

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

子計劃一：膠結不良沉積岩層之深基礎行為(3/3)

計畫類別：整合型計畫

計畫編號：NSC93-2211-E-009-005-

執行期間：93年08月01日至94年07月31日

執行單位：國立交通大學土木工程學系(所)

計畫主持人：黃安斌

報告類型：完整報告

報告附件：出席國際會議研究心得報告及發表論文

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 95 年 7 月 3 日

膠結不良沉積岩層之深基礎行為(3/3)

Behavior of Deep Foundations in Poorly

Cemented Sedimentary Rocks (3/3)

計畫編號：NSC 93-2211-E-009-005

執行期限：93 年 08 月 01 日 至 94 年 07 月 31 日

主持人：黃安斌 國立交通大學土木工程系 教授

中文摘要（關鍵詞：軟弱岩石、基樁、現場試驗、光纖監測）

台灣中北部（桃園至台中）麓山帶地區出露之地層，在地質年代上均屬於甚為年輕之地層，屬於『極軟弱至軟弱』之岩石。其組成之砂岩普遍具有固結差，膠結不良、遇水極易軟化之特性，於原地層中尚可如正常固結之岩石，然往往以手冊才捏擠即成爲砂土，經水浸泡後亦成一團砂土。由於此等介乎土壤及岩石間大地工程材料之性質與工程行爲仍非十分確定，欲於此類地層上構築結構基礎，岩體之性質、基礎之承載值、力學之行爲等問題，在國內外相關文獻報導都有限，仍需進一步研究。本研究爲『膠結不良沉積岩層之大地工程行爲』整合型研究計畫之子計畫（一），主要目的是延續前五年所執行『極軟弱年輕砂、頁岩層之力學行爲』與『極軟弱岩石的大地工程行爲』整合型研究計畫之成果，使其與大地工程設計施工結合。本計畫工作項目包括（1）在現場進行基樁載重試驗、（2）嘗試使用光纖光柵監測儀器做基樁局部應變與岩體局部變形之監測、並（3）根據試驗結果評估軟弱岩石上基樁之行爲。

英文摘要（keywords： weak rock, pile load test, fiber optic sensor）

The outcrops in northern and central foothill regions of Western Taiwan are young or very young according to their geological age. They can be classified as “very weak to weak” rocks. The sandstone that constitutes part of these soft rocks is often poorly consolidated, weakly cemented, and prone to soften when exposed to water unconfined. Under the field conditions these sandstone or shale may behave as a consolidated rock. The same material however could be crushed by fingers or turn into a pile of sand when soaked in water. The behavior of these soil/rock like geomaterials is not well understood. Subjects such as the characteristics of the rock mass, foundation bearing capacities, mechanical behavior of these types of weak rock relevant to foundation design demand further research. This project is the sub-project (1) of a collaborated research on “Geotechnical Engineering Behavior of Poorly Cemented Sedimentary Rocks”. It extends an earlier collaborated research project on “Mechanical Behavior of Very Weak Sandstones and Shales”, and “Engineering Performance of Very Weak Rocks” conducted in the past five years. The aim of the current research is to expand what was accomplished in the earlier endeavors into aspects that are applicable to geotechnical engineering designs. The main objectives for this sub-project include: (1) conduct field pile load test in a weakly cemented soft rock formation; (2) explore the possibility of using the optic fiber Bragg grating to measure the strain distribution within the test pile and local displacement in the rock mass during the load test; and (3) evaluate the behavior of the test pile in the weakly cemented soft rock according to the analysis of the pile load test.

第一章 前言

1.1 計畫緣由

台灣中北部(桃園至台中)麓山帶地區出露之地層，在地質年代上均屬於甚為年輕之地層，屬於『極軟弱至軟弱』之岩石。其組成之砂岩普遍具有固結差，膠結不良、遇水極易軟化之特性，於原地層中尚可如正常固結之岩石，然往往以手冊才捏擠即成爲砂土，經水浸泡後亦成一團砂土。由於此等介乎土壤及岩石間大地工程材料之性質與工程行為仍非十分確定，欲於此類地層中構築結構基礎(諸如台北金融大樓基礎)，其岩體之性質、基礎之承載值、力學之行為等問題，在國內外相關文獻報導都有限。本計畫(一)『深基礎在軟弱岩石中之行為』延續先前研究之成果專注於軟弱岩石中基樁行為。將基樁貫入岩盤形成岩鎖(rocks socketed)基樁通常可以獲得較佳的樁面摩擦承載力，岩鎖基樁在受載重時其樁面摩擦力通常大於根據原現地應力與介面摩擦係數計算所得之承載值，產生額外的承載力。其原因在於樁身存在有粗糙面，而在受到載重時會樁面周圍岩體受剪脹行為之影響而造成額外的正應力，因此早期 Williams et al. (1980) 提出以定勁度直剪試驗(Constant Normal Stiffness Shear Test, CNS)之實驗方式來模擬樁在岩體中之實際情形，並在其後進行了許多的室內試驗，但在現地的實驗結果則較少提出樁身周圍的岩體之變形量，而無法證實現地是否與室內實驗的結果相仿，故本研究在現地進行一樁載重試驗來探討此種現象是否才能適用於現地的情况。

一般研究軟岩材料的性質，多採實驗室試驗，但在取樣時，卻因鑽探過程破壞了原本的組織。且軟弱岩石材料中常存在有裂縫、層面及節理，造成實驗室的結果無法正確地判斷現地的情形，無法歸納出工程參數與力學性質，所以對於軟岩材料若施作現地試驗，較可以瞭解現地的材料性質，也可以減少擾動對材料性質的影響，因此本研究選擇一岩體為軟岩之場址進行試驗。本研究接收 Burland (1995)之建議與挑戰，在軟岩試體中安裝應變感應系統以量測基樁受載時，軟岩試體中應變量之分佈情况。原計畫採用類似 Smith and Burland (1976)之高精密度岩體鑽孔中多點伸張儀結合傾斜管之觀念製作。主持人近期研發完成使用光纖光柵(Optic Fiber Bragg Grating, FBG)之地層扭曲感應系統(陳志陽, 2001)，其功能遠超過 Smith and Burland (1976)之方法。在軟岩中鑽孔安裝 FBG 地層扭曲感應系統來觀測在基樁受載時周圍軟岩地層中位移之分佈。量測所得結果使用潘以立(1991)所提出之複降伏面模式的觀念做一驗證與結果之整合。

1.2 研究目的：

本研究之主要目標為完成軟岩地層之樁基礎承載力試驗，藉以明瞭當樁基礎受載時周圍岩體變形的變化情形，及提出適合軟岩基礎承載力分析與受載沉陷計算之模擬方法，本研究目的包括：

1. 在新竹地區之軟弱岩層中進行樁基礎承載試驗，量測基樁底部以及周圍岩體變形之分佈。
2. 除傳統之測傾外亦使用以光纖光柵為基礎之應變感測裝置進行現地試驗之基樁與岩體底部變形監測。
3. 使用試驗所得之實驗數據評估軟弱岩層中基樁之行為。

1.3 研究內容與方法

本研究從文獻回顧與試驗施作兩個方面進行。於文獻回顧方面，蒐集並整理各種樁基礎承載理論分析，以及相關的承載試驗施作。試驗方面是以一基樁載重試驗為主，此載重試驗在新竹縣寶山第二水庫工地周圍進行。研究團隊首先在試驗場進行一系列之鑽孔、現地傍壓儀試驗、懸吊式孔中剪力波速量測 (PS Logging test)、以及跨孔與下孔式剪力波速量測。這些試驗之目的是確立軟弱岩石之勁度與強度之工程行為參數。

於試驗施作方面，使用光纖光柵 (fiber Bragg grating, FBG) 做為試樁底部之鉋筋計來良策基樁受載時其軸向承載力之傳遞 (load transfer) 之行為，此一量測結果亦與傳統使用應變計之數據做一比較。在試樁周圍岩體中安裝傾斜管，部分之傾斜管底部安裝能夠量測變形位移之節理式光纖光柵偏斜儀 (FBG segmented deflectometer, FBG-SD)，量測周圍岩體的變形狀態和基樁底部應變分佈情形。之後配合現地傍壓儀試驗的結果，判別模擬時複降伏模式所需參數的值，並將得到的結果和相關的文獻分析作比較。

第二章 文獻回顧

本研究之現地實驗以模型樁基礎試驗做為模擬結果的比較對象。本章首先介紹光纖光柵感測系統，並對其原理及應用作一概述，然後針對軟弱岩石之特性以及岩石基礎承載行為作一描述。此外介紹前人對岩鎖基樁承載行為的研究成果，主要的內容包含：影響樁側壁阻抗大小的因素、樁尖承載力的大小、樁受載時之破壞情形和如何判別等相關項目，另外才對本研究採辦之複降伏面與降伏面詳模式、漸進降伏面模式做整理與回顧。

2.1 光纖光柵地層移動監測原理與儀器製作

光纖是二十世紀最重要的工程發展之一，除了在通訊科技上造成重大的革命，光纖感測技術(fiber optical sensing)亦在蓬勃的發展當中。光纖感測技術具有許多傳統電子感應技術沒有的優點，包括(1)體積小—光纖直徑一般為 100-125 μm 體積甚小；(2)耐久性高—光纖之主要成份是矽(silica)為非金屬，可以長期埋在地下而不易磨蝕或改變其性質；(3)光纖利用光來傳遞資訊不受電磁干擾；(4)可以在同一光纖上做多點分佈式的監測。

利用光纖光柵 (Optic Fiber Bragg Grating, FBG)之原理可量測光纖於施作光柵處所受到之應變，利用此光纖應變感應器，可研製各類型的傳感器，日於測傾管等地層變位監測最為常見之方法，本工作團隊將採辦此一已成功研發之 FBG 觀測技術，取代傳統電子式之測傾儀。

2.1.1 光纖光柵應變感測原理

FBG 是利用雷射在光纖曝光時造成一系列折射率週期性永久的改變，對應折射率週期性改變的間距為 d ，當一寬頻光源進入此一光纖時，除了滿足布拉格條件(Bragg condition)的特定波長 λ_B ，其餘波長都會因為相位差而相消；而當 FBG 受到外力產生應變時，造成原本間距 d 的改變增加量為 Δd ，使得該特定波長 λ_B 反射回來一增加量 $\Delta\lambda_B$ ，利用兩者，可以求得應力施加後所引致的應變量大小，圖 2-1 為其量測原理示意圖。

日於 FBG 特性，在實務的應用上，應力施加產生應變以後，不只是反射回來的 $\Delta\lambda_B$ 會改變，光纖的有效折射率 n 也會同時改變；而且也會受溫度影響而改變其反射波長，但是藉日本計畫團隊在長達六年的研究，相關的修正技術已經有效掌握，並在實際的應用中獲得良好的成效。目前 FBG 技術已經可以作為傳統應變計的良好替代方案，且具有被動式感測器的相關優點。FBG 與傳統電阻量測器最大的不同點，在於光纖的多工特性，並不受限於傳統電子通路一對一訊號傳輸的要求，只要在光柵製作時安排不同的波長的光柵製作於同一條光纖上，利用足夠強度的寬頻光源，就可以同時量測數點至數百點的應變訊號。若以傳統的電路排列需要安置數百條的電線，且電線之間彼此因為電磁效應會相互的干擾，產生雜訊，影響量測結果的準確性；光纖感測器不但只需要一至兩條的光纖即可，不佔空間，另外沒有電磁

干擾的問題，只要光源足夠就可以大量使用，準確性不減。

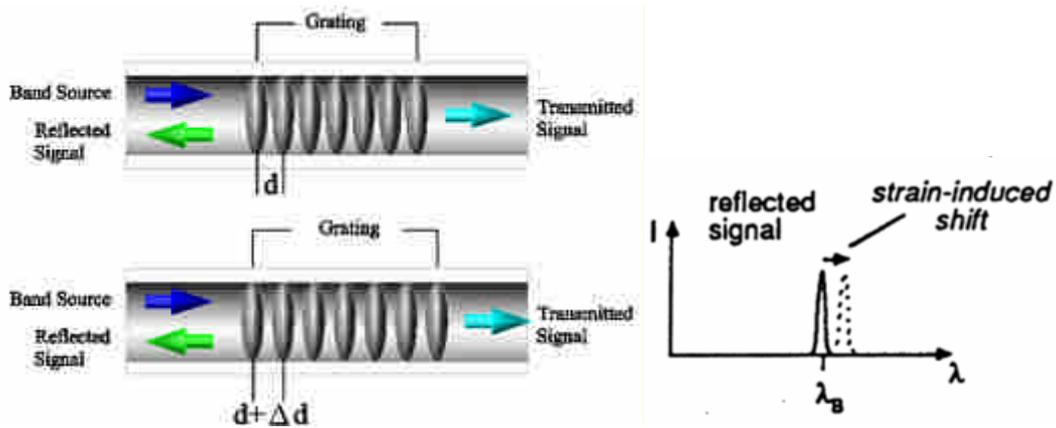


圖 2-1 光纖光柵量測原理示意圖 (簡旭君, 2003)

2.1.2 FBG 地層變形監測技術

在本計畫中所使用之 FBG 地層監測技術稱之為節理式光纖光柵偏斜儀(FBG segmented deflectometer, FBG-SD)，能夠與傳統測傾管配合使用。FBG-SD 是將一長約 215mm，直徑約 10mm，使用塑膠製成之柔性軟管(flexible tube)外，相隔 180 度黏貼成對的光纖光柵。在此應變感測元件兩端加裝鋁片剛性材料如圖 2-2 所示，將兩端剛性材料所受到的應力傳到中間柔性材料上，此時對柔性材料會有應變集中的現象，也就會有將應變放大的效果。在應變感測元件兩端加裝鋁片剛性材料構成節理(segment)之部分。節理又分量測節理(measurement segment)與延伸節理(extension segment)兩部分。量測節理上裝有支架(stud)，其大小與形狀與傳統測傾管(inclinometer casing)及其內部之凹槽相匹配，藉由彈簧(spring)之拉力來保持支架與測傾管凹槽之密合。延伸節理為一硬體，沒有任何自由度，其唯一目的為根據量測需要來改變或延長量測節理間之距離。量測節理亦安裝兩個軸承，其中一個軸承與監測管方向平軸(軸向軸承, longitudinal bearing)，其目的在於解除感測器受監測管軸向力(包括重力與摩擦力)與扭力對感測器之影響，另一個軸承與監測管方向垂直(橫向軸承, lateral bearing)，安裝在量測節理之中心點，其目的在於限制量測節理只能以橫向軸承為中心旋轉而增加結果分析之可靠度。柔性軟管之一端以雙螺絲固定於量測節理，另一端插入軸向軸承中，可以沿軸向滑動或轉動，柔性軟管之中心與橫向軸承在同一位置。偏斜儀在現場組裝，以量測節理與延伸節理交互連接而形成，連結完成之偏斜儀隨即放入測傾管中(圖 2-3)。傾斜管因為地層滑動或被監測結構體變形而發生扭曲的時候，變形監測管經由光纖或其他應變感應器量測柔性軟管彎曲變化量，計算並累積變形監測管因地層移動而造成之彎曲角度，再根據此角度之變化來計算地層移動量。

在實驗室中可標定出光柵波長改變量與角度變化量的關係，根據標定結果計算，光柵波長改變 1 pm (10^{-12} m, 解析儀所能讀取之最小 FBG 波長改變量)所對應之，剛性段間之夾角改變量在 0.0012 與 0.0018 度之間。在監測地層滑動時我們可以將多個 FBG 偏斜儀串接在一

起，並將量測到的角度換算成側向位移量，偏斜儀能夠容許的彎曲角度可達 3.0 度上下。

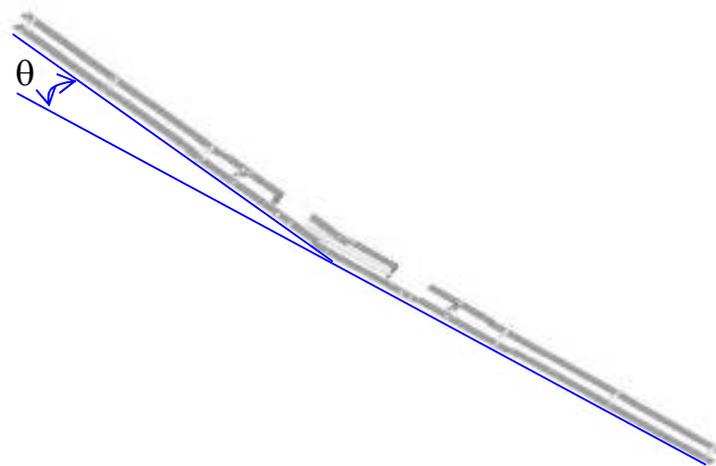
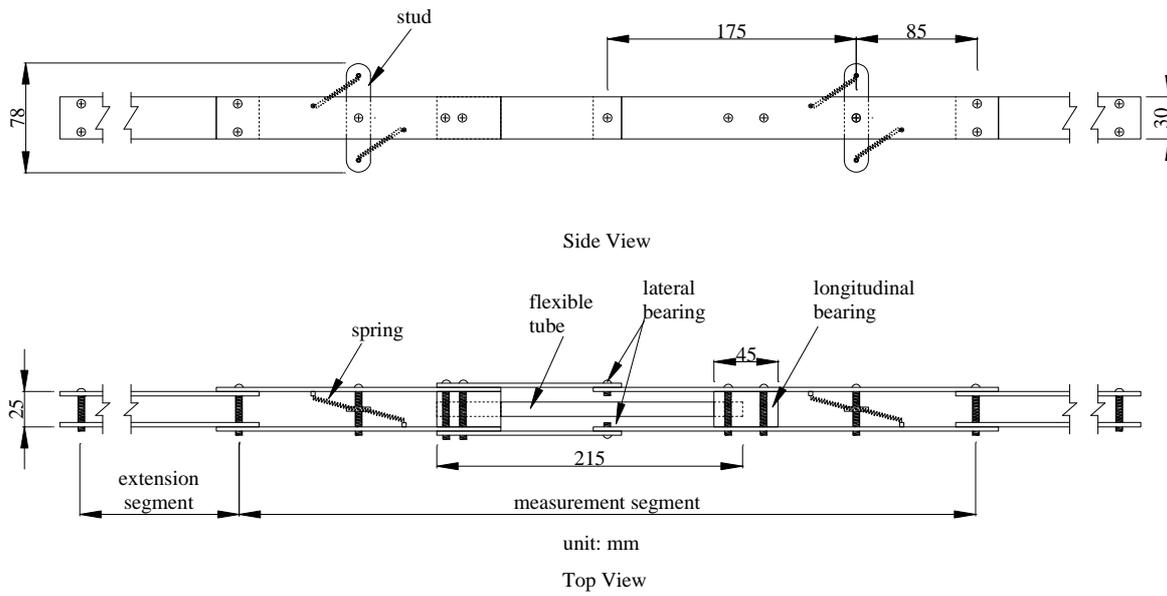


圖 2-2 FBG 偏斜儀設計示意圖

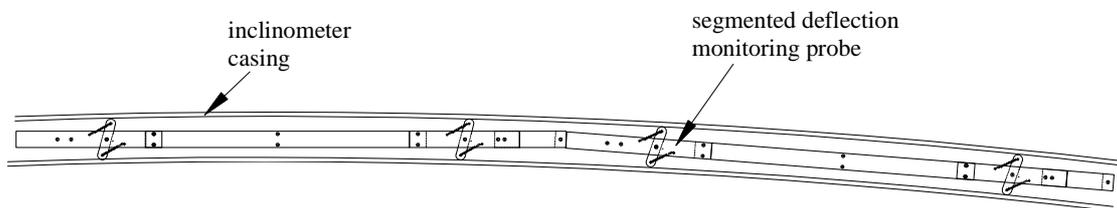


圖 2-3 節理式設計之訊號放大效應

2.1.3 FBG 偏斜儀及儀器規格

FBG-SD 解析儀精度可達到 $0.00125^{\circ}/1\text{pm}$ ，若以一節 1m 為例，量測解析度可達到 0.0218mm。由圖 2-4 儀器畫面可看出，在光源可供給的光波波長範圍內，光柵波形如

山峰一般，上面尖端的一小點則是儀器所擷取出光柵中心波長尖峰值。若將顯示範圍縮小，如圖 2-4 所顯示範圍，可以發現其實光柵波形比較類似於平緩的高原波形，波形頂端平坦，橫跨範圍約有 300pm，經由儀器計算擷取出的波形中心波長值誤差在 2pm 之內。本次監測採用布拉格反射波長(λ_c)介於 1524nm 至 1563nm、反射波長寬($\Delta\lambda$)小於 0.25nm、反射率(reflectivity)大於 99.5%的光纖光柵。本研究採用如圖 2-5 所示，美國 Micron Optic 公司所製造，型號為 SM420 之光纖光柵掃瞄分析儀(Fiber Bragg Grating Swept Laser Interrogator 或 FBG-SLI)。

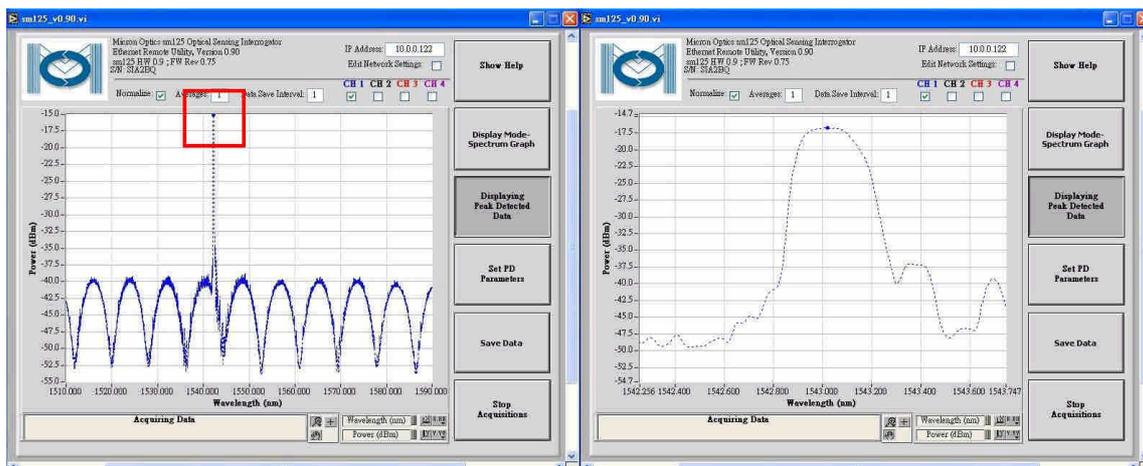


圖 2-4 (a)FBG 波形 (巨觀); (b)FBG 波形 (微觀)



圖 2-5 光纖光柵掃瞄分析儀

2.1.4 室內標定方法與結果

室內標定分為二個階段，單一的FBG-SD到整體FBG-SD之組合：

1. FBG-SD單元標定量測節理彎曲角度與FBG波長變化之關係。本標定之目的在品質確認以及建立未來整體FBG-SD數據解析之基本資料。
2. 複數FBG-SD之標定在確認整合後之量測功能。

單一量測節理標定

測解理標定時將量測節理一端固定於光學桌上，如圖2-6所示，利用兩金屬塊將軸承兩端夾緊，使得量測節理大致上呈現一直線。位移的方式為利用微調儀於另一端推動量測節理，來回反覆推動4次回到原點。將此各個角度波長相差量記錄下來，依試驗順序畫出來成一邊的閉合圖形。此圖形理論上將會成爲一直線，以相關係數 R^2 表示其相關性。

此設計所試驗出角度與波長改變量相關係數最好可達到相關係數 $R^2=1$ ，若是 $R^2<0.9995$ ，為了使得儀器的準確度能更精準，則將此變形軟管淘汰不用，事實上新改良設計的製作良率已經提升至九成。圖2-7為標定相關係數 $R^2=1$ 之情況與標定相關係數 $R^2=0.9996$ 之情況，以單元長度1m為例，正負 2° 標定位移量所對應位移量為70mm/m，對於地層監測已是足夠。

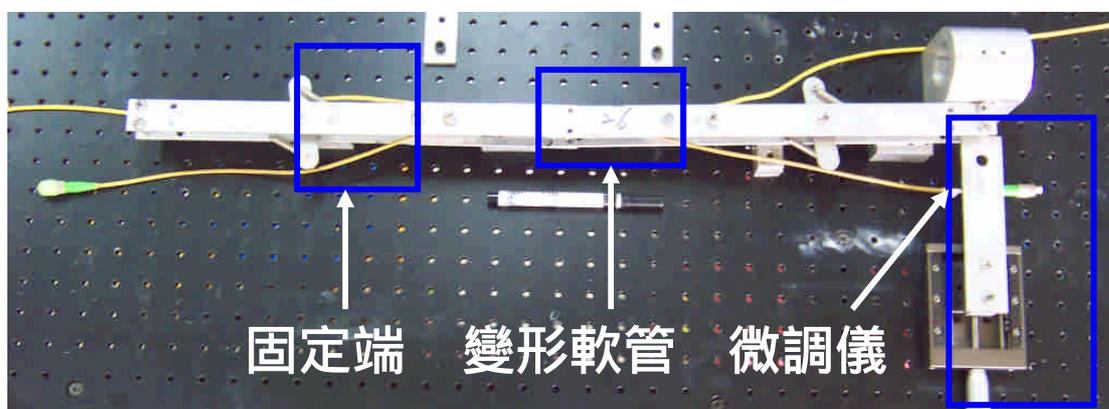


圖 2-6 量測節理標定設置照片

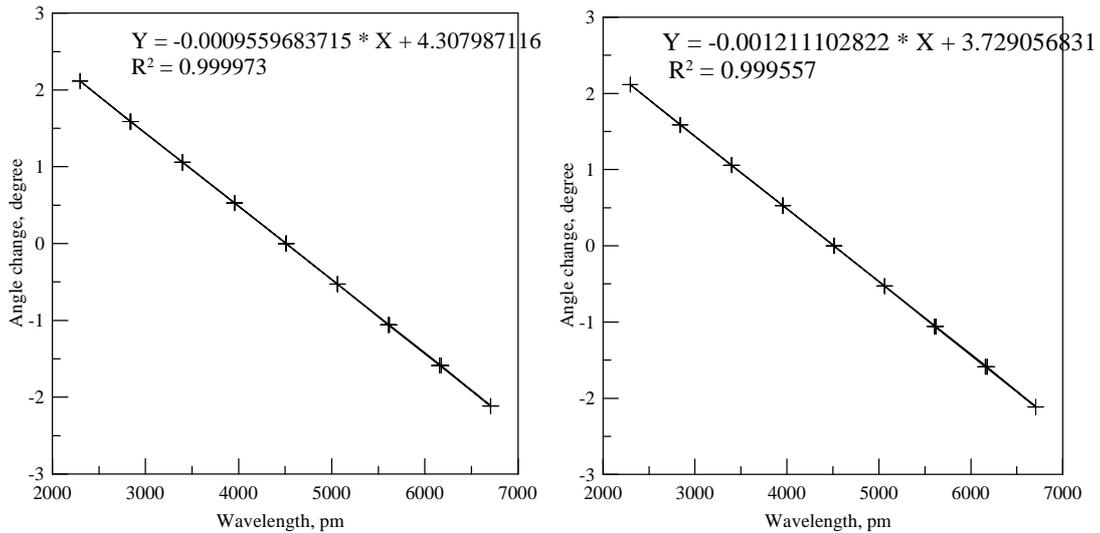


圖 2-7 標定結果相關係數(左) $R^2=1.0000$ (右) $R^2=0.9996$

9 公尺測傾管室標定

室標定採用三根共構的9公尺長測傾管進行，三根測傾管利用夾具予以束制，使得位移皆相同。其中一管放置 FBG-SD，另一管放置傳統測傾儀，設定不同的人造變形比較兩套儀器所得到之位移量。測傾管組設置如圖 2-8 所示。9 公尺傾斜管室標定初步先試驗兩種地滑類型，此兩類地滑所造成測傾管的兩種變形，將之稱為懸臂型及弓型，製造變形方式為於夾具與樓梯柱間放置厚約 3mm 鋁片，依所需增量放置所需鋁片，施做懸臂型變形時於最上層（高程 8.5 公尺）夾具放置鋁片，弓型則於中間（高程 5.3 公尺）放置鋁片。事先讀取光纖光柵及測傾儀讀數，設定人造變形約 3~5 分鐘後再讀取一次讀數，且二次讀數相減可得到變形曲線。再增加鋁片數量得到一組變形量由小到大之變形圖，其結果分別如圖 2-9 與圖 2-10 所示，可得知光纖偏斜儀與測傾儀讀數在此兩種型變形情況下都可以正確的反應變形趨勢。



圖 2-8 九公尺測傾管設置照片

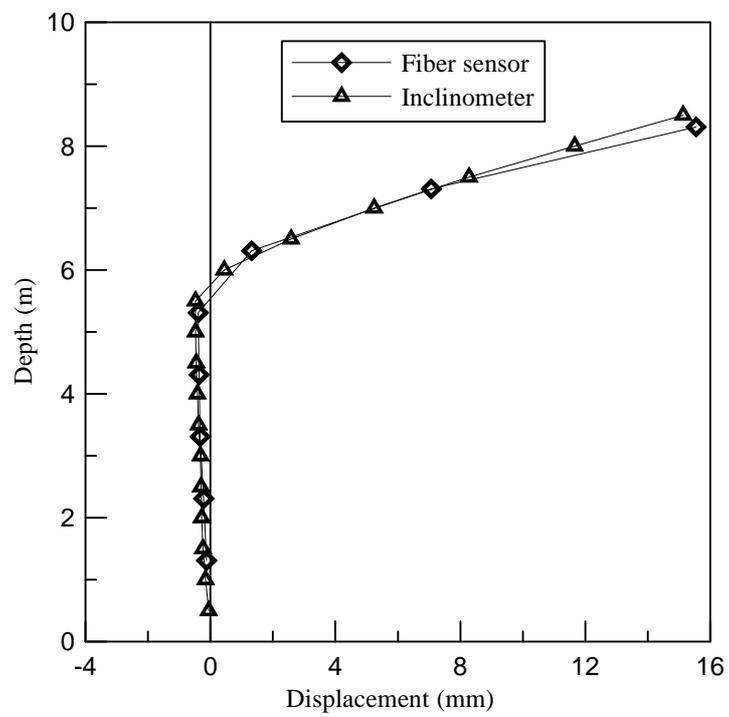


圖 2-9 最大位移為 16mm 懸臂型之 FBG 彎曲儀與測傾儀結果比較

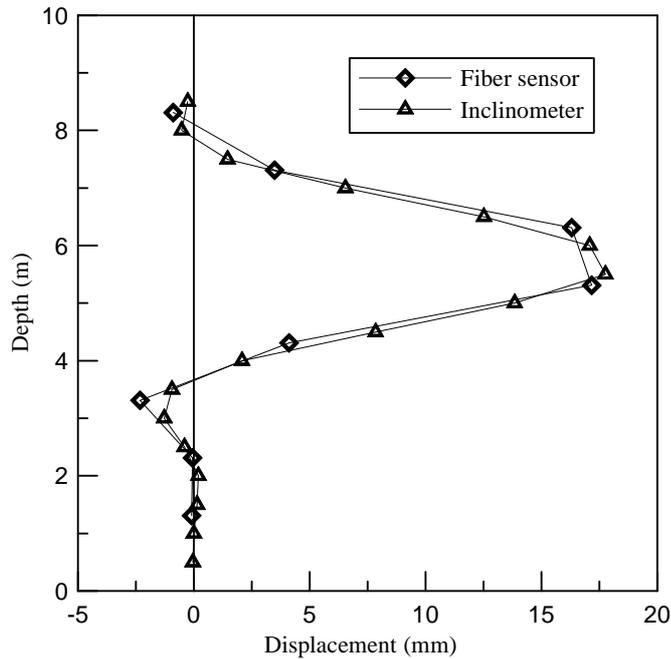


圖 2-10 最大位移為 17mm 弓型之 FBG 感測器與測傾儀結果比較

2.2 軟弱岩石之介紹

由於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。國際岩石力學協會 (ISRM) 將單壓強度 0.25~25 MPa 間之岩石歸類為軟弱岩石。在此強度定義下之軟弱岩石包括了堅硬黏土、極軟弱岩石、非常軟弱岩石及軟弱岩石部份，如圖 2-11 所示。

2.2.1 軟弱岩石的特性

砂岩的形成經過齡化作冊、緩和之成岩作冊、長久之固結作冊三大階段 (Barton, 1993)，而膠結不良之軟弱砂岩則是由於固結作冊階段時間短，所以無法完全發揮顆粒膠結與互鎖完好之成岩作冊。因此年輕地層之軟弱砂岩可能是由於疏鬆的沈積物經歷密作冊、填充作冊與膠結作冊等之成岩作冊而形成，未經過熱與壓力才能引發的岩化作冊，故無法形成堅硬之岩石。

因軟弱岩石的特性是介於土壤與岩石間，故近來已有多位學者對軟弱岩石作了許多研究，在此將其研究結果整理出以下幾點的基本特性：

一、孔隙率大：

Oliveria (1993) 提出軟弱岩石在風化時，顆粒間所填充的膠結礦物被溶解流失產生孔隙，因此孔隙率會增大。另外岩石之組成礦物衰退，亦使得岩石內部產生裂隙，因此影響岩石組構。Bell (1993) 於研究中顯示，軟弱砂岩之飽和時單軸

壓縮強度較乾燥時減少許多，證明軟岩之高孔隙率導致孔隙水填補後弱化岩石之影響。

二、變形性大：

Oliveria (1993) 認為軟岩因其孔隙率大之緣故，故於含水量或所受之應力改變時，產生之變形量較一般岩石為大。另外，若軟弱岩石所含膠結物質成份以黏土礦物較多時，則遇水易生膨脹並且強度變低或產生解壓膨脹之行為。

三、膠結不良：

Barton (1993) 指出軟弱岩石由於固化時間短，故成岩作用不完全，導致軟岩顆粒間之膠結礦物膠結性差，所以易受庫化作用影響導致強度降低。Oliveria (1993) 則指出軟弱岩石因其膠結性差且吸水率高，使得軟岩極易因乾濕循環而產生消散(slaking)現象。

四、低應力狀態下產生體積膨脹：

Dobereiner et al. (1986) 指出軟弱砂岩在單壓試驗中，於很低之應力狀態下體積會膨脹。林傑 (1997) 則指出於低應力下剪動時，木山層之軟弱砂岩隨剪應力增加而快速膨脹，但於高圍壓或剪應力較低時，則無剪脹行為發生。

小應變之應力-應變行為接近線性：Tatsuoka and Kohata (1995) 指出軟岩在微小應變 (0.001%) 以下的應力-應變呈線性關係，而一般建築物構築於地層上所造成之地盤變形並不大，因此由小應變量測來得到之變形模數，在預測地表的變形或是建築物的位移時會較為準確。一般在未使用小應變量測所求得之軟岩勁度會較小。

2.2.2 軟弱岩石在工程應用上之力學行為

Stimpson et al. (1979) 與 Burland (1989) 指出因工作載重加載所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行為更加瞭解。Kim and Tatsuoka (1994) 指出軟岩在小應變時之楊氏係數 E_{max} 和現地剪力波速得到的 E_f 值非常一致，而室內超音波試驗得到的彈性模數 E_d 則略大於 E_{max} 和 E_f 。在小應變下排水或不排水試驗得到的 E_{max} 是相似的，無圍壓之 E_d 值比有圍壓 E_d 值小，此種差別在庫化度大的砂質泥岩和泥岩試體間最為明顯，此結果顯示試體會因取樣而形成裂縫，並對室內實驗結果造成影響。因此若要由室內試驗推估現地岩體之行為，恢復現地應力狀態即相當重要，而無圍壓縮試驗因相當於大大地減低了現地之應力，故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四百到一千之間。

Hight (1995) 指出細微裂縫在軟岩的應力應變特性上有很大的影響。由圖 2-12(a) 可得裂縫在小應變範圍會降低勁度，且加大非線性段。而圍壓的增加可使微裂隙閉合且讓小應變範圍之勁度增加，直到微裂隙全部閉合為止，如圖 2-12(b)。因此軟岩之小應變行為對於工程的應用較具意義，對於小應變行為之研究也就更顯重要。

2.2.3 台灣中北部上新-更新世軟弱岩層之概述

因本研究之場址為寶山第二水庫之停車場預定地，而此區域之地質以草蘭層以及頭

料山層為主，故針對卓蘭層及頭料山層之情形做以下介紹（據自何春蓀，1987）：

1. 卓蘭層：平均厚度約兩千公尺，廣泛地分佈於本島西部麓山帶上，時代約為上新世晚期至更新世早期，主要為砂岩、粉砂岩、泥岩和頁岩之互層。岩層厚度自數十公分至兩公尺不等，而於岩層中之岩相變化相當劇烈，又缺少指準層，所以很難再把卓蘭層細分為若干較明顯的岩段。砂岩通常呈淺青灰色或淡灰色，顆粒較細並略含雲母質，厚度為數十公分至兩公尺不等，有些較厚之砂岩可達到五公尺以上之厚度。砂岩之種類有混濁砂岩及亞混濁砂岩等。本層砂岩之膠結物約40~60%為泥質，因此膠結性差，另外又因壓密不足，故結構疏鬆，於野外以手即可將岩體壓碎至砂土狀。頁岩和泥岩呈現青灰色或暗灰色，一般層厚約在廿至五十公分之間，才有較厚之頁岩層出現，本層多含化石詳為一重要特徵。本區有許多單面山（cuesta）或豚背嶺（hogback ridge）之地形，其原因在於砂岩和頁岩之抗壓化能力不同。另外，本層之上部有淡灰色、塊狀細粒的泥質砂岩，其中含有碎碳質顆粒粗粒的岩層，並夾有凸鏡體或薄層礫岩，而再向上礫岩增加，就漸變為頭料山層，兩地層之中間並沒有明顯之沈積間斷和分界線。故在製圖時，常利用此一礫岩層作為卓蘭山層頂部或是頭料山層底部之分界。

2. 頭料山層：頭料山層廣泛分佈於西部麓山帶中，時代為更新世初期之沉積地質岩，整合在上新世卓蘭層之上，本層大致可分為上中下三部分。下部層厚約九百公尺，大部分由砂岩與頁岩夾礫石薄層所組成，中部則是砂、黏土和礫岩互層組成，中部岩層為一過渡帶，厚度約為五十至一百公尺之間。上部岩層則以塊狀礫岩為主，夾有薄層砂岩，厚度在數百公尺以上。礫岩相又稱為火災山相，砂岩與頁岩相則可稱為香山相，本地層大部分為兩者漸變構成。台灣北部頭料山層主要特徵為膠結疏鬆之砂頁岩互層，礫岩相較不發達，一般只有少數礫岩相薄層夾於砂岩及泥岩之中。頭料山層於新竹被稱為楊梅層，在苗栗縣稱為通霄層，此兩處岩層皆為青灰色砂岩、粉砂岩和頁岩組成。台灣中南部頭料山層則為良好發育之礫岩相與砂頁岩互層。

2.2.4 台灣中北部軟岩之力學行為

本研究針對北部膠結不良之砂岩進行承載研究，彙整目前現有之北部軟岩力學試驗結果如下：

1. 岩石單壓強度試驗：

卿建業(1995)指出，砂岩模數比 (E/σ_c) 約在五十至五百之間，頁岩模數比則約在十至兩百之間，泥岩模數比大部分介於一百到三百之間。砂岩之泊生比 (ν , Poisson's ratio) 約在0.2~0.5之間、頁岩約在0.3~0.5之間、泥岩約於0.4~0.5之間。

新竹頭料山層之香山相軟弱砂岩，其單壓強度約0.09~1 MPa，破壞應變介於3~8%，單壓強度隨含水量增加而明顯降低（林景民，2001；洪任賢，2002）。

寶山地區上新世卓蘭層之泥質岩石，單壓強度約為0.14~27.4 MPa，並且於含水量達一定大小時迅速軟化，強度與土壤類似，模數比介於三十至三百，屬中低模數比岩石（林銘郎、林煜卿，1998）。

2. 岩石單張強度試驗：

台中大坑地區之卓蘭層，含水量約1~2%，其直接張力強度約為0.05~0.28 MPa，

間接張力強度約為 0.17~0.58 MPa。大部份之間接張力強度較直接張力強度高。試體應變量 0.005% 以下之變形則稍具線性，此應變量之變形模數較單壓試驗初始切線模數低。試體於應變量 0.1% 以下即可能產生張力破壞，張力狀態下之應力應變行為非線性（張志勇，1999）。

3. 岩石三軸試驗：

林景民(2001)日三軸試驗結果歸納分析出新竹頭嵙山層之香山相軟弱砂岩之 c' 值約 0.74 MPa， ψ' 值約 31° ， E_{max} 介於 400~2000 MPa，有效摩擦角介於黏土與鬆土之間。於 E/E_{max} 與 ϵ_a 之遞減關係中，在 ϵ_a 小於 0.1% 之情況下與砂土及低塑性之黏土類似。但當 ϵ_a 大於 0.1% 時，由於試體之微裂隙閉合而使得其 E 值開始提升，隨後之 E/E_{max} 與 ϵ_a 之遞減關係則與土壤類似。另外，經三軸 CU 試驗結果分析可發現 Mohr-Coulomb 破壞準則可適用。

林銘郎與林煜卿(1998)於進行 SUU 三軸試驗後，提出寶山地區上新世阜蘭層之泥質岩石之 c' 值約 40 kPa， ψ' 值約 53° ， c' 值約 30 kPa， ψ' 值則約為 54° 。

4. 軟弱岩石傍壓儀試驗：

林立森(1998)針對台灣中北部軟弱砂岩進行一系列傍壓儀試驗後，發現於相同岩性之軟岩中，剪力模數 G 與降服應力 P_y 之值隨有效應力增大而增加。廖學志(2004)於改善日房正國(1999)所研發之多功能試驗儀後，在本試驗場址中進行了一連串之試驗，並提出現地岩層之剪力模數約為 10~100 MPa， ϕ 值約為 $30^\circ\sim 40^\circ$ 。

2.3 基樁承載力之理論

2.3.1 樁底與樁身之極限承載力理論

在樁基礎之設計時，將樁打入堅固的岩盤上有許多好處，因此通常會將基樁延伸進入岩盤中而形成岩鎖基樁，所以估算基樁之承載值時包括基樁頂與軟弱岩石間之摩擦力與樁底之承載力，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 為樁底端面極限承載力； Q_s 為基樁樁身極限摩擦力； q_p 為樁底端面之單位面積極限承載力； f_s 為樁身之單位面積摩擦力； A_p 為樁底端面面積； A_s 為樁身與岩石接觸之面積。

關於岩石中樁尖承載值 q_u 之估算 Rehman and Broms, 1971) 提出岩石中基樁之載重試驗結果歸納 q_u 應該為岩石無圍壓縮強度 σ_c 之四至六倍之間。(Johnston and Choi, 1985) 根據他們在實驗室中模型試驗之觀察，認為基樁底部下方之軟岩在受力後破壞之過程可

以冊四點來展示其行為之改變，如圖 2-13 所示。許多學者嘗試研究歸納完整岩塊之單壓強度 (σ_c) 與樁底承載力間關係，其關係式彙整如下：

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

$$q_p = 8\sigma_c - 5 \quad (\text{Teng, 1962}) \quad (2-3)$$

$$q_p = 2.7\sigma_c \quad (\text{Rowe and Armitage, 1987}) \quad (2-4)$$

在早期尚未建立摩擦樁之承載力計算時，經由經驗知當樁的表面無潤滑，且表面具有足夠的粗糙度時，樁之摩擦力即可大幅增加，並在破壞時可避免發生脆性破壞之情形。在使用岩鎖基樁時，一開始將水泥樁貫入岩體後，水泥會與岩體形成完全契合之情形如圖 2-10 所示，此契合面上屆時才具有結合之力，而此力量之大小視岩石之種類而有所不同 (Lam and Johnston, 1982)。當樁在承載時，此契合力可能不足以承受所加之力，因此樁與岩體間會產生滑動，滑動時除了有些粗糙面會被破壞外，有些粗糙面則會與岩體相互擠壓，屆時樁會產生膨脹之現象，並在與岩體相交的面上產生正向力，如圖 2-14 所示。

當岩體產生輻射狀的變位時，岩體內部的壓力 p_i 會隨著半徑 r 的增加而減小，Jaeger and Cook (1979) 提出下列的經驗式：

$$u = \frac{p_i r}{E} (1 + \nu) \quad (2-5)$$

其中 E 和 ν 為岩體的彈性模數和浦松比，岩體的正向勁度 K 為內部的壓力 p_i 除以輻射狀的變位 u ，因此岩體的正向勁度 K 就可以表示為：

$$K = \frac{p_i}{u} = \frac{1}{r} \frac{E}{(1 + \nu)} \quad (2-6)$$

傳統的剪力試驗為施加一固定的正向力垂直於剪力施加的方向，這在如邊坡破壞這類的情形中較為適用，因為在其破壞的過程中，其所受之正向力皆固定。然而在樁貫入岩體時，此種實驗方法並不適用，理由在於產生剪位移時，由於樁之膨脹及其與岩體間之交互作用，在貫入期間之正向力並不會為一個定值，故 (Williams et al. 1980) 提出以定勁度直剪試驗 (Constant Normal Stiffness Shear Test, CNS) 之實驗方式來模擬樁在岩體內之實際情形，並進一步提出影響側向摩擦力之因子包括岩石強度、岩體模數、樁之幾何形狀以及樁之側壁的摩擦度。

CNS 實驗之示意圖如圖 2-15 所示，其中下半部為由岩石組成之試體，僅容許左右移動以模擬在現地時，樁只會上下移動但無法使周圍的岩體移動；而上半部則僅容許上下移動，以模擬樁在現地時，與岩體間正向應變或膨脹量之大小。其上下移動之量及所產生之力量之控制，由一彈簧系統控制，經由改變彈簧之勁度，可控制樁與岩體之變形量大小。而實驗所使用之設備如圖 2-16 所示。

在實驗中(Williams et al. 1980)提出剪應力(剪應變)及正向力均需等到有膨脹之產生後，才會大幅地增加如圖 2-17 及圖 2-18 所示，而實驗結果各階段之意義說明如下：

一、初始膨脹(A 點到 B 點)：

Byerlee (1967) 對 A 到 B 點間的現象提出解釋，他認為試體在初受剪時會產生孔隙結構結合的現象，因此剪力強度會一直上升，一直到試體與岩石間發生滑動。而在發生滑動的現象後，勁度較低之試體會表現如 B 到 C 點間之行為，此時伴隨著滑動的發生，其正向力也會小幅地上升

二、摩擦面滑動(B 到 C 點及 C 到 D 點)：

B 到 C 點之段為低勁度之試體會產生之情形，其原因在於滑動時產生摩擦面破壞之現象，因此使剪力強度下降。若換為高勁度之試體，則由於試體較不易被破壞，故在滑動後其剪力強度並不會馬上下降，而是繼續上升，此兩種不同的情形說明如下。C 到 D 點之段則為兩者共有的階段。此時在此階段，由於膨脹量的大幅增加，其正向力也會大幅地增加，此時其增加的速度亦與剪位移之量成正比，一直到到達 D 點。

如圖 2-19 所示，在樁與岩體間產生滑動時，較低勁度之試體會發生張力破壞之情形，因此會使得其剪力強度下降。高勁度之試體則由於材料之特性，故不容易發生張力破壞之情形，此時在發生張力破壞時，其張力破壞之區域較低勁度之試體為小，但一旦發生張力破壞時，高勁度之試體其剪力強度降低之幅度要較低勁度之試體為大。

三、剪力破壞(D 點之後)：

到達 D 點時，代表圖 2-19 中所示之剪力區已完全破壞，故剩餘之正向力及剪應力視樁與岩石間之摩擦係數的不同而有不問的變化。

在 B 到 D 點間之曲線，由於低勁度與高勁度間試體間之不同特性，可在工程上法定出一有效的參數，即岩體與樁間之摩擦係數。如所圖 2-20 示，低勁度之試體可找出最大之摩擦係數以及殘餘之摩擦係數，而高勁度之試體則僅可法定一個摩擦係數值。其中，圖 2-20 中所採用之資料為 Lam and Johnston (1982) 實驗所得之結果，其實驗之數據共七組，使用不同的勁度及初始正向力，而試體的詳細資料如表 2-1 所示。

另外 Lam and Johnston (1982) 亦將實驗結果表達如圖 2-21 所示，此時亦提出說明，其中 i 代表界面的膨脹係數。在圖 2-21 中，曲線一開始較平緩之階段代表雖有剪位移之產生，但試體並無明顯膨脹的發生，原因是此時試體尚在孔隙結構鎖緊的階段，所以要到超過一定的剪位移量後，試體才會開始大幅膨脹，此開始大幅膨脹之點即為圖 2-17 及圖 2-18 中之 B 點。此段之膨脹量會與剪位移成線性關係，曲線所達到之最高點則為剪力破壞發生之處。由圖 2-21 亦可看出，無論勁度之大小，只要施加之正向力越大，則剪力破壞時之膨脹量越小。

基於以上的原因可知，側壁阻抗的大小對岩鎖基樁的行為影響很大，包括對於岩鎖基樁的承載能力、沉陷量和時間的關係。(Canadian Geotechnical Society 1985) 建議側壁阻抗 Q_s 的大小可以由以下的公式計算：

$$Q_s = \pi b_s L_s q_s \quad (2-1)$$

其中 b_s 為樁底直徑； L_s 為樁身長度； q_s 為單位面積樁面摩擦力。

相關 q_s 經日許多學者 (Rosenberg and Journeaux, 1976; Kenney, 1977; Williams et al., 1980; Horvath, 1983; Rowe and Armitage, 1984) 彙整相關樁載重試驗或是室小樁模型載重試驗之結果，提出樁面摩擦力與完整岩塊單壓強度間之關係，其公式彙整如下：
 一、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面摩擦力。

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

二、Kenney (1977) 提出：

$$q_s = \sigma_c C_1 C_2 \quad (2-3)$$

其中 C_1 為樁身與岩石間之粗糙折減係數， C_1 自光滑樁身之 0.1 至非常粗糙樁身之 0.5。 C_2 則為施工技術與樁址優劣之綜合折減係數， C_2 值介於 0 和 1 之間。

三、Williams and Pells (1981) 彙整統計許多之現地試驗結果提出樁身摩擦力與岩石單壓強度間之經驗式：

$$q_s = \alpha_w (\beta_w)(\sigma_c) \quad (2-4)$$

其中 α_w 、 β_w 為相關折減係數。

四、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，並可以量化定義樁面與岩體間之粗糙度。(Horvath et al, 1983) 提出岩體光滑面與粗糙面之樁身摩擦力關係式，一條是針對樁側壁較平滑的狀況，另一條是針對樁側壁較粗糙的狀況：

1. 樁側壁較平滑的狀況：

$$q_s = \lambda \sqrt{\sigma_c} \quad (2-5)$$

其中 λ 是經驗的因子，大小在 0.2 至 0.3 之間。

2. 樁側壁較粗糙的狀況：

$$q_s = 0.8\sigma_c \sqrt{RF} \quad (2-6)$$

其中 RF 為粗糙度因子，大小由下式法定：

$$RF = \frac{\Delta b_s L_t}{b_s L_s} \quad (2-7)$$

其中 Δb_s 表示粗糙度的平均高度， b_s 表示樁的直徑， L_s 表示樁的長度， L_t 表示樁的沉陷量。

五、Rowe and Armitage (1984) 彙整大量軟岩之現地樁載重試驗與岩石單壓強度試驗結果，提出相關不同粗糙度級別之樁身摩擦與單壓強度之經驗式：

1. 針對粗糙度 R1、R2 與 R3:

$$q_s = 0.45\sqrt{\sigma_c} \quad (2-8)$$

2. 針對粗糙度 R4

$$q_s = 0.6\sqrt{\sigma_c} \quad (2-9)$$

其中 R1、R2、R3、R4 這幾種不同粗糙度的等級分類 (Pells et al., 1980) 如表 2-2 所示，表中所示 depth、width、spacing 之代表的意義如圖 2-22 所示。

當現地的側壁阻抗行為狀況較複雜時，可使用上述之經驗式來設計，便可簡單的預估基樁的強度。

六、(Williams et al. 1980) 提出樁之剪應力受岩體之影響關係可以下式來表示，

$$f_{su} = \alpha_1 q_u \quad (2-10)$$

其中 f_{su} 為樁之極限剪應力強度， q_u 為岩石之無圍壓縮強度， α_1 為經驗係數當 q_u 越大時，樁與岩體間之剪應力隨之增大。而岩石與樁之間的粗糙度則會影響 α_1 之值與破壞時是否會脆性，若樁與岩石間僅存在極小或甚至沒有摩擦時，其破壞時之行為會如脆性破壞一般，如圖 2-23 所示。

其中圖 2-23 中所示之各粗糙度大小為 S3 最為粗糙，而其次為 S12 及 A3，C2 則代表最為光滑之岩體與樁間的關係。

Tatsuoka et al. (1993) 指出求軟岩的勁度可用靜態分析或動態分析，靜態分析的試驗方法有平板載重試驗 (Plate Loading Tests)、傍壓儀試驗 (Pressure-meter Tests)、無圍壓縮試驗 (Uniaxial Compression Tests)、三軸壓縮試驗 (Triaxial Compression Test)，動態分析的試驗方法有現地剪應力波速試驗、室壓超音波試驗。上述的靜態彈性楊氏模數要比動態的彈性楊氏模數小很多，因此無法在兩者間建立任何關聯，而且很多報告顯示由實際現地靜態行為反算的靜態彈性模數要比由靜態分析所得到的彈性模數要大很多，如圖 2-24 所示。其中 E_f 由現地孔壓剪應力波速試驗得到、 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 為室壓無圍壓縮之超音波試驗求得；若是無圍壓縮之超音波試驗求得之勁度 E_d 會比圖 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% 的動態或靜態試驗得到的勁度是相等的。(林智慧，2004) 在進行一系列三軸試驗後，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% 是非常重複的、和應變速率無關且為彈性，並和現地剪應力波速量測 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。

Ladanyi and Domingue (1980) 提出樁的膨脹會伴隨著樁的破壞而發生，且若在有束制的環境下(如樁在岩體中時)，此膨脹性會造成正向力的增加，而正向力的增加量($\Delta\sigma_n$)可由下式計算，(其中假設樁之行為為彈性，在樁之半徑遠小於其長度時，此假設可獲得良好之結果)：

$$\Delta\sigma_n = \frac{\Delta D * E_m}{D(1 + \nu_m)} \quad (2-11)$$

其中 D =樁之直徑， E_m =岩體之楊式模數， ν_m =岩體之泊松比而岩體的 E 值以及破裂的程度才會對樁的剪應力造成影響，因為它們會影響岩石之 q_u 值。樁的長徑比(L/D)也會影響樁的剪應力強度，Horvath et al. (1980) 指出長徑比越大者，其剪應力強度才越大，這是因為它們因側向膨脹所產生之正向力較大的緣故，這種現象與式(2-11)所代表之意義亦相符。此外(Pells et al. 1980)才提出此種因產生膨脹而增加之剪應力與束制之材料才有相當的關係，當束制的材料硬度越高，則此種效應才越明顯，如圖 2-25 所示。而現地實驗與實驗室中對樁強度測試結果的大不相同，才與此種效应有相當大的關係，因為在實驗室中不易達成如現地岩石般一樣堅硬之束制條件。

Burland(1995)指出在一般設計載重下，地層中所發生的局部變形量其實很小，但是在現行的設計上，常會低估地層的勁度(Stiffness)，導致高估地層的變形量。在實際量測現地之變形量時，Izumi et al. (1997) 依據實驗結果提出，現地量測到之變形量要遠小於依取樣結果之參數所估計之變形量，而原因除了前面所提出之束制條件為可能的原因外，Izumi et al. (1997)才指出當現地之樁在受到載重時，其應變量往往尚在小應變的範圍，因此當實驗室中的試驗在經過取樣，以及受限於儀器的條件下，其應變量遠大於現地受力時的量，才因此其模數會低估許多。Simpson et al. (1979) 在 Palace Yard car park 的開挖工程上，使用小變形理論所得到的高勁度 E 值與雙曲線模式來模擬現地變形結果，如圖 2-26 所示，發現其可以更接近現地觀測結果。

Skempton (1961)和 Bishop et al. (1965)提出在一般狀況下，現地土壤的 E 值為實驗室相同土樣做實驗所得到的 E 值 5 倍大。Atkinson and Salfors (1991)將應變量做三種範圍的定義，分類如下：

- 一、微應變 (very small strain)：指應變小於 $10^{-3}\%$
- 二、小應變 (small strain)：應變範圍介於 $10^{-3}\%$ 及 1% 之間。
- 三、大應變 (large strain)：應變範圍大於 1% 。

Jardine(1995)指出在現地安全監測上，量測地層滑動所造成的應變量介於 0.001% 到 0.5% 。由上述可以明確知道在一般設計載重狀況下，地層中的局部變形量是很小的，但是如何精確量得地層中的局部變形，正是本研究的目的所在。

Jardine and Saldivar (1999) 則提出除了樁與土壤介面的土壤會隨著時間強度增大外，另一方面在以 X-ray 觀察土壤的情形時，才發現樁中含鐵之部份會將鐵離子釋放至

土壤中，而使得樁周圍的土壤其密度增加，強度增大。

2.3.2 樁身承載力與沉陷量間的關係

Benmokrane et al. (1994) 使用各種常用之建築材料來模擬基樁，並研究其與岩石結合後受力時的行為，如圖 2-27 所示。由其試驗結果發現當樁的位移達到 0.9-2.5mm，約為樁直徑的 2% 時，側壁阻抗值達到最大，當樁的位移達到 10% 的樁直徑時，側壁阻抗就會到達殘餘側壁阻抗。

2.4 基樁之破壞模式

基樁之破壞模式常與樁身周圍之土壤、樁之材料及荷重的加载方式有關，又因基樁之承載力主要來自於樁身之摩擦力與樁底的點承力，所以其破壞形式亦與基樁是屬摩擦力或點承力不足而破壞有關。茲將基樁於運用於基礎上支撐結構物重量或其他荷重時，基樁底部與土壤間之破壞模式整理如下(洪正杰,2002)：

一、樁身挫屈(Buckling failure of pile)：

當樁底深入堅硬之岩盤時(如岩層或卵礫石)，因樁身周圍之土壤相比之下極為軟弱，故對樁身之束制壓力極低，因此在此情況下之樁頂載重(Q)與沉陷量(S)之曲線會有明顯的挫屈破壞點，如圖 2-28 (a)所示。

二、全面剪力破壞(General shear failure)：

當樁身未位於堅硬之岩層上，但樁尖位於相對強度較高的土層上，且樁身下之應力影響範圍內無軟弱土壤時，則在較可容許之載重為大時，樁尖下方之土壤會產生全面剪力破壞。其載重與沉陷量之曲線會有明顯之破壞點，如圖 2-28 (b)所示。

三、貫穿剪力破壞(Punching shear failure)

在軟弱土層中之基樁，若樁尖亦位於同樣軟弱之土層，則在受載重後會產生貫入破壞，而其載重與沉陷量之曲線並不會有明顯之尖峰值，如圖 2-28 (c)所示。

四、完全摩擦破壞(Fully friction failure)：

當樁穿過軟弱土層後，樁尖卻位於強度更低之土層，此時由於樁底之承載力極低，因此載重幾乎皆由樁身摩擦力所承受。當樁身承載力完全發揮後，樁就不斷下陷，故其載重與沉陷量之曲線有明顯之降伏直線，如圖 2-28 (d)所示。

五、拉拔破壞(Pullout failure)：

當基礎受拉拔力而破壞時，其載重與沉陷量曲線與完全摩擦破壞類似，只是方向不同，其曲線如圖 2-28 (e)所示。

Jardine (1992)指出不同應力路徑試驗，可以訂定出降伏點的特徵，其示意圖如**錯誤! 找不到參照來源。**所示，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)為試驗材料局部結構的完全破壞。而 Zone1 即為線彈性區域，Zone2 則為非線性彈性區域，Zone3 則開始產生塑性變形，Zone4 時塑性變形量急速增加，且此時降伏面會隨之擴張。

表 2-1 圖 2-12 中 CNS 實驗各試體之勁度及正向力 (Lam and Johnston, 1982)

試驗編號	正向之勁度(kPa/mm)	初始之正向力(kPa)
1	85	111
2	85	192
3	85	236
4	300	108
5	300	203
6	950	113
7	950	238

表 2-2 粗糙度之定義(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.

表 2-3 不同長徑比及粗糙度對樁之強度及行為之影響(Williams and Pells, 1981)

Socket and pile construction								
Pile	Rock	Method	Size	$S_h(\text{mm})$	$S_i(^{\circ})$	$q_u(\text{MPa})$	α	f_{sr}/f_{su}
S3	HW Melbourne Mudstone	Roughened	1120diaX 2500	8.8	19	0.57	0.92	1.0
S5	HW Melbourne Mudstone	Drilled normally	1170diaX 2510	2.3	11	0.62	0.82	0.99
M1	HW Melbourne Mudstone	Drilled normally, concrete cast under bentonite	1220diaX 2000	5.4	17	2.46	0.24	1.0
M2	HW Melbourne Mudstone	Roughened	1300diaX 2000	10.2	25	2.30	0.28	0.98
M3	HW Melbourne Mudstone	Drilled normally	1230diaX 2000	3.1	14	2.30	0.31	1.0
M4	HW Melbourne Mudstone	Roughened, roughness similar to M2, concrete cast under bentonite	1350diaX 2000	—	—	2.34	0.26	0.95
A1,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

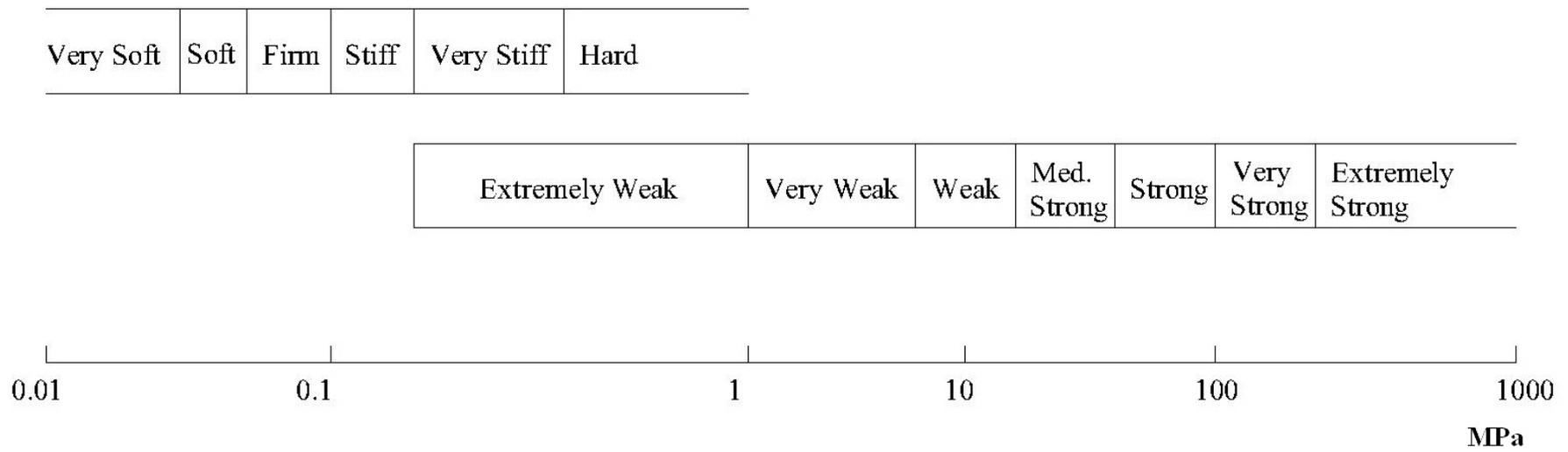


圖 2- 11 ISRM 建議之 大地材料單壓強度分類圖(Johnston, 1993)

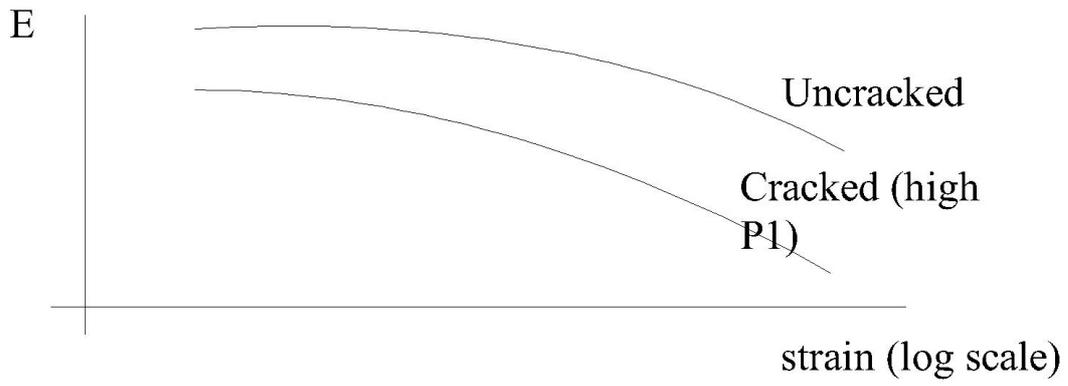


圖 2-12 (a) 無裂縫時軟岩應力應變行為 (Hight, 1995)

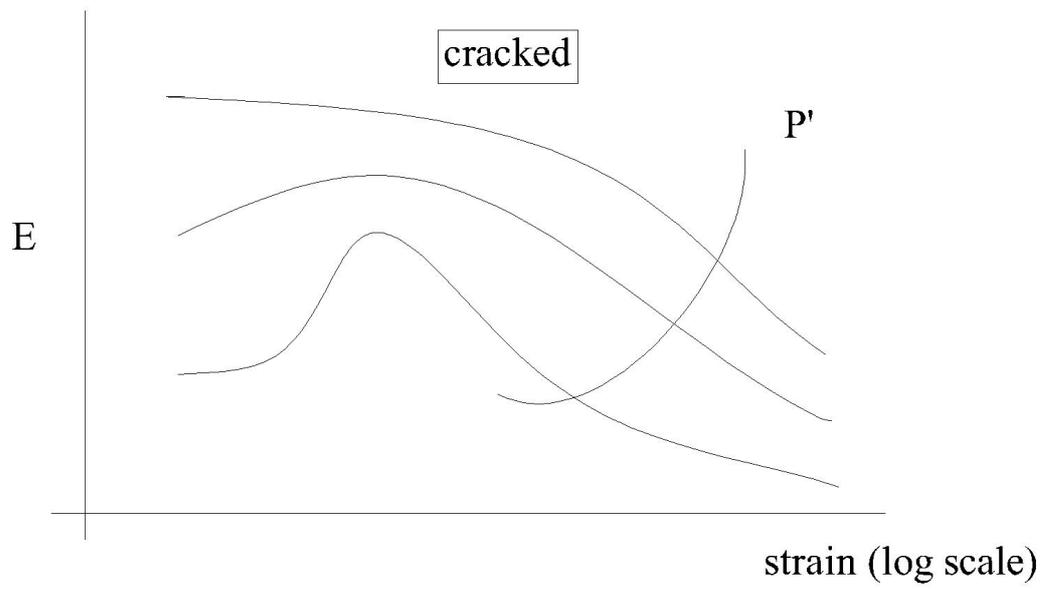
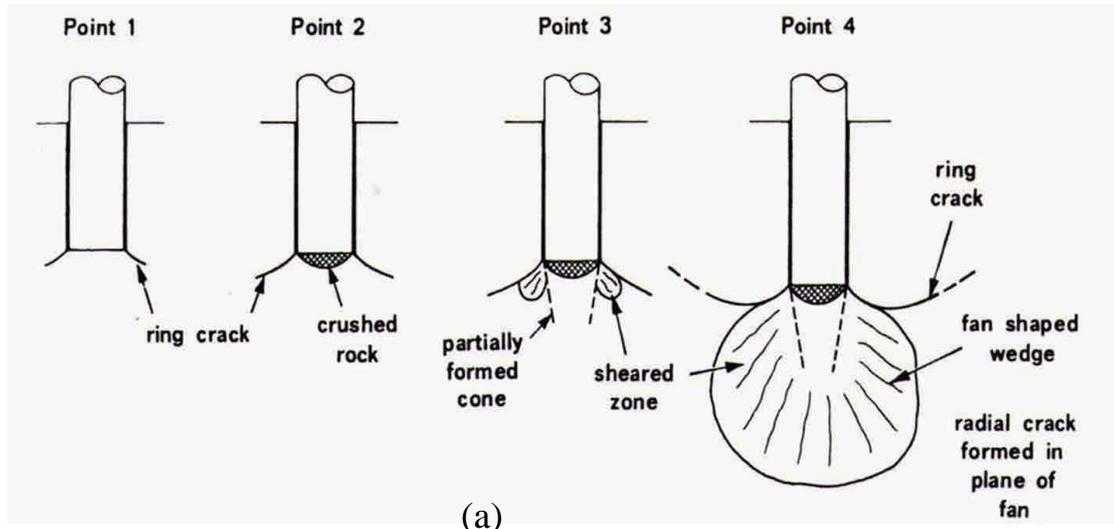
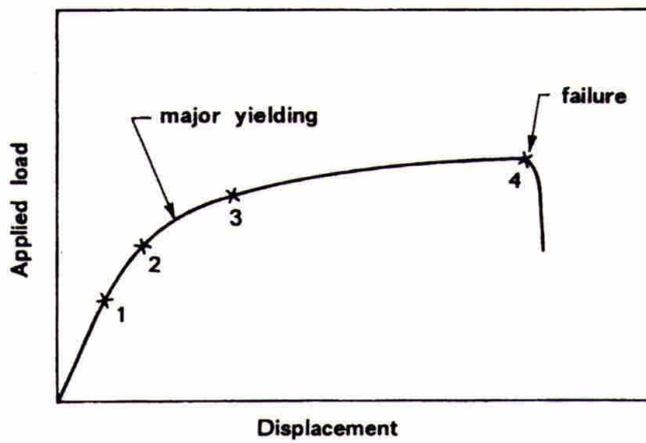


圖 2- 12 (b) 細微裂縫對圍壓之反應與對軟岩應力應變特性的影響(Hight, 1995)



(a)



(b)

圖 2-13 (a)軟岩受才破壞示意圖(b)軟岩受才破壞載重與位移關係(吳政達，2003)圖

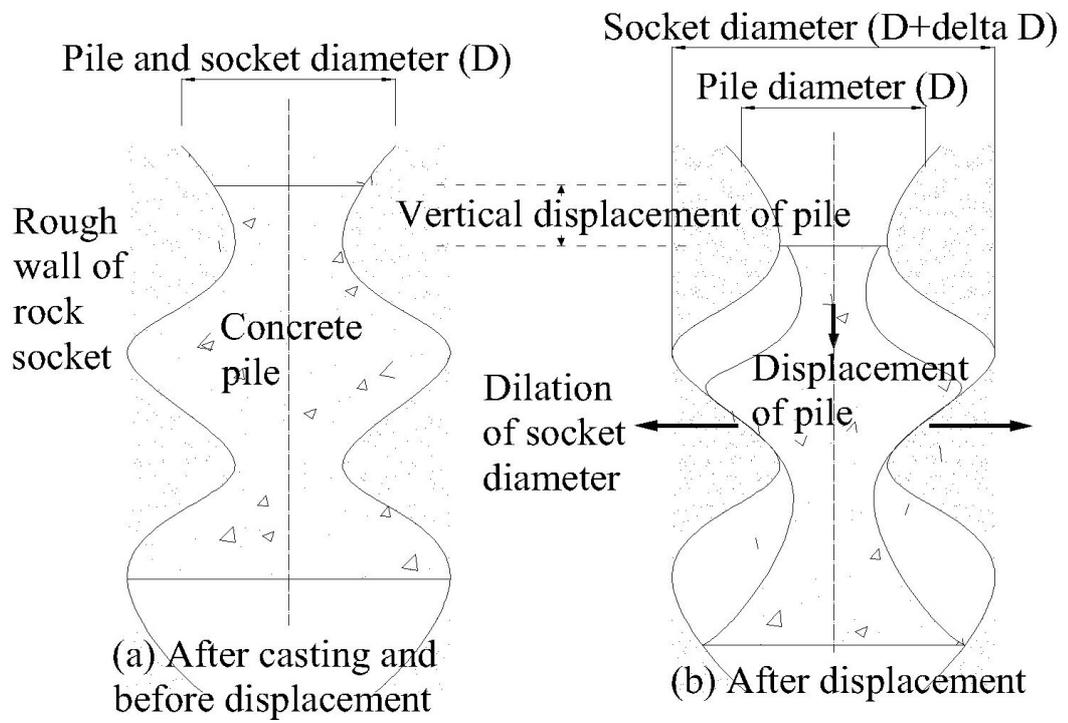


圖 2-14 樁在岩體中受才變形示意圖(a)受才前(b)受才後(Lam and Johnston, 1982)

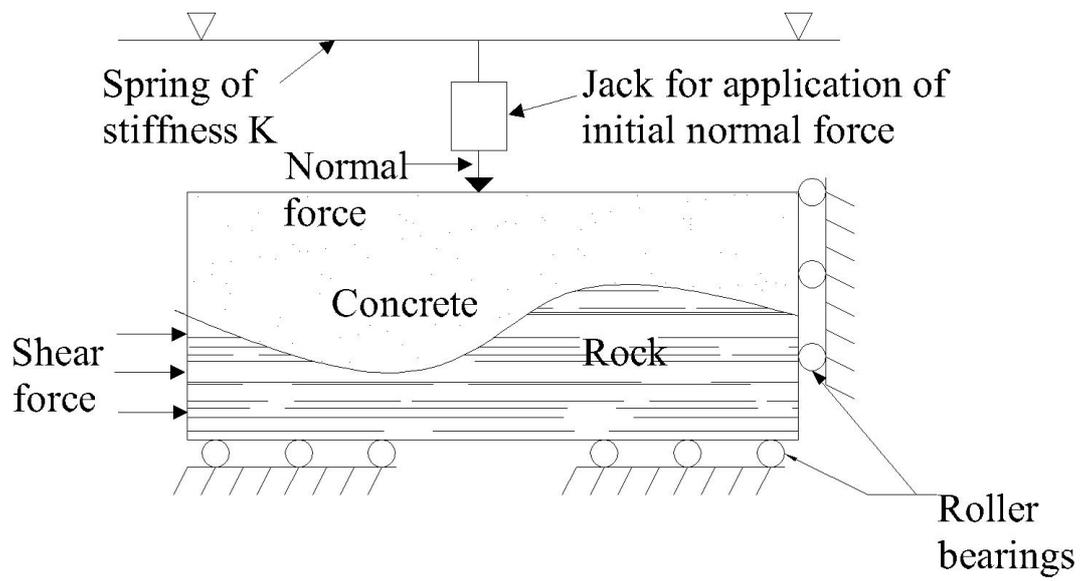


圖 2-15 樁載重 CNS 實驗示意圖(Lam and Johnston, 1982)

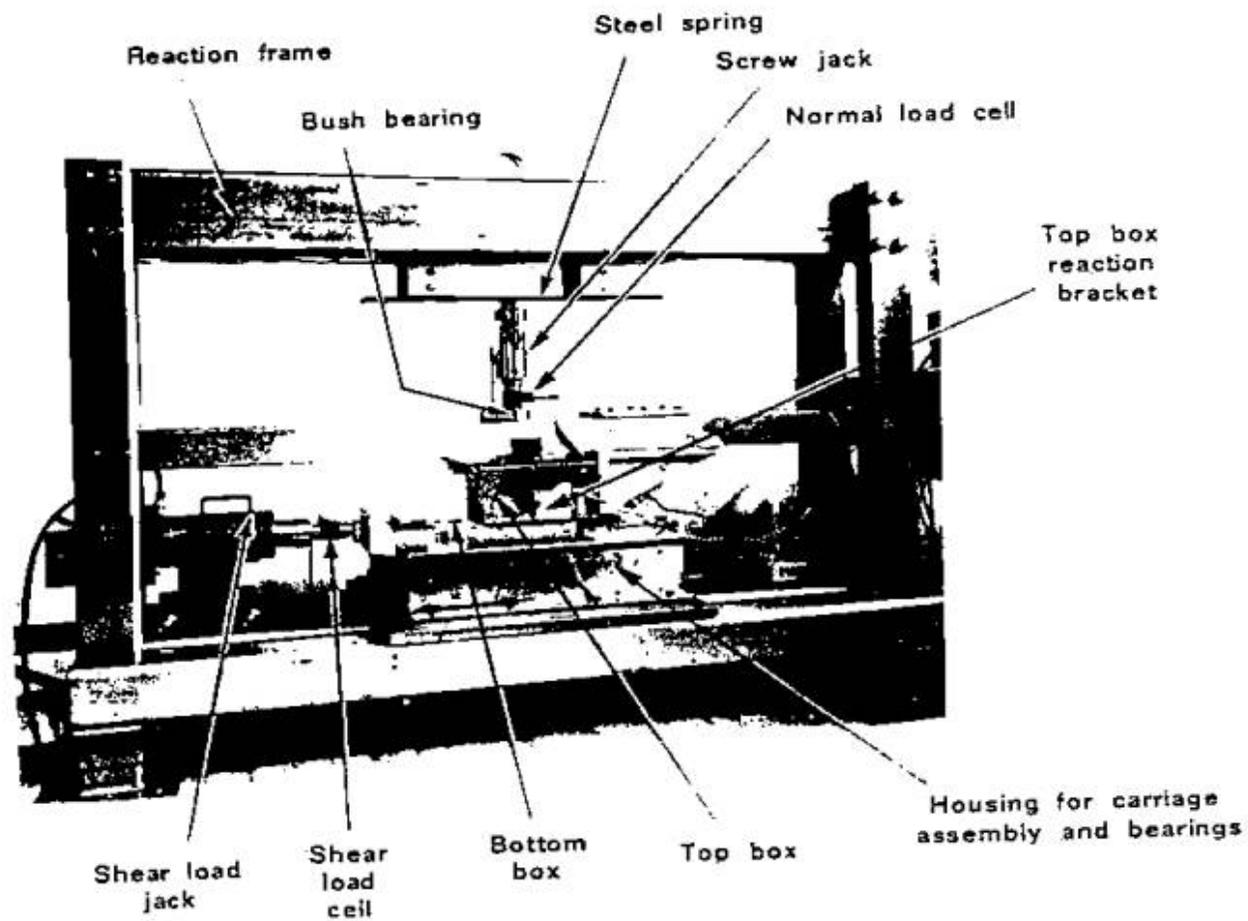


圖 2-16 CNS 室橋載重實驗之設備 (Lam and Johnston, 1982)

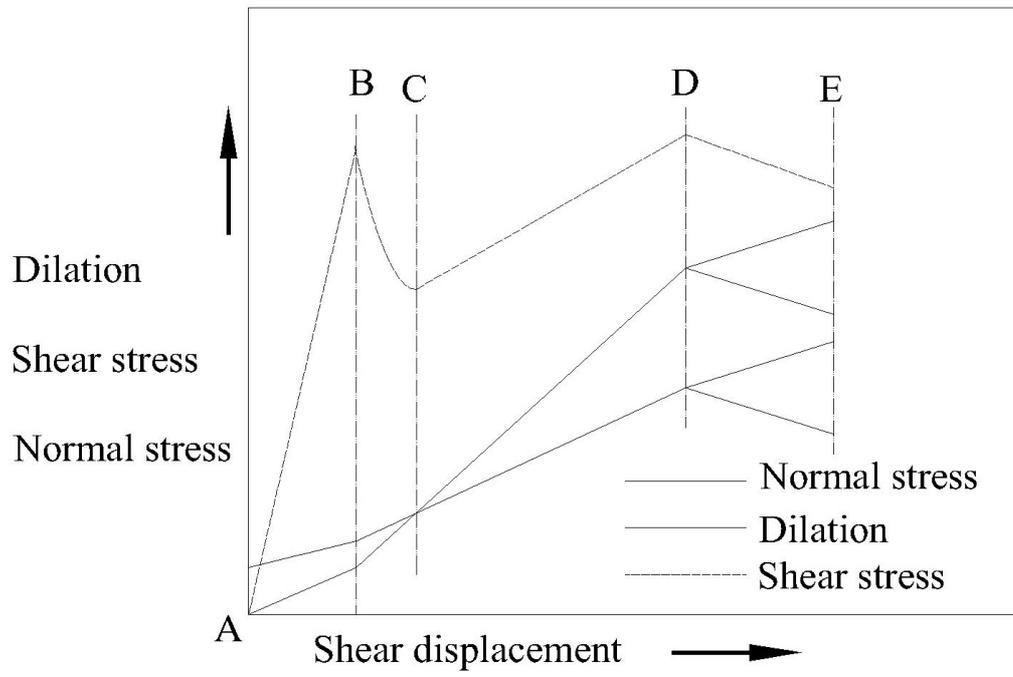


圖 2-17 理想之 CNS 樁載重實驗應力與位移關係 (Lam and Johnston, 1982)

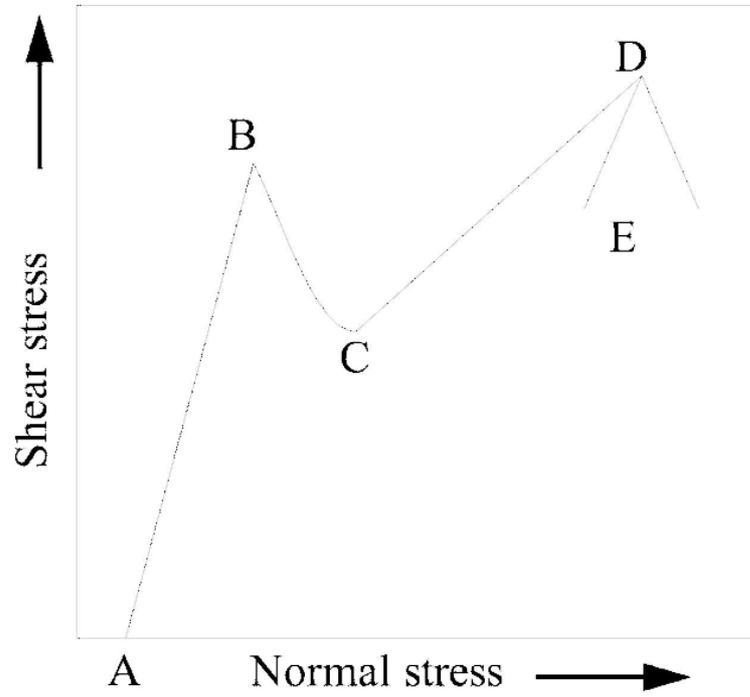


圖 2- 18 理想 CNS 橋載重實驗剪應力與正向應力 (Lam and Johnston, 1982)

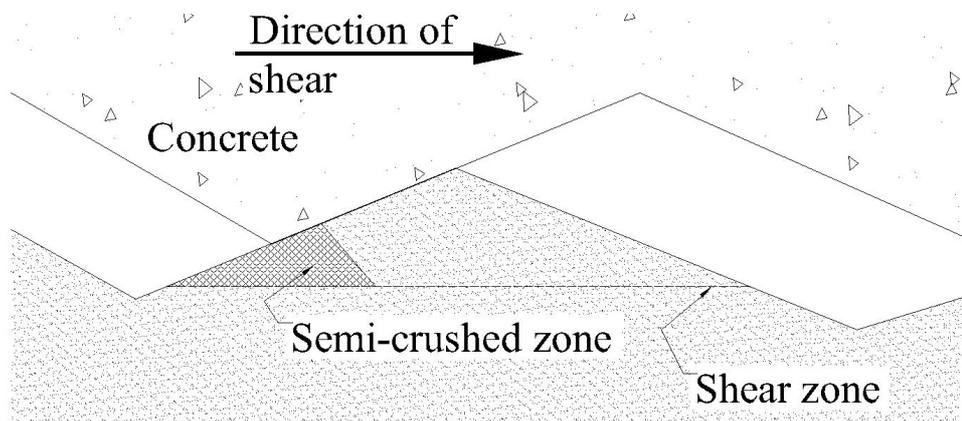


圖 2-19 橋載重摩擦面微觀破壞之示意圖(Lam and Johnston, 1982)

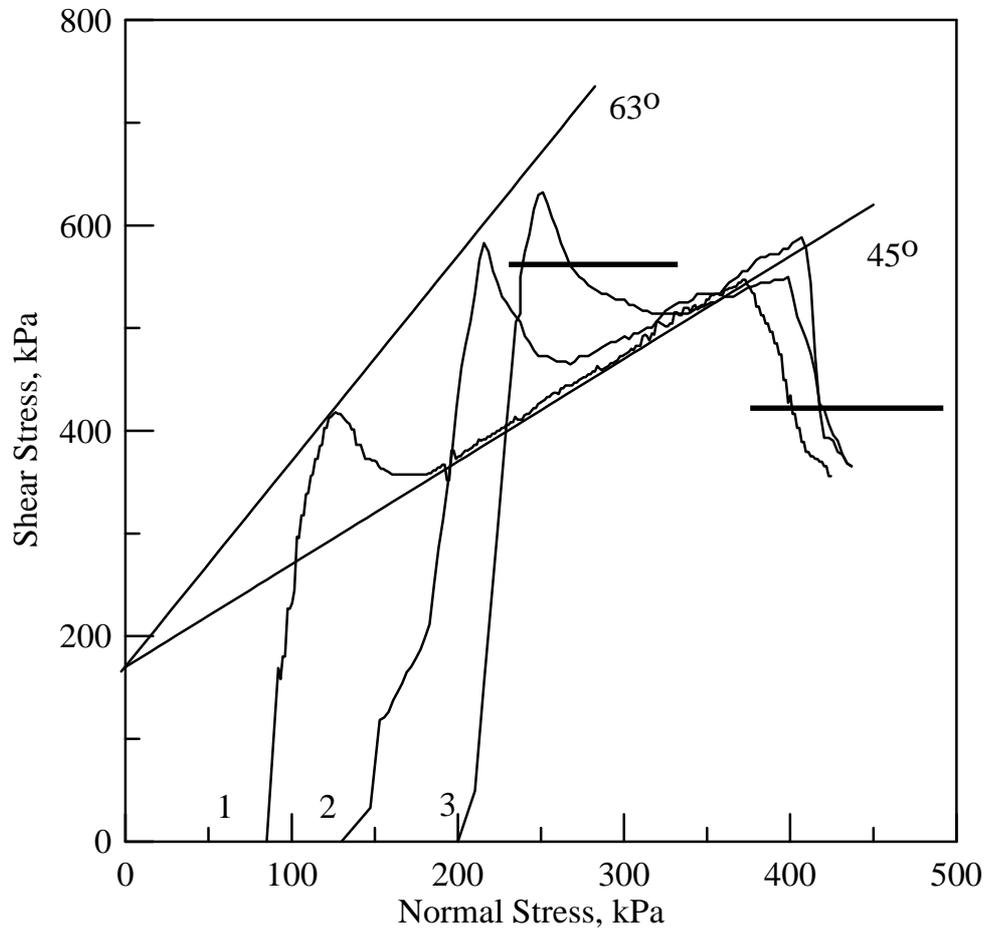


圖 2-20 (a) 最大正向應力 500kPa 下橋載重正向應力與剪應力之關係
(Lam and Johnston, 1982)

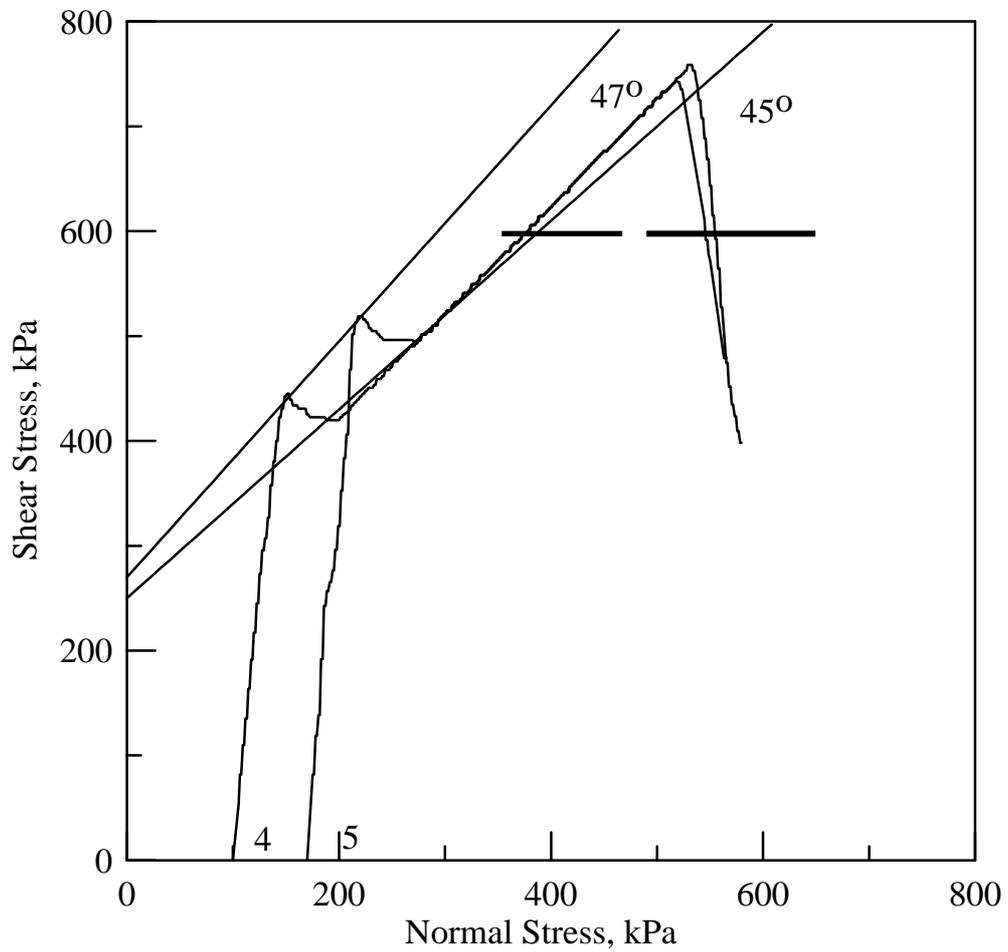


圖 2-20 (b) 最大正向應力 800kPa 下橋載重正向應力與剪應力之關係
(Lam and Johnston, 1982)

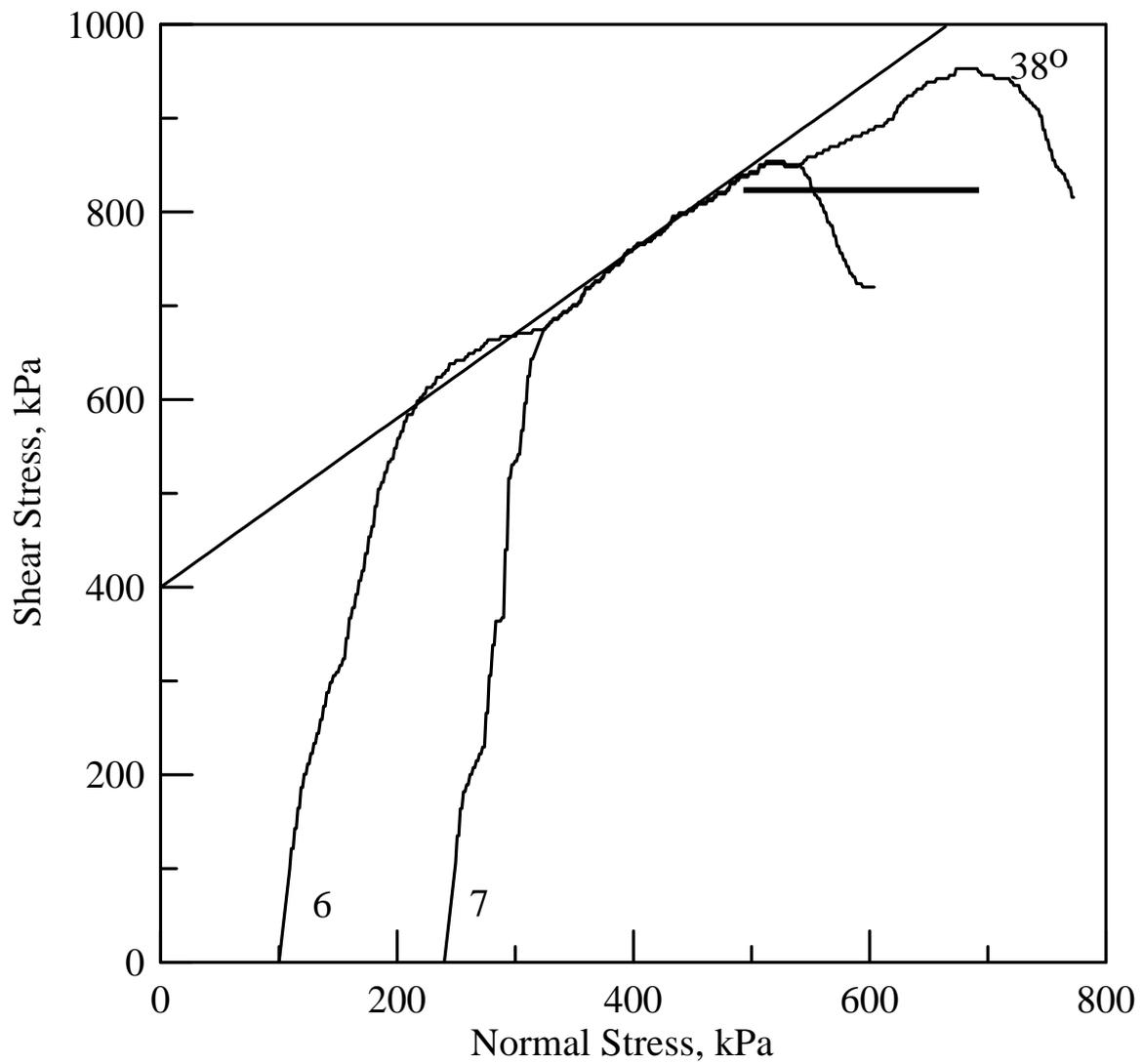


圖 2- 20 (c) 最大剪應力 1000kPa 下橋載重正向應力與剪應力之關係
(Lam and Johnston, 1982)

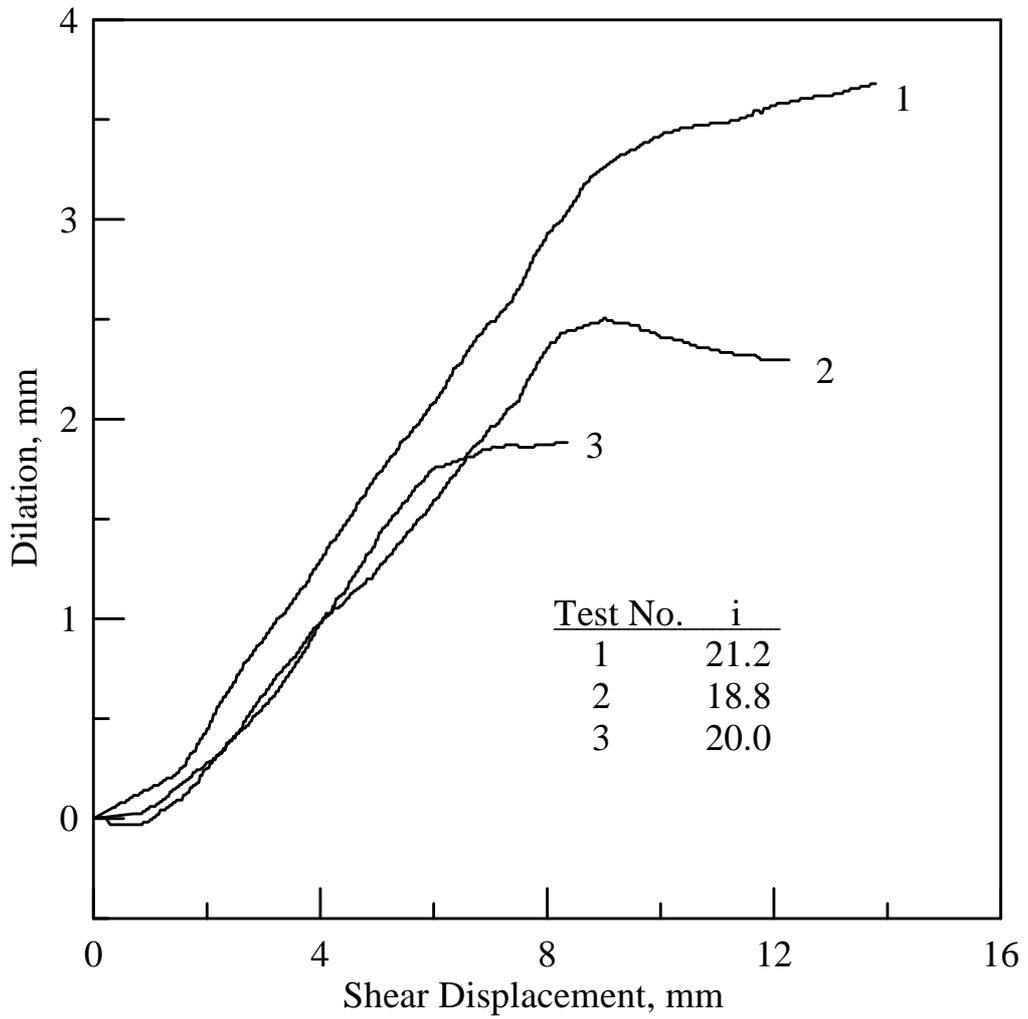


圖 2-21 (a) 磨擦角 i 為 21.2、18.8 與 20.0 之剪位移與膨脹之關係(Lam and Johnston, 1982)

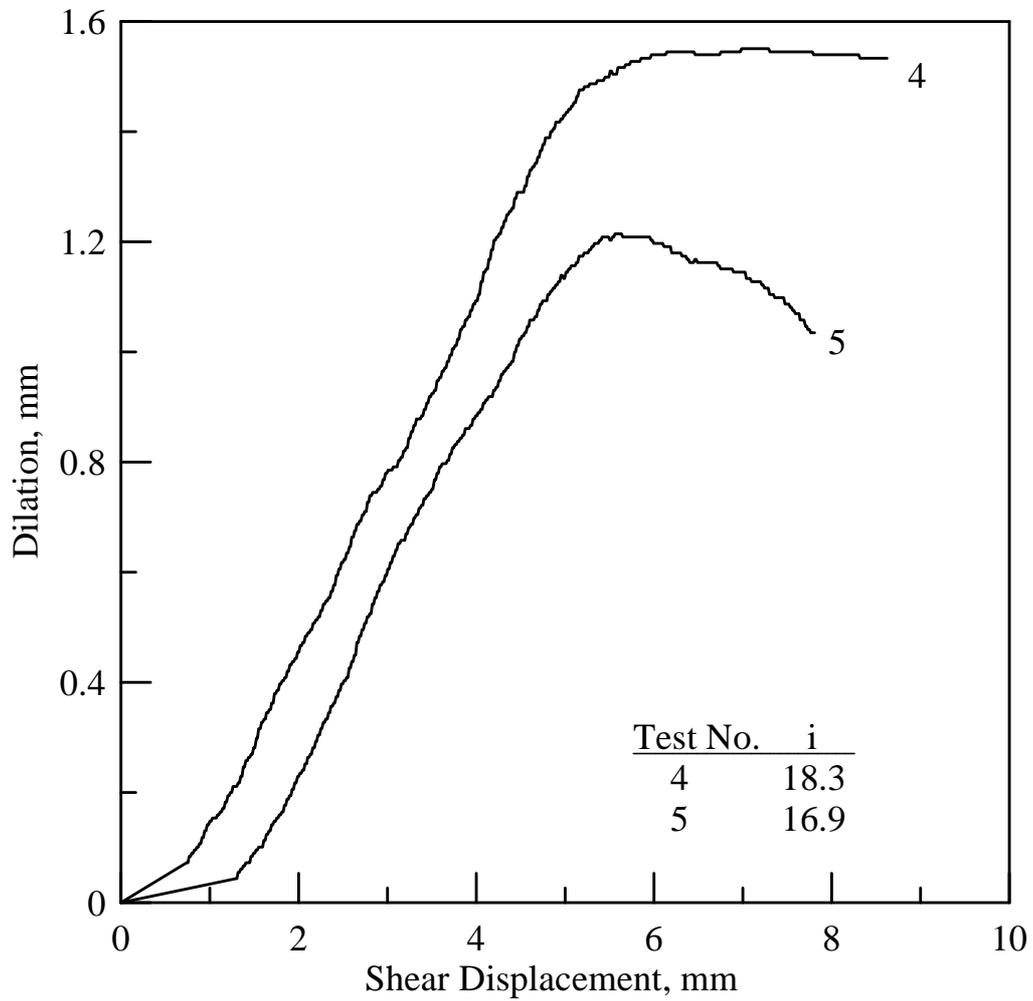


圖 2-21 (b) 磨擦角 i 為 18.3 與 16.9 之剪位移與膨脹之關係 (Lam and Johnston, 1982)

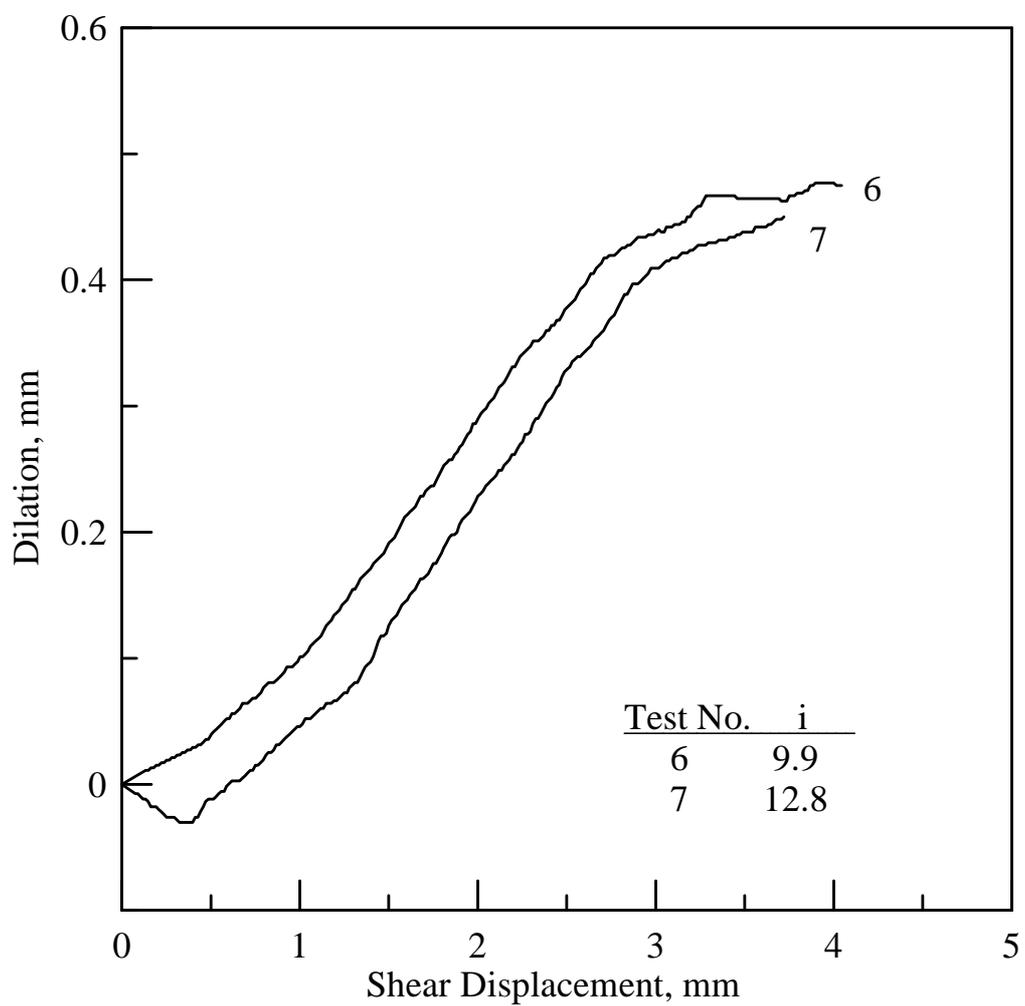


圖 2- 21 (c) 磨擦角 i 為 9.9 與 12.8 之剪位移與膨脹之關係(Lam and Johnston, 1982)

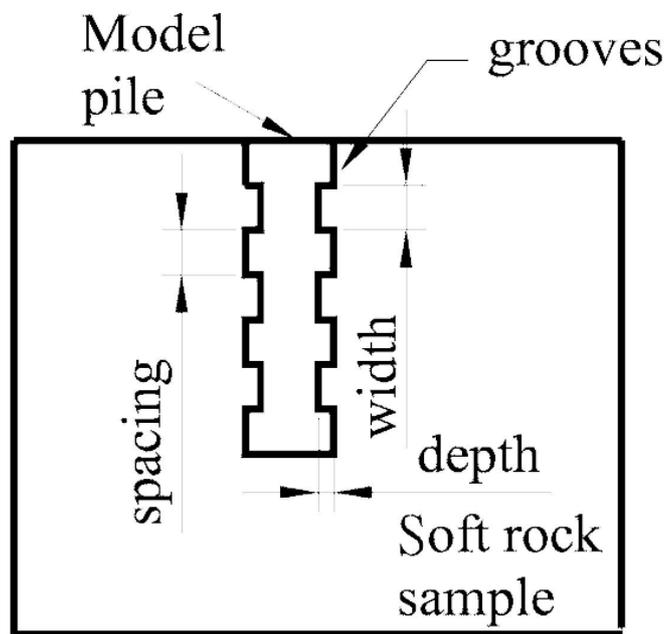


圖 2- 22 粗糙度定義示意圖(吳政達，2003)

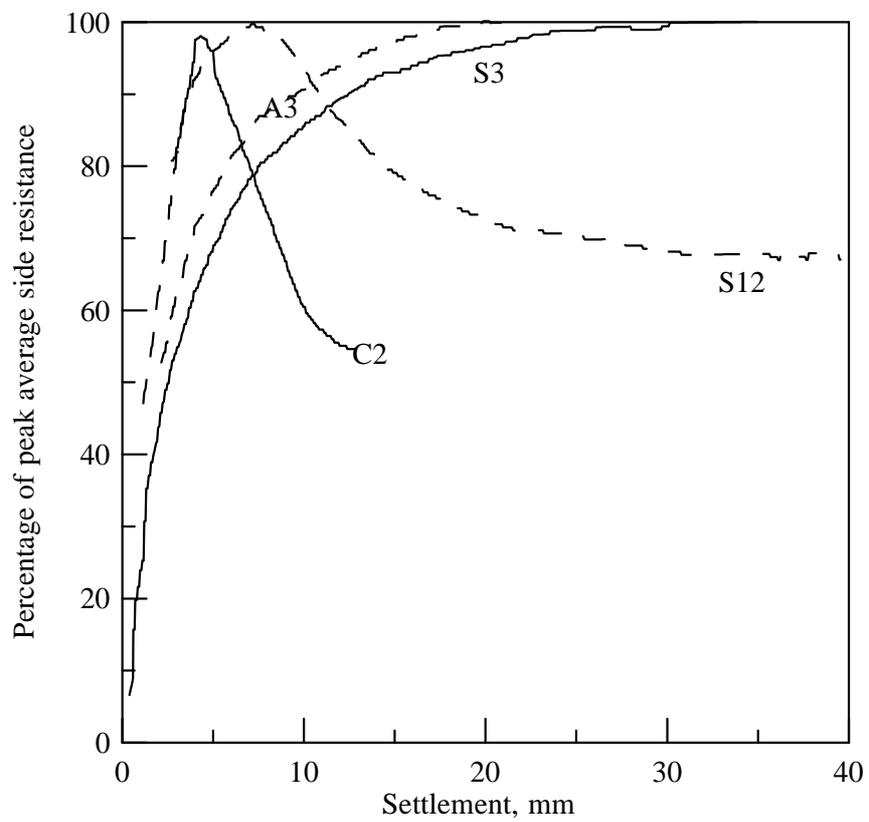


圖 2-23 不同粗糙度樁體沉陷量與極限強度之關係(Williams and Pells, 1981)

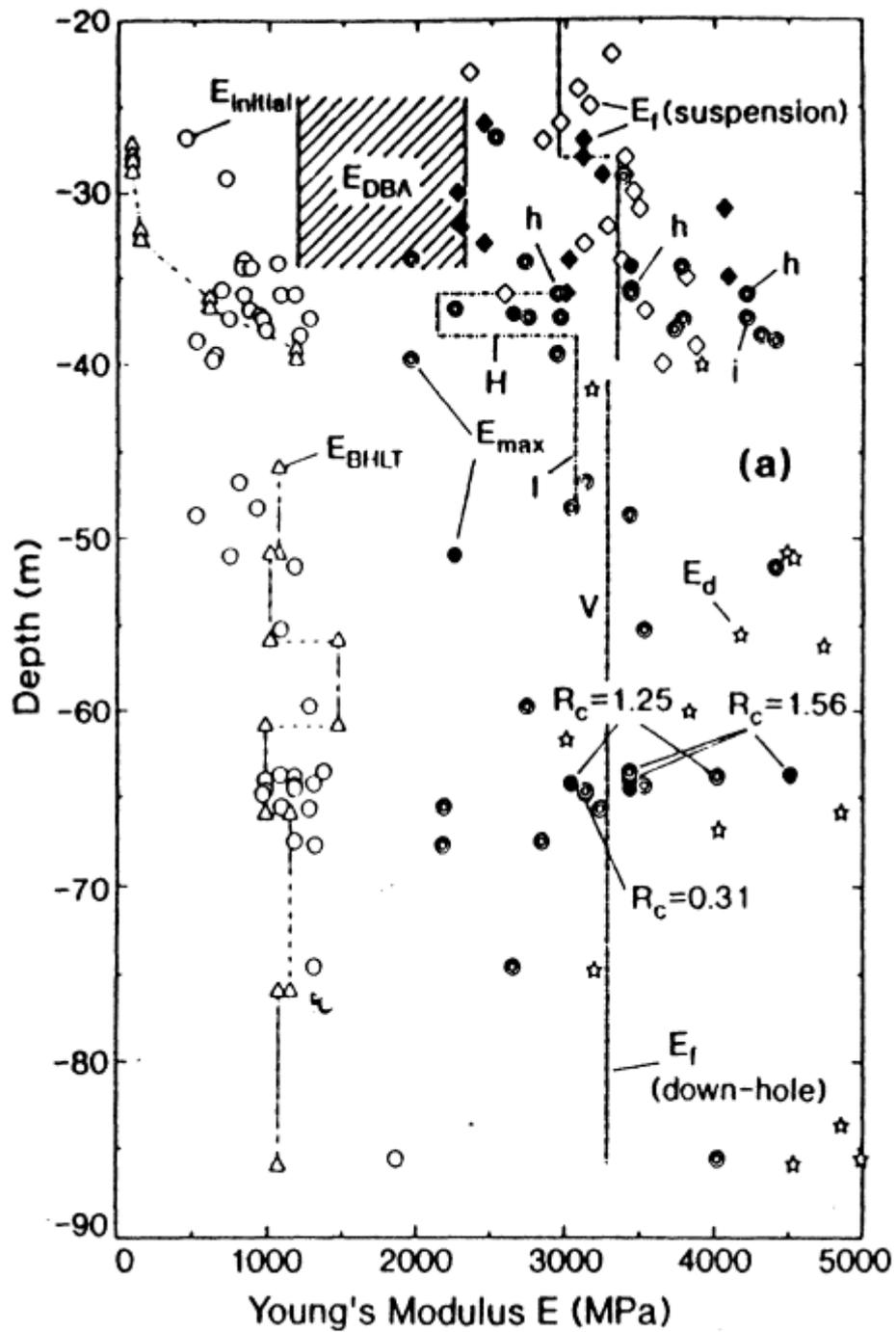


圖 2-24 比較不同試驗方法得到的楊氏模數 (Tatsuoka et al., 1993)

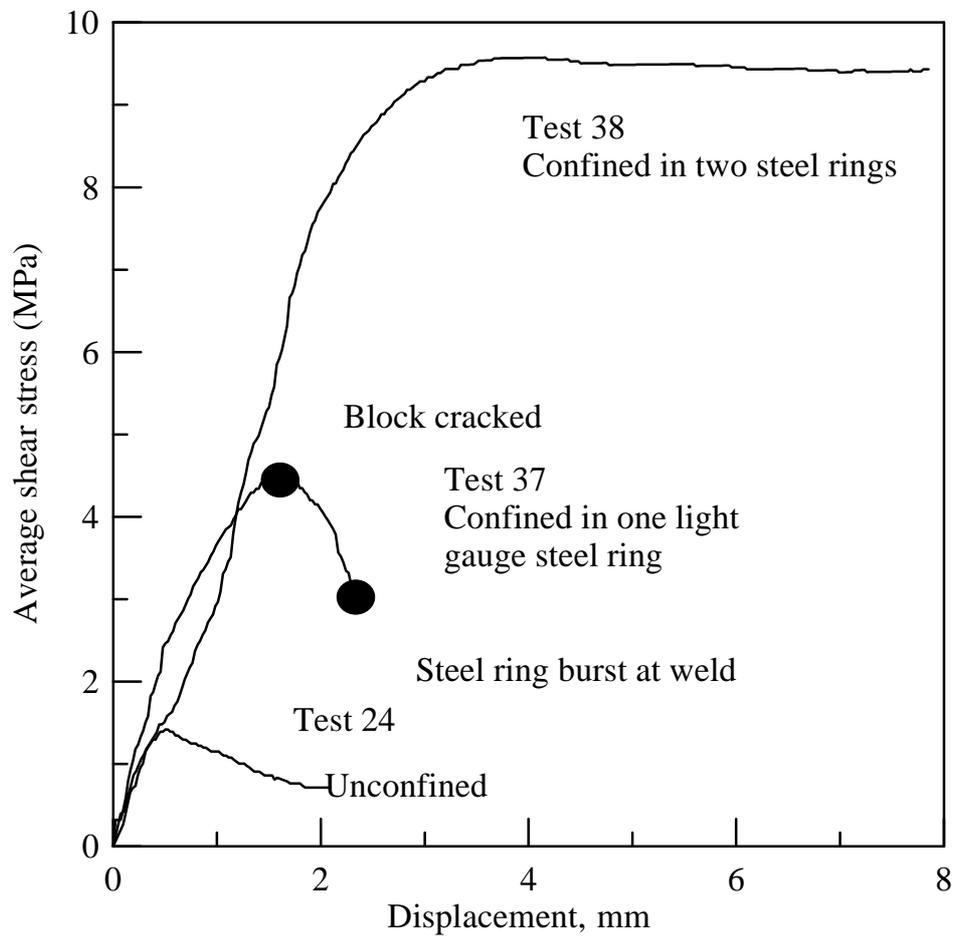


圖 2- 25 束制條件對試驗結果之關係(Williams and Pells, 1981)

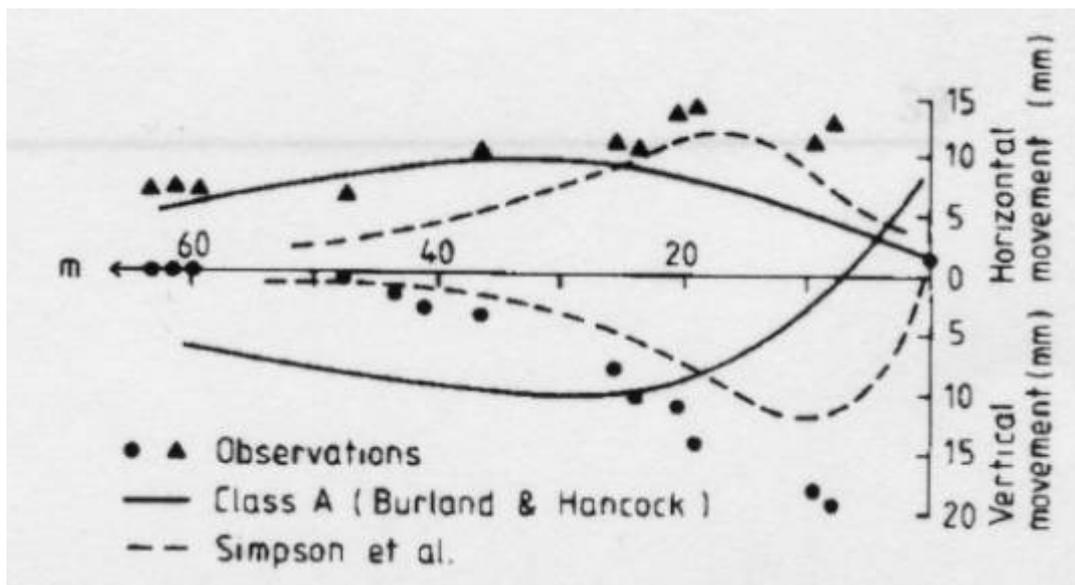


圖 2-26 小變形理論模擬結果與現地量測結果比較(Simpson et al., 1979)

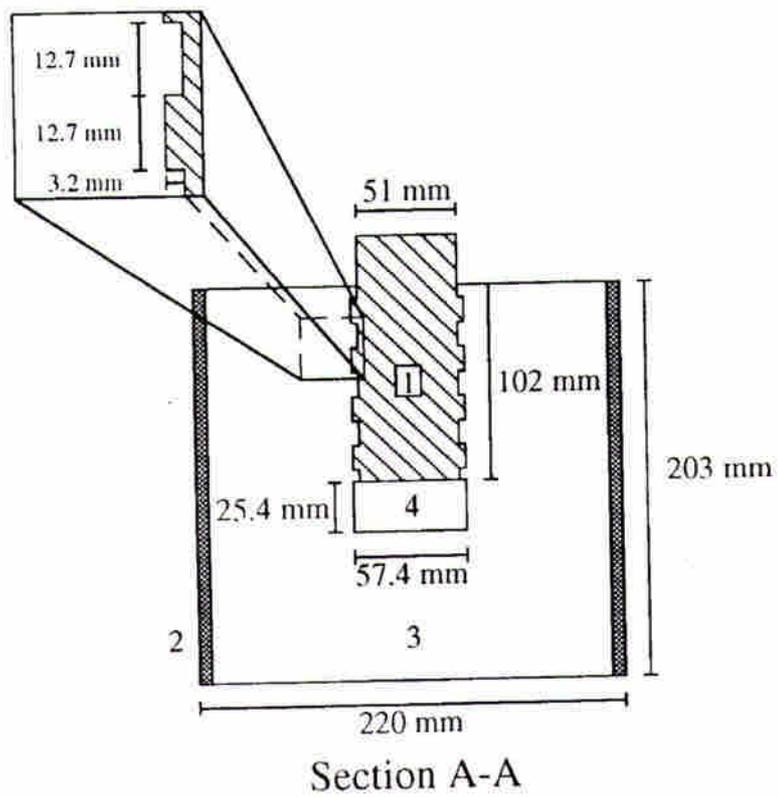
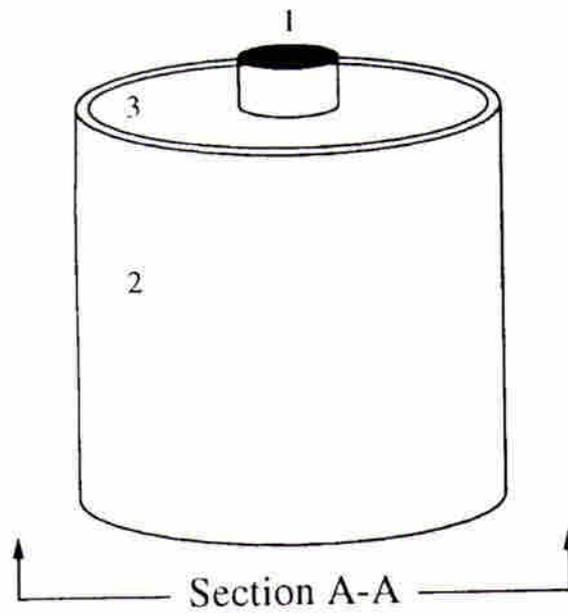


圖 2-27 模型樁承載試驗示意圖 (據自 Benmorlrane et al., 1994)

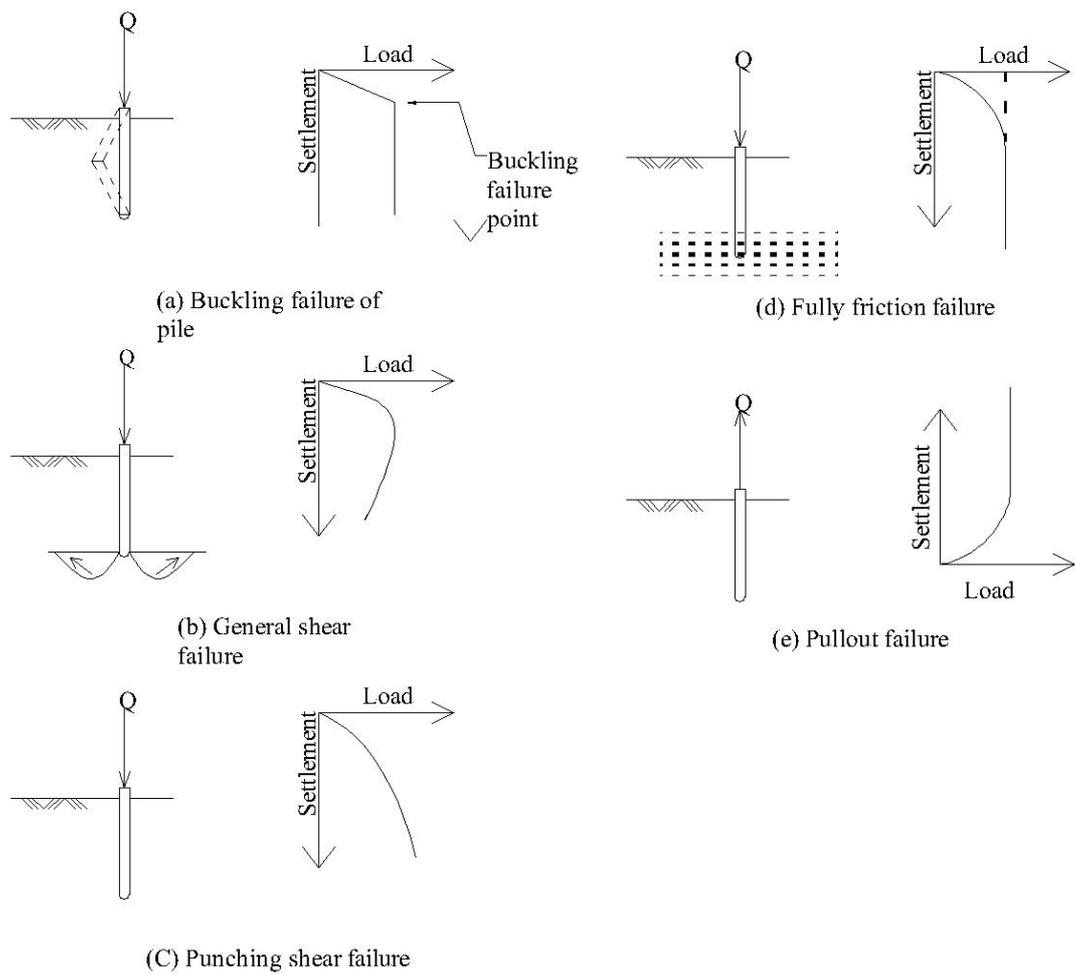


圖 2- 28 基樁之破壞模式(a)挫屈破壞(b)一般剪力破壞(c)貫入型剪力破壞(d)全面破壞(e)拉拔破壞(洪正杰，2002)

第三章 現場試驗

本實驗場地之位置位於寶山第二水庫大壩古壩墩之停車場預定地，在經過實驗前的整地後，該位置之標高約 155 米，研究團隊在其他子計畫中針對此試驗場地進行地表地質調查，其地表下岩層之位置如圖 3-1 (a) 所示。而在考慮本實驗主要之對象為軟弱岩石，且希望其強度不因含水量之高低而有過大的改變，如一般泥岩之行為，因此選定該範圍內的砂岩露出地表的區域做為實驗場地，如圖 3-1 (b) 所示，而在經過計算後才可知，除反力樁會進入下層岩層外，本實驗所使用之試驗樁全長皆在該岩層內。圖 3-2 展示研究團隊在其他子計畫中在三個鑽孔內 (B1 至 B3) 所做傍壓儀試驗所得初始擴張壓力 (P_0)、降服壓力 (P_y) 以及加壓解壓剪力模數 (G_{ur}) 與深度之關係。

3.1 模型樁之準備

雖然全尺度試驗可說是研究樁基礎與岩體互制行為之最佳方式，但因其所需經費甚為可觀，且由於本實驗希望將樁加載至破壞，而若採用全尺度試驗則可能無法達到其極限載重，故為配合加載儀器僅能達四百噸之大小以及鑽探機具之限制，將本實驗之樁徑大小訂為 30 公分，而為達到本實驗所應用之 FBG-SD 系統之最佳量測範圍，設計之樁長採用 3 公尺。計算樁之承載力時，日本實驗之樁深為 3 公尺

$$\Rightarrow \sigma'_v = 1.7 \times 3 = 5.1 \text{ t/m}^2$$

其中 $\gamma_m = 1.7 \text{ t/m}^3$ (依林智慧(2004)實驗結果)

$$\begin{aligned} \text{日 } Q_u &= Q_b + Q_s = (\sigma'_v N_q) A_b + f_s A_s \\ &= 5.1 \times 60 \times \frac{\pi}{4} \times 0.3^2 + \frac{15.9}{2} \times 3 \times \pi \times 0.3 \\ &= 44.1 (\text{噸}) \end{aligned}$$

$$\text{其中 } f_s = K \times \sigma'_v \times \tan \delta$$

$\tan \delta \approx 0.78$, K 值採用 Broms 之建議值, 於高相對密度砂土中採用 4

$$(1) A_g = \frac{\pi \times 30^2}{4} = 707 \text{ cm}^2$$

極限載重假設為 44 噸

$$\frac{Pu}{A_g} = \frac{44 \times 1000}{707} = 62.2 \text{ kgf/cm}^2$$

(2) 估算(保護層 4cm, 假設採用 D10 箍筋, D16 主筋)

$$\Rightarrow \gamma \approx \frac{30 - 2 \times 4 - 2 \times 0.953 - 1.91}{30} = 0.6$$

(3) 按 f_c' , f_y , γ 查圖

$$(f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2, f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2)$$

$\gamma = 0.6$ 時, ρ 尚不足 0, 故取 $\rho = 0.005$ 計算(偏向保守)

此時之 $P_u = 160 \times 707 = 113120 \text{kgf} \approx 110$ 噸

(4) 計算 $A_{st} = \rho_g A_g$

$$A_{st, req} = 0.005 \times 707 = 3.54 \text{cm}^2$$

依規範規定圓形橫箍筋之柱至少須有四支主筋

設計使用 4 支 D16 主筋， $A_{st} = 7.94 \text{cm}^2$

此時之極限載重約為 45 噸

(5) 法定最小箍筋間距 $s = \min(16x \text{ 主筋直徑}, 48x \text{ 箍筋直徑}, \text{柱之寬度}) = 20 \text{cm}$

設計採用之樁之配筋如圖 3-3 所示，其中 S1 及 S2 各代表不同位置的主筋。

3.2 載重試驗設備與程序

本實驗之反力系統由反力座與反力樑構成(圖 3-4)，其設計最高可提供 400 噸之反力。反力座由每各以 50 噸高拉力螺桿與反力樁固定，反力樁則深入岩體達 7 公尺以提供反力，反力座其上承接反力樑。反力座與反力樑總共以八支 50 噸高拉力螺桿固定，400 噸油壓千斤頂則懸掛在反力樑之中間。本實驗所欲量測之樁即在千斤頂之下方，其示意圖如圖 3-5 所示。

加載設備是提供加載時所需的荷重所冊之儀器，其中包括：

- (1) 5HP 電動油壓泵 (圖 3-6)。
- (2) 400 噸雙動型實心式油壓千斤頂 (圖 3-7)。
- (3) 量測加載之 400 噸及 100 噸荷重計 (Load cell)。

3.1.4 樁載重試驗加載程序

軸向加壓程序依照 ASTM D1143-81(Reproved 1994) 試驗規範之加載方式，其中又多採用標準加載或快速加載進行，茲將其兩種方式略述如下：

1. 標準加載試驗：分 8 次加載到設計荷重，每次加載增量為設計載重的 12.5%，加載時間間隔最多為 2 小時，若沉陷速率小於每小時 0.25mm，則可進行下一階段荷重。加壓完成後須保持壓力 12 小時以上，之後再分 4 階段減載至 0 並保持 12 小時後，再分 4 階段加載至設計載重的 2 倍，最後以設計載重的 10% 為增量加載至破壞或最大試驗載重。
2. 快速加載試驗：每次加載增量為設計載重的 10-15%，加載間隔為 2.5 分鐘或其他規定值，但其值應為 2.5 分鐘之整數倍；在減壓過程中分 4 次減壓，每次維持荷重值 1 小時，而本實驗由於記錄量測結果之時間上的限制，所以採用之加載間隔為 30 分鐘。

由於標準加載之方式主要的優點是可量得可能產生的潛變，而依照前人對本實驗場址的研究，判斷岩體之潛變影響不大，故本實驗為節省實驗之時間，在判斷不影響實驗結果的情形下，採用快速加載之方式進行樁載重試驗。

3.3 量測儀器之設置

本實驗的量測儀器可分為傳統之測傾儀，用以量測周圍岩體之變形量；光纖光柵所組成之量測系統，用以量測樁身以及周圍岩體之變形量；另外還包括 Load cell 以及 LVDT 測微計來量測加載之重量以及樁頂之沉陷量，茲將其簡述如下。

3.3.1 樁身變形量測設備

本實驗於量測樁身之變形上，採取量測外部亦即樁身沉陷量，以及樁身內部變形量兩部份來量測。在量測樁身沉陷量方面，使用於樁頂架設 LVDT 的方法以量測樁頂之沉陷量，如圖 3-8 所示，首先先在與樁相距約 2 公尺處設立固定點，再於其上架設橫撐，利用磁鐵將 LVDT 吸附其上構成與反力系統分離之觀測系統；並於樁外放置一小口徑之 PVC 管，並在其中放置一支鉚筋，使其能與混凝土分離，以量測樁底岩體之變形量；而樁體的應變量則同時使用應變規以及光纖光柵來量測，黏貼應變規及光纖光柵的方式為在鉚筋上固定距離上，洗出一長約 30 公分之平台，以利兩者之黏貼，並在平台之前後洗出溝槽，以保護傳輸線，其示意圖如圖 3-9 所示。

3.3.2 傳統測傾儀量測系統

本實驗在樁之周圍打入測傾管，在其中兩孔置入傳統測傾儀量測岩體之變形量，並控制其與試驗樁之距離與放置 FBG-SD 之測傾管相等，以確保兩者在相互的影響範圍內；測傾管的配置示意圖如圖 3-10 所示，其中有一對孔位(BH-1 與 BH-3)為對稱於試驗樁呈 180°相對，一組為垂直地面之孔，而另一組則為與地面夾 60°之斜孔，傾斜之原因為希望它通過樁之底部，以利計算試驗樁整體之沉陷量；另有一組鑽孔(BH-2)為與此二組孔位連線夾九十度之垂直地面之孔，以做為對照之用；BH-1 與 BH-2 之長度為 6 米，而 BH-3 之長度為 12m。

本實驗使用傳統測傾儀所量得之結果作為正確值，其原因在於以下兩原因，其一為傳統測傾儀之精度可達 1/10000，足夠與本實驗之結果作比較；另外由於本實驗在計算 FBG-SD 之讀數後，為獲得整個測傾管之變形量時，需要一固定點，意即需假設測傾管的底部沒有位移量，並以此固定點來計算上部的變形。所以若使用傳統測傾儀之數值時，因傳統測傾儀的量測原理為量測與重力方向之夾角，來換算成該量測點與垂直方向的角度變化，並進一步計算出該點之位移，故當自測傾管底部開始計算位移量時，差異值累積的問題較小。綜合上述兩個原因，故在本實驗中採取傳統測傾儀的量測結果為正確之值，並以 50 公分一次之間距量測岩體之變形，而將 FBG-SD 所量得之值與其比較。

3.3.3 光纖光柵量測系統

本研究在軟岩試體內安裝應變感應系統以量測基樁受力時，軟岩試體內應變量之分布情況，使用光纖光柵 (Optic Fiber Bragg Grating, FBG) 地層扭曲感應系統。其優點為可連接多節感測器至同一量測之測傾管內，而 FBG 之優點除了因為使用光傳遞訊號而不受電磁干擾之外，在同一光纖上可以同時安裝最多 100 點之應變量測點，因此可

時記錄此一測線上之所有變形。本實驗在樁體之周圍打入共 7 支的測傾管，以利量測系統的放置，其中兩孔為利用傳統之測傾儀來量測，而另外有三孔置入由光纖光柵所組成之 FBG-SD，最後兩孔則是利用 BOTDR 即時量測岩層之變形，如圖 3-11 所示。本實驗所使用之 FBG 訊號擷取系統可以每秒讀 100 次之速度即時監測 4 條光纖，因此可以滿足試驗之需求。

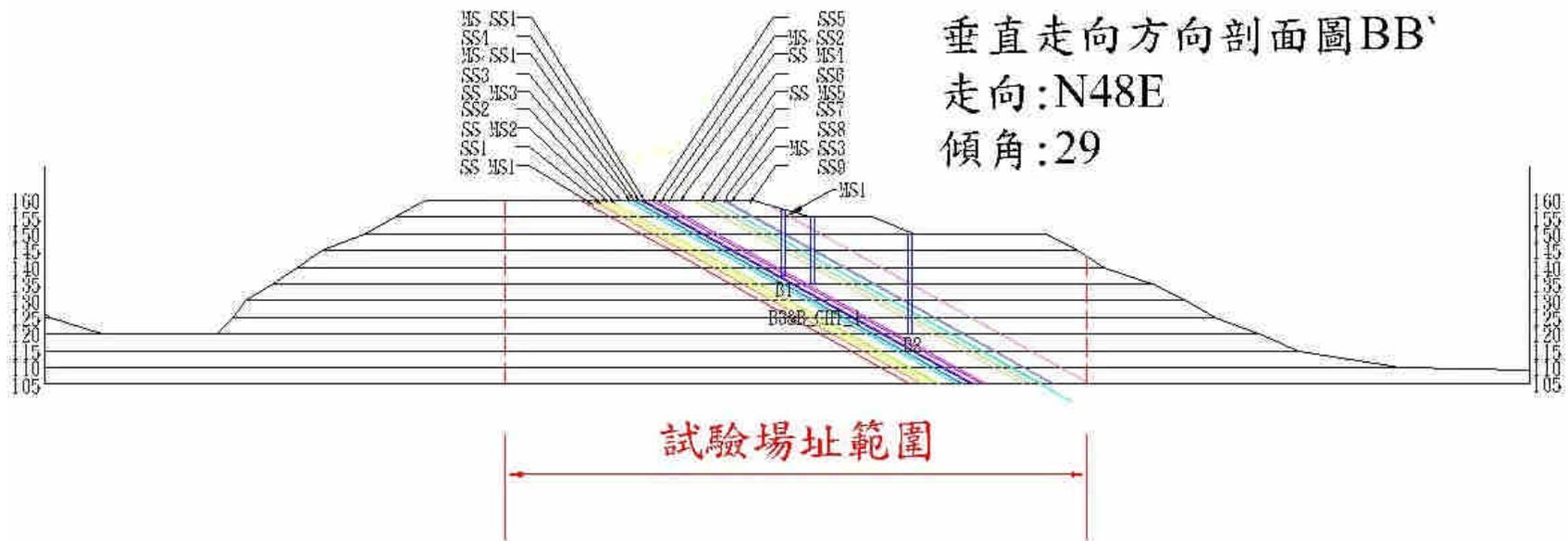


圖3-1(a) 橋載重試驗場地之地質剖面圖

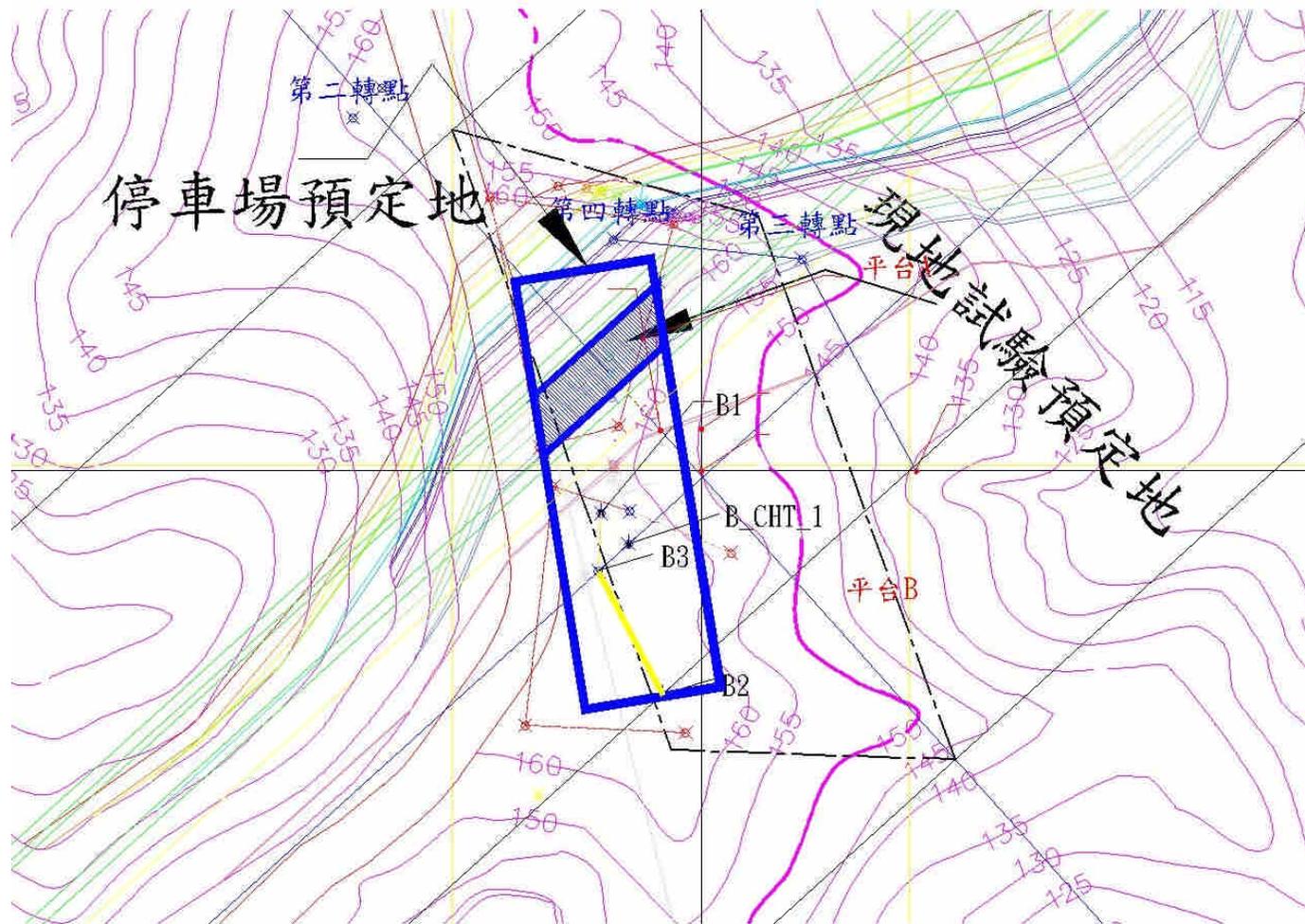


圖 3-1(b) 橋載重試驗場地之地形圖

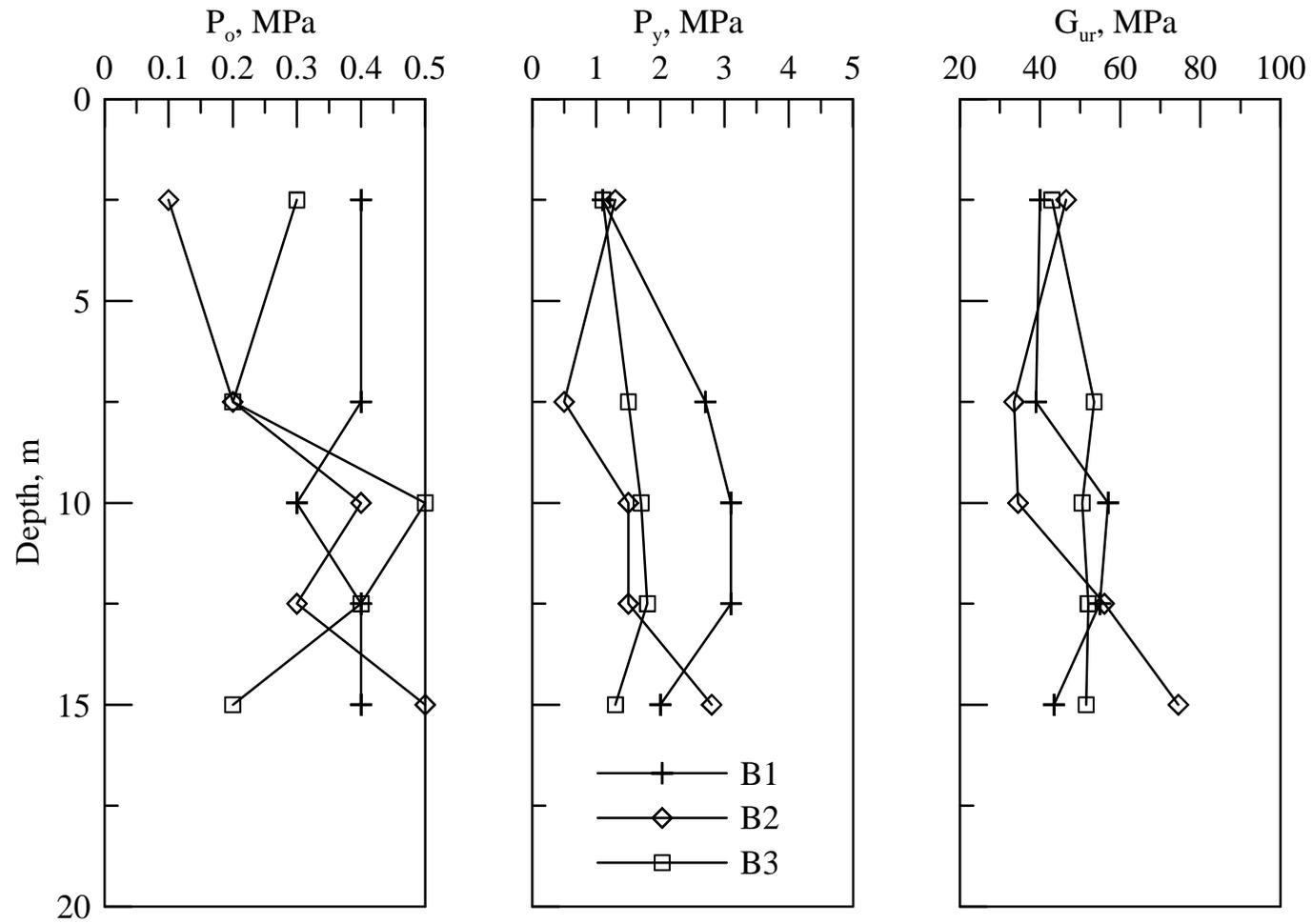


圖 3-2 傍壓儀試驗所得初始擴張壓力 (P_o)、降服壓力 (P_y) 以及加壓解壓剪力模數 (G_{ur}) 與深度之關係。



圖 3-3 (a) 橋身配筋示意圖

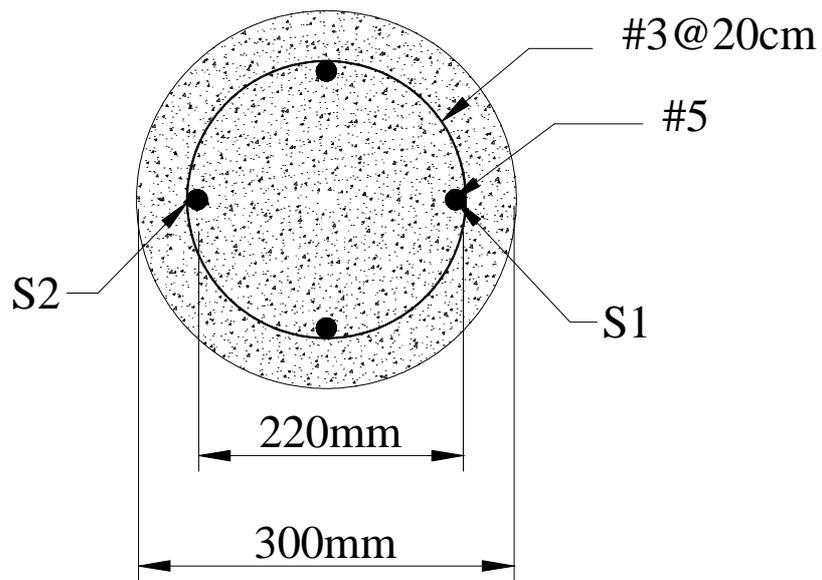


圖 3-3 (b) 樁身配筋平面示意圖



圖 3-3 (c) 樁體之鉚筋籠準備完成後之實體圖

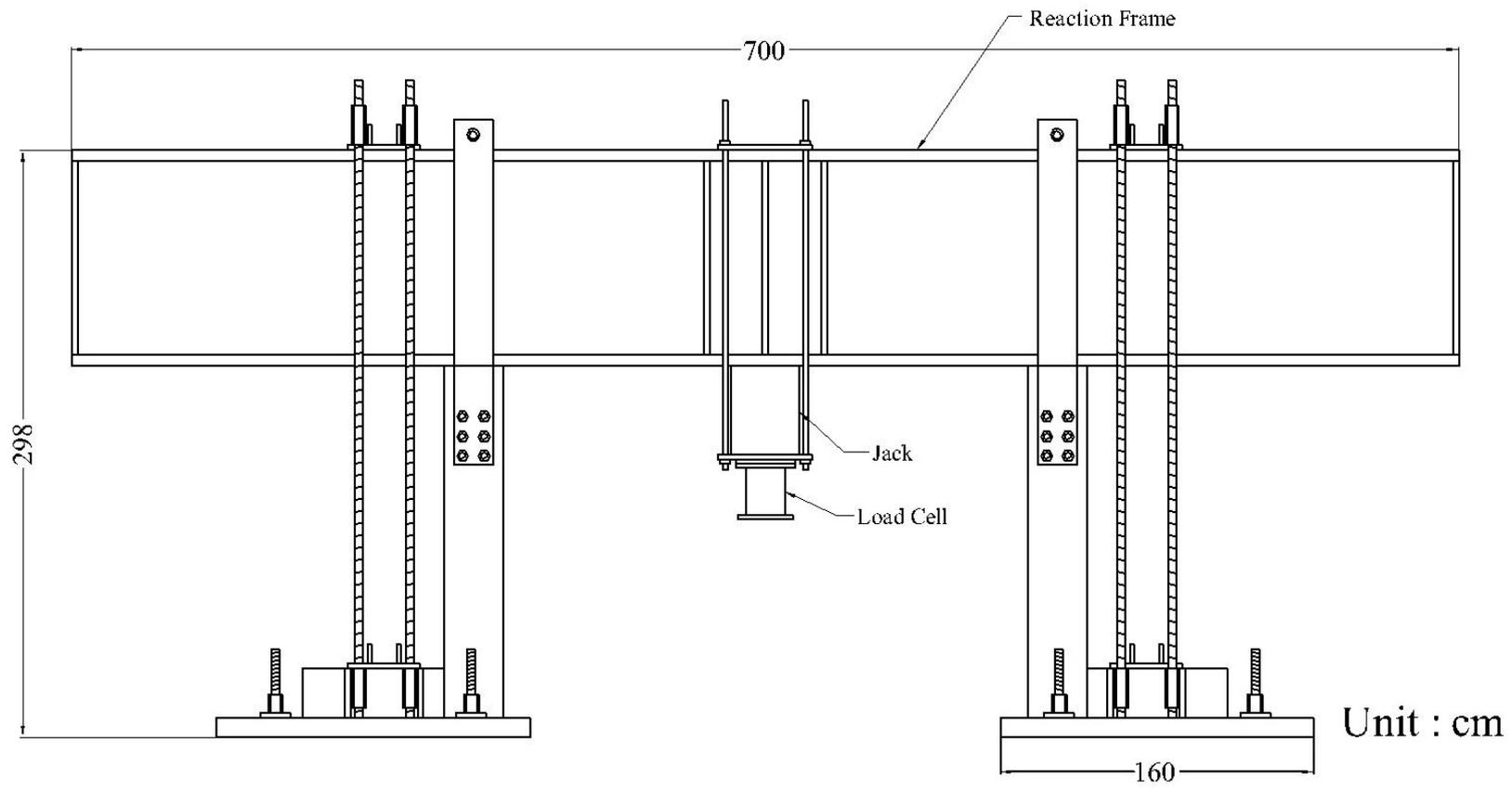


圖 3-4 現地橋載重試驗之反力系統示意圖

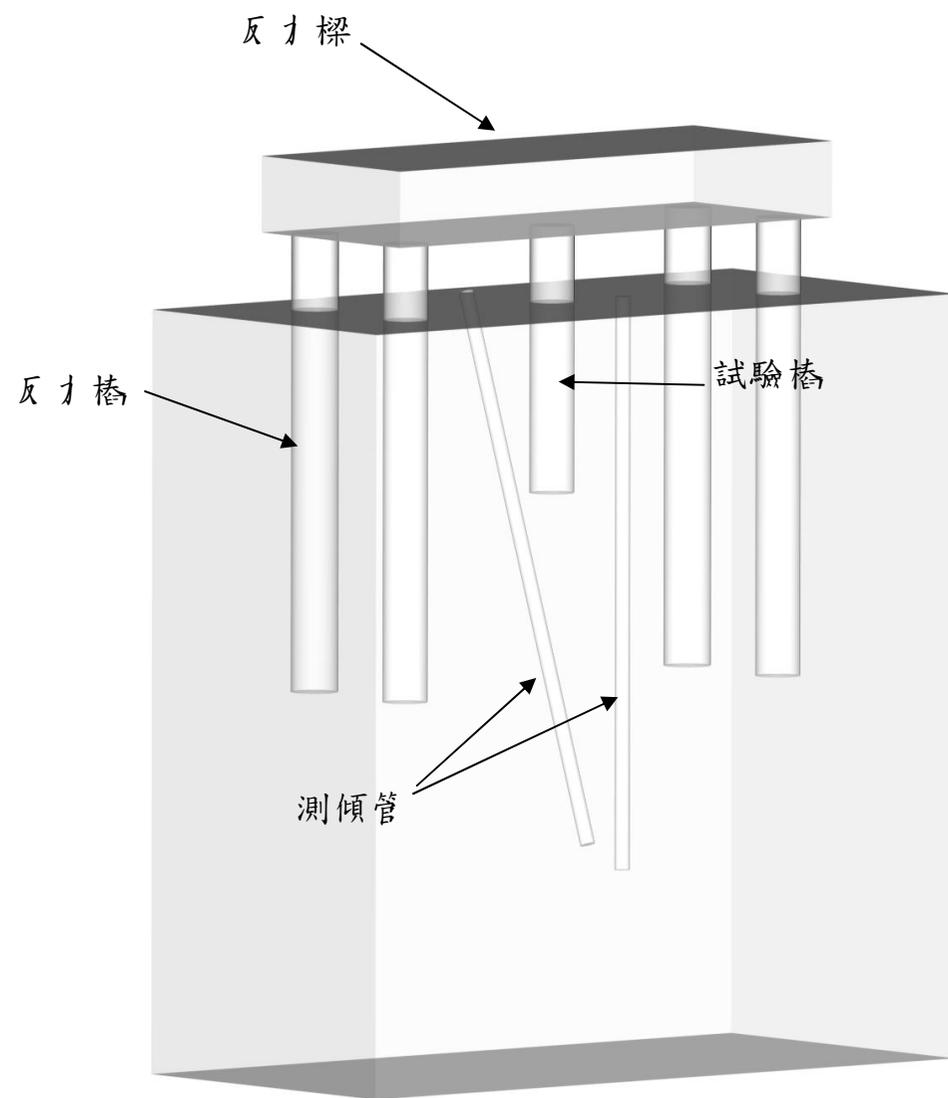


圖 3-5 現地樁載重試驗設備配置示意圖



圖 3-6 電動油壓泵(吳政達，2003)



圖 3-7 油壓千斤頂(吳政達，2003)

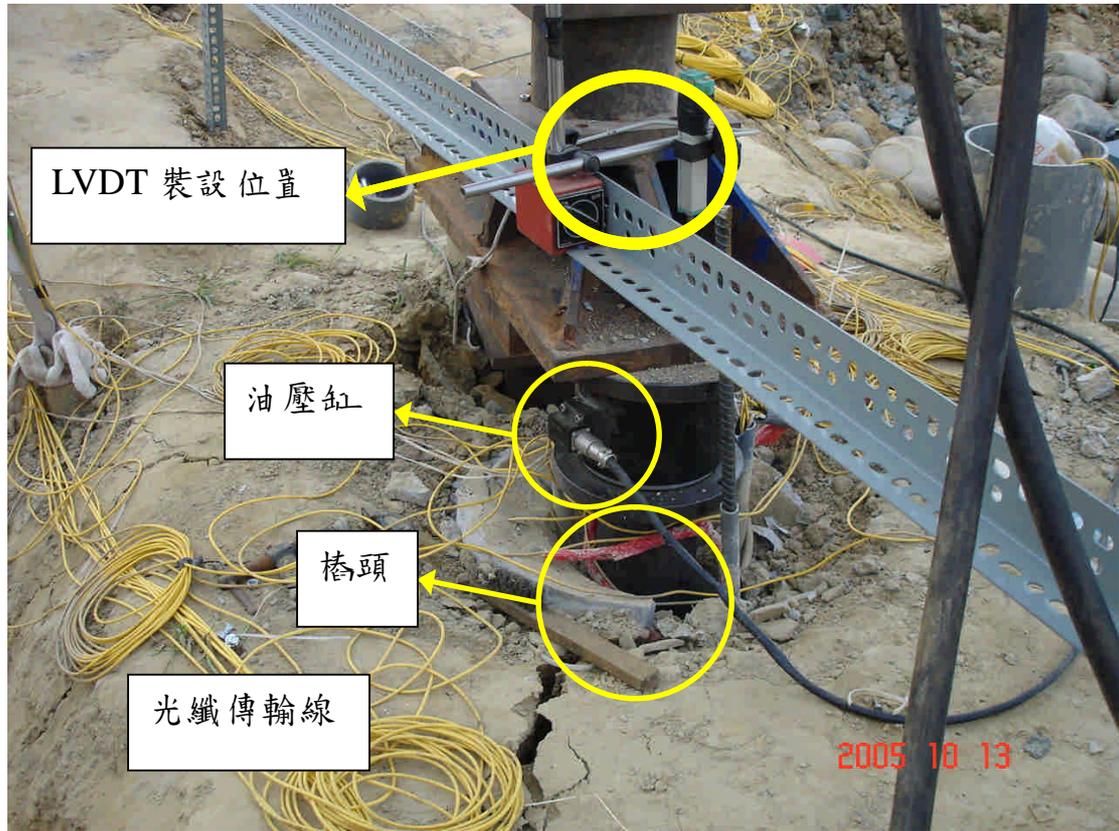


圖 3-8 現地樁載重試驗儀器架設完成圖

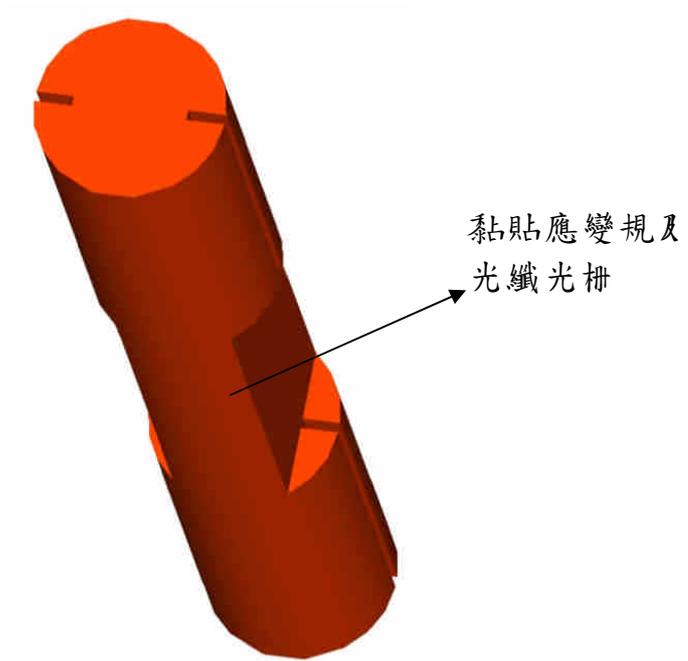
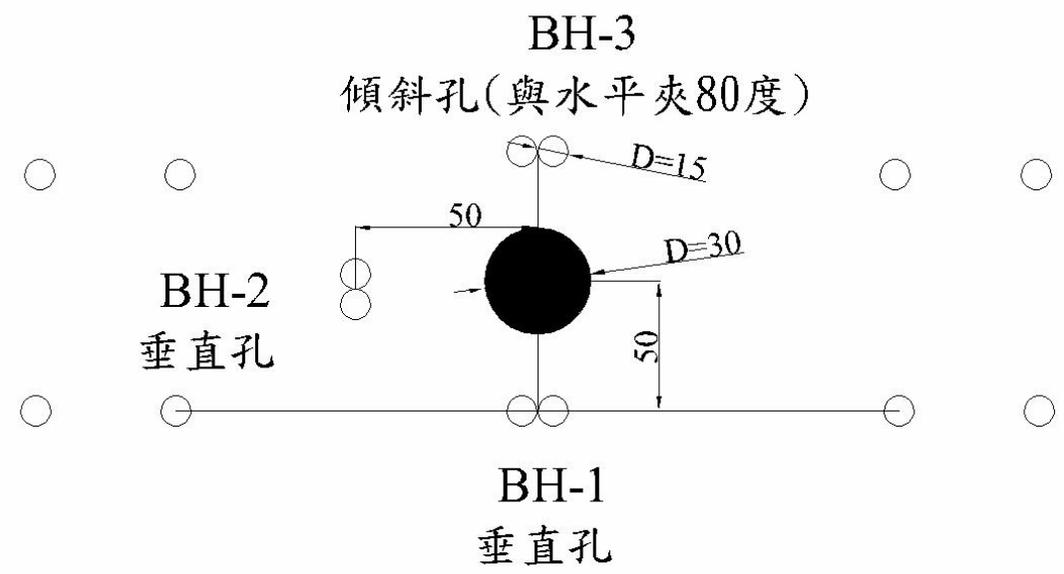
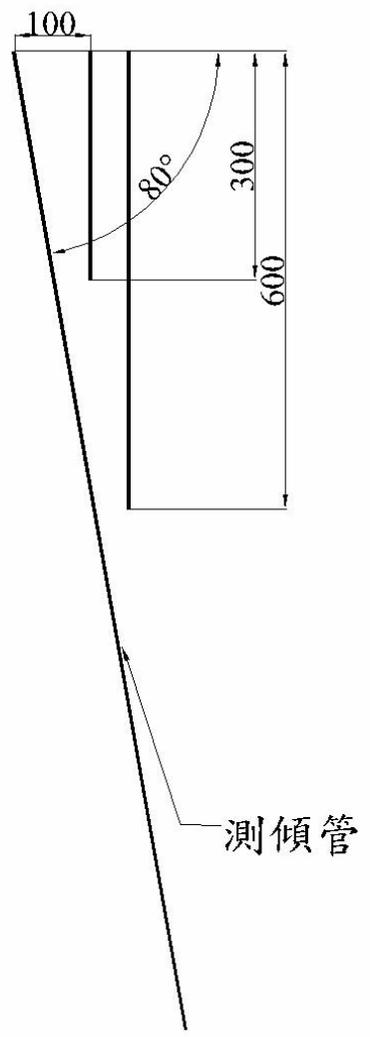


圖 3-9 (a) 光纖黏貼在鑄筋上之示意圖



圖 3-9 (b)光纖光柵及應變規黏貼於鉚筋之實體圖



單位：cm

圖 3-10 現地橋載重實驗鑽孔位置示意圖

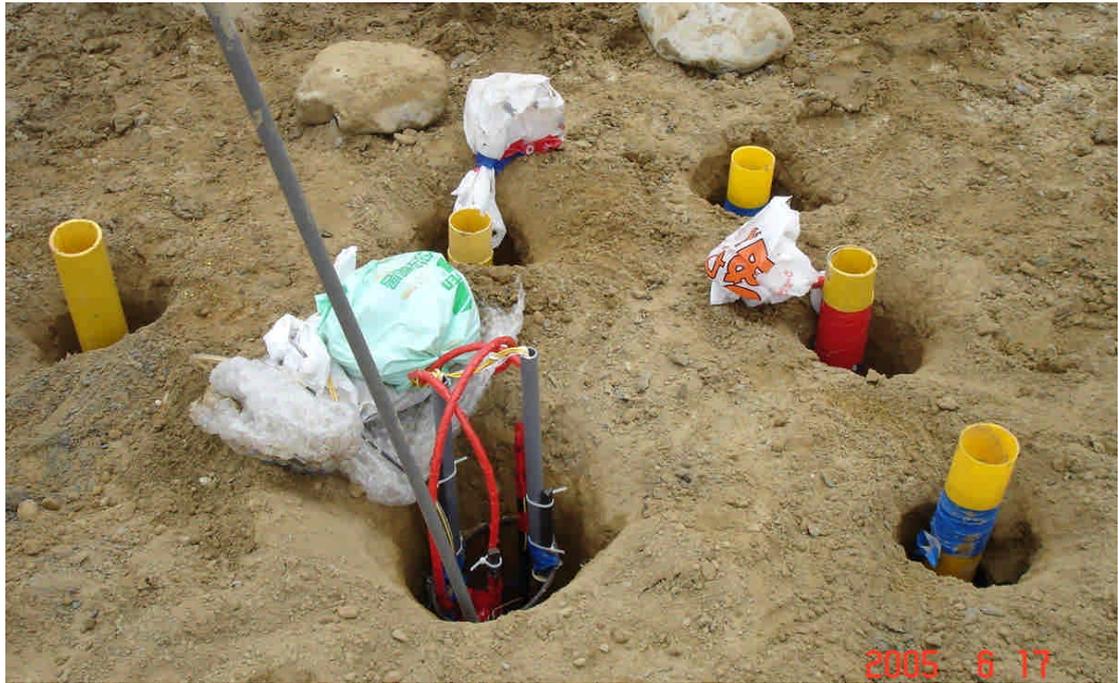


圖 3-11(a) 現地樁體及測傾管埋設完成實體圖



圖 3- 11 (b) 光纖直接黏貼於測傾管上之實體圖

第四章 試驗結果與討論

本實驗進行樁載重試驗時以油壓千斤頂施加载重，並以 Load Cell 讀取實際施加之載重，現場試驗之架設如圖 4-1 所示。實驗過程之加载方式遵照 ASTM D1143-81 (Reproved 1994) 試驗規範之快速加载方式，每次載重之增量為樁設計載重之 10%，在加载至約 50 噸時 (491kN)，樁頂出現明顯之沉陷量過大及承载力無法提升的情形。圖 4-2 敘述試樁加载之歷時曲線。樁頂所量得沉陷量對載重之曲線展示於圖 4-3。如試驗數據所示，當載重增加至 491kN 時樁頂及樁周圍之岩體產生大量的裂痕(如圖 4-4)，而測微計此時之沉陷量約為 2.3mm。由於基樁明顯的在周圍軟弱岩石尚未達到其極限承载力時即因混凝土強度不足的關係而破裂，所以無法完整的針對軟弱岩石之基樁承载力做一完整之分析。將樁體周圍之岩體挖開後樁體之粗糙度如圖 4-5 所示，樁體之粗糙度相當光滑，依據 Pells et al. (1980) 所提出之粗糙度的等級應屬於分類 R2。

表 4-1 是根據第二章所述之現有方法所估算試驗長地軟弱岩石之基樁之極限承载力值，計算之參數是依據林智惠(2004)所提出之實驗結果，軟岩的單壓強度 σ_c 設為 2MPa。所有估算之極限承载力值都遠大於試驗場地基樁在斷裂前之加载值，因此可以架設試驗基樁裝體之斷裂應遠在軟弱岩石達到其極限承载力之前。

4.1 樁內應變監測量測結果

樁內之應變量測數據分別為光纖光柵之讀數，以及利用應變規所量得之讀數，其結果包括 S1 鋼筋上之值及 S2 之值，將結果表示如表 4-2 及表 4-3 所示。

由兩者之數據中可獲得以下結論：

1. 兩者所得到之數據其值雖然有差異，但其趨勢皆相同，亦即在到達極限承载力後其壓縮量皆大幅減少，其原因應為在到達極限載重後，樁內部產生破壞而使得主筋與混凝土之握裹力喪失，因此主筋不再隨樁體一起被壓縮，因此產生反向的應變。而光纖量測數據與應變規所得之數據有差異的原因可能因在黏貼光纖及應變規時由於空間的限制，兩者無法準確的貼在同一水平高度上，因此產生應變的不同。
2. 在載重較小時，樁兩側的應變有相當大的不同，其原因應是因為在實驗中載重沒有準確的加在樁的中心點，因此在加载較小時由於偏心的原因造成一邊應變量較大而另一側則小了許多，甚至有被拉長的現象。
3. 光纖光柵比應變規所量之讀數要穩定許多，因此在後續之分析採用光纖光柵之結果。

若以樁載重試驗中樁內鋼筋所得之應變乘以鋼筋混凝土之綜合楊氏模數即可推估在監測點基樁所承受之應力，此應力再乘以基樁之橫斷面積即可估算基樁在此監測點所承受之軸向力，將這些數據整合即可進一步求出樁身內部力傳遞(load transfer)之行為。

4.2 周圍岩體變形量測結果.

周圍岩體變形量測的結果可分成利用 FBG-SD 量測得到的結果，以及利用傳統測傾

儀量測的結果。而兩種方式所量測到的數據又分為三組，即圖 3-10 中所示之三個不同方向的孔位(BH-1、BH-2 與 BH-3)，量測的數據如圖 4-6 至 4-8 所示，圖中正值代表走向基樁的方向，負值則代表遠離基樁的方向。圖 4-6 至 4-8 顯示由 FBG-SD 監測系統所量測到的變位，與傳統測傾儀所量得之結果在趨勢與數量上大致相同，表示本研究所製作之 FBG-SD 監測系統是可以使用的。數據之所以有一些差異可能的原因包括：

1. 在現地裝設傾斜管時，由於鑽孔條件的限制，例如兩個不同的鑽孔位置無法完全相鄰，再由於現地岩層的性質差異，造成即使是約略相對位置的兩孔，也可能量測到不同的數據。
2. 由於在裝置傾斜管時其與岩體間的空隙中灌漿沒有非常確實，部份漿液可能流失到岩體縫隙中。因此在試驗進行時會有晃動的情形產生，因此會造成兩者數據間的差異。

表 4-1 日經驗公式所得到樁之承載力

	關係式	q_p (MPa)	Q_t (kN)
Coates, 1967	$3\sigma_c$	6	426
Teng, 1962	$8\sigma_c-5$	11	777
Rowe & Armitage, 1987	$2.7\sigma_c$	5.4	383
		q_s (MPa)	Q_s (kN)
Rosenberg & Journeaux, 1976	$0.375(\sigma_c)^{0.515}$	0.54	1527
Kenney, 1977	$\sigma_c C_1 C_2$ *1	0.1	283
Horvath & Kenney, 1979	$\lambda \sqrt{\sigma_c}$ *2	0.35	991
Rowe & Armitage, 1987	$0.45 \sqrt{\sigma_c}$	0.64	1811

*1 : C_1 : 光滑樁身為 0.1, C_2 : 綜合折減係數設為 1

*2 : λ : 經驗因子設為 0.25

表 4-2 樁身鉚筋上應變計量測結果

鉚筋 S1 所得應變量測

深度(m) \ 載重(kN)	0.75	1.5	2.25
196	-6.63E-06	-7.82E-06	-3.13E-06
294	-2.30E-05	-1.37E-05	-8.59E-06
392	-2.14E-05	-1.80E-05	-1.29E-05
491	-1.17E-05	-6.64E-06	-8.99E-06

鉚筋 S2 所得應變量測

深度(m) \ 載重(kN)	0.75	1.5	2.25
196	7.79E-06	1.17E-05	1.95E-05
294	-3.89E-05	-9.77E-05	-7.40E-05
392	-1.05E-04	-1.21E-04	-1.17E-04
491	3.89E-05	-7.82E-05	1.40E-04

表 4-3 橋爪 鉚筋上 光纖光柵量測結果

鉚筋 S1 所得應變量測

載重(kN) \ 深度(m)	0.75	1.5	2.25
196	-9.37E-06	-7.83E-06	-4.56E-06
294	-1.22E-05	-1.14E-05	-7.74E-06
392	-1.54E-05	-1.20E-05	-7.83E-06
491	-4.46E-06	-3.78E-06	-1.46E-06

鉚筋 S2 所得應變量測

載重(kN) \ 深度(m)	0.75	1.5	2.25
196	-9.89E-06	-8.69E-06	-5.16E-06
294	-1.59E-05	-1.33E-05	-9.55E-06
392	-1.51E-05	-1.26E-05	-9.46E-06
491	-3.27E-06	-6.88E-07	-6.88E-07

表 4-4 橋樑承載力 (kN) 之分佈

根據 FBG 在鉚筋 S1 所得應變量測

載重(kN) \ 深度(m)	0.75	1.5	2.25
196	145	121	70
294	189	177	120
392	238	186	121
491	-	-	-

根據 FBG 在鉚筋 S2 所得應變量測

載重(kN) \ 深度(m)	0.75	1.5	2.25
196	153	134	80
294	246	206	148
392	234	195	146
491	-	-	-



圖 4-1 基樁載重試驗現場照片

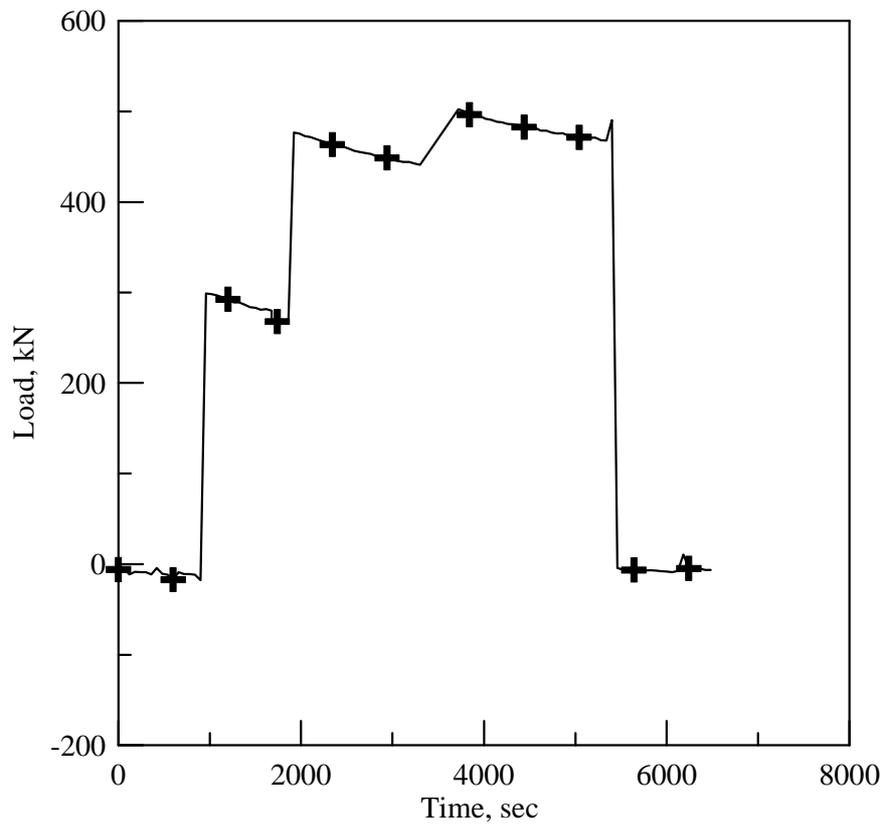


圖 4-2 現地樁載重加載力與時間的關係



圖 4-4 現地樁載重樁體破壞之實體圖



圖 4-5 現地樁載重樁身粗糙度之實體圖

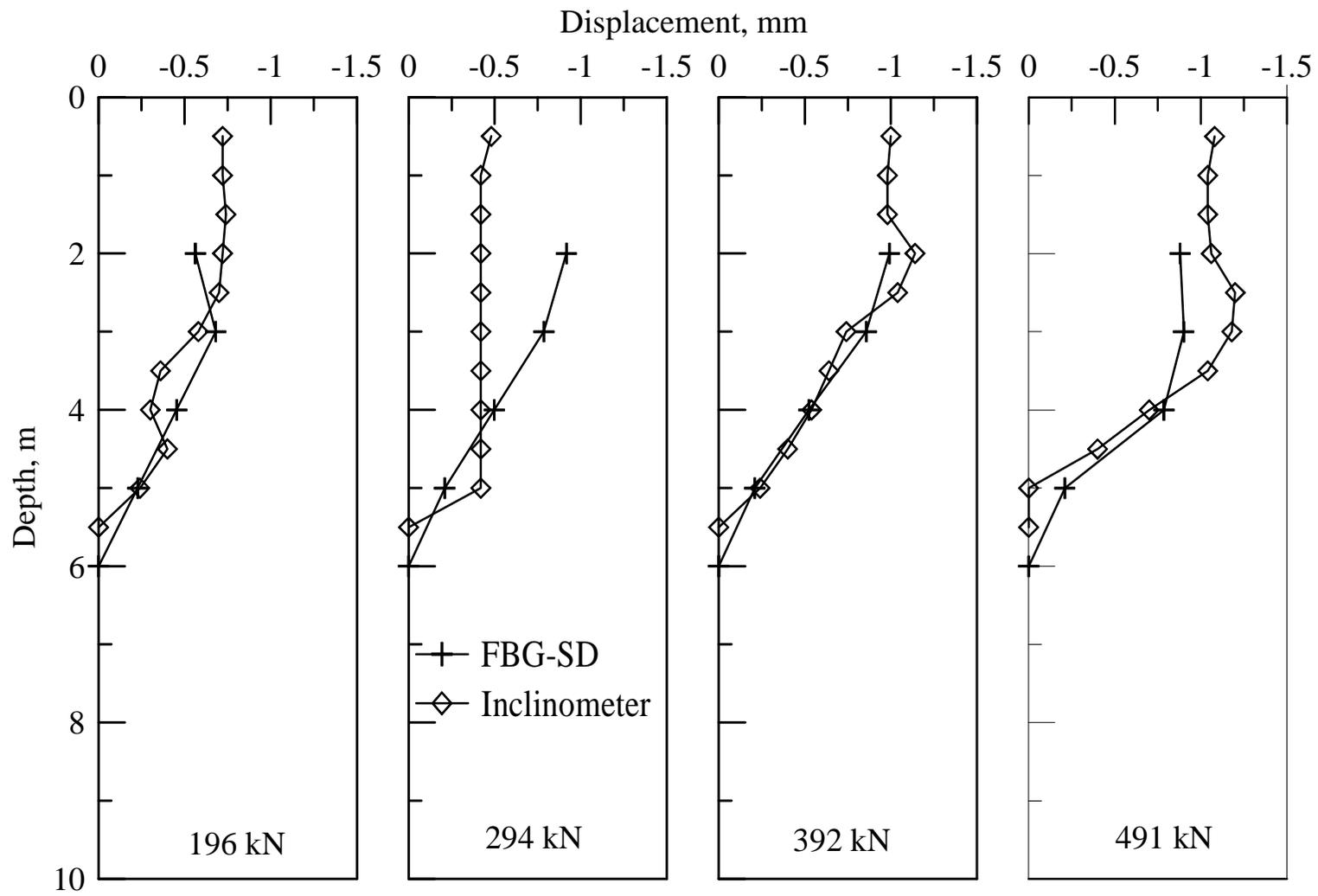


圖 4-6 BH-1 孔內測傾管與 FBG-SD 量測變形結果之比較

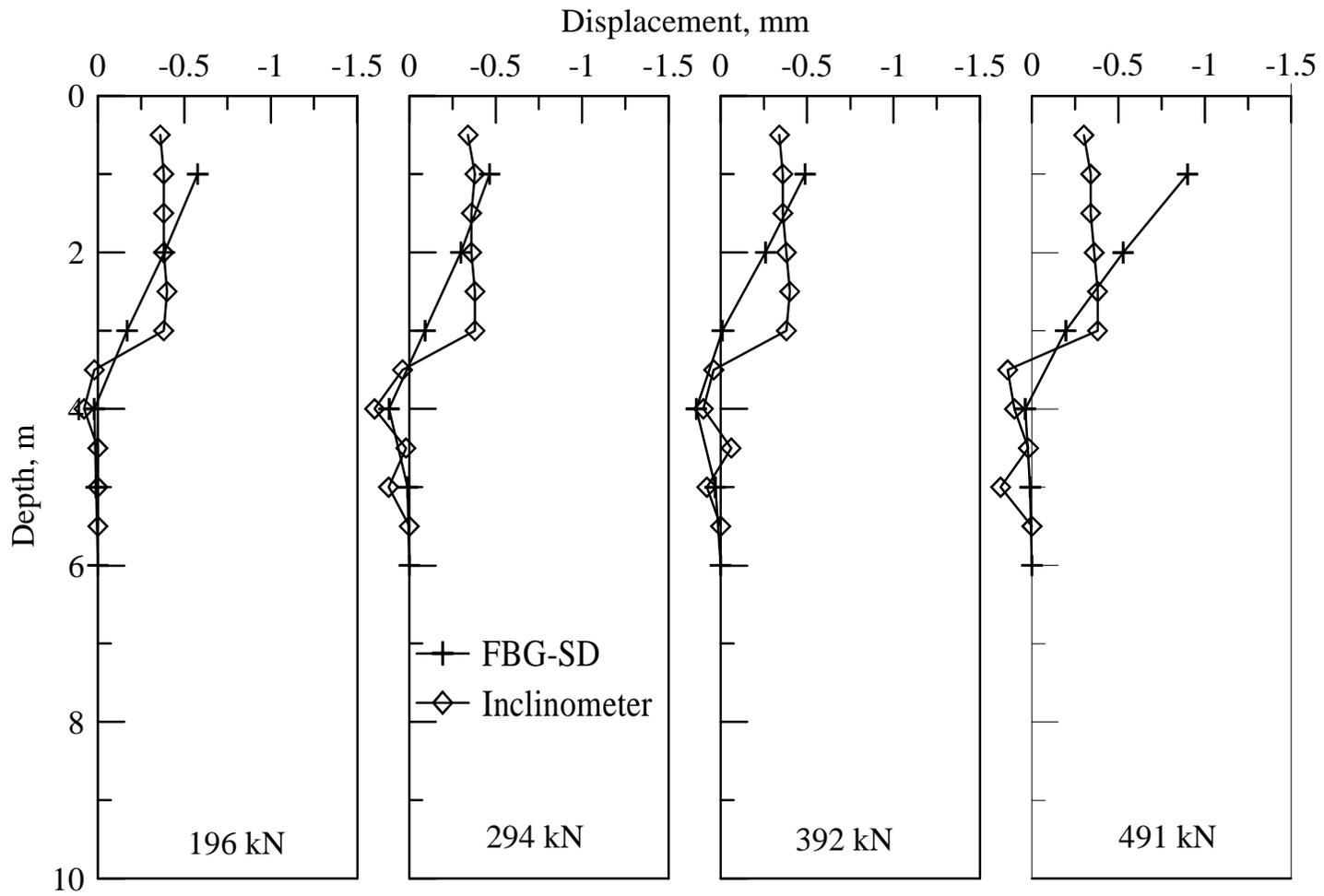


圖 4-7 BH-2 孔內測傾管與 FBG-SD 量測變形結果之比較

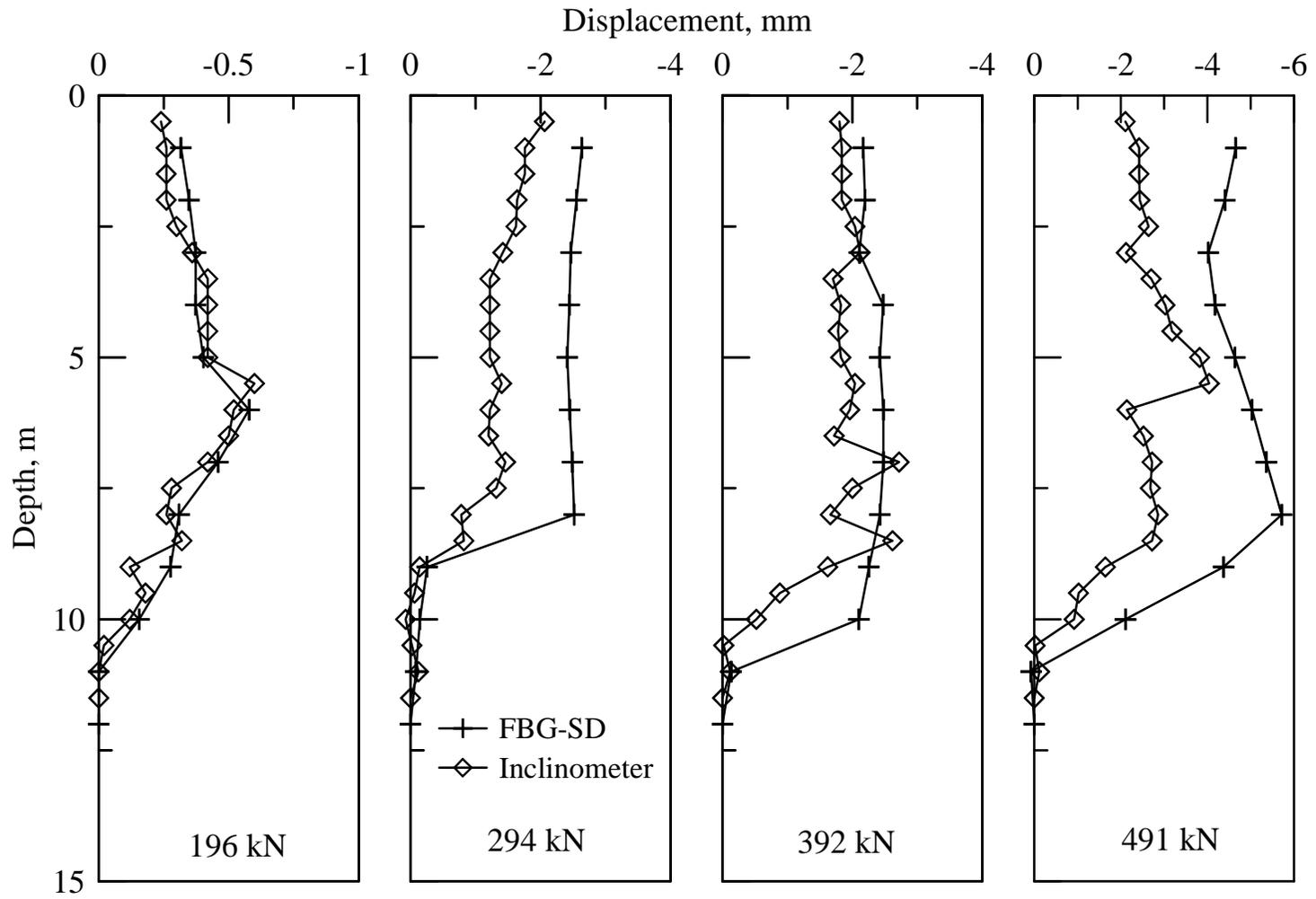


圖 4-8 BH-3 孔內測傾管與 FBG-SD 量測變形結果之比較

參考文獻

- 中國土木水利工程學會，2005，混凝土工程設計規範與解說。
- 王慧蓉，2000，「軟弱岩石之漸進屈伏模式及其應冊」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 何春蓀，1986，「台灣地質概論及台灣地質圖說明書」，經濟部中央地質調查所，第 99-102 頁。
- 李瑞庭，2006，「光纖光柵讀取系統軟體之研發」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 林傑，1997，「軟弱砂岩剪脹及潛變行為研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論立。
- 林銘朗、林煜卿，1998，「新竹地區寶山泥質岩石力學性質研究」，岩盤工程研討會論立集，新竹，國立交通大學，第 139-148 頁。
- 林立森，1998，「軟弱岩石中之傍壓儀試驗」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 林景民，2001，「軟弱岩石之應力應變與屈服行為」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 吳政達，2003，「岩鎖基樁模型承載試驗」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 房正國，1999，「軟弱岩石孔壓試驗儀器之研發」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 洪正杰，2000，「沉泥質砂土中拉力樁與壓力樁荷重行為之差異」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 洪任賢，2002，「軟弱岩石之應力應變行為」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 陳至揚，2001，「光纖光柵感測扭曲儀之研發」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 潘以立(1991)，「介紹一個適用於土壤的彈塑性力學模式」，第二屆大地工程學術研究討論會論立專集,pp.1-9
- 廖學志，2003，「多功能孔壓試驗儀之改良及試驗結果詮釋」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- 卿建業，1995，「人工軟弱岩石承載行為研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論立。
- 孫蓮，2000，「現地傍壓儀試驗應冊在軟弱岩石孔基樁之行為模擬」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論立。
- Ansari, F. and Navalurkar, R.K., 1993, "A fiber optic sensor for the determination of dynamic fracture parameters in fiber reinforced concrete," in Application of Fiber Optic Sensors in Engineering Mechanics: A Collection of State-of-the-art Papers in the Application of Fiber Optic Technologies to Civil Structures, ASCE, pp.160-176.
- Ansari, F., 1993, "Application of fiber optic sensors in engineering mechanics: a collection of state-of -the-art papers in the application of fiber optic technologies to civil structures," ASCE.
- Barton M. E., 1993, "Cohesive Sands : the natural transition from sands to sandstones,"

- Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, ISBM., 90 5410 3442, pp. 367-374.
- Bell, F. G. and Culshaw, M. G., 1993, "A survey of the geotechnical properties of some relatively weak sandstones," *The Engineering Geology of Weak Rock*, Ed. Cripps, J. C. et al., pp. 139-148.
- Belleville, C. and Duplain, G., 1993, "White-light interferometric multimode fiber-optic strain sensor," *Optics Letters*, Vol.18, No.1, pp78-80.
- Benmokrane, B., Mouchaorab, K.S., and Ballivy G., 1994, "Laboratory investigation of shaft resistance of rock-socketed piers using the constant normal stiffness direct shear test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp. 407-419.
- Burland, J.B., 1989, "Small is beautiful – the stiffness of soil at small strains," Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, No 4, pp. 499-516.
- Canadian Geotechnical Society, 1985, "Canadian foundation engineering manual, 2nd ed," Canadian Geotechnical Society.
- Canadian Geotechnical Society, 1992, "Canadian foundation engineering manual, 3rd ed," Canadian Geotechnical Society, Toronto.
- Chiu, H. K., 1984, "A technique to predict the side resistance behavior of rock socketed piers," In *Proceedings of the 4th Australian-New Zealand Conference on Geomechanics*, May. 1984, Perth, pp. 366-371.
- Choi, S. K., 1984, "The bearing capacity of foundation in weak rock," Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Eng., Monash Univ., Australia.
- Coates, D. F., 1967, "Rock mechanics principles," *Energy Mines and Resources*, Ottawa, Canada, Monograph, pp. 874.
- Dakin, J.P., 1993, "Distributed optical fiber sensors" in *Fiber Optic Sensors*, *Proceedings of SPIE*, Vol. CR44, pp.162-199.
- De Bruyne, N. A., and Houwink, H., 1951, "Adhesion and Adhesives," New York, Elsevier Publishing Company.
- De Bruyne, N. A., 1952, "Structural adhesives," London, Lange, Maxwell, Springer.
- Dight, P.M., and Chiu, H.K., 1981, "Prediction of shear behavior of joints using profiles," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 18: 369-386.
- Dobereiner L., and de Freitas M. H., 1986, "Geotechnical properties of weak sandstones," *Geotechnique*, Vol.36, No.1, pp. 79-94.
- Farhad, A. and Yuan, L., 1998, "Mechanics of Bond and Interface Shear Transfer in Optical Fiber Sensors," *Journal of Engineering Mechanics*, pp385-393, Vol.124, No.4.
- Frados, J., 1976, "Plastics engineering handbook of society of the plastics industry, Inc.," Van Nostrand Reinhold Company, fourth edition.
- Gu, D. Z., Jafari, M. R. and Mostyn, G., 1993, "An artificial soft rock for physical modeling," *Geological Engineering of Hard Soil-Soft Rocks*, Anagnostopoulos et al. (ed), 1993, Balkema, Rotterdam, pp. 517-524.
- Hecht, E., 1987, "Optics," second edition, Addison-Wesley Publishing Company Inc.
- Hight, D.W. and Higgins K.G., 1995, "An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and application," *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi and Miura (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 909-945.
- Hill, K.O., Fugii, Y., Johnson, D.C., and Kawasaki, B.S., 1978, "Photosensitivity in Optical Fiber Wave guides," *Applied Physics Letter*, Vol. 32, No. 10, pp.647-649.
- Horvath, R. G., 1982, "Behavior of rock-socketed drilled pier foundation," Ph. D. thesis, University of Toronto, Toronto.

- Horvath, R. G., and Kenney, T. C., 1979, "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers," In Proceedings of the ASCE Symposium on Deep Foundations, American Society of Civil Engineering, New York. pp. 182-214.
- Horvath, R. G., Kenny, T. C., and Trow, W. A., 1983, "Method of improving the performance of drilled piers in weak rock," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 758-772.
- Izumi, k., Ogihara, M. & Kameya, H. (1997). Displacements of Bridge Foundations on Sedimentary Soft Rock: A Case Study on Small-Strain Stiffness. Geotechnique 47, No. 3, pp.619-632.
- Jaeger, J.C., and Cook, N.G.W., 1979, "Fundamentals of rock mechanics, 3rd ed," Chapman and Hall, London.
- Johnstone, I. W., 1993, "Soft rock engineering," Comprehensive Rock engineering, ED. J. A. Hudson, Vol. 1, pp. 367-393.
- Johnstone, I.W., Donald, I. B., Bennet, A. G., and Edward, J.W., 1980, "The testing of large diameter pile rock sockets with retrievable test rig," Proceeding 3rd Australia-New Zealand Conference Geomechanics Wellington, Vol. 1, pp.105-108.
- Johnston, I. W., Lam, T. S. K., and William, A. F., 1987, "Constant normal stiffness direct shear testing for socket pile design in weak rock," Geotechnique, Vol. 37, pp. 83-89.
- Johnston, I. W., and Choi, S.K., 1985, "Failure mechanics of foundation in soft rock," Proceedings, 11th International Conference, Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol.3, pp.1397-1440, Balkema, Rotterdam.
- Johnston, I.W. , Lam, T.S.K. & Williams, A.F., 1987. Constant Normal Stiffness Direct Shear Testing for Socketed Pile Design in Weak Rock. Geotechnique 37, No. 1, pp.83-89.
- Kenney, T.C., 1977, "Factors to be considered in the design on piers socketed in rock," In Proceeding of a Conference on the Design and Construction of Deep Foundations, 25th Feb., Sudbury. Canadian Society for Civil Engineering, Sudbury, Ont. pp. 11-39.
- Kersey, A.D., 1993, "Multiplexed fiber optic sensors," in Fiber Optic Sensors, Proceedings of SPIE, Vol. CR44, pp.200-225. Kim, Y. S., Tatsuoka, F. and Ochi, K., 1994, "Deformation characteristics at small strains of sedimentary soft rocks by triaxial compression tests," Geotechnique, Vol.44-3, pp. 461-478.
- Ladanyi, B. and Nguyen, D., 1966, "Discussion on paper by Coates and Gyenge," Testing Technique for rock mechanics, ASTM, STP 402, Am. Soc. Testing Mats., pp. 36-40.
- Ladanyi, B., 1967, "Expansion of cavities in brittle media," Int. J. of Rock Mech. And Mining Sci. and Geomech. Abstr., Vol. 4, pp. 301-328.
- Ladanyi, B., 1968, "Rock facture under concentrated loading," Basic and Applied Rock Mechanics, Proc. 10th. Symp. On Rock Mechanics, Austin, Texas, 1968; SME-AIME, New York, 1972.
- Ladanyi, B. and Roy, A., 1971, "Some aspects of bearing capacity of rock mass," Proc. 7th. Symp. On Rock Mechanics, Edmonton, Alberta, 1971, pp. 161-190.
- Ladanyi, B., 1976, "Quasi-static expansion of cylindrical cavity in rock," Engineering Application of Solid Mechanics, Proc. 3rd Symp., CSCE and Univ. of Toronto. Vol. 2, pp. 219-240.
- Ladanyi, B., and Domingue, D., 1980, "An analysis of bond strength for rock socketed piers," In Proceedings of the International Conference on Structure Foundations on Rock, 7th-9th May., Sydney, Australia, Vol. 1, Edited by P.J.N. Pells. A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 363-373.
- Lewotsky, K., 1995, "Self-calibrated fiber optic sensor measures strain," Laser Focus World., pp.33-35.

- Lam, T.S.K. & Johnston I.W., 1982. A Constant Normal Stiffness Direct Shear Machine, Proceedings of the Seventh Southeast Asia, Geotechnical Conference/22-26 November 1982, pp.805-819.
- Maher, M.H. and Nawy, E.G., 1993, "Evaluation of Fiber Bragg Grating Strain sensor in high strength concrete beams," in Application of Fiber Optic Sensors in Engineering Mechanics: A Collection of State-of-the-art Papers in the Application of Fiber Optic Technologies to Civil Structures, ASCE, pp.120-133.
- Measures, R.M., 1993, "Smart structure technology and its potential for civil engineering," in Application of Fiber Optic Sensors in Engineering Mechanics: A Collection of State-of-the-art Papers in the Application of Fiber Optic Technologies to Civil Structures, ASCE, pp.17-38.
- Meltz, G., Morey, W.W., and Glenn, W.H., 1989, "Formation of Bragg gratings in optical fibers by a transverse holographic methods," Optics Letters, Vol. 14, p283.
- Mendez, A., 1993, "Applications of embedded optical fiber sensors for non-destructive testing of concrete elements and structures," in Application of Fiber Optic Sensors in Engineering Mechanics: A Collection of State-of-the-art Papers in the Application of Fiber Optic Technologies to Civil Structures, ASCE, pp.144-158.
- Michael W. O'Neill, 2001. Side Resistance in Piles and Drilled Shafts. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, January 2001.
- Mroz, Z., Norris, V. A. and Zienkiewicz, O. C., 1981. An Anisotropic, Critical State Model for Soils Subject to Cyclic Loading. Geotechnique, 31(4), 451-469.
- Oliveira R., 1993, "Weak rock material," The Engineering Geology of Weak Rock, pp. 5-15.
- Pedrotti, F. L. and Pedrotti, L. S., 1993, "Introduction to optics," second edition, Prentice-Hall Inc.
- Pells, P. J. N., and Turner, R. M., 1980, "End-bearing on rock eith particular refernce to sandstone," Proceeding on Rock Sydney, Vol. 1, pp. 181-190.
- Rosenberg, P., and Journeaux, N. L., 1976, "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, pp. 324-333.
- Rosenblad, J. L., 1969, "Development of equipment for testing models of jointed-rock masses," Soc. Mining Eng., AIME, Proc. 11th Symp. On Rock Mechanics, Calif., pp. 127-146.
- Rowe, R. K., and Armitage, H. H., 1984, "The design of piles socketed into weak rock," Research Report GEOT-11-84, Faculty of Engineering Science. The University of Western Ontario, London, Ont.
- Rowe, R.K., and Armitage, H.H., 1987, "A design method drill piers in soft rock," Proceeding of the International Conference on Structural Foundation on Rock, Sydeny, pp. 77-80.
- Serraon, A. and Olalla, C., 1994, "Ultimate bearing capacity of rock masses," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech., Absir, Vol. 31, No. 2, pp. 93-106.
- Serraon, A. and Olalla, C., 1998, "Ultimate bearing capacity of anisotropic discontinuous rock masses.Part I : Basic Model of Failure," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech., Absir, Vol. 35, No. 3, pp. 301-324.
- Serraon, A. and Olalla, C., 2002, "Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock - part I : theory," Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech., Absir, Vol. 39, pp. 833-846.
- Shields, J., 1984, "Adhesives handbook," Butterworths and Co., third edition.
- Soong, T.T. and Costinou, M.C., 1994, "Passive and Active Structural Control in Civil

- Engineering,” State University of New York at Buffalo, NY.
- Stimpson, B., 1970, “Modeling materials of engineering rock mechanics,” *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 7, pp. 77-121.
- Stimpson, B., O’Riordan N. J. and Croft D. D., 1979, “A computer model for the analysis of ground movements in London clay,” *Geotechnique*, Vol.29, pp. 149-175.
- Tatti, M., 1997, “Production and use of an interferometer optical strain gauge with comparison to conventional technique,” *Optics and Laser in Engineering*, pp269-284.
- Tatsuoka F., Kohata Y., 1995, "Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications," *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi and Miura (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 947-1061.
- Teng, W. C., 1962, “Foundation design, ” Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs. N. J.
- Tseng, H.Y., Chien, P.Y. and Chi, S., 2000, “Time counting technique based on multiplexed fiber grating sensor system.” Chung-Shan Institute of Science and Technology.
- Udd, E., 1993, “Fiber optic smart structures,” in *Fiber Optic Sensors, Proceedings of SPIE*, Vol. CR44, pp.246-270.
- Udd, E., 1993, “Fiber optic sensors: Proceedings of a Conference Held 8-11, Boston, MA,” *Proceedings of SPIE*, Vol. CR44.
- Vries, M. J. de Arya, V., and Claus, R.O., June 1996, “Fiber sensors guard Highways of the Future,” *Laser Focus World*, pp.114-115.
- Williams, A. F., 1976, “ The design and performance of piles socketed in Weak Rock ”Ph. D. Thesis, Monash Univ., Australia.
- Williams, A. F., and Donald, I. B., and Chiu, H. K., 1980, ”Stress distribution in rock socketed piles, ” *Proceeding of the international conference on structural foundation on rock*, Sydney, Vol. 1, pp. 317-325.
- Williams, A. F., and Pells, P. J. N., 1980 “Side resistance rock sockets in sanstone, mudstone, and shale, ” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, pp. 502-513.
- Zanger, H. and Zanger, C., 1991, “Fiber optics-communication and other applications,” Macmillan Publishing Company.