



## 水庫壩體監測及檢測與安全診斷技術研發(1/3)

**Development of monitoring, non-destructive testing, and diagnosis  
techniques for dam safety (1/3)**



**主辦機關：經濟部水利署**

**執行單位：國立交通大學防災工程研究中心**

**中華民國九十五年十二月**

# 水庫壩體監測及檢測與安全診斷技術研發(1/3)

## 摘 要

台灣地區水庫常有許多監測儀器故障或監測數據缺乏有系統的回饋分析，使得監測系統未能發揮應有的角色；另一方面，壩體內部之監測點僅涵蓋整個壩體的極小部分，監測儀器又常有損壞情形，因此，有必要進一步研發提升監測與檢測技術，以強化水庫安全評估及平常安全檢查之落實。本計畫之目的在於研究改善水庫安全監測與檢測技術，以利建立壩體安全診斷系統。

監測技術改善研發第一年的工作重點是研發光纖光柵 (FBG) 水壓計及改良時域反射 (TDR) 錯動變形監測技術，FBG 與 TDR 分別利用光及電磁波對於傳輸線式傳感器進行感應，儀器主機在地面上，被動式傳感器監測技術具有耐久性、抗雷擊且可以一機多工及多點監測，較適合水庫長期安全監測。FBG 水壓計已完成差異/漸變感應式 FBG 壓力計及等週期式 FBG 壓力計兩種原型，後續將進行光纖水壓計的封裝與安裝設計及耐久性評估；TDR 錯動變形監測技術已完成纜線電阻對於變形量化影響的修正方法，並以簡易物理模型探討回填灌漿、材料互制及剪力帶寬度對於變形量化之影響，後續將改善物理模型的邊界效應，以確認變形量化分析的方法。

非破壞性檢測技術與精度之改良第一年工作重點是地電阻影像探測技術之施測與分析方法及不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方法。在施測上，以注入導電液的方式改進貫入式電極及非貫入式電極的施測品質，但僅對於淺層資料有所幫助，另外進行各種電極排列施測方式的重複性試驗；在資料分析上，以正算模式及靈敏度運算子探討地電阻探測的不確定性，此外，由於地層電阻率的絕對值同時受到地下水及地層種類的影響，本研究展示利用定期監測的方

式，以地電阻率的改變探討滲漏情形。本年度的實測案例包括新山、寶二及仁義潭 3 座土石壩及石門水庫廊道、大觀電廠及石岡壩 3 座混凝土結構。

土石壩滲漏問題之相關監測資料研判較為複雜，而現有混凝土壩之安全診斷一直未能充分利用地震儀資料以系統識別技術進行結構體完整性評估。本研究分別以鯉魚潭壩和新山壩為模擬對象進行土石壩滲漏問題之情境模擬分析，探討土石壩之壩體內一旦出現缺陷或裂縫時之滲流可能之異常問題。鯉魚潭壩屬於典型對稱良好之分區型土石壩，新山壩則是分區則屬非常不對稱之土石壩，經由詳細檢視各考慮情況下之滲流、孔隙水壓、水頭、與水力坡降等模擬結果，釐清可能出現的特殊異常現象，期能有助於監測儀器之佈置選擇與監測結果合理詮釋之參考。在混凝土結構受震系統識別，本年度建立混凝土拱壩結構之系統識別分析方法，利用強震儀實測之地表加速度及壩體振動反應歷時資料，識別拱壩結構之振動頻率與阻尼比，以追蹤研判受震後是否有異常變化的情況，作為壩體結構安全診斷之依據。

# **Development of Monitoring, Non-destructive Testing, and Diagnosis Techniques for Dam Safety (1/3)**

## **Abstract**

Malfunctions of monitoring system and lack of systematic feedback analysis from monitoring data are common problems for dam safety management in Taiwan. On the other hand, there is a great demand for effective non-destructive methods to examine the interior of the reservoir structures. The objectives of this study are to develop improved monitoring techniques, evaluate and improve non-destructive testing methods, and eventually established a more effective diagnosis system for dam safety.

In developing improved monitoring techniques, two types of FBG piezometers and quantitative monitoring of localized shear deformation by TDR were developed. Unlike conventional electronic transducers, FBG and TDR techniques are versatile up-hole pulsing methods in which transducers (i.e. the inserted sensing waveguides) require no electronic components and the system can be multiplexed. Such reflectometry systems possess both the mechanical reliability and electronic efficiency. The developed transducers are resistant to humidity, corrosion, and electric surge.

In non-destructive testing methods, this study was aimed at assessing the performance of ERT applied to the investigation of dam leakage. Several technical investigations were made to improve the testing accuracy and understand the uncertainty involved in ERT. Measurement repeatability of different electrode arrays was investigated to suggest a more reliable survey type for ERT monitoring. The results show that Wenner array is good for shallow depth measurements while Pole-Pole

array is suggested for deeper depth measurements. Forward model was used to simulate field measurements and gain insights on the resolution and uncertainty of the inverted resistivity tomograms. ERT surveys were conducted at several dams and compared with field observations and monitoring data. Electrodes were installed permanently at Shin-Shan earth dam for subsequent monitoring.

Interpretation of monitoring data for seepage-related problems in earth dams are complex. This project made use of numerical simulations to investigate unusual earth dam responses associated with internal seepage regarding defects occurred within or under the earth dam. Li-Yu-Tan Dam and Sin-San Dam, respectively, were taken as typical examples to represent a well symmetrical and a poorly symmetrical zoned earth dam. The features in the response of seepage problems for these two types of zoned earth dam are distinctive. Critical seepage flow, pore water pressure, water head, and hydraulic gradient, for each case were examined and deliberated to identify crucial signs that can be helpful for the planning of instrumentation locations and for the interpretation of monitored data.

Data from seismographs has not been effectively used to evaluate the integrity of concrete dams after major earthquakes. The system identification method for the concrete arch dams was established. By using the seismometer-recorded ground excitation and vibration response time history data of the arch dam, the vibration frequency and damping ratio of the arch dam can be identified to determining if there is any unusual change of the dam's dynamic characteristics. The identified results can be used as the basis of the safety diagnosis of the dam.

## 結論與建議

### 一、結論

計畫預計以三年為期研究改善水庫安全監測與檢測技術，並研擬壩體安全診斷系統，計畫主要探討重點包括：(1) 先進傳輸線式監測技術之研發；(2) 非破壞性檢測技術與精度之改良；(3) 壩體安全診斷系統之研擬。本年度除階段性完成改良式水壓計與錯動變形監測技術研發及電探技術在壩體應用與改良之研究，為了最終能研擬一合理的壩體安全診斷系統，進行土石壩滲漏問題之情境數值模擬及混凝土拱壩受震後之系統識別分析，以充分利用如水壓與地震觀測等較無法直接判讀的監測資料。依據今年度工作項目，其初步研究成果概述如下：

#### 光纖光柵水壓計之研發

1. FBG 水壓計以 FBG 作為應變感應器量測水壓計內部金屬膜因外在水壓所產生之應變，本年度所研發的水壓傳感器有兩種：差異/漸變感應式壓力計及等週期式 FBG 壓力計。
2. 差異/漸變感應式具有不受溫度影響的優點，但其直徑在 30mm 以上，無法放入常用之開口式立管，較適用於新設立的封層式水壓計，具有與測傾管整合安裝的優點。
3. 等週期式 FBG 水壓計直徑小，且線性度與靈敏性較差異/漸變感應式設計更為理想，但需要利用 dummy FBG 進行溫度補償。
4. 現有 FBG 解讀儀可以辯解 1pm 波長之變化，本計畫所研發之設計標定結果顯示，量測範圍在 250 至 300kPa 之 FBG 壓力感測器其對應之波長變化在 1600 至 2000pm 之間，因此其解析度約在 0.015 至 0.020kPa 之間，已可充分滿足現場水壓量測之需求。

## 時域反射 (TDR) 錯動變形監測技術之改良

1. TDR 錯動變形監測技術的改良主要在探討影響以 TDR 反射訊號量化錯動變形量的因子，包括纜線電阻、材料互制及剪力帶寬度。
2. 本年度完成可考慮纜線電阻影響之 TDR 模型，能有效且適當地描述纜線電阻的影響，然而求取外在變形量  $\delta$  與特徵阻抗關係所需反算模擬相對複雜，利用上述電磁波傳模型衍生的簡易纜線電阻修正法，可提供更快速便利的纜線電阻修正，應用於工程實務。
3. 本研究另設計製作一較可模擬現地實際情境的剪力盒，利用剪力試驗掌握材料互制及剪力帶寬度如何影響 TDR 反射訊號。試驗結果顯示隨著土壤材料相對軟弱或剪力帶寬度增加，對應啟動位移量  $\delta_0$  增加，但纜線的靈敏度  $S$  仍約略為常數，事實上，若靈敏度不受現地條件影響，將有助於簡化現地應用難度，此一結果提供了 TDR 錯動變形監測新發現與新思維。
4. 試驗結果顯示灌漿比周圍土壤堅硬並不會減弱 TDR 反應。受剪時，在剪力面附近的張力裂縫可以產生灌漿圓柱的弱帶，傳遞外在滑動變形至纜線。因此，在纜線周圍具有灌漿保護實際上使纜線變形容易受滑動變形。確認灌漿比纜線足夠堅硬應該是比較實務的考量。
5. 本試驗採用較硬的固狀(solid)外導體纜線，較不易造成纜線變形，但仍可獲得良好成果。雖然如此，對於過軟的土壤，可能需要使用網狀外導體纜線配合堅硬的灌漿才可達到較小的初始啟動量。
6. 本研究所設計之手動剪力盒尺寸較小，有邊界效應的疑慮，建議未來製作一大型剪力盒，進一步確認上述結論，並研究可提早偵測滑動面發生的訊號分析方法。

## 非破壞性監測技術改良研究

1. 本年度完成地電阻影像探測技術之施測與分析方法改良及不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方法，本年度的實測案例包括新山、寶二及仁義潭 3 座土石壩及石門水庫廊道、大觀電廠及石岡壩 3 座混凝土結構。
2. 在施測上，以注入導電液的方式改進貫入式電極及非貫入式電極的施測品質，結果顯示以硫酸銅導電液的效果最佳，但僅對於淺層資料有所幫助。另外進行各種電極排列施測方式的重複性試驗，結果發現現場進行資料收錄時，第一次收錄的資料可能受到介電極化的影響，資料品質較差，為了確保得到較佳的量測資料，建議每次收錄資料時先施測一組測試組。
3. 在各種電極排列方式的重複性方面，試驗結果顯示 Wenner 與 Pole-Pole 的重複性較佳，因此在淺層的監測時建議使用 Wenner，深層的監測建議使用 Pole-Pole 排列方式。
4. 在資料分析上，可利用正算模式及靈敏度運算子探討地電阻探測的不確定性，利用靈敏度剖面可以掌握反算分析不確定高的區域，避免資料的過度解讀，而正算模擬可以建構較符合物理現象的模型，與現地施測資料比較進行綜合評估。
5. 由於地層電阻率的絕對值同時受到地下水及地層種類的影響，本研究以新山水庫為例，展示利用定期監測的方式，以地電阻率的改變探討滲漏情形。
6. 非破壞性檢測方法的選用準則可參考本研究及國際使用經驗及已建立之 ASTM 準則，擬以建立不同破壞模式可選用之非破壞性檢測對應表，繼由非破壞性檢測方法的特性考量壩體條件後進行檢測方法之選定。透過兩階段式的考量過程，便利管理者進行決策



並有效掌握所需之技術。

### 土石壩滲漏問題之數值模擬

1. 對稱良好之分區型土石壩與非常不對稱之土石壩，具內部缺陷下所出現異常滲流行為可能迥異。
2. 本研究先以鯉魚潭壩為對稱良好分區型土石壩範例，藉數值分析模擬不同缺陷下可能出現之滲漏相關問題，模擬結果顯示：
  - (1) 若壩體存在橫向水平裂縫，即使已發展至心層中央，滲流增加仍有限，實務監測上恐難以判斷。局部區域孔隙水壓監測值則會異常升高，若監測儀器布置合宜，應有機會察覺異狀。
  - (2) 垂直裂縫影響壩體滲流量影響較小，但對於滲流路徑之影響較大，導致垂直裂縫後方心層因垂直裂縫失去阻水效果。
  - (3) 基礎交界面處理極端不良下，交界面之滲流襲奪大部分原來流經壩體之滲流量。孔隙水壓分佈則無明顯差異。
  - (4) 當濾層阻塞，可能造成壩心滲出水路必須繞出濾層，使部份下游殼層濕潤。壩心於近濾層阻塞處孔隙水壓局部範圍顯著升高，近濾層阻塞段之孔隙水壓計應可反應其異常。
  - (5) 當隔幕灌漿局部失效時，原先必須繞過隔幕灌漿的滲流路徑，密集流線集中穿過灌漿局部失效處，使得滲流量上升接近沒有隔幕灌漿時情形。一旦隔幕灌漿失效（破裂）時孔隙水壓有明顯變化，附近有水壓計應可測出此明顯變化。
3. 本研究復以新山壩加高後之壩體為例，探討典型極不對稱型土石壩體可能出現之特殊滲漏相關問題，模擬結果顯示：
  - (1) 新山壩濾層形式特殊，當水位高過加高前壩高度，在新心層下方產生濕潤區，當水位逐漸提高，此濕潤區逐漸擴大。

- (2) 假若新舊心層交界面水密性極不足，在「 $\lt$ 」形濾層條件下，浸潤面可能進入下游殼層，有不利影響
  - (3) 假設濾層堵塞，由心牆滲出之滲流水將繞過堵塞區域進入下游殼層，隨後再進入下方濾層，可能造成局部區域濕潤。
4. 根據上述模擬結果，歸納幾點監測與壩體安全評估相關建議：
- (1) 對稱良好之分區型土石壩與非常不對稱之土石壩，滲流之行為迥異，安全評估應該注意。
  - (2) 布置監測儀器位置可參考容易出現異常水壓或異常現象處。
  - (3) 壩體安全評估宜善用監測結果，不妨比照數值模擬分析結果研判異常水壓的特徵，據以研判可能異常原因。
  - (4) 極不對稱之土石壩若在壩心與濾層具有過大的轉折角，壩體阻水能力可能較難完善，宜盡量避免。
5. 土石壩體破壞扣除溢頂與附屬結構之破壞模式，其餘幾乎絕多屬滲流相關者，零星剩下之邊坡破壞案例則十分有限。而壩體出現邊坡破壞通常較有跡可尋，譬如會出現裂面（可能為滑動面頭部）、下陷、隆起（可能為滑動面趾部），也甚易於經由壩面變形或壩體埋置的測傾管數據直接發現，破壞模式之研判較為單純較不需藉由情境模擬的手段推測可能出現之問題。

#### 混凝土拱壩地震行為之系統識別分析

1. 本年度進行翡翠水庫及德基水庫混凝土拱壩結構之系統識別分析，首先建立系統識別分析程式，隨後利用強震儀實測之地表輸入資料及壩體輸出資料識別拱壩結構之振動頻率，俾便瞭解壩體之動力特性是否有異常變化的情況及歷次地震分析結果之差異程度，以評估系統識別模式應用於壩體安全診斷之可行性。

2. 翡翠水庫之識別結果顯示，拱壩之振動頻率有隨著水位愈高而降低的趨勢，分析結果之趨勢合理，且拱壩之振動頻率與相關文獻所得之結果差異不大(小於 10%)，顯示壩體之振動特性於歷次地震事件後並無顯著的變化，拱壩應無結構性的損傷。
3. 德基水庫之分析結果顯示，強震儀記錄之資料檔案並非習用之文字資料格式(為擷取系統儲存之原始碼格式)，因此無法取得歷時資料並進一步進行系統識別分析。本案建議管理單位可嘗試將原始檔案轉成加速度歷時資料(ASCII 格式)，或請設備廠商提供轉檔的協助。若係因擷取系統較為老舊所致，則可視情況逐步更新強震儀及其資料擷取系統，以記錄拱壩於地震下之加速度歷時反應，將有助於掌握拱壩之動力特性與相關安全評估及診斷作業之進行。

## 二、建議

本計畫之目的在於研究改善水庫安全監測與檢測技術，並針對較無法直接判讀的監測資料做進一步的應用研究，期最終能夠研擬一合理的壩體安全診斷系統，基於第一年度工作成果，茲將第二年後續之工作項目建議如下：

### 1. 先進傳輸線式監測技術之研發

- (1) 光纖水壓計的封裝與安裝設計及耐久性評估。
- (2) 光纖、TDR 監測技術多工化與自動化擷取系統之整合。
- (3) 建立大型 TDR 受剪物理模型與變形率定關係，並研究可提早偵測滑動面發生的訊號分析方法。

### 2. 非破壞性檢測技術之應用與改良研究

- (1) 震波檢測技術改良，探討如何提昇表面波震測空間解析度及探測深度，以及多次模態與地形效應之影響與對策。
- (2) 不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方法雛型建立。

### 3. 壩體安全診斷系統研究

混凝土重力壩地震儀資料系統識別分析，並以 1-2 座混凝土重力壩為例，建立以地震儀資料進行混凝土壩系統識別之安全診斷分析方法。

### 4. 水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關教育訓練

# 水庫壩體監測及檢測與安全診斷技術研發(1/3)

## 目錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	III
結論與建議 .....	V
目錄 .....	X II
表目錄 .....	X V
圖目錄 .....	X VII
第一章 計畫緣起及目的 .....	1-1
第二章 計畫工作項目 .....	2-1
第三章 先進傳輸線式監測技術之研發 .....	3-1
3.1. 現有監測技術檢討 .....	3-1
3.2. 光纖光柵水壓計之研發 .....	3-2
3.2.1. 光纖訊號傳輸原理 .....	3-3
3.2.2. 光纖感測簡介及分類 .....	3-5
3.2.2.1. 光纖傳感器的分類 .....	3-5
3.2.2.2. 多工光纖感測系統 .....	3-6
3.2.2.3. 光纖光柵感測 .....	3-6
3.2.2.4. 均勻應變與 FBG 波峰改變關係 .....	3-8
3.2.2.5. 溫度與波長改變關係 .....	3-9
3.2.2.6. 漸變 FBG 與波峰寬度之關係 .....	3-10
3.2.3. 現有光纖壓力量測技術 .....	3-11
3.2.4. 交通大學光纖光柵壓力感測器之研發 .....	3-19
3.2.5. 現地安裝水壓計的初步構想與規劃 .....	3-25
3.3. TDR 錯動變形監測技術改良與初步測試 .....	3-28

3.3.1.	TDR 錯動變形監測原理 .....	3-30
3.3.2.	纜線電阻修正研究 .....	3-32
3.3.3.	簡易纜線電阻修正法 .....	3-36
3.3.4.	材料互制與剪力帶室內模擬 .....	3-38
3.3.5.	初步結論 .....	3-42
第四章	非破壞性檢測技術與精度之改良 .....	4-1
4.1.	地電阻影像探測在滲漏檢測技術改良 .....	4-1
4.1.1.	地電阻影像探測基本原理 .....	4-2
4.1.2.	地電阻影像探測於現地施測改良 .....	4-4
4.1.3.	土石壩體實際應用案例 .....	4-21
4.1.4.	混凝土壩體實際應用案例 .....	4-38
4.1.5.	地電阻影像探測於資料分析之改良 .....	4-45
4.2.	非破壞性檢測技術之適用性評估方法 .....	4-57
4.2.1.	與壩體潛在破壞模式有關之物理性質 .....	4-57
4.2.2.	合於壩體適用之非破壞性檢測方法 .....	4-60
4.2.3.	壩體安全非破壞性檢測技術評估方法之雜議 .....	4-64
第五章	壩體安全診斷系統之建立 .....	5-1
5.1.	壩體問題收集分類與原因探討分析 .....	5-1
5.2.	土石壩滲漏問題之數值模擬 .....	5-19
5.2.1.	數值模擬工具介紹 .....	5-19
5.2.2.	鯉魚潭壩滲流分析 .....	5-22
5.2.2.1.	鯉魚潭壩理想狀態滲流模擬 .....	5-26
5.2.2.2.	橫向裂縫對壩體行為影響模擬 .....	5-30
5.2.2.3.	垂直裂縫對壩體行為影響模擬 .....	5-42
5.2.2.4.	基礎交界面處理不良之影響 .....	5-47

5.2.2.5. 濾層堵塞或截斷之影響 .....	5-49
5.2.2.6. 基礎(隔幕灌漿失效)之影響 .....	5-54
5.2.3. 新山壩滲流分析 .....	5-59
5.2.3.1. 新舊心層交界面模擬 .....	5-65
5.2.3.2. 曲折濾層堵塞模擬 .....	5-68
5.3. 混凝土拱壩結構受震之系統識別 .....	5-72
5.3.1. 系統識別之理論介紹 .....	5-81
5.3.1.1. 含噪音系統模型與預測誤差 .....	5-83
5.3.1.2. 遞迴預測誤差法 ( Recursive Prediction Error Method) .....	5-84
5.3.2. 時域分析 .....	5-85
5.3.3. 頻域分析 .....	5-99
5.3.4. 翡翠水庫之系統識別分析 .....	5-111
5.3.5. 德基水庫之系統識別分析 .....	5-115
第六章 水庫壩體監測及檢測與安全診斷教育訓練 .....	6-1
參考文獻 .....	參-1
附錄一 評選簡報審查意見及辦理情形 .....	附-1
附錄二 期初簡報審查意見及辦理情形 .....	附-2
附錄三 期中簡報審查意見及辦理情形 .....	附-6
附錄四 期末簡報審查意見及辦理情形 .....	附-14

## 表目錄

表 3.1 傳統水壓計與新發展 FBG 水壓計之初步比較 .....	3-27
表 3.2 土壤材料相關參數 .....	3-40
表 3.3 傳統測傾管監測技術與新發展 TDR 錯動變形監測技術初步比較.....	3-44
表 4.1 傳統灌入式電極於檢測上改良方法 .....	4-5
表 4.2 測線中點處鑽探孔之地層描述 .....	4-10
表 4.3 導電液與水反算後之 RMS 誤差比較-Wenner .....	4-11
表 4.4 非侵入式電極檢測上改良方法 .....	4-12
表 4.5 新山水庫測線 A (壩頂) 施測參數 .....	4-22
表 4.6 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 施測參數.....	4-26
表 4.7 寶二水庫測線 A (壩頂) 施測參數 .....	4-28
表 4.8 寶二水庫測線 B (下游面平台) 施測參數.....	4-30
表 4.9 寶二水庫測線 C (壩基) 施測參數.....	4-31
表 4.10 寶二水庫測線 D (右壩座) 施測參數 .....	4-32
表 4.11 寶二水庫測線 E 施測參數 .....	4-33
表 4.12 2005 年與 2006 年仁義潭壩基測線 .....	4-35
表 4.13 壩頂測線 (測線 A) 之測線監測參數 .....	4-37
表 4.14 石岡壩溢洪道 9 號閘門測線施測參數 .....	4-39
表 4.15 大觀電廠廊道測線施測參數 .....	4-41
表 4.16 2005 年與 2006 年大觀發電廠溢洪道廊道施測結果比較	4-42
表 4.17 石門水庫溢洪道測線施測參數 .....	4-43
表 4.18 2005 年與 2006 年石門水庫溢洪道施測結果比較 .....	4-44
表 4.19 與混凝土壩潛在破壞模式有關之物理量 .....	4-58
表 4.20 與土石壩潛在破壞模式有關之物理量 .....	4-60



表 4.21 非破壞性檢測方法提供之資訊 .....	4-63
表 4.22 施測條件.....	4-63
表 5.1 混凝土壩意外分類及破壞原因(ICOLD 1984) .....	5-3
表 5.2 土石壩意外分類及破壞原因(ICOLD 1984) .....	5-5
表 5.3 土石壩破壞統計 ( Foster 2000 ).....	5-11
表 5.4 土石壩材料分區滲透係數(參考鯉魚潭水庫管理局,1995) ..	5-25
表 5.5 不同蓄水位下滲流量之變化 .....	5-27
表 5.6 裂縫一長度對於滲流之影響 .....	5-33
表 5.7 裂縫二長度對於滲流之影響 .....	5-33
表 5.8 橫向裂縫滲透係數對滲流之影響 .....	5-42
表 5.9 垂直裂縫對滲流量之影響 .....	5-44
表 5.10 基礎交界面處理不良對滲流量之影響 .....	5-48
表 5.11 新山水庫壩體材料之滲透係數 .....	5-59
表 5.12 新山水庫水位高低變化的影響 .....	5-61
表 5.13 新舊心層交界面滲透係數與滲流量之關係 .....	5-67
表 5.14 強震儀規格及設置高程 .....	5-80
表 5.15 各測站之加速度峰值統計 (單位:gal).....	5-86
表 5.16 五次地震事件之強震儀峰值及水庫水位記錄表 .....	5-119
表 6.1 水庫壩體監測及檢測與安全診斷教育訓練講員簡歷 .....	6-2
表 6.2 水庫壩體監測及檢測與安全診斷教育訓練課程時間表 .....	6-4
表 6.3 教育訓練綜合討論意見及建議 .....	6-5

## 圖目錄

圖 3.1 光纖構造 .....	3-3
圖 3.2 光纖中的光傳播 .....	3-5
圖 3.3 FBG 量測原理示意圖.....	3-7
圖 3.4 FBG 感測器量測原理示意圖.....	3-8
圖 3.5 光纖光柵內連續遞增之漸變應變 .....	3-10
圖 3.6 連續遞增之漸變應變所產生 FBG 尖峰波長寬度之改變 ....	3-10
圖 3.7 使用薄膜反射光強度調解壓力 (摘自 Rao et al., 1994) ..	3-11
圖 3.8 FBG 針孔式壓力計 (摘自詹凱博, 2004) .....	3-11
圖 3.9 裸光纖光柵壓力感測器(摘自 Raman, 1999).....	3-12
圖 3.10 以聚合物為外襯之光纖光柵壓力感測器(摘自 Zhang et al., 2001).....	3-12
圖 3.11 球狀玻璃為外殼之光纖光柵壓力感測器(摘自 Xu et al., 1996) .....	3-13
圖 3.12 以聚合物為內襯之光纖光柵壓力感測器(摘自 Zhang et al., 2001).....	3-13
圖 3.13 側壓式壓力感測計(摘自 Sheng et al., 2004).....	3-14
圖 3.14 不同聚合物封裝之光纖光柵壓力感測器(摘自 Liu et al., 2000) .....	3-15
圖 3.15 微型光纖光柵壓力感測器(摘自 Heo et al., 2005).....	3-15
圖 3.16 巴登管式光柵壓力感測器(摘自 Kojima et al., 2003).....	3-16
圖 3.17 雙光纖光柵懸臂式壓力感測器(摘自 Zhao et al., 2004) .....	3-17
圖 3.18 CFBG 感測器裝置示意圖(摘自 Dong et al., 2005) .....	3-17
圖 3.19 CFBG 感測器的反射頻譜圖(摘自 Dong et al., 2005) .....	3-18
圖 3.20 Fabry-Perot 壓力感測器示意圖(摘自 Rao et al., 1994).....	3-18
圖 3.21 D/C-FBG 感測器之設計示意圖 .....	3-20

圖 3.22	FBG 黏貼方法示意圖.....	3-21
圖 3.23	D/C-FBG 壓力計實體.....	3-23
圖 3.24	差異設計壓力感測器在三種溫度下之標定結果.....	3-23
圖 3.25	等週期波長式 FBG 水壓計構造示意圖.....	3-24
圖 3.26	等週期波長式 FBG 水壓計實體照片.....	3-24
圖 3.27	等週期波長式 FBG 水壓計標定結果.....	3-25
圖 3.28	與傾斜管或用波浪管配合使用之 D/C-FBG 壓力計設計	3-25
圖 3.29	構想中之 D/C-FBG 壓力計現場安裝.....	3-26
圖 3.30	TDR 儀器元件簡圖.....	3-29
圖 3.31	TDR 變形錯動感測器原理示意圖.....	3-31
圖 3.32	纜線電阻影響與模擬結果比較 (10 公尺 RG58A/U 延長線) .....	3-33
圖 3.33	(a) 試驗實際照片(b) 對應的反算模型.....	3-35
圖 3.34	(a) 外在變形量 $\delta$ 與 TDR 反射訊號大小 $\rho_{peak}$ 關係圖 (b) 外在 變形量 $\delta$ 與特徵阻抗關係圖.....	3-36
圖 3.35	(a)簡易纜線電阻修正法所得影響曲線圖，(b)修正結果比較 .....	3-38
圖 3.36	室內試驗剪力盒設計與相關參數.....	3-41
圖 3.37	各材料相對強度曲線.....	3-41
圖 3.38	(a)材料互制與(b)剪力帶寬模擬試驗結果.....	3-42
圖 3.39	網狀編織外導體纜線 RG8 與 P3-500 初始啟動值之比較	3-42
圖 4.1	地電阻影像探測的各種排列方式.....	4-3
圖 4.2	地電阻影像探測施測示意圖.....	4-3
圖 4.3	仁義潭水庫壩基測線.....	4-4
圖 4.4	改良電極測線配置圖與施測示意圖.....	4-6
圖 4.5	Wenner 資料層數 $n=1$ 時的變異係數.....	4-7

圖 4.6	Wenner 資料層數 $n=2$ 時的變異係數.....	4-7
圖 4.7	Wenner 資料層數 $n=3$ 時的變異係數.....	4-8
圖 4.8	Wenner 資料層數 $n=4$ 時的變異係數.....	4-8
圖 4.9	Wenner 資料層數 $n=5$ 時的變異係數.....	4-9
圖 4.10	Wenner 資料層數 $n=6$ 時的變異係數.....	4-9
圖 4.11	Wenner 資料層數 $n=7$ 時的變異係數.....	4-10
圖 4.12	加入導電液 $\text{CuSO}_4$ 溶液反算後的結果-Wenner.....	4-11
圖 4.13	加入導電液 $\text{NaCl}$ 溶液反算後的結果-Wenner.....	4-11
圖 4.14	加入水溶液反算後的結果-Wenner.....	4-11
圖 4.15	石門水庫廊道測線 .....	4-12
圖 4.16	非侵入式電極施測示意圖 .....	4-13
圖 4.17	Wenner 資料層數 $n=1$ 時的變異係數.....	4-14
圖 4.18	Wenner 資料層數 $n=2$ 時的變異係數.....	4-14
圖 4.19	Wenner 資料層數 $n=3$ 時的變異係數.....	4-15
圖 4.20	Wenner 資料層數 $n=4$ 時的變異係數.....	4-15
圖 4.21	Wenner 資料層數 $n=5$ 時的變異係數.....	4-16
圖 4.22	Wenner 資料層數 $n=6$ 時的變異係數.....	4-16
圖 4.23	地電阻多次重複量測的比較 .....	4-17
圖 4.24	Dipole-Dipole 重複性試驗結果 .....	4-19
圖 4.25	Wenner 重複性試驗結果.....	4-20
圖 4.26	Pole-Dipole 重複性試驗結果.....	4-20
圖 4.27	Pole-Pole 重複性試驗結果.....	4-21
圖 4.28	新山水庫測線規劃圖 .....	4-22
圖 4.29	新山水庫測線 A (壩頂) 施測情形 .....	4-23
圖 4.30	新山水庫測線 A (壩頂) 地電阻影像剖面- Wenner.....	4-23

圖 4.31 新山水庫測線 A(壩頂)地電阻影像剖面-Wenner-Schlumberger	4-23
圖 4.32 新山水庫下游殼層監測孔位配置圖	4-24
圖 4.33 殼層測線剖面與水壓計孔位位置	4-25
圖 4.34 新山水庫壩頂與殼層測線地電阻剖面的相對高程位置 (2.5 維)	4-25
圖 4.35 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 施測情形	4-26
圖 4.36 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 地電阻影像剖面-Wenner	4-26
圖 4.37 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 地電阻影像剖面-Wenner-Schlumberger	4-27
圖 4.38 寶二水庫測線規劃圖	4-27
圖 4.39 寶二水庫壩頂測線施測情形	4-29
圖 4.40 寶二水庫壩頂測線地電阻影像剖面-Wenner	4-29
圖 4.41 寶二水庫壩頂測線地電阻影像剖面-Pole-Dipole	4-29
圖 4.42 寶二水庫下游面平台測線施測情形	4-30
圖 4.43 寶二水庫下游面平台測線地電阻影像剖面-Wenner	4-30
圖 4.44 寶二水庫壩基測線施測情形	4-31
圖 4.45 寶二水庫壩基測線地電阻影像剖面-Wenner	4-32
圖 4.46 寶二水庫側視圖	4-32
圖 4.47 寶二水庫右壩座測線地電阻影像剖面-Wenner	4-33
圖 4.48 寶二水庫測線 E 地電阻影像剖面-Wenner	4-34
圖 4.49 寶二水庫地電阻剖面的相對高程位置 (3 維)	4-34
圖 4.50 2005 年與 2006 年仁義潭壩基測線擬似電阻率剖面比較	4-35
圖 4.51 2005 年與 2006 年仁義潭壩基測線地電阻剖面比較	4-36
圖 4.52 壩頂測線 (測線 A) 監測示意圖	4-37

圖 4.53 壩頂測線（測線 A）現地監測之電極棒 .....	4-37
圖 4.54 監測自動化示意圖 .....	4-38
圖 4.55 石岡壩 9 號閘門溢洪道修補情形與測線位置 .....	4-39
圖 4.56 石岡壩溢洪道 9 號閘門施測情形 .....	4-40
圖 4.57 石岡壩溢洪道 9 號閘門地電阻影像剖面-Wenner .....	4-40
圖 4.58 2005 年與 2006 年大觀電廠廊道測線擬似電阻率剖面比較 .....	4-42
圖 4.59 2005 年與 2006 年大觀電廠廊道測線地電阻剖面比較 ...	4-42
圖 4.60 2005 年與 2006 年石門水庫溢洪道廊道擬似電阻率剖面比較 .....	4-44
圖 4.61 2005 年與 2006 年石門水庫溢洪道廊道測線地電阻剖面比較 .....	4-44
圖 4.62 地質材料的電阻率分佈範圍 Loke (2003) .....	4-45
圖 4.63 正算模擬的流程圖 .....	4-46
圖 4.64 石門廊道正算軟體所假設的電阻率分佈情形 .....	4-46
圖 4.65 石門廊道正算軟體與現地量測的擬似電阻率剖面 .....	4-47
圖 4.66 石門廊道正算軟體與現地量測的反算結果比較 .....	4-48
圖 4.67 新山水庫正算軟體所假設的電阻率分佈情形 .....	4-49
圖 4.68 新山水庫擬似電阻率剖面之比較 .....	4-49
圖 4.69 新山水庫正算軟體與現地量測的反算結果比較 .....	4-50
圖 4.70 新山水庫反算結果-05 年 7 月~05 年 11 月 .....	4-51
圖 4.71 新山水庫反算結果-05 年 12 月~06 年 5 月 .....	4-52
圖 4.72 新山水庫降雨量與水位 .....	4-53
圖 4.73 新山水庫差異百分比-使用 RES2DINV Time-lapse inversion .....	4-54
圖 4.74 新山水庫差異百分比-使用 RES2DINV Time-lapse inversion	

.....	4-55
圖 4.75 地電阻剖面網格與資料點示意圖 .....	4-56
圖 4.76 新山水庫殼層測線 B 靈敏度剖面.....	4-56
圖 4.77 石門廊道靈敏度剖面 .....	4-57
圖 5.1 混凝土壩示意圖及各部名稱.....	5-14
圖 5.2 拱壩型式 .....	5-15
圖 5.3 Hoover 拱壩照片 .....	5-16
圖 5.4 混凝土壩常見之開裂位置 .....	5-18
圖 5.5 Malpasset 水庫拱壩破壞照片 .....	5-18
圖 5.6 庫區邊坡滑落 .....	5-18
圖 5.7 混凝土表面因洩洪、排砂之侵蝕導致鋼筋嚴重裸露 .....	5-18
圖 5.8 混凝土表面有風化及白華的現象 .....	5-19
圖 5.9 鯉魚潭水庫網格 .....	5-25
圖 5.10 鯉魚潭水庫之分區 .....	5-25
圖 5.11 滲流量累積斷面示意圖 .....	5-25
圖 5.12a 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之孔隙水壓分佈 .....	5-28
圖 5.12b 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之總水頭分佈 .....	5-28
圖 5.12c 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之飽和度分佈 .....	5-28
圖 5.13a 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之孔隙水壓分佈 .....	5-29
圖 5.13b 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之總水頭分佈 .....	5-29
圖 5.14 假設橫向裂縫位置 .....	5-32
圖 5.15 裂縫一長度對於滲流比之影響 .....	5-34
圖 5.16 裂縫二長度對於滲流比之影響 .....	5-34
圖 5.17a 裂縫一長度比 0.00 時孔隙水壓分佈 .....	5-35
圖 5.17b 裂縫一長度比 0.43 時孔隙水壓分佈 .....	5-35

圖 5.17c 裂縫一長度比 0.71 時孔隙水壓分佈 .....	5-35
圖 5.17d 裂縫一長度比 1.00 時孔隙水壓分佈 .....	5-35
圖 5.18a 裂縫二長度比 0.00 時孔隙水壓分佈 .....	5-36
圖 5.18b 裂縫二長度比 0.4 時孔隙水壓分佈 .....	5-36
圖 5.18c 裂縫二長度比 0.7 時孔隙水壓分佈 .....	5-36
圖 5.18d 裂縫二長度比 1.0 時孔隙水壓分佈 .....	5-36
圖 5.19a 裂縫一長度比 0.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=0.98$ @ 偏下游之壩心內).....	5-37
圖 5.19b 裂縫一長度比 0.43 時水力坡降分佈( $i_{\max}=2.03$ @ 近裂縫尖端).....	5-37
圖 5.19c 裂縫一長度比 0.71 時水力坡降分佈( $i_{\max}=3.14$ @ 近裂縫尖端).....	5-37
圖 5.19d 裂縫一長度比 1.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=1.0$ @壩心內). 5-37	
圖 5.20a 裂縫二長度比 0.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=0.98$ @ 壩心內).....	5-38
圖 5.20b 裂縫二長度比 0.43 時水力坡降分佈( $i_{\max}=2.55$ @近裂縫尖端).....	5-38
圖 5.20c 裂縫二長度比 0.71 時水力坡降分佈( $i_{\max}=4.07$ @ 裂縫尖端).....	5-38
圖 5.20d 裂縫二長度比 1.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=1.12$ @壩心內)5-38	
圖 5.21 裂縫情況一水力坡降最大區域局部放大( $i_{\max}=3.14$ @ 裂縫尖端).....	5-39
圖 5.22 裂縫情況二水力坡降最大區域局部放大( $i_{\max}=4.07$ @ 裂縫尖端).....	5-39
圖 5.23a 裂縫一長度比 0.00 時水頭分佈 .....	5-40
圖 5.23b 裂縫一長度比 0.43 時水頭分佈 .....	5-40



圖 5.23c 裂縫一長度比 0.71 時水頭分佈 .....	5-40
圖 5.23d 裂縫一長度比 1.00 時水頭分佈 .....	5-40
圖 5.24 橫向裂縫 k 值對於滲流比之影響 .....	5-42
圖 5.25 垂直裂縫假設位置 .....	5-44
圖 5.26a 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面 $k/k_0=1$ ) ...	5-45
圖 5.26b 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面 $k/k_0=10$ ) .	5-45
圖 5.26c 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面 $k/k_0=100$ )	5-45
圖 5.27a 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面 $k/k_0=1$ ) .....	5-46
圖 5.27b 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面 $k/k_0=10$ ) .....	5-46
圖 5.27c 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面 $k/k_0=100$ ) ...	5-46
圖 5.28 存在垂直裂縫面時之水力坡降分佈 (裂縫面 $k/k_0=1000$ )( $i_{max}=1.42$ @ 裂縫尖端) .....	5-46
圖 5.29 基礎交界面處理不良對滲流量比之影響 .....	5-48
圖 5.30 基礎交界面處理極端不良下 ( $k/k_0=1000$ ) 流線情形 .....	5-49
圖 5.31 基礎交界面處理極端不良下 ( $k/k_0=1000$ ) 孔隙水壓分佈 .....	5-49
圖 5.32 模擬濾層堵塞情況一位置 .....	5-50
圖 5.33a 濾層堵塞情況一時流線分佈情形 .....	5-51
圖 5.33b 濾層堵塞情況二時流線分佈情形 .....	5-51
圖 5.34 濾層堵塞情況一時飽和度分佈情形 .....	5-52
圖 5.35 濾層堵塞情況孔隙水壓分佈圖 .....	5-52
圖 5.36a 濾層堵塞情況一之水力坡降分佈圖 .....	5-53
圖 5.36b 濾層堵塞情況二之水力坡降分佈圖 .....	5-53
圖 5.36c 濾層暢通時水頭分佈 .....	5-54
圖 5.36d 濾層堵塞後之水頭分佈 .....	5-54

圖 5.37 隔幕灌漿(截水牆) 示意圖：(a) 無隔幕灌漿、(b) 隔幕灌漿完好、(c) 隔幕灌漿破裂.....	5-55
圖 5.38 隔幕灌漿成效良好時之流線圖 .....	5-56
圖 5.39 隔幕灌漿失效時之流線圖 .....	5-57
圖 5.40 隔幕灌漿有效時之孔隙水壓分佈圖 .....	5-57
圖 5.41 隔幕灌漿失效時之孔隙水壓分佈圖 .....	5-58
圖 5.42 隔幕灌漿有效時之水力坡降分佈圖 .....	5-58
圖 5.43 隔幕灌漿失效時之水力坡降分佈圖 .....	5-58
圖 5.44 新山水庫之 (a) 網格 與 (b) 分區 .....	5-60
圖 5.45 新山水庫水位高低變化對計算滲流量的影響 .....	5-62
圖 5.46 (a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時孔隙水壓分佈.....	5-63
圖 5.46 (b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時孔隙水壓分佈 .....	5-63
圖 5.46 (c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時孔隙水壓分佈.....	5-63
圖 5.47a 理想狀態下蓄水高程 71m 時總水頭分佈 .....	5-64
圖 5.47b 理想狀態下蓄水高程 82m 時總水頭分佈 .....	5-64
圖 5.47c 理想狀態下蓄水高程 86m 時總水頭分佈 .....	5-64
圖 5.48a 理想狀態下蓄水高程 71m 時飽和度分佈 .....	5-65
圖 5.48b 理想狀態下蓄水高程 82 m 時飽和度分佈 .....	5-65
圖 5.48c 理想狀態下蓄水高程 86 m 時飽和度分佈 .....	5-65
圖 5.49 模擬新山水庫新舊心層交界面位置 .....	5-66
圖 5.50 新舊心層交界面水密性極不足時( $k/k_0=50$ )之流線圖 .....	5-67
圖 5.51 新舊心層交界面水密性極不足時( $k/k_0=50$ )之滲流線 .....	5-68
圖 5.52 新舊心層交界面水密性極不足時( $k/k_0=50$ )之孔隙水壓 ....	5-68
圖 5.53 濾層堵塞位置 .....	5-69
圖 5.54 濾層堵塞後水位面進入下游殼層之飽和度分佈 .....	5-70

圖 5.55 濾層堵塞後濾層附近之流線分佈(局部放大) .....	5-70
圖 5.56 濾層堵塞後之水頭分佈 .....	5-70
圖 5.57 濾層堵塞後之水力坡降分佈 .....	5-70
圖 5.58a 濾層堵塞恰在轉折段時之飽和度分佈(局部放大).....	5-71
圖 5.58b 濾層堵塞在轉折段上側時之飽和度分佈(局部放大) .....	5-71
圖 5.58c 濾層堵塞在轉折段下側時之飽和度分佈(局部放大).....	5-71
圖 5.59 (a) 系統參數歷時圖 (b)傳遞函數圖 .....	5-74
圖 5.60 翡翠水庫 .....	5-75
圖 5.61 德基水庫 .....	5-76
圖 5.62 翡翠水庫之地理位置 .....	5-77
圖 5.63 翡翠水庫拱壩下游照片 .....	5-78
圖 5.64(a) 拱壩下游面之立面圖 .....	5-78
圖 5.64(b) 拱壩之上視圖 .....	5-79
圖 5.64(c) 拱壩之側視圖 .....	5-79
圖 5.65(a) 強震儀配示意圖置 .....	5-80
圖 5.65(b) 強震儀及資料擷取系統 .....	5-80
圖 5.66 拱壩典型之振動模態示意圖 .....	5-81
圖 5.67 (a) SD1 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-87
圖 5.67 (b) SD2 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-88
圖 5.67 (c) SD3 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-89
圖 5.67 (d) SD4 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-90
圖 5.67 (e) SD5 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-91
圖 5.67 (f) SD6 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-92
圖 5.67 (g) SD7 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-93
圖 5.67 (h) SD8 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-94

圖 5.67 (i)	SDA 測站之三軸向加速度歷時 .....	5-95
圖 5.67 (j)	SDB 測站之三軸向加速度歷時.....	5-96
圖 5.67 (k)	SDC 測站之三軸向加速度歷時.....	5-97
圖 5.68	壩體之峰值加速度峰分佈曲線 .....	5-98
圖 5.69 (a)	SD1 測站之三軸向加速度傅氏頻譜.....	5-100
圖 5.69 (b)	SD2 測站之三軸向加速度傅氏頻譜 .....	5-101
圖 5.69 (c)	SD3 測站之三軸向加速度傅氏頻譜.....	5-102
圖 5.69 (d)	SD4 測站之三軸向加速度傅氏頻譜 .....	5-103
圖 5.69 (e)	SD5 測站之三軸向加速度傅氏頻譜.....	5-104
圖 5.69 (f)	SD6 測站之三軸向加速度傅氏頻譜 .....	5-105
圖 5.69 (g)	SD7 測站之三軸向加速度傅氏頻譜 .....	5-106
圖 5.69 (h)	SD8 測站之三軸向加速度傅氏頻譜 .....	5-107
圖 5.69 (i)	SDA 測站之三軸向加速度傅氏頻譜 .....	5-108
圖 5.69 (j)	SDB 測站之三軸向加速度傅氏頻譜.....	5-109
圖 5.69 (k)	SDC 測站之三軸向加速度傅氏頻譜.....	5-110
圖 5.70(a)	SD3 輸入與 SDA 輸出之傳遞函數及其相位角( $f=2.63\text{Hz}$ ) .....	5-112
圖 5.70(b)	SD3 輸入與 SDB 輸出之傳遞函數及其相位角( $f=2.63\text{Hz}$ ) .....	5-112
圖 5.70(c)	SD3 輸入與 SDC 輸出之傳遞函數及其相位角( $f=2.75\text{Hz}$ ) .....	5-113
圖 5.71(a)	SDA 量測訊號與識別預測訊號之比較.....	5-113
圖 5.71(b)	SDB 量測訊號與識別預測訊號之比較.....	5-114
圖 5.71(c)	SDC 量測訊號與識別預測訊號之比較.....	5-114
圖 5.72	拱壩頻率與水位高程之關係曲線 .....	5-115
圖 5.73	德基水庫拱壩之強震儀配置圖(共八組).....	5-118

圖 6.1 教育訓練報到情形 .....	6-6
圖 6.2 教育訓練開幕情形 .....	6-6
圖 6.3 教育訓練上課情形 .....	6-7
圖 6.4 茶敘時間意見交流 .....	6-7
圖 6.5 先進地工診斷系統試驗室參觀 .....	6-8
圖 6.6 光纖光柵研究試驗室參觀 .....	6-8
圖 6.7 課程綜合討論 .....	6-9
圖 6.8 9/29 中興顧問社簡報 .....	6-9
圖 6.9 9/29 寶二水庫監測系統參觀 .....	6-10
圖 6.10 9/29 非破壞檢測(地電阻影像探測)現地見習 .....	6-10

## 第一章 計畫緣起及目的

台灣地區由於豐枯水期分配不均，因此有賴各大小水庫及水工結構物之調蓄水源，以滿足農業、民生及工業等用水需求，目前台灣地區現有水庫設施達近百座，由於台灣地區颱風與地震頻繁，加上近年來氣候異常頻率增高，水庫之安全有賴於定期與不定期辦理安全檢查及評估，其中檢測及監測為水庫安全檢查與評估極重要之一環；台灣地區水庫常有許多監測儀器故障或監測數據缺乏有系統的回饋分析，使得監測系統未能發揮應有的角色；另一方面，壩體內部之監測點僅涵蓋整個壩體的極小部分，監測儀器又常有損壞情形，因此，有必要進一步研發提升監測與檢測技術，以強化水庫安全評估及平常安全檢查之落實。

本署於 94 年度已完成「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」計畫，針對水庫潛在破壞模式之分類與案例收集、各項監測問題評析及非破壞性檢測技術應用於壩體之可行性評估等均有良好成果，該報告結論與建議中針對先進傳輸線式監測技術之研發、非破壞性檢測技術與精度之改良及壩體安全診斷系統之建立等，為後續持續研究發展之方向。因此，針對前期研究成果研提本計畫，針對監測部分，研發光纖及電磁波 TDR 傳輸線式監測技術；在檢測部分，擬改良非破壞性檢測技術及提升分析精度；另針對監測與檢測結果回饋分析方面，透過數值模擬，研擬建立異常現象診斷系統；此外，亦辦理監測及檢測與安全診斷相關教育訓練，以提升水庫管理單位及顧問公司分析人員相關專業素質。

## 第二章 計畫工作項目

(一) 本計畫以三年(95至97年度)為期,其主要工作項目包括:

1. 先進被動式監測技術之研發

研發光纖、TDR 或其他先進被動式監測技術,包括變形、水壓等被動式感測元件及資料分析方法,並考慮壩體全面性使用之經濟效益,研發多工化與自動化擷取系統,並將研發結果進行監測設備現場安裝測試。

2. 非破壞性檢測技術與精度之改良

提昇電探、震測與透地雷達等非破壞檢測在壩體檢測應用之可適性,針對施測性、解析度及資料判釋進行改良研發,各年度並選擇3座水庫進行實例測試研發。

3. 壩體安全診斷之專家系統之建立

研究壩體內出現問題分類、與監測結果出現特徵,並進行壩體內出現不同問題壩體行為之數值模擬,包含土石壩滲漏破壞、變形破壞,及混凝土拱壩與重力壩之地震破壞等數值模擬,並各選擇2座水庫為例,建立壩體之安全診斷系統。

4. 水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關教育訓練

提升水庫管理單位管理人員、顧問公司分析人員辦理水庫壩體安全監測、檢測相關專業素質。

(二) 95年度辦理工作內容如下:

1. 先進被動式監測技術之研發

(1) 現有監測技術檢討。

(2) 光纖、TDR 或其他先進被動式監測技術研發,包括設計與雛形製作、資料解讀技術、分析方法等。

(3) 光纖、TDR 或其他先進被動式監測現場初步測試。

2. 非破壞性檢測技術與精度之改良

(1) 針對地電阻影像探測在滲漏檢測之應用進行技術性改良,提升分析

精度，並以 3 座水庫進行實例測試。

- (2) 針對混凝土表面電極及電探在混凝土壩入滲檢測之應用進行技術性改良，提升分析精度，並以 3 座水庫進行實例測試。
- (3) 不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方式探討。

### 3. 壩體安全診斷之專家系統之建立

- (1) 壩體內出現問題分類與原因探討、典型案例之收集與分析。
- (2) 土石壩壩體內出現不同問題下壩體行為之數值模擬-滲漏破壞相關問題，並以 2 座土石壩為例，建立壩體安全診斷系統雛型。
- (3) 混凝土拱壩結構地震行為之數值模擬，並以 2 座混凝土拱壩為例，建立壩體安全診斷系統雛型。

### 4. 水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關教育訓練

辦理水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關教育訓練 15 小時以上，提升水庫管理單位管理人員、顧問公司分析人員專業素質。

#### (三) 96 年度預定辦理工作內容：

##### 1. 先進被動式監測技術之研發

- (1) 光纖、TDR 或其他先進被動式監測技術研發以及多工系統之整合。
- (2) TDR 水壓、滲漏量與滲漏水質監測技術研發。

##### 2. 非破壞性檢測技術與精度之改良

- (1) 壩體震測影像探測非破壞檢測技術改良。
- (2) 壩體震測影像探測資料分析精度提升，包括解決高次模態及地形效應。
- (3) 壩體震測探測深度改善及其在壩體檢測之應用。
- (4) 不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方法雛型建立。

##### 3. 壩體安全診斷之專家系統之建立

- (1) 土石壩壩體內出現不同問題下壩體行為之數值模擬-穩定與變形相關問題，並以 2 座土石壩為例，建立壩體安全診斷系統雛型。
- (2) 混凝土重力壩結構地震行為之數值模擬，並以 2 座混凝土重力壩為



例，建立壩體安全診斷系統雛型。

4. 水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關教育訓練

(四) 97 年度預定辦理工作內容：

1. 先進被動式監測技術之研發

(1) 先進被動式水庫安全監測設備現場安裝測試。

2. 非破壞性檢測技術與精度之改良

(1) 3-D 透地雷達施測方法與資料詮釋技術之改良。

(2) 不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方法之建立。

3. 壩體安全診斷之專家系統之建立

(1) 土石壩壩體之安全診斷系統研發。

(2) 混凝土壩之安全診斷系統研發。

4. 水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關教育訓練

### 第三章 先進傳輸線式監測技術之研發

本計畫先進傳輸線式監測技術之研發以三年（95 至 97 年度）為期，其主要工作項目包括：研發光纖、TDR 或其他先進傳輸線式監測技術，包括變形、水壓等傳輸線式感測元件及資料分析方法，並考慮壩體全面性使用之經濟效益，研發多工化與自動化擷取系統，並將研發結果進行監測設備現場安裝測試。

本年度的工作項目主要在於光纖水壓計的研發及 TDR 錯動變形的改良。

#### 3.1. 現有監測技術檢討

民國 94 年水利署委託本團隊執行「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」專案時，曾對台灣地區各類型監測儀器裝置於水庫之數量及運作情形進行問卷普查。上述調查結果顯示，某些較小的蓄水庫，如金門縣自來水廠所轄之蓄水庫，可能因規模較小經費困窘，其辦理監測業務人員短缺（僅 1 人）且監測業務項目僅止於目視檢查。就前述之 1995 年國際大壩委員會（ICOLD）第 99 號公報指出大部份破壞水壩屬壩高小於 30m 之小壩。如何在資源不足的狀態下，為規模較小之蓄水庫規劃一經濟實惠的安全監測計畫？從潛在破壞模式分析建立著手進而規劃安全監測作業應是最合乎經濟效益的作法。

目前即使是大型水庫，多數安全監測系統仍依庫區工程設施或地理分區設置。其主要設置目的多為整體性長期觀測均勻佈設監測，僅少數為設計或分析之潛在危險區域佈設檢核。雖然使用者可依分析目的選取分佈於工區中之儀器數據，但整體設置原則仍未能清楚點明其相對應疑慮問題及對其合宜性進行評估。進行評估安全監測系統是否能夠滿足觀測需求時，應先檢討各儀器是否正常運作。將仍正常運作之監測系統儀器繪製其平面

及剖面位置，據以檢討其監測功能是否提供潛在破壞模式之觀測資料。

常見水壩監測項目主要有滲漏、水壓力、位移等儀器，電子感應器、無線通訊、自動化資料擷取系統等新科技的發展已逐漸改變水庫安全監測實務上的應用，雖然電子化監測技術使監測工作更為快速與便利，但目前監測方法多半需將電子感應器埋入土體或置於惡劣的環境中，由於感應器內為須供電或持續激發感應元件以維持感應功能的複雜電子元件，不僅成本昂貴且容易受常伴隨監測環境存在的水、濕氣、雷擊等環境因子而減低或喪失功效，因而相對地缺乏長期監測所需穩定性與可靠度。由於穩定性與經濟性未臻理想，水庫自動化安全監測系統並沒有被普遍應用。

根據上述的檢討，本研究針對水庫安全監測之進一步研究可分為兩方面，一方面本章介紹水庫安全監測感測技術的研發改良，採取將精密儀器至於地表的上孔式(Up-hole)設計，以堅固耐用的傳輸線式電磁或光纖傳感器置入監測目標中進行監測，並透過系統整合達到監測系統的穩定性與經濟性；另一方面第 5 章介紹壩體安全診斷系統之研發，以提昇監測規劃與分析的技術。

### 3.2. 光纖光柵水壓計之研發

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 $\mu\text{m}$  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腐蝕或改變其性質；(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，本工作團隊已成功研發使用 FBG 做氣/水壓力監測之技術，取代傳統電子式之水壓計。

### 3.2.1. 光纖訊號傳輸原理

光纖一般是由矽玻璃或塑膠製成，直徑約在 125 $\mu\text{m}$  至 450 $\mu\text{m}$  之間，中心為折射率較高核心（Core）其外披覆折射率較低外層（Cladding）所組成（圖 3.1），光束藉由全反射在光纖中傳播，而其最大的優點就是光能量的損失因為內全反射的作用而降至最低。

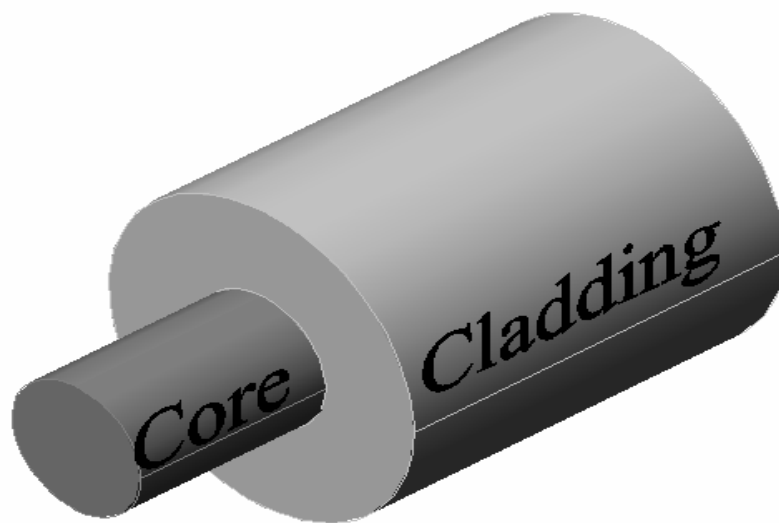


圖 3.1 光纖構造

根據史涅爾定律（Snell's law），當光線由折射率較大介質進入折射率較低介質時，將有部分光線被反射回到原來介質，而部分光線則以另一角度折射進入較低折射率介質當中，其公式為：

$$n_1 \sin f_1 = n_2 \sin f_2 \quad (3.1)$$

其中

$n_1$ 、 $n_2$  = 入射端與折射端介質折射率

$f_1$ 、 $f_2$  = 入射角及折射角

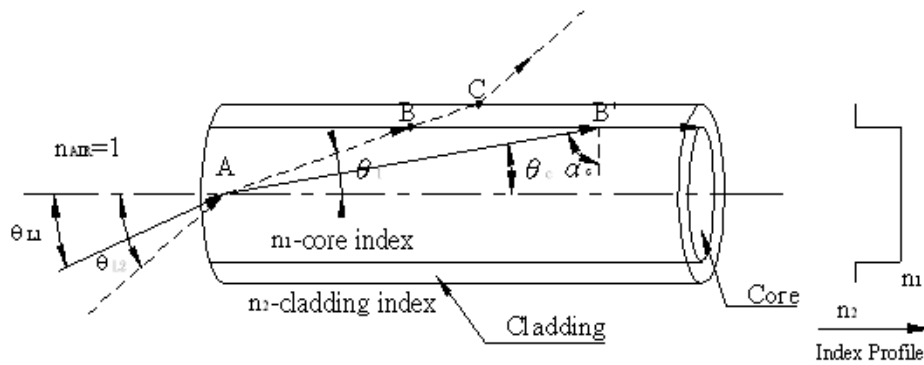
當入射角逐漸增大時，折射角也隨之變大，直到折射角等於 90° 時，光線便沿該折射介面傳播，此時入射角即稱為臨界入射角  $a_c$ ，其公式如下：

$$n_1 \sin a_c = n_2 \sin 90^\circ \Rightarrow a_c = \sin^{-1}\left(\frac{n_2}{n_1}\right) \quad (3.2)$$

當入射角持續增大，此時光線將不再產生折射，所有光線將全部反射回原來介質當中，此稱為內全反射（Internal total reflection）。如圖 3.2 中，兩條光線都從 A 點注入光纖核心中，其中實線光比虛線的光入射角小。兩條光線由外界（空氣中）射入光纖中時，發生了一次折射，使得兩條光的折射角都比原本的入射角來的小。虛線光（初始入射角較大者）在通過 A 點進入核心後，這條光在核心與外層的介面 B 又發生了一次折射，然後在於外層與空氣的介面 C 再折射一次然後離開了光纖。而實線光，在 A 點折射後，光在核心與外層的介面 B' 點發生了一次內全反射，於是光就被限制在光纖中傳遞。我們以  $a_c$  表示在核心與外層間發生內全反射的的臨界入射角。在大於  $a_c$  入射角的光線會在光纖中傳播，實線的光線就是要在光纖中傳遞的臨界光線。臨界光線與光纖的中心線夾了一個  $q_c$  的角，大於  $q_c$  角度的光線不會在光纖中傳遞，如  $q_1$  的光線就離開了光纖。這個  $q_c$  角稱為臨界傳播角（critical propagation angle），這個  $q_c$  與前面的臨界入射角並不相同。我們由簡單的幾何可得到下面式子：

$$\sin a_c = \cos q_c = \frac{n_2}{n_1} \quad (3.3)$$

小於臨界傳播角（ $q_c$ ）的光線會光纖中傳播。根據電磁學理論，光在光纖傳播時會受  $n_1$ ， $n_1$ 、 $n_2$  相對數值的大小，光波長以及光纖核心直徑而影響光在光纖內傳播模式（modes of propagation）。光以單一模式傳遞時其耗損或擾動最小。因此光纖通訊或監測常使用單模光纖（single mode optic fiber）。



$n_1 > n_2$   
 $\theta_L$  - Launch Angle that become  $\theta_c$   
 $\theta_L$  - Launch Angle-unconfined ray

圖 3.2 光纖中的光傳播

### 3.2.2. 光纖感測簡介及分類

#### 3.2.2.1. 光纖傳感器的分類

以感測元件來分類光纖感測的方法一般可分為：

##### 非本質式(Extrinsic)

在非本質性的感測器中，光纖只扮演著替感測組件傳送光訊號的傳輸介質，並不負責感測外界的特測物理量。例如當兩根光纖是互相水準對準固定的，雷射光由一根光纖出來，並進入另一根光纖。當中間的 shutter 隨著感測物的移動而移動時，會造成兩根光纖間光耦合損失變動，此時藉由偵測光纖所接收到的功率就可以得知感測物的位移變動量，所以在這種場合中，光纖並不扮演感測的角色，只是負責傳送光訊號而已。

##### 本質式(Intrinsic)

本質性的光纖傳感器中，光纖扮演著主要的角色，因為外界的特測量會直接改變在光纖傳輸的光訊號特性，所以只要偵測此光訊號的特性改變量就可以得知外界的特測物理量大小。在本質性光纖傳感器中，最典型的應該算是光纖光柵 ( fiber grating )，即是本計畫所使用的光纖傳感器。

以調變類型作為分類一般可分為：

#### 光強度(intensity)調變：

藉由光的吸收、發射損失、散射等特性，量測環境改變狀況。此方式常需要穩定光源，否則精度將會限制，且不易達成多工需求。

#### 相位(phase)調變：

藉由量測兩道光波中相位變化差異來量測感測單元所受到物理量變化情況。此種感測方式可以獲得極高精度，但僅能獲得監測儀器啟動期間相位變化情況。

#### 波長(wavelength)調變：

藉由波長飄移量測環境變化，本次所使用的光纖光柵感測器即此一類型。

### 3.2.2.2. 多工光纖感測系統

至今發展的光纖感測系統可應用於應力應變數測者且有多工能力者不在少數，以型式區分大致可分為四種：其中以 TDM 與 WDM 較為使用，TDM 型式的感測器以各類型的 Optic Time Domain Reflectometry (OTDR) 最為常見；而 WDM 感測器依照感測點對光的影響方式主要又分為兩種：干涉式與反射式，前者以 Fabry-Perot 干涉式感應器為代表；後者以 Fiber Bragg Grating 光柵反射式感應器為代表。光纖光柵感測器則是本計畫所使用光纖傳感器，其原理與性質介紹如下。

### 3.2.2.3. 光纖光柵感測

光纖光柵 (Fiber Bragg Grating) 的製造是利用高能量同調雷射對光纖曝光造成折射率永久改變，成為一系列週期為  $\Lambda$  的明暗條紋，此稱為光纖光柵 (以下簡稱 FBG)。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)的特定波長會被反射外，其餘波長都會穿過此光柵繼續

前進。布拉格反射波長 $\lambda_B$  為:

$$I_B = 2n\Lambda \quad (3.4)$$

其中

$n$  = 光纖纖心的有效折射率

$\Lambda$  = 折射率週期性改變的間距

圖 3.3 為 FBG 構造示意圖，光柵中的週期明暗條紋類似在光纖中製造一系列透鏡組合，當寬頻光束通過這些透鏡組合時，將會造成某特定頻率光波被反射回發射端，而其他頻率光波則繼續向前傳導，而這些透鏡的間距不同，則被反射光波頻率亦不相同。圖 3.4 為其作用說明示意圖，左下角為入射光的頻譜，中間為穿透光纖光柵後的光頻譜，右下角實線為反射光波的頻譜，穿透光與反射光頻譜迭加即為原始的入射光頻譜。

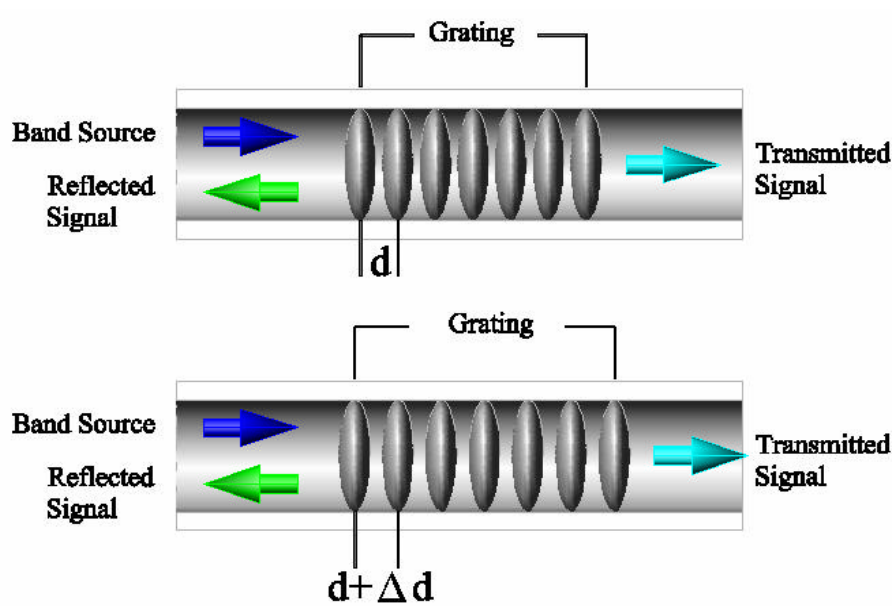


圖 3.3 FBG 量測原理示意圖



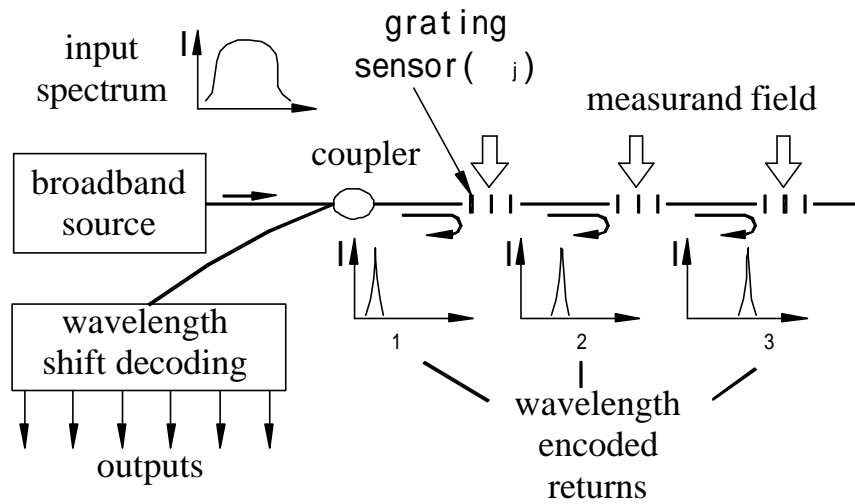


圖 3.4 FBG 感測器量測原理示意圖

### 3.2.2.4. 均勻應變與 FBG 波峰改變關係

當光柵受到外力而在光柵內部產生一均勻應變，如圖 3.4 所示時，造成原本間距  $\Lambda$  的改變增加量為  $\Delta\Lambda$ ，帶入公式 3.4 式可以得到

$$\Delta I_B = 2n\Delta\Lambda \quad (3.5)$$

根據應變的定義

$$e = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta\Lambda}{\Lambda} \quad (3.6)$$

得到

$$\Delta l = \left(\frac{\Delta\Lambda}{\Lambda}\right)l = \left(\frac{2n}{I_B}\right) \times l \quad (3.7)$$

因此

$$e = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta I_B}{I_B} \quad (3.8)$$

此外，應力施加產生應變以後，不只是反射回來的  $\lambda_B$  會改變，光纖的有效折射率  $n$  也會同時改變。因此上式應該被修正為

$$\frac{\Delta I_B}{I_B} = K \frac{\Delta l}{l} = K e \quad (3.9)$$

$$e = \frac{\Delta I_B}{K \times I_B} \quad (3.10)$$

因此利用圖 3.4 右下角頻譜圖反射頻譜尖峰值變化量，可正確獲得光纖光柵所承受應變大小。

### 3.2.2.5. 溫度與波長改變關係

當 FBG 受到溫度變化時，波長改變量可由下式表示

$$\frac{\Delta \lambda}{\lambda} = (\alpha + \beta) \times \Delta T = K_t \times \Delta T \quad (3.11)$$

其中

$\beta$  = 光纖的熱光係數(Thermal Optical Coefficient)

$\alpha$  = 光纖的熱膨脹係數(Thermal Expansion Coefficient)

$K_t$  = 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改變較為顯著，因為在  $\beta$  在 150 約為  $6.9 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$ ，450 時則變為約  $9.6 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$ ，而熱膨脹係數  $\alpha = 0.55 \sim 1.1 \times 10^{-6} 1/^\circ\text{C}$ 。然而在室溫條件下， $1^\circ\text{C}$  的溫度變化約使得布拉格飄移約  $1.1 \sim 1.2 \times 10^{-2} \text{ nm}$  ( $1 \text{ nm} = 1 \times 10^{-9} \text{ m}$ )。

只要在光柵製作時刻意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應變訊號，而達到多工性的功能。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；光纖傳感器不但只需要一至兩條的光纖即可，不占空間，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。

### 3.2.2.6. 漸變 FBG 與波峰寬度之關係

FBG 受應變或溫度影響，會產生前述如圖 3.3 與 3.4 所示波峰之飄移，而此波峰變寬量會正比於 FBG 應變量。此設計之優點是簡單而體積小，但 FBG 讀數會受溫度之影響，因此需要做溫度之修正。漸變週期式 (chirped) FBG 是指 FBG 內的光柵應變之分部是漸變的(如圖 3.5)，假設一原週期均勻分佈之 FBG 當受到外力而產生漸變式應變時其 FBG 波峰寬度會變寬如圖 3.6 所示，而非如圖 3.4 所示當 FBG 受均勻應變所產生波峰之移動。此設計之優點是 FBG 反應不受溫度變化之影響而結構簡單。

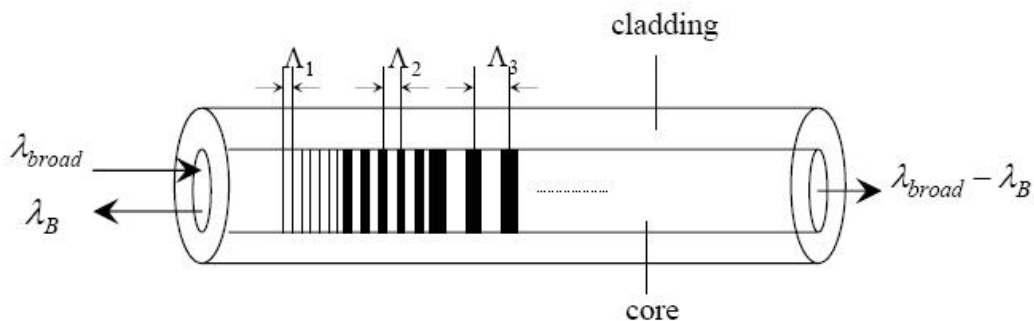


圖 3.5 光纖光柵內連續遞增之漸變應變

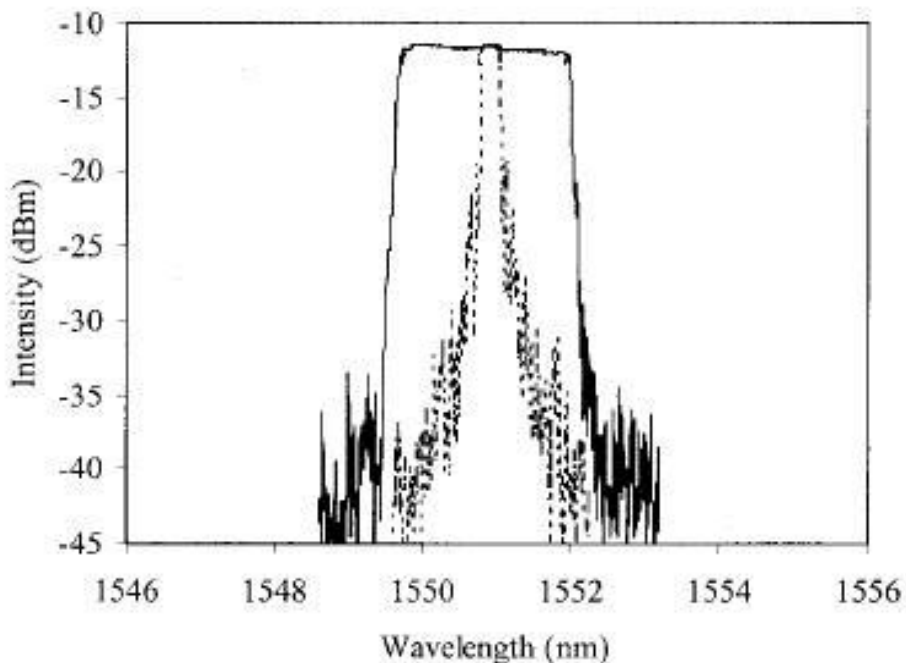


圖 3.6 連續遞增之漸變應變所產生 FBG 尖峰波長寬度之改變

### 3.2.3. 現有光纖壓力量測技術

現有光纖壓力計其壓力或位移調解 (modulate) 之方法可以包括：光強度 (intensity)、光纖光柵 (FBG) 與光干涉 (interferometry) 等。Rao et al. (1994) 使用一薄膜來反射經過光纖傳出之光源，如圖 3.7 所示。當薄膜受壓而變形後其反射之光強度減弱，然後根據光強度降低與薄膜變形之關係來調解壓力。使用光強度調解壓力最主要之缺點是長期穩定度，光強度除受調解因素影響之外也受光源強度之影響，因此當光源強度變化時會造成錯誤之解讀，不利於長期使用。

詹凱博 (2004) 使用 FBG 做為壓力調解之原件，將一 FBG 黏接在醫學用針孔內，FBG 兩端在針孔內用膠封死，在與 FBG 接觸之針邊緣開孔並以薄膜覆蓋如圖 3.8 所示。薄膜受壓後擠壓 FBG 造成 FBG 之拉伸，根據 FBG 拉伸量與 FBG 波長飄移之關係來解讀壓力之變化。此一設計有其體積小之優點，但需對 FBG 波長讀數做溫度修正，此設計之靈敏度也偏低。

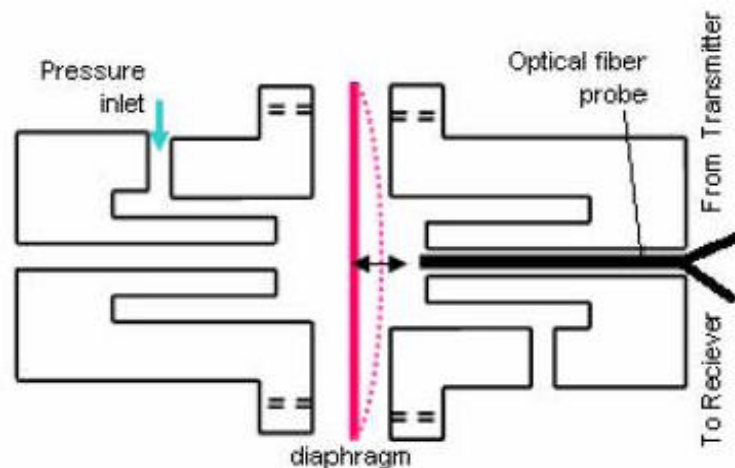


圖 3.7 使用薄膜反射光強度調解壓力 (摘自 Rao et al., 1994)

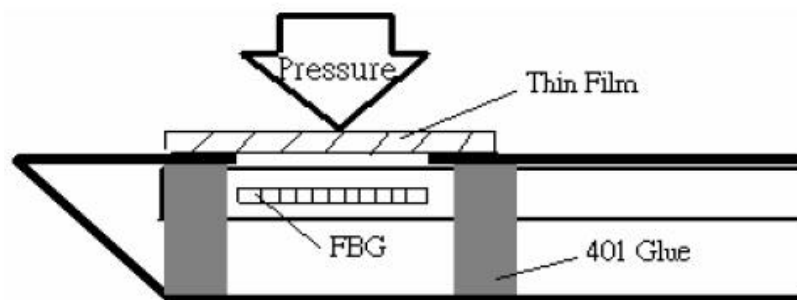


圖 3.8 FBG 針孔式壓力計 (摘自詹凱博, 2004)

Raman (1999)研發直接使用裸光纖光柵感測壓力之方法如圖 3.9 所示，壓力會使光纖光柵產生徑向 ( radial ) 與軸向(longitudinal)之應變，利用光纖光柵感應軸向應變的方法來解讀壓力，但光纖光柵彈性模數較大，所以光纖光柵對於壓力反應靈敏度不佳，靈敏度為  $-1.98 \times 10^{-6} MPa^{-1}$ 。

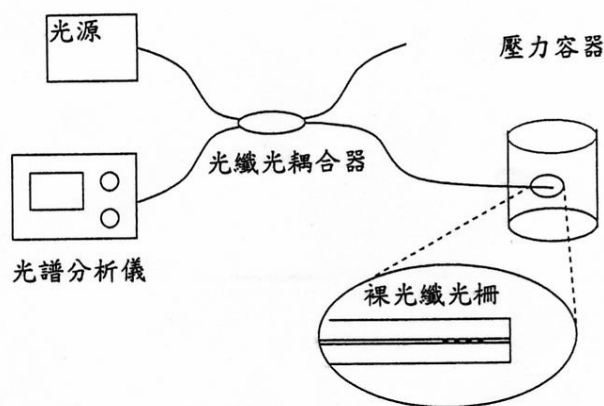


圖 3.9 裸光纖光柵壓力感測器 (摘自 Raman, 1999)

Zhang et al. (2001) 修改 Raman 的研究中靈敏度不佳的問題，利用聚合物的彈性係數較小的特性，將光纖光柵封裝於聚合物中，如圖 3.10 所示，利用聚合物受壓會產生橫向延伸之特性來增加對光纖之軸向應變以提高光纖光柵對於壓力的靈敏度，以聚碳酸酯為外襯的光纖光柵為例，其對壓力量測的靈敏度為  $-6.25 \times 10^{-5} MPa^{-1}$ 。但聚碳酸酯缺乏彈性與耐用之特性，此壓力計讀數與壓力間缺乏重複性與線性之關係。

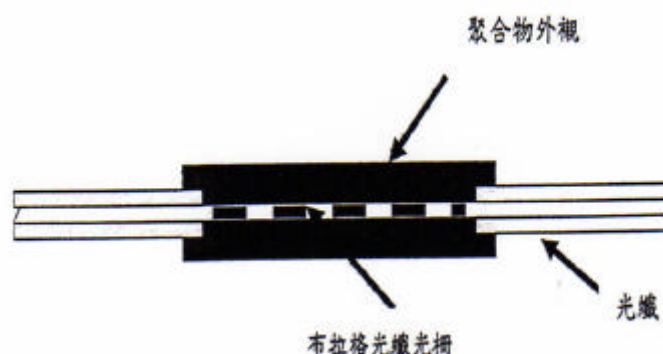


圖 3.10 以聚合物為外襯之光纖光柵壓力感測器 (摘自 Zhang et al., 2001)

Xu et al. (1996) 發展出以球狀玻璃為外殼的壓力感測器，如圖 3.11 所

示，當玻璃球受壓時，該玻璃球內徑將隨著壓力的變化而變形，而黏貼於玻璃球直徑上的光纖光柵也會產生軸向應變。此種感測器的靈敏度約為  $-2.12 \times 10^{-5} \text{MPa}^{-1}$ 。玻璃球易碎，同時也缺乏線彈性之特性，不利於工程之應用。

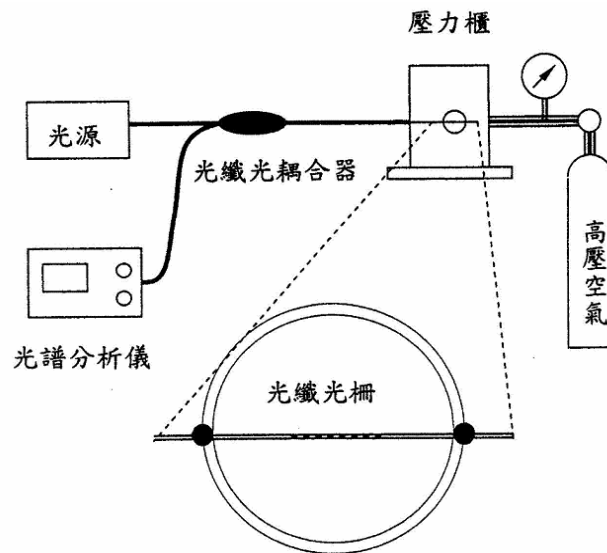


圖 3.11 球狀玻璃為外殼之光纖光柵壓力感測器(摘自 Xu et al., 1996)

Zhang et al. (2001) 發展出以聚合物為外襯加以封裝之光纖光柵壓力感測器，如圖 3.12 所示，此感測器有鋁質外殼，光柵穿過鋁質圓桶的中心，並以軟性聚合物將光柵固結於鋁質圓桶中，藉外界壓力對聚合物產生擠壓變形時，聚合物會往軸向變形，進而帶動光柵的變形。唯此種方式可能造成光纖光柵產生非均勻的應變，使得量測結果缺乏穩定性與重複性。

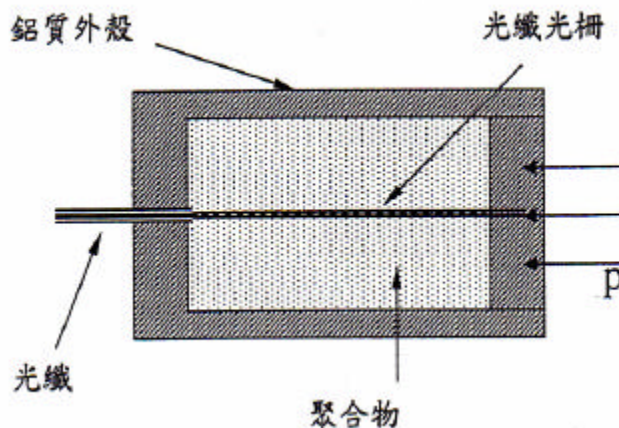


圖 3.12 以聚合物為內襯之光纖光柵壓力感測器(摘自 Zhang et al., 2001)

Sheng et al. (2004) 因為光纖光柵為撓性不能感測壓縮，所以在軸向壓縮上的線性程度不佳，此感測器乃採用拉伸光纖光柵的方式來製造壓力感測器，如圖 3.13 所示，其工作原理為將光纖光柵埋入軟性聚合物中，當感測器受到側向的外力作用時，聚合物便會往軸向伸展，使得光纖光柵也一起拉伸。軟性聚合物缺乏彈性與耐用之特性，此壓力計讀數與壓力間缺乏重複性與線性之關係。

Liu et al. (2000) 利用特殊的聚合物封裝，發展出一壓力感測器，如圖 3.14 所示，左端的 FBG1 使用受高靈敏的聚合物 A 封裝，其餘的 FBG2 由另一聚合物覆蓋 B，此聚合物 B 僅作為保護作用，不對於 FBG2 的產生應變，因此兩個光柵會發生不同的應變量，藉此得到壓力值。

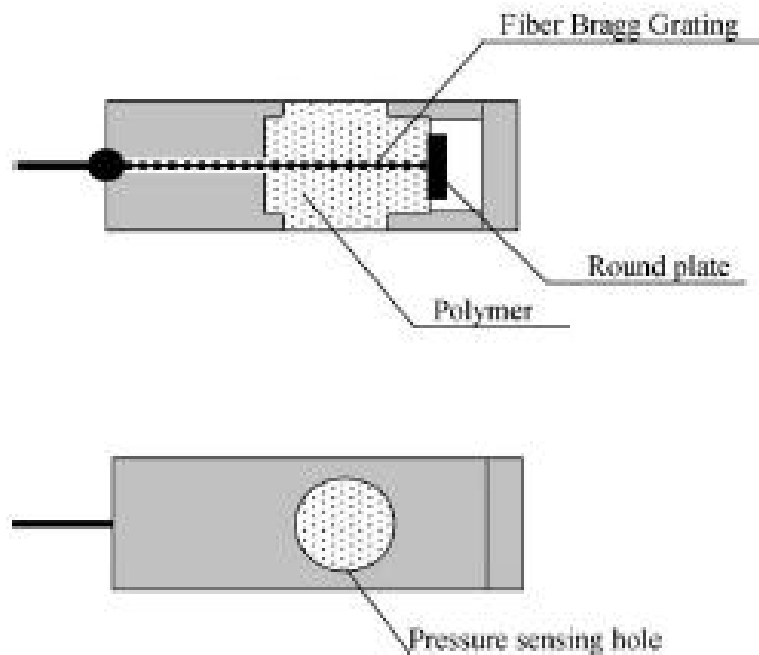


圖 3.13 側壓式壓力感測計(摘自 Sheng et al., 2004)

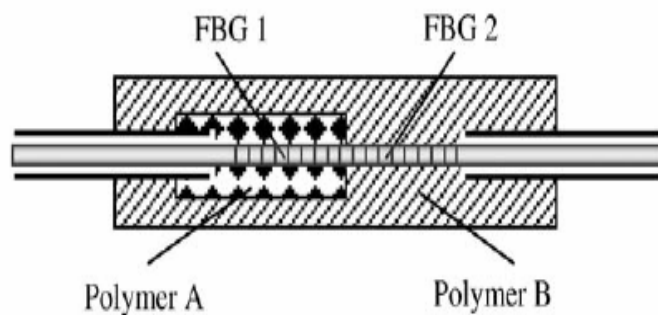
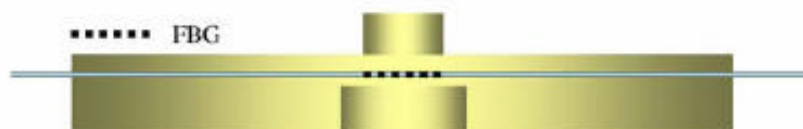


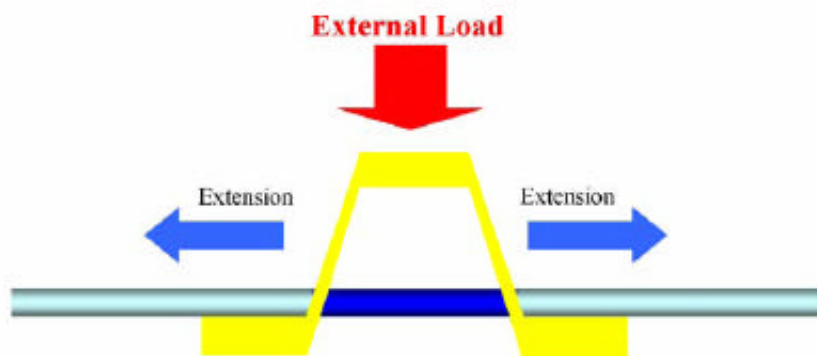
圖 3.14 不同聚合物封裝之光纖光柵壓力感測器(摘自 Liu et al., 2000)

光纖光柵為易受溫度影響的感測器，上述之壓力感測器均未對此影響加以考慮，所以量測誤差大；另一缺點為柔性聚合物不具線彈性並且容易產生塑性變形，此種感測器不利於長期監測使用。

Heo et al. (2005) 發展出微型光纖光柵壓力感測器，其簡易構造圖如圖 3.15 所示，其感測物件由一圓形板所構成，光纖光柵穿過於圓板中，當壓力由物件的上方施加時，光纖光柵會被拉伸，如圖 3.15 (b) 所示的情形，因為此種感測器是作為按鍵使用，所以設計時不考慮溫度對於光纖光柵的影響，僅需考慮外力對光纖光柵產生的變化。



(a)



(b)

圖 3.15 微型光纖光柵壓力感測器(摘自 Heo et al., 2005)



Kojima et al. (2003) 利用傳統壓力計常用之巴登管(Bourdon tube)發展一光柵壓力感測器，如圖 3.16 所示，巴登管是將具橢圓形斷面之銅合金薄管，彎成圓弧形，彎管之一端密封且允許有活動伸展空間，其另一端不封閉且焊定於固定管接頭上。當氣體或液體壓力自管接頭處引入時，會使彎管有向外伸展的趨勢，彎管末端連結光纖光柵，使光柵受到拉力作用，由光柵的變化向換算為壓力值，此感測器有放置一溫度光纖作為光纖受溫度影響時的比較值。此設計以考慮溫度之修正，並有巴登管高重複性與線性之優點，但巴登管體積大同時成本高昂。

Zhao et al. (2004) 利用雙 FBG 方式製作感測器，如圖 3.17 所示，此感測器的感測原理為將兩條光纖光柵分別黏貼於懸臂樑上下兩相對應的位置，當懸臂樑變形時，兩個光纖光柵會分別承受拉應力與壓應力，雖然溫度會對光纖光柵造成影響，但經由兩光纖光柵波長互減可以消除溫度對 FBG 之影響。此設計主要缺點在於懸臂樑必須有一自由端，因此無法使用懸臂樑本身來隔離 FBG 而達到氣密的效果，在此限制條件下必須另外加裝隔離膜，如圖 3.17 中之 active cylinder，才能達到壓力感測之目的。此一設計將使得感測器之複雜度提高而靈敏度乃至於線性度降低。

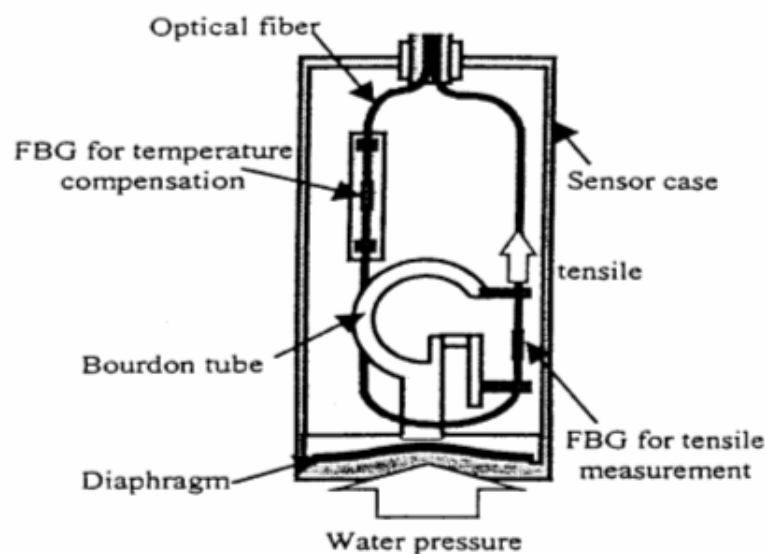


圖 3.16 巴登管式光柵壓力感測器(摘自 Kojima et al., 2003)

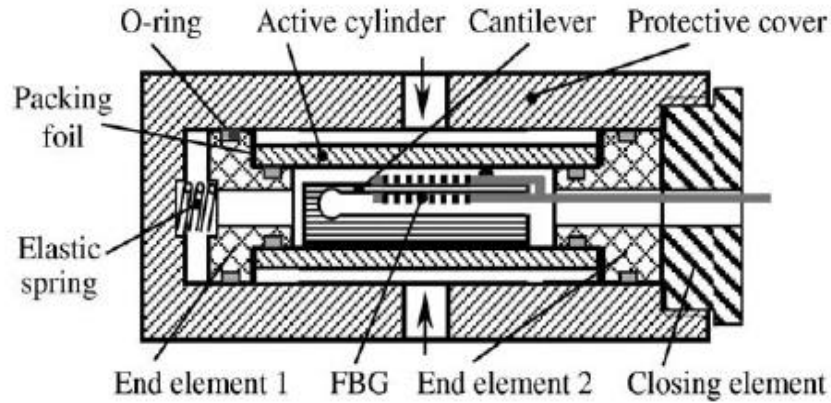


圖 3.17 雙光纖光柵懸臂式壓力感測器(摘自 Zhao et al., 2004)

Dong et al. (2005) 使用漸變式光纖光柵 (CFBG) 製作感測器, 將 CFBG 黏貼在一直角三角板的長邊處, 如圖 3.18 所示, 並斜穿過此三角板的中性軸, 這種方式可以讓光纖光柵同時產生拉應變與壓應變, 當變形產生時, 光纖光柵的帶寬 (Bandwidth) 增加而中心波長不改變, 如圖 3.18 所示。溫度只對光纖光柵中心波長產生影響而不會改變光纖光柵的帶寬, ; 此種解析方式可以消除溫度所產生之影響。但此設計與 Zhao et al. (2004) 所用之懸臂式壓力感測器有類似之缺點, 三角板本身無法隔離 FBG 而達到氣密的效果, 在此限制條件下也必須另外加裝隔離膜, 才能達到壓力感測之目的。此一設計將使得感測器之複雜度提高而靈敏度乃至於線性度降低。

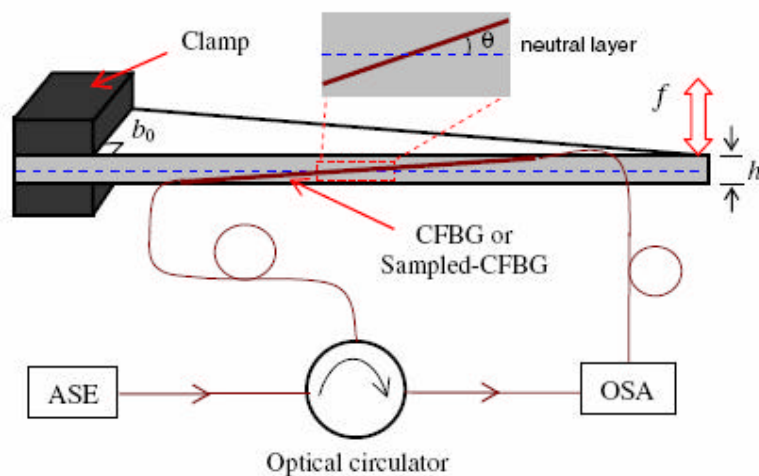


圖 3.18 CFBG 感測器裝置示意圖(摘自 Dong et al., 2005)

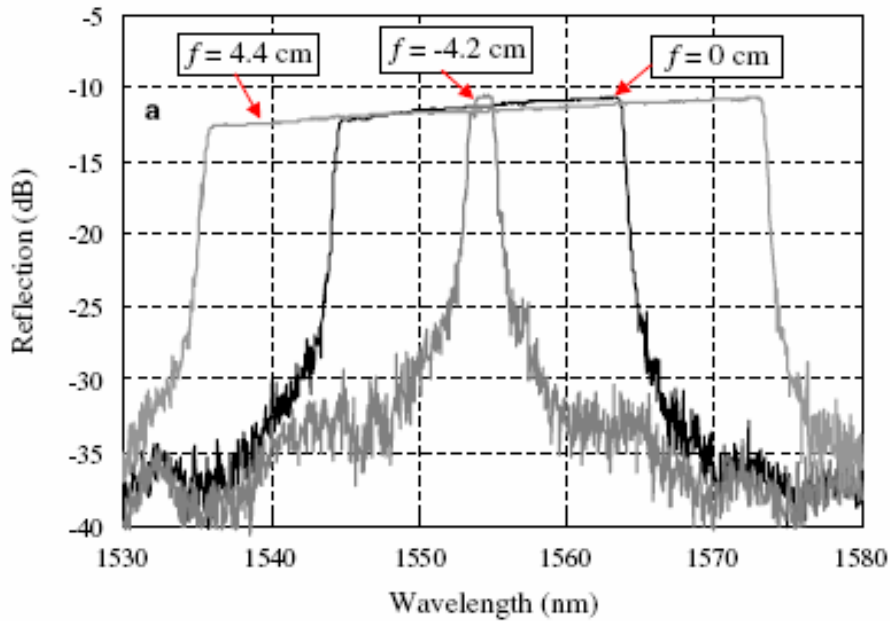


圖 3.19 CFBG 感測器的反射頻譜圖(摘自 Dong et al., 2005)

Rao et al. (1994) 以 Fabry-Perot 光干涉的技術設計一感測器如圖 3.20 所示，在光纖末端形成一空腔 (cavity)。當光離開光纖進入空腔會產生 Fabry-Perot 光干涉之效應。利用 Fabry-Perot 光干涉與空腔距離之關係來做壓力會應變之解讀。此設計不受溫度之影響，Fabry-Perot 為非分佈式 (non-distributive) 之設計，同一光纖上只能使用單一感測器，其經濟性不如 FBG 感測器。

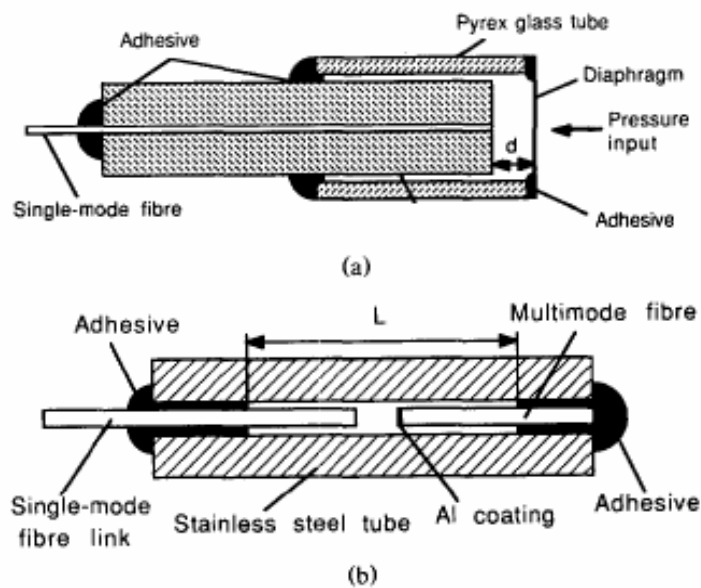


圖 3.20 Fabry-Perot 壓力感測器示意圖(摘自 Rao et al., 1994)

### 3.2.4. 交通大學光纖光柵壓力感測器之研發

本計畫所研發光纖光柵 (FBG) 水壓計之解析方法使用 FBG 波峰漂移以及波峰寬度改變兩種方法來調解 (modulate), 這兩種方法分別敘述如下:

差異/漸變感應式光纖光柵感測器:

差異/漸變感應式光纖光柵感測器 (Differential/Chirped Fiber Bragg Grating Sensor), 或簡稱 D/C-FBG 感測器, 是利用薄板力學的理論 (溫谷琳, 2003), 將多個或單一 FBG 黏貼在一邊緣束制之圓形彈性薄板 (diaphragm), 如圖 3.21 所示。以圖 3.21 為例, 圓形彈性薄板將光纖 (在薄板底面) 與受壓力面 (在薄板上) 完全隔離; 分成隔離區 (isolated zone) 與受力區 (pressurized zone)。隔離區完全密閉, 感測器外部之壓力無法傳入。依照薄板理論, 當邊界束制的薄型圓薄板上 (受力區) 受到壓力而使得圓心部位向下變形時, 薄板底面從圓心到邊界的應變會在圓心區域呈現伸張應變, 經過無應變之中性圓線 (circle of neutral strain) 然後於靠近邊界處成為受壓縮應變之軸對稱 (axisymmetric) 分佈。如果此邊界束制的圓型薄板上 (受力區) 受到吸力而使得圓心部位向上變形時, 上述之應變分佈則相反。

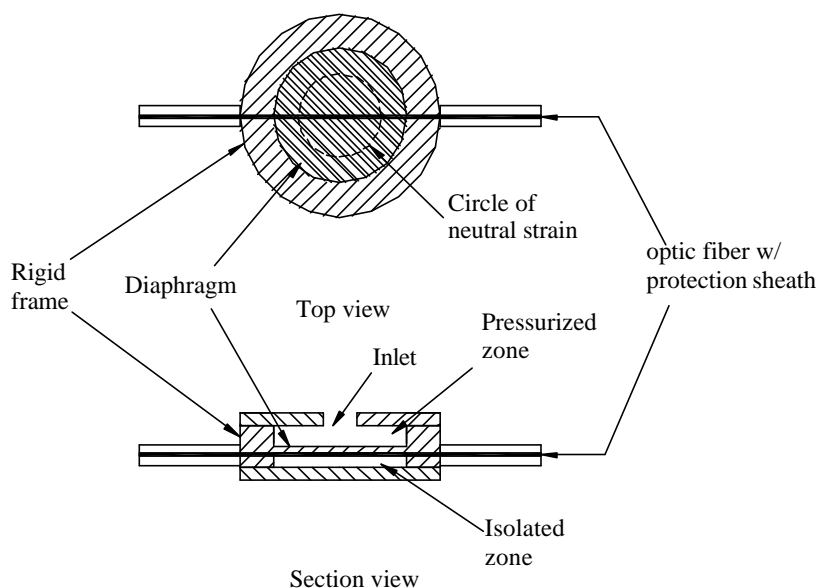


圖 3.21 D/C-FBG 感測器之設計示意圖

感測器之靈敏度可以改變薄板之半徑或/與厚度來完成。當薄板之半徑過小,只適合黏貼單一 FBG 時,例如半徑在 10mm 以下,此時使用單一 FBG (漸變設計),將其中心點與薄板中性圓線對齊來黏貼,如圖 3.22 所示。此時當薄板受拉壓力而產生非均勻之應變分佈時,黏貼於薄板半徑上的 FBG 會發生漸變(chirped)的形式,此時 FBG 的漸變反射頻譜寬度與薄板之變形量成正比。如果薄板之半徑過大,不適合黏貼單一 FBG 時,例如半徑在 20mm 以上,此時使用兩個 FBG (差異設計),將其中一個 FBG (FBG-1)中心點與薄板圓心對齊黏貼,另一個(FBG-2)則沿薄板邊緣黏貼,如圖 3.22 所示。當薄板受(應)力變形時兩個 FBG 的波峰飄移方向相反,而波峰差異量與薄板變形量成正比。在漸變設計中,溫度之變化會使得波峰飄移但不會影響反射頻譜寬度。在差異設計中,溫度之變化會使得兩個 FBG 波峰以等量同時飄移,但不會影響此兩個 FBG 波峰之差異量。因此無論使用漸變設計或差異設計,其讀數都不受溫度變化之影響。

本計畫所研發差異/漸變感應式光纖光柵感測器的優點包括：

1. 因為 FBG 之功能,單一光纖可進行多個感測器串接量測,且量測品質不隨感測點數增加而降低。
2. 隔離區與受力區完全隔離,感測元件受到保護但所量測之物理量直接施加於圓形薄板上,不影響感測器之靈敏性。可視應用需求,更改感測器的量測範圍與靈敏性。
3. 具有多功的特性,可做壓力感測器(gauge pressure transducer),此時只需將受力區暴露在所需量測之氣/水壓力下即可達成任務。如將隔離區與一參考壓力連接,則可做為差壓計(differential pressure transducer)使用。此感測器也可做為壓力元(load cell),此時只需將受力直接施加於圓形薄板之中心點。此感測器可做為位移計(displacement transducer),此時將一拉桿與彈簧連接再連至圓形薄板之中心點。拉桿之位移量與彈簧所產生之反作用拉力成正比,然後依據力量與 FBG 訊號間之關係來解

讀位移量。

4. 使用 FBG 反射頻譜寬度(漸變設計)或 FBG 波峰差異量(差異設計)來解讀所感測之物理量，其讀數都不受溫度變化之影響。

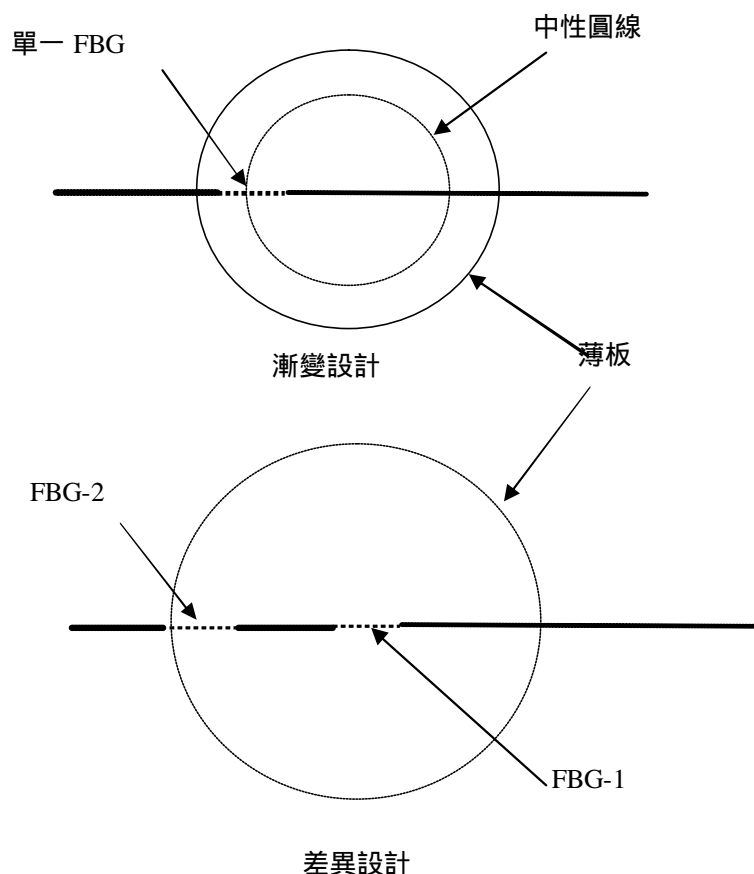
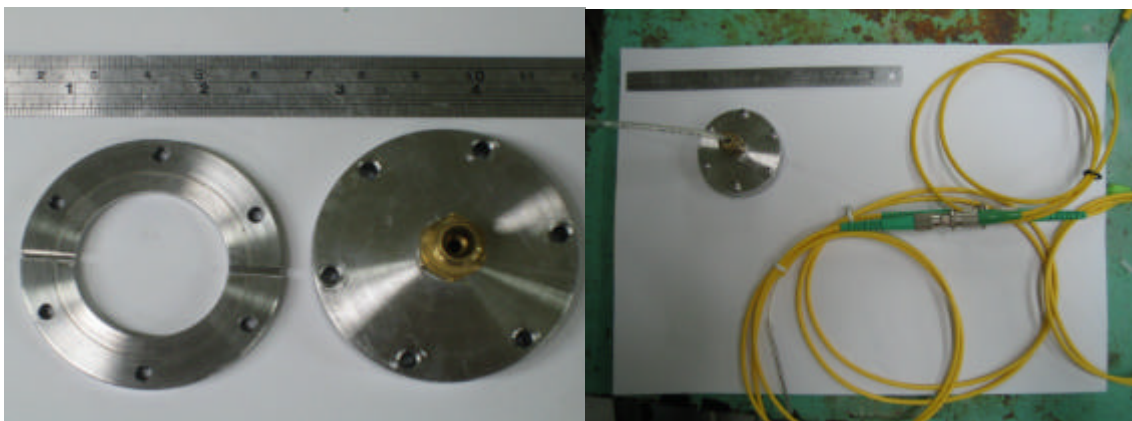


圖 3.22 FBG 黏貼方法示意圖

圖 3.23 展示一 D/C-FBG 壓力計之實體照片，圖 3.23 (a) 為剛體框架，(b) 為組合完成之 D/C-FBG 壓力計(c)為根據差異設計原理而製作受壓力面直徑 30mm 厚度 0.5mm 之圓形彈性薄板以及黏貼在其上之兩個 FBG。圖 3.24 展示使用上述 D/C-FBG 壓力計分別在 25°、40° 與 50°C 情況下所做之壓力與 FBG 波長差異讀數間之標定。結果顯示，在此三種溫度下都可獲得  $R^2$  (相關係數) 在 0.998 以上之線性標定結果，線性標定斜率在此溫度範圍內介於 5.7 至 6.2 之間，溫度增加一倍，線性標定斜率降低 7.5% 左右。

等週期式光纖光柵感測器:

D/C-FBG 感測器雖然有以上許多優點，但其體積較大，圖 3.23 所示之壓力計，其總直徑（包括剛體框架）50mm，厚度 12mm。現有常用開口式地下水位觀測計之內徑在 1 英吋以下，因此可能無法將現有設計之 D/C-FBG 感測器置入。為便於與現有常用系統之匹配，本研究同時也研發體積較小，使用 FBG 波峰飄移原理來設計之壓力計。圖 3.25 展示使用等週期式使用 FBG 波峰飄移與壓力間關係來設計壓力計之概念圖。將 FBG 光纖之一端固定於水壓計底部使其不產生位移，另一端則黏著於於一彈性金屬薄膜上，當水壓計內部受壓力作用改變時金屬膜隨之變形，因此 FBG 所感受之應變也隨之變化。當金屬膜仍在彈性限度內，FBG 即呈現等週期式之變化，FBG 波峰值與壓力有一線性關係。但此一設計無法隔離溫度改變對 FBG 波峰值之影響，因此必須加入另一呆（dummy）FBG 做為感應溫度變化之用。使用等週期式 FBG 應變原理所製作之一直徑 20mm 壓力計展示於圖 3.26。圖 3.12 所示之標定結果其  $R^2$ （相關係數）在 0.999 以上，在類似壓力範圍內（250 kPa）其相關係數與靈敏性較 D/C-FBG 設計更為理想。但等週期式設計需要做溫度效應之修正，同時除壓力量測外比較不易用來做拉壓力或為移監測之用。



(a) 剛體框架

(b) 組合完成之 D/C-FBG 壓力計

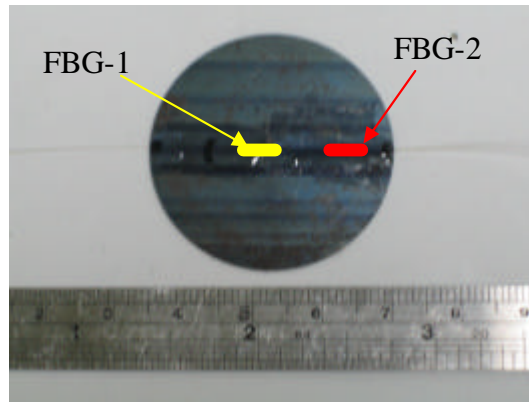


圖 3.23 D/C-FBG 壓力計實體

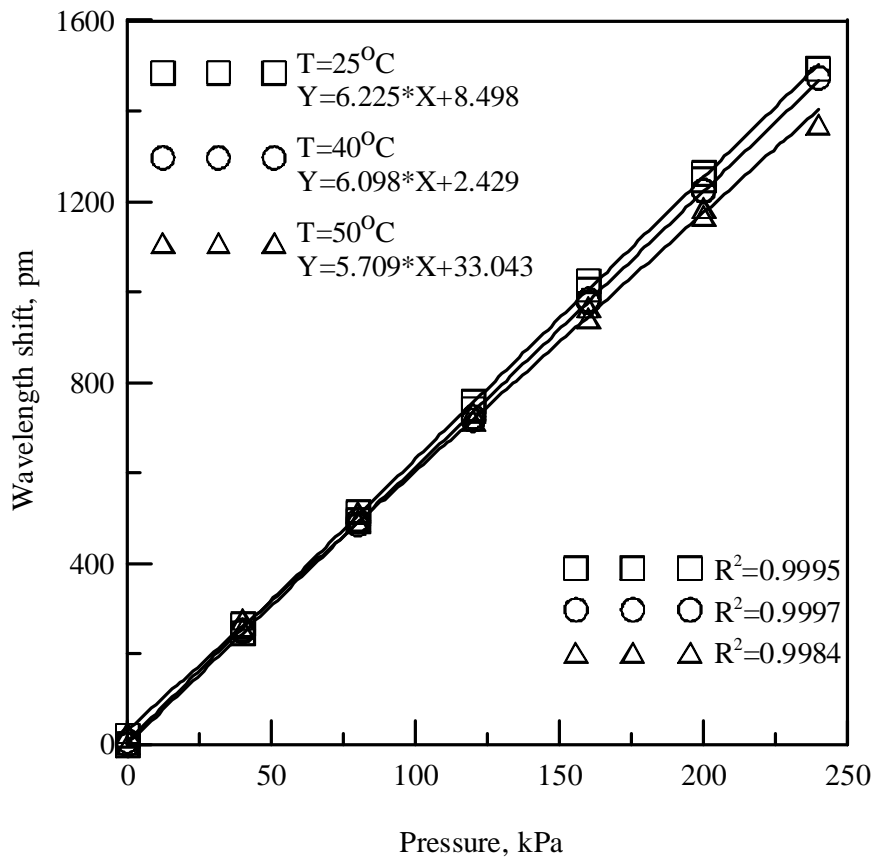


圖 3.24 差異設計壓力感測器在三種溫度下之標定結果



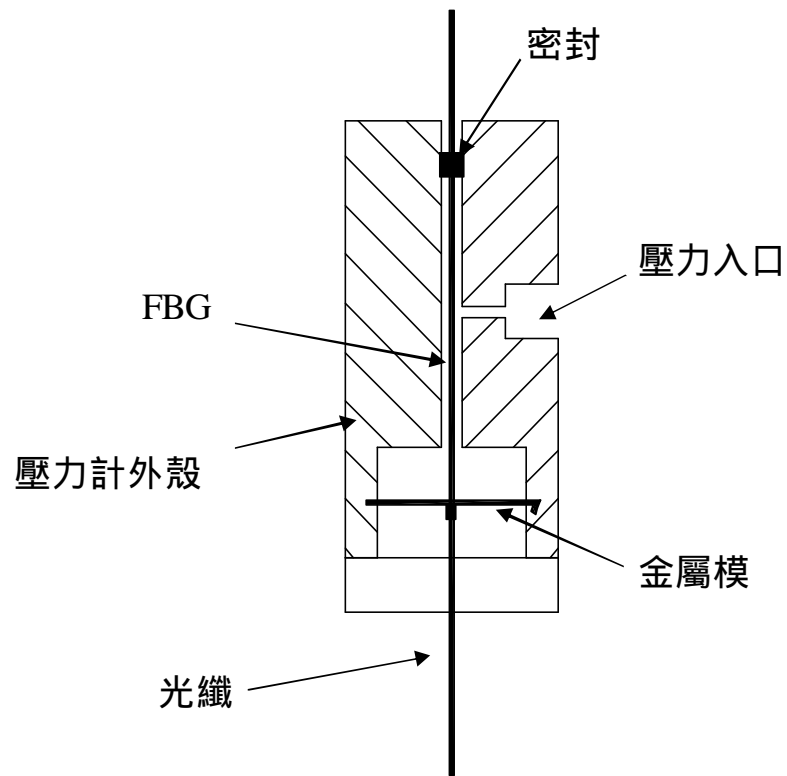


圖 3.25 等週期波長式 FBG 水壓計構造示意圖

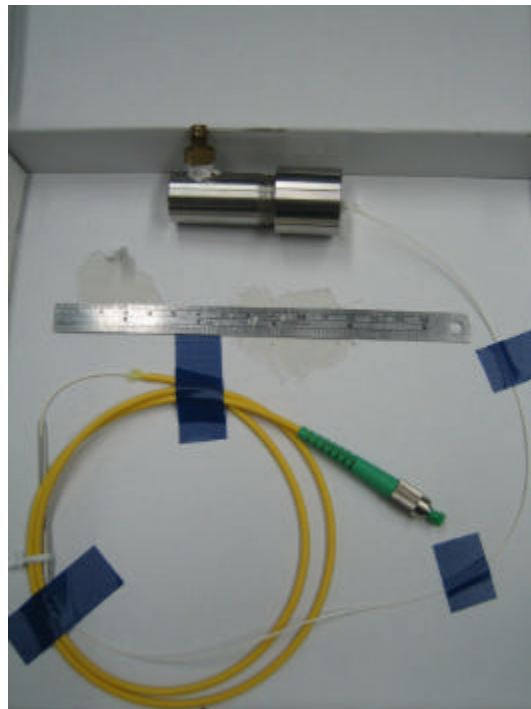


圖 3.26 等週期波長式 FBG 水壓計實體照片

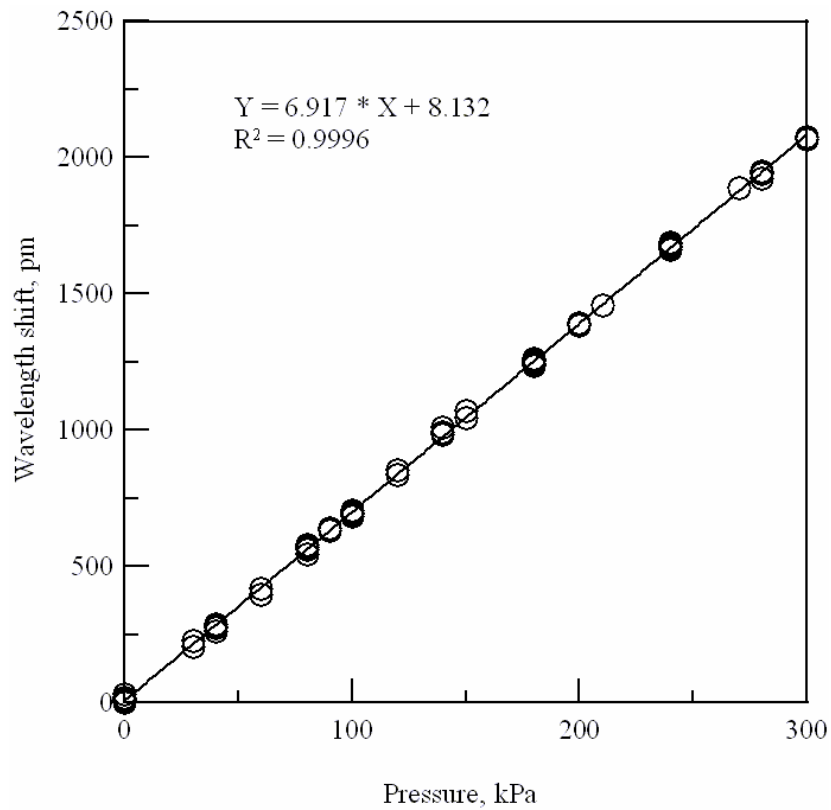


圖 3.27 等週期波長式 FBG 水壓計標定結果

### 3.2.5. 現地安裝水壓計的初步構想與規劃

D/C-FBG 壓力計為扁平型，比較適合與傾斜管或用來做垂直向沈陷分佈用之波浪管配合安裝。此時 D/C-FBG 壓力計設計如圖 3.28 所示，其背面為弧形以與管線之區面匹配，壓力面以透水石（porous stone）保護。

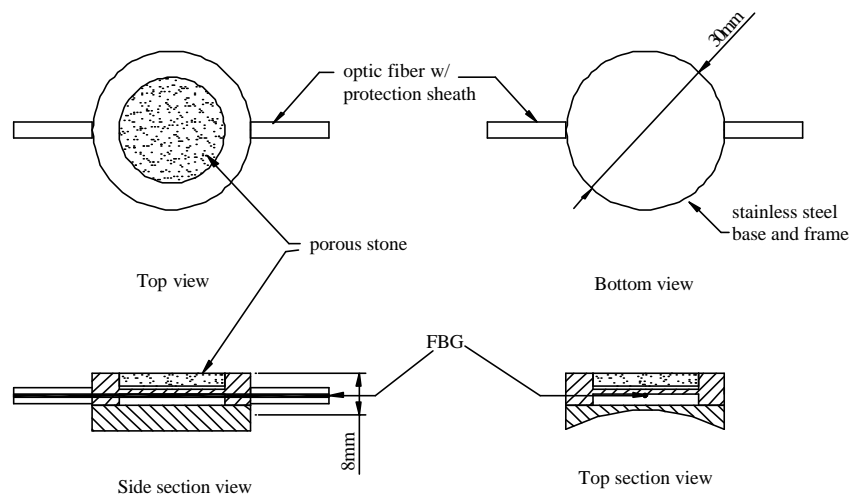


圖 3.28 與傾斜管或用波浪管配合使用之 D/C-FBG 壓力計設計

構想中之 D/C-FBG 壓力計安裝於傾斜管或用波浪管外部，如圖 3.29 所示，安裝時先將 D/C-FBG 壓力計固定於傾斜管或用波浪管外部。鑽孔之大小做是當之調整以使裝有 D/C-FBG 壓力計之傾斜管或用波浪管可以置入鑽孔之中。有 D/C-FBG 壓力計以透水料填孔，其他之高程以灌漿封孔。藉助於 FBG 部分分佈式之優點，同一條光纖可以安裝多個 D/C-FBG 壓力計。此一整合之系統可以使用單一鑽孔同時監測地層水平或垂直向位移與水壓之分佈。其中水平位移也可以使用交通大學所研發之 FBG 偏斜儀，此時全部監測皆為光纖光柵系統，其經濟性與穩定性都將大為提升。

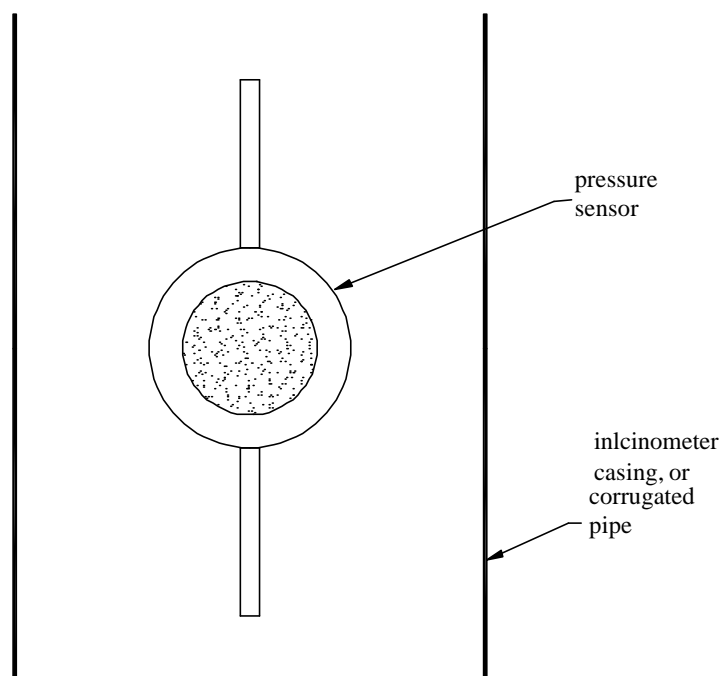


圖 3.29 構想中之 D/C-FBG 壓力計現場安裝

考慮現有水利工程結構中以裝有許多開口式水位計，等週期波長式 FBG 水壓計主要之目的是與這些現有開口式水位觀測管配合，因此等週期波長式 FBG 水壓計之外徑在 25mm 以內。圖 3.26 所示壓力計之壓力入口接頭移除，以透水石取代。使用時只需將 FBG 水壓計放入開口式水位觀測管即可。一般在同一鑽孔中可能同時有 2 至 3 個開口高程不同之水位觀測管。每一水位觀測管中安裝一個等週期波長式 FBG 水壓計，然後在地表與單一

光纖連接，以充分利用 FBG 部分分佈式之優點。所有 FBG 壓力計都可以直接與 FBG 解讀儀連接，做自動化之監測。FBG 光訊號可以傳遞 20 公里而無須考慮訊號之衰竭或雜音，因此 FBG 解讀儀可以放置在感測器 20 公里範圍內任何地方。通常 FBG 解讀儀安置處所之選擇是以供電與網路之有無做主要之考量。

本研究雖然已完成兩個 FBG 水壓計的原型，但感測器之封裝設計與耐久性還需要進一步的發展與評估，以目前的研究成果，初步與傳統水壓計在功能、效益、維護等不同層面上進行比較，如表 3.1 所示。

表 3.1 傳統水壓計與新發展 FBG 水壓計之初步比較

監測技術	傳統測水壓計	FBG 水壓計
功能與特性	使用應變片感應壓力所導致一薄膜之變形，以電壓或電流傳遞訊號，非分佈式設計	使用 FBG 感應壓力所導致一薄膜之變形，以光傳遞訊號，部分分佈式設計
應用限制	受潮濕環境影響容易產生短路，壽命有限，非分佈式設計不易大量使用	體積小，材料穩定，適於大量而分佈式之佈設。
儀器放置方式	下孔式(downhole)：精密的水壓計本身需置入存在地層內。	上孔式(uphole)：精密的儀器放置於地面，僅需將 FBG 置入地層。
電子元件型式	電子感應器：電子感應器需要外部電源供應以維持或激發電子元件功能。	傳輸線式傳感器：傳感器不需供應電源，僅在量測時發送光源進行檢測即可。
耐久性與使用壽齡	內部為複雜昂貴電子元件，容易受水、濕氣、雷擊影響而喪失功能或降低耐久性，平均使用壽齡短。	傳感器無複雜電子元件，因其傳輸線式特性而不易受水、濕氣、雷擊影響功能性。但傳感器之封裝設計與耐久性評估還有待進一步評估。

管理維護便利性	雖可自動化，仍會因為主動式與下孔式特性而不易管理維護。	FBG 技術易於自動化，提供遠端管理便利性，透過光譜變化可自我檢測光纖狀態，便於維護。
安裝成本	少量時，成本適中但大量使用時成本過高。	少量時，成本高但大量使用時其單價適中。
成本效益	傳統水壓計單位造價昂貴，成本隨數量而增加，但效益則因其不易管理維護而降低。	FBG 技術透過分工器可進行一機不同監測功能與多點監測，有效降低整體監測系統成本，並可獲得良好的效益。

### 3.3. TDR 錯動變形監測技術改良與初步測試

時域反射技術(Time Domain Reflectometry, TDR)是一項採用上孔式設備與傳輸線式傳感器的監測技術，主要由堅固耐用的同軸電纜(coaxial cable)為傳感器主體，非複雜昂貴電子元件，因此不受水、濕氣、雷擊影響。利用 TDR 原理可製作不同監測功能的傳感器，透過分工器可進行一機多功能與多點監測，降低整體監測系統成本。TDR 技術本身為一種數位化監測技術，所組成監測系統兼具機械式穩定性與電子式便利性，且易與高效率遠端自動化系統結合。

TDR 原理與雷達(Radar)相同，時域反射法所發送電磁波由同軸電纜將電磁波引導至需要監測地點，主要不同點在於 TDR 電磁波為一維引導波(guided Wave)。TDR 傳感器即為一種導波器(wave guide)，利用不同感測機制，可用於監測地滲漏、水壓力、位移等物理量。圖 3.30 為 TDR 儀器元件簡圖，製波器(step generator)發射一電磁脈衝進入傳輸系統(同軸電纜與傳感器)，由取樣器(sampler)接收由於傳感器內阻抗不連續所造成反射訊號值，顯示在示波器(oscilloscope)。

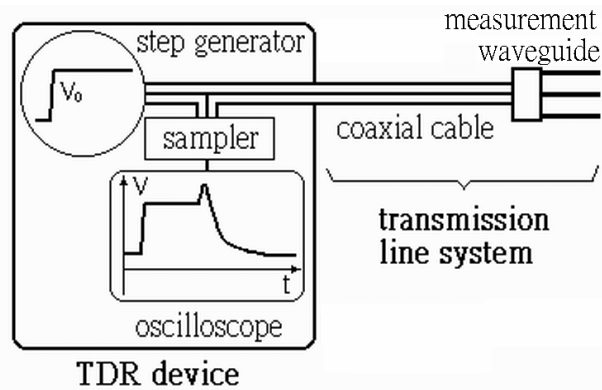


圖 3.30 TDR 儀器元件簡圖

描述電磁波於傳輸系統內傳遞行為主要控制參數為傳遞常數及特徵阻抗，傳遞常數控制電磁波傳遞速度，特徵阻抗控制波傳反射訊號大小，由傳感器斷面幾何與傳感器內絕緣介質所決定。因此當傳感器斷面因受力產生變形(crimp)時，或傳感器內存在相異絕緣介質，例如空氣與水界面(interface)時，將存在阻抗不連續，當電磁波碰到阻抗不連續產生反射訊號，回傳為接收器所接收。透過計算電磁波速與反射來回走時(round-trip travel time)可定位可阻抗不連續處，反射訊號亦包含許多可供進一步分析的訊息。

已知 TDR 反射訊號為傳感器斷面幾何與傳感器內絕緣介質的函數，若要量測傳感器斷面幾何改變量，需固定傳感器內絕緣介質，反之亦然。因此按照量測原理可分為下述應用形式：

1. 皺摺型(crimp type)：以絕緣介質固定的同軸纜線為傳感器，當外在環境變形，如土壤錯動，造成預埋其內的同軸纜線斷面幾何改變而產生反射訊號，分析該反射訊號可以定性甚至定量描述電纜如何變形 (Su, 1987)。在固定量測環境條件下，反射訊號大小與外在環境變形存在良好關係，因此可應用在監測土體內變形。
2. 界面型(interface type)：當斷面幾何固定的傳感器內存在相異絕緣介質，如空氣與地下水，兩者界面即為特徵阻抗不連續處，電磁波行經該界面將產生反射訊號，藉由計算電磁波速與反射來回走時可定位該界面 (Dowding et al., 1996)。應用上可將 TDR 傳感器置入水壓/水位

監測井量測水壓/水位，或置入量水堰中量測收集得的水位高度。

3. 能量衰減型(attenuation type): 如果斷面幾何固定的傳感器內存在導電度，將衰減反射訊號能量，使得反射訊號穩態值(V8)大小改變，據此可反求材料導電度 (Giese and Tiemann, 1975)。已知水中導電度與水質相關，可利用反射訊號穩態值(V8)求取量水堰收集得的乾淨水水質或水庫渾水濁度。
4. 速度型(Velocity type)：將欲研究材料置入斷面幾何固定的傳感器中，作為內部絕緣介質，分析反射訊號走時獲得材料介電度，利用經驗關係式可以量測土水混合物的比例特性(Topp et al. 1980)。

本團隊現階段將針對利用皺摺型(crimp type)原理所發展的 TDR 應用於錯動變形監測部份進行改良與初步相關測試。

### 3.3.1. TDR 錯動變形監測原理

傳統監測變形技術，如常見之測傾管技術(Inclinometer Probe, IP)或孔內測傾儀技術(In-place Inclinometer, IPI)，原理為分段量測地層中測傾管傾斜角，利用三角幾何關係計算相對孔底或孔口水平位移剖面(profile)。水平位移剖面實為真實變形分段線性化結果，每一段線性變位長度即為測傾儀長度(gauge length)，故變位量測空間解析度受到儀測長度影響，無法真實反應薄滑動面變形，另外，測傾管所採用之 ABS 管與地層之互制可能降低對於薄剪動的反應。測傾管之自動化成本高，且解析度受限於單孔能夠置入的測傾儀個數，測傾儀仍是採用主動式電子元件，具有昂貴、容易受到水、濕氣、雷擊影響的先天性缺陷。

近年來 TDR 逐漸成功應用在岩體或土體內薄滑動面變形監測，在所量測變形地層內鑽孔，放入同軸纜線以灌入水泥漿使之與地層形成一體。地層若發生錯動變形則改變同軸纜線幾何形狀，如圖 3.31 所示，TDR 反射波形反應與變形成正比，由走時分析及波速可準確求得發生錯動變形位置

$x$ ，而藉由實驗室標定可獲得外在變形量  $d$  與 TDR 反射訊號大小  $\rho_{peak}$  兩者之間的關係， $S$  為靈敏度， $d_0$  為初始啟動量，代表外部位移量真正開始改變錯動纜線，並使得 TDR 波形產生初始反應(initial response)所需大小：

$$x = V_p \frac{T_R}{2}$$

$$d = (\rho_{peak}/S) + d_0$$

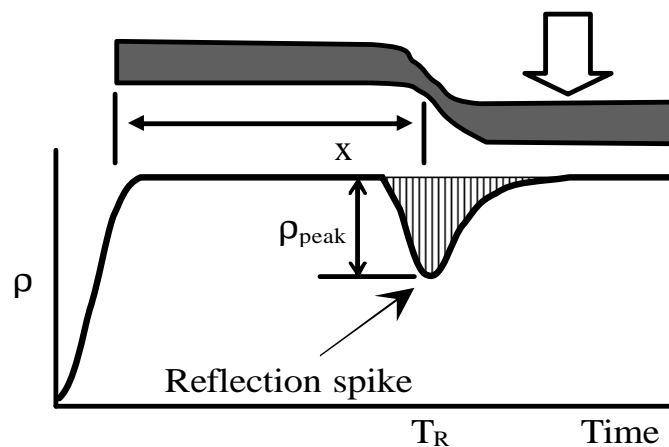


圖 3.31 TDR 變形錯動感測器原理示意圖

TDR 同軸纜線整體都可作為感測之用，有效克服存在於傳統式 IP、IPI 儀測長度(gauge length)問題，並可有效偵測薄錯動面位置。TDR 同軸纜線安裝時不需特製套管，設備成本與施工性亦優於 IP 及 IPI。但相對而言，同軸纜線對於一般不會產生回填材料破壞與纜線斷面幾何改變的撓曲變形類型較不具辨識能力，主要應用在穩定性的監測。

TDR 錯動變形監測應用在現地時，存在三項因子影響量化變形量：

1. 纜線電阻 (cable resistance)：現地應用時往往需要接續延長線作為傳輸之用，反射訊號大小在長纜線中傳遞時受纜線電阻影響而減小，因此影響外在變形量  $d$  與 TDR 反射訊號大小  $\rho_{peak}$  的標定關係。
2. 材料互制 (material interaction)：外在環境的錯動變形量如何傳遞到纜線上，如何使得變形取決於材料互制，不同灌漿配比與地層材料將造成不同材料互制現象。



3. 剪力帶的存在 (existence of shear band): TDR 在量測薄滑動面變形具有良好成效，然而若地層存在剪力帶，將影響外在環境錯動變形量的傳遞機制。

由於纜線電阻與纜線種類、長度存在對應關係，傳統修正方法是針對不同纜線種類、長度進行標定，獲得不同纜線電阻影響下外在變形量  $d$  與 TDR 反射訊號大小  $\rho_{peak}$  關係，然而此修正方法費時耗力。另一方面，現地材料互制行為與剪力帶寬如何影響纜線變形與實際錯動變形尚未有明確的觀點，雖然有相關研究分別針對兩因子進行研究，然而成效並不明顯，主要是受制於相關試驗室儀器設計未能如實反應現地情況所致，需要藉由更適當的室內試驗模擬進行更充分的研究討論。

本研究將針對上述影響因子分別由電學方面（纜線電阻）與材料方面（材料互制與剪力帶）兩方面進行 TDR 錯動變形監測技術改良與初步測試，以提高 TDR 錯動變形監測技術現地應用時的可靠度與精確度。

### 3.3.2. 纜線電阻修正研究

描述電磁波於傳輸系統內傳遞行為的電磁波傳遞模型 (electromagnetic propagation model) 其主要控制參數為傳遞常數  $\gamma$  及特徵阻抗  $Z_c$ ，傳遞常數控制電磁波傳遞速度，特徵阻抗控制波傳反射訊號大小，而纜線電阻在電磁波傳遞過程中改變反射訊號，亦屬於電學問題，然而目前利用電磁波傳遞模型模擬 TDR 反射波形的相關研究多半沒有考慮纜線電阻或者尚未能充分描述，因此若能推導包含纜線電阻因子影響的改良式電磁波傳遞模型，應該更可本質性地正確描述纜線電阻影響，並從中獲得改良更有效快速的纜線電阻影響修正方法的創新概念。

本團隊以 Lin (2003) 所推導電磁波傳模行為基礎，考慮代表纜線電阻因子，推導得受纜線電阻影響的傳遞常數  $\gamma$  與特徵阻抗參數  $Z_c$ ：

$$Z_c = \frac{Z_p}{\sqrt{\epsilon_r^*}} * A$$

$$g = \frac{j2pf}{c} \sqrt{\epsilon_r^*} * A$$

$$A = \sqrt{1 + (1-j) \frac{a_R}{\sqrt{f}}}$$

其中  $Z_p$  為代表纜線幾何的形狀因子， $\epsilon_r^*$  為纜線內填材料電學特性，一般為常數， $c$  為光速， $A$  參數為代表電阻影響的衰減因子，為  $a_R$  與頻率之函數， $a_R$  代表纜線導體表面電阻與纜線幾何影響的綜合因子。由上式可觀察得衰減因子  $A$  同時影響  $Z_c$  與  $g$ ，如不考慮纜線的電阻( $a_R=0$ )，則  $A=1$ ，所得的  $Z_c$  與  $g$  相當於 Lin (2003) 等其他學者所提出的波傳模型。圖 3.32 顯示纜線電阻影響與完整 TDR 波傳模型適用性。藉由上述模擬可發現利用本團隊所推導改良式電磁波傳遞模型內可確實反應 TDR 波形所受纜線電阻影響。

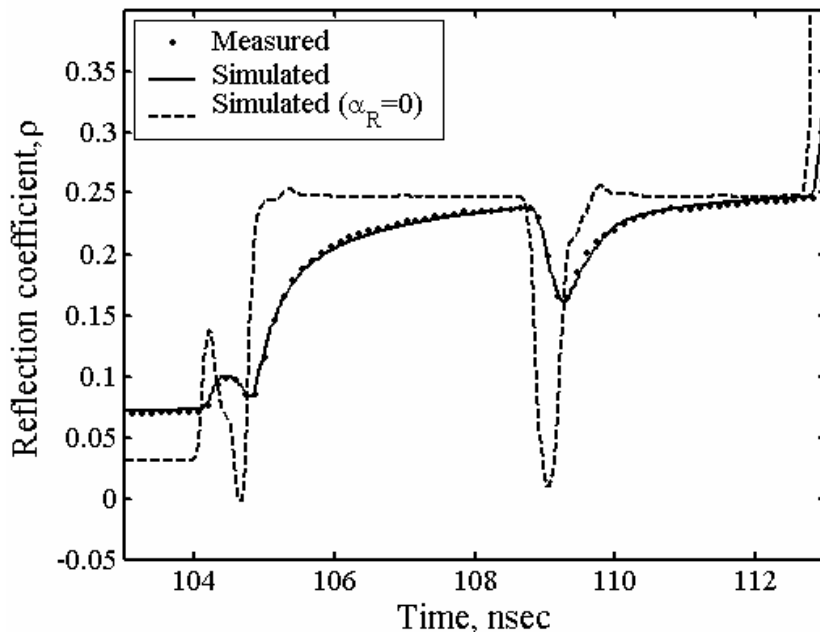


圖 3.32 纜線電阻影響與模擬結果比較 (10 公尺 RG58A/U 延長線)

初步研究顯示每一種纜線有其固定的電磁性質  $\epsilon_r^*$  與  $a_R$ ，可藉由已知長度纜線的波形反算事先求得，可進而獲得纜線的傳輸常數  $\gamma$ ，故控制纜線電磁行為的本質特性僅剩特徵阻抗  $Z_c$ ，因為電磁性質  $\gamma$  與衰減因子  $A$  已經先求得，特徵組抗現在僅與纜線受剪的幾何形狀變化有關。

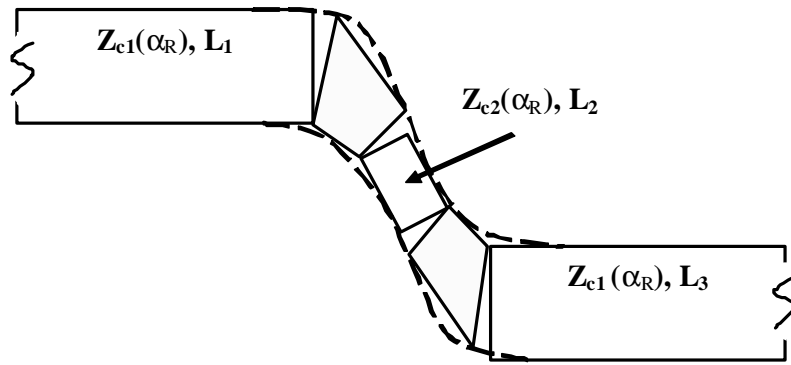
為了求得外在變形量  $d$  與特徵阻抗關係，需反算波形求得上述參數，反算模型將根據實際受剪的狀況設置，圖 3.33(a) 為試驗實際照片，由於物理上限制，顯示纜線存在一受剪區域與左右的材料伸長段，故反算模型亦需考慮這些段落的長度。圖 3.33(b) 為對應反算模型， $Z_{c1}(a_R)$  代表已經考慮電阻影響的纜線固有特徵阻抗，可由未受剪的纜線波形先行求得， $L_1$  定義纜線何處開始受剪。 $Z_{c2}(a_R)$  為受剪所對應的特徵阻抗， $L_2$  為纜線受剪區域長度，圖中灰色部分代表左右材料伸長段，考慮伸長段反應材料特性，應為定值，假設其特徵阻抗為  $Z_{c1}$  與  $Z_{c2}$  平均值，長度為  $L_2$  的四分之一。纜線總長剪去  $L_1$  與  $L_2$  即可得  $L_3$ 。因此需反算的參數為  $Z_{c2}(a_R)$ 、 $L_1$  與  $L_2$  三項。

圖 3.34(a) 顯示 TDR 反射訊號大小  $\gamma_{peak}$  明顯受到纜線電阻影響，使得原本應該固定的外在變形量  $d$  與對應 TDR 反射訊號大小  $\gamma_{peak}$  關係變得非一對一。因此傳統修正方法需費時耗力地針對不同纜線種類、長度進行標定，獲得不同纜線電阻影響下的外在變形量  $d$  與 TDR 反射訊號大小  $\gamma_{peak}$  關係。圖 3.34(b) 則為外在變形量  $d$  與特徵阻抗關係圖，顯然以改良式電磁波傳遞模型可確實修正 TDR 波形所受纜線電阻影響，使得外在變形量  $d$  與特徵阻抗關係圖在固定種類纜線條件下具有唯一性。

然而外在變形量  $d$  與特徵阻抗關係圖所需求反算模擬相對複雜，下階段工作目標著眼於利用上述電磁波傳模型建立一簡易修正法。

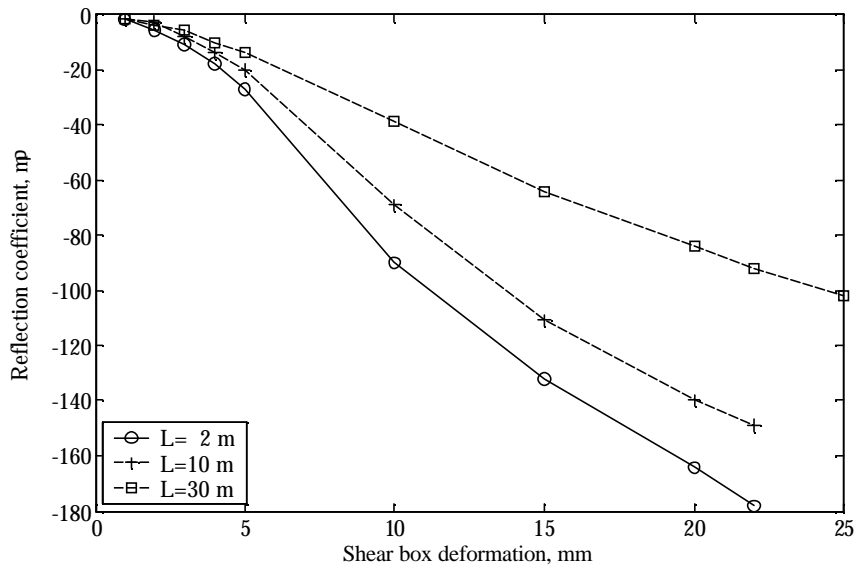


(a)

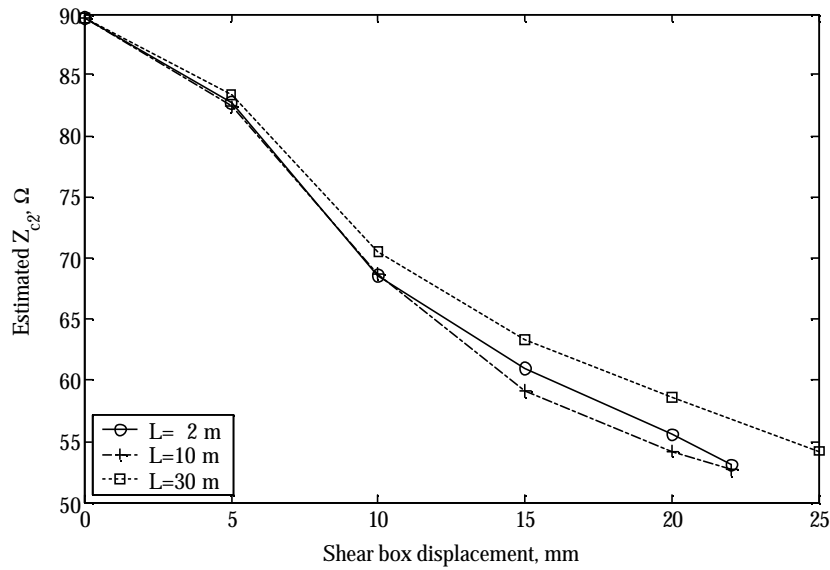


(b)

圖 3.33 (a) 試驗實際照片 (b) 對應的反算模型



(a)



(b)

圖 3.34 (a) 外在變形量  $d$  與 TDR 反射訊號大小  $\rho_{peak}$  關係圖 (b) 外在變形量  $d$  與特徵阻抗關係圖

### 3.3.3. 簡易纜線電阻修正法

為了實務的簡便性，以與滑動變形相關的參數化 TDR 波形反應。本節將提出藉由完整時域反射波傳模型修正纜線電阻對於  $\rho_{peak}$  之影響的簡單程序：

1. 單一纜線連接 TDR 裝置並予以量測。纜線參數 ( $Z_p, e_r^*, a_R$ ) 可藉由完整時域反射波傳模型反算定義。

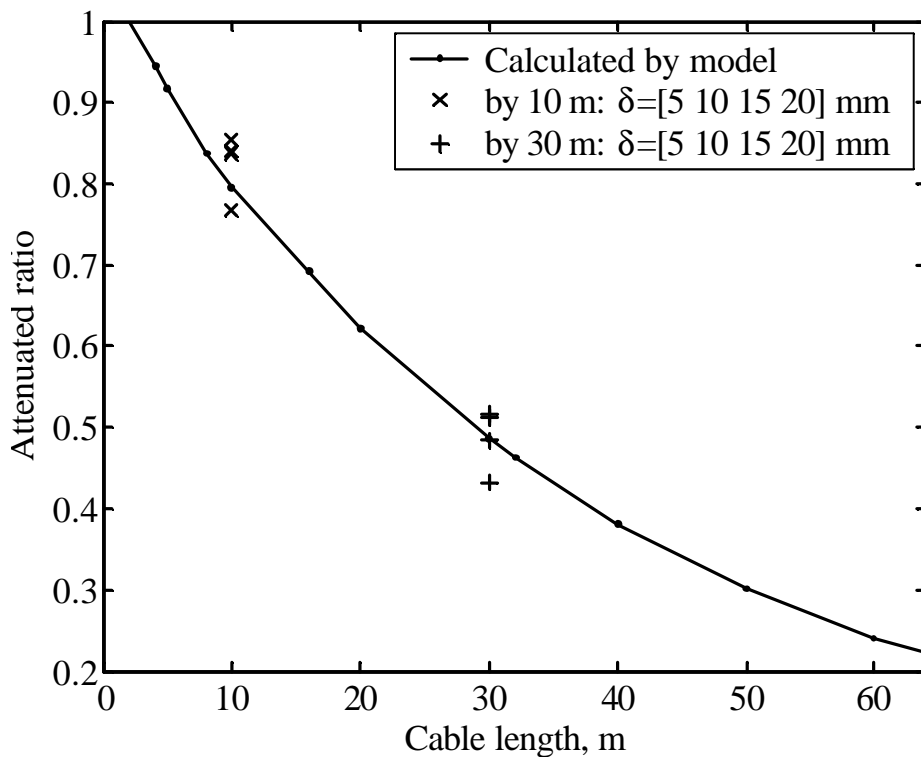
2. 模擬表示距離 TDR 裝置不同距離位置上的合適的纜線阻抗變化的數筆 TDR 波形。

3. 定義纜線電阻引致的衰減比率 (attenuation ratio) 為  $\rho_{peak}(L)/\rho_{peak}(2\text{ m})$ ，亦即任一距離的  $\rho_{peak}$  與參考距離 (如本例為 2 m)  $\rho_{peak}$  的比率。繪製衰減比率與距離的關係可獲得如圖 3.35 (a) 所示的 Commscope P3-500 纜線的修正曲線 (correction curve)。

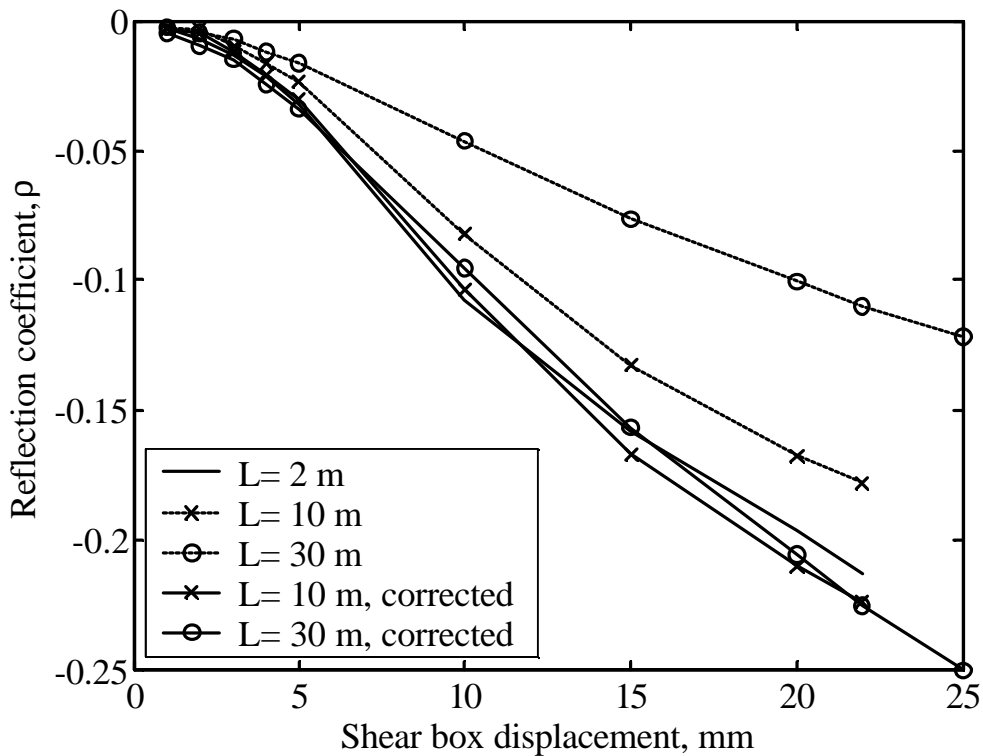
4. 據此修正曲線所以量得的  $\rho_{peak}$  皆被修正或正規化為距離 TDR 裝置某參考距離處的  $\rho_{peak}$  反應。此修正或正規化後的  $\rho_{peak}$  隨即用於關聯滑動變

形。

圖 3.35 (a)同時繪製 2、10、30 公尺延長線的纜線直剪試驗結果，實驗資料與由數值模擬所得修正曲線非常一致。僅需要一次的纜線性質標定，即可獲得各種纜線的修正曲線。應用上述流程，原始  $\rho_{peak}$  與正規化  $\rho_{peak}$  與滑動變形的關係圖繪製於圖 3.35 (b)。在纜線修正後，三種不同延長線長度的正規化  $\rho_{peak} - d$  曲線幾乎座落在一起。因此僅需以參考長度施作  $\rho_{peak} - d$  關係標定即可。本章節妥善地解決電學上的因子的影響(纜線電阻影響)，在下一章節將探討材料因子的影響。



(a)



(b)

圖 3.35 (a)簡易纜線電阻修正法所得影響曲線圖，(b)修正結果比較

### 3.3.4. 材料互制與剪力帶室內模擬

相對於纜線電阻為可由電學上解決的問題，材料互制與剪力帶所造成影響則為材料方面問題，雖然有相關研究分別針對兩因子進行研究，然而成效並不明顯，主要是受制於相關試驗室儀器設計未能如實反應現地情況所致。本團隊目前已經研發適當室內儀器設計，如圖 3.36 所示，設計兩個剛性塊體，控制剪力盒位移( $d$ )模擬剪動。此外，固定纜線 (P3-500) 長度為 1 公尺，事先澆製於水泥圓柱，放入剪力盒後填入外填材料，模擬纜線—灌漿材料—現地材料的互制行為，如圖所示。考慮到現場安裝限制與先前室內試驗測試經驗，灌漿水灰比分別為 0.5、1 以及 2，而外填材料分別為粗顆粒砂、渥太華砂、與玩具黏土，分別代表堅硬土壤、中等軟弱土壤、以及軟弱土壤。

為了比較三種土壤的強度，將土壤置入剪力盒中並予以直剪。值得注

意的是，在準備試體時，以直剪盒的上蓋將土壤鎖進(lock-in)盒中，預施應力(pre-stress)於土壤。由於加載系統的限制，在此比較中，直剪的是小尺寸的水泥圓柱，此試體的斷面積折減為土壤試體的 1/4，剩餘空間則填充在滑動面預先分離的石膏。圖 3.37 為其應力-側向位移( $\sigma$ - $d$ )曲線比較圖，應力-側向位移( $\sigma$ - $d$ )曲線相關參數則整理於表 3.2。明顯地，水泥類的強度遠高於土壤類的強度(圖 3.37)，其中粗砂強度則相對高於渥太華砂與玩具黏土。此外，水灰比等於 0.5 ( $W/C=0.5$ )的水泥具有最大的強度。

剪力弱帶一詞，顧名思義即為兩地層間存在一相對軟弱材料，因此本研究利用填充相當帶寬( $W$ )軟弱材料(玩具黏土)於粗顆粒沙中，模擬剪力弱帶，但該剪力弱帶內仍有回填灌漿披覆感測纜線。

利用上述設計進行室內試驗初步測試，如圖 3.38 所示，可觀察得隨著土壤材料相對堅硬，對應啟動位移量  $d_0$  相對小，其中以石膏澆製，形成剛性塊體的試驗結果(reference line)其  $d_0$  最小。固定土壤材料，不同灌漿材料對應的  $d_0$  改變不大。在所有的曲線中，纜線的靈敏度  $S$  仍約略為常數。值得注意的是，將纜線直接放入全部內填粗砂的剪力盒剪動，所得的  $d_0$  並不會比纜線搭配灌漿所得  $d_0$  來的小。顯然，利用灌漿束制纜線，使其承受局部剪動的效果是顯著的。這跟水泥灌漿是易脆且抗張強度很低。受剪時，張力裂縫發生在剪力面附近，在灌漿圓柱內產生弱帶，傳遞外在變形至纜線變形上的特性有關。因此，在纜線周圍具有灌漿保護實際上使纜線變形容易受滑動變形。考慮現場灌漿需求，水灰比為 1.0 的水泥灌漿由於具有低縮性與良好的現地工作性，似乎是個好的選擇。如果可以的話，採用無收縮(non-shrinkage)水泥更佳。

另一方面，藉由填充軟弱材料(玩具黏土)於粗顆粒沙中模擬剪力弱帶，可發現啟動位移量  $d_0$  增加隨剪力弱帶寬度增加，而纜線變形感測靈敏度仍為接近常數，沒有受到剪力弱帶存在所影響。由於本試驗是在無圍壓(僅有剪力盒閉合時的預力)的情況下施作，預計一般情形啟動位移量會遠小於實驗值。事實上，若靈敏度(錯動變形與反射訊號關係的斜率)不受現



地土壤材料條件影響，將有助於簡化現地應用難度。上述材料互制與剪力帶室內模擬顯示，複雜剪拉作用將分散纜線所承受的變形量，因此變形量範圍通常可達纜線半徑 2~5 倍，直到外部變形量完全剪斷纜線導體為止。

最後針對纜線勁度進行探討，本試驗主要採用較硬的固狀(solid)外導體纜線，較不易造成纜線變形，但由上述相關試驗得知，仍可獲得良好成果。預期網狀(braided)外導體纜線因為網狀外導體軟，將更容易造成顯著幾何斷面變形的彎折(kink)。故針對網狀(braided)外導體纜線 RG-8 與固狀外導體纜線 P3-500 進行比較。試驗結果如圖 3.39 所示，RG8 纜線各種情況的初始啟動量小於 P3-500。對於過軟的土壤，可能需要使用網狀外導體纜線配合堅硬的灌漿才可達到較小的初始啟動量。

表 3.2 土壤材料相關參數

material type	$t_{peak}$ , kPa	slope of $t - d$ curve
cement (W/C=0.5)	1223.7	455
cement (W/C=1)	1117.6	444
cement (W/C=2)	1074.1	439
coarse sand	77.6	17.5
Ottawa sand	13.1	2.5
toy clay	5.7	0.85

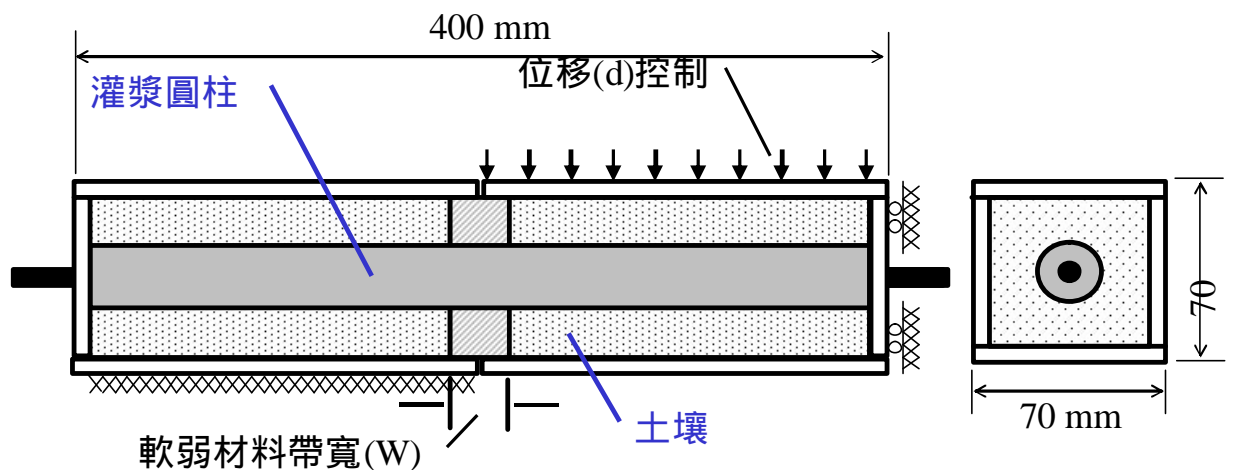


圖 3.36 室內試驗剪力盒設計與相關參數

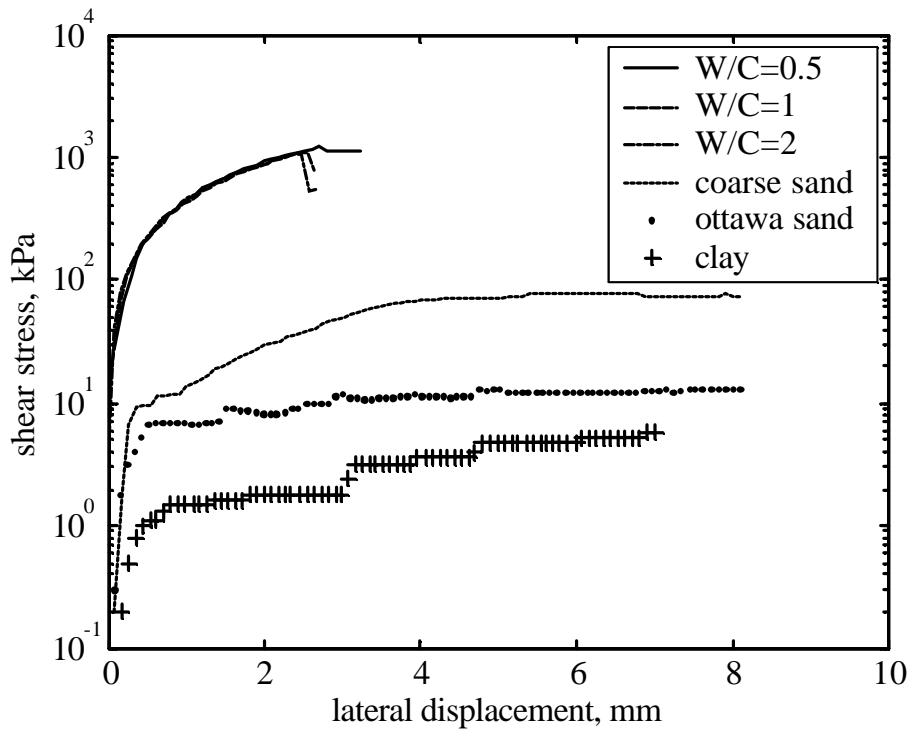
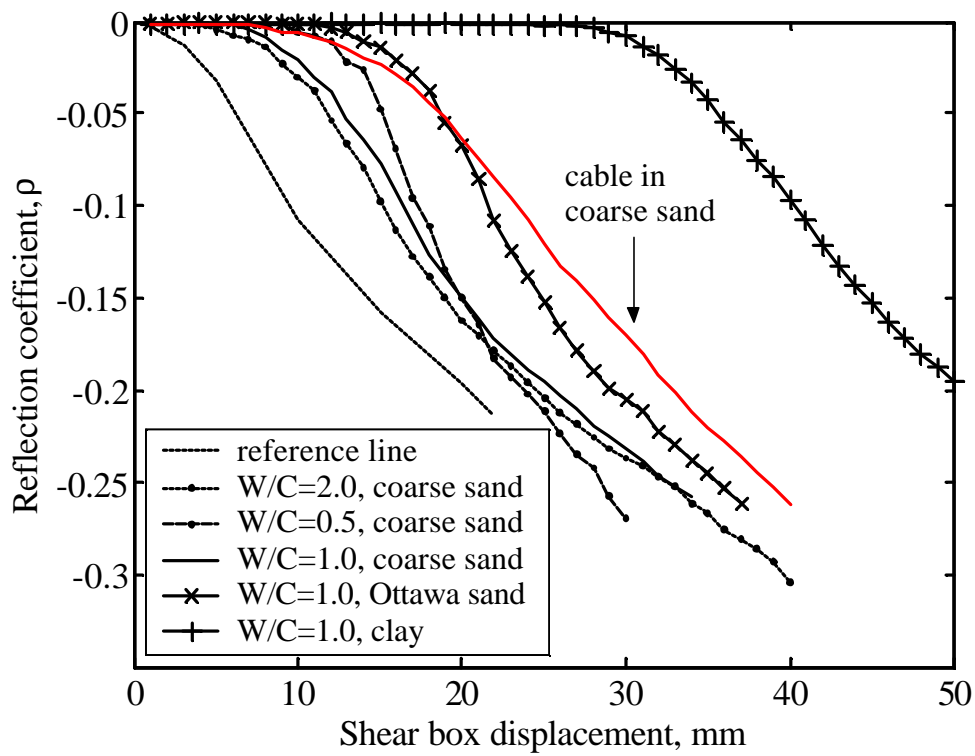
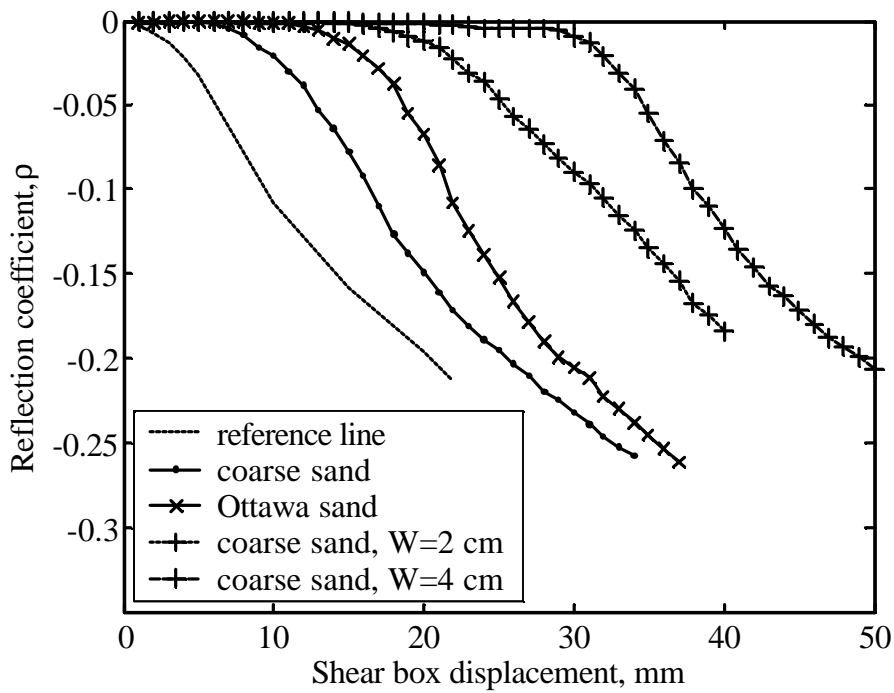


圖 3.37 各材料相對強度曲線



(a)



(b)

圖 3.38 (a)材料互制與(b)剪力帶寬模擬試驗結果

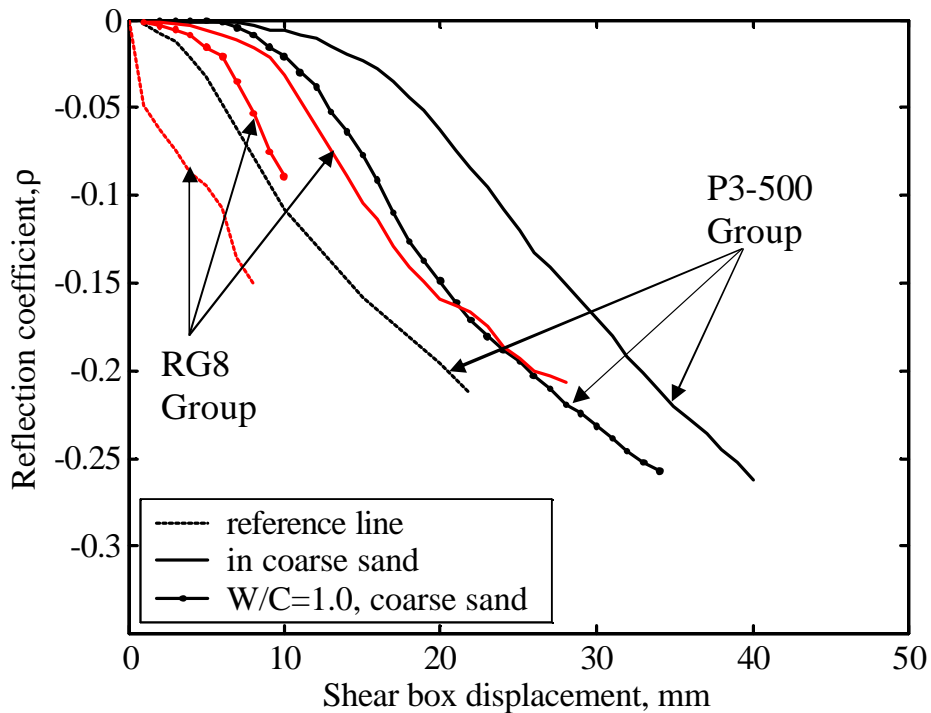


圖 3.39 網狀編織外導體纜線 RG8 與 P3-500 初始啟動值之比較

### 3.3.5. 初步結論

TDR 錯動變形監測於現地應用時存在相當纜線長度，其內含纜線電阻

電學上影響波形判釋，而材料互制與剪力帶寬從材料上影響纜線變形與實際錯動變形傳遞關係，利用考慮纜線電阻因子的改良式電磁波傳遞模型，已經能有效且適當地描述纜線電阻的影響，然而求取外在變形量  $d$  與特徵阻抗關係所需反算模擬相對複雜，利用上述電磁波傳模型衍生的簡易纜線電阻修正法，可提供更快速便利的纜線電阻修正，應用於工程實務。

利用適當室內儀器設計，初步可觀察得隨著土壤材料相對軟弱或剪力帶寬度增加，對應啟動位移量  $d_0$  增加，但纜線的靈敏度  $S$  仍約略為常數，事實上，若靈敏度不受現地條件影響，將有助於簡化現地應用難度。此一結果提供了 TDR 錯動變形監測新發現與新思維。

值得注意的是，結果顯示灌漿比周圍土壤堅硬並不會減弱 TDR 反應。受剪時，在剪力面附近的張力裂縫可以產生灌漿圓柱的弱帶，傳遞外在滑動變形至纜線。因此，在纜線周圍具有灌漿保護實際上使纜線變形容易受滑動變形。確認灌漿比纜線足夠堅硬應該是比較實務的考量。

本試驗採用較硬的固狀(solid)外導體纜線，較不易造成纜線變形，但仍可獲得良好成果。雖然如此，對於過軟的土壤，可能需要使用網狀外導體纜線配合堅硬的灌漿才可達到較小的初始啟動量。

在實務上選擇最佳化灌漿並非一個容易的課題，確認灌漿比纜線足夠堅硬比較重要。因為水泥灌漿是易脆且抗張強度很低，受剪時，張力裂縫將發生在剪力面附近，在灌漿圓柱內產生弱帶，足夠堅硬的灌漿將迫使纜線承受局部剪動，傳遞外在變形至纜線變形上。W/C = 1.0 的水泥灌漿由於具有低縮性與良好的現地工作性，似乎是個好的選擇。如果可以的話，採用無收縮(non-shrinkage)水泥更佳。

本研究顯示受材料互制與剪力帶寬度影響，複雜剪拉作用將分散纜線所承受的變形量，因此變形量範圍通常可達纜線半徑 2~5 倍，直到外部變形量完全剪斷纜線導體為止。但不同方向改變纜線幾何斷面，所引致的反射行為是一樣的，因此 TDR 技術無法判斷變形方向。

綜合本章文獻回顧與新發展 TDR 監測技術的研究成果，表 3.3 為傳統

測傾管監測技術與新發展 TDR 監測技術在功能、效益、維護等不同層面上的優缺點與限制的比較。

表 3.3 傳統測傾管監測技術與新發展 TDR 錯動變形監測技術初步比較

監測技術	傳統測傾管監測技術	TDR 錯動變形監測技術
功能與特性	利用測傾儀與重力夾角，線性內插換算成水平變位剖面，並可判釋滑動方向	局部剪力變形導致同軸纜線變形，由 TDR 波形變化反推變形位置與錯動變形量。
應用限制	因其量測原理，對於局部剪力變形反應較不靈敏。	因其量測原理，無法檢測得柔性撓曲的變形，且無法判釋滑動方向。精確的變形量化分析仍持續研究中。
儀器放置方式	下孔式(downhole)：精密的測傾儀本身需置入存在地下水位的測傾管內。	上孔式(uphole)：精密的儀器放置於地面，僅需將堅固耐用的同軸纜線置入壩體。
電子元件型式	電子感應器：電子感應器需要外部供應電源以維持或激發電子元件功能。	傳輸線式傳感器：傳感器不需供應電源，僅在量測時發送電磁脈衝進行檢測即可。
耐久性與使用壽齡	內部為複雜昂貴電子元件，其主動式特性容易受水、濕氣、雷擊影響而喪失功能或降低耐久性，平均使用壽齡短。	內部無複雜昂貴電子元件，因其傳輸線式特性而不易受水、濕氣、雷擊影響功能性。可使用到纜線完全被剪斷為止。
管理維護便利性	測傾儀需人工操作，若改採可自動化的現地測傾儀，則空間解析度不佳，且因電子感應器與下孔式特性而不易管理維護。	TDR 技術易於自動化，提供遠端管理便利性，透過反射波形變化可自我檢測同軸纜線狀態，便於維護。
安裝成本	需安裝具有特殊槽溝，成本高的 ABS 管。	安裝相對便宜的同軸纜線後進行灌漿即可。
成本效益	測傾儀或現地測傾儀皆造價昂貴，成本隨數量而增加，但效益則因其不易管理維護而降低。	TDR 技術可透過分工器進行一機不同監測功能與多點監測，有效降低整體監測系統成本，並具良好效益。



## 第四章 非破壞性檢測技術與精度之改良

本計畫非破壞性檢測技術與精度改良以三年（95 至 97 年度）為期，其主要工作項目包括：深入了解並嘗試提昇電探、震測與透地雷達等非破壞檢測在壩體檢測應用之可適性，針對施測性、解析度及資料判釋進行改良研究，並於現地進行實例測試研究。

本年度辦理工作內容如下：

- (1) 針對地電阻影像探測在滲漏檢測之應用進行技術性改良，提升分析精度，並以新山、寶二及仁義潭 3 座水庫進行實例測試。
- (2) 針對混凝土表面電極及電探在混凝土壩入滲檢測之應用進行技術性改良，提升分析精度，並以石門水庫廊道、大觀電廠及石岡壩 3 座水庫進行實例測試。
- (3) 不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方式探討。

### 4.1. 地電阻影像探測在滲漏檢測技術改良

本團隊於前期水利署委託「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」中，結果顯示地電阻影像探測在壩體滲漏檢測具有高應用價值，為了提升量測的品質與提高影像判釋度，因此將針對地電阻影像探測在滲漏檢測技術進行改良，主要分為兩部分提升檢測技術，第一部份為現地施測改良，目的在改良目前所使用的「傳統貫入式電極」以及「非侵入式電極」；第二部分為資料分析，利用「正算模擬」來比對資料正確性，而後透過不同反算模式找出最佳反算方式。本計畫藉由前期計畫所量測現地資料，利用竣工報告以及相關壩體研究文獻，採用「正算模擬」來模擬現地量測結果。

### 4.1.1. 地電阻影像探測基本原理

地電阻影像探測的量測原理為藉由外加低頻電流經由圖 4.1 中電流極 C1、C2 流入地層中，再利用電位極 P1、P2 量測地層所反應的電位差值，由該量測的電壓值與電流值經由靜電學理論計算受測土層之視電阻率（apparent resistivity）。量測空間影響範圍視電極間距而定，展距越大所能探測深度越深，但相對解析能力會有所降低。量測過程藉由改變不同電極間距與位置，獲得不同幾何空間位置上的視電阻率值，稱為似電阻率剖面（Pseudo-Section），經由反算分析獲得真實電阻影像剖面，藉以了解地層構造。不同電極排列的幾何參數影響探測的結果會不同，常見的電極排列如圖 4.1 所示。

各種電極排列方法藉由平移電極和增加電極間距以達成二維施測似電阻影像剖面，以 Wenner 施測方式舉例，如圖 4.2 所示，在一倍電極間距下，先以第一支與第四支電極為電流極 C1 和 C2，由第二支與第三支為電位極 P1 和 P2，如此即可量測到第一個的視電阻率值，在固定一倍電極間距之下，不斷平移四根電極棒，即可量測到第一層視電阻率值，而藉由改變電極間距的大小，即可量到不同深度的視電阻率值，因而得到完整似電阻影像剖面。施測時先於地表佈設好電極棒，利用儀器自動擷取各個幾何位置的視電阻率值，十分方便並節省時間。

地電阻量測之測似電阻影像剖面(Pseudo-Section)表示每一施測幾何(電極配置)所得到之視電阻率，必須透過反算分析方能得到地層真正的電阻率分佈。反算分析之方法主要以正算模式為基礎，若假設一電阻率分佈，量測之視電阻率可依據靜電學理論與有限元素法或有限差分法模擬預測，若設法改變電阻率分佈，使得預測值盡量逼近量測值，則可估計出地層之電阻率分佈。由於資料量大，反算分析通常以結合正算模式之最佳化方法進行，由實際量測資料（pseudo-section）反算地層之電阻率分佈。



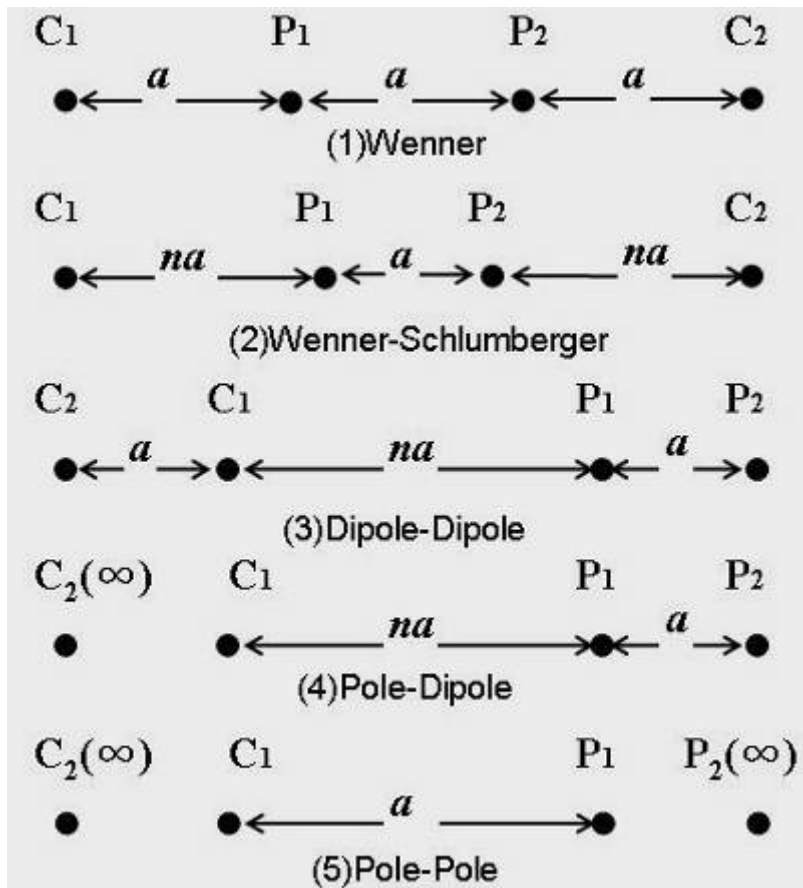


圖 4.1 地電阻影像探測的各種排列方式

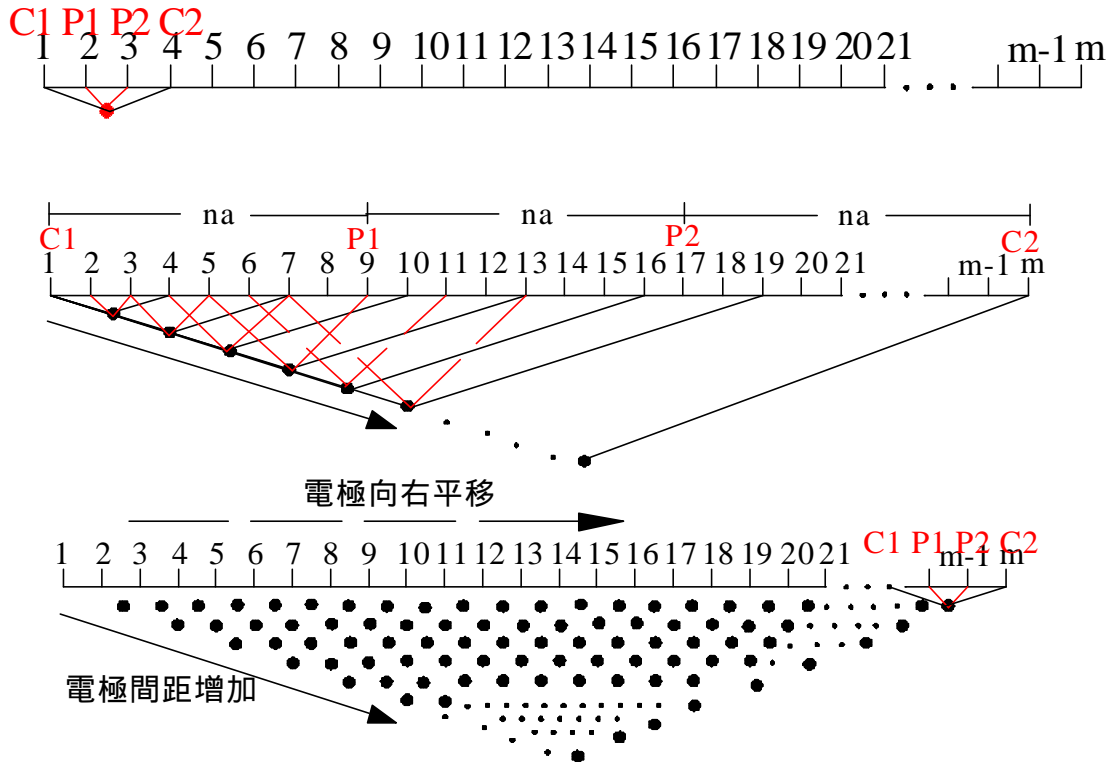


圖 4.2 地電阻影像探測施測示意圖

## 4.1.2. 地電阻影像探測於現地施測改良

地電阻影像探測於一般土壤表面與土石壩壩體施測方式採用「傳統貫入式電極」，傳統貫入式電極材質為不鏽鋼棒，長度為 30 cm 而直徑為 1.0 cm，施測時將電極棒貫入地表約 15-20 cm 深。進行資料擷取前必須事先檢核地表面與電極棒間電阻值 (Resistance check)，即為電極棒與地面間的導電品質，根據過去施測經驗，地表面與電極棒間的電阻檢核值 (Resistance check) 一般在土壤表面施測時皆控制在小於 1k-Ohm，所擷取資料品質較好，資料反算後誤差也較小 (E. Athanasiou et.al, 2005)。

本計畫根據新山水庫、石門水庫等現地施測經驗，當地表存在鋪面，例如一般柏油道路路面、壩體通達道路等，地表與電極棒之間的電阻檢核值通常較大，可從數十 k-Ohm 甚至數百 k-Ohm，電流不易傳遞使得地表淺層資料品質較差 (Johansson et al,2003)，擷取資料整體受到淺層影響較大，反算後結果誤差值也將偏大，參考「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」計畫中以仁義潭水庫壩基施測為例 (圖 4.3)，該案例佈設於壩基柏油路面，量測後淺層視電阻率變異係數高達 54%，反算後誤差也高達 25.7%，顯然有必要改善上述情況中電極棒與地表間存在的高電阻問題。

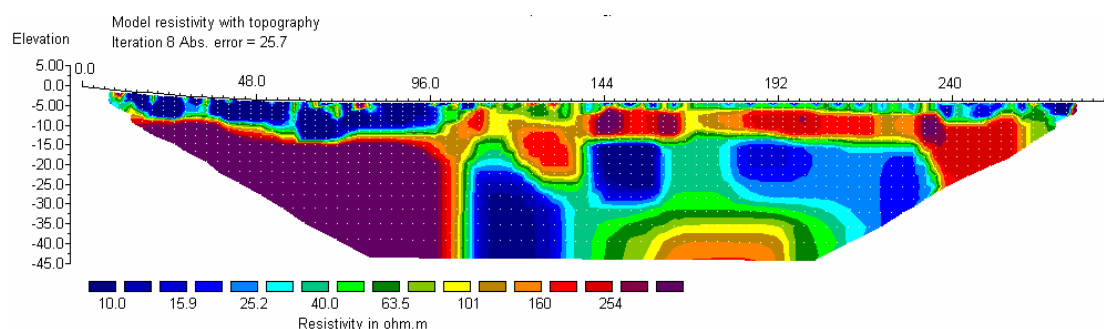


圖 4.3 仁義潭水庫壩基測線

### 1.傳統貫入式電極的改良

改良地電阻影像探測技術主要著眼在地表存在鋪面時，降低電極棒與地表所存在的高電阻問題，本計畫設計改良方法如表 4.1，傳統電極棒皆採

用不鏽鋼電極，但藉由注入不同導電液來改善電極棒與地表導電品質，進而提升量測資料精確度，使得反算後剖面具有較小誤差。

測試場址選定在交大博愛校區 (圖 4.4)，施測排列涵蓋各種的特性的排列幾何，例如 Dipole-Dipole、Wenner、Pole-Dipole、Pole-Pole，測線間距為 2 m，共 24 根電極，施測方式為先以鑽機在柏油路上鑽出直徑為 1.2cm 深度為 30cm 的孔，先於孔中灌入導電液後再將電擊棒插入，而導電液的濃度皆為飽和的導電液，在同一天施作完水與  $\text{CuSO}_4$  後，於 2 天後再進行  $\text{NaCl}$  的測試，以避免兩種導電液互相干擾，而在資料擷取的設定上，三種導電液的設定皆相同，所設定的資料品質因子  $Q_{\max}$  (quality factor requested – standard deviation in % )，而決定資料品質因子  $Q_{\max}$  為資料點的疊帶次數為 3-6 次，當資料品質收斂到小於所設定的資料品質因子  $Q_{\max}$  時，則收錄該筆資料，最後施測結果將以原始資料視電阻率變異係數 (%) 反算後結果則與鑽探取樣剖面比對，並比較均方根誤差 (RMS) 大小。

表 4.1 傳統灌入式電極於檢測上改良方法

	電極棒種類	導電液
實驗組	不銹鋼電極	$\text{CuSO}_4$ 、 $\text{NaCl}$
對照組	不銹鋼電極	無

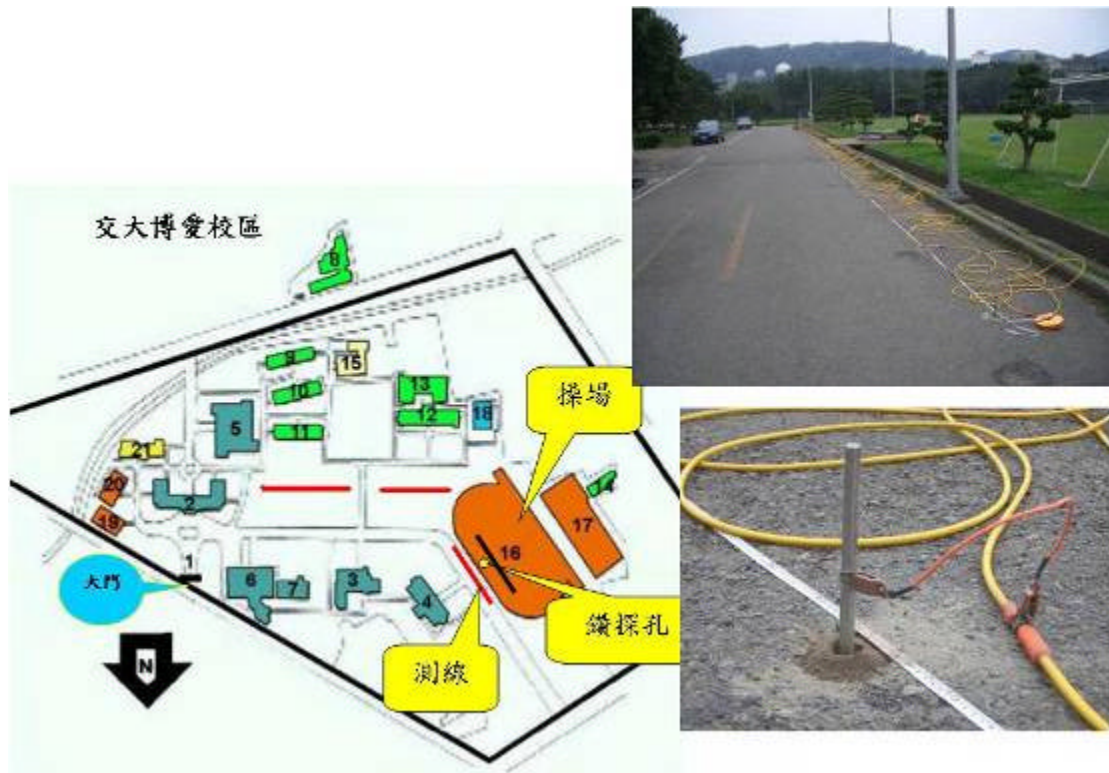


圖 4.4 改良電極測線配置圖與施測示意圖

以下將針對試驗改良結果作一說明：

#### Wenner 改良結果

試驗結果首先針對原始資料部分討論，Wenner 量測後資料層數共有 7 層，分別取同一層資料點變異係數套疊，如圖 4.5 至圖 4.11 所示，當資料層數  $n=1$ 、2、3 時，導電液變異係數量明顯小於水，當  $n=4$  以下時，導電液對於量測結果的改良效果則不顯著，但整體資料點變異係數很小，代表當  $n=4$  以下時的資料品質不論是採用導電液或水在先天本質上較佳。有此可見，導電液對於淺層 ( $n \leq 3$ ) 有較佳的結果，但對於較深層資料點 ( $n > 4$ ) 因原本資料變異性即不大，因此改善效果有限。

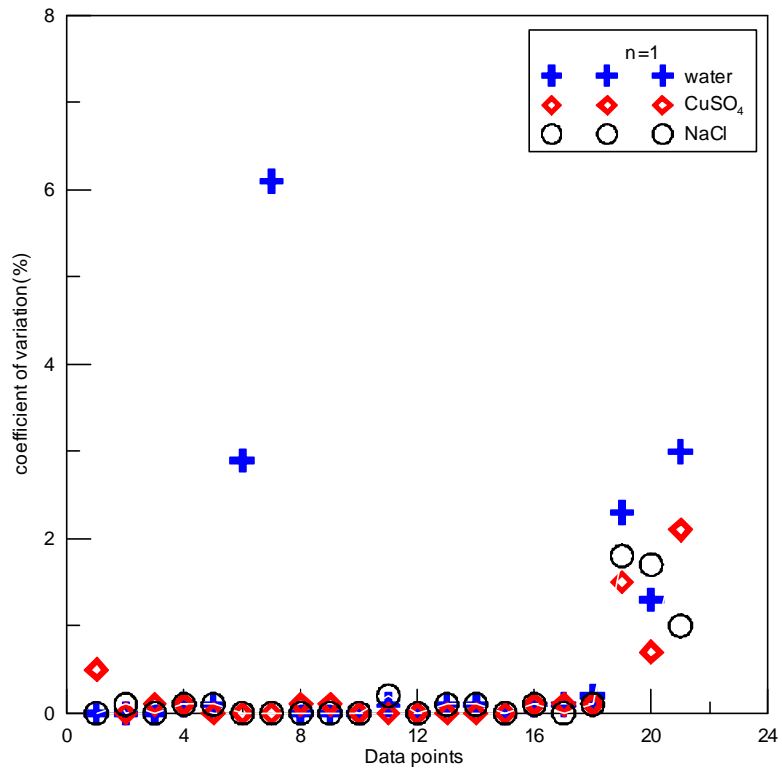


圖 4.5 Wenner 資料層數  $n=1$  時的變異係數

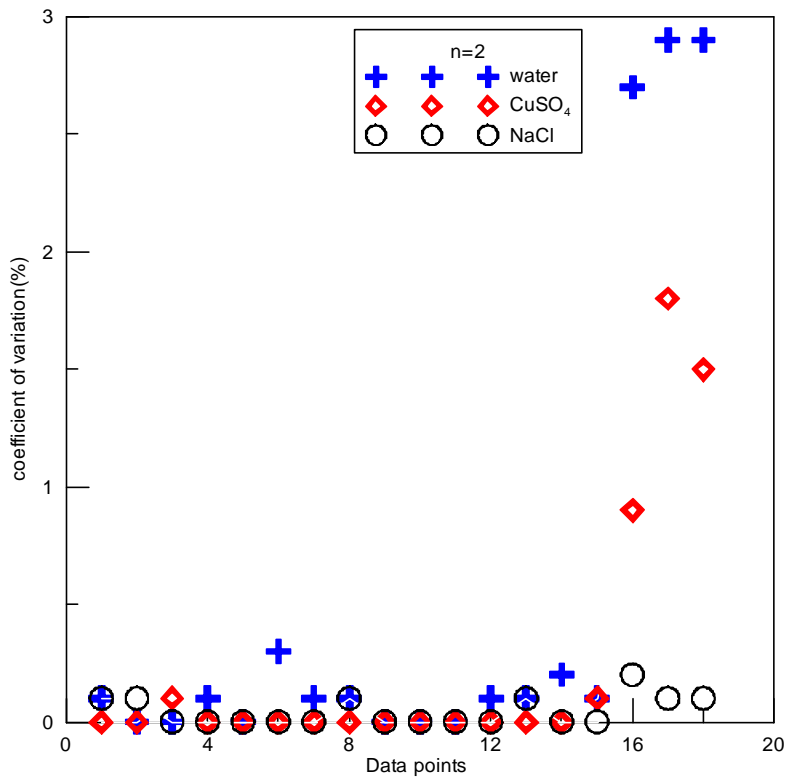


圖 4.6 Wenner 資料層數  $n=2$  時的變異係數

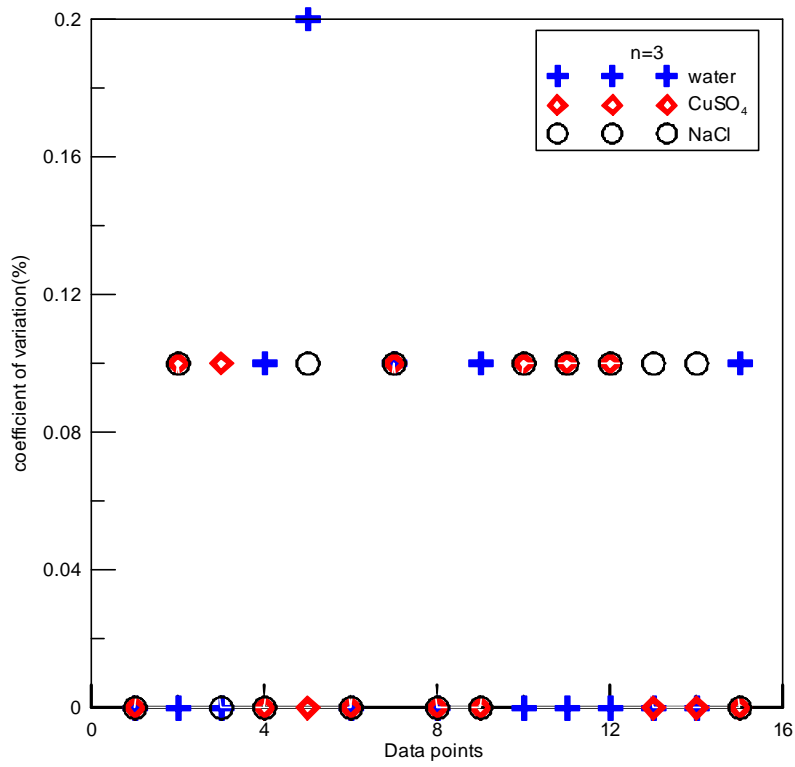


圖 4.7 Wenner 資料層數  $n=3$  時的變異係數

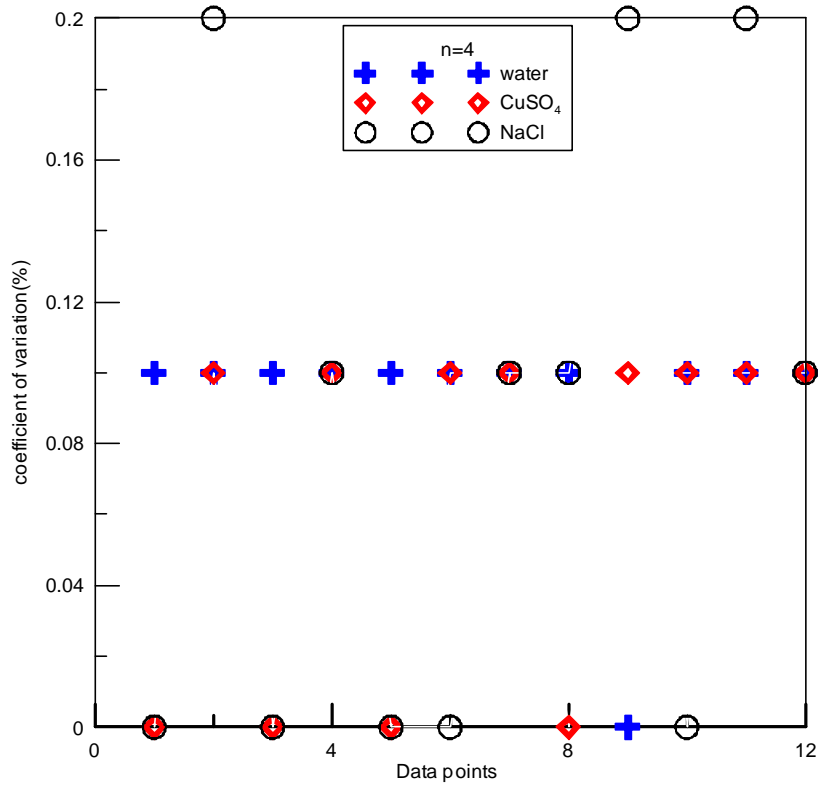


圖 4.8 Wenner 資料層數  $n=4$  時的變異係數

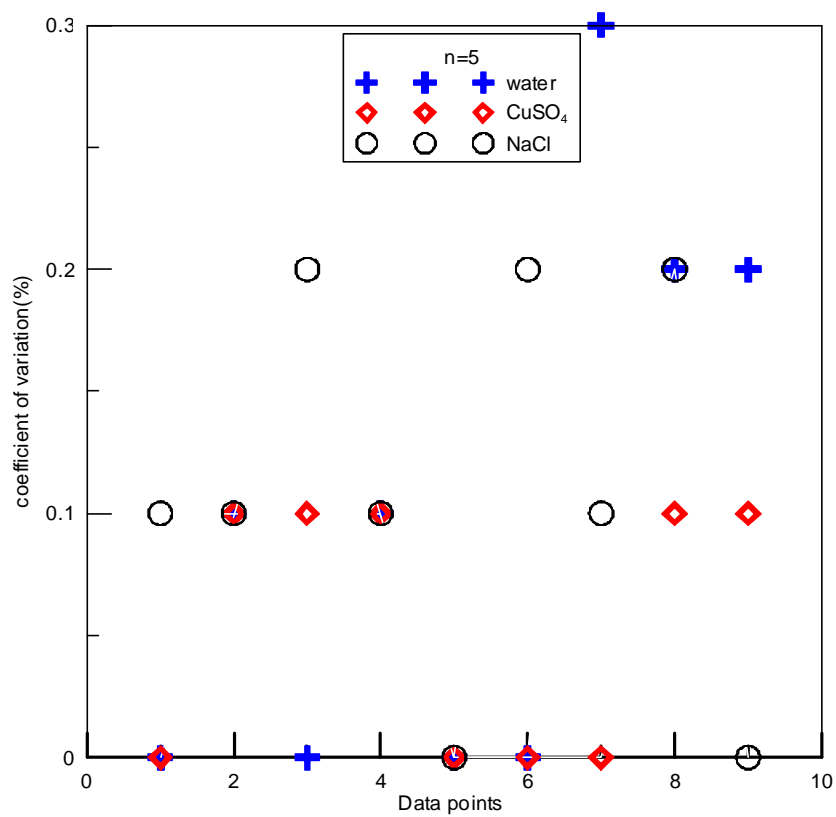


圖 4.9 Wenner 資料層數 n=5 時的變異係數

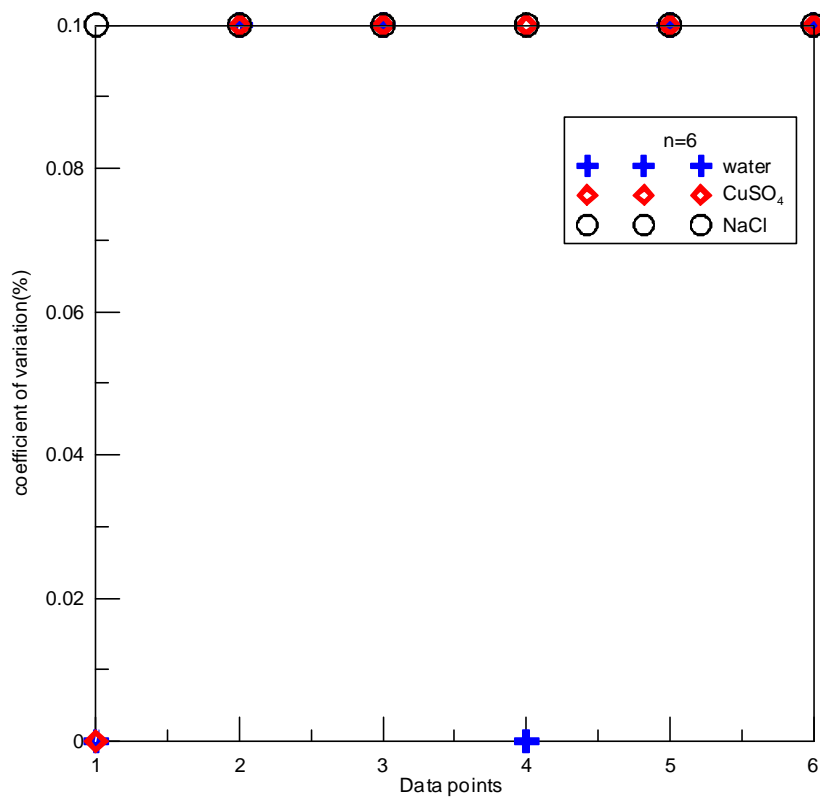


圖 4.10 Wenner 資料層數 n=6 時的變異係數

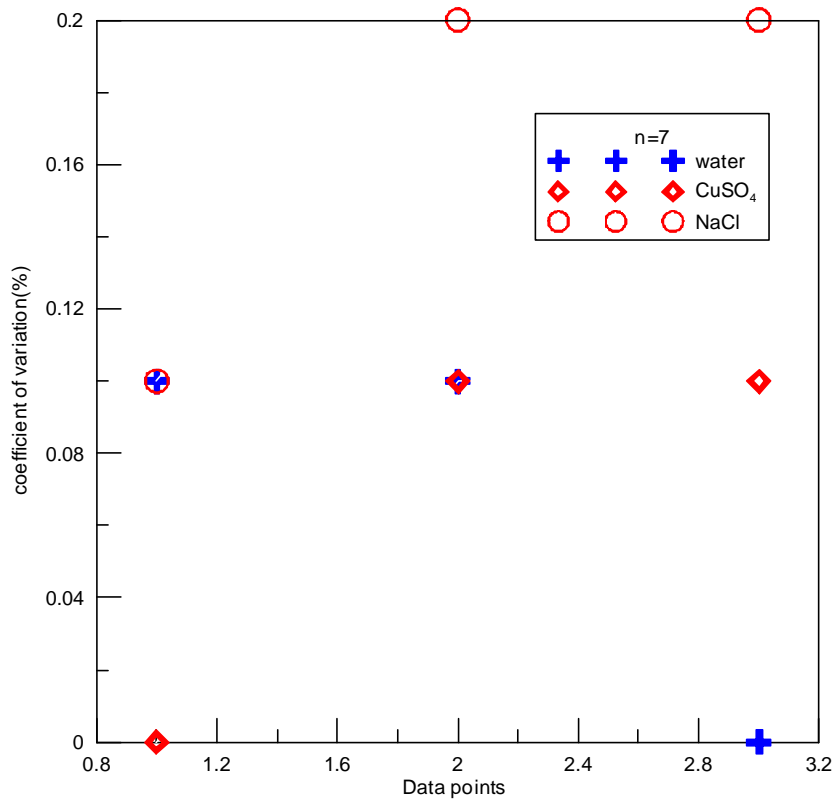


圖 4.11 Wenner 資料層數  $n=7$  時的變異係數

Wenner 反算後結果則顯示在圖 4.12 至圖 4.14，位於測線中點處有鑽探孔（岩心剖面如表 4.2），可供地層比對。結果以導電液  $\text{CuSO}_4$  溶液與水的剖面較為接近，而以反算後均方根誤差（Root Mean Square）比較反算後誤差量（如表 4.3），以導電液  $\text{CuSO}_4$  溶液反算結果最佳，其次為水與導電液  $\text{NaCl}$ 。因此若以反算後誤差量判斷導電液改良成果，則以  $\text{CuSO}_4$  溶液最佳。

表 4.2 測線中點處鑽探孔之地層描述

鑽探深度 (m)	地層描述
0-4.3	粉土質砂土
4.3-6.6	粉土質細砂偶夾微量礫石
6.6-15.8	砂質礫石偶夾卵石
15.8-18.25	岩盤



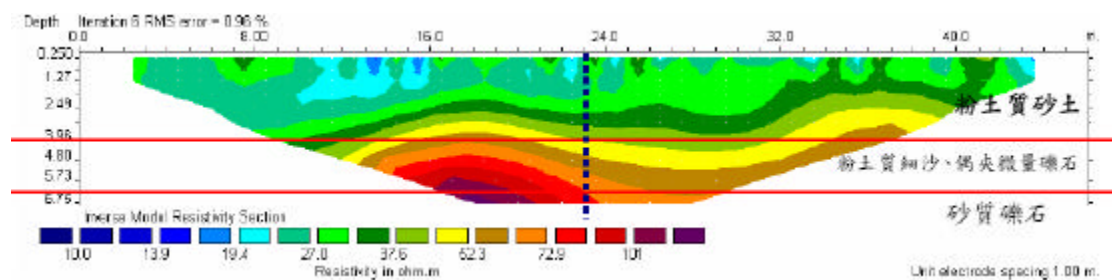


圖 4.12 加入導電液  $\text{CuSO}_4$  溶液反算後的結果-Wenner

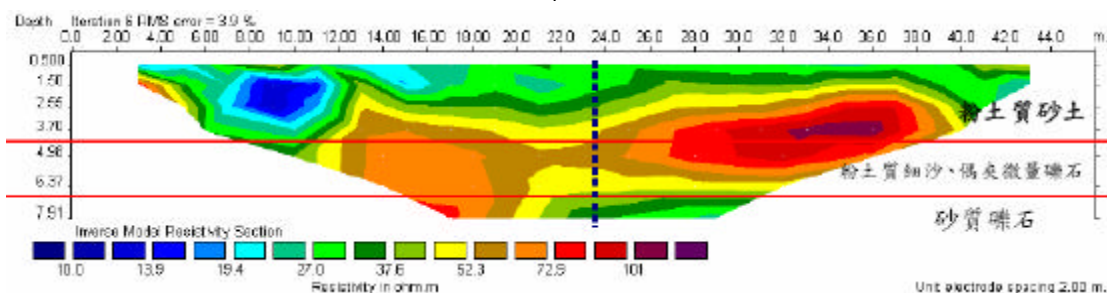


圖 4.13 加入導電液  $\text{NaCl}$  溶液反算後的結果-Wenner

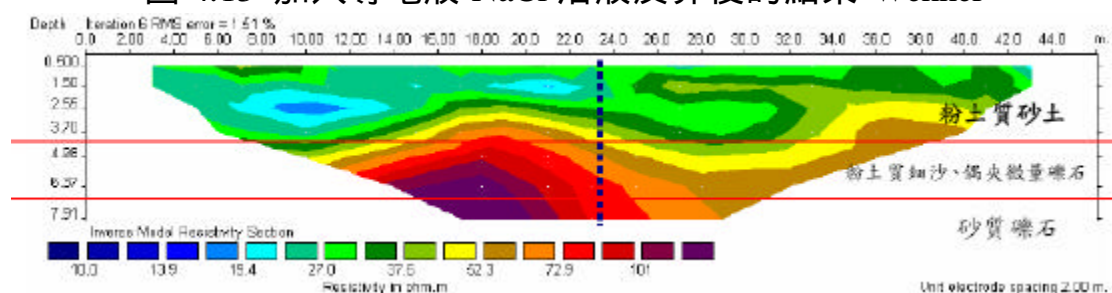


圖 4.14 加入水溶液反算後的結果-Wenner

表 4.3 導電液與水反算後之 RMS 誤差比較-Wenner

Wenner	$\text{CuSO}_4$	$\text{NaCl}$	water
RMS	0.96	3.9	1.51

## 2.非破壞式電極的改良

在去年「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」計畫中，針對混凝土材料檢測目的所新開發的「非侵入式電極」，已成功應用在混凝土壩施測，確實可以有效達到非破壞檢測之目的，而且採用非侵入式電極量測資料其反算後地電阻影像剖面能明顯指示配筋位置（低電阻區域）與施工縫存在位置（高電阻區域）。但目前非侵入式電極擷取資料品質較差，反算後影像存在較大誤差，例如以石門水庫廊道測線為例(圖 4.15)，

淺層視電阻率變異係數高達 210%，而反算後誤差也高達 32.6%，有待後續提出改進方式。

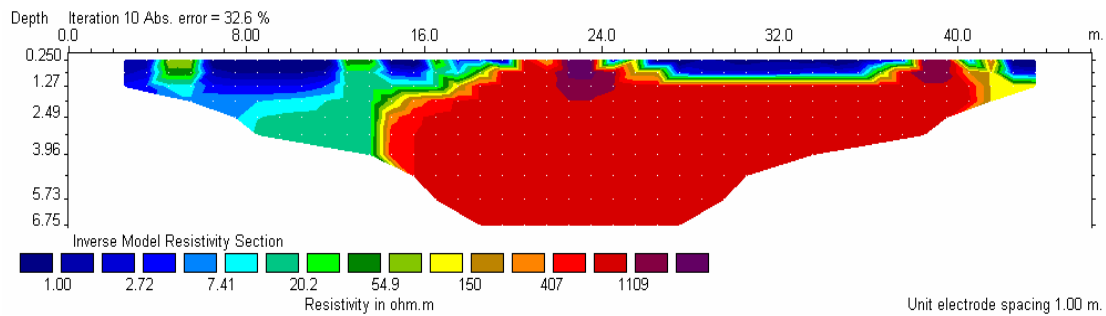


圖 4.15 石門水庫廊道測線

針對上述非破壞式電極應用的問題點，改良非破壞式電極，以在混凝土壩上檢測時，提升量測資料的精確度，進而可使反算後的剖面有較小的誤差。改良方法如表 4.4，除了以銅板作為電極，配合不同導電液拌合皂土，討論導電介質的改善影響之外，另外以海綿作為電極，並以海綿吸附導電液直接設置於於混凝土材料上進行測試。

表 4.4 非侵入式電極檢測上改良方法

	電極棒種類	導電介質
實驗組	銅板	皂土+ CuSO <sub>4</sub>
		皂土+ NaCl
對照組	銅板	皂土+水

測試場址選在頭前溪旁的混凝土河堤上 (圖 4.16)，施測排列涵蓋僅為淺層的排列幾何，例如 Dipole-Dipole、Wenner、Wenner-Schlumberger，測線間距為 2 m，共 24 個非破壞式電極，施測方式為將準備飽和的導電液，將皂土倒入均勻拌和至具有黏著性，在同一天施作完水與 CuSO<sub>4</sub> 後，於 2 天後再進行 NaCl 的測試，以避免兩種導電液互相干擾，而在資料擷取的設定上，三種導電液的設定皆相同，所設定的資料品質因子  $Q_{max}$  (quality factor requested – standard deviation in % )，而決定資料品質因子  $Q_{max}$  為資料點的疊帶次數為 3-6 次，當資料品質收斂到小於所設定的資料品質因子

Q max 時，則收錄該筆資料，最後施測結果將以原始資料視電阻率變異係數、反算後結果比較均方根誤差 (RMS) 大小。



圖 4.16 非侵入式電極施測示意圖

以下將針對試驗改良結果作一說明：

#### Wenner 測試結果

Wenner 的原始資料共有 7 層資料層數，以下僅取淺層 (n=1~6 層) 的資料來說明。圖 4.17 至圖 4.22 分別為 n=1 至 6 的原始資料的變異係數(%)，當 n=1、2 時 (圖 4.17 與圖 4.18 所示) 可以明顯看出使用 CuSO<sub>4</sub> 電解液的資料點變異係數最小，其次為 NaCl 電解液與水；而在其他 n=3 至 6 層時(圖 4.19 至圖 4.22 所示)，其原本資料點變異係數本來即相對較佳，因此導電液改善空間相對有限，但仍可看出以 CuSO<sub>4</sub> 電解液的大部分資料點變異係數較小。

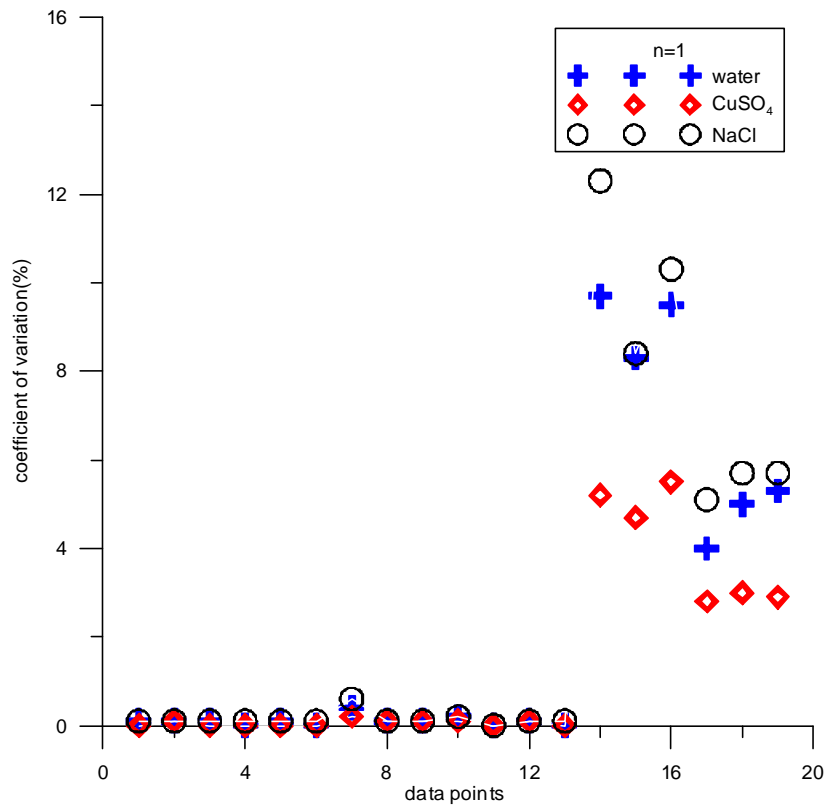


圖 4.17 Wenner 資料層數  $n=1$  時的變異係數

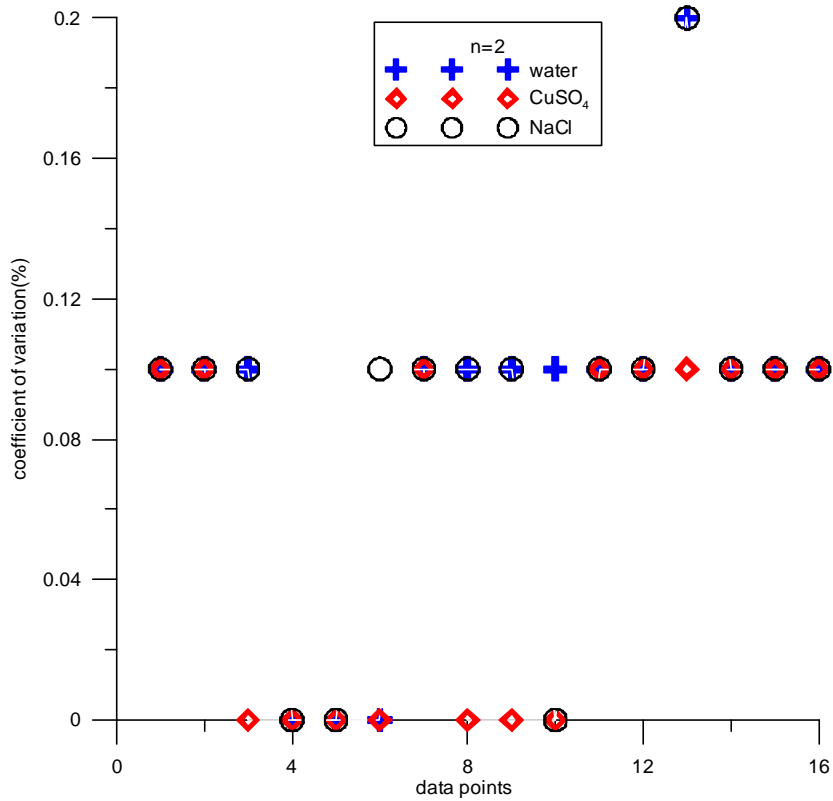


圖 4.18 Wenner 資料層數  $n=2$  時的變異係數

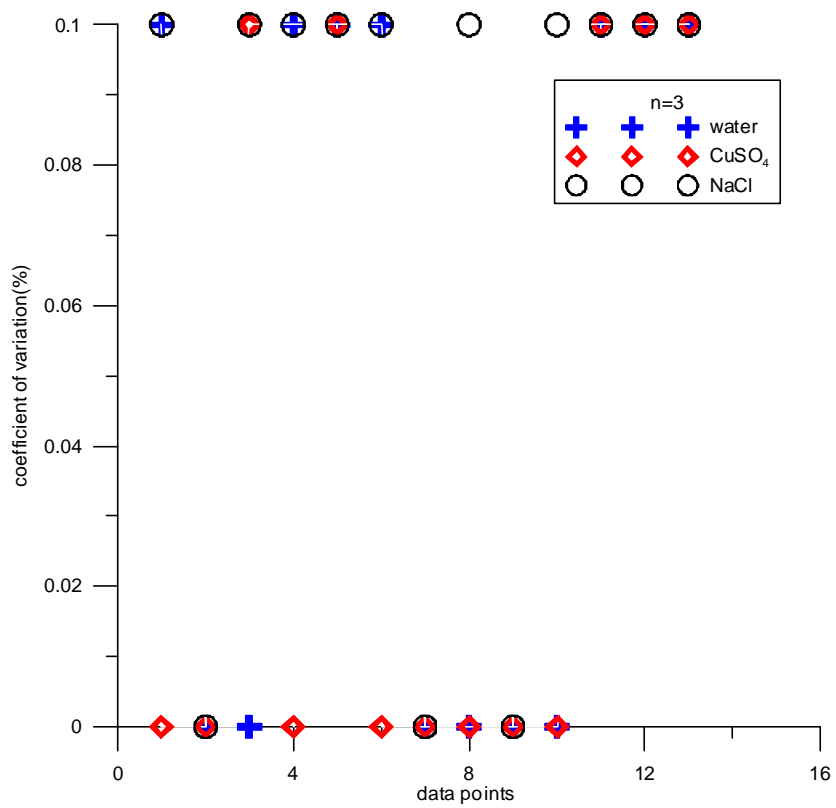


圖 4.19 Wenner 資料層數  $n=3$  時的變異係數

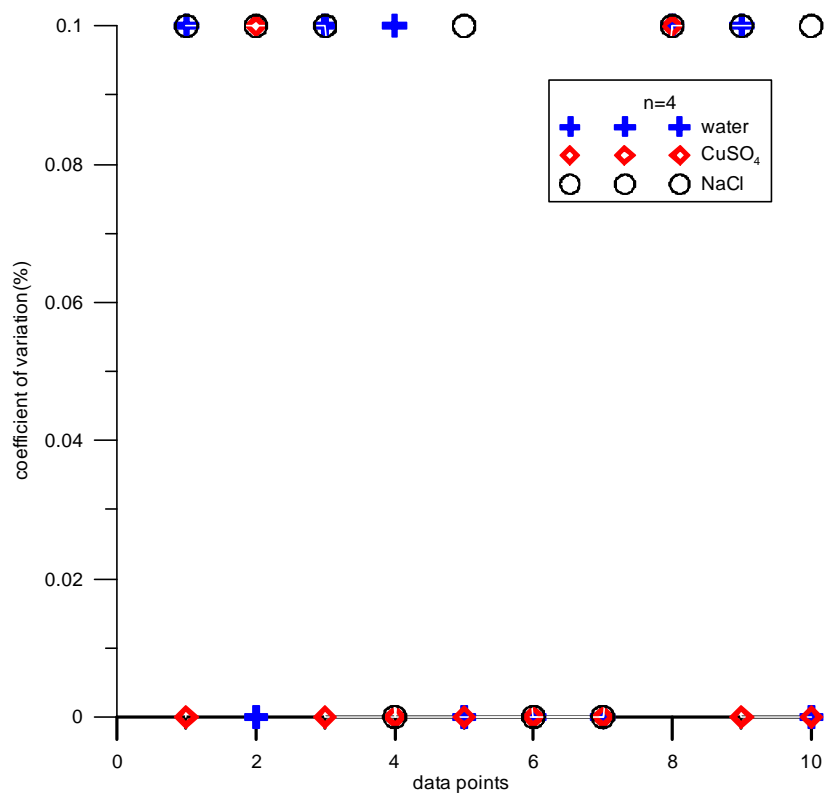


圖 4.20 Wenner 資料層數  $n=4$  時的變異係數

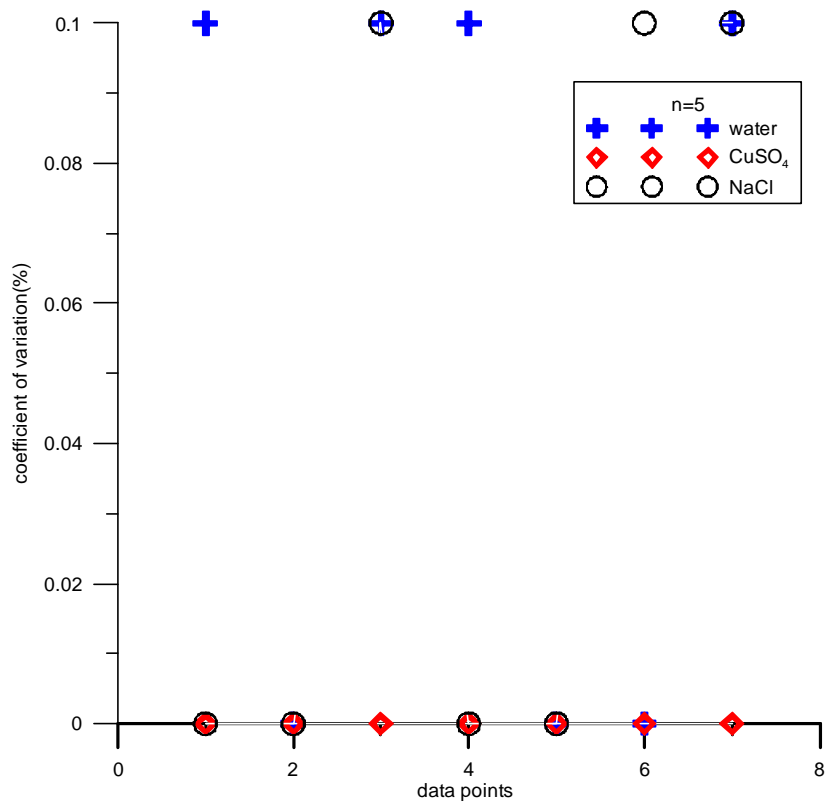


圖 4.21 Wenner 資料層數 n=5 時的變異係數

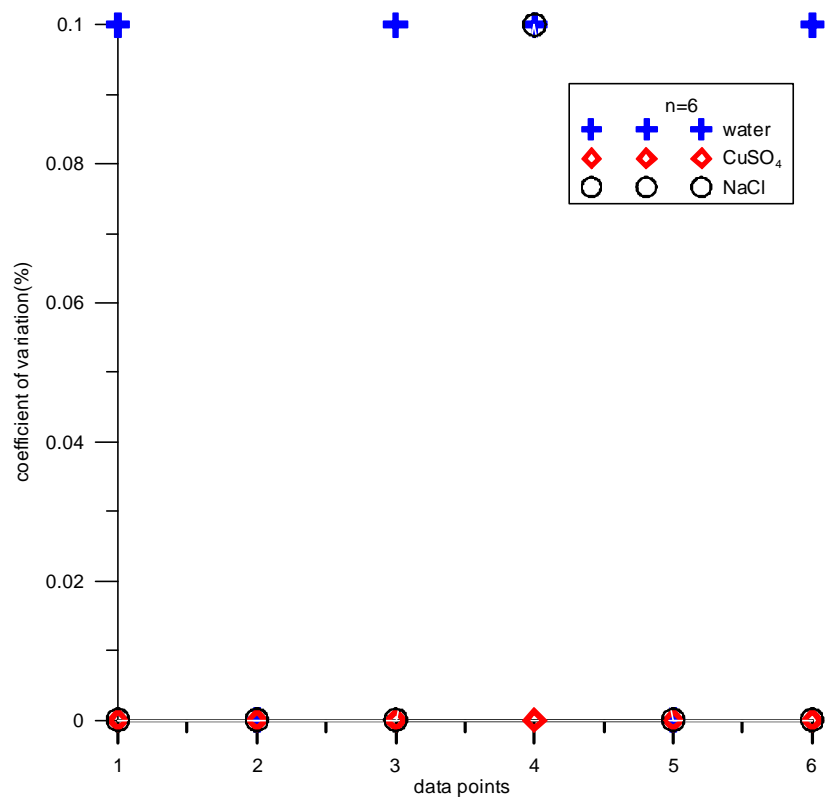


圖 4.22 Wenner 資料層數 n=6 時的變異係數

### 3.施測重複性討論

本團隊於計畫內多次的現地試驗中，發現於部分的場址進行試驗時，

所收錄的第一次資料品質較差，但進行完第一次量測後，接續進行第二次量測，其資料的品質則較佳，接續的第三次量測結果也較佳，如圖 4.23 所示，其原因為受到介電常數（dielectric constant）的影響，當外加一電場於地層中時，介質電荷受到邊界束制，使得內部電荷產生位移，導致正負電荷重新排列，於表面形成表面電荷，形成極化現象，以巨觀角度而言，此電介質雖視為電中性，但受到外在電場的影響造成極化現象，形成一內部電場，以微觀角度而言，電介質內部與外部電場會有所影響，除了電荷極化現象之外，一般的造岩礦物主要以離子鍵組成，因此外加電場時也會產生離子的極化現象，因此第一次施測即為等同於給予一內部電場。因此本團隊進行現地施測時，為了確保得到較佳的量測資料，會先施測一組測試組，接續量測的資料才為真正採用的資料。而下段敘述的重複性施測討論，則是以第二次與第三次量測結果來進行討論。

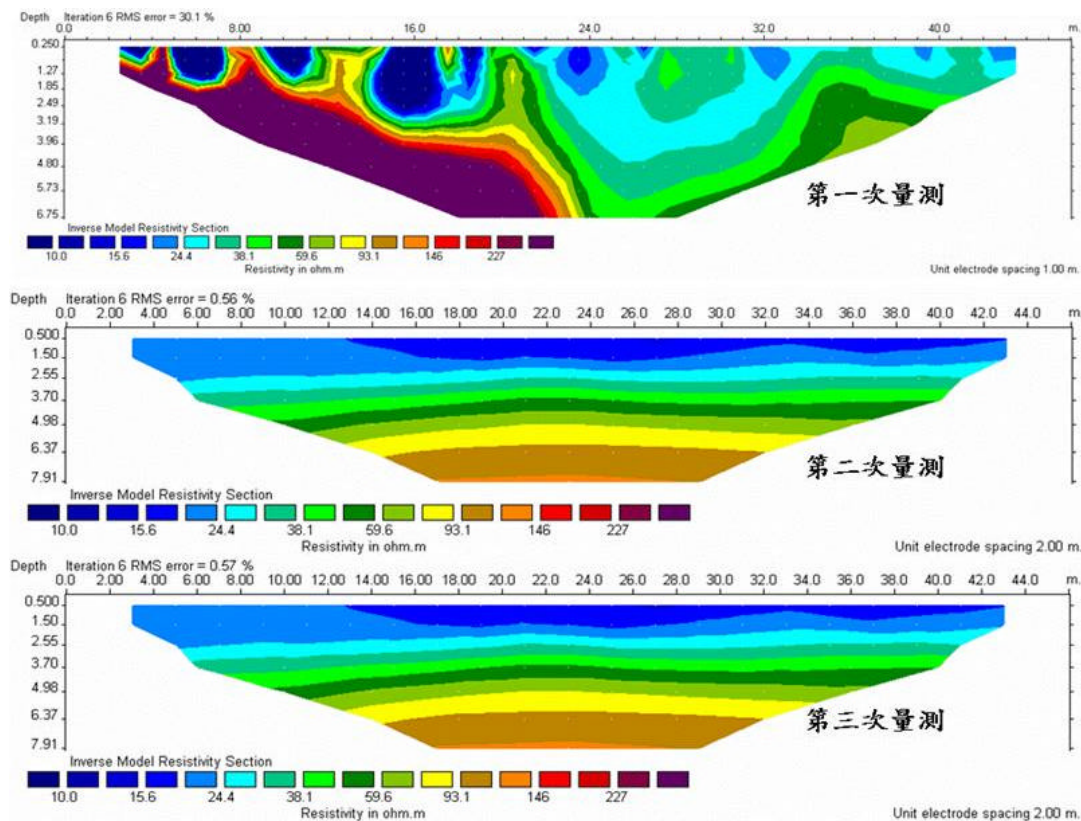


圖 4.23 地電阻多次重複量測的比較

目前利用地電阻影像剖面法進行調查時，對於地下結構物解析能力即

存在不確定性，而量測結果又會受到自然或人為因素影響而增加更多不確定性，因此本小節將嘗試以重複施測方式於同一測線重複施測，討論相同排列方法重複性與變異性，量化儀器本身量測誤差，定義出最適合用於監測的排列方式。

施測場址同樣選定為交通大學博愛校區，測線中點處有鑽探孔可供比對。分別以 Dipole-Dipole、Wenner、Pole-Dipole 與 Pole-Pole 排列方式施測，以相同的測線起點重複施作 2 次，待現地施作完成後，再比較 Res2Dinv 反算結果的差異百分比，藉此確定 Time-lapse inversion method 反算的資料準確性，另外可提供在判釋地電阻剖面時應注意的位置，例如差異百分比較大的位置。結果表示在圖 4.24 至圖 4.27，圖(a)與圖(b)分別代表第一次與第二次量測結果，圖(c)為以 Res2Dinv 反算軟體所計算兩次量測結果差異百分比。

圖 4.24 為 Dipole-Dipole 的比較結果，由圖(a)(b)無法明顯看出兩次量測之間的差異，但藉由反算後差異百分比圖(c)則可看出明顯的變異，在剖面左邊界差異百分比從-25%至 20%，而右邊界也有-10%至-1%的變化幅度，但剖面其餘區域變異幅度較小，約在-1%至 3%，造成兩次結果在邊界處差異性較大之原因可能是邊界處訊號衰減相對較快且靈敏，因此容易受到外界干擾。

圖 4.25 為 Wenner 的比較結果，圖(a)(b)顯示前後兩次量測結果差異小，而差異百分比圖(c)顯示反算後差異百分比的差異變化很小，整個剖面約在-0.002%至 1%，原因為 Wenner 排列方式其訊號衰減較小且訊號較強，因此在淺層的監測時通常建議使用 Wenner，此結果與過去文獻所建議的監測方式相符。

圖 4.26 為 Pole-Dipole 比較結果，圖(a)(b)顯示前後兩次量測結果並無明顯差異，但由兩次結果的差異百分比（圖(c)）顯示在邊界差異性較大，變異幅度約在 15%-75%，其原因可能是邊界位置訊號較為靈敏，容易受到外界干擾。已知 Pole-Dipole 排列方式其地層電阻率靈敏度以電位極間最為靈



敏，類似於 Dipole-Dipole，因此如同 Dipole-Dipole，在邊界處存在變異較大情形，根據以上討論在中深層監測時不建議使用 Pole-Dipole。

最後，圖 4.27 為 Pole-Pole 比較結果，Pole-Pole 訊號強度與 Wenner 相同，但因受到遠電極與遠電位的影響容易包含地表雜訊，但本研究測試結果顯示，兩次結果的差異百分比（圖(c)）的變異幅度很小，約在-1%至 2%左右，因此本研究建議在深層的監測時可使用 Pole-Pole 排列方式。

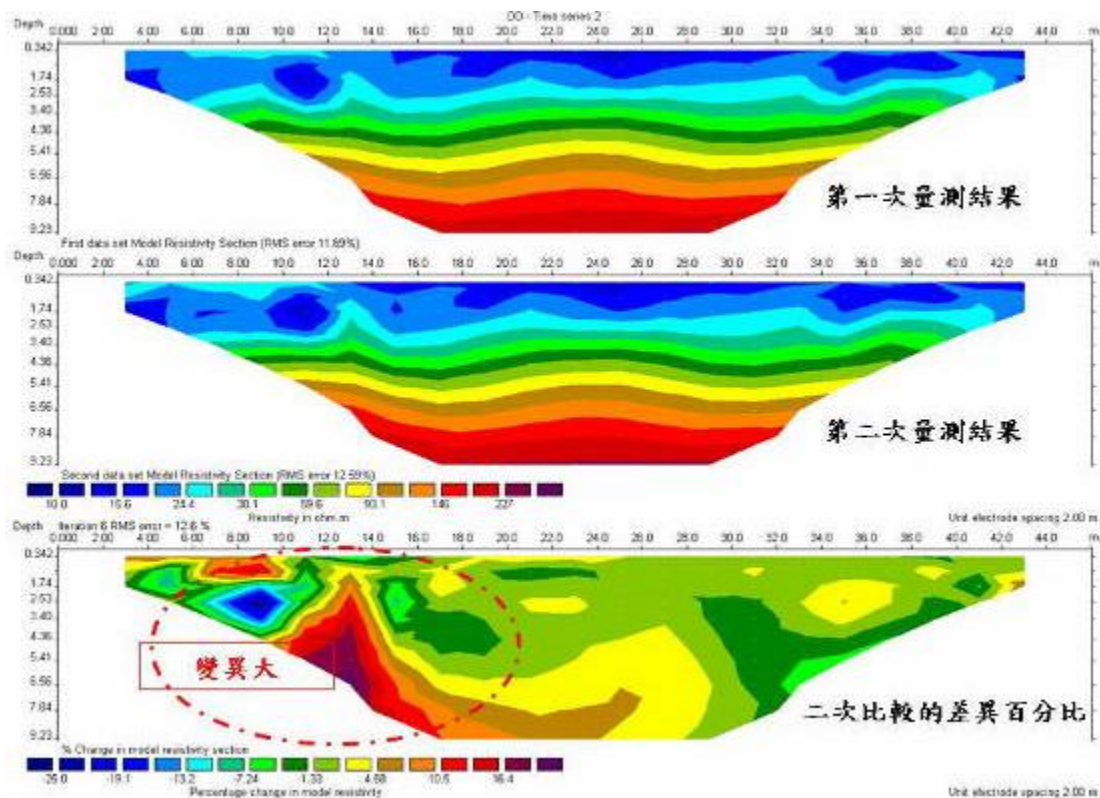


圖 4.24 Dipole-Dipole 重複性試驗結果

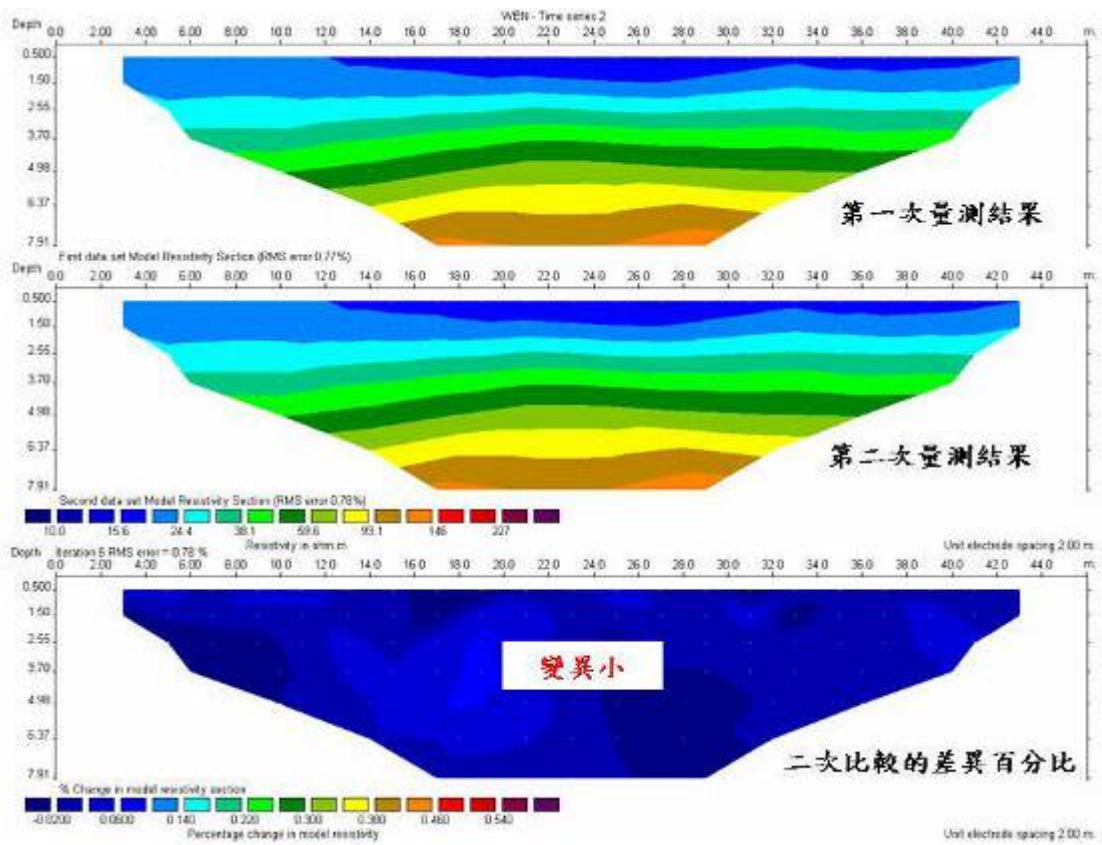


圖 4.25 Wenner 重複性試驗結果

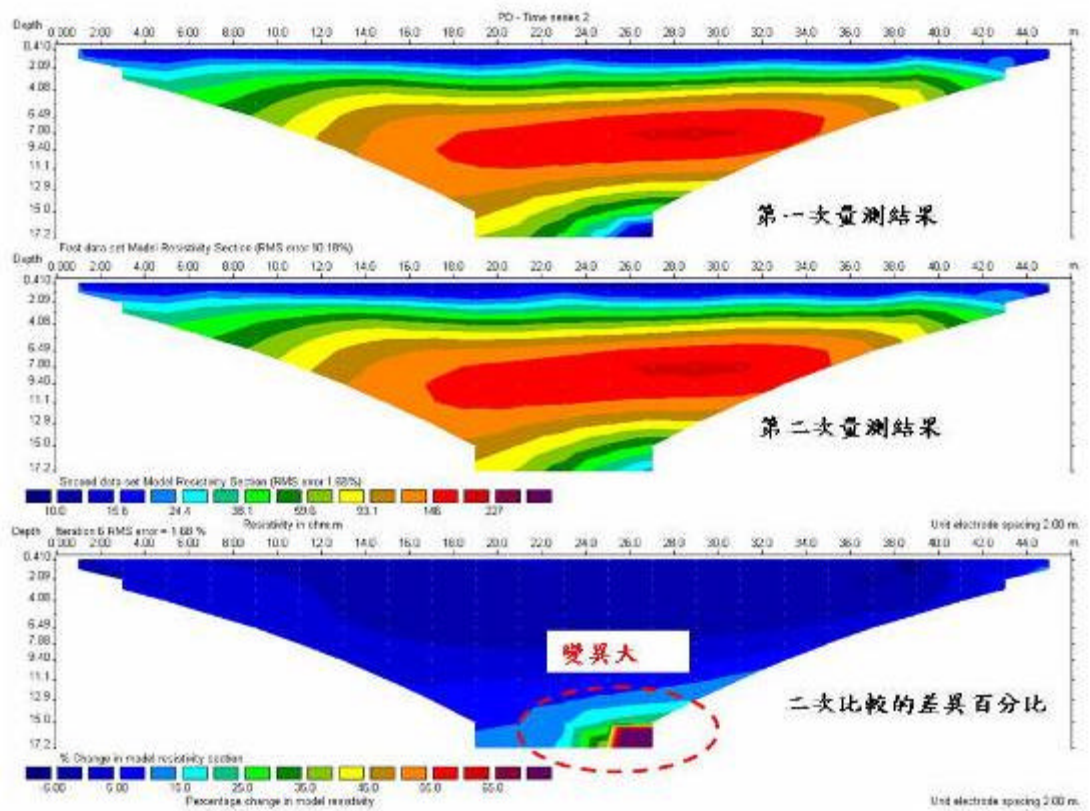


圖 4.26 Pole-Dipole 重複性試驗結果

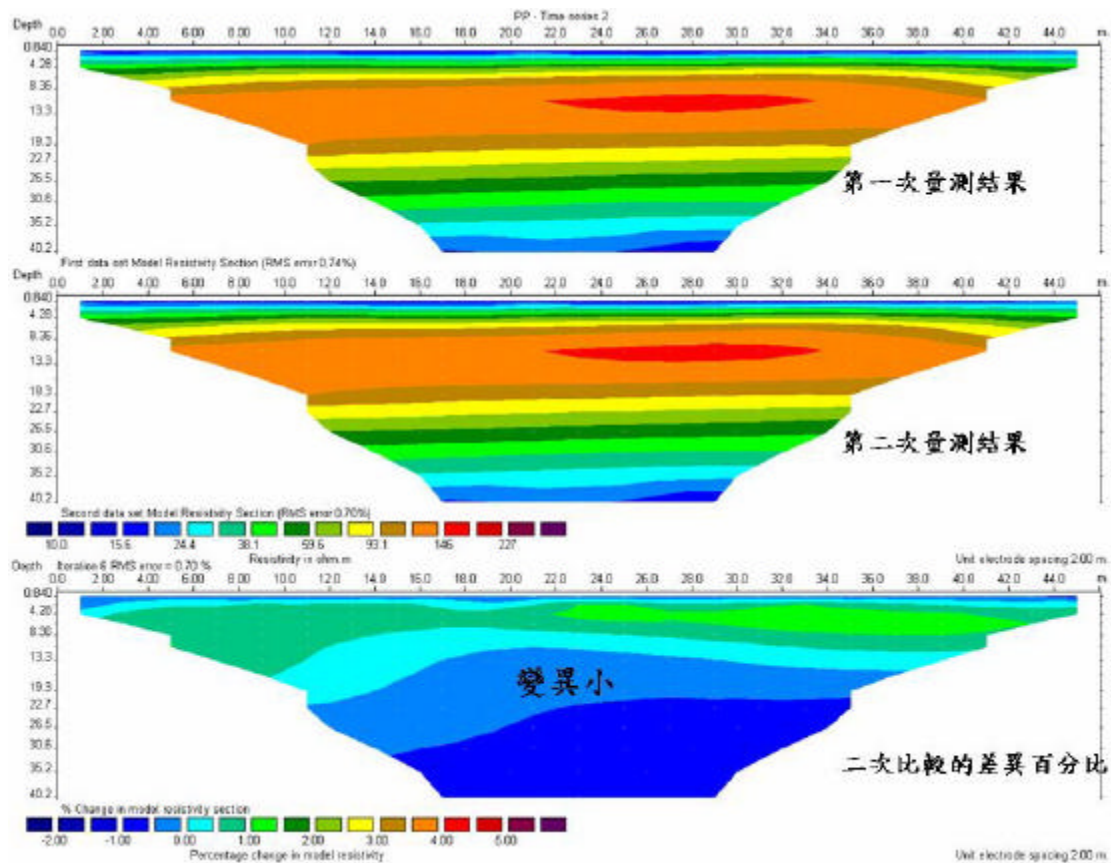


圖 4.27 Pole-Pole 重複性試驗結果

### 4.1.3. 土石壩體實際應用案例

本年度現地施測案例之土石壩包括新山水庫，仁義潭水庫與寶二水庫。

#### 1. 新山水庫

由前期經濟部委託之「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」中已於新山水庫佈設三條測線如圖 4.28 所示，分別為殼層測線 B、壩基測線 C 與左側山脊測線 D，施測結果皆顯示地電阻影像法在壩體滲漏檢測之應用成效良好，又於殼層測線 B 施測結果約在測線下方 25m 約可對應至水庫濾層位置呈現低電阻區域。由於新山水庫仍存在滲漏問題，目前仍無法確實瞭解滲漏路徑，為了更加確實瞭解壩體可能滲漏之位置，因此將在新山水庫規劃兩條新的測線，如圖 4.28 所示，分別為壩頂 A 與左側山脊通達道路 E，壩頂測線 A 預期討論殼層測線的濕潤區是否經由壩體滲漏造成，預期瞭解殼層的滲漏路徑是否由壩體開始延伸；而左側山脊通達

道路測線 E 預期瞭解左山脊的滲流路徑是否由此處滲出。

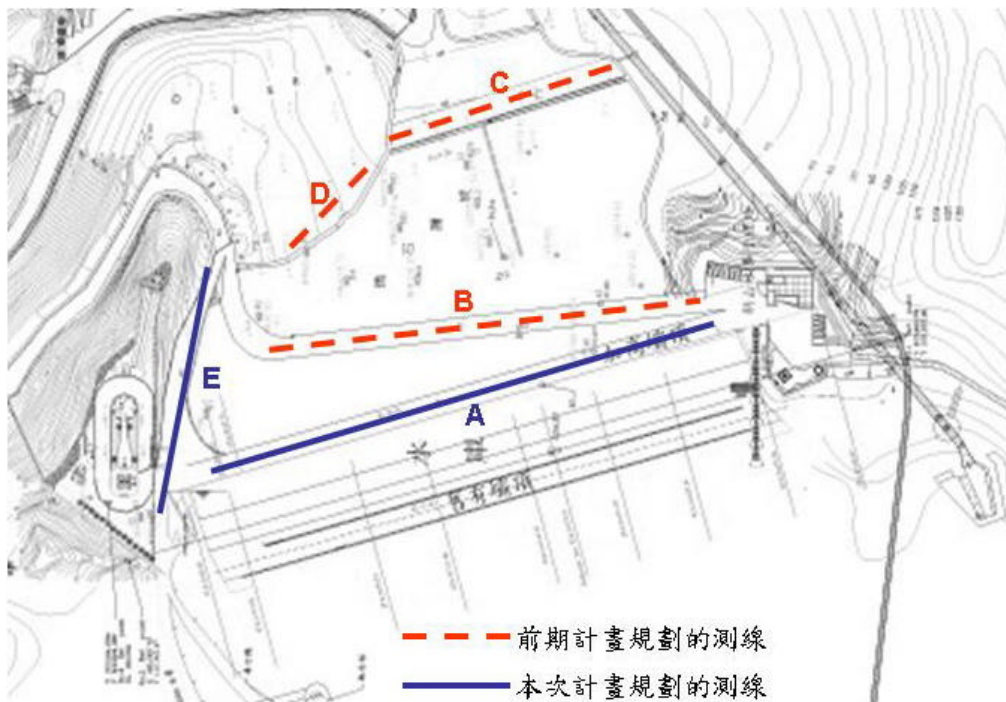


圖 4.28 新山水庫測線規劃圖

測線 A 與測線 E 施測結果如以下所示：

壩頂測線施測結果如圖 4.30 與圖 4.31 所示，施測的參數如表 4.5 所示，兩種排列所顯示的電阻率分佈趨勢一致，顯示剖面資料為正確無誤，兩種排列探測深度約為 50m。由前小節傳統貫入式電極的改良結果，施測前於電極棒加入些許電解液。測線起點位於管理中心處如圖 4.29 所示，由地電阻剖面圖得知，於地表下 12m 處有一低電阻區域，電阻率介於 10Ohm-m 至 70Ohm-m；其下方為低含水量高電阻區域，約有 20m 厚的高電阻區域，值得注意於測線里程 48m 至 114m 深度約在 35m 至 40m 處有低電阻區域，推測此區域可能為高含水量，而此低電阻區域是否與殼層測線的低電阻區域有所關連，需進一步參考相對高程位置來做解釋。

表 4.5 新山水庫測線 A (壩頂) 施測參數

測線名稱	測線 A (壩頂)
電極間距 m	6m

電極數目	48 支
測線展距 m	282m
施測方式	Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger



圖 4.29 新山水庫測線 A ( 壩頂 ) 施測情形

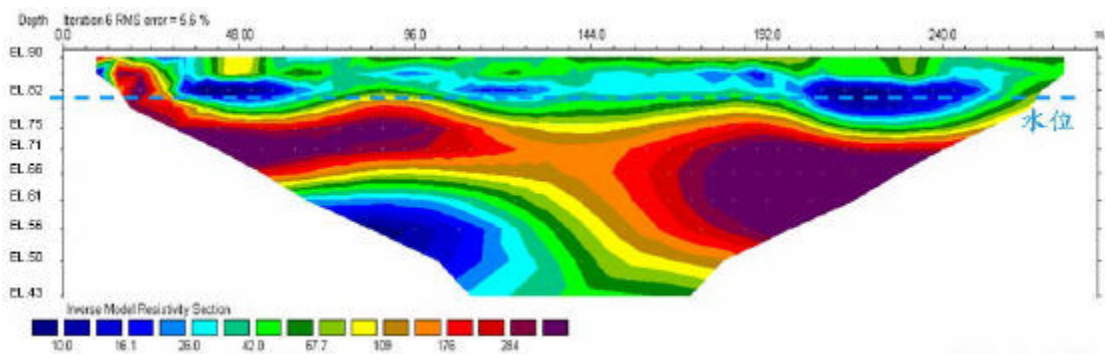


圖 4.30 新山水庫測線 A ( 壩頂 ) 地電阻影像剖面- Wenner

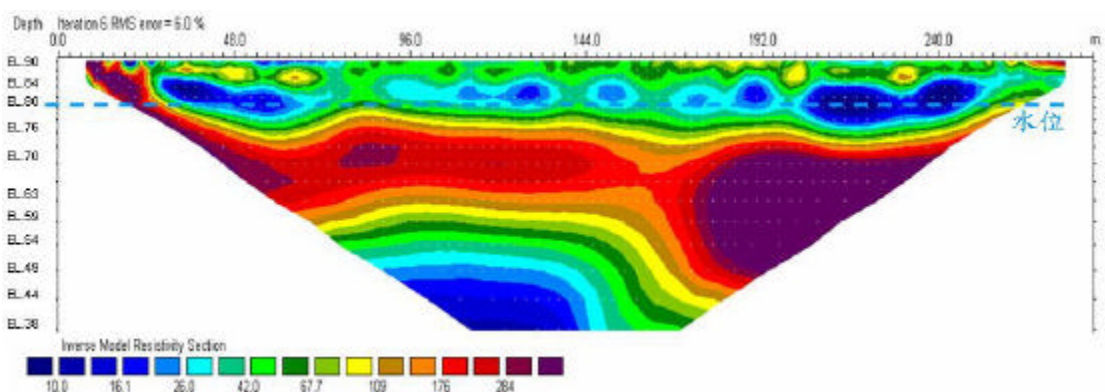


圖 4.31 新山水庫測線 A ( 壩頂 ) 地電阻影像剖面-Wenner-Schlumberger

前期的「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」所得的新山水庫殼層測線 B 電阻率剖面，有兩處異常的低電阻區域，因此本計畫收集新山水庫下游殼層的監測系統資料，預期藉由與水壓計的資料來輔助說明，水壓計孔位選取最接近殼層測線，分別為 Q3、M1 與 N4 孔位如

圖 4.32 所示，孔位距離測線的水平距離約有 20m。分別將孔口高程與水壓計總水頭高投影繪製於剖面上，如圖 4.33 所示，孔位 Q3 與 N4 接近低電阻區域，水壓計確實有水壓力讀數，顯示下游殼層的確濕潤含水，而孔位 M1 所對應至高電阻區域，推測應為地電阻解析能力上的誤差。

由上述水壓計資料與地電阻剖面結果，可推論出下游殼層面確實含水，另外由「新山水庫滲流水之同位素特徵調查研究」中得知，壩址處滲漏水約有 70-84% 來自庫水，因此本次計畫所得的壩頂測線 A 電阻率剖面，利用相對高程繪製成 2.5 維電阻率剖面，如圖 4.34 所示，對於所關切的滲漏路徑問題能有更好的辨識。而由圖 4.34 顯示可能有兩處的滲漏路徑，在高程較高的壩頂測線 A 在地表下約 11m 處有低電阻區域，呼應至高程較低的殼層測線 B 在地表面下約 25m 處的低電阻區域，因此假若此兩滲漏路徑成立，則顯示濾層的排水路徑失效，滲流水並非從濾層排出，而是由殼層形成一滲漏路徑，且此一路徑位於濾層之上，最終由下游拋石殼層滲漏出。



圖 4.32 新山水庫下游殼層監測孔位配置圖

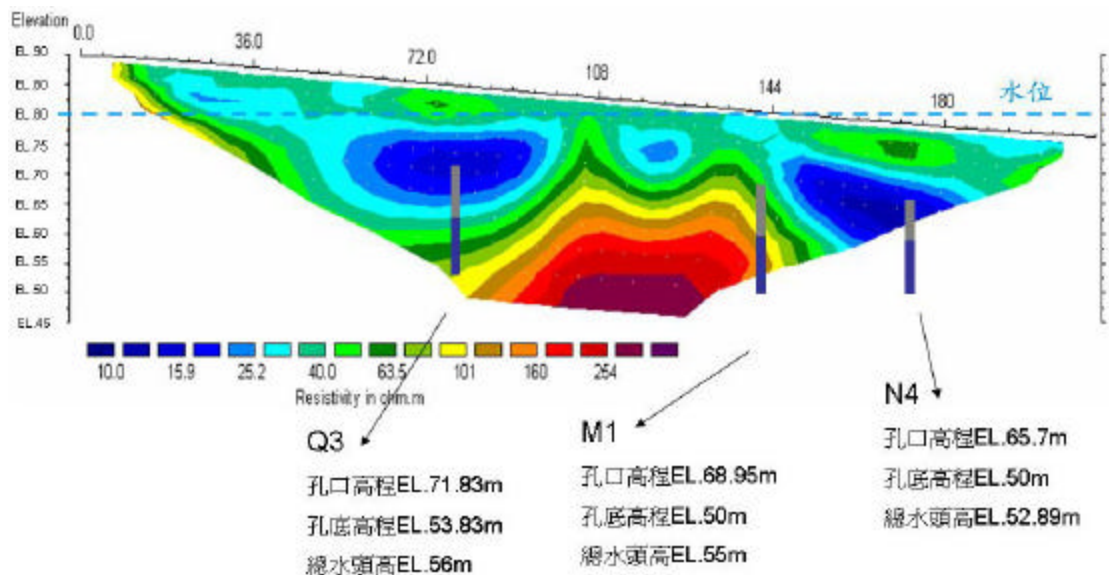


圖 4.33 殼層測線剖面與水壓計孔位位置

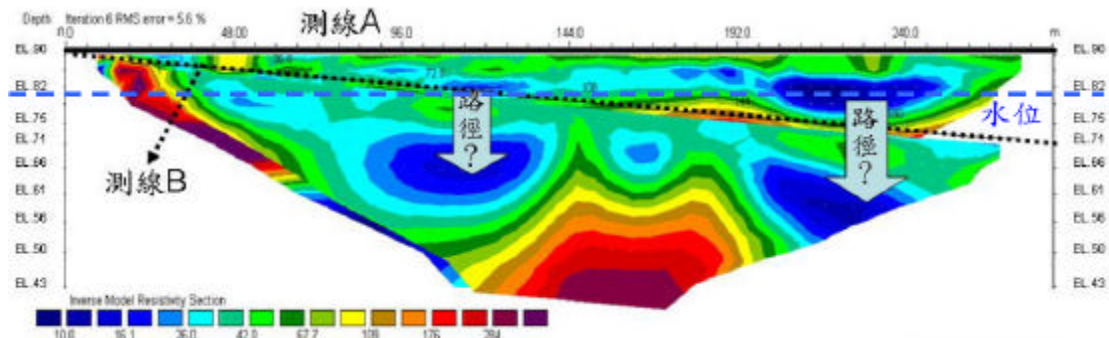


圖 4.34 新山水庫壩頂與殼層測線地電阻剖面的相對高程位置 (2.5 維)

山脊通達道路測線 E 施測結果如圖 4.36 與圖 4.37 所示，相關參數整理於 4.6。兩種排列所顯示的電阻率分佈趨勢一致，兩種排列探測深度約為 50 m。由傳統貫入式電極改良結果，施測前於電極棒加入些許電解液。由地電阻剖面圖得知，於測線里程 0 m 至 70 m 深度約在 15 m 處有低電阻區域，電阻率為 10 Ohm-m，經由現場勘查得知在測線旁約 5m 處有輸水管線平行測線，是否為輸水管線映射至測線剖面所造成或是該處為濕潤的地層，有待後續作更進一步討論。值得注意於測線里程 110 m 至 180 m 深度約在 40 m 處有低電阻區域，電阻率為 35 Ohm-m 至 42 Ohm-m，電阻率略微偏低，可能為含水區域，而此區域是否和測線 D (左山脊測線) 有所關連，需再參考相對高程的位置。另外隔幕灌漿的位置位於測線里程 100m 處如圖 4.36 與圖 4.37 上黑色線所示，並延測線往上游面延伸 27m，隔幕灌漿深度達

80m，因此於帷幕灌漿位置處有高電阻值區域存在。

表 4.6 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 施測參數

測線名稱	測線 E (左山脊通達道路)
電極間距 m	5m
電極數目	48 支
測線展距 m	235m
施測方式	Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger



圖 4.35 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 施測情形

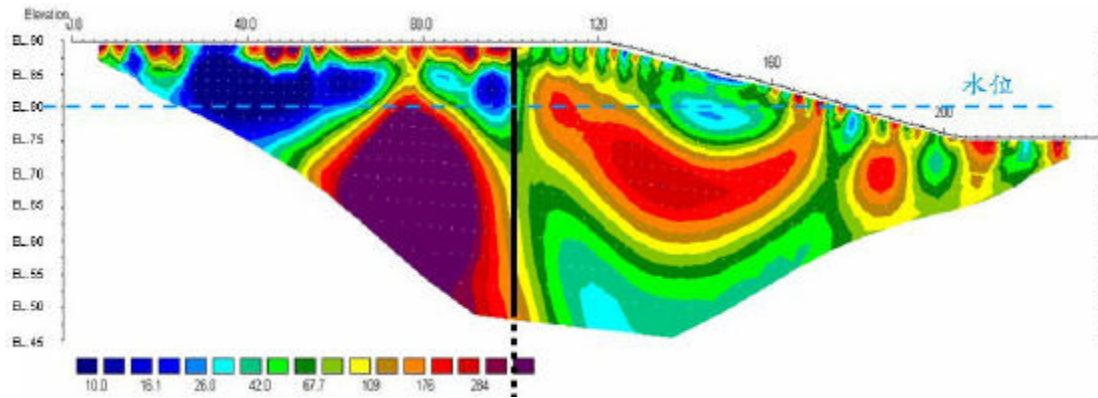


圖 4.36 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 地電阻影像剖面-Wenner



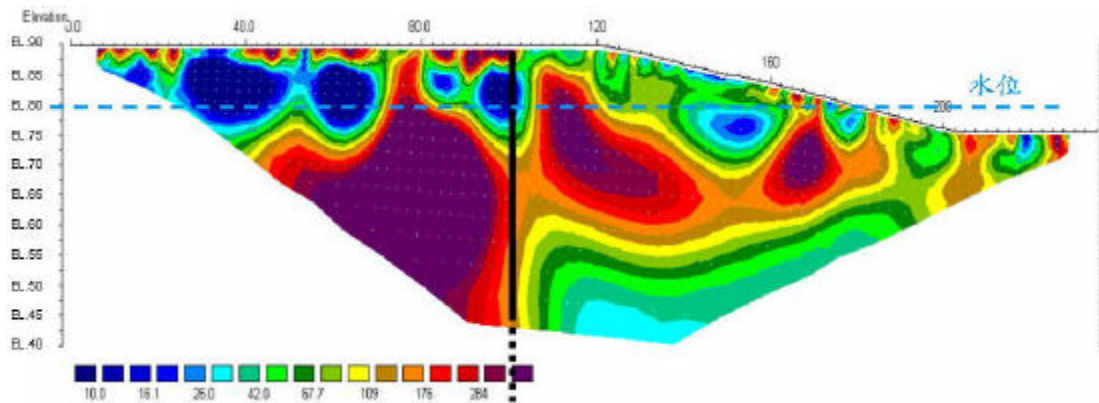


圖 4.37 新山水庫測線 E (左山脊通達道路) 地電阻影像剖面  
-Wenner-Schlumberger

## 2. 寶二水庫

現地試驗規劃的第二座土石壩為「寶二水庫」，目前仍處於緩慢蓄水的狀態，於本計畫最後一次施作時的水位為 EL.125m (06年9月18日)，因此在壩體上施作地電阻探測時，即可將水位造成的滲漏影響排除，僅需考慮壩體本身的堆疊碾壓緊實度與材料特性。於寶二水庫壩體規劃了 5 條地電阻測線，如圖 4.38 所示分別為壩頂測線 A、下游面平台測線 B 與壩基測線 C，另外於右側壩座的交界處配置測線 D，另外在調查完測線 A 後發現在壩軸里程 215m 的位置有異常的低電阻區域存在，因此配置測線 E 垂直壩軸現來進行更深入調查，試驗結果最終以 3 維的方式呈現。

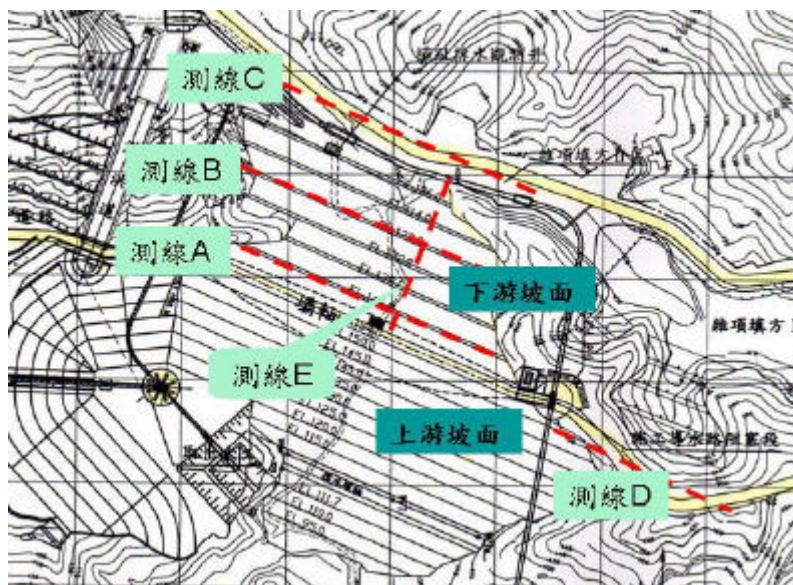


圖 4.38 寶二水庫測線規劃圖

壩頂測線 A 的高程位於 EL.146m 的位置,施測當天的水位為 EL.125m,壩頂測線 A 的施測結果如圖 4.40 與 4.41 所示,壩頂測線施測參數如表 4.7 所示,施測情形如圖 4.39 所示,考量了壩體壩座高為 50m,因此以測深較深的 Pole-Pole 來進行施測,探測深度達 95.6m (約可到達 EL.50m),因此可將壩基岩盤線繪製於圖 4.41 上,而另外淺層部分以 Wenner 來做解析,探測深度僅 38m,由 Wenner 剖面結果來比對 Pole-Pole 淺層結果的趨勢一致,顯示剖面資料的可信度良好。由地電阻剖面圖上初步辨識結果,值得我們注意的為在測線里程約 160m (壩軸里程約 215m) 處,有一明顯的低電阻由地表面延伸擴散至地表面下,另一處為測線里程約 120m (壩軸里程約 200m) 處下方有一低電阻區域(虛線框處),因寶二水庫下游殼層為寶二當地的土壤、風化與未風化的岩石材料滾壓堆疊而成,低電阻區域是否因堆築材料本身所造成,後續需要對剖面上的異常低電阻行為進行更詳盡的調查,因此將會佈設一條測線垂直壩軸,另外或是與壩體平台測線 B 交叉比對,進一步瞭解低電阻區域是有向下游面延伸。

表 4.7 寶二水庫測線 A (壩頂) 施測參數

測線名稱	測線 A (壩頂)
電極間距 m	5m
電極數目	48 支
測線展距 m	235m
施測當日水位	06 年 9 月 18 日, 水位 EL.125m
施測方式	Pole-Pole、Wenner、Wenner-Schlumberger

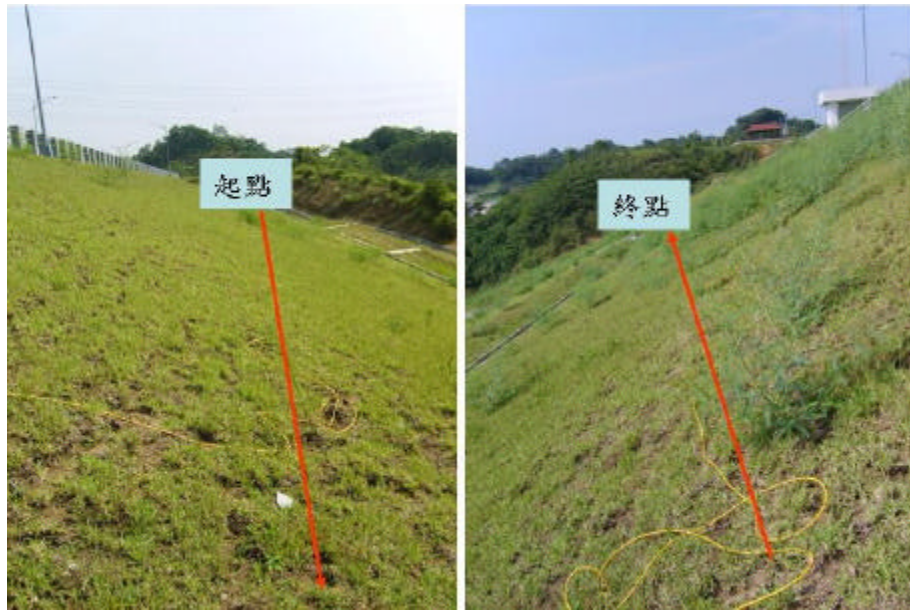


圖 4.39 寶二水庫壩頂測線施測情形

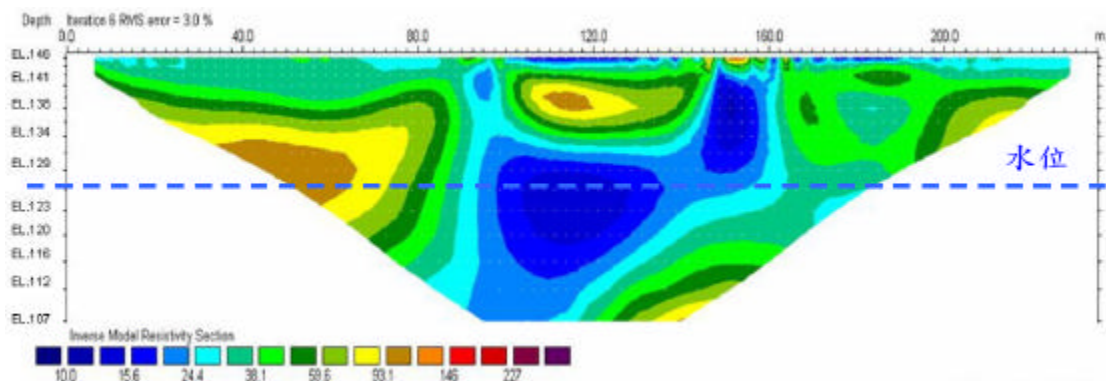


圖 4.40 寶二水庫壩頂測線地電阻影像剖面-Wenner

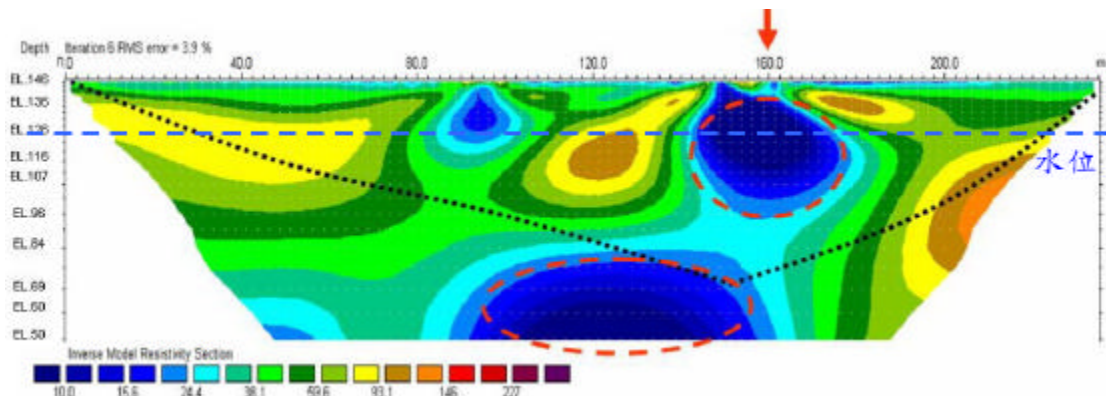


圖 4.41 寶二水庫壩頂測線地電阻影像剖面-Pole-Dipole

由於寶二水庫下游殼層為土壤堆疊成的層狀階梯，且於測線壩頂 A 觀察到有異常低電阻的區域，因此本計畫規劃一條測線於下游面平台，下游面平台測線 B 的高程位於 EL.130m 的位置，施測當天的水位為 EL.120m，下游面平台測線 B 的施測結果如圖 4.43 所示，壩頂測線施測參數如表 4.8

所示，施測情形如圖 4.42 所示。由施測結果可以看出下游面平台測線 B 也存在低電阻的區域，將壩基岩盤線繪製於圖 4.43 上，可以發現低電阻的區域於岩盤開挖線之上，顯示推築的材料存在低電阻率的特性，但是否為高含水量或其他因素造成，則需再進一步調查，並持續觀測之。

表 4.8 寶二水庫測線 B (下游面平台) 施測參數

測線名稱	測線 B (下游面平台)
電極間距 m	4m
電極數目	48 支
測線展距 m	188m
施測當日水位	06 年 8 月 1 日，水位 EL.120.73 m
施測方式	Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger

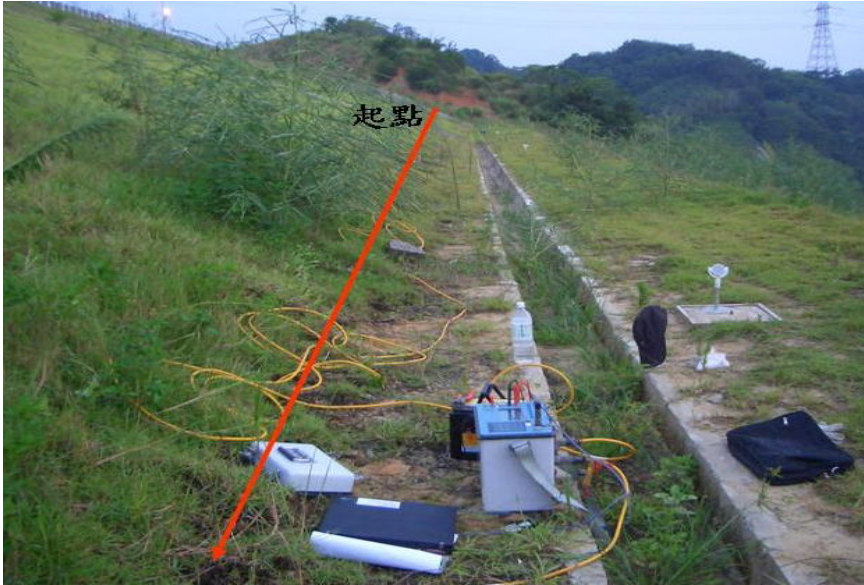


圖 4.42 寶二水庫下游面平台測線施測情形

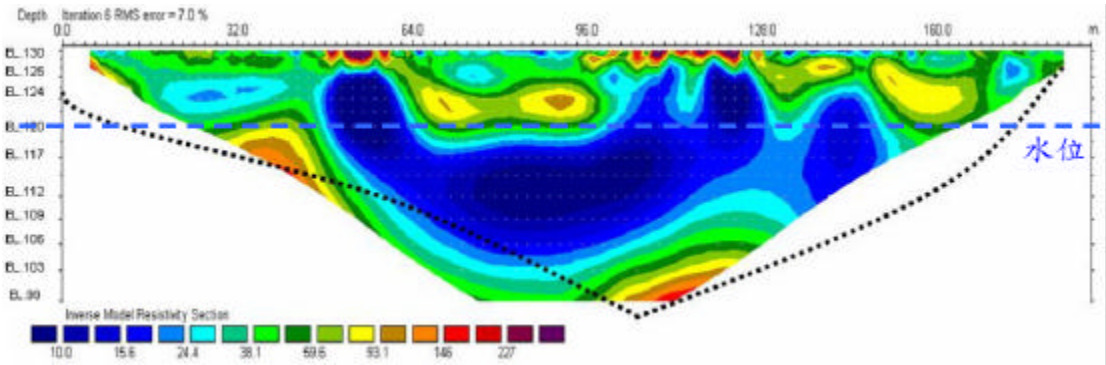


圖 4.43 寶二水庫下游面平台測線地電阻影像剖面-Wenner

壩基測線 C 的高程位於 EL.105m，施測當天的水位為 EL.120m，施測結果如圖 4.45 所示，壩基測線施測參數如表 4.9 所示，施測情形如圖 4.44 所示，兩種排列所顯示的電阻率分佈趨勢一致，顯示剖面資料為的可信度良好。地電阻剖面圖顯示在地表下約 5m 至 16m 處有一低電阻區帶，推測為高含水量區域，經由比對寶二水庫側視圖（圖 4.46）後，推測施測結果可能受到地表下 5m 處之施工導水路所影響。

表 4.9 寶二水庫測線 C（壩基）施測參數

測線名稱	測線 C（壩基）
電極間距 m	5m
電極數目	48 支
測線展距 m	235m
施測當日水位	06 年 7 月 19 日，水位 EL.120.58 m
施測方式	Dipole-Dipole、Wenner、Wenner-Schlumberger



圖 4.44 寶二水庫壩基測線施測情形

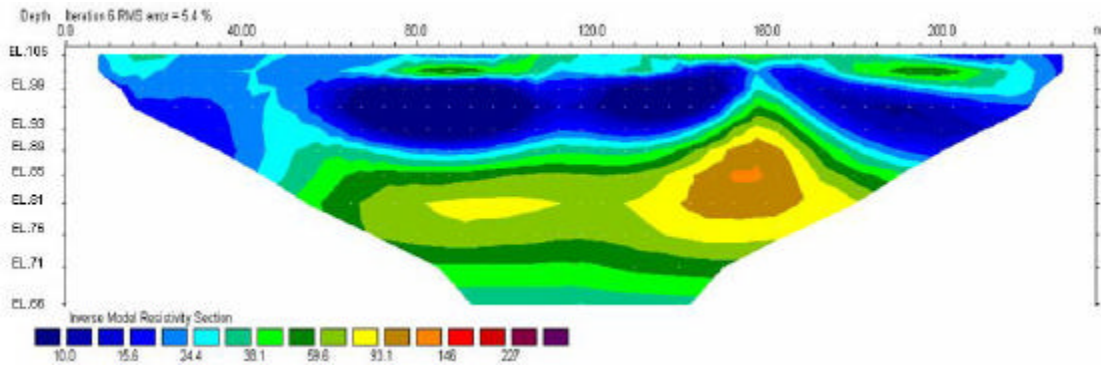


圖 4.45 寶二水庫壩基測線地電阻影像剖面-Wenner

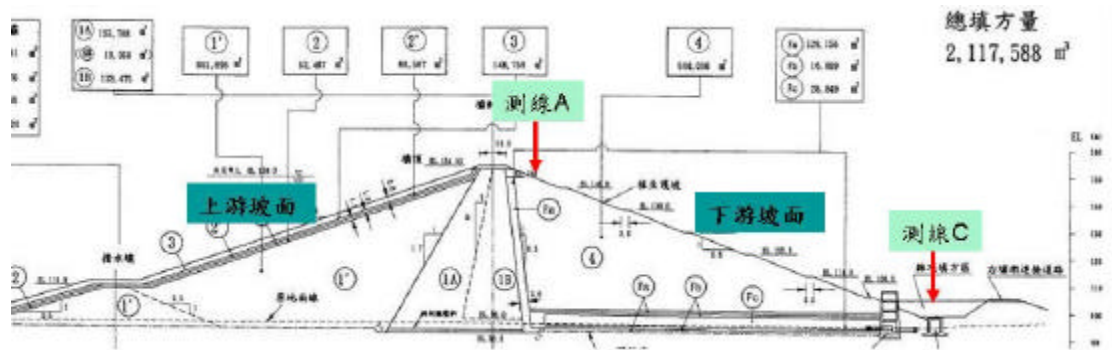


圖 4.46 寶二水庫側視圖

為了能瞭解右壩座與山脊的交界處是否有異常，造成日後蓄水至 EL.150m 時會於山脊與壩座交界處產生滲漏問題，因此佈設右壩座測線 D，壩基測線 D 的高程位於 EL.160m，施測當天的水位為 EL.120m，施測結果如圖 4.47 所示，壩基測線施測參數如表 4.10 所示。將壩基岩盤線繪製於圖 4.47 上可以瞭解，於右山脊的部分為高電阻值，而壩座填方部分為低電阻值，但寶二水庫滿水位為 EL.150m，目前探測到之低電阻區遠高於庫水位，應該是地表降雨入滲及回填材料特性所致。

表 4.10 寶二水庫測線 D (右壩座) 施測參數

測線名稱	測線 D (右壩座)
電極間距 m	4m
電極數目	36 支
測線展距 m	140m
施測當日水位	06 年 8 月 8 日，水位 EL.120 m

施測方式	Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger
------	--

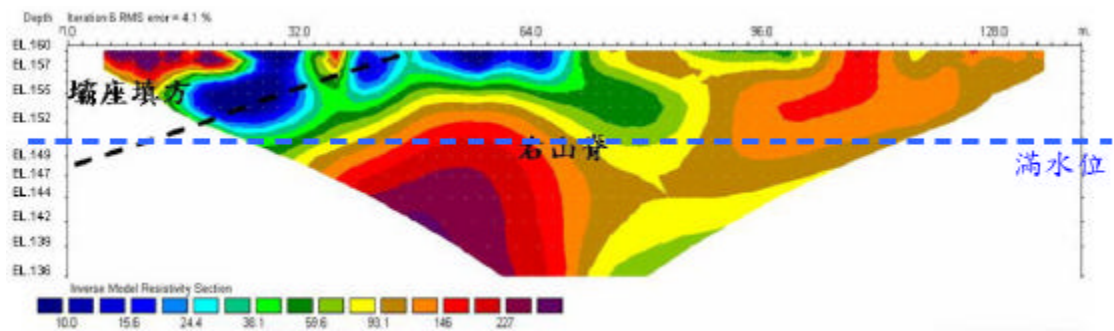


圖 4.47 寶二水庫右壩座測線地電阻影像剖面-Wenner

於先前測線壩頂 A 的調查結果得知，在測線里程約 160m (壩軸里程約 215m) 處，有一明顯的低電阻區域，因此佈設一條垂直壩軸的測線 E，測線的起點位於 EL.154m，終點位於 EL.105m，施測當天的水位為 EL.120m，施測結果如圖 4.48 所示，壩基測線施測參數如表 4.9 所示。施測結果顯示測線 E 下方仍為低電阻率值區域，為了更佳清楚來瞭解下游殼層的低電阻分佈情形，本計畫將壩頂測線 A、下游面平台測顯 B 與縱向測線 E 的地電阻剖面，繪製成三維的剖面如圖 4.49 所示，可以發現由 EL.150m 至 EL.146m 形成低電阻的區域，下游殼層的水壓計截至量測當時讀數皆為零，若由水壓計的監測資料，初步可判斷低電阻區域應非滲漏所造成，若為填築材料本身的特性所造成低電阻值，則可以由未來長期的定期之地電阻監測，來觀察材料含水特性是否有所改變。

表 4.11 寶二水庫測線 E 施測參數

測線名稱	測線 D (右壩座)
電極間距 m	4.5m
電極數目	40 支
測線展距 m	175.5m
施測當日水位	06 年 9 月 29 日，水位 EL.125m
施測方式	Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger

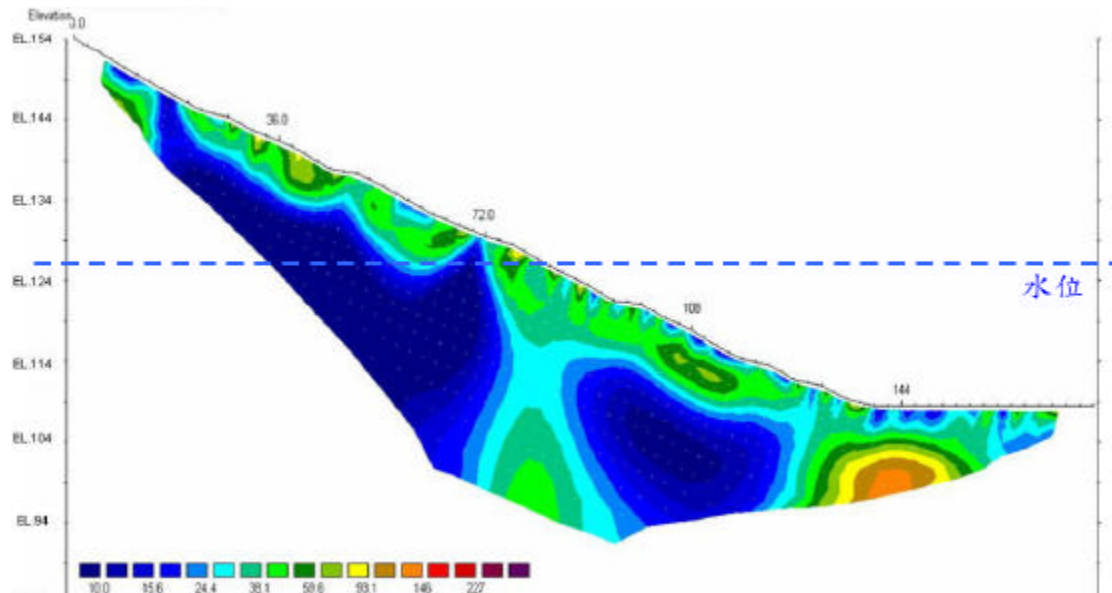


圖 4.48 寶二水庫測線 E 地電阻影像剖面-Wenner

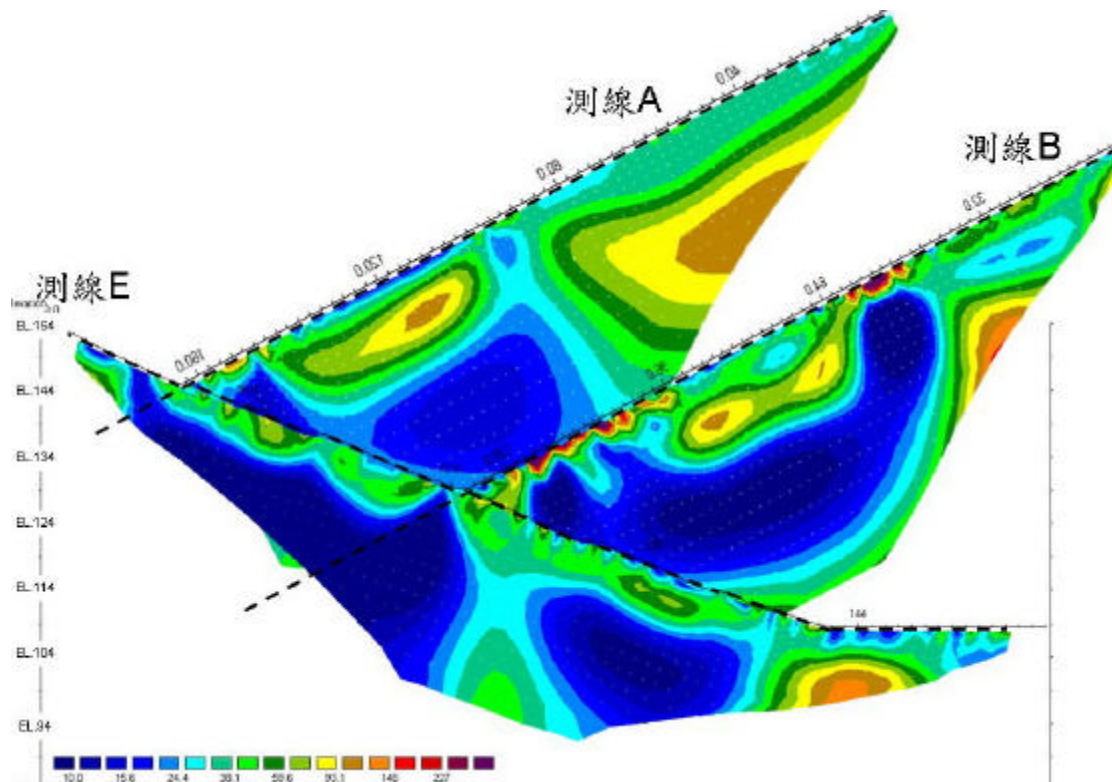


圖 4.49 寶二水庫地電阻剖面的相對高程位置 (3 維)

### 3.仁義潭水庫

由前期經濟部委託之「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」中，已於仁義潭水庫佈設壩基測線 C，施測結果皆顯示地電阻影像法在壩體滲漏檢測之應用成效不錯，但施測資料品質較差，標準偏差變異較大，反算後的誤差值也偏大，此時則要利用導電液來改善電極棒與



地表之間的高電阻問題，預期提升量測資料的精確度，進而可使反算後的剖面有較小的誤差，因此施測方式經由改良後可重新檢測仁義潭測線。

本次試驗的目的是利用改良後的「貫入式電極與硫酸銅導電液」進行施測，測線位置與 2005 年度計畫相同，預期來討論是否改進柏油路鋪面的施測結果，而 2005 年度施測結果與 2006 年度施測結果如表 4.12 所示，初步由擬似電阻率剖面來判斷量測結果是否有一致性，如圖 4.50 所示，量測得的擬似電阻率剖面先進行資料處理，將不良點予以剔除，因此擬似電阻率剖面在邊界處會呈現鋸齒狀的圖形，結果顯示電阻率的分佈趨勢具有一致性，但 2006 年度的原始資料的最大標準偏差大於 2005 年度量測結果，顯示以導電液改良重新施測後的成效不佳；反算後的結果如圖 4.51 所示，電阻率的分佈趨勢大致相同，但反算後的誤差大於 2005 年度，顯示改良後的施測結果不佳，推測因受施測當日的氣候與環境背景所影響，本年度施測時受到雷震雨影響，且地表極為濕潤，因此造成量測的資料品質不佳。

表 4.12 2005 年與 2006 年仁義潭壩基測線

年度	排列方式	最大標準偏差 (%)	反算後誤差 RMS
2005 年	Pole-Dipole	1.169	13.4
2006 年	Pole-Dipole	8.206	17.9

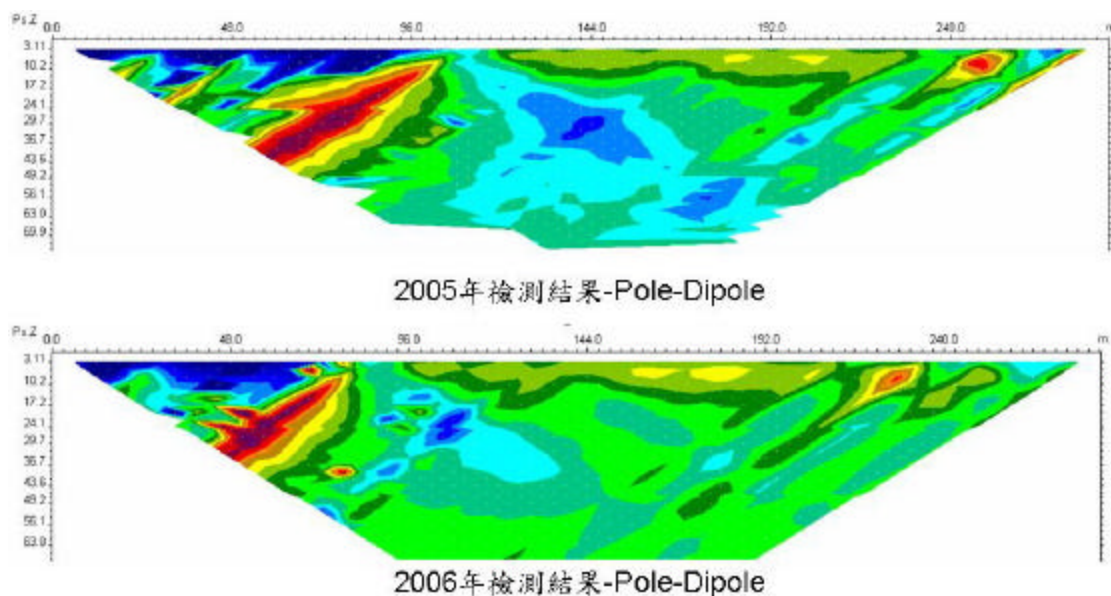


圖 4.50 2005 年與 2006 年仁義潭壩基測線擬似電阻率剖面比較

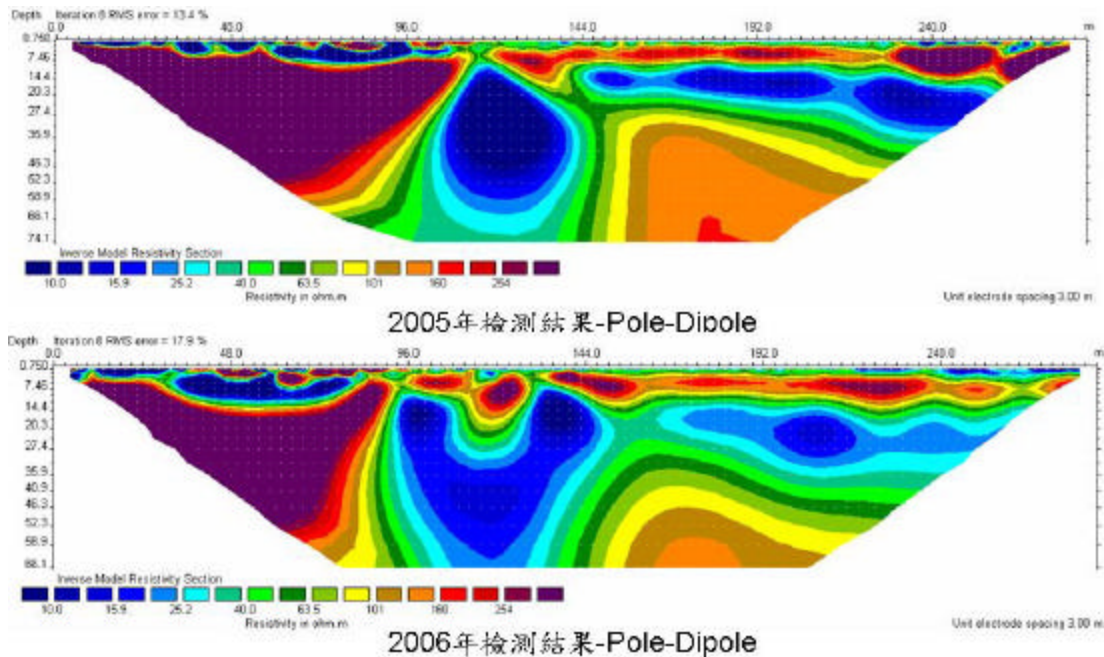


圖 4.51 2005 年與 2006 年仁義潭壩基測線地電阻剖面比較

#### 4.寶二水庫監測計畫

地電阻量測除了可得二維剖面外，以固定週期進行量測，並將每次量測地電阻剖面依照時間軸排列，即可看出地下結構物隨時間的變化，例如新山水庫殼層的監測計畫，依序將不同時程的地電阻剖面會製成動畫，可清楚看出地表面下方何處有變化。

寶二水庫的監測計畫預計於下游殼層 EL.146 的位置設置一條監測測線，如圖 4.52 與圖 4.53 所示，由於寶二水庫是以漸進式的蓄水計畫，因此在 EL.125m 時建立初始值，往後量測的週期為當蓄水到達蓄水計畫預定高程時，進行量測動作，而監測計畫必須固定量測參數，因此監測的設定參數如表 4.13 所示。目前本計畫採用半自動量測方式，而先進的地電阻儀器皆具備可擴充自動化監測功能，如本計畫所使用儀器-法國 IRIS 公司的 SYSCAL PRO Switch 48 已有完整自動化量測系統（如圖 4.54），藉由遠端控制電腦，進行定時量測並記錄資料，再利用 RES2DINV 反算軟體功能「Time-lapse resistivity inversion」（時間序列反算模式），即可得到測線量測結果在時間軸上的變化情形，瞭解造成滲流之外在因素為何，更可以進一步準確推估滲流位置。

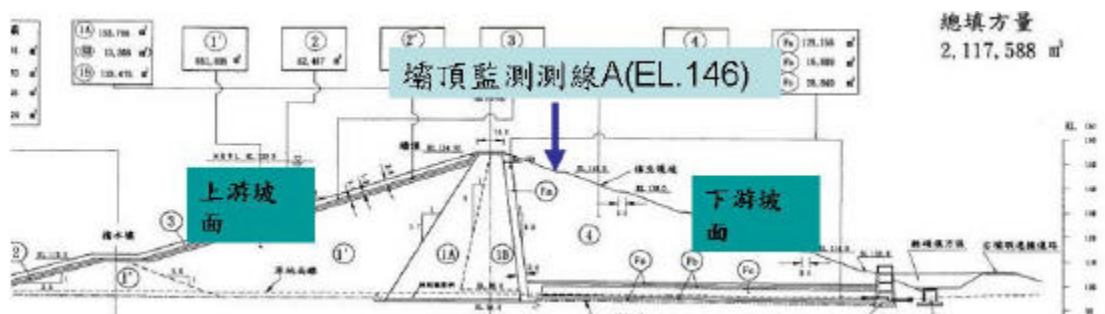


圖 4.52 壩頂測線（測線 A）監測示意圖

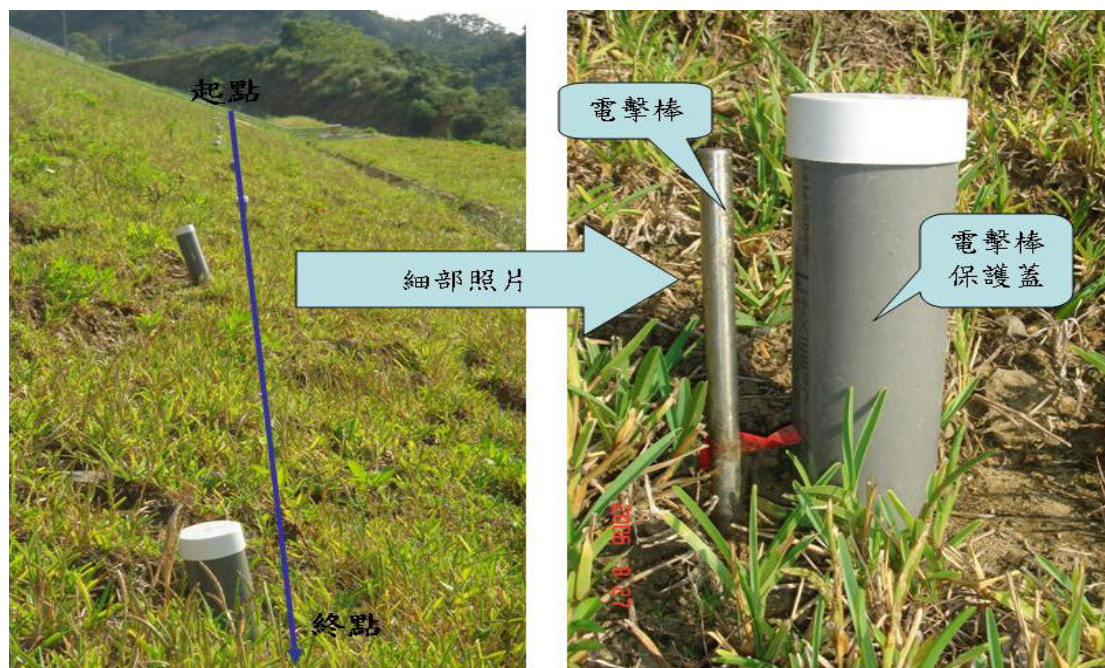


圖 4.53 壩頂測線（測線 A）現地監測之電極棒

表 4.13 壩頂測線（測線 A）之測線監測參數

測線名稱	壩頂測線（測線 A）EL.146
電極間距 m	5 m
電極數目	48 支
測線展距 m	235m
施測方式	Wenner、 Pole-Pole
N factor	Wenner =15、 Pole-Pole=23
資料點數	Wenner =360、 Pole-Pole=828

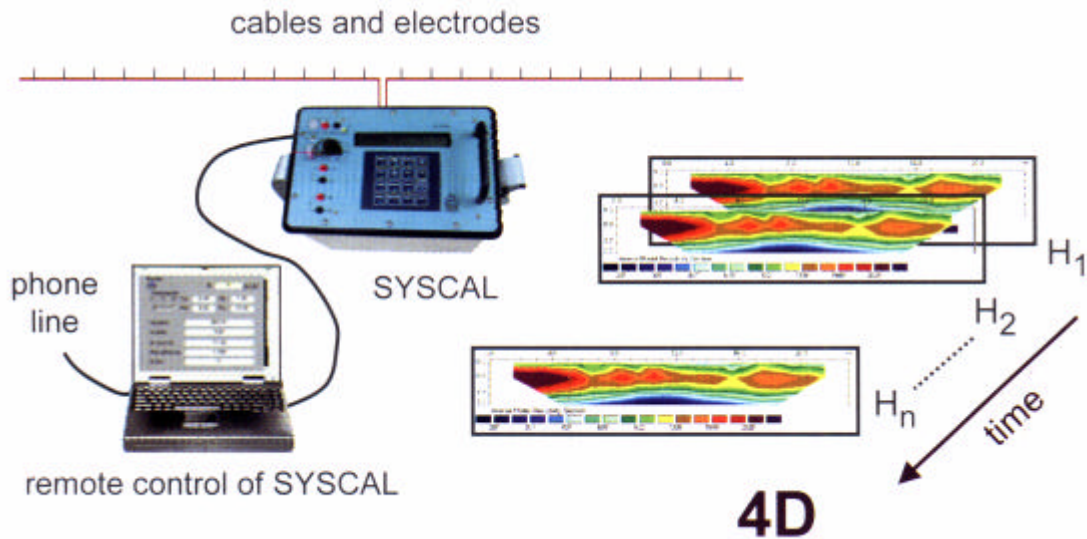


圖 4.54 監測自動化示意圖

#### 4.1.4. 混凝土壩體實際應用案例

本年度現地施測案例之混凝土壩體包括石門水庫溢洪道廊道，大觀發電廠溢洪道廊道與石岡壩 9 號閘門溢洪道。

##### 1. 石岡壩溢洪道 9 號閘門

石岡壩為本計畫新增的試驗場址，石岡壩位於大甲溪下游，肩負著大台中地區民生用水的重責，石岡壩由前經濟部水資源統一規劃委員會於民國 48 年提議興建要，於民國 63 年 10 月 31 日開工，民國 66 年 10 月 15 日完工，原工作計畫內容規劃於 921 地震後受到破壞的場址，經現勘後該位置已規劃成地震公園，本團隊經過與水庫管理單位工程師會勘後，決定於溢洪道 9 號閘門進行施測，溢洪道多處坡面受到 921 地震影響，造成壩體混凝土產生裂縫，石岡壩管理單位以環氧樹脂砂漿作修補，有明顯的修補痕跡，如圖 4.55 所示，測線配置將會通過修補區域，來討論修補區域介面之間是否有異常情形。

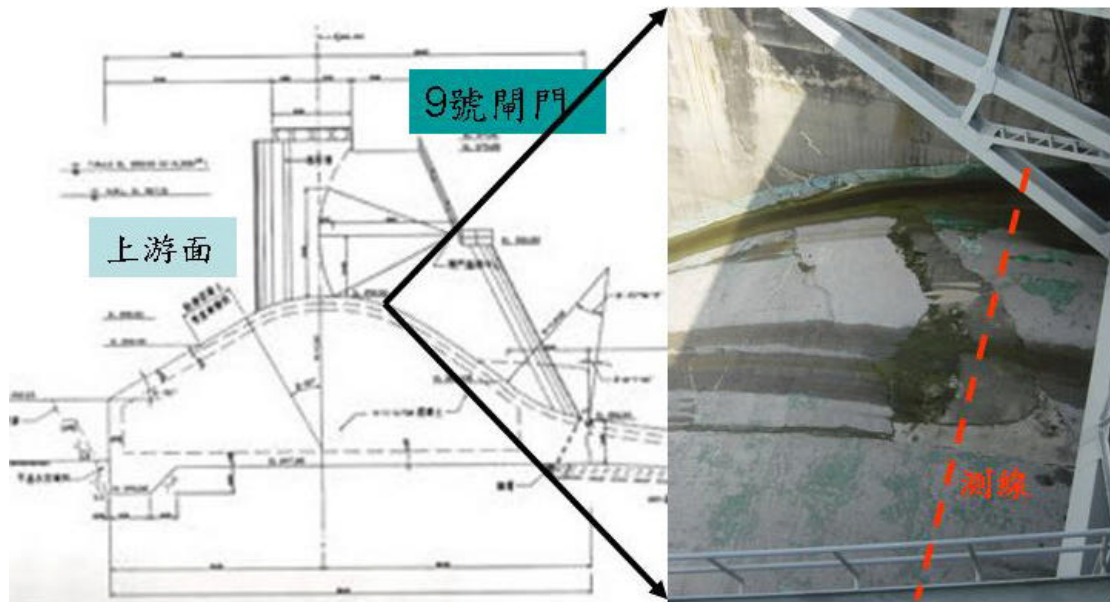


圖 4.55 石岡壩 9 號閘門溢洪道修補情形與測線位置

施測結果如圖 4.57 所示，而相關的施測參數如表 4.14 所示，閘門間的寬度 12m，測線通過修補區域，從第 5 個電極（2m）至第 13 個電極（6m）處，如圖 4.57 虛線框處，現地施測情形如圖 4.56 所示。施測結果表面至下方約 0.4m 處為高電阻值（300Ohm-m 以上），顯示溢洪道表面混凝土完整，且無滲漏之虞；而修補區域表面至下方 1m 處為高電阻值（300Ohm-m 以上），顯示以環氧樹脂修補區的深度較深，而在測線 4m 處有較低電阻率（約 100Ohm-m）的區域介於高電阻值之間，經由現場目視該區域表面有沈陷的情形，推測此區域修補不完全，建議應以其他人工方式進行檢查，例如以高頻率的透地雷達進行檢測，確認破壞區域後再進行修補沈陷，另外於 0.3m 以下為低電阻值，應受到混凝土下方 0.2m 處以間距 0.3m 的配筋所影響，電流過於集中於此層中，造成下方解析能力不足。

表 4.14 石岡壩溢洪道 9 號閘門測線施測參數

測線名稱	溢洪道 9 號閘門
電極間距 m	0.5m
電極數目	24 支
測線展距 m	11.5m

施測方式

Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger



圖 4.56 石岡壩溢洪道 9 號閘門施測情形

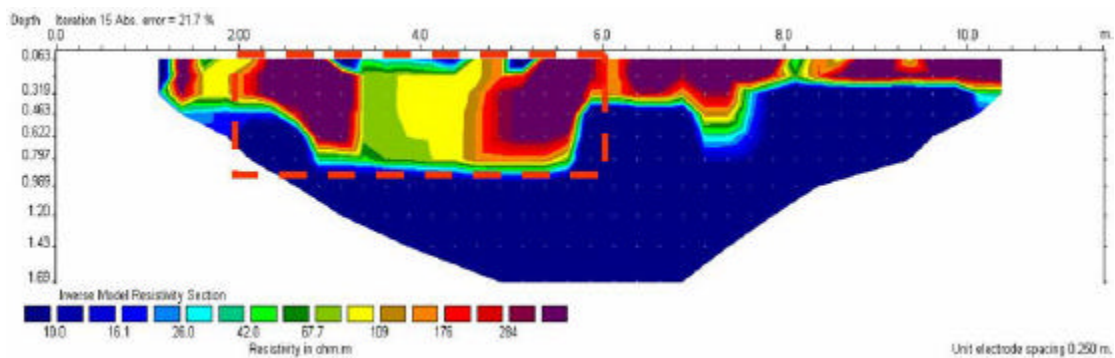


圖 4.57 石岡壩溢洪道 9 號閘門地電阻影像剖面-Wenner

## 2.大觀發電廠溢洪道廊道

由前期經濟部委託之「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」，顯示出「非破壞式電極」於混凝土材料上施作的高度潛力，但因所收錄的資料標準偏差變異較大，造成反算後的誤差較大，因此在改良「非破壞式電極」後，於廊道重新檢測，藉此並可以比對去年度檢測後至今的變化。

施測結果如圖 4.59 所示，而相關的施測參數如表 4.15 所示，本次試驗的目的是利用改良後的「非破壞式電極」進行施測，測線位置與去年度計畫相同，預期來討論是否改進混凝土廊道的施測結果，初步由擬似電阻率剖面來判斷量測結果是否有一致性，如圖 4.58 所示，量測得的擬似電阻率剖面先進行資料處理，將不良點予以剔除，因此擬似電阻率剖面在邊界處會呈現鋸齒狀的圖形，結果顯示在測線 12m 處有電阻值的變化，電阻值略

比周遭高，剖面其他趨勢也具有一致性。而在原始資料最大標準偏差部分如表 4.16 所示，採用改良後的「非破壞式電極」進行施測的最大標準偏差為 42.408%，相較低於去年度的 71.190%，顯示有提高原始資料的品質提升。

反算後的結果如圖 4.59 所示，電阻率的分佈趨勢大致相同，在測線 12m 處受到施工縫不連續的影響，產生高電阻值區域，本次施測時廊道依舊相當潮濕，受到保護層下方鋼筋與廊道潮濕的影響，因此在側壁其他位置仍呈現低電阻值分佈，其趨勢具有一致性。若從反算後的均方根誤差來解釋剖面的可信度，如表 4.16 所示，今年度反算後的誤差量為 18.2%，略低於去年度 18.6%，但反算後誤差量的進步幅度較小。由於廊道的材料在表層有鋼筋與混凝土材料，具有強烈的邊界變化，因此原始資料與反算後的誤差量雖然所有改善，但仍舊偏大。

表 4.15 大觀電廠廊道測線施測參數

測線名稱	大觀電廠廊道
電極間距 m	1m
電極數目	24 支
測線展距 m	23m
施測方式	Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger

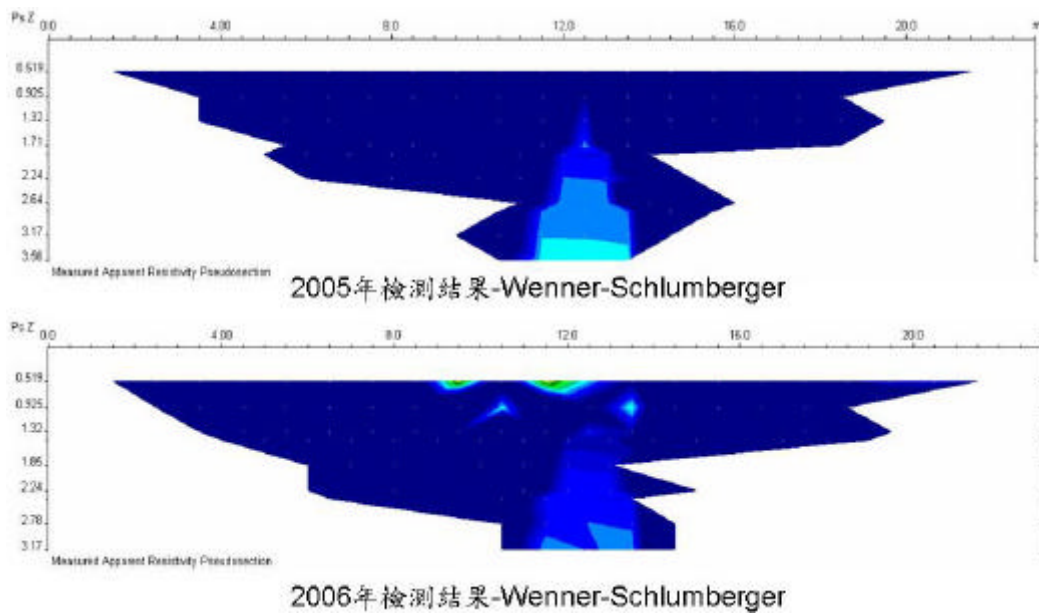


圖 4.58 2005 年與 2006 年大觀電廠廊道測線擬似電阻率剖面比較

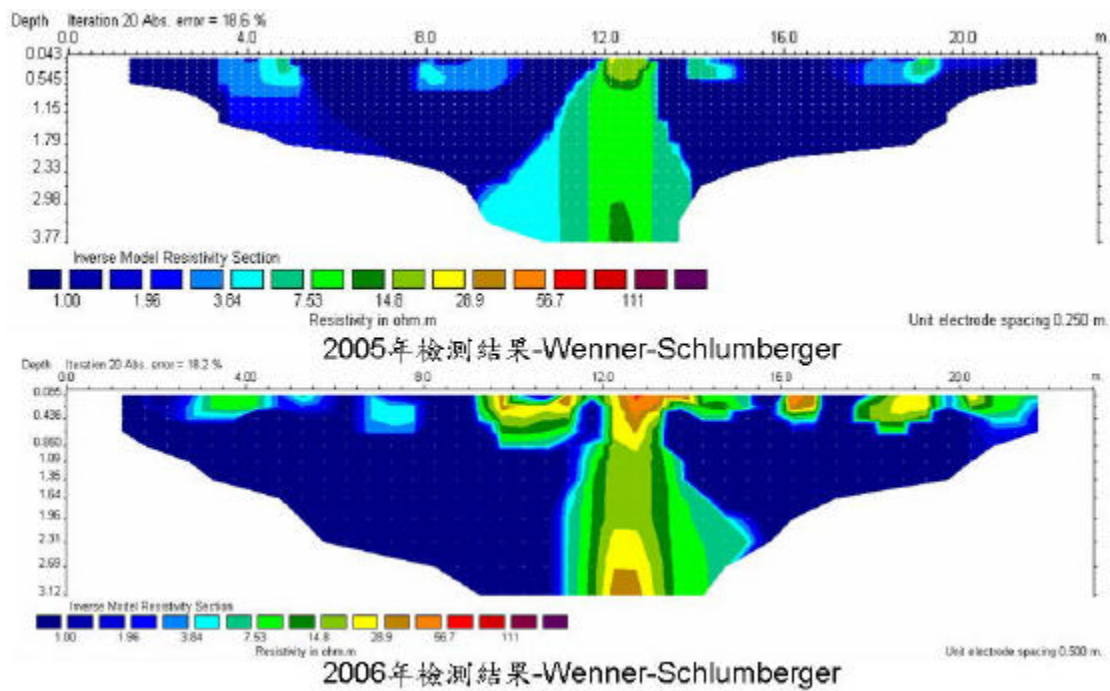


圖 4.59 2005 年與 2006 年大觀電廠廊道測線地電阻剖面比較

表 4.16 2005 年與 2006 年大觀發電廠溢洪道廊道施測結果比較

年度	排列方式	最大標準偏差 (%)	反算後誤差 RMS
2005 年	Wenner-Schlumberger	71.190	18.6
2006 年	Wenner-Schlumberger	42.408	18.2



### 3.石門水庫溢洪道廊道

石門水庫溢洪道廊道之施測結果如圖 4.61 所示，而相關的施測參數如表 4.17 所示，本次試驗的目的是利用改良後的「非破壞式電極」進行施測，測線位置與去年度計畫相同，預期來討論是否改進混凝土廊道的施測結果，初步由擬似電阻率剖面來判斷量測結果是否有一致性，如圖 4.60 所示，量測得的擬似電阻率剖面先進行資料處理，將不良點予以剔除，結果顯示在測線 23m 與 39m 處有高電阻值，其趨勢具有一致性。由原始資料的最大標準偏差如表 4.18 所示，採用改良後的「非破壞式電極」的最大標準偏差為 114.464%，雖然資料點的差異性仍較大，但已遠小於去年度的 210.767%，顯示改良施測後對資料品質有所幫助。

反算後的結果如圖 4.61 所示，電阻率的分佈趨勢大致相同，在淺層約 1m 處有低電阻區域存在，而下方受到保護層鋼筋的影響，呈現高電阻值反應，另外在測線 23m 與 39m 處位置，受到施工縫不連續的影響，同樣有高電阻值存在，但本計畫施測結果在測線 0-16m 處低電阻率區域有漸增的趨勢，值得進一步注意。若從反算後的均方根誤差來解釋剖面的可信度，如表 4.18 所示，今年度反算後的誤差量為 23.8%，相較低於去年度 32.6%，反算後誤差量的進步幅度較大，顯示改良施測後對資料品質有所幫助。由於廊道的材料在表層有鋼筋與混凝土材料，具有強烈的邊界變化，因此原始資料與反算後的誤差量雖然所有改善，但仍舊偏大。

表 4.17 石門水庫溢洪道測線施測參數

測線名稱	石門水庫溢洪道
電極間距 m	2m
電極數目	24 支
測線展距 m	46m
施測方式	Dipole-Dipole、 Wenner、 Wenner-Schlumberger

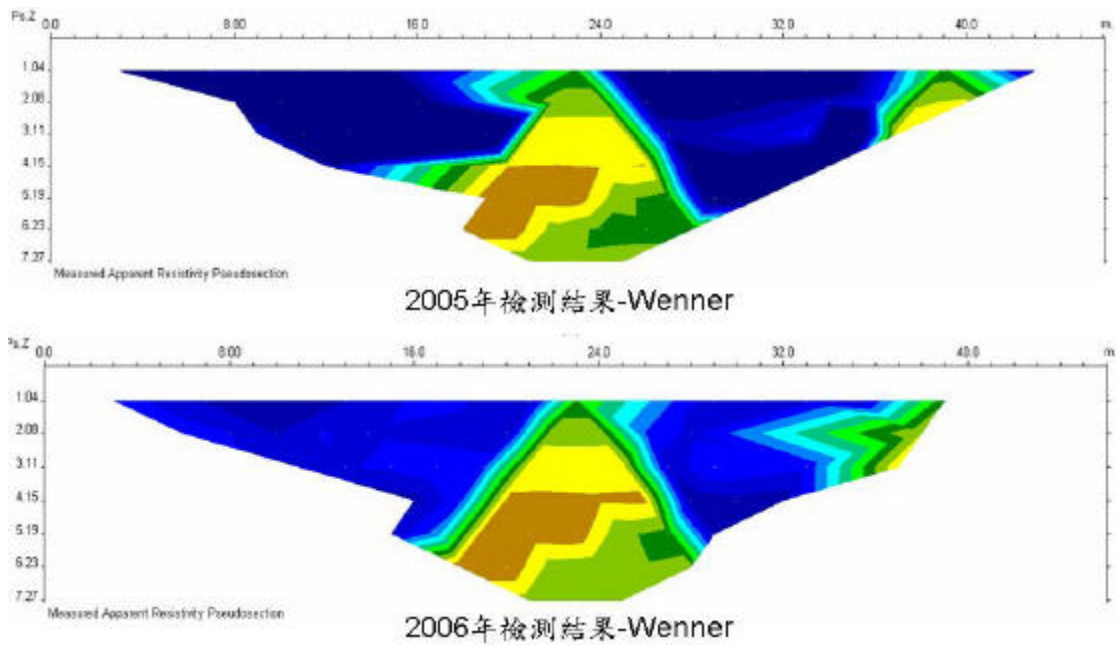


圖 4.60 2005 年與 2006 年石門水庫溢洪道廊道擬似電阻率剖面比較

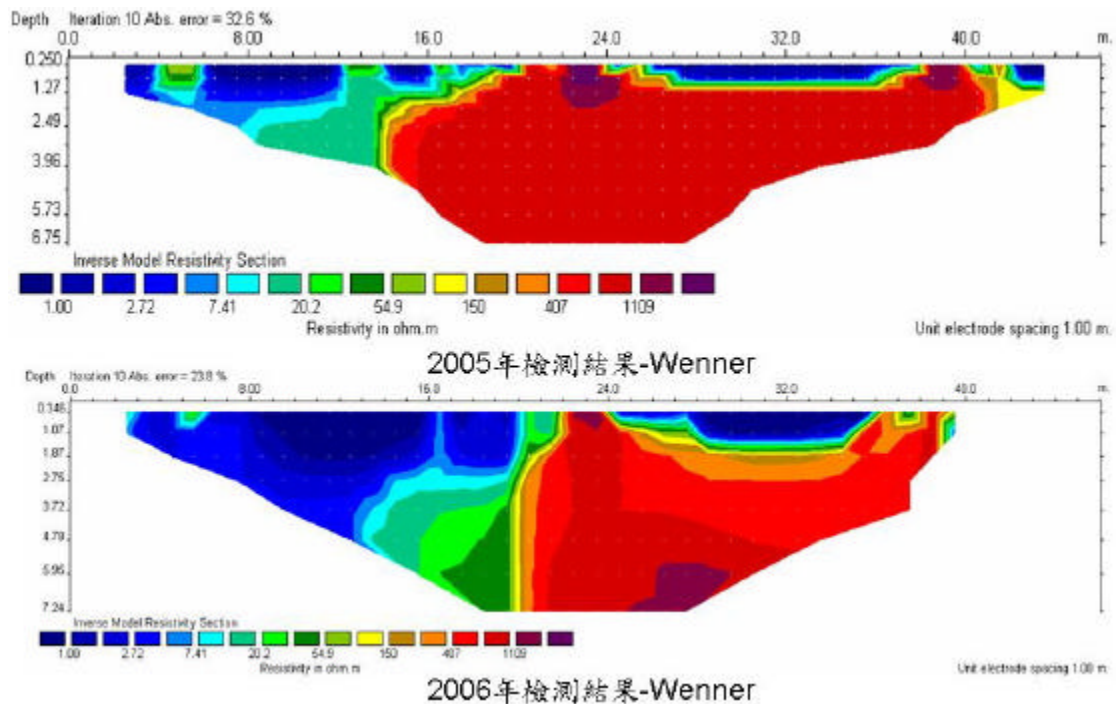


圖 4.61 2005 年與 2006 年石門水庫溢洪道廊道測線地電阻剖面比較

表 4.18 2005 年與 2006 年石門水庫溢洪道施測結果比較

年度	排列方式	最大標準偏差 (%)	反算後誤差 RMS
2005 年	Wenner	210.767	32.6
2006 年	Wenner	114.464	23.8

#### 4.1.5. 地電阻影像探測於資料分析之改良

##### 1.正算模式

地電阻資料解析除了藉由改良現地檢測方式，提供高品質資料以獲得較佳反算剖面之外，為了能夠更加確定現地所量測資料正確性，可以利用現地踏勘結果與相關文獻，決定具合理性的適當參數，建立「正算模擬」，驗證資料解析精準度與正確性。正算模擬係利用 Res2dmod 模擬程式，於建構的網格中給定不同材料適當電阻值，如圖 4.62 所示，利用有限元素法計算數值解，所得正算視電阻率剖面再利用 Res2dinv 反算程式進行計算獲得對應反算剖面，進一步與現地量測實際資料反算結果比較，正算模擬的流程如圖 4.63 所示，假若模擬結果與現地量測果相符，以使用於正算模擬的參數說明現地地下結構物可能分布情形，也可藉以確認異常區域位置，若是模擬結果與現地量測果不相符，則持續參考文獻與現地結果進行修正。目前本計畫參考前期「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」中石門水庫廊道測線與新山水庫殼層測線之地電阻結果，來進行正算模擬。

地質材料	電阻率 $\Omega\cdot m$	地質材料	電阻率 $\Omega\cdot m$
火成岩或變質岩		沈積岩	
花崗岩 Granite	$5 \times 10^3 - 10^6$	砂岩 Sandstone	$8 - 4 \times 10^3$
石英岩 Quartzite	$10^2 - 2 \times 10^8$	頁岩 Shale	$20 - 2 \times 10^3$
玄武岩 Basalt	$10^3 - 10^6$	石灰岩 Limestone	$50 - 4 \times 10^2$
板岩 Slate	$6 \times 10^2 - 4 \times 10^7$	化學物質	
土或水		鐵製品 Iron	$9.0744 \times 10^{-8}$
黏土 Clay	1-100	0.01M 氯化鉀 KCL	0.708
沖積土 Alluvium	10-800	0.01M 氯化鈉 NaCl	0.843
水 Groundwater	10-100	0.01M 醋酸	6.13
海水 Sea-water	0.2	二甲苯 Xylene	$6.998 \times 10^{16}$

圖 4.62 地質材料的電阻率分佈範圍 Loke (2003)

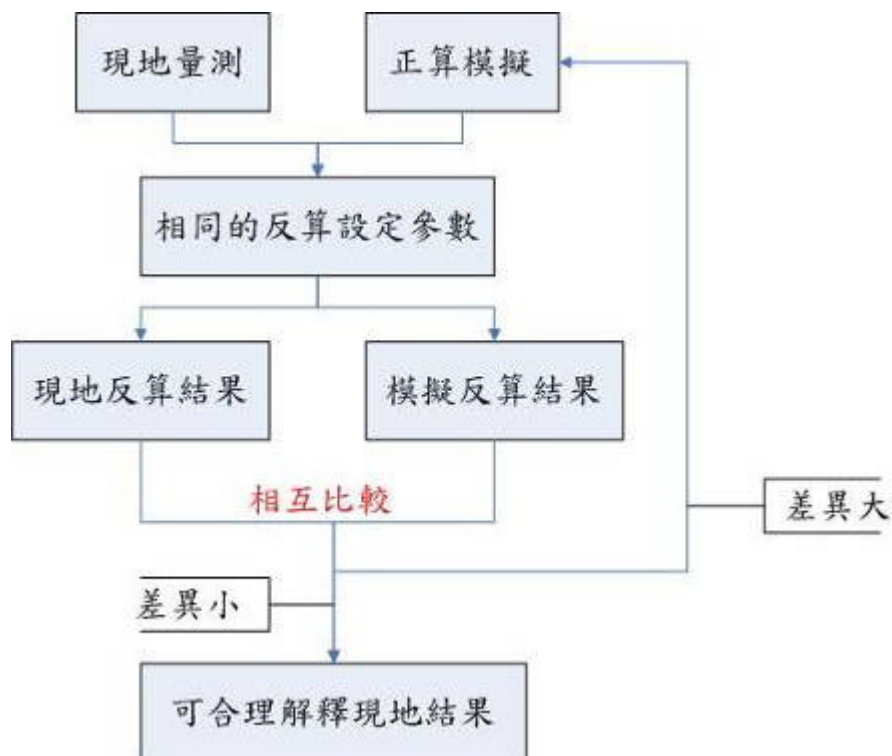


圖 4.63 正算模擬的流程圖

正算模擬石門水庫廊道的目的在於檢測廊道有無滲漏之疑慮以及表層是否存在破壞孔洞。參考石門水庫溢洪道廊道竣工圖可知側壁下方 0.15 m 處以 60 cm 間距鋪設鋼筋，其餘部份為混凝土材質，另外測線上存在三處施工縫縫隙，因此參考上述資料所假設的正算模形如圖 4.64 所示，表層處配置 50hm-m 鋼筋，但受制網格大小，鋼筋配置位置限制在 0.5 m，表層分別於測線長度 8、24、40m 處以 800 Ohm-m 假設為施工縫存在所造成的電阻值，下方均質混凝土電阻值則假設為 500 Ohm-m。

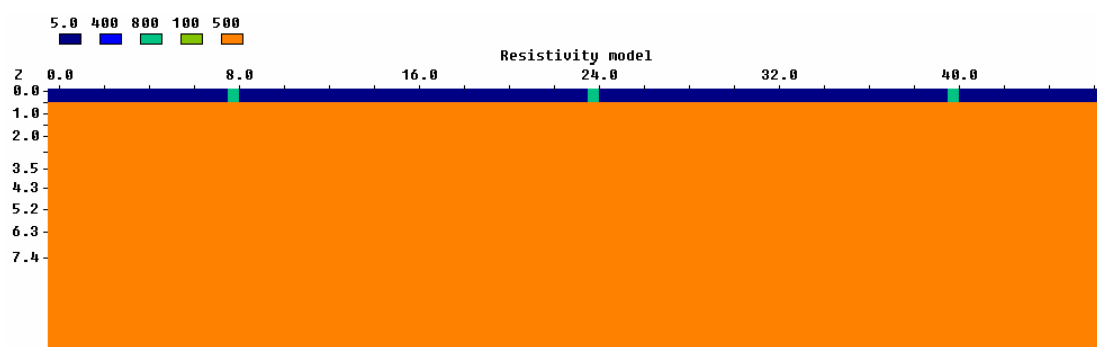


圖 4.64 石門廊道正算軟體所假設的電阻率分佈情形

在進行反算之前，先來比對正算模擬與現地量測的擬似電阻率剖面

(pseudo-section) 的差異，圖 4.65 (a) 為正算模擬的擬似電阻率剖面，圖 4.65 (b) 為現地量測後的擬似電阻率剖面，於廊道參考文獻中得知有三處施工縫存在位置，因此正算模擬的擬似電阻率剖面出現三個獨立的高電阻值區域，而現地量測後的擬似電阻率剖面則因受限於資料的量測問題與邊界處的影響，因此造成高電阻區域分佈不同。另外現地的資料品質較差因此造成現地量測後的擬似電阻率剖面電阻率值出現較大的量測誤差。

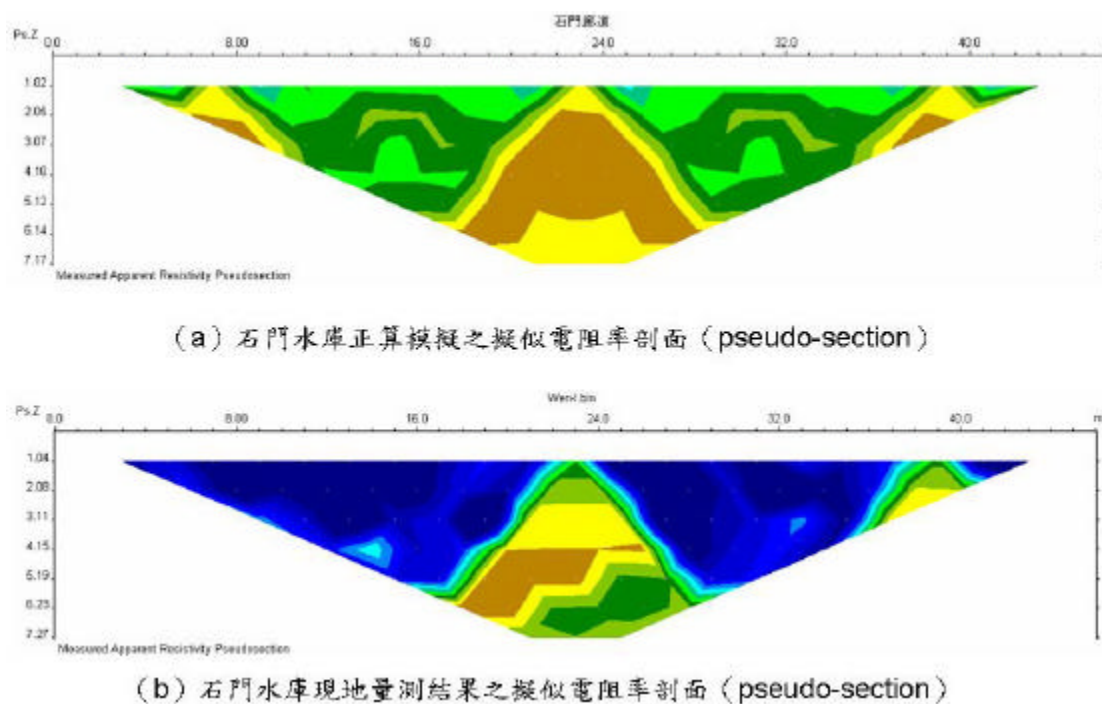
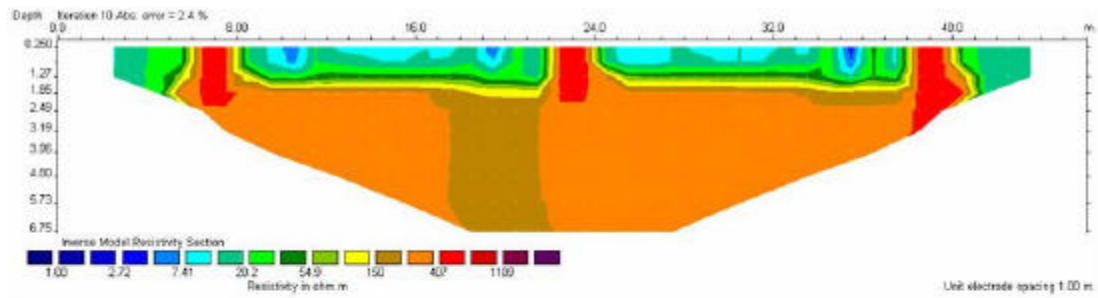
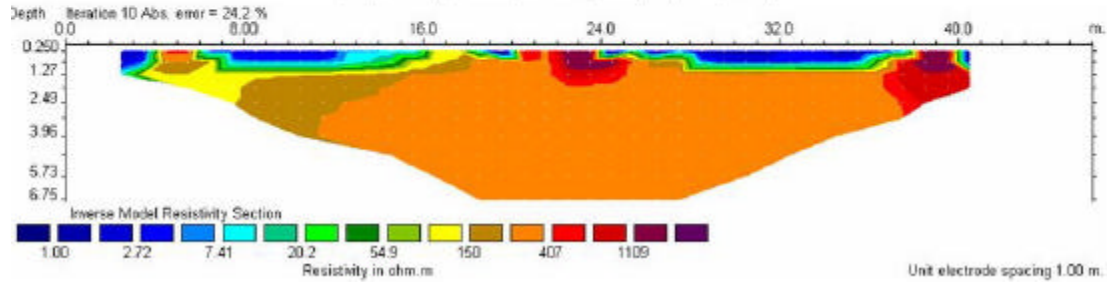


圖 4.65 石門廊道正算軟體與現地量測的擬似電阻率剖面

圖 4.66 (a) 為正算模擬結果 (b) 為現地量測反算後結果，反算所採用的方式為 L1 反算模式 (Robust inversion) 的方式，可以明顯發現兩者地電阻剖面趨勢相當一致，在施工縫位置假設的高電阻分佈與現地結果相符，但受限於正算模擬的網格大小與反算的不確定性，原先假設的裂隙深度為 0.5m，反算後高電阻區域擴散至深度約 2m 位置，顯示解析能力較差；表層鋼筋所採用低電阻假設，也與現地結果相符，最後下方的均質材料顯示的地電阻剖面也有一致性。



(a) 正算軟體所假設電阻率的反算結果



(b) 現地量測後反算的結果

圖 4.66 石門廊道正算軟體與現地量測的反算結果比較

參考前期「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」，顯示新山水庫殼層存在異常低電阻區域，本計畫將利用殼層鑽探資料與現地試驗結果進行模擬比對，首先要先對正算模擬網格中所需的電阻率值做假設，經由殼層鑽探報告得知土壤為岩塊夾粉土質細砂，而由 Loke (2003) 圖 4.62 可得知地層材料的電阻率分佈範圍，例如水的電阻率為 10-100 Ohm-m，飽和的粉砂土為 30-200 Ohm-m，乾燥的粉砂土為 400-2000 Ohm-m。

本計畫所假設的正算模形電阻率分佈情形如圖 4.67 所示，經由現地量測結果得知電阻剖面，電阻率值受到含水量的影響皆偏低，因此本研究利用電阻率較低的粉砂土為假設，在地表下 17m 以上的位置以飽和的粉砂土（電阻率 50 Ohm-m）作為假設，在局部含水料較高的地區以 10 Ohm-m 作為假設，地表下 17m 以下的電阻率值逐漸增大，電阻率值分別從 200 Ohm-m、300 Ohm-m 與 350 Ohm-m，代表越下層越乾燥。

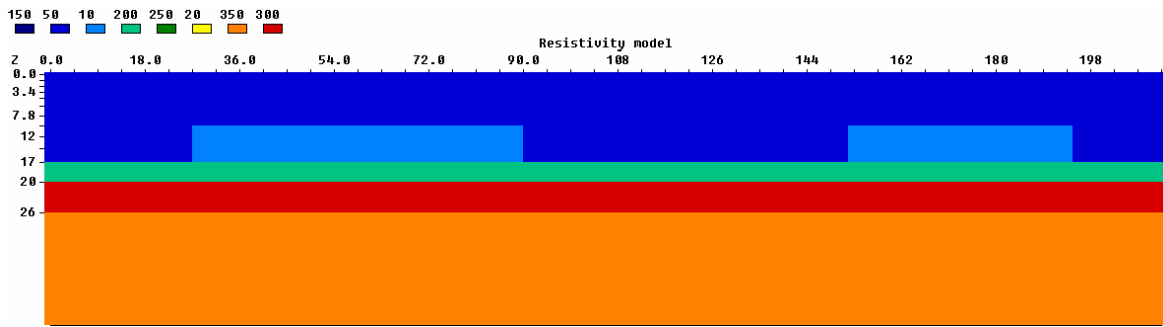
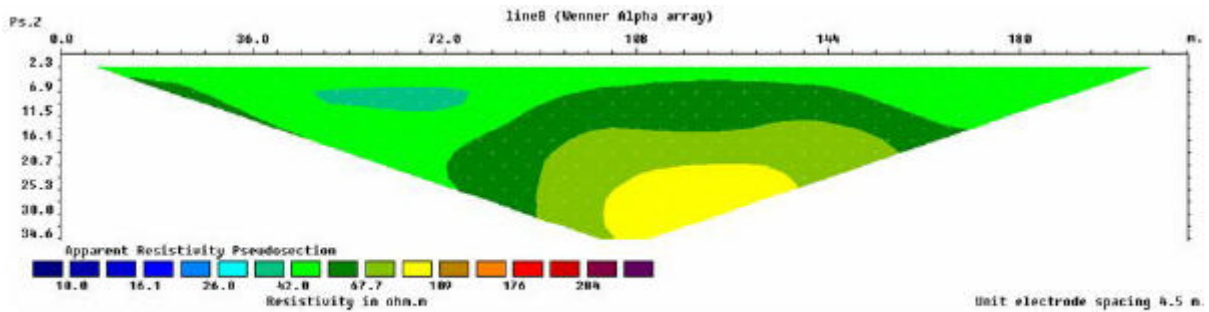
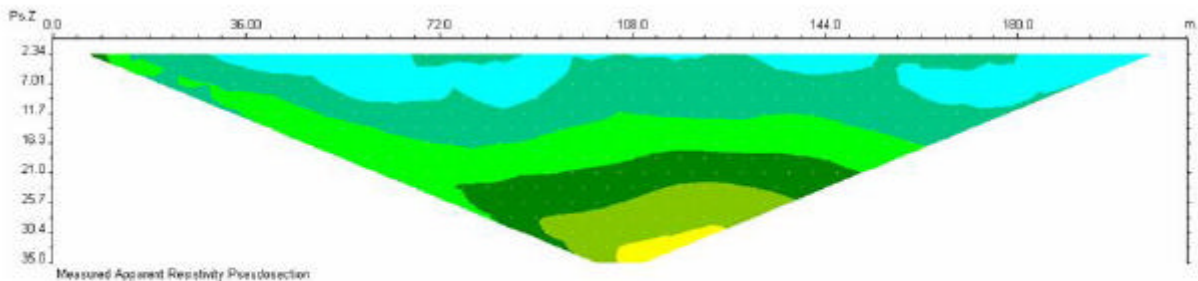


圖 4.67 新山水庫正算軟體所假設的電阻率分佈情形

在進行反算之前，先來比對正算模擬與現地量測的擬似電阻率剖面（pseudo-section）的差異，圖 4.68（a）為正算模擬的擬似電阻率剖面，圖 4.68（b）為現地量測後的擬似電阻率剖面，可以看出在現地量測後的擬似電阻率剖面淺層部分的電阻率值較低，約為 26Ohm-m，而正算模擬的擬似電阻率剖面淺層部分約在 42 Ohm-m，另外在測線里程中央深層處高電阻區域的變化趨勢也略微不同，但電阻率值皆為相近，顯示以層狀的電阻率值變化來模擬是不夠準確，但電阻率的假設為正確的。



(a) 新山水庫正算模擬之擬似電阻率剖面（pseudo-section）

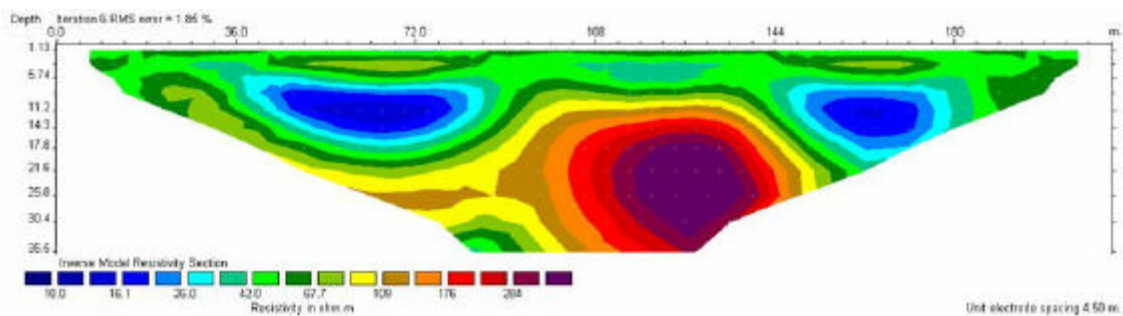


(b) 新山水庫現地量測結果之擬似電阻率剖面（pseudo-section）

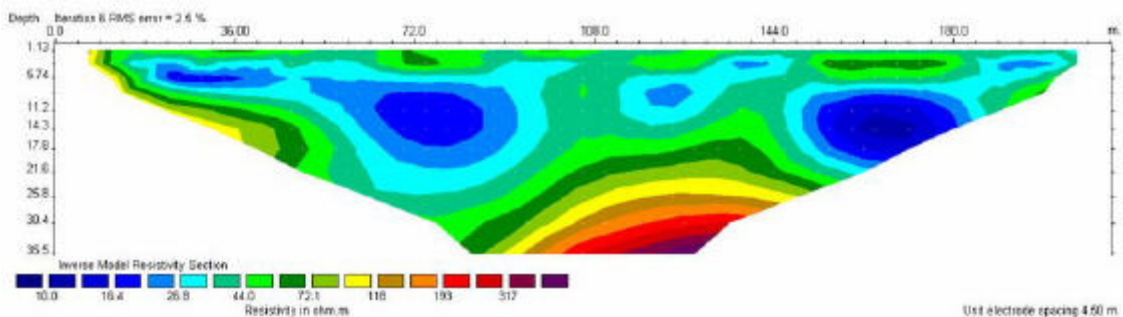
圖 4.68 新山水庫擬似電阻率剖面之比較

反算方式以圖 4.69(a)為正算模擬結果(b)為現地量測反算後結果，可以

發現在模擬時所假設的層狀高電阻區域，在反算後的卻非呈現層狀，推測受低電阻區域的影響造成高電阻值趨於集中在兩低電阻率值之間。另外雖然殼層材料於填築時除了濾層之外其餘皆可視為均質，但殼層受到含水量不一致造成不均質的情形，增加了模擬上的困難，但模擬的結果在低電阻區域的趨勢是相同的。經由模擬結果可呼應低電阻區域應為高含水粉砂土所組成，而越下層的電阻率越大代表較為乾燥，模擬結果與現地量測結果相符，因此可呼應前期「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」中所推測的濾層功能失效造成上方為高含水量。



(a) 正算軟體所假設電阻率的反算結果



(b) 現地量測後反算的結果

圖 4.69 新山水庫正算軟體與現地量測的反算結果比較

## 2.新山水庫監測資料解析

由前期「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」，顯示新山水庫殼層存在異常低電阻區域，本團隊由 2005 年 7 月起至 2006 年 5 月，以一個月一次持續進行量測，利用監測的方式可以瞭解殼層低電阻的區域是否會隨著時間有所改變，而水位以及降雨量等外在因素是否會對低電阻區域或其他區域造成影響？



新山水庫殼層測線每月份監測原始資料獨立反算後結果如圖 4.70 與圖 4.71 所示，首先可由地電阻剖面圖觀察低電阻區域是否有隨著時間變化，其餘區域是否有發生異常現象，經由統一電阻率色階，可以發現低電阻區域仍明顯存在（虛線框處），顯然高含水量問題依舊存在，而低電阻範圍則有所改變。另外在剖面其他位置並沒有存在其他異常行為（如低電阻區域），由於單憑地電阻率剖面結果較不容易辨識地電阻率隨著時間軸的變化幅度，因此本研究將利用 RES2DINV 軟體其中的「Time-lapse inversion」(時間序列反算方法)功能，將電阻率隨時間變化以百分比方式呈現。

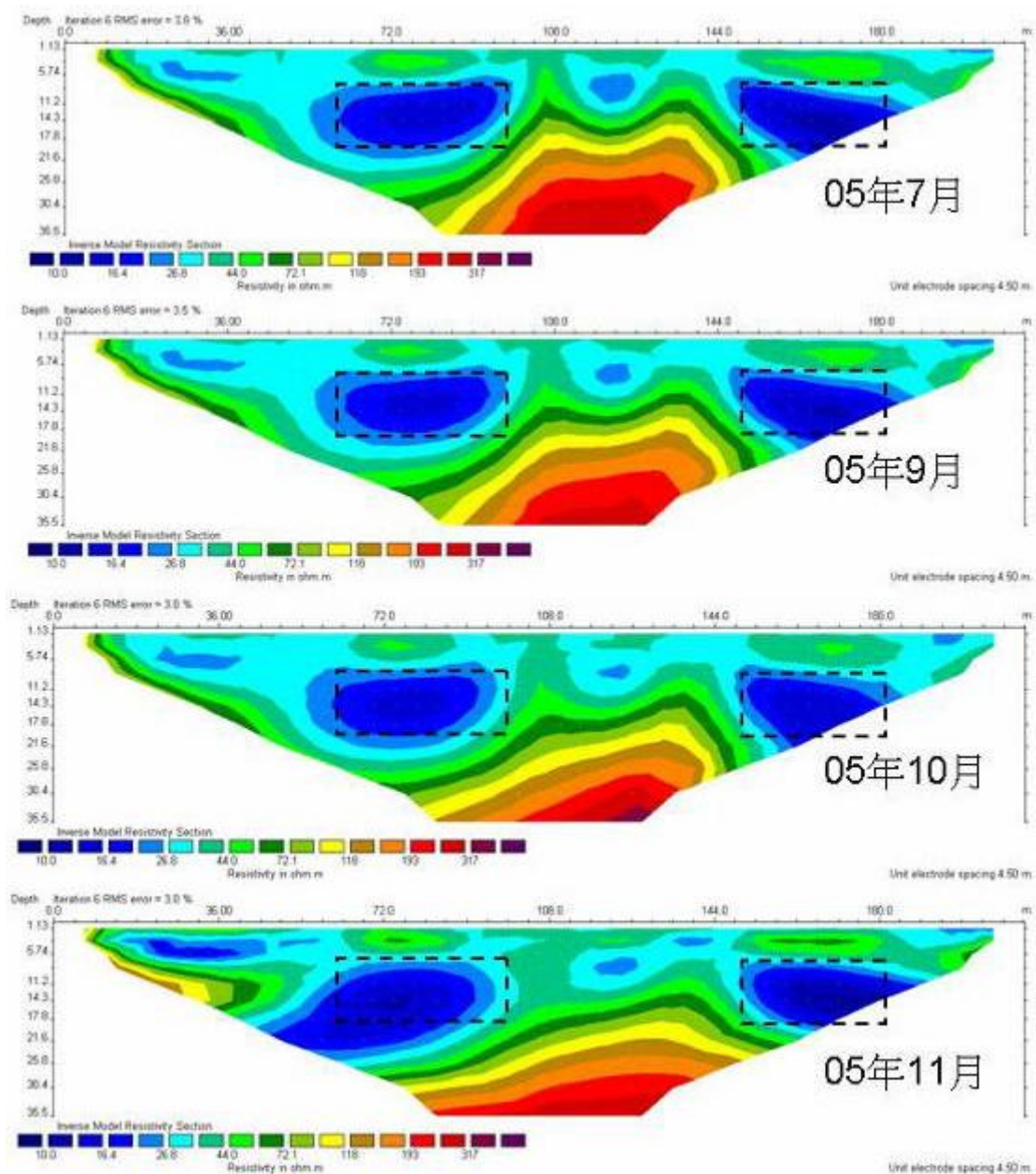


圖 4.70 新山水庫反算結果-05 年 7 月 05 年 11 月

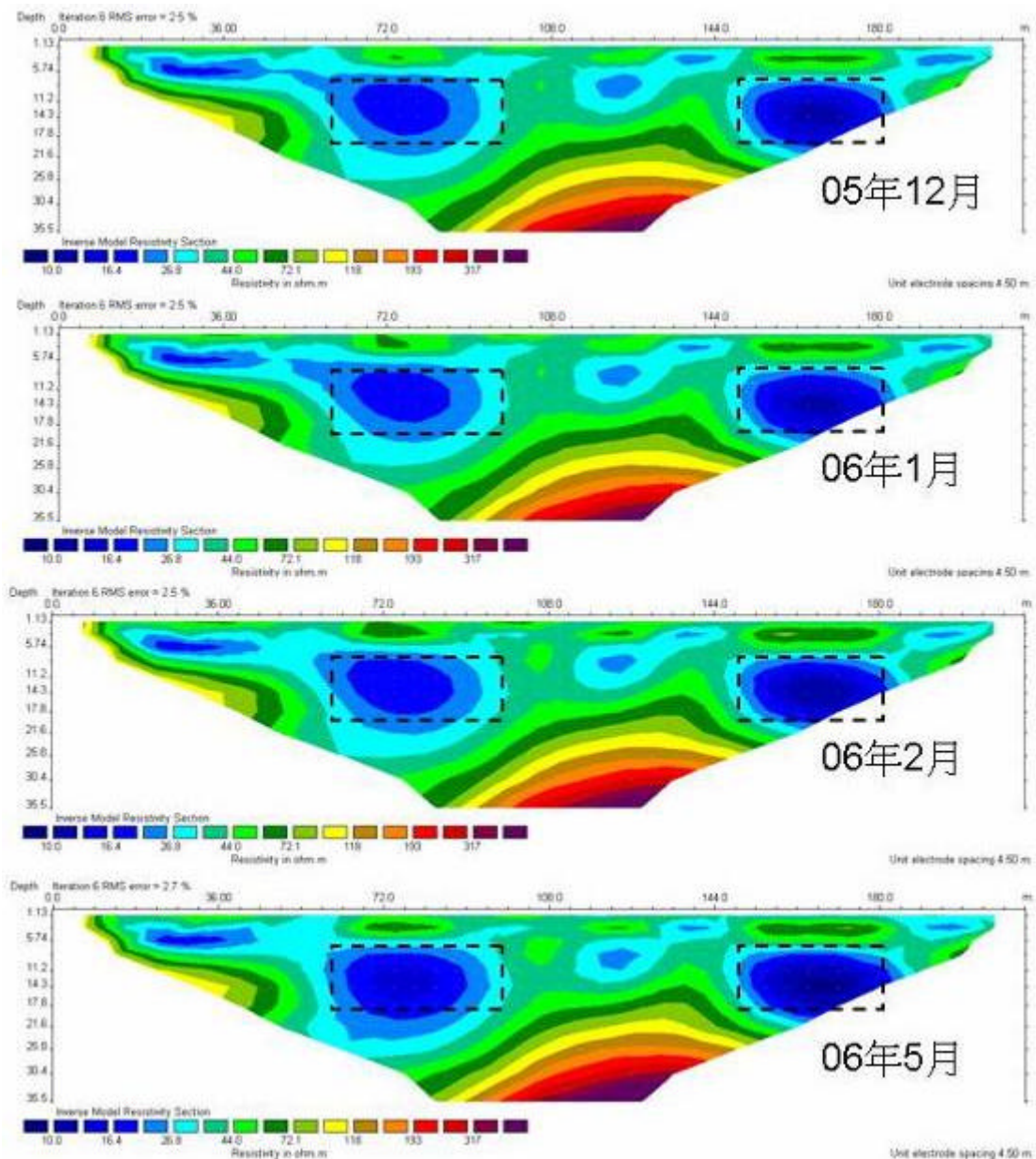


圖 4.71 新山水庫反算結果-05 年 12 月 06 年 5 月

以下的敘述與資料反算皆是以 RES2DINV 反算軟體中所內建的「Time-lapse inversion」，時間序列反算方法以量測第一次資料值（05 年 7 月）做為往後的次資料參考值，例如 05 年 9 月的差異百分比是以 05 年 7 月為參考，以此方式可以顯示每個月電阻率變化，即電阻率差異百分比剖面，當第二次電阻率值大於第一次電阻率值，則會呈現「正成長」；反之若第二次電阻率值小於第一次電阻率值則為「負成長」。

監測資料剖面的淺層部分，比對降雨量與水位（圖 4.72），發現 7 月至 9 月降雨量漸增，然而庫水水位呈現減少的趨勢，經時間序列反算方法處理

後結果如圖 4.73 與圖 4.74 所示，由圖 4.73 差異百分比可以觀察接近地表面的電阻率值呈現負成長，約為-1% -6%，而在測線里程 108m 處（紅色虛線框處），可以明顯看出電阻率呈現較大負成長，此處為未來值得注意的地方。然而 9 月以後降雨量開始減少，庫水水位反而為增加的趨勢，因此接近地表面電阻率值呈現正成長，約為 1% 9%。推斷淺層部分電阻率變化受到降雨量影響大於庫水水位影響。

圖 4.73 與圖 4.74 的七個剖面圖中大致呈現相同變化趨勢，觀察原本地電阻率剖面中低電阻區域（黑色虛線框處），比對差異百分比剖面結果可得知該區域呈現正成長，僅 05 年 9 月呈現-3%至 1%，日後則以 2%至 6%幅度些微成長，顯示該濕潤區域呈現穩定狀態。值得注的一點是測線中點存在一明顯「負成長反應」，且成長幅度約為為-7% -3%，但該區域在電阻率剖面中原屬於高電阻區域，因此值得注意該區域是否持續呈現濕潤情況，建議持續監測計畫以觀察該異常區域後續變化。

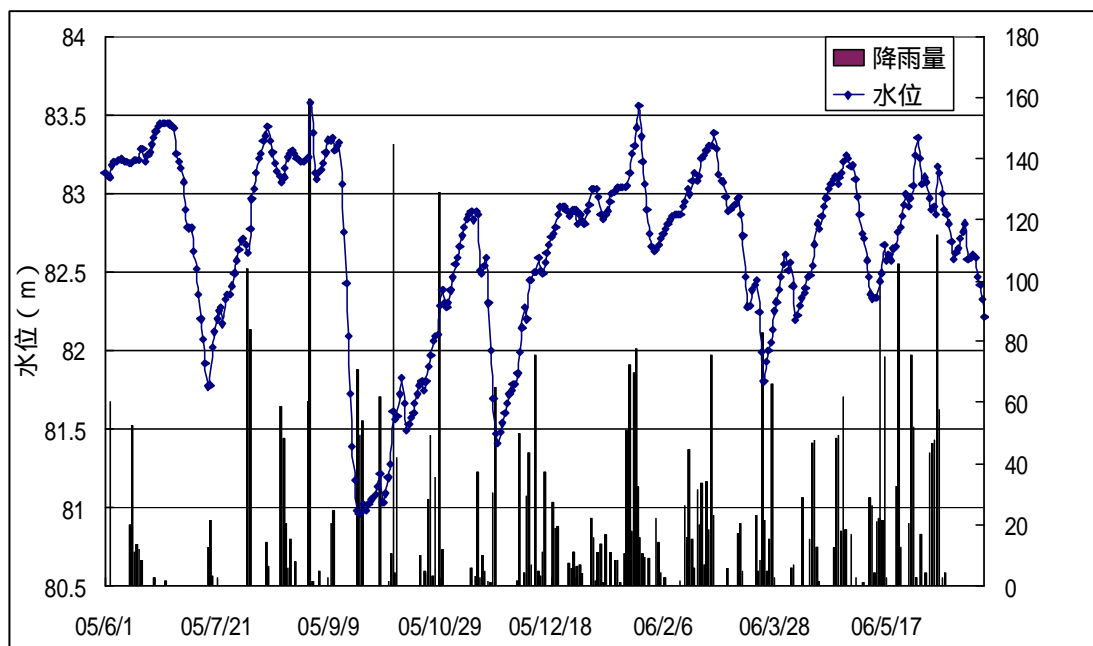


圖 4.72 新山水庫降雨量與水位

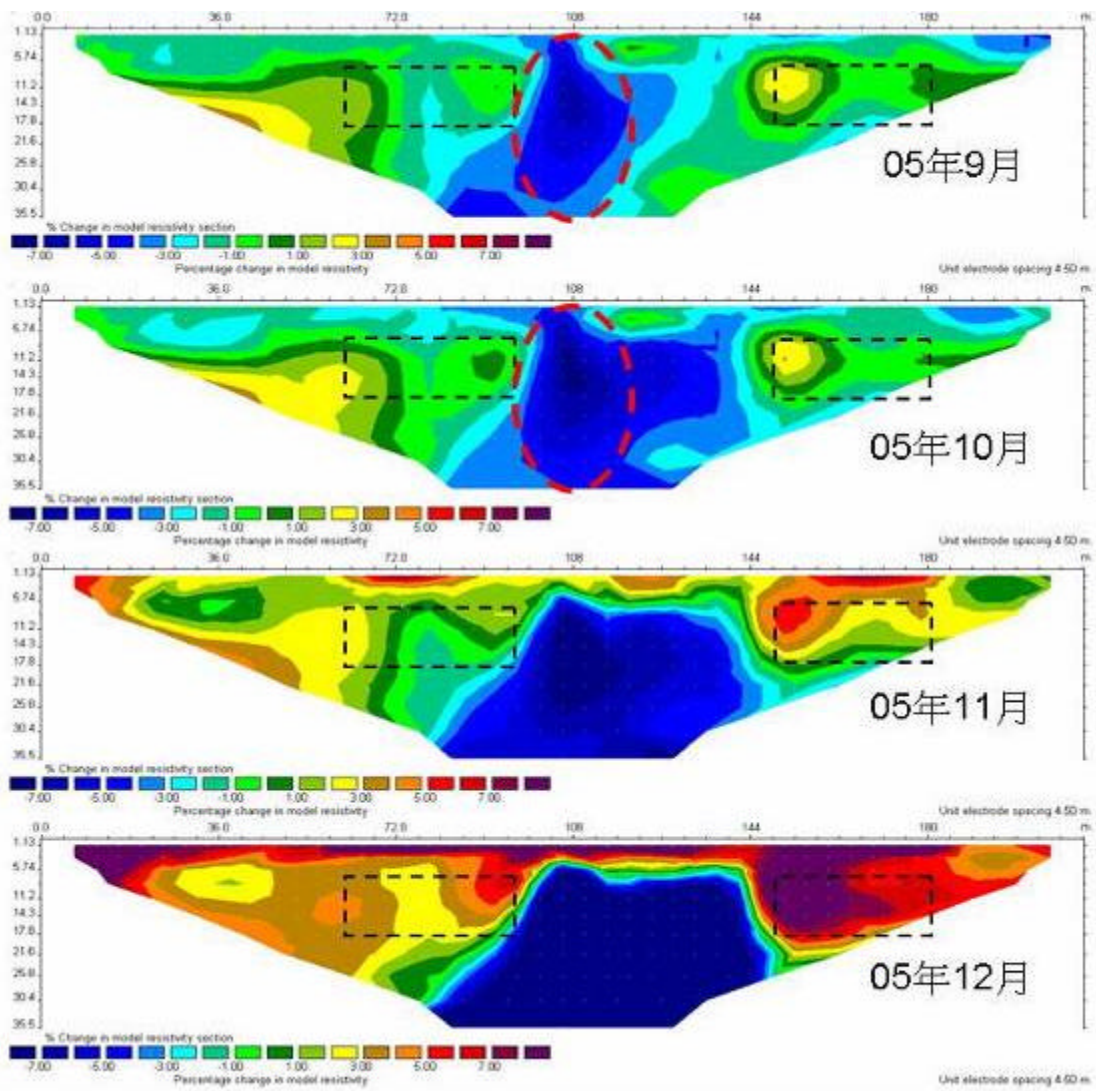


圖 4.73 新山水庫差異百分比-使用 RES2DINV Time-lapse inversion

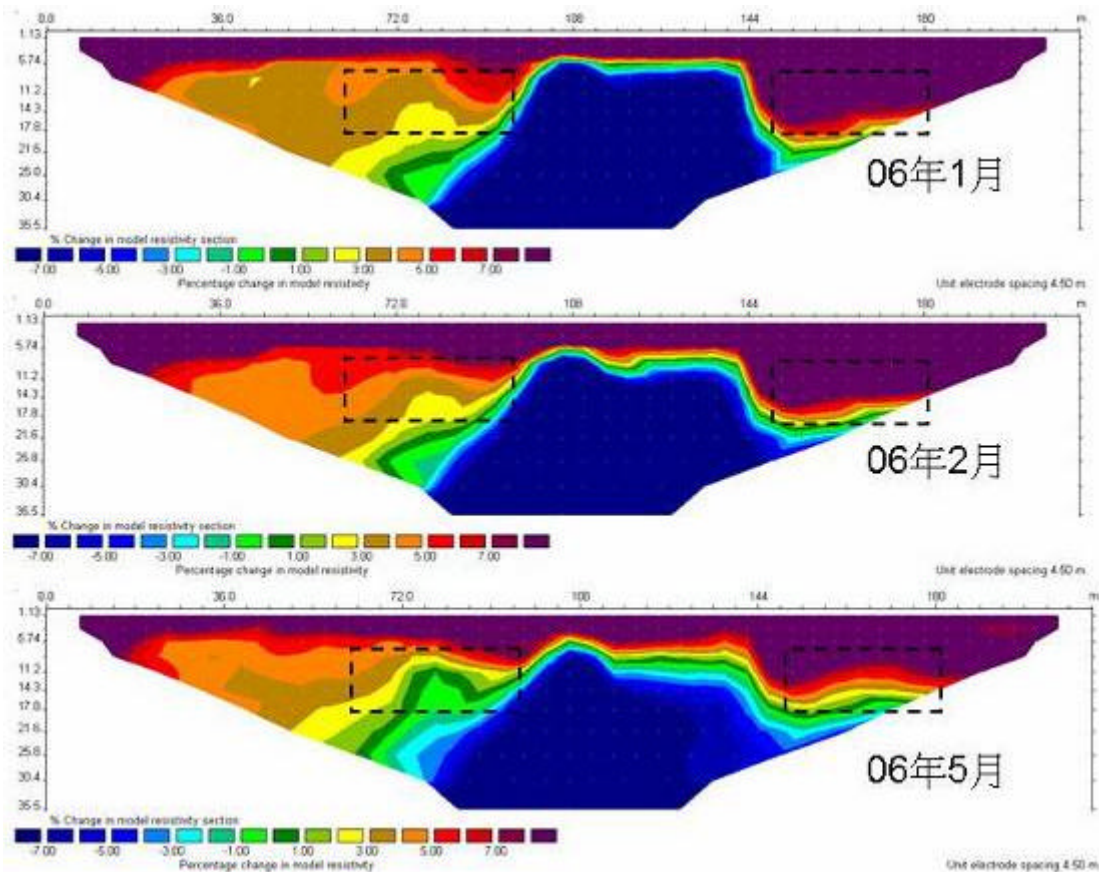


圖 4.74 新山水庫差異百分比-使用 RES2DINV Time-lapse inversion

### 3.電阻率靈敏度剖面

二維的地電阻影像剖面是由許多的網格所組成的，如圖 4.75 所示，網格的排列是由 Res2dinv 反算軟體自動構建，網格的深度越深，其大小會以 10% 的放大幅度成長，因此越深的網格越大，而網格的電阻率值，則是由數個量測的資料點組成，最後藉由反算軟體反算後即成為我們所看的地電阻影像。在這一小節，本計畫嘗試利用網格模型的靈敏度值來輔助地電阻影像的解析，若當網格的靈敏度值越高，則代表該區塊的可信度越高，因此對於解釋剖面的電阻率，如能再搭配靈敏度剖面，則能有更加的說服力。

本計畫將土石壩與混凝土廊道，各以一案例來作為說明，土石壩以新山水庫殼層測線 B，混凝土廊道以石門廊道為例。

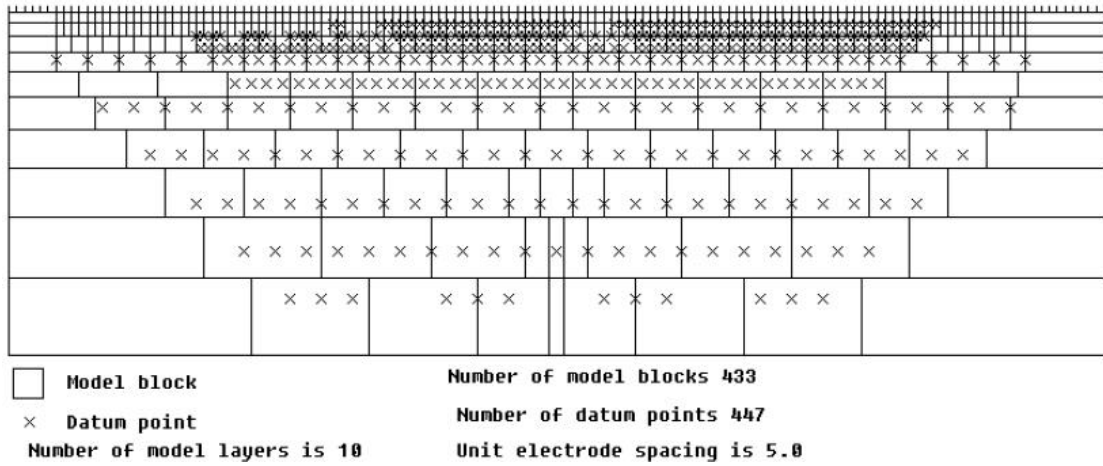


圖 4.75 地電阻剖面網格與資料點示意圖

網格的靈敏度值大小隨著探測深度的增加而降低，因此可以發現越深層處的網格靈敏度值越低，及代表深度越深的資料可信度越差，圖 4.76 為新山水庫殼層測線靈敏度剖面，靈敏度值介於 0.13 至 3.65，可以發現在接近地表處的靈敏度值較高，顯示在淺層的可信度相當高，而在深層高電阻區域其靈敏度值較低，而靈敏度隨深度增加而降低；圖 4.77 為石門廊道靈敏度剖面，接近側壁表面的靈敏度值較高，顯示在淺層的可信度相當高，而在測線 24m 處（施工縫位置）也有較高的靈敏度值，顯示施工縫位置的可信度相當高，而在側壁後方的混凝土材料等，其靈敏度值較低，推測為受到鋼筋層的影響，因此靈敏度值較低。

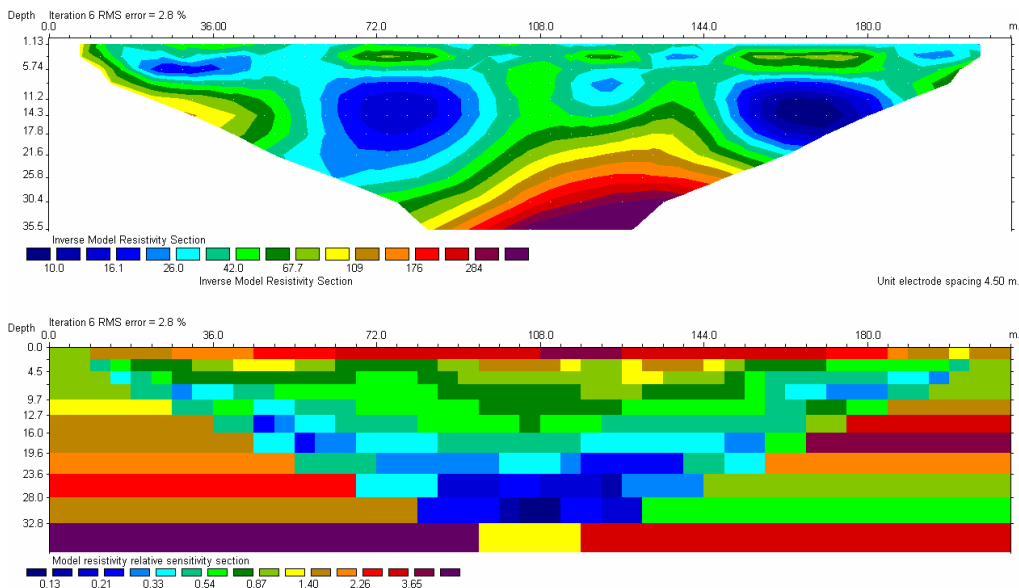


圖 4.76 新山水庫殼層測線 B 靈敏度剖面

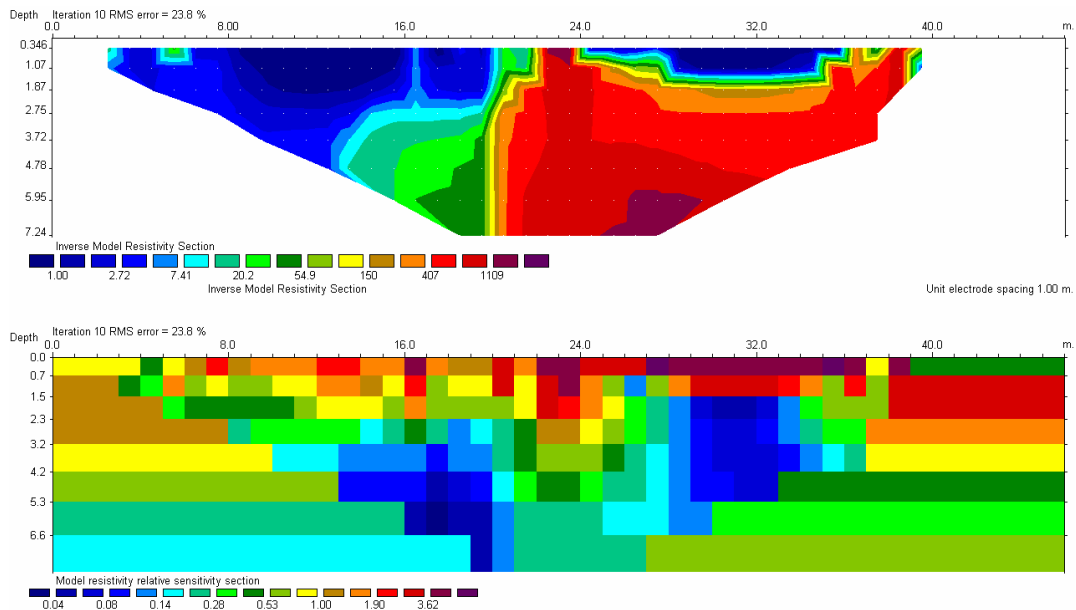


圖 4.77 石門廊道靈敏度剖面

## 4.2. 非破壞性檢測技術之適用性評估方法

在面對一個水壩安全檢測問題時，釐清水庫潛在破壞模式（Potential Failure Mode）為水庫整體性風險管理策略之重要基本工作。經由分析過程中的各項工作，水庫管理者可以了解最有可能發生潛在破壞模式及最正確的防災措施與時機。欲應用非破壞性檢測達成此一目的需先了解破壞模式與其反應之相關物理量，而後由異常反應物理量選擇可反應該物理量之非破壞性檢測方法，最後考量檢測方式之適用性確定可用之檢測方法進行試驗。本節將依壩體條件及不同潛在破壞模式探討適當檢測技術評估方式之選用。

### 4.2.1. 與壩體潛在破壞模式有關之物理性質

台灣常見壩體為混凝土壩與土石壩，以下將以此二種壩體列舉其潛在破壞模式及與潛在破壞模式相關之檢測物理量。

混凝土壩之主要潛在破壞模式有五種：

1. 因結構接縫型式不良、應力集中或壩體形狀及設計位置不當等因素造成混凝土結構行為不良所導致之壩體破壞。上述因素的存在將對整個壩

體的工程性質與壩體內部的應力分佈造成影響，應力的異常分佈會反應在應力波速的表現，因此對於此種破壞模式可透過應力波速以及工程性質進行異常檢測。

2. 因混凝土材料衰減、工程性質不足、澆置作業不當及結構結構接縫與防水作業處理不當造成之壩體本身滲漏或管湧。當壩體開始有滲露或管湧之情形時，水將在非設計區內之壩體存在，由於水與混凝土之電學性質差異甚大，將顯著影響壩體之電學性質。而上述五種造成破壞之因素會對壩體材料本身力學表現造成影響，因此亦會反應至應力波速的異常上。

3. 因溢洪道上障礙或設計容量不當所導致之溢流造成壩趾基礎侵蝕或壩座沖刷掏空。壩趾或壩座受到衝刷後會產生孔洞存在以及該處材料密度之變化，此二物理性質的改變將反應至應力波速的表現上，此外，產生孔洞或密度鬆散處將受到水的侵入而改變其電學性質造成異常現象。

4. 因透水層、可溶性夾層或岩層的不連續面所造成之基礎管湧或滲漏。水的侵入會造成地層電學性質分佈的改變，而管湧與滲露的產生將在透水層造成鬆散帶、於可溶性夾層造成孔洞，使得地層之應力波速亦有變化情形產生。

5. 沿基礎軟弱不連續面之滑動。此一破壞模式並不造成地層材料性質(電學或力學性質)的改變，其為本來存在之潛在問題。軟弱不連續面的滑動需透過對地質之調查及進行穩定分析得知，無法以檢測方式檢測可能異常之物理量。

表 4.19 與混凝土壩潛在破壞模式有關之物理量

潛在破壞模式	可能異常之檢測物理量
因結構接縫型式配置不良 應力集中或壩體形狀及設置位置不當等因素造成混凝土結構行為不良所導致之壩體破壞。	應力波速、工程性質
因混凝土材料衰壞、工程性質不足、澆置作業不當及結構接縫與防水作業處理不當造成之壩體本身滲漏或管湧。	電學性質、應力波速
因溢洪道上障礙或設計容量不當所導	電學性質、應力波速、孔洞、密度



致之溢流造成之壩趾基礎侵蝕或壩座沖刷掏空。	
因透水層、可溶性夾層或岩層的不連續面所造成之基礎管湧或滲漏。	電學性質、應力波速
沿基礎軟弱不連續面之滑動。	無

土石壩主要之潛在破壞模式有八種：

1. 因溢洪道上障礙、設計容量不當或沉陷所導致之溢流造成土石壩體侵蝕。壩體受到侵蝕將會產生孔洞與壩體材料密度的變化，直接影響其應力波速的表現；又水於侵蝕過程中會侵入壩體，水之電學性質與土石差異大，將會產生異常之電學性質變化。

2. 因溢洪道破壞、輸水管線破壞變形造成之管湧或滲漏及基礎破壞造成之土石壩侵蝕。壩體受到侵蝕將會產生孔洞與壩體材料密度的變化，直接影響其應力波速的表現，於管湧或滲露發生時之土石鬆散帶亦會影響；又水於侵蝕過程或發生管湧、滲漏時侵入至壩體，水之電學性質與土石差異大，將會產生異常之電學性質變化。

3. 沿出水導管、壩座界面、混凝土接觸面滲露或管湧；壩體本身集中式管湧。水的存在將造成該處電學性質有明顯異常現象，又若有管湧情形將會使該處土石鬆散，造成應力波速變化，透過對電學性質與應力波速的掌握將可發現此異常現象。

4. 因透水層、可溶性夾層或岩層的不連續面所造成之基礎管湧或滲漏。水的侵入會造成地層電學性質分佈的改變，而管湧與滲露的產生將在透水層造成鬆散帶、於可溶性夾層造成孔洞，使得地層之應力波速亦有變化情形產生。

5. 因陡坡、滲流壓力及大量降水所造成之壩體滑動。此一問題需透過水壓觀測及穩定分析評估，無法以檢測方式檢測可能異常之物理量。

6. 沿基礎中黏土裂縫或斷層之壩體滑動。此一破壞模式並不造成地層材料性質(電學或力學性質)的改變，其為本來存在之潛在問題。軟弱不連續面的滑動需透過對地質之調查及進行穩定分析得知，無法以檢測方式檢測

可能異常之物理量。

7. 差異沉陷造成之裂縫。可由應力波速了解地層勁度的分佈，了解差異沈陷的可能性，此外裂縫會影響該區域地層應力波速與電學性質。

8. 土壤液化。土壤液化與土石之鬆散程度有關，其可透過對應力波速的掌握而進行檢測。

表 4.20 與土石壩潛在破壞模式有關之物理量

潛在破壞模式	可能異常之檢測物理量
因溢洪道上障礙 設計容量不當或沉陷所導致之溢流造成之土石壩體侵蝕	電學性質、應力波速、孔洞、密度
因溢洪道破壞 輸水管線破壞變形造成之管湧或滲漏及基礎破壞造成之土石壩體侵蝕	電學性質、應力波速、孔洞、密度
沿出水導管、壩座界面、混凝土接觸面滲漏或管湧；壩體本身集中式管湧	電學性質、應力波速
因透水層 可溶性夾層或岩層的不連續面所造成之基礎管湧或滲漏	電學性質、應力波速
因陡坡 滲流壓力及大量降水所造成之壩體滑動	無
沿基礎中黏土裂縫或斷層之壩體滑動	無
差異沉陷造成之裂縫	應力波速、電學性質
土壤液化	應力波速

#### 4.2.2. 合於壩體適用之非破壞性檢測方法

壩體檢測可行方法應有下列幾項重點特性：

- 實驗方法為非破壞性：由於蓄水庫大壩為重要公共設施，因此進行壩體檢測應避免破壞壩體。
- 檢測深度具穿透性：大壩高度及厚度皆達數十甚至百公尺，因此可行應用之檢測方法必須具備相當穿透能力方能進行內部檢測。
- 檢測體積具代表性：大壩體積巨大，單點取樣方法如欲獲得頗具代表性樣本群恐將費時費力。可行應用之檢測方法應能提供多維剖面資料分析演譯以供使用者進行整體性評估。
- 所測的物理量具應用性：可行應用之檢測方法提供之檢測量如能直接具

備工程性質則可作為老舊壩體再次分析之準備資料。

- 檢測點具可重複性：可行應用之檢測方法於壩體之測點測線應可重複施作實驗以利日後規劃為安全監測之一環。
- 施作過程具簡易性：試驗施作方法不應太過耗時耗費人力以利規劃為安全監測之一環。

根據上述六項可行性要點，非破壞性檢測方法實為可行且必然之應用技術。非破壞性檢測方法常應用於土木及其他工程實務，利用檢體內部所得之物理性質狀況推估檢體內部材料組成結構。但由於檢測原理、施作方法、待測性質、實驗經費及施測空間等種種主客觀因素影響，針對某一特定工程問題適當選擇檢測方法實須對各種檢測物理性質及實驗方法有一番深入認識。非破壞性檢測方法現今發展日臻成熟，且已有十數種技術可供使用，然考量壩體尺度及檢測效益，共有六種適用之非破壞性檢測方法可供進一步評估探討。其分別為：折射震測、表面波震測、透地雷達、電阻探測、自然電位法以及電磁探測。茲就此六種檢測方法做一簡單介紹。

1. 折射震測：於現場收錄人造震源產生之地表振動，取得該場址壓力波之初達走時，透過反算技巧可得地層壓力波波速之深度二維剖面，而後以此波速剖面可應用至地層或壩體之彈性係數推估。此法對於飽和土壤及土壤與岩石界面探測甚佳，可估計材料波速。然而在其本身原理的先天限制下，其無法探測軟弱夾層及厚層中夾帶薄層材料；此外，對於含有孔洞之場址，可能會造成走時異常，但無法直接測繪，而若地表乾燥疏鬆，將會使得施測不易。

2. 表面波震測：以人造震源產生地表振動後將其收錄，透過訊號分析技術分析歷時振幅，再以反算技巧獲得不同深度的剪力波速剖面，由此剪力波速剖面便可應用至地層或壩體的動態性質推估。此法較適用於側向變化不明顯的地層剪力波速量測，但其對於厚層中夾帶薄層材料較不易探測反應於結果，且深層解析度差。又此法無法探測地下水位，若有孔洞存在可能會造成波形及頻率異常，但無法直接測繪。

3. 透地雷達：於欲施測場所收錄以電子設備產生之電磁波之反射歷時及振幅，藉由時域觀察或反算技巧獲得電磁波反射層之二維或三維構造，由所得之地層構造可應用於地層、壩體內部異常區域偵測。透地雷達檢測技術施測作業迅速便利且解析度及辨識能力高，適用於複雜構造、混凝土結構、鋪面以及地下孔洞探測。惟其探測深度受導電環境(如黏土礦物)影響甚鉅，一般小於 10 公尺，且其不易估計電磁波速以得到構造深度。

4. 電阻探測：在欲施測之場址測線上收錄以人造電流造成之電位差，透過反算技巧可獲得電阻之深度二維或三維剖面，藉著所得之剖面可應用於地層、壩體含水特性之變化調查。此法於高電阻環境中亦能有效量測，可探測較大孔洞，但於高導電性環境下效果不佳(尤其是表面高導電)。此外，量測需確保電極與地表有良好耦合以免獲得錯誤數據。亦要注意反算所得之結果於深層有較差解析度。

5. 自然電位法：量測收錄現地場址之自然電位差值，將所獲得之各處電位差值整合處理可獲得地層自然電位之平面二維分佈差異，由此一平面差異圖可應用於水庫或破碎岩層之滲流路徑偵測。以此種檢測方式可迅速便利完成施測，並且有利於調察地下水滲流狀況，惟其空間解析及辨識能力較差，不適用探測空氣孔洞。

6. 電磁探測：將收錄到之人造或自然之電磁反應進行反算，可獲得地層導電度平面二維或三維之剖面，藉由獲得之剖面可了解地層、壩體含水特性的變化。此法施作時迅速便利不需與地表接觸，且於導電性環境中亦能量測，但於高電阻環境下則效過不佳。其施作上雖較電阻探測迅速，但解析度較差，且所收錄之數據易受到環境電磁場干擾，應多注意。

前六項非破壞性檢測方法提供之資訊及其施測條件整理如表 4.21 及表 4.22。

表 4.21 非破壞性檢測方法提供之資訊

檢測方法	量測資料	所得物理性質	所得物理模型	工程應用
折射震測	壓力波之初達波走時	地層壓力波波速	壓力波波速之深度二維剖面	地層、壩體彈性係數推估
表面波震測	表面波波場之歷時振幅	地層剪力波速	剪力波速 vs 深度之剖面	地層、壩體動態性質推估
透地雷達	電磁波之反射歷時及振幅	(電磁波速)	反射層之二維或三維剖面	地層、壩體內部異常區域偵測
電阻探測	人造電流造成之電位差	地層電阻	電阻之深度二維或三維剖面	地層、壩體含水特性變化
自然電位法	自然電位差	地層自然電位	地層自然電位之平面二維空間分佈差異	水壩或破碎岩層之滲流路徑
電磁探測	自然或人造電磁反應	地層導電度	導電度平面二維或三維之剖面	地層、壩體含水特性變化

表 4.22 施測條件

檢測方法	適合場址條件	不適合場址條件
折射震測	對飽和土壤及土壤與岩盤介面探測甚佳，可估計材料波速。	無法探測軟弱夾層及厚層中夾帶薄層材料；孔洞可能會造成走時異常，但無法直接測繪；地表乾燥疏鬆較不易施測。
表面波震測	適合較無側向變化的地層之剪力波速量測。	不易探測厚層中夾帶薄層材料，深層解析度差；無法探測地下水位；孔洞可能會造成波形及頻率異常，但無法直接測繪。
透地雷達	施測作業迅速便利且解析度及辨識能力高，適用於複雜構造，適合於混凝土、鋪面、及地下孔洞探測。	探測深度受導電環境(如黏土礦物)影響甚鉅，一般<10m；不易估計電磁波速以得到構造深度。
電阻探測	於高電阻環境中亦能有效量測，可探測較大孔洞。	於高導電性環境下效果不佳(尤其是表面)，電極與地表需有良好的耦合，深層解析度差。
自然電位法	其施測作業迅速便利且利於調查地下水滲流狀況。	其空間解析及辨識能力較差，不適用探測空氣孔洞。
電磁探測	不需與地表接觸，施測作業迅速便利且於導電性環境中亦能量測。	於高電阻環境下則效果不佳；係度較地電阻法差；易受環境電磁場干擾。

### 4.2.3. 壩體安全非破壞性檢測技術評估方法之難議

本研究後續將進一步針對潛在破壞模式提出評估方法，最終目的是建立依不同問題與壩體條件選用適當檢測技術的評估方法。方法的建立擬以作業標準化及情境推演為導向，當水庫管理者發現特定潛在破壞模式之某些特定徵兆時，依水壩本身條件參照所研提之方法即可選定檢驗方法進行檢測以利安全評估。故評估方法之研擬訂定應針對各種壩體條件因應各種潛在破壞模式及其異常現象之各種情境推演，並提出適用方法、施測方法及檢測量應用等相關建議。

在制訂標準方法或建議準則手冊，以 ASTM 最具代表性，本研究現已收集數個相關的試驗方法，包括如何選擇地表地球物理試驗方法的準則及相關地球物理方法的應用準則(D6429-99, D5777-00, D6431-99, D6532-99, D6639-01, D7128-05, D6430-99, D6820-02)，相關的標準方法與建議準則將可做為未來制訂壩體非破壞性檢測手冊的參考。本研究後續將參考國際使用經驗及已建立之 ASTM 準則，擬以建立不同破壞模式可選用之非破壞性檢測對應表，繼由非破壞性檢測方法的特性考量壩體條件後進行檢測方法之選定。透過兩階段式的考量過程，便利管理者進行決策並有效掌握所需之技術。

## 第五章 壩體安全診斷系統之建立

現代的大型水壩多布置周全之監測系統，其監測資料乃為安全評估研判非常重要之依據。原則上各種監測儀器之數據皆應相互參考對照，定期檢討，其重點目的在於早期發現壩體是否存在異常現象，以期能在壩體出現重大問題之前預先發現，並早做因應處理。唯監測資料一旦出現異常，仍須有經驗之專家進行判斷；有時候在跡象仍未明之前，真正之問題未必容易立刻浮現，不見得容易即時正確判斷。如何有效率並正確地由初期異常監測資料即時研判壩體內可能出現之各種問題，其實對於水庫安全評估十分具重要性。

本研究子項目旨在研擬如何有效率並正確地由初期異常監測資料即時研判壩體內可能出現之各種問題。依壩體內可能出現之不同問題類別分辨不同分項原因之差異，探討當個別問題出現時，預期會出現何等之壩體行為特徵或將呈現之異常現象或特徵，嘗試建立壩體之壩體安全診斷系統。

由於土石壩滲流問題之相關監測資料研判較為複雜，而現有混凝土壩之安全診斷一直未能充分利用地震儀資料進行結構體完整性之診斷，因此本研究旨先針對上述兩問題進行相關診斷技術之研究，最後再根據水庫潛在破壞模式建立安全診斷系統。

### 5.1. 壩體問題收集分類與原因探討分析

國際大壩委員會(ICOLD)與美國大壩委員會(USCOLD)自 1960 年起，開始收集國際間各地水庫破壞案例，透過各種案例收集與更新的動作，以及對破壞案例進行紀錄外，並針對破壞案例進行災害分類、原因歸納、統計分析、趨勢預估及綜合建議評估。目前收集之經驗知識庫包含：

1. 美國大壩委員會與美國土木工程師協會(ASCE)於 1975 年收集及彙整之”Lessons from Dam Incidents, USA”

2. 美國大壩委員會與美國土木工程師協會於 1988 年收集及彙整之”Lessons from Dam Incidents, USA – II”
3. 國際大壩委員會於 1984 年收集彙整之”Deterioration of Dam and Reservoirs”
4. 國際大壩委員會於 1995 年收集彙整之 Bulletin 99 “Dam Failures – Statistical Analysis”

依美國大壩委員會及美國土木工程師協會於 1975 年及 1988 年的案例收集報告中，以損害程度分級可歸納為以下幾個類別：

1. 破壞(Failure)
  - 第一類破壞：運轉中大壩的重大破壞並導致大壩棄置。
  - 第二類破壞：運轉中大壩的重大破壞，經修復後大壩繼續運轉。
2. 意外事故(Accident)
  - 第一類意外事故：運轉中大壩的意外事故，經修復後並無重大破壞發生。
  - 第二類意外事故：大壩於初次蓄水即發生意外事故，但於正式運轉前加以修復。
  - 第三類意外事故：壩體完成後未經任何蓄水即發生意外事故，如基礎異常沉陷或壩台滑動。
  - 第四類意外事故：大壩於運轉後於壩體表面發生意外事故，但並無造成重大破壞或事故。
3. 建造中損壞(Damage during construction)：建造過程中已完成的部份壩體、附屬結構物及假設工程之損壞。
4. 重大修復(Major repair)：大壩運轉過程中因設備或材料退化衰敗而進行之重大修復。

1984 年國際大壩委員會針對蓄水庫劣化(deterioration)及破壞(failure)案



例進行普查及資料收集分析。收集共 1105 個劣化，其中破壞案例 105 個。此次資料分析方向朝壩體基本資料(型式、高度及建造時間)、發生機制、發生原因、劣化時間、檢測方法及補救措施進行歸納分析。其中混凝土壩與土石壩劣化及破壞之意外分類及發生原因如表 5.1 及表 5.2 所列。105 個破壞案例則分為四種基本破壞：

1.  $F_f$ ：因基礎所造成之破壞。
2.  $F_m$ ：因構築材料所造成之破壞。
3.  $F_b$ ：因大壩結構行為所造成之破壞。
4.  $F_a$ ：因大壩附屬結構物所造成之破壞。

基於以上四種破壞形式，又可分出四種複合破壞形式：

1.  $F_{fb}$ ：因壩基及大壩結構行為所造成之破壞。
2.  $F_{ba}$ ：因大壩結構行為及附屬結構物所造成之破壞。
3.  $F_{fba}$ ：因壩基、大壩結構行為及附屬結構物所造成之破壞。
4.  $F_{fa}$ ：因壩基及附屬結構物所造成之破壞。

表 5.1 混凝土壩意外分類及破壞原因(ICOLD 1984)

意外分類	發生破壞原因
壩基破壞	1.工址調查缺失不足
	2.基礎變形及地表沉陷
	3.剪力強度不足
	4.基礎滲流
	5.基礎內部侵蝕
	6.基礎剝蝕或隆起
	7.基礎初始應力
	8.壩趾拉應力分佈
	9.基礎表面處理不當

	10.基礎補強措施不足
	11.隔幕灌漿或防水系統不良
	12.排水系統不良
	13.基礎調查時開挖之豎井、坑道及鑽孔未確實填封
混凝土材料 破壞	1.混凝土組成材料間反應(包含鹼骨材效應)
	2.混凝土組成材料與環境間之反應(包含氫氧化鈣溶解)
	3.冰凍與解凍交互作用
	4.細菌或微生物侵蝕
	5.抗壓強度不足
	6.剪力強度不足
	7.抗拉強度不足
	8.滲透問題
	9.澆置作業不當
	10.澆置後養護及冷卻作業不當
	11.結構接縫及防水作業處理不當
	12.鋼筋及地錨配置不當
承受過大 因素	1.靜水壓力過大及沉泥量過多
	2.上舉力過大
	3.地震
	4.外部溫度變化過大
	5.混凝土水化作用所導致之溫度變化過大
	6.含水量變化
結構行為 (拱壩)	1.壩體形狀及設置位置不當
	2.拉應力過大
	3.因基礎表面導致壩體形狀不連續處之應力集中
	4.壩體形狀不連續處或開口處之應力集中

	5.人造壩座之破壞
	6.結構接縫型式及配置不良
	7.壩面處理不良
結構行為 (重力壩)	1.壩體形狀及設置位置不當
	2.拉應力過大
	3.因基礎表面導致壩體形狀不連續處之應力集中
	4.壩體形狀不連續處或開口處之應力集中
	5.結構接縫型式及配置不良
	6.壩面處理不當
監測系統 不良	1.監測儀器設置不良
維護不良	1.未能定期檢查
	2.排水系統未能清理
	3.滲流量控制不良
	4.滲流水未能排除
	5.儀器設備衰敗

表 5.2 土石壩意外分類及破壞原因(ICOLD 1984)

意外分類	發生破壞原因
壩基破壞	1.工址調查缺失不足
	2.基礎變形及地表沉陷
	3.剪力強度不足
	4.基礎滲流
	5.基礎內部侵蝕
	6.基礎剝蝕或隆起
	7.基礎初始應力

	8.基礎土壤液化
	9.基礎凍土層破壞
	10.基礎表面處理不當
	11.建造期排水不良
	12.基礎補強措施不足
	13.隔幕灌漿或防水系統不良
	14.非滲透性覆蓋層導致排水不良
	15.排水系統及濾層不良
	16.基礎調查時之豎井、坑道及鑽孔未確實填封
因填築材料及 建造方法不良	1.填築材料含細顆粒黏土
	2.填築材料含有機性黏土
	3.填築材料含擴散性黏土
	4.填築材料含粉土及均勻級配細砂
	5.填築材料含溶解性土壤
	6.填築材料含膨脹性土壤
	7.填築材料含帶有卵石之殘留土
	8.填築材料含已分解之岩石
	9.填築材料含已風化之岩石
	10.填築材料粒徑分佈不佳
	11.填築材料含水量不佳
	12.填築材料鋪置作業不良
	13.填築材料夯實作業不良
	14.填築材料乾化作業不良
	15.臨時邊坡構築不良
	16.填築材料受冰凍作業影響
承受過大因素	1.靜水壓力過大及沉泥量過多

	2.上舉力過大
	3.孔隙水壓過大
	4.降雨或降雪量過大
	5.蓄水庫內波浪過大
	6.冰凍與解凍交互作用
	7.地震
壩體結構行為	1.壩體形狀及設置位置不當
	2.非滲透性心牆
	3.防水措施不良
	4.Transition zone 破壞
	5.壩肩破壞
	6.濾層材料與建造方法不佳
	7.排水系統材料與建造方法不佳
	8.邊坡保護不良
	9.與混凝土結構物連接不佳
	10.差異沉陷及位移
	11.壩體滲流量過大
	12.壩體內部侵蝕
	13.壩體材料液化
	14.逆流滑動
	15.順流滑動
監測系統不良	1.監測儀器設置不良
維護不良	1.未能定期檢查
	2.排水系統未能清理
	3.滲流量控制不良
	4.邊坡保護不佳

## 5.因動物因素產生之坑道

1975 年美國大壩委員會及美國土木工程師協會所收集報告之 349 個破壞案例，其相關重要分析數據如下：

1. 在 349 個破壞案例之中，以土石壩 209 例(約為 59.9 % )為最多，其次為混凝土重力壩 61 例(約為 17.5 % )。
2. 損害程度分級以第一類意外事故 104 例(約為 29.8 % )為最多，其次則是重大修護 81 例(約為 23.2 % )，第一類破壞 39 例(約為 11.2 % )及第二類破壞 35 例(約為 10.0 % )。
3. 損壞程度分級歸類為破壞之案例中，主要發生機制為基礎滲漏及管湧、洩洪及壩體滑動。
4. 損壞程度分級歸類為意外事故之案例中，主要發生機制為壩體滲漏及管湧、基礎滲漏及管湧、洩洪及壩頂溢流。
5. 損壞程度分級歸類為重大修護之案例中，主要發生機制為基礎滲漏及管湧、洩洪、邊波保護不良及混凝土老化等。

1998 年美國大壩委員會及美國土木工程師協會之案例收集報告中所統計之 521 個案例，其相關重要分析數據如下：

1. 破壞以土壩(earth fill) 391 例(約為 75.0 % )為最多，其次為堆石壩(rock fill) 48 例(約為 9.2 % )。
2. 損壞程度分級以重大修護 217 例(約為 41.7 % )為最多，其次為第一類意外事故 104 例(約為 20.0 % )。
3. 意外事故發生位置及原因為基礎者共 52 例(約為 10.0 % )，壩體結構者共 147 例(約為 28.2 % )，溢洪道 109 例(約為 20.9 % )，壩頂溢流 74 例(約為 14.2 % )，管湧共 61 例(約為 11.5 % )，滑動共 39 例(約為 7.5 % )。

1984 年國際大壩委員會案例收集報告所統計之 1105 個劣化案例，相關重要分析數據如下：

1. 以土石壩 664 例(約為 60.1 % )為最多，其次為混凝土重力壩 212 例(約為 19.2 % )。
2. 意外發生位置以壩體為最高( 47.5 % )，其次為附屬結構物( 26.9 % )、岩石基礎( 11.2 % )及土壤基礎( 9.5 % )。
3. 破壞發生在壩體的案例中，以土石壩 62.1 % 為最高，其次為混凝土重力壩 14.6 %。以岩石基礎為破壞位置的案例，仍以土石壩 80.9 % 最高，其次為附屬結構物 26.8 %。
4. 發生破壞的案例共 105 例，以土石壩 82 例(約為 77 % )最多，其次為混凝土重力壩 12 例(約為 11 % )。
5. 發生破壞之 105 個案例之中，壩體高度以 15 到 30 公尺者佔 65 % 為最多，其次為 30 到 50 公尺佔 18 %。

1995 國際大壩委員會第 99 號公報(Bulletin 99)大壩破壞統計分析，相關重要分析數據如下：

1. 1950 年之前 5268 座壩註冊，117 座壩潰壩，破壞率為 2.2 % 。 1951 到 1986 年有 12138 座壩註冊，其中 59 座潰決，破壞率為 0.5 % ； 1950 前破壞的壩，80 % 壩齡小於 36 年，50 % 壩齡不大於 4 年。(以上統計資料不包含中國大陸)
2. 大部份潰壩者屬於新壩，70 % 破壞壩發生在完工後十年以內，主要集中於完工後第一年。
3. 大部份破壞壩屬於小型壩(壩高小於 30 公尺)。
4. 1910 至 1920 年這十年間所建造的壩破壞率最高，其次為 1960 至 1970 年。
5. 混凝土壩最常見的破壞原因為基礎問題，基礎內部滲流及剪力強度不足各佔 21 % 。

6. 土石壩最常見的破壞原因為壩頂溢流( 31 %為主要原因 , 18 %為次要原因), 其次為壩體滲漏( 15 %為主要原因 , 13 %為次要原因), 再其次為基礎滲漏( 12 %為主要原因 , 5 %為次要原因)。
7. 附屬結構物中最常見的破壞原因以溢洪到容量不足為最高( 22 %為主要原因 , 39 %為次要原因)。

依所收集的統計資料，水庫破壞模式目前主要可分為下列幾種：

對混凝土壩而言：

1. 因結構接縫配置不良、應力集中或壩體形狀及設備位置不當等因素，造成混凝土結構行為而導致壩體破壞。
2. 因混凝土材料衰敗、工程性質不良、澆置作業不當及結構物接縫與防水作業處理不當造成壩體本身滲漏。
3. 因溢洪道上障礙或設計容量不足導致之溢流造成壩趾基礎侵蝕或壩座沖刷掏空。
4. 因透水層、可溶性夾層或岩層的不連續面所造成之基礎管湧或滲漏。
5. 沿基礎軟弱不連續面之滑動。

對土石壩而言：

1. 因溢洪道障礙、設計容量不足或沉陷導致壩頂溢流所造成之壩體侵蝕。
2. 因溢洪道破壞、輸水管線破壞變形造成之管湧或滲漏，及基礎破壞造成之壩體侵蝕。
3. 沿出水導管、壩座界面、混凝土接觸面之滲漏或管湧；壩體本身之集中滲流。
4. 因透水層、可溶性夾層或岩層的不連續面所造成之基礎管湧或滲漏。
5. 因陡坡、滲流壓力及大量降水所造成之邊坡滑動。
6. 沿基礎中黏土夾層或斷層之壩體滑動。
7. 差異沉陷所造成之壩體裂縫。



## 8. 土壤液化。

### 土石壩破壞統計與破壞模式

1940 年以後，由於土壤力學以及工程地質的發展，使得土石壩設計理論及建造方式產生大幅的改變，例如大壩邊坡穩定的分析設計累積不少知識與經驗；另一方面，土石壩壩體與壩基的滲流破壞，仍然需要更多建築及監測的經驗。國際大壩委員會( ICOLD 1975, 1984, 1995)統計壩高大於 15 公尺，或壩高在 10 到 15 公尺，但包含以下條件者：(1)壩頂長度大於 500 公尺，(2)蓄水量大於  $10^6$  立方公尺，(3)設計最大洪水流量大於每秒 2000 立方公尺，(4)特殊壩型。將所有蓄水客加以統計與整理。

Foster 等學者( 2000 )廣泛收集國際大壩委員會所註冊之土石壩，將各種破壞案例進行嚴謹的統計分析。針對其所收集之 11192 座土石壩，其中 136 座土石壩潰決，破壞率為 1.2 % ，以水庫使用年換算，年破壞機率約為萬分之四。

土石壩破壞模式可分為洪水溢頂及附屬結構物破壞、滲流破壞、邊坡滑動、地震及液化等四種，而滲流破壞又分為壩體內管湧、壩基管湧以及由壩體進入壩基之管湧等三種情形；邊坡滑動分為上游邊坡滑動及下游邊坡滑動。在 136 件土石壩潰壩案例之中，62 件( 48.4 % )為溢頂與附屬結構物破壞，59 件( 46.1 % )為滲流管湧破壞，7 例( 5.5 % )為土石壩邊坡滑動破壞，因地震及液化破壞者有 2 例( 1.6 % )。表 5.3 為土石壩建造與破壞之統計資料，並以 1950 為分界；結構性破壞代表破壞原因為管湧、邊坡滑動及液化，不包含溢頂及附屬結構物破壞。

表 5.3 土石壩破壞統計 ( Foster 2000 )

	1950 前	1950 後	總計
土石壩建造總數	2356	8836	11192

土石壩潰壩總數	88	48	136
因結構性破壞導致潰壩之土石壩總數	41	25	66
土石壩平均潰壩機率	$3.8 \times 10^{-2}$	$0.5 \times 10^{-2}$	$1.2 \times 10^{-2}$
因結構性破壞導致土石壩潰壩機率	$1.7 \times 10^{-2}$	$0.3 \times 10^{-2}$	$0.6 \times 10^{-2}$
平均每年潰壩機率	$8.6 \times 10^{-4}$	$2.7 \times 10^{-4}$	$4.1 \times 10^{-4}$
平均因結構性破壞導致潰壩之機率	$3.6 \times 10^{-4}$	$1.6 \times 10^{-4}$	$2.0 \times 10^{-4}$

由 Foster (2000) 統計資料顯示：1950 年後土石壩溢頂破壞機率有明顯降低的趨勢，這個現象可能與水庫管理以及氣象預報技術之提升有關。而 1950 年之後土石壩管湧破壞機率不減反增，原因除溢頂破壞數量的減少有關之外，也可能是因為對於土石壩滲流破壞之成因有更明確的定義。

Foster 等將管湧區分成壩體內部管湧、壩基管湧、與由壩體進入壩基之管湧三種情形，分別統計分析。其中壩體內管湧佔全部管湧破壞比例約六至七成，壩基管湧比例約三成，不到 1/30 為由壩體進入壩基之破壞。相對於管湧破壞的土石壩破壞機率，因滑動而造成破壞的土石壩數量明顯較低，而且大多數之滑動可在發生之初，即時發現並整治，得以避免全面破壞。土石壩壩體滑動大多數屬於下游邊坡之滑動，而上游之滑動較為少見，即使有發生滑動，破壞可能性也低很多，其原因為上游邊坡之滑動多導致於庫水之急洩降，水位既已大量降低，有足夠之安全出水高度，溢頂之可能性幾乎不存在。

### 混凝土壩破壞模式

大壩無論施作的品質多好，仍存在某種程度之破壞機率，例如地震與洪水的侵襲等。影響大壩破壞的因素大致可分為幾類：(1)結構因素；(2)天然因素；(3)人為因素；(4)操作因素等。

#### (1)結構因素：

壩體結構本身即是風險的來源，包括：設計或建造所須預留之施工縫、

壩體及水庫蓄水面積之大小、壩體結構及附屬結構之複雜度、大壩的庫齡及使用狀況、基礎及壩座(abutment)之條件、滲流之潛能、材料之品質及因老化所引起之弱點等。不當之設計或建造可能導致裂縫的產生或是土壤邊坡的滑動，進而造成無法控制之大量庫水排出。不良之溢洪道設置亦可能發生滲流的情況，造成嚴重漏水的現象。此外，大壩若未適當錨固或座落於適當之位置，亦可能生產破壞，例如斷層經過、地質的破碎帶等或是地震時液化潛能較高之區域等。對於高壩而言，其壩座及基礎須承受較大之水壓力，如此將提高滲流及邊坡滑動的可能性。此外，建造材料之滲透性、耐腐蝕性及強度若不佳，當受到外力時壩體將產生破壞。最後則是隨著庫齡的增加，材料的強度逐年退化，將更容易引起大壩的損壞。

#### (2)天然因素：

天然因素包括：暴雨所引起之洪水、壩體破壞所引起之洪水、地震、山崩等，其中，暴雨所引起之洪水事件對於大壩之衝擊最為顯著，將可能造成生命財產的損失。當某一個大壩破壞時，大量庫水湧出的結果將會造成下游其他大壩亦連帶產生破壞，其所造成之災難將更為嚴重。地震的發生對於大壩安全亦是主要的威脅之一，地震時可能引起壩體開裂或滲流的發生，進而造成壩體的破壞。因此，對於壩體附近之地震活動的歷史應充份掌握，且應建立大壩安全之緊急應變計畫。

#### (3)人為因素：

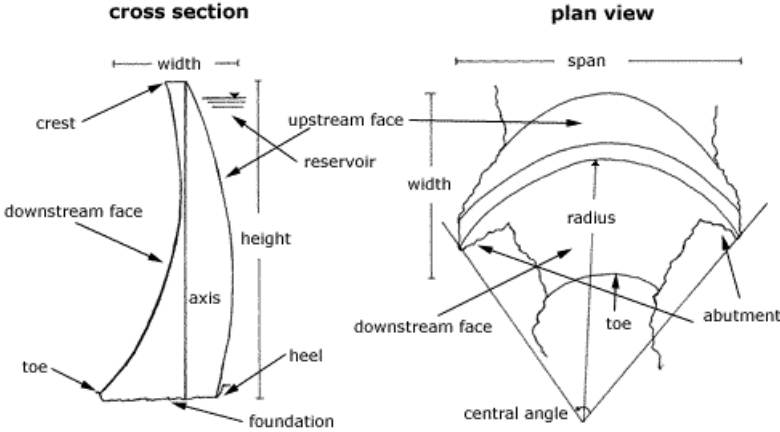
人為因素亦是造成大壩損傷的來源之一，包括：處置或操作失當、人為的疏忽或是蓄意的破壞(恐怖攻擊)等。

#### (4)操作因素：

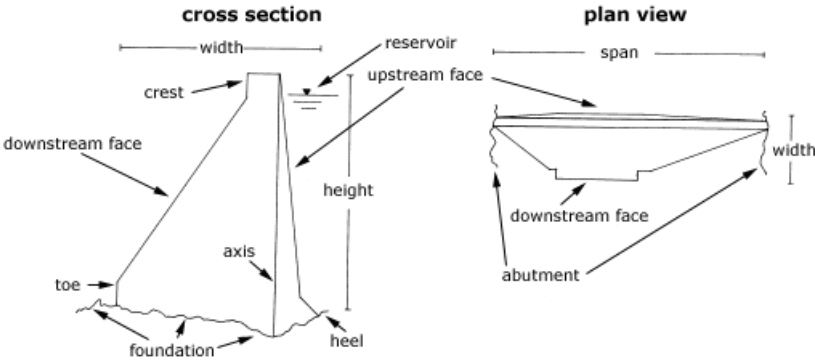
操作因素包括：缺乏操作訓練及經驗、不當之維護方法、缺乏完整之檢查程序方案、缺乏可靠之電力設備及複雜之設備及操作等方法。

混凝土因耐久性良好，且對於滲流亦有相當之抵擋能力，因此極為適合作為建造大壩之材料。混凝土壩可將水庫蓄水所產生之壓力傳遞至大壩基礎，因此大壩的規模便與基礎之承載力有關。如土石壩所要求，混凝土

壩亦須對壩底之滲流量有所規範。常見的方式為在壩體尚未興建之前，於基礎或壩座上先澆鑄混凝土，俾使水泥砂漿可填滿基礎上之空隙或是破裂帶，以降低滲流的發生。混凝土壩又可區分為拱壩與重力壩，其各部名稱如圖 5.1 所示，



混凝土拱壩



混凝土重力壩

圖 5.1 混凝土壩示意圖及各部名稱

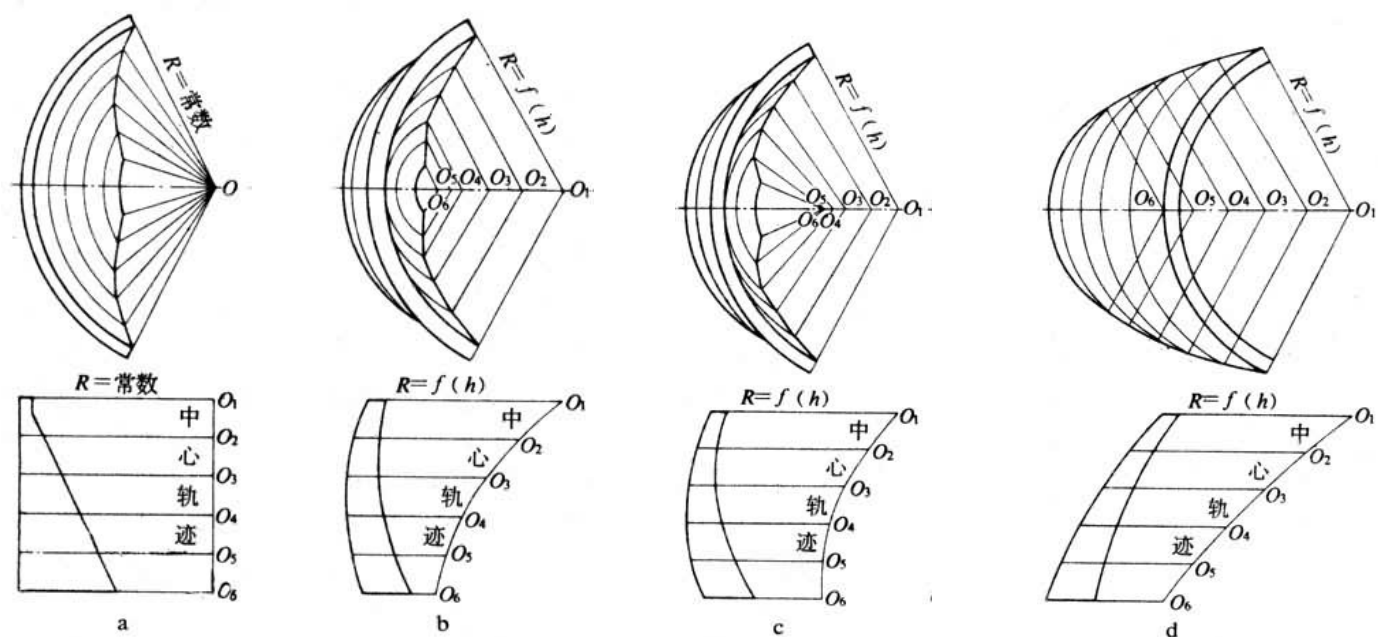


圖 5.2 拱壩型式

拱壩的型式主要可分為定中心、定半徑和變中心、變半徑兩大類，若再細分，則可分為(1)定中心、定半徑、變中心角；(2)變中心、變半徑、定中心角；(3)變中心、變半徑、變中心角；(4)變中心、變半徑定中心角(向下游俯懸)，分別如圖 5.2 所示。此外，拱壩根據其壩底之厚度(b)與壩高(h)之關係可大致區分為薄拱壩( $b/h < 0.2$ )、中等拱壩( $0.2 < b/h < 0.3$ )及厚拱壩( $b/h > 0.3$ )。

拱壩的水平剖面由曲線形拱所構成，兩端及底部則位於河谷兩岸之基岩上(壩座)或河床上(圖 5.3)。拱壩本身承受壓力以抵抗水壓力，同時利用兩端壩座的反力及自重維持壩體的穩定性。拱壩比重力壩可更充分地利用壩體的強度(混凝土為極佳的抗壓材料)且其體積一般較重力壩小。拱壩之超載能力常比其他壩型高，惟拱壩對於壩址河谷形狀及地基(強度)的要求較高。



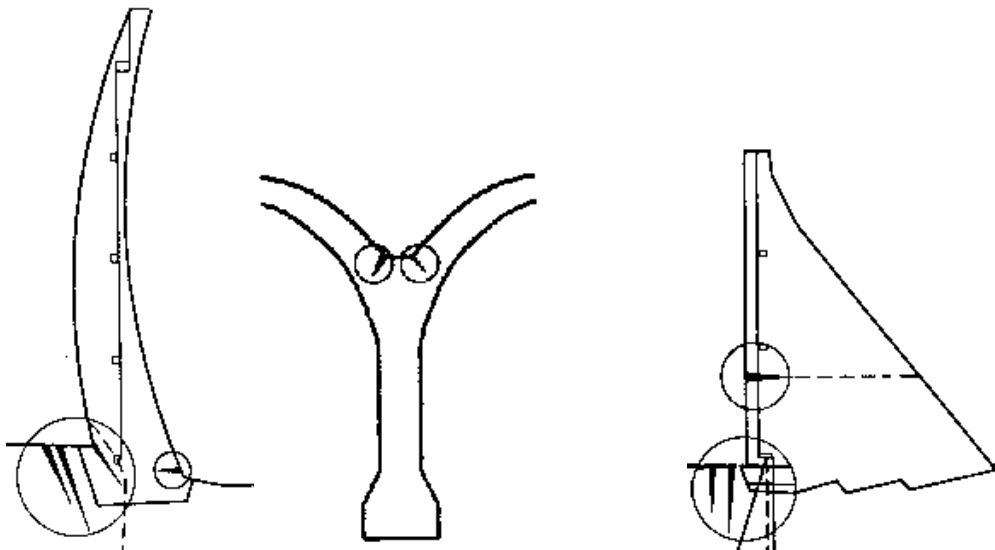
圖 5.3 Hoover 拱壩照片

圖 5.4 為混凝土壩常見之壩體開裂位置示意圖，拱壩之開裂最常發生於壩底或是兩拱形之交會處附近；重力壩則常發生在基礎位置或是接縫處。由圖 5.4 之開裂位置可知，結構受彎矩最大處、應力集中處或是不連續斷面最容易發生開裂的現象。掌握不同型式壩體結構之主要破壞模式將有助於水庫安全評估或現勘之進行，優先針對可能發生破壞風險較高之位置進行檢視，將可提高水庫安全評估之效率。拱壩著名之破壞案例之一為法國 Malpasset 水庫，該拱壩之壩高為 60 公尺，於 1959 年完工。1959 年 12 月 2 日上午 9:10，左壩基楔型岩塊受滲水作用而滑出造成拱壩突然崩壞(圖 5.5)，下游 Frejus 鎮沖毀，死亡 400 餘人。

大壩有別於一般土木結構，若發生嚴重的破壞，將可能造成許多生命及財產的損失。因此，大壩的安全將對人類而言極為重要，除了於設計及建造階段之基本安全要求外，對於營運後之安全檢查、管理與維護亦對於大壩安全有決定性的影響。對於混凝土壩而言，壩體與岩盤基礎間之界面為一可能發生裂縫之位置，並進一步導致大壩的破壞。裂縫的產生一方面

除了造成結構強度降低外，另一面也會造成滲流而引起上舉壓力(uplift pressure)，使得大壩的穩定性大幅降低，若再遇到地震來襲，則大壩破壞的風險將大幅提高。此外，混凝土表面產生剝落及老化問題亦為普遍發生之問題，引起的原因包括：風化作用、過大的應力作用、鹼性或其它化學物

質的侵襲、侵蝕(erosion)、穴蝕(cavitation)或其它外力所致。至於常見的結構性問題則包括：裂縫、鋼筋裸露、大區域之混凝土破壞、接縫發生錯動、基礎的侵蝕及壩體的沉陷等。因此，混凝土表面若有鐵鏽色產生，則表示鋼筋已發生內部腐蝕(corrosion)。溢洪道之混凝土板則須檢查其方之基材有無發生侵蝕的現象，以避免基礎侵蝕問題的發生。混凝土牆及塔樓(tower)結構則應檢查有無沉陷及接縫錯動的情況發生。深且寬之裂縫(大於 0.25in)主要是由於乾縮(shrinkage)及結構外力產生之應力所引起，如不均勻沉陷或因為侵蝕所造成填充材料流失所致；而表面的微裂縫(小於 0.2 in 寬及深度)則是受天候變化因素及混凝土施作之品質所影響，微裂縫雖不致於造成結構整體性及結構性能的影響，但可能導致鋼筋與外界接觸，並加速老化的形成。此外，白華之風化(efflorescence)現象亦為混凝土表面常見之問題，其造成之原因主要為水由混凝土之細孔或微裂縫滲出，當水分蒸發時將遺留一些礦物質，尤其以溢洪道之側牆最為常見。白華現象雖不致於引起結構安全的問題，惟仍應加以觀察監測，因白華現象可以得知滲流的情況以及哪些區域範圍具有不當滲水的現象(如牆之異常排水)及混凝土老化等情況。大壩常見之問題詳圖 5.6 至圖 5.8 所示，下游面混凝土之侵蝕問題最為常見，可採用高強度耐磨之混凝土或尋求新的材質，例如環氧水泥砂漿等，惟須經試驗驗證其性能。



拱壩

重力壩

圖 5.4 混凝土壩常見之開裂位置



圖 5.5 Malpasset 水庫拱壩破壞照片



圖 5.6 庫區邊坡滑落

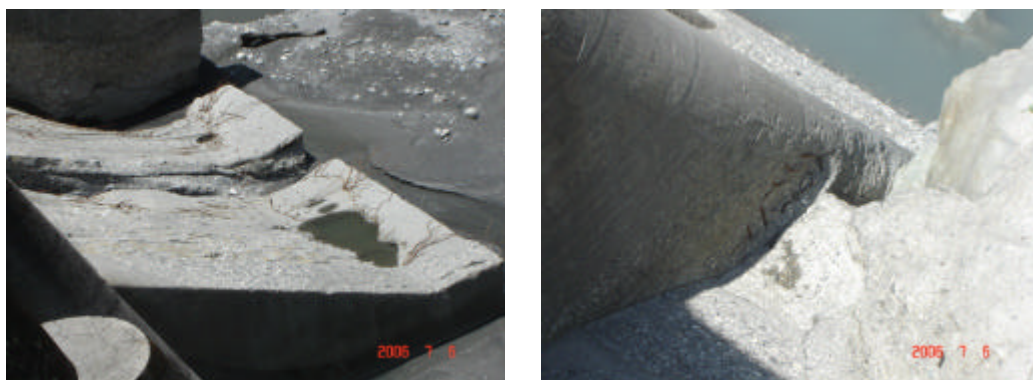


圖 5.7 混凝土表面因洩洪、排砂之侵蝕導致鋼筋嚴重裸露





圖 5.8 混凝土表面有風化及白華的現象

## 5.2. 土石壩滲漏問題之數值模擬

本研究以鯉魚潭水庫和新山水庫大壩模擬對象進行土石壩數值模擬分析。選擇鯉魚潭水庫和新山水庫大壩的原因在於此二土石壩是兩種非常不同典型之土石壩，鯉魚潭壩屬於對稱良好之分區型土石壩；反之，新山壩則是分區非常不對稱之土石壩，對土石壩滲流之影響因此迥異。鯉魚潭壩和新山壩都是土石壩，但是其壩型分區型態與壩體材料性質明顯不同，本研究今年度將就此兩種特定壩型與材料條件下之滲流特性藉由數值模擬分析加以探討。進而探討土石壩之壩體內一旦出現缺陷或裂縫時之滲流可能之異常問題。在此節中，先說明土石壩滲流相關問題數值分析策略，以鯉魚潭土石壩為例，舉出完好條件及存在假設缺陷條件下模擬分析結果之比較。

### 5.2.1. 數值模擬工具介紹

本研究採用 FLAC( Fast Lagrangian Analysis of Continua )程式作為數值模擬之分析工具，其為美國 Itasca Consulting Group, Inc.發展的數值分析軟體，採用有限差分法求解系統介質趨近於平衡狀態時應力與位移等變數的關係。其運算過程係將靜力系統中元素的應力與應變關係，透過力平衡方程式、柯西公式( Cauchy formula )以及高斯散度定理( Guass divergence theorem )，轉換為節點的力與速度的關係，進而採「時階」( timestep )型態

求解每一節點的動量平衡方程式，由節點間不平衡力( unbalanced force )隨時階的逐步調整( time marching )，使整個系統趨於平衡，屬於外顯( explicit )有限差分法的一種。

FLAC 程式具有以下模擬分析功能：平面應變( plane – strain )、平面應力( plane – stress )及幾何軸對稱( axisymmetric geometry )模組、地下水模組( groundwater modes )，可進行自由液面之計算、用以模擬結構支撐之結構元素模組( structural element modes ) (例如隧道內襯、岩栓、基礎樁等)、動態分析模組( dynamic analysis modes )、熱分析模組( thermal modeling )、二相流動模式( two – phase flow model )，可模擬兩不互融之流體在多孔隙介質下的流動等。

FLAC 可模擬流體在孔隙介質中的流動行為，流動的模擬不僅可以單獨進行分析，也可與力學模擬模式同時進行，以便瞭解流體與固體間的相互影響情況。流體、固體相互影響涉及兩種物理效應。一、孔隙水壓的改變導致有效應力的改變，進而影響固體之反應；二、孔隙水壓的改變導致流體所在的區域物理容積改變。

基本的流動模式可以計算兩種滲流情形，完全飽和下之流動與存在自由液面之流動。對後者而言，自由液面上之孔隙水壓為零。為了可以反映模式內部不連續的演進，未飽和層也必須包含在模擬範圍之中，如此流體才能從一層流動至另外一層。為模擬未飽和層之流動，考慮一相對滲透性  $\hat{k}(s)$  為飽和度 ( S ) 的函數，當  $S = 0$ ，相對滲透性為 0，當 S 趨近 100%，相對滲透性趨近 1。

FLAC 程式中，模擬流體流動之現象是由節點間初始孔隙水壓( pore pressure )平衡運算，並經由水壓力與流量之關係轉換成網格內的流量，而相鄰網格間的流量差值又造成水壓力的改變，如此反復運算至平衡即可得到各節點之孔隙水壓分佈。

FLAC 中以達西定律(Darcy's law)來模擬水的滲流，其控制方程式包括

傳輸方程式 ( Transport Law ) , 其他還要加入平衡方程式 ( Balance Law ) 與組合律 ( Constitutive Laws ) 。其中傳輸方程式可表如下(FLAC, 2005) :

$$q_i = -k_{ij} \hat{k}(s) \frac{\partial}{\partial x_j} (P - \mathbf{r}_w g_k x_k) \quad (5.2.1)$$

其中 :

$q_i$  : 流體之流量

$k_{ij}$  : 流動係數 ( mobility coefficient )

$\hat{k}(s)$  : 相對滲透性 , 為飽和度  $s$  的函數

$P$  : 流體壓力

$\mathbf{r}_w$  : 流體質量密度

流體的平衡關係式為

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \quad (5.2.2)$$

式中  $z$  為在單位體積之孔隙介質中流體之體積變化量 ,  $q_v$  則為體積之變化量。

動量之平衡方程式為

$$\frac{\partial \mathbf{s}_{ij}}{\partial x_j} + \mathbf{r} g_i = \mathbf{r} \frac{d u_i}{dt} \quad (5.2.3)$$

式中  $\mathbf{r} = (1-n)\mathbf{r}_s + n\mathbf{r}_w$  為容積單位重 ,  $\mathbf{r}_s$  與  $\mathbf{r}_w$  為固體與流體之單位重

流體的反應方程式與飽和度有關 , 當飽和度為 1 , 則  $k_{ij}^a(s) = k_{ij}$  , 此時反應方程式為

$$\frac{\partial p}{\partial t} = M \left( \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} - \frac{\partial \mathbf{e}}{\partial t} \right) \quad (5.2.4)$$

式中  $M$  為 Biot 模數 ,  $\mathbf{a}$  為 Biot 係數 ,  $\mathbf{e}$  為體積應變。

當飽和度  $s < 1$  , 飽和度方程式為

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{n} \left( \frac{\partial z}{\partial t} - \mathbf{a} \frac{\partial \mathbf{e}}{\partial t} \right) \quad (5.2.5)$$

壓力與飽和度的關係式為

$$p = h(s) \quad (5.2.6)$$

滲透係數與飽和度的關係為

$$k_{ij}^a = k_{ij} \hat{k}(s) \quad (5.2.7)$$

FLAC 中，在未飽和區域  $h(s)=0$ ，未飽和流僅受重力影響，方程式  $\hat{k}(s)$  可寫為

$$\hat{k}(s) = s^2(3-2s) \quad (5.2.8)$$

## 5.2.2. 鯉魚潭壩滲流分析

本研究將以鯉魚潭水庫作為標準壩型之案例，模擬土石壩於各種不同滲流條件之反應。模擬項目包含理想條件下，水庫水位改變時，大壩滲流情形；在壩體內部假設存在橫向裂縫、垂直裂縫等不同裂縫條件時，大壩滲流變化之情形；以及基礎介面出現異常現象時壩體之行為。

鯉魚潭水庫位於苗栗縣境內，為大安溪支流景山溪中游，壩高 96 m (高程由 210 m 至 306 m)，壩頂長度 235 m，於民國 81 年 11 月完工，兼具公共給水、灌溉及觀光等多目標水庫，其水源除鯉魚潭水庫集水區外，並越域引取大安溪主流豐水期流量。大壩壩型為中央直立心層式滾壓土石壩，最大壩高 96 公尺，壩頂長度 235 公尺，壩頂寬度 10 公尺。

以下先依據大壩設計時之條件，模擬理想狀態下水庫運作之情形，設定蓄水高度，經由壩體內部孔隙水壓分佈以及滲流量之變化情形，判斷水庫正常運作時之狀況。

產生橫向裂縫的原因，可能因為壩體或壩基之不均勻沉陷，或其他因素而產生壩體內部之橫向裂縫，當心層出現橫向裂縫時，心層內部滲流情

形會產生變化，庫水可能從上游殼層進入滲透係數較高之裂縫或滲流通到流向下游，因此本研究以數值方法模擬當壩體產生橫向裂縫時，探討壩體內部孔隙水壓分佈情形、滲流路徑與滲流量改變狀況。除改變橫向裂縫的位置之外，可以探討裂縫在不同水位、不同之滲透係數、不同的長度等因素之影響情形。

壩殼與心層因勁度不同，可能形成差異沉陷，造成壩體內之縱向裂縫；或者因為壩體內部埋設監測儀器，由於鑽孔及安裝儀器之施工，造成壩體內部產生垂直向的滲流區域，模擬時在標準壩體之不透水心層內部增加垂直向裂縫，預期心層會出現垂直方向之滲流，並改變孔隙水壓與滲流路徑等結果。

過去破壞案例之中，在壩體與壩基交界面上之處理不良，則容易形成大量滲流，因此在數值模擬之中，將壩體與壩基交界面上之滲透係數提高，預期會有大量之滲流水通過此交界面流向下游濾層。

如果基礎存在有節理，並且壩體與基礎交界面之鋪蓋處理不良，形成庫水經由壩體直接滲入基礎節理，造成大量滲漏之情形，模擬壩基因節理滲透之情形，本研究將在模擬之壩基上增加數條滲透係數較高之假設節理裂縫，並依據可能之角度及節理寬度配置，觀測滲流量變化情形。

上述所列模擬條件都是土石壩阻水效果降低所造成之影響，本研究亦會針對濾層如果堵塞進行數值模擬；正常情況下，濾層因滲透係數高，可以迅速將滲流水排出壩體之外，因此模擬濾層堵塞之情形，降低部份濾層之排水效果，預料原本經過濾層迅速排出壩體之滲流水可能會流入殼層之中，造成浸潤線進入下游殼層。

壩體之裂縫一般相當細小，厚度常很薄，FLAC 在進行水庫之橫向裂縫的模擬時，由於顧慮格網設計之經濟考量，不必將網格過度壓縮，本研究採用等值化的觀念，將裂縫等值到網格區間之內，再改變此網格區間之孔隙水壓，以達到形成裂縫之假設。模擬項目中壩體之橫向與縱向裂縫、壩基節理以及壩體與基礎交界面等都是採用等值化的方式，將滲透係數較高

但寬度較小的區域等值到數值模擬網格之中。

根據土石壩之現場條件，滲流來源可能來自土石壩壩體之滲流、通過壩基之滲流、通過壩座之滲流、以及因降雨經下游壩面入滲雨水量。後二者與降雨或周圍壩座地下水位有高度有關。本研究分析限於通過壩心之滲流量與經過壩基滲漏。經壩座之滲流可採推估方式概估之（如巫茂松，2006）。

本研究分別估算下列三種滲流量：累積通過上游壩基與壩身之滲水量（也就是整個網格系統的總滲流量）、大壩心層滲流量（累積通過心層下游與濾層交界面之滲流量）、通過壩基之滲流量（累積通過選定垂直剖面之滲流量，此剖面最上端與心層下游與濾層之交界面連接，並垂直向下至不透水層）。

本報告取鯉魚潭壩中段(sta.0+110)縱剖面為模擬斷面，作為標準壩型模擬對象，以數值模擬之結果探討國內其他類似壩型可能滲流問題，因此會將各種可能發生滲流破壞之因素模擬於鯉魚潭水庫之上，包括橫向裂縫、垂直裂縫、壩體與基礎交界面、基礎滲流和濾層等異常現象。壩體材料之滲透係數採用「鯉魚潭水庫竣工報告」之大壩築壩材料設計參數建議值與試驗值範圍，與劉芳志(2003)數值模擬鯉魚潭水庫時所採用之參數來源與數值一致。

本研究案例共計採用 110×40 個節點，並將壩體區為殼層、不透水心牆、濾層及基礎四個部份，圖 5.9 為數值模擬之網格、圖 5.10 為數值模擬之材料分區。滲透係數參考鯉魚潭水庫竣工報告(台灣省鯉魚潭水庫管理局, 1995)如表 5.4。

邊界條件設定如下：(1)上游邊界：上游為蓄水面，邊界條件給定的方式為鎖定網格節點上之孔隙水壓，水位高程以上之節點，則不施加孔隙水壓。(2)下游邊界：下游邊界允許存在滲流面，其邊界條件給定方式為鎖定孔隙水壓，讓飽和度自由，使邊界的格點與外界互相流通。(3)壩底：壩底設為不透水邊界，其邊界條件給定方式為孔隙水壓自由、飽和度自由，如

此邊界的格點與外界無法流通，可視為不透水邊界。

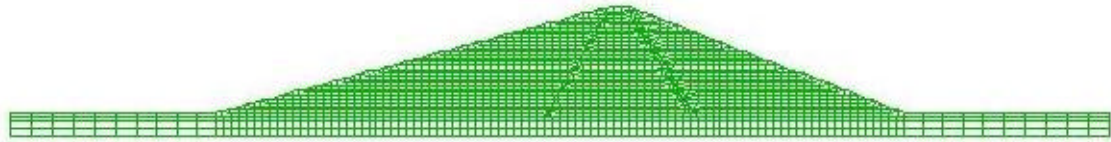


圖 5.9 鯉魚潭水庫網格



圖 5.10 鯉魚潭水庫之分區

如圖 5.11，本研究之滲流量累積主要分為下列三種，滲入量：累積通過上游壩基與壩殼之滲水量，也就是整個網格系統的總流入量。大壩心層滲流量：累積通過心層下游與濾層交界面之滲流量。通過壩基之滲流量：累積通過一垂直斷面之滲流量，此斷面最上端與心層下游與濾層之交界面連接，並垂直向下至不透水層。

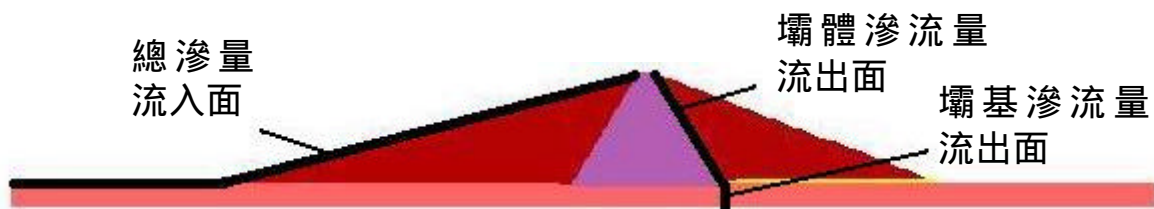


圖 5.11 滲流量累積斷面示意圖

表 5.4 土石壩材料分區滲透係數(參考鯉魚潭水庫管理局,1995)

材料分區	滲透係數 (cm/sec)
心層	$k_v = 4 \times 10^{-7}$

	$k_h = 1 \times 10^{-7}$
殼層	$5 \times 10^{-5}$
濾層	$5 \times 10^{-4}$
基礎	$1 \times 10^{-5}$

### 5.2.2.1. 鯉魚潭壩理想狀態滲流模擬

本節模擬在理想狀態條件下在不同蓄水位下 270m、285m、與 300m 時滲流量之變化。圖 5.12a、b、與 c 分別為水位分別在 285m 時之孔隙水壓分佈、總水頭分佈、與飽和度分佈。圖 5.13a 與 b 分別為水位分別在 300m 時之孔隙水壓分佈與總水頭分佈。以蓄水位 285m 為例，數值模擬所得之結果，圖 5.12b 顯示大壩在穩態滲流的情況下總水頭分佈之情形，由圖可看出水庫的上下游殼層呈靜水壓分佈，因此總水頭在殼層內幾乎沒有改變，主要水頭變化皆發生在心牆內部，代表心層存在阻止滲流發生之功能。圖 5.12c 為飽和度分佈情形，飽和度等於 1 及小於 1 的交界面可視為水庫之浸潤線，從結果可看出下游殼層飽和度皆為零，足見穿過心層之滲流水皆被濾層導引到下游殼層底部的排水廊道排出。

表 5.5 為模擬不同蓄水位 270m、285m 及 300m (滿水位)下滲流量之變化。可看出鯉魚潭水庫水位高低變化對滲流量的影響。總滲流量是以單位長度滲流量乘以土壩平均長度(約為壩頂與壩底之平均長度，引用巫茂松，2006)，分析結果接近實測數據之範圍下限，但因本分析僅考慮壩體與壩基之滲漏量，未計入雨水由壩面入滲以及由壩座兩側邊坡流入之地下水部分，因此理論上確實應該接近實際滲漏總量之下限；此外孔隙水壓之分佈與 Sta.0+110 斷面壩體觀測之孔隙水壓分佈趨勢也大致符合(實測孔隙水壓分佈圖間接引用自：劉芳志, 2003)，可推論此數值分析模型應屬合理。



表 5.5 不同蓄水位下滲流量之變化

水位高程 (m)	單位長度 滲流量 (cms) $\times 10^{-6}$	壩心滲流量 (CMD)	壩基滲流量 (CMD)	總滲流量 (CMD)
300	7.35	6.11	85.29	91.40
285	7.11	5.00	83.41	88.41
270	6.97	3.99	82.67	86.67

總滲流量 = 單位長度滲流量  $\times$  壩平均總長度(144m)  $\times$  6400

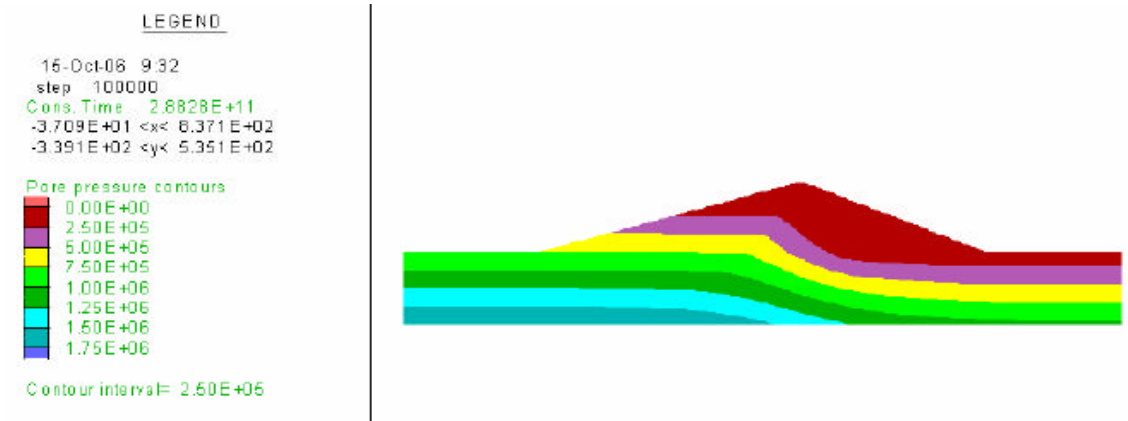


圖 5.12a 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之孔隙水壓分佈

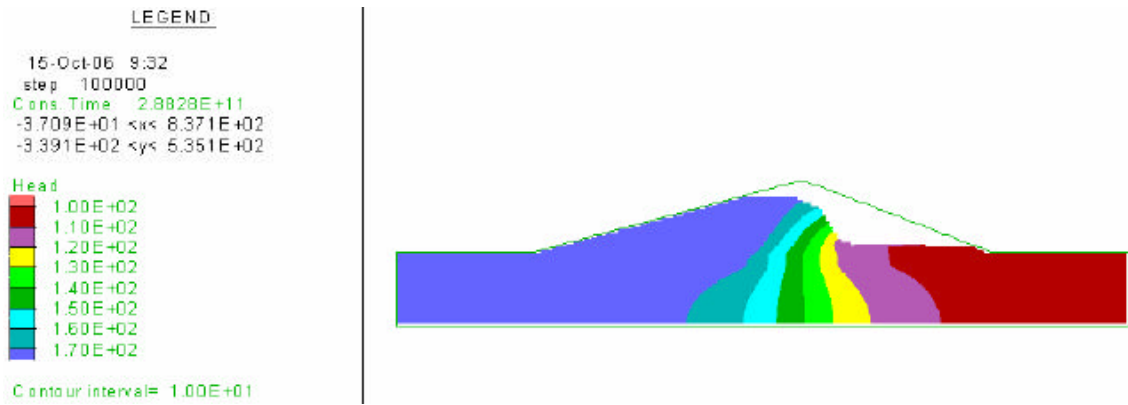


圖 5.12b 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之總水頭分佈

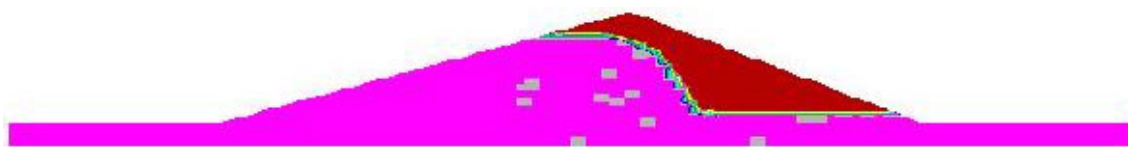


圖 5.12c 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之飽和度分佈

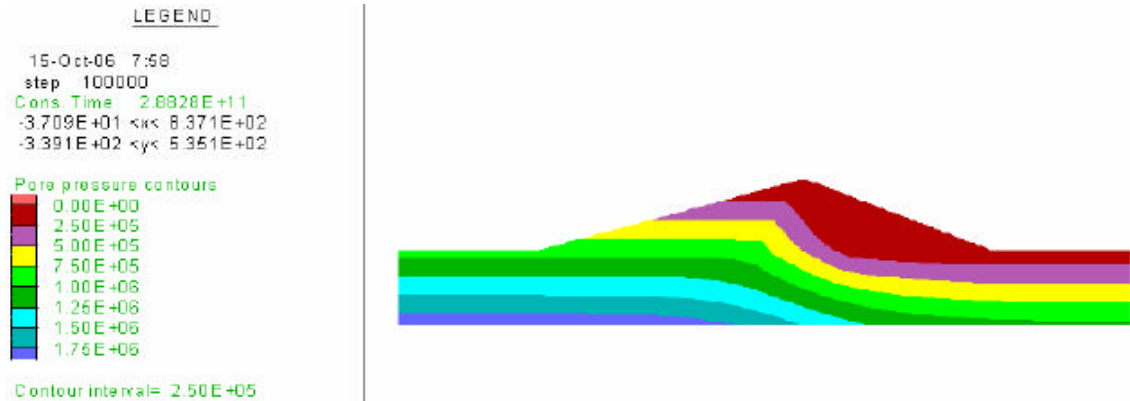


圖 5.13a 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之孔隙水壓分佈

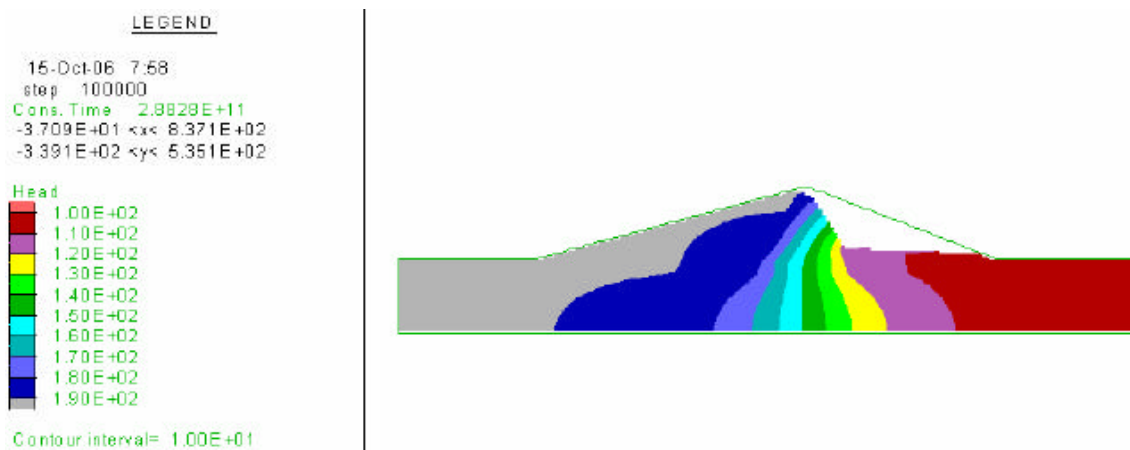


圖 5.13b 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之總水頭分佈

對比以上之理想狀態行為，以下藉數值分析模擬數種可能出現土石壩之滲流問題，考量問題列舉如下：

1. 橫向裂縫

原因：因為壩體差異沉陷、壩體分層施工、水力破裂或其他原因所造成壩體橫向之裂縫。

2. 縱向裂縫

原因：壩體差異沉陷，或埋設監測儀器時，從壩頂垂直向下之鑽孔所造成垂直向之裂縫。

3. 心層與基礎交界面

原因：因心層與基礎交界面阻水封層施工不良，使得交界面上透

水性較高。

#### 4. 濾層失效

原因：濾層孔隙被壩體細料堵塞，或因為壩體沉陷造成濾層斷裂。

#### 5. 基礎滲漏

原因：基礎若水密性不足、隔幕灌漿效果不佳或失敗造成基礎滲漏問題。

### 5.2.2.2. 橫向裂縫對壩體行為影響模擬

繼而考慮假設條件，若心層發生橫向水平裂縫，並從心牆上游側逐漸向下游側擴展，直到裂縫貫通整個壩體，形成滲流通道。模擬方式乃在預定之裂縫位置，改變網格  $k$  值以模擬裂縫，並從心層上游面逐漸向下游處發展，以探討裂縫發展期間，大壩的變化情形，並且將裂縫位置高程改變，探討不同高程之裂縫對壩體及滲流量之影響。模擬程序係分別在預定高程 256m 與 232m 之裂縫位置(圖 5.14)，令網格裂縫區域之滲透係數  $k$  值改變至  $1 \times 10^{-5}$  m/sec 以模擬裂縫，並由心層上游面漸向下游處發展。並假設蓄水位高程為 285m，裂縫延伸過程假設裂縫乃由理想條件之心層左端逐漸向下（右）游側擴展，最後貫通壩體。當裂縫剛開始產生的時候，對於孔隙水壓以及滲流量都沒有太大的影響；隨著裂縫長度逐漸增加，上游殼層內部的水漸漸流向此滲透係數較高的通道，也使得在裂縫之中水壓有堆積的現象，也驅使裂縫向前延伸；裂縫越來越長、越來越接近下游殼層，則會有更多的庫水流入裂縫，積蓄更大孔隙水壓力，裂縫向前推進的速度也會更快，直到貫通整個心層；當裂縫貫穿心層之後，大量之滲流水直接由此滲流通道流向下游，造成土石壩蓄水能力降低，繼而可引發管湧破壞。歸納整個裂縫延伸的過程，其重點如下列所述：

當裂縫長度越長，會有越多的滲流水流入此滲流通道之中。表 5.6 與表 5.7 分別列出假設橫向裂縫一與假設橫向裂縫二長度發展對於滲流之影響，

圖 5.15 與圖 5.16 則分別繪出兩種假設橫向裂縫下滲流量比與裂縫比  $L/L_0$  (其中  $L_0$  為裂縫全部貫穿時之總長度) 之間的關係。由圖可看出當裂縫延伸將近貫穿心層(即當裂縫比  $L/L_0$  相當接近 1.0 時), 滲流量方才開始大幅上升。當裂縫延伸穿透不透水心牆時, 滲流量會突然上升, 大量的滲流水經由滲流通道流向下游。

圖 5.17 與圖 5.18 分別顯示兩種假設橫向裂縫各自漸次發展下孔隙水壓分佈的變化。當裂縫延伸越來越靠近心層之下游側時, 在裂縫尖端水力坡降愈來愈大, 此現象也會造成裂縫向下游擴展的速度會越來越快。

圖 5.19 與圖 5.20 分別顯示兩種假設橫向裂縫各自漸次發展下水力坡降分佈的變化。圖 5.21 與圖 5.22 為水力坡降分佈圖的局部放大。當無橫向裂縫存在前, 整個壩體內水力坡降全都在 1.0 以下。然而當橫向裂縫漸增長, 尖端處之水力坡降值漸增, 可以達到臨界水力坡降(約 1.0) 以上。然而一旦橫向裂縫完全貫穿壩心, 最大水力坡降卻會迅速下降回接近臨界水力坡降。

由模擬結果來看, 即使裂縫已發展到心層中央時, 此時滲流量只增加相當有限, 滲流變化量影響仍非顯著, 因此實務監測上恐難以判斷此情況下滲流量增加是否因為裂縫或是其他因素之影響; 但當裂縫延伸接近貫穿壩心時, 模擬所得之結果滲流量增加幅度方才漸為明顯, 但裂縫尖端累積之孔隙壓力十分明顯, 孔隙水壓較原來之值提高甚多。同時裂縫尖端水力坡降也會相當高, 最大水力坡降皆出現在裂縫尖端處(水力坡降可達到 3 或 4 以上), 該水力坡降足以引發內部細料發生沖蝕鬆動, 裂縫尖端附近局部甚高之孔隙水壓又可能促成水力破裂, 可能因此誘發增加裂縫向下游擴展的速度。在監測系統反應上, 除了滲流量會持續向上增加, 裂縫上游側區域之孔隙水壓也會出現異常。圖 5.23 顯示橫向裂縫一漸次發展下之水頭分佈, 由此圖可清楚發現在裂縫上游側, 水頭相當接近上游總水頭, 水頭消耗有限, 在裂縫下游側, 水頭方才漸次消耗, 差異十分明顯。裂縫上游側附近若有孔隙水壓計, 其監測值應會出現非常明顯之升高量, 安全評估

中可據以研判可能原因。

再由兩條不同高程 ( 256m 與 232m ) 的裂縫相互比較，由表 5.6 和表 5.7，兩者在裂縫發展初期，滲流量皆微微上升，都直到裂縫延伸至接近下游殼層之後，滲流量改變才有明顯的成長。兩者差別在於最後滲流量增加的比例有些不同，裂縫二(高程較低者)滲流量增加比例較大，原因為裂縫二高程較低，所受到的孔隙水壓及水頭差較大，因此當形成滲流通道時，較多的水可經由裂縫二流向下游。

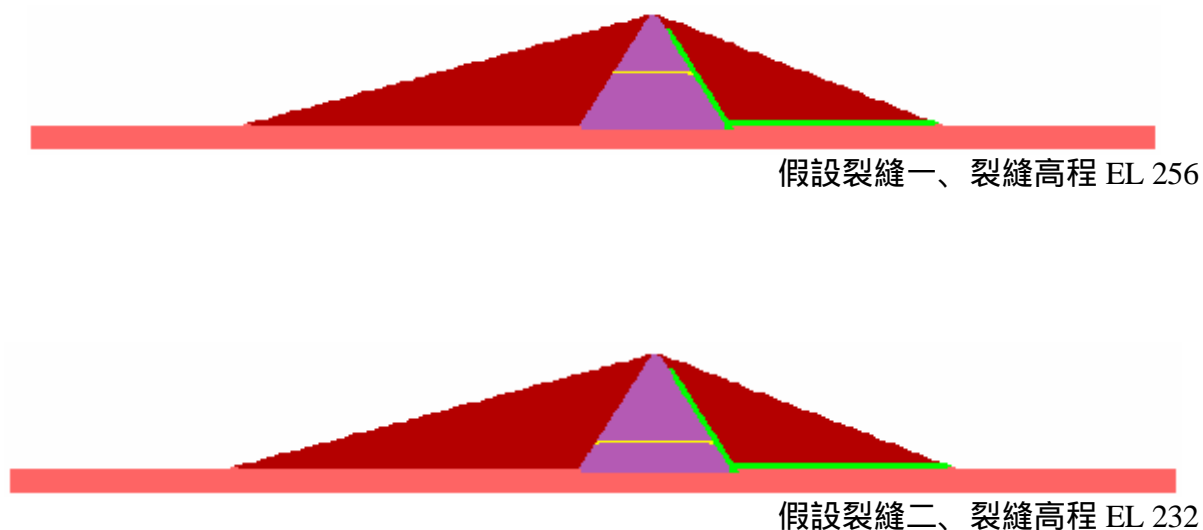


圖 5.14 假設橫向裂縫位置

表 5.6 裂縫一長度對於滲流之影響

L/L <sub>0</sub>	總滲流量 (CMD)	變化比例	備註
0.00	$1.080 \times 10^{-6}$	1.00	
0.14	$1.081 \times 10^{-6}$	1.00	
0.29	$1.084 \times 10^{-6}$	1.00	
0.43	$1.089 \times 10^{-6}$	1.01	
0.57	$1.101 \times 10^{-6}$	1.02	
0.71	$1.140 \times 10^{-6}$	1.06	
0.86	$1.231 \times 10^{-6}$	1.14	
1.00	$5.093 \times 10^{-6}$	4.72	

表 5.7 裂縫二長度對於滲流之影響

L/L <sub>0</sub>	總滲流量 (CMD)	變化比例	備註
0.00	$1.08 \times 10^{-6}$	1.00	
0.10	$1.08 \times 10^{-6}$	1.00	
0.20	$1.08 \times 10^{-6}$	1.00	
0.30	$1.09 \times 10^{-6}$	1.01	
0.40	$1.09 \times 10^{-6}$	1.01	
0.50	$1.11 \times 10^{-6}$	1.03	
0.60	$1.14 \times 10^{-6}$	1.06	
0.70	$1.19 \times 10^{-6}$	1.10	
0.80	$1.26 \times 10^{-6}$	1.16	
0.90	$1.42 \times 10^{-6}$	1.32	
1.00	$6.02 \times 10^{-6}$	5.58	

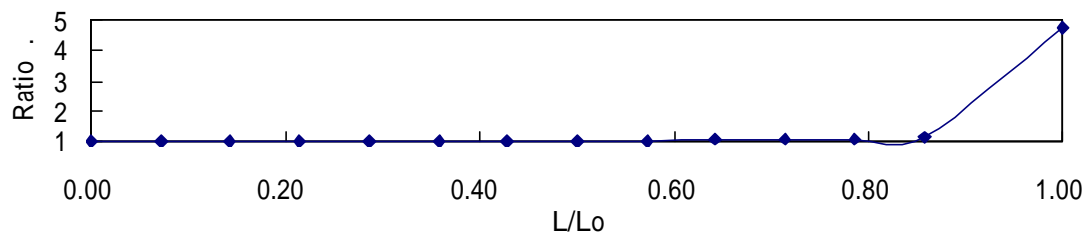


圖 5.15 裂縫一長度對於滲流比之影響

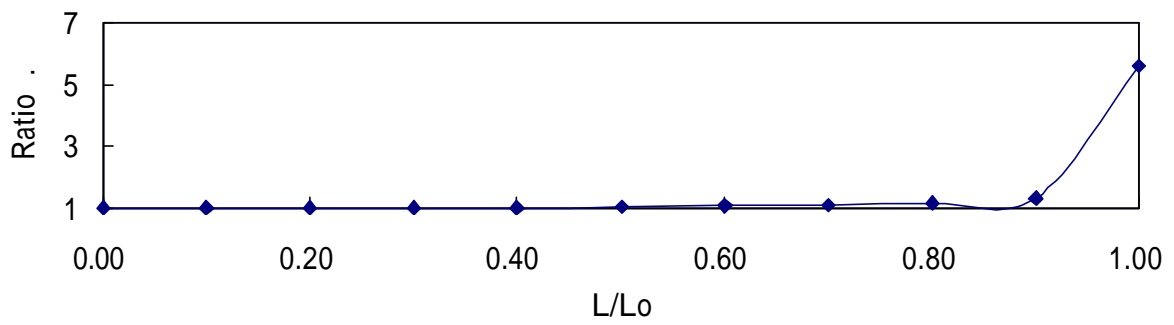


圖 5.16 裂縫二長度對於滲流比之影響



Pore pressure contours

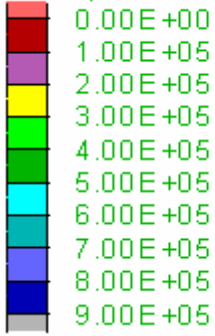


圖 5.17a 裂縫一長度比 0.00 時孔隙水壓分佈



圖 5.17b 裂縫一長度比 0.43 時孔隙水壓分佈



圖 5.17c 裂縫一長度比 0.71 時孔隙水壓分佈



圖 5.17d 裂縫一長度比 1.00 時孔隙水壓分佈

Pore pressure contours

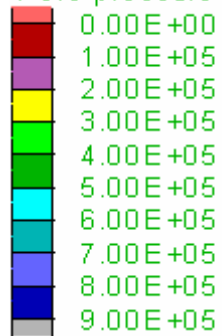


圖 5.18a 裂縫二長度比 0.00 時孔隙水壓分佈



圖 5.18b 裂縫二長度比 0.4 時孔隙水壓分佈



圖 5.18c 裂縫二長度比 0.7 時孔隙水壓分佈



圖 5.18d 裂縫二長度比 1.0 時孔隙水壓分佈

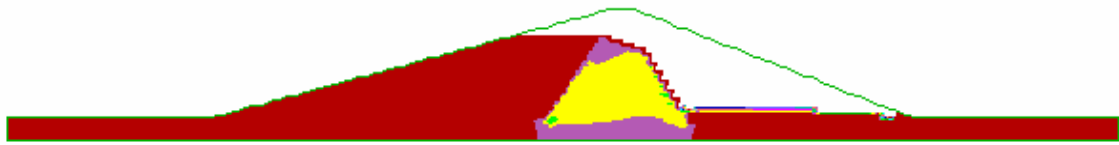


圖 5.19a 裂縫一長度比 0.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=0.98$  @ 偏下游之壩心內)

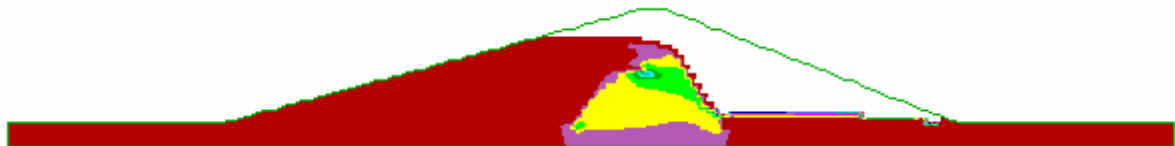


圖 5.19b 裂縫一長度比 0.43 時水力坡降分佈( $i_{\max}=2.03$  @ 近裂縫尖端)

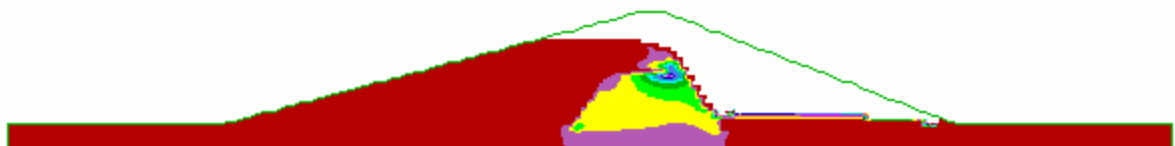


圖 5.19c 裂縫一長度比 0.71 時水力坡降分佈( $i_{\max}=3.14$  @ 近裂縫尖端)

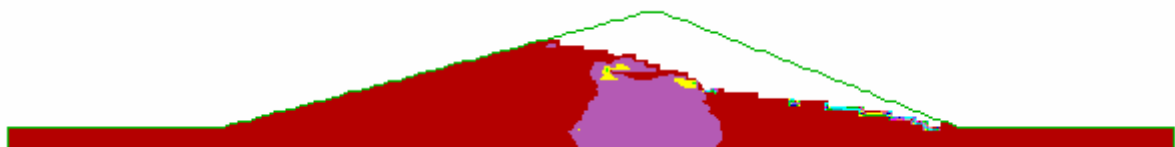


圖 5.19d 裂縫一長度比 1.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=1.0$  @ 壩心內)

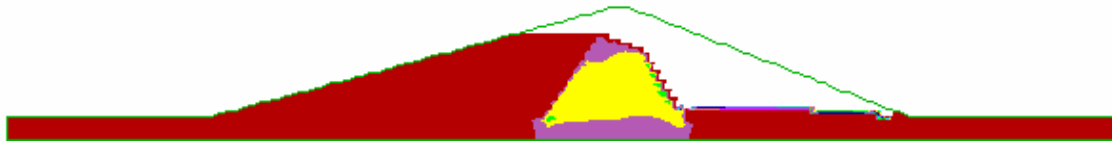


圖 5.20a 裂縫二長度比 0.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=0.98$  @ 壩心內)

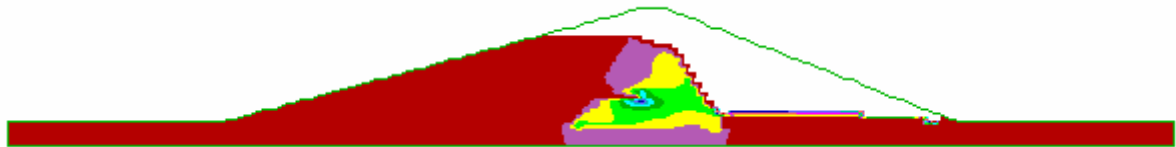


圖 5.20b 裂縫二長度比 0.43 時水力坡降分佈( $i_{\max}=2.55$  @ 近裂縫尖端)

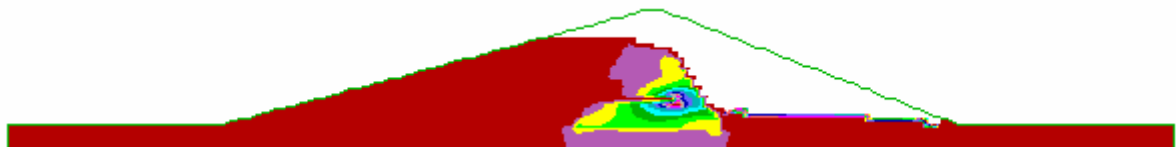


圖 5.20c 裂縫二長度比 0.71 時水力坡降分佈( $i_{\max}=4.07$  @ 裂縫尖端)



圖 5.20d 裂縫二長度比 1.00 時水力坡降分佈( $i_{\max}=1.12$  @ 壩心內)

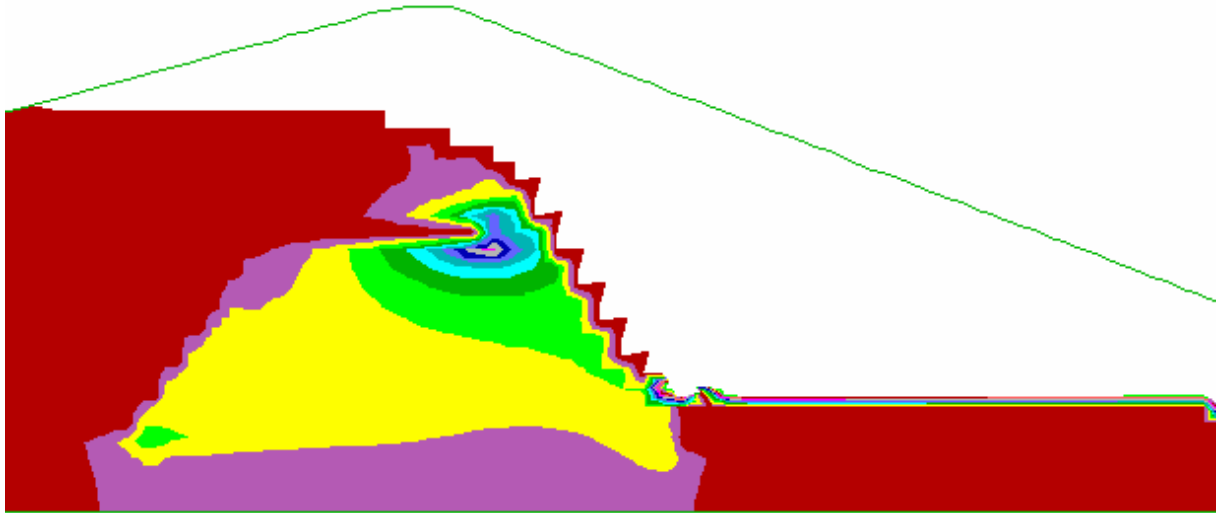


圖 5.21 裂縫情況一水力坡降最大區域局部放大( $i_{\max}=3.14$ @ 裂縫尖端)

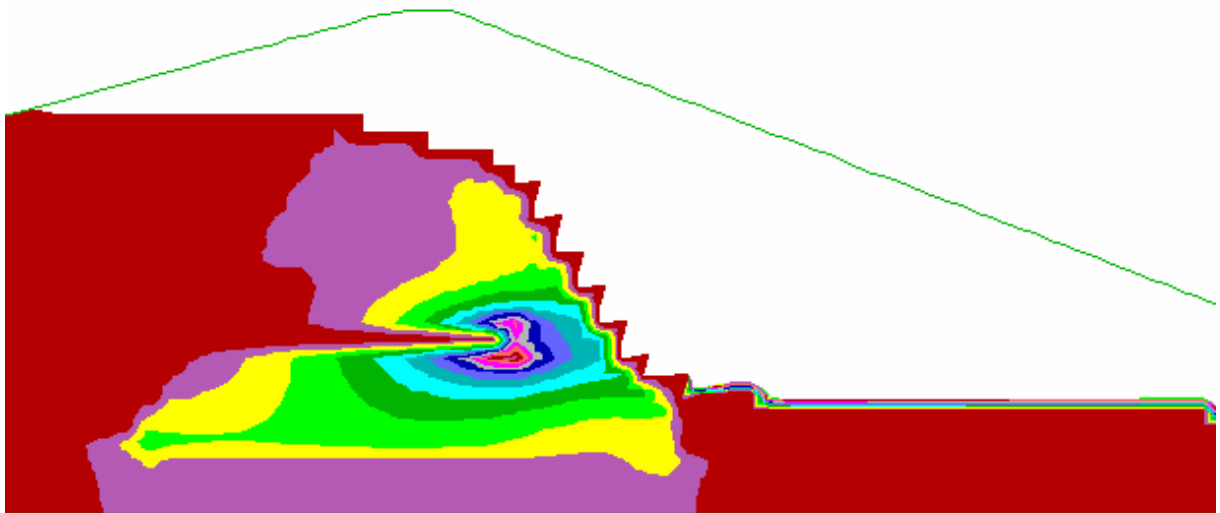


圖 5.22 裂縫情況二水力坡降最大區域局部放大( $i_{\max}=4.07$ @ 裂縫尖端)

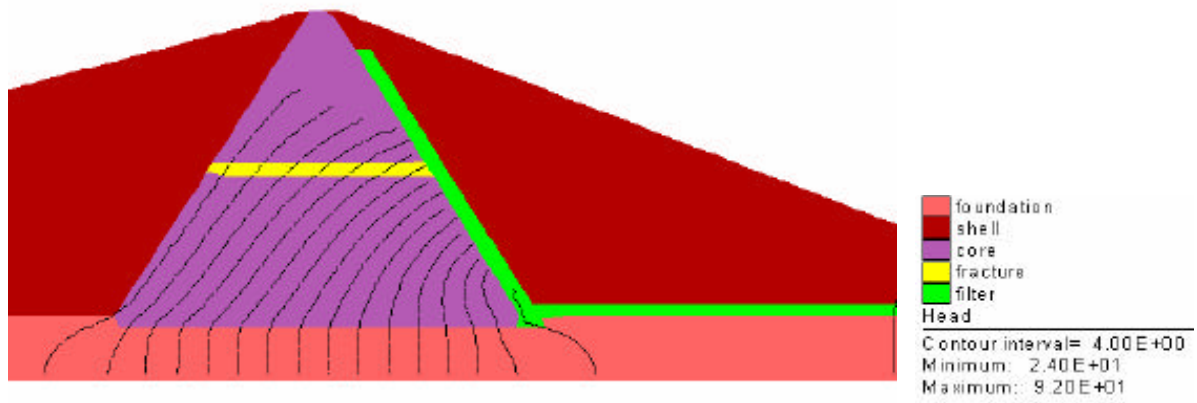


圖 5.23a 裂縫一長度比 0.00 時水頭分佈

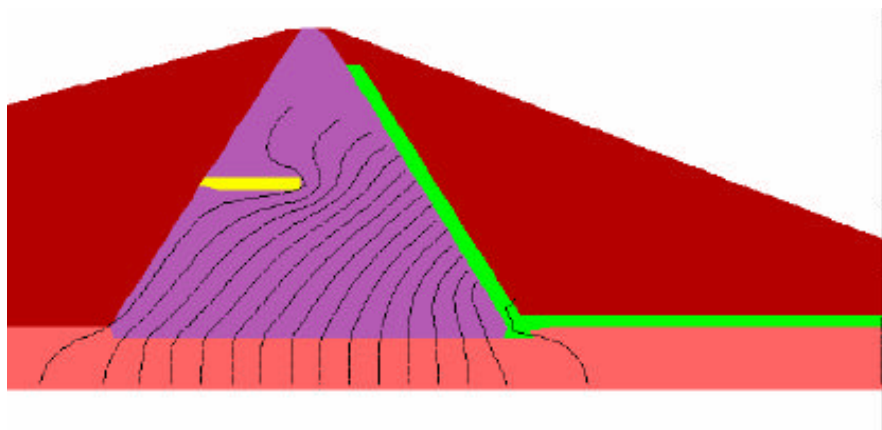


圖 5.23b 裂縫一長度比 0.43 時水頭分佈

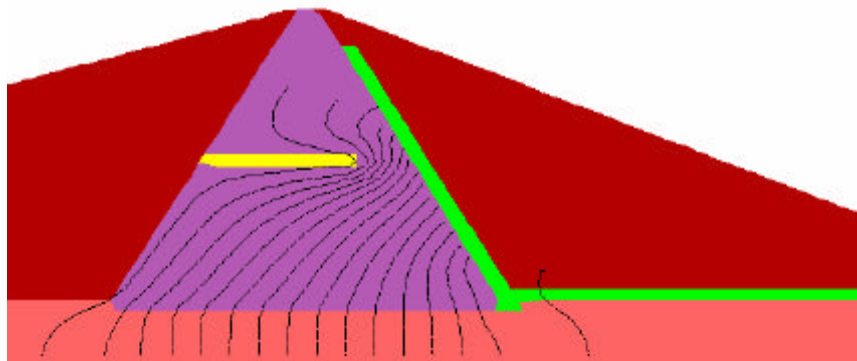


圖 5.23c 裂縫一長度比 0.71 時水頭分佈



圖 5.23d 裂縫一長度比 1.00 時水頭分佈

延續橫向裂縫之探討，裂縫之發展應該會是一邊向下游侵蝕，一邊向四周擴孔，內部侵蝕持續進行逐步令通道尺寸逐漸擴大，而造成心層阻水效果漸漸失效。本項模擬即探討裂縫擴大後，滲透係數上升，對壩體即滲流量之影響。模擬方式為當滲流貫穿心層之通道形成後，可再由裂縫滲透係數逐漸加大模擬此一效應。採用之模擬方法乃令預先假設之裂縫通道內，滲透係數逐步提高，本模擬系列中令代表裂縫通道的  $k$  值從原心層  $k$  值，逐漸放大倍數、最大至 5000 倍之心層透水係數。

當壩心產生一滲流通道之後，將會改變土石壩內部滲流之行為，並且隨著裂縫長度、大小、位置以及滲透係數等因素變化，大壩孔隙水壓與滲透水量都會受到影響。模擬成果如表 5.8 所示，圖 5.24 顯示橫向裂縫  $k$  值對於滲流比之影響。當代表裂縫通道的滲透係數提高，滲漏量則會增加，代表壩體阻水效果降低；從變化量改變而言， $k$  值為心層滲透係數的 100 倍以內，滲流量變化幅度不大，僅增加 13%；但當代表裂縫通道的透水係數為心層之 1000 倍以上之後，滲流量則大幅增加，心層已形同失去其功用；實際監測時，滲流量應有明顯增加之情形，並可能將壩體細料帶出。

歸納整個裂縫延伸的過程，可大致歸納重點如下：

- 一、當裂縫延伸越長，會有越多的滲流水流入此滲流通道之中。
- 二、縫延伸越來越靠近心層之下游側時，在裂縫尖端水力坡降極大，這種現象會造成裂縫向下游擴展的速度會越來越快。
- 三、縫延伸穿透不透水心牆時，滲流量會突然上升，大量的滲流水經由滲流通道流向下流。

表 5.8 橫向裂縫滲透係數對滲流之影響

k (cm/sec)	k/ko	單位寬度滲流量 (cms)	變化比例	備註
$1 \times 10^{-7}$	1	$1.078 \times 10^{-6}$	1.00	約為心牆 k 值
$5 \times 10^{-7}$	5	$1.080 \times 10^{-6}$	1.00	
$1 \times 10^{-6}$	10	$1.083 \times 10^{-6}$	1.00	
$5 \times 10^{-6}$	50	$1.132 \times 10^{-6}$	1.05	
$1 \times 10^{-5}$	100	$1.220 \times 10^{-6}$	1.13	
$5 \times 10^{-5}$	500	$1.855 \times 10^{-6}$	1.72	
$1 \times 10^{-4}$	1000	$2.509 \times 10^{-6}$	2.33	
$5 \times 10^{-4}$	5000	$5.093 \times 10^{-6}$	4.72	

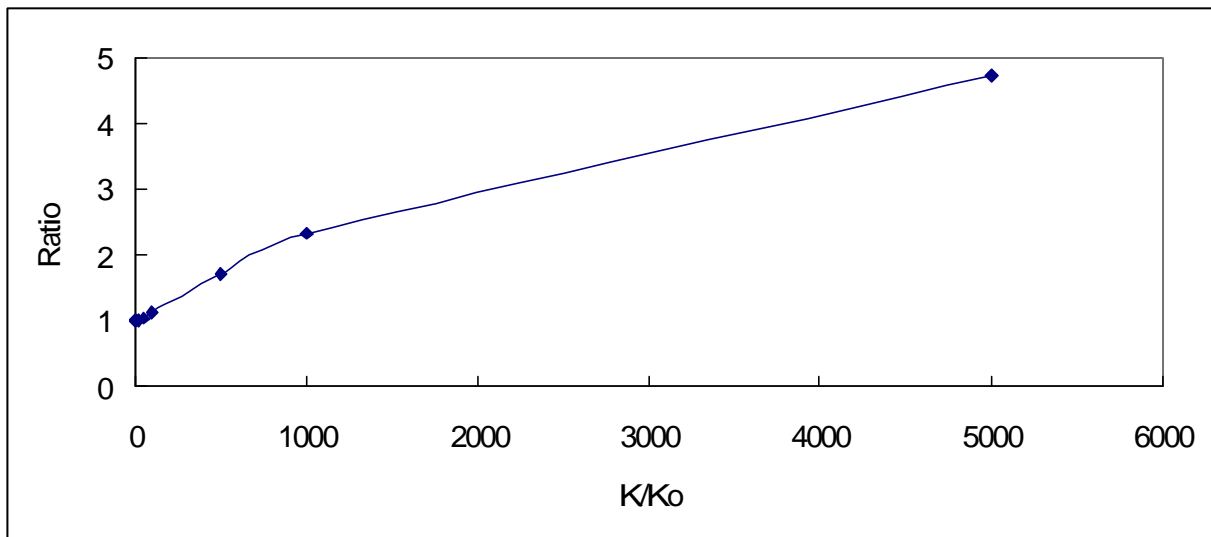


圖 5.24 橫向裂縫 k 值對於滲流比之影響

### 5.2.2.3. 垂直裂縫對壩體行為影響模擬

造成垂直裂縫的原因可能為壩體內分區材料因勁度不同，所造成縱向的裂縫、或在壩體內新增埋設監測儀器時所使用的鑽孔、或因地震影響，所造成垂直向的裂縫。茲假設裂縫走向與壩軸平行。模擬方式乃由壩頂開始，製造垂直向之裂縫網格，提高此裂縫網格之滲透係數，探討其變化情形。垂直裂縫滲透係數為  $k/k_0$  為 1 至 5000 倍之範圍，模擬水位高程為 285 m。圖 5.25 所式為垂直裂縫假設位置。



表 5.9 列出模擬垂直裂縫對滲流量之影響結果，從滲流量的改變情形而言，當壩體產生垂直裂縫時，對滲流量的影響並不明顯，原因可能是垂直裂縫對壩心所造成的影響，只是改變了滲流的路徑，並沒有形成滲流的通道，所以影響範圍相對小。

圖 5.26 為不同垂直裂縫面  $k/k_0$  下孔隙水壓分佈，顯示垂直裂縫對於滲流路徑的影響，可觀察滲流路徑和裂縫的滲透係數有關。圖 5.27 為不同垂直裂縫面  $k/k_0$  下飽和度分佈，可藉以檢視浸潤面位置。當裂縫滲透係數僅為原心層  $k$  值的 10 倍時，浸潤面變化尚不大，而滲透係數變為原心層  $k$  值的 100 倍以上時，則有較明顯的改變。

垂直裂縫影響壩體滲流量影響較小，本項模擬中滲流量幾乎沒有變化，但對於滲流路徑之影響較大，當垂直裂縫的滲透係數提高時，通過裂縫之滲流水會流入滲透係數較高之垂直裂縫之中，導致垂直裂縫右側之心層部分形同失去部份阻水效果，顯示裂縫後方新層多少因垂直裂縫失去阻水效果。

圖 5.28 繪出當存在垂直裂縫面時之水力坡降分佈，該圖假設垂直裂縫面  $k/k_0=1000$  之條件。最大水力坡降出現在垂直裂縫尖端附近，達到 1.42；因為水力坡降過大，有可能進一步促發裂縫之往下延展。

依過去土石壩破壞模式之分析之中，因降雨滲入垂直裂縫，導致殼層濕潤對壩體邊坡穩定安全影響較大，因此當發現壩體表面上發現裂縫，應予以修補，避免雨水下滲之情形發生。安全評估應確定裂縫深度與延伸範圍，必要時應評估對壩體穩定性之影響。

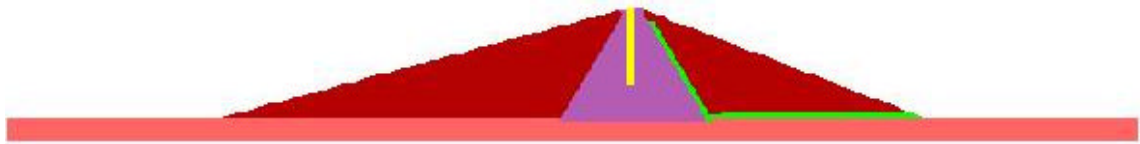


圖 5.25 垂直裂縫假設位置

表 5.9 垂直裂縫對滲流量之影響

垂直裂縫滲透係數 (m/sec)	裂縫面 k/ko	壩體滲漏量 (cms/m)	比例
$1 \times 10^{-7}$	1	$1.076 \times 10^{-6}$	1.00
$5 \times 10^{-7}$	5	$1.080 \times 10^{-6}$	1.00
$1 \times 10^{-6}$	10	$1.081 \times 10^{-6}$	1.00
$5 \times 10^{-6}$	50	$1.081 \times 10^{-6}$	1.00
$1 \times 10^{-5}$	100	$1.081 \times 10^{-6}$	1.00
$5 \times 10^{-5}$	500	$1.081 \times 10^{-6}$	1.00
$1 \times 10^{-4}$	1000	$1.082 \times 10^{-6}$	1.01
$5 \times 10^{-4}$	5000	$1.091 \times 10^{-6}$	1.01

ko 為心牆之滲透係數

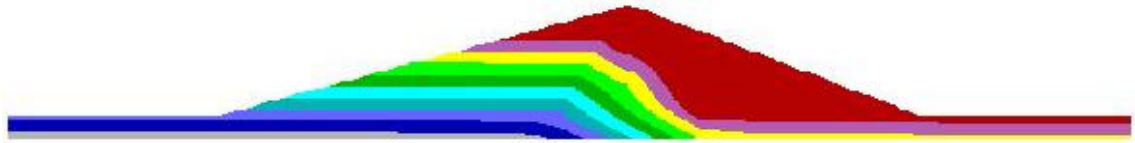


圖 5.26a 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面  $k/k_o=1$ )



圖 5.26b 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面  $k/k_o=10$ )



圖 5.26c 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面  $k/k_o=100$ )

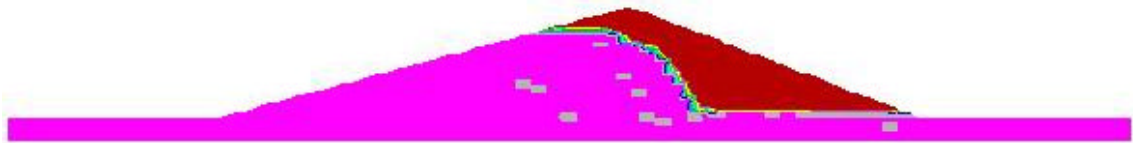


圖 5.27a 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面  $k/k_0=1$ )

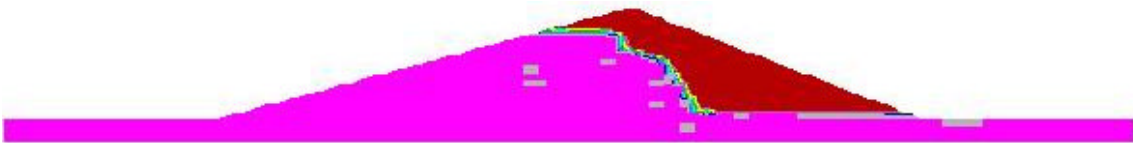


圖 5.27b 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面  $k/k_0=10$ )



圖 5.27c 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面  $k/k_0=100$ )

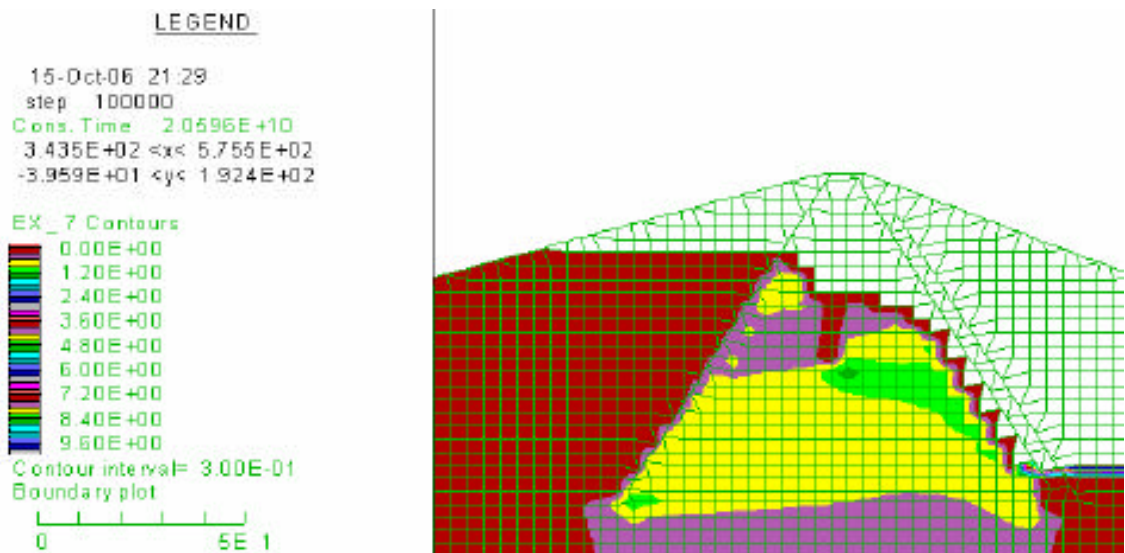


圖 5.28 存在垂直裂縫面時之水力坡降分佈 (裂縫面  $k/k_0=1000$ )( $i_{\max}=1.42$  @ 裂縫尖端)

#### 5.2.2.4. 基礎交界面處理不良之影響

由於基礎表面較為破碎，滲透係數較高，在大壩施工初期常需要經過處理，或因為壩體與基礎之間施工不易或或因為容易往往積水，若基礎交界面處理不良，有可能造成壩體底部存在一層透水性較高的區域。此段嘗試模擬壩體與壩基交界面上處理不良水密性較差時，對滲流水之影響。模擬程序為令壩體與壩基交界面之網格滲透係數提高。交界面之  $k$  值從心層之滲透係數基準值，放大 10 倍、100 倍至 5000 倍。模擬之庫水位高程在 EL 285 m。

本項目模擬方式類似在心層內部產生一橫向裂縫之情形，儘管滲流的原因並不全然相同，但手段都是將橫向網格之滲透係數提高，以模擬阻水效果較差的條件，兩者差異只有改變此高滲透區域的位置，因此模擬結果之現象大體相似。

表 5.10 列出基礎交界面處理不良對滲流量之影響。圖 5.29 則繪出基礎交界面處理不良對滲流量之影響。若僅以數值模擬方式來看，基礎交界面處理與橫向裂縫模擬方式相似，但由於基礎交界面位於大壩心層之底部，因此高透水區域之孔隙水壓分佈頗為不同，影響兩者滲流量的差異，故基礎交界面處理不良經數值模擬所得的滲流量則會高於橫向裂縫模擬的滲流量結果。圖 5.30 繪出基礎交界面處理極端不良 ( $k/k_0=1000$ ) 下流線情形，可明顯觀察沿著交界面之滲流不但襲奪大部分原來流經壩體之滲流量，且流線十分密集，代表滲流量應會大幅地增加。圖 5.31 基礎交界面處理極端不良下 ( $k/k_0=1000$ ) 之孔隙水壓分佈，與理想狀態下之孔隙水壓分佈相較，則並無明顯差異。

表 5.10 基礎交界面處理不良對滲流量之影響

k	k/ko	單位寬度滲流量 (cms)	變化比例
$1 \times 10^{-7}$	1	$1.08 \times 10^{-6}$	1.00
$5 \times 10^{-7}$	5	$1.08 \times 10^{-6}$	1.01
$1 \times 10^{-6}$	10	$1.09 \times 10^{-6}$	1.01
$5 \times 10^{-6}$	50	$1.23 \times 10^{-6}$	1.14
$1 \times 10^{-5}$	100	$1.40 \times 10^{-6}$	1.30
$5 \times 10^{-5}$	500	$2.53 \times 10^{-6}$	2.35
$1 \times 10^{-4}$	1000	$3.51 \times 10^{-6}$	3.26
$5 \times 10^{-4}$	5000	$6.42 \times 10^{-6}$	5.96

ko 為心牆滲透係數

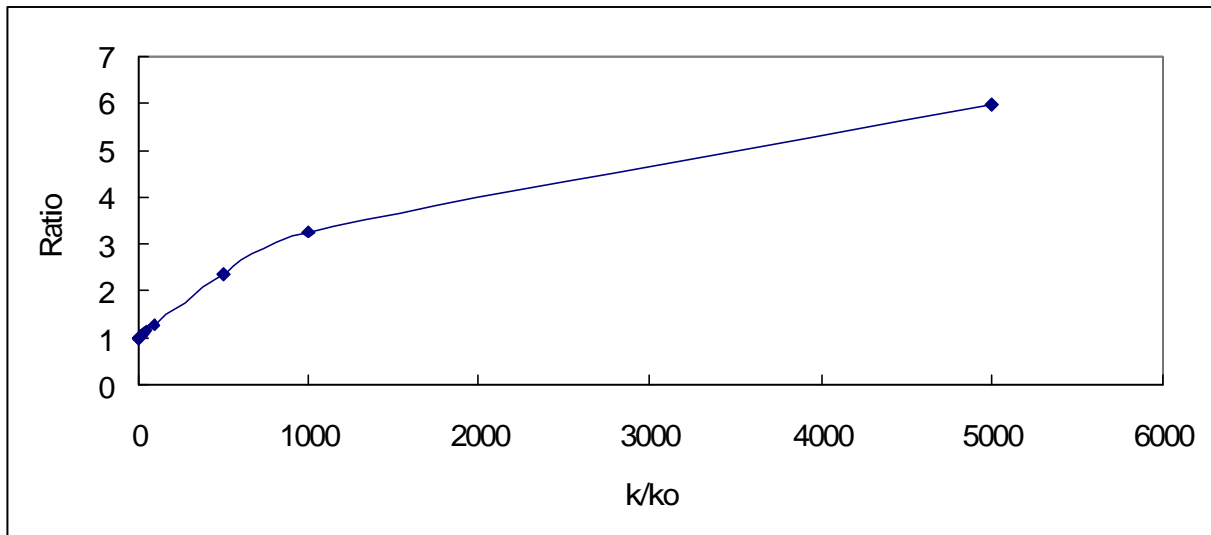


圖 5.29 基礎交界面處理不良對滲流量比之影響

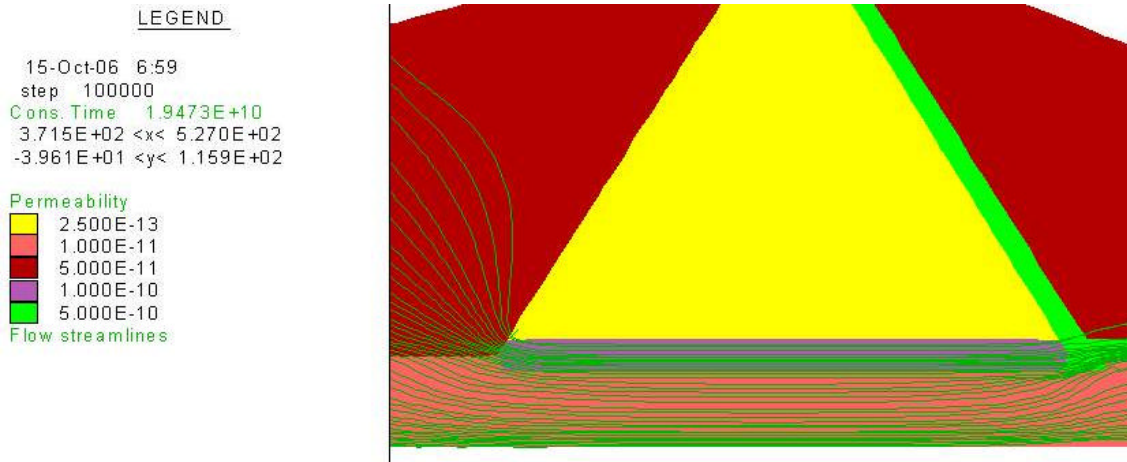


圖 5.30 基礎交界面處理極端不良下 ( $k/k_0=1000$ ) 流線情形

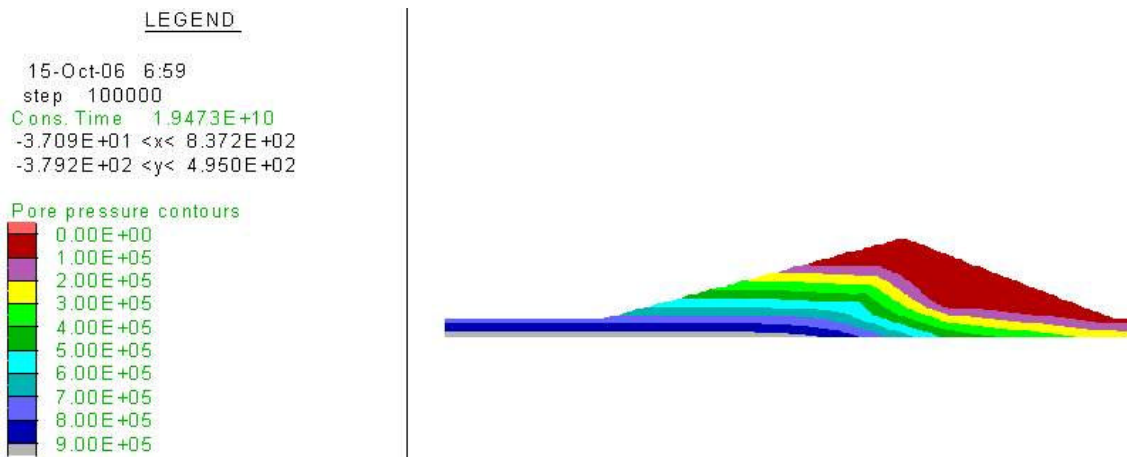


圖 5.31 基礎交界面處理極端不良下 ( $k/k_0=1000$ ) 孔隙水壓分佈

### 5.2.2.5. 濾層堵塞或截斷之影響

本段將模擬數種濾層可能發生之問題，包括堵塞及截斷；堵塞為濾層可能因為壩心細料被滲流水帶出，並逐漸將濾層的孔隙堵塞，造成濾層失去排水功能；截斷則可能是由於壩體沉陷或滑動，造成濾層被切斷。模擬程序為將濾層局部區域網格的滲透係數降低，以降低滲透係數代表濾層堵塞的現象。濾層堵塞情形考慮兩種情況，情況一為模擬濾層在垂直濾層與水平濾層交點（濾層轉折點）發生堵塞，情況二為堵塞段由濾層轉折點向上延伸一段長度（如圖 5.32 所示）。

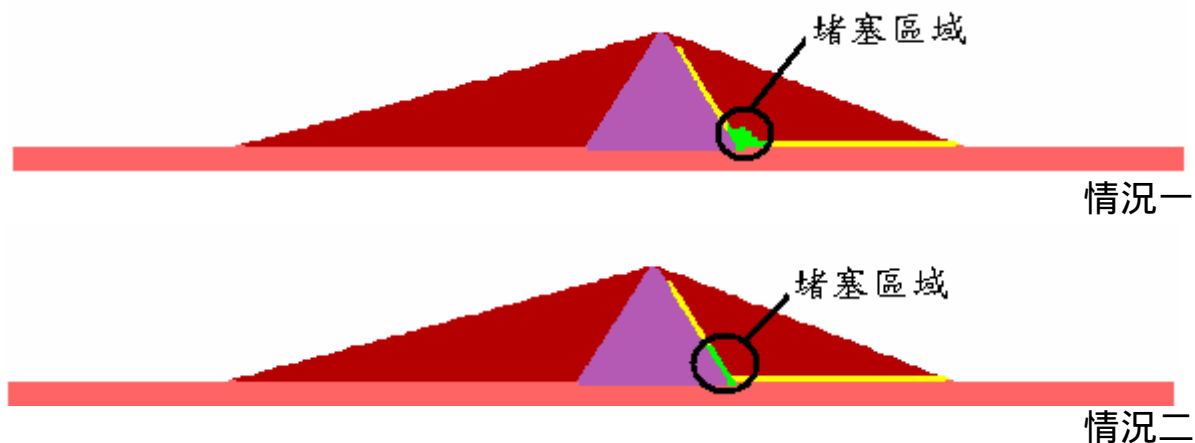


圖 5.32 模擬濾層堵塞情況一位置

由流線觀察，當濾層阻塞，滲流水將嘗試由堵塞段上方與下方迂迴流過，若比較濾層暢通與濾層阻塞條件下通過壩體流量的變化，其差異很不明顯，基本上可以加以忽略。

由圖 5.33a 與圖 5.33b 所示為濾層堵塞情況時流線分佈情形，因為濾層堵塞，造成原先壩心之滲出水路必須繞出濾層進入下游殼層方能再進入下游濾層或經下游殼層流出，使得部份下游殼層產生濕潤。比較情況一與情況二，情況二堵塞的濾層範圍較長，對於壩心滲流路徑的影響因而也較廣。

圖 5.34 顯示 濾層堵塞情況一時飽和度分佈情形，可看出浸潤線業已進入下游殼層。

圖 5.35 為濾層堵塞情況孔隙水壓分佈圖。比較濾層暢通與濾層阻塞兩種不同條件下接近濾層阻塞段之孔隙水壓可觀察差異相當明顯，壩心於近濾層阻塞處孔隙水壓局部範圍顯著升高，壩心近濾層阻塞段附近若有孔隙水壓計，孔隙水壓計應可反應其異常現象，安全評估可據以研判可能問題。

圖 5.36a 與圖 5.36b 分別繪出濾層堵塞情況一條件與情況二條件下之水力坡降分佈圖。該二圖顯示接近濾層阻塞段之水力坡降，可觀察當濾層阻塞時，水力坡降會有明顯升高現象。圖 5.36c 與圖 5.36d 比較濾層通暢時與濾層堵塞後之水頭分佈。當濾層堵塞後，堵塞段後方與濾層內之水頭升高 10 至 20 米，且在心層中水頭升高範圍且向上游延伸，愈接近堵塞段，水頭升高程度愈為明顯，心層附近若埋置有水壓計，安全評估工作應可據以研



判異常現象。

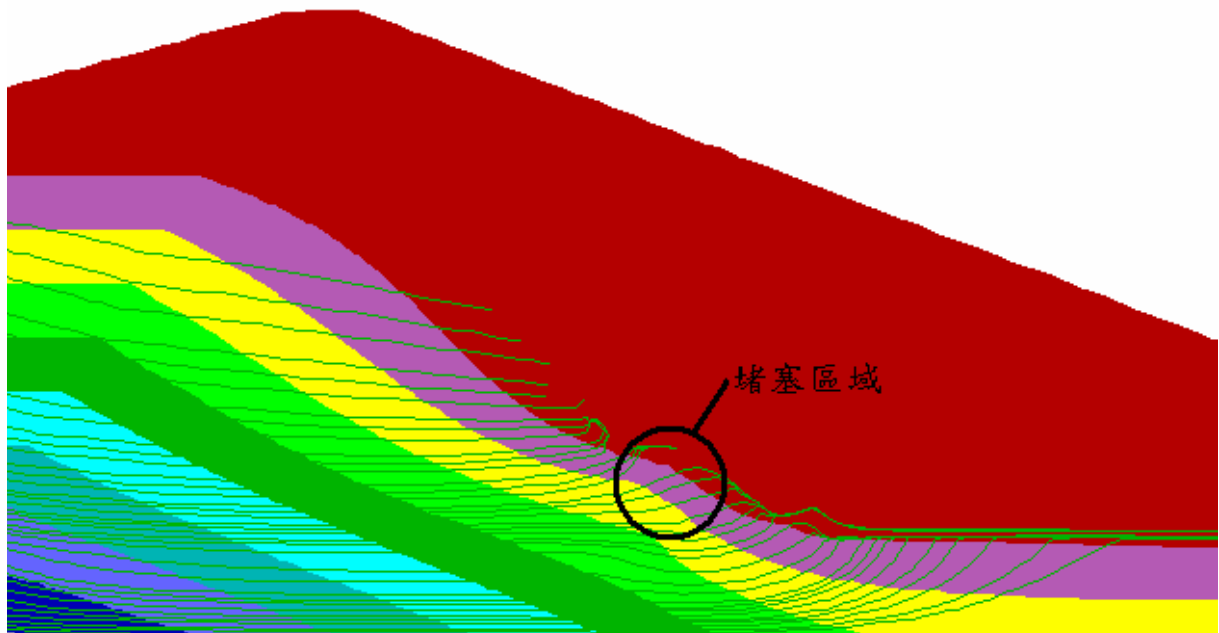


圖 5.33a 濾層堵塞情況一時流線分佈情形

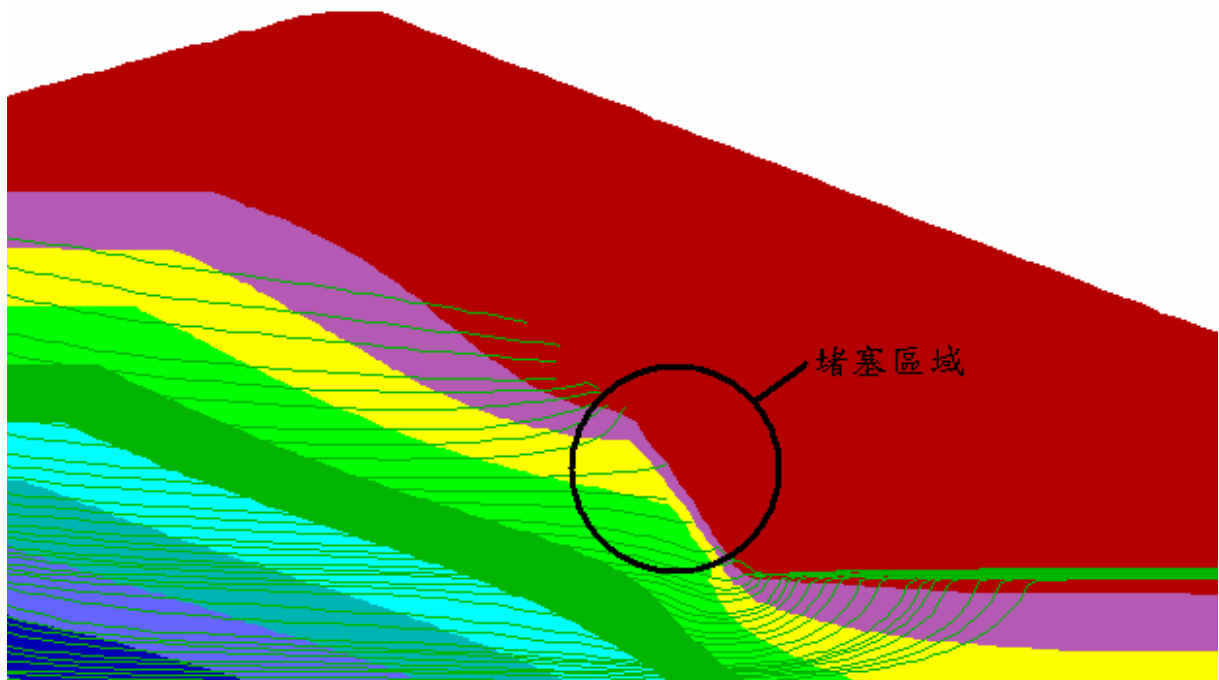


圖 5.33b 濾層堵塞情況二時流線分佈情形

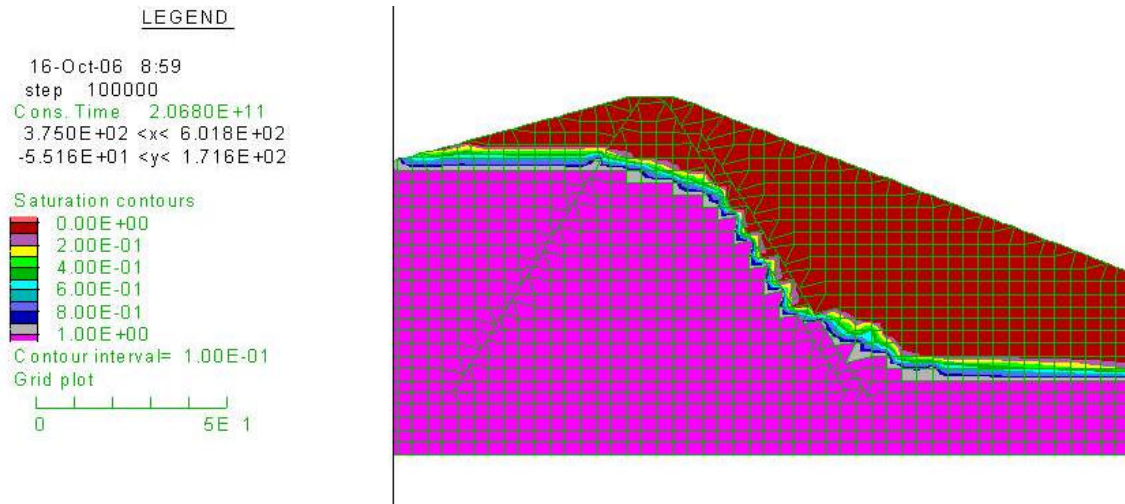


圖 5.34 濾層堵塞情況一時飽和度分佈情形

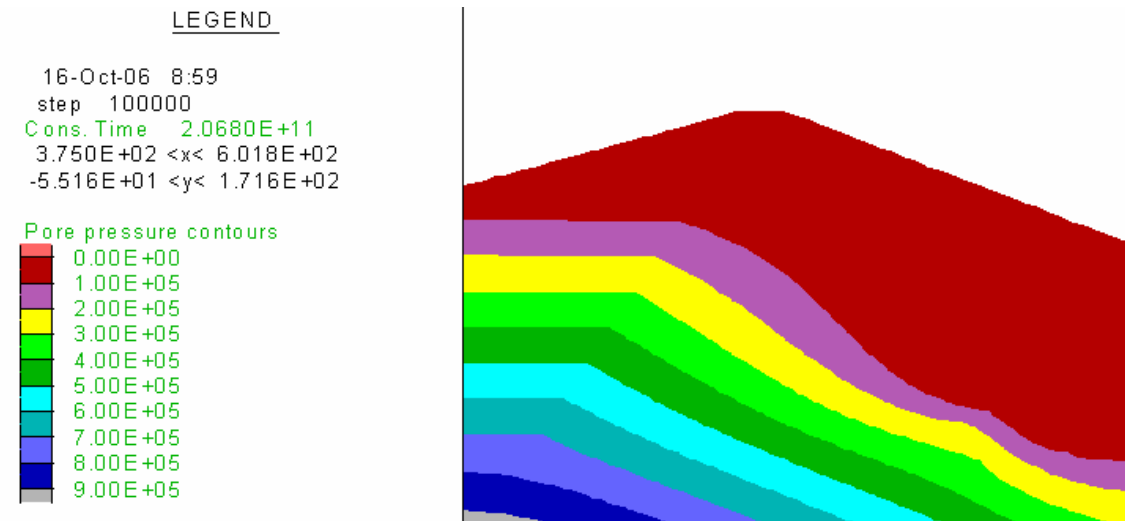


圖 5.35 濾層堵塞情況孔隙水壓分佈圖

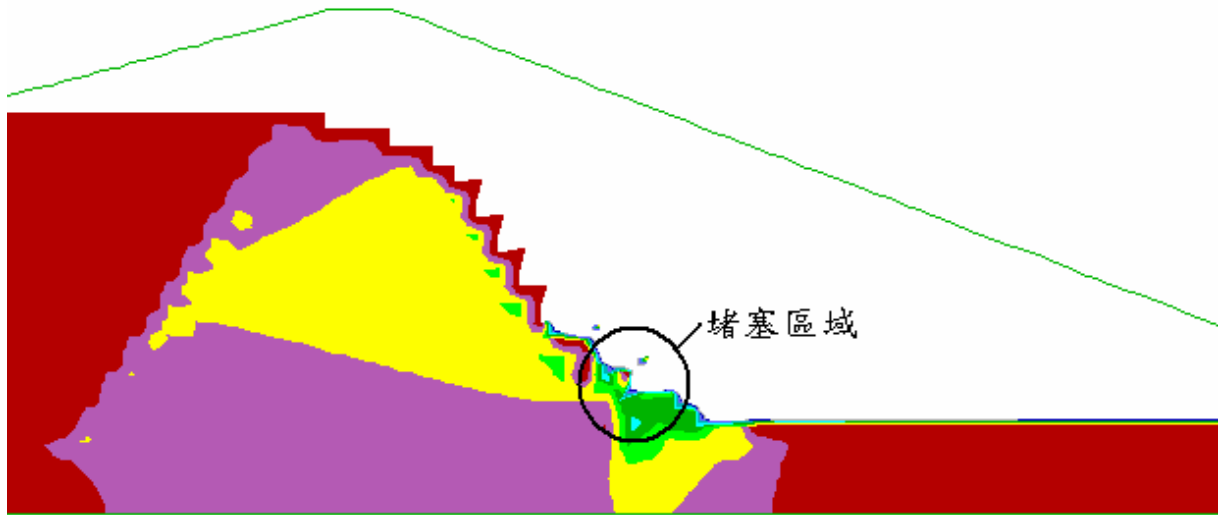


圖 5.36a 濾層堵塞情況一之水力坡降分佈圖

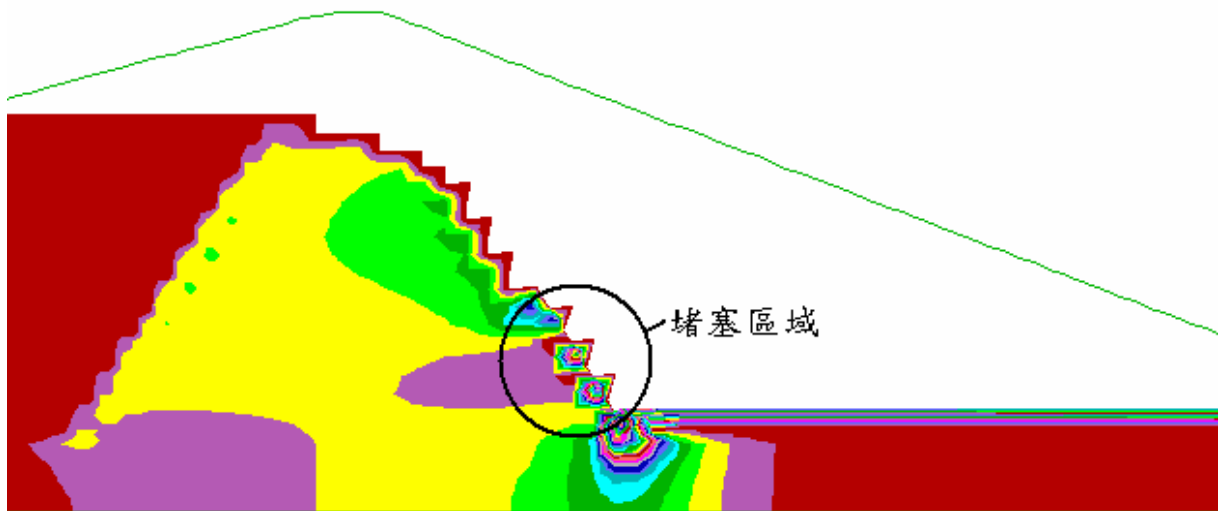


圖 5.36b 濾層堵塞情況二之水力坡降分佈圖

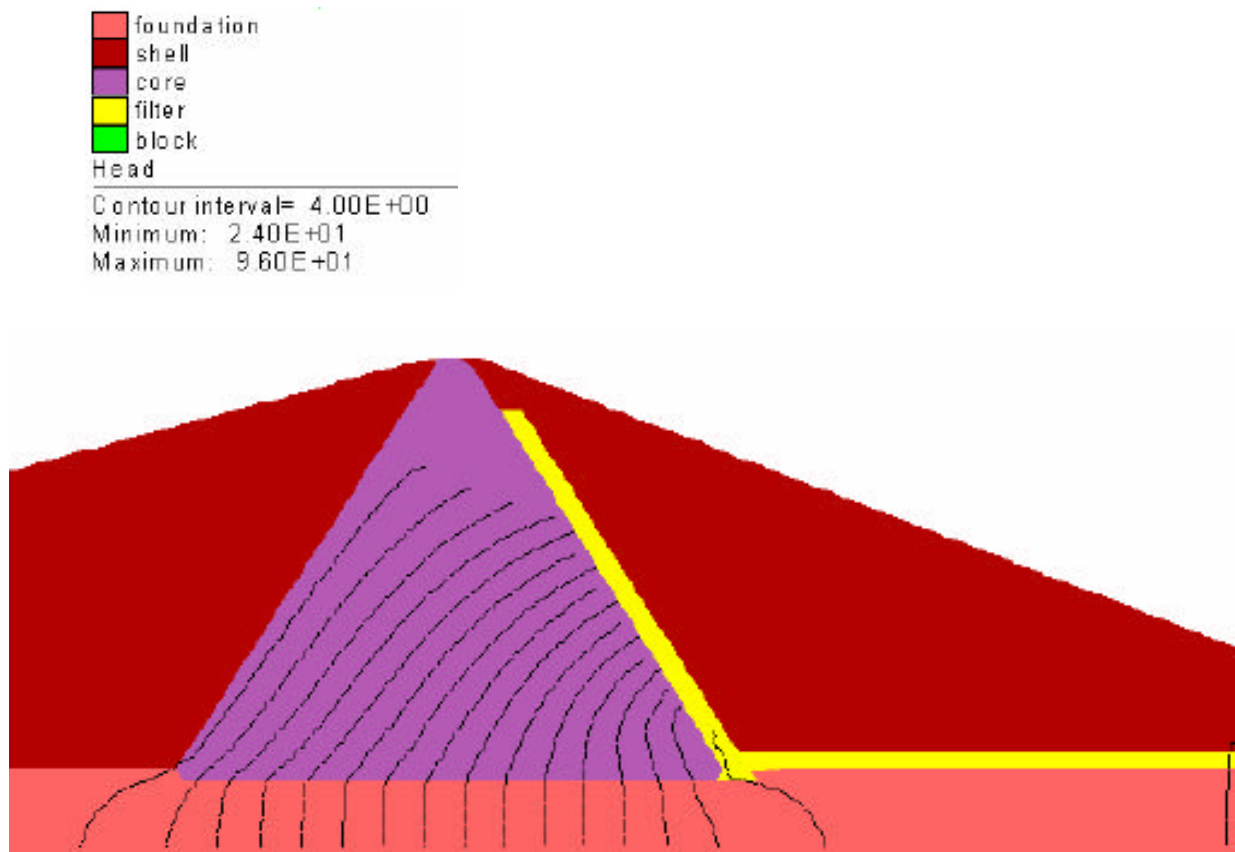


圖 5.36c 濾層通暢時水頭分佈

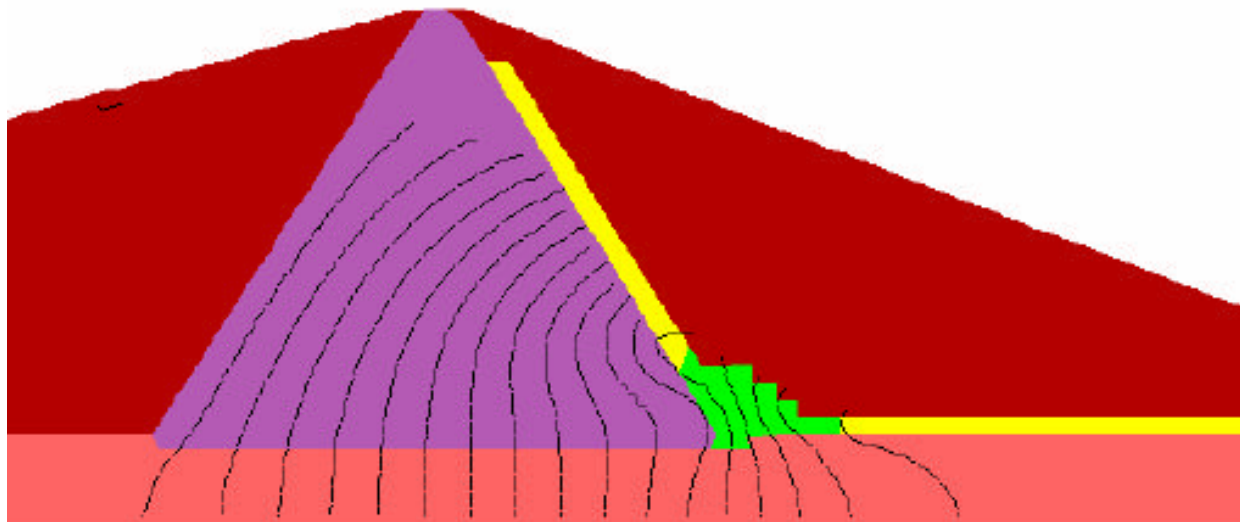


圖 5.36d 濾層堵塞後之水頭分佈

#### 5.2.2.6. 基礎(隔幕灌漿失效)之影響

基礎淺層處往往較為破碎，若水密性不足，常需要藉由隔幕灌漿(截水

牆)來降低基礎滲透性(即提高基礎水密性)當基礎水密性不足,隔幕灌漿對於基礎滲流量影響甚鉅。一旦基礎水密性不良,而隔幕灌漿又因故失效,則可能出現滲漏相關之問題。本段所模擬之項目便是探討隔幕灌漿之效果,以及隔幕灌漿失效時的影響。模擬內容為模擬基礎隔幕灌漿(截水牆)發生斷裂,造成基礎阻水效果降低,基礎滲流量增加之情形。圖 5.37 為隔幕灌漿(截水牆)示意圖。模擬程序為在隔幕灌漿處,中央數個網格滲透係數提高,代表隔幕灌漿於此處斷裂,造成截水牆失效之情形。

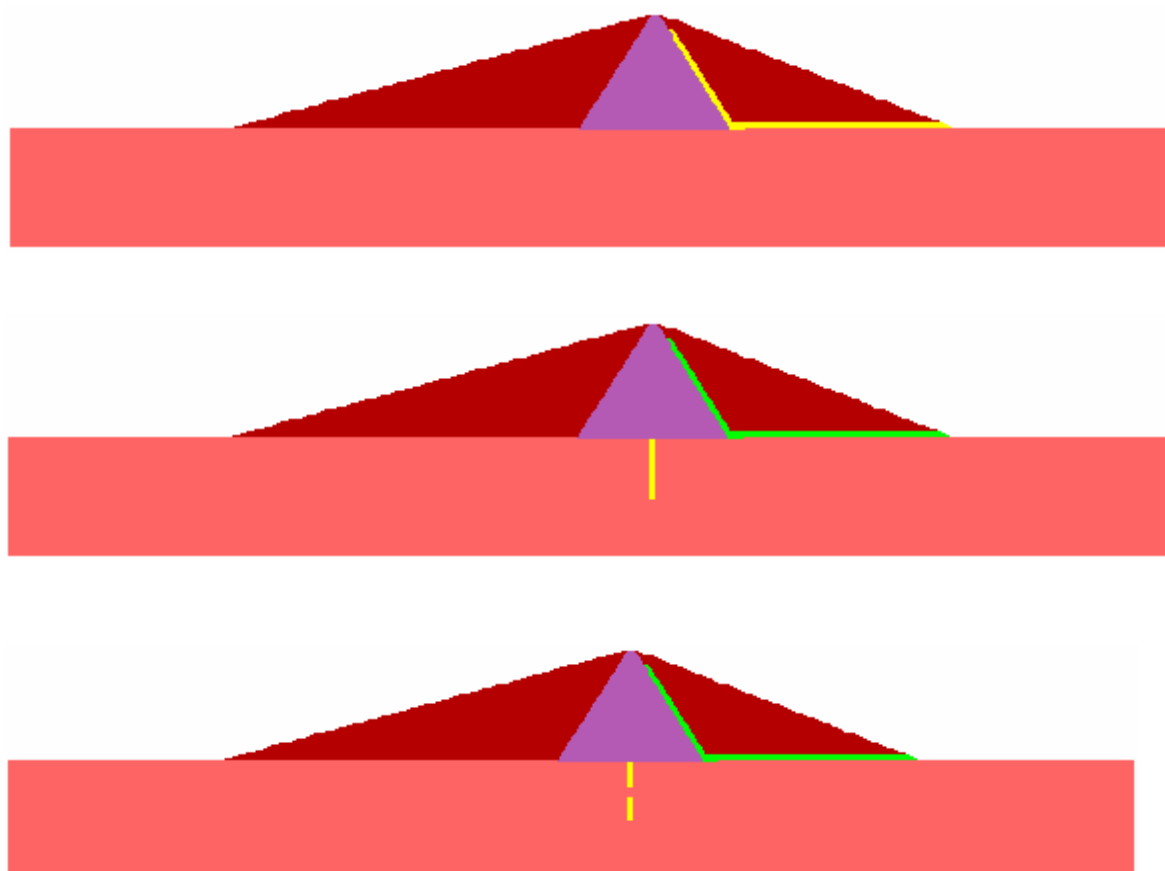


圖 5.37 隔幕灌漿(截水牆)示意圖:(a)無隔幕灌漿、(b)隔幕灌漿完好、(c)隔幕灌漿破裂

隔幕灌漿有效時會降低滲流量。其原因是當隔幕灌漿存在時,會使的滲流路徑的拉長,如圖 5.38 所示。當隔幕灌漿局部失效時,則原先必須繞過隔幕灌漿的滲流路徑,會直接通過裂縫流向下游,如圖 5.39 所示,一股相當密集流線集中穿過灌漿局部失效處,滲流路徑大幅地減少,隔幕灌漿

失去應有的效果，使得滲流量上升接近沒有隔幕灌漿時的情形。

圖 5.40 為隔幕灌漿有效時之孔隙水壓分佈圖，圖 5.41 為隔幕灌漿失效時之孔隙水壓分佈圖。比較此二孔隙水壓分佈圖，可看出孔隙水壓在接近隔幕灌漿局部破裂附近，一旦隔幕灌漿失效（破裂）時孔隙水壓有明顯變化，當隔幕灌漿有效時於隔幕灌漿上、下游兩側之孔隙水壓會有非常大的落差；相反的，當隔幕灌漿失效時於隔幕灌漿上、下游兩側之孔隙水壓相當地連續，變化不大。若附近有水壓計一定可測出其明顯改變，而發現其問題。圖 5.42 隔幕灌漿有效時之水力坡降分佈圖，圖 5.43 隔幕灌漿失效時之水力坡降分佈圖。兩者差異十分明顯。

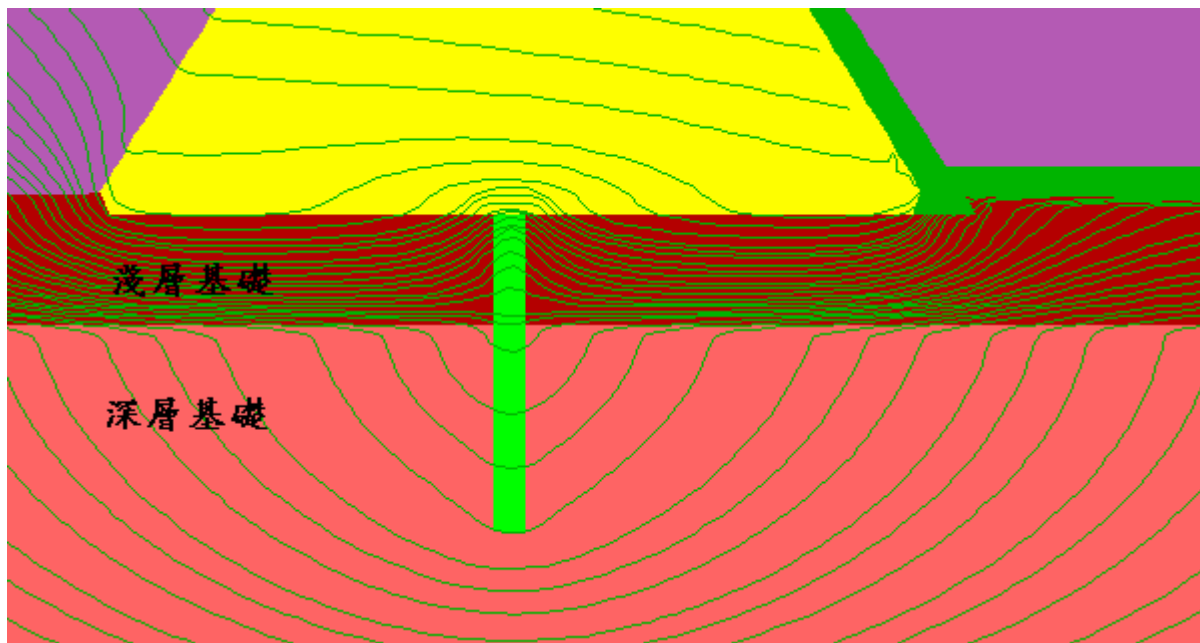


圖 5.38 隔幕灌漿成效良好時之流線圖

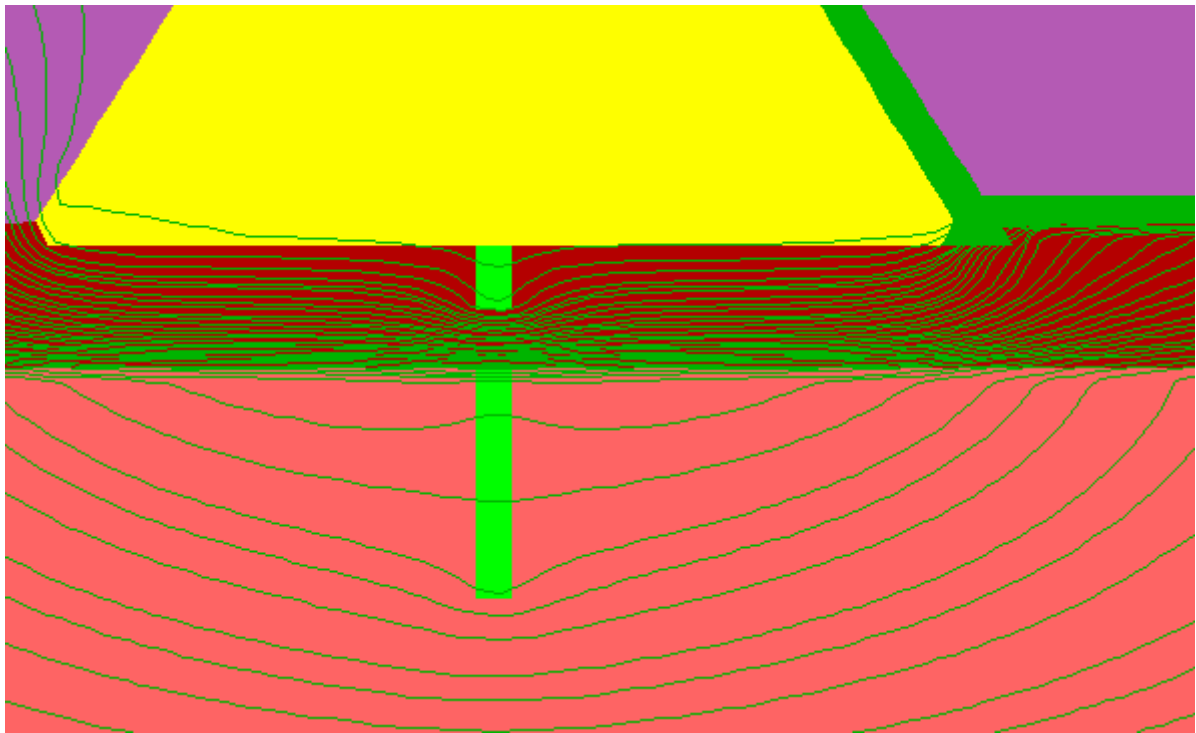


圖 5.39 隔幕灌漿失效時之流線圖

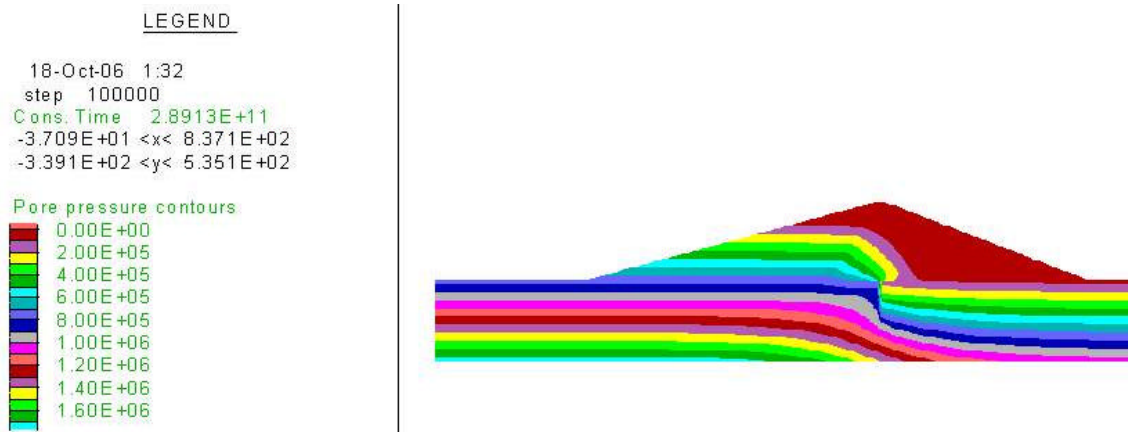


圖 5.40 隔幕灌漿有效時之孔隙水壓分佈圖

LEGEND

18-Oct-06 2:01  
 step 100000  
 Cons. Time 2.8912E+11  
 -3.709E+01 <x< 8.371E+02  
 -3.391E+02 <y< 5.351E+02

Pore pressure contours

0.00E+00
2.00E+05
4.00E+05
6.00E+05
8.00E+05
1.00E+06
1.20E+06
1.40E+06
1.60E+06

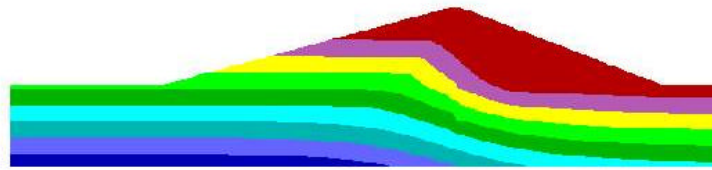


圖 5.41 隔幕灌漿失效時之孔隙水壓分佈圖

LEGEND

18-Oct-06 1:32  
 step 100000  
 Cons. Time 2.8913E+11  
 2.497E+02 <x< 6.433E+02  
 -9.478E+01 <y< 2.988E+02

EX\_7 Contours

0.00E+00
5.20E+00
1.04E+01
1.56E+01
2.08E+01
2.60E+01
3.12E+01
3.64E+01
4.16E+01
4.68E+01

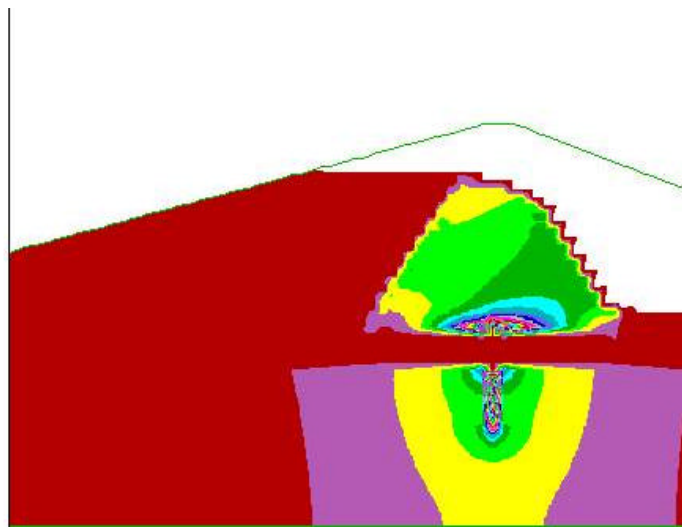


圖 5.42 隔幕灌漿有效時之水力坡降分佈圖

LEGEND

18-Oct-06 2:01  
 step 100000  
 Cons. Time 2.8912E+11  
 2.497E+02 <x< 6.433E+02  
 -9.478E+01 <y< 2.988E+02

EX\_7 Contours

0.00E+00
5.20E+00
1.04E+01
1.56E+01
2.08E+01
2.60E+01
3.12E+01
3.64E+01
4.16E+01
4.68E+01

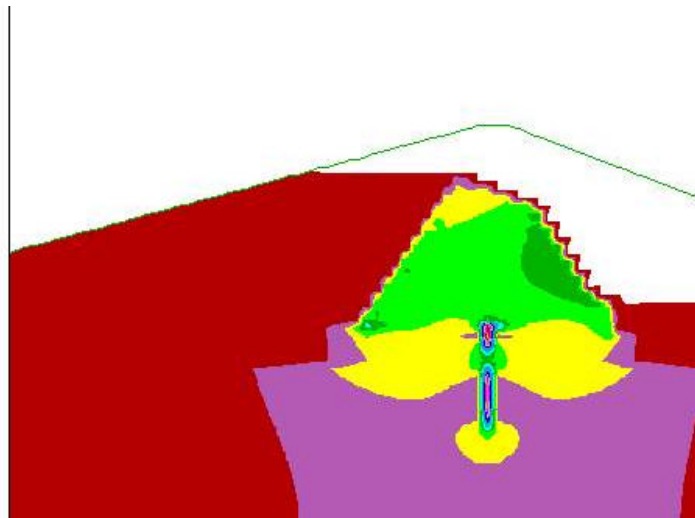


圖 5.43 隔幕灌漿失效時之水力坡降分佈圖



### 5.2.3. 新山壩滲流分析

繼以新山水庫加高後之壩體為例，探討典型極不對稱型土石壩體可能出現之特殊滲漏相關問題，探討之重點有三：一在因為壩心極不對稱與濾層曲折的可能影響、二在探討曾經過加高的土石壩於新舊心層交界面上若有水密性較差的情況將有何影響、三在探討當曲折的濾層一旦發生阻塞將有何影響。

新山水庫由於形狀較為特殊，因此在網格佈置方面需要較多的節點來模擬，共計採用 280×45 個節點，並將壩體分為殼層、不透水心層、雜項填方及濾層等區域，如圖 5.44 所示。依原壩體之設計參數採用參數如下：心層  $k_v = 1.04 \times 10^{-7}$  m/sec,  $k_h = 4.16 \times 10^{-6}$  m/sec；殼層  $k_v = 1.90 \times 10^{-6}$  m/sec,  $k_h = 7.60 \times 10^{-5}$  m/sec；雜項填方  $k_v = 1.50 \times 10^{-5}$  m/sec,  $k_h = 6.00 \times 10^{-5}$  m/sec；濾層  $k = 3.6 \times 10^{-4}$  m/sec。本研究所採用之壩體滲透係數，係根據新山水庫第二次安全評估計畫(2001)針對滲流進行數值模擬所用之參數設定，如表 5.11 所示。值得注意的是該批參數中心層與殼層水平滲透係數皆高達垂直滲透係數的 40 倍。

表 5.11 新山水庫壩體材料之滲透係數

材料分區	滲透係數 (cm/sec)
心層	$k_v = 1.04 \times 10^{-7}$ $k_h = 4.16 \times 10^{-6}$
殼層	$k_v = 1.90 \times 10^{-6}$ $k_h = 7.60 \times 10^{-5}$
濾層	$k = 3.6 \times 10^{-4}$
雜項填方	$k_v = 1.50 \times 10^{-5}$ $k_h = 6.00 \times 10^{-5}$
基礎	$k = 1 \times 10^{-5}$

首先將改變蓄水庫內水位高低，模擬水位高程為 71 m (水庫加高前設計

之滿水位)、82 m、86 m (加高後滿水位)等三個水位下滲流相關結果。加高前壩頂高程為 EL 75m。

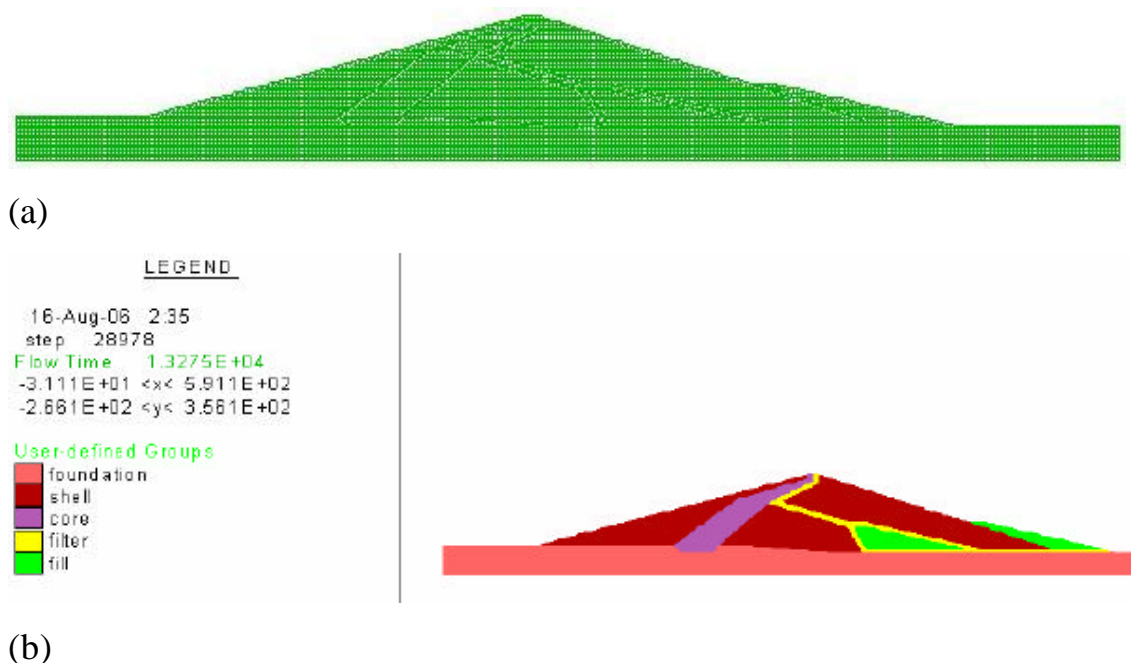


圖 5.44 新山水庫之 (a) 網格 與 (b) 分區

先就沒有其他條件影響之下，模擬水庫正常運作時，蓄水庫內水位變化對滲流量之影響。根據目前新山水庫運轉的情形，在壩體下游表面上有滲水之現象，藉由數值模擬作為水庫滲漏現象之探討。模擬程序為改變蓄水庫內水位高低，模擬水位高程為 71 m (水庫加高前設計之滿水位)、82 m、86 m (加高後滿水位)等三個水位。加高前壩頂高程為 EL 75m。圖 5.45 為新山壩水位高低變化對計算滲流量的影響。

根據設定參數，經過數值模擬所得之結果如圖 5.46(孔隙水壓分佈)、圖 5.47(總水頭)、圖 5.48(飽和度)；在理想條件之下，上游殼層內幾乎沒有水頭損失，不透水心層保持良好的阻水功能，並且消耗大量的水頭；濾層則快速將滲流水排出壩體之外，使浸潤線維持在濾層以下。

在理想條件之下，上游殼層內幾乎沒有水頭損失，不透水心層保持良好的阻水功能，並且消耗大量的水頭；濾層則快速將滲流水排出壩體之外，

使浸潤線維持在濾層以下。當水位高過加高加高前壩頂高度後，在新心層之下方產生之濕潤區；此濕潤區產生之原因可能由於新山水庫特殊之壩型分佈令心層具有曲折的幾何形狀而來，研判為穿過心層轉折點上方濾層的滲出水因為重力效應往下滲而進入殼層而造成，因此水庫下游坡面上可能出現濕斑或滲出水等現象。此模擬結果與最近在現場所完成之地電阻檢測所得之地電阻剖面所發現之濕潤帶相當一致，因可合理解釋此濕潤帶中滲流水的來源。當水位逐漸提高(75m ? 82m ? 86m)，此濕潤區會逐漸擴大。

特別值得注意的是當水位達到 86m 時，浸潤線將局部出現於下游殼層濾層上方(參見圖 5.48c)，但在到達壩下游壩面前就會再度流入水平濾層。研判下游殼層所以局部會出現浸潤線的原因，乃因為下游殼層水平滲透係數與濾層係數其實乃非常接近，推斷濾層傾斜段末端中之滲流一定會有相當多水平流入下游殼層的流量，因而造成浸潤線的抬高，所幸此一小部分之滲流在穿出壩面前，及時再度流回濾層，否則對壩體下游穩定性必有十分不利影響。若濾層之滲透係數顯著高於下游殼層水平滲透係數(譬如當心層與殼層水平滲透係數為垂直滲透係數的 4 倍而非 40 倍時)，此種情形即可能不至於發生。

表 5.12 新山水庫水位高低變化的影響

水位高 程 (m)	單位寬度滲流量 (cms/m)	比例
71	$3.09 \times 10^{-6}$	1.00
75	$3.29 \times 10^{-6}$	1.06
82	$3.56 \times 10^{-6}$	1.15
85	$3.69 \times 10^{-6}$	1.19

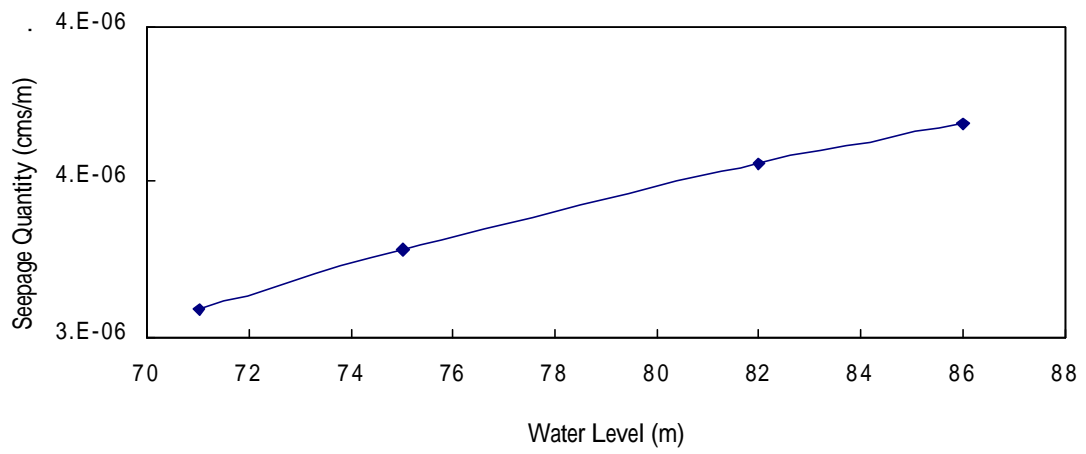


圖 5.45 新山水庫水位高低變化對計算滲流量的影響

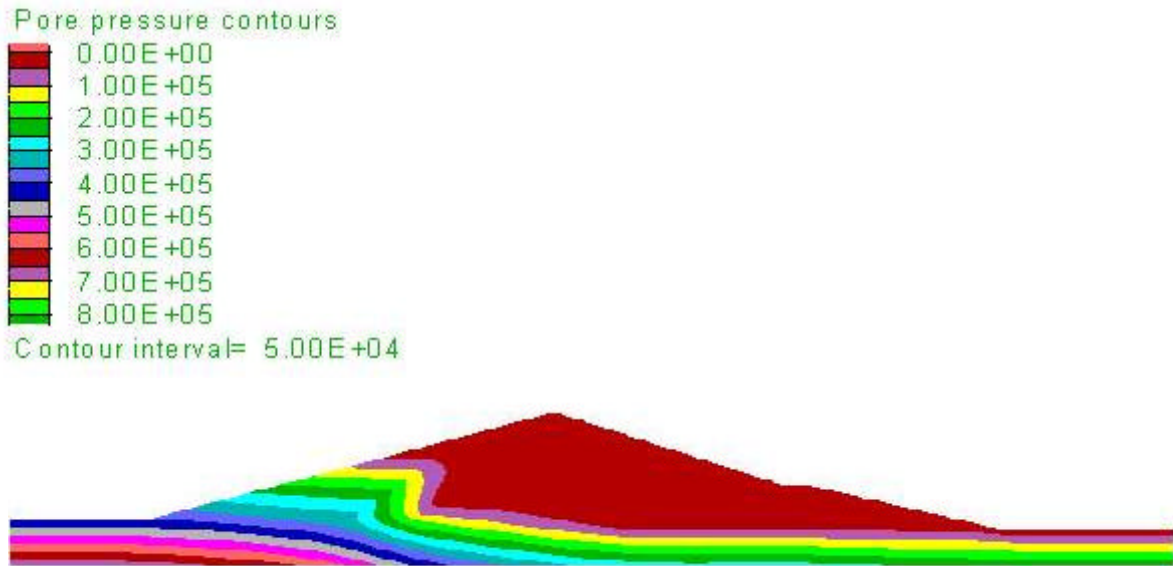


圖 5.46(a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時孔隙水壓分佈

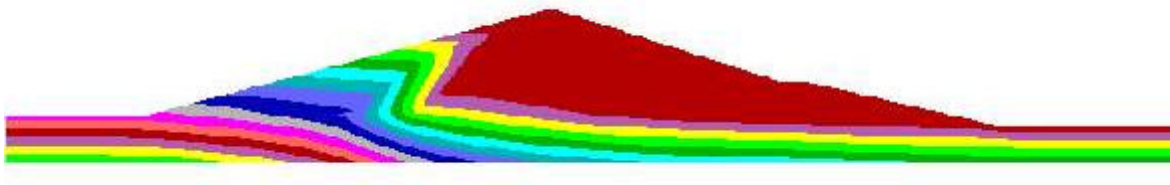


圖 5.46 (b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時孔隙水壓分佈

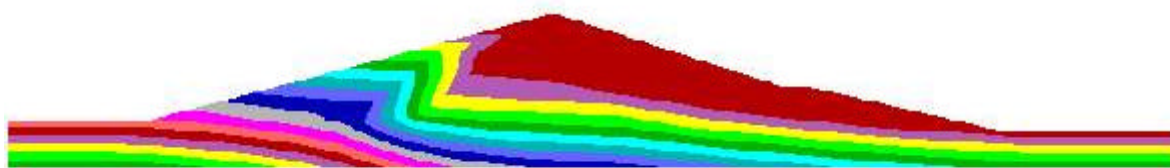
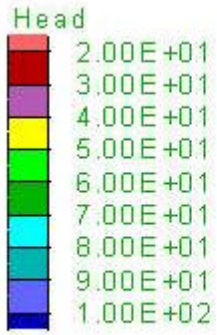


圖 5.46 (c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時孔隙水壓分佈



Contour interval= 1.00E+01

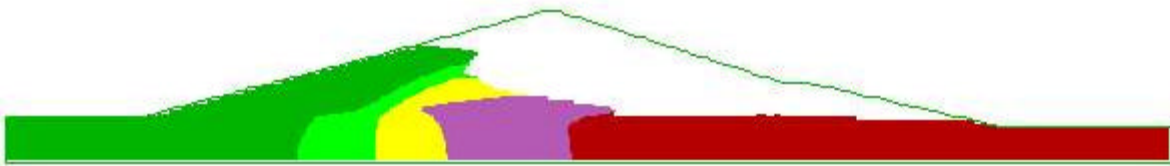


圖 5.47a 理想狀態下蓄水高程 71m 時總水頭分佈

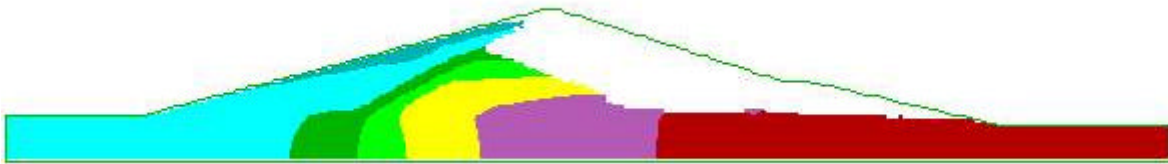


圖 5.47b 理想狀態下蓄水高程 82m 時總水頭分佈



圖 5.47c 理想狀態下蓄水高程 86m 時總水頭分佈

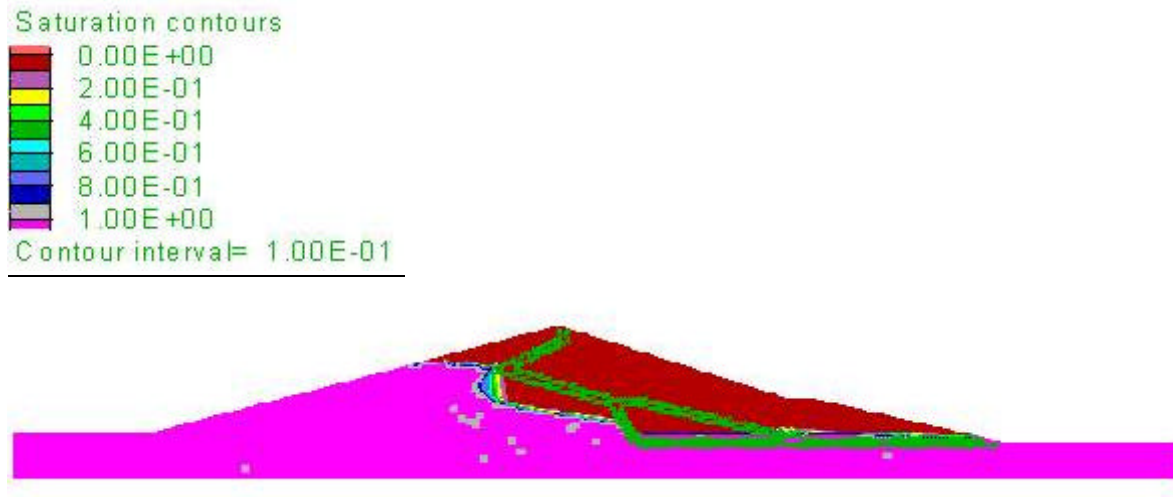


圖 5.48a 理想狀態下蓄水高程 71m 時飽和度分佈

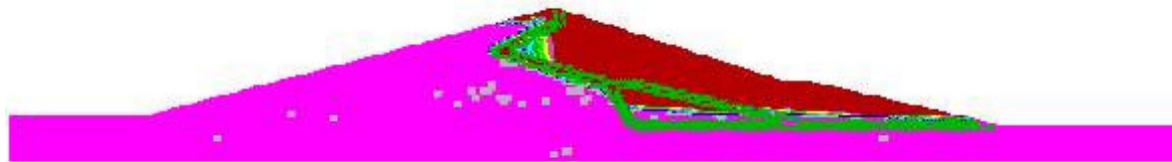


圖 5.48b 理想狀態下蓄水高程 82 m 時飽和度分佈

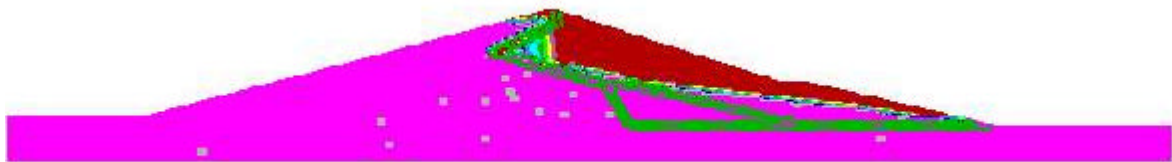


圖 5.48 c 理想狀態下蓄水高程 86 m 時飽和度分佈

### 5.2.3.1. 新舊心層交界面模擬

一般在大壩加高工程，在新舊心層交界面上處理皆會特別注意，為加高工程重點之一，新山水庫加高亦不例外。儘管如此，仍值得特別探討萬一假設新舊心層交界面上確實存有相對較高之滲透性時所會造成之影響。以下模擬即假設當新舊心層交界面上具有極高之透水性時，滲流如何經過

此交界面滲漏。模擬程序為改變新舊心層交界面上網格之滲透係數，以研判滲流量改變之情形。交界面厚度模擬為 1.5m，如圖 5.49 所示，庫水位假設在 82m。

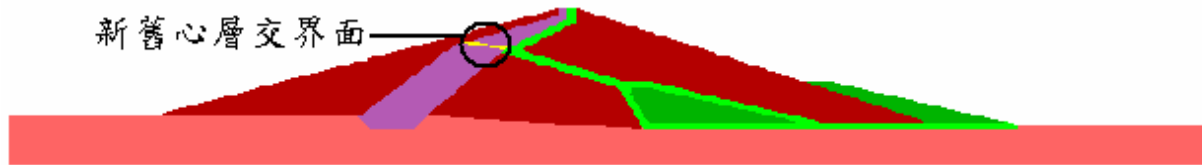


圖 5.49 模擬新山水庫新舊心層交界面位置

前小節圖 5.48b 結果顯示，當新舊心層交界面水密性良好時，下游浸潤面基本上都與濾層相切，完全未進入下游殼層。

模擬結果之流線局部放大圖如圖 5.50 所示，局部集中之滲流將經由新舊心層交界面通過，致使總滲流量提高。表 5.13 所示為新舊心層交界面滲透係數與滲流量之關係，滲流量會隨著交界面的滲透係數上升而有限增加，代表可能有較多的庫水會經由交界面流向下游，由分析結果可觀察心層滲透係數提高在 150 倍內，所增加之滲漏量不致於很嚴重。

若新舊心層交界面水密性極不足，在此假設  $k/k_0=50$ ，由於此例中假設的原心層與殼層水平向滲透係數皆遠大於垂直向滲透係數（40 倍），此時新舊心層交界面水平滲透性已相當接近濾層之滲透性，同時也大於殼層之水平滲透性。圖 5.51 為在此假設條件下之飽和度分佈，可觀察浸潤面將進入下游殼層。儘管滲流增加量並不多，然而由新舊心層交界面水密性不足條件下之模擬結果來看，當交界面上滲透係數上升時，下游殼層的浸潤線上升，代表會有部分庫水經由交界面流入下游殼層，形成不利條件。所幸在即將穿出壩面前，及時再度流入濾層，否則對壩體下游穩定性恐有較嚴重影響。圖 5.52 顯示當新舊心層交界面新舊心層交界面水密性極不足 ( $k/k_0=50$ ) 之孔隙水壓分佈，可觀察儘管浸潤線在局部下游殼層出現，但在下游坡面附近已無孔隙水壓。若下游殼層埋有下游殼層埋置足夠水位計，可助於確保水位面是否高過濾層，對安全評估將其幫助。



表 5.13 新舊心層交界面滲透係數與滲流量之關係

交界面滲透係數 (cm/s)	k/ko	單位寬度滲流量 (cms/m)	比例
$2.13 \times 10^{-6}$	1	$3.564 \times 10^{-6}$	1.00
$1.00 \times 10^{-5}$	5	$3.613 \times 10^{-6}$	1.11
$1.00 \times 10^{-4}$	50	$4.240 \times 10^{-6}$	1.31
$3.00 \times 10^{-4}$	150	$4.988 \times 10^{-6}$	1.54

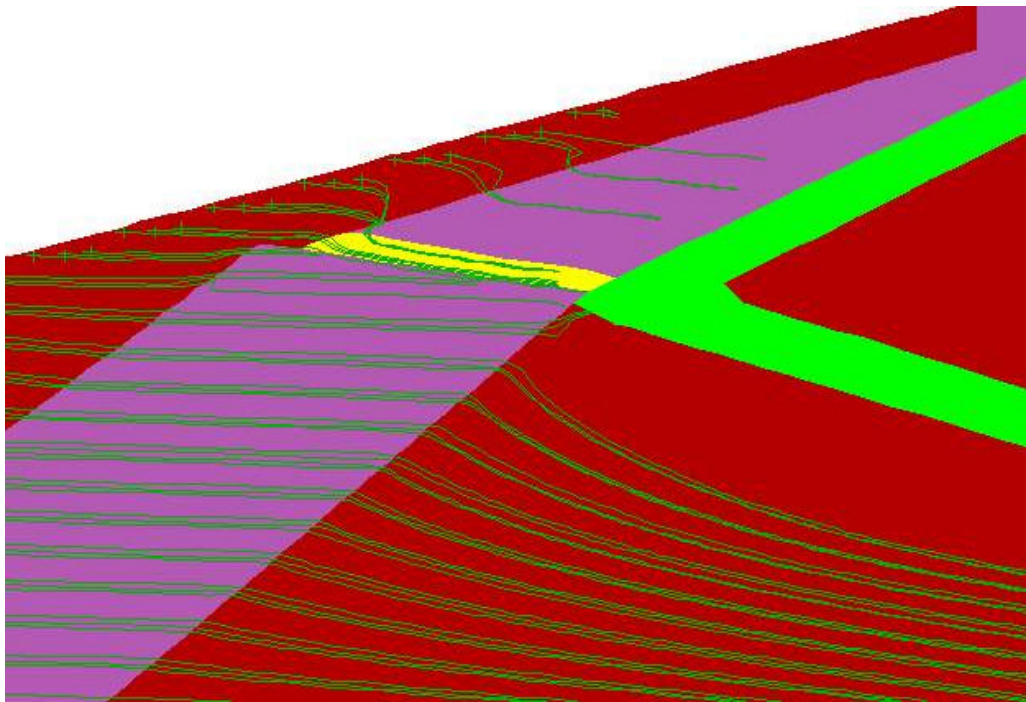


圖 5.50 新舊心層交界面水密性極不足時(k/ko=50)之流線圖

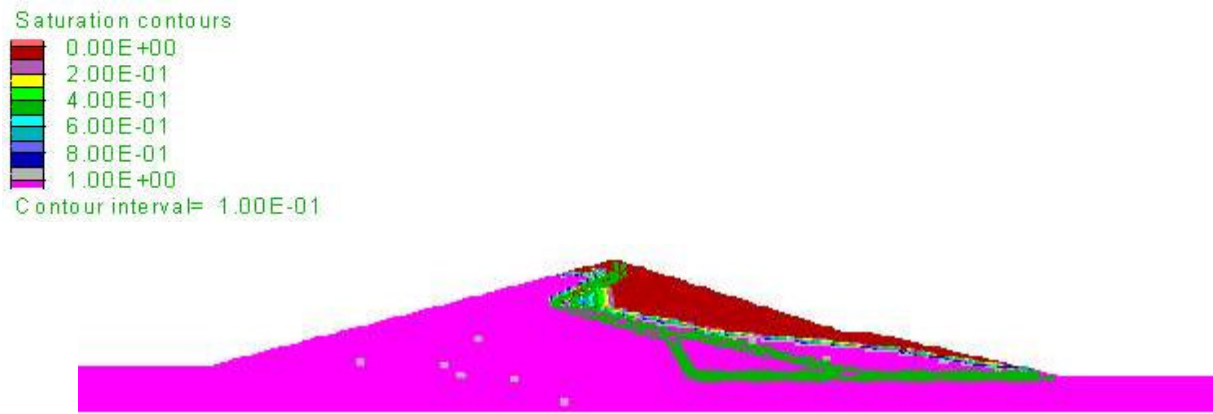


圖 5.51 新舊心層交界面水密性極不足時( $k/k_0=50$ )之滲流線

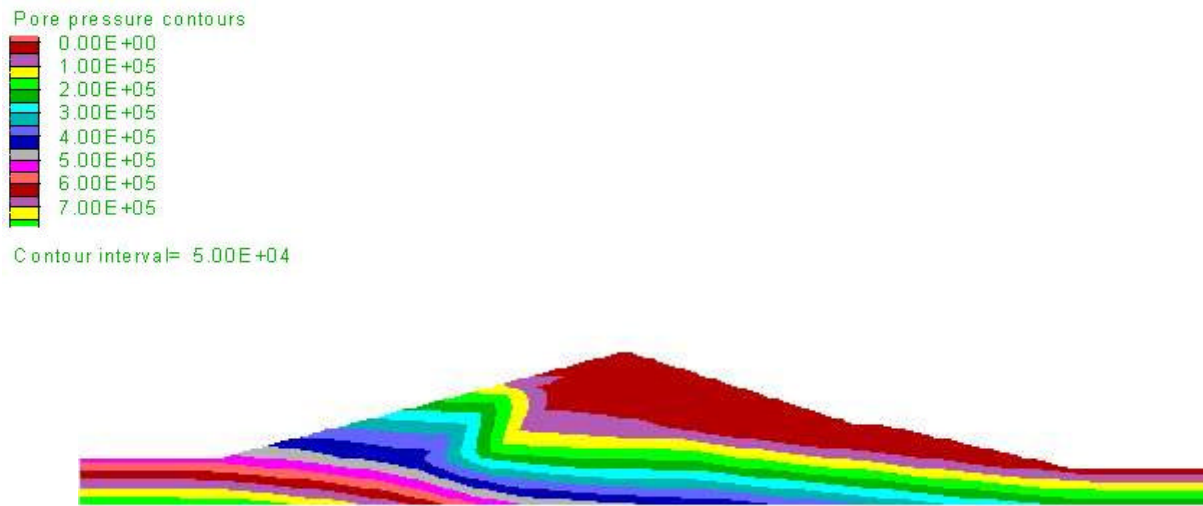


圖 5.52 新舊心層交界面水密性極不足時( $k/k_0=50$ )之孔隙水壓

### 5.2.3.2. 曲折濾層堵塞模擬

新山水庫濾層呈「 $\angle$ 」形，形式較為特殊，本段假設在濾層轉折處發生堵塞之情形，探討濾層堵塞對於新山水庫大壩之影響。模擬程序為降低濾層局部區域網格的滲透係數，藉以代表發生堵塞的情況。圖 5.53 為模擬之濾層堵塞位置。

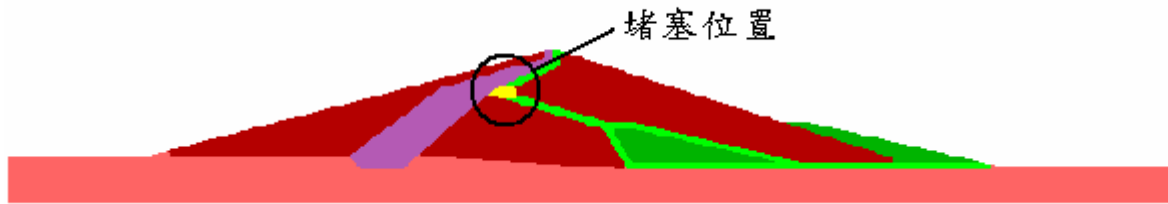


圖 5.53 濾層堵塞位置

濾層轉折處發生堵塞情況之模擬結果顯示當濾層堵塞後，由心牆滲出之滲流水呈現將會繞過此堵塞的區域，也因此這些滲出水會進入下游殼層，會造成下游殼層出現濕潤的現象。圖 5.54 為飽和度分佈圖，可觀察在濾層轉折處下游側，浸潤面將會由上方濾層穿出而進入到下游殼層，但隨後會再度進入其下方的濾層。

圖 5.55 為濾層堵塞後濾層附近流線分佈之情形，由此流線分佈觀察，大多繞過堵塞區域之滲流水，進入下游殼層後仍會回到下游濾層之中。

圖 5.56 為濾層堵塞後水頭分佈情形。由圖 5.54 可看出壩體內部並沒有水頭集中在局部區域的現象，下游殼層皆在浸潤面上方，因此不致於出現孔隙水壓升高的機會，但卻仍可能會有局部區域形成濕潤並且有水聚集的機會。若下游殼層埋有下游殼層埋置足夠水位計，能助於確保飽和水位面是否高過濾層，對安全評估有所幫助。

圖 5.57 為濾層堵塞後之水力坡降分佈圖，可觀察當濾層阻塞時，在濾層堵塞後濾層附近水力坡降有局部集中與提高之現象。

圖 5.58 為堵塞分別發生在「<」形濾層轉折段、轉折段上側、與轉折段上側時之飽和度分佈在濾層附近局部放大圖。比較三者，可清楚觀察只有在堵塞恰發生在「<」形濾層轉折段時（圖 5.58a），浸潤面會由上方濾層穿出而進入到下游殼層。當堵塞發生在「<」形濾層轉折段上側與轉折段上側時，「<」形濾層轉折段下游之殼層，雖有濕潤區出現，但因未達飽和，下游之浸潤面仍在下方濾層中，與濾層未堵塞情況相較仍大致相似。

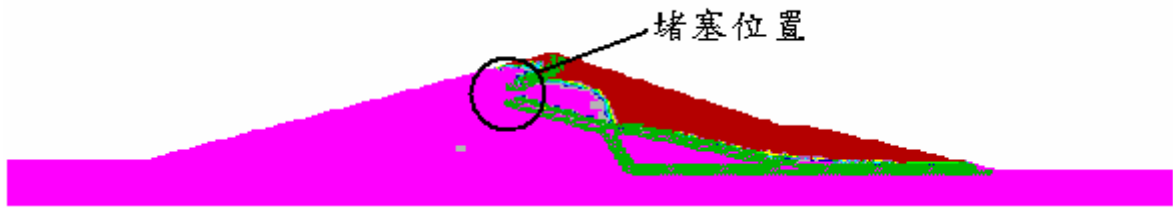


圖 5.54 濾層堵塞後水位面進入下游殼層之飽和度分佈

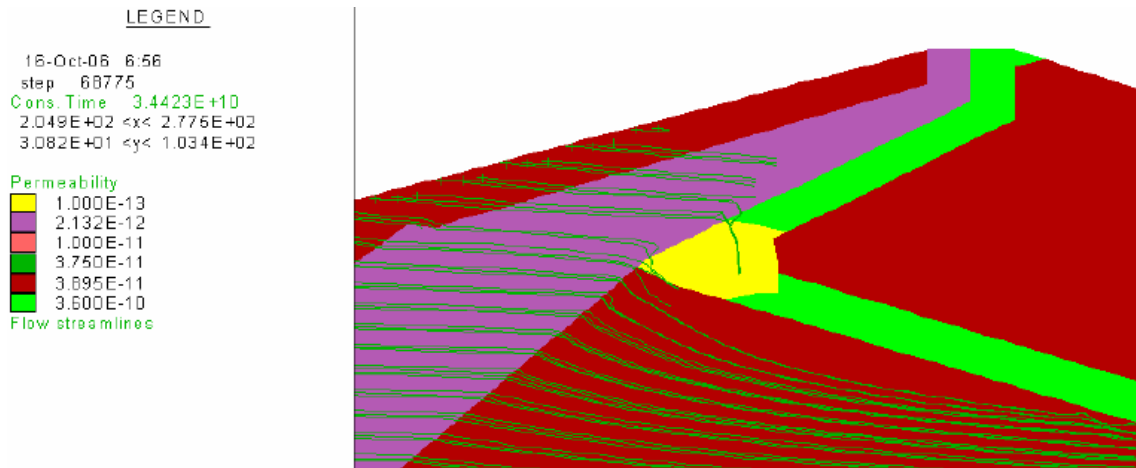


圖 5.55 濾層堵塞後濾層附近之流線分佈(局部放大)

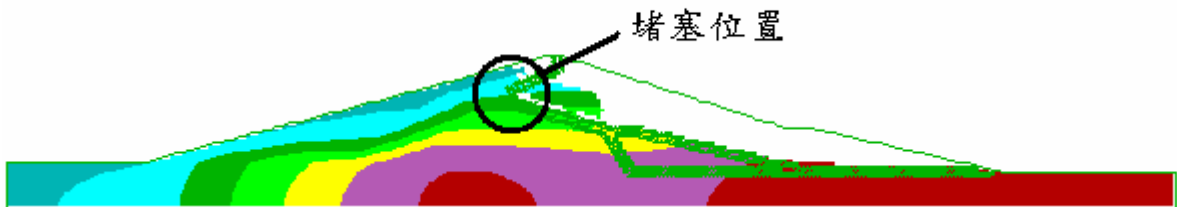


圖 5.56 濾層堵塞後之水頭分佈

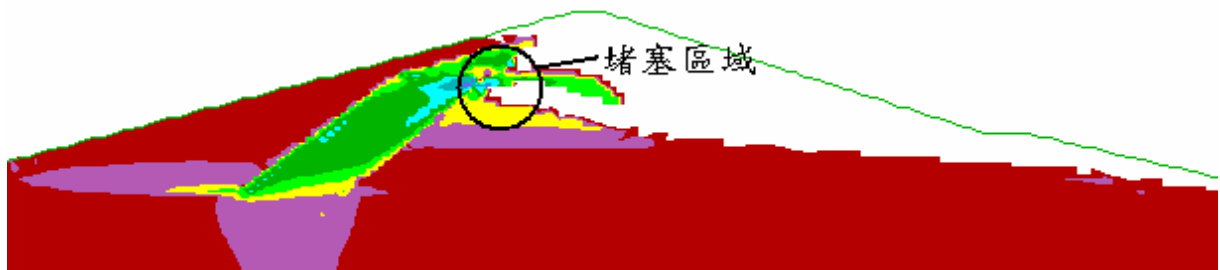


圖 5.57 濾層堵塞後之水力坡降分佈

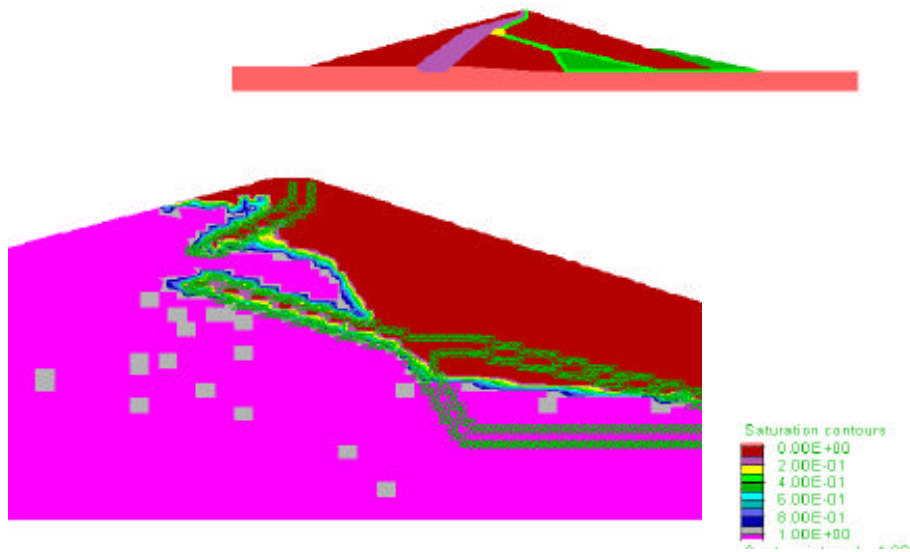


圖 5.58a 濾層堵塞恰在轉折段時之飽和度分佈(局部放大)

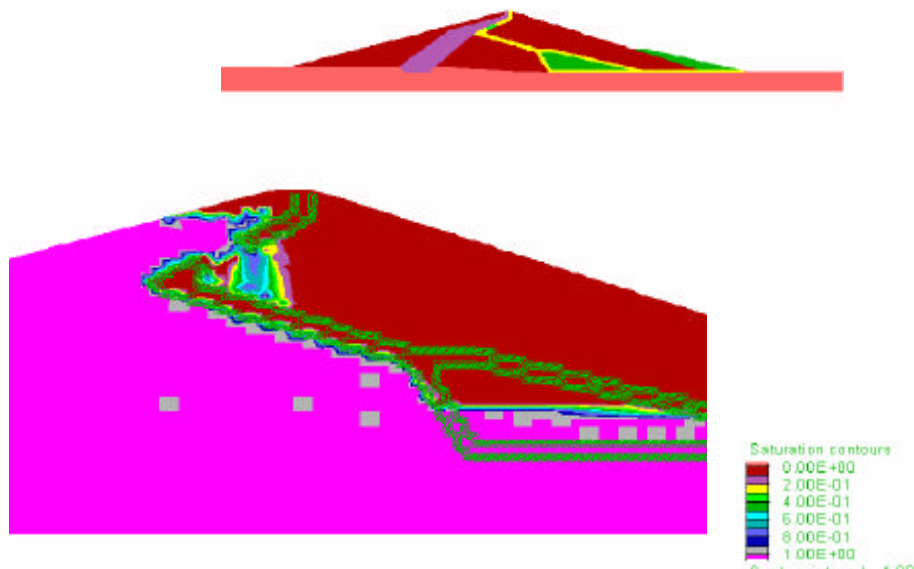
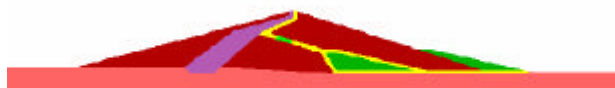


圖 5.58b 濾層堵塞在轉折段上側時之飽和度分佈(局部放大)



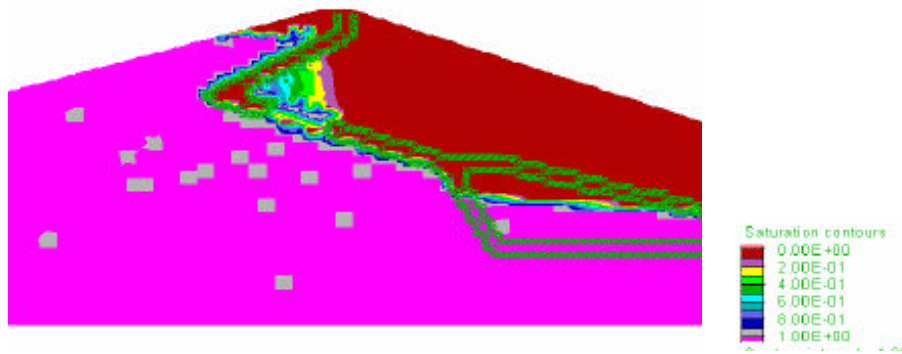


圖 5.58c 濾層堵塞在轉折段下側時之飽和度分佈(局部放大)

### 5.3. 混凝土拱壩結構受震之系統識別

由於數位記錄與電子科技之迅速發展，在建築結構上裝設感應器監測其動態反應已非難事。利用系統識別(System Identification)的技術可由量測到的結構反應推算結構的動力特性(頻率、阻尼比及振態)或其數學模式之結構參數(質量、阻尼及勁度矩陣)。結構的動態反應可由地震、環境擾動、強迫微動、強迫振動試驗等途徑得到。惟環境擾動極可能因雜訊之污染而影響識別結果。此外，土木結構多龐大而笨重(如大壩結構)，要完成有效之強迫振動試驗並不容易，且有可能造成受損結構之二度傷害。其實地震發生的過程已提供吾人最佳之結構動力試驗，若能由蒐集到之監測訊號進行識別，其結果將最為直接、真實，且毋須於事後進行額外之試驗，可減少人力、資源的浪費。

本研究將採用推測-適應過濾法進行大壩結構之系統識別分析。推測-適應過濾法屬於時域分析法，係根據適應過濾(Adaptive filtering)與預測近似(Stochastic approximation)的觀念推導而來。它整合了非參數識別與參數識別的內涵，先於時間域中建立系統之輸入與輸出間的時序性關係(ARX, ARMA,...等)，由預測誤差之遞迴最小平方準則求出每一瞬間之最佳系統參數，從而求出結構振頻、模態阻尼比等結構動力特性。系統之模式可以由最簡單的單一輸入-單一輸出(SISO)延伸至單一輸入-多重輸出(SIMO)，甚至多重輸入-多重輸出(MIMO)的形式。其主要之優點為：(1)毋須建立預期之

結構參數式模型；(2)只須處理少量的資料(對線性結構而言收斂速率極快)；(3)可識別出時變性系統。

過去水庫管理單位對於強震儀所記錄之加速度歷時訊號的應用有限，往往只讀取加速度歷時之峰值，以作為相關緊急應變措施之參考，惟對於壩體實際之振動行為則毫無所悉。此外，安裝於大壩之強震儀數量不夠密集亦提高吾人對於壩體動態特性判讀之困難度。本研究擬嘗試以 ARX 單一輸入(壩底)單一輸出(壩頂)或單一輸入多重輸出模式識別混凝土壩於過去幾年地震發生時之主要振動頻率(或阻尼比)，俾便瞭解壩體之動力特性是否有異常變化的情況及歷次地震分析結果之差異程度，以評估系統識別模式應用於壩體安全診斷之可行性。

本研究第一年將以 ARX 多重輸入(壩底)-多重輸出(壩頂)模式識別混凝土拱壩之主要振動頻率(或阻尼比)，同時確立 ARX 模型之階數及系統參數，可用來預測拱壩於某一地震加速度擾動下之動態反應。ARX 系統識別主要是建立輸入與輸出之數學模型，其中，輸入可視為地表擾動(即地震)加速度量測資料，而輸出則為壩體結構之動態反應加速度量測記錄，若壩體結構之強震儀數量夠多，即可採用多重輸入-多重輸出之識別模式，藉由豐富的動態反應記錄，可提高識別的精確性。離散時間系統的輸入-輸出模型可以線性差分方程表示如下：

$$y(k)+a_1 y(k-1)+\cdots+a_{n_a} y(k-n_a)=b_0 u(k)+b_1 u(k-1)+\cdots+b_{n_b} u(k-n_b)$$

其中， $y(\cdot)$ 代表系統之輸出(壩體之動態反應)， $a_i$ 's 為輸出訊號係數， $n_a$  為其維度； $u(\cdot)$ 代表系統之輸入(地表擾動)， $b_i$ 's 為輸入訊號係數， $n_b$  為其維度。

系統識別的過程即根據已知的地震記錄( $u$ )及壩體之動態反應記錄( $y$ )反求上述之系統參數  $a$  及  $b$ 。由於系統之動態特性(振動頻率與阻尼比)與系統參數  $a$  有關，因此吾人只要識別出系統參數便可得知壩體之振動頻率等動力特性參數。

本研究採用之試別方法為遞迴預測誤差法 (Recursive Prediction Error Method, RPEM), 即根據每一瞬所更新之記錄資料, 搜尋每一時刻之系統參數 a 及 b, 直到地震結束。於初始識別時系統參數之變異性較大, 惟隨著搜尋步幅的增加, 系統參數亦逐漸趨於收斂(定值), 如圖 5.59(a)所示。

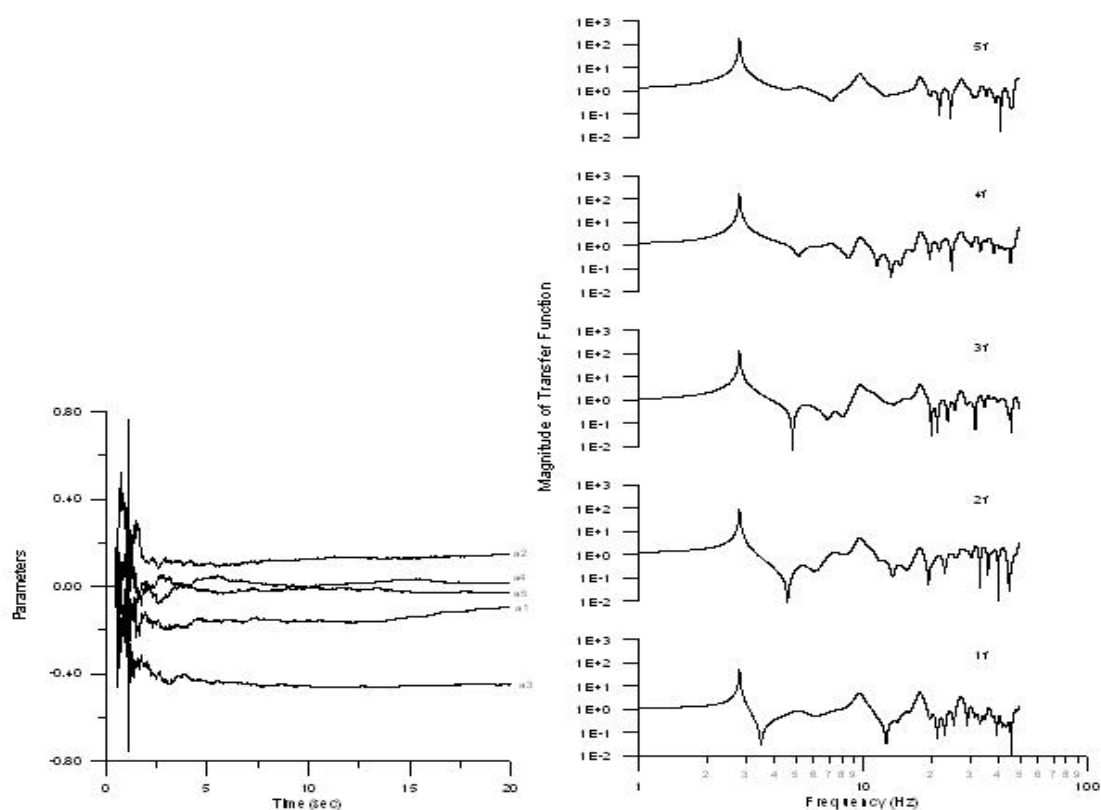


圖 5.59 (a) 系統參數歷時圖 (b)傳遞函數圖

此外, 若完成識別吾人亦可根據系統參數繪出傳遞函數圖(Transfer Function), 峰值所對應之頻率即為系統(壩體)之振頻率, 如圖 5.59(b)所示。

此外, 由於水庫尚有蓄水, 其蓄水高度亦會影響結構之振動頻率, 壩體尚須承受動水壓之作用, 其大致可區分為下列兩種:

- (1)地面振動而壩體作剛體運動時所產生之動水壓(壩之剛體動水壓);
- (2)地面不動而壩體本身振動所產生之動水壓(壩之變形動水壓)。

根據前人之研究顯示, 水庫不蓄水時之振動頻率較滿水時之振動頻率高, 且不蓄水時之振動頻率與蓄水高度為 60%滿水位以下之振動頻率差異不大。由於每次地震發生時之蓄水高度不一定相同, 因此本案分析時亦將蓄水高度列入參考因素之一(若有此相關記錄資料)。



本研究將根據上述之分析模型識別拱壩過去幾年地震發生時之振動頻率與阻尼比，俾便瞭解壩體之動力特性是否有異常變化的情況及歷次地震分析結果之差異程度，以評估系統識別模式應用於壩體安全診斷之可行性。本案擬進行識別分析之兩座拱壩分別為翡翠水庫(圖 5.60)及德基水庫(圖 5.61)，其結構基本資料如下所示：

### 翡翠水庫

壩 型： 雙向彎曲變厚度混凝土拱壩

壩頂標高： 172.5 公尺

最大壩身高度： 122.5 公尺

壩頂長度： 510 公尺

壩頂寬度： 7 公尺

壩體積： 710,000 立方公尺



圖 5.60 翡翠水庫

### 德基水庫

壩 型： 混凝土雙曲線薄型拱壩

壩頂標高： 1411 公尺

最大壩身高度： 180 公尺

壩頂長度： 290 公尺

壩頂寬度： 4.5 公尺

壩體積： 456,000 立方公尺



圖 5.61 德基水庫

今年度進行之工作項目如下：

1. 完成混凝土拱壩之常見之問題搜集(詳 5.1 節)；
2. 取得翡翠水庫及德基水庫之壩體設計資料及地震記錄資料；
3. 進行地震資料之訊號處理與頻譜分析(詳 5.3.2 及 5.3.3 節)；
4. 進行翡翠水庫壩體之系統識別分析(詳 5.3.4 節)；
5. 進行德基水庫壩體之系統識別分析；

本案已取得台灣電力公司大甲溪發電廠所提供之德基水庫拱壩之強震儀配置圖及地震資料檔案，惟該檔案格式非一般常用之文字資料檔(為擷取系統儲存之原始碼格式)，因此無法取得歷時資料並進一步進行系統識別分析。因此，本案建議管理單位嘗試將原始檔案轉成加速度歷時資料，或請設備廠商提供轉檔的協助(詳 5.3.5 節)。

6. 評估系統識別應用於拱壩損傷探測的可行性並建立分析程式；

翡翠水庫拱壩之系統識別分析結果與文獻所得之結果十分接近，顯示本案所建立之系統識別分析程式合理可行。此外，本案已完成建立多重輸入-單一輸出或多重輸入-多重輸出之分析程式。

本節將針對翡翠水庫(圖 5.62)強震儀之實測加速度資料進行系統識別分析，俾便了解拱壩結構之自然振動頻率等特性。大壩為一三心雙向彎曲變厚度拱壩(圖 5.63)，壩高為 122.5m，蓄水量為四億六百萬立方公尺，大壩中設置動態及靜態監測儀器，供水庫安全評核用。圖 5.64

為拱壩結構之立面圖、上視圖及側視圖，圖 5.65 則為強震儀之配置圖與強震儀照片，其規格型號及配置高層如表 5.14 所示。本案將利用拱壩基礎所設置之五組強震儀作為輸入訊號，壩體所設置之六組強震儀作為輸出，再利用多重輸入-多重輸入之識別模式識別拱壩結構之自然振動頻率，俾便瞭解壩體之動力特性是否有異常變化的情況及歷次地震分析結果之差異程度，以評估系統識別模式應用於壩體安全診斷之可行性。圖 5.66 為拱壩典型之變形模態(mode shape)示意圖，由圖可知，拱壩變形主要集中於徑向。



圖 5.62 翡翠水庫之地理位置

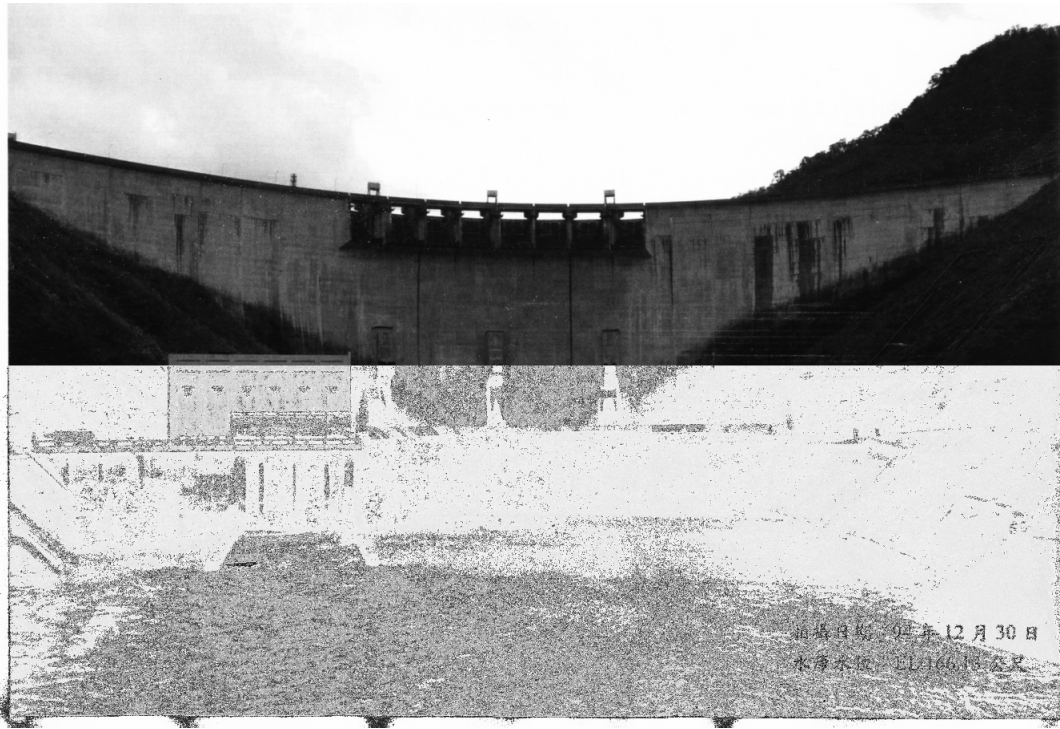


圖 5.63 翡翠水庫拱壩下游照片

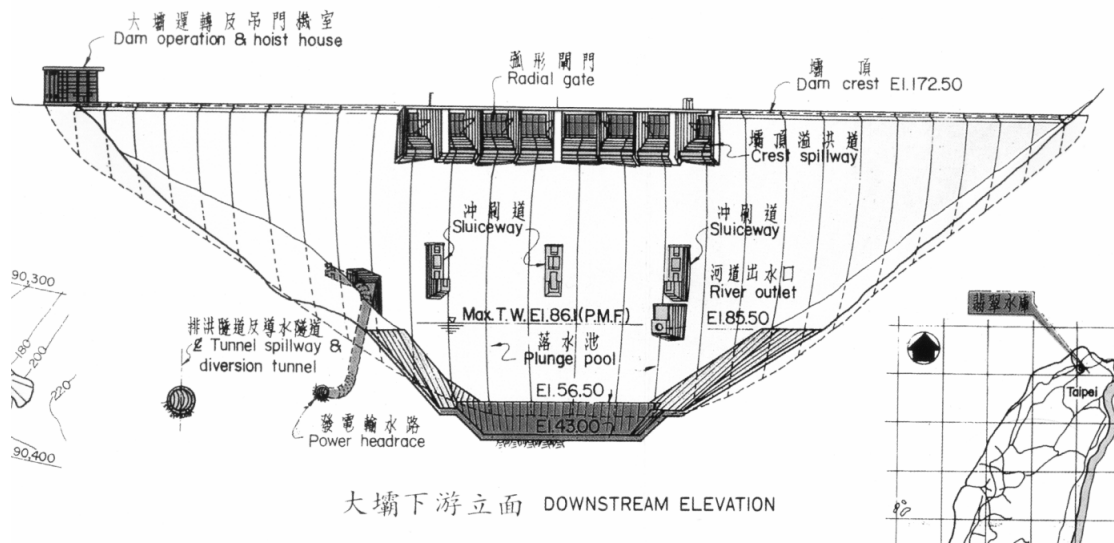


圖 5.64(a) 拱壩下游面之立面圖

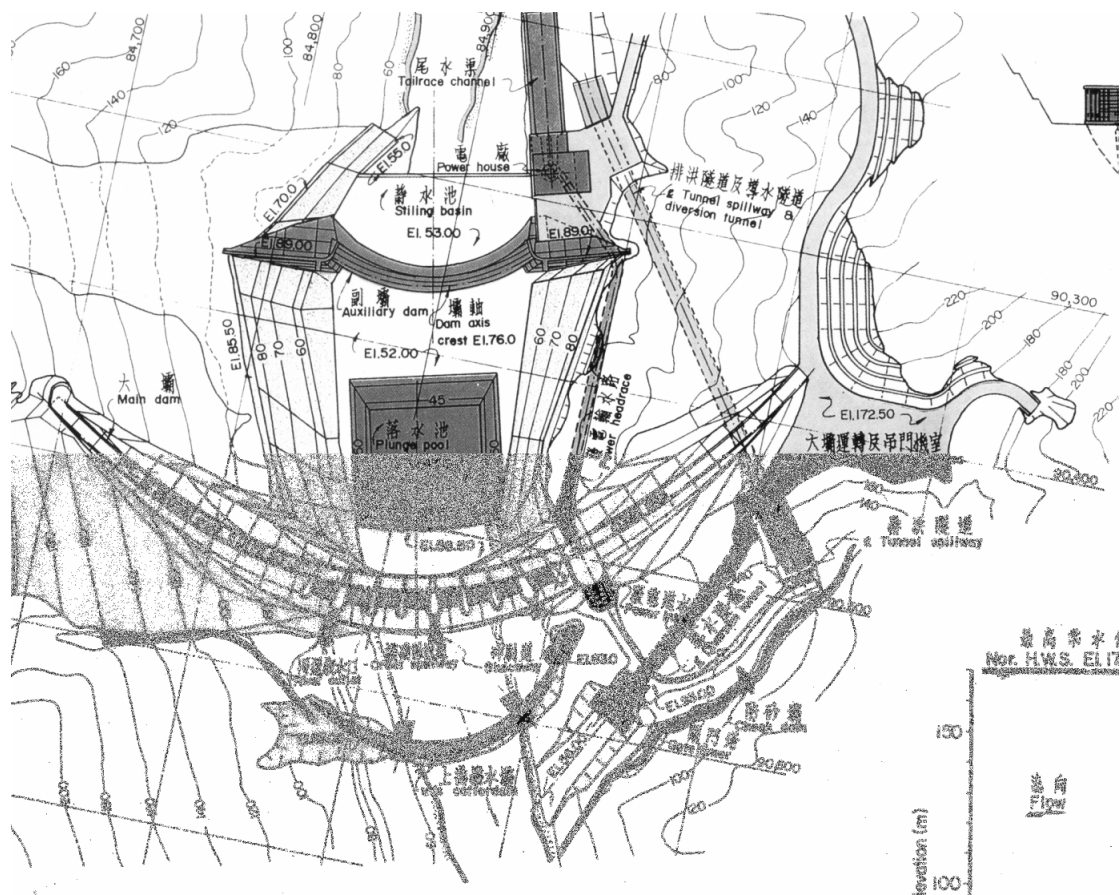


圖 5.64(b) 拱壩之上視圖

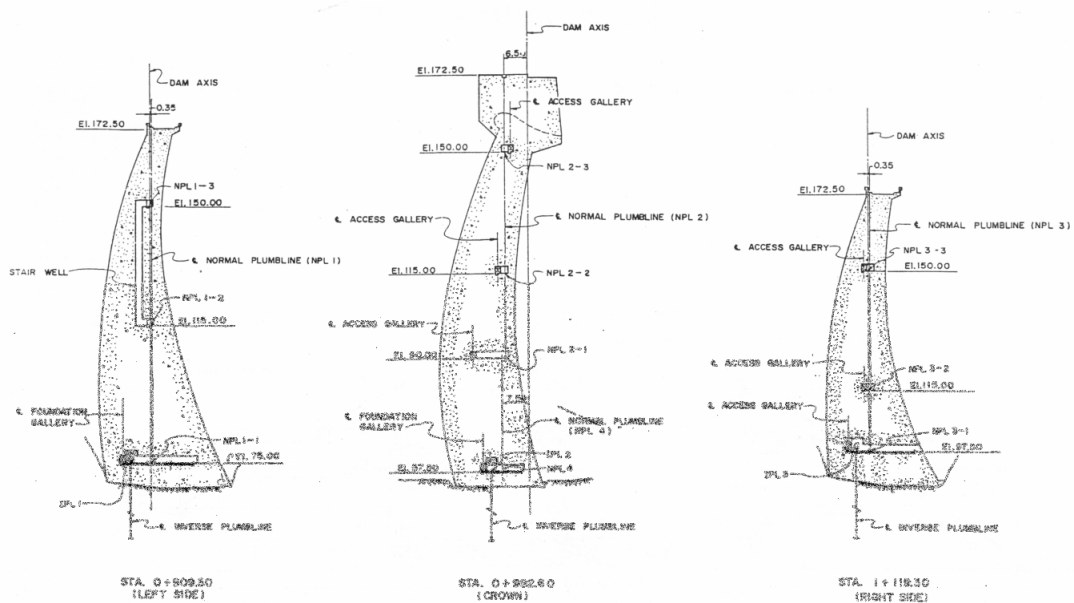


圖 5.64(c) 拱壩之側視圖

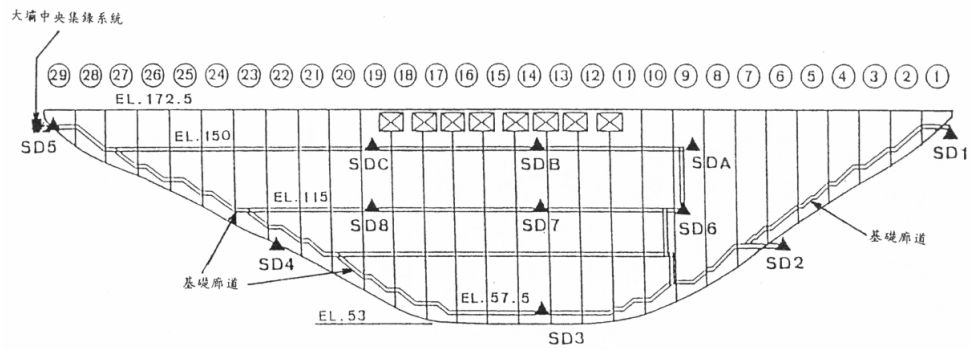


圖 5.65(a) 強震儀配示意圖置



圖 5.65(b) 強震儀及資料擷取系統

表 5.14 強震儀規格及設置高程

測站	感震器型號	量測範圍	設置高程
SD1	SV355T	$\pm 1g$	162.5
SD2	SV355T	$\pm 1g$	94.9
SD3	SV355T	$\pm 1g$	57.5
SD4	SV355T	$\pm 1g$	97.5
SD5	SV355T	$\pm 1g$	162.5
SD6	SV355T	$\pm 1g$	115
SD7	SV355T	$\pm 1g$	115
SD8	SV355T	$\pm 1g$	115
SDA	SV355T	$\pm 1g$	151
SDB	SV355T	$\pm 1g$	151
SDC	SV355T	$\pm 1g$	151

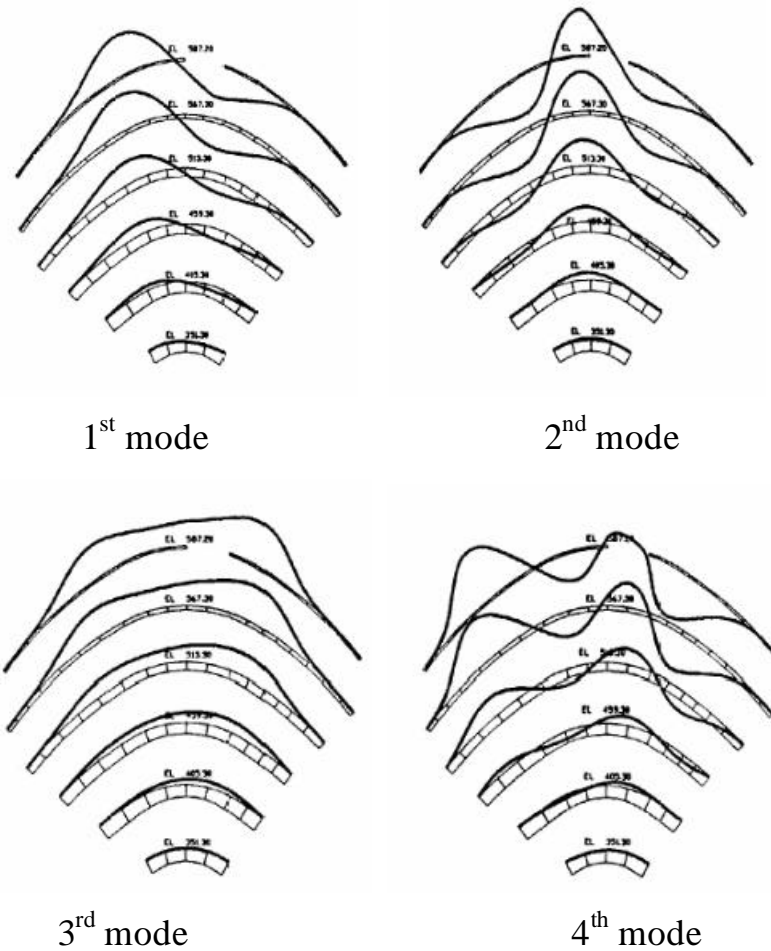


圖 5.66 拱壩典型之振動模態示意圖

### 5.3.1. 系統識別之理論介紹

線性動力系統之等效離散時間模式，以單一輸入與單一輸出(SISO)的情況為例，可以線性差分方程表示為：

$$y(k) + a_1 y(k-1) + \dots + a_{n_a} y(k-n_a) = b_0 u(k) + b_1 u(k-1) + \dots + b_{n_b} u(k-n_b) \quad (5.1)$$

其中， $y(\cdot)$  代表系統之輸出， $a_i$ 's 為輸出訊號係數， $n_a$  為其維度； $u(\cdot)$  代表系統之輸入， $b_i$ 's 為輸入訊號係數， $n_b$  為其維度。

應用後移運算子(backward shift operator)，則可將(5.1)式表示為

$$y(k) = \frac{B(q)}{A(q)} u(k) = H(q) u(k) \quad (5.2)$$

其中，

$$A(q) = 1 + a_1 q^{-1} + \dots + a_{n_a} q^{-n_a} \quad (5.3)$$

$$B(q) = b_0 + b_1 q^{-1} + \dots + b_{n_b} q^{-n_b} \quad (5.4)$$

若對式 (5.2) 取  $z$  轉換，得

$$y(z) = H(z) u(z) \quad (5.5)$$

$$\text{其中，頻率響應函數 } H(z) = \frac{B(z)}{A(z)} \quad (5.6)$$

$y(z)$  與  $u(z)$  分別為  $y(k)$  與  $u(k)$  之  $z$ -轉換， $A(z)$ 、 $B(z)$  的定義類似於式(5.3)及式(5.4)，只是將  $q$  改為  $z$ 。頻率響應函數的分子多項式  $B(z)=0$  之根稱為其零點 (zeros)，而頻率響應函數的分母多項式  $A(z)=0$  之根稱為其極點 (poles)。系統的自然頻率與阻尼比僅與傳遞函數的極點有關，而零點則決定振態反應的大小。當  $n_a \leq n_b$  時，假設頻率響應函數  $H(z)$  的極點無重根且均為共軛複數根，根據部份分式展開可將式(5.6)改成

$$H(z) = \sum_{j=1}^{n_o/2} H_j(z) \quad (5.7)$$

其中，

$$H_j(z) = \frac{2R(q_j) - 2R(q_j \bar{p}_j)z^{-1}}{1 - 2R(p_j)z^{-1} + |p_j|^2 z^{-2}} \quad (5.8)$$

$p_j$  為分母多項式  $A(z)=0$  的第  $j$  個複數根；

$$q_j = \lim_{z=p_j} (1 - p_j z^{-1}) H(z) = \frac{b_1 p_j^{-1} + \dots + b_{n_b} p_j^{-n_b}}{\prod_{k=1, k \neq j}^{n_a} (1 - p_k p_j^{-1})} \quad (5.9)$$

系統的自然頻率  $f_j$  及阻尼比  $\alpha_j$  可計算如下：

$$f_j = \frac{1}{2pT} \sqrt{(\ln r_j)^2 + \mathbf{f}_j^2} \quad (5.10)$$

$$\alpha_j = -\frac{\ln(r_j)}{\sqrt{(\ln r_j)^2 + \mathbf{f}_j^2}} \quad (5.11)$$

其中，

$$r_j^2 = p_j \bar{p}_j, \mathbf{f}_j = \tan^{-1} \left[ \frac{I(p_j)}{R(p_j)} \right] \quad (5.12)$$

$T$  為取樣週期。只要將式(5.1)中之係數  $a_j$ 's,  $b_j$ 's 識別出來，即可得知結構之自然頻率、阻尼比以及頻率響應函數。



### 5.3.1.1. 含噪音系統模型與預測誤差

式(5.1)所示為理想化之動力系統。實際量測之訊號中多少會有雜訊存在，因此我們可將系統模式修正為

$$A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (5.13)$$

其中， $e(k)$ 代表雜訊，通常假設其為零均值(zero mean)之白雜訊(white noise)。多項式 $C(q)$ 之定義為

$$C(q) = 1 + c_1q^{-1} + \dots + c_{n_c}q^{-n_c} \quad (5.14)$$

其中， $c_i$ 's 為雜訊系數， $n_c$ 為其維度。實際應用時，並不一定須要利用到每一多項式，可視情況予以簡化。例如

$$\text{ARX 模型： } A(q)y(k) = B(q)u(k) + e(k) \quad (5.15)$$

$$\text{ARMAX 模型： } A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (5.16)$$

$$\text{ARMA 模型： } A(q)y(k) = B(q)u(k) \quad (5.17)$$

根據式(5.13)，ARX 模型可進一步表示成

$$y(k) = \mathbf{y}^T(k)\mathbf{q} + e(k) \quad (5.18)$$

其中，

$$\mathbf{y}^T(k) = [-y(k-1) \dots -y(k-n_a), u(k) \dots u(k-n_b)] \quad (5.19)$$

$$\mathbf{q} = [a_1 \dots a_{n_a}, b_0 \dots b_{n_b}]^T \quad (5.20)$$

若為單一輸入多重輸出(SIMO)模式時，

$$\mathbf{y}^T(k) = \begin{bmatrix} \mathbf{y}_1(k) & \mathbf{u}(k) & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{0} \\ \mathbf{y}_2(k) & \mathbf{0} & \mathbf{u}(k) & \dots & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \mathbf{y}_m(k) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{u}(k) \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

其中，

$$\mathbf{y}_m = [-y_m(k-1) \dots -y_m(k-n_a)] \quad (5.22a)$$

$$\mathbf{u}(k) = [u(k) \dots u(k-n_b)] \quad (5.22b)$$

$$\mathbf{q} = [a_1 \dots a_{n_a}, b_{10} \dots b_{1n_b}, b_{20} \dots b_{2n_b}, \dots, b_{m0} \dots b_{mn_b}] \quad (5.22c)$$

對式(5.18)取期望值，並利用白雜訊之零均值性質，可得

$$\bar{\mathbf{y}}(k, \mathbf{q}) = \mathbf{y}^T(k) \mathbf{q} \quad (5.23)$$

輸出訊號期望值  $\bar{\mathbf{y}}(k, \mathbf{q})$  代表已知之系統參數  $\mathbf{q}$  下預測之輸出值。將其估測誤差定義為

$$\mathbf{e}(k, \mathbf{q}) = \mathbf{y}(k) - \bar{\mathbf{y}}(k, \mathbf{q}) \quad (5.24)$$

若識別出來之系統參數  $\mathbf{q}$  完全正確，則  $\mathbf{e}(k, \mathbf{q}) = \mathbf{e}(k)$ 。

### 5.3.1.2. 遞迴預測誤差法( Recursive Prediction Error Method )

今根據加權最小平方法之原理，定義系統之整體預測誤差為

$$V(k, \mathbf{q}) = \frac{1}{2} \gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k, s) \varepsilon^2(s, \mathbf{q}) \quad (5.25)$$

其中， $\beta(k, s)$  為加權因子， $\gamma(k)$  則為  $\beta(k, s)$  之正規化因子(normalization factor)，其定義為

$$\gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k, s) = 1 \quad (5.26)$$

若系統為非時變性時可令加權因子為 1，此時即相當於最小平方法。對於時變性系統而言，加權因子可以追蹤系統參數隨時間變化的特性，愈接近瞬時  $k$  的資料所給予的權重愈大。選擇指數視窗

$$\beta(k, s) = \lambda(k) \beta(k-1, s) \quad (5.27)$$

其中，

$$\beta(k, k) = 1 \quad (5.28)$$

$$\lambda(k) = \lambda_0 \lambda(k-1) + 1 - \lambda_0 \quad (5.29)$$

$\lambda$  稱為遺忘因子(forgetting factor)，通常採用  $\lambda_0 = 0.99$ ， $\lambda(0) = 0.95$ 。為避免識別結果因雜訊影響而隨時間改變，我們將極小化的標準以期望值表示為

$$E[V(k, \mathbf{q})] = 0 \quad (5.30)$$

或(5.30)可根據牛頓-瑞福森之迭代法，解出系統模型參數

$$q(k) = q(k-1) - \alpha_i [V^m [k, q(k-1)]]^{-1} V [k, q(k-1)] \quad (5.31)$$

上式中令  $a_i = 1$ ，並經運算整理後可得到遞迴形式解

$$q(k) = q(k-1) + L(k) [y(k) - y^T(k)q(k-1)] \quad (5.32)$$

其中，

$$L(k) = \frac{P(k-1)y(k)}{\lambda(k) + y^T(k)P(k-1)y(k)} \quad (5.33)$$

$$P(k) = \frac{P(k-1)}{\lambda(k) + y^T(k)P(k-1)y(k)} \quad (5.34)$$

通常選擇初始條件  $P(0) = 10^8 \sim 10^{10}$  以加速其收斂速度。

本案識別翡翠水庫拱壩之振動特性時採用多重輸入-多重輸出模式(輸入訊號數  $m$ 、輸出訊號數  $r$ )，因此(5.21)式可進一步改寫如下：

$$y^T(k) = \begin{bmatrix} y_1(k) & \mathbf{u}(k) & \cdots & 0 \\ y_2(k) & 0 & \mathbf{u}(k) & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ y_m(k) & 0 & 0 & \mathbf{u}(k) \end{bmatrix} \quad (5.35)$$

其中，

$$y_m = [-y_m(k-1) \cdots -y_m(k-n_a)] \quad (5.36a)$$

$$\mathbf{u}(k) = [u_1(k) \cdots u_1(k-n_b), u_2(k) \cdots u_2(k-n_b), \cdots, u_r(k) \cdots u_r(k-n_b)] \quad (5.36b)$$

$$q = [a_1 \cdots a_{n_a}, [b_{10} \cdots b_{1n_b}, b_{20} \cdots b_{2n_b}, \cdots, b_{r0} \cdots b_{rn_b}]_1, [b_{10} \cdots b_{1n_b}, b_{20} \cdots b_{2n_b}, \cdots, b_{r0} \cdots b_{rn_b}]_2 \cdots, [b_{10} \cdots b_{1n_b}, b_{20} \cdots b_{2n_b}, \cdots, b_{r0} \cdots b_{rn_b}]_r] \quad (5.36c)$$

利用(5.32)式至(5.34)式之遞迴預測誤差法即可求得未知數  $q$ ，進而求得拱壩之自然振動頻率((5.10)與(5.11)式)。

### 5.3.2. 時域分析

時域分析之目的主要是瞭解地震強度的大小並繪製其加速度振動反應歷時，俾清楚呈現強震儀所記錄之振動訊號，同時可檢視強震儀是否正常運作。本案選擇 921 地震時所記錄之振動訊號進行分析，編號為 199909201747。首先根據水庫管理單位所提供之強震儀加速度資料撰寫程式以粹取出各振動方向之訊號(壩體徑向-東西向設定為 X、壩體軸向-南北

向設定為 Y、垂直向設定為 Z)，隨後繪製各測站之三軸向加速度反應歷時圖，分別如圖 5.67 所示，各測站之加速度峰值整理如表 5.15 所示。由圖可知，各測站之三軸向訊號均有隨地震波動的趨勢，且其振幅大小合理，顯示 921 地震當時，強震儀及擷取系統之功能正常。此外，壩體振動反應以上、下游方向(Y 向)最大，壩基五組強震儀(SD1 至 SD5)之加速度峰值均小於 30gal (震度三級至四級)，而靠近壩體頂部中央位置之 Y 向加速度峰值則可達 136gal (SDB 測站)，振動反應放大達 6 倍以上，若壩體頂部有其它水工結構物或機械設備，應特別考量其耐震能力是否足夠。各測站加速度峰值於平面及立面之分佈曲線(變形模態)如圖 5.68 所示，振動量隨著壩高及靠近壩體中央區塊有增加的趨勢。

表 5.15 各測站之加速度峰值統計 (單位:gal)

測站	X	Y	Z
SD1	16.45	23.24	28.54
SD2	13.18	20.17	23.53
SD3	16.71	21.20	14.62
SD4	12.66	14.55	23.97
SD5	18.86	21.09	19.63
SD6	14.65	37.23	30.12
SD7	16.45	72.85	20.57
SD8	14.01	25.06	28.84
SDA	15.81	74.68	29.39
SDB	15.14	136.51	56.95
SDC	13.90	56.95	34.52

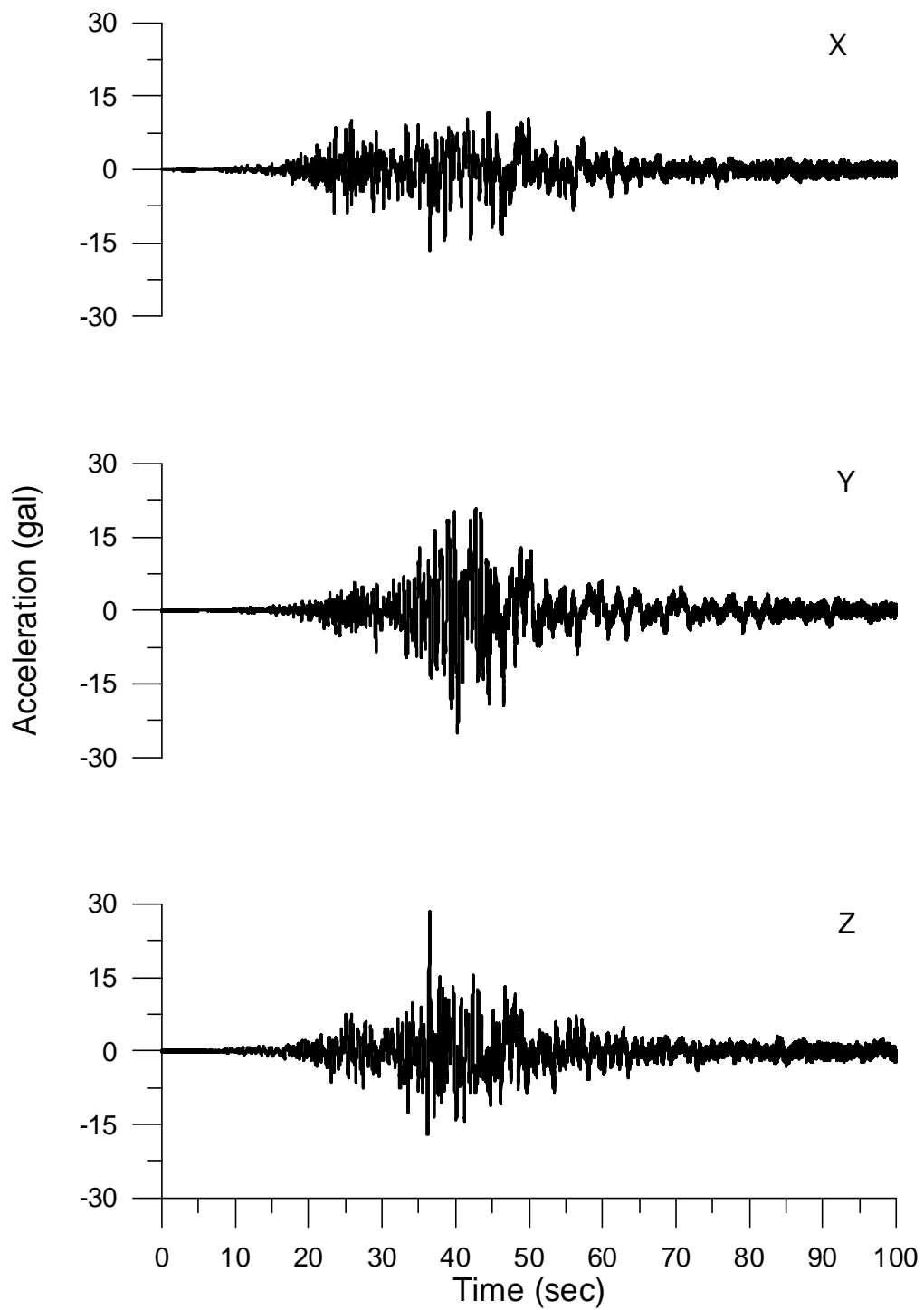


圖 5.67 (a) SD1 測站之三軸向加速度歷時

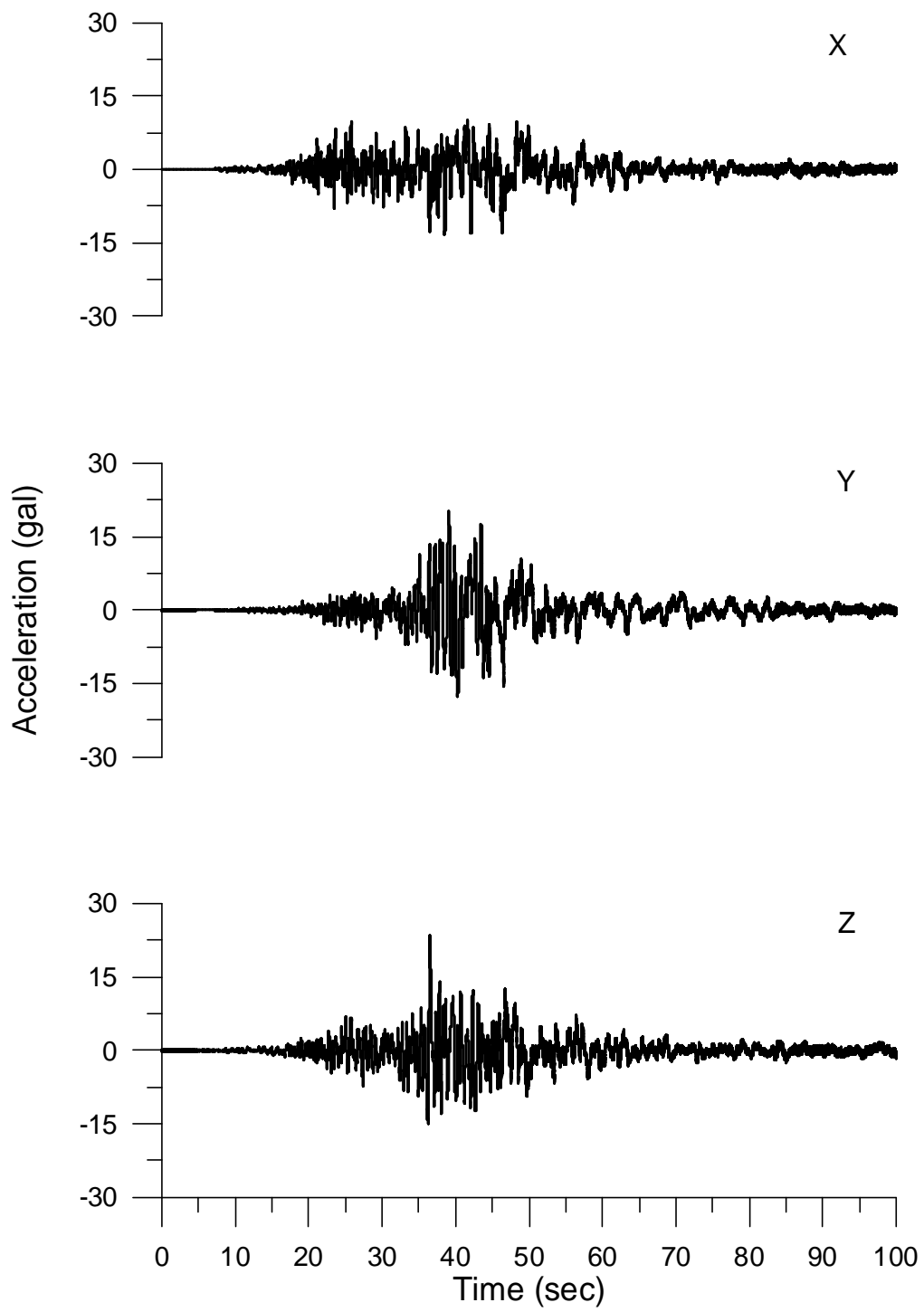


圖 5.67 (b) SD2 測站之三軸向加速度歷時

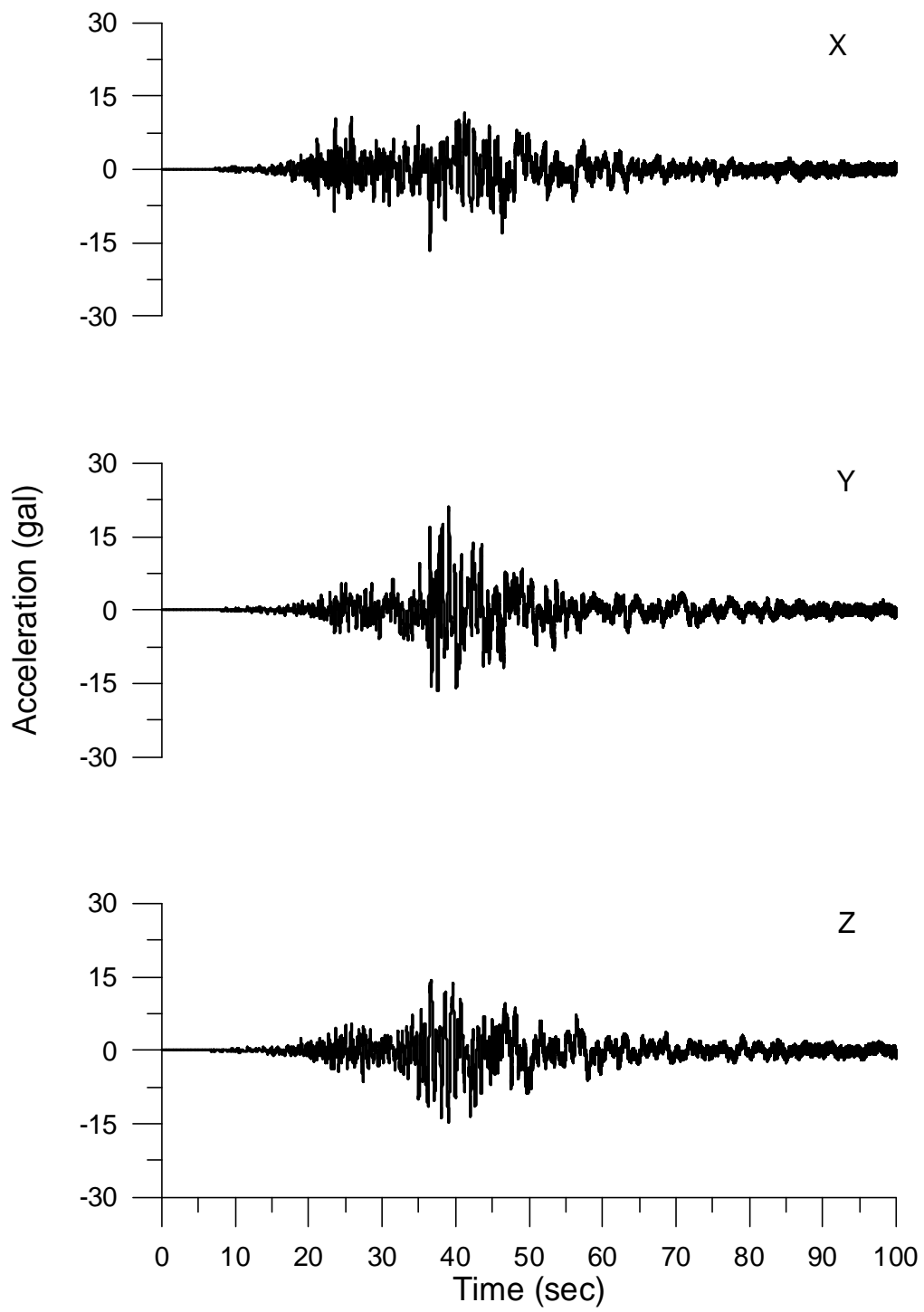


圖 5.67 (c) SD3 測站之三軸向加速度歷時

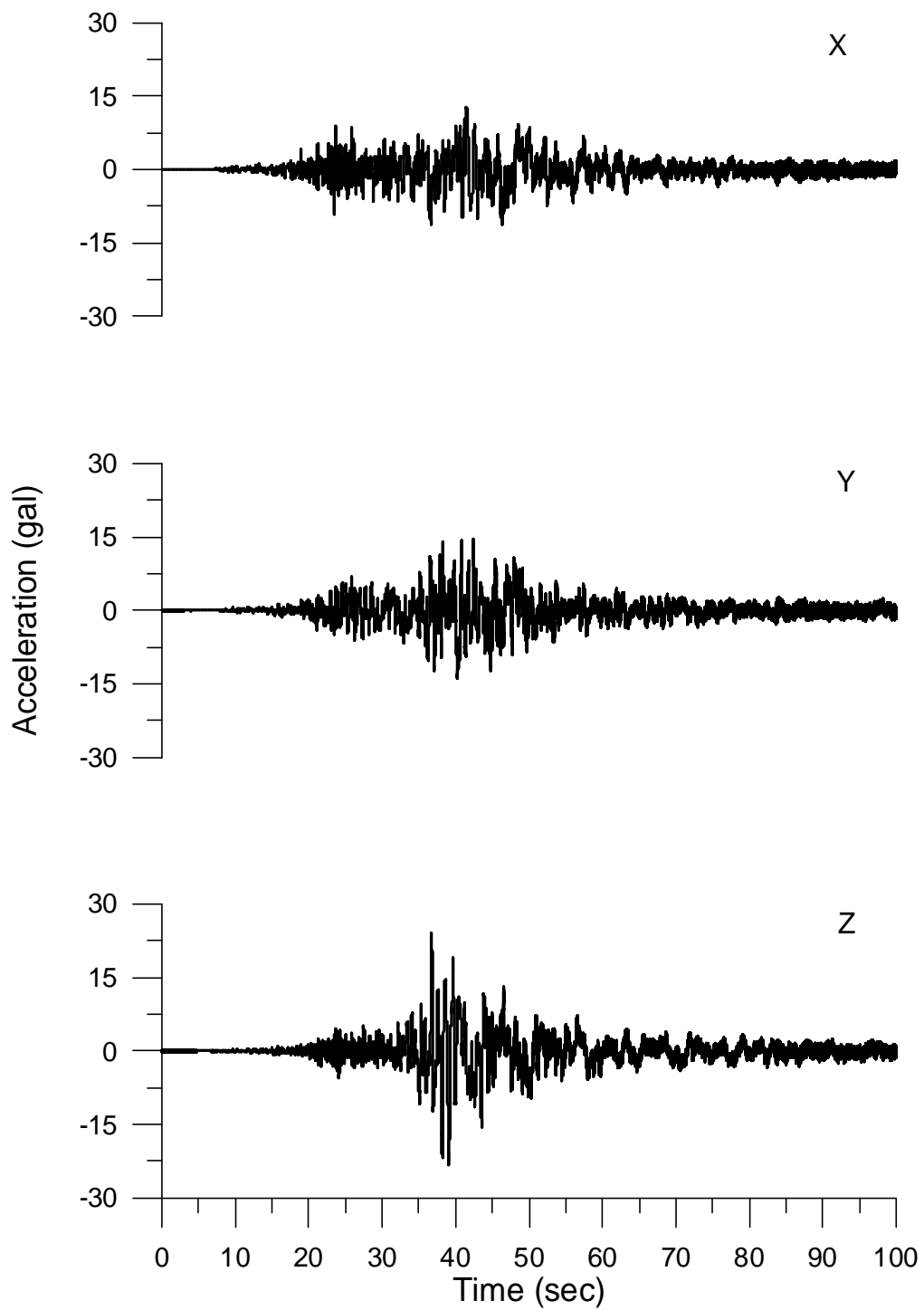


圖 5.67 (d) SD4 測站之三軸向加速度歷時



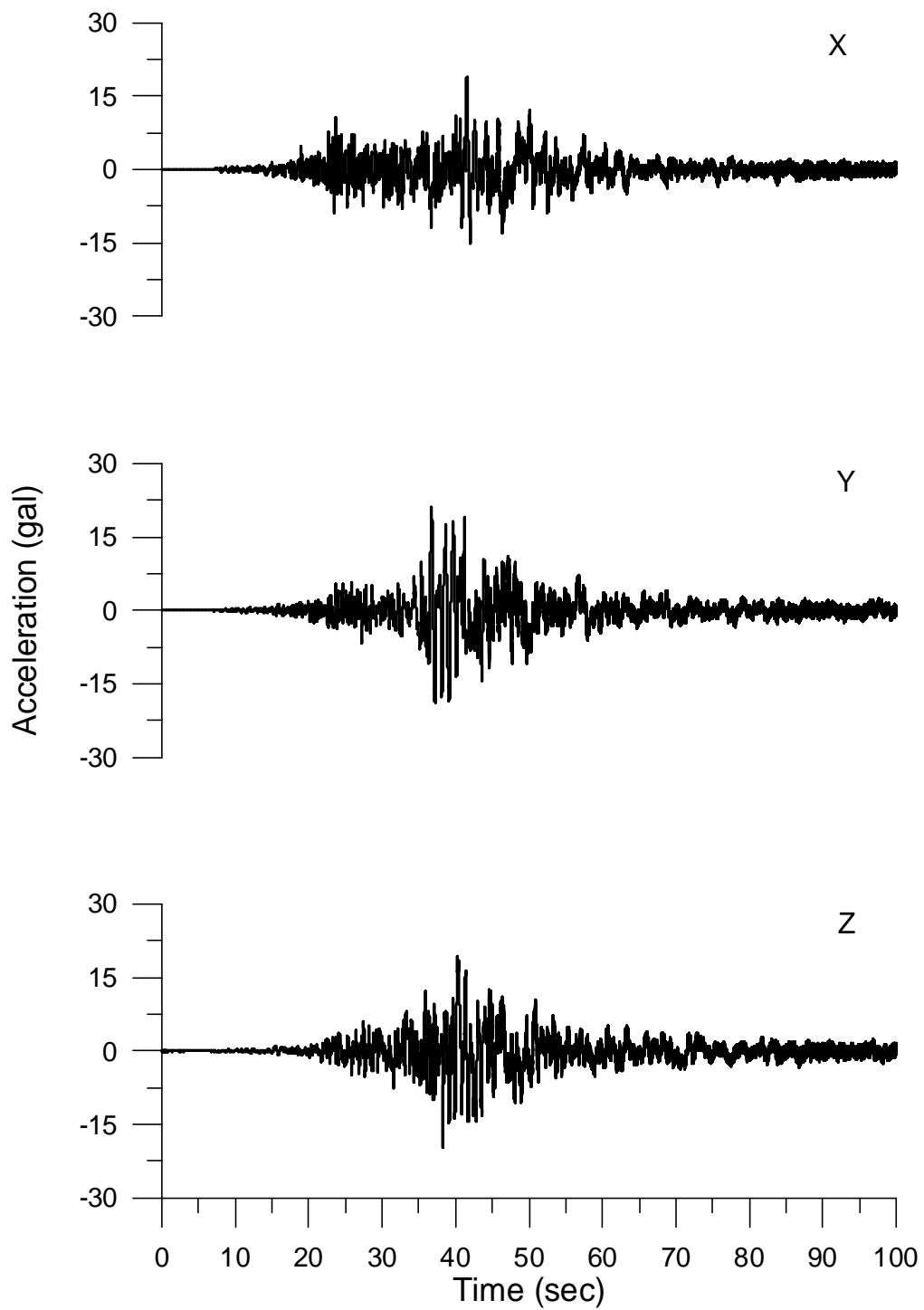


圖 5.67 (e) SD5 測站之三軸向加速度歷時

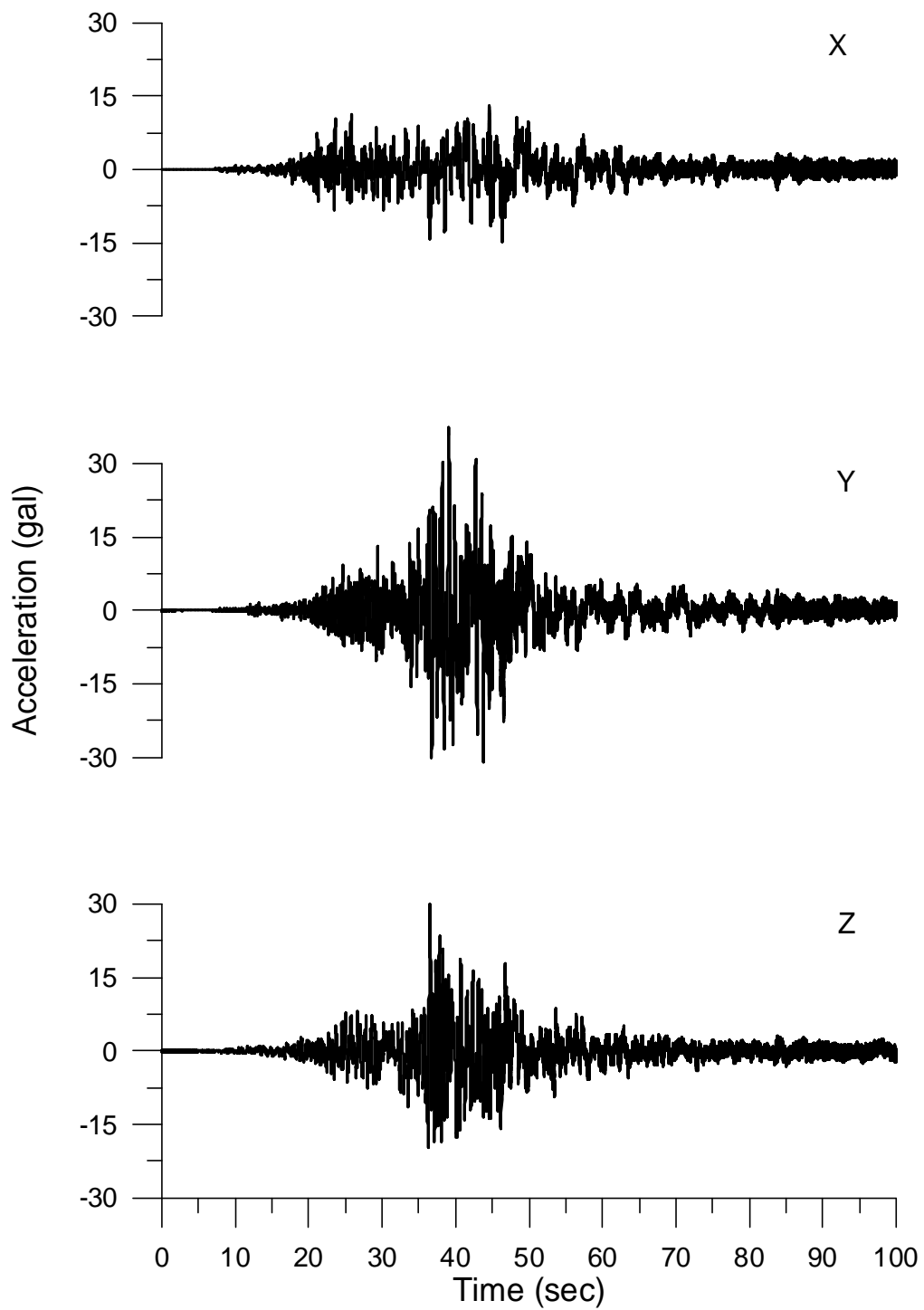


圖 5.67 (f) SD6 測站之三軸向加速度歷時

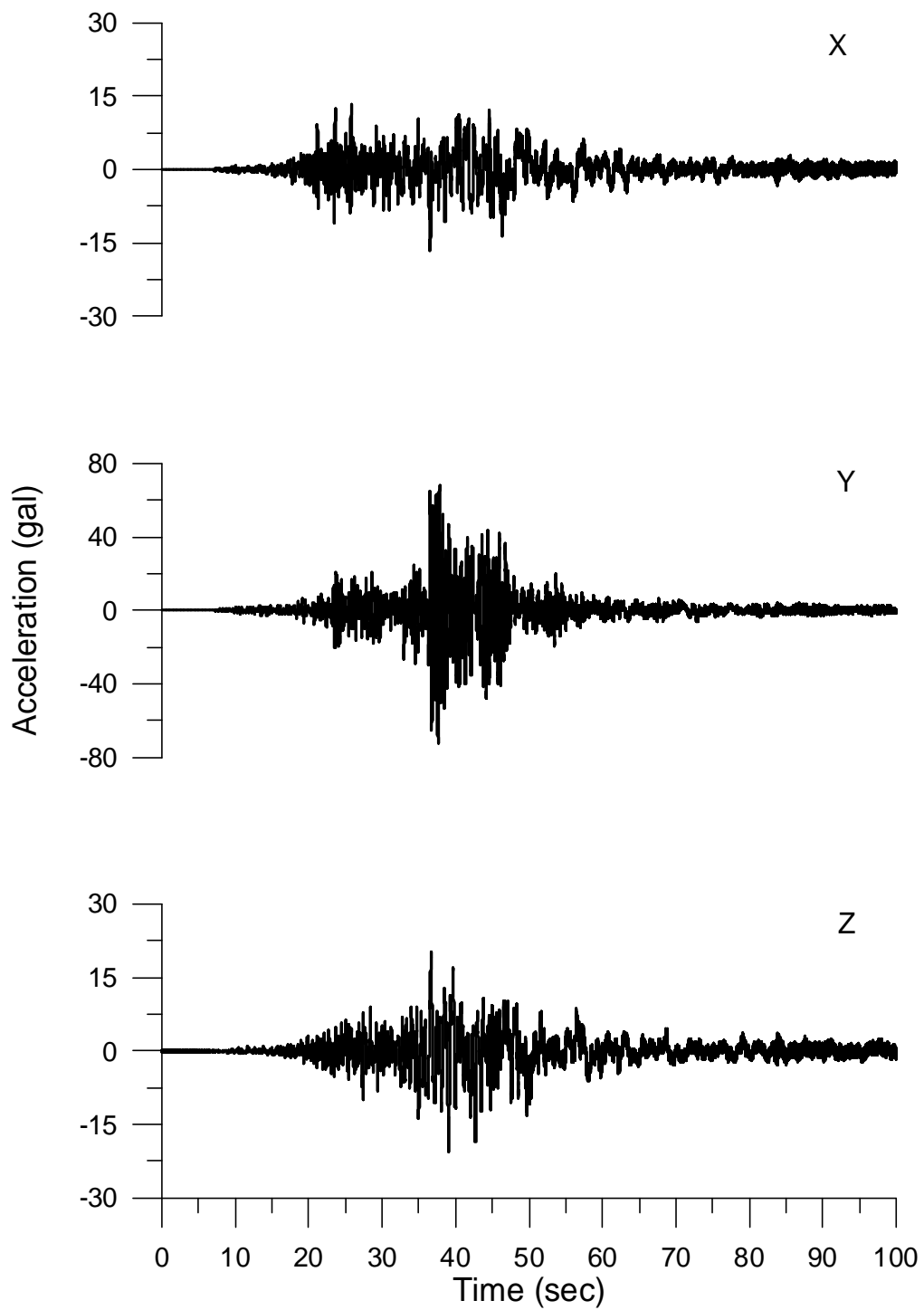


圖 5.67 (g) SD7 測站之三軸向加速度歷時

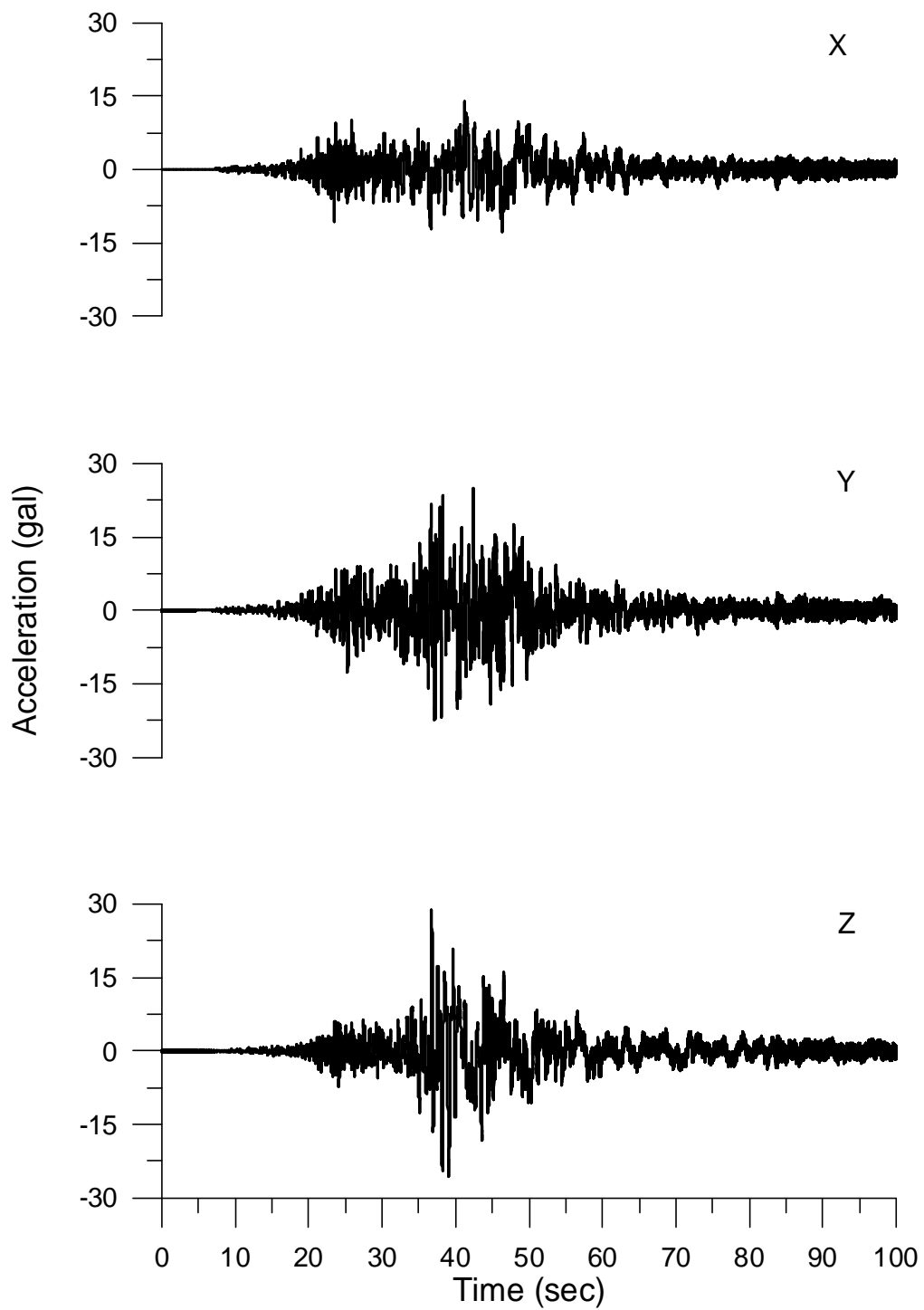


圖 5.67 (h) SD8 測站之三軸向加速度歷時

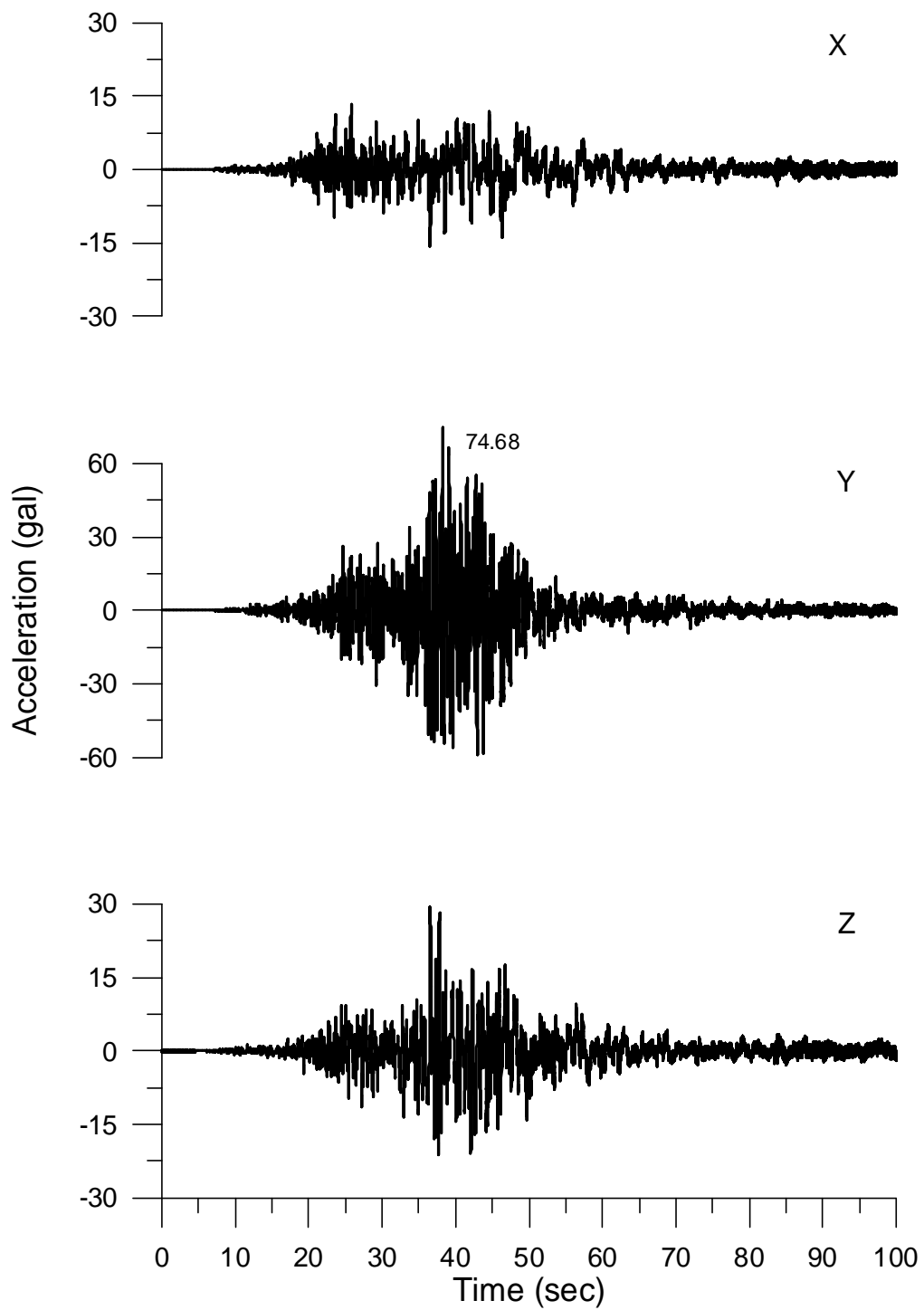


圖 5.67 (i) SDA 測站之三軸向加速度歷時

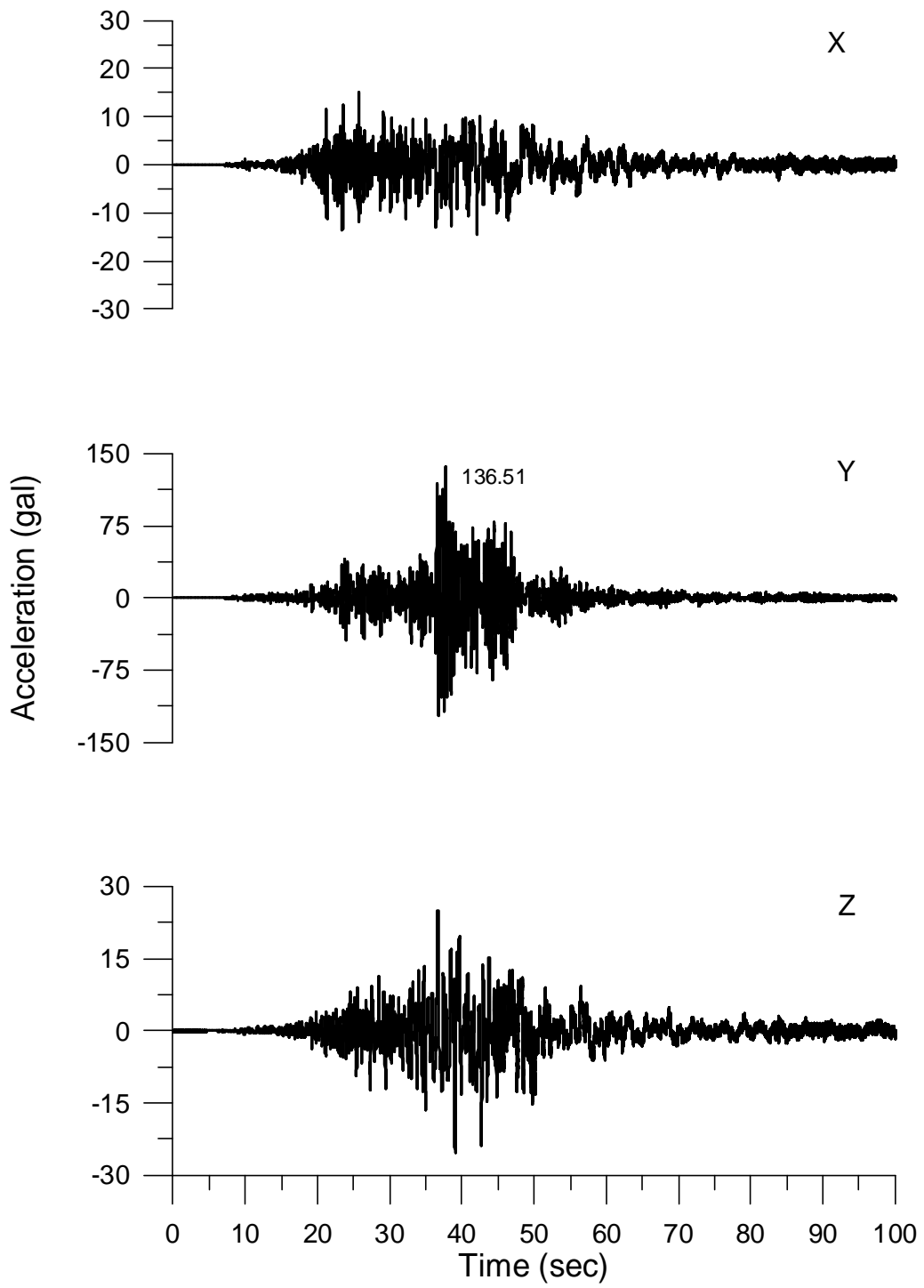


圖 5.67 (j) SDB 測站之三軸向加速度歷時

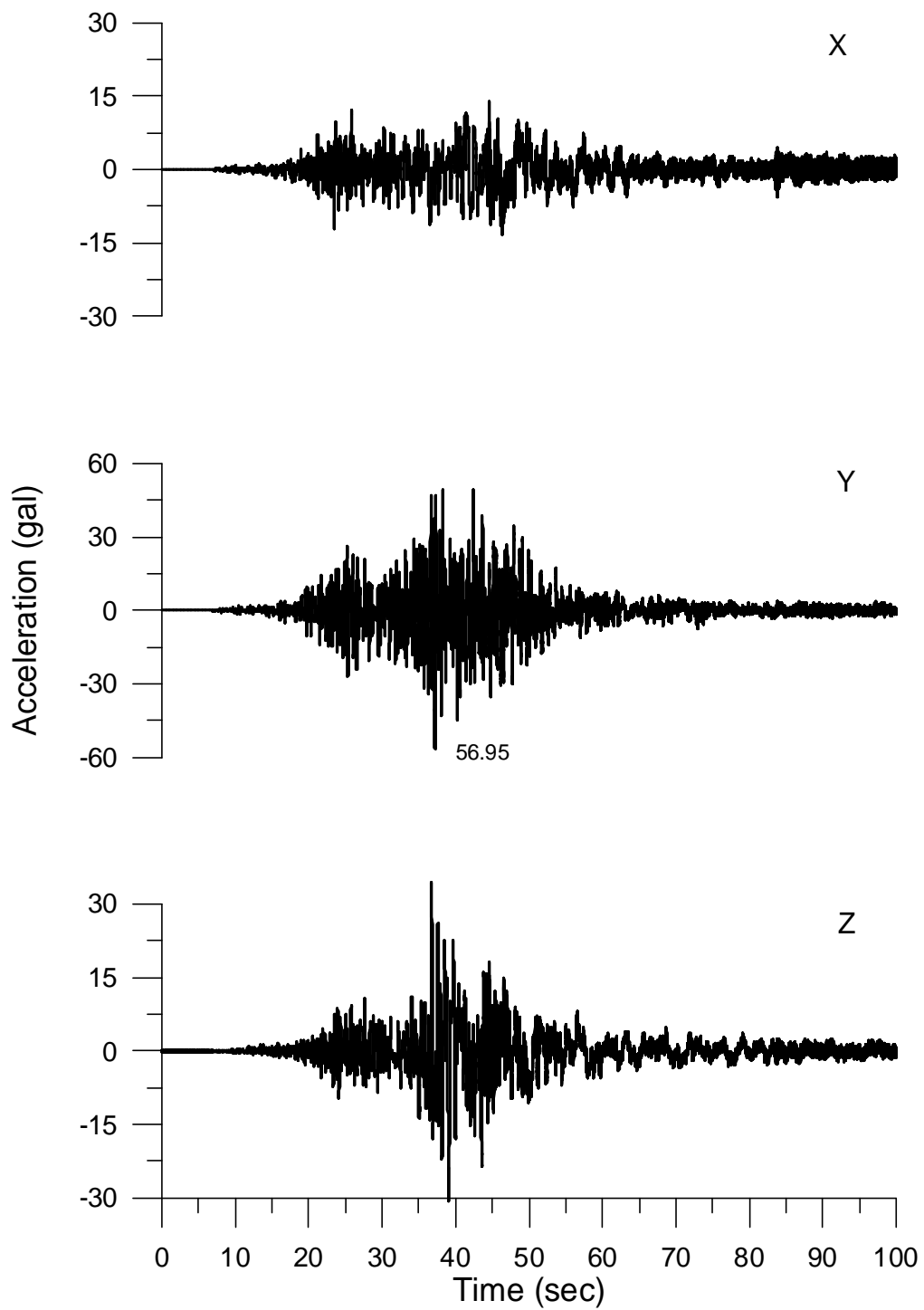


圖 5.67 (k) SDC 測站之三軸向加速度歷時

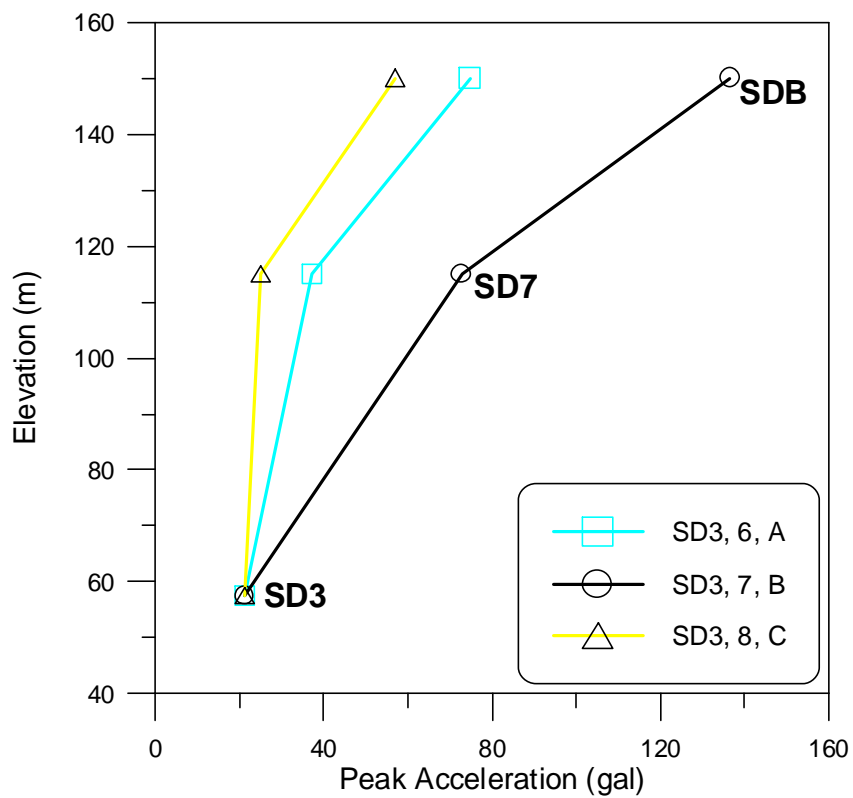
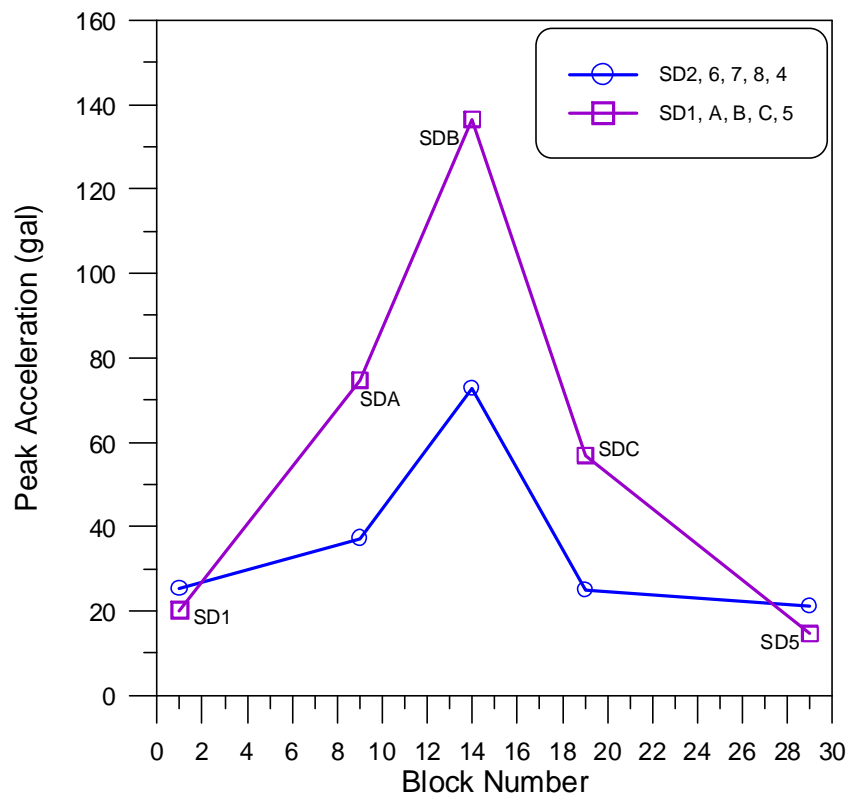


圖 5.68 壩體之峰值加速度峰分佈曲線



### 5.3.3. 頻域分析

頻域分析之目的主要是瞭解時域振動訊號之頻率內涵(frequency content)，包括地表及結構(壩體)之振動頻率等特性。頻域分析主要是進行傅氏轉換(Fourier Transform)，各測站之三軸向加速度反應傅氏頻譜分別如圖 5.69 所示。由圖可知，頻率內涵主要集中在 10Hz 以內之頻寬範圍，且峰值出現之位置即為地表或壩體之主要振動頻率，其峰值約出現在 2.4Hz 及 3.3Hz 附近，顯示壩體之振動頻率可能包含此二振動頻率。由於壩體振動加速度頻譜之峰值可能同時包含地表及壩體本身之振動頻率，因此有必要再利用系統識別之方法求得壩體之傳遞函數(Transfer Function)，以確認壩體實際之振動頻率。

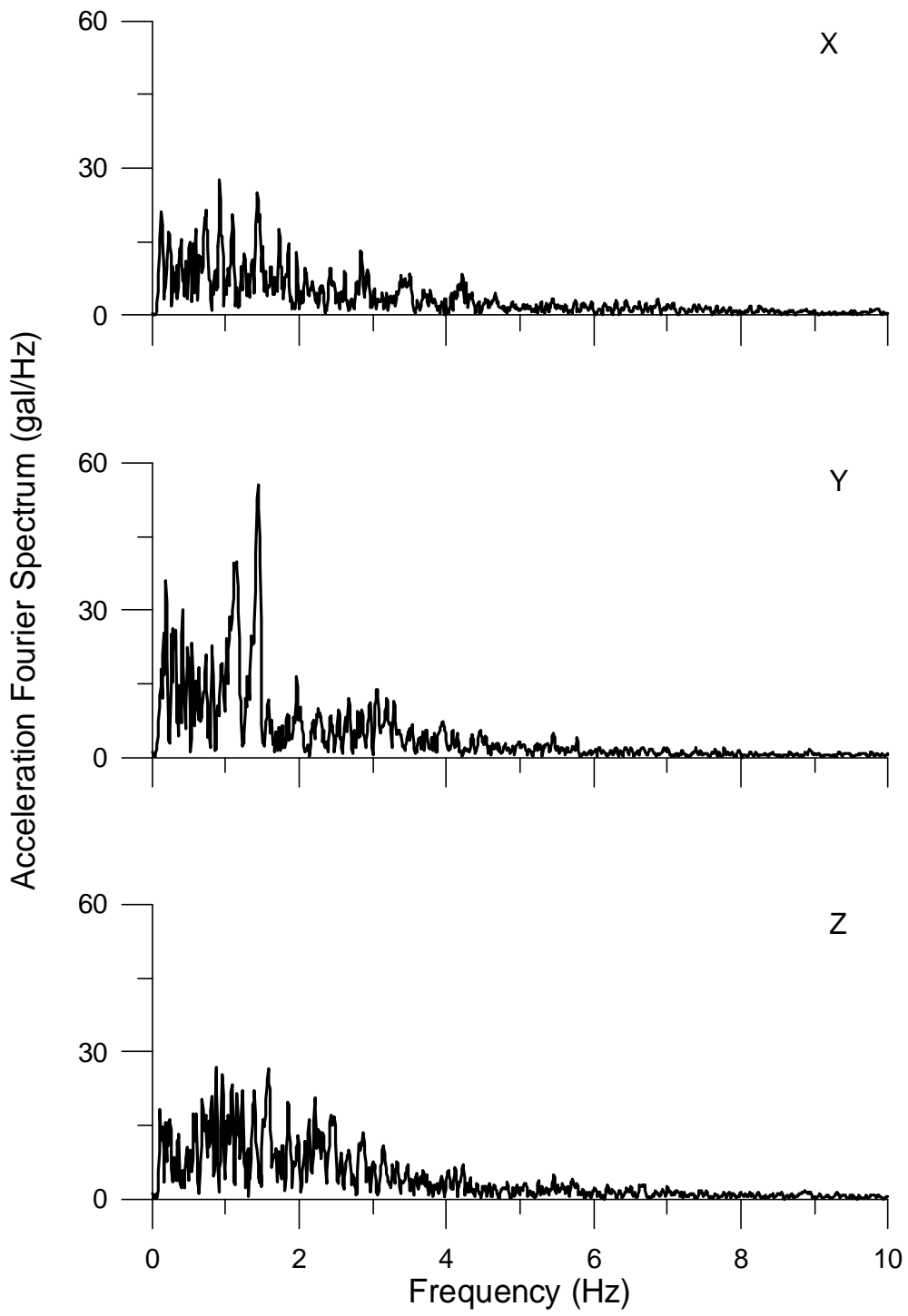


圖 5.69 (a) SD1 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

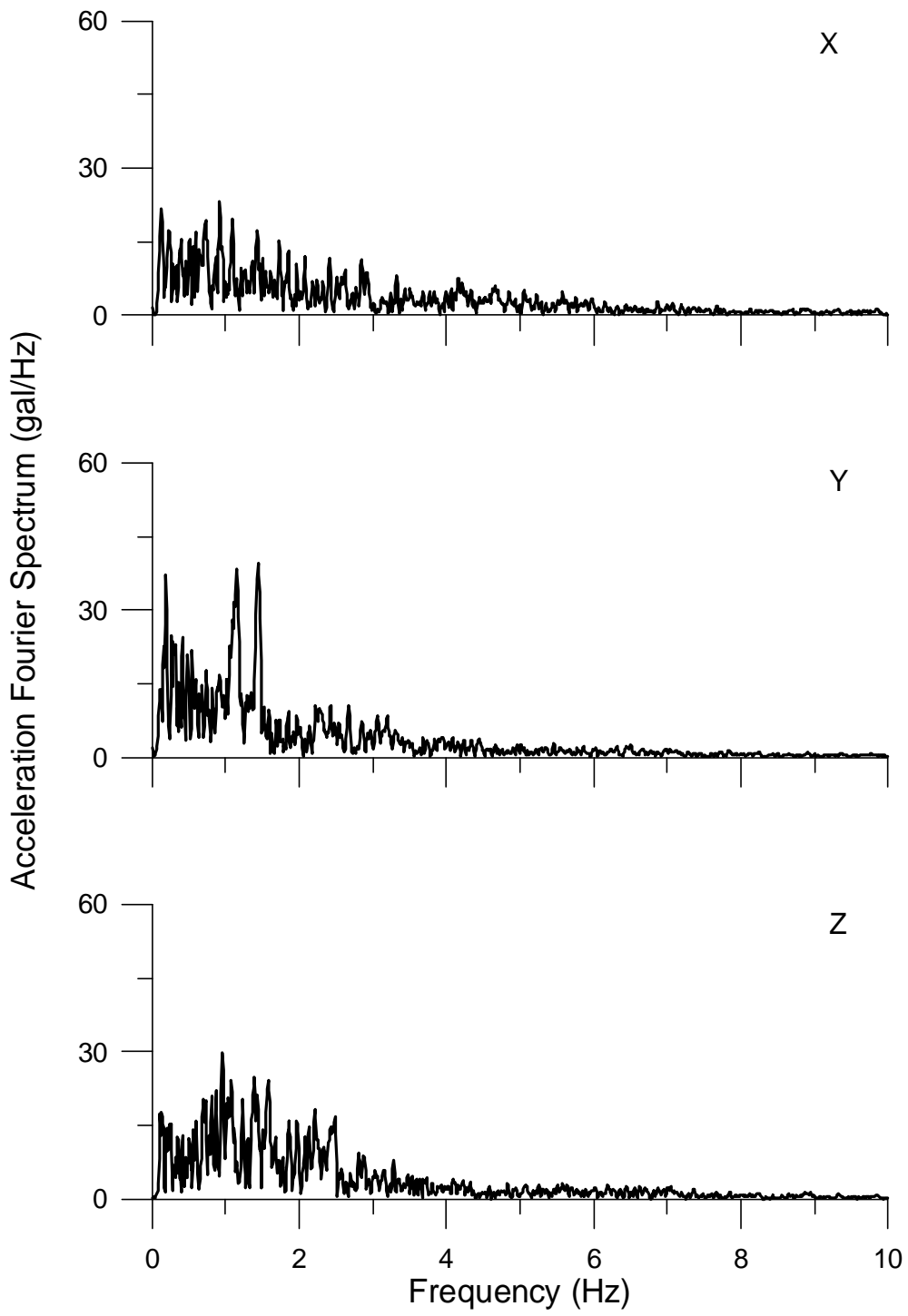


圖 5.69 (b) SD2 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

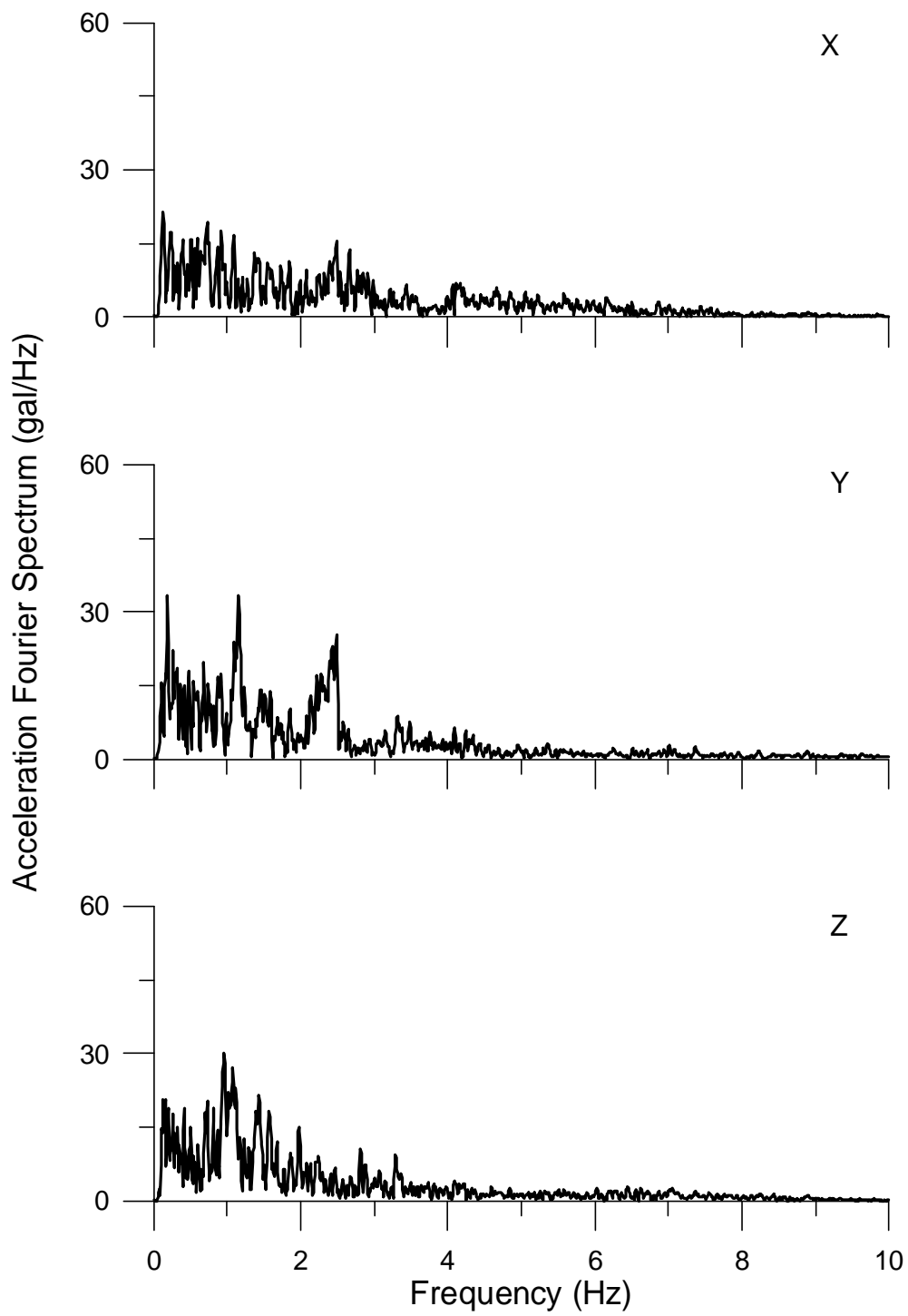


圖 5.69 (c) SD3 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

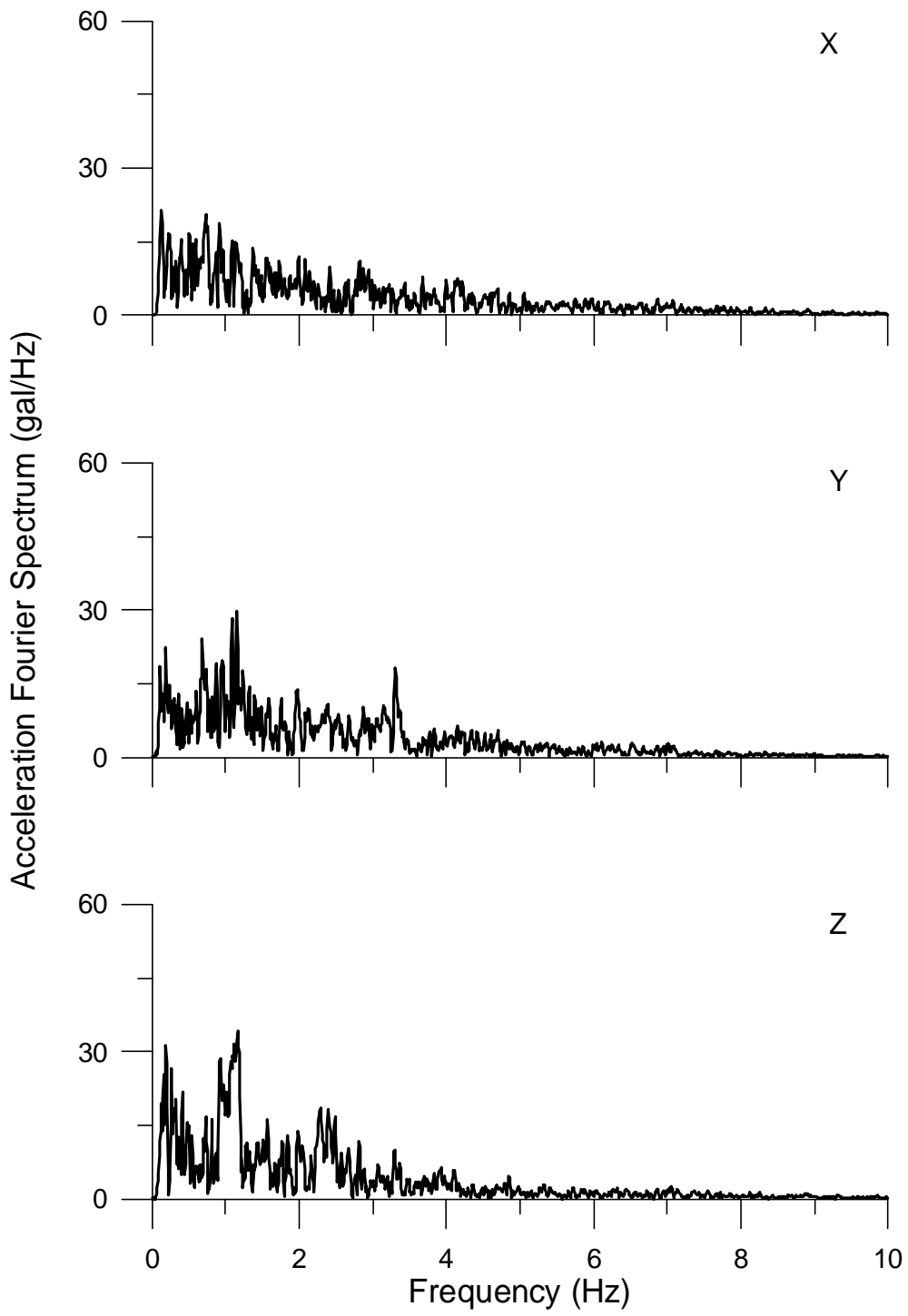


圖 5.69 (d) SD4 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

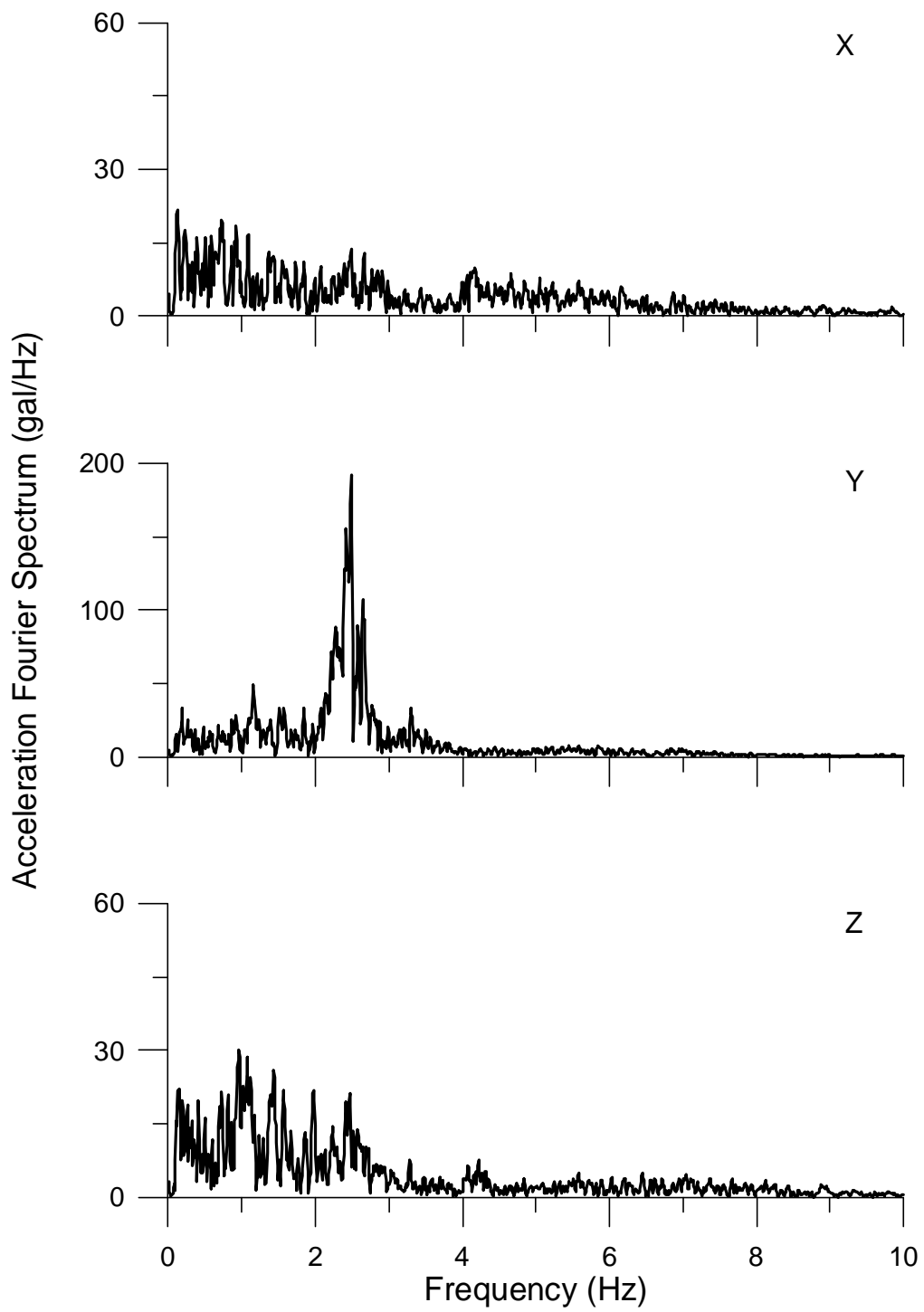


圖 5.69 (e) SD5 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

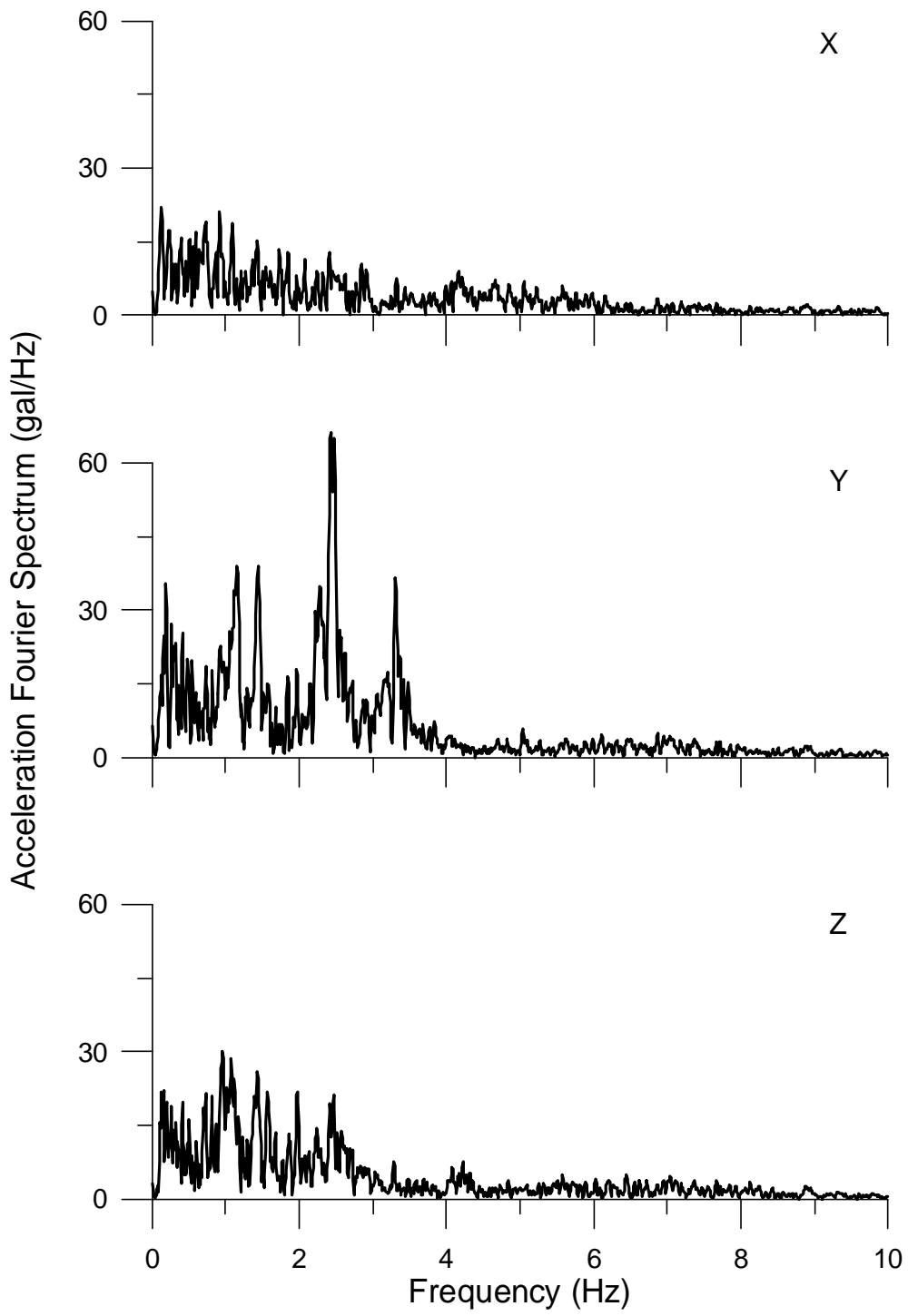


圖 5.69 (f) SD6 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

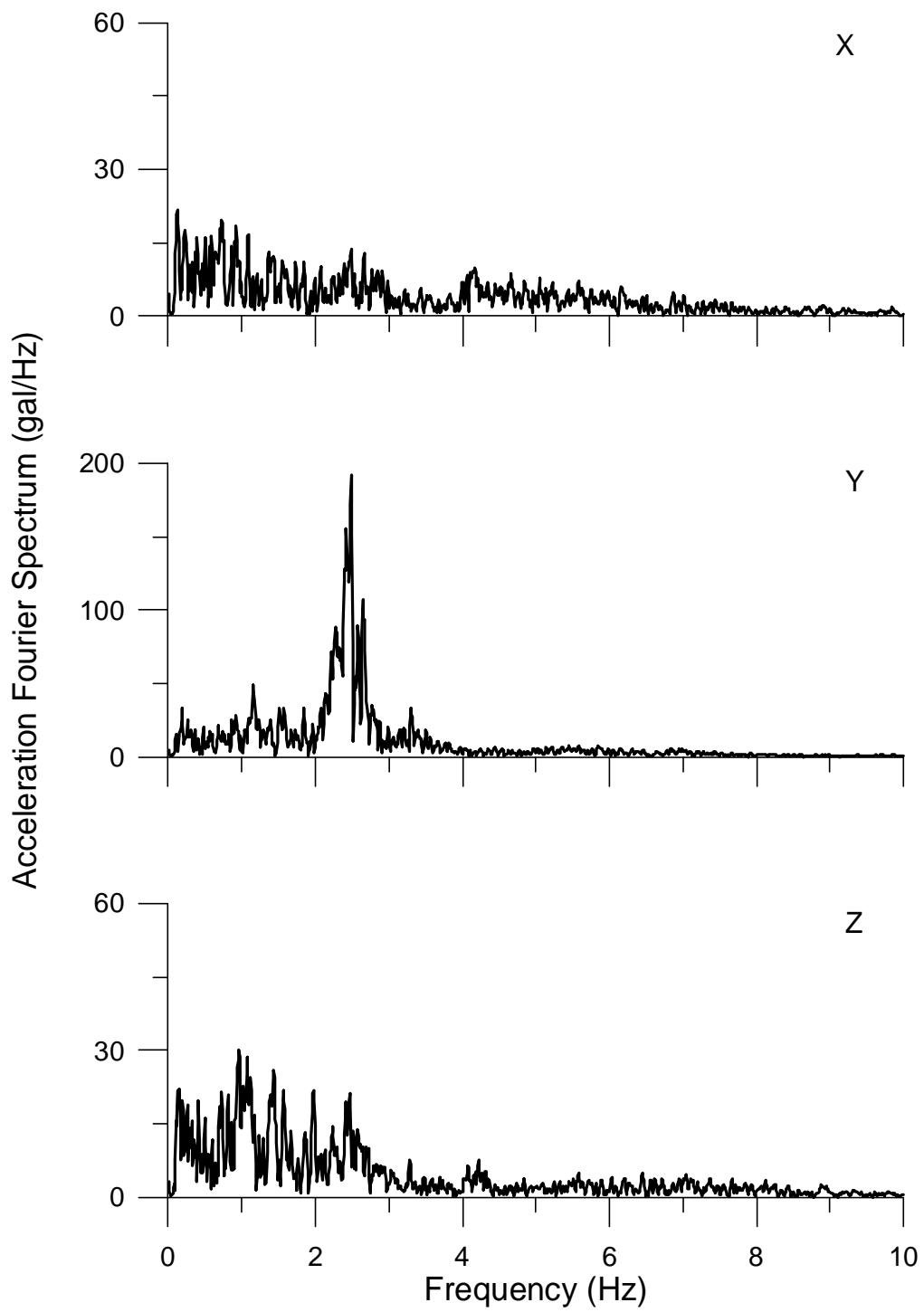


圖 5.69 (g) SD7 測站之三軸向加速度傅氏頻譜



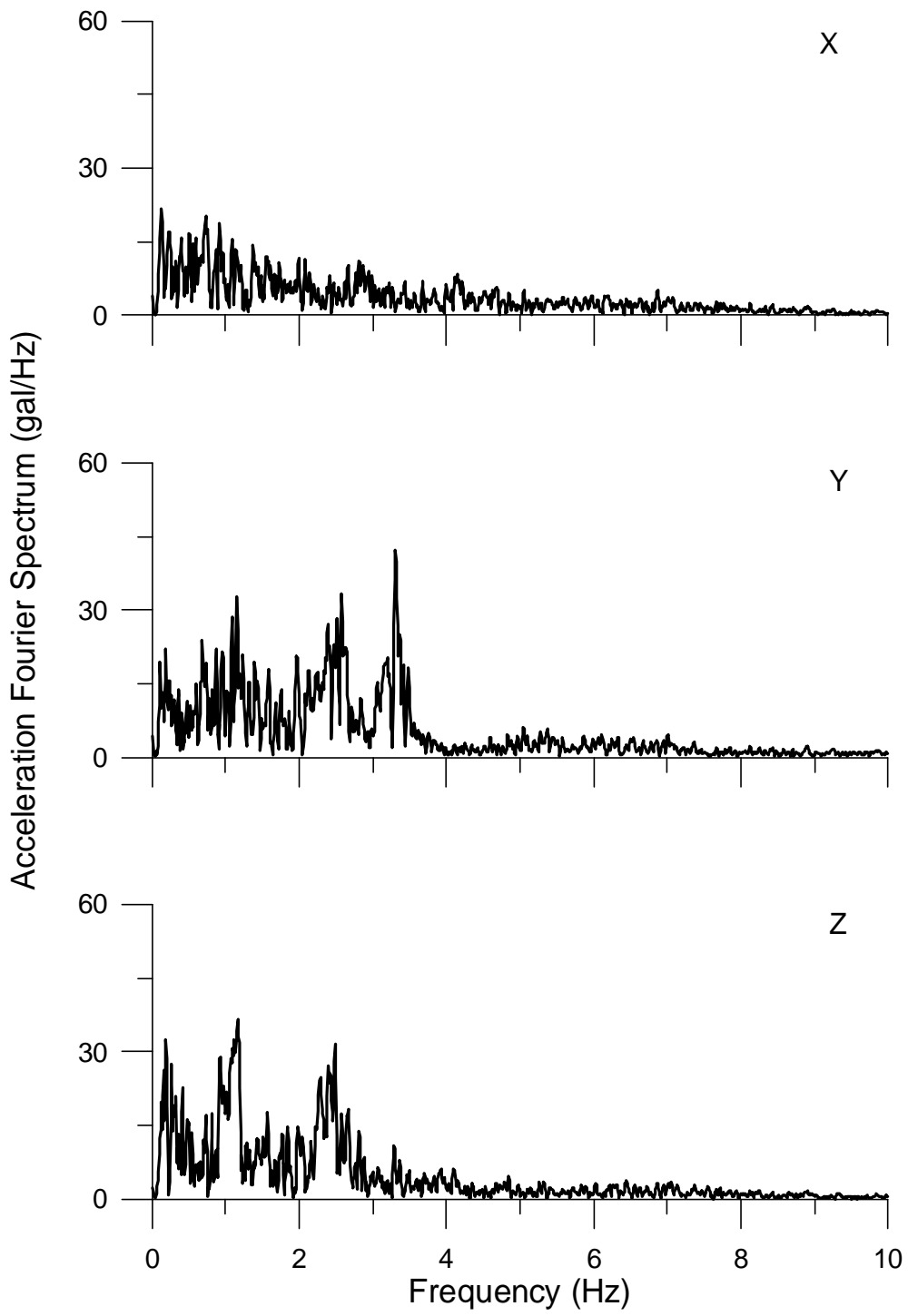


圖 5.69 (h) SD8 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

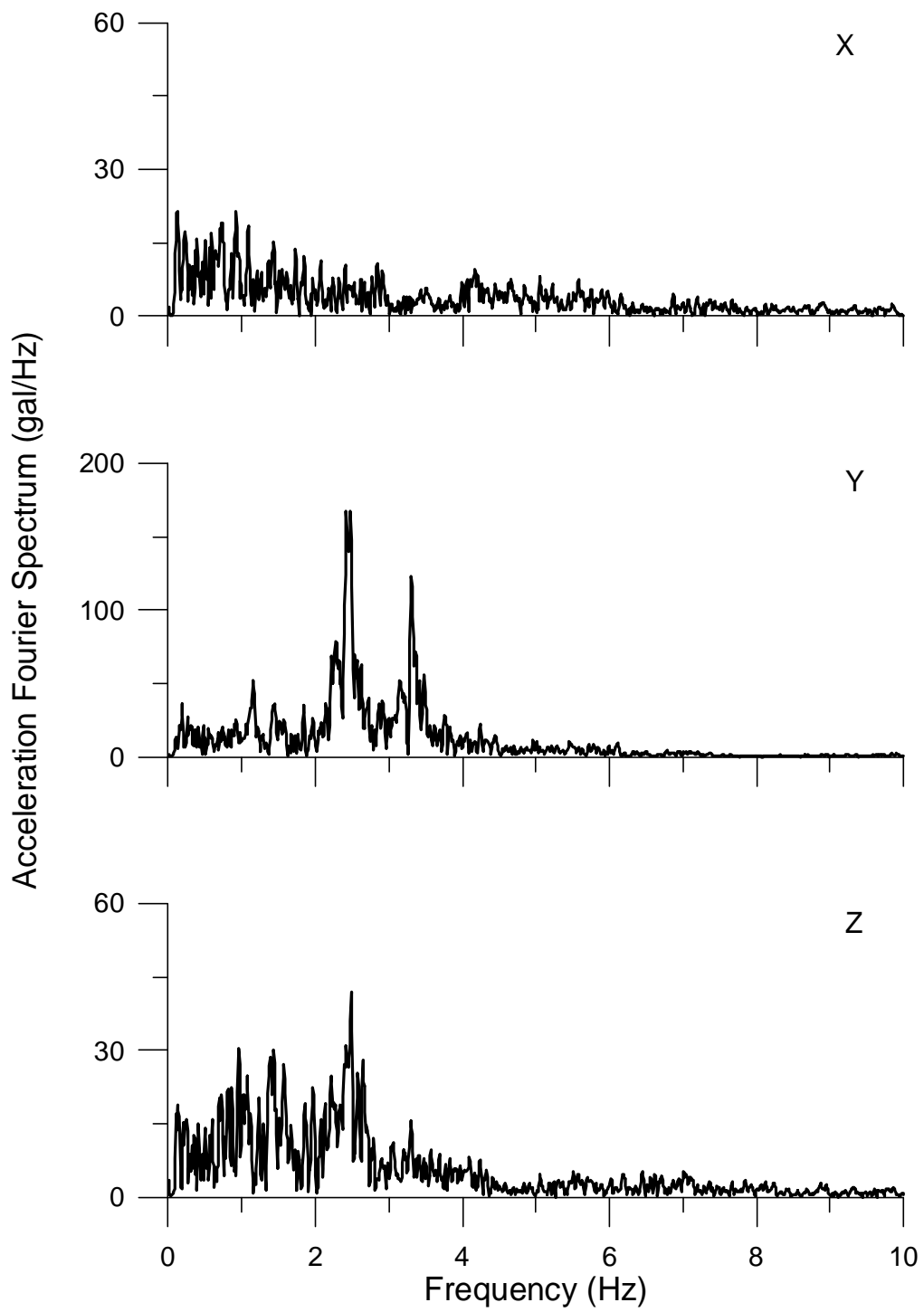


圖 5.69 (i) SDA 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

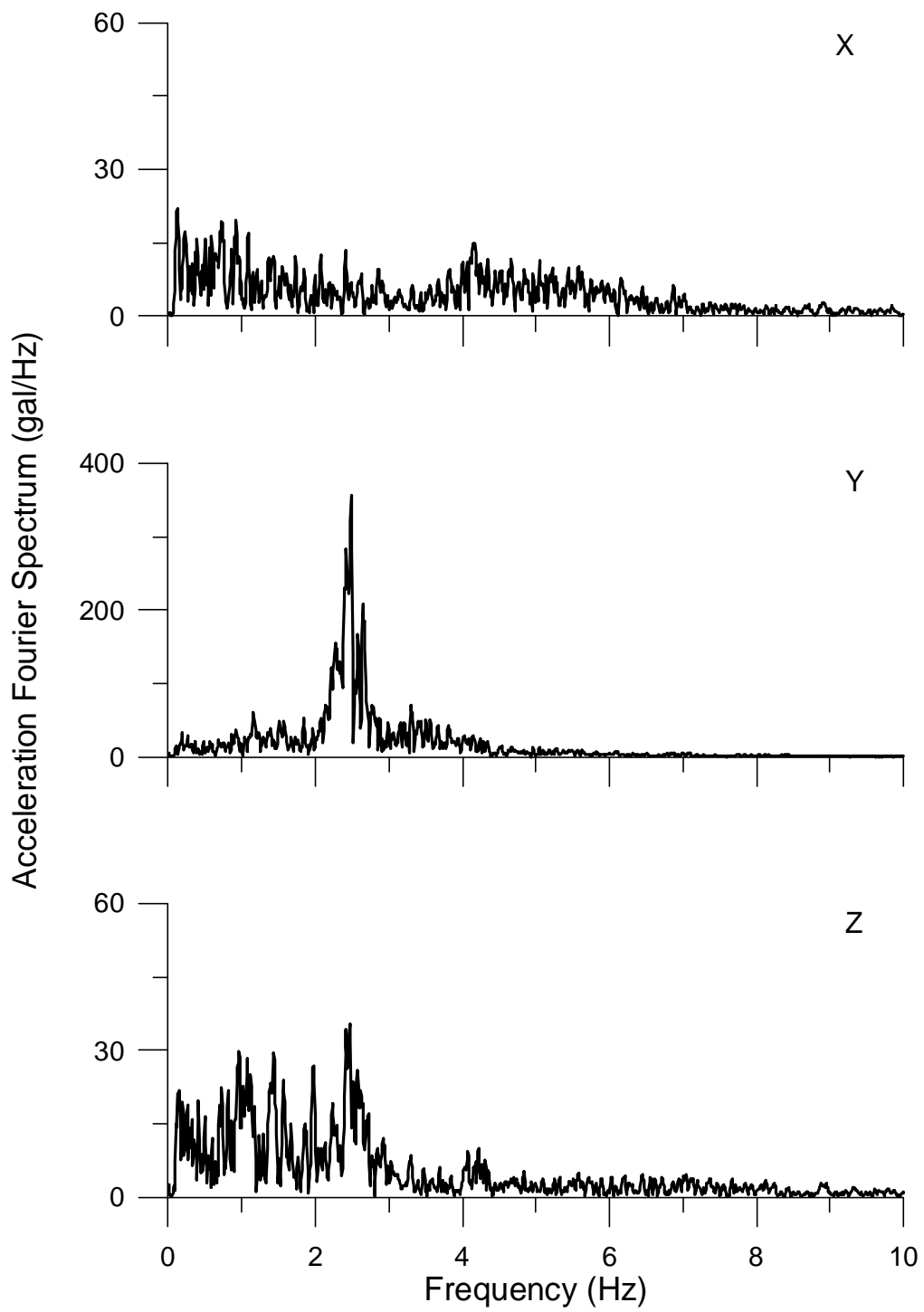


圖 5.69 (j) SDB 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

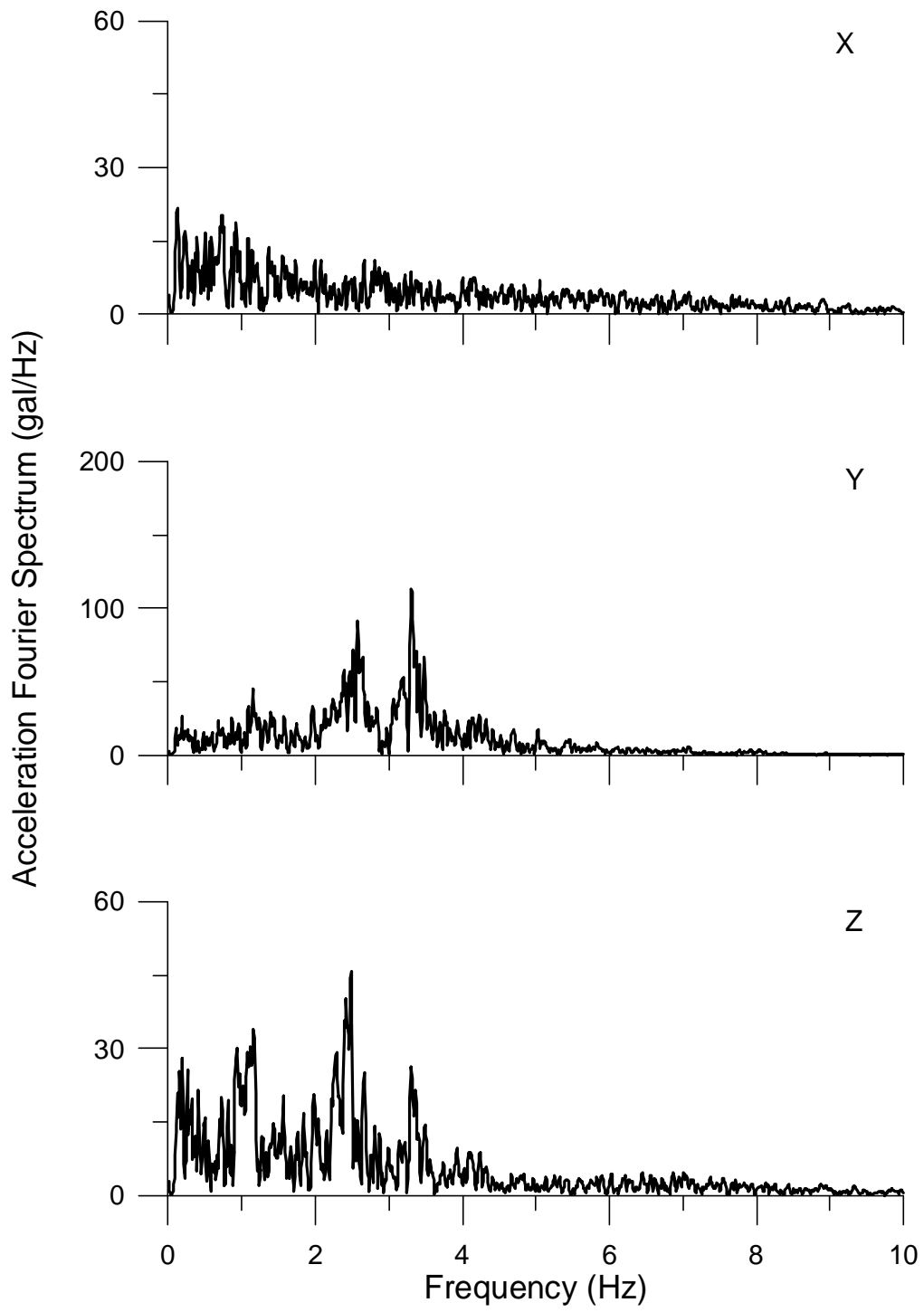


圖 5.69 (k) SDC 測站之三軸向加速度傅氏頻譜

#### 5.3.4. 翡翠水庫之系統識別分析

根據 5.3.1 節所提之多重輸入-單一輸出識別模式針對翡翠水庫拱壩之振動特性進行系統識別分析，以 SD1 至 SD5 測站之 Y 向加速度作為輸入訊號，SDA、SDB 及 SDC 之 Y 向加速度分別作為輸出訊號，識別之階數採用 50。本案以 SD3 作為輸入為例，各輸出訊號與 SD3 之傳遞函數如圖 5.70 所示。由圖可知，傳遞函數之峰值所對應之頻率即為拱壩之主要振動頻率，分別為 2.63Hz (阻尼比 5.83%)、2.63Hz (阻尼比 5.26%)、2.75Hz (阻尼比 11.05%)，平均值為 2.67Hz(阻尼比 7.38%)。圖 5.71 為 SDA、SDB 及 SDC 之 Y 向加速度量測訊號與識別預測訊號之比較，由圖可知，二者契合的程度相當高，顯示本案識別所得之拱壩振動頻率十分可靠。上述結果係於水位高度為 152.17m 的狀況下求得，由於不同之水位高度及淤泥高度可能會影響拱壩之自然振動頻率，本案進一步選則其它三次不同水為高度之地震事件進行系統識別分析，分別為 2002 年 5 月 15 日地震(水位高度=127.25m)、2002 年 3 月 31 日地震(水位高度=144.29m)、2004 年 10 月 15 日(水位高度=162.85m)。圖 5.72 為識別之拱壩頻率與水位高程之關係圖，由圖可知，振動頻率有隨著水位愈高而降低的趨勢。羅俊雄等人亦曾針對翡翠水庫拱壩以多重輸入-單一輸出模式進行系統識別分析，其根據 1994 年 6 月 5 日(水位標高約為 158m)之強震儀資料識別所得之頻率為 2.65Hz，若以本案迴歸所得之曲線可知，當水位高度為 158m 時，拱壩之振動頻率為 2.61Hz，與 2.65Hz 相當接近，顯示本案所建立之系統識別模式十分可靠。由上述之分析結果可知，本案分析所得之振動頻率與羅等人所得之結果差異不大(10%以內)，顯示壩體之振動特性並無顯著的變化，拱壩於地震之下應無結構性的損傷。

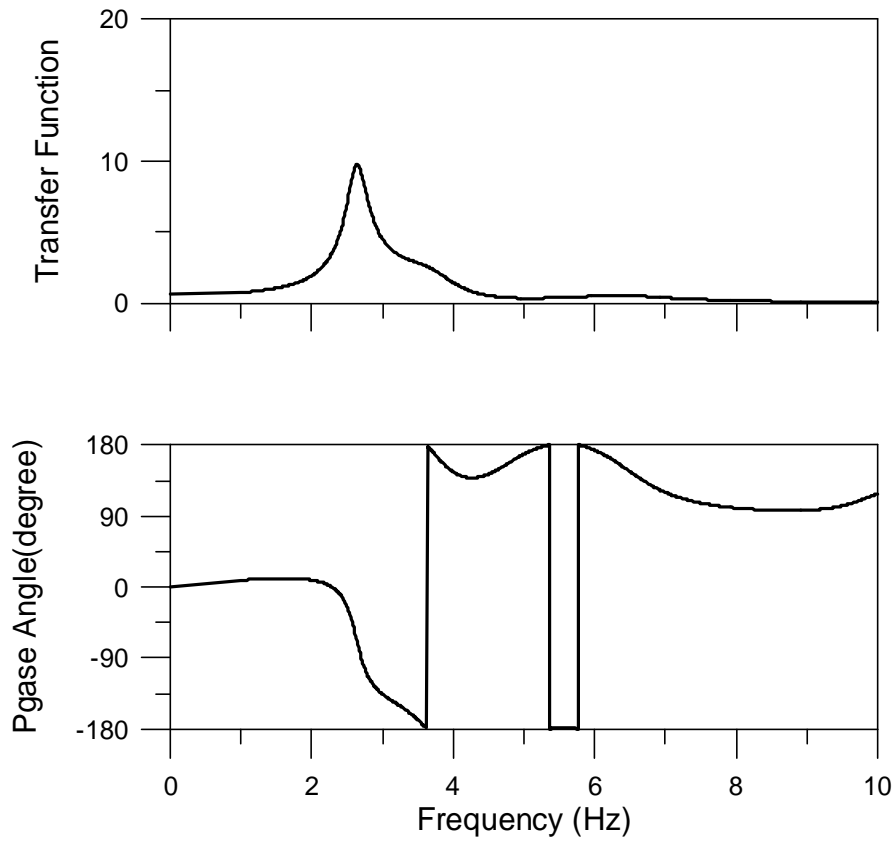


圖 5.70(a) SD3 輸入與 SDA 輸出之傳遞函數及其相位角( $f=2.63\text{Hz}$ )

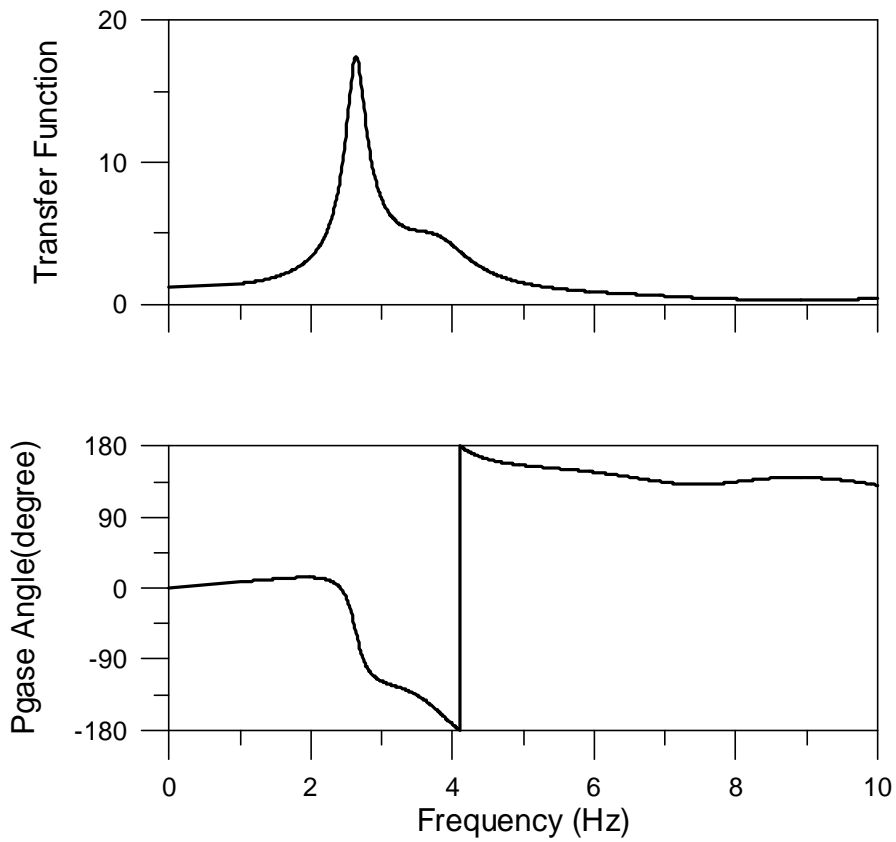


圖 5.70(b) SD3 輸入與 SDB 輸出之傳遞函數及其相位角( $f=2.63\text{Hz}$ )

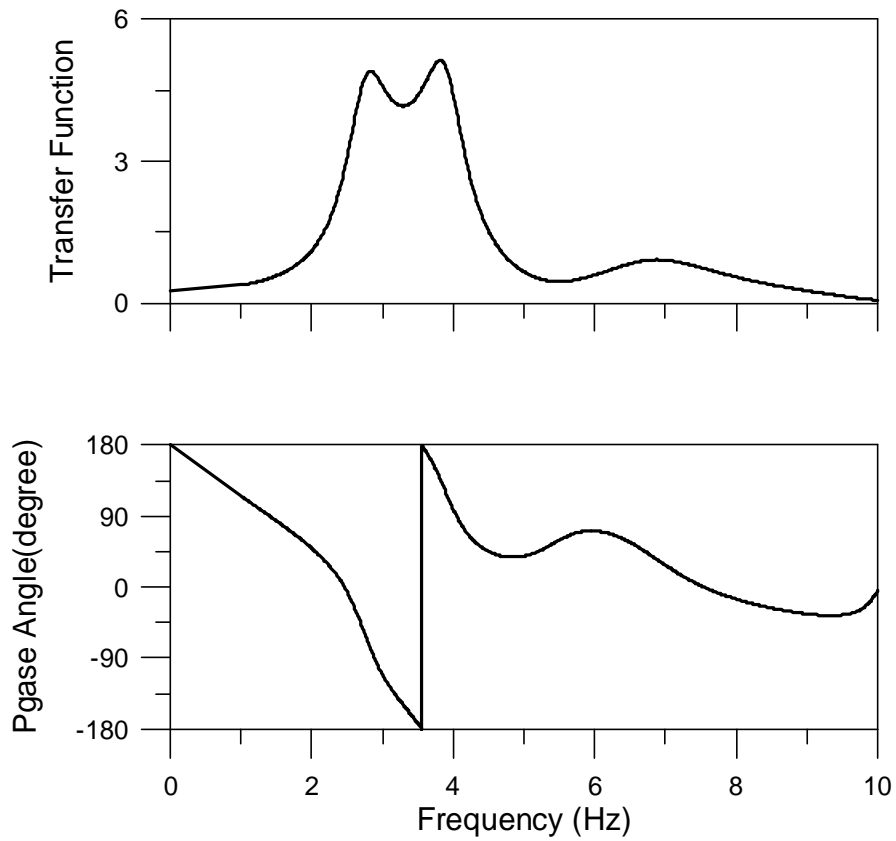


圖 5.70(c) SD3 輸入與 SDC 輸出之傳遞函數及其相位角( $f=2.75\text{Hz}$ )

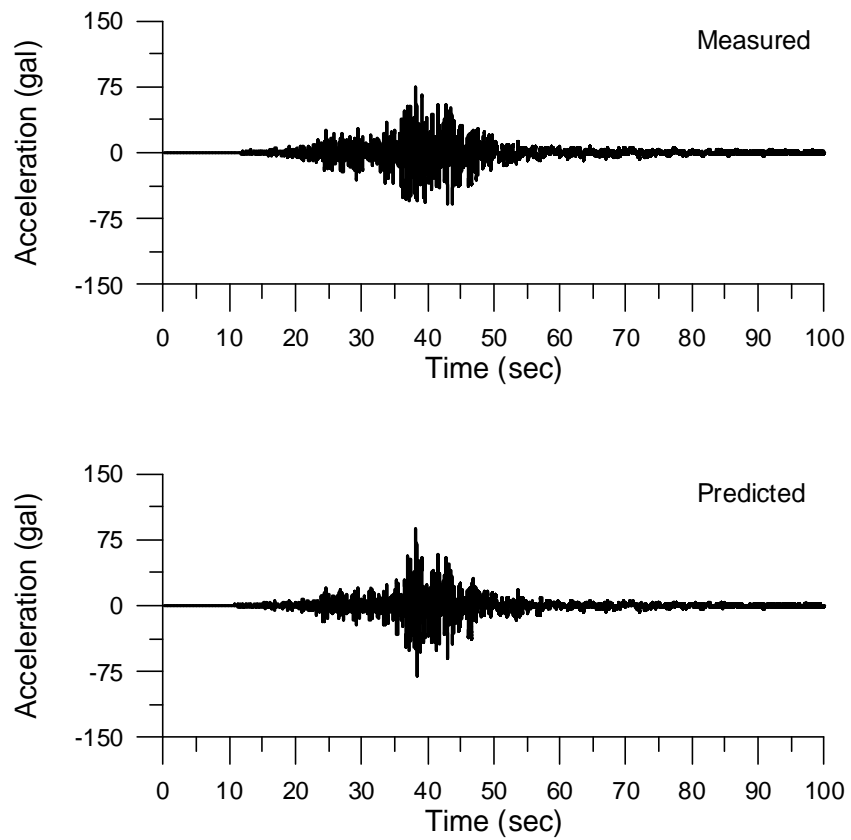


圖 5.71(a) SDA 量測訊號與識別預測訊號之比較

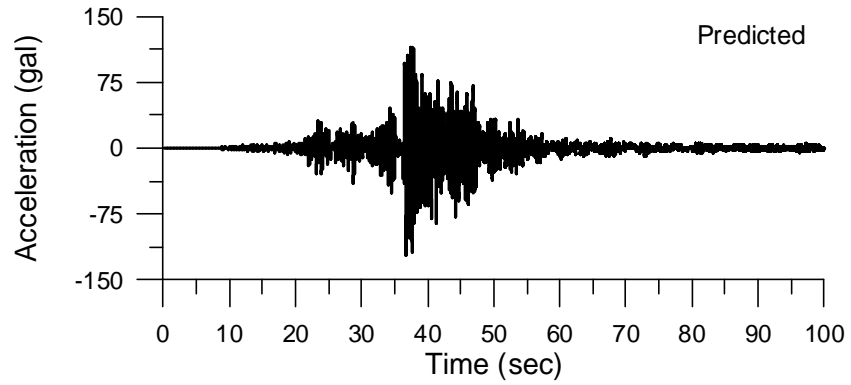
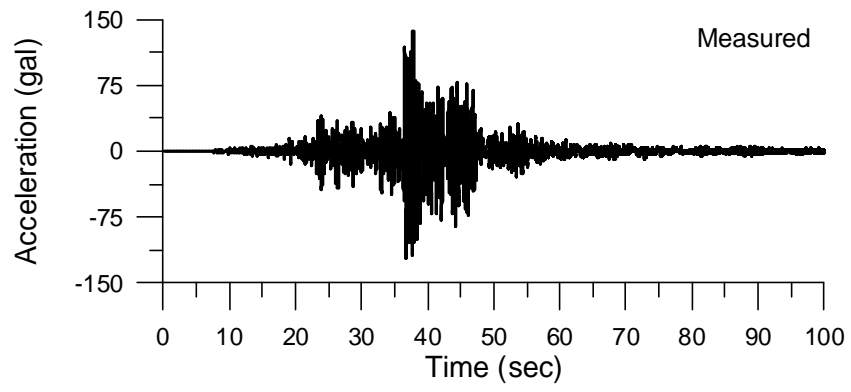


圖 5.71(b) SDB 量測訊號與識別預測訊號之比較

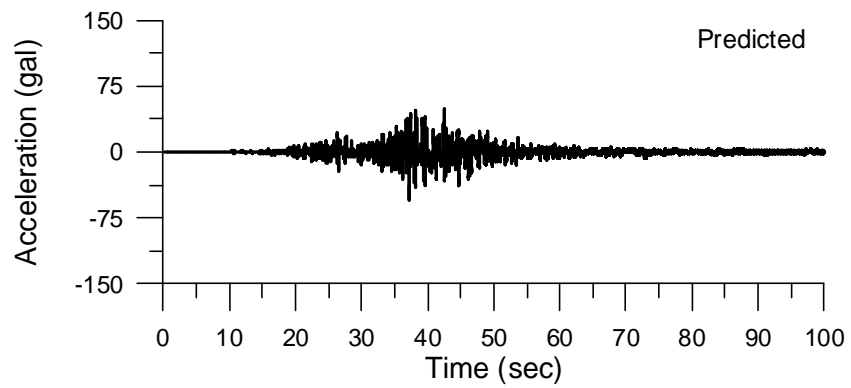
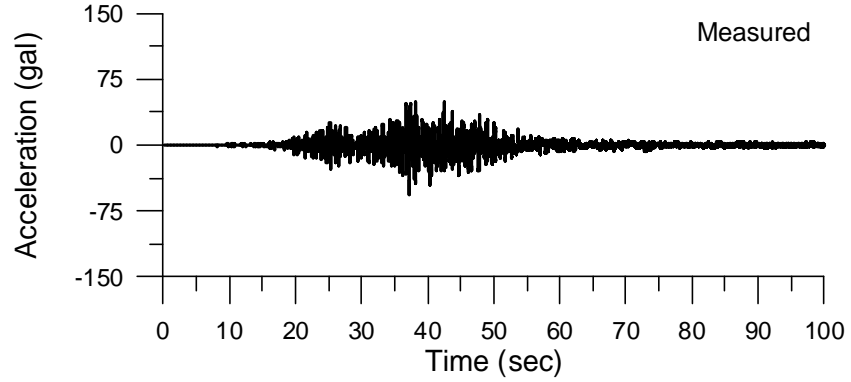


圖 5.71(c) SDC 量測訊號與識別預測訊號之比較



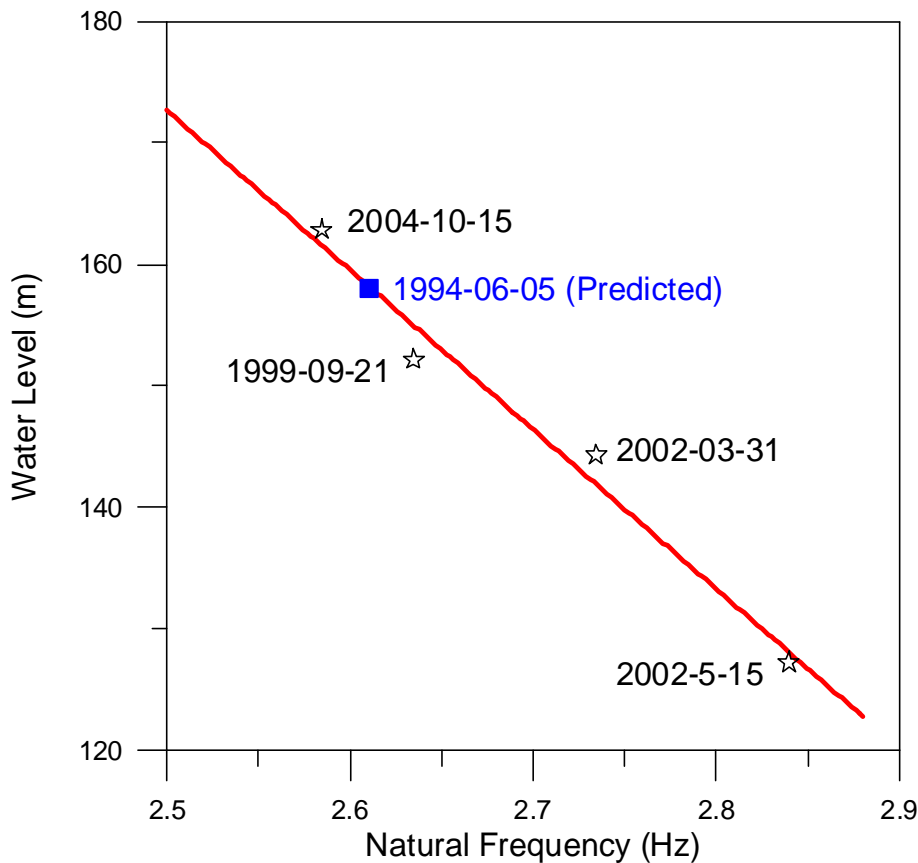


圖 5.72 拱壩頻率與水位高程之關係曲線

### 5.3.5. 德基水庫之系統識別分析

圖 5.73 為水庫管理單位所提供之德基水庫拱壩強震儀配置圖，共配置八座強震儀，編號為 SM-A 至 SM-G。表 5.16 為五次地震事件之強震儀峰值及水庫水位記錄表，其中，921 地震則因停電而無記錄到加速度峰值相關資訊。此外，管理單位提供本中心五筆地震記錄檔案進行系統識別分析，惟檔案內容經檢視後可知，該地震記錄內容非習用之文字資料格式，而為該擷取系統所記錄儲存之原始檔格式，尚未經過相關轉檔的動作。因此，無法取得完整的加速度歷時進行系統識別分析。本中心遂請水庫管理單位提供強震儀及擷取系統之規格說明書，俾便進行瞭解。

該系統名稱為：IC 卡式攜帶用觀測裝置(SAMTAC-15，樂克型)，製造商為東京測振公司，相關規格列舉如下：

- (1) 記錄頻道數      4, 8, (16)可供選擇
- (2) 樣品周波數      50, 100, 200Hz 可選擇

- (3) 圖形式輸入電壓  $\pm 10\text{ V}$
- (4) 輸入阻抗  $100\text{ k}\Omega$
- (5) AD 變換  $12\text{ bit}+\text{AGC} (\times 1, \times 2, \times 4, \times 8, \times 16, \times 32, \times 64, \times 128)$
- (6) 延遲時間  $500\sim 3000$  階段，可選擇
- (7) DA 變換  $12\text{ bit}+\text{AGC}$  可以反補正
- (8) 記錄媒體  $1\text{ MByte IC 卡 } 2 (4)\text{ 片}$
- (9) 記錄時間 使用  $100\text{ Hz}$  樣品時( $16\text{ CH}-40.93$  秒，  
 $8\text{ CH}-81.86$  秒  
 $4\text{ CH}-163.72$  秒)
- (10) 記錄保存數  $16 (32)$
- (11) 時刻表示 年，月，日，分，秒 (日差  $0.1$  秒以內)
- (12) 時刻自動修正 較 NHK 的報時快，或慢  $30$  分鐘以內可自動修正
- (13) 起動機能 (a) 自動起動  
(b) 手動起動
- (14) 記錄更新 全 IC 卡保存記錄後之記錄視新記錄資料與既存記錄資料孰大孰小，小的用大的更新。
- (15) 記錄大小的判斷 記錄大小判斷用，可任選  $3$  個頻道依所選的  $3$  個頻道中最大值來判斷記錄的大小連續記錄時，各記錄的最大值不初期化，選定連續的最大值。
- (16) 用嵌板的控制機能 (a) 時刻的確認/設定  
(b) 記錄條件的確認/設定  
(c) 記錄保存狀態確認  
(d) 記錄最大值的確認  
(e) 手動起動  
(f) IC 卡的清除  
(g) 保存記錄的再生(再現)  
(h) PA 頻道的指定

- (17) 外部接續接點 RS-232C  
(96000 bow, 8 bit 無 parity, 1 stop bit)
- (18)
  - (a) 時刻的確認/設定
  - (b) 記錄條件的確認/設定
  - (c) 記錄保存狀態確認
  - (d) 記錄最大值的確認
  - (e) 記錄資料的讀取
  - (f) 手動起動
  - (g) 自動起動時的通報
  - (h) IC 卡的清除

由以上的相關說明以第(5)項 AD 變換、第(16)項之記錄條件的確認/設定與記錄保存狀態確認及第(18)項之記錄資料的讀取等項與資料的儲存或格式較為相關，可檢查相關資料儲存設定有無 ASCII 檔案格式之提示選項，若有，則可以 ASCII 格式儲存檔案，應可取得文字資料檔，若仍無法順利取得加速度歷時，則建議與設備廠商聯繫詢問操作設定方式，或提供相關原始檔案請設備商協助轉檔。

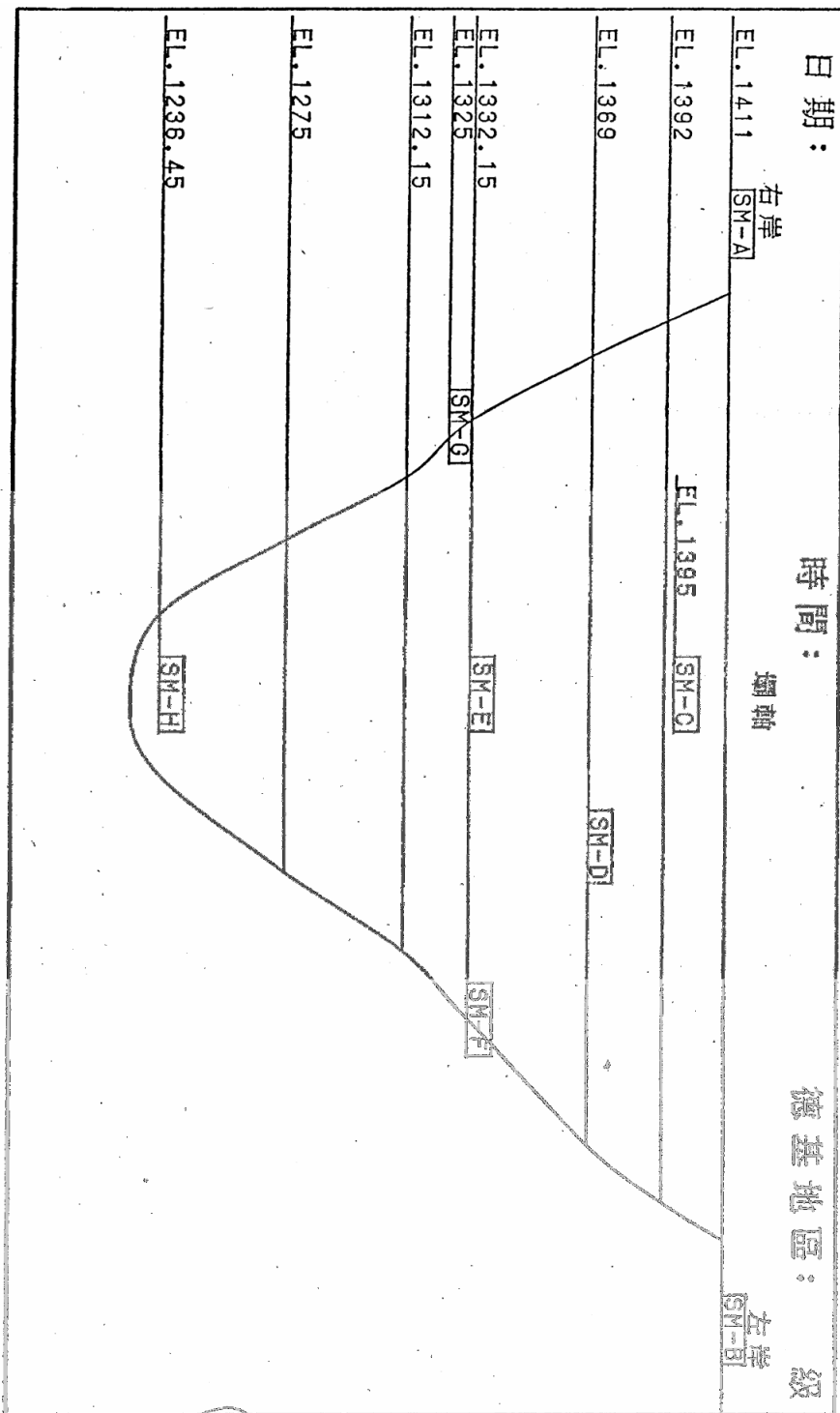


圖 5.73 德基水庫拱壩之強震儀配置圖(共八組)

表 5.16 五次地震事件之強震儀峰值及水庫水位記錄表

台灣電力公司大甲溪發電廠

德基壩地震監測系統紀錄表

日期	編號	SM-A	SM-B	SM-C	SM-D	SM-E	SM-F	SM-G	SM-H	水庫水位	紀錄
時間	位置	壩頂右	壩頂左	壩頂中	壩中上	壩中下	壩中左	壩中右	壩底		
1999/9/21	級數 X(gal) Y(gal) Z(gal)										921集集大地震，因大停電且時間太久而資料遺失
1999/11/02	級數 X(gal) 01:52:59 Y(gal) Z(gal)	4 19.4 10.7 13.4	4 34.1 18.3 15.9	4 63.3 30.4 27.4	4 43.0 28.1 13.2	4 34.8 14.2 12.2	4 25.7 6.9 11.7	3 14.3 16.8 10.7	3 16.6 9.1 10.5	EL.1395.08	
1999/11/04	級數 X(gal) 19:05:59 Y(gal) Z(gal)	4 19.1 16.0 12.8	4 17.0 23.9 17.5	5 100.6 67.6 66.1	5 70.4 49.7 53.5	5 79.7 36.2 35.0	4 33.1 10.6 24.5	4 22.6 27.3 24.0	4 26.3 32.1 16.3	EL.1395.05	
2000/08/06	級數 X(gal) 17:51:53 Y(gal) Z(gal)	4 23.1 8.3 12.3	4 15.5 19.4 15.2	4 56.5 34.7 30.8	4 32.6 38.5 42.6	4 32.6 23.0 25.5	4 18.0 18.2 16.3	4 21.4 14.6 13.4	4 13.8 18.8 9.9	EL.1393.83	
2000/10/25	級數 X(gal) 06:42:12 Y(gal) Z(gal)	4 10.9 20.2 16.6	4 13.6 19.3 18.4	4 64.0 31.4 29.6	4 58.7 38.0 34.8	4 33.7 27.9 19.3	4 19.5 22.9 14.9	3 14.1 15.3 12.1	4 16.3 17.4 10.0	EL.1403.32	
2001/01/16	級數 X(gal) 09:43:37 Y(gal) Z(gal)	4 26.3 27.5 12.9	4 28.3 23.5 27.4	5 142.1 54.3 47.9	5 97.9 56.7 69.2	4 61.1 36.0 22.4	4 27.1 26.5 21.3	4 28.7 22.7 15.7	4 40.0 23.0 12.5	EL.1401.89	
	級數 X(gal) Y(gal) Z(gal)										
	級數 X(gal) Y(gal) Z(gal)										
	級數 X(gal) Y(gal) Z(gal)										
	級數 X(gal) Y(gal) Z(gal)										
日期	編號	SM-A	SM-B	SM-C	SM-D	SM-E	SM-F	SM-G	SM-H		

## 第六章 水庫壩體監測及檢測與安全診斷教育訓練

本團隊致力於「蓄水庫安全評估報告審查協助與教育訓練」工作經歷數年，深感水庫安全實為重要，而水庫安全評估執行單位之執行能力更為關鍵，其執行能力中又以監測技術與分析實為不足，藉由本計畫教育訓練提昇水庫管理人員、顧問公司人員辦理水庫壩體安全監測、檢測能力及資料判讀評析技術。

前期「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」，已完成工作內容有：

1. 水庫潛在破壞模式之分類與案例收集
2. 各項監測儀器適用性之檢討
3. 現有水庫安全監測之問題評析
4. 各項非破壞性檢測方法適用性之探討
5. 壩體重要檢測技術初步測試與監測化可行性評估
6. 研擬監測與檢測改善方案及未來研究規劃

本年度教育訓練時間於 95 年 9 月 28 日至 29 日在國立交通大學浩然國際會議廳舉行，訓練內容部份時間為專家學者進行專題演講或風險管理相關專題演講，本年度教育訓練重點有六項：壩體監測問題評析與先進監測技術、非破壞性檢測技術應用、土石壩問題之數值模擬、混凝土拱壩問題之系統識別分析、試驗室參觀及非破壞檢測現地見習，講員簡歷及課程時間表如表 6.1 表 6.2。教材內容擬根據前期完成監測與檢測之各項探討及監測問題之評估配合本年度研究(先進傳輸線式水庫安全監測初步研發，進行非破壞檢測實例測試，土石壩壩體滲漏破壞數值模擬，建立混凝土拱壩結構之系統識別理論分析模型)編纂成理論為輔實務操作為主之教材，以達到提昇管理人員、分析人員專業素質及經驗交流傳承目的。

本次教育訓練參加人員包括水利署各單位、水庫管理單位及工程顧問公司等共計 68 人，訓練過程如圖 6.1~6.10，訓練當中學員提供相關建議及

意見(詳表 6.3) , 本團隊並對此作相關回應 , 相信對未來水庫安全相關實務之執行上有相當助益。

表 6.1 水庫壩體監測及檢測與安全診斷教育訓練講員簡歷

樓漸達 先生 簡歷 :

學歷 : B.Sc., Civil Engineering

Cheng Kung University, Taiwan, 1963

M.A.Sc., Soil Mechanics

University of British Columbia, Canada, 1966

Ph.D., Soil Mechanics

University of British Columbia, Canada, 1968

經歷 : 2005-Present: BC Hydro (CIPM); Principal Expert, CIDA/China Dam Safety Management and Risk Analysis Training Project

2001-Present: BC Hydro; Member of World Bank International Panel of Experts, Yangtze River Dyke Strengthening Project, China

2001-2003: BC Hydro (CIPM); Task Manager, Xiaolangdi Project, China

2000-Present: BC Hydro; Chief Geotechnical Engineer, Coquitlam Dam, Canada

1990-2001: BC Hydro (CIPM); Chief Geotechnical Engineer, Xiaolangdi Project, China

1993-1995: BC Hydro; Chief Geotechnical Engineer, Alouette, Coursier and Ruskin Projects, Canada

1993-1998: BC Hydro (CIPM); Chief Geotechnical Engineer, Shuibuya Project, China

1986-1988: BC Hydro (CIPM); Chief Geotechnical Engineer, Longtan Project, China

1984-Present: BC Hydro; Chief Geotechnical Engineer, Mica Dam, John Hart Dam, Strathcona Dam, Coursier Lake Dam and La Joie Dam, Canada

1974-1984: BC Hydro; Chief Geotechnical Engineer, Revelstoke Project, Canada

1981-1984: BC Hydro; Chief Geotechnical Design Engineer

1972-1974: Piteau Gadsby & McLeod Limited, Vancouver, Canada; Senior Geotechnical Engineer

1968-1972: R.A. Spence Limited, Vancouver, Canada; Soils Engineer

1963-1964: Chinese Air Force, Taiwan; Civil Engineer

黃安斌 先生 簡歷：

學歷：Purdue University 土木工程博士

經歷：1.1994/08 至今 國立交通大學土木工程系教授  
2.1992/08 1994/07 國立交通大學土木工程系副教授  
3.1986/09 1992/06 Clarkson University 土木工程系所助理教授  
4.1978/06 1982/08 STS Consultants, Inc 工程部大地工程師

潘以文 先生 簡歷：

學歷：Washington University 土木工程博士

經歷：1.1991 至今 國立交通大學土木工程系教授  
2.1986 1991 國立交通大學土木工程系副教授  
3.1980 1981 中興工程顧問社工程師

王彥博 先生 簡歷：

學歷：美國紐約州立大學水牛城分校土木工程博士

經歷：1.2001/08 至今 國立交通大學土木工程系教授  
2.2000/08 至今 中華耐震技術發展協會常務理事  
3.1994/02 2001/07 國立交通大學土木工程系副教授  
4.1991/08 1994/01 中華工學院土木系副教授  
5.1991/02 1991/05 美國國家地震工程中心博士後研究

林志平 先生 簡歷：

學歷：Purdue University 土木工程博士

Purdue University 土木工程碩士

Purdue University 電機工程碩士

經歷：1.2003/08 至今 國立交通大學土木工程系副教授  
2.1999/08~2003/07 國立交通大學 土木工程系研究助理教授  
3.1995/05~1999/07 Purdue University 土木工程系 研究助理  
4.1994/08~1995/05 Purdue University 土木工程系 教學助理



表 6.2 水庫壩體監測及檢測與安全診斷教育訓練課程時間表

時 間	講 題
9月28日(四)	
08:00~09:00	報到
09:00~09:50	水壩的安全和風險管理(一) 主講貴賓：溫哥華卑斯省水電局 樓博士漸達
09:50~10:50	水壩的安全和風險管理(二) 主講貴賓：溫哥華卑斯省水電局 樓博士漸達
11:10~12:00	水庫安全監測問題評析與對策 主講人：國立交通大學防災中心 林副教授志平
12:00~13:00	午餐
13:00~13:50	土石壩問題之數值模擬 主講人：國立交通大學防災中心 潘教授以文
14:00~14:50	光纖監測技術在水庫安全監測之應用 主講人：國立交通大學防災中心 黃教授安斌
15:10~16:00	相關試驗室參觀 介紹人：國立交通大學防災中心 黃教授安斌
16:10~17:30	水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關專題綜合討論(一) 【與會講員】
9月29日(五)	
09:00~10:00	混凝土拱壩之系統識別分析 主講人：國立交通大學防災中心 王教授彥博
10:20~12:00	非破壞性檢測技術應用 主講人：國立交通大學防災中心 林副教授志平
12:00~13:00	午餐
13:00~16:00	非破壞檢測現地見習及寶二水庫監測系統參觀 介紹人：國立交通大學防災中心 林副教授志平
16:10~17:30	水庫壩體監測及檢測與安全診斷相關專題綜合討論(二) 【與會講員】

表 6.3 教育訓練綜合討論意見及建議

學員意見或建議	處理情形
一、本次教育訓練課程內容可否提供予各參與學員。	相關課程資料已放至本中心網頁( <a href="http://nhmrc.nctu.edu.tw">http://nhmrc.nctu.edu.tw</a> )供各位學員下載，並附在成果報告後光碟內。
二、建議有關講習部份內容以彩色方式呈現，以利閱讀。	由於經費有限情況下，建議以電子檔的方式閱讀，可增加判視度。
三、建議教材可用文章方式呈現而非單純用投影片方式。	由於本次性質屬於教育訓練而非研討會方式，其中各講題的詳細內容可參閱本計畫年度成果報告。
四、部份水庫管理單位針對自身管理之水庫存在老舊問題，希望有機會按水庫特性使用本次所提及之非破壞性檢測。	有關水庫非破壞性檢測，本中心這幾年已有相關的水庫實例，未來水庫管理單位如有需要，可以再和本中心聯繫討論對策。
五、希望本計畫未來可以就所研究之成果進行評估，現在監測儀器所量測數據應用及未來監測儀器佈設上之建議。	謝謝建議，其中所提實為本計畫的目的之一，未來成果報告內將嘗試以壩體安全診斷系統之概念，數值模擬之結果提出有關部份監測儀器所佈設之建議。
六、本次教育訓練著重予新的技術研發，顯少提及舊有技術，建議未來可以將新舊技術之間作一比較說明。	謝謝建議，有關新舊技術之間比較實屬必要，但活動時間有限，研究型計畫成果亦豐碩，未來可參考成果報告，將有補充說明。
七、本次邀請樓博士所講授之水壩的安全和風險管理，內容似乎存在錯誤，所述內容亦過於淺顯，未能充份將專家的經驗展現，頗為遺憾。	謝謝建議，有關錯誤的部份已在課後和學員溝通，實屬誤解；內容的精采度其實非常主觀，且考量學員對該講題認識深淺不一；有關專家經驗的展現，未來在和所邀請之專家溝通上，將朝向專題(專案)的講授，使學員可得最大之受益。



圖 6.1 教育訓練報到情形



圖 6.2 教育訓練開幕情形



圖 6.3 教育訓練上課情形



圖 6.4 茶敘時間意見交流



圖 6.5 先進地工診斷系統試驗室參觀



圖 6.6 光纖光柵研究試驗室參觀



圖 6.7 課程綜合討論



圖 6.8 9/29 中興顧問社簡報



圖 6.9 9/29 寶二水庫監測系統參觀



圖 6.10 9/29 非破壞檢測(地電阻影像探測)現地見習

## 參考文獻

1. 陳錦清、高憲章，「土石壩安全評估」，地工技術，第 58 期，第 79-90 頁，1996。
2. 許鴻冠，「土石壩滲流行為之研究」，國立中興大學，碩士論文，1996。
3. 黃添坤，「土石壩滲流分析與應用」，中國土木水利工程學刊，第十卷，第一期，第 132-138 頁，1998。
4. 岡本舜三 (1998)，「地震工程學」，第二版，科技圖書股份有限公司。
5. 經濟部水利處中區水資源局，「鯉魚潭水庫九二一震後報告」，民國 88 年 12 月。
6. 台灣省水利處，「鯉魚潭水庫竣工報告」，1999。
7. 台灣省自來水公司第一區管理處，「新山水庫第二次安全評估計畫」，2001。
8. 簡旭君，2002，「光纖光柵應變管之研發」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
9. 經濟部水利署，「水庫安全監測資料建檔與分析手冊」，2003。
10. 劉芳志，「鯉魚潭壩體滲流量影響因素研究」，私立逢甲大學，碩士論文，2003。
11. 溫谷琳，2003，「應用 SCM 於圓板之分析」，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
12. 詹凱博，2004，「光纖光柵感測器於壓力量測之應用」，國立台灣大學機械工程系碩士論文。
13. 劉芳志，「水庫安全監測與滲流量安全管理及緊急應變計畫之研擬」，國立交通大學，碩士論文，2004。
14. 經濟部水利署，「水庫安全監測資料建檔與分析手冊」，民國 92 年 1 月。
15. 劉文豐，申皓然，傅明宇，2004，「光纖光柵感測器」，光學工程，第 87 期，pp.42-47。
16. 劉芳志，許少華，龔誠山，劉建榮 (2004)，「鯉魚潭壩體滲流量影響因素研究 Affecting Factors for Seepage Quantity in Li-Yu-Tan Reservoir」，台灣水利
17. 和新工程顧問股份有限公司，民國 93 年 12 月，「明德水庫第三次安全評估報告」，經濟部水利署。
18. 呂欣懋，「土石壩滲流之風險分析 - 以石門水庫為例」，國立台灣大學，碩士論文，2005。



19. 經濟部水利署, "水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究", 2005。
20. 邱宏智、林慶仁、魏毓瑩、廖慧如、陳乃華 (2005), 「翡翠水庫強震儀維護與地震記錄分析」, 中央研究院地球科學研究所。
21. 「翡翠水庫安全檢查綜合評估年報」, 台北翡翠水庫管理局, 中華民國 95 年 3 月。
22. 國立交通大學防災中心, 民國 95 年, 「湖山水庫工程計畫, 光纖監測系統應用於蓄水庫邊坡穩定之研究」, 經濟部水利署中區水資源局。
23. ASCE, "Lessons from dam incidents.", 1975
24. asri, S. F, Sassi, H. and Caughey, T. K.(1982). "A nonparametric Identification of a Class of Nonlinear Multi-degree Dynamic System," J. of Earthquake Enging. And Struct. Dyn., Vol.10, pp.1-30.
25. ASCE, "Lessons from dam incidents. USA-II", 1988
26. Athanasiou, E., Tsourlos P., Tsokas, G., Papazachos, C., and Vargemezis, G., 2005,"Nondestructive DC Resistivity Surveying Using Flat Base Electrodes", Near Surface 2005-Palermo, Italy, PP.1-4.
27. Birken, R. and Versteeg, R., 2000, "Use of four-dimensional ground penetrating radar and advanced visualization methods to determine subsurface fluid migration," Journal of Applied Geophysics, Volume 43, Issues 2-4, Pages 215-226
28. Celebi, M. and E. Safak(1992). "Seismic Response of Pacific Park Plaza. I : Data and Preliminary Anlysis," J. Struct. Eng. ASCE, Vol. 118, No.6, pp.1547-1565.
29. Celebi, M. and E. Safak(1992). "Seismic Response of Pacific Park Plaza. II : System Identification", J. Struct. Eng. ASCE, Vol.118, No.6, pp.1566-1589.
30. Dowding, C. H., Huang, F-H., and McComb, P. S., 1996, "Water Pressure Measurement with Time Domain Reflectometry," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 19, pp. 58-64.
31. "Dam safety inspection manual" (2003), Indiana Department of Natural Resources, 2003 edition.
32. "Dam safety fact sheets, Indiana dam safety inspection manual" (2003), Department of Natural Resources Division of Water, Indianapolis, Indiana, 2003 edition.
33. Dong, X., Shum, P., Yang, X., Lim, M. F., and Chan, C. C., 2005," Bandwidth-tunable filter and spacing-tunable comb filter with chirped-fiber Bragg gratings", Optics Communications, Vol. 259, Issue. 2, pp. 645-648.
34. Erdal Safak(1989). "Adaptive Modeling Identification and Control of

- Dynamic Structural Systems. I : Theory," J. Eng. Mechanics, ASCE, Vol.115, No.11, November, pp.2386-2405.
35. Erdal Safak(1989). "Adaptive Modeling Identification and Control of Dynamic Structural Systems. II : Applications", J. Eng. Mechanics, ASCE, Vol.115, No.11, November, pp.2406-2425.
  36. FLAC manual, Version 5.0, Itasca Consulting Group, Ins., 2001, USA.
  37. Fell, R., Wan, C. F., Cyganiewicz, J. and Foster, M. "Time for development of internal erosion and piping in embankment dams" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v 129, n 4, p 307-314, 2003.
  38. Foster, M.(2000) , "Method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping." *Canadian Geotechnical Journal*, v 37, n 5, Oct, 2000, p 1025-1061
  39. Foster, M.(2000) , "Statistics of embankment dam failures and accidents." *Canadian Geotechnical Journal*, v 37, n 5, Oct, 2000, p 1000-1024
  40. Giese, K. and Tiemann, R., 1975, "Determination of the Complex Permittivity from Thin-Sample Time Domain Reflectometry: Improved Analysis of the Step Response Waveform," *Adv. Mol. Relax. Processes*, Vol. 7, pp. 45-49.
  41. GPR-SLICE, <http://www.gpr-survey.com/pages/362603/index.htm>
  42. Ho, Y.T., Huang, A.B., Ma, J., Zhang, B., and Cao, J, 2005, "Ground Movement Monitoring Using an Optic Fiber Bragg Grating Sensored System," *Proceedings, 17<sup>th</sup> International Conference on Optical Fiber Sensors*, Bruges, Belgian, SPIE Vol.5855, pp.1020-1023.
  43. Huang, A.B., Ma, J., Zhang, B., Wen, X., Cao, J. and Ho, Y.T., 2005, "Safety Monitoring of the Yellow River Dike Using an Optic Fiber Sensor System," 2<sup>nd</sup> International Yellow River Forum, Zhengzhou, China.
  44. Ho, Y.T., Huang, A.B. and Lee, J.T., 2006, "Development of a Fiber Bragg Grating Sensored Ground Movement Monitoring System," submitted to *Journal of Measurement Science and Technology*.
  45. Heo, J. S., Chung, J. H., and Lee, J. J., 2006, "Tactile sensor arrays using fiber Bragg grating sensors", *Sensors & Actuators. Part A, Physical*, Vol. 126, Issue. 2, pp. 312-327.
  46. ICOLD , "Deterioration of dams and reservoirs : examples and their analysis." , 1984.
  47. ICOLD BULLETIN 99 "Dam Failures – Statistical Analysis", 1995.
  48. Johansson, S., Dahlin, T., Farhadrioushan, M., and Friborg, J., 2000, "New and improved monitoring systems for embankment dams-experience from initial resistivity, SP, strain, and temperature measurements at Sadva dam",

Elforsk rapport.

49. Komogorov, A. N.(1941), "Interpolation and Extrapolation of Random Suquences," Bull. Acad. Sci. USSR Ser. Math., Vol.5, Translation : Rand Corp., Santa Monica, Calif., Memo RM-3090PR.
50. Kalman, R. E.(1960), "A new Approach to Linear Filtering and Prediction Problems," J. Basic Eng. Trans. ASME. Ser. D, Vol.82, No.1. pp.35-45.
51. Kalamn, R. E. and R. S. Bucy.(1961), "New Results in Linear Filtering and Prediction Theory," J. Basic Trans. ASME, Ser. D, Vol.83, No.3. pp.95-108.
52. Kersey, A.D., 1992, "Multiplexed Fiber Optic Sensors," Proceedings, Fiber Optic Sensors, Boston, Massachusetts, Eric Udd, editor, sponsored by SPIE-The International Society for Optical Engineering, pp.200-227.
53. Kojima, S., Hishida, Y., Fukuchi, K., and Hongo, A., 2003, "Optical Fiber Sensor Using Fiber Bragg Grating for River Management", 16th International Conference on Optical Fiber Sensor, Nara, Japan, pp. 112-115.
54. Ljung, Lennart. (1987) "System Identification: Theory for the Users", Prentice Hall PTR, New Jersey.
55. Loh, C. H. and Tsaur, Y. H.(1988), "Time Domain Estimation of Structural Parameters," Eng. Struct., Vol.10, April, pp.95-105.
56. Loh, C.H. and Wu, T.S.(1996). "Identification of Fei-Tsui arch dam from both ambient and seismic data", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 15, pp.465-483.
57. Loke, M.H., 2000, "Electrical imaging surveys for environmental and engineering studies- A practical guide to 2-D and 3-D surveys".
58. Liu, Y., Guo, Z., Zhang, Y., Chiang, K. S. and Dong, X., 2000, "Simultaneous Pressure and Temperature Measurement with Polymer-Coated Fiber Bragg Grating ", Electron Lett. , Vol. 36, pp. 564-566.
59. Loke, M.H. 2003, Tutorial 2D and 3D electrical imaging surveys.
60. Loke, M.H., 2003, "RES2DINV ver.3.52", Geotomo Software, Malaysia.
61. Loke, M.H., 2002, "RES2DMOD ver.3.01-Rapid 2D resistivity forward modeling using the finite difference and finite element methods", Geotomo Software, Malaysia.
62. Lin, C.-P., Chang, T.-S. (2004), "Multi-station analysis of surface wave dispersion," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 24/11, pp. 877-886.
63. Lin, C.-P., Chang, C.-C., and Chang, T.-S. (2004), "The Use of MASW Method in the Assessment of Soil Liquefaction Potential," Soil Dynamics

- and Earthquake Engineering, Vol 24/9-10, pp 689-698.
64. Masri, S. F. and Caughey, T. K.(1979), "A nonparametric Identification Technique for Nonlinear Problems," ASCE, J. of Applied Mechanics, Vol.46, June, pp.443-447.
  65. Masri, S. F, Sassi, H. and Caughey, T. K.(1982). "A nonparametric Identification of a Class of Nonlinear Multi-degree Dynamic System," J. of Earthquake Enging. And Struct. Dyn., Vol.10, pp.1-30.
  66. MSymth, A.W., Masri, S.F., Chassiakos, A.G., and Caughey, T.K.(1999), "On-Line Parameter Identification of MDOF Nonlinear Hysteresis Systems," J. of Engineering Mechanics, Vol.125, No.2, pp.133-142.
  67. McMechan, G. A., Gaynor, G. C., and Szerbiak, R. B., 1997, "Use of ground-penetrating radar for 3-D sedimentological characterization of clastic reservoir analogs," Geophysics, Volume 62, Issue 3, pp. 786-796
  68. Millard, S. G., J. H. Bungery, C. Thomas, M. N. Soutsos, M. R. Shaw, A. Patterson (1998), "Assessing brigde pier scour by radar", NDT&E International Vol. 31, No. 4, pp. 251-258.
  69. Rao, Y. J., Jackson, D. A., Jones, R., and Shannon, C., 1994, "Development of prototype fiber-optic-based Fizeau pressure sensors with temperature compensation and signal recovery by coherence reading ", Journal of Lightwave Technology, Vol. 12, Issue 9, pp. 1685 – 1695.
  70. Raman, K., 1999, "Fiber Bragg Gratings," Academic Press, 458p.
  71. Su, M.B., 1987, "Quantification of Cable Deformation with Time Domain Reflectometry," Ph.D. Dissertation, Northwestern Univ., Evanston, IL, 112 pp.
  72. Symth, A.W., Masri, S.F., Chassiakos, A.G., and Caughey, T.K.(1999), "On-Line Parameter Identification of MDOF Nonlinear Hysteresis Systems," J. of Engineering Mechanics, Vol.125, No.2, pp.133-142.
  73. Szerbiak, R. B., McMechan, G. A., Corbeanu, R., Forster, C., and Snelgrove, S. H., 2001, "3-D characterization of a clastic reservoir analog: From 3-D GPR data to a 3-D fluid permeability model," Geophysics, Volume 66, Issue 4, pp. 1026-1037
  74. Sheng, H.J., Fu, M.Y., Chen, T.C., Liu, W.F., and Bor, S.S., 2004, "A Lateral Pressure Sensor Using a Fiber Bragg Grating," IEEE Photonics Technology Letters, Vol.16, No.4, pp.1146-1148.
  75. Topp, G. C., Davis, J. L., and Annan, A. P., 1980, "Electromagnetic Determination of Soil Water Content and Electrical Conductivity Measurement Using Time Domain Reflectometry," Water Resources Research, Vol. 16, pp. 574-582.
  76. Wiener, N.(1949), "The Extrapolation, Interpolation and Smoothing of Stationary Time Series with Engineering Application," Wiley, New York.

77. Xu, M. G., Reekie, L., Chow, Y. T. and Dakin, J. P., 1993, “Optical in-Fiber Grating High Pressure Sensor” , Electron Lett., Vol. 29, pp.398-399.
78. Xu, M. G., Geiger, H., and Dakin, J. P., 1996, “Fiber Grating Pressure Sensor with Enhanced Sensitivity Using a Glass-bubble Housing” , Electron Lett. , Vol. 32, pp.128-129.
79. Zhang, Y., Feng, D., Liu, Z., Guo, Z., Dong, X., Chiang, K. S. and Chu, Beatrice C. B., 2001, “High-Sensitivity Pressure Sensor Using a Shielded Polymer-Coated Fiber Grating”, Photon. Technol. Lett., Vol. 13, pp.618-619.
80. Zhao, Y., Yu, C., and Liao, Y., 2004, “Differential FBG sensor for temperature-compensated high-pressure (or displacement) measurement”, Optics & Laser Technology, Vol. 36, pp.39 – 42.
81. USCOLD, “Lessons form Dam Incidents, USA”, 1975.
82. USCOLD, “Lessons from Dam Incidents, USA-II”, 1988.
83. [http://simscience.org/cracks/advanced/arch\\_hist1.html](http://simscience.org/cracks/advanced/arch_hist1.html).
84. <http://www.feitsui.gov.tw/>

水庫壩體監測及檢測與安全診斷技術研發(1/3)」

評選簡報審查意見及辦理情形

結論	
一、本(95)年度工作項目地電阻影像探測部分，需以3座土石壩及3座混凝土壩進行實例測試；壩體安全診斷之專家系統之建立部分，需以2座土石壩及2座混凝土拱壩為例建立系統雛型	地電阻影像探測土石壩部份以新山寶二仁義潭三座水庫，混凝土壩部份以石門水庫廊道大觀電廠石岡壩進行實例測試；壩體安全診斷專家系統研究部份，土石壩以鯉魚潭及新山水庫，混凝土拱壩以翡翠及德基水庫為例
二、智慧財產權相關問題依本採購案招標文件規定辦理，若有未載明之事項，則依相關法令規定辦理	將依雙方單位之規定辦理
三、委員意見請國立交通大學於決標後納入工作執行計畫書參考修正	謝謝委員意見，皆已補充修正完成

水庫壩體監測及檢測與安全診斷技術研發(1/3)

期初簡報審查意見及辦理情形

賴委員典章	
期初簡報審查意見	處理情形
一、 TDR 監測滲漏量理論上可行，但滲漏水質除電導度外，可能其他化學性質不易測得，如何應用，建議加以說明	謝謝委員意見，其中滲漏水質是指滲漏水水質非庫水水質，而導電度和電解質及非溶解固體含量有關且 TDR 水壓 滲漏量與滲漏水質監測技術研發規劃為第二年之工作
二、 非侵入式電極檢測所使用之導電液除 NaCl 與 CuSO <sub>4</sub> 以外，是否還有其他可用之導電液？又 NaCl 與 CuSO <sub>4</sub> 是否會污染，請加以評估	謝謝委員意見，目前發現尚有一工業用膠，目前在收集文獻研究中，而 NaCl 及 CuSO <sub>4</sub> 並無污染問題，工業用膠未來如果使用，也將於試驗結束後清理
三、 地電阻影像法受材料與水的影響甚大，如果有原始資料的比較，較容易得到答案 建議寶二水庫剛建好，未蓄滿水，可以先進行施測，建立原始資料，以便未來與蓄水後之比較	謝謝委員意見，目前在做資料分析時，利用正算模擬之參數分析來比較資料正確，必要時可用物理模型(砂箱)驗證之 未來將以寶二水庫為主，製作背景資料以利未來研究討論
四、 本計畫研究分析後，如發現監測儀器放置位置不適合時，如何改善，請研提可行對策	謝謝委員意見，目前作法是依數值模擬評估結果，水壓變化劇烈及異常徵兆，來提供儀器佈置參考位置而發現監測儀器位置不適合時，將先評估風險後，將參考國際慣例改善
許委員少華	
期初簡報審查意見	處理情形
一、 本人曾指導一位碩專班學生劉芳志模擬過鯉魚潭水庫的滲流情況，並與中水局現地資料比較，發表於台灣水利期刊，內容雖不甚滿意，但仍有參考價值，請考慮列入參考文獻	感謝提供資訊，該參考文獻業已納入
二、 工作執行計畫書中對於滲流模擬所使用的軟體，及數值程式中的 Governing equation 皆未	所採用之數值程式軟體中的控制方程式皆已補充說明 本研究中滲流模擬所欲探討之對

<p>交待；請補充 另外有關滲漏破壞的標準或 piping 產生的標準也應說明</p>	<p>象乃滲漏相關破壞過程中可能出現之異常跡象 其中擬探討之內容與策略包括分析滲漏量是否異常巨幅增加 水力坡降大幅提高是否出現於壩體內不利位置可能使內部細料受沖蝕流失，是否壩體中出現局部孔隙水壓異常昇高等</p>
<p>三 鯉魚潭水庫在降雨期間滲流量非常大，但壩體並未有破壞的現象，主持人在報告中曾提及會在實驗室中安置砂箱，但我認為 scale 有點太小，是否可以找土堤的滲流破壞案例來做現測或模擬的主題，否則台灣現有的土石壩目前應是找不到有管湧滲漏嚴重到會破壞的情況</p>	<p>因降雨所造成之滲流通常並無壩體安全顧慮，本案中不考量本計畫實驗室砂箱乃用於校核地電阻探勘之 資料詮釋比對，與比對滲流量及管湧現象完全無關</p>
<p>四 若用 FLAC 軟體模擬滲流，也請交待其方程式與參數，並交待模擬過程如何決定其參數</p>	<p>FLAC 軟體控制方程式與參數說明業已加以補充 所採參數將直接引用所模擬壩體對象之原設計值或試驗值</p>
<p>水源經營組陳副組長俊宗</p>	
<p>期初簡報審查意見</p>	<p>處理情形</p>
<p>一、新技術觀測儀器之開發過程請考量於大壩施工中設置及既有水庫增設之可行性</p>	<p>謝謝委員意見，將參考未來試驗及數值驗證結果，來作進一步之可行性評估</p>
<p>二、台灣地區落雷情形嚴重，儀器開發請併注意雷擊問題</p>	<p>謝謝委員意見，此計畫所開發之先進監測系統，已從傳統主動式走入被動式，且傳輸系統皆在地表下，故無雷極之問題</p>
<p>三、新儀器開發請考量耐久性問題及施工中遭受破壞之可能性</p>	<p>謝謝委員意見，新儀器之耐久性優於傳統式，且在安裝時比較無遭受破壞之可能</p>
<p>四 本計畫引用國外資料與國內研發部分，宜有清楚說明</p>	<p>謝謝委員意見，目前皆為自行研發</p>
<p>五 光纖監測 Chirped FGB 水壓計及其他各種觀測儀器之耐久性應予探討</p>	<p>FBG 水壓計之開發尚屬初期，所使用之設計細節以及製作過程還有待進一步確認與改進 在設計達到一程度後將進行耐久性試驗 交通</p>



	大學光纖監測試驗室有測試耐久性所需之設備，並且已針對光纖光柵地層移動監測系統之耐久性做長期之耐久性試驗
六 觀測資料之傳輸系統亦請一併探討，且其保養或修復亦需考量	觀測資料之傳輸系統為電纜線所組成，未來在保養或修復上皆能利用電纜線所產生之不同訊號，有效得知其傳輸系統情況及維護
七 有關觀測孔之灌漿方式其硬度之決定，請併考量其影響觀測精度問題	灌漿方式其硬度為剛性，是為了產生足夠之變形而使電纜線訊號更為清楚，進而提高觀測時之精度
八 教育訓練含現地見習立意良好，唯若能增加資料判讀分析，效果應會更佳	謝謝委員意見，將納入教育訓練現地見習時辦理
南水局盧工程司炳？	
期初簡報審查意見	處理情形
一、光纖及 TDR 等先進監測技術開發，建議增加傳統機械式或其他儀器之對照組，比對新開發儀器及傳統儀器量測數值結果，針對系統誤差及人工誤差等進行比較分析	謝謝委員意見，傳統和先進儀器之資料比對是必須的；由於傳統式(主動式)監測儀器常為雷極所破壞，而本計畫的精神為開發光纖 TDR(被動式)等先進監測技術，來增加監測之可行性
二、新山水庫應用地電阻影像法施測結果建議與相關監測資料比較分析（甚至鑽孔比對。）	謝謝委員意見，不過水壓和影像剖面為兩個不同物理量，無法直接比較 但是目前仍有執行針對每次之監測值和降雨 水位及漏水量之比對
三、壩體安全診斷之專家系統建立，純以監測資料研判，恐無法發現問題，水庫安全檢查分現場檢查及監測系統監測兩部分，監測系統能監測之部分有限，宜配合可能破壞模式之徵兆，配合現場檢查去發現	謝謝委員意見，專家系統目前仍是先以監測資料為主，是否將之前異常現象及作業準則納入，可以在第二年再行討論
水利署水源組	
期初簡報審查意見	處理情形
一、進度表中所列期末報告提送時間，應依據契約規定 10 月底前提出，相關工作項目進度亦	謝謝指教，已修正

應於 10 月底前初步完成	
二 教育訓練內容目前已有初步規劃，建議視計畫執行成果於期中報告再提出詳細內容，討論後再據以確定為宜	謝謝委員意見，將於期中報告時提出再詳細確切內容
三 本計劃簡報內容基本上方向符合，所需實例測試水庫數量亦符合契約規定；實例測試水庫如本次會議討論確定後，將由本署函文請水庫管理單位協助配合辦理 如未來執行中有變更需要，亦請交通大學儘速提出再行檢討	謝謝業務單位配合
四 明德已發生滲漏位置主要在溢洪道左 右側山脊，今年苗栗水利會已預計辦理地電阻相關檢測，建議交大可先行了解該檢測結果，如果檢測結果之技術與精度仍有改善空間，則可考量再進一步施測，若無，則本年度實例測試水庫則建議另擇他座	謝謝委員意見，將了解該檢測結果後，再考量是否在明德水庫進行施測
<b>結論</b>	
一、本年度工作項目地電阻影像探測部分，土石壩以新山 寶二仁義潭等水庫，混凝土壩以石門水庫廊道 大觀電廠 石岡壩進行實例測試；壩體安全診斷專家系統研究部分，土石壩以鯉魚潭及新山水庫，混凝土拱壩以翡翠及德基水庫為例	遵照辦理
二 交通大學所提之工作執行計畫書及簡報原則認可	遵照辦理
三 請交通大學參照委員意見補充修正後繼續推動執行	謝謝委員意見，皆已補充修正完成
四 主辦單位應組成工作小組，於計畫期間與交通大學共同檢討執行狀況	將配合主辦單位辦理檢討

水庫壩體監測及檢測與安全診斷技術研發(1/3)

期中簡報審查意見及辦理情形

許委員少華	
期中簡報審查意見	處理情形
一、本計畫內容有許多電學專業方面的技術細節，並非我個人的專業，故無法予以置評，於本計畫中所研發的技術必須是與壩體應用上密切相關的需求	正是本研究的主要目的，謝謝委員意見
二、以博愛校區的重複性施測探討為例，第一次量測與第二次以後的差異甚大，不知原因為何？是否熱機的問題？	經測試，似乎與熱機無關，可能是介電極化的影響，詳如 4.2.1 補充說明
三、鯉魚潭土石壩模擬的過程並未經過檢定與驗證過程，便進入裂縫預測模擬，故其結果僅能視為定性的參考而非定量的估計	本模擬旨在於探討壩體內出現不同問題時，壩體滲流與相關物理量可能出現之典型反應 選擇鯉魚潭土石壩做為對象，乃因為該土石壩為壩體分區配置非常對稱之個案 滲流模擬結果與鯉魚潭壩滲流就蓄水由低水位至高水位範圍之比對，模擬對象係針對壩體本身之滲流，未包含壩座山壁滲流與雨水由壩面入滲影響之滲流量，低蓄水位時，計算值低於實測值，高蓄水位時，則漸接近實測值，當屬十分合理
四、建議鯉魚潭的模擬應參考現地孔隙水壓，量測值作為壩體各部分 K 值給定的修正參考，再配合滲流量的監測比對	本案以鯉魚潭土石壩作為壩體分區配置非常對稱之典型代表，壩體各部分滲透係數之選定係以壩體實際設計參數為準
五、在圖 5.13 的不同裂縫長度的比較模擬中，為何當 $L/L_0=1.00$ 時，其孔隙水壓分佈又恢復原先 $L/L_0 = 0.18$ 的分佈情形？	裂縫完全貫穿時 ( $L/L_0=1.00$ ) 並無恢復 $L/L_0 = 0.18$ 之孔隙水壓分佈情形 在裂縫發展過程中途時，裂縫尖端會有水力坡降集中現象
陳委員平護	

期中簡報審查意見	處理情形
一、 p.44 視電阻率之標準偏差 (STD) 無單位嗎？	報告所呈現的是指重複量測資料的品質，為標準偏差與平均值的比值，應該改為變異係數 (%)。
二、 均方根誤差 (RMS) 與觀測資料品質及反算結果之模型有關，不應全歸導電液所致，且需考慮溶液之濃度	RMS 是反算後的均方根總和 有關導電液的濃度問題，目前試驗皆是導電液濃度為飽和時施作，目的是以改良所量測之資料品質(降低資料重複性的變異。)
三、 所有實測都需寫出原始觀測資料，尤其是電流與電位差值因在高電阻介質常有嚴重干擾，而此干擾常呈系統變化，藉由實測資料檢查，刪除不良資料	未來將和主辦單位討論，將每次試驗的實測資料放於期末報告附錄，以供引用 參考及檢核 在進行反算之前，會將資料異常部分先行剔除
四、 p.4-20 正算模型流程圖中示以反算結果做比較，但反算結果非唯一性，以它做為比較不合理，請解釋，應當以實測視電阻率與模型 (計算) 視電阻率做比較	將補充正算與量測視電阻率之比較
五、 理論上 pole-pole 電極排列較 Wenner、 Wenner-Schlumberger 電極排列解析度較高，為何在實驗場不使用？建議使用 (Applied Geophysics,1979,Telford et al 著。)	pole-pole 由於探測深度較深因此解析度不佳，應該為 pole-pole 重覆性較好。而寶二水庫卻使用 pole-dipole 進行量測，是由於當天量測時，有一端的遠電極不易到達，但目前已用 pole-pole 重作完成，未來要作監測的部份，淺層將以 wenner 為主，深層將以 pole-pole 進行施作
鍾委員朝恭	
期中簡報審查意見	處理情形
一、 新山與寶二水庫經電探或模擬結果，發現下游坡面有濕潤及含水量高之區域，其範圍與滲透量可否加以初步界定？另建議就每次電探或模擬結果先提出分別說明，以供水庫管	未來將提供量測資料予中興工程顧問公司進行判釋，以達水庫安全事宜 由於地電阻率受到地層與地下水的影響，因此由單次的量測難以界定濕潤或滲漏情形，在提高蓄水水位前之資料主要在提供背景

理單位參考	值，以利後續監測比較，由地電阻率的變化來探討滲漏情形
二 p.5-27所述鯉魚潭橫向裂縫發展到心層中央及土層時，其滲流量分別增加至 1.2 倍及 2.14 倍，另 p.5-29 說明垂直裂縫影響壩體滲流量較小，模擬滲流量最大變化僅 1.93 倍，由於僅取中段及單處( E<246) 模擬，因此前述說明是否合理，建請加以補充說明	本部分之模擬結果旨在藉此模擬例指出壩體內即使已出現裂縫，但卻尚未完全貫穿 僅發展至中途時，壩體滲流變化仍無法十分明顯，恐怕將不易經監測數據察覺，但孔隙水壓與水頭分佈卻會出現相當異常之分佈 期末報告還會就不同裂縫出現位置再加討論
<b>蘇委員炳勳</b>	
<b>期中簡報審查意見</b>	<b>處理情形</b>
一、為確認新開發之監測儀器適用性與可靠度，是否可先在人為塑造之可知環境中進行測試，再進行現場檢測	實驗室後續會作一系列測試，目前有建一些室內水位管及剪力盒進行測試；而現地測試是需要時間驗證的
二 壩發生問題有多種面向，一種係在長期不良環境或不當使用下造成，欲將此「慢性病 防患未然，有必要進行歷史運轉資料深入探討，今後有關安全診斷技術與安全評估是否將此工作亦列為重點	水庫安全評估本來就應對壩體過去曾出現之問題加以檢討，就如同醫生診斷病人必然會參考病歷一樣 檢視壩體過去長期監測資料與壩體行為，對水庫安全評估當然應有其必要，水庫運轉資料也可考慮列入參考
<b>賴委員建信</b>	
<b>期中簡報審查意見</b>	<b>處理情形</b>
一、本研究透過一系列驗證試驗，於期中已具備相當成果，值得肯定，惟 p.3-24 所述纜線靈敏度不受現地條件影響之初步結論，建請再更具體周全予以證實	由材料互制 剪力帶寬度 纜線種類的試驗結果中可以證實，詳 3.3.3
二 惟本報告未見合約所規定光纖 TDR 或其他先進被動式監測初步測試工作成果，建請予以補實並依契約期程辦理	為能夠在可控制條件下測試，以室內的物理模型進行初步測試
三 本研究擬於既有水庫壩頂裝置光纖及 TDR 元件，對壩體安	謝謝委員意見，遵照辦理

全部分，建請本組 3 科妥處	
自來水公司黃工程師鎮豐	
期中簡報審查意見	處理情形
一、報告所提有關施測結果顯示地電阻影像法在壩體滲漏檢測應用成效良好，由於新山水庫仍存在滲漏問題，目前仍無法確實瞭解滲漏路徑，建議在左側山脊測線做施測結果後，能綜合檢討評析新山水庫滲漏可能路徑，其直接由水庫經壩體或迂迴經由左山脊滲流至壩體下游坡面，能由較具體之檢討評析結果	謝謝委員意見，針對已完成之施測結果進行綜合評析
二、有關新山水庫滲漏地電阻檢測，建議是否可在不同水庫水位加以施測檢討比較之	過去一年一直定期進行觀測，目的即為觀察不同庫水位的反應，但過去年的庫水位變化範圍很小
三、中興大學已辦理完成「新山水庫滲漏之同位素檢討評估報告，建議交大工作團隊參考納入檢討建議	謝謝委員意見，將納入檢討建議
北水局趙主任昌虎	
期中簡報審查意見	處理情形
一、請提供本案寶二水庫地電阻測量資料，以便與寶二水庫正委由中興顧問社進行之大壩監測資料比對，以利釐清疑點	謝謝委員意見，遵照辦理
二、如果山脊內有空洞裂縫，是否可以地電阻方式得知	有可能，但須視空洞裂縫的大小及地層電阻率分佈而定
北水局鄭工程員友誠	
期中簡報審查意見	處理情形
一、p.5-60~5-70 圖 5.36 傅氏頻譜 x 軸應為頻率 (HZ)，非時間 (sec)，請修正	謝謝委員的指正，將加以更正
二、傅氏頻譜分析主要針對較具有週期性的訊號所做的處理，對非週期性且具有阻尼性的訊號是否適宜	傅氏頻譜對於線性系統而言(非時變系統，例如壩體未受損傷)其適用性應屬合宜 本案進行傅氏轉換之目的主要是瞭解振動訊號之頻

	率內涵分佈情形，俾便決定後續系統識別分析之相關參數，壩體之振動頻率仍以系統識別之分析結果為主
三 期望能做到振幅 時域 頻譜之三維動態展示，以利監測與分析	謝謝委員的意見 一般而言，時-頻圖針對具有高度非線性行為的結果展示的確可以顯現其頻率隨時間變化的情形 本案分析之翡翠水庫拱壩振動頻率從相關研究及本案之分析結果均顯示，其振動頻率變化程度不大，壩體應無重大損傷，非線性行為較不顯著 未來將再進行數筆地震事件之系統識別分析，以確實掌握頻率之變化情形
中水局巫工程員茂松	
期中簡報審查意見	處理情形
一、報告 p.5-23 表 5.4 之 K 值參考文獻 ( 鯉管局 1995 ) 是否為參考文獻 6 ( 竣工報告 1999 )，或漏列	該例所採之 K 值乃參考竣工報告
二 報告表 5.4 中的「心層」基礎 k 值和竣工報告(P.63~65) k 值有誤，心層平均 k 值為 $2 \times 10^{-9}$ m/sec，基礎 k 值為 $3 \times 10^{-7}$ m/sec，另壩座 k ？	本案模擬對象係針對壩體本身之滲流，未包含壩座山壁滲流與雨水由壩面入滲影響之滲流量 心層滲透係數係假設水平 k 值假設為垂直 k 值四倍，因此會有平均 k 值為 $2 \times 10^{-9}$ m/sec
三 p.5-21 第 7 行壩頂長度 235m，又在 p.5-24 壩平均長 232m 出現錯誤，因為壩斷面不是長方形，壩的實際斷面可參考竣工報告 p.503，實際斷面為矩形斷面，實際平均心牆長為 144m	已依建議改採用平均壩長 144m
四 壩座流出來的滲流量沒有算出來	本案模擬對象係針對壩體本身之滲流，未包含壩座山壁滲流與雨水由壩面入滲影響之滲流量
南水局宋課長恒輝	
期中簡報審查意見	處理情形
一、本報告章節建議修正，如 p.3-2	謝謝委員意見，遵照辦理

<p>第三段第 2 行提到「一方面本節介紹研發改良..」，所謂本節應為本章，另配合報告之撰寫方式，以「1.計畫緣起及目的」視為第一章，似有不妥，建議修正為「第一章計畫緣起及目的」「第二章計畫工作項目，以此類推</p>	
<p>二 第三章第 1 節現有監測技術檢討，以籠統之方式？述現有監測技術，陳述其常缺乏長期監測所需穩定性與可靠度，建議就現有監測儀器，如水壓計傾斜儀 滲水量測設備...等，做技術上量測之缺失或其優點之檢討，另再就擬研發之光纖 TDR 技術，對應於現有儀器量測之優點做陳述</p>	<p>謝謝指教，本研究主要在提倡被動式傳感器的監測方法，有別於傳統主動式感應器，較能夠適合於水庫長期監測環境 另將適當補充傳統與新研發儀器之優缺點陳述</p>
<p>三 p.3-4 第 4 行折射角等於 900 時，請修正為 90°，第 5 行臨界入射角 <math>c</math>，請修正為 <math>c</math>。</p>	<p>謝謝指正，已修正</p>
<p>四 光纖 TDR 設計與雛形，從報告中已有說明，惟尚未有資料如何解讀及分析方法之說明，期末報告建議一併提出</p>	<p>謝謝委員意見，將參考辦理</p>
<p>五 地電阻影像探測改良方法，以注入不同導電液來改善電極棒與地表導電品質，其中注入導電液之作業程序 溶液之量及注入後多久時間開始量測，均未說明，建議改良之方式能陳述併附於附錄</p>	<p>謝謝委員意見，電極改良的詳細步驟已於本文中說明</p>
<p>水利署水源經營組陳科長在中</p>	
<p>期中簡報審查意見</p>	<p>處理情形</p>
<p>一、對於 TDR 傳感器利用不同感測機制可監測滲漏 水壓力 位移等物理量，請具體將光纖中變化(受壓力或變位錯動)使信號改變若屬多處或感應器之感應極限應予說明，且其發生位</p>	<p>今年度主要部分是針對錯動變形改良，第二年要討論的其它感測機制說明並未放於本年度報告 針對錯動變形感測，將補充多處錯動感應極限及錯動位置決定等之詳細說明</p>



置能否準確測得，請交待	
二 在非破壞性檢測技術與精度改良，僅知其重複性施測的必要，未見其时序上的變化與探討比對，如可較精確掌握時再朝物理意義的現象判釋與分析，並進一步借此方法來建立手冊的使用條件與誤差等監測實義，另新山與寶二水庫其濕潤區其物理意義為何請解說而管理單位亦建請參照持續監測	期末報告將補充时序上的變化與探討 以本研究在水庫的實際測試與改進研究為基礎，建立手冊的使用條件與誤差等監測實義是未來重要的推動工作；而新山與寶二水庫之潛在濕潤區，未來可由專案計畫進行較深入之研究及分析，而本計畫可提供相關資訊參考說明
三 壩體安全診斷專家系統要先收集世界各項壩災案例與可能現象，作一剖析與基本資料，再由本國案例與研究分析來做理論模擬與實際現況反應狀況掌握及研判(如橫向與縱向裂縫評析合理性)	前階段之相關研究業已收集與分析國外許多壩災之案例與出現現象 本案假設壩體出現缺陷(如裂縫)情形，也會盡可能針對可能原因與現象加以模擬
四 對於引用各水庫為案例的相關資料請再與管理單位接洽確認，如有偏誤請適度修正	遵照辦理 經確認後若發現偏誤，將予以修正
水利署水源組	
期中簡報審查意見	處理情形
一、FBG 水壓計是否進行環境測試？如有相關資料建議併入報告中 另為利未來現場安裝，建議考量 2 組以上實體進行測試比較	先前光纖監測系統之發展是地層移動監測用之偏斜儀，此儀器已開發多年趨於成熟，因此有相當完整之耐用性測試 FBG 水壓計(本計畫重點)之設計還在改進之中，待改進完成之後會做耐用性測試，現在還沒有相關資料 初期做現場安裝必然使用 2 組以上實體進行測試並與傳統開口水位計或電子式壓力計比較
二 TDR 錯動變形監測，如同時出現 2 組以上錯動位置，其訊號是否相互干擾？是否仍可監測？其限制條件建議補充說	當錯動位置需非常靠近(幾公分內)時才會影響，將補充說明

明	
結論	
一、交通大學所提之期中報告及簡報原則認可	謝謝委員意見
二、各委員及單位意見請交通大學參照	遵照辦理
三、研究報告監測成果供管理單位參考，如有需要進一步了解，請管理單位依實際安全維護工作需求，除應積極監測外，並視需要作進一步調查或辦理必要之改善	謝謝委員意見

水庫壩體監測及檢測與安全診斷技術研發(1/3)」

期末簡報審查意見及辦理情形

陳委員茂生	
期末簡報審查意見	處理情形
一、本計畫為協助水利署研發水庫安全監測，對現有監測技術檢討(p.3-1)所提評語，請避免抽象之批評，以具體研析缺失供以後之改進，並展望以後年度再加強之工作。	現有監測技術檢討部份，如建議避免抽象之評語，具體指出一些現況問題 並於結論與建議中建議未來需加強之工作
二、經本計畫成功研發新技術，如非一般商用材料之組合，而具研發之「智慧財產者，請依法申請取得財產權，並供水利署依法使用及推廣(p.3-3, 3.2 光纖光柵水壓計之研發最後段所述...取代傳統電子式之測傾儀?)	相關專利之申請與智慧財產權之分配與取得將依照合約與交通大學相關規定辦理  已修正為取代傳統電子式之水壓計
三、傳統之電子式監測技術有其使用功能與價值，但容易受水濕氣 雷擊 維護 管理等影響使用壽齡或失效，本案之相對優點請作功能 效益 維護管理之簡化與使用壽齡作比較，供後續採用之分析參考	分別針對水壓計與 TDR 錯動變形監測增加一段落以表列的形式針對功能 效益 維護管理等層面比較傳統監測技術與新發展的技術
四、實用案例辦理各水庫之成果，投入相當大量之人力及財力，甚具價值，請彙整成果提供各該水庫供定期檢查與安全評估嗣後研辦工作計畫之參考，如有機會宜與各該水庫管理單位交換意見	期末成果報告提送水利署後，建請業務單位將報告函送相關水庫管理單位 本年度已辦理教育訓練，與水庫管理單為交換意見，後續年度將持續辦理教育訓練
五、教育訓練中，綜合討論部分如有可參考之建議或討論事項，宜作紀錄，列入報告作後續工作參辦	謝謝委員意見，已加註如表 6-3 所述
賴委員典章	

期末簡報審查意見	處理情形
一、摘要請精簡，但應將研究成果結論與建議補充納入	謝謝委員意見，已修正如成果報告
二、結論與建議，建議精簡，分項分點分段精要敘述，並且按照重要次序排列 另外結論與建議分開展現	謝謝委員意見，已修正如成果報告
三、對研究用的水壓計與 TDR 電纜的耐久性評估，建議補充	光纖水壓計訊號傳輸全部使用光纜無須電纜 光纖光纜之耐用性在光纖通訊領域已有非常完整之數據 耐久性為該部分研究的主要動機，光纖與 TDR 的優點即是以傳輸線作為感測器，探測主機至於地面及水面上，耐久性佳，除了在監測技術檢討中指出，在研究成果補充耐久性評估
四、TDR 可以量測的變形量範圍，建議加以補充 另外對變形方向是否能判斷，建議加以補充說明	將於報告中補充說明 變形量範圍通常可達纜線半徑 2~5 倍，直到外部變形量完全剪斷纜線導體為止 不同方向改變纜線幾何斷面，所引致的反射行為是一樣的，因此 TDR 技術無法判斷變形方向
五、新山水庫 A 剖面與 E 剖面建議能增長相交，另外 E 剖面之下游側的剖面是否能加深，請檢討	為了增加探測深度採用 Pole-Pole 電極排列方式需要遠電極，因此未能充分相交 礙於現場腹地大小以及測線配置的原則，測線的配置皆以到達極限，因此探測的深度也有所侷限
六、大壩模擬的橫向裂縫 垂直裂縫，請定義清楚，說明其走向與傾腳與大壩之關係	橫向裂縫 垂直裂縫的模擬為考量較為不利的情形，乃假設裂縫走向與壩軸一致
七、大壩滲漏模擬除壩體與隔幕灌漿有缺失外，是否也探討壩基的滲漏影響，請考慮	當基礎水密性不足，隔幕灌漿對於基礎滲流量影響甚鉅 一旦基礎水密性不良，必然需要施設隔幕灌漿 但若隔幕灌漿又因故失效，則可能出現滲漏相關之問題 本段所模擬之項目便是探討隔幕灌漿之效果，以及隔幕灌漿失效時的影響

<p>八 新山水庫&lt;字型的濾層在轉彎處不見得是最易堵塞段，因為施工時是水平分層構築，機會都相同</p>	<p>修正稿中已再加入考量濾層堵塞段落在轉彎處上方與下游側兩種情形，綜合幾種可能討論濾層堵塞造成之影響</p>
<p>九 大壩滲漏與振動分析的結果，對觀測或檢測方式的建議，請補充</p>	<p>報告中業已討論了出現異常水壓的位置與可能特徵，水壓計佈設位置若接近較可能出現異常位置，即可掌握發現異常問題之先機</p> <p>若不同地震事件所得之結構振動頻率有顯著的變化時(如差異達10%)，則應對壩體進行檢查，如檢視壩座 壩頂 壩體上下游面有無裂縫或沉陷的情形產生 此外，泥砂淤積的高度亦可能改變壩體的振動頻率，因此可將此變數整體納入評估研判</p>
<p>自來水公司黃工程司鎮豐</p>	
<p>期末簡報審查意見</p>	<p>處理情形</p>
<p>一、本計畫土石壩體實際應用案例，以瞭解新山水庫壩體下方內部含水量及濕潤狀態範圍；該水庫有施作如同位素檢測 壩體監測系統佈設之計畫結果及結論建議，在以後年度若可調整計畫建議再補充更周全之檢測計畫比對評核；或建議協助由水庫管理單位研擬周詳之檢測計畫辦理檢測評核，以確實瞭解壩體滲漏之路徑及在不同水位下影響壩體之安定性如何？</p>	<p>屬於個案問題研究，本團隊將與水庫管理單位作進一步的討論與建議，不納入本報告中</p>
<p>二、由新山水庫實際檢測案例及壩體安全診斷專家系統之建立，含傾斜心層影響 滲流量 水位高程 橫向裂縫等分析檢核，為確保新山水庫壩體安全，目前壩體各項監測設備儀器及監測系統功能是否足</p>	<p>報告中就情境模擬討論出現異常水壓的可能位置與可能特徵，水壓計佈設位置若接近可能出現異常的位置，則較有機會掌握發現異常問題之先機 此外，下游殼層若有足夠水位計設置，也可助於確保水位面是否高過濾層</p>

<p>夠，請交大團隊能有建議</p>	<p>屬於個案問題研究，本團隊將與水庫管理單位作進一步的討論與建議，不納入本報告中</p>
<p>翡翠局許幫工程司元郎</p>	
<p>期末簡報審查意見</p>	<p>處理情形</p>
<p>一、拱壩自然振動頻率分析顯示翡翠大壩無結構性損傷，此結果與翡翠局大壩傳統監測儀器評析結論一致，該分析結論確屬合宜</p>	<p>謝謝委員意見</p>
<p>二、請教拱壩自然振動頻率變化多大屬於不正常，有無實測或文獻資料可供參考 如果拱壩自然振動頻率為不正常，可使用何種儀器追查壩體損傷</p>	<p>謝謝委員的意見 原則上當不同地震事件所得之頻率差異達 10% 時，建議即應針對壩體結構進行檢查 本案分析所得之振動頻率為拱壩整體之振動行為，若結構有損傷且要能得知其受損位置有其困難(因感應器的設置僅集中在壩體少數的地方或區域)，惟可特別針對壩座的邊坡 壩座 壩底及拱壩混凝土節塊的介面等受力較大或有施工縫的區域進行檢查，以瞭解是否有異常滑動或相對位移的情況發生 此外，水位的高度與泥砂淤積的高度亦會造成振動頻率的變化，評估時應將此變數整體納入考量，俾便確實掌握壩體實際的振動行為</p>
<p>中水局徐副工程司國志</p>	
<p>期末簡報審查意見</p>	<p>處理情形</p>
<p>一、P4-38 溢洪道多處坡面受到排洪時的沖蝕，造成混凝土表面沖刷破壞，其文字修正“溢洪道多處坡面受到 921 地震影響，造成壩體混凝土產生裂縫，石岡壩管理單位以環氧樹脂砂漿作修補 “</p>	<p>謝謝委員意見，已修正</p>
<p>二、P4-39 施測區域修補不完全，建議應以其他人工方式進行檢查，可否提出較明確之人工檢查方法，以利執行單位作檢查</p>	<p>由於破壞的區域僅於淺層，建議可以利用高頻率的透地雷達進行檢測已確認修補區域</p>

參考	
中水局巫工程員茂松	
期末簡報審查意見	處理情形
一、參考文獻 16. 劉芳志 ... “ Resvoir ” ,台灣水利 應改為 Reservoig	謝謝委員意見，已修正
水源經營組邱助理工程司士恩	
期中簡報審查意見	處理情形
一、請依水庫安全工作實務需求檢討目前計畫成果，調整計畫方向	於結論與建議中的建議部分說明
二、研發之光纖光柵壓力感測器可否不受雷擊影響？TDR 週圍灌漿於實務應用之可行性？地電阻改良注入導電液是否影響水庫水質？	光纖光柵訊號傳導不牽涉任何金屬材料，不受雷擊影響 本團隊累積的現場經驗顯示，TDR 週圍灌漿適合一般情形，具實務應用可行性，在破裂嚴重的地層可採用水泥砂漿 試驗中所注入導電液屬於鹽類，且注入量僅約數十 ml，不造成環境影響，測線一般在下游殼層區域，導電液經由降雨稀釋入滲之下游殼層排出，不會影響水質
三、壩體安全診斷之專家系統現以設計觀點模擬破壞問題，應考量由異常現象分析以反推成因	修正報告中針對出現特殊問題時，水壓或滲流量出現異常之現象，就位置分佈與變化程度加以討論，其目的即在可試圖由其特徵反推其可能原因
結論	
一、本計畫成果有助提升水庫壩體監測及檢測技術，明年度有繼續辦理之必要，請交通大學依據本年度工作內容及成果，檢討後續工作項目需否修正，並提出建議	謝謝委員意見，遵照辦理
二、本計畫研發技術與傳統方法之比較，宜就功能 適用範圍 使用壽命 經濟性等綜合評析，將優缺點列表說明	已補充傳統水壓計與新發展 FBG 水壓計之初步比較，詳表 3.1 及傳統測傾管監測技術與新發展 TDR 錯動變形監測技術初步比較，詳表 3.3
三、土石壩滲漏問題之數值模擬部	本研究中所有滲流分析其實全都

<p>分，請補充壩基的滲漏分析</p>	<p>曾估算通過壩體滲流量與通過壩基兩部分之滲流量，壩基的滲漏分析自然已經涵蓋。當基礎水密性水密性不良，必然需要施設隔幕灌漿。但若隔幕灌漿又因故失效，則可能出現滲漏相關之問題。本研究中模擬隔幕灌漿失效前，先比較有或沒有隔幕灌漿的差異，兩者皆是假設壩基水密性不良情況。在無隔幕灌漿條件，即已考慮了壩基的滲漏分析。水密性不良情形下，再進而考慮有或沒有隔幕灌漿。</p>
<p>四 為探究新山水庫滲漏相關問題，以有效處理及改善，請交通大學依目前檢測分析成果，協助水公司研提專案計畫進行研究</p>	<p>遵照辦理</p>
<p>五 本計畫於寶二水庫蓄水初期即進行壩體地電阻影像探測，建立背景資料，誠屬可貴。未來應配合各階段蓄水作業繼續長期監測及分析，將有助於水庫之安全評估</p>	<p>屬於個案研究，本團隊已另提案持續進行研究</p>
<p>六 根據壩體滲漏問題之模擬成果，可進一步檢討現行各水庫監測儀器佈設位置之妥適性，並做為未來設計之參考</p>	<p>報告中有討論出現異常水壓的位置與可能特徵，水壓計佈設位置若接近可能出現異常位置，則較有機會掌握發現異常問題之先機</p>
<p>七 壩體安全診斷之數值模擬現由設計觀點出發，請考量由異常現象分析以反推成因</p>	<p>修正報告中對出現特殊問題時水壓或滲流量出現異常之現象在位置分佈與變化值可能程度加入討論，目的即在試圖可由其特徵反推其可能成因</p>
<p>八 德基水庫 921 地震之監測資料因停電缺漏非常可惜，請管理單位考慮設置不斷電系統。有關強震儀資料格式之轉換問題，請交通大學建議處理方法</p>	<p>據水庫管理單位提供的說明顯示，該系統之作業模式為早期的DOS環境，且該儀器設備亦使用多年，管理單位已考慮更新儀器設備。未來若有相關地震儀設置與資料分析等問題將提供必要之協助</p>
<p>九 交通大學所提之期末報告及簡</p>	<p>謝謝委員意見，遵照辦理</p>



報原則認可，請參照委員及各 單位意見補充修正，並依契約 規定期限提送修正稿	
---	--