

第二章 文獻回顧

2.1 軟弱岩石

軟弱岩石兼具岩石與土壤兩者的特性，因此無法單純以一般土壤或岩石力學之理論探討之。由於具有特殊的物理及工程性質，常造成施工上的困難與災害，故瞭解其特性是必要的，對於其物理與力學性質作深入探討，茲將張志勇(1999)、林景明(2001)與葉季霖(2003)所彙整之資料節錄其重點如下：

2.1.1 軟岩的定義

國外學者對軟岩之定義有不同之說法，Oliveira (1993) 考量依照變形性 (Deformation)、單壓強度 (Unconfined Strength)、剪力強度 (Shear Strength) 及依時性 (Time) 等因素，但其中仍以完整岩石之單壓強度最為人所使用，而在眾多定義中，則以根據 ISRM (International Society of Rock Mechanics) 的建議較為採用。

國際岩石力學學會(ISRM)依據完整岩石的單軸抗壓強度(q_u)將大地材料加以分類，如圖 2-1。單壓強度分佈在 0.5MPa 至 25MPa 之間可歸類為軟岩。ISRM 定義之軟岩單壓強度範圍涵蓋了堅硬黏土(Hard Clay)、極軟弱岩石(Extremely Weak)、非常軟弱岩石(Very Weak)以及軟弱岩石(Weak)等部分。

Bieniawski(1974)建議軟岩的單壓強度介於 1 至 25MPa 之間。圖

2-2 為 Bieniawski(1984)整理眾多學者對軟岩的分類定義，從圖中可看出各學者之軟岩分類標準有些許出入。國際土壤力學及基礎工程協會 (ISSMFE)的技術報告中，亦將軟岩定義為單軸抗壓強度介於 0.5MPa 至 25MPa 的大地材料。下限為 0.5MPa 的理由，是一般黏土的單壓強度通常都低於 0.5MPa；而上限的決定則沒有較明確的依據，不過考量材料的工程行為以及綜合其他學者的分類方式，25MPa 是各學者所認同軟岩單壓強度的上限值。

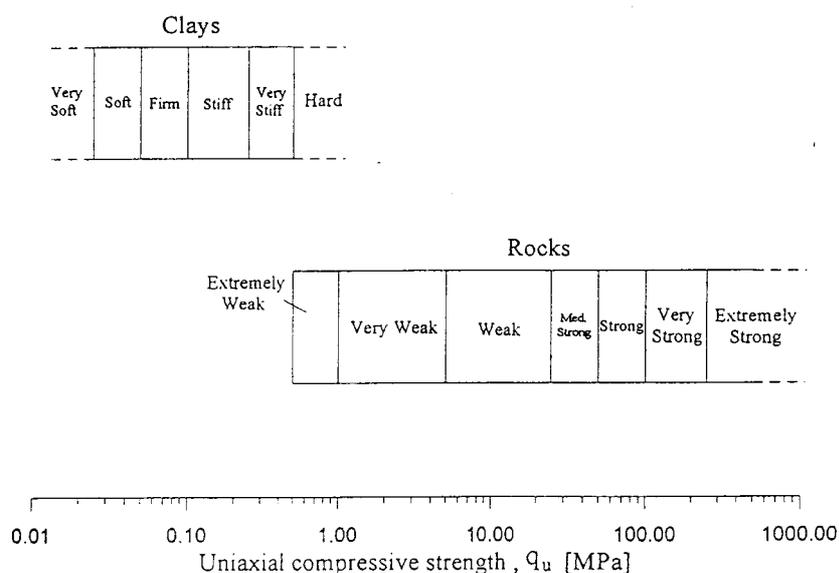


圖 2-1 ISRM 建議之大地材料單壓強度分類分級圖

(Johnston, 1993)

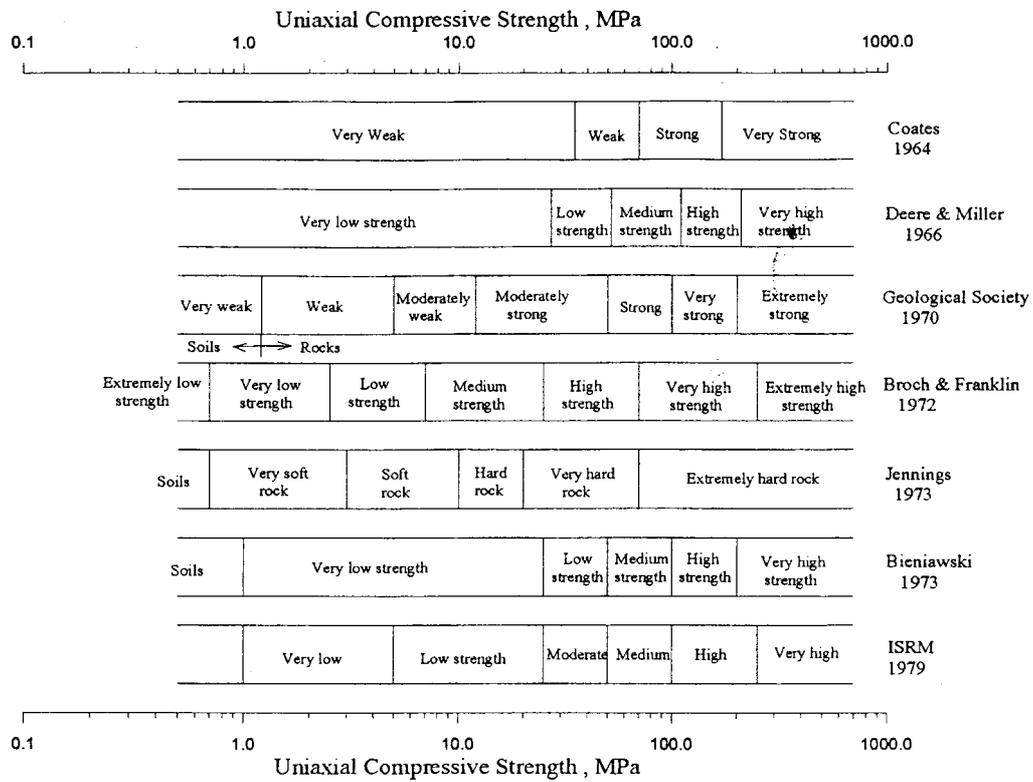


圖 2-2 岩石材料依單壓強度之分級圖

(Bieniawski, 1984)

2.1.2 軟岩的形成

1981 年在東京召開的國際軟弱岩盤會議中，將軟弱岩石依產狀不同而區分為以下幾項：(1)軟岩 (Soft Rock) (2)破碎岩石 (Fractured Rock) (3)風化岩石 (Weathered Rock)。所謂軟岩包括了泥岩、頁岩、凝灰岩、千枚岩、片岩等；而破碎岩石指的是受地層運動作用形成之斷層岩或剪裂岩；風化岩石指受風化作用而強度降低之岩石。

Barton (1993) 曾將砂土沈積成砂岩的過程分為三個階段，即顆粒沈積 緩和成岩 固化過程，並指出軟弱砂岩因為缺乏最後的長時間固化過程，因此可視為凝聚性砂土。

一般由砂土變成砂岩主要需經過三個階段(Barton, 1993)：

(1)齡化作用(aging)，此階段使砂土勁度提高，但尚未有凝聚性出現，此時的砂土稱為齡化砂土(aged sand)

(2)緩和成岩作用(mid diagenesis)，砂土在經過鏈結 膠結(bonding)以及互鎖作用(interlocking)後轉變成凝聚性砂土(cohesive sand)，膠結使材料產生凝聚性，增加剪力強度。

(3)長時間的固化作用(induration)，而終於強度提升至形成堅硬的砂岩。

Dobereiner et al.(1986)亦有此相似的結論,並認為風化(weathering)也是軟岩形成之一大要素,其主要為火成岩或變質岩軟岩化之原因,可見圖 2-3。

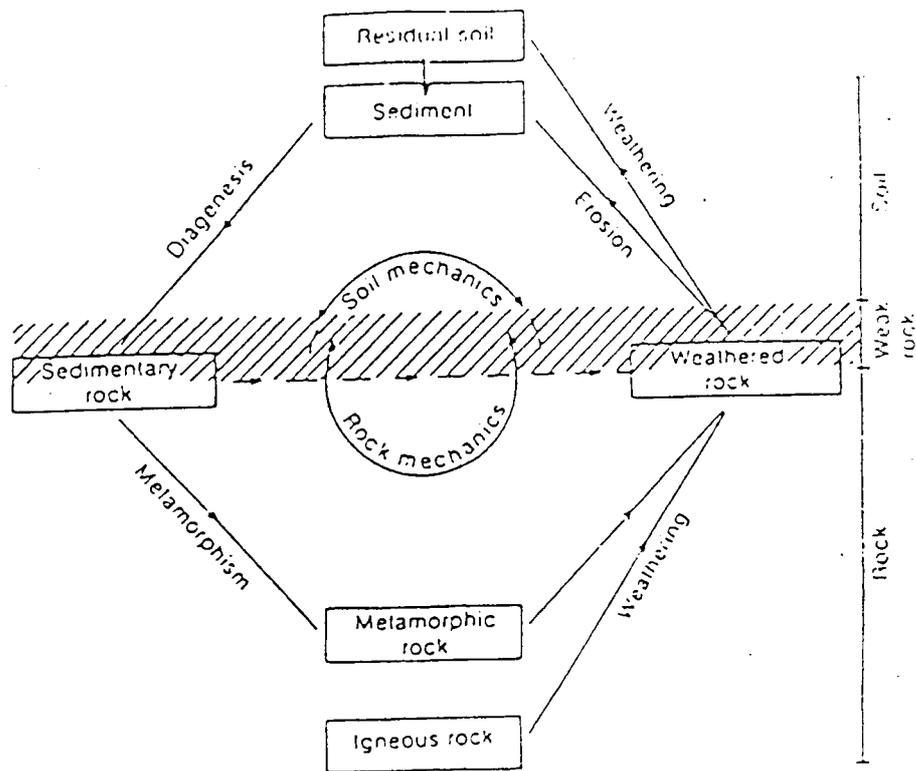


圖 2-3 軟弱岩石成因示意圖(Dobereiner et al., 1986)

2.1.3 軟岩的特性

在此將許多學者研究軟弱岩石之特性，包括物理性質及力學性質，統整歸納如下：

一、性質介於土壤與岩石之間

Johnston(1993)認為此材料宜同時兼用土壤力學與岩石力學的觀點來考慮。軟弱岩石相較於土壤而言，是較硬、較脆、較具膨脹性且為不連續的材料；相較於岩石而言是強度較低、較具延展性、較具壓縮性且較易受孔隙水所影響。Dobereiner et al.(1986)亦認為此材料力學特性介於土壤或岩石之間。赤井浩一(1993)也發表相似之結論。

二、膠結不良

赤井浩一(1993)認為軟岩顆粒間的膠結易受環境的影響而劣化，而 Oliveira(1993)指出軟岩容易因乾濕循環而產生消散現象(slaking)，此現象與礦物組構的排列有關。岩石的強度、硬度與膠結物的種類及含量有很大的關係。對於本研究對象之軟弱砂岩而言，可藉由膠結物含量及成分之認定，獲得其與力學行為間定性或定量之關係。

三、高孔隙率

Oliveira(1993)指出軟弱岩石具有高孔隙率，其孔隙可能來自於因

淋濾作用(leaching)，造成材料組成礦物流失，而產生孔隙(void)或者是因風化作用而發生材料衰退劣質化現象所造成的裂縫(fissures)。因孔隙率高，因此吸水能力也相對較高，吸水率在 10% 至 20% 之間(赤井浩一, 1993)。

四、孔隙水之影響

Bell(1993)針對軟砂岩做研究，發現飽和時的軟砂岩之力學性質，與乾燥時的軟砂岩有相當明顯的差異。以單壓強度而言，飽和過的軟砂岩之單壓強度會比乾燥的軟砂岩之單壓強度減少約 35%，而楊氏模數也是氣乾的軟砂岩明顯比飽和的軟砂岩大的多。另外，柏松比則是飽和的試體較乾燥的大，飽和試體的破壞應變，亦較氣乾試體大的多，如圖 2-4。此外，相較於一般岩石，軟岩則較具壓縮性，容易產生較高的孔隙水壓，且因為軟岩本身強度較弱，更凸顯孔隙水壓對軟岩的影響性(Johnston, 1993)。Johnston and Choi(1986)以人造軟岩(synthetic soft rock)從事單壓與張力試驗，飽和含水量越高，則單壓與張力強度皆越低。

Lin and Hung(1982)指出，軟弱岩石浸水弱化的主因，乃由於：(1)水分對岩石內部黏土礦物產生潤滑作用；(2)岩石內部膠結物質因浸水而崩解(dissolution)。

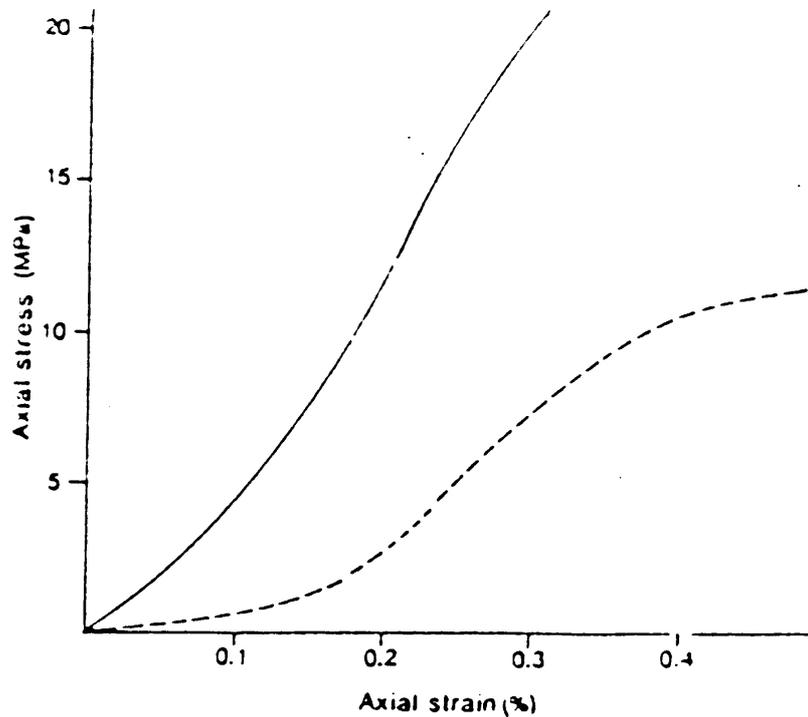


圖 2-4 乾燥(實線)與飽和(虛線)軟砂岩之單壓試驗軸向應力應變比較
(Bell, 1993)

五、高變形性

Oliveria(1993)認為軟弱岩石在應力狀態或含水量改變時，所產生的變形量較一般岩石為大，而高孔隙率亦是造成軟岩變形性大的原因；且若軟弱岩石含有較多的黏土膠結成分，則易造成遇水膨脹或產生解壓回漲的行為。他認為軟岩變形模數在 500-5000MPa 之間，若在此岩層上構築大型建築物，因變形模數範圍甚大，因此也會對建築物之基礎設計造成頗大的影響。

六、小應變之線性應力-應變行為

一般建築物構築於軟岩地層上所造成之地盤變形並不大，因此由小應變量測得到之變形模數來預測地表的變形或是建築物的位移較為適宜。而軟岩在微小應變 $10^{-3}\%$ 以下的應力-應變呈線性關係 (Tatsuoka and Kohata, 1995)。而一般未使用小應變量測所求得之軟岩勁度較小。

由室內試驗求得之軟岩勁度常較現地試驗(如孔內震波試驗、傍壓儀試驗等)所求得者為低，其主要原因如下：

(1)試體擾動

取樣、運送岩心、準備試體時，造成擾動。使用高品質的試體可以減低試體擾動的影響，亦可採取適當的再壓密方法，使因為取樣解壓產生的細微裂縫再次密合，以求得更合理的試驗結果。

(2)基座誤差(Bedding error)軸向應變誤差

軟岩壓縮試驗中，由荷重桿或試體蓋版底端的量測軸向變形當作試體的軸向應變是不可靠的，此稱之為基座誤差。可利用局部應變計量測範圍介於 10^{-5} 到 10^{-2} 的應變，以避免基座誤差的影響。

Stimpson et al. (1979), Burland(1989)指出一般地層因工作載重加載造成的應變量都小於 0.1% ，因此，有必要對軟岩在小應變時的變形性更加瞭解。Kim and Tatsuoka(1994)指出軟岩小應變之楊氏係數

E_{\max} 和現地剪力波速得到的值 E_f 非常一致,此表示彈性模數可利用室內的靜態試驗求得,而室內具圍壓下之超音波試驗得到的彈性模數 E_d 則略大於 E_{\max} 和 E_f 。小應變下排水或不排水試驗得到的 E_{\max} 是相似的。無圍壓 E_d 值比有圍壓 E_d 值小,此種差別對風化度大的砂質泥岩比泥岩試體大,這結果顯示試體會受因取樣形成的裂縫影響,若要用室內試驗設計推估現地行為,回復現地應力狀態相當重要,而無圍壓壓縮試驗大大低估了現地小應變時的勁度。在應變達 0.1% 即一般在軟岩地層工作載重造成的最大應變或應力達尖峰強度的一半時, E_{sec} 仍大約是 E_{\max} 的一半。 E_{\max} 對壓縮強度的比值大約是 400 到 1000 之間。

Hight(1995)指出細微裂縫及其對圍壓的反應在軟岩的應力應變特性上有支配性的影響。由圖 2-5(a)可看出裂縫會降低勁度,特別在小應變範圍,且加大非線性段。圍壓的增加可使微裂隙閉合而讓小應變範圍之勁度增加,直到微裂隙全部閉合為止,如圖 2-5(b)。另外,非線性段對取樣造成的擾動非常敏感,所以進行室內試驗時必須回復現地應力。綜合上述,軟岩之小應變行為對於一般工程的應用較具意義,因此,對於小應變行為之研究也就更顯重要。

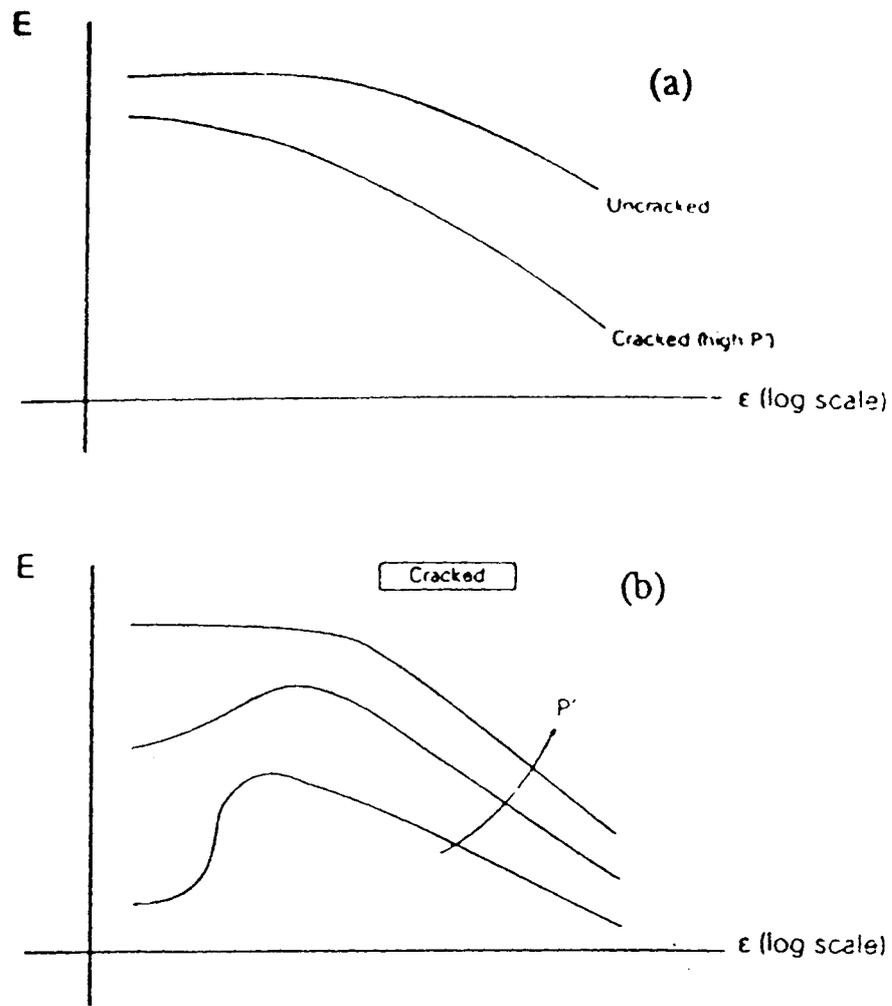


圖 2-5 細微裂縫及其對圍壓之反應對軟岩應力應變特性的影響

(Hight, 1995)

2.1.4 臺灣中北部軟砂岩簡介

本研究所採用之軟弱砂岩材料主要取自新竹縣寶山鄉，在地質年代上屬上新世至更新世之砂岩，如表 2-1。根據何春蓀(1987)對台灣整體的地層描述，台灣西部麓山地區的岩層中，上新世與更新世地層屬於十分年輕的地層，其地質年代分別為五百萬年至兩百萬年前，以及兩百萬年以內。台灣北部及中北部地目中，上新世地層主要的砂岩分佈之地層為卓蘭層，而上新-更新世地層中主要的砂岩分佈之地層為頭嵙山層與卓蘭層，大致以頁岩、粉砂岩、和砂岩的互層及礫岩為代表。

上述之地層均極年輕，因此強度普遍不高。本節即針對台灣中北部含軟弱砂岩之頭嵙山層香山相、卓蘭層作一概述。

表 2-1 台灣西部麓山帶第三紀及更新世地層對比表(何春蓀, 1986)

區域		台灣北部	台灣中北部	台灣中部	台灣中南部
時代		基隆.台北.桃園	新竹.苗栗	台中.彰化.南投	嘉義.台南
更新世		頭嵙山層 (觀音山層)	通霄(楊梅)層	頭嵙山層	六雙層 二重溪層 炭下層
	上新世	卓蘭層	卓蘭層	卓蘭層	六重溪層 法水溪層
錦水頁岩		錦水頁岩	錦水頁岩		
三峽群		二閣層	桂竹林層	魚藤坪砂岩	烏嘴層 中崙層
	大埔層	十六份頁岩			
晚期	瑞芳群	南莊(五堵)層	上福基砂岩 東坑層	關刀山砂岩	糖恩山層
		南港砂岩 南港層	觀音山砂岩	南莊層	南莊層
中期	瑞芳群	湊合層	打鹿頁岩 北寮砂岩	水裡坑層	達邦層
		石底層	出磺坑層		
早期	野柳群	大寮層	碧靈頁岩	大坑層	
		木山層	汶水層		
漸新世		五指山層		粗坑層	
	蚊子坑層				

一、頭嵛山層

頭嵛山層廣泛地分佈在西部麓山帶中，時代是更新世的初期，整合在上新世卓蘭層上面。頭嵛山層一般分為兩個岩相，彼此間是漸變的，一為礫岩相，一為砂岩和頁岩相，又可稱之為火炎山相(礫岩)和香山相(砂岩和頁岩)。台灣北部頭嵛山層主要特徵是膠結疏鬆的砂岩與頁岩所成之互層，礫岩相不發達，一般只有少數礫岩相薄層夾在砂岩及泥岩之中，所以在北部多以香山相為代表。再者，頭嵛山層在新竹縣被稱為楊梅層，在苗栗縣被稱為通霄層，此兩個層面皆為青灰色砂岩、粉砂岩、和頁岩組成。其中，楊梅層下部的砂岩中常夾有礫岩薄層。台灣中部和中南部頭嵛山層中的礫岩相及砂頁岩互層相，都有很好的發育，前者通常覆在後者的上面。於本層主要的岩性是塊狀、淡青灰色至淡灰色、細粒、或粉砂質的砂岩。砂岩的膠結疏鬆，偶含漂木碎塊，常夾有青灰色或灰色頁岩的互層，除了在頁岩夾層處之外，砂岩層理大多不顯著。而礫岩部分成巨厚塊狀，厚度約在數百公尺之間。

此砂岩由泥質物膠結，因地層年代較新，岩層膠結不良，壓密作用仍在進行中，故孔隙率大，透水性良好，開挖容易。其單軸抗壓強度為 12MPa 以下，在做基礎承載時，必須避免重壓沉陷問題之發生。且抗風化性差，遇水容易消散崩解，其消散耐久性指數介於 0~30%。

二、卓蘭層

卓蘭層平均厚度約為 2000 公尺，時代約在上新世晚期至更新世早期，廣泛地分佈在西部麓山地帶，主要由砂岩、粉砂岩、泥岩和頁岩的互層所組成。其中砂岩常呈淡青灰色或淡灰色，細粒，略含雲母質，層厚為數十公分至兩公尺不等。頁岩和泥岩呈現青灰色或暗灰色，一般層厚在 20~50 公分間，也有較厚的頁岩層出現。由於砂岩和頁岩的抗蝕力不同，所以在互層出露區域常形成單面山(cuesta)或豚背嶺(hogback ridge)的地形，形成本地層之一個重要特徵。再者，本層岩相變化相當快，且缺乏指準層，所以很難再將它細分成數個較明顯的岩段。卓蘭層內具有交錯層和波痕，顯示本層大多是淺水相的沈積物。本層上部有淡灰色、塊狀細粒的泥質砂岩，其中含有炭化漂木的碎塊、炭質顆粒粗粒的碎岩層，並夾有凸鏡體或薄層礫岩，在自上礫岩增加而漸變成頭斜山層。再者，本層另一重要特色為富含化石群。本層砂岩所佔的比例約為 40%~60%其膠結物為泥質，膠結性差且壓密不足，因此結構疏鬆，砂岩小塊易以手指壓碎至砂土狀。本層的單軸抗壓強度多在 20MPa 以下，屬軟弱岩層，在工程上基礎除考慮承載力外，也需考慮沉陷的特性。

2.2 軟岩之物理與力學性質

本節回顧國內研究臺灣中北部軟弱岩石之物理性質及力學性質之成果，茲彙整如下。

一、物理性質方面

陳賀瑞(1997)藉由研究台中大坑地區之卓蘭層與新竹頭嵙山層香山相之軟弱砂岩指出，此兩地層之顆粒粒徑約介於 2~0.075mm 之間，屬於中至細砂，其中頭嵙山層香山相之顆粒分佈較均勻，卓蘭層之泥質(粉土+黏土)含量較高，亦有較高礦物成分。

林銘郎及林煜卿(1998)針對寶山地區卓蘭層與楊梅層(即新竹頭嵙山層)之泥質岩石研究指出其比重介於 2.56~2.75，單位重介於 1.92~2.2g/cm³ 間，孔隙比約介於 0.26~0.38，粉土顆粒占 38%~72%，黏土顆粒占 13%~60%。

卿建業(1995)蒐集臺灣一些岩石之單壓強度試驗資料，並就國內不分地層之軟弱岩石工程性質歸納分析指出，單位重則約介於 2.0~2.6g/cm³ 之間，且提出單壓強度將隨單位重增加而增加之觀察。

林景民(2001)對寶山地區之泥質粉砂岩的研究顯示，比重約 2.64，氣乾後單位重約 1.87g/cm³，孔隙比約介於 0.32~0.41，氣乾含水量約 0.7%~3.3%。而取自交通大學西南山坡之細顆粒砂岩，其比重約 2.64，濕單位重約 2.09~2.30g/cm³，孔隙比約介於 0.31~0.46，天然

含水量較高，約為 14.27%~16.7%。

洪任賢(2002)也同樣針對寶山第二水庫、交大西南山坡以及大甲溪地層進行一系列之研究，結果指出寶山第二水庫取得之砂岩其比重約 2.65，濕單位重約 1.84~1.88g/cm³，實驗前孔隙比約介於 0.62~0.64，自然含水量約為 10.36%~10.74%；交大西南山坡的試體粒徑分析其 D₅₀ 分佈介於 0.08mm~0.12mm，比重約 2.39~2.65，濕單位重約 1.93~2.30g/cm³，實驗前孔隙比約介於 0.23~0.61，自然含水量約為 14.2%~20%；而大甲溪地層鑽心取樣試體的物性試驗結果顯示，其比重約 2.65，濕單位重約 2.25~2.43g/cm³，實驗前孔隙比約介於 0.21~0.32，含水量約為 5.94%~13.42%。

葉季霖(2003) 試樣取自交通大學西南山坡鑽心試體，粒徑分析結果顯示其 D₅₀ 分佈介於 0.08~0.012 mm，判斷此處應為頭嵛山層之細顆粒砂岩，其膠結極為不良，含水量極高，輕微施力即可造成碎裂。其中濕單位重 γ_m 介於 2.09~2.33 g/cm³，自然含水量為 10.3%~21.0%，試驗前孔隙比分佈於 0.25~0.46。

經濟部水利署中區水資源局(2002)於交通大學防災中心執行寶二水庫蓄水後邊坡穩定性期末報告，對寶山地區砂岩所進行的物性試驗指出其比重約 2.63~2.67，濕單位重約 1.93~2.26g/cm³，實驗前孔隙比約介於 0.33~0.52，自然含水量約為 10.86%~12.43%，均勻係數 Cu

為 9.19~12.87，曲率係數 C_c 為 1.00~1.96。

二、力學性質方面

卿建業(1995)指出，砂岩之模數比(modulus ratio) E/σ_c (E 為彈性模數、 σ_c 為單壓強度)，大致介於 50~500 之間，頁岩之模數比則介於 10~200。砂岩之柏松比(poisson's ratio)為 0.2~0.5 之間，頁岩為 0.3~0.5。

陳賀瑞(1997)在同一研究中發現在相同試驗控制模式下，泥質含量較低及砂顆粒之均勻性較低者，其力學強度有增高趨勢。另外，大坑卓蘭層之軟弱砂岩單壓強度約介於 7~13MPa，傳統三軸之 c 值約 1.5~3MPa， ϕ 值約介於 41°~43°。而多段式尖峰強度段三軸所得之 c 值約 5.2MPa， ϕ 值為 29°。而頭嵙山層泥質粉砂岩之多段式尖峰段三軸所得之 c 值約 1.62MPa， ϕ 值為 23°。

林銘郎及林煜卿(1998)指出寶山地區泥質岩石單壓強度介於 0.14~27.4MPa 之間，屬軟弱岩石且含水量過多時強度迅速軟化而類似土壤，模數比大多介於 30~300，屬中低模數比之岩石。進行兩組 SCU 三軸試驗強度參數分別是 c' 約 40kPa， ϕ' 值為 53°； c' 值 30kPa， ϕ' 值為 54°。

柳政男(1998)指出台中大坑一帶之軟弱砂岩其滲透係數值約在 5.76×10^{-6} (cm/sec) ~ 3.7×10^{-8} (cm/sec)之間,滲透係數與孔隙率並無正相關,採用傳統三軸壓縮試驗所得之數據分析中北部軟弱砂岩之破壞準則,結果顯示 Hoek-Brown 之破壞準則較適用,而少數泥質粉砂岩則以 Mohr-Coulomb 之破壞準則較為適用。

黃亦敏(1998)由應變速率控制之潛變試驗結果,指出軟弱砂岩單壓試驗之尖峰強度與初始彈性模數會隨破壞時間增加或應變速率減少而下降,而配合之聲射累計數則隨應變速率降低而增加,反應潛變效應造成材料累積破壞而影響力學性質。

陳恆祐(1999)於軟岩的滲透性質及滲流對微組構之影響研究中求得新竹寶山的黃色砂岩與灰色粉砂岩室內定流量三軸透水試驗的滲透係數:黃色砂岩介於為 $2.7 \times 10^{-4} \sim 3.2 \times 10^{-4}$ cm/s,灰色粉砂岩則介於為 $8.6 \times 10^{-6} \sim 9.1 \times 10^{-6}$ cm/s。滲透係數值現場試驗略大於室內試驗,不過差距不大,可顯示不連續面之影響不大,與一般硬質岩體有甚大差異。

黃惠儀(1999)針對軟弱砂岩進行一系列之三軸試驗,結果顯示同屬軟岩地區的大坑岩塊在 3MPa 圍壓下裂縫已閉合, E_{\max} 約為 4GPa、 E_{\max}/q_{\max} 值約為 320,軟岩之彈性模數隨應變量增大明顯減小,其表示變形性為非線性。

張志勇(1999)於台中大坑地區之卓蘭層軟弱砂岩之張力行為研究中指出，砂岩經採集鑽心並氣乾後，含水量約為 1~2%，其直接張力強度介於 0.05~0.28MPa，間接張力強度介於 0.17MPa~0.58MPa。直接張力強度約為單壓強度之 1/40~1/15；間接張力強度約為單壓強度之 1/30~1/15。直接張力強度值較為散亂，大部分巴西試驗所得之間接張力強度較直接張力强度高。且軟弱砂岩在應變量 0.1% 以下即可產生張力破壞，張力狀態下之應力應變行為具非線性。應變量 0.005% 以下之變形性則稍具線性，此應變量之變形模數較單壓試驗初始切線模數低。岩樣含水量由 1% 提高至 10%，則將只剩下 30% 之張力強度。孔隙率越高，間接張力強度將減小，對於直接張力強度則較無規則。

林景民(2001)分別對寶山和交大試驗進行單軸壓縮試驗，寶山試體單壓強度介於 5.5 ~6.5 MPa，符合 ISRM 對於軟岩的定義。其破壞應變則介於 1%~2% 之間。交大試體則考量為符合其現地性質，故當試體由壓克力管取出後，直接施作和氣乾後比較，若含水量由 4% 增至 15%，其單壓強度由 1.1 MPa 降至 0.4 ~ 0.5 MPa，破壞應變則由 1%~2% 增至 5%~6%，故含水量的增加會造成軟岩單壓強度之降低。經由三軸試驗結果整理出寶山砂岩之強度參數為凝聚力 $c' = 0.74$ MPa，有效內摩擦角 $\phi' = 31.0^\circ$ ，楊氏模數 E_{\max} 介於 400~2000 MPa 間；

交大泥砂岩之強度參數為 $c'=0\sim 0.71$ MPa , $\phi'=21.4^\circ\sim 32^\circ$, 最大楊氏模數 E_{\max} 約為 250~700 MPa , 兩者之凝聚力都非常的低 , 有效內摩擦角介於黏土與鬆砂之間。

洪任賢(2002)指出由於交大西南山坡試體含水量高 , 其單壓強度約 0.09~1 MPa , 破壞應變介於 3~8% ; 大甲溪地層單壓強度約 0.25~9.36MPa , 破壞應變介於 2~8%。而三軸試驗結果顯示 , 當試體在壓密完成時之有效橫向應力 $'_{ho}=0.98$ MPa 之下 , 等向壓密後三軸受剪 , 交大試體所得之 $E_{\max}/'_{ho}$ 大約介於 100~1200 , 寶二試體所得之 $E_{\max}/'_{ho}$ 大約介於 700~1100 , 大甲溪試體所得之 $E_{\max}/'_{ho}$ 大約介於 400~1200。

葉季霖(2003) 試樣取自交通大學西南山坡鑽心試體 , 從應力應變行為來看 , 所得試體都缺乏一般硬岩所常有之脆性力學行為 , 試驗時引發之超額孔隙水壓 , 在低有效圍壓試驗條件下會顯現類似緊砂或過壓密黏土之膨脹性行為。而在高有效圍壓試驗條件下 , 則呈現類似鬆砂或正常壓密黏土之壓縮性行為。在低有效圍壓之強度參數凝聚力 c' 幾乎等於零 , 有效內摩擦角 $\phi'=39.17^\circ$ 。軟岩試體受到大於 10 kg/cm^2 之有效圍壓 , 其顆粒間之鍵結開始遭受破壞 , 而楊氏模數亦會迅速衰減。

2.3 軟弱岩石之受剪行為

Johnston (1993) 指出，土壤與岩石隨圍壓變化之受剪行為，其實是相差不大，主要在於行為分界點的解釋不同而已。對土壤而言，以過去最大覆土壓力來作為分界，然此壓力對硬岩石而言並不具意義；所以，曾有學者研究得出，軟弱岩石於受剪時，低圍壓下為 O.C 特性，高圍壓下為 N.C 特性，由此可看出軟弱岩石之過去最大覆土壓力的存在較為明顯但若以岩石受剪觀點來解釋，則亦可稱其行為為 brittle-ductile 特性。由 Goodman (1989) 對一系列硬岩進行三軸試驗，發現隨著圍壓的增大，岩石行為會由脆性行為轉至延展性行為，之間會有 brittle-ductile 過渡壓力存在。

Bell and Culshaw (1993) 利用鑽得之軟弱岩樣，探討軟弱砂岩之基本物性與力學行為之相關性，指出應力-應變曲線呈”S”形狀，即初始因裂縫閉合而呈非線性、呈凹口向上，而飽和狀態之勁度 (E) 與柏松比 () 皆明顯小於乾燥狀態。由應力-應變曲線亦得知快達極限強度時，裂縫發展進行的更快，因此很快即發生破裂。對於加壓/解壓之試驗結果，乃呈現出滯後曲線 (Hysteresis curve)。

Brace et al. (1966) 發現在三軸應力狀態下，當軸差應力約為 1/3-2/3 尖峰強度時，岩石試體體積開始產生膨脹現象；而在單軸應力狀態下，當軸向應力約為 50%-70% 單壓強度時，岩石試體的體積也

會開始產生膨脹的現象。多位學著曾針對岩石在承受應力下體積的膨脹性(dilatancy)進行研究後認為：膨脹性可視為岩石在承受應力下，其內部裂隙開張(opening)或是延伸(propagation)的指標(Lama and Vutukuri, 1978)。

林傑 (1997) 為探討岩石材料受剪應力作用時體積變化之耦合關係，以木山層軟弱砂岩為研究對象，進行純剪應力路徑之三軸試驗，研究結果發現：木山層軟弱砂岩材料於低圍壓下 (小於 20MPa)，當剪應力約大於 50% 剪力強度時，剪脹行為 (即剪應力造成體積應變之耦合行為) 開始發生，且體積膨脹現象會隨著剪應力增加而急遽增加，直至試體破壞為止；若將剪應力對剪力強度正規化後，不同試體的剪應力大小程度與體積應變關係曲線相當一致。但是高圍壓 (40MPa) 或剪應力較低時，則無剪脹行為發生。

Johnston (1995)在三軸試驗下探討土壤、軟岩及硬岩其行為與體積變化。土壤由圖 2-6 可知正常壓密土壤在三軸試驗下體積變化為壓縮性；而過壓密土壤具剪脹性。圖 2-7 顯示軟岩單壓強度約 2MPa，孔隙率約 0.4，有效圍壓由 0.5MPa-34.3MPa。當有效圍壓小於 5MPa，伴隨膨脹行為類似過壓密土壤，當有效圍壓大於 17.3MPa 行為就像正常壓密土壤。硬岩如圖 2-8 單壓強度約 80MPa，孔隙率約 0.15，有效圍壓由 100MPa-600MPa。當有效圍壓等於 100MPa，伴

隨膨脹與脆性行為，當有效圍壓大於 100MPa，由脆性行為轉為延性行為，為應變硬化。

故由以上討論，我們可知道，對軟弱岩石進行排水三軸試驗，於低圍壓下，試體會呈脆性行為，而於高圍壓下，則呈延展性行為，在三軸狀態下有剪脹的行為，經由對軟弱砂岩在三軸 CU 試驗下，受剪時孔隙水壓變化情形進行探討，孔隙水壓可表現試體體積變化是傾向膨脹或壓縮，亦可探討軟弱岩石受剪之應力應變行為。

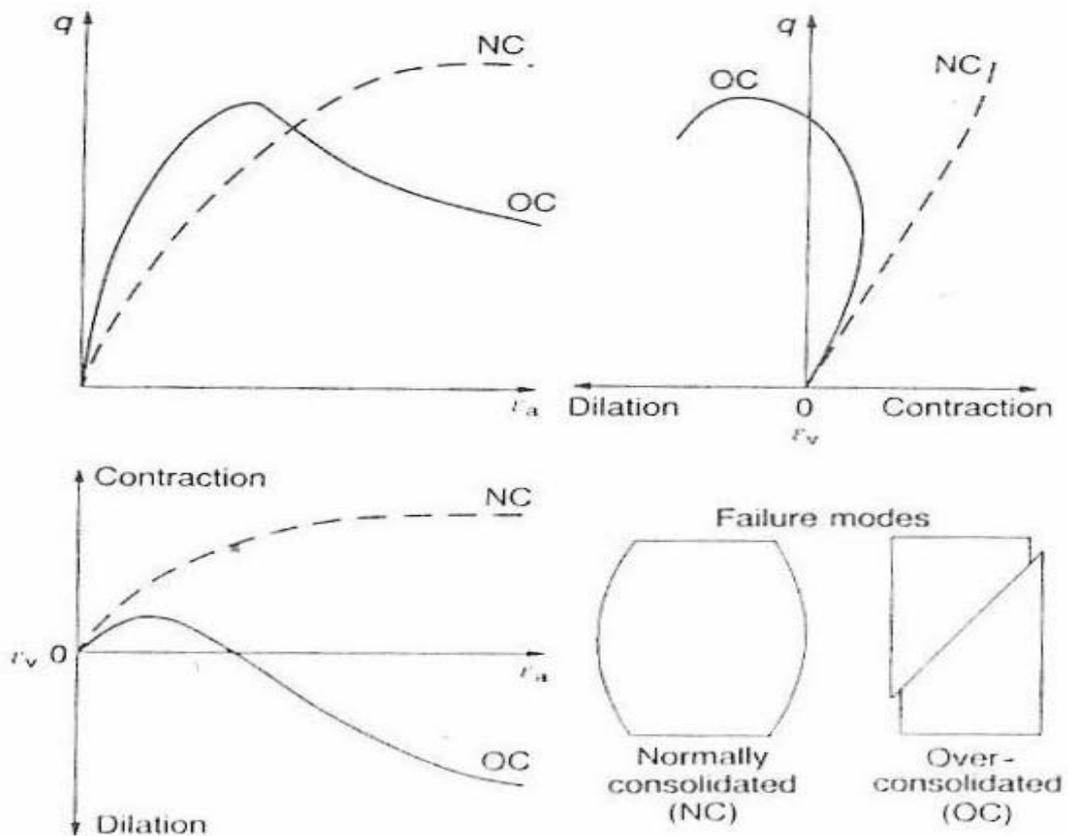


圖 2-6 土壤在三軸試驗下之行為(Johnston, 1995)

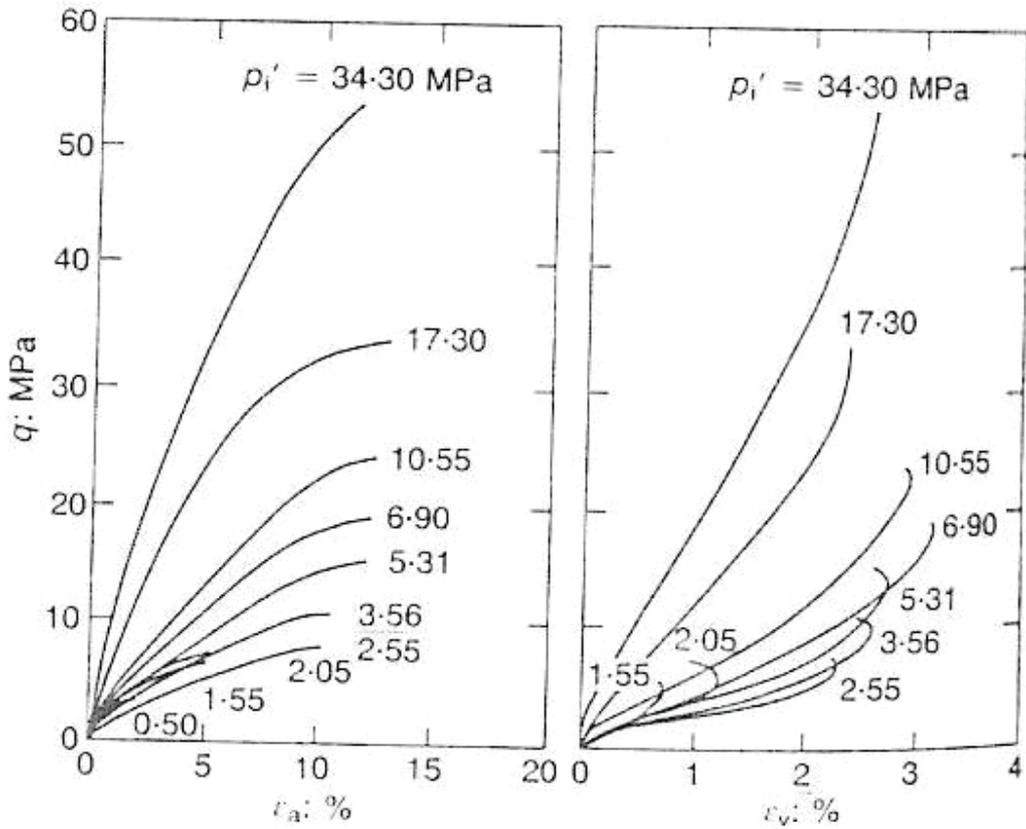


圖 2-7 軟岩在三軸試驗下之行為(Johnston, 1995)

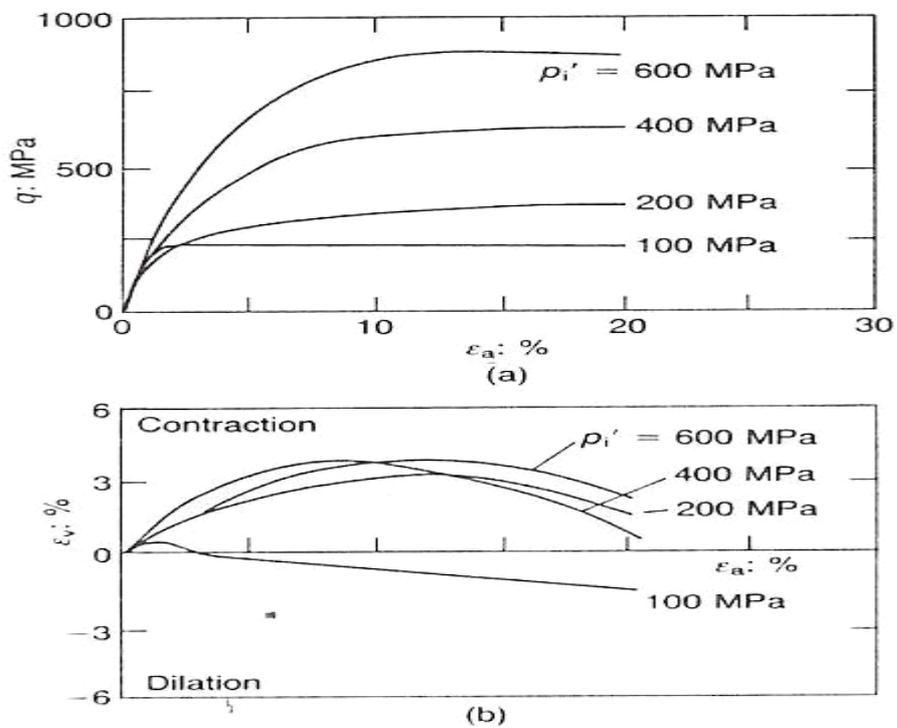


圖 2-8 硬岩在三軸試驗下之行為(Johnston, 1995)

2.4 軟弱岩石的變形性

2.4.1 變形模數

Tatsuoka et al. (1993) 指出求軟岩的勁度可用靜態試驗或動態試驗，靜態分析的試驗方法有平板載重試驗 (Plate Loading Tests)、 傍壓儀 (Pressuremeter Tests)、 無圍壓縮試驗 (Uniaxial Compression Test)、 三軸壓縮試驗 (Triaxial Compression Test)，動態分析的試驗方法有現地剪力波速試驗、室內超音波試驗。上述所謂的靜態彈性楊氏模數比上述所謂的動態彈性楊氏模數小很多，兩者之間是毫無關連的，而且很多報告顯示所謂的靜態彈性楊氏模數比由實際現地靜態行為反回推算的值小很多(圖 2-9)，圖中 E_f 由現地孔內剪力波速試驗得到 E_{BHLT} 為由傍壓儀得到之楊氏模數、 E_{DBA} 為由地層變形量反推分析求得、 E_d 為室內施圍壓之超音波試驗求得；若是無圍壓之超音波試驗求得之勁度 E_d 會比圖 2-12 中的 E_d 小很多，那是因為試體存在微裂縫的原因 (Kim et al., 1994)， $E_{initial}$ 為三軸壓縮試驗應力應變曲線近似線性段之 E 值， E_{max} 為局部應變量小於 0.01% 之應力應變關係，圖中 E_d 近似 E_{max} ，可說當應變量小於 0.01% 由動態或靜態試驗得到的勁度是相等的。作者進行一系列三軸試驗，精確量測軸向試體應變小於 0.01% 到尖峰值的勁度，發現軟岩的變形性在小於 0.01% 是非常可重複的、和應變

速率無關 (如圖 2-10) 即為彈性, 且和現地剪力波速量測 E_f 值非常相似, 當應變超過彈性限制, 軟岩表現出非線性特性。由實際現地行為推估的楊氏模數 E_{DBA} 是稍小於 E_{max} 和 E_f , 所以動態分析的勁度可以用 E_f 估計, 由傍壓儀得到的楊氏模數 E_{BHLT} 比 E_{max} 和 E_f 小很多是因為在傍壓儀試驗的應變相對來說是很大的。當考慮勁度的非線性, 實際現地行為推估的勁度和傍壓儀和三軸壓縮試驗得到的值有很好的比較結果。壓密應力對勁度的影響對軟弱泥岩是可以忽略, 但對軟弱砂岩則要考慮其影響力。

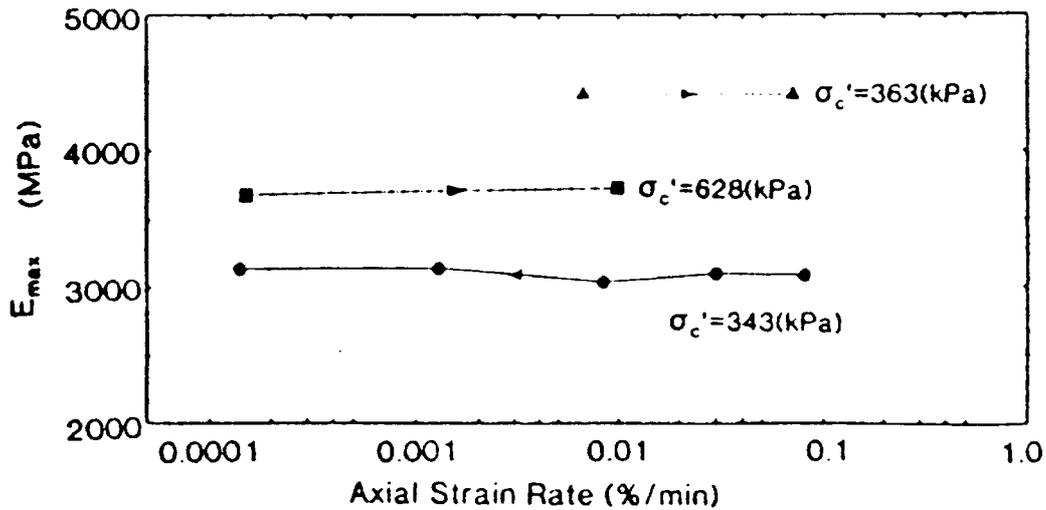


圖 2-10 最大楊氏模數與軸向應變速率關係 (Tatsuoka et al., 1993)

Kim and Tatsuoka (1994) 指出由剪力模數 G_f (現地剪力波速量測, Field Shear Wave Velocity Measurements) 外插再考慮 G_{BHLT} (由傍壓儀試驗 Pressuremeter Tests 得到之剪力模數) 或 G_{PLT} (由現地平板載重試驗 Field Plate Loading Tests 得到之剪力模數) 可得到從非常小的剪應變 ($0.0001\% = 10^{-6}$) 到大剪應變 (約 0.1%), 剪力模數和剪應變的關係 (如圖 2-11 所示), 然而, 當使用高品質的試體進行廣泛的應變範圍的室內試驗 (例如三軸壓縮試驗), 應變範圍涵蓋現地試驗造成的應變時, 則可求出如圖 2-11 的關係。楊氏模數和主應變的關係也可用相同的曲線評估。

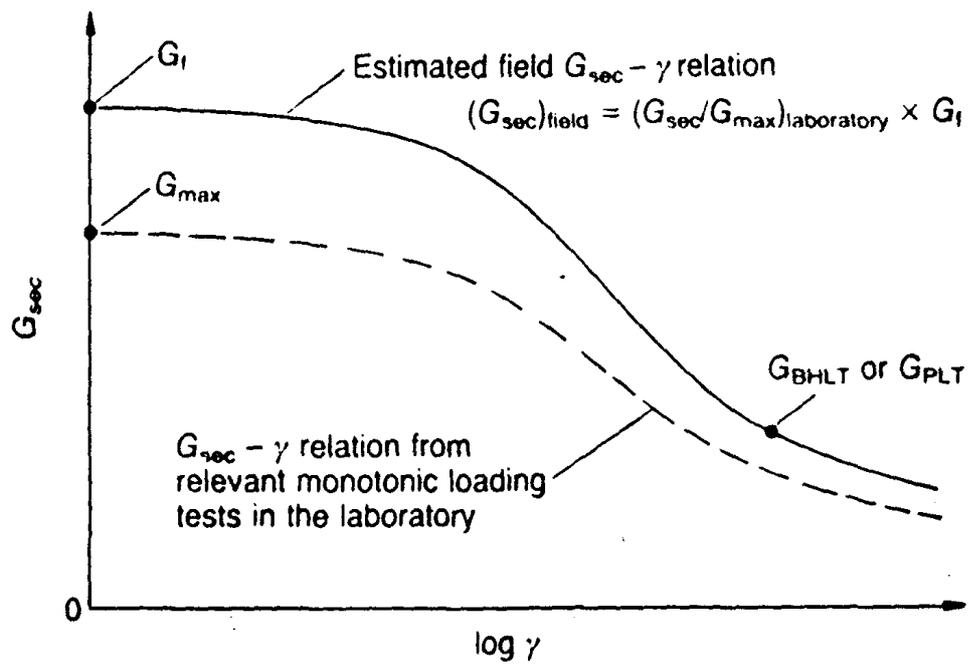


圖 2-11 估計現地非線性勁度建議方法 (Kim and Tatsuoka., 1994)

Petley et al. (1993) 對軟弱岩石進行高壓下之壓密與剪力試驗,指出岩石之顆粒組構 (Grain Fabric) 及型態主要影響軟弱岩石之變形性。由於顆粒間之鍵結力 (Intergranular Bonding) 提供材料之脆性 (Brittleness), 及低應力階段變形模數較高之現象。Yoshinaka et al. (1996) 針對泥岩、砂岩及頁岩進行一系列不排水條件下, 反覆加壓/解壓三軸試驗, 指出最大變形模數隨圍壓呈非線性增加。

2.4.2 剪力模數

一般土壤之變形模數會隨著其應變量之增加而遞減，而遞減之程度與其土壤性質有關。

Sun et al. (1988) 曾針對黏結性土壤做研究，並將之前學者對砂土 (圖 2-12) 及黏土 (圖 2-13) 所做之研究資料歸納指出，一般黏土之正規化剪力模數 (G/G_{\max}) 遞減行為較砂土不明顯，且黏土之剪力模數會隨其剪應變的增加而有較大的改變量。其提出以下結論：

- 1、壓密應力歷史、壓密時間、加載頻率及應變量極小的輕微擾動對黏結性土壤之正規化剪力模數遞減行為並未有重大的影響。
- 2、對低塑性之土壤或砂土而言，圍壓大小對正規化剪力模數之遞減行為有影響，但當塑性指數超過 25% 後，就較無明顯的差異 (圖 2-14)。
- 3、塑性指數愈高，正規化剪力模數之遞減曲線愈高，且線性應變範圍愈長 (圖 2-15)。
- 4、孔隙比愈大，正規化剪力模數之遞減曲線愈高，且線性應變範圍愈長 (圖 2-16)。

Malandraki and Toll (2001) (圖 2-17) 指出軟岩、有鍵結的土壤及無鍵結的土壤之降伏模式，其中鍵結降伏最明顯的是軟岩，其次是有鍵結的土壤，而無鍵結的土壤沒有明顯之鍵結降伏。

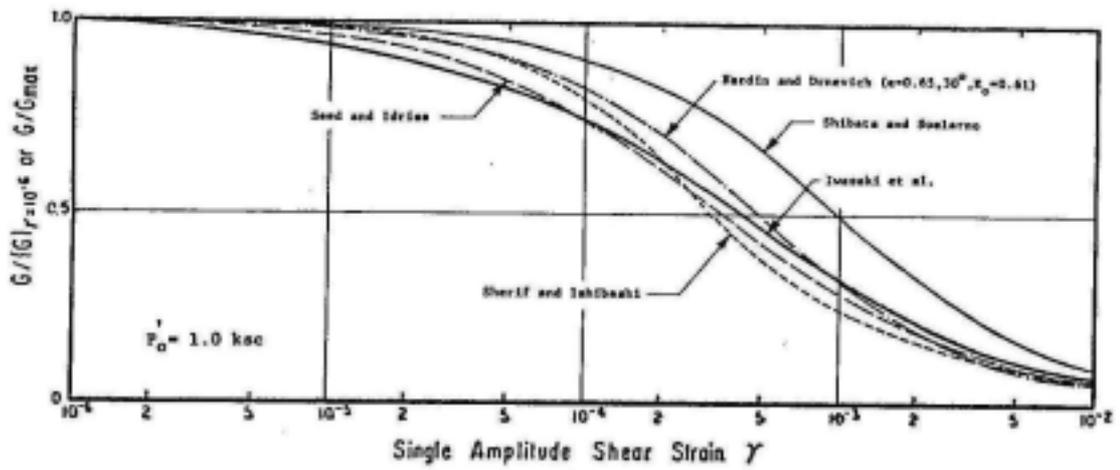


圖 2-12 砂土之正規化剪力模數遞減之比較

(Iwasaki et al., 1978)

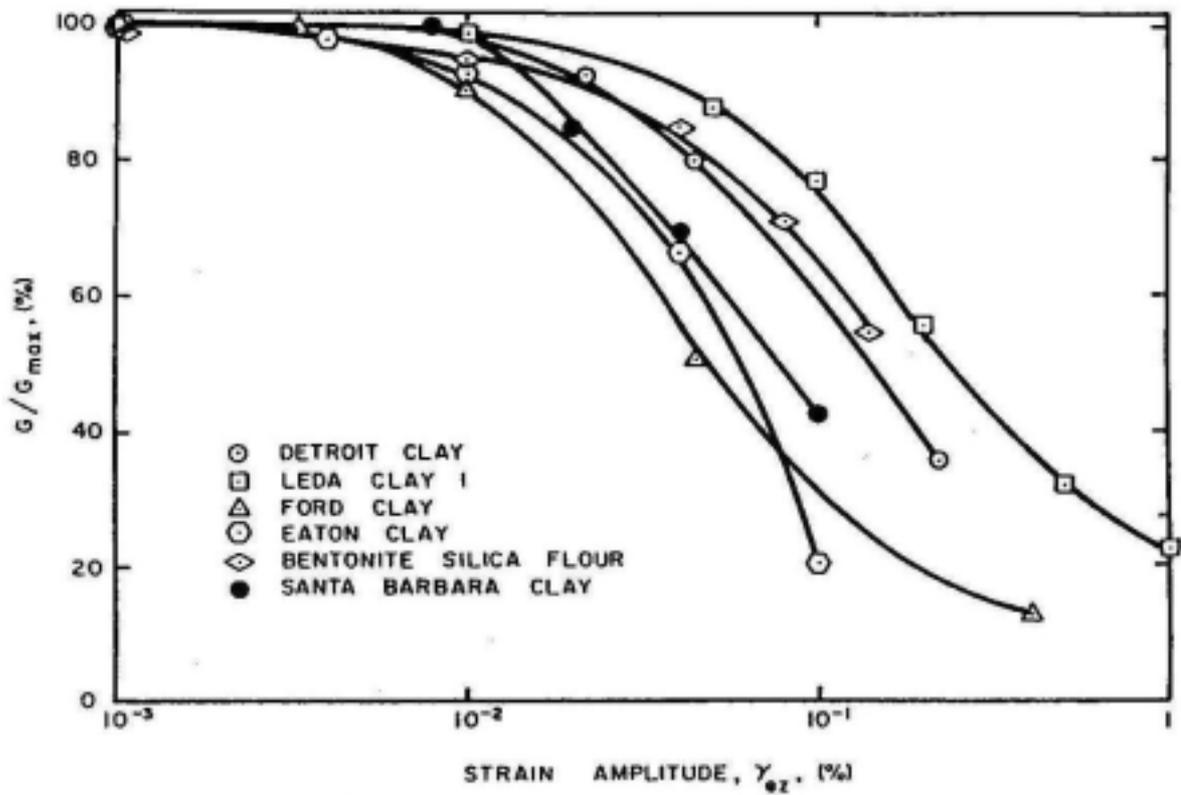


圖 2-13 黏土之正規化剪力模數遞減之比較

(Anderson and Richart, 1976)

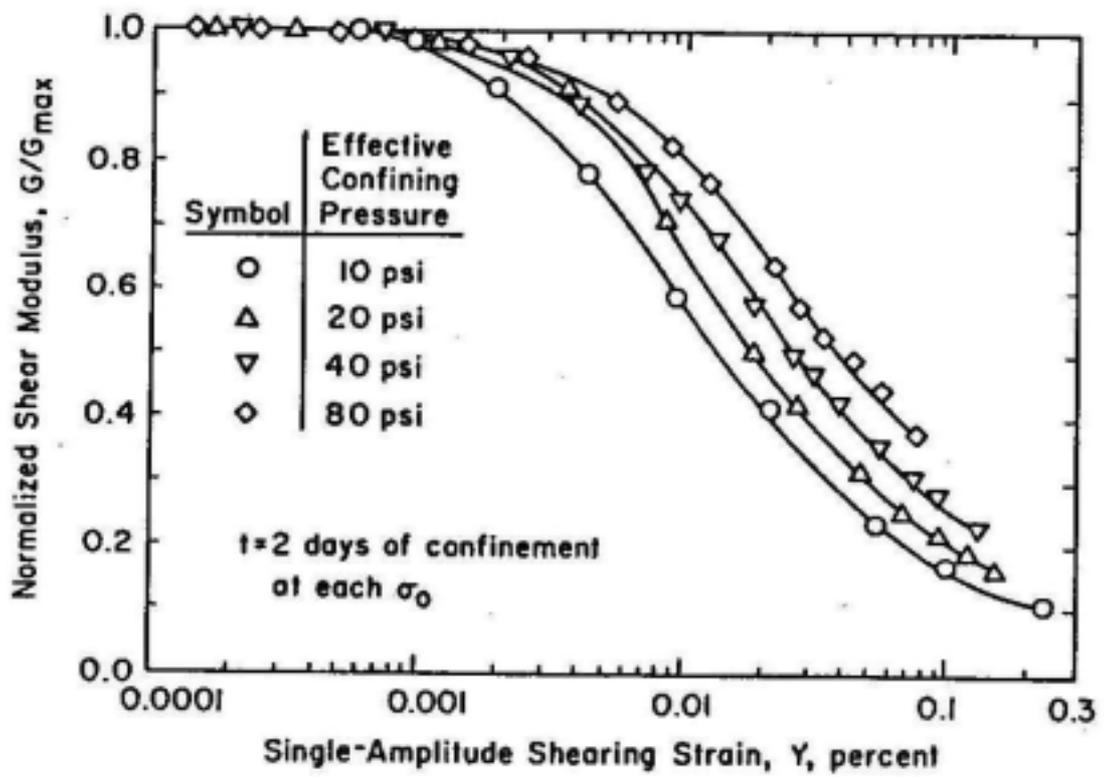


圖 2-14 有效圍壓對砂土之正規化剪力模數遞減之影響

(Stokoe and Lodde, 1978)

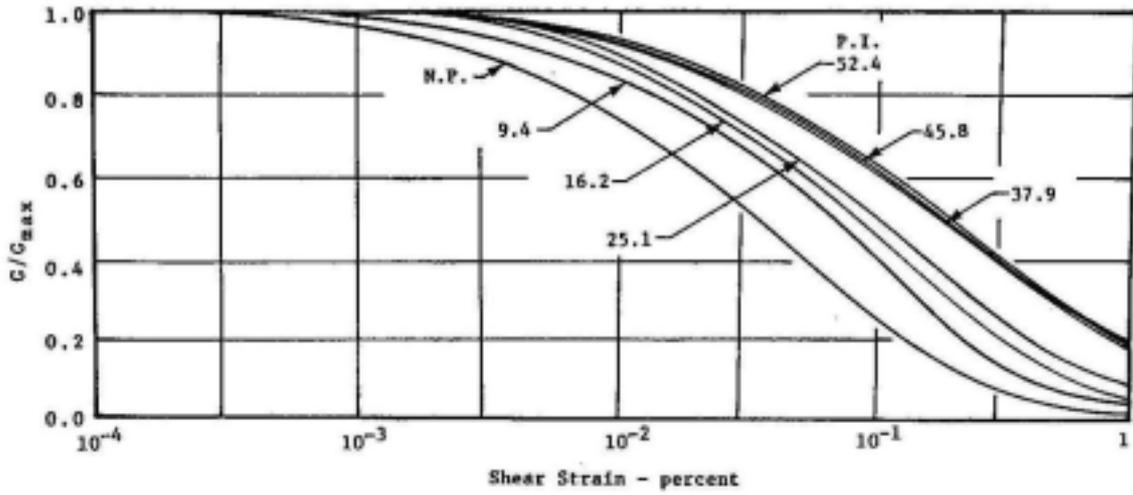


圖 2-15 塑性指數對黏土正規化剪力模數遞減之影響

(Zen et al., 1978)

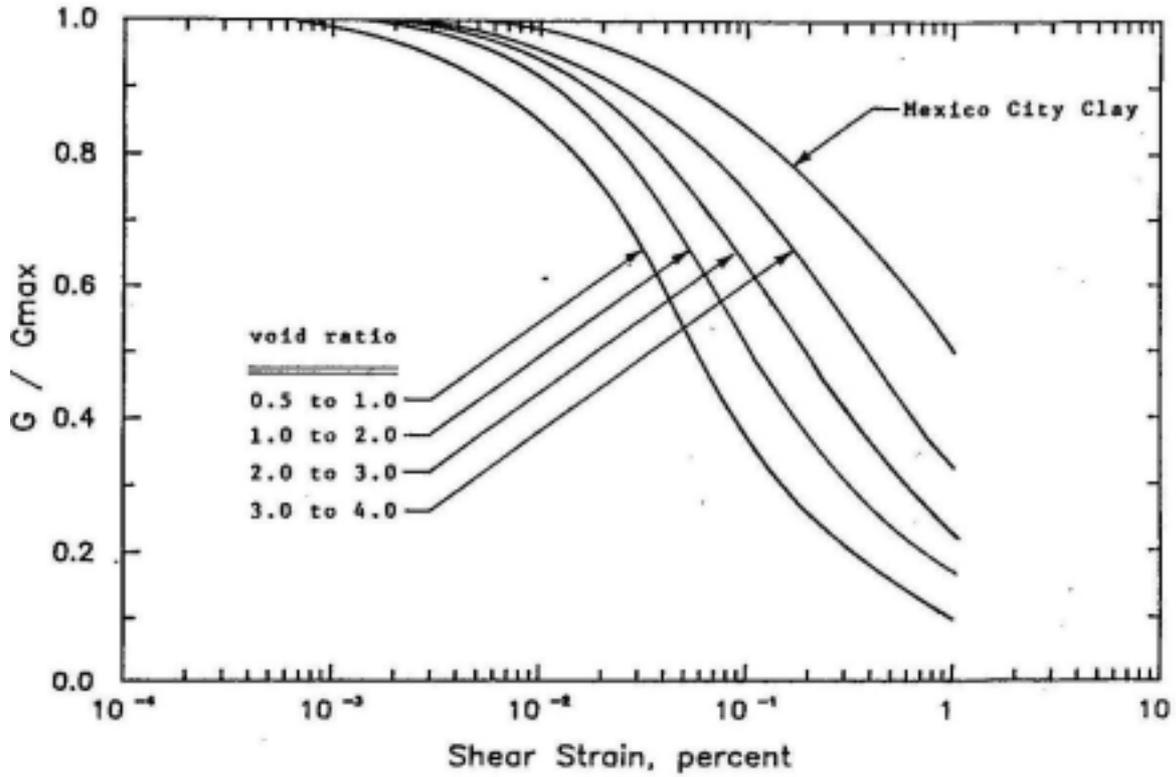


圖 2-16 孔隙比對黏土之正規化剪力模數遞減之影響(Sun et al., 1988)

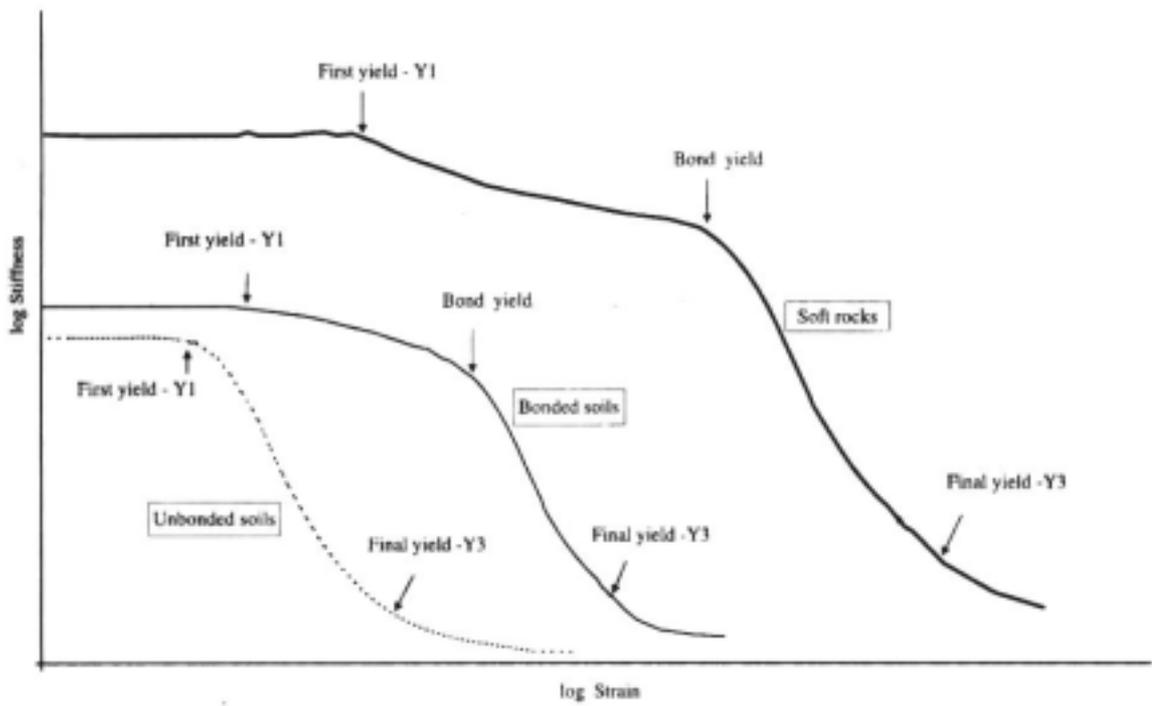


圖 2-17 有鍵結物質試體之降伏示意圖

(Malandraki and Toli 2000)

2.5 不同應力路徑之影響

大地工程材料其行為會受其應力歷史，和應力路徑的不同而改變，故針對工程材料在不同工程外力下，如何模擬其力學行為，有其重要性。若在應力方向只有單一控制時，降伏會發生在過去所承受之最大應力（預壓力），在三軸試驗中，若能利用二圍單獨控制，則可以將其降伏行為以方程式定義出 - 降伏方程式 (Yielding Function)。

Lade et al. (1976) 指出，土壤應力應變行為是受其應力路徑、應力狀態所影響，包含其應力大小和其圍壓。並且指出在不同應力路徑下，對於土壤彈塑性行為有更好之研究，彈性主要來自於顆料的變形，塑性則來顆粒的滑動。 Ko et al. (1967) 指出不同路徑情況下，在高應力時，顆粒會重組，故應力路徑之影響更為重要。 Bishop and Eldin (1953) 針對不同應力路徑研究，指出不同應力路徑對於降伏強度並不會有多大之影響，試體主要受其應力狀態影響。

根據歐章煜 (1999) 所作之研究指出影響降伏面之因素如下：

- (a) 試體的擾動—擾動可能造成較小之降伏應力
- (b) 試驗速率—試驗應變速率愈低，其降伏應力越小
- (c) 試驗應力路徑-不同應力狀態下會影響其應變量並造成顆粒重組情形，且會影響降伏面的大小和形狀主要來自於沉積過程、應力歷史、其他如膠結成分、有效摩擦角和含水量等。

廖洪鈞 (1993) 針對臺北盆地沉泥質粘土作不同徑向路徑之研究指出，應力應變關係和其應力路徑有相當之影響，孔隙水壓主要受其總平均主應力和剪應力所影響，但平均主應力之變化，卻可看出不同應力路徑對孔隙水壓之影響。且隨著土壤本身之異向性外，在不同應力路徑下因其產生不同孔隙水壓大小，故會影響土壤強度之高低。

Jardine (1992)指出土壤進行三軸試驗，配合小應變，可以定義出土壤降伏行為如圖2-18所示，在初始降伏面Y3內，有兩個次降伏面Y1、Y2，將應力空間分成四個區域。Y1(first yield)為線彈性行為的極限，Y2為可復原性行為的界限，Y3(final yield)為土壤內部結構的完全破壞。Zone 1土壤是線彈性行為，應變是完全可回復的，應變量約為 $10^{-3} \sim 10^{-5} \%$ ；當應力路徑延伸至Zone 2為非線性彈性行為，土壤勁度迅速減少，應變仍是完全可回復的，應變量小於 $10^{-2} \%$ ；當應力進入Zone 3產生塑性變形，應力進入Zone 4塑性變形量急遽增加降伏面擴張，土壤開始產生大量變形。

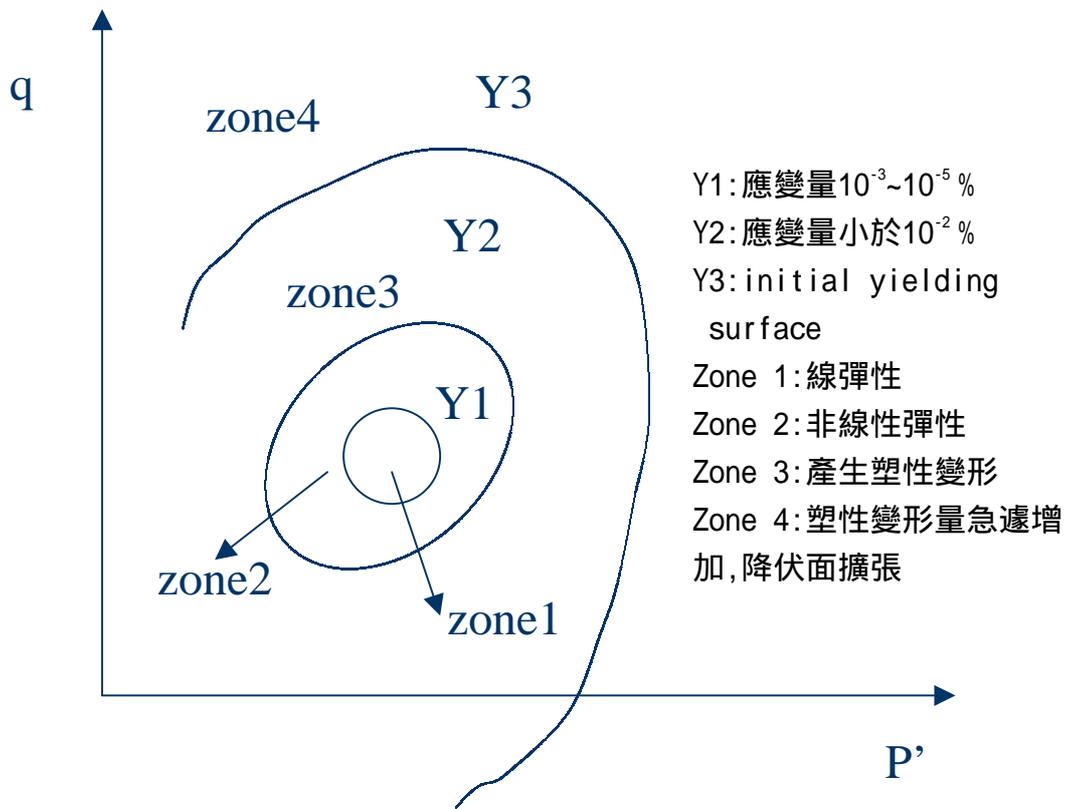


圖 2-18 彈塑性之應力應變行為(Jardine, 1992)

2.6 孔隙水對軟岩之影響

Dobereiner 和 De Freitas (1986) 以軟砂岩做研究，將軟砂岩放在真空狀態下以水浸泡飽和，發現軟砂岩之真空飽和含水量 (saturated moisture content) 與單壓強度以及變形性之關係相當明顯，原因是密度的影響因子還包含了顆粒堆積以及礦物組成等，並提出藉由“飽和含水量”來推估軟弱砂岩之強度和變形性，及作為軟弱砂岩分類之指數依據。此外，相較於一般岩石，軟岩則較具壓縮性，容易產生較高的孔隙水壓，且因為軟岩本身強度即較弱，更凸顯孔隙水壓對軟岩的影響性 (Johnston, 1993)。Bell and Culshaw (1993) 針對軟砂岩做研究，發現飽和時的軟砂岩之力學性質，與乾燥時的軟砂岩有相當明顯的差異。以單壓強度而言，飽和過的軟砂岩之單壓強度會比乾燥的軟砂岩之單壓強度減少約 35%。而楊氏模數也是氣乾的軟砂岩明顯比飽和的軟砂岩大的多。另外，柏松比則是飽和的試體較乾燥的大，飽和試體的破壞應變，亦較氣乾試體大的多。

Lin and Hung (1982) 指出，含水量的增加會造成岩石之單壓強度、彈性模數(E)、摩擦角等皆會大幅度降低，甚至岩石受剪行為由脆性行為轉變成延性行為。因此，含水量對軟弱岩石的影響可謂不小。亦指出軟弱岩石浸水弱化的主因，乃由於：(1) 水份對岩石內部黏土礦物產生潤滑作用；(2) 岩石內部膠結物質因浸水而崩解

(dissolution)。茲節錄部分軟弱岩石遇水弱化程度如下：

- (a) 泥岩—如果泥岩含水量由 11% 增至 23%，其單壓強度由 5MPa 降至 0.1 至 0.2MPa，其彈性模數由 196MPa 降至 1MPa；其摩擦角由 27° 降至 13° ；同時岩石的破壞由脆性變成較具延性。
- (b) 混濁砂岩—如果環境相對濕度由乾燥增至 75%，其單壓強度下降約 50%；如果環境相對濕度由 75% 增至 100%，其彈性模數下降 17%。
- (c) 粉砂岩及砂岩—此類岩石泡水後，強度亦明顯下降。

李怡德 (1996) 利用木山層軟弱砂岩進行浸水弱化實驗，在不同的含水量與圍壓下，分別進行不排水三軸試驗以求得完整之應力應變曲線。其所得重要結論摘錄如下：

- (a) 軟弱砂岩之浸水弱化行為顯著，其強度與變形模數在浸水 20 分鐘後皆大幅下降 60% 左右。此外，不同含水量試體所得之正規尖峰強度包絡線相當吻合，故可藉此求得材料於不同含水量下之尖峰強度包絡線。
- (b) 軟弱砂岩之強度與變形模數將隨圍壓上昇而增大，尖峰強度隨圍壓上昇而呈非線性增加，殘餘強度則呈線性增加；另外，不同岩塊所得之尖峰強度包絡線在正規化後相當一致，即可藉由正規化之過程去除岩塊不同所成之影響。

由以上的討論我們可知：許多沈積岩類的強度均有隨飽和度增加而下降的趨勢，而軟弱砂岩材料遇水弱化的現象更為明顯，故針對軟

弱岩石遇水弱化之特性，本研究採用具備飽和、排水與可量測孔隙水壓之軟岩適用三軸試驗系統，並進行三軸壓密不排水試驗，探討軟弱砂岩之飽和試體三軸狀態下之剪力強度、變形性，針對氣乾試體與飽和試體作深入討論以瞭解孔隙水壓對軟弱砂岩強度之影響。

2.7 軟弱岩石漸近屈伏面模式

古典塑性模式一般難以模擬反覆荷重下的地質材料行為，若使用兼具運動與均向硬化觀念的複屈伏面模式，雖能成功地模擬反覆荷重下的行為及應力誘發異向性之非彈性行為，但卻需要不少的土壤參數與模式變數，而使得這些複屈伏面模式使用不易。

漸近屈伏面模式(Pan & Banerjee,1987)則可克服前述缺點，此模式考慮任何載重過程，都視為一些個別應力路徑的組合，當材料受到卸載復載時，在初始彈性反應(initial elastic response)後才逐漸屈伏。因此當應力反轉(stress reversal)發生時出現之應力狀態為材料記憶，而且在此應力反轉點之應力狀態可啟動新的屈伏面擴大，在應力反轉前，材料逐漸屈伏的任一階段都存在著一明確大小及形狀的瞬間屈伏面或載重面(current yield or loading surface)，在此模式下，屈伏面內側包含材料之彈塑性反應，即克服傳統之屈伏面內均為彈性之問題，除了應力反轉點外，任一應力狀態均有一對應之屈伏面，當應力狀態改變，新的應力狀態點位於原來應力狀態點之內部，即可判定為應力反轉。

王慧蓉(2001) 建立軟弱岩石之漸進屈伏模式，運用複屈伏面觀念，提出一套三面模式，可以合理考慮軟岩之真實力學行為，如：非線性、受應力歷史影響、異向性等。對於材料參數之標定，採最佳化方法，將標定材料參數視為一個逆問題，引用基因演算來處理求解。此三面模式若配合離散力學分析方法（如有限元素法），即可以模擬分析一般之地工邊界值問題。理論模擬程序及最佳化方法，以率定出一組最佳的待定參數。由率定的最佳參數可獲得理論的應力-應變關係，並將其與實驗的應力-應變關係相比較，以驗證所提模式的成效，以下將對所採用的參數做探討。

彈塑性模式共有 10 個參數，其中柏松比採用本研究單壓試驗結果，取 0.25 另 9 個參數分別為 c 、 ϕ 、 β 、 γ 、 E_A 、 E_B 、 P_c 、 γ_3 及 ψ 。配合各參數之特性可描述土壤之行為，為了增進求取參數之效率，此研究採用基因演算法做為工具，以下簡介求取參數之方法。圖 9 為參數求取流程圖。

此研究採用基因演算法來求取參數，以下簡述之：

1. 首先先利用實驗室三軸實驗藉傳統方式推求出 c' 、 ϕ' ，再以 c' 、 ϕ' 作為起始值，再經由應力應變曲線取得 E_A 、 E_B 及 P_c 大概之範圍，將九個參數(c 、 ϕ 、 β 、 γ 、 E_A 、 E_B 、 P_c 、 γ_3 及 ψ) 做合理的範圍假設。
2. 將試驗的應力應變曲線取點，若為應力控制則取應變值，若為應變控制則取應力值，將應變值或應力值經由平衡方程得出位移 (disp) 或壓力 (press)。
3. 將參數範圍假設代入基因演算法中，擇出一組參數之後將之代入彈塑性模式中，以求得加載時試體的變位或所承受的壓力。本研究若以應力控制可得出位移 (DISP)，若以應變控制則可得壓力值 (PRESS)。
4. 將模擬出的各點位移值 (DISP) 或壓力值 (PRESS) 與試驗之位移 (disp) 或壓力 (press) 相減之後，將之誤差平方相加，令此誤差平方和為目標函數。

$$? \quad \text{碑} = \sum_{i=1}^n (DISP_i - disp_i)^2$$

5. 基因演算法中之適應函數值為判斷個體之適應性，本研究令目標函數(誤差平方和)為適應值之函數，所以其值越低，代表其適應能力越好，其特性越能保留至下一代，藉此判斷所挑選之參數的好壞。將適應力高的留下來，低的淘汰。

? 碑 = ? 碑 ()

6. 重覆步驟 3，直至達到搜尋之代數、或其 fitness value 已趨於定值不在有太大之變動。

本研究取不同應力路徑下人造軟岩三軸實驗之應力應變曲線，同時模擬迴歸分析。

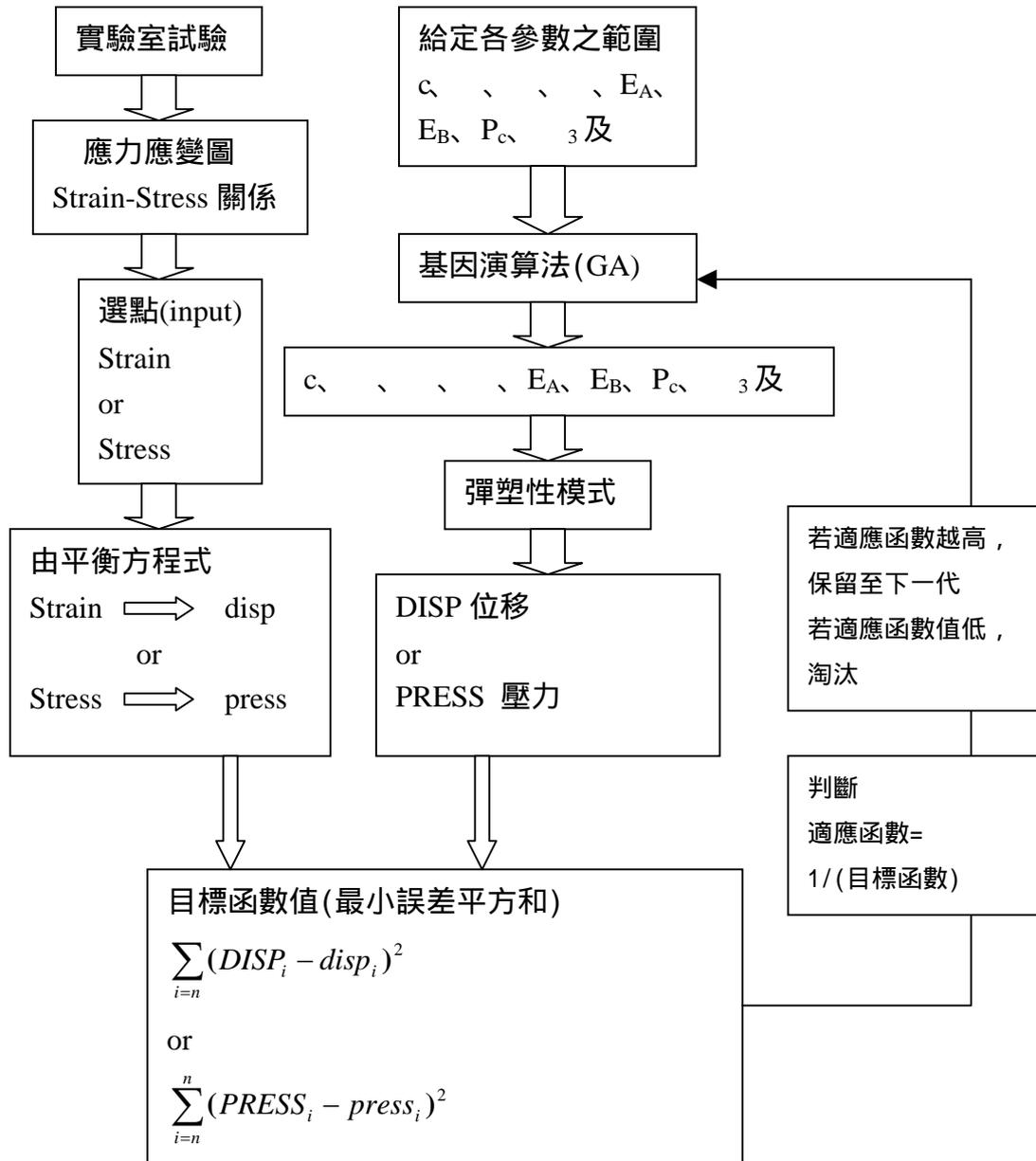


圖 2-19 基因演算法參數採取流程