

第二章 文獻回顧

本研究以固定正向勁度(Constant Normal Stiffness)直剪試驗模擬岩鎖基樁側壁阻抗，即混凝土與岩石的接觸面之剪力行為。因此本章將先針對軟弱岩石之定義，以及既有的岩鎖基樁基礎之設計與側壁阻抗影響因子作探討，並介紹固定正向勁度直剪試驗、原有直剪試驗系統與節理及界面材料之剪力行為。

直剪試驗是最傳統也是最簡單的剪力試驗裝置，藉由上下兩個金屬盒施加剪力後，強制試體產生一破壞面以決定試體的剪力強度；對於兩種不同材料間（如：岩石與混凝土之界面）或天然弱面（如：岩石中的節理面及不連續面）上的剪力強度可是最直接也最準確得到它的試驗方法。

現有對於軟岩之基樁理論中，主要基於傳統土壤力學理論，根據軟岩單壓強度與界面之粗糙度套入經驗公式求得樁身之剪力強度，或是以傳統固定正向力直剪試驗求得界面之剪力強度，較大型工程通常也使用現場基樁載重試驗求得加載荷重下之應力-應變曲線來驗證其設計之安全性。若能採用固定正向勁度(Constant Normal Stiffness)直剪試驗，考慮樁身與軟岩界面勁度的影響，探討岩鎖基樁之剪力行為(強度、變形等...)，將可用於檢討軟岩岩鎖基樁的分析合理性。

2.1 軟弱岩石之定義

軟弱岩石是一種介於土壤和硬岩之間的地質材料，一般學者定義的方式大多考慮變形性、單壓強度、剪力強度及其依時性等因子，然而一般以完整岩石的單壓強度為分類標準為主；軟弱岩石其力學強度、壓縮性、破壞準則大致介於一般堅硬岩石及土壤之間，相較於土壤而言，是較硬、較脆、較具膨脹性且不連續；相較於岩石而言是強度較低，壓縮性大且較易受孔隙水所影響，故不應以土壤力學或岩石力學之單方面觀點考慮軟弱岩石之特殊性質。

本研究則採用國際岩石力學協會（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(圖 2-1)。ISRM定義之軟岩單壓強度範圍為 0.25 至 25MPa之間，範圍涵蓋了極軟弱岩石(Extremely weak rock)為 0.25-1MPa、非常軟弱岩石(Very weak rock)為 1-5MPa與軟弱岩石(Weak rock)為 5-25MPa。

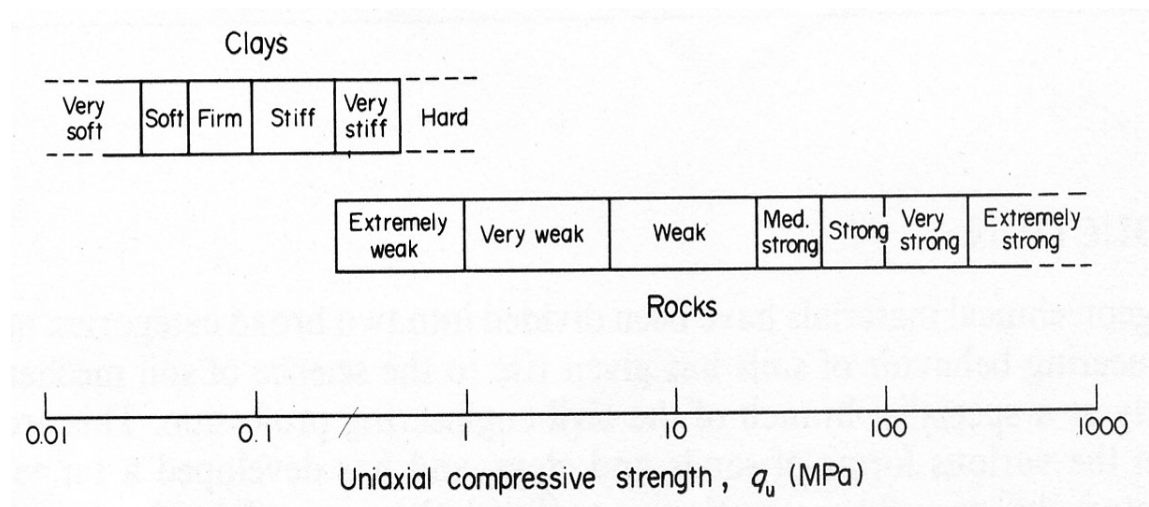


圖 2-1 ISRM 建議之大地材料單壓強度分類圖(Johnston,1993)

2.2 基樁基礎之設計

樁入岩層基樁的承載力可以分為兩部分(圖 2-2)： 1.樁底部的點
阻抗(base resistance) 。 2.樁身混凝土與岩石接觸面的剪力阻抗，或
稱為樁身阻抗(shaft resistance)。

由於樁在發生小位移時，剪力阻抗較點阻抗大，而極限點阻抗只
發生在樁頂有很大的相對位移時(圖 2-3)；然而，傳到極限承載力之
前的沉陷量多早已超過可接受的範圍，而且場鑄樁的樁底淤泥若無法
有效清除，則基樁幾乎沒有樁底承載力，且清除底部淤泥對於長度較
深的樁比較困難而且費用貴，不如設計由側壁剪力阻抗直接承載荷重
(Williams and Pells,1980)。因此，剪力阻抗傳遞的機制與沉陷量的控
制便成為樁基礎設計的重要參考指標。

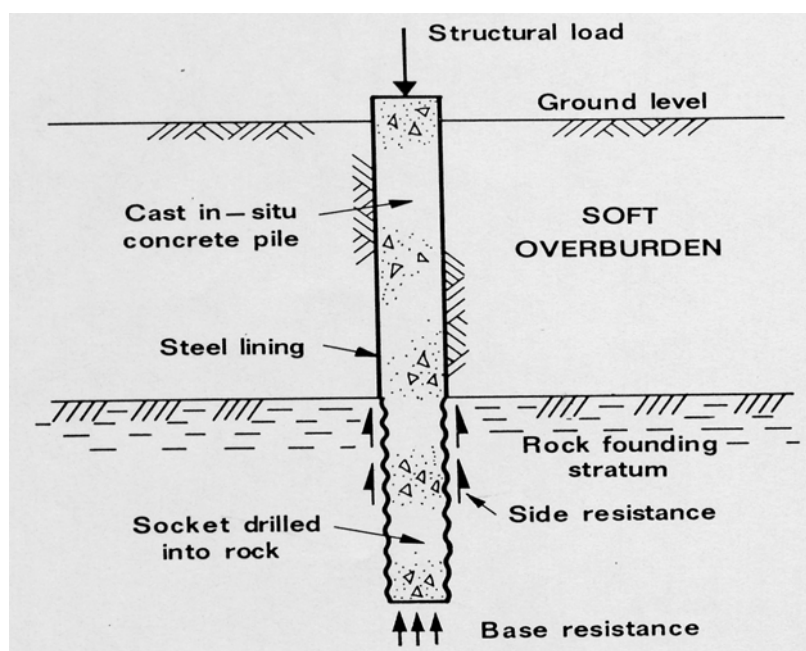


圖 2-2 基樁貫入岩層示意圖(Johnston，1992)

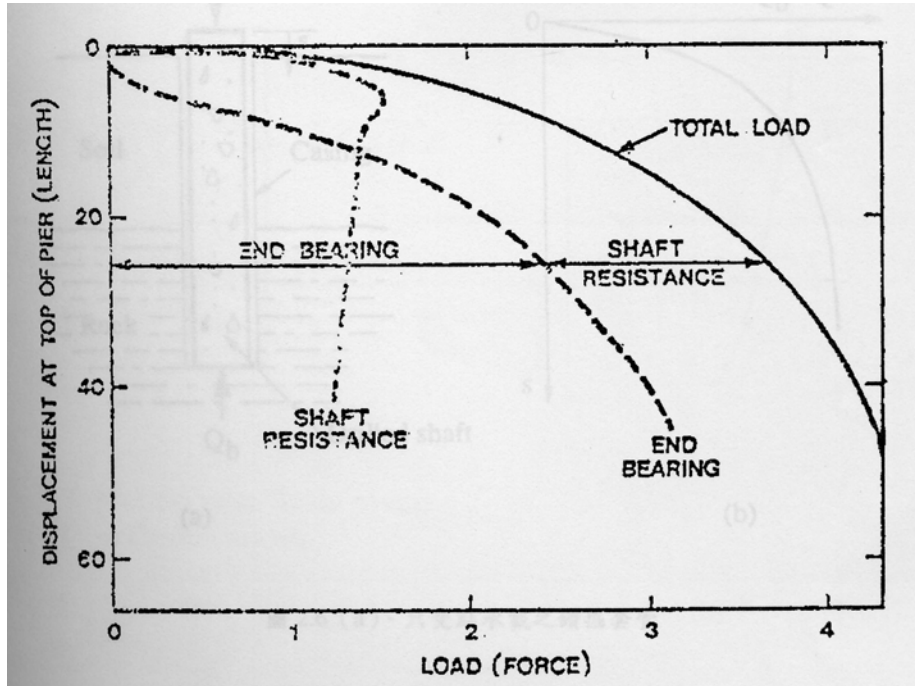


圖 2-3 樁典型之荷重與位移關係圖(Horvath and Kenney,1979)

2.2.1 基樁承載力理論

基樁之承載力是由樁底之承載能力和樁身側壁和岩石間之摩擦力，故基樁極限承載力計算通用公式可以下式表示：

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p \times A_p + f_s \times A_s \quad (2-1)$$

其中 Q_u 為基樁極限承載力； Q_p 為基樁樁底極限承載力； Q_s 為基樁樁身極限摩擦力； q_p 為樁底單位面積極限承載力； f_s 為樁身與土壤(岩石)間之單位面積摩擦力； A_p 為樁底點承力面積； A_s 為樁身與土壤(岩石)接觸之面積。

2.2.2 基樁樁底承載力理論

本研究主要針對岩鎖基樁之側壁摩擦阻抗做探討，因此基樁樁底承載力理論這部分就不詳細介紹。孫蓮(2001)曾對於既有的點阻抗估算方法作整理，認為大多數的文獻都認為樁底極限承載力與岩心強度或岩體強度有關，如 AASHTO(1989)建議極限點承載力的計算公式：

$$q_{\max} = N_{ms} \sigma_c \quad (2-2)$$

其中 q_{\max} 為極限點承載力， N_{ms} 為岩石品質與型態影響因子(A function of rock mass quality)， σ_c 為岩石單壓強度。

吳政達(2003)彙整過去學者對於單壓強度與樁底承載力之關係如下：

$$q_p = 3\sigma_c \quad (\text{Coates, 1967}) \quad (2-3)$$

$$q_p = 8\sigma_c - 5 \quad (\text{Teng, 1962}) \quad (2-4)$$

$$q_p = 2.7\sigma_c \quad (\text{Rowe and Armitage, 1987}) \quad (2-5)$$



2.2.3 樁身承载力理論

a. 樁最大側向剪力強度

傳統上評估軟岩岩鎖基樁側壁剪力阻抗，即混凝土與岩石的接觸面之剪力強度，大多採用傳統土壤力學建議的方式加以估計(Johnston and Lam,1987)：

$$f_{su} = \alpha s \quad (2-6)$$

其中

f_{su} ：最大側向剪力阻抗 (the Maximum Side Shear Resistance)

α ：無因次黏滯係數 (a Dimensionless Adhesion)

s ：材料基礎的剪力強度 (the Shear Strength of Founding Medium)

通常在土壤力學中， α 和 s 通常假設為函數關係(圖 2-4)，對於軟岩強度來說，相對應的 α 值相對於現地樁載重試驗所求得值偏低很多，因此過於低估了極限側壁剪力阻抗(Horvath et al.,1980)。對於各種不同的現地狀況， α 值需由經驗公式或是由樁載重試驗提供合理的參考值，但是在使用上並不方便。此外，此方法也沒有考慮到樁和岩石已成為連體，彼此的行為會互相影響。

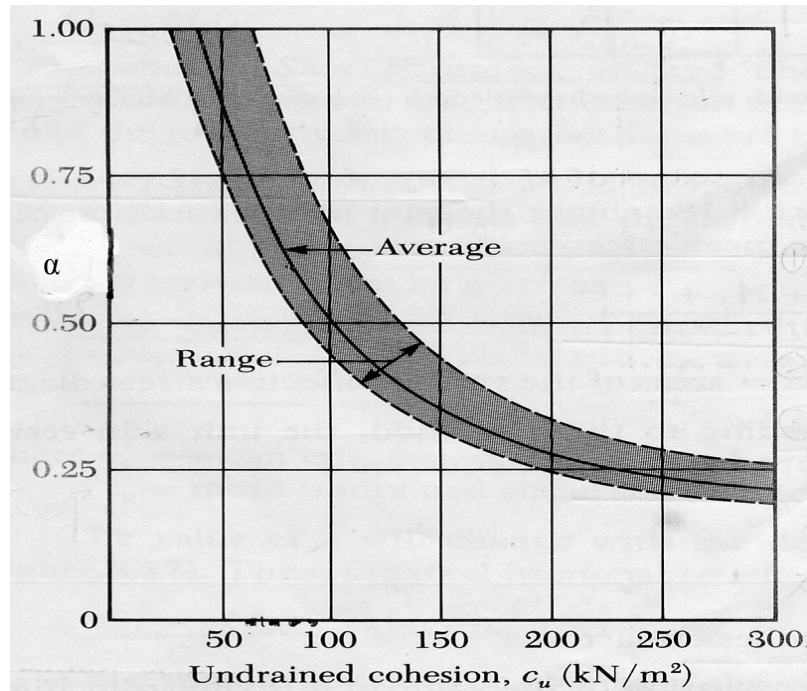


圖 2-4 不排水剪力強度與折減係數 α 的關係(摘自 Das, 1990)

過去許多學者 (Rosenberg and Journeaux, 1976 ; Kenney, 1977 ; Williams et al., 1980 ; Horvath, 1982 ; Rowe and Armitage, 1984) 彙整相關樁載重試驗或是室內樁模型載重試驗之結果，統計分析樁身摩擦力 (f_s) 與單壓強度 (σ_c) 之關係(由樁身混凝土與周圍岩石單壓強度較弱者控制)，其公式彙整如下：

Rosenberg and Journeaux (1976) 彙整現地樁載重試驗結果與岩石單壓強度之關係，初步提出下列關係式以估算樁身摩擦力：

$$f_s = 0.375(\sigma_c)^{0.515} \quad (2-7)$$

Kenney (1977) 提出：

$$f_s = C_1 C_2 \sigma_c \quad (2-8)$$

其中 C_1 為樁身與岩石界面粗糙度折減係數， C_1 由平滑界面之 0.1 至非常粗糙樁身之 0.5。 C_2 則為施工技術與現地地質狀況之綜合折減係數， C_2 值介於 0 和 1 之間。

Williams and Pells (1981) 彙整統計大量之現地試驗結果提出較為適合樁身摩擦力與岩石單壓強度之經驗式：

$$f_s = \alpha\beta\sigma_c \quad (2-9)$$

其中 α (與粗糙度有關)、 β (與岩體模數有關) 為相關折減係數。

Horvath and Kenney (1979) 觀察到岩體粗糙度為影響樁面摩擦力之重要影響因素，並於 1983 年定義樁面與岩體間之粗糙度。分別針對樁側壁較平滑的狀況(傳統樁)與樁側壁較粗糙(岩鎖基樁)的狀況：

a. 樁側壁較平滑的狀況：

$$f_s = \lambda\sqrt{\sigma_c} \quad (2-10)$$

其中 λ 是經驗的因子，大小在 0.2 至 0.3 之間。

b. 樁側壁較粗糙的狀況：

$$f_s = 0.8\sigma_c\sqrt{RF} \quad (2-11)$$

其中 RF 為粗糙度因子，大小由下式決定：

$$RF = \frac{\Delta b_s L_t}{b_s L_s} \quad (2-12)$$

其中 Δb_s 為兩倍的平均節瘤高度， b_s 為樁的直徑， L_s 為樁的長度， L_t 為樁的沉陷量。

Rowe and Armitage (1984) 彙整軟岩(單壓強度小於 30MPa)之現地樁載重試驗與岩石單壓強度關係，提出相關不同粗糙度下之樁身摩擦與單壓強度之關係：

1. 針對粗糙度 R1、R2 與 R3:

$$q_s = 0.45\sqrt{\sigma_c} \quad (2-13)$$

2. 針對粗糙度 R4

$$q_s = 0.6\sqrt{\sigma_c} \quad (2-14)$$

其中 R1、R2、R3、R4 這四種不同粗糙度的等級分類 (Pells et al., 1980) 如表 2-1 所示。

表 2-1 粗糙度等級分類(Pells et al.,1980)

Roughness Class	Description
R1	Straight, smooth-sided socket, Grooves or indentations less than 1mm deep.
R2	Grooves of depth 1-4mm, width greater than 2mm, at spacing 50mm to 200mm.
R3	Grooves of depth 4-10mm, width greater than 5mm, at spacing 50mm to 200mm.
R4	Grooves or undulations of depth >10mm, width >10mm at spacing 50mm to 200mm.

b.粗糙度

Hasson and O'Neill (1977)將粗糙面視為正弦曲線，區分為前部節瘤、後部節瘤和根部節瘤(如圖 2-5)，當基樁承受結構荷重時，混凝土與軟岩會接觸閉合，這個階段的應力-應變屬於彈性段，壓縮應力會在前部節瘤增加，而在後部節瘤和根部節瘤承受一張力解壓。當彈性段結束時，後部節瘤的正向應力為零，繼續加載，裂縫會在接觸面開始產生，在根部節瘤發展張力，接觸面產生剪脹，開始產生相對滑動位移，應變會緩慢發展直到塑性區。當岩石的單壓強度越大，則單位側向剪力阻抗會越快發展到極限強度。

Haberfield and Johnston(1994)將基樁與岩體界面粗糙度剖面形狀由一系列不同長度的直線來理想化粗糙度，粗糙度剖面理想化成不同的三角形節瘤所構成，對於不規則界面能夠更有效的量化粗糙度。取每一弦長的高之平均值與標準差和每一弦長所構成角度的平均值和標準差，共四個參數來具體量化描述界面粗糙度(如圖 2-6)：

其中

i_m 為每一弦長所構成角度的平均值(水平面起算皆為正值)

i_{sd} 為每一弦長所構成角度的標準差

h_m 為每一弦長的高(取每一弦長右邊的高度)

h_{sd} 為每一弦長的高所構成的標準差

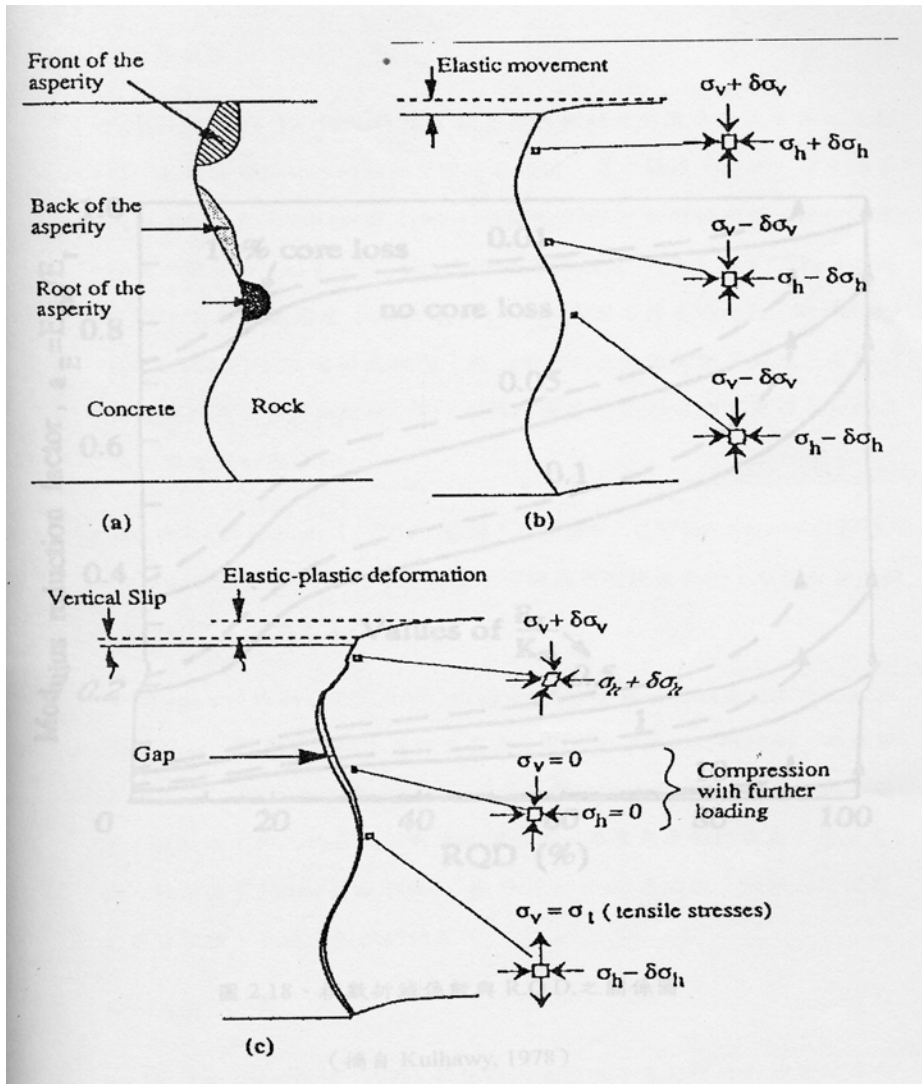


圖 2-5 粗糙面上之應力(Hasson and O'Neill,1977)

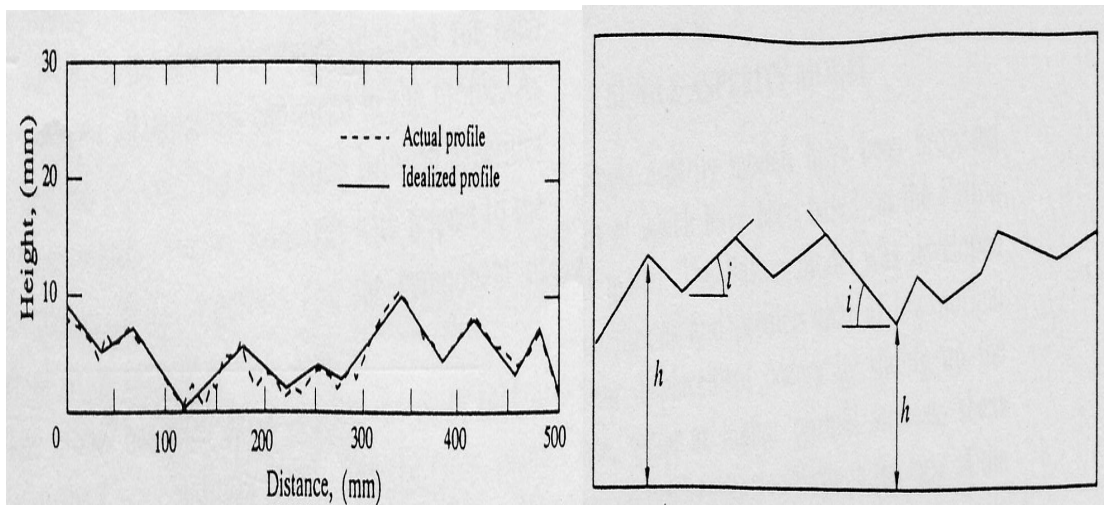


圖 2-6 理想化剖面示意圖(Haberfield and Johnston,1994)

Williams and Pells (1980)認為樁身粗糙度主要受到不同鑽掘開挖基樁的方式和岩體單壓強度所影響，一般來說，較慢的鑽掘速率對於相對較硬的岩石來說，所鑽掘出的粗糙度相對較平滑。並將粗糙度分為四個等級(表 2-1)，並在不同粗糙度的樁載重試驗中(圖 2-7)可以發現，編號 C2 的樁粗糙度為平滑(smooth)，A3、S3 和 S12 都有不同的粗糙度，當粗糙度界面接近平滑時，樁加載時，破壞行為會突然發生，剪應力會突然大幅下降，行為接近脆性材料破壞，而這是因為無明顯的剪脹和正向應力增加相對較小的因素，此時強度由界面間的混凝土裹握力(cement bond)所控制。由表 2-2，我們可以發現墨爾本的泥岩與基樁界面殘餘剪力強度(f_{sr})和尖峰剪力強度(f_{su})的比值介於 0.95 到 1 之間，因此對於防止基樁發生脆性破壞行為， S_h (粗糙度高度的標準差)大於 3mm 和 S_i (粗糙度角度的標準差)大於 14° 這樣的粗糙度已經足夠(表 2-2)；對於 Hawkesbury 的砂岩來說，強度比墨爾本泥岩高，所以鑽掘出來的粗糙度相對比較平滑，其粗糙度分類分別屬於 R1,R2,R3，對於 α 值來說無顯著的影響，當粗糙度為 R1 和 R2 時，砂岩與基樁界面殘餘剪力強度(f_{sr})和尖峰剪力強度(f_{su})的比值為 0.74 和 0.89，但是當粗糙度為 R3 時界面的殘餘剪力強度和尖峰剪力強度的比值 1，因此對於防止基樁發生脆性破壞行為，只要 R3 這樣的粗糙度已經足夠(表 2-2)。

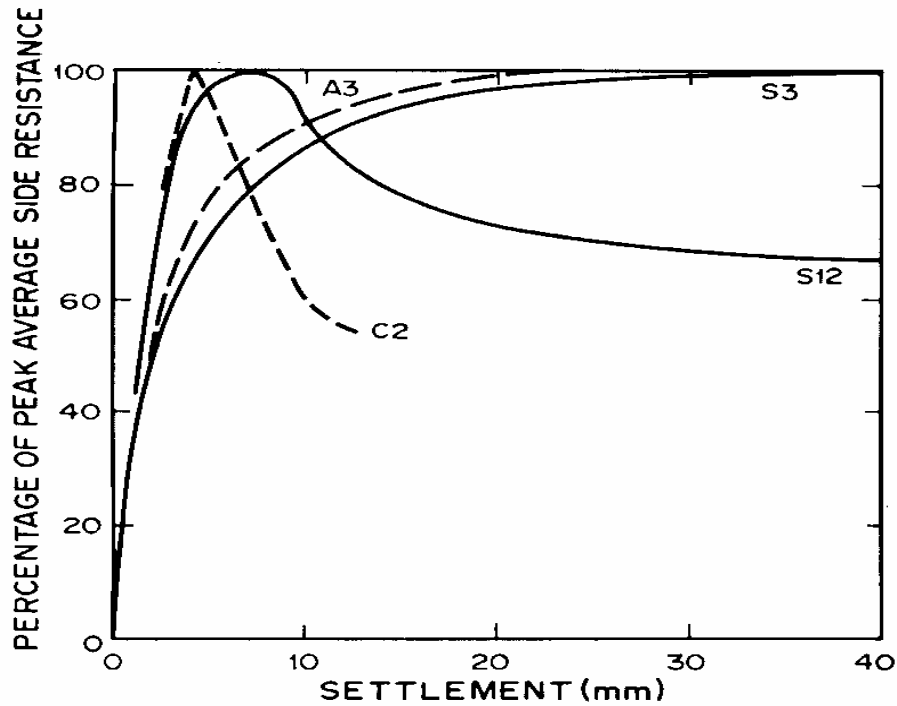


圖 2-7 不同粗糙度之側向剪力阻抗與沉陷量關係

(Williams and Pells, 1980)

表 2-2 不同鑽掘方法對樁身阻抗的影響 (Williams and Pells, 1980)

Pile	Rock	Socket and pile construction		S_h (mm)	S_i (°)	q_u (MPa)	α	$\frac{f_{st}}{f_{su}}$
		Method	Size					
S3	HW Melbourne mudstone	Roughened	1120 dia × 2500	8.8	19	0.57	0.92	1.0
S5	HW Melbourne mudstone	Drilled normally	1170 dia × 2510	2.3	11	0.62	0.82	0.99
M1	MW Melbourne mudstone	Drilled normally, concrete cast under bentonite	1220 dia × 2000	5.4	17	2.46	0.24	1.0
M2	MW Melbourne mudstone	Roughened	1300 dia × 2000	10.2	25	2.30	0.28	0.98
M3	MW Melbourne mudstone	Drilled normally	1230 dia × 2000	3.1	14	2.30	0.31	1.0
M4	MW Melbourne mudstone	Roughened, roughness similar to M2 Concrete cast under bentonite	1350 dia × 2000	—	—	2.34	0.26	0.95
A1, B1, B2, B3, B4, B5, E3	Hawkesbury sandstone	Drilled with diatube or augers, roughness R1.	—	—	—	6	0.17	0.74
A2, A4, C4, C5	Hawkesbury sandstone	Drilled with a rock roller, roughness R2.	—	—	—	6	0.19	0.89
A3, D2	Hawkesbury sandstone	Augered, roughness R3	—	—	—	6	0.18	1.0

c. 勁度

Williams and Pells (1980) 試驗發現當模型樁的粗糙度相似下，於不同的束制勁度狀況下，勁度越高的剪力強度越強(圖 2-8)，並由現地樁載重試驗資料(圖 2-9)，可以發現剪脹的發生會使得界面正向應力增加。

Johnston et al. (1987) 利用彈性膨脹圓柱理論，模擬基樁於岩盤中滑動膨脹的力學機制(如圖 2-10)，並提出下列公式：

$$\frac{\Delta\sigma_n}{\Delta r} = K = \frac{E}{1+\gamma} \frac{1}{r} \quad (2-15)$$

其中

σ_n = 正向應力 (Normal Stress)

r = 基樁半徑 (Pile Radius)

E = 岩體的楊氏模數 (Rock Mass Modulus)

γ = 波松比 (Poisson Ratio)

K = 岩體正向勁度 (Normal Stiffness of Rock Mass)

由上面的公式可知， $\Delta\sigma_n$ 、 Δr 的比值等於勁度 K ，當 Δr 相對於 r 很小之下，岩體的楊氏模數 E 、波松比 γ 則趨近於一常數值，因此岩體的正向勁度 K 亦趨近於一常數值，可視為岩鎖基樁初始滑動時受到一接近固定常數之正向勁度 K 所控制。

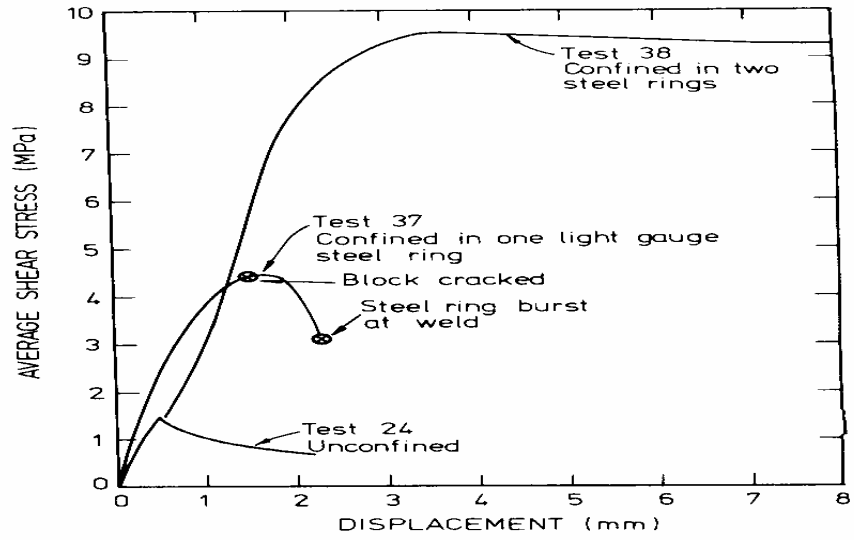


圖 2-8 不同束制條件對側向阻抗影響(Williams and Pells, 1980)

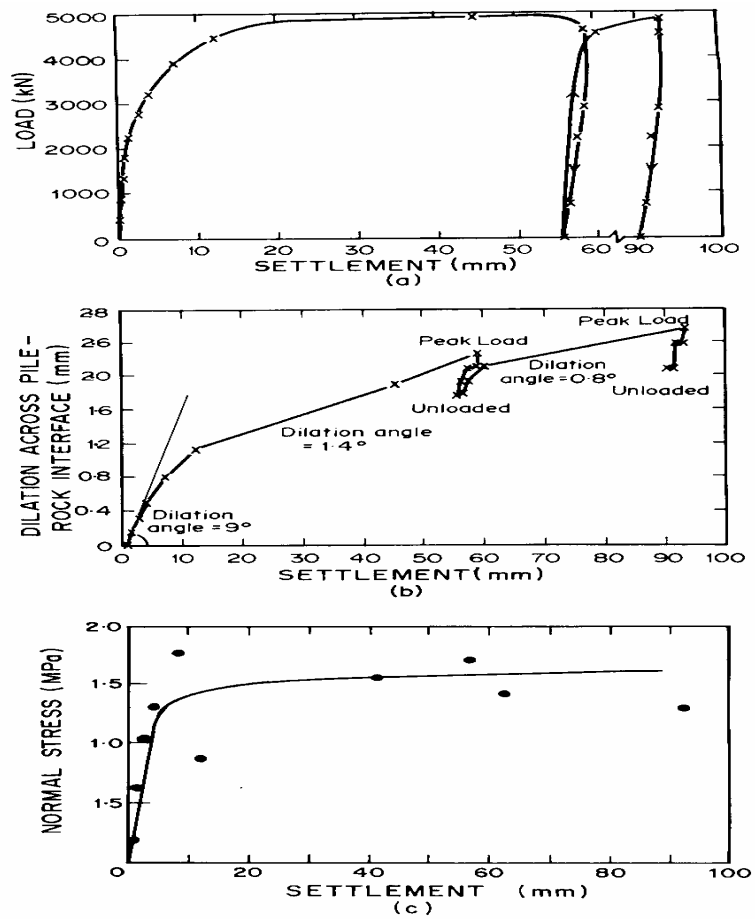


圖 2-9 界面剪脹與正向應力之關係(Williams and Pells, 1980)

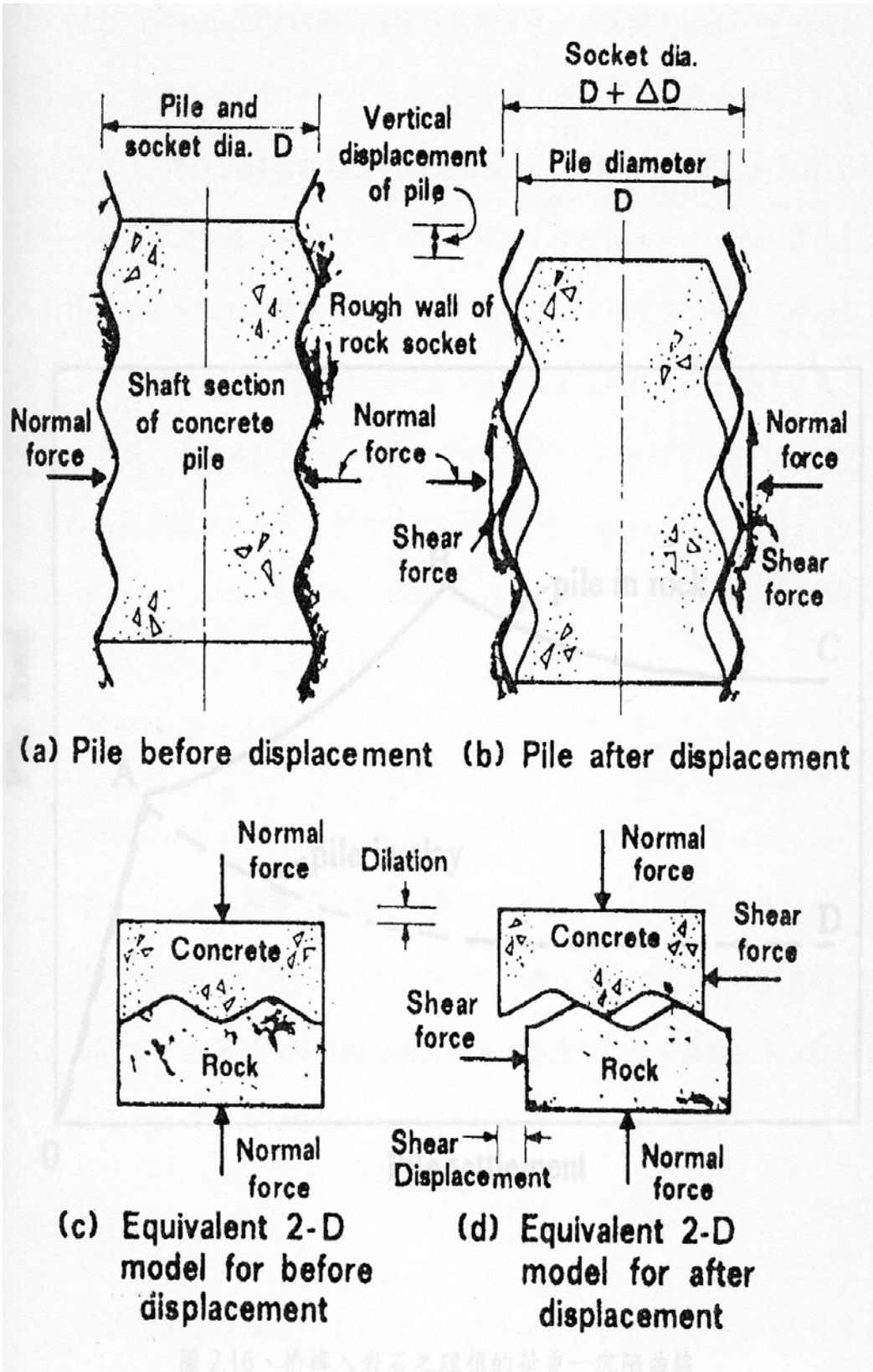


圖 2-10 基樁滑動示意圖(Johnston et al.,1989)

當結構荷重施加在基樁上時，樁身會受壓縮，樁直徑會膨脹壓縮岩壁，當荷重持續增加，此時混凝土會在一正向徑度下沿者軟岩的粗糙面滑動，並隨著樁身與岩體間接觸面的粗糙度與材料性質，如：單壓強度、顆粒排列壓縮性的不同，混凝土會產生不同程度的剪脹滑動，當剪脹增加，粗糙面上的正向應力也會增加使得基樁側向剪力阻抗增加，並向外推岩壁，使得混凝土與岩石的接觸面積越來越小，接觸面上正向應力不斷增加，直到岩體粗糙面的剪力阻抗小於下滑力為止，開始剪動此時岩石與混凝土本身的彈性性質會影響應力的重新分佈，由初始的滑動機制加入了剪動機制。對於軟岩來說，只要有一定的強度，滑動破壞和剪動破壞的現象都會發生，然而當單壓強度過低時，剪動破壞的現象則占絕了大部分。對此滑動機制受到一固定正向勁度所控制，Johnston et al.(1987) (圖 2-10)提出以固定正向勁度直剪試驗可以準確得到基樁與周圍岩體間的剪力阻抗(即岩盤與混凝土介面的直接剪力強度)，並可直接用於基樁承载力設計。

Johnston et al.(1987)對於墨爾本附近泥岩(單壓強度 2.5MPa)作了一系列的固定正向勁度直剪試驗(初始正向應力 20kPa)，並於現地施作樁載重試驗求得樁身剪力強度，並由樁載重試驗結果反推岩體之楊氏模數 E (表 2-3)值，其 E 值結果與傍壓儀試驗所得之 E 值差不多。圖 2-10，當基樁半徑為 0.64m，波松比 ν 為 0.25，代入公式(2-15)中，

得到正向勁度 $K=1.25E$ ，將樁載重試驗所得到之樁身單位面積剪力強度與混凝土-軟岩界面下固定正向勁度直剪試驗所得到單位面積剪力強度結果相比較(圖 2-11)，可以很清楚的看到，採用 CNS 試驗結果所得到的剪力強度可以合理的預測樁身之剪力強度。

表 2-3 樁載重試驗資料(Johnston et al.,1987)

Test	Pile diameter: m	Pile length: m	Average peak shear stress: kPa	Rock mass modulus: MPa
M1	1.22	2.0	600	344
M2	1.30	2.0	640	321
M3	1.23	2.0	710	653
M4	1.35	2.0	617	500

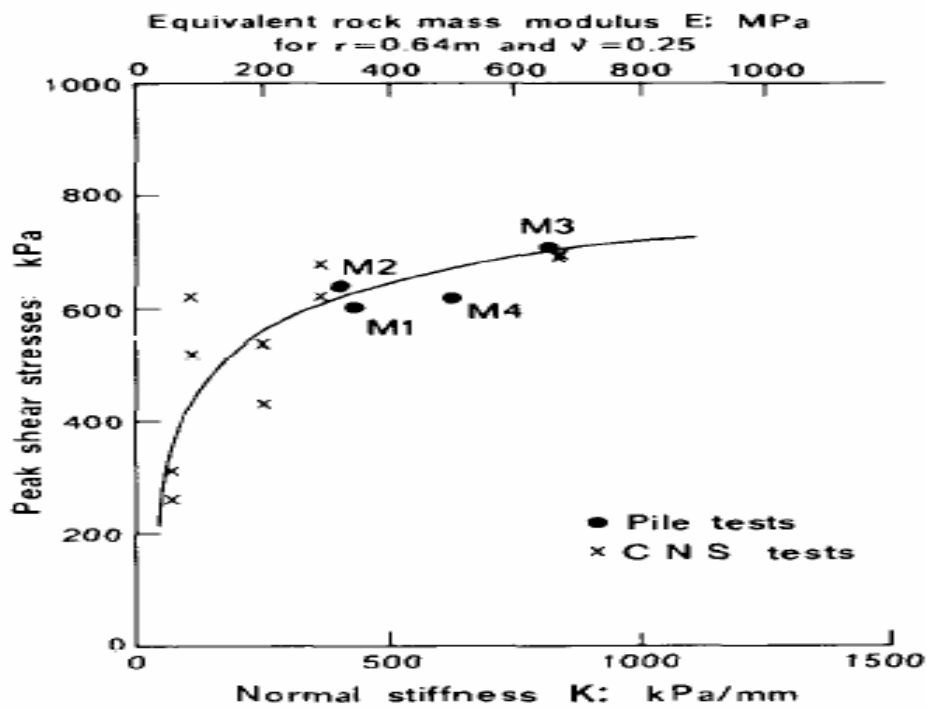


圖 2-11 CNS 試驗預測與樁載重所得的剪力強度(Johnston et al.,1987)

對於估計現地岩鎖基樁之正向勁度 K 值，可以假設基樁半徑與岩石之波松比 ν 已知下，可以透過公式(2-15)求得 K 與 E 值的關係。因為天然岩體通常有裂隙存在，Johnston et al.(1987)建議 E 值採用傍壓儀試驗(Pressuremeter tests)的結果，分析得到一範圍之 E 值，可以透過公式(2-15)轉換得到一範圍之 K 值。根據廖學志(2004)孔內千斤頂試驗於寶二水庫右壩墩所得到之 G 值為 20-100MPa，假設岩鎖基樁半徑為 0.5m，波松比 ν 為 0.3，則現地 E 值為 $2(1+\nu)G$ ， E 值範圍則介於 52-260MPa 之間，由公式(2-15)得到 $K=1.54E$ ，所以現地正向勁度 K 值即介於 80-400MPa/mm 之間。



d. 貫入直徑

Seidel and Haberfield(1995)提出貫入直徑大小會影響樁對岩石的正向徑度，兩者成反比。而正向徑度越大，樁所受的正向應力與剪應力也越大。此外，粗糙度和直徑的影響是不可分離的，粗糙度的增加會使得尖峰剪應力的增加，而直徑的增加卻會使得尖峰剪應力的減少。Horvath et al.(1980)指出側壁剪力阻抗隨基樁直徑的增加而減小，但當基樁直徑大於 150mm 時，基樁直徑的影響可以忽略。

彙整學者過去對於基樁側壁阻抗的研究，可以發現軟岩之岩鎖基樁主要受到以下因素的影響：

1. 軟岩之單壓強度(對於大多數軟岩，混凝土的強度遠大於軟岩之單壓強度)
2. 基樁與軟岩界面之粗糙度(混凝土與軟岩界面粗糙度)
3. 基樁與軟岩界面之相對勁度(混凝土與軟岩界面之相對勁度)
4. 基樁與軟岩界面之初始正向應力(混凝土與軟岩界面之初始正向應力)

因此，本研究以混凝土-膠結不良砂岩界面製作大型直剪試體，並以不同的粗糙度、不同的固定正向勁度與不同的初始正向應力為固定正向勁度直剪試驗之控制條件，模擬岩鎖基樁側壁阻抗行為。

2.3.直剪試驗

直剪試驗是最傳統也是最簡單的剪力試驗裝置，藉由上下兩個金屬盒施加剪力後，強制試體產生一破壞面以決定試體的剪力強度；對於岩石材料而言，直剪試驗所得到的是強制破壞面上的剪力強度，並非試體內最弱面的剪力強度，但是對於兩種不同材料間（如：岩石與混凝土之介面）或天然弱面（如：岩石中的節理面及不連續面）上的剪力強度可是最直接也最準確得到它的試驗方法。而固定正向應勁度直剪試驗由於採用了伺服控制的系統，有別於傳統固定正向力的實驗，因此可以模擬更多更合理的現地狀況。



2.3.1 直剪儀之發展

早期直剪儀的構造頗為簡單，正向力是由砝碼來加載，水平剪力則是由馬達來控制，因此早期的直剪儀只能施作固定正向力的直接剪力試驗，之後又有人改以油壓缸來施載實驗所需的正向力與水平剪力，即所謂的一般型的直剪儀（圖 2-12）。一般直剪儀主要由幾個部分所組成：垂直及水平油壓缸與其反力設施、直剪盒、直剪盒反力設施、荷重元(Load Cell)與 LVDT 等量測設備。較早期的一般型直剪儀的油壓是由手動控制，因此整個實驗過程中都需要有人在旁邊留守，當我們需要進行應變速率相當慢的實驗時，會造成人力的嚴重浪費與

不便，加上實驗人員控制油壓缸的動作遠比不上由電腦自動控制來的快速與精準，因此才會出現現在廣受運用的伺服控制直剪儀。本研究所採用的伺服控制系統是以電腦做擷取和控制命令的下達，由 MTS458 控制系統接收到命令後，藉由伺服閥對油壓缸調整，進行應力與應變的控制，而 MTS458 控制系統會針對命令值和輸出值做回饋控制，形成一封閉（close loop）的控制迴圈。(本論文第三章對於此系統會有詳細的介紹)

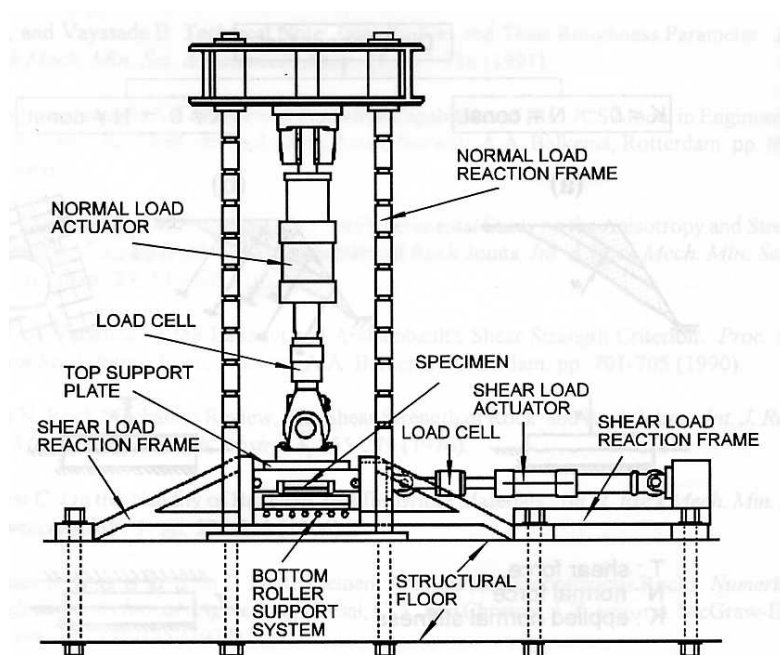


圖 2-12 一般型式的直剪儀(Amadei et al., 1998)

有了伺服系統的加入，直剪儀便可進行更多種的實驗，但是早期並未針對正向勁度對直剪行為及性質的影響加以探討。因此，Johnston et al.(1987)發展出來可做固定正向勁度（CNS）試驗的直剪儀。這套直剪儀是參考 1977 年 Williams 的設計概念，主要的細節於 1983 年

Lam (1983) 所完成，最後由 Johnston 應用於固定正向勁度 (CNS) 直剪試驗上。Johnston 的這部直剪儀的油壓缸皆是 150kN 的最大輸出，直剪盒大小為 240mm x 190mm，可以施作大型直剪試驗，也可選擇岩石材料 (主要是軟岩) 為研究對象，它的輸出與本研究的直剪儀相當，皆屬於軟岩用大型直剪儀。這部直剪儀 (如圖 2-13) 控制勁度的方式主要就是靠圖 2-14 中的彈性鋼 (steel spring)，由彈性鋼控制著軟岩所需的勁度。圖 2-13，為了防止試體受剪時會發生旋轉的現象特地在垂直油壓缸與上剪力盒間加入一灌木樑 (Bush bearing)。儀器的整個構架特別要求高勁度，為的就是避免由於儀器構架勁度不足，對實驗所需的勁度有所折減使實驗失真。Johnston 的這部直剪儀最大的優點就是可以準確的控制需要勁度，但它最大的缺點也是在控制勁度這方面，為了要控制不同的勁度必須找到所要勁度的彈性鋼，對實驗有所限制，並不能隨心所欲設定實驗勁度。反觀本研究的伺服控制直剪系統可直接由電腦程設定正向勁度 K 值 (正向力的改變量與正向位移的改變量之比值)，由電腦自動及時擷取正向變形的改變量與所設定正向勁度 K 值對 MTS458 控制器送出所需正向力的改變量，回饋控制則由 MTS458 控制器負責。但缺點在於對每種不同的大地材料來說，須嘗試由試驗去求得適當的 PID 值的大小，以增加對儀

器控制的精度，還必須倚賴高勁度的荷重架(loading frame)才能確保勁度控制實驗的準確性。

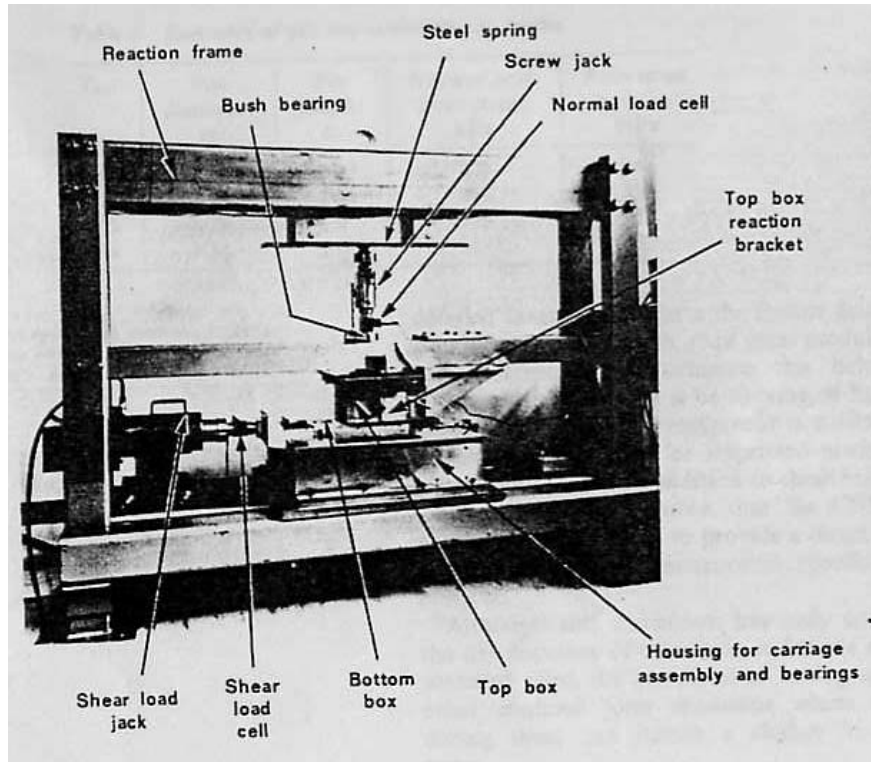


圖 2-13 勁度控制的直剪儀(Johnston et al., 1987)

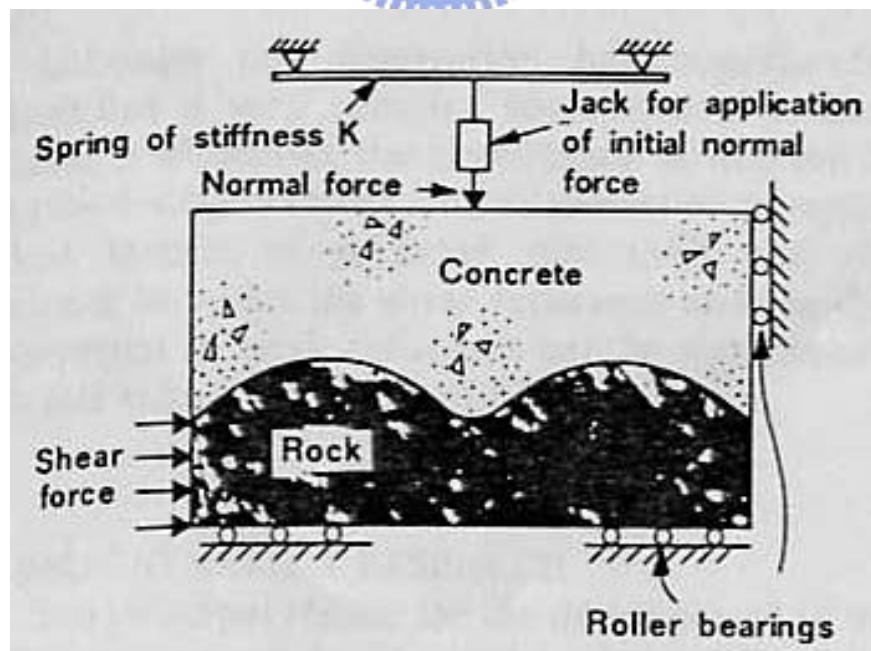


圖 2-14 勁度控制的直剪儀示意圖(Johnston et al., 1987)

2.3.2 固定正向勁度直剪試驗方法與用途

正向勁度的定義為：剪力試驗時，正向應力的改變量與正向變形的改變量的比值。而固定正向勁度(Constant Normal Stiffness,CNS)直剪試驗就是控制實驗時的正向勁度維持固定：

$$\frac{\Delta N}{\Delta S} = K \quad (2-16)$$

N = 正向力 (Normal Force)

S = 正向位移 (Normal Displacement)

K = 正向勁度 (Normal Stiffness)



在傳統固定正向力(Constant Normal Load ,CNL)直剪試驗，我們會加上一固定的正向力 N_0 使試體壓縮，在施加水平力進行試驗，而CNS試驗過程所控制的正向力改變量(式 2-16)為 $K\Delta S$ ，因此CNS試驗控制的正向力 F ：

$$F = N_0 + K\Delta S \quad (2-17)$$

理論上當試體受剪時，正向位移 S 會增加（或減少），因為 K 設定為固定常數，所以正向力 N 必須增加（或減少），因此隨著正向位移 S

的增加或減少隨時調整 N 的大小，使 K 為一常數的直剪試驗即是固定正向力直剪試驗。為了可以隨時調整正向力 N 的大小以控制實驗中正向勁度 K 為一常數，除了先前所介紹過的Johnston的直剪儀之外，現今新的直剪儀都加上伺服控制來達成這项目的。一般天然岩石節理面會有不同的粗糙度，在受剪過程中會有剪脹的現象，傳統的固定正向力直剪試驗下，受剪過程中正向力維持一固定值 N_0 ，正向力的改變量 ΔN 視為 0 ，因此相當於固定正向勁度直剪試驗中 $K=0$ 的狀態(式2-16)；而在固定正向勁度直剪試驗下，隨試體剪脹(壓縮)產生正向位移產生 ΔS 的改變量，此時正向力隨 $K\Delta S$ 增加(減少)，一般來說，試體會剪脹，當 K 不為 0 時，正向力會增加，所得到的剪力強度比傳統固定正向力(CNL, $K=0$)直剪試驗結果大。若是我們控制式2-16中的正向位移改變量 ΔS 在實驗過程中不改變，由於 ΔS 趨近於 0 ，則 K 會趨近於 ∞ ，相當於固定體積下之直剪實驗。如圖2-15，一般直剪試驗主要分成圖中的三種用途：

1. 圖2-15(a)，當我們欲知一順向邊坡滑動的可能性，就必須先得到不連續面上的剪力強度。假設邊坡沿著不連續面滑動，且不連續面上的正向力為其不連續面上土方（或岩塊）的呆重，要得到此不連續面的剪力強度就需要藉由傳統固定正向力(CNL)實驗，此狀況相當於固定正向勁度(CNS)試驗中 $K=0$ 的狀態。

2. 圖 2-15(b)，第二種用途是發生在已經加勁的順向邊坡上，此時由於岩栓(或地錨)的原因，使得邊坡若產生滑動時，受到一正向勁度(岩栓勁度)控制，邊坡上正向力會增加，抵抗滑動的剪力強度也較未使用岩栓(或地錨)之前大。此時，可以利用固定正向勁度(CNS)直剪試驗(K=控制勁度)來得到此加勁後不連續面上的剪力強度。如圖 2-10，Johnston et al.(1987) 提出以固定正向勁度直剪試驗可以準確得到基樁與周圍岩體間的強度參數(即岩盤與混凝土介面的直接剪力強度)，並可直接用於基樁承载力設計。
3. 圖 2-15(c)，在隧道周圍的岩體因開鑿工程而產生裂縫與節理，這些破裂的岩體因為地底下巨大的現地應力而無法自由的膨脹或壓縮(ΔS 趨近於 0，則相當於 K 趨近於 ∞)，因此當我們要求得這些裂縫中的剪力強度就需要控制受剪過程中正向位移改變量為 0 的直剪試驗。

對於混凝土-岩石界面的應用，圖 2-16(a)，壩體興建在岩盤上，由於水壓向外推(剪力 P)混凝土壩體，混凝土壩體為一呆重，相當於 $K=0$ 的狀況，可由 CNL 直剪試驗來求得界面的剪力強度。圖 2-16(b)，基礎建築在一斜坡上，其界面抵抗下滑力的剪力強度同樣也可以透過 CNL 直剪試驗獲得。圖 2-16(c)，岩鎖基樁的側壁剪力阻抗受到岩石與混凝土之間勁度的控制，圖 2-16(d)，岩錨承受一拉力，狀況類似

2-16(c), 界面勁度 K 值可由式 2-15 推算得到。此時若只施作傳統 CNL 直剪試驗來求界面強度，並未考慮剪動過程中界面勁度的影響，因此並須進行 CNS 直剪試驗(K =界面勁度)來求得混凝土-岩石界面的剪力強度。

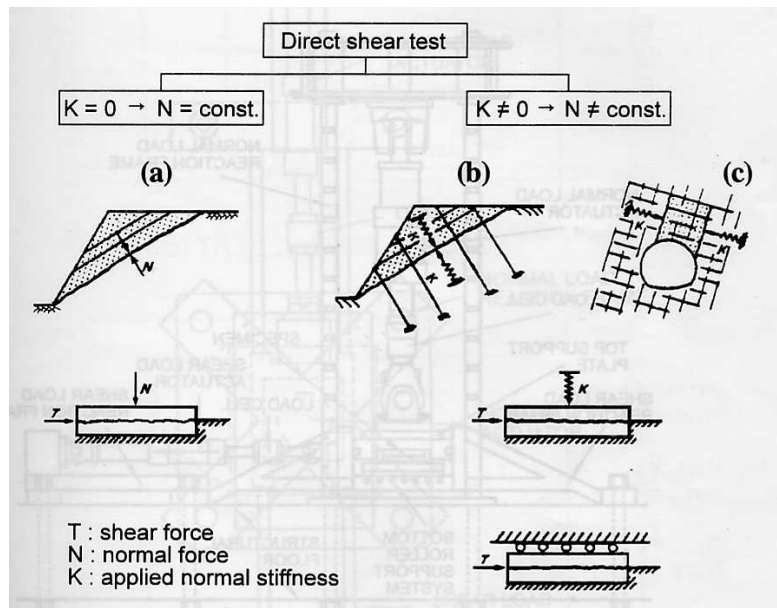


圖 2-15 直剪應用示意圖(Saeb, 1989)

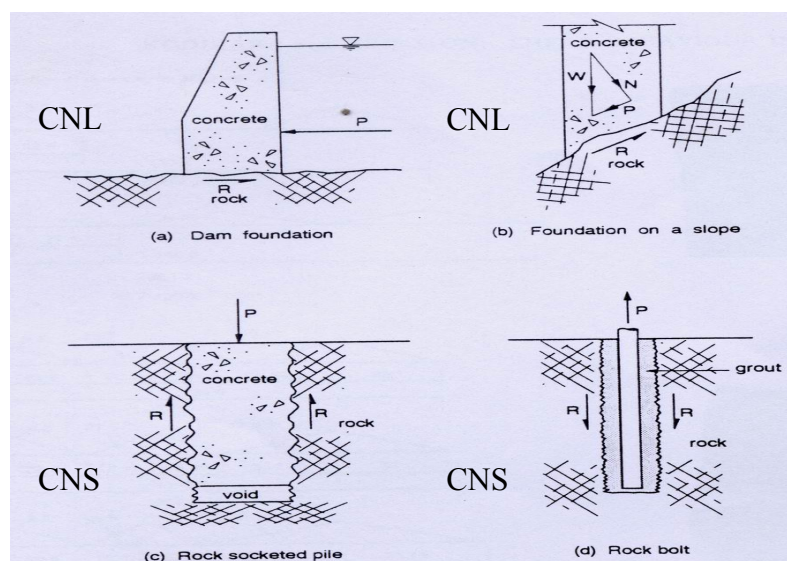


圖 2-16 岩石與混凝土界面應用示意圖 (Kodikara et al., 1994)

2.4 原有試驗系統

本材料試驗機之前曾加裝大型三軸室(直徑 600mm)、圍壓系統及控制系統，以進行顆粒材料之大型三軸試驗。李程遠(2003)與曾孝欽(2003)則進一步加裝扭力系統、剪力系統及扭力盒、直剪盒、單剪盒等，以進行扭剪、直剪及單剪試驗，以達到多功能材料試驗的目標，其中直剪方面可以施作固定正向力與固定體積(固定正向位移)下試驗，並未能施作固定正向勁度直剪試驗。因此本研究採用原有試驗系統部份架構外，加入 MTS458.20 控制器，改良試驗控制系統，使本試驗系統能順利施作固定正向勁度直剪試驗，並改良原有直剪系統水平力施加傳遞機制，使整體試驗系統更趨完善。本研究所沿用直剪儀的設備(圖 2-17)如下：



1. 大型多自由度荷載系統之機台、反力樑與反力座；
2. 油壓缸、油壓系統；
3. 上基座與下基座，包含線性滑軌與垂直向球型座；
4. 試體之直剪盒與荷重元(Load Cell)；

2.4.1 基座與反力樑

圖 2-18，基座之功能為容納油壓缸與提供用以架設試驗儀的平台。反力樑則提供試體架設時的反力，由高勁度鋼架所組成。反力樑的升降採油壓式，並配有手動控制開關，操作非常方便；反力樑設計

承受最大反力達 25 公噸，垂直油壓缸最大出力為 20 公噸，因此整體反力機制的安全性已經足夠，而本研究實驗進行中所控制之正向勁度換算成垂直力的最大改變量約為 400kg，相對於機器勁度而言相當的小，因此勁度控制過程中假設忽略機器勁度的影響。

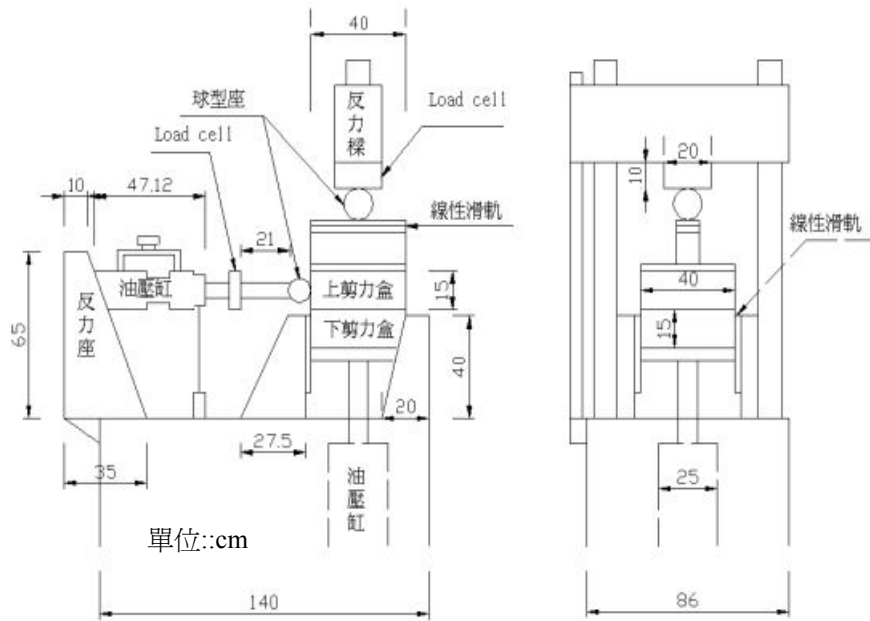


圖 2-17 直剪試驗系統(曾孝欽,2003)

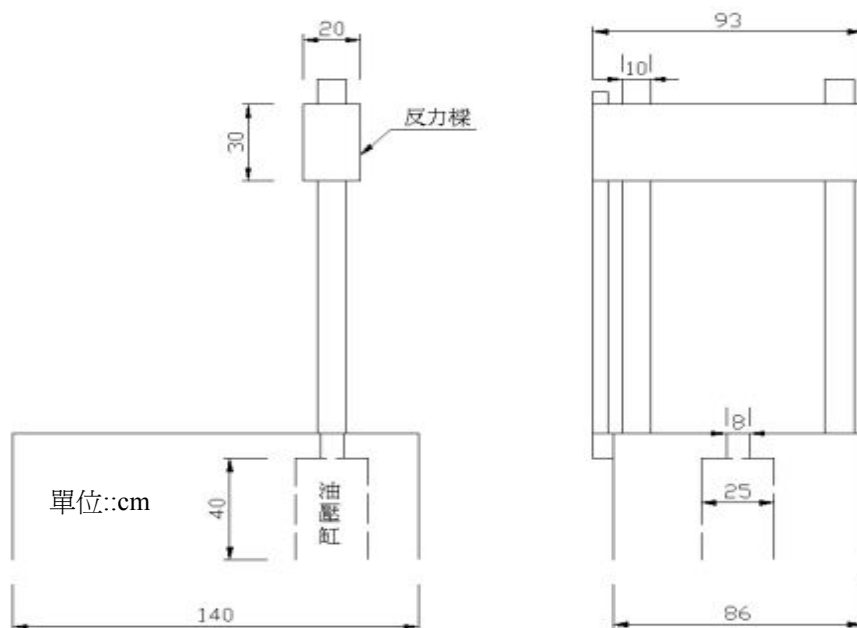


圖 2-18 儀器基台與反力設施示意圖(曾孝欽,2003)

2.4.2 油壓缸

加載單元分為垂直向與水平向的油壓缸(由強詠機械股份有限公司製造)，垂直向油壓缸最大衝程為 150 mm，設計安全出力為 20 噸(圖 2-19)；水平向油壓缸最大衝程為 107 mm，設計安全出力為 10 噸(圖 2-20)。油壓缸上並配置有日本 R-DDV 公司生產的伺服閥，控制系統藉由伺服閥進行應力與應變的控制。

2.4.3 油壓供應系統

油壓供應幫浦 (Hydraulic Power Supply, HPS) 為美國 MTS 公司所製造，其提供試驗系統所需要的高油壓動力來源。本套試驗儀採用的是的油壓供應幫浦 (圖 2-21)，與另一部獨立試驗儀 (MTS-810) 共用，以水冷式循環來達到降溫效果。



圖 2-19 垂直油壓缸(圈圈處為伺服閥)

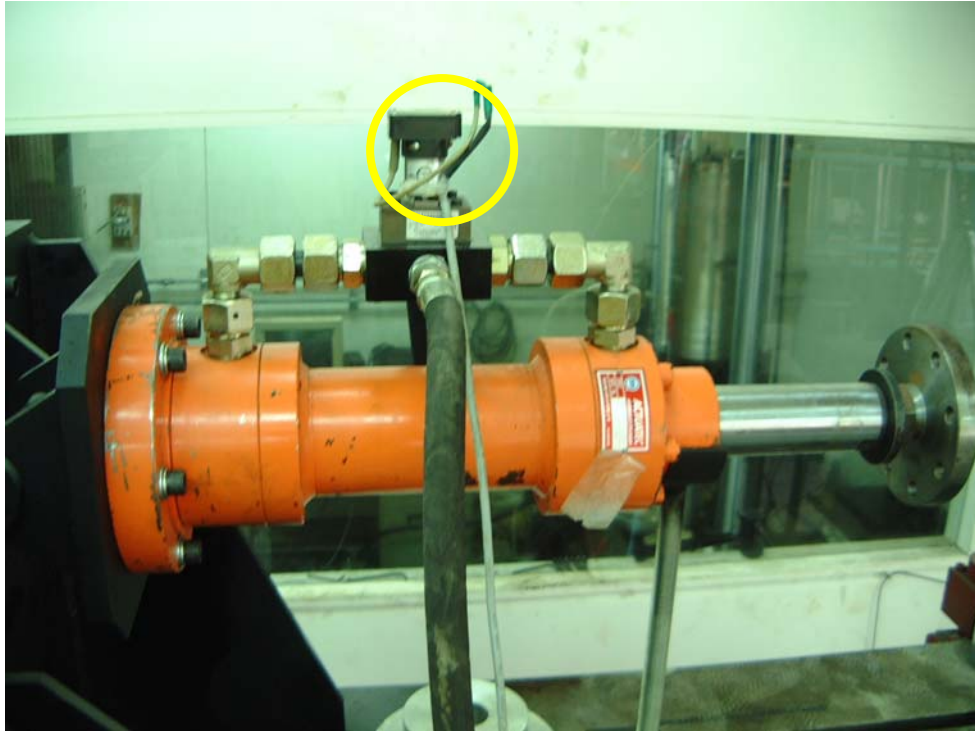


圖 2-20 水平油壓缸(圈圈處為伺服閥)



圖 2-21 MTS 油壓供應幫浦

2.4.4 上基座與下基座

一般直剪實驗機制上要考慮的問題，主要在於所施加的垂直力是否垂直試體施加，水平力是否沿剪動面水平施加。若否，水平力可能有偏心的問題，試體剪動時可能會有些微的翻轉（Overturn）現象，導致試體多承受一個彎矩（Moment）。

為了解決這些施力方向的問題，於直剪盒下盒基座四個角落的垂直方向設置了四支線性滑軌，確定垂直向位移的精準度；於上盒上方，水平方向上設置一線性滑軌，確定水平的行進方向，不會造成偏心的問題（圖 2-22）。

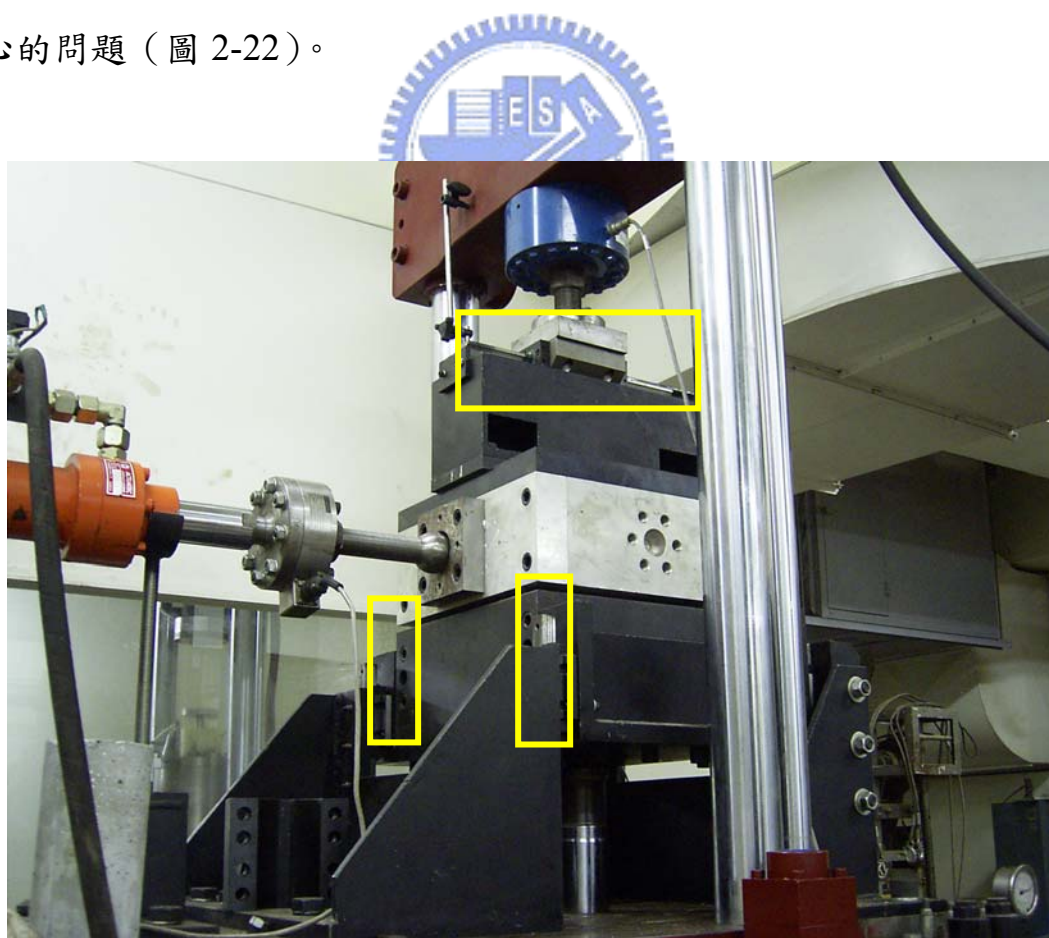


圖 2-22 線性滑軌機制照片(矩形框處為線性滑軌的位置)

2.4.5 直剪盒

本儀器屬於大型直剪試驗儀，直剪盒為鋼材所組成的正方形，內邊長為 300mm，內高為 150mm，直剪盒厚為 50mm，試體盒整體的勁度相當的高（剪力盒固定座與儀器基台以 16 隻 M32 螺絲緊緊固定住），配合高勁度的反力樑、高出力的油壓缸與伺服控制系統，可進行軟岩的大型直剪試驗以及固定軸向勁度的直剪試驗。

2.4.6 垂直向與水平向荷重元 (Load Cell)

圖 2-23，垂直力荷重元為 50kips，接受電壓為 $\pm 10V$ 。水平力荷重元為 30kips，接受電壓 $\pm 10V$ ，之前另外配合放大器使用，改良後的系統直接由 MTS458.20 控制器內的放大器量得垂直力與水平力。



(a)垂直向荷重元

(b)水平向荷重元

圖 2-23 大型直剪用 Load Cell

2.4.7 垂直向 Temposonic 位移計與 LVDT

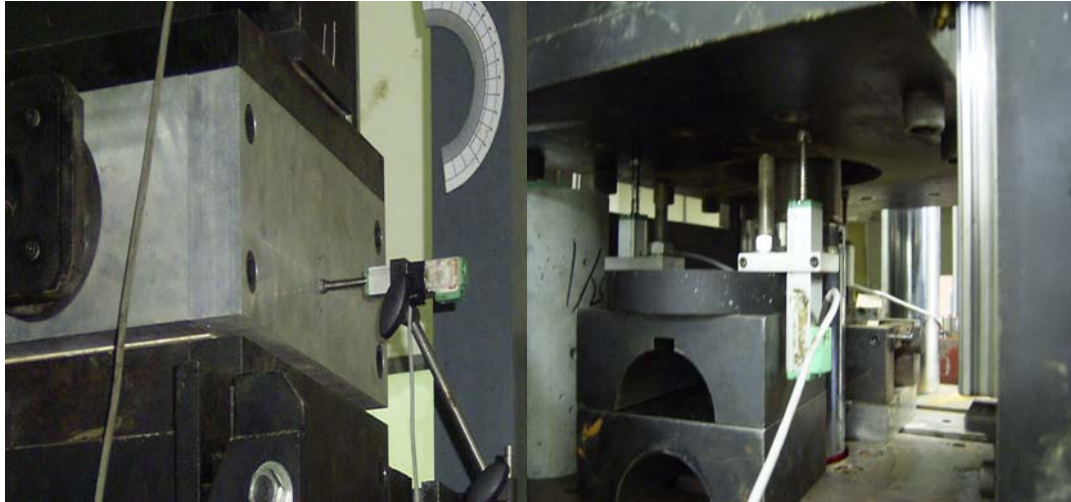
Temposonic 垂直位移計負責系統垂直向線性位移之量測，其採用電磁感測的方式，可確保量測的線性與準確。另外於垂直向架設三支 5cm 的 LVDT(圖 2-24)檢核試體是否有剪脹不均勻，水平向架設一支 5cm 的 LVDT 得到試體真正的剪位移，消除系統閉合時的誤差。LVDT 則採用標定盒標定，藉由標定盒的懸紐微調，讀取相對應的電壓改變值，標定曲線如圖 2-25。

2.4.8 原有控制系統

圖 2-26，原有控制系統架構由各量測單元 (Load Cell 及 LVDT) 得到訊號，經頻道卡與擷取卡 (將類比訊號轉換成數位訊號)，並將訊號分別傳回兩台電腦，一台電腦是專門做為控制單元使用，另一台則專門記錄與儲存實驗資料用的，這是因為若使用同一台電腦同時做控制與記錄的動作，會因記錄資料量的增加而使部分的控制單元延遲，讓原本為定速率的實驗變成是變速率的實驗，所以為了克服這項缺失，原有系統用了兩台電腦分別負責控制與擷取，讓控制單元維持穩定的狀態。

圖 2-27，原有控制系統在伺服控制迴圈上，將電腦視為數位控制器，藉由數位控制器比較程式設定之訊號和所選定感應器的回饋訊號之差值，激發出一個差值訊號，再啟動控制頻道以驅動加壓器施加力

量於試體上，直到回饋訊號等於程式設定值。簡而言之，原有控制系統由電腦負責 PID 運算的部分，屬於數位控統架構下之系統。



(a)水平向 LVDT

(b)垂直向 LVDT

圖 2-24 LVDT 架設位置

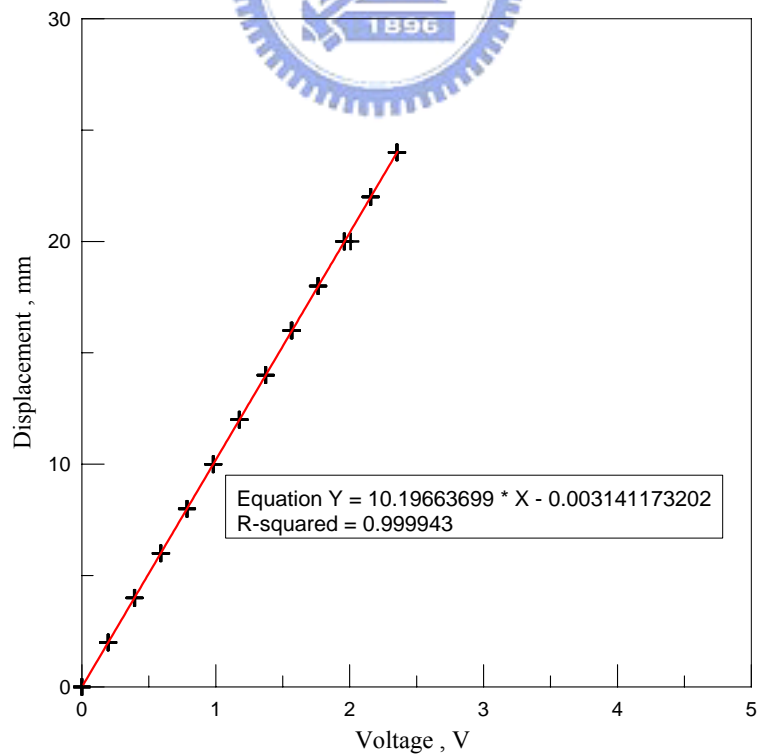


圖 2-25 LVDT 標定曲線

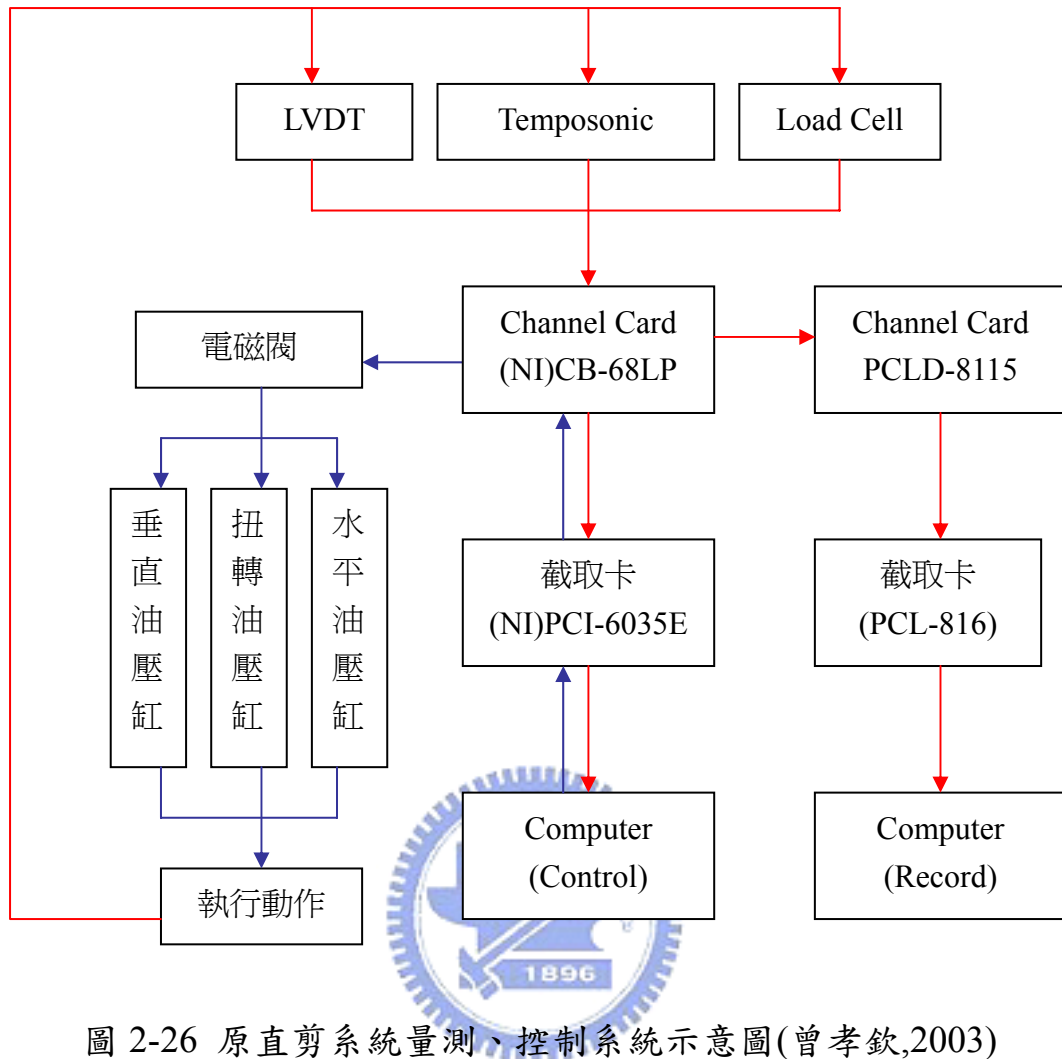


圖 2-26 原直剪系統量測、控制系統示意圖(曾孝欽,2003)

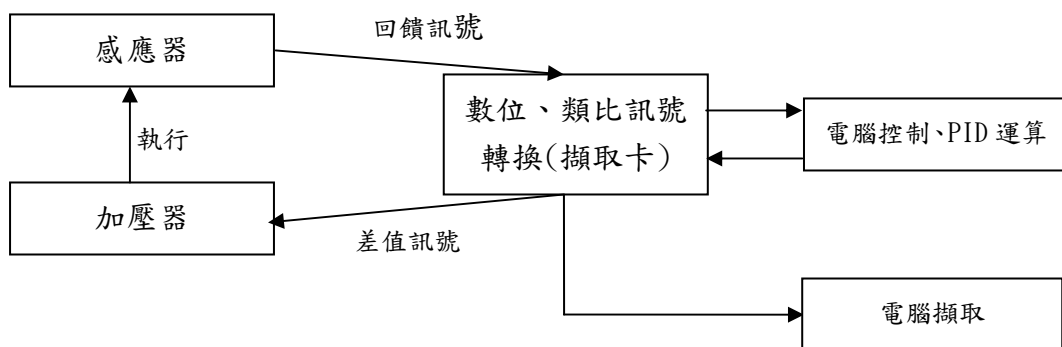


圖 2-27 原控制系統示意圖

2.5 節理及界面材料之剪力行為

2.5.1 節理強度破壞理論

現在大多數用來預測岩石節理剪力行為的模式，都需要藉助某種程度的經驗公式。這是由於大多數的模式不能夠適當的量化岩石節理粗糙度。因此如何適當的量化岩石節理粗糙度對於預測節理剪力強度有很大的關鍵。

Patton(1966)以石膏和高嶺土混合材料灌製規則鋸齒之人工節理面，進行固定正向力直接剪力實驗，探討界面上之正向應力與不同之剪脹角對剪力強度的影響，提出雙直線模式(圖 2-28)。

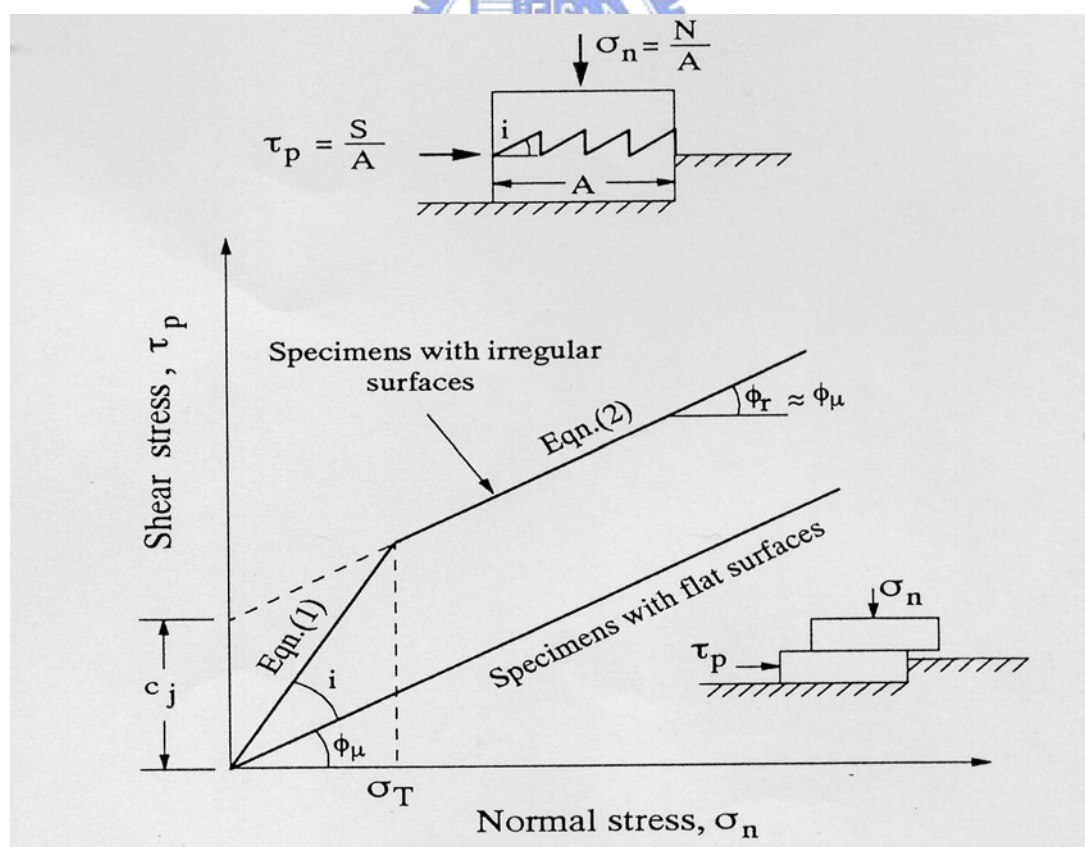


圖 2-28 Patton 的破壞理論(Patton,1966)

在低正向應力時，節理面受剪沿鋸齒表面滑動，同時沿鋸齒坡角發生剪脹現象，此時節理面剪力強度由界面上的摩擦力和沿鋸齒坡面爬升的剪脹效應所造成：

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_u + i) \quad (2-18)$$

其中

τ_p 為尖峰剪力強度

σ_n 為平均正向應力

ϕ_u 為基本摩擦角（圖 2-28，兩光滑平面間的摩擦角）

i 為剪脹角（圖 2-28，試體沿鋸齒面剪脹，斜面與水平面的夾角）

在高正向應力下，試體的剪脹效應會減小，此時節理面上受剪破壞主要為鋸齒剪斷破壞，節理面上的剪力強度由剪斷面上材料的凝聚力和摩擦力所提供：

$$\tau_p = c_j + \sigma_n \tan(\phi_r) \quad (2-19)$$

其中

c_j 為節理面材料凝聚力

ϕ_r 為殘餘摩擦角（圖 2-28，鋸齒節理面材料被磨平後的磨擦角）

由 Patton(1966)於固定正向力試驗下之規則鋸齒節理面強度破壞模式，我們可以了解當節理面受剪時會有兩個基本的物理現象：

1. 沿節理面滑動(sliding)
2. 將節瘤剪斷(shearing)

Patton(1966)的破壞理論主要適用於規則節理面，但是對於天然粗糙岩石節理，剪脹角*i*並非定值，當節理面受剪時，隨著剪力位移的增加，剪脹角*i*逐漸變小。

Barton and Choubey(1977)經由 136 顆天然岩石節理剪力強度試驗的結果，試體長度 100mm，將粗糙度分為 10 組，每組選取具代表性粗糙度剖面，修正 Patton(1966)的模式，提出以下公式：

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left[\phi_u + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2-20)$$

其中

JRC 為岩石節理面粗糙度係數

JCS 為岩石節理面材料單壓強度



而這些代表性的粗糙度剖面(圖 2-29)，在 1978 年被 ISRM 所採用。其中 $JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)$ 為因尖峰剪應力所產生的剪脹程度，根據 Barton and Choubey(1977)對於天然岩石節理面的試驗結果發現，岩石節理面剪力強度與正向應力、節理面粗糙度、節理面基本摩擦角與節理面材料單壓強度有關。Barton and Bandis(1982)根據實驗證明提出規模效應相關修正係數 JRC_n 和 JCS_n 。

過去大多數的研究都在於找尋一具代表性的剪脹角*i*來量化節理面粗糙度。Barton 和 Bandis(1982)指出節理長度較短主要受到較小規模粗糙度的影響，較大的節理長度主要受到較大規模粗糙度的影響。

由於規模效應的影響，因此若只用一項*i*值來描述粗糙度，在預測節理剪力行為上是不夠的。

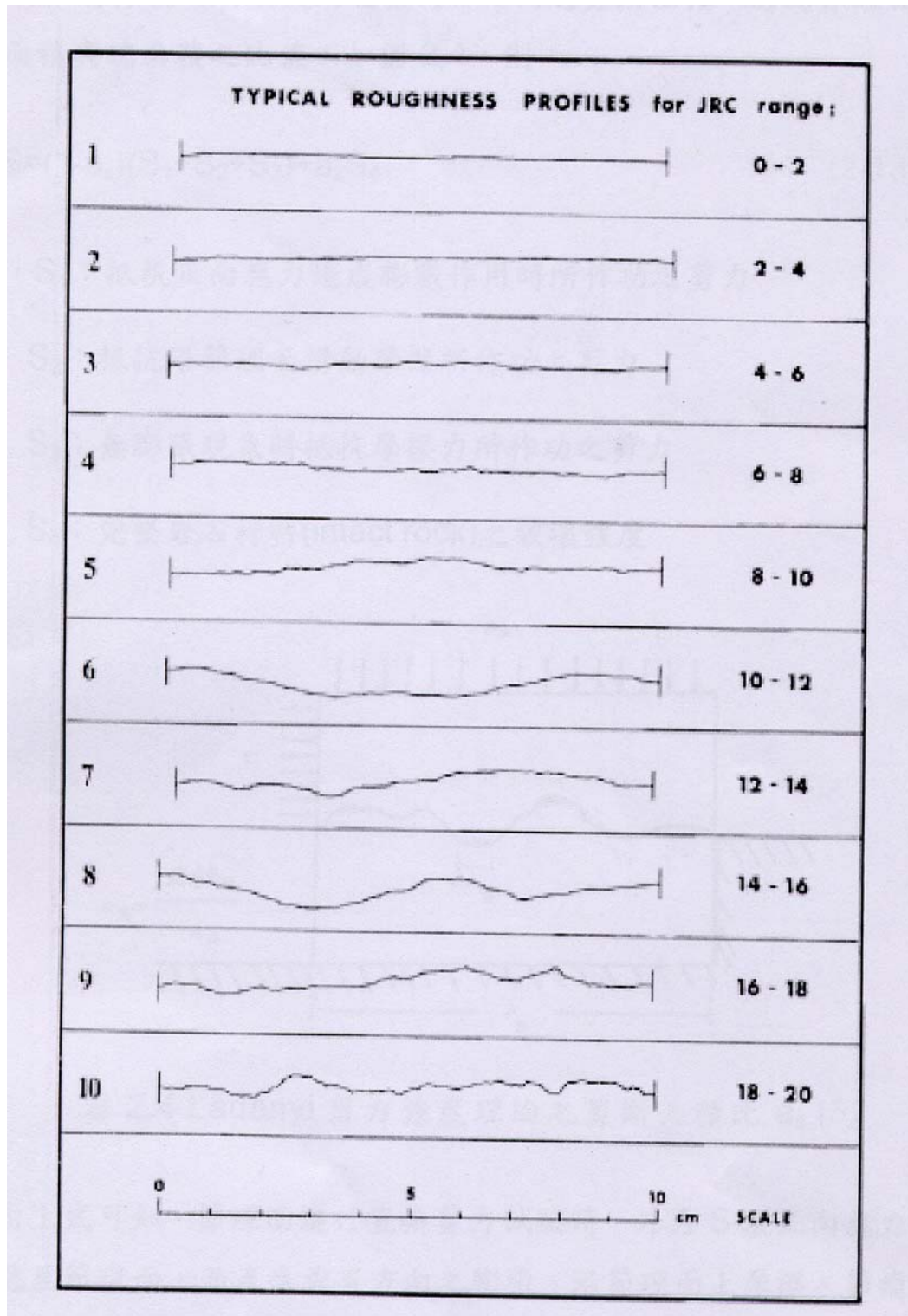


圖 2-29 JRC 係數對應剖面(Barton and Choubey,1977)

Ladanyi and Archambault(1970)認為天然岩石節理面受剪時，沿粗糙面滑動與將節瘤剪壞這兩個現象會同時發生，因此利用能量的觀念提出下列公式來解釋受剪之行為：

$$S = (S_1 + S_2 + S_3)(1 - a_s) + S_4 a_s \quad (2-21)$$

其中 S 為剪動面上所承受之總剪力， S_1 為抵抗正向應力發生垂直位移(剪脹)時作功之剪力， S_2 為抵抗沿節理面滑動摩擦作功之剪力， S_3 為無膨脹現象時抵抗摩擦力作功之剪力， S_4 為剪斷岩石之剪力強度， a_s 為節理面上剪斷部分之面積與總節理面積之比值。

Haberfield(1995)認為岩石節理的剪力強度是節理面上每一個小部分的剪力強度累計而來的，並與 Patton(1966)的破壞理論結合，提出：

$$\tau = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^n a_j \sigma_{nj} \tan(\phi_b + i_j) \quad (2-22)$$

τ = 岩石節理面的直接剪力強度

σ_{nj} = 節理面上任一部分所承受正向應力的分量

a_j = 節理面上任一部分的面積分量

ϕ_b = 軟岩節理的基本磨擦角

i_j = 節理面上任一部分的膨脹角

A = 節理面的總面積

2.5.2 節理之應力-變形行為

當岩石節理面承受水平剪力時，可以將變形視為水平剪力位移 ΔU 和垂直位移 ΔV 兩部分。如圖 2-30(a)，為節理的正向壓縮曲線。當我們施作直剪試驗時，在固定正向力的試驗條件下，正向應力為 A、B、C 或 D，剪脹曲線如圖 2-30(b)，剪應力-剪位移曲線如圖 2-30(c)。假設初始正向力為零，剪動時不予許垂直位移產生，則應力-變形行為為圖 2-30(b)(c) 中 0-1-2 之路徑，同理，若初始正向力為 A，剪動時不予許垂直位移產生下，其應力-變形行為應該沿圖 2-30(b)(c) 中 0-3-6 之路徑。這兩條路徑受剪時之垂直位移受到限制，相當於正向勁度 $K=\infty$ 下的狀況，此時剪力強度相對於 $K=0$ 的狀況下增加不少，這也說明了為何岩栓在加強岩石邊坡穩定上是有效的原因。

Saeb(1989)提出由傳統固定正向力($K=0$)直剪試驗結果得到不同正向勁度條件下($K=C$ 、 $K=Variable$)剪應力-剪位移曲線之岩石節理受剪理論。圖 2-31~圖 2-33 為傳統固定正向力($K=0$)直剪試驗下所得到的應力-變形曲線，將不同正向力($N=C$)下之垂直位移、剪位移與剪應力關係由圖 2-31~圖 2-33 可以改繪成圖 2-34。例如：當正向力為 $4A$ 時，由正向壓縮曲線(圖 2-31)與剪脹曲線(圖 2-32)可以得到圖 2-34 中 $K=0$ 下 ABCDE 之路徑，並由剪應力-剪位移關係(圖 2-33)得到 A、B、C、D、E 之剪位移為 U_0 、 U_1 、 U_2 、 U_3 、 U_4 。同理，由不同正向力下

之直剪試驗結果可以得到於正向應力-垂直位移關係圖上之不同剪位移曲線(圖 2-34)。當我們要得到正向勁度為K之剪應力-剪位移曲線時，由圖 2-34 得知正向勁度為K之路徑為AFGHI，得到A、F、G、H、I所代表的正向力、垂直變位與剪位移，再由圖 2-32 與圖 2-33 之結果即可找出相對應之剪應力與剪脹曲線。利用上述概念，Saeb(1989)並將此結果轉成節理行為之數學模式。

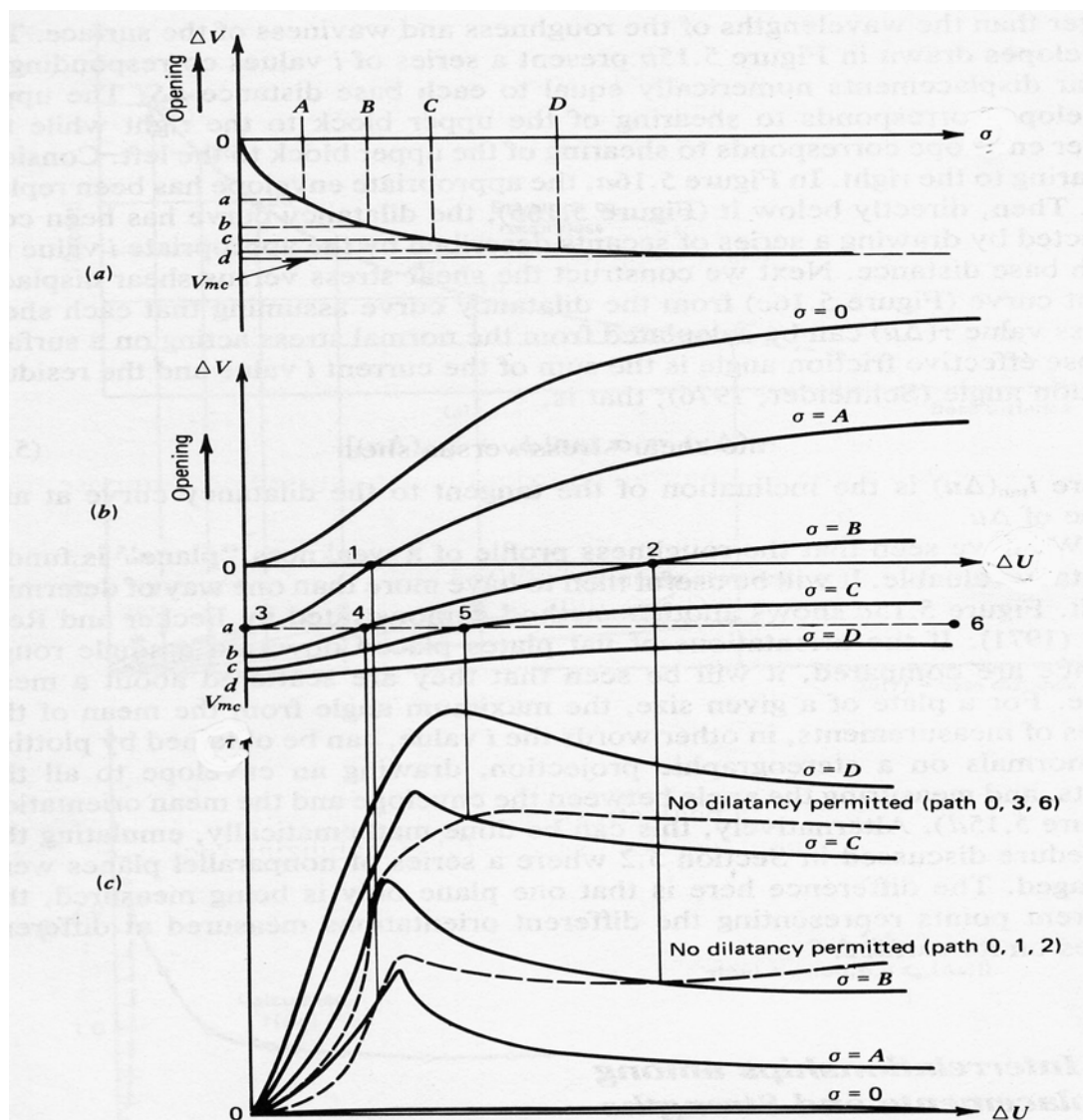


圖 2-30 岩石節理之正向壓縮、剪位移與剪應力之路徑(Goodman,1989)

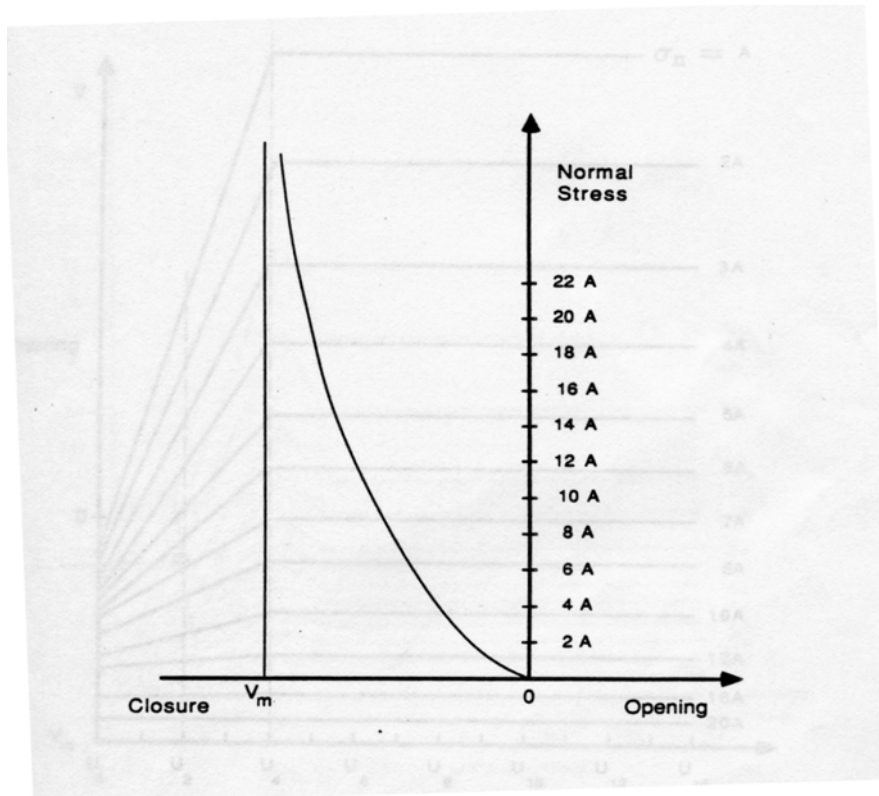


圖 2-31 岩石節理正向壓縮曲線(Goodman,1985)

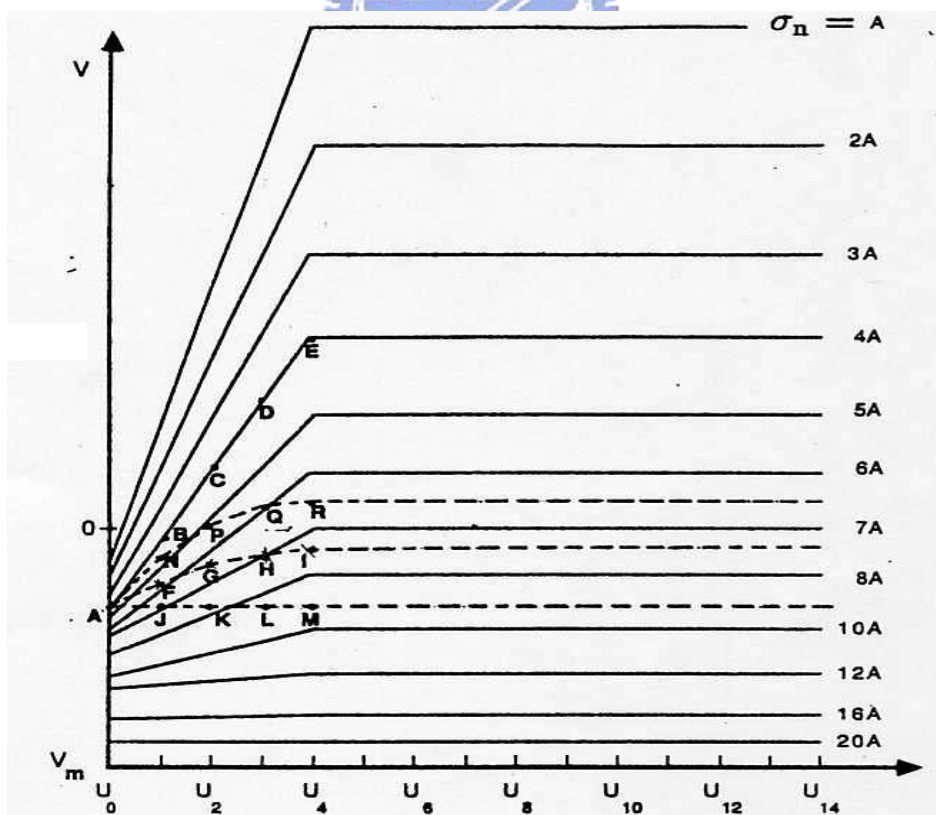


圖 2-32 不同正向力下之剪脹曲線(Goodman,1985)

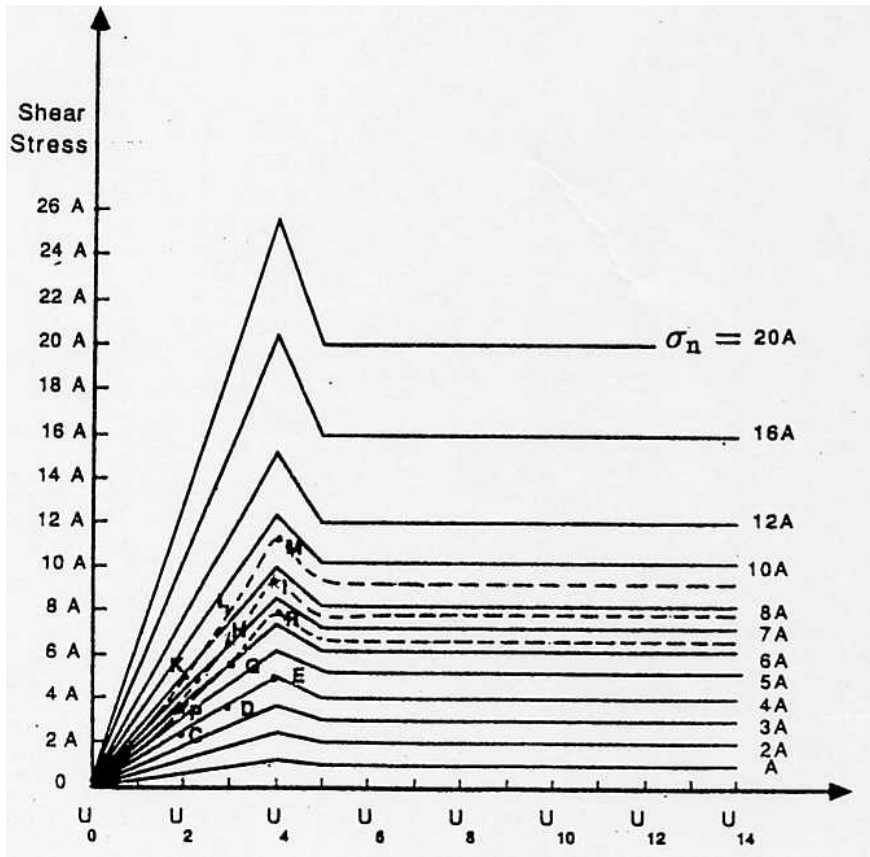


圖 2-33 不同正向力下之剪力-剪位移曲線(Goodman,1985)

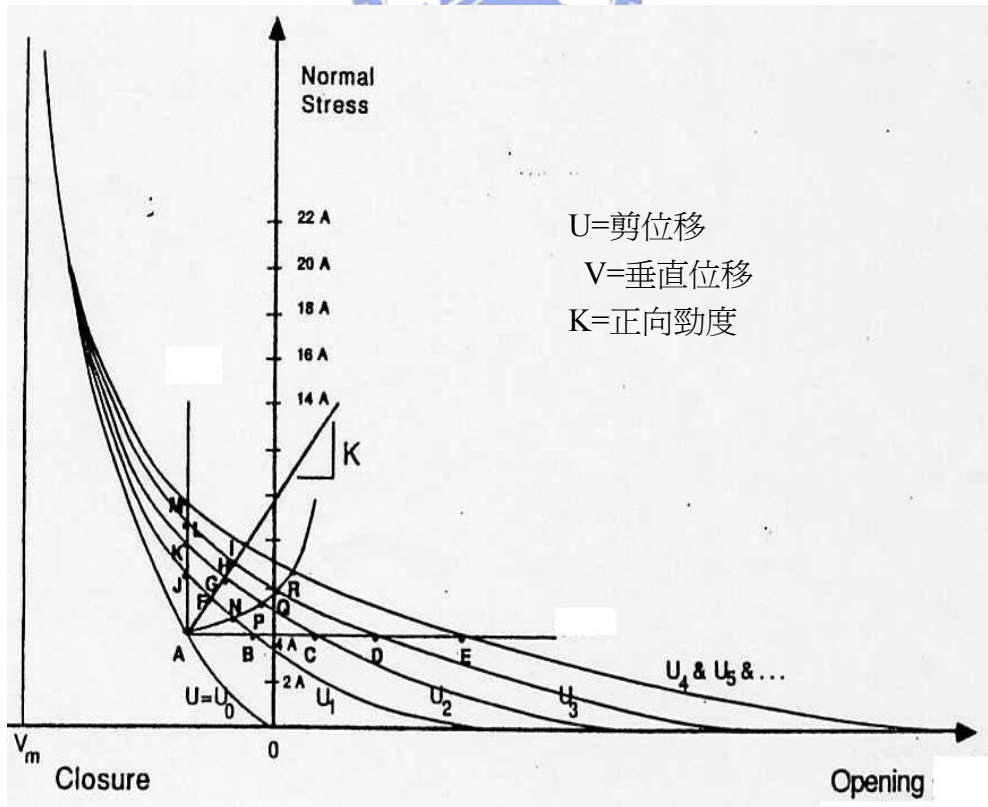


圖 2-34 不同 K 值之應力路徑(Saeb, 1989)

2.5.3 混凝土-岩石界面之剪力行為

岩石節理面之直剪破壞理論，主要由 Patton(1966)於固定正向力 ($K=0$)下之直剪試驗結果所提出雙線性破壞模式來預測剪力行為，但是這並不完全適用於固定正向勁度($K=C$)下混凝土-軟岩節理界面行為模擬。對於混凝土-軟岩節理界面行為研究，國外學者主要將界面粗糙度分為規則三角形節瘤與不規則三角形節瘤來探討剪力行為的差異。

Johnston and Lam(1989)針對規則三角形鋸齒下混凝土-岩石界面，於固定正向勁度直剪試驗下另外發展一套模式，並由應力-變形曲線提出了幾個物理現象(圖 2-35)：



1. 初始彈性變形段(AB)：

A 點代表一開始先施加正向應力壓縮試體後，開始施加剪力的狀態，B 點代表開始施加水平剪應力後，界面開始發生相對垂直位移(剪脹)瞬間的狀態。AB 段代表界面上的節瘤還未產生相對的滑動現象，試體處於彈性變形狀態。

2. 節瘤滑動(asperity sliding)(BC 與 CD)：

當越過 B 點代表克服了界面之最大靜摩擦力，開始沿界面節瘤產生滑動瞬間，B 點時之界面摩擦角為 ϕ_p ，凝聚力為 c_p 。開始產生滑動後，剪脹開始增加，正向應力也隨之開始增加，到達 C 點時，界

面摩擦角為 ϕ_r ，這是因為要克服界面間的內聚力，因此剪應力 BC 段會有微小的下降。D 點代表剪峰剪應力，CD 段因為沿界面節瘤持續產生相對垂直位移(剪脹)，因此正向應力增加，剪應力也隨之增加。

對於這階段的剪應力大小為：

$$\tau = \sigma \tan(\phi + i) + \frac{\eta c}{2 \cos^2 i (1 - \tan i \tan \phi)} \quad (2-23)$$

其中

$$\eta = 1 - \frac{2\Delta x}{L} \quad (2-24)$$

η 為幾何連鎖因子(a geometric interlocking factor)

η 與界面水平剪位移 Δx 相關， L 為剪動面長度， c 和 ϕ 則隨不同正向應力變化，範圍從 (c_p, ϕ_p) 到 $(0, \phi_r)$ 之間，若 c 和 ϕ 等於 $(0, \phi_r)$ ，則式 2-23 與 Patton(1966)所提出之公式 2-18 相同。

3. 節瘤剪斷(asperity shearing)(DE)：

D 點為抵抗界面滑動作功之剪應力達到可以使節瘤剪斷破壞時瞬間剪力強度。假設規則三角形鋸齒與水平面的夾角為 i ，剪斷破壞面與水平面夾角 θ ($\theta < i$)。則尖峰剪力強度 D：

$$\tau = \sigma \tan(\phi_p + \theta) + \frac{c_p \eta \tan i}{\cos^2 \theta (\tan i + \tan \theta) (1 - \tan \theta \tan \phi_p)} \quad (2-25)$$

越過尖峰剪力強度後，E 點為殘餘剪力強度，岩石之殘餘摩擦角為 ϕ_r 。發生節瘤剪斷後，隨剪位移的增加，界面不斷產生新的剪斷破壞面，此時殘餘剪力強度可以表示為：

$$\tau = \sigma \tan(\phi_r + \theta) \quad (2-26)$$

當試體達殘餘強度時，連接 EF 兩點，如圖 2-29(a)，與正向應力軸上的夾角 α 定義為殘餘摩擦角。

4. 節瘤壓碎破壞(asperity crushing)：

當剪應力與正向應力比岩石單壓強度大時，剪力強度則由岩石的殘餘強度所決定。

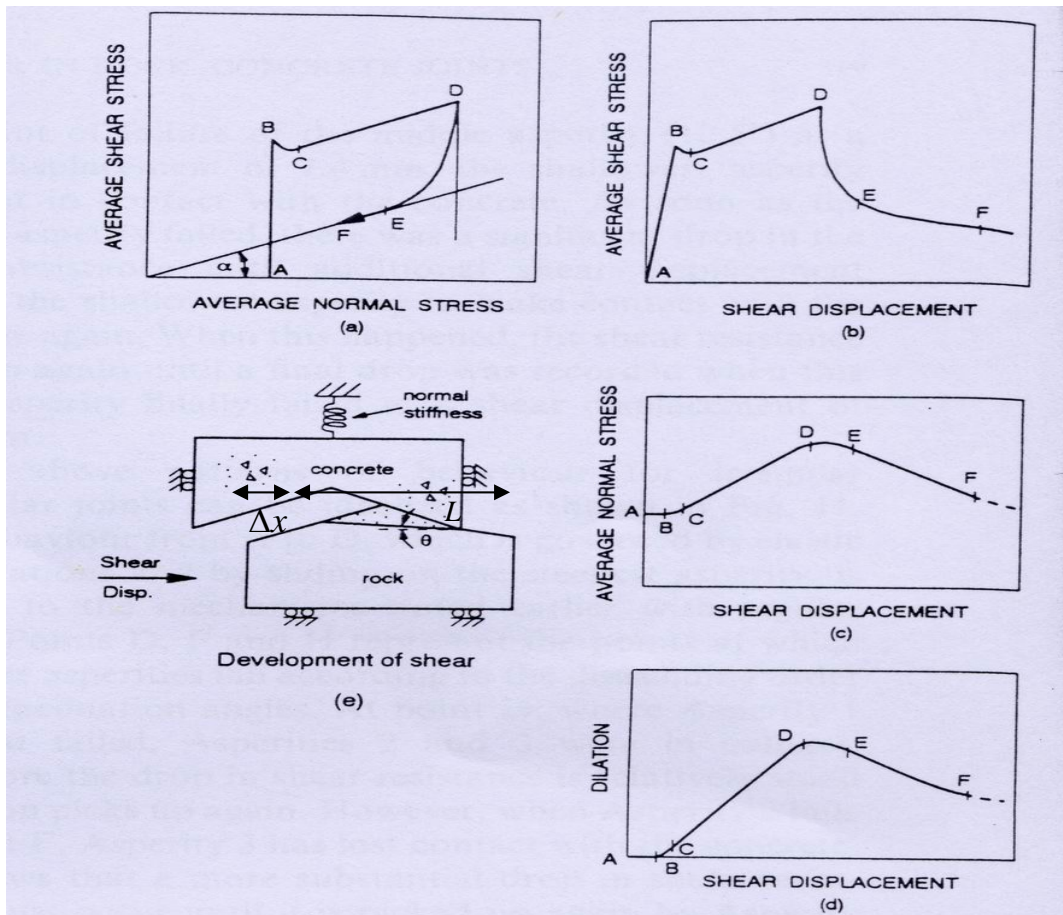


圖 2-35 CNS 下 Concrete-Rock 規則三角形節瘤的理想剪力行為
(Kodikara and Johnston,1994)

圖 2-36, Kodikara and Johnston(1994)對於不規則三角形鋸齒下混凝土-岩石界面，於固定正向勁度直剪試驗下之應力-變形曲線，認為界面節瘤先由角度最大的節瘤產生剪斷破壞，再依序由角度次之的節瘤破壞，因此應力-應變關係較具延展性(ductility)，而不論不規則或是規則的三角形節瘤，對於強度較弱的軟岩來說，破壞主要是由剪斷 (shearing)破壞和壓碎(crushing)破壞所導致的。

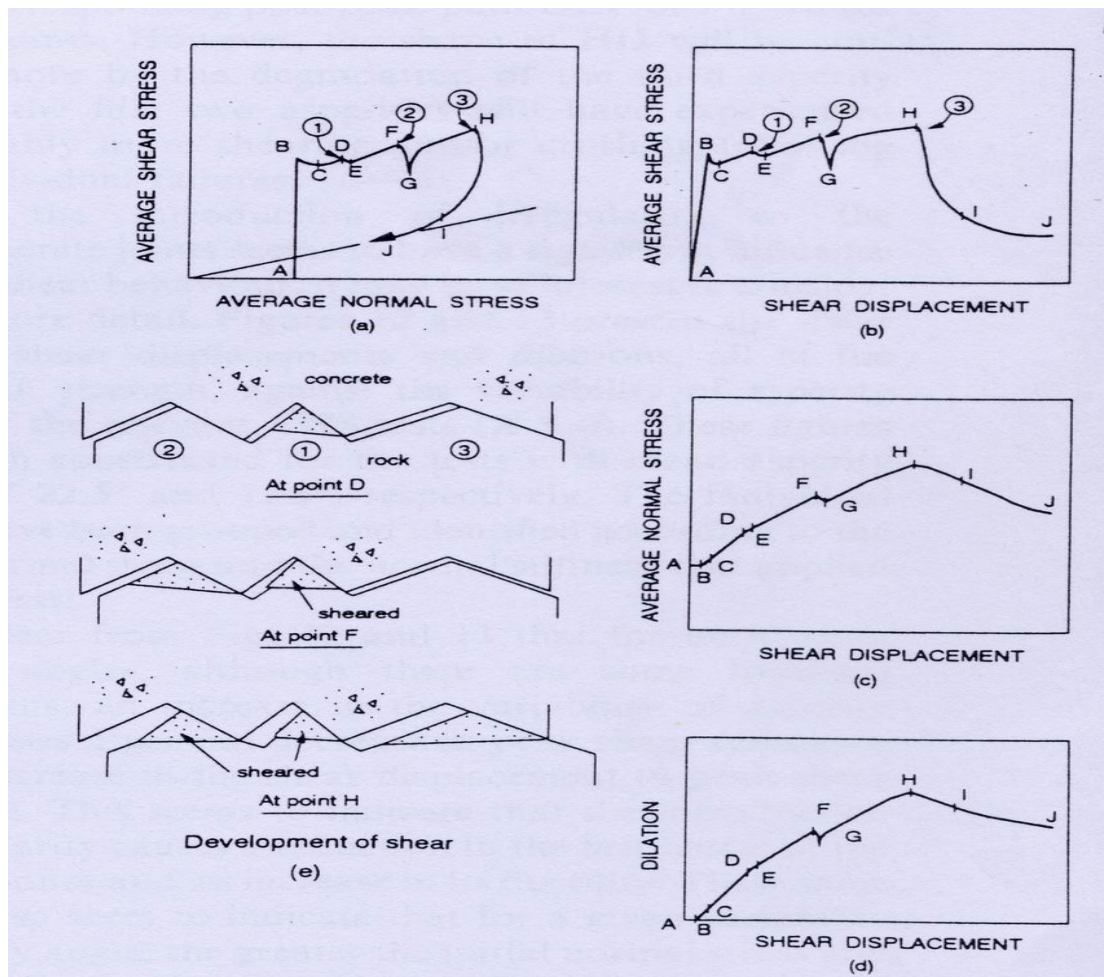


圖 2-36 CNS 下 Concrete-Rock 不規則三角形節瘤的理想剪力行為 (Kodikara and Johnston,1994)

圖 2-37，規則三角形節瘤比不規則三角形節瘤界面的應力-應變行為在相對較小的剪位移下達到尖峰剪力強度，因此行為比較類似脆性破壞，對於天然混凝土-岩石界面來說，界面粗糙度幾何形狀是不規則的，因此採用不規則三角形節瘤形狀來模擬現地狀況較為合理。

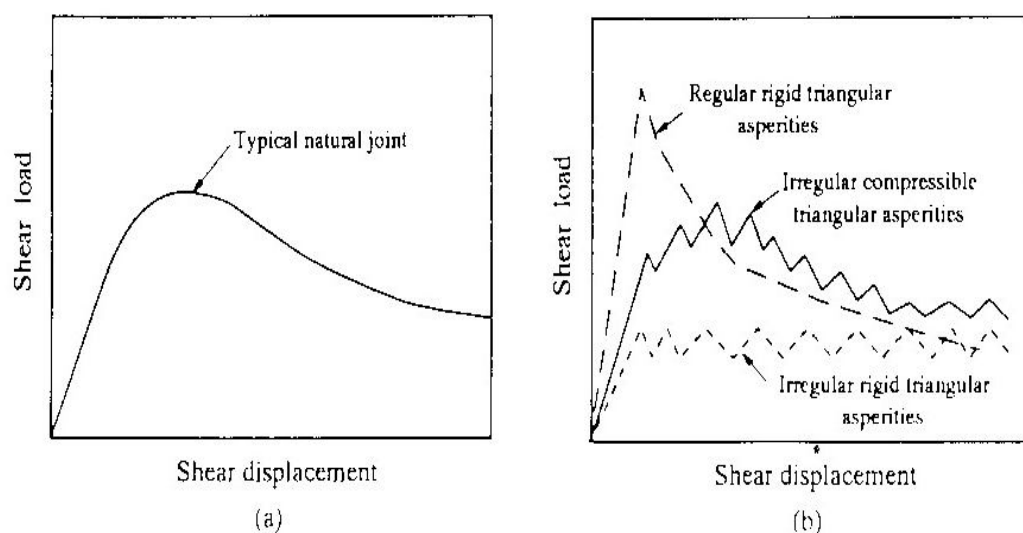


圖 2-37 理想化界面與天然界面應力-應變圖之比較

(Haberfield and Johnston, 1994)

Carter and Oil(1988)採用彈塑性的模式來模擬固定正向勁度直剪試驗下混凝土-砂岩界面的行為。圖 2-38，x 軸為正向應力，y 軸為剪應力與正向應力的比值，對於初始正向應力為 100kPa、500kPa 與 1000kPa，正向勁度 K 為 100kPa/mm、500kPa/mm 與 1000kPa/mm 情況下提出了尖峰剪力強度與殘餘剪力強度的破壞包絡線；可以發現當相同初始正向應力下，正向勁度越高則剪應力與正向應力的比值越高。

Seidel and Haberfield(1995)採用墨爾本泥岩重模製作的人造軟岩(單壓強度為 3.5MPa)，製作人造軟岩-混凝土界面，粗糙度剖面如圖 2-39，於固定正向勁度下做了一系列的直剪試驗。圖 2-40，初始正向應力為 300kPa，正向勁度 $K=300\text{kPa/mm}$ ，對於規則三角形於不同角度下之剪應力-剪位移曲線，當角度越大下，因為界面初始滑動角度較大，所產生的剪脹越大，正向力也增加較多，因此在較小的剪位移下便會達到尖峰剪力強度，剪力強度相對也較大。圖 2-41，針對不同初始正向應力與不同正向勁度 K 之試驗結果，可以了解在固定正向勁度直剪試驗上，增加正向勁度與初始正向應力都會增加剪力強度，然而這之間的關係非常複雜，因為正向應力的增加會使得界面摩擦阻抗增加，但是相對的也會使得剪脹變小，導致因為正向勁度所貢獻之正向應力程度不大。

Kodikara and Johnston(1994)採用墨爾本泥岩重模製作的人造軟岩(單壓強度為 2.8MPa)，製作人造軟岩-混凝土界面進行直剪試驗，研究不規則三角形節瘤角度差異(圖 2-42)對剪力行為的影響，若角度差異為 2.5° ，平均角度 22.5° ，表示節瘤角度為 22.5° 、 25° 、 20° 。如圖 2-43(a)，為平均角度為 22.5° ，固定正向勁度下直剪試驗結果，當角度差異越大，則尖峰剪力強度越低，尖峰剪力強度下之剪位移也越大，剪脹的現象也越明顯。圖 2-44(b)，我們可以發現在固定正向力

下，角度變化越大，尖峰剪力強度相對越小，尖峰剪力強度剪位移大小卻差不多。

Seidel and Haberfield(1999)採用墨爾本泥岩重模製作的人造軟岩(單壓強度為 3.5MPa)，對於岩石-混凝土界面和岩石-岩石界面剪力行為做了比較(圖 2-45)：顯示出軟岩與混凝土介面與純粹軟岩節理間的破壞模式差不多，差別在於岩石-岩石界面強度較低，並利用有限差分程式 FLAC 得到兩者強度差異約為 1.38 倍。

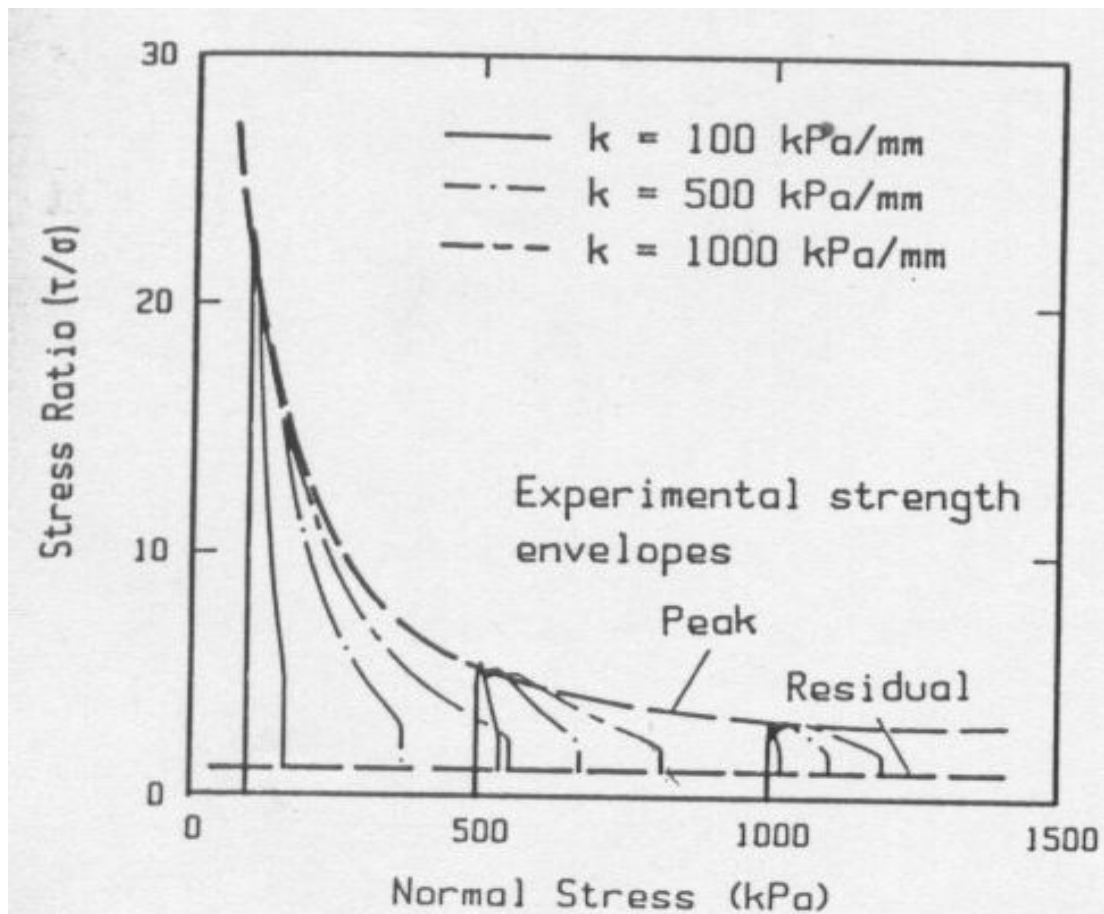


圖 2-38 應力路徑與剪力強度破壞包絡線(Carter and Oil,1988)

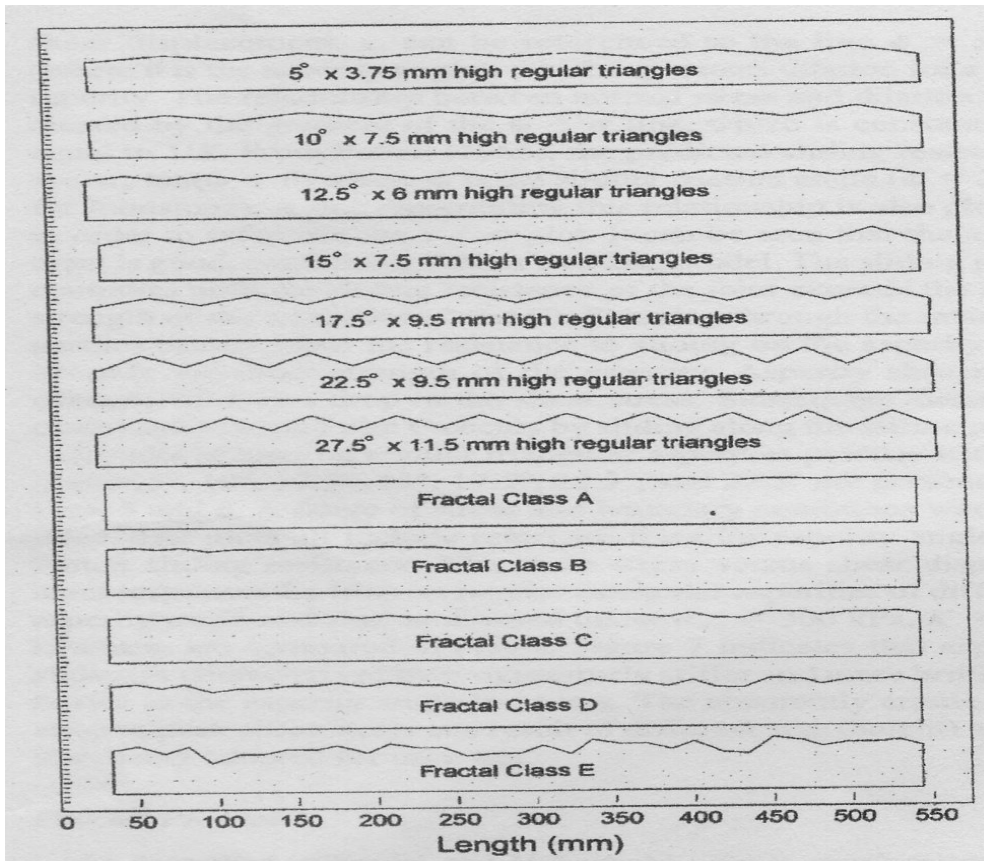


圖 2-39 粗糙度剖面圖(Seidel and Haberfield,1995)

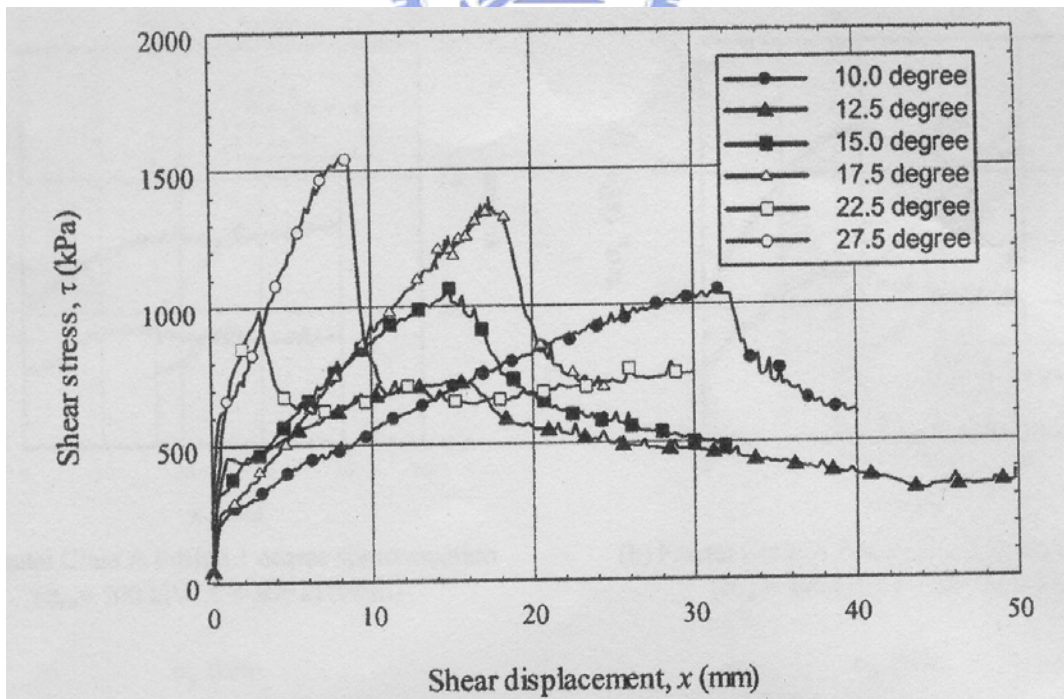


圖 2-40 規則三角形於不同角度下之剪應力-剪位移

(Seidel and Haberfield,1995)

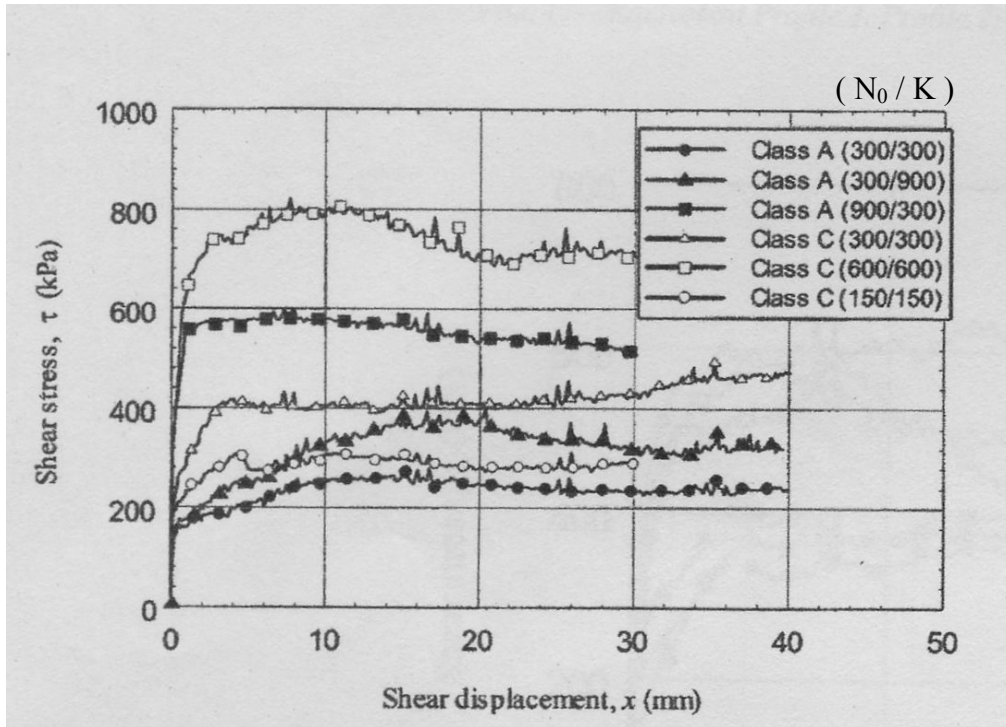


圖 2-41 初始正向應力與勁度對於剪應力-剪位移的影響

(Seidel and Haberfield, 1995)

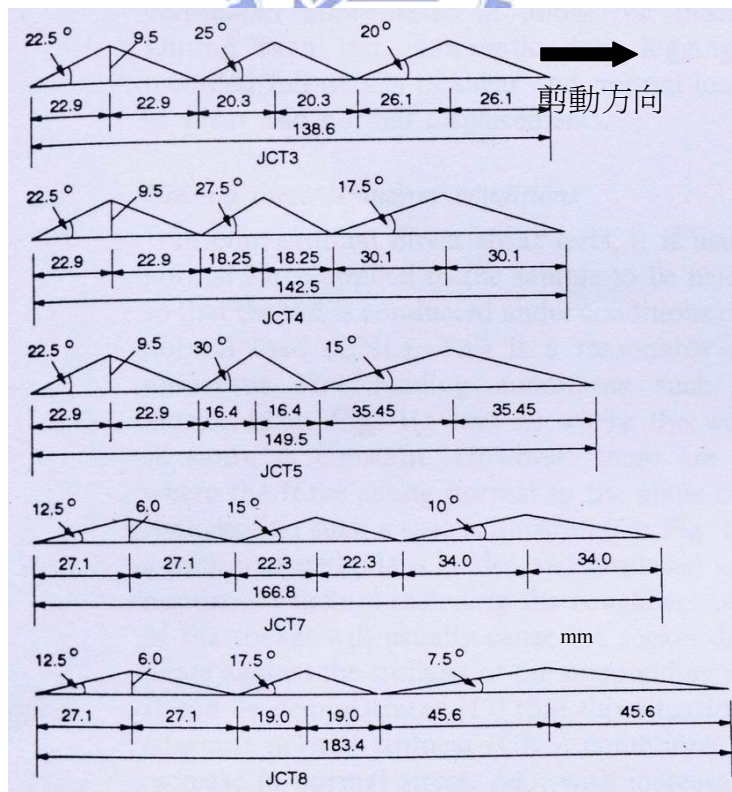
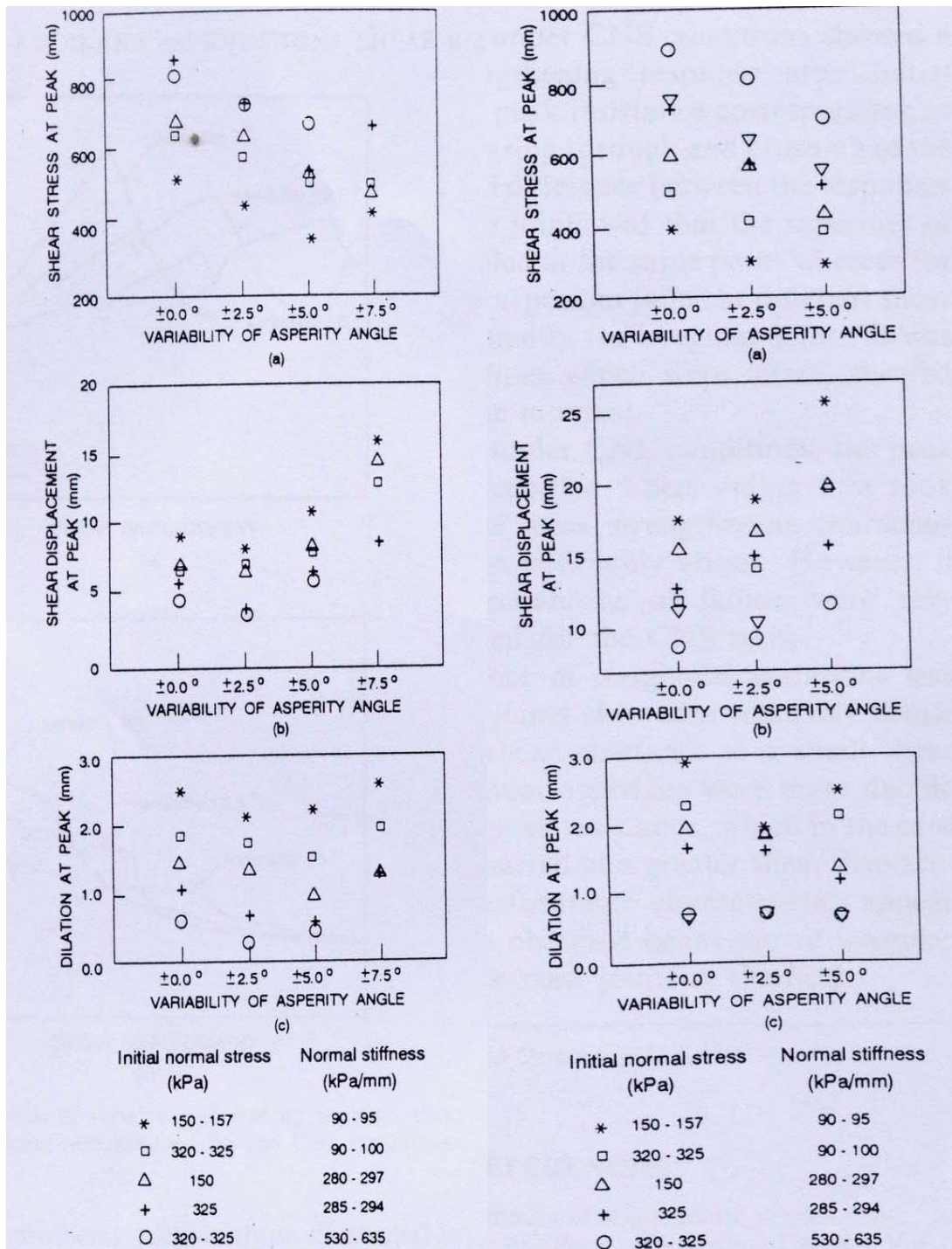


圖 2-42 不規則三角形粗糙度剖面圖(Kodikara and Johnston, 1994)



(a) 平均角度 22.5°

(b) 平均角度 12.5°

圖 2-43 CNS 下不規則三角形角度變化影響

(Kodikara and Johnston, 1994)

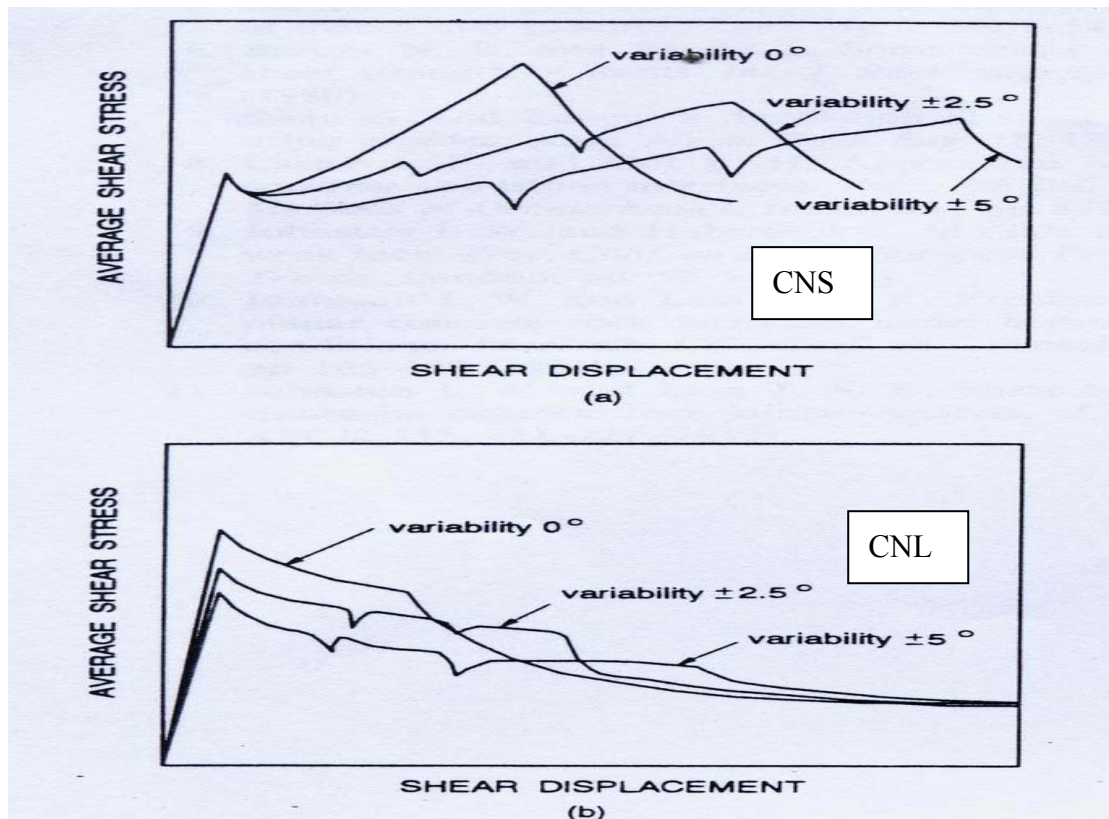


圖 2-44 不規則三角形節瘤角度變化對剪應力-剪位移的影響
(Kodikara and Johnston, 1994)

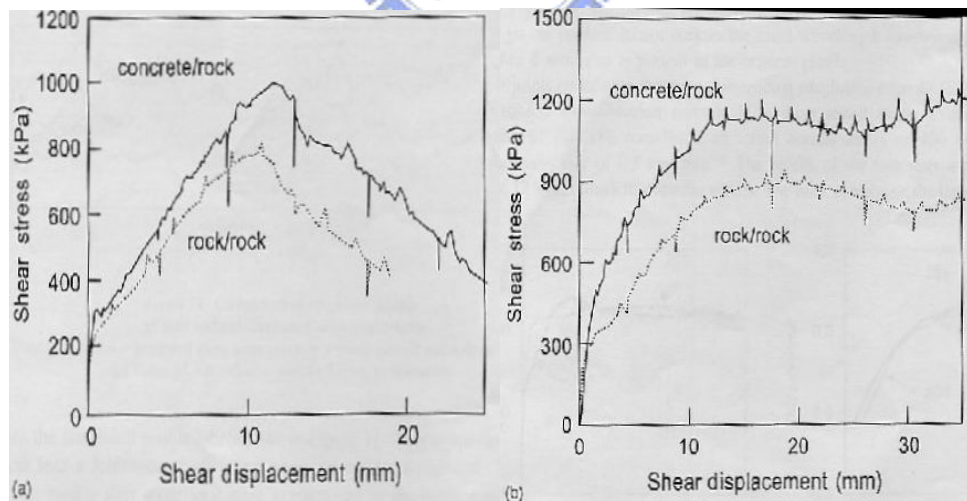


圖 2-45 岩石-混凝土界面與岩石-岩石界面剪力強度的比較
(Seidel and Haberfield, 1999)