

國立交通大學
土木工程學系碩士班
碩士論文

軟弱岩石內模型基樁之物理與數值模擬試驗

In-Situ Pile Test and
Numerical Simulation In Soft Rock



研 究 生：陳道生

指導教授：黃安斌 博士

中華民國九十五年九月

中文摘要.....	4
Abstract.....	4
第一章 前言.....	5
1.1 研究動機.....	5
1.2 研究目的.....	5
1.3 研究內容與方法.....	6
第二章 文獻回顧.....	8
2.1 光纖光柵感測系統.....	8
2.2 軟弱岩石之介紹.....	9
2.2.1 軟弱岩石的特性.....	9
2.2.2 軟弱岩石在工程應用上之力學行為.....	10
2.2.3 台灣中北部上新-更新世軟弱岩層之概述.....	11
2.2.4 台灣中北部軟岩之力學行為.....	11
2.3 基樁承载力之理論.....	12
2.3.1 樁底與樁身之極限承载力理論.....	12
2.3.2 樁身承载力與沉陷量間的關係.....	18
2.4 基樁之破壞模式.....	18
2.5 漸進降伏模式.....	19
2.6 基樁試驗結果分析方式.....	22
第三章 研究方法.....	54
3.1 現地實驗之準備.....	54
3.1.1 實驗場址簡介.....	54

3.1.2 反力系統設備.....	55
3.1.3 加載及量測加載設備	55
3.1.4 樁載重試驗加載程序	55
3.2 模型樁之準備.....	55
3.3 量測儀器之設置.....	57
3.3.1 樁身變形量測設備	57
3.3.2 傳統測傾儀量測系統.....	57
3.3.3 光纖光柵量測系統	58
3.3.4 標定 FBG-SD	58
第四章 數值模擬.....	87
4.1 FLAC 的基本原理	87
4.2 複降伏面模式之應用	87
4.3 模擬之網格及邊界條件.....	88
4.3.1 樁載重試驗之邊界條件	88
第五章 試驗結果與討論.....	106
5.1 岩鎖基樁承載力的探討.....	106
5.1.2 試樁曲線.....	107
5.1.3 周圍岩體變形量測結果	107
5.1.4 樁內應變監測儀器量測結果	108
5.2 模擬之結果與實驗結果之比較	108



5.2.1 樁載重試驗之模擬結果	108
6.1 結論	138
6.2 建議	138
參考文獻	139



軟弱岩石內模型基樁之物理與數值模擬試驗

學生：陳道生

指導教授：黃安斌 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

岩鎖基樁因為岩體在基樁受載時有剪脹的行為，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。本研究之主要目標是在新竹地區軟弱岩層內進行樁基礎承載力試驗，用以明瞭當樁基礎受力時周圍岩體以及樁體的變形變化情形。基樁內部以及周圍岩體內加裝光纖應變監測系統，這些監測系統包括光纖光柵(Fiber Bragg Grating, FBG)以及傳統之測傾儀。在基樁載重試驗時使用這些儀器量測基樁不承載力之傳遞以及周圍岩體內變形之分佈。另外再利用複降伏數值模擬模式模擬基樁之受載行為，藉以驗證實驗的結果。模擬所需之參數根據先前現地已進行過之傍壓儀試驗而建立。可能因為施工不良，試樁在估計極限承載值約 1/10 之受力時即斷裂。但，所收集到之光纖監測數據證明基樁周圍軟弱岩層內是有剪脹行為，而這些讀數也與傾斜儀結果一致。

關鍵辭：樁載重試驗、複降伏模式、測傾儀、FBG-SD

Abstract

The rock around the pile surface tends to dilate during shearing. As a result, the shear resistance of a rock socketed pile is likely to be larger than a simple multiplication of in situ lateral stress and friction angle at the rock/pile interface. The main objective of this research is to perform a pile load test in soft rock located in Hsin-Chu area and obtain the results of load induced displacement in rock. Optic Fiber Bragg Gratings (FBG) along with traditional inclinometer probe were used to measure the deformation within the pile and in the surrounding rock mass during the load test. The behavior of the rock mass was also studied using a numerical simulation. Parameters required for the simulation were obtained based on pressuremeter tests performed before. The test pile collapsed prematurely. Nevertheless, the available FBG sensor measurements did demonstrate significant deformation in the rock mass as a result of the load test. These measurements were consistent with inclinometer readings performed at the test site. These are indications that shear related dilatancy did occur in the rock mass during the load test.

Keywords : Pile load test 、 Numerical simulation 、 Inclinometer 、 FBG-SD

第一章 前言

1.1 研究動機

將基樁貫入岩盤形成岩鎖 (rock 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向力，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內之實際情形，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也能適用於現地的情況。

台灣在中北部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，其單壓強度依國際岩石力學協會 (ISRM) 之定義乃屬於『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，於原地層中尚可如同固結之岩石，然往往以手用力捏擠即成為砂土，經水浸泡後亦成一團砂土。在此等『極軟弱至軟弱』岩石內之基樁是否也有類似岩鎖基樁剪脹之行為是本研究希望回答的問題。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，因此本實驗選擇一岩體為軟岩之場址進行試驗。同時本實驗為驗證潘以文(1991)所提出之複降伏面模式的觀念是否適用於軟岩，因此利用複降伏面數值模式來模擬及比較現地實驗的結果。

1.2 研究目的

本研究之主要目標為完成軟岩地層的樁基礎承載力試驗，用以明瞭當樁基礎受力時周圍岩體變形的變化情形，及提出適合軟岩基樁承載力分析與受力沉陷計算之模擬方法，本研究之目的包括：

1. 在新竹地區之軟弱岩層內進行樁基礎承載試驗，量測基樁內部以及周圍岩體變形之分佈。
2. 除傳統之測傾儀外也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內部變形監測。
3. 以數值模擬的方式估算膠結不良岩體在基樁受載時的應力-應變關係。

4. 使用量得之實驗數據與模擬結果作比較。

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。

於試驗施作方面，改善量測岩體內部變形的 FBG-SD，以及裝置可以量測內部應變分佈的光纖及應變計，之後進行承載試驗，量測周圍岩體的變形狀態和基樁內部應變分佈情形，之後配合現地傍壓儀試驗的解果，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及數值模擬之結果作比較，研究流程如圖 1.1 所示。



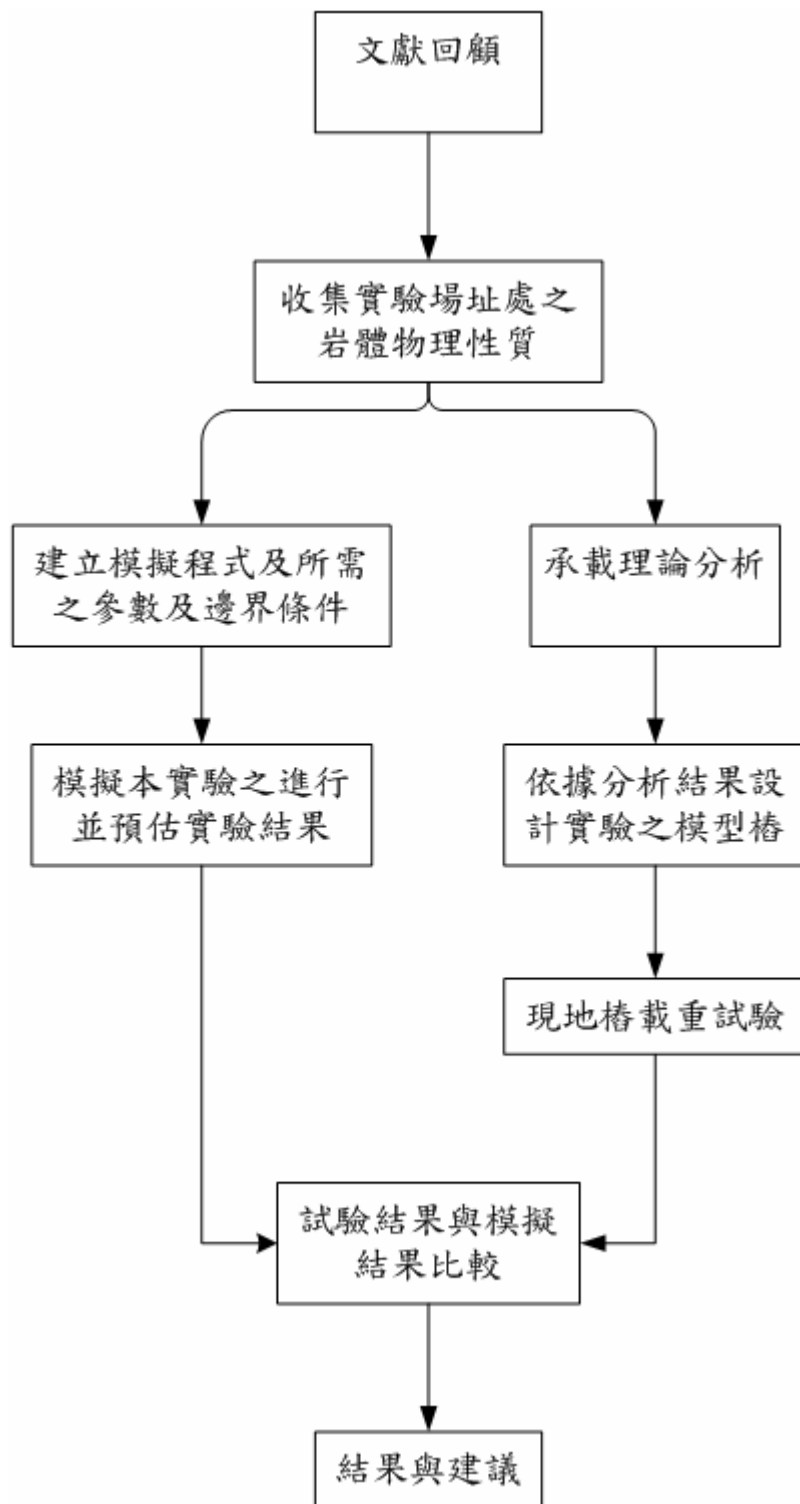


圖 1-1 研究流程圖

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，另外也對本研究所採用之複降伏面與降伏面群模式、漸進降伏面模式做整理與回顧。

2.1 光纖光柵感測系統

光纖光柵是利用高能量同調雷射使光纖曝光造成折射率永久的改變，而形成一系列週期為 Λ 的明暗條紋，此稱之為光纖光柵 (Fiber Grating)。當一寬頻光耦合進入此一光纖時，除了滿足布拉格條件 (Bragg condition) 的特定波長，其餘波長都會因為相位差而消去，式(2-1)為其基本之量測原理。圖 2-1、圖 2-2 為其量測原理示意圖。

$$\lambda_B = 2n\Lambda \quad (2-1)$$

其中 λ_B 為布拉格反射波長， n = 光纖中心的有效折射率， Λ = 折射率週期性改變的間距

一、應變與波長飄移關係：

當光柵受到外力產生應變時，造成原本間距 Λ 的改變增加量為 $\Delta\Lambda$ ，代入式(2-1)可以得到

$$\Delta\lambda_B = 2n\Delta\Lambda \quad (2-2)$$

由應變的定義可得到

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta\Lambda}{\Lambda} \quad (2-3)$$

$$\Delta l = \left(\frac{\Delta\Lambda}{\Lambda}\right)l = \left(\frac{2n}{\lambda_B}\right) \times l \quad (2-4)$$

因此

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} \quad (2-5)$$

此外，應力施加產生應變以後，除反射回來的 λ_B 會改變外，光纖的有效折射率 n 也會同

時改變。因此上式可再改為

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = K \frac{\Delta l}{l} = K\varepsilon \quad (2-6)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta\lambda_B}{K \times \lambda_B} \quad (2-7)$$

二、溫度與波長標移關係：

當光纖光柵受到溫度變化時，波長飄移量可由下式表示

$$\frac{\Delta\lambda}{\lambda} = (\xi + \alpha) \times \Delta T = K_t \times \Delta T \quad (2-8)$$

其中 ξ 為光纖的熱光係數， α 為光纖的熱膨脹係數， K_t 為溫度敏感係數

布拉格波長飄移並非完全線性，在高溫時溫度變化會使波長飄移較為顯著，因為在 ξ 在 150 約為 6.9×10^{-6} ，450 時則變為約 9.6×10^{-6} ，而熱膨脹係數 $\alpha = 0.55 \sim 1.1 \times 10^{-6}$ 。然而在室溫條件下，1 的溫度變化約使得布拉格飄移約 $1.1 \sim 1.2 \times 10^{-2} \text{nm}$ 。

光纖感測器與傳統電子式感測器相較，其最大的優點在於光纖的多工特性，不受限於傳統電子迴路一對一訊號傳輸的要求，只要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，或安排多點光源串接於光耦合器，就可以在同一時間內一次量測數點至數百點的訊號。若以電路排列則可能需要裝置數百條的電線，造成量測時因空間的浪費而受限。另外由於電磁效應的相互干擾，而可能影響量測結果的準確性；相較之下，光纖感測器不但只需要少數的光纖即可，不佔空間，且沒有電磁干擾的問題，只要光源足夠就可以大量使用，準確性絲毫不減。面對現今土木工程越驅龐大化與複雜化之下，傳統的單點監測已經無法滿足工程師對監測系統的要求，而光纖感測系統確能改善傳統量測系統在此方面的不足(吳政達，2003)。

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 2-3 所示。

2.2.1 軟弱岩石的特性

砂岩的形成經過齡化作用、緩和之成岩作用、長久之固結作用三大階段(Barton,1993)，而膠結不良之軟弱砂岩則是由於固結作用階段時間短，所以無法完全發揮顆粒膠結與互鎖完好之成岩作用。因此年輕地層之軟弱砂岩可能是由於疏鬆的沈積物

經壓密作用、填充作用與膠結作用等之成岩作用而形成，未經過熱與壓力才能引發的岩化作用，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) 認為軟岩因為其孔隙率大之緣故，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回脹之行為。

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，所以易受風化作用影響導致強度降低。Oliveria (1993) 則指出軟弱岩石因為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，於很低之壓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) 指出在軟岩中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，此種差別在風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。因此若要用室內試驗推估現地岩體之行為，回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 2-4 (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內之勁度增加，直到微裂隙全部閉合為止，如圖 2-4 (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，而此區域之地質以卓蘭層以及頭嵙山層為主，故針對卓蘭層及頭嵙山層之情形做以下介紹（摘自何春蓀，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，也有較厚之頁岩層出現，本層多含化石群為一重要特徵。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風化能力不同。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，就漸變為頭嵙山層，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嵙山層底部之分界。

2. 頭嵙山層：頭嵙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，中部則是由砂、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。礫岩相又稱為火炎山相，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。台灣北部頭嵙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。頭嵙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。台灣中南部頭嵙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 50 至 500 之間，頁岩模數比則約在 10 至 200 之間，泥岩模數比大部分介於 100 到 300 之間。砂岩之包生比 (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。

新竹頭嵙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 30 至 300，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强度高。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為非線性（張志勇，1999）。

3. 岩石三軸試驗：

林景民(2001)由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，由於試體內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卓蘭層之泥質岩石之 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：

林文森（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內，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)於改善由房正國(1999)所研發之多功能試驗儀後，在本試驗場址內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°~40°。

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內而形成岩鎖基樁，所以估算基樁之承載值時包括基樁面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：

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p \times A_p + f_s \times A_s \quad (2-9)$$

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； q_p 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。

關於岩石內樁尖承載值 q_u 之估算 (Rehman and Broms, 1971) 提出岩石內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) 根據他們在實驗室內模型試驗之觀察，認為基樁底部下方之軟岩在受力後破壞之過程可以用四點來展示其行為之改變，如圖 2-5 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：

$$q_p = 3\sigma_c \quad (\text{Coates, 1967}) \quad (2-10)$$

$$q_p = 8\sigma_c - 5 \quad (\text{Teng, 1962}) \quad (2-11)$$

$$q_p = 2.7\sigma_c \quad (\text{Rowe and Armitage, 1987}) \quad (2-12)$$

其中 q_p 與 σ_c 之單位皆為 MPa

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略度時，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 2-6 所示，此契合面上同時也具有結合之力量，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，同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 2-6 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：

$$u = \frac{p_i r}{E} (1 + \nu) \quad (2-13)$$

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：

$$K = \frac{p_i}{u} = \frac{1}{r} \frac{E}{(1 + \nu)} \quad (2-14)$$

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 2-7 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 2-8 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 2-9 及圖 2-10 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內結構結合的現象，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，同時伴隨者滑動的發生，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才會產生之情形，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 點之段則為兩者共同的階段。同時在此階段，由於膨脹量的大幅增加，其正向力也大幅地增加，同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 2-11 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，同時在發生張力破壞時，其張力破壞之區域也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 2-11 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角的不同而有不同的變化。

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，可在工程上決定出一有效的參數，即岩體與樁間之摩擦角。如圖 2-12 所示，低勁度之試體可找出最大之摩擦角以及殘餘之摩擦角，而高勁度之試體則僅可決定一個摩擦角值。其中，圖 2-12 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) 也將實驗結果表達如圖 2-13 所示，同時也提出說

明，其中 i 代表介面的膨脹角。在圖 2-13 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內結構鎖緊的階段，所以要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 2-9 及圖 2-10 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 2-13 也可看出，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：

$$Q_s = \pi b_s L_s q_s \quad (2-15)$$

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 經由許多學者 (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內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。

$$q_s = 0.375(\sigma_c)^{0.515} \quad (2-16)$$

二、Kenney (1977) 提出：

$$q_s = \sigma_c C_1 C_2 \quad (2-17)$$

其中 C_1 為樁身與岩石間之粗糙折減係數， C_1 由光滑樁身之 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：

$$q_s = \alpha_w (\beta_w)(\sigma_c) \quad (2-18)$$

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，並予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：

$$q_s = \lambda \sqrt{\sigma_c} \quad (2-19)$$

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：

$$q_s = 0.8 \sigma_c \sqrt{RF} \quad (2-20)$$

其中 RF 為粗糙度因子，大小由下式決定：

$$RF = \frac{\Delta b_s L_t}{b_s L_s} \quad (2-21)$$

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:

$$q_s = 0.45 \sqrt{\sigma_c} \quad (2-22)$$

2. 針對粗糙度 R4

$$q_s = 0.6 \sqrt{\sigma_c} \quad (2-23)$$

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 2-14 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。

上述公式中之 q_s 與 σ_c 之單位皆為 MPa

六、(Williams et al. 1980) 提出樁之剪應力受岩體之影響關係可以式 (2-24) 來表示，

$$f_{su} = \alpha_1 q_u \quad (2-24)$$

其中 f_{su} 為樁之極限剪力強度 (MPa)， q_u 為岩石之無圍壓縮強度 (MPa)， α_1 為經驗係數。當 q_u 越大時，樁與岩體間之剪應力也隨之增大。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力時，其破壞時之行為會如脆性破壞一般，如圖 2-15 所示。

其中圖 2-15 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力波速試驗、室內超音波試驗。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 2-16 所示。其中 E_f 由現地孔內剪力波速試驗得到、 E_{BLT} 為由傍壓儀得到之楊氏模數、 E_{DBA} 為由地層變形量反推分析求得、 E_d 為室內施圍壓之超音波試驗求得；若是無圍壓之超音波試驗求得之勁度 E_d 會比圖 E_d 小很多，那是因為試體存在微裂縫的原因(Kim et al., 1994)， $E_{initial}$ 為三軸壓縮試驗應力應變曲線近似線性段之 E 值， E_{max} 為局部應變量小於 0.01% 之應力應變關係，圖中 E_d 近似 E_{max} ，可說當應變量小於 0.01% 由動態或靜態試驗得到的勁度是相等的。(林智惠，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_{BLT} 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 Dominigue (1980) 提出樁的膨脹會伴隨著樁的破壞而發生，且若在有束制力的環境下(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($\Delta\sigma_n$)可由式(2-25)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)：

$$\Delta\sigma_n = \frac{\Delta D * E_m}{D(1 + \nu_m)} \quad (2-25)$$

其中 D =樁之直徑， E_m =岩體之楊式模數， ν_m =岩體之蒲松比
而岩體的 E 值以及破裂的程度也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，其剪應力強度也越大，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(2-25)所代表之意義亦相符。此外(Pells et al. 1980)也提出此種因產生膨脹而增加之剪應力與束制之材料也有相當的關係，當束制的材料硬度越高，則此種效應也越明顯，如圖 2-17 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，也與此種效應有相當大的關係，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，地層內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)也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，也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 2-18 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 值五倍大。Atkinson and Sallfors(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，地層內的局部變形量是很小的，但是如何精確量得地層內的局部變形，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，也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 樁身承载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 2-19 所示。由其試驗結果發現當樁的位移達到 $0.9-2.5\text{mm}$ ，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載方式有關，又因基樁之承载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地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 2-20 (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 2-20 (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 2-20 (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- 20 (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- 20 (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，其示意圖如圖 2- 21 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) 為試驗材料內部結構的完全破壞。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。

2.5 漸進降伏模式

在現地進行樁載重實驗時，在開挖的過程中會對現地岩體造成解壓的作用。因此在一開始加壓時，由於裂隙閉合的原因，岩體的模數會隨著載重的增加而變大，而在超過裂隙閉合的壓力後，裂隙會再次產生並造成模數的下降。由於軟岩的應力應變關係受它的應力歷史及加壓的路徑影響甚大，(Mroz et al., 1981)提出多面模式可有效地模擬此種非線性的材料，在受到無論是單一方向受力或受到反覆荷重時的行為。圖 2- 22 為此模式之特性：圖 2- 22 (a)土壤受加載卸載之行為，對一段加載，應力點由 O 到 A[圖 2- 22(a)]所觸及之初始屈伏面定義為 f_0 ，初始屈伏面 f_0 沿著某一特定方向移動，當塑性應變產生， f_0 即接觸 f_1 ，應力點為 B 點[圖 2- 22(c)]，此時，其餘屈伏面維持不動，當應力點由 B 到 C，屈伏面 f_0 及 f_1 移動觸及 f_2 [(d)]，以下以此方式移動[圖 2- 22 (e)]。圖 2- 23 表示卸載過程屈伏面移動之行為。

而本文所採用之多面模式為(Pan and Banerjee, 1987; and Pan, 1991)所提出之模式，此模式考慮任何載重過程，都視為一些個別應力路徑的組合，當材料受到卸載或復載時，在初始彈性反應(initial elastic response)後才逐漸屈伏。因此當應力反轉(stress reversal)發生時出現之應力狀態為材料記憶，而且在此應力反轉點之應力狀態可啟動新的屈伏面擴大，在應力反轉前，材料逐漸屈伏的任一階段都存在著一明確大小及形狀的瞬間屈伏面或載重面(current yield or loading surface)，在此模式下，屈伏面內側包含材料之彈性反應，即克服傳統之屈伏面內均為彈性之問題，除了應力反轉點外，任一應力狀態均有一對應之屈伏面，當應力狀態改變，新的應力狀態點位於原來應力狀態點之內部，即可判定為應力反轉。此模式假設：1.一個新的荷重過程永遠從應力反轉點開始，2.在鄰近應力反轉點的材料受荷重的行為基本上是彈性行為，3.新的一組屈伏面是由最鄰近之應力反轉點開始成長，並基於以上假設來說明地質材料受到大地應力反轉後之反應。而在本模式中，邊界面可表示為：

$$f(\sigma, a_c) = 0 \quad (2-26)$$

其中 a_c 表邊界面之大小。此模式兼具均向及運動硬化觀念，允許屈伏面在應力空間移動及擴展；並假設瞬間屈伏面的形狀與邊界面相似，任何情況下，瞬間屈伏面應滿足：

$$f(\sigma^*, a) = 0 \quad (2-27)$$

$$\sigma^* = \sigma - (1-s)\sigma^R \quad (2-28)$$

式(2-23)、(2-24)中 a 代表瞬間屈伏面的大小， σ^* 代表轉換應力狀態(transformed stress state)， σ^R 代表最近一次應力反轉點上的應力張量， s 代表屈伏比，為載重面與邊界面大小之比例，即 $s = a/a_c$, $0 < s < 1$ 。無論何時當(2-29)成立時，應力反轉則產生

$$f(\sigma^* + \Delta\sigma, a) < 0 \quad (2-29)$$

當應力反轉發生時，則反轉發生前之應力狀態變成新的 σ^R ，而屈伏面縮小成一點，同時屈伏比 s 頓降為零。此後，載重面開始隨著應力狀態改變擴大及移動。一般而言，漸近屈伏面模式可依據不同應力歷史造成的材料記憶加入不同個數的限制面，Pan(1991) 提出漸近屈伏的特點，在漸近屈伏模式中，空間應力中存在瞬間屈伏面與邊界面，然後依據不同材料記憶加入不同限制面，以下以加入一個屈伏面為例，只需將式(2-26)之轉換應力狀態改為

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_1) - (1-s_2)(\sigma_2^R - \sigma_1) \quad (2-30)$$

其中 $\sigma_1 = (1-s_1)\sigma_1^R$; $s_1 = \frac{a_1}{a_c}$; $s_2 = \frac{a}{a_1}$; $s = \frac{a}{a_c} = s_1 s_2$ ， a, a_1 及 a_c 分別為瞬間屈伏

面、限制面及邊界面之大小。 s_1, s_2 及 s 均為介於 0 到 1 的實數。 σ_2^R 為最近的一次應力反轉時之應力狀態， σ_1^R 為當限制面形成瞬間的反轉應力狀態。當載重屈伏面擴張至材料記憶之最大屈伏面，則瞬間屈伏面與限制面相同， $a = a_1$ 與 $s_2=1$ ，此時令 σ_2^R 等於 σ_1^R 。

以下列出不同限制面之通式

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_{n-2}) - (1-s_{n-1})(\sigma_{n-1}^R - \sigma_{n-2}) \quad (2-31)$$

式(2-26)中 $\sigma_{n-2} = (1-s_{n-2})(\sigma_{n-2}^R - \sigma_{n-3}) + \sigma_{n-3}$

$$\sigma_i = (1 - s_i)(\sigma_i^R - \sigma_{i-1}) + \sigma_{i-1} \dots\dots\dots$$

$$\sigma_0 = 0 \text{ 其中 } s_1 = \frac{a_1}{a_c}; s_i = \frac{a_i}{a_{i-1}} (i = 2, n-2); s_{n-1} = \frac{a}{a_{n-2}}; s = \frac{a}{a_c} = \prod_{i=1}^{n-1} s_i$$

a, a_i 及 a_c 分別為瞬間屈伏面、第 i 個限制面及邊界面之大小。 s_i 及 s 均為介於 0 到 1 的實數。 $\{\sigma_{n-1}^R\}$ 為最近的一次應力反轉時之應力狀態， $\{\sigma_i^R\}$ 為當第 i 個限制面形成瞬間的反轉應力狀態。

此模式利用轉換應力及屈伏比率來描述材料從彈性狀態至塑性狀態的屈伏變遷過程為其特點，也更能真實地描述地質材料行為。

本實驗所採用之應力應變關係式則可計算如下，因本模式為二向度分析，所以應力增量與彈性應變增量可以用矩陣形式表示：

$$d\sigma = Dd\varepsilon^e \tag{2-32}$$

其中
平面應力：

$$D = \frac{E}{(1+\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \tag{2-33}$$

平面應變：

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \tag{2-34}$$

軸對稱：

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 & \nu \\ \nu & 1-\nu & 0 & \nu \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ \nu & \nu & 0 & 1-\nu \end{bmatrix} \tag{2-35}$$

在本模式中， E 值與非線性彈性模式一樣非為定值，並假設 E 隨著屈伏比 s 增大而減小，變形模數需遵循以下關係：

$$E = E_1 = E_v(1 - s_1^{\gamma_1})[\beta_0 + (1 - \beta_0)s_2^{\gamma_2}] \tag{2-36}$$

其中 s_1 為限制面與邊界面的比值， s_2 為限制面與載重面的比值， E_v 為初始之 E 值，而 γ_1 、 γ_2 為與岩石有關之參數，控制其模數遞減的快慢(王慧蓉，2001)。

為進一步描述裂隙閉合段之應力應變行為，當假設當 $\sigma_{oct} < p_c$ 時， E_v 為平均正向應力之函數， P_c 為裂隙達到完全閉合之平均正向應力

$$E_v = E_A + (E_B - E_A) \left(\frac{\sigma_{oct}}{p_c} \right)^{\gamma_3} \quad \text{for } \sigma_{oct} < p_c \quad (2-37)$$

2.6 基樁試驗結果分析方式

由樁載重試驗之結果一般可得到載重與沉陷量之曲線(load vs. settlement curve, q-z curve)，又可簡稱為試樁曲線。常見之試樁曲線的示意圖如圖 2-24 所示，

其中曲線 a 有明顯的降伏點，因此較易判斷其極限承载力；相反地，曲線 b 則是隨著載重的增加，其斜率並無明顯的變化，因此不易判定其正確的極限承载力。故對於此類曲線則需要利用適當的方式來判斷較合理的極限承载力，本實驗參考前人之文獻，選用了 De beer(1967)、Davisson(1972)、Hirany and Kulhawy(1989)、O'Neil and Reese (1999) 及 Ng et al. (2001) 等五種方式，並將其判釋方法簡述如下：

- De beer 法：

De beer(1967)提出將試樁曲線中之沉陷量及載重皆取對數，則曲線會約略形成兩相交之直線，而極限承载力即為此兩直線之交點所代表的載重，此種方式屬於曲線模式，故為一可數化之詮釋法(古志生、李德河，2004)。

- Davisson 法：

Davisson(1972)根據樁徑為 1 呎之打擊樁的試樁結果，利用波傳分析的方式，將試樁結果中的樁頂變位分解成三個部分，包括彈性變形、樁底到達極限載重時所造成之沉陷以及 0.15 吋。其判釋準則如式(2-36)所示，

$$\Delta_M < \frac{PL}{AE} + Q_{tip} + 0.15(in). \quad (2-38)$$

其中 Q_{tip} 即為樁底到達極限載重時所造成之沉陷，Davisson 建議當應用於樁徑為 1 呎之打擊樁時，對大多數的土壤其值皆大約為 0.1 in。

- Hirany and Kulhawy 法：

Hirany and Kulhawy(1989)提出極限載重為試樁曲線中兩直線段相交點之值，在研究了許多直徑為 0.4 及 1.1 公尺，而樁長皆小於 17 公尺之試樁曲線後，提出極限載重通常發生於樁頂位移達到 4%的樁徑時。此法之缺點在於當最大試樁載重尚無法達到 4%的樁徑之位移量時，此法只能決定該樁之極限載重大於最大試樁載重，但卻無法判斷出真正的極限載重。

- O'Neil and Reese 法：

O'Neil and Reese (1999)提出當樁無法承受一固定載重，而會不斷沉陷時，或是樁頂

沉陷已達到 5%的樁徑時，此時的載重即為極限載重，此種方式為一經驗公式，且較不適用於長樁。

● Ng et al. 法：

Ng et al. (2001) 根據 Davisson 法中所定義之彈性變形，樁底到達極限載重所造成之沉陷以及 0.15 吋三個部分，提出修正的方式，Ng et al.建議試樁時，樁頂在達到極限載重時的變位 (δ_M) 可利用式(2-37)及(2-38)計算，

$$\delta_M = 0.045D(\text{mm}) + \frac{1PL}{2EA}(\text{mm}) \quad (2-39)$$

$$\delta_M = 0.045D(\text{mm}) + \frac{3PL}{4EA}(\text{mm}) \quad (2-40)$$

其中 D 為樁徑，P 為荷重，L 為樁長，E 為基樁彈性模數，A 為基樁斷面積，而式(2-37)適用於土層中之基樁，式(2-38)適用於嵌入岩層之基樁。



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.

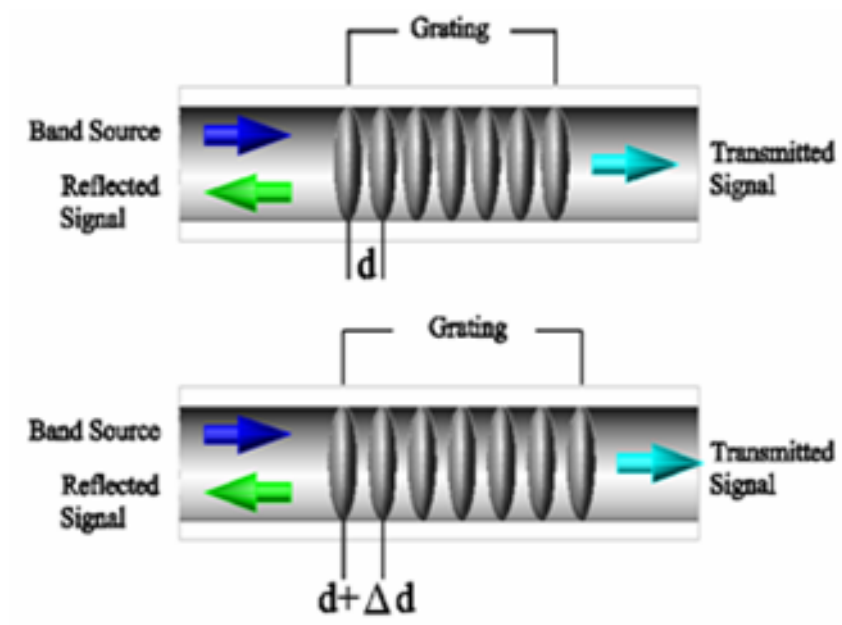


圖 2-1 光纖光柵結構示意圖(吳政達，2003)



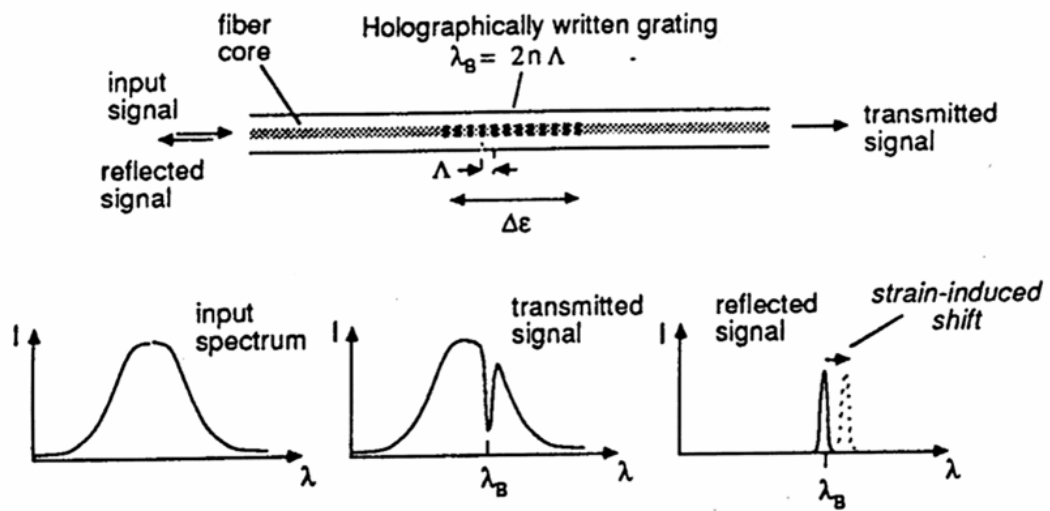


圖 2-2 光纖光柵感測原理之示意圖(吳政達，2003)



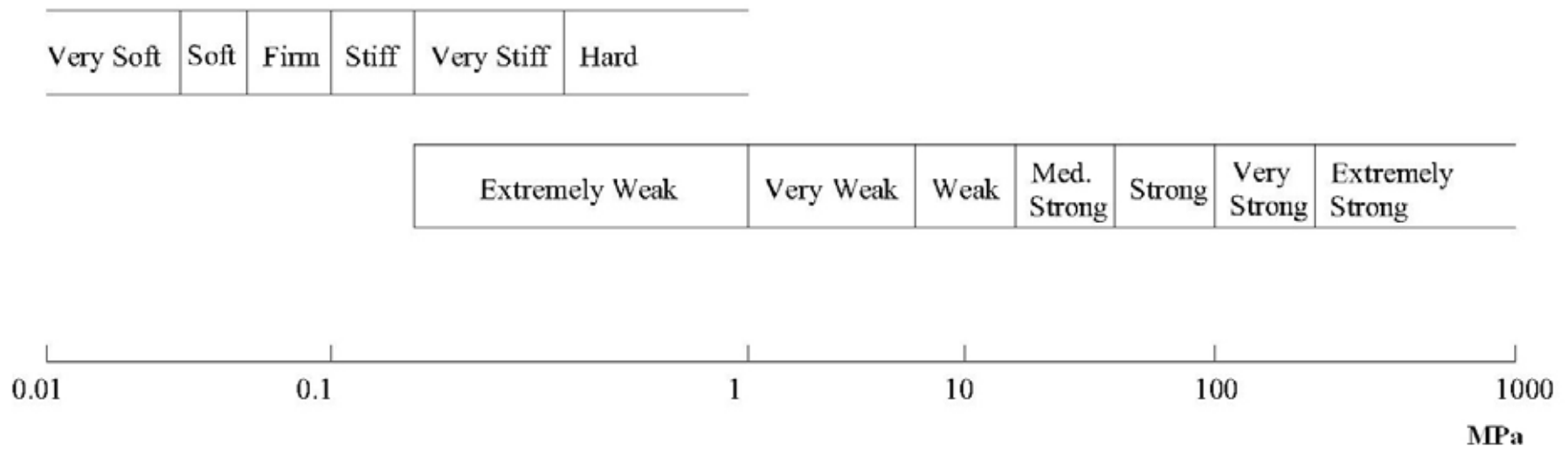


圖 2-3 ISRM 建議之大地材料單壓強度分類圖(Johnston, 1993)

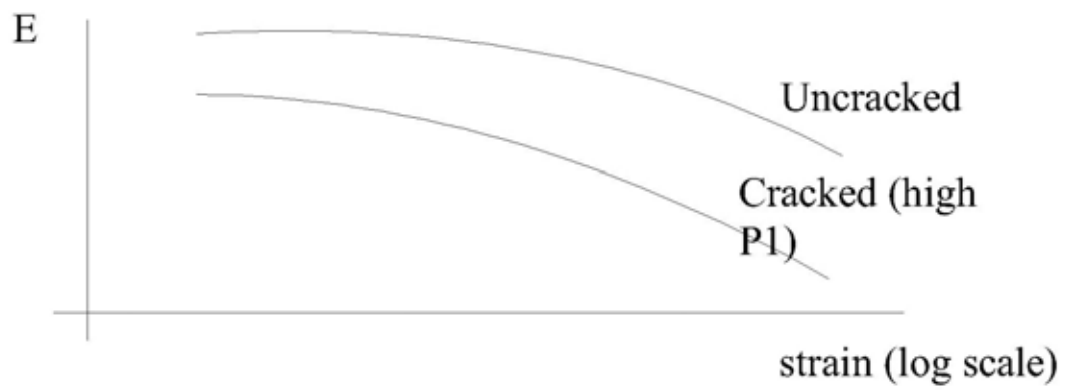


圖 2-4(a) 無裂縫時軟岩應力應變行為(Hight, 1995)



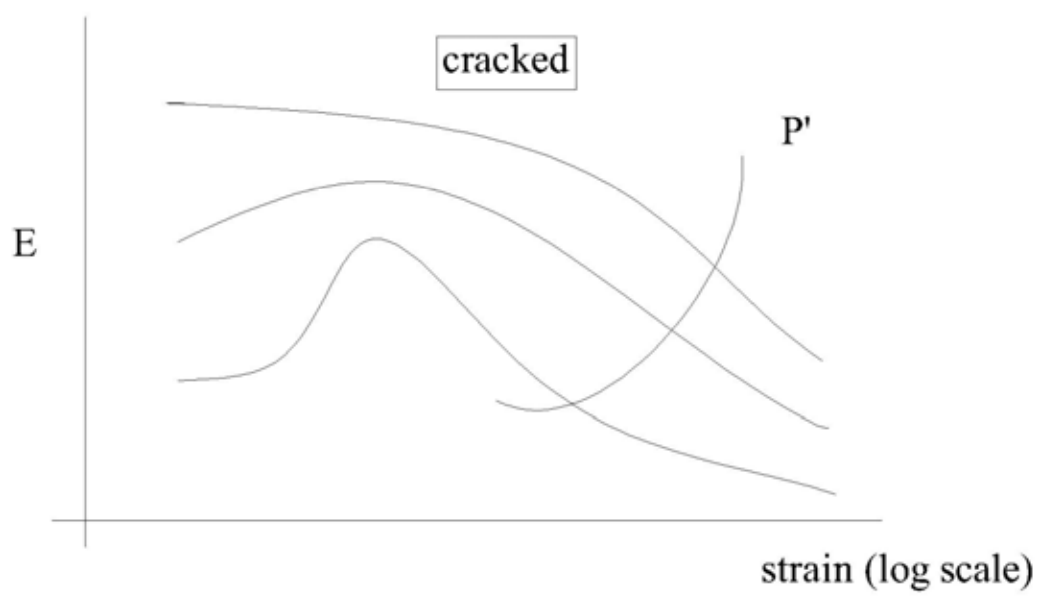
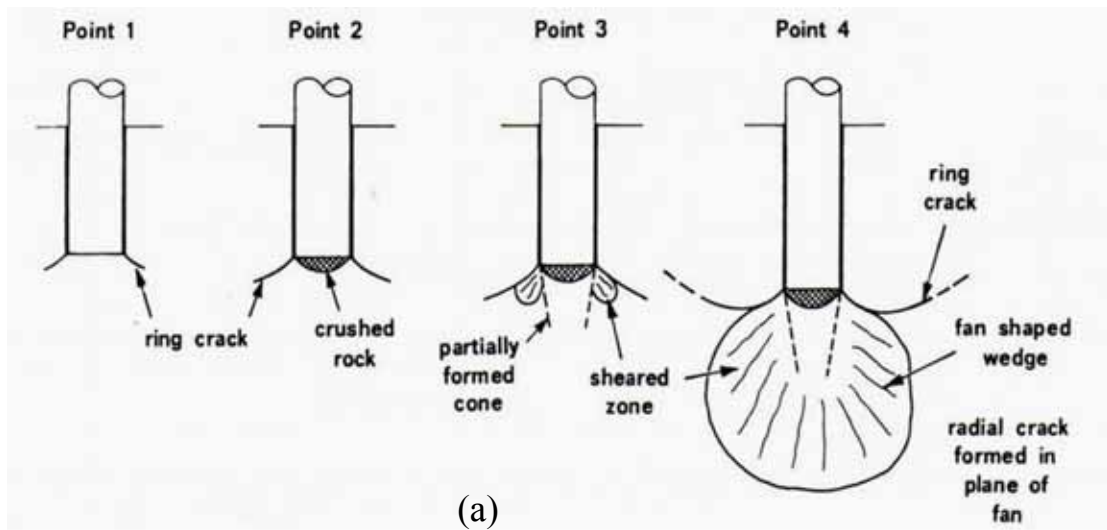
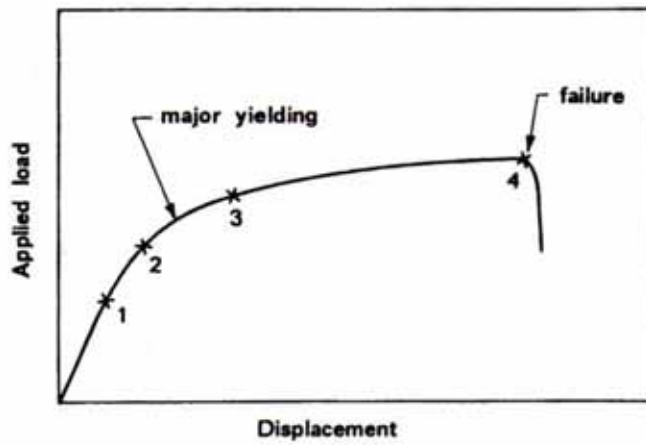


圖 2-4(b) 細微裂縫對圍壓之反應與對軟岩應力應變特性的影響(Hight, 1995)



(a)



(b)

圖 2-5 (a)軟岩受力破壞示意圖(b)軟岩受力破壞載重與位移關係(吳政達, 2003)圖之過程

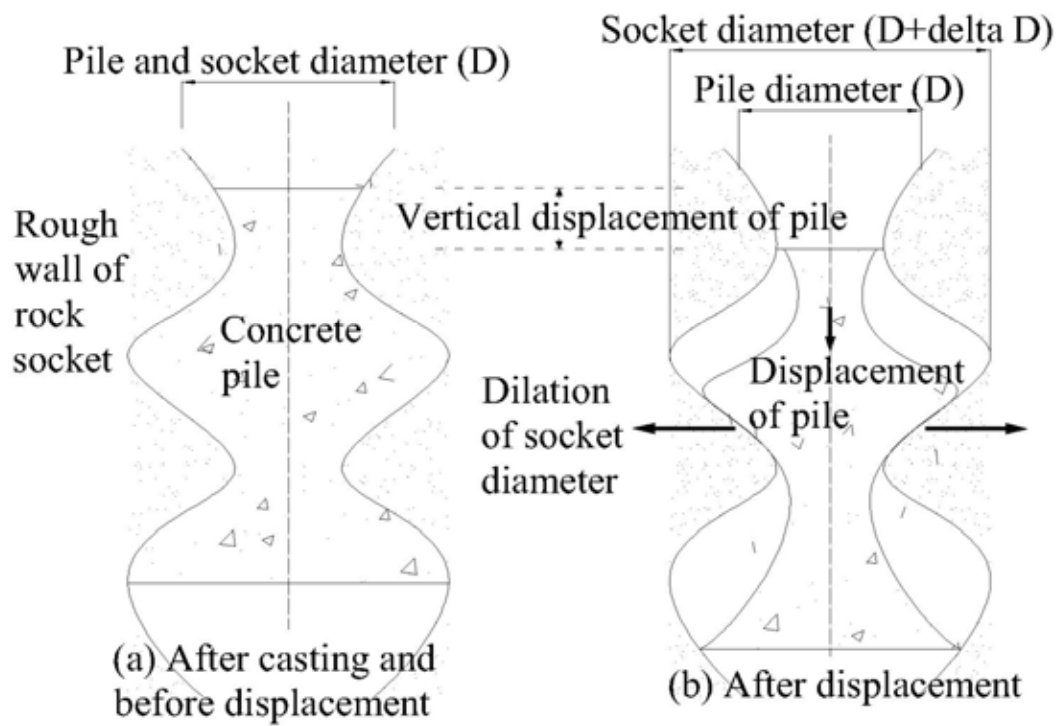


圖 2-6 樁在岩體內受力變形示意圖(a)受力前(b)受力後(Lam and Johnston, 1982)

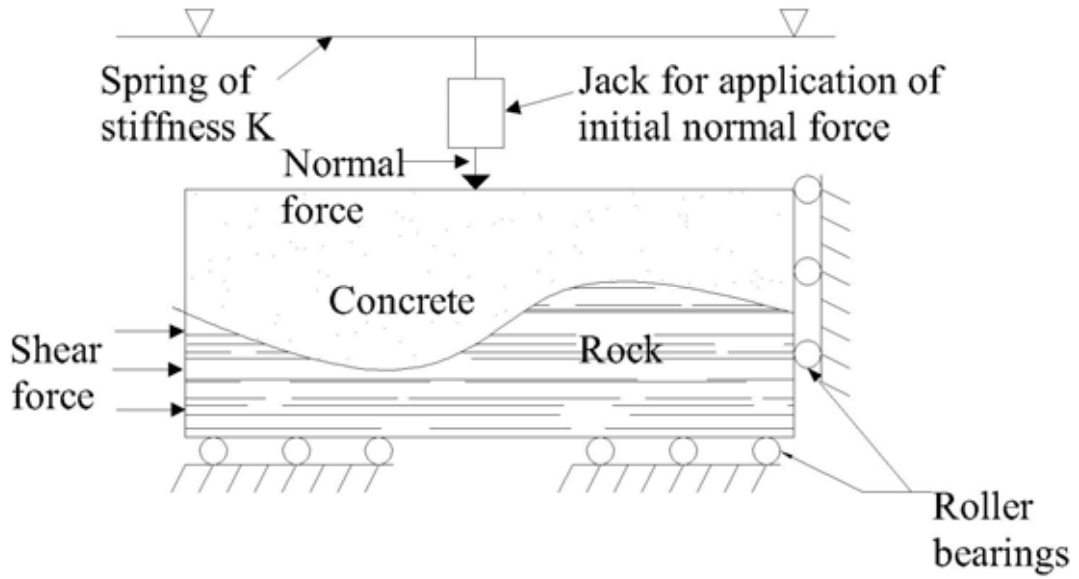


圖 2-7 樁載重 CNS 實驗示意圖(Lam and Johnston, 1982)



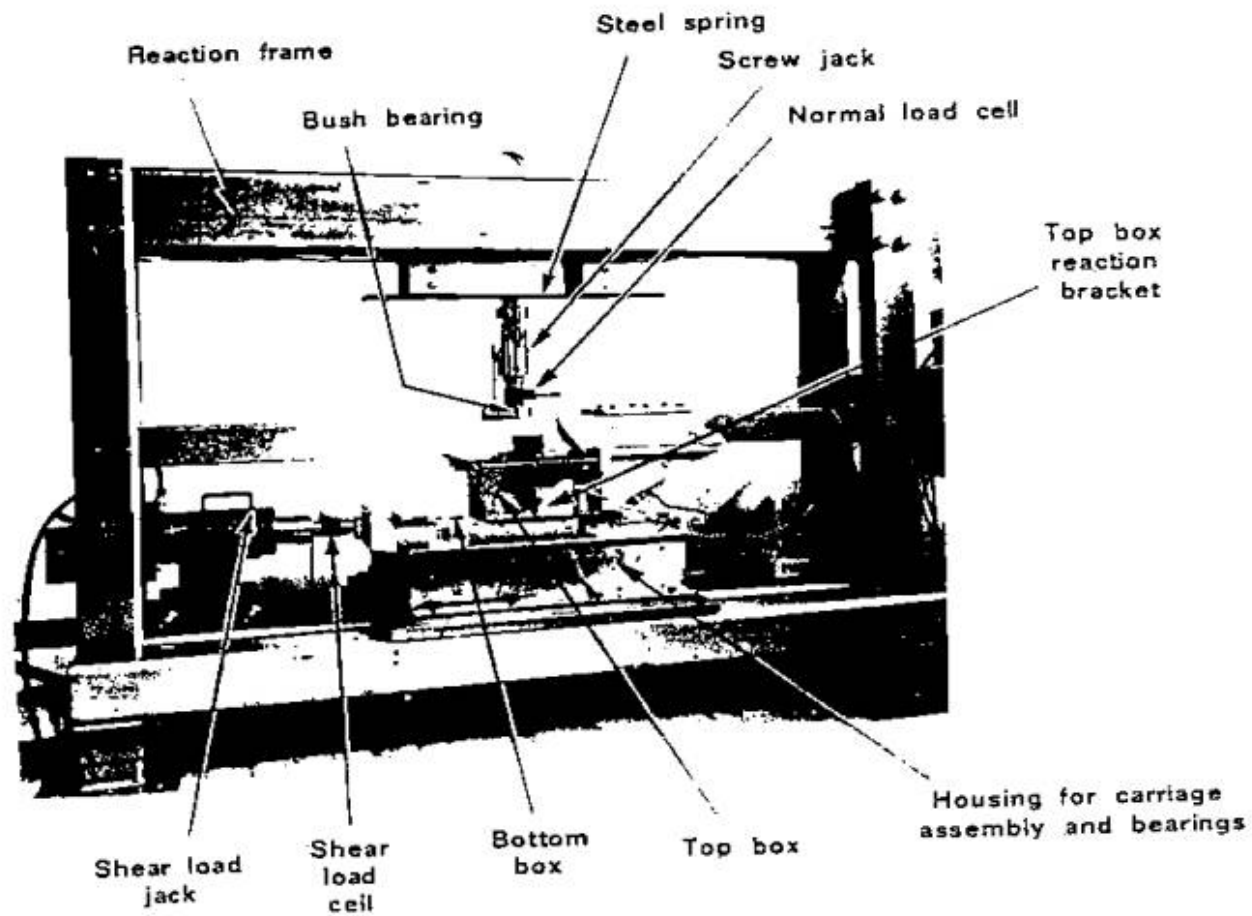


圖 2- 8 CNS 室內樁載重實驗之設備(Lam and Johnston, 1982)

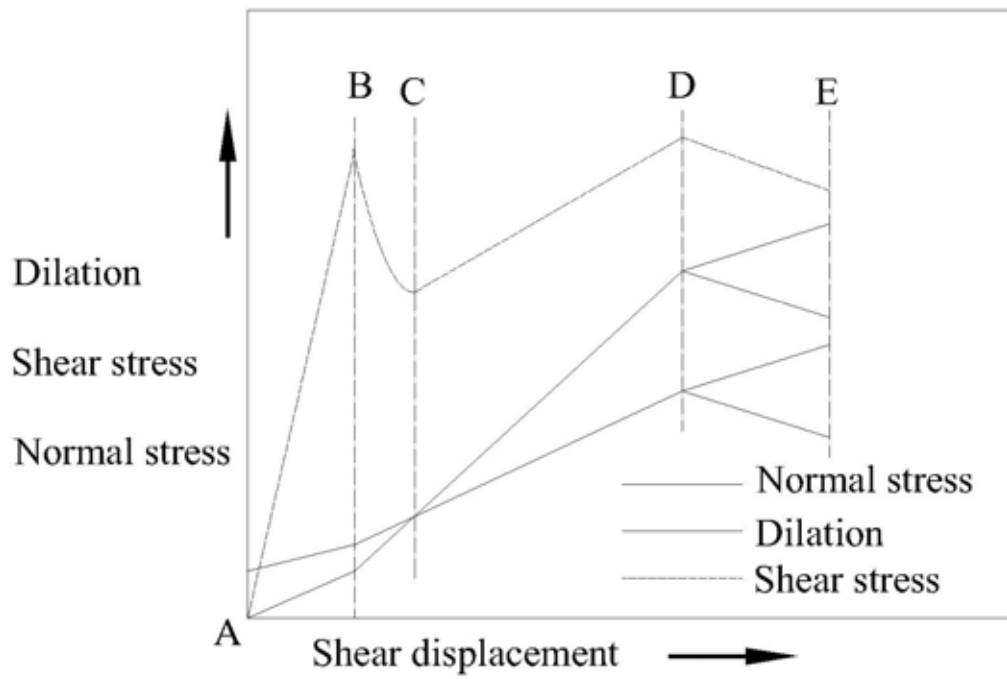


圖 2-9 理想之 CNS 樁載重實驗應力與位移關係 (Lam and Johnston, 1982)

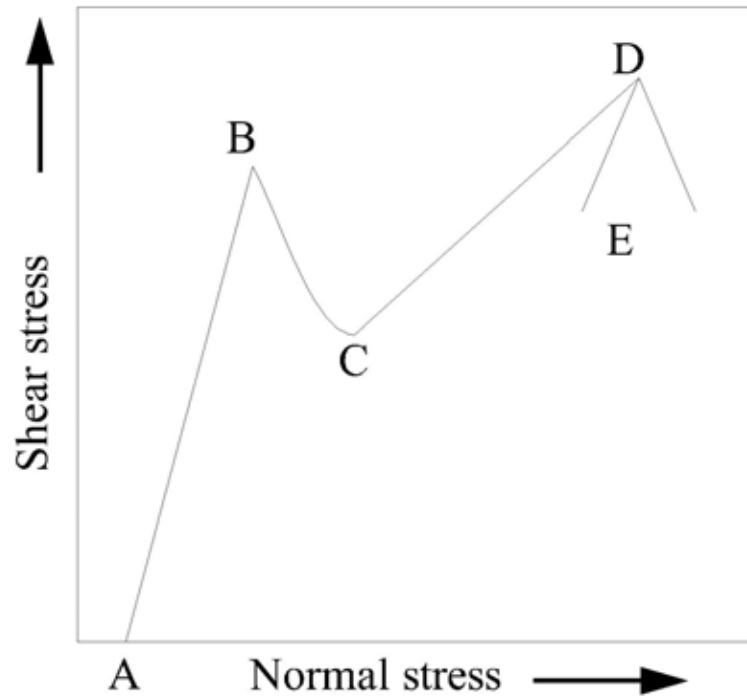


圖 2-10 理想 CNS 樁載重實驗剪應力與正向應力(Lam and Johnston, 1982)

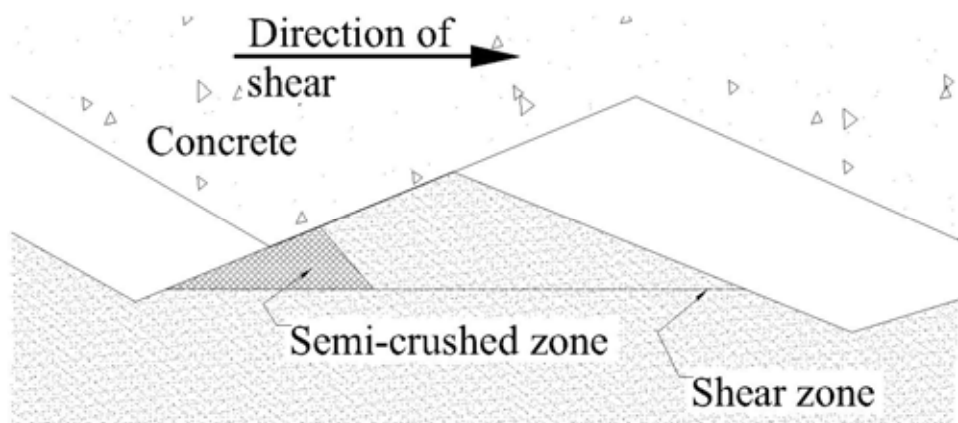


圖 2- 11 樁載重摩擦面微觀破壞之示意圖(Lam and Johnston, 1982)



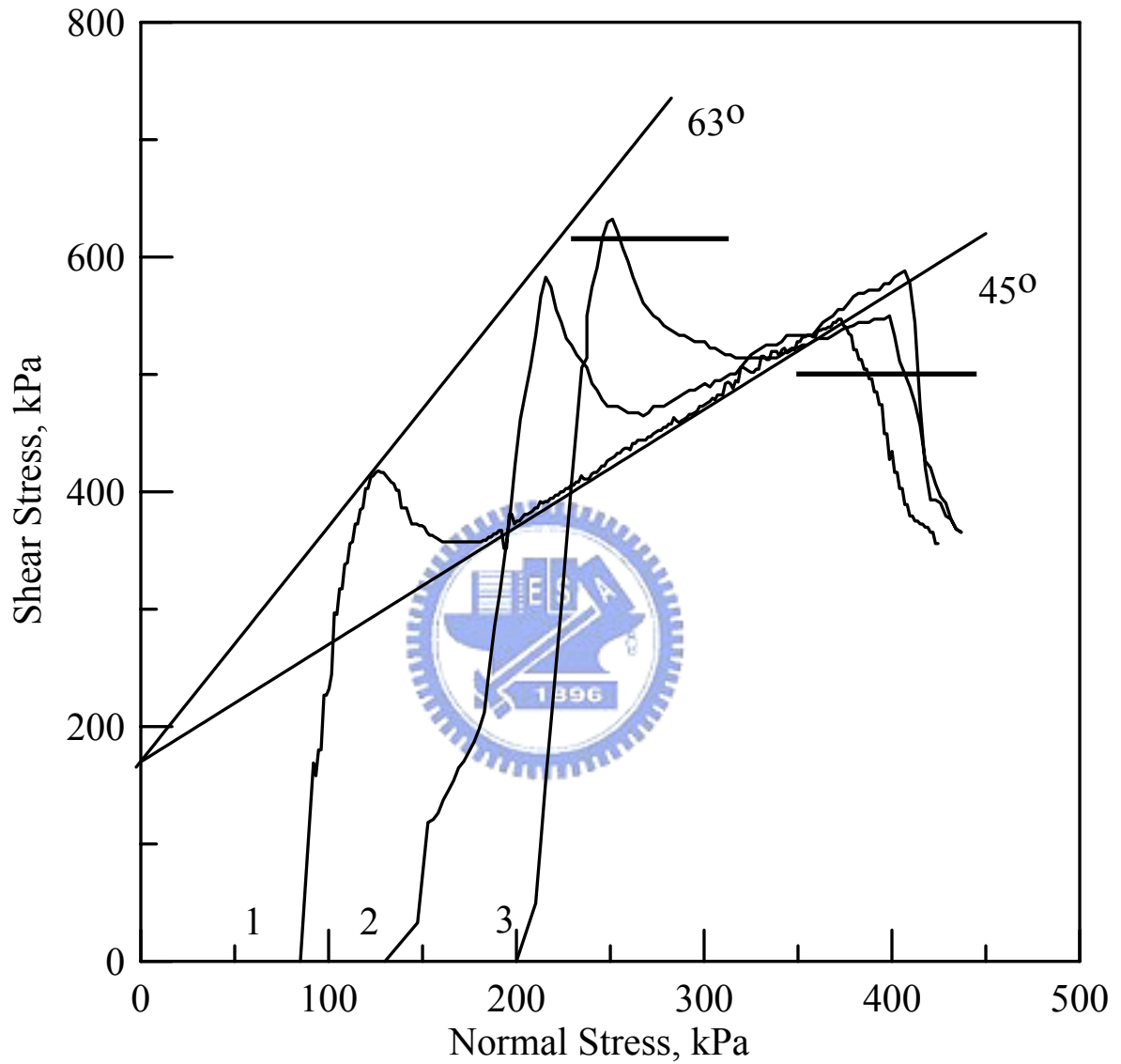


圖 2-12(a) 最大正向應力 500kPa 下樁載重正向應力與剪應力之關係(Lam and Johnston, 1982)

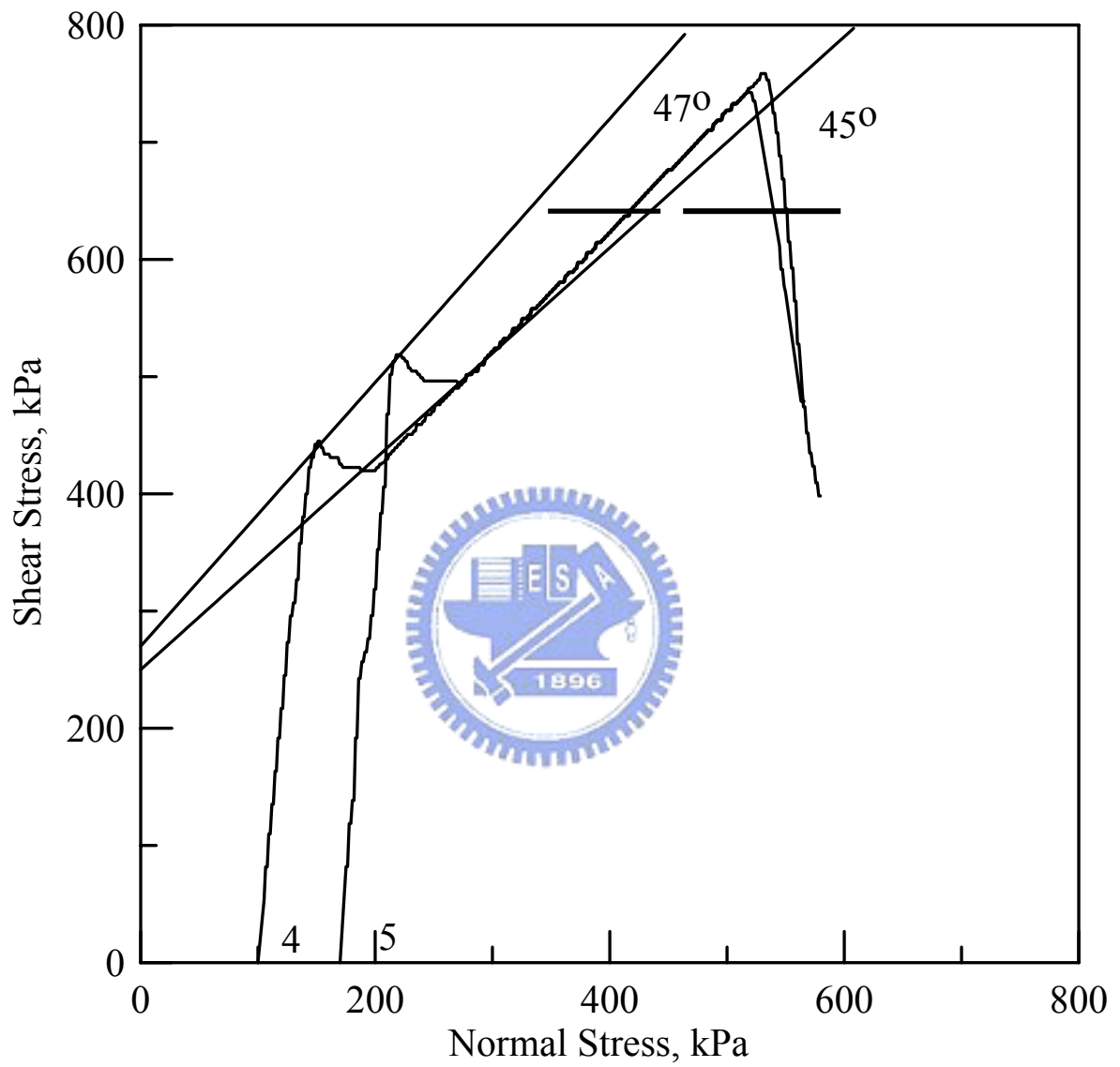


圖 2-12(b) 最大正向應力 800kPa 下樁載重正向應力與剪應力之關係(Lam and Johnston, 1982)

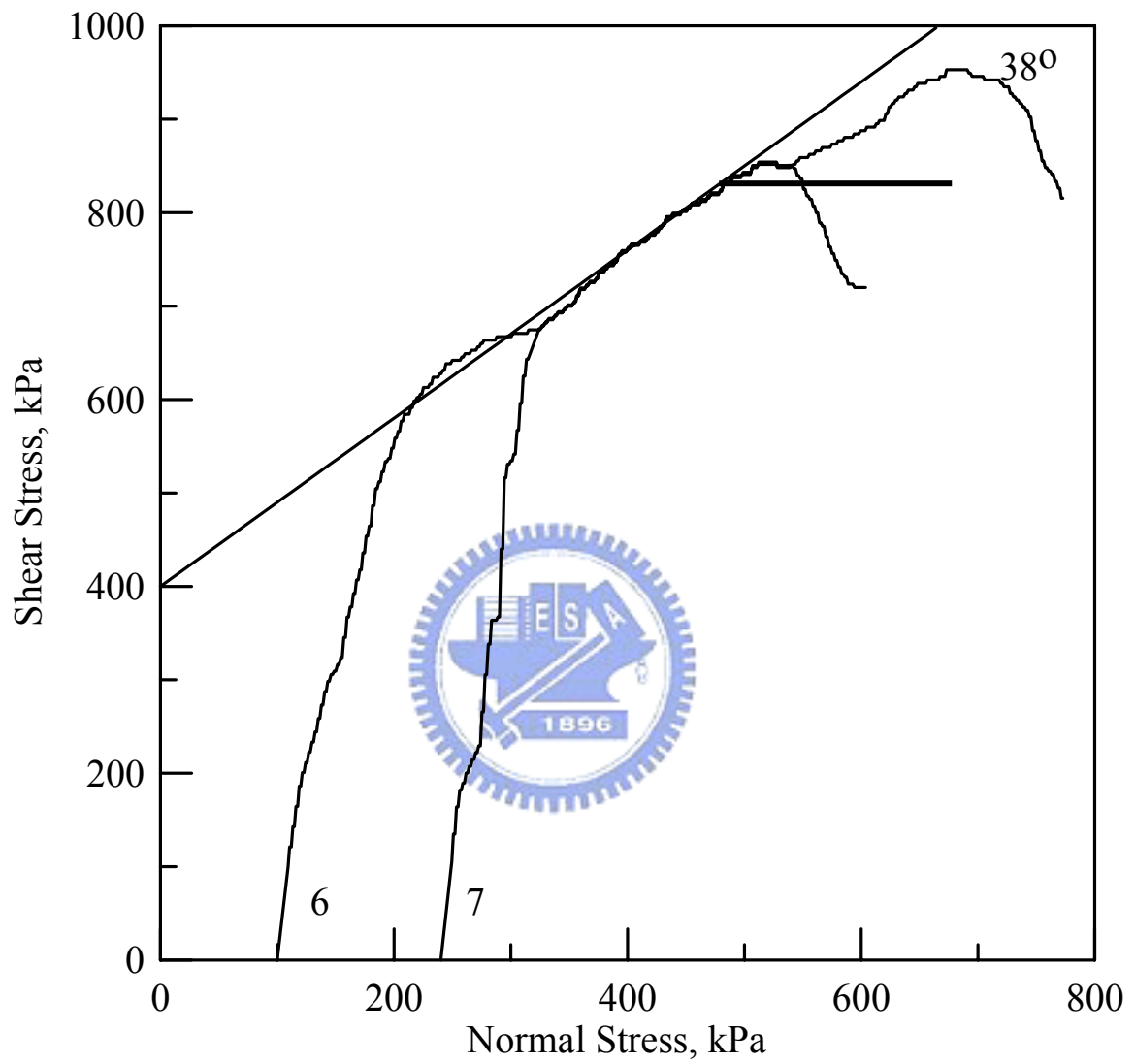


圖 2-12 (c) 最大剪應力 1000kPa 下樁載重正向應力與剪應力之關係(Lam and Johnston, 1982)

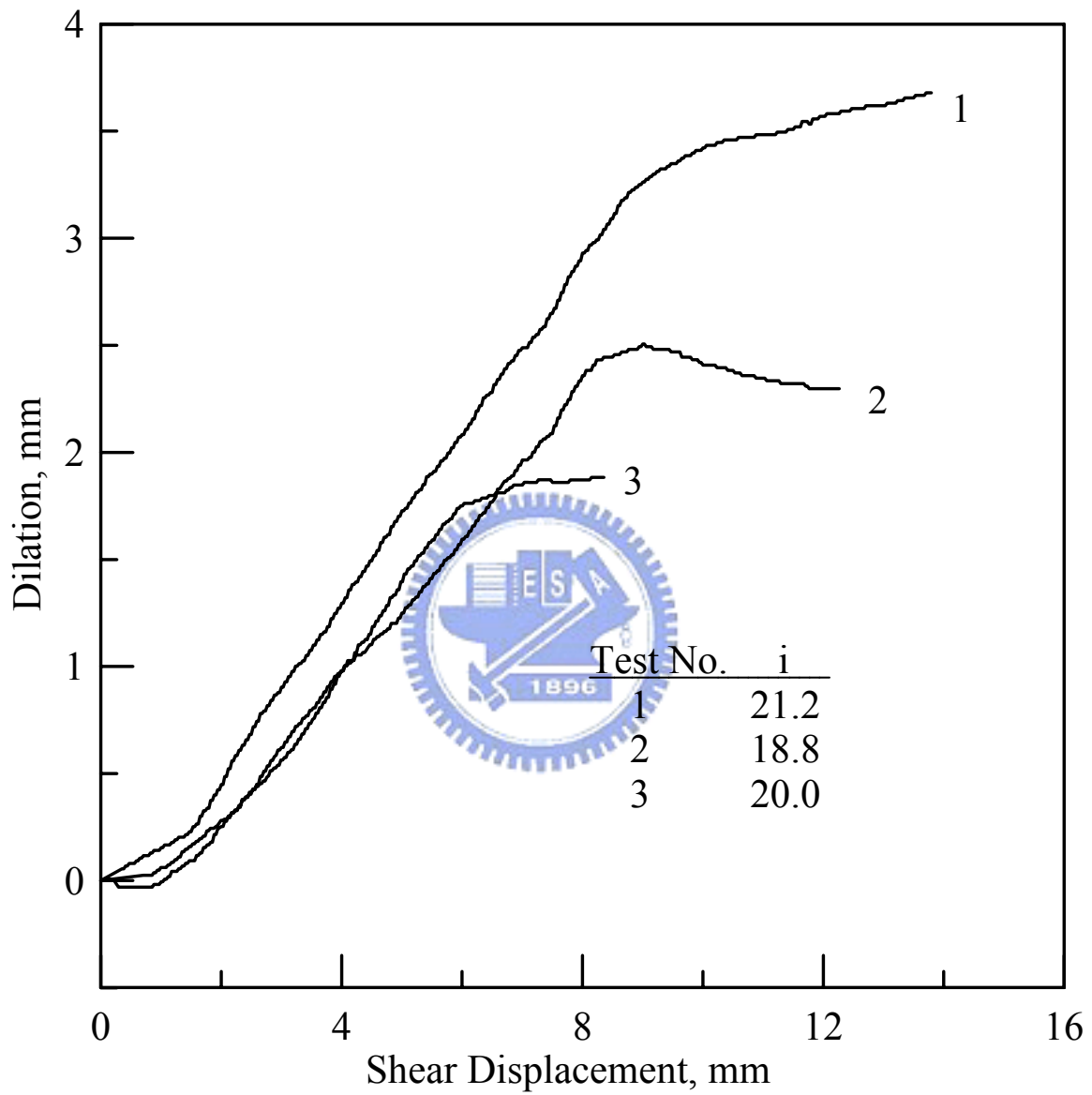


圖 2-13 (a) 磨擦角 i 為 21.2、18.8 與 20.0 之剪位移與膨脹之關係(Lam and Johnston, 1982)

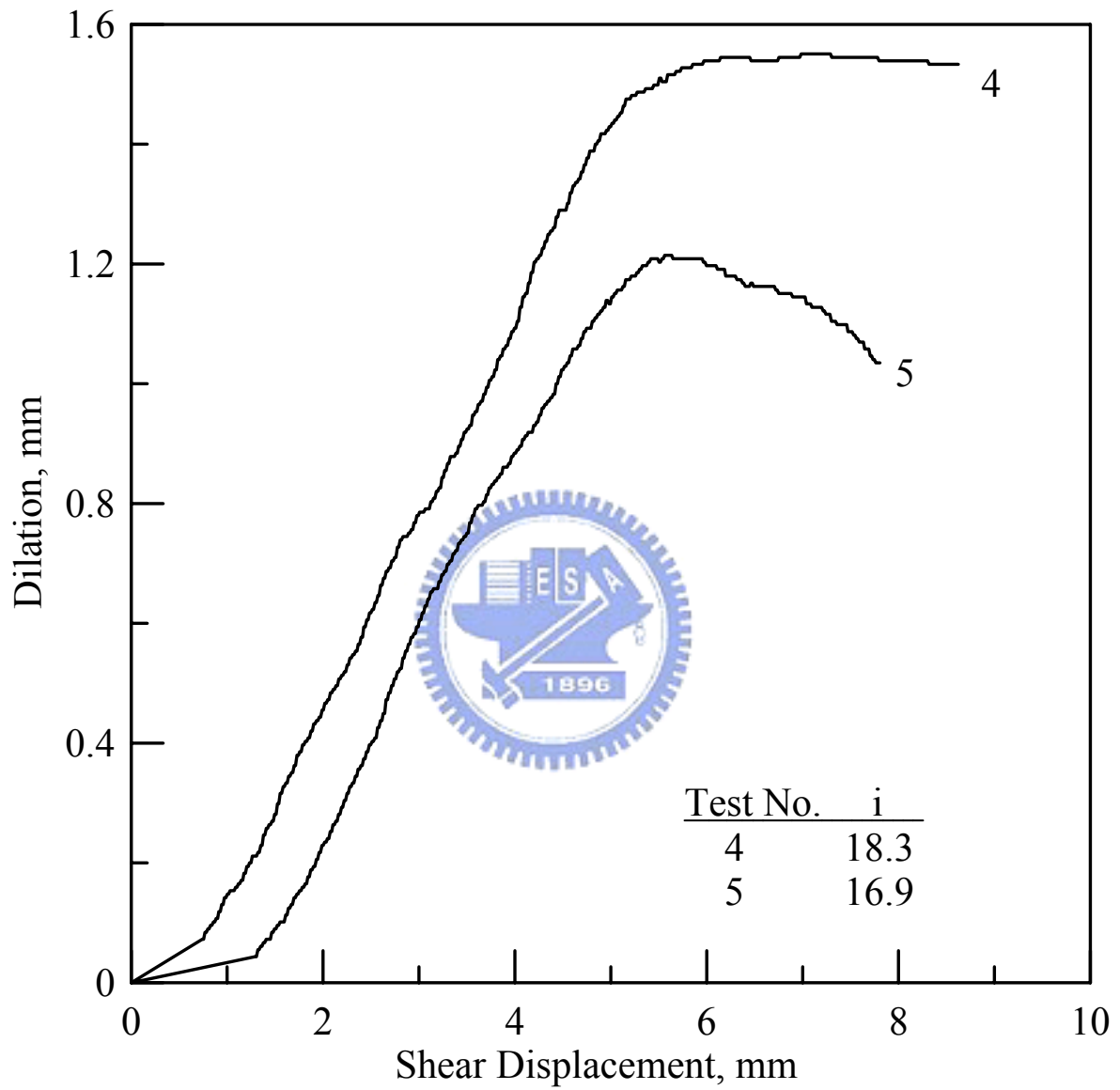


圖 2-13(b) 磨擦角 i 為 18.3 與 16.9 之剪位移與膨脹之關係(Lam and Johnston, 1982)

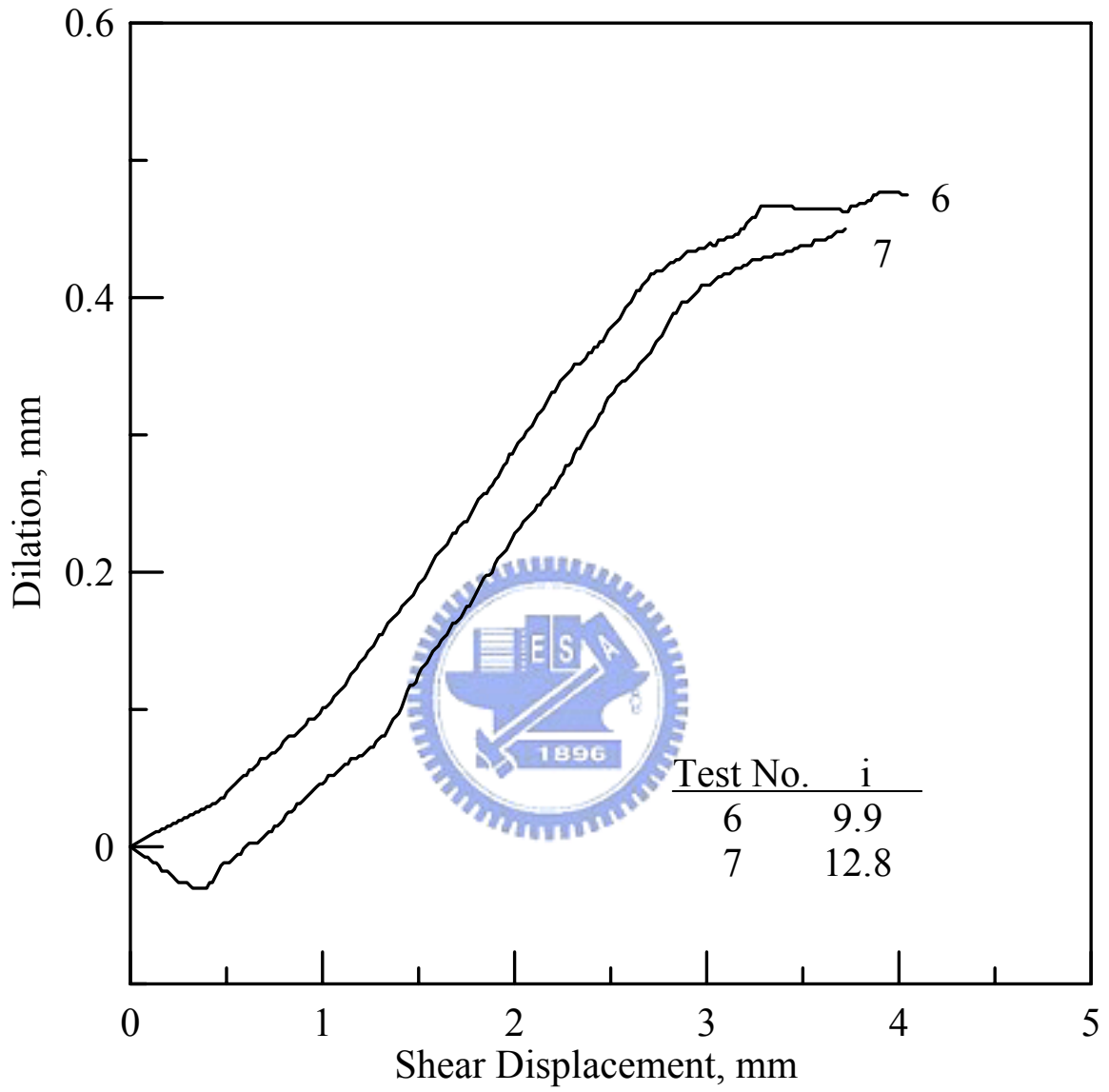


圖 2- 13 (c) 磨擦角 i 為 9.9 與 12.8 之剪位移與膨脹之關係(Lam and Johnston, 1982)

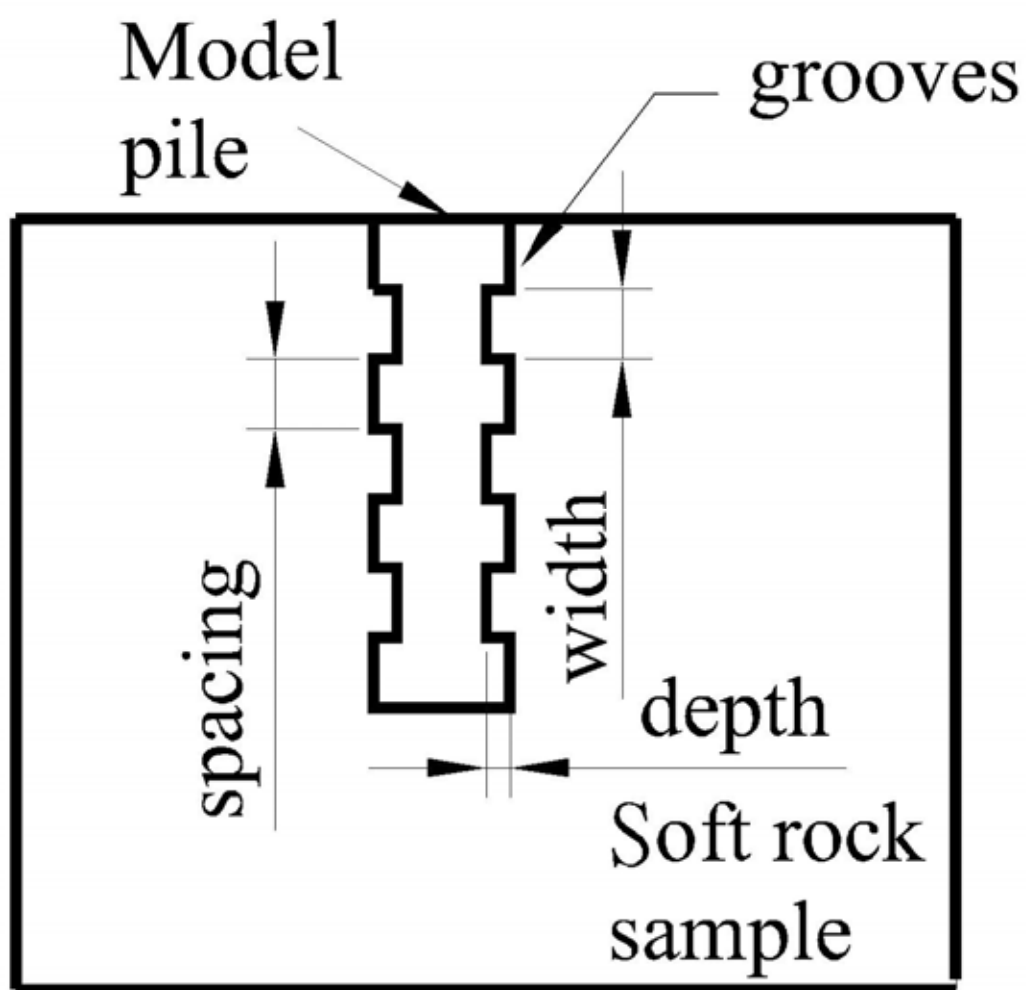


圖 2-14 粗糙度定義示意圖(吳政達，2003)

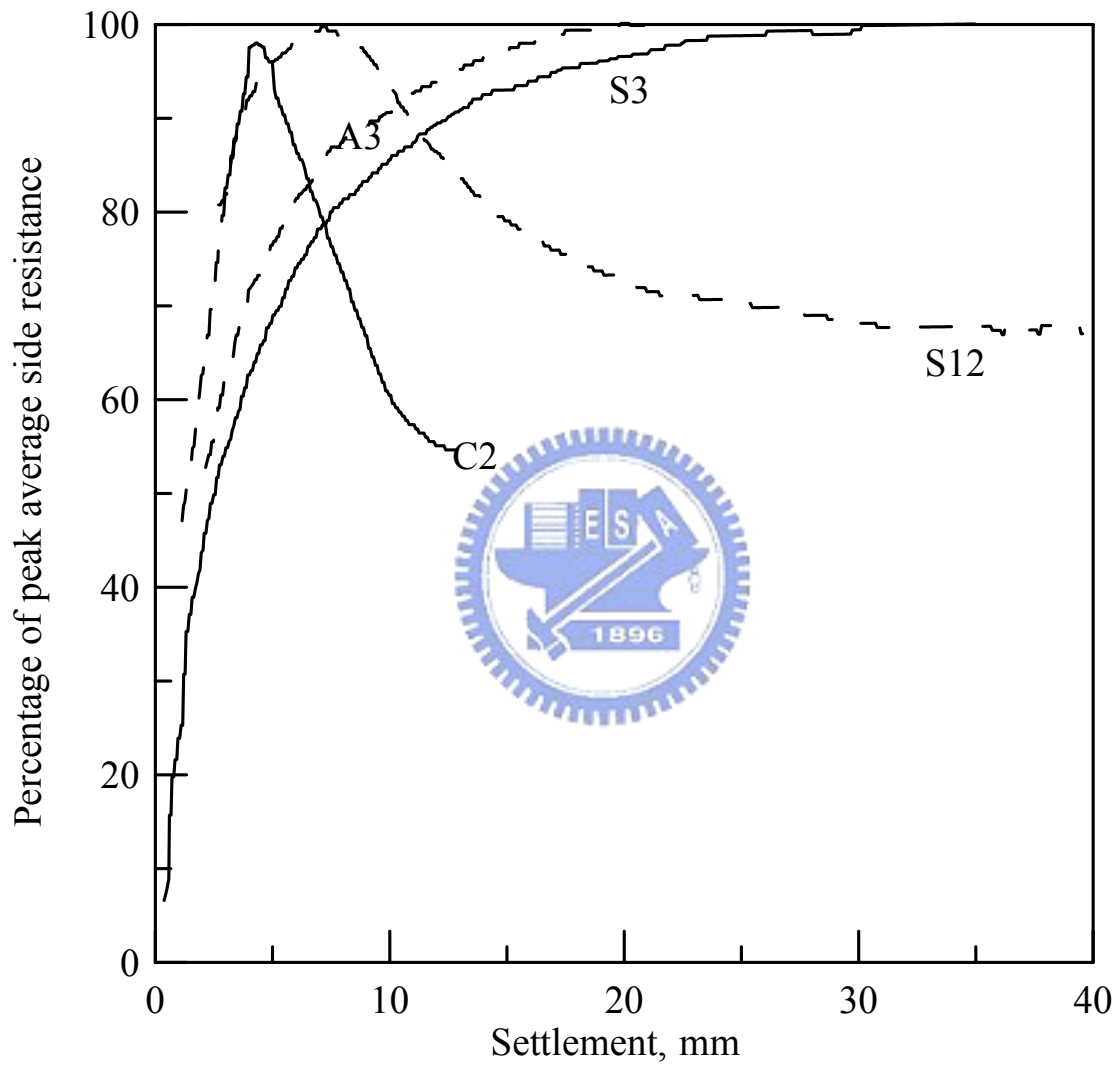


圖 2-15 不同粗糙度樁體沉陷量與極限強度之關係(Williams and Pells, 1981)

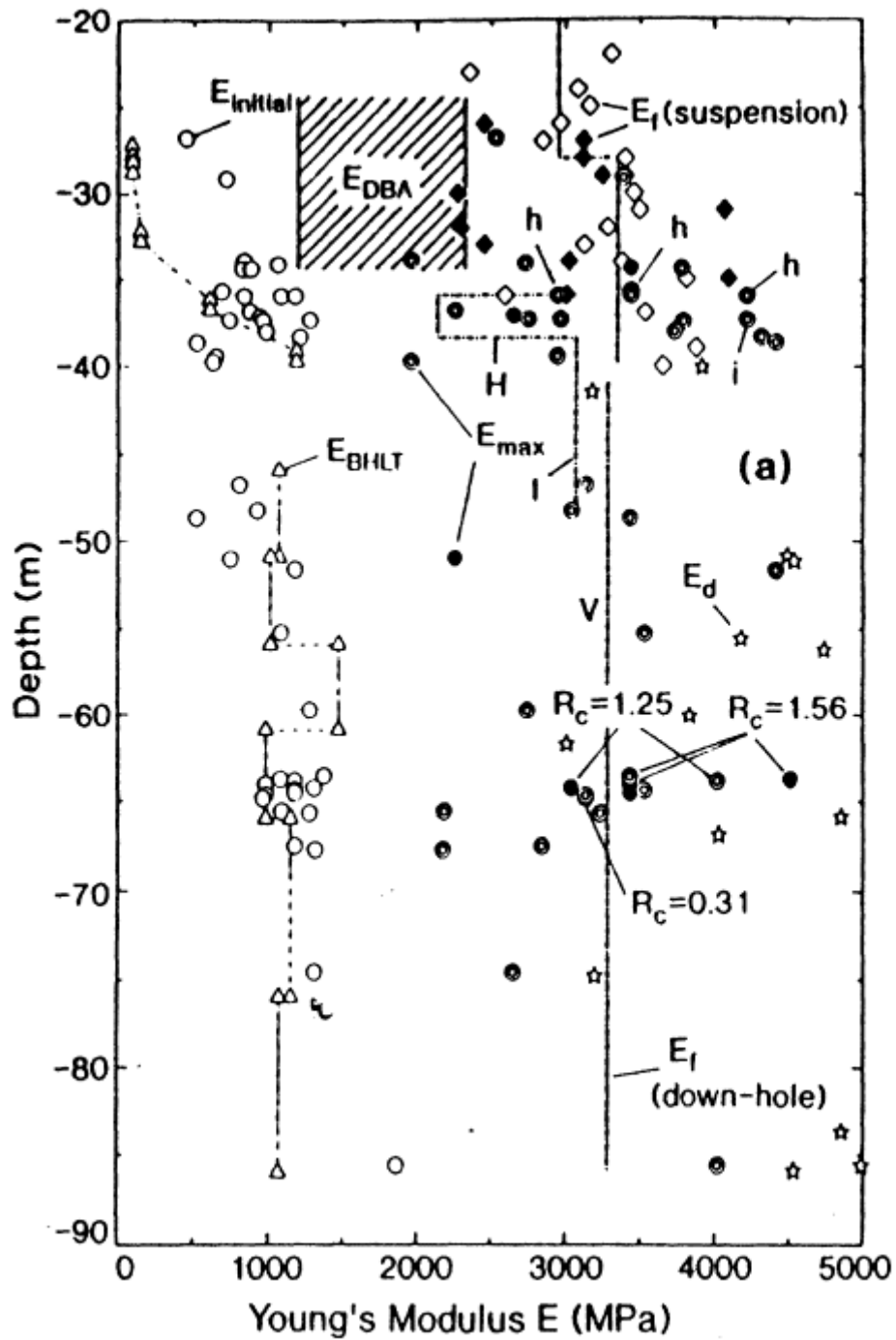


圖 2-16 比較不同試驗方法得到的楊氏模數 (Tatsuoka et al., 1993)

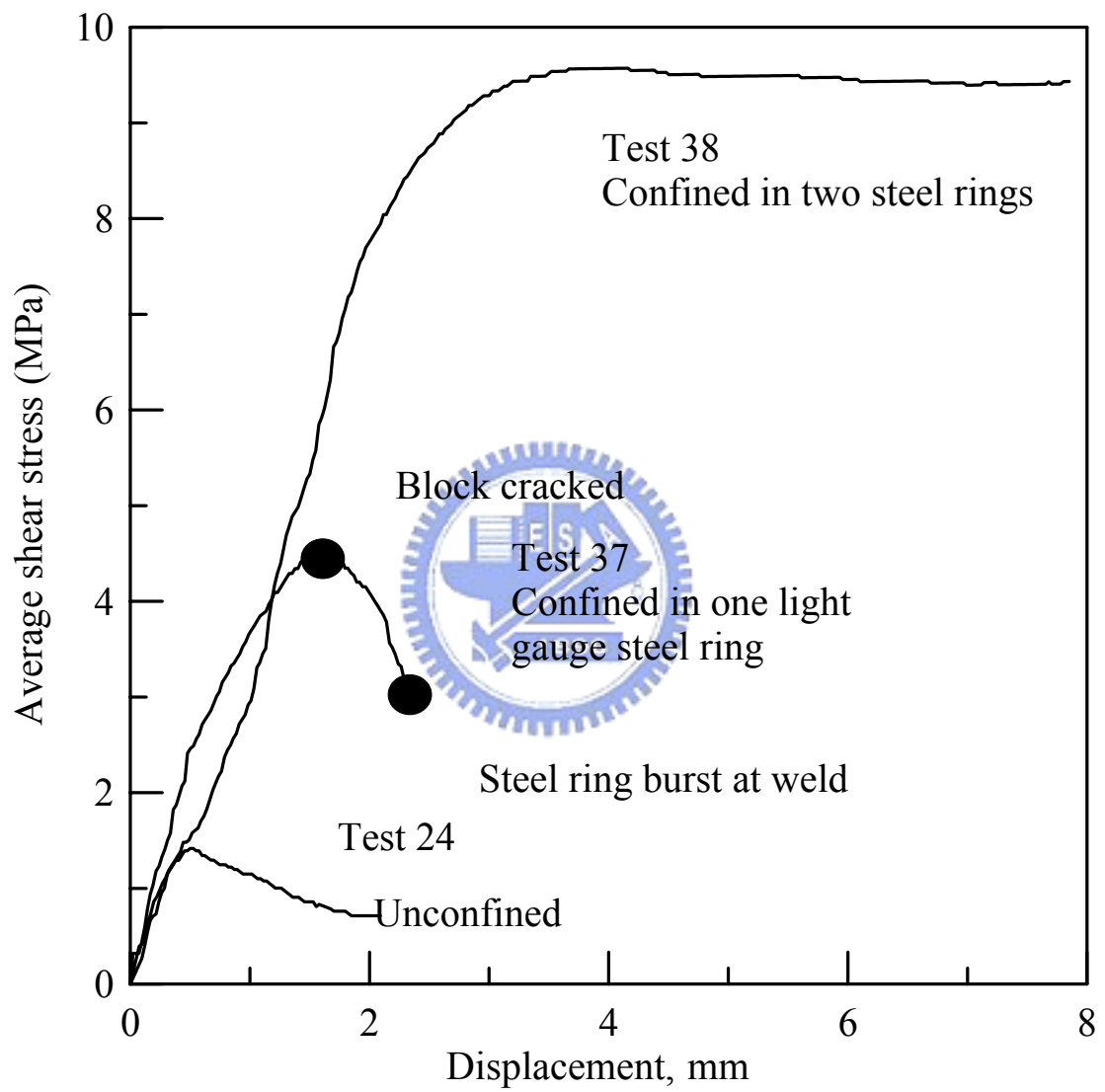


圖 2-17 束制條件對試驗結果之關係(Williams and Pells, 1981)

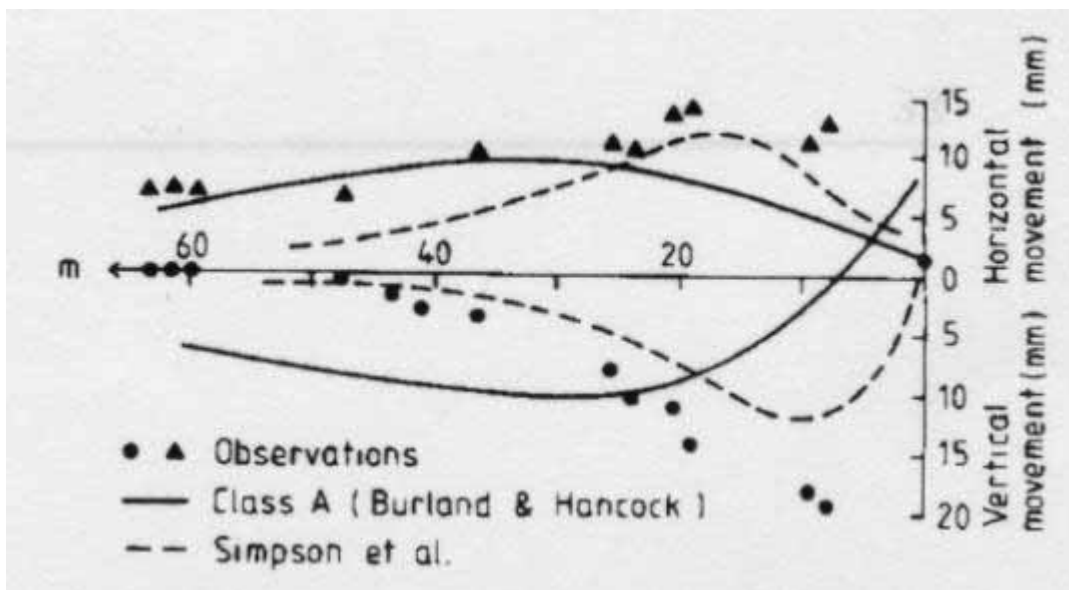


圖 2- 18 小變形理論模擬結果與現地量測結果比較(Simpson et al., 1979)

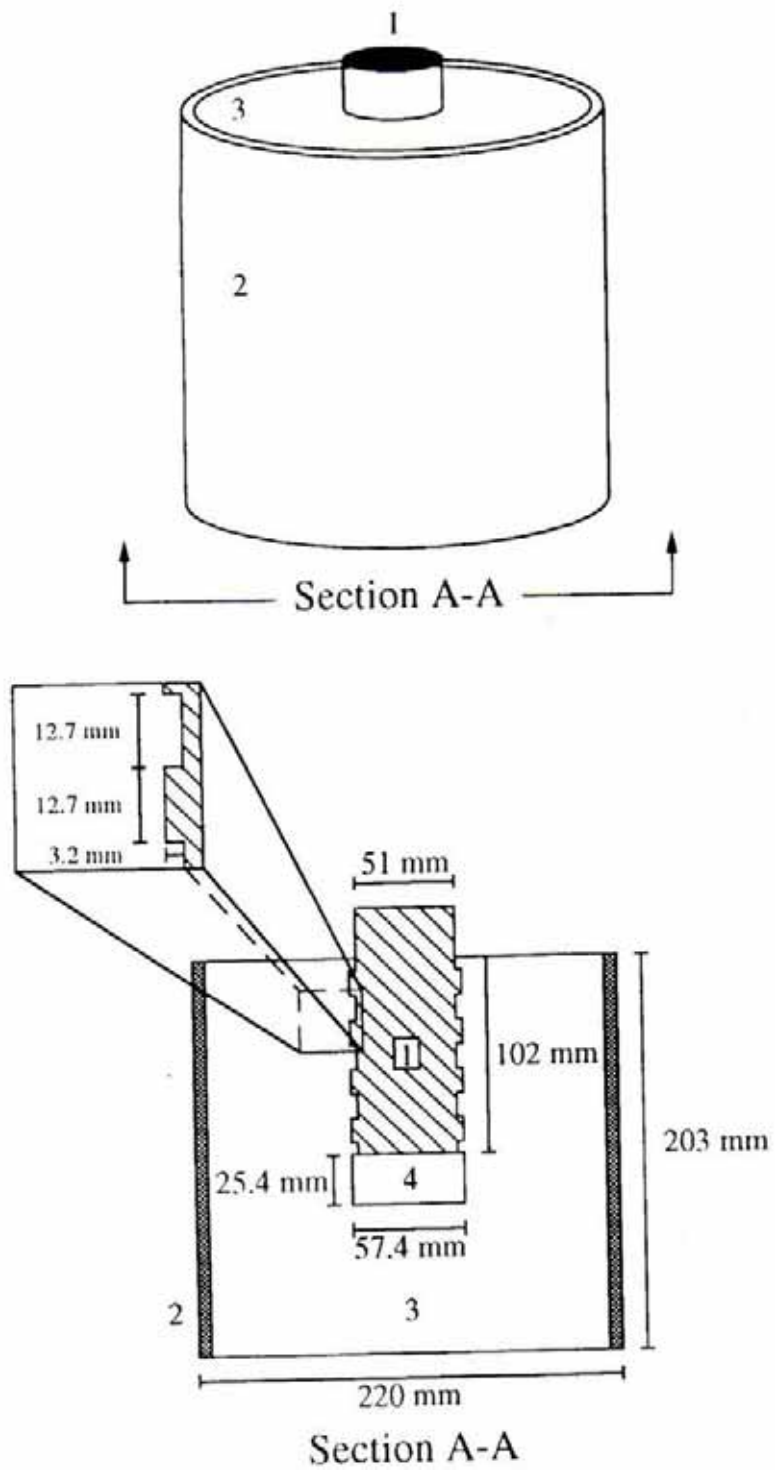


圖 2-19 模型樁承載試驗示意圖 (摘自 Benmorlrane et al., 1994)

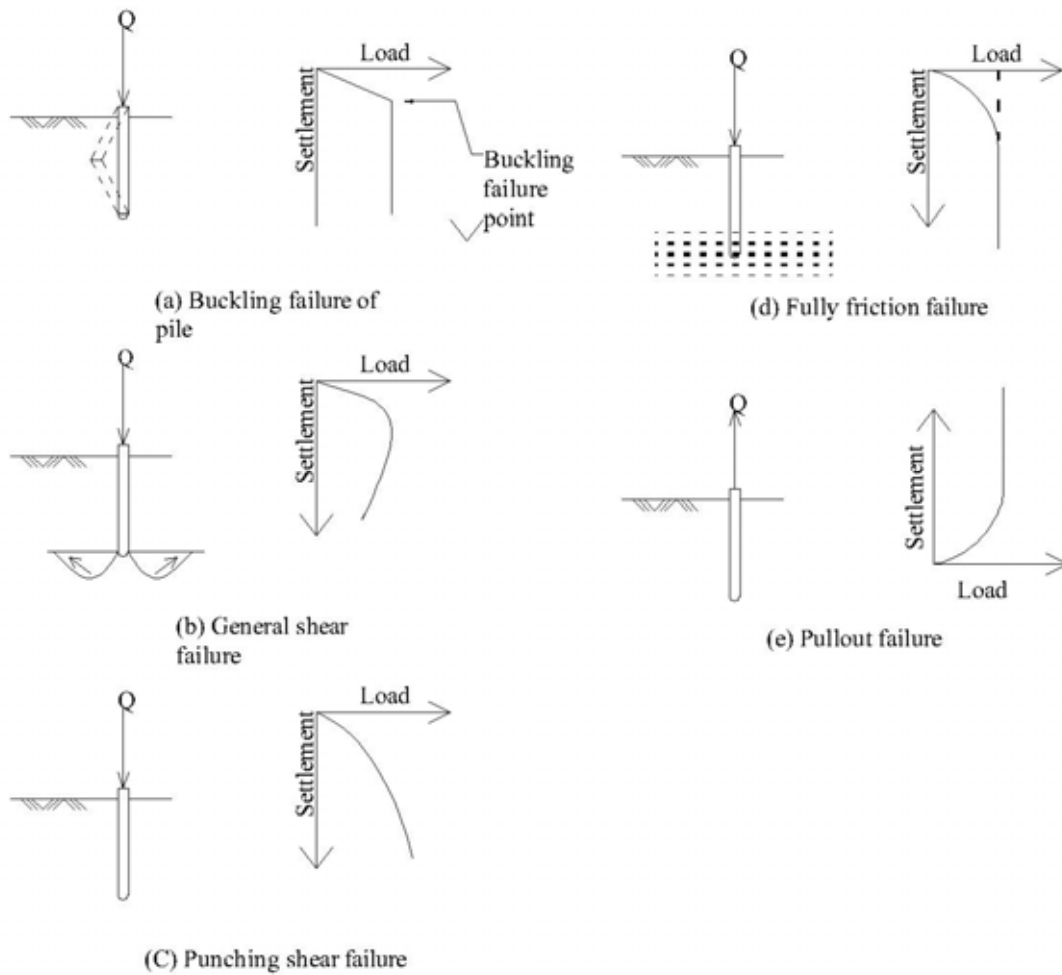
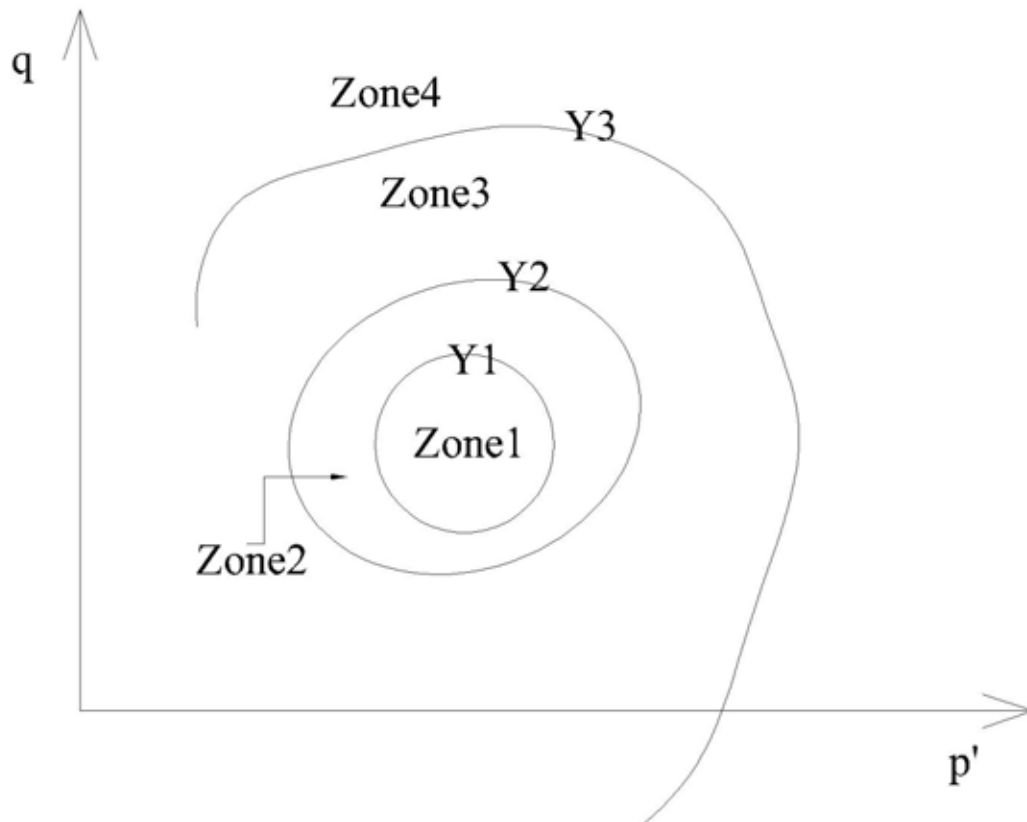
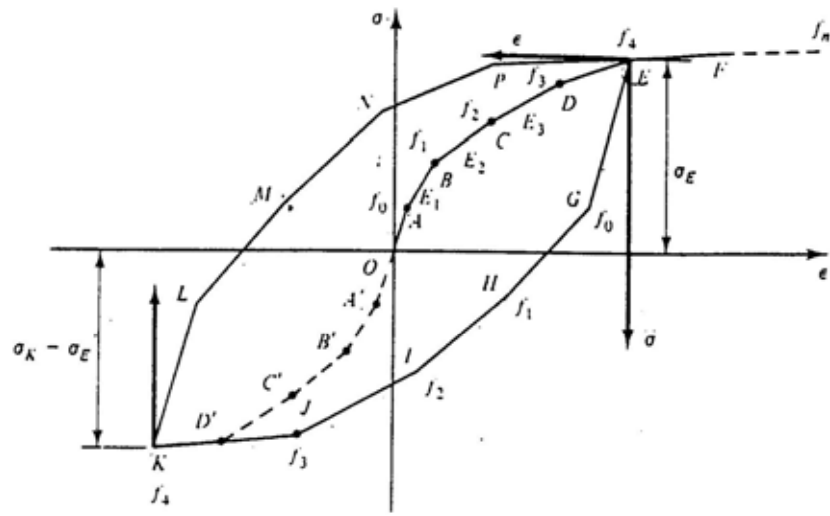
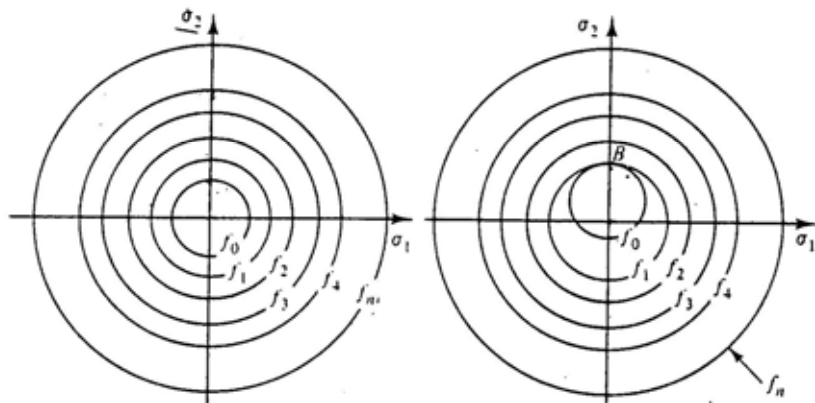


圖 2-20 基樁之破壞模式(a)挫屈破壞(b)一般剪力破壞(c)貫入型剪力破壞(d)全面破壞(e)拉拔破壞(洪正杰，2002)



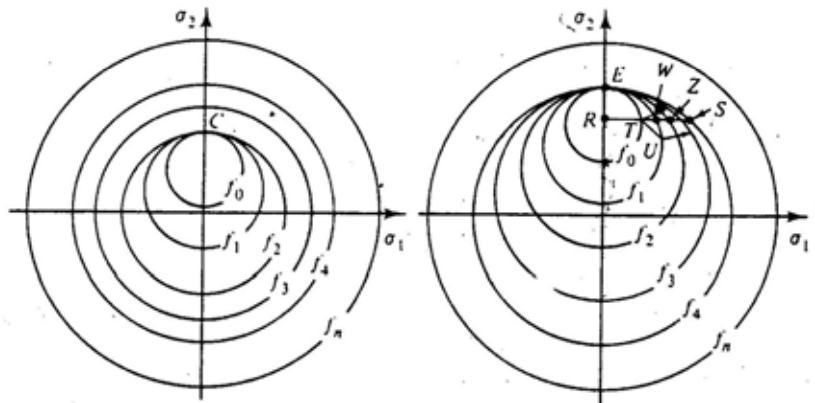


(a)



(b)

(c)



(d)

(e)

圖 2-22 屈伏面群模式：(a)應力應變曲線(b)受力前(c)加載 A 至 B(d)加載 B 到 C(e)加載 C 至 D 到 E (Desai and Siriwardane, 1984)

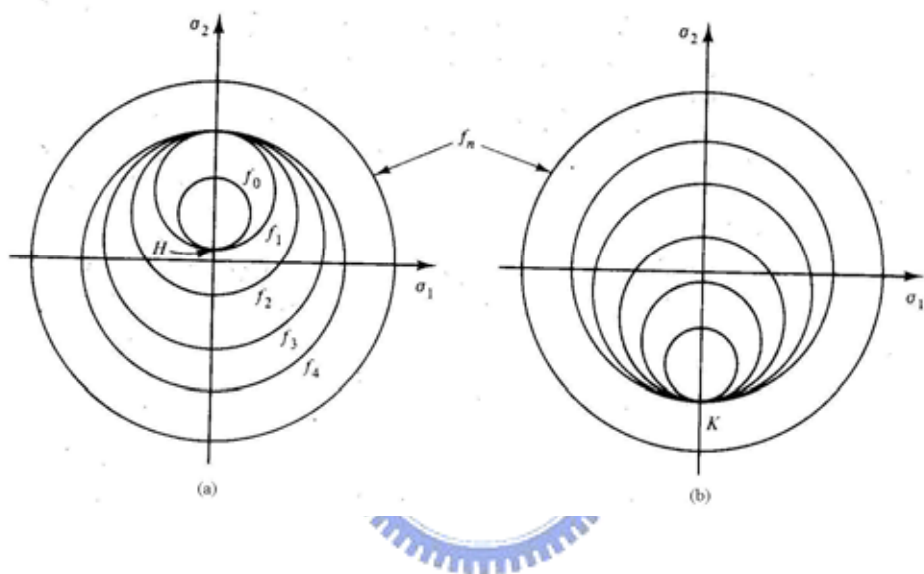


圖 2-23 複降伏模式之卸載行為：(a)卸載由圖 2-16(a)之 G 點至 H 點；(b)卸載由 H 點到 I 點，I 點到 J 點及 J 點到 K 點 (Desai and Siriwardane, 1984)

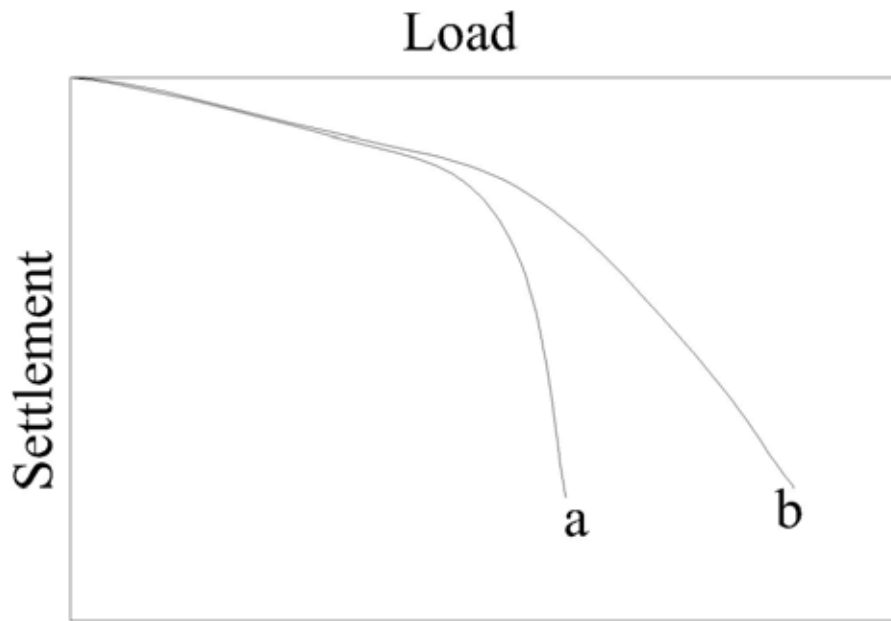


圖 2-24 一般試樁曲線型式

第三章 研究方法

3.1 現地實驗之準備

本實驗的準備工作主要可分為，樁體變形量測裝置之準備，岩體內之變形量測，則採用改良之 FBG-SD，有關 FBG-SD 的詳細說明請參考黃正中 (2005)。

3.1.1 實驗場址簡介

本實驗場地之位置於寶山第二水庫大壩右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，其地表下岩層之剖面如圖 3-1 (a)所示，而其所依據的資料主要為圖 3- 2 的地質柱狀圖，其中 B1、B2 及 B-3 鑽孔的位置如圖 3- 1 (b)所示。依據此區域地質狀況將岩層大致分成四類：黃棕色砂岩(SS)、灰色泥岩(MS)、厚砂岩夾薄泥岩(SS-MS)及薄砂泥岩互層(MS/SS)。其基本性質分別敘述如後：

A. 黃棕色砂岩(SS)

依據露頭及配合鑽探岩心判識成果，黃棕色砂岩(SS)為本區域主要地質構成材料，其顆粒較粗大，膠結不良，遇水極易軟化，有少數地方夾有植物化石、煤炭以及小脆石等雜質。於本層中偶有夾橘紅色鏽染砂岩，其質地非常堅硬。此地層為本現地承載試驗所遇之質條件。

B. 灰色泥岩(MS)

灰色泥岩(MS)分佈少，其顆粒細小，膠結良好，遇水軟化時間較長，且岩性大致不會因不同岩層而差異太大。

C. 厚砂岩夾薄泥岩(SS-MS)

厚砂岩夾薄泥岩(SS-MS)為厚度不超過 20 公分之砂岩夾有厚度約 2 公分灰色泥岩，其層面膠結普遍不良，層面光滑平坦。

D. 薄砂泥岩互層(MS/SS)

薄砂泥岩互層(MS/SS)為厚度不超過 3 公分之砂岩夾有厚度約 2 公分灰色泥岩，其層面膠結普遍不良，層面光滑平坦。

本實驗為簡化實驗中岩層參數的影響，在參照過該處之岩層剖面圖後，將實驗場址及樁之貫入深度內的岩層皆選定於 A. 黃棕色砂岩中，故邊界內之網格均假設為同樣之材料性質。岩體基本參數則請參考表 4-2 (廖學志，2004)。另外為找到最適合模擬使用之參數，本研究亦搜集了前人在 B1、B2 及 B-3 所進行的 PMT 試驗，並利用其中一組應力應變圖形，以求出最適用於本場址之參數值，而比對之結果請參考圖 4-7。

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，有如一般泥岩之行為，因此選定該範圍內的砂岩露出地表的區域做為實驗場地；而在經過計算後可知，除反力樁會進入不同岩層外，本實驗所使用之試驗樁全長皆在該砂岩層內。

3.1.2 反力系統設備

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。反力座四角各以 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 3-7 所示。

3.1.3 加載及量測加載設備

加載設備是提供加載時所需的荷重所用之儀器，其中包括：

- (1) 5HP 電動油壓泵（圖 3-4）。
- (2) 400 噸雙動型實心式油壓千斤頂（圖 3-5）。
- (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

目前台灣之試樁大部份均為靜載重試驗，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。

3.2 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。根據民國 77 年建築技術規則規定，計算樁之承载力時，由本實驗之樁深為 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)

$$\text{由 } Q_u = Q_b + Q_s = (\sigma'_v N_q) A_b + f_s A_s$$

$$= 5.1 \times 60 \times \frac{\pi}{4} \times 0.3^2 + \frac{15.9}{2} \times 3 \times \pi \times 0.3$$

$$= 44.1 \text{ (噸)}$$

其中 σ'_v : 樁身之平均有效覆土壓力

Q_b : 樁底承载力

Q_s : 樁身表面摩擦力

N_q : 承载力因数

A_b : 樁底的斷面積

A_s : 樁身之表面積

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

$$\tan \delta \approx 0.78,$$

δ : 樁身與土壤之間的摩擦角

K 為側向土壓力係數



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

極限載重假設為 44 噸

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

其中 A_g : 樁之整體之斷面積

P_u : 代表樁之極限承載

(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)

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

(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) 決定最小箍筋間距 s

$s=\min(16x \text{ 主筋直徑}, 48x \text{ 箍筋直徑}, \text{柱之寬度})=20\text{cm}$

設計採用之樁之配筋如圖 3-6 所示，其中 S1 及 S2 各代表不同位置的主筋。

在安裝樁體的過程方面，由於施工採用濕鑽法，且在施工中恰逢颱風期間，因此雨量甚大，因此可能對樁底之岩體強度有相當不良之影響。

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 3-7 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；並於樁內放置一小口徑之 PVC 管，並在其中放置一支鋼筋，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鋼筋上固定距離上，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 3-8 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，以確保兩者在相同的影響範圍內；測傾管的配置示意圖如圖 3-9 所示，其中有一對孔位(B1 與 B3)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(B2)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；B1 與 B2 之長度為 6 米，而 B3 之長度為 12 米。

要在現地量測地層內的局部變形量，因為應變量非常小且要量測不同位置，所以需

要非常高精度與能多點式感測之儀器，所以這是非常不容易的事情。現今常用的量測儀器有三種，第一種為傳統測傾儀，它是由 Green and Mickelsen (1988) 在 1952 年研發出來的地層側向位移感測器(圖 3-11)，到今天它已經是最普遍使用在地層位移量測上的監測工具，其量測原理是將陀螺儀裝設在感測元件中心，並藉由電纜線連接感測元件到地表，當地層發生位移時，陀螺儀便會與重力方向產生一偏斜角，然後再經由簡單計算得到位移量，其示意圖如圖 3-12，一般而言傳統測傾儀之精度約為 1:10000 (Mickelsen, 1996)。第二種為多點式伸張儀(Multi-point extensometers)，其主要是量測兩固定點間的相對位移量，其示意圖如圖 3-13，它可以量測地表上兩點的相對位移量或鑽孔內某一待測段的相對位移量，其量測長度可達 100m，精度可達 0.01mm，第三種為多點電磁多點式伸張儀(Soundex)，其量測原理是藉由電磁波的改變來量測兩點間距離(圖 3-14)，精度為 3mm，其優點是將其放入一般裝設好之測傾管內就能量測。但是上述三種儀器，皆為電子式感測器，在現地使用上皆具有受潮易損壞、易受電磁波干擾與不容易做成多點式量測的缺點。有鑒於此，本研究乃使用光纖光柵作為感測元件，發展出能感測地層局部變形的 FBG-SD。

本實驗使用由傳統測傾儀所量得之結果作為參考值；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佈情況，使用改良後之光纖光柵 (Optic Fiber Bragg Grating, FBG) 地層扭曲感應系統(黃正中, 2005)。

其示意圖如圖 3-15 所示，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，因此可同時記錄同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，最後兩孔則是留供其他研究之用，其示意圖如圖 3-16 所示。本實驗所使用之 FBG 訊號擷取系統可以每秒讀 100 次之速度同時監測 4 條光纖，因此可以滿足試驗之需求。圖 3-17 為本實驗所採用之訊號擷取系統。

3.3.4 標定 FBG-SD

本實驗中所採用的 FBG-SD 量測結果解釋方法，為利用角度的變化來計算位移量，因此在標定本系統時，主要目標為獲得角度與光纖光柵波長改變的關係。標定時主要的架構如圖 3-18 所示，首先將螺旋測微計固定於光學平台上，之後將德爾林桿件尾端固定於螺旋測微計上，使其成為一簡單之懸臂樑，之後利用架設於 FBG-SD 前端的螺旋測微計，控制懸臂樑自由端的撓曲量，此螺旋測微計精度為 0.001mm。

之後將自由端的撓曲量控制在 1 至 3mm 之間，進行標定試驗，之後將量測到的結果換算成變位後和自由端的撓曲量做比較之後，可以得到光纖光柵中心的波長改變量和 FBG-SD 旋轉量之間的關係，圖 3-19 為標定的結果，由圖 3-19 可看出，本實驗所採用系統的重複性相當高，其 R^2 值可達 0.999 以上。



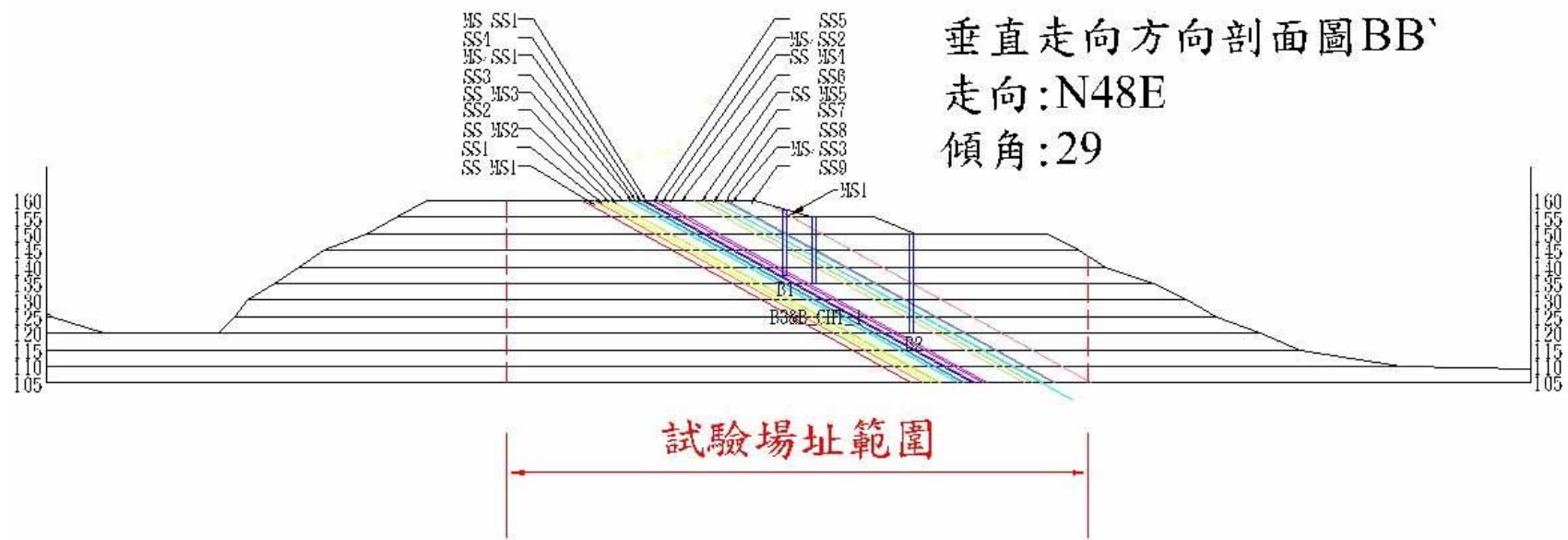


圖 3-1 (a) 樁載重試驗場地之地質剖面圖

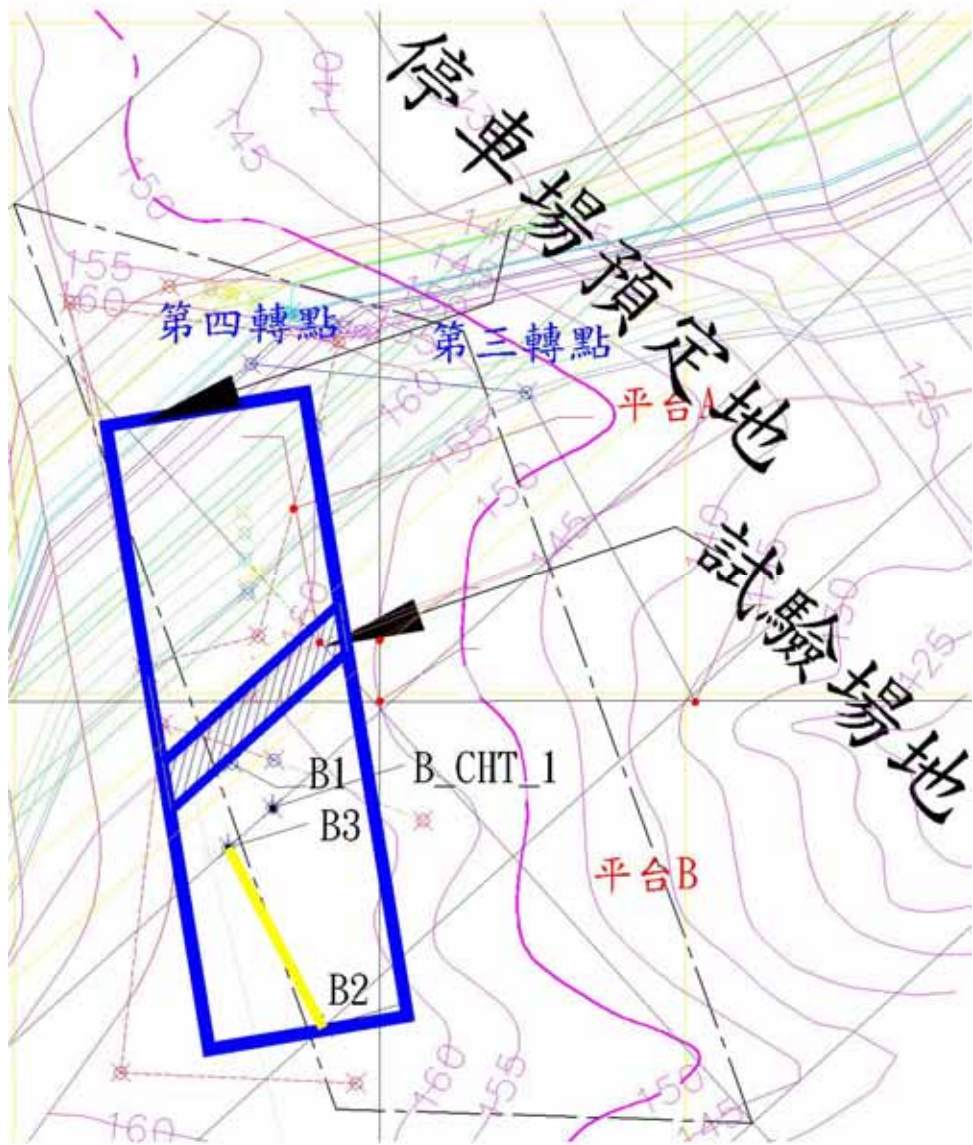


圖 3-1 (b) 樁載重試驗場地之位置

取樣地點：新竹縣寶山鄉寶二水庫試驗場址			孔 深：20 m	
孔 號：BH-1	方 法：旋轉式/三套管鑽頭(壓克力管取樣)		地面高程：159.3 m	
開始日期：92.06.17	傾 角：90°		地下水位：30 m 以下	
完成日期：92.06.19	座 標：N：2735389.639 / E：253732.458		頁 次： 1	
深度 (m)	RQD (m)	提取 率 %	柱 狀 圖	地 層 描 述
1	—	—		0.00~1.45 黃棕色砂土
2	100	100		1.45~20.00 黃棕色砂岩
3	100	100		(1.45~2.60 夾薄層泥岩)
4	100	100		(4.66~4.80 夾薄層泥岩)
5				
6	100	100		
7	95	100		(7.78~7.96 橘紅色繡染砂岩)
8	80	100		
9	100	100		(9.60~10.96 夾薄層橘紅色繡染砂岩)
10	85	100		
11				(11.42~11.62 夾薄層橘紅色繡染砂岩) (11.67~12.20 夾薄層泥岩)
12	96	100		
13	74	100		
14	100	99		
15				
16				
17	98	99		(17.26~17.29 橘紅色繡染砂岩)
18	100	94		
19				
20	100	100		(19.13~19.31 橘紅色繡染砂岩)

BH-1 鑽孔地層柱狀圖表

取樣地點：新竹縣寶山鄉寶二水庫試驗場址				孔 深：20 m
孔 號：BH-3		方 法：旋轉式/三套管鑽頭(壓克力管取樣)		地面高程：158.9 m
開始日期：92.06.20		傾 角：90°		地下水位：30 m 以下
完成日期：92.06.25		座 標：N：2735377.036 / E：253731.909		頁 次： 1
深度 (m)	RQD (m)	提取率 %	柱 狀 圖	地 層 描 述
1	—	—		0.00~1.26 黃棕色砂土
2	—	—		1.26~2.10 黃棕色砂岩(夾薄層橘紅色繡染砂岩)
	100	100		2.10~2.60 砂泥岩互層
3	—	—		2.60~2.95 泥岩層
4	100	100		2.95~4.43 砂岩層 (3.15~3.27 橘紅色繡染砂岩)
5	100	100		4.43~7.15 泥岩層
6	100	100		
7	100	100		
8	80	100		7.15~10.19 砂岩層 (7.63~7.92 夾煤質)
9	100	100		
10	100	100		
11	85	100		10.19~10.90 砂泥岩互層
12	96	100		10.90~20.00 砂岩層
13	74	100		
14	100	99		(14.59~14.85 橘紅色繡染砂岩) (14.85~15.81 夾薄層泥岩)
15	—	—		
16	81	100		
17	100	100		(17.48~18.46 橘紅色繡染砂岩)
18	98	99		(18.46~18.60 夾薄層泥岩) (18.60~18.70 橘紅色繡染砂岩)
19	100	94		
20	100	100		(18.70~20.00 偶夾泥岩)

圖 3-2 地質柱狀圖

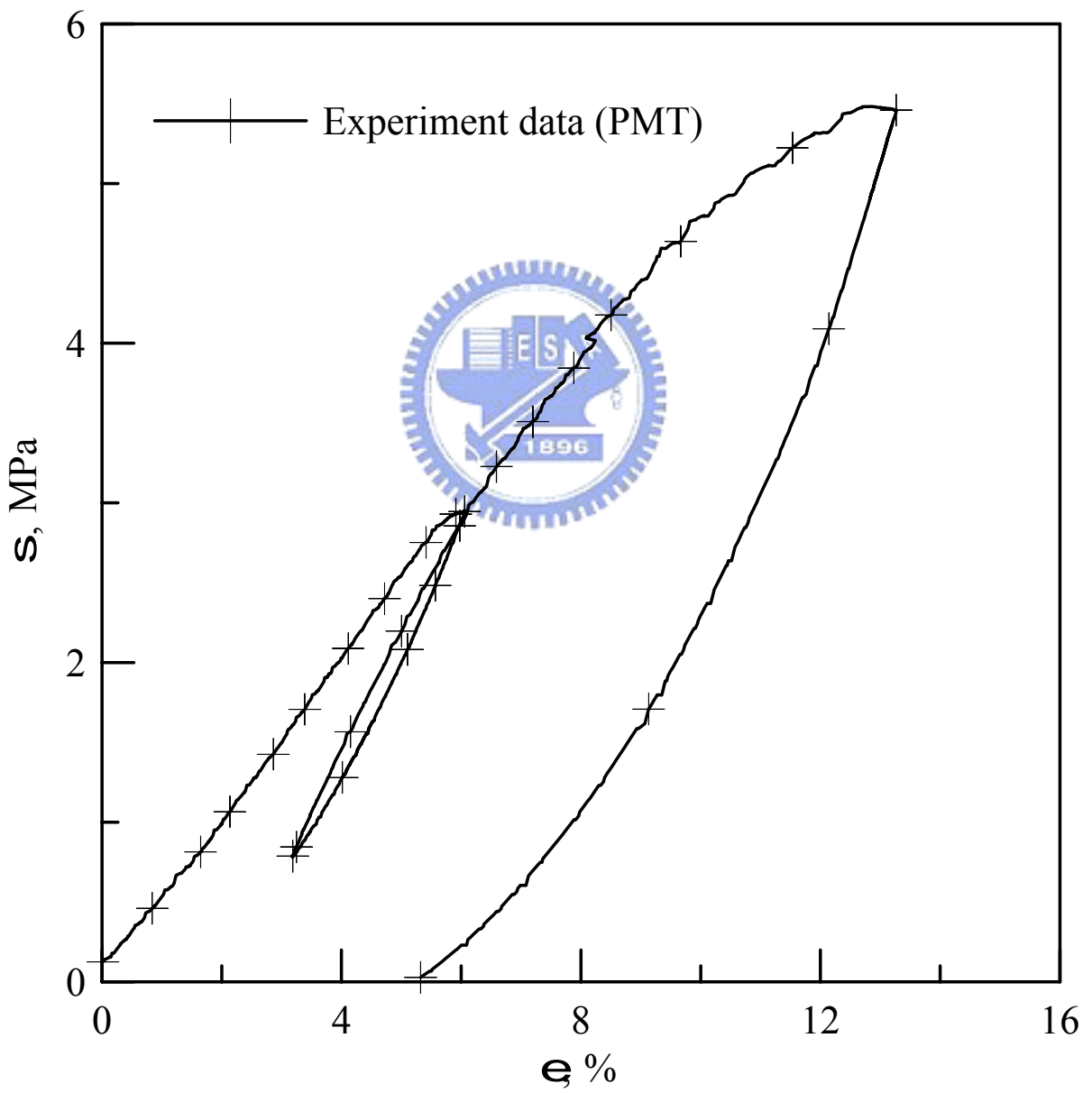


圖 3-3 BH-1 中之 PMT 試驗結果



圖 3- 4 電動油壓泵(吳政達，2003)



圖 3- 5 油壓千斤頂(吳政達，2003)

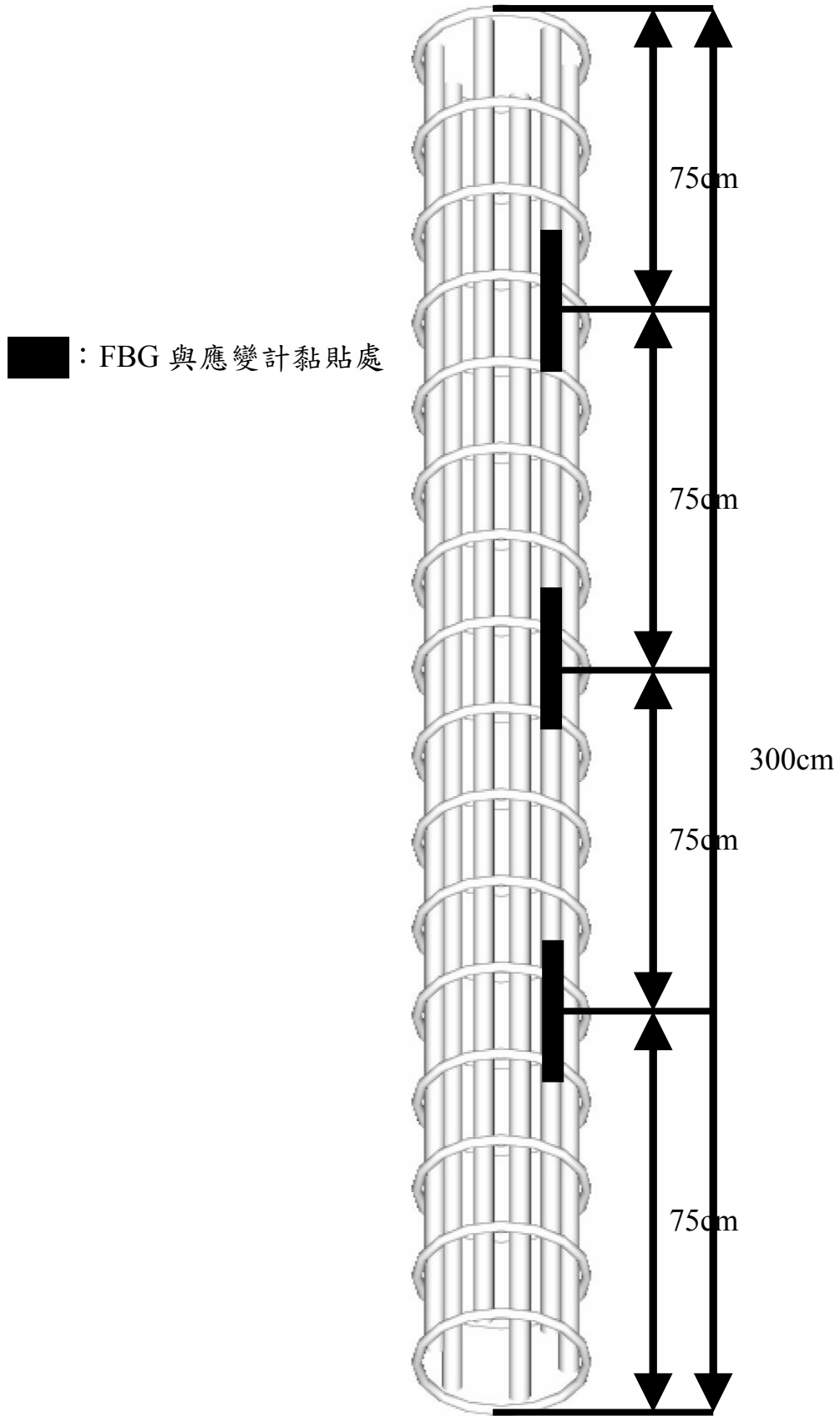


圖 3-6(a) 樁身配筋垂直方向示意圖

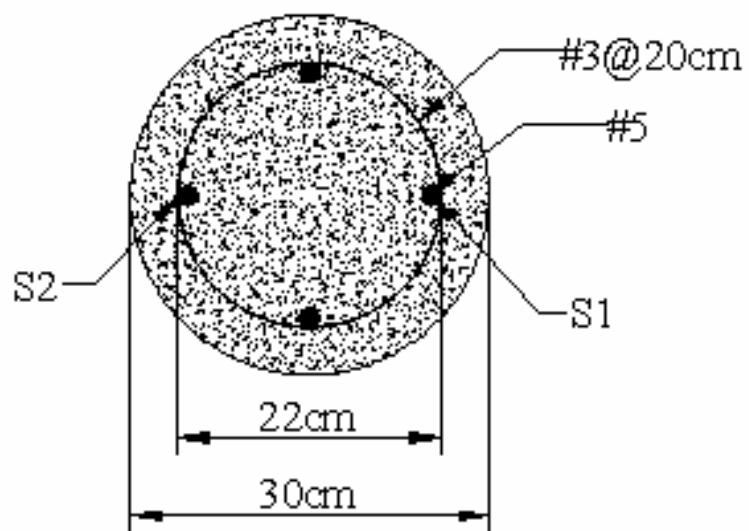


圖 3-6(b) 樁身配筋平面示意圖



圖 3-6 (c) 樁體之鋼筋籠準備完成後之實體圖

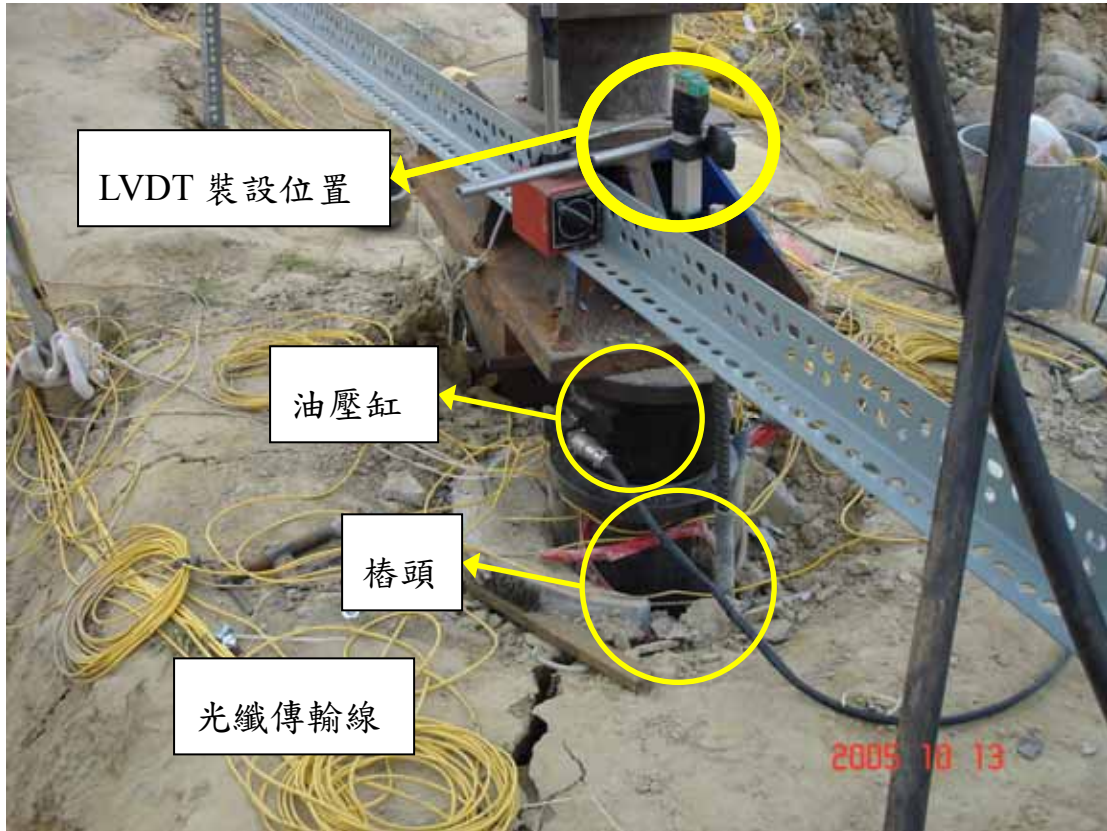


圖 3-7 現地樁載重試驗儀器架設完成圖

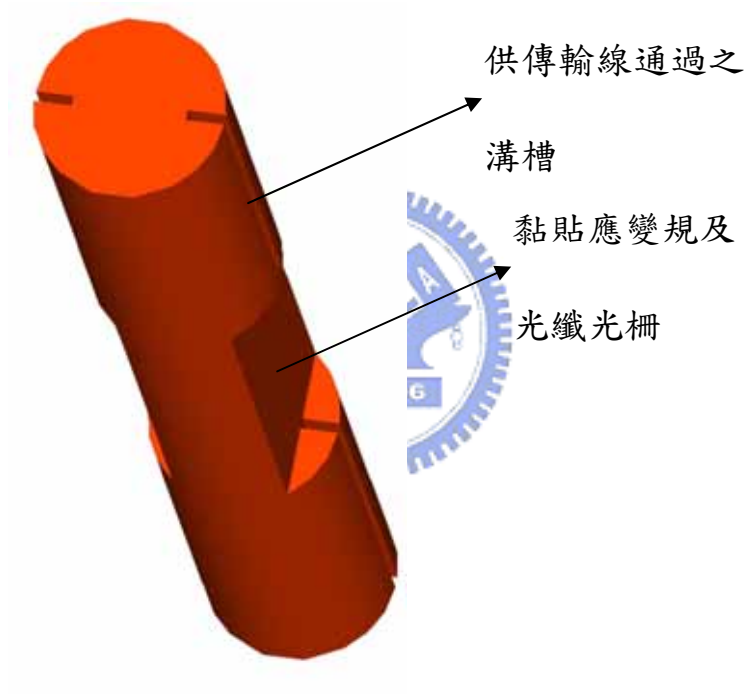


圖 3-8 (a)光纖黏貼在鋼筋上之示意圖

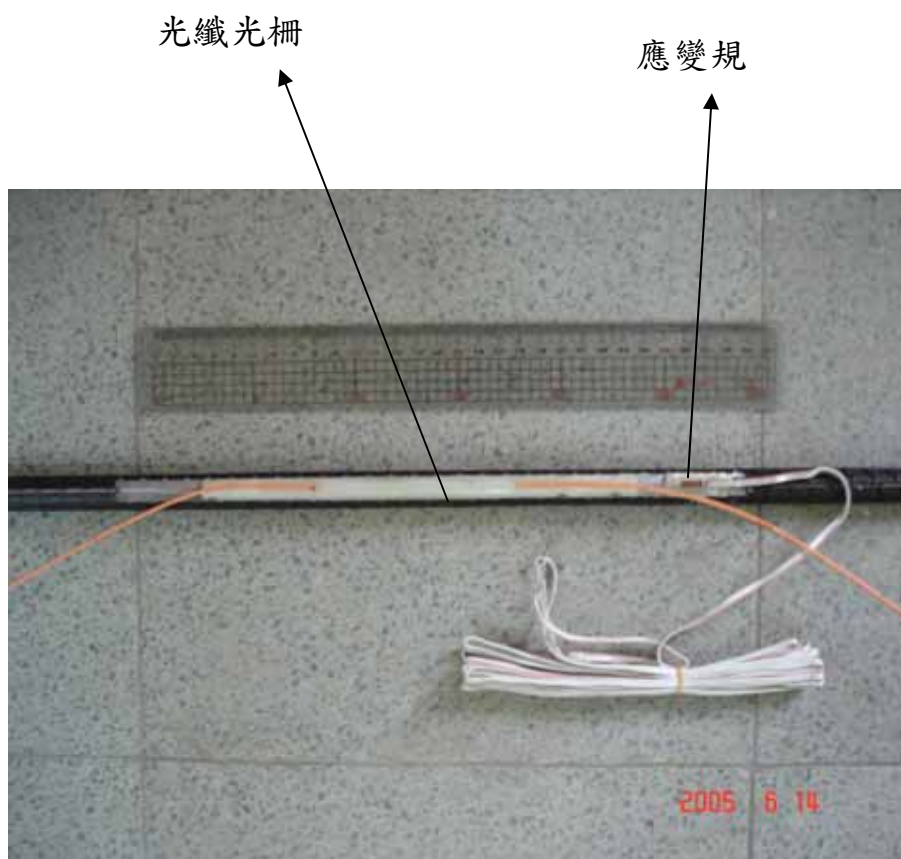


圖 3- 8 (b)光纖光柵及應變規黏貼於鋼筋之實體圖

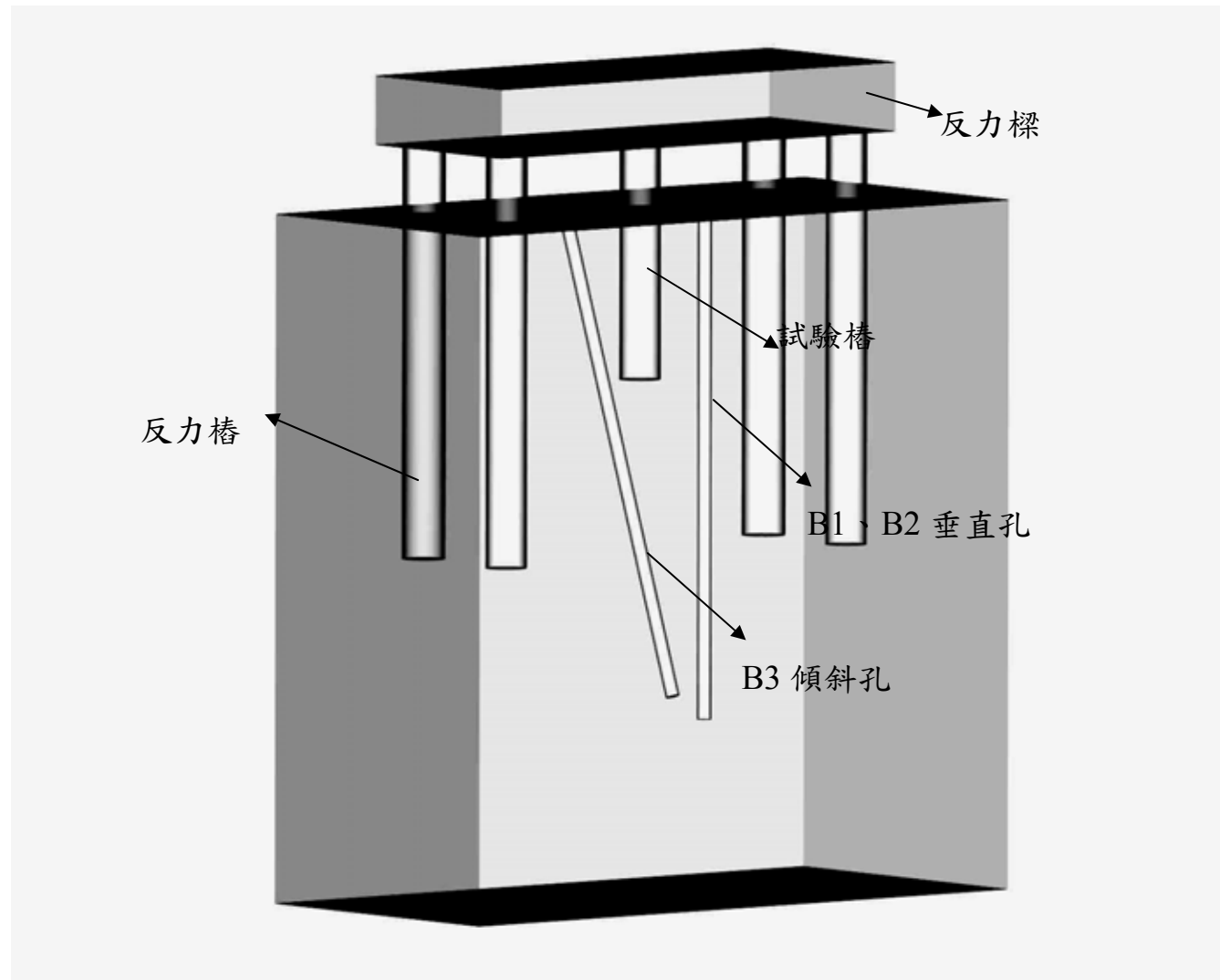


圖 3-9 (a) 現地樁載重試驗設備配置示意圖



圖 3-9 (b) 實驗場地完成後之情形

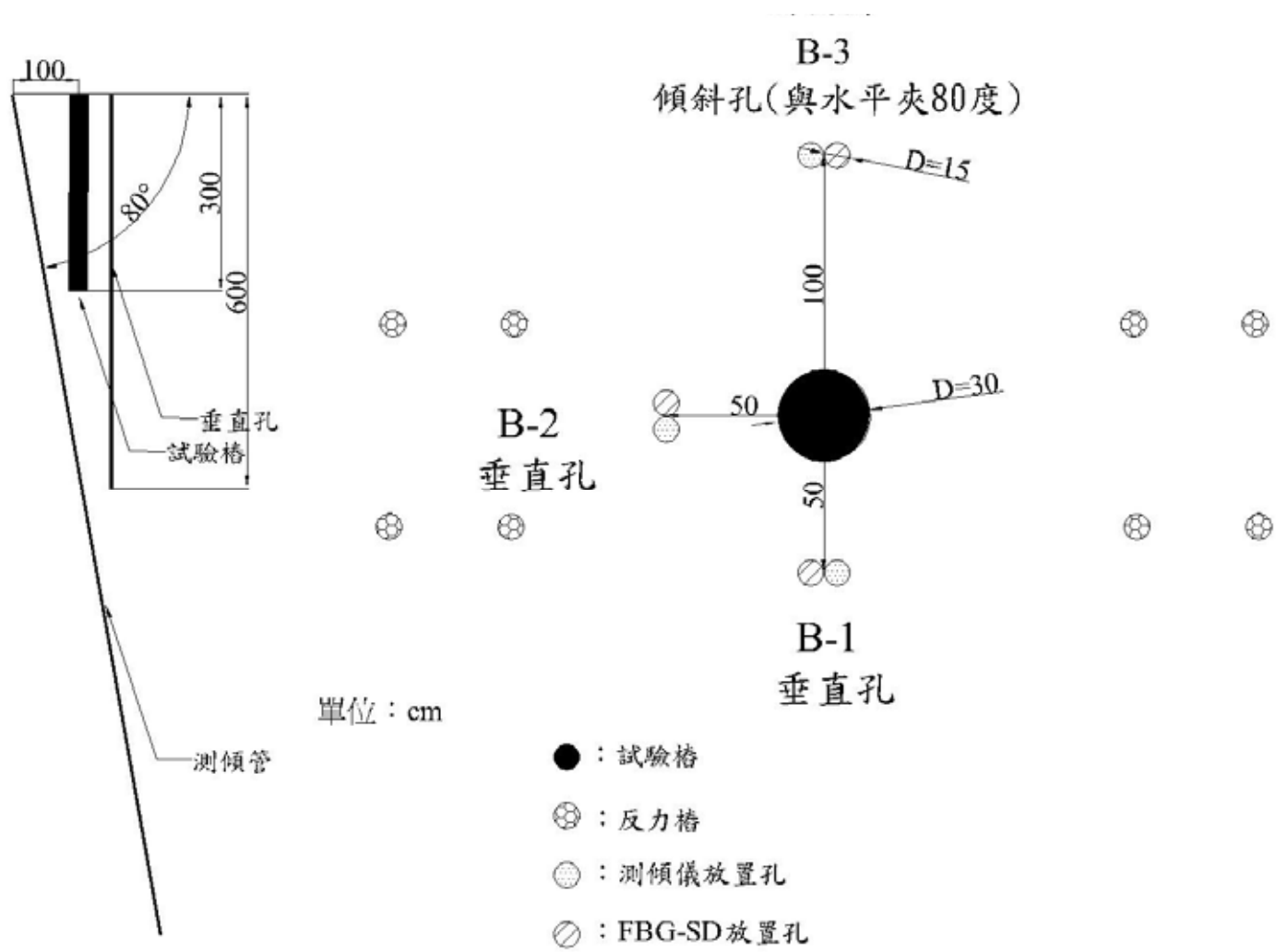


圖 3- 10 (a)試驗之鑽孔位置示意圖



圖 3- 10 (b)試驗之鑽孔完成後之情形

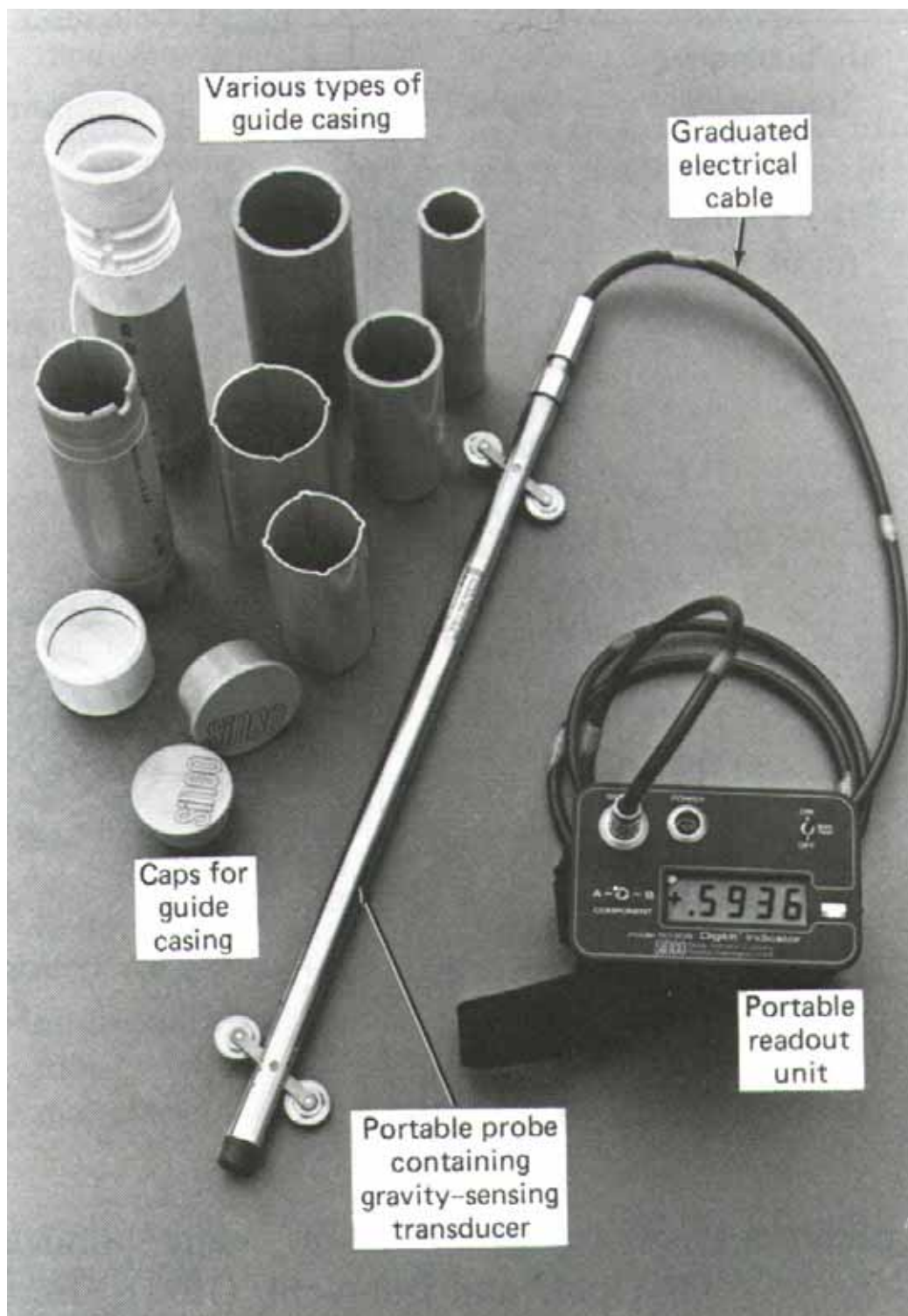


圖 3- 11 傳統之測傾儀(摘自李瑞庭，2005)

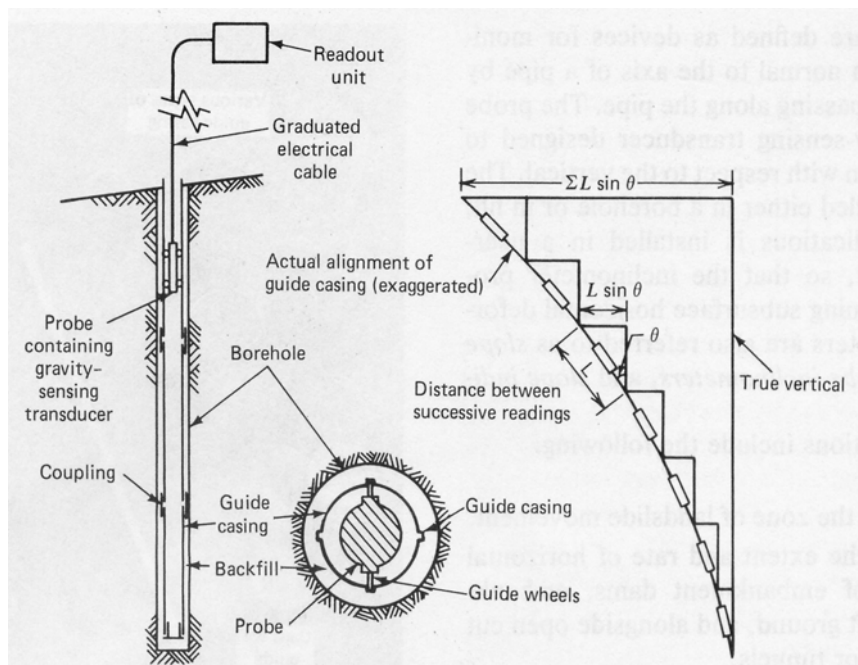


圖 3- 12 傳統測傾儀之量測原理(李瑞庭，2005)

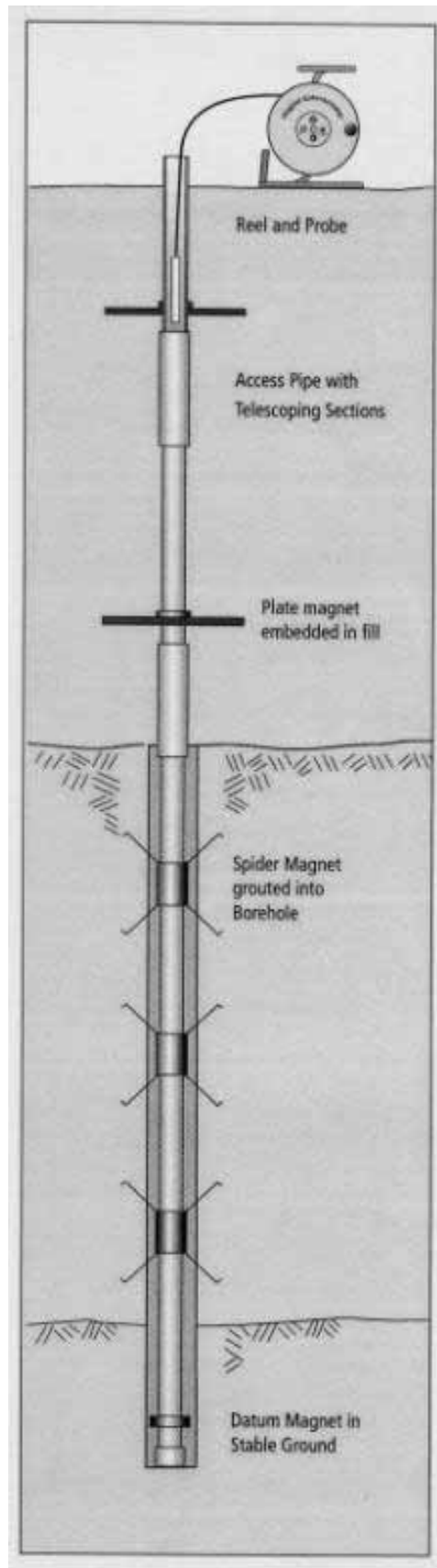


圖 3-13 傳統多點式伸張儀量測示意圖(李瑞庭，2005)

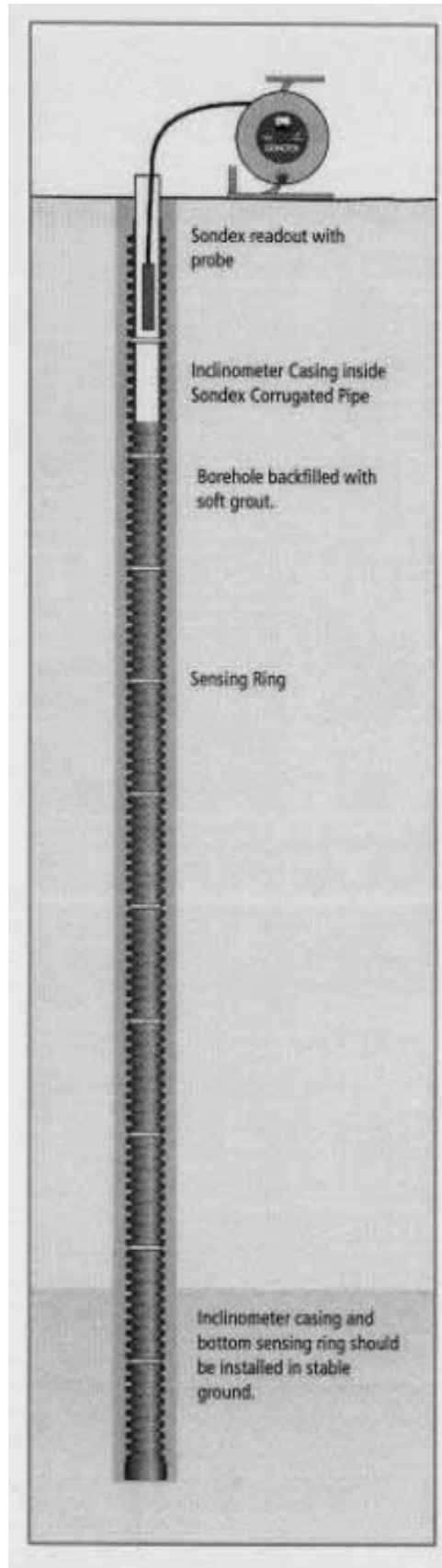


圖 3-14 電磁多點式伸張儀量測示意圖(李瑞庭，2005)

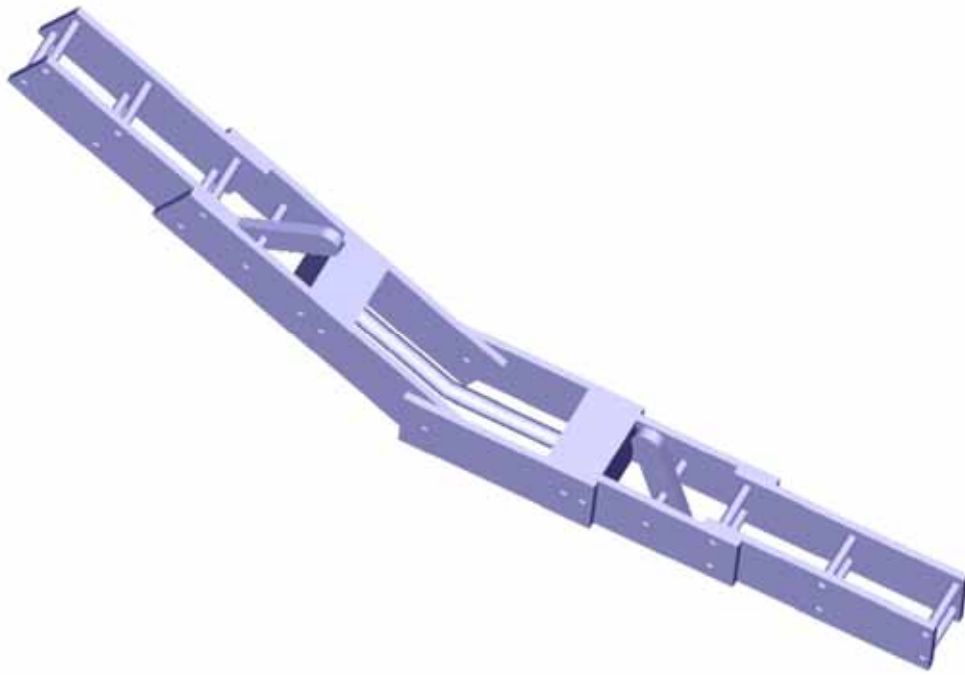


圖 3- 15 單根 FBG-SD 彎曲示意圖



圖 3-15(a) 現地樁體及測傾管埋設完成實體圖



圖 3- 16 (b) 光纖直接黏貼於測傾管上之實體圖



圖 3-17 光纖光柵訊號擷取系統

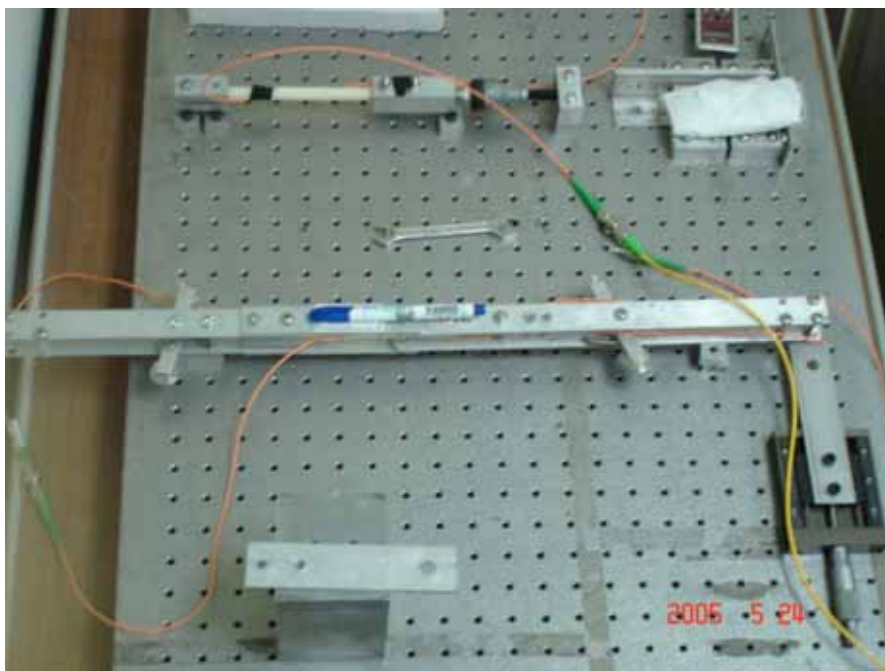


圖 3-18 FBG-SD 標定之情形

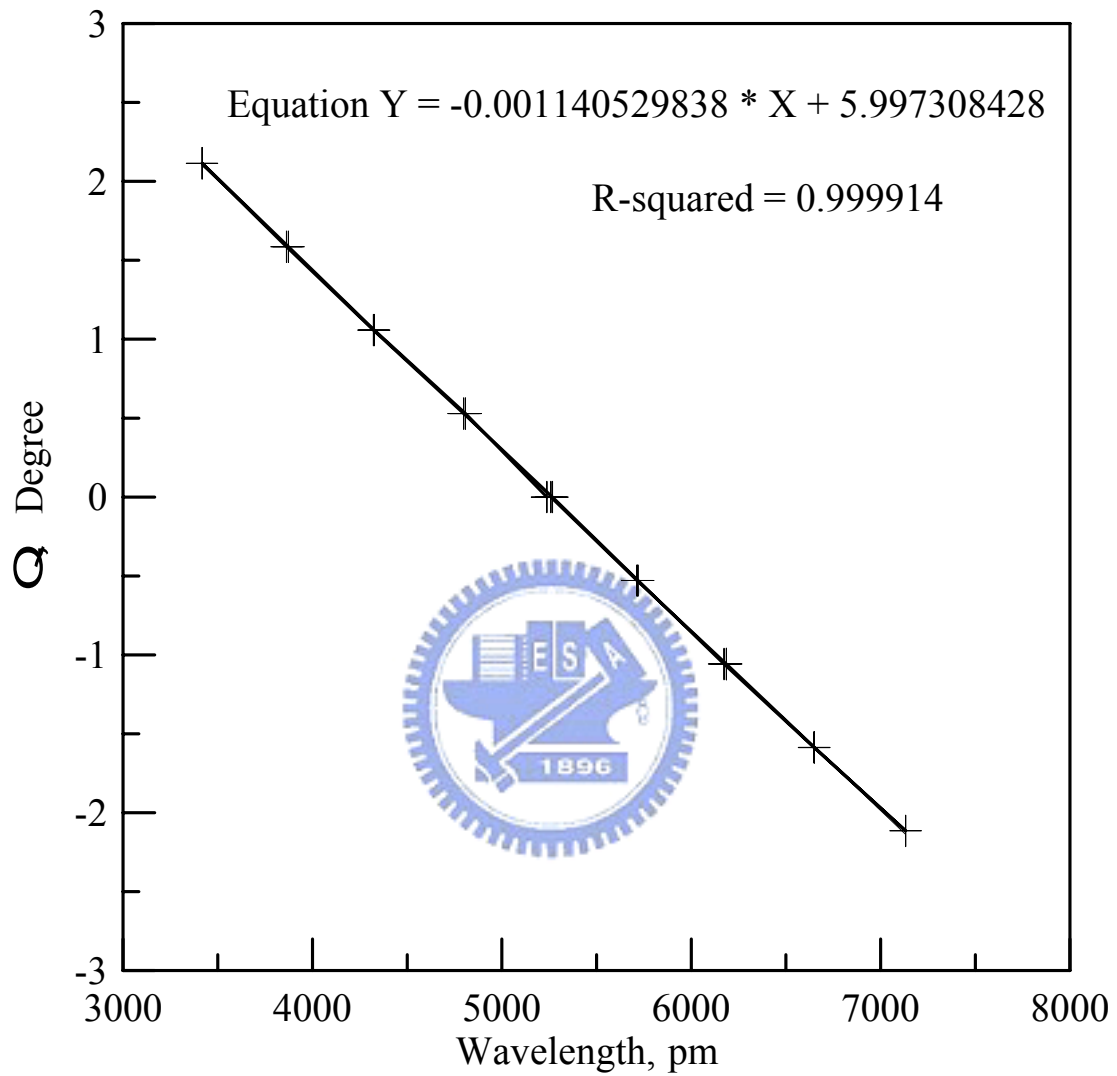


圖 3-19 單根 FBG-SD 標定之結果

第四章 數值模擬

4.1 FLAC 的基本原理

在簡介如何建立網格及邊界條件之前，首先先簡單介紹 FLAC 軟體。FLA-2D 程式之原理為基於二維外顯型有限差分法，模擬岩石、土壤或其他地工材料在受到應力時之動態及靜態行為。FLAC 程式將控制方程式寫為外顯型有限差分方程式，以動態鬆弛法來求解，此一方法乃是針對阻尼振動之運動方程式。由於阻尼之效應，使運動達到穩定狀態，即求得靜態解。本程式所使用之二維有限差分法，是將每一節點之運動方程式，以時階(Time step)之方式來求解。其步驟如下：

1. 由節點受力或變形產生不平衡力。
2. 求解平衡(運動)方程式，求得速度及位移。
3. 利用應力、應變間之關係，產生新的不平衡力。

重複 2 及 3 的步驟，直至不平衡的力、速度皆趨近於零，或是位移趨向於定值為止，其示意圖如圖 4-1 所示。

在處理應力及應變關係的組合方程式時，FLAC 程式中原來即有內建一些常見的組合律供使用者使用，其中較常見的有：

1. 完全彈性模式
2. 彈塑性模式
3. Drucker-Prager 模式
4. 莫耳庫倫模式
5. 應變硬化/軟化模式
6. Cam-clay 模式

其中完全彈性模式及彈塑性模式與軟岩在受力時所呈現之行為較不相同故不予使用。Drucker-Prager 模式較適用於模擬軟弱黏土，且摩擦角較小時。莫耳庫倫模式及應變硬化/軟化模式在小應變時，其行為皆類似彈性行為，與本研究所蒐集獲得的結果不符，故亦不予使用。Cam-clay 模式則與軟弱岩石之應力應變行為較為相似，但其較適用的材料為軟弱黏土，因此本研究在參考前人之研究後，決定使用(Pan,1991)所提出之複降伏面模式，本模式的特性已在第二章敘述，在此即不再多做說明。而本實驗將以此模式作為組合律，利用 FLAC 程式來驗證其應用在小應變之實際問題時的可靠度。

4.2 複降伏面模式之應用

由式(2-31)可知，本實驗在實際受力的情形下，其模數的變化應是在受力的方向改

變時會有最大的改變，也就是在加載轉為卸載時，以及在卸載轉為加載時，其模數皆會回到初始時，應力應變曲線接近彈性段時的模數。另外依王慧蓉(2001)指出以及程式的驗證，可控制模式中之參數 β_0 ，使此反彈之值可以調整，甚至大於原岩體之初始值，以模擬現地取樣對岩石所造成之擾動，而使得由實驗室內之試驗所獲得的參數要較真正之現地未擾動參數小。本實驗為了測試將複降符模式寫入 FLAC 程式中的正確性，採用一三軸實驗之模擬來驗證，若採用軸對稱切割，則假設在三軸實驗中，試體內的應力及應變行為均為均勻分佈，即可利用單一元素便足以模擬材料的力學行為，圖 4-2 為模擬三軸試驗的有限元素模擬網格，其中點 2 與點 4 為滾支承，點 3 為鉸支承，以此模擬三軸試驗試體的四分之一。

圖 4-3 是測試其正確性時所採用的載重，使用的載重在加載及減載各兩次後，再將載重加至元素破壞為止。在受到往復的加載及卸載時，其應力應變圖及模數遞減的關係。而圖 4-4 為本實驗所使用之程式與莫耳庫倫模式在應變量較小時，應力應變行為的比較圖。圖 4-5 則為此元素在受到此一往復載重時，其剪力模數變化的情形。

由圖 4-4 可看出在小應變量時，莫耳庫倫模式之剪力模數為線彈性的行為，並不會隨著力量的反復加載或卸載而有所不同；而本實驗所使用之複降伏模式，在小應變量時其剪力模數，即會隨著載重面、限制面及降伏面間的比值變化，而呈非線性的變化，並且隨著往復載重次數的增加而漸漸減小，此現象在最後加載越來越大時可更加地顯示出來，如圖 4-6 所示即為加載至 2MN 左右之模數變化。而由於程式計算上的限制，並考慮真實材料之行為，本模擬程式在材料破壞後其剪力模數並不會降至零，而是降至一最小的剪力模數後即不再減小，這點在圖 4-6 中即可看出其曲線の後段並不會成為一接近水平之直線，而是尚有一定斜率之直線向上。

為了獲得模擬實驗場地時的正確參數，本實驗採用試誤的方式，調整式 2-36 中的 s_1 、 s_2 、 β_0 的值進行模擬，而得到一應力應變曲線，再將此一曲線與前人在本實驗場址進行之 PMT 試驗所得之應力應變曲線做比對，直到得到一組最相近的參數。調整所得結果如所示，由圖中可以看出模擬的結果在應變較小時，在加載及卸載段皆可以得到與試驗結果相當符合的曲線，但在應變量超過約 7% 時會有些許的差異值。

4.3 模擬之網格及邊界條件

在本節中將對本實驗所模擬實驗場址進行介紹，並說明在模擬時所採用之邊界條件、使用參數及網格如何建立。

4.3.1 樁載重試驗之邊界條件

在理想狀況下，分析類似本實驗之地層中單支基樁之支承力與降伏行為時，其邊界最好為一半無限空間，且採用軸對稱分析。但在實際狀況下，邊界位置之選定常受電腦計算速度及容量之限制，而無法完全達到需求，且邊界之選定適當與否及在數值分析時元素數之多寡又和分析之結果有著相當大之影響，所以必須謹慎選擇。而在邊界條件之建立

時，本實驗參考孫蓮(2001)之實驗結果及文獻之建議，其中多以 11~20 倍之樁徑作為水平邊界，1.5 倍樁長或 15 倍樁徑作為垂直邊界，因此本實驗就其範圍進行一系列的模擬，以獲得最適之邊界範圍。圖 4-8 及圖 4-9 即為嘗試不同邊界大小後之結果，其中施加之模擬載重為樁之設計載重 100 噸，H 為樁中心至水平方向邊界之距離，V 為樁中心至垂直方向邊界之距離，D 為樁徑。由圖 4-8 可知當水平邊界為 40D 時，可獲得最佳之效果；圖 4-9 則可得到當水平邊界為 40D 時，採用 $V=20D$ 之邊界可獲得最佳之效果，在經過計算之後，模擬之岩體採用寬度為 12 米，而深度為 15 米且左右對稱之邊界。邊界與前人所得之結果不同的原因在於本實驗尚有反力樁之存在，故邊界需較大才能達到最適之邊界範圍。

另外 Johnston et al. (1987) 提出，樁在打入岩石時，在樁與岩石接觸面上，其樁的位移行為為樁與岩石互制之機制所影響；樁在受載重之前，樁身與岩石表面緊密地結合，而當樁在受到載重時，混凝土會因樁與岩石間的接觸面之粗糙度的不同而產生不同程度的膨脹，並且使得岩石與樁之間的接觸面積漸漸縮小，而正向應力不斷地增加，直到岩石與樁之間的接觸面的剪力阻抗小於下滑力為止。而在超過剪力阻抗後，岩石與混凝土間的行為便由初始的滑動機制轉變為剪力機制，因此在接觸面上除了有摩擦角 ϕ 外，還有膨脹角 Φ 。因此在樁與岩石接觸面的輸入參數即包括了正向勁度 k_n 、剪力方向勁度 k_s 、有效凝聚力 c' 、排水摩擦角 ϕ 以及膨脹角 Φ 。而在整合 Kulhawy (1975)、Rosso (1976) 及 Bandis et al. (1983) 所提出之資料後，此接觸面的正向勁度若是與軟弱之泥岩接觸時，其值大約為 10-100MPa/m，若為堅硬的岩石則可達到 100GPa/m，而依 FLAC 程式中的建議值則為小於周圍最硬材料的十倍，意即正向勁度應小於周圍岩石之 E 值或周圍材料 E 值最大者的 10 倍；而剪力方向勁度則與周圍材料的 G 值有關。

本實驗所模擬之樁的介面的位置如圖 4-10 所示。而本實驗中樁與岩石間接觸面的參數在參考孫蓮(2001)及有關混凝土的基本性質後，決定使用的參數如表 4-1 所示，表 4-2 則是岩石之參數，其中之值為參考廖學志(2004)及前人在該處所做之 PMT 試驗所提出之資料，PMT 之實驗結果如圖 4-11 所示。

表 4-1 模擬介面混凝土之參數

剪力模數(G, MPa)	77
蒲生比 ν	0.1
單位重(γ , KN/m ³)	24

表 4-2 模擬岩體之參數

初始剪力模數(G, MPa)	50
蒲生比 ν	0.3
單位重(γ , KN/m ³)	18



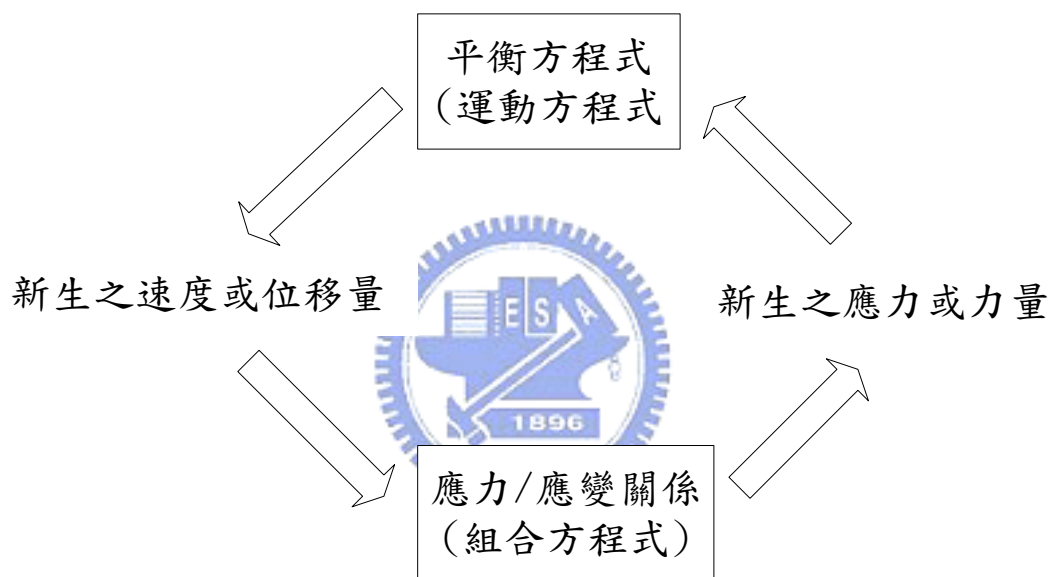


圖 4- 1 FLAC 程式基本原理之示意圖

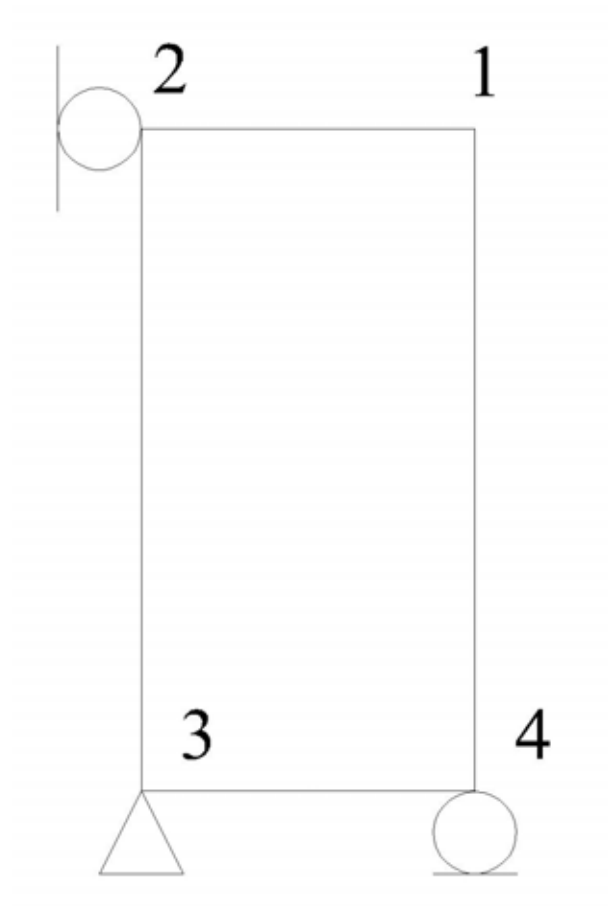


圖 4-2 三軸試驗之有限元素模擬網格圖

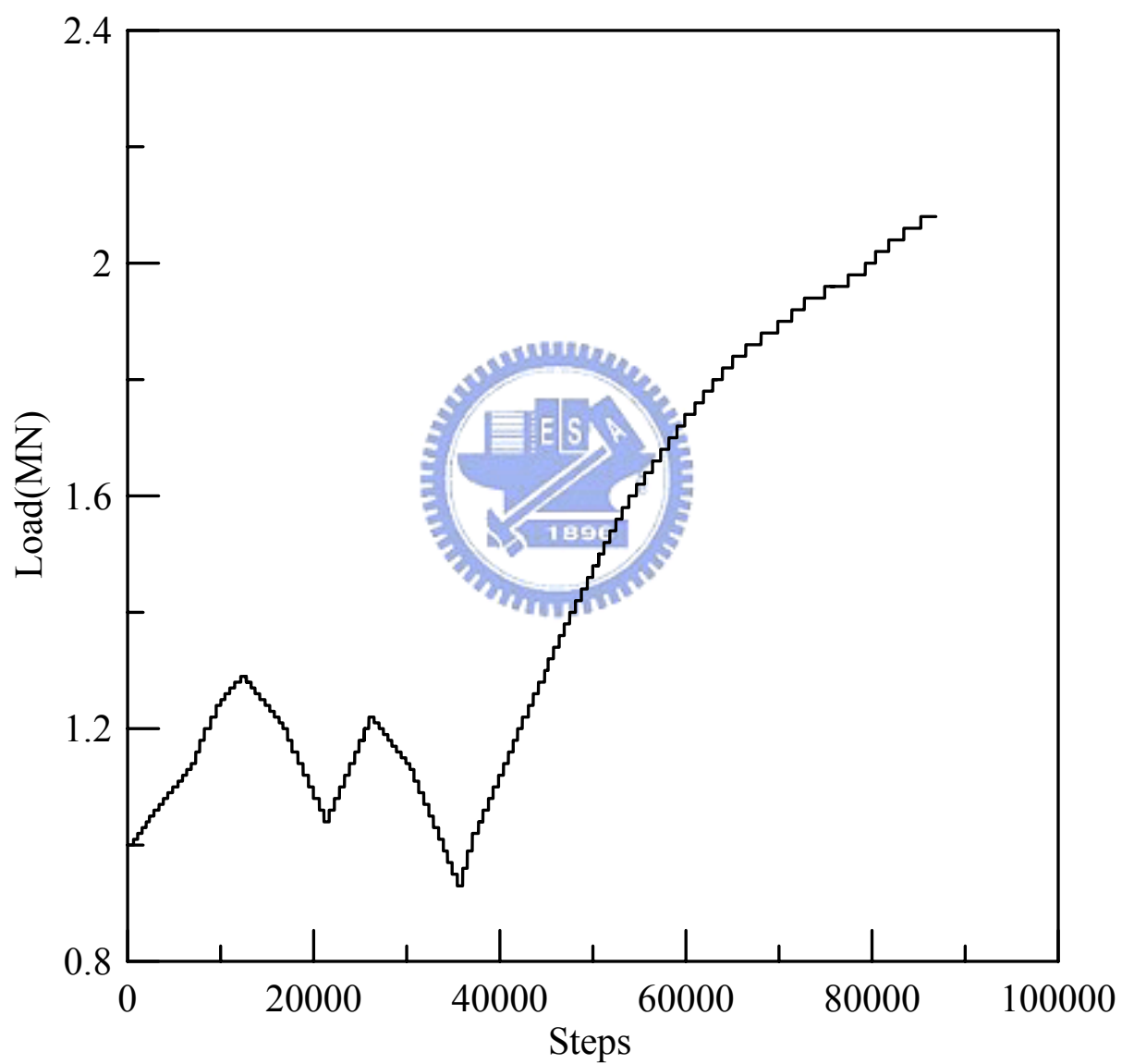


圖 4-3 反覆載重模擬測試圖

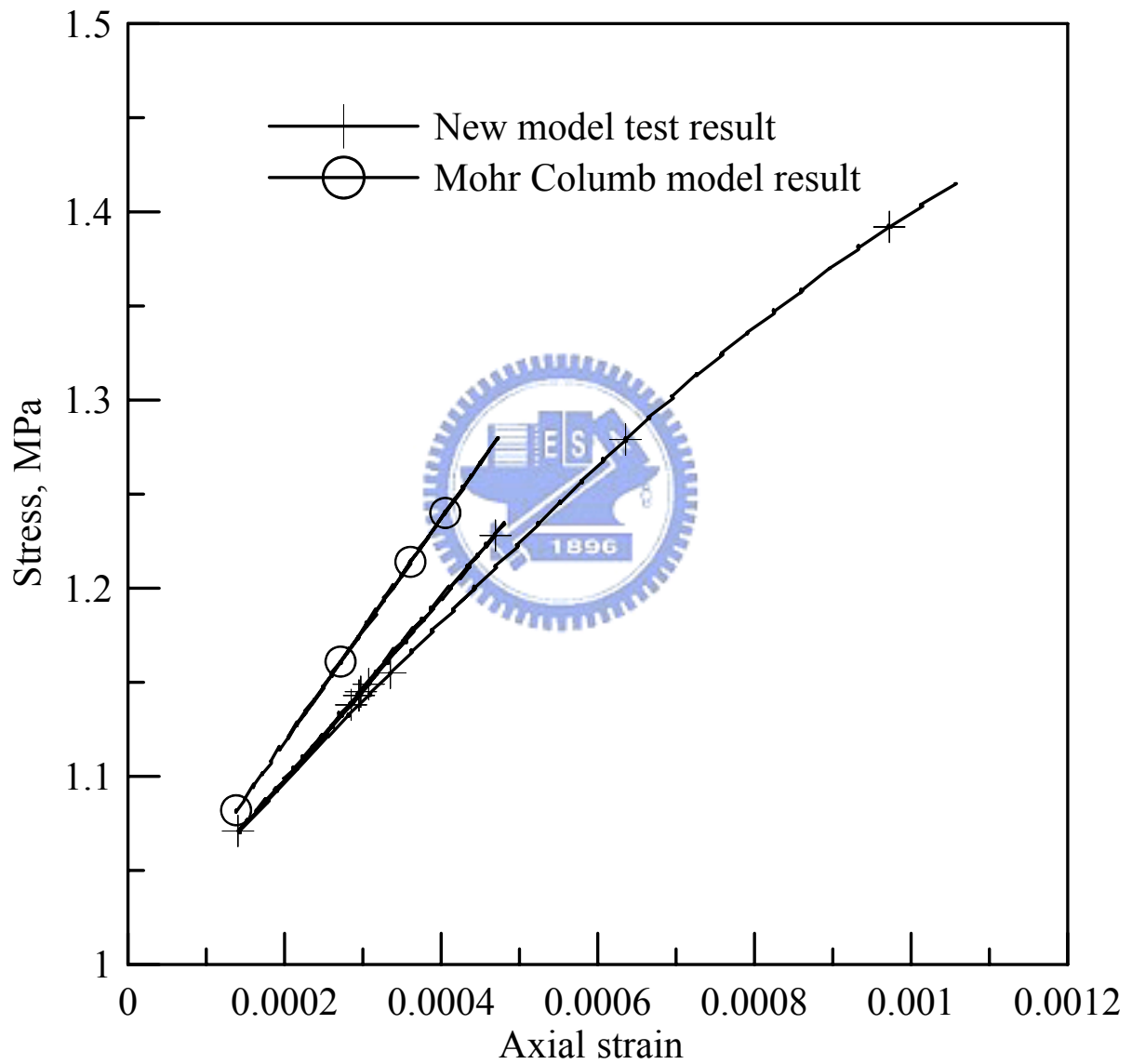


圖 4-4 複降伏模式與莫耳庫倫模式剪力模數之比較圖

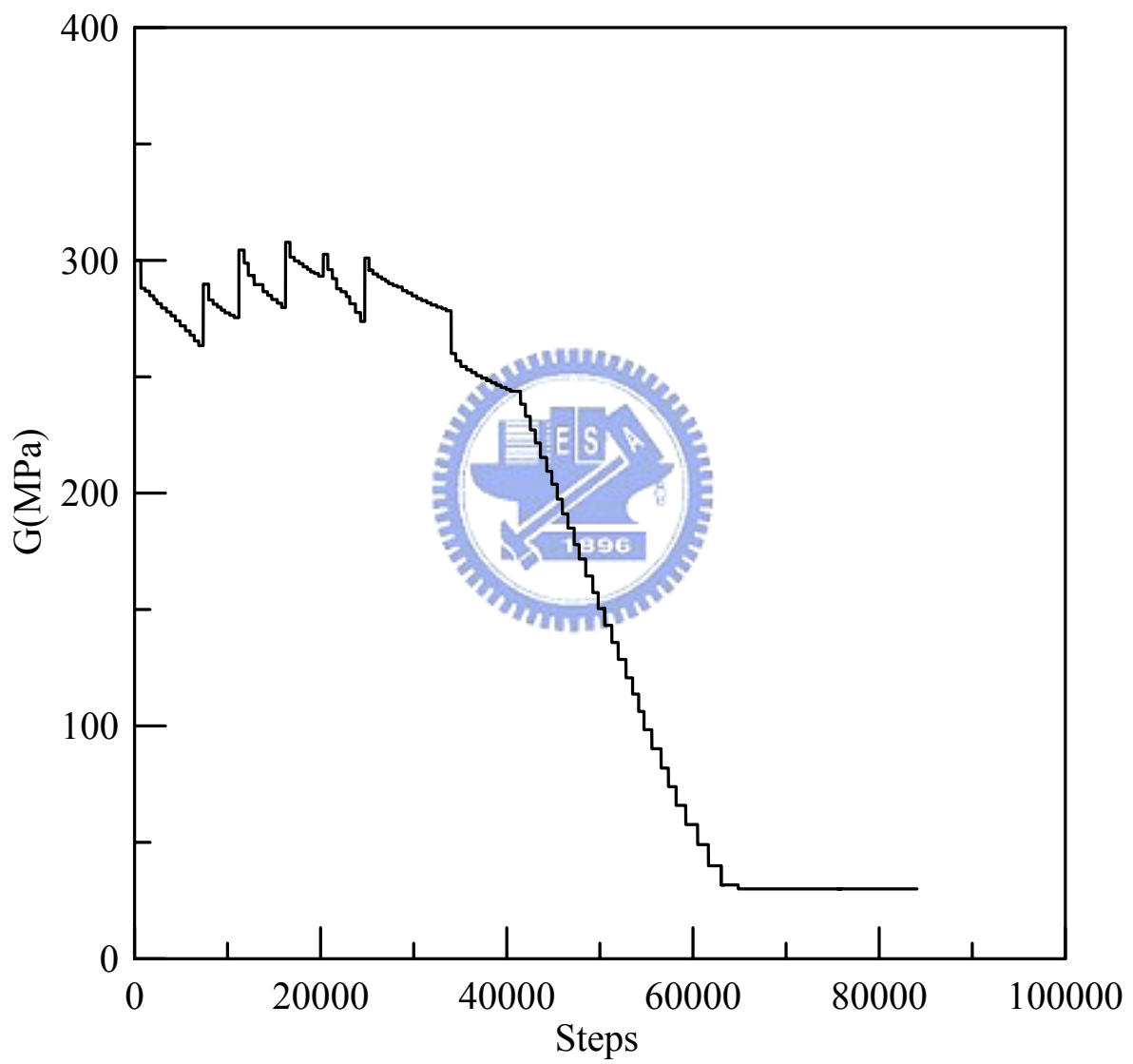


圖 4-5 反覆載重時之單一元素剪力模數的變化

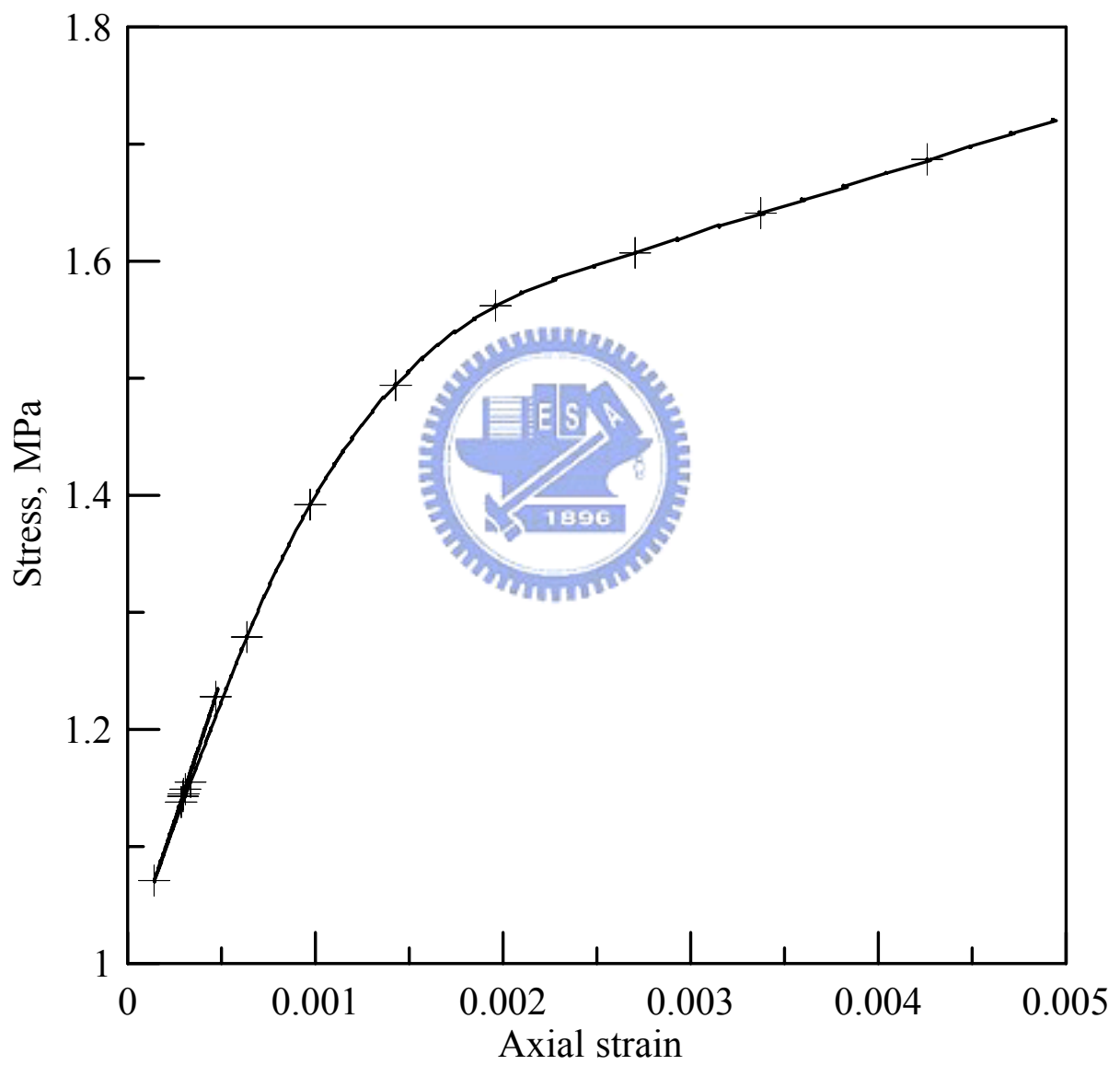


圖 4-6 反覆載重時之單一元素完整之應力應變曲線圖

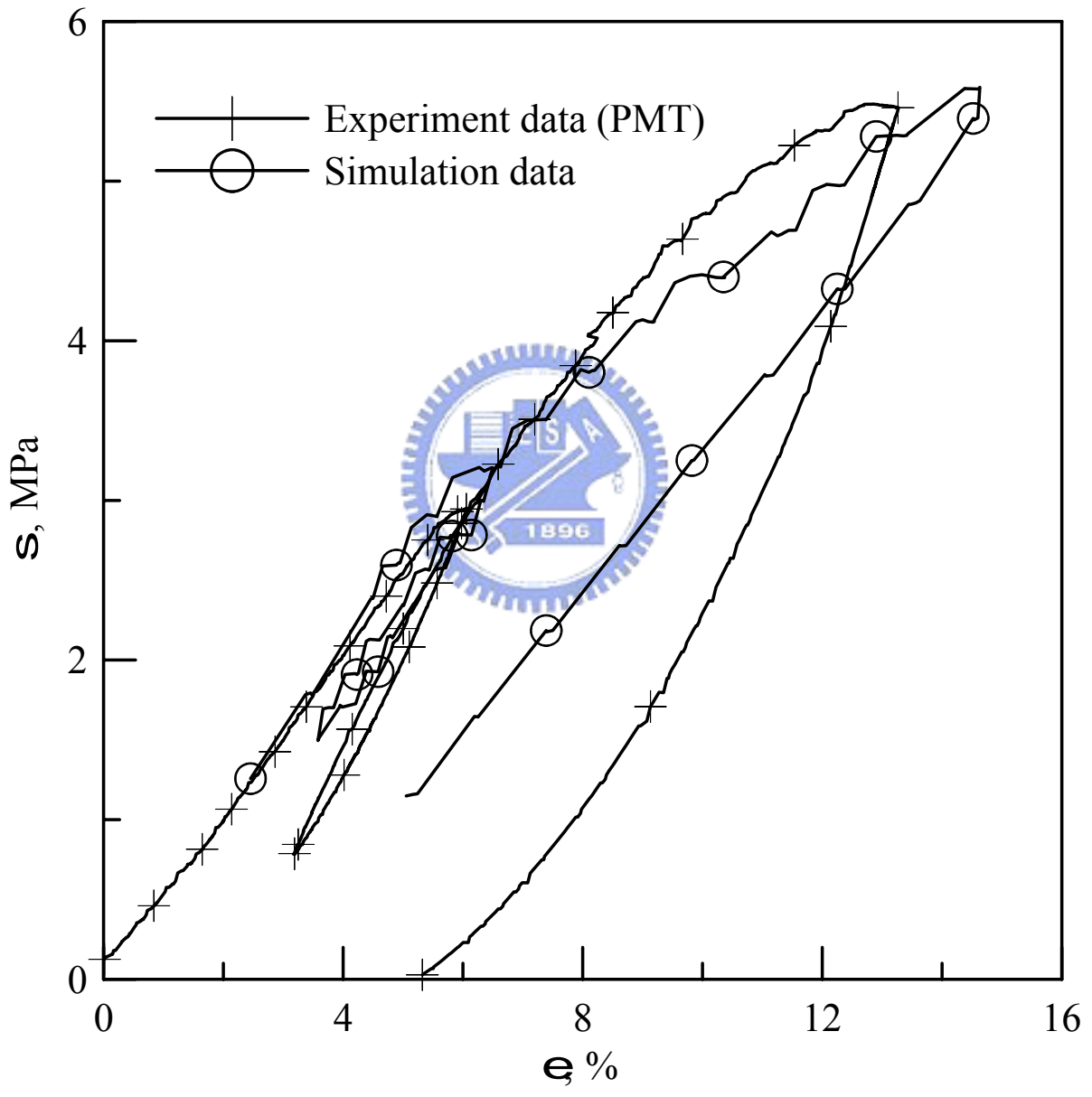


圖 4-7 利用複降伏模式之模擬結果與現地 PMT 實驗結果之比較

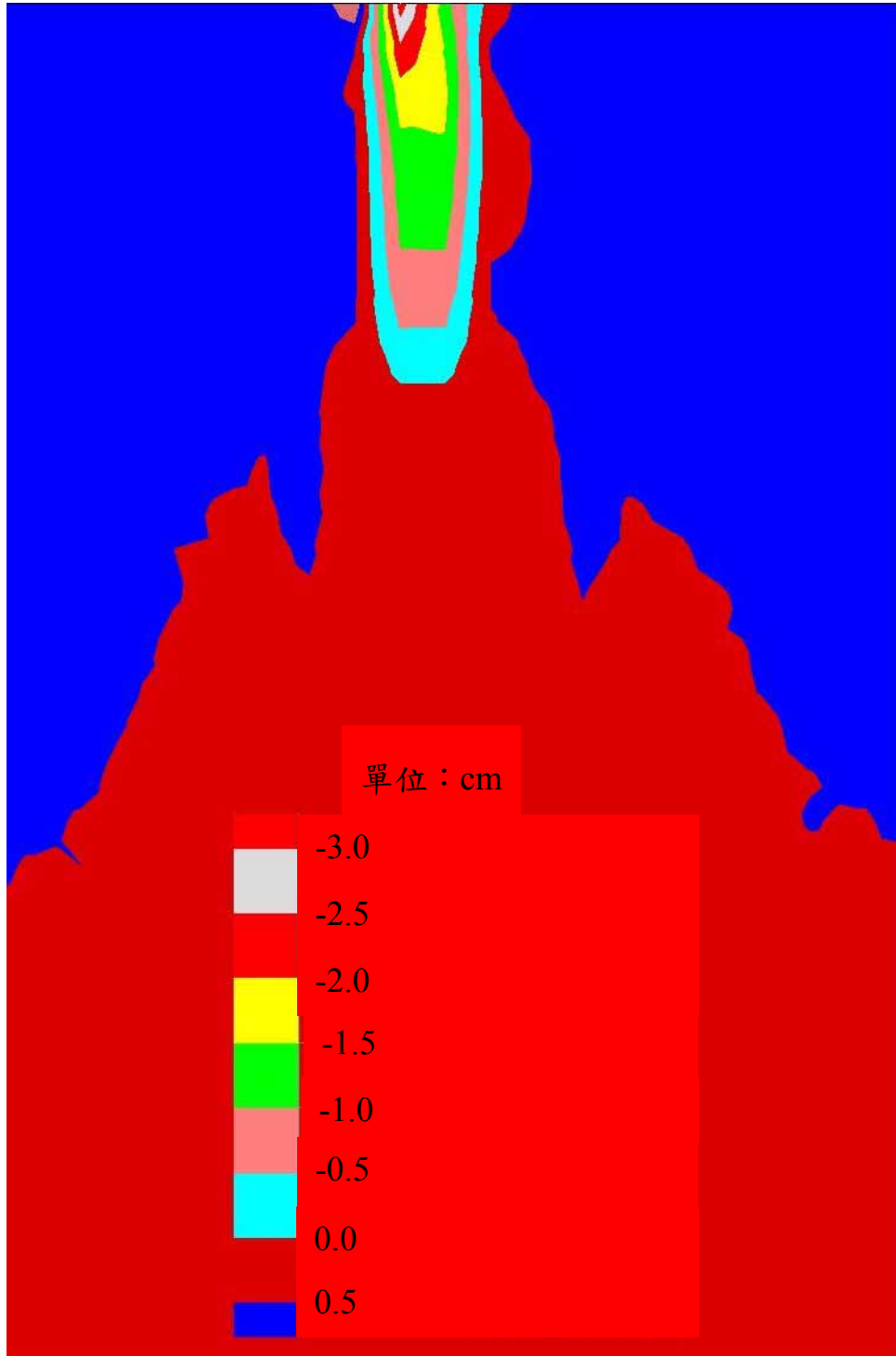


圖 4-8(a) 試驗樁中心至水平邊界距離=20 倍樁徑時垂直方向位移量模擬之結果

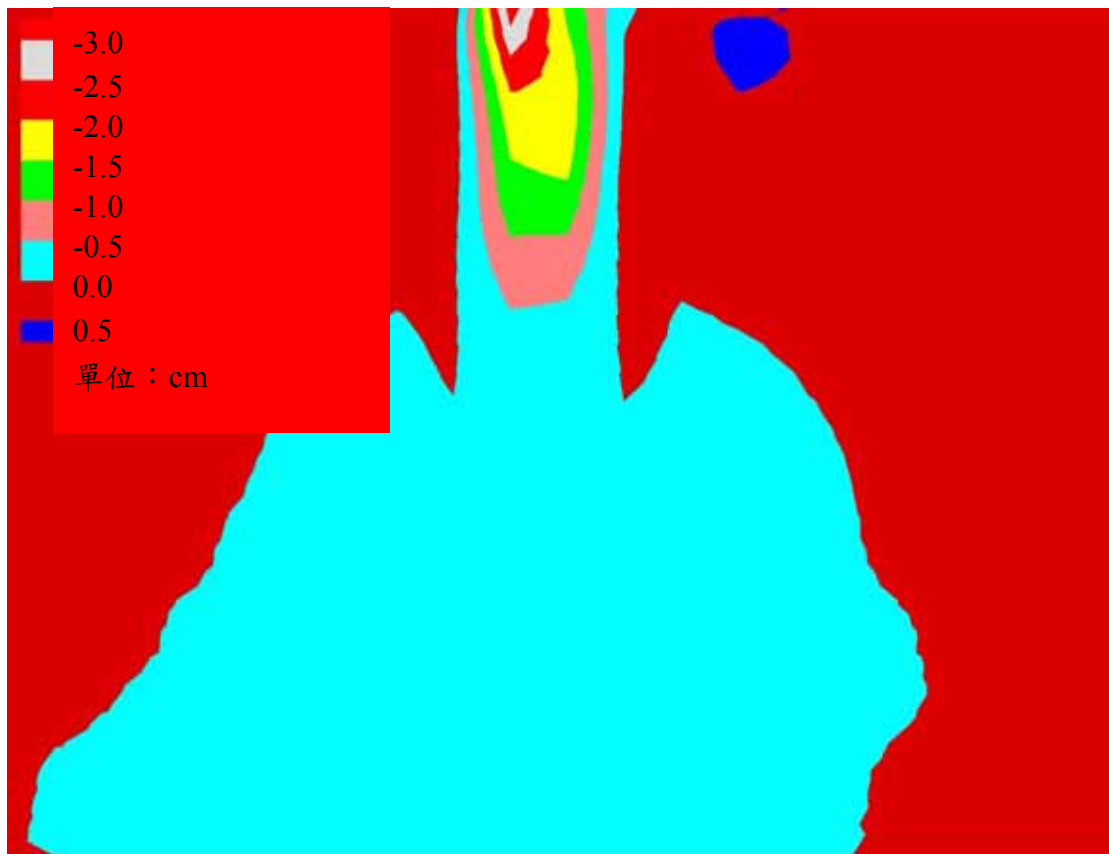


圖 4-8(b) 試驗樁中心至水平邊界距離=40 倍樁徑時垂直方向位移量模擬之結果

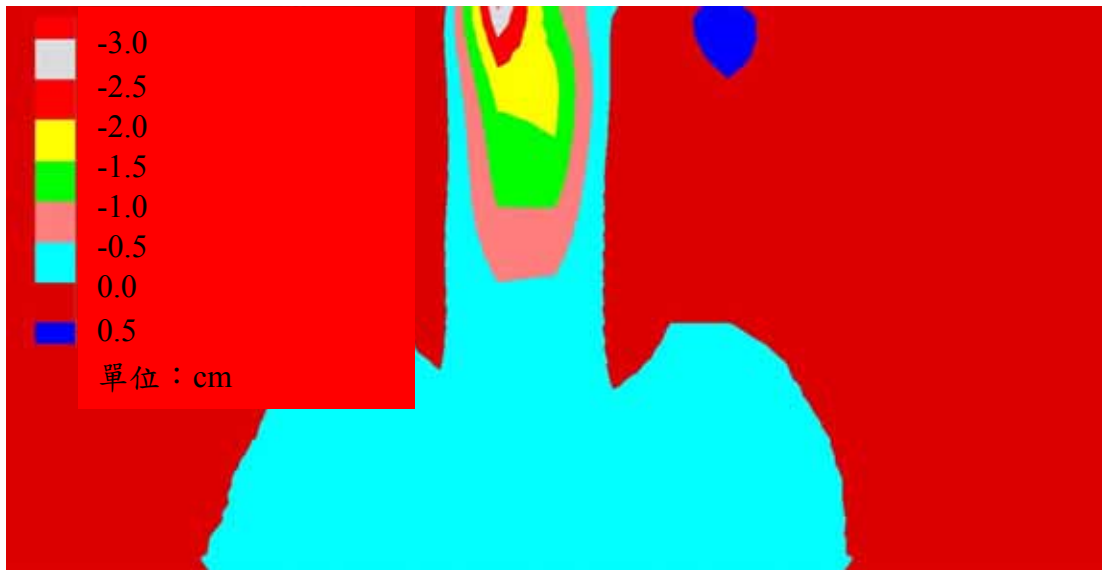


圖 4- 8 (c) 試驗樁中心至水平邊界距離=80 倍樁徑時垂直方向位移量模擬之結果



圖 4-9(a) 試驗樁中心至底部邊界距離=15 倍樁徑時垂直方向位移量模擬之結果

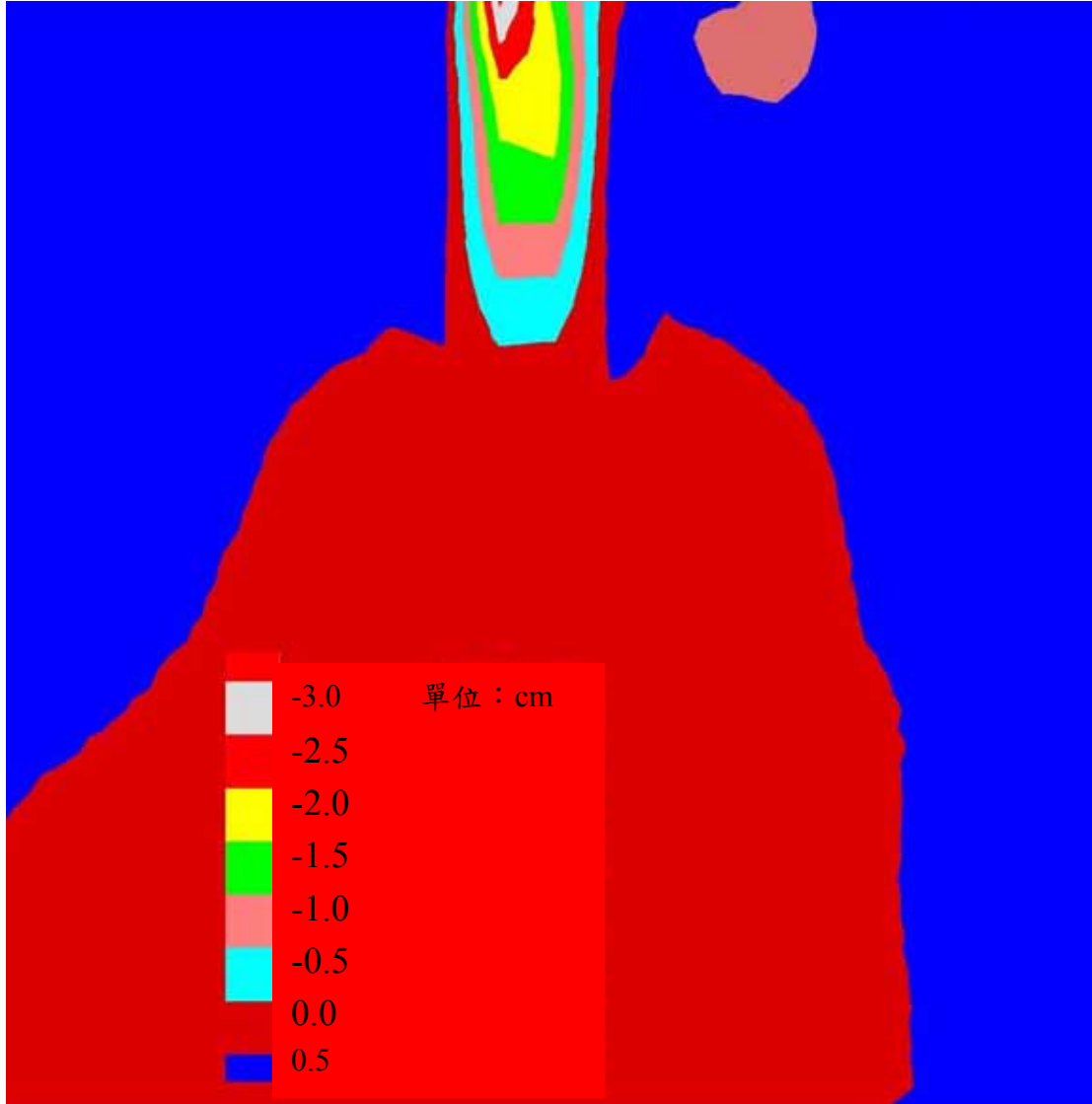


圖 4-9(b) 試驗樁中心至底部邊界距離=20 倍樁徑時垂直方向位移量模擬之結果

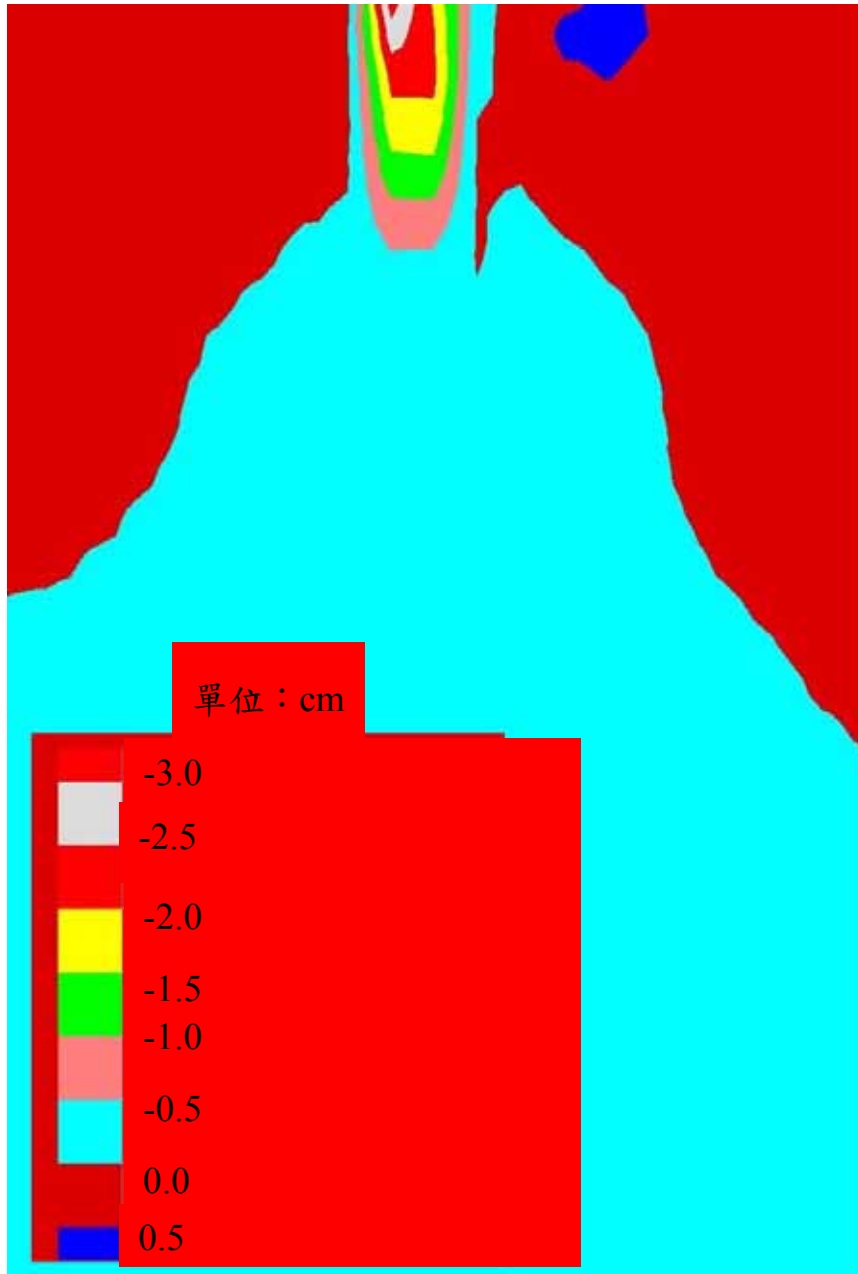


圖 4-9 (c) 試驗樁中心至底部邊界距離=30 倍樁徑時垂直方向位移量模擬之結果

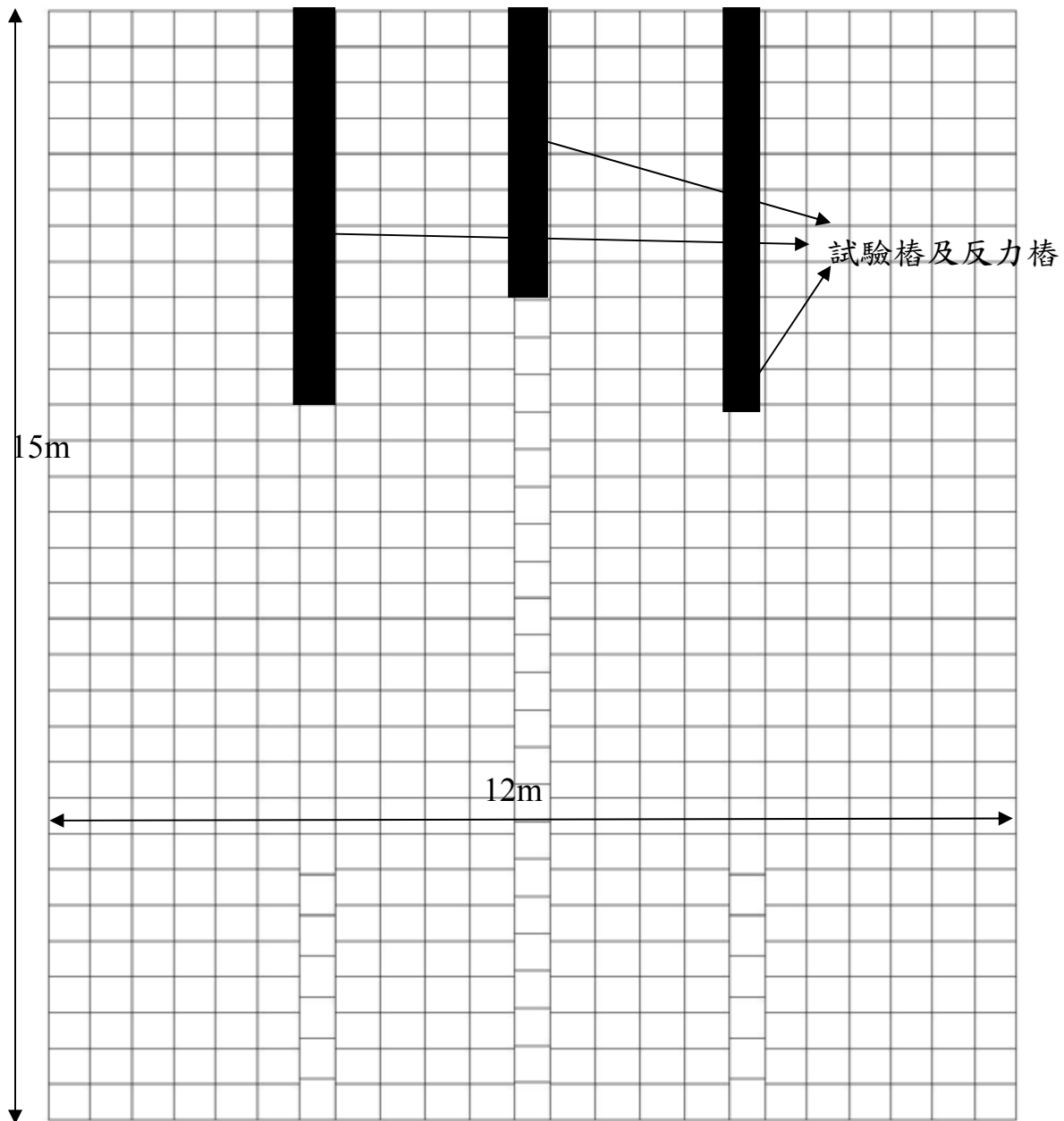


圖 4-10 利用複降伏模式模擬時所用之網格圖

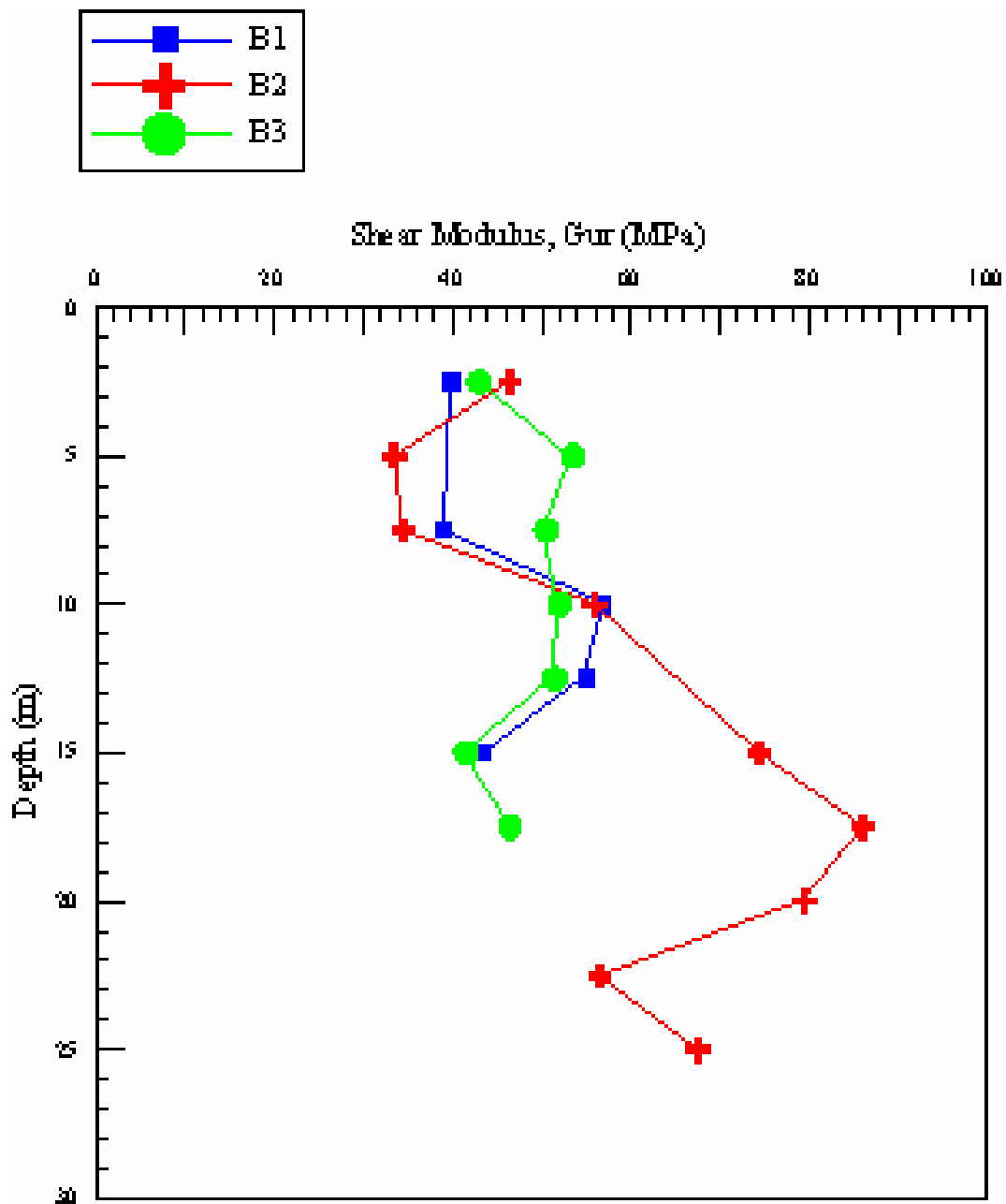


圖 4- 11 PMT 之試驗結果圖

第五章 試驗結果與討論

本實驗進行樁載重試驗時由油壓千斤頂施加载重，並由 Load Cell 讀取實際施加之載重，實驗過程之加載方式遵照 ASTM D1143-81 (Reproved 1994) 試驗規範之快速加載方式，每次載重之增量為樁設計載重之 10%，在加載至約 50 噸(491kN)時，模型樁出現明顯之沉陷量過大及承载力無法提升的情形，同時樁頂及樁周圍之岩體產生大量的裂痕(如圖 5-1)，因此立即停止試驗。推測試驗樁之強度僅達到設計強度約一半的原因如下：

1. 於樁體灌漿前未要求鑽探公司將孔底之淤泥清除，造成樁底之承载力無法完全發揮。
2. 灌漿所使用之混凝土，因設計之模型樁較小，因此並未使用細粒料，造成混凝土與鋼筋間的握裹力不足，同時混凝土之強度亦較設計時所參考之參數為弱。
3. 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分類屬於 R2，將樁體週圍之岩體挖開後樁體之粗糙度如圖 5-2 所示。由於樁的光滑表面，造成樁之摩擦的承载力不大，因此在載重施加後，很快就因摩擦力的不足而造成樁體下陷。
4. 岩體除天然的弱面及裂縫外，在經過連日的下雨後，強度已大幅降低，因此無法達到設計時所估計由室內試驗所獲得之強度。

本次實驗之結果可分幾個方面來表示，其中包括試樁曲線，利用 FBG-SD 及傳統之測傾儀量測周圍岩體變形的結果，樁內應變量之大小，以及利用 FLAC 程式模擬之結果與實驗數據之比較，以下將分節對各個結果做描述。

5.1 岩鎖基樁承载力的探討

。若由樁載重試驗中樁內鋼筋所得之變形量(表 5-1)推估樁所承受之點荷重，如表 5-2 所示，即可進一步求出樁身所提供之摩擦力，表 5-3 即為利用試驗中以應變計量測所得結果計算樁身所提供之摩擦力，而摩擦力與加載之比值則如表 5-4 所示，其中摩擦力隨著深度的增加而增加，另外可以看出摩擦力所佔之比例隨著加載的增加而變大；同時周圍之岩體在同時亦受到樁身膨脹的影響，而有變形量的產生，符合 CNS 試驗中所觀察到之情形，但就實驗結果與 CNS 實驗之觀念的比較來說，由圖 5-5 至圖 5-7 可看出本次試驗周圍的樁體皆有相當的變形量，與 CNS 試驗所提出岩體會相對樁體僅有微小的變形量之觀察不符，而本次試驗所得之摩擦力也不如 CNS 試驗所預期有明顯的極值後，才再降至殘餘的強度。另外在圖中可以觀察到在載重達 392kN 時，摩擦力的變化量與岩體變形量之間的關係最為明顯，摩擦力越大時岩體的變量越大。另外如表 5-4 所示。在到達破壞之載重時，摩擦力所佔之比例增加到約為 100%，亦即樁體已破壞而無法再提供點承载力。推估本試驗所施作之樁的承载力不及預期可能是由於點承载力不及計算之量，這可能是由於實驗場地在下雨後降低了軟岩受壓的能力；同時施工時亦同為下雨的天候也可能造成灌漿的不確實，使得點承载力不足。

另外由圖 3-10 可計算出樁底與 B-3 之垂直距離約為 2.75 米，而將樁頂之沉陷量減去由樁身內部之應變計所得之沉陷量後可得到樁底岩石之變形量為 1.9mm，計算可得應變量為 6.9×10^{-4} ，而由表 5-3 則可得到此時樁底岩石所受到的力量為 15 噸，故計算可得到其楊氏係數約為 3.01GPa。由此計算所得之結果與實驗場地岩石強度並不如預期之結果來推測，應為軟岩在基樁加載之過程中，確實有產生如 CNS 試驗中所觀察到之結果，因此在樁體尚未破壞前提供了相當的承載力，但垂直受力方向之應變並不是相當大，而在樁體破壞之後，其額外的承載力消失，而整體之沉陷量也達到預期之大小。

比較本研究所得到的試驗結果和收集到的歷年來多位學者所提出的經驗公式有何差異，經驗公式詳細內容參閱第二章，表 5-6 為利用各種公式運算後，所得到本實驗場址之承載力的大小，其中以 Teng, 1962 及 Rowe & Armitage, 1987 所提出之公式較為接近。而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 約為 2MPa。而由比較的結果可以發現，本實驗所得之樁的摩擦的承載力遠大於前人所推估之值，配合在樁體周圍所裝設之觀測裝置，可以發現當岩體大幅變形時，即伴隨著樁身之摩擦力亦變大，因此推論其造成承載力變大的原因在於樁之膨脹性。

5.1.2 試樁曲線

試樁曲線包括了時間對載重的曲線、時間對樁頂沉陷量的曲線，以及樁頂沉陷量對載重的曲線，如圖 5-4 所示。本實驗由於採用的加壓方式遵照 ASTM 規範之快速加載方式，同時配合油壓系統最小可因此每階預定為 10 噸(98.1kN)之載重，由圖 5-4 (a) 中可看出，當載重到達 50 噸之加載時，試驗樁無法再提供任何反力，亦即發生破壞，所以本次試驗岩鎖基樁的承載力約為 40 噸，而測微計此時之沉陷量約為 2.3mm。由圖 5-4 (c) 可看出在加載初期承載曲線之斜率並無明顯的變化，一直到沉陷量約為 3mm，約樁徑的 1% 後，才開始有明顯的變化，也就是樁底的沉陷量會隨著承載力的增加而迅速的增加，合乎 Benmokrane et al. (1994) 所提出當樁的位移達到樁直徑的 2% 時，側壁阻抗值始達到最大；當加載到達 40 噸以後，承載力就沒有隨著沉陷量的增加而明顯的增加。

5.1.3 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，其中傳統測傾儀量測及利用 FBG-SD 監測儀器所量得的數據如圖 5-5 至圖 5-7 所示，其中正值代表受拉的方向，負值則代表受壓的方向，也就是圖中的負值代表岩體的水平位移量為遠離樁體的方向；圖中亦加入了 FBG-SD 光柵原始的波長改變量；**錯誤！找不到參照來源。**則是將 B1 孔中兩者的數據作比較，另外亦加入了數值模擬的結果以作為比較，由圖中可知由 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大致相同，其最大差距皆不超過 0.1mm，表示本研究所製作之 FBG-SD 監測系統是可以使用的，但是由 FBG-SD 監測系統所量得的資料與使用傳統測傾儀所量

得的岩體應變量仍有些許的不同。數據之所以有點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。

另外由圖中可以發現當承载力到達約 491kN 時，應變量皆突然大幅增加，這個結果顯示出此時基樁與週圍岩石相對之位移突然增大，表示基樁與岩石的交介面正要越過粗糙度的寬度。

5.1.4 樁內應變監測儀器量測結果

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的之讀數，其結果包括 S1 鋼筋上之值及 S2 之值(S1 及 S2 之位置請參照圖 3- 6(b))，將其表示於表 5- 1~ 表 5- 4 所示。

由兩者的數據中可獲得以下的結果：

兩者所得到之數據其值雖然有差異，但其趨勢皆相同，亦即在到達極限承載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同被壓縮，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。

5.2 模擬之結果與實驗結果之比較

本節所要提出的是利用前述所建立適用於 FLAC 的組合律，利用 FLAC 程式進行模擬，以獲得對現地實驗結果的預期值，及與實驗結果之比較。

5.2.1 樁載重試驗之模擬結果

首先由表 5- 3 及表 5- 5 可以看出當載重越大時，模擬之結果與試驗的結果越相近，其中由於假設可用軸對稱的方式來模擬現地，因此在樁身的任一處之摩擦力皆相等。而在模擬岩體變形時，為了比較模擬結果與現地實驗結果的差異性，將模擬樁載重的結果呈現如圖 5- 8 所示，其中由於模擬時採用的是對稱的計算方式，因此兩組 6 米測傾管以及 12 米測傾管上部的模擬結果皆相同，因此簡單以 B1 的模擬結果與實驗結果來做比較。由圖中可以看出模擬結果與 FBG-SD 監測系統及測傾儀的結果均有相同的趨勢，但數值仍有些差異，其原因可能為在計算實驗數據時，均假設測傾管之最深處無任何變形量，而 FLAC 程式在模擬時則是將載重一直向下傳遞，使得最下層之變位量亦不致為零，因此會造成些許的差異；另外由於現地之岩體並非完全均質，同時因軟岩遇水即軟

化的特性使得強度參數可能有很大的差異性，圖 5-9 即為實驗場址旁的參照的測傾管，由圖中可看出由於前日下雨的原因，當時的水位相當高。另外在與實際實驗結果比較時可發現，在樁底附近的變形曲線兩者有較大的差異，其可能原因應為兩者的滑動面不一致所造成。由模擬結果之滑動面較深的現象來推測，會造成此一現象之原因應為程式在網格即使已被破壞，仍會將力量不斷向下傳遞，而不會有損失的情形發生，因此造成些許的誤差。圖 5-10 則為加載後樁體附近的岩體的變形情形，可以知道模擬試樁的結果最大之沉陷量約為 2mm，與本實驗所獲得之測微儀的結果 2.23mm 相當接近。圖 5-11 則是模擬結果中，樁頂之沉陷量與加載間的關係。



表 5-1 樁內鋼筋上應變計量測結果

S1 上光纖光柵之量測結果(應變量)

深度(m) 加載(kN)	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
461	-4.64E-06	3.78E-06	1.46E-06

S2 上光纖光柵之量測結果(應變量)

深度(m) 加載(kN)	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
461	-3.27E-06	-6.88E-07	-6.88E-07

表 5-2 利用樁內鋼筋量測結果計算所得樁之正向承載力

S1 上點承載力之量測結果(kN)			
深度(m) 加載(kN)	0.75	1.5	2.25
196	144.93	120.99	70.47
294	188.80	176.84	119.66
392	238.00	186.15	120.99
461	71.80	58.50	22.60

S2 上點承載力之量測結果(kN)

深度(m) 加載(kN)	0.75	1.5	2.25
196	152.90	134.29	79.78
294	245.98	206.09	147.59
392	234.01	195.45	146.26
461	50.53	10.64	10.64

* :

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F = \sum A_i E_i = 2040 \times 2.8 + 217 \times 700 = 157600$$

$$E_c = 2.17 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

表 5-3 利用樁內鋼筋量測結果計算所得樁之摩擦力

S1 側樁身摩擦力(Mpa)

深度(m) \ 加載(kN)	0.75	1.5	2.25
196	0.04	0.05	0.09
294	0.07	0.08	0.12
392	0.11	0.15	0.19
461	0.30	0.31	0.33

S2 側樁身摩擦力之計算結果(MPa)

深度(m) \ 加載(kN)	0.75	1.5	2.25
196	0.03	0.04	0.08
294	0.03	0.06	0.10
392	0.11	0.14	0.17
461	0.31	0.34	0.34

表 5-4 樁身摩擦力與載重之比值

S1 側樁身摩擦力與載重之比值

深度(m) \ 加載(kN)	0.75	1.5	2.25
196	0.26	0.38	0.64
294	0.36	0.40	0.59
392	0.39	0.53	0.69
461	0.85	0.88	0.95

S2 側樁身摩擦力與載重之比值

深度(m) \ 加載(kN)	0.75	1.5	2.25
196	0.22	0.32	0.59
294	0.16	0.30	0.50
392	0.40	0.50	0.63
461	0.90	0.98	0.98

表 5-5 模擬之樁身摩擦力

S1 側模擬之樁身摩擦力(MPa)

深度(m) 加載(kN)	0.75	1.5	2.25
196	0.08	0.17	0.20
294	0.04	0.13	0.15
392	0.09	0.19	0.23
461	0.08	0.18	0.19

表 5-6 由經驗公式所得到樁之承载力

		q_p , MPa	Q_p , kN(噸)
Coates, 1967	$3\sigma_c$	6	423.8(43.2)
Teng, 1962	$8\sigma_c-5$	11	777.9(79.3)
Rowe & Armitage, 1987	$2.7\sigma_c$	5.4	381.6(38.9)
		q_s , MPa	Q_s , kN (噸)
Rosenberg & Journeaux, 1976	$0.375(\sigma_c)^{0.515}$	0.54	15.0(1.53)
Kenney, 1977	$\sigma_c C_1 C_2$ *1	0.1	2.77(0.28)
Horvath & Kenney, 1979	$\lambda\sqrt{\sigma_c}$ *2	0.35	9.7(1.0)
Rowe & Armitage, 1987	$0.45\sqrt{\sigma_c}$	0.64	17.7(1.8)

*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



圖 5-1 現地樁載重樁體破壞之實體圖



圖 5-2 現地樁載重樁身粗糙度之實體圖

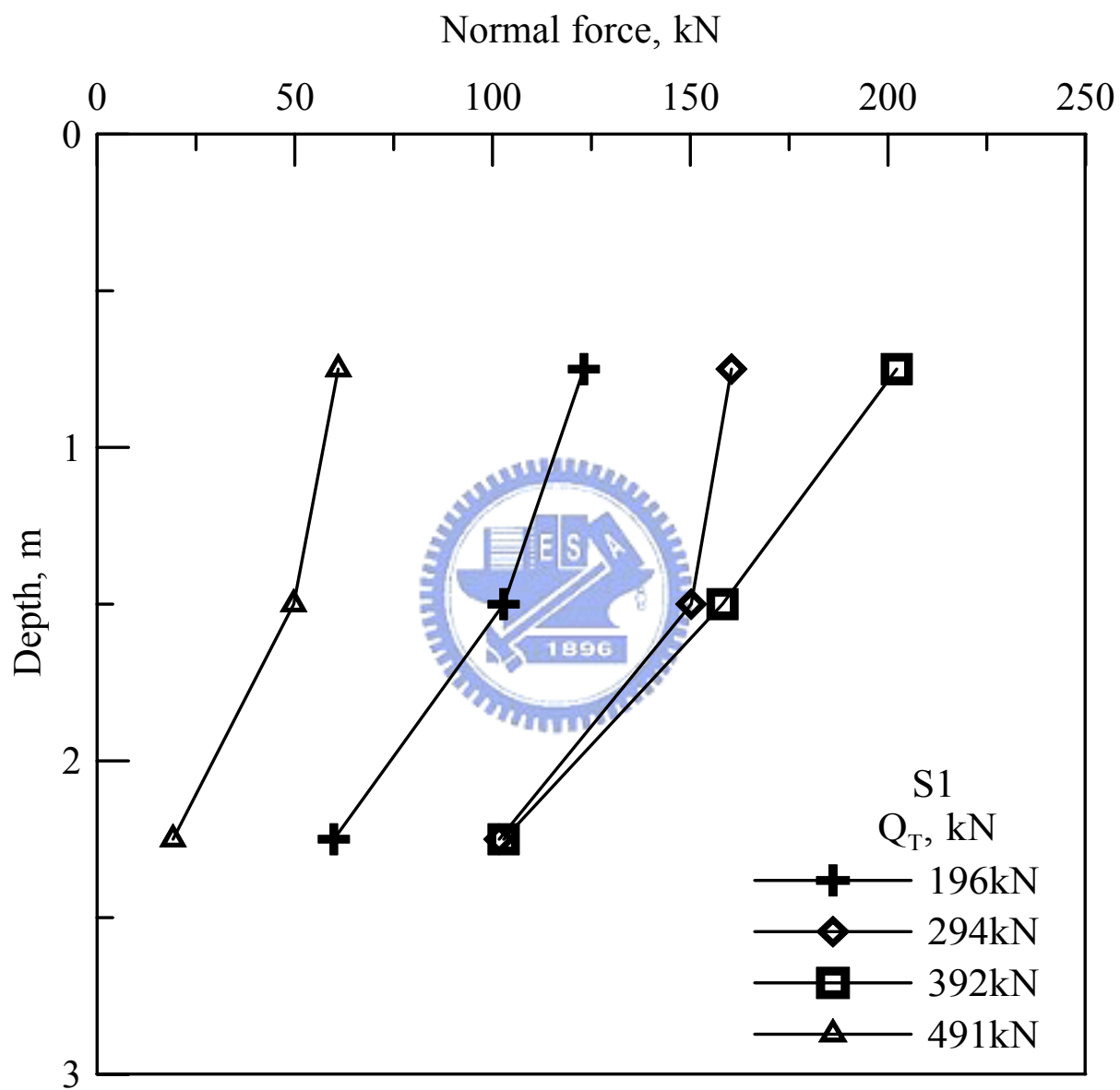


圖 5-3 (a) 樁身內各階加載時 S1 側樁體所提供之正向承載力

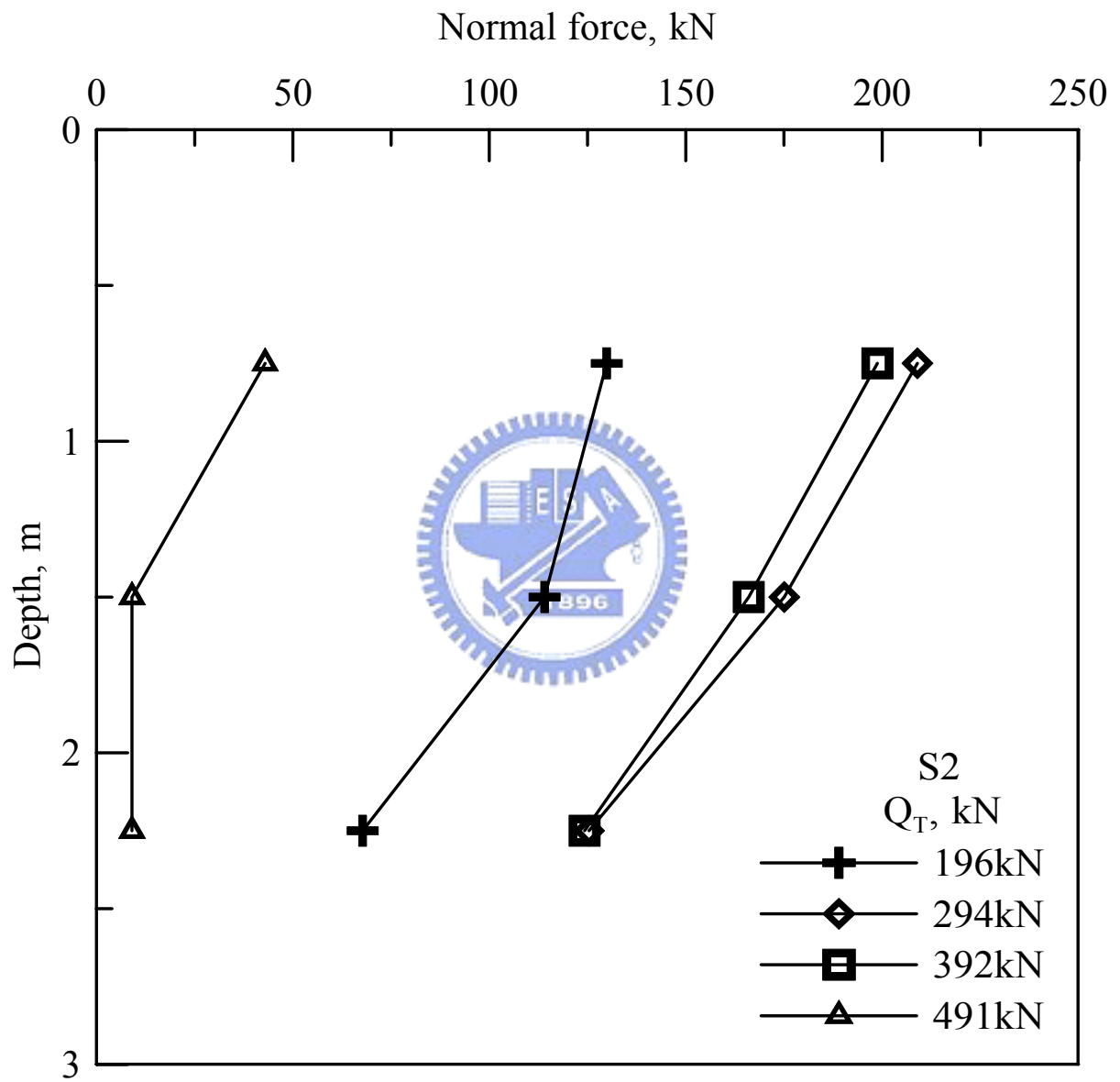


圖 5-3 (b) 樁身內各階加載時 S2 側樁體所提供之正向承載力

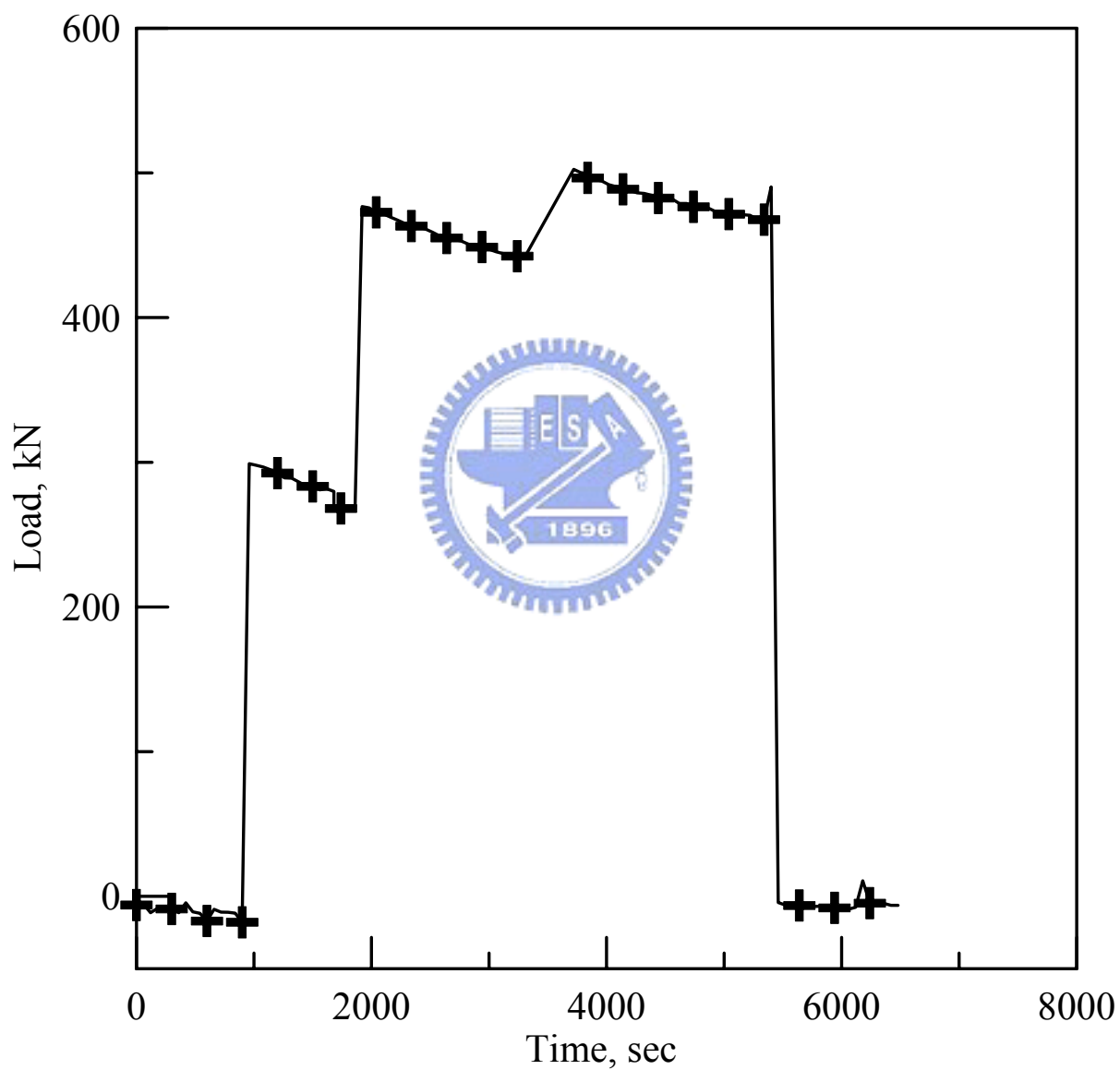


圖 5-4(a) 現地樁載重加載力與時間的關係

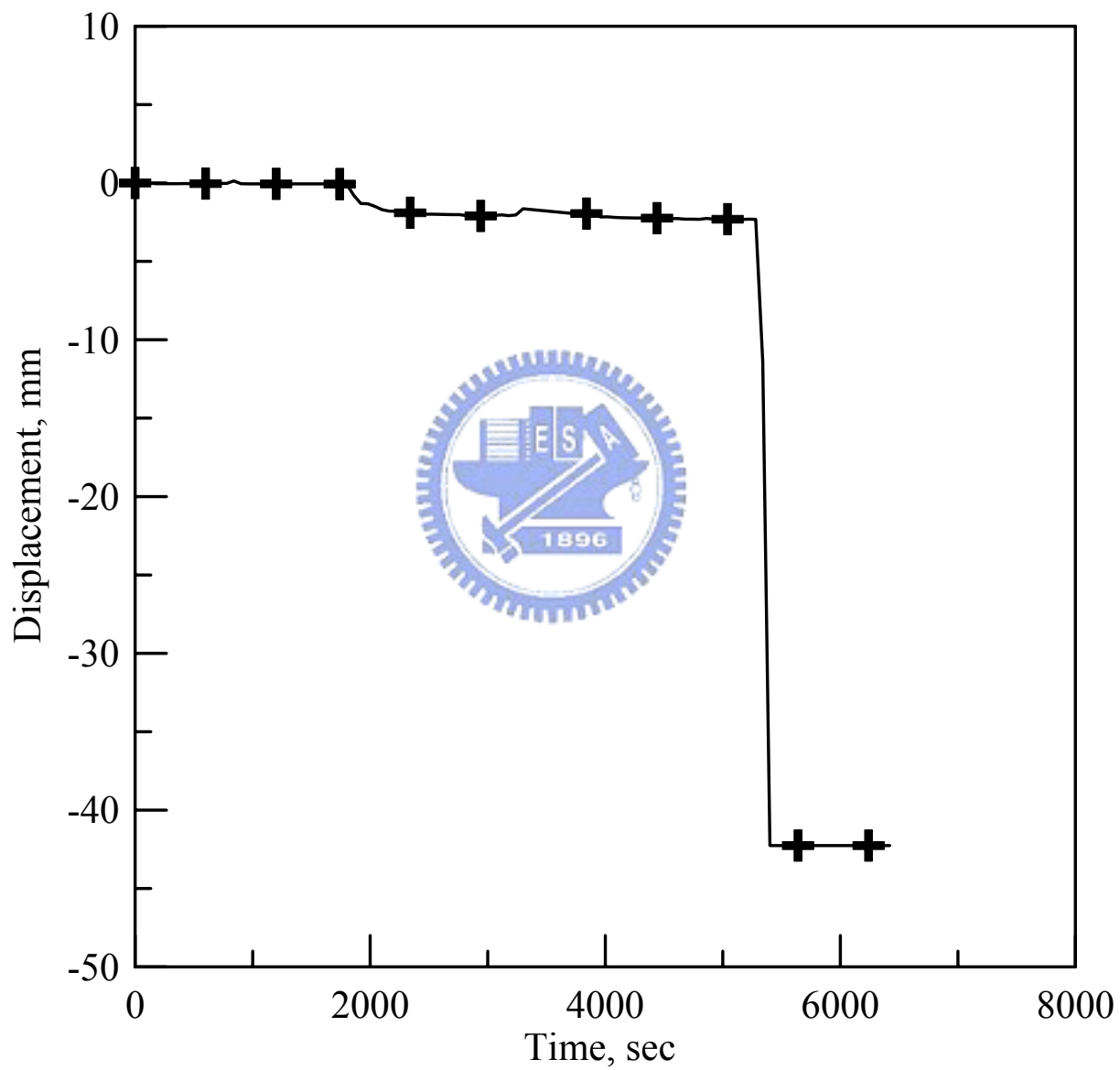


圖 5-4(b) 現地樁載重 LVDT 所量之沉陷量與時間的關係

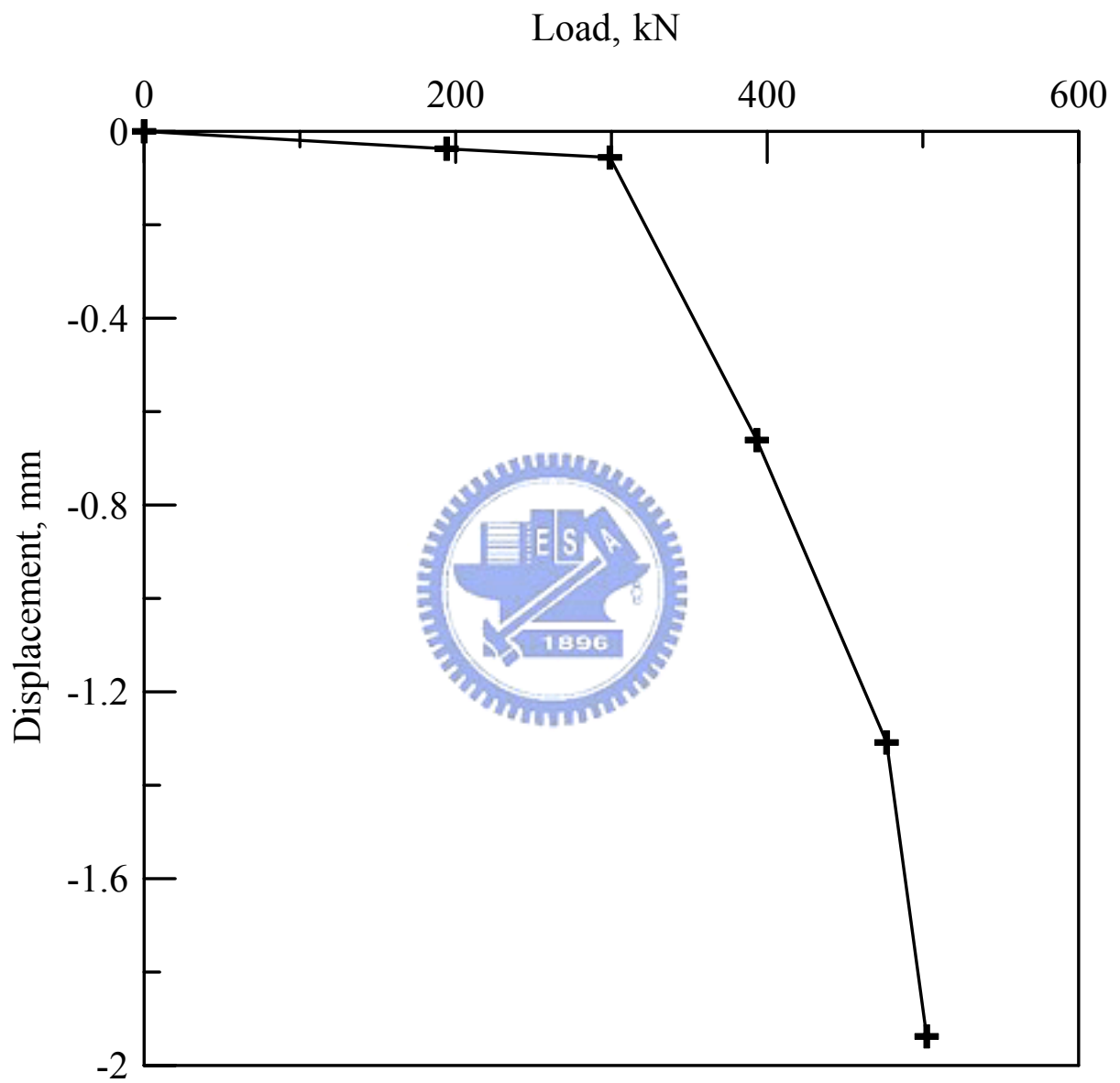


圖 5-4(c) 現地樁載重加載與沉陷量的關係

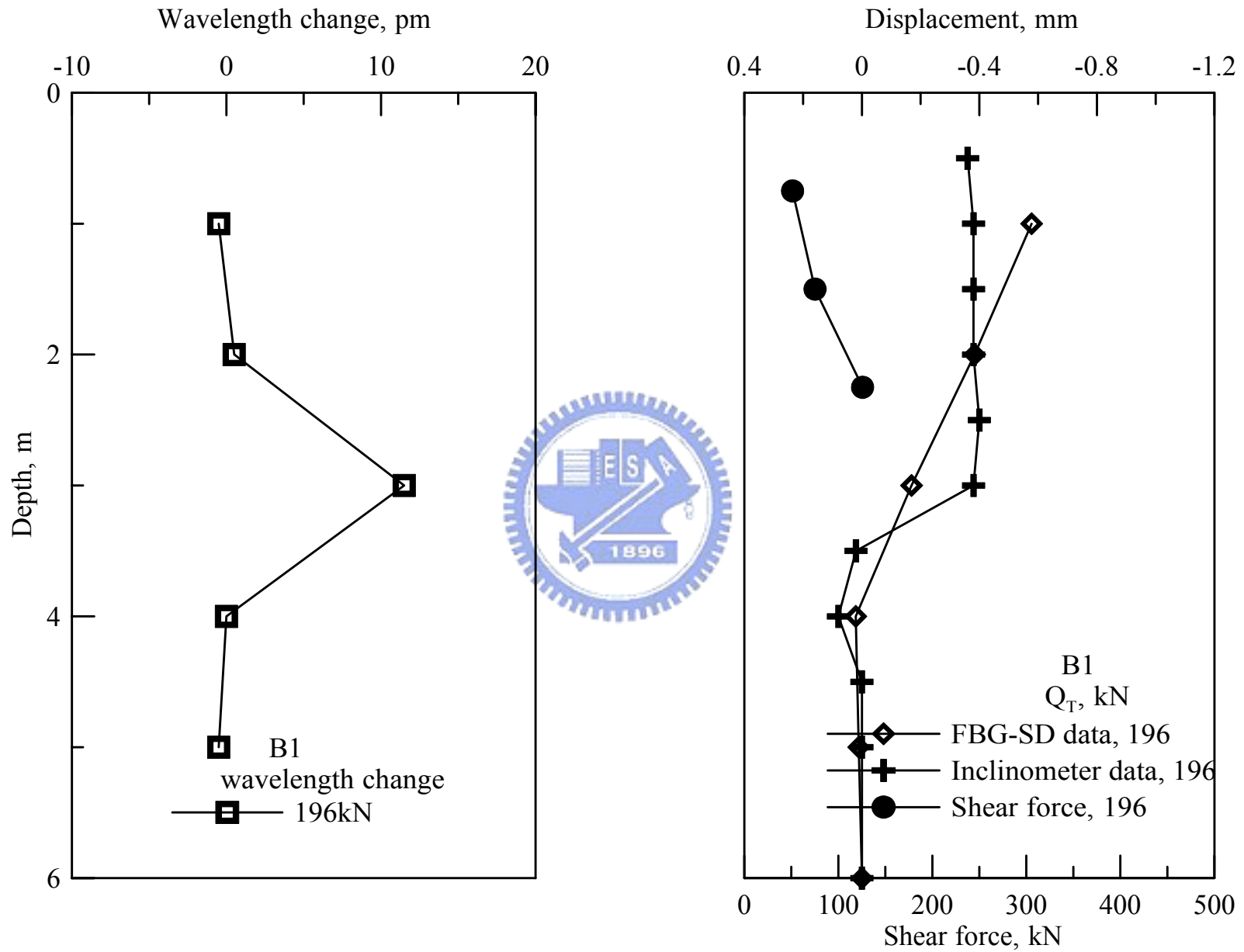


圖 5-5 (a)196kN 加載時 B1 孔 FBG-SD 的讀數及位移量、測傾儀位移量變化與樁身摩擦力變化的比較

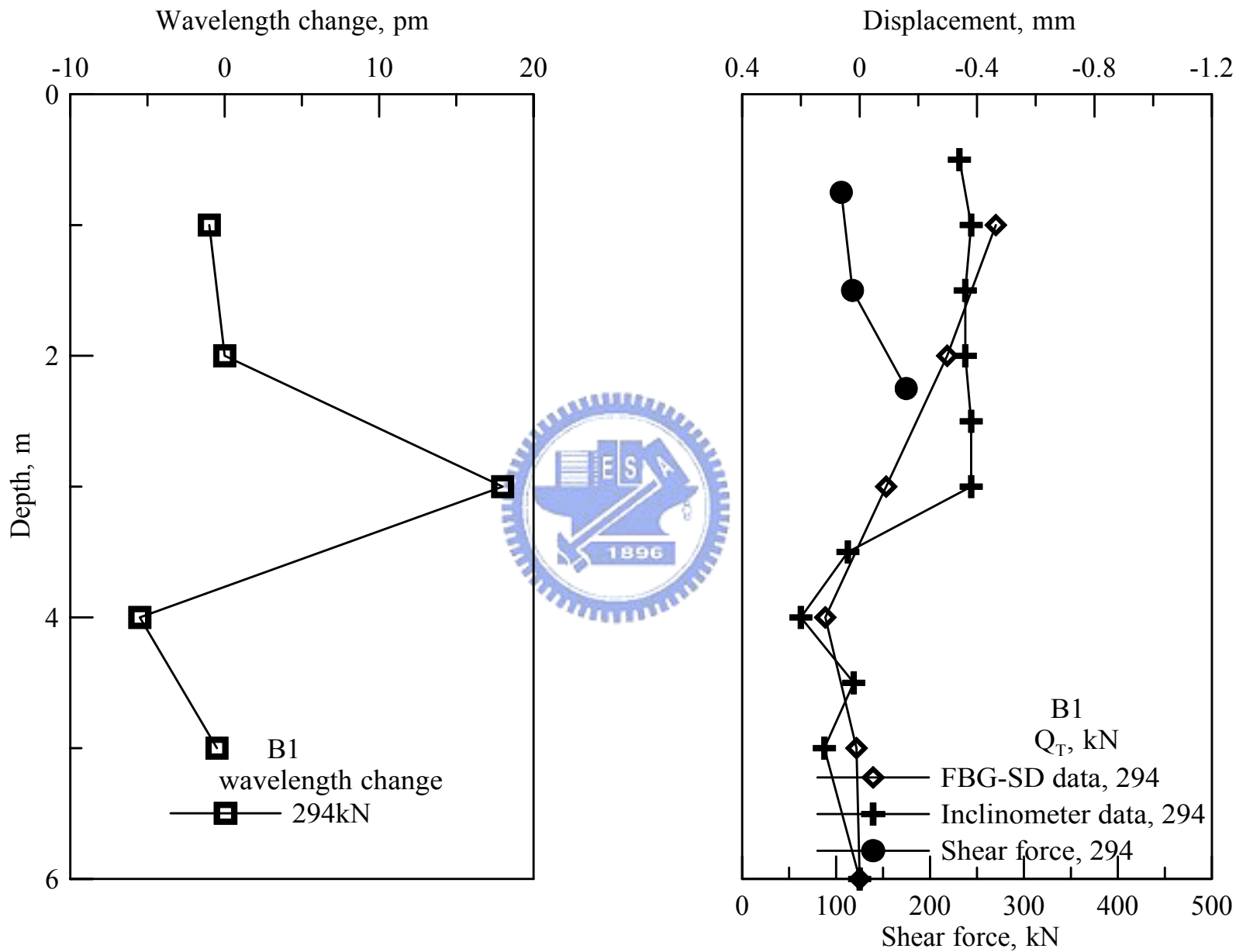


圖 5-5 (b) 294kN 加載時 B1 孔 FBG-SD 的讀數及位移量、測傾儀位移量變化與樁身摩擦力變化的比較

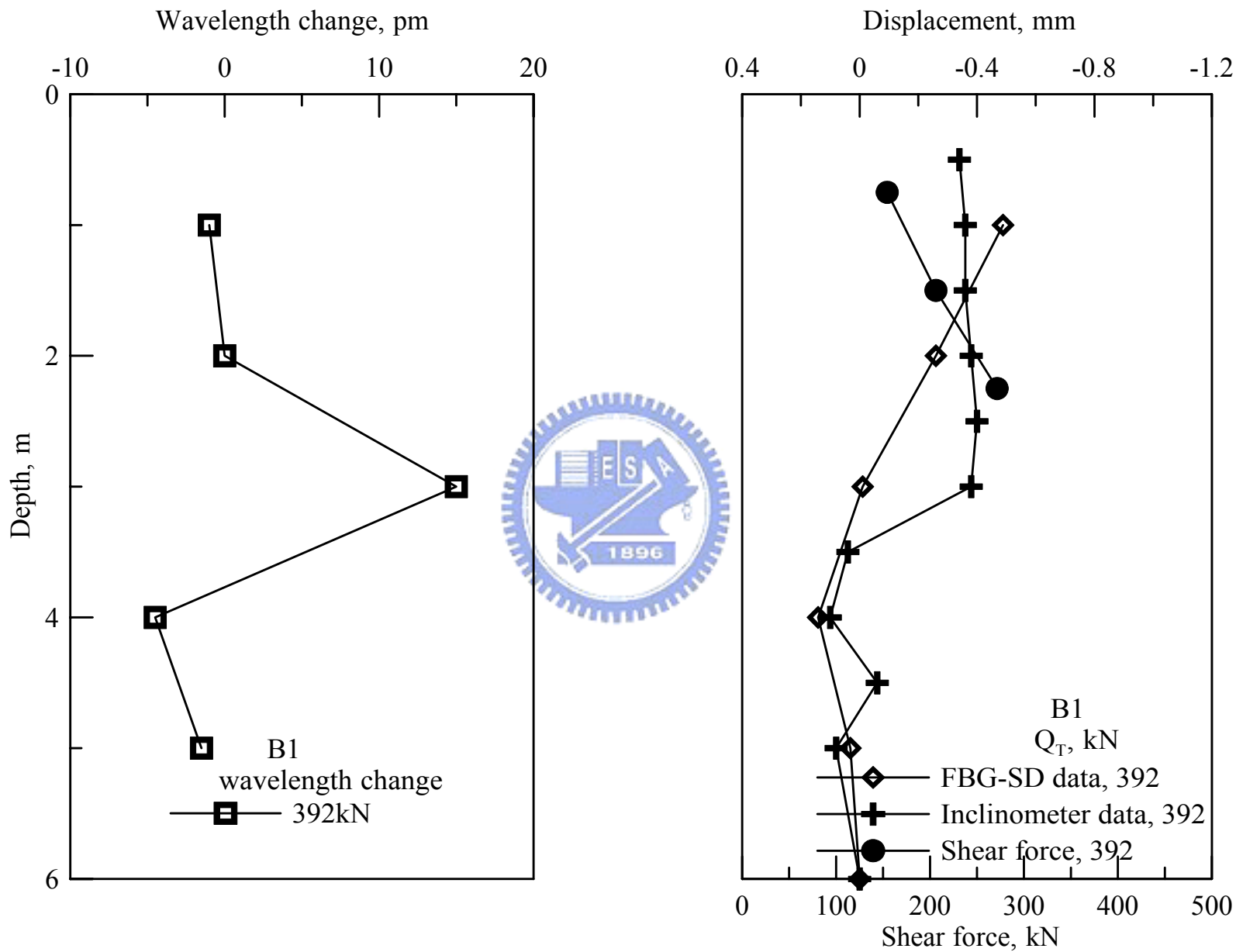


圖 5-5 (c) 392kN 加載時 B1 孔 FBG-SD 的讀數及位移量、測傾儀位移量變化與樁身摩擦力變化的比較

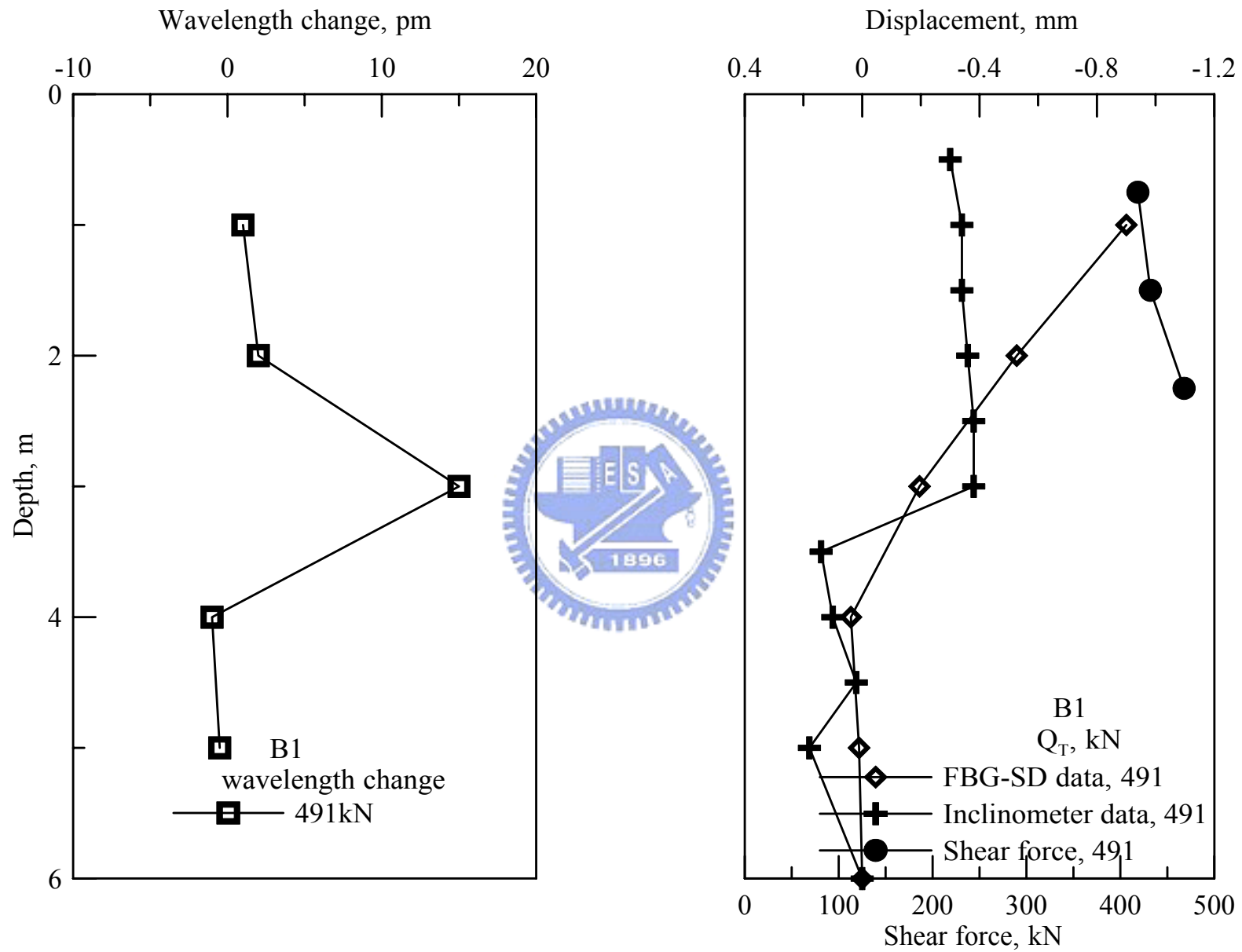


圖 5- 5(d)491kN 加載時 B1 孔 FBG-SD 的讀數及位移量、測傾儀位移量變化與樁身摩擦力變化的比較

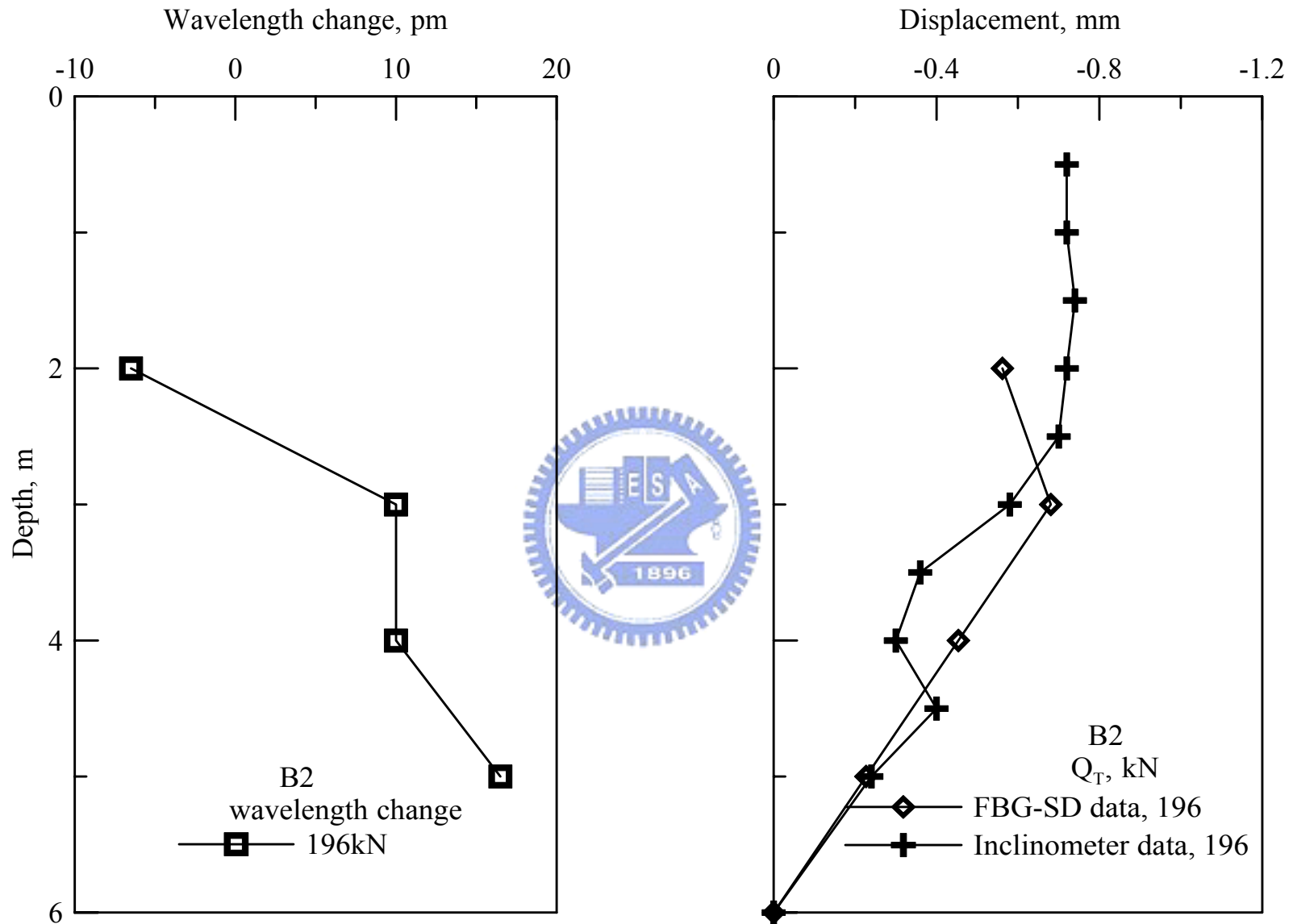


圖 5-6 (a)196kN 加載時 B2 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

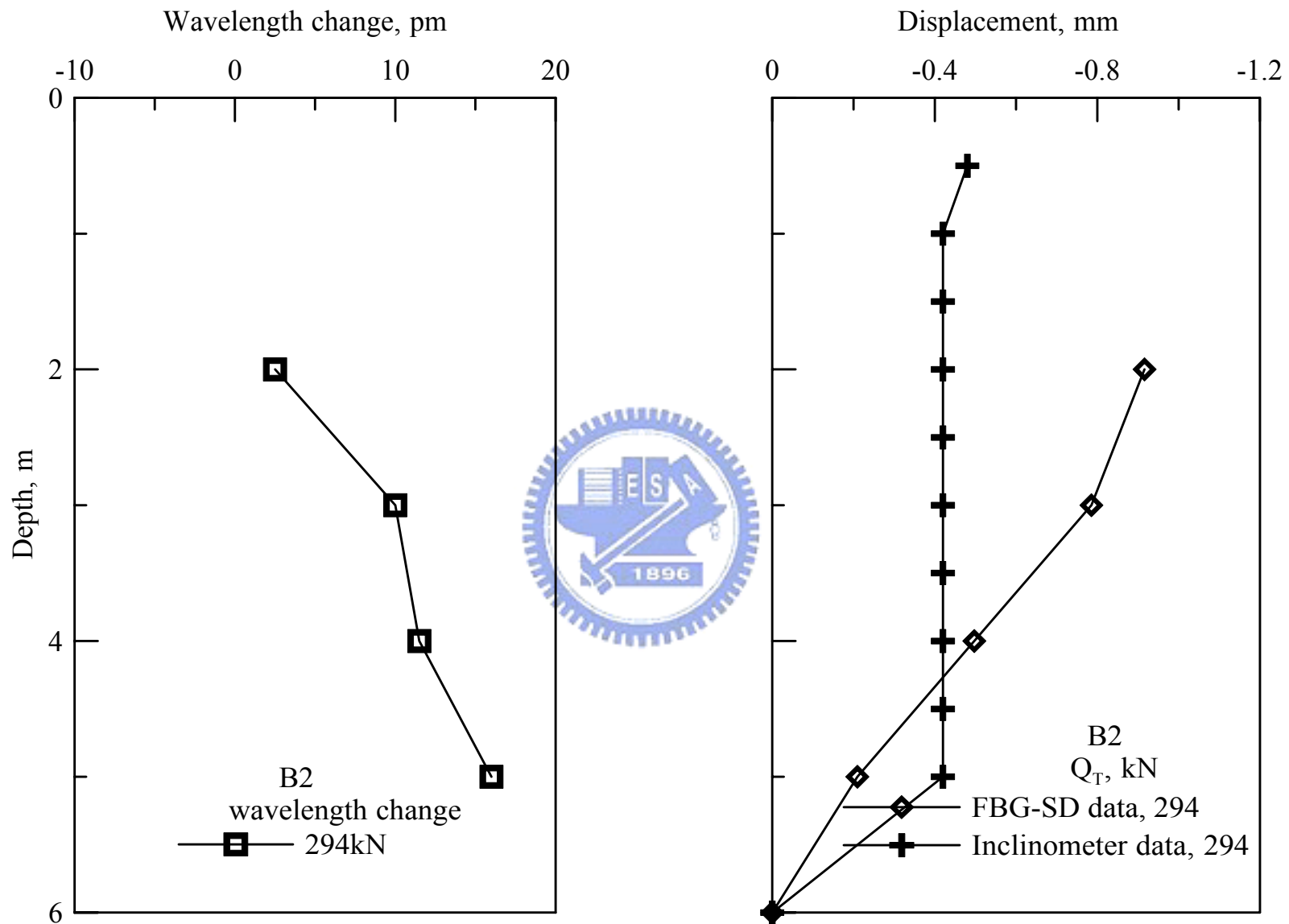


圖 5-6 (b) 294kN 加載時 B2 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

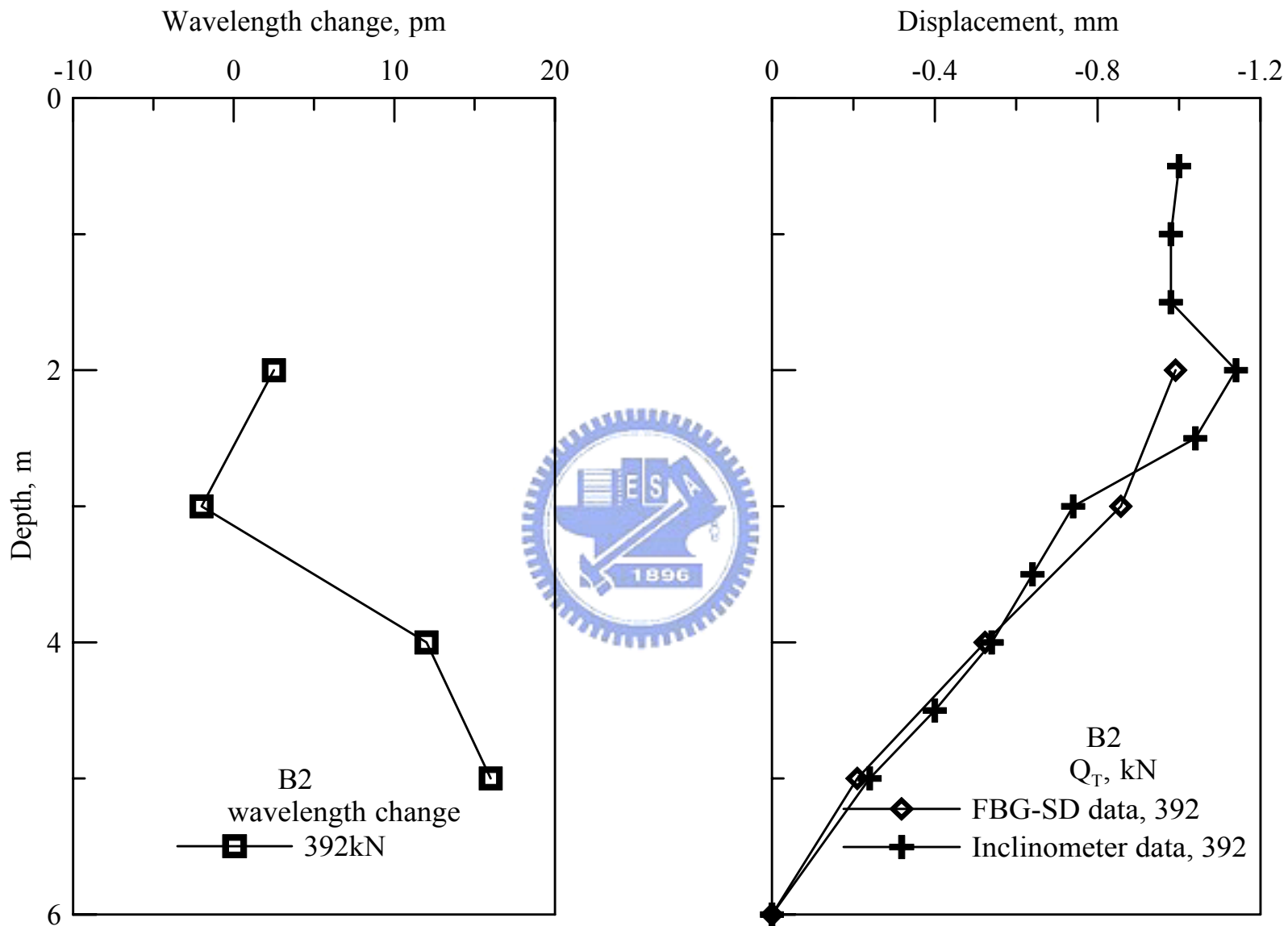


圖 5-6 (c) 392kN 加載時 B2 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

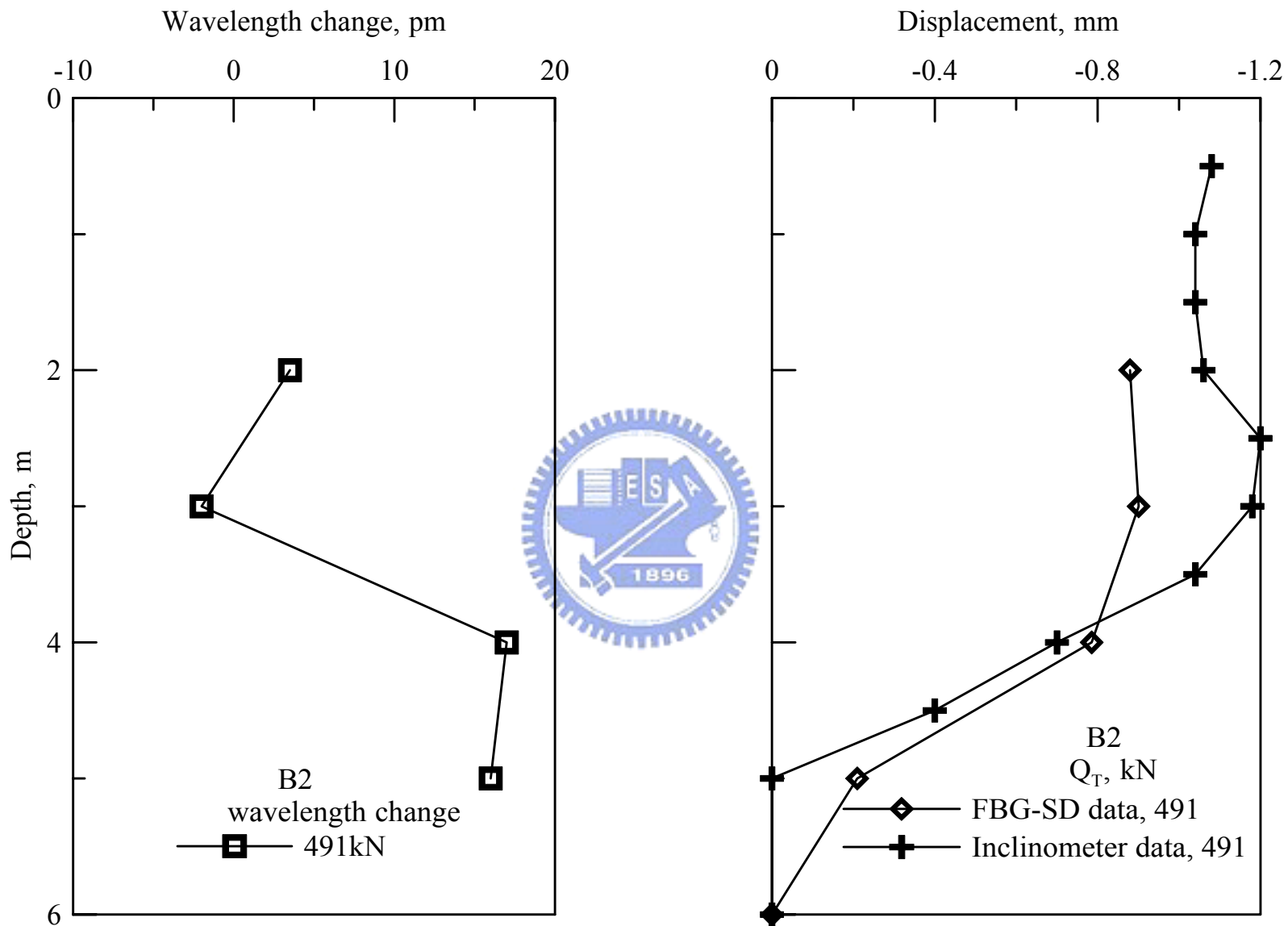


圖 5- 6 (d)491kN 加載時 B2 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

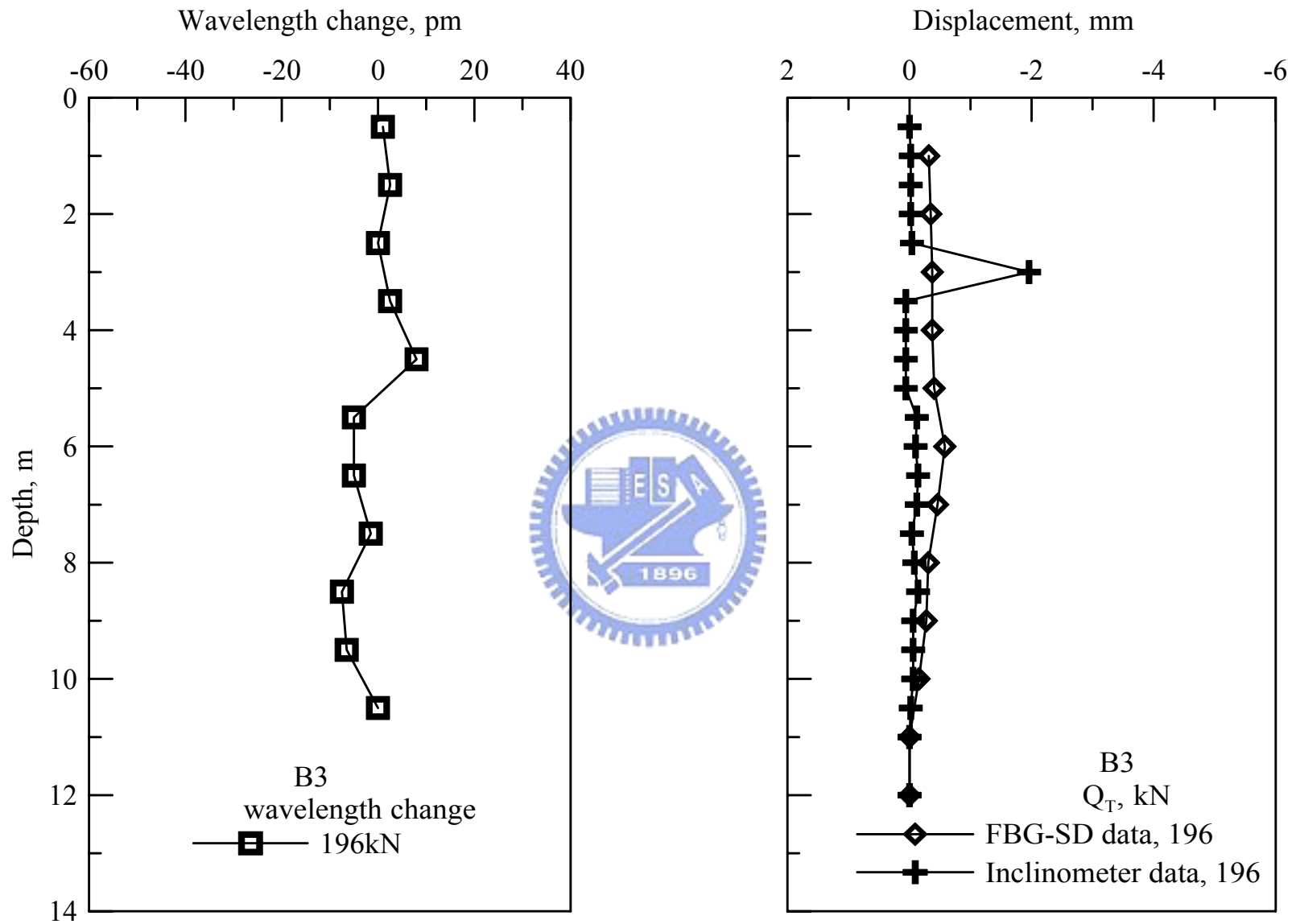


圖 5-7 (a) 196kN 加載時 B3 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

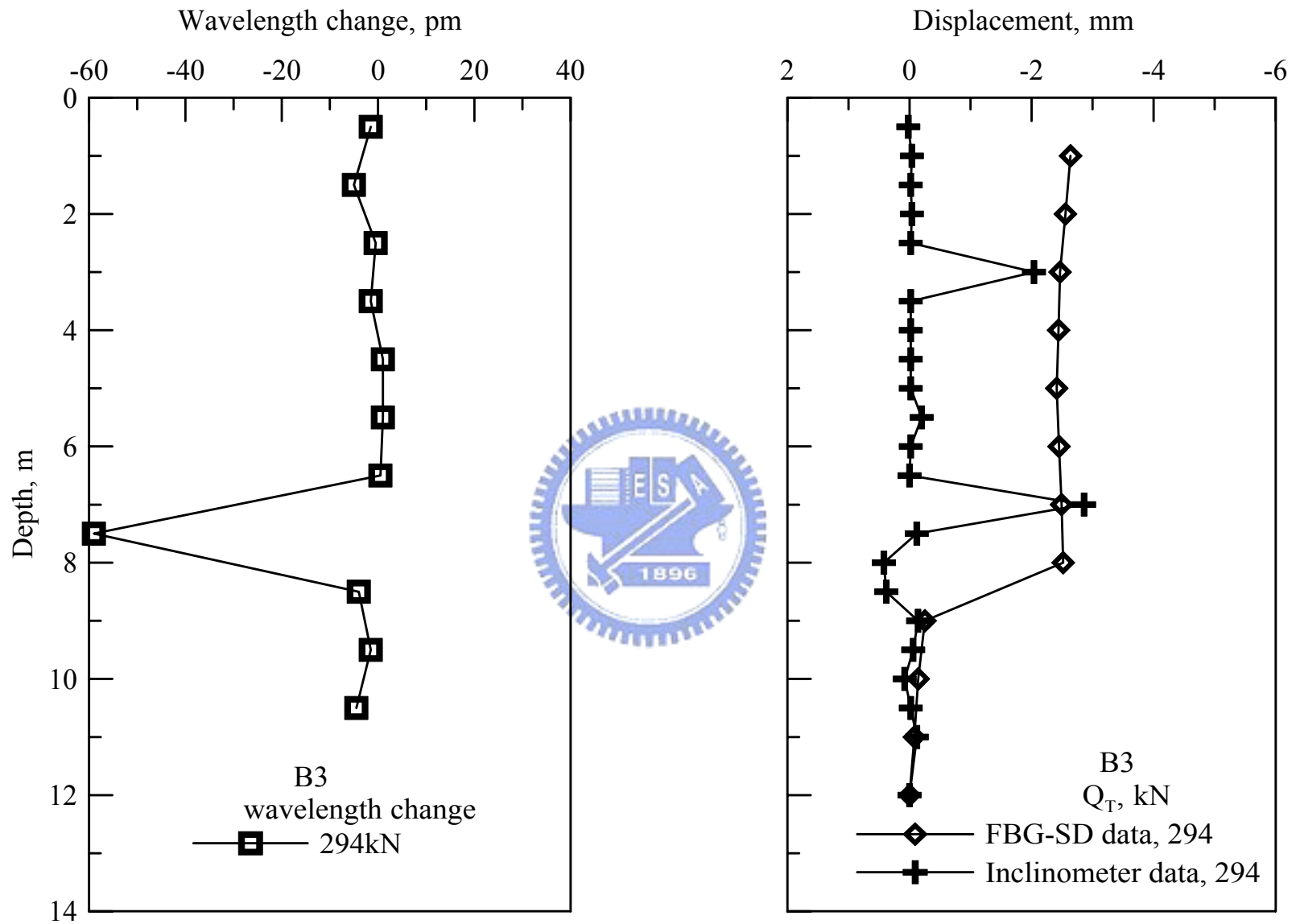


圖 5-7 (b) 294kN 加載時 B3 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

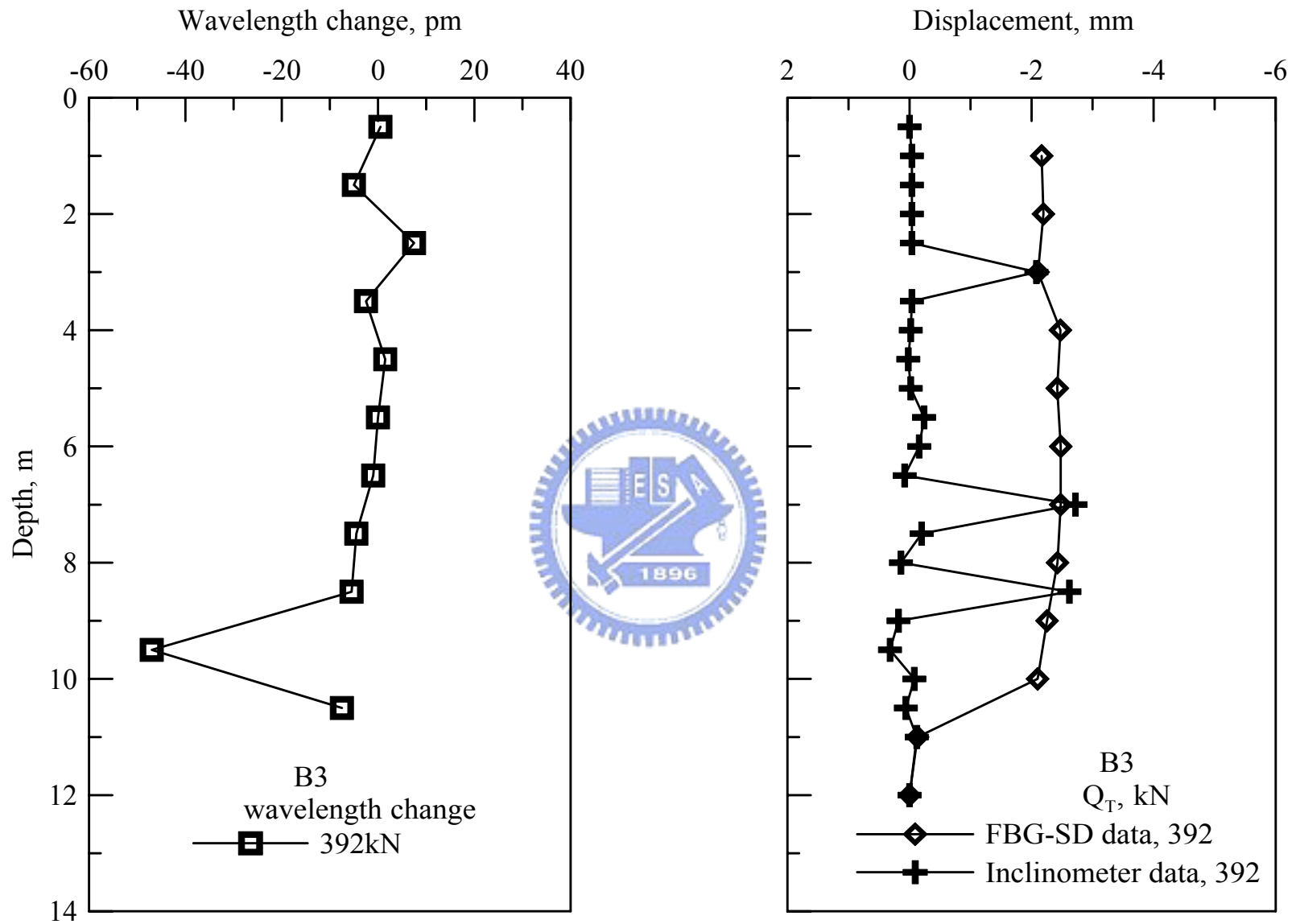


圖 5-7 (c) 392kN 加載時 B3 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

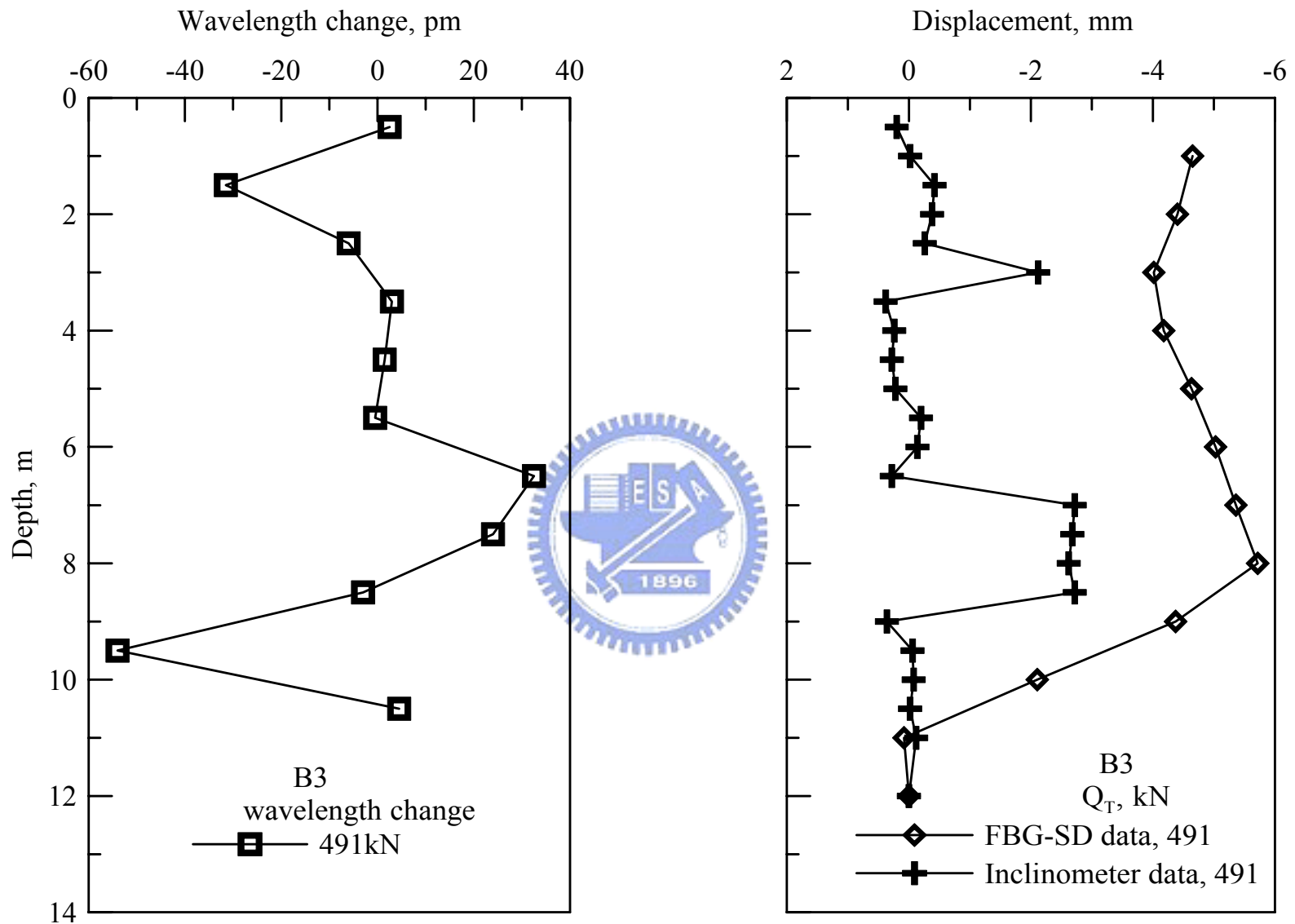


圖 5-7 (d)491kN 加載時 B3 孔 FBG-SD 的讀數及位移量變化與測傾儀位移量變化的比較

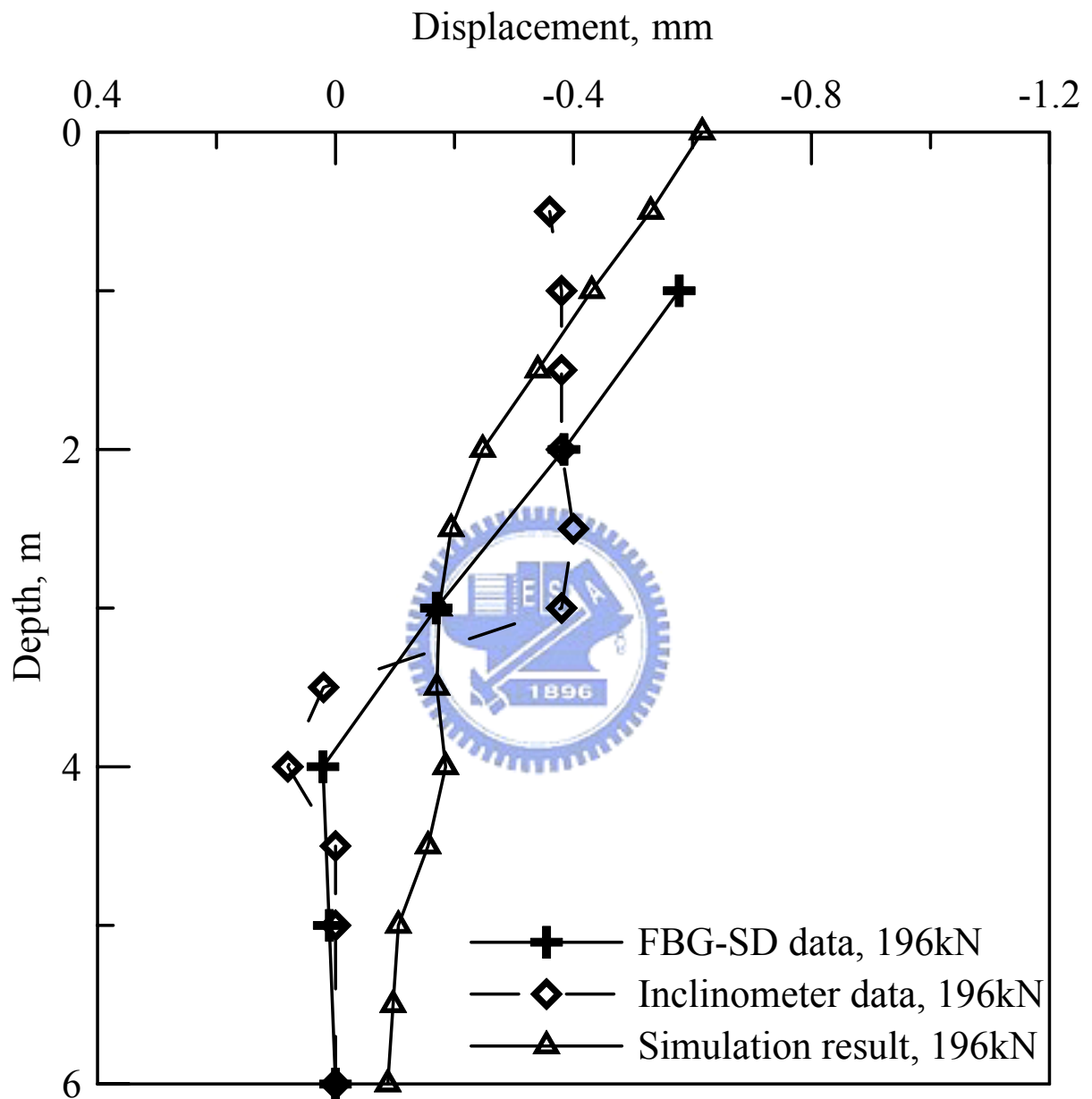


圖 5-8(a) 196kN 加載下使用複降伏模式模擬 B1 孔內測傾管變形與 FBG-SD 實際量測結果之比較

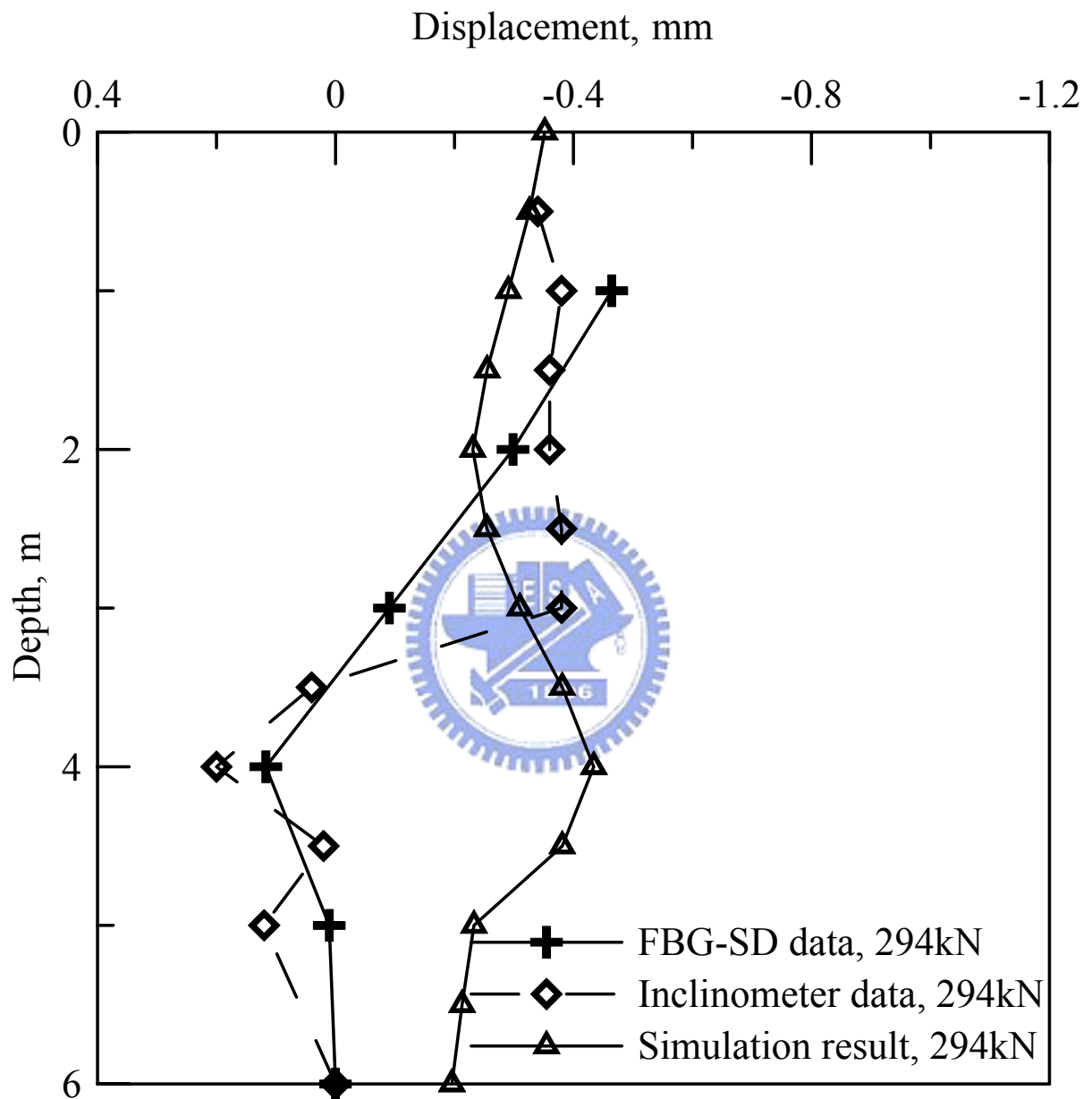


圖 5-8(b) 294kN 加載下使用複降伏模式模擬 B1 孔內測傾管變形與 FBG-SD 實際量測結果之比較

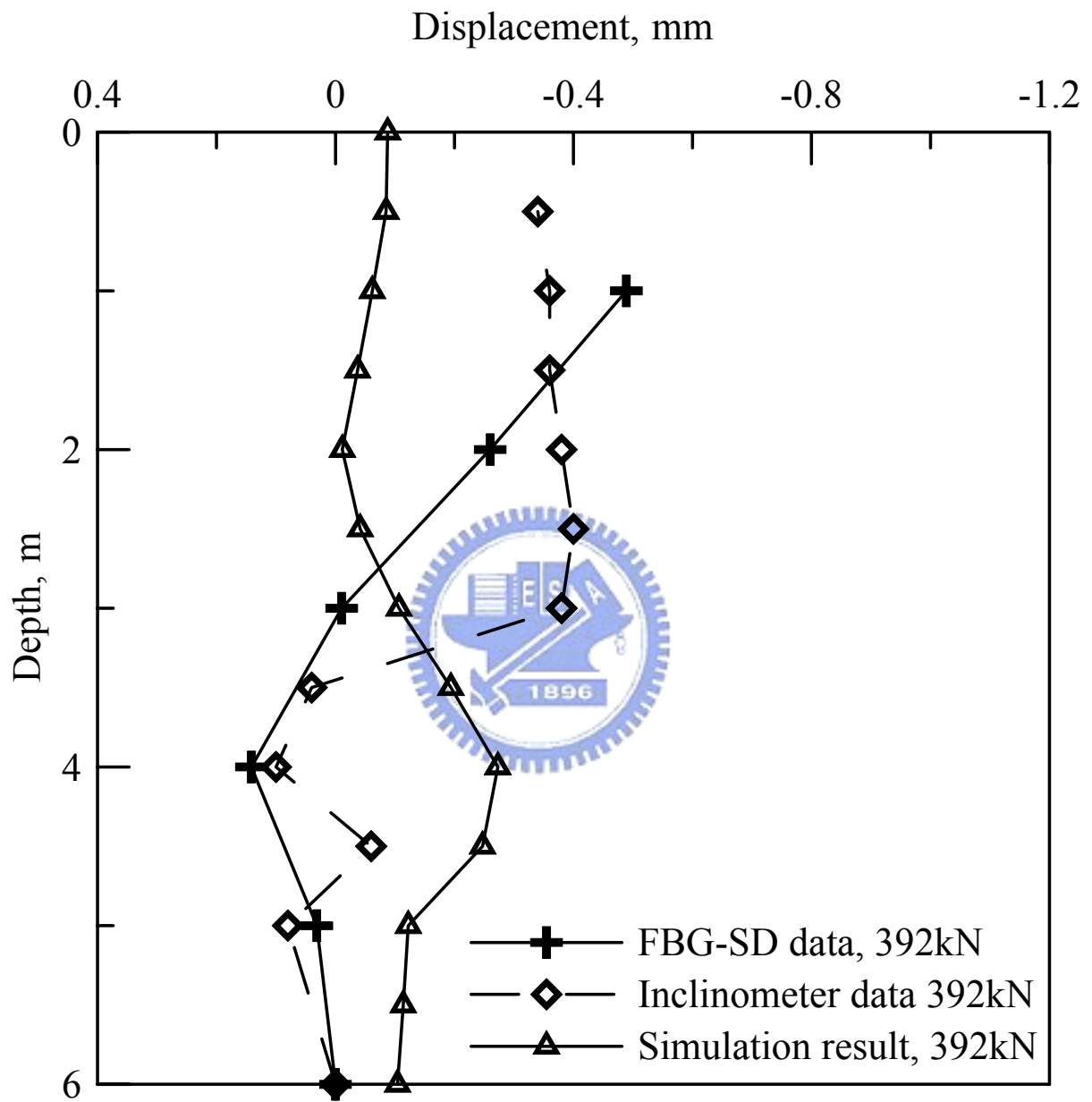


圖 5- 8(c) 392kN 加載下使用複降伏模式模擬 B1 孔內測傾管變形與 FBG-SD 實際量測結果之比較



圖 5-9 測傾管內的水位

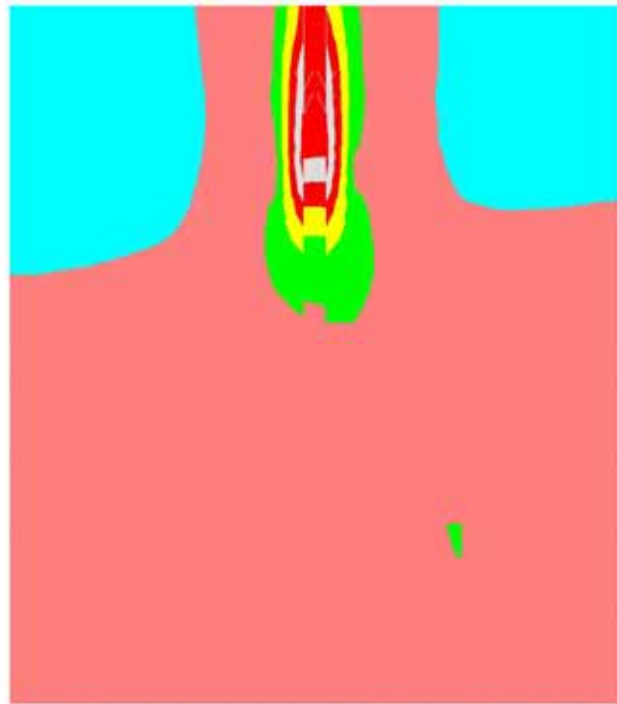
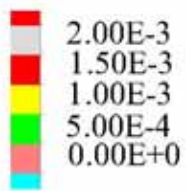


圖 5- 10 使用複降伏模式模擬之垂直方向變位分佈圖

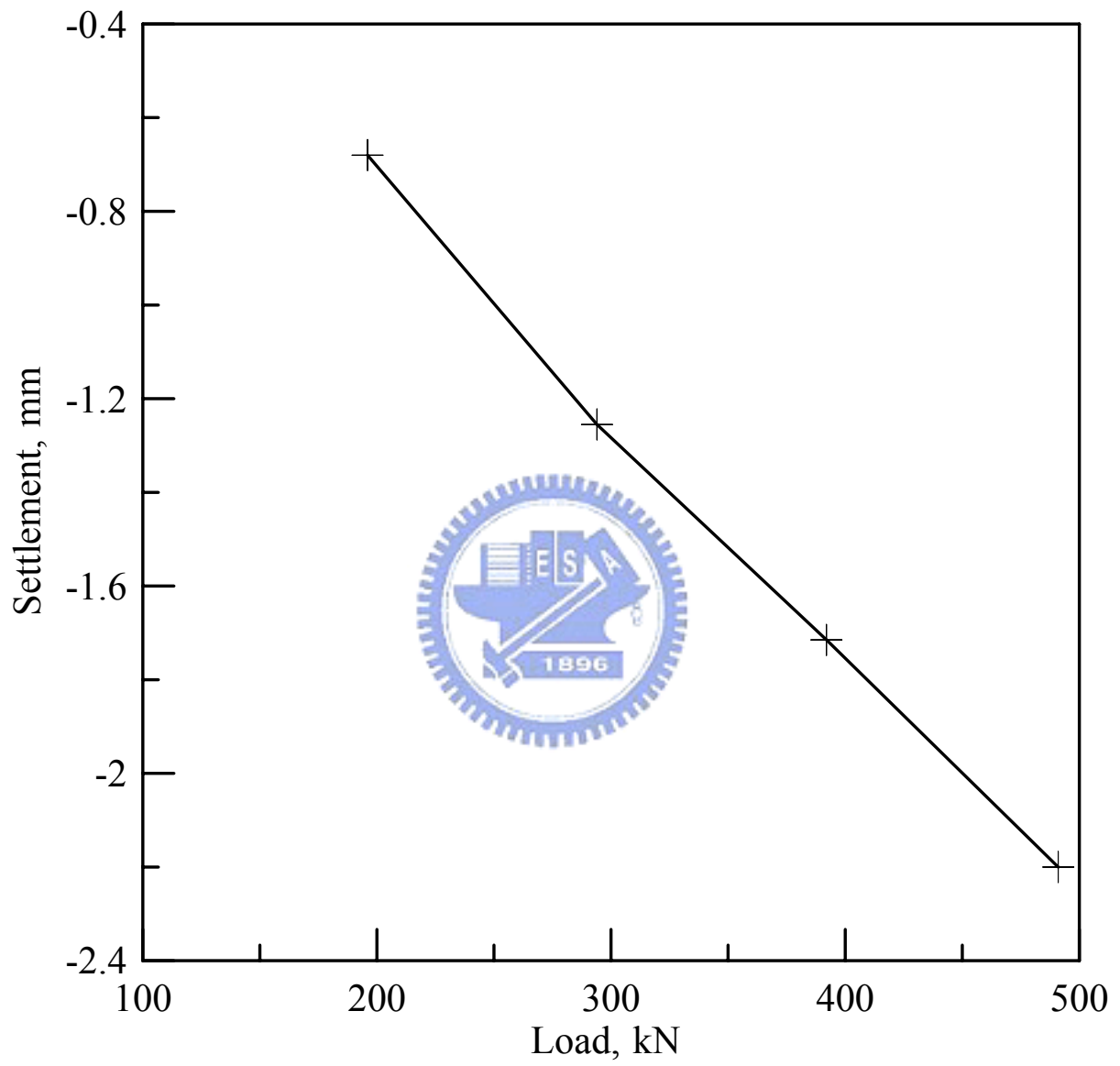


圖 5- 11 樁頂沉陷量與加載之模擬結果

第六章 結論與建議

本研究進行了一樁載重試驗，並藉由試驗結果來探討軟岩之變形模數，此外利用以複降伏模式為基礎之程式，使用 FLAC 進行模擬以驗證實驗之結果；以下是本研究所做之結論與建議。

6.1 結論

根據本實驗之結果，提出之結論整理如下。首先由樁載重試驗的結果中可以發現，FBG-SD 在測傾管中的量測數據，與傳統測傾儀所量得之結果最大的差異量皆不超過 10%，可以說相當的準確，且其最大可能產生的差異量為裝設測傾管時，放置 FBG-SD 與傳統測傾儀之兩管因鑽孔的限制，因此並無法完全鑽在同一位置，而現場的材質的變異性又相當大，同時因為其應變量皆相當小，因此造成了些許的差異量。綜合以上的結果，本實驗驗證了改善後的光纖光柵監測系統，在經過準確地標定後，可獲得較之前系統更準確的量測結果。而與傳統測傾儀僅能在不同時間內量測各點的變化量比較，FBG-SD 可同時量測多點的位移量，在樁載重試驗中岩體變位量可能變化甚快時，本系統可提供更佳的結果。

另外由第五章的結果可看出本實驗所提出之模擬的結果與試驗的結果的趨勢相當地接近，而所模擬出之數值除在測傾管最深的位置其差異相當大外，其餘深度均相當接近。其可能原因應是在計算實驗的數據時假設最深的位置無任何的變形，但在 FLAC 程式中是將不平衡力不斷地向下傳遞，因此與實驗的結果會有些許的差距，而由模擬結果所預測的樁的整體的沉陷量相當接近來看，複降伏模式應可適用為軟岩的組合律，但是其影響應力應變曲線的係數則應謹慎選擇才能準確地模擬真正的行為。

而另外再觀察其曲線的變化時，可發現再樁底處的變化量也有所差異，推論其原因在於模擬結果與實際實驗結果之滑動面不同所造成，由第五章的結果可看出模擬的滑動面較實際量測結果要深，原因已於前述，在此不再複述。

6.2 建議

針對本研究之後續研究與發展，有下列幾點建議：

1. 本次實驗中裝設在傾斜管中之 FBG-SD 所測得之結果，與使用傳統測傾儀所量之結果皆相當接近，足見本監測系統已可達到實用的目的。但裝設在樁體內之光纖光柵則尚與應變計有些許的差距，建議未來若要使用光纖光柵來做為測量樁內鋼筋之用，可參考一般鋼筋計之型式，將光纖固定在一堅硬材質上後，再固定於鋼筋上，如此一來除了可保護光柵外，在標定光纖光柵時也較為方便。
2. 本實驗中所提出之模擬的結果，其參數是使用圖形比對的方式來進行最佳化，相當地耗費時間；因此建議未來可採用其他的電腦程式來進行，而可以更容易來獲得最佳的結果。
3. 由試驗結果可看出軟弱岩石其破壞之行為較偏向脆性之行為，因此若未來若要進行類似的試驗，建議使用可提供較小加載間隔之儀器，如此應可更明顯看出摩擦力與正向力在破壞前後變化的情形。

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用」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 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，碩士論文。
- 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，碩士論文。
- 林銘朗、林煜卿，1998，「新竹地區寶山泥質岩石力學性質研究」，岩盤工程研討會論文集，新竹，國立交通大學，第 139-148 頁。
- 林文森，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，碩士論文。
- 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，碩士論文。
- 林智惠，2006，「膠結不良砂岩在不同應力路徑下之力學行為」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 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，碩士論文。
- 房正國，1999，「軟弱岩石孔內試驗儀器之研發」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 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，碩士論文。
- 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，碩士論文。
- 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，碩士論文。
- 黃正中，2005，「節理式光纖光柵感測器」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 潘以文(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文專集,pp.1-9
- 廖學志，2003，「多功能孔內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，碩士論文。

- 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，碩士論文。
- 孫蓮，2000，「現地傍壓儀試驗應用在軟弱岩石內基樁之行為模擬」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文。
- 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.
- Brahim Benmokrane, Khaled S. Mouchaorab, and Gerard Ballivy., 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.
- Dobereiner, L. and Freitas, M. H. DE., 1986, "Geotechnical properties of weak sandstones," *Geotechnique*, Vol.36, No.1, pp. 79-94.
- 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.
- 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. (end), 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.
- L. Dobereiner and M. H. DE Freitas., 1986, "Geotechnical properties of weak sandstones," *Geotechnique*, Vol.36, No.1, pp. 79-94.
- 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 with particular reference 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, Sydney, 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 1: 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 1: 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*, pp.269-284.
- 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.

