

國立交通大學
土木工程學系碩士班

碩士論文

土石壩滲流相關之破壞型態與參數探討

Numerical Simulations of Seepage Related Anomaly in Embankment Dam



研究生：陳冠亨
指導教授：潘以文 博士

中華民國九十五年七月

土石壩滲流相關之破壞型態與參數探討

Numerical Simulations of Seepage Related Anomaly in
Embankment Dam

研究生： 陳冠亨

Student: Kuan-Heng Chen

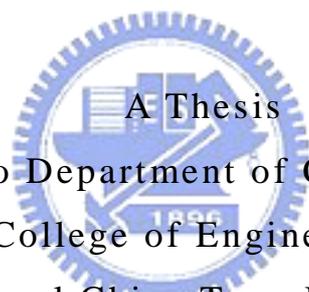
指導教授： 潘以文 博士

Advisor: Dr. Yii-Wen Pan

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文



Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

July 2006

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年七月

致謝

研究所求學期間，感謝教授 潘以文博士、廖志中博士在課業上的細心指導，讓學生學業精進、獲益良多，並在論文研究過程中給予指導，解決各種問題疑惑；並感謝口試委為黃燦輝教授、陳水龍教授、田永銘教授、王承德教授給予論文上的指正，使學生論文更臻完備。

感謝同門賴哥，在數值模擬及論文撰寫的過程當中的批評與切磋；感謝仁弘在提供資料方面給予相當大的幫助；以及感謝同窗好友阿華、玉麟、濤哥、鵬暉、育嘉及其他同學，這兩年來一起學習奮鬥的酸甜苦辣將永銘在心。

最後，謹以此論文獻給我的家人，感謝父母以及哥哥在背後默默的支持，讓我能專心學習；並在我困擾時給予適當的意見，渡過每個難關，謝謝你們。

土石壩滲流相關之破壞型態與參數探討

學生：陳冠亨

指導教授：潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

本研究以兩座型態迥異的土石壩為模擬例進行土石壩數值模擬分析，以探討土石壩之壩體內一旦出現缺陷或裂縫時可能出現與滲流相關之異常問題。鯉魚潭壩與新山壩分別屬於對稱良好之分區型土石壩及非常不對稱土石壩的兩種典型，其滲流相關之異常問題與可能出現之問題特性相當不同，因此被選為本研究之模擬對象。

本研究首先以鯉魚潭壩作為典型對稱良好壩型之案例，模擬土石壩於各種不同滲流條件之反應。對比理想狀態行為，藉數值分析模擬土石壩幾種的潛在缺陷問題可能引致之異常滲流問題，探討之內容包括：(1)橫向裂縫、(2)縱向裂縫、(3)心層與基礎交界面水密性不足、(4)濾層失效、(5)隔幕灌漿失效等缺陷，分別歸納分析其滲流、孔隙水壓、水頭、與水力坡降之異常現象。

本研究復以新山壩加高後之壩體為例，探討典型極不對稱型土石壩體可能出現之特殊滲漏相關問題。新山水庫濾層呈「 \angle 」形，當水位高過加高前壩頂高度後，在新心層之下方易產生濕潤區。探討之重點有：(1)因壩心極不對稱與濾層曲折的可能影響、(2)曾經過加高的土石壩於新舊心層交界面上若有水密性較差的情況將有何影響、(3)當曲折的濾層一旦發生阻塞將有何影響。

經由詳細分析各考慮情況下之滲流、孔隙水壓、水頭、與水力坡降等模擬結果，釐清可能出現的特殊異常現象，期能有助於監測儀器之佈置選擇與監測結果合理詮釋之參考。

關鍵字：土石壩、滲流、管湧、數值模擬

Numerical Simulations of Seepage Related Anomaly in Embankment Dam

Student: Kuan-Heng Chen

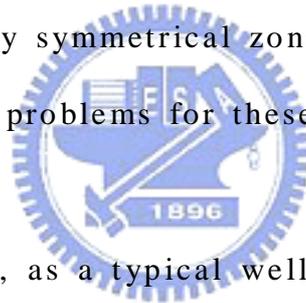
Advisor: Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering

National Chaio Tung University

ABSRACT

This project made use of numerical simulation to investigate abnormal earthdam response associated with internal seepage regarding defects occurred within or under the earthdam. Li-Yu-Tan Dam and Sin-San Dam, respectively, were taken as typical examples to represent a well symmetrical and a poorly symmetrical zoned earthdam. The features in the response of seepage problems for these two types of zoned earthdam are distinctive.



For Li-Yu-Tan Dam, as a typical well symmetrical zoned earthdam, this project simulated the dam responses subjected to various defects or problems in the dam or the foundation. The considered defects or problems included (1) transverse crack, (2) vertical crack, (3) poor water-tightness of the interface between earthdam core and foundation, (4) clogging of filter drain, and (5) breakage of curtain grouting (cut-off wall).

Sin-San Dam has a very unusual shapes of dam core and filter drain due to its history of dam construction. Both of its dam core and filter drain have sharp corners. This dam was taken as a typical example of poorly symmetrical zoned earthdam for studying problems associated with

seepage due to the unusual shapes of dam section. The following problems were investigated: (1) possible influence of seepage due to the unusual shapes of dam section, (2) unfavorable influence of seepage due to poor water-tightness of the interface between old and new (elevated) cores, and (3) influence of seepage due to clogging of filter drain.

Critical seepage flow, pore water pressure, water head, and hydraulic gradient, for each case were examined and deliberated to identify crucial signs that can be helpful for the planning of instrumentation locations and for the interpretation of monitored data.

Key Words : Embankment dam; Seepage; Piping; Numerical simulation.



目錄

摘要	I
目錄	IV
表目錄	VI
圖目錄	VII
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究流程	2
1.3 論文內容	3
第二章 文獻回顧	5
2.1 蓄水庫破壞統計資料分析	5
2.1.1 蓄水庫破壞統計與破壞模式	14
2.1.2 土石壩破壞統計與破壞模式	18
2.1.3 土石壩滲流破壞統計與原因分析	22
2.2 台灣地區土石壩統計資料與潛在破壞機制	30
2.2.1 台灣土石壩統計資料	30
2.2.2 台灣地區土石壩潛在破壞機制之分析	32
2.3 土石壩數值模擬研究	33
2.4 土石壩安全監測	36
2.4.1 土石壩常見監測系統與儀器	36
2.4.2 各破壞模式所對應之異常現象	38
2.4.3 土石壩現場安全檢查	41
2.5 數值模擬 FLAC 滲流原理	44

第三章 研究方法	52
3.1 模擬土石壩滲流之策略	52
3.2 土石壩滲流相關破壞研究之數值模擬規劃	59
第四章 典型對稱壩體模擬結果	72
4.1 理想狀態之滲流情況	73
4.2 壩心產生橫向裂縫之情形	78
4.2.1 橫向裂縫長度與裂縫位置改變之影響	78
4.2.2 橫向裂縫滲透係數之影響	91
4.2.3 典型對稱壩體數值模擬裂縫之影響	93
4.3 垂直裂縫之模擬	96
4.4 基礎交界面處理不良之影響	101
4.5 基礎(隔幕灌漿失效)之影響	103
4.6 濾層堵塞之影響	109
第五章 極不對稱型土石壩模擬結果	115
5.1 新山水庫滲漏問題之探討	117
5.2 新山水庫新舊心層交界面模擬結果	122
5.3 新山水庫濾層堵塞之影響	124
5.4 極不對稱壩心與曲折濾層之影響探討	128
第六章 結論與建議	130
6.1 結論	130
6.2 建議	132
參考文獻	134

表目錄

表 2.1 混凝土壩意外分類及破壞原因 (ICOLD, 1984).....	8
表 2.2 土石壩意外分類及破壞原因 (ICOLD, 1984).....	11
表 2.3 土石壩破壞統計 (Foster 2000).....	19
表 2.4 土石壩破壞種類統計資料 Foster (2000).....	23
表 2.5 壩體內部管湧破壞之影響因素 Foster (2000).....	24
表 2.6 壩基管湧破壞之影響因素 Foster (2000).....	26
表 2.7 由壩體進入壩基管湧破壞之影響因素 Foster (2000)...	28
表 2.8 台灣地區主要土石壩基本資料.....	31
表 2.9 水庫劣化破壞檢查方向分類 (ICOLD 1984).....	40
表 2.10 土石壩安全檢查項目 (黃添坤,1998).....	42
表 4.1 鯉魚潭水庫壩體材料之滲透係數.....	73
表 4.2 鯉魚潭水庫水位高低變化的影響.....	75
表 4.3 裂縫一 長度對於滲流之影響.....	81
表 4.4 裂縫二 長度對於滲流之影響.....	84
表 4.5 橫向裂縫滲透係數對滲流之影響.....	92
表 4.6 垂直裂縫對滲流量之影響.....	98
表 4.7 基礎交界面處理不良之影響.....	102
表 5.1 新山水庫壩體材料之滲透係數.....	116
表 5.2 新山水庫水位高低變化的影響.....	118
表 5.3 新舊心層交界面滲透係數與滲流量之關係.....	123

圖目錄

圖 1.1 研究流程圖	4
圖 2.1 土壩破壞原因及發生過程 邱鴻章(1991)	21
圖 2.2 滲透性與飽和度之關係 (參考 FLAC user Manual) ...	48
圖 3.1 大壩滲水關係圖(巫茂松, 2006).....	55
圖 3.2 滲流量累積斷面示意圖(以鯉魚潭水庫為例)	56
圖 3.3 四邊形網格分解模式	57
圖 3.4 水力坡降計算示意圖	58
圖 3.5 鯉魚潭水庫大壩標準斷面圖	61
圖 3.6 鯉魚潭壩最大斷面壩底長及壩長圖	65
圖 3.7 新山水庫大壩標準斷面圖	67
圖 3.8 新山水庫壩基滲漏濕潤情形	69
圖 3.9 新山水庫左山脊滲漏濕潤情形	69
圖 4.1 鯉魚潭水庫之分區	74
圖 4.2 鯉魚潭水庫水位高低變化的影響	75
圖 4.3(a) 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之孔隙水壓分佈 ...	76
圖 4.3(b) 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之總水頭分佈	76
圖 4.4(a) 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之孔隙水壓分佈 ...	77
圖 4.4(b) 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之總水頭分佈	77
圖 4.5 假設裂縫位置	79
圖 4.6 裂縫一 長度對於滲流量之影響	81
圖 4.7(a) 裂縫一長度比 0.00 時孔隙水壓分佈	82
圖 4.7(b) 裂縫一長度比 0.43 時孔隙水壓分佈	82

圖 4.7(c) 裂縫一長度比 0.71 時孔隙水壓分佈	82
圖 4.7(d) 裂縫一長度比 1.00 時孔隙水壓分佈	82
圖 4.8(a) 裂縫一長度比 0.00 時水力坡降分佈	83
圖 4.8(b) 裂縫一長度比 0.43 時水力坡降分佈	83
圖 4.8(c) 裂縫一長度比 0.71 時水力坡降分佈	83
圖 4.8(d) 裂縫一長度比 1.00 時水力坡降分佈	83
圖 4.9 裂縫二 長度對於滲流量影響之比	84
圖 4.10(a) 裂縫二長度比 0.0 時孔隙水壓分佈	85
圖 4.10(b) 裂縫二長度比 0.4 時孔隙水壓分佈	85
圖 4.10(c) 裂縫二長度比 0.7 時孔隙水壓分佈	85
圖 4.10(d) 裂縫二長度比 1.0 時孔隙水壓分佈	85
圖 4.11(a) 裂縫二長度比 0.0 時水力坡降分佈	86
圖 4.11(b) 裂縫二長度比 0.4 時水力坡降分佈	86
圖 4.11(c) 裂縫二長度比 0.7 時水力坡降分佈	86
圖 4.11(d) 裂縫二長度比 1.0 時水力坡降分佈	86
圖 4.12(a) 裂縫情況一水力坡降最大之區域	87
圖 4.12(b) 裂縫情況二水力坡降最大之區域	87
圖 4.13(a) 裂縫一長度比 0.00 時水頭分佈	88
圖 4.13(b) 裂縫一長度比 0.43 時水頭分佈	88
圖 4.13(c) 裂縫一長度比 0.71 時水頭分佈	89
圖 4.13(d) 裂縫一長度比 1.00 時水頭分佈	89
圖 4.14 裂縫 k 值對於滲流之影響	92
圖 4.15 裂縫高度對浸潤面之影響	94
圖 4.16 裂縫長度對浸潤面之影響	95

圖 4.17 垂直裂縫假設位置	96
圖 4.18(a) 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈	99
圖 4.18(b) 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈	99
圖 4.18(c) 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈	99
圖 4.19(a) 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈	100
圖 4.19(b) 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈	100
圖 4.19(c) 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈	100
圖 4.20 存在垂直裂縫面時之水力坡降分佈	100
圖 4.21 基礎交界面處理不良之影響	102
圖 4.22 隔幕灌漿(截水牆) 示意圖	104
圖 4.23(a) 隔幕灌漿有效時之孔隙水壓分佈圖	106
圖 4.23(b) 隔幕灌漿失效時之孔隙水壓分佈圖	106
圖 4.24(a) 隔幕灌漿良好時之流線圖	107
圖 4.24(b) 隔幕灌漿失效時之流線圖	107
圖 4.25(a) 隔幕灌漿有效時之水力坡降分佈圖	108
圖 4.25(b) 隔幕灌漿失效時之水力坡降分佈圖	108
圖 4.26 模擬濾層堵塞情況一位置	109
圖 4.27(a) 濾層堵塞情況一時流線分佈情形	111
圖 4.27(b) 濾層堵塞情況二時流線分佈情形	111
圖 4.28(a) 濾層堵塞情況一水力坡降	112
圖 4.28(b) 濾層堵塞情況二水力坡降	112
圖 4.29 濾層堵塞情況一時飽和度分佈情形	113
圖 4.30 濾層堵塞情況一時孔隙水壓分佈情形	113
圖 4.31(a) 濾層通暢時水頭分佈	114

圖 4.31(b) 濾層堵塞後之水頭分佈	114
圖 5.1 新山水庫網格	115
圖 5.2 新山水庫之分區	116
圖 5.3 新山水庫水位高低變化的影響	118
圖 5.4(a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時孔隙水壓分佈	119
圖 5.4(b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時孔隙水壓分佈	119
圖 5.4(c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時孔隙水壓分佈	119
圖 5.5(a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時總水頭分佈	120
圖 5.5(b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時總水頭分佈	120
圖 5.5(c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時總水頭分佈	120
圖 5.6(a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時飽和度分佈	121
圖 5.6(b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時飽和度分佈	121
圖 5.6(c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時飽和度分佈	121
圖 5.7 新山水庫新舊心層交界面位置	122
圖 5.8 新舊心層交界面問題之流線圖	123
圖 5.9 濾層堵塞位置	124
圖 5.10 濾層堵塞後濾層附近之流線分佈	126
圖 5.11 濾層堵塞後水頭分部情形	126
圖 5.12 濾層堵塞後水力坡降	126
圖 5.13(a) 濾層堵塞恰在轉折段時之飽和度分佈	127
圖 5.13(b) 濾層堵塞在轉折段上側時之飽和度分佈	127
圖 5.13(c) 濾層堵塞在轉折段下側時之飽和度分佈	127
圖 5.14 新山水庫模擬成果之濕潤區及可能滲流路徑	129

第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣由於地勢陡峭，河流川短流急，加上豐、枯水期降雨量差異大，水資源涵養不易，興建蓄水庫以調節水資源常為不得已手段。土石壩擁有經濟效益高、適用條件廣、抗震能力佳等多項優點，當壩址地質條件未必適合採混凝土壩時，土石壩常為最後之選擇。受到台灣蓄水庫壩址地質條件限制，壩體形式最多採用的便是土石壩。

過去國外有些土石壩在建造與運轉過程中也曾出現過大壩破壞及潰決的案例，若將這些破壞案例的種類與原因加以整理分析，可歸納出土石壩各種可能之破壞模式。其中滲流破壞係土石壩破壞模式中非常重要的原因之一。許多破壞和潰決的大壩，許多皆因滲流控制設計與施工方面之不足與缺陷所致，因而滲流與滲流控制乃是土石壩工程中一項極為重要的課題，直接關係到大壩工程的費用與安全。

滲流分析的方法可分為計算法、圖解法與模型法，其中圖解法較不準確，但因為作業簡單，所以過去常被採用於初步分析，但圖解法並無法分析較複雜條件或非穩定流的問題，且無法計算三維之滲流問題。採用模型法分析，則相當耗時又花費龐大。一般而言，滲流分析最常使用的方法為計算法，而計算法又可分為解析解(理論解)法與數值分析方法。由於滲流分析的問題邊界條件複雜，想要得到理論解就必須要運用特殊的數學計算方法，甚至經過計算仍難以得到理論解，因而近年多採數

值方法分析。

本研究嘗試藉數值方法分析土石壩之滲流相關破壞型態，探討土石壩壩體內出現缺陷或裂縫時，壩體出現之現象與滲流可能產生之相關破壞問題。本研究中以鯉魚潭壩和新山壩為模擬對象進行土石壩數值模擬分析，探討土石壩之壩體內一旦出現缺陷或裂縫時之滲流可能之異常問題。選擇鯉魚潭水庫和新山水庫大壩的原因在於此二土石壩是兩種非常不同典型之土石壩，鯉魚潭壩屬於對稱良好之分區型土石壩（以下簡稱「對稱型土石壩」）；反之，新山壩則是分區非常不對稱之土石壩（以下簡稱「極不對稱型土石壩」），對土石壩滲流之影響因此迥異。壩體內缺陷的模擬項目包括橫向裂縫、縱向裂縫、壩體與基礎交界面、基礎隔幕灌漿、濾層堵塞、新舊心層交界面……等不同問題，探討出現各種各種缺陷條件時壩體內滲流、孔隙水壓、水頭、與水力坡降等模擬結果，釐清可能出現的特殊異常現象，期能有助於佈置土石壩監測儀器與詮釋監測結果之參考。

1.2 研究流程

本研究首先將收集國內外水庫破壞案例之統計與相關分析報告，並參考國外文獻歸納之蓄水庫潛在破壞模式，以推求國內土石壩可能產生之破壞模式。土石壩之破壞模式可分為洪水溢頂及附屬結構物破壞、滲流破壞、邊坡滑動、地震及液化等四類，本研究係以滲流破壞為主要探討議題，分析滲流破壞之種類及行為，並根據國外滲流破壞之案例經驗，探討各種滲流

問題及大壩所產生之反應；再收集國內之監測系統與監測項目，探討當不同滲流問題發生時，監測系統之反應。

本研究接著藉數值方法分析土石壩之滲流相關破壞。以鯉魚潭壩作為對稱型土石壩之案例，模擬土石壩於各種不同滲流條件之反應。對比理想狀態行為，藉數值分析模擬土石壩幾種的潛在缺陷問題可能引致之異常滲流問題，探討之內容包括：

(1) 橫向裂縫、(2) 縱向裂縫、(3) 心層與基礎交界面水密性不足、(4) 濾層失效、(5) 隔幕灌漿失效等缺陷，分別歸納分析其滲流、孔隙水壓、水頭、與水力坡降之異常現象。復以新山壩加高後之壩體為例，探討典型極不對稱型土石壩體可能出現之特殊滲漏相關問題。探討之重點有：(1) 因壩心極不對稱與濾層曲折的可能影響、(2) 曾經過加高的土石壩於新舊心層交界面上若有水密性較差的情況將有何影響、(3) 當曲折的濾層一旦發生阻塞將有何影響。

1.3 論文內容

本論文分為六章，第一章為緒論，簡述本研究之目的與內容。第二章為文獻回顧，回顧蓄水庫和土石壩潛在破壞模式與過去分析統計資料，以及土石壩可能滲流問題之種類與原因，最後提出國內相關研究成果與水庫安全監測系統之探討。第三章為研究方法，首先針對數值模擬對象—鯉魚潭水庫及新山水庫作一簡單的介紹，並探討可能發生的滲流破壞問題與原因。第四章為模擬成果，探討數值模擬結果並作合理的解釋與推論。第五章為結果討論，將模擬成果與實際水庫運作情形比較，

並探討數值模擬中之特異現象與滲流相關的問題。第六章為結論與建議。

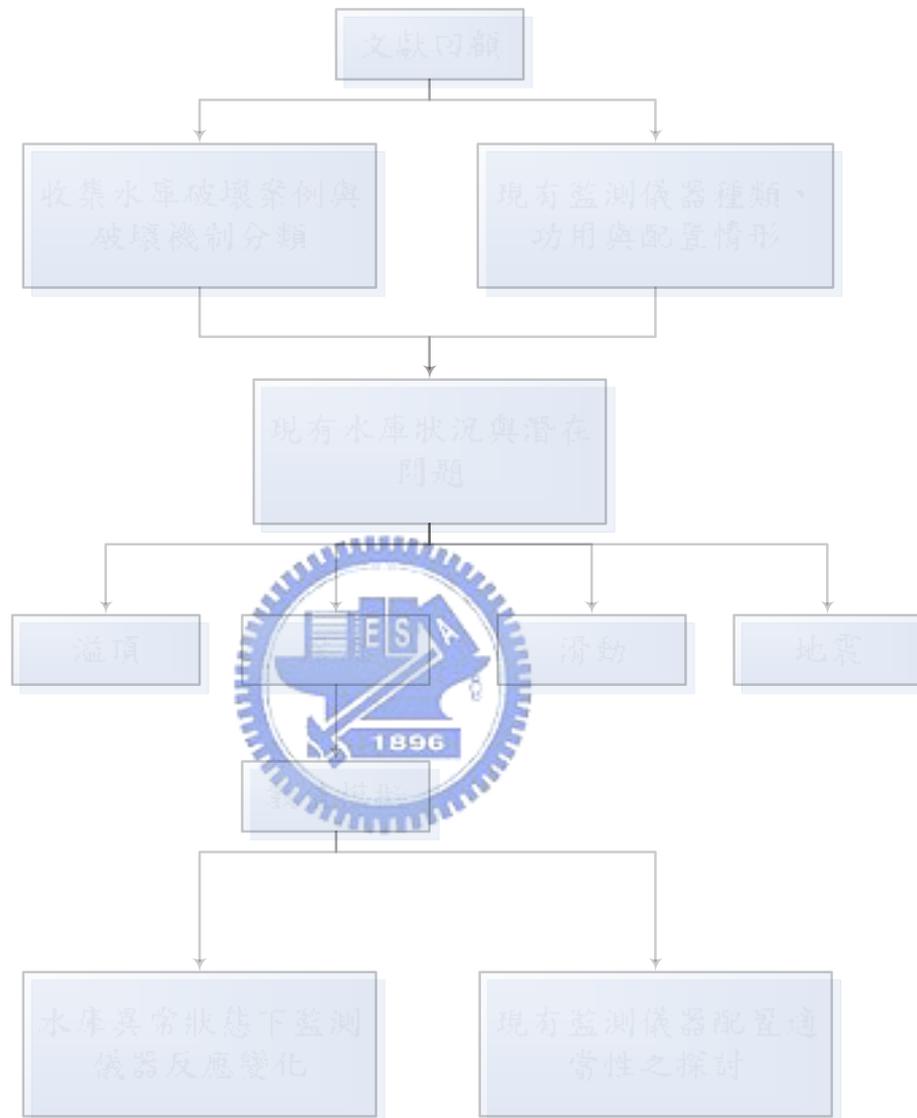


圖 1.1 研究流程圖

第二章 文獻回顧

本章首先將探討國外蓄水庫建造與破壞的統計資料，經由案例的收集與分析，歸納出蓄水庫之潛在破壞模式，以及土石壩可能之滲流問題。另一方面，敘述各種監測儀器之種類與功用，當土石壩發生異常狀況時，監測系統可能產生之異常反應。最後說明所採用之數值分析程式模擬滲流問題的原理。

2.1 蓄水庫破壞統計資料分析

國際大壩委員會(International Commission On Large Dams, ICOLD)與美國大壩委員會(USCOLD)自 1960 年起，開始收集世界各地蓄水庫破壞案例，透過各種案例收集與更新的動作，並針對每個破壞案例進行災害分類、原因歸納、統計分析、趨勢預估及綜合建議評估。目前本研究主要收集之分析統計資料包含：

1. 美國大壩委員會與美國土木工程師協會(ASCE)於 1975 年整理之”Lessons from Dam Incidents. USA”
2. 美國大壩委員會與美國土木工程師協會於 1988 年整理之”Lessons from Dam Incidents. USA – II”
3. 國際大壩委員會於 1984 年整理之”Deterioration of Dam and Reservoirs”
4. 國際大壩委員會於 1995 年整理之 Bulletin 99 “Dam Failures – Statistical Analysis”

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

1 破壞(Failure)

第一類破壞：運轉中大壩遇到重大破壞事故並導致大壩棄置。

第二類破壞：運轉中大壩遇到重大破壞事故，經修復後大壩繼續運轉。

2 意外事故(Accident)

第一類意外事故：運轉中大壩遇到意外事故，經修復後並無重大破壞發生。

第二類意外事故：大壩在初次蓄水即發生意外事故，但於正式運轉前加以修復。

第三類意外事故：壩體完成後尚未經過任何蓄水即發生意外事故，如基礎異常沉陷或壩台滑動。

第四類意外事故：大壩正式運轉後於壩體表面發生意外事故，但並無造成重大破壞或事故。

3 建造中損壞(Damage during construction)：建造過程中已完成的部份壩體、附屬結構物及假設工程的損壞。

4 重大修復(Major repair)：大壩運轉過程中因設備或材料退化衰敗而進行重大修復。

1984年國際大壩委員會針對蓄水庫劣化(deterioration)及破壞(failure)案例進行普查及資料收及分析。共收集 1105 個劣化，其中破壞案例 105 個。此次資料分析朝向壩體的基本資料(壩型、高度以及建造時間)、破壞機制、發生原因、劣化時間、檢測方法及補救措施進行歸納分析。表 2.1 為混凝土壩、表 2.2 為土石壩劣化及破壞分類及發生原因。105 個破壞案例可分為下列四種基本破壞形式：

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

基於以上四種基本破壞形式，又可分出四種複合破壞形式：

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

表 2.1 混凝土壩意外分類及破壞原因 (ICOLD, 1984)

意外分類	發生破壞原因
壩基破壞	1. 工址調查缺失不足
	2. 基礎變形及地表沉陷
	3. 剪力強度不足
	4. 基礎滲流
	5. 基礎內部侵蝕
	6. 基礎剝蝕或隆起
	7. 基礎初始應力
	8. 壩趾拉應力分佈
	9. 基礎表面處理不當
	10. 基礎補強措施不足
	11. 隔幕灌漿或防水系統不良
	12. 排水系統不良
	13. 基礎調查時開挖之豎井、坑道及鑽孔未確實填封
混凝土材料破壞	1. 混凝土組成材料間反應(包含鹼骨材效應)
	2. 混凝土組成材料與環境間之反應(包含氫氣化鈣溶解)
	3. 冰凍與解凍交互作用
	4. 細菌或微生物侵蝕
	5. 抗壓強度不足
	6. 剪力強度不足
	7. 抗拉強度不足
	8. 滲透問題

	9.澆置作業不當
	10.澆置後養護及冷卻作業不當
	11.結構接縫及防水作業處理不當
	12.鋼筋及地錨配置不當
承受過大因素	1.靜水壓力過大及沉泥量過多
	2.上舉力過大
	3.地震
	4.外部溫度變化過大
	5.混凝土水化作用所導致之溫度變化過大
	6.含水量變化
結構行為 (拱壩)	1.壩體形狀及設置位置不當
	2.拉應力過大
	3.因基礎表面導致壩體形狀不連續處之應力集中
	4.壩體形狀不連續處或開口處之應力集中
	5.人造壩座之破壞
	6.結構接縫型式及配置不良
	7.壩面處理不良
結構行為 (重力壩)	1.壩體形狀及設置位置不當
	2.拉應力過大
	3.因基礎表面導致壩體形狀不連續處之應力集中
	4.壩體形狀不連續處或開口處之應力集中
	5.結構接縫型式及配置不良
	6.壩面處理不當

因監測系統不良	1. 監測儀器設置不良
因維護不良	1. 未能定期檢查
	2. 排水系統未能清理
	3. 滲流量控制不良
	4. 滲流水未能排除
	5. 儀器設備衰敗



表 2.2 土石壩意外分類及破壞原因 (ICOLD, 1984)

意外分類	發生破壞原因
壩基破壞	1. 工址調查缺失不足
	2. 基礎變形及地表沉陷
	3. 剪力強度不足
	4. 基礎滲流
	5. 基礎內部侵蝕
	6. 基礎剝蝕或隆起
	7. 基礎初始應力
	8. 基礎土壤液化
	9. 基礎凍土層破壞
	10. 基礎表面處理不當
	11. 建造期排水不良
	12. 基礎補強措施不足
	13. 隔幕灌漿或防水系統不良
	14. 非滲透性覆蓋層導致排水不良
	15. 排水系統及濾層不良
	16. 基礎調查時開挖之豎井、坑道及鑽孔未確實填封
因填築材料及建造方法不良	1. 填築材料含細顆粒黏土
	2. 填築材料含有機性黏土
	3. 填築材料含擴散性黏土
	4. 填築材料含粉土及均勻級配細砂
	5. 填築材料含溶解性土壤

	6.填築材料含膨脹性土壤
	7.填築材料含帶有卵石之殘留土
	8.填築材料含已分解之岩石
	9.填築材料含已風化之岩石
	10.填築材料粒徑分佈不佳
	11.填築材料含水量不佳
	12.填築材料鋪置作業不良
	13.填築材料夯實作業不良
	14.填築材料乾燥作業不良
	15.臨時邊坡構築不良
	16.填築材料受冰凍作業影響
承受過大因素	1.靜水壓力過大及沉泥量過多
	2.上舉力過大
	3.孔隙水壓過大
	4.降雨或降雪量過大
	5.蓄水庫內波浪過大
	6.冰凍與解凍交互作用
	7.地震
壩體結構行為	1.壩體形狀及設置位置不當
	2.非滲透性心牆
	3.防水措施不良
	4.Transition zone 破壞
	5.壩肩破壞

	6.濾層材料與建造方法不佳
	7.排水系統材料與建造方法不佳
	8.邊坡保護不良
	9.與混凝土結構物連接不佳
	10.差異沉陷及位移
	11.壩體滲流量過大
	12.壩體內部侵蝕
	13.壩體材料液化
	14.逆流滑動
	15.順流滑動
監測系統不良	1.監測儀器設置不良
維護不良	1.未能定期檢查
	2.排水系統未能清理
	3.滲流量控制不良
	4.邊坡保護不佳
	5.因動物因素產生之坑道

2.1.1 蓄水庫破壞統計與破壞模式

1975 年美國大壩委員會及美國土木工程師協會所收集的報告中，包含 349 個破壞案例，其相關分析數據如下：

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

1988 年美國大壩委員會及美國土木工程師協會的報告中，包含 521 個破壞案例，其相關重要分析數據如下：

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

(約為 20.9 %)，壩頂溢流 74 例(約為 14.2 %)，管湧共 61 例(約為 11.5 %)，滑動共 39 例(約為 7.5 %)。

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

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

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

1. 1950 年之前 5268 座壩註冊，117 座壩潰壩，破壞率為 2.2 %。1951 到 1986 年有 12138 座壩註冊，其中 59 座潰決，破壞率為 0.5 %；1950 前破壞的壩，80 % 壩齡小於 36 年，50 % 壩齡不大於 4 年。(以上統計資料不包含中國大陸)

2. 大部份潰壩者屬於新壩，70 %破壞壩發生在完工後十年以內，主要集中於完工後第一年。
3. 大部份破壞壩屬於小型壩(壩高小於 30 公尺)。
4. 1910 至 1920 年這十年間所建造的壩破壞率最高，其次為 1960 至 1970 年。
5. 混凝土壩最常見的破壞原因為基礎問題，基礎內部滲流及剪力強度不足各佔 21 %。
6. 土石壩最常見的破壞原因為壩頂溢流(31 %為主要原因，18 %為次要原因)，其次為壩體滲漏(15 %為主要原因，13 %為次要原因)，再其次為基礎滲漏(12 %為主要原因，5 %為次要原因)。
7. 附屬結構物中最常見的破壞原因以溢洪到容量不足為最高(22 %為主要原因，39 %為次要原因)。

蓄水庫破壞模式

根據以上所收集的統計分析資料，水庫破壞模式目前主要分類如下：

對混凝土壩而言：

1. 因結構接縫配置不良、應力集中或壩體形狀及設備位置不當等因素，造成混凝土結構行為而導致壩體破壞。
2. 因混凝土材料衰敗、工程性質不良、澆置作業不當及結構物接縫與防水作業處理不當造成壩體本身滲漏。
3. 因溢洪道上障礙或設計容量不足導致之溢流造成壩趾基礎侵蝕或壩座沖刷掏空。

4. 因透水層、可溶性夾層或岩層的不連續面所造成之基礎管湧或滲漏。
5. 沿基礎軟弱不連續面之滑動。

對土石壩而言：

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

2.1.2 土石壩破壞統計與破壞模式

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

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

土石壩破壞模式可分為洪水溢頂及附屬結構物破壞、滲流破壞、邊坡滑動、地震及液化等四種，而滲流破壞又分為壩體內管湧、壩基管湧以及由壩體進入壩基之管湧等三種情形；邊坡滑動分為上游邊坡滑動及下游邊坡滑動。在 136 件土石壩潰壩案例之中，62 件(48.4 %)為溢頂與附屬結構物破壞，59 件(46.1 %)為滲流管湧破壞，7 例(5.5 %)為土石壩邊坡滑動破壞，因地震及液化破壞者有 2 例(1.6 %)。表 2.3 為土石壩建造與破壞之統計資料，並以 1950 年為分界；結構性破壞代表破壞原因為管湧、邊坡滑動及液化，不包含溢頂及附屬結構物破壞。

表 2.3 土石壩破壞統計 (Foster 2000)

	1950 前	1950 後	總計
土石壩建造總數	2356	8836	11192
土石壩潰壩總數	88	48	136
結構性破壞導致潰壩之土石壩總數	41	25	66
土石壩平均潰壩機率	3.8×10^{-2}	0.5×10^{-2}	1.2×10^{-2}
結構性破壞導致土石壩潰壩機率	1.7×10^{-2}	0.3×10^{-2}	0.6×10^{-2}
平均每年潰壩機率	8.6×10^{-4}	2.7×10^{-4}	4.1×10^{-4}
平均因結構性破壞導致潰壩之機率	3.6×10^{-4}	1.6×10^{-4}	2.0×10^{-4}

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

Foster 等將管湧區分成壩體內部管湧、壩基管湧、與由壩體進入壩基之管湧三種情形，分別統計分析。其中壩體內部管湧佔全部管湧破壞比例約六至七成，壩基管湧比例約三成，不到 1/30 為由壩體進入壩基之破壞。相對於管湧破壞的土石壩破壞機率，因滑動而造成破壞的土石壩數量明顯較低，而且大多數之滑動可在發生之初，即時發現並整治，得以避免全面破壞。

土石壩壩體滑動大多數屬於下游邊坡之滑動，而上游之滑動較為少見，即使有發生滑動，破壞可能性也低很多，其原因為上游邊坡之滑動多導致於庫水之急洩降，水位既已大量降低，有足夠之安全出水高度，溢頂之可能性幾乎不存在。

土石壩的行為模式中，以大壩對滲流的抵抗能力、大壩能忍受之變形及大壩之邊坡穩定性等三項最為重要。根據 USBR 在 1978 年組成之研究團隊建議，土石壩及其溢洪道與出水口安全最大的考慮因素包括滲流之來源與滲漏量、滲流水的水質、水位與孔隙水壓、壩體表面差異沉陷與總沉陷量等四項。然而，上述四項因素又互相作用而彼此影響，使得土石壩行為不是很容易瞭解。因此，透過長期監測資料之分析與評估，對於土石壩行為的瞭解有相當大的幫助。USBR 在「第十三號設計標準-土壩」中歸納土石壩通常會因為下列一種或數種原因而遭受損害：

- 一、在壩體及壩基內的滲流所導致之內部侵蝕。
- 二、邊坡不穩定。
- 三、不均勻沉陷所引發的裂縫，造成心層的缺陷。
- 四、排水系統堵塞或失效。
- 五、壩體各區間不均勻沉陷所形成的軸向裂縫。
- 六、異常進水量及溢洪道容量不足，造成蓄水溢流壩頂。
- 七、地震引發的沉陷或不穩定。

邱鴻章(1991)統計土石壩發生破壞之主要原因包括溢流、管湧、滲漏、滑動、變形、沉陷與液化等，彙整破壞原因與發生過程如圖 2.1 所示。



圖 2.1 土壩破壞原因及發生過程 邱鴻章(1991)

2.1.3 土石壩滲流破壞統計與原因分析

根據 Foster(1999,2000)統計資料，如表 2.4 所示，土石壩管湧破壞占全部破壞事故的一半，其中 42 % 發生在水庫第一次蓄水時，66 % 發生在水庫運作之前五年以內，而影響大壩管湧破壞的因素包括：壩型分區、濾層、大壩建造施工品質、基礎條件及其他滲流的情況(如滲流量、壩體滲漏現象等)，根據以上因素來分析大壩滲流之安全。各國因管湧所造成土石壩破壞比例：美國為 39 %，日本為 44 %，瑞典為 40 %。

Foster 將水庫管湧破壞分為壩體內部管湧、壩基管湧、與由壩體進入壩基之管湧三種情形，並根據可能造成管湧破壞之原因，依據其影響性之大小歸納為表 2.5 (壩體內部管湧)、表 2.6 (壩基管湧)及表 2.7 (由壩體進如壩基之管湧)。



表 2.4 土石壩破壞種類統計資料 Foster (2000)

	破壞數量		破壞比例		破壞機率 (10^{-3})	
	破壞總數	水庫運行中破壞	破壞總數	水庫運行中破壞	破壞總數	水庫運行中破壞
溢頂及附屬結構物破壞						
溢頂	46	40	35.9	34.2	4.1	3.6
附屬結構物破壞	16	15	12.5	12.8	1.4	1.3
合計	62	55	48.4	47.0	5.5	4.9
滲流破壞						
壩體滲流破壞	39	38	30.5	32.5	3.5	3.4
壩基滲流破壞	19	18	14.8	15.4	1.7	1.6
經由壩體進入基礎之滲流破壞	2	2	1.6	1.7	0.18	0.18
合計	59	57	46.1	48.7	5.3	5.1
邊坡滑動						
下游面滑動	6	4	4.7	3.4	0.54	0.36
上游面滑動	1	1	0.8	0.9	0.09	0.09
合計	7	5	5.5	4.3	0.63	0.45
地震及液化	2	2	1.6	1.7	0.18	0.18
破壞總數	136	124			12.2(1.2%)	11.1 (1.1%)
土石壩總數	11192	11192				

表 2.5 壩體內部管湧破壞之影響因素 Foster (2000)

Factor	極可能	很可能	中度	較不可能	極不可能
壩體濾層		沒有壩體濾層	其他壩型	有濾層，但品質不良	有濾層，經良好設計及良好施工
心牆材料來源	沖積土	風積土、崩積土	殘留土、湖積土、海積土、火山質		冰積土
心牆材料	擴散性黏土；低塑性粉土 (ML)；不良級配砂 (SP)、優良級配砂 (SW)	黏土質砂土 (SC)、粉土質砂土 (SM)	優良級配礫石 (GW)、級配不良礫石 (GP)；高塑性粉土 (MH)	黏土質礫石 (GC)、粉土質礫石 (GM)；低塑性黏土 (CL)	高塑性黏土 (CH)
夯實	無正常夯實	適當的滾壓	泥漿、水力填築		良好的滾壓
導水管	導水管通過壩體，多處沒有良好處理	導水管通過壩體，局部區域沒有良好處理	導水管通過壩體，採用 USBR 方式處理	導水管通過壩體，下游設有濾層	沒有導水管通過壩體
壩基處理	無任何處理	形狀不規則或陡峭壩墩		將基礎坡型經仔細修整	將基礎坡型經仔細修整

滲流觀測	混濁滲出水,滲流量突然增加	滲流量逐漸增加,下游面出現塌坑、滲出水	穩定滲漏,水清澈	少量滲漏	滲流極小或沒有
監測檢查	一年一次	每月一次	每周一次,並檢查滲漏狀況	每周一次監測檢查,並每周一次或每月一次的監測	每天一次的監測



表 2.6 壩基管湧破壞之影響因素 Foster (2000)

Factor	極可能	很可能	可能	較少	極少
壩基濾層		需要有壩基濾層，但沒有	無壩基濾層	有壩基濾層	
基礎種類(截水牆以下)	土壤基礎		岩石基礎，存在有張開之節理或有存在有黏土填充之裂縫	較好的岩石基礎	岩石基礎，裂縫封閉或沒有易侵蝕之物資填充裂縫
截水牆(土壤基礎)		較淺或沒有截水牆	品質較差的板樁或泥漿所形成之截水牆	上遊鋪蓋、品質良好的截水牆	品質良好、深達岩盤的截水牆
截水牆(岩石基礎)	品質較差的板樁或隔板	品質良好的隔板	一般的截水牆	品質良好的截水牆	
土壤基礎地質條件	擴散性黏土、火山灰	殘留土	風積、礫積、湖積、海積	沖積	冰積
岩石基礎地質條件	石灰岩、玄武岩	凝灰岩、流紋岩、大理石、石英岩		砂岩、頁岩、泥岩、角頁岩、火山角礫岩	礫岩、安山岩、花崗岩、片麻岩、片岩、板岩

滲流觀測	混濁的滲出水， 滲流量突然增加	滲流量逐漸增加， 下游面出現塌坑、滲出水	穩定的滲流	滲流量很小	滲流量極小或沒有
孔隙水壓之監測	孔隙水壓突然上升	基礎內部孔隙水壓逐漸上升	基礎內部存在高孔隙壓力		基礎內部只有些許孔隙水壓
監測檢查	一年一次	每月一次	每周一次，並檢查滲漏狀況	每周一次監測檢查，並每周一次或每月一次的滲流監測	每天一次的監測

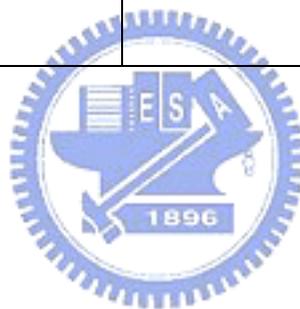


表 2.7 由壩體進入壩基管湧破壞之影響因素 Foster (2000)

Factor	極可能	很可能	可能	較少	極少
濾層	沒有相關	沒有相關	沒有相關	沒有相關	沒有相關
截水牆	深而薄的截水牆		一般深度和寬度的截水牆	較淺或沒有截水牆	
基礎		基礎位於岩盤或部份在岩盤			基礎位於土壤或部份位於土壤基礎
基礎防侵蝕處理	基礎條件不佳，存在張開之節理，無防侵蝕處理	基礎條件普通，沒有經過防侵蝕處理	基礎條件良好，但沒有經過防侵蝕處理	基礎條件較差，但有經過防侵蝕處理	基礎條件良好，且經過防侵蝕處理
基礎以水泥砂漿處理		岩石基礎上沒有水泥砂漿處理	只有在土壤基礎做處理	岩石基礎以水泥砂漿處理	
土壤基礎地質條件	礫積	冰磧		殘餘土	沖積、風積、湖積、海積、火山
岩石基礎地質條件	砂岩、石灰岩	石灰岩、凝灰岩、石英岩、流	火山角礫岩、花崗岩、安山岩、	砂岩、礫岩、片岩、板岩、角頁	頁岩、粉砂岩、泥岩

		紋岩、玄武岩、 大理石	片麻岩	岩	
心牆材料來源	沖積	風積、礫積	殘留、湖積、海積、火山		冰積
心牆材料	擴散性黏土； 低塑性很土 (ML)；不良級 配砂(SP)、優良 級配砂(SW)	黏土質砂 (SC)、粉土質砂 (SM)	優良級配礫石 (GW)、不良級 配礫石(GP)； 高塑性粉土 (MH)	黏土質礫石 (GC)、粉土質礫 石(GM)；低 塑性黏土(CL)	高塑性黏土 (CH)
心牆夯實	沒有關聯	沒有關聯	沒有關聯	沒有關聯	沒有關聯
壩基處理	沒有任何處理	形狀不規則的 壩體及壩座		將基礎形狀加 以修整	將基礎形狀加 以修整
孔隙水壓之監測	孔隙水壓突然 上升	基礎內部孔隙 水壓逐漸上升	基礎內部存在 高孔隙壓力		基礎內部只有 些許孔隙水壓
監測檢查	一年一次	每月一次	每周一次，並檢 查滲漏狀況	每周一次監測 檢查，並每周 一次或每月一 次的監測	每天一次的監 測

2.2 台灣地區土石壩統計資料與潛在破壞機制

台灣地區由於降雨量在時間上及空間上分佈不均勻，加上本島地勢陡峭，使得水源涵養十分不易，每年夏、秋兩季，颱風暴雨，因降雨量大，造成河川經常氾濫成災；而到了枯水期，河川流量卻又極低。因此可利用之水資源相當有限，除部份直接由河川引水外，大都依賴水庫及地下水供應。而近年來，由於人口及工商業急速成長，使得民生與工業用水需求迅速增加，為因應用水量之增加，除直接自河川以攔河堰引水以外，必須陸續興建各型水庫，目前台灣地區壩高 15 公尺以上之主要水庫已有 50 座，分別由地方政府、公營事業機構及地方農田水利會等單位經營管理。



2.2.1 台灣土石壩統計資料

台灣地區土石壩依填築方式，可分為滾壓式堆填壩 (Rolled-Fill Dam) 及水力填築壩 (Hydraulic-Fill Dam) 兩種，而依填築材料及壩體結構，主要可概分為均質壩、分區壩 (中央心牆或傾斜心牆) 及面版壩。由於土石壩屬於柔性壩體，較適合於地震頻繁、地質條件較差的台灣地區，因此土石壩在台灣應用相當普遍。目前台灣地區壩高大於 15 公尺的土石壩共有 22 座，其基本資料如表 2.8 所示：

表 2.8 台灣地區主要土石壩基本資料

壩名	所屬水系	壩高	壩長	壩型	止水型式
石門	大甲溪	133.0	360.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
曾文	曾文溪	133.0	400.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
鯉魚潭	大安溪	96.0	235.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
南化	曾文溪	87.5	551.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
東興	中港溪	62.5	340.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
牡丹	四重溪	62.5	368.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
烏山頭	曾文溪	56.0	1273.0	半水力淤填壩	中央黏土心層
新山	淡水河	51.0	240.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
白河 (主壩)	急水溪	42.5	210.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
鳳山	東港溪	37.5	340.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
明德	後龍溪	35.5	187.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
紅毛埤	八掌溪	35.0	340.0	分區型滾壓壩	混凝土心層
寶山	頭前溪	34.5	260.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
阿公店 (主壩)	阿公店溪	31.0	200.0	分區型滾壓壩	混凝土心層
日月潭 水社	濁水溪	30.3	364.0	分區型滾壓壩	混凝土心層
鹿寮	八掌溪	30.0	300.0	分區型滾壓壩	混凝土心層
尖山埤	急水溪	30.0	304.0	分區型滾壓壩	混凝土心層
仁義	八掌溪	28.0	1511.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層
內埔	朴子溪	26.0	172.0	分區型滾壓壩	混凝土心層
日月潭 頭社	濁水溪	19.1	164.0	分區型滾壓壩	混凝土心層
青草湖	客雅溪	17.0	149.0	分區型滾壓壩	不分區土壩
虎頭埤	鹽水溪	15.3	470.0	分區型滾壓壩	中央黏土心層

2.2.2 台灣地區土石壩潛在破壞機制之分析

根據國外土石壩破壞案例的收集與分析結果，將土石壩可能之破壞模式分為洪水溢頂與附屬結構物之破壞、管湧破壞、邊坡滑動、地震與液化等四大項；再收集國內學者分析整理之資料，將台灣地區較可能會發生之破壞機制列舉如下：

1. 因溢洪道障礙、設計容量不足或過大沉陷導致出水高度不足，導致洪水溢頂造成下游壩體或壩趾沖蝕。
2. 由於壩體、壩座或壩基不均勻沉陷，造成壩體之裂縫，導致內部侵蝕或管湧。
3. 沿溢洪道、輸水管線、壩座交界面或混凝土接觸面等集中滲流所造成之內部侵蝕或管湧。
4. 基礎因透水層、可溶性夾層或不連續面所造成之基礎滑動或滲漏。
5. 因陡坡、滲流壓力及大量降水造成壩體表面之滑動。
6. 因壩體或基礎材料強度不足或浸潤線升高，造成之壩體滑動。
7. 地震造成壩體開裂或土壤液化。

2.3 土石壩數值模擬研究

將國內曾經對於滲流分析的研究，加以整理如下：

陳在中(1986)依據曾文水庫設計文獻和相關資料加以分析，經由現場取樣，再配合室內實驗，利用地下水流動理論，導出其控制方程式，並利用電腦模擬分析，求得實際之可能滲流量，並與實際監測之滲流量加以比較，以探討其正確的滲流量範圍。從結果得知其孔隙水壓的物理模式，並由實際量測之势能值，模擬心牆的實際滲流量，依據設計標準與規範，予以檢討壩體之安全性，並透過分析資料而了解土石壩滲流之透過程(Transient)。

趙世照(1991)則利用因次分析及滲流原理，採用一種壩型，採用四種不同常態分佈粒徑級配之試料，以模擬天然土石壩漸進破壞之過程。歸納水流到達壩前產生入滲時至壩體破壞時間之間距(T)、壩前水位高(h)、壩體特性、溪床坡度及水流條件等參數間之關係，獲得壩體破壞方程式。同時經室內渠槽的物理模型試驗，模擬天然土石壩破壞過程，得知當水流到達壩體上游產生滲流後，隨著流量增加，壩前水位高漲，滲流線往下游進行；因滲流作用促使較細小土砂顆粒先行流失，導致壩體以段波方式潰敗。壩體潰敗後構成體運行之土石流。試驗結果與天然土石壩潰敗過程之土石流相符。

鄭答振(1994)則利用邊界元素法針對非受限滲流之自由水面求解。將土壤模擬為多孔隙介質，假設孔隙水流動緩慢且符合達西定律，然後以試誤疊代的方法解析均質與非均質之土石壩滲流的自由水面。其結果顯示，以此方法所得結果與既存文

獻之結果符合。在均質壩之分析結果中可知均質壩之自由水面位置與壩體幾何形狀有關；與材料滲透係數大小無關。而各種附加設施如 L 型濾層、岩石壩趾、不透水壩心則有降低自由水面位置、減少滲流量之功能。在非均質壩之分析結果中可進一步得知滲透係數之比值、相鄰土層相對位置、交界面斜率及上下游水頭差為影響自由水面位置的重要因素。

許鴻冠(1995)採用 Brezis 等人(1978)所建議之方法，利用罰則觀念來決定自由水面的位置，並與 Casagrande (1940)之方法做一比較，其結果顯示兩者相當符合，並探討土壤性質分別為均質、非均質及異向壩體等條件下之自由水面的變化情形；在均質壩方面，其自由水面的位置與材料滲透係數無顯著關係；在非均質壩部份，其自由水面的位置則與滲透係數比、上下游水頭差及相鄰土層之相對位置有關；至於異向壩體方面，其自由水面的位置則與水平及垂直滲透係數的比值有關。並模擬新山及鯉魚潭水庫於持續蓄水時之水壓力分佈情形，再將其與實際量測值做一比較，得知結果極為相近。

賴堆興(1999)以固定網格的有限元素法，假設土石壩在不透水之岩盤基礎上，針對土石壩之斷面，探討六種不同設計類型之土石壩在穩定滲流、施工階段壩體填築及完工後續滲流作用之相關力學行為。研究結果顯示，土石壩在蓄水及穩定滲流作用下，壩體應力及變形量均有適度的增加，濾層及排水層之設置雖因滲流路徑減少造成水力梯度增大，但自由水面明顯降低，使得滲出面移至壩體內部，不致造成坡面產生滲流破壞。水力梯度之增大可配合妥善設置濾層方式以減少潛在危險。另

外，採用黏性土壤作為中央心層之分區壩，雖然造成壩體沈陷較高，但可大為減少水庫之滲漏量，過大之沈陷值，可預留較大之最高蓄水位與壩頂間距離，以符合實際工程要求。

郭瑞成(2000)利用物理平面(physical plane)和勢線與流相平面(potential and streamline plane)之間的關係，直接推求自由水面之位置，這種方法的優點可以避免過去擬暫態觀念的繁複疊代方式，因此大幅提升計算上的效率。在決定自由水面位置後，進一步求得滲流區域內之流速分佈及土石壩內之滲流量。

陳進發(2001)利用 SEEP2D 模式來進行南化水庫之穩態滲流模擬，並將模擬結果與實際監測數據相互比較與探討，以瞭解模擬結果與實際監測數據之差異性。藉由此研究之模擬，顯示壓力水頭與總水頭的分佈情形，無需事先假設浸潤線的位置。配合現場有限點位的數據，可進而了解整體水壩的滲流情形，對大壩全面安全評估與全面監測有很大助益。

劉芳志(2002)探討鯉魚潭水庫壩體滲流量影響因素。進行大壩之整體滲流量分析模擬，並將歷年現場監測資料加以比對與統計，求出鯉魚潭滲流量受到水庫水位及降雨事件之影響關係，訂出大壩滲流量對水庫水位迴歸曲線值，提供考慮降雨因素的滲流警戒標準給水庫管理單位參考應用。並引用退水曲線方法探討壩體實際滲流量對水庫水位及降雨量交叉影響因素並加比較，得知壩體滲流量之影響因素主要乃為水庫水位及降雨量兩者交叉影響所產造成。

2.4 土石壩安全監測

本節首先將介紹土石壩常見之監測儀器，並探討土石壩發生異常現象時土石壩安全監測系統可能的反應，以及土石壩安全監測之項目。

2.4.1 土石壩常見監測系統與儀器

土石壩監測設備依其量測物理量種類可分為壓力、位移、滲流及振動等四大類。較常見的土石壩監測設備種類包括有水壓計、水位觀測井、土壓計、水平變位計、傾斜儀、層別沉陷計、表面沉陷點、量水堰及地震儀等數種；依其構造則可分為機械式與電子式兩大類。

一、壓力監測

壓力量測可分為水壓力監測與土壓力監測兩個部份，土石壩中常見之水壓力監測儀器有水壓力計及水位觀測井，土壓力監測儀器則有土壓力計，其壓力量測範圍如下：

水壓力量測範圍

1. 區域之地下水位。
2. 特殊地區如壩基、壩座及壩趾地區中之孔隙水壓力。
3. 在壩體及壩基中因施工或水庫蓄水所引起之超額孔隙水壓。
4. 隔幕灌漿、截水牆、截水溝、不透水心牆及其他滲流控制措施之有效性。
5. 解壓井、趾部排水、直立排水、水平排水及其他排水措施之有效性。

土壓力量測範圍

1. 壩體填方料之土壓力。
2. 大壩主體作用在溢洪道、取水工或其他附屬結構物之土壓力。
3. 大壩主體作用在檔土結構物之土壓力。

二、位移監測

常見之位移監測儀器包括水平變位計、傾斜儀、層別沉陷計及表面沉陷點等，位移監測範圍如下：

1. 壩基沉陷。
2. 壩體受壓變形。
3. 壩體、壩座及水庫邊緣之潛在性地滑。
4. 附屬結構物之位移。



三、滲流監測

滲流監測項目為量測壩體滲流量之大小，滲流現象可能發生在趾部排水處、解壓井、水平排水層或其他非預定之地方，這些非預定的地方可能發生在壩座、大壩下游坡面上或其他地方。在可目視檢查的地方都應該量測其滲流量，在滲流出口處應注意是否有壩體材料流失，並檢核懸浮質或溶解質。滲流監測有時也可用來推估地表下滲流型態。常見之滲流監測儀器為量水堰。

四、振動監測

振動監測主要為量測地震所引起壩體及壩基之振動行為，如加速度、速度及振幅等。常見的監測設備為地震儀。

目前土石壩工程之設計、施工及對壩體行為，均依賴理論與過去經驗來求取土石壩壩體之行為。加上材料之不均質性與變異性，在本質上即具有較大之不確定性，因此一般土石壩均裝設有監測儀器，以偵測壩體之行為，作為施工期間之施工控制與設計調整之依據，以及水庫運轉階段長期監控之用。安裝於壩體內部或表面之監測儀器，用以偵測目視檢查無法發現之潛在或發展中的問題，並測知壩體在各種操作狀況下的反應，以作為評估大壩安全狀態之重要依據，故定期監測並分析監測資料，以掌握壩體行為，為大壩安全評估工作中最重要的一環。

土石壩之設計及施工需要確保壩體內部及壩基孔隙水壓、浸潤線之正常；水庫運作時，壩體的穩定性、阻水功能的正常、是否有不正常的沉陷變形或因為壩體內部發生裂隙，進而導致大壩內部的掏蝕。監測儀器設置數量與位置會根據大壩規模、壩型設計、基礎地盤條件等調整。

2.4.2 各破壞模式所對應之異常現象

1984年國際大壩委員會之案例收集報告中，針對曾運用於檢測異常現象的檢測方式進行調查，如表 2.9 所示。在多數案例之中異常現象並非單一發生，但通常最先被察覺者大多為呈

現於壩體及其他附屬結構物表面之異常現象，透過目視檢查得到確認。水庫體積龐大，當監測儀器設置疏漏而無法提供預警時，進行直接目視檢查是效率最高的安全檢查方式。但除直接目視檢查以外，檢測出異常現象之方法頻率次高者為滲流流量監測(158次)；再次依使用頻率高低為水平變為量測(66次)、垂直變位量測(64次)、取樣及試驗室實驗(44次)及孔隙水壓量測(39次)。本研究之目的即為利用數值模擬方式，觀查壩體滲流量及孔隙水壓變化情形，與現地監測比較，探討壩體安全。



表 2.9 水庫劣化破壞檢查方向分類 (ICOLD 1984)

項次編號	觀測方式	使用次數
D01	直接目視檢查	951
D02	取樣及試驗室實驗	44
D03	流量量測	158
D04	地下水位量測	13
D05	上舉力量測	20
D06	孔隙水壓量測	39
D07	水質濁度量測	7
D08	水質化性量測	14
D09	滲流路徑量測	13
D10	接縫及裂縫量測	15
D11	水平變位量測	66
D12	垂直變位量測	64
D13	角變位量測	5
D14	應變量測	14
D15	應力量測	2
D16	水位量測	9
D17	溫度量測	0
D18	濕度量測	0
D19	雨量量測	11
D20	震度	0
D21	水深量測	19
D22	水壓量測	1
D23	淤泥量測	7
D24	設計審閱	27

2.4.3 土石壩現場安全檢查

由上述可知，目視檢查是最有效率之安全檢查方式，土石壩現場安全檢查之目的，在於透過平時水庫管理人員之例行巡視及專業技術人員到現場做目視檢查之方式，發覺潛在之不正常現象，據以研判對大壩安全之影響及應採取之必要措施。檢查之項目主要針對壩頂及路面、上游坡面、下游坡面、壩基及壩座等，各檢查項目之檢查重點、不正常現象、可能原因及其可能造成之後果如表 2.10 所示。根據目視檢查所得的結果，分析其趨勢及可能之後果，以訂定補救之方案。



表 2.10 土石壩安全檢查項目 (黃添坤,1998)

項目	重點	不正常現象	可能原因	可能引起之問題
壩頂	橫向裂縫	道路、人行道、胸牆及欄杆之龜裂、不平、錯動、傾斜等	基礎及壩座不均勻沉陷、心層材料乾縮或地震	出水高度降低、壩體龜裂、滲漏量增加、潰壩
	縱向裂縫及路面	道路、人行道、胸牆及欄杆之龜裂、不平、傾斜等	邊坡不穩定、心牆與殼層差異沉陷	壩體龜裂、邊坡滑動
	過大沉陷	監測結果、道路或邊坡凹陷	壩體或基礎壓密沉陷	出水高度降低
	壩體材料流失	沉陷及漏水量突增、沉孔發生、滲漏水混濁	壩體或基礎內部侵蝕、管湧	侵蝕或管湧擴大、終至大壩潰決
	邊坡不穩定	縱向裂縫、監測結果顯示壩體或壩基錯動	壩體或基礎材料抗剪強度不足	邊坡滑動、出水高度降低、可能造成潰壩
	過大水平位移	道路或胸牆出現彎曲	壩體或基礎滑動	大壩潰決
上游	壩體材料流失或過坡滲漏	水面出現漩渦、水位不正常降低、滲漏水混濁	壩體或基礎內部侵蝕、管湧	管湧、侵蝕逐漸擴大、導致大壩潰決
	邊坡不穩定	破面龜裂、滑動、隆起、凹陷	壩體或基礎材料強度不足、地震或洩降引起邊坡滑動	深層滑動可能降低出水高度、阻礙取排水口

	邊坡沖蝕	邊坡侵蝕、拋石滑落	抗波浪及逕流保護不足	侵蝕逐漸擴大，壩體材料流失
下游	壩體過大滲漏	滲漏量過大、不正常增加、水色混濁	內部沖蝕或集中滲流	侵蝕擴大、滲漏量增加、可能導致大壩潰決
		坡面潮溼、軟化、或植生茂密	滲流沿透水層、岩盤或結構物界面發生	浸潤線升高，可能導致潰壩
		砂湧	水力坡降過高	內部侵蝕擴大，可能導致大壩潰決
	坡面及壩趾	沿獸穴或腐爛樹根滲漏	樹根腐爛或獸穴形成滲流通道	滲漏增加，壩體弱化
	邊坡不穩定	坡面滑動、裂縫、凹陷或隆起	材料強度不足或浸潤線升高	逐漸泥化、滑動面向深處擴張，引發潰壩
	邊坡沖蝕	坡面或壩體與壩座交接處沖蝕	坡面抗沖蝕保護不足	沖蝕逐漸擴張
	橫向及縱向裂縫	表面裂縫、表面測點或內部位移量測結果	壩體或壩基不均勻沉降	出水高度進低，壩體開裂、滲漏量增加，可能造成大壩潰決
排水設施阻塞	壩體內水壓上升	細料移動、化學物質沉積或菌類造成排水設施阻塞	浸潤線升高，可能導致邊坡不穩定	

2.5 數值模擬 FLAC 滲流原理

滲流方析方法

1856 年 H. Darcy 基於滲透試驗結果歸納出滲流速度與水力坡降間的關係式，即常稱之達西定律：

$$\dot{v} = -k(h)\nabla H \quad (2-1)$$

其中 \dot{v} 為滲透速度， k 為水力傳導係數， H 為總水頭。

最初達西定律原本僅適用於飽和土壤，但 Richard (1931)、Childs & Collins George (1950) 認為達西定律僅需將部份條件修正，也可以適用於未飽和土壤中之滲流。其提出修正概念為未飽和土壤中，其水力傳導係數為土壤水份含量之函數，而土壤水份含量又是孔隙壓力之函數，因此在未飽和土壤的流動中，水力傳導係數應為孔隙水壓的函數。

假設水分在土壤中的分佈為連續，且水分在土壤中的流動可以滿足質量守恆原理，則土壤中水分流動的連續方程式為：

$$-\nabla \cdot (r\dot{v}) = \frac{\partial}{\partial t}(rq_m) \quad (2-2)$$

其中 r 為水的密度， q_m 為土壤中之含水量，假設水的流動滿足達西定律，且考慮在未飽和狀態時，水力傳導係數應為孔隙水壓力的函數，即土壤中水的密度 r 不會隨時間或空間的改變而不同，如此(2-1)式可改寫為

$$\nabla \cdot [k(h)\nabla H] = \frac{\partial q_m}{\partial t} \quad (2-3)$$

在未飽和的情況下，假設水的容積率 $C = \frac{dq_m}{dh}$ ，則

$$\nabla \cdot [k(h)\nabla H] = C \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2-4)$$

式(2-4)即為未飽和土壤中地下水滲流的控制方程式。

為了解決邊界上複雜的問題以及材料不均質之土壤內部滲流問題，常被使用之數值分析方法為有限差分法(Finite Difference Method, FDM)與有限元素法(Finite Element Method, FEM)，本研究所使用的 FLAC 為有限差分法，以下針對有限差分法作一簡單之介紹。

有限差分法



有限差分法為大地工程界中廣泛使用的數值方法，其應用較有限元素法簡單，使用上較為方便；此外。對於非均質之材料，可分為許多層，分別計算各層之材料參數，並直接以控制方程式求解，所需要的計算量較有限元素法少。但如果遇到較為複雜的問題時，其控制方程式比較難以求解，此外對於不規則之幾何形狀，其節點不一定會落在邊界上，需要藉由特殊的差分公式加以修正。

將問題的控制方程式先加以離散，再利用 Taylor 展開式等數值方法，將微分方程式轉換成差分方程式，差分的方法可分為：前差分(forward difference)、後差分(backward difference)與中間差分(central difference)三類。

差分式之目得在於使用泛函數(functional)之差異和變數間距

(Δx)之比值關係，將原先公式中的微分項取代，依據導數項之次數，有不同階數的差分式，常用的一次導數差分式表示如下：

$$f'(x_i) = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_i)}{\Delta x} \quad (2-5)$$

$$f'(x_i) = \frac{f(x_i) - f(x_{i-1}))}{\Delta x} \quad (2-6)$$

$$f'(x_i) = \frac{f(x_{i+1}) - f(x_{i-1}))}{2\Delta x} \quad (2-7)$$

式(2-5)、(2-6)、(2-7)分別為前、後與中間差分式。

此外，欲求解微分方程式，尚須要給定邊界條件與初始條件，因為滿足基本微分方程式的解有許多，加入邊界條件與初始條件才能得到一個唯一解，對於 n 階的方程式，就需要 n 個邊界條件來求解。

以有限差分法求解方程式時，可依其求解方式的不同，分為顯式法(explicit scheme)與隱式法(implicit scheme)。前者係利用已知的 u_i^t 值，以 step by step 計算的方式求得 u_i^{t+1} 值，可以不需解聯立方程組，直接求解而得；後者因方程式左右兩邊均有未知的值，無法直接求解，必須以疊代的方式求解。本研究所採用的 FLAC 即使用有限差分中的顯式法。

FLAC 程式介紹

本研究採用 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式作為數值模擬之分析工具，其為美國 Itasca Consulting Group, Inc.發展的數值分析軟體，採用有限差分法求解系統介

質趨近於平衡狀態時應力與位移等變數的關係。其運算過程係將靜力系統中元素的應力與應變關係，透過力平衡方程式、柯西公式(Cauchy formula)以及高斯散度定理(Guass divergence theorem)，轉換為節點的力與速度的關係，進而採「時階」(timestep)型態求解每一節點的動量平衡方程式，由節點間不平衡力(unbalanced force)隨時階的逐步調整(time marching)，使整個系統趨於平衡，屬於外顯(explicit)有限差分法的一種。

雖然 FLAC 原先是為大地工程及開挖工程所設計之數值分析軟體，但 FLAC 程式也提供了其他不同的功能以解決其他更複雜的問題，以下列舉出幾項 FLAC 的功能：

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

FLAC 滲流計算原理

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

基本的流動模式可以計算兩種滲流情形，完全飽和下之流動與存在自由液面之流動。對後者而研，自由液面上之孔隙水壓為零。為了可以反映模式內部不連續的演進，未飽和層也必須包含在模擬範圍之中，如此流體才能構從一層流動至另外一層。為了模擬未飽和層之流動，在此對於滲透性 (permeability) 與飽和度之關係做了一個簡單的假設，如圖 2.2 所示，對於計算結果，在未飽和層之暫態的流動行為僅是與實際狀況近似，但穩態之自由液面流動應是準確的。

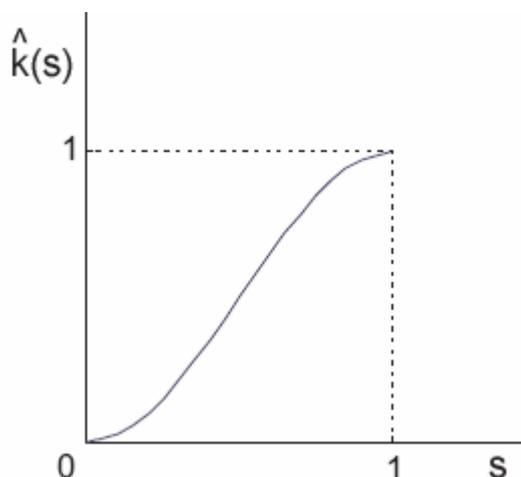


圖 2.2 滲透性與飽和度之關係 (參考 FLAC user Manual)

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

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

$$q_i = -k_{ij} \hat{k}(s) \frac{\partial}{\partial x_j} (P - r_w g_k x_k) \quad (2-8)$$

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

r_w ：流體質量密度

流體的平衡關係式為

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \quad (2-9)$$

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

動量之平衡方程式為

$$\frac{\partial s_{ij}}{\partial x_j} + r g_i = r \frac{d\sigma_i}{dt} \quad (2-10)$$

式中 $r = (1-n)r_s + nr_w$ 為容積單位重， r_s 與 r_w 為固體與流體之單位重。

流體的反應方程式與飽和度有關，當飽和度為 1，則

$k_{ij}^a(s) = k_{ij}$ ，此時反應方程式為

$$\frac{\partial p}{\partial t} = M \left(\frac{\partial V}{\partial t} - \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (2-11)$$

式中 M 為 Biot 模數， a 為 Biot 係數， e 為體積應變。

當飽和度 $s < 1$ ，飽和度方程式為

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{n} \left(\frac{\partial z}{\partial t} - a \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (2-12)$$

壓力與飽和度的關係式為

$$p = h(s) \quad (2-13)$$

滲透係數與飽和度的關係為

$$k_{ij}^a = k_{ij} \hat{k}(s) \quad (2-14)$$

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

$$\hat{k}(s) = s^2(3 - 2s) \quad (2-15)$$

水體積模數在室溫下為 $2e9$ 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，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：

$$\begin{aligned} \mathbf{V}t &= \min \left(\frac{L_z^2}{kM} \right) \\ &= \min \left(\frac{L_z^2 n}{kK_w} \right) \quad (\text{if } a=1) \end{aligned} \quad (2-16)$$

$$M = \frac{K_w}{n + (a - n)(1 - a)^{K_w/K}} \quad (2-17)$$

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

a : Biot 係數

L_z : 分析網格中最小網格長度

k : 滲透係數

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：

$$K_w \geq 0.3L_z r_w g \quad (2-18)$$



第三章 研究方法

本章首先將探討滲流數值模擬分法及滲流問題之數值分析理論，再以鯉魚潭水庫和新山水庫大壩模擬對象進行數值模擬分析。選擇鯉魚潭水庫和新山水庫大壩的原因在於此二土石壩是兩種非常不同典型之土石壩，鯉魚潭壩屬於對稱良好之分區型典型土石壩（稱型土石壩），反之，新山壩則是分區非常不對稱的典型土石壩（極不對稱型土石壩），對土石壩滲流之影響因此迥異。本章中將先對鯉魚潭水庫和新山水庫大壩之基本背景加以介紹。鯉魚潭壩和新山壩都是土石壩，但是其壩型分區型態與壩體材料性質明顯不同，本研究將就此兩種特定壩型與材料條件下之滲流特性藉由數值模擬分析加以探討。進而探討土石壩之壩體內一旦出現缺陷或裂縫時之滲流可能之相關破壞問題。

3.1 模擬土石壩滲流之策略

本研究模擬土石壩產生異常滲流之原因包含下列數種型式：1.橫向裂縫、2.垂直裂縫、3.壩體與壩基交界面、4.基礎節理或可溶性夾層、5.濾層出問題等，並針對這些滲流問題提出數值模擬之方法。本研究以鯉魚潭水庫作為標準壩型之案例，並嘗試各種不同滲流條件，模擬土石壩之反應。模擬項目包含理想條件下，水庫水位改變時，大壩滲流情形；在壩體內部假設存在橫向裂縫、垂直裂縫等不同裂縫條件時，大壩滲流變化之情形；以及基礎、濾層出現異常現象時，壩體反應情形。以

下分別對於各種不同模擬條件加以說明：

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

產生橫向裂縫的原因，可能因為壩體或壩基之不均勻沉陷，或其他因素而產生壩體內部之橫向裂縫，當心層出現橫向裂縫時，心層內部滲流情形會產生變化，庫水可能從上游殼層進入滲透係數較高之裂縫或滲流通到流向下游，因此本研究以數值方法模擬當壩體產生橫向裂縫時，探討壩體內部孔隙水壓分佈情形、滲流路徑與滲流量改變狀況。除改變橫向裂縫的位置之外，可以探討裂縫在不同水位、不同之滲透係數、不同的長度等因素之影響情形。

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

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

如果基礎存在有節理，並且壩體與基礎交界面之鋪蓋處理不良，形成庫水經由壩體直接滲入基礎節理，造成大量滲漏之情形，模擬壩基因節理滲透之情形，本研究將在模擬之壩基上

增加數條滲透係數較高之假設節理裂縫，並依據可能之角度及節理寬度配置，觀測滲流量變化情形。

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

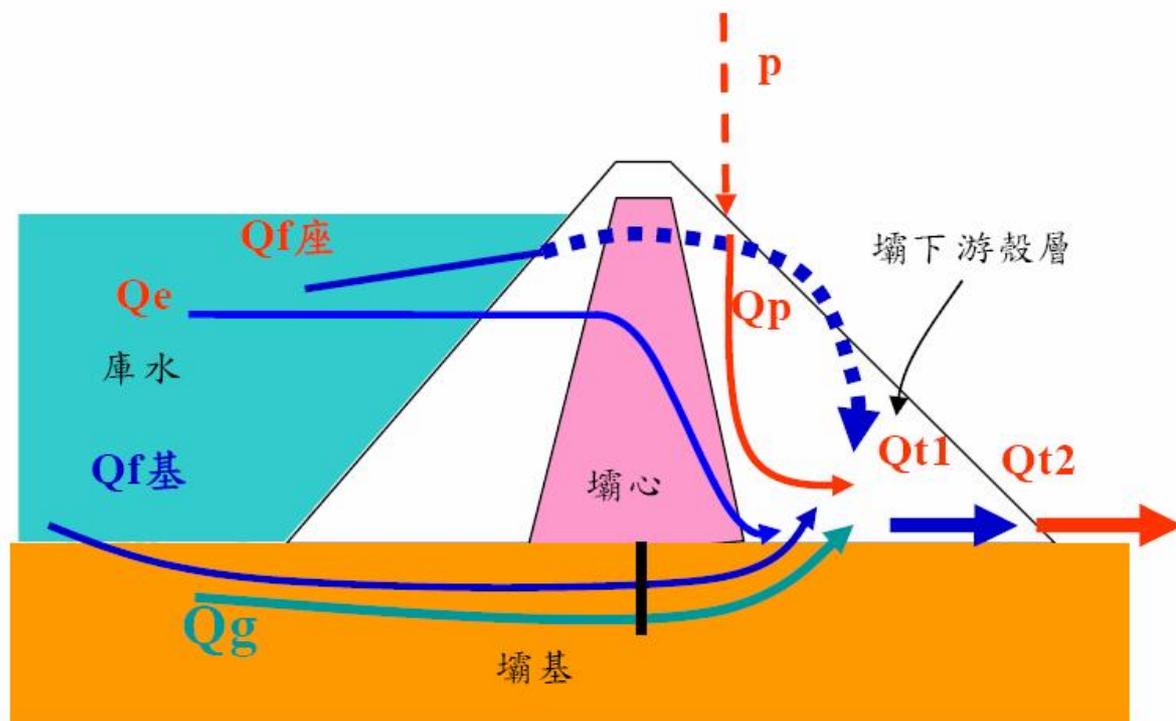
裂縫之模擬方式

壩體之裂縫一般相當細小，寬度通常都在一公分以下，FLAC 在進行水庫之橫向裂縫的模擬時，無法將網格過度壓縮，因此本研究採用等值化的觀念，將裂縫等值到網格區間之內，再改變此網格區間之孔隙水壓，以達到形成裂縫之假設。模擬項目中壩體之橫向與縱向裂縫、壩基節理以及壩體與基礎交界面等都是採用等值化的方式，將滲透係數較高但寬度較小的區域等值到數值模擬的網格之中。

壩體滲流量之計算方式

興建蓄水庫之目的為阻水，雖然大壩建造的技術已經相當的進步，蓄水庫仍然會有滲水的產生，但是只要滲出水的水量在大壩允許的範圍之內，蓄水庫就算是安全穩定。依據鯉魚潭水庫建壩時的滲流分析及竣工後的滲水量監測的記錄，水庫滲水來源為庫水經由大壩上游透過壩體、壩座、壩基等地方滲漏。

且當降雨時，雨水滲入壩體下游殼層，在濾層與原水庫大壩滲流水混合後一起流出。如圖 3.1 所示。



未降雨 $Q_{t1} = Q_f + Q_e + Q_g$

降雨 $Q_{t2} = Q_{t1} + Q_p$

圖 3.1 大壩滲水關係圖(巫茂松，2006)

未降雨時的關係式如下：

$$Q_{t1} = Q_f + Q_e + Q_g \quad (3-1)$$

降雨時的關係式如下：

$$Q_{t2} = Q_{t1} + Q_p \quad (3-2)$$

Q_{t1} ：未降雨時的大壩總滲水量。

Q_f ：壩基與壩座滲水量。

Q_e ：透過壩心不透水層的壩體滲水量。

Q_g ：地下水基流量。

Q_{t2} ：降雨時的大壩總滲水量。

Q_p ：降雨滲水量。

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

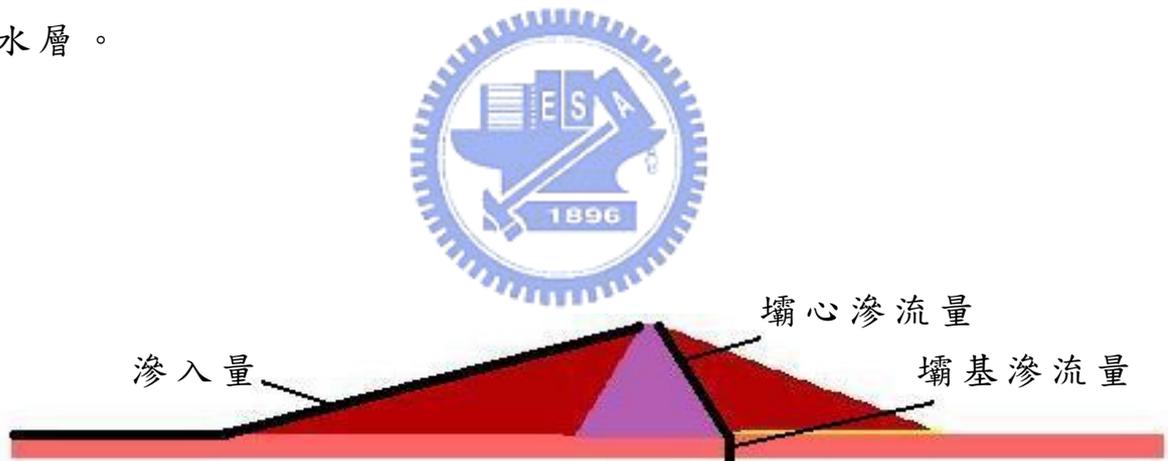


圖 3.2 滲流量累積斷面示意圖(以鯉魚潭水庫為例)

水力坡降之計算方式

由於水力坡降為判影響流破壞因素之一，而 FLAC 程式本身並沒有計算水力坡降的功能，因此本研究藉由撰寫 FISH 指令以計算水力坡降之分佈。其計算方式如下：

FLAC 數值模擬所採用的網格為四邊形，首先將此四邊形拆成四個三角形，如圖 3.3 所示，分別計算各個三角形之水力坡降之後，加以平均，則為此四邊形網格之水力坡降。

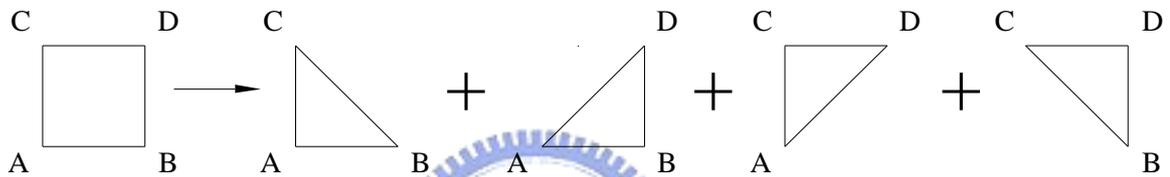


圖 3.3 四邊形網格分解模式

各格點之水頭計算公式為

$$head(i, j) = \frac{P}{r_w g} + Z \quad (3-3)$$

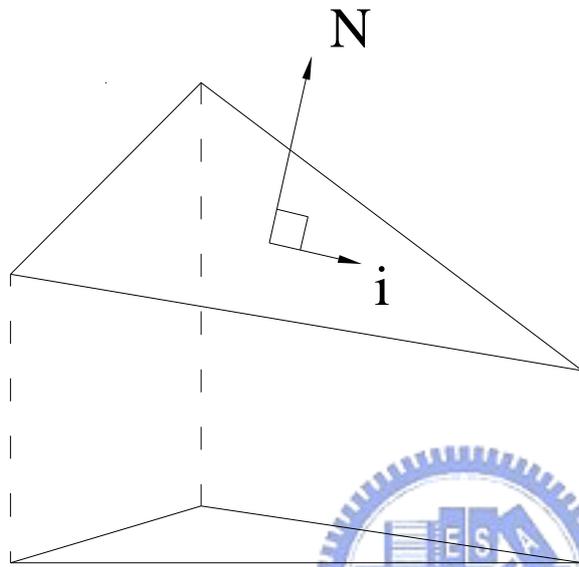
$head(i, j)$ ：格點之水頭

P ：孔隙水壓

r_w ：水單位重

Z ：與基準面之垂直高度

已知各格點之水頭，假設三角形之”水頭面”為一平面，三點可求得此平面之方程式與最大梯度，此最大梯度之值即為最大水力坡降。



N：法線方向

i：梯度方向

假設水頭面為一平面

圖 3.4 水力坡降計算示意圖

3.2 土石壩滲流相關破壞研究之數值模擬規劃

本研究計畫模擬之土石壩為鯉魚潭水庫及新山水庫，鯉魚潭水庫為中央直立心牆式滾壓土石壩，為近年來較常見之土石壩種類，因此本研究選擇鯉魚潭水庫作為標準壩型之模擬對象；新山水庫則為傾斜心牆之特殊案例，並且經過加高，因此本研究將模擬新山水庫傾斜式心牆以及加高工程對於壩體滲流之影響。

土石壩之模擬對象

鯉魚潭水庫



鯉魚潭水庫位於苗栗縣境內，為大安溪支流景山溪中游，水庫集水面積總計 54 平方公里，集水區包括苗栗縣三義、大湖、卓蘭等三鄉鎮。鯉魚潭水庫設置目的為解決台中縣市、苗栗等地區日益增加的民生用水、工業用水與農業用水。壩高 96 m (標高由 210 m 至 306 m)，壩頂長度 235 m，於民國 81 年 11 月完工，兼具公共給水、灌溉及觀光等多目標水庫，其水源除鯉魚潭水庫集水區外，並越域引取大安溪主流豐水期流量。

鯉魚潭水庫基本資料：

(一) 水庫

集水面積	53.45 平方公里
滿水位標高	300 公尺
總蓄水量	12,607 萬立方公尺(原設計) 12,384 萬立方公尺(民國 90 年測)

(二) 大壩

壩型	中央直立心層式滾壓土石壩
壩頂標高	306 公尺
最大壩高	96 公尺
壩頂長度	235 公尺
壩頂寬度	10 公尺

(三) 溢洪道

型式	開渠、瀉槽、鋸齒型溢流堰
堰頂標高	300 公尺
設計排洪量	2,300 cms

(四) 出水工

型式	斜依式分段取水
進水口控制閘門	1 座(寬 3.2 公尺、高 3.2 公尺)
控制取水位閘門	3 座(寬 2.5 公尺、高 2.5 公尺)
輸水管路	壓力鋼管長 670 公尺、直徑 3.2 公尺
最大放水量	116 cms



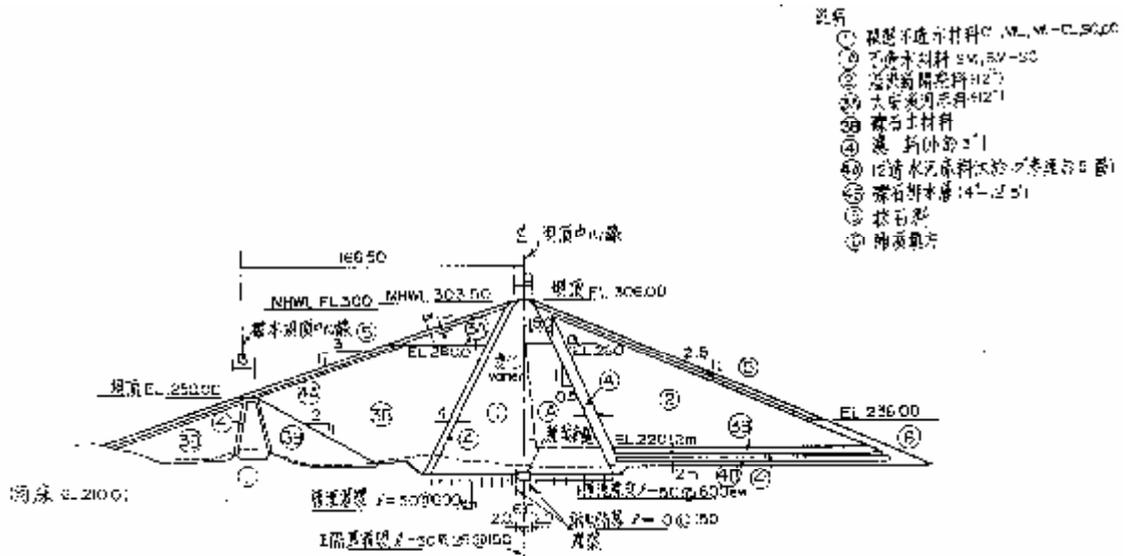


圖 3.5 鯉魚潭水庫大壩標準斷面圖

鯉魚潭水庫之幾何與材料背景、特性

鯉魚潭水庫為一分區型中央心層滾壓土石壩，壩身最大高度 96 公尺，壩頂長度 235 公尺，壩頂寬度為 10 公尺，大壩底部寬約 500 公尺，大壩之總體積約為 3,400,000 立方公尺。築壩材料來自壩址附近之堆積層、溢洪道開挖料以及大安溪河床料，壩之斷面依不同材料性質區分為 1、2、3、4、5、6 區等，圖 3.5 為大壩之標準斷面圖。其中 1 區主要是由 CL、GC、SC、ML-CL、ML、SM 等不易透水材料所填築，以減少蓄水時之滲漏量，以及降低下游坡面的孔隙水壓；2 區則由溢洪道、基礎開挖料碾壓填築而成，由於該材料主要為風化砂岩、泥質砂岩，運距較近，可以減少運土之費用，且可節省棄土的花費，碾壓後之材料性質亦可提供適當之強度，維持下游坡面之穩定性；另為考慮大壩水位升降及地震之影響，在壩上游面頂部設有 3A 區(標高 280 m 以上)採用精選之高透水性河床材料，以減少地震

或急洩降時之不良影響；3B 區則採用高剪力強度及良好透水性之礫石材料，該礫石材料之卵礫石內具有高抗壓強度，故經滾壓後可得堅實及透水至半透水之工程性質，不失為良好之殼層材料，惟此材料之-4#含量約佔 30 % 以下，因為含量不高，對滾壓後礫石土料之孔隙不易填滿，所以在鋪填時應避免材料析離，以免形成局部蜂窩現象，當水庫蓄水時，局部區域發生過高水力坡降，而造成管湧及壩體坍塌的情形，另防止地震發生時對壩體安定形成不利影響；4 區則採用規定之砂石級配，以避免粗、細料填方間因滲流水導致細料之流失，且於壩心下游之 4b 料可降低壩體下游水位，增加壩體安定；5 區則為保護上、下游坡面，防止波浪及雨水沖刷，故採用粒徑 12 吋以上之大卵礫石材料。



築壩材料性質

不透水心層材料：土料來源多屬 CL、ML-CL、SM、SM-SC、SC，透水係數約在 10^{-8} 至 10^{-9} m/sec，PI 值介於 7 ~ 11.4 之間，最大乾密度為 $1.64 \sim 1.87 \text{ ton/m}^3$ ，壓縮指數 $C_c = 0.09 \sim 0.19$ ，最佳含水量為 13 ~ 20 % 區間。

上游殼層材料：上游殼層材料包括 3A 及 3B，3A 材料來源為大安溪河床料及台地 12 吋以下之礫石料，3B 則為台地卵礫石料(去除覆蓋土及 12 吋以上之超徑石料)。3B 料所需具備之條件為高強度、低壓縮性之半透水材料，其級配區間訂定原則為小於#4 含量之上限為 30 %，下限為 8 %，以避免材料分離且易達到規定之乾密度 2.25 ton/m^3 ，相對密度約為 80 ~ 99.4 %。

3A 區為置於上游殼層標高 280 公尺以上部份，主要目的為受水庫水位升降及地震之影響，需要高透水性材料，因此需取自大安溪河床級配良好之透水材料，滲透係數約為 10^{-3} m/sec。

下游殼層材料：主要取自溢洪道開挖材料，此材料經滾壓後之土壤部份屬於 SC、SM、GC 之半透水材料，其#4 以下之最大乾密度約為 $1.833 \sim 1.953$ ton/m³，最佳含水量為 11% ~ 13%，滲透係數 $K = 1.8 \times 10^{-7} \sim 4.3 \times 10^{-8}$ m/sec。

濾料：主要包含 4A、4B、4B'、4C 及 4D 區，4A 區位於擋水壩壩心上下游接觸面及上游面拋石下之濾料，作為 1 區與 3B 區之材料漸變區並兼具濾料作用；4B 區係為防止 2 區、3B 區、1 區材料之流失，並兼具大壩定常滲流及 2 區壩墩滲水之排水功能，4B 區置於 4C 下方與岩盤接觸，可防止壩體材料經由節理或其他孔口流失之功能。4C 為壩體下游之排水層，厚度 4 公尺，採用#4 ~ 12 吋之大安溪卵礫石材料。4D 置於大壩上游 4B 與 5 區中間之漸變區並具有濾層以防止 4B 區材料流失之功能。

鯉魚潭水庫數值模擬參數探討之項目

本研究取鯉魚潭水壩中段(sta.0+110)縱剖面為模擬斷面，作為標準壩型，以數值模擬之結果探討類似土石壩可能出現之滲流問題，因此假設各種可能發生滲流破壞之虛擬異常因素分別獨立發生於此一模擬斷面，包括橫向裂縫、垂直裂縫、壩體與基礎交界面、基礎滲流和濾層等。壩體材料之滲透係數引用參考「鯉魚潭水庫竣工報告」之大壩築壩材料設計參數建議值，以及劉芳志(2003)數值模擬鯉魚潭水庫時所用之參數。

邊界條件

滲流邊界條件指定時，壩體與水交界面需固定飽和度為100%，包括上游殼層在水庫蓄水位以上之範圍，以及下游殼層趾部排水之區域，並施加孔隙水壓(apply pp)造成滲流行為之產生；殼層表面沒有與水交界之界面則需固定孔隙水壓為零，以進行滲流分析。壩底設為不透水邊界，其邊界條件給定方式為孔隙水壓自由、飽和度自由，如此邊界的格點與外界無法流通，可視為不透水邊界。

鯉魚潭水庫滲流量計算方法

根據鯉魚潭水庫峻工報告(1999)，總滲流量的計算為單位寬度滲流量乘以心牆平均長度，如圖 3.6 所示，而心牆平均長度為：

$$L_a = I_1 + \frac{I_2}{2} = 45 + \frac{(248.45 - 45)}{2} \times \frac{93.5}{96} = 144.1m$$

I_1 ：最大斷面壩底長度

I_2 ：最大斷面壩頂長度減去 I_1 長度

L_a ：滲水斷面平均長度

因此總滲流量=單位寬度滲流量×心牆平均長度
(144m)×86400。

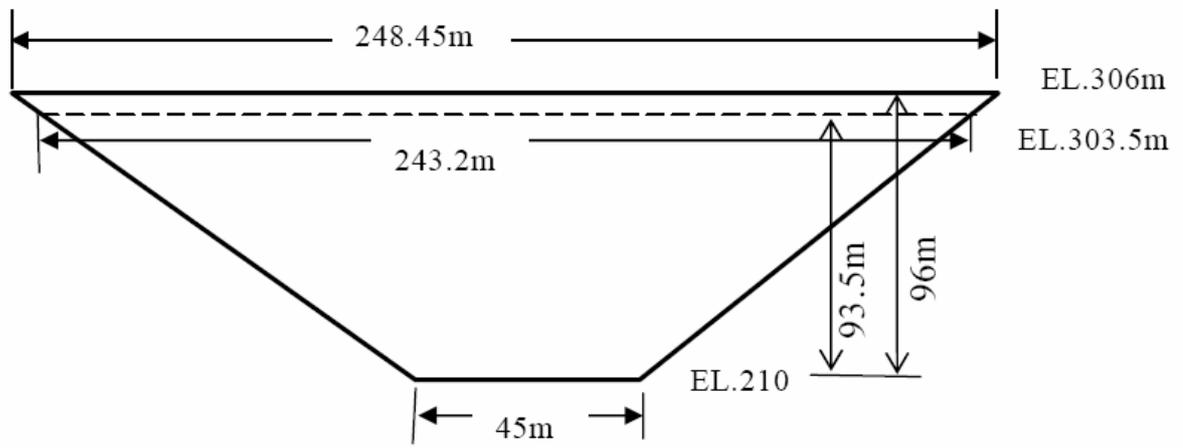


圖 3.6 鯉魚潭壩最大斷面壩底長及壩長圖



新山水庫

新山水庫位於基隆河大武崙溪支流上游，水庫集水區標高介於 100 公尺至 215 公尺。新山水庫於民國 69 年完成第一期工程，壩頂標高 EL 75 公尺，蓄水容量 400 萬噸，並於民國 87 年完成第二期壩體加高工程，壩頂標高升高至 EL 90 公尺，蓄水容量增加為 1000 萬噸。新山水庫為一離槽水庫，主要水源取自於八堵抽水站之自基隆河原水；其蓄水過程為每日由該抽水站直接引原水至新山淨水場作淨水處理，多餘之原水才另引至水庫蓄水，且不輕易供水。除非因枯水期基隆河水量不足該抽水站引水至新山淨水場處理，故水庫此時即調節蓄水量支援淨水場用水，直至豐水期才能再有效進行蓄水。



新山水庫基本資料：

(一) 水庫

集水面積	1.6 平方公里
滿水位標高	86 公尺(加高後)
總蓄水量	400 萬立方公尺(原設計) 1,000 萬立方公尺(加高後)

(二) 大壩

壩型	分區型滾壓式傾斜心層土石壩
壩頂標高	90 公尺(加高後)
最大壩高	66 公尺(加高後)
壩頂長度	262 公尺(加高後)
壩頂寬度	10 公尺(加高後)

(三) 溢洪道

- 型式 喇叭式溢流口
- 堰頂標高 86 公尺(加高後)
- 設計排洪量 118 cms(加高後)

(四) 出水工

- 導水管 長 1,080 公尺、直徑 1.1 公尺
- 馬蹄型壓力隧道 長 418 公尺、直徑 1.8 公尺
- 排水管 直徑 0.9 公尺
- 排水閘 1 座(直徑 0.9 公尺)

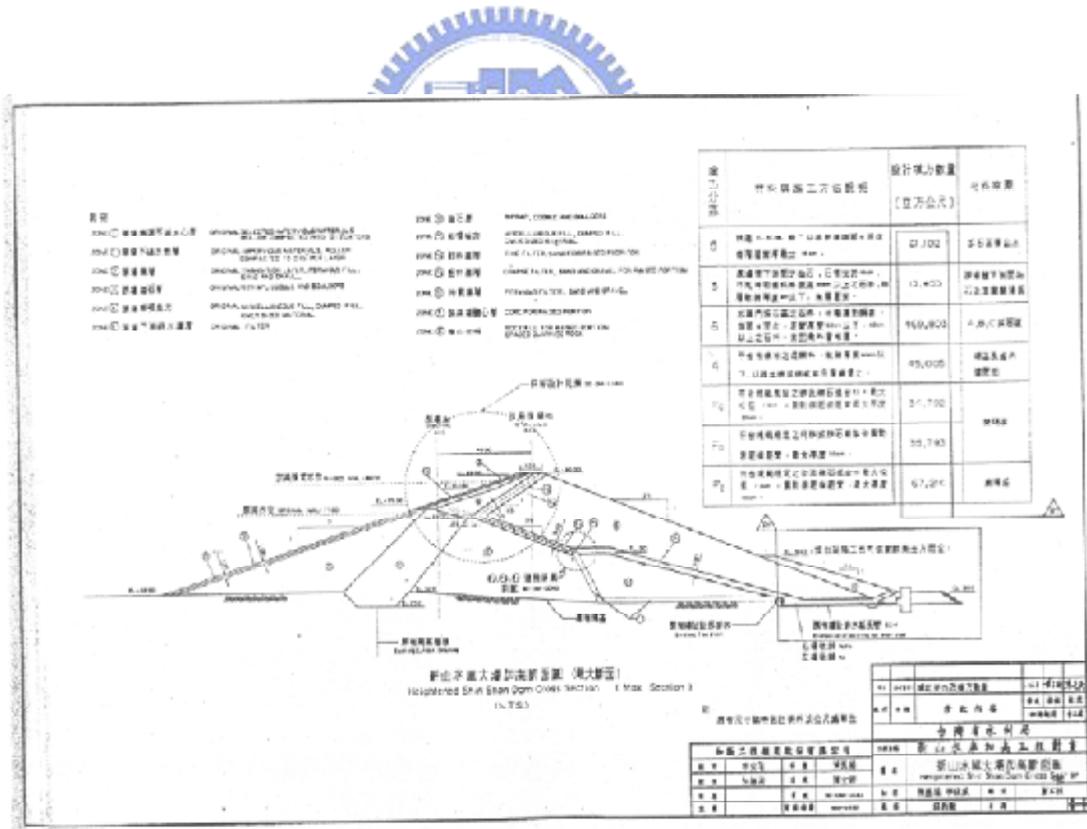


圖 3.7 新山水庫大壩標準斷面圖

新山水庫之幾何與特性

新山水庫屬於傾斜心層之土石壩，經過加高工程，造成壩體分區較為特殊，尤其是濾層部份，呈「 \angle 」形之特殊形狀，這種濾層設置方式是否會對壩體造成影響，即為本次數值模擬探討的項目。

新山水庫加高後，曾於 1999 年委託中華工程顧問公司進行「部分蓄水前安全覆核報告」，發現大壩壩體下游面與左山脊交界處 EL50m 有滲出水的現象，壩體下游坡面 EL50~60m 處出現濕潤區域；而由下游殼層內之水壓計有水壓力存在而顯示出異常之現象。有關新山水庫壩體滲流水之問題，原因可能是壩體結構性的滲漏，也可能是工程地質的問題；如果是工程地質因素，則應瞭解如何造成壩體滲流水？水庫蓄水及輸水系統的滲漏不僅會影響大壩的經濟效益，對水庫的穩定性也會產生相當嚴重的問題。

藉由過去的檢測報告發現壩體有兩處明顯濕潤的區域，分別為位於壩基左側，在壩基與殼層交界處有明顯濕潤區域如圖 3.8 所示；另一處位於左山脊，有明顯滲流水自殼層流出如圖 3.9 所示。



圖 3.8 新山水庫壩基滲漏濕潤情形



圖 3.9 新山水庫左山脊滲漏濕潤情形



新山水庫數值模擬參數探討之項目

新山水庫主要探討對象為特殊之壩型所可能產生的影響，根據上述狀況，新山水庫壩體表面有滲出水、內部有濕潤區形成的現象，是否由於傾斜心層形狀的原因影響，或者是因為新舊心層交界面處理方面的影響等，因此新山水庫模擬的項目主要為(1)傾斜曲折心層可能影之響，(2)假設新舊心層交界面透水係數偏高可能帶來的影響，及(3)針對特殊濾層形狀，考量特定位置濾層發生堵塞下大壩滲流的變化。本研究壩體各分區材料採用之滲透係數為「新山水庫第二次安全評估報告」內數值模擬所使用之參數。

邊界條件

新山水庫邊界條件給定方式與鯉魚潭水庫相同，設基礎下方為不透水層邊界，上下游殼層設定飽和度為 100%，並施加孔隙水壓，使得上下游殼層存在水頭差之條件而形成滲流發生條件。

第四章 典型對稱壩體之異常滲流模擬

本章首先對於典型壩體做材料參數探討，然後改變壩體條件，針對多種缺陷、異常、與失效所可能造成之滲流相關問題加以模擬。所模擬之缺陷、異常、與失效因素列舉如下：

1. 橫向裂縫

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

2. 縱向裂縫

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

3. 心層與基礎交界面

原因：因心層與基礎交界面阻水封層施工不良，使得交界面上透水性較高。

4. 基礎滲漏

原因：基礎若有張開之節理、隔幕灌漿效果不佳或破壞造成基礎滲漏問題。

5. 濾層失效

原因：濾層孔隙被壩體細料堵塞，或因為壩體沉陷造成濾層斷裂。

6. 其他特殊狀況



鯉魚潭水庫屬於中央直立式心層，且壩型分佈對稱，為目前較為常見之大壩類型，因此作為典型壩體之代表。針對理想狀態及不同滲流問題進行數值模擬，以下分別探討：4.1 理想狀態之滲流情況、4.2 心層產生橫向裂縫及 4.3 心層具有垂直裂縫之情況，以及 4.4 壩體與基礎交界面處理不良之情形，4.5 基礎(隔幕灌漿失效)之影響，4.6 濾層堵塞之影響。

4.1 理想狀態之滲流情況

鯉魚潭水庫壩體由不透水心層、半透水層、透水殼層、濾層、拋石層所填築而成，模擬時經簡化為心層(core)、殼層(shell)與濾層(filter)三部分，加上基礎(foundation)作為數值模型，模擬壩體高度為 96 公尺，基礎 100 公尺，並分為表層基礎 20 公尺與深層之基礎，表層基礎滲透係數較高；圖 4.1 為數值模擬之模型。根據鯉魚潭水庫竣工報告(1999)、劉芳志(2003)等相關資料，本研究各分區之滲透係數如表 4.1 所示。

表 4.1 鯉魚潭水庫壩體材料之滲透係數

材料分區	滲透係數 (cm/sec)
心層	$k_v = 4 \times 10^{-7}$ $k_h = 1 \times 10^{-7}$
殼層	5×10^{-5}
濾層	5×10^{-4}
基礎	表層 1×10^{-5} 深層 1×10^{-7}

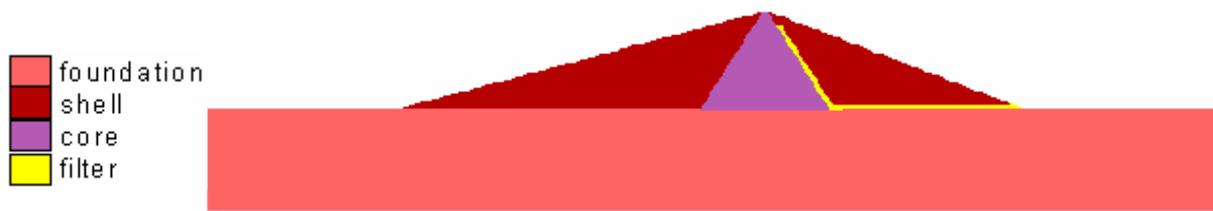


圖 4.1 鯉魚潭水庫之分區

以上述之材料參數模擬，模擬鯉魚潭水庫水位高程變化時滲流量改變之情形；滲流量隨水位高程提高而增加，圖 4.3、圖 4.4 分別為水位高程 EL 285 與 EL 300 時，孔隙水壓及水頭的情形，由總水頭分佈之情形(圖 4.3b、圖 4.4b)，可以看出水庫的上下游殼層呈靜水壓分佈，總水頭在殼層內幾乎沒有損失與改變，主要的水頭變化大都發生在心牆內部，代表心層存在阻止滲流發生之功能。而通過心層之滲流水則被濾層迅速地排出壩體之外，使得大壩下游殼層內部沒有任何滲流產生。

表 4.2 鯉魚潭水庫水位高低變化的影響

水位高程 (m)	單位寬度滲流量 (cms)	總滲流量 (CMD)	壩心滲流量 (CMD)	壩基滲流量 (CMD)
300	7.35×10^{-6}	91.40	6.11	85.29
295	7.28×10^{-6}	90.53	5.76	84.76
290	7.20×10^{-6}	89.60	5.41	84.19
285	7.11×10^{-6}	88.41	5.00	83.41
280	7.01×10^{-6}	87.27	4.62	82.65
275	7.03×10^{-6}	87.40	4.37	83.04
270	6.97×10^{-6}	86.67	3.99	82.67

總滲流量(m^3/day) = 單位長度滲流量(m^3/sec) × 土壩平均總長度(144m) × 86400

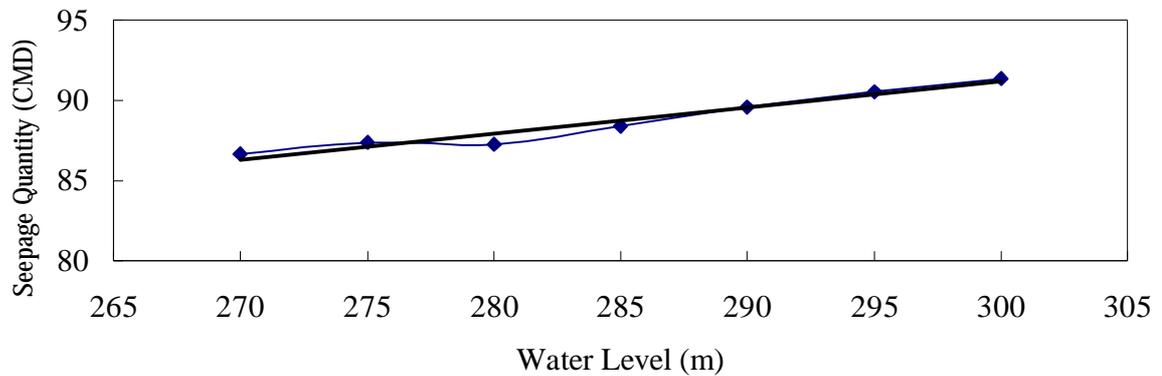


圖 4.2 鯉魚潭水庫水位高低變化的影響

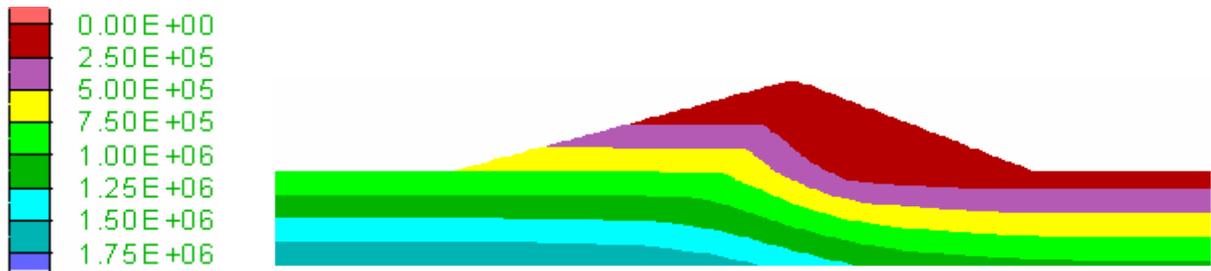


圖 4.3(a) 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之孔隙水壓分佈

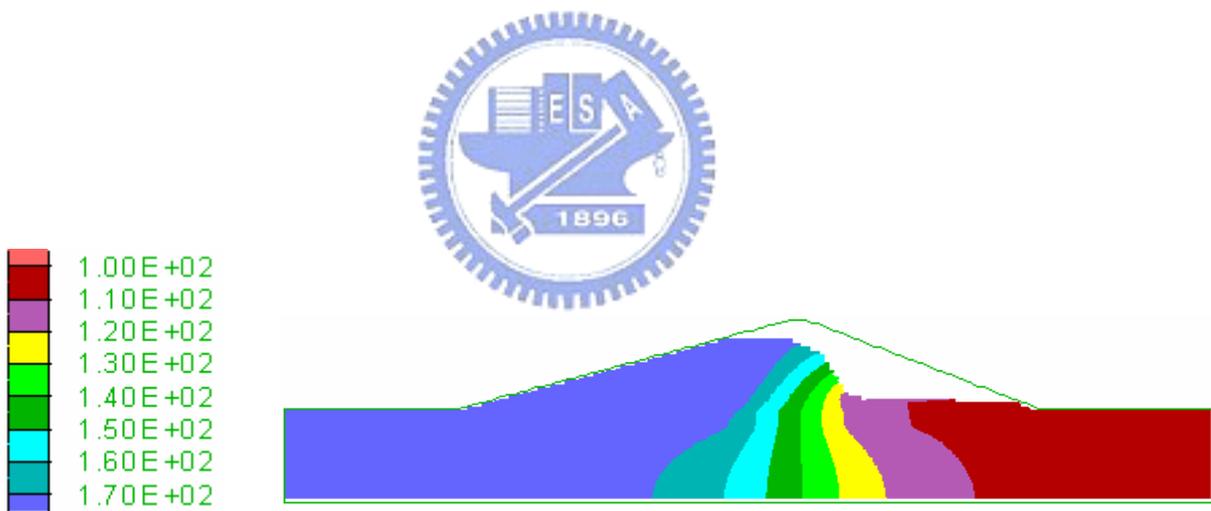


圖 4.3(b) 理想狀態下蓄水位高程 285m 時之總水頭分佈



圖 4.4(a) 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之孔隙水壓分佈

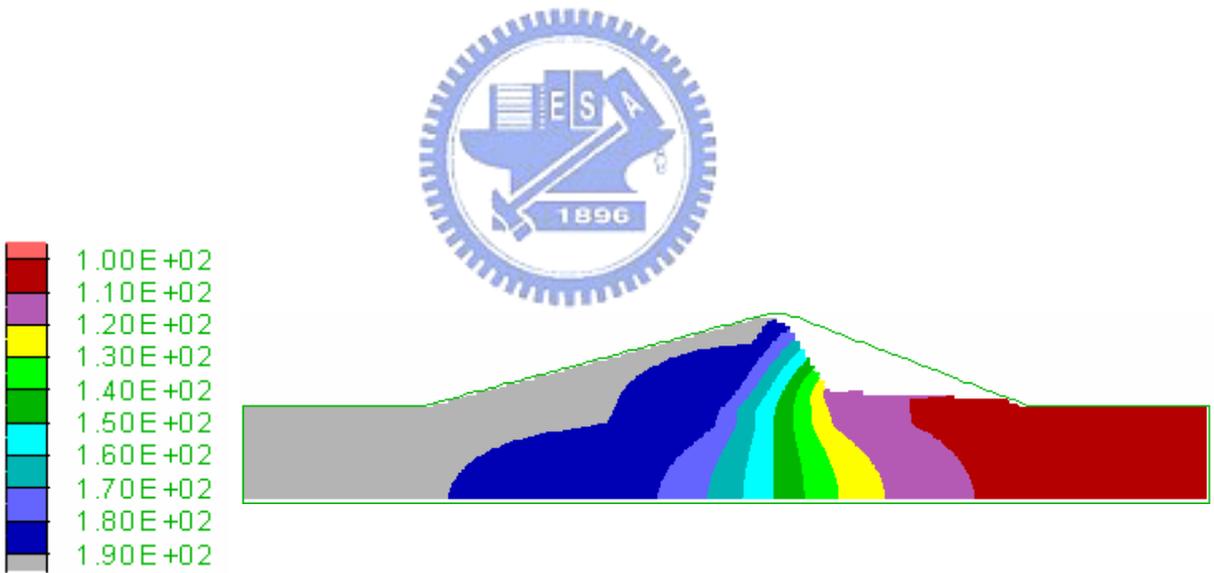


圖 4.4(b) 理想狀態下蓄水位高程 300m 時之總水頭分佈

4.2 壩心產生橫向裂縫之情形

本節將針對壩體產生橫向裂縫時，壩體滲流狀況改變情形作數值模擬分析，並將橫向裂縫之影響分為「裂縫長度」、「裂縫位置」及「裂縫之滲透係數」兩個項目分別討論。在模擬本項目時，僅探討基礎表層，以減少網格的使用量及模擬所需時間。

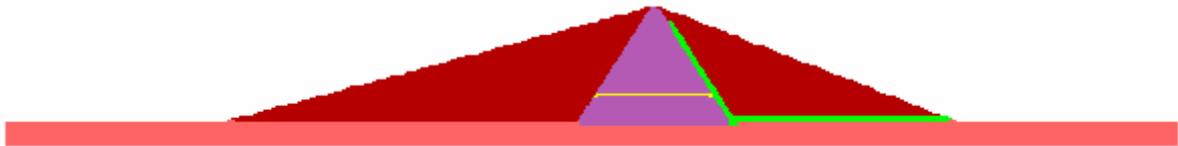
4.2.1 橫向裂縫長度與裂縫位置改變之影響

模擬項目：壩體可能因為不均勻的沉陷、水力破裂、施工分層夯實等因素所造成橫向的裂縫。模擬時假設心層可能發生的裂縫位置，並從心牆上游(左)側逐漸向下游(右)側發展，直到裂縫貫通整個壩體，形成滲流通道，探討裂縫發展期間，大壩的變化情形，並且將裂縫位置高程改變，探討不同高程之裂縫對壩體及滲流量之影響。

模擬方式：在預定之裂縫位置(高程 256m 及 232m，圖 4.5)，由左側向右側逐一改變網格 k 值至 1×10^{-5} m/sec 以模擬裂縫。裂縫的模擬方式經過等值化的步驟，在第三章曾對模擬方式加以探討。



裂縫一、裂縫高程 EL 256



裂縫二、裂縫高程 EL 232

圖 4.5 假設裂縫位置

當裂縫開始產生的時候，對於孔隙水壓和滲流量都沒有太大的影響；隨著裂縫長度逐漸增加，上游殼層內部的水漸漸流向此滲透係數較高的通道，也使得在裂縫之中產生孔隙水壓慢慢累積的現象，也驅使裂縫向前延伸；當裂縫越來越接近下游殼層，則會有更多的庫水流入裂縫，堆積更多的孔隙水壓，裂縫向前推進的速度也會更快，直到貫通整個心層；當裂縫貫穿心層之後，大量之滲流水直接由此滲流通道流向下游，造成土石壩蓄水能力降低，甚至引發管湧破壞。歸納整個裂縫延伸的過程，其重點如下列所述：

當裂縫長度越長，會有越多的滲流水流入此滲流通道之中。表 4.3 與表 4.4 分別列出假設橫向裂縫一與裂縫二長度發展對於滲流量之影響，圖 4.6 與圖 4.9 則分別繪出兩種橫向裂縫下滲流量比與裂縫比 L/L_0 (其中 L_0 為裂縫全部貫穿時之總長度) 之間的關係。由圖可看出當裂縫延伸將近貫穿心層 (即當裂縫比 L/L_0 相當接近 1.0 時)，滲流量方才開始大幅上升。當裂縫延伸穿透不透水心牆時，滲流量會突然上升，大量的滲流水經由滲流通道流向下游。

圖 4.7 與圖 4.10 分別顯示兩種假設橫向裂縫各自漸次發展下孔隙水壓分佈的變化。當裂縫延伸越來越靠近心層之下游側時，在裂縫尖端水力坡降愈來愈大，此現象也會造成裂縫向下游擴展的速度會越來越快。圖 4.8 與圖 4.11 分別顯示兩種假設橫向裂縫各自漸次發展下水力坡降分佈的變化。圖 4.12 為水力坡降分佈圖的局部放大。當無橫向裂縫存在前，整個壩體內水力坡降全都在 1.0 以下。然而當橫向裂縫漸增長，尖端處之水力坡降值漸增，可以達到臨界水力坡降(約 1.0)以上。然而一旦橫向裂縫完全貫穿壩心，最大水力坡降卻會迅速下降回接近臨界水力坡降。

由模擬結果來看，即使裂縫已發展到心層中央時，此時滲流量只增加相當有限，滲流變化量影響仍非顯著，因此實務監測上恐難以判斷此情況下滲流量增加是否因為裂縫或是其他因素之影響；但當裂縫延伸接近貫穿壩心時，模擬所得之結果滲流量增加幅度方才漸為明顯，但裂縫尖端累積之孔隙壓力十分明顯，孔隙水壓較原來之值提高甚多。同時裂縫尖端水力坡降也會相當高，最大水力坡降皆出現在裂縫尖端處(水力坡降可達到 3 或 4 以上)，該水力坡降足以引發內部細料發生沖蝕鬆動，裂縫尖端附近局部甚高之孔隙水壓又可能促成水力破裂，可能因此誘發增加裂縫向下游擴展的速度。在監測系統反應上，除了滲流量會持續向上增加，裂縫上游側區域之孔隙水壓也會出現異常。圖 4.13 顯示橫向裂縫一漸次發展下之水頭分佈，由此圖可清楚發現在裂縫上游側，水頭相當接近上游總水頭，水頭消耗有限，在裂縫下游側，水頭方才漸次消耗，差異十分明顯。裂縫上游側附近若有孔隙水壓計，其監測值應會出現非常明顯之升高量，安全評估中可據以研判可能原因。

再由兩條不同高程(256m 與 232m)的裂縫相互比較，由表 4.3 和表 4.4，兩者在裂縫發展初期，滲流量皆微微上升，都直到裂縫延伸

至接近下游殼層之後，滲流量改變才有明顯的成長。兩者差別在於最後滲流量增加的比例有些不同，裂縫二(高程較低者)滲流量增加比例較大，原因為裂縫二高程較低，所受到的孔隙水壓及水頭差較大，因此當形成滲流通道時，較多的水會經由裂縫二流向下游。

表 4.3 裂縫一 長度對於滲流之影響

L/Lo	單位寬度滲流量	變化比例	備註
0.00	1.080×10^{-6}	1.00	圖 4.7(a)
0.14	1.081×10^{-6}	1.00	
0.29	1.084×10^{-6}	1.00	
0.43	1.089×10^{-6}	1.01	圖 4.7(b)
0.57	1.101×10^{-6}	1.02	
0.71	1.140×10^{-6}	1.06	圖 4.7(c)
0.86	1.231×10^{-6}	1.14	
1.00	5.093×10^{-6}	4.72	圖 4.7(d)

滲流量為壩體滲流量與基礎表層滲流量之和

Lo 為裂縫完全貫穿心層之總長度

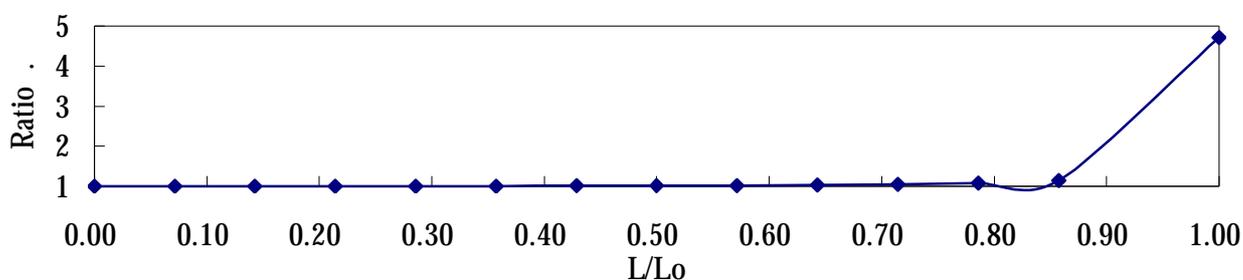


圖 4.6 裂縫一 長度對於滲流量之影響

Pore pressure contours

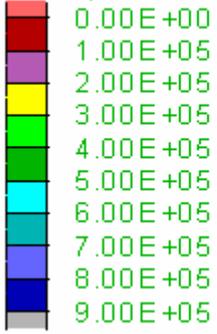


圖 4.7(a) 裂縫一長度比 0.00 時孔隙水壓分佈



圖 4.7(b) 裂縫一長度比 0.43 時孔隙水壓分佈



圖 4.7(c) 裂縫一長度比 0.71 時孔隙水壓分佈



圖 4.7(d) 裂縫一長度比 1.00 時孔隙水壓分佈

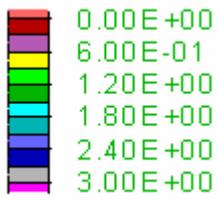


圖 4.8(a) 裂縫一長度比 0.00 時水力坡降分佈($i_{\max}=0.98$ 位於下游之壩心內)

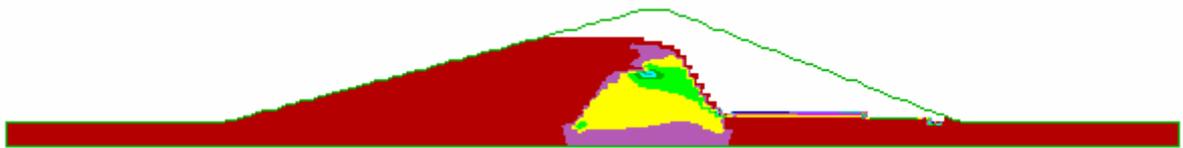


圖 4.8(b) 裂縫一長度比 0.43 時水力坡降分佈($i_{\max}=2.03$ 位於近裂縫尖端)

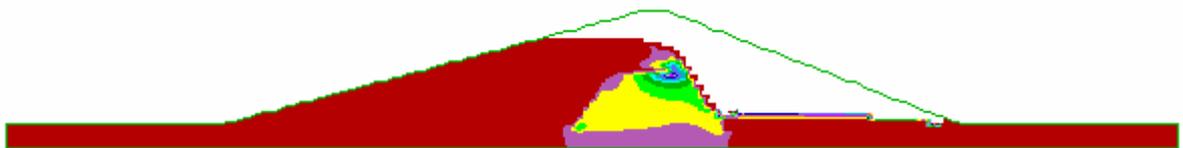


圖 4.8(c) 裂縫一長度比 0.71 時水力坡降分佈($i_{\max}=3.14$ 位於近裂縫尖端)



圖 4.8(d) 裂縫一長度比 1.00 時水力坡降分佈($i_{\max}=1.00$ 位於壩心內)

表 4.4 裂縫二 長度對於滲流之影響

L/Lo	單位寬度滲流量	變化比例	備註
0.00	1.08×10^{-6}	1.00	圖 4.9(a)
0.10	1.08×10^{-6}	1.00	
0.20	1.08×10^{-6}	1.00	
0.30	1.09×10^{-6}	1.01	
0.40	1.09×10^{-6}	1.01	圖 4.9(b)
0.50	1.11×10^{-6}	1.03	
0.60	1.14×10^{-6}	1.06	
0.70	1.19×10^{-6}	1.10	圖 4.9(c)
0.80	1.26×10^{-6}	1.16	
0.90	1.42×10^{-6}	1.32	
1.00	6.02×10^{-6}	5.58	圖 4.9(d)

滲流量為壩體滲流量與基礎表層滲流量之和

Lo 為裂縫完全貫穿心層之總長度

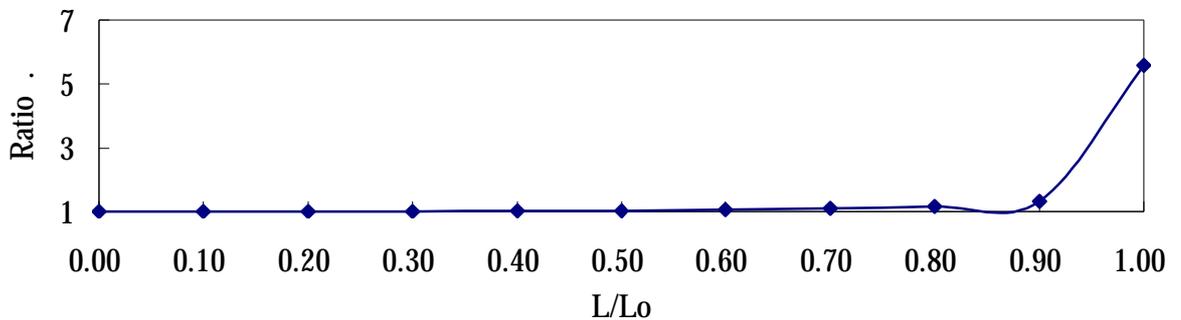


圖 4.9 裂縫二 長度對於滲流量影響之比

Pore pressure contours

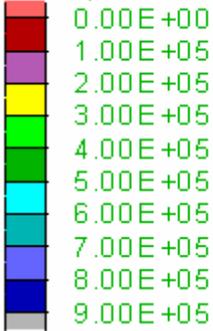


圖 4.10(a) 裂縫二長度比 0.0 時孔隙水壓分佈



圖 4.10(b) 裂縫二長度比 0.4 時孔隙水壓分佈



圖 4.10(c) 裂縫二長度比 0.7 時孔隙水壓分佈

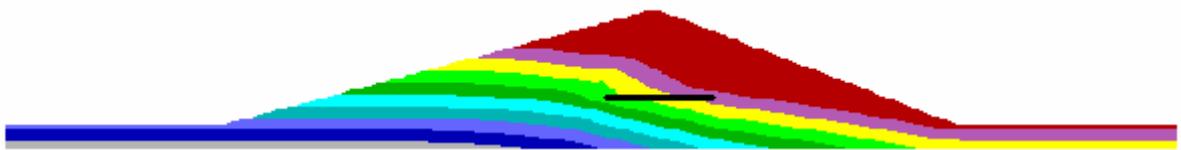


圖 4.10(d) 裂縫二長度比 1.0 時孔隙水壓分佈

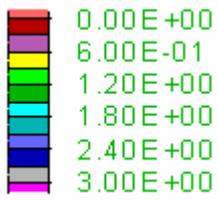


圖 4.11(a) 裂縫二長度比 0.0 時水力坡降分佈 ($i_{\max}=0.98$ 位於壩心內)

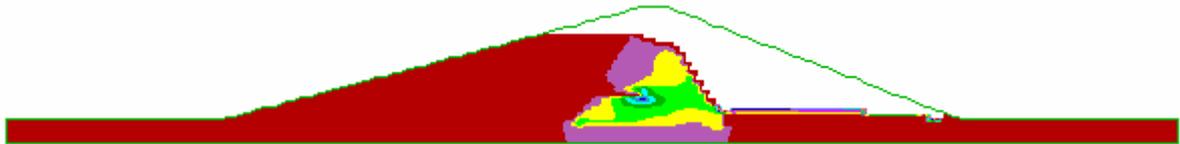


圖 4.11(b) 裂縫二長度比 0.4 時水力坡降分佈 ($i_{\max}=2.55$ 位於近裂縫尖端)

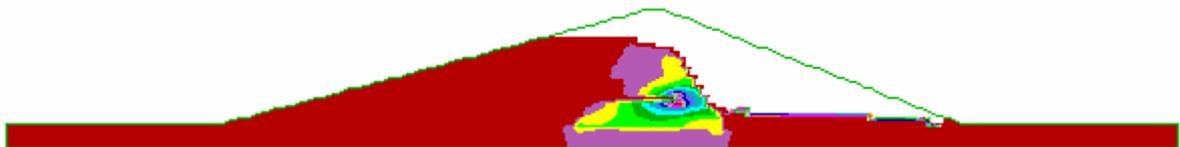


圖 4.11(c) 裂縫二長度比 0.7 時水力坡降分佈 ($i_{\max}=4.07$ 位於裂縫尖端)



圖 4.11(d) 裂縫二長度比 1.0 時水力坡降分佈 ($i_{\max}=1.12$ 位於壩心內)

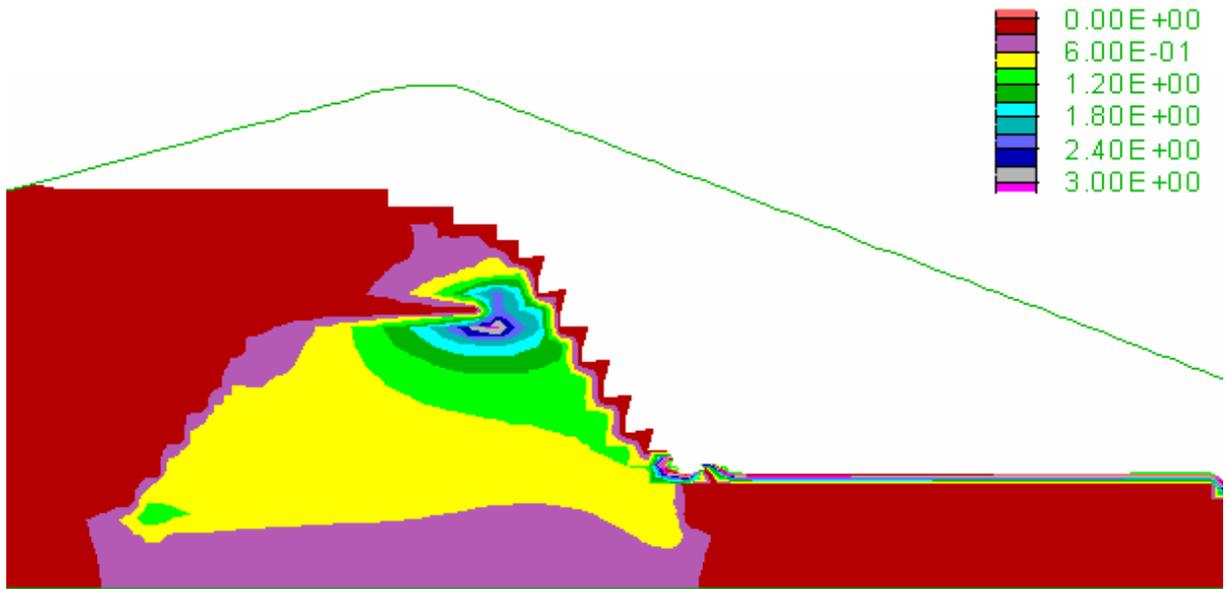


圖 4.12(a) 裂縫情況一水力坡降最大之區域($i_{\max}=3.14$ @ 裂縫尖端)

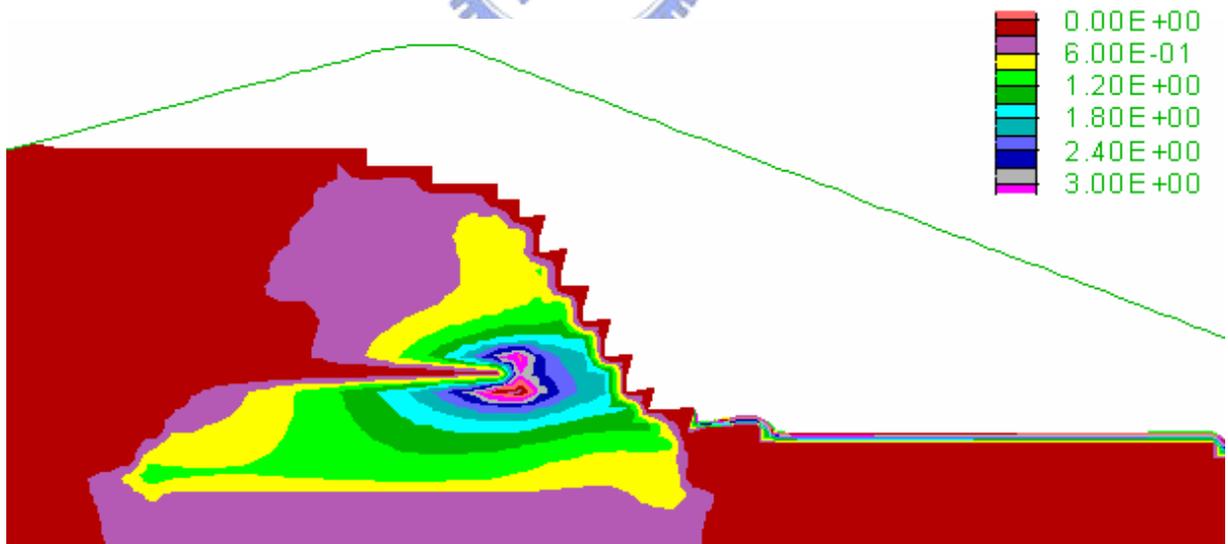


圖 4.12(b) 裂縫情況二水力坡降最大之區域($i_{\max}=4.07$ @ 裂縫尖端)

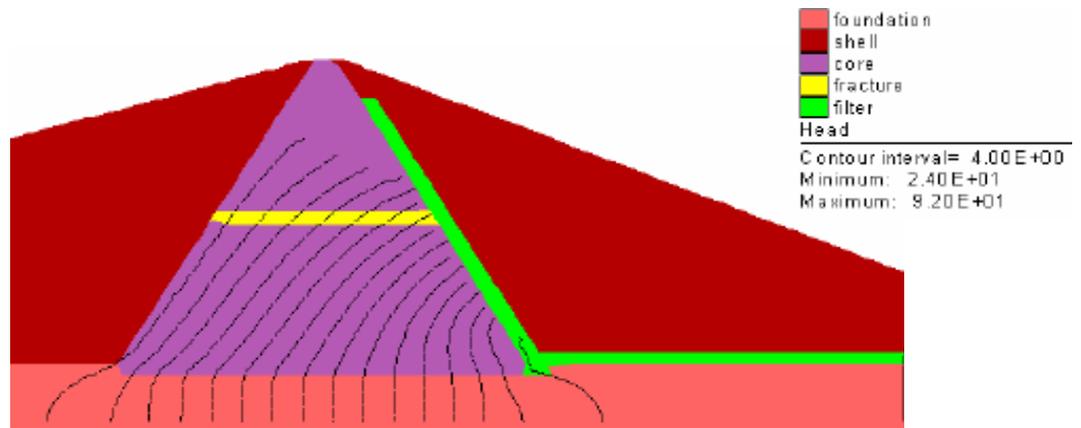


圖 4.13(a) 裂縫一長度比 0.00 時水頭分佈

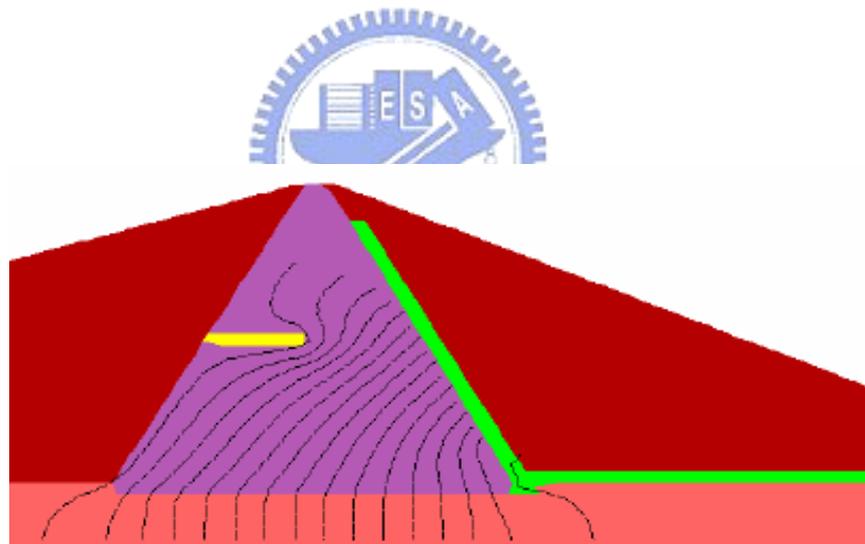


圖 4.13(b) 裂縫一長度比 0.43 時水頭分佈

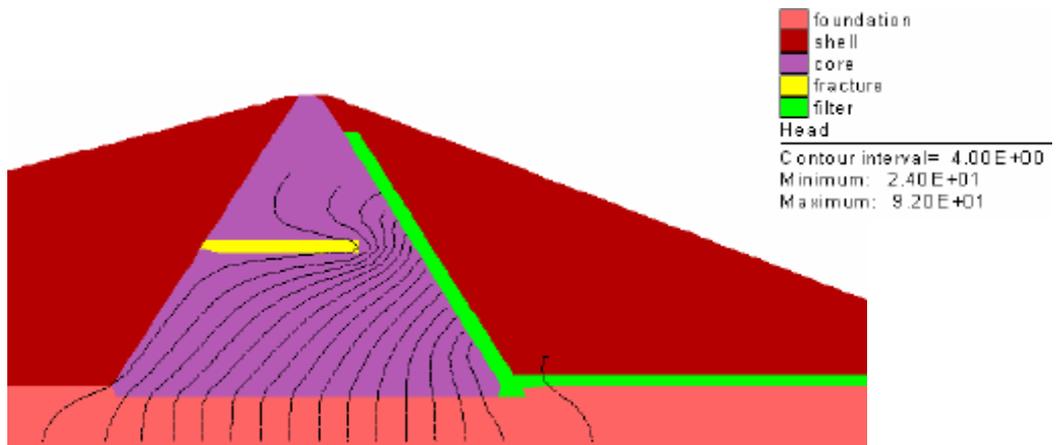


圖 4.13(c) 裂縫一長度比 0.71 時水頭分佈

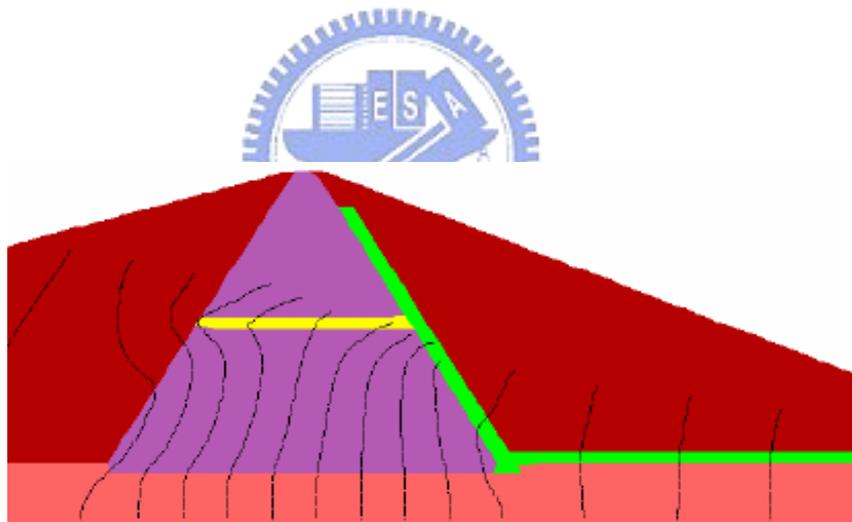


圖 4.13(d) 裂縫一長度比 1.00 時水頭分佈

歸納整個橫向裂縫延伸的過程，其重點如下列所述：

一、當裂縫由上游向下游慢慢延伸，會有越多的庫水會集中流入此滲流通道之中。

二、橫向裂縫延伸越靠近心層之下游側時，在裂縫尖端水力坡降極大，這種現象會造成裂縫向下游擴展的速度會越來越快。

三、當橫向裂縫貫穿不透水心牆時，滲流量會突然上升，大量的滲流水經由滲流通道流向下游。

四、在橫向裂縫發展的過程中，當裂縫尚未形成貫穿心層之滲流通道之前，滲流量變化不大，因此即使壩體內已產生裂縫時，實際滲流量監測仍難以判斷；但壩體內孔隙水壓分佈有相當明顯的改變，因此水庫監測項目之中，孔隙水壓的監測較能明確掌握壩體內橫向裂縫存在和發展。

4.2.2 橫向裂縫滲透係數之影響

模擬項目：延續橫向裂縫之探討。裂縫之發展應該會是一邊向下游侵蝕，一邊向四周擴孔，內部侵蝕持續發展，導致滲流通道尺寸逐漸擴大，造成大壩心層阻滯效果慢慢失去效用；本項模擬即探討裂縫擴大後，滲透係數上升，對壩體即滲流量之影響。

模擬方式：假設裂縫位置為 4.1.2.1 節之裂縫一(如圖 4.5 裂縫一)，其滲透係數由原本心層之滲透係數開始，逐漸增加，最大至 5000 倍之心層滲透係數，以探討裂縫滲透係數對壩體的變化情形。



當壩心產生一滲流通道之後，將會改變土石壩內部滲流之行為，並且隨著裂縫長度、大小、位置以及滲透係數等因素變化，大壩孔隙水壓與滲透水量都會受到影響。模擬成果如表 5.8 所示，圖 4.14 顯示橫向裂縫 k 值對於滲流比之影響。當代表裂縫通道的滲透係數提高，滲漏量則會增加，代表壩體阻水效果降低；從變化量改變而言，k 值為心層滲透係數的 100 倍以內，滲流量變化幅度不大，僅增加 13%；但當代表裂縫通道的透水係數為心層之 1000 倍以上之後，滲流量則大幅增加，心層已形同失去其功用；實際監測時，滲流量應有明顯增加之情形，並可能將壩體細料帶出。

表 4.5 橫向裂縫滲透係數對滲流之影響

橫向裂縫滲透係數 (cm/sec)	裂縫面 k/ko	單位寬度壩體滲漏量	比例
1×10^{-7}	1	1.078×10^{-6}	1.00
5×10^{-7}	5	1.080×10^{-6}	1.00
1×10^{-6}	10	1.083×10^{-6}	1.00
5×10^{-6}	50	1.132×10^{-6}	1.05
1×10^{-5}	100	1.220×10^{-6}	1.13
5×10^{-5}	500	1.855×10^{-6}	1.72
1×10^{-4}	1000	2.509×10^{-6}	2.33
5×10^{-4}	5000	5.093×10^{-6}	4.72

滲流量為壩體滲流量與基礎表層滲流量之和

ko 為心層之滲透係數

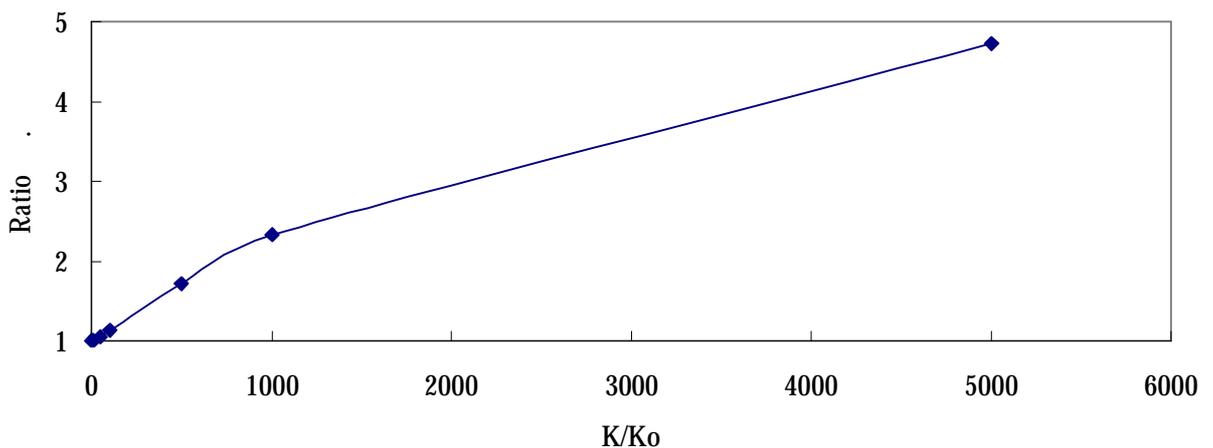


圖 4.14 裂縫 k 值對於滲流之影響

4.2.3 典型對稱壩體數值模擬裂縫之影響

土石壩裂縫是常見的現象，有些裂縫在壩體表面就可以看到，有的則會隱藏在壩體內部，必須經過開挖檢查才能發覺；裂縫寬度最窄不到 1mm，寬的可以到 500mm；裂縫長度短的不到 1m，長的可達數百米；深度有的不到 1m，有的深達壩基；裂縫走向有平行壩軸線的縱向裂縫，有垂直壩軸線的橫向裂縫，以及不規則的傾斜裂縫，各種裂縫都會對於土石壩壩體的正常使用有不利的影響，其中危害最大的就是貫穿壩體的橫向裂縫，這種裂縫會形成滲流通道使壩體失去阻水的功能，也可能形成管湧，對壩體穩定性造成威脅。

當土石壩內部產生損害、開裂、管湧或其他力學行為時，如何從局部區域的監測資料來判斷壩體所遭遇到的問題，以及需要哪些監測項目才能掌握壩體的安定性，這些正是壩體監測系統最重要應考量的課題。

壩體內部的滲流監測，可利用水位觀測井或孔隙水壓計來監測壩體內部的浸潤面(phreatic surface)：在理想條件之下，當土石壩上游及下游水位高程固定時，浸潤面應該相同；當壩體內部局部區域滲透係數改變時，浸潤面也會受到影響而產生變化。必要時可利用雷達或地電阻法來檢測壩體內部的潮濕區域，以判斷壩體內部是否存在異常濕潤區域或滲流通道。本節將討論橫向裂縫產生(也就是局部區域滲透係數改變)對於浸潤面之影響。

當壩體內部產生橫向裂縫，尤其是此裂縫發生在壩心時，對於壩體安全性會有相當的影響；當心層產生裂縫時，可能使

心層細料隨滲流水移動或帶出，而且隨著水力坡降增加而使得此細料淘空的現象更加明顯。根據 Martinet and Rehbinder (1999)，並配合本研究之數值模擬結果顯示：壩體內部存在有橫向裂縫時，水力坡降最大值會出現在裂縫尖端；並且裂縫越長，尖端的水力坡降越大，代表會有更大的滲流力可將細料帶動，使得裂縫延伸的速度會越快。

當裂縫產生位置較高時(如 4.1.2.1 節橫向裂縫長度與裂縫位置改變之影響之模擬結果)，對浸潤面改變較為明顯；相對地，裂縫產生位置較低的裂縫二，對浸潤面的影響較小(如圖 4.15 所示)；此外，裂縫長度越長，對浸潤面的影響也越大(如圖 4.16 所示)。

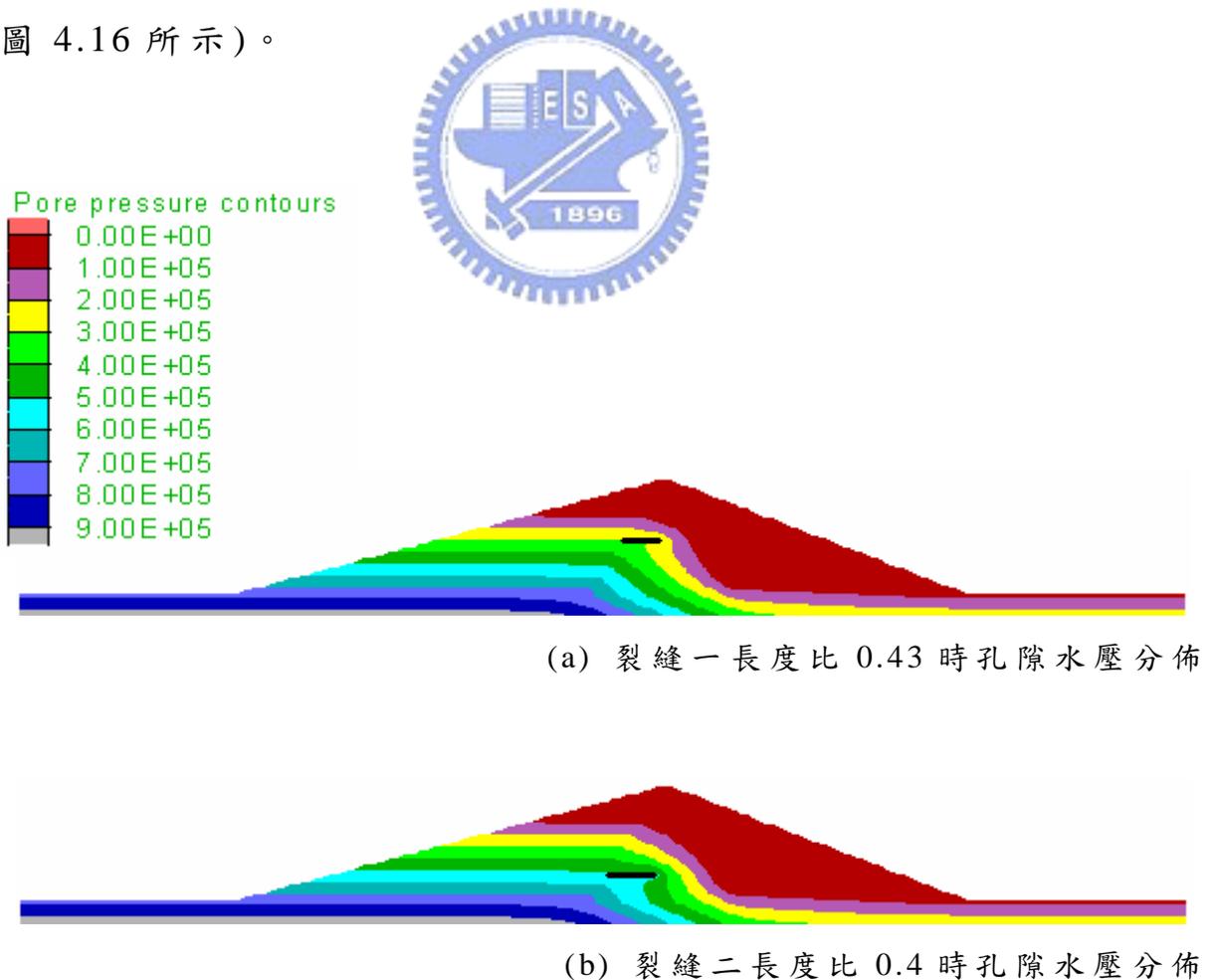
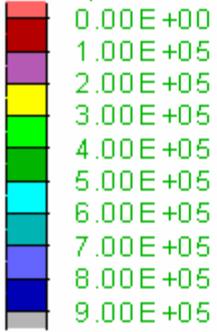


圖 4.15 裂縫高度對浸潤面之影響

Pore pressure contours



(a) 裂縫一長度比 0.43 時孔隙水壓分佈



(b) 裂縫一長度比 0.71 時孔隙水壓分佈

圖 4.16 裂縫長度對浸潤面之影響

4.3 垂直裂縫之模擬

模擬項目：造成垂直裂縫的原因可能為壩體上下游分區因勁度不同，所造成縱向的裂縫，或在壩體內部新增監測儀器時所使用的鑽孔、地震影響等因素，造成垂直向的裂縫。

模擬方式：由壩頂開始，製造垂直向之裂縫網格，提高此裂縫網格之滲透係數，探討其變化情形。垂直裂縫滲透係數與心層 k 值的比由 1 至 5000 倍，模擬水位高程為 285 m。圖 4.17 所示為垂直裂縫假設位置。

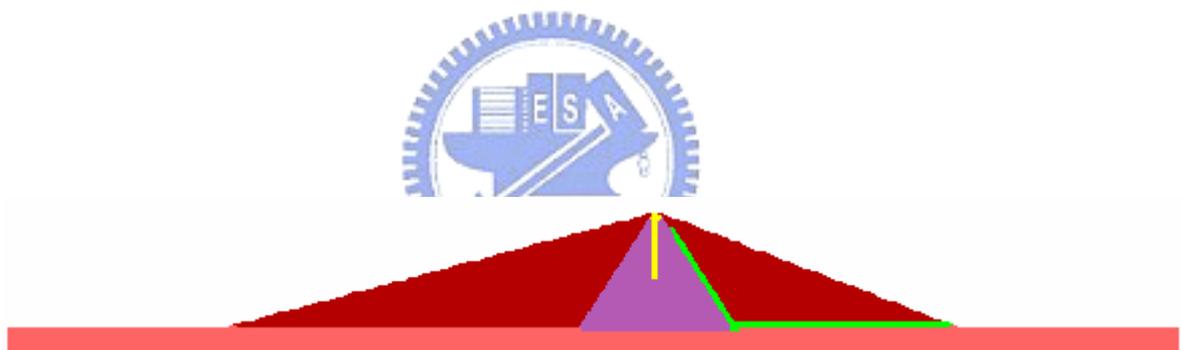


圖 4.17 垂直裂縫假設位置

表 4.6 列出模擬垂直裂縫對滲流量之影響結果，從滲流量的改變情形而言，當壩體產生垂直裂縫時，對滲流量的影響並不明顯，原因可能是垂直裂縫對壩心所造成的影響，主要是改變滲流的路徑，並沒有形成滲流的通道，所以影響範圍相對小。

圖 4.18 為不同垂直裂縫面 k/k_0 下孔隙水壓分佈，顯示垂直裂縫對於滲流路徑的影響，可觀察滲流路徑和裂縫的滲透係數有關。圖 4.19 為不同垂直裂縫面 k/k_0 下飽和度分佈，可藉以檢

視浸潤面位置。當裂縫滲透係數僅為原心層 k 值的 10 倍時，浸潤面變化尚不大，而滲透係數變為原心層 k 值的 100 倍以上時，則有較明顯的改變。

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

圖 4.20 繪出當存在垂直裂縫面時之水力坡降分佈，該圖假設垂直裂縫面 $k/k_0=1000$ 之條件。最大水力坡降出現在垂直裂縫尖端附近，達到 1.42；因為水力坡降過大，有可能進一步促發裂縫之往下延展。

依過去土石壩破壞模式之分析之中，因降雨滲入垂直裂縫，導致殼層濕潤對壩體邊坡穩定安全影響較大，因此當發現壩體表面上發現裂縫，應予以修補，避免雨水下滲之情形發生。

表 4.6 垂直裂縫對滲流量之影響

垂直裂縫滲透係數 (cm/sec)	裂縫面 k/k ₀	單位寬度壩體滲漏量	比例
1×10^{-7}	1	1.076×10^{-6}	1.00
5×10^{-7}	5	1.080×10^{-6}	1.00
1×10^{-6}	10	1.081×10^{-6}	1.00
5×10^{-6}	50	1.081×10^{-6}	1.00
1×10^{-5}	100	1.081×10^{-6}	1.00
5×10^{-5}	500	1.081×10^{-6}	1.00
1×10^{-4}	1000	1.082×10^{-6}	1.01
5×10^{-4}	5000	1.091×10^{-6}	1.01

滲流量為壩體滲流量與基礎表層滲流量之和

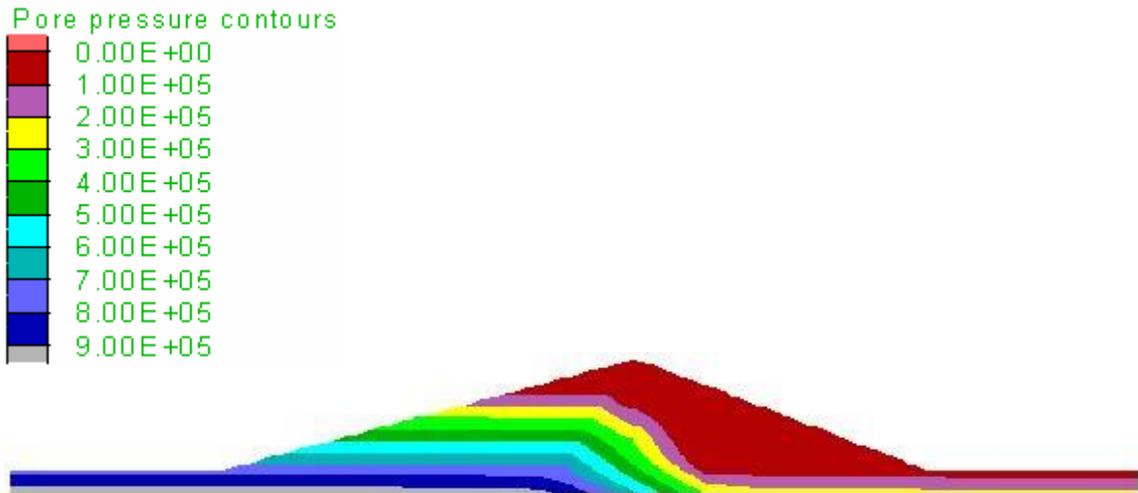


圖 4.18(a) 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面 $k/k_o=1$)



圖 4.18(b) 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面 $k/k_o=10$)

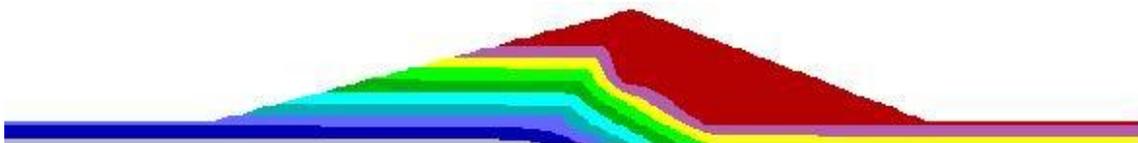


圖 4.18(c) 存在垂直裂縫面時之孔隙水壓分佈 (裂縫面 $k/k_o=100$)

Saturation contours

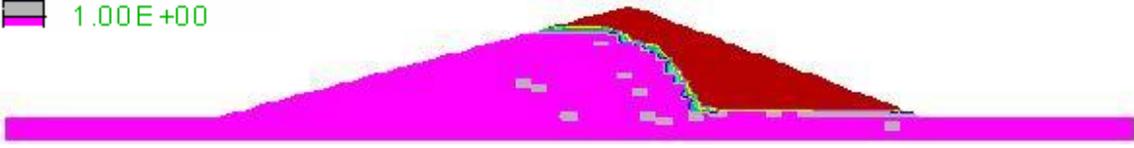


圖 4.19(a) 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面 $k/k_o=1$)



圖 4.19(b) 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面 $k/k_o=10$)

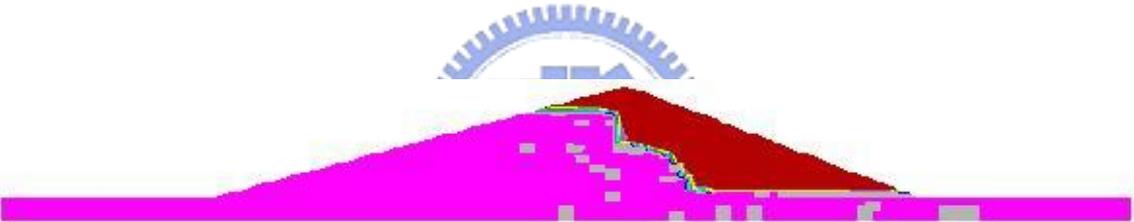


圖 4.19(c) 存在垂直裂縫面時之飽和度分佈 (裂縫面 $k/k_o=100$)

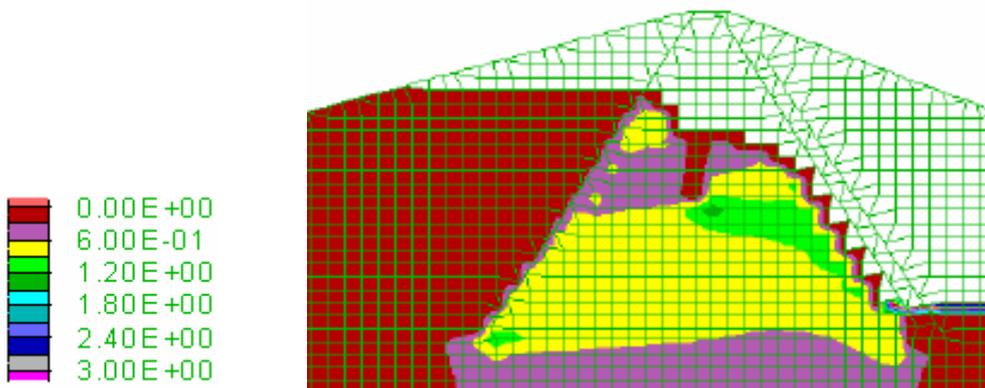


圖 4.20 存在垂直裂縫面時之水力坡降分佈 (裂縫面

$k/k_o=1000$)(imax=1.42@裂縫尖端)

4.4 基礎交界面處理不良之影響

模擬項目：由於基礎表面較為破碎，滲透係數較高，在大壩施工初期便需要經過處理，或者因為壩體與基礎之間施工不易，造成壩體底部存在一層透水性較高的區域，因此模擬壩體與壩基交界面上處理不良，造成滲流水經由交界面通過。

模擬程序：模擬程序為令壩體與壩基交界面之網格滲透係數提高。交界面之 k 值從心層之滲透係數基準值，放大 10 倍、100 倍至 5000 倍。模擬之庫水位高程在 EL 285 m。



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

表 4.7 列出基礎交界面處理不良對滲流量之影響。圖 4.21 則繪出基礎交界面處理不良對滲流量之影響。若僅以數值模擬方式來看，基礎交界面處理與橫向裂縫模擬方式相似，但由於基礎交界面位於大壩心層之底部，因此高透水區域之孔隙水壓分佈頗為不同，影響兩者滲流量的差異，故基礎交界面處理不良經數值模擬所得的滲流量則會高於橫向裂縫模擬的滲流量結果。

表 4.7 基礎交界面處理不良之影響

交界面滲透係數 (cm/sec)	裂縫面 k/ko	單位寬度壩體滲漏量	比例
1×10^{-7}	1	1.08×10^{-6}	1.00
5×10^{-7}	5	1.08×10^{-6}	1.01
1×10^{-6}	10	1.09×10^{-6}	1.01
5×10^{-6}	50	1.23×10^{-6}	1.14
1×10^{-5}	100	1.40×10^{-6}	1.30
5×10^{-5}	500	2.53×10^{-6}	2.35
1×10^{-4}	1000	3.51×10^{-6}	3.26
5×10^{-4}	5000	6.42×10^{-6}	5.96

滲流量為壩體滲流量與基礎表層滲流量之和

ko 為心牆之滲透係數

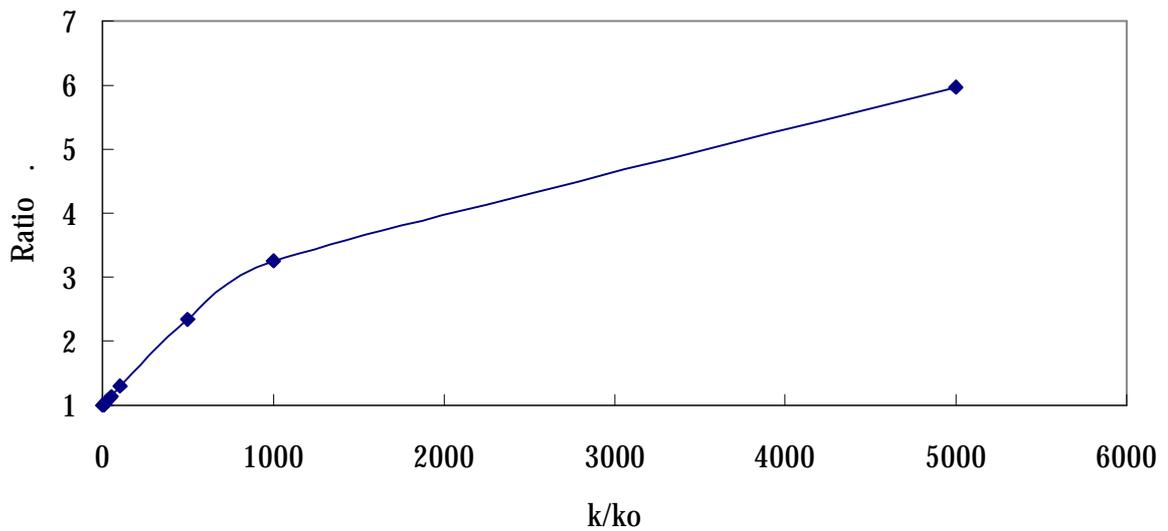


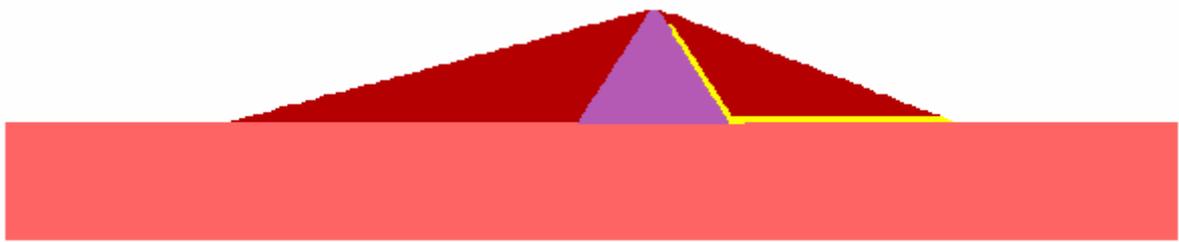
圖 4.21 基礎交界面處理不良之影響

4.5 基礎(隔幕灌漿失效)之影響

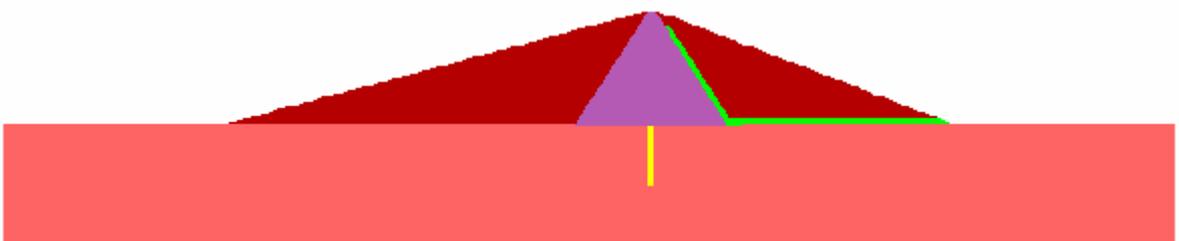
由於基礎表面通常較為破碎，滲透係數較高，因此一般為避免大壩水密性不佳，會在壩基表面做適當處理，其中隔幕灌漿(截水牆)為降低基礎滲透性的方式之一；隔幕灌漿對於基礎滲流量影響甚鉅；本節所模擬之項目便是隔幕灌漿之效果，以及隔幕灌漿失效時的影響。

模擬項目：模擬基礎隔幕灌漿(截水牆)發生斷裂，造成基礎阻水效果降低，基礎滲流量增加之情形。本項目模擬基礎 100 公尺(約和壩高相等)，並將基礎分為淺層與深層基礎，其滲透係數為表 4.1 所示，隔幕灌漿深度參考鯉魚潭水庫竣工報告，模擬基礎存在 50 公尺之隔幕灌漿，並給予滲透係數 1×10^{-8} cm/sec。

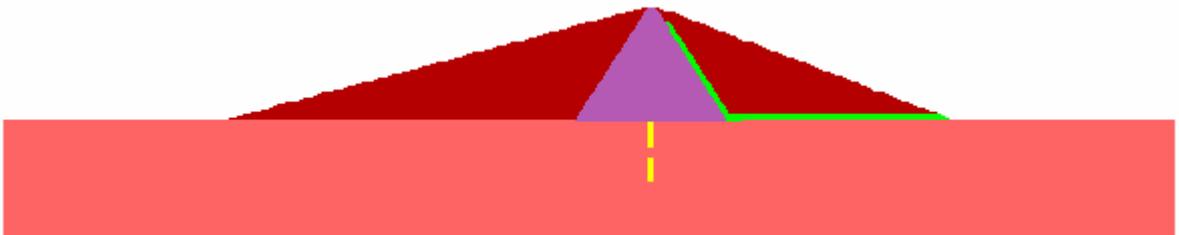
模擬程序：本項模擬首先將比較基礎隔幕灌漿之效果，並探討當隔幕灌漿發生斷裂之情況，基礎滲流量及流線等變化情形，模擬方事為在隔幕灌漿處中央數個網格滲透係數提高，代表隔幕灌漿於此處斷裂，造成截水牆失效之情形。



(a)無隔幕灌漿



(b)隔幕灌漿完好



(c)隔幕灌漿破裂

圖 4.22 隔幕灌漿(截水牆) 示意圖

圖 4.23 為隔幕灌漿有效及失效時孔隙水壓分佈圖。比較此二孔隙水壓分佈圖，可看出孔隙水壓在接近隔幕灌漿局部破裂附近，一旦隔幕灌漿失效(破裂)時孔隙水壓有明顯變化，若附近有水壓計一定可測出此明顯變化。

隔幕灌漿有效時會降低滲流量。其原因是當隔幕灌漿存在時，會使的滲流路徑的拉長，如圖 4.24(a)所示。當隔幕灌漿局部失效時，則原先必須繞過隔幕灌漿的滲流路徑，會直接通過裂縫流向下游，如圖 4.24(b)所示，一股相當密集流線集中穿過灌漿局部失效處，滲流路徑大幅地減少，隔幕灌漿失去應有的效果，使得滲流量上升接近沒有隔幕灌漿時的情形。圖 4.25(a)隔幕灌漿有效時之水力坡降分佈圖，圖 4.25(b)隔幕灌漿有效時之水力坡降分佈圖。兩者差異十分明顯。



Pore pressure contours

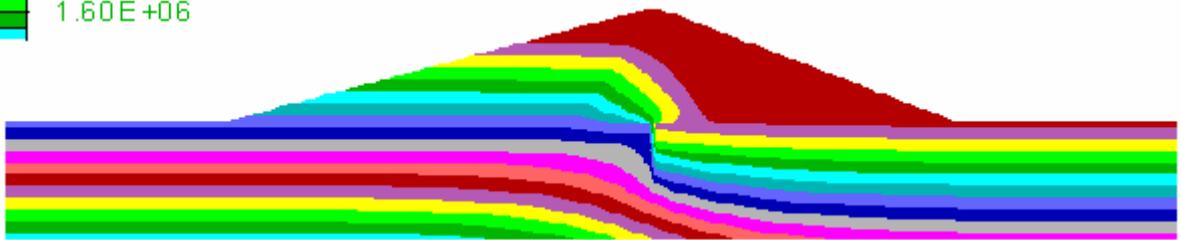
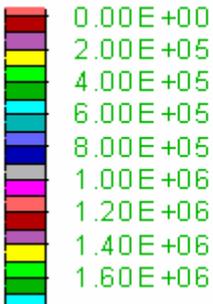


圖 4.23(a) 隔幕灌漿有效時之孔隙水壓分佈圖

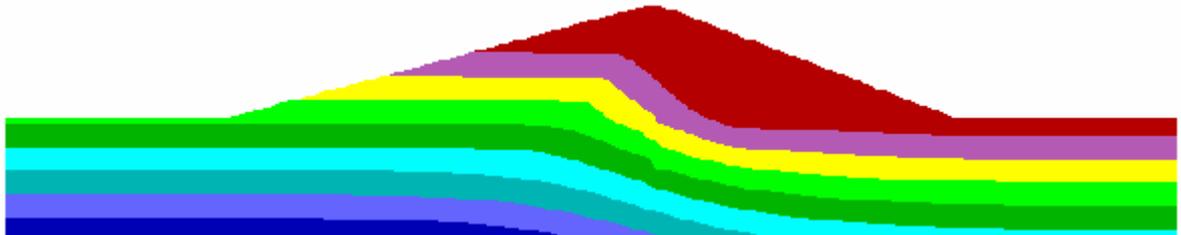


圖 4.23(b) 隔幕灌漿失效時之孔隙水壓分佈圖

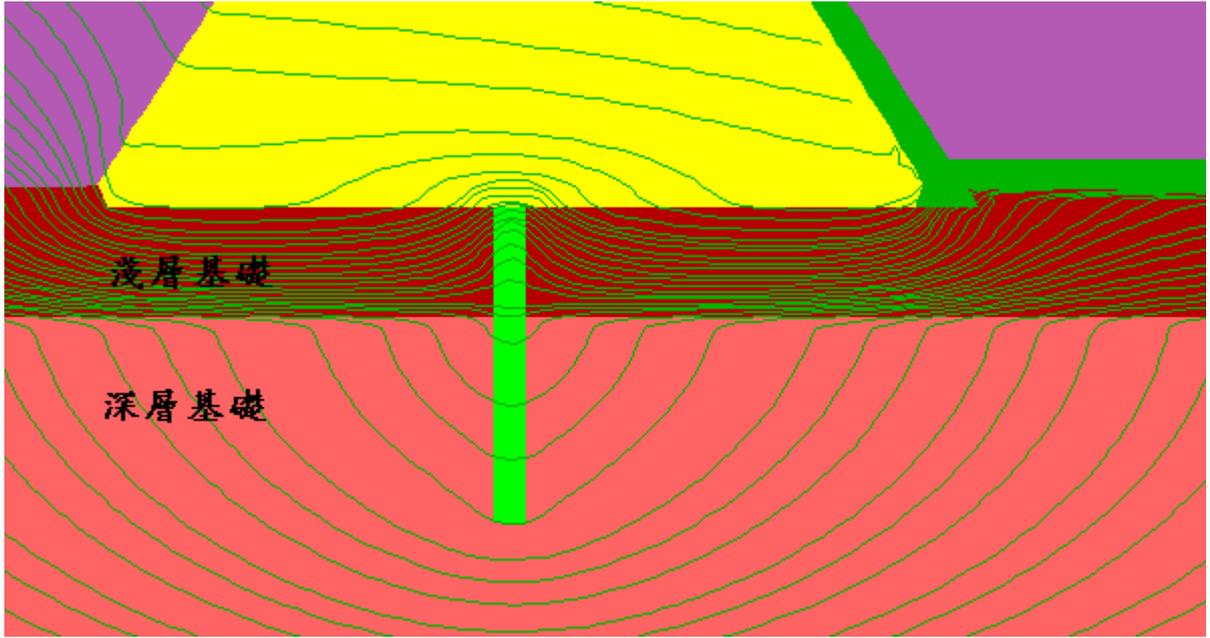


圖 4.24(a) 隔幕灌漿良好時之流線圖

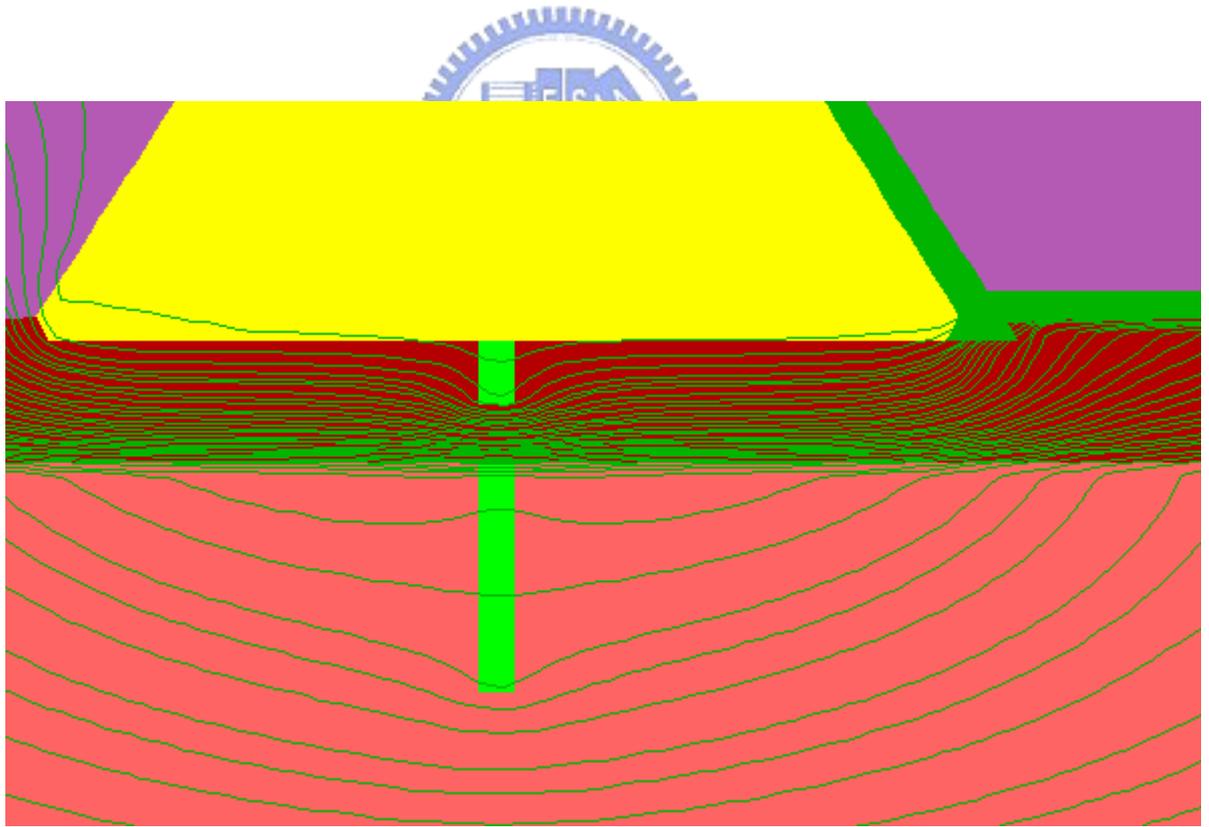


圖 4.24(b) 隔幕灌漿失效時之流線圖

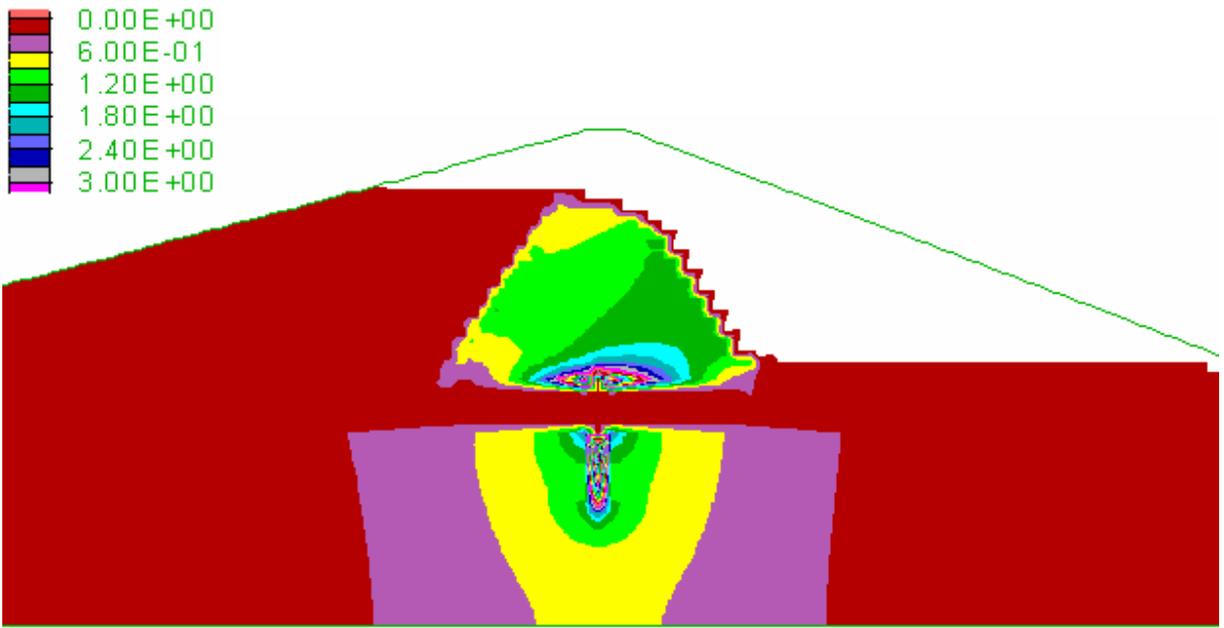


圖 4.25(a) 隔幕灌漿有效時之水力坡降分佈圖

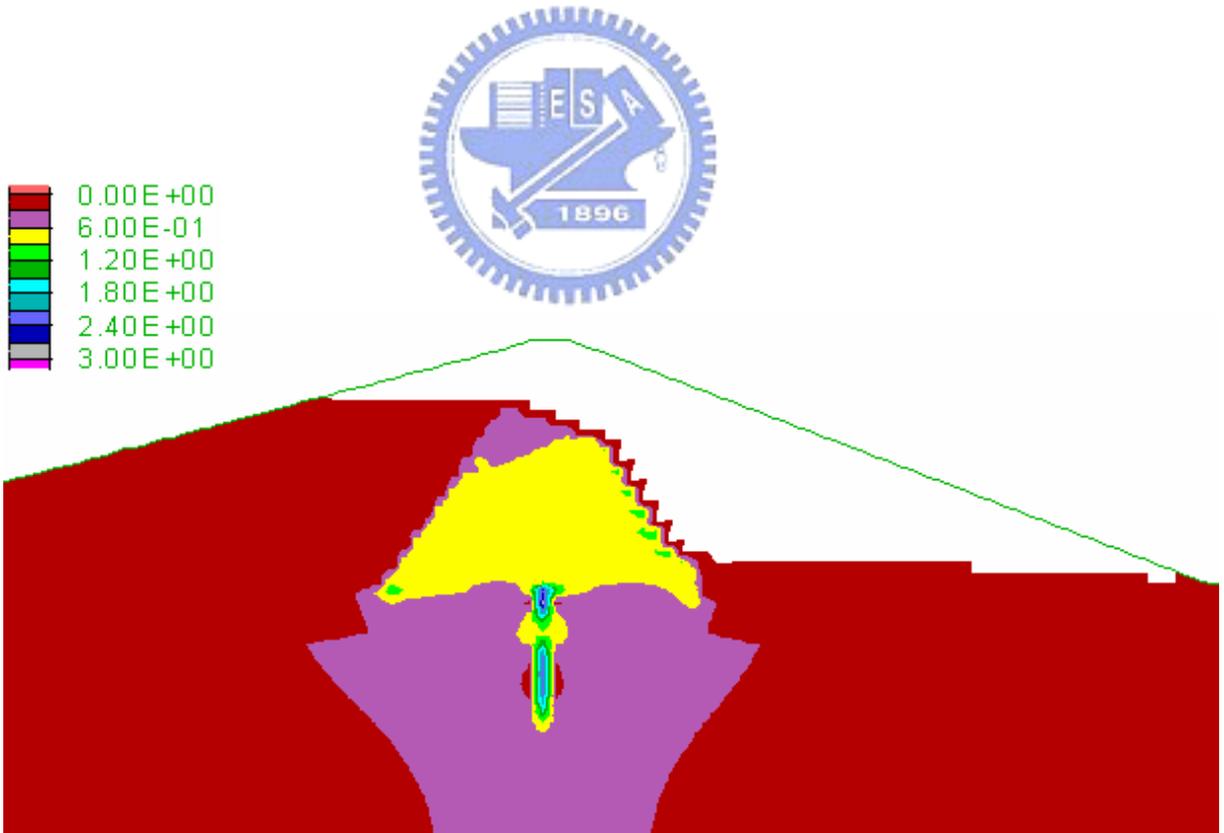


圖 4.25(b) 隔幕灌漿失效時之水力坡降分佈圖

4.6 濾層堵塞之影響

模擬項目：本項目將模擬數種濾層可能發生之問題，包括堵塞及截斷；堵塞為濾層可能因為壩心細料被滲流水帶出，並逐漸將濾層的孔隙堵塞，造成濾層失去排水功能，截斷則可能是由於壩體沉陷或滑動，造成濾層被切斷。

模擬程序：將濾層局部區域網格的滲透係數提高，以降低滲透係數，代表濾層堵塞的現象。濾層堵塞情形考慮兩種情況，情況一為模擬濾層在垂直濾層與水平濾層交點(濾層轉折點)發生堵塞，情況二為堵塞段由濾層轉折點向上延伸一段長度(如圖 4.26 所示)。

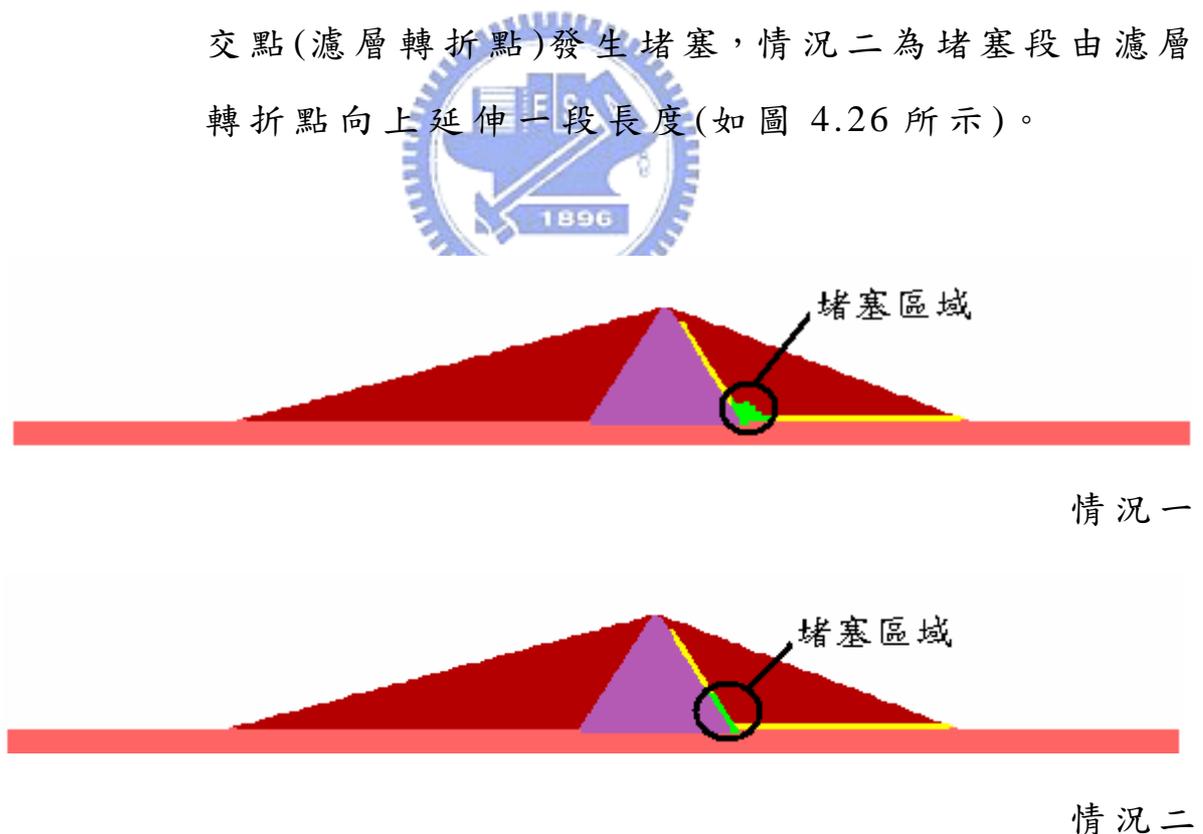


圖 4.26 模擬濾層堵塞情況一位置

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

由圖 4.27(a)與圖 4.27(b)所示為濾層堵塞情況時流線分佈情形，因為濾層堵塞，造成原先壩心之滲出水路必須繞出濾層進入下游殼層方能再進入下游濾層或經下游殼層流出，使得部份下游殼層產生濕潤。比較情況一與情況二，情況二堵塞的濾層範圍較長，對於壩心滲流路徑的影響因而也較廣。

圖 4.28(a)與圖 4.28(b)分別繪出濾層堵塞情況一條件與情況二條件下之水力坡降分佈圖。該二圖顯示接近濾層阻塞段之水力坡降，可觀察當濾層阻塞時，水力坡降會有明顯升高現象。

以下針對堵塞情況一加以討論：圖 4.29 顯示濾層堵塞情況一時飽和度分佈情形，可看出浸潤線業已進入下游殼層。

圖 4.30 為濾層堵塞情況一孔隙水壓分佈圖。比較濾層暢通與濾層阻塞兩種不同條件下接近濾層阻塞段之孔隙水壓可觀察差異相當明顯，壩心於近濾層阻塞處孔隙水壓局部範圍顯著升高，壩心近濾層阻塞段附近若有孔隙水壓計，孔隙水壓計應可反應其異常現象，安全評估可據以研判可能問題。

圖 4.31(a)與圖 4.31(b)比較濾層通暢時與濾層堵塞後之水頭分佈。當濾層堵塞後，堵塞段後方與濾層內之水頭升高 10 至 20 米，且在心層中水頭升高範圍且向上游延伸，愈接近堵塞段，水頭升高程度愈為明顯，心層附近若埋置有水壓計，安全評估工作應可據以研判異常現象。

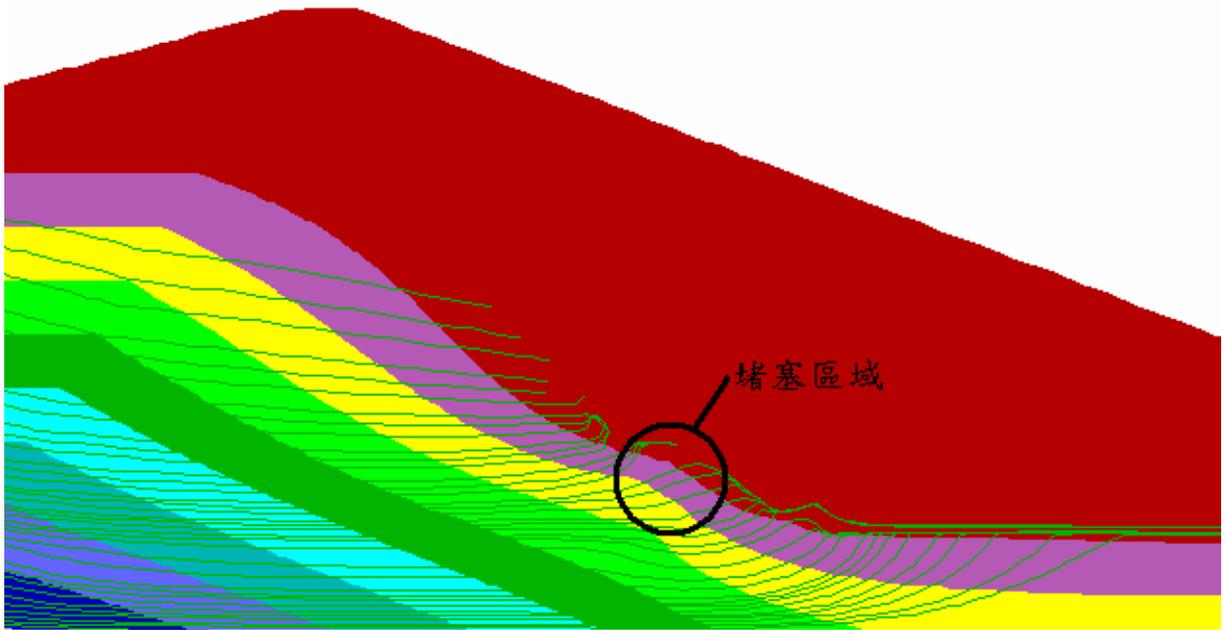


圖 4.27(a) 濾層堵塞情況一時流線分佈情形

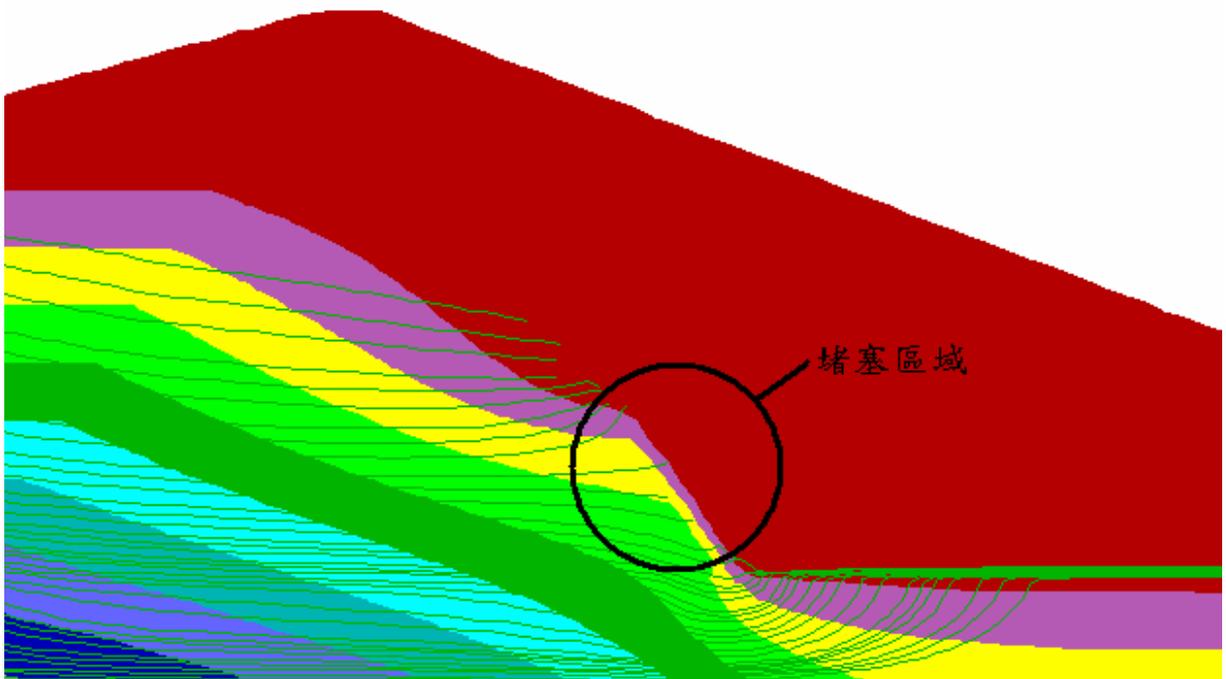


圖 4.27(b) 濾層堵塞情況二時流線分佈情形

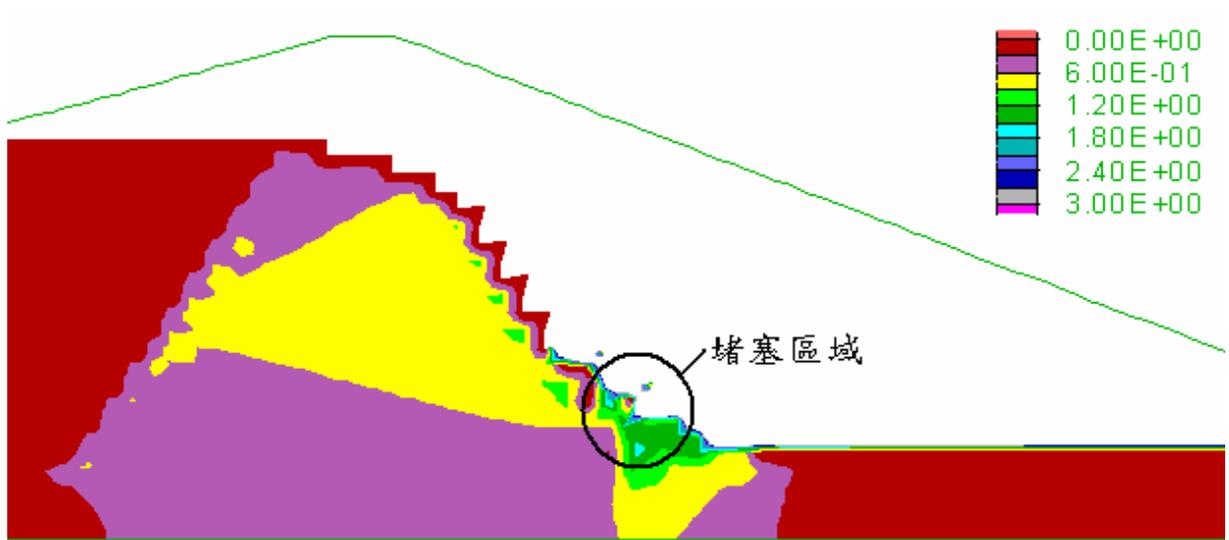


圖 4.28(a) 濾層堵塞情況一水力坡降

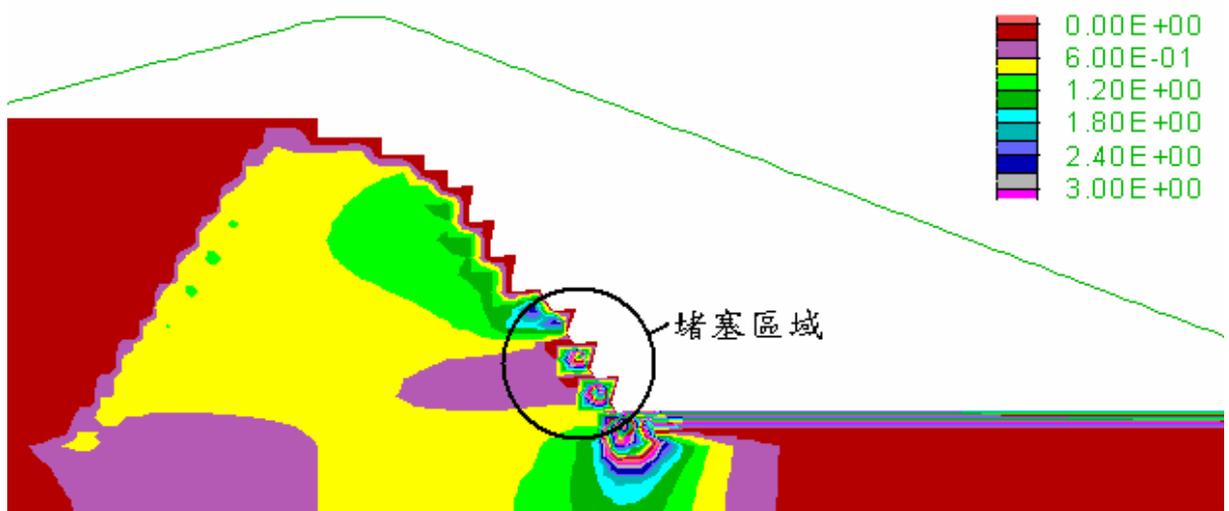


圖 4.28(b) 濾層堵塞情況二水力坡降

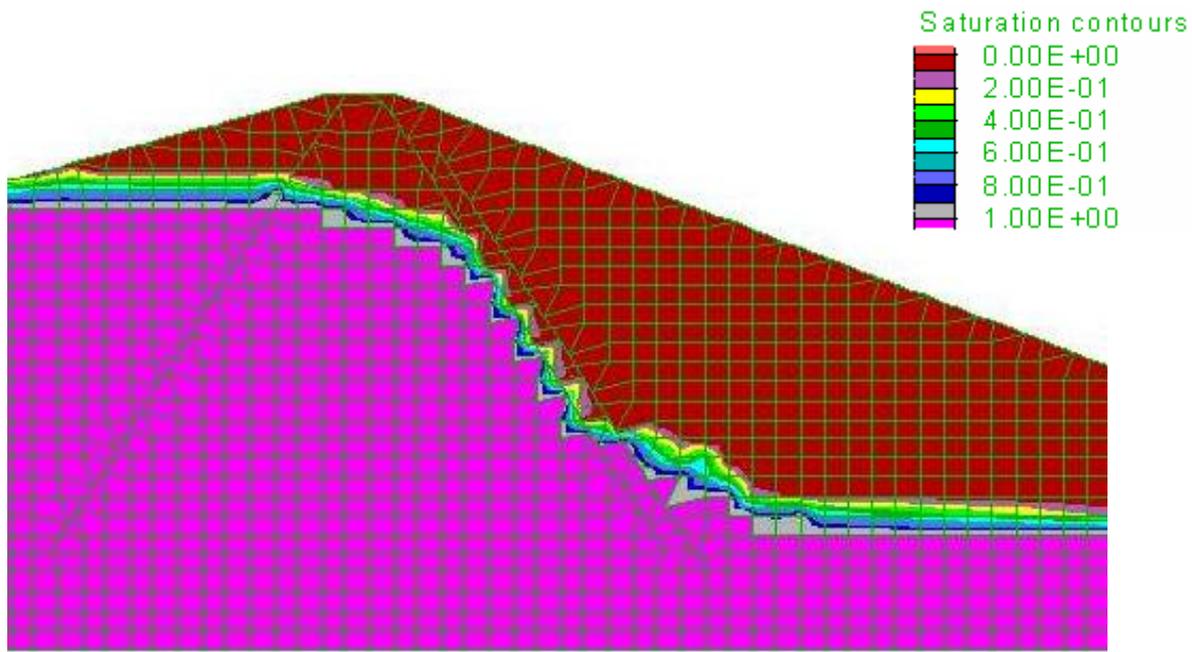


圖 4.29 濾層堵塞情況一時飽和度分佈情形

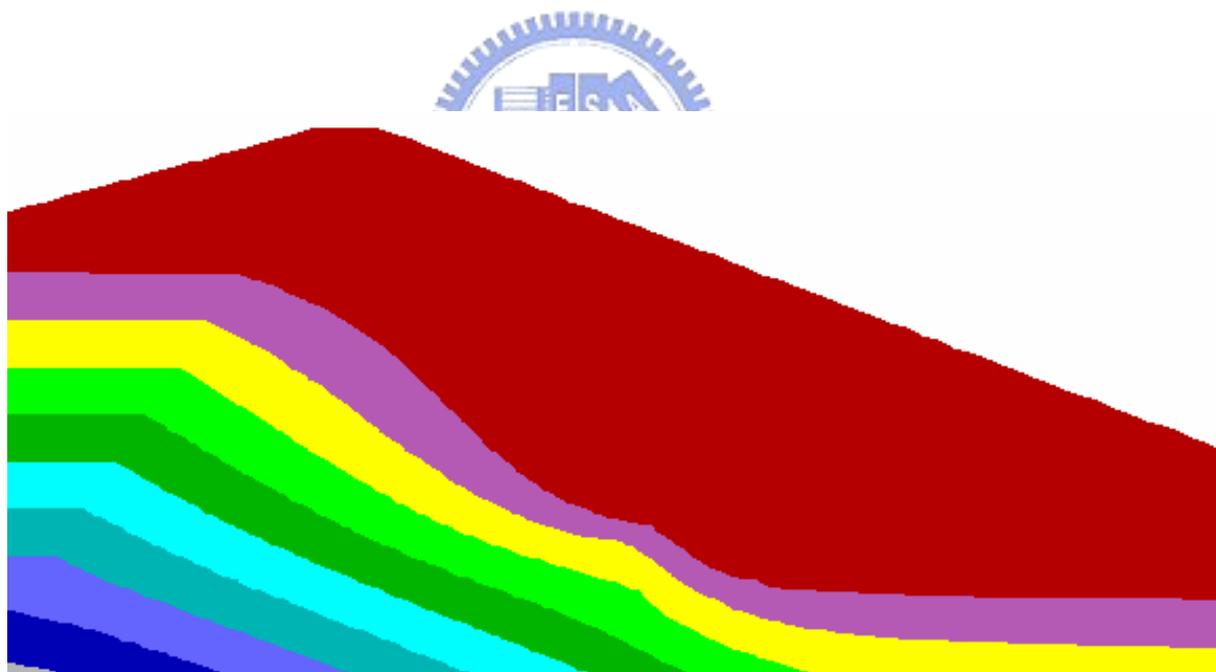


圖 4.30 濾層堵塞情況一時孔隙水壓分佈情形

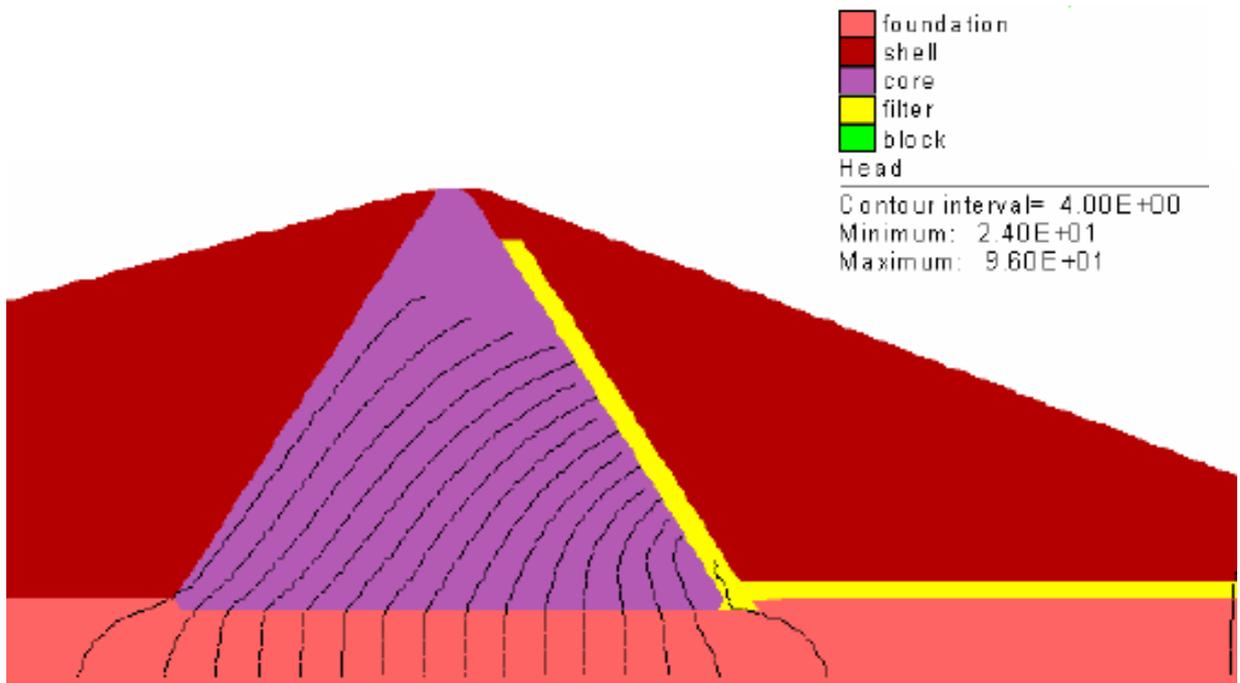


圖 4.31(a) 濾層通暢時水頭分佈

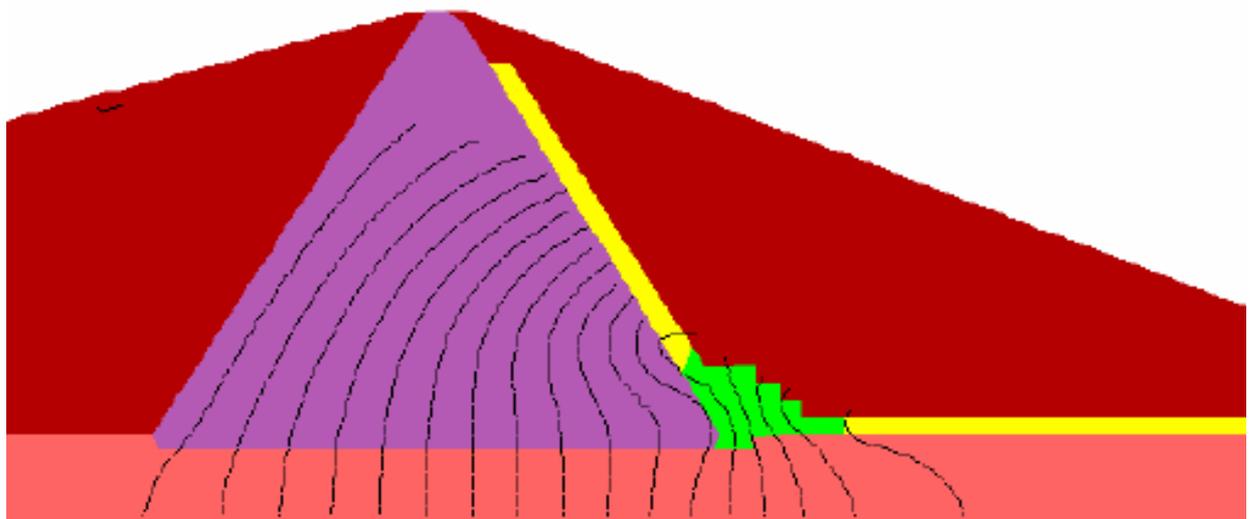


圖 4.31(b) 濾層堵塞後之水頭分佈

第五章 極不對稱壩體之異常滲流模擬

本章以新山水庫為極不對稱型特殊壩型之代表，探討傾斜心層及大壩加高工程等影響。

新山水庫由於形狀較為特殊，因此在網格佈置方面需要較多的節點來模擬，共計採用 280×45 個節點，並將壩體分為殼層(shell)、不透水心層(core)、雜項填方(fill)及濾層(filter)等區域，如圖 5.1、圖 5.2 所示。探討之重點有三：一因為壩心極不對稱與濾層曲折的可能影響、二在探討曾經過加高的土石壩於新舊心層交界面上若有水密性較差的情況將有何影響、三在探討當曲折的濾層一旦發生阻塞將有何影響。本研究所採用之壩體滲透係數，係根據新山水庫第二次安全評估計畫(2001)針對滲流進行數值模擬所用之參數設定，如表 5.1 所示。



圖 5.1 新山水庫網格

表 5.1 新山水庫壩體材料之滲透係數

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

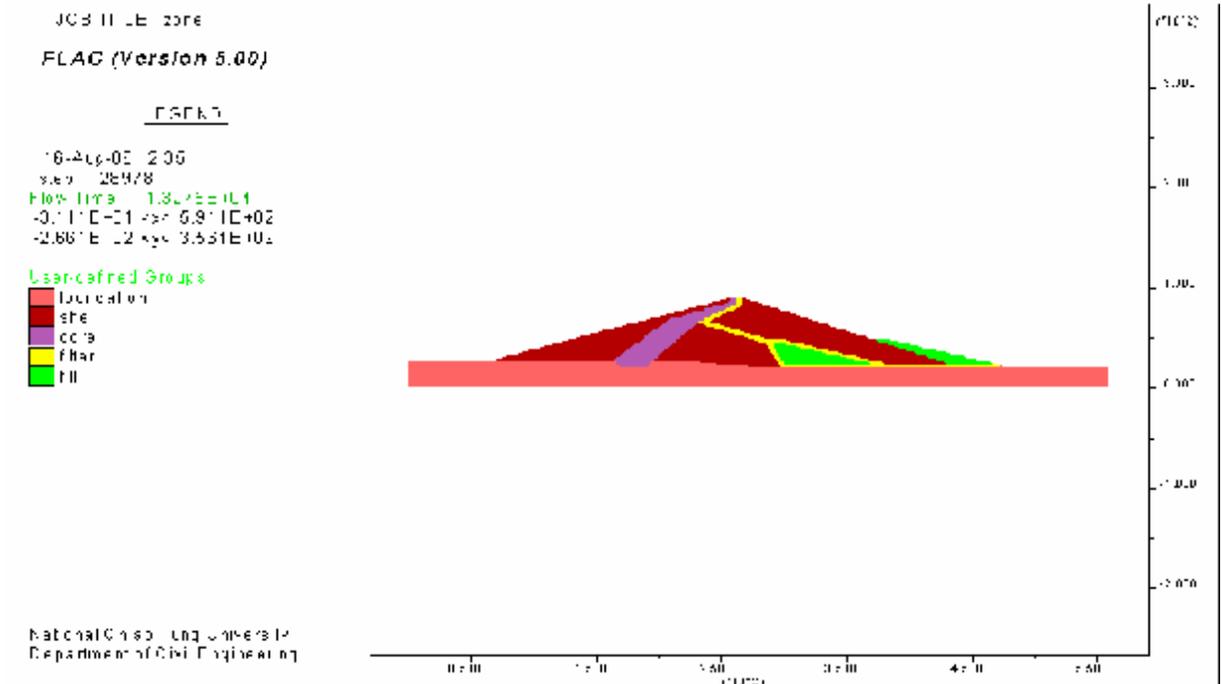


圖 5.2 新山水庫之分區

5.1 新山水庫滲漏問題之探討

模擬項目：在沒有其他條件影響之下，模擬水庫正常運作時，蓄水庫內水位變化對滲流量之影響。根據目前新山水庫運轉的情形，在壩體下游表面上有滲水之現象，藉由數值模擬作為水庫滲漏現象之探討。

模擬程序：改變蓄水庫內水位高低，模擬水位高程為 71 m (水庫加高前設計之滿水位)、82 m、86 m (加高後滿水位)等三個水位。加高前壩頂高程為 EL 75m。

根據先前所設計之參數，經過數值模擬所得之結果如圖 5.4(孔隙水壓分佈)、圖 5.5(總水頭)、圖 5.6(飽和度)；在理想條件之下，上游殼層內幾乎沒有水頭損失，不透水心層保持良好的阻水功能，並且消耗大量的水頭；濾層則快速將滲流水排出壩體之外，使浸潤線維持在濾層以下。

值得注意的地方是：當水位高過加高前壩頂高度後，在新心層之下方產生之濕潤區，由圖 5.6 可看出，當水位逐漸提高(75m → 82m → 86m)，此濕潤區會逐漸擴大；由數值模擬的過程，可得知此濕潤區是由”上方”而來，也就是通過加高後新的心層流入濾層之滲漏水，因重力再由濾層垂直向下滲入下游殼層所致，因此濕潤區產生的原因可能由於新山水庫特殊之壩型分佈而來。此濕潤區的孔隙水壓極小，因此在數值模擬結果的孔隙水壓圖及水頭圖上都沒有顯示濕潤區的存在，但由飽和度便可以明顯看出壩體具有濕潤區的存在。

表 5.2 新山水庫水位高低變化的影響

水位高程 (m)	單位寬度滲流量 (cms/m)	比例
71	3.09×10^{-6}	1.00
75	3.29×10^{-6}	1.06
82	3.56×10^{-6}	1.15
86	3.69×10^{-6}	1.19

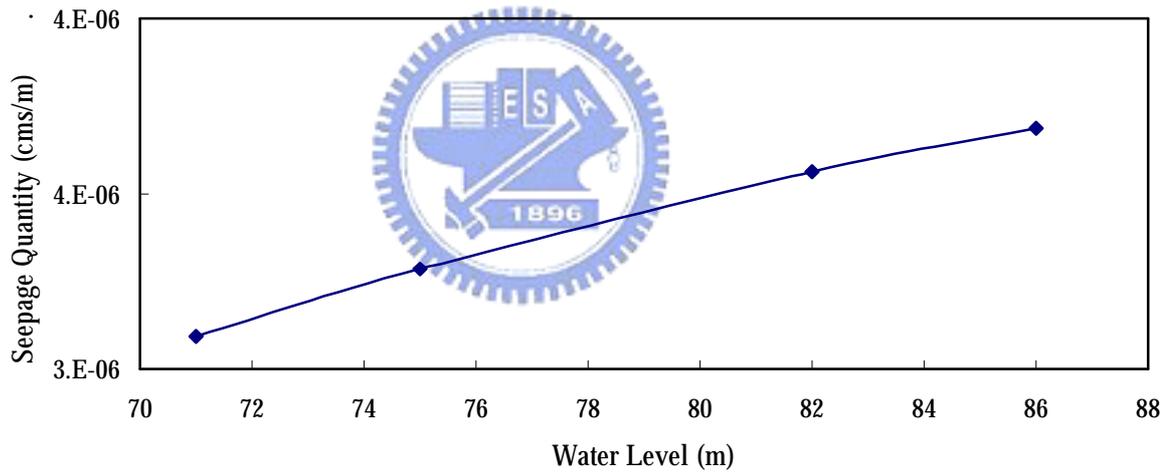


圖 5.3 新山水庫水位高低變化的影響

Pore pressure contours

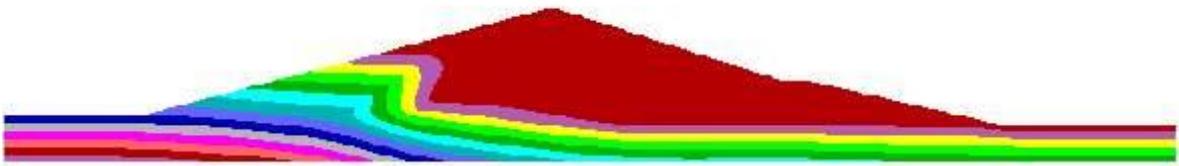


圖 5.4(a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時孔隙水壓分佈

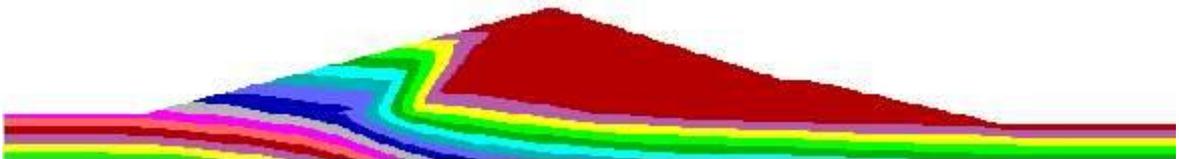


圖 5.4(b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時孔隙水壓分佈



圖 5.4(c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時孔隙水壓分佈

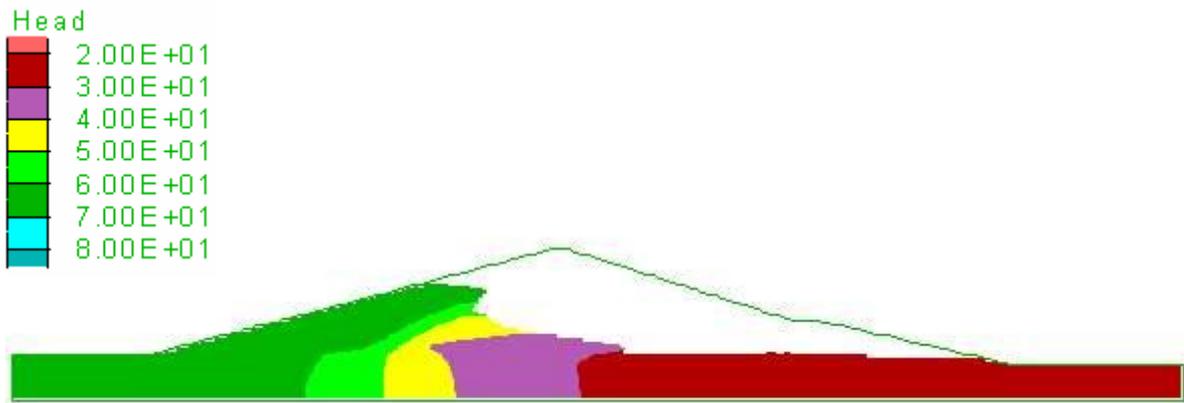


圖 5.5(a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時總水頭分佈

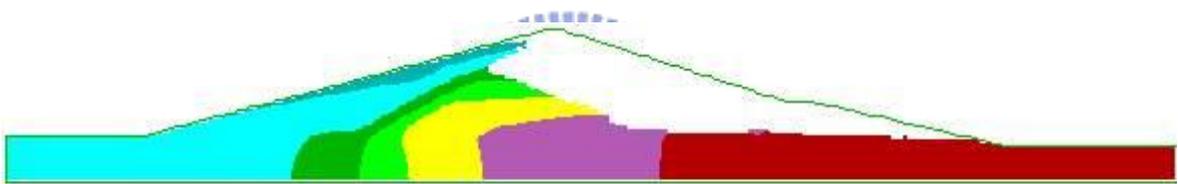


圖 5.5(b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時總水頭分佈



圖 5.5(c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時總水頭分佈

Saturation contours

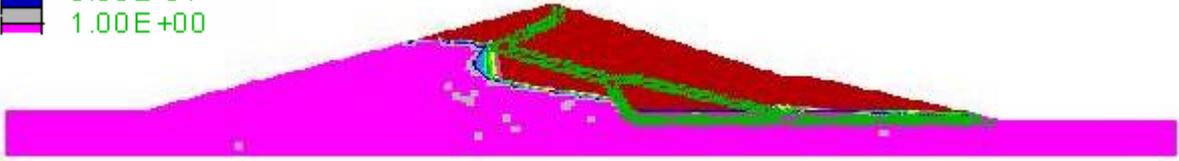
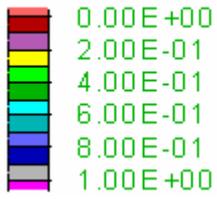


圖 5.6(a) 理想狀態下蓄水高程 71m 時飽和度分佈

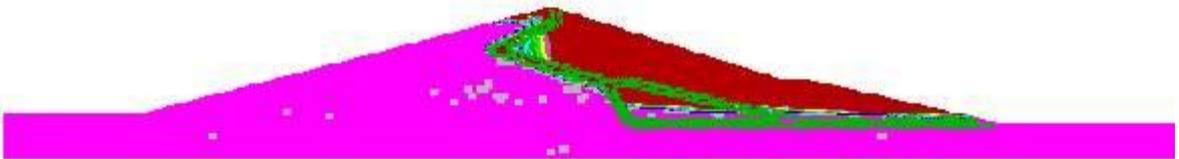


圖 5.6(b) 理想狀態下蓄水高程 82m 時飽和度分佈

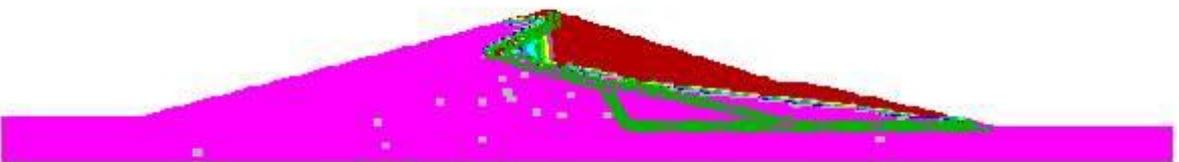


圖 5.6(c) 理想狀態下蓄水高程 86m 時飽和度分佈

5.2 新山水庫新舊心層交界面模擬結果

模擬項目：由於新山水庫經過大壩加高工程，在新舊心層交界面上處理為加高工程重點之一；此項模擬即為模擬當新舊心層交界面上具有較高之透水性，滲流會經過此交界面滲漏，造成水庫蓄水能力下降。

模擬程序：改變新舊心層交界面上網格之滲透係數，以探討滲流如何經過此交界面滲漏，以及滲流量改變情形。交界面厚度模擬約為 1.5 公尺，如圖 5.7 所示。水庫水位為 82m。

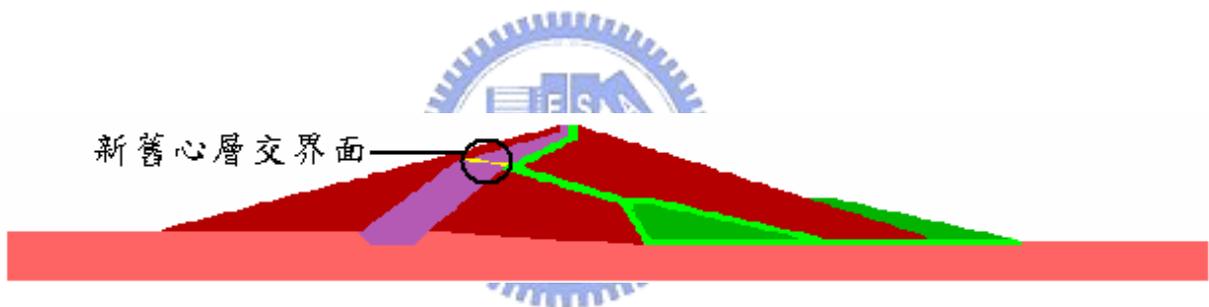


圖 5.7 新山水庫新舊心層交界面位置

由理想狀態的數值模擬結果來看，當新舊心層交界面水密性良好時，下游浸潤面基本上都與濾層相切，完全未進入下游殼層。模擬結果之流線局部放大圖如圖 5.8 所示，局部集中之滲流將經由新舊心層交界面通過，致使總滲流量提高。表 5.3 所示為新舊心層交界面滲透係數與滲流量之關係，滲流量會隨著交界面的滲透係數上升而有限增加，代表可能有較多的庫水會經由交界面流向下游，由分析結果可觀察心層滲透係數提高在 150 倍內，所增加之滲漏量不致於十分嚴重。

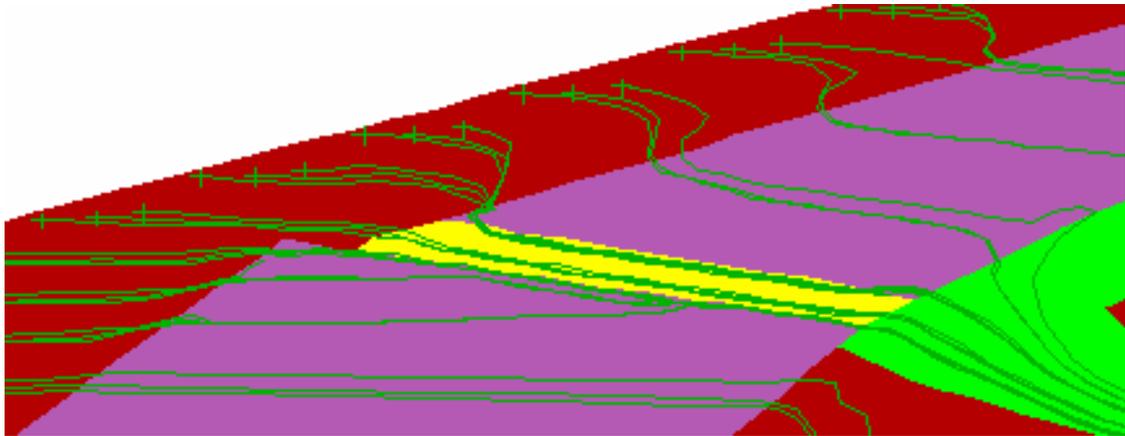


圖 5.8 新舊心層交界面問題之流線圖

表 5.3 新舊心層交界面滲透係數與滲流量之關係

交界面滲透係數 (cm/s)	k/k_0	單位寬度滲流量 (cms/m)	比例
2.13×10^{-6}	1	3.564×10^{-6}	1.00
1.00×10^{-5}	5	3.613×10^{-6}	1.11
1.00×10^{-4}	50	4.240×10^{-6}	1.31
3.00×10^{-4}	150	4.988×10^{-6}	1.54

k_0 為心牆之滲透係數

5.3 新山水庫濾層堵塞之影響

模擬項目：新山水庫濾層呈「 \angle 」形，形式較為特殊，本項目假設在濾層轉折處及其他區域發生堵塞之情形，探討濾層堵塞對於新山水庫大壩之影響。

模擬程序：降低濾層局部區域網格的滲透係數，用以代表發生堵塞。圖 5.9 為模擬之濾層堵塞位置。

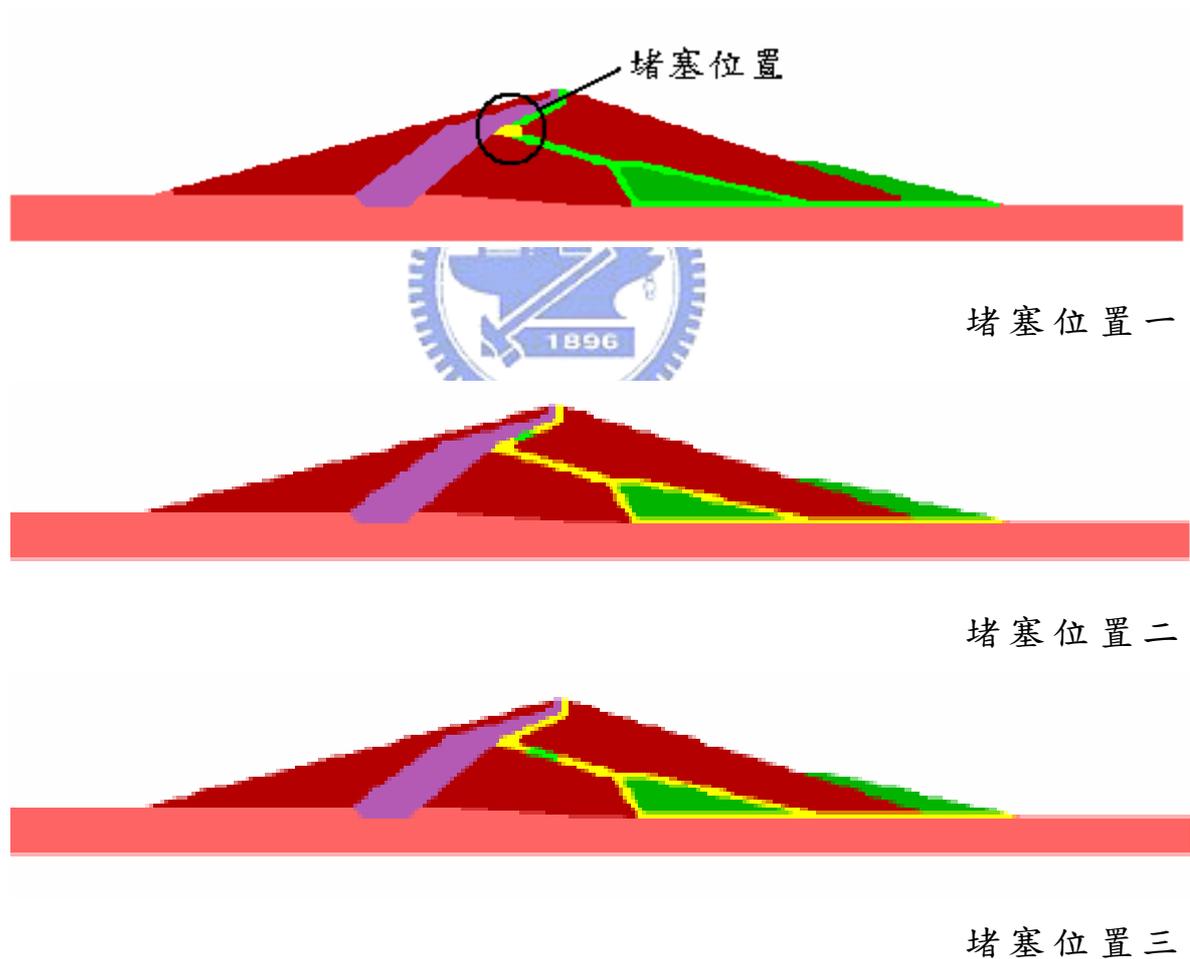


圖 5.9 濾層堵塞位置

濾層發生堵塞情況之模擬結果顯示當濾層堵塞後，由心牆滲出之滲流水呈現將會繞過此堵塞的區域，也因此這些滲出水會進入下游殼層，會造成下游殼層出現濕潤的現象。

圖 5.10 為濾層堵塞後濾層附近流線分佈之情形，由此流線分佈觀察，大多繞過堵塞區域之滲流水，進入下游殼層後仍會回到下游濾層之中。

圖 5.11 為濾層堵塞後水頭分佈情形，可看出壩體內部並沒有水頭集中在局部區域的現象，下游殼層皆在浸潤面上方，因此不致於出現孔隙水壓升高的機會，但卻仍可能會有局部區域形成濕潤並且有水聚集的機會。

圖 5.12 為濾層堵塞後之水力坡降分佈圖，可觀察當濾層阻塞時，在濾層堵塞後濾層附近水力坡降有局部集中與提高之現象。

圖 5.13 為堵塞分別發生在「 \angle 」形濾層轉折段、轉折段上側、與轉折段上側時之飽和度分佈在濾層附近局部放大圖。比較三者，可清楚觀察只有在堵塞恰發生在「 \angle 」形濾層轉折段時，浸潤面會由上方濾層穿出而進入到下游殼層。當堵塞發生在「 \angle 」形濾層轉折段上側與轉折段上側時，「 \angle 」形濾層轉折段下游之殼層，雖有濕潤區出現，但因未達飽和，下游之浸潤面仍在下方濾層中，與濾層未堵塞情況相較仍大致相似。

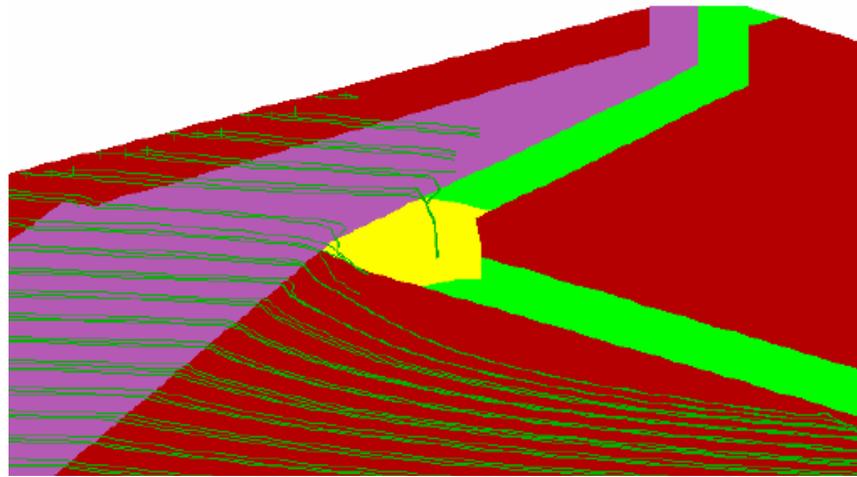


圖 5.10 濾層堵塞後濾層附近之流線分佈

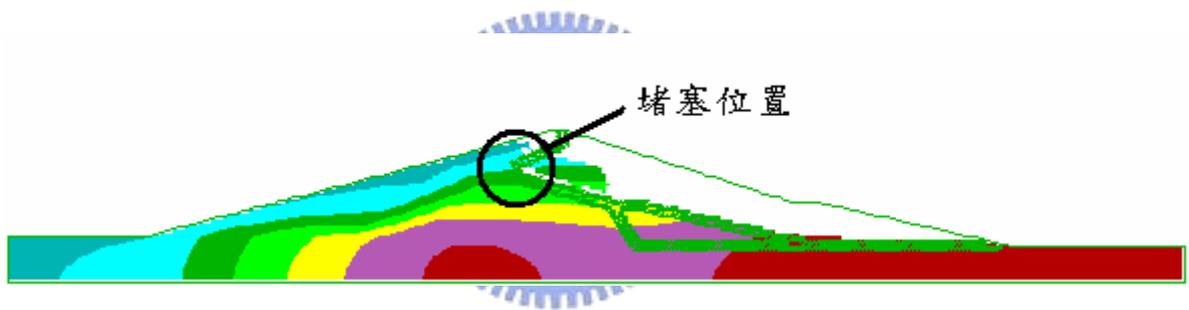


圖 5.11 濾層堵塞後水頭分部情形

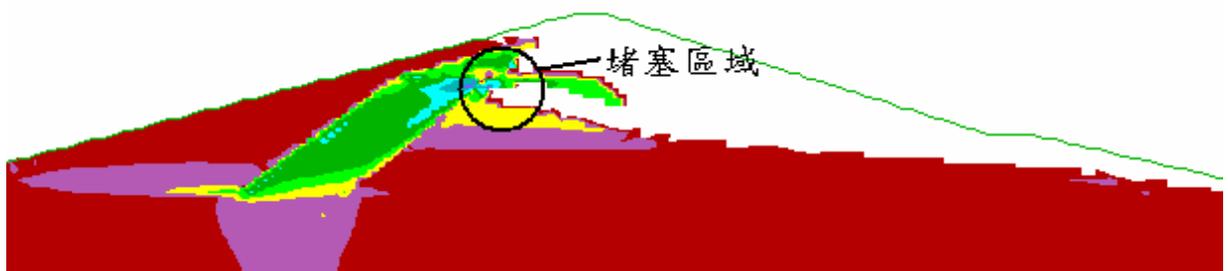


圖 5.12 濾層堵塞後水力坡降

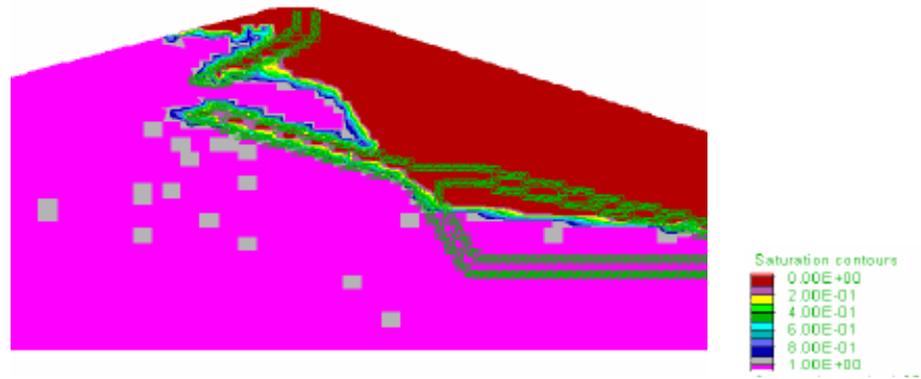


圖 5.13(a) 濾層堵塞恰在轉折段時之飽和度分佈(局部放大)

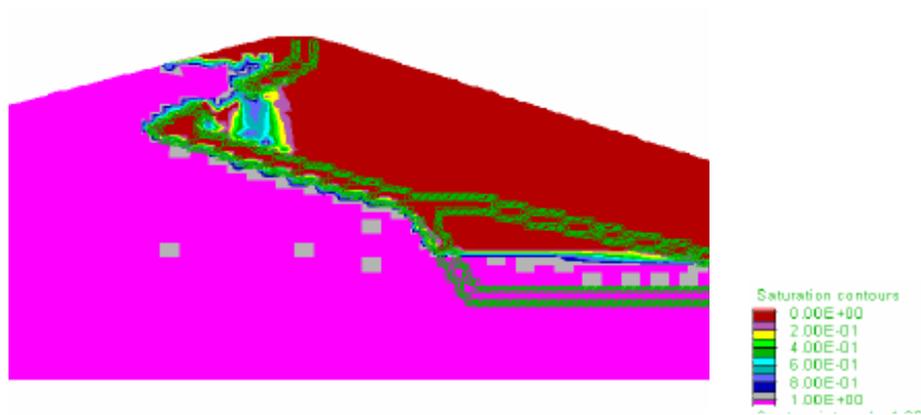


圖 5.13(b) 濾層堵塞在轉折段上側時之飽和度分佈(局部放大)

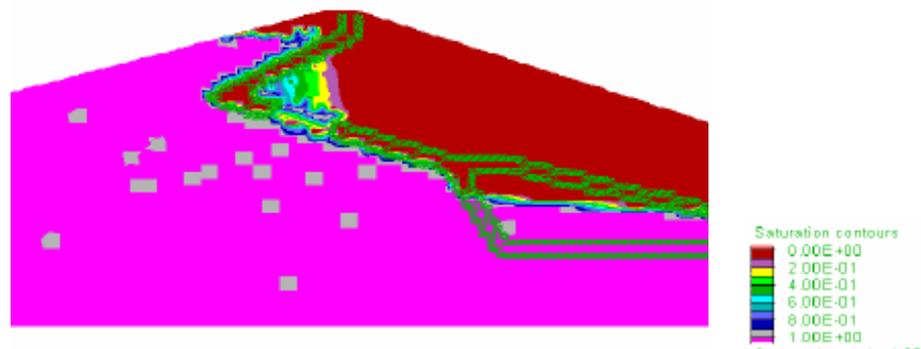


圖 5.13(c) 濾層堵塞在轉折段下側時之飽和度分佈(局部放大)

5.4 極不對稱壩心與曲折濾層之影響探討

民國 90 年曾進行「新山水庫壩體及左山脊排水設施工程地質鑽探」，認為水庫左山脊側可能存在蜿蜒的滲水路徑，從壩體內部往下游面滲漏。此外，由鑽探資料發現地面下數十公尺地層存在破碎帶，此破碎帶亦可能為庫水滲漏之路徑，為了改善左側山脊滲漏問題，新山水庫曾於民國 90 年 12 月至 91 年 1 月間施作隔幕灌漿截水工程，一段約略平行左山脊的稜線，希望能有效的阻止左山脊鞍部之滲水，另一段則完全平行水庫壩頂，兩條隔幕灌漿線相交於壩頂，形成一道完整的防水牆。倪至寬(2002)針對灌漿後截水成效作評估，當時初步推斷具有成效，水庫水位增加後滲漏量並無明顯增加，但經由後續觀查之結果，發現此截水牆之設置仍然無法有效地阻止左山脊的滲漏情形，

雖然已於左山脊進行截水工程，但滲漏情形仍未改善，因此新山水庫管理單位為了更加瞭解水庫的滲漏情形，辦理「新山水庫滲流水之同位素特徵調查研究」，初步結論如下：壩址合水指的為殼層與壩基處的滲流水交合處，結果顯示出壩趾合水的來源有滲漏水之外，並有來自雨水和左山脊的入滲水體；而左邊坡的壩體滲流水的來源的確與庫水有關，但存在季節性的差異性，下半年左邊坡的壩體滲流水及壩體合水主要與庫水水體有關，冬半年主要來自雨水相關的水體。分別以庫水、雨水、雨水和左山脊引水之混合水體作為端點水源，來分析左邊坡滲流水與壩趾合水中的庫水百分比，結果顯示在 2004 年夏季左邊坡滲流水中約有 80~87% 來自庫水，壩趾合水約有 68~80% 來自

庫水；在 2005 年夏季左邊坡滲流水中約有 86~94 % 來自庫水，壩趾合水約有 70~84 % 來自庫水。結果顯示確實存在有庫水滲漏的情形。

根據先前所收集的報告指出，新山水庫具有壩體滲漏的問題；由數值模擬結果，由於新山水庫壩型特殊，導致部份通過加高後新的心層流入濾層之滲漏水，因重力再由濾層垂直向下滲入下游殼層，造成下游殼層出現濕潤區域；在數值模擬成果中，濕潤區之滲流水會因重力向下流動，進入下方之濾層後排出壩體；但如果這些滲流水以水平方向流動，則水庫下游坡面上仍有可能出現濕斑或滲出水等現象如圖 5.14 所示。

由於新山水庫經過加高工程之後，水庫蓄水高度上升，而且在舊殼層上方增加濾層，使得舊殼層常位於浸潤面以下，不過由於新殼層覆蓋，因此穩定性應沒有問題；但是經由數值模擬和相關研究探討，皆認為新山水庫內部具有濕潤區域，且浸潤線可能進入新殼層裡面，較值得關注。

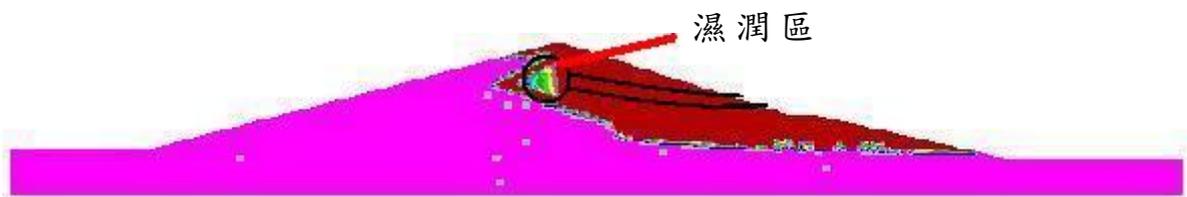


圖 5.14 新山水庫模擬成果之濕潤區及可能滲流路徑

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究利用數值分析模擬在各種滲流條件下，土石壩滲流量改變量及孔隙水壓分佈，以探討當土石壩出現缺陷時所可能出現滲流相關之異常現象，研究結果整理如下：

1. 由數值模擬的結果而言，在典型壩體(鯉魚潭水庫)滲流的數值分析，理想狀態之下大壩心層應當具有良好的阻水效果，消耗大量的水頭；下游濾層則具有良好的排水能力，讓通過心牆的滲流水迅速的排出壩體之外，避免滲入下游殼層。
2. 當心層出現橫向裂縫並漸次發展，當裂縫開始發展，裂縫尖端將累積孔隙壓力，隨著裂縫逐漸向下游發展，所累積的壓力越大。當裂縫由心層上游逐漸向下游發展時，滲流量緩慢增加，當裂縫貫穿整個心層之後，滲流量方才大量增加。
3. 若考慮橫向裂縫位置的影響，裂縫高程較低者，由於受到之水頭較大，因此裂縫尖端所產生的水力坡降較大，滲流量隨裂縫長度增加的程度也較為明顯。而裂縫產生高程較高時，對浸潤面改變的影響較大，因此對於整個橫向裂縫發展過程中，監測系統可以由浸潤面及區域孔隙水壓分佈來研判及監視壩體內部橫向裂縫之問題。
4. 因垂直裂縫所造成的滲流量變化幅度較小，對滲流路徑與浸潤線的影響則較大。
5. 當出現壩體與基礎交界面處理不良之問題，其與橫向裂縫影響雷同，因此模擬結果與橫向裂縫趨勢亦相似。

6. 當基礎具有良好的隔幕灌漿時，滲流流線會繞過截水牆，增加滲流路徑的長度，明顯地減少滲流量；一旦隔幕灌漿中間產生斷裂情形時，流線反而會集中至隔幕灌漿失效的區域，滲流量大幅上升並接近沒有隔幕灌漿時的滲流量。從孔隙水壓改變情形來看，隔幕灌漿良好時，截水牆下游處孔隙水壓會小於無隔幕灌漿或失效之情形，代表隔幕灌漿具有消耗水頭的功能。
7. 當濾層發生堵塞，將造成滲流水必須繞過堵塞之區域，再流入水平濾層，此現象會使滲流水流入下游殼層，對壩體安定性造成影響；而堵塞區域附近也會有水力坡降較大之現象。
8. 極不對稱型土石壩的數值模擬結果中（以壩型特殊的新山壩為模擬例），水位上升時，下游殼層可能自然形成濕潤區域；當假設新舊心層交界面處理不良時，可能形成滲流通道，流線會集中至此滲流通道流向下游，使得滲流量增加。若模擬濾層堵塞之情況，若堵塞發生在濾層轉折段時，浸潤面會由上方濾層穿出而進入到下游殼層。
9. 若極不對稱型土石壩具有相當傾斜心層與濾層時，可能較容易於下游殼層出現濕潤帶。數值模擬結果顯示部份滲流可能經由傾斜心層與濾層垂直向下滲入下游殼層，較為不利。

6.2 建議

本次研究對土石壩滲流問題之數值模擬工作可能遭遇問題與有待釐清事項有初步瞭解，並提供土石壩其他安全問題，這些問題需要進一步去驗證。茲就建議事項說明如后：

1. 本研究之滲流分析之假設條件每次只改變一項，缺乏較連續性之探討，例如心層出現裂縫之後，因庫水逐漸滲入，造成裂縫寬度增加以及滲透係數提高，更多庫水流入並累積大量之孔隙水壓，使得裂縫向下游方延伸，可針對此漸近式破壞進一步模擬探討。
2. 本研究裂縫的模擬方式為將細小的裂縫經由等值化的方式，等值化至較大網格的等值滲透係數，以改變網格之滲透係數來代表裂縫滲透係數上升的行為，此方法模擬與真實情況可能仍有所差異，未來有值得繼續探討之空間。
3. 土石壩破壞機制除滲流以外，還包過洪水溢頂、邊坡滑動、地震及液化等，因此要提出水庫安全監測之全面性的探討，仍有必要模擬探討其他破壞模式。
4. 本研究僅針對滲流量、浸潤線、裂縫等問題進行探討，尚未結合滲流力的作用影響，對於因滲流而引起之邊坡破壞力學行為的破壞模式並未模擬，未來亦值得繼續探討。
5. 蓄水庫的破壞有時並非單一原因所造成，可能因為地震造成大壩開裂，進而由裂縫導致管湧破壞；或者由於滲流力的影響，導致壩體之邊坡滑動。因此這些複合的破壞種類，仍然需要後續之模擬研究價值。

6. 由極不對稱型土石壩模擬結果而言，發現此類型之壩體具有
些許問題，因此壩體設計應避免極不對稱壩心與曲折濾層。



參考文獻

1. 陳在中，「曾文水庫土石壩滲流量之探討」，國立中興大學，碩士論文，1987。
2. 趙世照，「天然土石壩漸進破壞過程之探討」，國立中興大學，碩士論文，1992。
3. 鄭答振，「土石壩滲流之邊界元素法解析」，國立成功大學，碩士論文，1995。
4. 許鴻冠，「土石壩滲流行為之研究」，國立中興大學，碩士論文，1996。
5. 陳錦清、高憲章，「土石壩安全評估」，地工技術，第58期，第79—90頁，1996。
6. 黃添坤，「土石壩滲流分析與應用」，中國土木水利工程學刊，第十卷，第一期，第132-138頁，1998。
7. 台灣省水利處，「鯉魚潭水庫竣工報告」，1999。
8. 賴堆興，「土石壩類型之有限元素滲流分析」，國立中興大學，碩士論文，2000。
9. 台灣省自來水公司第一區管理處，「新山水庫第二次安全評估計畫」，2001。
10. 台灣省自來水公司第一區管理處，「新山水庫壩體及左山脊排水設施工程地質鑽探暨試驗報告書」，2001。
11. 郭瑞成，「由勢線與流線平面反向推求土石壩之穩態自由水面」，國立台灣大學，碩士論文，2001。
12. 陳進發，「南化水庫土石壩滲流分析」，私立逢甲大學，碩士

- 論文，2002。
13. 經濟部水利署，「水庫安全監測資料建檔與分析手冊」，2003
 14. 劉芳志，「鯉魚潭壩體滲流量影響因素研究」，私立逢甲大學，碩士論文，2003。
 15. 劉芳志，「水庫安全監測與滲流量安全管理及緊急應變計畫之研擬」，國立交通大學，碩士論文，2004。
 16. 呂欣懋，「土石壩滲流之風險分析－以石門水庫為例」，國立台灣大學，碩士論文，2005。
 17. 經濟部水利署，「水庫安全監測問題評析與非破壞性檢測技術應用之研究」，2005。
 18. 巫茂松，「鯉魚潭土石壩滲水量推估之研究」，國立中興大學，碩士論文，2006。
 19. 彭宗仁，「新山水庫滲流水之同位素特徵調查研究（第二年）期中報告」，國立中興大學土壤環境科學系，2006。
 20. Fell, R., Wan, C. F., Cyganiewicz, J. and Foster, M. “Time for development of internal erosion and piping in embankment dams” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v 129, n 4, p 307-314, 2003.
 21. FLAC manual, Version 5.0, Itasca Consulting Group, Ins., 2001, USA.
 22. Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M. “Statistics of embankment dam failures and accidents” *Canadian Geotechnical Journal*, v 37, n 5, p 1000-1024, 2000.
 23. Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M. “Method for assessing

the relative likelihood of failure of embankment dams by piping” Canadian Geotechnical Journal, v 37, n 5, p 1025-1061, 2000.

24. ICOLD, “Deterioration of Dams and Reservoirs”, 1984.
25. ICOLD BULLETIN 99 “Dam Failures – Statistical Analysis”, 1995.
26. Martinet, P.G. and Rehbinder, G. “Influence of a Fracture in a Rectangular Dam on the Pressure Gradient and the Phreatic Surface” Flow, Turbulence and Combustion, v 62, n 3, p 275-293, 1999.
27. USCOLD, “Lessons form Dam Incidents, USA”, 1975.
28. USCOLD, “Lessons from Dam Incidents, USA-II”, 1988

