

第二章 文獻回顧

本研究是針對軟弱岩石材料的特性，改良多功能孔內試驗儀進而施作現地試驗，以了解現地軟弱岩石的應力-應變-強度之行為。為了使試驗在施作上更為方便，以及在解析方面更為合理精準，所以對軟岩的特性、試驗方法、分析理論與分析方法做回顧與整理，以方便後續儀器與解析之改進。

2.1 軟弱岩石之定義

軟弱岩石具有岩石與土壤的兩者特性，因此無法單一以岩石力學與土壤力學之理論討論之。國際岩石力學協會（ISRM）將大地材料加以分類，單壓強度為 0.25MPa~25MPa 之間可歸類為軟岩。ISRM 定義之軟弱岩石單壓強度之範圍涵蓋了堅硬黏土（Hard Clay）、極軟弱岩石（Extremely Weak Rock）、非常軟弱岩石（Very Weak Rock）及軟弱岩石（Weak Rock）部分，如圖 2.1 所示。

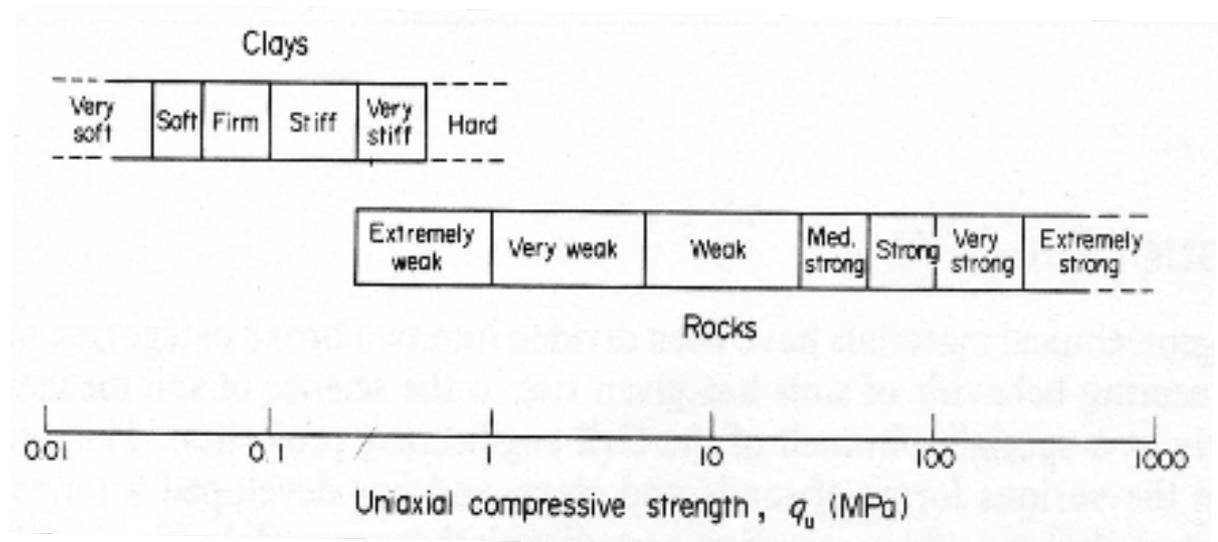


圖 2.1 ISRM 之地質材料分類

(摘自 Johnston, 1993)

2.2 軟弱岩石的特性

軟弱岩石的特性是介於土壤與岩石間，在此將多位學者研究軟弱岩石的特性，包括了物理特性及力學性質，整理出以下幾點的基本特性：

1. 孔隙率大：

依據 Oliveria (1990) 指出軟弱岩石孔隙率大的原因：

- (1) 孔隙的形成來自於溶解作用 (leach)，造成顆粒間組成的礦物流失而產生孔隙 (void)。
- (2) 軟弱岩石組成礦物的衰減劣質化現象，使軟弱岩石內部產生裂隙 (fissure)。

2. 膠結不良：

軟弱岩石主要的膠結物有矽質、石灰質、與黏土質等，岩石的強度、硬度與膠結物的種類及含量有極大的關係。Oliveria 指出軟弱岩石易受環境之影響，乾濕循環而產生消散 (slaking) 現象。

3. 變形性大：

Oliveria (1993) 認為軟弱岩石在應力狀況或含水量改變時，所產生之變形量較一般岩石大，軟弱岩石的力學行為主要與礦物的組織及成分有關係。軟弱岩石含有較多的黏土成份時，易有遇水膨脹、強度降低及解壓回脹之情形。

4. 於低應力狀態下仍會發生潛變 (creep) 行為：

Oliveria (1993) 認為軟弱岩石的力學性質因易受孔隙水、膠結礦物及孔隙率較大之影響，即使在低應力下，會有依時性之變形行為，即潛變的產生。

5. 軟弱岩石的特性介於土壤與岩石之間：

Johnston (1993) 整理論述軟弱岩石的特性，認為軟弱岩石特性恰介於土壤力學與岩石力學處理範疇的界線，軟弱岩石相較於土壤而言，是較硬、較脆、較具膨脹性且較具不連續的；相較於岩石而言，是強度較低、較具壓縮性、且易受孔隙水影響。

2.3 研究場址區域地質概述

本研究場址為寶山第二水庫停車場預定地，此區域地質以卓蘭層以及頭嵙山層為主，所以對卓蘭層及頭嵙山層做以下概述：

1. 卓蘭層

何春蓀(1986)指出，卓蘭層時代約為上新世晚期至更新世早期，廣泛分佈在西部麓山帶，主要為砂岩、粉砂岩、泥岩、和頁岩的互層。其中砂岩常呈淡青灰色或淡灰色，細料略含雲母質，岩層厚為數十公分至兩公尺不等，少數白色正石英岩互層亦有出現在本層內，且性質較鬆軟，只有受到石灰質浸染的部分較堅硬。頁岩和泥岩呈現青灰色或暗黑色，一般厚度在二十至五十公分間，也有較厚的頁岩出現。

本層岩相變化相當快，且缺乏指標層。本層上部有淡灰色、塊狀細粒的泥質砂岩，其中含有碳化漂木的碎塊、碳質顆粒粗粒的碎岩層，並夾有凸鏡體或薄層礫岩，在向上礫岩增加而漸變為頭嵙山層，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载力外，也需考慮沉陷的特性。

2. 頭嵙山層（更新世）

何春蓀(1986)指出，頭嵙山層廣泛分佈在西部麓山帶，是更新世初期之沉積地質岩，而整合在新世卓蘭層的上部。本層大致可分為上中

下三部，下部岩層厚約九百公尺，大部份由砂岩和頁岩夾礫石薄層所組成。中部岩層主要由砂岩、黏土、和礫岩的互層組成，此一部份是一個過渡帶，厚度約在五十到一百公尺之間。至於上部地層以塊狀礫岩為主，夾有薄層砂岩，厚度約為數百公尺以上。

頭嵙山層一般可分為兩種岩相，彼此是漸變，一為礫石相（火炎山相），一為砂岩和頁岩相（香山相）。本層下部主要的岩性是塊狀、淡青色至淡灰色、細粒、或粉砂質的砂岩。砂岩的膠結疏鬆，偶含漂木碎塊，常有青灰色或灰色頁岩的互層。台灣北部頭嵙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，只有少數礫石薄層夾在砂岩與泥岩之中，所以在北部多以香山相為代表。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，開挖非常容易。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%。

2.4 傍壓儀試驗 (Pressuremeter Test)

國際土壤力學與基礎工程協會 (ISSMFE) 1991 年，提出傍壓儀的定義：「傍壓儀是在一個圓柱體探管中，由一個固定於探管上可膨脹的薄膜，向以鑽好之孔壁均勻施加壓力之儀器。」

2.4.1 傍壓儀之簡介

1933 年時，Kogler 曾提出傍壓儀 (Pressuremeter) 之構想，直到 1954 年，在伊利諾大學的 Menard 則獨自研發現代化之傍壓儀。隔年，Menard 首次完成傍壓儀 (Menard Pressuremeter, MPM) 系統，真正建構起傍壓儀試驗方法 (Pressuremeter Test, PMT) 之初步整體架構。

首先出現在文獻中，接近膨脹儀的儀器稱為 Janod-Mermin 裝置。1954

年有其細部的描述文獻，利用可膨脹的特殊鋁合金所做的薄模膨脹，而以兩組電子式感應器量測孔壁的變位量。

1957年，Kujundzic 描述到一種膨脹儀具有橡皮的薄模，同樣是使用兩組電子式感應器量測孔壁變化量(Kujundzic, 1965)。

Penek et. al. (1964)為第一位發表膨脹儀試驗在英文期刊上的學者，其試驗裝置稱為圓柱形壓力筒(cylindrical pressure cell)，試驗方法是將銅管放入在預先鑽好的孔洞內，然後量測進入銅管的油量，來推算徑向位移的變化。

Rocha et. al. (1966)發展出一個類似的裝置稱為 LNEC(Laboratorio Nacional de Engenharia Civil)膨脹儀，使用油壓幫浦(pump)加壓膨脹，並用線性位移變化感應量測器(linear variable differential transducer, LVDT)量測鑽孔尺寸之改變。

Hustruid and Hustruid (1975)修改 Panek et. al. (1964)所研發的膨脹儀為 CSM(Colorado School of Mines)膨脹儀，將可膨脹的薄模所組成之圓筒放入預先鑽好的孔洞內進行膨脹，利用進油量推估體積變化。之後許多種類的傳統膨脹儀紛紛研發而出，並開始運用在岩石的現地試驗上(如：Hughes and Ervin, 1980; Serata, 1982; Suyama et. al., 1984; and Ip et. al., 1991)。

2.4.2 傍壓儀試驗之基本假設

傍壓儀在施作過程中僅觀測應力及應變之關係，因此對試驗結果之解析通常需依據兩個步驟來進行，首先指定一材料組合律(constitutive)再以一數學方程式或數值模式，去回歸(fit)試驗所得應力及應變關係，據以分析各項工程參數，隨著傍壓儀之發展有相當多不同的學者提出不同之材料組合律。利用最簡單之平面應變及虎克定律，可得到彈性部分之理論解，並瞭解土體在受力時其應力-應變關係，以作為其他材料組合律解析之基礎。

Clarke(1995)指出理論彈性解所需基本假設如下：

- 1.在考慮鑽孔孔壁內材料，受傍壓儀所均勻施加之側向應力作用下，產生一無限中空圓柱膨脹行為。
- 2.土壤之受力狀態為軸對稱(axially symmetric loading)及平面變形(plane deformation)。
- 3.土壤視為一無限均質體(homogeneous)及均向(isotropic)。
- 4.土壤之應力-應變關係曲線為唯一關係。
- 5.傍壓管中之薄膜擴張視為一無限中空圓柱膨脹狀態。

2.4.3 傍壓儀在軟弱岩石之應用

傍壓儀試驗是一種現地試驗的方法，因為無需取樣，可以避免室內試驗因岩心弱化及破壞之影響。傳統之傍壓儀所能承受之最大壓力大多在 5MPa 以下。若要符合軟岩試驗所需，傍壓儀必須能夠承受 10MPa 以上之高壓。在軟弱岩石中進行傍壓儀試驗之另一個目的是量測岩石之應力-應變關係，也就是進行解壓-再壓試驗 (unload-reload loop)。為達到此一目的，傍壓儀必須有能夠量測微小之徑向應變之能力。但傳統傍壓儀以體積變化來推算徑向應變之方法不能滿足此一要求。為符合在軟弱岩石中做試驗之需求，鄭孟雄 (1999) 已成功研發出能夠符合上述要求之傍壓儀系統，其優點包含：

- 1.傍壓儀之擴張可用高壓空氣或油壓做為應力的來源，使用高壓空氣可提供最大 10MPa 的壓力，使用油壓可提供最大 25MPa 之壓力。
- 2.上、中、下三層，每層四個各成 90 度之應變量測，可瞭解傍壓管在鑽孔中受壓時實際的擴張行為。可掌握軟岩地層之異向性、原生或試驗誘生之裂縫對試驗結果的影響，以得知現地岩石之工程特性。
- 3.將應力轉換計置於傍壓管內，可避免應力量測之誤差。且全部之類比訊號在傍壓儀內部轉換成數位訊號然後傳遞到地表之資料擷取系

統，因此可以減低訊號傳遞時之雜訊。

相較於土壤，軟弱岩具有高度之不連續性及脆性，且原生或試驗過程產生之裂紋，會影響應力-應變曲線，因此對試驗成果之解析更行複雜。

在理想彈塑性條件下，當開始試驗時，鑽孔孔壁之徑向及環向應力等於現地之水平應力，隨著試驗中應力之施加，徑向應力增加而環向應力減少，其大小相同而方向相反。而當施加應力大於降伏應力時，土體由彈性行為變成塑性行為。Haberfield and Johnston (1990)指出軟弱岩石之降伏應力係受現地應力及強度之影響如下所示：

$$p'_f = p'_0 (1 + \sin \phi') + c' \cos \phi' \quad (2.1)$$

其中 p'_f : 降服應力

p'_0 : 現地水平應力

ϕ' : 摩擦角

c' : 排水凝聚力



Johnston(1993)整理論述軟弱岩石的一些特性，認為軟弱岩石特性恰介於土壤力學與岩石力學處理範疇的界限，宜同時兼用土壤力學與岩石力學的觀念來考慮。他針對大部份泥岩類之軟弱岩石之研究，進一步指出軟弱岩石(泥岩類)類似過壓密黏土。而 Barton(1993)則指出軟弱砂岩可視為凝聚性砂土。

Haberfield 和 Johnston(1989)利用人造軟岩及改良式三軸室，於室內模擬傍壓儀受力之行為，藉由圍壓之改變，證明圍壓增加使岩體行為由脆性及粗糙破裂面轉成塑性及光滑破裂面。

Haberfield 和 Johnston(1990)指出：傍壓儀所提供之徑向水平膨脹壓力

P、軟岩現地水平應力 p'_0 和軟岩之張力強度 σ_t 間，存在依裂縫生成之主要關係。因此可得知裂縫對於軟岩行為之探討有著及其重要之份量。

Haberfield 和 Johnston(1993)提出土體之排水速率與其壓密係數有關，而軟岩即使壓密係數很小，因岩體中不連續面之影響，其排水速度仍很快速，可以假設其為排水狀態，同時建議因受不連續面之影響，試驗初始段之剪力模數並不可以代表岩體之剪力模數，應以反覆載重下求得的剪力模數為宜。

傍壓儀在軟弱岩石之應用著重於以下七點：

- 1.量測精度：在小的徑向應變下得到之彈性模數 E 才具有軟弱岩石之特性，也唯有精確的量測才能做到(Ervin et. al., 1980 and Clarke et. al., 1989)。
- 2.彈性模數 E：許多研究發現傳統之單一加壓式的切線法遠不如減壓、再加壓之反覆式方法來的正確，但也唯有上述第 1 點精確的量測方可做到。
- 3.儀器強度：包括儀器本身的勁度、薄模的強度、壓力源等因素，需有一定的儀器強度，求取軟弱岩石之強度與變形性才會有用。
- 4.壓力極限：需有足夠的壓力源才可以針對強度較土壤高之軟弱岩石使用。
- 5.排水狀況：一般情形傍壓儀之分析假設為排水狀況；但是就軟弱岩石而言，會有不排水之狀況，必須加以注意(Haberfield and Johnston, 1990)。
- 6.張力裂縫：Haberfield and Johnston (1986)提出軟弱岩石在施作傍壓儀孔內擴張時，將會造成輻射狀的張力裂縫，如此將會使量測出的強度減弱；對於較淺層之岩層，裂縫之影響相當重要。在現地側向應

力小於 800kPa 時，張力裂縫對彈性模數之影響很大；而大於 800kPa 之情況，由於受傍壓儀之側壓力，使得裂縫閉合，而降低影響。如果施作反覆加壓試驗，將會發現張力裂縫對真實彈性模數的影響。

7.節理與層面：軟弱岩石之結理與層面一定或多或少會影響到試驗結果，但是一般來說，傍壓儀試驗如果在弱面施作，則結果即反映出弱面對軟弱岩石之影響(Ameratunga and Johnston, 1986)。

2.4.4 傍壓儀試驗結果之解析

傍壓儀在土壤試驗之解析，常以不排水之粘土或排水之砂土二分法進行。而相較於土壤之解析，軟弱岩石材料介於砂土與粘土間，且原生及次生之裂縫，會影響試驗的應力-應變關係。因此在軟弱岩石之解析，需藉由上述土壤分析方法之基礎，引入新方法以使符合軟弱岩石之特性。

Haberfield 和 Johnston(1990)指出，軟弱岩石之解析必需被模擬成可膨脹之材料，同時需考慮裂縫的影響。因此假設材料遵循線彈性之摩爾-庫倫破壞準則與膨脹部分遵循非協和變形法則(non-associated flow rule)，根據擴孔理論而提出解析公式如下：

$$p'_0 \leq p' \leq p'_f \quad \frac{U_{r0}}{r_0} = \frac{p' - p'_0}{2G} \quad (2.2)$$

當施加應力小於岩體降伏強度時，其材料性質為線彈性，岩體徑向變位與應力關係如下：

當施加應力大於岩體降伏強度時，其材料性質為塑性，岩體徑向變位與應力徑向變位關係如下：

$$p' \geq p'_f \quad \frac{U_{r0}}{r_0} = \frac{1}{2G} [b_1 \left(\frac{r_f}{r_0}\right)^{\frac{m-1}{m}} + b_2 \left(\frac{r_f}{r_0}\right)^{\frac{n+1}{n}} + b_3] \quad (2.3)$$

其中 p'_0 : 為推估之初始有效水平應力

p' : 為試驗量測之側向有效水平應力

p'_f : 為降服之水平應力

U_{r0} : 為鑽孔水平方向之徑向變位

r_0 : 為鑽孔初始半徑

r_f : 為降服時之鑽孔半徑

G : 為剪力模數

b_1 、 b_2 、 b_3 、 m 與 n 為修正係數

$$p'_f = c' \cos \phi' + p'_0 (\sin \phi' + 1) \quad (2.4)$$

$$m = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.5)$$

$$n = \frac{1 + \sin \psi'}{1 - \sin \psi'} \quad (2.6)$$

$$b_1 = \frac{-2m}{m-1} \left[(1-\nu') \left(\frac{1+mn}{m+n} \right) - \nu' \right] (p'_f - p'_0) \quad (2.7)$$

$$b_2 = 2n(1-\nu') \left(\frac{m+1}{m+n} \right) (p'_f - p'_0) \quad (2.8)$$

$$b_3 = (1-2\nu') \left(\frac{m+1}{m-1} \right) (p'_f - p'_0) \quad (2.9)$$

$$\sin \psi' = \frac{\sin \phi' - \sin \phi'_r}{1 - \sin \phi' \sin \phi'_r} \quad (2.10)$$

ν' : 為卜松比(Poisson ratio)

c' : 有效凝聚力

ϕ' : 有效尖峰摩擦角

ψ' : 膨脹角

ϕ'_r : 為殘餘摩擦角

此時有六項參數需要被求出以定義材料的行為，包括現地有效水平應力 p'_0 、剪力模數 G 、有效應力摩擦角 ϕ' 、泊生比 ν 、有效凝聚力 c' 、膨脹角 ψ' 等。其中 G 可由試驗曲線之初始彈性段或加壓-解壓段直接求出現地有效水平應力 p'_0 亦可利用上述方法求出，其餘四項參數則相依，使得解析工作難以進行。由地工材料的相關知識可知，泊生比 ν 為一較固定之值，一般常介於 0.2-0.3 間。有效應力摩擦角 ϕ' 、膨脹角 ψ' 與殘餘摩擦角 ϕ'_r 之關係，亦為一較固定之值，可由其他試驗如直接剪力試驗或文獻取得，Johnston 引用砂土常用之 Rowe's 應力膨脹理論，據以求取其相互關係。其分析步驟如下：

1. 由原始試驗曲線，選定一降伏應力可能值，進行 1-6 步驟。
2. 決定尖峰摩擦角值(殘餘摩擦角 < 尖峰摩擦角 < 90°)，進行 2-6 步驟。
3. 由尖峰摩擦角值，利用公式 (2.10) 計算膨脹角 ψ' 。
4. 由尖峰摩擦角值及降伏應力，利用公式 (2.4) 計算有效凝聚力 c' 。
5. 利用公式 (2.2) 計算每一應力增量相對之徑向變形量，當有效應力大於降伏應力時，使用公式 (2.3)。
6. 計算利用步驟 5 求得之徑向變形量與實際試驗所得之值之標準平方差。

重覆 1-6 步驟，直到標準平方差之和甚小時，亦即此時之應力-應變關係圖與試驗所得回歸(fit)重合性良好時，此時求得之各參數即為所求。

2.5 孔內千斤頂試驗 (Borehole Jack Test, BJT)

孔內千斤頂試驗其主要的目的就在於求取岩石之鑽孔側壁之應力-應變之行為，進而瞭解岩石之變形性參數與行為。BJT 取代輻射狀的施加在岩石上，改以直徑單一方向兩對側的扇形金屬片施壓在岩石，此種構想的儀

器稱為孔內千斤頂，如圖 2.2 所示。孔內千斤頂試驗儀適用於軟弱岩石，但由於傳統之孔內千斤頂試驗儀只有在直徑某單一方向有一對弧形金屬片來施壓，造成岩體受壓力不連續，且容易在與推動方向垂直的岩體上產生張力裂縫，造成評估彈性模數之誤差。

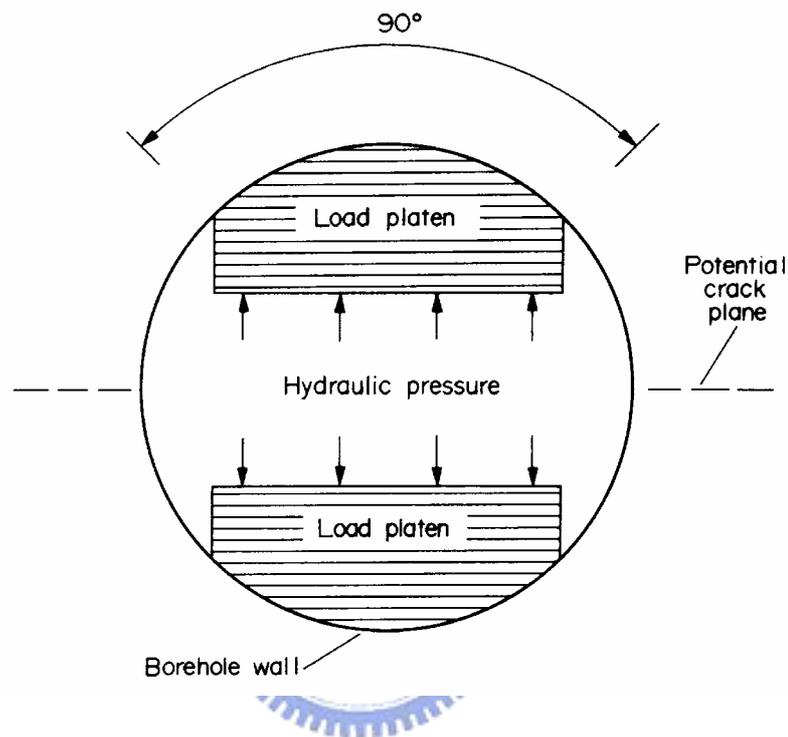


圖 2.2 孔內千斤頂試驗之原理示意圖

(摘自 Johnston, 1993)

2.5.1 孔內千斤頂之簡介

Goodman et. al. (1968) and Gill and Leite (1995)在文獻中指出：Noel (1963)首次提出孔內千斤頂儀(中心膨脹圓筒, central expanding cell)之構想，且描述到其構造是由一個劈裂成兩半之圓形套管，以及圓錐形的推力軸桿所構成；而圓錐形的動力推桿就是提供用來分開圓形套管的力量來源。

Martini et. al. (1964)改良 Noel 的設計為螺旋狀型式(German 應變計)。而兩者之量測系統並無太大改變，皆是使用電子式感應器量測直徑方向的變形量。

Panek and Stock (1964)將鑽孔內使用的平板千斤頂，在其邊緣焊接上競賽跑道形狀的(racetrack-shaped)鋼片，這是引用 German 應變計之構想，試驗時只與鑽孔壁體上某些地方有接觸。

Jaeger and Cook(1964)建議用四片使用滾壓製成的薄壁弧形金屬片來改良孔內千斤頂儀，這四片弧形金屬片可以組成像是圓柱形。兩個方向相對的弧形千斤頂可以用來提供輻射狀的壓力，如果將這相鄰兩組四分圓的結果看作位移器(deformation meter)。當時理論已經被他們提出，只是到 1968 年依舊沒有儀器應用到這個理論。

Absi and Seguin (1967)研發出一部名叫「大地伸張儀 geoextensometer」，其使用繞成圓形的推桿，與岩體之接觸角 2β 為 140°

Goodman et. al.,所研發的千斤頂儀 (Goodman Jack) 最為著名，其標形式為兩片佔圓管周長角度 90° 支圓弧形金屬片，且兩片位置在直徑兩側，利用推桿來推動金屬片向外移，使用 LVDT 量測金屬片在徑向的變形。

Amadei et. al. (1995)突破傳統孔內千斤頂儀之限制，研發出兩個方向性的孔內千斤頂儀，而且將以往只可以同時給予均勻的壓力之限制，改變為可以兩個方向同時給予不同壓力，可對岩石本身不均質、異向性、以及不連續面進行研究。更將傳統使用的金屬片改為橡皮薄模取代，可以克服鑽孔過大與鑽孔形狀不合所造成的問題。此儀器被稱為方向性膨脹儀 (directional dilatometer)，每個薄模的接觸角 2β 為 75.4° ，而且每個接觸面都有一個LVDT來量測膨脹量，而且兩個方向A(A_1-A_2)和B(B_1-B_2)分別設計有壓力系統來控制，如圖 2.3 所示。

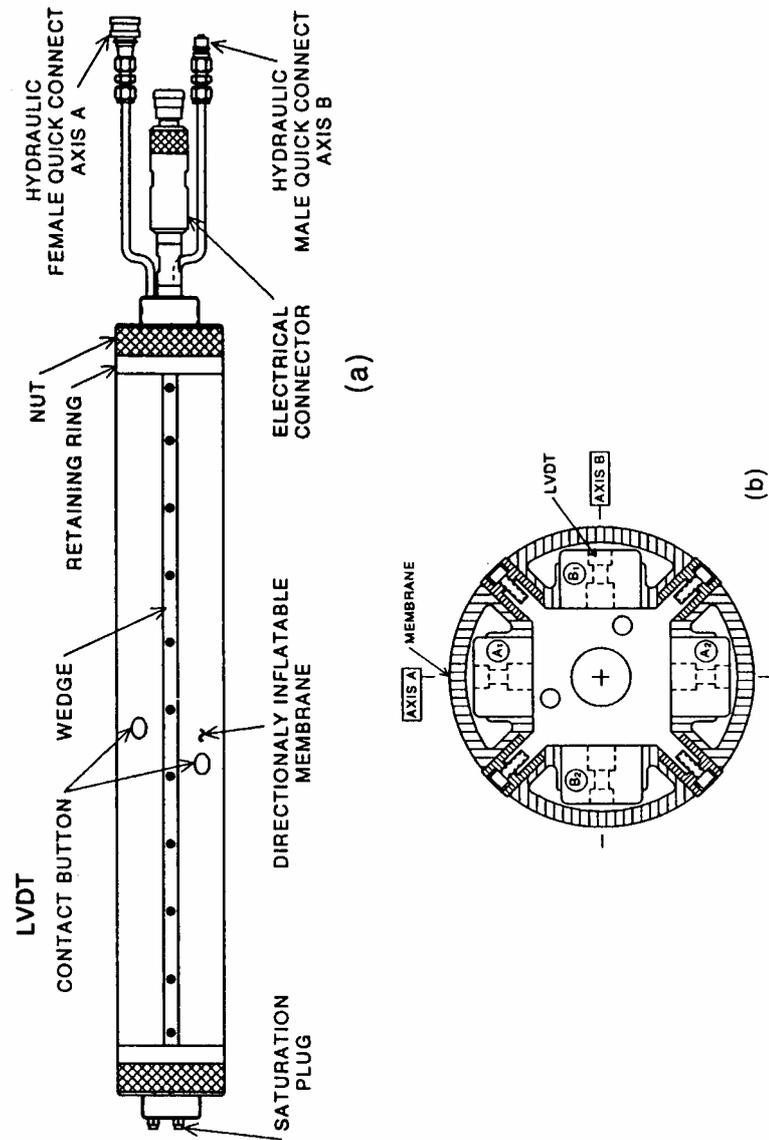


圖 2.3 方向性膨脹儀之示意圖
(Amadei et. al., 1995)

2.5.2 孔內千斤頂試驗結果之解析

Goodman et. al. (1968)首先提出堅硬岩石所用孔內千斤頂儀求取彈性模數 E_{calc} 之基本公式。

$$E_{calc} = 0.86 \cdot 0.93 \cdot D \cdot \frac{\Delta Q_h}{\Delta D} \cdot K(\nu, \beta) \quad (2.11)$$

其中 0.86：三度空間修正因子(A)

0.93：內部壓力效能修正因子(B)

D：鑽孔直徑

ΔQ_h ：水平壓力的變量

ν ：岩體之泊松比

β ：接觸角的一半

$K(\nu, \beta)$ ：係數，表 2.1



對於在 NX 鑽孔內，而且 $\beta=45^\circ$ 之情況時，公式(2.7)改變為下式(英制單位表示)：

$$E_{calc} = 2.40 \cdot \frac{\Delta Q_{h(psi)}}{\Delta D_{(in.)}} \cdot K(\nu) \quad (2.12)$$

$K(\nu)$ ：係數

Hustrulid (1976)重新推導，並且修正K值為新定義符號 T^* 。Amadei (1985)再度定義 T^* 。新定義的 T^* 比原先的值差異 10%~25%。

Goodman et. al. (1968)也指出在與千斤頂儀試驗方向垂直之平面產生張力裂縫之影響。這些裂縫可能是因為千斤頂試驗所產生，也可能是因為岩

體本身就具有節理面。如果裂縫延伸到鑽孔半徑一半以上的長度，則岩體之彈性模數會比沒有裂縫的結果小 13%。如果裂縫成長到半徑的五倍長度，則模數會折減 29%。

Heuze et. al.(1971)使用有限元素法來表示一組交於鑽孔任何角度之節理面之影響，也研究沒有裂縫的岩體試驗時之應力分佈情況。這些裂縫對岩體模數都會造成較沒有裂縫之模數來的小。

Heuze and Dessenne (1972)延續前者之研究方向，假設有數組節理通過鑽孔。使用有限元素法來分析因千斤頂儀推擠所產生不同的運動情形；如果假設節理越多，就越接近連續體。不同試驗加以比較，對於分析時考慮岩體是否為連續體較有幫助。之後的研究都是假設岩體為連續體之行為。

Meyer and McVey (1974)在試驗室的鋁塊進行千斤頂試驗。這個鋁塊尺寸為 45.7×45.7×50.8cm (18×18×20in.)，內部有直徑 7.62cm (3in.)之圓孔。已經知道試體彈性模數為 $E = 69.5\text{GPa}$ ($10.08 \times 10^6\text{psi}$)， $\nu = 0.332$ 。他們使用公式(2.12)來分析千斤頂試驗的五組試驗資料。求得 $E_{calc} = 2.93 \times 10^6\text{psi}$ ，此時對於 $\nu = 0.332$ 而言， $K = 1.212$ 。發現上述之K值是錯誤的。就算原始的試驗資料是正確的，而且可以用來分析結果，但是 E_{calc} 也是不正確的。這些試驗提供有力的證明 E_{calc} 與實際的 E_{calc} 有很大的差距。在往後十年提供很大的動力研究孔內千斤頂試驗之行為與原理。

Hustrulid (1976)重新計算公式(2.11)中之 $K(\nu, \beta)$ ，而且發現 Goodman et. al. (1968)算出的值並不正確。對於 $\beta = 45^\circ$ 之新K值定義為 T^* ，新公式表示為(英制單位表示)：

$$E_{calc} = 0.93 \cdot 3 \cdot T^* \cdot \frac{\Delta Q_h}{\Delta D} \quad (\beta = 45^\circ) \quad (2.13)$$

對 $\beta = 45^\circ$ ，在 $\nu = 0$ 時，K與 T^* 的差異有 22%；在 $\nu = 0.5$ 時，差異有 10%。公式(2.13)為兩度空間的解析解，因為如果考慮三度空間必須加入三度空間影響因子 0.86，所以如此算出的 E_{calc} 也不正確。Hustrulid (1976)也指出在過

大鑽孔內試驗的真實接觸角對 T^* 之影響。他指出Meyer and McVey (1974)的試驗在壓力 1000 到 9000psi之間時，接觸角的一半(β)只有 3.5°到 8.5°。但是，Meyer and McVey (1974)認為他們在壓力為 1000psi以上都有完全的接觸。而 T^* 也被Amadei (1985)修正。

Heuze and Salem (1976)指出孔內千斤頂試驗之行為。根據Meyer and McVey (1974)之結果，Heuze 假設在完全接觸下，結果的差異產生是弧形金屬片受壓彎曲所致。而Salem 進行三度空間的有限元素法分析，來解釋金屬片彎曲所造成之影響。對於 $E_{true}=69\text{GPa}$ (10.0×10^6 psi)， $\nu=0.33$ ，從Hustrulid的 T^* 值來以三度空間分析，得到 E_{calc} 為 3.45×10^6 psi。而此值 3.45與Meyer and McVey (1974)試驗 69.4GPa (10.0×10^6 psi)鋁塊的結果一致，兩者同樣使用Hustrulid的 T^* 值。此結果支持Meyer and McVey (1974)的試驗有完全或幾乎完全接觸，其 E_{true} 與 E_{calc} 之誤差來至於金屬片的彎曲。

Shuri (1981)是繼 Hustrulid (1976)之後再次討論鑽孔直徑不合問題者。Hustrulid (1976)是討論鑽孔過大的情況，而 Shuri (1981)是研究鑽孔過大與過小之問題。他發現在此其情況時，會有接觸角小於 90°(完全接觸)之誤差。結果如圖 2.4 所示。而 Shuri (1981)忽略掉了金屬片的彎曲問題，為了要求得正確的岩體彈性模數必須考慮金屬片彎曲的修正。

Swolfs and Kibler (1982)提出幾種不同材料之試驗，並且與 Hustrulid (1976) and Heuze and Salem (1976 and 1977)一起分析。

Amadei (1985)重新計算過大鑽孔之接觸問題。提出新的推導方法，算出在不同 ν 和 β 下新的 T^* 值。在 $\beta=45^\circ$ ，Amadei (1985)的 T^* 值比Hustrulid (1976)算的 T^* 值小 3%，如表 2.2 所示。

Heuze (1985)綜合孔內千斤頂試驗行為之研究，歸納出四點：

- (1) Shuri (1981)研究過大鑽孔的問題，以及其修正值，但是他忽略了金屬片彎曲的問題。利用Shuri (1981)的研究成果，求取要完全接

觸的最小油壓力。對於孔內千斤頂儀的弧形金屬片，其卜松比為 0.3 和彈性模數為 207GPa (30×10^6 psi)，超過儀器直徑(76.2mm(3in.)) 的大小為 2α ，則要能要完全接觸的最小油壓力為(英制單位表示)：

$$Q_{h \min} = \frac{1.0993 \cdot \alpha \cdot 30 \times 10^6 \cdot E_{true}}{30 \times 10^6 (1 - \nu) + 0.91 \cdot E_{true}} \quad \textit{oversize} \quad (2.14)$$

其中 Q 和 E_{calc} ：單位為 psi

α ：單位為 in.

E_{calc} ：為真實的彈性模數

然而 E_{calc} 是未知的，並不能很精確的計算出 $Q_{h \min}$ 。

(2) Shuri (1981)也討論出過小尺寸鑽孔之影響。而 $Q_{h \min}$ 可以表示成：

$$Q_{h \min} = \frac{\alpha \cdot E_{true}}{3.67(1 - \nu^2)} \quad \textit{undersize} \quad (2.15)$$

(3) 將 E_{calc} 加以三度空間的修正因子 0.86，所以得到公式(2.16)(公制單位與英制單位皆可用)。

$$E_{calc} = 0.86 \cdot 0.93 \cdot D \cdot \frac{\Delta Q_h}{\Delta D} \cdot T^* \quad (2.16)$$

(4) 最大鑽孔過大的尺寸為最小完全接觸的壓力不可大於最大可供給壓力 69GPa (10,000psi)。

表 2.1 解析公式(2.11)所用之 $K(\nu, \beta)$ 值

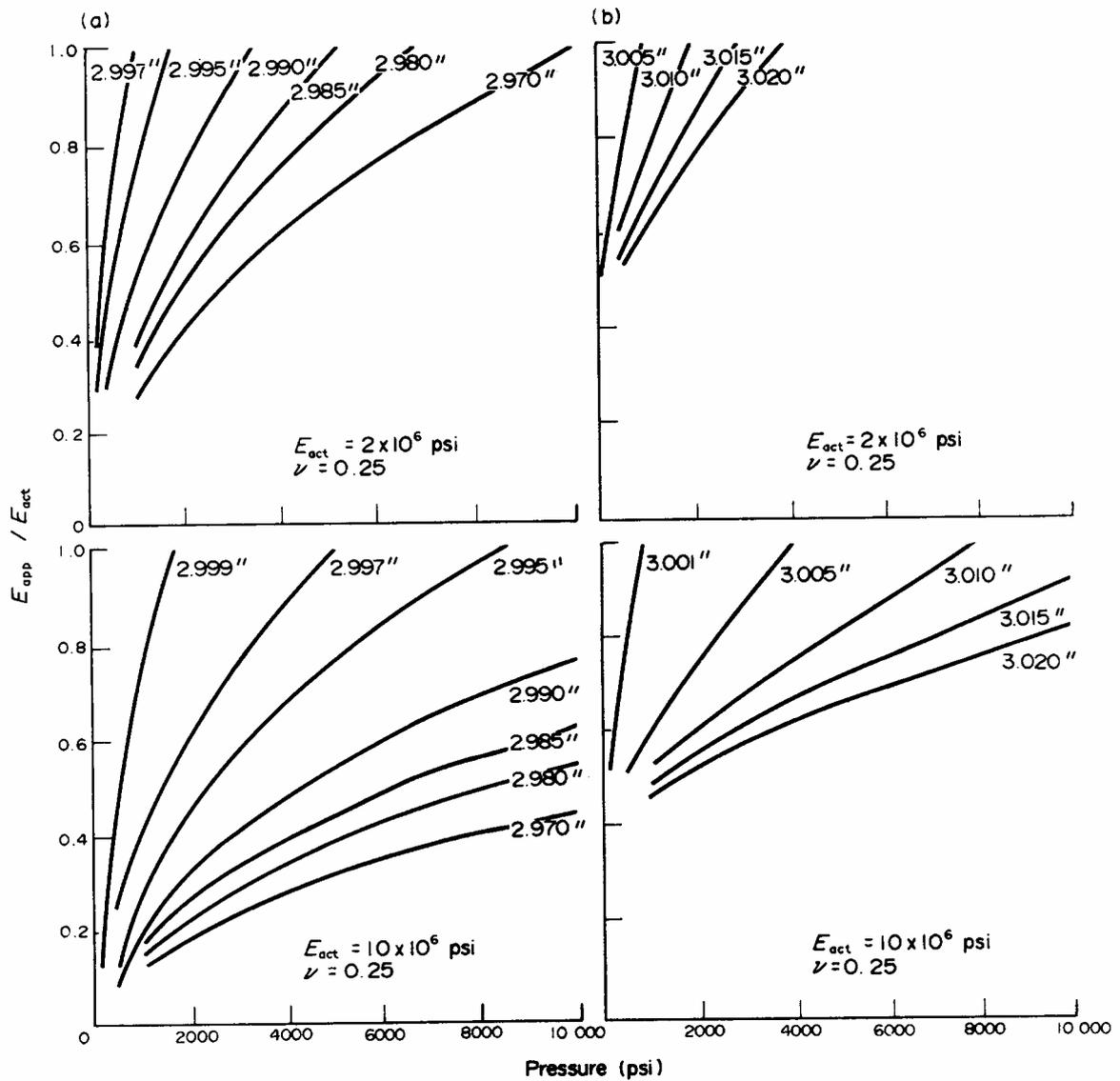
ト松比 ν \ 接觸角 $\beta(^{\circ})$	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
5	0.434	0.433	0.430	0.424	0.417	0.407	0.396	0.382	0.366	0.348	0.327
10	0.704	0.703	0.698	0.690	0.678	0.663	0.645	0.622	0.597	0.568	0.536
15	0.904	0.903	0.897	0.887	0.873	0.854	0.831	0.803	0.772	0.735	0.694
20	1.052	1.051	1.046	1.035	1.019	0.998	0.973	0.942	0.906	0.864	0.818
25	1.159	1.159	1.154	1.143	1.127	1.105	1.078	1.045	1.007	0.963	0.914
30	1.230	1.231	1.227	1.217	1.201	1.179	1.152	1.119	1.080	1.035	0.985
35	1.271	1.274	1.271	1.262	1.247	1.226	1.200	1.168	1.129	1.086	1.036
40	1.287	1.291	1.290	1.282	1.269	1.250	1.225	1.195	1.159	1.117	1.069
45	1.282	1.288	1.288	1.282	1.271	1.254	1.232	1.204	1.170	1.131	1.087
50	1.261	1.268	1.270	1.266	1.257	1.243	1.224	1.199	1.169	1.133	1.092
55	1.227	1.236	1.240	1.238	1.232	1.221	1.204	1.183	1.156	1.125	1.088
60	1.186	1.197	1.202	1.203	1.199	1.190	1.177	1.160	1.137	1.109	1.077
65	1.142	1.154	1.161	1.164	1.162	1.156	1.146	1.132	1.113	1.089	1.062
70	1.098	1.111	1.120	1.124	1.125	1.122	1.114	1.103	1.088	1.068	1.045
75	1.059	1.073	1.083	1.089	1.091	1.090	1.085	1.076	1.064	1.048	1.028
80	1.028	1.042	1.053	1.061	1.064	1.065	1.061	1.055	1.044	1.031	1.013
85	1.007	1.022	1.034	1.042	1.046	1.048	1.046	1.040	1.031	1.019	1.004
90	1.000	1.015	1.027	1.035	1.040	1.042	1.040	1.035	1.027	1.015	1.000

(摘自 Goodman et. al., 1968)

表 2.2 Hustrulid (1976) and Amadei (1985)的 T^* 與 ν 之對照表

ト松比 ν	T^* Hustrulid (1976)	T^* Amadei (1985)	T_A^* / T_H^*
0.10	1.559	1.519	0.974
0.20	1.514	1.474	0.974
0.25	1.480	1.438	0.971
0.30	1.438	1.397	0.971
0.33	1.408	1.366	0.970
0.40	1.331	1.289	0.968
0.50	1.192	1.151	0.966

(摘自 Heuze, 1993)



(a) 鑽孔尺寸不夠大

(b) 鑽孔尺寸過大

圖 2.4 不同鑽孔直徑下壓力對變形模數關係圖

(摘自 Heuze, 1993)

2.5.3 誤差來源

孔內千斤頂儀器之誤差主要來自鑽孔尺寸的符合度、儀器本身系統的設計、與岩石性質之影響。鑽孔尺寸符合度之因素包括鑽孔過大、鑽孔形狀不合(非圓形之情況)；儀器本身系統設計之因素包含有弧形金屬片之角度、勁度、以及長度、儀器之直徑；而岩石性質之因素包括岩石之卜松比、非線性之特性、接觸之壓力、裂縫產生之影響、以及岩石之粗糙度。

2.5.3.1 鑽孔尺寸

Shuri (1981)提出鑽孔尺寸大小如果與儀器之外徑不合，將會造成試驗結果之偏差。之後，Heuze and Amadei (1985)再給予修正。

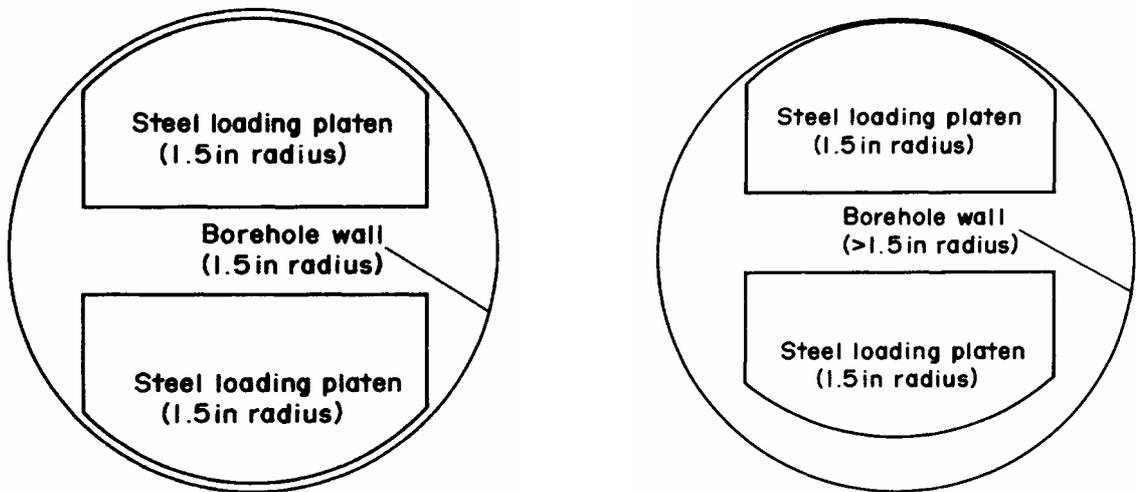
1. 鑽孔過大

鑽孔直徑的過大會造成弧形金屬片與鑽孔側壁之接觸不完全，導致推估彈性模數 E_{calc} 值時發生偏差。圖 2.5 (a) 為對照鑽孔尺寸適當的示意圖。圖 2.5 (b) 為鑽孔過大誇大化的示意圖，而鑽孔過大除了造成數據之誤差外，還會造成還未接觸到側壁就產生過大的膨脹量，以致試驗無法達到預期的變形量。

2. 鑽孔形狀不合

現地鑽探時，常常會造成鑽孔形狀不是圓形，如此亦會產生試驗誤差，如圖 2.6 所示。鑽孔形狀不合之情況會造成在較高壓力時會有反常的大變形量，而得到較低的彈性模數。原因也是因為起初接觸不良。

使用 Goodman 千斤頂儀來求鋁塊之 15 個不同鑽孔尺寸(從直徑 2.928in.到 3.050in.)之彈性模數 E_{calc} ，結果如表 2.3 與圖 2.7 所示。由圖 2.7 中發現，鑽孔直徑在 2.980in.到 3.020in.之間所達到的模數幾乎相同，這表示說 NX 尺寸的千斤頂儀在這個鑽孔尺寸範圍內，跟側壁之接觸相當良好。



(a) 適當鑽孔尺寸剖面示意圖

(b) 鑽孔過大剖面示意圖

圖 2.5 孔內千斤頂裝置與鑽孔尺寸剖面示意圖

(摘自 Jesse, 1993)

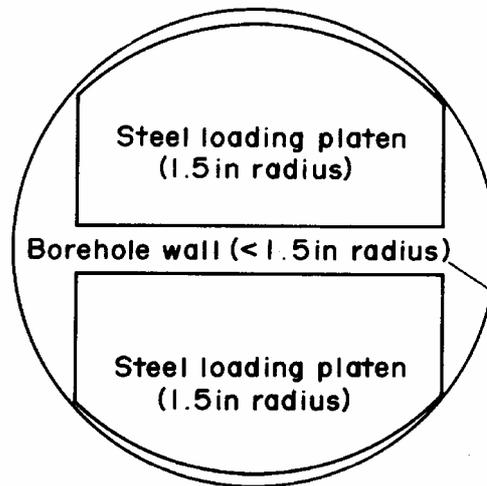


圖 2.6 孔內千斤頂裝置與鑽孔形狀不合之剖面示意圖

(摘自 Jesse, 1993)

表 2.3 在鋁塊中，NX 鑽孔尺寸之千斤頂儀所得到的模數一覽表

鑽孔直徑(in.)	彈性模數($\times 10^6$ psi)	鑽孔直徑(in.)	彈性模數($\times 10^6$ psi)
2.928	2.62	3.001	3.28
2.950	2.43	3.003	3.28
2.969	3.36	3.005	3.28
2.977	3.66	3.010	3.25
2.995	3.27	3.020	3.10
2.997	3.27	3.030	2.90
2.999	3.28	3.050	2.48
3.000	3.28		

(摘自 Jesse, 1993)

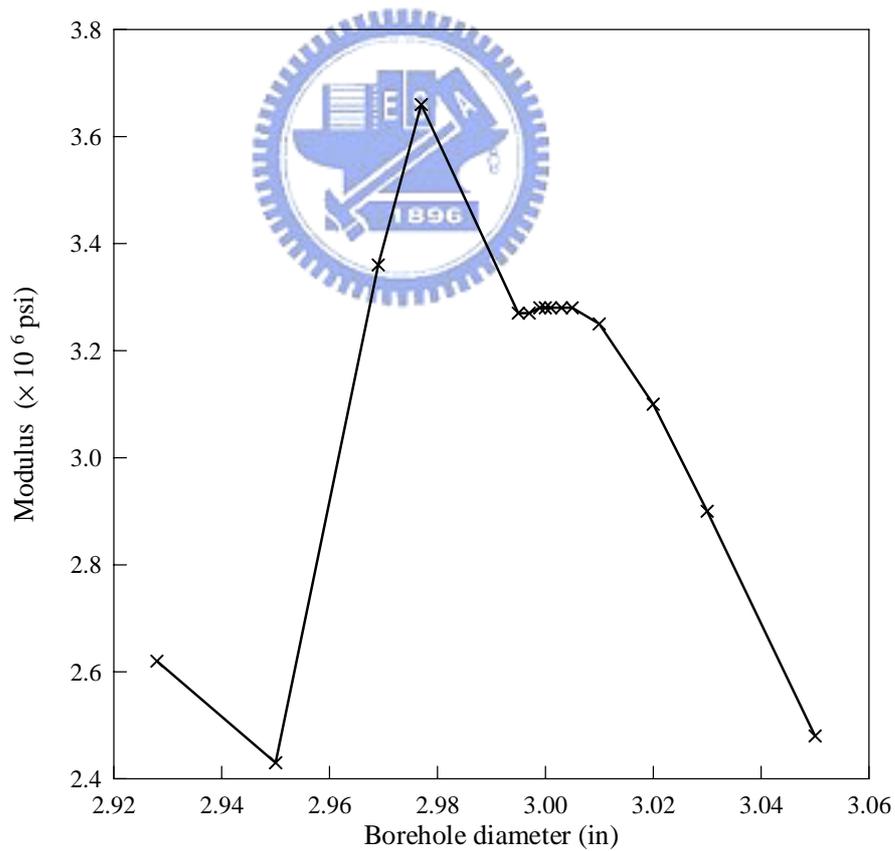


圖 2.7 在鋁塊中不同鑽孔尺寸中，施作鑽孔千斤頂試驗所求出之模數關係圖
(摘自 Jesse, 1993)

2.5.3.2 儀器系統

Salem (1976)使用三度空間之有限元素法(finite element method)來解析，圓筒如何受壓彎曲、以及其對試驗結果分析之影響。

1.儀器之直徑

由公式(2.11)中知道直徑 D 並不會影響 K 值，但是會影響 E 值之大小；圖 2.8 表示變形會隨徑向方向逐漸的衰減。圖中可以看出試驗影響的範圍，若想包含大範圍之岩體就必須設計較大直徑 D 的孔內千斤頂試驗。NX 尺寸之孔內千斤頂試驗在施予側壁壓力 9000psi 時之影響範圍會達到 4.5in.。也就是說其試驗是控制一個最大長度為 1ft 之不規則形狀的岩體之應力應變行為。這個尺寸遠大於室內試驗，但比起傳統的平板載重試驗是小了些。

2.弧形金屬片之長度

平面應變之情況建立在無限長度上，然而實際上，一般 NX 尺寸孔內千斤頂儀的長徑比(長度與直徑之比值)為 3 到 8。Wilson (1967)發展出新的三度空間之有限元素法的程式解釋出金屬片長度之影響。研究結果發現有限長度情況下， K 為 1.06。而無限長度的平面應變下 K 為 1.23。因為有限長度造成折減 14%。所以對於 $\beta=45^\circ$ 而言

$$E = 0.86K(\nu) \frac{\Delta Q}{\Delta u_r / D} \quad (2.17)$$

運用在NX尺寸之孔內千斤頂儀時， $D=3\text{in.}$ (76.2mm)，而且 Q 會是實際油壓 Q_h 的 93%，分別代入公式中，得到此種儀器現地量得數據套用之公式：

$$E = 2.40K(\nu) \frac{\Delta Q}{\Delta u_r} \quad (2.18)$$

3.弧形金屬片之勁度

在求解孔內千斤頂儀之理論是建立在邊界狀態的壓力為相等的水平應力。然而事實上，在金屬片與壁體之邊界狀態的應力分佈是很複雜而且未知的。忽略很堅硬的岩石來說，一般金屬片的勁度比岩石高許多，試驗時只會彎曲一點點，如此可使試驗時維持相等的水平位移量，圖 2.9(a)為孔內千斤頂試驗時之實際邊界狀態。Goodman et. al. (1968)為瞭解假設邊界狀態之型態，使用假設 775 個接點(nodal point)和 720 個元素之有限元素法(finite element method)來求解 $\nu=0.25$ 之岩石在等壓力與等變形之狀況。而等壓力之變形與等變形之壓力關係表現在圖 2.9(b)、(c)、(d)和(e)。

對於 $\beta=45^\circ$ 與 $\nu=0.25$ 之情況，使用有限元素法模擬得到，在相等 X 方向變形時的 K 為 1.250，而等壓力時的 K 為 0.235，而實際狀況的 K 為 1.254。所以證明相等 X 方向變形比較接近實際現地行為，而且有限元素法相當接近正確解，有限元素法可適用此種問題。

4.弧形金屬片之角度(2β)

將表 2.1 畫成圖 2.10，顯示出 K 值對一半接觸角 β 之趨勢。在 $\beta=45^\circ$ 時，相對的 K 值最大，影響也最大，這也就是 NX 尺寸孔內千斤頂儀之接觸角設計為 90° 的道理。對於 β 太小的情況不值得討論，因為這就像是很尖銳的面，屬於貫穿孔壁表面之破壞。不太可能見到 β 大於 90 度之情況。

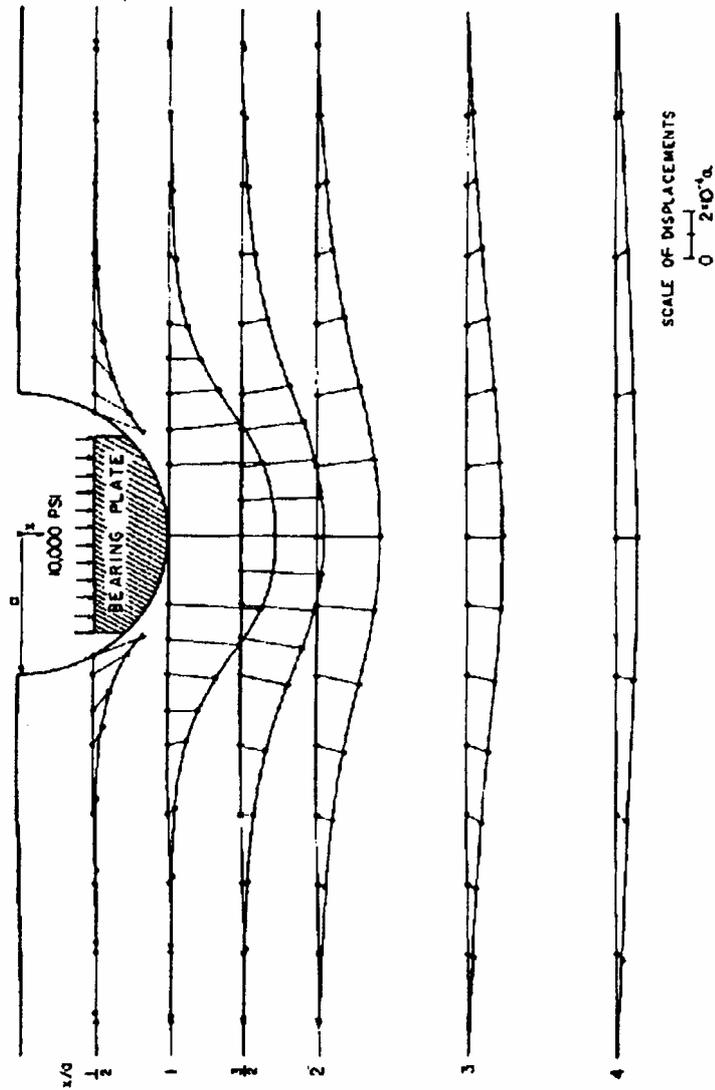
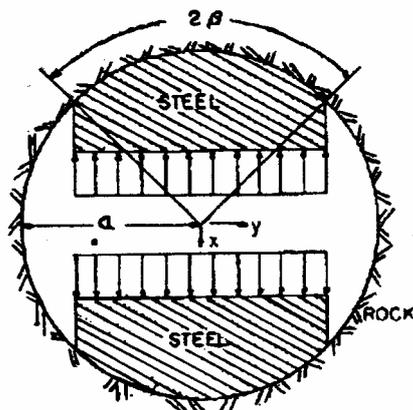
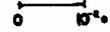


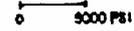
圖 2.8 孔內千斤頂試驗壓力 10,000psi之岩體變形圖， $E = 1.0 \times 10^6 \text{psi}$
 (摘自 Goodman et. al., 1968)



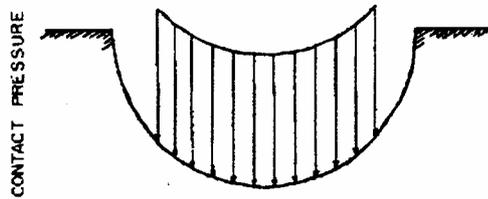
SCALE OF DISPLACEMENT



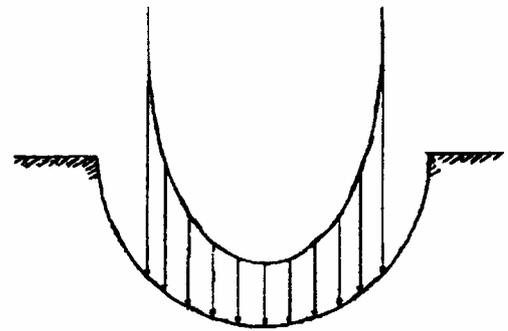
SCALE OF PRESSURE



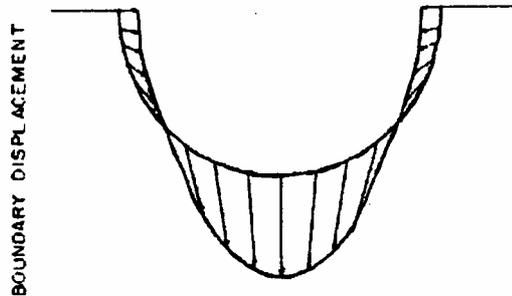
(a) 實際之邊界狀態



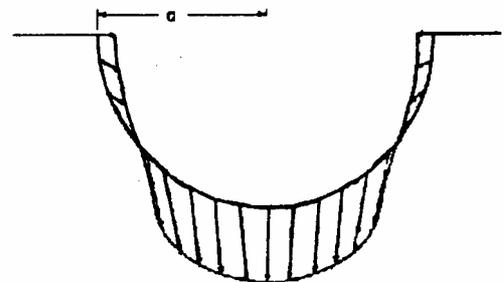
(b) 等壓力 = 10,000psi



(c) 情況(e)之接觸壓力



(d) 情況(b)之接觸位移



(e) 等變形 = 0.01a

圖 2.9 孔內千斤頂試驗之平面應變情況下，等壓力

與等變形之比較 $E = 1.0 \times 10^6$ psi, $\nu = 0.25$

(摘自 Goodman et. al., 1968)

表 2.4 公式(2.17)與公式(2.18)之 K 值對應表

ト松比 ν	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
$K(\nu)$	1.28	1.29	1.29	1.28	1.27	1.25	1.23	1.20	1.17	1.13	1.09
$2.40K(\nu)$	3.07	3.10	3.10	3.07	3.05	3.00	2.95	2.88	2.81	2.71	2.62

(摘自 Goodman et. al., 1968)

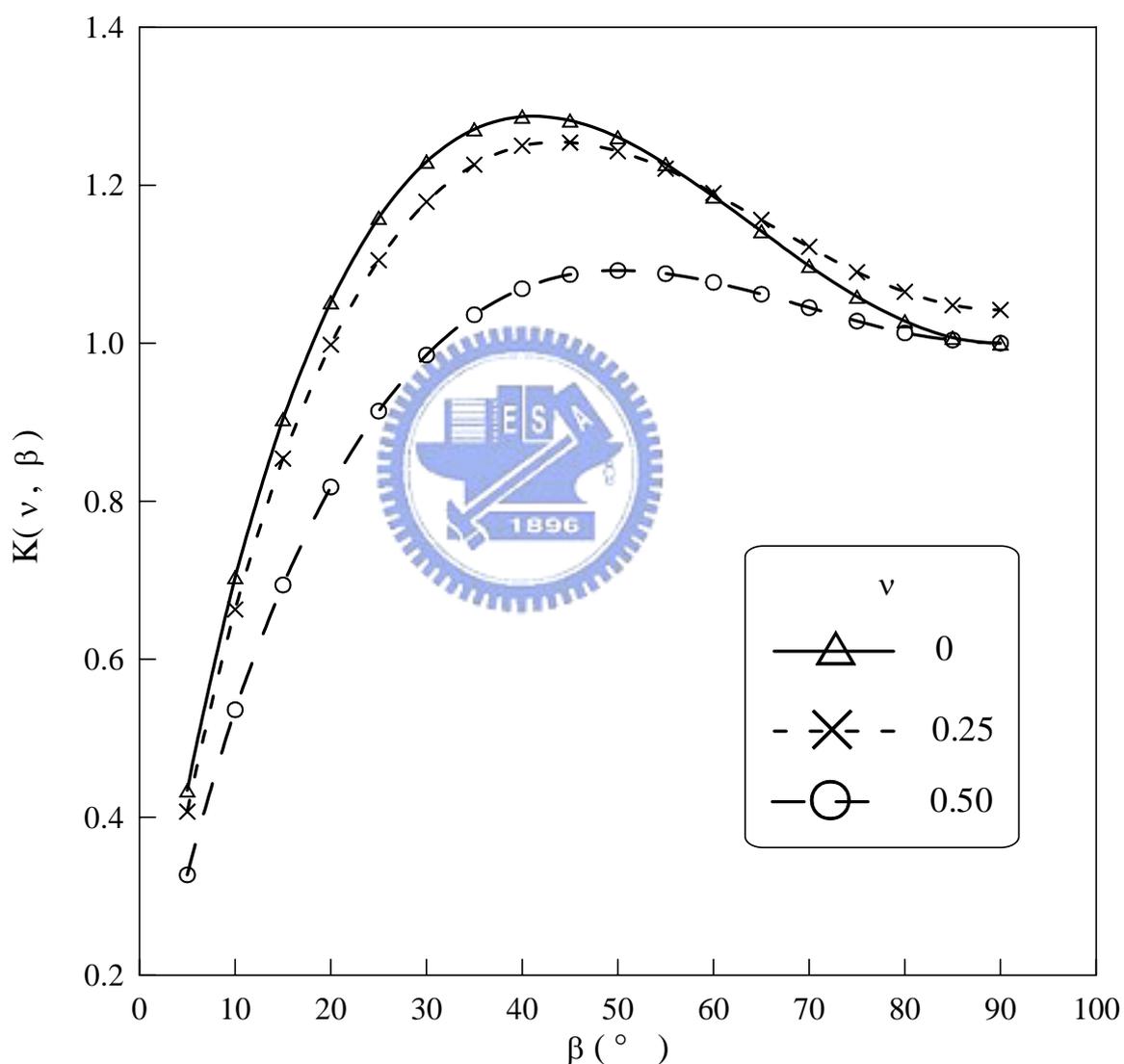


圖 2.10 在 $\nu=0$ 、 0.25 、和 0.5 之情況下，變數 $K(\nu, \beta)$ 對於 β 之關係圖

(摘自 Goodman et. al., 1968)

2.5.3.3 岩石性質

1. 鑽孔側壁之粗糙度

Suzuki (1968) and Agarrval (1968) 研究鑽孔側壁粗糙度之影響，以及利用位移量求取應力之精度影響。他們主要研究一般尺寸之鑽孔設備與鑽頭對量測精度之影響；對於比較粗糙的表面來做千斤頂儀試驗在起始加載時，要取應力應變曲線開始線性段來求彈性模數。Suzuki (1968) 建議粗糙度在 10^{-3} in. 以內，因為位移量測的精度在 10^{-2} in. 左右。

2. 非線性之特性

用非線性應力-應變行為來解釋孔內千斤頂儀結果是較適當的，然而解析解都是假設岩體為線彈性的材料，而對於非線性之岩石來說，分析出來的結果就會有誤差。

3. 裂縫之產生

理論分析之假設為建立在岩體為均質、均向、以及線彈性，而且並不考慮鑽孔側壁四周之破壞準則。但是，孔內千斤頂試驗所引起的應力方向，疊加在現地應力上，難免會有裂縫產生，特別是軟弱岩石或脆弱岩石(weak rock)。在較高的張力應力區域內會使裂縫開始產生，並且延伸擴散出去；而大部份張力裂縫產生的臨界區域都在側壁之切線方向上。在數據分析上必須小心的考慮裂縫對彈性模數 E_{calc} 值之折減。

一般來說裂縫產生在垂直於千斤頂儀推動側壁方向之位置，以至於千斤頂儀的推動量會大於推動完整岩體(intact rock)的推動量，在推估彈性模數時就會被折減掉。Goodman et. al. (1968) 利用有限元素法模擬裂縫生成對彈性模數 E_{calc} 之影響；為了方便與沒有裂縫產生的情況之比較，假設三種裂縫生成長度 d_f 之情況：

(1) $d_f = r/2$ (裂縫延伸到半徑一半的長度)

(2) $d_f = r$ (裂縫延伸到整個半徑的長度)

(3) $d_f = 5r$ (裂縫已經延伸到整個有限體之一半邊長)

結果列於表 2.5，而圖 2.11 為裂縫生成的剖面示意圖。一般來說，裂縫成長 0.5 或 1 倍的半徑長度，會造成彈性模數 15% 的折減；這個誤差還在工程的要求範圍內，但是還是可以經過其他試驗回頭來確定孔內千斤頂試驗的可信度。如果岩體本身有的節理通過並垂直於鑽孔軸向，其結果將會有近 30% 的誤差。如果試驗前能夠知道節理之位置，就可以盡量避免其對試驗之影響。

4. 岩石之卜松比

將表 2.1 畫成圖 2.12，對於 ν 取 0.2 和 0.3 比較，兩者雖然差有 50%，但是對於彈性模數 E_{calc} 的差異只有 3.25%；對於 ν 為 0.4 時，與 0.2 比較誤差有 100%，則彈性模數 E_{calc} 的差異也只有 8.50%。針對 ν 值而言，只會造成室內試驗與現地試驗些許的偏差。在每個試驗時，先取回有足夠代表性的岩心回去做試驗來減少卜松比 ν 之誤差，如此一來， E 值因 ν 值的影響也就微乎其微。

5. 接觸之壓力

孔內千斤頂試驗推動側壁移動時，企圖將側壁拉開，在 $\theta = 90^\circ$ 之位置就會產生切線方向的拉應力：

$$\sigma_\theta = -4\beta \frac{Q}{\pi} \quad (2.19)$$

對於 NX 尺寸的孔內千斤頂試驗 $\beta = \pi/4$ ，在 $\theta = 90^\circ$ 的切線應力為 $-Q$ 。假如有使用鑽孔攝影機觀測試驗後之裂縫，可利用這點可以估

略量測岩體之張力強度。而 $\theta=0^\circ$ 的壓應力 $\sigma_\theta=0.875Q$ 。

然而實際岩體受壓之應力分佈相當凌亂與受鑽孔尺寸和岩石性質等因素影響，所以實際之現象比較複雜，用理論推估之解與實際之值有差異。

表 2.5 裂縫產生之影響表

裂縫長度 d_f	K 值	K 值之差異度 (%)	對彈性模數 E_{calc} 之折減度 (%)
0	1.250	+0	—
r/2	1.410	+13	-13
r	1.553	+24	-24
5r	1.614	+29	-29

(摘自 Goodman et. al., 1968)

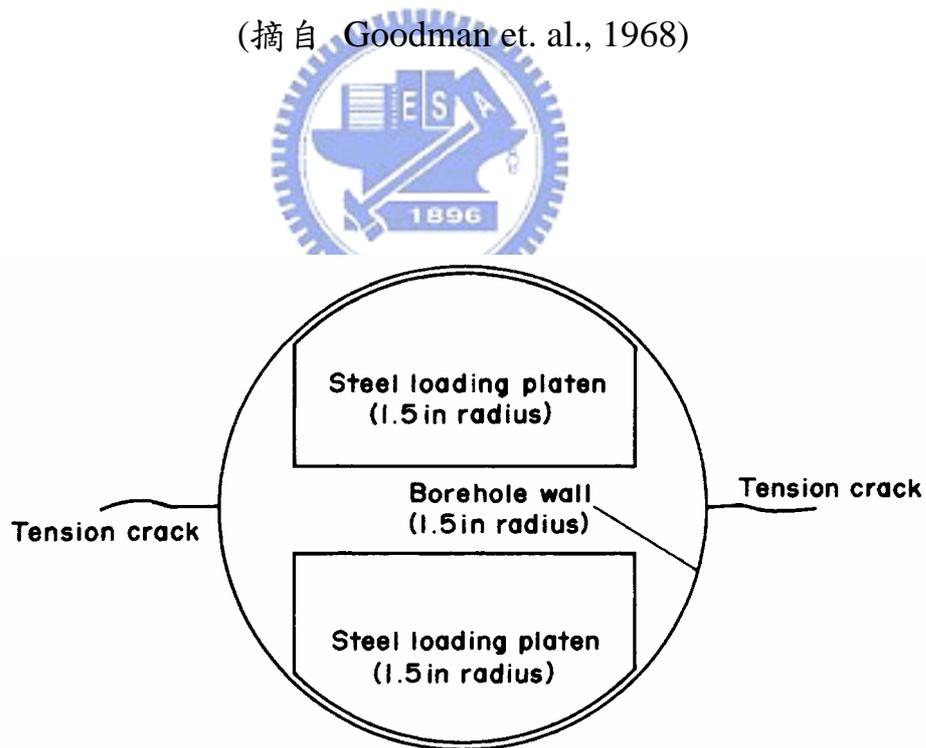


圖 2.11 在軟弱岩石中千斤頂試驗造成裂縫之剖面示意圖

(摘自 Jesse, 1993)

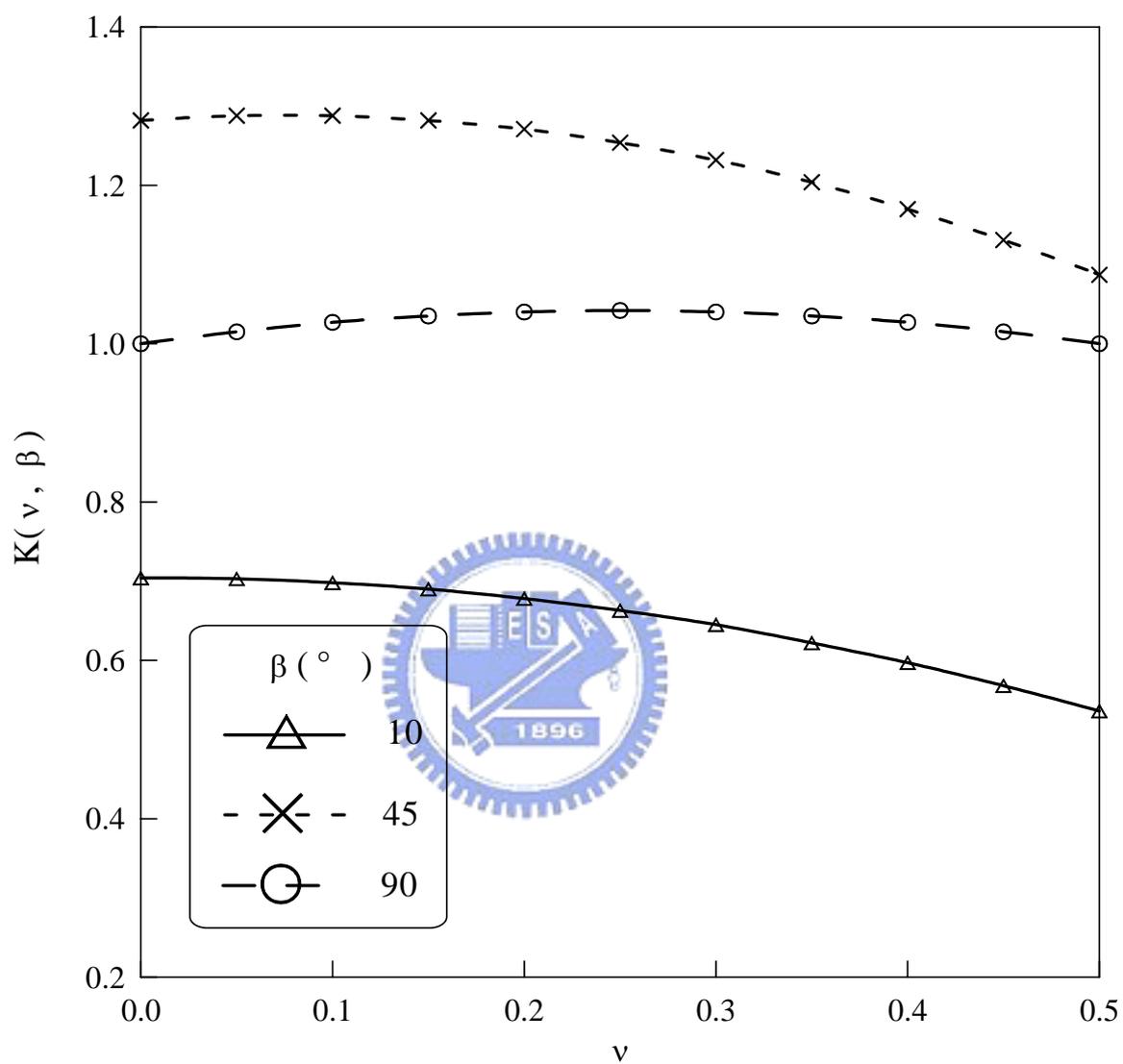


圖 2.12 在 $\beta = 10^\circ$ 、 45° 、和 90° 情況下，變數 $K(\nu, \beta)$ 對 ν 之關係圖

(摘自 Goodman et. al., 1968)

2.6 平板載重試驗(plate loading test, PLT)

平板載重試驗之目的是為了求取現地承載力、沈陷量、與潛變之行為，在此將以往學者研究平板載重試驗之研究加以整理。

2.6.1 試驗之種類

根據試驗之加載形式分類，見圖 2.13：

1. 地表上單一平板，反力來源使用錨定之橫樑施加，這是傳統的平板載重試驗，圖 2.13(a)。
2. 在一大孔徑的鑽孔內之單一平板，又稱孔洞試驗(recessed test)，圖 2.13(d)。
3. 單一平板，反力來源為平板中心岩錨錨定，而岩錨錨定位置在平板載重影響的範圍外，此種平板載重試驗又稱為鋼索千斤頂試驗(cable jacking test)，圖 2.13(b)。
4. 改良的鋼索千斤頂試驗，岩錨錨定位置在平板載重試驗影響區內，拉拔力與平板載重兩者相互影響，需加以審慎分析，圖 2.13(c)。
5. 力量施加在一根粗短的混凝土柱上，利用此混凝土柱推動土壤或岩石變形，圖 2.13(e)。

鋼索千斤頂試驗是假設中間錨定的鑽孔不會影響試驗結果；但是，事實上對於剛性平板而言，中間鑽孔半徑所佔整個平板的半徑之比例就可能有 30%，而且量測的彈性模數會有 5%之影響(Poulos and Davis, 1974)。

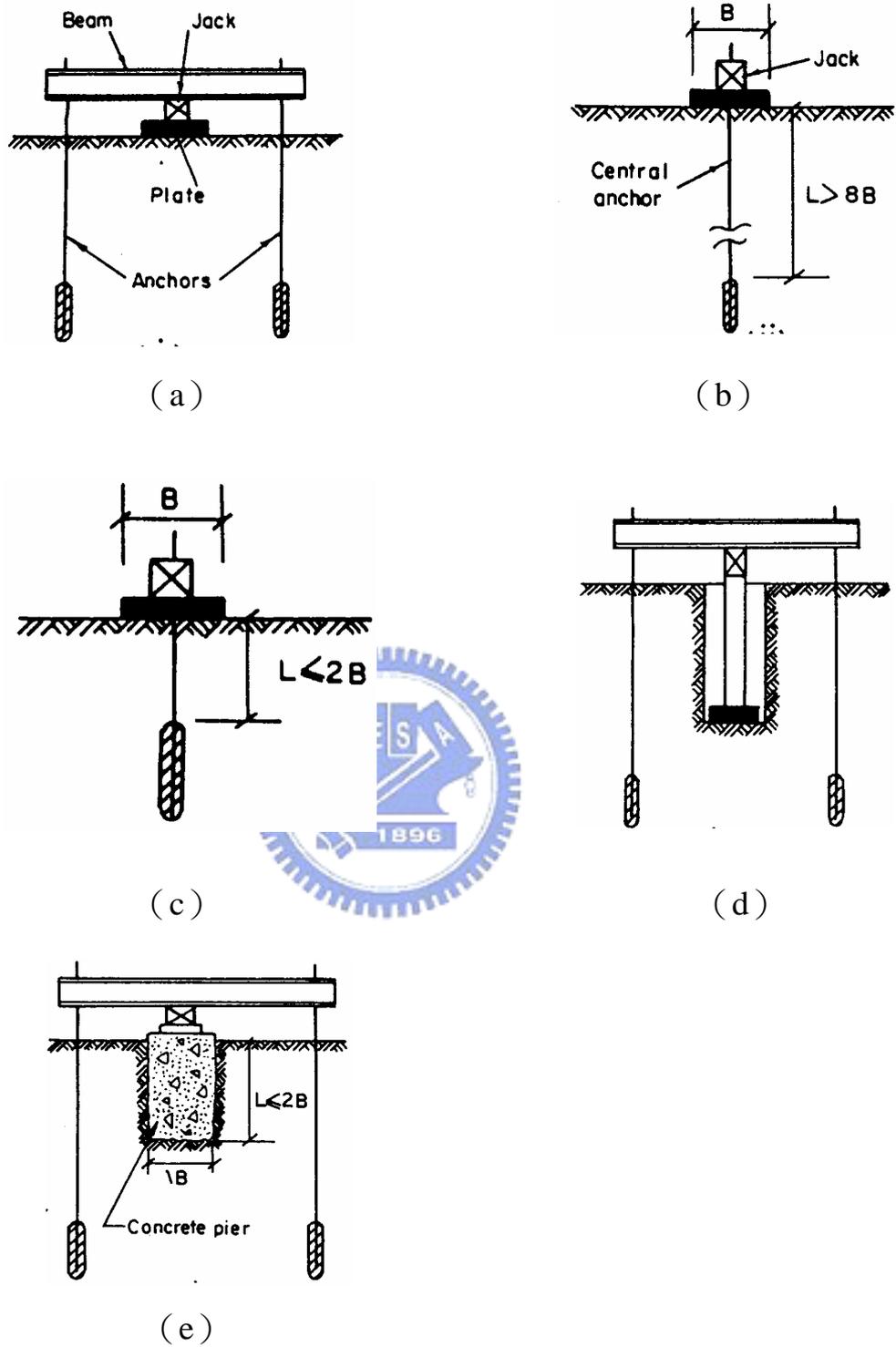


圖 2.13 不同型式的平板載重試驗示意圖

(摘自 Pells, 1983)

2.6.2 平板載重試驗結果之解析

本節所敘述之公式，建立在彈性理論上。這些公式都是假設岩石為均質、均向性、與理想線彈性之材料。假設試驗材料為等向性，而且不會隨深度增加勁度越高，則彈性模數通常有以下幾種情況之公式：

1. 剛性長方形平板之變形量 (Whitman and Richart, 1967)

$$E_p = \frac{Q_p}{\rho \beta_p \sqrt{BL}} (1 - \nu^2) \quad (2.20)$$

其中 ρ ：平板變形量

B：長方形平板之長

L：長方形平板之寬

β_p ：長寬比(L/B)之函數，如表 2.6

此結果顯示一個正方形平板之變形量大約會大於一個相同面積之圓形平板之變形量的 5%，對於實務上這個差別不是很重要。

2. 剛性圓形平板之變形量 (Poulos and Davis, 1974)

$$E_p = \frac{Q_p}{\rho D_p} (1 - \nu^2) \quad (2.21)$$

其中 E_p ：平板載重試驗所求得之彈性模數

Q_p ：加載力

ρ ：平板變形量

D_p ：平板直徑

ν : 試驗材料之卜松比

如利用鋼柱進行地表下之平板載重試驗，則公式(2.20)和公式(2.21)需乘以深度修正因子。對於剛性圓形平板而言，公式(2.21)變為公式(2.22)。

$$E_p = \frac{Q_p}{\rho D_p} (1 - \nu^2) \mu_0 \quad (2.22)$$

使用有限元素法分析可以求出深度修正因子(Burland, 1970; Pells and Turner, 1979 and Donal et. al.,1980)，將這些研究結果整理如圖 2.14(a)(b)(c)。圖 2.14 之情況為平板與試坑(shaft)之形狀非常吻合，但是實際情況平板的面積會小於試坑面積，一般加乘以一個修正因子來修正，如圖 2.15 所示。

3.剛性圓形平板加載區域外之地表變形量 (Gerrard and Harrison,1974)

$$E_p = \frac{Q_p}{w D_p} \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \arcsin \frac{1}{r_p} \quad (2.23)$$

其中 r_p ：在距離平板中心距離與平板半徑之比值，半徑比

w ：在 r_p 處之垂直位移量，其中 $r_p > 1$

4.在剛性圓形平板加載影響區域內部之變形量

在平板下方任何一點之垂直變形量：

$$w_{p,z} = \frac{Q_p}{E_p D_p \sqrt{2\pi}} \left\{ 2(1 - \nu^2) I_{101}(z_p) + z_p (1 + \nu) I_{103}(z_p) \right\} \quad (2.24)$$

其中 $I_{101}(z_p)$ ：Poulos and Davis (1974)之公式積分值

$I_{103(z_p)}$: Poulos and Davis (1974)之公式積分值

z_p : 深度與平板半徑之比值

w_{r_p, z_p} : 在深度比 z_p 與半徑比 r_p 位置之垂直變形量

假如量測平板中心點下方之變形量，則公式(2.24)變為公式(2.25)：

$$w_{0, z_p} = \frac{Q_p}{ED_p \pi} \left\{ 2(1 - \nu^2) \arccot z_p + (1 + \nu) \frac{z_p}{z_p^2 + 1} \right\} \quad (2.25)$$

表 2.6 剛性長方形平板之 β_p 值與L/B之對照表

L / B	1	2	4	10
β_p	1.07	1.1	1.2	1.4

(摘自 Pells, 1983)

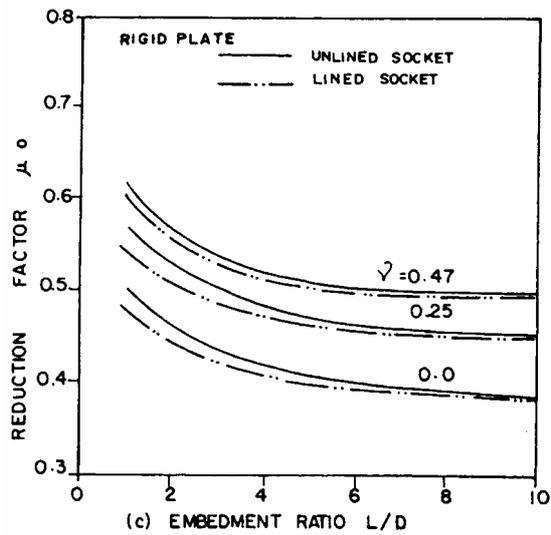
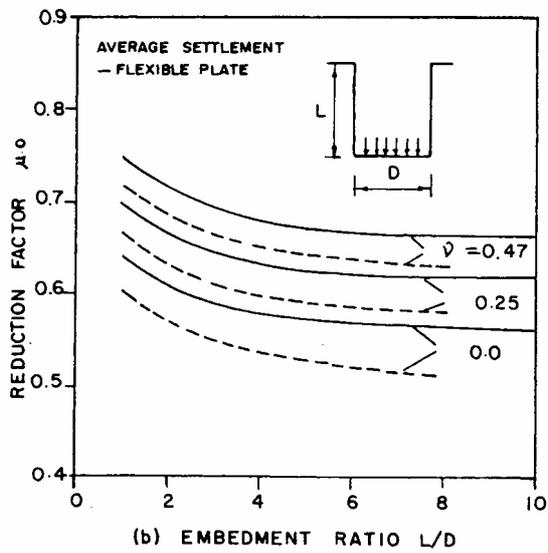
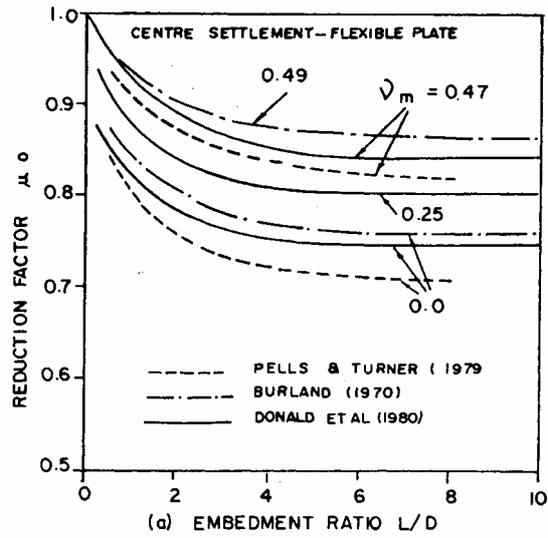


圖 2.14 地表下之平板載重試驗修正因子
(摘自 Pells, 1983)

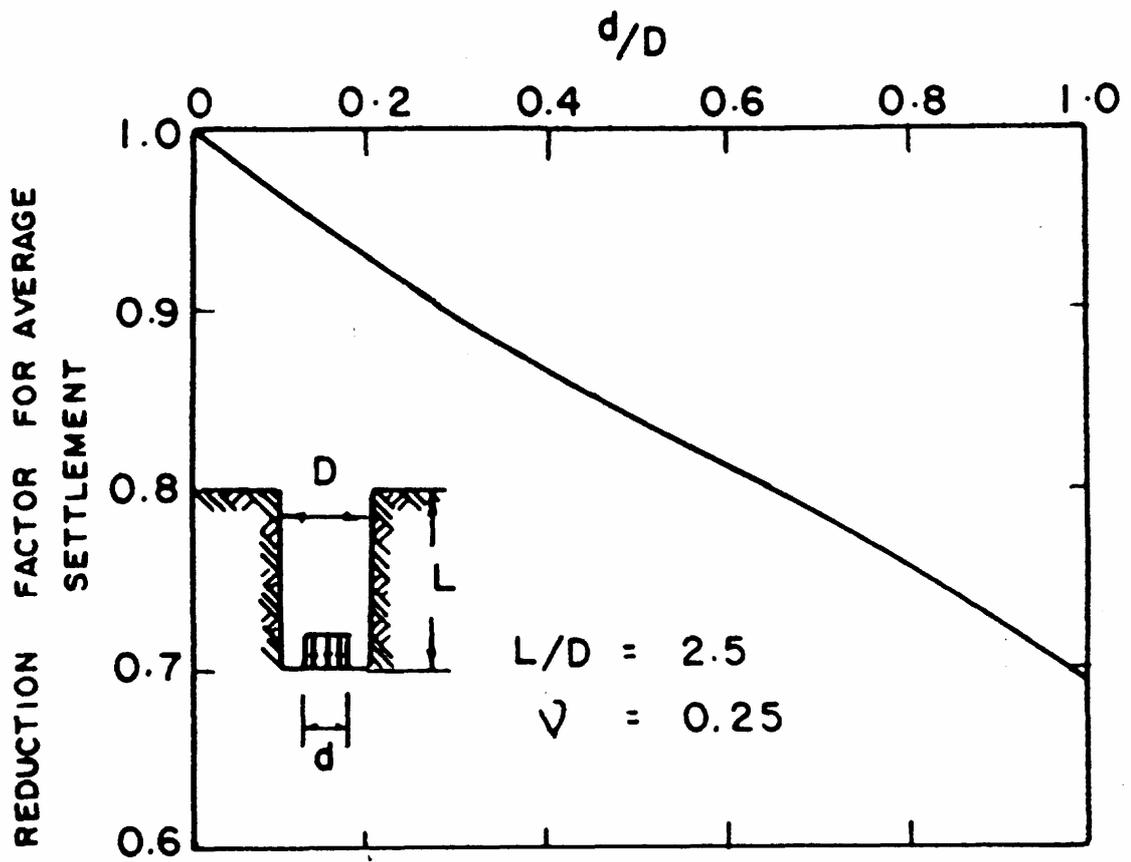


圖 2.15 在坑洞內施作平板載重試驗之修正因子

(摘自 Pells, 1983)

2.6.3 變形模數(modulus of deformation)之推估

岩石並不是理想的線彈性材料，所以必須利用平板載重試驗之應力-應變曲線結果來推求變形模數。在計算彈性模數時，可以選擇許多不同的變形模數，不同的斜率就會造成彈性模數有很大的差異。一般常取的三種不同變形模數為切線模數、割線模數、與回復模數，如圖 2.16 所示。

- 1.切線模數為應力-應變曲線上兩個緊接點的斜率，或是加載曲線中最接近線性變化的斜率。此種模數比較適用於小應力之改變情況。
- 2.割線斜率為由零點應力時到某一個應力值之應力-應變曲線斜率，這個模數必須要有完整的加載步驟，從零壓力到所求的載重。岩石通常因為微裂縫閉合與其他應力消滅之現象起始的應力應變曲線是凹面向上的。割線模數與切線模數的比值可以用作量測材料應力消滅之依據。比值等於 1 時表示沒有應力消滅之現象。
- 3.回復斜率為應力減載回來之應力-應變曲線的切線斜率，一般其值大於其他兩者模數，使用在有減載情況下。切線模數與回復模數之差異依據材料的遲滯現象能力與能量儲存量之大小。對於線彈性材料而言，三者模數結果是一致的。

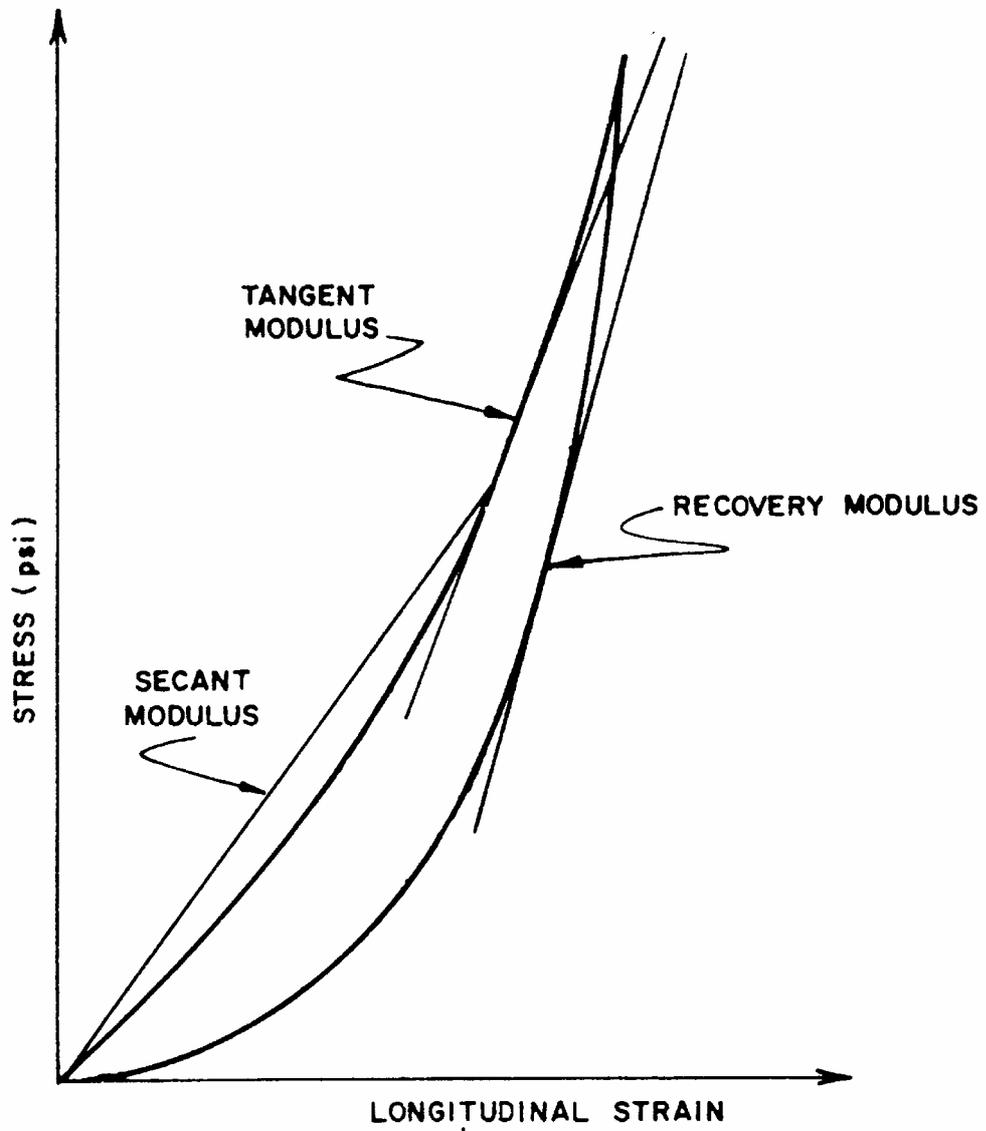


圖 2.16 切線模數、割線模數、以及回復模數之示意圖
(摘自 Dodds, 1974)

2.6.4 運用在軟岩時需注意之事項

- 1.孔洞平板載重試驗必須注意到反力系統之安全、以及孔底是否徹底清除淤泥，如果未徹底清除底部淤泥，將會造成很大的誤差。特別是軟弱岩石遇水弱化之特性，孔底淤泥更需清除乾淨。
- 2.ISRM (1981)建議在堅硬岩石上施作需加載到 6.9MPa，而在軟弱岩石中也需要有 5MPa 之承載力。
- 3.軟弱岩石的變形量遠較堅硬岩石大，故平板載重試驗之應變量至少要有 5%。
- 4.軟弱岩石之潛變也是需要考慮的。ISRM (1981)建議要得到岩石之潛變行為，必須一階段加載解載為 48 小時，而且加載需在解載到零壓力之後 24 小時才可施作。而軟弱岩石潛變所需時間是否需要如此長，則需要進一步研究。

2.7 可回收式試驗裝置(the retrievable test rig, RTR)

其主要的目的為模擬樁之行為，求取樁作用於軟弱岩石上之內側壁摩擦阻抗與基樁承載力。將對此試驗的歷史發展背景、儀器簡介、試驗步驟、特點、結果分析加以說明。

2.7.1 歷史發展背景

為了模擬樁載重試驗結果，Johnston et. al. (1980)針對墨爾本(Melbourne)興建鐵路高架橋之鑽掘樁試驗計畫發展出這套儀器。這些樁直徑為 1000mm 與 1250mm，共有 105 根，而有 85 根樁基座落在接近地表而且岩性不好的志留利亞紀泥岩層(Silurian mudstone)中。泥岩層的位置在地表下 2m 到 35m，而座落於此層的樁長為 5m 到 10m，其設計承載值為 3.5MN 和 6.0MN。

2.7.2 儀器介紹

可回收式試驗裝置可分成上、中、下三個部份，如圖 2.17 所示。

1. 上部

主要為架設量測儀器，在儀器底部平板架設直徑對側的點來量測垂直的偏差量。為了量測側壁剪力區域的偏差，在其上下表面都各架有兩組 LVDT。

2. 中部

為側壁摩擦力主要構件，其位在作用鋼架上方，灌上混凝土使其與樁孔之側壁可緊密接觸。儀器包括有混凝土塊(concrete annulus)、圓錐體(bucket)、一個小型平板千斤頂、混凝土座(concrete seat)、以及環狀橡皮圈(foam rubber gasket)。

(1) 混凝土塊，此為模擬鑽掘樁之側壁摩擦行為，所以以場鑄的混凝土塊為接觸材質，如此可以側壁更完整的接觸，更能反應實際行為。

(2) 圓錐體位在作用鋼架上方，主要設計為灌填混凝土之內模，使用薄的鋼板製作，以省下空間可以通過油管跟平板千斤頂相連，以及水管與抽水機相連。並且為了節省拆除試體之時間與人力，其形狀像是倒置的水桶。

(3) 小型千斤頂位在圓錐體的下方，直徑為 220mm，推動力為 400KN，其目的在於試驗後推動圓錐體移動，利用側壁摩擦力使得混凝土脫落，再拆除圓錐體，就可以輕易打破混凝土塊，然後就可以輕易的將儀器從孔洞內吊起。

(4) 混凝土座是為了避免混凝土與作用鋼架接觸，而且可均勻推動混凝土塊位移。

(5)環狀橡皮圈是為了塞住作用鋼架與側壁的縫隙，因為其材質具有可壓縮性，比起混凝土座效果會好很多，而且鑽孔的尺寸不會是正圓形，需要有此環狀橡皮圈。

3.下部

儀器下部包括有平板、平板千斤頂、作用鋼架(reaction frame)三個主要儀器。

(1)此平板與平板載重試驗的平板具有一模一樣的功能，只是其反力來源來自於側壁與混凝土的摩擦力。

(2)平板千斤頂位在平板之上，直徑為 920mm，每個千斤頂可施加 8600kN 之極限推力，總共有三個平板千斤頂。

(3)作用鋼架位在平板千斤頂上方，其具有兩種用途，一則為提供一個隔離空間，避免樁孔底部平板載重試驗與樁孔側壁剪力試驗兩者互相影響，干擾試驗結果；另一則為其內部可放置一大型抽水機，可以抽除樁孔之地下水。

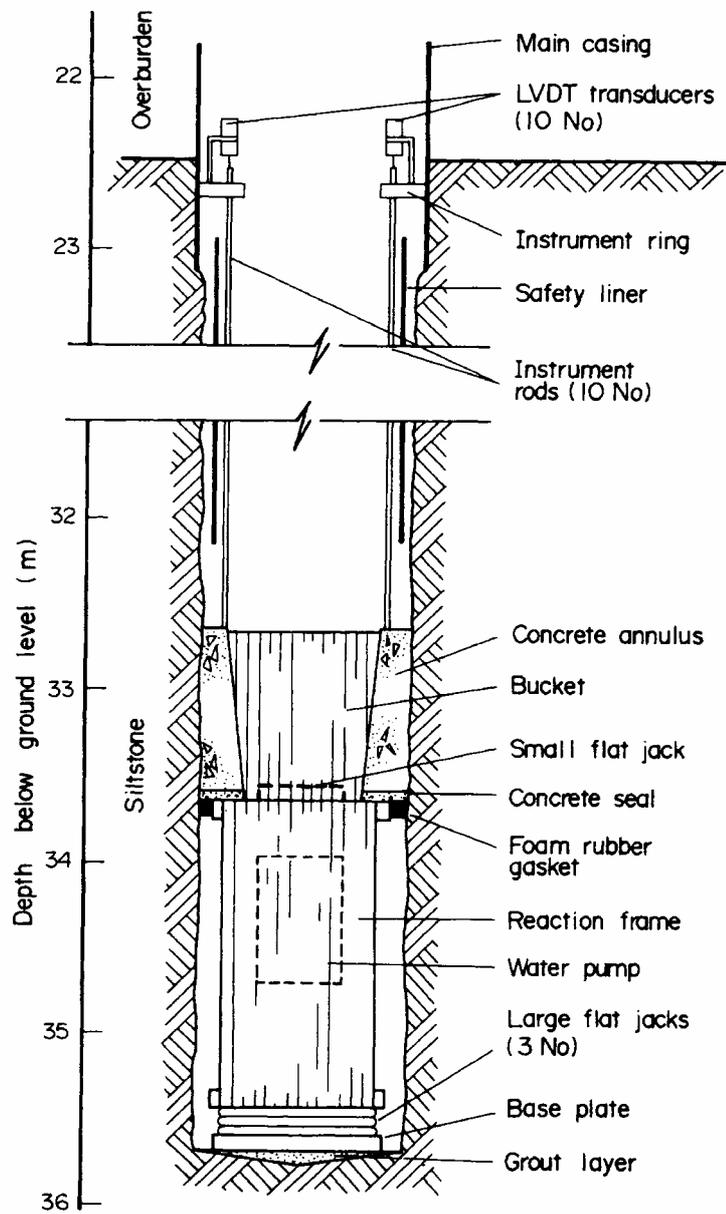


圖 2.17 可回收式試驗裝置(retrievable test rig)之試驗原理圖

(摘自 Johnston et. al., 1980)

2.7.3 試驗程序

鑽孔完成後，孔底淤泥必須清除乾淨而且為了保持孔底之完整性，必須下套管以確保儀器在放下時，可以穩定且準確的放置定點，而且可使放置期間沒有孔壁的岩塊坍塌至孔底。

因為作用鋼架直徑為 1100mm，大部份的樁孔直徑都是 1250mm，所以會造成作用鋼架與側壁有孔隙，如不加以填補，之後的灌漿將會使混凝土漏至孔底；所以必須填滿 75mm 之高密度海綿橡膠，且填滿 50mm 厚。然後很快的放置底座，灌製混凝土試體，並且放置 LVDT 量測桿件，連接油管、水管等接頭，最後才將量測儀器架設完成。

控制元件都架設完成後，就準備要開始進行加載試驗。試驗時，對最底部之平板千斤頂施加壓力，記錄量測儀器量到之變形量；維持壓力穩定，直到側壁剪力區開始發生潛變行為，再增加一階載重，如此做個數階載重；當達到一定壓力時，再進行減載試驗，減載時必須等到變形幾乎停止時，才可再減一階載重，直到壓力為零，再進行加載，如此加載，直到預計施作的最大壓力或破壞為止。

試驗完後，依據架設時之反向步驟，最重要的是要拆除混凝土塊。將小平板千斤頂加壓，使混凝土塊脫落，然後再拆除圓錐體，在將混凝土塊敲破取出，最後將儀器吊出。整個試驗從最初調查到最後的試驗完成移除裝置，約需要 8 到 11 個工作天。

2.7.4 試驗之特性

可回收式試驗裝置所施作之試驗具有以下五點特性：

1. 利用灌填混凝土來模擬鑽掘樁之側壁摩擦行為，以試驗之方法來印證樁設計之安全性。
2. 試驗操作的載重可超過樁之工作載重設計值，而且可以達到破壞要求

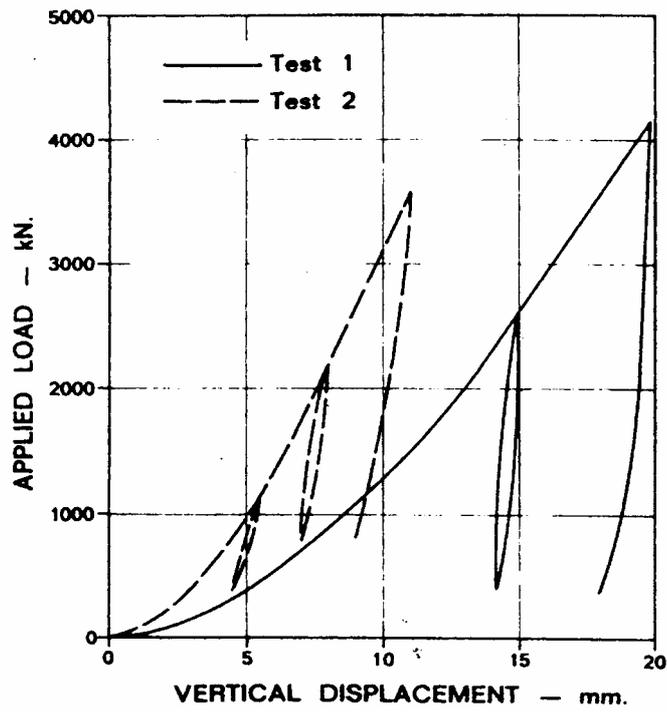
- 3.此試驗可在樁基設計的深度下施作。
- 4.試驗完後之鑽孔，可繼續完成樁之工程。
- 5.此試驗對施工期限之影響非常小。

2.7.5 結果分析

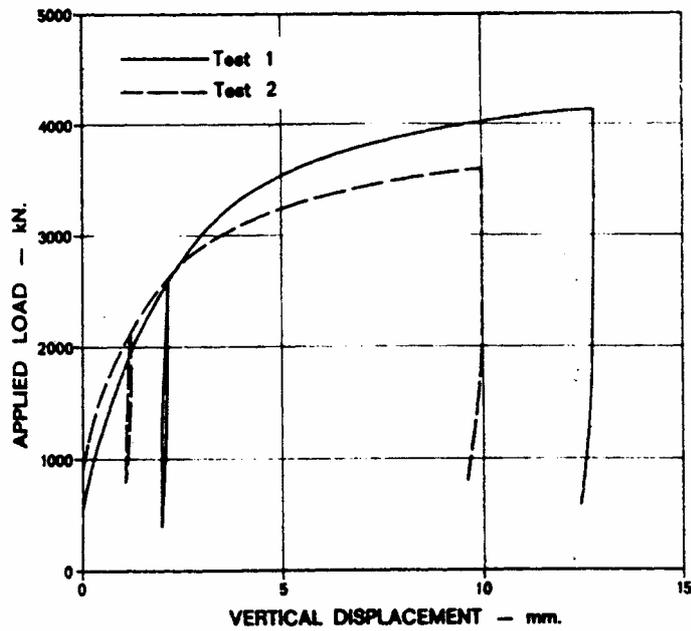
Johnston et. al. (1980)利用平板之推動力量與平板之位移量，來求取樁底之極限承載力，再推估樁設計之安全係數，並沒有利用平板載重試驗分析岩體之變形模數。側壁剪力試驗利用荷重和變形之關係圖，來求取最大側壁摩擦力，考慮傳統樁之設計方法，求出側壁剪力阻抗折減因子 α_c 。傳統設計樁身摩擦力大多採用凝聚力在乘上修正因素 α_c 來求取。

Johnston et. al. (1980)所做出之試驗結果，如圖 2.18(a)(b)所示。其中圖 2.18(a)為底部平板載重試驗之荷重與位移關係圖，圖 2.18(b)為側壁剪力阻抗之荷重與位移關係圖。





(a) 平板載重試驗之荷重與變形之關係圖



(b) 側壁剪力阻抗之荷重與變形關係圖

圖 2.18 可回收式試驗裝置之試驗結果

(摘自 Johnston et. al., 1980)

2.8 多功能孔內試驗儀 (BTD)

多功能孔內試驗儀為房正國 (1999) 所研發，初期未考慮儀器防水的功能，常因地下水的問題，造成試驗無法進行，所以簡慶賢 (2000) 進而加裝了防水設備，使儀器可在地下水水位面以下施作。

2.8.1 多功能孔內試驗儀之設計理念

多功能孔內試驗儀(BTD)，可在鑽孔內做類似傍壓儀之孔內千斤頂試驗(BJT)、鑽孔剪力試驗(BST)、以及孔底平板載重試驗(BPLT)。多功能孔內試驗儀之設計理念，在孔內千斤頂試驗方面，其設計概念採自 Goodman 千斤頂儀(Goodman et. al., 1968)之原理。在孔底平板載重試驗與鑽孔剪力試驗方面，其設計概念採自可回收式試驗裝置(RTR) (Johnston et. al., 1980)之原理。多功能孔內試驗儀是針對軟弱岩石之特性加以設計，參考前人對各單元試驗儀器所有之經驗，其目的是能夠以經濟、快速之方式施作軟弱岩石的現場載重試驗。



2.8.2 儀器介紹

多功能孔內試驗儀主體為本系統之試驗機構，分為上中下三段。上段為上部千斤頂試驗裝置，內部利用高壓傍壓儀或 Menard 預鑽式傍壓儀，使其膨脹推擠孔壁；此外，在施作平板載重試驗時，可以同時對側壁施作鑽孔剪力試驗，以求得鑽孔側壁剪力與變形之行為；中段為中部傍壓儀放置筒與擷取盒裝置，下段為下部平板載重試驗裝置，利用 300kN 之油壓千斤頂推動平板，同時也推動上部千斤頂試驗裝置，進行鑽孔剪力試驗。有關儀器詳細之細節，將於第三章中加以闡述。

2.8.3 解析方法

孔內千斤頂試驗結果，引用 Goodman et. al. (1968) and Heuze (1993)所提之公式：

$$E_{x,j} = A \cdot B \cdot D \cdot \frac{\Delta Q}{\Delta D_x} \cdot T^*$$

$$E_{y,j} = A \cdot B \cdot D \cdot \frac{\Delta Q}{\Delta D_y} \cdot T^*$$

其中

$E_{x,j}$ 、 $E_{y,j}$:分別為孔內千斤頂試驗得到岩體橫向之x軸與y軸的彈性模數，MPa

A: 為三度空間修正因子，一般假設為 0.86

B: 為內部壓力效能修正因子，以 Goodman 千斤頂儀為例，值為 0.93

D: 為鑽孔直徑，mm

ΔQ : 為傍壓儀內部壓力增量，MPa

ΔD_x 和 ΔD_y : 為傍壓儀量得之x、y方向之徑向變形量，mm

T^* : 為接觸角 β 與卜松比 ν 之函數

利用孔內千斤頂試驗可分別求得岩體橫向x軸與y軸的彈性模數 $E_{x,j}$ 與 $E_{y,j}$ 。

使用底部平板千斤頂所進行多階段加載，得到平板載重試驗之荷重-變形關係曲線，亦可利用 Pells (1983)之公式：

$$E_{z,p} = \frac{Q_p}{\rho D_p} (1 - \nu^2) \mu_0$$

其中

$E_{z,p}$ 為孔底平板載重試驗得到岩體縱向之z軸的彈性模數，MPa

Q_p 為平板加載荷重，N

ρ 為垂直沈陷量，mm

D_p 為平板直徑，mm

ν 為岩體之卜松比

μ_0 為孔底平板載重試驗之深度修正因子

2.8.4 多功能孔內試驗儀之優缺點

多功能孔內試驗儀本身具有多項優點及些許的缺點，在此將其提出，在後續的研究中可以加強儀器的優點，並改良儀器之缺點，使儀器在試驗上更為便利、準確。

優點:1.儀器是多功能的，可同時施作孔內千斤頂試驗、鑽孔剪力試驗、孔底平板載重試驗。

2.儀器屬中型試驗，可考慮現地尺寸的影響。

3.可由試驗結果求得現地的工程參數。

缺點:1.孔內千斤頂試驗裝置設計不當，造成試驗後，儀器會有損壞現象。

2.上部位移量測系統，在儀器吊放過程中，會造成其桿件斷裂或彎曲。

3.孔內千斤頂的解析方法直接套用 Goodman(1986)所建議之方法，但是由於尺寸、機制不同，所以其解析方法已不適用。