

蘭潭水庫工程可靠度之評估

A Study on Structure Reliability of Orchid Lake Reservoir

國立臺灣大學土木工程學系教授

吳 建 民

Chian Min Wu

Abstract

The Orchid-Lake Dam and Reservoir appear to be in a sound, stable conditions after more than 37 years of operation, 9 years of heightening of dam and 5 years of rehabilitation of earthquake damages, and are judged to be capable of safe operation under moderate earthquakes. The behaviour under strong earthquakes is more problematic, and a firm assessment will require analysis of the total situation including both the main dam, auxiliary dams and poor ridges. The poor ridges near the Chiayi Institute of Agriculture have a history of cracks and shallow slipouts. It is likely that substantial leakage due to heightening of the normal reservoir water level would occur and depend on the capability of the pressure relief well and the drainage system to function. This could influence the stability of the dam embankments as well as reservoir ridges. Critical areas should be identified and data concerning the phreatic water level, pore pressures and engineering properties observed or obtained.

The small capacity of the Orchid-Lake suggests that a detailed dynamic analysis may not be justified, but a limited instrumentation program may be highly desirable. Also, an inundation map is important. An evacuation program under emergency condition for students of the Chiayi Institute of Agriculture is also recommended. Rapid drawdown procedures should be developed. The necessary evacuation release flow rates and methods, as well as the downstream consequences of these releases, should be identified.

The Orchid-Lake Reservoir should be regarded in planning, maintenance, and operational procedures as a critically located lifeline facility for water supply and classified as a "unsafe, non-emergency dam with high hazard potential category" at times of earthquake or other disastrous emergencies.

一、前 言

蘭潭舊稱紅毛埤，原為嘉義東郊之小山丘，因丘陵環繞形成天然窪地，極適於建池儲水，荷蘭人曾於 1630 年代鑿池，供水師習戰之用；其後日人於民國 31 年間修建一壩高 25 公尺、壩長約 540 公尺，壩頂標高為 74.3 公尺之混凝土心牆滾壓式土壩一座，而形成一自來水水源水庫（圖 1），以供嘉義區自來水供應之需，由於其本身集水區面積僅約 2 平方公里，水源有限，乃在八掌溪北岸竹山處修建攔水壩，攔截溪水，經進水閘導經長約 1 公里之導水路，流至內甕取水口，再經長約 3.8 公里之暗渠、明渠及隧道至水庫，形成一離槽水庫，水庫於民國 33 年 3 月完成，供應嘉義地區之自來水。嗣因光復後嘉義地區人口驟增，市區缺水嚴重，民國 60 年間臺灣省水利局機械工程隊，曾加高壩高 3 公尺，將壩頂標高提高為 77.3 公尺，以增加供水量，充裕該地區之供水（圖 2）。

該水庫位於地質脆弱之地震活動中心，加以興建時正值二次世界大戰末期，日軍節節敗退，施工物質缺乏，工程品質亦難保，甚至最基本之溢洪設施，亦以河道放水口代替，而僅於現嘉義農專附近山脊利用天然山谷設緊急溢洪道供應急之用。省水利局因鑑於其安全之難於逆料，特於加高時加強其安全度，除原有主壩高提高 3 公尺，並在壩頂加設一公尺高之胸牆外，主壩右側山脊之較低處及原緊急溢洪道部份均分別予以加高補強，稱為第一及第二副壩，以應新時代之需水要求；同時又新建無閘控制陡槽式溢洪道一座，溢洪道頂標高 75.30 公尺，堰長 18 公尺，設計洪水量為 45.4 秒立方公尺，足以排除尖峯洪水量為 75 秒立方公尺之最大可能洪水（圖 2）。

民國 61 年 7 月加高工程完工，旋即開始蓄水，常水位提高後，除供水量增加，嘉義市之自來水缺水問題得以解決外，更發展為觀光遊樂之勝地。民國 63 年 10 月下旬，嘉義地區連續下雨，水庫水位復達滿水位 75.30 公尺，加以自 9 月份後尚有地震數次，致民國 63 年 10 月 24 日傍晚，於主壩左岸構號 0+430~0+480 山脊之較薄處，即主壩壩墩左方約 60 公尺至 110 公尺間之脊頂公路及

山脊下游之坡面上，發現有明顯之龜裂及漏水現象。水庫管理當局乃採取緊急洩水措施，至 27 日上午水位降至 73.65 公尺，山脚湧水得以控制，而滑動亦告停止，事後測量知龜裂主要導因於下陷滑動而有顯著之水平推移，最大沉陷量約 39 公分。水庫採緊急洩降後，山脚湧水漸趨減少，而滑動亦告停止。

蘭潭水庫經此次災害後，其安全性復受各界之注目，臺灣省水利局第十工程處乃展開一連串之測量鑽探調查及研判工作，並邀請地質界、大地界人士參與修復事宜，於民國 64 年間在該山脊處原水庫庫地建設附有地下截水牆之補強堤，使與原山脊之薄弱處則以灌漿方式補強與截流，下游並輔以解壓井四孔，外坡則加以整理，挖成較緩坡度以增加其安全度。該水庫之安全度經四年來之繼續運用證實確已達到預期之安全度，惟水庫之潛在危險度除本身之物理安全性外，復與下游之開發度有關；同一規模同一物理安全之水庫，在人煙稀少地區者，列入為無危險水庫，而位於人煙稠密之繁榮都市上游者則其危險潛度將提高為「極高」。再者其物理安全性復受水文、氣象、暴風、暴雨、地震等複雜天然因素之影響，而有待綜合性之分析。蘭潭水庫之安全性原本受各界所關懷，近又因嘉義農業專科學校之遷入水庫外圍小山丘區，而再度引起各界之注意，尤其其校區恰為曾發生變異山脊之附近，山脊谷部因有滲漏水之暴露，至水庫崩潰之可能性堪慮，本文為闡明其安全性，將就其水文、水理及結構上之安全性作一綜合分析，以供各界之參考。

二、水庫安全評估方法概說

一般水庫之安全評估分為水庫數據之收集與更新、災害潛勢之分級、初步技術評估及進一步安全評估等步驟。

水庫數據包括數字資料、地質資料、水文資料及其他天然災害資料等，均為影響水庫及其附屬工程安危之基本因素，此等數據或因記錄年限之更新，或因工程之變化，均需於進行水庫安全評估之前更新、校對，以免與實際狀況脫節。

由於水庫安全評估所需調查研究之項目繁多，所費不貲，故需依事實需要權衡輕重緩急辦理之。

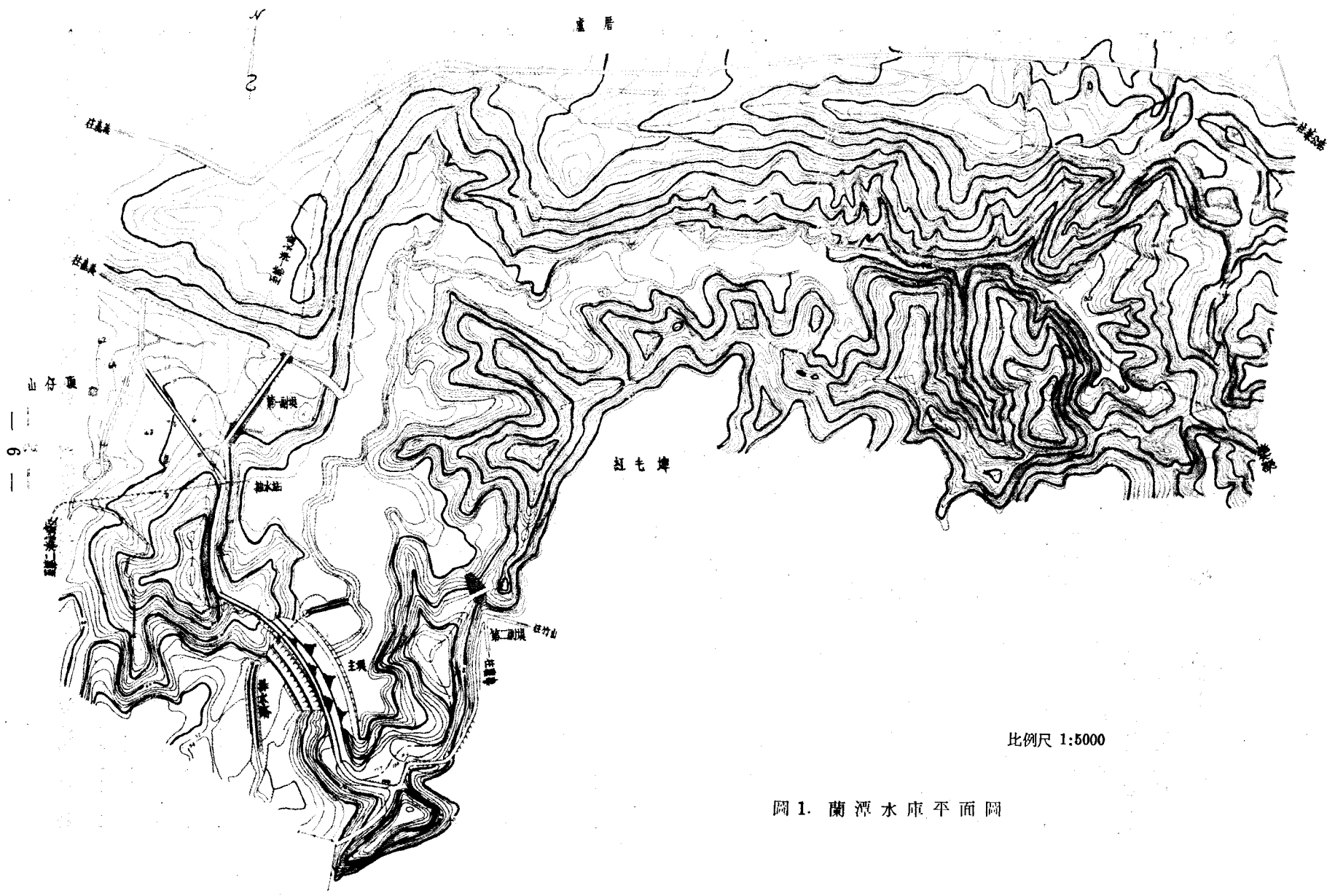


圖1. 蘭潭水庫平面圖

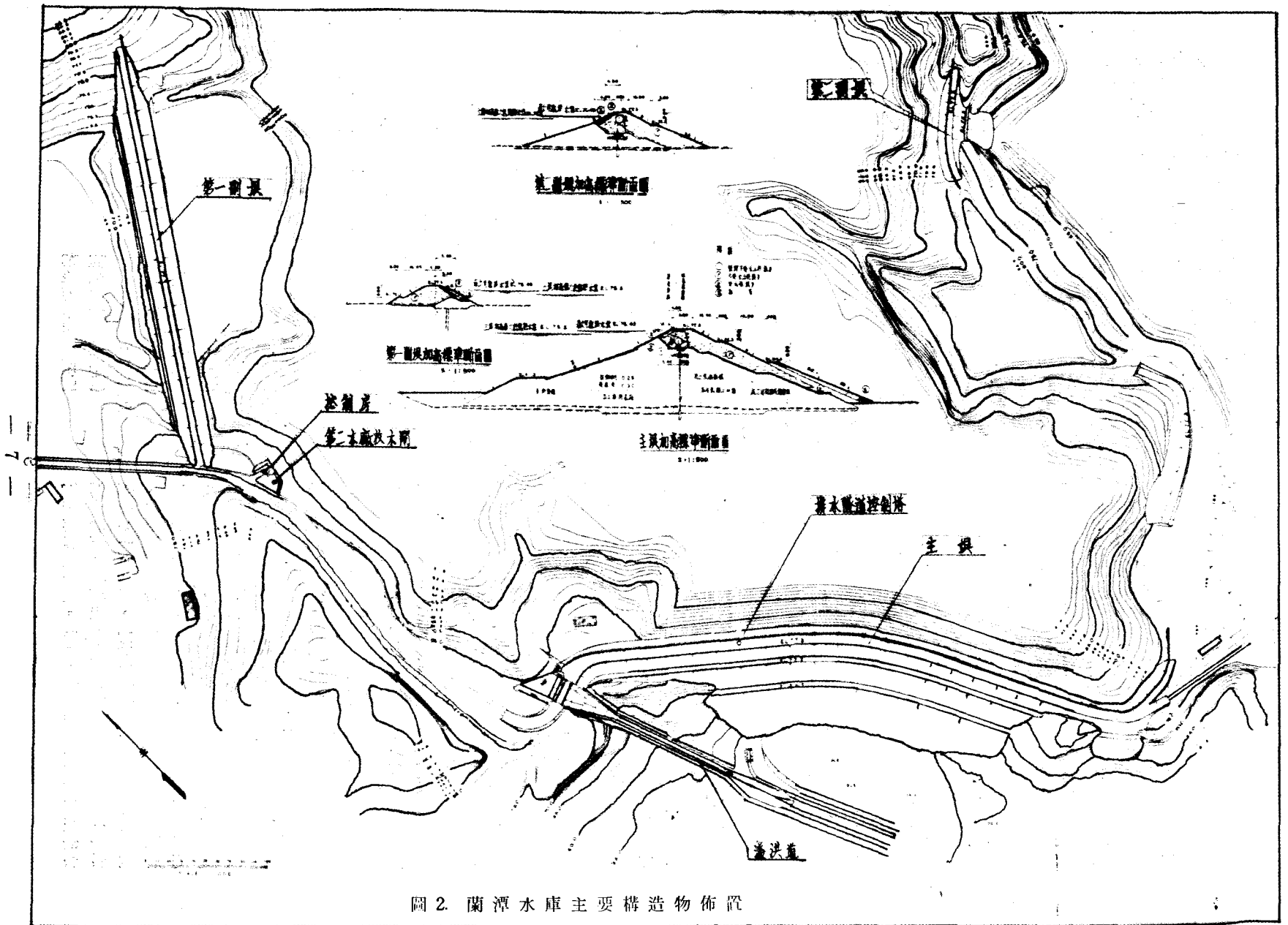


圖 2. 蘭潭水庫主要構造物佈置

依照美國之規定，為權衡其優先性需評定災害潛勢，再考慮是否進一步辦理安全評估。

1. 水庫災害潛勢之分級⁽¹⁾

根據美國陸軍工程師團「堰壩安全評估之建議指針」，水庫之災害潛勢係以壩與其下游地區開發程度之相對關係為評定之標準；堰壩之位於都市人口密集地區者具高災害潛勢；位於人煙稀疏地區者屬低潛勢級。一般其災害潛勢分為三級，如表1所示。

表1 水庫災害潛勢之分級標準⁽¹⁾

分類	衡 量 標 準	
	都市發展情況	經濟損失程度
低	人煙稀少，無永久性建築	少，未開發至部份農業開發之經濟損失微小者。
顯著	尚無都市發展至小數構造物	經濟損失可觀，具有顯著之農、工及工程損失。
高	高度都市發展	經濟損失慘重，包括住宅、工業、農業及商業之損失等。

由於水庫災害潛勢之評定標準係以下游開發程度為衡量之標準，故僅為衡量是否需進一步辦理水庫本身安全性評估之指針。一般水庫或堰壩之位於高災害潛勢類或顯著災害潛勢類，而具有對公共安全有切身之危險性者，需優先辦理安全檢查，其他水庫則視需要辦理之。

蘭潭水庫之容積及壩高雖均有限，但因其位於嘉義市之上游，故其水庫災害潛勢隨嘉義市之發展而應屬高度及顯著災害潛勢類。近年來，由於嘉義農業專科學校之遷校及一旦水庫崩潰時，將影響整個嘉義地區居民之民生，故應列入為極高度災害潛勢類，而亟待辦理水庫之安全評估工作。

2. 水庫安全度之評估

根據美國聯邦及州政府壩安全評估規定，水庫經過現場檢查及既有工程資料之檢討後，需指出其優點及缺點，缺點需以壩崩潰之風險度表示之。此風險度僅考慮潰壩所致下游淹沒時所引起之生命財產損失，而不計及原標的：如灌溉、發電、防洪及給水等之效益損失⁽¹⁾。假定水庫之缺陷可能導致潰壩現象，而其損失將導致嚴重之生命財產損失時，此水庫應被列入「不安全水庫」。假定此「不安全水庫」需立即採取補救措施以減輕其危險度時，該水庫則被列入「緊急不安全類」。假定其崩潰之可

能性不緊迫時，則列入「非緊急類」。

根據是項水庫安全度之評定方式，水庫之安全度可分為「安全」及「不安全」類。凡水庫之具有足以構成崩潰疑問者均列入「不安全」類。凡「不安全」水庫之具有高度風險者列入「緊急不安全類」，否則屬「非緊急不安全類」。根據美國資料美國之水庫絕大部份屬於「安全」與「非緊急不安全類」，而「非緊急不安全類」為不安全緊迫性之適當指示。⁽¹⁾

蘭潭水庫既有戰時工程物質缺乏、品質控制不嚴之疑，應屬不安全類，雖經水利局之加高補強，應可列入安全類，奈因山脊之漏水及下陷復被降入不安全類；此項山脊缺陷雖又經水利局之補強，理應歸入安全類，但究竟其安全性如何，需就其影響安全之因素逐一檢討，始能作一安全及緊迫性上之分類。

3. 水庫安全性評估之項目

評定水庫安全所需檢討分析之項目隨水庫種類而異，一般而言其項目包括下列各項：⁽²⁾⁽³⁾

(一)緊急配備 包括：

- (1)壩址及庫址通道
- (2)通訊系統
- (3)警報及警示系統
- (4)補助電源
- (5)遙控操作
- (6)庫址及壩址之安全性
- (7)水庫放流之潛勢。
- (8)緊急操作步驟之適當性

(二)地質：

- (1)區域地質
- (2)壩址地質，包括重要構造物如壩、溢洪道及放水口等。
- (3)庫址地質。
- (4)地震

(三)水文：

- (1)洪水
- (2)洪水演算之規範
- (3)泥沙問題

(四)基礎：

- (1)基礎設計之檢討
- (2)基礎現況之檢討

(3) 觀測儀器之檢討及記錄之研判

(四) 壩體

- (1) 壩體設計之檢討
- (2) 壩體施工之檢討
- (3) 壩體現況之檢討
- (4) 觀測儀器之檢討

(五) 溢洪道

- (1) 設計之檢討：包括水理、構造、水文及機械等。
- (2) 現況之檢討：包括引水渠道、控制構造物、輸水構造物、終點構造物及出口渠道等。

(六) 放水口：其項目與溢洪道同。

其中對於壩體為土壩或堆填壩之檢討，則另有下列各項：

(一) 沉陷：總沉陷、局部沉陷、窪陷 (Depressions)、陷孔 (Sink holes) 之檢討。

(二) 坡面安全：坡面之不規則度、坡度之均一性、原壩頂標高之變異、壩址下游之移動、表面龜裂及各種情況下之安全係數分析。

(三) 滲流：翼牆、坡面及壩址、下游河谷、動物穴巢及植生。

(四) 排水系統：自由排水流量、濁度及遙測系統。

(五) 坡面保護：排水溝、浪蝕現象之有無、保護之適當性、植生之成長等。

(六) 滲流或滲漏 (Leakage)，記錄流量、水位、危險度等。

綜合上述，安全檢查所需檢討或分析之項目主要可歸納為水文、水理及結構等三大部份，需分別就各水庫之個別情況檢討分析之。

三、蘭潭水庫水工結構物安全性之檢討

1. 水工結構物安全性之衡量準則

根據各種統計資料堤潰以基礎之失敗及溢洪道容量之不當居大宗，故美國堤安全評估規範中認為溢洪道之容量不足時，該計畫或工程則屬「不安全」類；衡量此項不安全性之準則為：⁽¹⁾

(1) 堤下游如遇大流量，則有高度人命喪失之災害潛勢者。

(2) 由於越頂所致堤潰將顯著增加下游之生命財

產損失者。

(3) 溢洪道容量小於可能最大洪水 (PMF) 之一半，而可能發生越頂者。

由上述標準衡量所得可將水庫分為「緊急不安全」及「非緊急不安全」。「緊急不安全」者指溢洪道容量之過份小而越頂之損失將極為嚴重而需立即採取補救措施者而言。

由上述知溢洪道之適當性可從水文及水理兩方面着手檢討。水文方面檢討設計洪水量大小之適當性，水理方面則檢出出水高及消能之安全性等，其中以出水高之檢討為首要。影響出水高之因素最主要者有洪水量、風速及地震等，茲分別說明其對蘭潭水庫之影響如下：

2. 蘭潭水庫水文設計安全性之探討

蘭潭水庫為一離槽水庫，水源取自八掌溪，以閘門控制並藉五公里多之導水路引水入庫。溢洪道水文設計時，洪水量之估計係假設導水閘門關閉，而洪水係導源於本身之集水面積 (2 平方公里) 者。因堤址缺乏流量記錄，故利用民國 30 年至民國 58 年 (計 38 年) 之最大二日暴雨量統計其頻率分佈，再利用三角形單位歷線及降雨分佈，複合成洪水流量過程線，得其洪峯流量，以供水文設計之根據⁽⁴⁾。根據原分析蘭潭水庫集水區之最大可能及 500 年 2 日降雨量分別為 1466 及 1320 公厘，而其相應之洪峯流量分別為 68.5 及 62 秒立方公尺。為顧及降雨分佈之極端性，最大可能洪水推估時，除利用上述平均時間分佈外，另考慮八七水災斗六站之降雨分配，分析所得之洪峯流量為 75 秒立方公尺⁽⁴⁾。

為衡量上述設計洪水量選擇之適當性，規劃過程中曾利用位移法將民國 52 年 9 月 10 日葛樂禮颱風時石門水庫嘎拉賀站 60 小時 1674.6 公厘之降雨記錄及民國 56 年 10 月 17 日解拉颱風時宜蘭新寮 60 小時之 2659.3 公厘記錄移置於本流域，以推算洪水流量，作為水庫安全性之檢討，結果得葛樂禮颱風位之洪峯流量為 45 秒立方公尺，解拉位所得為 70 秒立方公尺⁽⁴⁾。

上述三種參考流量中，以利用八七水災斗六站之極端時間分佈推估所得洪峯流量 75 秒立方公尺為最大，溢洪道設計時係採用該值為洪水演算、出水高計算及水理設計之根據。至溢洪道消能設施之

設計則採用 500 年 1 次，即 62 秒立方公尺之洪水為設計之標準⁽⁴⁾。

根據上述不安全性之衡量準則，本溢洪道之設計流量已採用最大可能洪水，且另加 1.1 倍之安全係數，故應屬「安全」範圍；既使設計流量以探次要構造物消能池之 500 年 1 次洪水 62 秒立方公尺計，亦達最大可能洪水之 0.9 (62/68.5=0.9) 倍，

故符合水庫安全評估之標準。

蘭潭水庫溢洪道之設計雖採用上述保守之洪水量，但水庫尚可能遭受地震及風浪等偶發事件之襲擊，故需進一步分析各種事件可能發生之機率，表 2 及圖 3 示蘭潭水庫洪水頻率分析之成果，其利用詳出水高之評估一節。

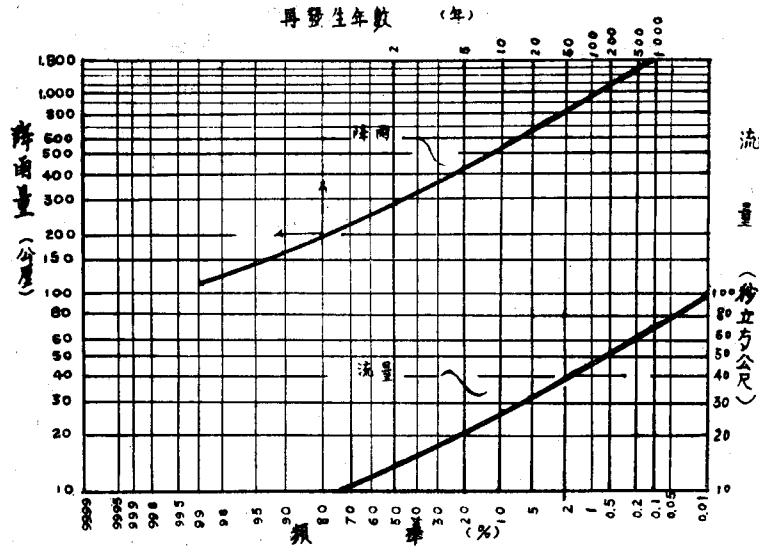


圖 3. 蘭潭水庫壩址暴雨量流量頻率曲線⁽⁴⁾

表 2 蘭潭水庫洪水頻率分析⁽⁴⁾

迴歸週期 (年)	機率 (%)	二日暴雨 (公厘)	一日暴雨 (公厘)	洪峯流量 (秒立方公尺)	水庫調整後 洪峯出水 (秒立方公尺)	備註
最大可能	—	1466	1100	68.5	42.2	約合 900 年洪水 消能池設計流量
500	0.2	1320	990	62.0	36.5	
200	0.5	1100	825	51.4	30.8	
100	1	980	735	45.8	27.6	
50	2	840	630	39.2	23.7	
20	5	680	510	31.8	19.2	
10	10	550	413	25.8	15.6	
5	20	420	315	19.6	11.8	
2	50	280	210	13.0	7.8	
最大可能	—	1466	1100	75.0	45.4	溢洪道設計流量
葛樂禮位移	—		1189	45.0	33.4	
解拉位移	—		1703	70.0	51.5	

3. 蘭潭水庫水理設計安全性之檢討

影響水庫之水文安全者除上述洪峯流量外，尚有溢洪道之設計與操作。蘭潭水庫之溢洪道計有兩座⁽⁴⁾：一為主溢洪道，係歐奇式 (Ogee) 無閘溢洪堰，下接陡槽及靜水池；溢流頂標高 75.3 公尺，溢流頂長 18 公尺。該主溢洪道係於民國 61 年加高時增設，設計進庫洪峯流量為 75.0 秒立方公尺，溢洪道之水理設計流量為 45.4 秒立方公尺 (圖 4)。

蘭潭水庫之另一溢洪道為原有排水閘門，係利用原有施工排水改為出水口式構造物而形成，由於年久失修，資料不全，加高設計時，暫未考慮其洪水演算效果，以為保守之設計，以提高其安全保證⁽⁴⁾。

主溢洪道之流量率定曲線經用美國墾務局設計公式及曲線驗算之，即

$$\left. \begin{aligned} Q &= CLHe^{3/2} \\ L &= L' - 2(NK_p + K_a)He \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

當 $P=0.6m$, $He=1.15m$, 即 $P/H_o=0.52$ 時 $C_o=2.09$ 。上游坡降為 1:1 時, $C/C_o=1.01$ 。又 $L'=18$ 公尺, $N=1$, $K_p=0.01$, $K_a=0.10$, 故

$$\begin{aligned} Q &= (2.09 \times 1.01) \times (18 - 2(0.01 + 0.10)) \\ &\quad \times 1.15 \times 1.15^{3/2} \\ &= 2.12 \times 17.74 \times 1.15^{3/2} = 46.38 \text{ 秒立方公尺} \\ &> 45.5 \text{ 秒立方公尺} \end{aligned}$$

足見既有溢洪道之設計容量足夠以排洩最大洪峯洪水。惟溢洪道之設計除應考慮最大洪峯洪水外，尚需考慮洪水體積最大之洪水，根據原洪水演算資料此項洪水以解拉脫洪位移過程線為最大，演算後之出水量為 51.50 秒立方公尺，較上述設計容量 45.4 秒立方公尺大約 1.13 倍。因其尚未超出 2 倍，故仍符合上述溢洪道「安全」性衡量之標準。再者如排洪量為 51.50 秒立方公尺時，其溢流水深：

$$H = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3} = \left(\frac{51.50}{2.11 \times 1.02 \times 17.8} \right)^{2/3} = 1.21 \text{ 公尺}$$

因其較 45.4 秒立方公尺時之溢流水深 1.15 公尺僅高出 0.06 公尺，故安全無慮。溢洪堰下游為寬 4 公尺之矩形陡槽，陡槽下游建造 6 公尺寬矩形靜水池，以消滅水躍勢能，其下游為底寬 3.0 公尺、邊坡 1:1、底坡 1/100 之梯形排水渠，其排水容量及水躍條件等均經驗算如表 3 所示。

表 3 蘭潭水庫溢洪道消能效果之檢討

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
洪水條件	流 量 (秒立方公尺)	$\frac{Q_n}{b^{3/2} s^{1/2}}$	d_t/b	尾水深 d_1 (公尺)	尾水高 標高 (公尺)	水躍 福祿數 F_1	水射 深 d_1 (公尺)	水躍 深 d_2 (公尺)	所需消能 池底標高 (公尺)	所需消能 池長度 (公尺) ($4.2d_2$)	實際消能 池長度 (公尺)
解 拉	51.50	0.68	0.72	2.16	47.94	6.67	0.48	4.78	43.16	20.07	22.17
最大可能	45.40	0.60	0.67	2.01	47.78	7.57	0.41	4.60	43.18	19.32	22.17
500 年	36.50	0.48	0.64	1.92	47.69	9.58	0.30	4.22	43.47	17.72	22.17

備註：(1) 渠底標高為 45.78 公尺
 (2) 6 欄 = 45.78 + (5) 欄
 (3) (10) 欄 = (6) 欄 - (9) 欄
 (4) 實際池底標高 = 43.47 公尺，故解拉及最大可能洪水時，水躍射流水深將往下游移。最大可能洪水時下移長度為 2.85 公尺，仍在原設計池內，故屬安全。

由上述簡單水理計算成果知蘭潭水庫溢洪道之消能池以 500 年頻率洪水為設計標準，在最大可能洪水 45.40 秒立方公尺時，由於所需消能池池底標高不足，水躍將下移至消能池下游端，惟仍在安全範圍內。原設計之消能池為普通水躍消能池，但由表中知射流之福祿數均大於 6 以上，如為提高消能效率，似可觀察現場洩洪與消能池之水躍現象，在必要時增設消能墩、消能塊或尾檻等，以策安全。

4. 蘭潭水庫出水高之設計

(一) 原出水高設計之準則

出水高為直接影響水庫在各種不同不利情況下，是否會發生越頂現象之重要因素，尤以土埤之出水高在設計時須保證在任何氣象條件下，洪水不致溢頂為原則。蘭潭水庫在加高設計時，曾比較下列二種情況下之出水程度，選擇其較大者，即⁽⁴⁾

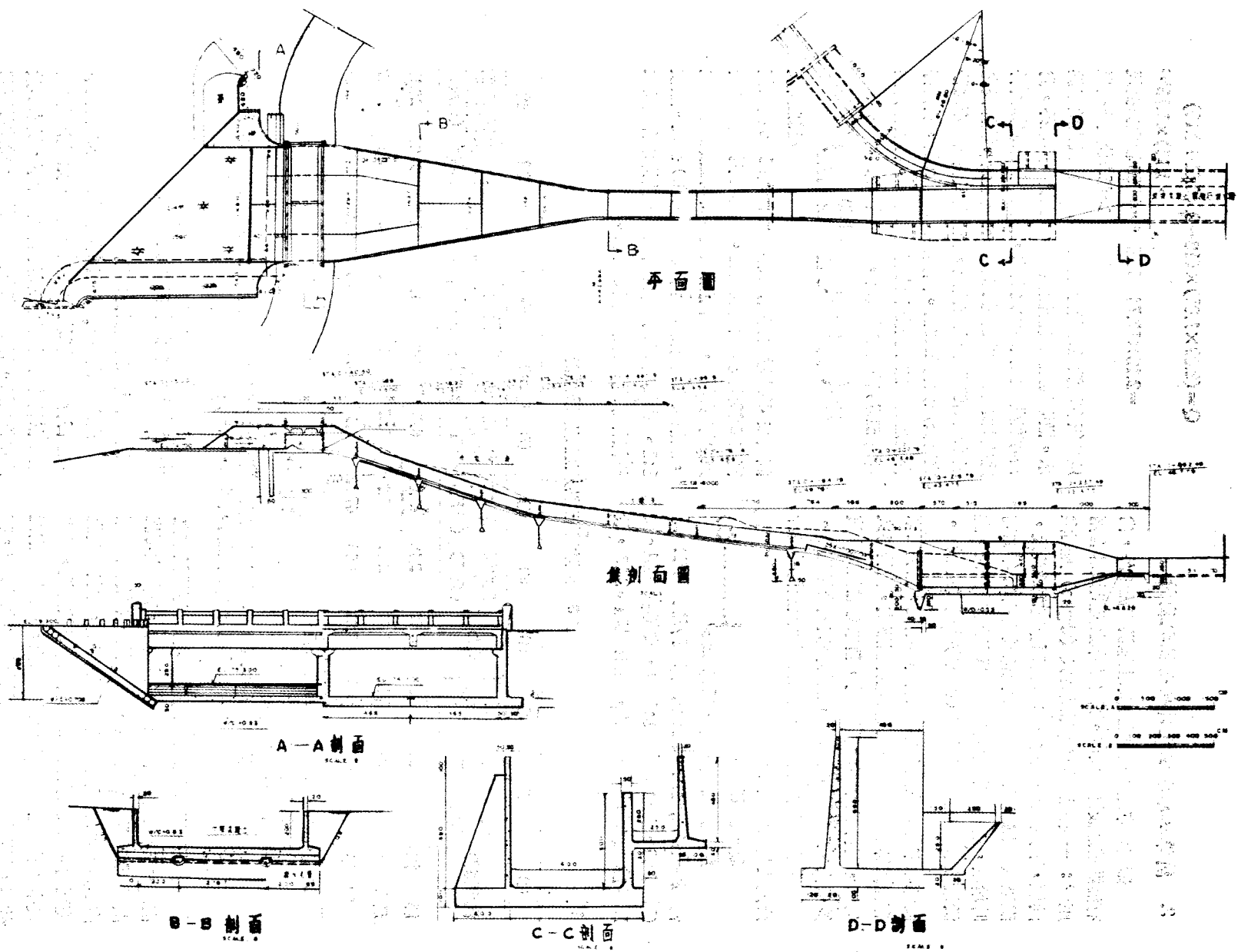


圖 4. 蘭潭水庫溢洪道佈置圖

$$Hf_1 = hw + he + S_1 \dots \dots \dots (2)$$

$$Hf_2 = h + hw + S_2 \dots \dots \dots (3)$$

式中 Hf_1 為平常出水高， Hf_2 為最大洪水出水高， hw 為風浪高， he 為地震引起之波浪高， h 為最大洪水時之溢流高； S_1 及 S_2 為土填之安全出水高，其採用值為 1 公尺。上述各式中右邊諸項需分別由經驗公式或理論公式獲得，茲分述如下：

(二) 風浪高之計算

一般慣用之風浪高推估公式有：Stevenson, Molitor. 美國墾務局 (U.S. Bureau of Reclamation) 及 Sverdrup-Munk 之 Bretschneider 之修正法 (簡稱 SMB) 等。

Stevenson 法係利用美國五大湖之觀測資料建立之經驗公式，以公制表示時為：

$$\left. \begin{aligned} hw &= 0.75 + \frac{1}{3}\sqrt{F} - \frac{1}{4}\sqrt[4]{F} & F: < 76\text{km} \\ hw &= \frac{1}{3}\sqrt{F} & F > 76\text{km} \end{aligned} \right\} (4)$$

式中 F 為對岸距，以公里計； hw 為波高，以公尺計。Molitor 氏修正 Stevenson 氏公式，考慮風速，得：

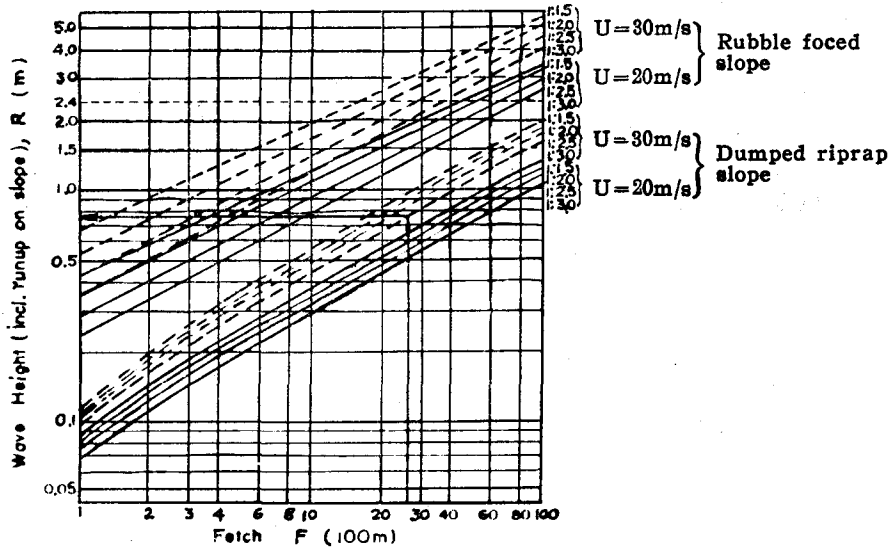
$$\left. \begin{aligned} hw &= 0.061\sqrt{VF} & F > 32\text{km} \\ hw &= 0.76 + 0.061\sqrt{VF} - 0.27\sqrt[4]{F} & F < 32\text{km} \end{aligned} \right\} (5)$$

式中 V 為風速，以 m/sec 計；原設計採對岸距離為 1.4 公里，計算風浪波高為：

$$hw = 0.75 + \frac{1}{3}\sqrt{1.4} - \frac{1}{4}\sqrt[4]{1.4} = 0.87\text{公尺}$$

如採用 Molitor 氏修正公式時 $hw = 0.86$ ，與上述相同。如採用美國墾務局之標準時對岸距離為 1 英里，風速為 33 秒公尺時 (7.5 mile/hr)，其波高為 0.91 公尺 (3 呎)。

SMB 法需考慮風浪之週期，日本農林省農地局曾將其簡化，對岸距離為 1.4 公里，風速為 30 秒公尺，填面坡度為 2:1 時，鋪石面之波浪高為 1.90m，拋石面之波浪高為 0.70 公尺 (圖 5)。



Remarks:

1. "Design Standard for Fill-Dam", Japanese Ministry of Agriculture and Forestry.
2. Sverdrup, H. U. & W. H. Munk: Wind, Sea and Swell, Theory of Relation for Forecasting, U. S. Navy, H. O. Pub. No. 601, 1947. Bretschneider, C. L. Revisions in Wave Forecasting, Deep and shallow water, Proc. 6th Conf. Coast. Eng. 1958.
3. Saville, J: "Freeboard Allowances for Wave in Inland Reservoirs, Proc. ASCE., Vol. 88 No. WW2, 1962.

圖 5. 波高推估圖

(三) 地震引起之浪高

地震所引起浪高之推計公式大部份為經驗公式，蘭潭水庫初建時，採用物部氏公式，該式為

$$h_e = n\alpha^2 H \dots\dots\dots(6)$$

式中 h_e 為波浪高度，以公尺計； α 為水平震度； n 為係數，一般採 2； H 為水庫水深，以公尺計。該式後經佐藤清一氏等檢討認為將偏高乃改用

$$h_e = \frac{\alpha T}{2\pi} \sqrt{gH} \dots\dots\dots(7)$$

式中 T 為地震週期，以 1 或 0.5 秒計。蘭潭水庫加高時 α 採 0.2， T 採 1 秒， H 採 28 公尺，得

$$h_e = \frac{0.2 \times 1}{2 \times 3.14} \times \sqrt{9.8 \times 28} = 0.53 \text{ 公尺。}$$

(四) 溢洪道越流水深

蘭潭水庫之設計洪水量為 45.4 秒立方公尺，堰長 18 公尺，由堰流公式

$$Q = CLh^{3/2} \dots\dots\dots(1)$$

得 $h = \left[\frac{Q}{CL} \right]^{2/3} = \left[\frac{45.4}{18 \times 2.04} \right]^{2/3} = 1.15 \text{ 公尺。}$

如原有排洪道亦同時排洪時 $h = 1.00$ 公尺。

(五) 設計出水高之採用

根據上述資料計算，應有出水高分別為

$$\begin{aligned} Hf_1 &= 0.87 + 0.53 + 1.0 = 2.40 \text{ 公尺} \\ &\text{(波高根據 Stevenson 氏公式)} \\ &= 0.90 + 0.53 + 1.0 = 2.44 \text{ 公尺} \end{aligned}$$

(波高根據壑務局公式)

$$= 0.70 + 0.53 + 1.0 = 2.24 \text{ 公尺}$$

(波高根據 SMB 法)

$$Hf_2 = 1.15 + 0.87 + 1.0 = 3.02 \text{ 公尺}$$

(波高根據 Stevenson 氏公式)

$$= 1.15 + 0.90 + 1.0 = 3.05 \text{ 公尺}$$

(波高根據壑務局)

$$= 1.15 + 0.70 + 1.0 = 2.85 \text{ 公尺}$$

(波高根據 SMB 法)

由上述計算成果蘭潭水庫加高時出水高採取 3 公尺，並為節省工程費起見，其中以胸牆替代⁽⁴⁾。

5. 出水高安全度之檢討

蘭潭水庫之出水高，雖然考慮各種不同之氣象條件，惟水文、地震及風速等均為具有頻率分佈之隨機事件，設計時僅能針對某一機械事件作計算，再者設計公式中所考慮之水深為波浪本身之高度，因波浪具有能量，在作用於壩體後，尚有爬行高度，故出水高安全度檢討時需針對此頻率及物理因素加以檢討，以求出其越頂之機率與安全性。

(一) 強風浪之安全度之檢討

強風亦為偶發天災事件之一，根據記錄嘉南地區最大記錄風速為 115.8 秒公尺，50 年 (1897~1969) 來平均最大風速為 53.4 秒公尺，標準偏差為 16.9 秒公尺，其頻率分析具有常態性⁽⁵⁾，詳圖 6。

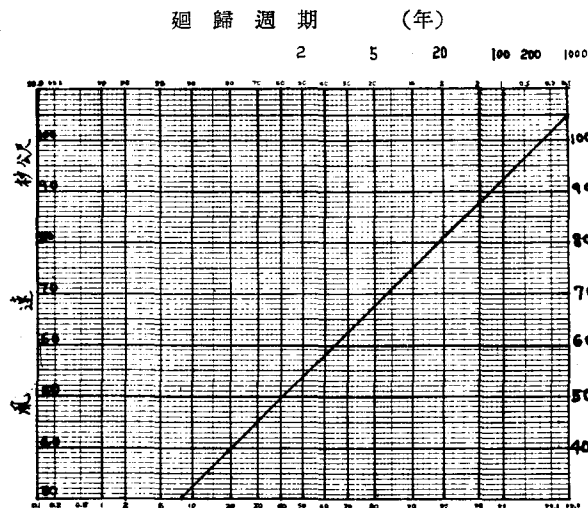


圖 6. 嘉義地區之強風頻率分佈

由該圖可得各種頻率之風速如表 4 所示。

表 4 蘭潭水庫風浪高度之頻率分析

迴歸週期 (年)	機 率 (%)	風 速 (秒公尺)	浪 高 (hw) (公尺)	爬行高度 (1.5hw) (公尺)
2	50	53.4	0.99	1.48
5	20	67.8	1.06	1.58
10	10	75.1	1.09	1.63
20	5	81.1	1.11	1.67
50	2	88.2	1.14	1.71
100	1	92.8	1.16	1.74
200	0.5	97.2	1.17	1.76
500	0.2	102.6	1.19	1.79
1000	0.1	105.9	1.20	1.80

一般颱風之外圍速度為 17.5 秒公尺，而一進入暴雨風速則劇速增加。蘭潭水庫因位於丘陵區，風速受丘陵摩擦之影響，可能減速，惟為安全計，如以該統計值利用 Molitor 氏公式推計風浪之高度，則其成果如表 4 所示。由表中各值知推計所得 2~1000 年頻率風速之浪高介乎 0.99~1.20 公尺之間，均較採用 30 秒公尺為設計條件所得浪高 0.87 公尺為高，又實際上波浪沖及壩體時尚有所謂爬行高度，其高度一般以 $1\frac{1}{2}$ 至 $1\frac{1}{4}$ 波高計，故檢討出水高之安全性時應綜合溢流水深與爬行高度比較之。根據洪水演算最大可能洪水時蘭潭水庫之溢流水深為 1.15 公尺，2 至 1000 年頻率風速下之浪高為 1.48 至 1.80 公尺，故出水高為 2.63 至 2.95 公尺，原設計計算值雖僅用 2.0 公尺，但另加安全出水高 1 公尺，故實際施工時採用 3 公尺之出水高，尚高於本核算所得 2~1000 年頻率偶發事件，故安全無虞；又本檢討中所用風速後採用最大風速，實際上風浪之形成有所謂成波風速，一般以持續 10~20 秒之風速為準，其浪高較本檢討者恆為低，故本水庫對於颱風時風浪及溢流水深具有絕對性之安全。

(二) 地震浪安全度之檢討

嘉義地區位於地震活動中心帶，故蘭潭水庫在結構設計及安全檢討時均曾考慮其抗震功能，蘭湖水庫在設計當時對於抗震問題亦有不同之考慮，在出水高設計時地震係數 (α) 採 0.2，而邊坡安定時採 0.15⁽⁴⁾。

對水庫之抗震設計，目前一般習用最大可能地震 (Maximum Credible Earthquake, MCE)、設計基本地震 (Design Basis Earthquake,

DBE) 及運轉基本地震 (Operating Basis Earthquake, OBE)，在核能電廠則尚有安全停機地震 (Safe Shutdown Earthquake, SSE) 等不同規模之地震，以評估結構物之安全度。

最大可能地震 (MCE) 係根據已知地質及地震資料估得之可能最大地震，一般可就各不同地質區分分別推估各區可能發生之最大地震，大壩等結構物之設計，需要複核結構物在最大可能地震下不致崩潰，或既使有災害亦在可控制之範圍。

設計基本地震 (DBE) 為水庫經濟壽命內可能發生一次之最大地震，其大小依地震規模頻率曲線推估；在設計基本地震下結構物應安全無虞，但容許局部可事後輕易修復之損壞，附屬設施則仍可操作。

運轉基本地震為水庫經濟壽命內可能發生數次之地震，其大小亦可由地震規模頻率曲線求得。在遭遇運轉基本地震時，結構物不能有任何損壞，並應可繼續操作。

上述各級地震之選擇方法尚未有客觀之標準，例如設計基本地震有以 50 年一次之地震為準者，又有以 50 年內冒險率為 10% 之地震，即再現期距為 475 年之地震為準者⁽⁶⁾。不管設計地震之標準如何釐定，地震規模頻率曲線為檢討結構物安全之最基本資料則無疑。蘭潭水庫設計地震係數之選擇在上述地震規模規範建立之前，故為檢討蘭潭水庫之抗震功能，則首先需計算蘭潭水庫之地震規模頻率曲線。該水庫鄰近地震記錄站有民雄、白河及曾文等，根據茅氏⁽⁶⁾之分析其中以白河之規模較烈，今如以白河之資料檢討地震時之波浪高度時，其成果如表 5 所示。

表 5 蘭潭水庫各種頻率地震波浪高度計算

迴歸週期 (年)	機 率 (%)	地震係數 (α)	浪 高* (公尺)	爬行高度 (公尺)
2	50	0.05	0.13	0.19
5	20	0.13	0.34	0.51
10	10	0.18	0.47	0.70
20	5	0.23	0.60	0.90
50	2	0.29	0.76	1.14
100	1	0.34	0.89	1.34
200	0.5	0.41	1.08	1.62
500	0.2	0.51	1.34	2.01
1000	0.1	0.58	1.47	2.21

$$* h_0 = \frac{\alpha T}{2\pi} \sqrt{gH}, H=28$$

由表 5 知單獨地震情況下波浪所致出水高在 1000 年頻率地震時仍低於實際出水高 3.0 公尺，故對單獨事件而言，蘭潭水庫之出水高尚有充裕，安全無慮。

(二) 對風浪、地震浪併發時安全性之檢討

蘭潭水庫之出水高在風浪及地震波浪各單獨氣象下，均充裕無慮已如上述，但風浪及地震波浪同時作用時，可能超出設計值，例如由表 4 及表 5 知 1000 年頻率之風浪與地震波浪相遇時，其出水高將達 4.01 公尺，惟此項事件發生之機會僅有 10^{-6} ，

此種罕有事件在某一壽命年限 (n) 內所能發生之機會可用⁽⁷⁾

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots (8)$$

計算得之，例如五專學生在校五年期間內遇到上述 $T=10^6$ 年事件之機率 (r) 為 5×10^{-6} 。此種機會幾乎為不可能，故可略而不計。根據此項理論，如將水庫滿水位時出水高可能超過 3 公尺之事件整理之，則其組合如表 6 所示。

表 6 蘭潭水庫出水高超過 3 公尺之偶發事件組合

溢洪水深 (公尺)	風浪高度 (公尺)	地震波高 (公尺)	洪水頻率 (年)	風浪頻率 (年)	地震頻率 (年)	各事件同時 發生之頻率 (年)	五專學生在 校間可能遭 遇之機會。
0	1.48	1.52	14.6	2	150	4380	1.14×10^{-3}
0	1.58	1.42	14.6	5	120	8760	5.71×10^{-4}
0	1.63	1.37	14.6	10	105	15330	6.5×10^{-5}
0	1.67	1.33	14.6	20	100	29200	3.4×10^{-5}
0	1.71	1.29	14.6	50	75	54750	9.1×10^{-5}
0	1.74	1.26	14.6	100	70	102200	4.9×10^{-6}
0	1.80	1.20	14.6	1000	60	876000	6×10^{-6}
1.00	1.48	0.52	500	2	5	5000	1×10^{-3}
1.00	1.58	0.42	500	5	4	10000	5×10^{-4}
1.00	1.81	0.19	500	1000	2	10^6	5×10^{-6}
1.00	1.49	0.51	500	2	5	5000	1×10^{-3}
1.00	1.80	0.70	500	1	10	5000	1×10^{-3}

由表 6 所示成果知各種不同惡劣氣象組合下，蘭潭水庫之水面超出設計出水高 3 公尺之機會，幾乎為零，即使發生亦以世紀為單位，就五專學生在校 5 年間所能遭遇之機率更以 1/1000 計，故其安全無慮。

四、蘭潭水庫土壩之安定分析

1. 原設計土壩安定分析之成果：

壩之安全性係指其能定在其位之特性而言；假定所有作用於壩之合力不構成壩體之移動時，該壩則稱為穩定，因此有各種不同程度之穩定性，而安全係數則為其指針。如抗移力恰與推移力相等時其安全係數為 1，此為臨界條件，如稍有不平衡現象時，壩可能就有移動，一般土壩之安全係數以 1.5 以上為宜。

蘭潭水庫土壩與築於民國 31~33 年間，對於土壩基礎及築壩材料等之調查試驗資料以及土壩施工品質等均無詳細之記錄，安全係數之計算資料更為缺乏。民國 59 年間水利局為辦理加高設計，曾於土壩開挖試孔 6 孔，試驗其土壤力學特性，並將其中 3 孔套下混凝土管作為滲透水觀測之用。加高工程辦理時則進行詳細之土壤試驗，根據其試驗，原壩體築壩土料多屬統一土壤分類法 (Unified Soil Classification) 上之 CL、ML、及 CL-ML 類，乾密度大部份在 $1.6 \sim 1.5 \text{ ton/m}^3$ 之間⁽⁴⁾。

原有土壩為混凝土心牆近似均質之分區土壩，加高後心牆部份均挖至原有心牆頂 1.5 公尺處，然後用精選不透水土料予以連接，連接面用土灰材料 (Soil Cement) 作為緩衝材料，其上下游面則分別以鄰近之 CL、CL-ML 及 ML 不透水細料回填，土壩之上游面及下游面下則分別以透水材料及

表7 土壩安定分析設計值⁽⁴⁾

區 域	填方含水量		密 度 T/M ³			施 工 完 成 期			水 位 急 降			定 常 滲 透					
			γ_t	γ_{sat}	γ_{sub}	C_{UV} T/M ²	ϕ_{UV} DEG	$\tan \phi_{UV}$	C_{C-U} T/M ²	ϕ_{C-U} DEG	$\tan \phi_{C-U}$	C_{C-U} T/M ²	ϕ_{C-U} DEG	$\tan \phi_{C-U}$	C_{C-D} T/M ²	ϕ_{C-D} DEG	$\tan \phi_{C-D}$
1 區	O. M. C- O. M. C-2%	試驗平均值	2.02	2.08	1.02	10.4	17.3		7.3	19.3		7.3	19.3		2.6	27.8	
		設計值	2.02	2.08	1.02	7.0	16.7	0.30	6.0	19.3	0.35	6.0	19.3	0.35	2.0	26.7	0.50
1 區	O. M. C- O. M. C-2%	評驗平均值	2.02	2.08	1.02	11.6	21.3		10.4	22.4		10.4	22.4		3.0	31.6	
		設計值	2.02	2.08	1.02	7.0	19.3	0.35	6.0	21.8	0.40	6.0	21.8	0.40	2.0	26.7	0.50
2 區			2.20	2.20	1.02			0.70		0.70			0.70			0.70	
3 區			1.68	1.68	0.68			0.70		0.70			0.70			0.70	
原壩體材料	自然含水量	試驗平均值	1.96	2.01	0.96	8.8	22.0										
		設計值	1.96	2.01	0.96	7.0	19.3	0.35	6.0	21.8	0.40	6.0	21.8	0.40	1.5	26.7	0.50
基 礎	自然含水量	試驗平均值	1.96	2.01	0.96	9.1	19.7										
		設計值	1.96	2.01	0.96	7.0	19.3	0.35	6.0	21.8	0.40	6.0	21.8	0.40	1.5	26.7	0.50

拋石加以保護，下游面上部則種植草皮，保護表面防止冲刷。土壩斷面上游坡度頂部為 2:1，標高 68.3 公尺至 57.3 公尺間為 3:1，標高 57.3 公尺處有一寬 12 公尺之餞臺，其下之坡度為 2:1。壩下游面之坡度標高 77.3 公尺至 72.3 公尺段為 2:1，標高 72.3 公尺至 64.2 公尺段為復為 2:1，但在該二標高處設寬 4 公尺（主壩）及 2 公尺（副壩）之餞臺，標高 64.2 公尺以下之坡度為 2.5:1；土壩壩頂標高為 77.30 公尺。壩頂上游測建高 1 公尺之胸牆（Parapet Wall）以防波浪溢頂，詳圖 2。

土壤安定分析用土壤之特性數值係利用土壤剪力試驗成果之平均值及其分佈趨勢決定設計法，表 7 示其變化。

土壩之安定分析採用瑞典滑動圓弧圖解法，假定壩體內發生圓弧形滑動面，以計算安定係數，SF，即

$$SF = \frac{C + (N - U) \tan \phi}{T}$$

CI 中 SF = 安定係數

$\tan \phi$ = 填方材料之內摩擦係數

C = 圓弧滑動面上之總凝結力

N = 作用於圓弧滑動面上之垂向分力

T = 作用於圓弧滑動面上之切向分力

U = 空隙壓力

原設計之土壩安定分析結果詳如表 8，由該表之成果知其安全係數均高於美國陸軍工程師團之規

表 8 土壩安定分析結果表⁽⁴⁾

情 況	上 下 游坡別	空隙壓力	震 度	安 定 係 數	
				不考慮 地 震	考慮 地 震
施 工 時 期	完成直後 上游坡	各區別之空隙 壓力曲線	—	1.61	1.10
	" 下游坡	"	—	1.46	
運 用 時 期	定常滲透 下游坡	流線網等 水頭線	水平震度 0.15	1.71	
	急洩降 上游坡	"	—	1.77	

準值（表 9）。在水庫運用期間之安全係數在 1.71 以上，地震（ $\alpha=0.15$ ）時，亦達 1.10，故認為加高後其穩定性亦無虞。

2. 土壩安定重新檢討之需要性：

由表 9 知一般土壩安全係數之規準值相當低，

表 9 土壩最低安全係數表

情 況	最低安全係數	剪 力 強 度
施 工 完 成 期	1.3	U.U
水 位 急 降	1.0	C.U
定 常 滲 透	1.5	C.U & C.D.
地 震	1.0	

在一般情況下均在 1.3~1.5 之間，在緊急情況如急洩降及地震情況下更可低至臨界值 1，此種安全係數偏低之原因主要為：

(1) 安全計算所採用土材強度一般均選其最低值，而實際土壩運用期間所能發生之土壤強度遠超過該值。

(2) 土壩之安全係數由於土壤壓密等現象之進行將與時俱增；施工完成時安全係數為 1.3 者終將可增為 2.0。

(3) 安全計算時作用於土壩之外力均取極端之偏高值，實際上此種極端值發生之機會甚小。

蘭潭水庫土壩之安全係數亦應如上述理應亦與時俱增，故安全應屬無虞，惟因下述原因而亟待進一步之檢討。

(1) 原加高設計時以主壩為主體，對於第一及第二副壩並無詳細之分析資料，可供安全檢討之根據。

(2) 原分析所據濕潤線係以經驗法繪製之假設曲線，未經實測資料之驗證。

(3) 所考慮之地震規模僅及 $\alpha=0.15$ ，本地區之最大可能地震可能大及 $\alpha=0.26$ 以上，故需進一步之分析。

根據上述原因本文進一步分析主、副各壩之安全係數，在地震規模上擴及 $\alpha=0.25$ 之可能情況，而濕潤線則利用實測資料之修正。

3. 滲透線之決定：

蘭潭土壩之中央設有混凝土心牆一道，其原意在阻止滲透水之流動，降低滲透線，藉以增加土壩土壤之濕潤面積，減少飽和土壤之面積，以增加土壩安全。蓋土壩之安全性完全視土壤之有效重量與摩擦係數而定，土壤之飽和重量僅及濕潤重量之半，故工程上均設法降低土壩之滲透線，以策安全。混凝土心牆之採用固可降低滲透，惟土壩不同於一般混凝土壩，當土壩施工完成後，其垂直向之沉陷

及水平向之位移等均在所難免，變形雖然微小，但壩體所發生內應力却甚大，若逢地震，其內應力可能更為驚人，故此區區心牆可能發生或大或小之裂縫，而嚴重影響其阻水作用。本水庫修建時由於未留滲透線觀測井，故無法探討滲透線之變化，民國59年加高調查時，曾於主壩中心附近增設滲透水觀測井三孔⁽⁴⁾，其中 TP 102 號井測得滲透水位，因僅有一孔資料，故滲透線之決定仍參考慣用之卡氏基本拋物線法 (Casagrande Base Parabola Method)，將基本拋物線繪製後，利用實測點用平行位移法決定滲透線之位置，根據此項分析所得滲透線在心牆處有一約 10 公尺之垂直落差 (圖7)。按本水庫鄰近之尖山埤水庫亦為混凝土心牆土壩，壩高 30 公尺，壩基寬 205 公尺，民國 57 年 10 月 11 日滿庫時，實測滲透線於混凝土心牆處亦有一 8.8 公尺之落差，本土壩之透水性高於尖山埤，其並推測落差 10 公尺稍大於尖山埤尚稱合理⁽⁸⁾。

4. 土壩安定性之重新檢討：

(一) 土壩安定分析條件之選擇

土壩安定性之計算方式隨工程上之需要而有不同之分析方式，其中以線性滑動面法⁽⁹⁾及圓弧滑動面法⁽⁹⁾最為簡單，而實用上精度亦合乎工程上之需要。近年有用電算機以有限元素法等取代之趨勢，惟其計算相當繁雜，且分析中仍有甚多假設，尚待作進一步之證實。一般分析時之條件有下列：

- (1) 計算完工時上、下游坡面之安定
- (2) 檢討水庫水位驟降時上游面之安定
- (3) 計算滿水位而有地震時，下游面之安定
- (4) $\frac{1}{2}$ ~ $\frac{1}{3}$ 滿水位情況下，地震時上游面之安定 (限於上游面探透水材料者)。

(二) 土壩安定計算數據之選擇

安定計算中影響計算成果之關鍵數據為土壤之抗剪強度，故樣品之選擇、試驗方法及成果之選用等均需慎重為之。一般剪力試驗之方法有下列各種方式。

表10 剪力試驗之分類 [註]

試驗條件	材料種類	
	透水性材料 (粗顆粒部份)	非透水性材料 (粗顆粒部份)
非壓密，非排水(UU)	三 軸	三 軸
壓密，非排水(CU)	三 軸	三 軸
壓密，排水(CD)	三 軸	直接剪力

(註) 美國陸軍工程師團 1958 年 10 月公佈之基準。

在土壩之安定計算選用試驗成果時，應注意之事項有：

- (1) 由不透水性材料構成之均勻型土壩，在計算剛完工時之安定性時，採 UU 值。
- (2) 在施工期間具有壓密無法完成厚度甚厚之不透性基礎者亦採 UU 值。
- (3) 土壩之壓密被認為可由其上部構造物之重量達成完全壓密時，用 CU，但 CU 試驗所得之粘性力 C 值隨土壤之預期壓密條件而異，並非為材料之固有徵值；在某種土壤 C 值僅為瞬時值，將隨土壤之膨脹而減低，選用時宜採較保守值。
- (4) 計算水位驟降時，如顆粒間之壓力為較小時，C 值之選擇宜用 CD 及 CU 試驗中最小之值。
- (5) CD 試驗中剪力之作用拉力緩慢，可代表完全壓密發生之狀態，因此可代表透水性土料或剪力作用之發生極為緩慢，且可達成完全壓密之現象時採用之。

蘭潭水庫為已完成水庫，在設計及操作過程中，對於剛完工及劇降情況下之安定條件有詳細之檢討，且有實際之操作經驗，故本文以正常運用時之安定計算為檢討之重心。所採用分析法分為平面滑動法及圓弧滑面法兩種。

(三) 平面滑動簡法之安定檢討

平面滑動簡法之檢討項目有三，即整體之安定、下游面之安定及上游面對驟降之安定等，檢討之對象以主壩為主，副壩因規模較小，檢討之對象不顯著，留待圓弧滑動面法中一併檢討。

(1) 整體對上游壓力之安定

根據圖 7 所示滲透線分析成果，在滿水位時飽和土壤及濕潤土壤所佔面積分別為 82% 及 17%，其單位土重分別為 1.02 及 2.02 噸/立方公尺，平均為 1.18 噸/立方公尺，土壩之斷面積為 3260 平方公尺，故其有效重量為 3844 噸/公尺；土壩之抗摩係數 $\tan \phi$ 如採 0.35，而不計粘性力時，其抗剪力為 1345 噸/公尺 (3844×0.35)。滿水位時水深為 32 公尺，故外力為

$$P = \frac{1}{2} Wh^2 = \frac{1}{2} \times 32^2 = 512 \text{ 噸/公尺}$$

因此安全係數 (SF) 為：

$$SF = 1345/512 = 2.62$$

(2) 下游面之安定

下游面滲透線之作用高度為 21 公尺，土壩高為 34 公尺，其土壓如採用藍欽 (Rankine) 公式計算時，作用力為

$$Hd = \frac{h^2 w \tan^2(45^\circ - \frac{1}{2} \phi)}{2} + \frac{W w h_1^2}{2} \dots (10)$$

$$= \frac{34^2}{2} \times 1.40 \tan^2(45^\circ - 9.6^\circ) + \frac{1}{2} \times 21^2$$

$$= 291.9 + 220.5$$

$$= 512.4 \text{ ton/m}$$

抗阻上述外力之阻力 (Rd) 可用

$$Rd = Wed \times \tan \phi + Cbd \dots (11)$$

計算之，如不計粘性力，則 Rd 為：

$$Rd = 1408 \text{ (m}^2 \times 1.40 \text{ (tan/m}^2) \times 0.35$$

$$= 6.89.92 \text{ ton/m}$$

故安全係數 $SF_d = 689.92/512.4 = 1.34$.

就整個下游面而言，其安全係數為 1.34，惟剪力有集中處，故需進一步檢討其安全性，一般最大單位剪力可用

$$S_{m_d} = 2S_d = 2 \frac{H_d}{b_d} = 2 \times \frac{512.4}{110} = 9.36 \text{ ton/m}^2$$

最大單位剪力之作用點在距離底寬 0.4 之上游處，即距下游端面 36.6 公尺處，該處之土屬厚度為 23 公尺故其抗剪強度為：

$$23 \times 1.35 \times \tan \phi = 10.86 \text{ ton/m}^2$$

故 $SF_{d_m} = 10.86/9.36 = 1.16$

(3) 上游面對驟降之安全性

對上游面而言水位驟降時之作用水頭為 31 公尺，土壩大部份均在滲透線以下，故

$$H_v = \frac{34^2 \times 1.05 \tan^2(45^\circ - 9.6^\circ)}{2} + \frac{1}{2} \times 31^2$$

$$= 306.5 + 480.5 = 787 \text{ ton/m}$$

$$R_v = 1533.91 \times 1.05 = 1610.6 \text{ ton/m}$$

$$SF_v = \frac{1610.6}{787} = 2.04$$

最大剪力處之 $SF_{v_m} = \frac{2 \times 787/91.1}{1.05 \times 20 \times 0.35} = 2.35$

(4) 土壩平面滑動簡易安定計算之成果

今如進一步將第一、二兩副壩之平面滑動安全係數亦計算之，則其成果如表 11 所示。由於水平面並非土壩崩潰時之最弱面，故一般採用平面滑動法所得之安全係數需在 2.0 以上始為安全，又最大剪力處之安全係數則需在 1.5 以上，惟主壩下游面之平面安全係數為 $1.34 < 2.0$ ，而最大剪力處之安全係數為 $1.16 < 1.5$ ；雙者雖均大於 1，惟仍有不確定之因素在內。第一副壩之上游面坡度為 2:1，其平均及最大剪力處之安全係數分別為 0.95 及 0.75，較 2 及 1.5 為低，且最大剪力處之安全係數低於

表11 蘭歌土壩平面滑動法安全係數計算成果

壩體	安全係數	上游		下游	
		平均剪力	最大剪力	平均剪力	最大剪力
主壩	2.62	2.04	2.35	1.34	1.16
第一副壩	5.77	0.95	0.75	1.79	1.67
第二副壩	6.99	1.01	0.83	1.96	1.75

(註)：——表示合格，但不安全；——表示不合格。由表知就整體而言，無論主壩及副壩之安全係數均較 2 為大，即正常情況下主、副之安全無虞。

1，即水庫水位有驟降時壩上游面可能有微量移動及應力之轉移現象；至其下游面之平均及最大剪力安全係數分別為 1.79 及 1.67，前者接近 2.0，後者大於 1.5，尚稱安全。第二副壩之上游面坡度雖較緩，採 3:1，其安全係數較第一副壩為高，平均及最大剪力分別為 1.01 及 0.83，在水庫驟降時恐有局部移動之虞，下游面則勉強合格。

(四) 圓弧滑動法之安定檢討

由上述平面滑動法安定檢討之結果知就整體而言蘭潭水庫主、副壩之安全係數均在 2 以上，惟其上、下游邊坡之安全係數均在 2 以下，且最大剪力處均有不合格或低於 1 之現象，亦即在正常運用情況下主、副壩之安全無虞，惟在水庫水位驟降或土壩混凝土心牆有異動等之偶發事件時，土壩可能有局部移動或內應力轉移現象。由於平面滑動安定分析法假定土壩之崩潰面為水平面，而實際崩潰時可能為有其他弧動現象，為確保土壩之安全，一般均需進一步辦理圓弧面之檢討。本文採用瑞典滑動圓弧圖解法，針對主、副壩在正常運用情況下下游坡面之安定作一檢討，至完工時及水庫水位驟降時之安全計算已詳原設計報告，由於壩址為地震活動區，故安全係數之計算採：

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i - Ne_i) \tan \phi_i + \sum_{i=1}^n C_i L_i}{\sum_{i=1}^n T_i + \sum_{i=1}^n Te_i} \dots (12)$$

計算之。

安定計算所用數據仍同表 7，危險圓弧弧心之決定除依照瑞典法外另輔以其他圓心，圖 7、8 及 9 分示主壩、第一副壩及第二副壩演算之過程，表 12 示其分析之成果。

完工 $S_F = \frac{\sum(\sum N - \sum PP) \tan \phi_1 + \sum c_l}{\sum T} = \frac{1474.9 \times 0.35 + 2.0 \times 110 + 5 \times 6}{550.3} = 1.40$

運用 $\alpha=0$ $S_F = \frac{\sum N + \sum c_l}{\sum T} = \frac{1574.9 \times 0.35 + 220 + 30}{550.3} = 1.45$

$\alpha=0.1$ $S_F = \frac{\sum(N - N_e) - \sum c_l}{\sum T} = \frac{1505.6 \times 0.35 + 250}{675.9} = 1.15$

$\alpha=0.15$ $S_F = \frac{\sum(N - N_e) - \sum c_l}{\sum T} = \frac{1471.0 \times 0.35 + 250}{738.7} = 1.03$

$\alpha=0.2$ $S_F = \frac{\sum(N - N_e) - \sum c_l}{\sum(T + T_e)} = \frac{1436.4 \times 0.35 + 2.0 \times 110 + 9e}{801.5} = 0.94$

$\alpha=0.25$ $S_F = \frac{\sum(N - N_e) - \sum c_l}{\sum(T + T_e)} = \frac{1401.8 \times 0.35 + 250}{864.3} = 0.85$

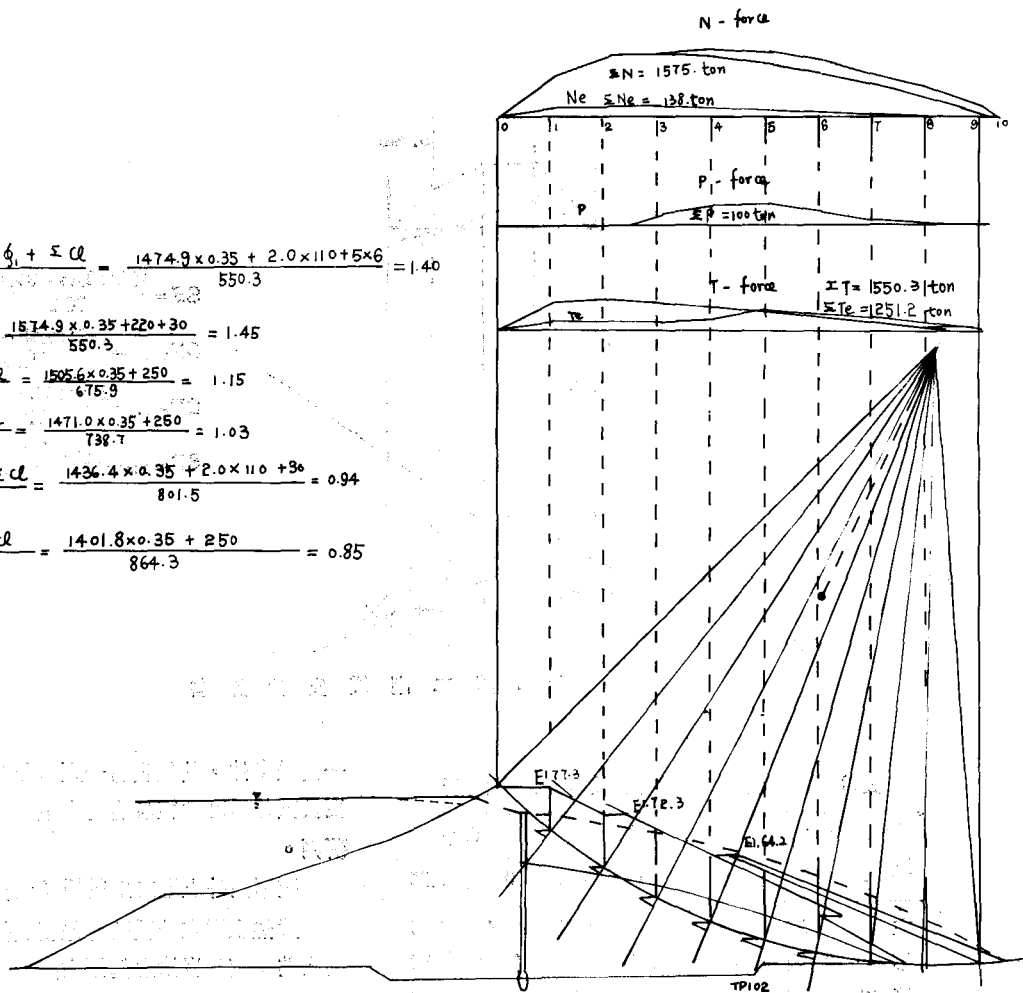
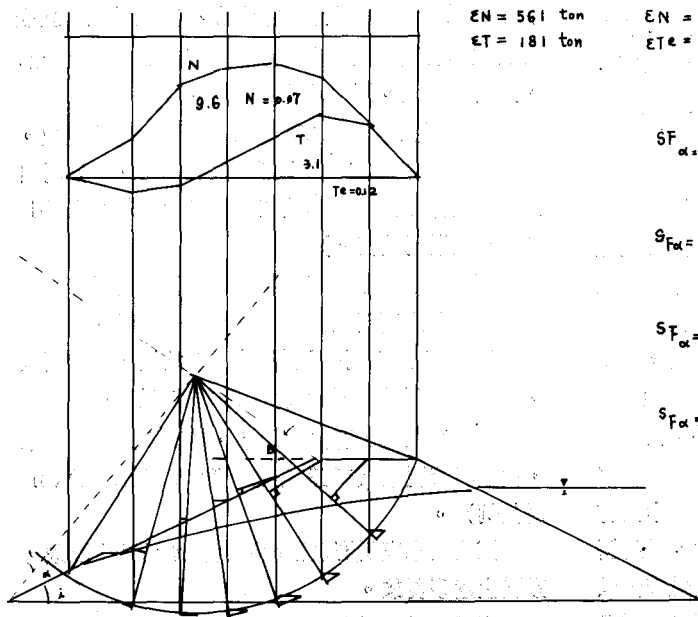


圖 7. 蘭潭土壤安定分析



$\sum N = 561 \text{ ton}$
 $\sum T = 181 \text{ ton}$

$\sum N = 4.09 \text{ ton}$
 $\sum T_e = 7.02 \text{ ton}$

$S_{F_{\alpha=0}} = \frac{561 \times 0.35 + 47.5 \times 2}{181} = 1.60$

$S_{F_{\alpha=0.1}} = \frac{550 \times 0.35 + 47.5 \times 2}{185} = 1.57$

$S_{F_{\alpha=0.2}} = \frac{557 \times 0.35 + 47.5 \times 2}{188} = 1.54$

$S_{F_{\alpha=0.25}} = \frac{556 \times 0.35 + 47.5 \times 2}{187.5} = 1.52$

圖 8. 蘭潭第一副壩安定計算

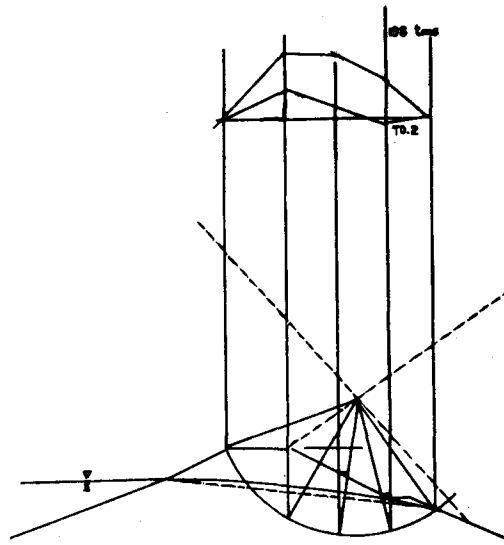


圖 9. 第二副壩安定計算

$$SF = \frac{198 \times 0.35 + 2 \times 24}{70.2} = 1.67$$

$$SF_{\alpha=0.1} = \frac{197 \times 0.35 + 2 \times 24}{71.75} = 1.62$$

$$SF_{\alpha=0.2} = \frac{196 \times 0.35 + 2 \times 24}{72.9} = 1.59$$

$$SF_{\alpha=0.25} = \frac{195 \times 0.35 + 2 \times 24}{73.5} = 1.58$$

表 12 蘭潭壩正常運用時下游坡面安定性之分析

壩體	安全係數	地震強度 (α)				
		0	0.1	0.15	0.2	0.25
主壩	1.45	1.15	1.03	0.94	0.85	
第一副壩	1.60	1.57	1.55	1.54	1.52	
第二副壩	1.67	1.62	1.60	1.59	1.58	

由表 12 知利用本法分析所得主壩、第一副壩及第二副壩下游坡面之安全係數分別為 1.45、1.60 及 1.67，其排列與利用平面滑動法分析所得 1.34、1.79 及 1.96 (表 11) 相同，且數值亦近似，足見兩法之分析成果可相輔相成。

5. 蘭潭水庫土壩安定之綜合檢討：

由表 11 及表 12 所示平面及圓弧滑動面安定分析之成果知在正常運用情況下，蘭潭水庫主、副壩之安全係數均合乎一般工程上之要求，惟遇地震時其安全係數則漸減，在地震係數為 0.2 時，主壩之安全則受到考驗。地震將喪失邊坡之安定性，造成滑動之原因，其影響情況除力之平衡外，尚有變位問題，此種變位勢將引起土壤內應力之複雜變化，一般安定計算僅計及此種變化，實際問題中尚有地震動水壓之作用、土壤剪力之強度低化、砂層斜坡之液化等不確定因素，故安全係數低於規準值以下時均需考慮邊坡之重新調整。惟如前所述地震為

一偶發事件，其發生有一頻率分佈，故可根據其頻度及其他地區地震發生時土壩之安定情況作綜合之研判。

(一) 國內外土壩之地震損害概況。

雖然土壩在地震時有龜裂之損害記錄，惟因地震致整個壩體崩潰之例則尚少於其他原因所致壩體之崩潰，一般土壩之地震損害可分為下述八大類。

(1) 於堤頂附近發生平行於壩軸之龜裂現象 (Crack)。此種損害最為常見，其規模與地震強度及頻率有關，如發生愈頻與愈強龜裂將擴及心層，致誘起滲透、漏水及管湧作用。

(2) 堤頂沉陷，出水高減少，致發生洩流現象。

(3) 土壩深層及基礎土壩呈飽和作用，砂質材料發生液化作用而呈流動狀態 (1925 年 Sheffield Dam 之崩為其例。)

(4) 地震之水平加速導致土壩邊坡之滑動。

(5) 壩基之斷層受地震之影響發生移動。

(6) 水庫庫底之振動引起波浪之共振，造成湧浪，發生越頂現象 (Hebgen 壩為其例)。

(7) 水庫周圍山脊發生山崩，擠出水庫中之蓄水，發生溢流現象 (1963 年意大利 Vaiont Dam 為其例)。

(8) 由於庫底斷層之移動發生蓄水量減少現象，致發生越頂現象。

表 13 示世界各國土壩之地震災害調查概況。

表13 土壩之地震災害概況(10)(11)

年代	地震名	震度mm	壩名	壩高(公尺)	完工年代	被害概況	借註
1906	San Francisco Temblor	10以上	San Andreas Dam	30	1860	混凝土取水隧道偏移3公尺。	
			Upper Crystal Springs Dam	28	1887	因斷層整個移動2.4公尺。	
1923	關東大地震	10	大野壩	36.6	1914	大龜裂與局部滑動。	
			村山壩	24.4	1923	上、下坡龜裂。	
1925	Santa Barbara	$\alpha = 0.15g$ $t = 15-18$ 秒	Sheffield Dam	7.6	1918	基礎液化完全崩潰，	
1930	Los Angeles County	7	Chatsworth Dam	10.7	1918	沉陷7.5公分下游移動漏水，全線龜裂。	
1952	Southern California	10	South Haiwee Dam	3.0	1912	全線龜裂沉陷2.5mm	
			Dry Canyon Dam	16.8	1912	龜裂5cm	
			Buena Vista Dam	2.4	1890	沉陷76公分(基礎沉陷)	
1955	Contra	7	St. Mary's Dam	15	1928	混凝土心牆上游龜裂	
1959	West Yellow-stone	10	Hebgen Dam	30	1914	因斷層沉陷5.5公尺，致越流成災。	
1974	嘉義		蘭潭壩	34	1972	山脊沉陷39公分	

上述7例及8大類損害中，安定計算所能計及者僅為(1)及(4)等兩大類，故需進一步分析地震時土壩之震動特性，以瞭解其可能遭遇之災害，以謀求對策。

(二)地震時土壩之變化

地震時土壩之變化甚小，根據已有記錄及實際觀測資料，可歸納其變化如下：

(1)土壩之地震災害以震向垂直於壩軸者影響最顯著，又其震動在上、下游方向發生震動，其震動程度以壩頂較壩基為甚，因此如壩頂寬度不足時，壩頂將產生縱向龜裂，例如 Cachuma Dam 在 1987 年之小地震時，基礎發生 0.010g 而壩頂發生 0.025g 之加速度。

(2)如施工採用滾壓夯實方式時，甚小發生邊坡滑動現象，即使有亦限於 1920 年代前施工機械不發達之土壩。

(3)地震之規模如大於一般建築物破壞規模之長週期地震時，土壩所受之災害將甚為嚴重；因此遠離震央之土壩，其所受之災害可能超過近鄰震央之土壩；例如日本關東大震災時，大野壩距震源約有

100 公里之距離。

(4)有混凝土心牆之土壩對於地震之抗震力較弱，例如 St. Mary's Dam 及 Hebgen Dam 之混凝土心牆與土料之震動現象不一，及村山、大野兩壩心土之發生龜裂等均為其例。

(三)蘭潭水庫土壩安全性之綜合檢討

綜合上述地震對於土壩災害及對土壩作用之記錄資料知：蘭潭水庫土壩之安全性主要受地震頻率之影響。根據表 12 之安全計算成果，主壩下游邊坡在地震係數 $\alpha = 0.2$ 時安全係數將低於 1；又根據表 5 之分析其發生之迴歸週期約為 15 年，就嘉義農專學生在學期間遭遇之風險而言，其危險率為

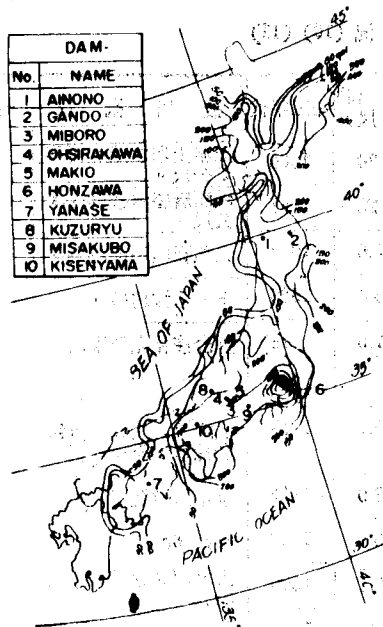
$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{15}\right)^5 = 0.29$$

此種危險率高達 30% 或 1:3。根據是項判斷，蘭潭水庫之安全性應屬非緊急性不安全類，至於其加強之緊迫性則基於下述理由可列入次優先考慮之：

即

(1)威脅嘉義農專之安全最大者為蘭潭水庫隣接

等震線與位置



地震係數及設計資料

NAME OF DAM	DAM SCALE	ADOPTED SEISMIC COEFFICIENT	100 YEAR PROBABLE MAXIMUM INTENSITY	MINIMUM SAFETY FACTOR	ADOPTED METHOD FOR STABILITY ANALYSIS	COMPLETION DATE
AINONO	H=40.8m US 1.35 DS 1.25 & 1.40	0.15	1.30	1.03	SLIP CIRCLE	1960
GANDO	H=40m US 1.25 & 1.40 DS 1.175	0.15	1.40	1.26	-DITTO-	1961
MIBORO	H=131m US 1.25 DS 1.175	0.12	2.80	1.10	-DITTO-	1960
OHSIROKAWA	H=95m US 1.27 DS 1.20	0.12	2.50	1.07	-DITTO-	1964
MAKIO	H=104.5m US 1.25 DS 1.234	0.15	2.80	1.35	MODIFIED SWEDISH METHOD	1961
HONZAWA	H=73m US 1.35 DS 1.30 & 1.35	0.15	6.00	1.26	SLIP CIRCLE	1965
YANASE	H=115m US 1.25 DS 1.20	0.12	1.30	1.02	-DITTO-	1965
KUZURYU	H=78m US 1.25 & 1.30 DS 1.18	0.12	1.80	1.15	-DITTO-	1968
MISAKUBO	H=106m US 1.25 & 1.25 DS 1.20	0.12	3.80	1.17	-DITTO-	1969
KISENYAMA	H=95m US 1.25 & 1.30 DS 1.22	0.12	3.20	1.15	-DITTO-	1970

地震係數標準之比較

日本大震委員會 (1969) 日本土木學會 美國

AREA A AREA B
 CONCRETE DAM 0.12-0.20 0.10-0.15
 E. ROCKFILL DAM
 EARTH DAM 0.15-0.25 0.12-0.20

k (Seismic Coefficient) k (Seismic Coefficient)
 (Fundamental Coeff) = 0.05 to 0.15
 (Importance of Structure)
 (Importance of Structure)
 = 0.2-0.8=1.2
 = 0.142 (in this formula applied to Tsingyan site)

- The standard has been prepared not only for dam but also for other structure
- The standard has been cited from "The Seismic Coefficient in Earth Design" by H.B. Seed and G.R. Martin, ASCE May 1966

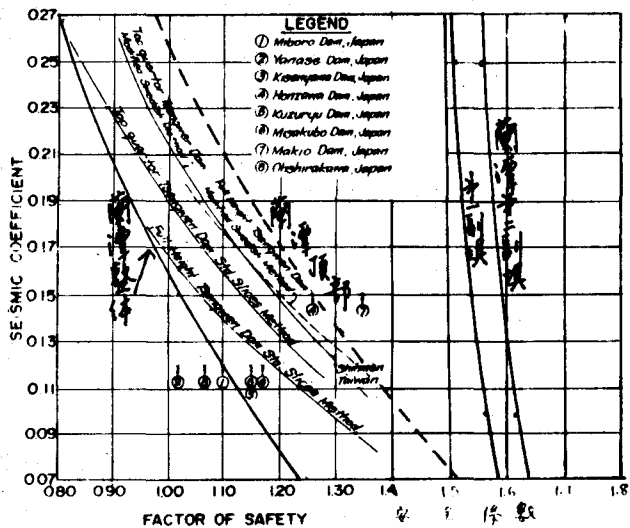


圖 10. 蘭潭水庫抗震強度與日本土壩之比較

該校之山脊分水嶺，而非主壩。

(2)根據實際記錄土壩之地震係數在壩頂及壩基有別，如壩頂採 $\alpha=0.20$ 、壩底採 $\alpha=0.10$ 時其安全係數為 1.15，較全體均採用 $\alpha=0.2$ 之 0.94 已提高；又壩頂採 $\alpha=0.25$ 而壩底採 $\alpha=0.10$ 時，其安全係數亦達 0.99，較全體均用 $\alpha=0.25$ 時安全係數 0.85 亦顯然提高。由於地震為罕有事件，遠近土壩設計漸採用此種不同地震強度之設計，如曾文水庫亦採用此種方法。

五 蘭潭水庫山脊安定之研討

(一) 環境地質特性^{(4),(14),(15),(16)}

水庫庫址係由一個向南開口之谷地及其分水嶺所構成，呈一朝北後朝東延伸之 L 型完整開封地形單元。其東面與東北面之山嶺為與嘉義農專之分水嶺，嶺線之標高在 126-70 公尺之間，山脊形成一天然排水系統，蘭潭水庫原利用該河谷為緊急天然溢洪道。民國 60 年間，因鑒於山脊薄弱，曾將山脊最低窪處填高至標高 77.30 公尺，長 91.5 公尺，是為第二副壩。西北之北面地勢較高，且山脊亦較厚；西面山坡較緩，嶺線標高較低，曾於民國 60 年間填高至標高 77.30 公尺，計長 345 公尺，是為第一副壩。

分佈於水庫區域之主要地層為上新世至更新世之嶺料山層，乃為沙岩、粉岩、頁岩等所組成之地層。新鮮之沙岩為灰黃色，細粒沙岩部份富含泥質。沙岩中之以潔淨石英細沙為主者，經風化後即甚為鬆散，透水率亦較高；至於含有粒土質成份較高之沙岩、細沙質頁岩及頁岩，則組織緻密透水率亦較低。^{(4),(16)}

更新世沖積層為礫石層及沙礫粘土質堆積層，為層不厚，分佈於各主、副壩之岸座及山坡地帶。本層之透水率稍高，惟其厚度有限，分佈零散，對於工程之影響甚微。^{(4),(16)}

壩址附近之岩層，多近水平狀之構造，未見有顯著之斷層，節理裂隙亦不發達。

構成本區之岩石以膠結疏鬆與富含泥質為其特徵。此種岩石在工程上之缺點為容易吸水軟化。此項性質衍生之效應有二：一為邊坡易趨於不穩定，一為基礎易軟化。關於後者，因泥質岩類之孔隙比小 (<0.5)，且滲透率低，故除非於破碎帶，否則其影響所及之深度通常有限。⁽¹⁶⁾

本區泥岩單軸壓縮強度之分類值約為 60 噸/平方公尺。臨界穩定坡度約在 3.5:1~4:1。⁽¹⁷⁾

由於岩性之影響，本區人工邊坡極易發生小規模之弧型地滑。此種現象頻頻見於道路邊坡與坡地果園。由於泥岩之內摩擦角一般甚小，約在 15°~

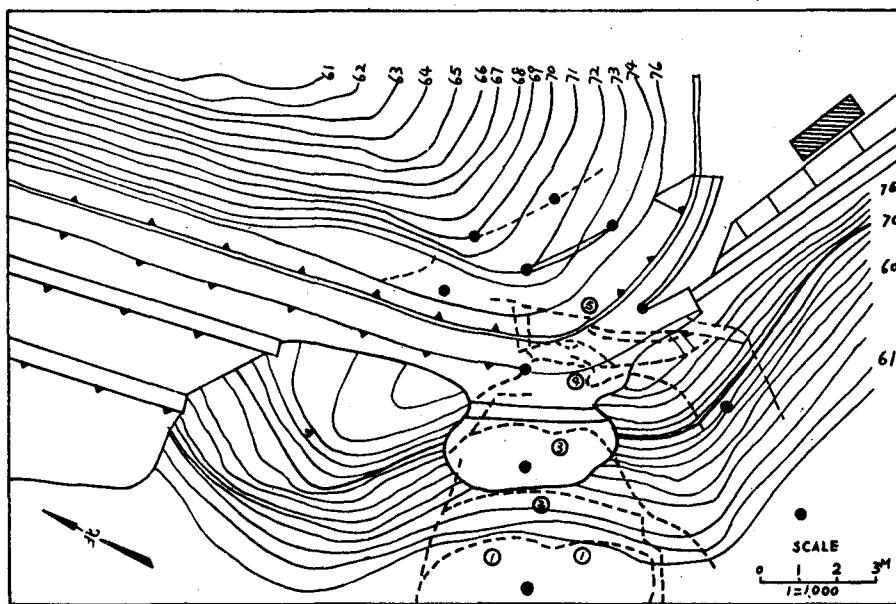


圖 11. 破裂面分佈圖及破裂發生次序示意

2. 災害原因之探討：

民國 63 年間山脊災害經用洩降措施緊急解決問題後，水利局曾辦理地質鑽探及地質探查、土壤試驗及力學分析等工作，詳細分析山脊之滲水及邊坡之安全等工作。

根據地質鑽探結果知：災害發生之山脊有二層厚約 6 公尺之砂岩層向水庫上游延伸，(圖 12)，經用流線網分析，知此層之滲透現象，導致山脊內部空隙壓力之增加及土壤抵抗力之減少，因此造成山脊之位移現象。由其對於滲透力之分析知：⁽¹⁴⁾

(1) 坡趾處水壓之上舉力大於土壤之抗舉力：坡趾處土壤覆蓋層之重量為 21.8 噸，但水壓為 30.2 噸，即上舉之安全係數為 $SF_1 = 21.84/30.2 = 0.72$ 。

(2) 下游最大滲透力處之水力坡降接近臨界值：根據流洩網分析，其臨界坡降 $i_c = 1.08$ ，而最大

坡降 $i = 0.65$ ，即對管源之安全係數 (SF_p) 為： $SF_p = 1.08/0.655 = 1.64$ 。

(3) 滲透水之潛徑比 (Creep-length ratio) 小於臨界值：由上游透水層入口至下游坡趾間之權重潛徑比 (Lane's Weighted-Creep Length Ratio) $-L/h = 2.33$ ，較細、粗砂應具有之 5~7 為小。

探討災害原因時，山脊之安定分析則選 0+471.0 及 0+508.0 等兩斷面辦理下游面之安定計算，所用土壤強度資料則與主壩所採用者 (即表 7) 同；計算採瑞典滑動圓弧圖解法，結果通過粗砂石層之滑動圓弧安全係數，前者較後者為小。又 0+471.00 斷面中 (圖 13) 復以通過底部粗砂岩層之破壞圓弧最為危險，表 14 示原安定分析之成果⁽¹⁴⁾。

表14 施工前邊坡安定分析結果表⁽¹⁴⁾

斷面樁號		0+471.00					0+508.00	備註
圓弧中心		0 ₁ '	0 ₁ '	0 ₂ '	0 ₃ '	0 ₄ '	0 ₁ '	
圓弧半徑 (m)		65.2	65.2	73.0	80.3	63.0	61.7	
安全係數	正常時期	1.48	1.38	1.56	1.58	1.95	1.68	定常滲透情況
	地震時期 (KH=0.15g)	0.95	0.88	—	—	—	1.01	

※備註該安全係數係假設砂岩層之孔隙壓力係由受壓條件構成者。

由表 14 所示成果知斷面 0+471.00 下游原在水庫水位達 75.30 公尺，而滲透現象呈定常流時，其安定係數為 1.3~1.5 之間；惟如遇地震強度 (α) 為 0.15 之地震時，其安全係數為 0.88~0.95 之間，均未符合安全之水準，是為民國 63 年山脊災害之主因。

3. 災害處理概況：

根據上述災害原因之探討成果知：該次山脊邊坡之破壞，係由於山脊透水層之冲刷淘空及管湧 (piping) 所引起，故處理方法以針對滲透控制 (Seepage control) 為主，即上游施以隔幕灌漿 (Curtain Grouting)，減少滲透水及滲透壓力；下游施設解壓井，以排除經由基礎透水層之滲透

表15 山脊補強後邊坡安定分析結果表⁽¹⁴⁾

斷面樁號		0+471.00 (下游坡)	0+417.30 (上游坡)	備註
圓弧中心		0 ₁ '	0 ₁ '	0 ₂ '
圓弧半徑 (公尺)		63.20	42.0	63.7
安全係數	正常時期	1.89	2.13	2.25
	地震時期 KH=0.15g	1.10		

水⁽¹⁴⁾，減低滲透壓力。又在山脊斷面上游則切除

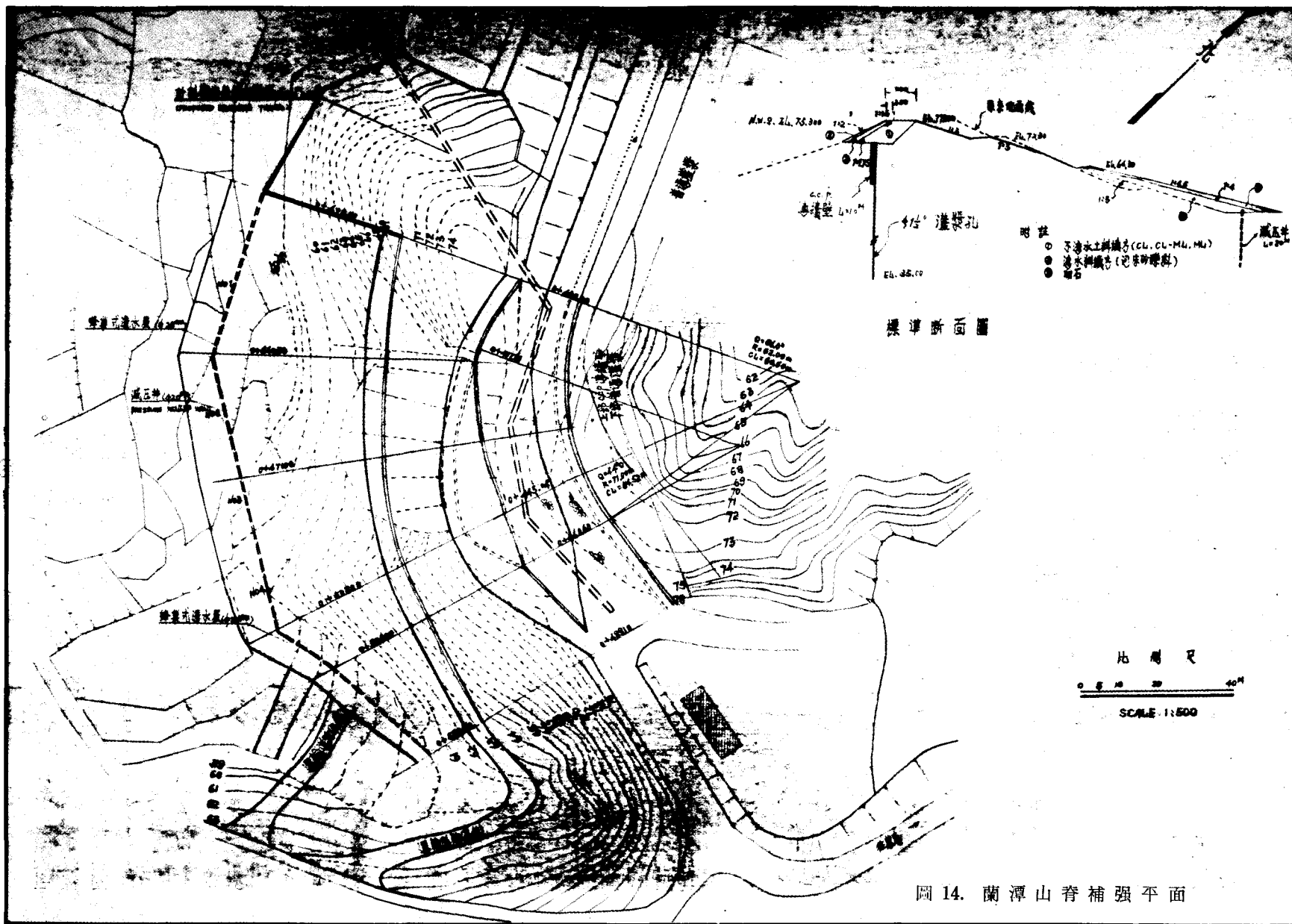


圖 14. 蘭潭山脊補強平面

邊坡上部受擾亂之土壤，並增厚斷面，以增加其安定性⁽¹⁴⁾。

補強設計後之山脊安定則採用滑動圓弧圖解法及楔形破壞分析法(Wedge Method)，表 15 及 16 分示其分析成果⁽¹⁴⁾。

表16 楔形破壞分析法 (wedge method) 分析成果⁽¹⁴⁾

安全係數		說明
正常時期	地震時期	
1.74~1.75	1.08~1.09	砂層 $\tan \phi$ 採用 0.50
1.30~1.31		砂層 $\tan \phi$ 採用 0.20

由上述分析成果(表15、16)知補強設計後，上、下游坡之最小安全係數在下游坡定常滲透正常時期為 1.89 (滑動圓弧破壞分析法) 及 1.74~1.75 (楔形破壞分析法)；地震時期 ($KH=0.15g$) 為 1.11 (滑動圓弧破壞分析法) 及 1.08~1.09 (楔形破壞分析法)；上游坡急洩降時期為 2.19 (滑動圓弧破壞分析法)。上述安定分析均未計及隔幕灌漿及減壓井之效果，所採用之孔隙壓力理論上較實際情形為大，故屬保守之安全面 (On Safe Side)。圖 14 示補強工程之佈置⁽¹⁴⁾。

(三) 山脊安全之重新評估

1. 山脊安全重新評估之需要性：

蘭潭水庫山脊之安全性雖經水利局之調查，並研究及補強已甚為安全，然因嘉義農專將原屬該校農場部份擴充為新校區，而該地區恰為山脊薄弱之問題地區，安全問題需有進一步之確保。又工程上復有下列問題亟待進一步之檢討：

(1) 山脊之安定繫於水庫滲透力之作用，其作用範圍有擴大之勢。

(2) 山脊之安定與地震之規模有關，原考慮之地震強度已不敷下游之需要。

為檢討上述兩問題本次評估特修建粘性模型 (Hele Shaw Model) 一座，以判斷災害發生之可能原因，並供流線網繪製時之參考。

2. 災害潛在地區之檢討：

根據民國63年災害原因之探討，蘭潭水庫山脊災害之主要原因在於滲透力之地下浸蝕，及土壤抗壓性之不足，本次再以粘性模型綜合研究後，判斷其位移之過程可歸納如圖15所示。龜裂發生起因於山脊受庫水滲透而軟化，由於水位之逐漸上升，其

滲透力逐漸向趾部發展，變形 (Deformation) 愈向下游愈烈，而在上游發生張力龜裂 (tensile crack.)，滲透力繼續增大，則側面上發生剪力崩移 (Shear Moving) (圖15—②)，繼而在上游產生反向陷落 (圖15—③)，而下游則發生壓縮隆起 (圖15—④)；其平面移動則詳圖 11。在上述位移過程中，由於上部土壤之下陷，底部疏鬆砂層頓時受到壓縮、固結、土壤顆粒重新排列，內摩擦角增加，加上上游水庫水位之洩降，孔隙壓力減少，故使滑動遲滯，未再持續。又位於坡趾之自流井於下陷時井水斷流，而後復流，均可說明此一現象。

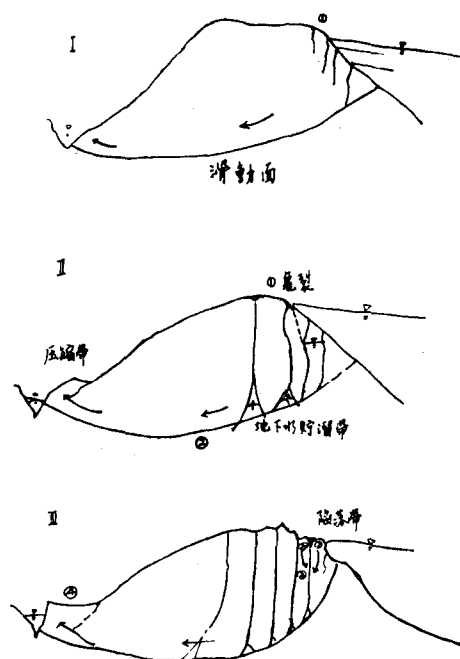


圖 15. 地下水滲透與地面滑動模式

由此觀之，蘭潭水庫山脊位位移之潛在地區具有兩種特性：(1) 山脊薄弱而不足阻擋潭水之壓力者。(2) 地層之具有透水能力較高，孔隙壓力易增加者。符合此二個條件者為 0+400 至 0+850 間約 450 公尺之山脊；嘉義農專則以此山脊為界與蘭潭水庫為鄰，該校區原為水庫緊急溢洪道，校區中心地帶之標高低於水庫之常水位；再者該山脊在蘭潭水庫常水位下 7~10 公尺處，有一厚為約 6 公尺之含水層，如水庫經常保持高水位時，含水層之滲漏可能增加，滲透力加強，山脊之是否能阻擋潭水之壓力堪慮。

3. 災害潛在地區對滲透力之安全檢討

一般地下侵蝕之種類可概分為三大類，一為因滲透水壓過大，致下游地層隆起，而發生崩毀現象者；一為沿水流沿地層中之弱點，形成管低侵蝕而

呈管崩現象者；另一為滲透流速過大而沿基礎面形成管崩現象者。廣義之管湧係指上述三者而言，狹義之管湧則分別稱為隆湧、管湧及翻頂，其特性如表 17 所示。

表17 管湧現象之分類

地下侵蝕分類	原因	現象	特徵	檢討方式
隆湧 heaving	滲透壓過大 上揚壓過大	地層隆起	崩潰迅速	臨界隆起壓力
管湧 piping	滲透力過大地層不均具弱點時	管蝕 (Piping) 流砂 (Quick sand) 液化 (Liquefaction)	漸進性	臨界滲透坡降
翻頂 roofing	滲透流速過大	基礎接觸面	沿滲徑 (Critical creep-path) 漸進	臨界滲徑比

關於上述三種管湧發生之可能性，臺灣省水利局曾以流線網分析法⁽¹⁴⁾，作詳細之分析（詳本章五(二)2一節）。本文則進一步以粘性模型再加印證，並補充新增資料，作進一步之檢討。

山脊各地層之透水係數為製造粘性 Hele Shaw 模型最基本之資料，民國 64 年 4 月間水利局檢討時曾用 0+471.00 斷面含水層之資料，利用連續條件式 (Continuity equation) 推算該斷面 10~16 公尺含水層之透水係數為 1.31 cm/sec。本次檢討則進一步考慮其運動條件式，用壓力含水層之井流公式，即

$$Q = \frac{2\pi k b (H-h_0)}{2.3 \log_{10} (R/r_0)}$$

計算透水係數 (k) 之值為 2.43 cm/sec；式中 Q 為出水量，為 1666.7 秒立方公分；H 為壓力水頭，h₀ 為出水後之壓力水頭，根據實測 H-h₀=17.4 公分；b 為含水層厚度，為 5.3 公尺；r₀ 為井徑，為 3 公分；R 為影響圓半徑，約為 137 公尺。

粘性 Hele Shaw 模型係由兩片平板構成，其間距與透水係數有下列關係⁽¹⁸⁾，即 $k = \frac{b^3 \rho g}{3\mu}$ ，

式中 k 為土層之透水係數，b 為平板之半間距，ρ 為液體之密度，μ 為其滯性係數。如將 0+471.00 斷面各地層之透水係數，根據上述關係可塑裝粘性模型。由該模型可測定滲透水之剖面、壓力含水層之壓力、流線及出口臨界坡降等。茲就粘性模型所

得資料檢討上述三種管湧現象之可能性如下：

(1) 隆湧可能性之檢討。

隆湧發生之臨界條件為滲透壓或上揚壓力大於土層本身之重量時；根據 0+471.0 斷面資料，其下游坡趾處不透水層厚度約為 10.5 公尺，其重量為 10.5×2.08=21.8 噸 (土壤之單位重量為 2.08 ton/m³)，由 Hele Shaw 模型所得該處之上物壓力為 30.2 公尺水柱，故其對於隆湧 (上舉) 之安全係數 (SF) 為：SF_(v)=21.8/30.2=0.72，亦即上揚之壓力大於土壤之覆蓋壓力，坡趾有被隆湧崩潰之可能性。

如前所述 0+430.00 至 0+480 間山脊前水利局已採改善措施，惟其他地段則滲透現象有擴大之勢，如將其他斷面之隆湧安全係數亦計算之，則其值約在 1.05~0.70 之間，幸蘭潭水庫滿庫之機會不長，致尚無嚴重之隆起事件。

(2) 管湧可能性之檢討。

管湧可能性之檢討需計算最大滲透力處出口坡降及土壤之臨界坡降，土壤之臨界坡降 S_{cr} 可用⁽¹⁸⁾：

$$S_{cr} = \frac{S_s - 1}{1 + e} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m}$$

計算之，式中 S_s 為土壤之比重，e 為空隙比 (Void ratio)，γ'_m 及 γ_m 分別為土壤之潛沒單體重量及水之單位重；一般 S_s≐2.65；e=0.57~0.95，平

均為 0.65, 故 $Scr=1$ 。

由粘性模型所得蘭潭水庫在水位為 75.3 公尺時, 出口坡降 Sex 為 0.65, 故其管湧之安全係數 $SF_{(P)}$ 為 $SF_{(P)}=Scr/Sex=1.08/0.65=1.64$ 。

根據 khosla 氏臨界出口坡降準則卵石層、粗砂及細砂之安全係數需分別在 4~5、5~6 及 6~7 之間⁽¹⁸⁾。顯然蘭潭山脊對於管湧之安全係數偏低, 有待改善。

(3) 翻頂 (roofing) 可能性之探討:

翻頂之可能性一般發生於構造物與基礎間之接觸面處理不佳或有孔隙時, 蘭潭山脊雖無構造物與基礎之接觸面, 惟其含水層之構造類似上述接觸面之潛伏現象, 故可用 Lane 氏權重潛徑比法 (Weighted creep ratio method) 檢討之,

Lane 氏權重潛徑比 (Rc) 為: $Rc = \frac{1/3 H + V}{h}$,

式中 H = 水平接觸面長度, V = 垂直接觸面長度, h = 系統中之水頭損失。在蘭潭山脊 0+471.00 断面中, $V=0$, $H=137$ 公尺, $h=19.7$ 公尺, 故 $Rc=2.33$

根據 Lane 氏之準則細砂及粗砂基礎之臨界潛徑比應為 5~7⁽¹⁸⁾, 故上述 $Rc=2.33$ 仍屬不安全; 除非加設截水設施, 增加滲流流徑, 否則, 時有被冲刷之危險。

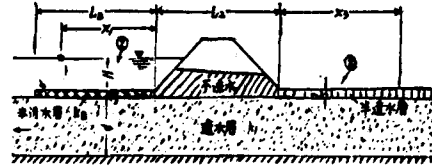
至於整個含水層對於管湧之綜合安全性則可用 Turnbull 及 Mansur 氏之維流模式檢討之, 是否需要解壓井 (Pressure Relief well)⁽¹⁹⁾, 以解除管湧之危險; 根據該模式山脊之滲漏量 Q_s 可用:

$Q_s = \rho' hf H$ 示之, 式中 Q_s 為單位断面滲漏量, ρ' 為隨山脊之断面、含水層之特性等而異之常數; hf 為透水層之透水係數, H 為基礎至水面之水頭。就蘭潭之情況言, $\rho' = \frac{d}{s+x_3}$

$x_3 = \sqrt{\frac{kfZb d}{kb}}$, 式中 kf 、 d 為含水層之透水係數與厚度; kb 及 Zb 為半透水層或覆面 (Blanket) 之透水係數與厚度。又 ho 為判定坡趾是否會發生管湧 (PiPing) 之參數, 可用 $ho = H \frac{x_3^2}{S+x_3^2}$ 計算之, S 則可用: $S = xr + L_2$ 計算之, 式中

$$xr = \frac{\tanh\left(\sqrt{\frac{k\beta}{kf \cdot d \cdot Z\beta}} \cdot L\beta\right)}{\sqrt{\frac{k\beta}{kf \cdot d \cdot Z\beta}}}$$

式中 $L\beta$ 為覆面之長度, 其他符號詳圖 16。對於管湧之安全係數則可用 $SF = \frac{Z\beta (\sigma_s - \sigma_w)}{h_0 \cdot r_w}$ 計算之, 式中 r_w 為覆面之飽和單位重, σ_s 為水之單位重。



$$xr = \frac{\tanh\left(\sqrt{\frac{k\beta}{kf \cdot d \cdot Z\beta}} \cdot L\beta\right)}{\sqrt{\frac{k\beta}{kf \cdot d \cdot Z\beta}}}$$

圖 16. 滲透安全係數計算示意

蘭潭山脊 0+471 断面中, 上述主要數據分別為: $h_1 = 2.43$ cm/sec, $k_b = 4.5 \times 10^{-4}$ cm/sec, $\sigma_s = 2.08 \sim 1.76$, $\sigma_w = 1.0$, $L_2 = 137^m$, $L\beta = 20^m$, 將此等資料代上述各式, 得: $X_2 = 553.4^m$, $X\sigma = 553.4 \times \tanh\left(\frac{20}{553.4}\right) = 19.9^m$, $S = 157^m$, $ho =$

$$19.7 \times \frac{553.4}{(553.4 + 157)} = 15.3^m, SF = 0.26 \sim 0.37。$$

根據此項模式安全係數之低於 1.25 以下者, 均需解壓井。一般在坡趾需保證 1.5 之管湧安全係數, 故該處之安全水壓 (hos) 需為:

$$hos = \frac{Z_b (\sigma_s - \sigma_w)}{S \cdot F \times \sigma_w} = 10.7 (1.08) / 1.5 = 7.7^m$$

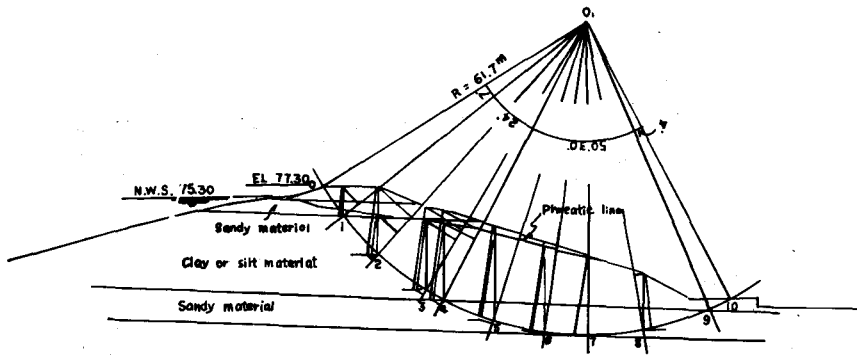
為使水壓由原 15.3 公尺降為 7.3 公尺, 間距為 a 之解壓井流量 Q_1 需為: $Q_1 = k_r \cdot a \cdot \sqrt{\frac{kh}{kv}} \times d \cdot \Delta s$

式中, $\Delta s = S_1 - S_2$, 而 $S_1 = \frac{H - hos}{S}$, $S_2 = \frac{hos}{x^3}$ 。

由上述各值得 $Q_1 = 2.66 \times 10^{-3} a$ cms。

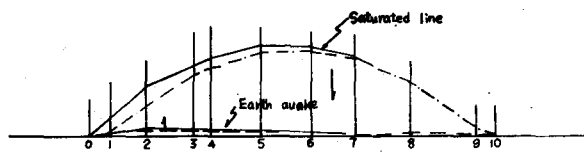
一般井徑 a 採 8~30 公尺。

由上述成果可知: 山脊之沉陷、滑動主要原因, 在於基礎下一厚約 6 公尺之粗砂岩含水層, 因水之滲透, 內部冲刷、趾部孔隙壓力增加, 土壤抵抗力減少所致。其處理方法除防止表面水由裂縫滲透, 產生上頂水壓力而減少邊坡安定外, 並須控制壩體及基礎內部之滲透。

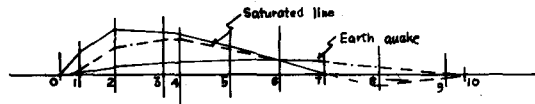


	(1) Unsaturated soil	(2) Clay/silt, saturated	(3) Sandy material, sat
Density of material γ_{sat}	2.03	2.08	2.08
Tan ϕ	0.30	0.30	0.50
Cohesion c/m^2	7.00	6.00	2.00

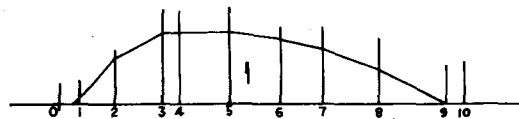
0 + 508.00 SECTION
SCALE 1:500



SUMMATION OF NORMAL FORCE



SUMMATION OF TANGENTIAL FORCE



SUMMATION OF PORE PRESSURE FORCE

Between Arc Points	Material	Area			Unit Weight	Force			Σ Forces		Friction Factor	Cohesion c/m^2	Arc Length m	Force ton
		Normal Force	E. Q. Force	Extreme Force		Normal	E. Q.	Extreme	Normal	Extreme				
0-1 (1)		7.77	1.26	6.51	2.03	15.77	2.58	13.22	15.77	13.22	0.30	7.0	1.53	52.71
1-4 (1)		58.82	10.37	48.45	2.03	119.40	21.05	98.35	119.40	98.35	0.30	6.0	25.83	54.98
1-4 (2)(3)		154.21	17.69	136.52	2.08	320.76	36.80	283.96						
4-9 (1)		34.34	4.93	29.41	2.03	69.71	10.01	59.70	69.71	59.70	0.50	2.0	54.35	108.70
4-9 (2)(3)		682.24	25.99	656.25	2.08	1419.06	54.06	1365.00						
9-10 (1)		3.04	0.38	2.66	2.03	6.17	0.77	5.40	6.17	5.40	0.30	7.0	4.31	30.17
0-7 (1)		75.38	8.75	66.63	2.03	153.02	17.75	135.27						
0-7 (2)(3)		217.70	91.59	126.11	2.08	452.82	190.50	262.32						
7-10 (2)(3)		-31.14	36.86	5.72	2.08	64.77	76.67	11.90	64.77	84.62				
0-1 water		0.50			1.00			0.50						
1-4 water		193.25			1.00			193.25						
4-9 water		527.27			1.00			527.27						
9-10 water		0			1.00			0						
Σ 846.66														

$$SF = \frac{907.9 - 541.07 \times 0.52}{541.07 + 1950.82} = \frac{907.9 - 270.52}{541.0 + 1950.82}$$

α	SF
0	1.68
0.1	1.19
0.15	1.01
0.20	0.91
0.25	0.81

圖 17. 蘭潭水庫 0+508 断面山脊安全係數之分析

滲透控制之方法 (Methods for Controlling Seepage) 甚多，基本之原理有二：(1)不使水滲進或減少滲透量，(2)利用排水方法 (Drainage) 控制滲入之水量。不使水滲進或減少透水量之方法普通有截水槽 (Cutoff trenches)、隔幕灌漿 (Grout curtains)、版樁牆或薄壁截水槽 (Sheet-pile walls and other thin cutoffs)、上游不透水護毯 (Impermeable Upstream blankets)、邊坡不透水薄膜 (Thin sloping impermeable membranes) 等。為顧及蘭潭水庫之運用，似以採用隔幕灌漿方法 (Curtain grout method)，及利用排水方法控制滲入水量、埋設坡趾排水 (Partially penetrating toe drains) 及減壓井 (Relief wells) 為宜，其範圍則以 0+480 至 0+850 一般為主，其他地區亦視需要酌加之。

4. 山脊邊坡安定之再檢討

山脊災害潛在地區之邊坡安定前水利局雖有詳細之分析，惟部份斷面極為薄弱，其斷面有薄於主壩者，故進一步就原有斷面檢討不同地震情況下之下游邊坡安全係數如圖 13 及 17 及 18 所示。安全係數之分析均用瑞典圓弧滑動法。圖 13 示 0+417.3 斷面未修復前，各種不同危險圓心與地震係數，對於安全係數之影響，由該圖可知愈底層之滑動愈大，如弧動半徑為 65.2 公尺之 0 圓心，在 $\alpha=0.1$ 時其安定係數已小於 1；而較安全之 0₀ 圓心，在 $\alpha=0.20$ 時，安全亦受到考驗。

就斷面較厚之 0+508.0 (圖 17) 及修復後之 0+417.3 斷面 (圖 18) 而言，其安全係數在地震係數為 0.2 時亦受到考驗；亦即既有山脊下游面邊坡之安全性，在 $\alpha=0.15$ 時尚稱安全， α 增至 0.2 時部份地區之安全堪慮，其安全程度與前述主壩之安全程度相當；此程度地震發生之機會如前述約為 1/15，(15 年週期)，對於嘉義農專學生在校 5 年間可能遭遇之機會更達 1:3，可謂風險過大。

嘉義為臺灣地區地震活動中心之一，根據早年紀錄 (1885~1950) 芮氏地震規模 (Richter's Earthquake Magnitude) 達八級者曾有 2 次，7 級者亦有 2 次紀錄，其震源距本水庫僅 15~20 公里。較近年 (1936~1973) 資料中亦有達 7.1 級者，足見其活動頻頻，原設計土壩及山脊之安全，僅能抗阻 $\alpha=0.15$ 程度之地震，雖設計地震強度之選擇仍為爭論，惟鑒於日本一般土木工程之地震係

數已提高至 $\alpha=0.2$ 及嘉義農專學生之聚積視之，蘭潭山脊之安全似應酌予提高，有關本地區地震強度之討論詳附錄一。

山脊之安全係數在異常情況下既低於 1，則類似民國 63 年 10 月之災害恐仍無法避免，其緊急而最有效之措施當為洩降水庫水位，洩降水位時上游面邊坡之安全係數均在 2 以上，尚不足慮。按洩降時邊坡之安全係數應與洩降率及洩降量有關，惜尚無實際資料可求其相關性，民國 63 年之實際操作，水位之洩降率約為每天 65 公分；根據國外紀錄，水庫水位洩降 $\frac{1}{2}$ 水庫水位而洩降率為每天 9~15 公分時，有上游面滑動之現象，故今後如欲採取類似緊急洩降操作時，宜採分段制，先降至水位 73 公尺附近，再考慮是否進一步洩降，以策安全。

誌 謝

本文之作承臺灣省自來水公司胡總工程師江東、高組長木秋惠示研究題目，臺灣省水利局壩工隊陳隊長茂生、行政院農發會水土保持組李組長三畏及中興工程顧問社林工程師祥欽提供蘭潭水庫、嘉義農專及地震資料，謹此致謝。又研究期間承蒙嘉義農專前校長余玉賢同學及地質調查所徐所長鐵良之鼓勵與指導，亦一併敬致謝忱。

參 考 文 獻

1. "National Program for Inspection of Non-federal Dams-Engineering and Design", Engineer Regulation No. 1110-2-106, Office of Chief of Engineers. U. S. Army, 26 Sept. 1979.
2. Report on Safety of Dam and Appurtenant Works-Minatara Dam, North Platte Project, Nebraska, Lower Missouri Region, ERC, U. S. Water and Power Resources service, 1981.
3. A. E. Couture, D. M. Arbutnot and I. E. Klein, "Field Inspection of Ortega Reservoir, Cachuma Project for Safety Evaluation of Existing Dam (SEED) Program," U.S. Water and Power Resources service, Jan. 18, 1979.
4. 「蘭潭水庫加高計畫報告」臺灣省水利局，民國 59 年 8 月。
5. Chian Min Wu, "Design Typhoon Model for Estimation of PMP and PMF in Tai-

- wan," Proc. 2nd Intntl. Seminar for Hydrology Professors. Logan, Utah, Aug, 1970.
6. 茅聲燕「地震之工程危害度研究及其應用」，土木水利季刊，5卷1期(1978)。
 7. V T. Chow, "Handbook of Applied Hydrology", 1968.
 8. 「阿公店水庫加高調查研究計畫報告」水利局叢刊 77，民國58年7月。
 9. J. Hinds, W. P. Creager, J. D. Justin, "Engineering for Dams, Vol. 3", 1950.
 10. USBR, "Design of Small Dams" 1973.
 11. R. B. Jansen, "Dams and Public Safety." U. S. Water and Power Resources Service, 1980.
 12. "Failure of Teton Dam, Final Report," U. S. D. I. Teton Dam Failure Review Group (IRG), Jan. 1980.
 13. "Federal Guidelines for Dam Safety," Ad Hoc Interagency Committee on Dam Safety, Federal Coordinating Council for Science, Engineering and Technology, June 25, 1979.
 14. 「蘭潭左山脊災害處理工程調查設計研討報告」，省水利局，64年4月。
 15. 陳信雄，「嘉義農專新校址電氣探測報告」，民國70年3月。
 16. 張石角：「省立嘉義農專蘭潭校區環境地質調查報告」，民國70年3月。
 17. 吳建民：「臺灣西南部泥岩地區沖蝕問題之研究」，水利復刊三期，1967/11月 p. 105.
 18. M. E. Harr "Groundwater and Seepage" McGraw-Hill, Inc, 1962.
 19. Turnbull, W. J. and C. I. Mansur, Investigation of Underseepage-Mississippi River Levees," Journal of Soil Mechanics and Foundation Div., Proc. ASCE., Aug. 1959. Turnbull, W. J. and C. I. Mansur, "Design of Underseepage Control Measures for Dams and Levees."

附錄 蘭潭水庫設計地震之評估

一、前 言

地震之襲擊迄無法作準確之預測，對於工程建設而言，應先作妥防震措施及必要之應變計畫。

一般重大建設如水庫及核能電廠等之抗震設計，目前均習用最大可能地震 (Maximum Credible Earthquake, MCE)、設計用地震 (Design Basis Earthquake, DBE) 及運轉中地震 (Operating Basis Earthquake, OBE) 等三級不同規模之地震，評估結構物之安全度。

最大可能地震為根據已知地質及地震資料所能估計之可能最大地震，就各不同地質區分別推估各區可能發生之最大地震；大壩等結構物之設計，需要複核結構物在最大可能地震下不致崩潰，或發生不可控制之災害。

設計用地震為水庫經濟壽年內可能發生一次之最大地震，其大小依據地震規模頻率曲線推估。在設計用地震下結構物應安全無虞，但容許局部事後可輕易修復之損壞，其他附屬設施則應仍可操作。

運轉中地震為水庫經濟壽年內可能發生數次之

地震，其大小亦由地震規模頻率曲線求得。在遭遇運轉中地震時，結構物不能有任何損壞並應可繼續操作。

蘭潭水庫位於地震活動中心，故其抗震功能如何？亟需利用以往之地震資料及文獻，並參照庫址之客觀條件等，時予檢討。茲將蘭潭地區地震規模之變化特性分析如後，以供參考。

二、最大可能地震 (MCE) 之評估

根據各地方誌及儀器記錄，三百多年來嘉義地區之地震頻頻；日本東京大學地震研究所之統計，1885~1950年間嘉義地區地震強度之達芮氏強度8.5級者有二次，達7級而震心距蘭潭壩址約15~20公里者亦有二次；其規模及破壞性之大，極適於最大可能地震評估之用，惜資料不全，無法作詳細之分析。國內資料則以氣象所之資料最為詳細，根據該所資料民前12年至民國66年間，臺灣地區地震規模之超過5.0級以上者，其分佈如圖1所示，由該圖知在蘭潭水庫庫址附近之記錄地震為7.1級，而其震央則位於庫址15公里內，故以 $m =$

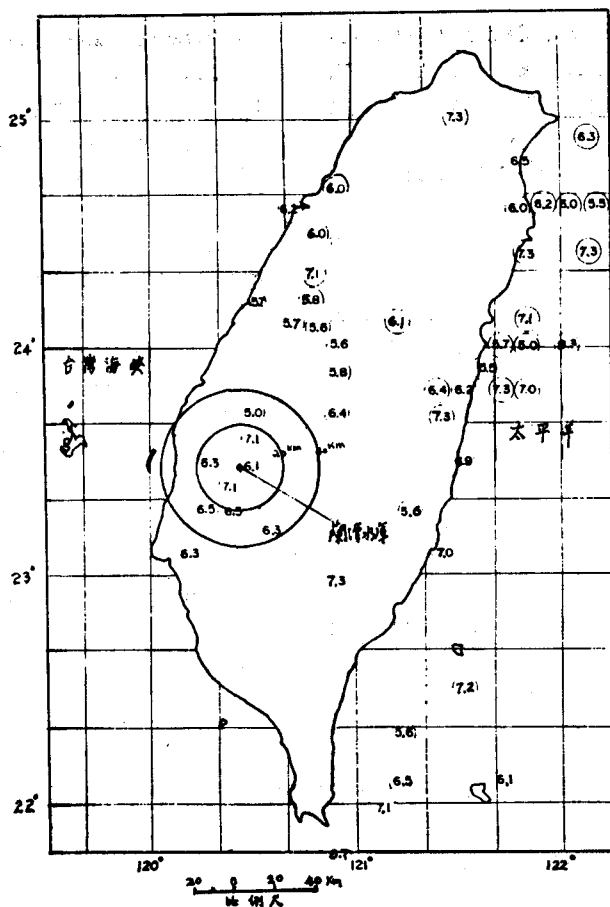
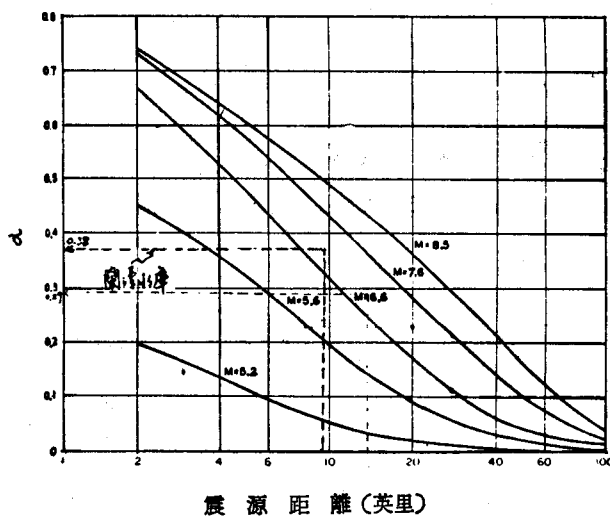


圖 1. 臺灣地區歷年破壞性地震震央分佈圖 (民國 12 年至民國 66 年) (錄自徐 1978)



(參照 P.B Schnabel, and HB Seed, (1973), Accelerations in Rock for Earthquakes in the Western United States, Bull. Seis. Soc. Am. Vol. 63, No 2, 501-516.)

圖 2. 岩盤最大地震加速度統震央距離之衰弱曲線

7.1, $\Delta=15$ 公里為根據, 推算 MCE 之水平加速度。水平加速度之推算方法甚多, 茲利用慣用之 5 種方法推算如下:

1. Schnabel 與 Seed 法

P. B. Schnabel 與 H. B. Seed (1973) 根據美國西部之岩盤地震加速度記錄, 求出岩盤最大加速度值隨着震央距離減曲線如圖 2。依曲線可得壩址最大加速度值為 $0.38g$ 。

2. 岡本舜三氏法

岡本舜三氏著耐震工學 (1971) 根據日本加速度記錄, 獲得下列經驗公式

$$\log_{10} \frac{\alpha_m}{640} = \frac{\Delta+40}{100} (-7.604+1.7244M - 0.1036M^2)$$

上式中 α_m 為震央距離 Δ 公里處之最大加速度值, M 為地震規模。依此式計算, 可得壩址最大加速度值為 $0.31g$ 。

3. 金井清氏法

金井清氏著地震工學 (1970) 整理日本一百次以上地震記錄, 獲得下列經驗公式,

$$\alpha_m = \frac{1}{T} \times 10^{0.61M} - (1.66 + \frac{3.60}{R}) \log_{10} R + (0.167 - \frac{1.83}{R})$$

上式中 α_m 為震源距離 R 公里處之最大加速度值, M 為地震規模, T 為基盤之卓越地震動週期 (秒)。根據 H. B. Seed, I. M. Idriss and F. W. Kiefer (1968) 之 Characteristics of rock motions during earthquake 一文, 所得之卓越週期 (圖 3) 規模 $M7.1$ 、震央距離 $\Delta=15$ 公里之 T 為 0.32 秒。然後求壩址之最大加速度 α_m 為 $0.23g$ 。

4. Esteva 與 Rosenblueth 氏法

L. Esteva 與 E. Rosenblueth (1963) 在其 Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes 文中, 導出地震規模 M 與震源距離 R 之關係式,

$$\alpha = 110e^{0.8M} R^{-1.6}$$

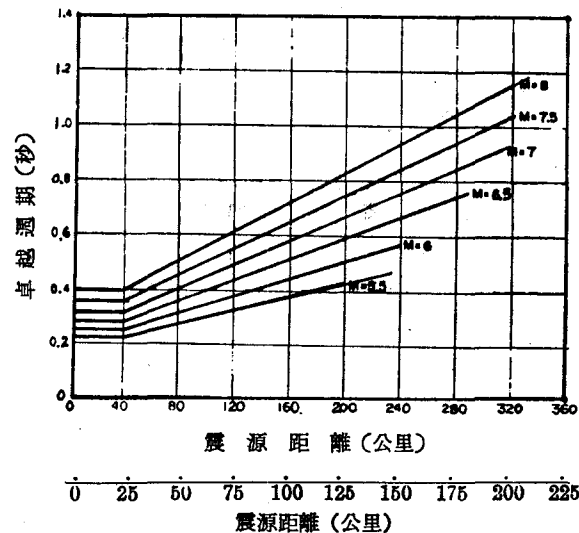
依據此式可得壩址之最大加速度值 α 為 $0.43g$ 。

5. Gutenberg 與 Richter 法。

G. Gutenberg 與 C. F. Richter (1956) 於 Earthquake magnitude Intensity and Acceleration 文中, 對於美國加州震源深度 15 公里之地震在震央之最大加速度 α_0 為

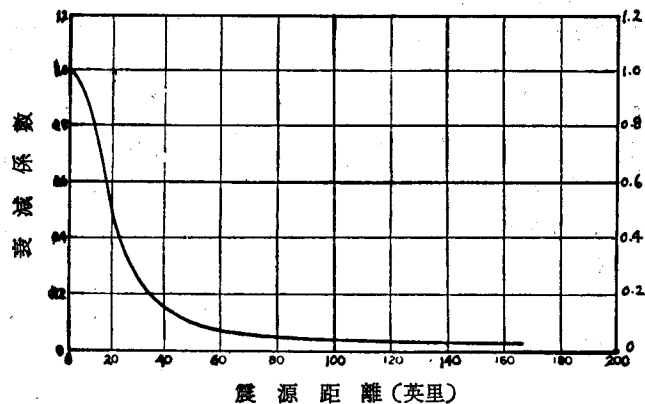
$$\log \alpha_0 = -2.1 + 0.81M - 0.027M^2$$

此外岩盤最大加速度隨着震央距離衰減之關



H.B Seed, I M Idriss, and F W Kiefer, (1968), Characteristics of Rock Motions during Earthquakes, Rep No 68-5, EERC 68-5. Univ of Calif, 23pp)

圖 3. 岩盤最大加速度之卓越週期曲線



G. Gutenberg, and C.F Richter, (1956): Earthquake Magnitude, Intensity and Acceleration (2nd Paper), Bull Seis Soc Am, Vol 46, 105-146)

圖 4. 岩盤震央距離與衰減係數關係曲線

係如圖 4，在震央距離 Δ 公里處之最大加速度為 $\alpha = f\alpha$ 。

上式中 f 為衰減係數如圖 4 所示。依上式所計算壩址之最大加速度值為 $0.20g$ 。

以上使用五種方法，估計本壩址在設計地震 $M=7.1$ 、 $\Delta=15$ 公里條件下，可能發生之最大水平加速度值，可列表如表 1 所示，由表知五種方法中以 Esteva 與 Rosenblueth 法所得 $\alpha=0.43$ 為最大；岡本舜三法及 Schnabel 與 Seed 法所得次之，約為 $\alpha=0.31$ ；金井清及 Gutenberg and Richter 法所得為較低，在 $\alpha=0.2$ 之幅；平均 $\alpha=0.31$ 。

表 1 蘭潭水庫 MCE 推算成果

Schnabel and Seed	0.38 g
岡本舜三法	0.31 g
金井清法	0.23 g
Esteva and Rosenblueth	0.43 g
Gutenberg and Richter	0.20 g
平均	$(0.31 \pm 0.11) g$

國內學者徐明同氏亦曾分析臺灣地區最大震度圖，彼在 (1975) "Seismicity of Taiwan and some related problems" 文中使用過去在臺灣地區發生十二次最大地震等震度線圖重疊畫成最大震度圖如圖 5。根據此圖壩址地區屬於 b 級區其加速度相當於 $0.25g$ 以上。茅聲燾 (1978)

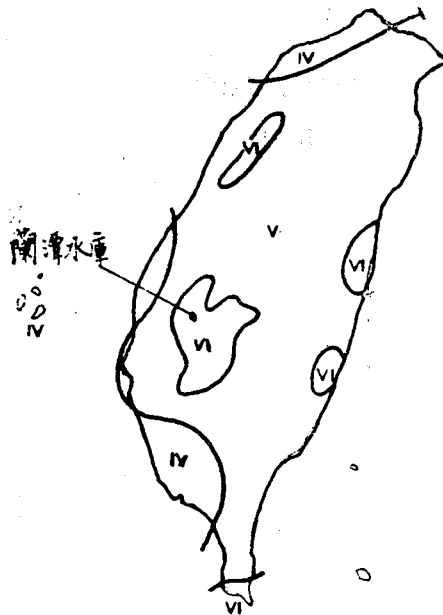


圖 5. 臺灣北區新最大震度分佈圖
錄自徐 (1975)

在「地震之工程危害度研究及其應用」一文中建議以 50 年內超越概率為 10% 之地震為評估最大可能地震之參考，此種規模之地震相當於頻率曲線上迴歸週期為 475 年之地震。依其分析蘭潭地區之最大可能地震為 $0.5g$ (圖 6)；綜合上述知利用國外經驗公式推算所得蘭潭之最大可能地震值介乎 $0.20 \sim 0.43g$ ，平均為 $(0.31 \pm 0.11) g$ ；而利用國

利用國內資料所得介乎 $(0.25 \sim 0.5) g$ ，雙者甚為接近，足見利用 $(0.31 \pm 0.11) g$ 為蘭潭水庫之最大可能地震尚稱恰當。

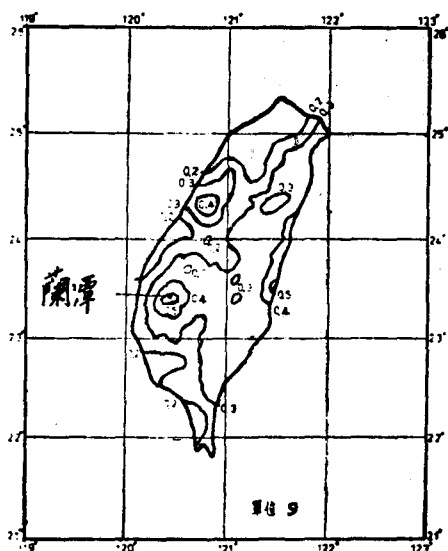


圖 6. 再現週期 475 年即 50 年內超越概率為 10% 之等加速度線圖 錄自茅 (1978)

三、設計及運轉地震之評估

設計及運轉用地震一般均基於地震規模頻率分析之成果，由於頻率分析所據理論頻論頻率函數及

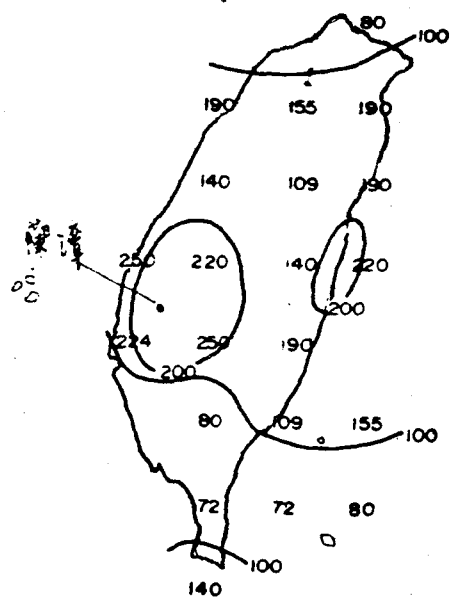


圖 7. 50 年內可能來襲地震之最大加速度預期值分佈圖 (單位 GAL) (錄自徐 1978)

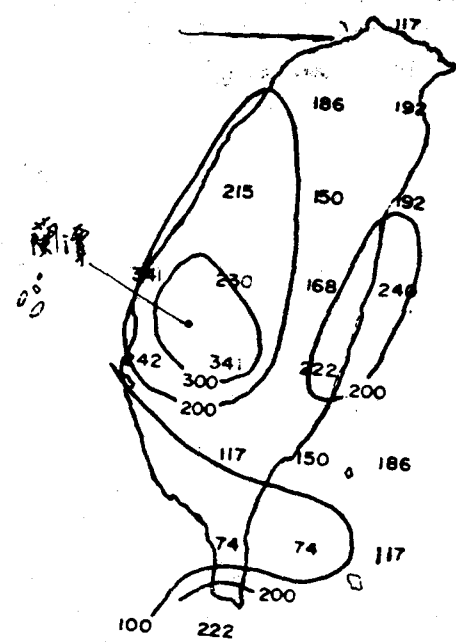


圖 8. 75 年內可能來襲地震之最大加速度預期分佈圖 (單位 GAL) (錄自徐 1978)

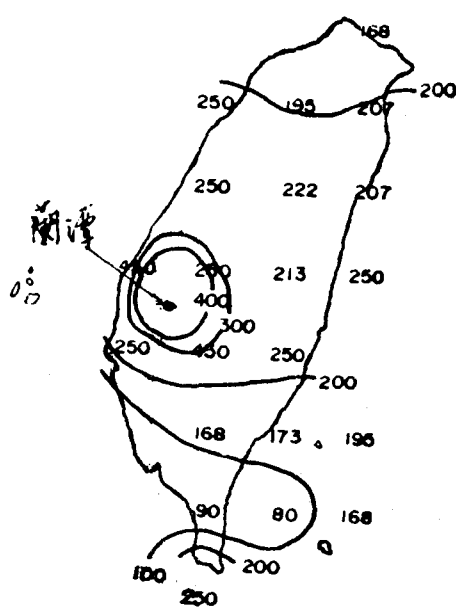
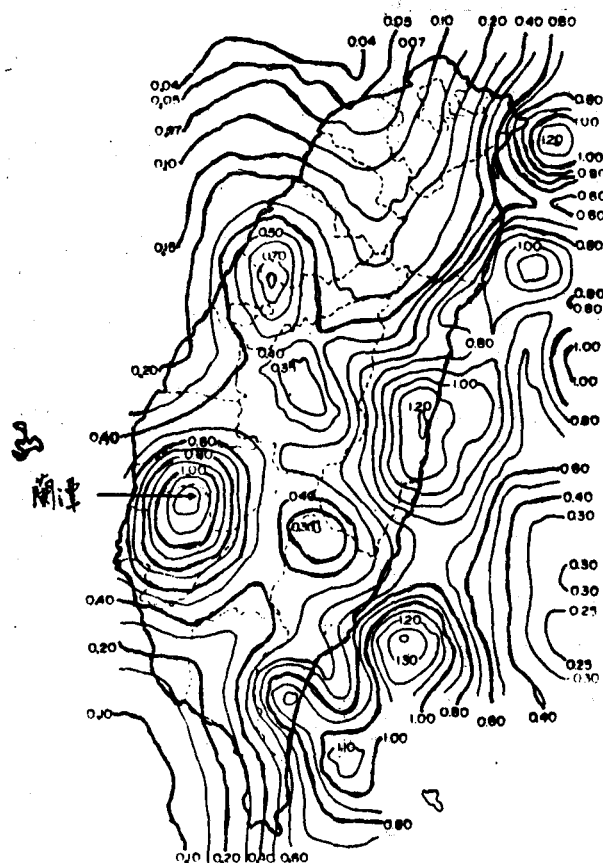


圖 9. 100 年內可能來襲地震之最大加速度預期值分佈圖 (單位 GAL) (錄自徐 1978)

記錄年代之不同，所得成果可能懸殊；徐明同氏 (1975) 曾採用民國三十七年至民國六十三年臺灣地區一百年紀錄推算五十、七十五及一百年內可能引起最大加速度預期值如圖 7 至圖 9。由該圖知壩

址五十、七十五及一百年之預期值依次為 0.25、0.35 及 0.45g。張之高、蔡義本等氏 (1977) 在 A study on the seismic risk of Taiwan

文中，根據 Gumbel (1954) 所提倡之極端值分析(extreme value analysis)獲得圖 10。根據此圖復發週期為五十年之壩址加速度值高為 1.1g。



張之高和蔡義本 (1977): A Study on the Seismic Risk of Taiwan, Chinese Earthq. Res. Center

圖 10. 復發週期為 50 年之臺灣最大地震加速度分佈情形

茅聲燾氏等 (1978) 在 Seismic risk analysis of Taiwan 文中，依照 Cornell 模式獲得圖 11 及圖 12，根據此兩圖復發週期為五十年之壩址加速度值為 0.25~0.35g，茅氏 (1978) 復收某臺灣地區主要土壩之地震頻率曲線如圖 13，圖中白河水庫與蘭潭為鄰；如利用該圖 50 年、75 年及 100 年頻率之地震分別為 0.29，0.32 及 0.34g。

由於資料來源之不同，各家所得同一迴歸週期之地震強度值間有甚大之差異，今如將極端值摒棄，則其成果如表 2 所示。

按日本建設省土木研究所正研擬新耐震設計法草案 (1977)，其設計水平震度基準值為 0.2g，再根

表 2 蘭潭各種頻率地震規模

迴歸週期 年	地 震 係 數 g			
	50	25	100	475
徐 明 同	0.25	0.35	0.45	0.5
茅 聲 燾	0.29	0.32	0.34	
茅 聲 燾	0.22~0.35			
平 均	(0.27±0.05)			

據地域重要性及地層係數修正，依據其草案地域重要性係數為 1.1 (人口密集)、地層係數為 1.2，故設計震度為 0.26g，根據其草案擬定準則，此種規

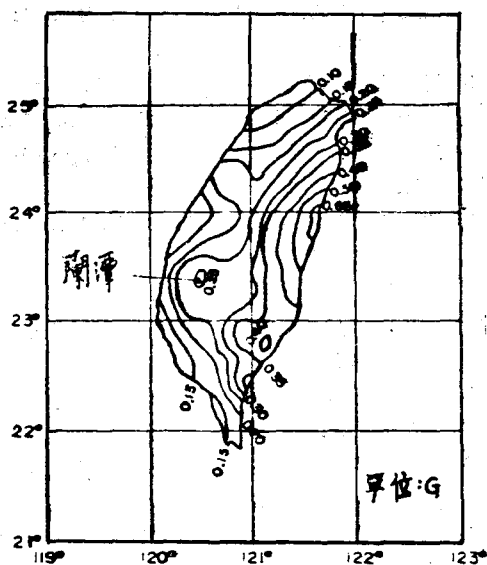


圖 11. 50 年復發期之等加速度值分佈圖
(1936-1972)

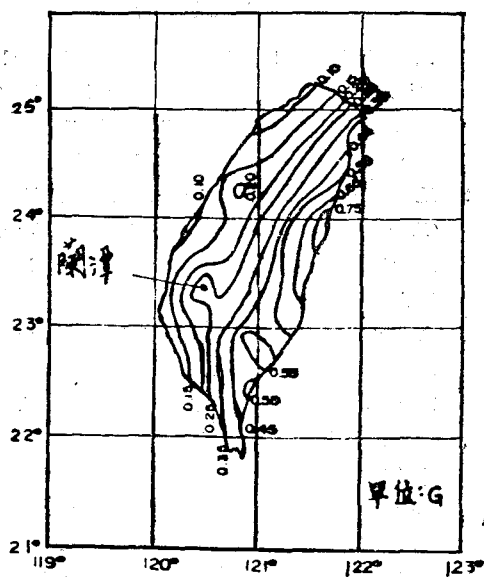


圖 12. 50 年復發期之等加速度值分佈圖
(1900-1972)

圖 11. 及 12. 參照等聲茅聲燕石登源和郭珊芳 (1978), Seismic Risk Analysis of Taiwan, Proc. Central am. Conf. Earthq. Eng., 9-18.)

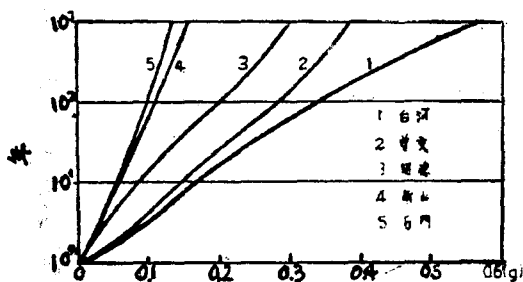


圖 13. 各土壩壩址之再現週期與最大地表
加速度關係 (茅 1978)

模之地震約相當於迴歸週期為 50 年之地震，此恰與表 2 中所列國內之資料： $(0.27 \pm 0.05) g$ 之值相當。

設計用地震及運轉中地震之選擇雖尚未有客觀而統一之準則，惟如以地震較臺灣地區活動之日本耐震設計標準比較，則採迴歸週期為 50 年之地震為設計地震似已合理。蘭潭水庫如以 50 年頻率之地震為設計地震時其值為 $(0.27 \pm 0.05) g$ ，此值與中央研究院地球科學研究所所統計之臺灣地區過去 80 年來最大水平加速度值： $0.26g$ 亦相當。

四、蘭潭水庫設計地震之檢討

蘭潭水庫之設計地震在設計溢洪道之出水高時採用 $\alpha=0.2$ ；在檢討土壩及山脊之邊坡安定時，採用 $\alpha=0.15$ 。

蘭潭水庫之壩高為 34 公尺，容量僅為 9,350,000 立方公尺，而其他附屬結構物之尺度亦不大，故對於抗震之安全，採用靜態分析則可獲得合理之成果；至其採用之設計震度溢洪道之出水高方面由於地震與暴風雨同時發生之機會甚少，故原採用 $\alpha=0.2$ 已合理；土壩方面就周圍之環境及壩身之滲透情況視之，原採用之 $\alpha=0.15$ 值可能偏低，惟因鑒於仁義潭水庫即將竣工，屆時可考慮酌降常水位，且土壩下游之安全分類仍屬低災潛度區，故仍可維持原設計值，日後視土壩之觀察成果及下游之發展作進一步之考慮。就水庫災害之潛勢分類而言，蘭潭水庫鄰接嘉義農專部份之山脊為抗震能力最弱之一環，原設計之抗震係數為 $\alpha=0.15$ ，似可能偏低，為顧及學校及學生之財產生命安全，似可用本文分析所得之最大可能地震 $\alpha=0.29 \pm 0.08$ ，或 50 年頻率地震 $\alpha=0.27 \pm 0.05$ 為標準重新檢討，最起碼應以日本耐震設計基準，採 $\alpha=0.26$ ，並視日後之發展再作進一步之研究。

參考資料

1. P. B. Schnabel and H. B. Seed. "Accelerations in Rock for Earthquakes in the Western United States" Bull. Seis. Soc. Am. Vol 63, No. 2 pp 501-516. 1973.
2. H. B. Seed, I. M. Idriss and F. W. Kieber. Characteristics of Rock Motions During Earthquakes. Rep. No. 68-5. EERC 68-5 Univ. of Calif. pp. 23, 1968.
3. G. Gutenberg and C. F. Richter "Earthquake Magnitude, Intensity and Acceleration (2nd paper)" Bull. Seis Soc. A.M. Vol 46. pp. 106-146. 1956.
4. M. T. Hsu "On the Degree of Earthquake Risk in Taiwan" Proc 4th Japan Earthquake Engrg. Symp. pp. 59-64. 1975.
5. M. T. Hsu "Report on the Regional Seismicity of Taiwan" Inst Earth Sci, Academia Sinica, pp. 131, 1975.
6. M. T. Hsu "Seismicity of Taiwan and Some Related Problems", Bull. Intl. Inst. Seis. Earthq. Engrg. Vol 8. pp. 41-160. 1971.
7. 茅聲燕、石登源、郭瑞芳 "Seismic Risk Analysis of Taiwan" Proc. Central Am. Conf. Earthq. Eng. pp. 9-18 1978.
8. 日本建設省土木研究所「新耐震設計法(案)」, pp 15-16, 1977.
9. 茅聲燕「地震之工程危害度研究及其應用」土木季刊 5 卷期 1978.
10. 林祥欽、徐明同「地震規模統計擬定諸法之應用研究」工程季刊 1981.
11. 中興工程顧問社「榮華大壩及電廠工程定案報告」 1978.

加速國家建設

厚植復國力量

堅定反共志節

奮勵自強精神