

鯉魚潭土石壩受到集集地震作用之動態反應分析

馮正一^[1] 蔡佩勳^[2] 李俊男^[3]

摘要 本研究以有限差分法 FLAC5.0 程式進行鯉魚潭水庫土石壩受到集集地震作用之動態反應分析。鯉魚潭之壩高為 96m。模擬鯉魚潭壩滾壓之築壩過程、土石壩滲流分析、滲流後之靜力平衡分析與最終之土石壩動態分析等一貫化分析。滲流分析係以集集地震來襲時的水位 60m 水位來分析。滲流分析後，再進行靜力平衡計算起始應力。在鯉魚潭壩因為集集地震的垂直向震動明顯，故垂直向與水平向的加速度歷時均輸入至土石壩底部進行 50 秒的動態分析。地震加速度在輸入前先將高於 5Hz 的頻率濾除。動態分析的土壤模式採用等值線性的 FLAC 內建模式(Sigmoidal 4)與莫爾-庫倫模式加上 5%雷利式阻尼來指定。本研究數值分析所得壩體的加速度及其傅立葉頻譜與監測紀錄比較，且將壩頂與下游殼層的永久變形與測量資料比較後，存有差異，本文亦探討其可能產生差異的原因。本研究再以鯉魚潭壩受到集集地震分析結果為基準案例，針對築壩材料的剪力模數對土石壩的動態反影響進行參數分析，其結果顯示剪力模數越大，壩體變形越小。

關鍵詞：土石壩、有限差分法、動態反應、等值線性、滲流分析。

Analyses of the Dynamic Responses of Li-yu-tan Earthdam Subjected to Chi Chi Earthquake

Zheng-yi Feng^[1] Pei-hsun Tsai^[2] Jun-nan Li^[3]

ABSTRACT This study used FLAC5.0 to analyze the dynamic response of Li-yu-tan earthdam subjected to the 1999 Chi-Chi earthquake ($M_L=7.3$) in Taiwan. The dam is 96m high. The construction stage of the dam was simulated by 20 layers of the dam materials sequentially added up to the top. Seepage analysis was performed considering a 60-meter water level, which was the level when the earthquake struck. After the seepage analysis, the initial stress state of the dam before applying the earthquake was obtained by computation for static equilibrium. Because the vertical shaking of Chi Chi earthquake is notable, both the horizontal and vertical monitored acceleration time histories were input to the base of the dam for 50 seconds in the dynamic analyses. The frequencies of accelerations were filtered to be under 5 Hz before input. The FLAC built-in "Sigmoidal 4" linear equivalent dynamic model and Mohr-Coulomb soil model were simultaneously

-
- [1] 國立中興大學水土保持學系助理教授(通訊作者)
Assistant Professor, Department of Soil and Water Conservation, National Chung Hsing University, Taichung 402, Taiwan.(Corresponding Author)
E-mail: tonyfeng@nchu.edu.tw
- [2] 朝陽科技大學營建工程系助理教授
Assistant Professor, Department of Construction Engineering, Chaoyang University of Technology, Taichung County 413, Taiwan.
- [3] 朝陽科技大學營建工程系碩士班研究生
Graduate student, Department of Construction Engineering, Chaoyang University of Technology, Taichung County 413, Taiwan.



adopted with a 5% Rayleigh damping. The numerical results were compared using the acceleration time histories monitored data and their Fourier transforms at the top of the dam. Permanent displacement at the top, upstream and downstream shells was also evaluated with the theodolite data. Discrepancies between the data were found. Possible factors causing the differences are discussed. A parametric study for shear modulus of the dam materials on dynamic responses was performed. The result shows that the larger the shear modulus is, the smaller the deformation would be.

Key Words: earthdam, seepage, earthquake response, linear equivalent, finite difference method.

一、前言

台灣地震頻繁，因水庫之蓄水量甚大，且加上地震加速度作用下，很有可能造成水庫壩體之潰壩，進而造成下游區域之重大災害與財產損失。921 集集大地震，造成許多建築物發生傾倒、眾多公共設施與土石壩亦受到波及損壞。

目前土石壩在台灣為最常用的水庫壩體結構，因此本研究針對土石壩受到集集地震作用進行動態反應的數值分析。鯉魚潭水庫之土石壩體在 921 地震中，加速度監測資料頗為齊全，因此本研究選擇以鯉魚潭水壩進行數值之分析。且為了發展一貫化的分析方法，所以選用可模擬築壩過程(分層滾壓)土壩材料堆填分析、蓄水滲流分析與地震動態分析之顯性有限差分法 FLAC 5.0(Itasca, 2005)來進行。

二、文獻回顧

有限差分法在應用上的優點主要有：(1)應用簡單；(2)對於非均質材料，可分別指定材料參數；(3)直接以動態控制方程式在時間域求解，對非線性問題之計算相對快速。

Beaty and Byrne(1999)以合成分析法(Synthesized approach)運用有限差分法進行模擬土壤液化和位移之研究，將分析程序分為液化前、初始液化及液化後等三階段，並以 San Fernando 大壩案例進行分析。探討影響因子之關係，其發現之影響因子包括載重的方向、週期性的地震運動、遲滯性阻尼係數、打擊數(N-value)、土壤受剪力的殘留強度與土壤強度等因子。

Wang *et al.* (2001)利用有效應力法進行濱海堤壩之動態數值模擬，應用 Bounding Surface Hypoplasticity 模式 (Wang *et al.*, 1990)模擬土壤的非線性反覆應力應變行為與剪應力引起體積變化或

孔隙水壓之特性，結合 FLAC 程式動態分析和滲流之分析能力進行計算(Wang and Makdisi, 1999)，初步證實 FLAC 適用於土石壩之動態分析。

Dawson *et al.* (2001)以莫爾-庫倫線彈塑性之特性結合現地孔隙水壓激發的現象，基於 Seed 之反覆應力方法所發展而出的孔隙水壓激發模式(Pore-pressure generation model)，運用 FLAC 軟體結合其發展之模組，以 San Fernando 大壩為分析案例進行分析。分析結果可以呈現壩體之液化現象，但液化後體積沉陷之變化不易準確獲得。

Makdisi and Seed(1978)提出土石壩分析簡易方法，該法係根據土石壩一維之基本振動周期與前三個主要的振態為基礎，配合土石壩受震變形圖表，概估求得壩體之變形量與壩頂最大加速度。方法較為簡單但是精確度較為不足。

邱賢德等(2003)以有限差分法 FLAC 程式初步分析仁義潭水庫受 1998 年瑞里地震作用下之力學行為、起始應力與滲流分析，嘗試對壩體材料勁度參數對自然頻率的影響與不同水位對壩體受震時的反應加以探討。

三、研究方法

本研究首先建立土石壩靜力平衡下之起始應力狀態，先針對土石壩材料參數進行分析，並決定材料參數，以有限差分法 FLAC 程式來進行土石壩的二維靜態分析，包括模擬築壩過程之壩體受力行為、計算壩體蓄水穩態滲流後之靜態起始應力。再對鯉魚潭水庫大壩輸入 921 集集地震水平向與垂直向加速度，探討壩體受地震力後，壩體所產生之加速度及傅立葉頻譜歷時曲線及永久變位量等進行模擬，再將計算結果與監測資料比對誤差情形。本節就本研究進行鯉魚潭水庫以 FLAC 程式進行數值模擬之方法要點與詳細程序提出討論。



1. FLAC 程式背景

FLAC 使用之方程式為一「動力方程式」可一併解決靜力或動力之問題，「動力方程式」為牛頓第二運動定律式(1)，而公式(2)為牛頓第二運動定律之有限差分式。分析靜力問題時採用的方法為「動態鬆弛法 (dynamic relaxation method)」、「局部阻尼 (local damping)」與「調整後質量 (scaled mass)」來加速平衡以求解靜力問題，其中阻尼力之大小與「不平衡力」之大小成正比但方向相反；分析動力問題時採用「time domain time marching」。並可將「靜力 (static configuration)」轉成「動力 (dynamic configuration)」，或「動力」轉成「靜力」之計算模式切換。FLAC 之計算靜力與動力問題之控制方程式如下(FLAC, 2005)：

$$F_i^{(g)} = g_i m_g \dots\dots\dots(1)$$

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \dots\dots\dots(2)$$

其中：

\dot{u}_i ：速度， F_i ：外力， m ：質量。

FLAC 中以達西定律(Darcy's law)來模擬水的滲流，其控制方程式如下(FLAC, 2005)：

$$q_i = -k_{ij} \hat{k}(s) \frac{\partial}{\partial x_j} (P - \rho_w g_k x_k) \dots\dots\dots(3)$$

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， ρ_w ：流體質量密度， $g_i, i = 1, 2$ ：重力加速度的兩個分量。

水體積模數在室溫下為 2×10^9 Pa，但在穩態流時水體體積模數對於數值的收斂過程是不重要的，所以進行滲流計算時為了加快計算時間，可以運用數值技巧(numerical technique)，即減小水體積模數，以增大「時間階」(timestep)，使能更快速的達到穩態滲流的條件，其關係式如下所示(FLAC, 2005)：

$$\Delta t = \min \left(\frac{L_z^2}{kM} \right) = \min \left(\frac{L_z^2 n}{kK_w} \right) \text{ (if } \alpha = 1) \dots\dots\dots(4)$$

$$M = \frac{K_w}{n + (\alpha - n)(1 - \alpha)K_w / K} \dots\dots\dots(5)$$

其中：

M ：Biot 模數， K ：乾燥時的體積模數， K_w ：水體體積模數， n ：孔隙率， α ：Biot 係數， L_z ：分析網格中最小網格長度， k ：流動係數。

水體體積模數設太小則會造成數值不穩定的狀態而影響分析結果，所以水體體積模數不可以小於下式(FLAC, 2005)：

$$K_w \geq 0.3 L_z \rho_w g \dots\dots\dots(1)$$

在進行力學計算時要先「打開」力學計算模組，「關閉」滲流計算模組，並應將水的體積模數設為零，以避免在力學作用中產生額外的孔隙水壓。

2. 研究方法要點

本研究之土石壩分析流程如圖 1 所示。研究方法之要點如下。

- (1) 資料蒐集、文獻回顧：主要在對土石壩動態分析之相關研究與目前所採用之分析方法進行蒐集，回顧各分析方法之優缺點與適用性。
- (2) 土壤組成律選擇：本研究選擇 FLAC 內建 Sigmoidal 4(Sig4)等值線性動態土壤組成律與莫爾-庫倫模式，作為分析土壤結構動態互制問題之基礎。
- (3) 土壤組成律標定：組成律之標定，以鯉魚潭水庫管理中心所完成之試驗結果來標定(台灣省鯉魚潭水庫管理局，1995)。
- (4) 築壩材料特性：為配合組成律標定與土石壩之動態分析所需之輸入資料，對所研究之土石壩應力範圍內之土壤材料之試驗資料判讀，包括靜態三軸、動態三軸強度、動態特性與其他相關試驗等，取得分析程式所須的材料參數。此部份之試驗資料以鯉魚潭水庫管理中心，委託中興工程顧問公司試驗所得之資料加以整理與選用(台灣省鯉魚潭水庫管理局，1995)。
- (5) 土石壩靜態反應分析：建立二維壩體數值分析有限差分網格、築壩過程模擬與靜態分析、蓄水後穩態滲流分析、穩態滲流下靜力分析。分析結果可得築壩後壩體應力分佈情況、蓄水後土石壩滲流水壓力及受震前壩體起始應力分佈情況。
- (6) 土石壩動態分析：本研究將採用同一網格，進行鯉魚潭水庫受集集地震之動態反應分析，延續前一步驟(5)之壩體起始應力，繼續以 FLAC 程式進行土石壩 921 集集地震反應分析。本研究之分析



- 一併輸入水平向與垂直向地震加速度歷時曲線，並計算最大加速度分佈、壩頂與壩底之相對位移與永久變形等項目。
- (7) 壩體永久變形評估：根據前項土石壩動態分析結果，進行壩體永久變形分析與評估，並與 Makdisi

and Seed (1978)分析法與土石壩監測資料驗證比對。

- (8) 探討壩體材料之剪力模數之影響：變更壩體材料之剪力模數進行剪力模數參數分析。

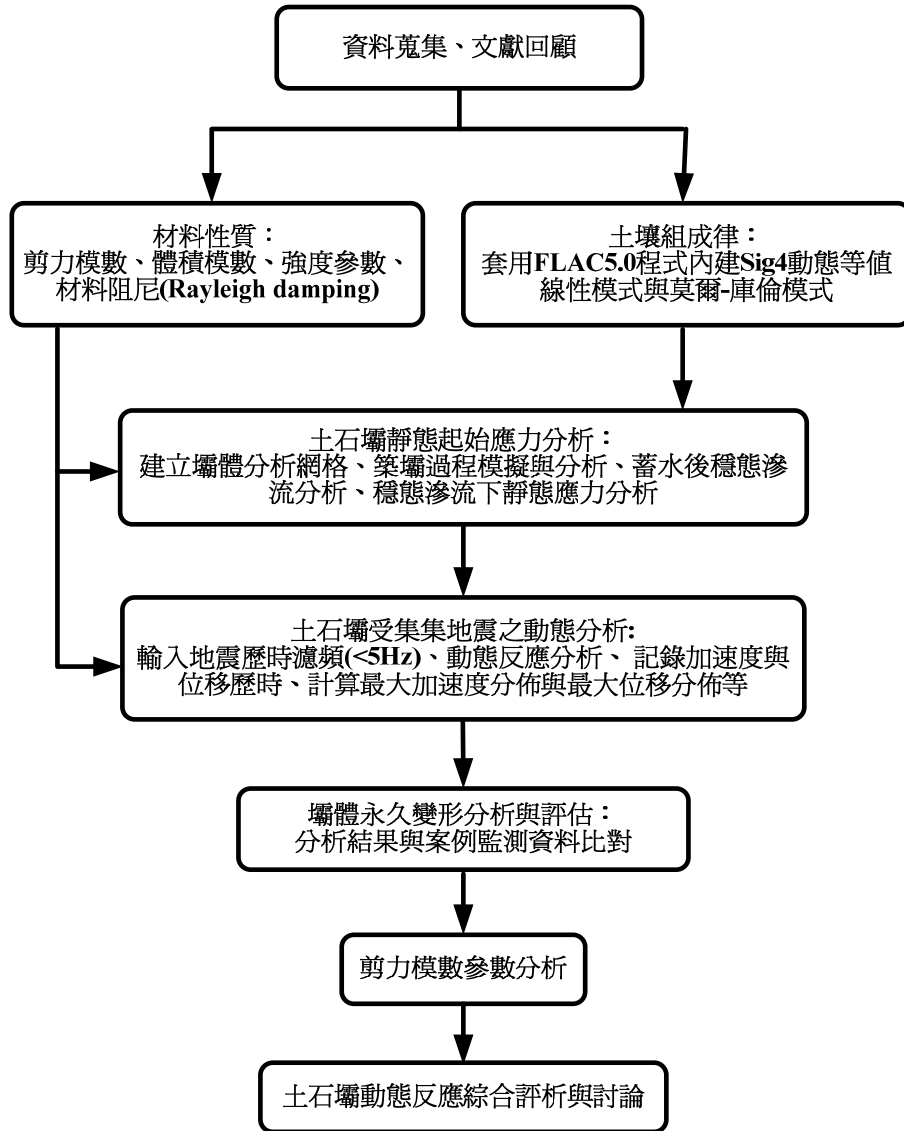


圖 1 本研究土石壩靜態與動態反應分析流程

Fig.1 The procedures of static and dynamic analyses for the earthdam

3. 鯉魚潭水庫監測資料

本研究以鯉魚潭水庫之土石壩體為分析案例，因為鯉魚潭壩體之監測與試驗資料相對齊全，完整紀錄 921 集集大地震之強地動，因此本研究選擇以鯉魚潭水壩進行數值分析，再利用其監測資料與本研究所模擬之結果進行比較，以探討本數值模擬與監測值之差異與產生差異之可能原因，作為後續研究之參考。

本研究對鯉魚潭水庫管理局之監測資料進行以下之整理：

- (1) 孔隙水壓：水庫常時之孔隙水壓監測資料可與本研究滲流分析所計算而得之之孔隙壓力比對。
- (2) 強震紀錄：壩體受集集地震作用時之壩底加速度歷時曲線(可積分得速度與位移歷時)。可用於本研究動態反應分析輸入之加速度歷時。輸入之前先將高於 5Hz 頻率之歷時部份濾除，以降低計算出現數值不穩定的機會。
- (3) 表面沈陷及位移量測：壩體表面之位移量測值可供本研究動態反應分析後與壩體變形進行比對與驗證。

4. 土石壩數值模型

本研究分別對土石壩進行築壩模擬、滲流分析、動態分析等一貫化之數值分析詳細程序說明如下：

(1) 築壩過程模擬

本研究首先進行壩體有限差分網格建立，為了模擬壩體施工之分層滾壓，每新增堆填一層時，輸入該土層之土壤網格與指定材料參數，再對該新增土層作一次靜力平衡計算，分為 20 層依序堆填至壩體全高為止。因此，築壩過程乃是模擬土石壩分層滾壓(即為分層夯實)之動作，其目的是更適切地模擬現地起始地應力狀態(initial stress state)。在分析過程中，所需輸入之材料參數包括有材料單位重、凝聚力、摩擦

角、剪力模數、體積模數等資料，如表 1 所示。

(2) 蓄水後穩態滲流分析

集集地震發生時，鯉魚潭蓄水高度為 60m，因此築壩靜力平衡後，模擬水壩進行蓄水至 60m 之高度以進行滲流分析。滲流分析重點在於滲透係數指定之正確性，本研究之滲透係數參考鯉魚潭資料(台灣省鯉魚潭水庫管理局，1995)。但 FLAC 程式之滲透係數應由滲透係數 k_h (cm/sec)轉換如下(FLAC, 2005)：

$$k = \frac{k_h}{g\rho_w} = 1.02 \times 10^{-6} \times k_h \dots\dots\dots (7)$$

k =FLAC 之滲透係數($m^2 / (Pa \cdot sec)$)

k_h =滲透係數(cm/sec)

ρ_w =水之單位重

g =重力加速度

如前所述，水體體積模數之指定與進行滲透分析 FLAC 之計算時間有關，當水之體積模數越小時滲流運算越快完成，但仍需考慮其數值穩定性。滲流邊界條件指定時，壩體與水交界面需設定為飽和(S=100%)，沒有與水交界之界面(壩殼表面)需固定孔隙水壓為零，以進行滲流分析。本研究之滲流與力學計算是「非耦合」(uncouple)的，計算滲流前，須先將力學計算模組「關閉」，「打開」滲流計算模組。壩體於滲流分析完成後，在計算靜力平衡前，須將滲流計算「關閉」，「打開」力學計算模組，且符合(6)式中的水體體積模數限制，以維持滲流分析之數值穩定性。另外，為了在力學計算中不使所發生之體積變化量影響到水壓，水之體積模數應設定為零。

(3) 土石壩地震動態分析

土石壩動態分析之重點輸入項目與說明如下：

表 1 土石壩材料參數

Table 1 The material parameters of the earthdam

土壩材料分區	剪力模數 G , Pa	滲透係數 k_h , cm/sec	孔隙率 n	體積模數 B , Pa	凝聚力 c' , Pa	摩擦角 ϕ' , deg
上游壩殼	4.0e8	5e-6	0.33	1.20e9	14500	41
壩心	5.7e8	1e-7	0.28	5.51e9	83500	27
下游壩殼	4.0e8	5e-6	0.33	8.67e8	30500	35

* 修改自台灣省鯉魚潭水庫管理局(1995)



a. 集集地震加速度處理

鯉魚潭有完整之 921 地震加速度歷時紀錄，本研究即輸入其壩底之水平及垂直方向地震加速度歷時曲線作為地震分析之震源。

一般地盤若沒有產生錯動，地震搖晃後之位移量應為零，但是實際監測之加速度歷時積分後並不一定如此。因此現場監測之加速度歷時紀錄需要進行基線修正(Baseline

correction)，才得以輸入至數值模型。基線修正後之水平向與垂直向加速度歷時曲線分別如圖 2 與圖 3 所示，其目的就是使加速度歷時曲線在對時間積分兩次後位移為零。加速度歷時在輸入前，先將先將加速度記錄之高頻部份(>5Hz)濾除，減少產生數值不穩定的機會。

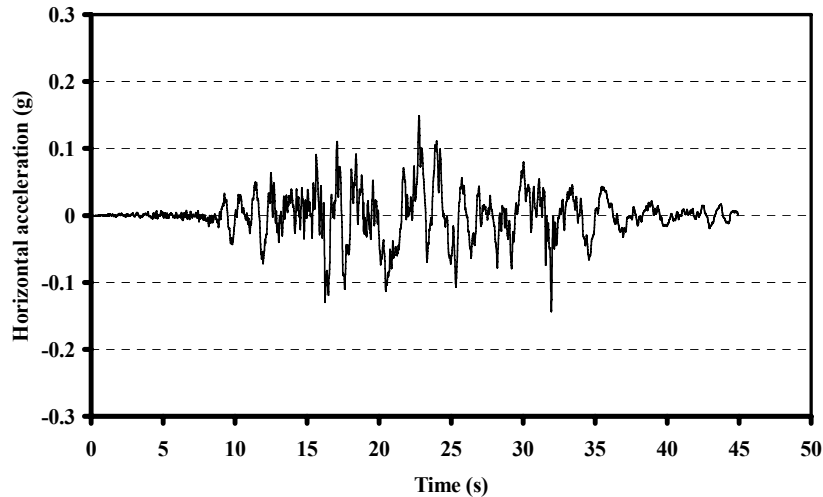


圖 2 水平方向地震加速度歷時曲線(壩底 T4 測站； $a_{\max}=1.44\text{m/s}^2$ ；“基線修正後”) (引用自經濟部水利署中區水資源局 2000a)

Fig.2 The monitored horizontal acceleration time history - after “baseline correction”

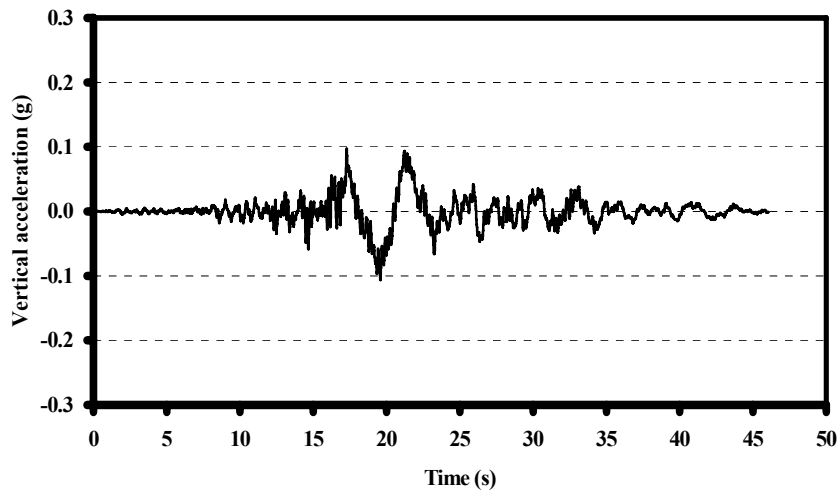


圖 3 垂直方向地震加速度歷時曲線(壩底 T4 測站； $a_{\max}=1.05\text{m/s}^2$ ；“基線修正後”) (引用自經濟部水利署中區水資源局, 2000a)

Fig.3 The monitored vertical acceleration time history - after “baseline correction”

b. 材料阻尼(Material damping):

動態系統中都會存在能量消散之機制，否則整個系統在受外力作用時會無止境地持續振動，此機制即為阻尼。對動態數值分析而言，所需模擬的阻尼即是導入該系統的能量耗損。本研究於時間域進行動態計算，以常用的雷利阻尼(Rayleigh damping)作為材料阻尼比的指定，一般以 5%指定之。

c. 土壤模式(等值線性 Sigmoidal 4 土壤動力模式)

針對土壤材料受動力作用時，剪力模數與阻尼隨剪應變增加而變化之情形，本研究以剪力模數比(G/G_{max})折減曲線來模擬。

FLAC 內建之土壤組成律模組“Sigmoidal4”等值線性模式被採用來模擬該 G/G_{max} 折減曲線。本研究之剪力模數比(G/G_{max})與剪應變之曲線乃擬合自台灣省鯉魚潭水庫管理局(1995)之大壩材料試驗報告，如圖 4 所示。鯉魚潭水庫之 G_{max} 則以試驗結果來評估，如圖 5 所示(引用自中興工程顧問股份有限公司, 1997)。土壤強度則以莫爾-庫倫模式來模擬。

本研究為使壩體材料彈性模數之指定更符合實際情況，將彈性模數(G 與 B)依壩體材料以靜平衡後與滲流分析後，依各元素之平均有效壓力，重新指定剪力模數 G 與體積模數 B 。

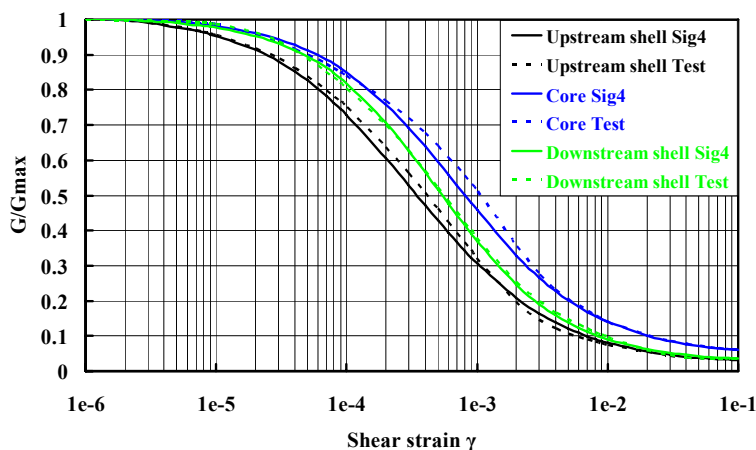


圖 4 壩體材料剪力模數折減曲線以 Sig4 模式擬合結果

Fig.4 Shear modulus reduction curves fitted by the Sig4 model

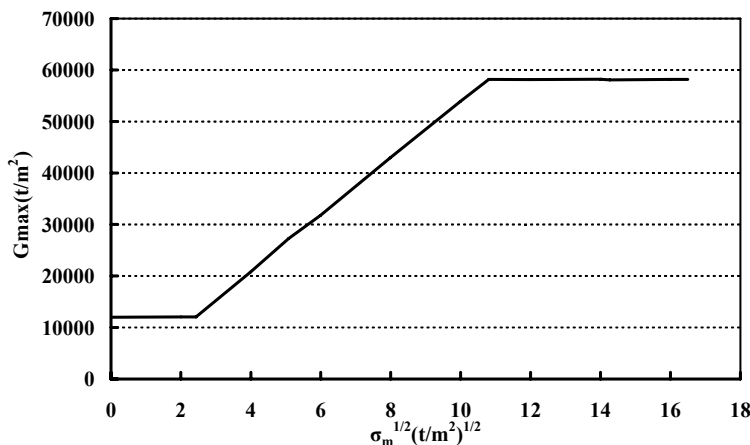


圖 5 鯉魚潭水庫之 G_{max} 試驗結果(引用自中興工程顧問股份有限公司,1997)

Fig.5 G_{max} test results of Li-yu-tan earthdam



四、鯉魚潭水庫土石壩動態反應基準案例分析結果

鯉魚潭水庫位於大安溪支流景山溪下游，為一離槽水庫，壩高 96 公尺，心層為一中央直立式黏土滾壓土石壩。滿水位標高 300 公尺(蓄水 90 公尺)，壩頂標高 306 公尺，壩長 235 公尺，頂寬 10 公尺，其剖面與材料如圖 6 所示。鯉魚潭壩材料主要分為不透水黏土心層(SM, CL, ML, GC)、下游殼層為半透水材料(溢洪道開挖料及壩基開挖料)、上游殼層為半透水材料(12"粒徑以下台地紅土礫石)，上游透水層(12"粒徑以下河床料)、下游濾層為及 1.5"粒徑以下之大安溪精選潔淨河床料及碎石級配(台灣省鯉魚潭水庫管理局，1995)。

1. 土石壩動態分析數值模型

本研究在土石壩主要材料分區與計算時間考量下，決定將鯉魚潭壩體簡化為上游殼層、下游殼層與心層等三種材料來建立數值模型分析網格。依前述之方法與程序進行築壩模擬、穩態滲流與動態反應等分析。

2. 築壩構築模擬

本研究模擬築壩分層滾壓，每堆填一層網格就進

行應力平衡分析，分為 20 層築壩滾壓來完成。

3. 穩態滲流分析與靜力平衡結果

滲流分析之結果如圖 7 之孔隙壓力分佈所示，其中黑線為依據分析結果補繪之自由水面(phreatic surface)，惟此蓄水 60 公尺之分析結果並無恰當的監測結果可供比較。但若與鯉魚潭在 2005 年 6 月蓄水為 89 公尺情況下所量測到的孔隙水壓分佈(如圖 8)進行類比(經濟部水利署中央水資料局，2005)，雖蓄水高程有所差異，其孔隙水壓分佈趨勢相近。本研究中所分析之孔隙水壓分佈乃是穩態滲流後之孔隙水壓分佈，與現地水壓將有一些差異。因為現地水壓為暫態滲流(transient seepage)，尚未達穩態滲流。因此，壩體之粘土心層水壓很有可能未達到穩態平衡。然而本研究僅考慮穩態滲流之假設，此差異對壩體動態反應可能有些微之影響。

本研究在滲流分析後再進行靜力平衡，壩體有效應力隨滲流孔隙水壓之分佈將有所改變，惟上游殼層之有效應力將較下游殼層小，此乃孔隙水壓之浮力作用結果。壩體水平方向位移量也因蓄水水壓作用，使上游壩體之有效圍壓應力減小，造成壩體往上游方向微量位移。在此處時之滲流進行與靜力平衡分析後，壩體之應力分佈，即為土石壩受地震力作用前之起始應力狀態。

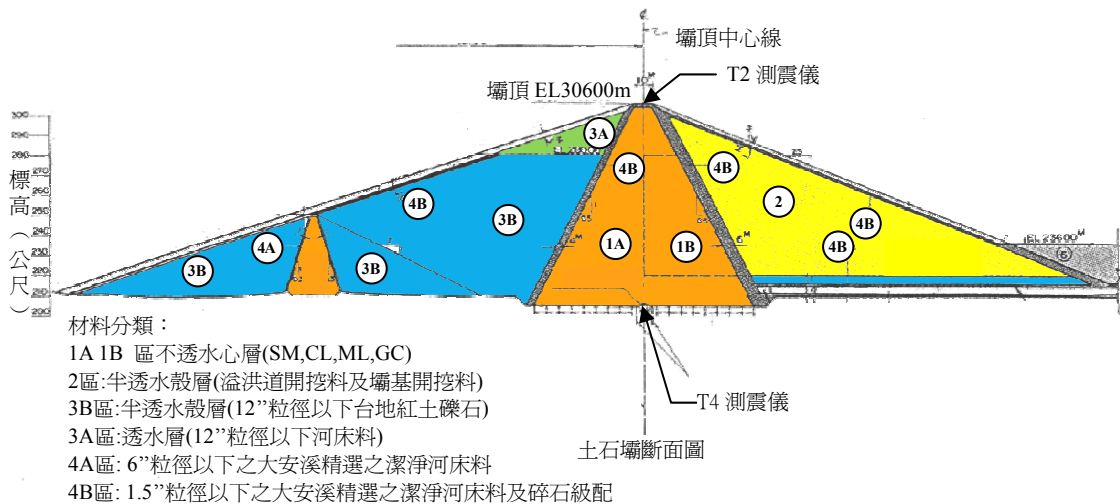


圖 6 鯉魚潭土石壩壩體剖面 (引用自經濟部水利署中區水資源局, 2000b)

Fig.6 The cross-section of Li-yu-tan earthdam

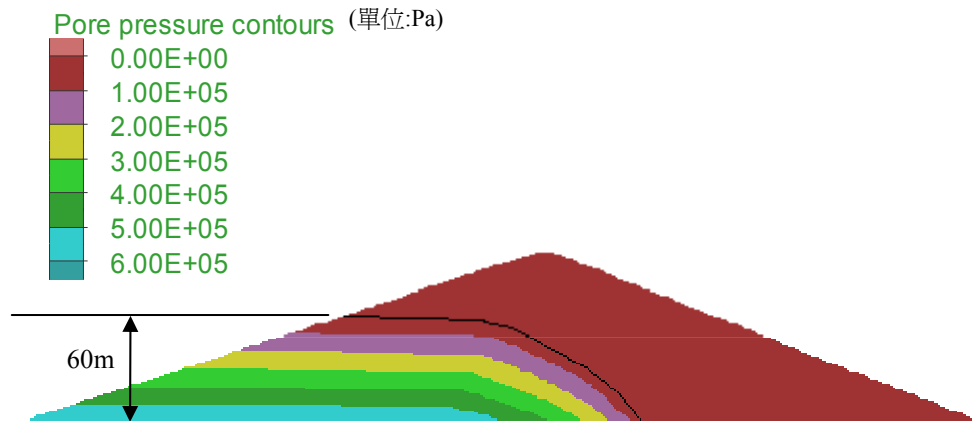


圖 7 滲流分析後孔隙水壓分佈(單位:Pa)

Fig.7 The pore pressure distribution after the seepage analysis

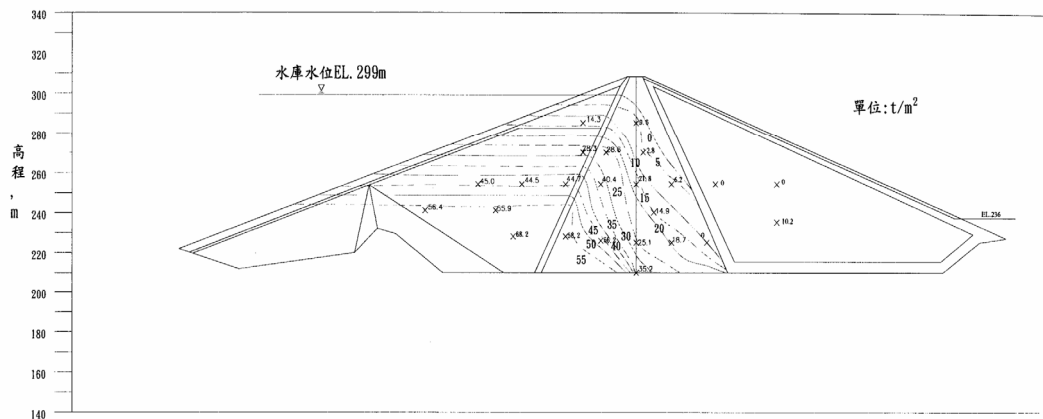


圖 8 壩體孔隙水壓監測值分佈圖(水位高程 = EL.299m, 蓄水 89m, June 2005)
(引用自經濟部水利署中區水資源局, 2005)

Fig. 8 Monitored pore water pressure distribution (water level=299m, June 2005)

4. 動態反應基準案例分析結果

動態反應分析結果之永久變位向量如圖 9 所示，其位移之趨勢乃是往上游蓄水水位移。動態分析之壩體表面永久位移量與監測資料比對如表 2 所示。其中殼層表面之水平與垂直位移量計算值與監測結果稍有出入，殼層位移量均偏小，但壩頂分析所得之永久位移量尚屬接近。其中殼層之差異性，本研究判斷應為鯉魚潭壩體基礎為泥岩與板岩地層，在地震中壩體基礎可能亦產生位移。然而本研究之數值網格只模擬三角形壩體之範圍，且分析時壩底邊界條件設定為固定

(Fix)，使得位移量偏小。又本研究分析所輸入之剪力模數值有可能偏大，使得之壩體相對位移比量監測值小。另外，可能是因本研究的數值模型為二維，實際壩體為三維，因而有所差異。

本研究萃取壩體之每一元素受震中所經歷到的最大加速度(取絕對值後均為正值)，繪成最大加速度分佈如圖 10 與圖 11 所示。其中水平方向最大加速度以分佈在壩頂為主。但垂直向最大加速度卻分佈在上游面壩殼處，應是上游面殼層受有浮力之作用，使得土壤有效圍壓降低導致垂直加速度較大值集中在此。



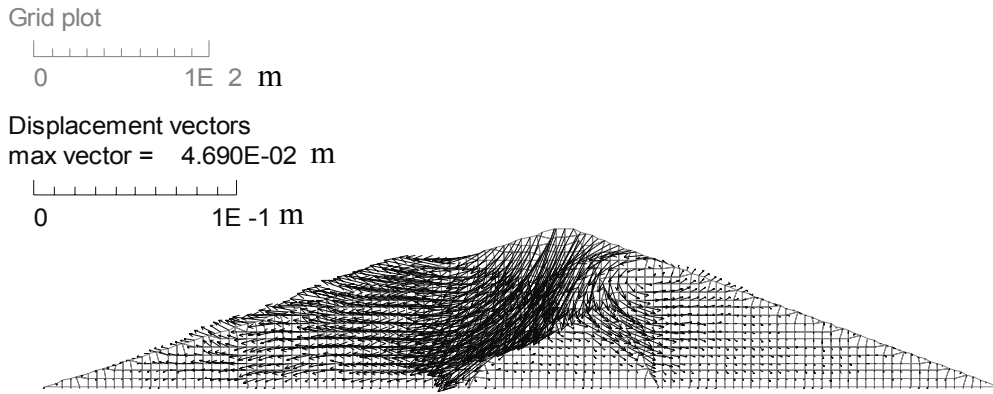


圖 9 壩體受地震力作用後之永久位移向量(單位:m)

Fig.9 The permanent displacement vectors after the earthquake

表 2 土石壩動態分析之壩體表面永久位移量與監測值之比對

Table 2 The comparisons of the analyzed permanent displacement at the surface of dam with the monitored data

	上游殼層面位移量		壩頂位移量		下游殼層面位移量	
	水平(cm)	垂直(cm)	水平(cm)	垂直(cm)	水平(cm)	垂直(cm)
監測資料	-2.7~ -3.9	-5.4~ -6.8	-0.7~ -4.3	-5~ -7.9	1.8~2.9	-2.6~ -3.4
本分析結果	-1.9	-0.1	-1.3	-4.3	0.4	0.3

1.(-)負號在水平向代表往左移動；垂直向代表向下沉陷
 2.現場監測值引用自經濟部水利署中區水資源局(1999)

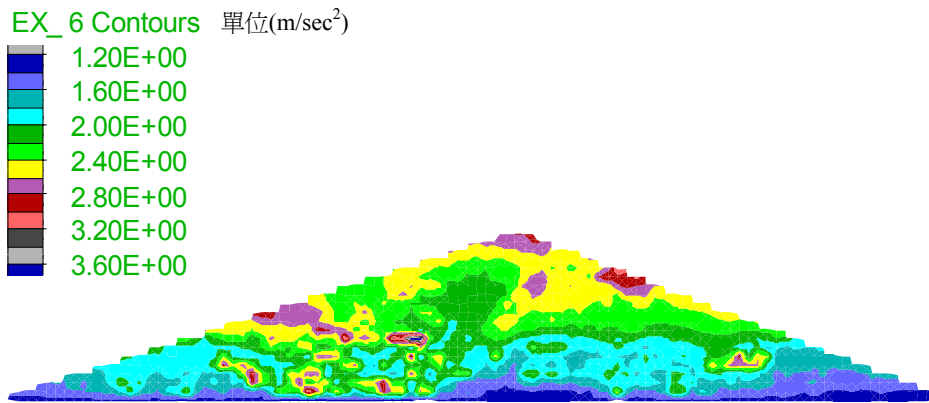


圖 10 壩體受震過程中(50seconds)之水平向最大加速度分佈 (m/s²)

Fig.10 The maximum horizontal acceleration distribution of the dam during earthquake shaking

將現場壩頂(T2 測站)監測加速度歷時曲線與本研究分析擷取之加速度歷時曲線比較，如圖 12 與圖 14 所示，現地所監測加速度歷時曲線最大值，水平向與垂直向分別為 0.24g 與 0.15g，而本計算所擷取之水

平向與垂直向最大加速度分別為 0.28g 與 0.13g，雖非完全相同但已很接近。故本分析所得之加速度歷時與位移歷時曲線應相當符合現況的。



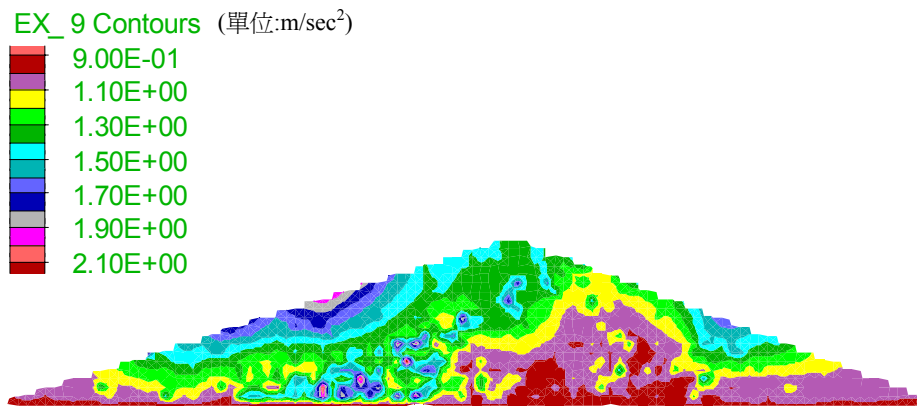
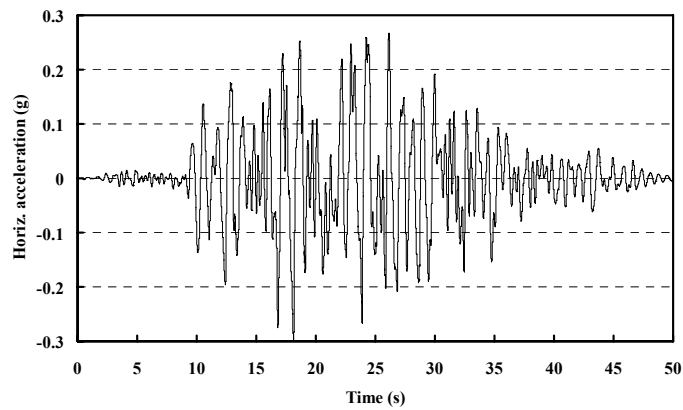


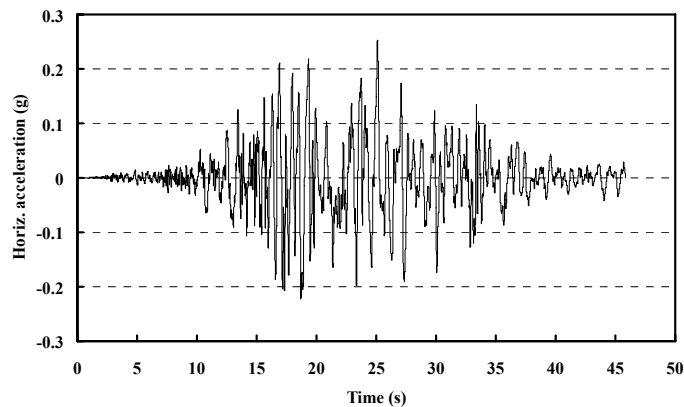
圖 11 壩體受震過程中(50seconds)之垂直方向最大加速度分佈圖(m/s²)

Fig.11 The maximum vertical acceleration distribution of the dam during earthquake shaking



a.壩頂水平加速度分析結果

a.The calculated horizontal acceleration of the top of the dam



b.壩頂水平監測歷時(T2)

b.The monitored horizontal acceleration of the top of dam

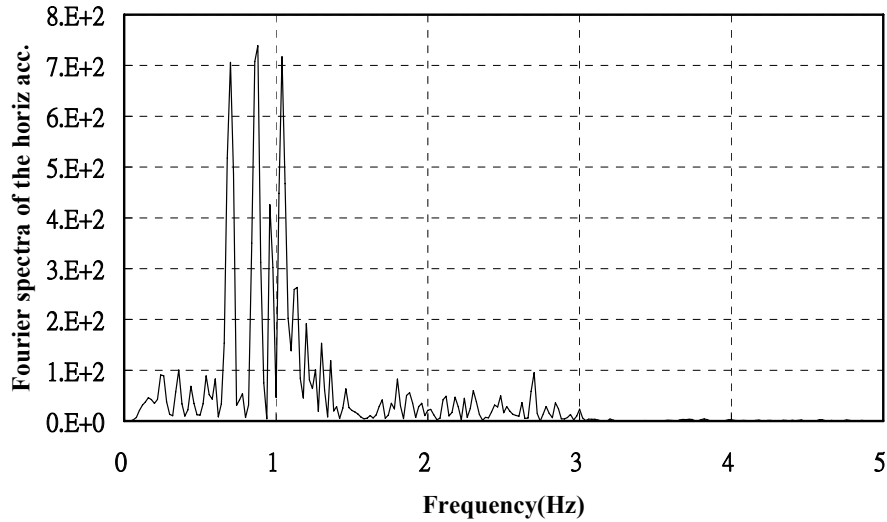
圖 12 動態分析結果與監測(T2 測站)水平向之壩頂加速度歷時曲線比較

Fig.12 The comparison of the calculated horizontal acceleration time history with the monitored data of the top of the dam



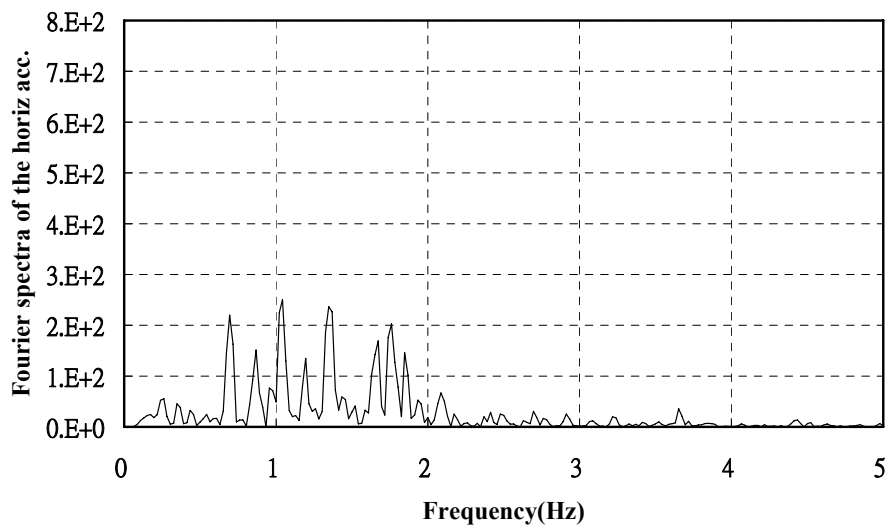
將壩頂分析結果與監測資料垂直及水平加速度分別取傅立葉頻譜可在頻率域比較兩者之差異，如圖 13 與 15 所示。圖 13 之水平加速度傅立葉頻譜中，其尖峰所發生的頻率值相近，但分析所得結果之尖峰值較

大，造成此誤差的原因，可能是因為在分析中壩體所輸入之剪力模數偏大所致。而在垂直加速度之頻譜(如圖 15)方面不論是尖峰發生之頻率值或尖峰值就相對地較為接近。



a.壩頂水平加速度分析之傅立葉頻譜

a.The Fourier frequency spectra of the calculated horizontal acceleration of the top of the dam

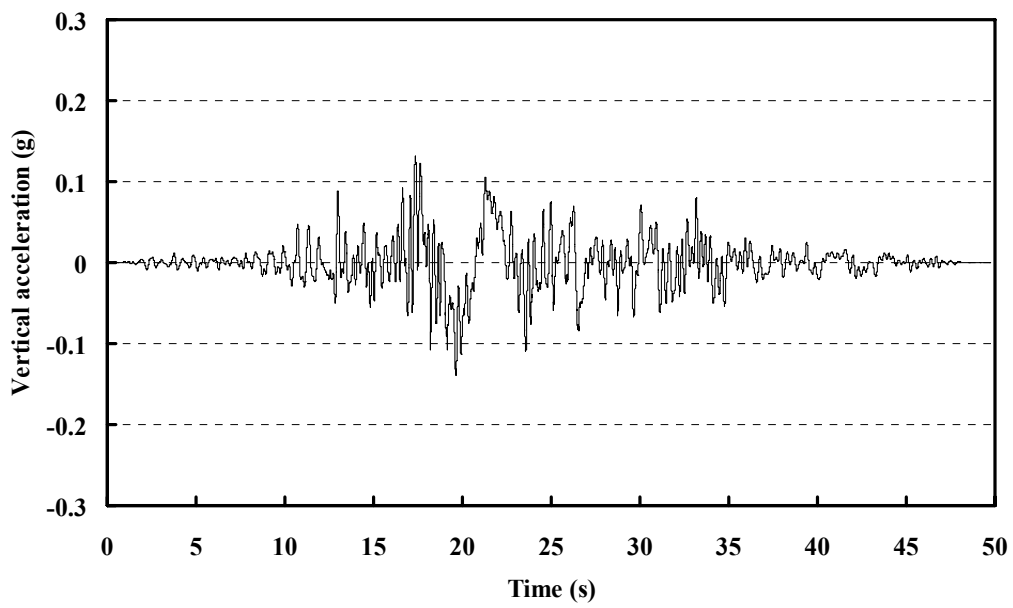


b.壩頂水平監測加速度監測之傅立葉頻譜

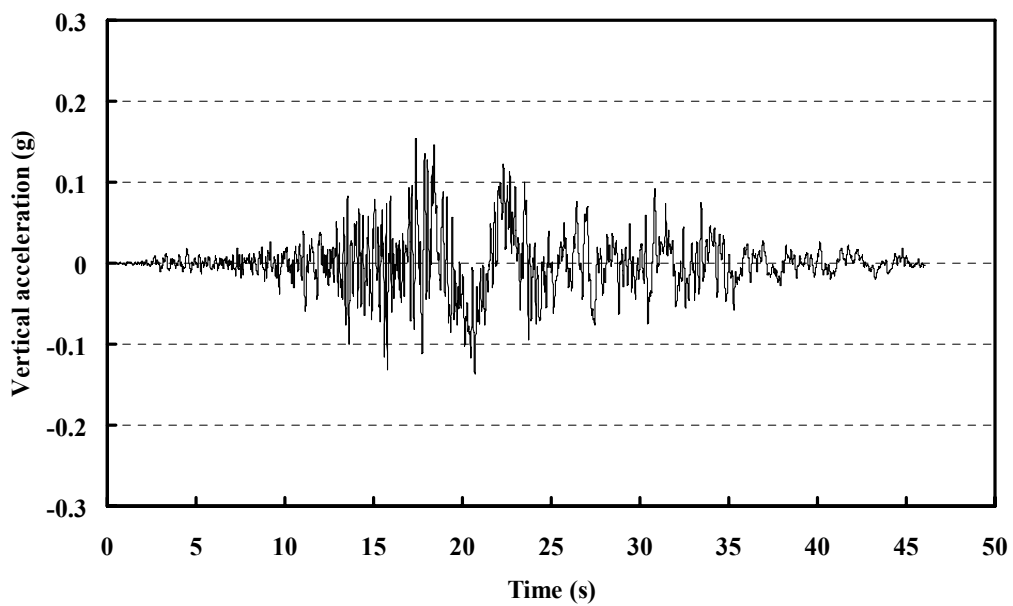
b.The Fourier frequency spectra of the monitored horizontal acceleration of the top of the dam

圖 13 動態分析結果與監測(T2 測站)水平向之壩頂加速度之傅立葉頻譜比較

Fig.13 The Fourier frequency spectra comparison of the calculated horizontal acceleration time history with the monitored data of the top of the dam



a. 壩頂垂直加速度分析結果
a. The calculated vertical acceleration of the top of the dam

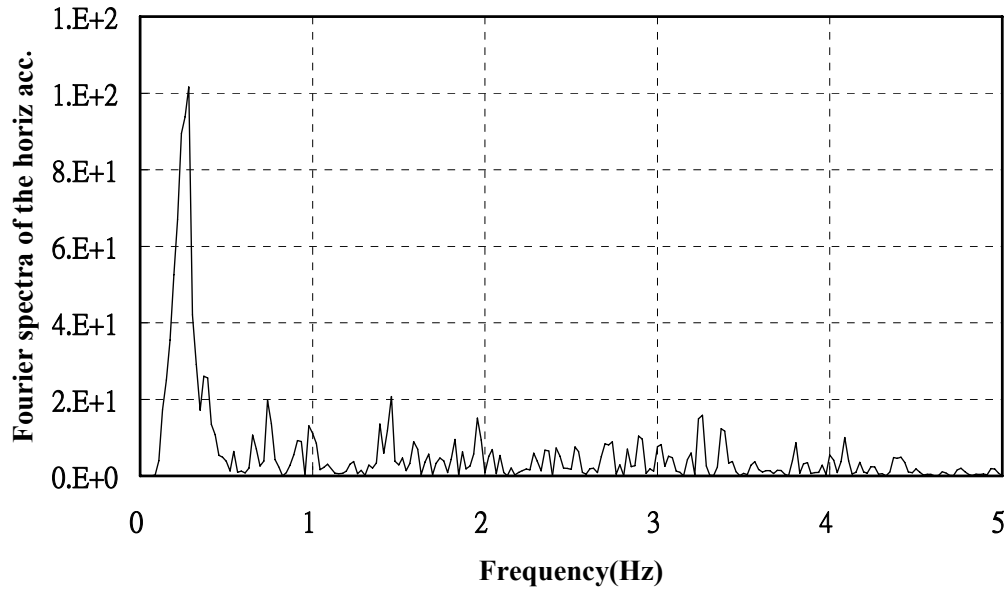


b. 壩頂垂直加速度監測歷時(T2)
b. The monitored vertical acceleration of the top of dam

圖 14 動態分析結果與監測(T2 測站)垂直向之壩頂加速度歷時曲線比較

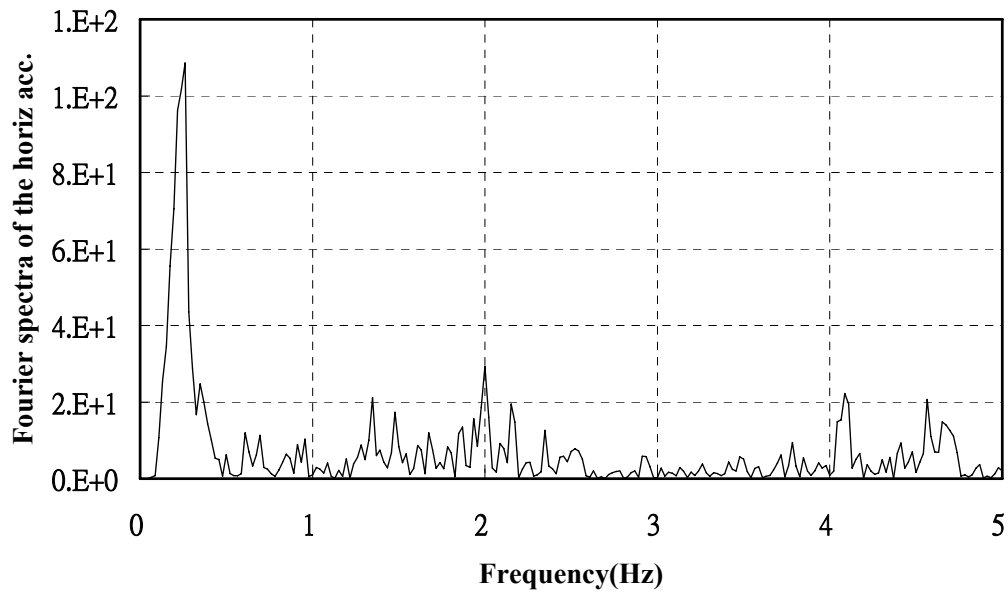
Fig.14 The comparison of the calculated vertical acceleration time history with the monitored data of the top of the dam





a.壩頂垂直加速度分析分析結果之傅立葉頻譜

a.The Fourier frequency spectra of the calculated vertical acceleration of the top of the dam



b.壩頂垂直加速度監測之傅立葉頻譜

b.The Fourier frequency spectra of the monitored vertical acceleration of the top of the dam

圖 15 動態分析結果與監測(T2 測站)垂直向之壩頂加速度傅立葉頻譜比較

Fig.15 The Fourier frequency spectra comparison of the calculated vertical acceleration with the monitored data of the top of the dam

將本分析壩頂與壩底所擷取之位移歷時曲線相減，可得水平相對位移歷時曲線(圖 16)，水平最大相對位移量約為 0.095m。相對位移歷時曲線可以顯示出壩體真正「感受」到地震中壩體的位移量大小。該相對位移歷時經由 Fourier 轉換後如圖 17 所示，發現振動頻率均在 1.5Hz 以下，顯著頻率約在 0.7~1.1Hz 之間。垂直相對位移歷時曲線如圖 18 所示，最大相對位移(即永久沉陷)約為 0.044m。鯉魚潭壩高為 96m，由此可知大壩受震時最大水平剪應變約為

$0.095\text{m}/96\text{m}=0.00099$ 。此值與應用 Makdisi and Seed (1978)法分析此壩之平均剪應變=0.00028(李俊男, 2005)相比較，比對剪應變與剪力模數折減比關係圖，所對應之剪力模數折減曲線之 G/G_{\max} 比，本研究約為 0.43，以 Makdisi and Seed 法分析所得約為 0.63。由此可知，本研究分析壩體受震時剪力模數折減之變化範圍甚大，即與應用 Makdisi and Seed 法相比較，應用 Sig4 模式於 FLAC 程式中，顯現出壩體受震時發生較小之剪力模數折減比。

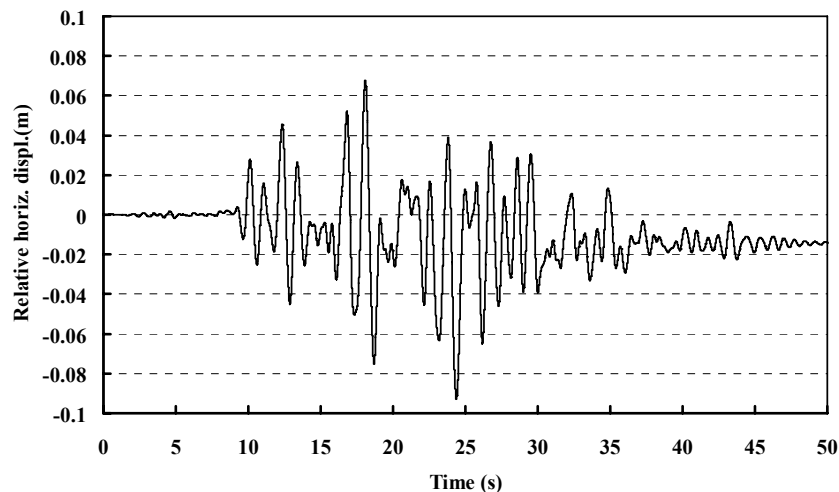


圖 16 壩頂與壩底水平相對位移之歷時曲線

Fig.16 The relative horizontal displacement time history between the top and the base of dam

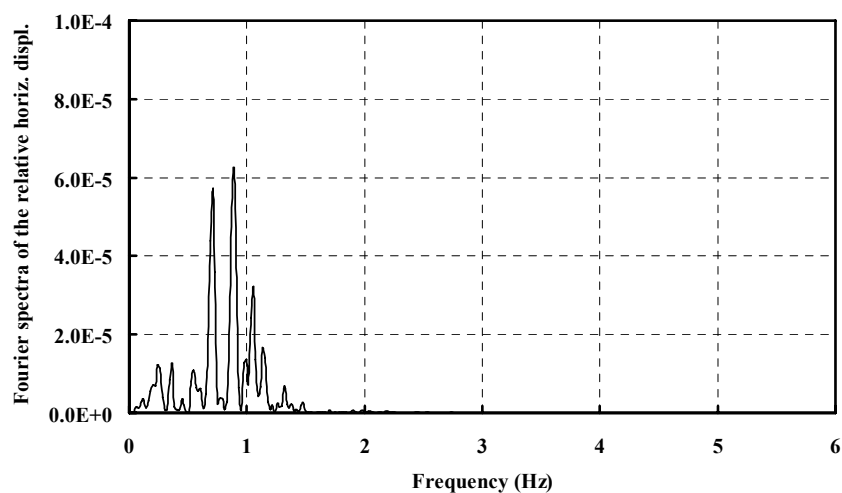


圖 17 壩頂與壩底相對位移歷時之傅立葉頻譜

Fig.17 The Fourier spectra of the relative horizontal displacement between the top and the base of dam

5. 剪力模數影響參數分析

為調查剪力模數對壩體地震反應之影響，本研究以鯉魚潭壩體動態 921 地震基準案例分析中之材料剪力模數(1G)分別乘上 0.6、0.8、1.2 及 1.4 等進行參數分析。所得結果依上游殼層表面、壩頂與下游殼層表面之永久水平與垂直位移進行比較，分示於圖 19~圖 21。檢視這些圖時應注意，本文將位移方向定義為向右為正向左為負，向上為正向下為負。就上游殼層

而言，剪力模數變化對水平位移影響較垂直位移為大(圖 19)。但對壩頂而言，剪力模數變化對垂直位移影響較大(圖 20)。對下游殼層而言，剪力模數變化對垂直與水平向永久位移之影響均不大(圖 21)。三者中，以壩頂垂直向位移之差異最大(圖 20)。在不同的剪力模數參數下，若對壩頂相對位移歷時曲線中，取最大值進行比較，可得圖 22。其水平向與垂直向之最大相對位移值，將隨著剪力模數之增加而變小。

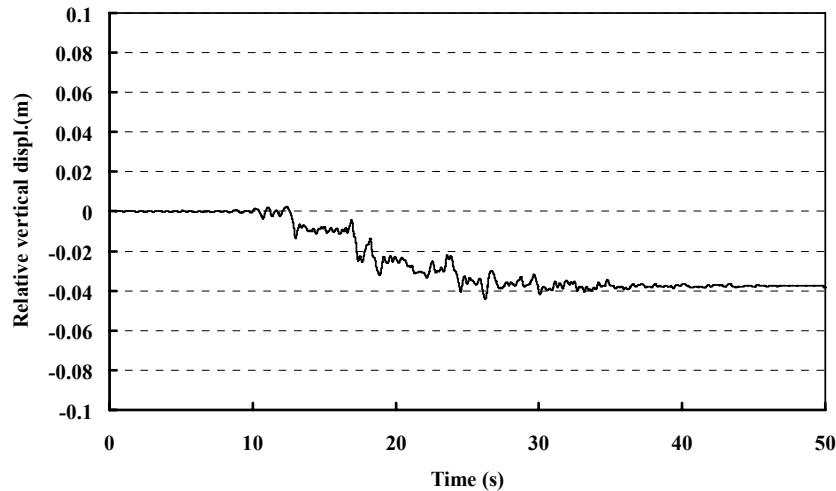


圖 18 壩頂與壩底垂直相對位移之歷時曲線

Fig.18 The relative vertical displacement time history between the top and the base of dam

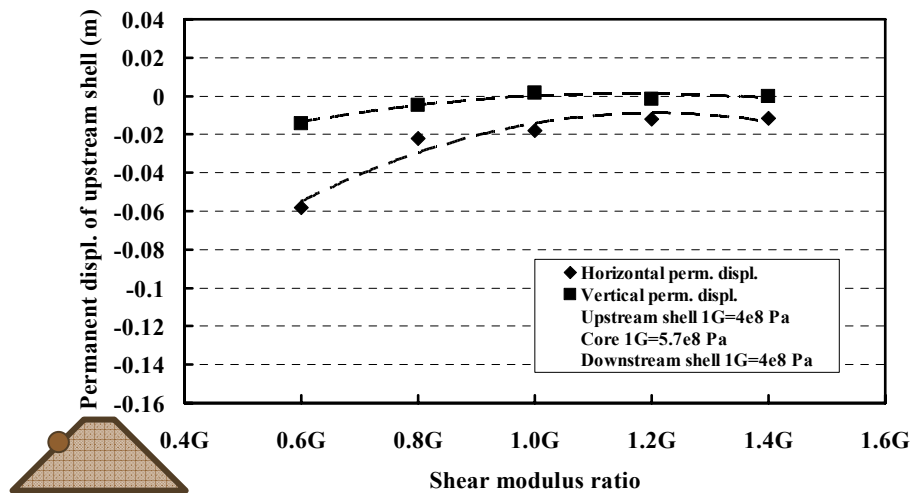


圖 19 剪力模數比對上游殼層永久水平與垂直位移之影響

Fig.19 Influence of the shear modulus ratio on the permanent horizontal and vertical displacement of the upstream shell

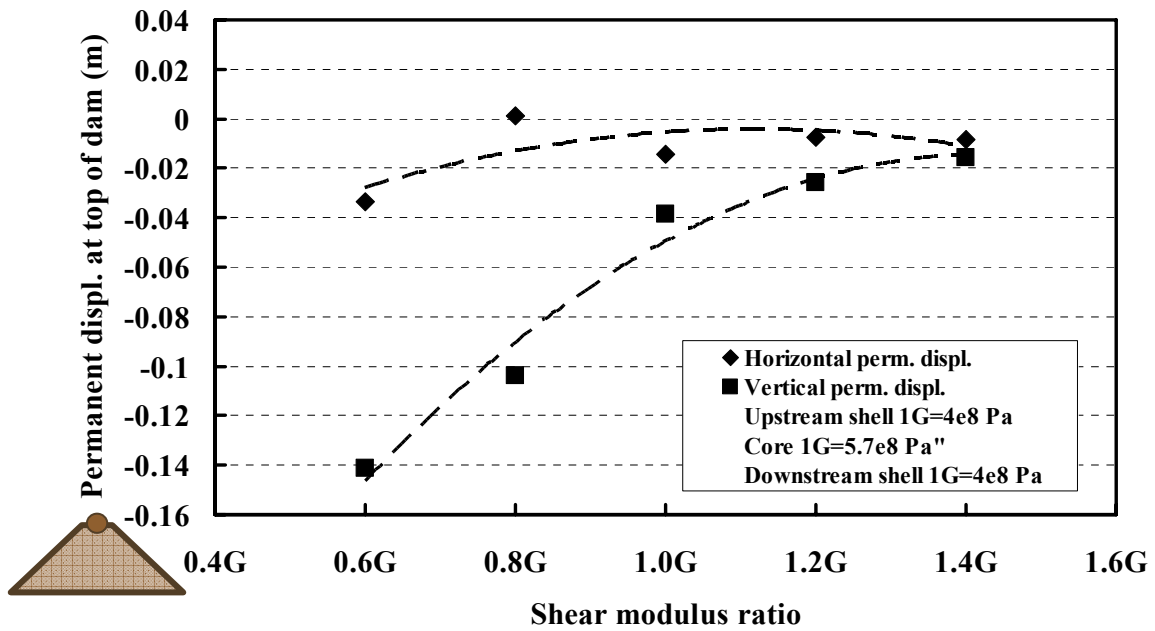


圖 20 剪力模數比對壩頂永久水平與垂直位移之影響

Fig.20 Influence of the shear modulus ratio on the permanent horizontal and vertical displacement of the top of the dam

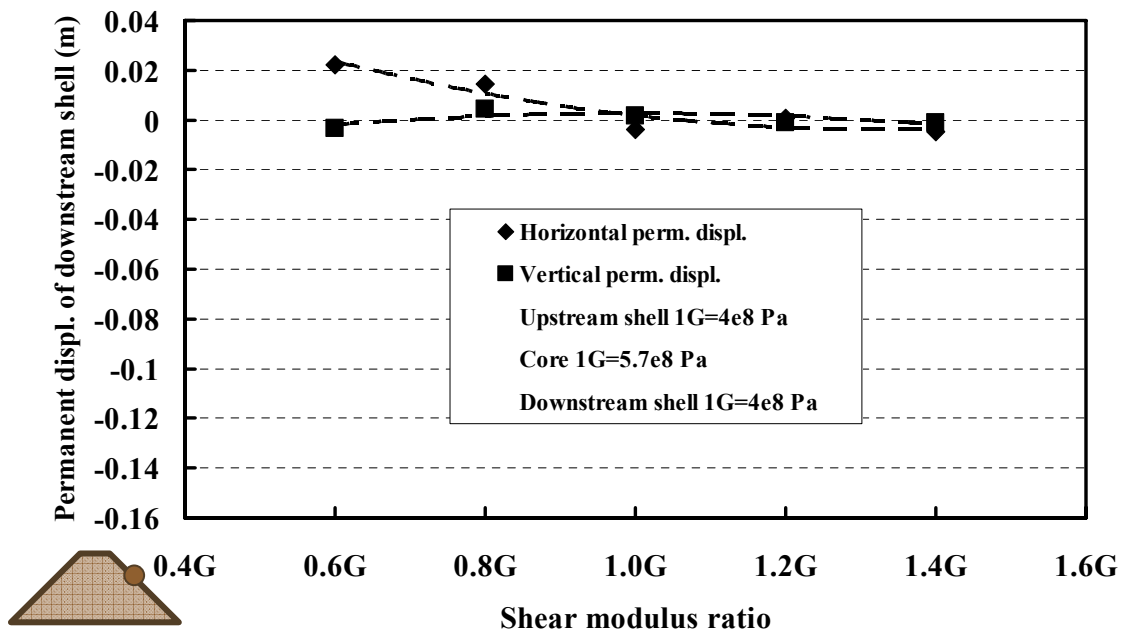


圖 21 剪力模數比對下游殼層表面永久水平與垂直位移之影響

Fig.21 Influence of the shear modulus ratio on the permanent horizontal and vertical displacement of the downstream shell



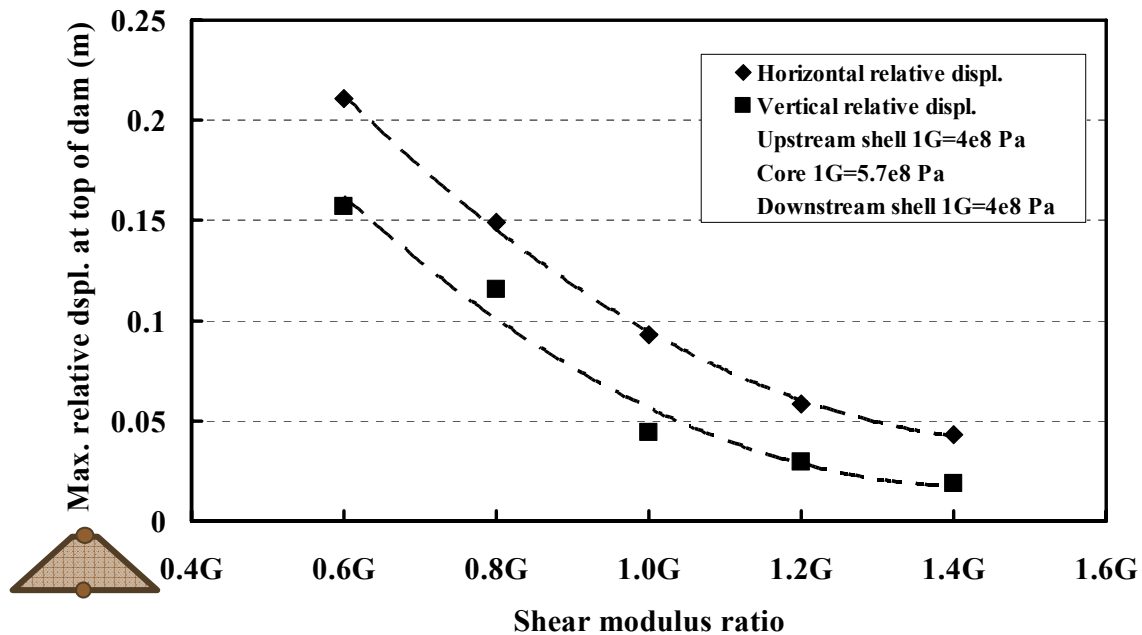


圖 22 剪力模數比對壩頂與壩底間之水平與垂直相對位移歷時最大值之影響

Fig.22 Influence of the shear modulus ratio on the maximum relative horizontal and vertical displacement between the top and base of the dam

五、結 論

本研究以有限差分程式，FLAC5.0，分析鯉魚潭土石壩受到集集地震之動態反應分析，包括築壩過程、滲流分析、滲流後之靜力平衡與動態分析。經進行參數與監測資料比對，發現由本研究之分析方法計算而得的結果，與監測資料趨勢符合，但可能因在分析中所輸入之剪力模數值偏大，使計算所得之加速度比監測值高，且壩頂永久位移比監測值小。

本研究亦對土壩材料之剪力模數進行參數分析。本研究提出之土石壩分析方法與剪力模數參數分析結果，歸納得以下結論：

1. 本研究提出之一貫化土石壩動態分析方法經過驗證後可行，分析結果並與鯉魚潭壩集集地震監測資料比對差異性，並探討造成差異的可能原因，以利未來後續研究參考。
2. FLAC 程式內建之等值線性模式(Sig4)，可有效模擬土石壩受地震力作用時壩體材料之剪力模數折減比(G/G_{max})。
3. 本研究分析得之剪應變較使用 Makdisi and Seed 法為大，代表集集地震中壩體材料之剪力模

數折減甚大，即材料勁度在地震中弱化量大。

4. 由剪力模數的參數分析結果中得知，剪力模數越大，壩體變形越小。其中剪力模數對壩頂之垂直沉陷量影響最大。
5. 本研究之一貫化分析方法，可整合土石壩之靜態、滲流與動態分析於一個數值分析模型中，值得推廣與應用。

誌 謝

本文承國科會 NSC-93-2211-E-005-11-計劃之支持，以及巫茂松先生在地震資料蒐集上之協助，與張育瑄小姐在文書處理上之協助，作者在此一併表達謝意。

參考文獻

1. 台灣省鯉魚潭水庫管理局(1995)，「鯉魚潭水庫定期監測分析工作-大壩動態分析報告」。
2. 經濟部水利署中區水資源局(1999)，「鯉魚潭水庫九二一震後報告」。
3. 經濟部水利署中區水資源局(2000a)，「鯉魚潭水庫地震觀測及維護服務報告」。



4. 經濟部水利署中區水資源局(2000b), 「鯉魚潭水庫定期監測分析總報告」。
5. 邱賢德、吳信和、魏敏樺(2003), 「土石壩耐震初步分析」, 第十屆大地工程學術研討會。
6. 經濟部水利署中區水資源局(2005), 「鯉魚潭水庫安全監測分析工作(93-94 年度)第十六次期中安全分析評估報告」。
7. 李俊男(2005), 「土石壩地震反應二維數值分析」, 朝陽科技大學營建工程系碩士論文。
8. Beaty, M.H., Byrne P.M. (1999), "A synthesized approach for modeling liquefaction and displacements," *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics Proceedings of the International FLAC Symposium Minneapolis*, Minnesota 1-3 September 1999, Christine Detournay, Roger Hart, Editors.
9. Dawson, E.M., Roth W.H., Nesarajah S., Bureau, G. and Davis, C.A.(2001), "A Practice Oriented Pore-Pressure Generation Model," *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 Proceedings of the Second International FLAC Symposium Lyon*, France 29-31 October 2001, D. Billiaux, C. Detournay, R. Hart, X. Rachez, Editors.
10. FLAC5.0(2005), *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, User's Manual, HClasca Consulting Group, Inc.
11. Makdisi, F.I. and Seed, H.B.(1978), "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake Induced Deformations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104(GT7):849-867.
12. Wang, Z.L., Dafalias, Y.F. and Shen, C.K.(1990), "Bounding Surface Hypoplasticity Model for sand," *J.Engrg. Mech.*, ASCE, 116(5):983-1001.
13. Wang, Z.L., Egan, J., Scheibel, L. and Makdisi, F.I.(2001), "Simulation of Earthquake Performance of a Waterfront Slope Using Fully Coupled Effective Stress Approach," *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2001 Proceedings of the Second International FLAC Symposium Lyon*, France 29-31 October 2001, D. Billiaux, C. Detournay, R. Hart, X. Rachez, Editors.
14. Wang, Z.L., Makdisi, F.I.(1999), "Implementing a Bounding Surface Hypoplasticity Model for sand into the FLAC Program," *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics Proceedings of the International FLAC Symposium Minneapolis*, Minnesota 1-3 September 1999, Christine Detournay, Roger Hart, Editors.

2005 年 7 月 21 日 收稿

2005 年 10 月 3 日 修正

2005 年 11 月 21 日 接受

(本文開放討論至 2007 年 3 月 31 日)

