

堆填壩體受震變形之總應力分析

林金成¹、蔡明欣¹、冀樹勇²

摘 要

土壤於受震過程中材料之剪力模數隨剪應變振幅增加而遞減的弱化行爲，以及土壤受反覆載重所產生的累積應變，爲控制土體受震變形的最主要因素。本文採用 FLAC 程式以兩種方法進行分析，其一爲應力應變模式依照土壤剪力模數隨剪應變振幅變化之非線性行爲，並採摩爾庫倫屈服準則分析壩體受震所產生的變形。另一爲根據土壤剪力模數隨應變振幅變化的關係，以迭代求得土體在彈性階段之等值剪力模數，再以摩爾庫倫彈塑性模式進行壩體受震變形分析。本文以 921 集集地震鯉魚潭大壩爲例，比較上述兩種分析方法與實際壩體受震行爲的差異，以探討分析方法的合理性。分析結果顯示兩種分析方法均可獲得不錯的結果。

關鍵詞：動態分析、總應力、剪力模數、堆填壩體

TOTAL STRESS ANALYSIS OF EMBANKMENT DAM DEFORMATION INDUCED BY EARTHQUAKE

Chin-Cheng Lin, Ming-Shin Tsay, Shu-Yeong Chi

ABSTRACT

The deformation of embankment dam is mainly dominated by the shear modulus reduction of soil during earthquake and the accumulated strain from cyclic loading. In this paper, two simplified soil models are incorporated with the FLAC program to simulate the dynamic response of embankment dam. One is the nonlinear stress-strain relationship following the relation between G/G_0 and γ , and the Mohr Coulomb yield criterion for plastic behavior. The other model uses the iteration procedure to calculate the equivalent shear modulus for linear elastic region of soil, then use Mohr Coulomb yield criterion for plastic behavior. The case study of Liyutan earth dam was analyzed as the verification example in Chi-Chi earthquake to compare the difference of dynamic response between two models and the actual measured value of deformation and recorded acceleration and to investigate the rationality of the numerical method. The analysis results show that two soil models in the numerical analysis can obtain good agreement with measured data.

Key Words: dynamic analysis, total stress, shear modulus, embankment dam.

一、前言

土石壩動態安定分析自 1971 年 Lower San Fernando 壩受震液化失敗案例發生後，即開始有學者陸續發展土石壩體受震變形的數值方法，包括 Seed, Idriss Lee (1973) [1]，Ishihara[2]，Makdisi-Seed(1978) [3]等....。

初期的數值方法受限於計算機運算能力與分析模型，主要以總應力法爲主，此以加州柏克萊分校 Seed 教授所建議的等值線性法爲代表，該法首先分析計算壩體受震反應，再藉由受震反應求得之壩體應力與材料強度相比對，求得壩體震後之變形。

其中震後變形的計算，主要可概分爲以應變潛能

(Strain potential) 概念計算壩體連續變形法，以及分析潛在滑動體位移量的 Newmark 滑動塊體法等二類。前者必須辦理大量的動態強度試驗，並須以勁度弱化的假設解決應變相容的問題，雖然計算得壩體變形與實際情形大致接近，但工作量極爲龐大且複雜，本方法國外工程實務應用上已漸少採用，但國內則仍爲目前土石壩耐震變形分析之主流；後者雖然不如前者繁雜，且目前仍爲 USBR 建議用來計算壩體受震變形分析的方法，但其分析過程仍需大量人工，完整的分析仍須耗時 2~3 個月，且根據案例資料，壩體受震後變形行爲除了構造成破壞可能導致特定滑動面滑移外，一般大多無特定滑動面發生，與滑動塊體法的結果有所差異。

目前國際上較新的土石壩動態安定分析爲有效應力分

析法，該法係考慮土壤受震過程中的應力應變行為受孔隙水壓激發的影響，並考慮土壤受震過程中土壤骨架-孔隙水壓互制行為。分析結果可求得地震過程中壩體內孔隙水壓激發變化及壩體變形情形，為十分符合壩體安定校核要求的數值分析方法。惟有效應力法之物理模型一般皆十分複雜，目前雖已有發展成熟之模式，包括 Finn[4]、Wang[5]、潘以文[6]等，但其工程應用上仍有許多數值技術問題有待克服，且其土壤分析參數往往多達十餘個，往往須配合較特殊材料試驗求得，故其參數求得不易，在工程實務上尚不易廣泛使用。

鑒於上述各動態分析法的問題，考慮分析方法的實用性及掌握土壤行為的適用性，本文嘗試藉由 FLAC 程式可自行撰寫運算模組的功能，以總應力分析法分析壩體變形。分析中考慮土壤剪力模數隨剪應變振幅弱化的行為，以及與 Newmark 滑動塊體法概念相同的屈服滑移模式，求得壩體連續變形，以達到便利計算且具體表達壩體變形行為的目的。文中以鯉魚潭大壩承受 921 地震為例，分析鯉魚潭大壩受震反應及變形行為。茲將分析方法說明如下。

二、分析程式及方法

2.1 FLAC 程式

本分析採用美國 Itasca Consulting Group, Inc. 所發展之 FLAC 二維分析程式。FLAC 為有限差分(Finite Difference Method, 簡稱 FDM)[7]程式，其採用顯示法(Explicit Method)以時間積分之運動方程式求得系統之靜力平衡或動態行為，可解決地工問題中複雜之幾何及力學問題。該程式並可於分析時任何階段改變分析模型之元素及材料性質，以模擬大地工程施工過程之開挖、堆填及支撐工之安裝等施工步驟。

FLAC 程式亦可選擇土壤分析模式或自行撰寫修改運算模組，以符合分析工程師之特殊需求。於辦理動態分析時，可採用自由場邊界 (free field boundary) 以消除分析時分析域內材料與邊界波傳能量反射之影響，分析時並可依需求記錄動態過程中分析模型各點之加速度、動態應力及位移歷時變化。

2.2 分析模式

2.2.1 應力應變行為

一般地震力作用過程中之土壤勁度弱化為行，以正規化動態剪力模數隨剪應變振幅增加而遞減之關係 (G/G_{max}(γ), degradation curve) 模擬，該關係由土壤動態特性試驗所得之割線剪力模數(secant shear modulus)求得。以往在工程界常使用之 FLUSH[8]及 QUAD4[9]程式即依此關係假設土壤為等值線性彈性體，計算土石結構物之受震反應。但由於彈性行為使土體在地震後回復原位，因此無法直接求得土石結構物受震之變形。為解決此問題，本文嘗試以 FLAC 程式在時間域計算壩體受震反應並配合摩爾-庫倫破壞準則，以計算土石結構物受震時之塑性變形。如此可兼顧土壤勁度弱化特性及求得累積變位的目的。

在土壤未達破壞時之應力應變行為方面，本文嘗試採用兩種模式模擬土壤行為。一為等值線性 (Equivalent linear) 模式，以下簡稱模式一；另一為非線性 (Non-linear) 模式，以下簡稱模式二。茲將該兩模式分別說明如下：

A. 等值線性模式 (模式一)：

模式一將土壤應力應變關係簡化為等值線性彈性模型，以模擬土壤受震過程中隨應變軟化的行為。其剪力模數係由地震過程中土體受震反應之有效剪應變振幅 (0.65 倍最大剪應變振幅) 根據正規化動態剪力模數隨剪應變遞減之關係迭代求得，與 QUAD4[9]程式之迭代方法相同。

B. 非線性模式 (模式二)

模式二依土壤受載時剪應變振幅的增加漸進改變土壤剪力模數，以逐步延展出符合土壤應力應變的行為，其中之剪力模數為切線模數 (Tangent modulus)。

為在時間域分析中反映材料遲滯圈 (hysteresis loop) 之動力特性，應用梅新規則(Masing rule)[10]規範土壤應力應變骨架曲線之加壓、解壓變化行為，其規則如下：

(A)定義材料在初始加載 (initial loading) 階段之骨架曲線 (backbone curve)。

$$t = f(g) \quad (1)$$

(B)如圖 1 所示，當材料受均勻反覆應力作用作用時，其卸載(unloading)或重載(reloading)之轉向曲線，恰為原點至轉向點(A 點)間骨架曲線 OA 之兩倍大小。故卸載曲線可以方程式表示為

$$\frac{t - t_A}{2} = f\left(\frac{g - g_A}{2}\right) \quad (2)$$

式中 t_A 與 g_A 分別為 A 點之應力與應變大小。同理，從 B 點開始之重載曲線恰為將 OB 曲線放大兩倍，其應力應變曲線為

$$\frac{t + t_B}{2} = f\left(\frac{g + g_B}{2}\right) \quad (3)$$

(C)若卸載或重載曲線中之應變超過以往最大應變且與骨架曲線相交時，則其應力應變循骨架曲線發展，直至下一應力反轉。

(D)若目前之卸載或重載曲線與前一階段之卸載或重載曲線相交，則其應力應變循前一階段之卸載或重載曲線發展。

一般正規化動態剪力模數隨剪應變振幅變化之關係 (G/G_{max}(γ)) 通常應用於等值線性頻率域動態分析中，應用於時間域之非線性增量動態分析時，骨架曲線可依下式轉換求得：

$$f(g) = g \cdot G / G_{\max}(g) \quad (4)$$

以作為任一應變下之材料切線模數(tangent modulus)。

2.2.2 破壞準則

材料破壞準則採摩爾庫倫破壞準則。

$$t = c + s \cdot \tan f \quad (5)$$

另外假設材料單向荷載應力狀態超越破壞準則時，則即進入完全塑性 (Perfectly plastic) 狀態，其應力應變關係如圖 2 所示。此假設與 Newmark 滑動塊體法中，滑動體加速

度超越臨界加速度即開始滑移的物理意義相同。

原 FLAC 程式所內建的摩爾-庫倫彈塑性模式，其彈性階段之剪力模數須個別給定，並不如模式一為各元素受震歷程之等值線性模數；亦不如模式二所述為隨反覆剪應變之增加而降低。故本計畫依據式(4)之關係以 FLAC 程式所提供之 Fish 語言，依據上述二模式修改土壤材料之切線模數值，以模擬土壤於反覆剪應力作用下之勁度弱化行為。

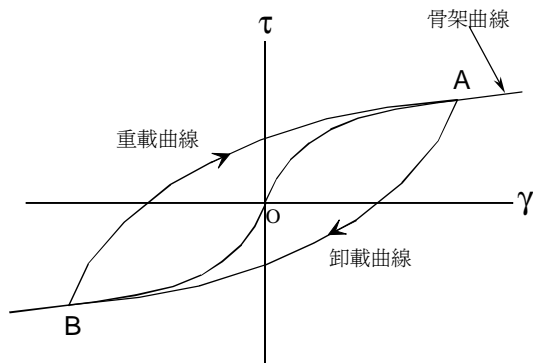
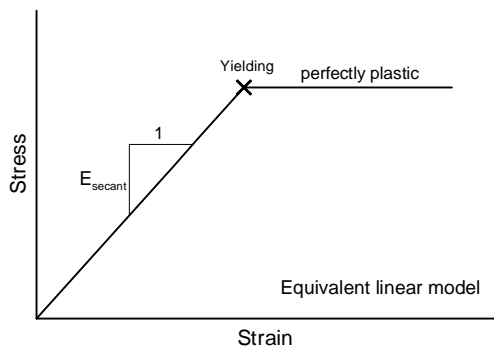
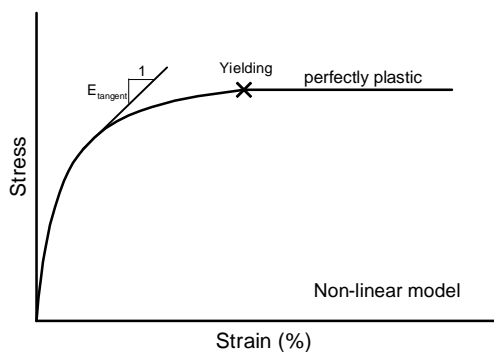


圖 1 梅新規則之應力應變關係



(a) 模式一



(b) 模式二

圖 2 分析採用之應力應變模式

三、鯉魚潭大壩於 921 地震之案例

鯉魚潭水庫位於苗栗三義，大壩為中央心層滾壓土石壩，壩高 96 公尺，其壩體最大斷面材料分區如圖 3 所示。該壩於集集地震時震度達五級，其裝設於壩體及周邊的 7 組強震儀皆錄得加速度紀錄。震後壩頂測量發現壩體沉陷量約達 7 ~ 10 公分。由於其監測資料充分，極適合作為動態分析的驗證案例。故本文以鯉魚潭大壩於 921 地震時受

震狀況為例，探討本文之分析方法的合理性。茲將鯉魚潭大壩受震時實測之行為概述如下：

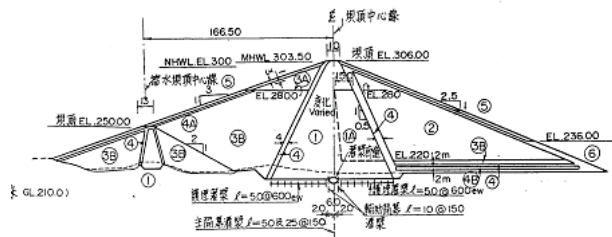


圖 3 鯉魚潭大壩分區斷面圖

(1) 受震加速度歷時紀錄

鯉魚潭大壩及其鄰近岩盤共裝設 7 組強震儀，分別位於壩頂 (T1、T2、T3, EL.306m)、壩底廊道 (T4, EL.205m)、下游坡面 (T5, EL.270m)、右壩座壩頂岩盤露頭 (Rock crest, EL.306m) 以及右壩座下方岩盤露頭 (Rock base, EL.250m)，裝設位置如圖 4 所示。921 集集地震時各強震儀所紀錄得之各方向最大加速度整理如表 1 所示。

(2) 受震壩體變形

地震發生後，壩體與左壩座相接處發生上下游方向貫穿壩頂的橫向裂縫 (transverse crack)，裂縫寬度約 4~5 公分，高程落差約 3~5 公分，深度約 2.2 公尺。壩體表面測量點於地震前後皆有完整之量測資料，經彙整壩體地震前後測得沉陷及位移量如表 2 所示。根據壩體沉陷及位移量繪得壩體沿最大斷面受震後變形狀況如圖 5 所示。

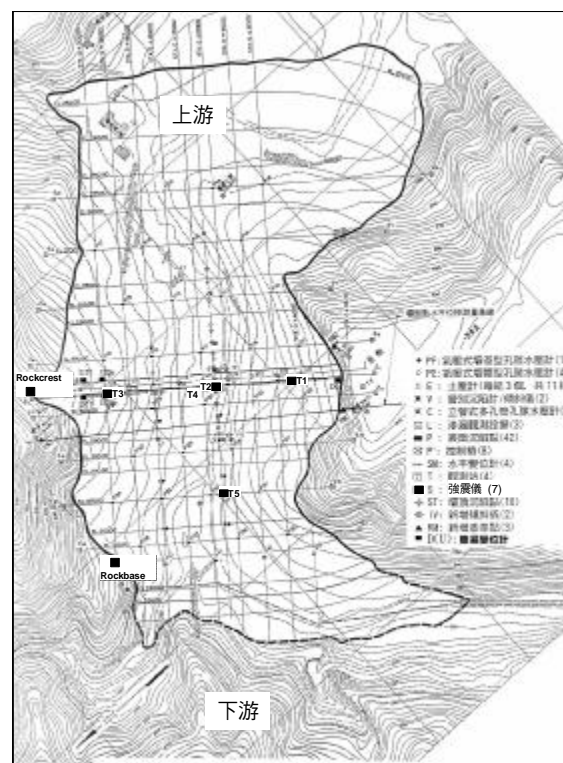


圖 4 鯉魚潭大壩監測儀器佈置圖

表 1 鯉魚潭水庫 921 地震強震儀各方向最大加速度紀錄

最大加速度 (gal)	Vertical	Transverse N48°W	Longitudinal N42°E
T1(Dam crest, left)	125.2	238.6	224.5
T2(Dam crest)	150.8	245.3	229.6
T3(Dam crest, right)	186.1	221.9	219.5
T4(Dam bottom)	105.2	144.4	128.5
T5(EL.260m)	135.6	195.8	226.2
Rock Crest	144.3	(EW) 120.5 (T*) 143.5	(NS) 149.4 (L*) 161.1
Rock Base	98.5	(EW) 124.5 (T*) 123.0	(NS) 100.5 (L*) 108.1

*註：轉向投影至正交壩軸 (T) 及平行壩軸 (L) 方向

高程位置	EL.249m EL.255m EL.270m EL.285m EL.300m EL.306m						
	壩頂	-	-	-	-	-	-50 ~ -79
沉陷	上游壩面	-	-	-4 ~ -56	-54 ~ -63	-73 ~ -96	-
	下游壩面	-18 ~ -23	-16 ~ -29	-16 ~ -31	-26 ~ -34	-41 ~ -48	-
正交壩軸	壩頂	-	-	-	-	-	4 ~ 1
	上游壩面	-	-	2 ~ 5	3 ~ 4	2 ~ 4	-
	下游壩面	-3 ~ -5	-2 ~ -3	-2 ~ -4	-2 ~ -3	1 ~ 2	-
平行壩軸	壩頂	-	-	-	-	-	3 ~ -2
	上游壩面	-	-	2 ~ 1	2 ~ -2	3 ~ -3	-
	下游壩面	-2 ~ -3	-2 ~ -2.4	-0.2 ~ -2	0.4 ~ -1	1 ~ -2	-

*註：正交壩軸方向以向上游方向為正
平行壩軸方向以向左壩軸方向為正

表 2 鯉魚潭大壩地震後沉陷及位移量 (單位 mm)

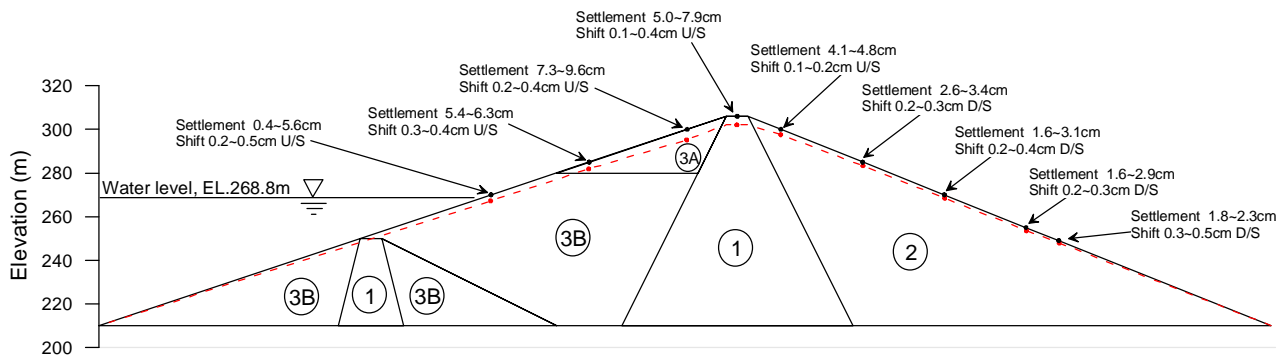


圖 5 鯉魚潭大壩受震變形狀況

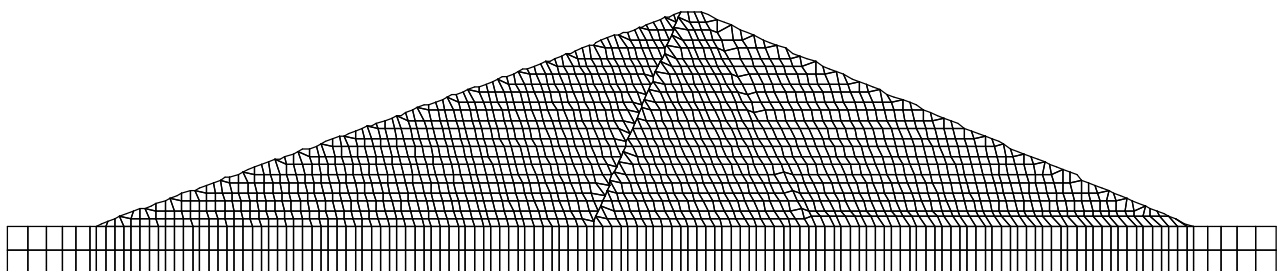


圖 6 分析模型網格

四、分析條件

4.1 分析模型網格

數值分析以壩體最大橫剖面作為二維平面應變分析模型斷面，根據壩體幾何及分區建立分析模型網格如圖 6 所示。

4.2 分析參數

動態安定分析參數主要包括材料基本性質、土壤最大剪力模數、正規化剪力模數及阻尼比、摩爾庫倫強度參數等。

(A)一般物性參數

鯉魚潭大壩填壩材料選自壩址附近借土區之土石料、溢洪道開挖料及大安溪河床料，其一般物理性質如表 3 所示。

表 3 鯉魚潭大壩一般物理性質

材料分區	單位重 (t/m ³)	塑性指數	統一土壤分類
心層	2.15	平均 14	CL-ML, SM
上游殼層	2.1	NP	GP-GW
下游殼層	2.2	NP	SM-GW

(B)最大剪力模數

最大剪力模數關係壩體受震時之動態行為表現，為壩

體動態分析中最重要參數，一般得自現地地震測試結果。鯉魚潭大壩曾於施工期間辦理震測試驗[11]，試驗位置皆位於心層。根據下井式震測試驗結果，求得心層材料最大剪力模數 (G_{max}) 與平均有效應力 (effective mean stress) 平方根關係如圖 7 所示。根據震測試驗結果，評估心層材料之最大剪力模數如圖中所示，其 $k_{2,max}$ [12]約 70~75 之間。

壩體上、下殼層材料取自台地礫石土、基礎開挖料或河床料，分類屬於 SM、GW 或 GP-GW。根據滾壓土石壩最大剪力模數之經驗資料，由中等至堅硬顆粒所組成屬於礫石材料之分層滾壓土壤，其最大剪力模數參數 $k_{2,max}$ 值可達 100~150 之間。本分析採用 $k_{2,max}$ 為 120，如圖 7 中粗線所致。

壩基岩盤剪力模數由壩址折射震測得剪力波速約 1.2km/sec，換算為剪力波速約 $370000t/m^2$ 。

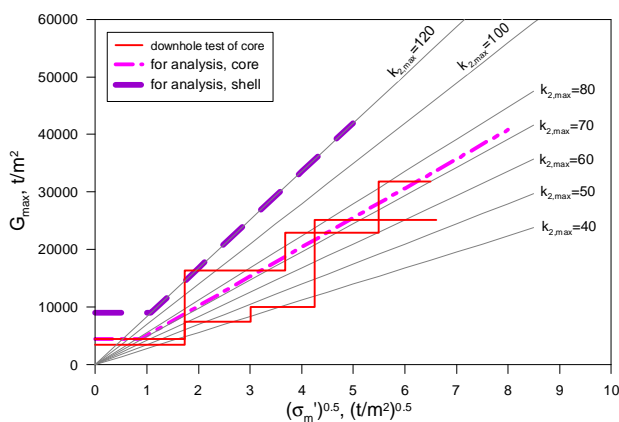


圖 7 材料最大剪力模數與平均有效應力平方根關係

(C) 正規化剪力模數

為便利程式運算縮短運算時間，本分析之正規化剪力模數隨剪應變震幅變化的關係根據 Ishibashi and Zhang (1993)[13]以方程式表示：

$$G_{sec} = G_{max} K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (6)$$

其中 PI 為塑性指數， σ'_m 為平均有效應力，其餘函數分別為：

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3})$$

本文以方程式定義土壤勁度弱化的行為，其中割線剪力模數 G_{sec} 隨剪應變變化關係可直接由常規試驗結果獲得，並不需要藉由應力應變之 curve fitting 獲得，實務應用上不僅方便，且完全符合試驗上之物理現象。

(D) 摩爾-庫倫強度參數

壩體摩爾-庫倫剪力強度參數係得自施工階段室內靜態三軸壓密不排水試驗結果[11]，如表 4 所示。然由於土壤

承受地震作用時將激發孔隙水壓導致有效應力降低。根據美國墾務局分析壩體的一般做法，將壩體可能激發孔隙水壓之區域強度折減約 20%，下游殼層強度折減 5%，作為分析採用之材料強度參數如表 4 所示。

表 4 壩體材料剪力強度參數

材料分區	試驗參數		本分析參數	
	c, t/m ²	f, deg.	c, t/m ²	f, deg.
心層	7.0	22	5.6	17.4
上游殼層	2.5	34	2.0	26.5
下游殼層	1.0	35	1.0	33.0

4.3 震前壩體應力狀態

地震前壩體初始應力狀態影響壩體最大動態剪力模數及受震時抗減強度，係得自壩體靜力分析及滲流分析結果。靜力分析模擬壩體施工時分層加載填築，分析模型採用 Duncan 等之雙曲線模式[14]，以求得壩體填築完成時合理的應力狀態。靜力分析採用之分析參數如表 5 所列。

靜力分析完成後以滲流分析模擬水庫蓄水後壩體之滲流行為，分析採用 FLAC 內建之滲流分析模組辦理。921 集集地震發生時，鯉魚潭水庫水位為高程 268.8 公尺，滲流分析即以該水位高程進行分析，求得壩體受震前之穩態滲流狀態。滲流分析採用之滲透係數如表 5 所列。

表 5 震前應力分析參數

材料分區	雙曲線應力應變參數						k_{xx} (cm/s)	k_{yy} (cm/s)
	K	K_{ur}	n	R_f	K_b	m		
心層	390	585	0.69	0.87	380	0.62	4.8×10^{-6}	1.2×10^{-6}
上游殼層	490	735	0.75	0.89	700	0.34	5.0×10^{-4}	1.3×10^{-4}
下游殼層	460	552	0.68	0.60	700	0.40	5.0×10^{-4}	1.3×10^{-4}

由前述分析得壩體受震前垂直向有效應力分佈如圖 8 所示。由應力狀態依剪力模數與平均有效應力 (σ'_m) 關係 (圖 7) 推求得壩體最大剪力模數 (Maximum shear modulus)。

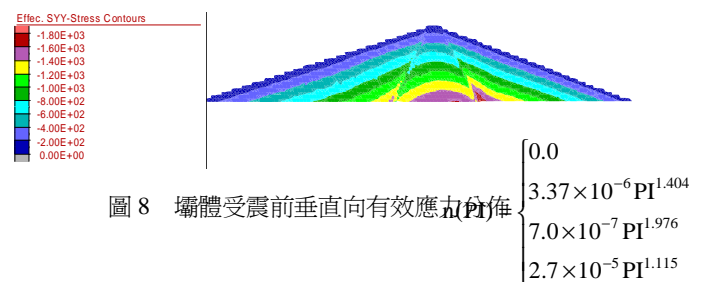


圖 8 壩體受震前垂直向有效應力分佈

4.4 輸入地震歷時

輸入地震歷時採用 921 地震時，右壩座下方岩盤露頭測站 (Rock base, EL.250m) 錄得之水平向加速度歷時。將其轉向投影至正交壩軸方向，再反摺積 (deconvolution) 至分析模型的基礎岩盤下方 (高程 190m)，得到輸入加速度歷時曲線如圖 9 所示，其尖峰加速度約 0.12g。

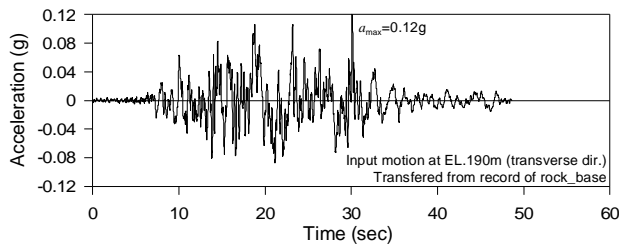


圖 9 輸入地震加速度歷時曲線

五、動態分析結果

為比對動態分析結果之合理性，將分析得動態反應及變形比較討論如下：

5.1 壩體受震動態反應

5.1.1 分析結果與實測值比較

壩體動態分析得壩頂最大加速度分別為 0.18g (模式一) 及 0.20g (模式二)，皆比壩頂實測 0.22~0.25g 稍低。由於單純以最大加速度值檢驗分析結果的合理性，並無法完整表現動態行為的差異。本文採用壩頂受震加速度歷時曲線製作得反應譜與地表加速度歷時曲線製作得反應譜相除，求得壩頂對壩基反應譜比，表示受震過程中壩體對各震動週期之放大效應，以比對分析結果與實測之差異如圖 10 所示。

由圖 10 中顯示在較長週期範圍 (週期 1sec 以上)，模式一與模式二之分析結果與壩頂實測行為極為接近。週期 0.3sec 以下區間模式二分析結果明顯較模式一分析結果更接近實測的行為。但於週期 0.3sec 至 1sec 間實測得壩體放大現象明顯較分析結果為高。

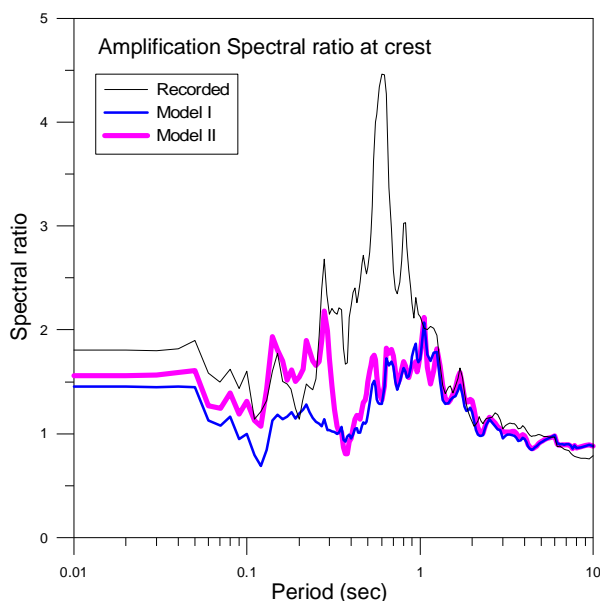


圖 10 實測與分析之壩頂對壩基反應譜比

5.1.2 模式一與模式二比較

比較模式一與模式二的差異，二者於週期 0.35sec 以上，中、長週期區間之分析結果非常一致。就該二模式之應力應變行為差異而言，模式一為等值線性，意即地震過程中未達屈服範圍內，無論較小或較大振幅之震動皆依循相同之等值剪力模數，於固定斜率之應力應變軌跡上運動。模式二為非線性，剪力模數於震動過程中隨應變量改變，因此地震過程中較小振幅震動的剪力模數較高，較大振幅震動的剪力模數較低。因此模式二較能掌握土壤於不同振幅範圍的震動行為，而模式一僅較能掌握較大振幅的震動行為。因此於分析壩體受震的結果中，壩體主要受震反應之週期區間 (0.4sec~2.0sec)，模式一與模式二的分析結果極為相近，為二者皆能掌握較大振幅震動行為的緣故。

5.1.3 分析得動態反應成果研判

一般而言，地震作用中較長週期 (2sec 以上) 與較短週期 (0.3sec 以下) 的分量相對較少，由圖 10 中模式二與實測結果於較長週期與較短週期較相近的結果研判，本分析中採用的最大剪力模數 (G_{max}) 大致能表現較小振幅震動行為的受震反應，故應具相當代表性。而壩體受震放大現象較明顯的週期區間，屬較大振幅的震動行為，研判其實測與分析結果差異較大的原因，應為分析採用的正規化剪力模數隨應變振幅遞減的關係未能掌握壩體材料的行為所致。由於本文中正規化剪力模數係直接採用 Ishibashi and Zhang (1993) 建議之迴歸關係式，該關係式係根據大量試驗結果迴歸求得，由於相同性質的不同土壤間具有相當離散性，該關係是否能代表鯉魚潭壩體材料的行為，應為本案例分析可檢討的空間所在。

圖 11 為模式二分析及實測之壩頂加速度歷時曲線的比較，圖中可見分析結果大致表現出與實測類同的較長週期及較短週期的運動行為，而中段週期的震動行為明顯較為缺乏。

另外，由於本分析為二維平面應變模型，分析中未能考慮壩軸方向的運動，輸入地震加速度亦僅有水平方向，此較實際壩體內部三維空間波傳行為簡化，亦可能為與實測結果差異的原因之一。

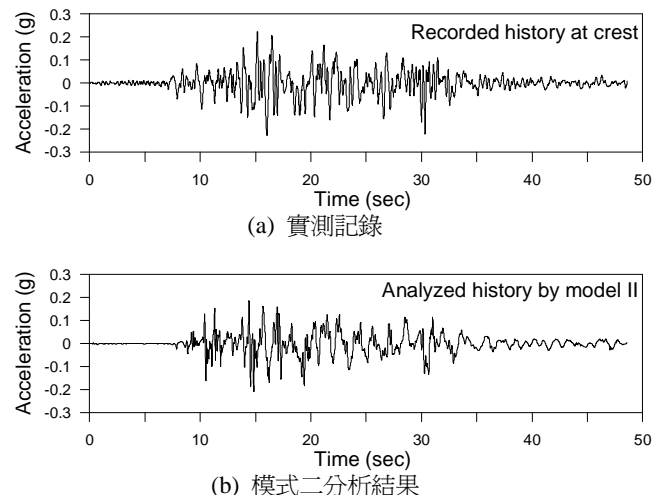


圖 11 壩頂實測與模式二分析得加速度歷時曲線比較

5.2 壩體受震變形

表 6 所列為壩體表面實測與分析得受震位移。在沉陷量方面，模式一及模式二分析得沉陷量與實測值大致接近，其變化趨勢亦與壩頂沿壩坡沉陷量逐漸變小的實測行為相符。在水平位移方面，模式一及模式二分析得位移的方向與實測者相同，且水平位移量與實測值皆為壩頂附近較小、越遠離壩頂越大，顯示本分析模式大致能掌握壩體受震變形趨勢。然而，在位移的量方面，分析得水平位移量明顯較實測值大約 10~15 倍，差異頗大。由壩體變位後剖面形狀比較，壩體受震後發生明顯屬於體積收縮的行為，而分析結果顯示體積收縮行為並不如實測者明顯。

由於本分析於受震過程中，依一般觀念考慮地震發生時壩體為接近不排水狀態。然而鯉魚潭水庫地震時水位僅約壩體高度的二分之一，大部分壩體未受水浸潤的可能為壩體受震發生體積收縮的原因。此顯示本文分析採用的體積應變相關參數仍有檢討的空間。

另外，二種分析模式所得之變位量差異方面。雖然二種模式分析得壩頂對壩基反應譜比（圖 10）於短週期 0.35sec 以下有顯著差異，但二者之變形量相差不大。顯示較短週期震動的差異對變形量的影響有限，二種模式皆可表現合理的壩體行為，適合應用於分析壩體受震變形。

表 6 分析與實測得壩體受震位移量

位置	上游壩面			壩頂			下游壩面			
高程(m)	270	285	300	306	300	285	270	255	249	
實測沉陷量 (mm)	-4~-56	-54~-63	-73~-96	-50~-79	-41~-48	-26~-34	-16~-31	-16~-29	-18~-23	
分析沉陷量 (mm)	模式一	-12	-19	-52	-60	-34	-3	-9	-10	-9
	模式二	-9	-23	-66	-74	-35	-6	-7	-11	-10
水平位移量 (mm)	2~5	3~4	2~4	1~4	1~2	-2~-3	-2~-4	-2~-3	-3~-5	
分析位移量 (mm)	模式一	56	46	20	22	17	-22	-31	-47	-47
	模式二	75	45	23	16	6	-20	-29	-43	-43

*註：水平位移方向以向上游方向為正

六、結論

本文採用兩種應力應變模式，以 FLAC 程式分析鯉魚潭大壩在 921 地震時之受震行為，依據分析結果得到下列結論：

1. 由數值分析得壩體沉陷量及水平位移之趨勢皆與實測得壩體表面位移量測結果相當，顯示本分析方法大致能掌握壩體變形行為。但分析得水平位移量與實測之差異亦顯示，本分析考慮壩體為接近不排水狀況，與鯉魚潭大壩受震後表現體積收縮的行為略有差異。本分析採用之體積應變相關參數仍有檢討空間。
2. 等值線性模式（模式一）分析得壩體動態行為與非線性模式（模式二）分析的結果顯示，在中、長週期區間二者之動態反應極為接近。雖然在較短週期區間二者差異較大，但分析得壩體變形狀況頗為一致，顯示較短週期震動的差異對變形量的影響有限，二種模式皆可表現合理的壩體行為，適合應用於分析壩體受震變形。
3. 由壩體受震反應顯示本文採用之非線性模式（模式二）在較長週期及較短週期的反應皆與實測結果接近，但在中段週期區間與實測壩體行為有明顯差異。經檢討分析採用參

數，本文分析採用的壩體最大剪力模數大致具代表性，但正規化剪力模數隨應變振幅遞減的關係似仍有檢討的空間。

4. 總應力分析由於無法考慮孔隙水壓激發，因此僅能以強度參數折減的方式考慮孔隙水壓激發所導致之強度弱化，未來將考慮加上孔隙水壓激發模組，使分析更接近實際壩體之受震行為。

參考文獻

- [1] Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M. and Makdisi, F. "Analysis of the Slides in the San Fernando Dam during the Earthquake of February 9, 1971". *Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 73-2*, University of California, Berkeley, June. (1973)。
- [2] Kuwano J, Ishihara K. "Analysis of permanent deformation of earth dams due to earthquakes," *Soils and Foundations*, 1988, 28(1): 41~55
- [3] Makdisi, F., and Seed, H. B., "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake Induced Deformations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT7, pp 849-867., (1978).
- [4] Finn, W. D. Liam, Byrne, P. M. and Martin, G. R., "Seismic Response and Liquefaction of Sands", *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE*, No. GT8, August 1976.
- [5] Wang, Z.L., "Bounding Surface Hypoplasticity Model for Granular Soils and its Application", Ph.D. Dissertation, University of California at Davis, U.M.I., Dissertation Information Service, Order No. 9110679, Ann Arbor, MI 48106(1990).
- [6] 潘以文等“寶山第二水庫工程計劃壩體動態分析與試驗期末報告”(1990)。
- [7] Manual of FLAC, Version 4.0, Itasca Consulting Group, Inc. Vol. 1-5, Minneapolis, Minnesota, U.S. A. (1986)
- [8] Lysmer, J., Udaka, C., Tsai, C., and Seed, H. B., "FLUSH: A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil Structure Interaction Problems," Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, November (1975).
- [9] Idriss, I. M.; Lysmer, John; Hwang, Richard; Seed, H. Bolton, "QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures," Report No. EERC 73-16, University of California, Berkeley, July (1973).
- [10] 黃俊鴻、陳正興 "不同土壤骨架曲線應用於梅新規則之探討", 中國土木水利工程學刊 民國 81 年 第四卷 第三期 pp191-203。
- [11] Seed, H. B., and Idriss, I. M., "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1970)

- [12] 鯉魚潭水庫施工中安全性評估計劃總報告書 (1993)。
- [13] Ishibashi, I., and Zhang, X. "Unified Dynamic Shear Model and Damping Ratios of Sand and Clay," *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol. 33, No.1, pp182-191. (1993)
- [14] Duncan J. M., Chang C. Y., Nonlinear analysis of stress and strain in soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1970, 96(SM5) pp.629-653.