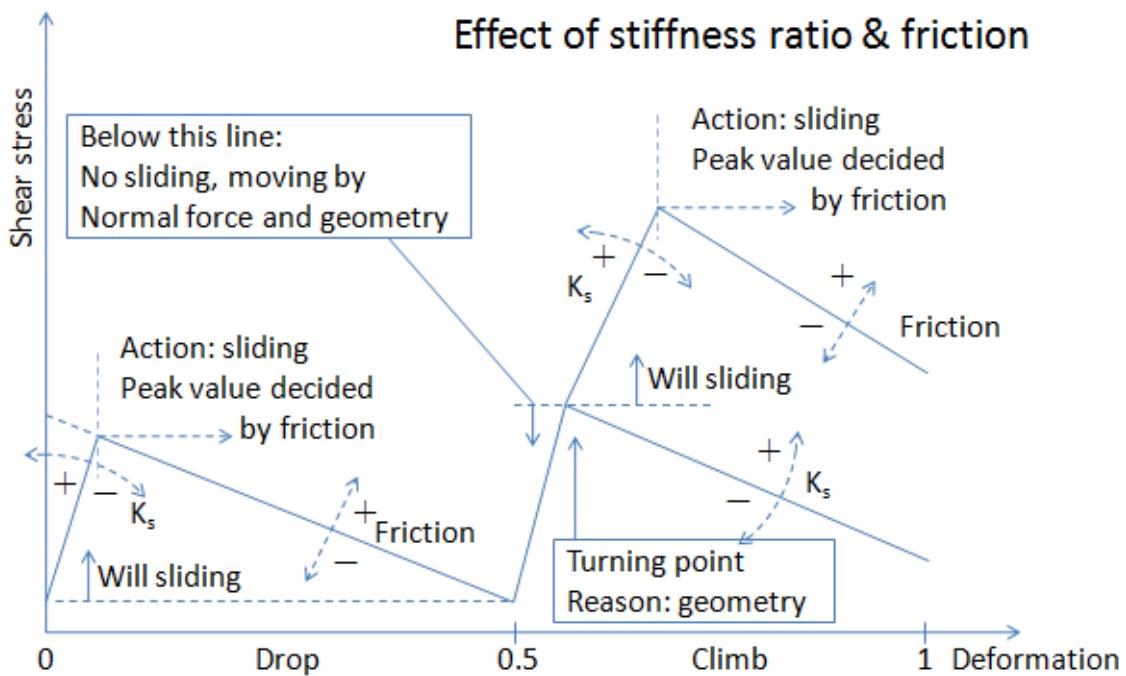


圖3.16 勁度比與摩擦係數對單位粒徑剪動行為的影響。

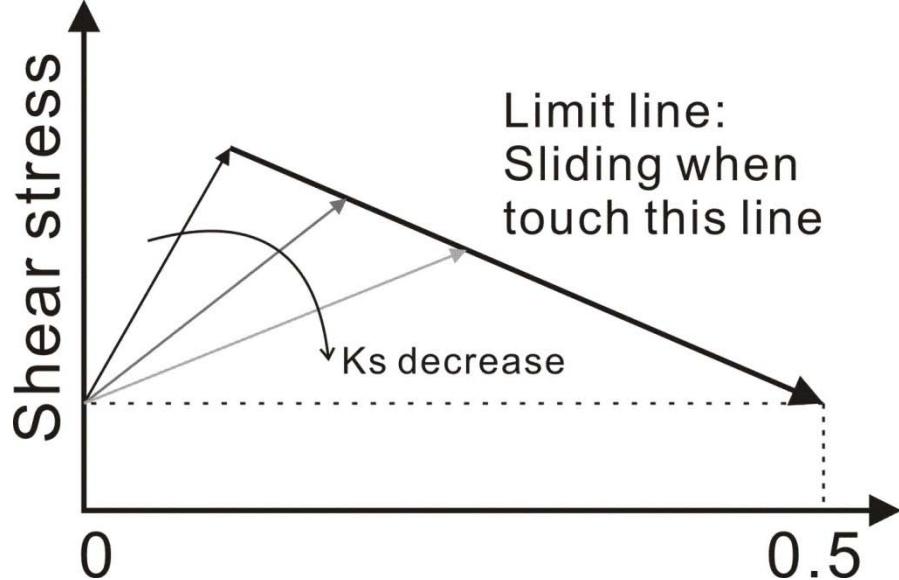


圖3.17 單位粒徑剪動行為發生滑動上限

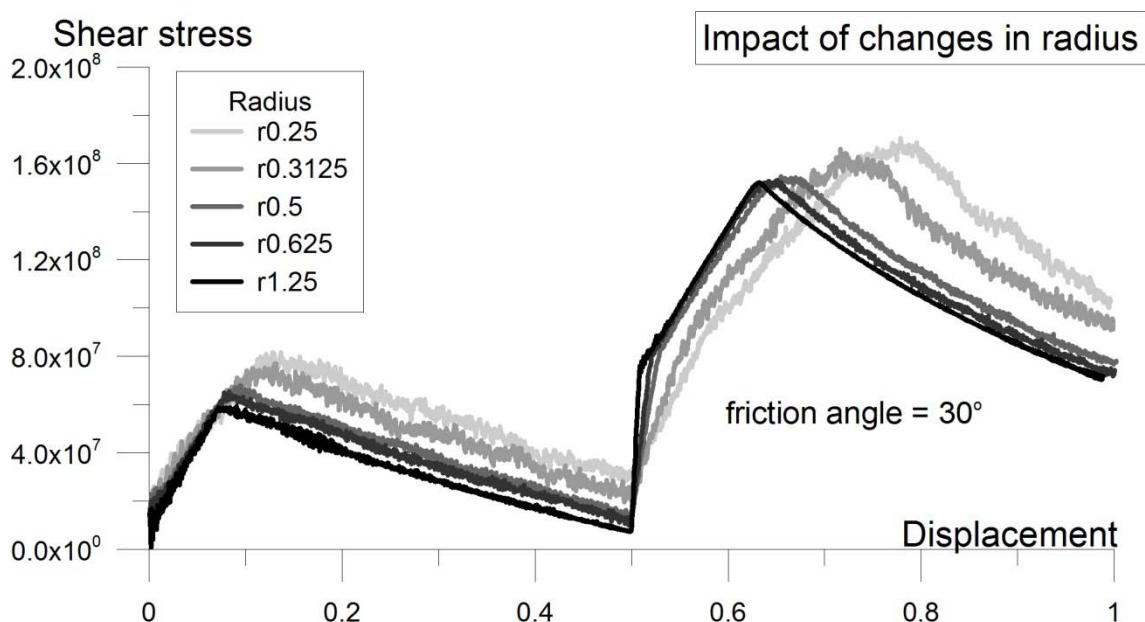


圖3.18 顆粒半徑對單位粒徑剪動行為的影響，橫軸為剪位移對顆粒半徑的正規化



3.4 節理岩體數值模型

本節嘗試結合節理面與完整岩石的力學特性進而模擬節理岩體。圖 3.19 為楊長義(1992)探討規則節理岩體力學特性的物理模型，完整岩石的主要材料為砂、石膏與水，並利用大型節理截斷機截斷岩石產生節理面，再組合形成節理岩體物理模型進行單軸壓縮試驗及真三軸試驗。本研究參考其尺寸，建立數值模型並比較單軸壓縮試驗之分析與試驗結果。

圖 3.20 為本研究進行單軸壓縮試驗之數值模型，參考楊長義(1992)之試體資料。長寬高為 $0.125 \times 0.1 \times 0.3$ m。含有兩組節理，其中一組平行單軸壓縮試驗加載方向，理論上不影響試驗的單軸壓縮強度。另一組節理面與加載方向夾一角度，其值與傾角之合恰為 90 度，節理間距 0.05 m。數值模擬過程參考楊長義(1992)的物理模型試驗，改變節理面傾角及節理面數量，並比較分析結果與試驗結果之異同，探討節理岩體的力學特性。

本研究採兩種生成節理方式，一為切單一節理面，此法指定某一平面為節理面，將通過其上之鍵結全數打斷，並折減顆粒摩擦角，以修正數值內在摩擦角的因素。另一做法為切一寬帶，指定數道平面，並以微小的間距切過平面，寬帶中不存在鍵結，使其成為一節理。本研究目前採 10 道平面組成寬帶，且此方式亦需要修正數值內在摩擦角，但修正的角度較低，Cundall(2000)指出其值約略為 15 度左右。

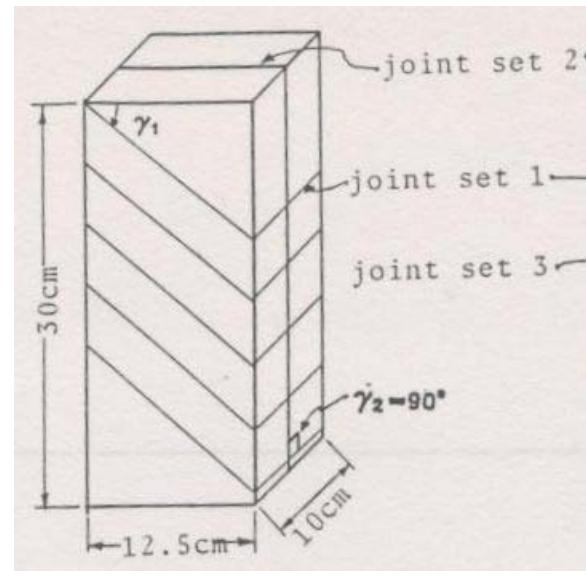


圖3.19 楊長義(1992)進行試驗之試體示意圖

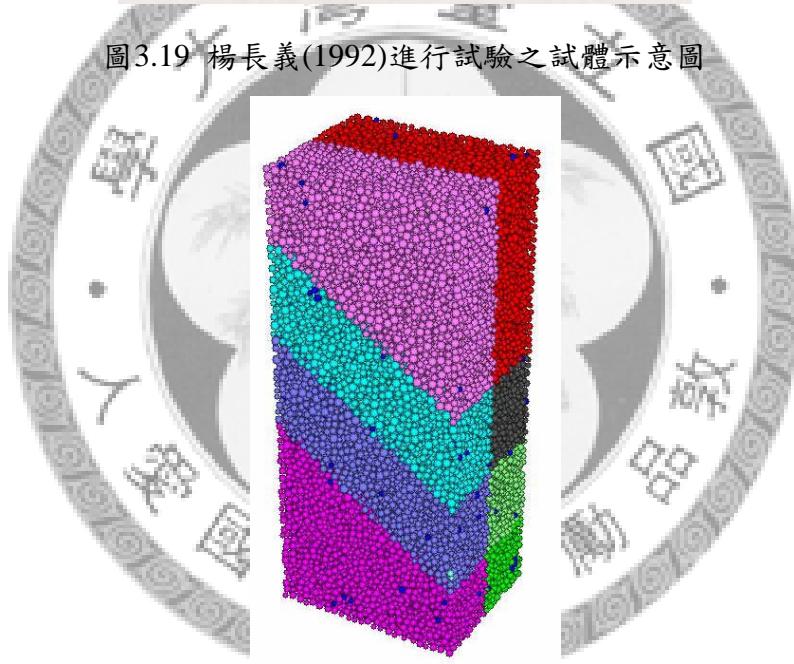


圖3.20 本模擬節理岩體模型示意圖

3.5 模擬節理岩體參數選擇流程

數值模擬試驗材料參數的選擇參考楊長義(1992)採石膏模擬完整岩石所用之材料參數，整理如表 3.4：

表3.4 楊長義(1992)物理試驗參數

參數名稱	參數值
彈性模數 (GPa)	4.466
單壓強度 (MPa)	3.388
材料摩擦角	31°
節理摩擦角	43°

數值模型試驗之參數主要分為三部分，一為完整岩石之參數，二為節理面參數，最後為完整岩石與節理面的耦合參數。參數選擇流程首先探討完整岩石部份，接著決定節理面模擬方式，最後探討參數耦合性並進行細部之調整。

3.5.1 完整岩石參數設定

完整岩石參數設定詳細內容如表 3.5。顆粒接觸參數方面，正向勁度參考 Potyondy 與 Cundall(2004)之研究成果，採彈性樑公式轉換彈性模數與顆粒勁度之關係。切向與正向勁度比設為 2，以符合試驗所得強度。摩擦係數選擇 $\tan 31^\circ$ ，換算為 0.601。鍵結參數方面，正向鍵結勁度參考 Potyondy 與 Cundall(2004)之研究，勁度比設為 2 以減少參數之數量，正向鍵結強度比照單壓強度，切向鍵結強度亦參考 Potyondy 與 Cundall(2004)，令與正向鍵結強度相同。鍵結半徑比為 1 倍顆粒半徑使顆粒間充滿膠結材料。顆粒的幾何及物理性質方面，試體大小為 $0.125 \times 0.1 \times 0.3\text{m}$ ，孔隙率為 0.3，顆粒半徑分為兩種，分別是 0.004m 與 0.0025m ，

顆粒數分別為 9791 及 40107 顆。數值模型中的孔隙率不同於實驗室試驗所得數值，乃因 PFC^{3D} 數值模型採圓球顆粒堆疊而成，圓球顆粒與顆粒間存在固定之孔隙，難以令其完全填充，故數值模型的孔隙率與室內試驗所得孔隙率差異頗大。若完全以相同大小之球顆粒進行堆積，以六方最密堆積而言，空間利用率為 0.7405，換算孔隙率為 0.2595，其值僅比 0.3 大些許，故孔隙率 0.3 可視為排列緊密之組成。

表3.5 數值模型中模擬楊長義(1992)節理岩體之完整岩石輸入參數

參數分類	參數名稱	設定方式
接觸參數	正向勁度 k_n	$E_c = \frac{k_n}{2L} = \frac{k_n}{4R}$, PFC3D, 隨顆粒半徑調整。 $E_c = 4.466\text{GPa}$
	切向勁度 k_s	2
	摩擦係數 μ	0.601(約等同於 31°)
鍵結參數	正向鍵結勁度 \bar{k}_n	$\bar{E}_c = \bar{k}_n (R^{(A)} + R^{(B)})$, 隨顆粒半徑調整。 $\bar{E}_c = 4.466\text{GPa}$
	切向鍵結勁度 \bar{k}_s	2
	正向鍵結強度 σ_c	3.388 MPa
	切向鍵結強度 τ_c	3.388 MPa
	鍵結半徑比 λ	1
幾何及材料參數	顆粒半徑 R	0.0025 及 0.0040m 兩種
	顆粒大小半徑比	1.6
	顆粒單位重 ρ	2600 kg/m^3
	孔隙率	0.3

3.5.2 節理岩體參數設置

如 3.4 節所述，節理面設定方面，主要分為兩種方式：

1. 以一平面切過完整岩石，打斷其上所有鍵結，定義其為節理面。

此方法切節理的動作簡單方便，只要節理間距大於顆粒直徑，便不會有幾何上的問題，在具有大量節理的岩體中，每顆球在一種節理位態中最多只會被一道節理切過，所得的節理岩體狀況較為清楚。若完整岩石破壞的發展方向與節理方向無關時，因打斷的鍵結較少，造成的影響也較小。

唯在少數顆粒間的鍵結與節理面過度平行時，打斷鍵結後造成剪動過程局部應力過大，產生鎖住的現象(Cundall, 2000)。且此法所造成之剪脹效應與顆粒大小有關，故採較大顆粒建立數值模型所得的剪脹角較大，與現實難以相符。經多次模擬結果顯示，此法之數值內在摩擦角較大，達 20~30 度之間，與顆粒隨機排列有關。在本研究中，暫定此數值內在摩擦角為 25 度。

2. 以一寬帶切過岩體，打斷寬帶內的所有鍵結，定義此寬帶為節理面。

於指定的節理面周遭切過 10 個平面，使附近之鍵結全數切斷，由於打斷的鍵結數量較多，可降低前述局部鍵結與節理面過度平行而產生的互鎖問題。儘管如此，此法所得之剪脹行為仍難以符合實際之剪脹現象，也不易掌握其變化，且對於承受正向應力狀態下的閉合行為無法有效模擬。此法須決定切節理寬帶之寬度，按 Cundall(2000)使用顆粒半徑 0.025~0.04 單位時，節理寬帶為 0.08 單位，寬徑比約為 2.46 倍。本研究欲觀察不同寬帶寬度其對節理岩體產生之影響，故將其寬帶比例進行調整，分別為 1.75、2.46 及 3.5 倍顆粒半徑三種。另需注意若節理間距過小，接近切節理之寬度時，可能造成岩體的鍵結大部分被切斷，失去節理岩體的特性。

節理磨擦角的設定方面，考慮 Cundall(2000)指出寬帶切過節理時數值內在摩擦角約為 15 度，另依據楊長義(1992)採用人工劈裂節理所得節理面磨擦角約為 43

度，本研究欲觀察內在摩擦角對模擬節理岩體之影響，故設定兩種摩擦係數，分別是折減前(43 度)與折減後(28 度)之摩擦係數，並進一步探討折減前與折減後之變化。

除了前述兩種模擬節理面的方式外，顆粒大小亦造成節理面的粗糙度不同，故本研究同時探討 0.0025 與 0.0040 m 兩種顆粒半徑下之節理岩體模擬結果，這兩種尺寸建立的數值模型顆粒數量分別是 9791 與 40107 顆。顆粒尺寸大小除了影響節理面以外，也會影響岩體強度(圖 3.6)。然而岩體強度在完整岩石方面屬於均向性性質，節理影響屬非均向性性質，故仍可做一區別。

3.5.3 節理岩體之耦合性

節理岩體主要由完整岩石與節理面組合而成，在參數的設置上必須使兩者能夠耦合，才能確保研究之合理性。本研究於完整岩石輸入之參數值如表 3.5 所示，若需微調強度值，可由勁度比項目進行調整。而由圖 3.16 可得知，當勁度比大於 1 之後，剪力變形曲線之行為依然類似。故當勁度比在 2~3 之間調整時，對於整體剪動現象的改變並無太大影響。

本研究之節理面假設為無凝聚力，節理中皆無鍵結強度，僅具有摩擦力。節理面產生僅影響鍵結及摩擦力，並不會對顆粒幾何性質造成影響。故本研究使用之參數於完整岩石及節理面皆無相抵之處，不致相互影響。

第四章 節理岩體數值模型之驗證

本章比較楊長義(1992)物理模型試驗結果與本研究數值模型分析結果，探討節理位態不同時數值模型與物理模型之異同，並討論其原因與改善方式，提供後續研究使用。

4.1 模擬節理岩體方式對模型試驗結果之影響

本節將探討數值模型模擬方式對節理岩體分析結果之影響。考慮節理面的力學特性為節理岩體異向性最主要的來源，故針對以下 4 個節理面模擬方式對於模擬分析結果的影響依序探討：

1. 切平面法與寬帶法對節理岩體之影響，
2. 寬帶大小對節理岩體之影響，
3. 顆粒數對節理岩體之影響，
4. 數值內在摩擦角對節理岩體之影響。

本研究進行一系列的節理岩體數值模型，表 4.1 整理不同模擬方式中中節理岩體參數的設定值，表 4.2 整理各模擬案例與影響因子的關聯性。

表4.1 不同模擬方式之節理岩體參數設定值

Case name	Number of particles	Belt exist	Friction angle	Ratio of belt width
belt1.75_40107_f0.933	40107	Yes	43	1.75
belt1.75_40107_f0.531	40107	Yes	28	1.75
belt1.75_9791_f0.933	9791	Yes	43	1.75
belt1.75_9791_f0.531	9791	Yes	28	1.75
belt2.56_9791_f0.531	9791	Yes	28	2.56
belt3.50_9791_f0.531	9791	Yes	28	3.50
belt0_9791_f0.324	9791	No	18	0
belt0_9791_f0	9791	No	0	0

表4.2 模擬案例與影響因子之關聯；粗體字為改變之因子

Influencing factor	Case name	Number of particles	Belt exists	Friction angle	Ratio of belt width
Number of particles	belt1.75_40107_f0.531	40107	Yes	28	1.75
	belt1.75_9791_f0.531	9791			
Belt exists	belt1.75_40107_f0.933	40107	Yes	43	1.75
	belt1.75_9791_f0.933	9791			
Intrinsic friction angle	belt1.75_9791_f0.531	9791	Yes	28	1.75
	belt0_9791_f0.324		No	18	0
	belt1.75_40107_f0.531	40107	Yes	28	1.75
	belt1.75_40107_f0.933			43	
	belt1.75_9791_f0.531	9791	Yes	28	1.75
	belt1.75_9791_f0.933			43	
Ratio of belt width	belt0_9791_f0.324	9791	No	18	0
	belt0_9791_f0			0	
	belt1.75_9791_f0.531				1.75
	belt2.56_9791_f0.531	9791	Yes	28	2.56
	belt3.50_9791_f0.531				3.50

4.1.1 切平面法與寬帶法對節理岩體之影響

圖 4.1 為不同節理傾角條件下兩種節理模擬方式所得的節理岩體單軸壓縮強度。兩種模擬方式皆考慮數值內在摩擦角，其中切平面法設定為 18 度，寬帶法設定為 28 度。節理傾角 33~75 度的分析結果顯示，節理面滑動破壞控制節理岩體的單壓強度，然切平面法的模擬方式所得的單軸壓縮強度高出寬帶法甚多，且未能有效反映節理傾角對岩體單軸壓縮強度的影響，與楊長義(1992)的試驗結果差距更大，較不符合真實狀況。此現象研判主要係切平面法產生顆粒互鎖現象所致。另外，節理傾角甚低或等於 90 度的情況，節理岩體單軸壓縮強度由完整岩石所控制，此時兩種模擬方式所得的單軸壓縮強度不同，顯示在 PFC^{3D} 程式中節理面模擬方式亦影響完整岩石破壞模式下的強度值。

圖 4.2 比較寬帶存在與否的影響，切平面法即使在完整岩石破壞情況下模擬所得節理岩體單軸壓縮強度較低，但在節理面滑動破壞情況下的單軸壓縮強度卻高出切寬帶法。由此可知節理岩體強度由滑動破壞所控制時，節理面的模擬方式高度影響分析之結果。

圖 4.3 為切平面模擬節理面方式考慮不同的摩擦係數在不同節理傾角下，對岩體單軸壓縮強度的影響，圖中一併列出物理模型試驗的結果以利比較。若欲使模擬結果在完整岩石破壞模式下符合物理模型試驗結果(belt0_9791_f0.324)，則其在節理面滑動破壞模式下節理引致強度下降程度將會過低，導致此破壞模式下單軸壓縮強度過高。反之，若欲使其在節理滑動破壞模式下符合物理模型試驗結果，可發現即使將摩擦係數調整為 0，其節理引致強度下降的程度仍然無法達到真實試驗的情況，但此時在完整岩石破壞模式下強度下降的程度已超出物理模型試驗。因此切平面模擬節理面的方式雖易於建立數值模型模擬節理岩體，但其模擬結果不佳，與現實差異太大，無法成為後續研究使用之方案。

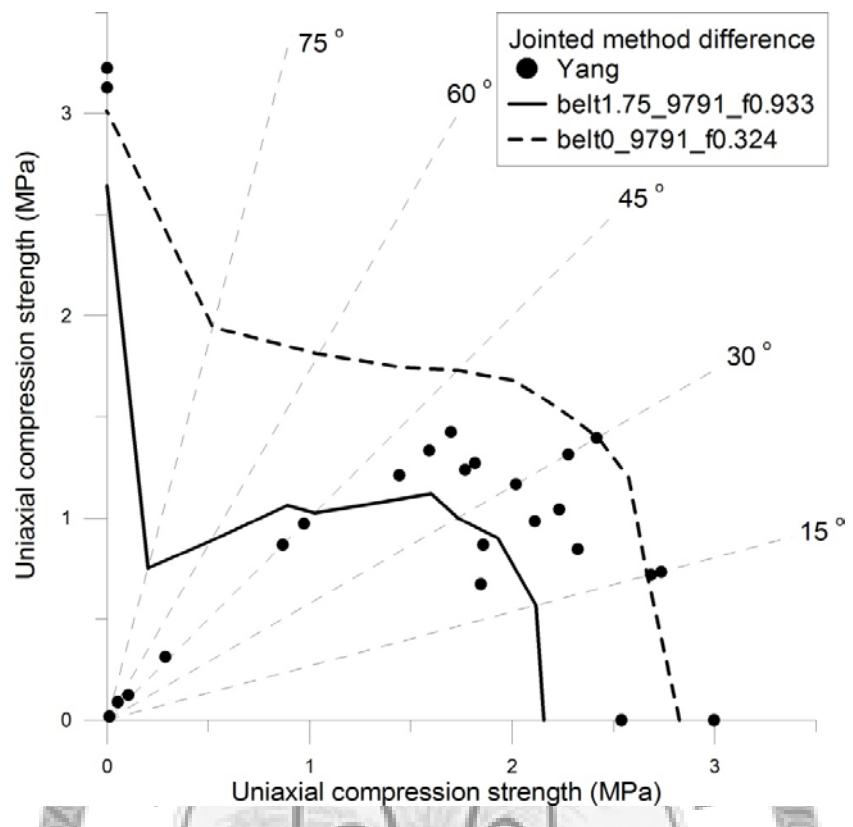


圖4.1 切節理方式對節理岩體模擬之影響

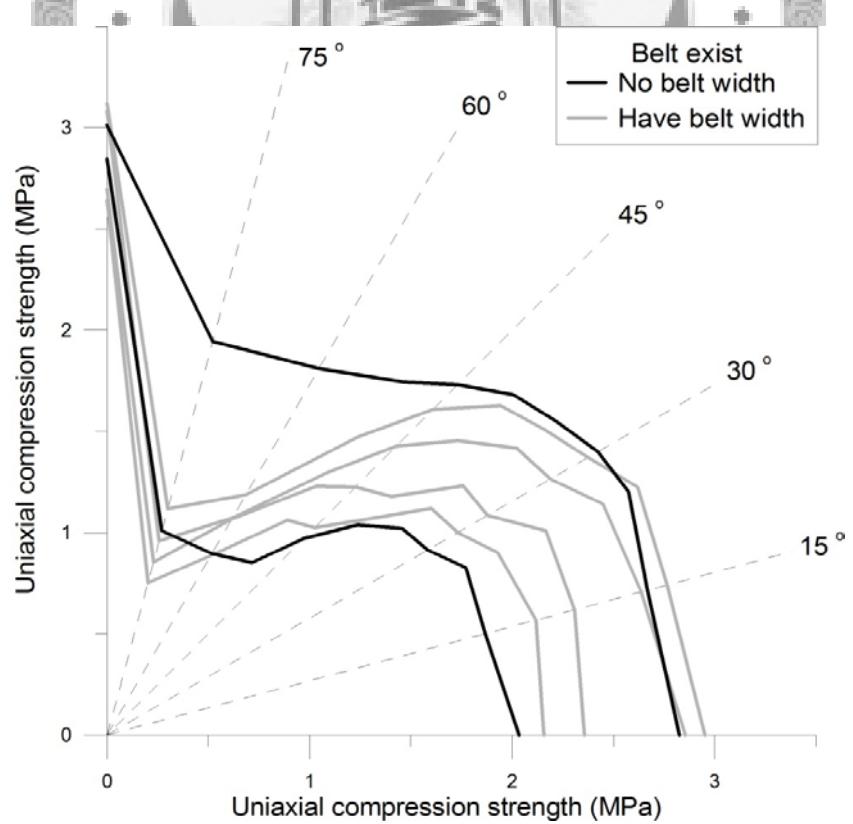


圖4.2 所有節理岩體模擬結果(不含寬帶寬度討論)與楊長義(1992)之比較

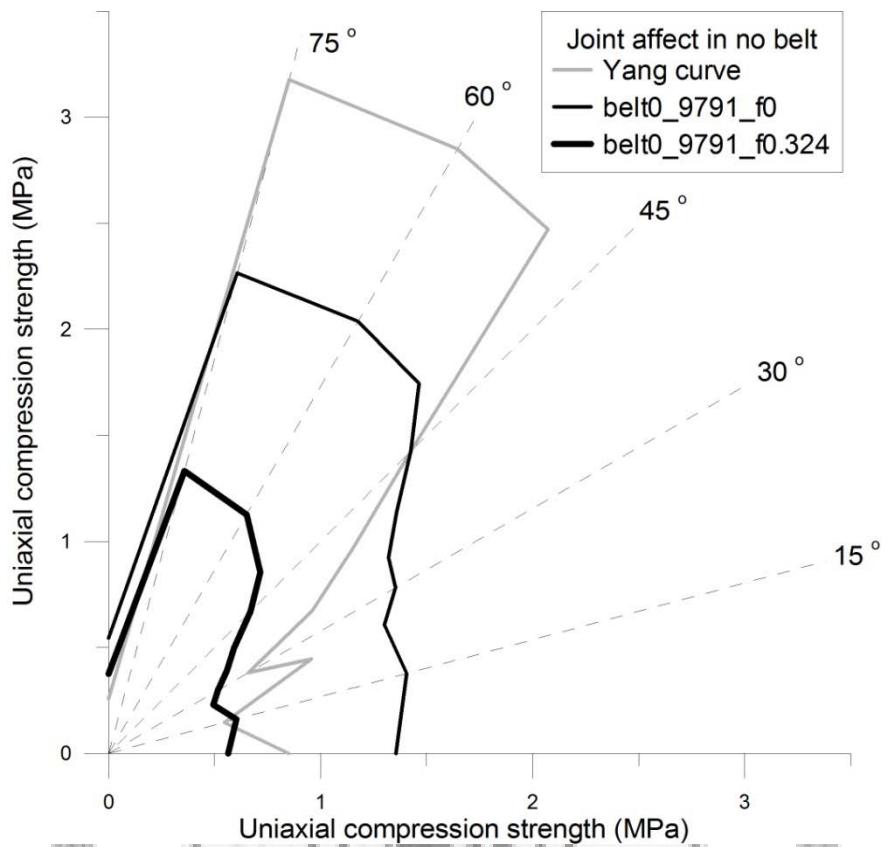


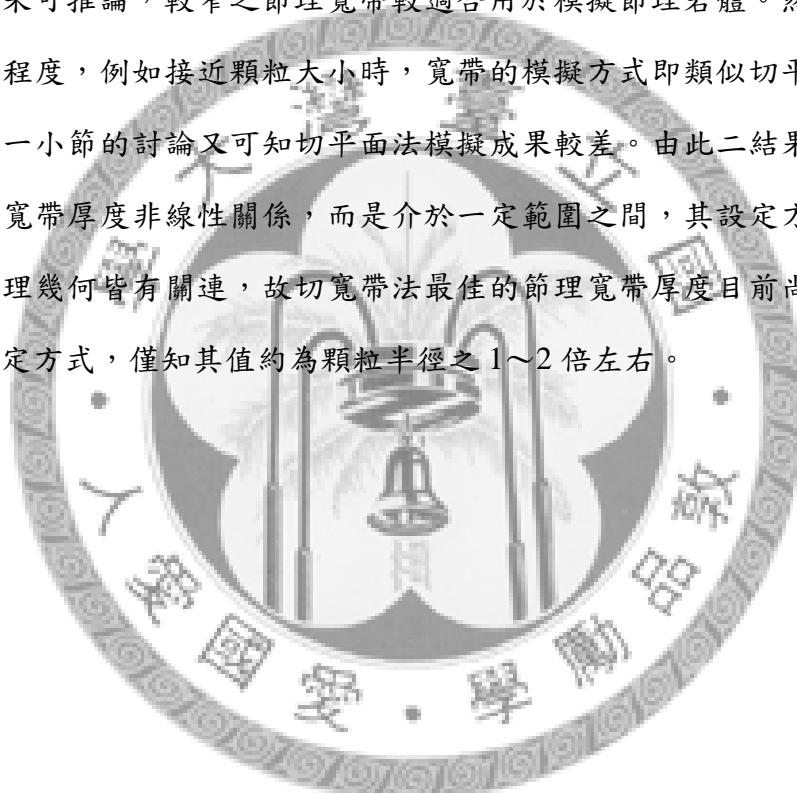
圖4.3 節理致使強度下降之程度，此為切平面法中摩擦角影響之差異



4.1.2 寬帶大小對節理岩體之影響

圖 4.4 為節理面摩擦角為 28 度，顆粒數 9791 條件下，三種不同節理寬帶大小之節理岩體模擬結果，寬帶厚度愈大，節理岩體單軸壓縮強度愈低。圖 4.5 為相同條件下節理引致岩體單軸壓縮強度下降之程度，可發現在低節理傾角節理岩體單軸壓縮強度由完整岩石破壞模式控制時，寬帶厚度較大的節理造成的強度下降程度仍然比較大，但是在高節理傾角時造成強度下降的程度相對較為緩和。

由此結果可推論，較窄之節理寬帶較適合用於模擬節理岩體。然而當節理寬帶小到一定程度，例如接近顆粒大小時，寬帶的模擬方式即類似切平面的模擬方式，而依前一小節的討論又可知切平面法模擬成果較差。由此二結果推論得知，最佳的節理寬帶厚度非線性關係，而是介於一定範圍之間，其設定方式可能與顆粒尺寸、節理幾何皆有關連，故切寬帶法最佳的節理寬帶厚度目前尚未建立明確的模擬和設定方式，僅知其值約為顆粒半徑之 1~2 倍左右。



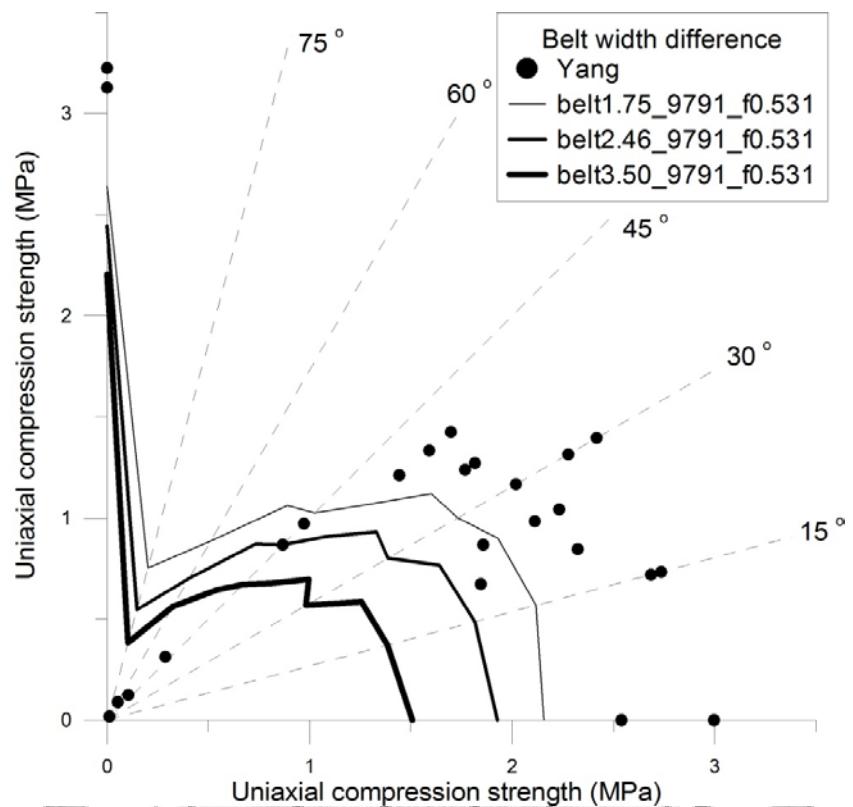


圖4.4 節理寬帶寬度對節理岩體之影響，顆粒數為 9791，摩擦角為 28 度

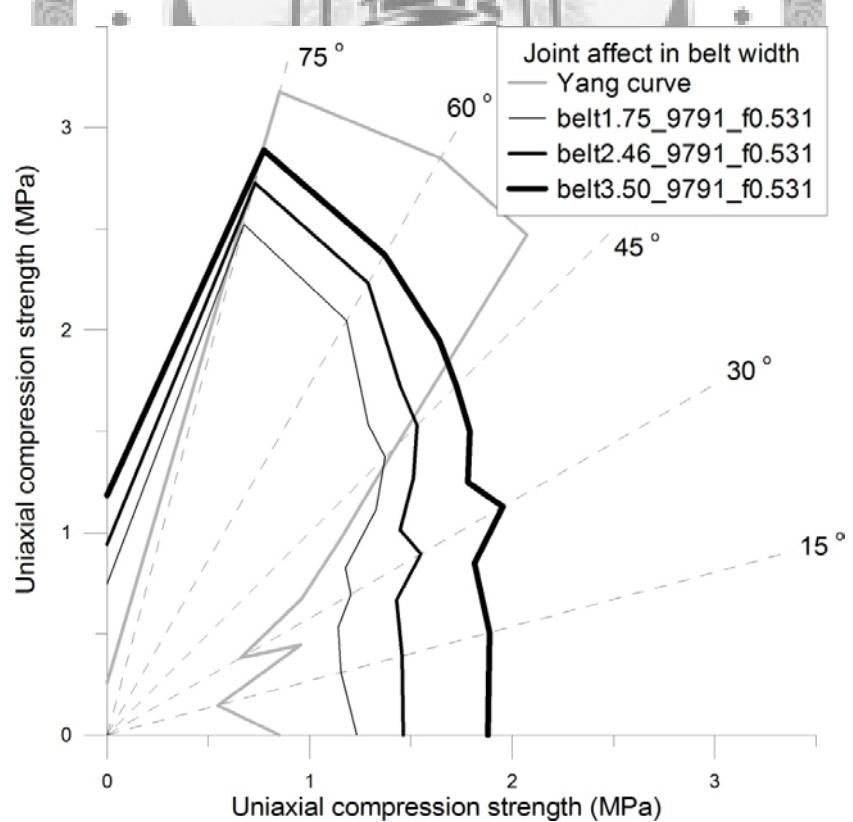


圖4.5 節理致使強度下降之程度，此為三種寬帶寬度之差異

4.1.3 顆粒數對節理岩體之影響

PFC^{3D} 程式中顆粒半徑必然與顆粒數量呈現反比之關係，當顆粒尺寸越小，同一數值模型中所含的顆粒數隨之上升。另由 3.2.2 節的探討可知，依本研究目前的參數設定方式，數值模型的顆粒半徑下降，模擬所得的單壓強度上升，。3.3.2 節論及以 PFC^{3D} 進行節理岩體模擬必需考慮數值內在摩擦角問題，且顆粒尺寸縮小將可降低數值內在摩擦角的影響。而 3.3.3 節則可發現，不同顆粒尺寸條件下單位粒徑剪動行為相似，並無太大影響。由上述幾點可知，顆粒半徑將影響數值模型模擬結果，故本小節採用不同顆粒尺寸，即不同的顆粒數，探討節理面性質對節理岩體之影響。

圖 4.6 及圖 4.7 為不同摩擦條件時，兩種不同顆粒數量的數值模擬結果。圖 4.6 考慮數值內在摩擦角為 15 度時，顆粒數 9791 與 40107 分析之結果，相同的分析參數條件下，顆粒數增加不僅模擬完整岩石可獲得較高的單軸壓縮強度，模擬節理岩體亦是如此。圖 4.7 為不考慮數值內在摩擦角時，顆粒數 9791 與 40107 分析之結果，在忽略數值內在摩擦角條件下，不同顆粒大小分析所得的單軸壓縮強度差異較小，顯示數值摩擦角與顆粒尺寸關係密切。

圖 4.8 比較不同摩擦與不同顆粒數條件下，節理面引致節理岩體單軸壓縮強度下降之程度。在節理面滑動破壞模式控制段(45~75 度)，顆粒數僅影響強度，而且呈現相同趨勢的變化，然而在完整岩石破壞模式控制如節理 0 度附近，顆粒數較少(顆粒半徑較大)之節理岩體所降低之強度，造成節理岩體單軸壓縮強度下降的趨勢明顯高於顆粒數較多(顆粒半徑較小)情況。

由於完整岩石因顆粒尺寸造成之強度下降現象為均向性，反應在不同節理傾角的節理岩體上，亦應使不同顆粒數模擬結果在各節理傾角之趨勢呈現相似關係。然圖 4.8 中低節理傾角模擬所得單軸壓縮強度值有明顯之落差，故可推論此落差應係節理面參數所致。在不同摩擦角狀況下採用不同顆粒尺寸所引致的節理岩

體強度下降程度不同，但趨勢相近，顯示隨著顆粒尺寸的放大，因切節理方式的影響，結果將會出現些許差異。切寬帶法之節理寬度係由顆粒半徑決定，當顆粒尺寸較大時，以切寬帶進行之節理岩體，其節理寬度也會較大，造成完整岩石部分相對減少，強度降低。而在低角度時，因節理呈現一水平寬帶，其所能承受的最大正向應力會隨著寬帶的放大而下降，故可發現在低節理傾角之試體單軸壓軸強度由完整岩石破壞模式所控制時，其強度皆比高節理傾角(如傾角為90度之條件)之結果來的低(圖 4.1～圖 4.11)。此結果乃因模擬方式引致之差異，無法符合Jaeger(1960)單一弱面理論中假設弱面傾角為0度與90度時，試體單軸壓縮強度應相等之概念。



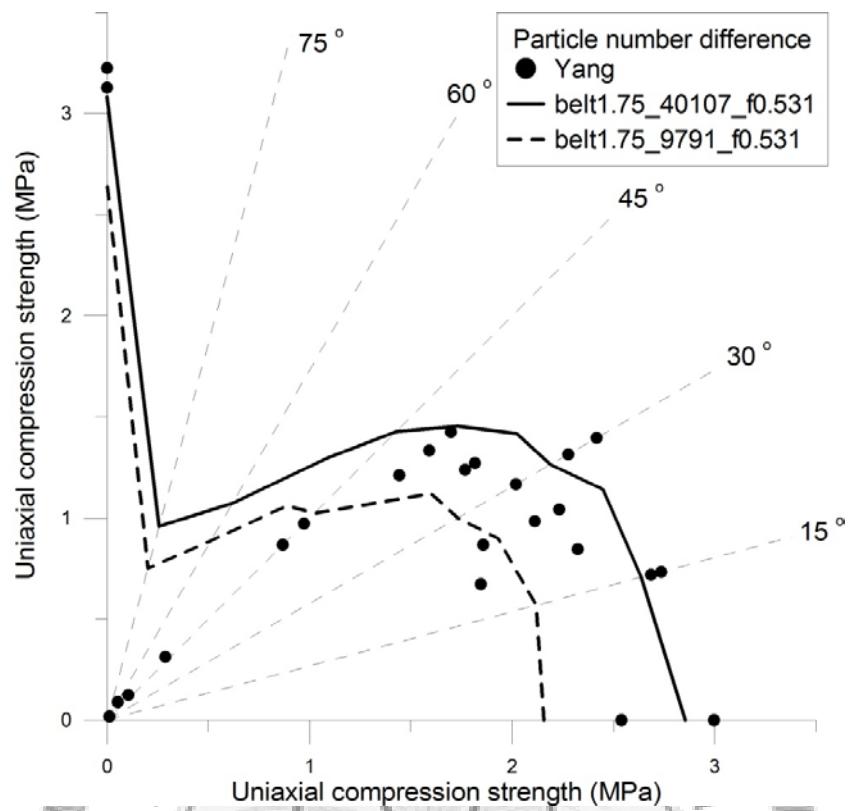


圖4.6 節理摩擦角 28 度時，顆粒數之影響

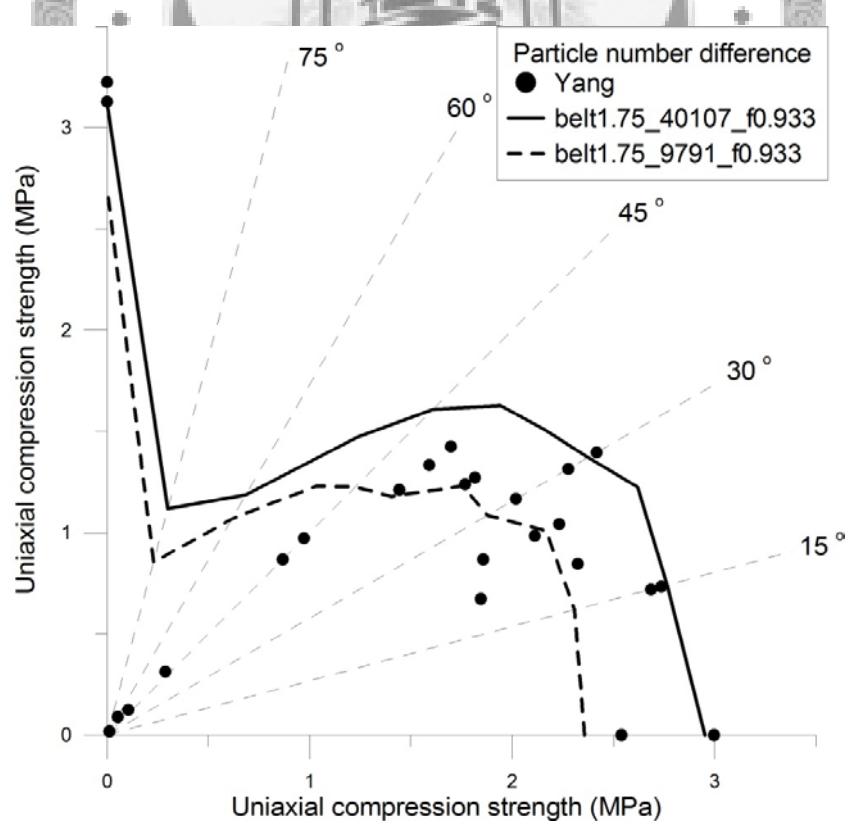


圖4.7 節理摩擦角 43 度時，顆粒數之影響

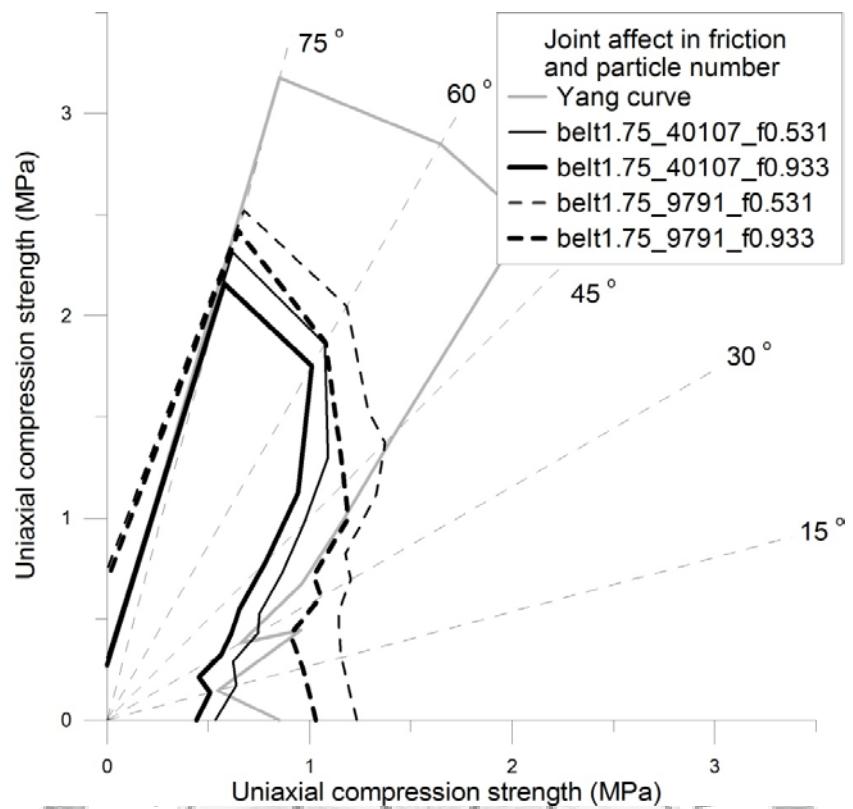


圖4.8 節理致使強度下降之程度，此為四種顆粒數及摩擦角之差異



4.1.4 數值內在摩擦角對節理岩體之影響

3.2.2 節已說明數值內在摩擦角的概念類似 Barton(1973)剪力強度模式中的粗糙角。Cundall(2000)提出此概念並在直剪模擬試驗中發揮不錯的成果，然而近來以 PFC 模擬岩體並使用數值內在摩擦角之文獻，多以直剪試驗為主，尚未討論節理岩體的情況，故本研究嘗試探討數值內在摩擦角對節理岩體力學特性的影響。

圖 4.9、圖 4.10 與圖 4.11 為考慮數值內在摩擦角與否的模擬結果，可以發現修正數值內在摩擦角後模擬所得節理岩體在不同節理傾角下的單軸壓縮強度下降趨勢相近，與 Jaeger(1960)理論解不同。Jaeger 所提理論在節理岩體單軸壓縮強度由完整岩石破壞模式所控制時，節理面的摩擦角對其整體強度並無影響。然而實際物理現象中，若岩塊中具有節理，節理面上的摩擦特性會在岩塊將破裂而產生移動時機動發揮，其特性類似完整岩石試體進行單軸壓縮試驗時，加載板與試體間摩擦行為會對影響試體應力應變關係之效應。故在完整岩石破壞模式情況下，不同的節理面摩擦角仍然影響節理岩體單軸壓縮強度。

高節理傾角條件且節理岩體單軸壓軸強度仍由完整岩石破壞模式所控制的條件下，節理傾角非常接近 90 度，節理面近乎平行於加載作用方向，此時岩體受力後變形呈現軸向壓縮與側向膨脹的情況，發生於節理面上的相對位移較小，故節理面的摩擦特性對岩體強度的影響程度較小，此可解釋為何在圖 4.9~4.11 之高節理傾角岩體單軸壓縮強度在不同摩擦係數下皆差異不大的現象。

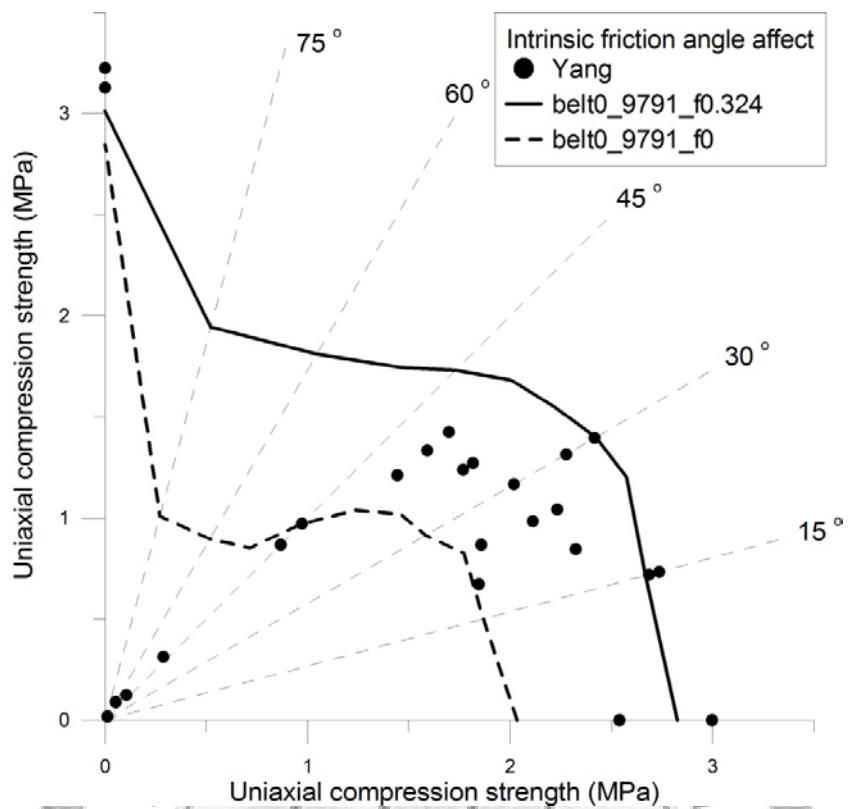


圖4.9 數值內在摩擦角對節理岩體之影響，顆粒數為 9791，以切平面方式進行

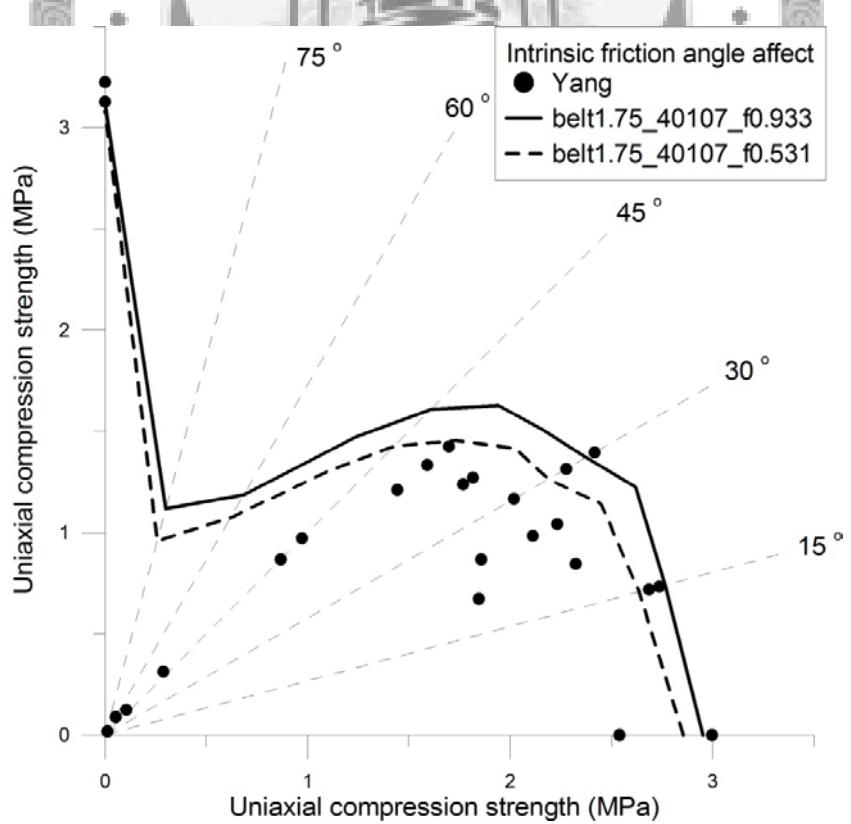


圖4.10 數值內在摩擦角對節理岩體之影響，顆粒數為 40107，以切寬帶方式進行

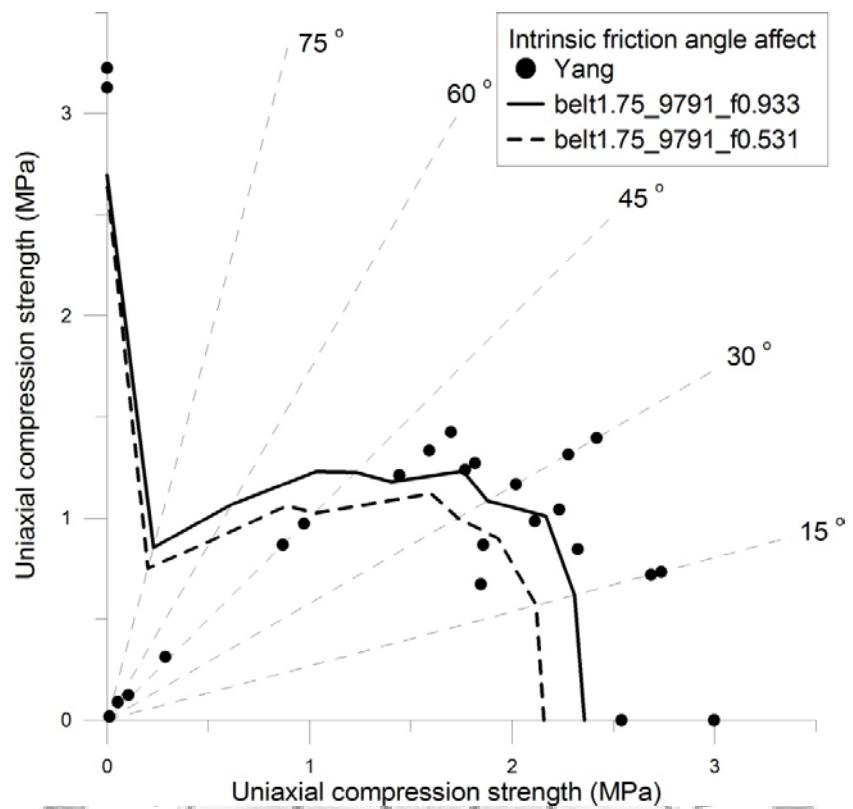


圖4.11 數值內在摩擦角對節理岩體之影響，顆粒數為 9791，以切寬帶方式進行



4.1.5 模擬建議方式

由以上四項模擬結果，本研究建議模擬節理岩體之節理面設定方式如下：

1. 以切寬帶方式模擬節理面。

2. 能以半徑越小之顆粒模擬為佳，視電腦效能決定，並依據試驗所得試體強度進行修正參數。

3. 對摩擦係數進行折剪，使其摩擦行為符合。

4. 以半徑 1.75 倍之帶寬進行節理的設定。

以此方式建立數值模型模擬節理岩體，雖無法完全符合物理模型試驗結果，然其趨勢與真實現象最為接近。且粗糙度於節理面的影響在低正向應力時被放大，而單軸壓縮試驗於節理面滑動破壞模式中屬低正向應力狀態，因數值模擬節理面通常比真實節理面粗糙，故數值節理岩體之強度於滑動破壞模式較真實現象高為合理現象。



4.2 模擬節理岩體與真實節理岩體及理論解之差異

由上述模擬結果可得知模擬節理岩體與真實節理岩體間具有差異，除了模擬軟體的影響外，模擬的方式也會造成結果的差異。本節探討造成模擬節理岩體、真實節理岩體及理論解之結果差異之因素，釐清並解釋差異的原因。

圖 4.12 為影響三者結果之示意圖，主要分為幾個因子，分別是節理是否存在、節理帶寬影響、幾何破壞、混合模式破壞四項，以下就這四點進行解釋。

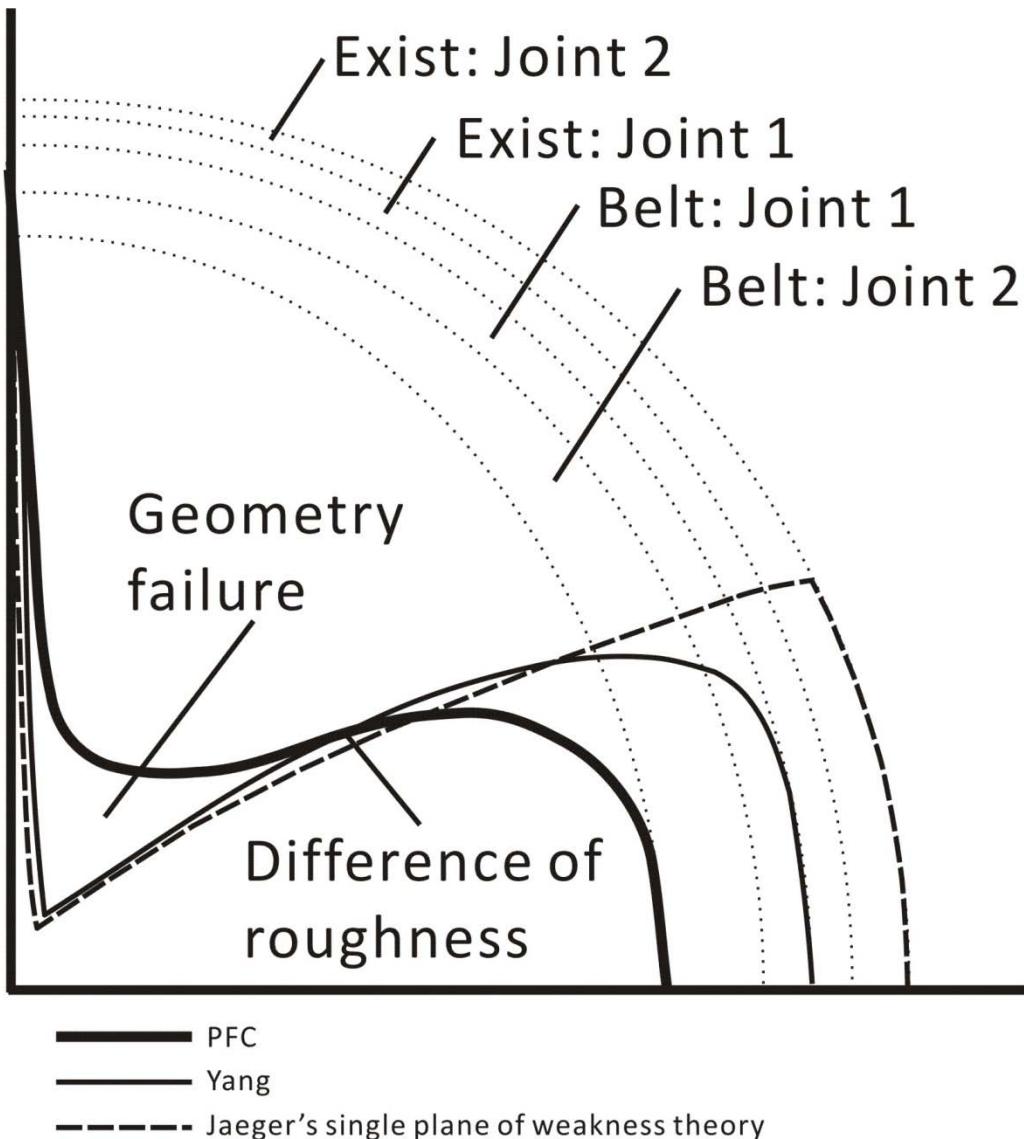


圖4.12 影響模擬節理岩體及真實岩體及理論解之解釋

4.2.1 節理是否存在

圖 4.12 的 Exist: Joint 1 及 Exist: Joint 2 兩區域分隔了 Jaeger 單一弱面理論(1960)與楊長義(1992)試驗結果之趨勢，說明理論解與真實試驗結果的差異。在 Jaeger 單一弱面理論(1960)中，完整岩石破壞模式不會受到節理面的影響，然而在真實試驗中，即使具節理岩石發生完整岩石破壞，節理面仍然會對強度造成影響。故界面的摩擦力會使束制岩體的破壞，較高的節理摩擦角將使節理岩體強度上升。

Exist: Joint 1 區域代表楊長義(1992)之試體中垂直節理之影響，即為圖 3.20 中的 Joint set 2，Exist: Joint 2 則是圖 3.20 的 Joint set 1 之影響。Joint set 2 在各試體中皆不會改變性質及位態，故圖 4.12 中 Exist: Joint 2 於各種傾角之影響力皆相等。Joint set 1 隨著試驗的需求而有所變化，摩擦力的束制影響便會隨著位態的不同而有改變。在 Joint set 1 呈現垂直狀態時，節理面與主應力方向平行，故發揮作用較少束制能力。同時在真實物理試驗資料中 90° 節理岩體之強度皆較 0° 高。故 Exist: Joint 2 區域在 0° 較大， 90° 較小。

4.2.2 節理寬度影響

由 4.1.1 節、4.1.2 節及 4.1.3 節得知在 PFC 以帶寬方式進行節理岩體之模擬可得到較佳成果，然而此方式也使真實試驗結果與 PFC^{3D} 模擬產生差異。數值模擬中岩體部分比真實試驗時少，故完整岩石破壞模式中強度值較低。此影響也分為兩部分，分別是 Belt: Joint 1 及 Belt: Joint 2，如上節所述分別是 Joint set 2 及 Joint set 1 的影響。

Belt: Joint 1 區域代表 Joint set 2，其影響在各角度中皆相同。而 Belt: Joint 2 則會隨著 Joint set 1 的改變而改變，低角度時，具有帶寬的節理位態與主應力方向垂直，壓縮性較高，岩體較難抵抗主應力。而 Joint set 1 為高角度時，寬帶僅會使岩體承受應力上升，不會有壓縮性，故在 Joint set 1 在高角度時影響程度較低。

4.2.3 破裂模式與強度趨勢

觀察應力應變曲線及破裂分布可以推論其破裂模式。圖 4.13 中黑線代表發生完整岩石破壞模式之應力應變曲線，當岩體發生完整岩石破壞模式時，應力應變曲線達到尖峰強度後會快速的下降，峰後的曲線呈現平緩的趨勢。圖 4.14 中黑線為混合破壞模式之應力應變曲線，楊長義(1992)指出在混合模式中，峰後曲線會開始起伏，此為節理面因具有滑動破壞而發生「滯動現象」。圖中岩體的尖峰強度開始下降，峰後的剪力變形曲線開始慢慢產生起伏，強度降低的程度逐漸減少，進入混合破壞模式。圖 4.15 之黑線為發生滑動破壞模式之應力應變曲線，滯動現象逐漸明顯，應力應變曲線開始接近直剪狀況之剪力變形曲線，峰後強度值較完整岩石破壞模式為高。

圖 4.16 中黑點為完整岩石破壞之破裂分布，除了在節理面附近有斷鍵，岩體的部分存在大量的破裂集中分布，此分布呈現強烈關連，且形成連續的破壞面。當完整岩石產生大量集中且具關聯之破裂時，巨觀觀察結果便為完整岩石破壞模式。圖 4.17 之黑點為混合破壞之破裂情形，岩體部分的破裂較少，且破裂與破裂之間並無強烈關連。雖有些許破裂面延伸，但整體岩體破壞特徵不明顯，節理面附近破裂也較多，表示此為混合破壞模式。圖 4.18 黑點處為滑動破壞的試體破裂情形，圖中僅有節理面具有破壞，其餘部分無太多的破裂產生，故巨觀而言可推論為滑動破壞模式。數值模擬岩體之節理面起伏較大，破裂後節理面不會形成平滑面(圖 4.19)，導致滑動破壞時會因顆粒幾何影響造成些許破裂延伸。滑動破壞時，真實岩體將會因節理平滑而發生滑落現象，致使強度急速下降，但模擬節理岩體的節理面較粗糙，較難滑落，造成模擬節理岩體的角隅處因具部分岩體旋轉而有破裂狀況。這些模擬中因顆粒幾何產生的現象，稱為 Geometry failure(圖 4.12)，這些現象會使模擬節理岩體之滑動破壞模式強度值比真實試驗的結果還要高。

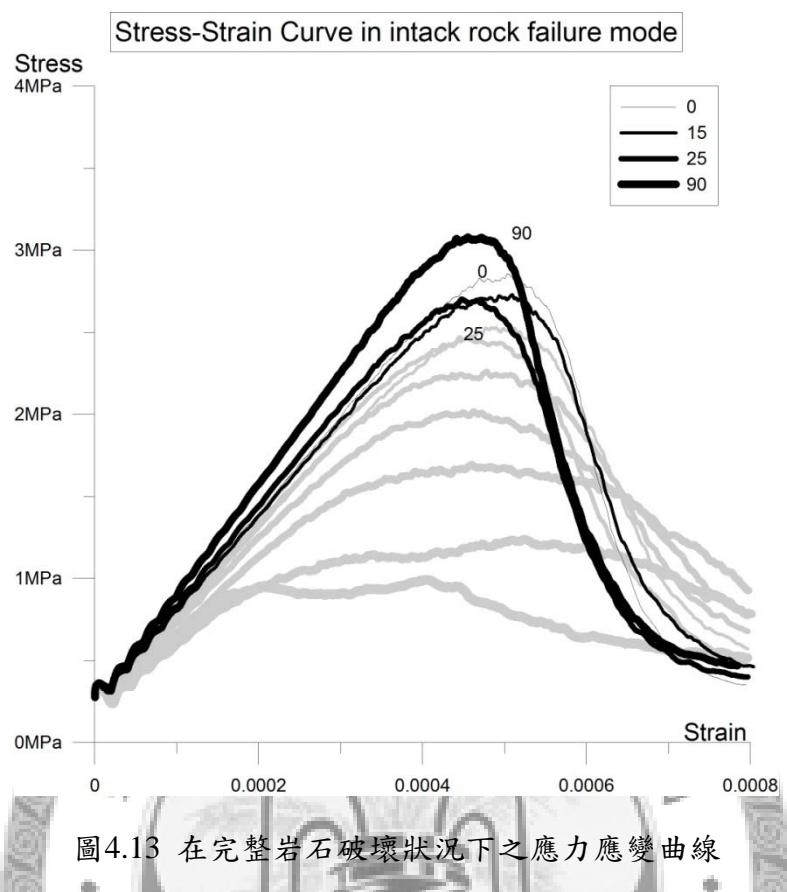


圖 4.13 在完整岩石破壞狀況下之應力應變曲線

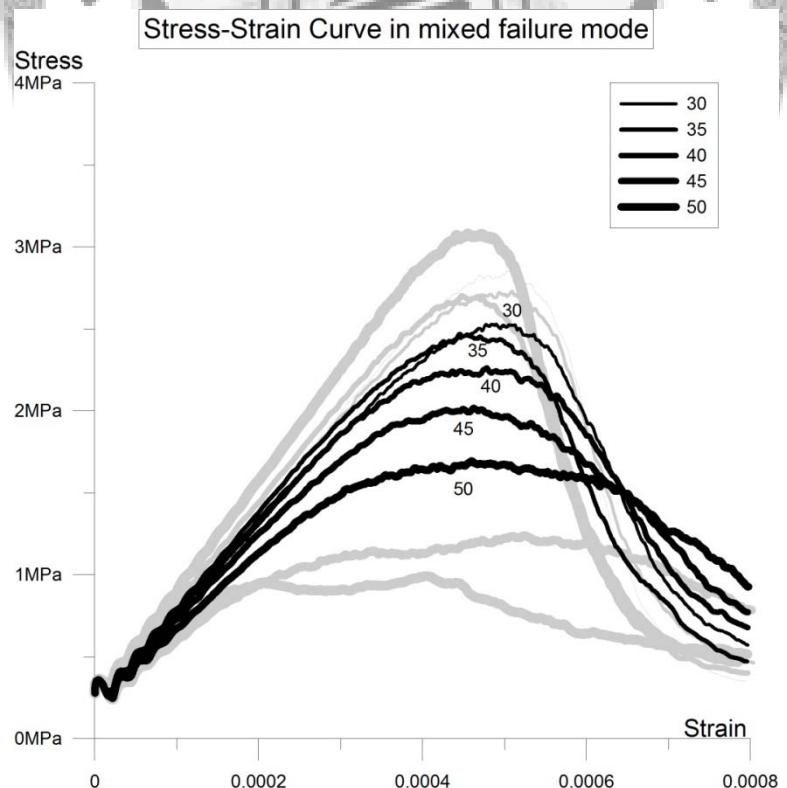


圖 4.14 在混合破壞狀況下之應力應變曲線

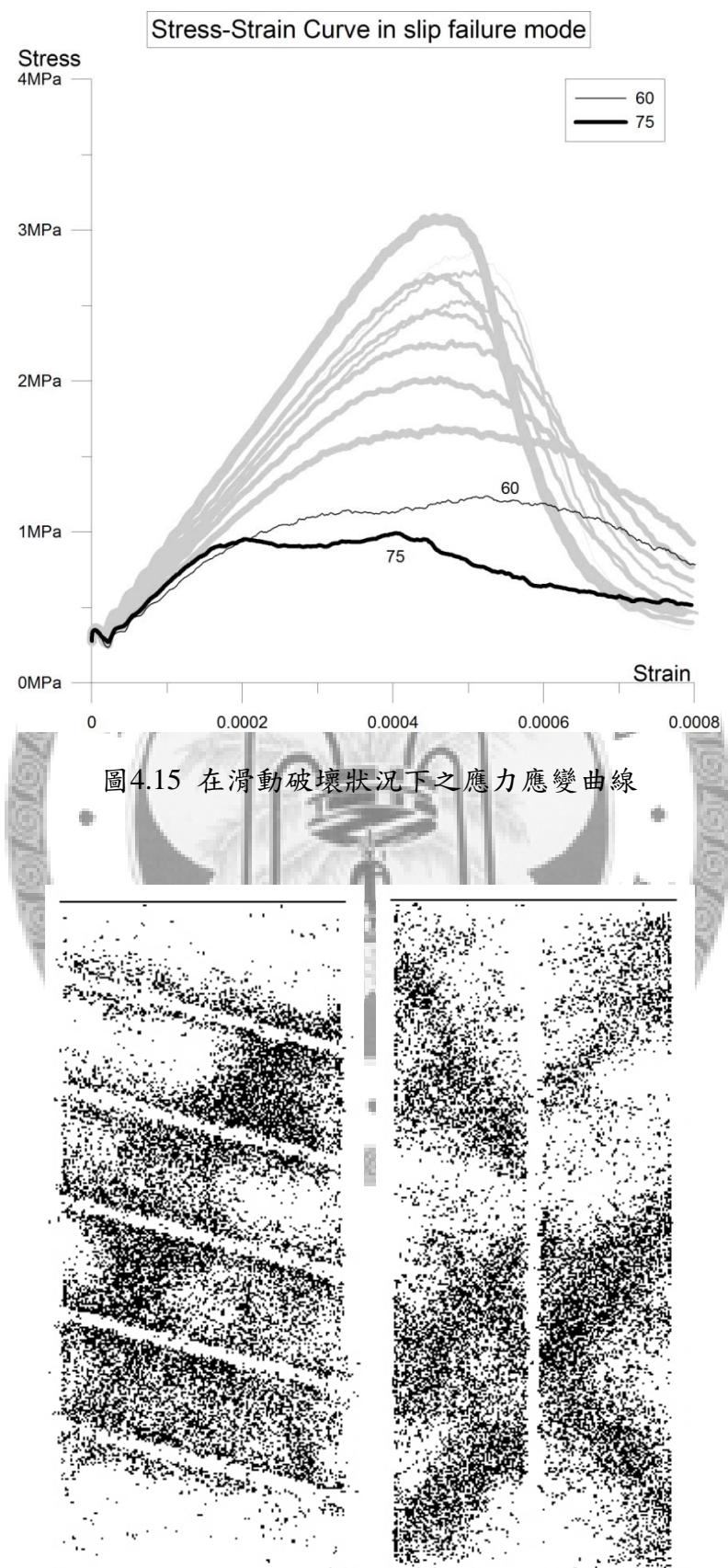


圖4.16 節理岩體於 15 度及 90 度之破裂分布，此時屬於完整岩石破壞

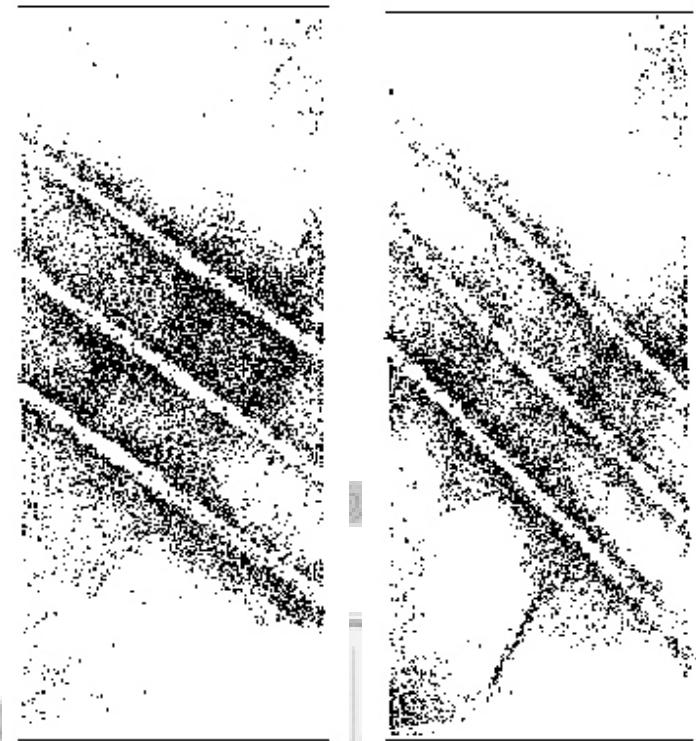


圖4.17 節理岩體於 35 度及 45 度之破裂分布，此時屬於混合破壞

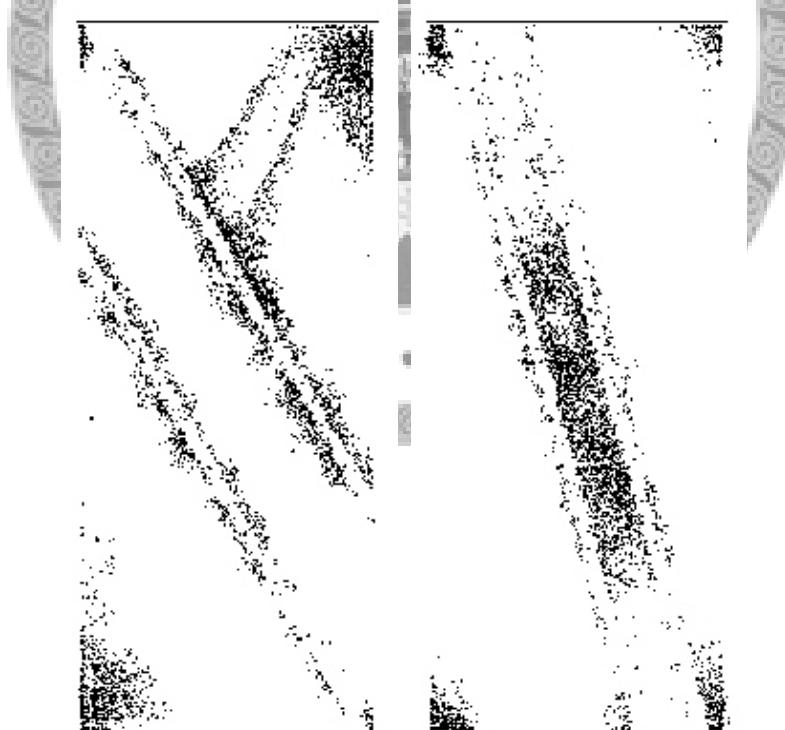


圖4.18 節理岩體於 60 度及 75 度之破裂分布，此時屬於滑動破壞

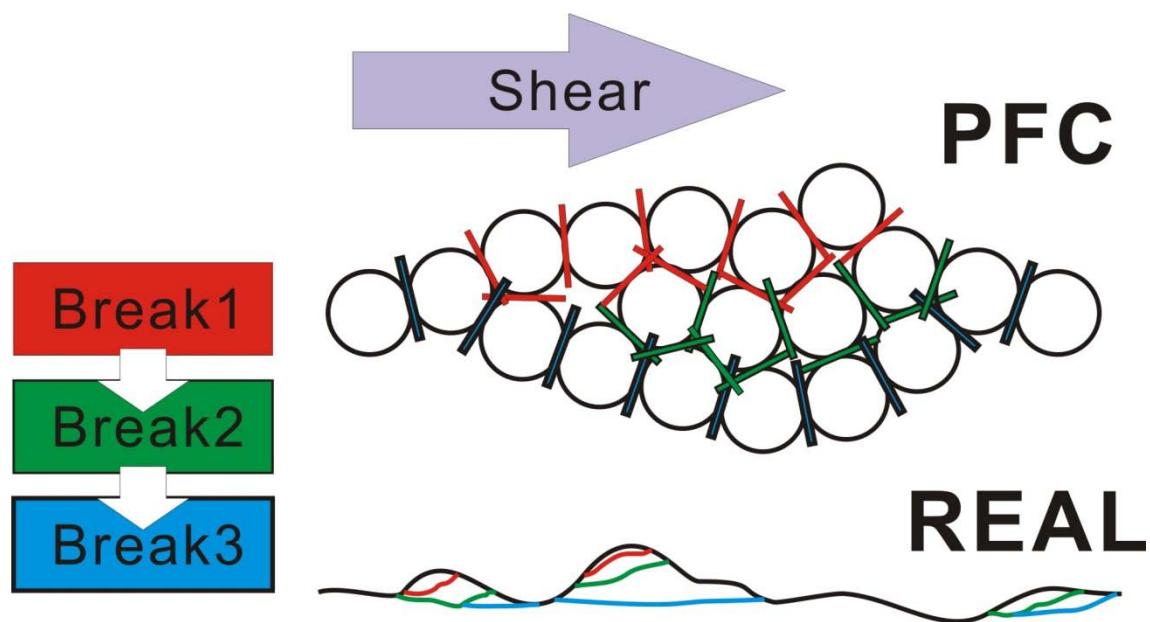


圖4.19 PFC 模擬節理岩體與真實岩體破裂行為之差異



4.2.4 數值內在摩擦角貢獻

數值內在摩擦角主要用途為調整數值摩擦行為，使其接近真實現象。直剪試驗中，節理面應力狀態不變，因此調整數值內在摩擦角使模擬試驗之總摩擦角與現實狀況中總摩擦角相同即得到良好的模擬結果。然而節理岩體中節理面的應力狀態會隨著位態的改變會變化，只要節理面具有粗糙度，結果便與一般使用的摩擦理論有些許差異，使用數值內在摩擦角進行修正時，也會有些許誤差。

以 PFC^{3D} 程式分析時，由於以圓球顆粒進行模擬，節理面因顆粒造成表面起伏的現象。此起伏類似 Barton(1973)的 JRC 參數，會隨著顆粒大小的不同而產生不同的 JRC。數值內在摩擦角能修正這些差異，使模擬結果貼近真實現象。然而當數值節理面粗糙度與真實節理面不同時，隨著節理位態的變化，粗糙度貢獻不同，而數值內在摩擦角不會因位態改變進行修正，故模擬節理岩體在不同位態下修正結果也會有些許差異。

圖 4.20 為不同粗糙度下以 Jaeger 單一弱面理論(1960)與 Barton(1973)推求之各種節理位態單壓強度結果，real JRC 線假設為真實試驗之結果，JRC 為 14，基本摩擦角為 31° ，單壓強度及 JCS 為 3.388MPa。pfc JRC 為另外一條線，JRC 為 20，基本摩擦角為 28° ，單壓強度跟 JCS 與 real JRC 相同。

此分析主要說明當 JRC 不同時以數值內在摩擦角修正產生的影響。以 PFC^{3D} 進行模擬時，節理面 JRC 較大。如以直剪試驗為基準，可知數值內在摩擦角修正後，當輸入的基本摩擦角值為 28° 時，試驗所得總摩擦角為 43° 。然而在不同位態的節理岩體中，模擬目標是 real JRC 線，若以數值內在摩擦角修正會發現結果如 pfc JRC 線所示。雖然兩者強度值存在差異，不過整體趨勢大致吻合。

此修正方式類似降低基本摩擦角，使模擬節理面總摩擦角與真實節理面相等。故當節理面的粗糙度不同時，在固定應力狀態如直剪試驗時，可用數值內在摩擦角進行修正。但當節理位態發生改變時，施加在節理面上的正應力會隨之改

變，粗糙角也有所變化，而內在摩擦角無法對此情形進行修正，故以此方式對節理岩體進行修正則會產生些許誤差，僅能使趨勢大致相同。故節理岩體中若以數值內在摩擦角修正節理面粗糙度不同的影響會使模擬結果具有差異，然其模擬趨勢與真實現象類似，故可做為研究分析之參考。僅需注意當數值模擬模型之節理粗糙度與真實節裡面存在過大差異時，若以數值內在摩擦角進行修正則需慎重考慮之。

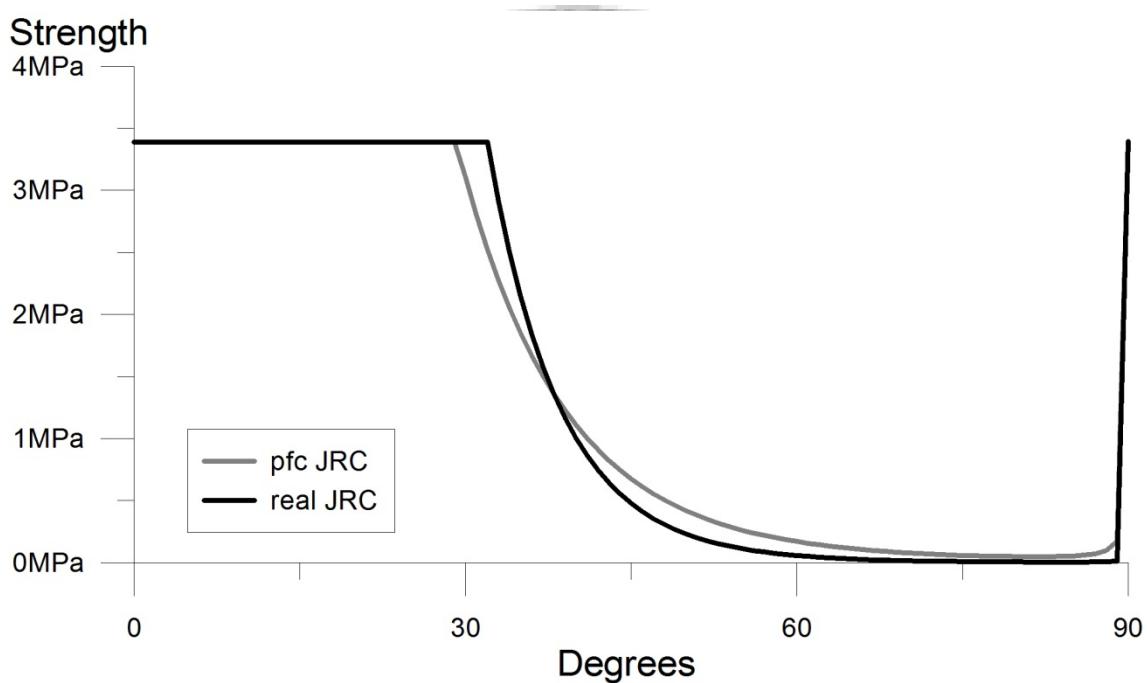
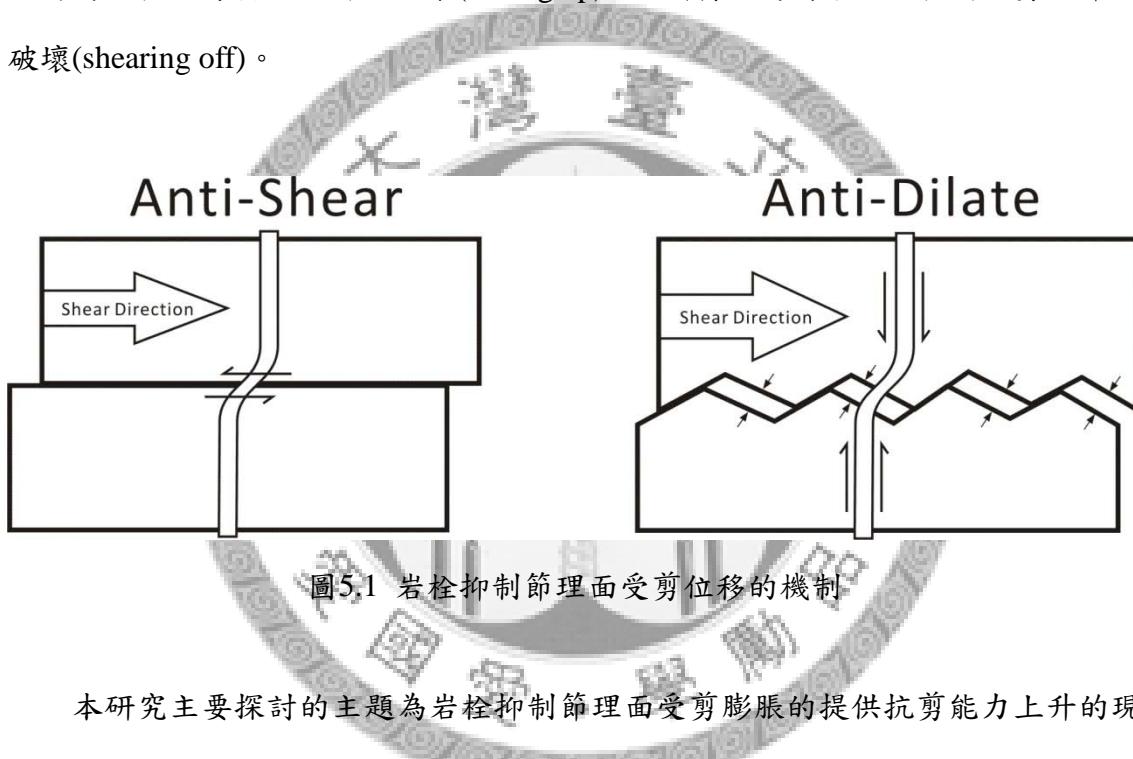


圖4.20 不同粗糙度下，以內在摩擦角修正後之差異

第五章 岩栓與節理面互制行為討論

5.1 岩栓束制節理面之原理

針對單一節理面而言，岩栓抑制節理面錯動主要可分為兩類(圖 5.1)，其一為抵抗節理面剪動之能力，利用岩栓材料自身抗剪強度抵抗節理的錯動。另一則是抑制節理面的受剪膨脹行為，藉由岩栓束制節理面塊體之相對位移，迫使節理面的行為由較容易發生的滑動破壞(sliding up)，逐漸轉化為需求應力較高的剪過節瘤破壞(shearing off)。



本研究主要探討的主題為岩栓抑制節理面受剪膨脹的提供抗剪能力上升的現象，岩栓的束制現象大致上可按下列程序說明：

第一階段：受剪過程岩栓與節理面之位移

節理面表面的粗糙特性使其在受剪位移時，常伴生膨脹現象，節理面兩側的岩石朝向遠離節理面方向位移。由於岩栓受剪產生變形，導致岩栓內部產生拉力，使節理面以外的岩栓朝向接近節理面方向位移。此時節理面兩側的岩石與岩栓便產生相對的位移。

第二階段：握裏介面應力傳遞

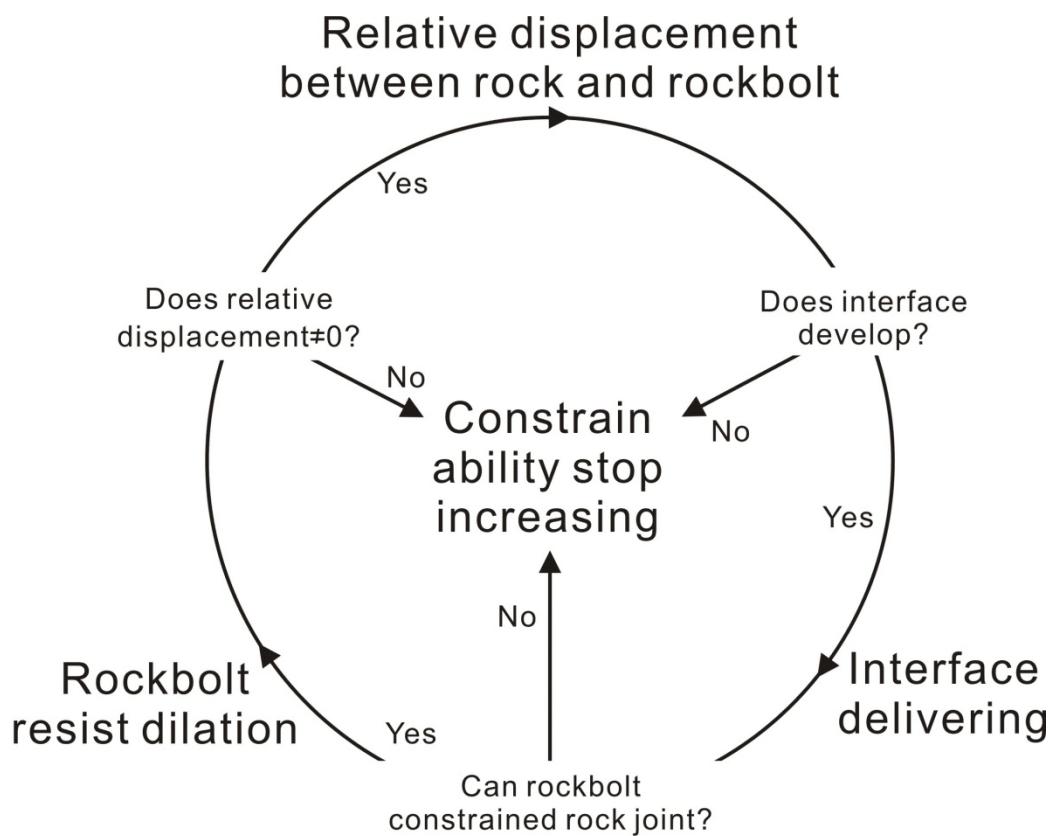
岩栓束制節理面受剪膨脹效應中，在岩栓與岩石的介面中若具有傳遞應力能力，便能產生握裏剪力使岩石與岩栓的相對位移達到平衡。不同型式的岩栓，此握裏剪力的傳遞方式不同，例如膨脹型岩栓主要透過岩栓材料與岩石的摩擦效應達成平衡，而灌漿岩栓則透過水泥漿體或砂漿的膠結強度傳遞此握裏剪力。如岩栓與岩石間的握裏剪力過大，則岩栓發生拔出破壞，或稱握裏破壞(bondng failure)。

第三階段：岩栓構件伸張變形

岩石透過握裏介面傳遞遠離節理面的應力給岩栓，同時岩栓構件自身也透過伸張變形抵抗節理面膨脹的應力。此變形係應束制節理面剪脹效應而被動發生。由於岩栓構件的變形模數通常較大，如果節理面受剪膨脹效應顯著、岩栓與岩石的握裏強度高，則岩栓構件的張應力可能超出其強度而發生構件張力破壞(tensile failure)現象。

整體而言，節理面受剪膨脹後，岩石與岩栓具有相對位移，當岩栓與岩石介面可傳遞握裏剪力時，岩栓構件變形以抵抗節理面的膨脹。岩栓對節理岩體的支撐效應如圖 5.2 所示。





5.2 岩栓束制數值模型之建立

本節介紹 PFC^{3D} 模擬岩栓束制之方式及其流程，並說明本研究欲討論之課題及試驗之設計。

5.2.1 岩栓模擬方式

岩栓的模擬方式主要可分為兩種。一為直接指定特定範圍內岩石顆粒之性質為岩栓；另一為生成特定範圍且由特定排列顆粒組成岩栓。兩種模擬方式說明如下：

1. 直接指定特定範圍內岩石顆粒性質為岩栓：

此法指定特定之範圍，視其為岩栓，並將範圍內顆粒性質轉變為金屬或岩栓之材料參數。以此法進行，生成模型較為快速方便，且轉變後於岩栓與岩體接合處無應力過大問題，交界面的性質也可以直接由原本的接觸點進行改變。整體而論，此法使用時不會改變顆粒的幾何排列，故不會產生內部幾何重新排列引致接觸不良的問題。然此法使用時分析過程難於記錄岩栓的受力與變形，不利於詳細探討岩栓的受力行為。

2. 生成特定範圍且特定排列顆粒組成岩栓：

此法將特定範圍內之岩體顆粒刪除，在刪除後的孔隙中填入規則排列的岩栓顆粒，並將其鍵結在一起。以此法進行，岩栓受力行為與實際金屬棒較為相似，較容易追蹤岩栓的資訊，且可清晰明顯的觀察岩栓的整體行為。整體而論，此法使用時可對岩栓本身進行良好的定義，也不會有隨機生成顆粒致使性質不穩定的問題。然此法使用時將會因顆粒重新生成，其新舊交界面接觸不良或過度接觸，產生不合理的現象。

本研究旨在探討岩栓束制節理面受剪膨脹現象所產生的支撐效應，目前忽略岩栓自身的受力與破壞特性，因此基於分析時效的考慮，選用指定特定範圍內岩

石顆粒性質為岩栓方式進行分析。

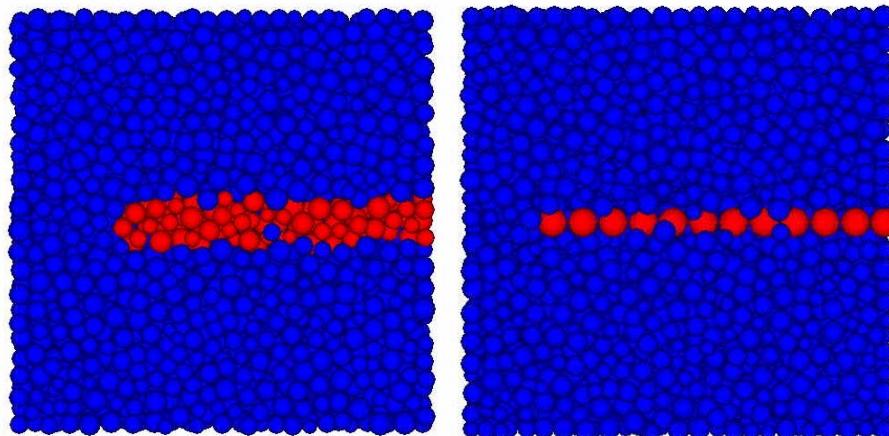


圖5.3 兩種岩栓模擬方式示意圖，左為直接指定岩石顆粒為岩栓，右為生成特定排

列顆粒為岩栓

5.2.2 數值模型探討之課題

本研究探討節理面受剪時，岩栓束制其膨脹現象，致使剪力強度上升之影響。除探討此數值模擬方式是否能描述模擬岩栓束制節理面行為以外，也嘗試改變各種影響因子對此岩栓束制節理面受剪膨脹現象之影響。

本節首先嘗試分離岩栓抗剪壞及抗膨脹之能力，估算抗膨脹效應於束制節理面行為中發揮抵抗力的比例。然而因建立數值模型選用許多假設與簡化條件，故岩栓的抗剪與束制作用方式與真實現象稍有出入，說明如后：

第一階段：受剪過程岩栓與節理面之位移

真實節理岩體受剪膨脹的現象主要源自於節理面的粗糙度。本研究採用 PFC^{3D}程式以切斷鍵結方式模擬節理面，並利用顆粒本身擁有的起伏模擬節理面粗糙度，使其產生剪脹特性。。本研究採用的模擬方式節理面的剪脹現象與顆粒大小有關，在較大尺度的案例中，模擬之剪脹值會較真實情形為大。故在本研究中觀察所得岩栓束制節理面受剪膨脹的效應，可能高出真實狀況。

第二階段：握裹界面應力傳遞

在真實狀況中，介面材料的力學傳遞主要有兩種方式，分別是握裹力以及摩擦力。在 PFC^{3D} 中，模擬元素以顆粒組成，錯動時會因顆粒幾何排列而有互鎖現象產生，使得數值模擬中的摩擦力會較真實現象大如 3.3 節所述。唯岩栓錯動時，破壞面並不如節理面可先預設為寬帶，故在介面材料破壞後產生的摩擦力會較真實現象高估許多，此現象亦會使數值模擬之束制行為能力較真實現象為大。本研究為避免此現象，於介面材料之鍵結強度均設為無限，以模擬灌漿岩栓為主。

第三階段：岩栓構件伸張變形

在此階段，PFC^{3D} 與真實現象並無太大差異，唯岩栓受拉力影響時，岩石除了需要額外提供高應力使高勁度的岩栓拉伸，尚需供給更多應力於剪壞高勁度的岩栓節瘤。故在此整體束制現象中，岩栓的勁度不只影響抗拉，還會因 PFC^{3D} 運算方式影響其束制結果。

綜觀以上推論，可知 PFC^{3D} 所得束制現象會較真實情形為高，欲精確求得實際束制影響程度，需克服 PFC^{3D} 模擬引致之幾何排列問題。然本研究旨在探討岩栓束制節理面受剪膨脹現象所帶來的支撐效應，並比較探討未考慮束制作用下岩栓的支撐作用，因此探討的重點暫以分離岩栓不同機制所產生的效果為主，忽略因數值模擬所得的束制現象過大引致的誤差。

除了探討岩栓束制節理面剪脹的效應外，本研究亦考慮作用於節理面之正向應力影響節理面受剪時膨脹之程度，進而影響岩栓的束制效應，故本研究首先改變施加於系統之正向應力，改變岩栓與岩石間的相對位移量，探討在不同正向應力下，受岩栓束制的節理面反應。此外，本研究尚探討不同介面性質時，對束制行為產生的影響。在此本研究改變介面材料的鍵結強度，嘗試觀察在不同鍵結強度下介面材料發揮的功效。最後觀察岩栓勁度對束制行為在第三階段帶來的影響，改變其性質，探討不同勁度時模擬結果之差異。

5.2.3 岩栓束制數值模型之建立

本研究為明確觀察受岩栓束制之節理面行為，選用直接剪力試驗為基礎模型，於直剪盒中心以岩栓貫穿，並施與正向應力及剪力，模擬於直剪狀況中岩栓抑制剪動與剪脹之現象。模型示意圖如圖 5.4，PFC^{3D} 之實際模型如圖 5.5。

為避免岩石節理直剪時，抗剪力過大造成試體旋轉，導致量測試體受剪膨脹數值失真，本試驗將模擬直剪盒之牆元素摩擦力值設定為無限，使岩體與直剪盒間無法產生滑動以降低量測誤差。

岩栓束制節理面行為於發生機制上屬於相對位移與受力程度平衡的現象，本研究為避免材料破壞影響觀察結果，故將岩石、介面材料及岩栓強度均設為無限大，即節理面僅存在滑動破壞而無節瘤剪壞的現象，無握裹破壞、亦無岩栓斷裂的問題，僅於討論「介面材料強度之影響」小節中令其介面材料強度為有限值以探討介面參數影響，便深入掌握岩栓各項機制以及節理剪脹效應完全發揮時岩石的支撐效果。

本研究主要探討四項議題，分別是「岩栓束制之影響程度」、「正向應力之影響」「介面材料強度之影響」及「岩栓勁度之影響」，其中「岩栓束制之影響程度」之模型較為特別，而其餘三者僅改變參數即可，故以下僅介紹「岩栓束制之影響程度」之模型設置方式，其餘三者則將參數表列於表 5.1 以供參考。

在「岩栓束制之影響程度」課題中，本研究以三種束制試驗進行比較，嘗試分離抗剪、抗脹兩者行為。首先進行無岩栓直剪試驗(DS_NAS_NAD, Direct shear, No anti-shear, No anti-dilate)，做為比較基準。接著將岩栓與岩體間鍵結打斷，使兩者之間的相對位移無法平衡致使抵抗膨脹的效果消失(圖 5.6)，模擬單純抗剪行為(AS_NAD, Anti-shear, No anti-dilate)。最後進行具完整岩栓節理面剪動試驗，求取同時具有抗剪及抗脹之束制行為資料(AS_AD, Anti-shear, Anti-dilate)，便能與上述兩者進行比較。

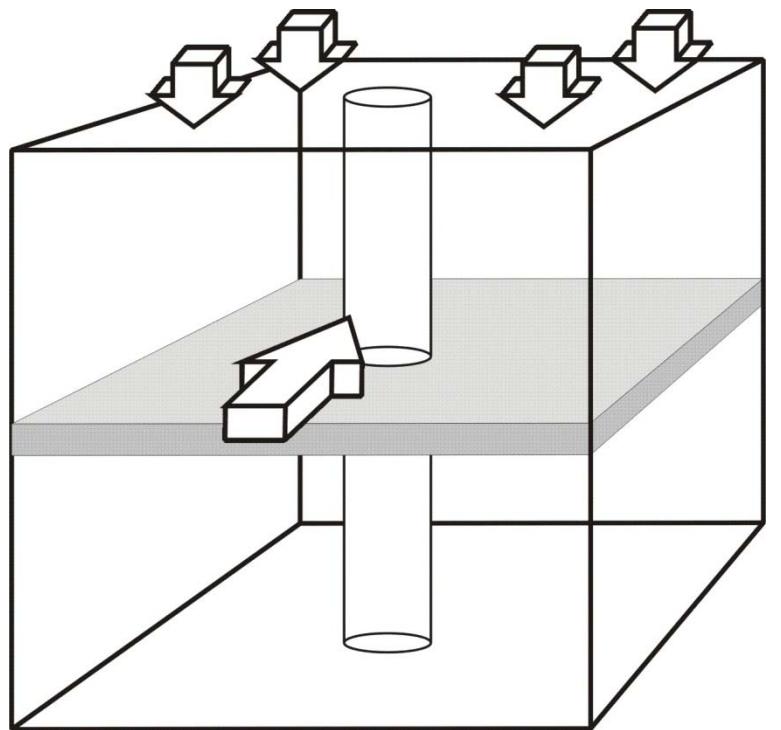


圖5.4 岩栓束制數值模型示意圖

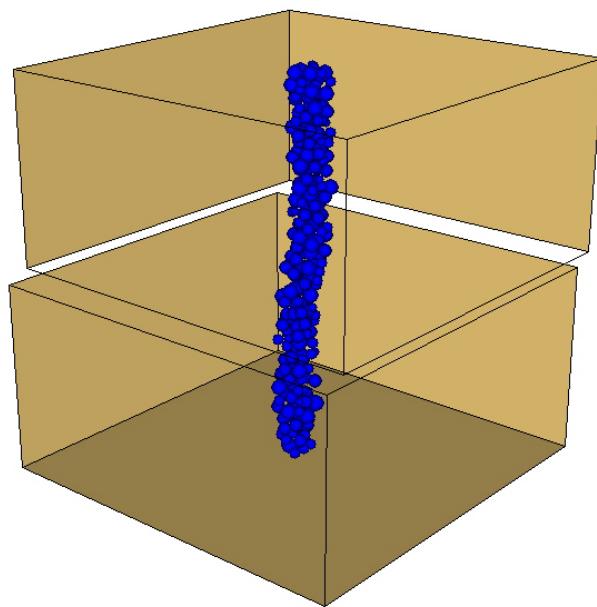
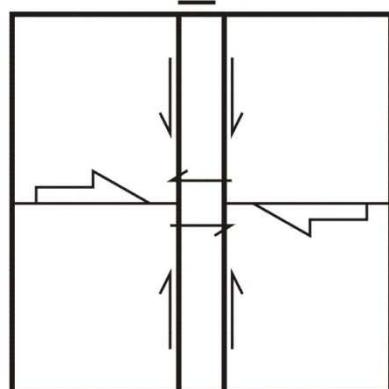
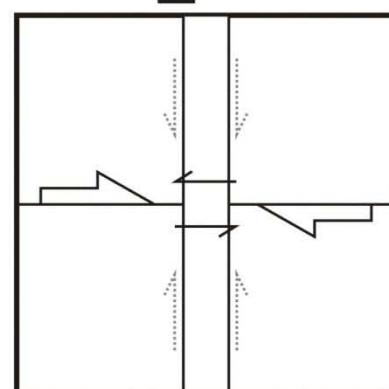


圖5.5 岩栓束制數值模型於 PFC3D 示意圖，本圖為試驗後結果，藍色顆粒為岩栓，
岩體部分已隱藏

AS_AD



AS_NAD



DS_NAS_NAD

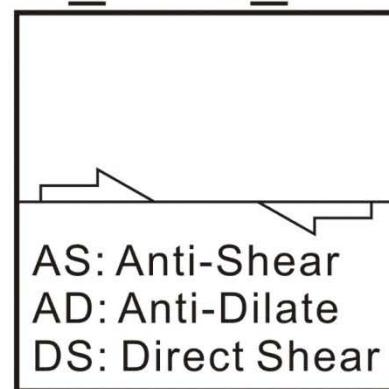


圖5.6 以三種模型進行束制行為分離示意圖。其試驗名稱分別是：

AS_AD、AS_NAD、DS_NAS_NAD

表5.1 三種試驗之參數輸入值

Influencing factor	Case name	Normal stress	Strength of interface material	Stiffness of rockbolt
Normal stress	Stress1e5	1e5		
	Stress5e5	5e6	1e99	2.11e10
	Stress1e6	1e6		
Strength of interface material	Conc0.01		3.57e4	
	Conc1	5e6	3.57e6	2.11e10
	Conc100		3.57e8	
Stiffness of rockbolt	Stiffness0.1			2.11e9
	Stiffness1	5e6	1e99	2.11e10
	Stiffness10			2.11e11



5.3 束制行為模擬成果與討論

本節討論岩栓束制節理面受剪膨脹之模擬結果，並深入討論岩栓的作用機制。如前所述，為簡化目的，目前的分析節理面無節瘤剪壞的現象，岩栓與岩石間無握裹破壞、亦無岩栓斷裂的問題，因此岩栓的束制效果略有放大。

5.3.1 岩栓束制之影響程度

按前述有關岩栓束制節理面受剪膨脹現象的討論，欲分離岩栓抗剪動及抗膨脹所產生的支撐效果可以透過數種方法直接或間接探討之，例如使岩栓與節理面兩側岩石之位移一致、消去介面連結性質、降低岩栓勁度使之抗張能力低落皆可達到降低抗膨脹效果並分離兩種束制能力。本節使用消去岩栓與節理面兩側岩石之間介面連結強度方式進行分離。使用 5.3.3 節之 conc0.01 案例做為比較，其介面於試驗前之準備階段因鍵結過弱而早已破壞，故類似無介面連結性質狀態，反應為抗剪動而不具抗膨脹，故將此案例應用於分離兩種機制的討論。

本研究分別模擬岩栓具抗剪與抗脹、單純抗剪及無岩栓效應的直剪試驗，並將所得剪力變形曲線相互比較，此係因岩栓束制節理面受剪膨脹效應的同時，岩栓構件同時發揮了抗剪效應，無法利用試驗觀察到單純的抗剪脹能力，故以此方式進行之。

岩栓於不同束制條件下反應之剪力變形曲線及剪脹曲線如圖 5.7 及圖 5.8，較粗實線為完整岩栓所產生之反應，具有抗剪及抗脹兩種效應；較細實線為短岩栓所產生反映，僅具抗剪效應；虛線為無岩栓效應直剪試驗，做為比對岩栓能力之基礎。

由圖 5.7 得知，當岩栓穿越節理面時，因構件抗剪強度較節理面高，剪理面的剪力強度可以得到一定的提升，在本圖分析案例中束制節理膨脹致使強度上升的部分約相等於岩栓構件抗剪強度提供之效應。圖 5.8 說明岩栓於節理面中可確實的

達到抑制節理面受剪膨脹的現象，當試體的水平位移在 0.0025m 時，短岩栓案例 (AS_NAD) 僅發揮抗剪能力，垂直位移由 0.0175m 被抑制到 0.0125，而長岩栓 (AS_AD) 發揮了抗剪及抗脹之效應，垂直位移由 0.0175m 抑制到 0.01m，較僅發揮抗剪能力之案例為優。圖 5.8 中，抗剪部分存在抑制剪脹的效果係節理面剪動變形過程岩栓構件變形所致，不屬於岩栓束制節理可剪脹的效應。



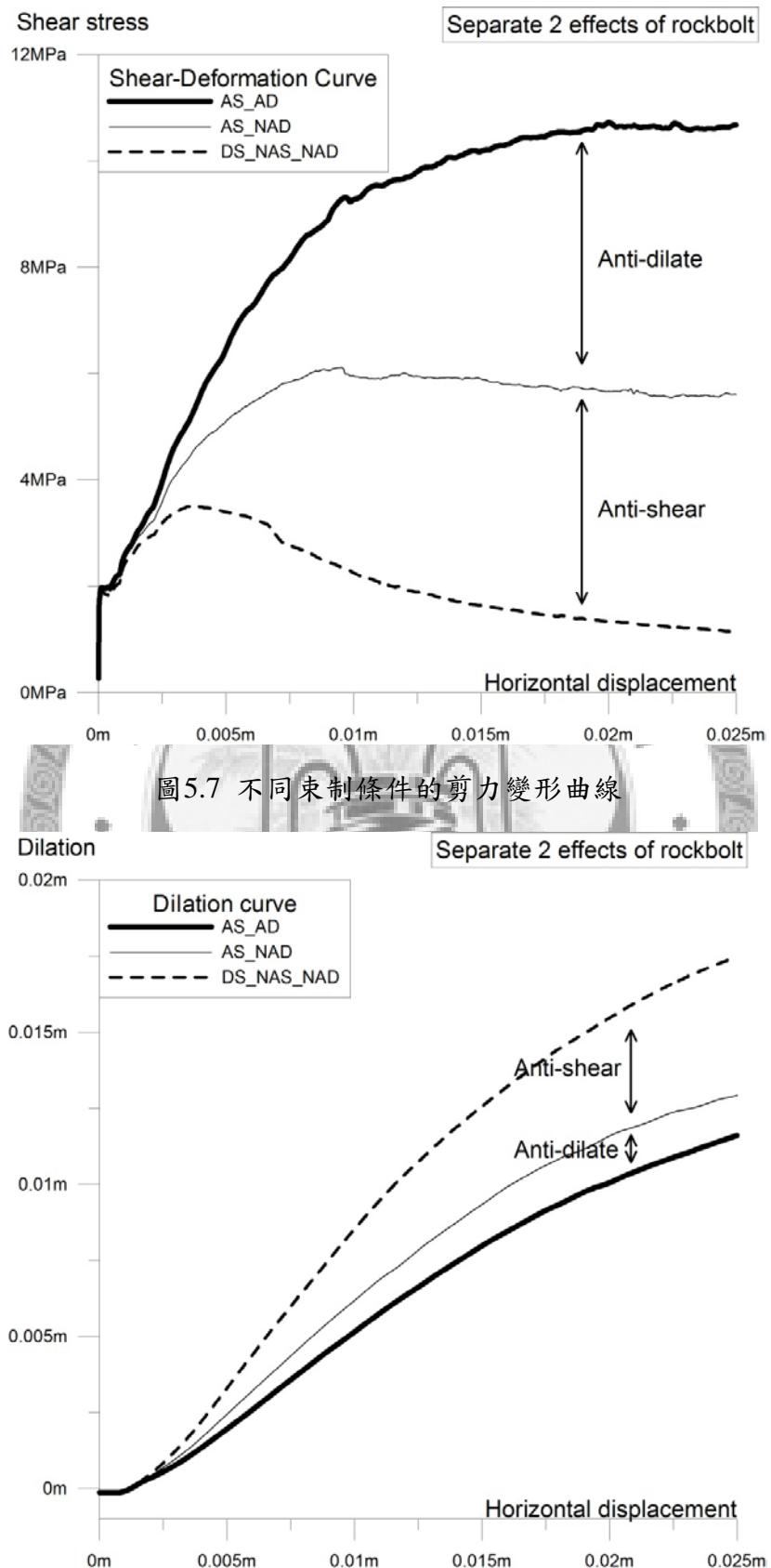


圖 5.7 不同束制條件的剪力變形曲線

5.3.2 正向應力影響

節理面在不同應力狀態下正向閉合量值具有差異，如以 5.1 節之論點出發，可推測不同正向應力下，岩栓產生的束制效應亦會不同，即節理面所承受的正應力影響岩栓岩栓支撐效應的發揮程度。

圖 5.9 及圖 5.10 為不同正向應力下節理面剪力變形曲線與剪脹曲線，DS 系列為無岩栓之直剪試驗，以虛線表示之；stress 系列為具有岩栓之直剪試驗，以實線表示之；較粗線條表示較大的正向應力。

無岩栓的直剪試驗中，隨著正向應力的增加，剪脹程度會被抑制。圖 5.9 為不同正向應力下剪力變形曲線之變化，具有岩栓之案例，剪力強度明顯的上升，且不會產生明顯的尖峰值。而隨著節理面正向應力增加，在無岩栓狀態的剪脹現象被抑制，納入岩栓後束制節理面的剪脹效應相對較不明顯。強度值約在剪動水平距離 0.0125m 時達到穩定，在較大的正向應力下，不僅直剪試驗之剪力強度上升，岩栓試驗的剪力強度也有一定程度的提升。圖 5.11 之線段部分將不同正向應力之岩栓效益提出並做比較，其值為岩栓試驗值減去直剪試驗值。可見於剪動距離 0.01m 內，因正向應力上升緣故，受高正向應力影響岩栓發揮較少束制能力，而在剪動距離 0.01m 後，則會逐漸持平而無太大差異。

圖 5.10 反應不同應力下剪脹曲線的變化，在高正向應力下不論直剪試驗或岩栓試驗，節理膨脹程度皆會下降，而岩栓試驗之節理膨脹程度又較直剪試驗為低，說明在各種應力下，岩栓皆可發揮抑制節理膨脹之能力。圖 5.11 之色塊代表岩栓於不同正向應力下抑制節理膨脹能力，在高正向應力下，岩栓產生較少的束制膨脹效應(深色部分)。一般而言，節理面膨脹程度會隨著正向應力的提高而逐漸趨於平緩，而岩栓束制效應類似增加正向應力，故在高正向應力時，岩栓提供之抗膨脹能力下降為正常趨勢，與 5.1 節論點也相符。

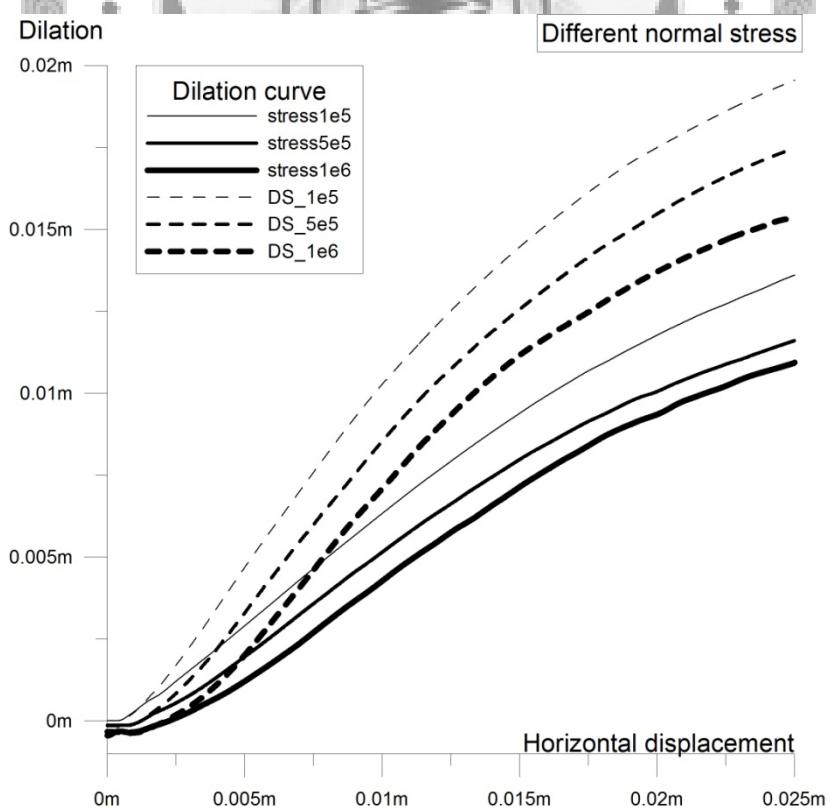
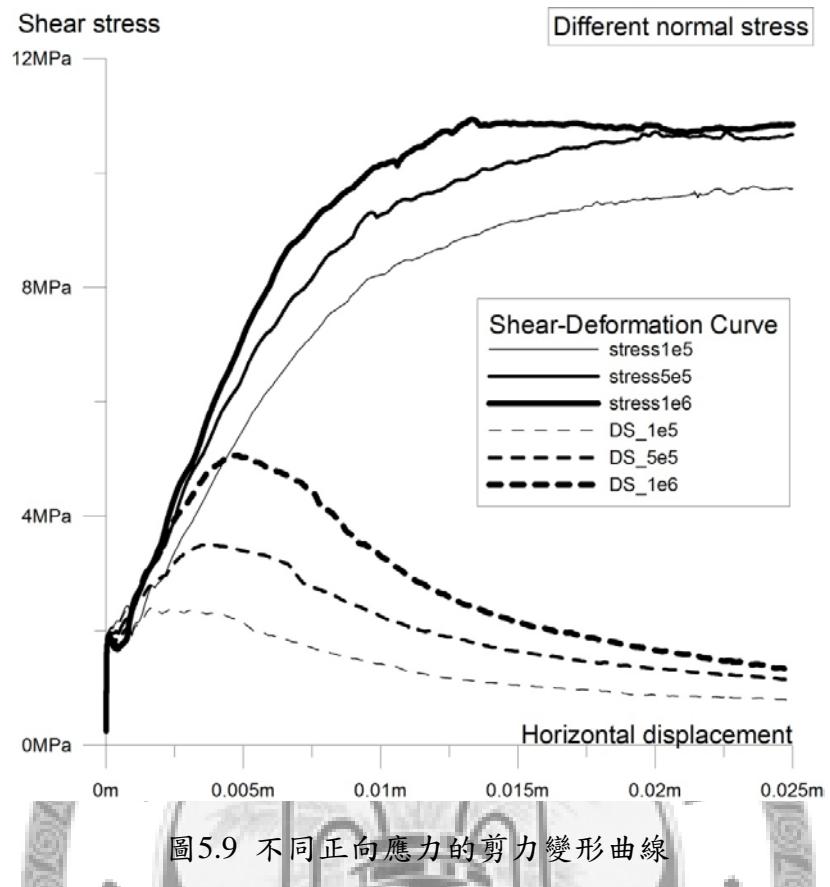


圖 5.10 不同正向應力的剪脹曲線

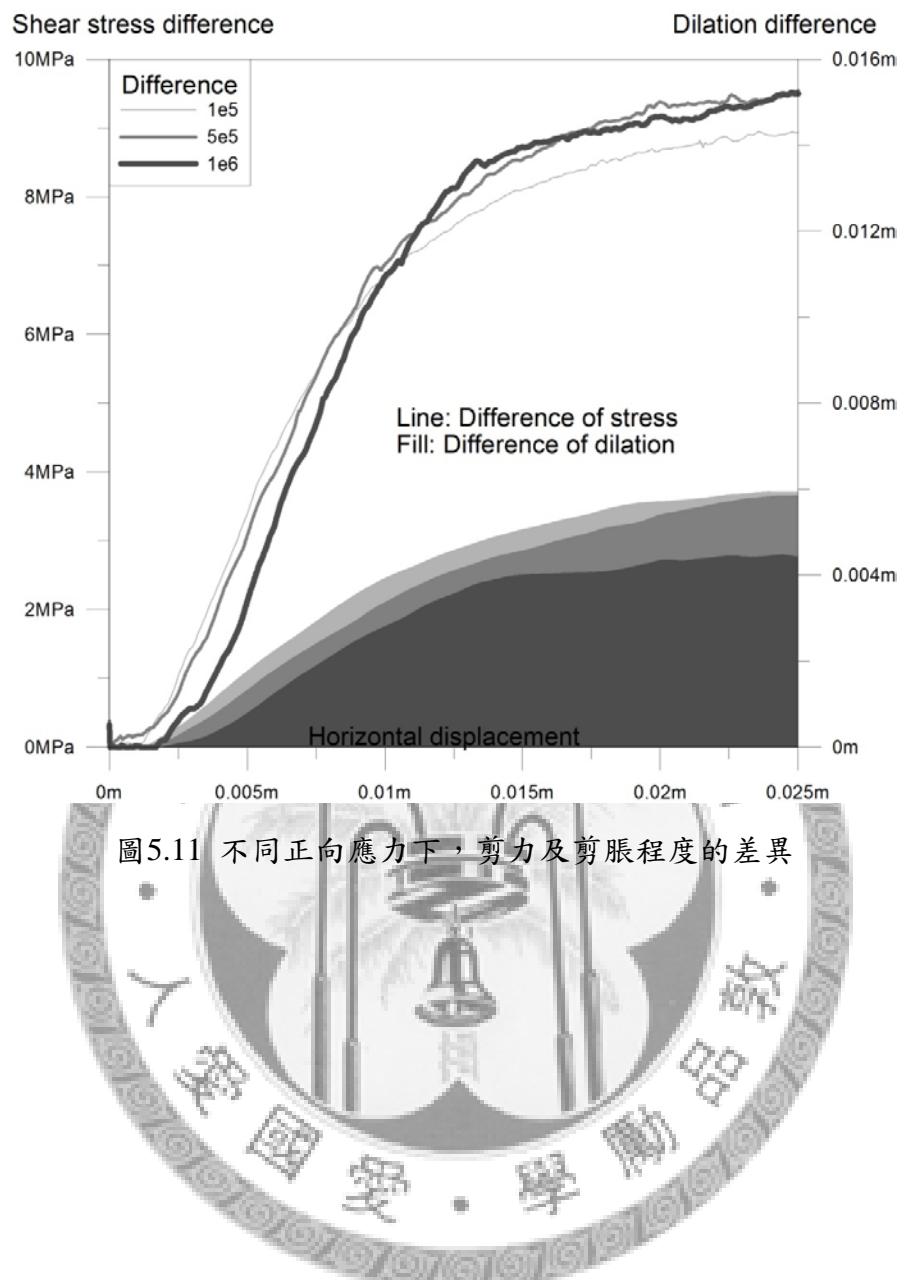


圖 5.11 不同正向應力下，剪力及剪脹程度的差異

5.3.3 介面材料強度影響

介面材料為岩栓束制現象中之重要因子，不僅影響節理面兩側岩石與岩栓之間應力的傳遞，亦影響介面受力後變形以至於岩栓束制節理面受剪膨脹效應。以 5.1 節所論，在不具介面材料之狀況下岩栓與岩體間僅存摩擦行為，隨著介面材料強度的提升，束制效應也會越見顯著。

圖 5.12 為不同介面強度差異時之剪力變形曲線，粗線表示較高介面強度，本試驗設定為一百倍原始鍵結強度，灰線為介面強度為無限時之反應。由圖可見當介面強度上升時，剪力變形曲線確有上升趨勢，且此趨勢十分規律，於各種介面強度皆有類似行為。

在介面材料的強度較高的條件下，如圖 5.12 中的 conc100 案例，剪力變形曲線與 conc infinite 案例分析所得相當一致，在 conc100 案例中，介面約在剪位移 0.015m 時開始破裂，抗剪能力下降。而在介面材料的強度較低條件中，如 conc0.01 案例之剪力變形曲線與 conc1 案例結果也非常相像。因在剪動開始前，conc0.01 案例之介面材料已在試體準備過程發生破壞，故剪力強度十分低落。而 conc1 案例則在剪動初期即發生介面的大規模破壞，僅存些許介面發揮握裹效益，故此二案例之剪力變形曲線非常類似。由此四案例可得知介面強度會影響剪動行為，隨著強度的上升，平衡相對位移的能力越高，抑制剪動行為能力也會顯著的上升。

相同的在較高強度的介面材料下，圖 5.13 中 conc100 案例之剪脹曲線與 conc infinite 案例結果非常類似，conc1 案例也與 conc0.01 案例結果相同。在 conc0.01 案例中，可視為岩石僅受岩栓表面摩擦力影響，不具平衡相對位移的能力。在此條件下，因無介面傳遞，岩栓被拉伸的幅度較低，節理面產生較多的剪脹。具有介面強度的狀況下，只要介面的破壞不會在剪動初期發生，便可以達到更多束制節理面膨脹之效果。

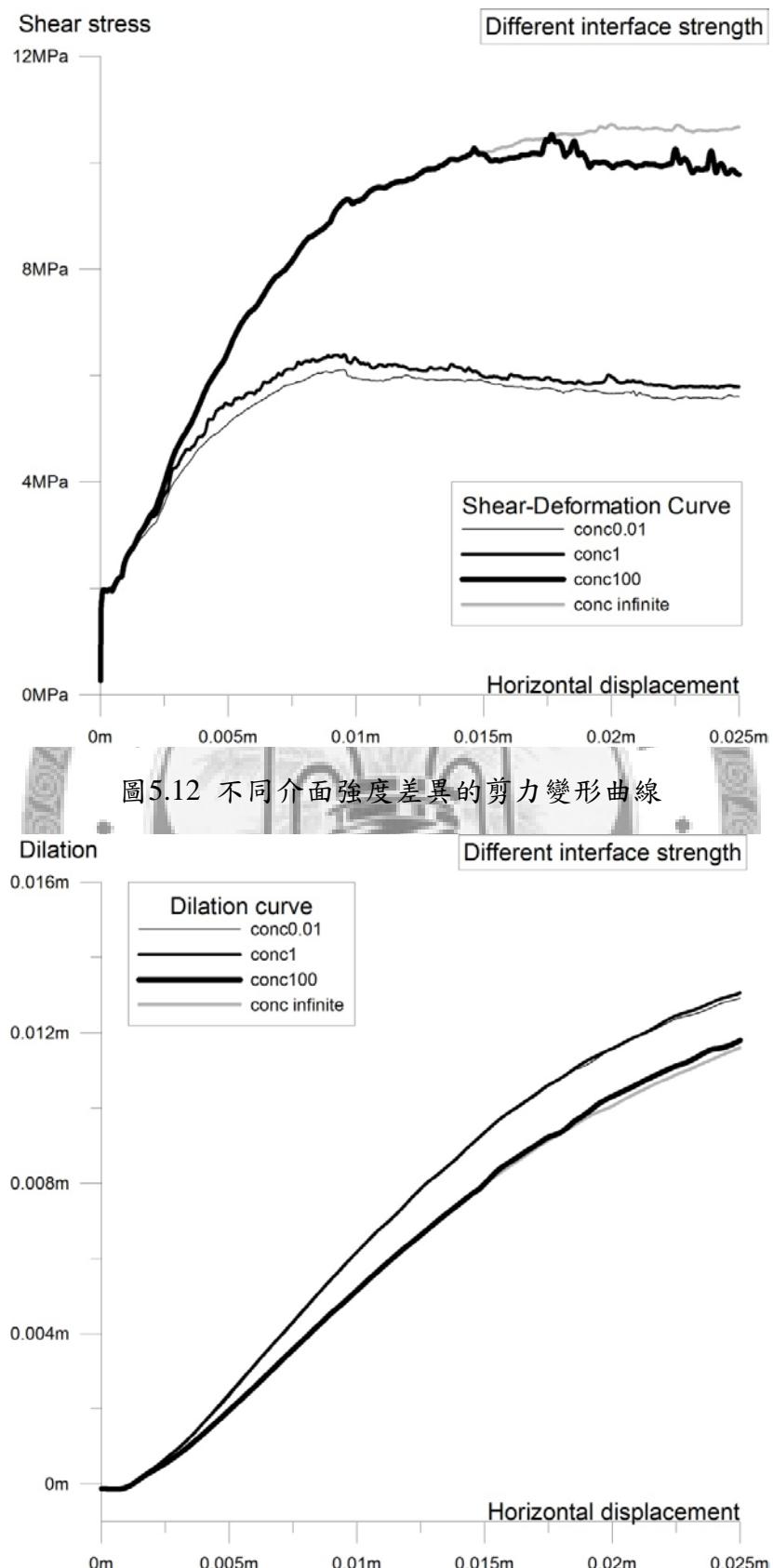


圖5.12 不同介面強度差異的剪力變形曲線

5.3.4 岩栓勁度影響

5.1 節指出，岩栓構件的變形特性影響其束制節理面受剪膨脹的特性，隨著岩栓勁度的提高，抑制能力也會越加顯著。高勁度岩栓在相同變形量中，能抵抗更大應力，其抵抗效果能持續發揮至與岩石變形發生平衡為止。當岩石變形與岩栓變形達諧和後，整體試驗便如直剪試驗達殘餘強度般，剪力變形曲線趨於穩定，剪脹程度逐漸降低。

圖 5.14 為不同岩栓勁度下剪力變形曲線的變化，粗線為較高勁度岩栓產生的反應。由圖可知較高勁度之岩栓明顯提高節理面剪力變形曲線，且尖峰強度發揮時的剪力變形也明顯的變大，表示若未發生破壞現象下支撐效果大幅提高。此原因為岩栓抗膨脹現象與抗剪動現象之交互影響，詳細原因將於 5.3.5 節說明。

圖 5.15 說明高勁度岩栓能抑制較多的節理面受剪膨脹行為，其抑制剪脹所表現出來的趨勢類似增加正向應力(圖 5.10)之反應，說明岩栓束制現象確實類似增加正向應力效果。唯提高岩栓勁度時，因其抵抗能力為被動產生，故試驗初始剪脹不會被抑制，需至剪脹發生時才會發揮被動束制能力。

岩栓勁度不僅影響抗膨脹行為，也會影響抗剪動能力。在高勁度岩栓中，需更大的節理面剪應力始能剪動岩栓，而使節理膨脹亦要供給相同程度之應力，本節如僅以圖 5.14 與圖 5.15 之資訊，將難以分離勁度對抗剪動及抗膨脹能力之影響。故本研究將於 5.3.5 節討論之，參照其他資訊以分析此現象之影響。

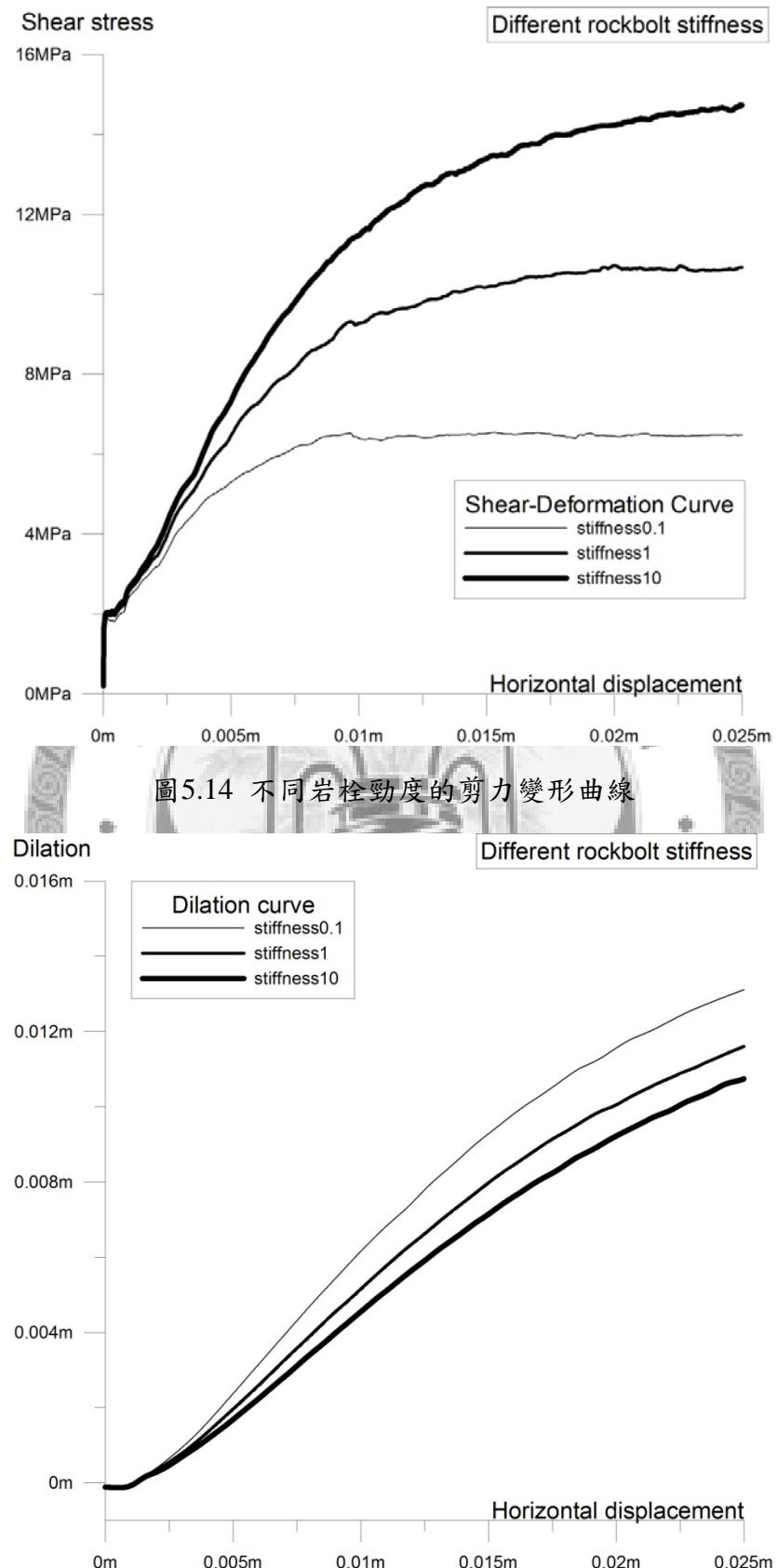


圖 5.14 不同岩栓勁度的剪力變形曲線

5.3.5 岩栓試驗成果歸納

具岩栓之節理面剪動時，岩栓的抗膨脹及抗剪動現象皆會造成剪力值的上升。有趣的是圖 5.14 中，岩栓勁度上升時，尖峰剪力強度對應的剪動距離也隨之上升，然而在圖 5.9 於正向應力較高時，尖峰剪力強度對應的剪動距離卻較反而下降。

由於本研究假設材料及鍵結強度為無限大，故剪力變形曲線的變化與破壞無關。5.1 節提出的岩栓發揮束制能力之程序中指出剪動初期節理面尚未膨脹，岩栓僅有抗剪動而無抗膨脹現象，剪力集中於剪切岩栓。持續剪動一段極小時間後，岩栓開始發生變形並發生節理面剪脹現象，並產生岩栓與岩石間相對位移，接著由於介面的連結，節理面膨脹必須被迫拉拔岩栓，如此岩栓便能發揮束制節理面功效。程序完整進行後，節理面產生少許膨脹，岩栓亦有些許變形。此時岩栓出力較大，對節理面膨脹仍有抑制現象，當剪動繼續進行時，系統需供給更多剪力方能使節理面產生更多能力拉拔岩栓。隨著抑制量的增加，節理面膨脹產生之反力也隨之上升，故剪力變形曲線(圖 5.7、圖 5.9、圖 5.12、圖 5.14)的斜率皆緩緩下降。當節理面膨脹產生的反力與拉拔單位長度之岩栓需付出之應力相同時，此時整體變形趨向一致，剪力變形曲線斜率為零，束制能力保持在一定程度而不再上升。

本研究以一個簡單模型說明之。首先將節理面受剪的機制假設為勁度彈簧，令其勁度為 $k_{dilation}$ ，岩栓勁度為 k_{bolt} ，節理面膨脹量為 $X_{dilation}$ 。由於岩栓與節理面面積不同(圖 5.16)，故節理面及岩栓的總勁度應為

$$k_{dilation} A_{rock} = K_{dilation} \quad (\text{大寫表示總勁度})$$

$$k_{bolt} A_{bolt} = K_{bolt} \quad (\text{大寫表示總勁度})$$

在低束制時，節理面受剪行為以爬升為主，節理面垂直位移較多，故假設剪力固定為 F 時， $K_{dilation}$ 較低，剪脹量 $X_{dilation}$ 較高。隨著束制量的上升，剪動行為轉換成剪壞為主， $K_{dilation}$ 提高， $X_{dilation}$ 逐漸下降。圖 5.17 說明勁度隨著束制量上升時的變化，實線為岩栓的勁度，虛線為節理面的勁度。剪動初期 $K_{dilation}$ 較 K_{bolt} 小，由於介面材料會使岩栓及節理面的虛擬彈簧伸長量 $X_{dilation}$ 保持相同，故岩栓對節理面產生額外的應力並抑制節理面的滑動(圖 5.18)，若繼續剪動，剪力強度值仍會提高。

當剪動逐漸進行，節理面的勁度 $K_{dilation}$ 上升，當岩栓與節理面勁度相同時(圖中虛線與實線交叉點)，虛擬彈簧伸長量 $X_{dilation}$ 變化相同，故節理面膨脹產生的應力與拉拔岩栓所需應力相等，剪力強度便不會繼續上升，反映在剪力變形曲線上為曲線持平。

此模型能夠說明在高正向應力及高岩栓勁度時剪力變形曲線的差異。高正向應力時，由於受到額外應力，節理面剪動所產生的反力一部分必須抵抗此額外應力的影響，因此勁度隨抑制量增加的而上升的幅度較小，反映於圖 5.17 為勁度增加程度下降。交叉點顯示當正向應力上升時，抑制節理面膨脹能力會越低，符合圖 5.10 結果。圖 5.18 顯示正向應力上升時僅需較低應力便能使系統達平衡且束制效應達峰值，同時系統達平衡所需的剪動距離也較低(圖 5.9)。相同的概念可套用至不同介面強度及不同岩栓勁度案例，藉以理解不同條件時束制能力的極限值。

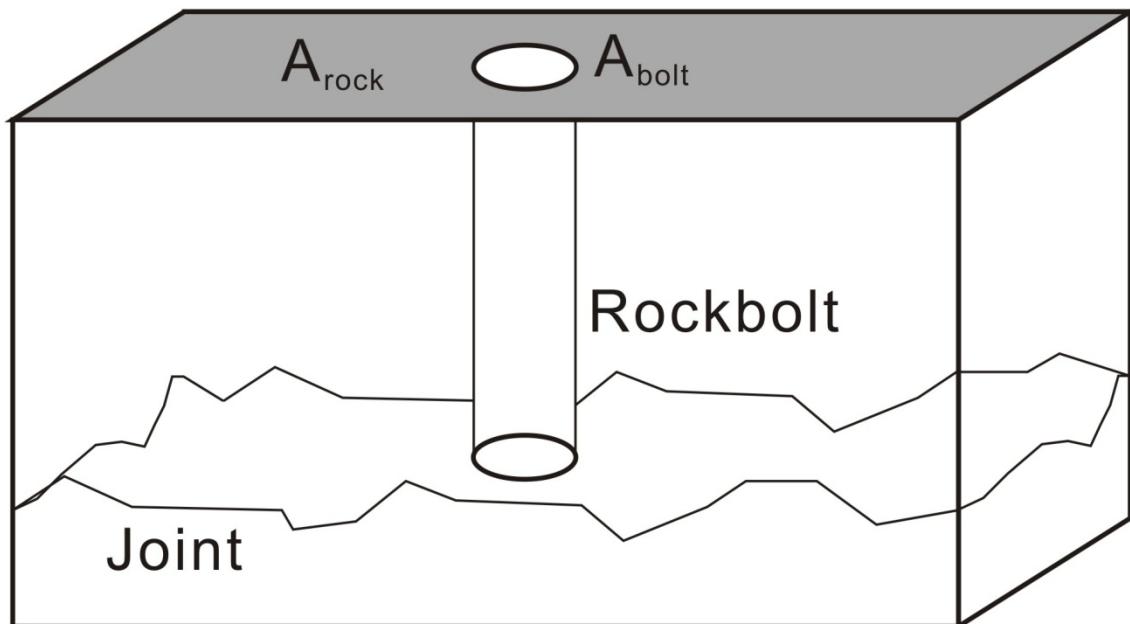


圖5.16 岩栓與節理面面積差異圖

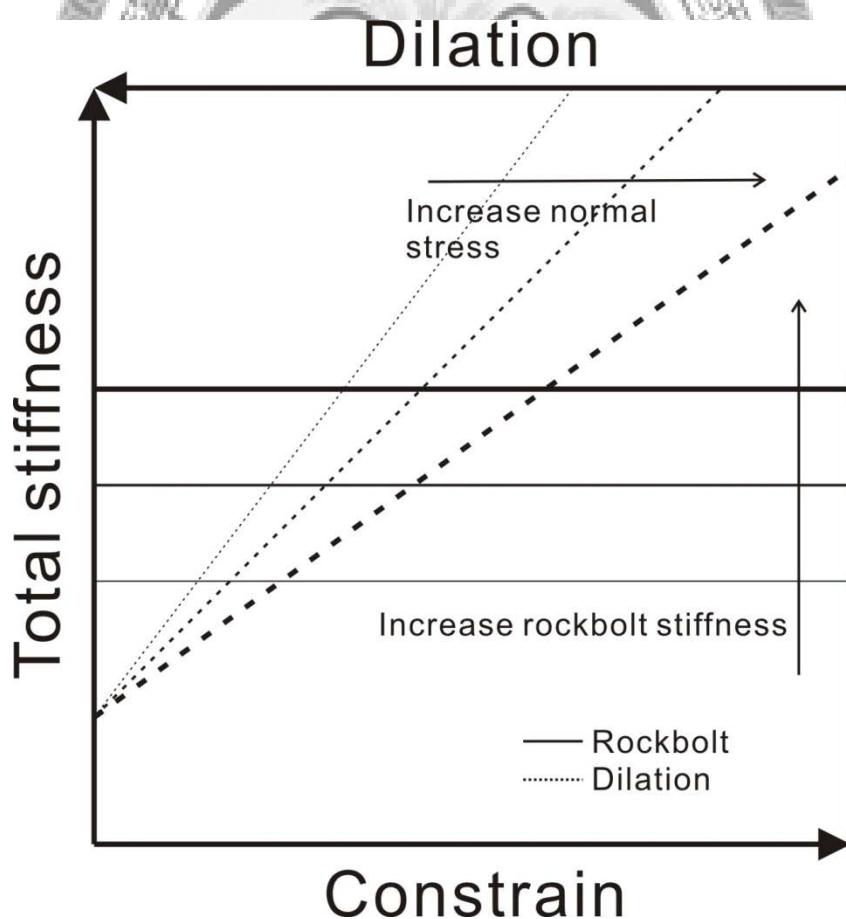
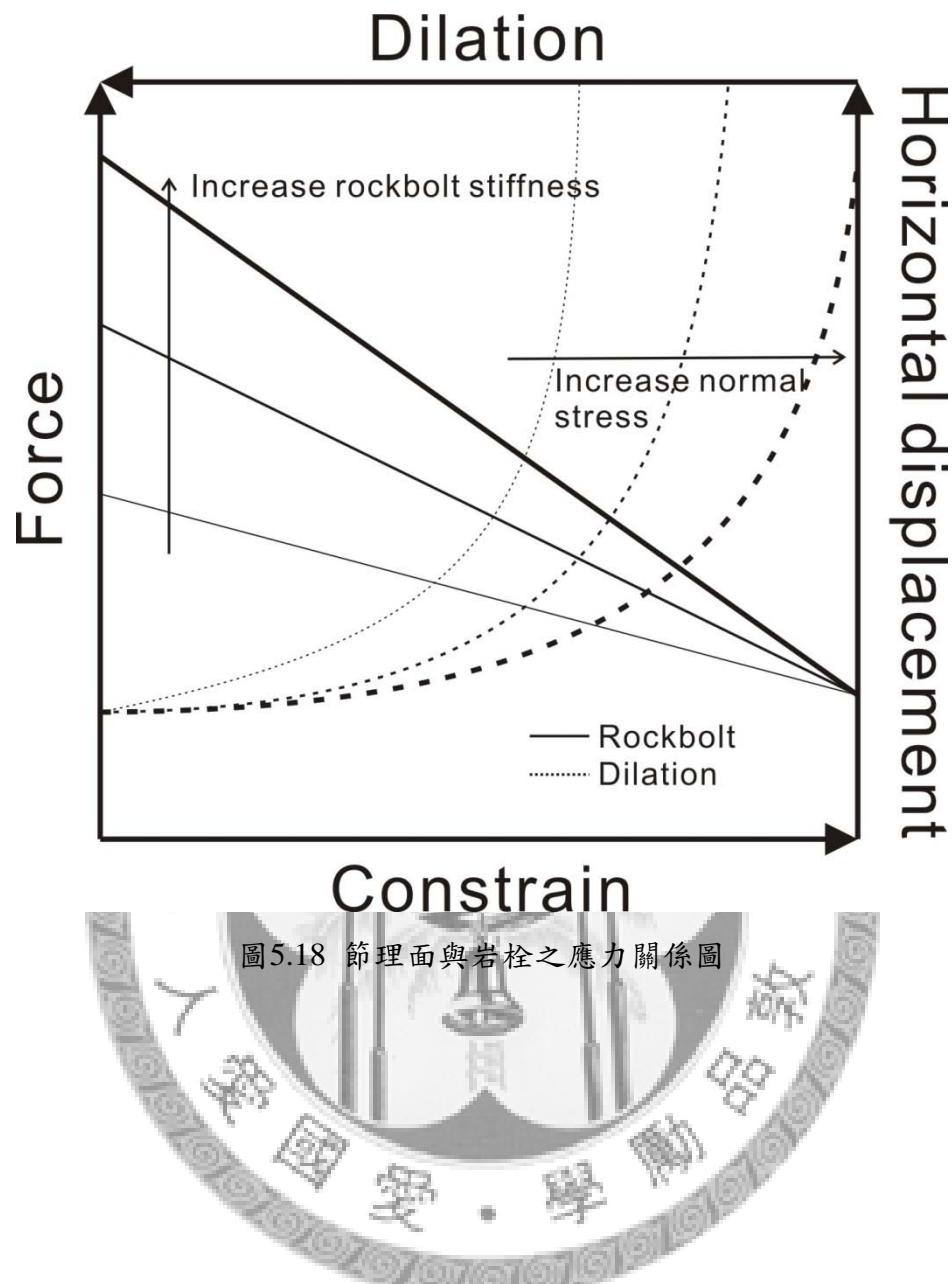


圖5.17 節理面與岩栓之勁度關係圖



第六章 結論與建議

本文探討節理面剪動受岩栓束制行為，先由可行性研究出發，討論節理岩體於 PFC^{3D} 模擬之成效，藉由完整岩石模擬、節理面行為分析與節理岩體模擬成果與實際數據資料比對，得到模擬節理岩體之趨勢與實際數據之差異及其改良方式，確立此研究於未來具有發展空間。完成可行性研究後，接著進行模擬岩栓束制試驗，提出束制理論及發展程序，推論數值模擬模型與實際現象之差異，然後以數值試驗證明束制現象的存在並嘗試分離節理面受剪時岩栓產生之抗剪動及抗膨脹效應。最後藉由改變束制發展程序中三項因子，觀察結果之變化並探討岩栓束制效應反映於剪力變形曲線及剪脹曲線之關係。

6.1 結論

由於本研究主要分為兩部分進行，故結論採兩部分討論之：

節理岩體模擬：

1. 依照本研究參數輸入方式，當勁度比 k_s/k_n 設定為 2 以上時，完整岩石模擬結果良好，可供後續研究使用。
2. 利用簡單排列模型進行之直接剪力試驗可求取參數改變時剪力變形曲線之變化。
3. 模擬節理岩體中，為避免產生過大且不合理剪應力，節理面需以存在帶寬方式模擬之，然而以帶寬方式模擬時，其寬度並非越寬越好，而是在一定帶寬範圍內才能得到良好模擬成果。但即使以帶寬法進行節理岩體模擬節理岩體，仍存在些許誤差，而修正時將會連帶影響其他行為，故目前僅能模擬趨勢而無法求取真實數值。
4. 模擬節理岩體之節理面粗糙度較真實節理岩體為大，以較小顆粒半徑進行節理岩體模擬，對於節理面行為能求取較好之成果，然而以此法進行時需對完

整岩石強度進行修正。

5. 模擬節理岩體時，加入內在摩擦角修正因子可使滑動破壞部分數值較為接近，然此法會改變岩體破壞部分之數值，故需謹慎使用。

岩栓束制模擬：

1. 岩栓束制現象可由個別元素法軟體 PFC^{3D} 模擬且具有良好成果。
2. 岩栓束制現象為位移諧和問題，故可藉由純彈性材料觀點進行分析之。
3. 岩栓束制現象分為三階段，改變階段內影響因子皆可對岩栓束制行為造成影響。其中增加正向應力、降低介面強度、降低岩栓勁度會使束制能力下降。
4. 由剪力變形曲線可知，岩栓之抗膨脹能力可由尖峰強度值估算，且隨著影響因子的不同，達尖峰強度之剪動距離也隨之改變。
5. 因岩栓束制現象為岩栓與節理面位移諧和問題，故可將其個別受力行為列出並做為比較，當兩者之位移—應力關係相同時，即可判定其達位移諧和現象而抗膨脹現象終止。

6.2 建議

本文之研究提出模擬節理岩體之試驗趨勢及可行性，以及岩栓束制現象之發生原因及影響因子，可做為未來岩栓設計及改良之參考。以下針對使用本研究之注意事項及未來發展做一補充。

節理岩體模擬：

1. 未來隨著電腦效能的上升，可使用更多顆粒進行模擬，應可達成更佳模擬效果。然而 PFC^{3D} 以顆粒進行模擬，即使以極小顆粒元素進行之，於微觀尺度下仍存在粗糙度問題。在應力邊界的狀態下，此現象不會隨著顆粒半徑的下降而改變，在位移邊界的狀態下，模擬結果才會隨著顆粒尺寸下降而越見良好。一般基本試驗大部分為位移邊界的狀態，故由大多數模擬試驗結果皆會認為縮小顆粒尺寸可優化成果。而直剪試驗為應力邊界狀態，若其存在剪脹

因素，就會因顆粒尺度問題影響強度，使人認為縮小顆粒尺寸也可對直剪試驗造成影響。其實若去除節瘤受剪破壞因素，顆粒尺寸對於直剪試驗之摩擦角性質並無影響。

2. 本研究之完整岩石模擬以勁度比做為操作因子，此因子之物理意義目前尚未有清楚連結，故以此進行之用意除了增加參數輸入便利性，一方面也可以嘗試釐清此因子之影響。未來延伸研究可針對此因子進行探討，觀察顆粒半徑是否與此因子具有關連，並對其參數物理意義作良好闡述。
3. 單位剪動行為目前尚未考慮節理面破壞及節瘤剪壞效應，如欲進行延伸研究，可探討顆粒尺寸對節瘤剪壞之影響，將有助於釐清節理面剪動之行為。

岩栓束制模擬：

1. 本文之岩栓模擬將岩體破壞影響排除在外，單純考慮節理面膨脹與岩栓位移之交互影響。在未來釐清束制現象後，可嘗試考慮納入破壞情形以進行更貼近真實現象之模擬。
2. 未來如進行大尺度隧道模擬分析，需注意岩栓尺寸、顆粒尺寸與模擬岩體尺寸之關係，避免模擬不合理之現象發生。

附錄 論文口試一問題與答覆

提問人	問題與建議	回覆
李宏輝老師	在模擬完整岩石的參數中，為何不參考 Cundall 的設置方式？	Cundall 的參數設置方式與實驗數據難以連結，故本研究自定參數設定方式，一方面可對應實驗結果，一方面藉此探討勁度比對模擬的影響。
	Cundall 提出的內在摩擦角是否與粒徑有關？	內在摩擦角的大小與粒徑的關係需視外在條件決定，在固定應力的狀況下，粒徑的大小應不影響內在摩擦角，而在固定邊界的狀況下，粒徑越小內在摩擦角也會越小。
	為什麼在剪位移達 0.5 時會有兩段的曲線結果？	此段推測可能是滑落段與爬升段轉換時的接觸方向不同導致，當滑落段欲轉換為爬升段時會額外承受另一顆粒的應力，故產生兩段的曲線結果。
	摩擦角與剪切方向是否有關？	摩擦角必然與剪切方向有關，然而本研究模擬以隨機生成顆粒進行，故各剪切方向的摩擦角僅會有些許差異。
	是否可模擬劈裂破壞？	PFC3D 目前在劈裂破壞模擬較難

		成功，推測可能因為三維度狀況下破裂延伸路徑過多導致難以劈裂。
	用字遣詞如爬過、爬升須統一	感謝老師，文中已修正。
楊長義老師	在模擬中 $K_s > K_n$ ，但真實中究竟誰比較大？	真實試驗中難以求得微觀的正向及切向勁度，同時 PFC 中的正向及切向勁度的意義也跟其他研究得有些許差異，故本研究的勁度設置僅是推測，目前在此方面的就對此並無定論。
	探討岩栓束制僅需模擬直剪即可，為何要進行節理岩體的模擬？	因未來如欲運用本研究成果，需配合隧道模擬。隧道為三維條件且由節理岩體構成，故節理岩體的先行性模擬具有其必要性。
	是否以小顆粒模擬，帶寬法的優勢就會消失？	以越小的顆粒可以得到更佳的模擬成果，帶寬法的優勢也會慢慢下降，然而小顆粒會連帶使顆粒數量增加，影響模擬效能，故考量時間與模擬結果的狀況下，帶寬法目前仍具有優勢。
	可考慮在節理處以小顆粒模擬？	目前的研究仍無法得知顆粒尺寸與模擬結果之間的關連，故在節理面使用較小顆粒將產生性質不同的問題。同時也會產生接觸不

		良、尺寸決定等的問題。
	是否可以用 PFC2D 探討節理面行為？	PFC2D 可用於探討單一方向節理面的問題，然而本研究所探討的主題是三維狀態，為了除去模擬差異，故節理面的探討仍以 3D 為主。
黃燦輝老師	用詞不當，須配合前人文獻及現有知識說明之。	感謝老師，文中已修正。
王泰典老師	對於岩栓機制的解釋，須釐清抗剪及抗脹的先後順序及主動被動關係。	岩栓機制主要先由抗剪引發抗脹效應，然後抗脹再回饋到抗剪的效應中，整個機制會不斷循環，不過整體而言是先產生抗剪，有位移後才會抗脹。模擬中，岩體的運動為主動，岩栓被動拉伸。剪脹方面，外界的推力是主動，節理膨脹是被動，故其關係為外界推力→節理膨脹→拉伸岩栓。
	顆粒是否可以反映彎矩？	本研究使用平行鍵結模式連結顆粒，此鍵結模式可傳遞顆粒中彎矩，故能反映彎矩的存在。
	研究模擬以無預力為主，若在有預力的狀況下是否會有不同反應？	本研究皆以無預力模擬，岩栓採被動拉拔的方式提供抗脹能力，故為保守設計。若岩栓存在預力，則抗剪脹效果會更佳。

參考文獻

1. Bartom, N. (1973): Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7, 287-332.
2. Cundall PA. (2000): Numerical experiments on rough joints in shear using a bonded particle model. In: Lehner FK, Urai JL, editors. *Aspects of tectonic faulting*. Berlin: Springer; 1–9.
3. E. Hoek, E.T. Brown (1990): *Underground Excavations in rock*. ,Spon Press.
4. G Grasselli, (2005): 3D Behaviour of bolted rock joints: experimental and numerical study. *Int J Rock Mech Mining Sci* . , 42: 13-24.
5. Hossein Jalalifar, AN Aziz. (2010): Experimental and 3D Numerical Simulation of Reinforced Shear Joints. *Rock Mech Rock Eng* . , 43: 95-103.
6. Itasca Consulting Group Inc. (2003): *PFC3D (particle flow code in 3 dimensions) version 3.0*. Minneapolis: Itasca.
7. Jaeger, J. C. (1960): Shear failure of anisotropic rocks. *Geologic Magazine*, 97(1), 65-79.
8. John Hadjigeorgiou, Kamran Esmaieli, Martin Grenon. (2009): Stability analysis of vertical excavations in hard rock by integrating a fracture system into a PFC model. *Tunnelling and Underground Space Technology* , 24: 296-308.
9. N Cho, CD Martin, DC Sego. (2007): A clumped particle model for rock. *Int J Rock Mech Min Sci* . , 44: 997–1010.
10. ParkJ-W, SongJ-J. (2009): Numerical simulation of a direct shear test on a rock joint using a bonded-particle model. *Int J Rock Mech Mining Sci* . , 46: 1315-1329.
11. Patton, F. D. (1966): Multiple model of shear failure in rock. In: *Proc. 1st Congr. Of ISRM*, Libson, 509-513.

12. PHSW Kulatilake, Bwalya Malama, Jialai Wang. (2001): Physical and particle flow modeling of jointed rock block behavior under uniaxial loading. *Int J Rock Mech Mining Sci.* , 38: 641-657.
13. Potyondy DO, Cundall PA. (2004): A bonded-particle model for rock. *Int J Rock Mech Min Sci* , 41: 1329–1364
14. Ziping Huang, Einar Broch, Ming Lu. (2002): Cavern roof stability—mechanism of arching and stabilization by rockbolting. *Tunneling and underground space technology* , 17: 249-261.
15. 日本隧道技術協會，日本隧道工程標準規範及解說—山岳工法篇，日本。
16. 李宏輝(2008)：砂岩力學行為之微觀機制—以個別元素法探討，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文。
17. 楊長義(1992)：模擬規則節理岩體強度與變形性之研究，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文。



作者簡歷



屏東市立復興國小

屏東市立中正國中

高雄市立高雄高級中學

國立成功大學 土木工程學系

國立台灣大學 土木系 土木工程研究所 大地組

現在準備要念博士班，加油加油

Email : jatestrella@gmail.com