

RRPG89020105

(20.P)

天花湖水庫可行性規劃

六、綜合專題

2. 天花湖水庫築壩材料之靜、動態特性與未來土壩動

態分析研究之探討

潘以文、黃安斌、廖志中、孫一鴻

王承德、謝輝彥、蔡明道、湯士弘



主辦機關：經濟部水利處

執行機關：經濟部水利處水利規劃試驗所

中華民國八十九年十一月

摘要

一、計畫目的

天花湖水庫壩址位於苗栗縣頭屋鄉飛鳳村，苗栗地區在台灣地震史上，屬於地震活動活躍之地區，未來若考量土壩受地震影響下之動態行為，壩體動態分析參數的選取，是整個土壩設計與分析的關鍵，應加以掌握。本計畫旨在探討天花湖水庫土壩之地震危害度、壩基岩盤與築壩材料之靜、動態力學特性及未來可行之靜、動態分析策略與方法。

二、地質與地震

本區位於後龍河流域，在地質分區上屬於台灣西部麓山帶地質區，出露於計畫區域中之地層有南港層、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、卓蘭層、頭嵛山層、紅土台地堆積層、階地堆積層和沖積層，土壤多為崩積土。天花湖水庫計畫壩址地區主要的地質構造有仁隆向斜，向斜軸部通過天花湖附近，走向呈東北向；此向斜軸部出露卓蘭層岩層，向斜的西北翼傾角在 30 至 50 度之間，東南翼傾角 70 至 80 度之間。計畫壩址介於永和山背斜東南翼和仁隆向斜西北翼之間，岩層之位態為北偏東 50 度向東南傾斜約 40 度。

台灣中北部（含新竹、苗栗、台中）地區在台灣地震史上，為地震活動活躍之地區；由台灣地區 300 餘年之地震歷史記錄顯示，壩址 50 公里半徑範圍內，曾發生多次規模大於 5.5 之地震，其中包括 1935 年規模 7.1 之新竹—台中大地震與 1999 年規模 7.3 之集集大地震，均造成災情慘重。依據經濟部中央地質調查所發表資料，距離壩址 50 公里半徑以內北有香山、新城、柑子崎、竹東、斗煥坪等活動斷層，東有獅潭、神卓山等活動斷層，南有三義、大甲、屯子腳、車籠埔等活動斷層；其中獅潭、神卓山、屯子腳、車籠埔屬第一類活動斷層，新城、三義、大甲、斗煥坪屬第二類活動斷層，香山、柑子崎、竹東屬存疑性活動斷層。

本計畫檢討前期『天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告』之地震風險評估與壩體耐震分析之設計地動。根據『經濟部水庫安全評估地質與地震評估規範（草案）』第 4.5.10 節之要求，大壩壩體耐震分析之最大設計地動（MDGM）應根據水庫之重要性做決定，而水庫之重要性分級則由水庫之大小及災害潛勢來決定。按該規定，天花湖水庫應屬第 II 級蓄水庫；復根據此規範，第 II 級蓄水庫



之設計地震將採用最大可能地動 (Maximum Credible Ground Motion, MCGM) 至設計基準地動 (Design Basis Ground Motion, DBGGM) 間之壩址尖峰地表加速度值來辦理；依據前期規劃工作委託成功大學完成之『天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告』研究，對應最大可能地震 (MCE, 50,000 年再現週期地動) 之壩址尖峰地表加速度值為 0.888g，而對應設計基準地震 (DBE, 100 年再現週期地動) 之壩址尖峰地表加速度值為 0.197g。

本計畫以獅潭斷層作為控制斷層，基於確定法，在最大地震規模為 7.4 (依集集地震規模再提高 0.1) 之條件下，參照國內外通用之地震最大地表加速度衰減公式估計最大地表加速度，將最大地表設計加速度訂為 0.39g，符合第二級水庫設計地震考量之要求。本計畫並製作出設計反應譜與設計地震歷時，以供後續動態分析做為輸入之邊界條件。

三、基礎與築壩材料之工程性質

本計畫探討基礎與築壩材料之工程特性，包括進行現地波速量測及試驗室試驗與決定土壤設計參數，以提供未來靜、動態應力分析使用。

就基礎之工程特性，本計畫於現地附近進行鑽孔，再使用孔內 P-S 震波量測系統，於鑽孔內水中量測 P 波和 S 波之波速沿深度之分佈，可藉以間接求得 G、E、 ν 值。孔內震波量測所得之 P 波速與 S 波速範圍如下表。

鑽孔	P 波速(m/s)	S 波速(m/s)
PS-1	1515~2381	614~943
PS-2	1613~2326	649~1176
DH-1	1538~2174	635~1176
DH-4	1449~2222	447~730
DH-6	1667~2439	627~1176

本計畫並利用由 PS-1 與 PS-2 取樣之試體於實驗室中進行單壓試驗與滲透試驗。單壓強度範圍 4.47~16.61MPa，楊氏模數範圍 1.87~5.87GPa。滲透試驗利用定流量滲透試驗系統來探討不同方向之滲透係數。垂直層面滲透係數平均值約 $1.3 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ ，平行層面滲透係數平均值約 $7 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 。

就築壩材料之工程特性，本計畫根據材料來源及用途於現地取樣以進行室內試驗：試驗包括築壩材料殼層及心層之單位重、塑性參數、粒徑分佈、最佳含水



量與最大乾密度等基本物理性質及透水試驗；靜態三軸排水、不排水剪力試驗之應力應變關係，與動態三軸不排水剪力試驗求得築壩材料勁度（楊式模數與剪力模數）及阻尼係數與應變之關係。試驗結果期望能提供後續規劃與設計階段工作之參考。試驗項目、數量、與結果整理如下表。

試驗項目	試驗土樣料源區	試驗數目	試驗結果	備註
比重試驗	D	3	2.65	(CL)
	E1	3	2.65	(CL)
	J	3	2.62	(SM)
液性限度	D	3	28	(CL)
	E1	3	29	(CL)
	J	3	NP	(SM)
塑性限度	D	4	18	(CL)
	E1	4	18	(CL)
	J	4	NP	(SM)
夯實試驗	D	2	OMC=15.8 $\gamma_d=1.78t/m^3$	(CL)
	E1	2	OMC=15.2 $\gamma_d=1.72t/m^3$	(CL)
	J	2	OMC=12.5 $\gamma_d=1.84t/m^3$	(SM)
粒徑分析	D	1	Cu=90 Cd=3.7	(CL)
	E1	2	Cu=19~27.4 Cd=1.9~2.7	(CL)
	J	1	Cu=11.2 Cd=2.3	(SM)
CU 三軸試驗	E1	1	$c'=0.24 \text{ kg/cm}^2, \phi'=33.7^\circ$	(CL)
	J	1	$c'=0.48 \text{ kg/cm}^2, \phi'=34.6^\circ$	(SM)
動態三軸試驗	E1	1	圖3.72~3.73 圖3.79	(CL)
	J	1	圖3.74~3.75 圖3.83	(SM)
三軸透水試驗 (重模試體)	E1	1	$1.25 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$	(CL)
	J	1	$1.40 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$	(SM)
三軸透水試驗 (岩心試體)	PS1 (水平)	1	$6.12 \times 10^{-6} \sim 9.85 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	粉砂岩
	PS1 (垂直)	1	$1.15 \times 10^{-7} \sim 1.44 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	粉砂岩

四、土壩耐震分析

土壩靜、動態分析的目的是要確定在強震往復作用下，壩體與壩基均維持安

定，並有足夠的出水高。本計畫研擬未來可行之靜、動態分析策略與方法，建議應依序進行：1. 決定設計地震與地震歷時；2. 選擇分析斷面，建立分析網格；3. 估算壩體內部震前靜應力狀態；4. 估計壩材動力性質與參數；5. 進行壩體動態分析：評估設計地震下的液化潛能，壩體變形與殘餘出水高。

本計畫基於有限試驗結果推求壩體材料參數，以暫擬土壩斷面為例，展開壩體靜態分析、動態分析、壩體邊坡穩定分析、出水高分析等做為示範，並藉以評估所擬訂的分析策略與方法之合宜性。

在壩體靜、動態分析部份，有效應力分析所用參數如下表，計算得到各階段之應力與位移，計算結果顯示壩體各階段之穩定性無虞。

性質	心層	殼層	垂直濾層	水平濾層
摩擦角 (ϕ')	33.7°	34.6°	36°	36°
凝聚力 (c' , MPa)	0.024	0.048	0	0
剪力模數 (G, MPa)	150	110	200	200
統體模數 (K, MPa)	250	183.3	333.3	333.3
密度 ($\times 10^6$ Kg/m ³)	0.00198	0.00207	0.00232	0.00232
水平滲透係數 (k_{11} , m/sec)	1.25×10^{-9}	1.4×10^{-8}	3.0×10^{-5}	1.0×10^{-2}
垂直滲透係數 (k_{22} , m/sec)	3.125×10^{-10}	3.5×10^{-9}	3.0×10^{-5}	1.0×10^{-2}

在壩體邊坡穩定分析與出水高分析部份，分析輸入參數值如下表。分析結果皆顯示：若以目前資料為準初步研判，暫擬土壩斷面安全無虞。

	γ_m (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	C(kg/cm ²)		ϕ'	
			UU	UU	CU	CU
殼層	2	2.2	0.493	14.6	0.48	34.6
心層	2	2.2	1.876	13.4	0.24	33.7
濾料	2.1	2.2	0.2	37	0.2	37

結論與建議

本計畫探討天花湖水庫土壩之地震危害度、壩基岩盤與築壩材料夯實後之靜、動態剪力特性及未來合理可行之靜、動態分析策略與方法。所獲結論如下：

1. 根據『經濟部水庫安全評估地質與地震評估規範(草案)』，壩體耐震分析之最大設計地動應根據水庫之重要性做決定，重要性分級則由水庫之大小及災害潛勢來決定。依其規定，天花湖水庫應屬第 II 級蓄水庫；復根據此規範，第 II 級蓄水庫之設計地震將採用最大可能地動至設計基準地動間之壩址尖峰地表加速度值來辦理。
2. 經過檢討距壩址半徑五十公里的範圍內之活動斷層，天花湖壩應以獅潭斷層作為控制斷層。在最大地震規模為 7.4 (依集集地震規模=7.3 加上 0.1 地震規模增量) 之條件下，最大地表設計加速度訂為 0.39g，參考前期規劃工作之地震研究成果，0.39g 符合第二級水庫設計地震考量之要求。本計畫並已製作出設計反應譜與設計地震歷時，可供後續工程階段之動態分析與耐震分析時之用。
3. 本計畫探討基礎與築壩材料之工程特性，包括進行現地波速量測及試驗室試驗與決定土壤設計參數，以提供初步靜、動態應力分析使用。這些技術與其用途包括
 - (1) 由孔內波速試驗量測不同岩層內彈性波速之分佈，可推求岩層之彈性常數值。
 - (2) 由定流量試驗量測岩層異向性之滲透係數
 - (3) 量測築壩料之基本物理性質 (含單位重、塑性參數、粒徑分佈、最佳含水量與最大乾密度等) 與滲透性
 - (4) 靜態三軸試驗 (以得強度、應力應變關係)、與
 - (5) 動態三軸不排水剪力試驗 (以得剪力模數、阻尼係數、液化潛能)。
 以上這些試驗之結果可用以獲得土壩靜、動態分析所需要之各種材料參數。本計畫之試驗數量雖有限，然其方法與結果仍可供後續工作參考。
4. 完整土石壩動態分析過程包括滲流分析、靜力分析與動力分析等。無論是採總應力分析或是有效應力分析，一般均需包括滲流分析、靜力分析與動力分析三個工作項目，多用途之套裝地工分析軟體只要具有包括滲流分析、靜力分析與

- 動力分析等經過驗證的模擬分析能力，皆可用來模擬分析工作。分析之策略應依序進行：1. 決定設計地震與地震歷時；2. 選擇分析斷面，建立分析網格；3. 估算壩體內部震前靜應力狀態；4. 估計壩材動力性質與參數；5. 進行壩體動態分析；評估設計地震下的液化潛能，壩體變形與殘餘出水高。
5. 為求分析之正確性、延續性及方便性，各分析階段（滲流分析、靜力分析與動力分析）若能盡量使用一貫到底的軟體系統與分析網格，其分析工作之一致性與介面均可大幅改善。
6. 本計畫以擬定之設計加速度歷時與現階段暫擬之土壩斷面，展開實質之壩體靜、動態分析本計畫亦以暫擬土壩斷面完成壩體邊坡穩定分析與出水高分析。分析結果顯示：若以目前資料為準，暫擬土壩斷面安全無虞。

7. 建議：

水庫規劃階段中，耐震考量可包含土壩與水庫邊坡於地震力作用下之綜合穩定性檢討，宜完成下列工作：

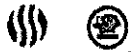
- (a) 控制斷層、最大地表加速度、設計地震反應譜。
- (b) 至主要借土區土壤來源（即壩心料與壩殼料最為豐富之取土區）至少各一處，分別取壩心料與壩殼料土樣，在固定夯實含水量及夯實度的條件下，進行一系列試驗，以供決定耐震考量所需之靜、動態工程性質。
- (c) 所應完成之試驗包括基本物理性質、夯實試驗、透水試驗、靜態三軸試驗、與動態三軸試驗。壩心料與壩殼料均應進行以上試驗至少各一套，透水試驗宜分別考慮基礎與築壩材料之透水性之異向性。
- (d) 土壩壩體與水庫邊坡之靜、動態穩定性之檢討。

為求天花湖水庫規劃工作於耐震之周延考量，建議後續規劃於耐震之相關工作方面可再補充下列工作：

- (1) 補充調查各借土區壩心與壩殼料之靜、動態工程性質。
- (2) 檢討壩體穩定性與土壩斷面之合宜性。
- (3) 長期監測紀錄壩址附近之強震資料，以供未來參考。
- (4) 檢討水庫邊坡之靜、動態穩定性。

目 錄

摘要.....	i
結論與建議.....	v
目 錄.....	vii
表目錄.....	x
圖目錄.....	xii
第一章 緒論	
1.1 研究主旨.....	1-1
1.2 背景分析.....	1-1
1.3 工作內容及項目.....	1-2
第二章 地質與地震	
2.1 區域地質概況.....	2-1
2.2 地質構造.....	2-2
2.3 地震考量.....	2-4
2.4 地震危害度分析.....	2-5
2.4.1 確定法.....	2-7
2.4.2 機率法.....	2-8
2.5 衰減模式.....	2-9
2.6 震源分區.....	2-9
2.7 地震活動度.....	2-12
2.7.1 地震規模.....	2-12
2.7.2 地震再現週期.....	2-13
2.7.3 最大可能地震規模.....	2-13
2.8 PGA 危害度曲線（前期研究）.....	2-14
2.9 前期研究建議之設計地震反應譜與設計地震歷時.....	2-15



告

2.10 本計畫之確定法地震危害度分析.....	2-16
第三章 基礎與築壩材料之工程性質	
3.1 背景介紹.....	3-1
3.2 築壩材料料源分區.....	3-1
3.2.1 材料調查結果.....	3-3
3.2.2 本計畫取樣試驗結果.....	3-4
3.3 試驗方法.....	3-5
3.3.1 現地試驗.....	3-5
3.3.2 室內試驗.....	3-7
3.3.2.1 試體準備方式.....	3-8
3.3.2.2 往復式三軸試驗 (cyclic triaxial test).....	3-8
3.3.2.3 三軸室控制程序.....	3-11
3.3.3 三軸透水試驗.....	3-12
3.4 試驗結果.....	3-12
3.4.1 現地波速量測.....	3-12
3.4.2 岩心及築壩材料之三軸滲透試驗.....	3-15
3.4.3 築壩材料三軸動態試驗.....	3-23
3.4.3.1 反覆受剪下之剪力模數與阻尼比.....	3-23
3.4.3.2 築壩材料之抗液化潛能.....	3-24
3.4.4 築壩材料三軸靜態試驗.....	3-24
第四章 靜動態應力分析法	
4.1 分析法緒論.....	4-1
4.2 滲流分析.....	4-2
4.3 靜力分析.....	4-4
4.4 動力分析.....	4-9
4.4.1 總應力動態分析.....	4-10
4.4.1.1 動態分析.....	4-11
4.4.1.2 液化評估.....	4-14
4.4.1.3 邊坡穩定性分析與殘餘出水高之計算.....	4-16
4.4.2 有效應力分析法.....	4-18

4.4.2.1 有效應力動態分析之目的.....	4-18
4.4.2.2 有效應力動態分析之方法.....	4-19
4.4.2.3 FLAC 分析模組說明.....	4-20
4.4.2.4 孔隙水壓激發模式與有效應力模式.....	4-23
4.4.2.5 討論.....	4-26
4.5 土壩動態分析範例.....	4-26
4.5.1 有效應力動態分析斷面.....	4-26
4.5.2 分析範例結果.....	4-27
4.6 邊坡穩定分析	4-30
4.6.1 土壩之設計地震係數	4-30
4.6.2 土壤參數設計值	4-30
4.6.3 邊坡穩定分析考慮之不同情況.....	4-30
4.6.4 分析工具與方法.....	4-31
4.6.5 分析結果與討論.....	4-32
4.7 殘餘出水高.....	4-37
第五章 對後續規劃相關工作之建議.....	5-1

參考文獻

附錄 A 築壩材料一般物性試驗結果

附錄 B 築壩材料試驗數量與結果總表

附錄 C 現地波速量測判讀資料

附錄 D 期中、期末報告審查會議紀錄及審查意見與改進



表 目 錄

表 2.1 台灣 51 條活動斷層之分類.....	2-3
表 2.2 水庫大小等級.....	2-6
表 2.3 水庫災害潛勢等級.....	2-7
表 2.4 水庫之分級.....	2-7
表 2.5 地震分區 A 各細區範圍及最大地震一覽表 (前期研究)	2-11
表 2.6 地震分區 B 各細區範圍及最大地震一覽表 (前期研究)	2-11
表 2.7 地震分區 C 各細區範圍及最大地震一覽表 (前期研究)	2-12
表 2.8 各震源區最大可能地震與再現週期所對應的地震規模 (前期研究)	2-13
表 2.9 各設計基準的最大地表加速度 (前期研究)	2-15
表 2.10 Wells and Coppersmith (1994) 斷層規模與斷層破裂參數之關係.....	2-18
表 2.11 蔡主權等 (1987) 加速度衰減公式.....	2-19
表 2.12(a) 控制斷層之相關參數.....	2-20
表 2.12(b) $M_L=7.2$, 壩址最大可能地表加速度.....	2-20
表 2.12(c) $M_L=5.9$, 壩址最大可能地表加速度.....	2-20
表 2.12(d) $M_L=6.3$, 壩址最大可能地表加速度.....	2-21
表 2.13 其他斷層可能在壩址造成之最大地表加速度.....	2-21
表 3.1 壩址各取土區土壤分類與土方量.....	3-2
表 3.2 取土區性質一覽表 (前期研究)	3-3
表 3.3 三軸透水試驗 (前期研究)	3-4
表 3.4 三軸 CIU 試驗 (前期研究)	3-4
表 3.5 取樣試樣基本物理性質.....	3-5

表 3.6 PS1 地質鑽探資料	3-13
表 3.7 PS2 地質鑽探資料	3-14
表 3.8 DH-1 孔位之 P-S logging 波速量測統計表	3-16
表 3.9 DH-4 孔位之 P-S logging 波速量測統計表	3-17
表 3.10 DH-6 孔位之 P-S logging 波速量測統計表	3-18
表 3.11 PS-1 孔位之 P-S logging 波速量測統計表	3-19
表 3.12 PS-2 孔位之 P-S logging 波速量測統計表	3-20
表 3.13 天花湖水庫壩址區 PS 波速量測及靜態單壓變形參數成果比 對表	3-21
表 3.14 天花湖 PS1 16-17m 岩心滲透係數之比較	3-22
表 3.15 天花湖水庫築壩材料之動態參數一覽表	3-24
表 4.1 曾文水庫築壩材料剪力模數參數表	4-12
表 4.2 乾淨砂 K_{2max} 與相對密度 (D_r) 之關係	4-12
表 4.3 FISH 各分析模組之功用	4-21
表 4.4 有效應力分析輸入參數值	4-27
表 4.5 美國加州大壩安全管理單位對壩體變形量之檢討	4-29
表 4.6 大壩築壩材料安定分析參數值	4-30
表 4.7 大壩安定分析結果 (El Centro)	4-33
表 4.8 大壩安定分析結果 (Seed 和 Martin, PGA=0.39) 4- 34	
表 4.9 大壩安定分析結果 (加州壩工監理單位 $K_h=0.15$) 4- 35	
表 4.10 大壩安定分析結果 (Seed & Idriss, PGA=0.56) 4-36	
表 4.11 大壩安定分析結果 (Hynes and Franklin, PGA=0.39)	4-37

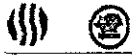


表 4.12 Makdisi-Seed 簡易圖解法值 4-38

圖目錄

圖 1.1 天花湖水庫地理位置圖.....	1-5
圖 1.2 天花湖水庫壩體標準斷面圖(天花湖水庫初步調查規劃報告， 民國 85 年)	1-6
圖 1.3 計畫執行流程圖.....	1-7
圖 2.1 天花湖水庫區域地質圖.....	2-24
圖 2.2 台灣 51 條活動斷層之分佈圖.....	2-25
圖 2.3 天花湖水庫壩址半徑 50 公里之活動斷層分佈圖	2-26
圖 2.4 地震分區 A 之範圍分佈圖 (天花湖水庫可行性規劃-地震調 查研究專題報告，民國 89 年)	2-27
圖 2.5 地震分區 B 之範圍分佈圖 (天花湖水庫可行性規劃-地震調查 研究專題報告，民國 89 年)	2-28
圖 2.6 最大地表加速度危害曲線圖 (天花湖水庫可行性規劃-地震調 查研究專題報告，民國 89 年)	2-29
圖 2.7 實測和規範設計震譜之比較圖 (天花湖水庫可行性規劃-地震 調查研究專題報告，民國 89 年)	2-30
圖 2.8 正規化機率反應譜和設計震譜圖 (天花湖水庫可行性規劃-地 震調查研究專題報告，民國 89 年)	2-31
圖 2.9 Kaul 法的人造地震反應譜和設計震譜之比較圖 (天花湖水庫 可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國 89 年)	2-32
圖 2.10 人造地表加速度歷時圖 (天花湖水庫可行性規劃-地震調查 研究專題報告，民國 89 年)	2-33
圖 2.11 各種經驗歷線之綜合比較.....	2-34
圖 2.12 比較圖 2.11 選取所得之設計反應譜.....	2-35
圖 2.13 輸入 chy028ns 紀錄所得之人工設計反應譜	2-36

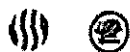


圖 2.14 輸入 chy028ns 紀錄所得之人工合成地震	2-37
圖 2.15 實錄之地震 chy028ns	2-38
圖 2.16 輸入 ndm2 紀錄所得之人工設計反應譜	2-39
圖 2.17 輸入 ndm2 紀錄所得之人工合成地震	2-40
圖 3.1 天花湖水庫築壩材料調查分區示意圖	3-25
圖 3.2 懸垂式 P-S 波孔內震波量測儀受波器與震源	3-26
圖 3.3 懸垂式 P-S 波孔內震波量測儀控制及監測裝置	3-27
圖 3.4 絞盤	3-27
圖 3.5 懸垂式 P-S 波探測示意圖(Nigbor, 1994)	3-28
圖 3.6 三軸試體之局部應變量測	3-29
圖 3.7 對應楊式模數與阻尼係數示意圖	3-29
圖 3.8 (a) 天花湖水庫壩址區 P-S 波速度量測剖面示意圖	3-30
圖 3.8 (b) 天花湖水庫壩址區 P-S 波速度量測位置示意圖	3-31
圖 3.9 V_p 、 V_s 、 ν 隨深度變化曲線圖 (DH1)	3-32
圖 3.10 V_p 、 V_s 、 ν 隨深度變化曲線圖 (DH4)	3-33
圖 3.11 V_p 、 V_s 、 ν 隨深度變化曲線圖 (DH6)	3-34
圖 3.12 V_p 、 V_s 、 ν 隨深度變化曲線圖 (PS1)	3-35
圖 3.13 V_p 、 V_s 、 ν 隨深度變化曲線圖 (PS2)	3-36
圖 3.14 單壓試驗求取 G 、 E 、 ν 之參數 (PS1 4-5m)	3-37
圖 3.15 單壓試驗求取 G 、 E 、 ν 之參數 (PS1 7-8m)	3-38
圖 3.16 單壓試驗求取 G 、 E 、 ν 之參數 (PS1 8-9m)	3-39
圖 3.17 單壓試驗求取 G 、 E 、 ν 之參數 (PS1 12-13m-1)	3-40
圖 3.18 單壓試驗求取 G 、 E 、 ν 之參數 (PS1 12-13m-2)	3-41
圖 3.19 單壓試驗求取 G 、 E 、 ν 之參數 (PS1 19-20m)	3-42
圖 3.20 單壓試驗求取 G 、 E 、 ν 之參數 (PS2 13-14m)	3-43

圖 3.21 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 14-15m-1) 3-44

圖 3.22 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 14-15m-2) 3-45

圖 3.23 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 16-17m-1) 3-46

圖 3.24 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 18-19m-1) 3-47

圖 3.25 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 18-19m-2) 3-48

圖 3.26 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖 (0809-1) 3-49

圖 3.27 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖 (0809-2) 3-49

圖 3.28 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖 (0809-3) 3-50

圖 3.29 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖 (0809-4) 3-50

圖 3.30 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖 (0809-5) 3-51

圖 3.31 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖 (0809-6) 3-51

圖 3.32 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖 (0809-7) 3-52

圖 3.33 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖 (0811-1) . 3-52

圖 3.34 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖 (0811-2) . 3-53

圖 3.35 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖 (0811-3) . 3-53

圖 3.36 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖 (0811-4) . 3-54

圖 3.37 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖 (0811-5) . 3-54

圖 3.38 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖 (0811-6) . 3-55

圖 3.39 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖 (0811-7) . 3-55

圖 3.40 天花湖水庫壩址地區岩心心層三軸透水圖..... 3-56

圖 3.41 天花湖水庫壩址地區岩心殼層三軸透水圖..... 3-56

圖 3.42 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^2 、 σ^1
=100kPa) 3-57

圖 3.43 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^3 、 σ^1 =
100kPa)..... 3-57

圖 3.44 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^4 、 σ^1 =



100kPa).....	3-58
圖 3.45 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-5} 、 $\sigma' = 100kPa$).....	3-58
圖 3.46 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-6} 、 $\sigma' = 100kPa$).....	3-59
圖 3.47 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-2} 、 $\sigma' = 300kPa$).....	3-59
圖 3.48 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-3} 、 $\sigma' = 300kPa$).....	3-60
圖 3.49 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-4} 、 $\sigma' = 300kPa$).....	3-60
圖 3.50 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-5} 、 $\sigma' = 300kPa$).....	3-61
圖 3.51 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-6} 、 $\sigma' = 300kPa$).....	3-61
圖 3.52 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-2} 、 $\sigma' = 600kPa$).....	3-62
圖 3.53 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-3} 、 $\sigma' = 600kPa$).....	3-62
圖 3.54 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-4} 、 $\sigma' = 600kPa$).....	3-63
圖 3.55 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-5} 、 $\sigma' = 600kPa$).....	3-63
圖 3.56 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-6} 、 $\sigma' = 600kPa$).....	3-64
圖 3.57 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM 、 E^{-2} 、 $\sigma' =$	

100kPa).....	3-64
圖 3.58 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-3} 、 $\sigma' =$ 100kPa).....	3-65
圖 3.59 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-4} 、 $\sigma' =$ 100kPa).....	3-65
圖 3.60 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-5} 、 $\sigma' =$ 100kPa).....	3-66
圖 3.61 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-6} 、 $\sigma' =$ 100kPa).....	3-66
圖 3.62 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-2} 、 $\sigma' =$ 300kPa).....	3-67
圖 3.63 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-3} 、 $\sigma' =$ 300kPa).....	3-67
圖 3.64 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-4} 、 $\sigma' =$ 300kPa).....	3-68
圖 3.65 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-5} 、 $\sigma' =$ 300kPa).....	3-68
圖 3.66 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-6} 、 $\sigma' =$ 300kPa).....	3-69
圖 3.67 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-2} 、 $\sigma' =$ 600kPa).....	3-69
圖 3.68 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-3} 、 $\sigma' =$ 600kPa).....	3-70
圖 3.69 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-4} 、 $\sigma' =$ 600kPa).....	3-70
圖 3.70 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^{-5} 、 $\sigma' =$	

600kPa).....	3-71
圖 3.71 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^6 、 $\sigma^1 =$	
600kPa).....	3-71
圖 3.72 天花湖水庫心層築壩材料阻尼比與剪應變關係圖	3-72
圖 3.73 天花湖水庫心層築壩材料剪力模數正規化與剪應變關係圖3-	
73	
圖 3.74 天花湖水庫殼層層築壩材料阻尼比與剪應變關係圖	3-74
圖 3.75 天花湖水庫殼層築壩材料剪力模數正規化與剪應變關係圖3-	
75	
圖 3.76 天花湖水庫築壩材料心層往復式動態三軸試驗 (93001) 3-	
76	
圖 3.77 天花湖水庫築壩材料心層往復式動態三軸試驗 (92092) 3-	
77	
圖 3.78 天花湖水庫築壩材料心層往復式動態三軸試驗 (92903) 3-	
78	
圖 3.79 天花湖水庫築壩材料心層抗液化強度試驗 (CL)	3-79
圖 3.80 天花湖水庫築壩材料殼層往復式動態三軸試驗(10123) 3-80	
圖 3.81 天花湖水庫築壩材料殼層往復式動態三軸試驗(101232)3-81	
圖 3.82 天花湖水庫築壩材料殼層往復式動態三軸試驗(101333)3-82	
圖 3.83 天花湖水庫築壩材料殼層抗液化強度試驗 (SM)	3-83
圖 3.84 天花湖水庫築壩材料心層靜態三軸試驗超額孔隙水壓 Δu 與	
軸向應變 ϵ 之關係.....	3-84
圖 3.85 天花湖水庫築壩材料心層靜態三軸試驗軸向應力 $\Delta\sigma$ 與軸向應	
變 ϵ 之關係	3-84
圖 3.86 天花湖水庫築壩材料心層靜態三軸試驗有效應力路徑 p' 、 q'	
圖	3-85

圖 3.87 天花湖水庫築壩材料殼層靜態三軸試驗超額孔隙水壓 Δu 與 軸向應變 ε 之關係	3-85
圖 3.88 天花湖水庫築壩材料殼層靜態三軸試驗軸向應力 $\Delta\sigma$ 與軸向應 變 ε 之關係	3-86
圖 3.89 天花湖水庫築壩材料殼層靜態三軸試驗有效應力路徑 p' 、 q' 圖	3-86
圖 4.1 總應力分析法步驟	4-39
圖 4.2 滲流力的計算流網 (美國墾務局, 1975)	4-40
圖 4.3 雙曲線組合律的土壤應力-應變行為 (Duncan, 1984)	4-41
圖 4.4 築壩材料的 K_σ 與有效圍壓之關係 (K_σ effect)	4-42
圖 4.5 靜態剪應力對抗液化強度的影響 (K_σ effect, Seed and Harder, 1990)	4-43
圖 4.6 Newmark 滑動土塊法計算示意圖	4-44
圖 4.7 Makdisi-See 簡易圖解法示意圖	4-45
圖 4.8 FLAC 運算之分析邏輯與原理流程圖	4-46
圖 4.9 FISH 程式來進行有效應力動態分析流程圖	4-47
圖 4.10 以 FLAC 軟體分析之網格圖	4-48
圖 4.11(a) 築壩後壩體內之垂直應力分佈	4-49
圖 4.11(b) 築壩後壩體內之水平應力分佈	4-50
圖 4.11(c) 築壩後壩體內之垂直位移分佈	4-51
圖 4.11(d) 築壩後壩體內之水平位移分佈	4-52
圖 4.12(a) 蓄水平衡後壩體內之孔隙水應力分佈	4-53
圖 4.12(b) 蓄水平衡後壩體內之垂直應力分佈	4-54
圖 4.12(c) 蓄水平衡後壩體內之水平應力分佈	4-55
圖 4.12(d) 蓄水平衡後壩體內之有效平均圍壓分佈	4-56

圖 4.12(e) 蓄水平衡後壩體內之有效主應力差值分佈 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)	4-57
圖 4.12(f) 蓄水平衡後壩體內之垂直位移分佈	4-58
圖 4.12(g) 蓄水平衡後壩體內之水平位移分佈	4-59
圖 4.13(a) 地震波結束瞬間後壩體內之孔隙水應力分佈	4-60
圖 4.13(b) 地震波結束瞬間壩體內之垂直應力分佈	4-61
圖 4.13(c) 地震波結束瞬間壩體內之水平應力分佈	4-62
圖 4.13(d) 地震波結束瞬間壩體內之有效平均圍壓分佈	4-63
圖 4.13(e) 地震波結束瞬間壩體內之有效主應力差值分佈 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)	4-64
圖 4.13(f) 地震波結束瞬間壩體內之垂直位移分佈	4-65
圖 4.13(g) 地震波結束瞬間壩體內之水平位移分佈	4-66
圖 4.14 均質土堤受 El Centro 地震後之放大效應圖	4-67
圖 4.15 強度參數折減經驗圖	4-68
圖 4.16 殘餘出水高採用之 Makdisi-Seed 經驗圖法	4-69
圖 4.17 殘餘出水高計算 k_y 與 FS 關係圖	4-70

第一章 緒論

1.1 研究主旨

天花湖水庫規劃為一離槽型水庫，於後龍溪本流新建打鹿坑攔河堰，經導水路往北引水入庫蓄存，壩址位於苗栗縣頭屋鄉飛鳳村，其地理位置示意如圖1.1所示；苗栗地區在台灣地震史上，屬於地震活動活躍之地區；過去天花湖水庫規劃工作之調查與試驗中，主要的調查方向都偏重於土壩基礎之岩盤以及築壩材料夯實後靜態剪力強度；未來若需考量土壩受地震影響下之動態行為，包括土壩基礎之岩盤以及築壩材料夯實後之靜、動態特性均應加以掌握；這些重要之參數包括單位重、塑性參數、粒徑分佈等物理性質參數與三軸排水、不排水剪力及動態三軸等試驗所得之工程性質參數；未來壩體動態分析參數的選取，是整個土壩設計與分析的關鍵；本計畫探討天花湖水庫土壩之地震危害度、壩基岩盤與築壩材料夯實後之靜、動態剪力特性及未來合理可行之靜、動態分析策略與方法。

1.2 背景分析

台灣西部山麓區規劃中之水庫（如施工中的寶山第二水庫與規劃中的天花湖水庫等），絕大部份都屬地質上極為年輕之地層（如天花湖水庫處於上新世之卓蘭層），岩盤強度有限，一般而言，主壩體較適合採用土壩壩體，天花湖水庫之壩體初步規劃亦不脫離此一大方向；台灣省水利規劃試驗所於八十四年度至八十六年度辦理天花湖水庫初步規劃，八十七年度至八十八年度進一步辦理可行性規劃；初步規劃之土壩壩型採中心不透水心牆分區滾壓式土壩，最大壩高60m，壩長250m，壩頂寬度10m，上游壩面坡度為1:3拋石護坡，下游壩面坡度為1:2.5拋石護坡，總容量為3,735萬立方公尺，有效容量為3,651萬立方公尺，其土壩標準斷面如圖1.2所示。

材料之靜、動態特性，包括諸如土壩基礎之岩盤以及築壩材料夯實後之靜、動態特性均應加以掌握；這些重要之參數包括單位重、塑性參數、粒徑分佈等物理性質參數與三軸排水、不排水剪力以及動態三軸等試驗所得之工程性質參數；未來壩體動態分析參數的選取，是整個土壩設計與分析的關鍵；本期規劃工作進

行土壩基礎之岩盤之動態性質乃藉由PS-logger來得到波速隨深度之分佈，進而估計動態參數（如彈性模數與包生比等）；至於築壩材料則將藉由現地取樣後，在實驗室夯實製作試體，試驗的項目著重在靜、動態三軸試驗等。

地震危害度分析的主要目的是決定壩體的設計地震強度，再根據地震危害度分析結果，決定設計地震之最大水平與垂直加速度以及地震規模，並求取壩基盤面的設計反應譜，最後並依據設計反應譜製作一設計加速度歷時以作為後續動態分析之制動輸入。天花湖水庫之規劃研究工作，前期已委託國立成功大學辦理有關地震調查之研究分析與評估（天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國89年）。本計畫中整理檢討國立成功大學所辦理『天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告』之地震風險評估、以及所研訂之設計地震反應譜與加速度歷時曲線。除整理檢討成功大學之地震調查研究成果，本計畫亦進一步基於確定法來建議最大地表加速度，並製作出設計反應譜與設計地震歷時。

水庫之適宜性應包括評估在地震影響下土壩之動態行為；土壩動態分析的目的是要確定在地震強震的往復作用下，壩基與壩體均不會損失強度而造成嚴重壩體滑動，甚至潰壩；土壩未來需要進行之靜、動態分析擬加以詳實規劃；這些動態分析項目應包括靜態有限元素分析、滲流有限元素分析、動態有限元素分析、邊坡穩定分析、殘餘出水高分析與一系列有效應力分析等；本計畫針對未來合理可行之靜、動態分析策略與方法加以規劃，並探討其合宜性。

1.3 工作內容及項目

本計畫的工作內容與項目如下。圖1.3為計畫執行流程圖。

一、工作項目

- (一) 地震危害度與設計地震分析研究。
- (二) 築壩材料夯實後之靜、動態力學特性研究。
- (三) 土壩基礎岩盤之靜動態力學特性研究。
- (四) 天花湖水庫壩體靜動態分析方法之規劃及應用評估研究。

二、工作內容

(一) 前期作業與成果彙整

彙整天花湖水庫前期作業有關地質調查、材料試驗及地震調查研究之內容與成果，作為後續工作項目的依據。包括：

1. 地質調查。
2. 地質構造調查。
3. 借土區內土壤性質調查。
4. 暫擬設計斷面。
5. 地震調查。

(二) 地震危害度分析

1. 以確定式決定設計地震最大加速度，再利用機率式分析結果確定設計地震最大加速度的回歸期。
2. 遠域震源、近域震源及地震衰減公式之驗證。

(三) 設計地震

1. 決定設計地震之最大水平加速度與地震規模。
2. 求取壩基盤面的設計反應譜。
3. 完成與設計震譜吻合的地震加速度歷時，以供動態分析之用。

(四) 鑽探與現地波速量測

1. 於壩址附近鑽2孔，進行岩心取樣與現地波速量測。
2. P-S logging 工法量測現地波速。

(五) 試驗室試驗與土壤設計參數

1. 物理性質參數：單位重、塑性參數、粒徑分布。



2. 工程性質參數：靜三軸剪力試驗、動態三軸試驗及剪力模數衰減試驗等。

3. 現地試驗：剪力波速量測。

(六) 壩體動態分析

1. 靜態有限元素分析。

2. 滲流有限元素分析。

3. 動態有限元素分析。

4. 邊坡穩定分析。

5. 殘餘出水高分析。

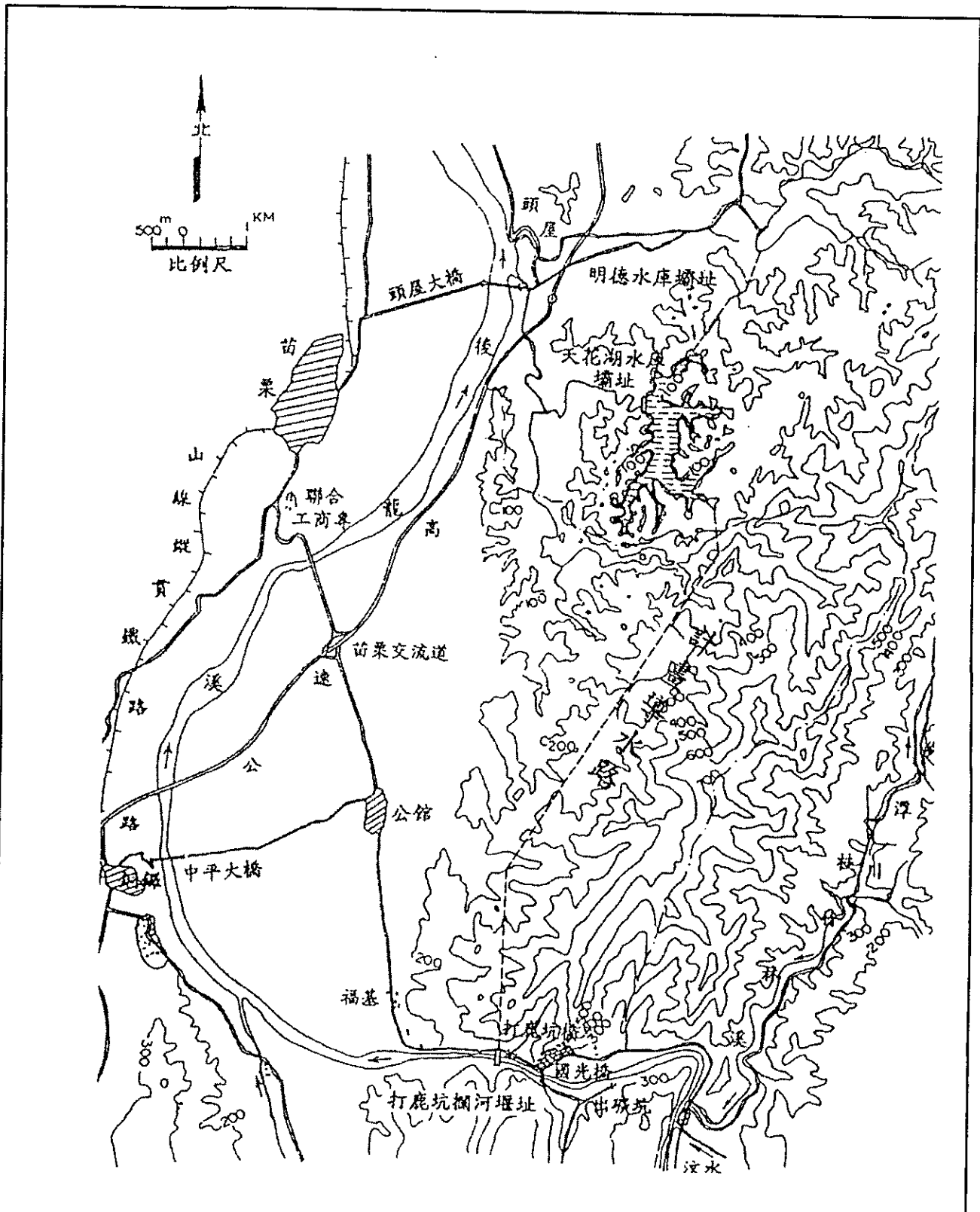




圖 1.1 天花湖水庫地理位置圖

	Tian Hua Hu Dam, Miaoli, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	Location of Tian Hua Hu Dam	Figure 1-1	

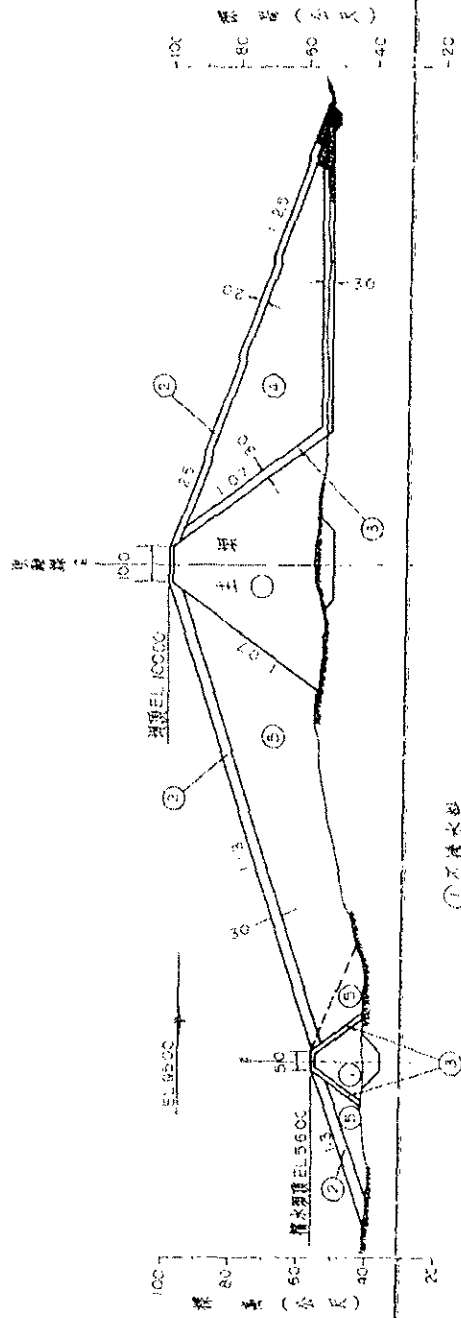


圖 1.2 天花湖水庫壩體標準斷面圖 (天花湖水庫初步調查規劃報告, 民國 85 年)

Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan		Time		11/24/00		Editor		Figure	
The cross section of Tian Hua Hu Dam						Cheng-Der Wang		1-2	

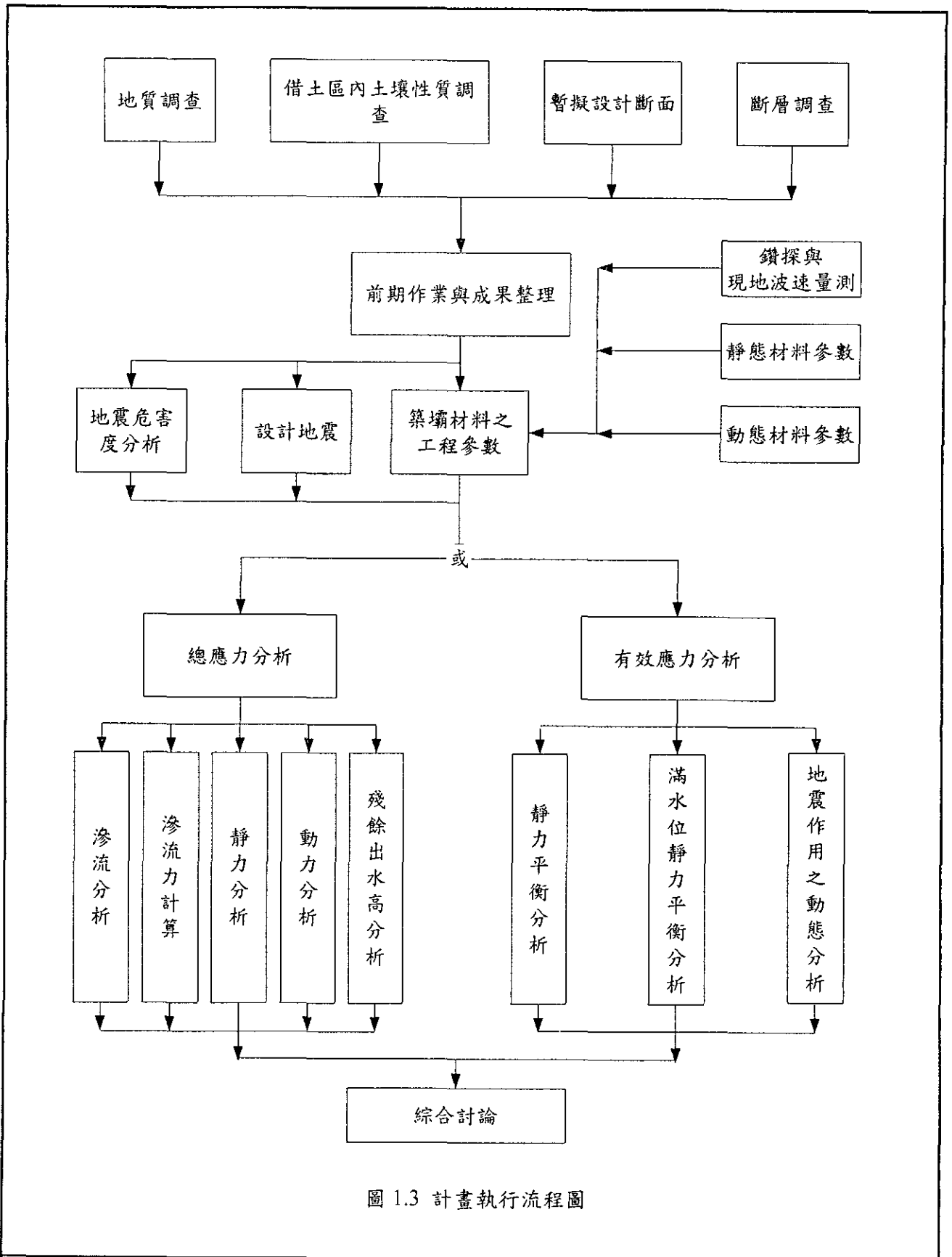


圖 1.3 計畫執行流程圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	The flowchart of this project	Figure 1-3	

第二章 地質與地震

2.1 區域地質概況

本區位於後龍溪流域，在地質分區上屬於台灣西部麓山帶地質區，依據試驗所(天花湖水庫初步規劃-計劃導水隧道地質調查報告，民國86年)報告資料，及中油探勘總處(1974)苗栗地質圖幅，對本計畫區域之地質概況整理並簡述如下(區域地質圖可參見圖2.1)。

出露於計畫區域中之地層有南港層、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、卓蘭層、頭嵙山層、紅土台地堆積層、階地堆積層和沖積層，土壤多為崩積土，茲將各地層之岩性及分佈情形敘述如下：

南港層 (Mnk) :

南港層在苗栗地區一般被分為三個岩段，由下而上依序為北寮砂岩、打鹿頁岩和觀音山砂岩。

南莊層 (Mnk) :

南莊層在新竹縣和苗栗縣是最重要的含煤地層；於本區之範圍甚廣，主要分佈於出磺坑背斜軸部及兩翼；南莊層在本區一般細分為東坑層和上福基砂岩。

桂竹林層 (Mkc) :

桂竹林層主要分佈於出磺坑背斜兩翼、新開向斜及紙湖向斜；本層可區分為三個岩段，由下而上依序為關刀山砂岩、十六份頁岩和魚藤坪砂岩。

錦水頁岩 (Pcs) :

錦水頁岩屬淺海相的沉積地層，為一重要之指準層；本層岩性以深灰色頁岩為主，具有良好的球狀剝離構造，夾有暗灰色凸鏡狀砂岩層及粉砂岩和泥岩薄層；局部地區的頁岩含泥灰岩結核，厚度八十至一百公尺之間。

卓蘭層 (Pcl) :

本層與下伏之錦水頁岩整合接觸，平均厚度約2,000公尺，在本區分佈範圍甚廣，主要出露在永和山背斜、仁隆向斜、新開向斜、紙湖向斜和小南勢斷層附近；本層以砂岩、粉砂岩、頁岩及泥岩互層為主，砂岩中有交錯層、岩化漂木及炭質顆粒。

頭嵛山層 (Ptk) :

頭嵛山層整合在卓蘭層上面，在本區僅出露於西側低矮的丘陵區；本區露出的岩層屬頭嵛山層下段岩層，岩性由厚層至塊狀砂岩和砂岩及泥岩之互層所組成；砂岩膠結疏鬆，遇水易消散崩解。

紅土台地堆積層 (Qlt) :

本層分佈於公館東側丘陵區，地形上高出河床一百公尺的平台上；其成份為表層約一公尺厚的紅土，下為數公尺的卵礫石和泥砂。

階地堆積層 (Qte) :

本層分佈於河流兩岸，屬低位段丘，岩性為未固結的卵礫石、砂及粘土所組成。

沖積層 (Qa) :

本層分佈於後龍溪河谷及沖積平原，岩性是由未固結之卵礫石、砂及粘土所組成。

2.2 地質構造

天花湖水庫計畫壩址地區主要的地質構造有仁隆向斜，向斜軸部通過天花湖附近，走向呈東北向；此向斜軸部出露卓蘭層岩層，向斜的西北翼傾角在30至50度之間，東南翼傾角70至80度之間。

壩址附近介於仁隆向斜與錦水背斜之間，壩址位於仁隆向斜之西翼與錦水背斜之東翼，岩層面傾向東南，傾角約30度。

茲將經濟部中央地質調查所所定義的台灣51條活動斷層之分佈圖及其分類，分別示於圖2.2與表2.1中（經濟部中央地質調查所特刊第十號，民國87年）。

表2.1 台灣51條活動斷層之分類

活動斷層	分類	活動斷層	分類	活動斷層	分類
金山	3	神卓山	1	觸口	2
炭腳	3	三義	2	新化	1
台北	3	大甲	2	後甲里	3
新店	3	大甲東	2	左鎮	3
南崁	3	屯子腳	1	小崗山	3
楓樹坑	3	清水	3	旗山	3
雙連坡	2	橫山	3	六龜	2
楊梅北	2	彰化	3	潮州	3
楊梅南	2	員林	3	鳳山	3
大坪地	2	田中	3	大梅	3
新竹	3	車籠埔	1	恆春	3
香山	3	新社	3	美崙	1
新城	2	大茅埔-雙冬	2	奇美	1
柑子崎	3	梅山	1	玉里	1
竹東	3	大尖山	2	池上	1
斗煥坪	2	木屐寮	3	鹿野	2
獅潭	1	六甲	3	利吉	2

（其中：1表第一類活動斷層；2表第二類活動斷層；3表存疑性活動斷層）

表2.1中，第一類活動斷層（全新世活動斷層）係符合下列任一項者（經濟部中央地質調查所特刊第十號，民國87年）：

1. 全新世（一萬年內）以來曾經發生錯移之斷層；
2. 錯移（或潛移）現代結構物之斷層；

3. 與地震相伴生之斷層（地震斷層）；
4. 錯移現代沖積層之斷層；
5. 地形監測證實具潛移活動性之斷層。

第二類活動斷層（更新世晚期活動斷層）係未符合第一類活動斷層之分類準則，但符合下列任一項者：

1. 過去十萬年以來曾經發生錯移之斷層；
2. 錯移階地堆積物或台地堆積層之斷層。

對於雖然有部份學者提出其為活動斷層，但編圖時仍無法依文獻資料加以明確歸類為前述二類者，目前將其暫列為存疑性活動斷層；存疑性活動斷層包括：

1. 將第四紀地層錯移之斷層；
2. 將紅土緩起伏面錯移之斷層；
3. 具活動斷層地形特徵，但缺乏地質資料佐證者。

2.3 地震考量

依據中央大學之資料顯示，在距離天花湖水庫壩址（場址位置約為E235816，N2717049）半徑50公里之活動斷層（見圖2.3）北有新城、竹東、斗煥坪等活動斷層，東有獅潭、神卓山等活動斷層，南有彰化、屯子腳、三義、車籠埔等活動斷層；由表2.1知，獅潭、神卓山、屯子腳、車籠埔屬第一類活動斷層，新城、三義、斗煥坪屬第二類活動斷層，竹東、彰化屬存疑性活動斷層。

台灣中北部（含新竹、苗栗、台中）地區在台灣地震史上，為地震活動極活躍之地區；由台灣地區300餘年之地震歷史記錄顯示，壩址50公里半徑範圍內，曾發生多次規模大於5.5之地震，其中包括1935年規模7.1之大地震，造成災情慘重。

由台灣中北部過去災害地震之分佈研究推論，影響天花湖水庫壩址之可能震源包括壩址東側一帶之斷層系列；距離壩址50公里半徑以內有獅潭、神卓山、新城、竹東、三義等斷層，其中以獅潭及神卓山斷層距壩址最近，且獅潭及神卓山斷層均屬地震斷層，於1935年曾發生規模7.1之大地震，震央即在卓蘭與關刀山之間；壩址地表水平距離獅潭斷層約在六、七公里間，壩址地表水平距離神卓山斷層也只有九、十公里，判斷由壩體地震危害度來考量，受該此斷層之影響應該最

為嚴重；獅潭斷層，延伸長度約12至15公里，為逆斷層，斷層面約略走向南北，向西傾斜約70度；神卓山斷層走向亦約略南北，延伸長度約在5至6公里，為延伸長度較短之斷層，可能亦屬逆斷層。

三義斷層為第二類活動斷層，距離壩址距離約在19公里，次於獅潭及神卓山斷層與壩址之間的距離，然而，此斷層之延伸長度較獅潭及神卓山斷層長，亦值得注意；三義斷層位於后里台地東緣，向北延伸至三義，向南沿台中盆地東緣繼續延伸，若由大甲溪北岸算起至大湖以西，全長約19公里，可能亦屬逆斷層。

車籠埔斷層在921集集大地震之前原被歸類為存疑性活動斷層，但因921地震車籠埔斷層再次錯動，依活動斷層定義其應被認為第一類活動斷層，且其南端延伸至桶頭附近，且其位置大尖山斷層甚為接近，經調查結果，車籠埔斷層與大尖山斷層應被認定為同一條斷層，其延伸總長度約為85公里。

2.4 地震危害度分析

由上節之描述可判斷，以壩體地震危害度來考量時，天花湖水庫受獅潭及神卓山斷層之影響應最為重要，因此，確認壩址地震危害度之控制斷層應為首要之務。

過去五十年來除了最近的三次強震有完整的地震紀錄外，均無詳細的實錄資料，尤其欠缺鄰近震源的強地動記錄；過去所做的地震危害度分析大都使用國外的地震衰減模式，如果比較過去使用衰減模式與這次集集地震中的實測數據，不難發現這些地震衰減模式在預測近域（震源距離小於10公里）的地表加速度時，往往會低估設計加速度值，而這些近域震源往往控制設計加速度值；因此，地震危害度分析宜根據最近三次的地震資料及過去其它地震所得之地震衰減模式。

在做本壩地震危害度分析時，區域震源將參照台灣地區在集集地震後建議使用之震源分區，線形斷層震源的位置與活動性將參照本壩前期作業斷層調查之結果，並參照經濟部中央地質調查所所編繪之台灣活斷層地質圖與報告；地震衰減公式則使用適用於台灣地區之經驗公式；而地震衰減公式應使用最近三次（瑞里、集集、嘉義）強地動資料庫紀錄，或需經過此三次地震印證為適用者。

地震危害度分析的主要目的是決定壩體及相關水利結構的設計地震強度；地

震危害度分析一般可採用傳統的確定法(Deterministic Approach)或是機率法(Probabilistic Approach)來進行；在設計土壩時，通常都採用確定法與機率法同步分析，其主要的目的是以確定法決定設計地震之最大加速度，再以機率法分析結果確定設計地震最大加速度的回歸期；天花湖水庫可行性規劃前期已委託國立成功大學（以下均簡稱為前期研究）辦理有關地震調查之研究分析與評估（天花湖水庫可行性規劃—地震調查研究專題報告，民國89年），該報告主要內容包括如下：

1. 微地動觀測；
2. 現有地震資料蒐集與分析；
3. 地震風險評估；
4. 設計地震反應譜與加速度歷時曲線研訂；
5. 地震景況模擬。

本計畫擬參考前期研究『天花湖水庫可行性規劃—地震調查研究專題報告，民國89年』之結論，來檢核及擬定有關壩址可能最大地面加速度、設計反應譜及設計地震。

天花湖水庫的設計地震將根據『經濟部水庫安全評估地質與地震評估規範（草案）』辦理；根據該規範第4.5.10節之要求，大壩壩體耐震分析之最大設計地動（MDGM）應根據水庫之重要性做決定，而水庫之重要性分級則由水庫之大小及災害潛勢來決定，如表2.2、表2.3及表2.4所示。

表2.2 水庫大小等級

大小等級	蓄水量， S ($10^6 m^3$)	條件	壩高， H (m)
小型	$S < 1$	且	$H < 15$
中型	$1 < S < 5$	或	$15 < H < 60$
大型	$S > 5$	或	$H > 60$

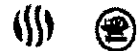


表2.3 水庫災害潛勢等級

災害潛勢等級	淹沒區人口 P (千人)	淹沒區已開發土地面積 A (公里 ²)
輕度	$P < 1$	$A < 1$
中度	$1 < P < 10$	$1 < A < 10$
重度	$P > 10$	$A > 10$

表2.4 水庫之分級

水庫大小等級	災害潛勢等級	水庫重要性分級
大型 中型 小型	重度	I I II
大型 中型 小型	中度	I II III
大型 中型 小型	輕度	II III III

按以上之規定，天花湖水庫應屬第 II 級蓄水庫；復根據此規範，第 II 級蓄水庫之設計地震將採用最大可能地動 (Maximum Credible Ground Motion, MCGM) 至設計基準地動 (Design Basis Ground Motion, DBG M) 間之壩址尖峰地表加速度值來辦理；MCGM 為對應最大可能地震 (Maximum Credible Earthquake, MCE) 之壩址尖峰地表加速度值，而 DBG M 為對應設計基準地震 (Design Basis Earthquake, DBE) 之壩址尖峰地表加速度值；MCE 為地質構造區內，能使壩址產生最大地動值之地震，其地震規模須依最大歷史地震、地殼錯動之證據來訂定，於機率法中，MCE 定義為發生 50,000 年之再現週期地動值之地震；DBE 為水庫在經濟壽齡內，造成可能遭遇一次地動值之地震，一般以發生 100 年再現週期地動值之地震作為設計基準地震。

2.4.1 確定法

地震發生後，各地感受到強弱不等的地表振動；將震度或最大地表振動加速度以地震規模和震央距離（或震源距離）表示的關係式，稱為衰減律或衰減方程式；詳細審視工址附近斷層或強震區可能發生的最大規模地震及其震央距離，即可依據衰減方程式計算最大地表振動加速度，此即為確定法；此法憑經驗和以往的地震紀錄，判斷地震的最大規模和發生地點，做法上較為粗略，通常用於多種可能工址的初步選定。

一般高風險性的結構（例如：大型蓄水庫與核能發電廠），在選址與設計階段都會進行地震危害度分析，而所用的方法不論在國內經濟部水資源局『蓄水庫安全評估規範（草案）』（1996）、經濟部水利司『水庫安全評估地質與地震評估規範（草案）』，或國外（如 Fraser（1996））大多以確定式地震危害度分析法為主。

確定法的精神在於其保守性及簡易了解的原理，基本上，確定法在壩址附近的斷層活動性確定後，保守的假設每一斷層在結構物的設計年限中一定會發生至少一次的全面破裂，換言之，即產生 MCE；然後，再根據各活動斷層可能產生的 MCE 與距壩址之距離，計算各活動斷層可能在壩址所造成的地表最大加速度，再由其中選取最大的地表最大加速度定為設計加速度。

一般以確定法做為地震危害度分析的步驟如下：

1. 調查區域與壩址附近之地質；
2. 調查活動斷層之活動性，並確定活動斷層之位置；
3. 決定活動斷層之可能產生的 MCE；
4. 選用適當的地動衰減公式；
5. 決定控制斷層與各活動斷層與壩址之最短距離；
6. 決定設計地表加速度與設計反應譜。

2.4.2 機率法

將震源效應（發震時間、地點、規模和次數）、路徑效應（衰減方程式）和局部土壤效應（放大係數）等不確定性因子以合適的機率模式描述，並予以串聯組合，可得工址任一最大地表振動加速度值的年超越機率，稱為危害度曲線；因此，若給定年超越機率或回歸期，即可由危害度曲線反推工址的最大地表振動加速度值；機率分析法（Probabilistic Seismic Analysis）較為複雜，所需地震資料的

種類和數量亦較多，但其結果比較可信；其主要流程及所考慮的影響因素如下：

1. 地震資料蒐集與震源分區：震源分區需配合地質構造之考量；
2. 地震發生特性參數分析：主要包含 Gutenberg 和 Richter 關係式之 a, b 參數，最小及最大地震規模之決定，並配合地震分區計算震源之地震平均年發生率；
3. 震度衰減律回歸分析：震度（可為 PGA、Sa、Sd 等）衰減率對 SHA 分析結果影響極大，須審慎選擇及分析其常數；
4. 進行危害度分析：由以上資料建立輸入檔，執行機率式地震危害度分析。

2.5 衰減模式

在確定法與機率法分析中，最重要的關係式為震度或最大地表加速度（PGA）的衰減方程式；一般而言，淺層地震的衰減形式可採用震央距離，而深層地震則可採用震源距離；事實上，地震的發生與斷層破裂息息相關，因為距離項的計算不同，衰減模式又可分為點震源模式（Point Source Model）和斷層開裂模式（Fault Rupture Model）兩種（天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國 89 年），這也正是前期研究所採用的方法。

淺層地震對工址的影響以斷層開裂模式來描述較為適合，反之，深層地層的斷層延伸有限，可用點震源模式來分析；但，由於深層地震對工址所造成的危害度遠低於淺層地震，因此，採用何種模式分析，其影響應該不大，故前期研究於天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告中一律以斷層開裂模式來進行地震危害度分析。

2.6 震源分區

進行地震危害度分析時，必須將可能影響到工址的所有震源的統計特性詳細研究，並定義其參數特性，以建立地震危害度分析模式；本壩址預定地兩端的經緯度分別為 $120^{\circ}51'32.2905''E$ ， $24^{\circ}33'43.4233''N$ 和 $120^{\circ}51'32.8917''E$ ， $24^{\circ}33'29.7000''N$ ；震源區劃分方式需通盤考慮附近震區的地體結構、地質狀況和地震分佈情形（天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國 89 年）。

前期研究原預定採用二種不同的震源區劃分方式，來探討天花湖壩址鄰近地區 1898 年至 1998 年間的地震活動度、震源深度與近震規模的關係；但在 921 地震發生後，特別針對 1999 年 9 月 21 日集集大地震及其餘震序列，再考慮一個較為保守的震源區劃分方式一併來探討地震活動情形；茲簡述前期研究的震源區劃分方式如下：

(一)、地震分區 A

考慮台灣地區板塊構造與地質條件，將壩址半徑 150 公里概略分為 AS001~AS004 之四個淺震源區（震源深度小於 35 公里）與 AD001~AD002 之二個深震源區（震源深度大於 35 公里），分區分佈如圖 2.4 所示，而詳細的分區與最大地震參數如表 2.5 所示。

(二)、地震分區 B

考慮較詳細地質構造、地震活動度與深度等參數，將預定壩址鄰近地區細分為 12 個淺震源區，分別為：BS001~BS012，與較深層的二區 BD001~BD002，圖 2.5 顯示地震分區 B 之淺層與較深層細區的分佈圖，而詳細的分區與最大地震參數如表 2.6 所示。

(三)、地震分區 C

本分區是以地震分區 B 為架構，再加上 1999 年 921 集集地震之車籠埔斷層的影響區域（CS001），除此之外，將地震分區 B 中 BS004（屯子腳斷層）與 BS008（三義埔里地震帶東段）二個細區合併成 CS002（三義埔里地震帶），以探討三義埔里地震帶的影響，詳細的分區範圍與最大地震參數如表 2.7 所示。

表 2.5 地震分區 A 各細區範圍及最大地震一覽表(前期研究)

分區	涵蓋地區	深度範圍 (公里)	最大地震	
			發震時間	近震規模
AS001	台灣海峽	0-35	1916/08/28 台灣海峽地震	6.8
AS002	西部平原區與 西部麓山帶	0-35	1935/04/21 新竹—台中地震	7.1
AS003	西部麓山帶與 中央山脈	0-35	1906/03/17 梅山地震	7.1
			1941/12/17 中埔地震	7.1
AS004	東部地區	0-35	1920/06/05 花蓮地震	8.0
AD001	東北部深震帶	35-300	1966/03/12 花蓮地震	7.8
AD002	東部深震帶	35-300	1951/11/25 玉里地震	7.3

表 2.6 地震分區 B 各細區範圍及最大地震一覽表(前期研究)

分區	涵蓋地區	深度範圍 (公里)	最大地震	
			發震時間	近震規模
BS001	台灣海峽	0-35	1916/08/28 台灣海峽地震	6.8
BS002	西北海岸	0-35	1905/12/25 台灣海峽地震	5.3
BS003	獅潭斷層	0-35	1935/04/21 新竹—台中地震餘震	5.8
BS004	屯子腳斷層	0-35	1935/04/21 新竹—台中地震	7.1
BS005	西部平原區	0-35	1904/11/06 斗六地震	6.1
BS006	台北地區	0-35	1901/06/07 台北地震	6.2
BS007	北中央山脈	0-35	1933/04/19 中央山脈東翼地震	6.3
BS008	三義埔里地震帶東段	0-35	1916/11/15 台中南投地震	6.2
			1917/01/05 埔里地震	6.2
			1937/12/14 中央山脈東翼地震	6.2
BS009	中央山脈中段	0-35	1906/03/17 梅山地震	7.1
			1941/12/17 中埔地震	7.1

表 2.6 地震分區 B 各細區範圍及最大地震一覽表(前期研究) (續)

分區	涵蓋地區	深度範圍 (公里)	最大地震	
			發震時間	近震規模
BS010	沖繩海槽	0-35	1922/09/02 蘇澳地震	7.6
BS011	南澳地區	0-35	1920/06/05 花蓮外海地震	8.0
BS012	花蓮地區	0-35	1908/01/11 玉里地震	7.3
			1951/10/22 花蓮地震	7.3
BD001	東北部深震帶	35-300	1966/03/12 花蓮外海地震	7.8
BD002	東部深震帶	35-300	1951/11/25 玉里地震	7.3

表 2.7 地震分區 C 各細區範圍及最大地震一覽表(前期研究)

分區	涵蓋地區	深度範圍 (公里)	最大地震	
			發震時間	近震規模
CS001	車籠埔斷層帶	0-35	1999/09/21 集集地震	7.3
CS002	三義埔里地震帶	0-35	1935/04/21 新竹-台中地震	7.1

2.7 地震活動度

2.7.1 地震規模

地震規模與再現頻率關係式由 Gutenberg 和 Richter 在 1954 提出，其一般形式為：

$$\text{Log } N = a - bM \quad (2.1)$$

其中 M 表地震規模，N 為地震規模大於或等於 M 之地震發生次數，a 與 b 為常數，其中 a 值代表特定地區內地震發生之頻率高低，b 值代表特定地區內大地震與小地震發生機率之相關性；受限制於地震資料之可靠性，進行迴歸分析時，採用兩段式分析法分別求得 b 及 a 值；迴歸直線之斜率 b 由短期資料組 B

(1973-1998 年芮氏規模大於或等於 3.0 之地震資料) 求得，a 值則由回歸直線之斜率 b 值及長期資料組 A (1898-1998 年芮氏規模大於或等於 4.5 之地震資料) 求得，前期研究所得各震源區之 a、b 值整理於表 2.8。

2.7.2 地震再現週期

Gutenberg 和 Richter 地震發生的頻率與規模間的關係式 (式 (2.1)) 中，將地震次數 N 考慮為平均每年的次數，則再現週期可定義為：

$$T=10^{-(a-bM)} \tag{2.2}$$

前期研究計畫所採用的再現週期分別為 25 年與 100 年，其各震源區所對應的地震規模 (M_{25} 或 M_{100}) 亦整理於表 2.8 中。

2.7.3 最大可能地震規模

在分析工程之地震危害時，必須對每一個可能影響該工址的震源區作仔細調查，並評估其地震潛能的上限，亦即評估該區之 MCE；前期研究以地震釋放累積能量計算各震源區之 MCE，其結果亦列於表 2.8 中。

表 2.8 各震源區最大可能地震與再現週期所對應的地震規模(前期研究)

震源分區	a	b	M_{25}	M_{100}	MCE
AS001	3.56	0.94	5.3	5.9	6.8
AS002	4.54	1.01	5.9	6.5	7.1
AS003	6.15	1.17	6.5	7.0	7.3
AS004	5.91	1.02	7.2	7.8	8.1
AD001	5.16	1.01	6.5	7.1	7.9
AD002	4.60	0.96	6.3	6.9	7.3
BS001	3.56	0.94	5.3	5.9	6.8

表2.8 各震源區最大可能地震與再現週期所對應的地震規模(前期研究) (續)

震源分區	a	b	M ₂₅	M ₁₀₀	MCE
BS002	5.98	1.59	4.7	5.0	5.4
BS003	4.66	1.16	5.2	5.7	6.0
BS004	4.73	1.07	5.7	6.3	7.1
BS005	4.27	1.06	5.3	5.9	6.1
BS006	4.85	1.18	5.3	5.8	6.4
BS007	4.93	1.17	5.4	6.0	6.4
BS008	5.45	1.21	5.6	6.1	6.6
BS009	6.17	1.19	6.4	6.9	7.3
BS010	5.84	1.12	6.5	7.0	7.7
BS011	5.16	0.97	6.8	7.4	8.0
BS012	5.85	1.06	6.8	7.4	7.6
BD001	5.16	1.01	6.5	7.1	7.9
BD002	4.60	0.96	6.3	6.9	7.3
CS001	3.50	0.70	7.0	7.8	7.6
CS002	5.39	1.13	6.0	6.6	7.1

2.8 PGA 危害度曲線 (前期研究)

危害度(某一指定 PGA 的年超越機率)之計算涉及地震規模、規模上限、震央距離、斷層破裂方向、震源深度、地震發生次數與衰減方程式的模式誤差等七個隨機變數；而於前期研究計畫中所採用的地震分區 A、B、C 所推算的 PGA 危害度曲線示於圖 2.6；該圖亦繪出三個分區的危害度平均值，據以求取設計之 PGA。

若一般結構物的使用年限為 50 年，期間地震力超過設計值的機率若假設為 10%，此換算成年超越機率為 2.017×10^{-3} ，其倒數約為 475 年，稱之為回歸期；依

據『蓄水庫安全評估規範(草案)』所定義的 MCE、DBE 和運轉基準地震 (Operating Basis Earthquake, OBE)，其最大地表加速度之再現週期分別為 50,000 年、100 年和 25 年；再現週期的倒數為年超越機率；由圖 2.6 可得 MCE、DBE 和 OBE 的設計 PGA，分別列於表 2.9。

重要(如第 I 級蓄水庫)大壩所選用之設計地震回歸期宜在 3,000 年至 10,000 年之間，相對比較，核電廠之設計地震回歸期亦不過 10,000 年。2-4 節曾提到天花湖水庫屬第 II 級蓄水庫，其設計地震則可採用最大可能地動 (Maximum Credible Ground Motion, MCGM) 至設計基準地動 (Design Basis Ground Motion, DBGM) 間之壩址尖峰地表加速度值來辦理；MCGM 為對應最大可能地震 (Maximum Credible Earthquake, MCE) 之壩址尖峰地表加速度值，而 DBGM 為對應設計基準地震 (Design Basis Earthquake, DBE) 之壩址尖峰地表加速度值。建議再以 2-7 節整理之結果以確定法由最大規模與衰減公式計算出 PGA，並檢核該 PGA 回歸期。

表 2.9 各設計基準的最大地表加速度(前期研究)

設計地震	再現週期	年超越機率	最大地表加速度
MCE	50,000年	2×10^{-5}	0.888 g
DBE	100年	0.01	0.197 g
OBE	25年	0.04	0.124 g
使用年限50年	475年	2.107×10^{-3}	0.312 g
使用年限100年	949年	1.054×10^{-3}	0.376 g

2.9 前期研究建議之設計地震反應譜與設計地震歷時

前期研究根據地震危害度分析結果，決定設計地震之最大水平與垂直加速度以及地震規模，並求取壩基盤面的設計反應譜；設計地震反應頻譜，將以符合壩址基礎條件之正規化反應譜(Site Dependent Normalized Response Spectrum)，用選定之設計地震加速度為基準將其成比例放大；正規化反應譜採用較保守的平均值加上一個標準偏差的反應譜(Mean plus One Standard Deviation Spectrum)。

若將結構物最大反應值受地震波影響的過程分為二個階段：(1) 地震由震源

傳遞至工址地表的衰減情形；(2) 地表振動經結構系統的動態放大效應，則反應譜值可依下式表示：

$$S = E_2 Y = E_2 E_1 y \tag{2.3}$$

其中S表單自由度系統的最大反應值；Y表工址實測之PGA；y表衰減方程式所預測的PGA；E₁表PGA衰減方程式的模式誤差；E₂表動態放大係數。

根據天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告所述(民國89年)，壩址預定地的兩部強震儀已收錄了15筆強地動紀錄，因此，共有30組水平地表加速度歷時可用來建立虛擬絕對加速度反應譜Sa和隨機動態放大係數E₂；其阻尼比於本計畫中定為5%，自然振動週期為0.02秒至15秒之等比數列(共101個)，並以實測紀錄的50%和84%為正規化反應譜((E₂)_{50%}、(E₂)_{84%})，配合內政部『建築物耐震設計規範及解說』(民國86年)之第一類與第二類地盤設計反應譜併示於圖2.7。

由101條Sa的反應譜危害度曲線中，分別讀取年超越機率為2*10⁻⁵、0.01和0.04的Sa設計值，即構成再現週期50,000年、100年和25年的機率反應譜，再將此三個機率反應譜分別除以設計之PGA值(0.888g、0.197g、0.124g)，可得到正規化的機率反應譜，如圖2.8所示；若將本圖之三組曲線平滑化，即可得到設計震譜。

前期研究進一步依據設計震譜以 Kaul 時間域修正法，研訂設計加速度歷時；Kaul 時間域修正法需引用一初始地震歷時以迭代收斂過程逐漸修正，使最後之設計加速度歷時之反應震譜符合設計震譜；初始地震歷時一般較常採用工址附近在強震中曾實錄到的地震加速度歷時紀錄，但此前期研究所採用之初始地震歷時並非工址附近實錄到之地震紀錄加速度歷時，而是由經驗格林函數(Empirical Green's Function)所模擬產生的近場地震加速度歷時；經驗格林函數可模擬一個單一的有效破裂點震源的地震紀錄，並對高頻率之震動具有較高的經確度；經驗格林函數之運用，通常較多用於探討場址與傳播路徑的控制影響。

前期研究所得的反應譜與正規化設計震譜之比較示於圖2.9，而所模擬的正規化加速度歷時則示於圖2.10中。

2.10 本計畫之確定法地震危害度分析

如 2.4.1 節所述，高風險性的結構如水庫大多以確定式地震危害度分析法為主。建議以確定法由最大規模與衰減公式計算出 PGA，並檢核該 PGA 回歸期是否對應之回歸期在 3,000 年至 10,000 年之間。

確定法 (Deterministic Approach)

確定法的精神在於其保守性以及其簡單易於明瞭的原理。基本上確定法在壩址附近的斷層活動性確定後，保守的假設每一斷層在結構物的設計年限中一定會發生至少一次全面破裂（產生最大可能規模，亦即 MCE）的地震，然後根據各活動斷層可能產生的最大規模地震（MCE）與距離壩址距離，計算各活動斷層可能在壩址造成的地表最大加速度，再由其中選取最大的地表最大加速度為設計加速度。

一般以確定法為做地震危害度分析的步驟如下：

1. 調查區域與壩址附近之地質
2. 調查活動斷層之活動性並確定活動斷層之位置
3. 決定活動斷層的可能產生的最大規模地震（MCE）
4. 選用適當的地動衰減公式
5. 決定各活動斷層與壩址之最短距離
6. 決定控制設計的斷層
7. 決定設計地表加速度與設計反應譜

地震規模

本計畫所用的斷層破裂長度與地震規模關係是根據(1)蔡主權（1987）針對台灣地區活斷層之研究，及(2)東方國際工程公司之台灣斷層長度與地震規模關係式(EIE 1984)。而 Wells and Coppersmith（1994）根據全球的地震記錄統計結果亦經常被採用（如寶山第二水庫動態分析）。東方國際工程公司之台灣斷層長度與地震規模關係式(EIE 1984)以及蔡主權（1987）之公式說明如下；Wells and Coppersmith 之統計結果整理於表 2.10。

$$L = \exp (1.006 M_L - 3.232) \quad (2.4)$$

其中 M_L 為芮氏地震規模； L 為斷層破裂長度 (km)；

統計之標準差 $\sigma_{\ln(L)} = 0.422$ (蔡主權 1987):

$$L = \exp (1.357 M_L - 5.823) \quad (2.5)$$

其中 M_L 為芮氏地震規模 (EIE 1984)。

表 2.10 Wells and Coppersmith (1994) 斷層規模與斷層破裂參數之關係

斷層類型	參數	次數	經驗公式	σ (M_w)	經驗公式	$\sigma_{\log(L, A, \text{or } D)}$
平移斷層	破裂長度 $L(\text{km})$	43	$M_w = 5.16 + 1.12 \log L$	0.28	$\log L = 0.74 M_w - 3.55$	0.23
逆斷層		19	$M_w = 5.00 + 1.22 \log L$ $M_w = 5.00 + 1.22 \log L$	0.28	$\log L = 0.63 M_w - 2.86$	0.20
正斷層		15	$M_w = 4.86 + 1.32 \log L$	0.34	$\log L = 0.50 M_w - 2.01$	0.21
全部		77	$M_w = 5.08 + 1.16 \log L$	0.28	$\log L = 0.69 M_w - 3.22$	0.22
平移斷層	破裂面積 $A(\text{km}^2)$	83	$M_w = 3.98 + 1.02 \log A$	0.23	$\log A = 0.90 M_w - 3.42$	0.22
逆斷層		43	$M_w = 4.33 + 0.90 \log A$	0.25	$\log A = 0.98 M_w - 3.99$	0.26
正斷層		22	$M_w = 3.93 + 1.02 \log A$	0.25	$\log A = 0.82 M_w - 2.87$	0.22
全部		148	$M_w = 4.07 + 0.98 \log A$	0.24	$\log A = 0.91 M_w - 3.49$	0.24
平移斷層	地表錯動量 $D(\text{m})$	43	$M_w = 6.81 + 0.78 \log D$	0.29	$\log D = 1.03 M_w - 7.03$	0.34
逆斷層		21	$M_w = 6.52 + 0.44 \log D$	0.52	$\log D = 0.29 M_w - 1.84$	0.42
正斷層		16	$M_w = 6.61 + 0.71 \log D$	0.34	$\log D = 0.89 M_w - 5.90$	0.38

衰減公式

描述地表加速度與地震規模及斷層距離之關係稱為地震衰減公式，衰減公式有地區性的影響，本計畫前期選用蔡主權等 (1987) 的加速度衰減公式外，另外國家地震中心，所建議以台灣地震資料庫為基礎所統計的衰減公式 (羅俊雄，1997)，亦常被引用。蔡主權等等 (1987) 的加速度衰減公式將整理成表 2.11；而這個適用於台灣地表型斷層震源，硬盤面的衰減公式，如下：

$$a_{\max} = 0.0278 e^{1.20M} (R + 0.1413 e^{0.6918M})^{-1.7347}$$

$$\sigma_{\ln A_{\max}} = 0.539 \quad (\text{羅俊雄, 1997}) \quad (2.6)$$

其中 a_{\max} 為最大加速度，單位為 g ； R 為距離斷層最短距離，單位為 km ； $\sigma_{\ln A_{\max}}$

為衰減公式之統計標準差。

表 2.11 蔡主權等 (1987) 加速度衰減公式

衰減公式		標準差 σ_{ln}
		%
Kanai form	$a=1.126 \exp(0.728M)(R+26)^{-1.741}$	0.599($R \leq 20\text{km}$)
Joyner & Boore form	$\log_{10} a=-1.31+0.275M- \log_{10} (R^2+5.9^2)^{0.5}$	0.4798 ($R \leq 20\text{km}$)
Campbell form	$a=0.0057\exp(1.375M)(R+0.06 \exp(0.9225M))^{-1.481}$	0.5289
Japan Rock form	$\text{Log}_{10}(0.981a)=0.01(R+79.7)(-4.87+1.002M-0.0577M^2)$	0.5725

雖然近年來發生了幾次嚴重的大地震，如瑞里大地震(1998)、集集、嘉義大地震(1999)，尤其以集集大地震 $ML=7.3$ 最為嚴重；但是上述地震距離壩址皆屬遙遠，加速度在地震發生後到達場址即經過了衰減；雖然，此次集集大地震造成車籠埔斷層最北端處延伸至苗栗縣界內，亦進入了場址半徑五十公里的範圍中，但比起前期計劃中所提及之極為接近場址的神卓山斷層、獅潭斷層、三義斷層所引致的加速度都來的小。因此，經過比較後，本計畫以獅潭斷層為控制斷層，即以 (1)1935 地震之 $ML=7.1$ 加上 0.1 地震規模增量，(2)獅潭斷層之長度為 15 公里，以式 (2.4) 及式 (2.5) 估計之地震規模 (ML 分別為 6.3 與 5.9)，再根據蔡主權等(1987) 及羅俊雄 (1997) 的加速度衰減公式，計算在壩址造成之最大地表加速度 (表 2.12)，表 2.12 中亦顯示，採用前期中研究院之方法，即以獅潭斷層為控制斷層及 1935 年之歷史大地震 $ML=7.1$ 為基礎，採用羅俊雄 (1997) 的加速度衰減公式計並以 Tsai(1993) barrier 模型加以修正，得 $PGA=0.5g$ 。表 2.12 為前期針對壩址周圍五十公里內其它可能造成震源的斷層加以推估之壩址最大地表加速度。此外，根據葉永田教授於 921 大地震 240 個測站紀錄經由非線性回歸分析所得 PGA 的衰減方程式：

$$Y=0.03249\exp(0.70771M_L)((D_{\min}^2+0.001H^2)^{0.5}+20)^{-0.93862}$$

其中 Y 為 PGA ， M_L 為地震規模， D_{min} 為震央與場址距離， H 為震源深度。來配合比較。

表2.12(a) 控制斷層之相關參數

控制斷層名稱	斷層長度	震央距離	震源深度	震源距離
	Km	Km	Km	Km
獅潭斷層	15	6.5	5	8.2

表2.12(b) $M_L=7.2$ ，壩址最大可能地表加速度

採用公式名稱	地震規模採用 $M_L=7.2$ ，歷史上大地震加上0.1規模增量，1935	
		PGA
Kanai form		0.4957
Joyner & Boore form		0.5318
Campbell form		0.3218
Japan Rock form		0.2822
羅俊雄 (1997)		0.5136
葉永田 (1999)		0.2445

表2.12(c) $M_L=5.9$ ，壩址最大可能地表加速度

採用公式名稱	地震規模採用 $M_L=5.9$ ，式 (1)	
		PGA
Kanai form		0.1924
Joyner & Boore form		0.2335
Campbell form		0.2188
Japan Rock form		0.1496
羅俊雄 (1997)		0.3049
葉永田 (1999)		0.0975

表2.12(d) $M_L=6.3$ ，壩址最大可能地表加速度

採用公式名稱	地震規模採用 $M_L=6.3$ ，式(2)
	PGA
Kanai form	0.2574
Joyner & Boore form	0.3008
Campbell form	0.2561
Japan Rock form	0.1895
羅俊雄(1997)	0.3701
葉永田(1999)	0.1294

註：

1. 控制斷層長度係參照前期天花湖水庫研究報告之資料
2. 震源距離係斷層距壩址最短距離
3. 震源深度係台灣中北部地震深度普遍採用值
4. 地震規模是採地震規模公式(1)及(2)
5. 地表最大加速度(PGA)採加速度衰減公式(3)及表2.12推估之平均值。

表2.13亦列出本區域其他(獅潭斷層以外)之活動斷層所可能造成之最大地表加速度。表2.13中PGA的計算是採用了羅俊雄(1997)的加速度衰減公式。因為該公式的計算值較為保守，用以保守地比較不同控制斷層可能造成之最大地表加速度。由表2.12與2.13之比較可清楚斷定獅潭斷層確實為天花湖壩之控制斷層無誤。

表2.13 其他斷層可能在壩址造成之最大地表加速度

斷層名稱	斷層長度(Km)	震央距離(Km)	震源深度(Km)	震源距離(Km)	最大可能地震規模	壩址 PGA 值(G)
神卓山斷層	6	9.7	10	14	5.6	0.17
三義斷層	19	18.6	10	21	6.3	0.17
車籠埔斷層	85	28.2	10	30	7.6	0.27

註：

表 2.13 中壩址 PGA 值(G)是採用了上述各加速度衰減公式中計算所得之最大值，用以保守估計表 2.13 的斷層可能產生之 PGA，而後與控制斷層的 PGA 比較。

表 2.12 顯示，若以獅潭斷層為控制斷層、以距壩址最近距離為震央距離(6.5Km)、1935 年歷史震源深度(5.0Km)、及假設歷史最大地震為 1935 之 $M_L=7.1$ 加上 0.1 地震規模增量為基礎，利用不同加速度衰減公式，計算得的 PGA=0.25 至 0.53g 間，範圍甚大，而平均值約為 0.39g。所謂的平均值是因為若以斷層長度估算之地震規模，計算得之 PGA 值則較小，因此以歷史地震規模推估加速度是甚為保守。由於本區域位於台灣中北部地區，在台灣地震史上為地震極活躍之地區，未來的地震亦可能產生於控制斷層獅潭斷層線上與壩址最近距離之震央，而且由台灣 300 餘年之地震歷史顯示，壩址 50 公里半徑範圍內，曾發生多次規模大於 5.5 之地震包括 1935 年規模 7.1 的獅潭大地震；若以 7.2 作為最大地震規模(MCE)，並以羅俊雄(1997)之衰減公式為依據(或可加以折減)，PGA 值為 0.51g，檢核前期研究所得之 PGA 危害度曲線，可發現再現週期約在 4000 年(符合回歸期在 3,000 年至 10,000 年之間)，適合作為第 I 級蓄水庫之設計地震。若考慮為第 II 級蓄水庫之設計地震，並比較本計畫之前以機率法得出之使用年限 100 年最大地表加速度 0.376g 加以檢核，可知平均值 0.39g 仍是保守。並且滿足但前面討論中已說明根據『經濟部水庫安全評估地質與地震評估規範(草案)』，天花湖水庫應屬第 II 級蓄水庫。因此設計地震可採用最大可能地動至設計基準地動間之壩址尖峰地表加速度值來辦理。因此建議採用之 PGA 為 0.39g。此一 PGA 亦滿足要求。

設計地震反應譜

本計畫在進行地震反應譜分析時，分別採用了羅俊雄之經驗公式、天花湖水庫地震危害度分析所採用之經驗公式、Seed 的經驗圖表(配合台灣岩盤之普遍狀態，選取 curve for rock 和 curve for stiff soil 兩經驗曲線)、以及 Newmark 的經驗圖表，共五種不同的推估設計地震反應譜方法以資比較。

藉由羅俊雄、天花湖水庫之經驗公式、與 Seed curve for rock 和 Seed curve for stiff soil、Newmark 經驗圖地震反應譜整理如圖 2.11 所示。

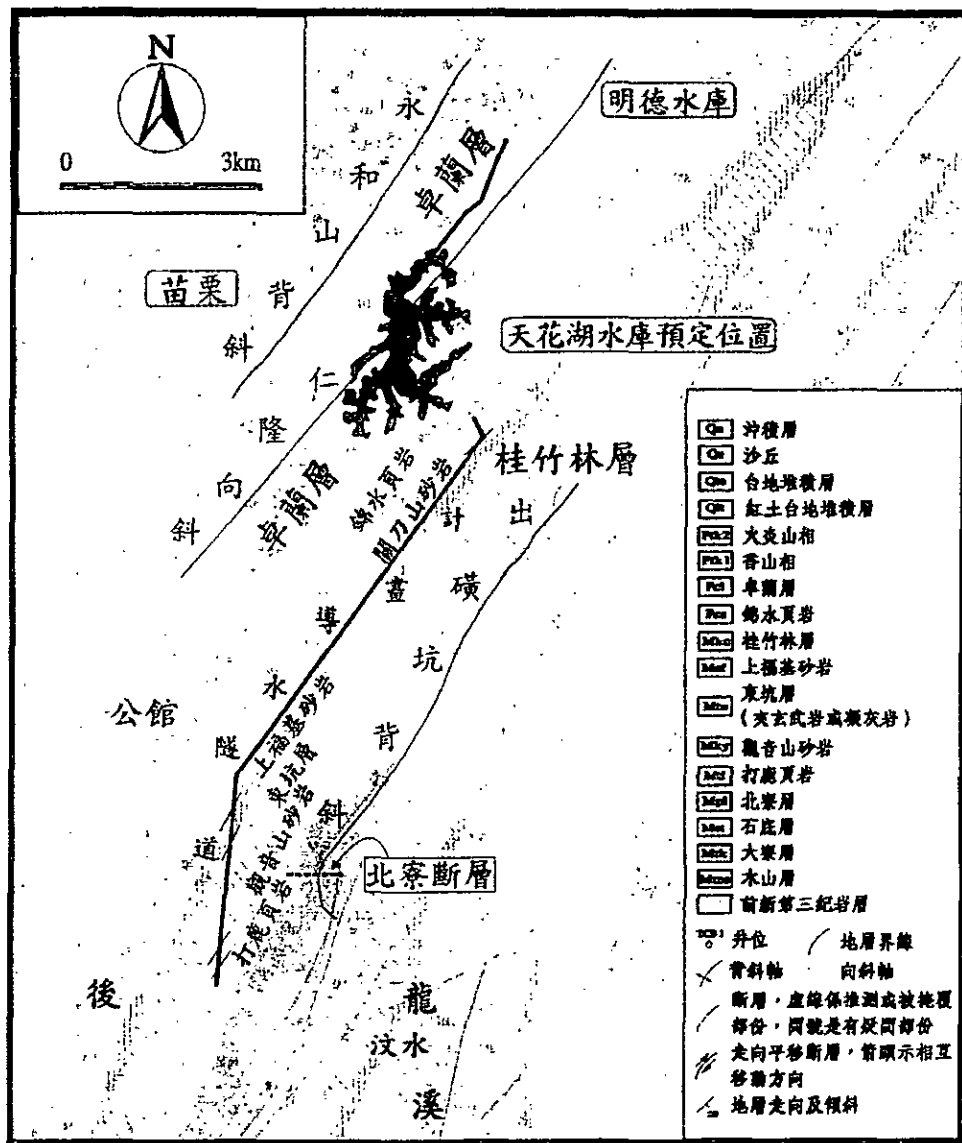
Newmark 法更分別對應岩盤、軟弱岩盤使用不同的地盤參數(55, 82.5)以及針對重要用途(如水庫)或一般用途選取不同標準的放大係數(2.71, 2.12), 而經過比較後所選取的設計反應譜如圖 2.12 所示。

藉由上幾個圖設計地震反應譜的綜合比較, 可發現以羅俊雄、天花湖水庫之經驗公式、與 Seed curve for rock 和 Seed curve for stiff soil、Newmark 經驗圖表製作的地震反應譜曲線在綜合比較圖中於特定的頻率範圍具有共同的曲線型態; 因此, 可定出適當的設計反應譜如圖 2.12, 用於地震分析中。比較圖 2.12(本計劃建議)與圖 2.8(成大建議)之設計反應譜, 可發現在 1HZ 左右, 本計劃較為保守。一般土壩之自然頻率接近 1HZ, 設計反應譜在 1HZ 左右有必要較保守些。擷選出適當設計地震反應譜曲線後, 即可進一步製作人工合成歷線, 人工合成歷線的製作計畫採用 "Rspmatch" 軟體。

人工合成地震

以 Rspmatch 軟體製作合成地震, 需使用一筆初始強震紀錄, 該軟體繼而微調人工合成歷線以使人工合成歷線之頻譜盡可能符合設計反應譜。以此一方法合成之人工地震通常能較為接近於工址實際錄到之地震特性。1999 年 921 集集大地震中, 實際錄到許多強震紀錄, 實非常寶貴。本次人工合成地震採用之初始強震紀錄為相當接近場址近域所錄取得的一筆 chy028ns 強震紀錄(該測站跟斷層的距離與天花湖壩址跟獅潭斷層的距離相近, 都在六、七公里內, 且歷史最大地震規模亦接近)來作為 Rspmatch 軟體之強震輸入初始地震歷時, 則可得到如圖 2.14 之人工合成地震歷線, 此一人工合成地震之頻譜與設計反應譜極為接近(圖 2.13), 可用以作為設計地震歷時。

若以另一筆於竹苗地區錄到的 ndm2 強震紀錄(唯其 PGA 較 chy028ns 強震紀錄之 PGA 為小)來作為 Rspmatch 軟體之強震輸入初始地震歷時。則可得到如圖 2.17 之人工合成地震歷線, 此一人工合成地震之頻譜與設計反應譜亦很接近(圖 2.16)。也可用以作為設計地震歷時。



資料來源：中國石油公司苗栗圖幅(1974)

f2-21.cdr

圖 2.1 天花湖水庫區域地質圖

	Tian Hua Hu Dam, Miaoli, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	Local Geology of Tian Hua Hu Dam		Figure 2-1

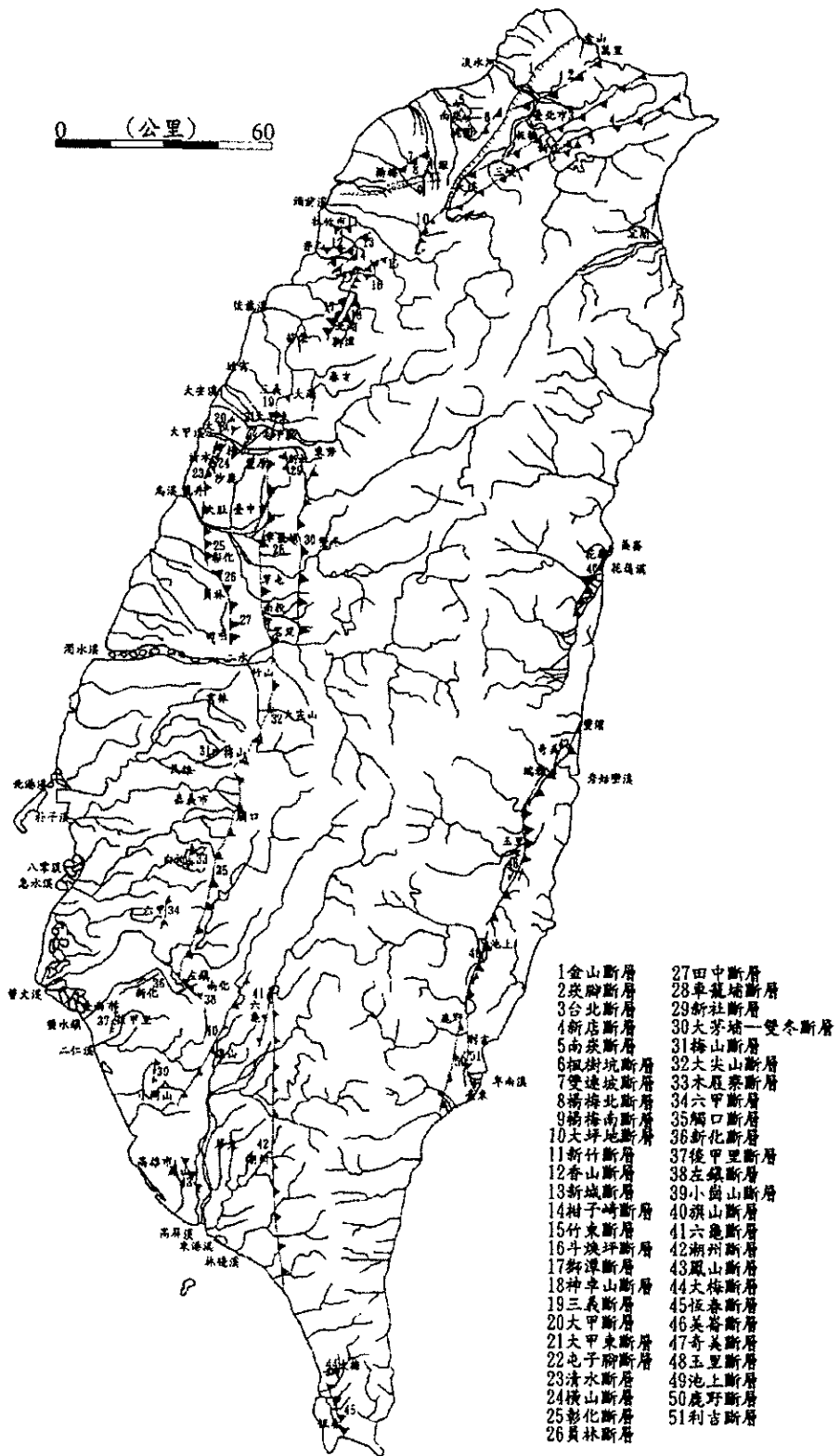


圖 2.2 台灣 51 條活動斷層之分佈圖

(經濟部中央地質調查所 <http://www.moeacgs.gov.tw/service/map/FMAll.htm>)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	51 active faults in Taiwan		Figure 2-2

編號	斷層名稱	距離 (Km)	編號	斷層名稱	距離 (Km)	編號	斷層名稱	距離 (Km)
2	力行	55.438	3	三義	18.675	5	大坪地	32.191
6	大茅埔- 雙冬	30.613	14	屯子腳	28.666	15	斗煥坪	12.680
21	四季	51.507	25	竹東	22.580	26	車籠埔	28.203
29	南崁	65.146	35	神卓山	9.7240	37	梨山	49.553
40	湖口	36.640	42	新竹	25.544	43	新城	13.008
44	楊梅	42.553	45	獅潭	6.5220	47	彰化	30.572
51	環山	50.371	54	雙連坡	47.020	55	霧社	57.597

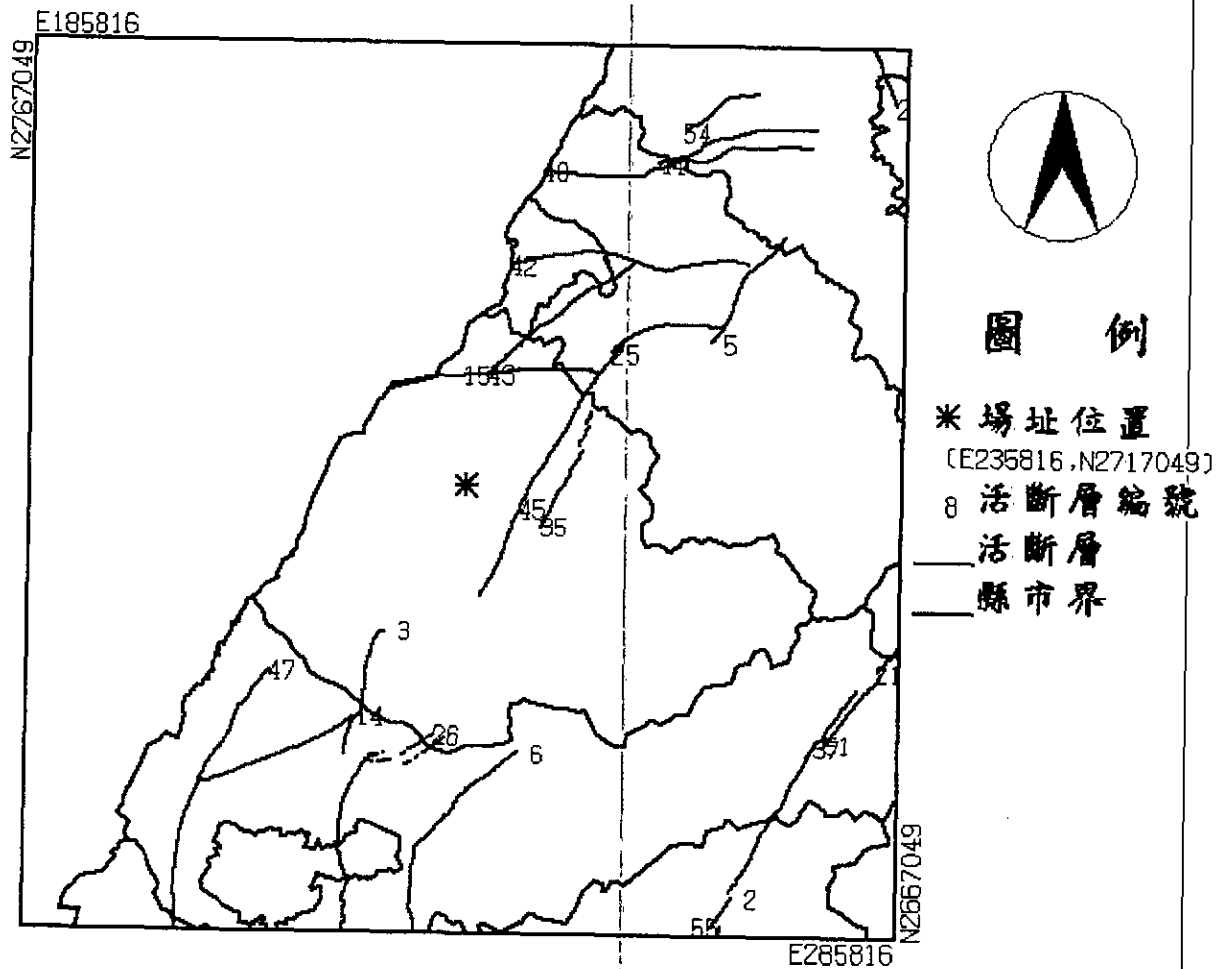
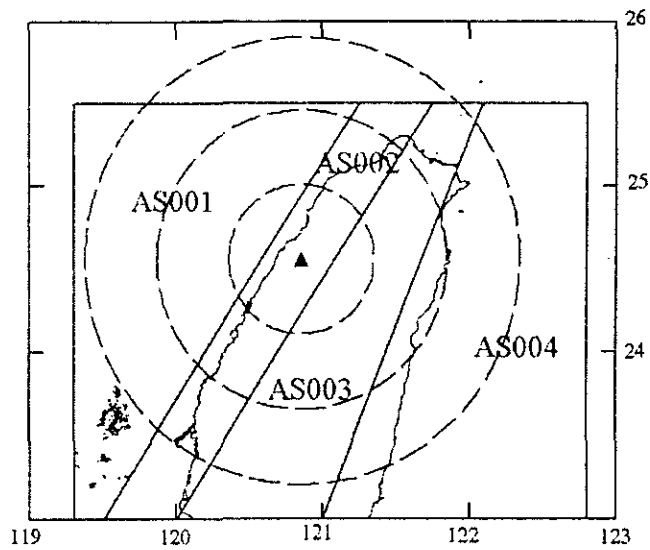


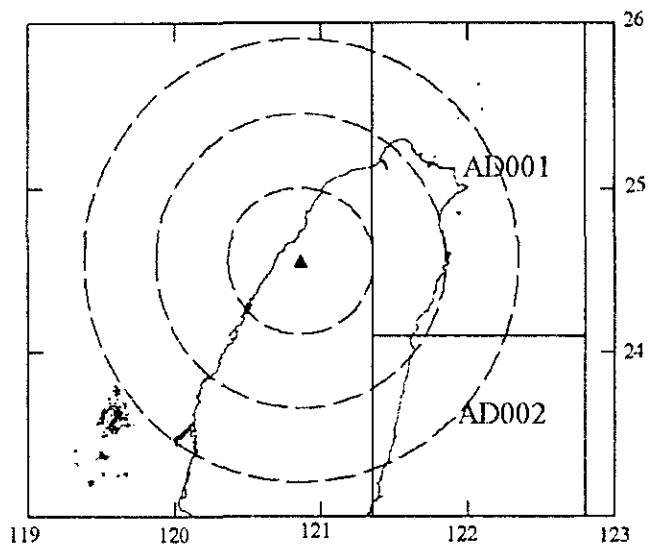
圖 2.3 天花湖水庫壩址半徑 50 公里之活動斷層分佈圖

(中央大學台灣活斷層查詢系統 <http://gis.geo.ncu.edu.tw/act/actq.htm>)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	The active faults nearby the Tian Hua Hu Dam	Figure 2-3	



(a)

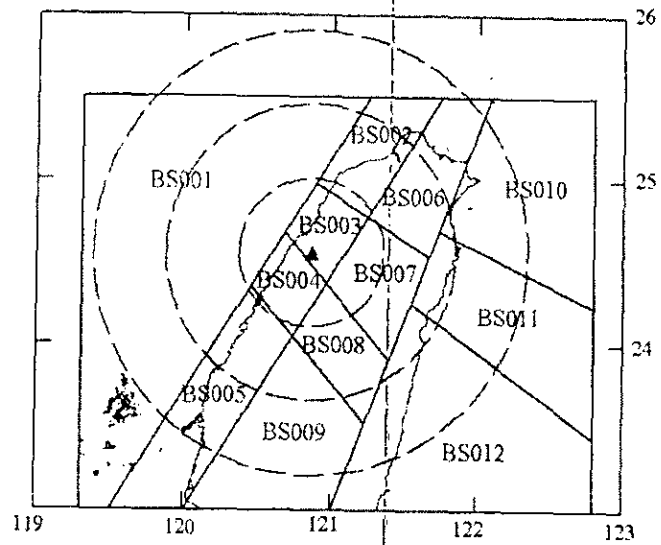


(b)

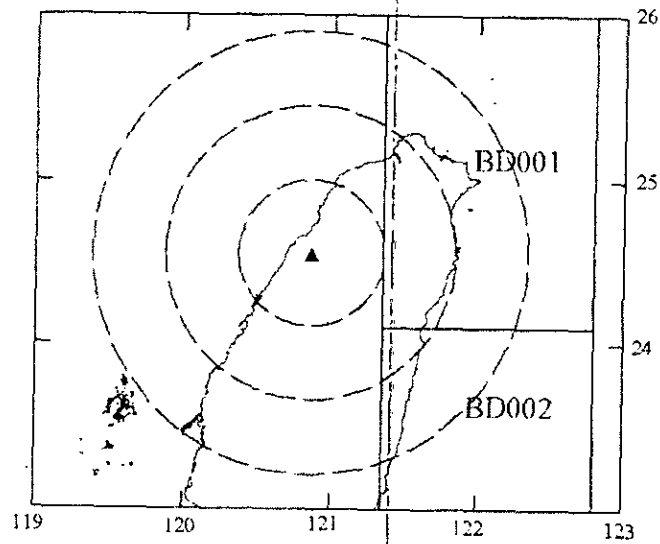
圖 2.4 地震分區 A 之範圍分佈圖

(天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國 89 年)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	Seismic zone for area A		Figure 2-4



(a)



(b)

圖 2.5 地震分區 B 之範圍分佈圖

(天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告, 民國 89 年)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	Seismic zone for area B	Figure 2-5	

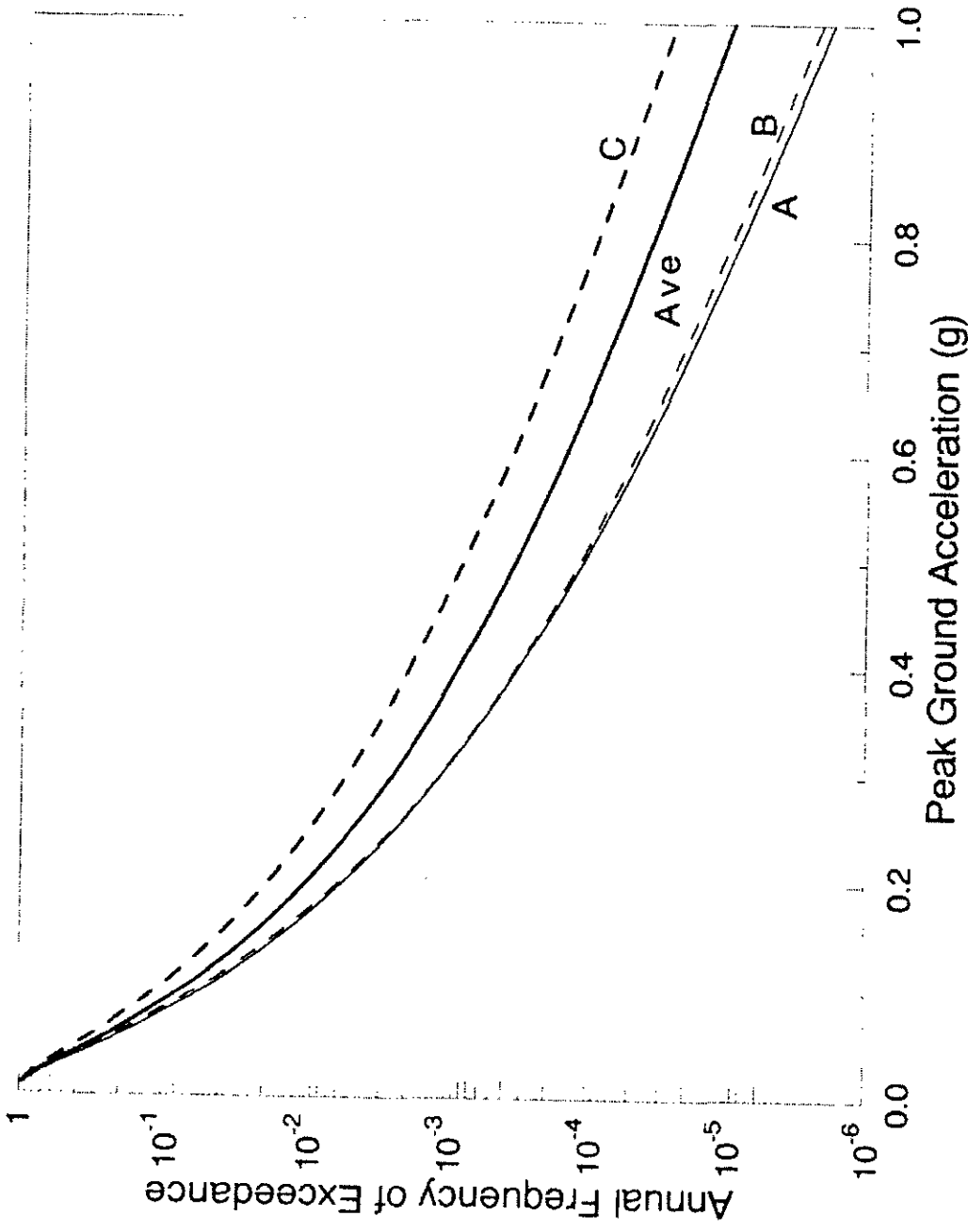


圖 2-6 最大地表加速度危害曲線圖 (天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告, 民國 89 年)

Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan		Editor				Figure 2-6
The max. PGA curve		Cheng-Der Wang				
Time	11/24/00					

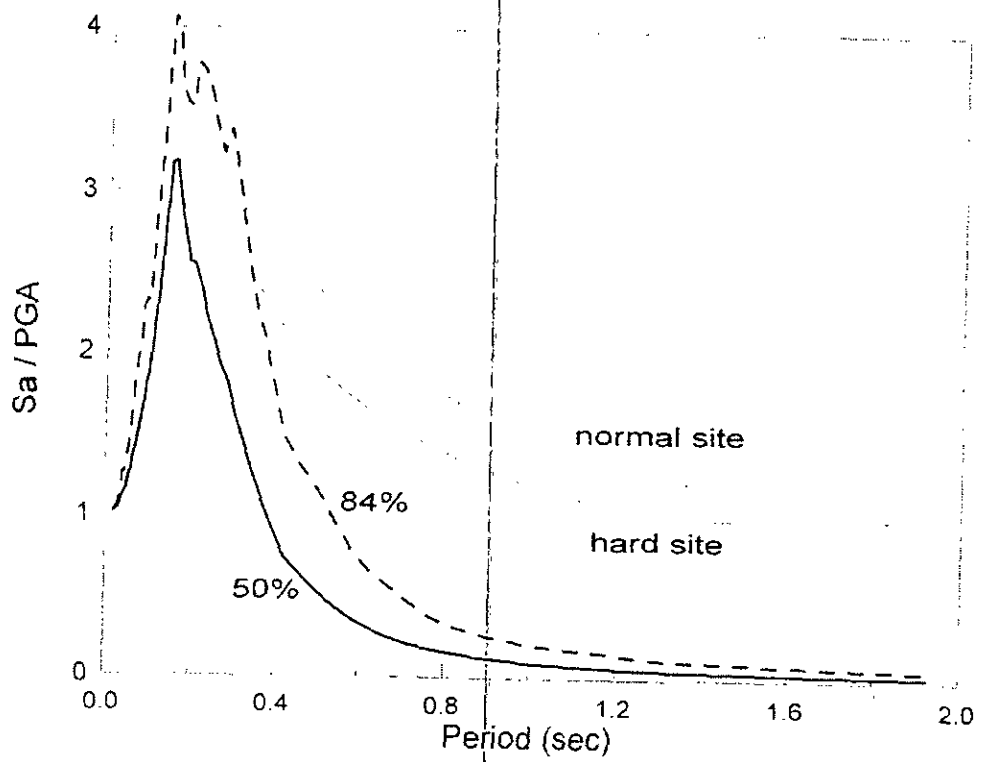


圖 2.7 實測和規範設計震譜之比較圖

(天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國 89 年)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	The comparison of observed and design response spectrum		Figure 2-7

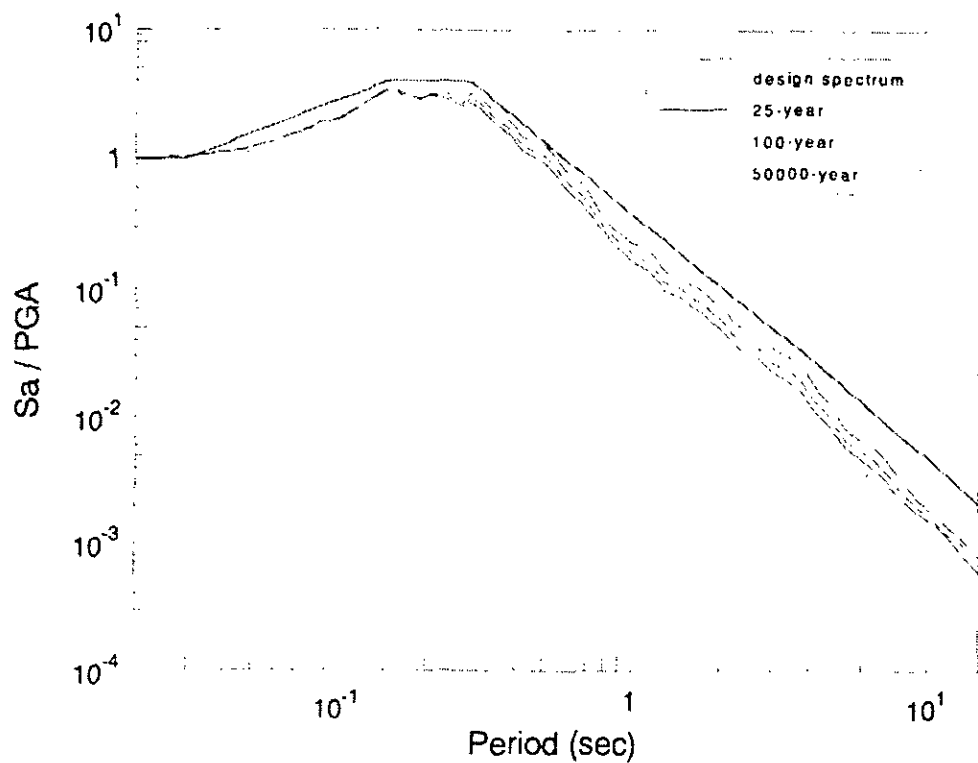


圖 2.8 正規化機率反應譜和設計震譜

(天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國 89 年)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	The normalized probabilistic and design response spectrum		Figure 2-8

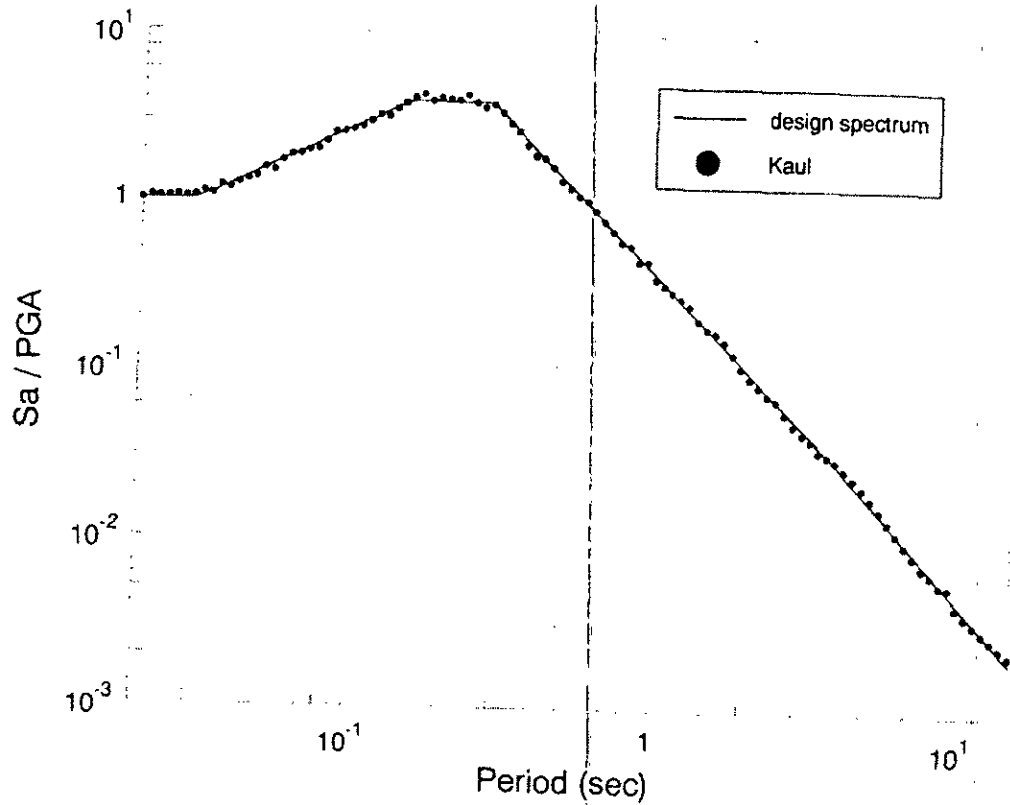


圖 2.9 Kaul 法的人造地震反應譜和設計震譜之比較圖
 (天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告, 民國 89 年)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	The comparison of artificial and design response spectrum		Figure 2-9

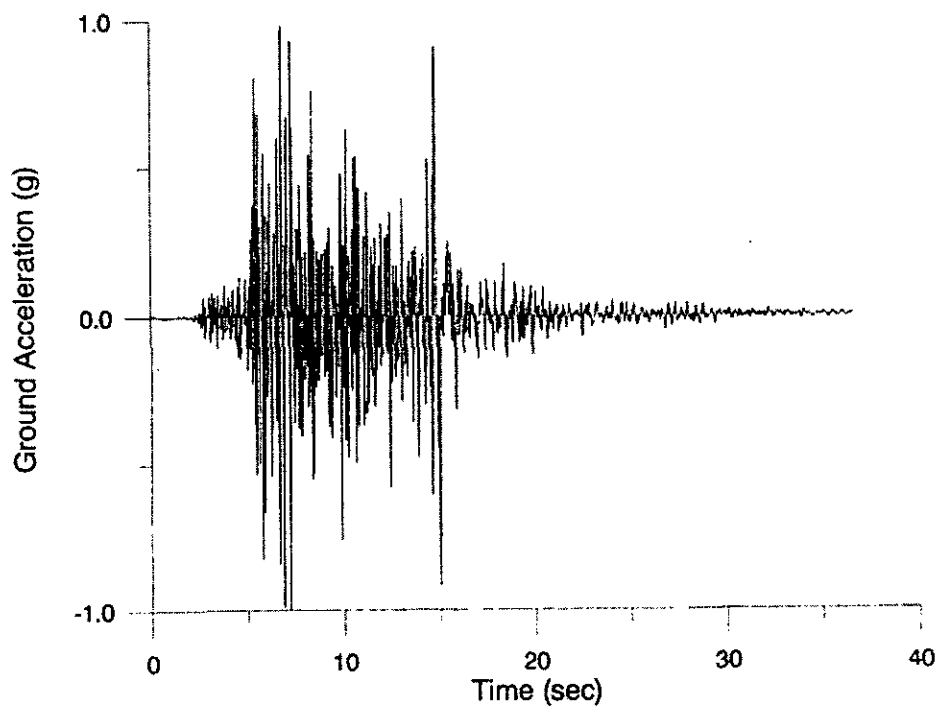


圖 2.10 人造地表加速度歷時圖

(天花湖水庫可行性規劃-地震調查研究專題報告，民國 89 年)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	The artificial acceration time history		Figure 2-10

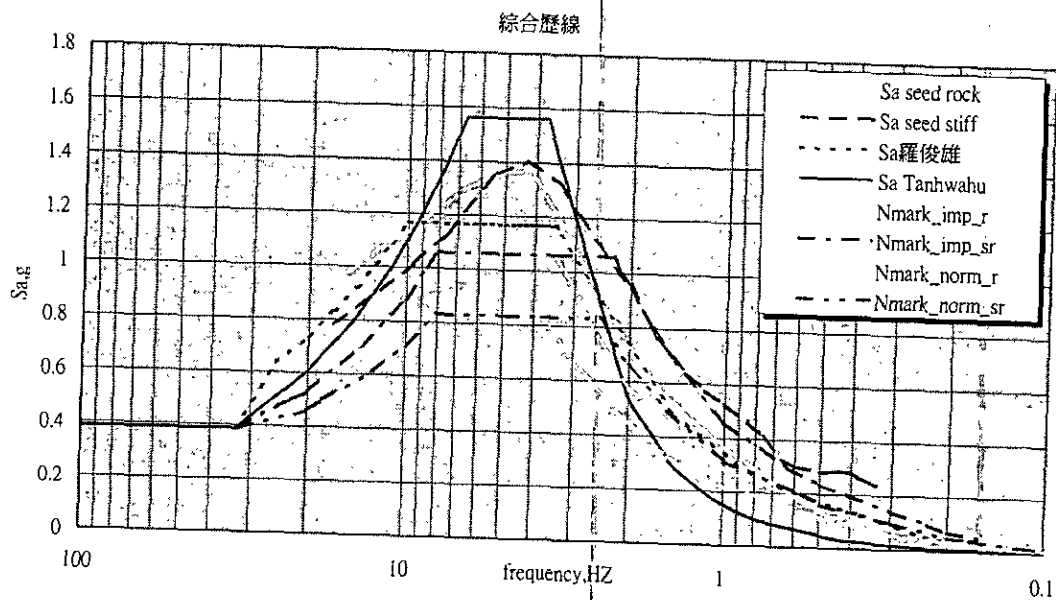




圖 2.11 各種經驗歷線之綜合比較

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 2-11

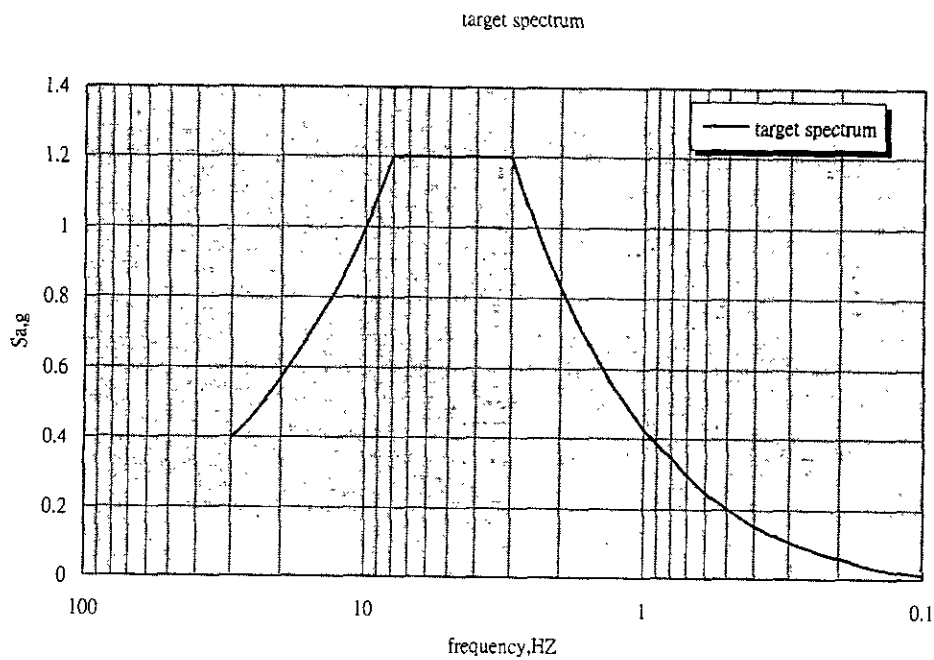




圖 2.12 比較圖 2.11 選取所得之設計反應譜

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 2-12

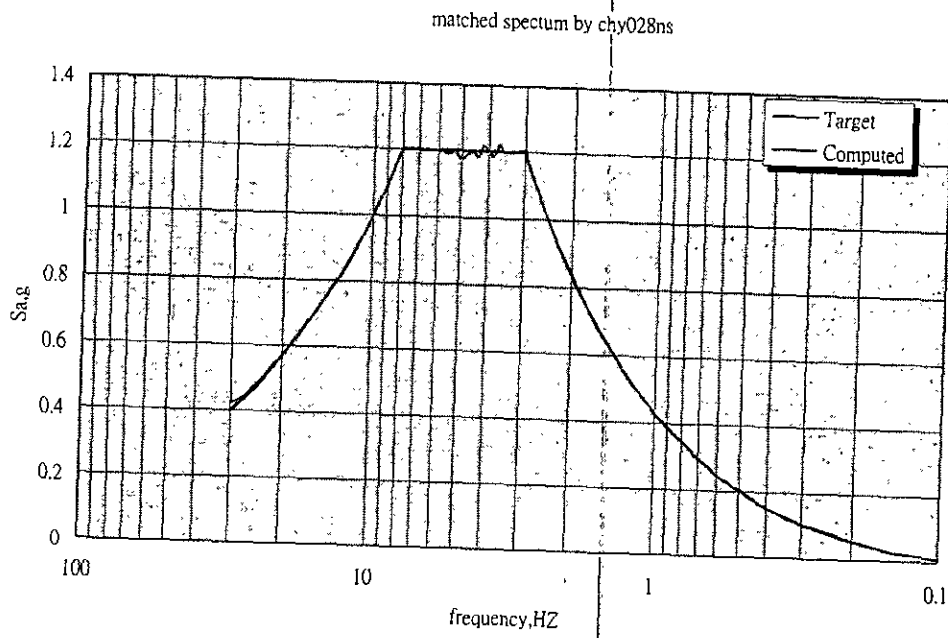




圖 2.13 輸入 chy028ns 紀錄所得之人工設計反應譜

 	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 2-13

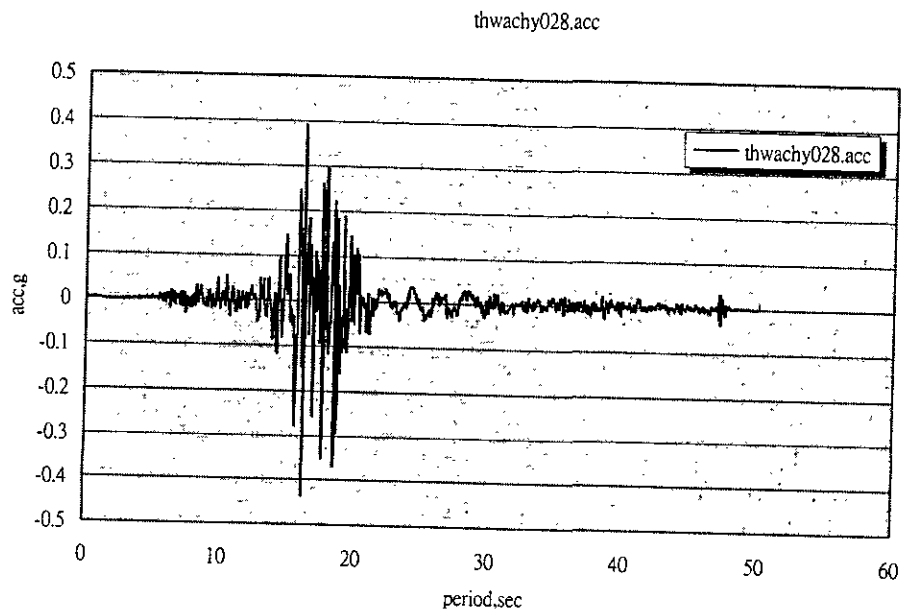


圖 2.14 輸入 chy028ns 紀錄所得之人工合成地震

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 2-14

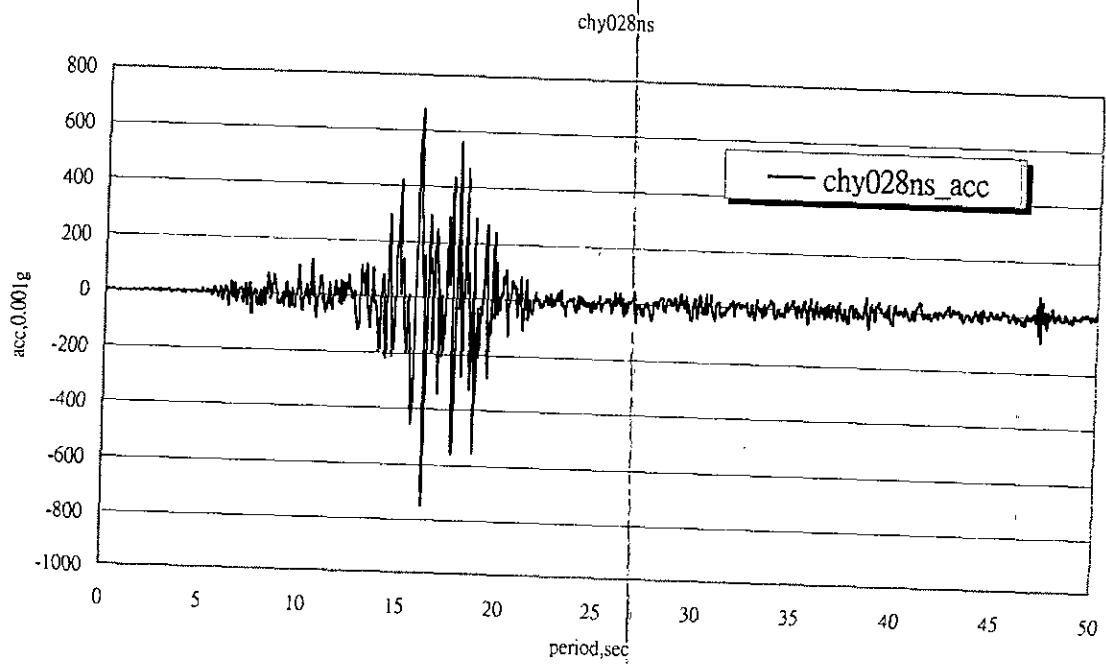


圖 2.15 實錄之地震: chy028ns

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 09/29/00	Editor Shin-Hong Tang
		Figure 2-15	

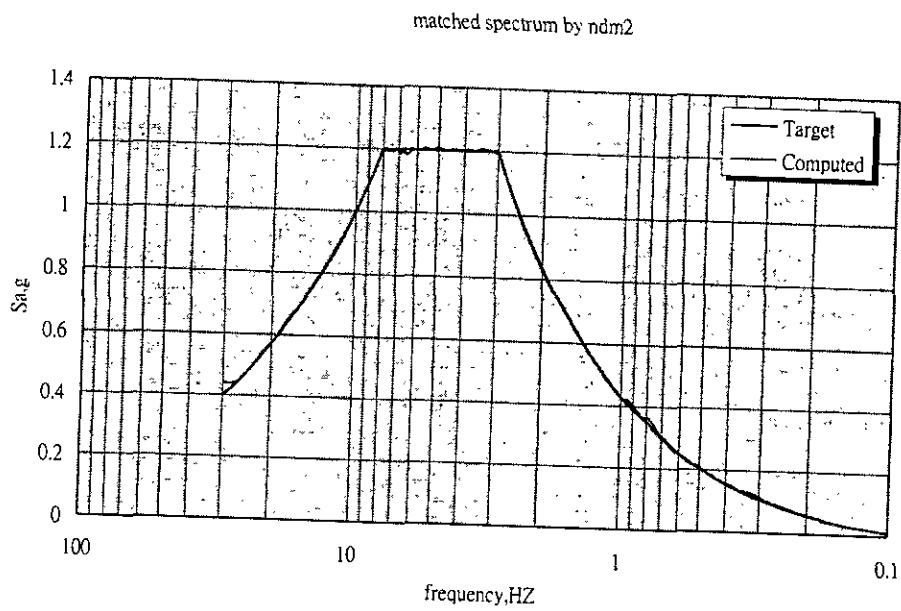




圖 2.16 輸入 ndm2 紀錄所得之人工設計反應譜

	Tian Hua Hu Dam, Miao-Ij, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 2-16

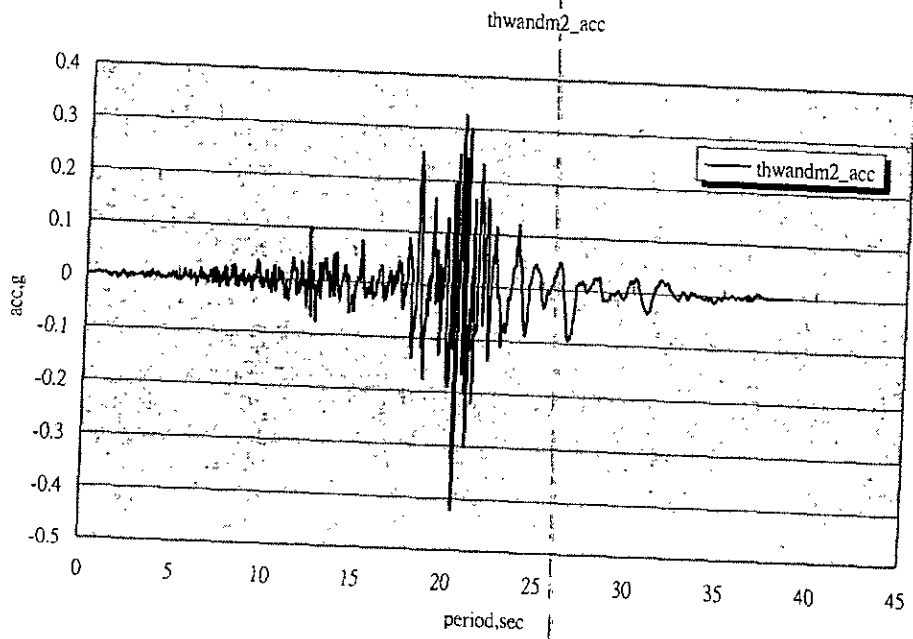


圖 2.17 輸入 ndm2 紀錄所得之人工合成地震

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 2-17

第三章 基礎與築壩材料之工程性質

3.1 背景介紹

本計畫所研擬探討之數值分析包括壩體靜態應力分析、滲流分析、總應力動態分析、有效應力動力分析、邊坡穩定分析、與殘餘出水高分析。為了提供這些分析所需之基礎與築壩材料的相關工程參數，本計畫除了將前期文獻中所得試驗結果加以整理，於現地附近進行鑽孔取樣再使用由日本 OYO 公司所發展出孔內震波量測懸垂式 P-S 波量測系統，於孔內水中量測 P 波和 S 波速度藉以求得 G、E、 ν 值。並根據築壩材料之來源以及用途於現地取樣，進行一系列之室內試驗。這些試驗包括築壩材料殼層及心層之單位重、塑性參數、粒徑分佈、最佳含水量與最大乾密度等基本物理性質及透水試驗；靜態三軸排水、不排水剪力試驗之應力應變關係，與動態三軸不排水剪力試驗求得築壩材料勁度（楊式模數與剪力模數）及阻尼係數與應變之關係。這些試驗程序與方法、及結果將在本章做詳細之敘述。

3.2 築壩材料料源分區

天花湖水庫為一分區滾壓式土石壩，壩體橫斷面大致區分成壩心、殼層等區域，最大壩高 60 公尺，壩心設計填方量為 32 萬立方公尺。為避免對交通環境之衝擊影響及節省築壩材料搬運及徵收用地費用並增加水庫蓄水容量以符合安全、經濟及環保要求之前提，設計施工時所有築壩材料將採自淹沒區域附近之現有料源。根據前階段調查成果，得知天花湖水庫工程築壩材料調查主要劃分成兩大範圍，一為水庫淹沒區 A~J 等 10 個取土區，一為庫外 K~P 等 6 個取土區。綜合上述得知 D 區低塑性黏土（以下簡稱 CL），土樣蘊藏量約為 152375m^3 與 J 區含沉泥質砂（以下簡稱 SM），土樣蘊藏量約 65000m^3 ，其份量在其他區域（A~J）中所佔比例最高。本計畫原先已於 D 區採取心層土樣並完成物性分析試驗，然而因應水利規劃試驗所於 88 年



度的天花湖水庫可行性規劃報告中對壩心材料之取土區又進行另一系列之分區與調查試驗，為使本計畫試驗土樣得以根據最新築壩材料之調查結果，也使後續報告得以連貫，故再度赴現場重新取樣，決定於壩址淹沒區 E1 區採取土樣 (CL) 及在 J 區採取土樣 (SM)，先將取樣位置之表面雜土挖除約 50cm，再續往下挖 1m 左右以取得較均勻之土樣，每區取土位置各取 3 處，以求客觀性。取樣後，分別就壩心料及殼層料土樣之進行了室內試驗。調查範圍分區圖如圖 3.1 所示。表 3.1 列舉各取土區之土壤分類與預估土方量。

表 3.1 壩址各取土區土壤分類與土方量

調查區	CL	ML-CL	ML	SC	SM	備註	
水庫淹沒區內	A 區	100,000	60,000	20,900	-	202,000	84 年度 調查
	B 區	45,000	-	42,500	125,000	-	
	C 區	92,500	-	-	-	76,800	
	D 區	212,750	-	-	146,000	43,500	
	E 區	60,000	-	-	47,500	51,000	85 年度 調查
	F 區	-	-	-	47,500	35,000	
	G 區	-	97,500	-	-	-	
	H 區	40,500	-	-	37,500	35,000	
	I 區	-	-	-	42,500	-	
	J 區	52,500	-	-	-	65,000	
小計	603,250	157,500	63,400	446,000	508,300		
水庫淹沒區外*	K 區	-	-	-	64,000	160,550	86 年度 調查
	L 區	-	-	-	140,000	72,500	
	M 區	300,000	-	-	-	214,300	
	N 區	-	-	-	-	333,200	
	O 區	-	-	42,750	100,250	-	
	P 區	-	-	-	66,250	202,250	
	小計	300,000	-	42,750	370,500	982,800	
總計	903,250	157,500	106,150	816,500	1,491,100		

3.2.1 材料調查結果

由於土石壩壩心築壩材料的壓縮性、水密性、夯實緊密度要求較為嚴格，於統一土壤分類法內歸於 CL、CL~ML、ML 之土壤較符合壩心不透水材料之規定。根據前期調查成果得知，水庫淹沒區內土樣分佈以 CL 與 SM 含量最多，分別為 56 萬立方公尺與 33 萬立方公尺，其餘土壤所佔比例較低。針對其一般基本物理性質整理如表 3.2：

表 3.2 取土區性質一覽表（前期研究）

取土區	取樣深度 (m)	液性限度 (%)	塑性指數	最佳含水量 (%)	最大乾密度 (t/m ³)	土壤分類
A	0~3	28.2-46.7	5.1-25.3			CL
		NP-11.1	NP-11.1			SM
B	0~3	26.3-35.1	12.7-25.5	13.18-16.41	1.81-1.90	CL
		NP-10.5	NP-5.7	12.57-12.61	1.82-1.90	SM
C	0~3	31.9-41.8	13.3-23.2			CL
		NP	NP			SM
D	0~3	26.0-35.4	12.4-15.8	14.52-16.62	1.76-1.85	CL
		NP	NP	16.34-16.43	1.83-1.85	SM
E1	0~1.5	30.41	9.34			CL

總括而言，CL 比重 G_s 約界於 2.60~2.72 之間，黏土礦物含量以高嶺土、伊利土及蛭石為主，擴散比平均為 15%，活性值平均為 0.7。SM 比重 G_s 介於 2.56~2.70，不具塑性，擴散比平均為 6%。

由表 3.3 在 87 年度執行的天花湖水庫工程可行性評估報告中三軸透水試驗結果，顯示 CL 土壤之滲透性 (k) 介於 $10^{-7} - 10^{-8}$ cm/sec，SM 土壤之滲透性 (k) 介於 10^{-6} cm/sec 左右，滲透性隨有效圍壓及含水量之增加而降低。

表 3.3 三軸透水試驗 (前期研究)

取土區	土壤分類	含水量 (%)	透水係數 K_1	透水係數 K_2	透水係數 K_3
B	CL	12.78	3.04×10^{-7}	1.87×10^{-7}	1.67×10^{-7}
	CL	16.66	6.14×10^{-7}	2.40×10^{-7}	1.48×10^{-7}
	CL	14.78	2.13×10^{-7}	9.55×10^{-8}	6.46×10^{-8}
	SM	11.98	9.12×10^{-6}	7.13×10^{-6}	3.24×10^{-6}
	SM	11.97	2.16×10^{-6}	1.17×10^{-6}	7.87×10^{-7}
D	CL	13.98	3.12×10^{-7}	1.13×10^{-7}	9.24×10^{-8}
	CL	16.79	2.22×10^{-7}	1.98×10^{-7}	1.05×10^{-7}
	SM	16.76	1.04×10^{-6}	8.80×10^{-7}	4.54×10^{-7}

透水係數 K_1 (cm/s) : 表示圍壓為 1kg/cm^2 時之透水係數

一般夯實性質亦如表 3.2 所示, 各取土區 CL 之夯實試驗所得到的 OMC 介於 13 - 16 % 之間, γ_{dmax} 介於 $1.76 - 1.90\text{g/cm}^3$ 之間; SM 夯實之 OMC 介於 12 - 16 % 之間, γ_{dmax} 介於 $1.83 - 1.90\text{g/cm}^3$ 之間。

三軸等向壓密不排水剪力(CIU)試驗, CL 類之土壤有效凝聚強度 c' 大約在 $0.5 - 1\text{kg/cm}^2$, 有效摩擦角度 ϕ' 則介於 $23 - 32^\circ$; SM 類之土壤有效凝聚強度 c' 大約在 $0.1 - 0.3\text{kg/cm}^2$, 有效摩擦角度 ϕ' 則介於 $28 - 37^\circ$ 之間, 整理如表 3.4 之三軸 CIU 試驗。

表 3.4 三軸 CIU 試驗 (前期研究)

取土區	土壤分類	c (kg/cm^2)	ϕ	c' (kg/cm^2)	ϕ'
B	CL	0.679	28.53	0.525	31.6
	CL	0.566	18.1	0.507	24.8
	CL	1.370	16.4	1.033	23.4
	SM	0.323	30.0	0.221	32.1
	SM	0.522	33.6	0.169	37.4
D	CL	0.778	27.3	0.678	29.5
	CL	1.172	18.6	1.085	21.5
	SM	0.743	19.8	0.325	28.5

根據取樣後進行之室內試驗包括築壩材料壩心壩殼之單位重、塑性參數、粒徑分佈、最佳含水量與最大乾密度等基本物理性質，試驗圖、表及結果見於附錄 A (表 A-1~A-4；圖 A-1~A-5)，且由土壤分類法判別 D、E1 區取樣土確為 CL，而 J 區取樣土不具塑性，判定為 SM，與取樣前初步判斷原因相同。一般物性簡要摘於表 3.5。

表 3.5 取樣試樣基本物理性質

取土區	比重 Gs	液性 限度 (%)	塑性 限度 (%)	塑性 指數	最佳含 水量(%)	最大乾 密度(t/m ³)	土壤分類
D	2.65	28	18	10	15.8	1.78	CL
E1	2.65	29	18	11	15.2	1.72	CL
J	2.62	NP	NP	NP	12.5	1.84	SM

註：本表資料為平均值

3.3 試驗方法

以上前期作業結果僅為針對地表淺層試坑資料，對於一般更普及與廣泛之築壩材料調查仍屬不足。本研究主要分為 (1) 野外現地試驗之波速量測：包括現地鑽探取樣求得地底岩層分佈情況並於鑽孔利用懸垂式 P-S 孔內震波量測系統對於上述現地材料求取動態波速之資料；與 (2) 室內力學試驗包括應變控制之往復式三軸 (cyclic triaxial) 與單向壓縮三軸 (monotonic triaxial test)，以提供壩體動態分析所需之土壤參數為主。以下將就這些試驗之方法、內容與結果做一敘述。

3.3.1 現地試驗

本研究在現地試驗的部分，除了鑽探取樣以外，並於孔內進行 P 波與 S 波之波速量測。使用由日本 OYO 公司所發展出的懸垂式 P-S 波量測系統，主要可分為三個部份，分別為 (1) 含有震源及受波器之探測管 (2) 控制震源、增強及儲存訊號之監測裝置 (3) 絞盤。如圖 3.2、3.3、3.4 所示。整組組裝示意圖 3.5。各部份儀器說明如下：

(1) 探測管 (Suspension P-S logging probe)

此探測管是結合震源、濾波管和兩組受波器所構成的一體化形式，其可直接懸

吊於孔內水中量測 P 波和 S 波速度，而不需將受波器緊靠於孔壁。兩組受波器的間距是 1 米，其可同時量測 P 波和 S 波的傳遞時間。又此種懸吊式受波器的構造幾乎和水的密度相等，因此即使在水中亦可有效量測 S 波。利用水平螺線線圈及擊槌在孔內液體中產生一壓力波 (pressure wave)，然後經過孔壁轉換成實體波 (P 和 S) 放射狀的傳播到岩體。當此實體波傳遞到每一個感應器所相對應之孔壁時，在孔內液體中先轉換成壓力波 (pressure wave)，再透過受波器接收訊號 (Ogura, 1988)。

(2) 控制監測裝置 (Suspension PS Log 170)

本研究所用之控制監測裝置是 OYO 公司製造的 Suspension PS Log 170，其主要特色如下 (OYO, 1994)：

1. 尺寸小、重量輕，且包含量測控制、CRT (螢幕顯示器)、列印、資料儲存等部份。
2. 由於其取樣範圍從 $2 \sim 200 \mu \text{sec}$ ，所以可控制較高得準確量測能力。此外，在不同的取樣速率下可保持各別量取 P 波和 S 波的能力。
3. 因為其可接收的頻率帶從 $5 \text{Hz} \sim 20 \text{kHz}$ ，所以可處理許多不同的地方的能力。
4. 為在較多雜訊下獲得資料，其疊加功能可多達 9 次。

(3) 絞盤 (Winch)

本研究使用之絞盤是含有 4 蕊導線的鋼索其長度為 350 m，最大上升速率是每分鐘 20 m，最大荷重為 80kg。

根據 Nigbor and Imai (1994) 的研究顯示，此種懸垂式 P-S 波量測方法，可運用在裸孔及有套管之鑽孔。使用在裸孔之條件為不易產生坍塌之堅硬岩層，而使用在有套管之鑽孔時，鋼管套管會產生管波 (Tube wave) 的問題影響震波的量測，然而若使用塑膠套管，則管波之影響較小。而本研究之試驗基地為軟弱地層，所以使用之鑽孔是先鑽 NX 尺寸之孔徑後，然後埋置塑膠套管；而本研究所使用之塑膠套管為 2.5 英寸之 PVC 管，且管壁鑽約 0.5 公分之小孔，再以不織布包紮後埋放於孔內。其目的是讓地下水能進入管內，當作試驗時之介質，而不需像其他井測法需將受波

器與管壁緊密結合。首先電子系統激發 S 波震源，並且由兩個位於與震源運動軸線平行的水平方向受波器記錄其輸出信號。然後震源於相反方向再次被激發，並且再次記錄這些水平輸出信號，產生一個與先前的記錄相反極性的 S 波記錄。最後在第一個方向再次激發震源，紀錄因垂直受波器軸的反應而產生的 P 波，同時量測 P 波和 S 波的傳遞時間，藉由換算成波速。

經由懸垂式 P-S 波探測，所得資料為上部受波器接收之 S 波-波形 H1、H1/與 P 波之波形 V1；下部受波器接收 S 波-波形 H2、H2/及 P 波之波形 V2。由於本試驗探測受波器間距為 1m，因此根據每一探測位置之震波到達時間差計算波速，利用彈性理論推導出等向、均質、彈性體之波動方程式，再配合岩體密度即可求得下列參數 G、E、 ν 。

$$G = \rho V_s^2 \quad (3.1)$$

$$E = \rho V_p^2 \quad (3.2)$$

$$\nu = \frac{(V_p / V_s)^2 - 2}{2(V_p / V_s)^2 - 2} \quad (3.3)$$

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (3.4)$$

其中，

E：楊式彈性模數

G：剪力彈性模數

V_p ：壓力波速

V_s ：剪力波速

ν ：柏松比

3.3.2 室內試驗

室內試驗取用殼層料 (J 區 SM) 及心層料 (E1 區 CL) 作為試驗材料，主要為

一般靜、動態三軸試驗及取樣岩心之變形性行為與三軸透水試驗。應變控制往復式三軸試驗之目的是決定壩體土壤勁度（例如楊氏模數，剪力模數）以及阻尼係數，是動態分析中計算震波在壩體內傳遞所需之重要參數。三軸試驗之目的則是決定築壩材料之應力—應變—強度關係，岩心之變形性行為與三軸透水試驗主要是可由一般單壓試驗所得之楊氏模數或剪力模數可與現地波速之結果有所比照，此外並對地底岩層之透水性質有所瞭解。

3.3.2.1 試體準備方式

先將取樣回來之土樣進行室內試驗求取本計畫築壩材料之單位重、塑性參數、粒徑分佈、最佳含水量與最大乾密度等基本物理性質，藉由標準夯實試驗所得 γ_{dmax} 與最佳含水量(OMC)，控制試驗用試體之相對夯實度(relative compaction)達95%，與試體之含水量(ω)為標準夯實試驗所得之最佳含水量高2%，即(OMC+2)。本試驗試體之準備方式採用搗實法（使用一根直徑20mm之不鏽鋼棒作為夯錘，以模擬現地土層之夯實），分三層夯入鋼模。刮平試體後，秤重。拆除圍束鋼模，以遊標尺量取試體四周高度及上、中、下三處直徑，求取試體平均體積，並計算未壓密前的乾密度。試體製作完成後，使用剩餘濕土檢測並記錄試體含水量。

3.3.2.2 往復式三軸試驗 (cyclic triaxial tests)

應變控制之往復式三軸試驗裝置主要功能是決定試體極端變形量範圍在 $10^{-4}\%$ 至2%間，往復受載情況下之彈性模數與阻尼係數。對於共振柱試驗(resonant column test)或現地波速量測是傳統決定大地工程材料動態彈性模數之方法，在進行這些試驗時大地工程材料所受之應變量約在 $10^{-4}\%$ 左右。1980年代初期，英國Imperial College研究群發展出三軸試驗局部應變(local strain)之量測技術(Burland, 1989)後，已能成功的在應變量小至 $10^{-4}\%$ 時為三軸試體量測應力應變關係。Toki et al. (1995)綜合過去十多年歐洲、美國及日本使用局部應變量測技術之經驗而提出充分之證據指出，只要應變量相似，大地工程材料之彈性模數不會因為靜態或動態受力方式而

有所差別。Toki et al. (1995) 因此建議，以應變控制之往復式三軸試驗完全的取代傳統共振柱試驗。使用三軸試驗之重要優點是我們可以用同一試體來決定所需應變範圍內之彈性模數與阻尼係數。共振柱試驗對試體所施加之應變通常小於 $10^{-1}\%$ ，在應變量大於 $10^{-1}\%$ 時則必須使用另一試體採用三軸試驗儀器，以不同之受力模式做試驗。因此當共振柱與三軸試驗混和使用時，有可能會在試驗方法改變時產生試驗數據不連續之現象。

本系列之試驗依據 Toki et al. (1995) 之建議，採用交通大學大地工程試驗室自行研發之應變控制往復式三軸試驗裝置 (Huang et al., 1994)，進行所需之試驗而不使用共振柱試驗。應變控制往復式三軸試驗裝置最大之優點在於可以得到由小至大應變範圍下彈性模數隨應變量衰減關係連續的變化。三軸試驗裝置之加載系統是由一高解析度，高扭力之直接驅動步進馬達所組成。馬達之最大扭力為 220 N-m，每旋轉一圓周細分為 614,400 步，可由步進的數目、旋轉的方向與速度來控制馬達乃至於試體受力之方向與變形速率。由於此步進馬達扭力夠大而無須變速齒輪，馬達可直接透過高精密度之滾珠螺桿 (ball screw) 將旋轉動能轉換成線性動能 (馬達每旋轉 5 圈，滾珠螺桿移動 25.4mm)，而提供往復式三軸試驗所需之動力。此一設計之重點在於施力方向反轉時不會產生背隙 (backlash)，而每 1mm 之移動，使用本加載系統可分成約 120,925 ($614400 \times 5 / 25.4$) 步來控制，因此有足夠之解析度在所需之應變範圍內進行試驗。

三軸試體直徑 70 mm 高度 160 mm，使用夾具分別將兩組非接觸式趨近儀 (non-contact proximity) 與兩組三軸室內 LVDT 固定於三軸試體上，做局部應變量測，如圖 3.6 所示。所使用之非接觸式趨近儀量測範圍 2 mm，解析度在 $0.1 \mu\text{m}$ (10^{-6} mm) 以下。試體在飽和壓密完成之後將連接試體之排水閥關閉 (不排水試驗)，於設定之應變範圍內以 1Hz 之速率往復受載 20 來回。試體之彈性模數與阻尼係數是根據往復受載達到穩定情況下 (20 來回受載後期) 所得之應力應變曲線環 (stress-strain

loop) 來計算。因為三軸試驗是採用軸向之往復受載，所求得之彈性模數稱之為對應楊式模數 (equivalent Young's modulus, E_{eq})。

$$E_{eq} = \frac{(\sigma'_a - \sigma'_c)}{(\varepsilon_a)_{SA}} \quad (3.5)$$

其中：

σ'_a = 三軸試體所受之軸向有效應力

SA 指的是單向波幅 (single amplitude)，也就是往復應變最大應變幅度 (從極限壓力到極限張力) 之一半。阻尼係數 (damping ratio, h) 之計算為

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W1 + W2} \quad (3.6)$$

其中 ΔW 、 $W1$ 、與 $W2$ 之定義如圖 3.7 所示。

在報導彈性模數與應變關係時大多數文獻都以剪力模數與剪應變來展示。為便於數據之分析以及與其他文獻中所報導之數據相比較，在本系列試驗中所量得之 E_{eq} 與軸向應變 (ε_a) 將以下列方式分別轉換成對應剪力模數 (equivalent shear modulus, G_{eq}) 與剪應變 (γ)。

$$G_{eq} = \frac{E_{eq}}{2(1+\nu)} \quad (3.7)$$

$$\gamma = 1.5\varepsilon_a \quad (3.8)$$

其中：

ν = 土壤試體之柏松比，在飽和情況下假設為 0.5

顆粒形土壤的剪力模數，與圍壓有直接的關係，一般最常用到的公式為 (Seed and Idriss, 1970)：

$$G_{max} = 1000 \times K_{2max} \times (\sigma')^{1/2} \quad (3.9)$$

其中 G_{max} 為在小應變下 ($1 \times 10^{-4}\%$) 的剪力模數，單位為 lb/ft^2

K_{2max} 為經驗常數

σ' 為土壤有效平均圍壓，單位為 lb/ft^2

因為土壤的非線性特性，其剪力模數 (G) 會隨著應變 (γ) 的增加漸減，在極小應變 ($1 \times 10^{-4}\%$) 以下，土壤之行為趨近於線性，在此條件下，土壤的剪力模數不再隨應變而改變，此時之剪力模數亦為該土壤之最大剪力模數，一般以 G_{\max} 表示，此剪力模數也就是土壤在地震前所具備的剪力模數，一般剪力波速量測的就是此剪力模數。

$K_{2\max}$ 為一經驗常數，其數值與土壤的種類以及其相對密度有關。一般而言，粒徑越大的土壤其 $K_{2\max}$ 越大；相同顆粒組成的土壤，越緊密則其 $K_{2\max}$ 值也越高。含礫石之土壤其 $K_{2\max}$ 的變化範圍約在 70 ~ 150 之間；乾淨砂性土壤依其相對密度的不同，變化範圍約在 40 ~ 80 之間；黏性土壤比較低， $K_{2\max}$ 之變化在 20 ~ 60 之間。不過，高塑性粘土的 $K_{2\max}$ 值雖偏低，但其剪力模數隨平均圍壓的關係將增大，也就是說上述公式 σ_m' 的指數，將由 $1/2$ 增至 $1/2 \sim 1$ 之間。

3.3.2.3 三軸室控制程序

三軸試體製作完成後 (見 3.4.2.1)，套上透明壓克力罩與密封環，利用水壓將給水槽的水緩緩通入三軸室，直到水位高於試體頂部，調節壓力系統，使試體承受約 $0.2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 的圍壓以保持試體自立性。圍壓施加後，由試體底部緩緩通入 $0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 之二氧化碳 CO_2 約 30 分鐘，然後再將除氣水通入沖洗 (flush) 試體上下端之透水石。沖洗完成後施加反水壓 (back pressure, u_0) 對試體進行飽和。試體飽和後進行壓密狀態，因本計畫有效圍壓為 ($\sigma_c' = 1, 3, 6 \text{ kg}/\text{cm}^2$)，故反水壓在 1 至 $6 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 之間，其大小依照試體所受有效圍壓 σ_c' 而定。試驗室空氣壓縮機所能維持穩定之壓力為 $8 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 。因此 σ_c' 與 u_0 之總和不可大於 $8 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ， σ_c' 越高則 u_0 越低。試體之飽和程度以 Skempton 之 B 值進行檢驗。在試體飽和與壓密完成之後，將所有排水閥關閉，進行反覆荷重。在往復試驗完成之後將排水閥打開，讓超額孔隙水壓回復平衡，然後進行下一應變範圍之試驗。每一試體使用 3 至 4 種應變範圍做往復式三軸試驗。這

些試驗採用三組有效圍壓 ($\sigma_c' = 1、3、6 \text{ kg/cm}^2$)。而應力控制三軸試驗儀為誠研舍株式會社所製，其應力量測精密度為 0.1N ，圍壓與孔隙水壓精密度均達 0.1KPa ，LVDT 精密度為 0.01mm 。

3.3.3 三軸透水試驗

透水試驗為直徑 7.5cm (3 吋) 重模試體，其準備方式同 3.3.2.1 所述，試體組裝完成後初期三軸控制階段加背水壓、飽和壓密與 3.3.2.3 相同。本三軸有效圍壓依規定控制在 4 kg/cm^2 。並控制透水試驗水力坡降 (Hydraulic Gradient) i 值為 100，此時壓力水頭等於 100 乘上試體高，約是 1500cm 水柱 (1.5 kg/cm^2)，持續紀錄多次時間間隔內流量多寡，當達一穩定值後即停止試驗。

由 $q=kiA$ 即可計算 k 值 (A 為試體面積)。

3.4 試驗結果

3.4.1 現地波速量測

天花湖水庫壩址地區岩層呈單斜構造，壩區岩層走向約為北 50 度東，傾向東南約 40 度，大致向上游傾斜。壩址舊有鑽孔 (DH1~DH7)，鑽孔直徑均小於 2.5 英吋，無法放入 P-S logging 接收器，為增加對現地岩盤之瞭解，故於 DH-1、DH-4、DH-6 孔附近進行不取樣鑽孔至預定深度 20m ，另於壩址附近加鑽 2 孔 (沿道路之鑽孔孔號為 PS1，臨河谷處鑽孔孔號為 PS2) 見圖 3.8 (a) 及圖 3.8 (b)，並進行岩心取樣。今整理地質鑽探報告於表 3.6、3.7。岩心取樣之基本單位重與含水量見於附錄 A (表 A-5、表 A-6) 可知於 PS1，PS2 除了淺層為表土與頁岩或膠結性差之粉砂岩外，在

表 3.6 PSI 地質鑽探資料

計畫名稱：苗栗天花湖水庫之靜動態分析				孔 深： 20 公尺		
孔 號：PSI		方 法：衝擊法		地面高程： 公尺		
開始日期：89.3.28		傾 角：90°		地下水位：- 4.5 公尺		
完成日期：89.3.29		座 標：		頁 次：1/1		
深度 (m)	取樣 水壓計 及記述	標準 試驗 貫入 N值	提 取 率 %	R Q D	柱 狀 圖	地 層 描 述
1			94	0		0-0.8m 黃褐色殘餘表土，夾雜碎石
2			92	0		0.8-2.1m 黃棕色破碎粉砂岩（有鐵染色）
3			91	0		2.1-4.4m 灰黑色粉砂岩
4			100	77		
5			100	62		4.4-5.8m 黃褐色砂岩夾薄層頁岩
6			100	78		
7			100	67		5.8-8.8m 灰黑色頁岩
8			100	80		
9			100	97		
10			100	80		8.8-11.6m 灰黑色粉砂岩
11			100	76		
12			95	70		
13			96	70		11.6-20m 灰黑色粉砂岩與頁岩互層
14			92	49		
15			100	52		
16			100	82		
17			100	53		
18			100	39		
19			100	73		
20			100	77		

鑽探結束



表 3.7 PS2 地質鑽探資料

計畫名稱：苗栗天花湖水庫之靜動態分析		孔 深：20 公尺				
孔 號：PS2		方 法：衝擊法				
開始日期：89.4.5		傾 角：90°				
完成日期：89.4.6		座 標：				
		地面高程： 公尺				
		地下水位：- 2.0 公尺				
		頁 次：2/2				
深度 (m)	水取 壓樣 計及 標記 述	試 驗 N 值	提 取 率 %	R Q D	柱 狀 圖	地 層 描 述
1			85	0		0.0-2.0m 黃褐色殘餘泥質表土，夾雜碎石
2			83	0		
3			100	0		2.0-4.5m 鮮黃色粉砂岩，膠結性差，手指輕按即塌軟，雖然連接大於2倍直徑總長度為65m，但ROD估為0
4			95	0		
5			90	0		
6			95	68		4.5-8.2m 膠結性差之灰黑色粉砂岩內夾極薄層頁岩
7			78	31		
8			92	15		
9			100	76		
10			88	43		8.2-20m 灰黑色粉砂岩與頁岩互層
11			83	32		
12			77	66		
13			90	30		
14			100	100		
15			100	100		
16			100	86		
17			97	89		
18			100	87		
19			100	100		
20			100	89		

鑽探結束

8m 以下主要仍為粉砂岩與頁岩互層之地質，與初期調查差異不大。P-S logging 所量測之現地動態波速結果見表 3.8~3.12，各孔位 P 波及 S 波與波松比 ν 隨深度之變化曲線繪於圖 3.9~3.13。由圖可知 P 波、S 波與波松比 ν 均隨深度之增加而些微增加。整體而言，P 波波速約為 1600m/s~2400m/s、S 波波速約為 600m/s~1100m/s、 $V_p \doteq 2\sim 3$ 倍 V_s 之趨勢變化。於地表附近可能因表土破碎與抽水機水流雜訊影響之干擾，造成波形失真以致於波形不易判視，在地表 5m 附近其 ν 均明顯偏低。此外，由岩心判視除了 0~3 m 為表土外其餘岩心大都屬於粉砂岩或是頁岩與粉砂岩互層之岩性，岩體變化性並不明顯，故以波速來判斷岩性實屬困難。特於單軸壓縮變形性試驗時，盡可能取出較具岩層變化性（變異性）或是較具代表性（一致性）之完整岩心試樣，以供與 P-S logging 所得現地動態量測值比較與對照，見表 3.8~表 3.12，圖 3.14~3.25。為求彈性變形模數較為線性範圍之部分，茲定義 E_{50} = 50% 單壓強度部分與原點之割線斜率、 ν_{50} = 由 50% 單壓強度時側向變形與軸向變形之比值、而 G_{50} = 由 E_{50} 與 ν_{50} 所換算求得之結果。由表 3.13 可知室內靜態試驗所求得之 E 值均較為偏低（約為現地 P-S logging 動態量測值之 0.3~0.8 倍），波松比 ν 也偏低（約較現地 P-S logging 動態量測法所求得之 0.5~0.9 倍），G 值較無明顯變化差異量。可能因為取樣解壓造成膨脹效應，於量測變形時較實際狀況為大，故低估 E 值。此外粉砂頁岩互層，或是頁岩夾薄層砂岩並非等向性材料，與假設彈性體材料的條件並不相符，人為判視的主觀誤差或是波形品質不良無法客觀解析…等均可能造成結果上的差異，但此種程度上的誤差應尚屬容許之範圍。

3.4.2 岩心及築壩材料之三軸滲透試驗

在三軸滲透試驗中，將 PS1 (16~17m) 之岩心，裁成與層面平行及與層面垂直方向之直徑 2.5cm，高 4cm 試體，於外圍封膠灌注填滿於符合直徑 NX 尺寸之灌鑄模，置於三軸儀器，施以不同情況下之有效圍壓，待截流壓力達成平衡時，記錄時間與匯流量得到如表 3.14 滲透係數隨圍壓變化之結果。圖 3.26-3.32 為垂直層面跟試

表 3.8 DH-1 孔位之 P-S logging 波速度測量統計表

Depth	FileName,	Far-Hn,	Far-Hr,	Far-V,	Nr-Hn,	Nr-Hr,	Nr-V,	Vs(m/s)	Vp(m/s)	Vp/Vs	波松比
1.00	SUSPE017.ORG			5.61			5.01		1666.67		
2.00	SUSPE016.ORG			5.61			5.03		1724.14		
3.00	SUSPE015.ORG	6.82	7.44	4.94	5.84	6.38	4.34	980.39	1666.67	1.70	0.24
4.00	SUSPE014.ORG	6.94		5.16	5.82		4.58	892.86	1724.14	1.93	0.32
5.00	SUSPE013.ORG	7.20	6.80	5.10	5.64	5.64	4.52	735.29	1724.14	2.34	0.39
6.00	SUSPE012.ORG	7.10		4.90	6.18		4.30	1086.96	1666.67	1.53	0.13
7.00	SUSPE011.ORG	8.45	8.60	4.80	6.90	7.00	4.15	634.92	1538.46	2.42	0.40
8.00	SUSPE010.ORG	7.90		4.74	7.12		4.16	1282.05	1724.14	1.34	
9.00	SUSPE009.ORG	6.74		4.78	5.70		4.22	961.54	1785.71	1.86	0.30
10.00	SUSPE008.ORG		6.32	4.74		5.36	4.16	1041.67	1724.14	1.66	0.21
11.00	SUSPE007.ORG	6.46		4.82	5.18		4.26	781.25	1785.71	2.29	0.38
12.00	SUSPE006.ORG	9.08	8.82	4.82	8.14	7.78	4.24	1010.10	1724.14	1.71	0.24
13.00	SUSPE005.ORG	8.40	8.56	4.66	7.56	7.70	4.10	1176.47	1785.71	1.52	0.12
14.00	SUSPE004.ORG	11.65	11.65	5.90	10.60	10.70	5.35	1000.00	1818.18	1.82	0.28
15.00	SUSPE003.ORG	10.16	10.24	5.32	9.06	9.24	4.76	952.38	1785.71	1.88	0.30
15.00	SUSPE003.ORG	10.90	10.26	5.30	9.82	9.24	4.78	952.38	1923.08	2.02	0.34
16.00	SUSPE002.ORG	11.35	11.55	5.15	10.30	10.40	4.60	909.09	1818.18	2.00	0.33
17.00	SUSPE001.ORG	8.56	9.56	5.18	7.34	8.14	4.72	757.58	2173.91	2.87	0.43
17.00	SUSPE001.ORG	9.50	9.74	5.28	7.98	8.14	4.80	641.03	2083.33	3.25	0.45

Far-Hn : 遠端 n 向剪力波接收時間 Far-Hr : 遠端 r 向剪力波接收時間 Far-V : 遠端 P 波接收時間
 Nr-Hn : 近端 n 向剪力波接收時間 Nr-Hr : 近端 r 向剪力波接收時間 Near-V : 近端 P 波接收時間



表 3.9 DH-4 孔位之 P-S logging 波速度測量統計表

Depth	FileName,	Far-Hn,	Far-Hr,	Far-V,	Near-Hn,	Near-Hr,	Near-V,	Vs(m/s)	Vp(m/s)	Vp/Vs	ν
1.00	SUSPE016.ORG	8.36	8.49	5.63	6.86	6.89	5.03	645.16	1666.67	2.58	0.41
2.00	SUSPE015.ORG	6.62	6.73	4.94	5.09	5.18	4.34	649.35	1666.67	2.57	0.41
3.00	SUSPE014.FLT	9.37	9.19	4.86	6.96	7.13	4.32	447.43	1851.85	4.14	0.47
4.00	SUSPE013.ORG	6.71	6.77	4.83	4.95	5.12	4.26	586.51	1754.39	2.99	0.44
5.00	SUSPE012.ORG	5.96	6.15	5.21	4.57	4.80	4.56	729.93	1538.46	2.11	0.35
6.00	SUSPE011.FLT	6.13	6.17	5.01	4.68	4.72	4.40	689.66	1639.34	2.38	0.39
7.00	SUSPE010.ORG	10.70	9.53	4.97	8.38	7.65	4.35	476.19	1612.90	3.39	0.45
8.00	SUSPE009.ORG	7.11	7.27	4.98	5.24	5.37	4.38	530.50	1666.67	3.14	0.44
9.00	SUSPE008.ORG	9.58	10.04	5.01	7.38	7.91	4.39	461.89	1612.90	3.49	0.46
10.00	SUSPE007.ORG	9.47	9.51	4.90	7.38	7.49	4.30	486.62	1666.67	3.43	0.45
11.00	SUSPE006.ORG	10.08	9.97	4.96	8.05	7.89	4.27	486.62	1449.28	2.98	0.44
12.00	SUSPE005.ORG	9.53	8.60	4.81	7.16	7.27	4.15	540.54	1515.15	2.80	0.43
13.00	SUSPE004.ORG	9.61	9.82	5.78	7.58	7.76	5.19	489.00	1694.92	3.47	0.45
14.00	SUSPE003.ORG	9.62	9.65	5.14	7.56	7.70	4.67	498.75	2127.66	4.27	0.47
15.00	SUSPE002.ORG	9.47	9.55	5.14	7.54	7.58	4.67	512.82	2127.66	4.15	0.47
16.00	SUSPE001.ORG	9.86	9.55	5.12	7.95	7.67	4.67	527.70	2222.22	4.21	0.47

Far-Hn : 遠端 n 向剪力波接收時間 Far-Hr : 遠端 r 向剪力波接收時間 Far-V : 遠端 P 波接收時間

Near-Hn : 近端 n 向剪力波接收時間 Near-Hr : 近端 r 向剪力波接收時間 Near-V : 近端 P 波接收時間

Vp(m/s) : P 波剪力波速 Vs(m/s) : S 波剪力波速 ν : 波松比

n 向剪力波與 r 向剪力波方向差 180 度 表 3-9~表 3-13 表頭代表意義均同此處說明



表 3.10 DH-6 孔位之 P-S logging 波速度測量統計表

Depth	FileName,	Far-Hn,	Far-Hr,	Far-V,	Near-Hn,	Near-Hr,	Near-V,	Vs(m/s)	Vp(m/s)	Vp/Vs	ν
1	SUSPE015.ORG	11.11		5.72	10.07		5.15	961.54	1754.39	1.82	0.29
2	SUSPE014.FLT	11.76	11.69	5.78	10.14	10.12	5.18	626.96	1666.67	2.66	0.42
3	SUSPE013.ORG	6.67		4.96	5.86		4.66				
4	SUSPE012.ORG	12.49	12.58	5.81	11.37	11.55	5.28	930.23	1886.79	2.03	0.34
5	SUSPE011.ORG		11.34	5.85		10.12	5.26	819.67	1694.92	2.07	0.35
5	SUSPE011.FLT		11.35	5.85		10.12	5.25	813.01	1666.67	2.05	0.34
6	SUSPE010.ORG	8.84		5.86	7.85		5.34	1010.10	1923.08	1.90	0.31
7	SUSPE009.ORG		6.47	5.08		5.62	4.58	1176.47	2000.00	1.70	0.24
8	SUSPE008.ORG		7.14	5.34		6	4.91	877.19	2325.58	2.65	0.42
9	SUSPE007.ORG			4.58			4.15		2325.58		
10	SUSPE006.ORG		7.75	5		6.48	4.58	787.40	2380.95	3.02	0.44
11	SUSPE005.ORG	7.61	7.2	5.01	6.33	6.08	4.58	833.33	2325.58	2.79	0.43
12	SUSPE004.ORG		7.58	5.42		6.47	5.01	900.90	2439.02	2.71	0.42
13	SUSPE003.ORG	8.65		5.42	7.66	-9999	4.99	1010.10	2325.58	2.30	0.38
14	SUSPE002.ORG	8.52	8.78	5.08	7.37	7.5	4.65	823.05	2325.58	2.83	0.43
15	SUSPE001.ORG	8.65		4.99	7.79		4.57	1162.79	2380.95	2.05	0.34
16	SUSPE001.ORG	10.82	10.88	5.07	9.99	10.01	4.65	1176.47	2380.95	2.02	0.34



表 3.11 PS1 孔位之 P-S logging 波速度測量統計表

Depth	FileName,	Far-Hn,	Far-Hr,	Far-V,	Near-H n,	Near-H r,	Near-V,	Vs(m/s)	Vp(m/s)	Vp/Vs	ν	ρ g/cm ³	E(GPa)	G(GPa)
1.00	SUSPE016.ORG	7.12		4.98	5.88		4.32	806.45	1515.15	1.88	0.30	2.00	4.59	1.30
2.00	SUSPE015.ORG	6.94		5.04	5.88		4.40	943.40	1562.50	1.66	0.21	2.05	5.00	1.82
3.00	SUSPE014.ORG	6.58		4.84	5.14		4.22	694.44	1612.90	2.32	0.39	2.00	5.20	0.96
4.00	SUSPE013.ORG		6.94	5.12		5.54	4.54	714.29	1724.14	2.41	0.40	2.25	6.69	1.15
5.00	SUSPE012.ORG	5.82	5.76	4.46	4.56	4.62	3.84	833.33	1612.90	1.94	0.32	2.19	5.71	1.52
6.00	SUSPE011.ORG	8.64	8.46	5.80	7.44	7.28	5.28	840.34	1923.08	2.29	0.38	2.02	7.49	1.43
7.00	SUSPE010.ORG		6.88	5.20		5.82	4.74	943.40	2173.91	2.30	0.38	2.18	10.32	1.94
8.00	SUSPE009.ORG		7.54	5.24	4.46	6.44	4.82	909.09	2380.95	2.62	0.41	2.26	12.83	1.87
9.00	SUSPE008.ORG	8.38	7.78	5.38	7.20	6.68	4.94	877.19	2272.73	2.59	0.41	2.29	11.84	1.76
10.00	SUSPE007.ORG	9.38	9.08	5.42	7.84	7.36	4.80	613.50	1612.90	2.63	0.42	2.08	5.41	0.78
11.00	SUSPE006.ORG	9.42	9.48	5.40	8.30	7.86	4.90	729.93	2000.00	2.74	0.42	2.10	8.39	1.12
12.00	SUSPE005.ORG	8.64	8.90	5.20	7.16	7.26	4.72	641.03	2083.33	3.25	0.45	2.07	8.98	0.85
13.00	SUSPE004.ORG	8.48	8.52	5.16	6.90	6.98	4.68	641.03	2083.33	3.25	0.45	2.06	8.93	0.85
14.00	SUSPE003.ORG	8.72	8.94	5.26	7.14	7.28	4.80	617.28	2173.91	3.52	0.46	2.11	9.97	0.80
15.00	SUSPE002.ORG	8.38	8.46	7.28	7.04	7.14	6.80	751.88	2083.33	2.77	0.43	2.15	9.31	1.21
16.00	SUSPE001.ORG	8.38	8.56	5.20	6.86	6.98	4.72	645.16	2083.33	3.23	0.45	2.09	9.05	0.87



表 3.12 PS2 孔位之 P-S logging 波速度量測統計表

Depth	FileName,	Far-Hn,	Far-Hr,	Far-V,	Near-Hn,	Near-Hr,	Near-V,	Vs(m/s)	Vp(m/s)	Vp/Vs	ν	ρ (g/cm ³)	E(GPa)	G(GPa)
1.00	SUSPE016.ORG			6.01			5.39		1612.90			2.00	5.20	0.00
2.00	SUSPE015.ORG	7.32	7.51	5.67	6.36	6.53	5.07	1030.93	1666.67	1.62	0.19	2.00	5.56	2.13
3.00	SUSPE014.ORG	8.18	8.23	5.66	6.64	6.69	5.06	649.35	1666.67	2.57	0.41	2.00	5.56	0.84
4.00	SUSPE013.ORG		7.50	5.49		6.25	4.90	800.00	1694.92	2.12	0.36	2.00	5.75	1.28
5.00	SUSPE012.ORG	8.35		5.57	7.29		4.96	943.40	1639.34	1.74	0.25	2.00	5.37	1.78
6.00	SUSPE011.ORG	7.83		5.91	6.70		5.30	884.96	1639.34	1.85	0.29	2.05	5.51	1.61
8.00	SUSPE009.ORG		7.31	5.26		6.46	4.72	1176.47	1851.85	1.57	0.16	2.01	6.91	2.79
9.00	SUSPE008.ORG		6.72	5.23		5.73	4.70	1010.10	1886.79	1.87	0.30	2.02	7.20	2.06
10.00	SUSPE007.ORG	9.37	8.20	5.21	8.31	7.22	4.70	980.39	1960.78	2.00	0.33	2.11	8.10	2.03
11.00	SUSPE006.ORG	8.01		5.26	7.04		4.76	1030.93	2000.00	1.94	0.32	2.12	8.49	2.26
12.00	SUSPE005.ORG	8.08		5.14	7.04		4.65	961.54	2040.82	2.12	0.36	2.04	8.51	1.89
13.00	SUSPE004.ORG	9.12		5.08	8.01		4.60	900.90	2083.33	2.31	0.38	2.09	9.06	1.69
14.00	SUSPE003.ORG		7.95	5.10	3.45	6.80	4.67	869.57	2325.58	2.67	0.42	2.11	11.39	1.59
15.00	SUSPE002.ORG	7.61	7.74	5.06	6.32	6.43	4.63	769.23	2325.58	3.02	0.44	2.18	11.78	1.29
16.00	SUSPE001.ORG	7.36	7.49	5.05	6.07	6.18	4.62	769.23	2325.58	3.02	0.44	2.20	11.91	1.30

註:1~5m 因岩心取樣過於破碎故無法求得 ρ ，此處預估為 2.0(g/cm³)

表 3.13 天花湖水庫壩址區 PS 波速量測及靜態單壓變形參數成果比對表

苗栗天花湖 PS1 孔位參數比對資料							
試驗方式	P-S logging 現地波速量測			岩心靜態單壓變形性量測			
深度(m)	E(GPa)	G(GPa)	ν	Qu(MPa)	E(GPa)	G(GPa)	ν
04-05	5.71	1.52	0.32	4.47	4.89	1.85	0.32
07-08	10.32	1.94	0.38	7.09	2.36	0.83	0.42
08-09	12.83	1.87	0.41	12.29	1.87	0.73	0.28
12-13-1	8.98	0.85	0.45	8.70	3.67	1.33	0.38
12-13-2	8.93	0.85	0.45	12.72	5.87	2.06	0.43
19-20	-	-	-	9.14	3.09	1.24	0.25
苗栗天花湖 PS2 孔位參數比對資料							
試驗方式	P-S logging 現地波速量測			岩心靜態單壓變形性量測			
深度(m)	E(GPa)	G(GPa)	ν	Qu(MPa)	E(GPa)	G(GPa)	ν
13-14	9.06	1.69	0.38	7.87	2.74	1.17	0.17
14-15-1	11.39	1.59	0.42	13.02	2.88	1.15	0.25
14-15-2	11.39	1.59	0.42	9.72	2.04	0.77	0.33
16-17-1	11.91	1.30	0.44	13.99	2.88	1.08	0.33
18-19-1	-	-	-	13.60	4.02	1.44	0.40
18-19-2	-	-	-	16.61	4.34	1.67	0.30

- qu : 單壓強度 - : 無資料

表 3.14 天花湖 PSI 16-17m 岩心滲透係數之比較

試體來源	取樣方向	試體岩性	試體編號	圍壓 (MPa)	反水壓 (MPa)	流量 (cm ³ /s)	水頭差 (cm H ₂ O)	滲透係數 (cm/s)
苗栗天花湖	垂直層面	灰色粉砂岩	Test 0809	0.25	0.20	2.14×10 ⁻⁴	81.5	1.44×10 ⁻⁶
				0.30			85.5	1.37×10 ⁻⁶
				0.40			90.2	1.29×10 ⁻⁶
				0.60			98.4	1.19×10 ⁻⁶
				0.40			100.7	1.16×10 ⁻⁶
				0.30			102.1	1.15×10 ⁻⁶
				0.25			101.6	1.15×10 ⁻⁶
苗栗天花湖	平行層面	灰色粉砂岩	Test 0811	0.25	0.20	2.14×10 ⁻⁴	18.2	9.85×10 ⁻⁶
				0.30			21.3	8.49×10 ⁻⁶
				0.40			24.5	7.39×10 ⁻⁶
				0.60			28.3	6.39×10 ⁻⁶
				0.40			29.6	6.12×10 ⁻⁶
				0.30			29.6	6.12×10 ⁻⁶
				0.25			25.4	7.13×10 ⁻⁶

體處於穩定壓狀況下歷時與水頭平衡關係圖。圖 3.33-3.39 為平行層面跟試體處於穩定壓狀況下歷時與水頭平衡關係圖，可知砂岩平行層面之滲透係數介於 $6.12 \times 10^{-6} \sim 9.85 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ ，垂直層面之滲透係數介於 $1.15 \times 10^{-6} \sim 1.44 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 。

築壩材料之三軸滲透試驗結果詳見圖 3.40、圖 3.41。殼層材料滲透係數約為 $1.4 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ ，壩心黏土材料垂直滲透係數約為 $1.25 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 。顯示心層水密性較殼層良好。

3.4.3 築壩材料三軸動態試驗

3.4.3.1 反覆受剪下之剪力模數與阻尼比

殼層與心層之動態三軸試驗結果詳見圖 3.42~圖 3.71，其中在大應變 (10^{-2}) 範圍下阻滯圈 (Hysteresis loop) 有些原點偏差外，其餘大部分尚屬對稱震盪的理想狀態。圖中 Damping 為由式 3.6 所求得之阻尼比， E_{eq} 為由阻滯圈斜率求得之動態楊氏模數， $(\epsilon)_{sa}$ 為軸向應變，Confine Pressure 與 Back Pressure 之差值即為有效圍壓。本計畫考慮壩體內之有效應力位階，擬採有效圍壓分別為 100、300、600KPa。圖 3.72、圖 3.74 為天花湖水庫心層與殼層築壩材料之阻尼比與剪應變關係圖。圖 3.73、圖 3.75 則分別為天花湖水庫心層與殼層築壩材料剪力模數正規化與剪應變關係圖。圖中虛線為由 Seed & Iddris, 1970 根據 Clay 與 Sand 試驗結果歸納之回歸線。 G/G_{max} 為正規化之剪力模數。由圖中可知隨著剪應變增加阻尼比有增加的趨勢。而正規化後之剪力模數略偏於虛線範圍之上側，亦可看出剪力模數也隨著圍壓增加而增加，隨著剪應變增加而降低。將所有動態參數彙整為表 3.15，其中 K_{2max} 為由式 3.9 經單位換算後反算求得約界於 20~40 之間，其值略為偏低，可能因本試驗含水量控制於 OMC+2，致使土壤較為濕軟之故。

表 3.15 天花湖水庫築壩材料之動態參數一覽表

築壩材料	有效圍壓 (KPa)	剪力模數 G_{max} (MPa)	K_{2max}
心層 (CL)	100	67	31
	300	112	30
	600	218	41
殼層 (SM)	100	60	27
	300	85	23
	600	150	28

3.4.3.2 築壩材料之抗液化潛能

本計畫對心層築壩材料 (E1 區) 試體含水量控制在 OMC+2, 相對夯實度 98%, $\sigma'_c=3\text{kg/cm}^2$ 之應力控制往復式三軸試驗。結果包括極限軸向應變 (peak to peak axial strain)、剪應力比 ($\sigma_d/2\sigma'_c$)、超額孔隙水壓比 ($Ru = \Delta u/\sigma'_c$) 與往復受載週期數 (number of loading cycles, N) 間之關係, 在某一指定之極限軸向應變或 Ru 下 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 與 N 之關係曲線稱之為土壤液化曲線。心層 CL 與殼層 SM 結果分別如圖 3.76~圖 3.78 與圖 3.80~圖 3.82 所示。極限軸向應變=1%、2%、5%、與 10% 對應之土壤液化曲線則展示於圖 3.79、圖 3.83。在某一指定之地震規模與圍壓 (σ'_c) 下, 極限軸向應變達到 5% 時所對應之 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 定義為抗液化強度, 而地震規模則以其所對應之往復受載週期數 N 來表示, 由土壤液化曲線可提供往後動態分析時所需之重要參數。

3.4.4 築壩材料三軸靜態試驗

本報告之三軸靜態試驗的試體由現地取回之土壤, 區分為心層 (CL) 與殼層 (SM), 分別依最佳含水量 (OMC) $\pm 2\%$ 與乾單位重 (γ_d) 夯實重模而成, 所得強度參數為有效應力凝聚力 (c')、摩擦角 (ϕ')。試驗結果顯示於圖 3.84~圖 3.89。

本試驗之心層三軸試驗結果, 為 c' 值約 0.24 kg/cm^2 , ϕ' 約為 33.7° 。殼層之三軸試驗結果, 其 c' 值約為 0.48 kg/cm^2 , ϕ' 約為 34.6° 。

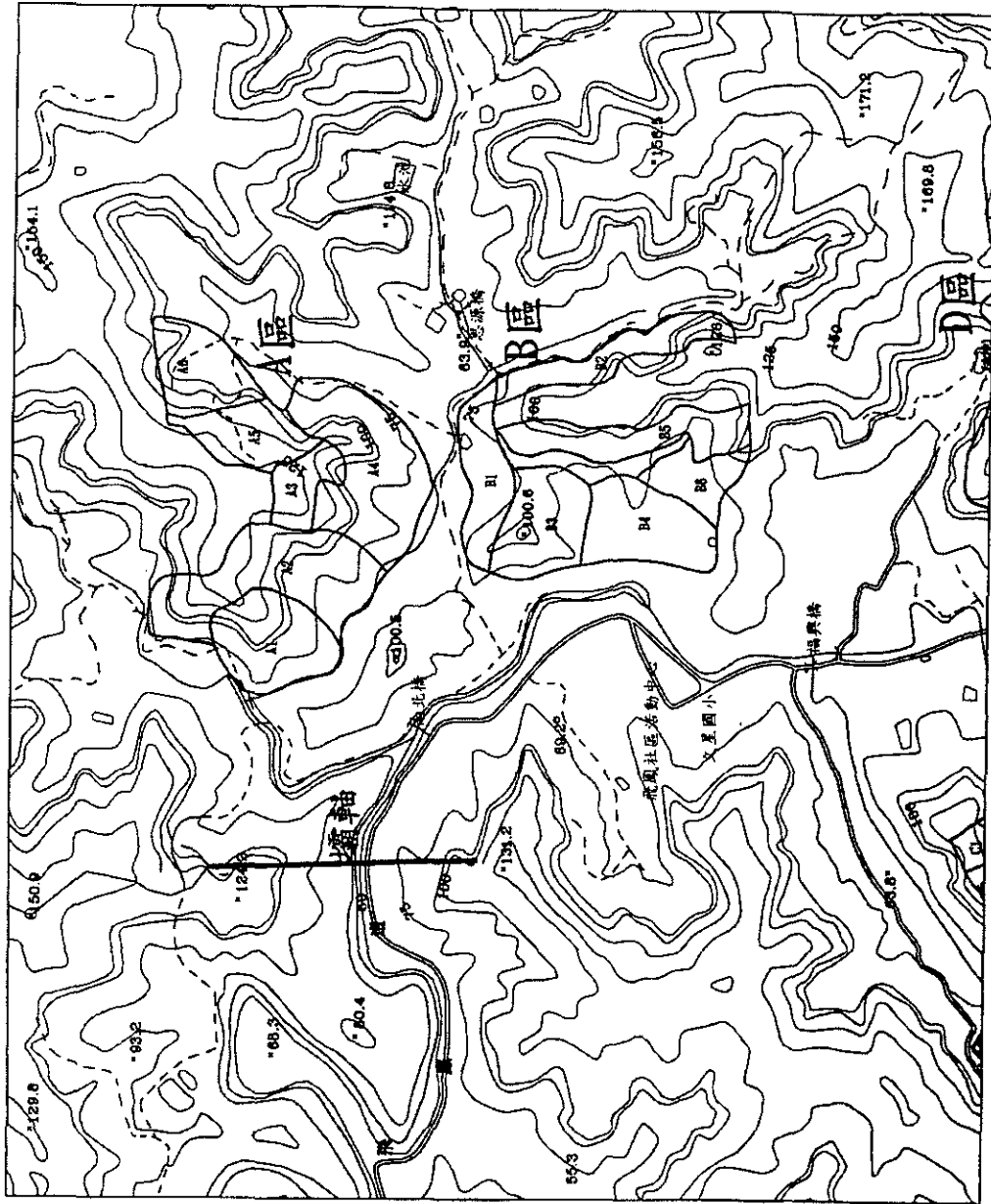


圖3.1 天花湖水庫築壩材料調查分區示意圖

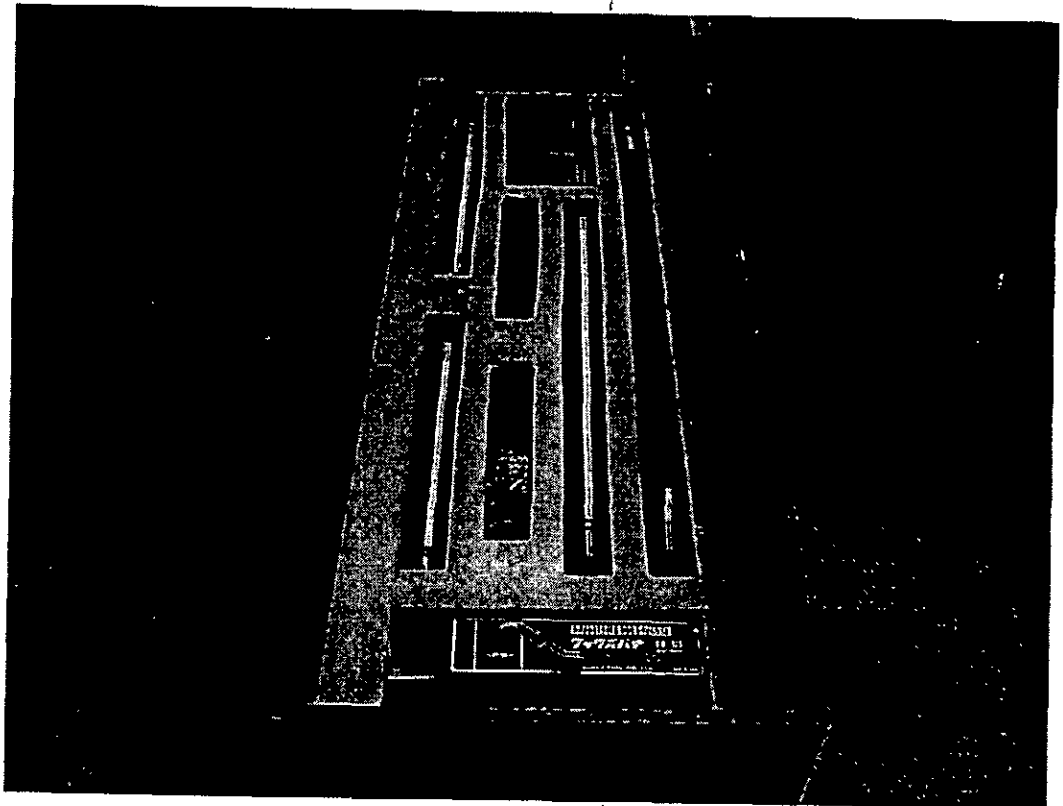
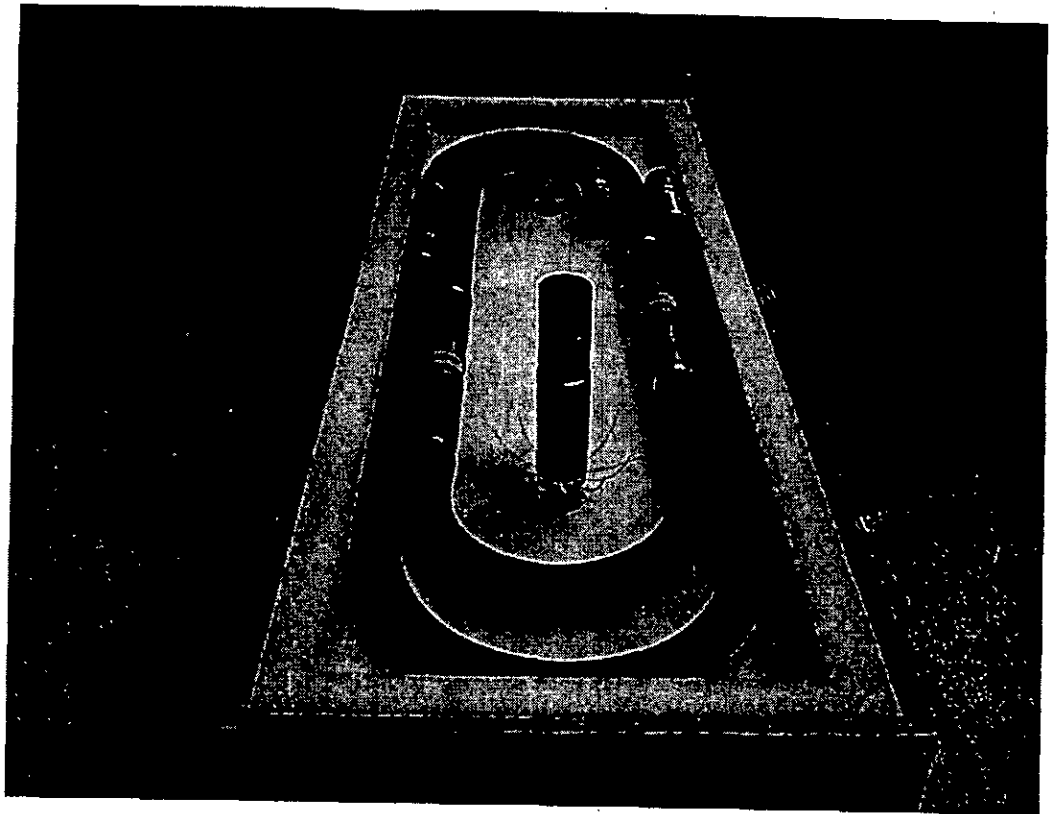


圖 3.2 懸垂式 P-S 波孔內震波量測儀受波器與震源

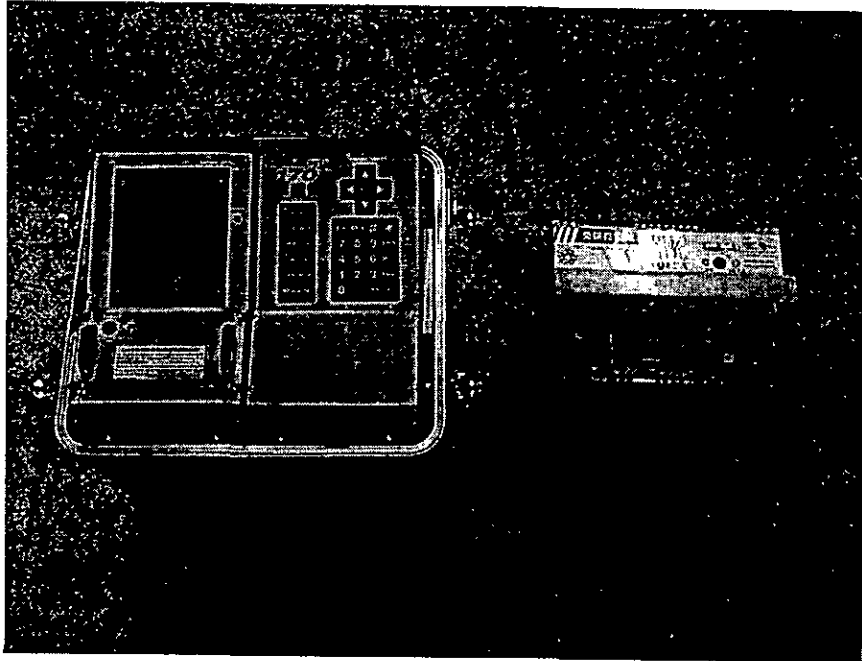


圖 3.3 懸垂式 P-S 波孔內震波量測儀控制及監測裝置

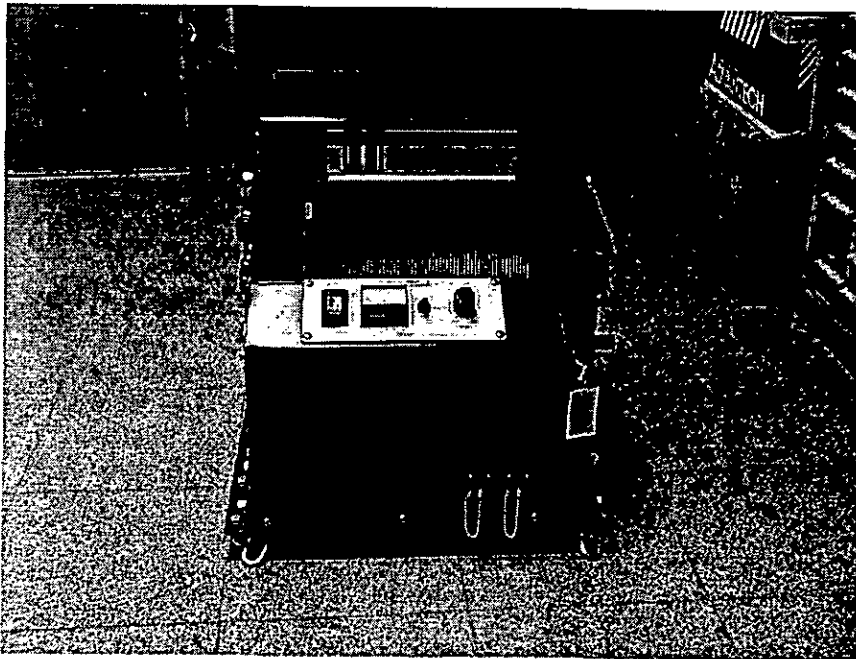


圖 3.4 絞盤

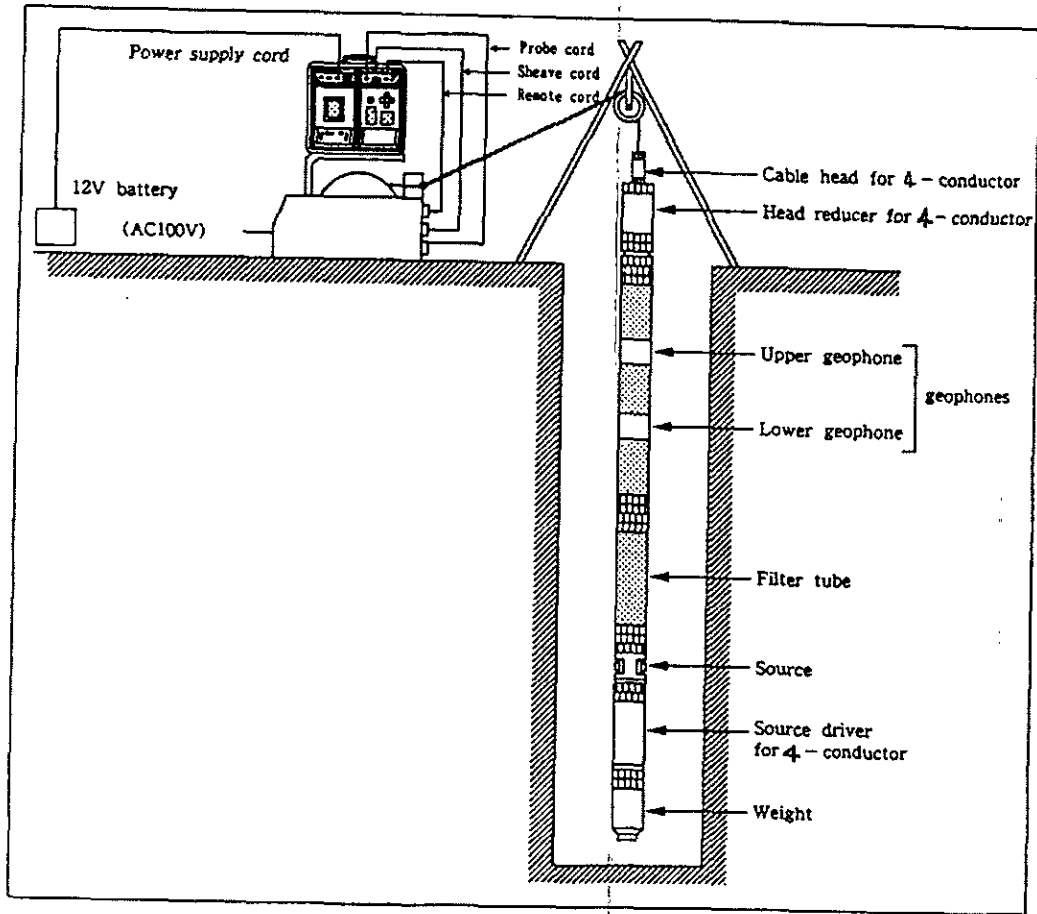


圖 3.5 懸垂式 P-S 波探測示意圖(Nigbor, 1994)

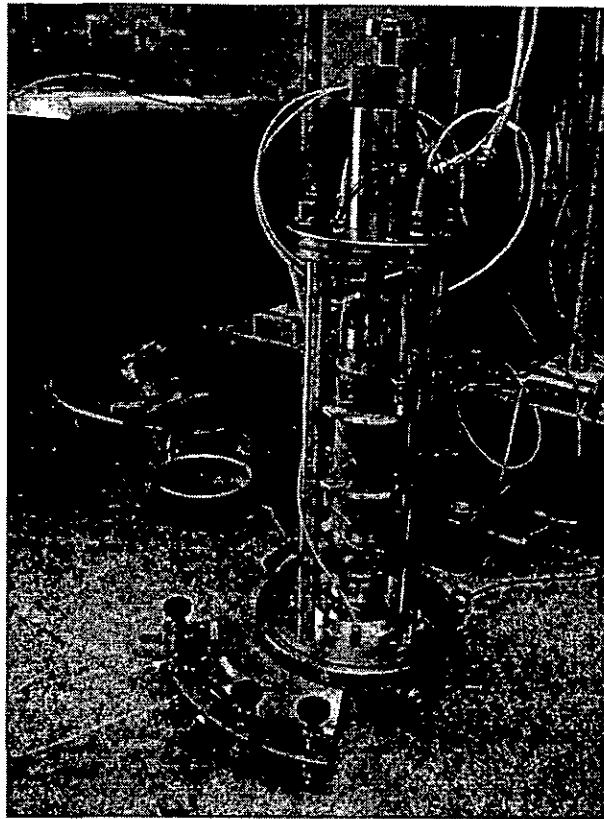


圖 3.6 三軸試體之局部應變量測

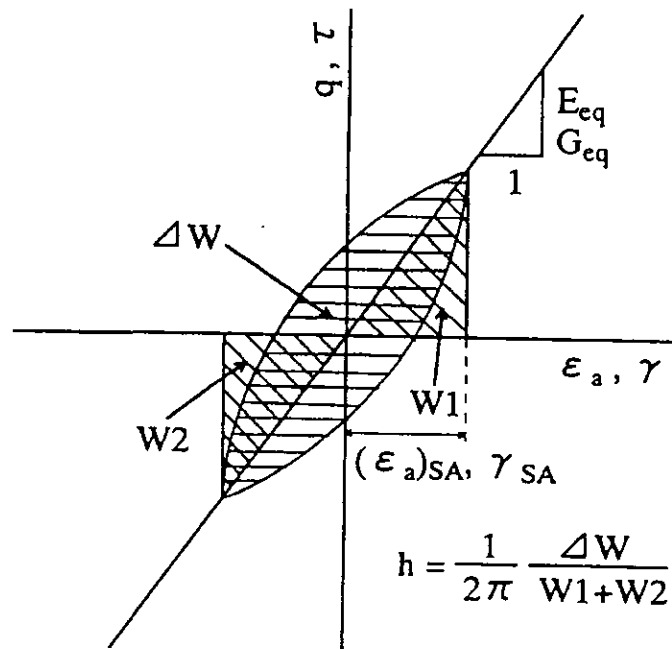
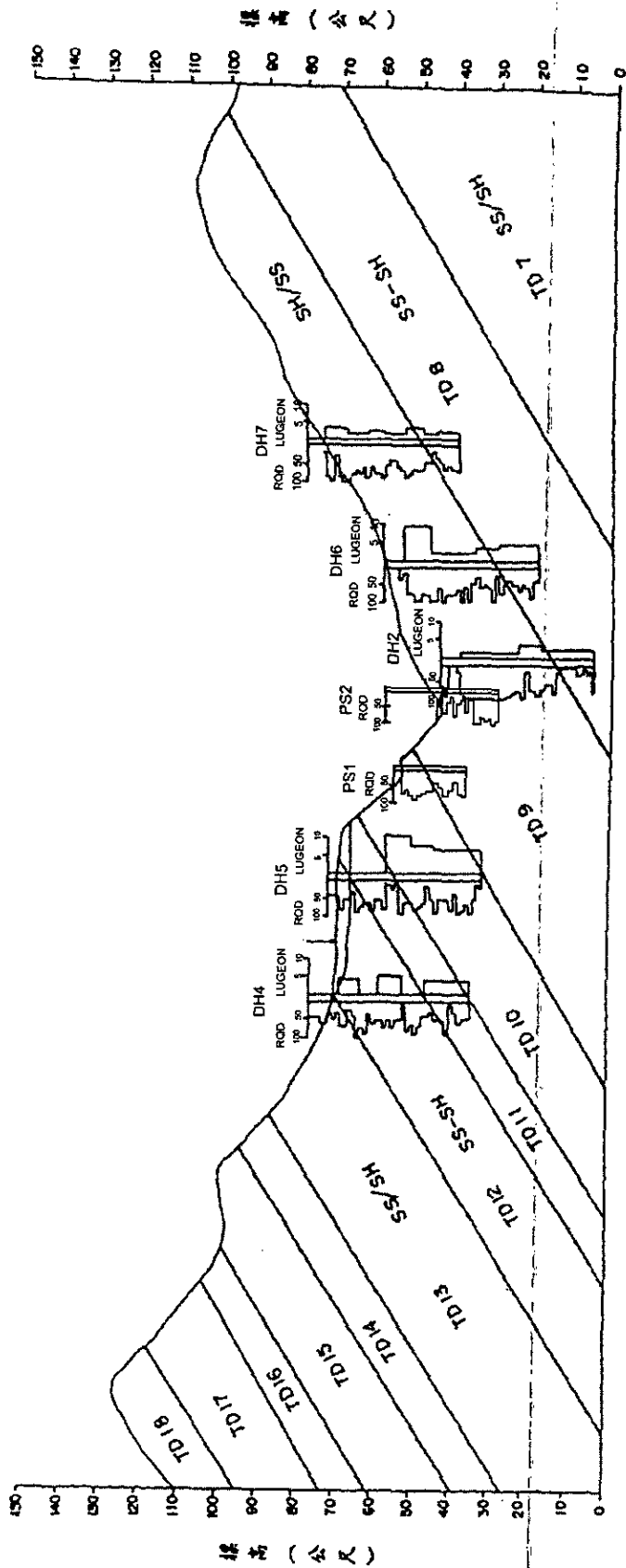


圖3.7 對應楊式模數與阻尼係數示意圖



- SH/SS : 頁岩、砂岩互層 (TD9)
- SH-SS : 頁岩夾砂岩 (TD17)
- SS/SH : 砂岩、頁岩互層 (TD7、13、15、18)
- SS-SH : 砂岩夾頁岩 (TD8、10、12)

圖3.8 (a) 天花湖水庫壩址區P-S波速度量測剖面示意圖

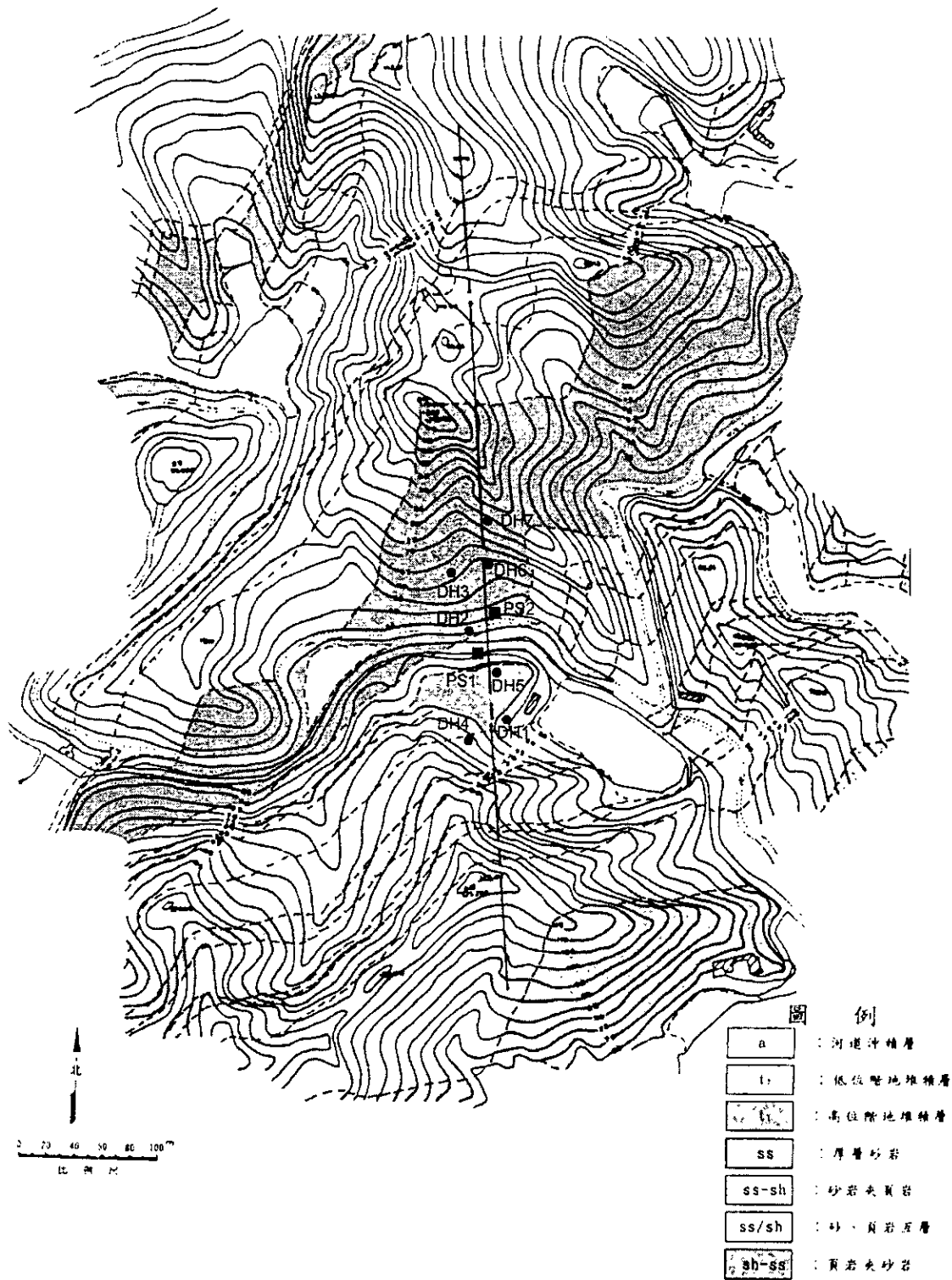


圖3.8 (b) 天花湖水庫壩址區P-S波速量測位置示意圖

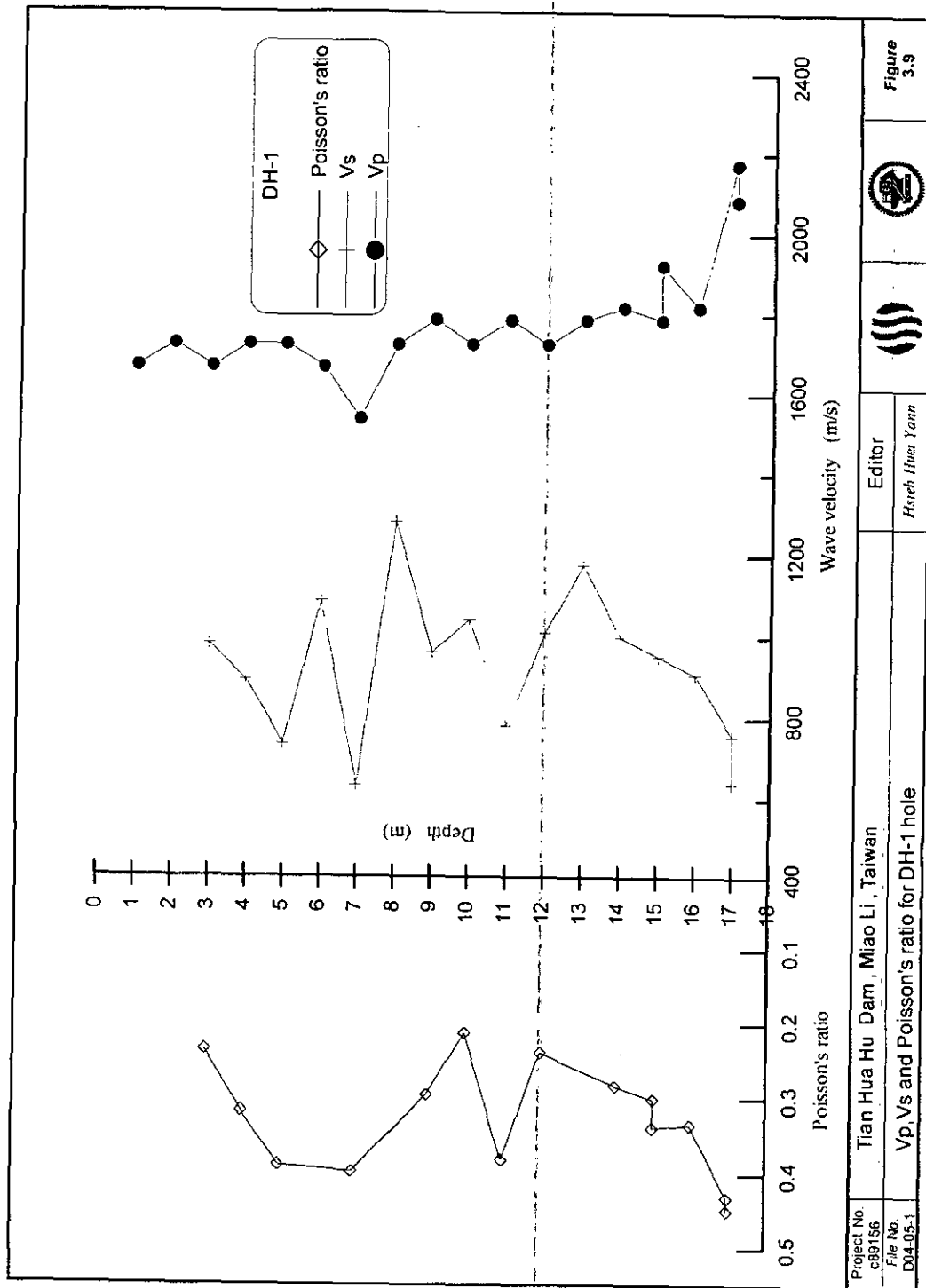


圖 3.9 Vp、Vs、 ν 隨深度變化曲線圖 (DH-1 鑽孔)

Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor Hsueh Huei Yann			Figure 3.9
File No. D04-05-1	Vp, Vs and Poisson's ratio for DH-1 hole				

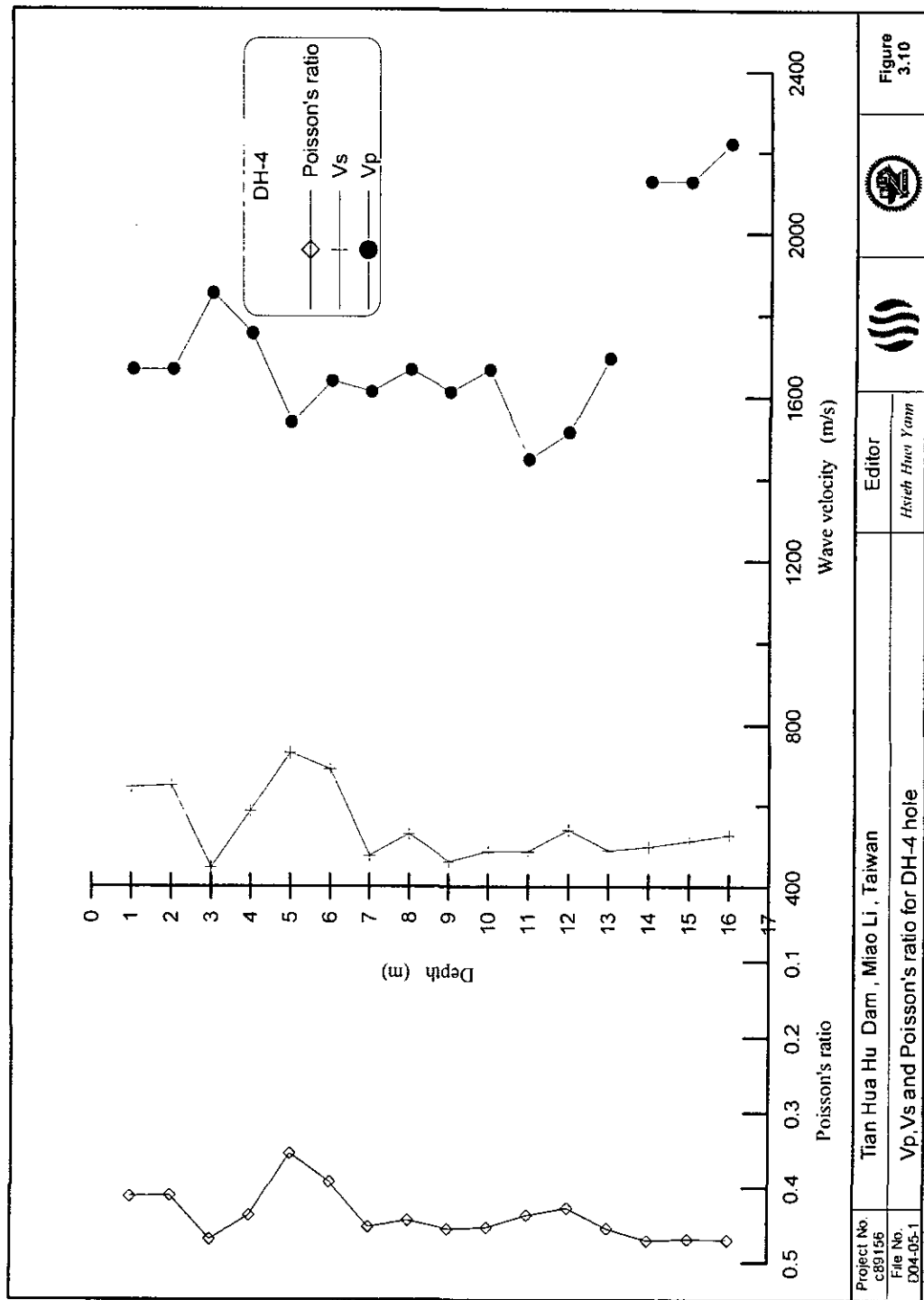


圖 3.10 Vp、Vs、 ν 隨深度變化曲線圖 (DH-4 鑽孔)

Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor Hsieh Huei Yann	Figure 3.10
File No. E04-05-1	Vp, Vs and Poisson's ratio for DH-4 hole		

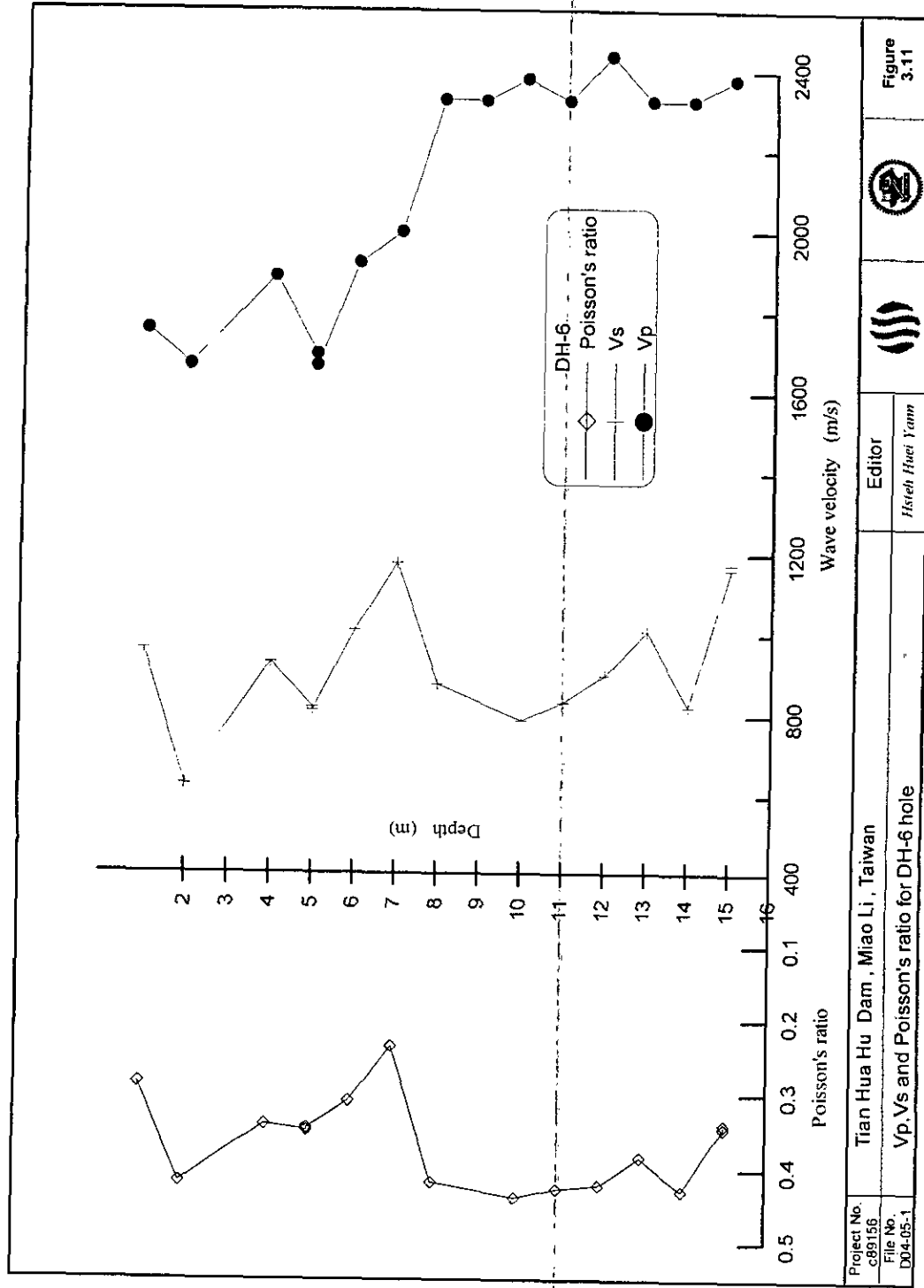


圖 3.11 Vp、Vs、 ν 隨深度變化曲線圖 (DH-6 鑽孔)

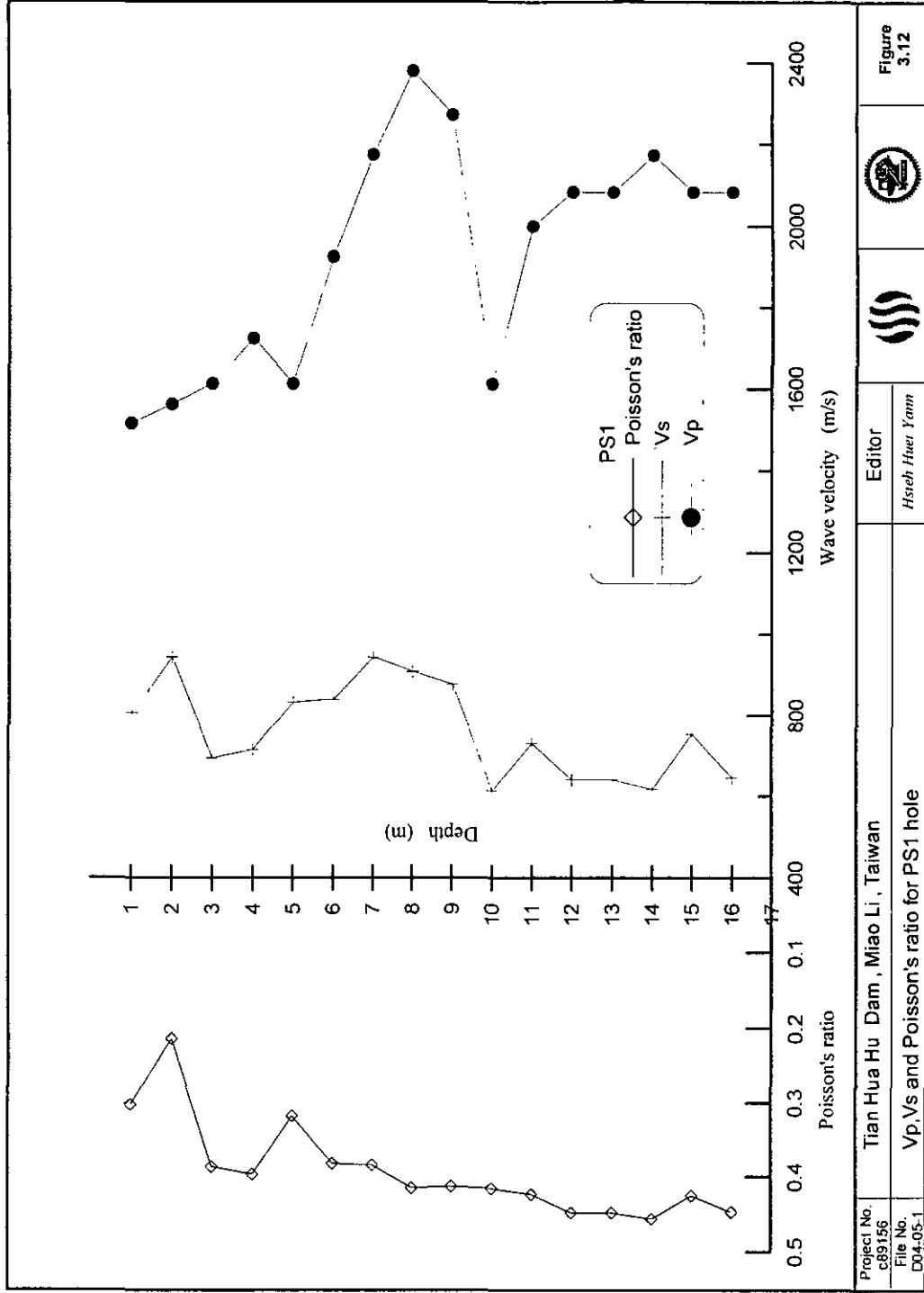


圖 3.12 V_p 、 V_s 、 ν 隨深度變化曲線圖 (PS1 鑽孔)

Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor		Figure 3.12
File No. D04-05-1	Vp, Vs and Poisson's ratio for PS1 hole	Hsieh Huei Yann		

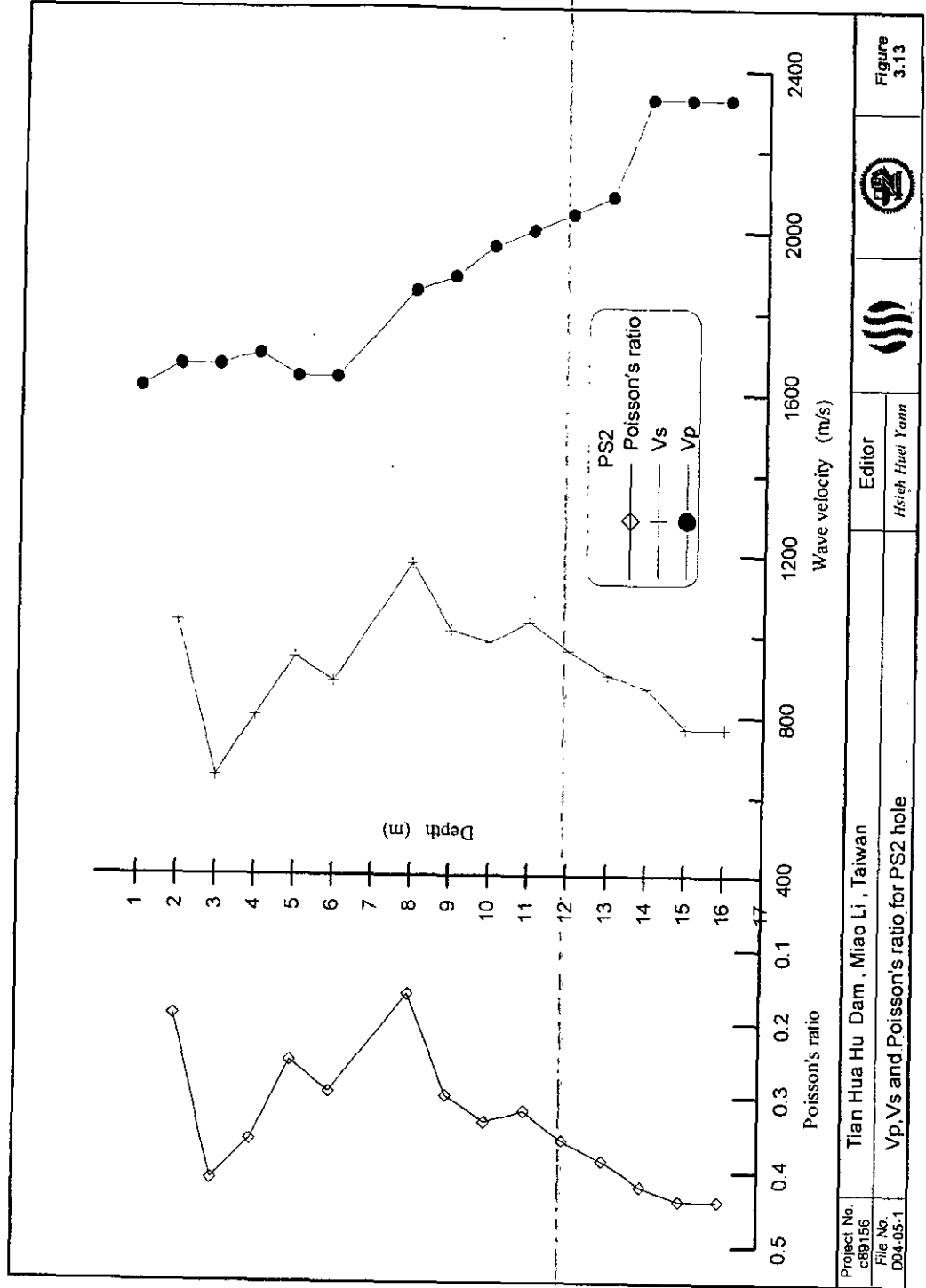


圖 3.13 V_p 、 V_s 、 ν 隨深度變化曲線圖 (PS2 鑽孔)

Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor		Figure 3.13
File No. D04-05-1	Vp, Vs and Poisson's ratio for PS2 hole	Hsieh Huei Yann		

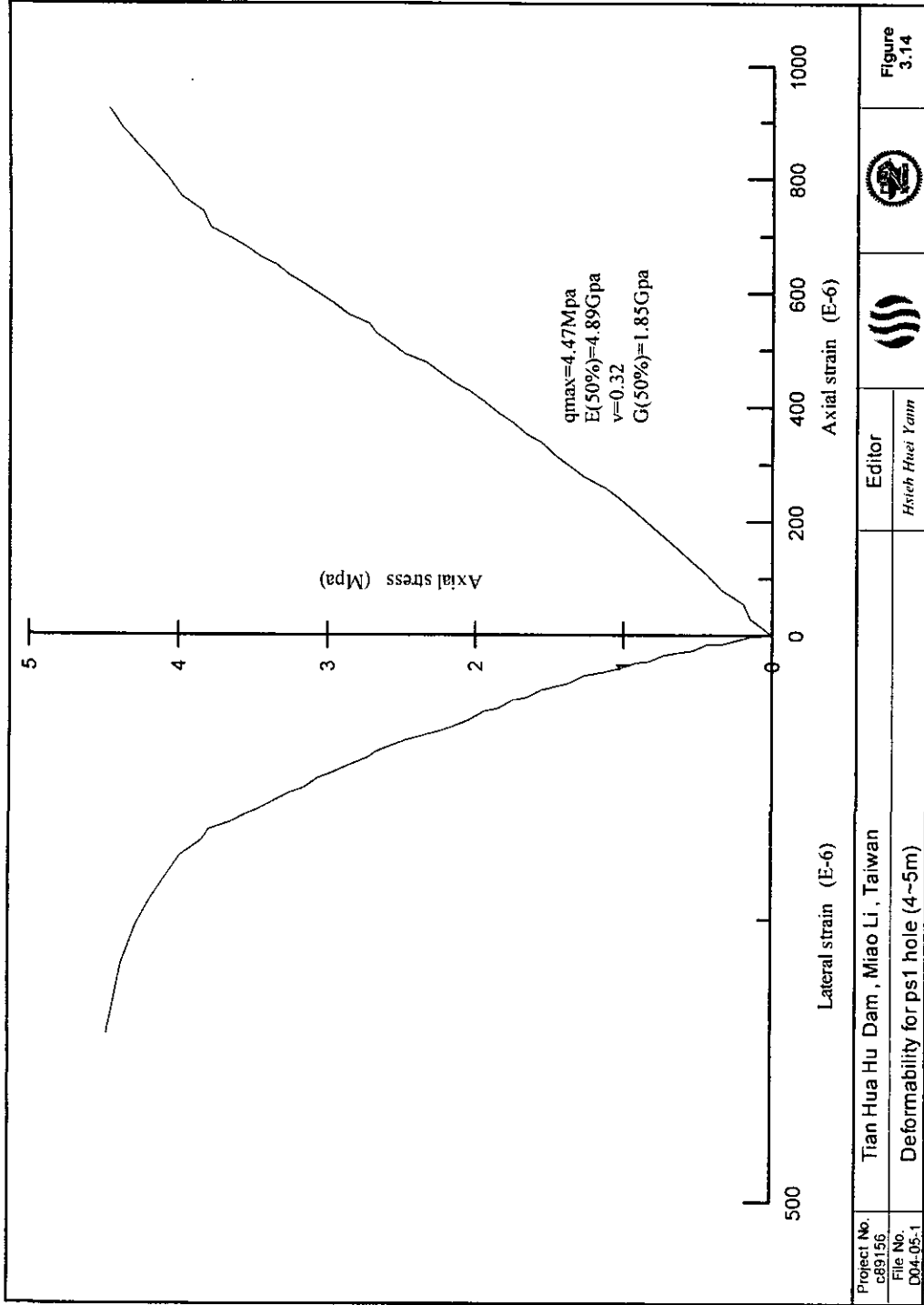


圖 3.14 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS1 4-5m)

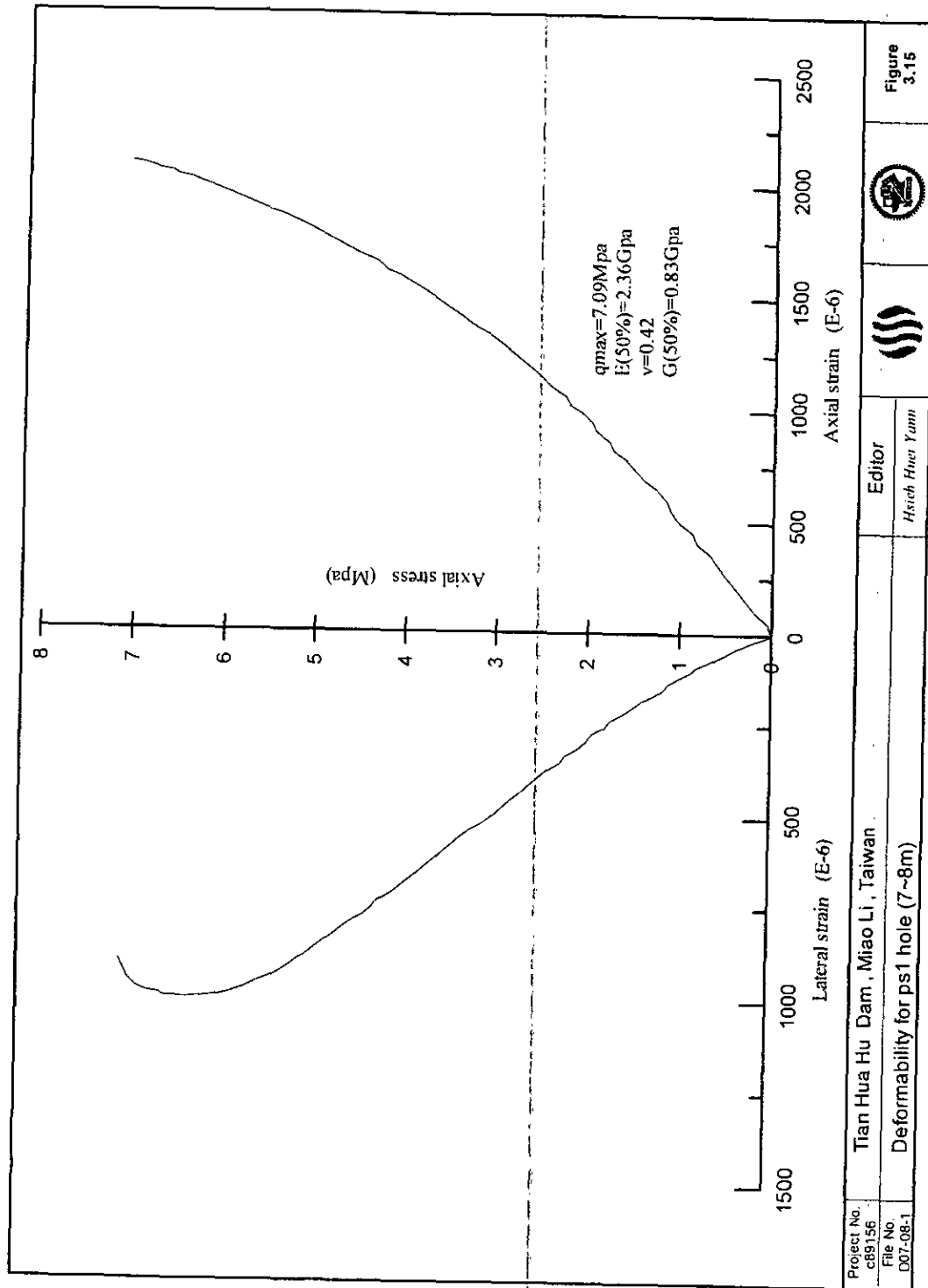


圖 3.15 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS1 7-8m)

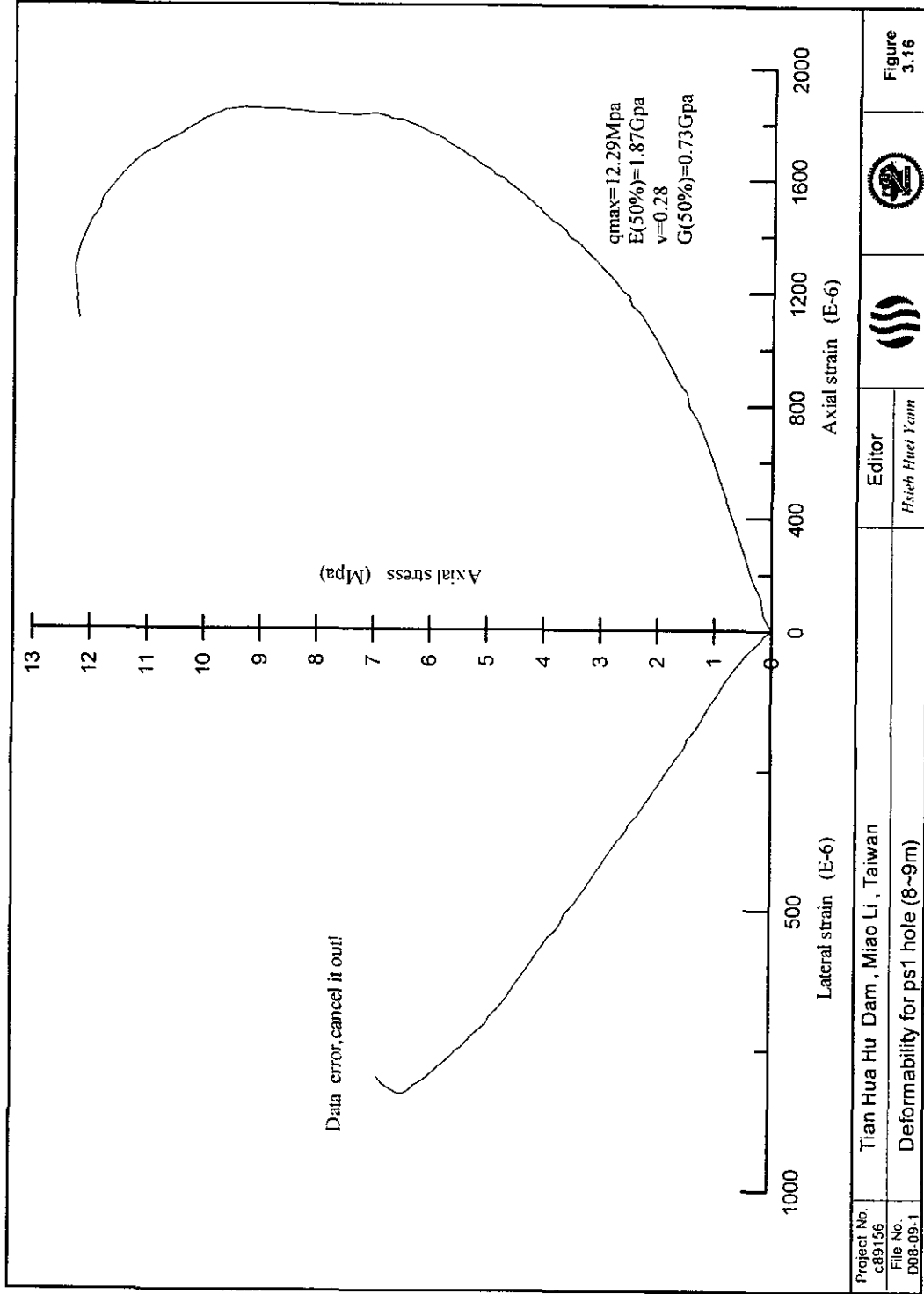


圖 3.16 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS1 8-9m)

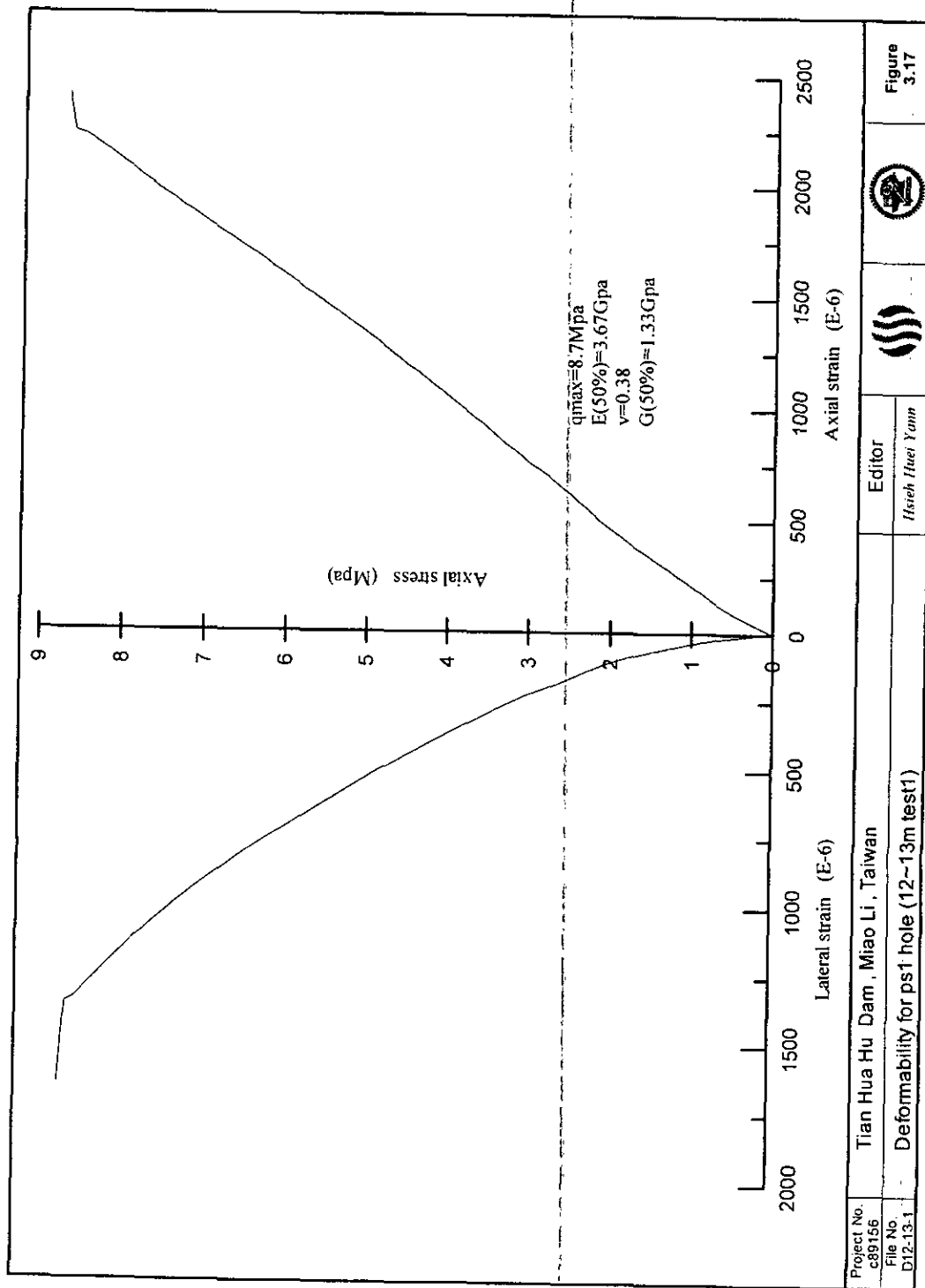


圖 3.17 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PSI 12-13m-1)

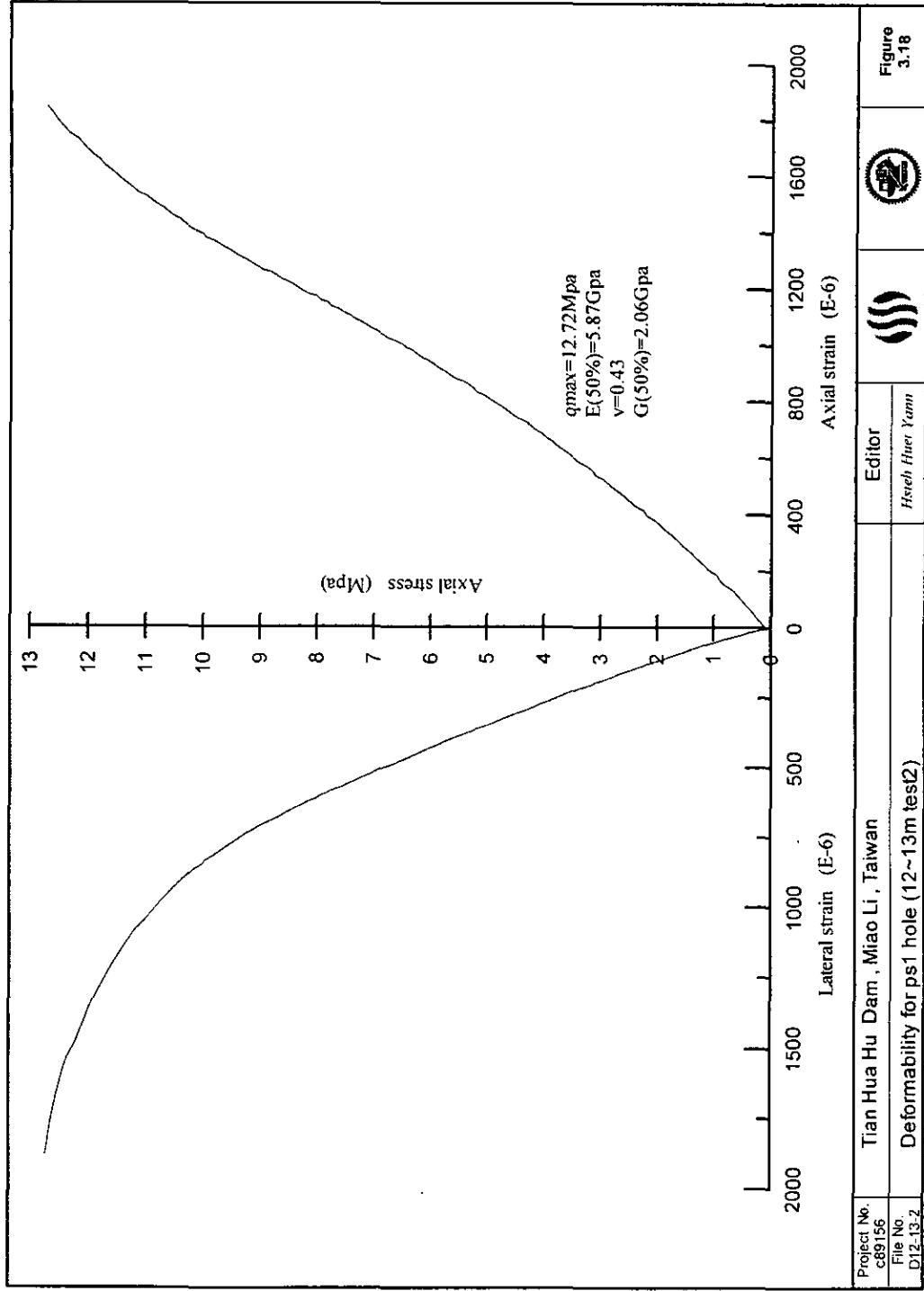


圖 3.18 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS1 12-13m-2)

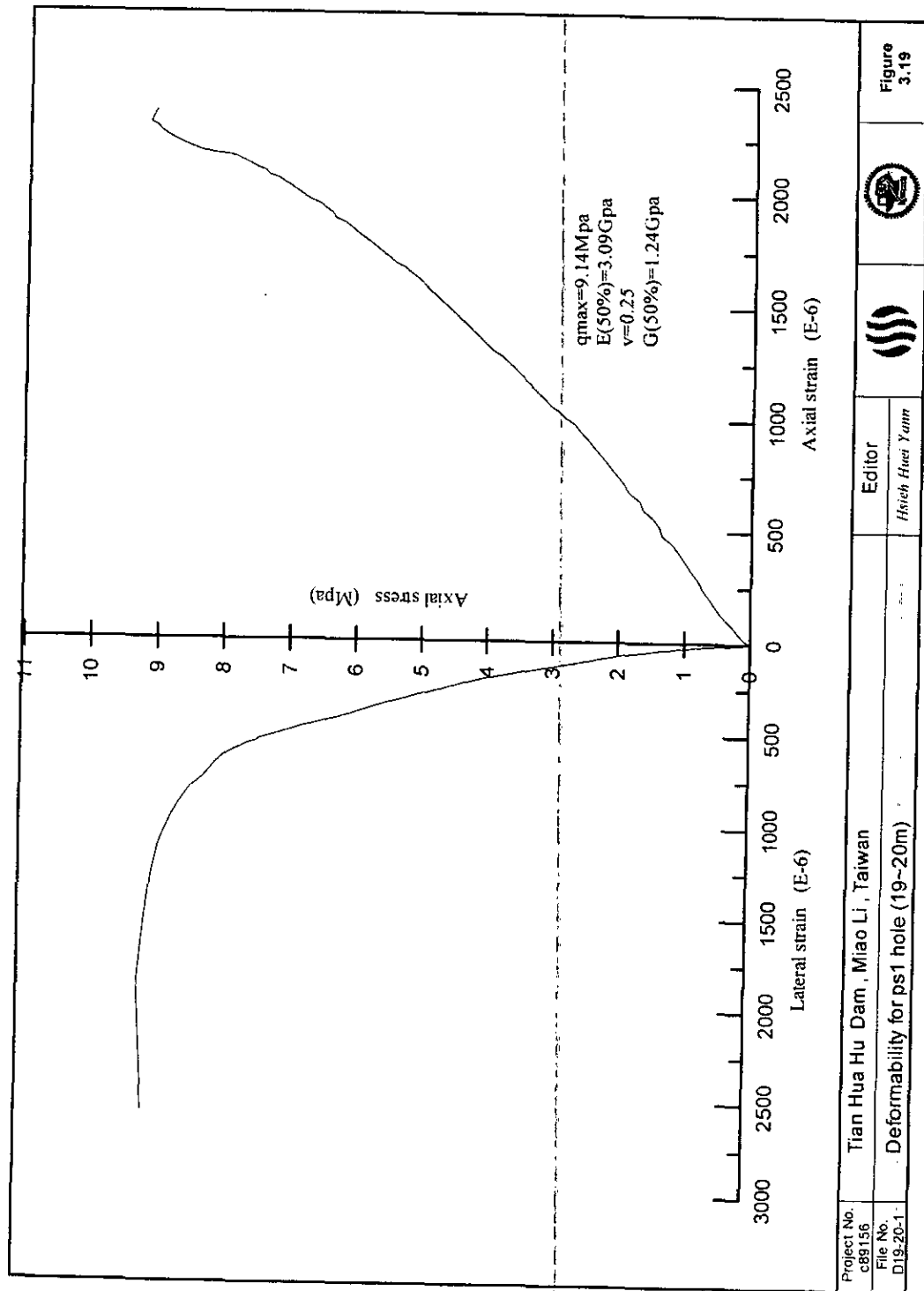


圖 3.19 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS1 19-20m)

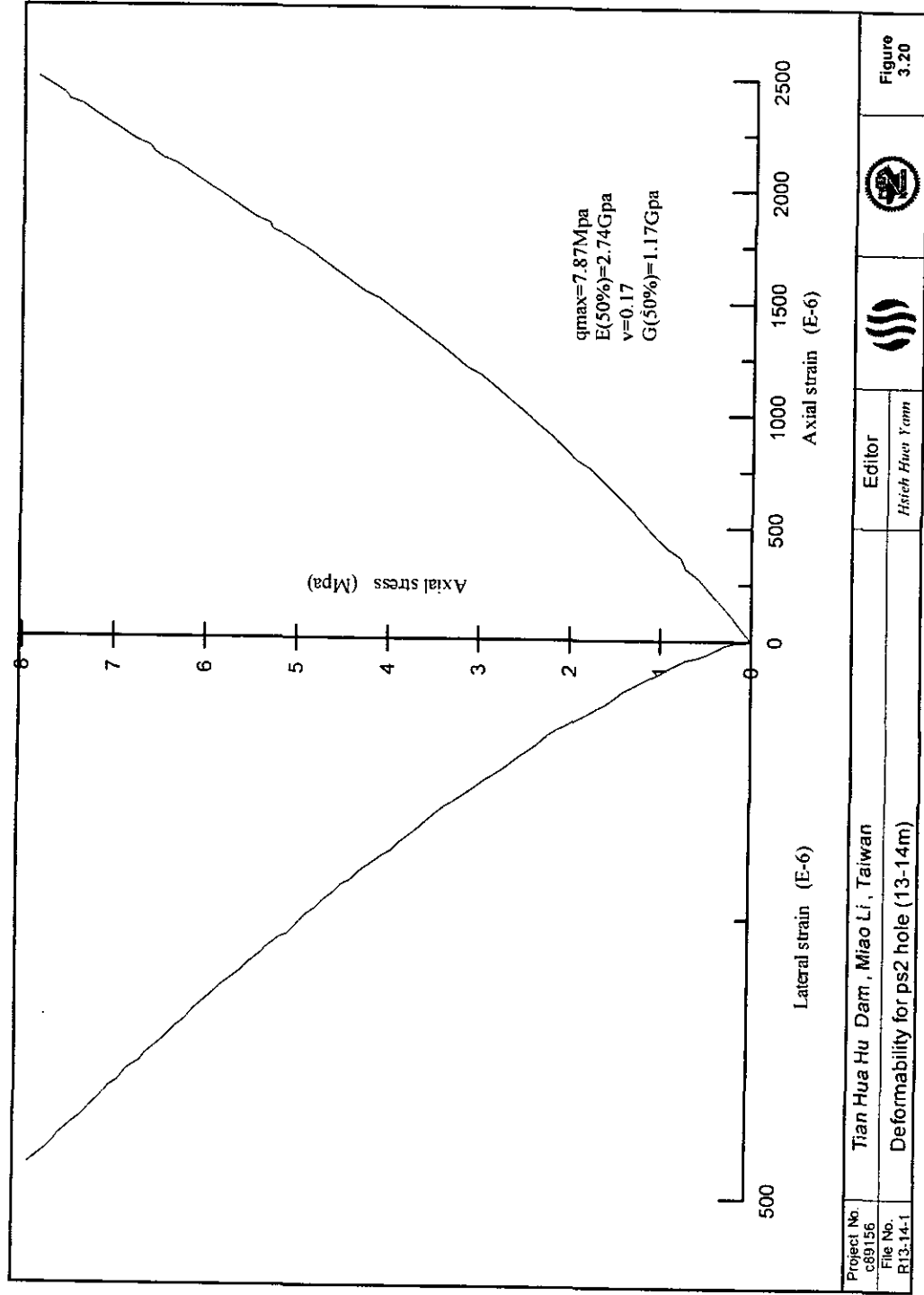


圖 3.20 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 13-14m)

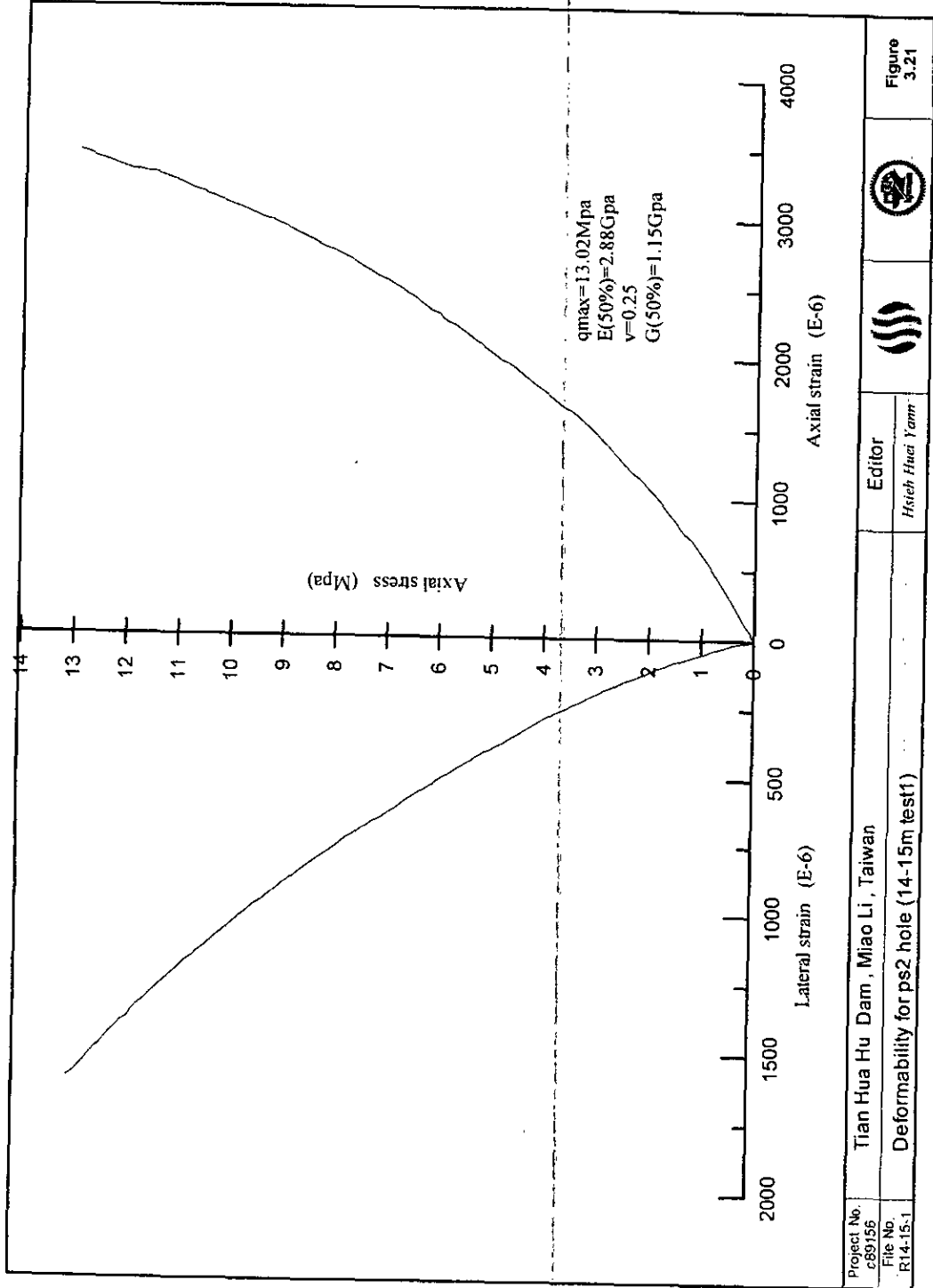


圖 3.21 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 14-15m-1)

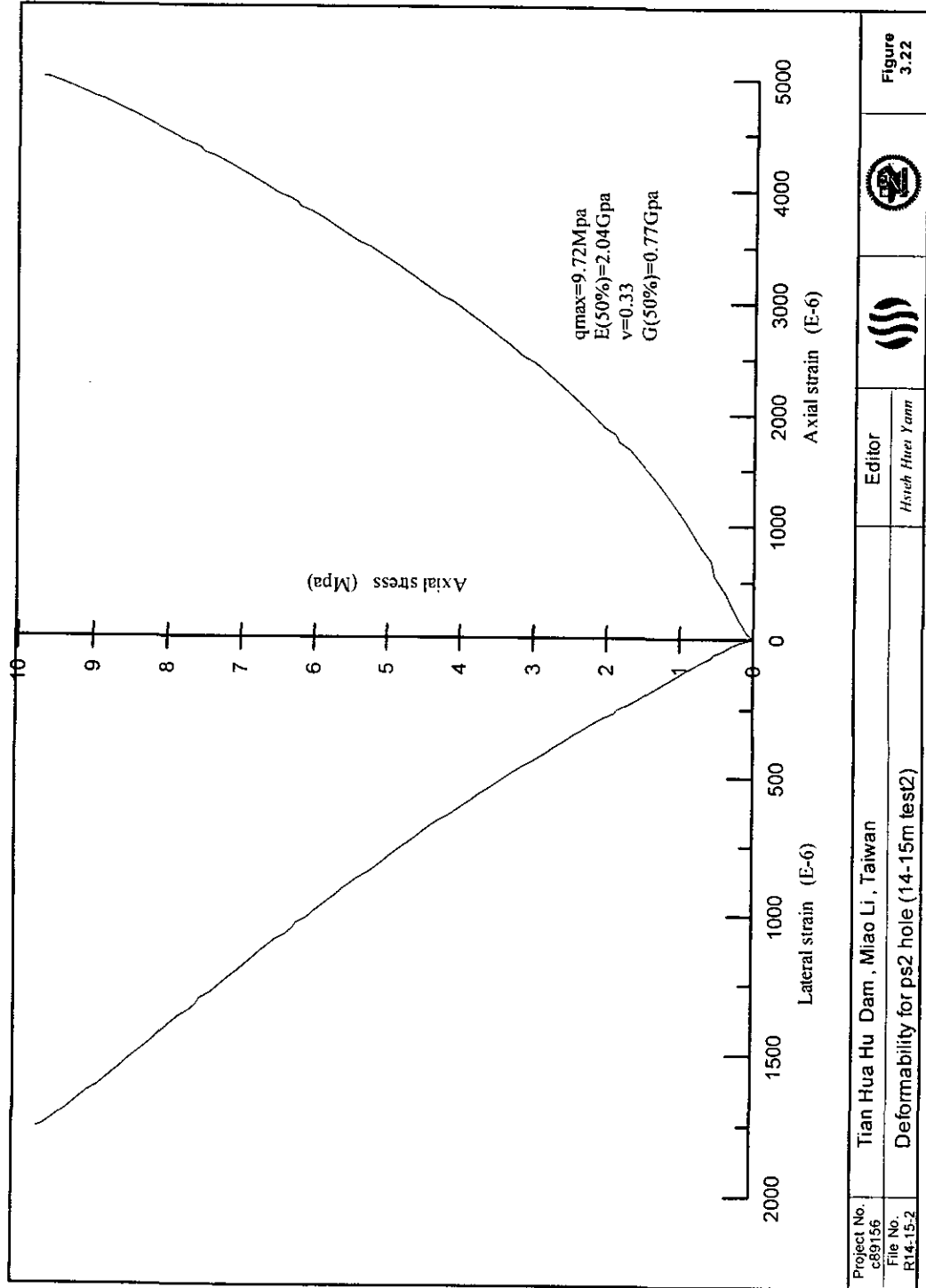


圖 3.22 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 14-15m-2)

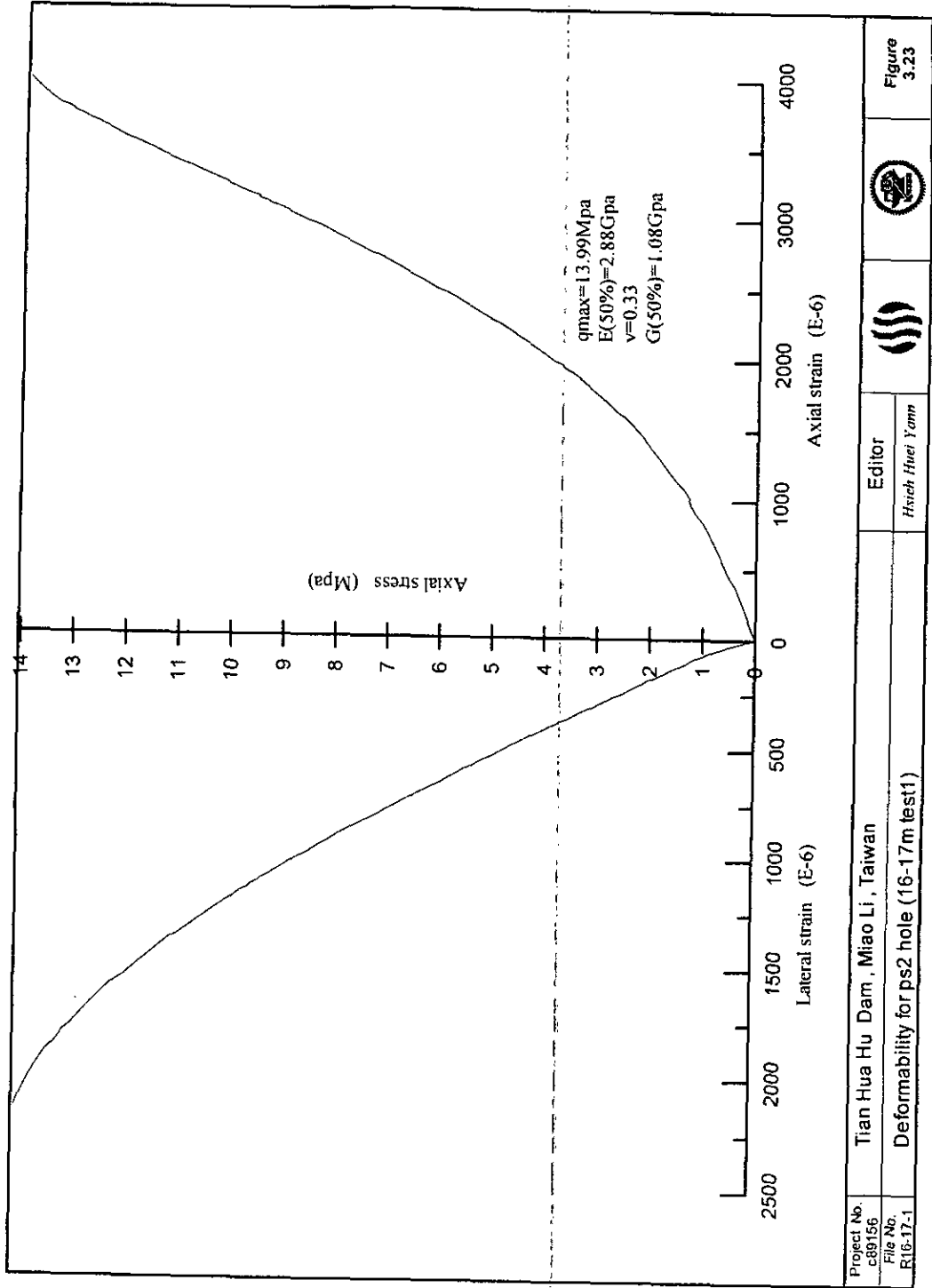


圖 3.23 單壓試驗求取 G、E、ν 之參數 (PS2 16-17m-1)

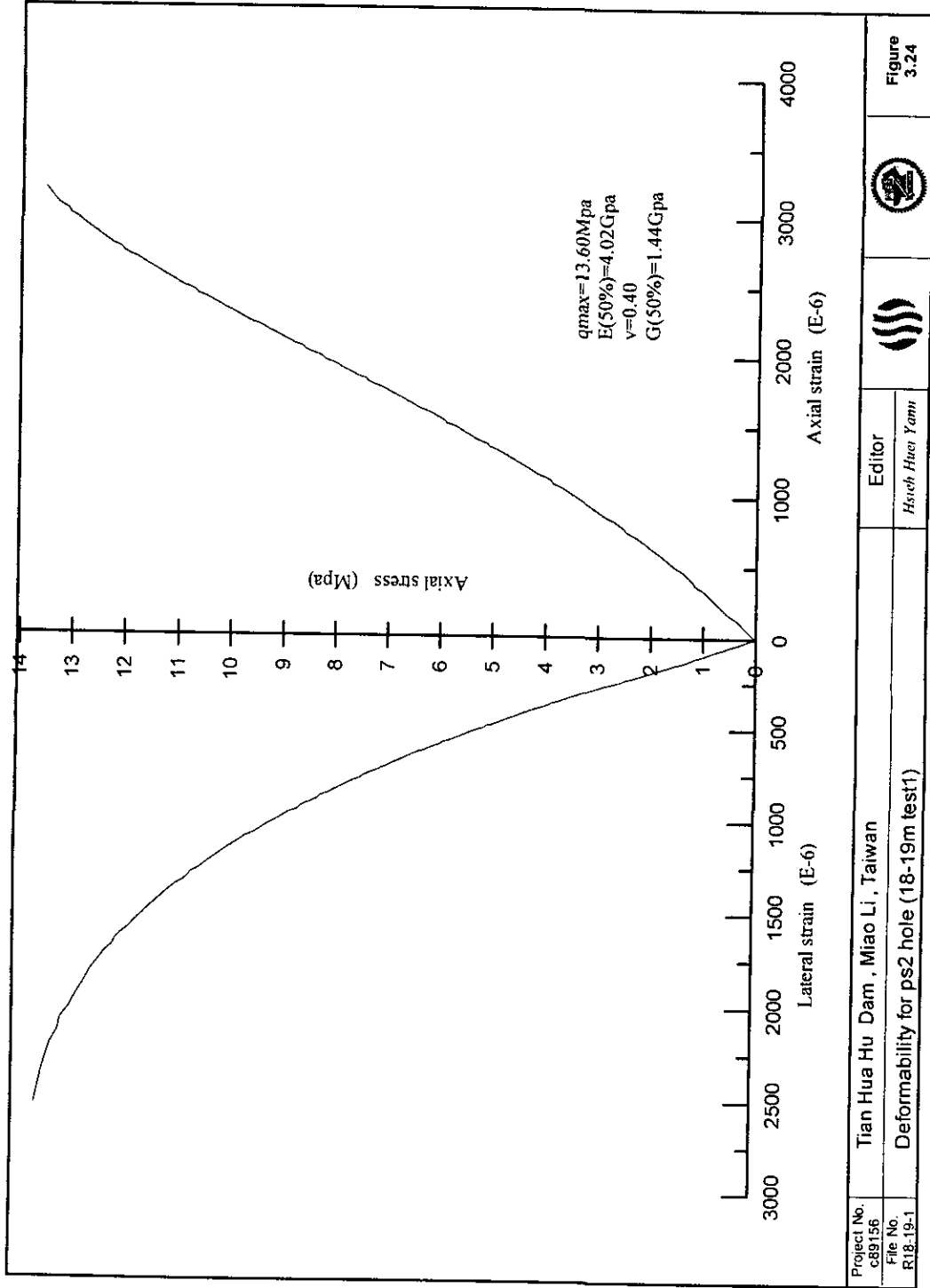


圖 3.24 單壓試驗求取 G、E、ν 之參數 (PS2 18-19m-I)

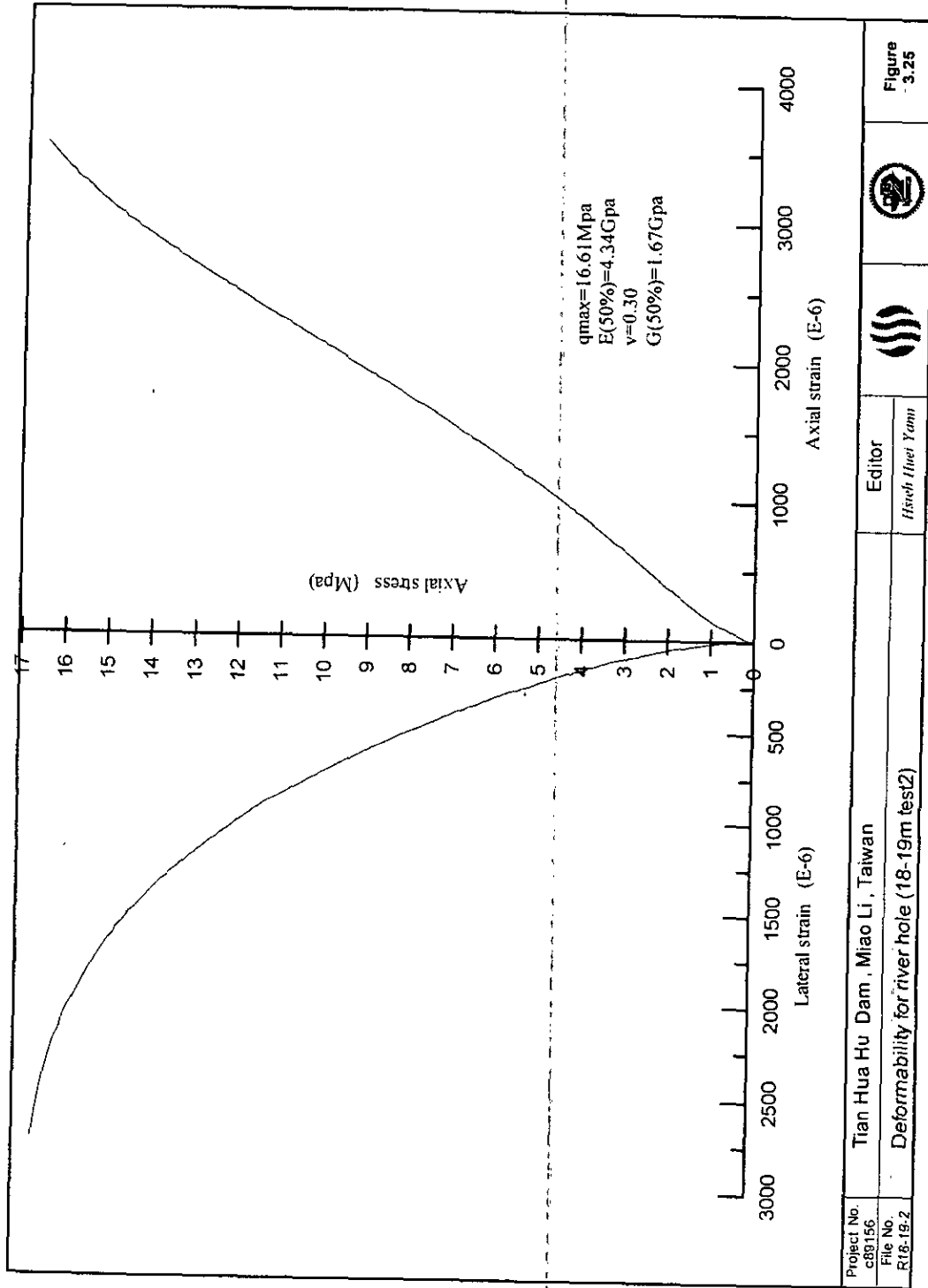


圖 3.25 單壓試驗求取 G、E、 ν 之參數 (PS2 18-19m-2)

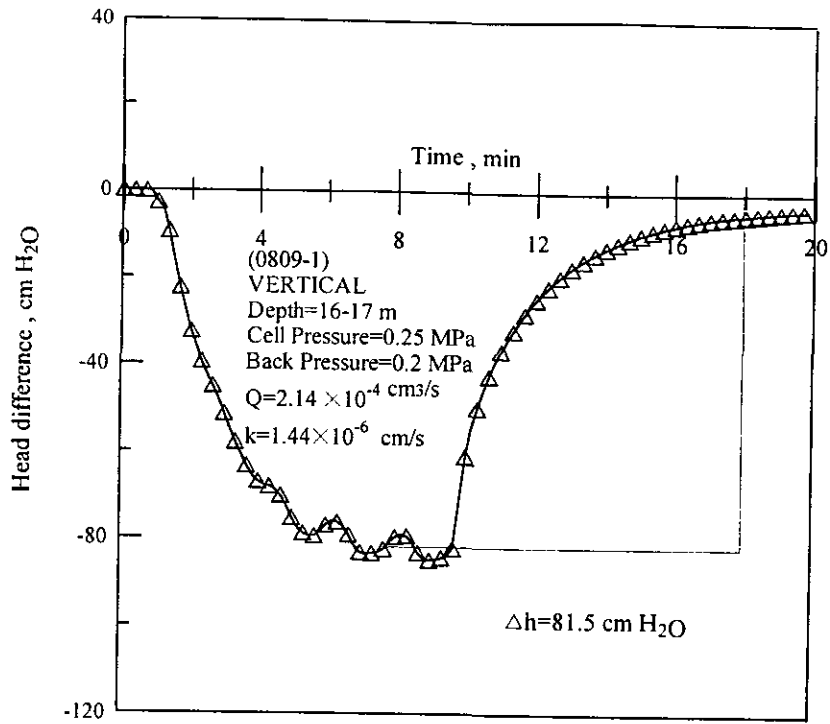


圖 3.26 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖(0809-1)

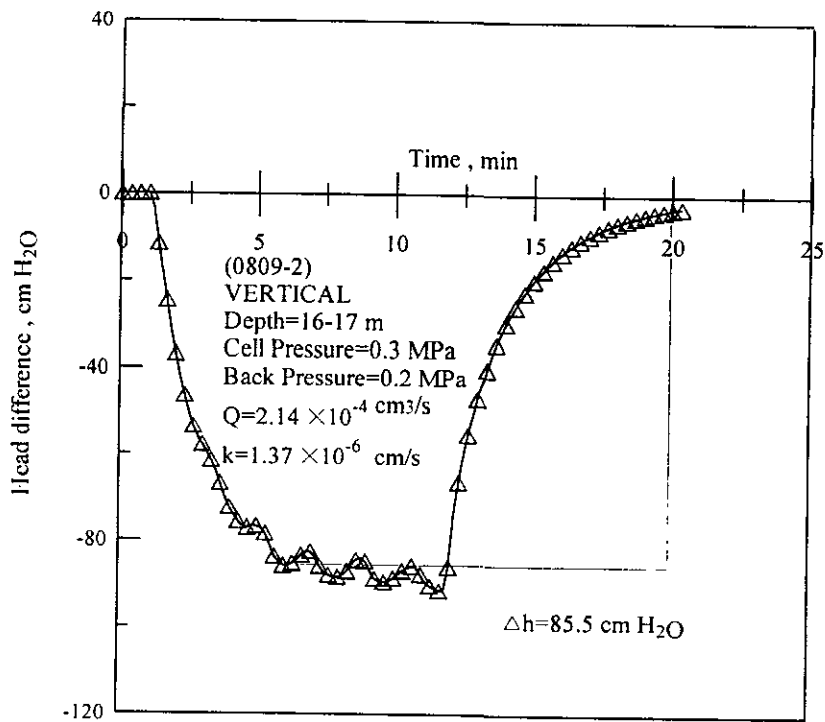


圖 3.27 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖(0809-2)

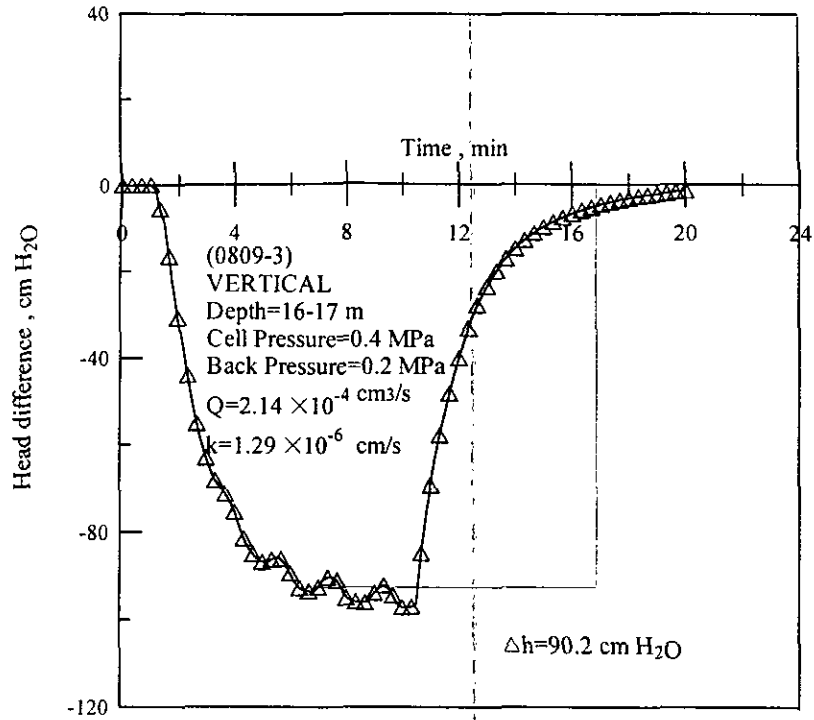


圖 3.28 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖(0809-3)

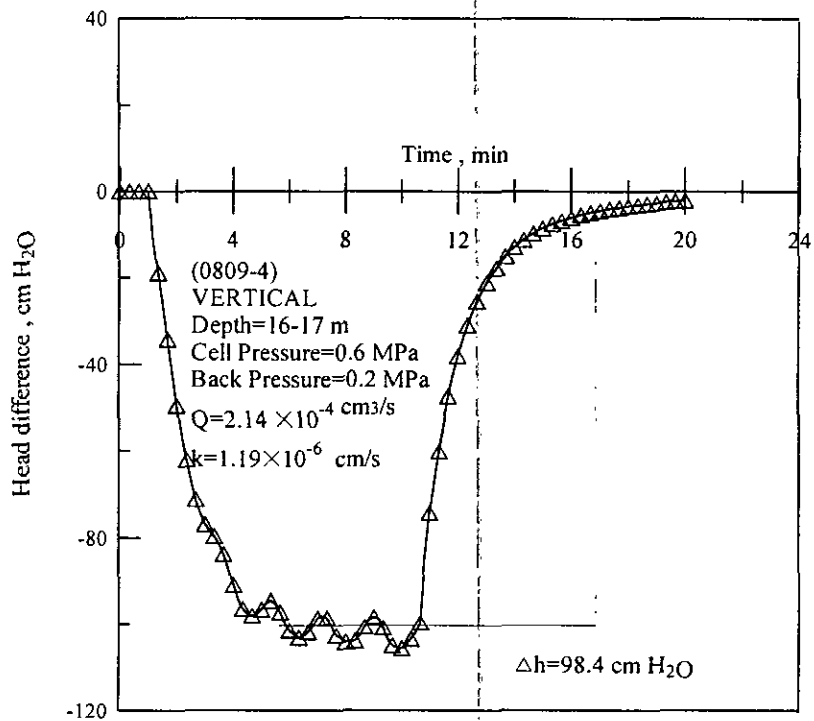


圖 3.29 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖(0809-4)

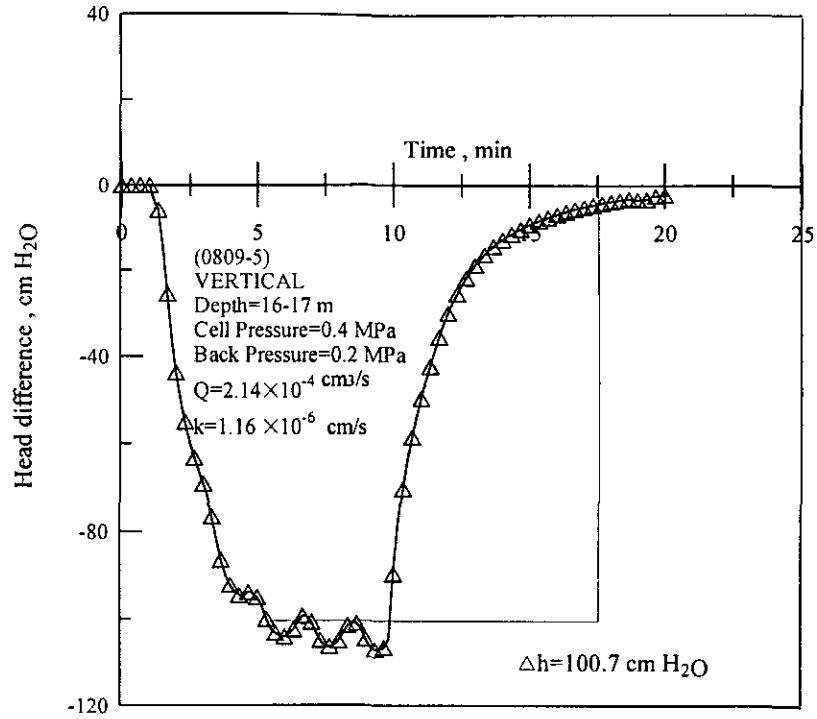


圖 3.30 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖(0809-5)

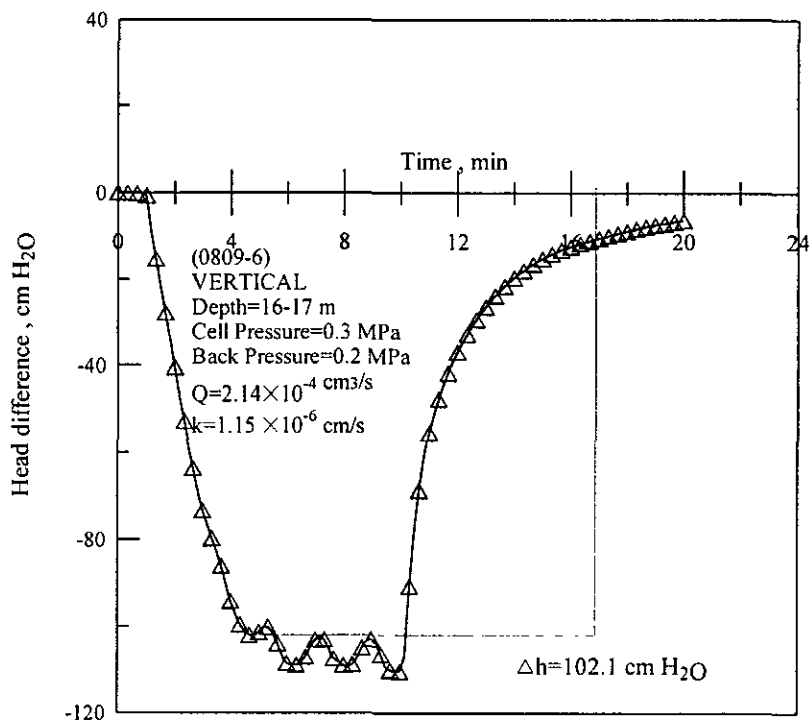


圖 3.31 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖(0809-6)

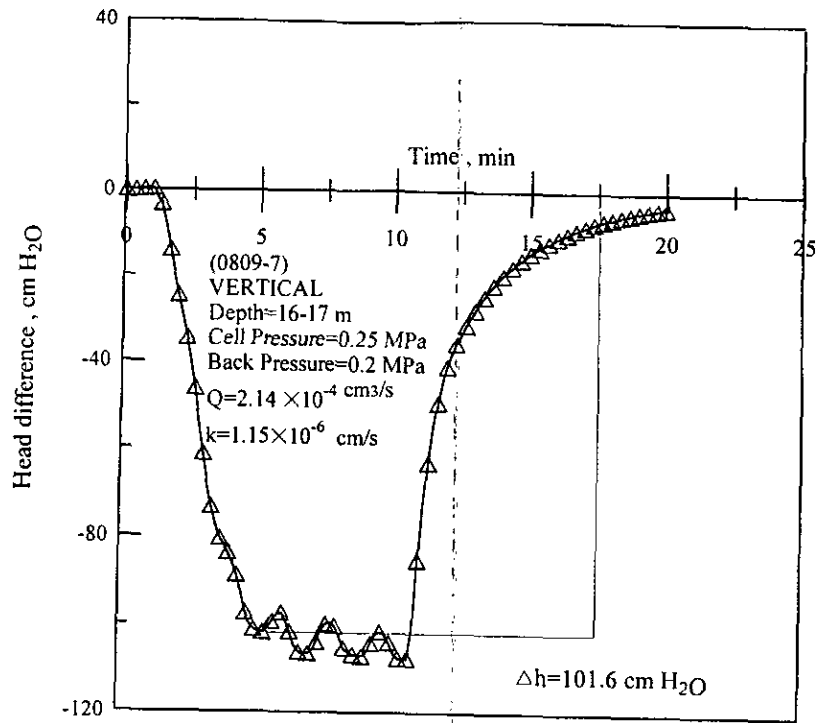


圖 3.32 天花湖水庫壩址地區岩心垂直層面透水圖(0809-7)

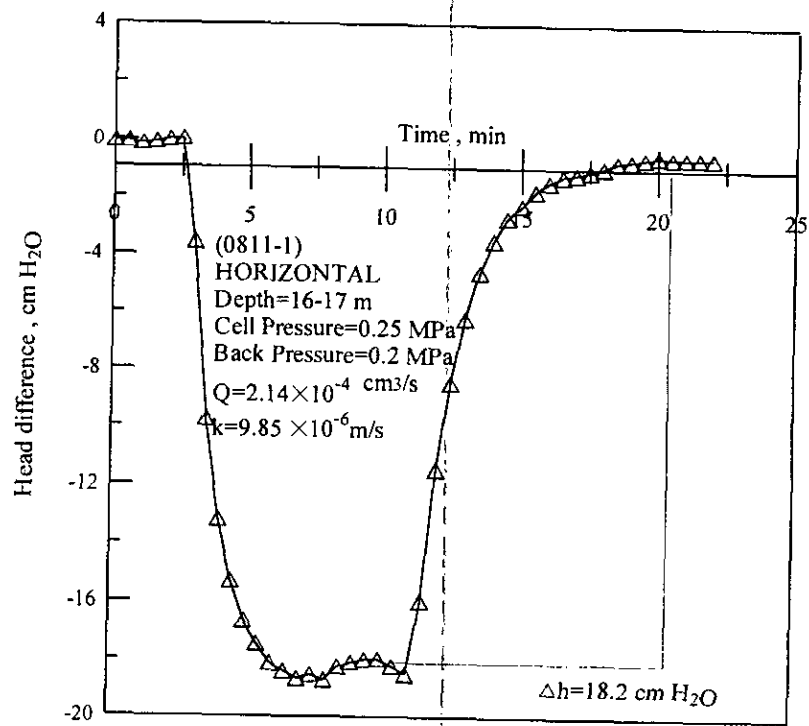


圖 3.33 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖(0811-1)

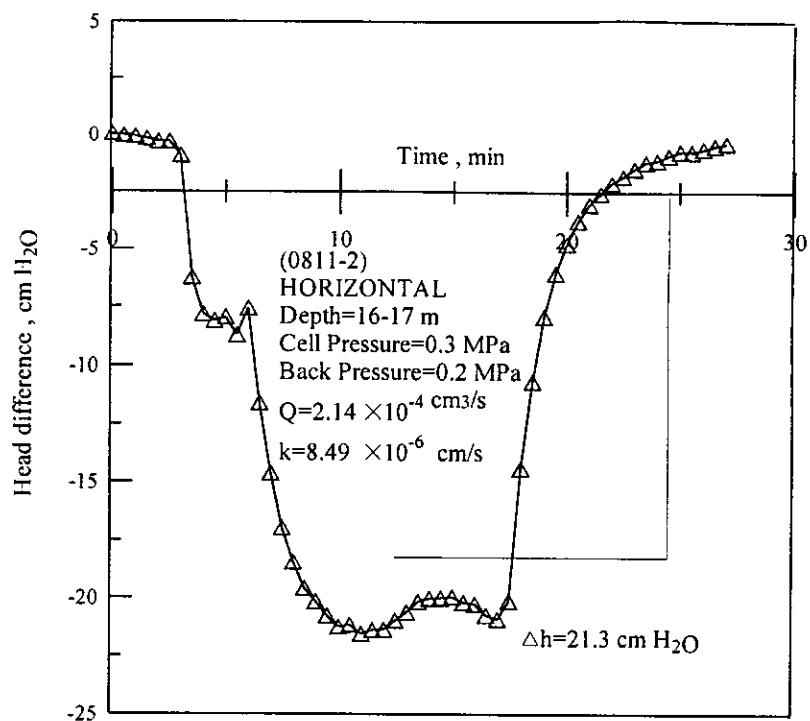


圖 3.34 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖(0811-2)

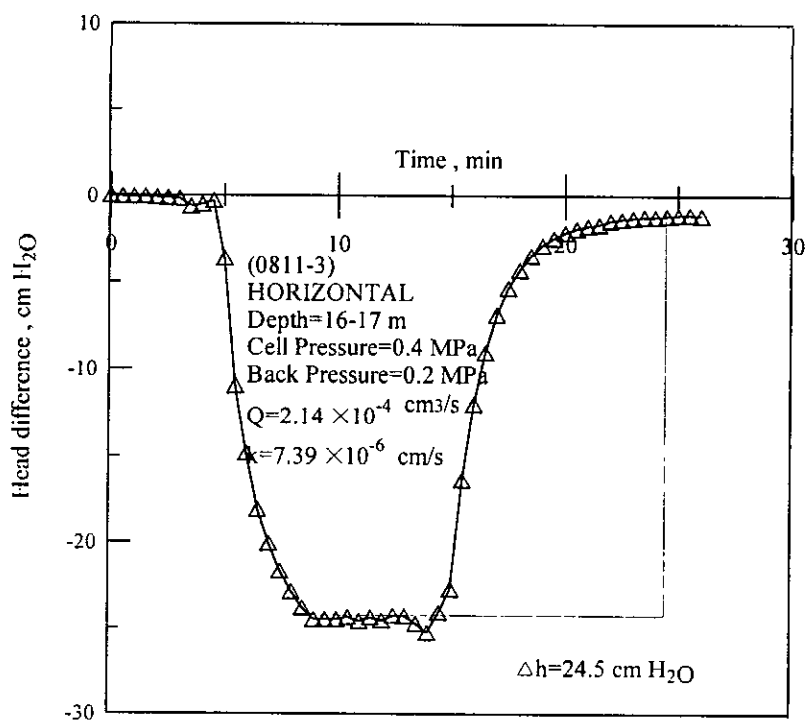


圖 3.35 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖(0811-3)

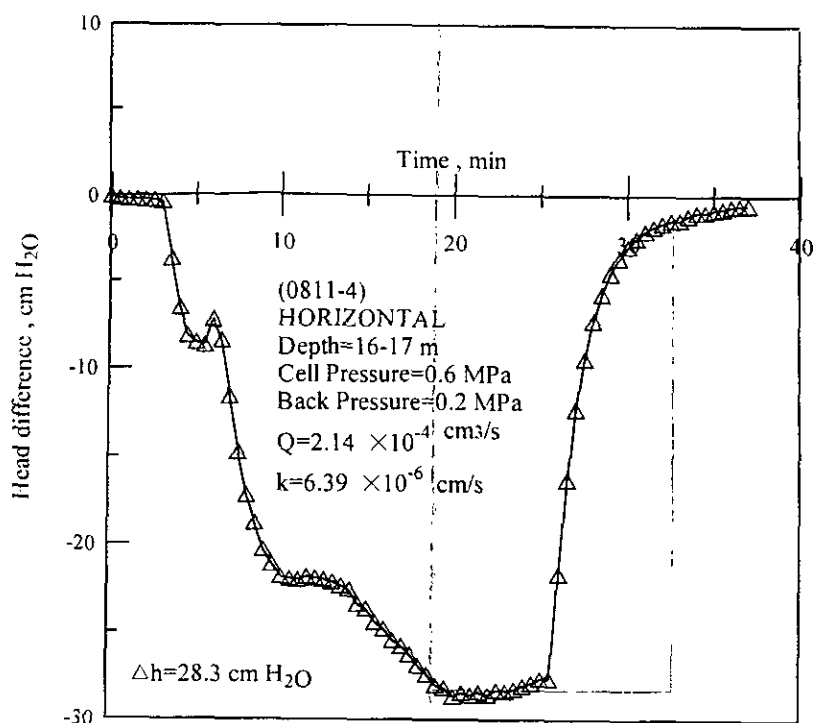


圖 3.36 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖(0811-4)

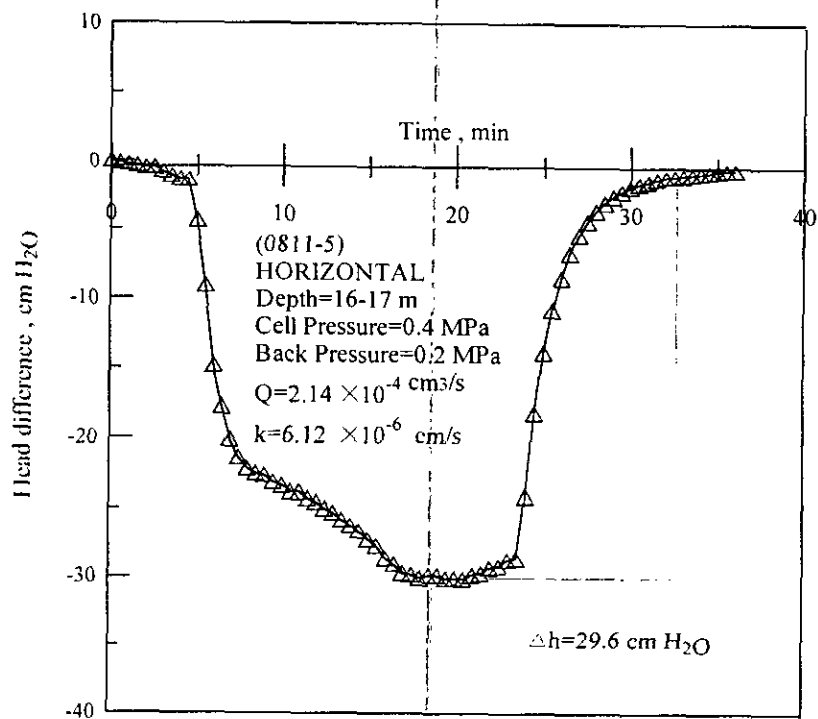


圖 3.37 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖(0811-5)

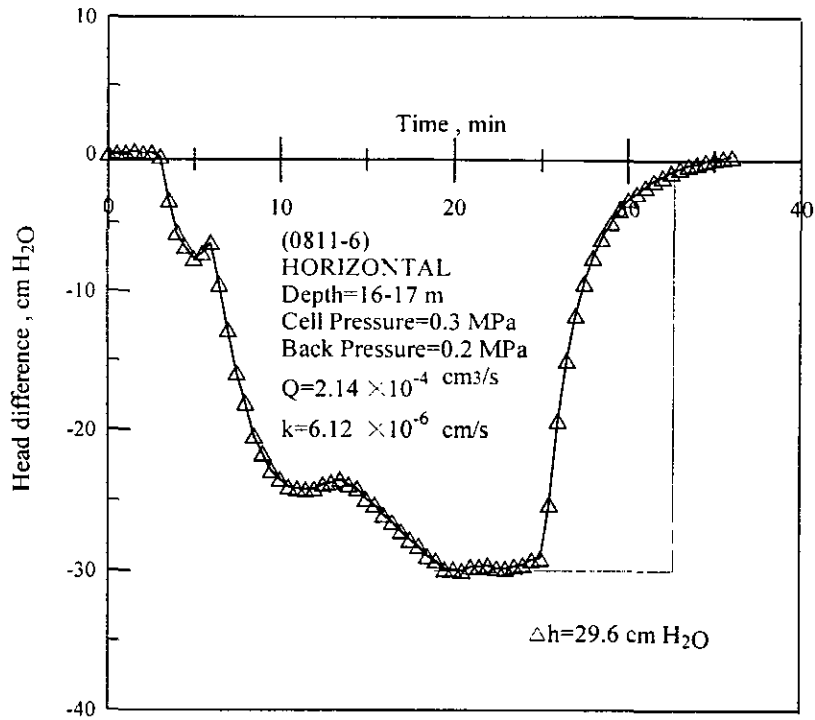


圖 3.38 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖(0811-6)

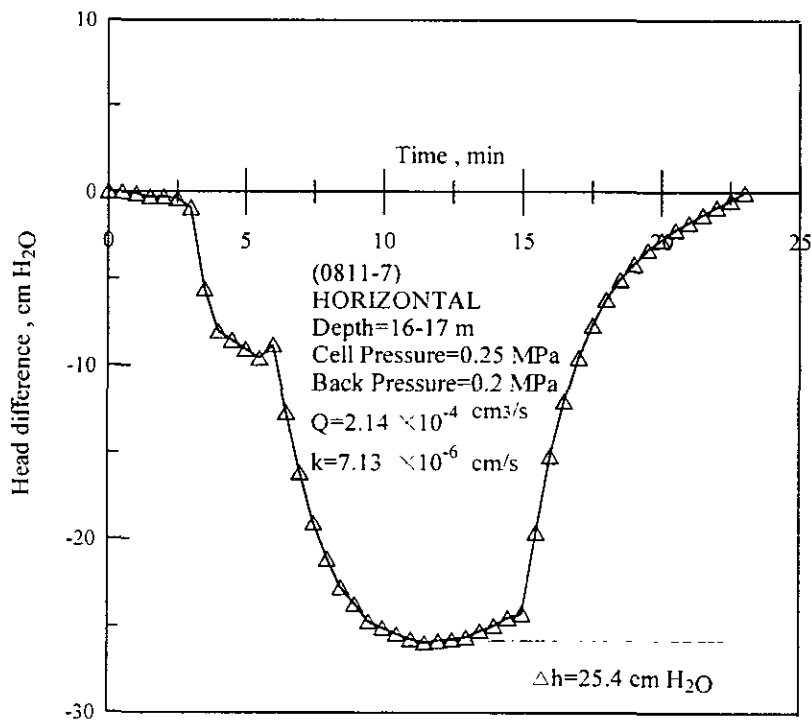


圖 3.39 天花湖水庫壩址地區岩心平行層面透水圖(0811-7)

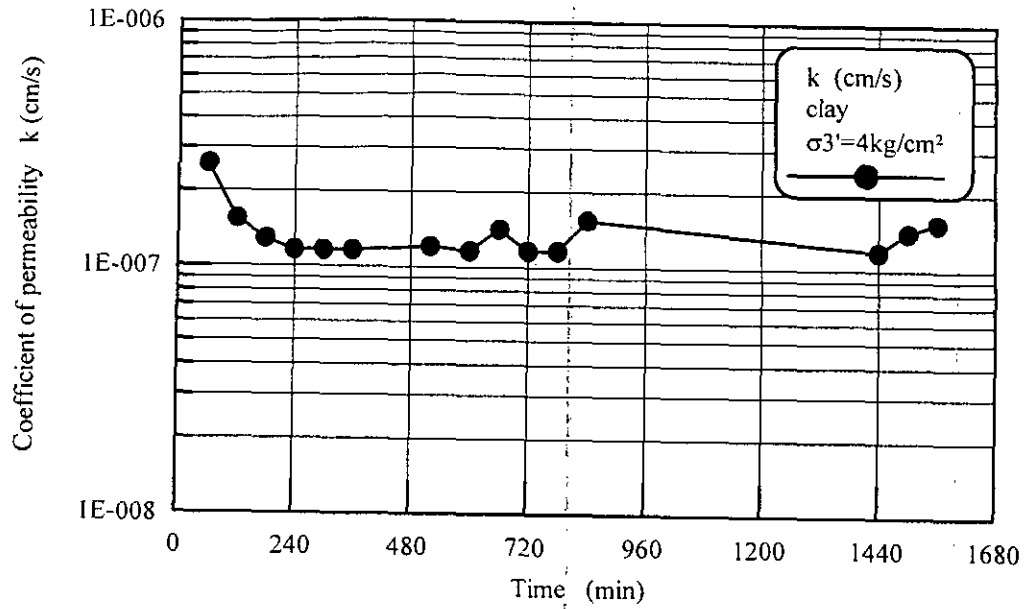


圖 3.40 天花湖水庫壩址地區岩心心層三軸透水圖

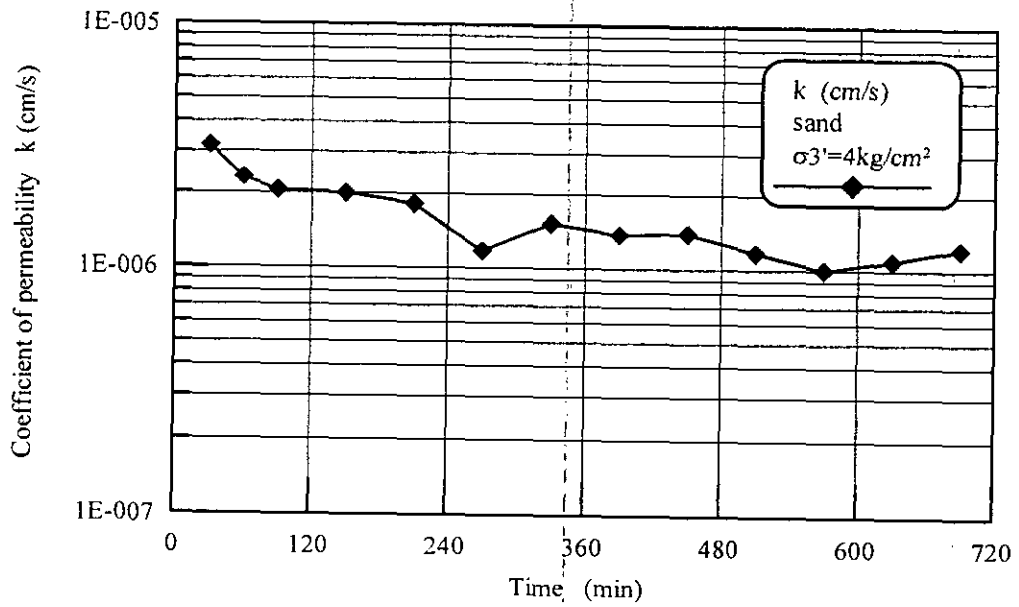


圖 3.41 天花湖水庫壩址地區岩心殼層三軸透水圖

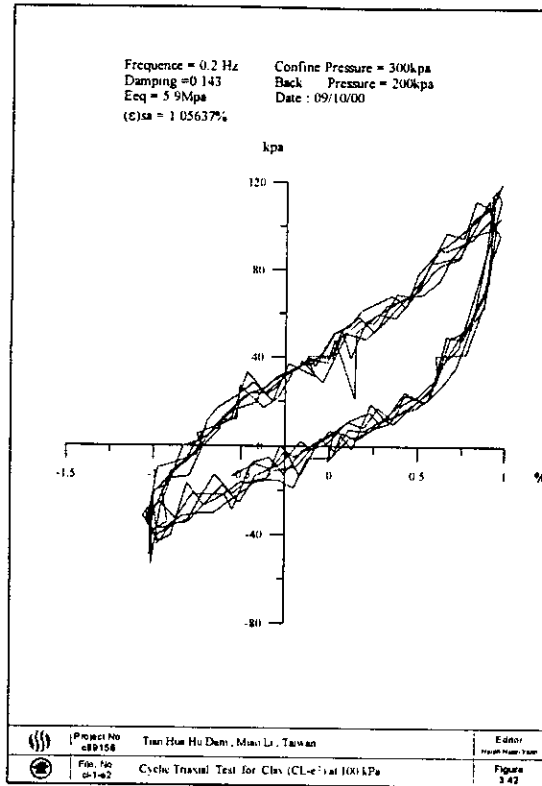


圖 3.42 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-2} 、 $\sigma' = 100kPa$)

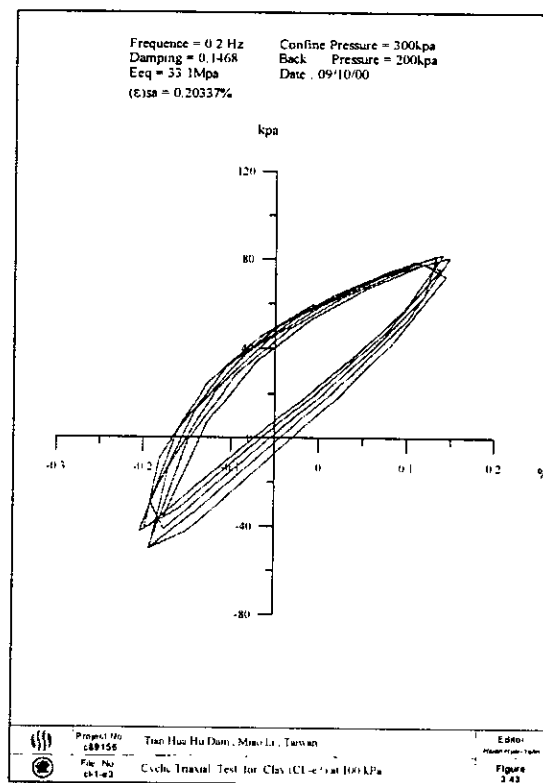


圖 3.43 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^{-3} 、 $\sigma' = 100kPa$)

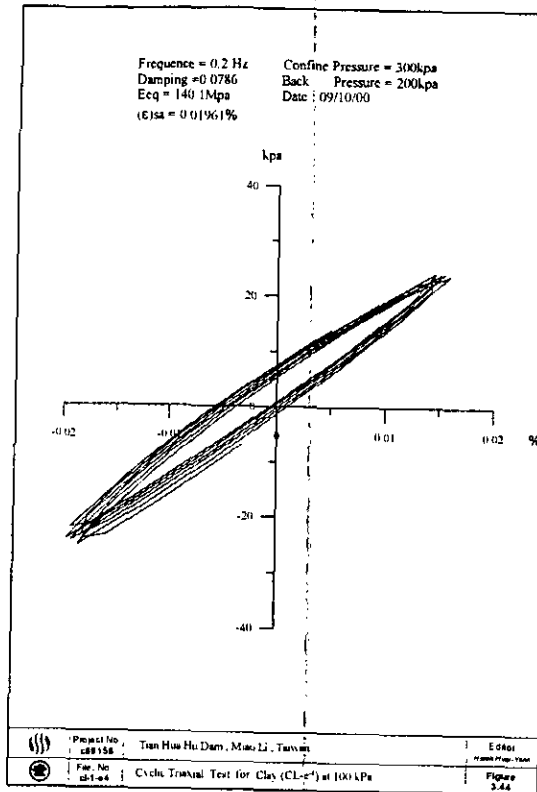


圖 3.44 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^4 、 $\sigma' = 100kPa$)

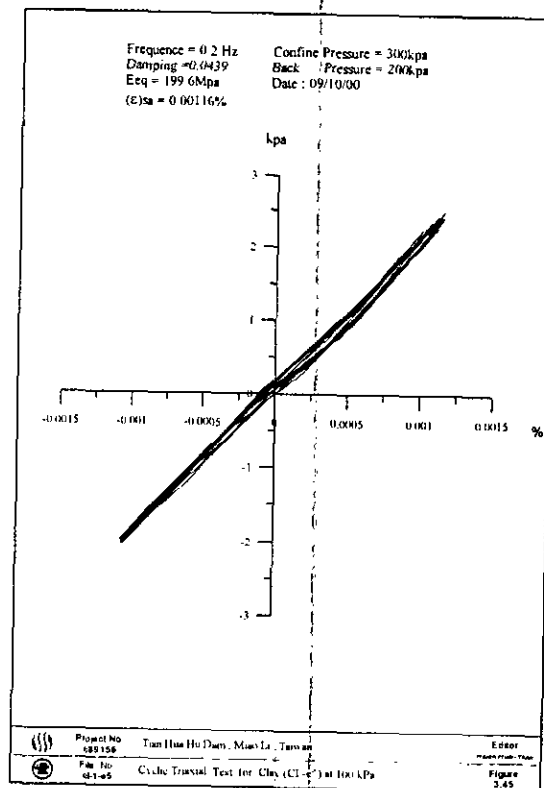


圖 3.45 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^5 、 $\sigma' = 100kPa$)

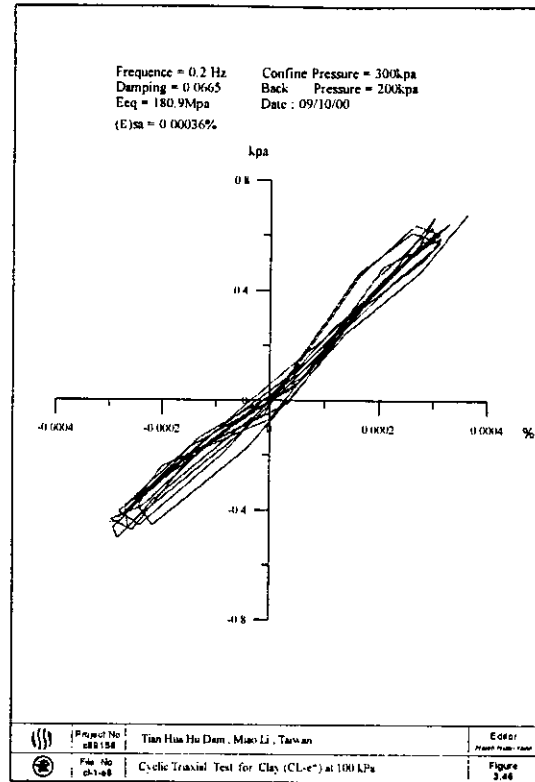


圖 3.46 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^6 、 $\sigma' = 100kPa$)

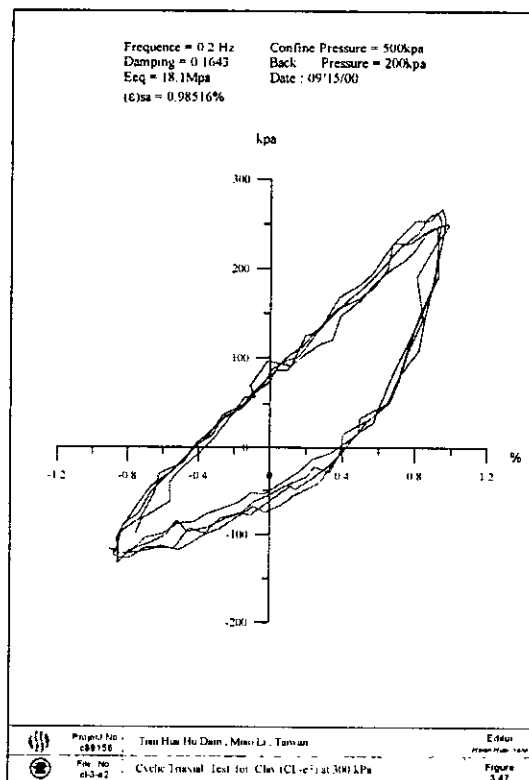


圖 3.47 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^2 、 $\sigma' = 300kPa$)

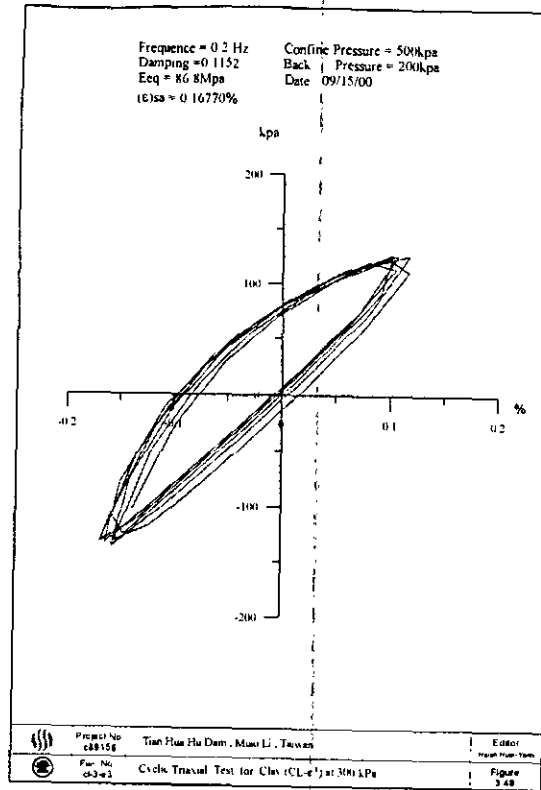


圖 3.48 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^3 、 $\sigma' = 300kPa$)

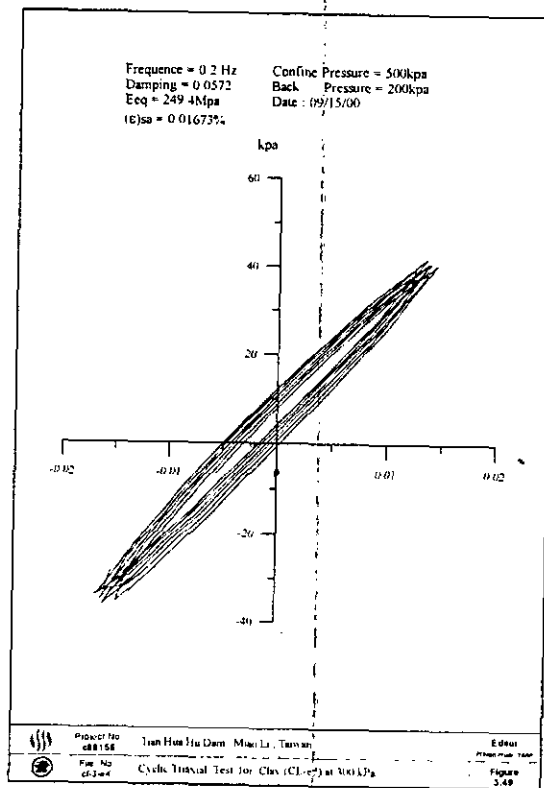


圖 3.49 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^4 、 $\sigma' = 300kPa$)

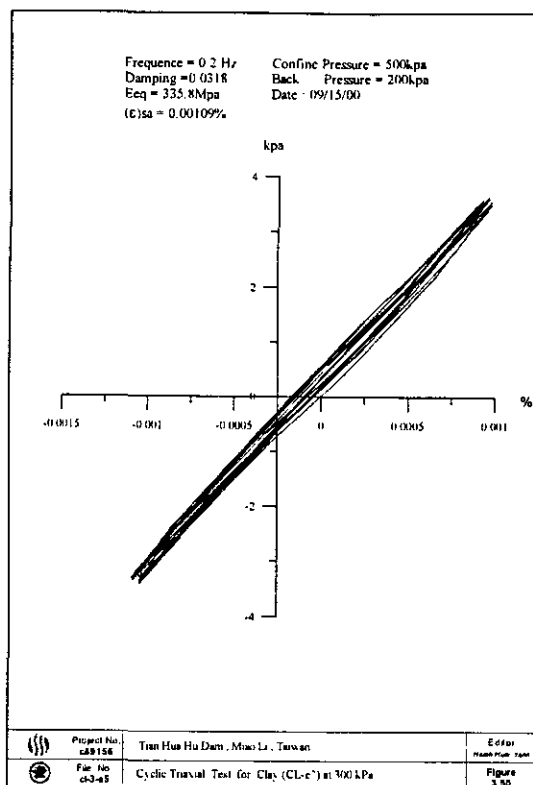


圖 3.50 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^5 、 $\sigma^1 = 300kPa$)

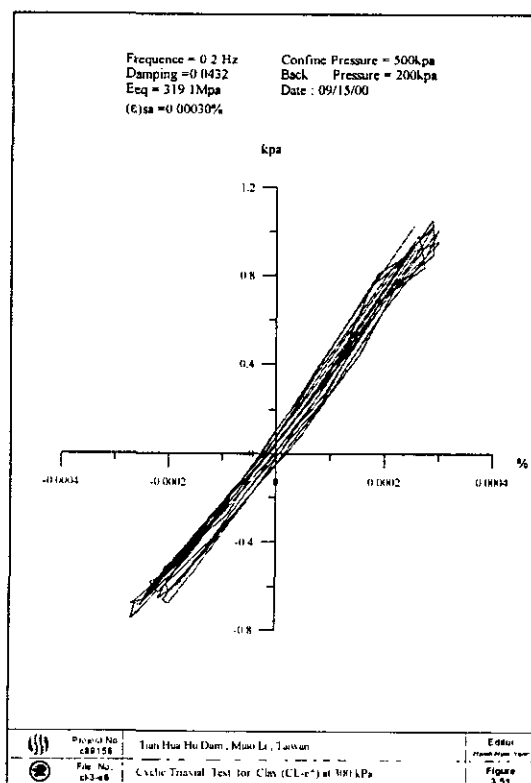


圖 3.51 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^6 、 $\sigma^1 = 300kPa$)

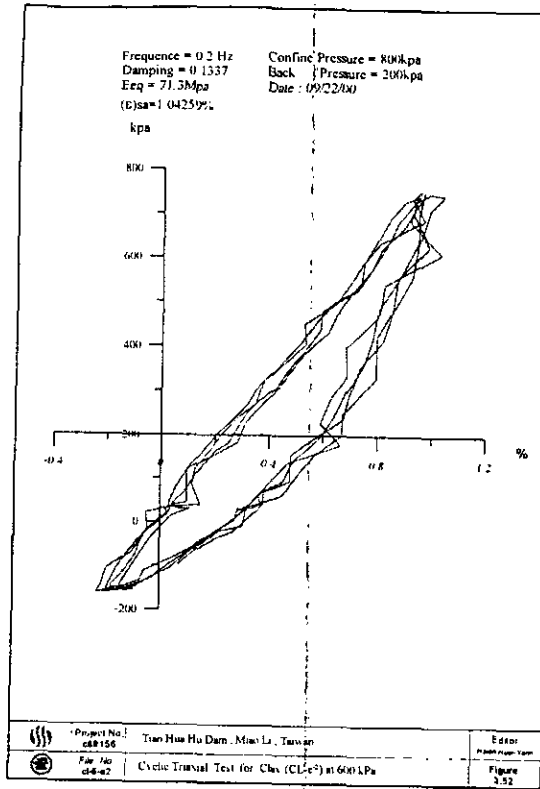


圖 3.52 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^2 、 $\sigma' = 600kPa$)

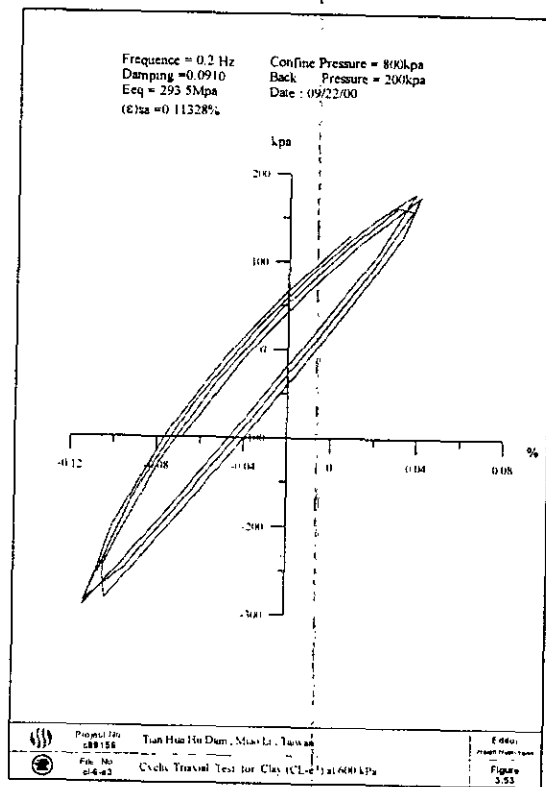


圖 3.53 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^3 、 $\sigma' = 600kPa$)

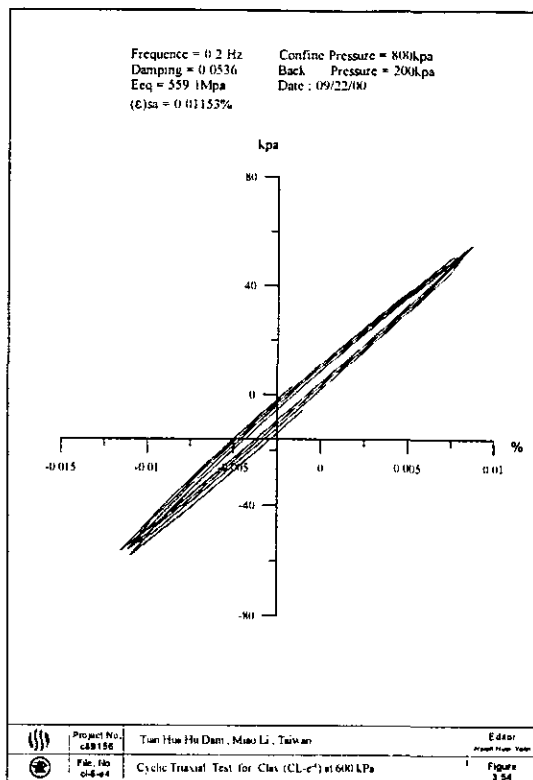


圖 3.54 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^4 、 $\sigma' = 600kPa$)

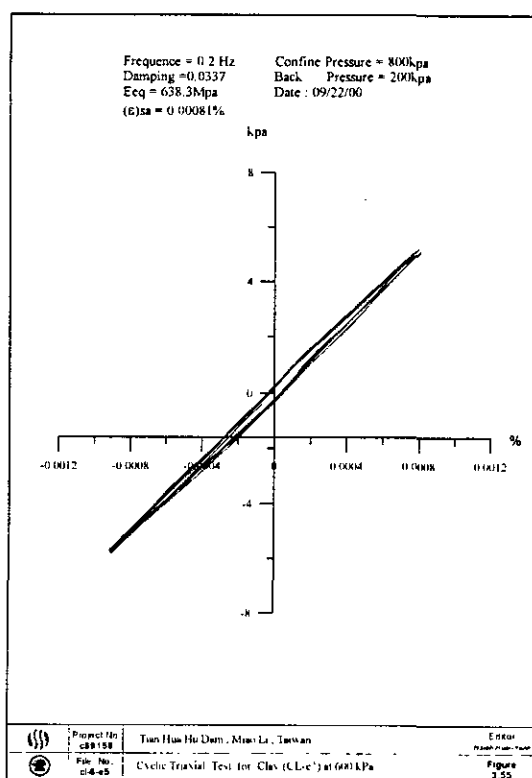


圖 3.55 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^5 、 $\sigma' = 600kPa$)

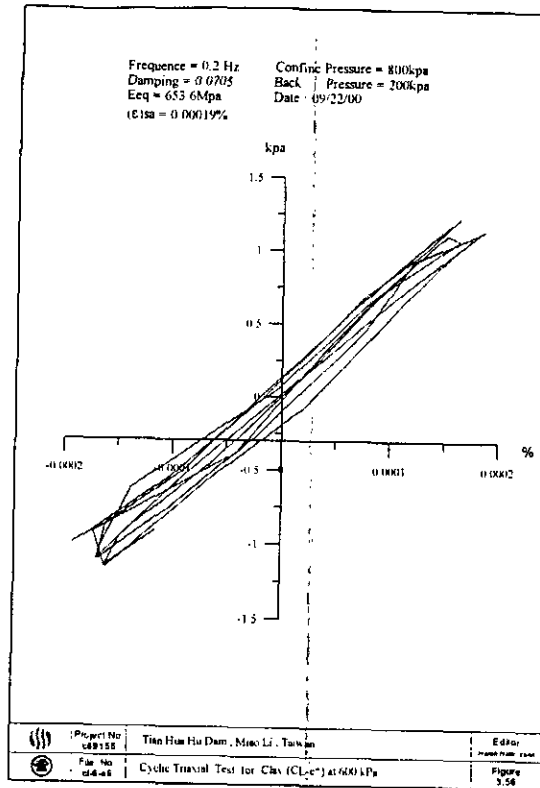


圖 3.56 天花湖水庫築壩材料心層動態三軸試驗(CL 、 E^0 、 $\sigma^0 = 600kPa$)

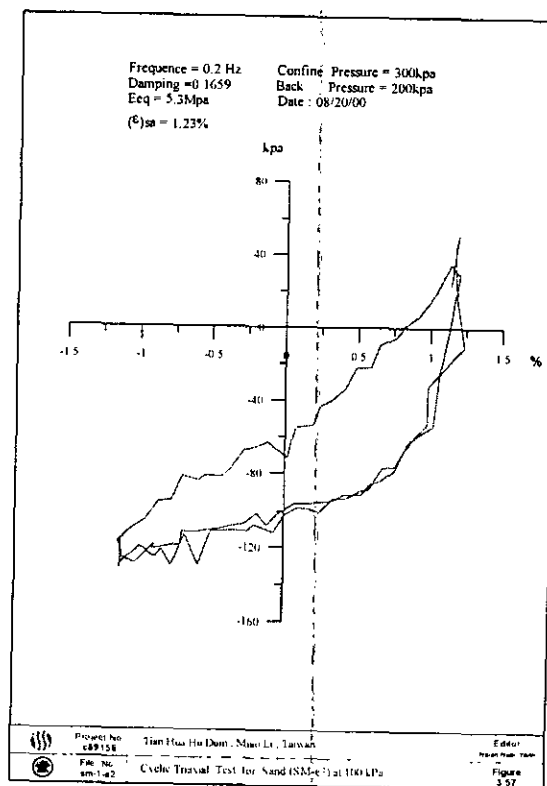


圖 3.57 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM 、 E^2 、 $\sigma^0 = 100kPa$)

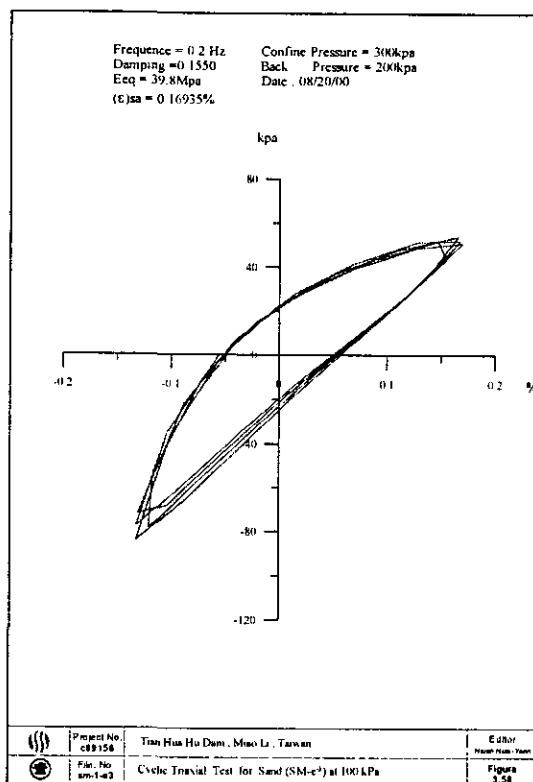


圖 3.58 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^3 、 $\sigma' = 100\text{kPa}$)

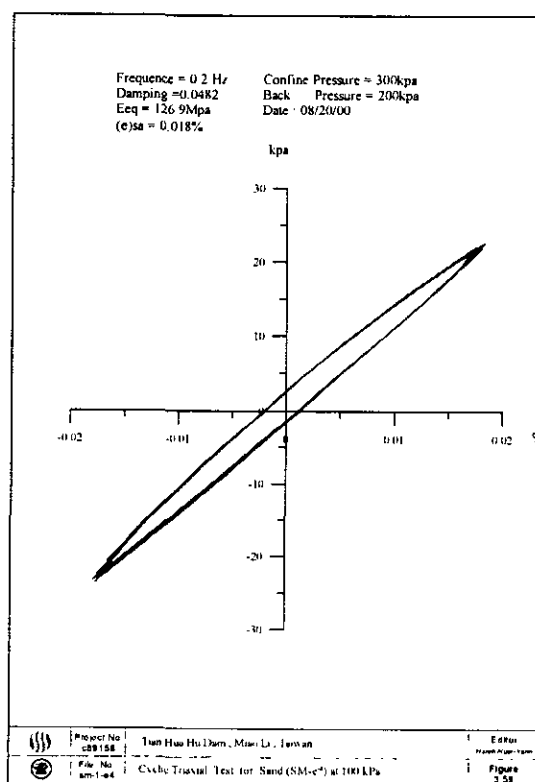


圖 3.59 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^4 、 $\sigma' = 100\text{kPa}$)

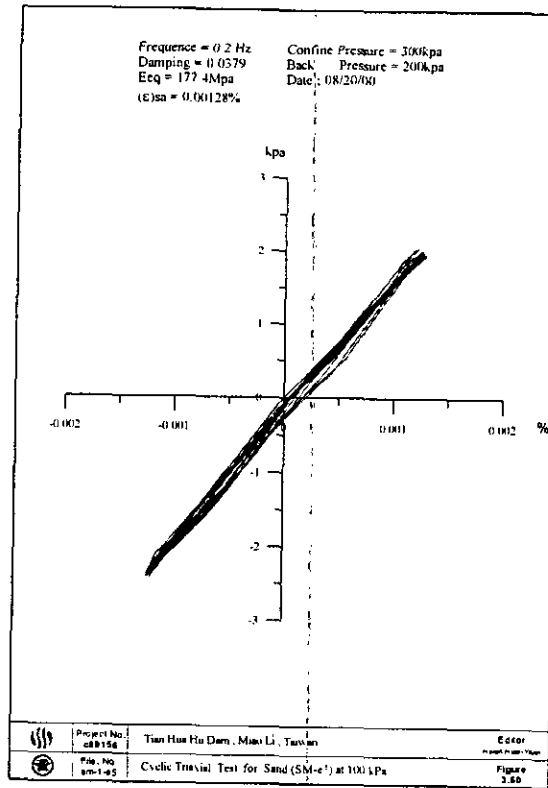


圖 3.60 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^s 、 $\sigma' = 100\text{kPa}$)

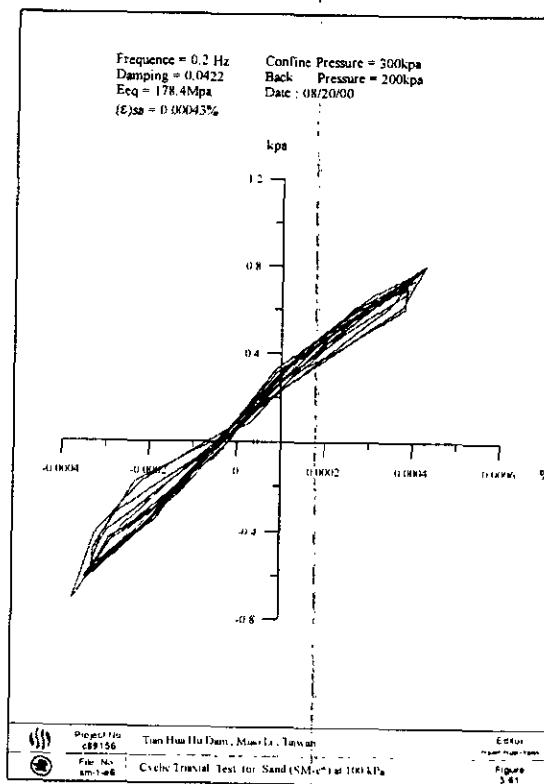


圖 3.61 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^s 、 $\sigma' = 100\text{kPa}$)

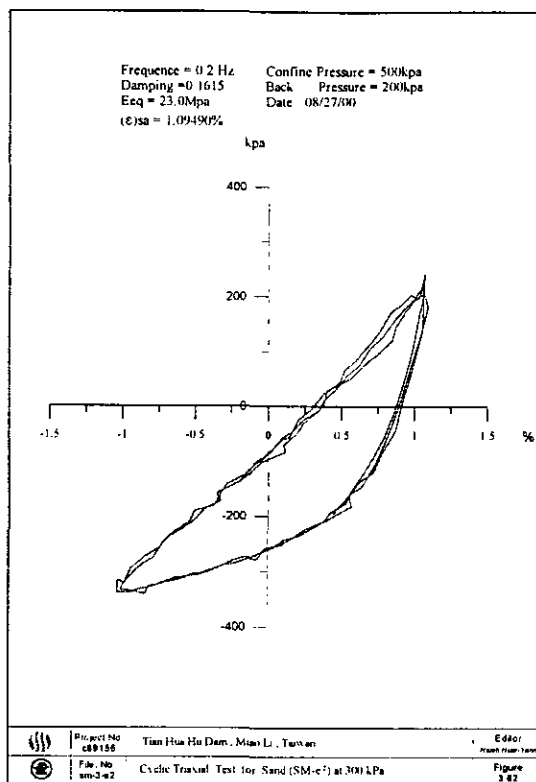


圖 3.62 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM 、 E^{-2} 、 $\sigma' = 300kPa$)

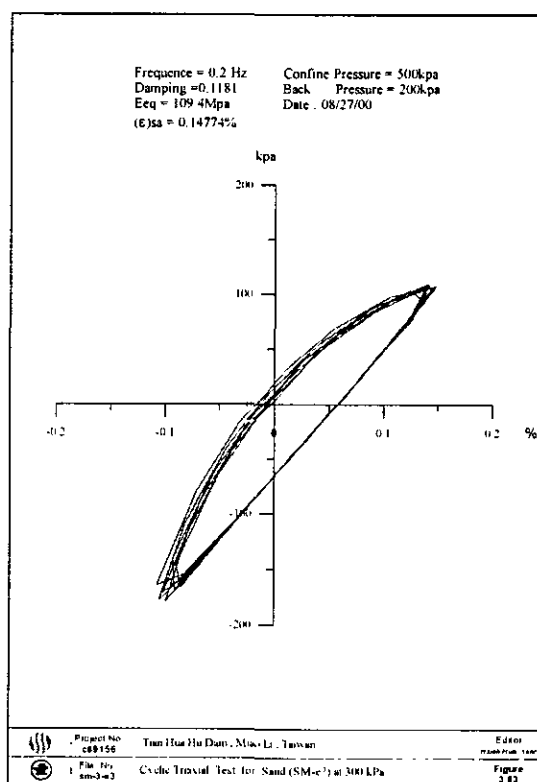


圖 3.63 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM 、 E^{-3} 、 $\sigma' = 300kPa$)

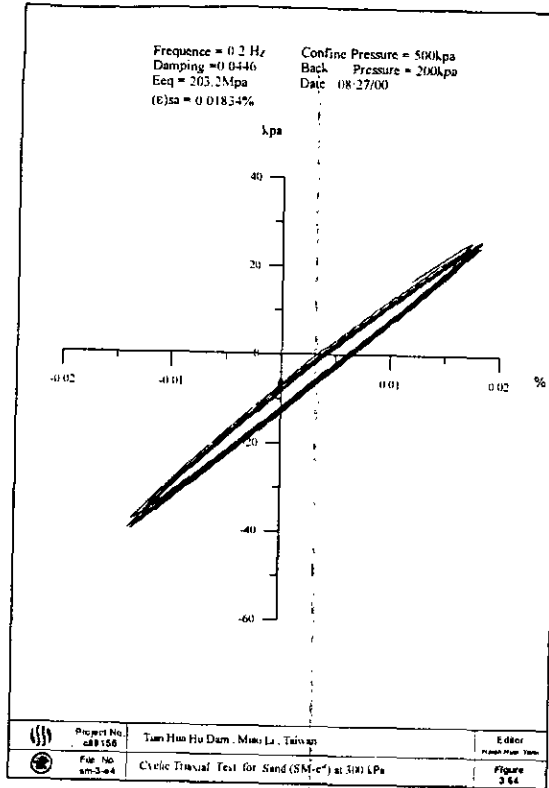


圖 3.64 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^4 、 $\sigma' = 300\text{kPa}$)

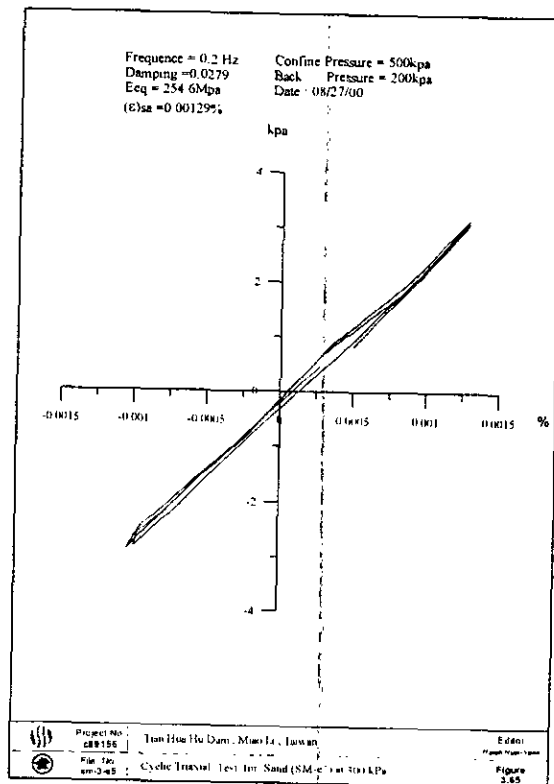


圖 3.65 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^5 、 $\sigma' = 300\text{kPa}$)

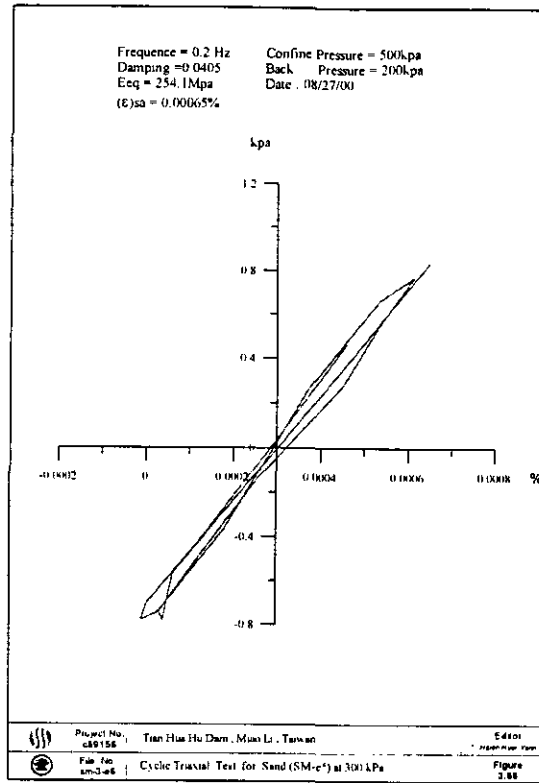


圖 3.66 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^6 、 $\sigma' = 300\text{kPa}$)

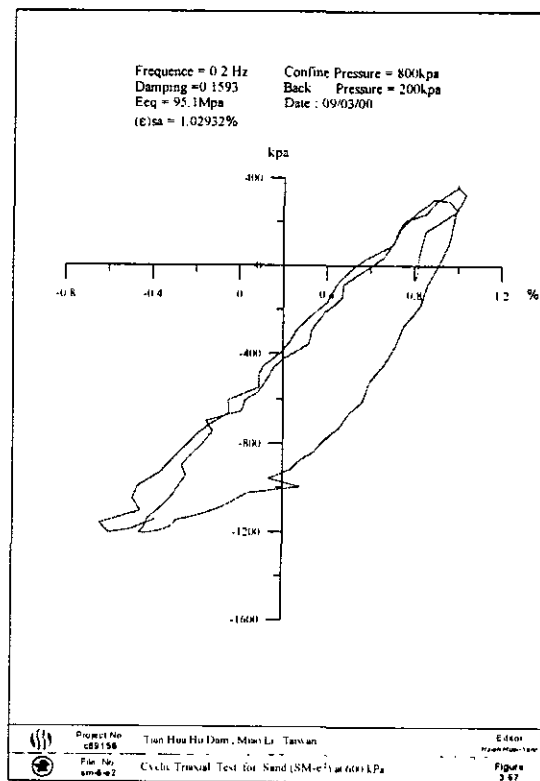


圖 3.67 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^2 、 $\sigma' = 600\text{kPa}$)

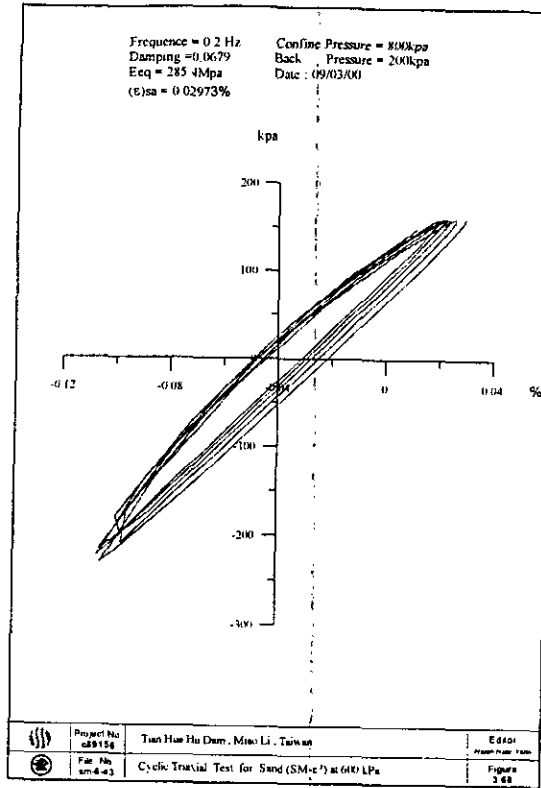


圖 3.68 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、E³、σ' = 600kPa)

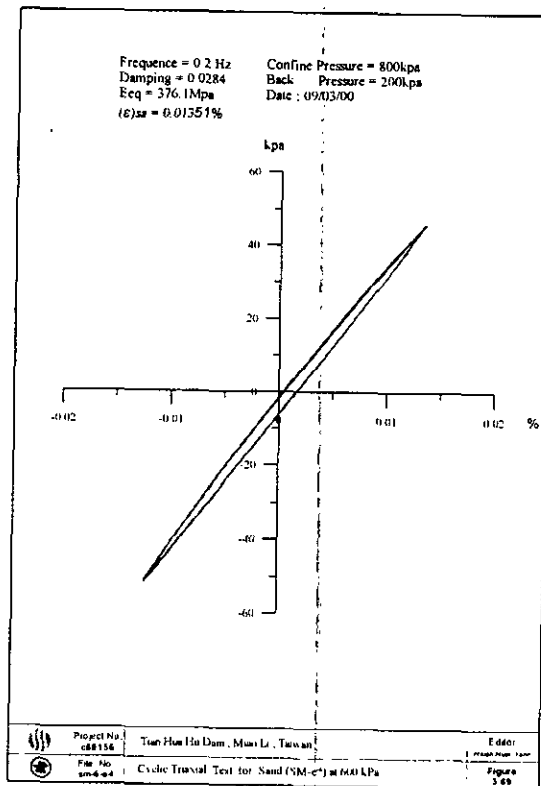


圖 3.69 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、E⁴、σ' = 600kPa)

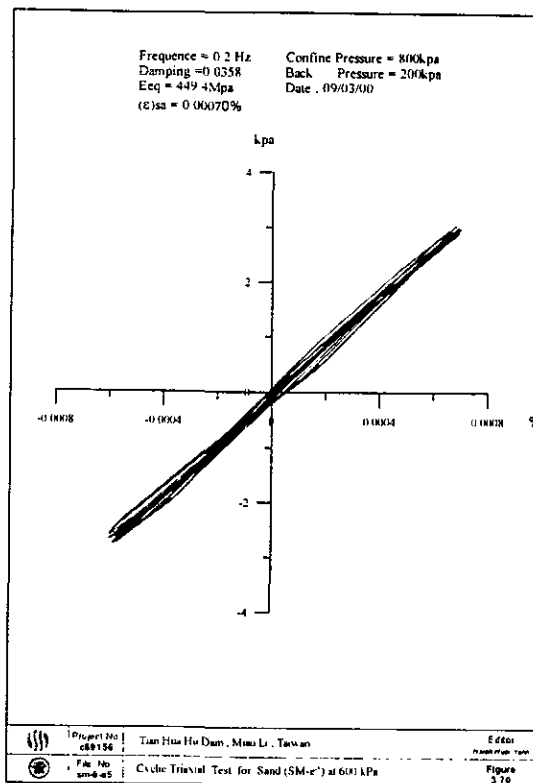


圖 3.70 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^5 、 $\sigma^1 = 600\text{kPa}$)

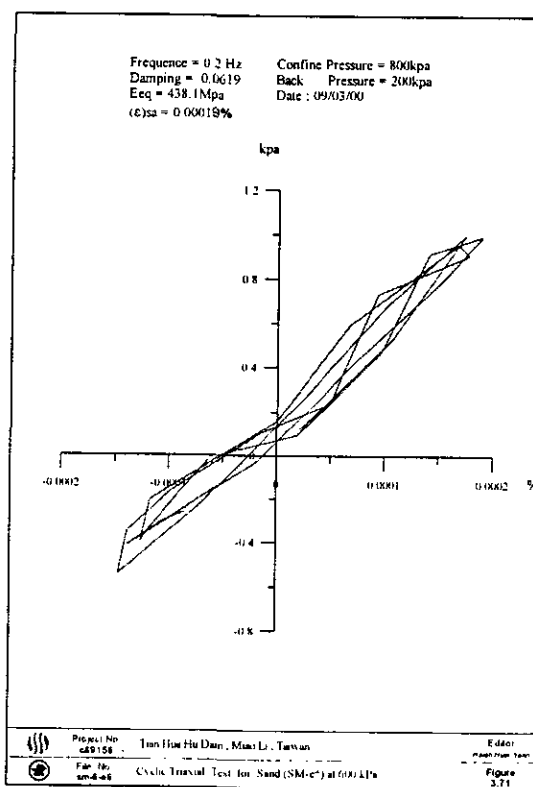


圖 3.71 天花湖水庫築壩材料殼層動態三軸試驗(SM、 E^6 、 $\sigma^1 = 600\text{kPa}$)

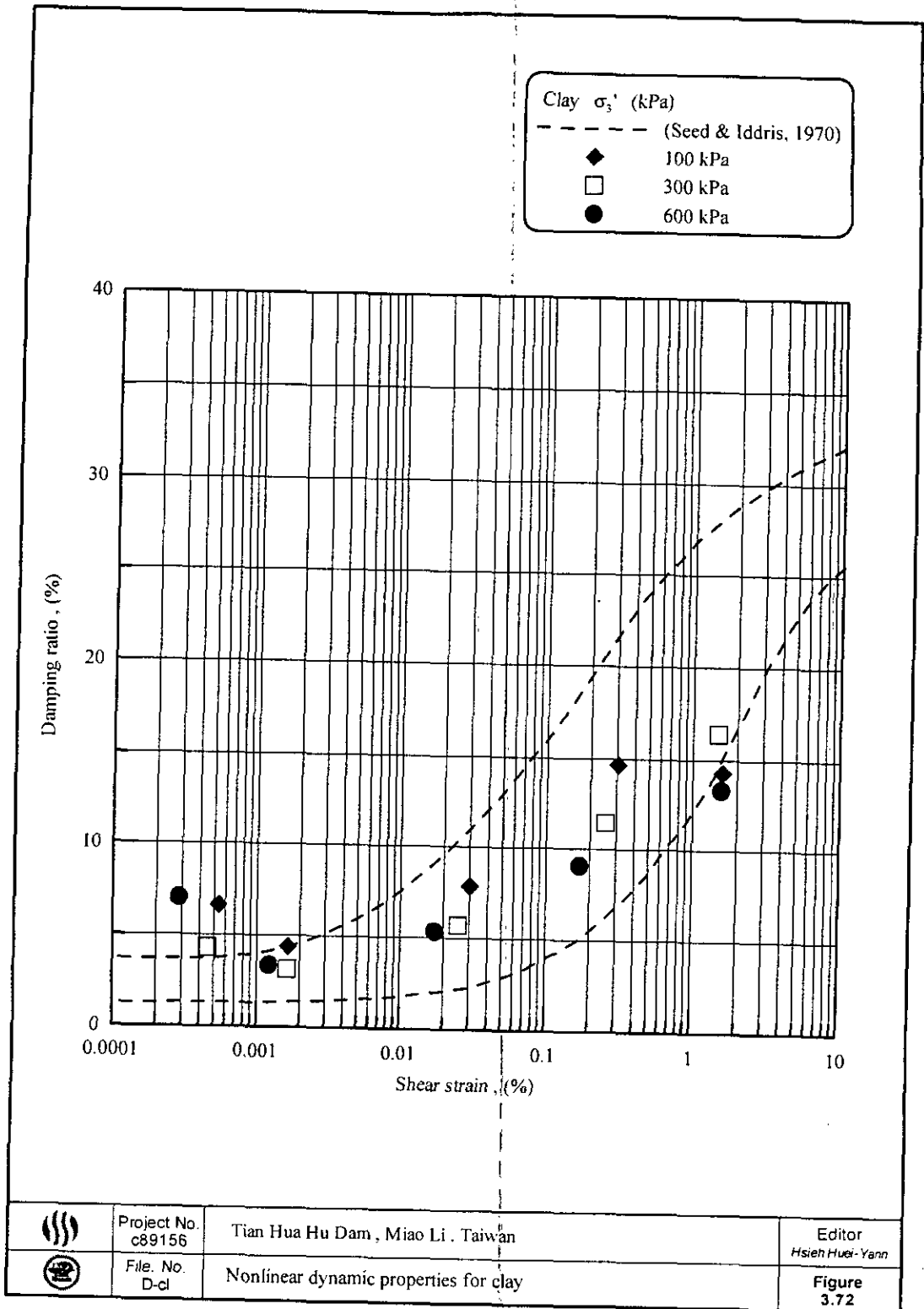


圖 3.72 天花湖水庫心層築壩材料阻尼比與剪應變關係圖

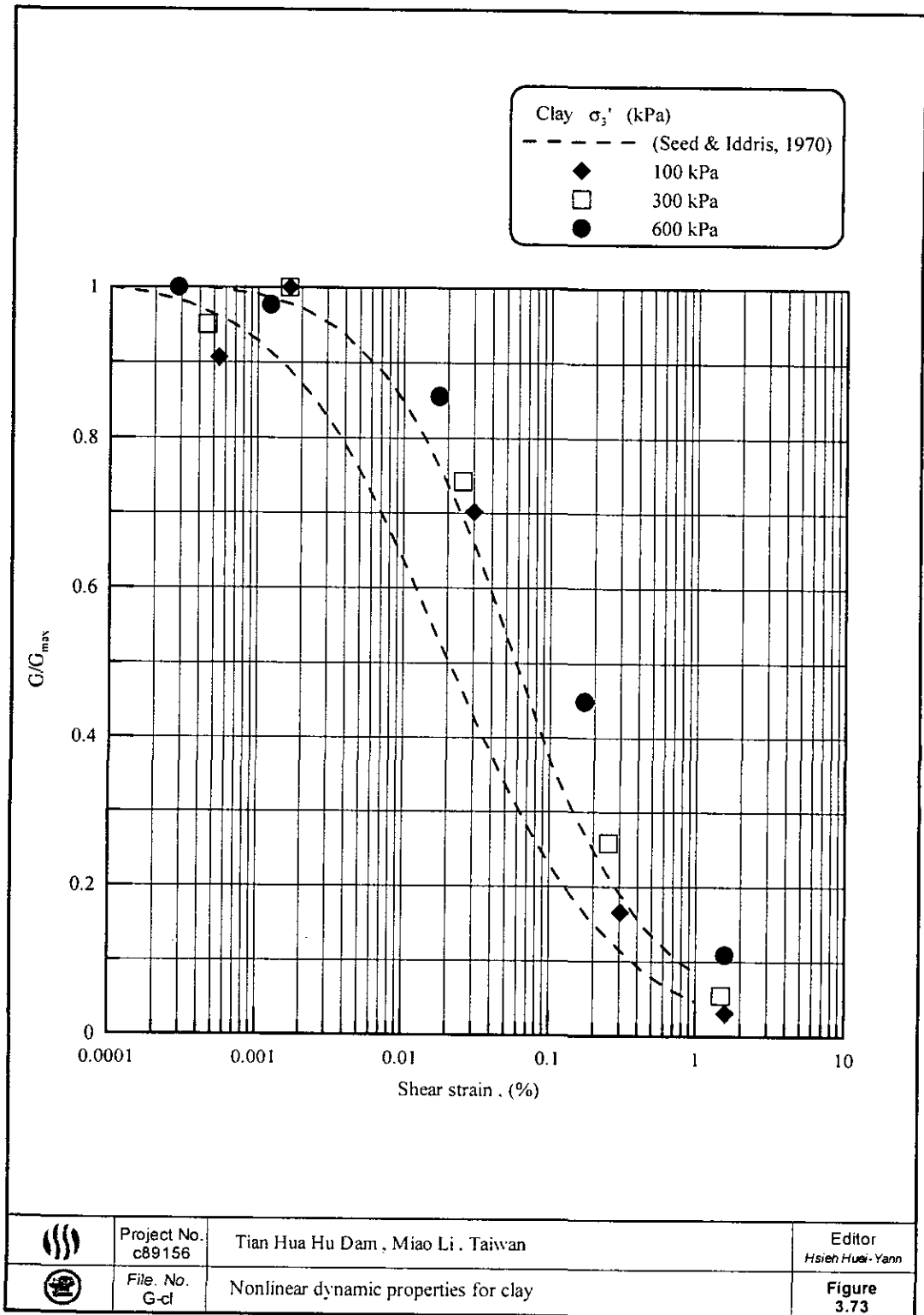


圖 3.73 天花湖水庫心層築壩材料剪力模數正規化與剪應變關係圖

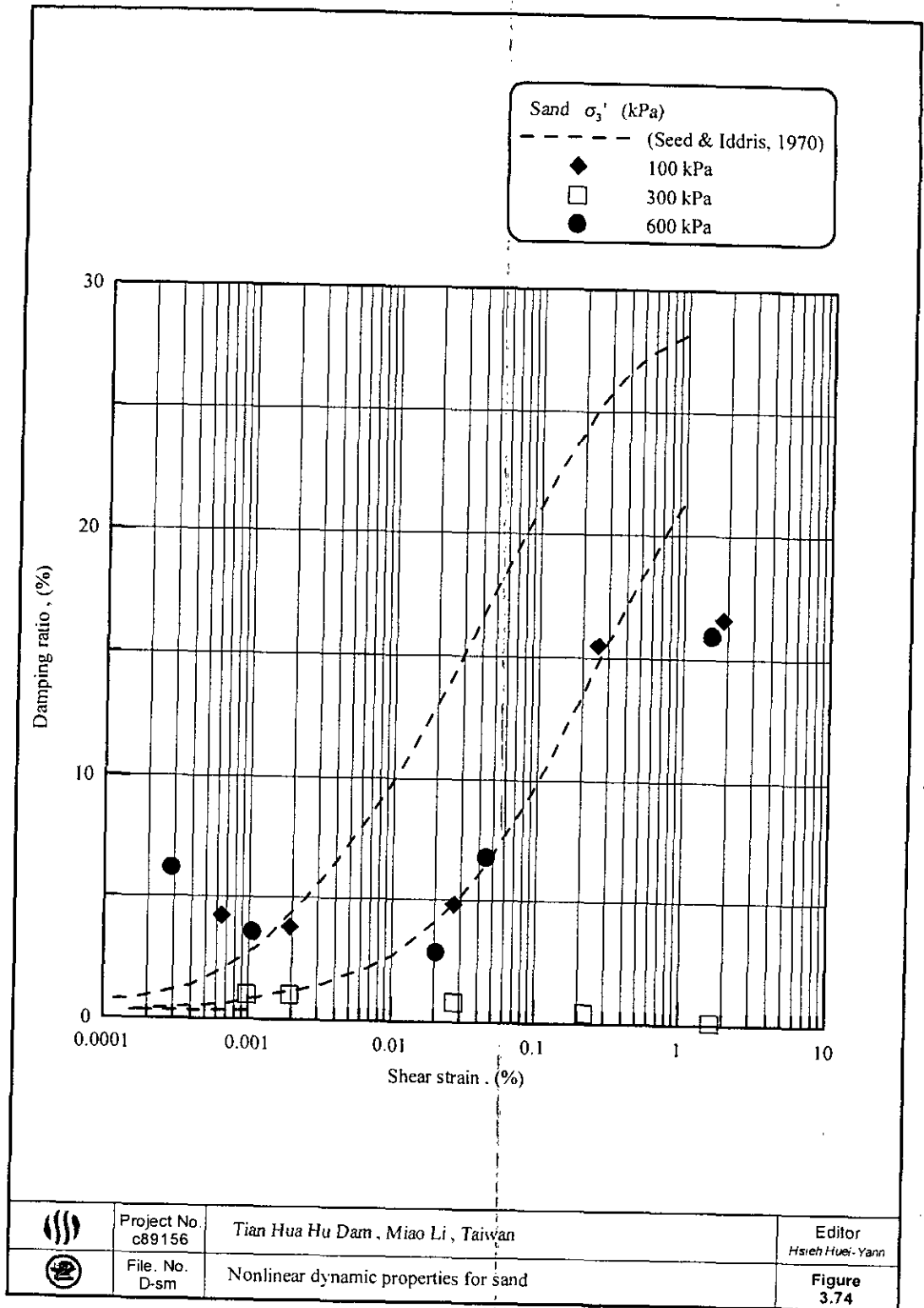


圖 3.74 天花湖水庫殼層築壩材料阻尼比與剪應變關係圖

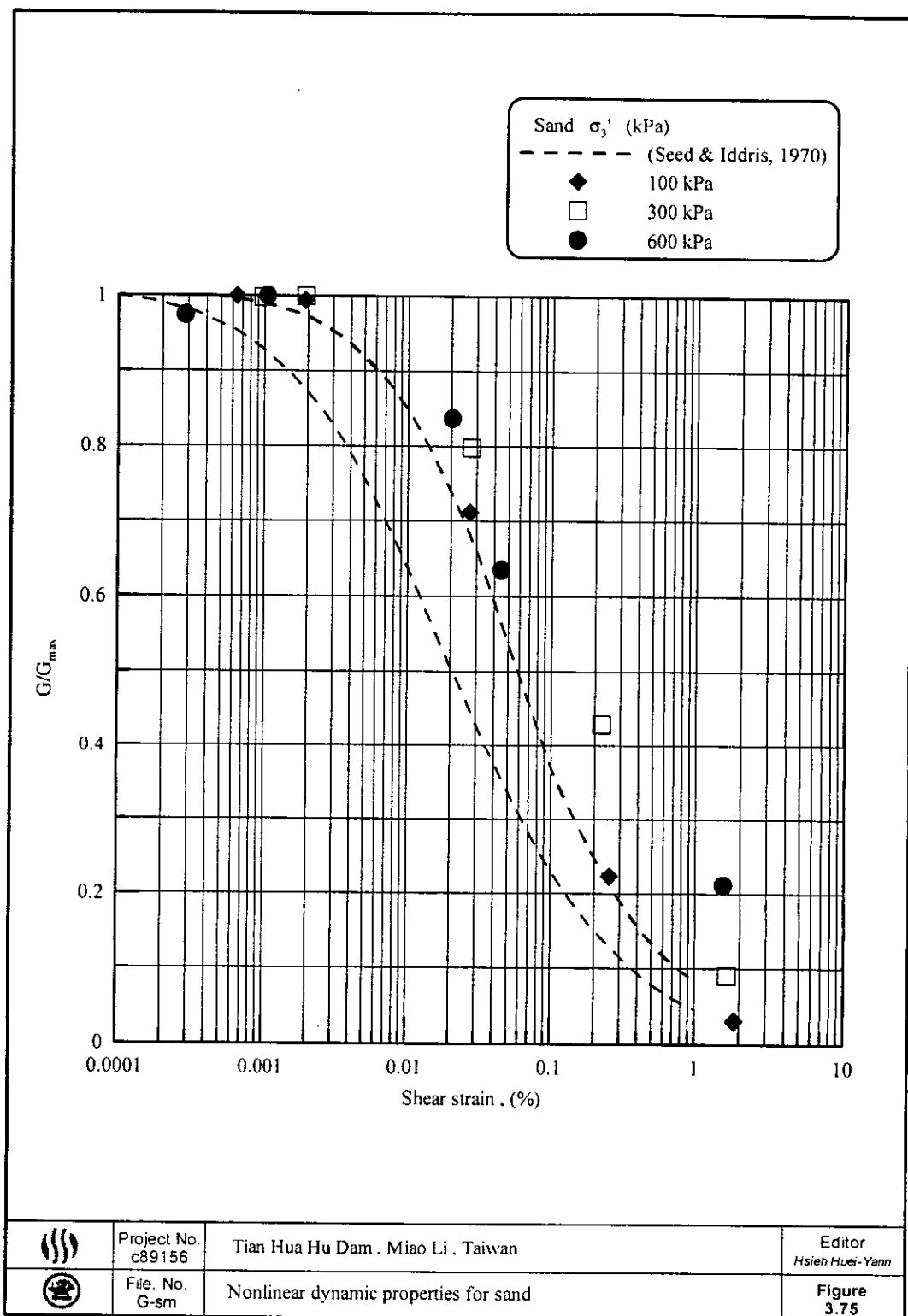


圖 3.75 天花湖水庫殼層築壩材料剪力模數正規化與剪應變關係圖

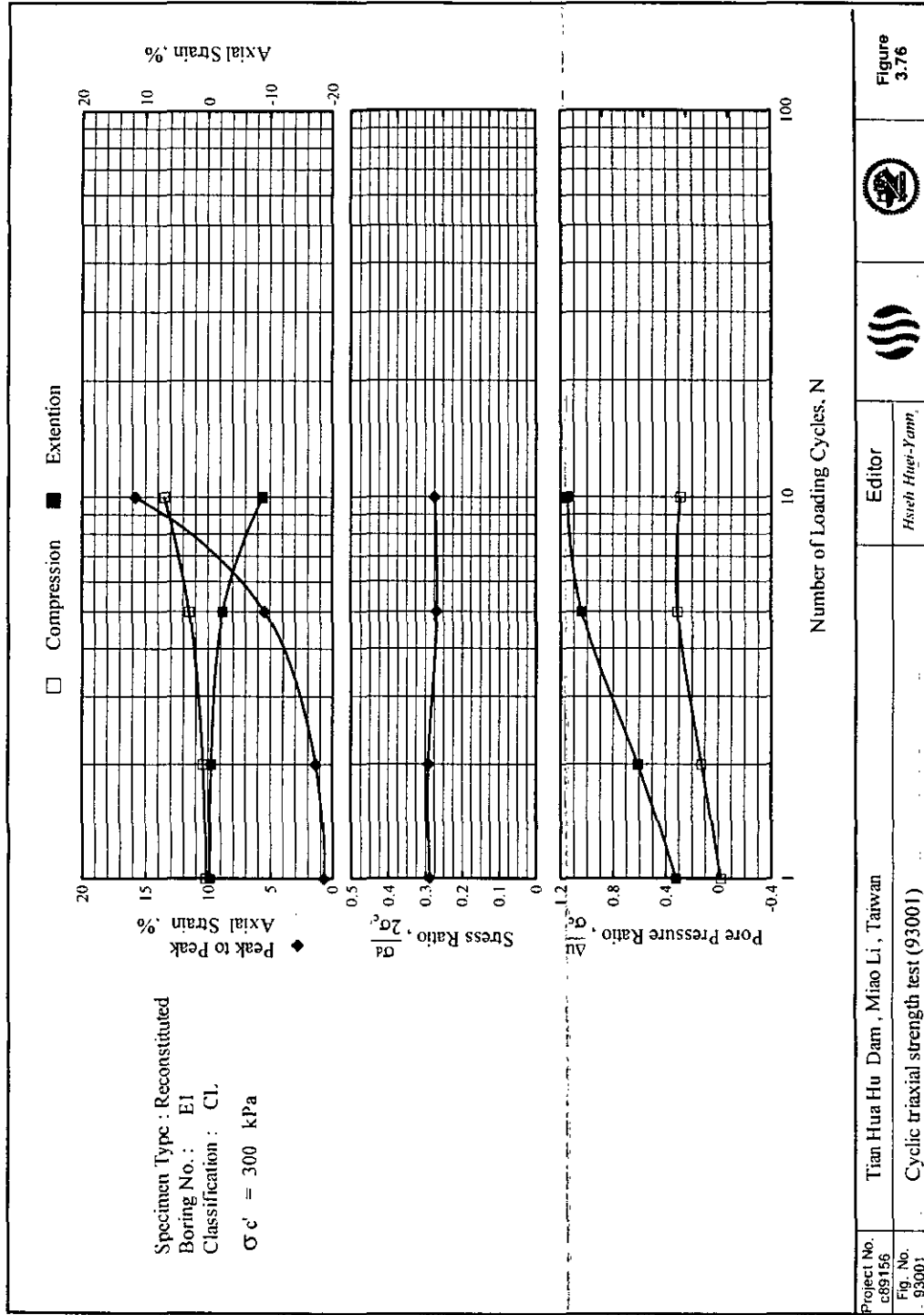


圖 3.76 天花湖水庫築壩材料心層往復式動態三軸試驗 (93001)

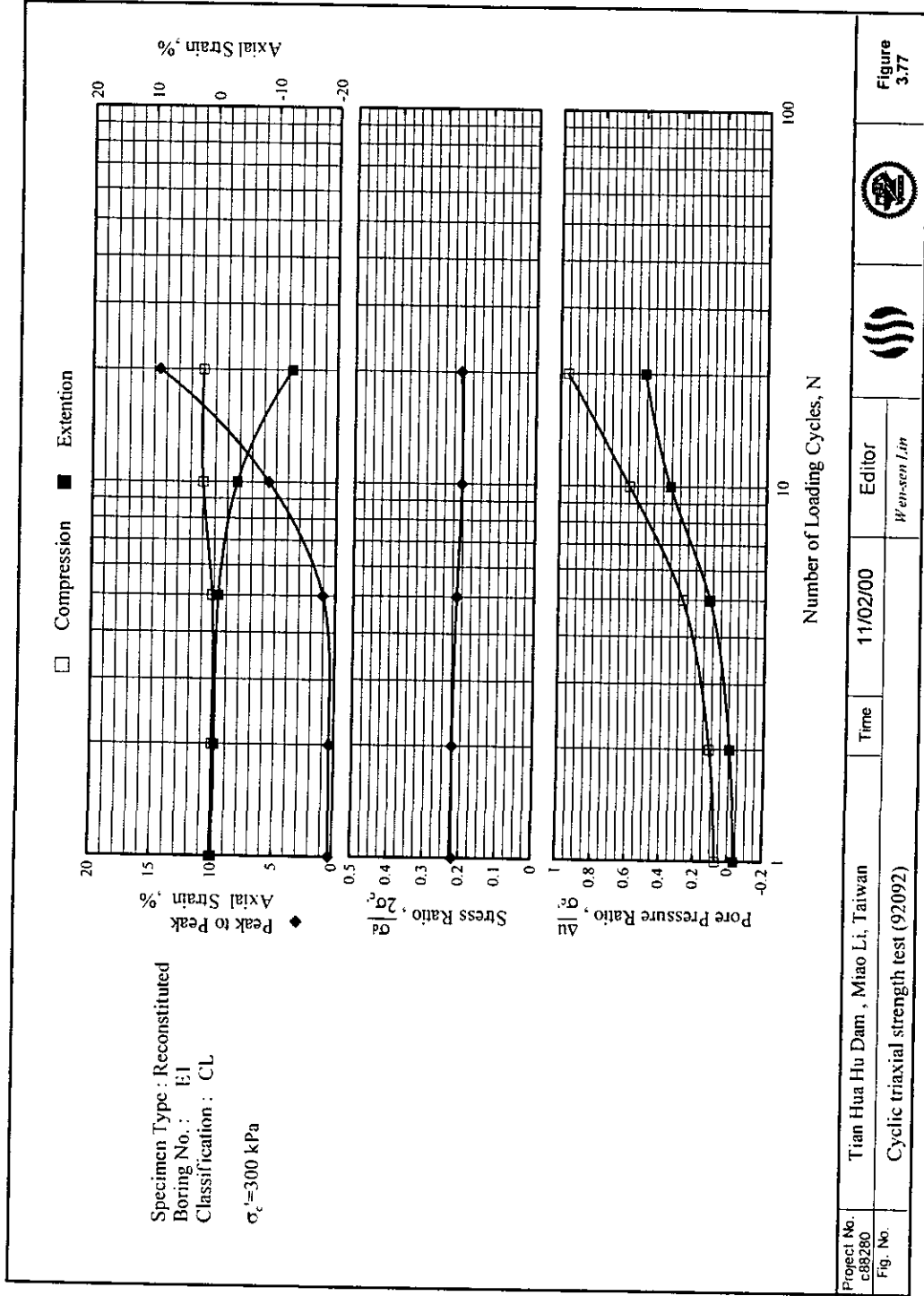


圖 3.77 天花湖水庫築壩材料心層往復式動態三軸試驗 (92092)

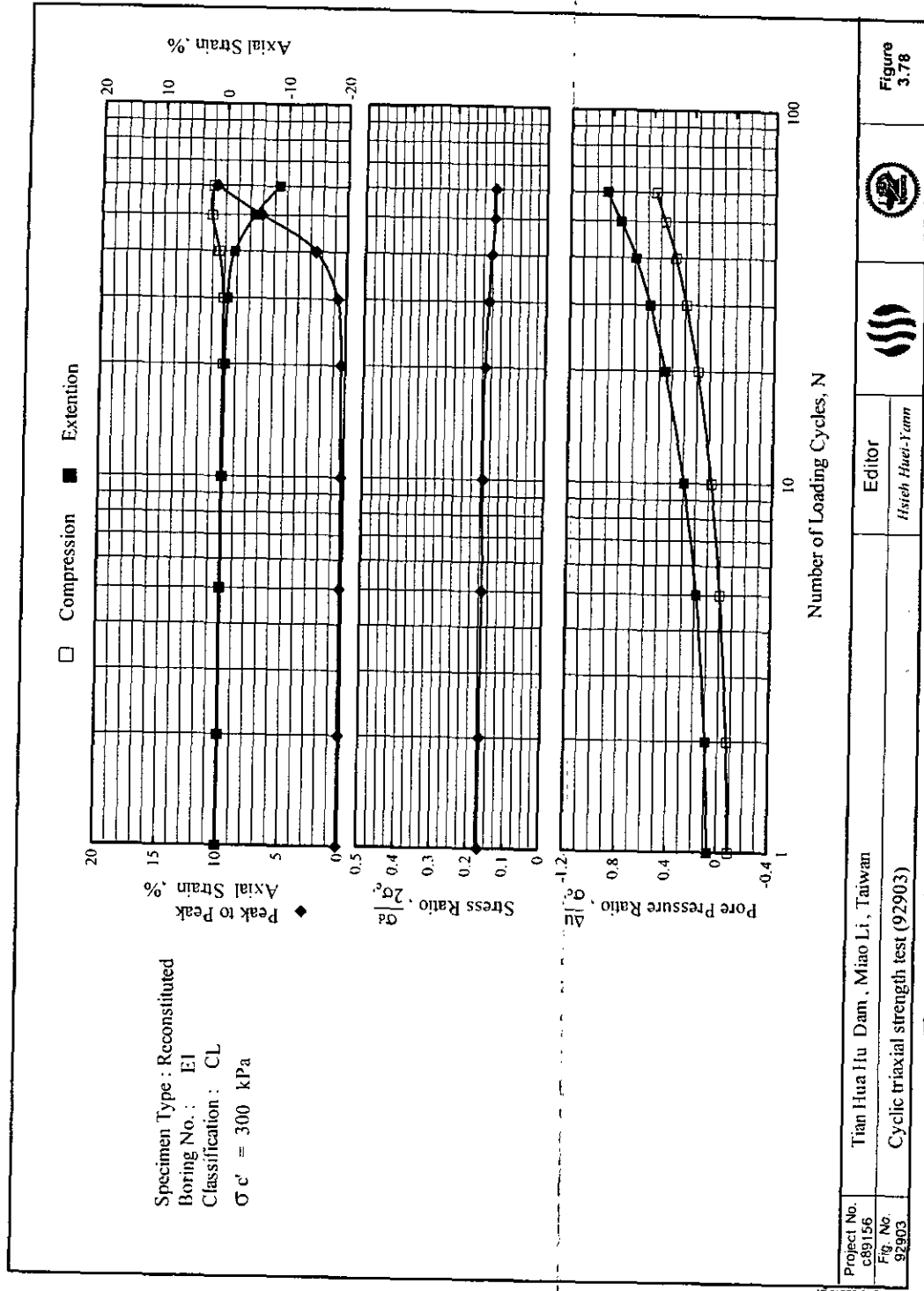


圖 3.78 天花湖水库築壩材料心層往復式動態三軸試驗 (92903)

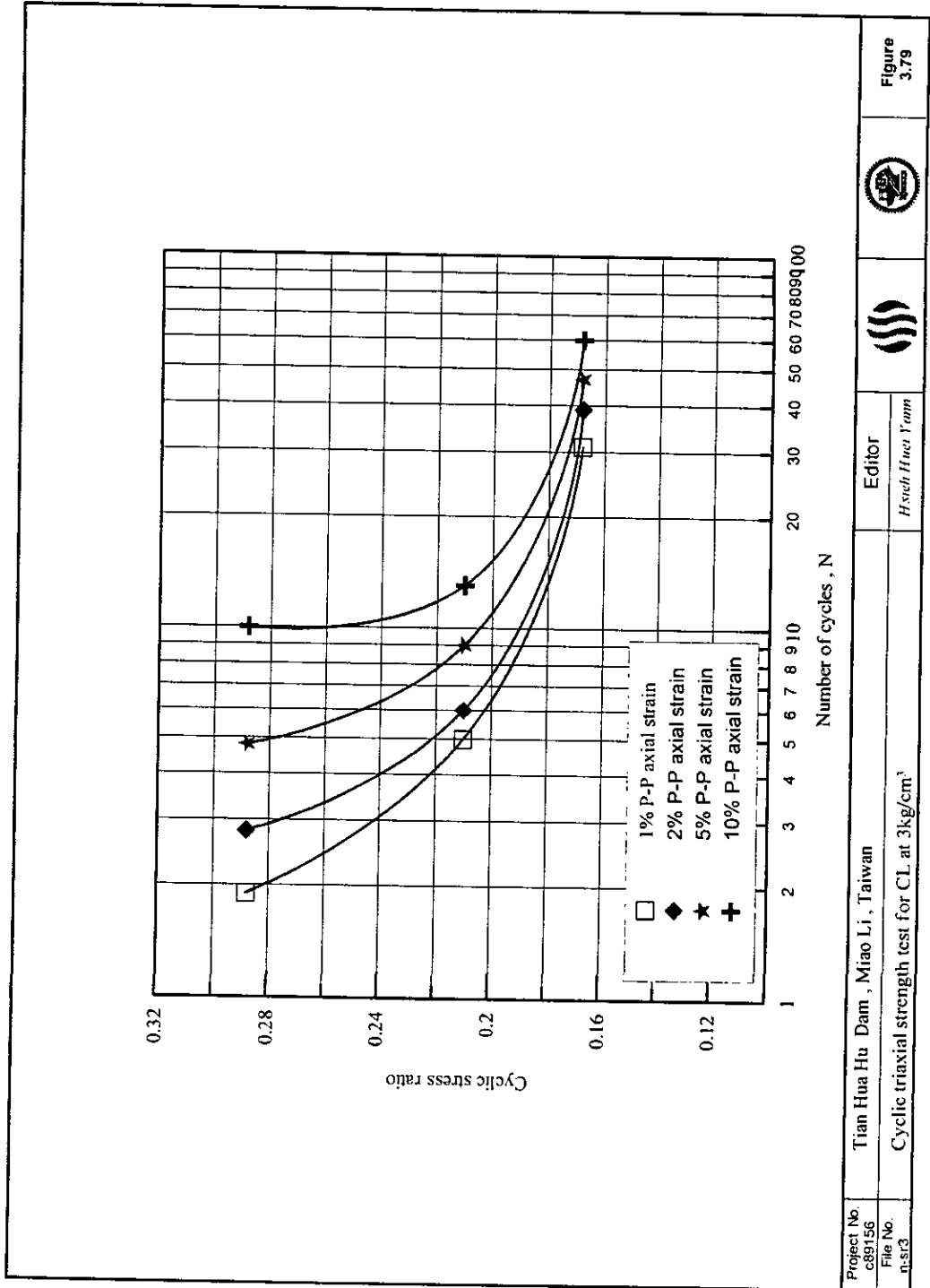


圖 3.79 天花湖水庫築壩材料心層抗液化強度試驗 (CL)

Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor Hsueh Huei Yunn	Figure 3.79
File No. n.s.r3	Cyclic triaxial strength test for CL at 3kg/cm ³		

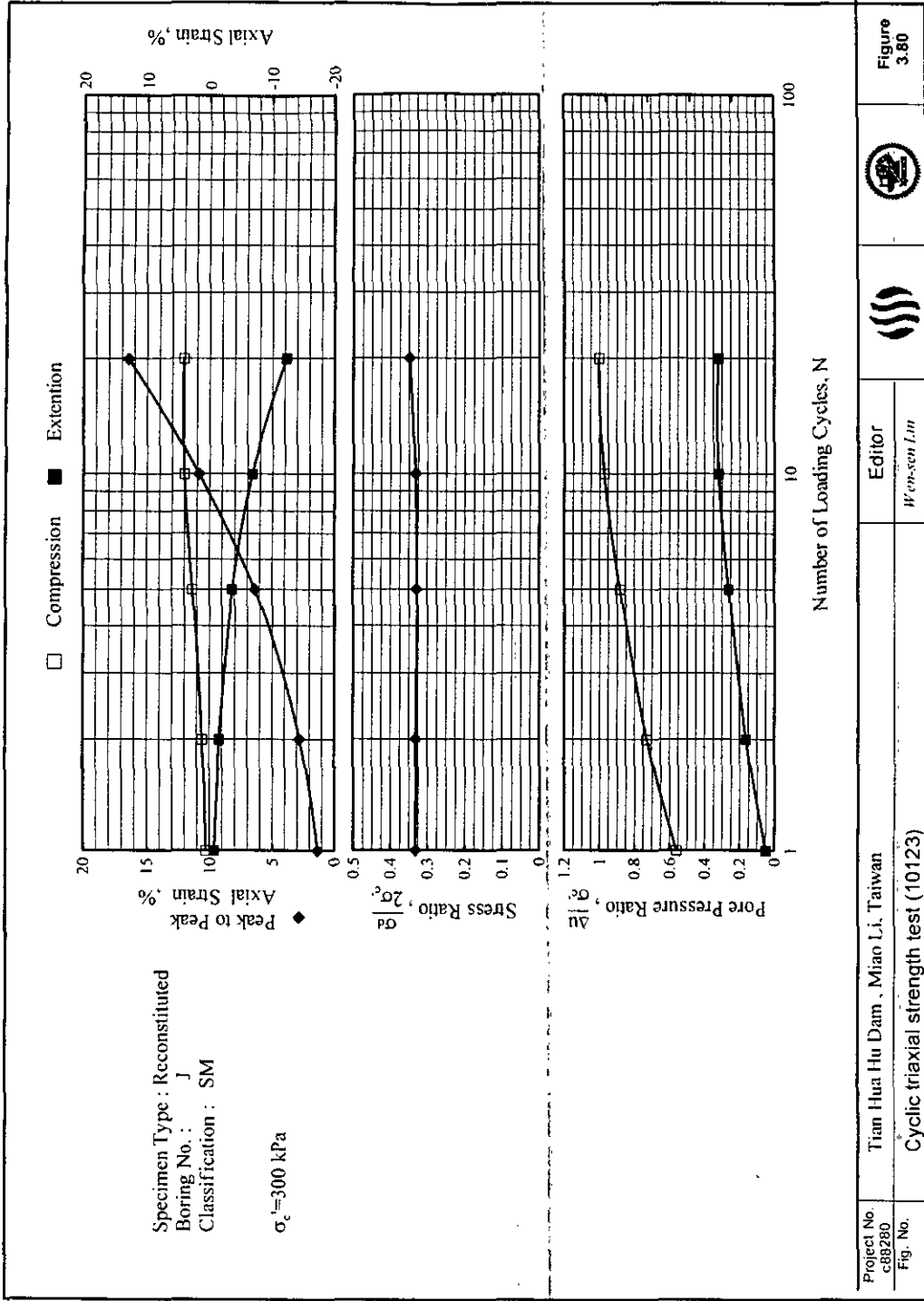


圖 3.80 天花湖水庫築壩材料殼層往復式動態三軸試驗(10123)

Project No.
c.89280
Fig. No.

Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan
Cyclic triaxial strength test (10123)

Editor
Wen-shen Lin



Figure
3.80

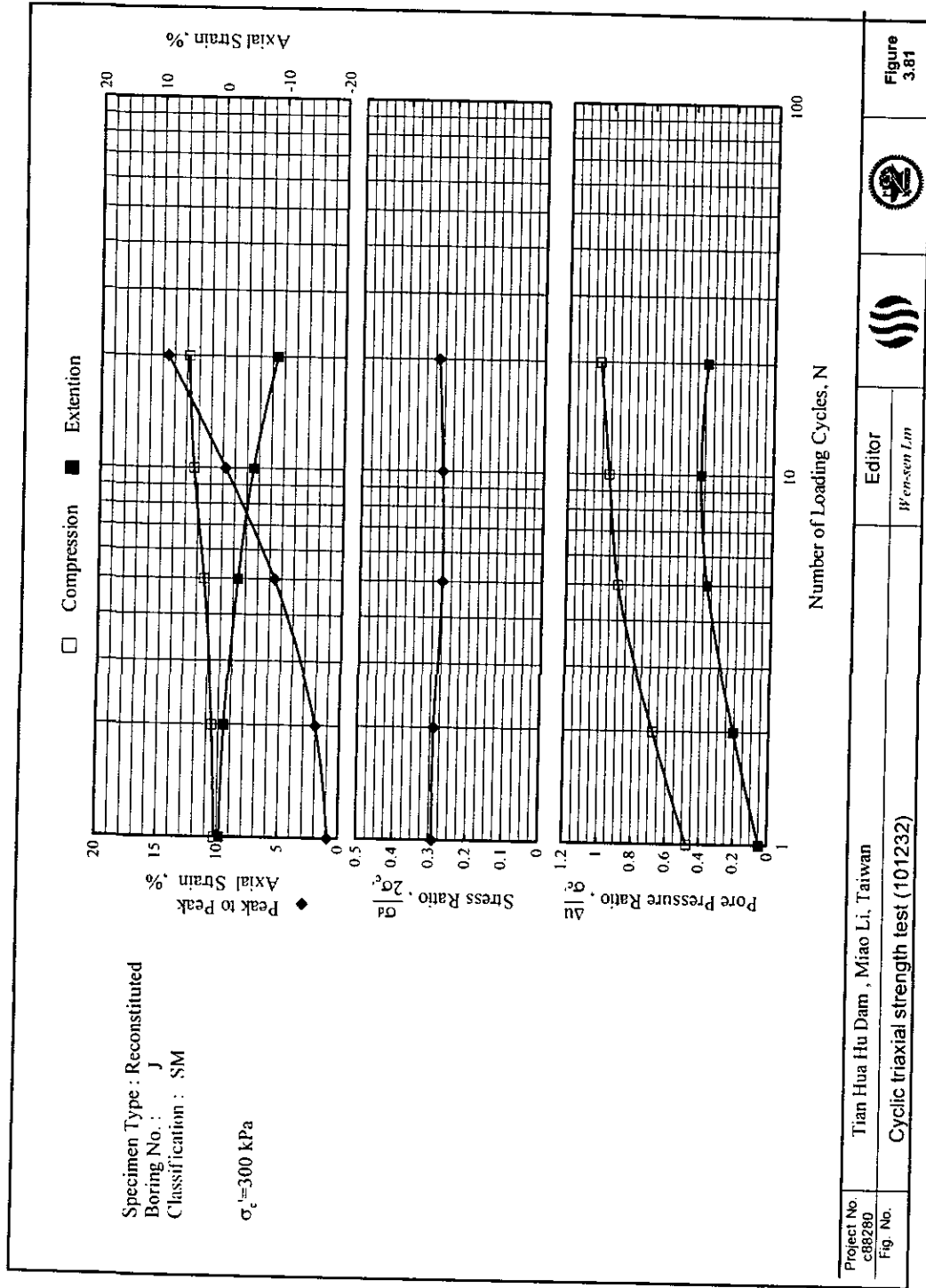


圖 3.81 天花湖水庫築壩材料殼層往復式動態三軸試驗(101232)

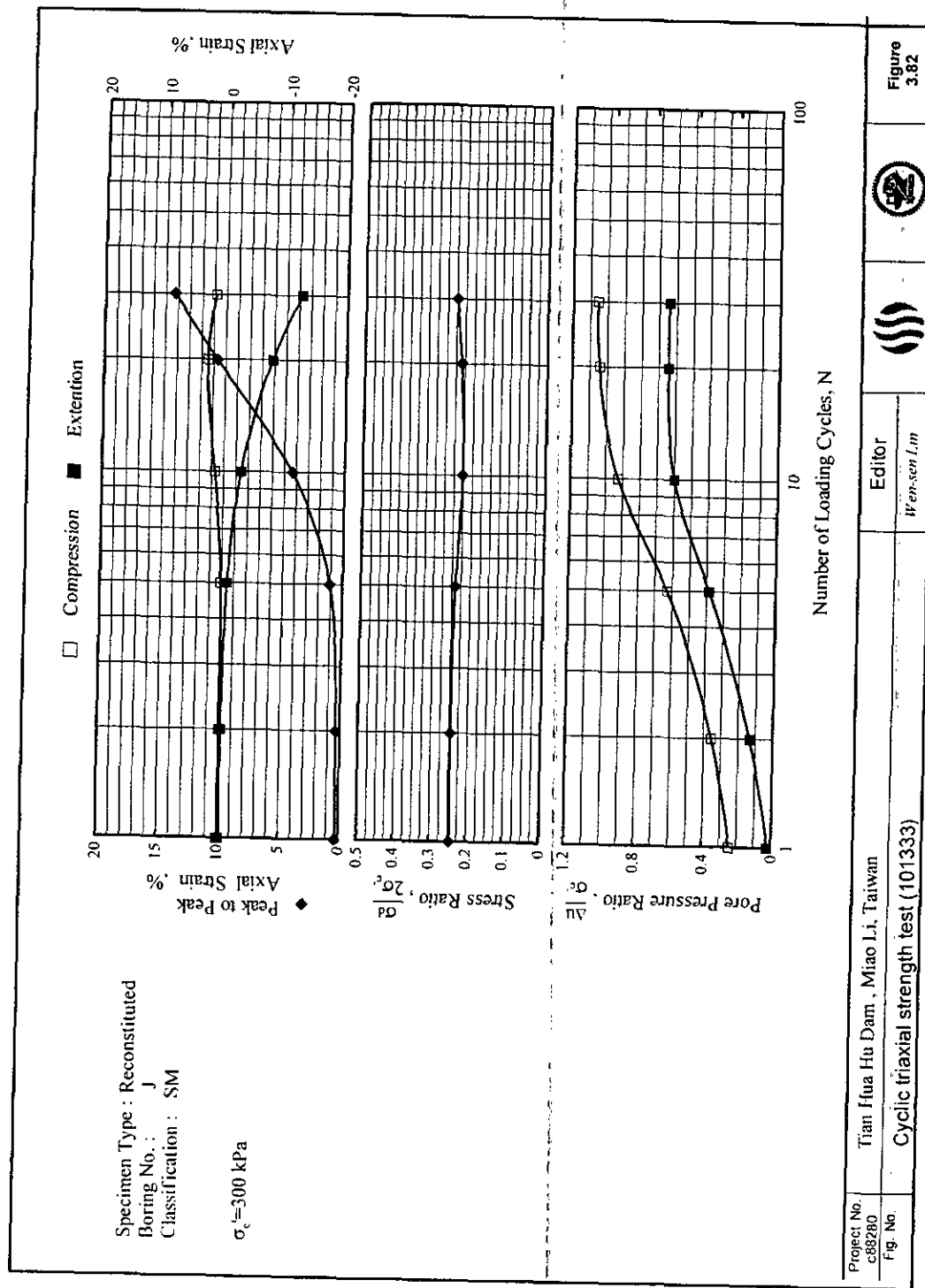


圖 3.82 天花湖水庫築壩材料殼層往復式動態三軸試驗(101333)

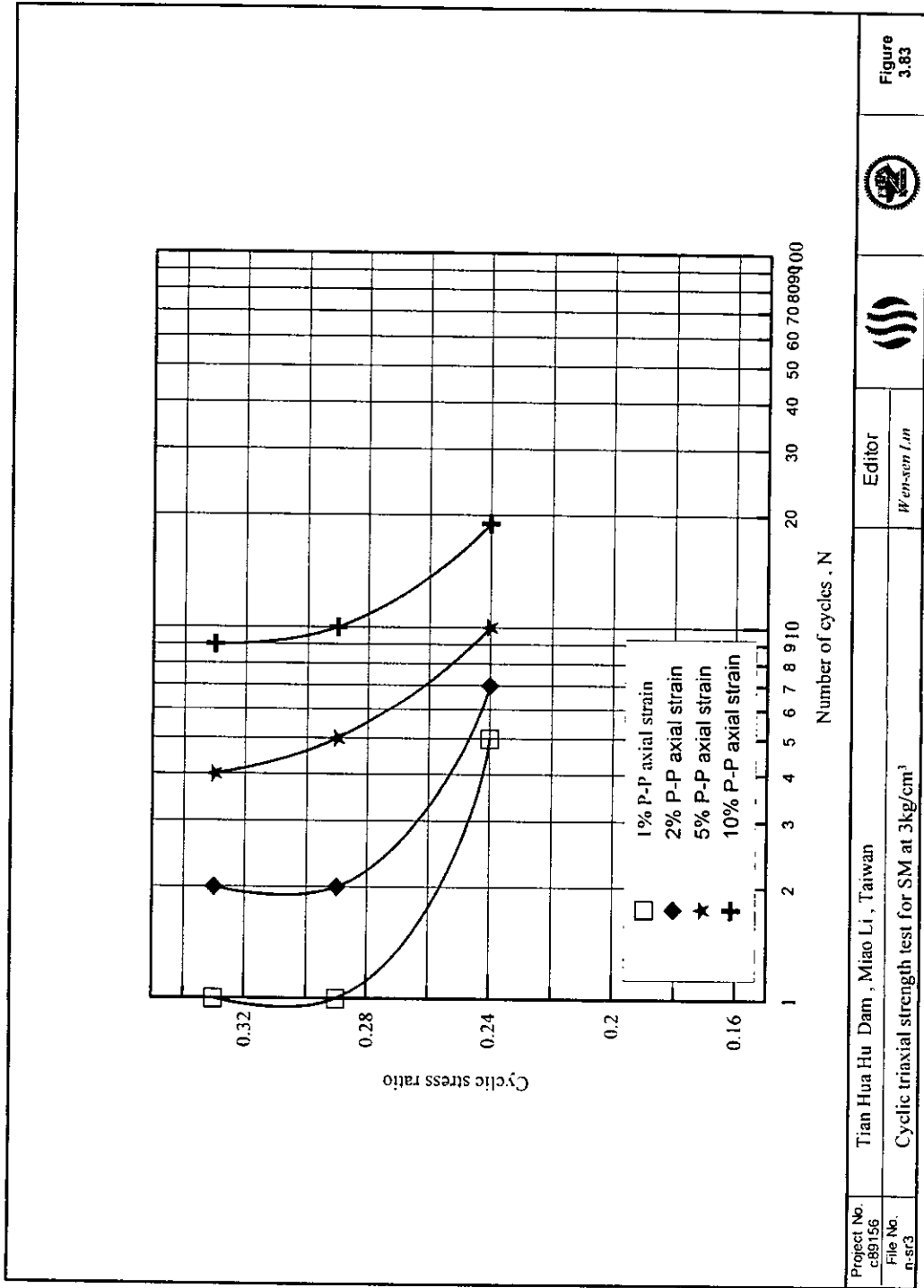


圖 3.83 天花湖水庫築壩材料殼層抗液化強度試驗 (SM)

Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor W. H. Sun / in		Figure 3.83
File No. n-s3	Cyclic triaxial strength test for SM at 3kg/cm³			

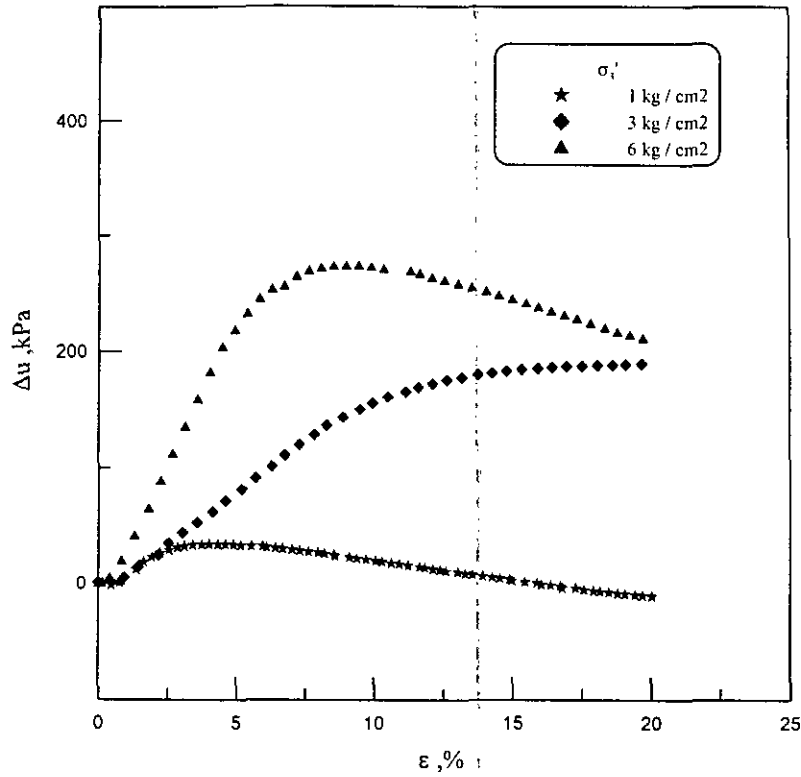


圖 3.84 天花湖水庫築壩材料心層靜態三軸試驗超額孔隙水壓 Δu 與軸向應變 ϵ 之關係

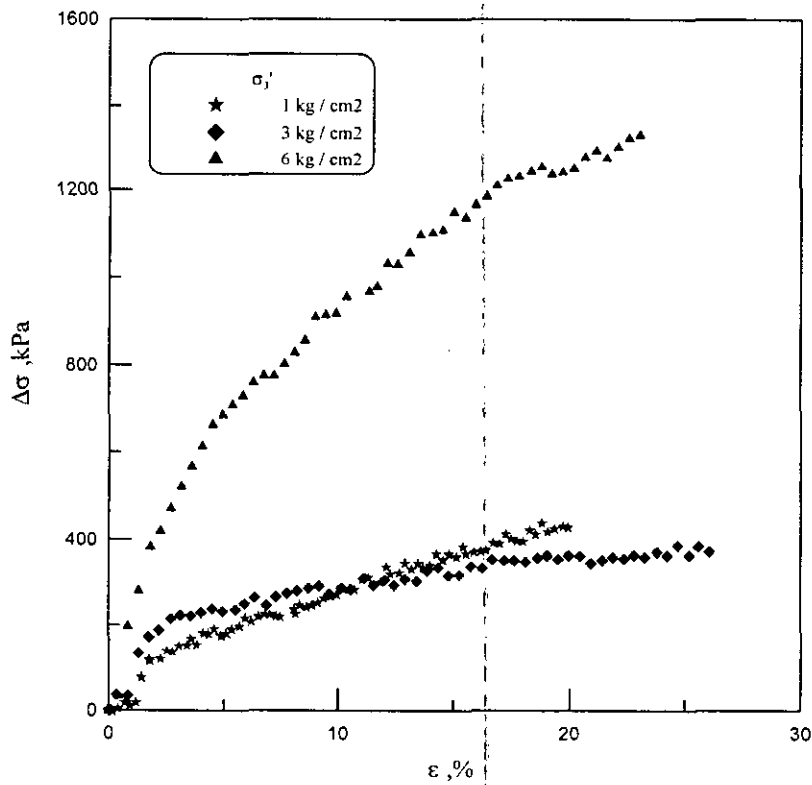


圖 3.85 天花湖水庫築壩材料心層靜態三軸試驗軸向應力 $\Delta\sigma$ 與軸向應變 ϵ 之關係

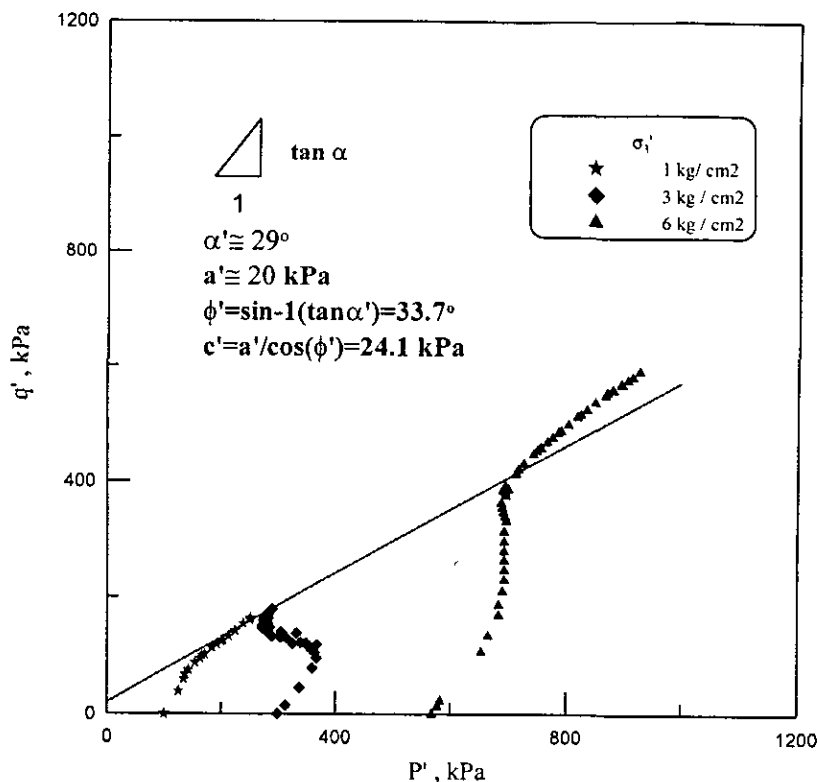


圖 3.86 天花湖水庫築壩材料心層靜態三軸試驗有效應力路徑 p' 、 q' 圖

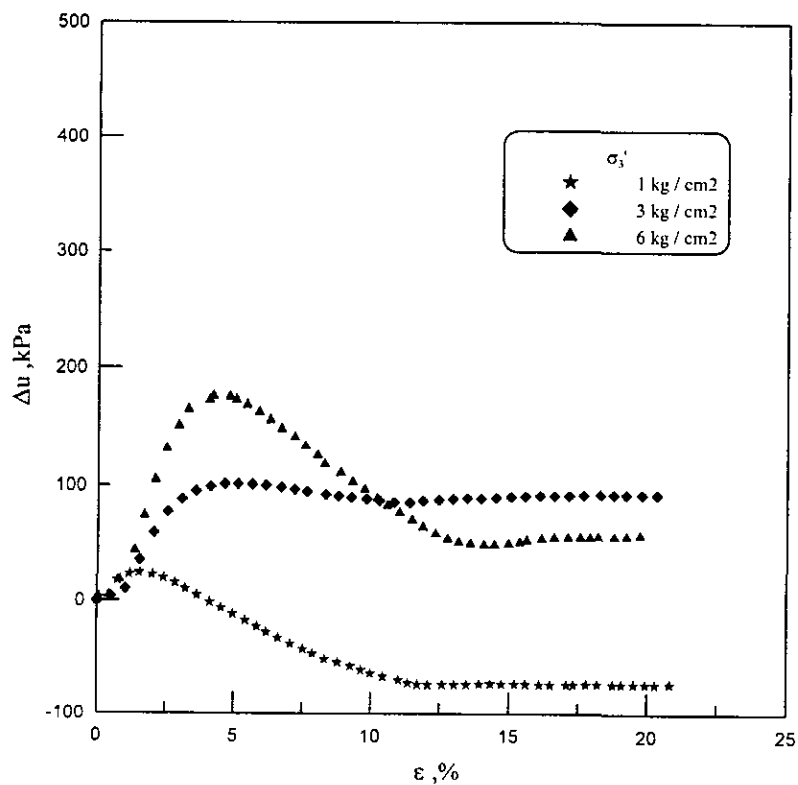


圖 3.87 天花湖水庫築壩材料殼層靜態三軸試驗超額孔隙水壓 Δu 與軸向應變 ϵ 之關係

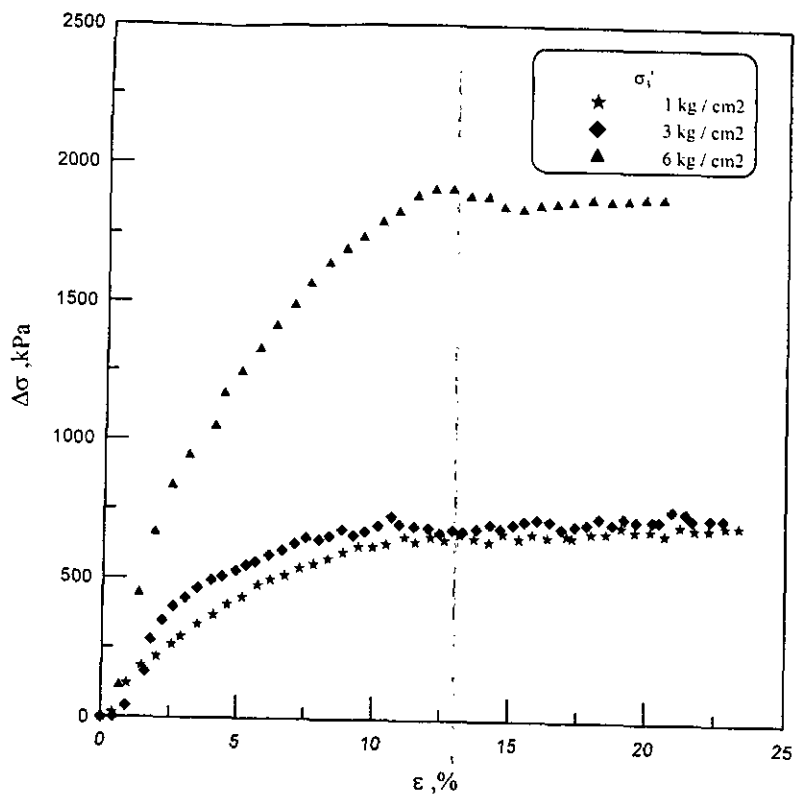


圖 3.88 天花湖水庫築壩材料殼層靜態三軸試驗軸向應力 $\Delta\sigma$ 與軸向應變 ε 之關係

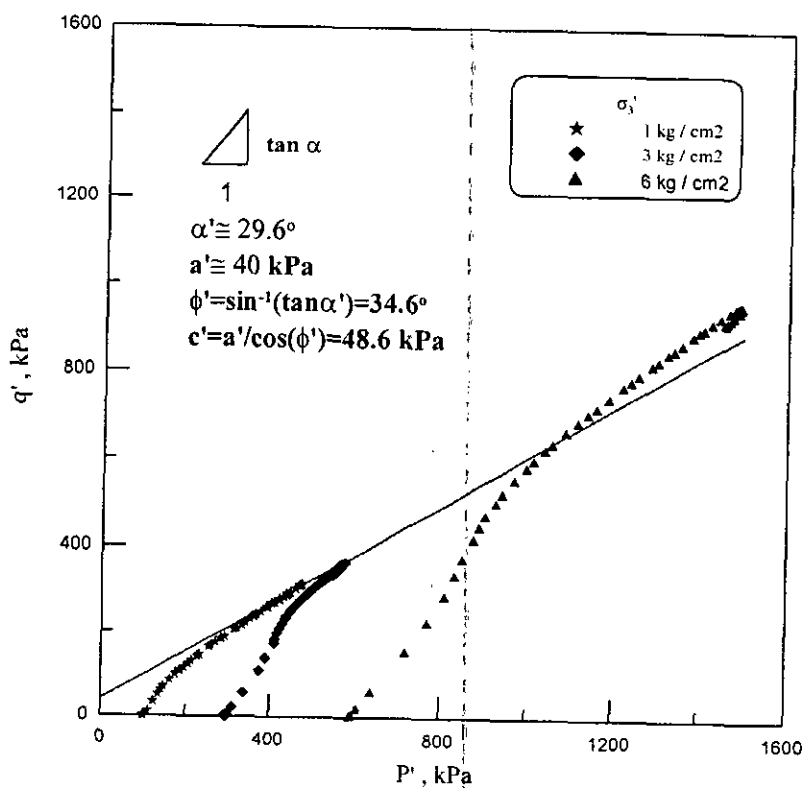


圖 3.89 天花湖水庫築壩材料殼層靜態三軸試驗有效應力路徑 p' 、 q' 圖

第四章 靜動態應力分析法

土壩靜、動態分析的目的是要確定在強震往復作用下，壩基與壩體不會損失強度，造成嚴重壩體滑動，甚至潰壩；近年來，土壩設計與營運的觀念都有更進一步的要求，壩體與壩基除了在地震力作用下要有足夠的安全係數外，設計者必須證明在強震的作用下，土壩依然有足夠的出水高；為了滿足出水高的要求，土壩未來應進行靜、動態分析亦須加以詳實規劃。本章將依序擬訂合理可行分析方法。

4.1 分析法緒論

土壩動力分析的方法可概分成總應力分析法與有效應力分析法兩大類。

傳統上土石壩的動力分析較常使用總應力分析法，其主要原因乃因此法發展較早，原理也較單純易於了解。台灣目前最高的土石壩（曾文大壩）之設計分析，也是使用總應力分析法（USBR, 1975）；最近，在美國地震最強烈的加州所完成的兩座土石壩設計（北加州的Los Vaqueros Dam 以及南加州的Demenigoni Dam），均使用總應力分析法；在1989年舊金山地震時，震央附近的Lexington Dam在壩座與壩頂紀錄到將近0.5g的最大加速度，Lelio et. al.(1993)以總應力法做回饋分析，成功的複製該壩在此次地震中之反應；以上實例證明該分析法在土石壩分析上的適用性。

傳統之總應力動態分析法，因為其所考慮之組合律乃建立於總應力與應變之間的關係，土體內發生應變張量之改變只能分析總應力之改變，而不能計算有效應力的改變，亦不能計算地震過程中孔隙水壓的變化。倘若能在數值應力分析中納入以有效應力為基礎之組合律，則可望在有效應力動態分析得知壩體內孔隙水壓分佈、有效應力分佈與變形分佈等。這樣的分析方法謂之有效應力動態分析。

完整土壩動態分析，無論是採總應力分析或是有效應力分析，一般均需包括滲流分析、靜力分析與動力分析三個工作項目，其分析流程關係有一定的計算程序，如圖4.1所示；然而多用途之套裝土工分析軟體（譬如美國Itasca公司的FLAC分析軟體）只要具有包括滲流分析、靜力分析與動力分析等經過驗證的模擬分析

能力，其實皆可用來代替類似如圖4.1所列軟體的模擬分析工作。以下為總應力各分析之主要工作內容及步驟：

1. 滲流分析係計算在長期穩態下，壩體的滲流量、各分區的水頭與水位，並進一步用於估算壩體內部所受的滲流應力；估算之滲流應力將於後續的靜力分析中，以分佈荷重之方式疊加計算；
2. 靜力分析的主要目的在估算壩體內各處當滲流達到平衡時之靜態應力分佈情形；由於分析時模擬築壩程序，因此，分析的結果亦可用於推估築壩完成初期之壩體內部的應力與變形量，必要時，可與施工期間的監測資料進行比對，並調整分析用的參數；靜力分析壩體內部的應力分佈結果將用來計算動力分析時土壩的剪力模數，以及評估材料之抗液化強度；
3. 動力分析計算在設計地震歷時作用下壩體內部各處之反應，以及壩體內部所產生的動態應力，評估在設計地震作用下，築壩材料之抗液化能力，如有必要需配合壩體邊坡穩定分析結果，推估地震後壩體的變形量及壩頂的殘餘出水高。

為求分析之精確性及方便性，滲流分析、靜力分析與動力分析，均宜使用相同的分析網格；以下各節將針對完整之土壩動態應力分析法的各分析步驟，做較詳盡的說明與討論。

4.2 滲流分析

分析之目的

滲流分析的主要目的是決定壩體內自由水面的位置，進而求得自由水面下方飽和壩材承受之滲流應力；滲流應力再配合土壩靜力分析結果，可計算在穩定滲流的長期荷重條件下，壩體內部有效應力分佈的情形，其結果得用於計算壩材在動力分析時所需的剪力模數，以及壩材的抗液化強度。

對於均質壩或心層與殼層材料差異性不大的土石壩而言，自由水面位置十分重要，因其位置將決定壩體內透水層與濾層的放置；所計算之滲流量更可用於決定水平與垂直排水帶的尺寸，以確定大壩下游底部之滲流水位會位於水平排水帶之透水層與兩側的濾層中，而不會沒入壩體下游殼層之底部。

由於現地的透水狀況，往往會集中於施工過程中逐層滾壓所形成的界面及裂

隙，這是試驗室無法模擬的現地條件，因此，現地透水係數量測結果，往往較試驗室量測結果高出十倍甚至百倍；因此，對於透水係數的選用宜較為保守。

控制方程式

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial H}{\partial z} \right) = 0 \quad (4.1)$$

上式中 k_x 為水平透水係數， k_z 為垂直透水係數， H 表總水頭。

此控制方程式為Laplace方程式，其基本的假設是壩體在長時蓄水後，滲流已達平衡，不再隨時間變化下水頭與滲流之關係。此外，此控制方程式因為不考慮滲流速度頭，因此在高流速滲流情況下，有可能高估滲流量。

滲流應力計算原理

滲流力的計算是針對蓄水庫在長時間蓄水後，通過壩體的滲流已達穩態下 (steady state)，於壩體內部所形成之應力；在築壩完成後達到平衡狀態之間，壩體經歷過以下各階段：

1. 築壩材料由夯實階段的未飽和狀態，達到飽和狀態。此時，土壤的單位重由夯實單位重，增加至飽和單位重。但是土壤顆粒間的接觸應力卻因為浮力的影響，受築壩材料的浸水單位重控制。
2. 滲流因為水庫的蓄水，逐漸通過壩體並達到平衡。此時，土壤顆粒間的接觸應力除受築壩材料的浸水單位重影響外，也受到滲流應力的影響。壩體內部的靜力分佈，即受此兩者的控制。

滲流力的計算，傳統上是靠繪製流網 (flow net) 來決定，如圖4.2所示。在流網的網格中心所受的滲流力，可由下式計算得出：

$$F_{se} = (\Delta h/l) \times \gamma_w \times A \quad (4.2)$$

其中 F_{se} 為滲流應力， i 為水力坡降 ($i = \Delta h/l$)； Δh 為水頭差； l 為流徑長； γ_w 為水的單位重； A 為面積。

滲流應力為一向量，其方向與流徑方向和水力坡降之方向一致；在有限元素

靜力分析中，需將流網的「網格方塊」計算的滲流應力疊代至靜力有限元素分析的分析網格，疊代的方式係將滲流應力向量先分成垂直與水平兩分量，然後按靜力有限元素分析網格中每一單元與流網的每一「網格方塊」重疊面積為權重，照比例將流網「網格方塊」計算的滲流應力，分配至靜力有限元素分析網格的每個節點上。

分析程式

滲流有限元素分析可使用的程式有很多，譬如加拿大GEO-SLOPE公司所研發的SEEP/W二向度有限元素電腦程式，或利用美國Itasca公司的FLAC分析軟體。前者採有限元素法專針對滲流分析，後者採快速顯性Lagrange分析法，為多用途之套裝地工分析軟體，地工力學分析之功能較為完整。

SEEP/W為一視窗化圖形指令介面的商用軟體，其提供自動製作網格的功能，並有節點（node）與元素（element）自動編號及偵錯的功能，降低網格製作的難度與減少錯誤的編號；程式更可定義半無限元素，用以模擬半無限空間的平面應變問題的邊界條件，且算出自由水位面位置，並以圖形與列印方式輸出。

若使用SEEP/W分析滲流，無法計算有效應力，必須間接根據SEEP/W計算的各節點水頭來先計算滲流應力，需計算出各節點單位寬度的滲流力大小；在計算工作方面，可採用U.C. Berkeley發展的SFORCE程式計算。

FLAC分析軟體採快速顯性Lagrange有限差分分析法（Fast Lagrange Analysis），為多用途之套裝地工分析軟體，地工力學分析之功能較為完整。FLAC分析軟體亦提供自動製作網格的功能，網格亦由節點（grid point 或 node）與元素（zone 或 element）所組成。因為FLAC分析軟體可以直接計算各元素之總應力、孔隙水壓、與有效應力，因此不需如使用SEEP/W時，需要間接計算滲流應力，來得到各元素之有效應力。

4.3 靜力分析

分析之目的

土石壩在地震作用下的反應，與地震前壩體內部應力分佈有直接的關係，因此，靜力分析之首要目的在於計算長時間荷重的條件下，壩體內應力分佈的狀

態，分析時係以有效應力以及浸水單位重為主；計算所得壩體內部的應力（ σ_1 與 σ_3 ）除了將用於計算動力分析所需的參數（例如：剪力模數）外，地震前壩體內部各點的垂直正應力（ σ_v ）與剪應力（ τ_{xy} ）亦將配合動力三軸試驗結果，用於推估壩體內部各點之抗液化強度。

此外，如使用夯實單位重，可以用相同的分析網格與分析斷面，計算築壩完成後蓄水前，壩體在施工期間之變形量；計算所得之大變形量發生的地點及應力集中的位置，均有助於在設計時選取埋設監測設備之地點。

靜力分析方法之分析步驟可分為以下五項：

1. 選擇分析斷面與壩體內部的分區；
2. 分析築壩材料之工程性質與長時間荷重下的應力應變行為；
3. 建立有限元素分析網格；
4. 計算滿水位時，壩體的孔隙水壓，若用SEEP/W時，再計算滲流應力；
5. 將步驟2、3及4所得的參數輸入，以有限元素法計算靜態應力。

為模擬長時荷重（long-term loading），靜力分析需使用土壤在排水條件下量得之參數（drained properties）。若使用SEEP/W時，自由水面以下的材料因考慮浮力之影響，均使用浸水單位重，蓄水庫對壩體所造成的荷重，係以滲流應力的方式施加於壩心；此分析方法已成功的用於國內、外的壩工分析（例如：Marcuson and Krinitzky, 1976；Hynes-Griffin et al., 1988），並曾與現地量測結果，以及更詳細的分析結果相互應証（Department of Water Resources, 1979；Quigley et al., 1976；Duncan and Idriss, 1988）。若使用FLAC分析軟體進行靜力分析與滲流穩定分析，則因為可以直接計算總應力、孔隙水壓、與有效應力，也就不必再由滲流應力的方式來調整，因此，可以較為直接地得到穩定狀態時壩體內之有效應力分佈。

分析參數

土壤非線性的應力-應變關係已廣為大壩設計界使用，其優點是可以模擬真實土壤的應力-應變的行為，其中以Duncan於1980 間發展的雙曲線土壤組合律（Hyperbolic Soil Model）頗為常用；Duncan提出的雙曲線土壤組合律（圖4.3），除了可將土壤受加載（loading）時的應力-應變行為以簡單的雙曲線關係

式模擬外（見式（4.5a）），也可簡化模擬卸載（unloading）與復載（reloading）時的土壤應力—應變的關係。

雙曲線土壤組合律最適合模擬柔性材料之應力應變曲線，亦即材料的強度會隨應變的增加而增加，而不適用於脆性（brittle）或強度隨應變增加而降低（strain softening）之材料；由於一般對築壩材料的要求是在最大乾密度的濕側夯實，其目的就是希望夯實後的土壤具有柔性材料之特質，因此，雙曲線土壤組合律相當適用於土石壩之靜力分析。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (4.5a)$$

上式可轉換成：

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} + \frac{1}{E_i} \quad (4.5b)$$

在雙曲線土壤組合律中，楊氏模數（Young's modulus）與體積模數（bulk modulus）亦可隨應變與圍壓而改變；雙曲線土壤組合律使用6個參數來定義一組土壤完整的應力與應變行為；這6個參數分別是：楊氏模數係數（modulus numbers, K 與 K_{ur} ）、楊氏模數指數（modulus exponent, n ）、破壞強度比（failure ratio, R_f ）、統體模數係數（bulk modulus number, K_b ）及統體模數指數（bulk modulus exponent, m ）；此外，尚需傳統的土壤莫爾—庫倫強度參數（ c 和 ϕ ）；其中楊氏模數係數（ K ）與楊氏模數指數（ n ），係根據下列計算式在不同圍壓下土壤的初始楊氏模數（initial tangent Young's modulus, E_i ）為：

$$E_i = K \times P_a \times (\sigma_3'/P_a)^n \quad (4.6)$$

式中 P_a 為大氣壓力。

破壞強度比（ R_f ）指土壤強度與雙曲線組合率中軸差應力漸近值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$

之關係；此係數與土壤的初始楊氏模數 (E_i) 決定了土壤軸差應力與軸差應變之關係如圖4.3所示。

計算統體模數係數 (K_b) 及統體模數指數 (m) 與式 (4.6) 相似，在不同圍壓下的體積模數 (B) 為：

$$B = K_b \times P_a \times (\sigma_3'/P_a)^m \quad (4.7)$$

除了雙曲線土壤組合律，地工力學分析中也常將土壤模擬成彈塑性材料，其中Mohr-Coulomb彈塑性模式最為常用，也能適當模擬土壤受載、卸載、復載所發生之可恢復及不可恢復變形與其他重要之力學行為。彈塑性模式將應變增量分為彈性應變增量與塑性應變增量兩部分。其中彈性應變增量與應力增量之間的關係符合一般的彈性關係，因此，由材料之彈性常數（對理想等向彈性體，只需兩個常數，例如剪力模數與統體模數）來決定。而塑性應變增量只有在應力狀態達到屈伏狀態，也就是材料進入塑性狀態時方才發生。屈伏函數 (yield surface function) 定義材料彈性範圍與屈伏狀態之界限。Mohr-Coulomb模式所用之屈伏函數可表示為：

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (4.8)$$

其中， $N_\phi = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$ ， c 為土壤凝聚力， ϕ 為土壤抗剪角， c 與 ϕ 均為土壤參數。

塑性應變增量之方向與大小尚須由塑性潛能函數 (plastic potential function) 與硬化法則 (hardening rule) 來定義。Mohr-Coulomb模式的塑性潛能函數可表示為：

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (4.9)$$

其中 $N_\psi = \frac{1+\sin\psi}{1-\sin\psi}$ ， ψ 為土壤膨脹角，為一土壤參數。

硬化法則乃定義土壤參數 c 與 ϕ 如何隨著塑性應變累增而增減之關係。當 c 與 ϕ

維持定值，而不隨著塑性應變累增而改變，則材料之行為屬於理想塑性（或稱完全塑性）。當 c 與 ϕ 隨著塑性應變累增而增加，則材料之行為表現屬於應變硬化行為（strain hardening）；反之，若 c 與 ϕ 隨著塑性應變累增而減低，則材料之行為表現屬於應變軟化行為（strain softening）。

分析程式

靜力分析可以使用的程式包括FEADAM84（Duncan et al., 1984）、FEADAM（Duncan et al., 1980）及ISBILD等程式，或利用美國Itasca公司的多用途地工分析軟體FLAC。

FEADAM84程式以及其前身FEADAM（Duncan et al., 1980）及ISBILD均使用二維平面應變（Two dimensional plane strain）程序；程式可以模擬分層築壩的施工過程，並根據1980年，Duncan發展的非線性雙曲線（hyperbolic）土壤組合律，估算出壩體的應力狀態與壩體變形量，計算每一單元中以下之參數：應力（ σ_v 、 σ_h 、 σ_1 、 σ_3 、 τ_h ）、應變（ γ 、 ε ）與位移等結果；此系列之程式廣為壩工界用於土石壩之靜力分析；在國內，曾文水庫、鯉魚潭水庫、寶山第二水庫及南化水庫均曾使用此程式分析；FEADAM84使用雙曲線土壤組合律（hyperbolic soil model）來模擬土壤之非線性應力應變關係。程式可以模擬築壩施工程序，計算築壩完成後的壩體變形量；而蓄水後壩體內部因壩心的阻水作用，產生的滲流應力，於長時靜力分析時，將與築壩壓密後的靜態應力相疊加。

多用途之套裝地工分析軟體，譬如FLAC分析軟體，亦可用來代替FEADAM84的靜力分析工作。一如前述之滲流分析，FLAC分析軟體分析之原理採快速顯性Lagrange分析法。FLAC分析軟體可任意模擬土工之填築、開挖、支撐，可在土工邊界或內部任意施加自重、外荷載重、水壓；土壤可依需要模擬成各種彈性、彈塑性、黏彈性等之模型。使用起來甚為便捷靈活，易於使用。在加上若使用FLAC分析軟體，由靜力分析、滲流分析、到最後之動態分析均可一貫到底，一致性與介面均大為改善，實在值得採用。

擬分析之結果

靜力有限元素分析結果將分成三個階段來討論，其主要分為：

(一) 施工期間

本階段擬以非飽和的夯實單位重填築壩體，分析的主要目的為：(1) 瞭解施工中可能發生的最大沈陷量；(2) 最大沈陷量可能發生之位置；(3) 根據心層與殼層界面應力變化的情形，判斷心層在施工期間產生張力裂縫的可能性。

(二) 水庫蓄水後 (不含滲流應力)

本階段壩體之飽和區擬以浸水單位重填築，非飽和區擬以夯實單位重填築，填築至壩頂後，於施加滲流應力前所得的結果；分析之主要目的在瞭解滲流力施加前心層與殼層應力分佈的情形，並與滲流應力施加後的應力分佈做比較。

(三) 水庫長期蓄水後 (含滲流應力)

本階段壩體之飽和區擬以浸水單位重填築，非飽和區擬以夯實單位重填築，填築至壩頂再施加滲流應力於心層區後，再進行分析；分析的主要目的在瞭解水庫長期蓄水後壩體內部有效應力分佈的情形，以及推估壩體在長時荷重並達到穩定狀態下的變形趨勢；所得的有效應力分佈結果，將用於計算築壩材料的動力參數，以進行後續的抗液化分析。

4.4 動力分析

土壩動力分析的方法可概分成兩大類：(1) 總應力分析法，與(2) 有效應力分析法。以下依序擬訂合理可行之總應力與有效應力分析法，就此兩大方法之目的與內容介紹於下。

分析之目的

動力分析的目的在於計算於土石壩在設計地震 (Design Motion) 歷時的作用下，壩體內部所產生的動態應力及反應歷時，並將此動態應力與壩材的動力強度或抗液化強度作比較，以確定壩體在強震作用下不會因液化而潰決；一旦確定壩材在設計地震下不會液化，接著將進行地震後的殘餘出水高之計算，以確定在地震後，壩頂有足夠的殘餘出水高，來防止緊急修復前大壩的溢頂。殘餘出水高可採用兩種方式來計算 (1) 若是採用總應力分析法(如FLUSH程式)，儘管考慮非線

性模式，但由於乃依等值線性法 (equivalent linear method) 來分析，並無法直接計算出壩體之殘餘變形。只能根據傳統的邊坡穩定分析，找出臨界滑弧的位置，並根據動力分析的反應歷時，計算此臨界滑弧所包括的土體，在設計地震作用下的可能滑動量；殘餘出水高，可由設計出水高扣除地震時臨界滑弧的滑動量求得。(2) 若是有效應力分析法，並採有效應力為基礎之彈塑性模式，則不但可以計算地震結束後壩體之殘餘變形，得到壩頂沈陷量，比較設計出水高，可求得殘餘出水高。

一般經過適當夯實的土石壩，在地震力作用下通常不會液化；根據Seed 在1976年的Terzaghi Lecture中曾指出，無液化危險的土石壩在過去的歷次大地震中均有非常良好的表現，其中包括數個位於San Andreas斷層附近的土石壩在1906年舊金山8.3級大地震時經歷過0.7g的強烈搖晃後，仍然完整屹立的案例。但是在往復的地震力作用下，土壤強度可能降低，尤其是動態應力在接近其靜態剪力強度時；根據動力分析的結果，壩材在強震後的剪力強度需作適度的折減，以折減後的剪力強度進行邊坡穩定分析，尋找臨界滑弧，並計算土壩在地動停止後的抗滑安全係數。

以下分就總應力動態分析法與有效應力動態分析法內容，分別在4.4.1節與4.4.2節中加以討論。

4.4.1 總應力動態分析

總應力動態分析步驟可分以下幾項：

1. 決定基礎岩盤面之設計地震，與分析用地震歷時；
2. 選擇分析斷面與壩體內部的分區，並建立分析網格；
3. 估算壩體內部在地震前的靜應力分佈狀態；
4. 根據試驗結果，估算築壩材料之抗液化強度與壩材之非線性動力性質；
5. 建立築壩材料之動力參數；
6. 進行有限元素壩體動態分析；
7. 分析壩體液化潛能；
8. 估算壩體變形量與殘餘出水高；
9. 評估大壩在設計地震下的安全性。

4.4.1.1 動態分析

分析參數

土壩動力分析所需的參數主要有以下幾項：總單位重、包松比（Poisson's ratio）、剪力模數（或剪力波速）、剪力模數與阻尼比隨剪應變增加的動力非線性關係（ G/G_{\max} vs γ 及 λ vs γ ）；FLUSH 程式的計算主要是以線性材料之原理，重複疊代計算隨應變調整的剪力模數與阻尼比，直至每一有限元素單元滿足應力平衡，同時也滿足剪力模數和阻尼比的非線性關係。由此可見，在整個動力分析的過程中，除了壩體幾何外型以外，影響分析結果最大的兩項分析參數為各單元的剪力模數及築壩材料的動力非線性關係；茲就剪力模數部份加以詳細探討。

由於土壤的剪力模數極易受到取樣擾動的影響，因此，多以現地波速量測法求取；依彈性力學理論，土壤的剪力模數與剪力波速之關係如下：

$$G_{\max} = V_s^2 \times \rho \quad (4.10)$$

其中 G_{\max} 為剪力模數； V_s 為剪力波速； ρ 為質量密度 (mass density)。

由於天花湖水庫大壩尚未構築，所以，現階段無法於現地進行壩體材料之波速量測求取剪力模數及取樣做試驗；因此可參考過去國內、外類似築壩材料現地剪力模數與壩體應力的關係，並根據靜力分析的結果，逐一為分析網格的各單元推估剪力模數，其推估的方法詳述於下。

土壤的剪力模數，尤其是顆粒性土壤，其剪力模數與所受之圍壓有直接的關係，一般最常用的公式為（Seed and Idriss, 1970）：

$$G_{\max} = 1000 \times K_{2\max} \times (\sigma_m')^{1/2} \quad (4.11)$$

式中 G_{\max} 是在小應變下（ $1 \times 10^{-4} \%$ ）的剪力模數（lb/ft²）； $K_{2\max}$ 為經驗常數； σ_m' 為土壤之有效平均圍壓（lb/ft²）。

因為土壤的非線性特性，其剪力模數（ G ）會隨著應變（ γ ）的增加漸減，在極微小的應變（ $1 \times 10^{-4} \%$ ）下，土壤之行為趨近於線性，於條件中，土壤的剪力模數不再隨應變變化，此時的剪力模數亦為該土壤之最大剪力模數，一般以 G_{\max} 來表示，此剪力模數也就是土壤在地震前所具備的剪力模數，一般剪力波速量測的即是此模數。

K_{2max} 為一經驗常數，其值與土壤的種類及其相對密度有關，一般而言，粒徑越大的土壤其 K_{2max} 越大；相同顆粒組成的土壤，越緊密則其 K_{2max} 值也越高；含礫石之土壤其 K_{2max} 的變化範圍約在 70 ~ 150 之間；乾淨砂性土壤依其相對密度的不同，變化範圍約在 40 ~ 80 之間；黏性土壤一般則較低，其變化約在 20 ~ 60；不過，高塑性粘土的 K_{2max} 值雖偏低，但其剪力模數隨平均圍壓的關係將增大，也就是說上述公式 σ'_m 的指數，將由 $1/2$ 增至 $1/2 \sim 1$ 之間。

曾文水庫曾於 1975 年委託美國墾務局為大壩進行壩體的現地波速量測，曾文大壩的心層為黏土、粉土與砂礫石的混合料，其最大粒徑約為 6 至 7 公分，殼層為經過濾或碎石風化及輕微風化的細顆粒岩盤料，最大粒徑為 15 公分；目前，該量測數據在台灣土石壩中為品質較佳之一組，茲將試驗之結果整理如下：

表 4.1 曾文水庫築壩材料剪力模數參數表

分區	土壤分類 (USCS)	礫石含量 (%)	細料含量 (%)	夯實密度 (ton/m^3)	K_{2max} (註 1)		
					上限值	中間值	下限值
心層	SM·GM	28	25~40	2.20	100	90	80
殼層	SM·GM	40	15~45	2.25	140	120	100

註 1. K_{2max} 之範圍係由本計畫工作人員根據量測結果估算所得

Seed and Idiss (1970) 曾對乾淨砂的重模試體，在試驗室以不同的相對密度進行試驗，所得到乾淨砂的 K_{2max} 與相對密度 (D_r) 之間的關係整理於下表：

表 4.2 乾淨砂 K_{2max} 與相對密度 (D_r) 之關係

乾淨砂之相對密度 (D_r)	K_{2max}
90	70
75	61
60	52
45	42
40	40
30	33

當各種築壩材料動力分析所使用的 K_{2max} 決定後，壩體內部各點的剪力模數即可由壩體靜態分析的結果與所選用的 K_{2max} ，按式(4.11)逐一為每一個元素計算；式(4.11)採用的平均有效圍壓(σ_m')之定義如下：

$$\sigma_m' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') / 3 \quad (4.12)$$

式中 σ_1' 、 σ_2' 、 σ_3' 為主應力。

上式中 σ_1' 與 σ_3' 是由靜力分析的結果所得；壩體軸向主應力(σ_2')可根據下式求得：

$$\sigma_2' = v \times (\sigma_1' + \sigma_3') \quad (4.13)$$

其中 v 為包松比。

但如果所計算的體軸向主應力(σ_2')小於最小主應力(σ_3')時，則令 σ_2' 等於 σ_3' ，如此，壩體每一個元素即可算出其地震前的剪力模數，並可由式(4.10)反算出每個元素的剪力波速度。

分析程式

總應力型態之動力分析可使用FLUSH程式(Lysmer et al., 1975)，此一程式是由U.C. Berkeley所發展，並為美國土壩設計界與大壩監理單位所接受；該程式是以複數處理(complex response)土壤的阻尼，並在頻率域中計算運動方程式(equation of motion)；FLUSH程式是將土壤的非線性行為依Seed and Idriss(1970)所建議的疊代線性方式處理；程式的核心是建立在以線性材料運算的基礎上，重複的疊代運算應變調整之剪力模數與阻尼比，直到每一有限元素滿足應力平衡，也滿足剪力模數和阻尼比的非線性關係；FLUSH及其前身LUSH均曾在台灣成功的用來分析鯉魚潭水庫及曾文水庫大壩的動態反應；FLUSH程式亦曾成功的算出1989年舊金山大地震期間，距離震央13英哩Lexington Dam的反應，以及紐西蘭Matahina Dam在1987年Edgecumbe Earthquake的反應，在兩次地震中，壩基錄到的最大加速度都在0.5g左右。

FLUSH 程式利用等值線性法 (equivalent linear method)，以疊代線性方式求解，直到各元素所假設之模數及阻尼比與該元素所計算出之應變正確地對應 (strain compatible)。也因為 FLUSH 程式利用等值線性法，實質上不可能得到不可恢復應變 (或即塑性應變或殘餘應變)。FLUSH 程式中使用等值線彈性法來計算應力對應之應變，則需藉由阻尼來考量消散能量。動態分析若採用彈塑性模式時，其實即能自然地考慮材料之能量消散 (dissipated energy)。

多用途之套裝地工分析軟體—譬如 FLAC 分析軟體，其實亦可用來代替 FLUSH 程式的動力分析工作，本分析程式為美國 Itasca 公司所研發。分析之原理仍採快速顯性 Lagrange 有限差分分析法，唯在動力作用下，需滿足動力平衡方程式。所用之壩體材料組合律模式若選擇基於總應力為基礎之組合律模式，則不去考慮動態孔隙水壓變化，只去計算總應力之變化，也就是一個總應力分析之概念使用 FLAC 做動力分析工作，若配合非線性組合律模式或彈塑性模式，可直接計算得到地震結束後壩體之殘餘變形，得到壩頂沈陷量，再與設計出水高比較，則可求得殘餘出水高。因此，不需要採 4.4.1.3 的方法，而間接的由擬邊坡穩定性分析來計算殘餘出水高。

4.4.1.2 液化評估

現地應力場與三軸試驗應力場不同之修正

由於往復式三軸試驗的應力場條件與現地不同，例如在三軸試驗進行時，最大主應力軸方向不是固定的，且試驗面與水平面夾 45° ，因此，在利用三軸試驗結果時，應做適當的修正；Seed and Idriss (1982) 建議可採下列之經驗公式：

$$(\tau_h / \sigma_v')_{\text{field}} = C_r \times (\sigma_d / 2\sigma_c')_{\text{triaxial}} \quad (4.14)$$

其中 $(\tau_h / \sigma_v')_{\text{field}}$ 為現地抗液化強度； $(\sigma_d / 2\sigma_c')_{\text{triaxial}}$ 為三軸抗液化強度； C_r 為修正係數。

根據 Seed and Idriss (1982)， C_r 值與側向土壓力係數 (K_0) 有關；當 K_0 為 0.4 時， C_r 約為 0.57；當 K_0 為 1 時， C_r 約為 0.9 至 1.0 之間。

圍壓對抗液化強度之影響

當圍壓逐漸增加時，土壤受剪較難產生膨脹效應 (dilatancy effect)；在不排水的情況下，膨脹效應會促使超額孔隙水壓降低，降低其液化潛能；中等緊密的土壤在低圍壓下可能因受剪產生膨脹效應，降低其液化潛能，但是相同緊密度的土樣，在高圍壓下因為不易產生膨脹效應，反而使液化可能性升高；一般工程界多於標準圍壓下 (1kg/cm²或100KPa) 求取土壤的抗液化強度，然後根據所受的圍壓，利用下式做適當的修正，以求取在不同圍壓下(不同壩區位置)，土壤(壩材)的抗液化強度：

$$(\sigma_d / 2\sigma_c')_{\sigma'=\sigma} = (\sigma_d / 2\sigma_c')_{\sigma'=100\text{KPa}} \times K_\sigma \quad (4.15)$$

式中 $(\sigma_d / 2\sigma_c')_{\sigma'=\sigma}$ 是推估壩中任一點在圍壓 σ_c' 時的抗液化強度； $(\sigma_d / 2\sigma_c')_{\sigma'=100\text{KPa}}$ 是實驗室在圍壓 σ_c' 為100KPa下的抗液化強度； K_σ 是圍壓修正係數。

K_σ 代表在不同圍壓下，土壤的抗液化強度與在100KPa的圍壓下土壤抗液化強度之比值；Seed and Harder (1990) 曾統計18座大壩的動力試驗結果，並建議 K_σ 與有效圍壓間的關係，如圖4.4所示。

靜剪應力對抗液化強度之影響

一般在做往復式實驗時，如果比較應力與超額孔隙水壓的數據，會發現孔隙水壓的極值，大都發生在應力為零的時候；相對的，如果在試驗前於試體中先加上一定的剪應力，則在施加往復軸差或剪應力時，土壤試體通過剪應力為零的機會也隨之降低，在此狀況下，土壤的抗液化能力也就隨之提高；Seed (1983) 與 Seed and Harder (1990) 均提出證據說，靜剪應力在緊密的土壤中確實可增加土壤的抗液化能力，並建議靜剪力比 (α) 與其修正係數 (K_α) 之關係如圖4.5所示；靜剪力比 (α) 之定義為地震前，由土壤靜力有限元素分析所得的靜剪應力與有效垂直壓力之比 (τ_{xy} / σ_y')；這對壩的上游接近層表面處材料的抗液化強度，非常有幫助；築壩材料應按照以下的公式修正抗液化強度：

$$(\sigma_d / 2\sigma_c')_{\alpha=\alpha} = (\sigma_d / 2\sigma_c')_{\alpha=0} \times K_\alpha \quad (4.16)$$

其中 $(\sigma_d / 2\sigma'_c)_{\alpha} = \alpha$ 是推估壩中任一點剪力比為 α 的材料抗液化強度； $(\sigma_d / 2\sigma'_c)_{\alpha} = 0$ 是實驗室在無靜剪力條件下所得之抗液化強度； K_{α} 是靜剪力修正係數。

根據以上兩項修正，壩體內各點的抗液化安全係數即可由實驗數據與靜力有限元素分析結果求得如下：

$$(\tau_h / \sigma'_v)_{\text{field}} = C_r \times (\sigma_d / 2\sigma'_c)_{\text{triaxial}} \times K_{\sigma} \times K_{\alpha} \quad (4.17)$$

其中 C_r 取0.9， K_{σ} 根據圖4.4，而 K_{α} 則根據圖4.5。

液化安全分析方法

築壩材料在震下的抗液化安全係數，可藉著比較壩材的抗液化強度 $(\tau_h / \sigma'_v)_{\text{field}}$ 與動力分析所求得的動剪力比 $(\tau_{\text{ave}} / \sigma'_y)$ ，下式表為抗液化計算之安全係數：

$$\text{F.S.}_{\text{liq}} = (\tau_h / \sigma'_v)_{\text{field}} / (\tau_{\text{ave}} / \sigma'_y) \quad (4.18)$$

式中的抗液化強度 $(\tau_h / \sigma'_v)_{\text{field}}$ 與動剪力比 $(\tau_{\text{ave}} / \sigma'_y)$ 在均已詳述；如此逐一的為分析網格中的每一飽和單元計算其安全係數，並將抗液化安全係數等值線圖繪出，即可清楚的判斷壩體斷面中何處的液化潛能較高，並判斷是否在設計階段時應加以改進。

4.4.1.3 邊坡穩定性分析與殘餘出水高之計算

邊坡穩定性分析之目的與方法

邊坡穩定性分析可以採用Newmark滑動塊體(Sliding Block Method)的方法來估算潛在滑動土體在地震時沿著臨界滑弧面的滑動量；本方法首先需以傳統的邊坡穩定分析法求得邊坡在地震前的臨界滑弧位置，然後再以擬靜力邊坡穩定分析法在該臨界滑弧上施加數個地震力係數，並計算出相對應的安全係數；通常安全係數會隨著施加地震力係數的增加而降低；將不同地震力係數下計算所得的安全係數以圖形方式繪出，並從圖中找出對應於安全係數為1.0時之地震力係數，此地震

力係數一般稱為降伏加速度 (Yield Acceleration, k_Y) ; 其物理意義為, 當臨界滑弧含蓋的土體在地震過程中, 經歷任何瞬時加速度超過 k_Y 時, 該土體的抗划安全係數將小於1.0, 土塊亦將開始滑動, 直到土體經歷的加速度降至 k_Y 為止; 至於, 滑動土體的潛在總滑動量, 可由土體經歷的地震歷時中超過 k_Y 的部分積分兩次算出; 雖然, 理論上只要反向的加速度夠大, 滑動土體有可能往上移動, 但, 在壩工設計上, 一般均不考慮向上的滑動, 因此, 在積分時都只做單邊積分。

為配合壩工設計的傳統, 在分析時, 常將臨界滑弧可能出現的位置在壩體中分成四個區間分別尋找, 這四個區間為: $1/4$ 壩高、 $1/2$ 壩高、 $3/4$ 壩高與全壩高; 每一區間內的臨界滑弧所經歷的地震歷時, 是由滑弧內各節點的加速度歷時平均求得。

分析程式

邊坡穩定分析可使用的程式如PCSTABL5M, 該程式為美國普渡大學(Purdue University)所發展, 並廣為美國土木工程界所使用; 美國加州大壩安全監理單位(DSOD, Department of Safety of Dams)亦使用該程式檢核所有土石壩相關之邊坡穩定分析。

分析結果

邊坡穩定分析一般將壩體分成四個區間, 再於各區間中分上、下游分別搜尋抗滑安全係數最低的臨界滑弧; 搜尋時, 並不加入地震力係數, 在此階段分析的主要目的在尋找不排水狀況下臨界滑弧的位置; 至於, 分成四個區間來進行分析的目的有以下幾項:

1. 瞭解由接近壩頂的小型滑動至延伸至壩底的大型滑動, 其抗滑安全性的變化情形。
2. 因為總應力強度參數有較高的凝聚力強度參數, 因此, 深層大型的滑動往往較接近壩頂的小型淺層滑動來得危險; 但是, 後者在地震時往往較前者的反應為大, 潛在滑動量也可能較大, 為確定究竟是抗滑安全係數小但反應較小的大型滑動會控制地震後之出水高, 或是抗滑安全係數大但反應也較大的小型淺層滑動會控制地震後之出水高, 因此, 將滑弧位置由淺至深做有系統的檢討是有必

要的。

殘餘出水高之計算

殘餘出水高的計算一般可根據設計出水高，扣除壩體在地震後的變形量或壩頂在地震後的沈陷量所得；土石壩因為無法抵抗湖水溢頂，因此土石壩的壩頂在任何時候都必須高於蓄水庫的湖面，即使在地震後亦然；因此，土石壩縱然在地震時未發生大規模地滑，但在設計時仍須檢核大壩在地震時可能的變形量，並確定在地震結束後，壩頂仍高於蓄水庫的湖面。

殘餘出水高的計算，最困難的部分是在推估壩體在地震時的位移量；在壩工設計上一般有兩種方法：一為Newmark 滑動土塊法，一為Makdisi-Seed簡易圖解法；滑動土塊法是將潛在滑動土塊的反應歷時超過 k_y 的部分積分兩次所得，如圖4.6所示；滑動土塊的反應歷時紀錄，是由動力分析時，滑動土塊內各節點的加速度反應歷時平均而得；Makdisi-Seed簡易圖解法是根據滑動土塊的反應歷時紀錄的最大值(k_{max})與滑動土塊的 k_y ，並根據地震規模，由經驗圖表(圖4.7)查得；可根據Newmark滑動土塊法來計算臨界滑弧在不同的分析地震與剪力模數數值模擬下，所得的各臨界滑弧之潛在滑動量，再以Makdisi-Seed簡易圖解法檢核分析結果。

4.4.2 有效應力分析法

4.4.2.1 有效應力動態分析之目的

土壤內之有效應力代表土體骨架(soil skeleton)所承擔之平均應力，加上飽和土體內部孔隙水所承擔之孔隙水壓，一起承擔土體所承受之總應力。然而因為孔隙水不能承擔剪應力，土體骨架為土壤剪力阻抗與勁度之來源，因此土壤之力學行為受有效應力之絕對影響。

傳統之總應力動態分析法，因為其所考慮之組合律乃建立於總應力與應變之間的關係，因此，若土體內發生應變張量之改變只會改變總應力，卻不能描述土體內有效應力的改變；既然不能描述地震過程中土體內有效應力的改變，自然亦不能計算地震過程中孔隙水壓的變化。

在動態剪應力作用下，土壤材料孔隙水壓隨地震動態剪應力作用下之提昇，

其真正的機制為土壤骨架 (soil skeleton) 在反復剪應力作用下有收縮之驅勢，但在飽和同時不排水條件下，體積因為受到限制無法改變，間接造成孔隙水受壓因而水壓上昇。倘若組合律建立於有效應力與應變之間的關係，在動態剪應力作用下，有效應力之變化也意味著土體內孔隙水壓的變化。因此，若能在數值應力分析中納入以有效應力為基礎之組合律，則可望在有效應力動態分析得知壩體內孔隙水壓分佈、有效應力分佈與變形分佈等。本節之目的即在於介紹進行有效應力動態分析之方法，將先介紹夯實土壤之孔隙水壓上昇模式 (pore-water pressure build-up model) 以及如何運用套裝分析軟體FLAC發展之有效應力動態分析模式，再提出以該分析模式實際進行天花湖水庫工程計畫壩體動態分析計算範例之結果。

4.4.2.2 有效應力動態分析之方法

土壩之主要填築材料為天然土壤，對於築壩之土壤而言，控制其力學行為之主要因素為土體所承受之有效應力。無論是在靜態土體所受之自重或水壓力作用下，或是在地震動態剪應力作用下，土壩之動態力學行為既然取決於築壩土壤之力學行為，必然亦受到土體有效應力之控制，而非受土體總應力之控制。若想瞭解土壩內土體有效應力之變化，並無法以常用之總應力分析法來計算分析之，其原因是總應力動態分析法所考慮之組合律乃建立於總應力與應變之間的關係，應變張量之改變只會改變總應力，卻不能描述土體內有效應力的改變。

若要進行土壩之有效應力分析，其前提是應力分析所考慮之組合律應建立於有效應力與應變之間的關係。土壩壩體動態有效應力分析過程中，應該先決定地震前之土壩壩體內之有效應力分佈狀態 (含總應力及孔隙水壓分佈)，但因為孔隙水壓之分佈又受到上游面蓄水之條件影響，所以為了決定地震前有效應力分佈狀態，必須先執行初始應力分析，先分析築壩後蓄水前之土壩壩體自重所造成之總應力分佈狀態，接著需進行水庫蓄水至滿水位並達到穩定狀態下之滲流分析，以得到穩定流下孔隙水壓之分佈。在此一孔隙水壓之作用下，必須再度進行有效應力平衡分析，以獲得蓄水並平衡後之地震前有效應力分佈狀態。由此狀態為基礎，便可進一步進行最後之土壩動態分析計算，分析過程亦需考慮以有效應力為基礎之組合律關係，強制在壩體下岩盤邊界面上輸入位移或加速度隨時間改變之

歷時條件，以獲得土壩壩體內之各個位置之有效應力分佈、孔隙水壓分佈與變形分佈等。

為了有系統地進行上述各部分之模擬分析，本計畫土壩有效應力動態分析乃結合FLAC分析軟體之靜態分析、動態分析與滲流分析模組來執行有效應力動態分析。FLAC分析軟體具有可以自行添寫類似FORTRAN或C語言中副程式角色之FISH之功能，適合用來進行非典型、非標準化之數值模擬分析作業，讓使用者可自行加入特殊的考量，其對於廣義問題之運算分析的邏輯與流程，示於圖4.8中（改繪至FLAC manual）。本計畫即利用FLAC軟體此一優點撰寫了一系列相關FISH程式來進行系列之模擬分析，分析之流程如圖4.9所示，有效應力動態分析之步驟依序為：築壩（含基礎）靜力平衡分析、蓄水至滿水位之穩態滲流分析（以決定浸潤面phreatic surface）、有效應力靜力平衡分析（蓄水後有效應力最終達平衡）、與指定地震波作用之動態分析。

4.4.2.3 FLAC分析模組說明

有效應力動態分析依序進行築壩靜平衡分析、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析、特定地震波作用之動態分析。本計畫中為了執行整個分析之工作，因此撰寫了一系列之FLAC輸入檔及與其配合之FISH副程式，以方便有效應力動態分析之系統化作業。整個分析之流程以四個FLAC輸入程序檔Thh_mesh.dat、Thh_grav.dat、Thh_flow.dat與Thh_dyn.dat貫通串連（其中Thh係代表天花湖水庫之英文簡寫），此四個FLAC輸入程序檔目的依次乃分別為了執行土壩之網格建立（Thh_mesh.dat）、築壩靜平衡分析（Thh_grav.dat）、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析（Thh_flow.dat）、以及指定地震波作用之動態分析（Thh_dyn.dat）。

本計畫運用FLAC程式中，具有類似副程式作用的FISH功能，發展出一系列的FISH模組，而每個模組皆具其特色與功能；茲將各模組的功能以表4.3說明如下：

表4.3 FISH各分析模組之功用

模組(*.fis)	功能	輸入	說明	用途(*.dat)
boung	FISH之Library內建程式，旨在尋找所有邊界的網格點	無需輸入	call boung.fis後直接執行boung	dam_flow
center	計算所有網格之中心座標(Xc,Yc)，並將Xc紀錄於ex_3，Yc紀錄於ex_4	無需輸入	call center.fis後直接執行center	dam_grav、dam_flow、dam_dyn
devide	取得input1~3.fis中分區的幾何資料後作網格的分割動作	無需輸入	需先執行input1~3.fis，再call devide.fis後，執行devide	dam_grav、dam_flow、dam_dyn
finnm	修改自原FISH之內建程式(Finn.fis)；為標準的Mohr-Coulomb模式再加入Finn模式，旨在偵測每循環之體積應變增量，進而計算孔隙水壓上昇。	無需輸入	直接call finnm.fis執行	dam_dyn
fmod5	FISH之Library內建程式，可加速滲流穩態分析計算之收斂速度。	無需輸入	直接call fmod5.fis執行	dam_flow
fsapp	自動將邊界之格點作Fix sat 或 Fix pp的邊界條件	無需輸入	call fsapp.fis後，輸入起、終點(其中funitem=1表Fix sat，funitem=2表示 Fix pp)，再執行fsapp	dam_flow
Input1~3	紀錄多邊形之邊數及其各點之資料以作為分區的依據。	壩體分區(多邊形)之端點數、與各端點座標。	call input1~3.fis後直接執行input1~3.fis	dam_grav、dam_flow、dam_dyn

表4.3 FISH各分析模組之功用 (續)

模組(*.fis)	功能	輸入	說明	用途(*.dat)
modfinnm	將土壩內所有元素視為 Finn 模式，以及輸入材料性質參數	輸入摩擦角(ϕ')、膨脹角(ϕ'')、黏滯力(c')、張力、 C_{1a} 、 C_{1b} 、 C_{2a} 、 C_{2b} 、 C_{4a} 、 C_{4b} 、剪力模數(G)、統體模數(K)與孔隙水壓力參數(A)	直接 call modfinnm.fis 執行	dam_dyn
proinp_f	改變分析網格內經由 divide.fis 所區分之區域內元素的 Mohr-Coulomb 模式與 Finn 模式性質。所有的性質須其中設定	無需輸入	需先執行 divide.fis，再 call proinp_f.fis 後，執行 proinp_f	dam_dyn
proinp_m	改變分析網格內經由 divide.fis 所區分之區域內元素的	無需輸入	需先執行 divide.fis，再 call proinp_m.fis 後，執行 proinp_m	dam_grav
proinp_s	改變分析網格內經由 divide.fis 所區分之區域內元素的滲透性質。所有的性質須其中設定	無需輸入	需先執行 divide.fis，再 call proinp_s.fis 後，執行 proinp_s	dam_flow
prop_ini	計算有效圍壓及 C_1 、 C_2 、 C_4	無需輸入	直接 call prop_ini.fis 執行	dam_dyn
turbo	FISH 之 Library 內建程式，可加速滲流分析計算之收斂速度。	無需輸入	直接 call turbo.fis 執行	dam_flow

表4.3 FISH各分析模組之功用 (續)

模組(*.fis)	功能	輸入	說明	用途(*.dat)
zone1_ff ~zone3_ff	輸入心層(zone1)、 垂直濾層(zone2)與 水平濾層(zone3)之 材料性質參數	輸入 ϕ' 、 φ' 、 c' 、 C_{1a} 、 C_{1b} 、 C_{2a} 、 C_{2b} 、 C_{3a} 、 C_{3b} 、 G 、 K 與 A	直接call zone1_ff.fis ~zone3_ff.fis執行	dam_dyn
zone1_mh ~zone3_mh	同上	輸入區域內元素的 Mohr-Coulomb 模式性 質： ϕ' 、 φ' 、 c' 、 K 、 G 、密度與孔隙率	同上	dam_grav
zone1_s ~zone3_s	同上	輸入水平與垂直之滲透 係數	同上	dam_flow

4.4.2.4 孔隙水壓激發模式與有效應力模式

本計畫中之有效應力動態分析中考慮壩體中土壤材料為：(1) 孔隙水壓隨地震動態剪應力作用下而提昇(pore-water pressure build-up)；(2) 土壤剪力模數為靜態(地震前)有效應力之函數；以及(3) 土壤不可恢復應變(以彈塑性力學模式模擬)。

在反復剪應力作用下，非凝聚性土壤可能或因為孔隙水壓力逐漸受反復剪應力作用激發上昇發生液化或反復流動性現象。有效應力動態分析中為了計算出隨地震動態剪應力作用下孔隙水壓力之激發提昇量，必須要有一個合理的孔隙水壓力之激發模式。

孔隙水壓模式的建立，基本上必須先了解土壤試驗之結果；自從Seed and Lee (1966) 利用動力三軸儀器進行應力控制之反復荷重試驗，並建立規則荷重作用下，飽和砂土的液化阻抗曲線以來，土壤動力試驗蓬勃發展，因此，累積了大量規則應力作用時之土壤試驗資料，據以建立以應力型式來表示的孔隙水壓力激發模式；後來，有許多學者對反復應變作用下之孔隙水壓變化的行為加以研究，認為應變可能比應力更適合描述孔隙水壓激發的行為，此乃因為許多土壤都有門檻剪應變的存在，當土壤承受的剪應變大於此值時，才有孔隙水壓增加之現象，因此，便有一些以應變來表示的孔隙水壓模式問世，其中最具代表性的兩個模式分

別為Martin et al. (1975) 之物理模式與 Finn et al. (1981) 之內函理論模式 (黃俊鴻、陳正興, 1992) ; 而Martin et al. (1975) 之模式乃由土壤骨架受反復剪應力作用之基本反應來構建, 符合基本物理原理, 較能準確地模擬孔隙水壓力的變化, 也不至於太複雜, 因此, 本計畫所建議採用之孔隙水壓激發模式乃由Martin et al. (1975) 之模式出發, 但針對築壩材料經過高度夯實後之動態力學特性, 做了小幅度修改。

土壤骨架 (soil skeleton) 在反復剪應力作用下有收縮之驅勢, 但在飽和同時不排水條件下, 體積無法如願減小, 間接造成孔隙受壓因而水壓上昇; 因此, 排水條件下砂質土壤受反復剪應力作用體積收縮增量 ($\Delta\varepsilon_{vd}$) 之關係, 其實可以用以估計其在不排水條件下受反復剪應力作用孔隙水壓之變化; Martin et al. (1975) 由實驗數據建立排水條件下砂質土壤受反復剪應力作用下, 體積收縮增量 ($\Delta\varepsilon_{vd}$) 之關係如下所示:

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \quad (4.19)$$

上式中 C_1 、 C_2 、 C_3 與 C_4 為材料參數; γ 為反復剪應變 (Cyclic Shear Strain) 大小, ε_{vd} 為累積之體積收縮量; 觀察式 (4.19), 若反復剪應變趨近於零, 體積收縮增量 ($\Delta\varepsilon_{vd}$) 應亦需趨近於零, 顯見 C_1 、 C_2 、 C_3 與 C_4 需要滿足 $C_3 = C_1 C_2 C_4$, 因此, 實際需要參數只要 C_1 、 C_2 與 C_4 ; 在本計畫之工作中, 以上模式中所需要之參數, 係藉由反復三軸壓縮 (液化) 試驗結果校核得來, 其目的在模擬土壤受反復動力作用下 (如地震力), 土體內孔隙水壓的激昇並造成有效應力下降的現象; 若以三軸儀器配合動力加壓系統, 分別對不同的有效圍壓進行不同的應力比 (stress ratio) 而加以試驗 (反復加壓週期為 1 Hz), 以涵蓋土體在不同的有效應力及不同的反復應力比下之行為, 並據以分析, 可從試驗中可得到總應力及孔隙水壓歷時, 並藉以求得有效應力歷時; 在某一指定之地震規模與圍壓 (σ'_c) 下, 可將 $Ru = 90\%$ 或極限軸向應變達到 5% 時所對應之 $\sigma_d / 2 \sigma'_c$ 定義為抗液化強度, 而地震規模則以其所對應之往復受載週期數 N (對數座標) 來表示; 若有需要, 又可以依此圖去標定 Martin et al. (1975) 模式中的 C_1 、 C_2 與 C_4 , 譬如可以透過

FLAC分析軟體，以試誤法 (trial and error) 代入不同的參數，模擬孔隙水壓激昇的行為，繪出並選擇一組最接近實驗數據圖表的參數，來作為分析的基本參數；但由於 C_1 、 C_2 與 C_4 會隨著有效圍壓不同而改變，因此，土體在不同的有效圍壓下會有不同的抗液化能力（圍壓越小，膨脹性愈高，孔隙水壓不容易升高，抗液化能力則相對較高；反之亦然）所致，有效應力動態分析中可簡化假設其為線性關係，如下所示：

$$\begin{aligned} C_1 &= C_{1a} * (\text{有效圍壓}) + C_{1b} \\ C_2 &= C_{2a} * (\text{有效圍壓}) + C_{2b} \\ C_4 &= C_{4a} * (\text{有效圍壓}) + C_{4b} \end{aligned} \quad (4.20)$$

只要求得不同圍壓下的 C_1 、 C_2 與 C_4 ，並依上式加以最佳化，求得各參數與有效圍壓的關係，以用在壩體分析中，就可以符合不同有效圍壓之需求。

若排水條件下砂質土壤受反覆剪應力作用體積收縮為 $\Delta\varepsilon_{vd}$ ，則在不排水條件下，有效應力之改變量應該等於土壤骨架(soil skeleton)之有效應力統體模數 (bulk modulus) 與 $\Delta\varepsilon_{vd}$ 相乘而得，而有效應力之改變量 $\Delta\sigma'$ 與孔隙水壓之改變量 Δu_c 大小相同，但正負相反；應該注意的一點是，此一孔隙水壓增量 Δu_c 對應的是動態剪應力升降過程中，當動態剪應力恰通過零值時之孔隙水壓增量，此孔隙水壓之改變為單調增高，而 $\Delta\varepsilon_{vd}$ 只需要在每一次扭剪應變反轉時累計即可。

除了 Δu_c 以外，築壩材料經過高度夯實後，單就剪應力單加過程而言，孔隙水壓會因此極緊密材料受剪而有孔隙水壓下降之局部變化趨勢，令 Δu_d 代表此一局部變化量，並假設可以由Skempton之孔隙水壓力參數 A 與軸差應力大小（或主應力差）相乘計算得到 Δu_d ；此一部份之孔隙水壓變化在土壤受反復剪應力作用過程中因為主應力差反復增減，上上下下之變化，並不會累積升高；Skempton之孔隙水壓力參數 A 可藉由夯實後築壩材料進行CU試驗（壓密不排水三軸試驗）得到。

此外，若飽和土壤之總應力有所改變，當平均圍壓（正向壓應力之平均值）改變了 $\Delta\sigma_0$ ，則孔隙水壓也會改變相同量（孔隙水壓力參數 B 值等於1）。

土壤非線性與不可恢復應變可以彈塑性力學模式來考慮，本計畫中分析計算例之彈塑性力學模式採用常用之Mohr-Coulomb模式，此模式需要之相關參數包

括：定義土壤屈伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數 E （楊氏模數）與 G （剪力模數）；於本研究中， G 假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。

有效應力動態分析依序進行築壩靜平衡分析、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析、特定地震波作用之動態分析，共三個分析階段；在三個階段中土壤材料皆假設為標準的Mohr-Coulomb模式，唯前二個階段中，因為並不是動態之反復荷載情況，因此，不開啟孔隙水壓激發模式，只有在第三個階段（動態分析）中，才開啟土壤之孔隙水壓激發模式（即標準的Mohr-Coulomb模式再加入Finn模式）。若欲以同一套分析模式來進行總應力法的動態分析，只要使用以總應力為基礎之組合律模式（如使用總應力為基礎的土壤強度參數 c 、 ϕ ，與彈性模數 K 、 G 等），同時不開啟孔隙水壓激發模式，即可進行總應力法的動態分析。

4.4.2.5 討論

完整分析過程包括滲流分析、靜力分析與動力分析，為求分析之精確性及方便性，各分析階段均宜使用相同的分析網格。多用途之套裝地工分析軟體易於任意模擬土工之填築、開挖、支撐，可在土工邊界或內部任意施加自重、外荷載重、水壓；土壤可依需要模擬成各種彈性、彈塑性、黏彈性等之模型。使用起來甚為便捷靈活，易於使用。以使用FLAC分析軟體為例，由靜力分析、滲流分析、到最後之動態分析均可使用同一套軟體與同一分析網格，一致性與介面均大為改善，實在值得考慮採用。下一章之範例中即以FLAC分析軟體一貫到底，來示範土壩動態分析方便採用之方法。

4.5 土壩動態分析範例

4.5.1 有效應力動態分析斷面

根據天花湖水庫初步規劃報告，本計畫壩體之壩型採用中央不透水分區滾壓式土壩，最大壩高60m，壩長250m，壩頂寬度為10m，上游壩面坡度為1:3，下游壩面坡度為1:2.5（圖1.2），然而，本分析斷面並不含戽台，因此，實際分析結果會較為保守；分析斷面就此僅區分為壩心、垂直排水帶與水平排水帶等三部份；

而本分析的網格密度分別由岩盤壩基及殼層逐漸向心層遞增，共計使用6061個節點（2619個元素），其網格分佈如圖4.10所示。而本有效應力分析中所使用的參數則列於表4.4中。

表4.4 有效應力分析輸入參數值

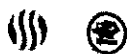
性質	心層	殼層	垂直濾層	水平濾層
摩擦角 (ϕ')	33.7°	34.6°	36°	36°
膨脹角	0°	0°	0°	0°
凝聚力 (c')	0.024	0.048	0	0
剪力模數 (G, MPa)	150	110	200	200
統體模數 (K, MPa)	250 ($\nu=0.25$)	183.3 ($\nu=0.25$)	333.3 ($\nu=0.25$)	333.3 ($\nu=0.25$)
密度 ($*10^6$ Kg/m ³)	0.00198	0.00207	0.00232	0.00232
孔隙率 (n)	0.405	0.298	0.212	0.212
水平滲透係數 (k11, m/sec)	$1.25*10^{-9}$	$1.4*10^{-8}$	$3.0*10^{-5}$	$1.0*10^{-2}$
垂直滲透係數 (k22, m/sec)	$3.125*10^{-10}$	$3.5*10^{-9}$	$3.0*10^{-5}$	$1.0*10^{-2}$
孔隙水壓力參數 A	0	0	0	0

4.5.2 分析範例結果

靜力平衡分析結果

第一階段先進行築壩靜力平衡分析，求解壩體因為自重而造成之應力分佈。圖4.11(a)至圖4.11(d)為築壩後壩體內靜力平衡分析之結果。圖4.11(a)與圖4.11(b)分別為築壩後壩體內之垂直應力與水平應力分佈狀況（定義張力為正值，壓力為負值）。圖4.11(a)所示之垂直應力大致顯示垂直應力大抵與覆土深度成正比。垂直應力與水平應力之分佈均大致對稱。

圖4.11(c)與圖4.11(d)分別築壩後壩體內之垂直位移與水平位移分佈情形（定義X軸向右為正值，Y軸向下為負值）。在此階段中，所載重純粹來自壩體自重，因為壩體外型大致呈對稱形態，因此位移分佈亦大致對稱。最大之垂直位移值（沈陷量，圖4.11(c)）出現在壩體中央頂部下方，而最大之水平位移（圖



4.11(d)) 則分別在上下游兩側邊坡，上游側水平位移偏向上游，下游側水平位移則偏向下游。

蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析

第二階段進行蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析，此階段又可分成兩個次階段來分析：(1) 蓄水至滿水位之穩態滲流分析（以決定浸潤面）；以及(2) 有效應力靜平衡分析（穩態滲流作用孔隙水壓已求出後，令蓄水後有效應力達到最終平衡）。

階段(1) 進行穩態滲流分析。在階段(1) 中，滲流分析所採用的材料之滲透係數如下：壩殼水平滲透係數 1.4×10^{-8} (m/sec)，垂直滲透係數 3.5×10^{-9} (m/sec)；壩心水平滲透係數 1.25×10^{-9} (m/sec)，垂直滲透係數 3.125×10^{-10} (m/sec)；垂直排水帶滲透係數為 3×10^{-5} (m/sec)，水平排水帶滲透係數為 1.0×10^{-2} (m/sec)；基礎岩盤滲透係數為 1.0×10^{-10} (m/sec)。圖4.12(a)至圖4.12(g) 為蓄水至滿水位之穩態滲流分析結果。圖4.12(a) 為壩體之孔隙水壓力分佈狀況，由此圖觀察得知，壩體中浸潤面確可經過壩心通入排水帶，使下游壩殼皆位於浸潤面以上，顯示壩心可發揮良好的功能，亦即滲流線通過壩心後會循著排水帶而延伸至下游。

階段(2) 進行有效應力靜平衡分析。圖4.12(b)至圖4.12(g) 為蓄水平衡後壩體內靜力平衡分析之結果。圖4.12(b) 與圖4.12(c) 分別為蓄水平衡後壩體內之垂直應力與水平應力分佈情形，因為受到滲流力之作用，無論垂直應力與水平應力均已較不若築壩靜力平衡階段般地對稱分佈。圖4.12(d) 為蓄水平衡後壩體內之平均有效正應力（圍壓）分佈狀況；圖4.12(e) 為蓄水平衡後壩體內之主應力差（ $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ）分佈情形。

圖4.12(f) 與圖4.12(g) 分別為蓄水平衡後壩體內之垂直位移與水平位移分佈狀況。最大垂直位移處較偏於壩體上方，約可達二、三十公分。因受蓄水壓力之作用，水平位移之趨勢均朝向下游，最大水平位移出現在濾層邊緣偏下游側。與前一段靜力平衡分析結果相較，因為上游側水壓之作用，無論是應力或位移分佈均不再呈現對稱。

地震波作用之動態分析

最後一個階段係進行特定地震波作用下之動態分析；假設網格底邊界之岩盤壩基受一持續共達38.715秒作用下的地震加速度，岩盤最大地表加速度為0.423g（如圖2.17所示），本階段中開啟土壤材料之孔隙水壓激發模式，允許孔隙水壓在土體不排水反覆受剪下累積上昇。

圖4.13(a)至圖4.13(g)為地震波作用之動態分析結果。圖4.13(a)為壩體之孔隙水壓力分佈狀況，相較於前一個階段（圖4.12(a)）發現，除孔隙水壓力分佈不規則外，因地震作用所激發的孔隙水壓力亦明顯。圖4.13(b)與圖4.13(c)分別為地震波結束瞬間之水平總應力與垂直總應力分佈情形；應力分佈情形與前一階段（圖4.12(b)與圖4.12(c)）比較，其垂直總應力分佈的變化不大，而水平總應力分佈之變化則較明顯，有降低之趨勢，顯示壩體在地震作用後有側向解壓之傾向。圖4.13(d)為地震波結束瞬間之平均有效正應力（圍壓）分佈狀況，相較於前一個階段（圖4.12(d)）可得知，經過相當0.423g岩盤加速度後，土壩壩體內絕大部分之有效應力均仍在壓力範圍，無安全威脅；圖4.13(e)為地震波結束瞬間之主應力差（ $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ）分佈情形。

圖4.13(f)至圖4.13(g)分別為地震波結束瞬間之垂直位移與水平位移分佈狀況；位移分佈情形與前一階段（圖4.12(f)與圖4.12(g)）相較，垂直位移值（圖4.13(f)）於壩頂出現較大沈陷量（近1.0公尺），但由於設計之出水高為5公尺，因此即使經歷本設計地震後，尚不致於對下游側之邊坡有溢流之危險；然值得注意的是，在上、下游側（壩殼部分）之邊坡，亦因壩頂產生較大的沉陷量而出現較大的水平位移值（圖4.13(g)），代表邊坡有可能存在局部變形，但對壩體之整體穩定性應不會造成嚴重影響。

一般在決定壩體變形量容許程度時需考慮各種因素，例如：蓄水庫對下游的危害度、壩高、設計地震的保守性、濾透水層的位置與厚度、大壩上下游坡度、心層厚度、施工品質及施工年代、及壩頂寬度等等。表4.5為美國加州大壩安全管理單位對壩體變形量檢討的一般原則，由於每一大壩均有其特殊性，因此僅供參考。

表4.5 美國加州大壩安全管理單位對壩體變形量之檢討

震後壩體變形量	一般標準說明
0 至 1.5 公尺	<ul style="list-style-type: none"> ● 一般可以接受 ● 不可嚴重威脅出水高 ● 不可佔過大的壩高比例
1.5 至 3 公尺	<ul style="list-style-type: none"> ● 情況需詳加檢討 ● 變形量接近3公尺時壩體結構的表現將無法預測 ● 壩座附近將產生橫向裂隙 ● 其他地區亦將產生裂縫 ● 局部地區產生滑動或位移 ● 需根據設計出水高、殘餘出水高、壩頂寬、壩體分區、上下游坡度作通盤檢討
3 公尺以上	<ul style="list-style-type: none"> ● 耐震設計不足 ● 重新設計 ● 從未核准此條件下任何新舊壩體之水庫蓄水 ● 一般而言，大壩斷面將需從新設計

4.6 邊坡穩定分析

4.6.1 土壩之設計地震係數

本節採用壩址 $PGA=0.39g$ 進行邊坡穩定分析，分別考慮有無地震情況。

4.6.2 土壤參數設計值

安定分析所用材料參數值如表 4.6。UU 試驗之強度參數摘自前期調查成果，CU 之強度參數為本計畫之試驗結果。

表4.6 大壩築壩材料安定分析參數值

	$\gamma_m(t/m^3)$	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	$C(kg/cm^2)$		ϕ'	
			UU	UU	CU	CU
殼層	2	2.2	0.493	14.6	0.48	34.6
心層	2	2.2	1.876	13.4	0.24	33.7
濾料	2.1	2.2	0.2	37	0.2	37

4.6.3 邊坡穩定分析考慮之不同情況

安定分析依土壤受力之臨界情況，分施工末期，定常滲流期、完工後定常異常水位滲流、及急洩降，並分別考慮有無地震情況。茲說明如下。

1. 大壩完工至蓄水營運期間

施工末期由於殘留於壩體不透水材料內之施工孔隙壓力最大，此種施工孔隙壓力將減少土壤有效壓力，降低土壤之抗剪強度，因而造成邊坡之不安定，惟對於中央垂直心牆土壩由於心牆較薄，破壞圓弧通過心牆部分不多，對安定之影響不大。此時期辦理上、下游坡之分析可採用總應力或有效應力分析法，估算施工期之孔隙壓力。採 UU 試驗（總應力分析法）

2. 定常滲透期間

滿水位狀態下僅分析下游坡，因當滿水時上游坡理論上不會滑動，因此假定上游坡之滑動僅發生於施工末期或急洩降求得，土壤剪力強度採用三軸壓密不排水試驗（CU）兼測孔隙壓力或直接剪力，慢剪試驗結果。

3. 急洩降期間

假設水庫由滿水位 EL.95 公尺瞬間下降至取水口 EL.55 公尺，則水流由原來定常滲透時之最高流線向上游面滲流，由滲流力及上頂力造成邊坡不安定，水庫急洩降同時發生地震機會不多，但一般仍考慮較小之地震係數。本時期採用總應力或有效應力分析法，孔隙壓力可由流線網求得，採用有效應力分析法。

4. 完工後定常滲流（異常水位）

假設異常水位為 EL97 公尺。

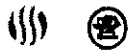
4.6.4 分析工具與方法

本主壩斷面計畫安定分析利用常用之 STABLE 5M 軟體，以仿靜態法為之，即地震力假定為靜力而分析。在假設壩址岩盤 PGA=0.39g 條件下，利用以下四種方法推估壩體之水平地震加速度：Seed 和 Martin(1966)；加州壩工監理單位；Seed & Idriss(1979)；Hynes and Franklin(1984)。

茲分別說明四種方法如下：

1. Seed和Martin(1966)法

Seed 和 Martin(1966)針對均質土堤，利用有限元素法以二向度綜合性動態分析，之成果圖表，假設大壩之地表最大水平地震加速度 0.30g，並假定大壩填築材料之剪力波傳採速度為 300m/sec，則大壩受 0.3g 之水平加速度時，求得不同滑動



弧趾位於距壩頂 1/4 高度內、距壩頂 1/2 高度內、距壩頂 3/4 高度內及全部高度時平均反應水平加速度 (圖 4.14)。本計畫採 0.39g 為地震力係數，依比例放大已得到分別在距壩頂 1/4、1/2、3/4 和全部高度時的水平地震力係數，垂直地震力係數則採用水平值之 1/3。

2. 加州壩工監理單位法

加州壩工監理單位考慮單一之地震係數，亦即不採用分階之加速度，規定最小地震力係數為 0.15，即 $K_H=0.15$ ，垂直地震係數 K_V 為 K_H 之 1/3，即 $K_H=0.05$ 。

3. Seed & Idriss(1979)法

以 PGA 為 0.39g 作分析，在距頂部 1/4 內高度時，頂部的地震放大係數 K_H 為 0.6g 再折減 0.85。在距頂部 1/2 內高度時，頂部的地震放大係數 K_H 為 0.6g 再折減 0.6。在距頂部 3/4 內高度時，頂部的地震放大係數 K_H 為 0.6g 再折減 0.45。全部高度時，地震係數 K_H 為 0.6g 再折減 0.35。垂直地震係數 K_V 為 $K_H*1/3$ 。

4. Hynes and Franklin(1984)法

水平地震力係數值為 0.2，而強度參數採用 $C'=0.8C$ ， $\tan\phi'=0.8 \tan\phi$ ，即 C 值及 ϕ 值均折減百分之八十 (圖 4.15)。

4.6.5 分析結果與討論

分析結果

表 4.7 至表 4.11 為分析結果。

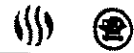


表 4.7 大壩安定分析結果 (El Centro)

壩體條件	蓄水位	地震	平均地震係數	安定係數			
				上游面	下游面	規定最小值	
完工時	空庫	無	$g=0$	1.49	1.42	1.3	
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.38$	1.69	1.66	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.31$	1.02	1.13	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4內	$g=0.24$	1.07	1.06	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.18$	1.02	1.06	1
完工後定常滲流	中間水位 EL 80	無	$g=0$	1.63	-	1.3	
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.38$	1.72	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.31$	1.3	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4內	$g=0.24$	1.07	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.18$	1.01	-	1
急洩降	EL 95 降至EL 55	無	$g=0$	2.86	-	1.2	
完工後定常滲流	滿水位 EL 95	無	$g=0$	-	1.42	1.5	
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.38$	-	1.54	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.31$	-	1.13	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4內	$g=0.24$	-	1.02	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.18$	-	1.06	1
完工後定常滲流	異常水位 EL 97	無	$g=0$	2.87	2.21	1.4	



表 4.8 大壩安定分析結果 (Seed和Martin, PGA=0.39)

壩體條件	蓄水位	地震		平均地震 係數	安定係數		
					上游面	下游面	規定最小 值
完工時	空庫	無		$g=0$	1.49	1.42	1.3
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.225$	1.92	1.75	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.195$	1.41	1.38	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4 內	$g=0.154$	1.23	1.21	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.12$	1.17	1.17	1
完工後定 常滲流	中間水 位 EL 80	無		$g=0$	1.63	-	1.3
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.225$	1.92	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.195$	1.51	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4 內	$g=0.154$	1.23	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.12$	1.17	-	1
急洩降	EL 95降 至EL 55	無		$g=0$	2.86	-	1.2
完工後定 常滲流	滿水位 EL95	無		$g=0$	-	1.42	1.5
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.225$	-	1.98	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.195$	-	1.38	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4 內	$g=0.154$	-	1.21	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.12$	-	1.17	1
完工後定 常滲流	異常水 位 EL 97.0	無		$g=0$	2.87	2.21	1.4

表4.9 大壩安定分析結果 (加州壩工監理單位 $K_h=0.15$)

壩體條件	蓄水位	地震	平均地震係數	安定係數		
				上游面	下游面	規定最小值
完工時	空庫	有	$g=0.15$	1.12	1.13	1
完工後定常滲流	中間水位 EL 80	有	$g=0.15$	1.13	-	1
急洩降	EL 95降 至EL 80	有	$g=0.15$	1.86	-	1
完工後定常滲流	滿水位 EL 95	有	$g=0.15$	-	1.13	1
完工後定常滲流	異常水位 EL 97	有	$g=0.15$	1.63	1.42	1

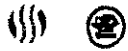


表 4.10 大壩安定分析結果(Seed & Idriss, PGA=0.56)

壩體條件	蓄水位	地震	平均地震 係數	安定係數			
				上游面	下游面	規定最小 值	
完工時	空庫	無	$g=0$			1.3	
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.51$	1.69	1.38	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.36$	1.12	1.05	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4內	$g=0.27$	1.01	1.01	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.21$	1	1.02	1
完工後定 常滲流	中間水位 EL 80	無	$g=0$	1.63	-	1.3	
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.51$	1.42	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.36$	1.19	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4內	$g=0.27$	1.01	-	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.21$	1	-	1
急洩降	EL 95降 至EL 55	無	$g=0$	2.86	-	1.2	
完工後定 常滲流	滿水位 EL 95	無	$g=0$	-	1.42	1.5	
		有	滑動圓弧切線距壩頂H/4內	$g=0.51$	-	1.27	1
			滑動圓弧切線距壩頂H/2內	$g=0.36$	-	1.39	1
			滑動圓弧切線距壩頂3H/4內	$g=0.27$	-	1	1
			滑動圓弧切線距壩頂H內	$g=0.21$	-	1	1
完工後定 常滲流	異常水位 EL 97	無	$g=0$	2.87	2.21	1.4	

表 4.11 大壩安定分析結果(Hynes and Franklin, PGA=0.39)

壩體條件	蓄水位	地震	平均地震係數	安定係數		
				上游面	下游面	規定最小值
完工時	空庫	有	$g=0.2$	1.19	1.18	1
完工後定常滲流	中間水位 EL 80	有	$g=0.2$	1.13	-	1
急洩降	EL 95降 至EL 55	無	$g=0$	1.73	-	1.2
完工後定常滲流	滿水位 EL 95	有	$g=0.2$	-	1.25	1
完工後定常滲流	異常水位 EL 97	無	$g=0$	1.73	1.4	1.4

結果討論

由表 4.7 至表 4.11 之分析結果，無論採用何種分析方法，在所有條件下之邊坡穩定分析均顯示安全係數符合要求，可見規劃土壩在考慮之條件下皆為穩定。

4.7 殘餘出水高

殘餘出水高的計算是根據設計出水高，扣除壩體在地震後的變形量或壩頂在地震後的沉陷量所得。土石壩因為無法抵抗庫水溢頂，因此土石壩的壩頂在任何時候都必須高於蓄水庫的湖面，即使在地震後亦然。因此，土石壩縱然在地震時未發生大規模地滑，但是，在設計時仍需檢核大壩在地震時可能的變形量，並確定在地震結束後，壩頂仍高於蓄水庫的水位面。殘餘出水高的計算，最困難的部分是在推估壩體在地震時的位移量。本計畫將根據 Makdisi-Seed 簡易圖解法計算

八個臨界滑弧在不同的分析地震下所得之各臨界滑弧之潛在位移。

Makdisi-Seed 簡易圖解法是根據滑動土塊的反應歷時紀錄的最大值(k_{max})與滑動土塊的降服加速度(k_y)，並根據地震規模，由經驗圖(圖 4.16)查得。壩體滑動土塊的擬靜態分析中最大值(k_{max})與降服加速度(k_y)分別整理於表 4.12。 k_y 乃是以在安全係數等於 1.0 時所對應之加速度， k_y 的取得是由圖 4.17 所得。

吾人可發現 1/4 壩高與 2/4 壩高的滑動幾乎為 0，而 3/4 及全壩高的滑動最大也只有 1.5cm。

表 4.12 Makdisi-Seed 簡易圖解法值

坡面	分區	K_y	k_{max}	滑弧位移量(cm)
上游面	1/4壩高	0.79	0.57	~0
	1/2壩高	0.47	0.40	~0
	3/4壩高	0.28	0.30	0.3
	全壩高	0.19	0.24	1.5
下游面	1/4壩高	0.77	0.57	~0
	1/2壩高	0.39	0.40	~0
	3/4壩高	0.25	0.30	1.0
	全壩高	0.21	0.24	0.5

本計畫亦使用二次積分法來計算滑動臨界面的位移量。此法假設全壩高滑動臨界面之底面與岩盤頂面於接觸面的動量傳遞完全一致，因此可將整塊全壩高滑動臨界面所獲得的加速度歷時視做和岩盤面加速度歷時相同，即上節所述人工合成地震；凡在該人工合成地震歷線上超過 k_y 值的加速度，即為導致整塊全壩高臨界滑動面不穩定位移的可能來源。經過二次積分後，可得全壩高臨界滑動面在經歷最大設計加速度引致之地震後的位移量。經檢核後為 2.0cm。

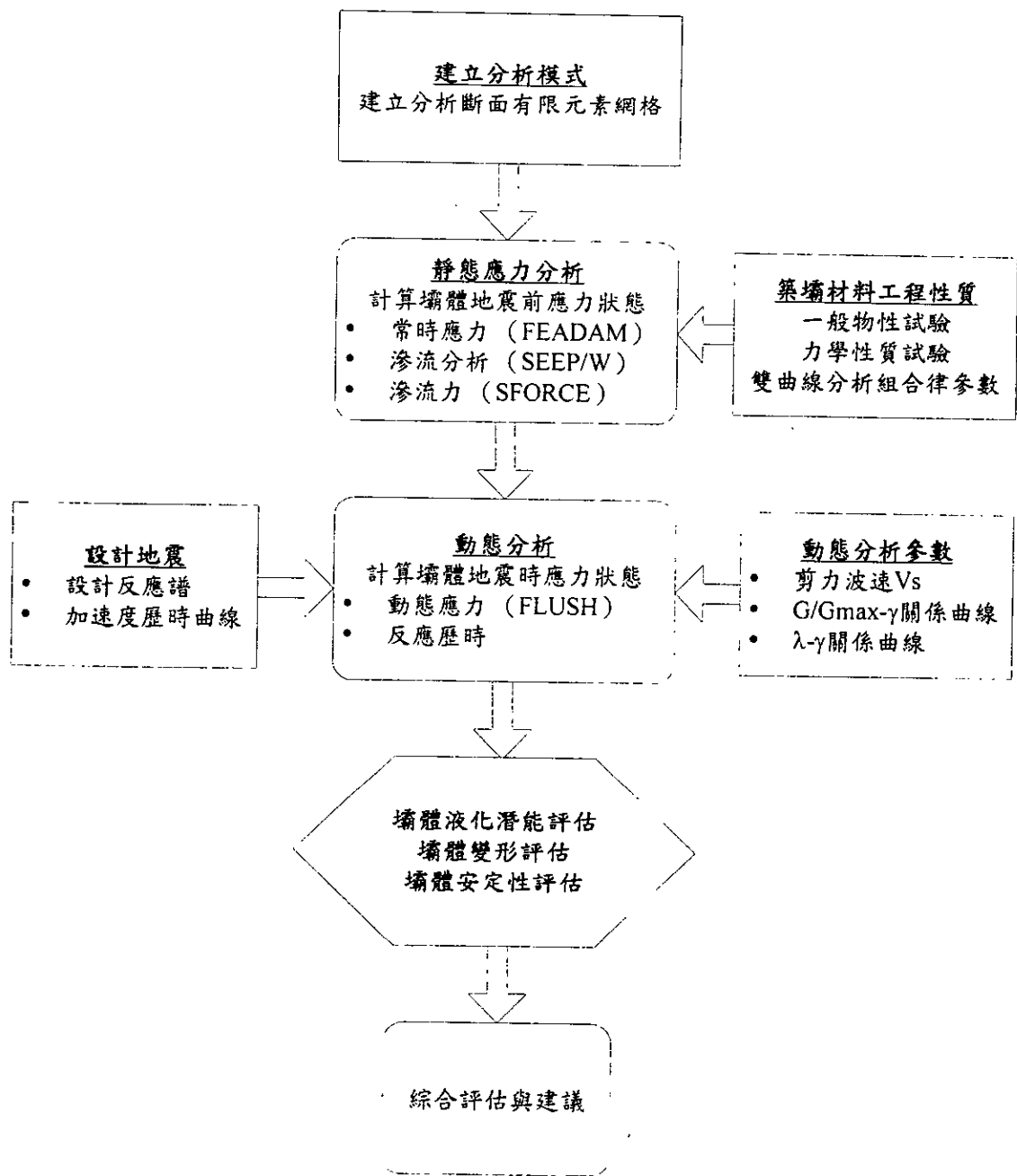
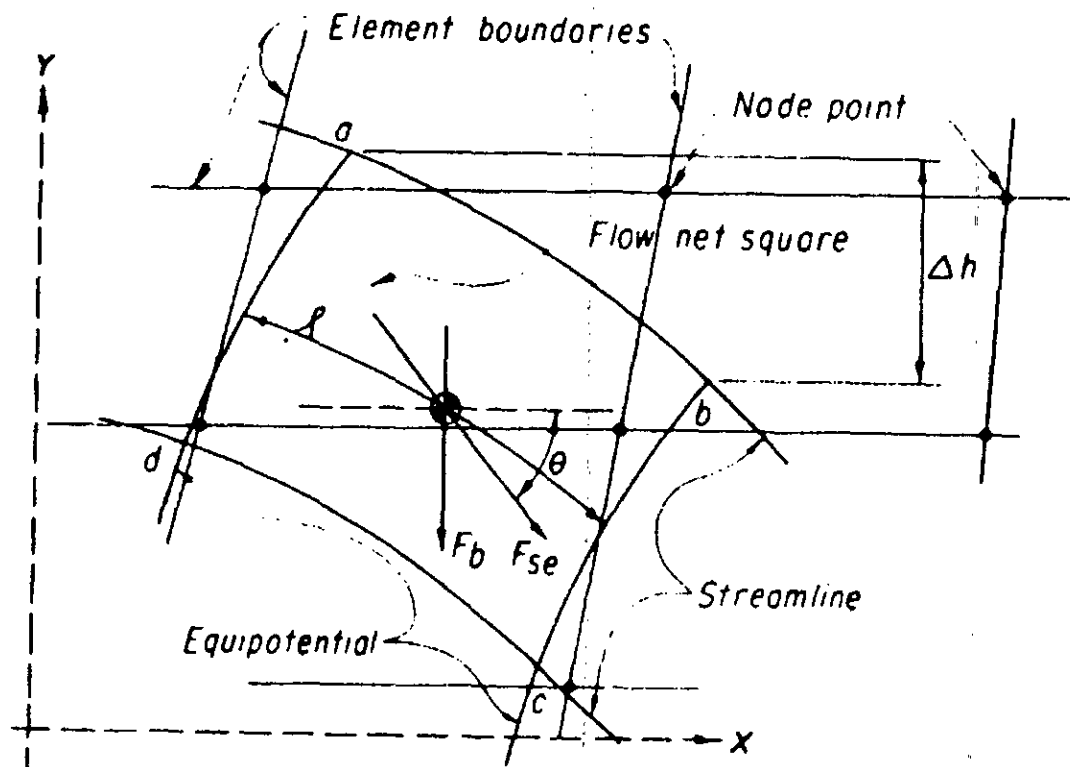


圖 4.1 總應力分析法步驟

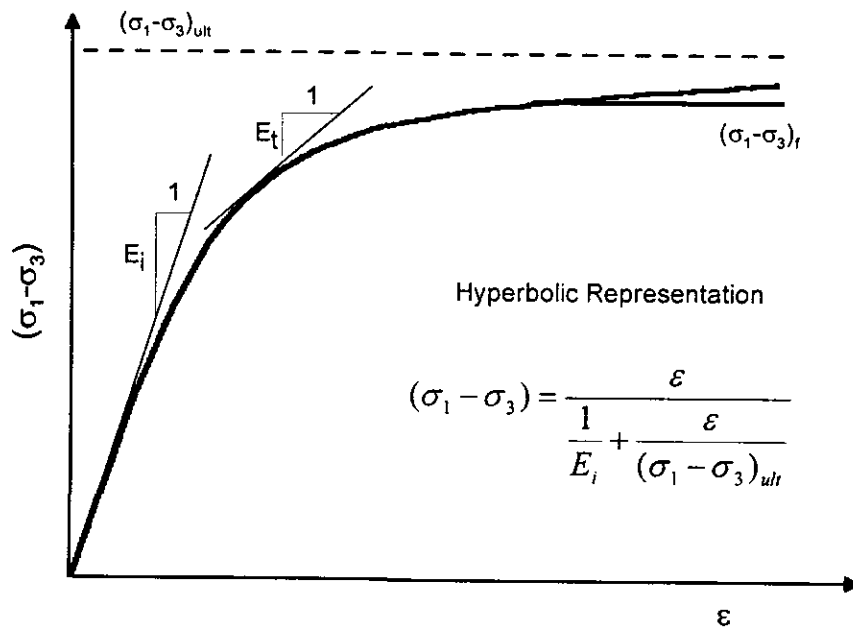
	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Chang Jia Wei
	Analysis flow chart		Figure 4-1



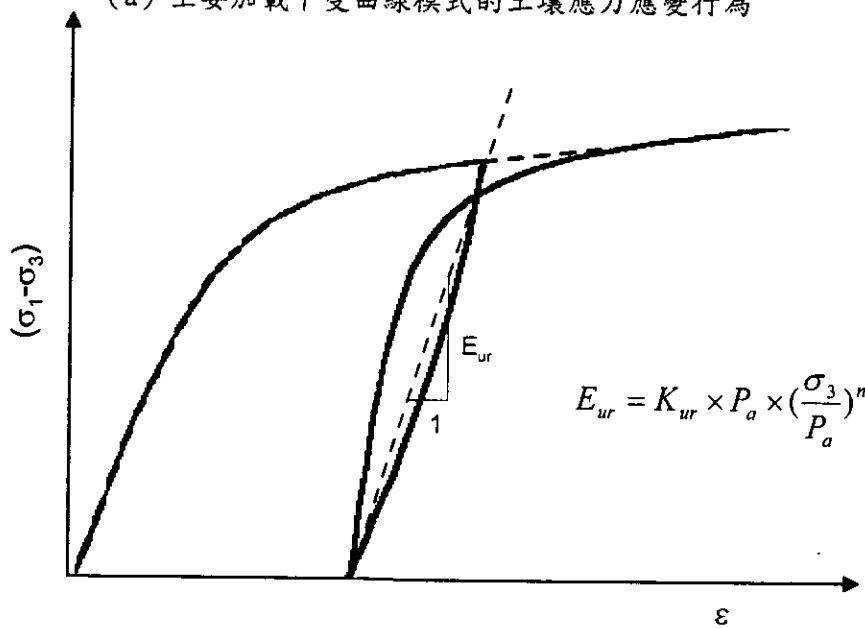
- $A = \text{area, } abcd$
- $\Delta h = \text{equipotential drop}$
- $l = \text{distance between equipotentials}$
- $F_{se} = \text{seepage force} = \left(\frac{A}{l}\right) \gamma_w A$
- $F_b = \text{effective force of material} = \gamma_b A$
- $\gamma_b = \text{buoyant unit weight, } (\gamma_s - \gamma_w)$
- $\gamma_p = \text{as-placed unit weight}$
- $\gamma_s = \text{saturated unit weight}$
- $\gamma_w = \text{unit weight of water}$

圖 4.2 滲流力的計算流網 (美國墾務局, 1975)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Chang Jia Wei
	Buoyant and seepage forces	Figure 4-2	



(a) 主要加載下雙曲線模式的土壤應力應變行為



(b) 線性的卸載-復載的土壤應力應變行為

圖 4.3 雙曲線組合律的土壤應力-應變行為 (Duncan, 1984)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Chang Jia Wei
	Hyperbolic model for stress-strain behavior		Figure 4-3

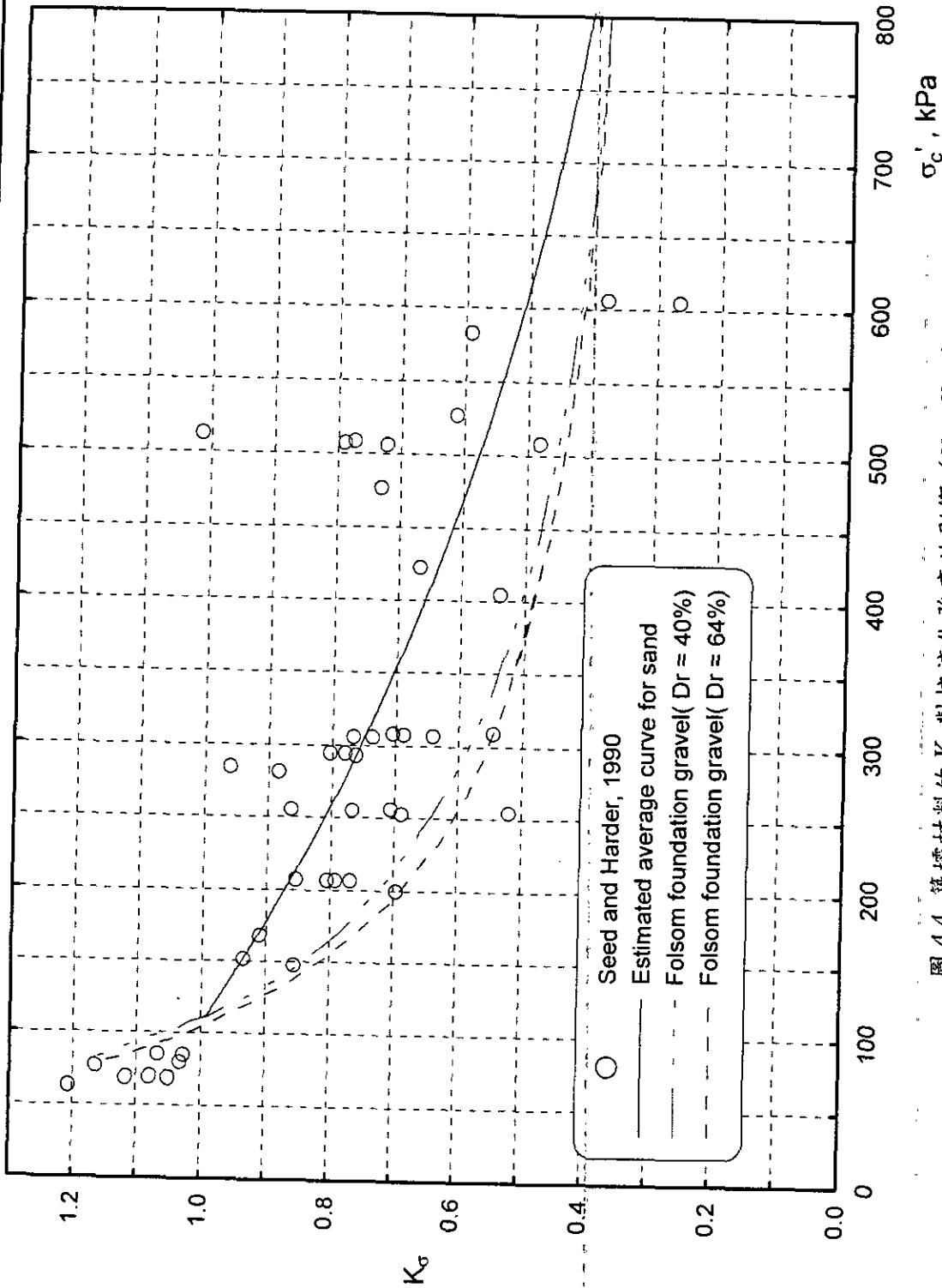


圖 4.4 築壩材料的 K_σ 對抗液化強度的影響 (K_σ effect)

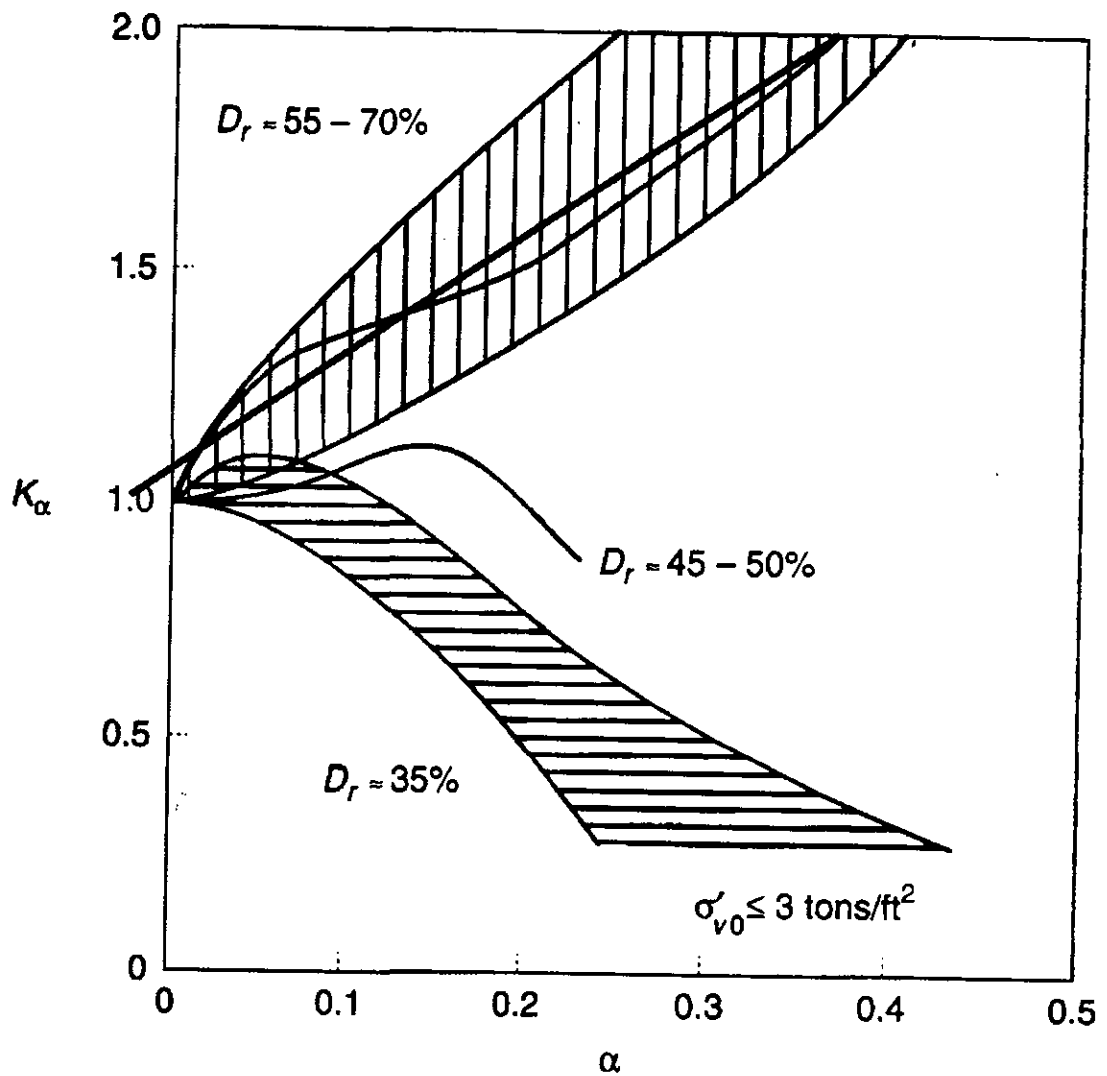


圖 4.5 靜態剪應力對抗液化強度的影響 (K_α effect, Seed and Harder, 1990)

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Chang Jia Wei
	Variation of correction factor, K_α , with initial stress ratio (Seed and Harder, 1990)		Figure 4-5

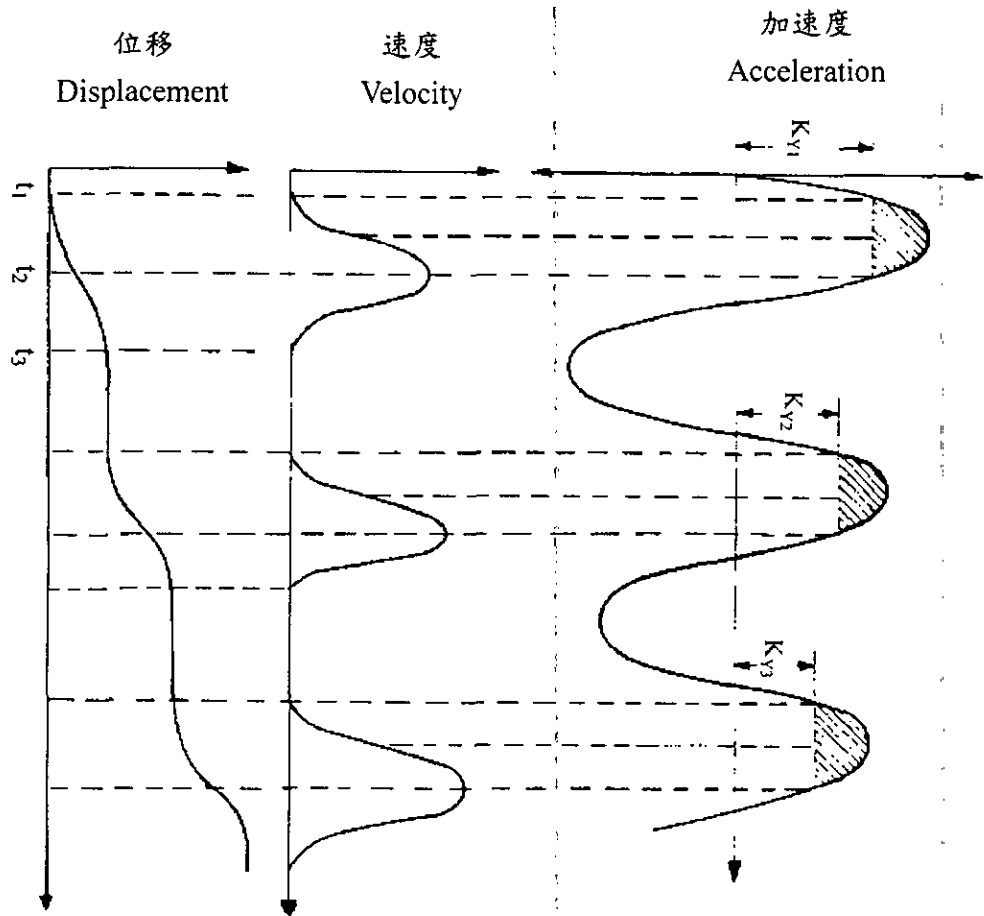
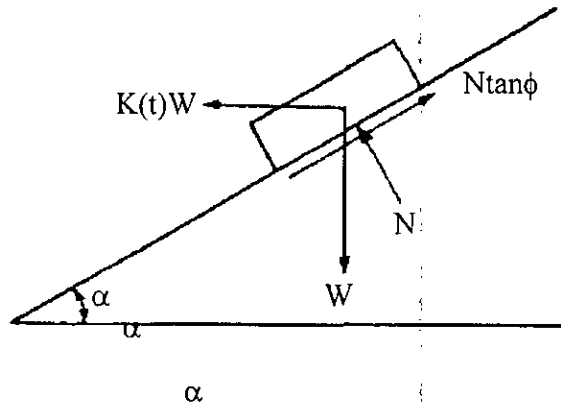


圖 4.6 Newmark 滑動土塊法計算示意圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Chang Jia Wei
	Procedure of Newmark sliding block method		Figure 4-6

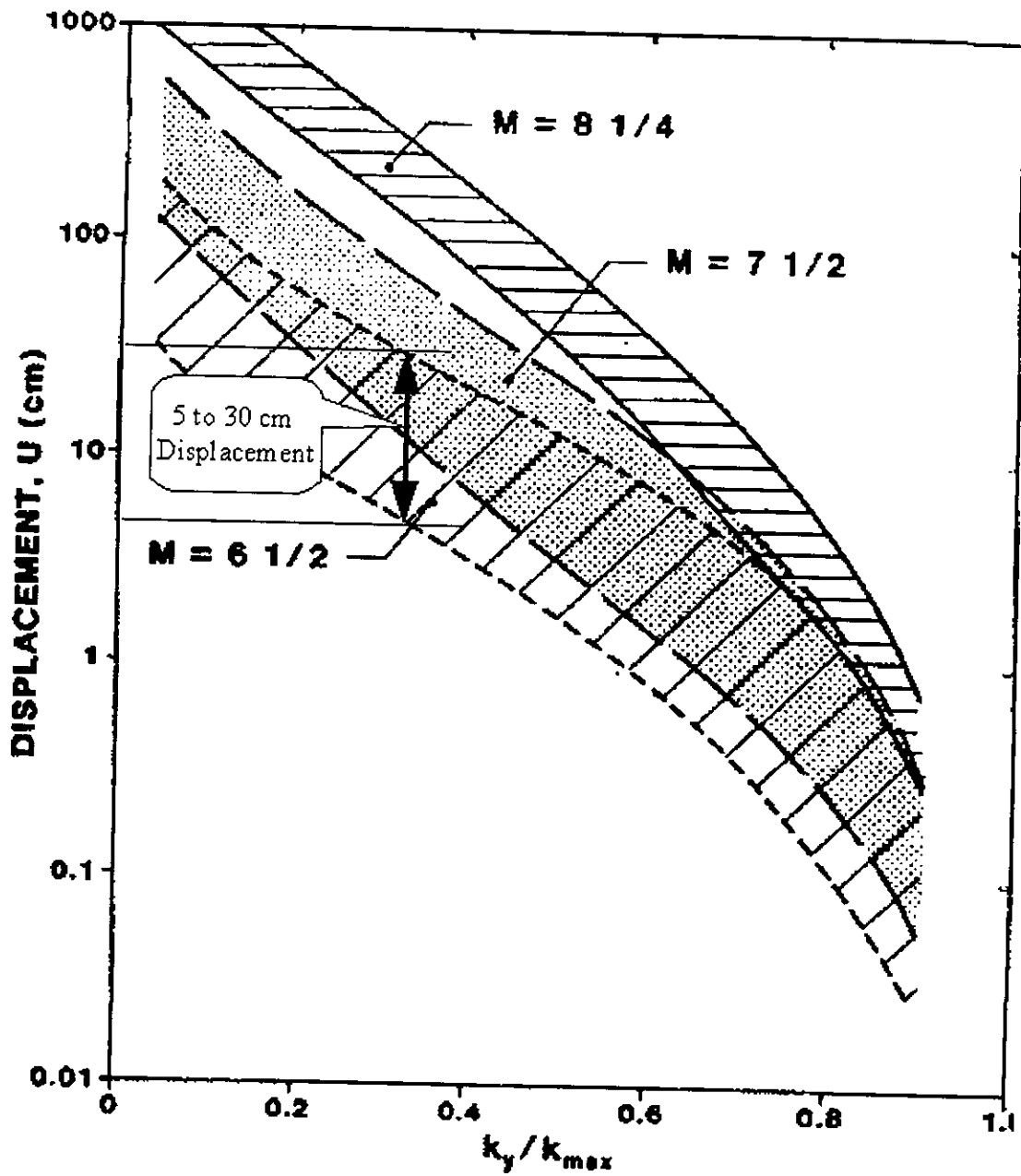




圖 4.7 Makdisi-Seed 簡易圖解法示意圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Chang Jia Wei
	Makdisi-Seed simplified chart		Figure 4-7

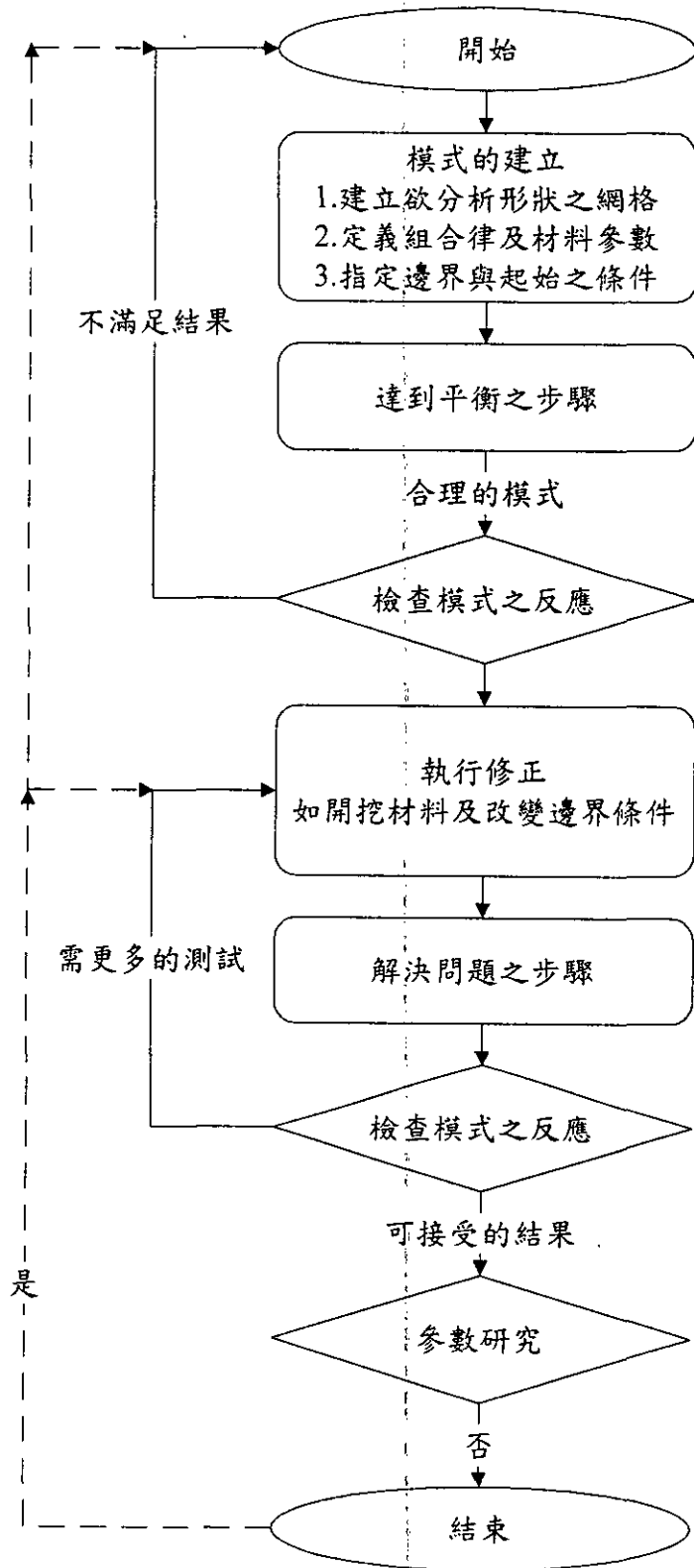


圖 4.8 FLAC 運算之分析邏輯與原理流程圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	Analysis flow chart	Figure 4-8	

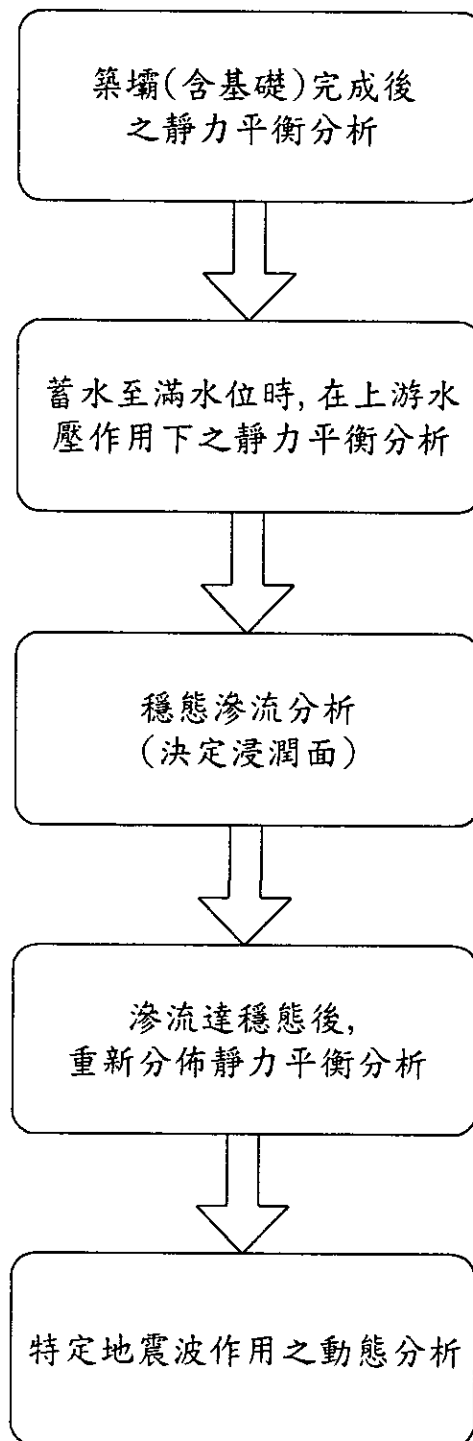




圖 4.9 FISH 程式來進行有效應力動態分析流程圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/24/00	Editor Cheng-Der Wang
	Analysis flow chart		Figure 4-9

Job Title : the finite difference mesh based on FLAC
From File : ep1.eav

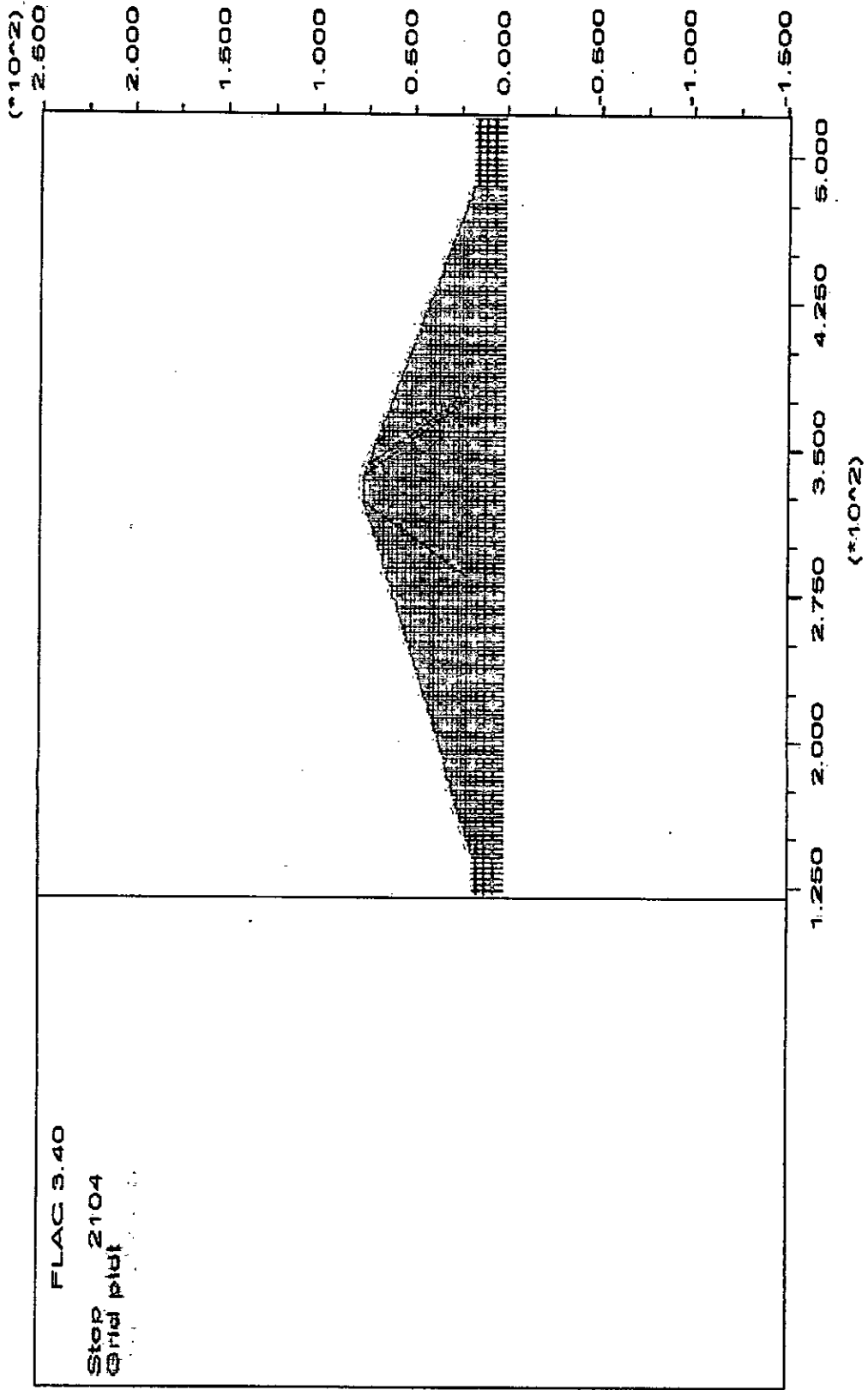


圖 4.10 以 FLAC 軟體分析之網格圖

Job Title : the vertical stress contours after construction (MPa)
 From File : ep1.sav

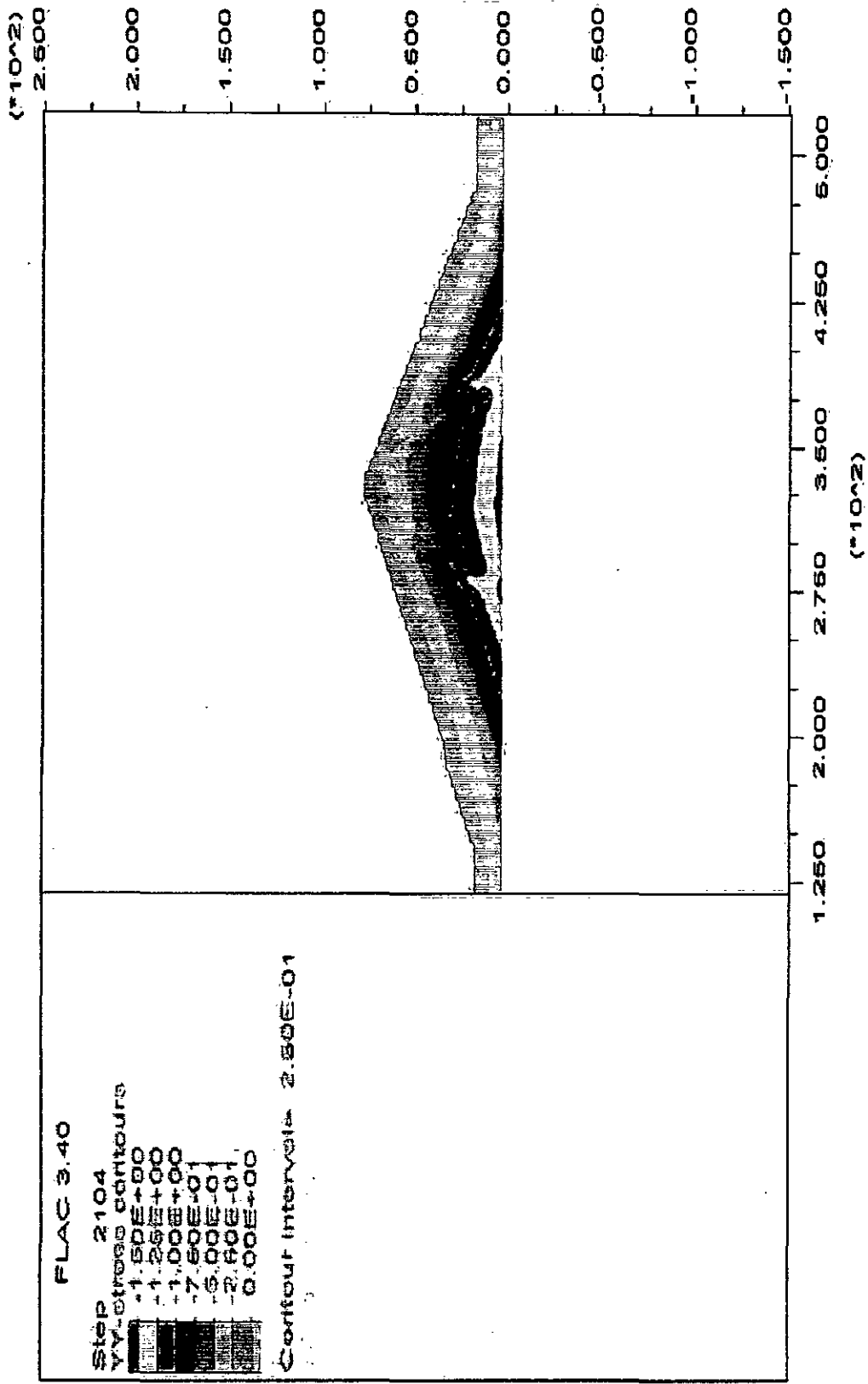


圖 4.11(a) 築壩後壩體內之垂直應力分佈

Job Title : the horizontal stress contours after construction (MPa)
 From File : ep1.88v

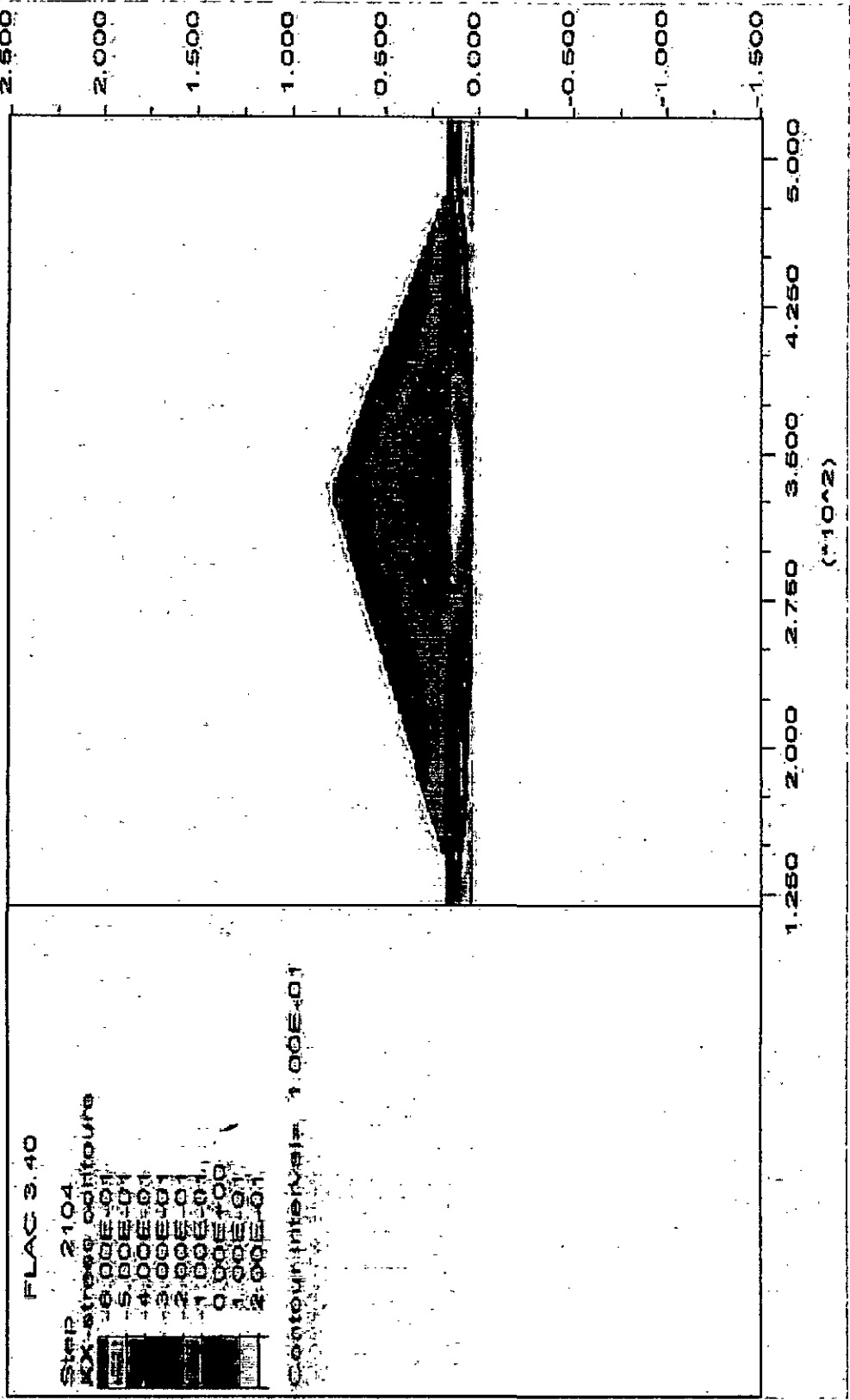


图 4.11(b) 築壩後壩體後之內水水平應力分佈

Job Title: The vertical displacement contours after construction (m)
 From File: ep1.eay

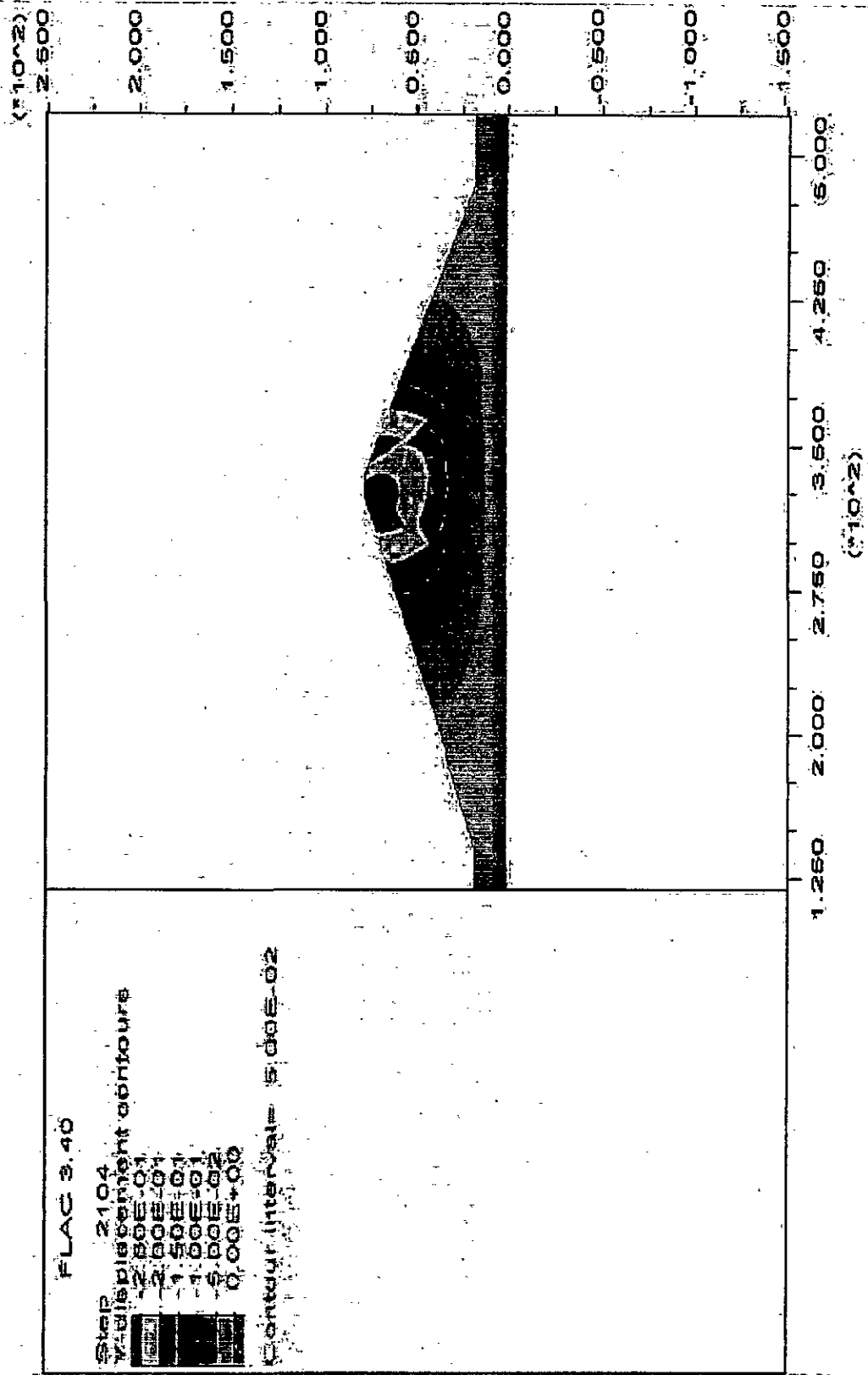


圖 4.11(c) 築壩後壩體內之垂直位移分佈

Job Title : the horizontal displacement contours after construction (m)
From File : ep1.sav

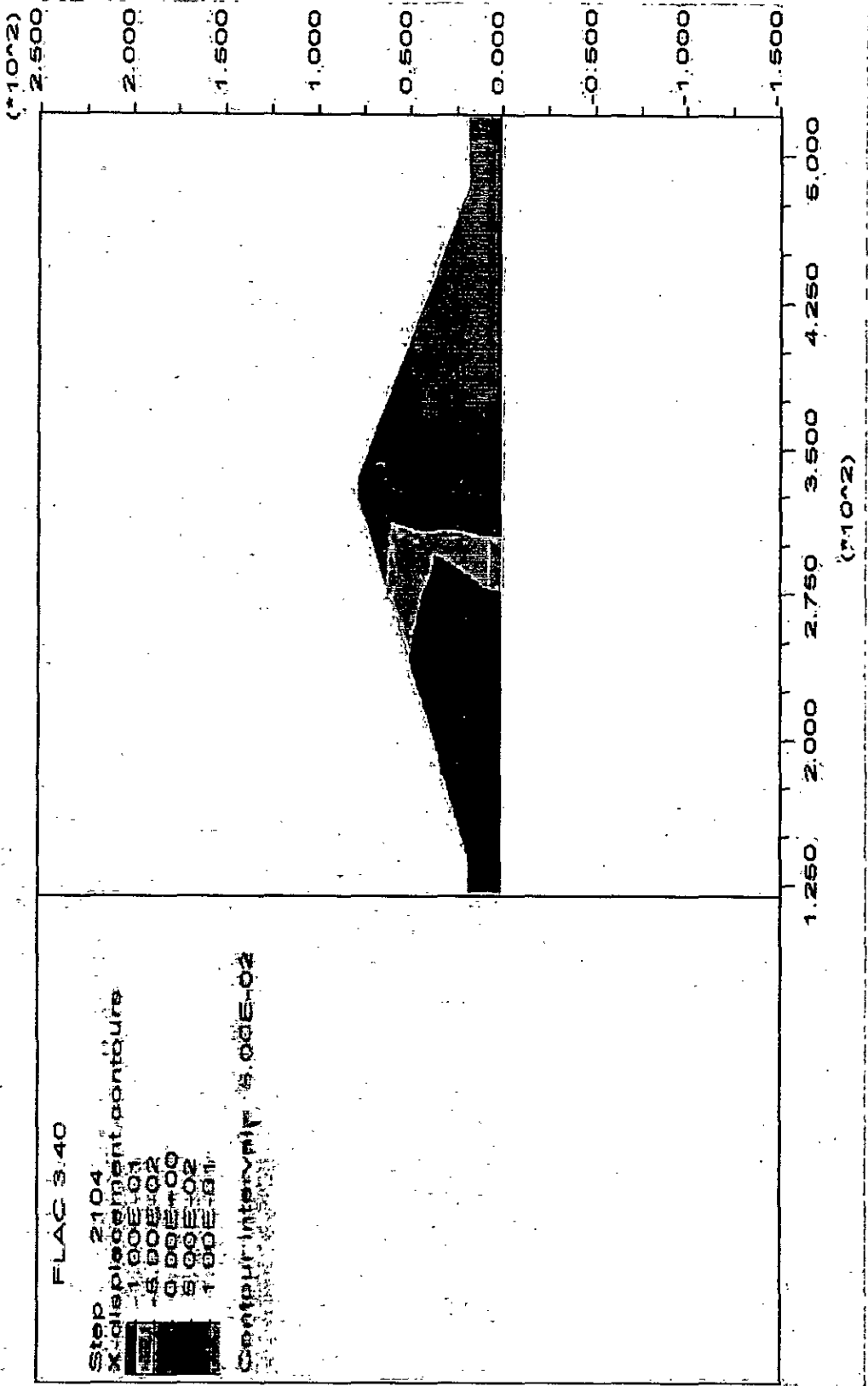


图 4.11(d) 築壩後壩體內之水平位移分佈

Job Title : the pore pressure contours with seepage forces (MPE)
From File : ep4.sav

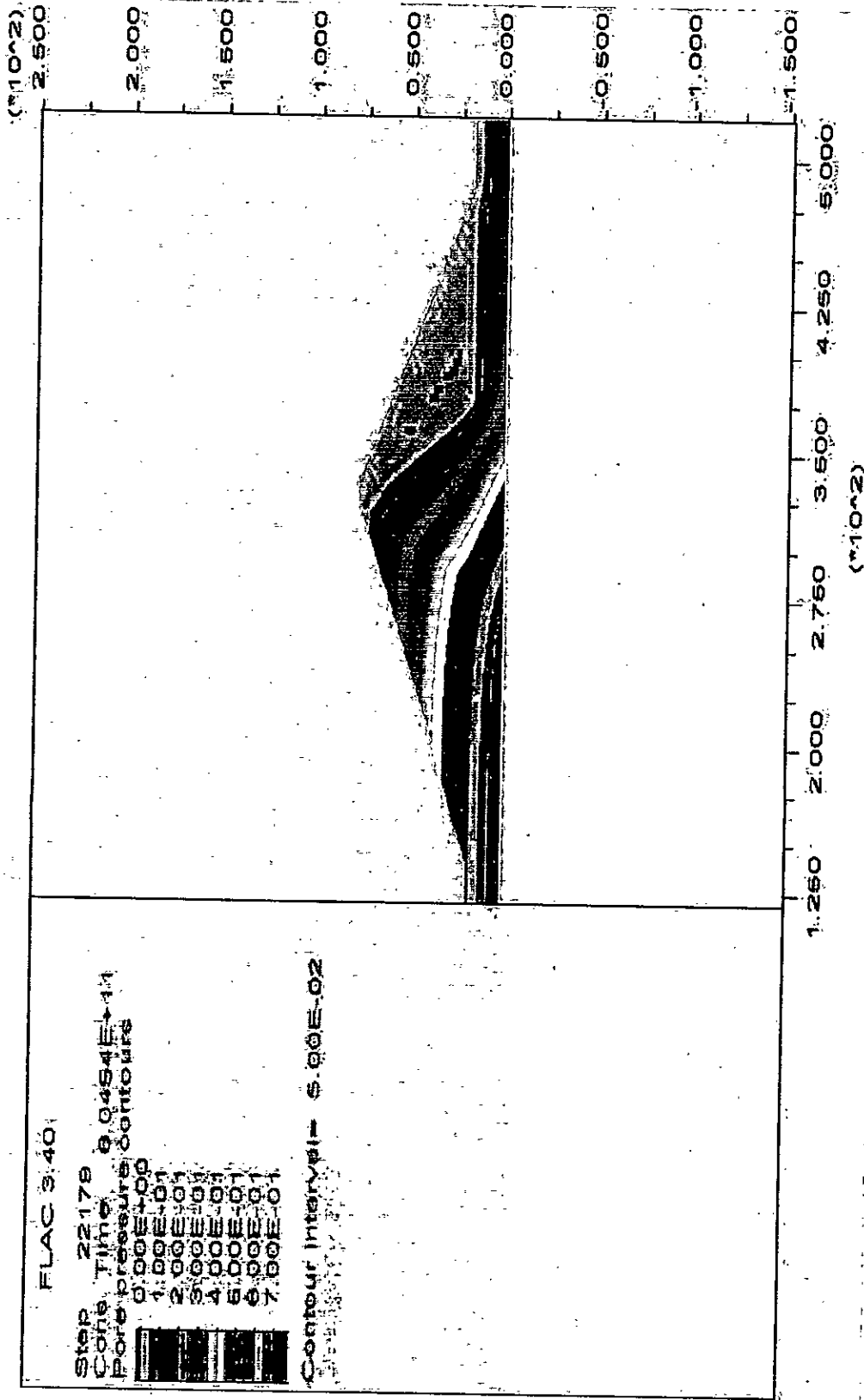
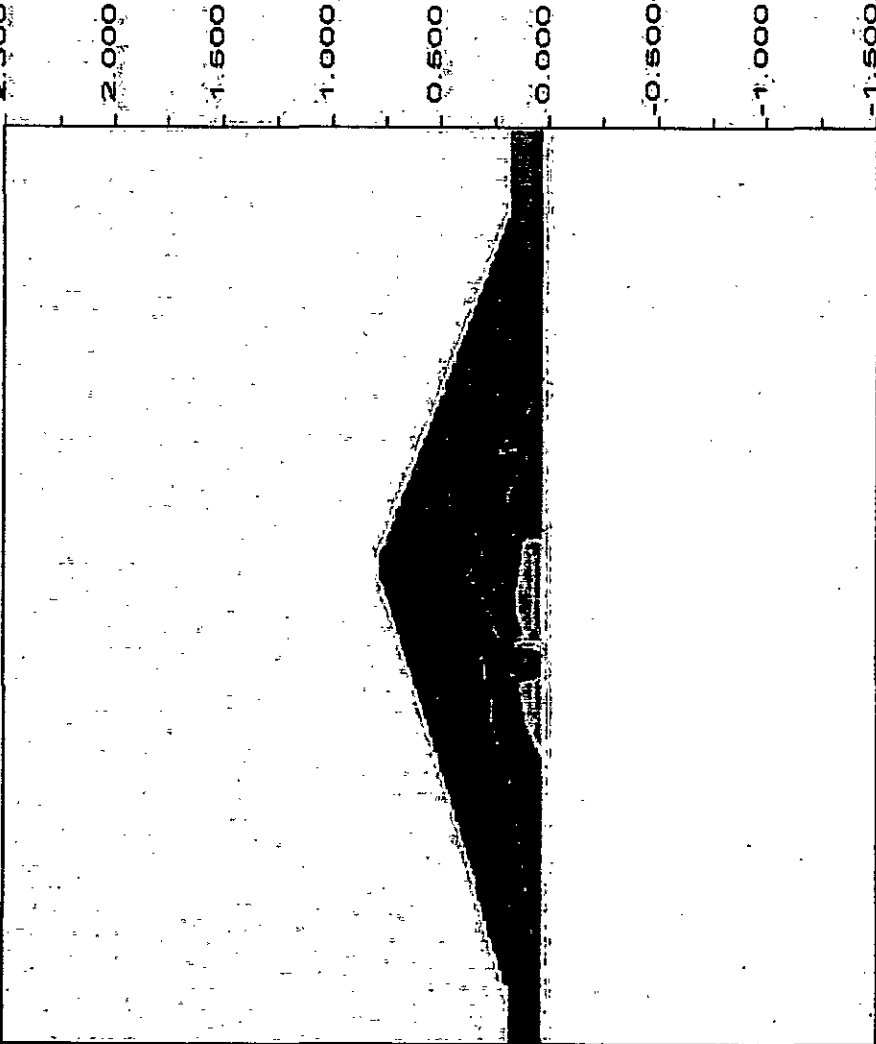


圖 4.12(a) 著水平衡後壩體內之孔隙水壓力分佈

Job Title: The Vertical stress contours with seepage forces (MPa)
 From File: sp4.eay

($\times 10^2$)
 2.500
 2.000
 1.500
 1.000
 0.500
 0.000
 -0.500
 -1.000
 -1.500



1.250 2.000 2.750 3.500 4.250 5.000
 ($\times 10^2$)

FLAC 3.40

Step: 22178
 Core Time: 0.0454E+01

Vertical stress contours

2.000E+00

1.500E+00

1.000E+00

5.000E-01

0.000E+00

5.000E-01

Contour Interval: 5.000E-01

圖 4.12(b) 蓄水平衡後壩體內之垂直應力分佈

Job Title: the horizontal stress contours with average forces (MPa)
From File: ep4.epv

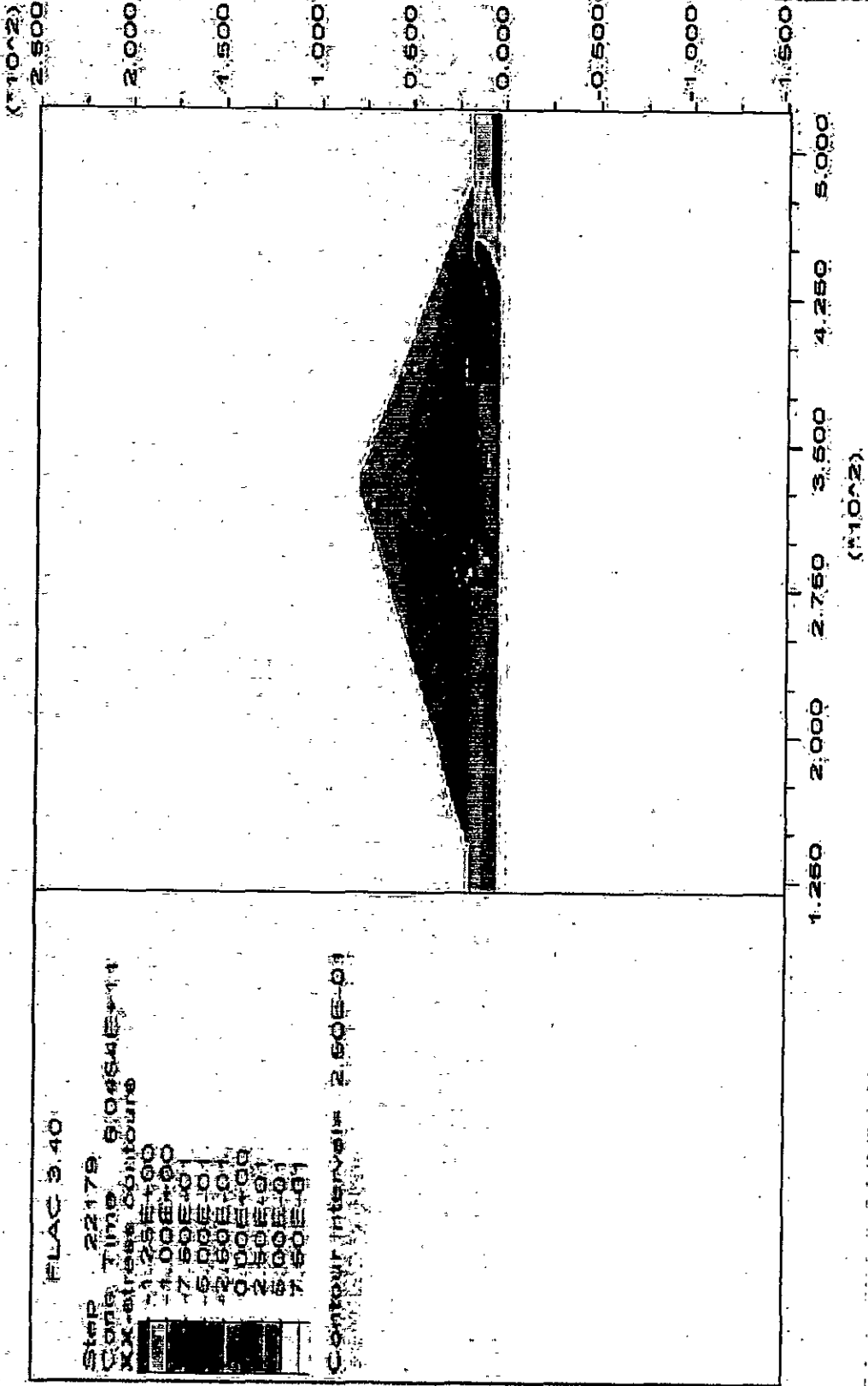


圖 4.12(c) 蓄水平衝後壩體內之水平應力分佈

Job Title: the effective mean stress contours with seepage forces (MPa)
 From File: ep4.sav

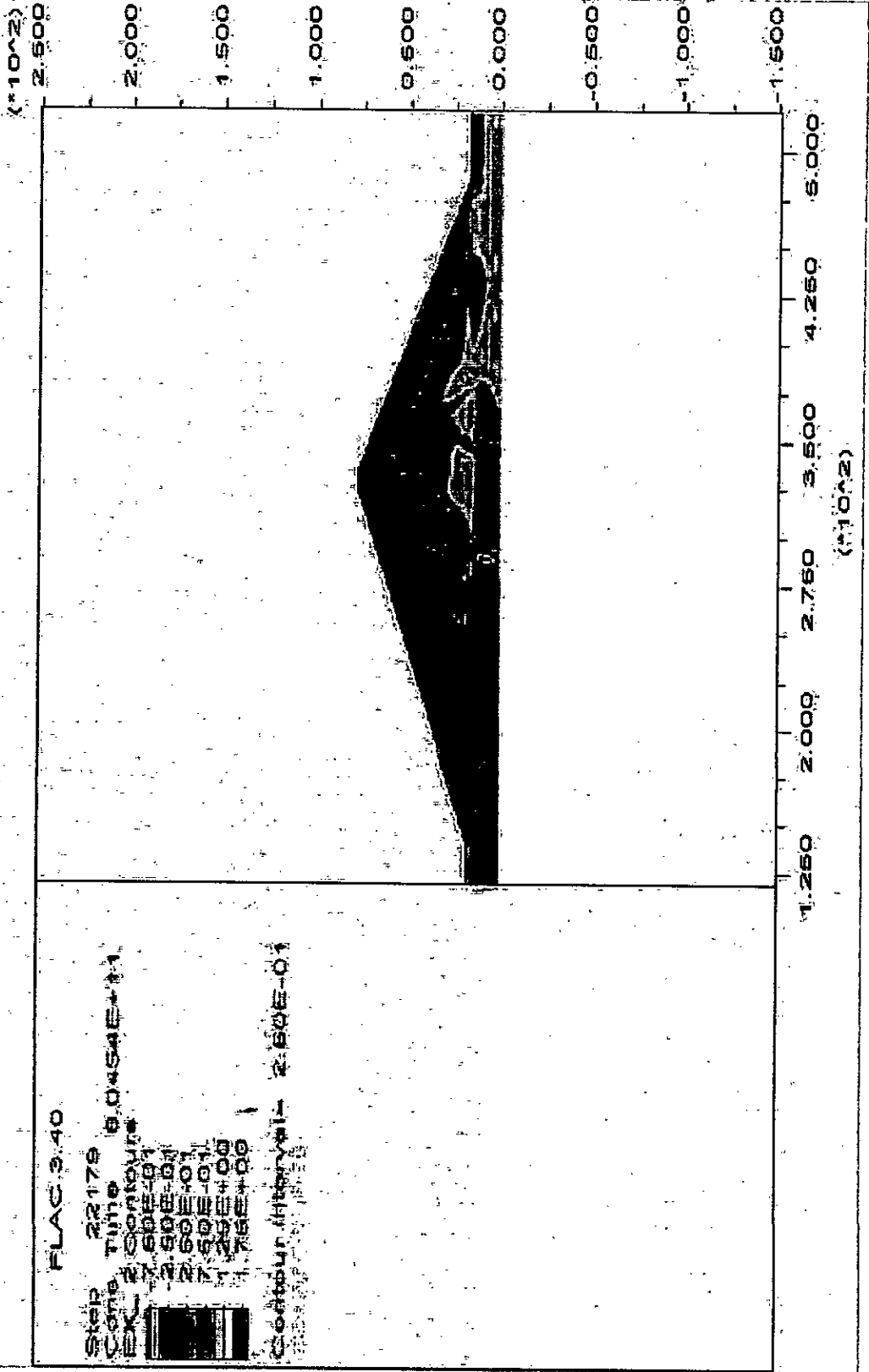


圖 4.12(d) 蓄水平衡後壩體內之有效平均圍壓分佈

Job Title: the effective prin. stress diff. contours with seepage forces (M
 From File: ep4.0ay

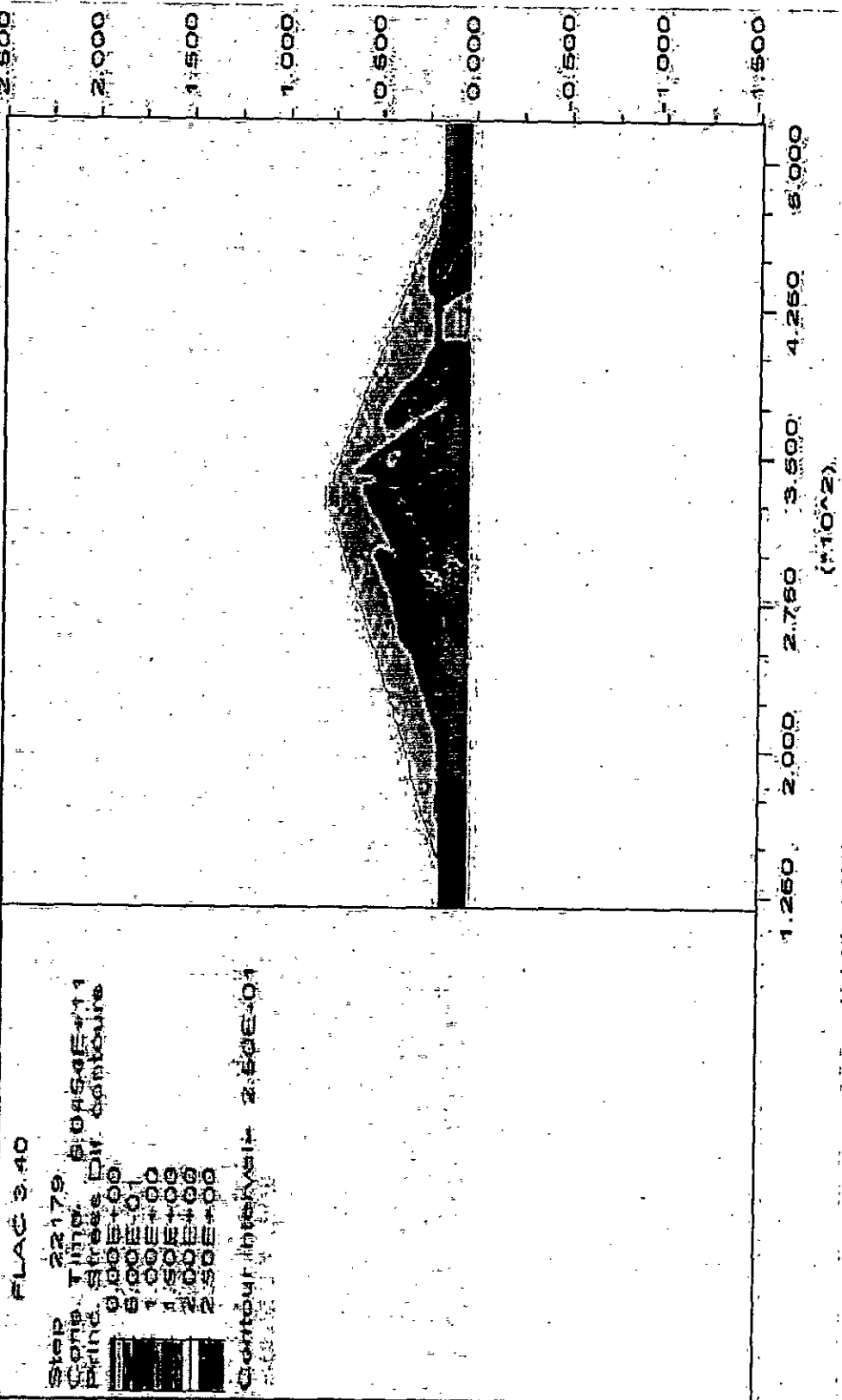
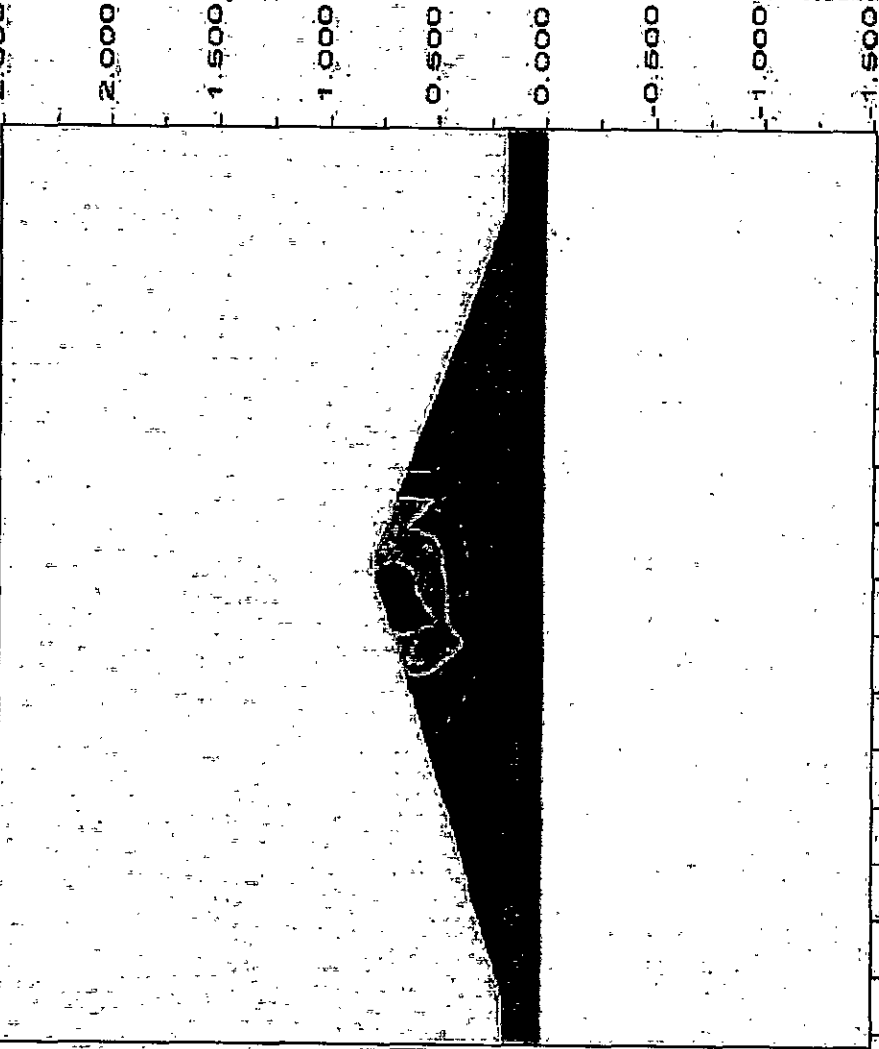


圖 4.12(e) 普水平衡後壩體內之有效主應力差值分佈 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)

Job Title: the vertical displacement contours with seepage forces (m)
From File: sp4.e6y

($\times 10^2$)
2.500



1.250 2.000 2.750 3.500 4.250 5.000 6.000
($\times 10^2$)

FLAC 3.40

Step: 22179
Contour Title: 6.00E-02
Y-Coordinate Contours
2.50E-01
-2.50E-01
-1.50E-01
-1.00E-01
-5.00E-02
5.00E-02

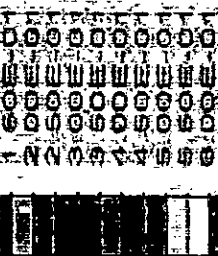
Contour Interval: 5.00E-02

圖 4.12(f) 蓄水平衡後壩體內之垂直位移分佈

Job Title: the horizontal displacement contours with seepage forces (m)
 From File: sp4.sav

FLAC: 3.40

Step: 22179
 Contour Time: 6.0454E+14
 X-displacement contours



Contour Interval: 5.00E-02

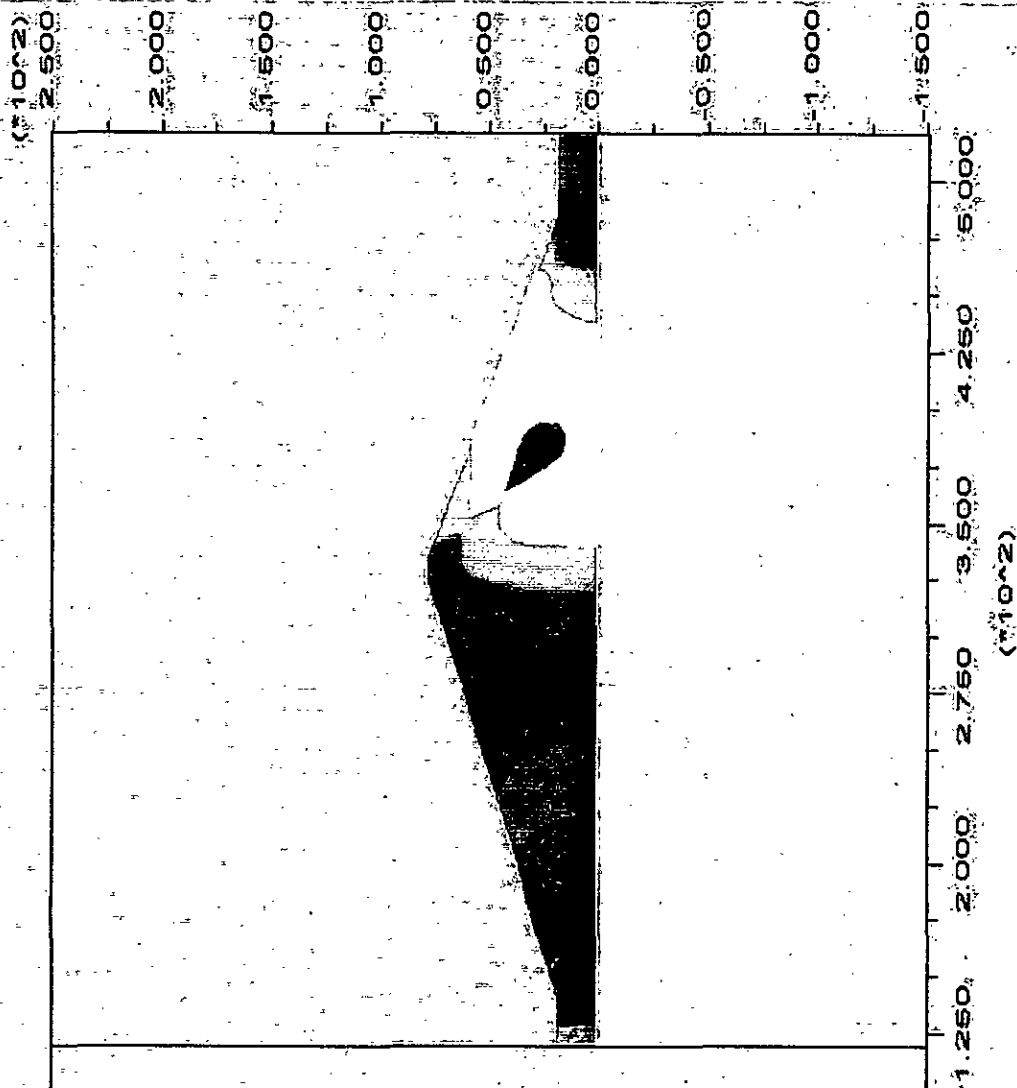


圖 4.12(g) 蓄水平衡後壩體內之水平位移分佈

Job Title: Postquake Pore Pressure Distribution
 From File: sp5b1020.sav

(*1022)
 2.500

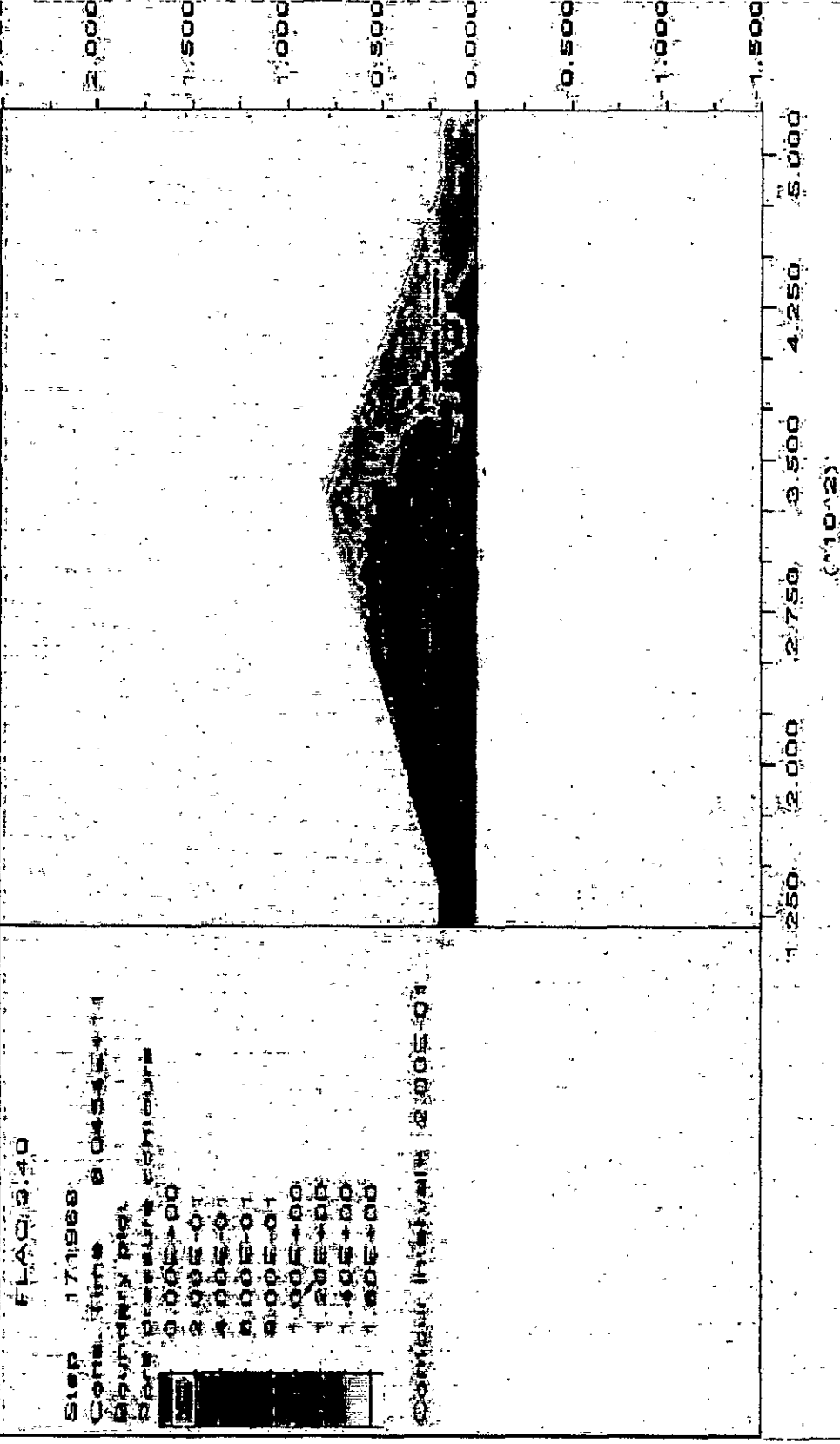


圖 4.13(a) 地震波結束瞬間後壩體內之孔隙水壓力分佈

Job Title: Postquake Horizontal Stress Contours
 From File: spsb1020.sav

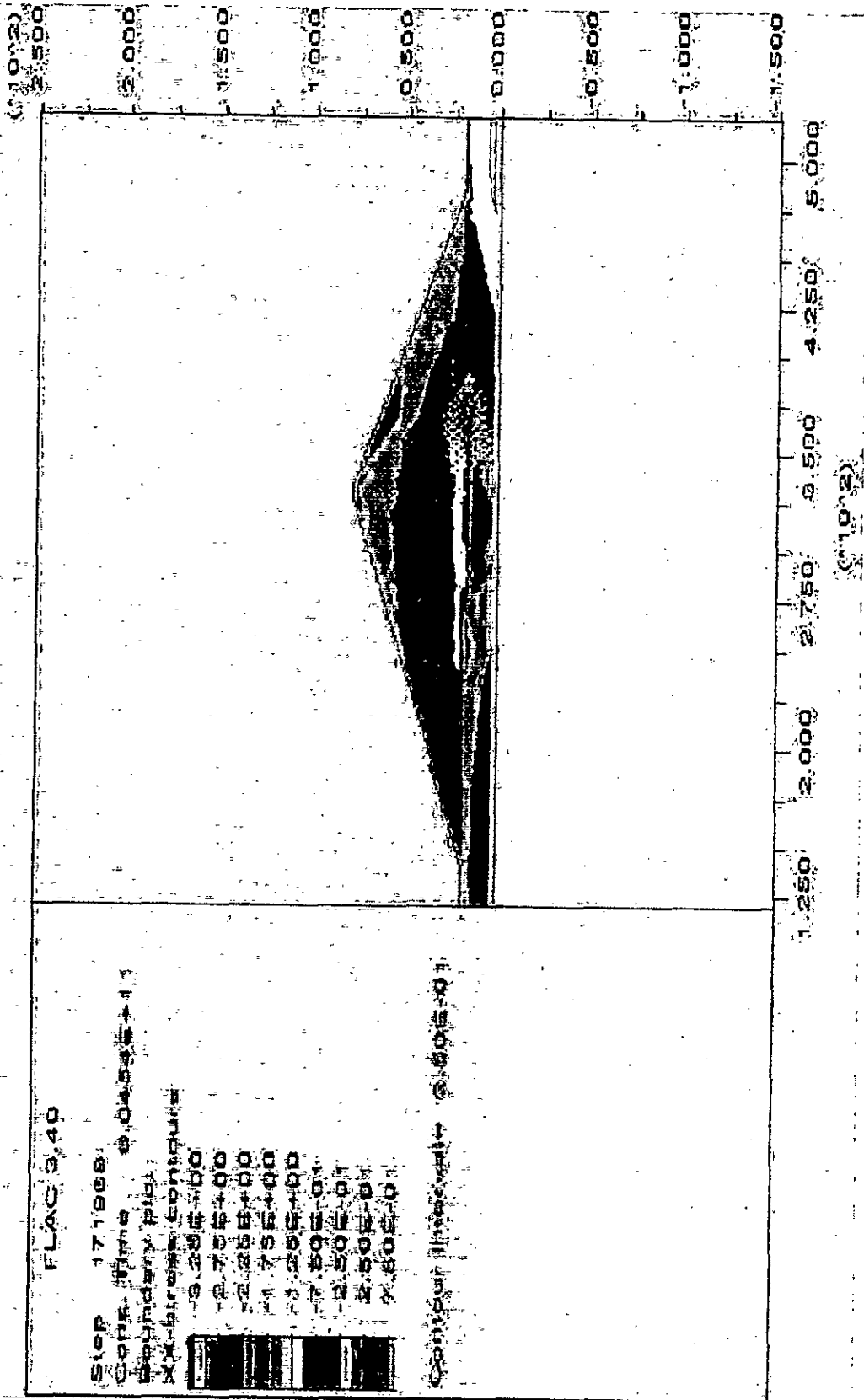


圖 4.13(b) 地震波結束瞬間壩體內之水平應力分佈

Job Title: Postquake Vertical Stress Contours
 From File: spsb1020.sav

PLANE 3.40
 Step: 171968
 Contour Interval: 0.500000
 Boundary Plot
 Contour Interval: 0.500000
 Contour Interval: 0.500000
 Contour Interval: 0.500000
 Contour Interval: 0.500000
 Contour Interval: 0.500000

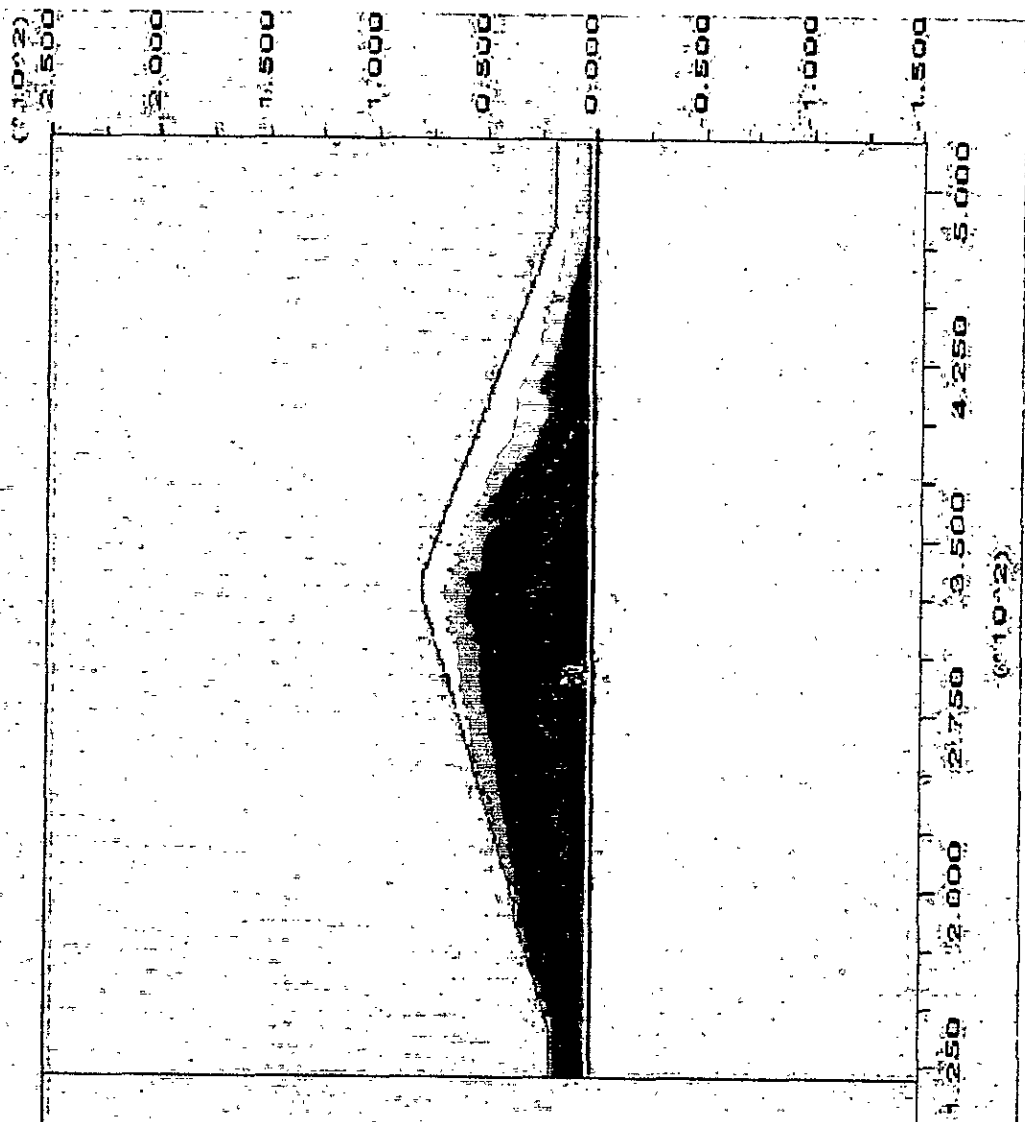


圖 4.13(c) 地震波結束瞬間壩體內之垂直應力分佈

Job Title: Earthquake Mean Effective Stress
 From File: ep5b1020.epx

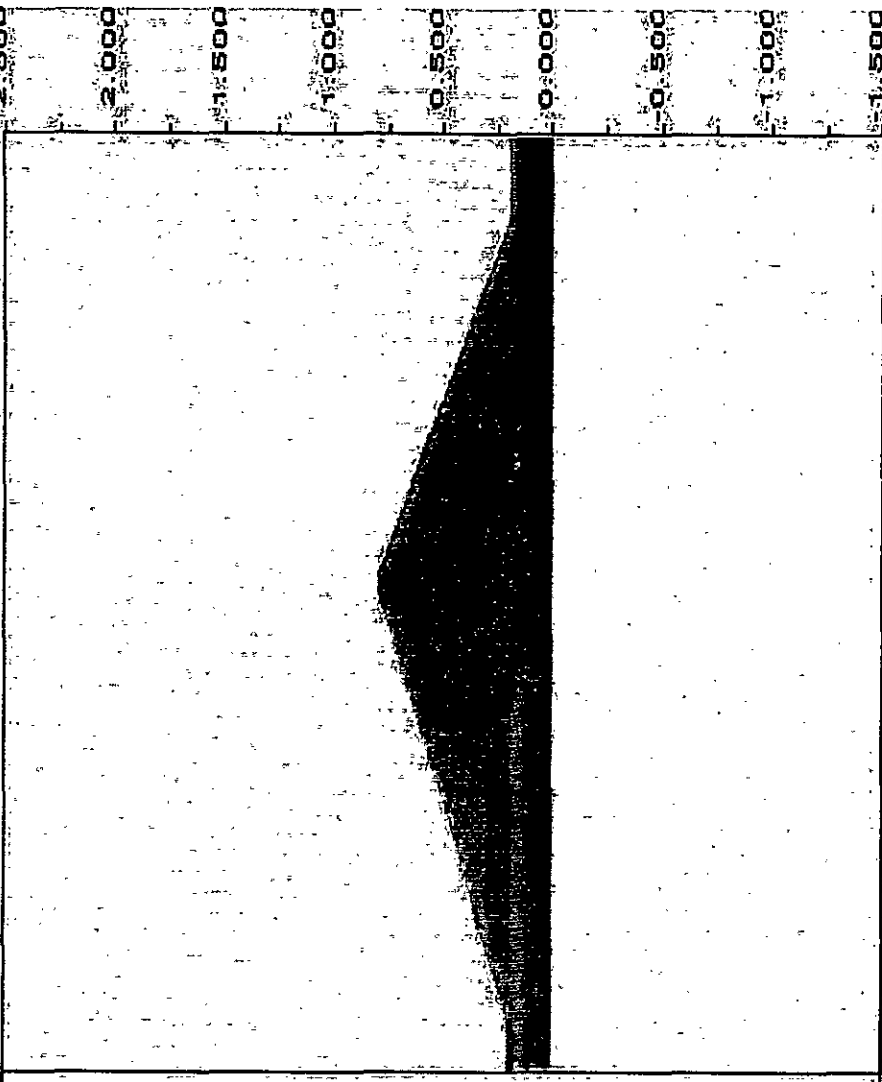
FLAC 3.4.0

Step: 17198
 Comp. Time: 0.045417

Memory: 1024
 EX: 2 Cells

0.00E+00
1.50E+00
1.00E+00
5.00E-04
6.00E+00
5.00E-01
1.88E+00
1.50E+00
2.00E+00

Corner: 17198 5.00E+00



1.250 2.500 3.750 5.000
 -1.500 -1.000 -0.500 0.000 0.500 1.000 1.500 2.000 2.500

圖 4.13(d) 地震波結束瞬間壩體內之有效平均圍壓分佈

Job Title: Post-quake Principle Stress Differenced
 From File: epsb1020.sav

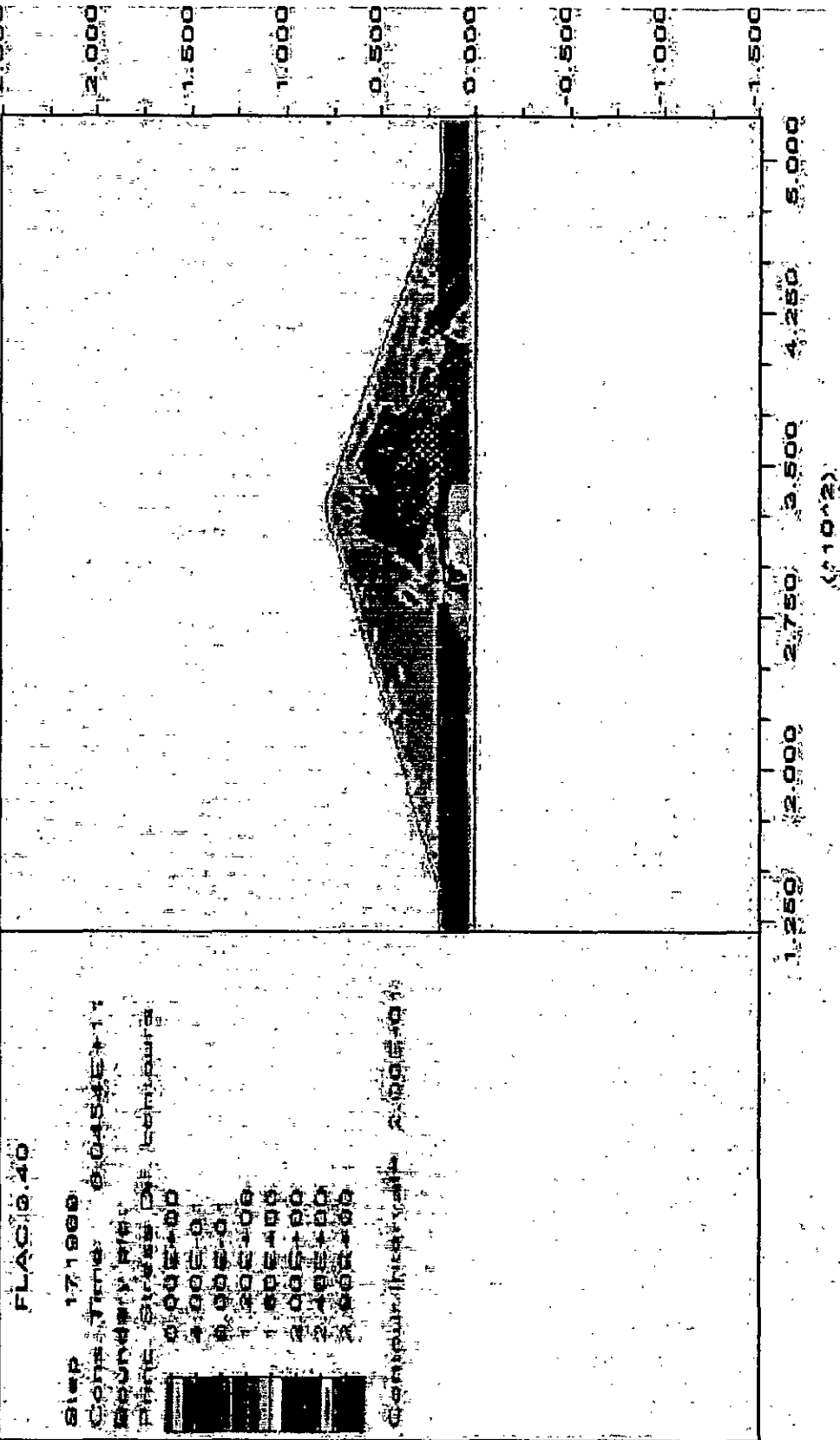


圖 4.13(e) 地震波結束瞬間壩體內之有效主應力差值分佈 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)

Job Title: Postquake Vertical Displacement
 From File: sp5b1020.e3y

FLAC 3.4.0

Step 171988
 Comp Time 6.0451E+11
 Memory Used 1020 MB
 Displacement (m) 1.000E+00
 Velocity (m/s) 7.50E-01
 Acceleration (m/s²) 1.800E+01
 Time (s) 2.50E+01
 Output Interval 0.00E+00

Output Interval 2.50E+01

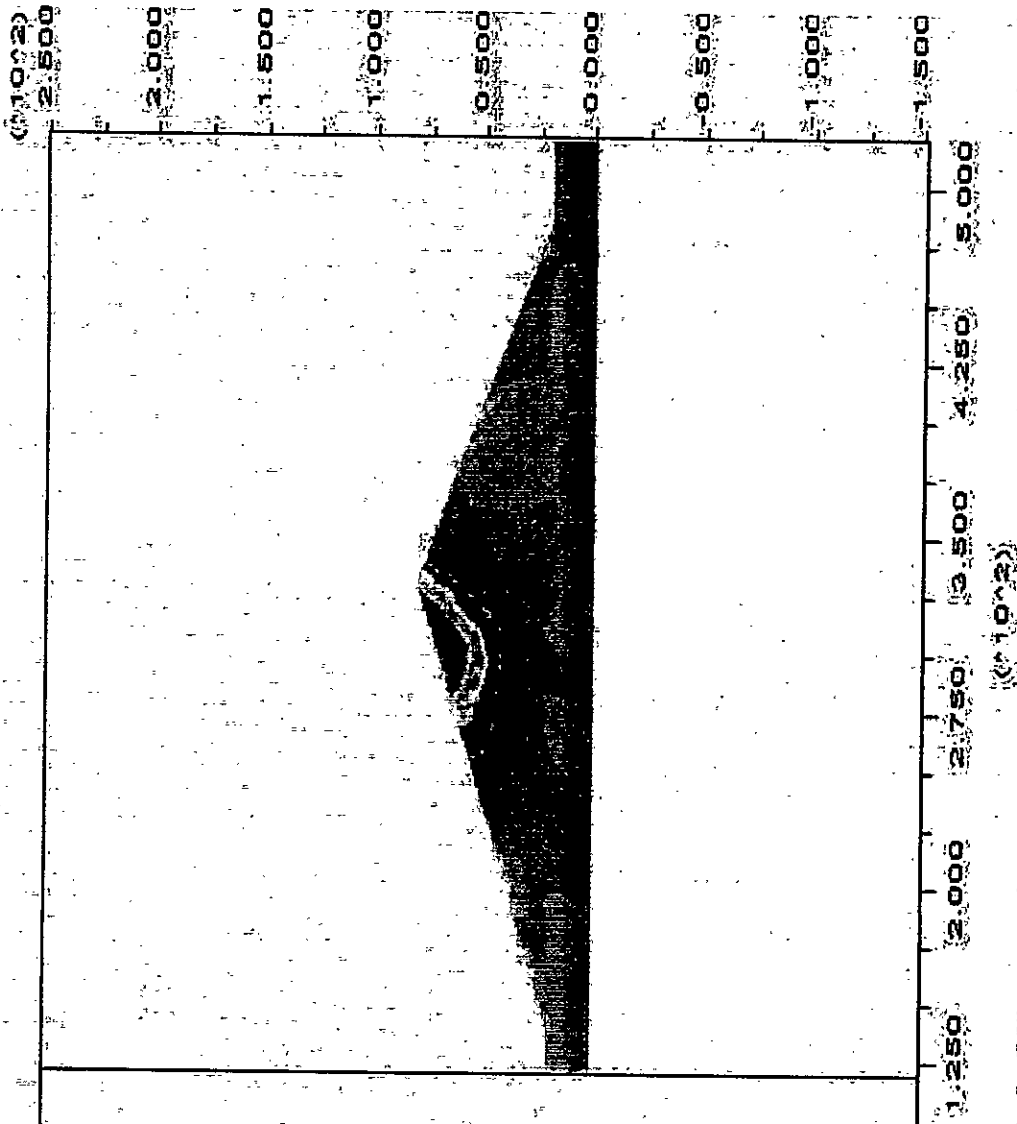


圖 4.13(f) 地震波結束瞬間壩體內之垂直位移分佈

Job Title: Post-quake Vertical Displacement
 From File: sp5b1020.s3y

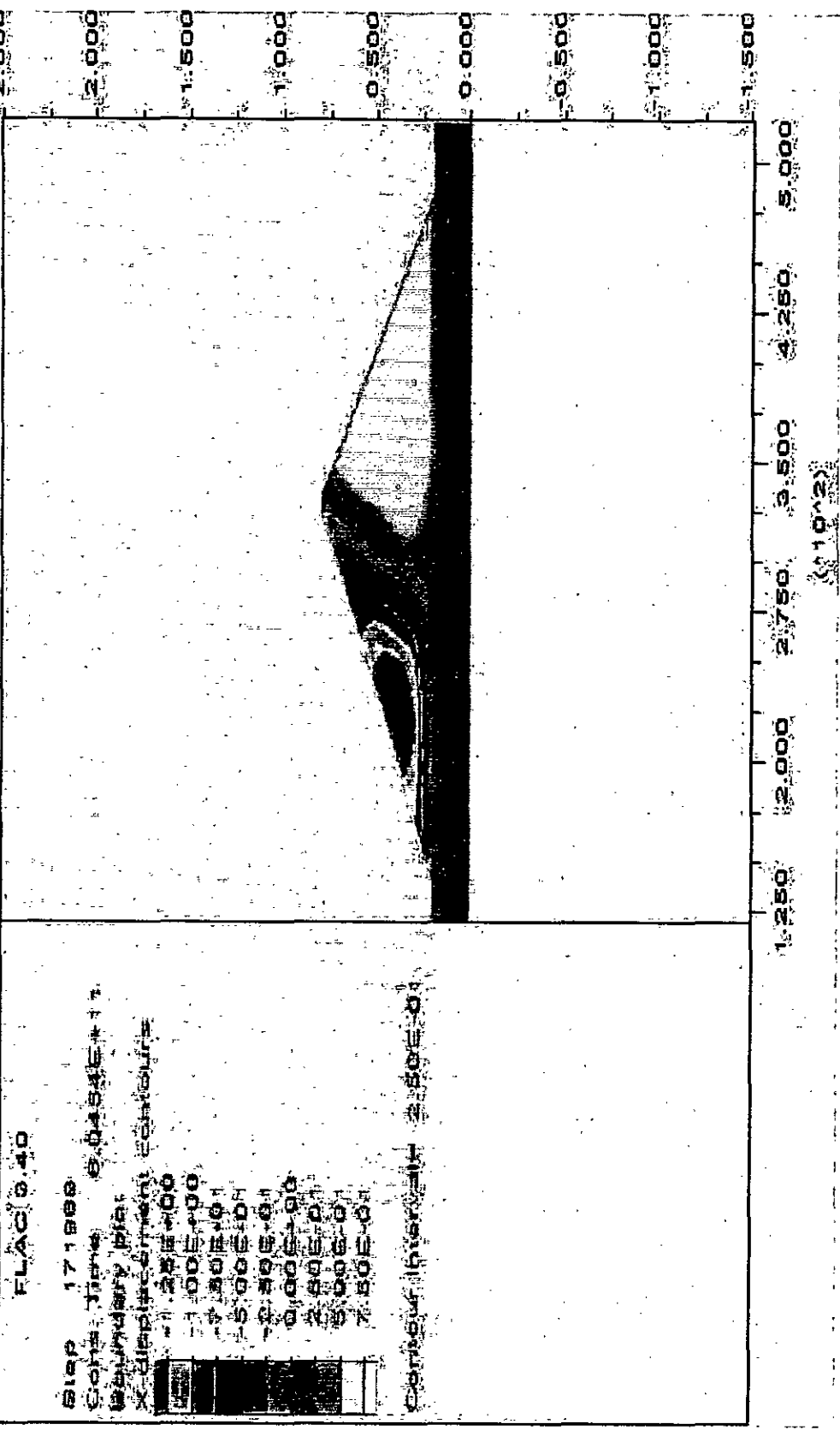


圖 4.13(g) 地震波結束瞬間壩體內之水平位移分佈

Values of equivalent maximum seismic coefficient for homogeneous embankment subjected to El Centro Earthquake

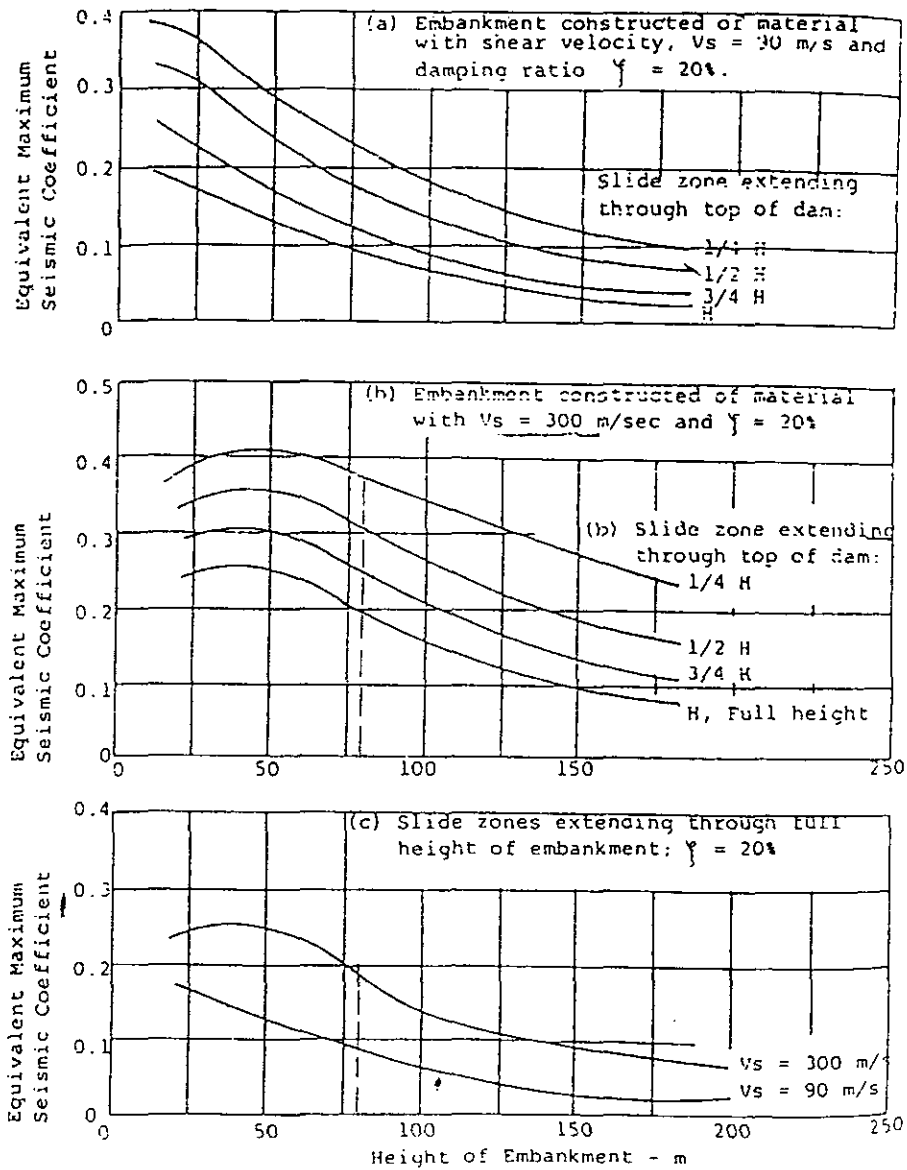


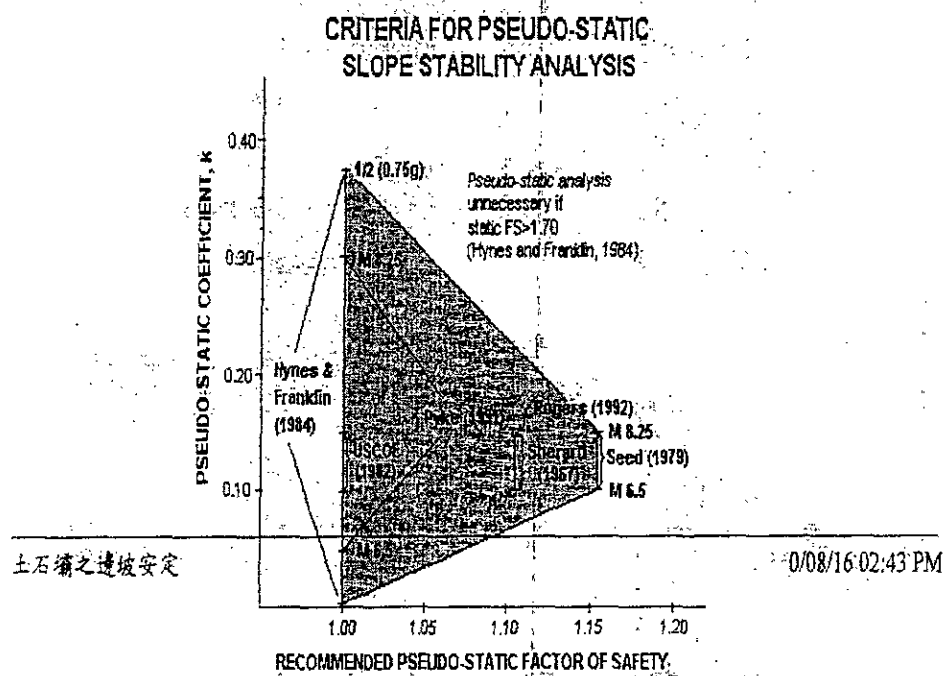


圖 4.14 均質土堤受 El Centro 地震後之放大效應圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/27/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 4-14



土石壩之邊坡安定

圖 4.15 強度參數折減經驗圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-Ji, Taiwan	Time 11/27/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 4-15

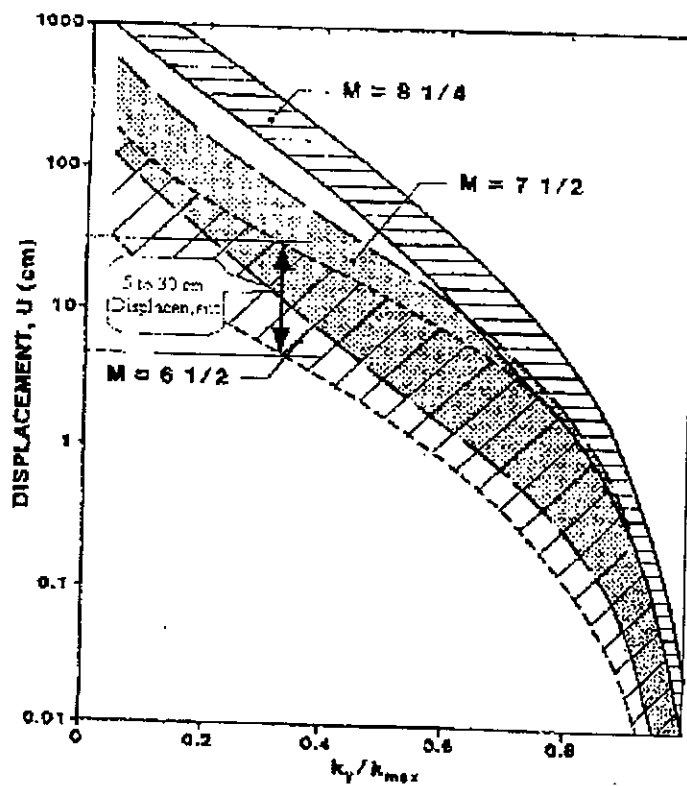


圖 4.16 殘餘出水高採用之 Makdisi-Seed 經驗圖法

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/27/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 4-16

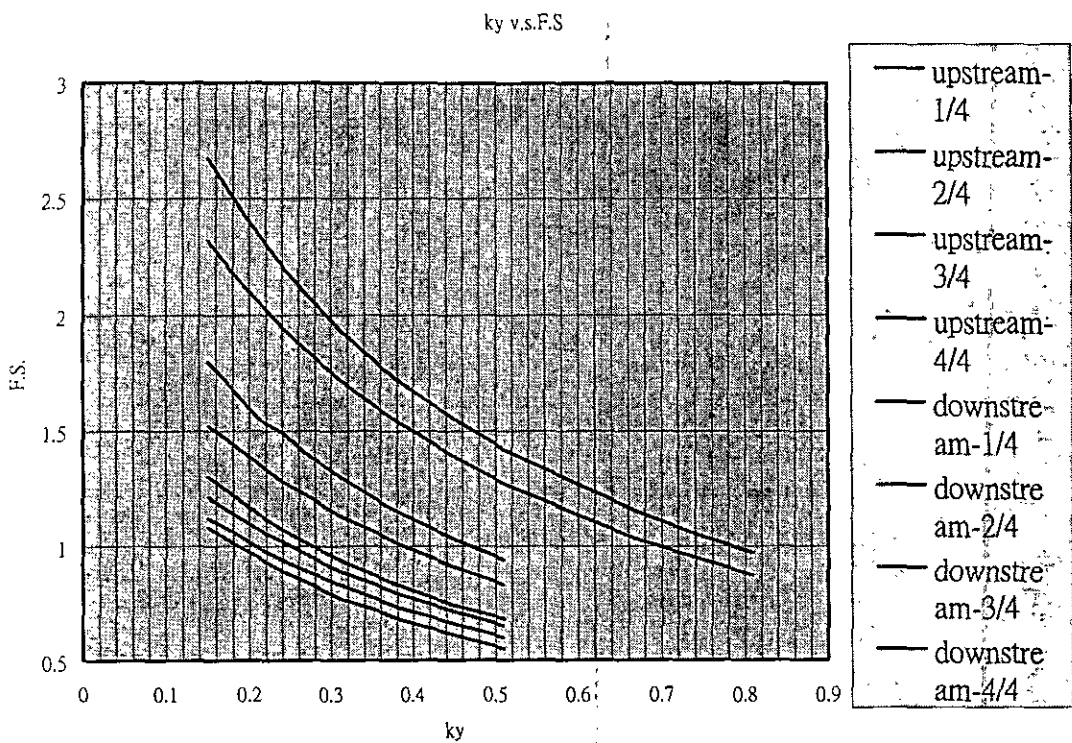




圖 4.17 殘餘出水高計算 ky 與 FS 關係圖

	Tian Hua Hu Dam, Miao-li, Taiwan	Time 11/27/00	Editor Shin-Hong Tang
			Figure 4-17

第五章 對後續規劃相關工作之建議

本計畫進行築壩材料靜、動態特性之研究並規劃未來土壩動態分析合理可行之靜、動態分析策略與方法。本計畫之目標乃在擬定策略，在試驗工作方面，僅止於進行有限試驗工作，其目的在於展示合宜試驗方法。最後對後續之規劃相關工作提出以下建議。

靜、動態分析計算工作

未來若需進一步從事靜、動態分析，應依序進行築壩靜平衡分析、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析、特定地震波作用之動態分析。為便於靈活執行整個分析之工作，因此本計畫撰寫了一系列之FLAC輸入檔及與其配合之FISH副程式模組（各模組的功能與說明詳見表4.3），以方便動態分析之系統化作業，整個分析之流程以四個FLAC輸入程序檔dam_mesh.dat、dam_grav.dat、dam_flow.dat與dam_dyn.dat貫通串連，此四個FLAC輸入程序檔目的依次乃分別為了執行土壩之網格建立（dam_mesh.dat）、築壩靜平衡分析（dam_grav.dat）、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析（dam_flow.dat）、以及指定地震波作用之動態分析（dam_dyn.dat）。若採用這些分析程序，未來之動態分析可依照實際壩斷面材料分區之幾何位置與材料性質來建立分析網格，以模組化方式來進行所需之各靜、動態分析程序。

程序dam_mesh可建立分區土壩之網格，網格之建立只需掌握土壩斷面重要端點（如上游壩頂、下游壩頂、上游壩底、下游壩底、壩基邊界…等）實際之幾何座標位置及各分區內之相關材料性質（所需性質說明於表4.3）即可輕易建立依材料分區之網格。

程序dam_grav執行壩自重平衡分析，其中需要指定各材料分區（壩殼、壩心、濾層等）內之靜力土壤材料性質（所需性質說明於表4.3）。

程序dam_flow執行壩蓄滿水後之穩態滲流及應力平衡分析，其中需要指定各材料分區（壩殼、壩心、濾層等）之水平與垂直向分別之滲透性質。

程序dam_dyn執行壩蓄滿水後之穩態滲流及應力平衡分析，其中需要指定地震歷時與各材料分區（壩殼、壩心、濾層等）之動力土壤材料性質（所需性質說

明於表4.3)。

規劃階段耐震綜合穩定性檢討

水庫規劃階段中，耐震考量可包含土壩與水庫邊坡於地震力作用下之綜合穩定性檢討，建議後續規劃宜完成下列工作：

- (a) 控制斷層調查與決定、地震危害度分析（最大地表加速度、設計地震反應譜、設計地震歷時）。
- (b) 為決定耐震考量所需之靜、動態工程性質，應至主要借土區土壤來源（即壩心料與壩殼料最為豐富之取土區）至少各一處，分別取壩心料與壩殼料土樣，在固定夯實含水量及夯實度的條件下，進行一系列試驗。
- (c) 所應完成之試驗包括基本物理性質、夯實試驗、透水試驗、靜態三軸試驗、與動態三軸試驗。壩心料與壩殼料均應進行以上試驗至少各一套，透水試驗宜分別考慮基礎與築壩材料之透水性之異向性（沿不同流向之滲透係數有所不同）。水庫規劃階段中，耐震考量相關所需之建議試驗項目、試驗數量、與試驗目的如下表所列。

試驗項目	數量	試驗目的
基本物理性質	每一取土區代表性土樣至少各2組	求單位重、塑性參數、粒徑分佈
夯實試驗	每一取處區代表性土樣至少各2組	求最佳含水量與最大乾密度
透水試驗	壩心料與壩殼料最豐富取土區之土樣至少各2組	分別決定基礎與竹壩材料之透水性
築壩材料靜態三軸試驗	每一取土區代表性土樣至少各1組	以得強度與應力應變關係
築壩材料動態三軸試驗	壩心料與壩殼料最豐富取土區之土樣至少各1組	求彈性模數與阻尼係數對應變關係、及液化潛能（液化潛能宜涵蓋至少3個圍壓）
岩石靜態力學試驗	各主要岩層至少各一組	單壓試驗優先（每組5個）如有必要再加三軸試驗以得強度與應力應變關係
岩石弱面直剪試驗	有平面邊坡破壞之虞處之岩層層面，至少各一組	以得岩層層面弱面強度

- (d) 水庫四周邊坡之靜、動態穩定性之檢討。

為求天花湖水庫規劃工作於耐震之周延考量，建議後續規劃於耐震之相關工

作方面可再進行下列工作：

1. 補充調查各借土區壩心與壩殼料之靜、動態工程性質：本階段之規劃工作，分別由壩心料與壩殼料最為豐富之取土來源區各一處取得土樣以進行各種試驗，試驗數量雖不多，然其方法已足供後續工作參考。後續對築壩料靜、動態工程性質可進一步補充探討以下問題：
 - a. 本計畫中築壩材料之試體夯實製作時含水量之控制在OMC+2，夯實度控制在98%。由於含水量偏高，試體強度與彈性模數因此必然較含水量控制在OMC時為低。未來可探討不同夯實含水量及夯實度對靜、動態工程性質之影響，可供未來設計階段之參考。
 - b. 圍壓大小對液化潛能有所影響，造成壩體內部不同深度處其液化潛能會有所差別，未來可探討圍壓大小對築壩材料之液化潛能之影響。
 - c. 由其他借土區取樣，進行室內試驗，包括基本物理性質、夯實試驗、透水試驗、靜態三軸試驗與動態三軸試驗。
 - d. 評估各借土區土壤來源數量與靜、動態工程性質變化範圍，決定壩心與壩殼分別之未來之設計性質。
2. 檢討壩體穩定性與土壩斷面之合宜性：
 - a. 基於壩心與壩殼之工程性質，進行完整分析（包括壩體靜態應力分析、滲流分析、動態分析、邊坡穩定分析、與殘餘出水高分析等），檢討壩體各階段之穩定性。
 - b. 檢討暫擬土壩斷面之合宜性。
3. 長期監測紀錄壩址附近之強震資料，以供未來參考。
4. 天花湖水庫邊坡之靜、動態穩定性之檢討：
 - a. 岩石力學性質：覆核以往之岩石力學試驗結果、探討岩層浸水後之力學性質。
 - b. 針對潛在危險邊坡，評估天花湖水庫邊坡之長期穩定性並研擬改善策略。
 - c. 針對潛在危險較高邊坡，埋置現地監測設施（如傾斜管、水壓計、...等），長期觀測。

參考文獻

1. 台灣省政府水利處水利局規劃總隊 (民國 84 年 4 月), 天花湖水庫初步規劃專題報告—工程材料及地質鑽探調查成果。
2. 台灣省水利局規劃總隊 (民國 85 年 11 月), 天花湖水庫初步調查規劃報告。
3. 台灣省政府水利處水利局規劃總隊 (民國 86 年 7 月), 天花湖水庫初步規劃—計劃導水隧道地質調查報告。
4. 經濟部中央地質調查所特刊第十號 (民國 87 年), 臺灣活動斷層概論-五十萬分之一臺灣活動斷層分布圖說明書。
5. 聯合大地工程顧問有限公司 (民國 87 年 9 月), 天花湖水庫工程可行性規劃: 三、工程材料專題計劃: 1. 工程材料調查研究專題報告。執行機關: 台灣省水利規劃試驗所。
6. 聯合大地工程顧問有限公司 (民國 87 年 9 月), 天花湖水庫工程可行性規劃: 五、工程材料專題計劃: 1. 導水路施工方法研究專題報告。執行機關: 台灣省水利規劃試驗所。
7. 經濟部水資源局 (民國 85 年), 『蓄水庫安全評估規範 (草案)』
8. 經濟部水利司, 『水庫安全評估地質與地震評估規範 (草案)』
9. 國立成功大學 (民國 89 年 4 月), 天花湖水庫初步規劃: 六、綜合專題: 1. 地震調查研究專題報告。執行機關: 台灣省水利規劃試驗所。
10. 台灣省水利局 (民國 82 年 12 月), 新竹縣寶山第二水庫可行性規劃-工程規劃設計。



11. 台灣省水利規劃試驗所 (民國 88 年 6 月), 新竹縣寶山第二水庫工程築壩材料八十八年度補充調查報告。
12. 中華大學土木工程學系 (民國 88 年 9 月), 寶山第二水庫築壩材料八十八年度補充調查與試驗成果報告。
13. 陳希舜、林家鐘 (民國 84 年), 土石壩在地震作用下之動態分析, 土工技術雜誌, 第 50 期, 第 47-57 頁。
14. 交通大學防災工程研究中心 (民國 89 年 8 月), 寶山第二水庫工程計畫一壩體動態分析與試驗成果報告。
15. 交通大學防災工程研究中心 (民國 89 年 5 月), 南化水庫加高工程計劃壩體動態分析與試驗期中報告。
16. 交通大學防災工程研究中心 (民國 89 年 9 月), 湖山、湖南水庫可行性規劃期末報告。
17. 黃俊鴻、陳正興 (民國 81 年), 土壤受反覆剪力作用之孔隙水壓激發模式, 中國土木水利工程學刊, 第四卷, 第一期, 第 59-70 頁。
18. California Department of Water Resources (1979) "The August 1, 1975, Oroville Earthquake Investigation", Bulletin No. 203-78, Department of Water Resources, California.
19. FLAC manual (1998) Ver. 3.4, Optional Features.
20. Fraser, W.A. (1996) "Source Characterization for Dam Site Analysis In California", Proceedings, 1996 Western Regional Technical Seminar, sponsored by Association of State Dam Safety Officials.

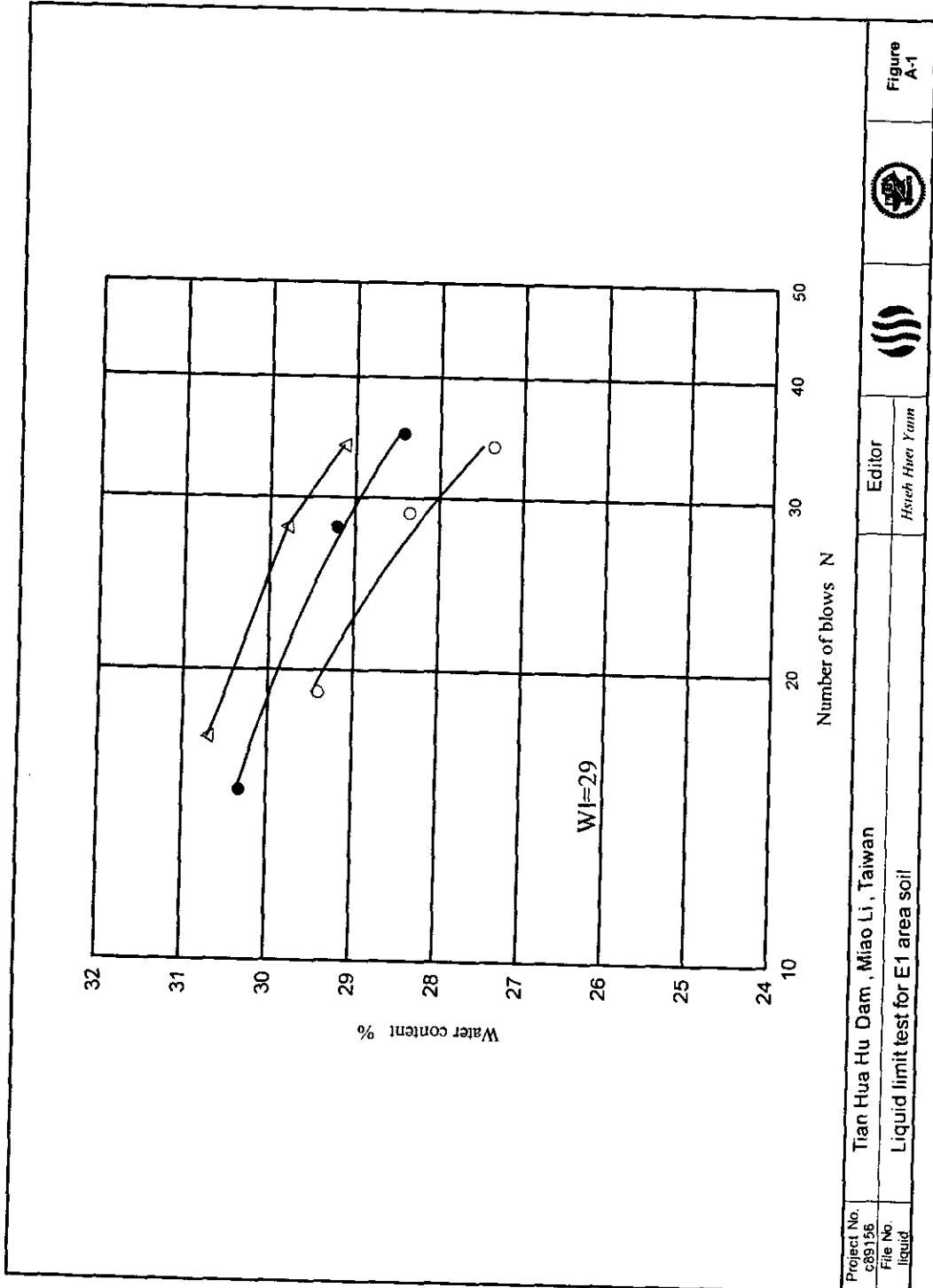
21. Idriss, I.M., and Duncan, J.M. (1988) "Earthquake Response Analysis of Embankment Dams", In Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation, pp. 239-255, edited by Robert B. Jensen, published by Van Nostrand Reinhold Books International Committee on Dam Safety (1988). "Dam Design Criteria: The Philosophy of Their Selection." Bulletin 61.
22. Ishihara, K. and Towhara, I. (1980) "One Dimensional Soil Response during Earthquakes Based on Effective Stress Method," J. of Fac. Eng., Univ. of Tokyo (B), Vol.XXXV, No.4, pp.655-770.
23. Ishihara, K. (1993) "Liquefaction and Flow Failure during Earthquake," Geotechnique, Vol.43, No.3, pp.351-415.
24. Lelio, H.M., Sun, J.I., Salah-Mars, S., Moriwaki, Y., and Beikae, M (1992) "Nonlinear Dynamic Response Analysis of Lexington Dam", Proceedings, Seminar on Seismological and Engineering Applications of Recent Strong-Motion Data, sponsored by Strong Motion Instrumentation Program, Division of Mines and Geology, California Department of Conservation.
25. Lysmer, J., Udaka, C., Tsai, C., and Seed, H.B. (1975) "FLUSH: A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil Structure Interaction Problems", Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, November
26. Martin, G.R., Finn, W.D.L., and Seed, H.B. (1975) "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading," J. of Geotech. Div., ASCE, Vol.101, GT5, pp.423-438.
27. Quigley, D.W., Duncan, J.M., Corona, S., Moroux, P.J., and Change C.S. (1976) "Three Dimensional Finite Element Analysis of New Melones Dam", Report No. TE 76-3, Department of Civil Engineering, University of California.



28. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, December.
29. Seed, H. B. (1979) "Considerations in the Earthquake-Resistance Design of Earth and Rockfill Dams." Nineteenth Rankine Lecture, Geotechnique 29(3):215-263.
30. Seed, I.M., and Idriss, I.M. (1982) "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", Monograph Series, published by Earthquake Engineering Research Institute
31. Seed, H.B., (1983) "Earthquake Resistant Design of Earth Dams" Proceedings, Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, ASCE, Philadelphia
32. Seed, R.B., and Harder, L.F. (1990) "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength" Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, edited by J. Michael Duncan, May.
33. SEEP/W for finite element seepage analysis version 3.0, GEO-SLOPE International Ltd., Calgary, Alberta, Canada, 1991-1994
34. United States Army Corps of Engineers (1970) "Engineer Manual: Engineering and Design Stability of Earth and Rock-fill Dams." EM 1110-2-1902. April.
35. United States Army Corps of Engineers (1983) "Earthquake Design and Analysis for Corps of Engineers Projects." Regulation No. 1110-2-1806. ER 1110-2-1806. May.

附錄 A

築壩材料一般物性試驗結果



Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor			Figure A-1
File No. liquid	Liquid limit test for E1 area soil	Hsieh Hwei Yann			

圖A-1 E1取土區液性限度試驗

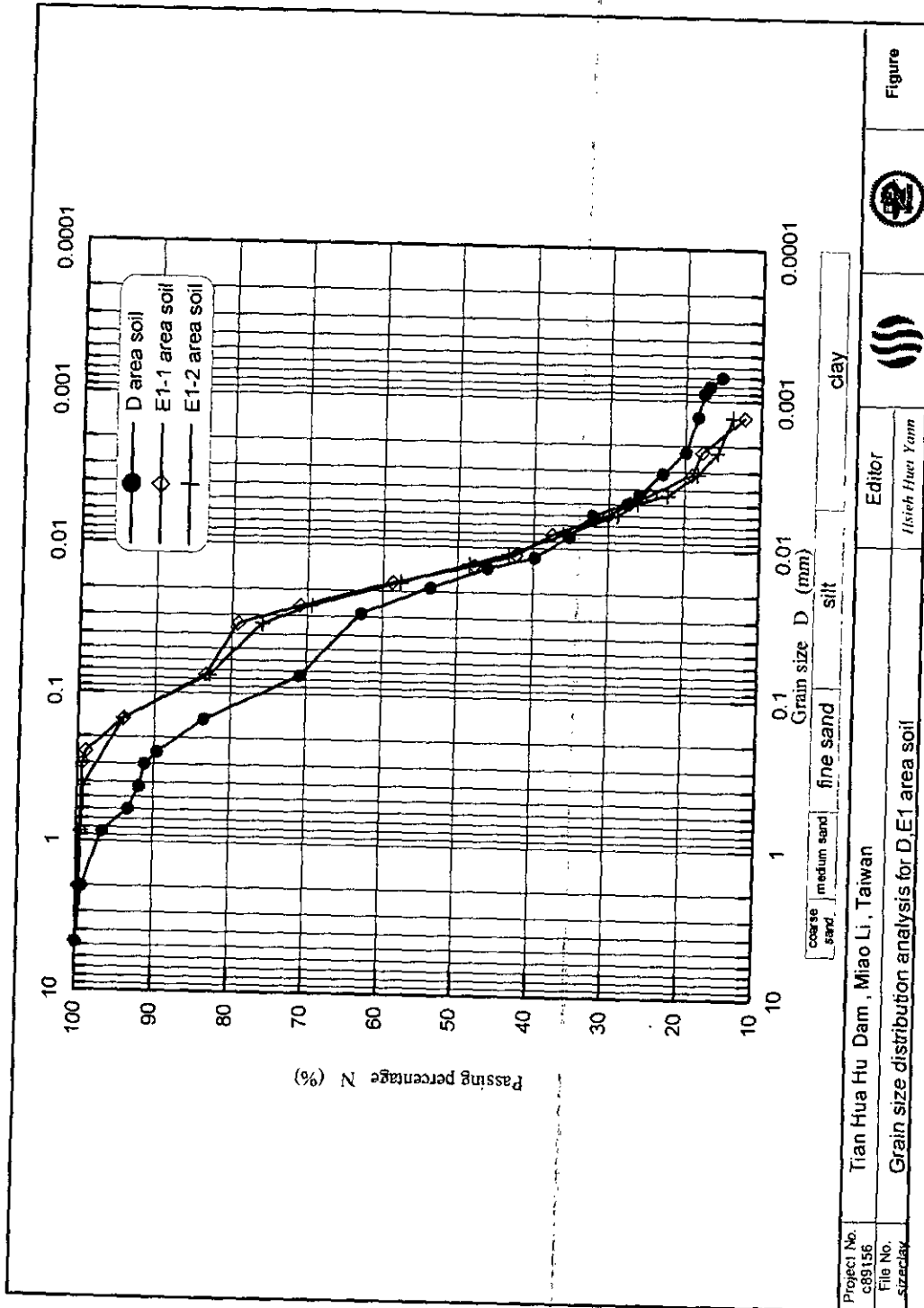
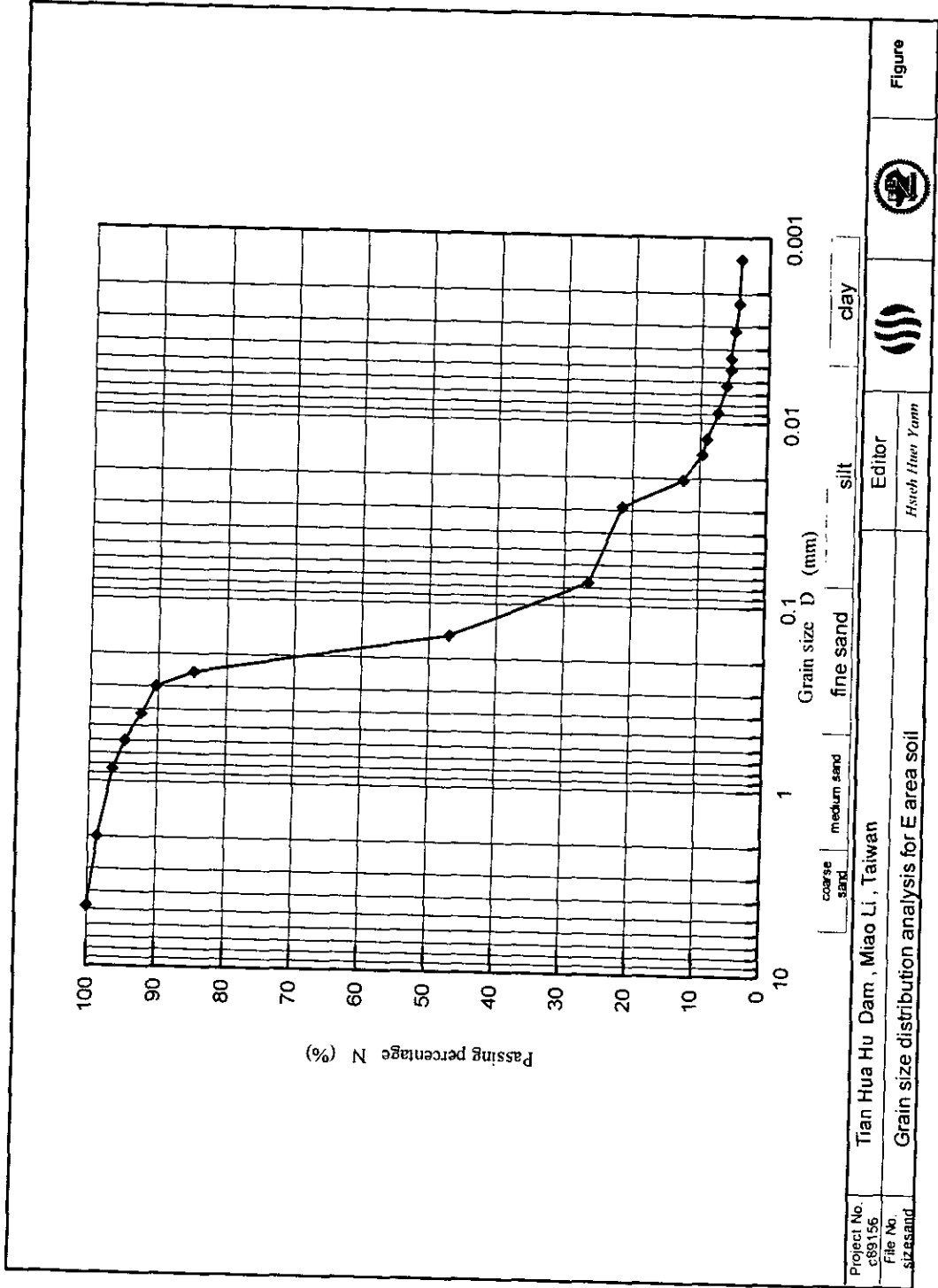


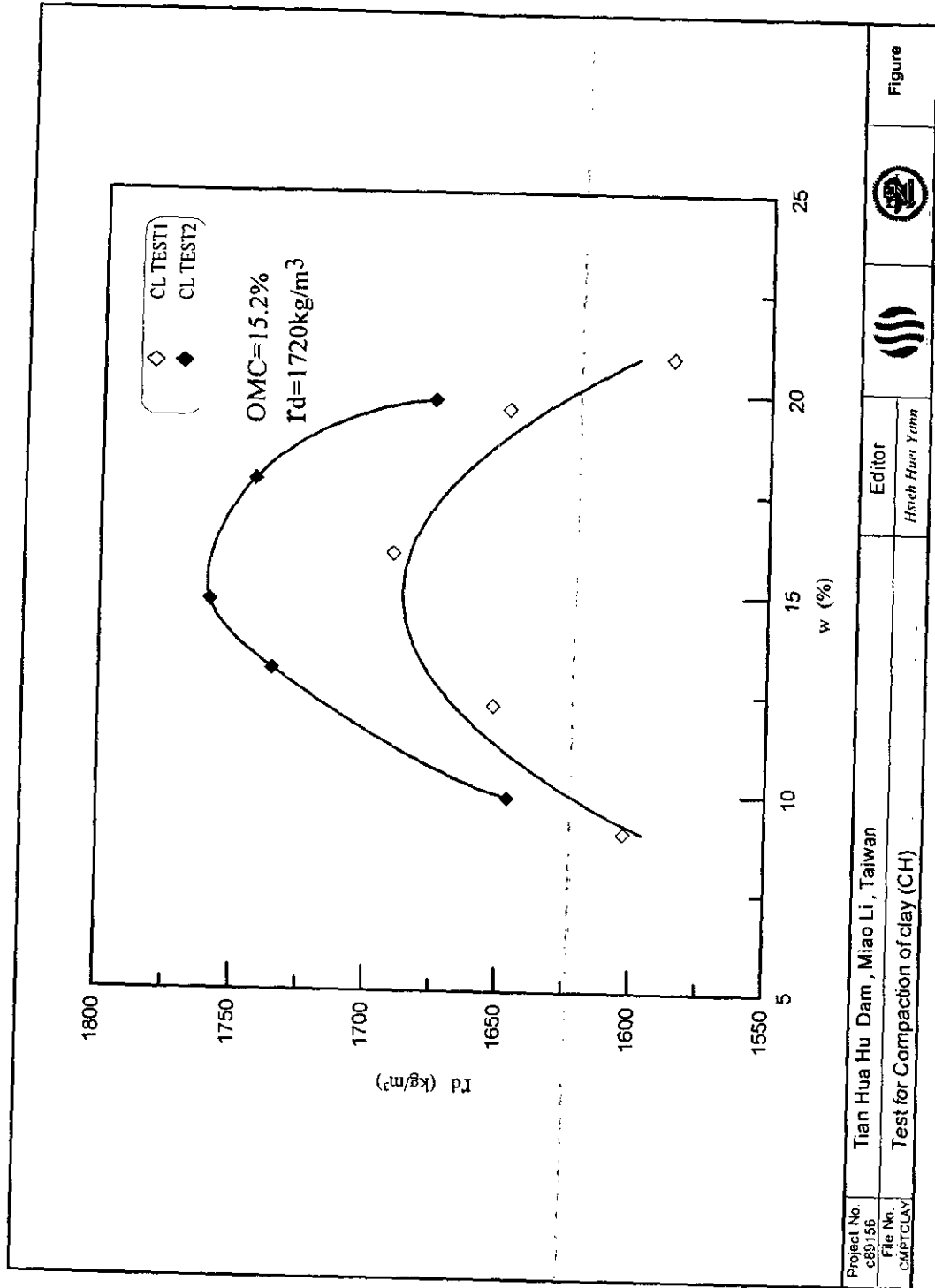
圖 A-2 D, E1 取土區粒徑分佈曲線

Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor			Figure
File No. sizelav	Grain size distribution analysis for D, E1 area soil	Isich Huet Yonn			



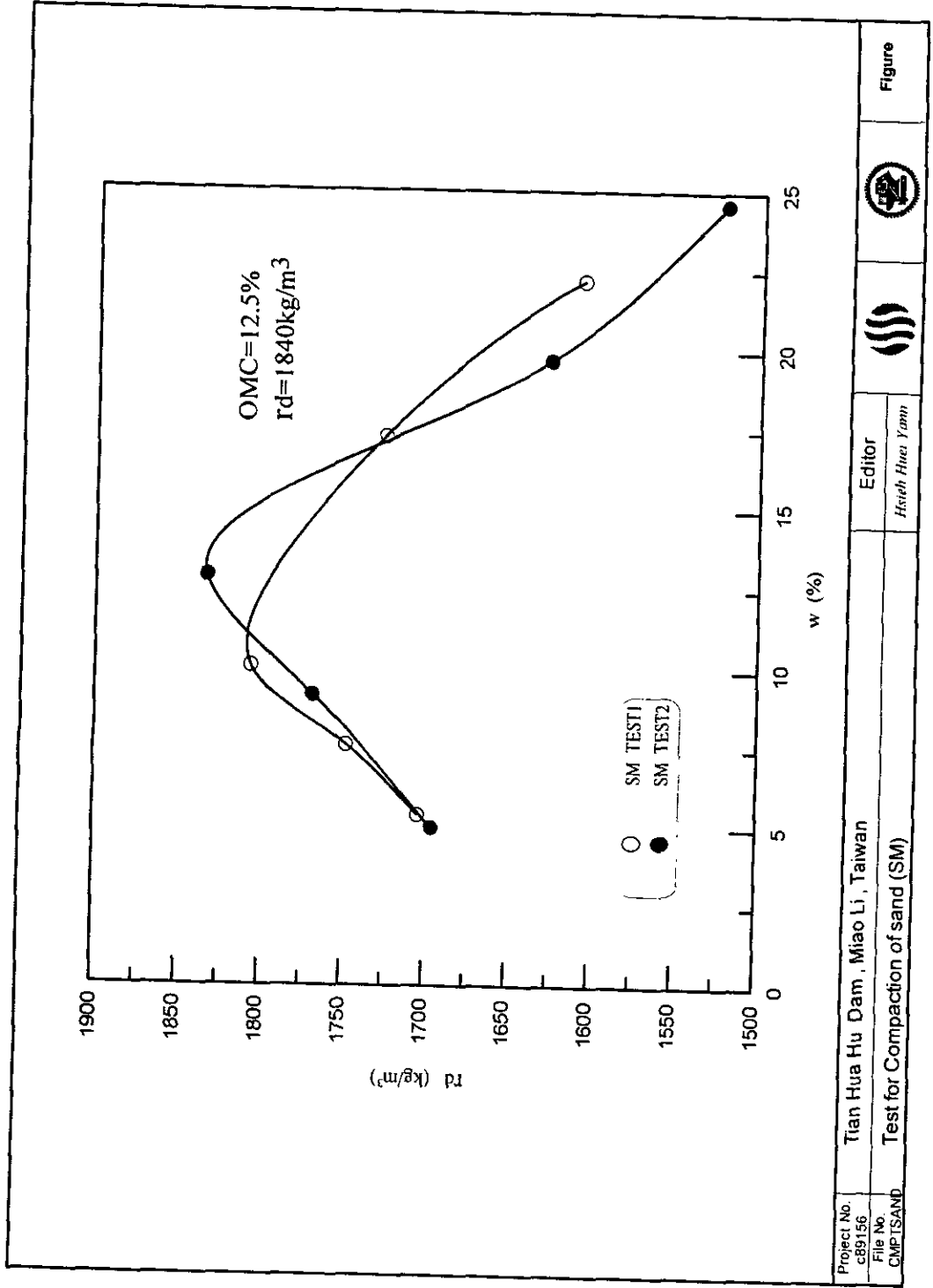
Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan						Figure
File No. sizasand	Grain size distribution analysis for E area soil						

圖 A-3 J 取土區粒徑分佈曲線



Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan	Editor			Figure
File No. c89156	Test for Compaction of clay (CH)	Hsieh Hsueh Yenn			

圖 A-4 EI 取土區夯實曲線



Project No. c89156	Tian Hua Hu Dam, Miao Li, Taiwan		Editor Hsieh Hwei Yann	Figure
File No. CMPTISAND	Test for Compaction of sand (SM)			

圖 A-5 J 取土區夯實曲線

國立交通大學 防災工程研究中心 大地力學實驗室

研究計畫：天花湖水庫築壩材料之靜、動態分析研究

實驗名稱：比重計分析

試驗試樣：天花湖壩址D區借土區

比重：2.65

乾土重：66.11g

試驗者：謝輝彥

$N_{200\mu} = 70.91\%$

表A-1 D取土區之比重計試驗

T(mim)	溫度 $^{\circ}\text{C}$	R_r	H(mm)	$(H/T)^{1/2}$	D(mm)	N %	N' %
1.00	27.00	46.00	9.02	3.00	0.0383	98.21	69.64
2.00	27.00	41.00	9.84	2.22	0.0283	87.54	62.07
5.00	27.00	35.00	10.82	1.47	0.0188	74.73	52.99
10.00	27.00	30.00	11.64	1.08	0.0138	64.05	45.42
15.00	27.00	26.00	12.30	0.91	0.0116	55.51	39.36
30.00	27.00	23.00	12.79	0.65	0.0083	49.11	34.82
60.00	27.00	21.00	13.12	0.47	0.0060	44.84	31.79
90.00	27.00	18.00	13.61	0.39	0.0050	38.43	27.25
120.00	27.00	17.00	13.78	0.34	0.0043	36.30	25.74
240.00	27.00	15.00	14.11	0.24	0.0031	32.03	22.71
480.00	27.00	13.00	14.43	0.17	0.0022	27.76	19.68
1440.00	27.00	12.00	14.60	0.10	0.0013	25.62	18.17
2880.00	27.00	11.50	14.68	0.07	0.0009	24.55	17.41
4240.00	27.00	11.00	14.76	0.06	0.0008	23.49	16.65
5680.00	27.00	10.00	14.93	0.05	0.0007	21.35	15.14

由CL粒徑分佈曲線圖得知

$$D_{10} = 0.0003\text{mm}$$

$$D_{30} = 0.0055\text{mm}$$

$$D_{60} = 0.027\text{mm}$$

$$C_u = D_{60}/D_{10} = 90$$

$$C_d = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) = 3.74$$

國立交通大學 防災工程研究中心 大地力學實驗室

研究計畫：天花湖水庫築壩材料之靜、動態分析研究

實驗名稱：比重計分析

試驗試樣：天花湖壩址J區借土區

比重：2.62

乾土重：74.96g

試驗者：謝輝彥

$N_{200\mu} = 26.32\%$

表A-2 J取土區之比重計試驗

T(mim)	溫度 $^{\circ}\text{C}$	R_T	H(mm)	$(H/T)^{1/2}$	D(mm)	N %	N' %
1.00	27.00	44.00	9.34	3.06	0.0387	94.60	24.90
2.00	27.00	38.00	10.33	2.27	0.0287	81.70	21.50
5.00	27.00	22.00	12.96	1.61	0.0204	47.30	12.45
10.00	27.00	17.00	13.78	1.17	0.0148	36.55	9.62
15.00	27.00	16.00	13.94	0.96	0.0122	34.40	9.05
30.00	27.00	13.00	14.43	0.69	0.0088	27.95	7.36
60.00	27.00	11.00	14.76	0.50	0.0063	23.65	6.22
90.00	27.00	10.00	14.93	0.41	0.0052	21.50	5.66
120.00	27.00	10.00	14.93	0.35	0.0045	21.50	5.66
240.00	27.00	9.00	15.09	0.25	0.0032	19.35	5.09
480.00	27.00	8.00	15.25	0.18	0.0023	17.20	4.53
1440.00	27.00	7.50	15.34	0.10	0.0013	16.13	4.24
2880.00	27.00	7.00	15.42	0.07	0.0009	15.05	3.96

由CL粒徑分佈曲線圖得知

$$D_{10} = 0.017\text{mm}$$

$$D_{30} = 0.087\text{mm}$$

$$D_{60} = 0.19\text{mm}$$

$$C_u = D_{60}/D_{10} = 11.18$$

$$C_d = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) = 2.34$$

國立交通大學 防災工程研究中心 大地力學實驗室

研究計畫：天花湖水庫築壩材料之靜、動態分析研究

實驗名稱：比重計分析E1-1

試驗試樣：天花湖壩址E1區(CL)借土區

比重：2.65 乾土重：97.7

試驗者：謝輝彥

$N_{200\%}=83.31\%$

表A-3 E1-1取土區之比重計試驗

時間 T(mim)	溫度 ℃	R _T	H(mm)	(H/T) ^{1/2}	D(mm)	N %	N' %
1.00	27.00	58.00	7.05	2.65	0.0339	95.01	79.15
2.00	27.00	52.00	8.03	2.00	0.0256	85.18	70.97
5.00	27.00	43.00	9.51	1.38	0.0176	70.44	58.68
10.00	27.00	35.00	10.82	1.04	0.0133	57.33	47.77
15.00	27.00	31.00	11.48	0.87	0.0112	50.78	42.31
30.00	27.00	27.50	12.05	0.63	0.0081	45.05	37.53
60.00	27.00	22.00	12.96	0.46	0.0059	36.04	30.02
90.00	27.00	20.00	13.28	0.38	0.0049	32.76	27.29
120.00	27.00	18.00	13.61	0.34	0.0043	29.49	24.57
240.00	27.00	14.00	14.27	0.24	0.0031	22.93	19.11
480.00	27.00	13.00	14.43	0.17	0.0022	21.30	17.74
1440.00	27.00	10.50	14.84	0.10	0.0013	17.20	12.20

由CL粒徑分佈曲線圖得知

$$D_{10} = 0.001\text{mm}$$

$$D_{30} = 0.006\text{mm}$$

$$D_{60} = 0.019\text{mm}$$

$$C_u = D_{60}/D_{10} = 19$$

$$C_d = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) = 1.89$$

國立交通大學 防災工程研究中心 大地力學實驗室

研究計畫：天花湖水庫築壩材料之靜、動態分析研究

實驗名稱：比重計分析E1-2

試驗試樣：天花湖壩址E1區(CL)借土區

試驗者：謝輝彥

比重：2.65 乾土重：101.2

$N_{200\mu} = 82.81\%$

表A-4 E1-2取土區之比重計試驗

時間 T(min)	溫度 °C	R _r	H(mm)	(H/T) ^{1/2}	D(mm)	N %	N' %
1.00	27.00	58.00	7.05	2.65	0.0339	91.73	75.96
2.00	27.00	53.00	7.87	1.98	0.0253	83.82	69.41
5.00	27.00	44.00	9.34	1.37	0.0175	69.58	57.62
10.00	27.00	37.00	10.49	1.02	0.0131	58.51	48.46
15.00	27.00	33.00	11.15	0.86	0.0110	52.19	43.22
30.00	27.00	27.50	12.05	0.63	0.0081	43.49	36.01
60.00	27.00	22.00	12.96	0.46	0.0059	34.79	28.81
90.00	27.00	20.00	13.28	0.38	0.0049	31.63	26.19
120.00	27.00	17.00	13.78	0.34	0.0043	26.89	22.26
240.00	27.00	14.00	14.27	0.24	0.0031	22.14	18.33
480.00	27.00	12.00	14.60	0.17	0.0022	18.98	15.72
1440.00	27.00	10.50	14.84	0.10	0.0013	16.61	13.75

由CL粒徑分佈曲線圖得知

$$D_{10} = 0.019\text{mm}$$

$$D_{30} = 0.006\text{mm}$$

$$D_{60} = 0.0007\text{mm}$$

$$C_u = D_{60}/D_{10} = 27.14$$

$$C_d = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) = 2.71$$

表A-5 天花湖壩址PSI岩心鑽孔單位重試驗

深度 (m)	試體直徑 (cm)	試體高度 (cm)	試體體積 (cm ³)	濕重 (g)	乾重 (g)	水重 (g)	含水量 (%)	單位重 (g/cm ³)
0~1								
1~2	5.147	4.235	88.116	199.73	180.40	19.33	10.72	2.05
2~3								
3~4	5.064	4.058	81.727	200.50	184.04	16.46	8.94	2.25
4~5	5.138	5.882	121.961	289.47	267.55	21.92	8.19	2.19
5~6	5.049	5.050	101.110	219.93	204.65	15.28	7.47	2.02
6~7	5.143	6.892	143.178	342.69	312.51	30.18	9.66	2.18
7~8	5.093	8.016	163.275	398.33	369.60	28.73	7.77	2.26
8~9	5.111	7.042	144.498	354.56	331.33	23.23	7.01	2.29
9~10	5.099	6.045	123.464	283.95	256.88	27.07	10.54	2.08
10~11	5.156	5.820	121.514	283.15	255.01	28.14	11.03	2.10
11~12	5.133	5.947	123.071	284.16	254.75	29.41	11.54	2.07
12~13	5.099	5.045	103.000	237.14	211.90	25.24	11.91	2.06
13~14	5.161	3.962	82.880	194.45	174.90	19.55	11.18	2.11
14~15	5.142	5.732	119.034	281.01	255.40	25.61	10.03	2.15
15~16	5.201	4.883	103.759	239.65	216.35	23.30	10.77	2.09
16~17	5.212	4.555	97.195	233.17	214.17	19.00	8.87	2.20
17~18	5.114	4.077	83.755	198.83	180.76	18.07	10.00	2.16
18~19	5.097	5.941	121.199	292.07	268.27	23.80	8.87	2.21
19~20	5.165	4.376	91.681	216.70	200.05	16.65	8.32	2.18

表A-6 天花湖壩址PS2岩心鑽孔單位重試驗

深度 (m)	試體直徑 (cm)	試體高度 (cm)	試體體積 (cm ³)	濕重 (g)	乾重 (g)	水重 (g)	含水量 (%)	單位重 (g/cm ³)
0~1								
1~2								
2~3								
3~4								
4~5								
5~6	5.231	2.917	62.694	141.39	128.52	12.87	10.01	2.05
6~7	5.166	3.152	66.063	148.02	133.11	14.91	11.20	2.01
7~8	5.134	3.340	69.147	157.02	139.77	17.25	12.34	2.02
8~9	5.193	2.247	47.583	110.92	100.31	10.61	10.58	2.11
9~10	5.108	4.899	100.408	235.95	213.07	22.88	10.74	2.12
10~11	5.155	2.575	53.742	119.51	109.87	9.64	8.77	2.04
11~12	5.102	8.561	175.055	407.08	365.51	41.57	11.37	2.09
12~13	5.135	5.440	112.666	262.44	237.25	25.19	10.62	2.11
13~14	5.103	7.997	163.586	389.38	356.35	33.03	9.27	2.18
14~15	5.158	8.244	172.258	409.97	379.42	30.55	8.05	2.20
15~16	5.118	8.431	173.469	419.81	388.37	31.44	8.10	2.24
16~17	5.130	4.344	89.794	214.40	197.22	17.18	8.71	2.20
17~18	5.100	7.462	152.464	365.40	338.84	26.56	7.84	2.22
18~19	5.089	9.779	198.876	485.42	452.21	33.21	7.34	2.27
19~20	5.084	7.305	148.273	359.30	334.03	25.27	7.57	2.25

附錄 B

築壩材料試驗數量與結果總表

試驗數量與結果總表

試驗項目	試驗土樣料源區	試驗數目	試驗結果 (平均值)	備註
比重試驗	D	3	2.65	(CL)
	E1	3	2.65	(CL)
	J	3	2.62	(SM)
液性限度	D	3	28	(CL)
	E1	3	29	(CL)
	J	3	NP	(SM)
塑性限度	D	4	18	(CL)
	E1	4	18	(CL)
	J	4	NP	(SM)
夯實試驗	D	2	OMC=15.8 $\gamma_d=1.78t/m^3$	(CL)
	E1	2	OMC=15.2 $\gamma_d=1.72t/m^3$	(CL)
	J	2	OMC=12.5 $\gamma_d=1.84t/m^3$	(SM)
粒徑分析	D	1	Cu=90 Cd=3.7	(CL)
	E1	2	Cu=19~27.4 Cd=1.9~2.7	(CL)
	J	1	Cu=11.2 Cd=2.3	(SM)
CU 三軸試驗	E1	1	$c'=0.48 \text{ kg/cm}^2, \phi'=34.6^\circ$	(CL)
	J	1	$c'=0.24 \text{ kg/cm}^2, \phi'=33.7^\circ$	(SM)
動態三軸試驗	E1	1	$\sigma_3'=1\text{kg/cm}^2 G_{\max}=67\text{Mpa } K_{2\max}=31$	(CL)
			$\sigma_3'=3\text{kg/cm}^2 G_{\max}=112\text{Mpa } K_{2\max}=30$	
			$\sigma_3'=6\text{kg/cm}^2 G_{\max}=218\text{Mpa } K_{2\max}=41$	
	J	1	$\sigma_3'=1\text{kg/cm}^2 G_{\max}=60\text{Mpa } K_{2\max}=27$	(SM)
			$\sigma_3'=3\text{kg/cm}^2 G_{\max}=85\text{Mpa } K_{2\max}=23$	
			$\sigma_3'=6\text{kg/cm}^2 G_{\max}=150\text{Mpa } K_{2\max}=28$	
三軸透水試驗 (重模試體)	E1	1	$1.25 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$	(CL)
	J	1	$1.40 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$	(SM)
三軸透水試驗 (岩心試體)	PS1 (水平)	1	$2.82 \times 10^{-6} \sim 9.85 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	粉砂岩
	PS1 (垂直)	1	$9.71 \times 10^{-7} \sim 1.65 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	粉砂岩



附錄 C

現地波速量測判讀資料

(PS1)

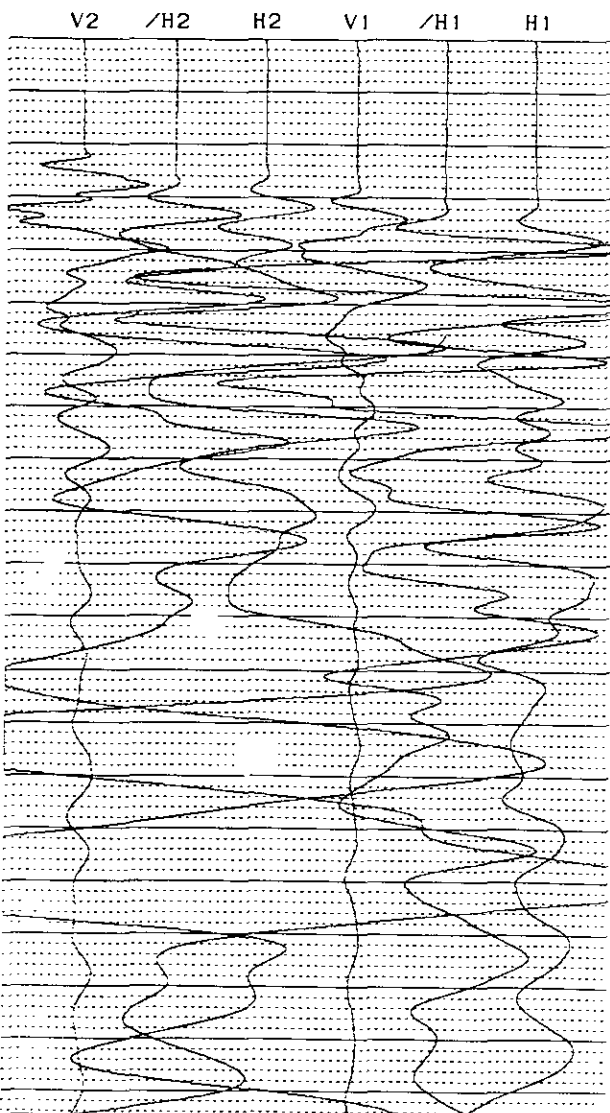
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 015
HOLE NO. : 0
DEPTH : 2.0 [m]
DATE : 29/03/00 05:11:33 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X	50	X100	X100	X 50	X 50
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K
STACK	:	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



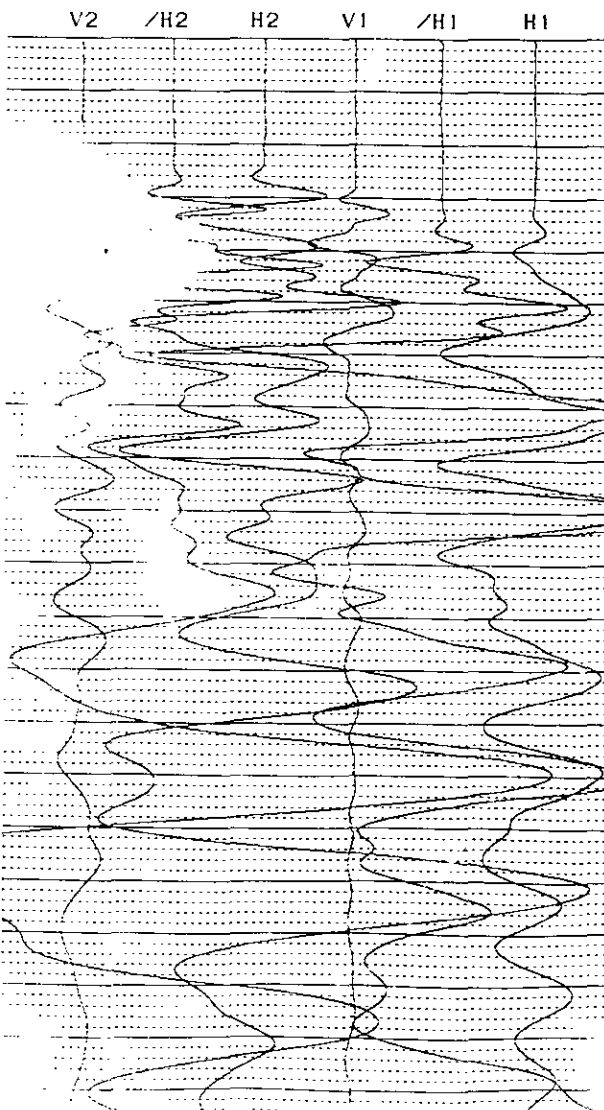
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 016
HOLE NO. : 0
DEPTH : 1.0 [m]
DATE : 29/03/00 05:13:27 PM
H-SAMPL RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X	50	X100	X100	X 50	X 50
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K
STACK	:	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



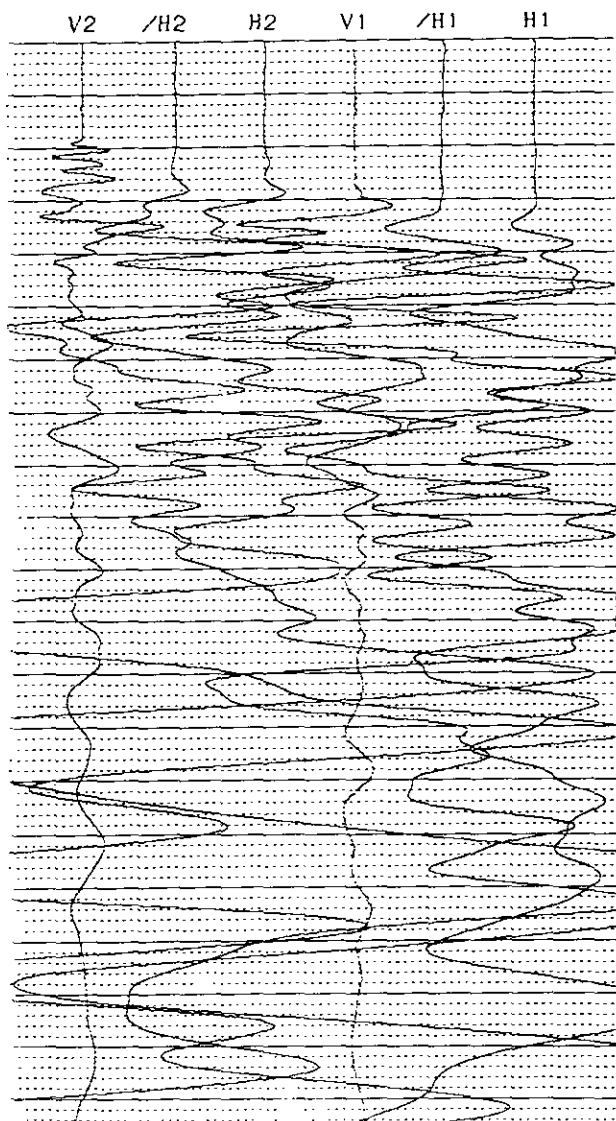
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 013
HOLE NO. : 0
DEPTH : 4.0 [m]
DATE : 29/03/00 05:05:57 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X200	X200	X100	X100	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



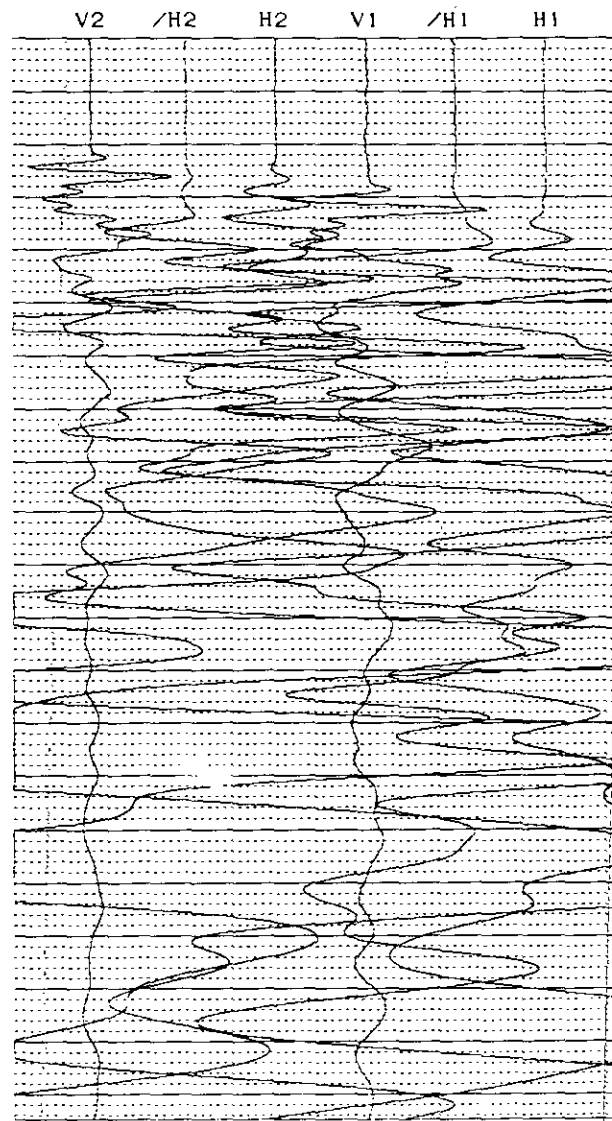
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 014
HOLE NO. : 0
DEPTH : 3.0 [m]
DATE : 29/03/00 05:07:59 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X200	X200	X100	X100	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



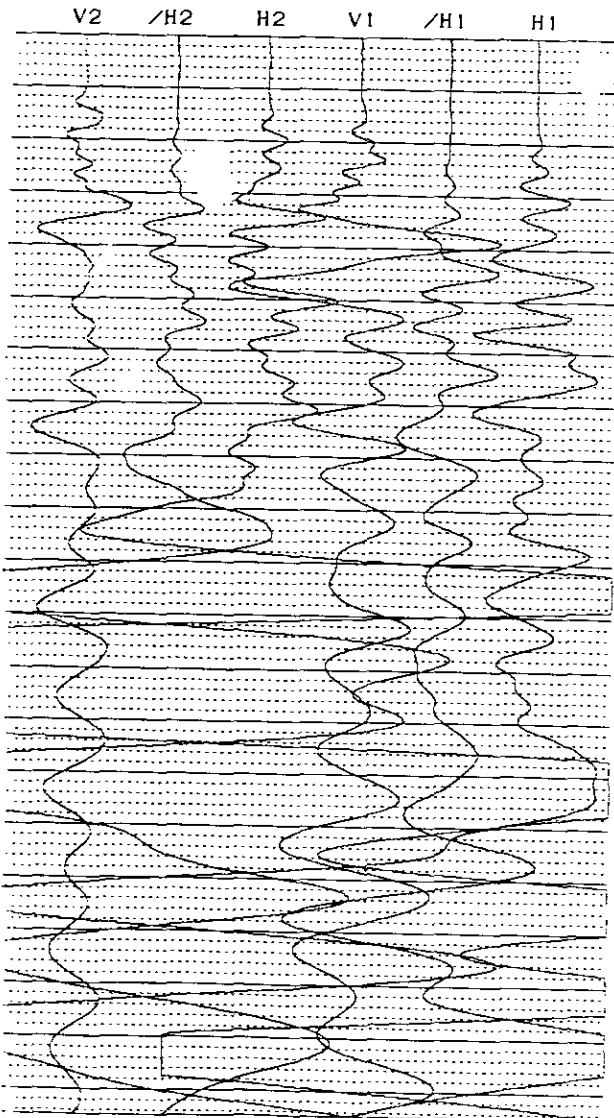
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 011
HOLE NO. : 0
DEPTH : 6.0 [m]
DATE : 29/03/00 04:01:17 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.4 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X100	X 1K	X100	X 50	X200
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



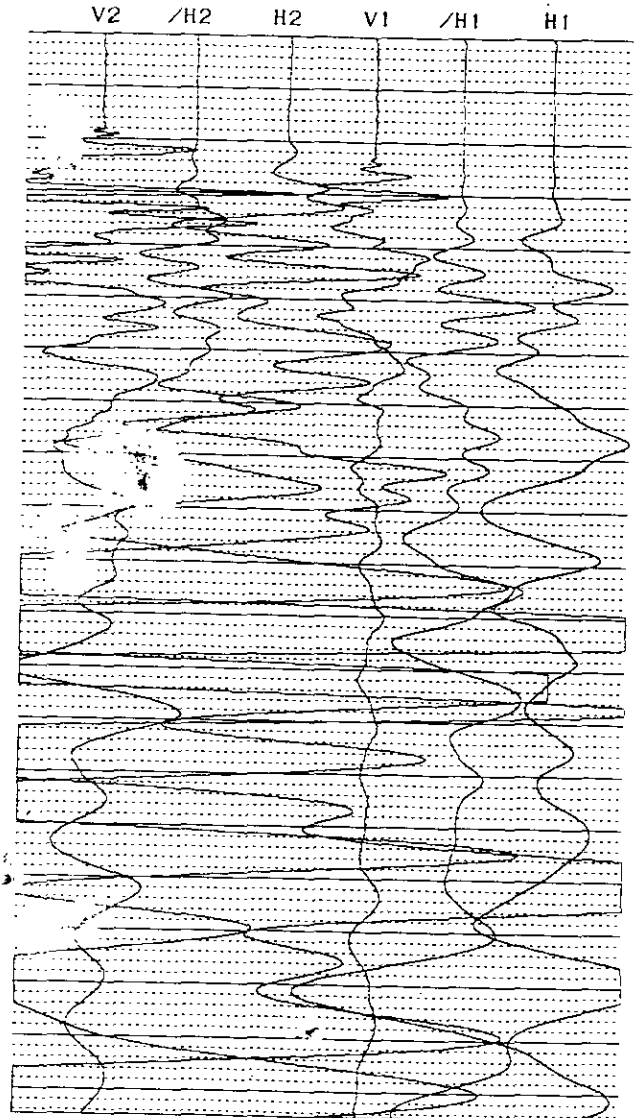
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 012
HOLE NO. : 0
DEPTH : 5.0 [m]
DATE : 29/03/00 04:42:15 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X200	X200	X100	X200
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



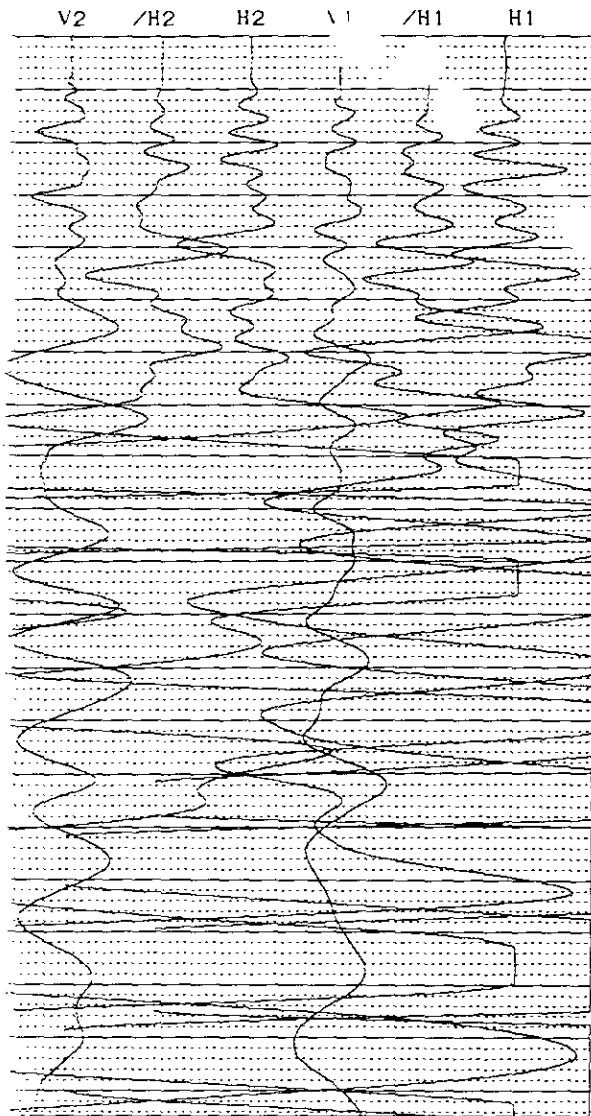
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 009
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 8.0 [m]
 DATE : 29/03/00 03:29:51 PM
 H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	X500	X500	X500	X100	X100	X200
LCF [Hz]	5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



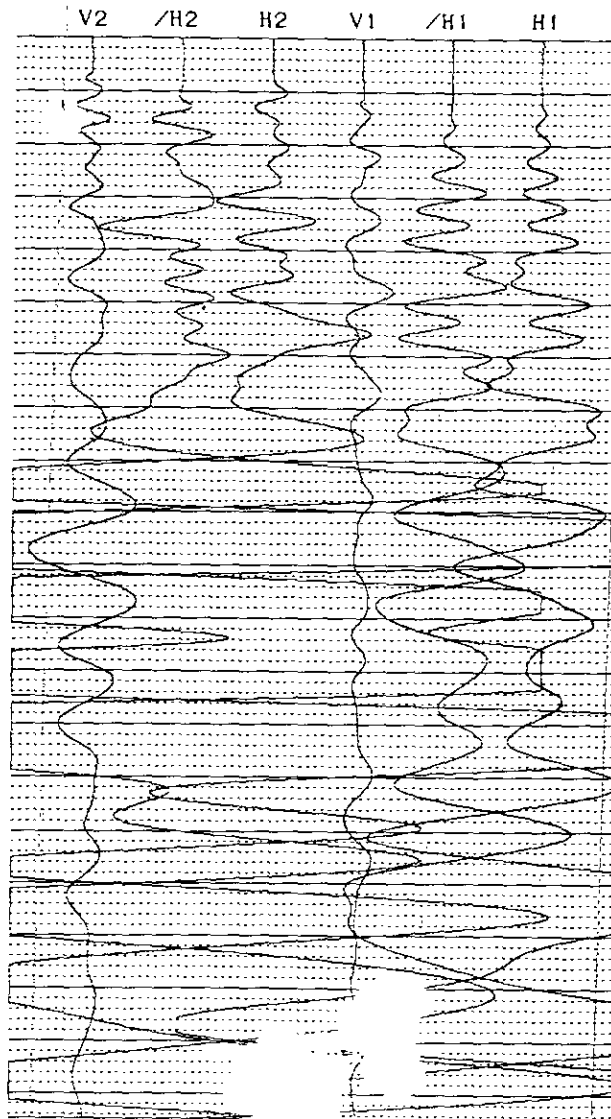
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 010
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 7.0 [m]
 DATE : 29/03/00 03:35:01 PM
 H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	X100	X100	X200	X100	X100	X100
LCF [Hz]	5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



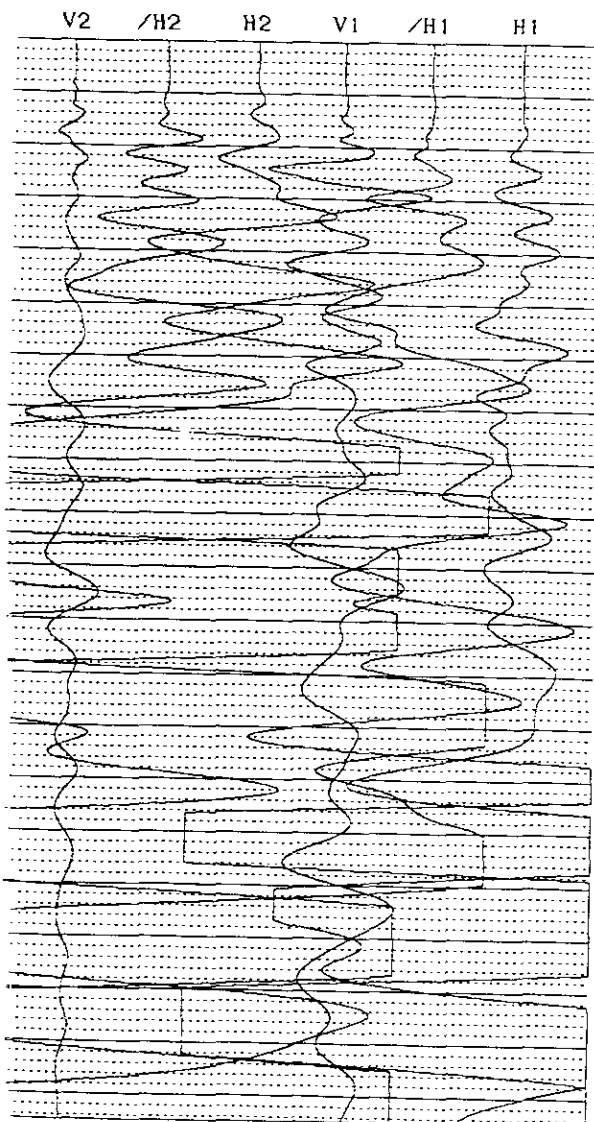
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 007
HOLE NO. : 0
DEPTH : 10.0 [m]
DATE : 29/03/00 02:40:21 PM ✓
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X500	X500	X200	X200	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 2	2	2	2	2	2

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



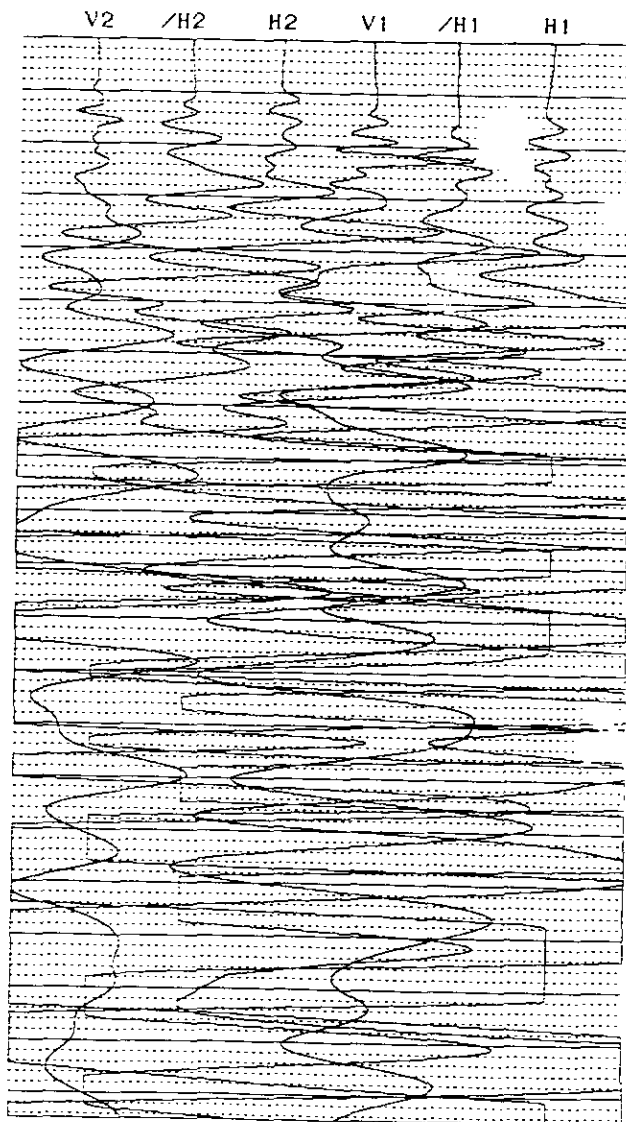
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 008
HOLE NO. : 0
DEPTH : 9.0 [m]
DATE : 29/03/00 02:46:21 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X 1K	X200	X200	X200
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



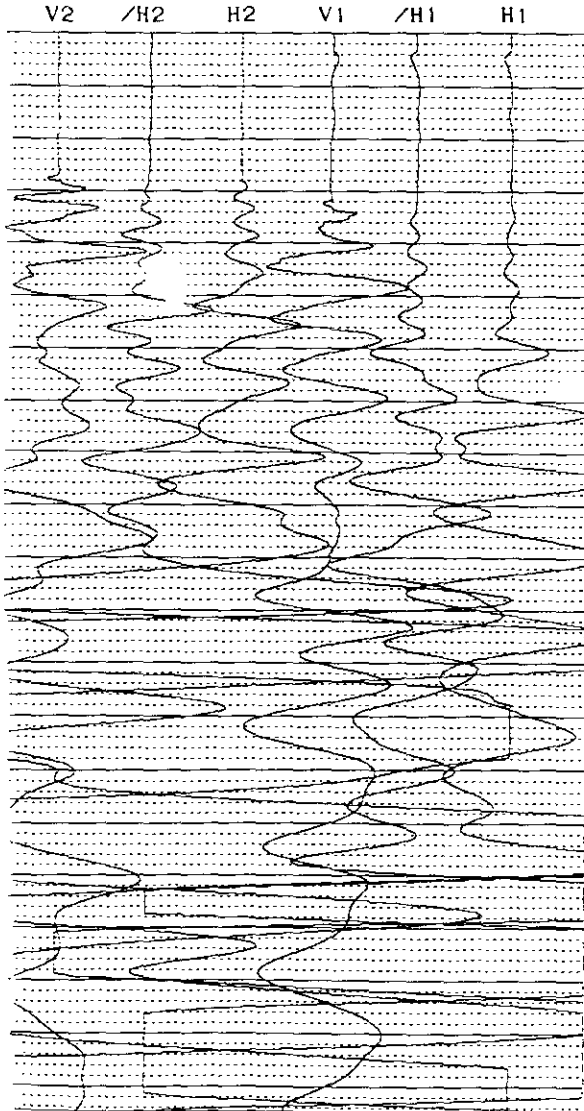
JYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 005
HOLE NO. : 0
DEPTH : 12.0 [m]
DATE : 29/03/00 02:22:46 PM
-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X500	X100	X100	X200
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



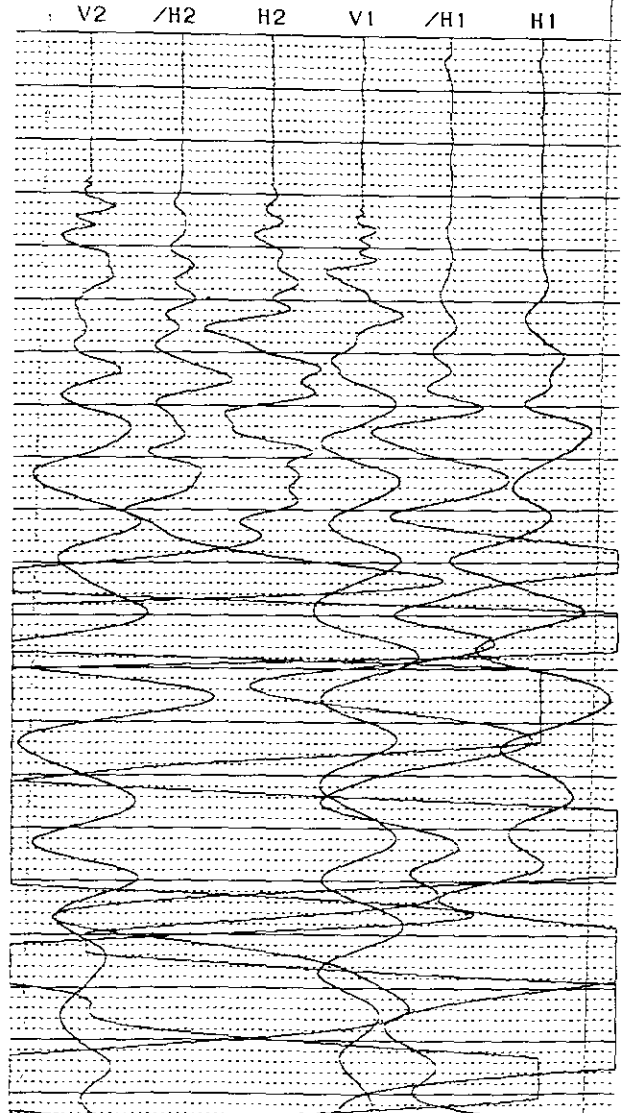
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 006
HOLE NO. : 0
DEPTH : 11.0 [m]
DATE : 29/03/00 02:34:26 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X200	X200	X100	X100	X100
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



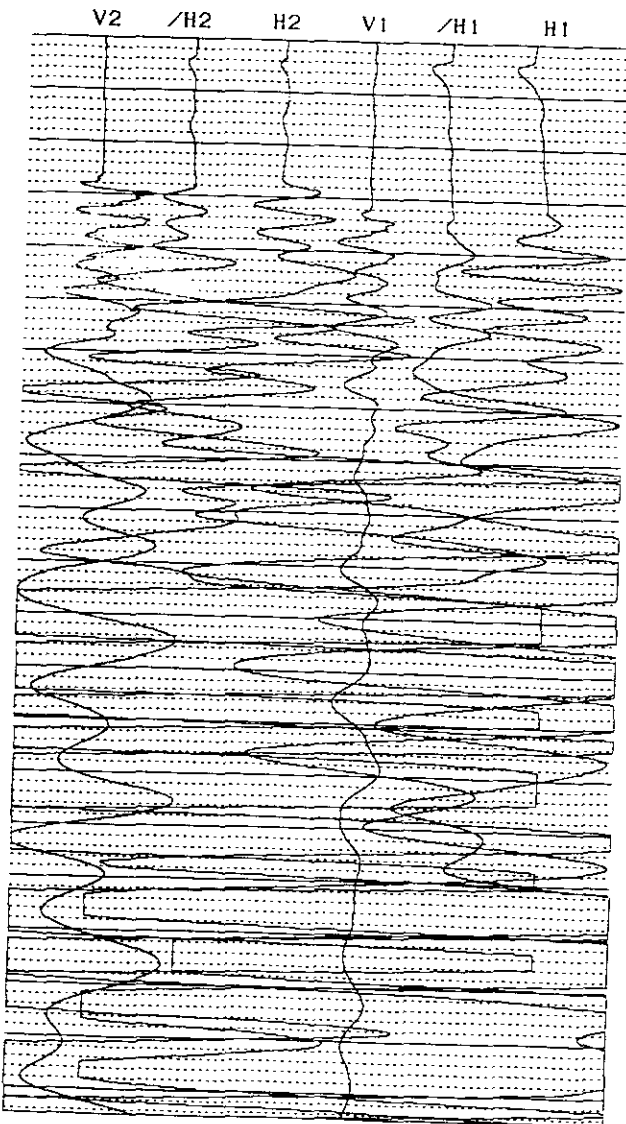
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 003
HOLE NO. : 0
DEPTH : 14.0 [m]
DATE : 29/03/00 02:05:27 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X200	X500	X500	X200
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



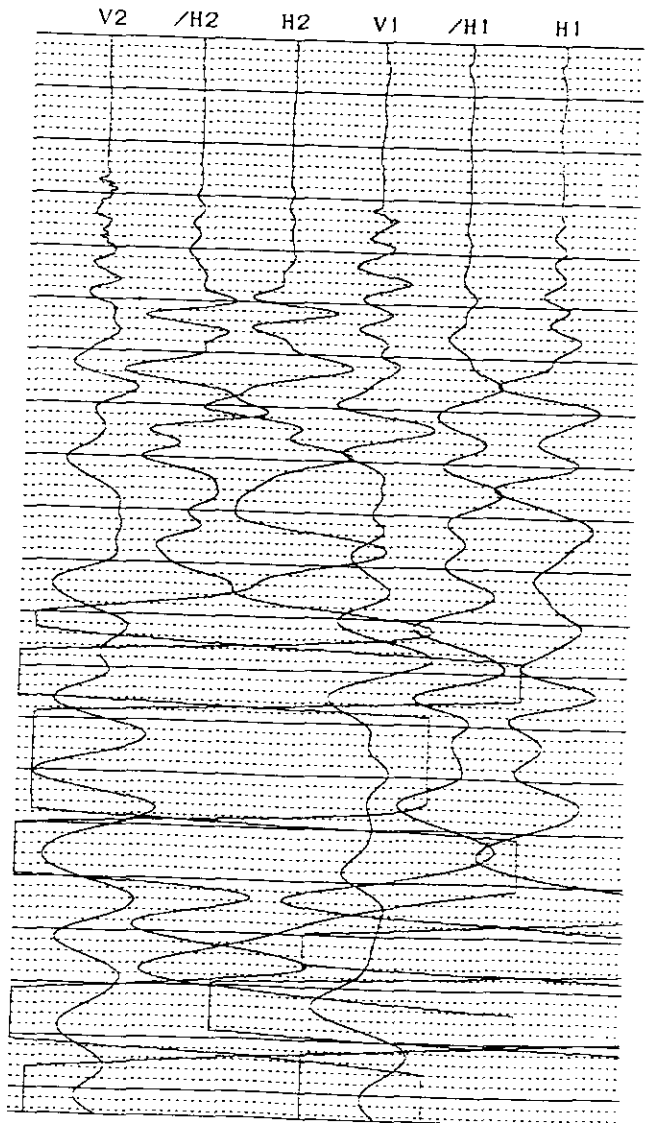
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 004
HOLE NO. : 0
DEPTH : 13.0 [m]
DATE : 29/03/00 02:18:11 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X500	X100	X100	X200
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 2	2	2	2	2	2

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



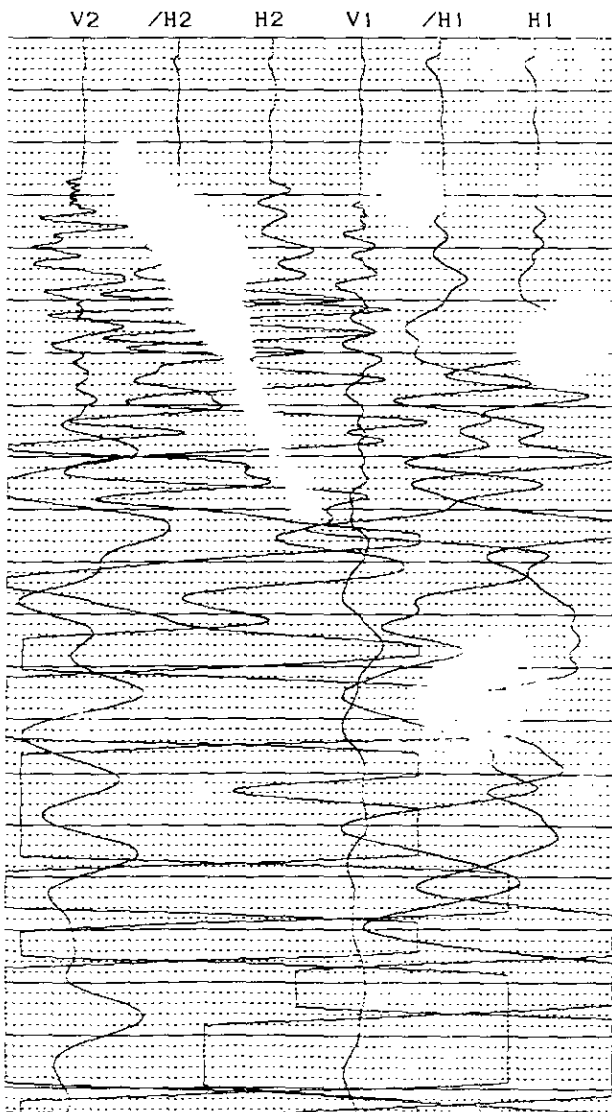
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 001
HOLE NO. : 0
DEPTH : 16.0 [m]
DATE : 29/03/00 01:20:47 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY IMF : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X500	X500	X500	X500
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 2	2	2	2	2	2

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



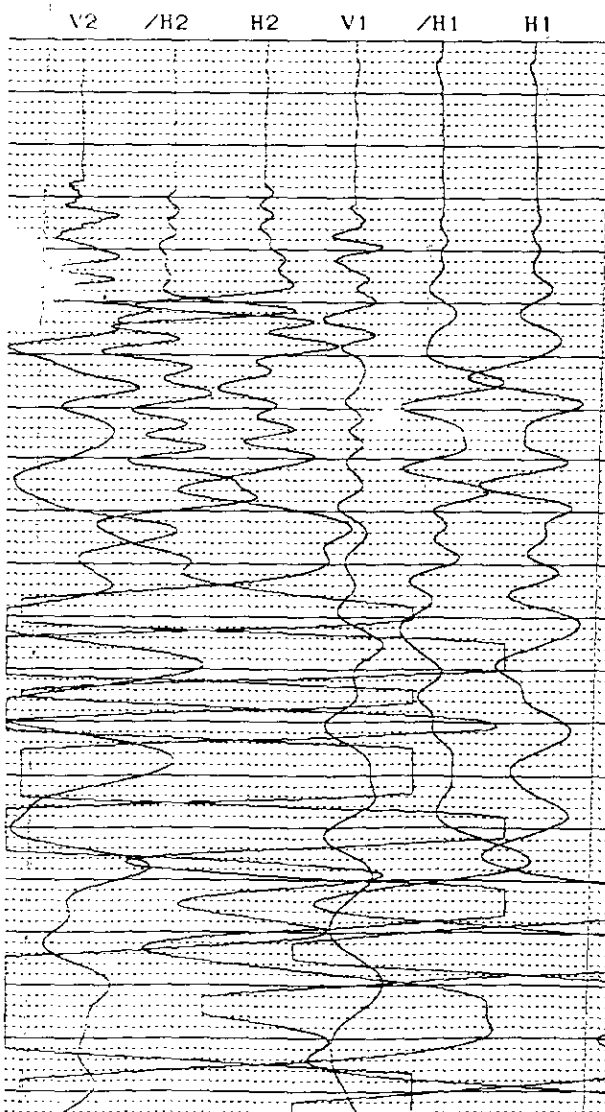
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 002
HOLE NO. : 0
DEPTH : 15.0 [m]
DATE : 29/03/00 01:27:52 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 2 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X500	X200	X200	X500
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	1K	1K	1K	1K
STACK	: 2	2	2	2	2	2

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



現地波速量測判讀資料
(PS2)

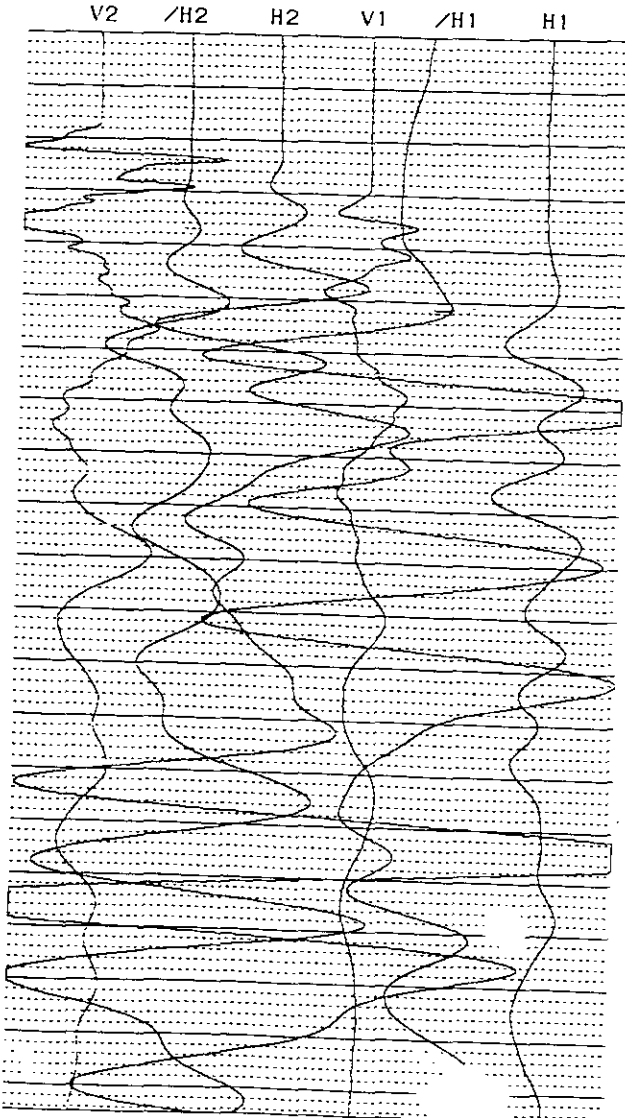
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 015
HOLE NO. : 0
DEPTH : 2.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:54:59 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 50	X200	X 50	X100	X 50	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



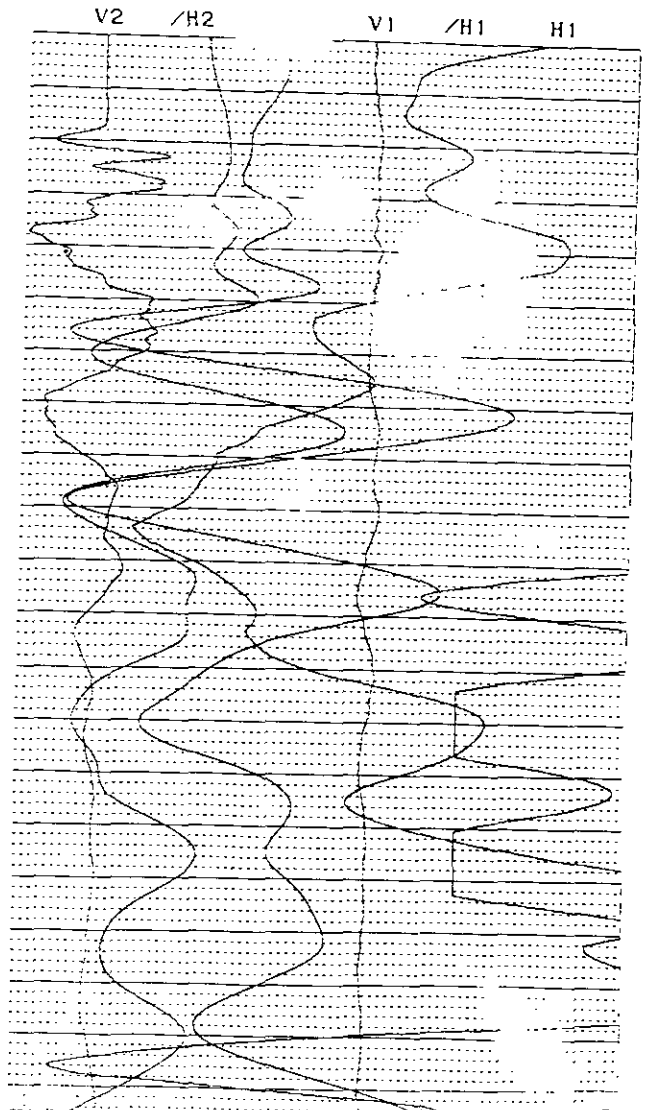
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 016
HOLE NO. : 0
DEPTH : 1.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:58:25 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 50	X200	X 50	X100	X 50	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



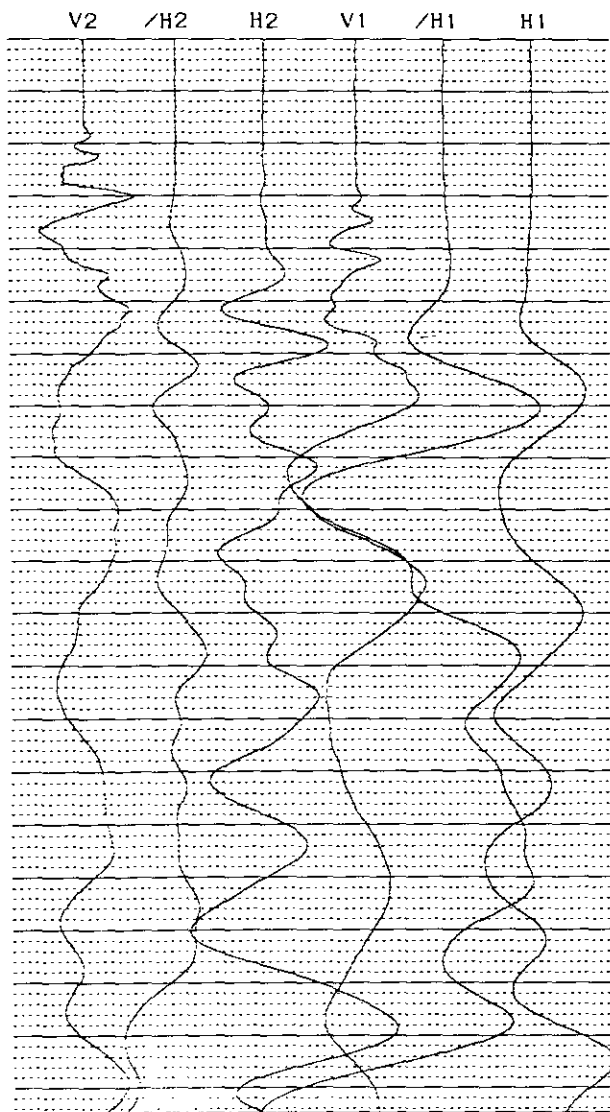
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 013
HOLE NO. : 0
DEPTH : 4.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:41:40 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2	
GAIN	:X	50	X100	X100	X 50	X 20	X 50
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	:	4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



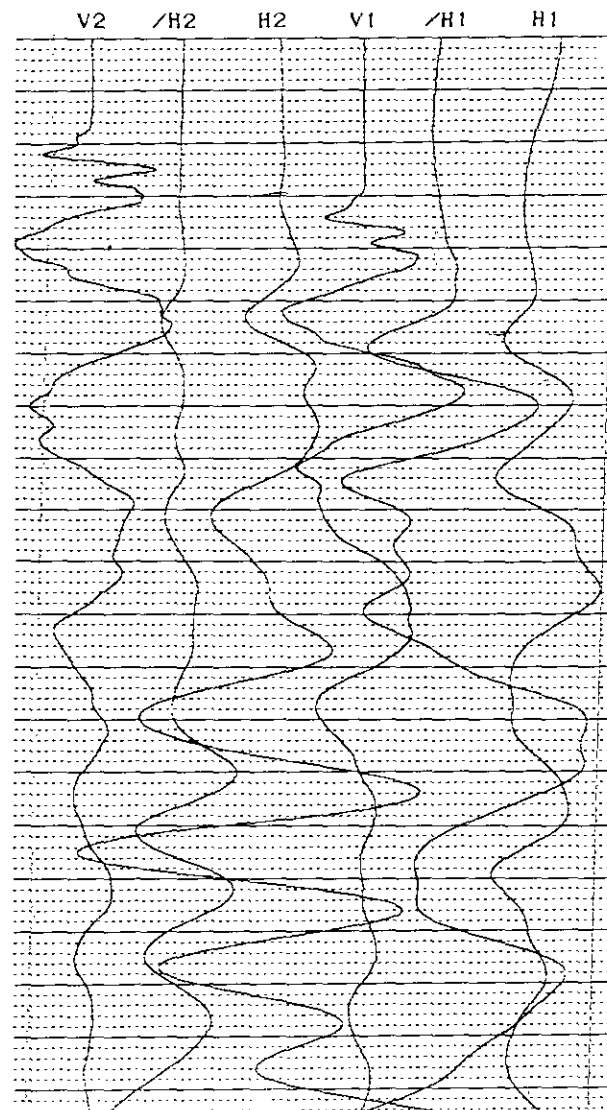
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 014
HOLE NO. : 0
DEPTH : 3.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:47:32 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2	
GAIN	:X	50	X100	X100	X 50	X 20	X 50
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	:	5	5	5	5	5	5

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



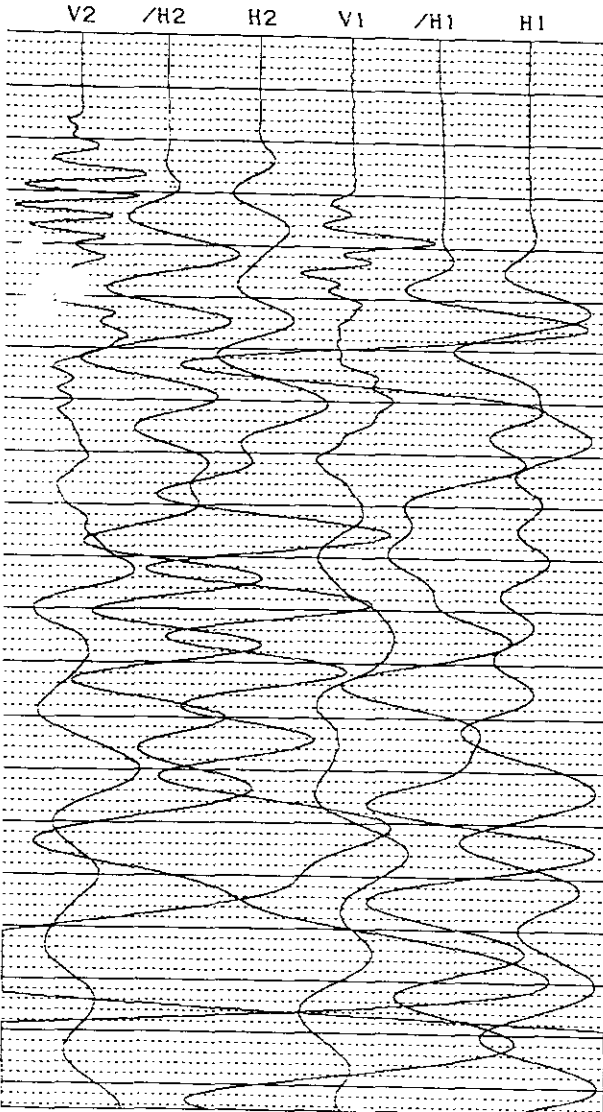
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 011
HOLE NO. : 0
DEPTH : 6.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:36:35 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2			
GAIN	:X	50	X100	X200	X	50	X	50	X100
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5	100		
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K	20K		
STACK	:	4	4	4	4	4	4		

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



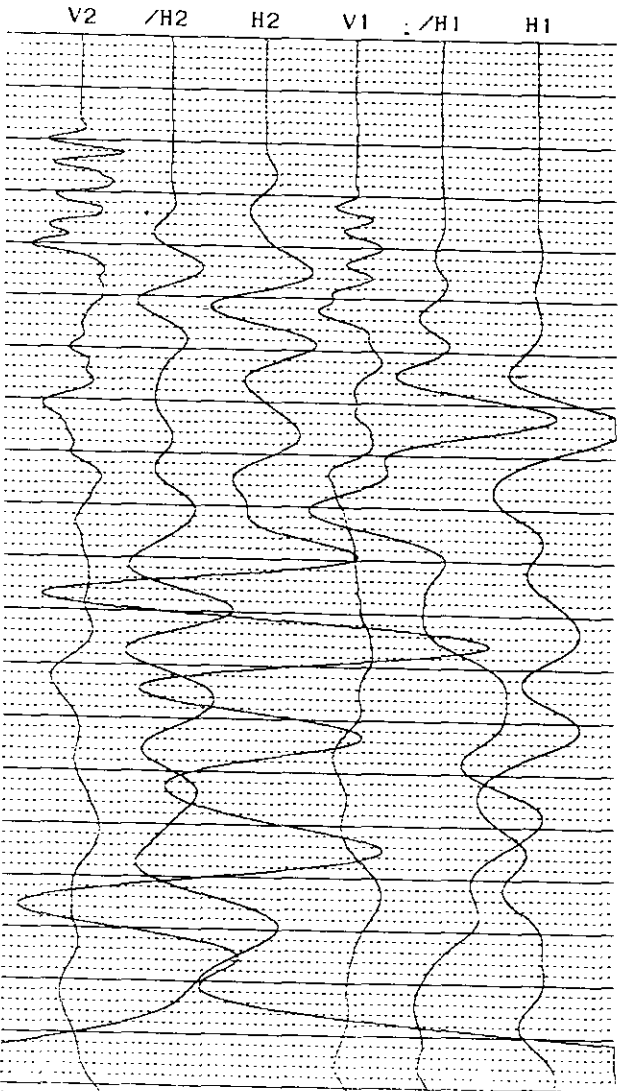
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 012
HOLE NO. : 0
DEPTH : 5.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:40:13 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2				
GAIN	:X	50	X100	X100	X	50	X	20	X	50
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5	100			
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K	20K			
STACK	:	4	4	4	4	4	4			

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



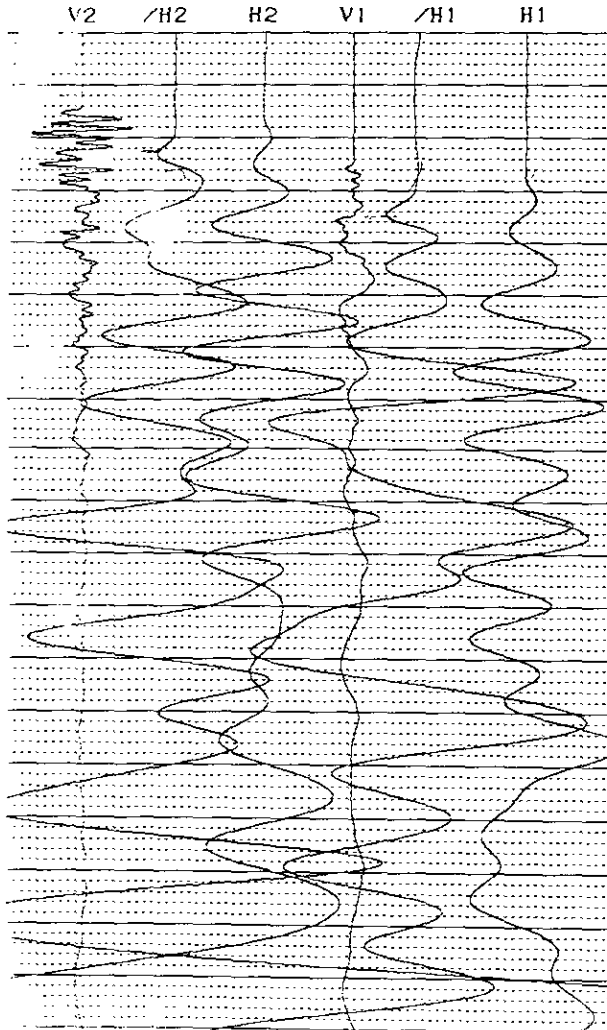
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 009
HOLE NO. : 0
DEPTH : 8.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:28:05 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X500	X 50	X100	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



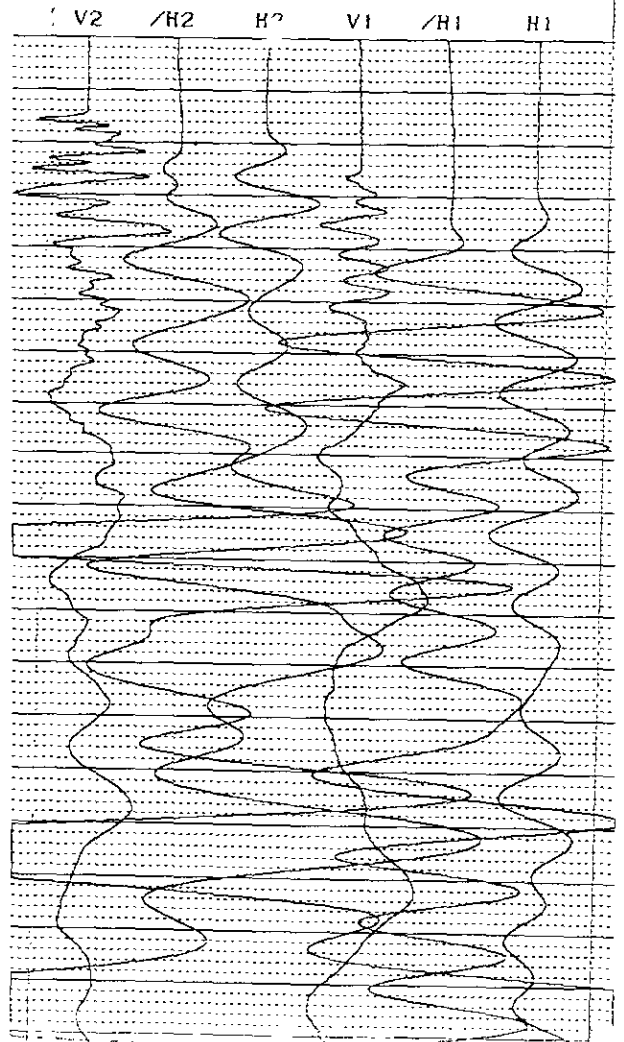
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 010
HOLE NO. : 0
DEPTH : 7.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:30:54 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 50	X200	X200	X100	X200	X100
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



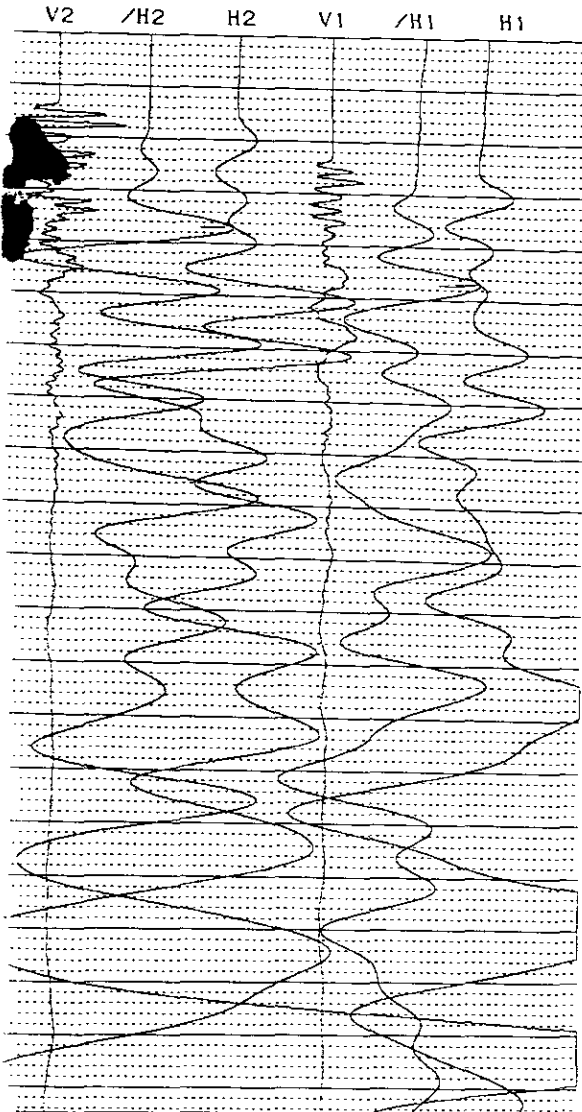
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 007
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 10.0 [m]
 DATE : 07/04/00 10:22:05 AM
 H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X 20	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



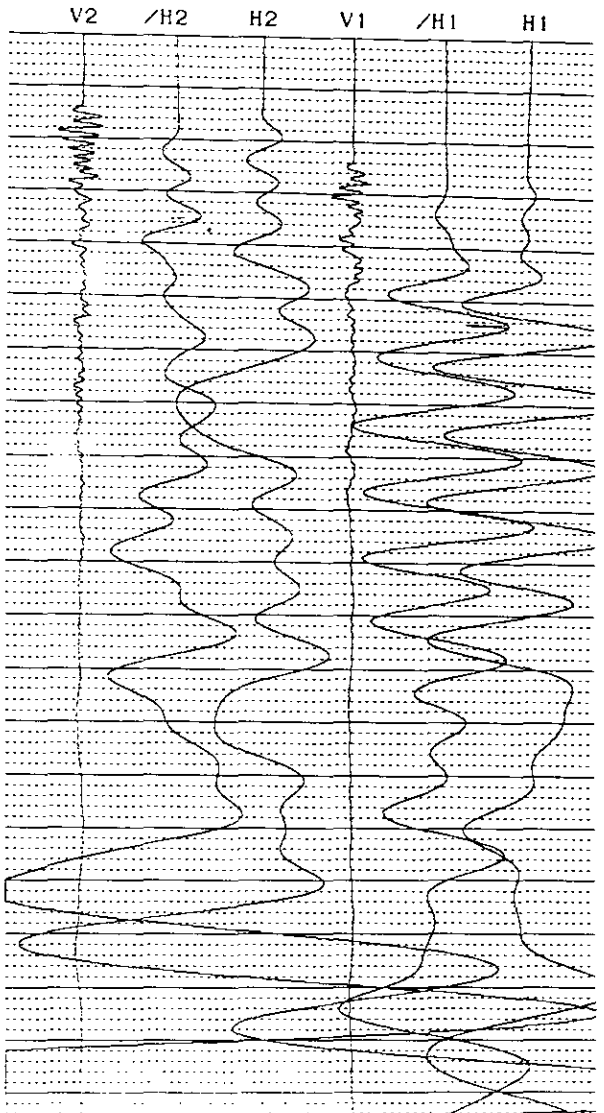
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 008
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 9.0 [m]
 DATE : 07/04/00 10:25:14 AM
 H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 20	X200	X200	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



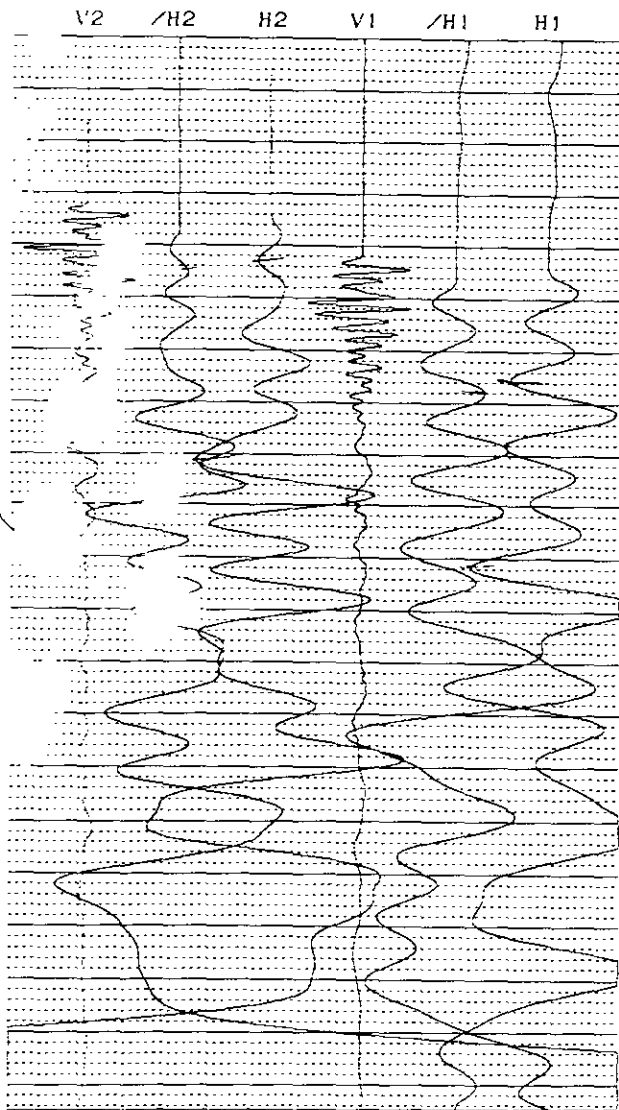
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 005
HOLE NO. : 0
DEPTH : 12.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:11:37 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X 20	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 100	100	100	100	100	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 5	5	5	5	5	5

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



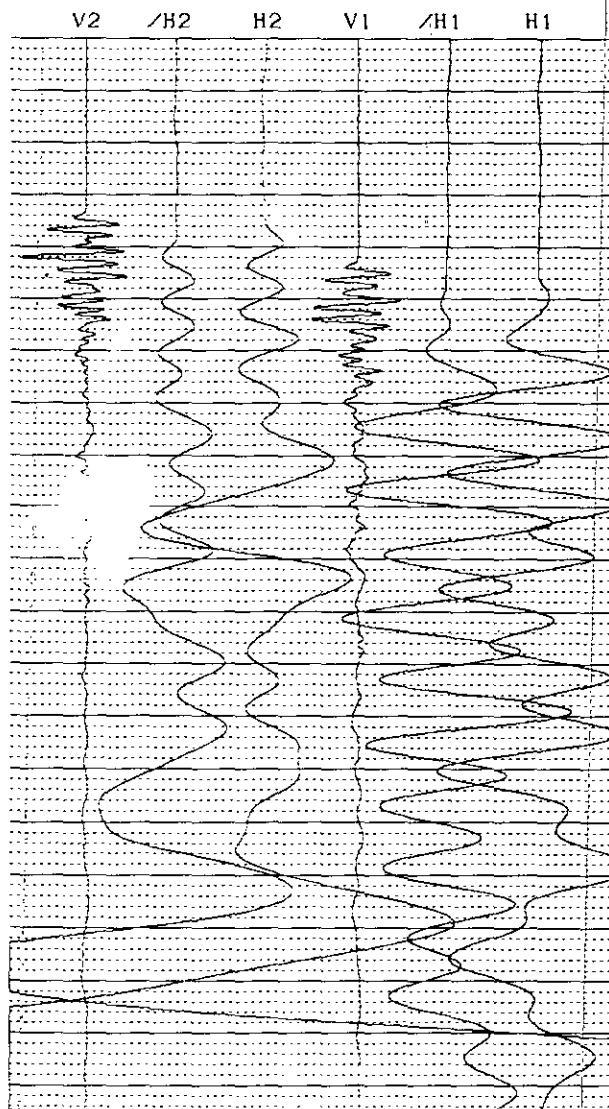
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 006
HOLE NO. : 0
DEPTH : 11.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:17:41 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 20	X200	X200	X 10
LCF [Hz]	: 100	100	100	100	100	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



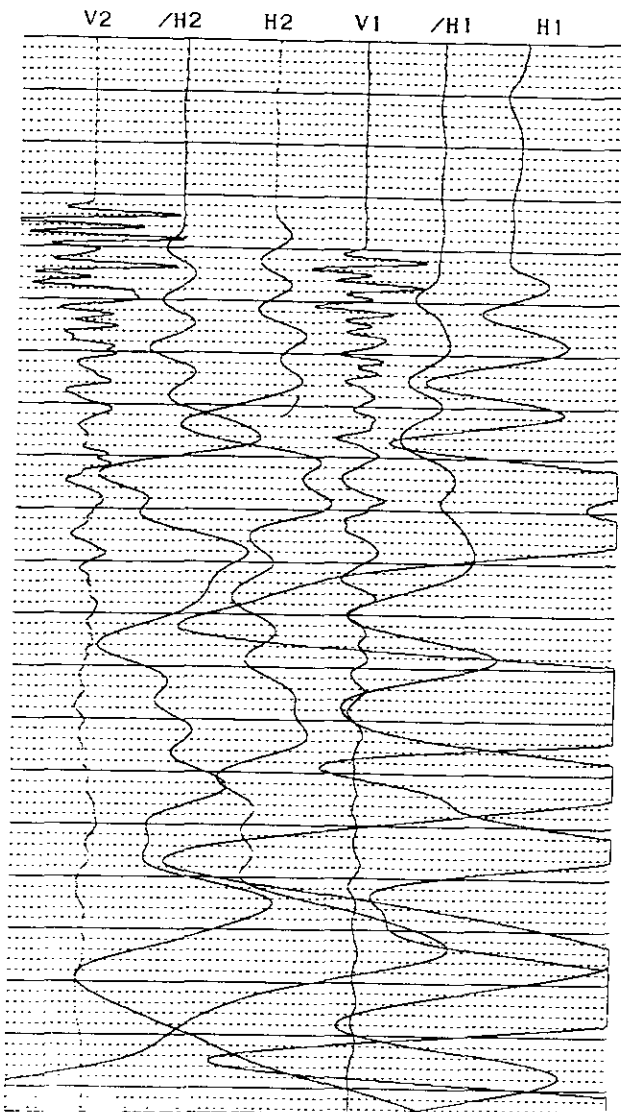
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 003
HOLE NO. : 0
DEPTH : 14.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:02:51 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	: X 1K	X500	X 50	X200	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



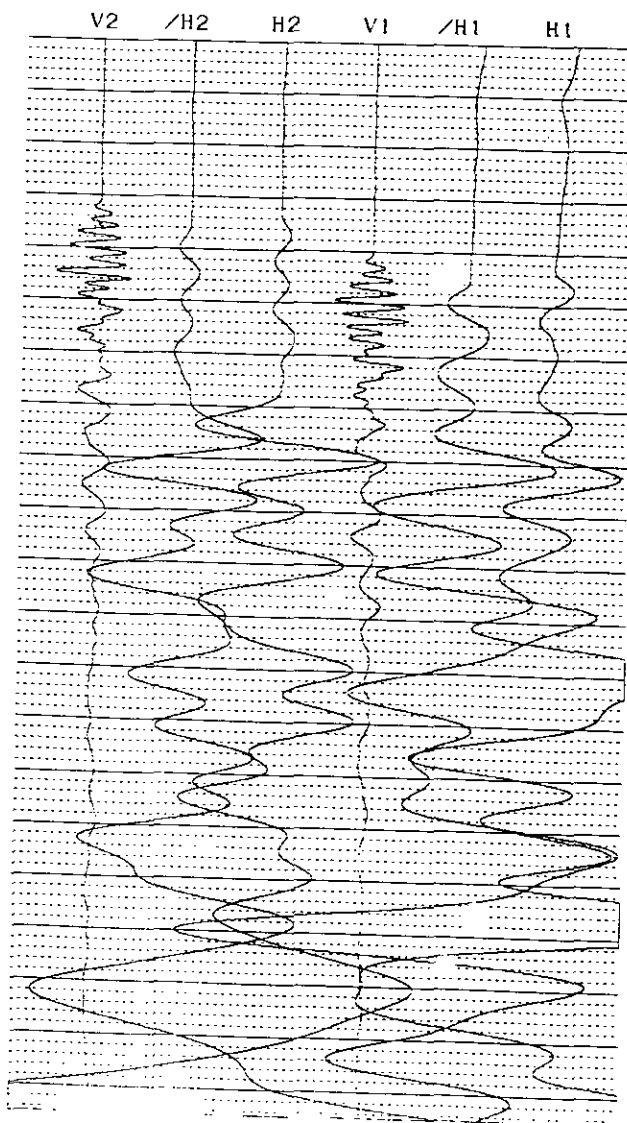
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 004
HOLE NO. : 0
DEPTH : 13.0 [m]
DATE : 07/04/00 10:09:54 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	: X500	X500	X 20	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 100	100	100	100	100	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 5	5	5	5	5	5

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



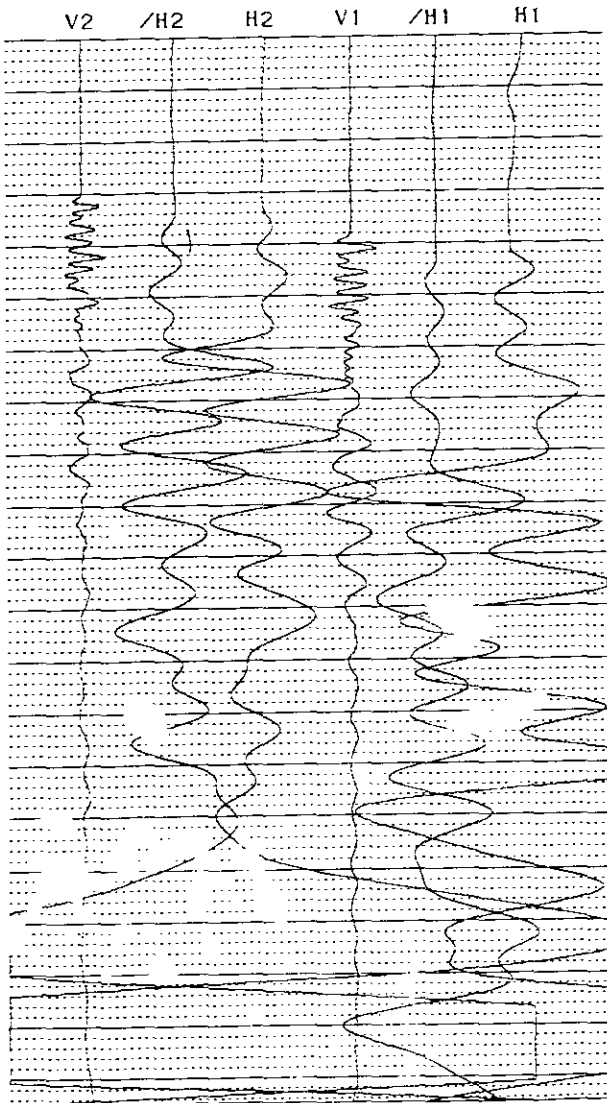
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 001
HOLE NO. : 0
DEPTH : 16.0 [m]
DATE : 07/04/00 09:56:45 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X	1K	X500	X 50	X200	X200 X 20
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5 100
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K 20K
STACK	:	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



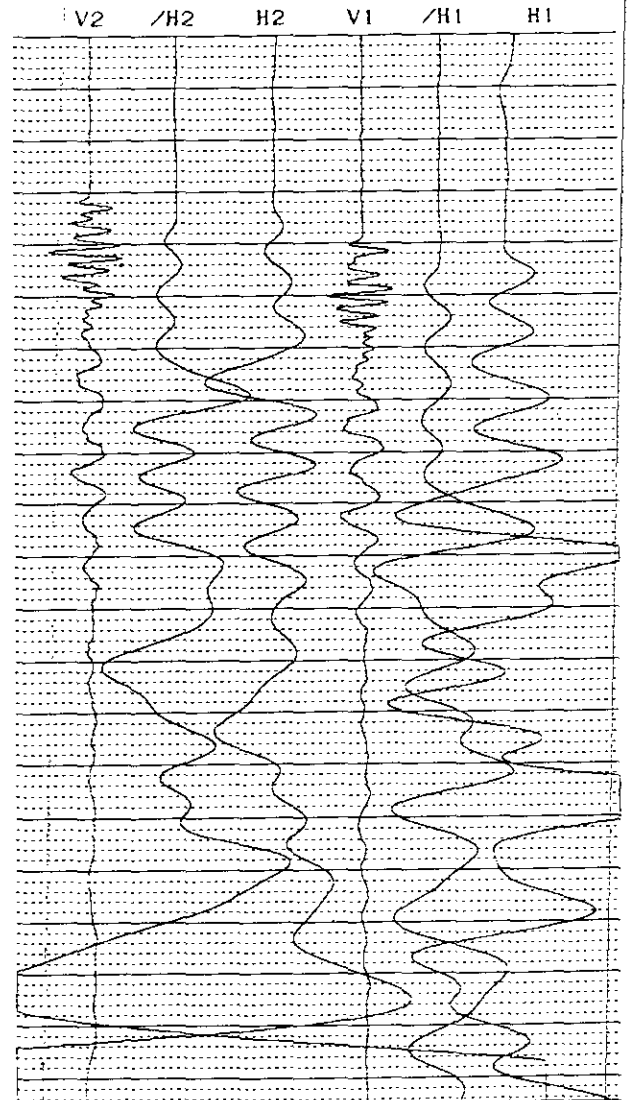
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 002
HOLE NO. : 0
DEPTH : 15.0 [m]
DATE : 07/04/00 09:58:48 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X	1K	X500	X 50	X200	X200 X 20
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5 100
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K 20K
STACK	:	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



現地波速量測判讀資料
(DH1)

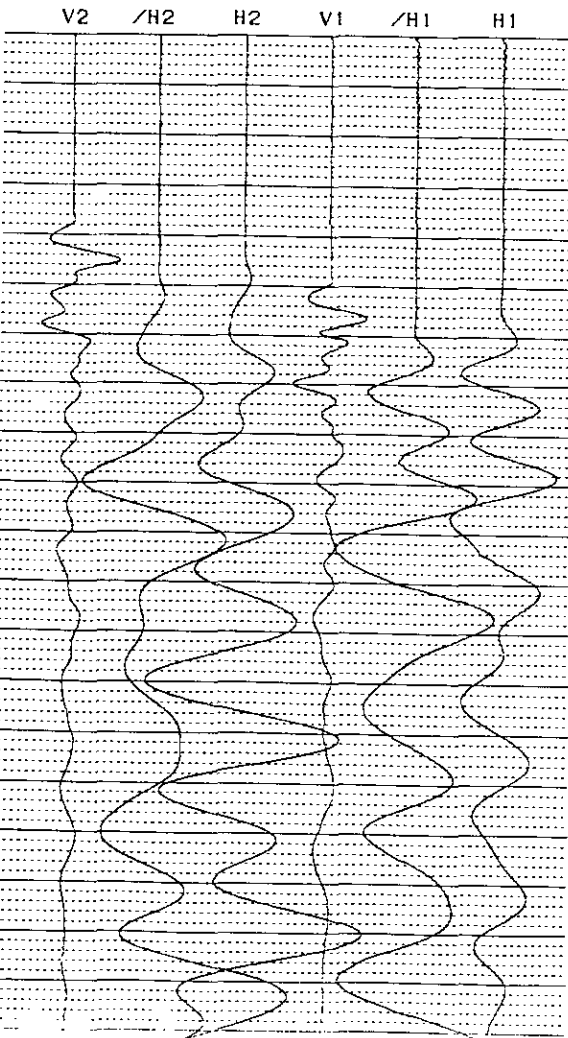
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 016
HOLE NO. : 0
DEPTH : 2.0 [m]
DATE : 30/03/00 01:14:20 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	: X 20	X 20	X 50	X 20	X 20	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 5	5	5	5	5	5

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



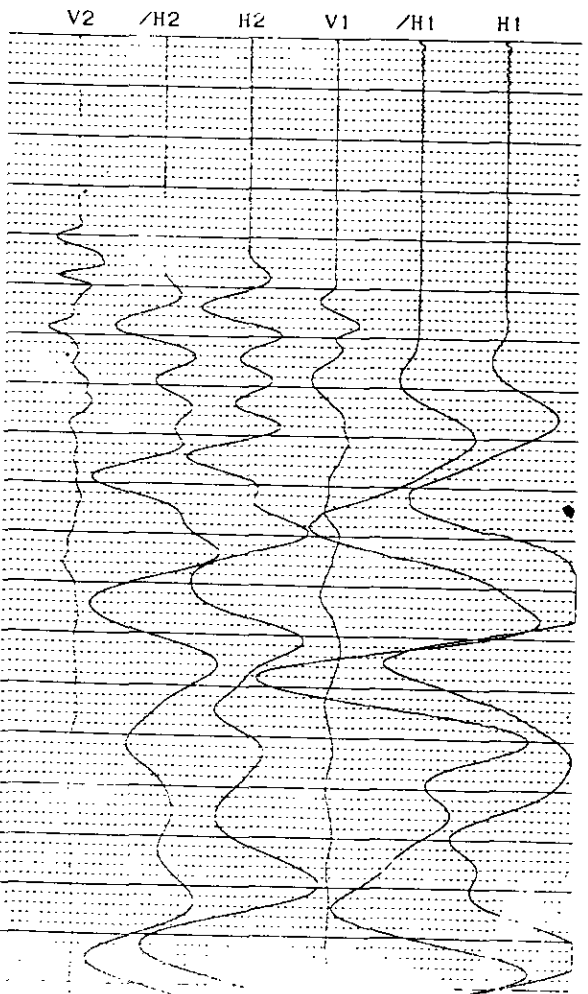
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 017
HOLE NO. : 0
DEPTH : 1.0 [m]
DATE : 30/03/00 01:19:19 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	: X 20	X 20	X 20	X 10	X 10	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 9	9	9	9	9	9

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



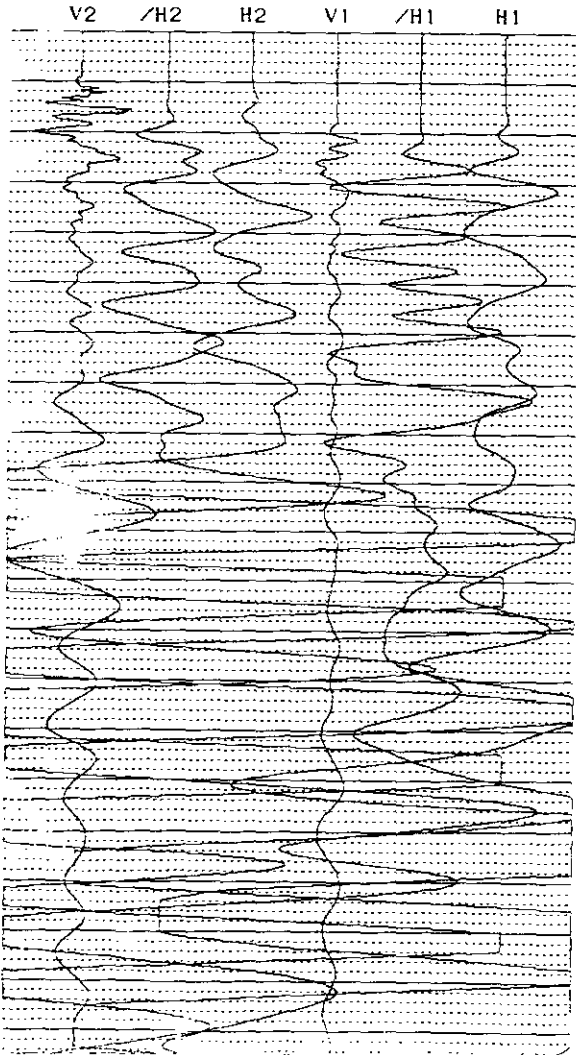
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 014
HOLE NO. : 0
DEPTH : 4.0 [m]
DATE : 30/03/00 01:03:15 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X 50	X 50	X 50	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



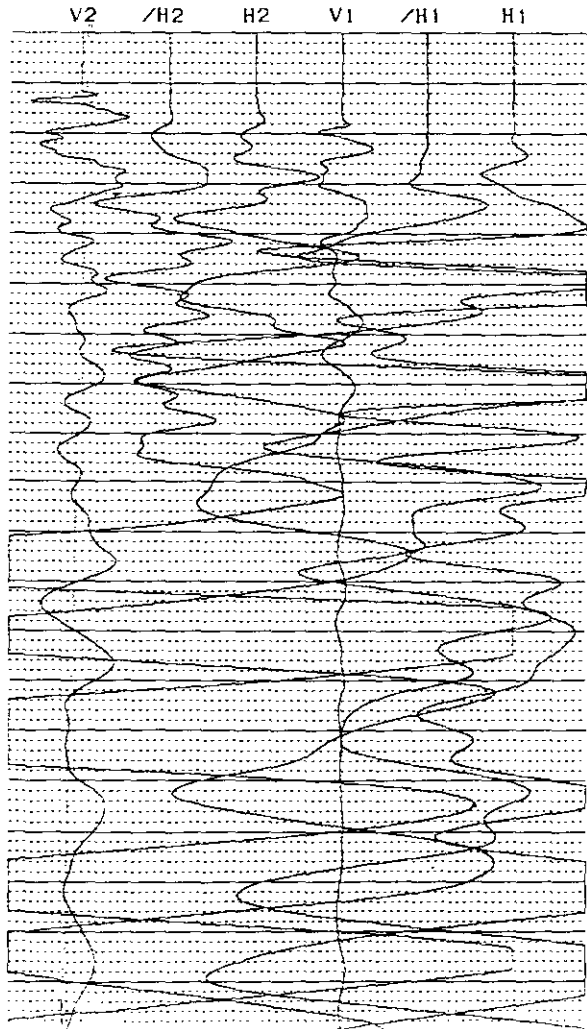
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 015
HOLE NO. : 0
DEPTH : 3.0 [m]
DATE : 30/03/00 01:05:37 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X 50	X 50	X 50	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



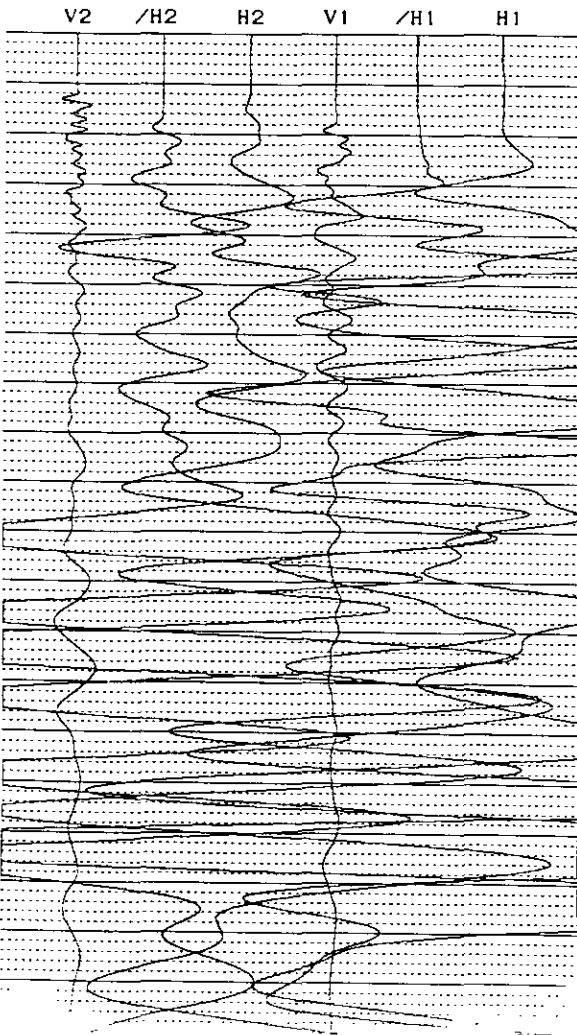
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 012
HOLE NO. : 0
DEPTH : 6.0 [m]
DATE : 30/03/00 12:49:47 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 50	X 50	X 50	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	5	5	5	5
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



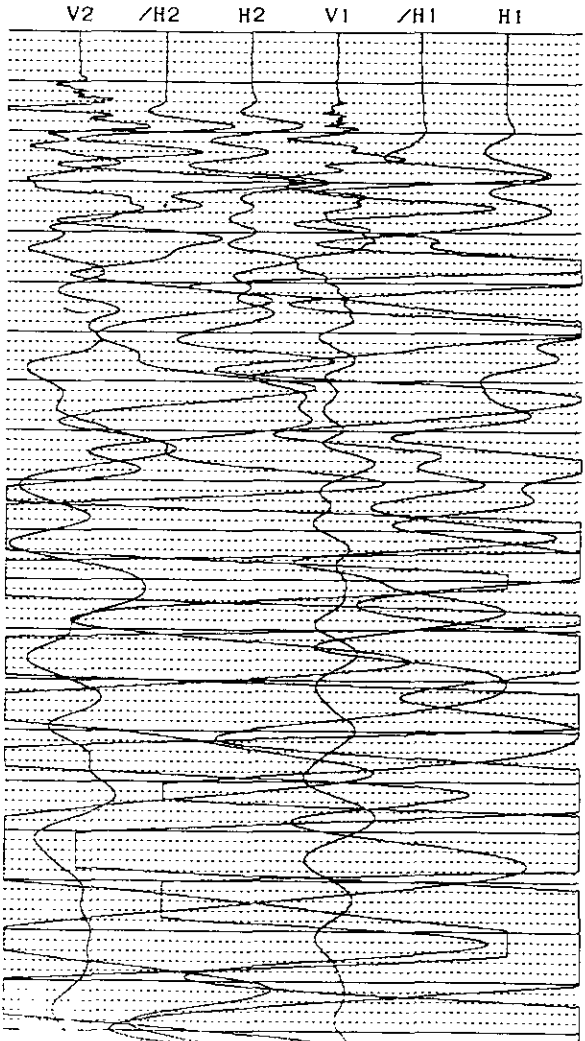
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 013
HOLE NO. : 0
DEPTH : 5.0 [m]
DATE : 30/03/00 12:55:58 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X200	X100	X100	X100
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



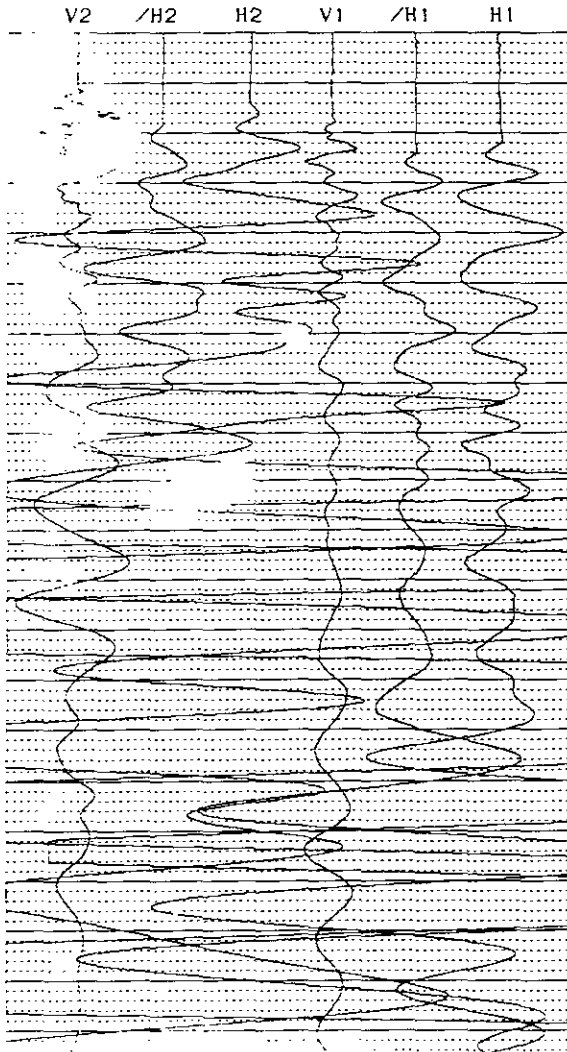
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 010
HOLE NO. : 0
DEPTH : 8.0 [m]
DATE : 30/03/00 12:19:05 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	X100	X 50	X100	X200	X 50	X 50
LCF [Hz]	5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



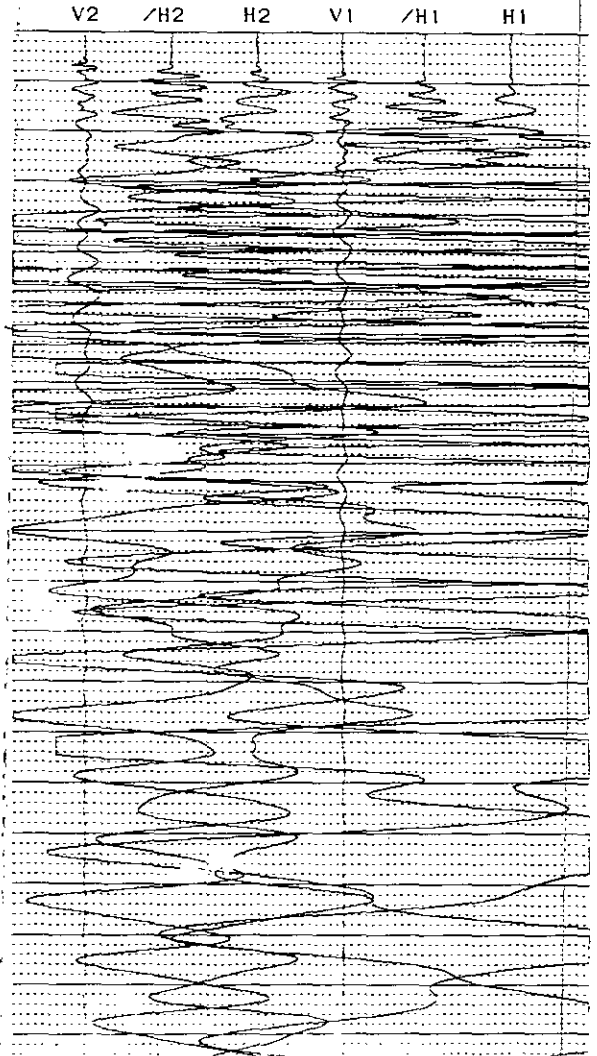
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 011
HOLE NO. : 0
DEPTH : 7.0 [m]
DATE : 30/03/00 12:45:20 PM
H-SAMPLE RATE: 50 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 50 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	X200	X200	X 50	X 50	X 50	X 20
LCF [Hz]	5	5	5	5	5	5
HCF [Hz]	1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.50 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.50 [mSEC/LINE]



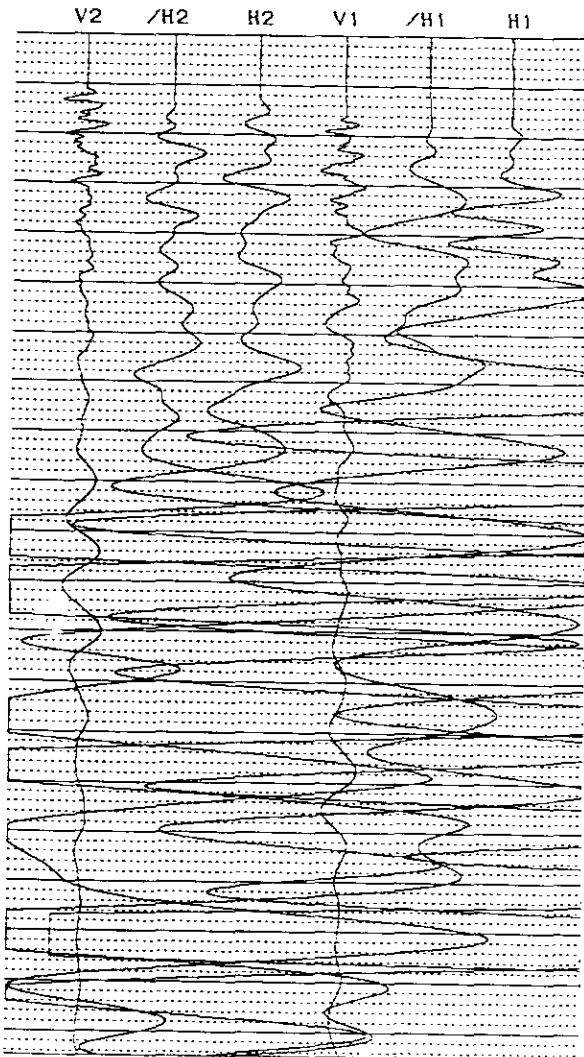
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 008
HOLE NO. : 0
DEPTH : 10.0 [m]
DATE : 30/03/00 12:09:21 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X100	X 50	X 50	X 50	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



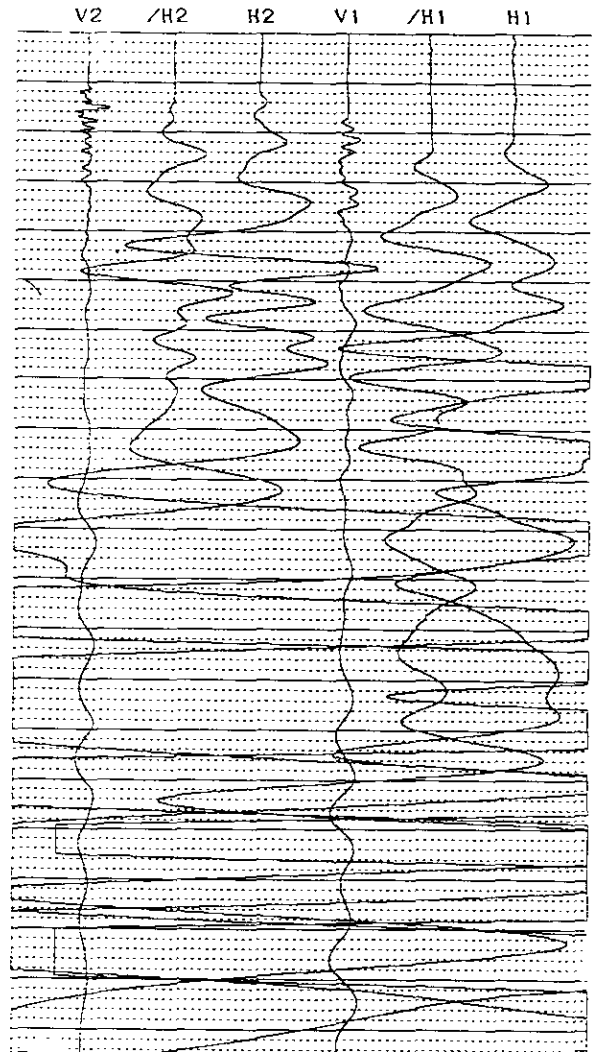
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 009
HOLE NO. : 0
DEPTH : 9.0 [m]
DATE : 30/03/00 12:13:31 PM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X100	X 50	X100	X 50	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



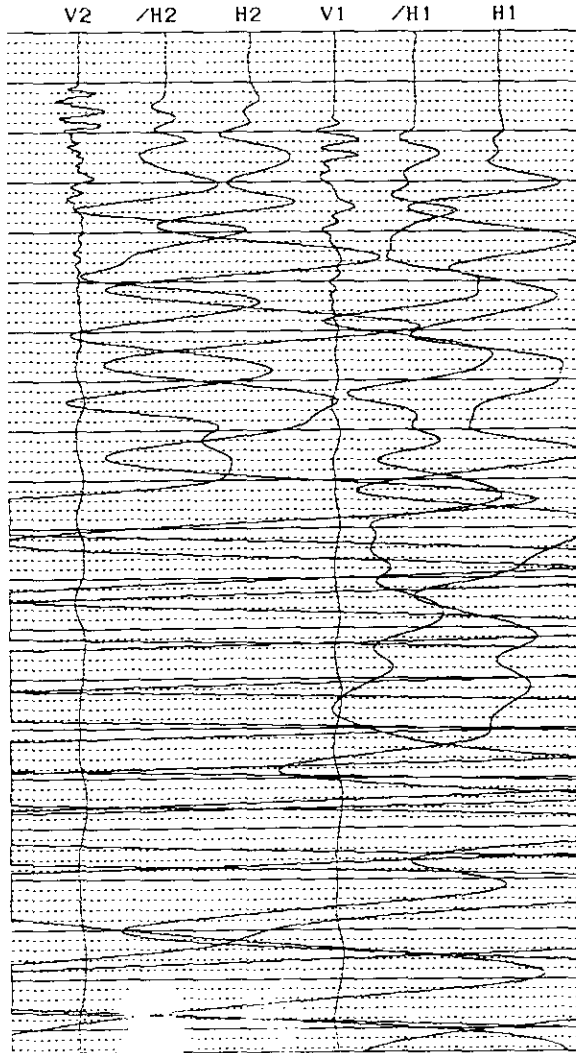
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 006
HOLE NO. : 0
DEPTH : 12.0 [m]
DATE : 30/03/00 11:54:04 AM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 20	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



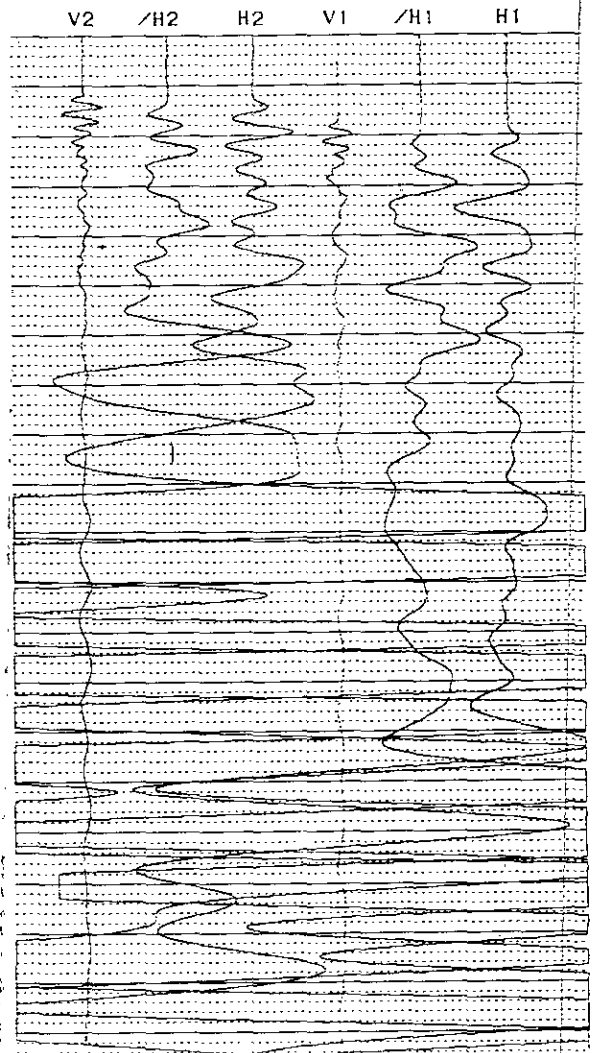
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 007
HOLE NO. : 0
DEPTH : 11.0 [m]
DATE : 30/03/00 11:57:33 AM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X 2.	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



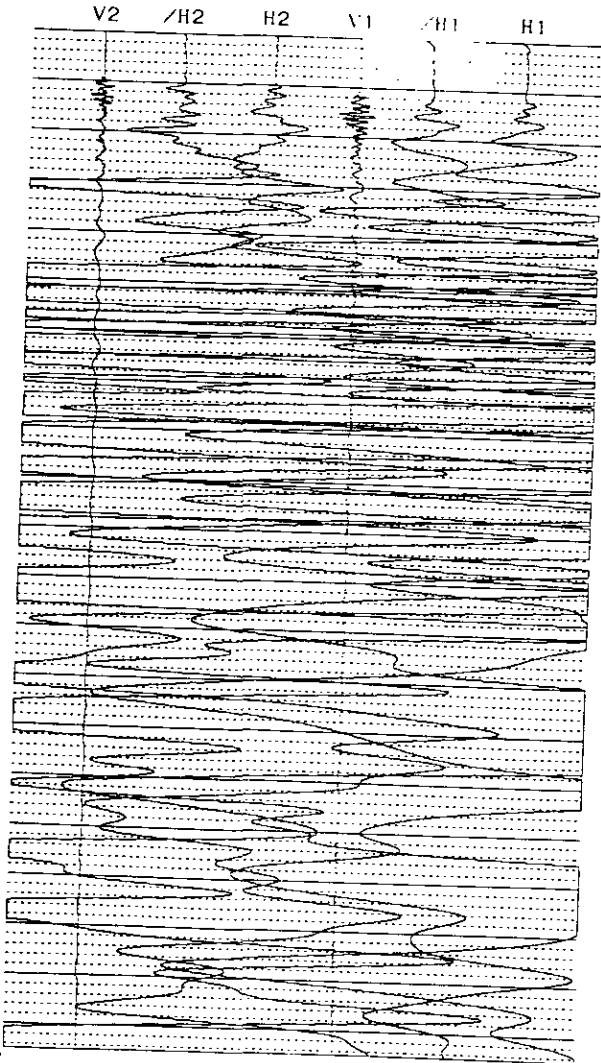
OYC

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 004
HOLE NO. : 0
DEPTH : 14.0 [m]
DATE : 30/03/00 11:31:20 AM
H-SAMPLE RATE: 50 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 50 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.4 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 20	X100	X200	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.50 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.50 [mSEC/LINE]



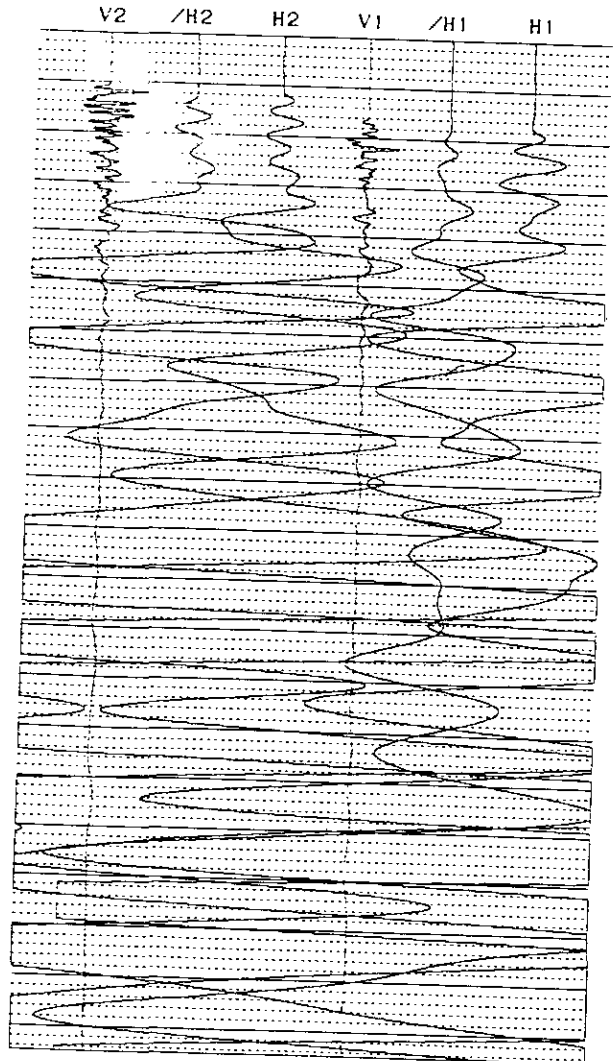
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 005
HOLE NO. : 0
DEPTH : 13.0 [m]
DATE : 30/03/00 11:49:48 AM
H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X100	X 20	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



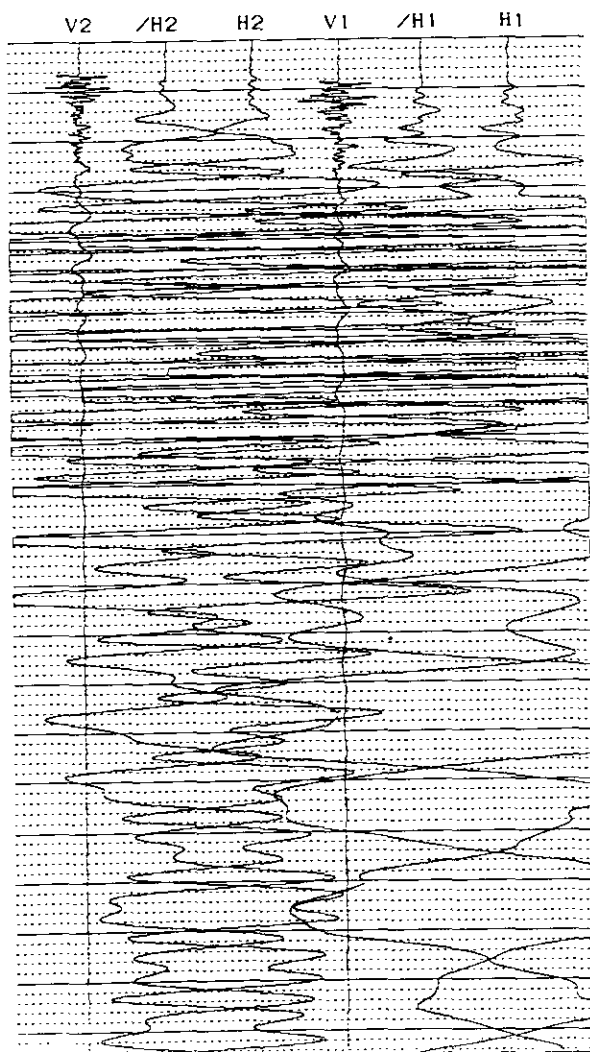
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 002
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 16.0 [m]
 DATE : 30/03/00 11:03:09 AM
 H-SAMPLE RATE: 50 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 50 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 50	X100	X100	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.50 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.50 [mSEC/LINE]



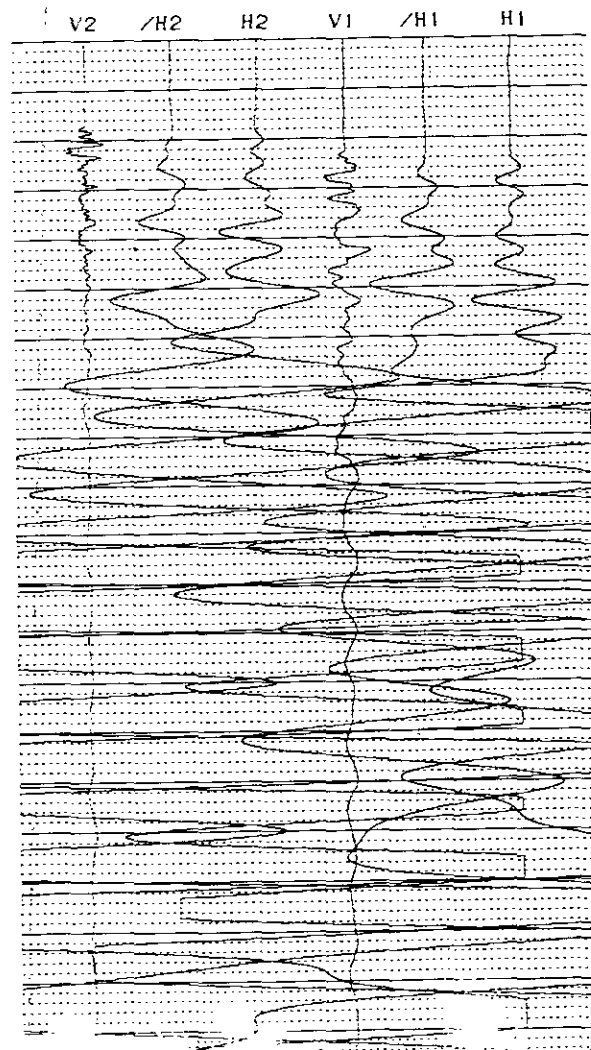
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 003
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 15.0 [m]
 DATE : 30/03/00 11:07:29 AM
 H-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 20 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 50	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.20 [mSEC/LINE]



現地波速量測判讀資料
(DH4)

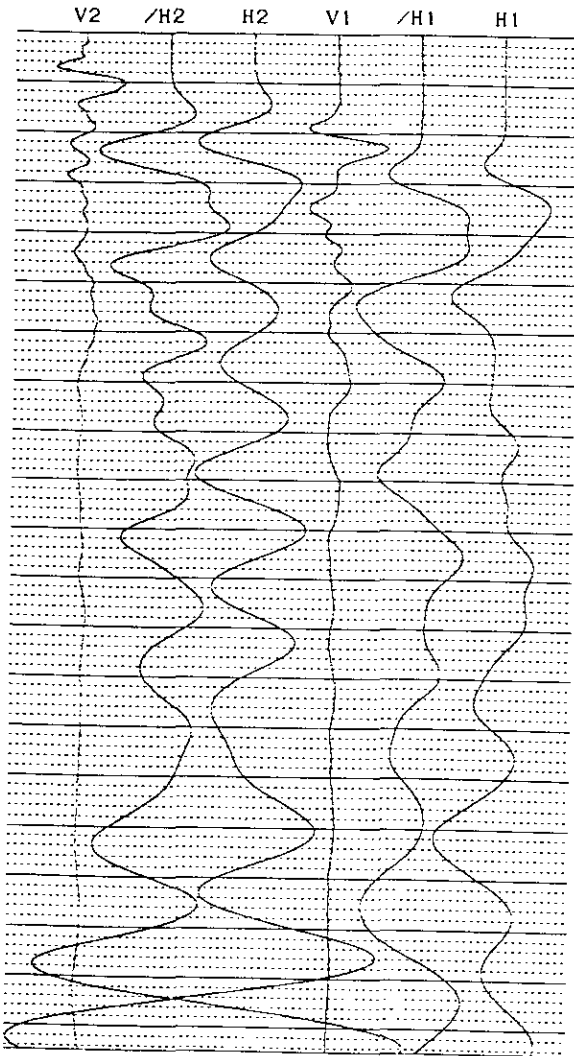
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 015
HOLE NO. : 0
DEPTH : 2.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:41:47 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 50	X 50	X100	X 20	X 20	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



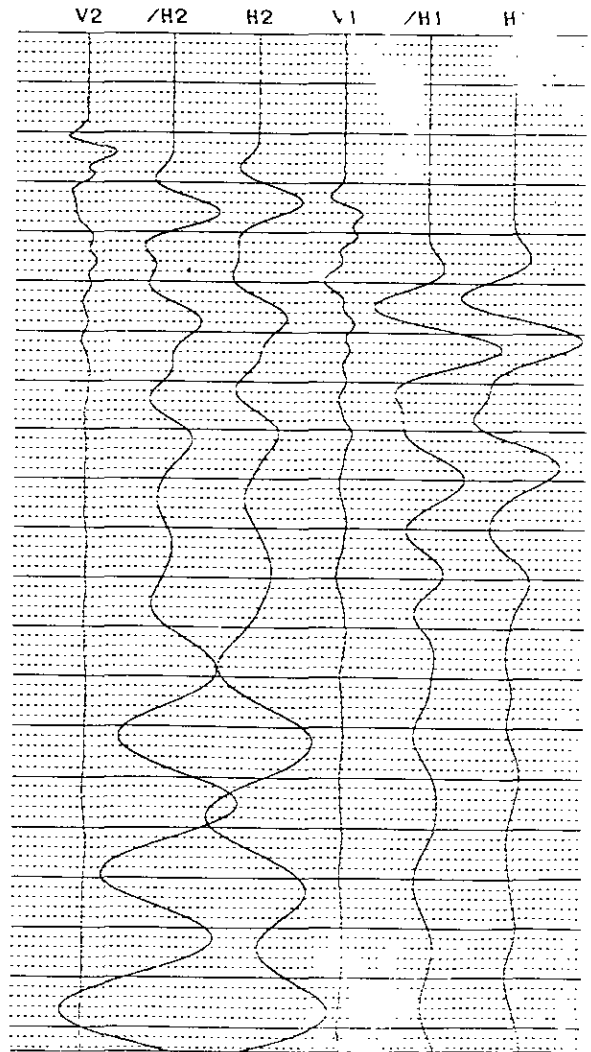
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 016
HOLE NO. : 0
DEPTH : 1.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:47:08 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 10	X 10	X100	X 50	X 50	X 50
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



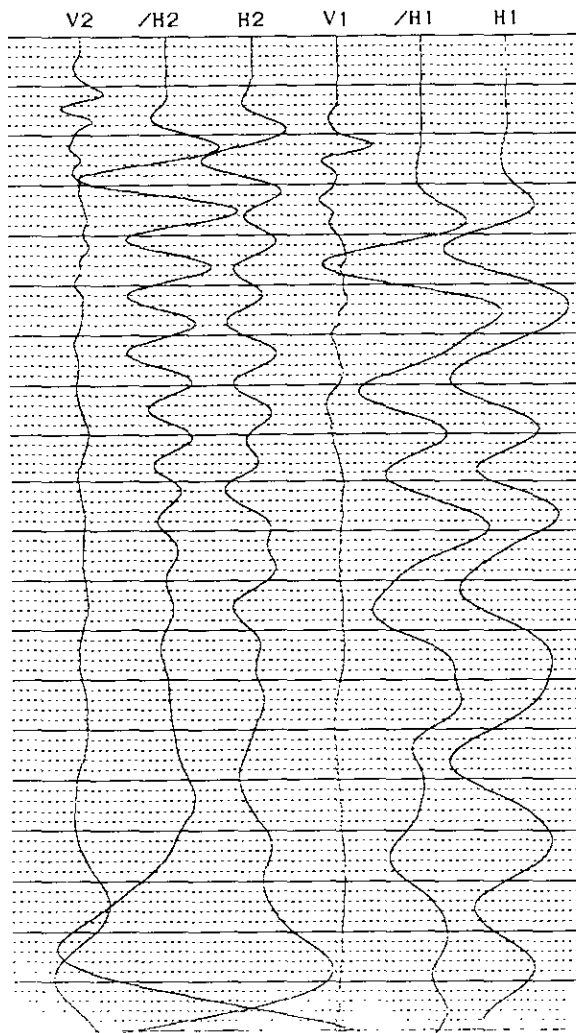
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 013
HOLE NO. : 0
DEPTH : 4.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:34:40 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 50	X 50	X 50	X 10	X 10	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



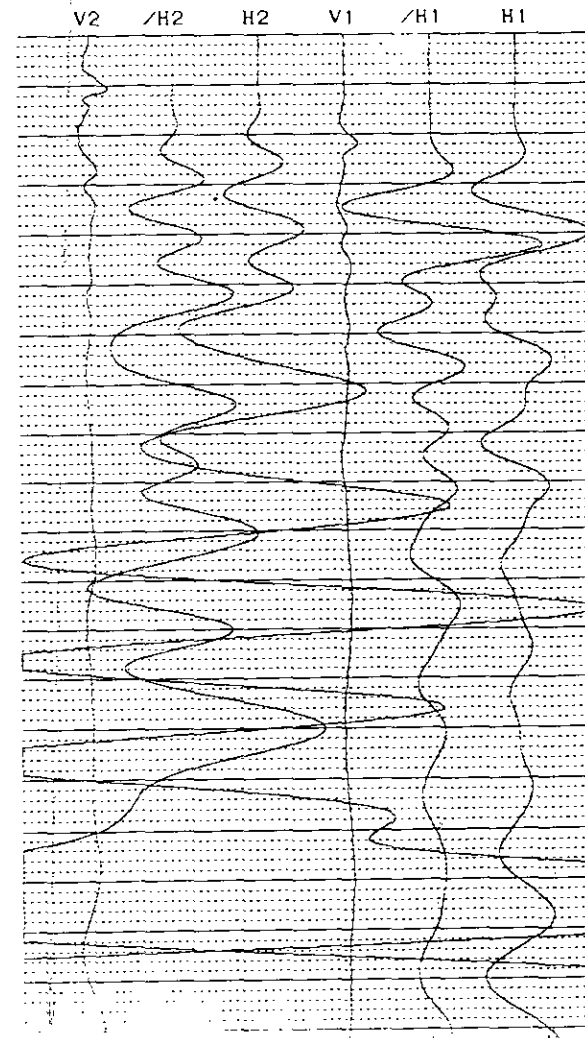
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 014
HOLE NO. : 0
DEPTH : 3.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:39:09 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 50	X 50	X 50	X 100	X 50	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



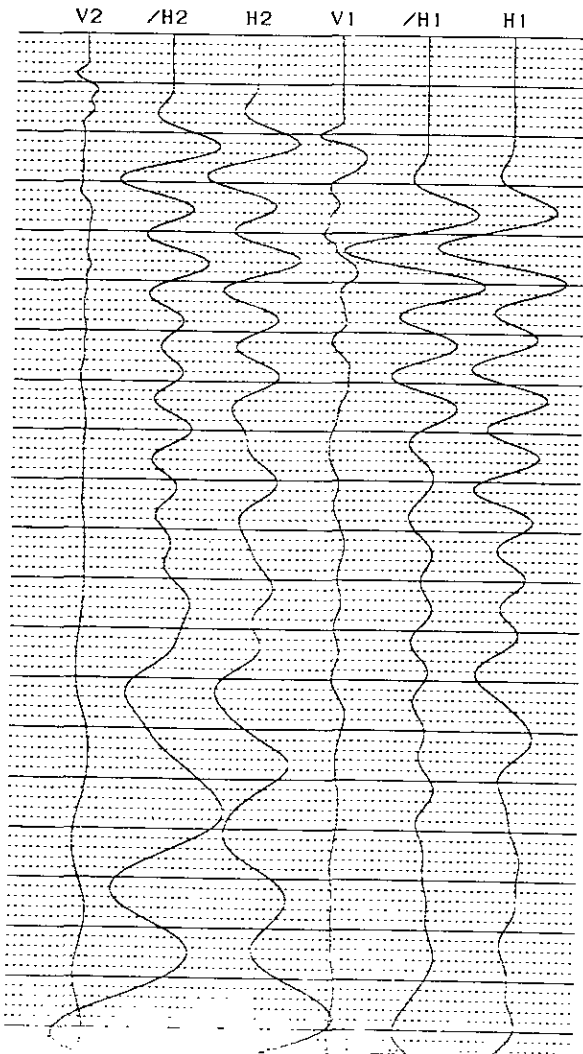
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 011
HOLE NO. : 0
DEPTH : 6.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:28:51 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 20	X 20	X 50	X 10	X 10	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



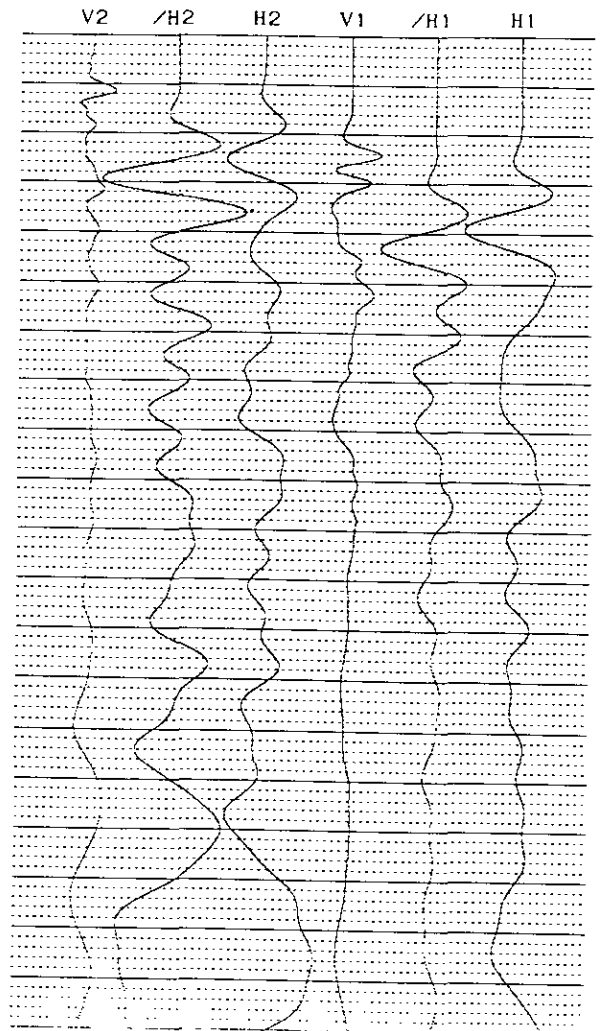
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 012
HOLE NO. : 0
DEPTH : 5.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:32:00 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 20	X 10	X 50	X 10	X 10	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



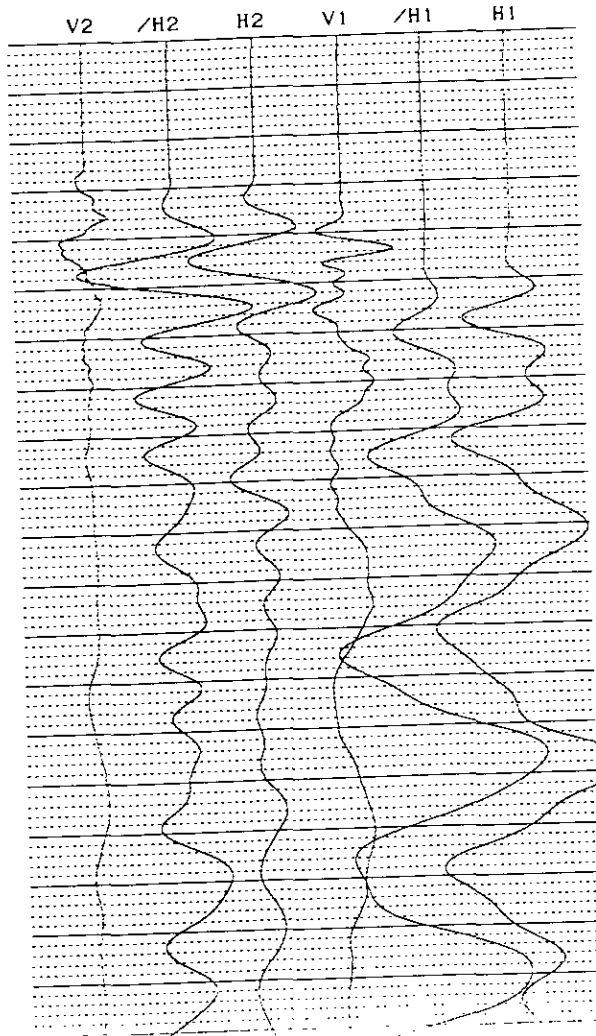
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 009
HOLE NO. : 0
DEPTH : 8.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:23:09 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X 50	X 10	X 20	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



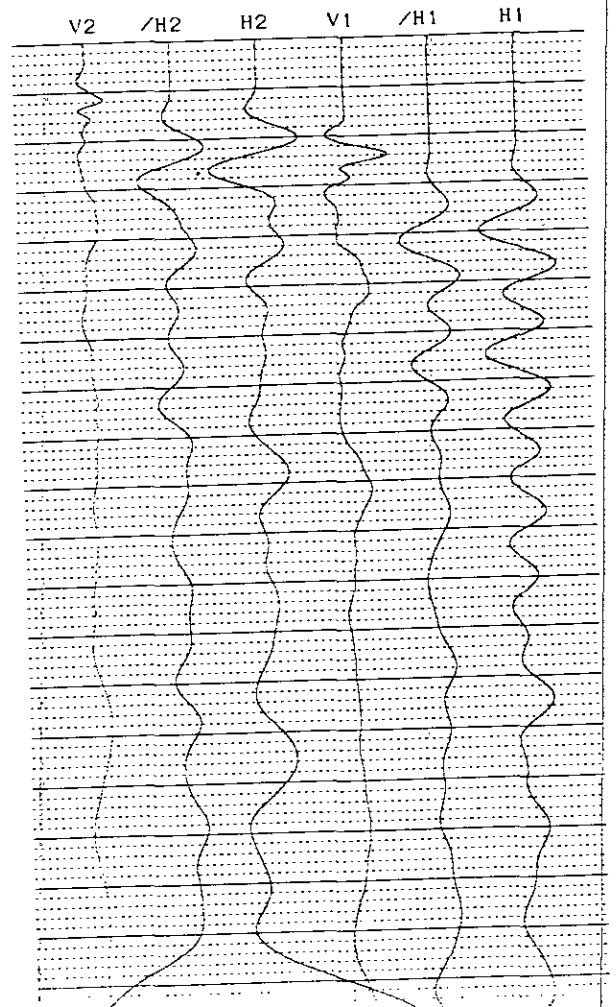
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 010
HOLE NO. : 0
DEPTH : 7.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:27:12 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 20	X 20	X 50	X 10	X 10	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



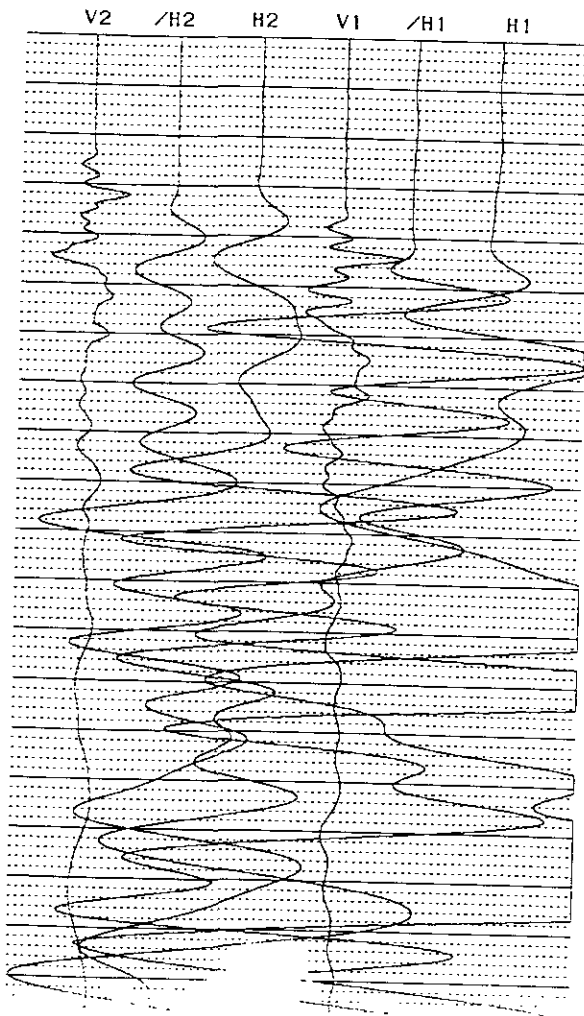
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 007
HOLE NO. : 0
DEPTH : 10.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:12:00 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	: X500	X500	X 50	X100	X 50	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



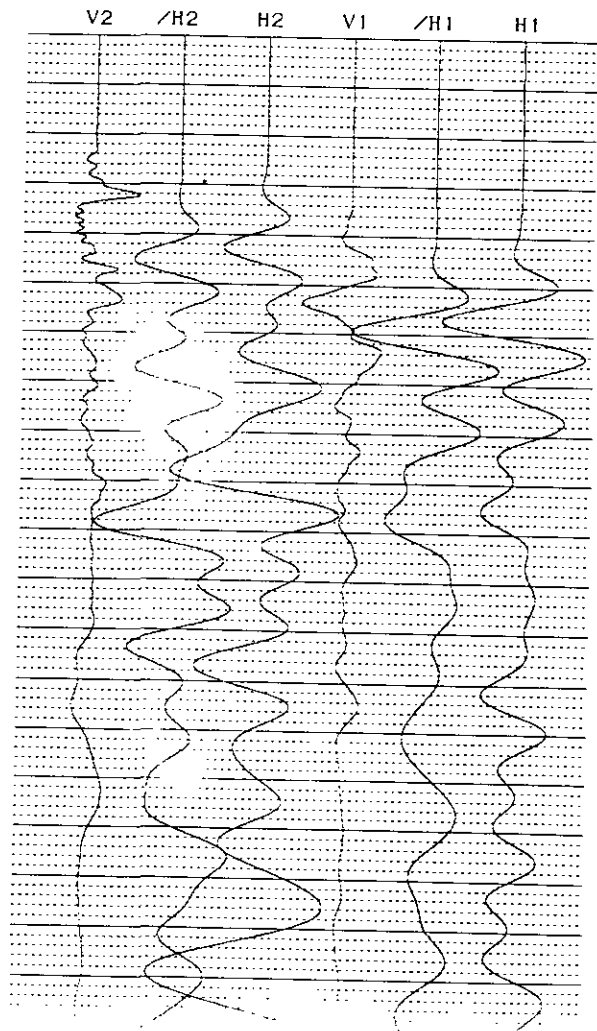
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 008
HOLE NO. : 0
DEPTH : 9.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:17:28 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	: X 50	X 50	X 50	X 50	X 50	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



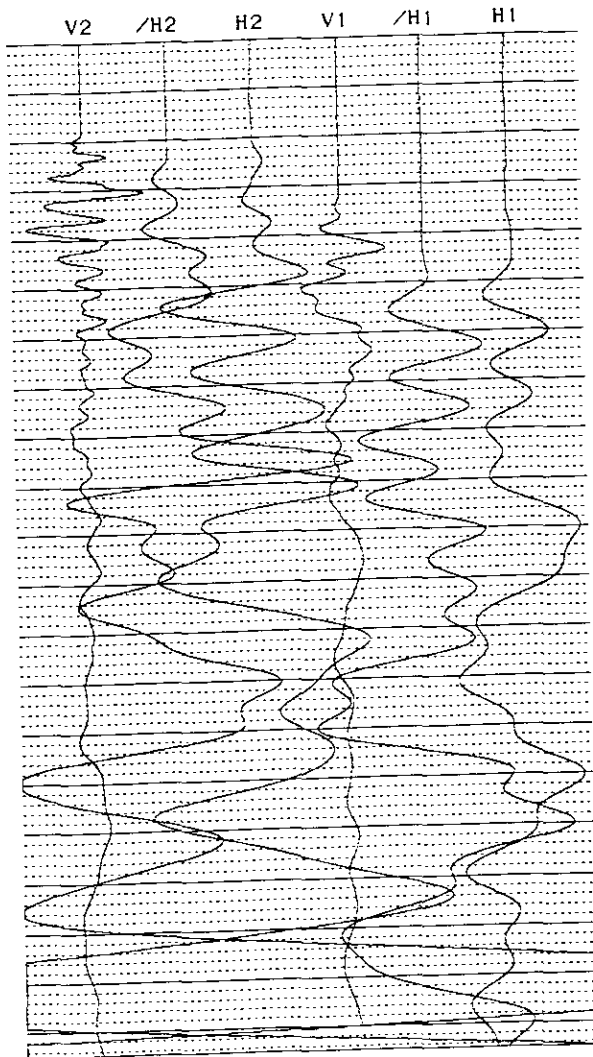
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 005
HOLE NO. : 0
DEPTH : 12.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:04:37 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X 50	X100	X100	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



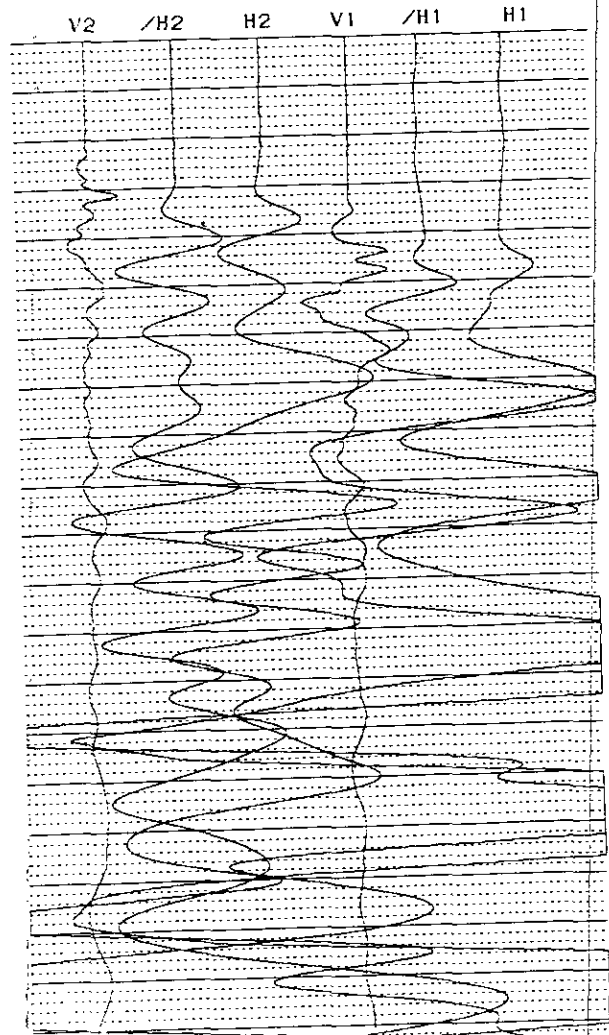
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 006
HOLE NO. : 0
DEPTH : 11.0 [m]
DATE : 02/04/00 01:09:39 PM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X 50	X100	X 50	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



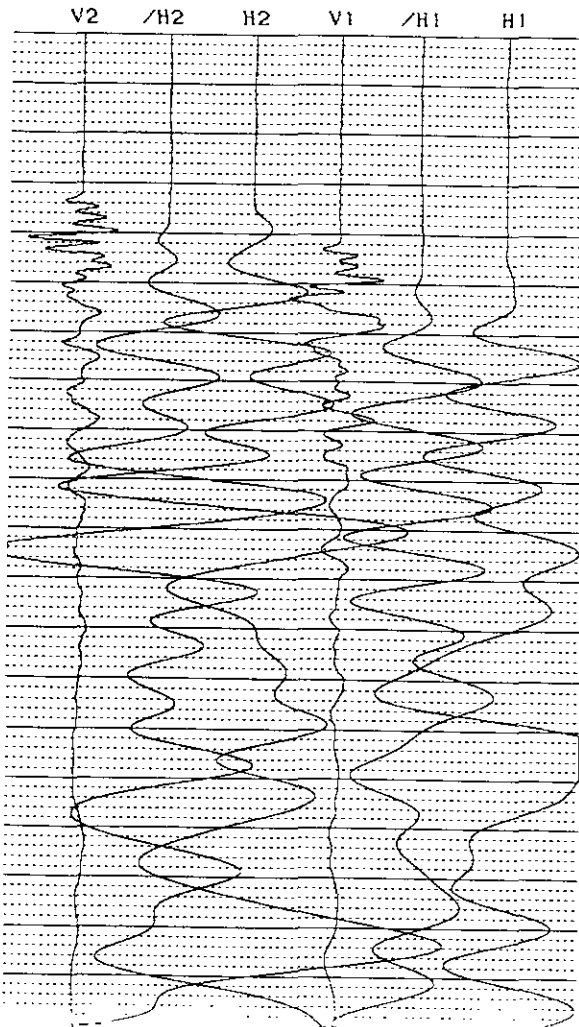
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 003
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 14.0 [m]
 DATE : 02/04/00 12:56:50 PM
 H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 50	X200	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



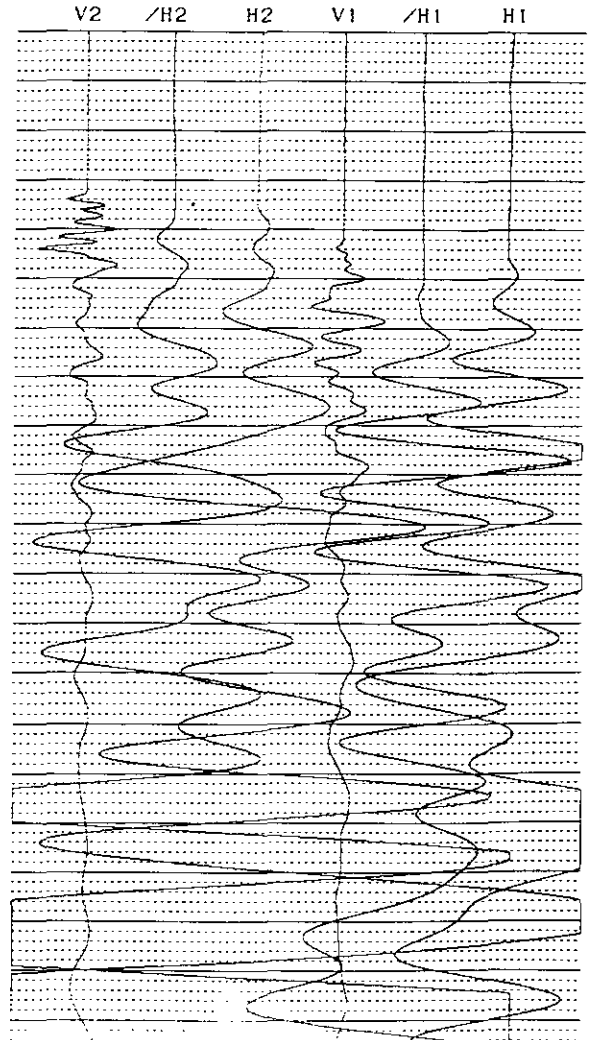
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 004
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 13.0 [m]
 DATE : 02/04/00 12:58:29 PM
 H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 50	X200	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



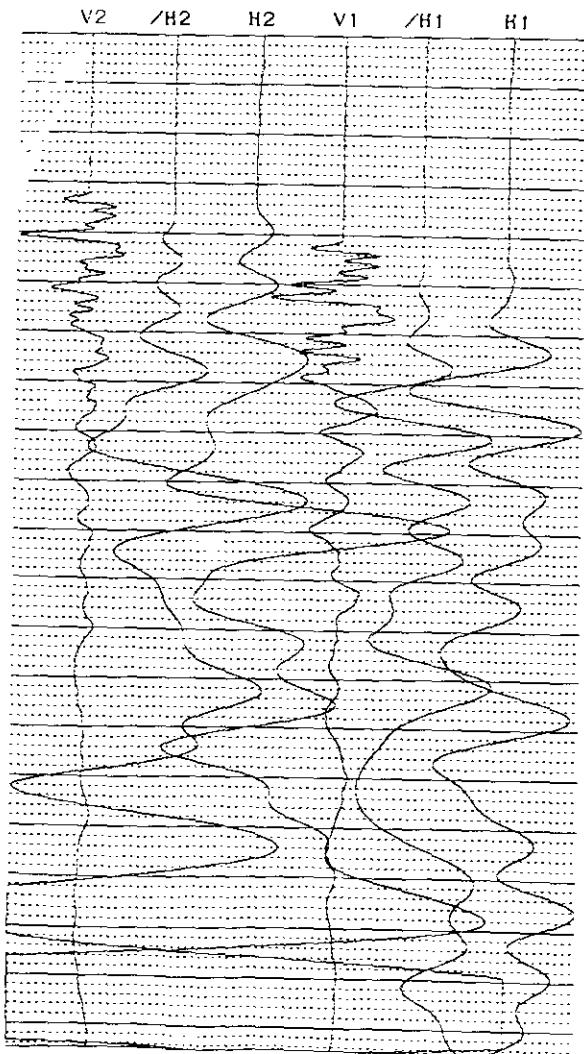
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 001
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 16.0 [m]
 DATE : 02/04/00 12:53:47 PM
 H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	v2
GAIN	:X200	X200	X 50	X200	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



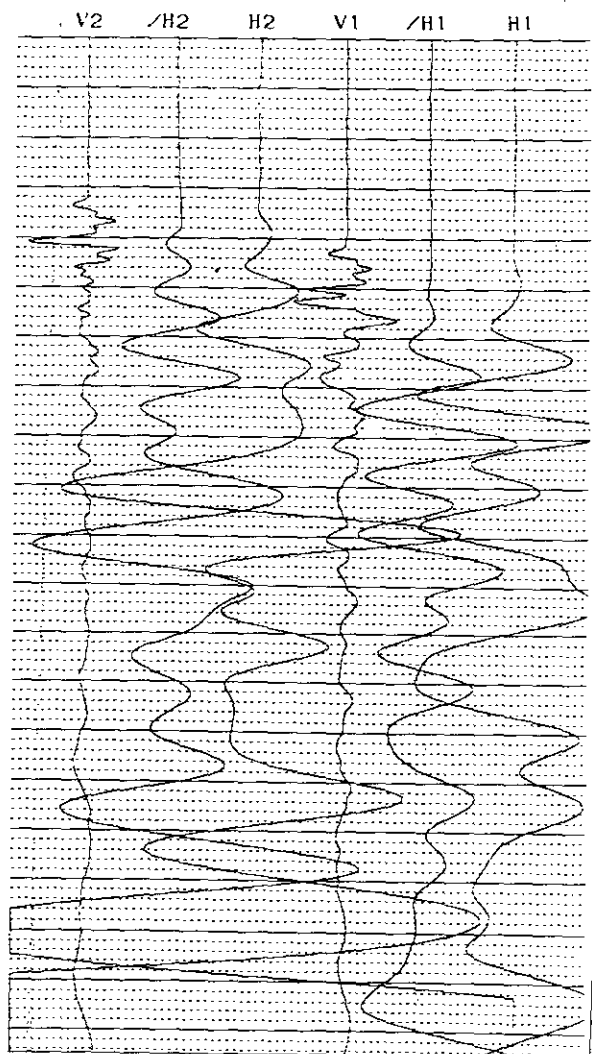
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 002
 HOLE NO. : 0
 DEPTH : 15.0 [m]
 DATE : 02/04/00 12:55:16 PM
 H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
 PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
 DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 50	X200	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
 H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
 V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



現地波速量測判讀資料
(DH6)

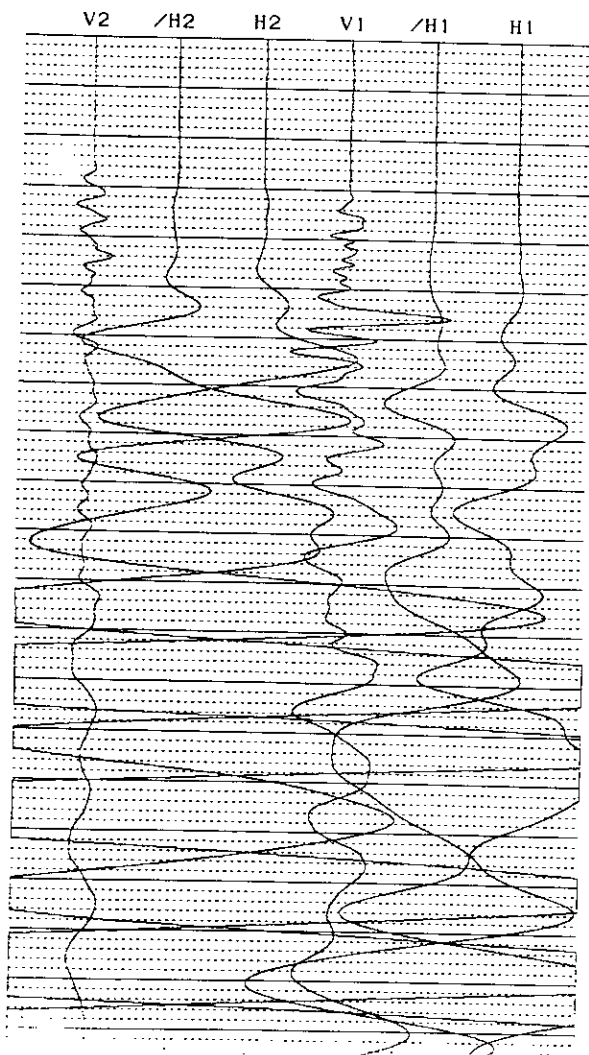
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 014
HOLE NO. : 0
DEPTH : 2.0 [m]
DATE : 08/04/00 11:22:56 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2						
GAIN	:X	10	X	10	X	100	X	10	X	10	X	10
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5	100					
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K	20K					
STACK	:	7	7	7	7	7	7					

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



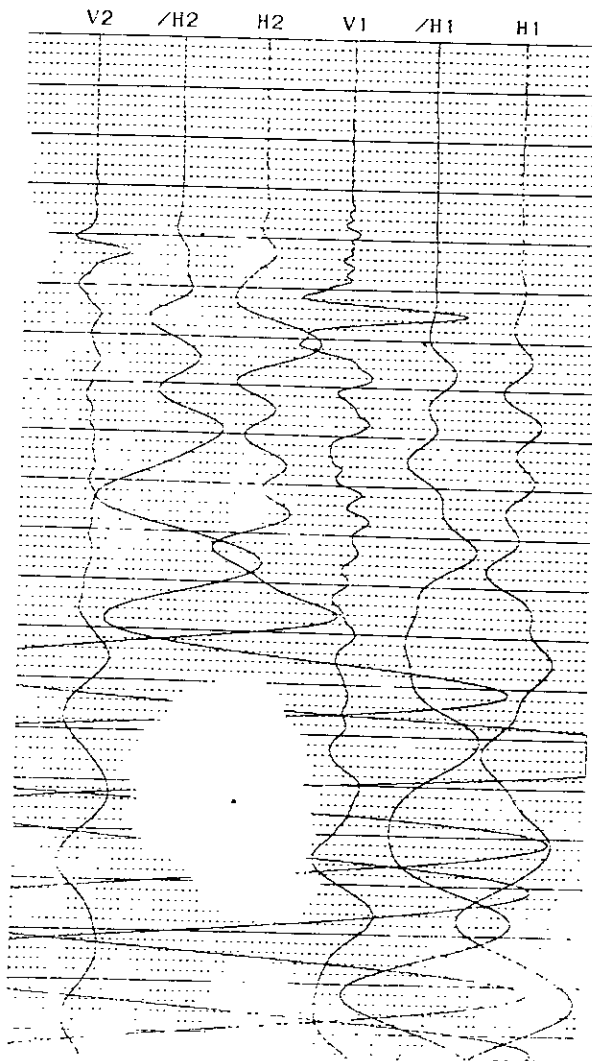
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 015
HOLE NO. : 0
DEPTH : 1.0 [m]
DATE : 08/04/00 11:24:44 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2						
GAIN	:X	10	X	10	X	100	X	10	X	10	X	10
LCF [Hz]	:	5	5	100	5	5	100					
HCF [Hz]	:	1K	1K	20K	1K	1K	20K					
STACK	:	7	7	7	7	7	7					

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



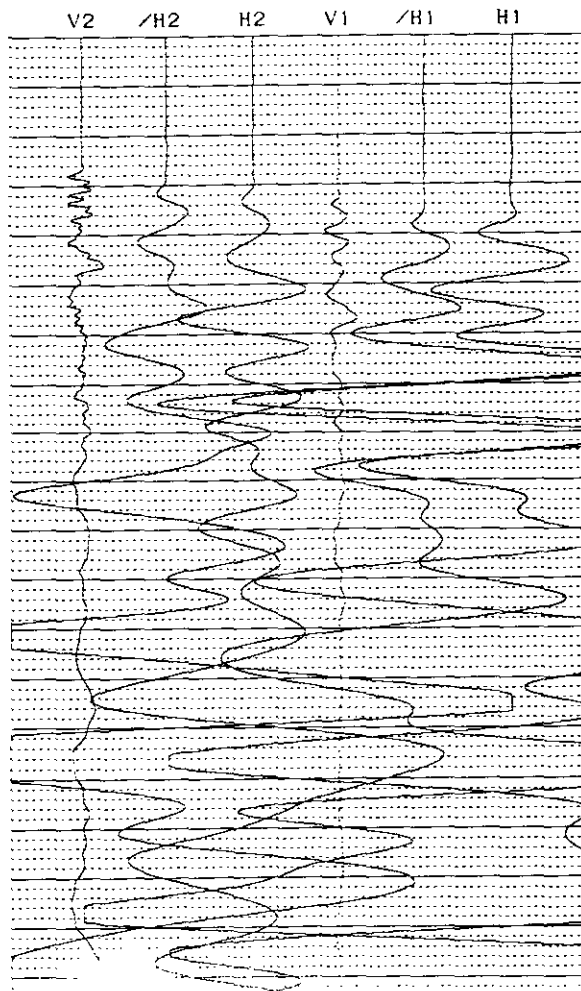
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 012
HOLE NO. : 0
DEPTH : 4.0 [m]
DATE : 08/04/00 11:11:29 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μ SEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μ SEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X 20	X 20	X 50	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



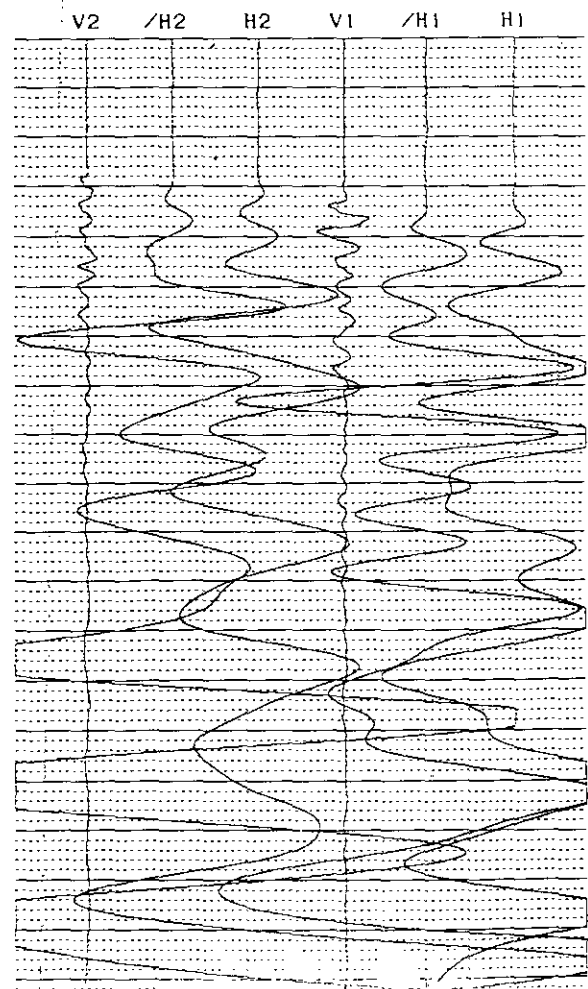
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 013
HOLE NO. : 0
DEPTH : 3.0 [m]
DATE : 08/04/00 11:13:58 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μ SEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μ SEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X 20	X 50	X 50	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



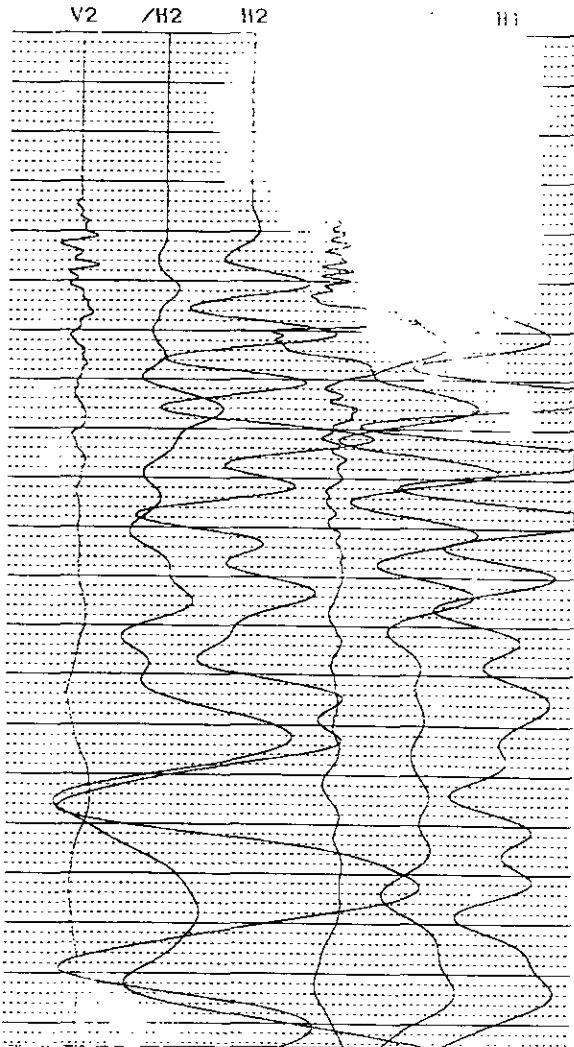
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 010
HOLE NO. : 0
DEPTH : 6.0 [m]
DATE : 08/04/00 11:06:20 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X100	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



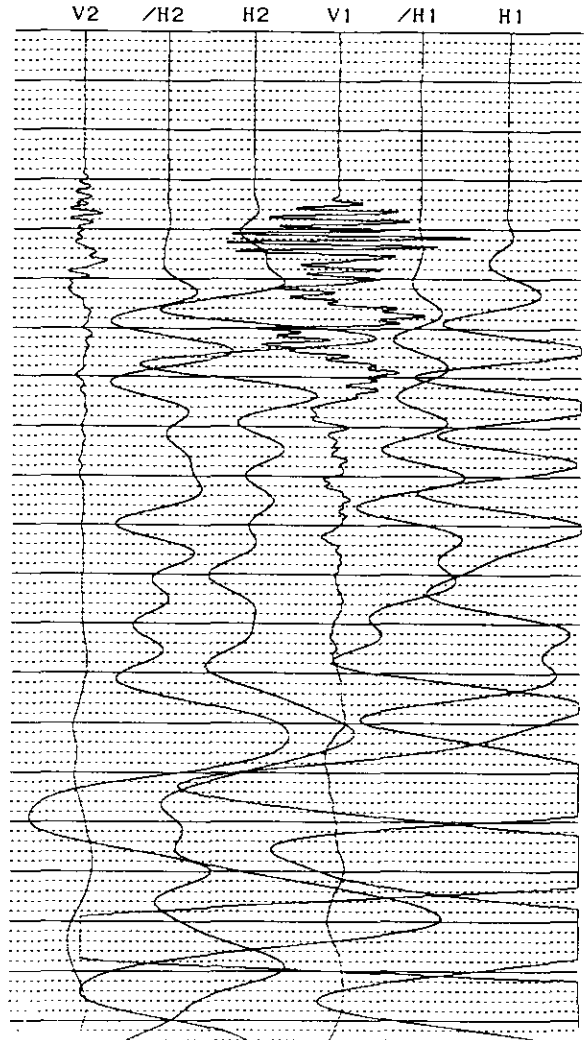
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 011
HOLE NO. : 0
DEPTH : 5.0 [m]
DATE : 08/04/00 11:08:55 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X100	X100	X100	X 50	X 50	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



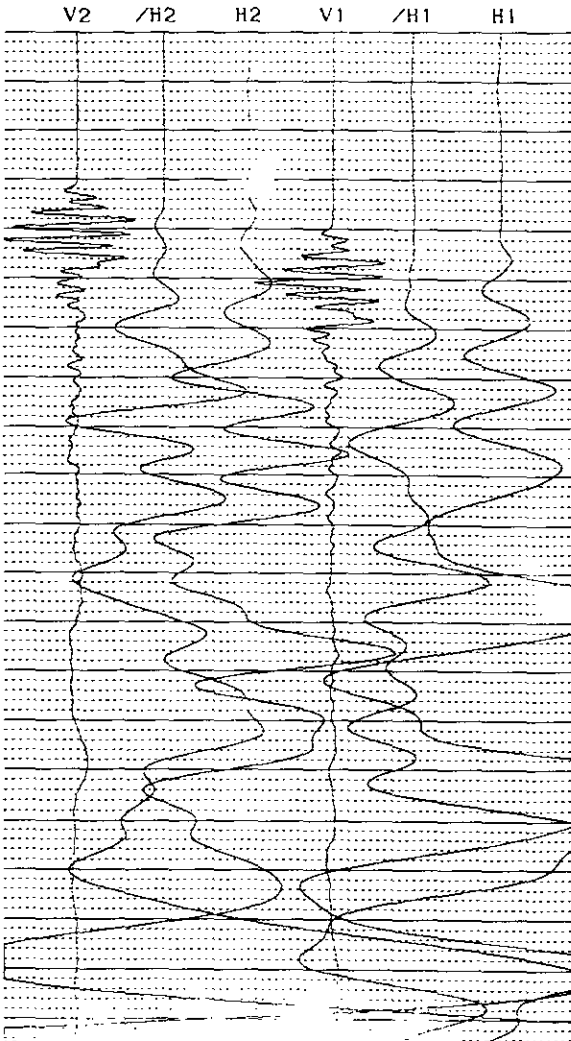
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 008
HOLE NO. : 0
DEPTH : 8.0 [m]
DATE : 08/04/00 10:57:22 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X200	X 20	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



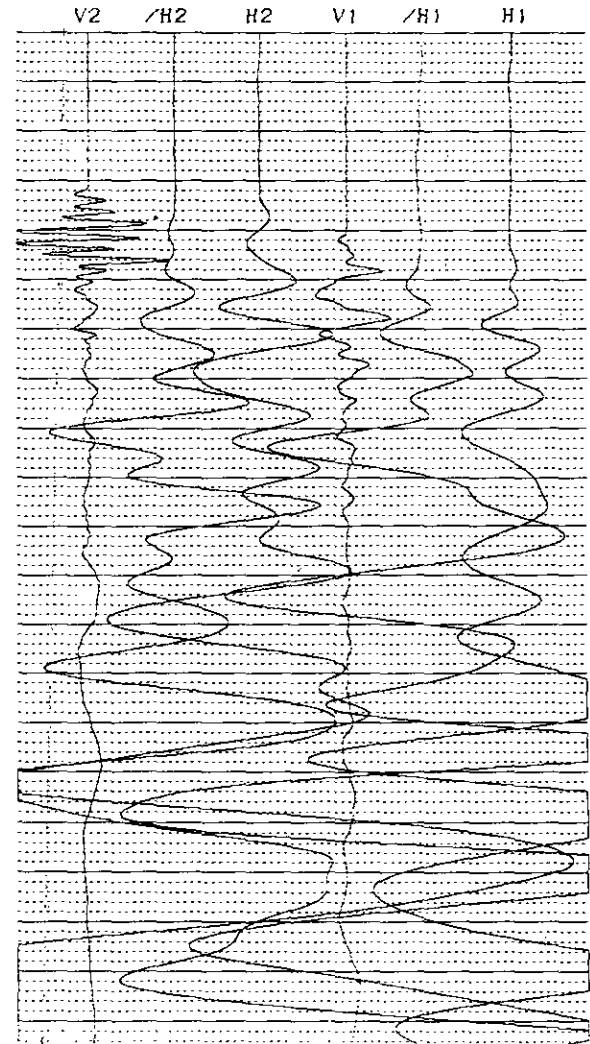
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 009
HOLE NO. : 0
DEPTH : 7.0 [m]
DATE : 08/04/00 11:01:03 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X500	X 50	X100	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 4	4	4	4	4	4

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



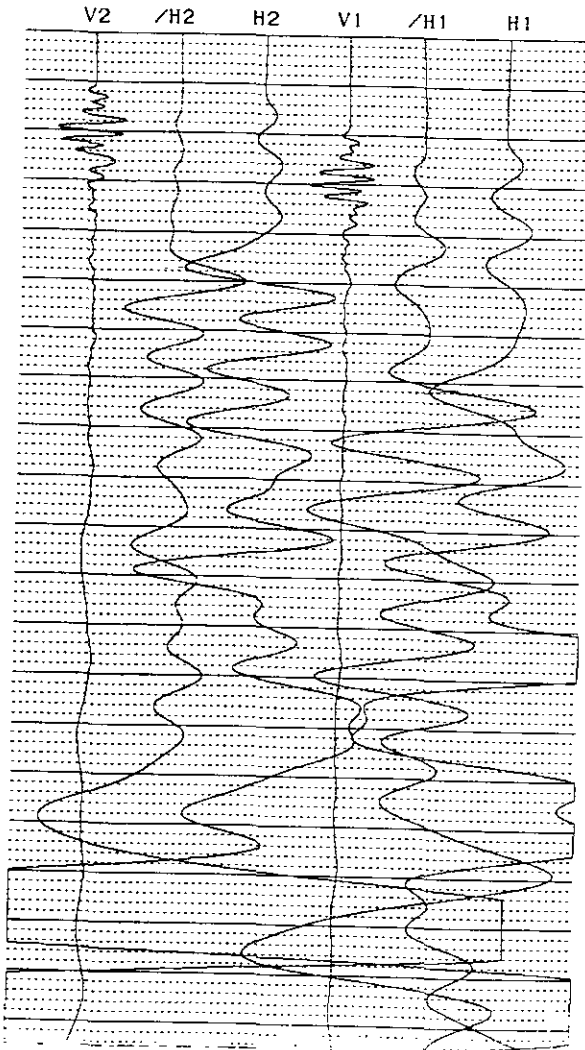
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 006
HOLE NO. : 0
DEPTH : 10.0 [m]
DATE : 08/04/00 10:47:14 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X 20	X200	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



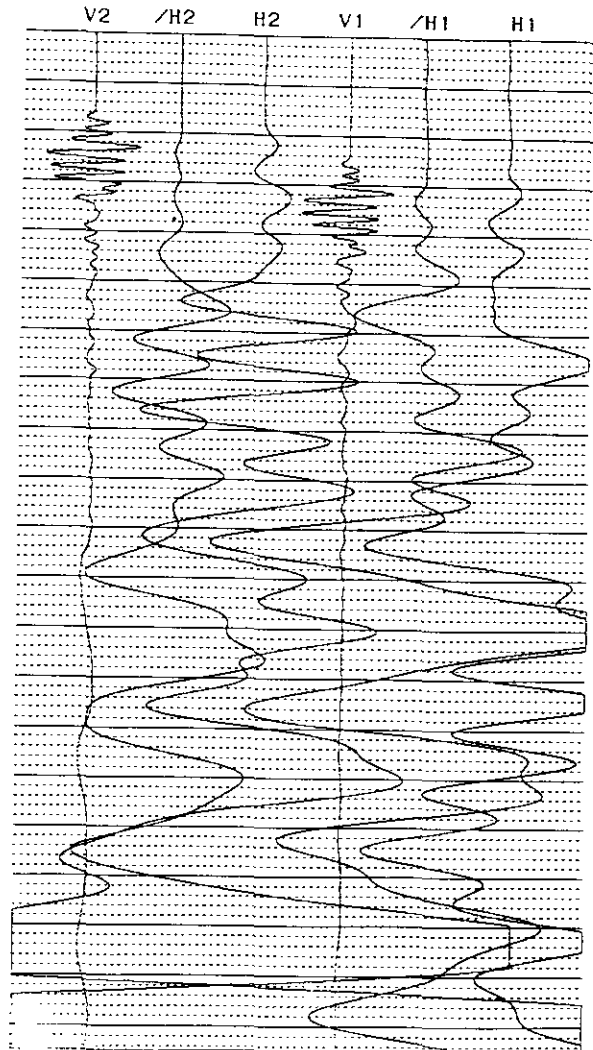
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 007
HOLE NO. : 0
DEPTH : 9.0 [m]
DATE : 08/04/00 10:52:30 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 1.6 [mSEC]
DELAY TIME : 3 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X500	X 20	X200	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



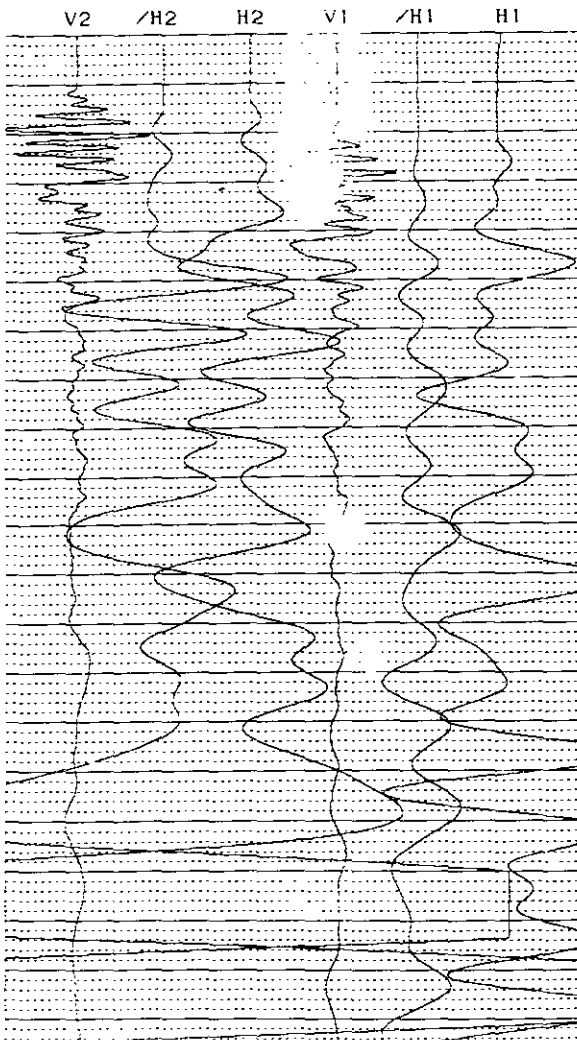
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 004
HOLE NO. : 0
DEPTH : 12.3 [m]
DATE : 08/04/00 10:42:14 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X200	X 50	X200	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [LINE]



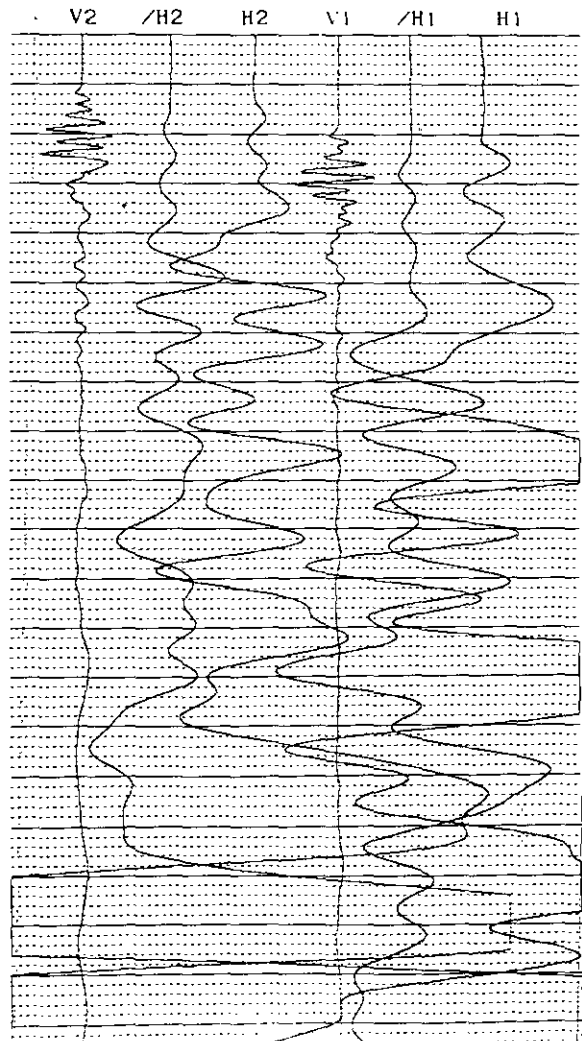
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 005
HOLE NO. : 0
DEPTH : 11.0 [m]
DATE : 08/04/00 10:44:26 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X 1K	X500	X 20	X200	X100	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



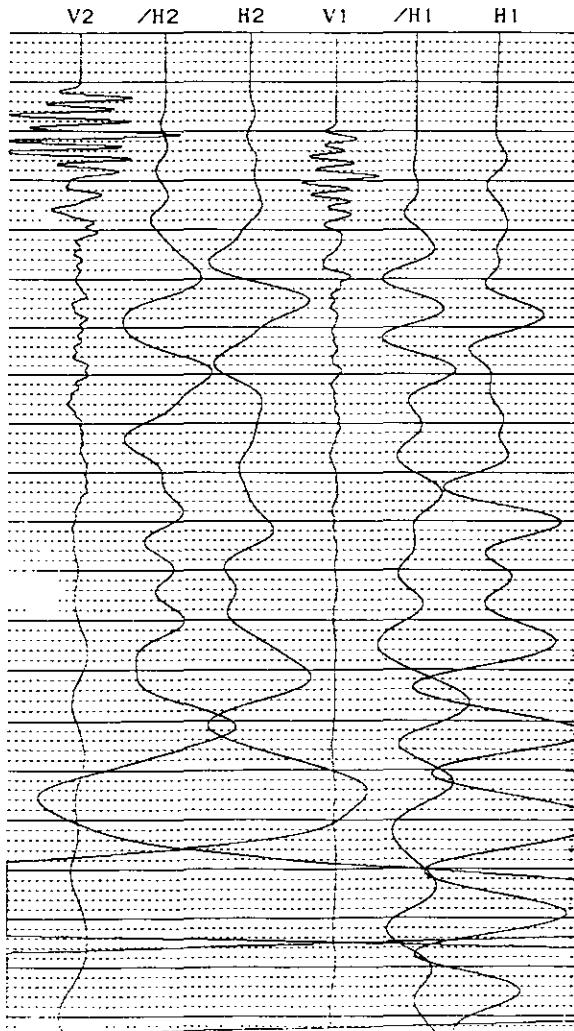
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 002
HOLE NO. : 0
DEPTH : 14.0 [m]
DATE : 08/04/00 10:27:58 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X200	X100	X 10	X 50	X 50	X 10
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 5	5	5	5	5	5

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



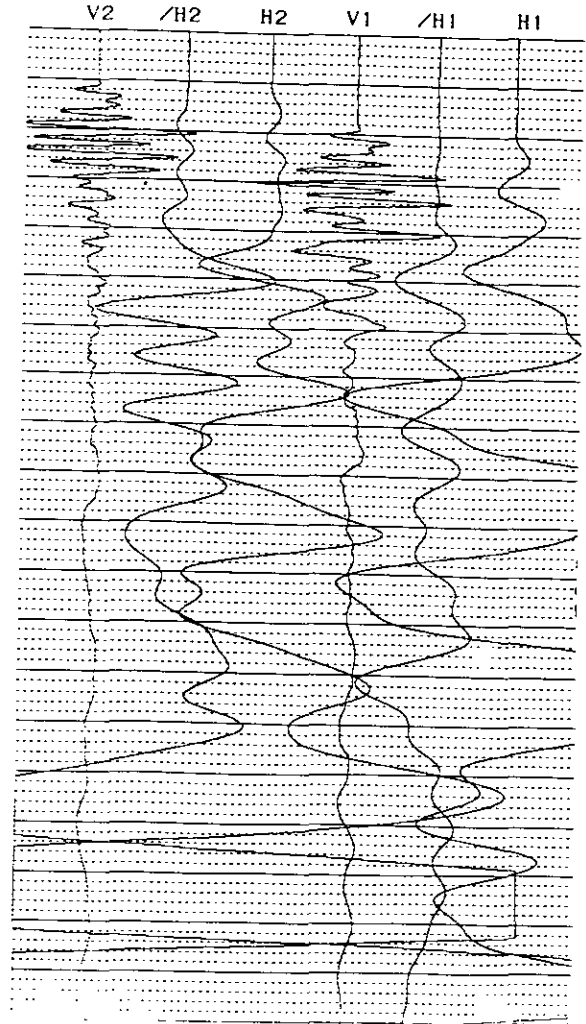
OYO

Suspension 170 V4.26

ID_NO. : 003
HOLE NO. : 0
DEPTH : 13.0 [m]
DATE : 08/04/00 10:31:11 AM
H-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
V-SAMPLE RATE: 10 [μSEC]
PULSE WIDTH : 0.8 [mSEC]
DELAY TIME : 4 [mSEC]

	H1	/H1	V1	H2	/H2	V2
GAIN	:X500	X200	X 50	X200	X200	X 20
LCF [Hz]	: 5	5	100	5	5	100
HCF [Hz]	: 1K	1K	20K	1K	1K	20K
STACK	: 3	3	3	3	3	3

TRACE SIZE : 1
H-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]
V-TIME SCALE: 0.10 [mSEC/LINE]



附錄 D

期中、期末報告審查會議紀錄及審查意見與改進

經濟部水利處水利規劃試驗所 函

機關地址：413台中縣霧峰鄉吉峰村中正路1340號
傳真：(04)3300282
承辦人電話：林峰璋 04-3304788轉313

受文者：國立交通大學

速別：速件

密等及解密條件：

發文日期：中華民國八十九年七月六日

發文字號：經(八九)水利規源字第7890800138號

附件：會議記錄乙份

主旨：檢送「天花湖水庫築壩材料之靜、動態特性與未來土壩動態分析研究之探討」研究計畫委託案之
期中簡報及期中報告書審查會議記錄乙份，請查照。

說明：

壹、復 貴校本(八十九)年六月八日(89)交大防災字第二一五五號函。

貳、請 貴校參照會議記錄各與會人員之意見辦理後續工作事宜；並將各項修正意見處理情形附於
本研究專題報告之附錄中。

參、請 備妥請款單據來函請領第二期款。

正本：國立交通大學

副本：本所會計室、水源組、苗栗外業隊(均不含附件)

所長 謝勝彥

中華民國八十九年七月六日
國立交通大學 3896

：限年存保
：號 檔

經濟部水利處水利規劃試驗所

「天花湖水庫築壩材料之靜、動態特性與未來土壩動態分析研究之探討」
委託研究案期中簡報及期中報告書審查會議記錄

壹、時間：中華民國八十九年六月二十七日（星期二）下午一時三十分

貳、地點：本所彰化外業隊

參、主持人：

蔡正男

紀錄：

林峰璋

肆、出席人員：

專家學者

謝新祿 林炳森

經濟部水利處

許名遠

王國輝

交通大學

孫一鴻

經濟部水利處水利規劃試驗所

蔡正男

蔡正男

林威南

簡世

彭煥國

彭世

伍、主席報告：略

陸、主辦單位報告：略

柒、交通大學（潘以文教授）簡報：略

捌、討論事項：

一、專家學者

（一）蕭新祿教授：

1. 請對築壩材料及鑽探孔位置以圖面標示清楚，並對取樣深度取樣的程序和數量加以說明。
2. 實驗室試驗作業請對測試儀器精密度說明並對測試過程加以解釋。
3. 根據實驗結果請對築壩材料的特性及來源做一明確的建議。

（二）林炳森教授：

1. P3-5 表 A-1 ~ A-4、圖 A-1 ~ A-5 有錯誤應重新檢核。

① 表 A-4 應為 J 區而非 E 區。

② 圖 A-2、A-3 為何區之土樣應圖示位置，圖 A-2、A-3 與表 A-1 ~ A-4 不符請檢核。

2. P3-6 CRT為何？請用中文說明。

3. P3-6 使用 P-S 波量測，應說明接收器距鑽孔之位置？

4. P3-11 ①應說明岩層走向、傾角等資料。

②在不同層面處是否進行飽和弱面直剪試驗？

③圖 3.8 不清楚，應修正。

5. P4-7 K_0 為楊氏模數指數， n 亦為楊氏模數指數應修正

6. P4-15 坡穩定分析是否應考慮垂直地震力係數 K_v ？

7. P4-16 邊坡穩定分析使用之程式建議最好採用 PCSTABL5M。

8. P4-24 圖 4.9 之比例尺請再校核。

9. 各斷層與壩址之最近距離請列表。

10. 衰減公式宜用強震儀資料再加以檢核。

二、經濟部水利處 王工程司

1. P1-2 期中報告之 1-3 報告組織該節建議改為工作內容及項目。

2. P2-1 工址之地理與區域地質並未提及工址之地理，建議該節名稱改為區域地質概況。

3. P2-3 相關台灣地區之斷層分類之定義請於文章適當位置說明。
4. P2-3 建議增列天花湖水庫與斷層之相關位置圖。
5. P2-13 有關成大在上年度完成地震研究之PGA危害度分析成果為利用機率式分析所得，個人同意交大今年之研究增列確定法方式探討。
6. P4-17 本年度本計畫為進行天花湖水庫之個案研究，相關文章內所提之寶山第二水庫工程計畫，請修正。
7. P4-24 之 4.2.5 節有效應力動態分析斷面言及本分析斷面並不合戲台，分析結果較為保守，請說明。
8. 離計畫結束僅剩五個多月，分析工作大多未進行，請執行單位注意時效。
9. 各章節之圖表建議放在文章言及處，以利對照參考。

三、本所

(一) 蔡 副所長

1. P-S Logging 在波傳方面有那些會造成誤差的因素？
2. 在經濟部水資局的蓄水庫安全評估規範(草案)中，有關MCE的推估，是採機率法的五萬年再現周期，請問在國際上是否有相關的規範？

3. 建議在本專題報告中適宜的章節將大壩的靜、動態分析的工作項目以流程圖表達出來，讓大家都有一個架構性的概念。

4. 對於目前採用地震危害度之衰減公式其所推估之近場PGA值有偏低之現象，是否可針對近場和遠場之情況採用不同的衰減公式分別作迴歸分析？

(二) 大地組彭彭組長

建議將本計畫現地量測之P—S Logging與地質鑽探之Logging並列於報告中，這對於大壩基礎岩盤地質件之評估有更好的參考價值。

(三) 水源組

1. 本計畫有關壩址區地震之地震危害度和設計地震分析等相目，於期初簡報時業已確定針對成功大學所完成之成果進行複核。惟於本期中報告書中所呈現在僅是引述成大所做之成果，並未見有關複核之意見，建議於專題報告中本章內容不須完全引述成大之報告內容，僅提出複核之意見及建議靜動態分析擬採用之相關參數即可。

2. 有關地震危害度分析所採用地震衰減公式於本期中報告中(D2-4)強調應使用最近三次(瑞里、集集、嘉義)之強地動資料作為印証；建議可否將最近(今年6月11日，規模6.7)之強震記錄(本所將配合提供壩址區強震儀收錄之資料)納入印証。

3. P2-7 SHA分析為何？請說明之。
4. 本計畫水庫築壩材料調查已有最新成果（本所大地組88年度調查報告，89.5，本組將提供），相關試驗之採樣請參考。
5. 報告中引用數據之出處不宜標示“聯合大地公司”字樣請述明本所那一計畫之報告書名及出版年、月即可。
6. 本期中報告所呈現之實驗成果（exp. P3-5表3.5，P3-20表3.14）僅有一組實驗數據，所得之成果是否具代表性？是否能多作幾組試驗？
7. 報告中相關之圖、表請編輯於文敘之後，以利參閱。
8. 圖3.1圖名標題不妥請標示為“天花湖水庫築壩材料調查分區示意圖；圖3.8圖面不清不易判讀，且圖名標示不妥請修正為“天花湖水庫壩址區P-S波速量測位置示意圖”及“天花湖水庫壩址區P-S波速量測剖面示意圖”。圖1.1中之（中國石油公司苗栗圖幅，1974）字樣請刪除。
9. 表3.8、表3.12之表頭請用中文或於表中說明各項目所代表之意義。
10. 表3.13，之標題請修正為“天花湖水庫壩址區P-S波速量測及靜態單壓變形PSI孔位參數成果表”餘類推。
11. 建議將P-S波速量測之原理、規範及試驗程序、資料判讀等相關資料以附錄之型式附於專題報告之後。

12. P4-7 參數之代號不一致以致相互混淆；楊氏模數係數 K 、 K_{11} ；體積模數係數 K ；體積模數係數 K_p ；楊氏模數指數 n ，楊氏模數指數 K_p 、 n 。
13. P4-13 式 (4.12) 為 $(\sigma_d/2\sigma_c)_{\text{triaxial}}$ 或 $(\sigma_d/2\sigma_0)_{\text{triaxial}}$ 。
14. 附錄 A 表 A-4 取土區誤植 E 與 J；表 A-3、A-4 之粒徑分佈 D_{10} 、 D_{30} 、 D_{60} 與圖 A-2、A-3 之粒徑分佈曲線所示者相反。
15. 表 3.13 顯示 P-S Logging 所得之參數與岩心靜態單壓變形性量測所得之參數有相當大的差距，在從事相關分析時其參數值將如何取捨？

玖、結論：

- 一、本委託研究案之期中簡報及期中報告書內容原則認可。
- 二、各與會專家學者和單位之意見，請交通大學研議補正後列入期末報告。
- 三、請詳列土壩動態分析各工作項目、內容及詳敘其目的並以流程圖說明其研究過程以建立整體研究工作架構。

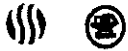
拾、散會：（下午十六時十五分）。

審查意見	改進情形
1.請對築壩材料及鑽孔位置以圖面標示清楚,並對取樣深度的程序和數量加以說明。	鑽孔位置已更新清楚,請見圖 3-8 (a);取樣位置及程序見內容 3-2。
2.實驗室試驗作業請對試驗儀器精密度說明並對測試過程加以解釋。	動態三軸微應變量測儀標定結果詳見附錄 A。
3.根據實驗結果請對築壩材料的特性及來源做一明確的建議。	遵照辦理。
4.P3-5 表 A-1~A-4;圖 A-1~A-5 有錯誤應重新檢核: (1)表 A-4 應為 J 區而非 E 區 (2)圖 A-2、A-3 為何區之土樣,應圖示位置,圖 A-2、A-3 與表 A-1~A-4 不符請檢核。	均已更正完畢。
5.P3-6 CRT 為何?請用中文說明。	CRT 為螢幕顯示器。
6.P3-6 使用 P-S 波量測,應說明接收器距鑽孔之位置。	P-S logger 上下兩組接收器相距為 1.0m,試驗時取中間位置為地表原點,向下為正。
7.P3-11 (1)應說明岩層走向,傾角等資料。 (2)在不同層面處是否進行飽和弱面直剪試驗。 (3)圖 3.8 不清楚,應修正。	(1) 岩層走向、傾角資料已說明於 3-4 節。 (2) 由鑽孔 PS1,PS2 顯示除了地表崩積土處有明顯層面外,其餘大都為砂頁岩互層的岩性,故本計畫並未進行飽和弱面直剪試驗。 (3) 圖 3.8 已修正完畢。
8.P4-7 Kb 為楊氏模數指數,n 亦為楊氏模數指數應修正。	P4-6 之本段文字已修正為:K 為楊氏模數係數,n 為楊氏模數指數。
9.P4-15 邊波穩定分析是否應考慮垂直地震力係數 Kv?	一般土石壩的動力分析,不論國內外均僅使用水平力分析。可能原因是垂直波大都由 P-波導致,其頻率



	高，且最大加速度出現的時間均較早。在最大水平加速度出現時，垂直波的強震已過去。
10.P4-16 邊波穩定分析使用之程式建議最好採用 PCSTABL5M。	遵照辦理。
11.P4-24 圖 4.9 之比例尺請再校核。	以 FLAC 作有效應力分析時，其網格的分佈圖（圖 4.9）係假設壩基為一長 625 公尺、深為 19 公尺之岩盤所組成，因此，本圖比例尺之大小是正確的。
12.各斷層與壩址之最近距離請列表。	遵照辦理，可參見圖 2.3。
13.衰減公式宜用強震儀資料再加以檢核。	遵照辦理。
14.P1-2 期中報告之 1-3 報告組織該節建議改為工作內容及項目。	遵照辦理。
15.P2-1 工址之地理與區域地質並未提及工址之地理，建議該節名稱改為區域地質概況。	遵照辦理。
16.P2-3 相關台灣地區之斷層分類之定義請於文章適當位置說明。	遵照辦理，已增列於表 2.1 中。
17.P2-3 建議增列天花湖水庫與斷層之相關位置圖。	遵照辦理，已增列於圖 2.3 中。
18.P2-13 有關成大在上年度完成地震研究之 PGA 危害度分析成果為利用機率式分析所得，同意交大今年之研究增列確定法方式探討。	已完成以確定法方式之探討。
19.P4-17 本年度本計畫為進行天花湖水庫之個案研究，相關文章內所提及寶山第二水庫工程計畫，請修正。	遵照辦理。
20.P4-24 之 4.2.5 節有效應力動態	由於原壩體標準斷面圖（圖 1.2）

<p>分析斷面言及本分析斷面並不 含戩台，分析結果較為保守， 請說明。</p>	<p>含有戩台，而此設計有保護下游邊 坡之功用，因此，有效應力動態所 使用的分析斷面不含戩台，所以分 析所得之結果會較為保守。</p>
<p>21.離計畫結束只剩五個多月，分 析工作大多未進行，請執行單 位注意時效。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>22.各章節之圖表建議放在文章言 及處，以利對照參考。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>23.P-S logging 在波傳方面有那些 會造成誤差的因素？</p>	<p>因鑽孔坍塌與解壓造成孔壁擾動 會影響實際岩況。</p>
<p>24.在經濟部水資局的蓄水庫安全 評估規範(草案)中，有關 MCE 的推估，是採機率法的五萬年 再現週期，請問在國際上是否 有相關的規範？</p>	<p>有。</p>
<p>25.建議在本專題報告中適宜的章 節將大壩的靜、動態分析的工作 項目以流程圖表達出來，讓大家 有整個架構性的概念。</p>	<p>遵照辦理，已增列於圖 1.3 中。</p>
<p>26.對於目前採用地震危害度之衰 減公式其所推估之近場 PGA 值 有偏低之現象，是否可針對近 場及遠場之情況採用不同的衰 減公式分別作迴歸分析？</p>	<p>不宜將近場及遠場採用不同的衰 減公式分別作迴歸分析。</p>
<p>27.建議將本計畫現地量測之 P-S logging 與地質鑽探之 logging 並列於報告中，這對於大壩基 礎岩盤地質條件之評估有更好的 參考價值。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>28.本計劃有關壩址區地震之地震 危害度和設計地震分析等項 目，於期初簡報時業已確定針 對成功大學所完成之成果進行 覆核；惟於本期中報告書中所 呈現在僅是引述成大所做之成</p>	<p>遵照辦理。</p>



<p>果，並未見有關覆核之意見，建議於專題報告中本章內容不需完全引述成大之報告內容，僅提出覆核之意見及建議靜、動態分析擬採用之相關參數即可。</p>	
<p>29.有關地震危害度分析所採用地震衰減公式於本期中報告中(P2-4)強調應使用最近三次(瑞里、集集、嘉義)之強地動資料作為印證；建議可否將最近(今年6月11日，規模6.7)之強震紀錄(本所將配合提供壩址區強震儀收錄之資料)納入印證。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>30.P2-7 SHA 分析為何？請說明之。</p>	<p>所謂 SHA 係為地震危害度分析法 (Seismic Hazard Analysis) 之簡寫。地震危害度分析乃在建立工址某一地震參數 (地表最大加速度, 地表最大速度, 地表最大位移, 反應譜等) 的年超越機率曲線, 亦即危害度曲線；一般工程上最常用的為平穩態 Poisson 模式配合斷層斷裂模式進行。</p>
<p>31.本計劃水庫築壩材料調查已有最新成果(本所大地組 88 年度調查報告, 89.5, 本組將提供), 相關試驗之採樣請參考。</p>	<p>已配合最新的築壩材料調查報告來採樣, 以利後續試驗之進行。</p>
<p>32.報告中引用數據之出處不宜標示"聯合大地公司"字樣, 請述名本所那一計畫之報告書名及出版年、月即可。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>33.本期中報告所呈現之實驗結果 (exp.P3-5 表 3.5, P3-20 表 3.14) 僅有一組實驗數據, 所得之成果是否具代表性? 是否能多作幾組實驗?</p>	<p>本計畫物性試驗均取 3 組平均值; 但三軸試驗方面依合約數量為一組。</p>

<p>34. 報告中相關之圖、表請編輯於文敘之後，以利參閱。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>35. 圖 3.1 圖名標題不妥請標示為”天花湖水庫築壩材料調查分區示意圖”； 圖 3.8 圖面不清不易判讀，且圖名標示不妥請修正為”天花湖水庫壩址區 P-S 波速量測位置示意圖”及”天花湖水庫壩址區 P-S 波速量測剖面示意圖”； 圖 1.1 中之(中國石油公司苗栗圖幅，1974)字樣請刪除。</p>	<p>遵照辦理。 遵照辦理。 遵照辦理。</p>
<p>36. 表 3.8~表 3.12 之表頭請用中文或於表中說明各項目所代表之意義。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>37. 表 3.13 之標題請修正為”天花湖水庫壩址區 P-S 波速量測及靜態單壓變形 PS1 孔位參數成果表”餘類推。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>38. 建議將 P-S 波速量測之原理、規範及試驗程序、資料判讀等相關資料以附錄之型式附於專題報告之後。</p>	<p>P-S 波速量測之原理、規範及試驗程序登錄於 3-3-1 節中；資料判讀等相關資料將補於附錄後。</p>
<p>39. P4-7 參數之代號不一致相互混淆；楊氏模數係數 K、Kur；體積模數係數 K；體積模數係數 K_b；楊氏模數指數 n，楊氏模數指數 K_b、n。</p>	<p>已比照本審查意見 8 辦理。</p>
<p>40. P4-13 式 (4.12) 為 $(\sigma_d / 2 \sigma_c')$ triaxial 或 $(\sigma_d / 2 \sigma_c)$ triaxial。</p>	<p>已於式 (4.12) 下之說明處更正為 $(\sigma_d / 2 \sigma_c')$ triaxial。</p>
<p>41. 附錄 A 表 A-4 取土區誤植 E 與 J；表 A-3、A-4 之粒徑分佈 D_{10}、D_{30}、D_{60} 與圖 A-2、A-3 之粒徑分佈曲線所示者相反。</p>	<p>已更正。</p>

42.表 3.13 顯示 P-S logging 所得之參數與岩心靜態單變形性量測所得之參數有相當大的差距，在從事相關分析時其參數值將如何取捨？

P-S logging 所得之模數代表極小應變下之彈性常數。由單壓試驗中所算得之模數 E_{50} ，則為對應應力在 50% 單壓強度時所對應的割線模數，其應變範圍有所不同。因此，就小應變範圍，由 P-S logging 試驗結果較有參考性，反之，就較高應變之範圍，則應考慮適當應變範圍之參數值。

經濟部水利處水利規劃試驗所 函

機關地址：413台中縣霧峰鄉吉峰村中正路1340號
傳真：(04)3300282
承辦人電話：林峰璋 04-3304788轉313

受文者：國立交通大學

速別：最速件

密等及解密條件：

發文日期：中華民國八十九年十月二十四日

發文字號：經(八九)水利規源字第V890800206號

附件：會議記錄乙份

主旨：檢送「天花湖水庫築壩材料之靜、動態特性與未來土壩動態分析研究之探討」研究計畫委託案之

期末簡報及專題報告(初稿)審查會議記錄乙份，請查照。

說明：

- 一、復 貴校本(八十九)年九月二十九日(88)交大防災字第三九一一號函。
- 二、請 貴校參照會議記錄各單位人員之意見修正專題報告內容，並將各項修正意見處理情形列表附於本研究專題報告之附錄中。
- 三、請 備妥請款單據來函請領第三期款。

正本：國立交通大學

副本：經濟部水利處(附件請備查)、中興大學土木系林炳森教授、逢甲大學土木系蕭新祿教授

本所謝所長勝彥、蔡副所長正男、彭組長瑞國、廖組長培明、會計室、水源組、苗栗外業隊(均含附件)。

：限年存保
：號 檔

謝勝彥

經濟部水利處水利規劃試驗所

「天花湖水庫築壩材料之靜、動態特性與未來土壩動態分析研究之探討」委託研究案期末簡報及專題報告（初稿）審查會議記錄

壹、時間：中華民國八十九年十月十七日（星期二）下午二時三十分

貳、地點：本所苗栗外業隊

參、主持人：

紀錄：林峰璋

肆、出席人員：

專家學者

經濟部水利處

交通大學

黃忠輝

葉素旺

經濟部水利處水利規劃試驗所

林威南

郭子通

張素言

劉基平

王偉東

王

王偉東

王國輝

王國輝

伍、主持人報告：略

陸、主辦單位報告：略

柒、交通大學（潘以文教授）簡報：略

捌、討論事項：

一、專家學者（書面意見）

（一）蕭新祿教授：

1. 對於築壩材料實驗室作業系統部份：請研究單位提供更明確詳細資料。

(1) 取樣的程序，取樣位置詳細分佈圖。

(2) 實驗設備名稱、廠牌、精密度。

(3) 測試件規格、養護條件。

(4) 量測不確定度評估。

2. 將研究單位提供(1)之資料請經濟部水利處考慮將它納入工程合約的一部份當做施工品質的要求。

3. P.V. 結論與建議：1、建議最大地表加速度 $0.39g$ 與 $0.53g$ 之間尚有相當大的落差。請研究單位就兩者對壩體的安全度做一分析比較。未來在細部設計階段時建請水利處要求設計單位就安全性與經濟性做一分析比較，以供決策參考。

（二）林炳森教授：

1. P3-5 表 3.5 中，取土區 E1 之液限為 29.10%，但其附錄 A、圖 A-1 有三條線
(1) 是否可取平均值？

(2) 應註明那三種土樣。

(3) 液限取整數，即 $29.10\% \downarrow 29$ 。

2. P3-5 表 3.5 中 E1 區和 J 區之最佳含水量與最大乾密度，由附錄 A 中之圖 A-4 與圖 A-5，各有兩條曲線，是否可取平均值？

3. 表的編號有誤，請修正如

(1) P3-12、倒數 10 行，表 3.6、3.7 應為表 3.7、3.8，倒數 7 行，表 3.8-3.12 應為表 3.9-3.13。

(2) P3-13、表 3.8-3.12 應為表 3.9-3.13，表 3.14 應為表 3.15 …等。

4. P4-27 為何滲流分析所採用之滲透係數於壩心水平滲透係數為 1.25×10^{-9} m/sec，垂直滲透係數為 3.125×10^{-10} m/sec 如何決定？又在 P3-13，壩心粘土材料滲透係數為 1.2×10^{-7} cm/sec。

5. P4-28 倒數 3 行“因壩頂產生較大之沈陷量而出現較大之水平位移值（圖 4-12 (h)）…代表：可能局部不穩定之可能性：但對壩體之整體穩定性上不致於有嚴重影響。”

(1) 圖 4-12h 較大之沈陷量數值為何？

(2) “局部不穩定”之意義為何？

6. 上次(期中簡報)意見 7，是否有進行砂頁岩互層處之飽和弱面直剪試驗？

二、經濟部水利處

(一) 王工程司

1. 報告中 P1-2 及 P2-6 相關之定率法或確定法應屬同一方法，本報告內相關名詞請統一。
2. 本計畫之目的係以天花湖水庫為例，探討未來規劃水庫動態分析之策略及方法，相關之結論言及試驗資料不足……，似乎不妥，請修正。
3. P1-2 工作內容及項目該節內容建議針對契約之工作內容及項目撰寫。
4. 本報告言及「成功大學」部分，建議修正為「前期研究」
5. P2-15 言及一般設計大壩選用之設計地震迴歸期約在 3000 至 10000 年之間，而於 P2-21 建議採用各種衰減公式計算後之 PGA 值平均值 0.39g，其迴歸期為 1000 年，似乎矛盾，請說明並修飾文章內相關文詞。PGA 採用「平均值」之依據為何？請說明。
6. P2-19 至 P2-21 該段文章請修正。文章利用葉教授之衰減公式計算之結果，似乎文章內未引用，原因為何？請說明。
7. P2-21 表 2.13 之車籠埔斷層長度為 85 公里或 87.5 公里，文章內請統一，最大壩址 PGA 之「最大」請刪除，而神卓山、三義及車籠埔斷層之 PGA 值是否為文章內所提數種衰減公式計算後之平均值？請說明。
8. P3-1 及 P3-2 有關「89 年 7 月初才獲得該份報告」建議刪除，報告內容請以業主之名義撰寫。
9. P4-9 總應力法及有效應力法有何不同功能，請說明。
10. P5-1 水庫壽命評估之建議似乎與專題研究主題無關，建議刪除。
11. 以往大壩安全出水高似乎未考量因地震引起之沉陷，建議爾後增列考量。
12. 建議報告附錄增列期初、期中、期末或工作會報之學者或各單位意見，並附紀錄文件影本並依各單位意見表列處理情形。

13. 大壩安定分析、大壩動態分析及大壩邊坡穩定分析等有何不同，請說明。

(二) 葛工程司

1. P3-13 壩心粘土材料滲透係數約為 1.2×10^{-7} cm/sec 應較接近垂直向滲透係數但為何與 P4-27 分析範例使用之垂直向滲透係數 3.125×10^{-10} m/sec 不一致，卻接近水平向滲透係數 1.25×10^{-9} m/sec。
2. P3-5 表 3-5 最大乾密度值單位為 T/M^3 ，數值為 17.2-18.4，是否有誤？

三、本所

(一) 蔡副所長

1. 第四章土壩動態分析範例之分析成果，可否列表說明，並註解是否超過容許限度？
2. 本專題報告中所採用之分析軟體（如 FLAC、FISH...等），其運算分析之邏輯與原理，請作摘要性的敘述列於報告中。

(二) 大地組：鄭工程司

建議將本專題研究所作之實驗項目、數量與成果列表做為附錄。

(三) 水源組

1. 本專題報告封面格式不妥，正確之格式將由本組提供。
2. 摘要和結論與建議之撰寫方式不妥，請將本報告之重要成果依章節次序條列於摘要中；結論與建議僅作摘要性之敘述，並未有具體之結論（例如重要之參數；靜、動態分析之策略與方法）。
3. 附錄 B 期中報告審查意見與改進漏了編號 20-23，請補列，另編號 38 有關「資料判讀等相關資料將

補於附錄後」並未見於附錄中，請補充。

4. 圖 1.1、2.2、2.3、2.11、3.1、3.8(b) 清晰度不足，圖 1.3 工程參數之箭頭反向；另圖 2.13、2.16 之 Target、Computed 線條無法區別，請改進。

5. 圖 4.10(a)~4.12(h) 不易辨識判讀，請採用彩色圖示，並請標示壩體的上、下游面。

6. P2-21 有關 PGA 為 0.25-0.58g 之敘述與 P2-20 之表 2-12 所示者不一致，請校核。

7. P2.22 一般土壩之自然頻率接近 1Hz，請問土壩壩體之自然頻率如何量測？

8. 本專題報告依契約規定應印製一百本，為於參閱本報告時易於辨識和判讀各式圖幅，請提送十本專題報告為彩色圖幅，另九十本圖幅為黑白但應附有彩色圖幅之光碟。

9. 報告中文字應更正或補遺部份：

(1) Pxi 第 7 行計劃→計畫

(2) Pxi 第 21 行 P-S 波量→波速度

第 11-15 行回歸期→迴歸期

(3) 圖 2.5 民國 89→民國 89 年

(4) 圖 2.12 target→target

(5) P3-4 表 3.4 摘自摘自→摘自

(6) P3-5 3.3 之第 4 行與內 (2) →與 (2)

(7) P4-7 第 8 行復雨→復及

式 (4.9) 之 N_1 與下行之 N_2 不一致

P4-14 式 (4.14) 之 $(\sigma_d/2\sigma_0)$ triaxial 與其下行之 $(\sigma_d/2\sigma_0)$ triaxial 不一致。
圖 4.3 (2) 及 (b) 應變行↓應變行為

玖、結論

- 一、各與會單位意見及專家學者之書面意見，請交通大學研議補正並將審查意見處理情形列表納入專題報告附錄。
- 二、本專題報告修正稿請於本（八十九）年十一月十日之前提送二本到所複核。
- 三、本委託研究案之期末簡報及專題報告（初稿），原則認可。
- 拾、散會（下午五時三十分）。

審查意見	改進情形
<p>1. 對於築壩材料實驗室作業系統部份：請研究單位提供更明確詳細資料。</p> <p>(1) 取樣的程序，取樣位置詳細分佈圖。</p> <p>(2) 實驗設備名稱、廠牌、精密度。</p> <p>(3) 測試件規格、養護條件。</p> <p>(4) 量測不確定度評估。</p>	<p>(1) 如內文所述。</p> <p>(2) 應力控制三軸試驗儀：誠研舍株式會社；應力精密度 0.1N，圍壓與孔隙水壓精密度 0.1KPa，LVDT 精密度 0.01mm；文中已加入說明。</p> <p>(3) 原則上每 3 個月標定 (2) 項各擷取測量儀器一次。</p> <p>(4) 量測不確定度在儀器精密度範圍內。</p>
<p>2. 將研究單位提供 1. (1) 之資料請經濟部水利處考慮將它納入工程合約的一部份當做施工品質的要求。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>3. 結論與建議：1、建議最大地表加速度 0.39g 與 0.53g 之間尚有相當大的落差。請研究單位就兩者對壩體的安全度做一分析比較。未來在細部設計階段時建請水利處要求設計單位就安全性與經濟性做一分析比較，以供決策參考。</p>	<p>根據『經濟部水庫安全評估地質與地震評估規範(草案)』，壩體耐震分析之最大設計地動應根據水庫之重要性做決定，重要性分級則由水庫之大小及災害潛勢來決定。依其規定，天花湖水庫應屬第 II 級蓄水庫。0.39g 符合第 II 級水庫設計地震考量之要求。</p>
<p>4. P3-5 表 3.5 中，取土區 E1 之液限為 29.10%，但其附錄 A、圖 A-1 有三條線</p> <p>(1) 是否可取平均值？</p> <p>(2) 應註明那三種土樣。</p> <p>(3) 液限取整數，即 29.10% → 29。</p>	<p>(1) 由 E1 區土樣取 3 組液性與塑性限度試驗結果分別於 28~30 間與 17~19 之間，差異不大，故取平均值</p> <p>(2) 由統一土壤分類得知因通過 200 號篩百分比大於 50% 且 $LL > 50$; $PI < 7$ 故判定為 CL。</p> <p>(3) 遵照辦理。</p>
<p>5. P3-5 表 3.5 中 E1 區和 J 區之最佳含水量與最大乾密度，由附錄 A 中之圖 A-4 與圖 A-5，各有兩條曲線，是否可取平均值？</p>	<p>因試驗結果間之差異不大，故取平均值原則上應有代表性。</p>

<p>6. 表的編號有誤，請修正如</p> <p>(1) P3-12、倒數 10 行，表 3.6、3.7 應為表 3.7、3.8，倒數 7 行，表 3.8~3.12 應為表 3.9~3.13。</p> <p>(2) P3-13，表 3.8~3.12 應為表 3.9~3.13，表 3.14 應為表 3.15 ...等。</p>	<p>遵照辦理；依審查意見與改進內容，重新編排第三章之表順序。</p>
<p>7. P4-27 為何滲流分析所採用之滲透係數於壩心水平滲透係數為 $1.25 \times 10^{-9} \text{m/sec}$，垂直滲透係數為 $3.125 \times 10^{-10} \text{m/sec}$ 如何決定？又在 P3-13，壩心粘土材料滲透係數為 $1.2 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$。</p>	<p>分析碾壓土石壩之滲流時，一般大都假設水平滲透係數為垂直滲透係數的 4 倍到 10 倍，於本分析中係假設為 4 倍；至於原 P3-13 (新 P3-23)，壩心粘土材料滲透係數約為 $1.2 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$，已訂正為「垂直滲透係數約為 $1.25 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$」。</p>
<p>8. P4-28 倒數 3 行“因壩頂產生較大之沈陷量而出現較大之水平位移值 (圖 4.12(h)) ...代表...可能有局部不穩定之可能性...但對壩體之整體穩定性上不致於有嚴重影響”。</p> <p>(1) 圖 4.12(h)較大之沈陷量數值為何？</p> <p>(2) “局部不穩定”之意義為何？</p>	<p>(1) 已在文中指明分析結果之水平位移值。</p> <p>(2) 根據地震坡動態分析結果，由於壩頂可能會產生較大的沉陷量，因而使得下游側之邊坡會產生局部性較大的位移，但對壩體之整體穩定性其實不會有嚴重影響。</p>
<p>9. 上次(期中簡報)意見 7，是否有進行砂頁岩互層處之飽和弱面直剪試驗？</p>	<p>本計畫工作範圍並不包括此試驗項目。</p>
<p>10. 報告中 P1-2 及 P2-6 相關之定率法或確定法應屬同一方法，本報告內相關名詞請統一。</p>	<p>遵照辦理，以「確定法」之名詞統一。</p>



<p>11. 本計畫之目的係以天花湖水庫為例，探討未來規劃水庫動態分析之策略及方法，相關之結論言及試驗資料不足...，似乎不妥，請修正。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>12. P1-2 工作內容及項目該節內容建議針對契約之工作內容及項目撰寫。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>13. 本報告言及「成功大學」部分，建議修正為「前期研究」。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>14. P2-15 言及一般設計大壩選用之設計地震迴歸期約在 3000 至 10000 年之間，而於 P2-21 建議採用各種衰減公式計算後之 PGA 值平均值 0.39g，其迴歸期為 1000 年，似乎矛盾，請說明並修飾文章內相關文詞。PGA 採用「平均值」之依據為何？請說明。</p>	<p>已於 P2-21，P2-22 文中修正說明。</p>
<p>15. P2-19 至 P2-21 該段文章請修正。文章利用葉教授之衰減公式計算之結果，似乎文章內未引用，原因為何？請說明。</p>	<p>已將採用葉教授公式計算所得之結果列於表 2.12。</p>
<p>16. P2-21 表 2.13 之車籠埔斷層長度為 85 公里或 87.5 公里，文章內請統一；最大壩址 PGA 之「最大」請刪除；而神卓山、三義及車籠埔斷層之 PGA 值是否為文章內所提數種衰減公式計算後之平均值？請說明。</p>	<p>已將車籠埔斷層長度於文中統一為 85 公里；並修正說明於表 2.13 之註解中。</p>
<p>17. P3-1 及 P3-2 有關「89 年 7 月初才獲得該份報告」建議刪除，報告內容請以業主之名義撰寫。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>18. P4-9 總應力法及有效應力法有何不同功能，請說明。</p>	<p>總應力動態分析法，因為其所考慮之組合律乃建立於總應力與應變</p>

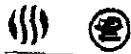
	<p>之間的關係，因此，若土體內發生應變張量之改變只會改變總應力，卻不能描述土體內有效應力的改變；既然不能描述地震過程中土體內有效應力的改變，自然亦不能計算地震過程中孔隙水壓的變化。</p>
<p>19. P5-1 水庫壽命評估之建議似乎與專題研究主題無關，建議刪除。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>20. 以往大壩安全出水高似乎未考量因地震引起之沉陷，建議爾後增列考量。</p>	<p>遵照辦理。</p>
<p>21. 建議報告附錄增列期初、期中、期末或工作會報之學者或各單位意見，並附紀錄文件影本並依各單位意見表列處理情形。</p>	<p>遵照辦理</p>
<p>22. 大壩安定分析、大壩動態分析及大壩邊坡穩定分析等有何不同，請說明。</p>	<p>大壩邊坡穩定分析（即大壩安定分析）指採用仿靜態分析來檢討大壩在地震力作用下仍維持邊坡穩定。本計畫中動態分析則是指利用數值應力分析，在基礎邊界上施加設計某一地震加速度歷時以做為邊界條件，進而求解滿足動力平衡下壩體內之應力與位移。</p>
<p>23. P3-13 壩心粘土材料滲透係數約為 1.2×10^{-7} cm/sec 應較接近垂直向滲透係數但為何與 P4-27 分析範例使用之垂直向滲透係數 3.125×10^{-10} m/sec 不一致，卻接近水平向滲透係數 1.25×10^{-9} m/sec？</p>	<p>實際上，原 P3-13（新 P3-23）壩心粘土材料滲透係數約為 1.2×10^{-7} cm/sec 應訂正為「垂直滲透係數約為 1.25×10^{-7} cm/sec」；而水平滲透係數係假設為垂直滲透係數的4倍，亦即為 5.0×10^{-7} cm/sec。（請參見審查意見7）。</p>
<p>24. P3-5 表 3-5 最大乾密度值單位為 t/m^3，數值為 17.2~18.4，是否有誤？</p>	<p>已訂正。</p>
<p>25. 第四章土壩動態分析範例之</p>	<p>分析範例之計算結果在文中討論</p>

分析成果，可否列表說明，並註解是否超過容許限度？	之。
26. 本專題報告中所採用之分析軟體（如 FLAC、FISH...等），其運算分析之邏輯與原理，請作摘要性的敘述列於報告中。	FLAC 運算分析之邏輯與原理，已增列流程圖於圖 4.8 中；而圖 4.9 係代表 FISH 程式用來進行有效應力動態分析之流程圖。
27. 建議將本專題研究所作之實驗項目、數量與成果列表做為附錄。	已增列於附錄 B 中。
28. 本專題報告封面格式不妥，正確之格式將由本組提供。	遵照辦理。
29. 摘要和結論與建議之撰寫方式不妥，請將本報告之重要成果依章節次序條列於摘要中；結論與建議僅作摘要性之敘述，並未有具體之結論（例如重要之參數；靜、動態分析之策略與方法）。	遵照辦理加以修改。
30. 附錄 B 期中報告審查意見與改進漏了編號 20~33，請補列，另編號 38 有關「資料判讀等相關資料將補於附錄後」並未見於附錄中，請補充。	已重新編列於附錄 D 中；另資料判讀等相關資料已增列於附錄 C 中。
31. 圖 1.1、2.2、2.3、2.11、3.1、3.8(b)清晰不足，圖 1.3 工程參數之箭頭反向；另圖 2.13、2.16 之 Target、Computed 線條無法區別，請改進。	已嘗試改進。
32. 圖 4.10(a)~4.12(h)不易辨識判讀，請採用彩色圖示，並請標示壩體的上、下游面。	將依契約規定提送十本專題報告為彩色圖幅，另九十本圖幅為黑白但附有彩色圖幅之光碟。 圖 4.9 至圖 4.12(h)之上游面係位於圖形的左側。
33. P2-21 有關 PGA 為 0.25~0.58g 之敘述與 P2-20 之表 2-12 所示者不一致，請校核。	已訂正。



34. P2.22 一般土壩之自然頻率接近 1 HZ，請問土壩壩體之自然頻率如何量測？	結構體之自然頻率取決於其質量與彈性勁度。由於土壩之築壩材料的密度與彈性模數變化範圍其實頗為有限，因此一般之自然頻率皆在 1 HZ 附近。
35. 本專題報告依契約規定應印製一百本，為於參閱本報告時易於辨識和判讀各式圖幅，請提送十本專題報告為彩色圖幅，另九十本圖幅為黑白但應附有彩色圖幅之光碟。	遵照辦理。
36. 報告中文字應更正或補遺部份： (1) Pxii 第 7 行計劃→計畫。 (2) Pxiii 第 21 行 P-S 波量→波速量；第 11~15 行回歸期→迴歸期。 (3) 圖 2.5 民國 89→民國 89 年。 (4) 圖 2.12 targer→target。 (5) P3-4 表 3.4 摘自摘自→摘自。 (6) P3-5 3.3 之第 4 行與內 (2) →與 (2)。 (7) P4-7 第 8 行 復雨→復及；式 (4.9) 之 N_{ψ} 與下行之 N_{ϕ} 不一致。 (8) P4-14 式 (4.14) 之 $(\sigma_d/2\sigma'_c)$ triaxial 與其下行之 $(\sigma_d/2\sigma'_0)$ triaxial 不一致。	遵照辦理加以訂正。

(9) 圖 4.3 (a) 及 (b) 應變行 → 應變行為。	
------------------------------------	--



工作人員列表

本計畫職責	姓名	職稱	學歷	工作項目
計畫主持人	潘以文	交通大學教授	美國華盛頓大學 土木工程博士	計畫執行管理、數值分析模式擬定與分析
協同主持人	黃安斌	交通大學教授	美國普渡大學 土木工程博士	試驗室與現地試驗
協同主持人	廖志中	交通大學教授	美國科羅拉多大學 土木工程博士	壩址地質與斷層位置之調查與確認、地震危害度分析
計畫顧問	孫一鴻	交通大學 兼任副教授	美國加州大學柏克萊 分校土木工程博士	土壩耐震工程
研究人員	王承德	南亞技術學院 助理教授	交通大學 土木工程博士	數值分析之執行與研討
研究人員	謝輝彥	研究助理	交通大學 土木工程碩士	協助試驗室與現地試驗執行
研究人員	蔡明道	碩士班研究生	交通大學 土木工程研究所	協助試驗室試驗之執行
研究人員	湯士弘	碩士班研究生	交通大學 土木工程研究所	協助地震危害度分析