

# 地工技術

## 預力地錨錨碇行為之現場檢測

廖洪鈞\* 歐晉德\*\*

### 一、前言

在過去十幾年中，預力地錨工法已被國內地工界廣泛地應用在邊坡穩定工程、深開挖之背拉支撐、和隧道工程之壁盤穩定等等。然而因地錨之設計理論迄今仍未完善，再加上國內地質條件之複雜性以及施工品質之不確定性，真正地錨之錨碇行為還有藉現場地錨拉拔試驗來驗證之必要。所以如何檢測預力地錨之錨碇行為，應是地錨工程中不可或缺之一環。

國際預力協會 (F I P) 有鑑於世界各國對預力地錨之設計、施工和試驗方面之不一致，因此會集合了十個先進國家之地錨專家於1982年提出“預力地錨設計和施工規範”，其中也包括了預力地錨錨碇行為之試驗方法。本文將以國內曾做過的幾個地錨拉拔試驗實例，來探討 F I P 規範在檢測地錨錨碇行為和控制地錨品質上之應用價值，並將針對國內之地質狀況和施工習慣提出幾點地錨工程品質控制上之建議。

### 二、試驗方法和使用儀器

F I P 規範中所提出之地錨試驗方法，依其目的之不同可分為：證明試驗 (Proving Test) 或稱訂約前試驗 (Precontract Test)、現場適用性試驗 (On Site Suitability Test)、和例行驗收試驗 (Routine Acceptance Test) (歐晉德, 1986)。

#### 2.1 證明試驗和現場適用性試驗

證明試驗主要是用於檢測新型地錨或改良過之地錨、或是地錨應用在特殊地質條件下之拉拔能力，通常都要求試驗到地錨破壞為止，因此並非每一地錨工程都需做證明試驗。可是現場適用性試驗卻是必須在每個地錨工程均從事之，以當為正式使用之工作地錨的行為檢測標準。現場適用性試驗所需之地錨數目可參考表一之建議值。

雖然試驗之目的有異，但證明試驗與現場適用性試驗所採用之試驗步驟卻相同，現簡述如下：

(1) 首先對地錨施加  $0.1 P_p$  至  $0.2 P_p$  左右之初始荷重  $P_i$ ，以期減少試驗初期因接觸不良而造成變形量測上之誤差。 $P_p$  為最大試驗荷重，其值限制在鋼鍵降伏荷重  $P_y$  之95%以下。在施加初始荷重時，應先以逐條施拉的方式將初始荷重平均地分配於各鋼鍵上，使於爾後之拉拔過程中各鋼鍵能平均受力。

(2) 將每階段之試驗荷重增量  $\Delta P$  定在  $(P_p - P_i)$  值的  $\frac{1}{5}$  至  $\frac{1}{10}$  之間，然後直接將荷重由初始荷重增至該階段之預定荷重後，維持該荷重一固定時間  $n\Delta t$ ，再予解壓至初始荷重，量測地錨之彈性變形  $\Delta L_{e1}$  與永久變形  $\Delta L_{perm}$ ，其中  $n$  為1或10，即需記錄該荷重在維持  $\Delta t$  和  $10\Delta t$  後之地錨變形量 (圖一)。

現場適用性試驗主要是用來量測地錨之

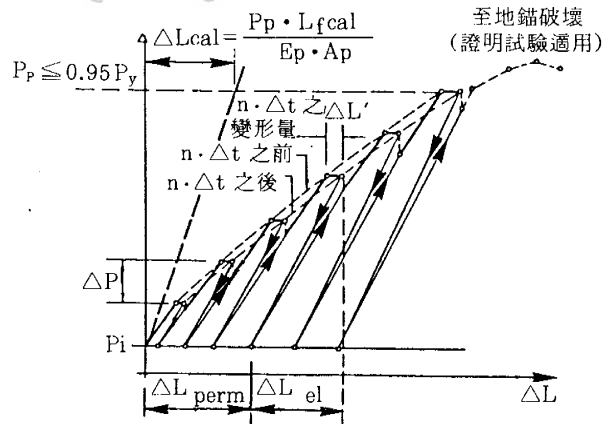
\* 國立工業技術學院營建工程技術系副教授

\*\* 榮民工程事業管理處總工程師

限制荷重  $P_{lim}$ 、有效鋼鍵自由端長  $L_{feff}$ 、和在維持最大試驗荷重  $n\Delta t$  時間中地錨之變形量  $\Delta L'$ 。其中地錨錨碇端之限制荷重  $P_{lim}$  是由維持某荷重  $n\Delta t$  時間後之地錨變形量與荷重之關係推求出來的(圖二)， $P_{lim}$  為關係曲線之兩段直線部份切線之交點所對應之地錨荷重。因在試驗過程中，對地錨在  $\Delta t$  和  $10\Delta t$  時間下的變形量均有記錄，因此所得之曲線有兩條， $P_{lim}$  亦有兩個，通常  $10\Delta t$  之  $P_{lim}$  值較小，可取為設計時之標準。在決定地錨之工作荷重時，除了需滿足小於  $0.9 P_{lim}$  之要求外，還需滿足表二之最小安全係數之規定。

地錨於裝設完成後，鋼鍵必須維持設計時考慮之自由端長度，以免因灌漿液過多，封閉自由端，而致自由伸縮長度不足。或是因灌漿長度過長，雖然於試驗時總拉拔力能

滿足設計需求，但長程而言，部份過長之固定端之拉拔力可能因位於主動破壞區內，無法達成真正拉拔效果，以致地錨破壞。因此施工時必須判別真正之自由端長度，而不能只就試



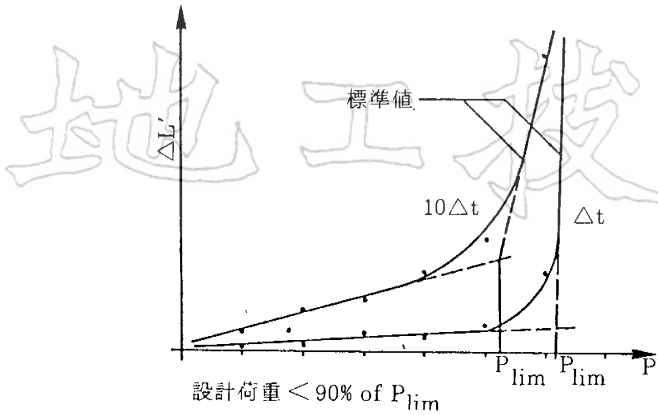
圖一 FIP規範之地錨現場適用性試驗和證明試驗步驟(歐晉德 1986)

表一 FIP規範建議之現場適用性試驗地錨數目

錨碇端在同一地層之地錨總支數	臨時性地錨使用年限在六個月以內，且破壞時不影響公共安全者	臨時性地錨使用年限在達二年以內者，且局部破壞時在無預警之下不致影響公共安全者	永久性地錨或臨時性地錨，當其破壞時足以造成嚴重影響者
少於 20 支	—	—	3
超過 20 支	地錨總支數 1% 但不少於 3 支	地錨總支數之 1.5%，但不少於 3 支	地錨總支數之 2% 但不少於 3 支

表二 FIP規範建議之工作地錨設計荷重最小安全係數值

地錨類別	考慮鋼鍵極限荷重時之最小安全係數(S1) $S1 = P_u / P_w$	考慮最大試驗荷重時之最小安全係數(S2) $S2 = P_p / P_w$
第一類 臨時性地錨 使用年限在 6 個月以內，且破壞時不影響公共安全者。	1.4	1.1
第二類 臨時性地錨 使用年限達 2 年以內者，且局部破壞時在無預警之下不致影響公共安全者。	1.6	1.25
第三類 永久性地錨或臨時性地錨 當其破壞時足以造成嚴重影響者。	2.0	1.5



圖二  $\Delta t$  及  $10\Delta t$  荷重維持時間下之地錨變形量  $\Delta L$  與荷重關係 (歐晉德 1986)

驗表現之總抗拔力來判斷地錨之成敗，此即 FIP 規範建議必須判別有效自由端長度之意義。

地錨之有效鋼鍵自由端長度  $L_{feff}$  可由地錨之彈性變形量和施加荷重之關係中 (圖三)，彈性變形曲線之直線部份與縱軸之截點 A' 至 X 間之連線求出：

$$L_{feff} = \frac{\Delta L(x) A_p}{P(x) - P_i - R} E_p \quad (1)$$

式中  $\Delta L(X)$  = 在荷重  $P(X)$  下地錨之彈性變形量

$R$  = 因鋼鍵摩擦而產生之阻力 ( $A - A'$ )

$A_p$  = 鋼鍵之總斷面積

$E_p$  = 鋼鍵之彈性模數 (常取為  $2100 T/cm^2$ )

在限制荷重  $P_{lim}$  之範圍內，FIP 作下列規定以為地錨施工可接受之標準：

(1) 拉力式地錨<sup>(1)</sup>

$$0.9L_{fcal} \leq L_{feff} \leq L_{fcal} + 0.5L_{bcal} \quad (2a)$$

由式(1)和式(2a)可得地錨自由端鋼鍵彈性變形量之上下限為：

$$\begin{aligned} \frac{0.9L_{fcal}(P(x) - P_i - R)}{A_p E_p} &\leq \Delta L(x) \\ &\leq \frac{L_{fcal} + 0.5L_{bcal}(P(x) - P_i - R)}{A_p E_p} \end{aligned} \quad (2b)$$

(2) 壓力式地錨<sup>(2)</sup>

$$0.9L_{fcal} \leq L_{feff} \leq L_{fcal} + 1.1L_{bcal} \quad (3a)$$

由式(1)和式(3a)可得地錨自由端鋼鍵彈性變形量之上下限為：

$$\begin{aligned} \frac{0.9L_{fcal}(P(x) - P_i - R)}{A_p E_p} &\leq \Delta L(x) \\ &\leq \frac{(L_{fcal} + 1.1L_{bcal})(P(x) - P_i - R)}{A_p E_p} \end{aligned} \quad (3b)$$

其中  $L_{fcal}$  = 設計未灌漿部份鋼鍵長

$L_{bcal}$  = 設計灌漿部份鋼鍵長

註(1)：拉力式地錨之鋼鍵係以握裹之方式固定於水泥漿體中。

註(2)：壓力式地錨之鋼鍵係以機械之方式固定於水泥漿體之底端。

式(2a)和式(3a)規定  $L_{feff}$  之下限不能小於設計自由端長度之90%是為避免灌漿太多；而規定  $L_{feff}$  之上限不能大於設計自由端長與設計固定端某長度之和，乃是考慮灌漿略有不足但拉拔力仍然足夠時，或是地盤之彈性變形和拉力式地錨鋼鍵受拉後，部份鋼鍵與水泥漿體脫離所致之有效自由端增長等情形。

但是上列之 FIP 規範中對壓力式地錨之有效鋼鍵自由端長之下限規定為  $0.9L_{fcal}$  略顯不夠嚴格，因此香港規範 (Brian-Boys and Howells, 1984) 將壓力式地錨有效鋼鍵自由端長之下限提高，而將  $L_{feff}$  之上下限定為：

$$1.1(L_{fcal} + L_{bcal}) \leq L_{feff} \leq L_{fcal} + L_{bcal} \quad (4a)$$

其中將上限定為  $1.1(L_{fcal} + L_{bcal})$  是為考慮因地盤之彈性變形所導致之計算  $L_{feff}$  較設計鋼鍵長度 ( $L_{fcal} + L_{bcal}$ ) 為長的情形。

由式(1)和式(4a)可得地錨自由端鋼鍵彈性變形量之上下限為：



### 2.3 試驗儀器

地錨試驗時所需量測之數據包括地錨之變形量和施加之荷重，雖然 F I P 規範中對用來量測變形量和荷重之儀器並無明確之規定，但對量測儀器之精確度有表三的建議。一般而言，若採用綫性度在 0.5 % 以內的中空式電子荷重計，以及刻畫為 0.01 公釐之測微錶來量取地錨之受力和變形量，則可輕易地滿足表三之量測精確度要求。

於架設地錨試驗之量測儀器時，量測荷重之中空式荷重計是安置在拉綫千斤頂與承壓板之間，鋼鍵則是經由荷重計與千斤頂之中空部份延伸到千斤頂之上方，然後以夾片將鋼鍵鎖定在千斤頂上端之握綫器（圖五）。安置時必須注意到荷重計與承壓板接觸面之平整，以免荷重計因受力不均而造成荷重讀數之誤差。

### 三、 地錨拉拔試驗實例探討

為探討 F I P (1982) 規範之試驗步驟和分析方式在地錨工程之應用，本文將以壓力式擴座地錨之拉拔行為為例，在三種地質情況不同之地層中從事現場地錨試驗。

#### 3.1 案例一

本試驗位置位於台北縣淡水鎮，基地地質狀況為地下 7 公尺以上是棕黃色火山灰，7 到 10 公尺之間為淺黃色含泥質中細砂。擴

座端之位置在地下 9 到 10 公尺之間，設計錨碇體長度為 1 公尺，直徑為 40 公分（圖六）。鋼鍵全長以 PE 管和水泥漿體分開，因此預力可直接傳至擴座端之底部。因固定端位於砂質地層，所以依 F I P 規範之規定，單位荷重維持時間  $\Delta t$  定為五分鐘（表四）。

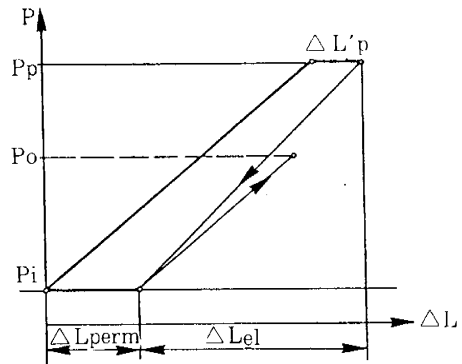
表三 FIP 規範對地錨試驗量測儀器之精確度要求

	變形量量測	荷重量測
絕對精確度 *	$\leq 0.02 \Delta L_{cal}^{***}$	$\leq 0.03 P_p$
相對精確度 **	$\leq 0.005 \Delta L_{cal}$	$\leq 0.005 P_p$

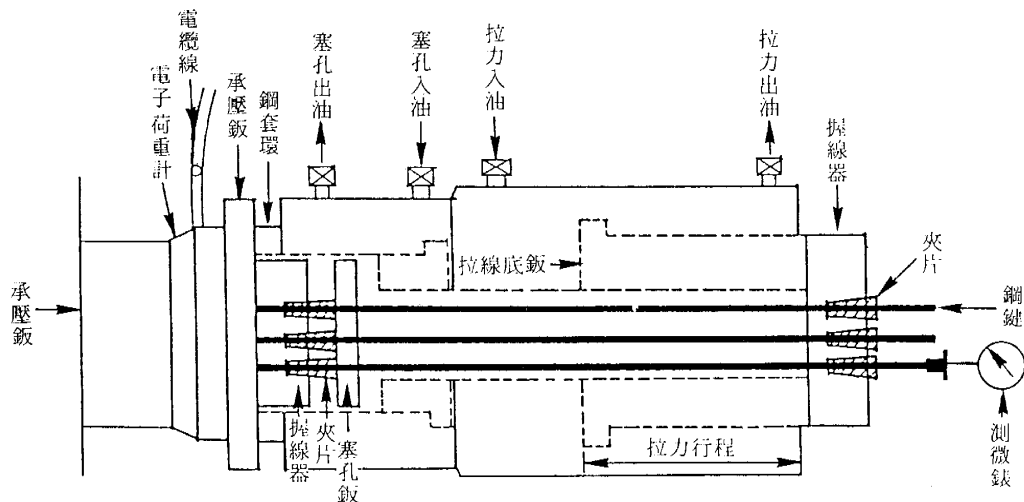
\* 絕對精確度 = 量測值與真正值間之誤差

\*\* 相對精確度 = 差距微小之數值間的量測誤差。

\*\*\*  $\Delta L_{cal}$  = 最大試驗荷重  $P_p$  作用下鋼鍵自由端之計算伸長量。



圖四 FIP 規範之例行驗收試驗步驟 (歐晉德 1986)

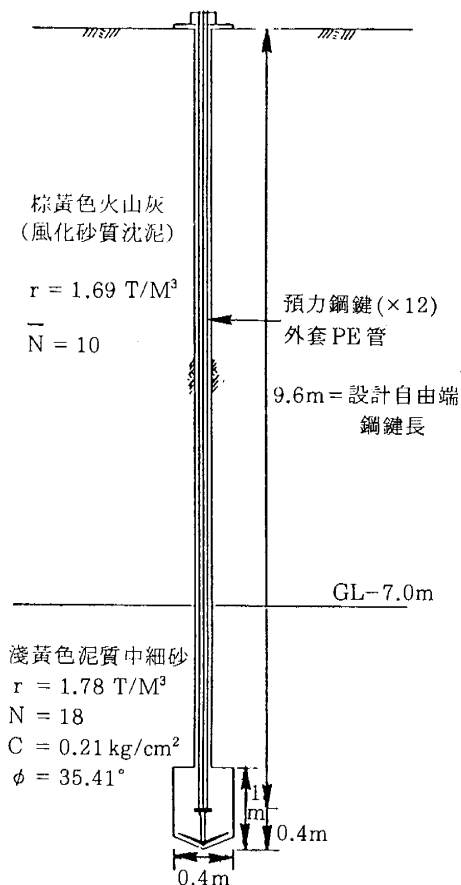


圖五 拉綫千斤頂、電子荷重計和測微錶之配置關係圖 (摘自張清秀和王文禮, 1986)

本試驗之目的是在求取該地層條件下地錨之極限錨旋力，屬證明試驗。因為試驗之前並不確定地錨之錨旋能力，所以最大試驗荷重無法如 F I P 規範建議直接由鋼鍵之降伏荷重決定之，而是要先以估計之方式決定該地錨之最大抗拔力後，才決定每階段荷重的增量。

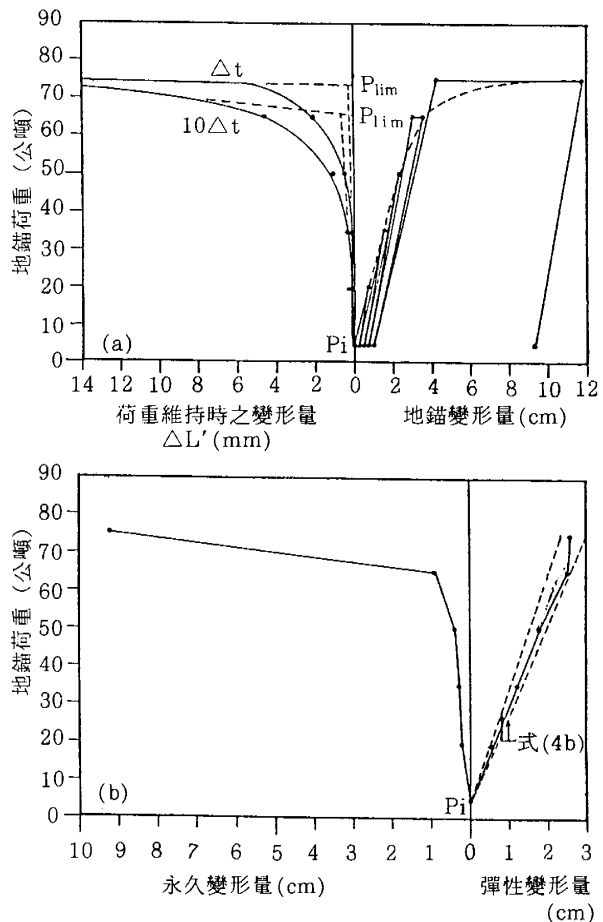
表四 FIP 規範規定之地錨試驗每荷重增量之單位維持位維持時間,  $\Delta t$

地盤類別	單位維持時間, $\Delta t$
岩層和砂土地盤	至少 5 分鐘
略帶黏性之砂土地盤和高度過壓密黏土地盤	至少 15 分鐘
正常壓密之黏土和黏土質粉土地盤	至少 180 分鐘



圖六 案例一之地質剖面圖

地錨之試驗結果分別以地錨變形量和荷重維持時間內地錨變形量 ( $\Delta L'$ ) 與地錨荷重之關係，以及地錨彈性變形量和永久變形量與地錨荷重之關係表示於圖七。從圖七 a 中維持  $10\Delta t$  後之地錨變形量與荷重之關係圖和圖七 b 之永久變形量與荷重之關係圖可求得地錨之降伏荷重為 50T；而由荷重維持時間內地錨變形量 ( $\Delta L'$ ) 與地錨荷重關係圖所求得之地錨限制荷重 ( $P_{lim}$ ) 為 66T。若依 F I P 規範之規定，則該地錨之最大容許工作荷重不可大於限制荷重之 90% (圖二)，即 60T。因此 F I P 規定之最大容許工作荷重要較地錨之降伏荷重為高，略顯不夠安全，但若將工作荷重限定在限制荷重之 75% 以下時，便可不超過地錨之降伏荷重。由上述之說明可知，限制荷重並不見得等於降伏荷重，但是因限制荷重之決定乃



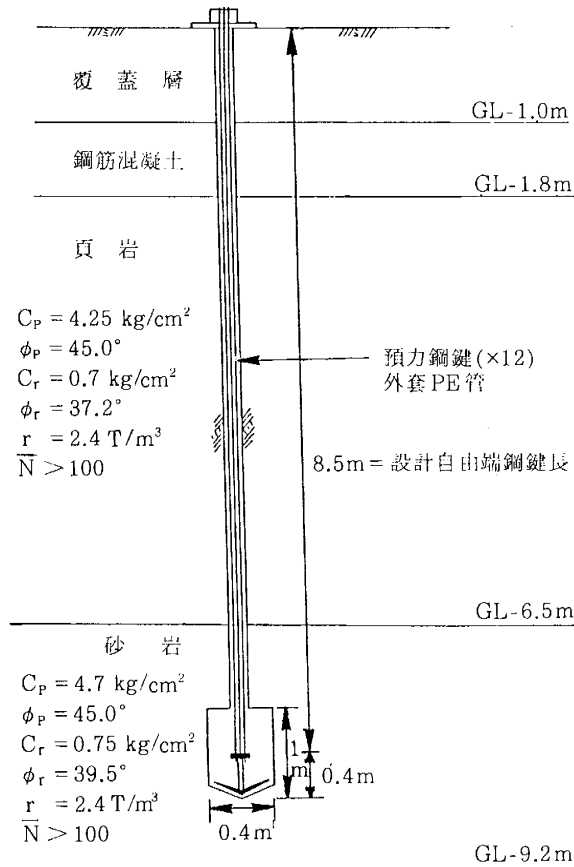
圖七 案例一之地錨試驗結果

是針對地錨錨碇部份之潛變行為而言，對於地錨所能提供之長期錨碇能力應是具有相當之參考價值。

從圖七 b 彈性變形量與地錨荷重之關係和式(1)可算出，地錨之有效鋼鍵自由端長  $L_{eff}$  為 9.6 公尺，符合式 (4 a) 壓力式地錨自由端長度之要求 ( $8.55m \leq L_{eff} \leq 10.45m$ )，顯示地錨之灌漿效果良好，且自由端充分保持預期之設計長度，將預力直接傳至錨碇端底部，未發現有明顯的鋼鍵摩擦阻力  $R$ 。

### 3.2 案例二

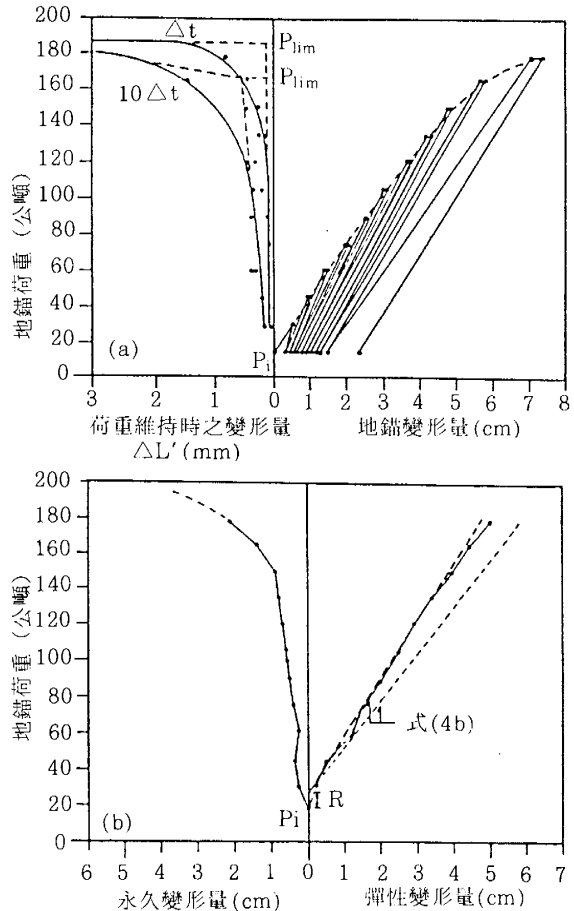
本試驗位置位於南投縣中寮鄉，地錨錨座部份在地表下 8 到 9 公尺之間，設計擴孔尺寸寸長為 1 公尺，直徑為 40 公分。地質狀況為破碎砂岩與頁岩之互層結構，地層剖面圖詳圖八。



圖八 案例二之地質剖面圖

如同案例一，本地錨試驗屬證明試驗，其目的在求取錨座地錨在此種地質條件下之極限抗拔力和錨碇端之限制荷重。因固定端位於破碎之砂岩地層，故單位荷重維持時間  $\Delta t$  取為 5 分鐘 (表四)。

由圖九之永久變形量與荷重關係曲線以及維持  $10\Delta t$  後之變形量與荷重關係曲線所得之降伏荷重均為 150T，而由  $10\Delta t$  荷重維持時間內之地錨變形量 ( $\Delta L'$ ) 與荷重之關係圖求得之地錨錨碇端限制荷重  $P_{lim}$  為 165 T 左右，依 F I P 規定：該地錨之最大容許工作荷重不可大於限制荷重之 90%，即 150 T，等於地錨之降伏荷重。但從  $\Delta L'$  與荷重之關係曲線來看，當荷重達 120 T 左右時， $\Delta L'$  便開始明顯的增加，因此似宜將工作荷重限制在 120 T 左右，以減少地錨因錨碇端潛變而導致之預力損失情形。而由



圖九 案例二之地錨試驗結果

案例一建議之工作荷重不可大於75%限制荷重之規定，本地錨之設計荷重應採124 T，恰能符合錨碇端潛變之考慮。

從圖九 b 彈性變形量與地錨荷重之關係可知，地錨之有效鋼鍵自由端長  $L_{eff}$  為 7.9 公尺，偏向式 (4 a) 之下限值。通常若因超灌而使鋼鍵自由端縮短時，超灌部份之鋼鍵會隨著荷重增加而逐漸與水泥漿體脫離，此時從彈性變形量所推算出來之自由端長，應有逐漸增加之現象，但這種現象在此並未發生，所以推測其原因可能是因安置鋼鍵時，靠近擴孔端之鋼鍵有扭曲在一起的情形發生，致使實測之有效自由端長較設計值為短，但仍在式 (4 a) 規定之範圍內 ( $7.7m \leq L_{eff} \leq 9.4m$ )。

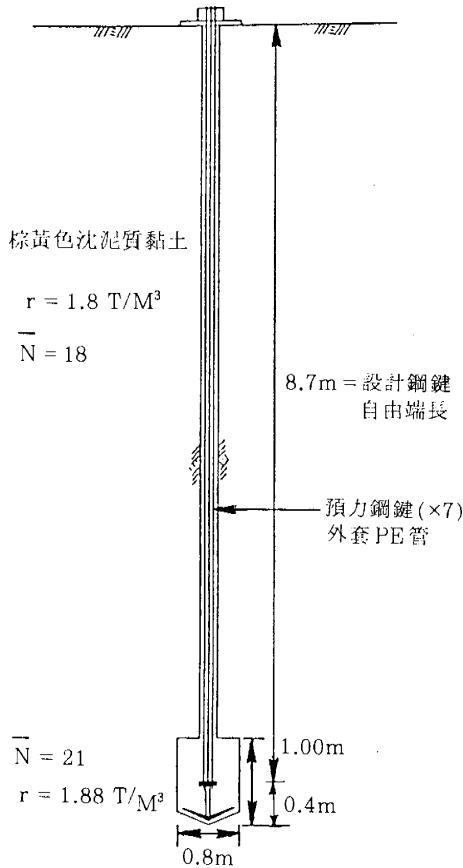
### 3.3 案例三

本案例為因地錨試驗過程之疏忽而造成之失敗例。基地位於台北縣林口鎮，地質狀

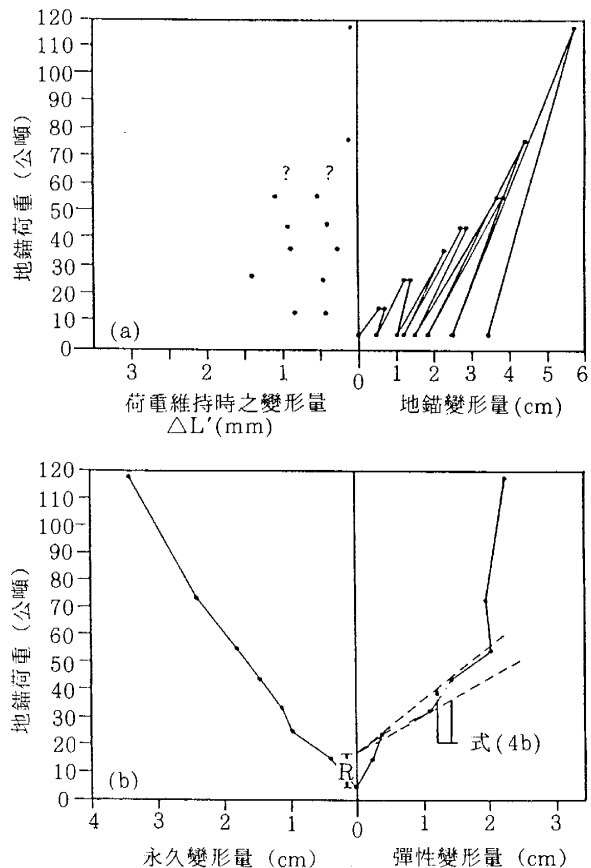
況主要為紅土和紅土礫石，地錨之設計全長為 9 公尺，擴孔長度為 1 公尺，直徑為 80 公分，鋼鍵自由端長為 8.7 公尺 (圖十)。

該地區之紅土在未浸水的狀況下屬於硬黏土，因此荷重維持時間  $\Delta t$  依 F I P 規範之規定應取 15 分鐘 (表四)。但因考慮在該維持時間下，每階段荷重維持時間必須長達 150 分鐘 ( $10\Delta t$ ) 之久，所以為求縮短試驗時間，乃規定當地錨在荷重維持期間之變形量 ( $\Delta L'$ ) 小於  $0.1mm/hr$  時，便可解壓回到初始荷重 (歐晉德, 1986)，其餘步驟均和 F I P 之現場適用性試驗相同。

從圖十一 a 可看出異常之地錨變形量與荷重之關係，通常荷重越大，所對應之變形量亦會跟隨著增大 (見圖七 a 和九 a)，但本地錨卻在荷重從 55 T 增至 75 T 時，地錨之變形增量呈減少之趨勢，而使得曲綫向上彎曲。若再參考圖十一 b 之彈性變形量與荷



圖十 案例三之地質剖面圖



圖十一 案例三之地錨試驗結果



重之關係時，則可明顯地看出當荷重超過55 T時，曲綫突然超出式(4 a)所規定之自由端上下限，而往自由端減短的方向偏離。這種現象表示拉綫千斤頂所施之拉力在55 T以後並未能完全地傳至錨碇端，而有部份之拉力消耗在自由端鋼鍵與他物之摩擦上。就本地錨而言，自由端未能自由地伸張之主因是承壓板因地表土壤之勁度不足，在試驗過程中發生了相當大量的沉陷，使得鋼鍵碰到承壓板，影響了鋼鍵的伸張所致。因此雖然試驗中所量得之地錨抗拔力幾達120 T，但實際上錨碇端之受力要遠較120 T為小。

一般而言，因施工精度不佳造成擋土壁體或承壓板卡住鋼鍵之情形經常發生，若只看拉綫千斤頂之施拉噸數而未能量測地錨變形量，可能會造成錯誤的荷重量測結果而不自知。張清秀和王文禮(1986)也曾提出因夾片摩擦鋼鍵而使得地錨拉拔力量測發生誤差之例子，若當時亦能量測地錨之變形量，當可由自由端鋼鍵實際伸長量與拉力不符之現象發現問題之所在。

### 3.4 地錨試驗應注意之要點

雖然從F I P規範之地錨拉拔試驗可以相當明確地了解地錨之錨碇行為，然而有些試驗細節在規範中並未指明，但若未加注意會對地錨行為之量測有相當大的影響，所以有必要在此提出說明：

(1)鋼鍵夾片陷入握綫器對變形量量測之影響：在地錨試驗之施拉過程中，夾片會隨鋼鍵受力之增加而逐漸陷入握綫器中，可是當拉力解回到初始荷重時，夾片卻無法回復到原來位置，因此若以握綫器相對拉綫千斤頂之變位量扣除承壓板之絕對下陷量視為地錨之變形量時，便導致永久變形量增加和鋼鍵彈性伸長量變小之誤差。因此為避免產生此種誤差，可直接量測鋼鍵露出拉綫千斤頂上端部份之絕對變位量，由此量得之變位量即是地錨真正的變形量(圖五)。但需注意測微錶之架設位置必須不受承壓板受壓下陷之影響。

(2)地表承壓板之沉陷影響：對一般之地錨背拉式擋土壁工程而言，現場適用性試驗有時在正式地錨工程開始之前即需進行，因此不見得有面積的擋土壁體可供承壓板之用。所以常需於地表以小面積鋼筋混凝土版、鋼板、或鋼軌等，當做地錨施拉之承壓板。

若地表土壤強度和勁度不夠或是承壓板面積不足，都會使承壓板在拉拔試驗中產生很大的不均勻沉陷，而使得拉綫千斤頂偏離了原先與鋼鍵共綫的位置。如此一來，便很容易地會有承壓板卡住鋼鍵的現象，使鋼鍵產生額外的摩擦力，減短了有效鋼鍵自由端之長度。因此現場承壓板之準備事關試驗成敗甚鉅，必須格外留心之。

(3)依F I P之規定，地錨試驗之初始荷重 $P_i$ 可定在 $0.1 \sim 0.2 P_p$ 之間，但從地錨變形量與荷重之關係或是永久變形量與荷重之關係(圖七和圖九)發現，若將 $P_i$ 定為 $0.1 P_p$ 時，則地錨往往因 $P_p$ 不足以將鋼鍵完全拉直或是將固定端頂端有些灌漿不確實之部份完全壓合，因此在低荷重時便會有過量的永久變形量產生。故建議 $P_i$ 值最好是取 $0.2 P_p$ 為佳。

## 四、建議事項

從現場之地錨試驗所得之經驗，在此提出三點建議以供國內地錨工程設計與施工之參考：

### 4.1 鎖定後預力損失與可再拉式錨頭之應用

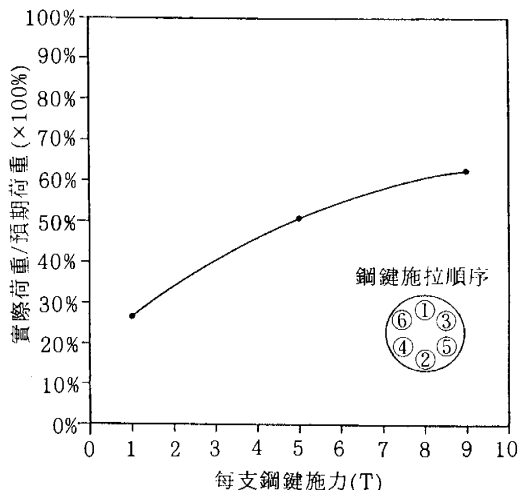
從上述之試驗中可知，當錨碇端受力達限制荷重之75%時，若維持試驗荷重 $10 \Delta t$ 時間，則地錨錨碇端所產生之潛變量 $\Delta L$ ，依地質狀況之不同其變化範圍可達鋼鍵自由端彈性變形量之1.7% (案例二)到7.5% (案例一)不等。換言之，在預力鎖定 $10 \Delta t$  (50分鐘)後，錨碇於沉泥質細砂中之地錨(案例一)就會有高達7.5%之預力損失。但是在 $10 \Delta t$ 之維持時間中，錨碇端之潛變量係隨着時間而逐漸減少，所以在一般

地錨拉綫作業中，若能將荷重維持幾個 $\Delta t$ 後再行鎖定，則因潛變而引起的預力損失當可減小。可是即使如此，恐怕也難滿足香港規範（1984）所要求的48小時內的預力損失必須在實際鎖定預力的2%以下，或是滿足Littlejohn（1970）所建議的鎖定24小時後預力損失不可超過5%，否則必須將預力提升回 $1.1 P_w$ （ $P_w$  = 工作荷重）之要求。

爲了克服錨碇端潛變所導致之預力減損現象，有些作法是將地錨的鎖定轉移拉力 $P$ 。提高爲設計荷重之 $1.1 \sim 1.2$ 倍，然而在塞孔鎖定作業中因鋼鍵夾片滑動而造成的預力損失即可達10%左右（見表五），若再加上易生潛變之地質條件，則此經驗值之可靠性仍有待進一步之確認。比較合理的作法是以較高之安全係數（FIP建議至少在 $2 \sim 3$ 之間）來設計錨碇端之尺寸，將錨碇端之變形量儘量限制在彈性的範圍內，以減少錨碇端周圍地盤之潛變情形。若在潛變嚴重的地區，FIP甚至建議安全係數取到3.5。

表五 鎖定前後地錨錨碇荷重損失之比較

地錨編號	1	2	3
鎖定前錨碇荷重	55.72T	39.37T	56.22T
鎖定後錨碇荷重	49.42T	36.05T	51.30T
損失百分比	11.3%	8.4%	8.8%



圖十二 單線施拉時格樑式擋土牆地錨之實際荷重與預期荷重之比值

另一種解決長期預力損失之作法是對永久地錨做長期的預力損失觀測。從上述現場試驗中發現若地錨尚未達其極限強度，則在固定荷重下，潛變之增加量係隨延時之增加而減少。因此若能配合可再拉式錨頭適時地將預力提高（註：Littlejohn(1970)建議預力損失量在鎖定預力之10%以內時可不用調整），則在相當時間後地錨之預力將可趨於穩定。就實用觀點而言，在地質狀況不是很堅實的地區進行地錨工程時，因無法確實掌握預力隨時間之損失量，可再拉式錨頭應是一項值得推廣之地錨配備。

#### 4.2 落實例行驗收試驗之執行

依FIP規範之規定，所有的永久性工作地錨都必須以1.5倍設計拉力來進行例行驗收試驗。若真能對每支地錨都從事例行驗收試驗，則雖然地錨工法迄今在理論與施工上均未臻完善，但至少可以保證每支地錨均有足夠之安全度，與其他未能逐一試驗之地工工法比較，應是屬於比較可靠的工法之一。事實上，例行驗收試驗所要求量測之數據，如：在最大試驗荷重 $P_p$ 的 $\Delta t$ 維持時間下的地錨變形量（ $\Delta L_p'$ ），有效鋼鍵自由端長（ $L_{\text{eff}}$ ），和永久變形量（ $\Delta L_{\text{perm}}$ ），對整個地錨施拉作業所增加的工作量並不多，但卻能提供良好的品質驗收效果，應該值得大力推廣。

#### 4.3 拉綫方式之影響

地錨之拉綫方式最好是以複綫千斤頂同時對所有的鋼鍵施拉，然而有許多時候，施工單位爲求拉綫工作之便利，常以單綫千斤頂對各鋼鍵逐條分段施拉，然後以各鋼鍵施力之總和當爲地錨之預力。可是根據以往之經驗得知，以單綫施拉方式所得之實際地錨荷重要低於各鋼鍵之施力總和。圖十二所示爲格樑式擋土牆之背拉地錨以單綫施拉方式施加預力時，實際地錨荷重和預期地錨荷重之比值。當每支地錨之施力為1T時，兩者之比值為0.25；直到每支鋼鍵之施力增爲9T時，比值才增至0.63，但仍是遠小於1。由此可見，以單綫施拉方式進行預力地錨之拉綫工作時，要特別注意到實際地錨荷重會比預期地錨荷重爲小的現象。

## 五、結語

本文提出FIP規範規定之現場地錨試驗為例之目的，除了檢討該地錨試驗方法在國內地錨工程之應用價值和試驗進行應注意之事項外，主要是希望藉此提供一個標準之試驗方法，為各種不同錨碇地層中之長短期地錨錨碇行為建立一套完整之觀測資料，然後以統計之方法定出適用於國內地質狀況與施工習性之參數，供日後地錨設計與理論研究之參考。

## 六、誌謝

本文所述之現場地錨試驗部份係由保利鑽探工程公司負責地錨施工，並協助試驗工作之進行，特此申謝。

## 參考文獻

- 張清秀、王文禮(1986)“預力地錨拉力實測之檢核與改善”，土工技術雜誌第14期，4月，第30~38頁。
- 歐晉德(1986)“地錨之設計基本理論及施工檢驗法”，土工技術雜誌第14期，4月，第4~15頁。
- BRIAN-BOYS, K. C. and HOWELLS, D. J. (1984) *Model Specification for Prestressed Ground Anchors*, Geotechnical Control Office Engineering Development Department, Hong Kong.
- FIP Commission on Practical Construction (1982) *Recommendations for the Design and Construction of Prestressed Concrete Ground Anchors* FIP Wexham Springs.
- LITTLEJOHN, G.S. (1970) "Soil Anchors", *Proc. of Ground Engg. Conf.*, ICE, London, pp.33-44.