

台灣電力公司

核能一、二廠

用過核燃料中期貯存設施計畫

候選場址工程地質調查工作

期 末 報 告

(核能二廠)

益鼎工程股份有限公司

中華民國八十一年十二月

台灣電力公司

核能一、二廠

用過燃料中期貯存設施計畫

候選廠址工程地質調查工作

· 期末報告
(核能二廠)

版 次	編 撰	審 閱	核 准	日 期
0	陽仰建	楊 威	黃銘章	12/7/92
1	陽仰建	陳程輝	黃銘章	3/15/93
2	陽仰建	陳程輝	黃銘章	4/20/93

目 錄

目 錄.....	I
表目錄.....	III
圖目錄.....	IV
第一章 前言.....	1
第二章 工作內容.....	2
2.1 場址狀況.....	2
2.2 現場工作內容.....	2
2.3 工作執行.....	3
2.3.1 準備工作.....	3
2.3.2 地形測量.....	3
2.3.2.1 基本控制測量.....	3
2.3.2.2 水準測量.....	6
2.3.2.3 圖根測量.....	7
2.3.2.4 地形測量.....	7
2.3.3 地表地質調查.....	7
2.3.4 鑽探取樣.....	7
2.3.5 地下水位觀測與抽(注)水試驗.....	10
2.3.5.1 地下水位觀測.....	10
2.3.5.2 抽(注)水試驗.....	15
2.3.6 地球物理探測.....	24
2.3.6.1 地表反射震測.....	24
2.3.6.2 地表折射震測.....	24
2.3.6.3 地電阻探測.....	25
2.3.6.4 鑽孔內懸垂式波速量測.....	26
2.3.7 平鈹載重試驗.....	29
2.3.7.1 準備工作.....	29
2.3.7.2 試驗進行.....	29
2.3.7.3 試驗紀錄與結果.....	29
2.3.8 孔內變形試驗.....	30
2.3.9 標準貫入試驗能量檢測.....	31
2.3.10 試驗室試驗.....	31
2.3.10.1 試驗室土壤試驗.....	32
2.3.10.2 試驗室岩石試驗.....	38
第三章 場址地質與地層特性.....	42
3.1 場址地質特性.....	42

3.1.1 區域地質概述.....	42
3.1.2 地質構造.....	46
3.1.3 岩心井錄.....	47
3.1.4 海岸地形變遷.....	47
3.2 場址地層分佈與工程特性.....	48
3.2.1 速度地層分佈.....	48
3.2.1.1 地表反射震測分析結果.....	48
3.2.1.2 地表折射震測分析結果.....	54
3.2.1.3 地電阻分析結果.....	57
3.2.1.4 鑽孔內懸垂式波速量測分析結果.....	76
3.2.2 地層分佈與工程特性.....	86
3.3 地下水.....	100
3.3.1 地下水位.....	100
3.3.2 水文地質概念模式建置.....	105
3.3.3 地下水流動分析.....	108
3.3.4 核種傳輸路徑.....	112
第四章 土壤力學分析與基礎形式.....	114
4.1 設計參數評估.....	114
4.2 地層液化潛能評估.....	120
4.3 基礎承载力與沉陷量.....	133
4.3.1 基礎版承载力評估.....	133
4.3.2 樁基礎承载力評估.....	136
4.4 地盤改良工法評估.....	145
4.5 基礎型式建議.....	150
4.6 邊坡穩定分析.....	151
第五章 用過核子燃料貯存方式之合適性評估.....	157
5.1 混凝土護箱貯存方式之合適性.....	159
5.2 混凝土模組貯存方式之合適性.....	160
5.3 混凝土地窖貯存方式之合適性.....	161
5.4 金屬護箱貯存方式之合適性.....	162
第六章 施工可能遭遇之問題與處理建議.....	164
第七章 結論與建議.....	165
附錄一 地形測量結果	
附錄二 地表地質調查結果	
附錄三 鑽孔柱狀圖	
附錄四 抽(注)水試驗報告	
附錄五 孔內變形試驗	
附錄六 平板載重試驗	

附錄七	土壤試驗室試驗
附錄八	岩石試驗室試驗
附錄九	地球物理探測
附錄十	標準貫入試驗能量檢測
附錄十一	岩心照片
附錄十二	地工分析計算資料
附錄十三	審查意見回覆

表目錄

表 2.1	核二廠用過核子燃料乾式貯存預定場址調查工作數量統計表.....	4
表 2.2	距離比較表(單位公尺).....	6
表 2.2(續)	角度比較表.....	6
表 2.3	新設立水準點成果表.....	6
表 2.4	圖根測量成果表.....	7
表 2.5	各鑽孔座標高程一覽表.....	9
表 2.6	各孔地下水位觀測紀錄表.....	10
表 2.7	定水頭注水試驗包含理論解(AQTESOLV Manual).....	20
表 2.8	微水試驗及壓力脈衝試驗包含理論解(AQTESOLV Manual).....	20
表 2.9	岩層試驗成果分析(B-4 孔，試驗深度：20.5 公尺~22.5 公尺).....	21
表 2.10	岩層試驗成果分析(B-4 孔，試驗深度：28.0 公尺~30.0 公尺).....	21
表 2.11	岩層試驗成果分析(B-4 孔，試驗深度：13.0 公尺~40.0 公尺).....	21
表 2.12	岩石孔內變形試驗結果表.....	31
表 2.13	SPT 落錘能量檢測成果表.....	31
表 2.14	試驗室試驗數量統計表.....	32
表 2.15	土壤一般物理性質試驗結果.....	33
表 2.16	土壤動態三軸試驗結果.....	36
表 2.17	土壤直接剪力試驗結果.....	37
表 2.18	土壤三軸不排水壓縮(CIU)試驗結果.....	37
表 2.19	土壤三軸排水壓縮(CID)試驗結果.....	38
表 2.20	岩石一般物理性質試驗結果.....	39
表 2.21	岩石直接剪力試驗結果.....	41
表 2.22	岩石單軸壓縮試驗結果.....	41
表 3.1	露頭電阻率量測成果表.....	60
表 3.2	基地內部份既有管線或灌溉給水設施照片.....	66
表 3.3	鑽孔 B-1 波速值及動態彈性模數一覽表.....	77
表 3.4	鑽孔 B-7 波速值及動態彈性模數一覽表.....	81
表 3.5	鑽孔 B-10 波速值及動態彈性模數一覽表.....	84

表 3.6 地下水文調查點位座標.....	101
表 4.1 簡化地層表.....	120
表 4.2 基礎版承載力及沉陷量分析結果.....	135
表 4.3 單樁承載力及樁頭沉陷量分析結果(覆土厚 6m).....	140
表 4.4 單樁承載力及樁頭沉陷量分析結果(覆土厚 10m).....	141
表 4.5 單樁承載力及樁頭沉陷量分析結果(覆土厚 14m).....	142
表 4.6 地盤改良種類及適用性比較表.....	149
表 4.7 抵抗液化土壤參數折減係數表.....	151
表 5.1 各型貯存設施工作荷重統計表.....	160

圖目錄

圖 2.1 鑽孔與各現地試驗位置圖.....	5
圖 2.2 各孔地下水位歷時變化曲線圖.....	12
圖 2.3 鑽孔 B-12 觀測井地下水位觀測圖.....	14
圖 2.4 鑽孔 B-13 觀測井地下水水位觀測圖.....	14
圖 2.5 鑽孔 B-13 觀測井地下水水位觀測圖(6/8~6/25)	15
圖 2.6 鑽孔 B-13 觀測井修正水位變化曲線圖.....	18
圖 2.7 鑽孔 B-13 觀測井修正水位變化雙對數曲線圖.....	19
圖 2.8 B-4 孔定水頭注水試驗成果分析(試驗深度：20.5 公尺~22.5 公尺).....	22
圖 2.9 B-4 孔微水試驗成果分析(試驗深度：28.0 公尺~30.0 公尺).....	22
圖 2.10 水量與水位降深關係圖(注水井：B-4，觀測井：B-9).....	23
圖 2.11 B-4 孔定水頭注水試驗成果分析(試驗深度：13.0 公尺~40.0 公尺).....	24
圖 2.12 懸垂式速度井測施測示意圖.....	27
圖 2.13 懸盪式速度井測流程圖.....	28
圖 3.1 預定場址附近區域地質圖.....	43
圖 3.2 預定場址附近海岸地形變遷圖.....	48
圖 3.3 測線 A 反射震測重合剖面圖.....	49
圖 3.3(續) 測線 B 反射震測重合剖面圖	50
圖 3.3(續) 測線 C 反射震測重合剖面圖	51
圖 3.3(續) 測線 D 反射震測重合剖面圖	51
圖 3.3(續) 測線 E 反射震測重合剖面圖	52
圖 3.3(續) 測線 F 反射震測重合剖面圖.....	52
圖 3.3(續) 測線 G 反射震測重合剖面圖	53
圖 3.3(續) 測線 H 反射震測重合剖面圖	53
圖 3.4 折射震測各測線速度層柵狀立屏圖.....	56
圖 3.5 折射震測推估覆蓋層厚度等值圖.....	57

圖 3.6	二極法遠極位置圖.....	58
圖 3.7	測線 A 地電阻影像剖面探測成果解釋圖。.....	61
圖 3.8	測線 B 地電阻影像剖面探測成果解釋圖。.....	62
圖 3.9	測線 C 地電阻影像剖面探測成果解釋圖.....	67
圖 3.10	測線 D 地電阻影像剖面探測成果解釋圖.....	68
圖 3.11	測線 E 地電阻影像剖面探測成果解釋圖.....	69
圖 3.12	測線 F 地電阻影像剖面探測成果解釋圖.....	70
圖 3.13	測線 G 地電阻影像剖面探測成果解釋圖.....	71
圖 3.14	測線 H 地電阻影像剖面探測成果解釋圖.....	72
圖 3.15	地電阻影像探測 W-S array 淺地表電阻率異常分佈圖.....	73
圖 3.16	地電阻影像探測 W-S array 柵狀立屏圖.....	74
圖 3.17	W-S array 半展距 9~27 公尺(a=6 公尺，n=1-4)電阻率等值水平切片圖..	75
圖 3.18	鑽孔 B-1 速度剖面圖.....	76
圖 3.19	鑽孔 B-7 速度剖面圖.....	80
圖 3.20	鑽孔 B-10 速度剖面圖.....	83
圖 3.21	場址平面地質圖.....	88
圖 3.22	A-A 剖面圖.....	89
圖 3.23	B-B 剖面圖.....	90
圖 3.24	C-C 剖面圖.....	91
圖 3.25	D-D 剖面圖.....	92
圖 3.26	E-E 剖面圖.....	93
圖 3.27	F-F 剖面圖.....	94
圖 3.28	鑽孔柵狀圖(為清楚呈現地下構造，部分鑽孔未置入圖中).....	95
圖 3.29	岩盤面立體圖.....	96
圖 3.30	各剖面 N 值分布圖.....	97
圖 3.31	各剖面含水量分布圖.....	97
圖 3.32	各剖面濕土重分布圖.....	99
圖 3.33	各剖面孔隙比分布圖.....	100
圖 3.34	地下水文調查點位置圖.....	102
圖 3.35	地下水文調查點(1)~(6)概況.....	103
圖 3.36	地下水文調查點(7)~(10)概況.....	104
圖 3.37	地下水文調查點(11)概況.....	105
圖 3.38	本計畫場址之水文地質概念模型及其分析邊界.....	107
圖 3.39	廣域水文地質概念模型之分析邊界.....	107
圖 3.40	廣域水文地質模型之地表高程分布.....	110
圖 3.41	廣域水文地質模型之地下水位高程分布.....	110
圖 3.42	廣域水文地質模型之地下水位流向分布.....	111
圖 3.43	核二廠區內地下水位流向分布.....	111

圖 3.44 貯存設施場址內地下水位流向分布.....	112
圖 3.45 場址內核種可能的傳輸路徑及範圍.....	113
圖 4.1 地表下 1 公尺 SPT-N 等值線圖.....	116
圖 4.2 地表下 2.5 公尺 SPT-N 等值線圖.....	116
圖 4.3 SPT-N 於深度分佈圖.....	117
圖 4.4(a) 民國 60 年計畫場址地形圖(取自核二廠 FSAR 報告-圖 2.5-24).....	117
圖 4.4(b) 民國 70 年計畫場址地形圖(取自 1/5000 像片基本圖).....	118
圖 4.5 摩擦角(試驗及各經驗公式)與 SPT-N 關係圖	119
圖 4.6 岩層單位重、孔隙比及含水量與深度關係.....	120
圖 4.7 液化的成因示意圖.....	124
圖 4.8(a) NCEER 液化分析流程	125
圖 4.8(b) NCEER 液化分析流程.....	126
圖 4.9 新日本道路橋簡易經驗法(NJRA 法 1996)液化分析流程.....	127
圖 4.10 Tokimatsu 與 Yoshimi(1983)簡易經驗法液化分析流程.....	128
圖 4.11 計畫區液化潛能分析安全係數(NCEER 法)-深度關係圖(SSE=0.400g) 129	
圖 4.12 計畫區液化潛能分析安全係數(NJRA 法)-深度關係圖(SSE=0.400g)... 129	
圖 4.13 計畫區液化潛能分析安全係數(T-Y 法)-深度關係圖(SSE=0.400g) 130	
圖 4.14 計畫區液化潛能分析安全係數(NCEER 法)-深度關係圖(OBE=0.200g)	
.....	130
圖 4.15 計畫區液化潛能分析安全係數(NJRA 法)-深度關係圖(OBE=0.200g).. 131	
圖 4.16 計畫區液化潛能分析安全係數(T-Y 法)-深度關係圖(OBE=0.200g) 131	
圖 4.17 計畫區液化危害度等值線圖(SSE=0.4g).....	132
圖 4.18 計畫區液化危害度等值線圖(OBE=0.2g).....	132
圖 4.19 單樁容許承载力與樁長關係.....	143
圖 4.20 單樁容許拉拔力與樁長關係.....	144
圖 4.21 樁頭沉陷與樁長關係.....	145
圖 4.22 東北側邊坡地質平剖面圖.....	153
圖 4.23 東北側邊坡穩定分析結果.....	155
圖 4.24 東北側邊坡削坡後穩定分析結果.....	156
圖 5.1 混凝土護箱.....	158
圖 5.2 混凝土模組.....	158
圖 5.3 混凝土地窖.....	158
圖 5.4 金屬護箱.....	158

第一章 前言

台灣電力公司核能後端營運處(以下簡稱業主)初步預定利用核二廠內一、二號機北面 ECW 旁的空地作為用過核子燃料乾式貯存設施之預定場址，為瞭解該場址之合適性及可行性，乃進行現地各項工程地質及大地工程特性調查，以瞭解地下地層之分佈與特性，作為貯存設施場址細部設計之依據。

本計畫目的在於透過地形測量、地質鑽探、地球物理探勘、地下水分析與室內及現地大地力學試驗建立完善之地表地質、地下地質、水文地質，以及地工參數資訊，以進行土壤力學分析、地下水分析、場址貯存方式合適性評估並提出貯存設施施工時可能遭遇的問題與建議。其預期成果將包括：

探查及試驗資料成果及說明；

場址區域地質構造、場址地層與地層特性分析；

土壤力學分析與基礎型式建議；

地下水模式分析評估；

用過核子燃料貯存方式合適性評估；

貯存設施之土木構造物及基礎施工時可能遭遇之問題與處理建議。

第二章 工作內容

本公司依據契約之規定，於決標後 20 日曆天內向業主提出孔位及孔深最佳規劃佈置之工作計畫書，計畫書中並附各項現地探查及試驗佈置，並經業主核可後，於核二廠用過核子燃料乾式貯存設施預定場址進行各項場址調查。

2.1 場址狀況

場址基地位於核二廠內部一、二號機北面 ECW 旁的空地。地勢平坦開闊，地面高程約 12 公尺。計畫場址周圍地勢以西面與北面較高，西側為寬約 120 公尺之狹長山丘，高程不超過 60 公尺。預定場址北面圍牆外則為砂丘分布或人為棄渣料(塊石夾砂土)，高程多小於 25 公尺，並無岩盤出露。砂丘外則另有一外圍牆，外圍牆外為舊基金公路。

2.2 現場工作內容

本場址現場工作包括下列項目：

- (1)地形測量，預計測量範圍 6 公頃，實際測量範圍為 8 公頃。
- (2)地表地質調查，調查範圍為場址周圍 6.2 平方公里。
- (3)業主另案發包之地質鑽探監工督導(由華禾工程顧問公司施作)，鑽探孔數合計 13 孔，總鑽探深度為 402.00 公尺。
- (4)水位觀測井埋設 10 孔(由華禾工程顧問公司施作)。
- (5)抽(注)水試驗 2 組。
- (6)孔內變形試驗 4 組。
- (7)地表反射震測與地電阻探測各 1000 公尺(測點間距 2 公尺，測深大於 50 公尺)，另增作地表折射震測 900 公尺。

- (8)鑽孔內懸垂式波速量測 3 孔(共 120 公尺)。
 - (9)平鈹載重試驗 2 處。
 - (10)標準貫入試驗能量檢測 2 組，此為本公司為進行液化潛能分析所自行增作之項目。
- 詳細工作數量標示於表 2.1；鑽孔與各現地試驗位置詳如圖 2.1。

2.3 工作執行

現場各項工作中興公司周詳的計畫與務實的管理下，得以順利確實的進行，茲將其執行概況分項簡述如下：

2.3.1 準備工作

準備工作主要依據業主之規定及本公司原擬之現地試驗與鑽孔佈置計畫，參與人員需針對各項工作進行必要之教育與訓練，並配合電廠之規定接受電廠編訂之工安、門禁等教育訓練，完成進出手續之申辦。

2.3.2 地形測量

地形測量就預定場址周圍約 6 公頃範圍進行 1/500 比例尺之數值化地形測量，惟為涵蓋廠區附近之台二線道路，地形實測面積為 8 公頃。其工作項目包括基本控制測量、水準測量、圖根測量與地形測量，茲將各工作項目說明如下：

2.3.2.1 基本控制測量

本工程基本控制測量，採用衛星定位測量，引測測區附近內政部設立之「二等」衛星控制點，分別為 N363、N801、N819、N901 四個控制點並新設立四個衛星定位圖根點:GP01、GP02、GP03、GP04 分佈測區四周，使用 SOKKIA 大地測量用衛星定位儀四台，靜態同時段接收衛星訊號，以解算衛星定位圖根點之座標，其等級達「四等」點。已知「二等」衛星控制點反算邊長之較差與邊長之比值小於 1/5000。其成果如表 2.2 所示：

表 2.1 核二廠用過核子燃料乾式貯存預定場址調查工作數量統計表

孔號	孔深 (公尺)	SPT (次)	* 薄管 取樣 (組)	孔內 變形 試驗 (組)	速度 井測 (公 尺)	標準 貫入 試驗 能量 檢測 (組)	* 水位 觀測 井	抽注水試驗			取樣長度(公尺)*			土壤試驗(組)					岩石試驗(組)		
								注水 井	土層 觀測 井	岩層 觀測 井	一般 土層	礫石 層	岩層	一般 物理 試驗	動態 三軸 試驗	直接 剪力 試驗	三軸 試驗	無圍 壓縮 試驗	一般 物理 試驗	直接 剪力 試驗	單軸 壓縮 試驗
合約 數量	—	—	—	4	120	—	—	1	—	—	—	—	—	200	4	10	10	10	50	10	10
B-1	45.00	6	1	0	40.5	0	0	0	0	0	1.43	8.77	34.80	4	0	1	0	0	6	1	1
B-2	20.00	6	2	1	0	0	1	0	0	0	0	8.90	11.10	4	0	1	1	0	6	1	1
B-3	25.00	6	0	0	0	0	1	0	0	0	9.76	0.00	15.24	6	0	0	0	0	5	1	1
B-4	40.00	7	3	0	0	0	1	1	0	0	4.00	6.50	29.50	7	0	1	2	0	4	1	1
B-5	25.00	6	5	0	0	0	1	0	0	0	7.80	1.55	15.65	6	0	3	2	0	5	1	1
B-6	25.00	6	2	1	0	0	1	0	0	0	8.00	2.00	15.00	6	0	0	2	0	3	2	1
B-7	45.00	9	4	0	36.5	1	0	0	0	0	5.65	8.30	31.05	9	1	1	0	0	5	1	1
B-8	25.00	8	4	0	0	1	1	0	0	0	0	11.55	13.45	7	0	1	1	0	3	1	1
B-9	40.00	6	1	1	0	0	1	0	0	1	8.83	0.42	30.75	6	0	0	1	0	4	0	1
B-10	45.00	7	3	0	43	0	0	0	0	0	0.90	10.60	33.50	5	0	1	1	0	4	1	1
B-11	20.00	13	2	0	0	0	1	0	0	0	19.50	0.50	0	13	0	0	2	0	0	0	0
B-12	35.00	11	1	1	0	0	1	0	0	0	13.85	2.95	18.20	11	0	1	1	0	3	1	1
B-13	12.00	7	3	0	0	0	1	0	1	0	9.0	2.00	1.00	7	1	1	1	0	0	0	0
合計	402.00	98	31	4	120	2	10	1	1	1	88.72	64.04	249.24	91	2	11	14	0	48	11	11

註：1. 標準貫入試驗能量檢測為本公司增作之工作項目。 2.*屬華禾工程顧問公司施作

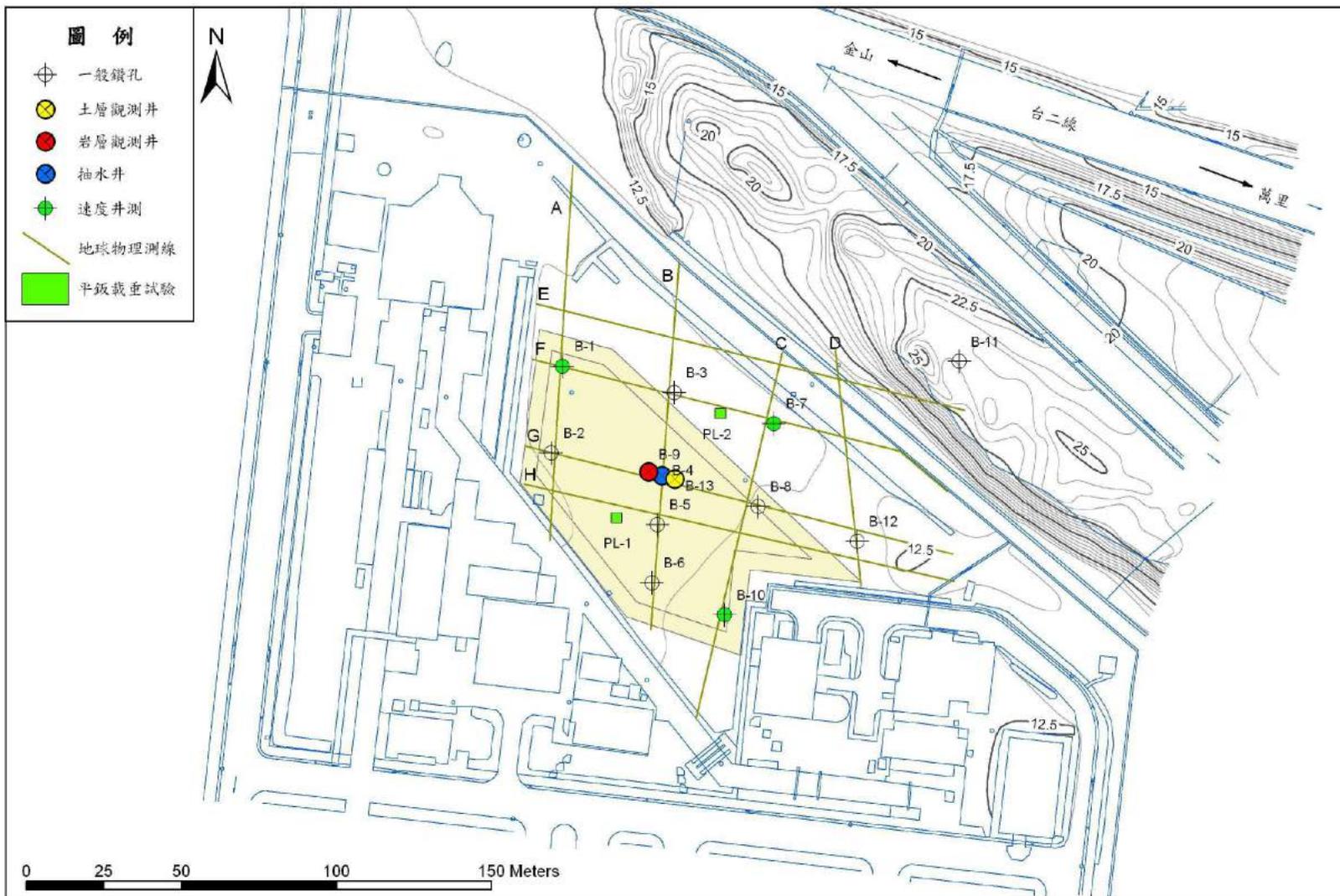


圖 2.1 鑽孔與各現地試驗位置圖

表 2.2 距離比較表(單位公尺)

從	到	已知 97 座標反算距離 (m)	自由網成果反算距離 (m)	較差(m)	較差與距離的比值
N363	N801	8246.205	8246.207	-0.002	1/4123102
N363	N819	4526.268	4526.281	-0.013	1/348174
N363	N901	4408.090	4408.087	0.003	1/1469363
N801	N819	4370.270	4370.269	0.001	1/4370270
N801	N901	10286.428	10286.427	0.001	1/10286428
N819	N901	5920.978	5920.977	0.001	1/5920978

*角度與距離均符合檢測要求，故採用以上 4 點進行座標轉換

表 2.2(續) 角度比較表

從	到	已知 97 座標反算方位角(度-分-秒)	自由網成果反算方位角(度-分-秒)	較差(秒)
N363	N801	138-52-51	138-52-51	0-00-00
N363	N819	117-14-27	117-14-26	0-00-01
N363	N901	34-14-13	34-14-12	0-00-01
N801	N819	341-20-04	341-20-05	0-00-01
N801	N901	343-22-33	343-22-33	0-00-00
N819	N901	344-52-56	344-52-56	0-00-00

2.3.2.2 水準測量

新設立一永久水準點，點號 BM1(石樁)於廠內穩定之地方(測區之西北緣，見附錄一)。高程引測內政部設立之一等水準點：2027、2028，經直接水準檢測，閉合差不超過 $12 \text{ mm}\sqrt{k}$ (k 為水準路線公里數)，成果如表 2.3。

表 2.3 新設立水準點成果表

水準編號	水準總長(Km)	閉合精度 $\text{mm}\sqrt{k}$	水準閉合差
2027~GP04~2028	1.576	1.59	-0.002
2028~BM1~2027	3.686	0.52	0.001
2028~GP03~GP04	0.499	2.83	-0.002
BM1~BA 導線~BM1	0.92	2.09	-0.002
BM1~BB 導線~BA07	0.271	3.84	0.002

2.3.2.3 圖根測量

圖根測量導線共三條，14 個圖根導線點，平均分佈測區內，水平角閉合差均小於 $30''\sqrt{N}$ (N 為圖根點數)，位置閉合差均小於引測內政部設立之一等水準點：2027、2028 經檢測閉合差不超過 1/5000，成果如下表 2.4。

表 2.4 圖根測量成果表

導線編號	導線總長	導線點數	閉合精度	角度閉合差(\sqrt{N})
BA01~BA08	692.117	8	1/58491	1
BB01~BB04	292.592	4	1/21937	16
BD01~BD02	269.385	2	1/46194	9

2.3.2.4 地形測量

採用全站式經緯儀三次元數值法自動記錄方式測繪，測定地形與地物之座標與高程，測區地形測量以比例尺 1/500 施測。等高線間距為 0.5 公尺一條首曲線，2.5 公尺一條計曲線，測點密度每 225 平方公尺至少一點，地形圖式依中國測量工程學會審定之符號繪製，地形圖使用 AUTOCAD 相容之電腦程式建立圖檔。

2.3.3 地表地質調查

本工作蒐集過去既有之地質調查資料，針對場址周圍約 6.2 平方公里範圍進行調查，將調查結果繪製為 1/5000 地表地質圖(附錄二)。並以 1/500 地形測量圖為底圖，參考現場鑽探及試驗資料，針對預定場址範圍，進行 1/500 工程地質圖繪製(附錄二)。

2.3.4 鑽探取樣

計畫場址內之地質鑽探取樣工作由業主另案發包，委由華禾工程顧問公司施作，而本計畫需配合該項地質鑽探工作，先依棋盤式之格狀規劃孔位，考量本計畫調查目的及各項試驗之需求，調整局部鑽孔布設位置及深度，並提交業主核定，提供華禾工程顧問公司據以放樣、施鑽，並於鑽探

作業過程中進行全程督導。各鑽孔之座標高程如表 2.5 所示，分布位置如圖 2.1 所示。

本階段調查於預定場址內共施鑽 13 孔，鑽孔以旋鑽法為主，採 HQ(孔徑 4")尺寸之三套岩心管進行連續取樣(見表 2.5)，部份鑽孔為配合孔內變形試驗則孔徑改採 NX(孔徑 3") 岩心管。各孔於土層內原則上每隔 1.5 公尺進行乙次標準貫入試驗並使用劈管取樣器取樣，所取得之半擾動土樣立即密封不使水份蒸發，每一樣品外加標籤，標明取樣深度及日期，並送試驗室進行土壤一般物理性質試驗。

此外，於土層鑽探過程中由現地工程師依規劃之室內試驗項目平均配當後，並視鄰孔土層記錄適當調整薄管取樣位置，取樣方式以鑽機油壓系統或人力穩定且連續的將取樣器壓入土層中取樣，薄管取出後立即記錄土樣之長度與貫入深度，再用石臘封閉，取樣器管外壁及頂蓋上方附以永久而清楚之標籤，記錄工程名稱、鑽孔編號、取樣編號、深度、日期及土壤類別等後送試驗室進行相關土壤力學試驗。

各孔鑽探期間所取出土樣或岩樣之岩心即置於岩心箱內，鑽探完成後以彩色照相記錄，並進行岩心樣品採樣，所採岩心樣品立即以保鮮膜包紮數層後，再封臘處理。之後附以永久且清晰之標籤，註明孔號、岩心箱箱號、深度及取樣日期送試驗室進行相關岩石力學試驗。

鑽探完成後各孔之深度、鑽取地層厚度、劈管及薄管取樣數量、土壤及岩石力學試驗種類及數量如表 2.1 所示。

表 2.5 各鑽孔座標高程一覽表

孔號	座標(TWD67)		高程(m)	備註
	N(m)	E(m)		
B-1	2788855.542	315933.534	12.054	HQ 連續取樣
B-2	2788828.467	315929.464	12.014	NX 連續取樣
B-3	2788845.122	315965.979	12.074	NX 連續取樣
B-4	2788818.122	315961.980	12.121	HQ 連續取樣
B-5	2788803.120	315960.977	12.031	NX 連續取樣
B-6	2788783.956	315959.342	12.034	NX 連續取樣
B-7	2788834.961	315998.505	12.080	HQ 連續取樣
B-8	2788808.121	315992.980	11.993	NX 連續取樣
B-9	2788819.100	315958.152	12.094	NX 連續取樣
B-10	2788774.119	315981.979	11.919	HQ 連續取樣
B-11	2788855.126	316057.974	23.203	NX 連續取樣
B-12	2788797.123	316024.975	11.939	NX 連續取樣
B-13	2788817.122	315965.977	12.149	NX 連續取樣

2.3.5 地下水位觀測與抽(注)水試驗

2.3.5.1 地下水位觀測

(1)各孔觀測紀錄

預定場址內之鑽孔共計 13 孔，除鑽孔 B-1、B-7、B-10 因埋設 PVC 管以進行鑽孔內懸垂式波速量測無法埋設水位觀測井外，其餘孔均埋設水位觀測井。為配合複井抽(注)水試驗，鑽孔 B-2、B-3、B-5、B-6、B-8 均裝置為土層水位觀測井，此類觀測井於土岩交界處以皂土封層，並僅於土層分佈深度之管壁開口；而鑽孔 B-4、B-9、B-11 及 B-12 之觀測井之全管壁均開口，此兩種水位觀測井管壁外均包覆濾網，並倒入適當尺寸之回填濾料。

當水位觀測井埋設完成後隔日即由華禾公司開始進行水位量測工作，觀測期間約 20 日，水位量測時係用電錶式水位量測計，將電線徐徐放入觀測井 PVC 管中，當電錶指針移動時在上提下放確定位置後，讀取電錶上之刻度即為水位深度，再加上管口高程即可計算求得水位標高。量測結果如表 2.6 與圖 2.2 所示。

表 2.6 各孔地下水位觀測紀錄表

孔號	地面高程 (m)	埋設深度 (m)	地下水歷時觀測資料(m)													
			5/2 (晴)	5/3 (晴)	5/4 (晴)	5/5 (雨)	5/6 (晴)	5/7 (晴)	5/8 (晴)	5/9 (晴)	5/10 (晴)	5/11 (晴)	5/12 (晴)	5/13 (晴)	5/14 (陰)	5/15 (晴)
B-2	12.01	8.70	-7.80	-7.80	-7.86	-7.90	-	-7.90	-7.96	-7.96	-8.00	-8.04	-8.07	-	-8.09	-8.14
			5/19 (雨)	5/20 (雨)	5/21 (晴)	5/22 (晴)	5/23 (晴)	5/24 (晴)	5/25 (晴)	5/26 (晴)	5/27 (晴)	5/28 (晴)	5/29 (晴)	5/30 (晴)	5/31 (晴)	6/1 (晴)
B-3	12.07	9.00	無水位	-	無水位	無水位	無水位	無水位	無水位	無水位	-	無水位	無水位	無水位	無水位	無水位
			6/6 (雨)	6/7 (雨)	6/8 (雨)	6/9 (雨)	6/10 (晴)	6/11 (晴)	6/12 (晴)	6/13 (晴)	6/14 (晴)	6/15 (晴)	6/16 (晴)	6/17 (晴)	6/18 (晴)	6/19 (晴)
B-4	12.12	40.00	-7.60	-7.57	-7.55	-	-7.60	-7.65	-7.68	-7.69	-7.72	-7.74	-	-7.78	-7.81	-7.83
			5/14 (晴)	5/15 (晴)	5/16 (晴)	5/17 (晴)	5/18 (雨)	5/19 (雨)	5/20 (雨)	5/21 (晴)	5/22 (晴)	5/23 (晴)	5/24 (晴)	5/25 (晴)	5/26 (晴)	5/27 (晴)
B-5	12.03	9.10	-8.03	-8.05	-8.10	-8.14	-8.12	-8.07	-	-8.11	-8.28	-8.33	-8.37	-8.41	-8.45	-
			5/27 (晴)	5/28 (晴)	5/29 (晴)	5/30 (晴)	5/31 (晴)	6/1 (晴)	6/2 (晴)	6/3 (雨)	6/4 (雨)	6/5 (雨)	6/6 (雨)	6/7 (雨)	6/8 (雨)	6/9 (雨)
B-6	12.03	9.70	-	-9.55	-9.56	-9.58	-9.61	-9.63	-9.65	-	-9.55	-9.52	-9.48	-9.43	-9.41	-9.34
			5/10 (晴)	5/11 (晴)	5/12 (晴)	5/13 (晴)	5/14 (陰)	5/15 (晴)	5/16 (晴)	5/17 (晴)	5/18 (雨)	5/19 (雨)	5/20 (雨)	5/21 (晴)	5/22 (晴)	5/23 (晴)
B-8	11.99	11.25	-9.56	-9.58	-9.59	-	-9.59	-9.61	-9.61	-9.63	-9.67	-9.69	-	-9.67	-9.70	-9.72
			5/18 (雨)	5/19 (雨)	5/20 (雨)	5/21 (晴)	5/22 (晴)	5/23 (晴)	5/24 (晴)	5/25 (晴)	5/26 (晴)	5/27 (晴)	5/28 (晴)	5/29 (晴)	5/30 (晴)	5/31 (晴)
B-9	12.09	9.00	-7.53	-7.48	-	-7.52	-7.56	-7.58	-7.59	-7.64	-7.67	-	-7.68	-7.69	-7.73	-7.75
			6/1 (晴)	6/2 (晴)	6/3 (雨)	6/4 (雨)	6/5 (雨)	6/6 (雨)	6/7 (雨)	6/8 (雨)	6/9 (雨)	6/10 (晴)	6/11 (晴)	6/12 (晴)	6/13 (晴)	6/14 (晴)
B-11	23.20	20.00	-19.95	-19.97	-	-19.89	-19.83	-19.79	-19.75	-19.72	-19.68	-	-19.77	-19.83	-19.85	-19.84
			5/16 (晴)	5/17 (晴)	5/18 (晴)	5/19 (晴)	5/20 (晴)	5/21 (晴)	5/22 (晴)	5/23 (晴)	5/24 (陰)	5/25 (晴)	5/26 (晴)	5/27 (晴)	5/28 (雨)	5/29 (雨)
B-12	11.94	36.10	-	-7.40	-7.42	-7.43	-7.46	-7.48	-7.49	-	-7.55	-7.57	-7.58	-7.50	-7.42	-7.30
			5/24 (晴)	5/25 (晴)	5/26 (晴)	5/27 (晴)	5/28 (晴)	5/29 (晴)	5/30 (晴)	5/31 (晴)	6/1 (晴)	6/2 (晴)	6/3 (雨)	6/4 (雨)	6/5 (雨)	6/6 (雨)
B-13	12.15	10.75	-9.14	-9.16	-9.19	-	-9.17	-9.16	-9.19	-9.22	-9.23	-9.25	-	-9.18	-9.16	-9.15
			5/14 (晴)	5/15 (晴)	5/16 (晴)	5/17 (晴)	5/18 (雨)	5/19 (雨)	5/20 (雨)	5/21 (晴)	5/22 (晴)	5/23 (晴)	5/24 (晴)	5/25 (晴)	5/26 (晴)	5/27 (晴)

註：1.B-1、B-7、B-10 為鑽孔內懸垂式波速量測孔，未觀測水位。 4.逢週日因核二廠門禁無量測。

2.本表列出量測結束前二星期之資料。

3. 本資料由華禾工程顧問公司提供。

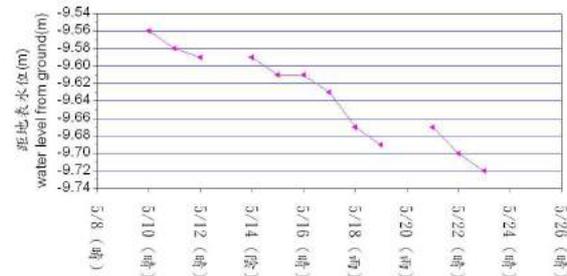
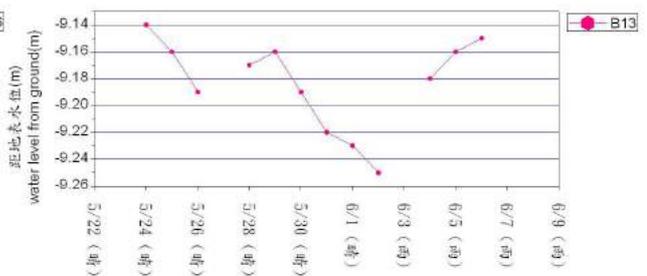
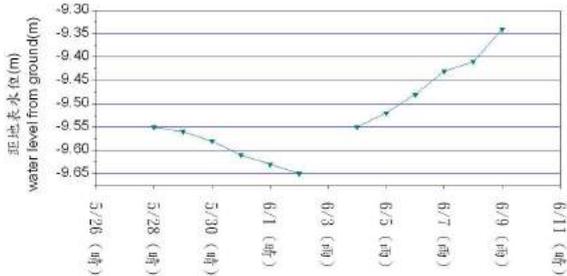
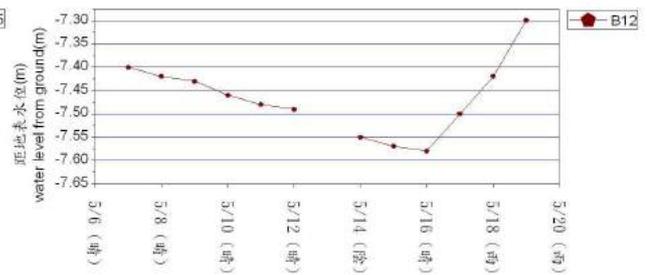
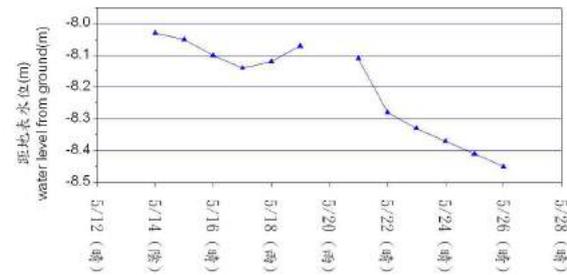
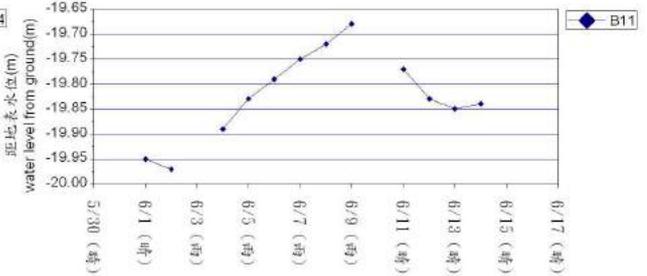
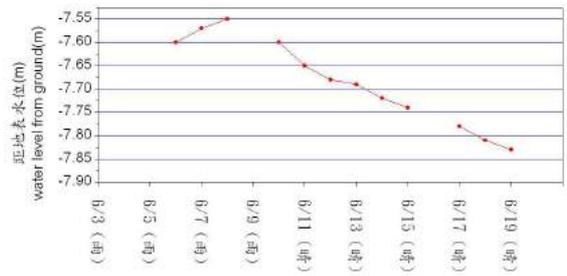
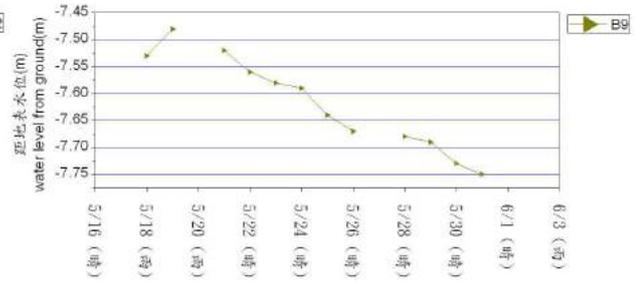
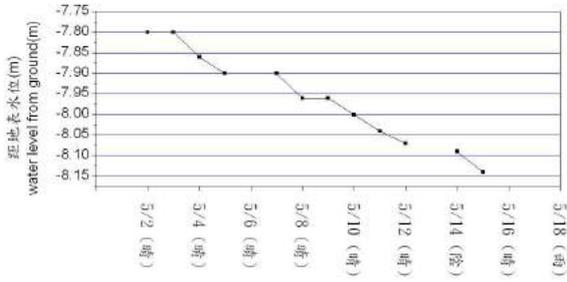


圖 2.2 各孔地下水位歷時變化曲線圖

(2)潮汐對工址地下水位之影響

由於本工址接近海邊，為瞭解潮汐對工址地下水位之影響，在現地水文試驗進行前，選擇 B-12、B-13 觀測井，進行靜態地下水位觀測(詳圖 2.3 及圖 2.4)。觀測結果顯示，B-12 觀測井水位呈現週期性變化，研判應為受潮汐變化之影響，其對靜態水位的影響程度約有 3 至 5 公分；B-13 觀測井水位曲線呈現和 B-12 觀測井有相同週期性變化，但明顯受外界干擾情況；依照鑽探人員表示，當在 B-4 主井施工時，確實有造成 B-13 井水位變化之狀況。

(3)抽(注)水試驗水位觀測紀錄

原訂 6 月 11 日進行土層注水試驗，因 6 月初適逢梅雨，故延至 6 月 25 日進行。在 6 月 8 日上午，B-13 觀測井放入乙支自計式電子水壓計並紀錄至 6 月 25 日上午為止，其結果詳圖 2.5。

如圖 2.5 所示，連日下雨因素造成 B-13 觀測井水位自 6 月 8 日上午 10:30 量測為 9.39 公尺(距地表)，在 6 月 19 日凌晨上升約至 8.19 公尺(距地表，記錄值)，後來在 6 月 25 日進行注水試驗前，已降至 8.34 公尺。在本段下雨期間，地下水位上升約有 1.0 公尺之多；研判應為集水區在連日豪雨後，平均地下水位之提升，此外，潮汐影響之幅度亦與前述之觀測相近。

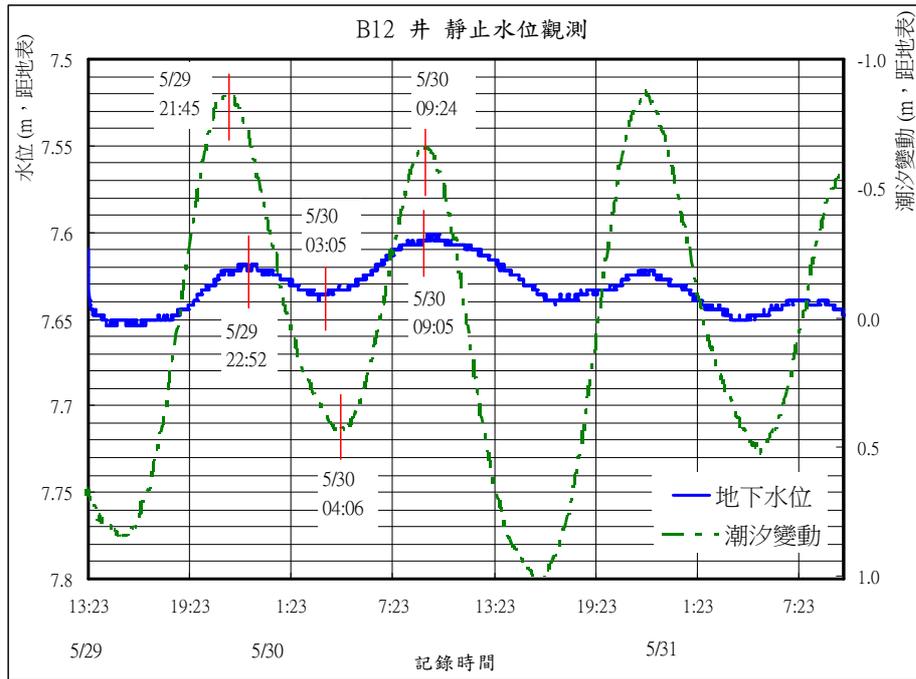


圖 2.3 鑽孔 B-12 觀測井地下水位觀測圖

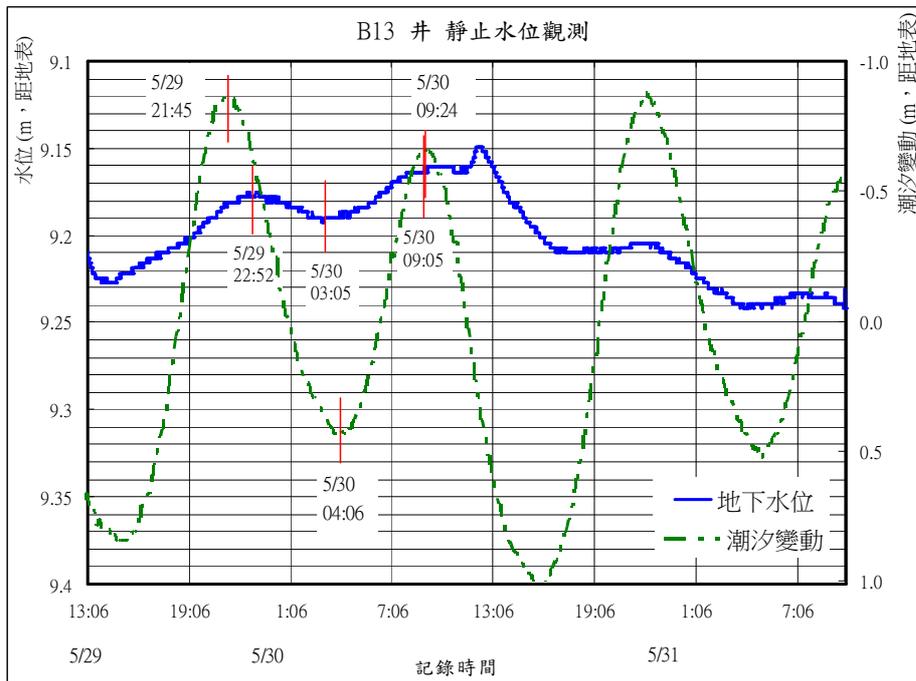


圖 2.4 鑽孔 B-13 觀測井地下水位觀測圖

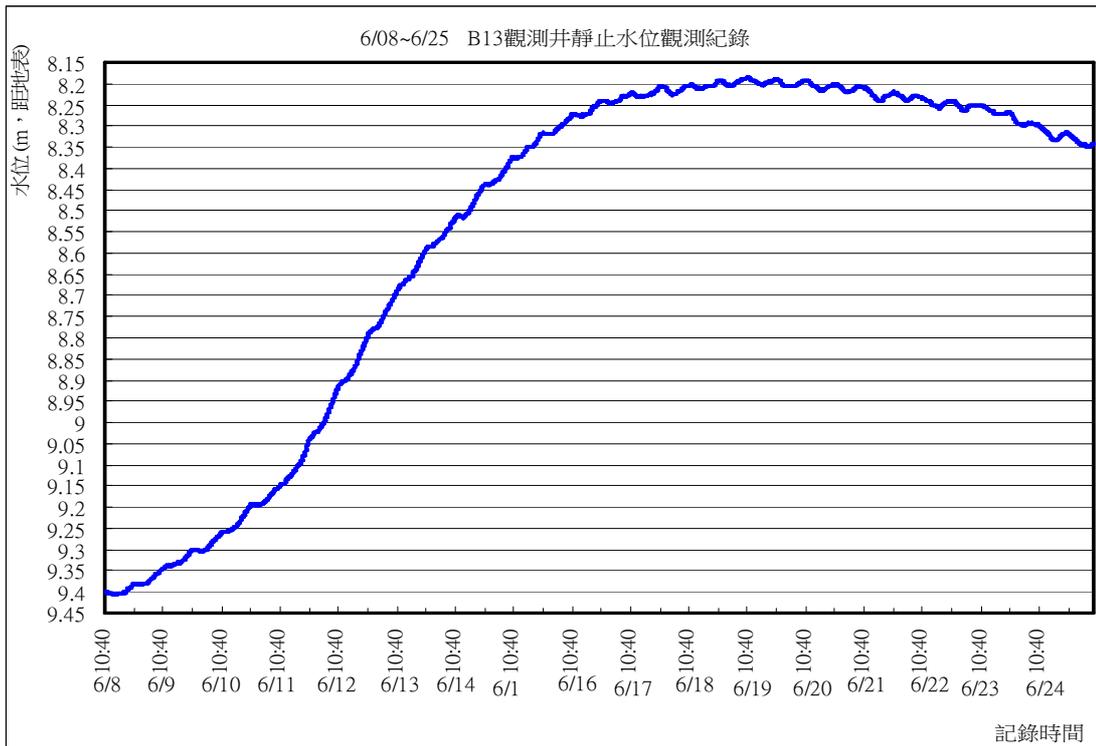


圖 2.5 鑽孔 B-13 觀測井地下水水位觀測圖(6/8~6/25)

2.3.5.2 抽(注)水試驗

抽(注)水試驗主要目的係求得飽和含水層的水力傳導係數(K)以及儲水係數(S)，試驗所得之水文地質參數資料，為鄰近地下水流場模擬之主要依據。本計畫的土層複井抽(注)水試驗包含一口抽水井及一口觀測井，由觀測井定時量測發現場址內地下水位過低，考量地下水位僅高於岩盤面約 2~3 公尺，無法使用抽水方式進行試驗，故土層係採複井注水試驗。此外，本計畫由鑽孔岩心研判，該場址除部分具多裂隙之岩體應具中等滲透性外，多數岩體應屬中偏低滲透性裂隙岩體。因此，無論抽水或注水試驗均難以造成觀測井水位有明顯變動，故本計畫於岩層抽(注)水試驗部分則改採單井岩層雙封塞水力試驗，以求取岩層之水力傳導係數(K)以及儲水係數(S)。

(1) 土層複井抽(注)水試驗

本案土層部分的地下水水理參數透過複井注水試驗結果取得，在現場鑽探施工期間，已陸續完成各觀測井的定時量測工作，由結果發現本計畫區的地下水位過低，無法使用抽水方式，而改採 72 小時定量注水方式進行

試驗，由結果可求出土層部分的地下水水理係數。

一般來說，在抽(注)水試驗時，抽水機啟動初期是將井管內存水抽出因而造成井管內、外產生水頭差，使井管外的水層補注進入抽水井內，如此利用長時間的連續抽水，會使地下水位下降的水平範圍(影響半徑)逐漸擴大，依據與抽水井固定間距的觀測井水位洩降與抽水井的距離及抽水量和抽水時間等關係，可計算出受測水層的傳輸係數(T)與儲水係數(S)等參數。而本試驗採注水方式來推估水理係數，其試驗原理與抽水試驗相似，僅在主井(抽水井)方面改為注水模式，其他方面如同上述；惟事先必須預備充足水源以避免因水源不足而造成試驗停止或重做。

本試驗依鑽探作業的 B-4 與 B-13 孔取得土壤樣品判斷試驗水層地質材料屬砂質土壤，下方為岩層、上方並無不透水材料，故採自由水層(unconfined aquifer)為依據，選擇分析理論以 Neuman 標準曲線套疊法做為分析模式；Neuman 標準曲線套疊法理論如下：

$$T = \frac{Q}{4\pi(h_0 - h)} W(u_A, u_B, \Gamma)$$

$$S = \frac{4Tu_A t}{r^2} \quad (\text{早期洩降})$$

$$S_y = \frac{4Tu_B t}{r^2} \quad (\text{晚期洩降})$$

$$\Gamma = \frac{r^2 K_v}{b^2 K_h}$$

$$K_h = T/b$$

$$K_v = \frac{\Gamma b^2 K_h}{r^2}$$

其中，

$(h_0 - h) = s$: 洩降，水位變化量(m, cm)

Q : 流量(l/min, m³/min)

T : 傳輸係數(m²/min, cm²/sec)

r : 觀測井至抽(注)水井距離(m, cm)

S : 儲水係數

S_y : 有效儲水係數

t : 抽(注)水時間(day, hr, min, sec)

b : 水層厚度(m, cm)

K_h, K_v : 水平、垂直水力傳導係數(m/min, cm/sec)

$W(u_A, u_B, \Gamma)$: 水井方程式

Neuman 認為 Theis 標準曲線僅適用於拘限水層(confined aquifer)，該水層上方除有一不透水材料構成的阻水層外，並受上部大地應力影響，以致抽水時，水層的地下水受壓力因素而直接補注至抽水井；而在自由水層狀況下，Neuman 則考慮地下水未受大地應力影響，在抽水過程中，含水層的水位變化(觀測井洩降)狀況基本可以分成三階段：

1. 早期：井內儲水的排出，同 Theis 理論。
2. 延遲期：補注至抽水井的地下水由近而遠，因而暫時未有水位變化情形。
3. 晚期：如果有對主井不同的距離兩口(以上)井，可以觀測兩口(以上)觀測井水位同時產生洩降，同 Theis 理論。

在晚期洩降期，因已造成地下水向抽水井方向流動，對地質材料而言，地下水是在有效孔隙(special porosity)中做水力傳導(hydraulic conductivity)作用，所以依據 Neuman 理論對晚期洩降計算並定義為有效儲水係數(S_y)，而且與一般計算的儲水係數(S)有所區別與定義。

試驗時選定位於基地中央 B-4 井作為注水井，且因地下水未面過低，土層地下水含水層過薄，於試驗前預估地下含水層之 K_h (水平水力傳導係數)約為 1×10^{-6} m/sec，依據前述理論推算觀測井之水位變化預估值，由試算結果發現，鑽探計畫中佈設之其他孔位距離均太遠，以致無法獲取有效之觀測值，因此於鑽探施作階段與現場督導協調，以距注水井距離約為 4.25 米之 B-13 鑽孔作為觀測井。圖 2.6 為土層注水試驗 B-13 觀測井紀錄的地下水水位變化情形，有關試驗進行細節與計算、分析狀況，詳附錄四土層複井注水試驗報告說明。

因本試驗採注水方式，在水位變化雙對數曲線中，注水試驗與抽水試驗的雙對數曲線趨勢位置前後段相反(詳圖 2.7)。試驗結果的雙對數曲線前段屬試驗水層的補注水階段，正符合 Neuman 理論的晚期洩降模式；而後

段曲線中，當觀測井水位逐漸上升至曲線趨勢逐漸水平，正與 Neuman 理論的早期洩降曲線趨勢相同。由雙對數曲線的后段可發現 B-4 主井、B-13 觀測井之間形成一地下水位線並趨於穩定，兩井之間的水力梯度也趨於平衡，可以推論地下水已在飽和土層中流動。但在圖 2.7 的雙對數曲線前段，因對現地土層原含水狀況不明瞭，所以不建議使用有效儲水係數 S_y 值。

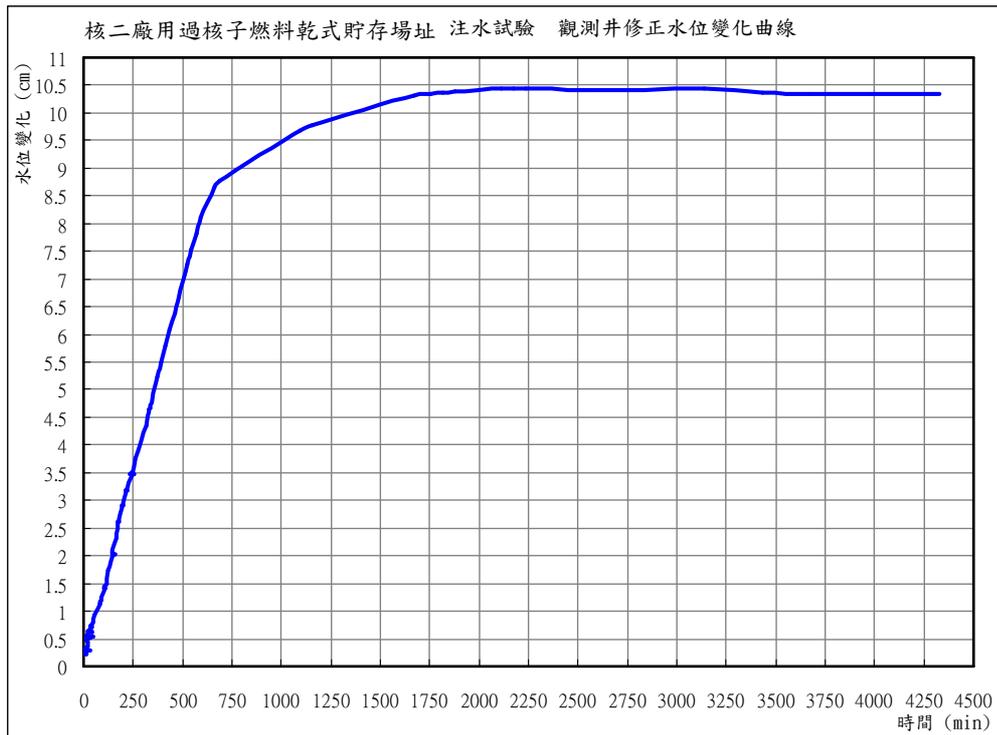


圖 2.6 鑽孔 B-13 觀測井修正水位變化曲線圖

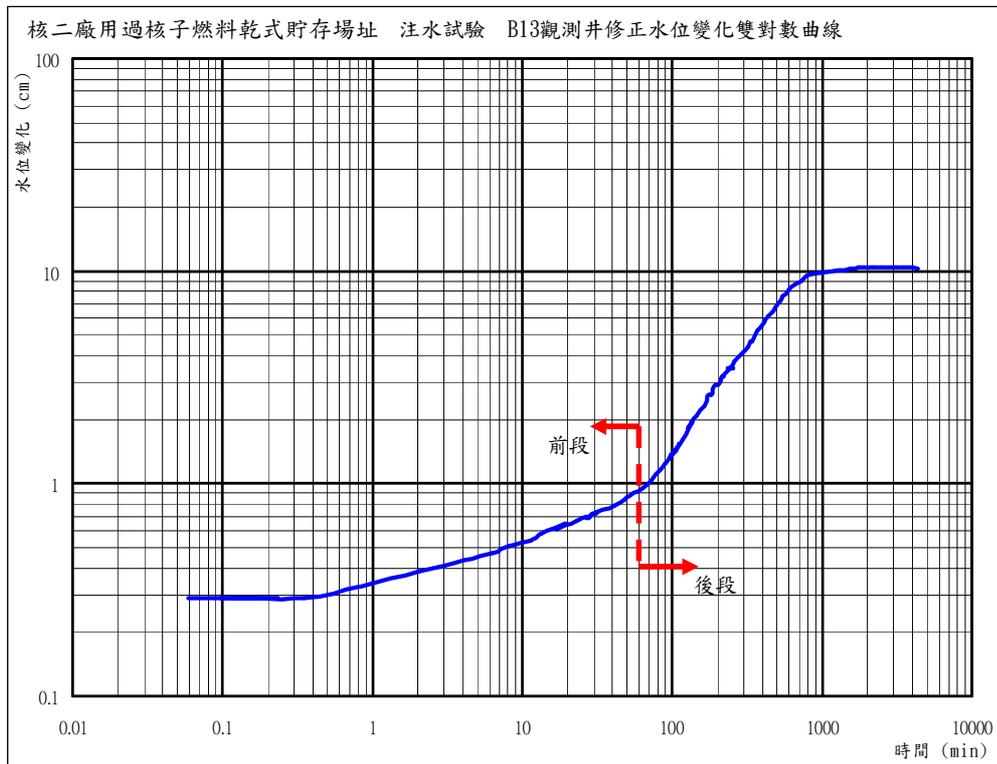


圖 2.7 鑽孔 B-13 觀測井修正水位變化雙對數曲線圖

本試驗共執行 4325 分鐘(大於 72 小時)的注水時間，總注水量共 90822.2 公升，以平均 $0.0210 \text{ m}^3/\text{min}$ 的定流量注入 B-4 主井內，記錄 B-13 觀測井水位變化，其最大水位變化量為上升 11.89 公分。B-4 主井與 B-13 觀測井相距 4.25 公尺，在套疊 Neuman 標準曲線後，求出相關參數結果如下：

K_h (水平水力傳導係數)： $3.3744 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$

T (傳輸係數)： $2.23 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{min}$

S (儲水係數)： 0.19728

此外，在分級試水方面，其主要目的在於求出試驗水層的最佳(安全)出水量與計算抽水井對試驗水層的效能等；因為本試驗區域地下水位頗低，預估未來將不使用地下水，所以未執行分級試水試驗項目。

(2) 岩層抽(注)水試驗

本計畫採 AQTESOLV 軟體分析岩層雙封塞水力試驗所獲得之試驗資料，此程式可供進行理論曲線與試驗觀測資料匹配工作，匹配過程是找出

某一理論模式與觀測資料具最小誤差，由於求解過程自動化，它可以迅速的利用不同的解析解得到應對水力參數值，取代傳統利用手動之圖解法。AQTESOLV 軟體中關於注水試驗、微水試驗及壓力脈衝試驗相關理論解整理如表 2.7 及表 2.8 所示。

表 2.7 定水頭注水試驗包含理論解(AQTESOLV Manual)

含水層型態	理論解
Confined	Jacob-Lohman (1952)
Confined	Jacob-Lohman (1952) straight-line method
Confined	Hurst-Clark-Brauer (1969)
Confined	Dougherty-Babu (1984)
Confined	Barker (1988)
Leaky	Hantush (1959)
Leaky	Moench (1985) Case 1: constant head
Fractured	Barker (1988) slab-shaped blocks
Fractured	Barker (1988) spherical blocks
Fractured	Ozkan-Raghavan (1991) uniform-flux vertical fracture
Fractured	Ozkan-Raghavan (1991) infinite-conductivity vertical fracture

表 2.8 微水試驗及壓力脈衝試驗包含理論解(AQTESOLV Manual)

含水層型態	理論解
Confined	Bouwer-Rice (1976)
Confined	Hvorslev (1951)
Confined	Cooper-Bredehoeft-Papadopulos (1967)
Confined	Dougherty-Babu (1984)
Confined	KGS Model (1994)
Confined	Butler (1998) inertial
Confined	Butler-Zhan (2004) inertial
Confined	Peres et al. (1989) deconvolution
Confined	McElwee-Zenner (1998) nonlinear
Unconfined	Bouwer-Rice (1976)
Unconfined	Hvorslev (1951)
Unconfined	KGS Model (1994)
Unconfined	Springer-Gelhar (1991) inertial
Unconfined	Dagan (1978) with partially submerged screen
Fractured	Barker-Black (1983)

彙整岩層雙封塞水力試驗成果如表 2.9~2.11 所示，由各表可知場址內 B-4 孔的岩層具多裂隙貫穿時(試驗深度 20.5 公尺~22.5 公尺)，其 K 值約為 5.03×10^{-6} ~ 5.59×10^{-6} m/s，若以曲線匹配的標準偏差來看，建議採 Barker 模式推估的 5.59×10^{-6} m/s 為準，曲線匹配結果詳如圖 2.8。若岩層較為完整時(試驗深度 28.0 公尺~30.0 公尺)，其 K 值約為 2.71×10^{-9} ~ 7.78×10^{-11} m/s，若以曲線匹配的標準偏差來看，建議採 KGS 模式推估的 7.78×10^{-11} m/s 為準，曲線匹配結果詳如圖 2.9。

綜合上述資料可知，此處岩層的水力傳導係數受裂隙影響甚大，水力傳導係數介於 5.59×10^{-6} m/s~ 7.78×10^{-11} m/s 之間。受限於水文地質模式與鑽探規模，為考量此場址地下水模式分析時，若僅視岩層視為單一構造時，應取一平均 K 值進行分析。故現地試驗進行時，額外增做一組複井全孔岩層雙封塞水力試驗，將注水井深度 13 公尺至 40 公尺間的岩層進行封塞，並於注水試驗過程中監測觀測井的水位變化，圖 2.10 為水量與水位降深的關係圖。由 AQTESOLV 軟體分析得其 K 值約為 1.23×10^{-6} ~ 2.67×10^{-6} m/s，此範圍介於上述多裂隙岩體(5.59×10^{-6} m/s)與較完整岩體(7.78×10^{-11} m/s)之間。若以曲線匹配的標準偏差來看，建議採 Barker 模式推估的 2.67×10^{-6} m/s 為準，曲線匹配結果詳如圖 2.11。

表 2.9 岩層試驗成果分析(B-4 孔，試驗深度：20.5 公尺~22.5 公尺)

分析模式	含水層狀態	試驗長度 (m)	K (m/s)	S	標準偏差 (m)
Jacob-Lohman	Confined	2	5.03×10^{-6}	1.27×10^{-7}	0.0456
Hurst-Clark-Brauer	Confined	2	5.03×10^{-6}	1.27×10^{-7}	0.0456
Dougherty-Babu	Confined	2	5.03×10^{-6}	1.27×10^{-7}	0.0456
Barker	Confined	2	5.59×10^{-6}	-	0.0389

表 2.10 岩層試驗成果分析(B-4 孔，試驗深度：28.0 公尺~30.0 公尺)

分析模式	含水層狀態	試驗長度 (m)	K(m/s)	S	標準偏差 (m)
Bouwer-Rice	Confined	2	1.27×10^{-9}	-	1.729
Hvorslev	Confined	2	2.40×10^{-9}	-	1.729
Cooper-Bredehoeft-Papadopulos	Confined	2	7.78×10^{-11}	0.06897	1.032
Dougherty-Babu	Confined	2	7.78×10^{-11}	0.06897	1.032
KGS Model	Confined	2	7.78×10^{-11}	-	1.032
Butler	Confined	2	2.71×10^{-9}	-	1.870

表 2.11 岩層試驗成果分析(B-4 孔，試驗深度：13.0 公尺~40.0 公尺)

分析模式	含水層狀態	試驗長度(m)	K (m/s)	S	標準偏差 (m)
Jacob-Lohman	Confined	27	1.23×10^{-6}	1.27×10^{-7}	0.0431
Hurst-Clark-Brauer	Confined	27	1.23×10^{-6}	1.27×10^{-7}	0.0431
Dougherty-Babu	Confined	27	1.23×10^{-6}	1.27×10^{-7}	0.0431
Barker	Confined	27	2.67×10^{-6}	-	0.0112

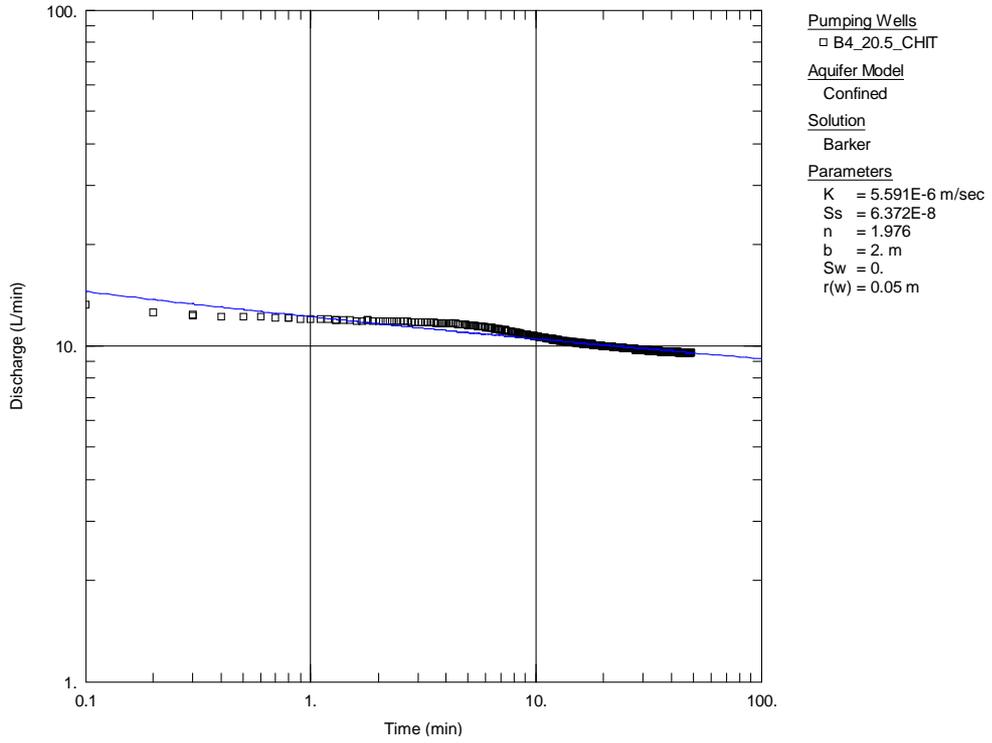


圖 2.8 B-4 孔定水頭注水試驗成果分析(試驗深度：20.5 公尺~22.5 公尺)

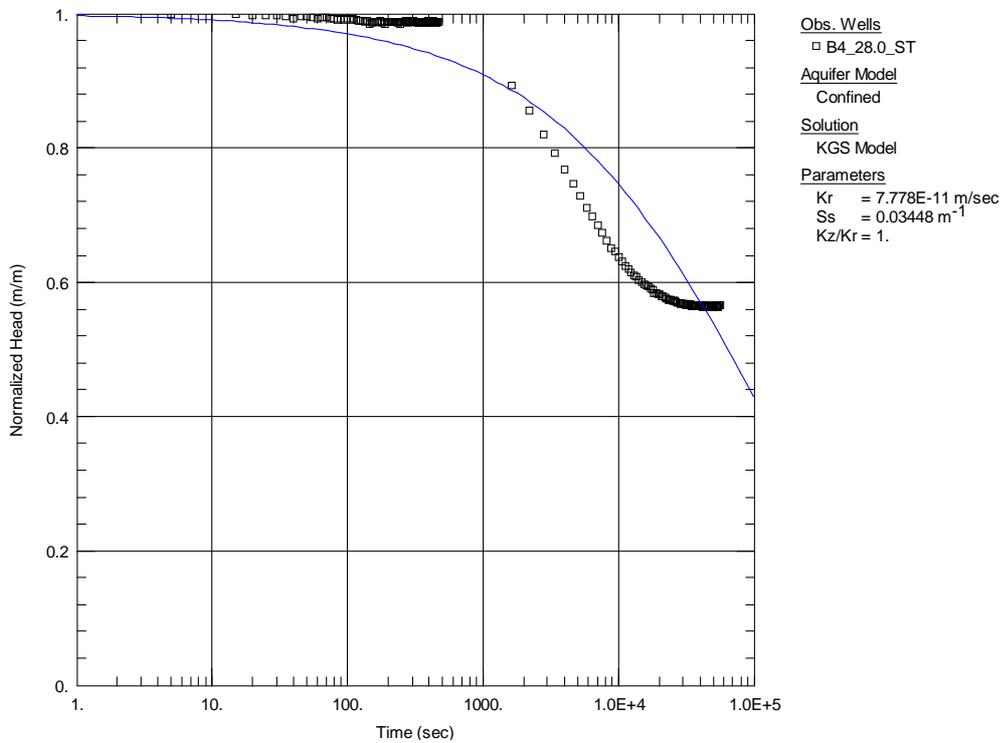


圖 2.9 B-4 孔微水試驗成果分析(試驗深度：28.0 公尺~30.0 公尺)

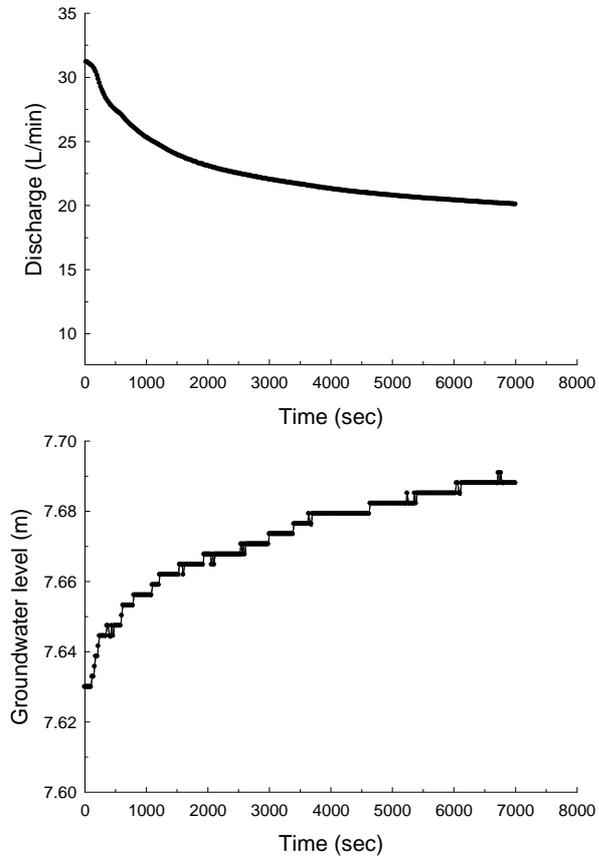


圖 2.10 水量與水位降深關係圖(注水井：B-4，觀測井：B-9)

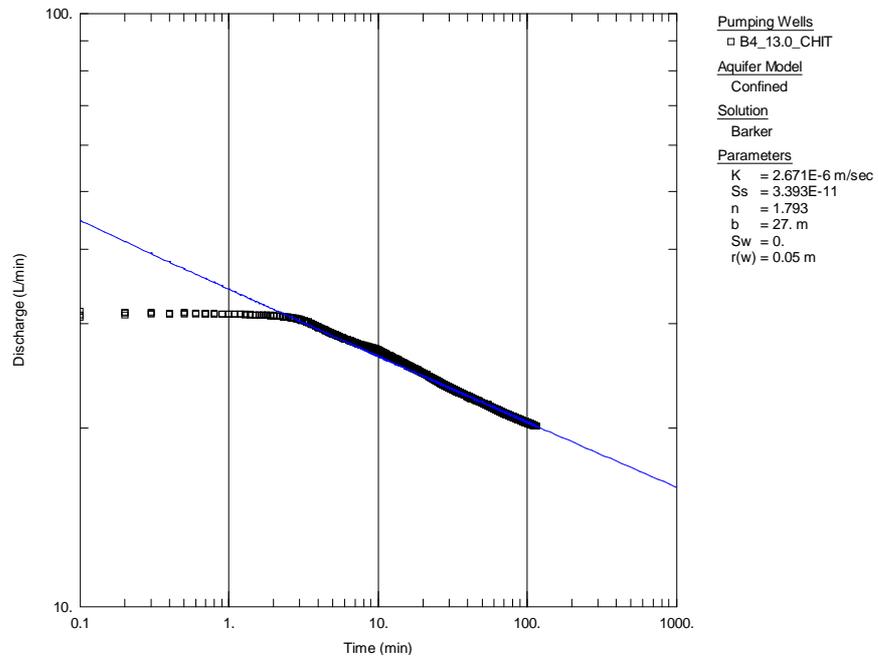


圖 2.11 B-4 孔定水頭注水試驗成果分析(試驗深度：13.0 公尺~40.0 公尺)

2.3.6 地球物理探測

本工作之地球物理探測包括地表反射震測、地表折射震測、地電阻探測及鑽孔內懸垂式波速量測(懸盪式速度井測)，茲分述其執行方式如下：

2.3.6.1 地表反射震測

- (1)根據場址形狀，以柵狀方式佈設 8 條反射震測線；位置如圖 2.1 所示，測線 A、B、C 長度分別為 120 公尺、測線 D 長度為 72 公尺、測線 E、F、G、H 長度分別為 142 公尺，總長度為 1000 公尺。
- (2)由專業之測量人員利用電子式水準儀、全站式電子測距經緯儀(含雷射測距)等儀器自基準點引測高程及座標至各測線起點，並據以展測震測線上之各測點。
- (3)測點釘樁：由專業測量人員自各測線起點每隔 2 公尺(水平間距)測一測點並釘樁標示點號及紀錄各測點之高程與座標。
- (4)現場探測：
 1. 使用美國 Geometrics 公司之 Strata View 全功能震測儀，包含震波放大器、24 波道信號加強器、震波記錄儀等功能。
 2. 震測記錄系統為 24 波道震測儀，使用 2 條 24 波道同深點反射法(CDP)專用電纜。施測時沿測線每間隔 2 公尺設置一個受波器，每次共設置 48 個受波器。
 3. 測線佈置完成後，先進行雜波測試了解測區背景雜訊，以設定適當之施測參數，完成所有施測參數後，即進行同深點反射法施測。
- (5)探測結果：上述探測過程，探測結果直接記錄於震測儀中，即時進行儲存與疊加震波訊號，並將波形顯示於震測儀螢幕上進行初步研判，後續則將資料傳回個人電腦後進行後續分析。

2.3.6.2 地表折射震測

- (1) 折射震測為本公司增作之項目，其測線佈設與反射震測類似，僅跨出圍牆之部份未施作，總施測長度為 900 公尺。
- (2) 由專業之測量人員利用電子式水準儀、全站式電子測距經緯儀(含雷射測距)等儀器自基準點引測高程及座標至各測線起點，並據以展測震測線上之各測點。
- (3) 測點釘樁：由專業測量人員自各測線起點每隔 2 公尺(水平間距)測一測點並釘樁標示點號及紀錄各測點之高程與座標。
- (4) 現場探測：
 1. 使用美國 Geometrics 公司之 Strata View 全功能震測儀，包含震波放大器、24 波道信號加強器、震波記錄儀等功能。
 2. 現場沿測線，每間隔 2(或 4)公尺設置受波器，受波器以電纜連結通達記錄系統，形成一個長度 46(或 92)公尺之展開。
 3. 測線佈置完成後，在此測線之兩端、兩端外側及展開內合計五至六處，分別設置起震點，製造人造震波，震波向地下傳播，遇界面即折射返回地面，而後由設置於地表之受波器接收震波。受波器將震波轉換成電能後，分別以電纜輸送至放大器，經過適度之放大及濾除雜波後，經由震波記錄儀，將震波之波動描繪下來，而完成一張震波記錄。
- (5) 探測結果：將上述震測結果繪製成走時曲線圖，經由解析各走時曲線之空間幾何關係，可求得各地層速度分佈，並進而繪製成地層速度剖面圖，並利用泛化互換法做進一步驗證。

2.3.6.3 地電阻探測

- (1) 根據場址形狀，以柵狀方式佈設 8 條反射震測線；位置如圖 2.1 所示，測線 A、B、C 長度分別為 120 公尺、測線 D 長度為 72 公尺、測線 E、F、G、H 長度分別為 142 公尺，總長度為 1000 公尺。
- (2) 由專業之測量人員利用電子式水準儀、全站式電子測距經緯儀(含雷射測距)等儀器自基準點引測高程及座標至各測線起點，並據以展測震測線上之各測點。

(3)測點釘樁：由專業測量人員自各測線起點每隔 2 公尺(水平間距)測一測點並釘樁標示點號及紀錄各測點之高程與座標。

(4)現場探測：

1. 使用法國 IRIS 公司製造的 SYSCAL PRO 地電阻探測儀施測，具訊號疊加功能，可將不良資料去除，並可做程式化控制施測。
2. 本工作依工作規範採用二極法陣列(Pole-Pole array)，此外，另增作溫奈-施蘭柏吉陣列(Wenner-Schlumberger array)，先在測線兩端點外遠處放置遠電流極與電位極，再依不同施作方法排列其餘電極位置。
3. 測線電極佈置完成後，通電流進行探測並紀錄各電位極之視電阻資料，並依序改變電流極與電位極之位置。

(5)探測結果：上述測得之資料，刪除受干擾之異常資料點後，採用二維逆推法計算並建立地電阻影像剖面。

2.3.6.4 鑽孔內懸垂式波速量測

- (1)本計畫選取鑽孔 B-1、B-7 及 B-10 等鑽孔進行懸垂式波速量測(又稱懸盪式速度井測)。
- (2) 懸垂式波速量測系統包含由一組自發性人工震源與二組固定距離(通常為 1 公尺)之三方向受波器結合成的探測棒、捲揚機及資料擷取器，記錄由震源經孔壁—地層傳遞至近端及遠端受波器之人工震波。現場機具配置及施測示意如圖 2.12。懸盪式速度井測工作流程如圖 2.13 所示。
- (3)讀取近端與遠端受波器的震波波列時間差，可分別計算二受波器距離範圍內地層的 P 波與 S 波波速，並參考鑽探資料進行波速驗證，最後繪製波速成果剖面。

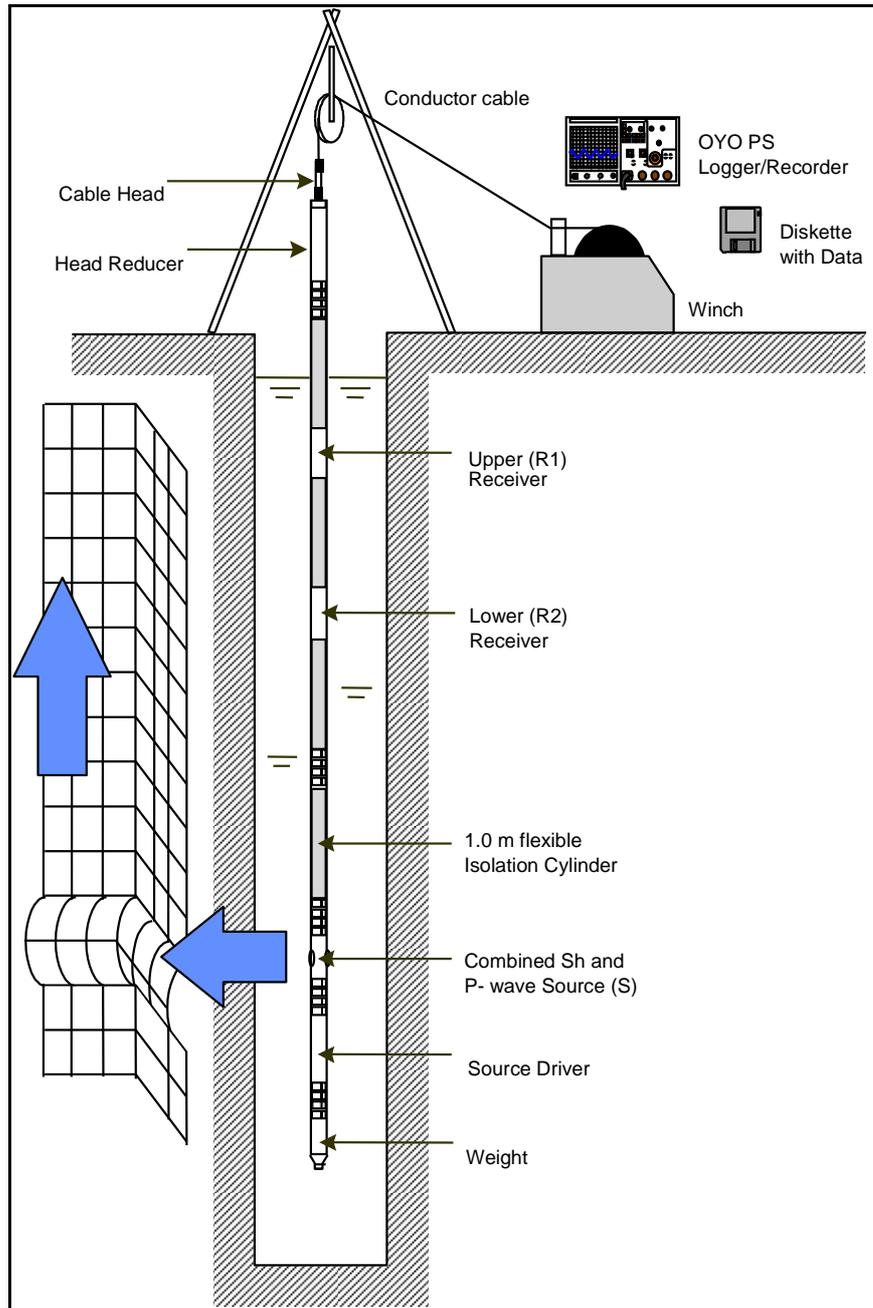


圖 2.12 懸垂式速度井測施測示意圖

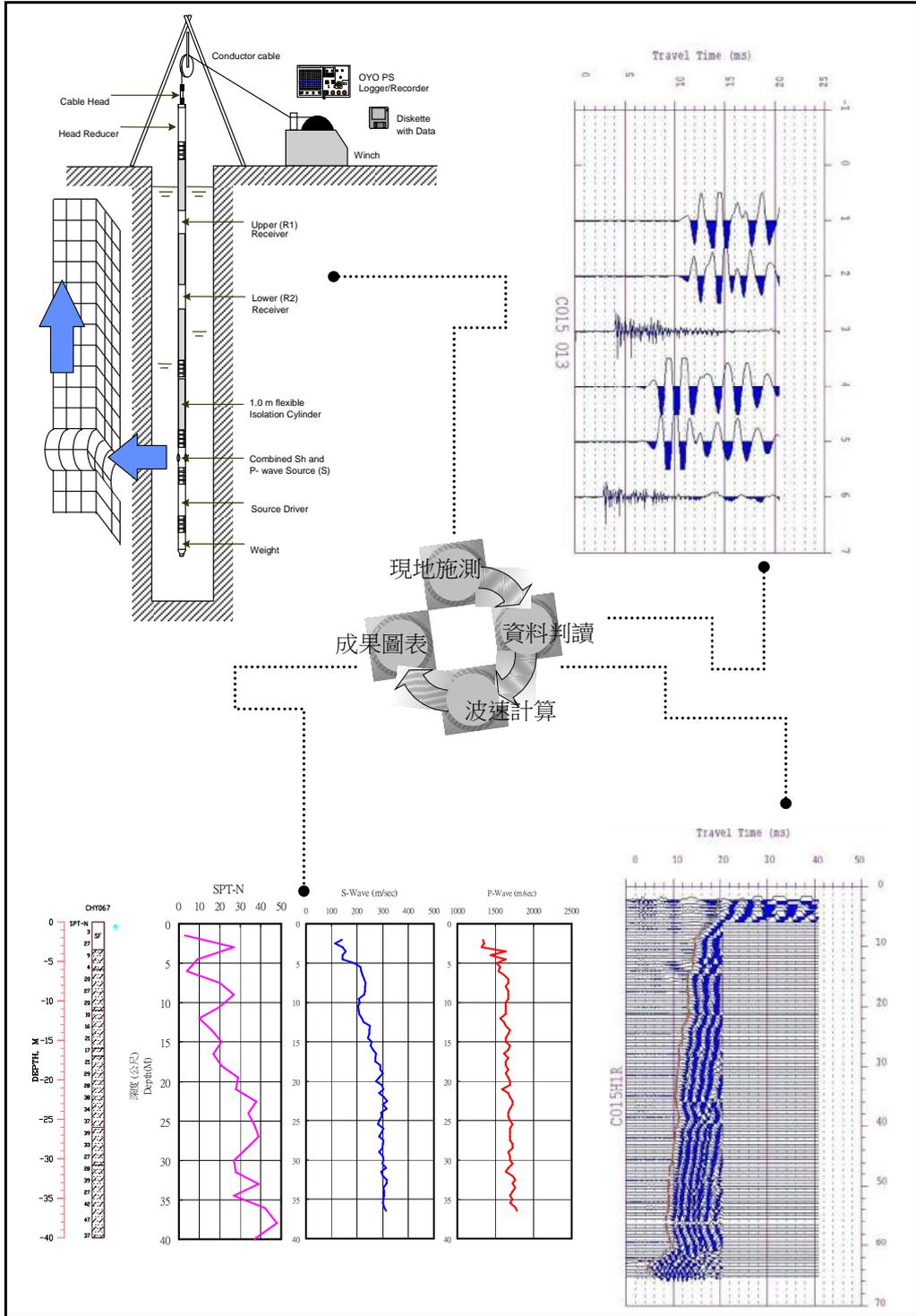


圖 2.13 懸盪式速度井測流程圖

2.3.7 平鈹載重試驗

2.3.7.1 準備工作

依據合約資料，核二廠用過核子燃料乾式貯存設施，極可能採直徑約 4.4 公尺，高度約為 5 公尺，總重約為 250 公噸之護箱為之，各護箱之淨間距約為 1.2 公尺，置放於厚約 1 公尺之鋼筋混凝土基礎版上，若鋼筋混凝土單位面積重以 2.5 tf/m^2 估算，每一貯存設施之面積約為 33.64 m^2 ，則平均荷重約為 $250/33.64+2.5=9.9 \text{ tf/m}^2$ ，取安全係數為 3，則平鈹載重試驗至少須達 $9.9 \times 3=29.7 \text{ tf/m}^2$ 以上，但由於乾式貯存設施目前尚在環境差異分析階段，其詳細設計尚未完成，考慮未來設計時可能之荷重變更，本工作之平鈹載重試驗之最大試驗荷重施作至 40 tf/m^2 之範圍。

2.3.7.2 試驗進行

由於工址地表主要係由回填材料所構成，為盡量降低土層中過粗大礫石顆粒所造成之影響，本次現地平鈹載重試驗，係以直徑 87.4 cm，總面積 6000 cm^2 之圓形鋼鈹進行施作。以型號 PC200 之挖土機進行整地作業，並配合鋼樑作為試驗呆重，加壓係以最大荷載 100 tf 之油壓千斤頂進行，設定接觸壓力為 0.23 t/m^2 。試驗工作開始時，先以三次循環之接觸壓力確保承壓鈹與試驗面緊密接觸，再分 10 階加壓及解壓循環施作之，每階循環均加至該階最大壓力後再行分階解壓至接觸應力，如此重覆施作；加解壓過程中，記錄承壓鈹位移與應力變化情形，每次加解壓至少記讀 5 至 15 分鐘，或連續 3 分鐘之變位速率小於 0.05 cm/min 後，方進行下一階之加壓或解壓。直至最大荷重為止。

2.3.7.3 試驗紀錄與結果

本次調查工作，現地平鈹載重試驗共進行兩處，施作位置詳圖 2.1 所示，分別為南側試坑(試驗編號 PL-1)，以及北側試坑(試驗編號 PL-2)。PL-1 於 96 年 4 月 26 日進行，PL-2 於 96 年 4 月 28 日進行。試坑開挖整地時，即發現南側之 PL-1 之土壤顆粒較細，卵礫石含量較少，試驗加壓時，於壓力約達 15 t/m^2 前，應力與變形量之關係大致呈線性，壓力超過 20 t/m^2 後，變形量即急遽上升，於做大荷重時，變形量可達約 70 mm。北側 PL-2 處地表之卵礫石甚多，於最大試驗壓力 48 t/m^2 時，應力與變形量均大致呈線

性關係，詳細試驗紀錄如附錄六所示。

2.3.8 孔內變形試驗

岩石孔內變形試驗之試驗儀器係採用日本應用地質調查事務所(OYO)所發展之栓塞式孔內變形試驗儀(Elastmeter 2)，於鑽孔內以循環加解壓方式求得岩盤之變形特性。試驗時，分五循環加壓，每循環之最大壓力分別為 20、40、60、80 及 100 kg/cm²，其加解壓速率皆為 5 kg/cm²/min。依據試驗所得孔壁徑向變形與壓力之關係，由下列公式求得岩盤之變形模數 D 及彈性模數 E：

$$D \text{ 或 } E = (1 + \nu) \times R \frac{\Delta P}{\Delta R} \text{ 式中}$$

ν ：岩盤柏松比 (Poisson's Ratio，假設為 0.25)

R：鑽孔半徑

ΔP ：應力變化差值

ΔR ：鑽孔徑向變位差值

本階段共計進行 4 組孔內變形試驗，試驗位置係根據鑽探所取出之岩心狀況來選定，試驗所得之變形與應力關係曲線及試驗點岩心記錄 (包括岩性、RQD、弱面位置、節理面狀況等) 詳見附錄五，依據試驗結果求得之岩盤變形模數定義如下，試驗結果及彈性模數整理如表 2.12。

D₁：低壓力階段岩盤變形模數

D₂：高壓力階段岩盤變形模數

E₁：低壓力階段岩盤解壓彈性模數

E₂：高壓力階段岩盤解壓彈性模數

表 2.12 岩石孔內變形試驗結果表

孔號	試驗深度 (m)	RQD %	變形模數		彈性模數		岩性
			D ₁ (kg/cm ²)	D ₂ (kg/cm ²)	E ₁ (kg/cm ²)	E ₂ (kg/cm ²)	
B2	10.5-11.0	75	1900	1820	3890	3960	SS/sh
B6	13.5-14.0	100	2210	2110	4640	4890	SS/sh
B9	29.5-30.0	86	17670	18360	33810	34040	SS/sh
B12	18.5-19.0	75	7940	6920	13500	12840	SS/sh

註：SS/sh 為砂岩偶夾頁岩

2.3.9 標準貫入試驗能量檢測

本項工作為中興公司為進行液化潛能分析所增作之項目。一般而言，標準貫入試驗之目的在配合劈管取樣器取樣並求錘擊數(N 值)。試驗步驟及尺寸均依循 ASTM D1586-67 之規定為之，落錘能量檢測係為獲取標準貫入試驗之實際輸入能量，提供液化潛能評估之用。本工作施作時之落錘能量量測方法採用雷達測速法，施作時係以都卜勒雷達向墜落中之落錘發射電磁波，量測落錘撞擊鉛板時之瞬間速度，以計算其動能。由於造成落錘能量差異之主要原因在於機具及工作人員之操作習慣，本次鑽探工作之工作人員共有兩組，各組人員均操作固定之機具，故落錘能量檢測及針對此兩組工作人員為之。本次落錘能量檢測針對 A 組工作人員進行 84 次；B 組工作人員進行 93 次，檢測結果如表 2.13 所示。詳細紀錄請參閱附錄十。

表 2.13 SPT 落錘能量檢測成果表

組別	孔號	深度 (m)	有效量測數	能量比 (%)	平均能量比 (%)
A	B8	5.55-6.00	25	75.37	78.84
	B8	7.05-7.50	35	80.96	
	B8	9.40-9.85	24	80.19	
B	B7	1.05-1.55	33	63.51	63.34
	B7	2.55-3.00	17	64.76	
	B7	4.30-4.75	18	60.64	
	B7	5.55-6.00	25	64.46	

2.3.10 試驗室試驗

本工作之試驗室試驗工作包括土壤一般物理性質試驗、土壤動態三軸試驗、土壤直接剪力試驗、土壤三軸壓縮試驗、土壤無圍壓縮試驗、岩石一般物理性質試驗、岩石直接剪力試驗、岩石單軸壓縮試驗等。試驗項目及數量統計如表 2.14 所示，試驗結果分別說明如后：

表 2.14 試驗室試驗數量統計表

試驗別/孔號	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-7	B-8	B-9	B-10	B-11	B-12	B-13	小計
土壤一般物理試驗	4	4	6	7	6	6	9	7	6	5	13	11	7	91
土壤動態三軸試驗							1						1	2
土壤直接剪力試驗	1	1	1	3			1	1		1		1	1	11
土壤三軸壓縮試驗		1		2	2	2		1	1	1	2	1	1	14
土壤無圍壓縮試驗														0
岩石一般物理試驗	6	6	5	4	5	3	5	3	4	4		3		48
岩石直接剪力試驗	1	1	1	1	1	2	1	1		1		1		11
岩石單軸壓縮試驗	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1		11

2.3.10.1 試驗室土壤試驗

(1) 土壤一般物理性質試驗：

一般物理性質試驗係利用劈管取樣之試體進行試驗，試驗項目包括土壤含水量、單位重、比重、液性限度、塑性限度之測定及土壤粒徑分析等，試驗規範分別依據 ASTM D422、D4318、D854 及 D2216 辦理，其主要目的為提供土壤分類(統一土壤分類法)之依據，同時瞭解各土層之物理性質。本次調查共進行土壤一般物理試驗試驗 91 組，試驗結果詳表 2.15 所示，粒徑分布曲線圖詳附錄七。

表 2.15 土壤一般物理性質試驗結果

試驗 編號	深度 (m)	標準 貫入 試驗 N 值	比重 G _s	孔隙 比 e	單位 重 γ _t (t/m ³)	含水 量 W _n (%)	液性 限度 W _L (%)	塑性 指數 I _p (%)	顆粒粒徑及含量比例(%)				土壤分類
									礫石	砂	粉土	黏土	
B-1-S1	1.05- 1.50	10	2.67	0.48	2.12	17.9	--	NP	16.04	60.88	14.70	8.38	SM
B-1-S2	2.55- 3.00	5	2.66	0.43	2.16	16.3	--	NP	56.85	33.07	8.63	1.45	GP-GM
B-1-S3	4.05- 4.50	6	2.65	0.75	1.86	22.4	--	NP	3.83	84.66	7.97	3.54	SW-SM
B-1-S4	5.55- 6.00	8	2.66	0.67	1.98	24.8	--	NP	0.00	68.80	23.25	7.95	SM
B-2-S1	2.00- 2.45	4	2.66	0.83	1.77	21.8	26.0	12.0	6.23	64.79	18.53	10.45	SC
B-2-S3	4.50- 4.95	20	2.65	0.63	1.96	20.7	--	NP	8.47	85.45	6.08	0.00	SP-SM
B-2-S4	5.55- 6.00	7	2.65	0.64	2.00	24.3	25.0	11.0	0.00	60.62	34.95	4.43	SC
B-2-S5	7.05- 7.50	14	2.65	0.99	1.71	28.0	--	NP	0.00	93.80	6.20	0.00	SP-SM
B-3-S1	1.05- 1.50	22	2.65	0.78	1.64	10.5	--	NP	0.00	83.22	13.06	3.72	SM
B-3-S2	2.55- 3.00	10	2.65	0.66	1.93	20.8	--	NP	0.00	89.09	10.89	0.02	SP-SM
B-3-S3	4.05- 4.50	7	2.65	0.64	1.95	20.8	--	NP	0.00	84.13	11.73	4.14	SM
B-3-S4	5.55- 6.00	40	2.67	0.79	1.91	28.0	34.0	14.0	0.00	49.20	38.84	11.96	CL
B-3-S5	7.05- 7.50	42	2.66	0.54	2.05	18.2	--	NP	12.34	73.62	11.88	2.16	SM
B-3-S6	8.55- 9.00	23	2.65	0.90	1.77	26.8	--	NP	0.00	92.58	7.42	0.00	SP-SM
B-4-S1	1.05- 1.50	54	2.65	0.52	2.01	15.2	--	NP	0.00	86.36	13.63	0.01	SM
B-4-S2	2.40- 2.85	6	2.68	0.85	1.85	28.1	28.0	10.0	0.00	48.53	39.42	12.05	CL
B-4-S3	4.80- 5.25	5	2.65	0.82	1.81	24.5	--	NP	0.00	91.30	8.69	0.01	SP-SM
B-4-S4	5.55- 5.80	>100	2.65	0.54	2.05	19.1	--	NP	29.74	58.98	10.14	1.14	SP-SM
B-4-S5	7.05- 7.50	38	2.64	0.93	1.74	27.5	--	NP	0.00	91.99	8.01	0.00	SP-SM
B-4-S6	9.00- 9.45	23	2.65	0.75	1.89	25.2	--	NP	0.00	87.53	12.47	0.00	SM
B-4-S7	10.05-10.50	41	2.64	0.90	1.78	27.9	--	NP	0.00	93.80	6.20	0.00	SP-SM
B-5-S1	1.05- 1.50	40	2.66	0.63	1.87	14.9	--	NP	0.00	78.49	17.67	3.84	SM
B-5-S2	3.50- 3.95	4	2.65	0.83	1.74	20.4	--	NP	0.00	95.42	4.58	0.00	SP
B-5-S3	4.75- 5.20	4	2.67	0.69	1.97	24.6	26.0	9.0	5.04	58.54	25.75	10.67	SC
B-5-S4	5.20- 5.65	19	2.66	0.56	1.93	13.0	--	NP	54.74	35.34	9.11	0.81	GW-GM
B-5-S5	7.00- 7.45	18	2.65	0.78	1.85	24.0	--	NP	0.00	90.67	9.33	0.00	SP-SM
B-5-S6	8.55- 9.00	20	2.65	0.78	1.83	22.6	--	NP	0.00	90.02	9.58	0.40	SP-SM
B-6-S1	1.05- 1.50	9	2.66	0.49	2.06	15.5	--	NP	6.78	71.92	17.54	3.76	SM
B-6-S2	2.55- 3.00	8	2.65	0.61	2.00	21.5	--	NP	0.00	89.33	7.92	2.75	SP-SM
B-6-S3	4.50- 4.95	11	2.65	0.66	1.98	24.3	--	NP	0.00	89.44	6.65	3.91	SP-SM
B-6-S4	5.55- 6.00	12	2.66	0.43	2.10	13.0	--	NP	59.14	31.62	8.62	0.62	GP-GM
B-6-S5	7.05- 7.50	24	2.65	0.69	1.93	23.0	--	NP	1.99	86.88	10.99	0.14	SP-SM
B-6-S6	8.55- 9.00	18	2.65	0.98	1.78	32.4	--	NP	0.00	88.62	10.76	0.62	SP-SM
B-7-S1	1.05- 1.50	45	2.64	0.91	1.47	6.9	--	NP	0.00	95.53	4.47	0.00	SP
B-7-S2	2.55- 3.00	13	2.64	0.73	1.87	22.2	--	NP	0.00	97.64	2.36	0.00	SP
B-7-S3	4.30- 4.75	13	2.65	0.52	1.89	8.3	--	NP	0.00	88.04	11.21	0.75	SP-SM
B-7-S4	5.05- 5.50	25	2.65	0.71	1.96	26.4	27.0	13.0	0.00	50.27	45.58	4.15	SC
B-7-S5	6.70- 7.15	27	2.66	0.42	2.10	12.6	--	NP	54.70	35.10	8.76	1.44	GP-GM
B-7-S6	8.55- 9.00	60	2.65	0.53	2.07	19.5	--	NP	18.49	72.85	8.66	0.00	SP-SM

試驗 編號	深度 (m)	標準 貫入 試驗 N 值	比重 G _s	孔隙 比 e	單位 重 γ _t (t/m ³)	含水 量 W _n (%)	液性 限度 W _L (%)	塑性 指數 I _p (%)	顆粒粒徑及含量比例(%)				土壤分類
									礫石	砂	粉土	黏土	
B-7-S7	10.05-10.50	28	2.64	0.78	1.90	28.2	--	NP	0.00	94.04	5.96	0.00	SP-SM
B-7-S8	11.55-12.00	20	2.65	1.01	1.81	37.2	--	NP	0.00	88.40	11.60	0.00	SP-SM
B-7-S9	13.05-13.50	36	2.65	1.15	1.75	41.9	--	NP	0.00	92.40	7.60	0.00	SP-SM
B-8-S1	1.05- 1.50	53	2.66	0.43	2.11	13.7	--	NP	30.73	53.59	12.76	2.92	SM
B-8-S2	2.55- 3.00	13	2.64	0.66	1.96	23.2	--	NP	0.00	94.40	5.60	0.00	SP-SM
B-8-S3	4.05- 4.50	8	2.66	0.46	2.12	16.4	--	NP	46.69	40.34	11.36	1.61	GM
B-8-S4	5.55- 6.00	19	2.65	0.67	1.97	24.1	--	NP	0.00	78.93	20.46	0.61	SM
B-8-S5	7.05- 7.50	24	2.65	0.85	1.88	30.8	--	NP	0.00	85.76	13.76	0.48	SM
B-8-S6	9.40- 9.85	20	2.66	0.93	1.79	30.0	--	NP	0.00	83.40	12.17	4.43	SM
B-8-S7	10.65-11.10	19	2.66	0.94	1.84	34.2	--	NP	0.00	83.78	15.59	0.63	SM
B-9-S1	1.05- 1.50	34	2.67	0.42	2.13	13.5	--	NP	11.00	63.85	15.83	9.32	SM
B-9-S2	2.55- 3.00	8	2.67	0.36	2.23	13.4	--	NP	0.49	66.87	21.27	11.37	SM
B-9-S3	4.05- 4.50	6	2.66	0.79	1.78	19.7	--	NP	1.48	89.30	4.97	4.25	SP-SM
B-9-S4	6.25- 6.70	24	2.65	0.39	2.14	12.3	--	NP	40.86	51.32	7.47	0.35	SP-SM
B-9-S5	7.05- 7.50	23	2.65	0.69	1.91	22.3	--	NP	0.00	22.09	74.03	3.88	ML
B-9-S6	8.55- 9.00	20	2.65	0.69	1.92	22.3	--	NP	0.76	85.35	13.84	0.05	SM
B-10-S1	1.05- 1.50	24	2.65	0.82	1.81	24.2	--	NP	8.49	84.62	5.29	1.60	SP-SM
B-10-S4	5.55- 6.00	22	2.68	0.77	1.95	28.6	31.0	9.0	20.97	44.79	26.17	8.07	SC
B-10-S5	7.05- 7.50	19	2.66	0.49	2.11	18.0	--	NP	44.02	43.46	10.53	1.99	GM
B-10-S6	8.55- 9.00	32	2.64	0.73	1.92	25.9	--	NP	0.00	91.93	8.07	0.00	SP-SM
B-10-S7	10.05-10.50	28	2.64	0.84	1.85	28.9	--	NP	0.00	93.44	6.56	0.00	SP-SM
B-11-S1	1.05- 1.50	7	2.64	0.65	1.92	20.5	--	NP	0.00	98.13	1.87	0.00	SP
B-11-S2	3.70- 4.15	7	2.64	0.68	1.89	19.9	--	NP	0.00	97.00	3.00	0.00	SP
B-11-S3	4.05- 4.50	11	2.64	0.67	1.92	21.4	--	NP	0.00	97.84	2.15	0.01	SP
B-11-S4	6.30- 6.75	13	2.65	0.66	1.91	19.7	--	NP	0.00	94.84	5.16	0.00	SP-SM
B-11-S5	7.05- 7.50	20	2.64	0.64	1.94	20.3	--	NP	0.00	94.44	5.56	0.00	SP-SM
B-11-S6	8.55- 9.00	23	2.64	0.60	2.02	22.8	--	NP	0.00	93.67	4.90	1.43	SP-SM
B-11-S7	10.05-10.50	26	2.65	0.57	2.02	19.8	--	NP	0.00	92.24	7.76	0.00	SP-SM
B-11-S8	11.55-12.00	23	2.64	0.59	2.00	20.2	--	NP	0.00	94.20	5.80	0.00	SP-SM
B-11-S9	13.05-13.50	25	2.64	0.91	1.78	28.7	--	NP	0.00	93.09	6.91	0.00	SP-SM
B-11-S10	14.55-15.00	44	2.65	0.53	2.06	18.6	--	NP	0.00	94.02	5.98	0.00	SP-SM
B-11-S11	16.05-16.50	52	2.64	0.51	2.09	19.4	--	NP	0.00	95.27	4.73	0.00	SP
B-11-S12	17.55-18.00	31	2.64	0.63	2.00	22.9	--	NP	0.00	95.00	5.00	0.00	SP-SM
B-11-S13	19.05-19.50	27	2.65	0.65	1.96	21.8	--	NP	1.79	90.44	7.76	0.01	SW-SM
B-12-S1	1.05- 1.50	14	2.65	0.84	1.58	9.9	--	NP	0.00	95.22	4.73	0.05	SP
B-12-S2	2.75- 3.20	8	2.65	0.61	1.97	19.6	--	NP	0.00	90.36	9.16	0.48	SP-SM
B-12-S3	4.05- 4.50	8	2.66	0.72	1.90	23.0	--	NP	0.00	89.22	6.98	3.80	SP-SM
B-12-S4	5.55- 6.00	12	2.65	0.60	2.02	21.9	--	NP	0.00	91.18	8.34	0.48	SP-SM
B-12-S5	7.05- 7.50	24	2.65	0.77	1.89	26.1	--	NP	1.01	93.12	5.87	0.00	SP-SM
B-12-S6	8.55- 9.00	28	2.65	0.58	2.04	21.4	--	NP	25.68	66.34	5.39	2.59	SP-SM
B-12-S7	10.05-10.50	24	2.65	0.77	1.86	24.4	--	NP	0.00	87.78	8.42	3.80	SM
B-12-S8	11.55-12.00	26	2.65	0.82	1.88	28.6	--	NP	0.00	90.53	5.67	3.80	SP-SM
B-12-S9	13.05-13.50	31	2.66	0.92	1.86	34.6	--	NP	0.00	85.69	10.52	3.79	SM
B-12-S10	14.55-15.00	18	2.65	0.96	1.83	35.4	--	NP	0.00	86.98	12.54	0.48	SM
B-12-S11	16.05-16.50	>100	2.67	0.46	2.10	15.0	--	NP	16.27	50.83	23.91	8.99	SM
B-13-S1	1.05- 1.50	40	2.66	0.51	2.05	15.8	--	NP	25.59	55.42	11.87	7.12	SM
B-13-S2	2.55- 3.00	5	2.64	0.72	1.90	23.8	--	NP	0.00	95.98	4.02	0.00	SP

試驗 編號	深度 (m)	標準 貫入 試驗 N 值	比重 G_s	孔隙 比 e	單位 重 γ_t (t/m^3)	含 水 量 W_n (%)	液 性 限 度 W_L (%)	塑 性 指 數 I_p (%)	顆粒粒徑及含量比例(%)				土壤分類
									礫石	砂	粉土	黏土	
B-13-S3	4.05- 4.50	5	2.65	0.66	1.87	17.6	--	NP	0.00	85.64	10.45	3.91	SM
B-13-S4	6.60- 7.05	14	2.65	0.75	1.77	17.0	--	NP	0.00	89.38	10.61	0.01	SP-SM
B-13-S5	7.75- 8.20	27	2.65	0.60	1.96	18.7	--	NP	1.42	80.85	17.08	0.65	SM
B-13-S6	8.55- 9.00	22	2.65	0.93	1.75	27.2	--	NP	0.00	89.00	10.96	0.04	SP-SM
B-13-S7	10.05-10.50	18	2.65	0.70	1.96	26.3	--	NP	14.96	76.70	6.36	1.98	SP-SM

(2) 土壤三軸動態試驗：

土壤三軸動態試驗包括動態強度試驗及動態特性試驗兩部份，動態強度試驗之目的在於求取土壤試體在固定反覆剪應力下，達到特定應變值時之反覆荷載週數，並繪製作用週數應變量關係圖，藉以估計土壤在動態荷重下之強度。動態特性試驗之目的在求取土壤試體在反覆剪力荷載下，剪力模數隨應變增加而下降；阻尼比隨之上昇之關係，此結果可作為土層動態反應分析之用。試驗程序係參照 Silver(1976)所著“Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand”之方法進行。由於同時施作兩種試驗須連續取得不擾動薄管土樣兩支以上，而本次調查中工址土壤多屬略含角礫之粉土質砂，連續土壤不擾動取樣之失敗率極高，因此僅針對成功取得之土樣兩組，進行土壤三軸動態試驗，試驗結果詳表 2.16 所示，試驗紀錄詳附錄七。

表 2.16 土壤動態三軸試驗結果

試驗編號	孔號	樣號	深度 (m)	單位重 γ_t (t/m ³)	含水量 W_n (%)	細料含量 (%)	土壤分類	K_c	有效應力 σ_{3c}' (kg/cm ²)	最大剪力模數 G_0 kg/cm ²	剪應力 $\sigma_{dp}/2\sigma_{3c}'$	反覆應力次數			
												±2.5 %	±5 %	±7.5 %	±10 %
DYS-1	B-7	T-1 T-2	3.30 ~ 4.30	1.72	19.0	7	SP-SM	1.0	0.5	654	0.945	0.5	1	2	5
											0.767	3	4	6	9
											0.680	23	29	38	62
DYS-2	B-13	T-1 T-2	5.60 ~ 6.60	1.87	22.1	12	SP-SM	1.0	0.6	476	0.645	5	11	18	31
											0.625	7	12	19	37
											0.583	29	39	50	59
											0.56	37	46	55	72

(3) 土壤直接剪力試驗：

土壤直接剪力試驗係利用土壤直剪儀，量測試體在不同垂直應力下之剪力與位移量，以求取土壤之剪力強度，試驗步驟係參考 ASTM D3080 之規定實施，本工作共進行 11 組直接剪力試驗，試驗紀錄詳附錄七，試驗結果如表 2.17 中所示。

(4) 土壤三軸壓縮試驗：

土壤三軸壓縮試驗係利用壓力機、三軸室及氣壓加壓系統，先將試體飽和壓密後，視土壤種類以排水或不排水狀況下，依據 ASTM D4767 及 D2850 之規定，測量其剪力強度。由於本工作所取之 14 組不擾動試體中，僅一組試體為黏性土壤，其餘均為砂性土壤，故共進行 1 組不排水試驗，13 組排水試驗，試驗紀錄詳附錄七，試驗結果如表 2.18 及表 2.19 中所示。

表 2.17 土壤直接剪力試驗結果

試驗編號	孔號	樣號	深度 (m)	單位重 γ_t (t/m ³)	含水量 W_n (%)	凝聚力 C (kg/cm ²)	內摩擦角 ϕ (degree)	土壤分類
SDS-1	B-1	T-1	3.10-3.40	1.77	20.2	0.0	31.9	SM
SDS-2	B-2	T-2	8.55-8.90	1.66	28.6	0.0	32.3	SM
SDS-3	B-4	T-1	2.25-2.35	1.80	19.9	0.0	32.4	SM
SDS-4	B-5	T-1	2.10-2.25	1.82	22.9	0.0	35.4	SM
SDS-5	B-5	T-4	6.10-6.30	1.85	23.5	0.0	27.2	SM
SDS-6	B-5	T-5	6.40-7.00	1.77	22.0	0.0	35.2	SM
SDS-7	B-7	T-3	6.00-6.70	1.82	24.2	0.0	34.2	SM
SDS-8	B-8	T-2	3.06-3.75	1.75	17.6	0.0	34.3	SM
SDS-9	B-10	T-2	3.70-3.85	1.88	26.0	0.0	29.9	SM
SDS-10	B-12	T-1	2.60-2.75	1.97	17.3	0.0	35.6	SM
SDS-11	B-13	T-3	7.65-7.75	1.87	23.9	0.0	36.8	SM

表 2.18 土壤三軸不排水壓縮(CIU)試驗結果

試驗編號	孔號	樣號	深度 (m)	含水量 W_n (%)	單位重 γ_t (t/m ³)	總應力		有效應力		土壤分類
						C (kg/cm ²)	ϕ (degree)	C' (kg/cm ²)	ϕ' (degree)	
CIU-1	B-4	T-2	4.20-4.60	21.8	1.88	0.23	23.0	0.00	31.6	CL

表 2.19 土壤三軸排水壓縮(CID)試驗結果

試驗編號	孔號	樣號	深度 (m)	含水量 W_n (%)	單位重 γ_t (t/m ³)	有效應力		土壤分類
						C' (kg/cm ²)	ϕ' (degree)	
CID-1	B-2	T-1	5.10-5.50	22.6	1.86	0.00	34.5	SM
CID-2	B-4	T-3	8.50-9.00	27.9	1.68	0.05	34.7	SM
CID-3	B-5	T-3	4.00-4.75	25.1	1.77	0.00	43.4	SM
CID-4	B-5	T-4	5.70-6.00	24.8	1.85	0.00	32.6	SM
CID-5	B-6	T-1	3.20-3.75	18.4	1.69	0.00	37.8	SM
CID-6	B-6	T-2	3.75-4.50	18.2	1.86	0.00	37.6	SM
CID-7	B-8	T-3	8.55-9.20	25.1	2.20	0.00	41.9	SM
CID-8	B-9	T-1	5.55-6.25	21.0	1.72	0.00	36.4	SM
CID-9	B-10	T-1	3.00-3.60	23.8	1.78	0.07	34.7	SM
CID-10	B-11	T-1	2.55-3.30	13.5	1.81	0.00	38.4	SM
CID-11	B-11	T-2	5.55-6.30	15.0	1.70	0.00	35.2	SM
CID-12	B-12	T-1	2.00-2.75	18.1	1.80	0.00	38.7	SM
CID-13	B-13	T-3	7.05-7.60	23.1	1.80	0.00	37.1	SM

2.3.10.2 試驗室岩石試驗

(1) 岩石一般物理性質試驗：

岩石一般物理性質試驗之目的在求得完整岩心之單位重、含水量、比重、吸水率以及孔隙率等一般物理性質，試驗程序係參照 ISRM 建議之“Suggest Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties”辦理。本次調查中，共進行岩石一般物理性質試驗 48 組，試驗結果詳表 2.20，詳細試驗紀錄詳附錄八。

表 2.20 岩石一般物理性質試驗結果

試驗編號	孔號	深度 (m)	單位重 γ_t (t/m^3)	含水量 W_n (%)	比重 G_s	孔隙比 e	吸水率 Abs (%)	岩性
RPP-1	B-1	12.35-12.40	1.97	5.9	2.66	0.43	7.3	SS/sh
RPP-2	B-1	15.25-15.30	2.10	2.1	2.68	0.31	6.5	SS/sh
RPP-3	B-1	17.85-17.92	2.35	6.2	2.67	0.21	7.6	SS/sh
RPP-4	B-1	25.23-25.28	1.90	17.0	2.65	0.63	19.0	SS
RPP-5	B-1	33.10-33.18	2.00	6.0	2.74	0.45	8.9	SS/SH
RPP-6	B-1	35.84-35.90	2.12	4.5	2.68	0.32	7.3	SS/sh
RPP-7	B-2	9.63-9.68	2.09	8.2	2.67	0.38	9.3	SS/sh
RPP-8	B-2	10.93-11.00	2.08	2.2	2.67	0.31	7.1	SS/sh
RPP-9	B-2	12.50-12.55	2.02	4.6	2.66	0.38	10.1	SS/sh
RPP-10	B-2	14.85-14.93	1.52	1.4	2.67	0.78	15.1	SS/sh
RPP-11	B-2	15.83-15.89	2.01	26.1	2.67	0.68	26.9	SS
RPP-12	B-2	18.22-18.27	1.93	15.2	2.65	0.58	17.3	SS
RPP-13	B-3	12.02-12.07	2.17	7.4	2.68	0.32	9.6	SS/sh
RPP-14	B-3	18.16-18.21	1.65	4.8	2.69	0.70	12.0	SS
RPP-15	B-3	19.12-19.17	1.65	1.5	2.68	0.65	12.0	SS
RPP-16	B-3	20.02-20.07	1.78	6.1	2.67	0.60	14.2	SS
RPP-17	B-3	24.60-24.65	1.92	1.8	2.69	0.42	10.6	SS/sh
RPP-18	B-4	12.35-12.40	2.23	8.2	2.68	0.30	8.5	SS/sh
RPP-19	B-4	21.05-21.10	2.24	6.4	2.68	0.27	8.1	SS/sh
RPP-20	B-4	34.53-34.58	2.20	2.9	2.66	0.25	8.9	SS
RPP-21	B-4	39.00-39.05	2.41	5.4	2.72	0.19	10.3	SS/SH
RPP-22	B-5	9.85-9.90	2.36	5.1	2.68	0.19	5.8	SS/sh
RPP-23	B-5	10.54-10.66	2.27	3.0	2.67	0.21	6.0	SS/sh
RPP-24	B-5	13.03-13.08	2.30	4.8	2.67	0.22	6.2	SS/sh
RPP-25	B-5	19.20-19.50	2.28	3.6	2.66	0.21	4.3	SS/sh
RPP-26	B-5	24.90-24.95	2.17	3.8	2.68	0.28	7.0	SS/sh
RPP-27	B-6	10.90-10.95	2.35	6.3	2.68	0.21	7.6	SS/sh
RPP-28	B-6	12.78-12.82	2.26	7.1	2.68	0.27	7.8	SS/sh
RPP-29	B-6	24.90-24.95	2.17	4.1	2.67	0.28	7.6	SS
RPP-30	B-7	15.50-15.55	2.23	2.3	2.66	0.22	7.2	SS/sh
RPP-31	B-7	23.40-23.45	2.16	2.0	2.66	0.26	7.3	SS/sh
RPP-32	B-7	30.12-30.17	2.27	5.0	2.68	0.24	10.2	SS
RPP-33	B-7	38.15-38.20	2.43	6.1	2.67	0.17	7.4	SS
RPP-34	B-7	44.70-44.75	2.51	2.4	2.73	0.12	6.0	SS/SH

試驗編號	孔號	深度 (m)	單位重 γ_t (t/m ³)	含水量 W_n (%)	比重 G_s	孔隙比 e	吸水率 Abs (%)	岩性
RPP-35	B-8	12.15-12.20	2.31	8.9	2.67	0.26	10.0	SS
RPP-36	B-8	16.62-16.68	2.13	2.4	2.65	0.28	7.0	SS/sh
RPP-37	B-8	18.00-18.05	2.16	7.0	2.66	0.32	7.9	SS/sh
RPP-38	B-9	9.95-10.00	2.28	4.1	2.70	0.23	7.3	SS/sh
RPP-39	B-9	32.50-32.55	2.02	4.9	2.69	0.39	9.1	SS
RPP-40	B-9	35.45-35.50	2.10	1.5	2.70	0.31	13.4	SS/sh
RPP-41	B-9	39.10-39.15	2.37	2.5	2.71	0.17	9.3	SS/SH
RPP-42	B-10	17.65-17.70	2.38	6.9	2.68	0.21	8.1	SS/sh
RPP-43	B-10	28.90-28.95	2.22	3.6	2.67	0.25	5.7	SS/sh
RPP-44	B-10	40.75-40.80	1.87	7.1	2.66	0.53	12.4	SS
RPP-45	B-10	43.02-43.07	2.10	4.1	2.67	0.32	13.9	SS/sh
RPP-46	B-12	17.70-17.75	2.21	6.4	2.66	0.28	6.8	SS/sh
RPP-47	B-12	27.80-27.85	2.23	6.5	2.66	0.27	6.9	SS/sh
RPP-48	B-12	33.70-33.75	2.05	7.3	2.67	0.40	7.9	SS

註：SS 為砂岩；SS/sh 為砂岩偶夾頁岩；SS/SH 為砂頁岩互層

(2) 岩石直接剪力試驗：

岩石直接剪力試驗之目的在求取岩心試體所含弱面或岩石材料之剪力強度，試驗程序係參照 ISRM 建議之“Laboratory Determination of the Direct Shear Strength”辦理。本次調查中，共進行岩石直接剪力試驗 11 組，試驗結果詳表 2.21，詳細試驗紀錄詳附錄八。

(3) 岩石單軸壓縮試驗：

岩石單軸壓縮試驗之目的在求取岩石之單軸抗壓強度，試驗程序係參照 ISRM 建議之“Determination of the Uniaxial Compression Strength of Rock Material”辦理。本次調查中，共進行岩石單軸壓縮試驗 11 組，試驗結果詳表 2.22，詳細試驗紀錄詳附錄八。

表 2.21 岩石直接剪力試驗結果

試驗編號	孔號	深度 (m)	正向應力 (kg/cm ²)			尖峰強度		殘餘強度		岩性	剪力面
						C _p (kg/cm ²)	φ _p (degree)	C _r (kg/cm ²)	φ _r (degree)		
RDS-1	B-1	14.64-14.83	2.0	4.0	6.0	1.2	29.5	-	-	SS/sh	層面
RDS-2	B-2	10.71-10.93	2.0	4.0	6.0	0.5	25.0	0.0	25.0	SS/sh	層面
RDS-3	B-3	14.27-14.54	2.0	4.0	6.0	-	-	0.0	24.0	SS/sh	基本摩擦角
RDS-4	B-4	13.80-14.00	2.0	4.0	6.0	-	-	0.0	22.0	SS/sh	層面
RDS-5	B-5	10.10-10.33	2.0	4.0	6.0	-	-	0.0	26.0	SS/sh	層面
RDS-6	B-6	11.00-11.20	2.0	4.0	6.0	-	-	0.0	23.0	SS/sh	基本摩擦角
RDS-7	B-6	20.25-20.60	2.0	4.0	6.0	0.7	29.0	-	-	SS/sh	節理面
RDS-8	B-7	18.20-18.50	2.0	4.0	6.0	0.35	24.0	0.0	24.0	SS/sh	層面
RDS-9	B-8	12.30-12.66	2.0	4.0	6.0	-	-	0.0	27.5	SS/sh	層面
RDS-10	B-10	30.55-31.00	2.0	4.0	6.0	-	-	0.0	27.0	SS/sh	層面
RDS-11	B-12	19.0-19.30	2.0	4.0	6.0	-	-	0.0	28.0	SS/sh	層面

註：SS/sh 為砂岩偶夾頁岩

表 2.22 岩石單軸壓縮試驗結果

試驗編號	孔號	深度 (m)	含水量 W _n (%)	單位重 γ _t (t/m ³)	單壓強度 σ _c (kg/cm ²)	破壞應變 ε _f (%)	破壞模式	岩性
RUC-1	B-1	12.55-12.70	2.1	1.86	94.3	0.9	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-2	B-2	9.50-9.63	2.5	2.20	103.9	2.5	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-3	B-3	10.20-10.35	7.8	2.24	68.9	1.8	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-4	B-4	12.00-12.15	8.3	2.26	102.6	1.2	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-5	B-5	9.73-9.85	3.6	2.05	108.2	1.9	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-6	B-6	12.66-12.77	8.5	2.26	88.2	0.9	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-7	B-7	15.15-15.30	3.4	2.25	122.9	1.2	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-8	B-8	12.55-12.70	5.2	2.24	106.6	2.6	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-9	B-9	9.80-9.95	4.6	1.81	50.5	1.0	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-10	B-10	17.80-17.95	7.0	2.26	89.5	1.3	沿完整岩心破壞	SS/sh
RUC-11	B-12	17.55-17.70	5.3	2.30	81.0	0.8	沿完整岩心破壞	SS/sh

註：SS/sh 為砂岩偶夾頁岩

第三章 場址地質與地層特性

3.1 場址地質特性

3.1.1 區域地質概述

核二廠附近所出露的岩層，由老至新包括漸新世至中新世的木山層、中新世的大寮層、石底層，以及在更新世噴發而覆蓋於前述岩層之上的安山岩流或集塊岩等火山岩，以及近代尚未固結的沖積層、砂丘、人為堆置的雜填土等，圖 3.1 為金山斷層至崁腳斷層間區域地質圖。

調查區之岩層一般呈東北-西南走向，於預定場址南方則漸趨為東西走向。在場址西北角，木山層只出露其上半部分岩層，底部並未出露；大寮層及石底層則出露於場址東南方遠處。

此次地表地質調查結果為比例尺五千分之一地質圖(詳見附錄二)。以下由老至新分別描述各地層岩性單位之特性。

(1)木山層(Ms)

本層出露於調查區西北部，為台灣西部麓山帶層位最低而含具經濟價值煤層的地層。木山層為漸新世至中新世時濱海環境下之堆積物，故以淘選良好之白砂岩、砂頁岩薄互層及含煤層為其主要岩性特徵。木山層於調查區可由老至新分為 Ms1 至 Ms12 等 12 個地層單位，各單位岩性特徵敘述如后。

1.厚層砂岩：

木山層在本調查區內，共可追蹤出六個白砂岩厚層，其厚度在 10 至 30 公尺之間。砂岩常出露於山脊部位，地形表現甚為鮮明。其砂岩顆粒一般屬中粒，淘選良好，主要由石英顆粒組成，含少量之長石，顆粒間主要由基質黏土或長石風化之黏土所膠結。此等厚層砂岩一般呈塊狀，層理不清晰，惟交錯層構造極為發達，且部分交錯層顯示曾受到雙向之古水流影響，表示其古沈積環境應屬潮間帶之濱海相，沈積物在堆積過程中受到潮起潮落雙向水流影響。地質圖中所示之 Ms2、Ms4、Ms6、Ms8、Ms10、

Ms12 均屬此種岩性。

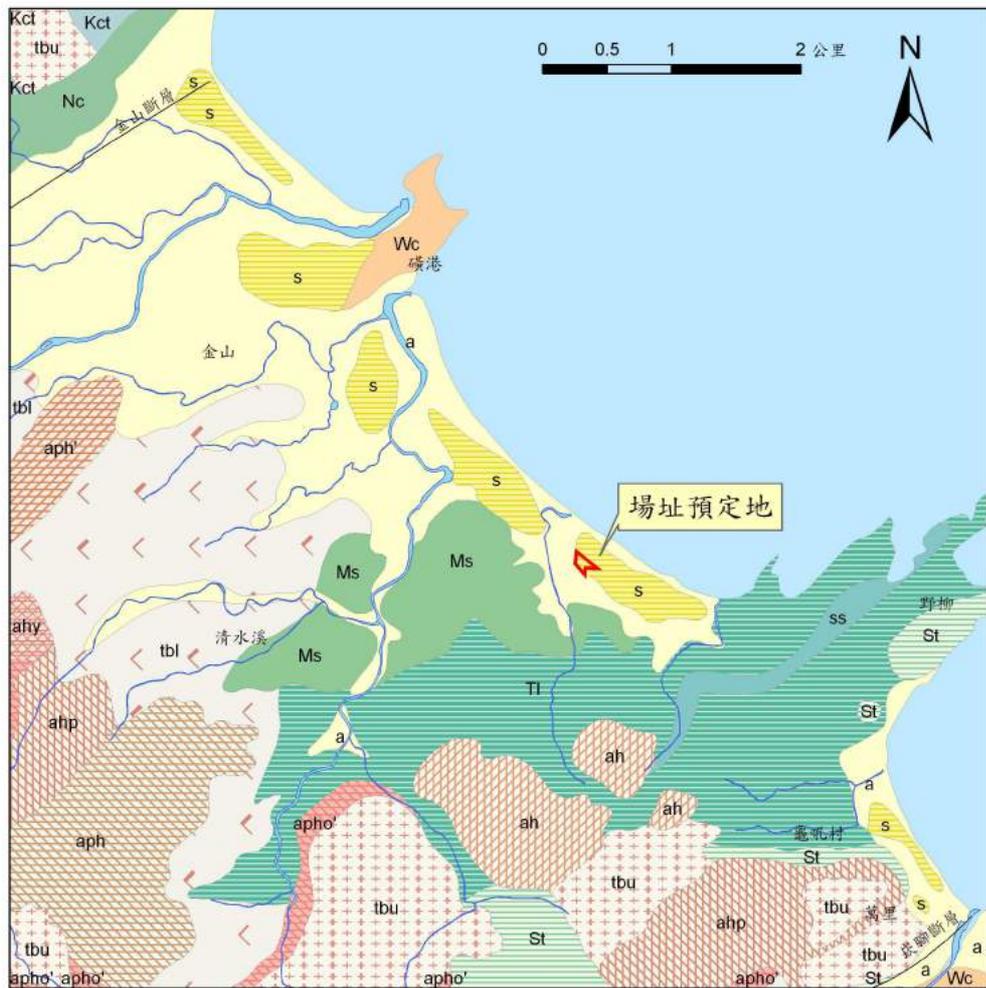


圖 3.1 預定場址附近區域地質圖

2.砂頁岩薄互層：

砂頁岩薄互層為木山層之主要岩性，由薄層之砂岩、粉砂岩及頁岩互層所構成，部分砂岩可增厚至 3 公尺不等。由極薄之砂岩、粉砂岩及頁岩所成之黑白相間薄紋層稱為帶狀構造，亦為含煤地層之共同特徵。砂頁岩薄互層岩質較軟弱，較易受風化而崩解，故其所分佈地區之地形表現多為山谷或低緩之山丘。附錄二地質圖中所示之 Ms1、Ms3、Ms5、Ms7、Ms9、Ms11 均為此種岩性。

(2)大寮層(TI)

大寮層為淺海相之古沉積物，全層富含海相化石，主要岩性為泥質砂岩、頁岩、及砂頁岩薄互層。大寮層砂岩之淘選度較差，不含煤層且含多量海相化石，此為其與木山層砂岩最主要之區別。大寮層之中段以厚層塊狀砂岩為主，上、下段則以頁岩夾砂岩為主，全層之厚度在 400 至 600 公尺之間。通常以一層厚約 20 公尺，中粒塊狀砂岩的頂部為界來劃分木山層及其上覆之大寮層。根據文獻資料及現地調查結果，大寮層由老至新可分為 TI1 至 TI10 等 10 個岩性單位，各單位岩性特徵敘述如后。

1.頁岩夾薄層砂岩：

此為大寮層最主要之岩性，分佈於大寮層之上、下二段。本層富含生活於淺海環境之有孔蟲及貝類化石，岩性主要為灰黑色之頁岩夾灰白色之細砂岩或粉砂岩，頁岩平均所佔的百分比大於砂岩和粉砂岩的總和。純淨之灰色粉砂岩層有時亦可增厚至 5 公尺，惟在比例尺 1/5000 之地質圖上無法單獨繪出。因頁岩抗蝕力較差，故其露佈地區地形坡度較平緩，此與大寮層中段砂岩在地形上所造成之懸崖絕壁互為強烈對比。地質圖中所示之 TI1、TI3、TI10 均為此種岩性。在調查區之南緣部份，由於安山岩及集塊岩或火山碎屑岩之覆蓋，使野外觀察受到極大限制。

2.泥質砂岩：

由細至中粒之石英及長石顆粒、岩石碎片，以及充填於顆粒間之黏土組成，淘選度較差。新鮮岩石呈淡灰色，風化後轉為黃灰色，偶夾貝類化石碎片及生物擾動痕跡。泥質砂岩多呈塊狀，層理不明顯，亦少見交錯層等沉積構造。大寮層內厚度大於 10 公尺以上，可在 1/5000 地質圖自成一單位之泥質砂岩共有 TI9、TI7、TI2 三層，由上而下其厚度分別為 20 公尺、40 公尺及 10 公尺(見附錄二地質圖)。在調查區之東北部分，上面二層厚層

泥質砂岩間為一厚約 10 公尺之頁岩(TI8)所分隔。上層厚約 20 公尺之泥質砂岩(TI9)向西南延展，大約至八斗山東側尖滅或減薄至不可辨認，野外已無法繼續追蹤；中段之泥質砂岩(TI7)厚約 40 公尺，其與下伏之巨厚塊狀砂岩(TI6)間隔以一厚約 6 公尺之頁岩，二者向東突出海域後構成野柳岬，並為組成大寮層中段厚砂岩之主要部份，常造成懸崖陡壁之地形景觀，為野外調查重要之追蹤指準層。夾於以上厚砂岩間之頁岩在野柳岬之厚度僅約 6 公尺，故在地質圖上無法標出，而僅以一岩層界線劃分上下不同岩性之岩層。最下一層泥質砂岩(TI2)厚約 10 公尺，此層亦局部造成地形上的小山脊，尤其於航照判讀下甚為清楚，其向東延展後可能減薄，惟因野外露頭欠佳，故其往東方及西方延展之地表位置僅能根據地質作圖法推測而得。

3. 頁岩或砂質頁岩：

此類岩層易崩解剝落，且不夾明顯之砂岩層，含豐富海相化石。在本調查區之東半部份，可以描繪追蹤出 T18、T15 二層，其向西南延伸後，或為尖滅，或遞變為其他岩性而終至不可辨認。

4. 細至中粒砂岩：

此類岩層係指大寮層中段砂岩的下半部分，厚約 50 公尺，由灰白色細至中粒砂岩所組成，其淘選度較佳，故將其與上覆之泥質砂岩分離而為一獨立之岩石單位(TI6)。此層外觀呈塊狀，抗蝕力較強，向東北方海域突出構成野柳岬之主要岩性單位。

5. 泥質砂岩(含化石及強烈生物擾動痕跡)：

本層(TI4)主要分佈於野柳隧道西口以西之海岸，其厚度估計約 30 公尺，由細至中粒之泥質砂岩所組成，含多條化石密集帶及強烈生物擾動痕跡，局部因在沉積後受強烈之生物擾動而使砂岩及泥岩紛雜相陳，層理面受破壞而連續性差。此一砂體向西南延展後，可能因分叉、減薄或尖滅而無法繼續追蹤。

(3) 石底層(St)

石底層為濱海相的古沉積物，其一般岩性特徵為白砂岩、砂頁岩薄互層及含煤層。石底層主要分佈於本調查區東南邊緣地區，底部由一層厚約

50 公尺的中粒白砂岩所構成，此白砂岩淘選良好，具有中至大型交錯層構造。此一巨厚的白砂岩亦常造成山脊與懸岸陡壁等地形特徵，故亦為野外調查及航照判讀時之良好追蹤指準層。

(4)火山岩(A)

調查區內火山岩之分佈，主要位於場址南緣 1.3 公里處，地質材料係由安山岩質岩流所構成，地形上常造成孤立之山頭或長條山脊，為組成大屯火山群邊緣之一部分。本區火山岩為第四紀初期地殼內部岩漿沿地殼薄弱處上升噴發，岩流覆蓋於中新世或上新世之沉積岩上所造成。除了層狀之火山岩流外，並有因劇烈噴發作用而造成之火山角礫石或集塊岩，常分佈於火山岩流之周圍。此外，由於火山岩受侵蝕作用而崩解，其岩塊常往四周低處崩落重新堆積，再次覆蓋於周遭沉積岩之上。由於此種火山岩碎屑的覆蓋，常使沉積岩之露頭被掩蓋，亦失去沉積岩之地形特徵。在航照判釋下，火成岩分佈地區地形多呈圓緩，植被茂密，而無差異侵蝕或單斜脊等沉積岩地形特徵。

(5)近代沖積層(Qa)、砂丘(Qd)、雜填土(Qm)

本報告將調查區內之近代堆積物區分為沖積層(alluvium)、砂丘(dune)、雜填土(miscellaneous fill)等三類。沖積層(Qa)係由未固結之泥、砂、礫石等組成，主要分佈於調查區偏北部分。其成因為溪流從上游搬運崩解之岩石碎片往下游低地及海邊堆積後，部分再經波浪及潮汐等作用而造成。而在海水高潮線以上地區，未固結的沖積層堆積物因受季風吹襲，較輕細之沈積物顆粒被吹動而再堆積形成風成砂丘(Qd)堆積，主要由未固結之細至粗粒砂所組成，惟目前砂丘之形貌多已因人為因素而改觀。地質圖中之雜填土(Qm)係指人為堆置渣料，材料為塊礫石夾砂土層。

3.1.2 地質構造

本調查區在大地構造上位於台灣西部麓山帶之兩大逆衝斷層之間(見圖 3.1)，廠區西北方的磺溪溪谷研判為金山斷層之地形表徵，距場址最近距離為 4.85 公里；東南方的萬里瑪鍊溪溪谷則為崁腳斷層地形表徵，距場址最近距離為 4 公里。此兩大逆斷層之活動大約在晚上新世以後開始，於同時或其後，台灣北部大屯火山群開始沿地殼薄弱處噴發，火山噴出物冷

卻後造成大屯火山群，此大屯火山群之古噴發點研判係位於本調查區之西方及南方。

由於受到斷層作用的影響，使原本呈水平狀態的沉積岩層受到推擠、斷裂、上衝、疊置等作用，使得本地區之岩層走向一般呈東北-西南向至東西向，略與斷層之走向平行，並以低角度向東南傾斜，復由於差異侵蝕的結果，於地表形成單斜脊的地形特徵。

根據地表地質調查範圍內的結果，並未發現有可能影響場址安全之斷層構造。此外，根據地形圖及航照觀察結果，可以發現水系型態(侵蝕溝)及線性構造之發育略具規則性。其一為東北至東西向，與區域岩層之走向變化大致平行；其二為東南至南北走向，與岩層之走向呈大角度相交。此二方向之線性構造線，與地面露頭所現之二組節理面走向吻合，研判係受節理及岩層層面兩地質弱面所控制。

3.1.3 岩心井錄

計畫場址內之地質鑽探取樣工作由華禾工程顧問公司施作，並於鑽探作業過程中由中興公司進行全程督導，以確認鑽探試驗成果之正確及品質。鑽探完成後，由華禾公司進行岩心井錄，詳細記錄鑽孔取樣岩心之相關特性及繪製鑽孔柱狀圖，並由中興公司進行審核，其岩心井錄成果如附錄三所示。

3.1.4 海岸地形變遷

計畫區屬岬灣海岸，海岸地形變遷除了受到河流帶出的輸沙及海岸海崖的風化侵蝕外，沿岸流帶動的漂沙也影響很大。

基隆港務局(1988)針對淡水第二漁港興建對河口海域地形的影響進行研究，認為北海岸金山、野柳至淡水一帶的海岸地形已經達成平衡，數十年來海岸並無明顯變化之事實，因此沿岸流的漂沙應約略等於河川之輸沙量。

為檢視場址北側海岸地形變遷，進行地形圖之比對，以民國88年出版之1/25000經建版地形圖為底圖，套繪民國70年出版1/5000像片基本

圖之海岸線如圖 3.2 所示，僅在核二廠溫水排放口最東側堤防內之海岸略有退縮約 30 公尺，其餘地區之海岸線變動小。

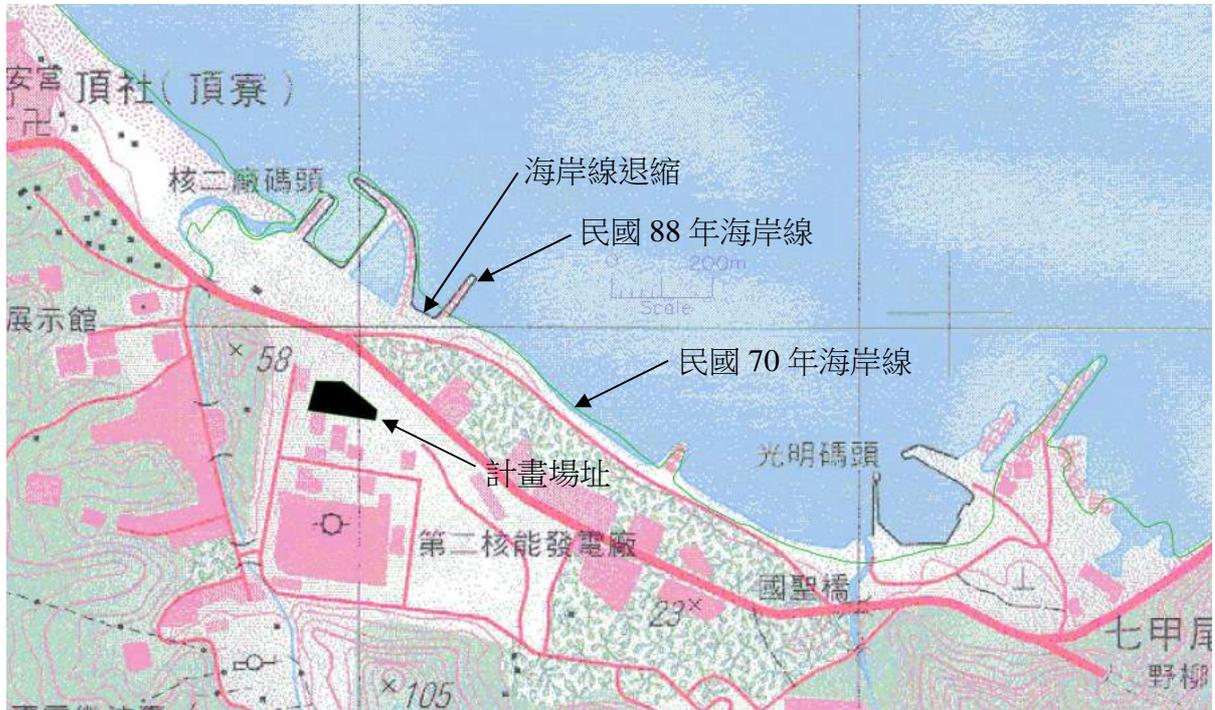


圖 3.2 預定場址附近海岸地形變遷圖

3.2 場址地層分佈與工程特性

3.2.1 速度地層分佈

本工作經由地表反射、折射與下井式速度井測推算出地層厚度與傳播速度，茲歸納其結果如下：

3.2.1.1 地表反射震測分析結果

反射震測成果如圖 3.3 所示，由各測線之震測重合剖面圖可知本場址反射震測之施作並無反射訊號，究其可能原因為：

- (1) 覆蓋層與岩盤界面平均深度約 8~15 公尺(由折射震測成果研判)，淺層反射震測法因受表面波及空氣波干擾，需選擇適當的近支距(震源與第一個受波器間最近距離)，因此對於較淺部地層的探查在深度上有所限制。

- (2)由各測線之炸點記錄與重合剖面研判，在調查深度範圍內之岩層並無較為明顯的聲波阻抗界面，即在此範圍內岩盤岩性變化不大。
- (3)調查範圍受限廠區建物，並無法藉由加大近支距距離，避開淺層雜波干擾探查較深部地層之反射訊息。

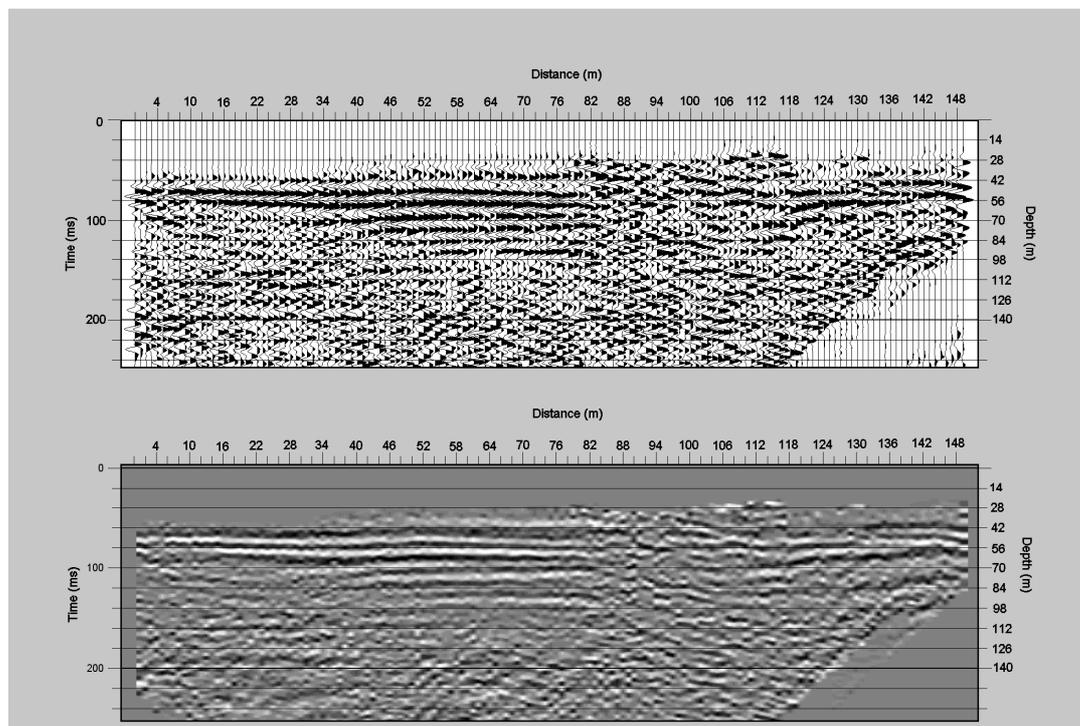


圖 3.3 測線 A 反射震測重合剖面圖

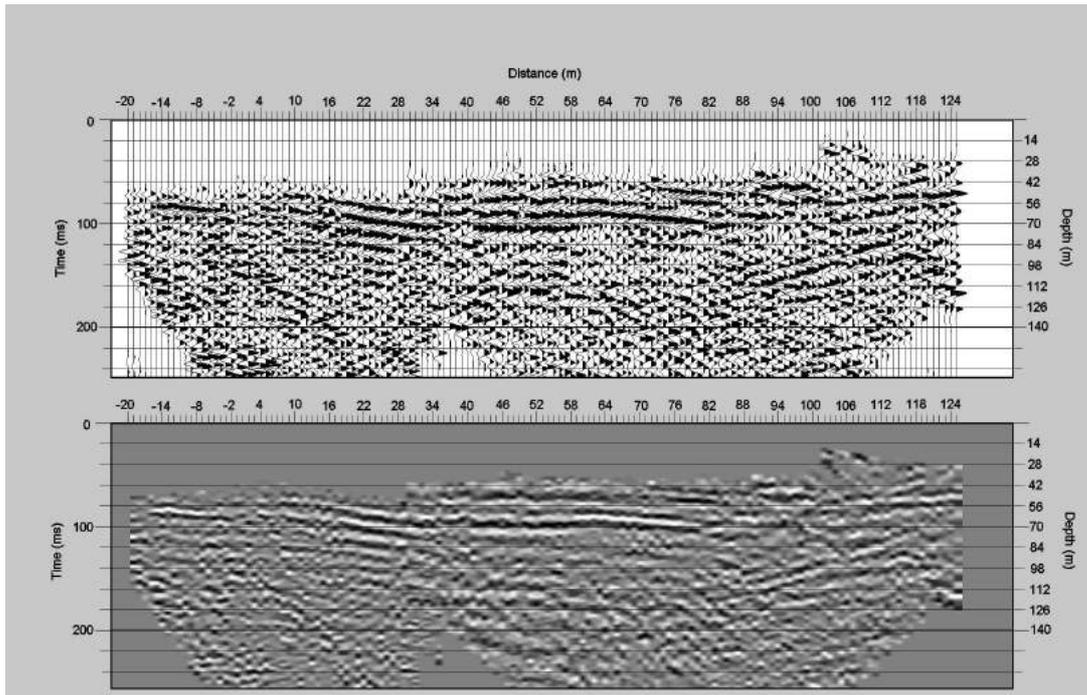


圖 3.3(續) 測線 B 反射震測重合剖面圖

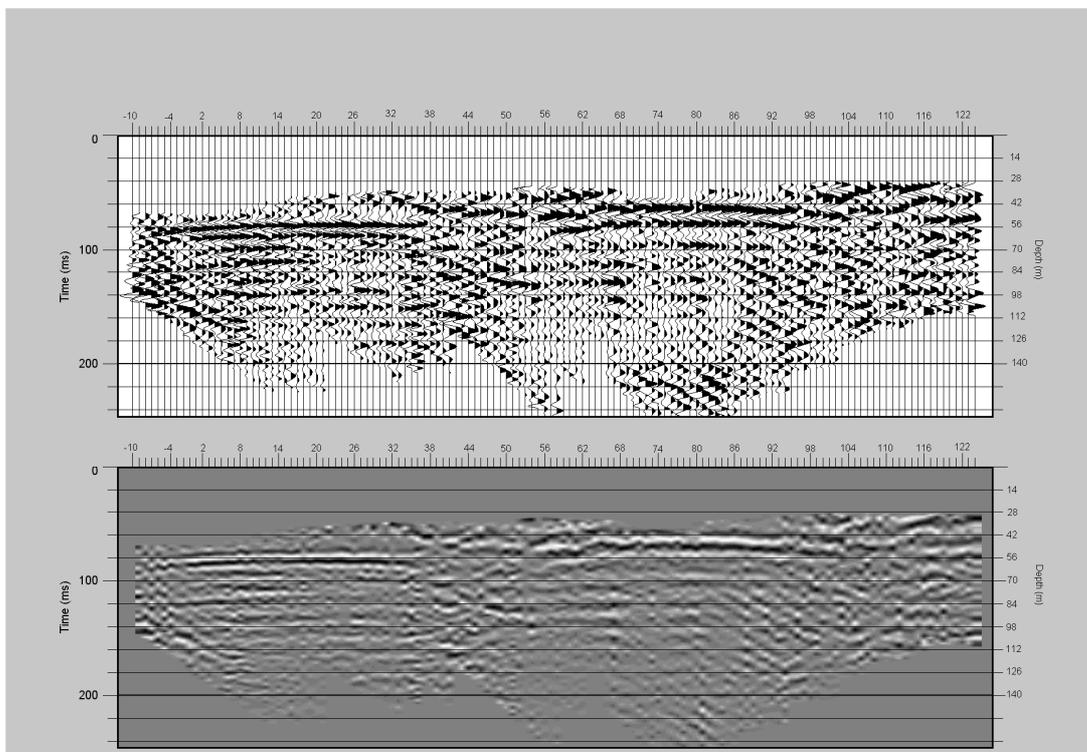


圖 3.3(續) 測線 C 反射震測重合剖面圖

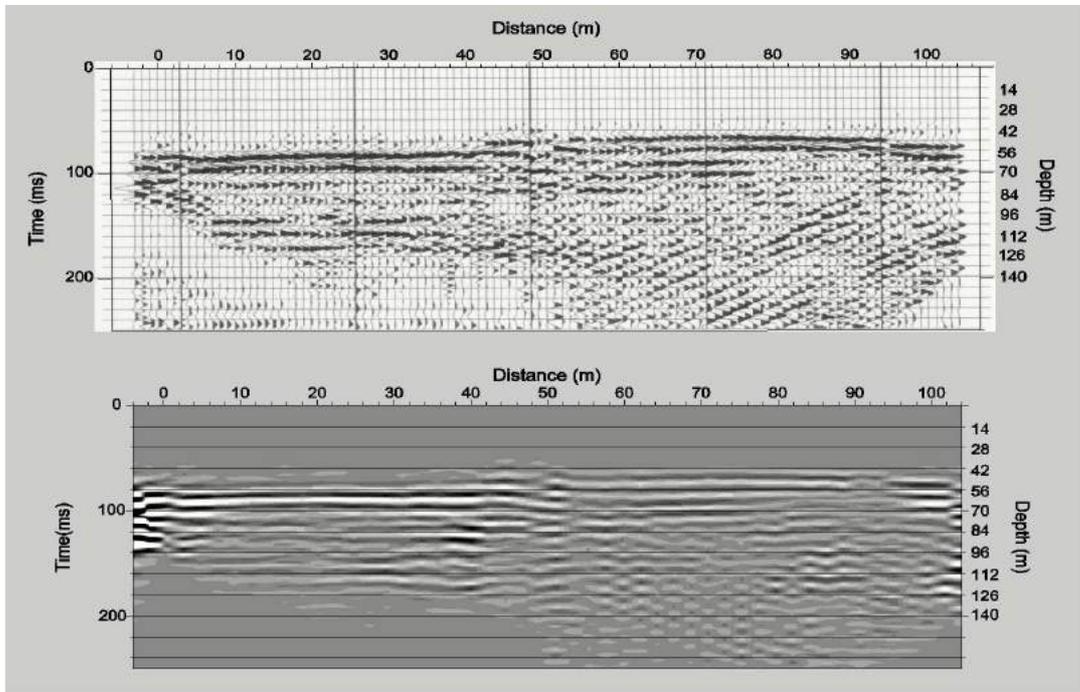


圖 3.3(續) 測線 D 反射震測重合剖面圖

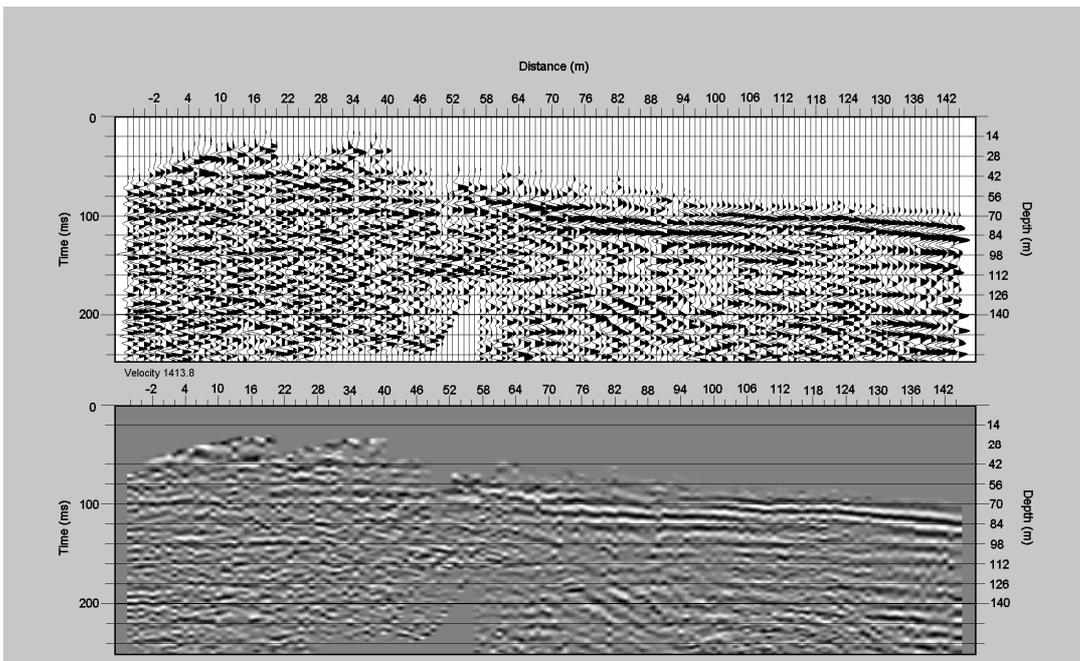


圖 3.3(續) 測線 E 反射震測重合剖面圖

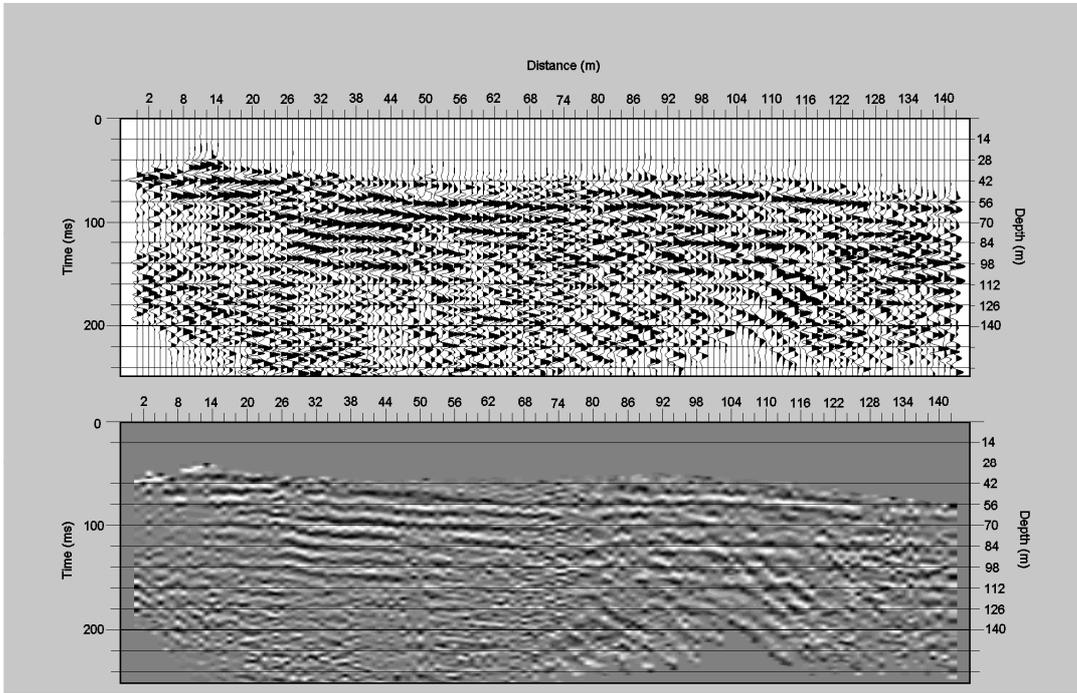


圖 3.3(續) 測線 F 反射震測重合剖面圖

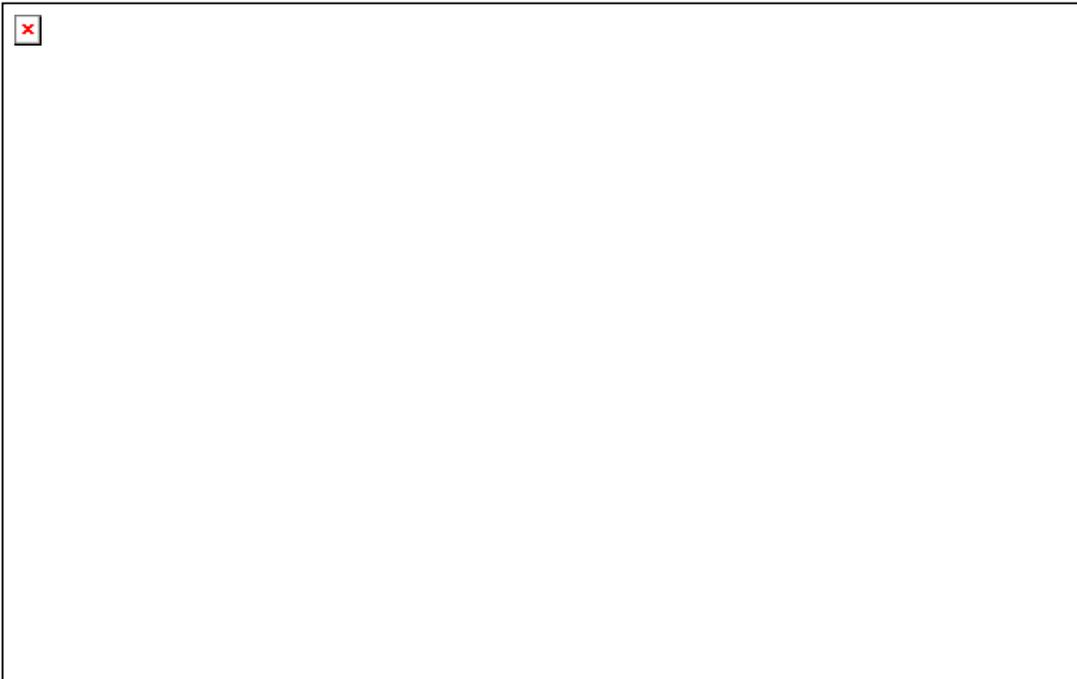


圖 3.3(續) 測線 G 反射震測重合剖面圖



圖 3.3(續) 測線 H 反射震測重合剖面圖

3.2.1.2 地表折射震測分析結果

本次折射震測工作共完成八條折射震測剖面施測長度 900 公尺，測線位置如圖 2.1 所示，各測線之起、訖點座標、走時曲線與速度層剖面圖詳附錄九。各測線探查成果分述如后：

(1)測線 RA 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 7.5~11.0 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800 m/sec，厚度約 2.0~3.0 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2389 m/sec，相當於岩盤。

(2)測線 RB 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 9.5~12.0 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800 m/sec，厚度約 2.0~4.0 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2446 m/sec，相當於岩盤。

(3)測線 RC 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 12.0~15.0 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800 m/sec，厚度約 1.0~4.0 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2377 m/sec，相當於岩盤。

(4)測線 RD 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 13.5~16.5 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800m/sec，厚度約 2.5~4.0 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2405 m/sec，相當於岩盤。

(5)測線 RE 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 11.5~14.0 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800 m/sec，厚度約 2.0~4.0 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2405 m/sec，相當於岩盤。

(6)測線 RF 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 8.0~12.0 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800 m/sec，厚度約 2.0~3.5 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2477 m/sec，相當於岩盤。

(7)測線 RG 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 10.0~15.0 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800 m/sec，厚度約 2.0~3.5 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2466 m/sec，相當於岩盤。

(8)測線 RH 之震測結果，大致呈現三層速度結構，分述如次：

第一層：波速 350~1150 m/sec，厚度約 8.0~17.0 公尺，相當於表土、崩積或極風化地層。

第二層：波速 1150~1800 m/sec，厚度約 1.0~3.0 公尺，相當於風化層。

第三層：波速 2436 m/sec，相當於岩盤。

將各測線速度層剖面圖依對應位置繪製如圖 3.4 之柵狀立屏圖，圖中顯示覆蓋層的厚度由基地西側向東側漸增，但厚度變化不大，在南北方向變化較緩，如圖 3.5 覆蓋層厚度等值圖，此結果與 3.2.2 節按鑽探結果所推估之岩盤等深線圖相符合。各測線岩盤速度相近，約 2377~2477 m/sec，顯示各測線下方岩盤岩性相似，未發現岩盤中夾有明顯低速帶。



圖 3.4 折射震測各測線速度層柵狀立屏圖

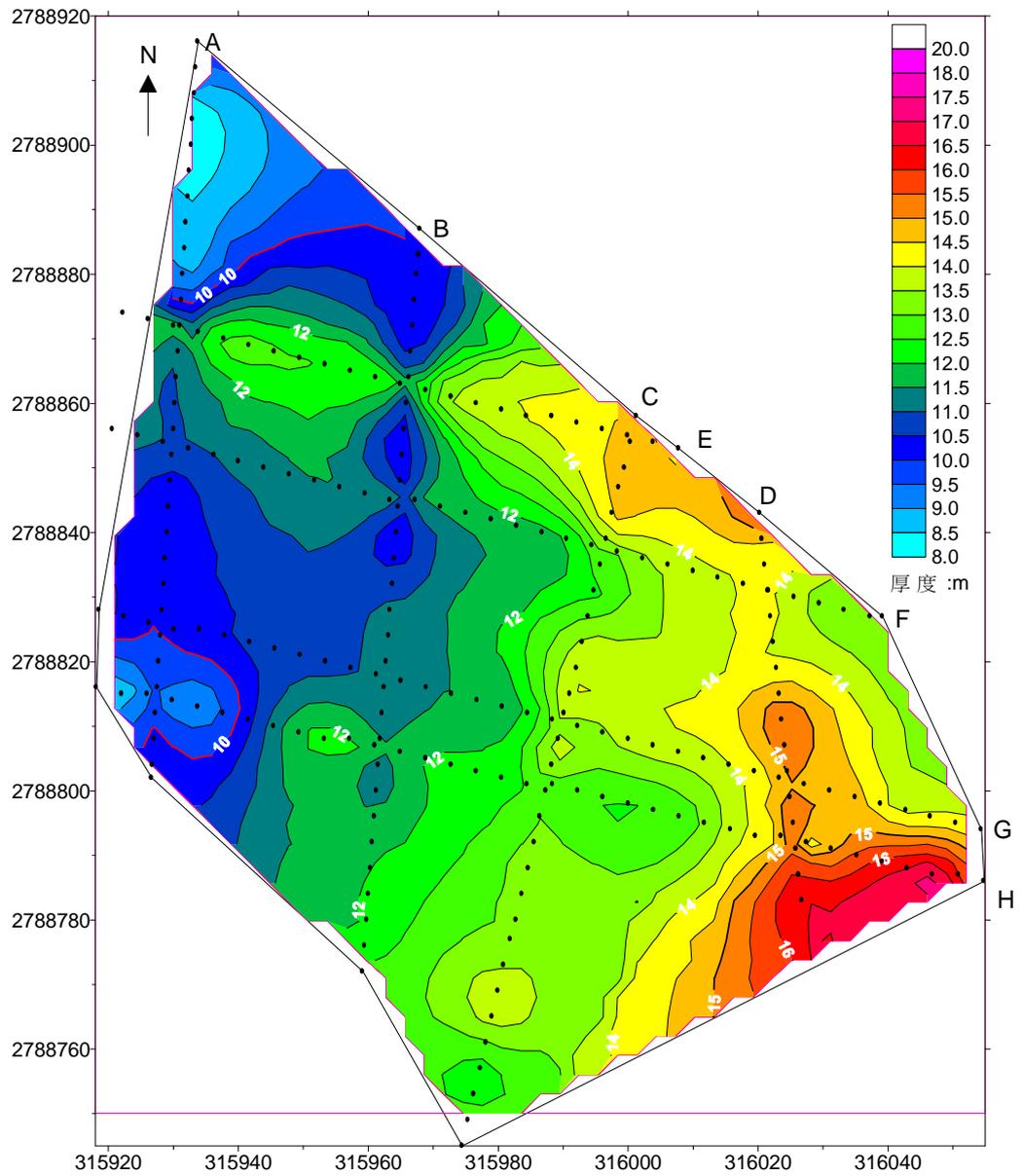


圖 3.5 折射震測推估覆蓋層厚度等值圖

3.2.1.3 地電阻分析結果

本次地電阻影像探測共完成八條地電阻影像剖面，其編號為 A、B、C、D、E、F、G 及 H，位置如圖 2.1 所示。二極法遠電極位置及座標如圖 3.6 所示。

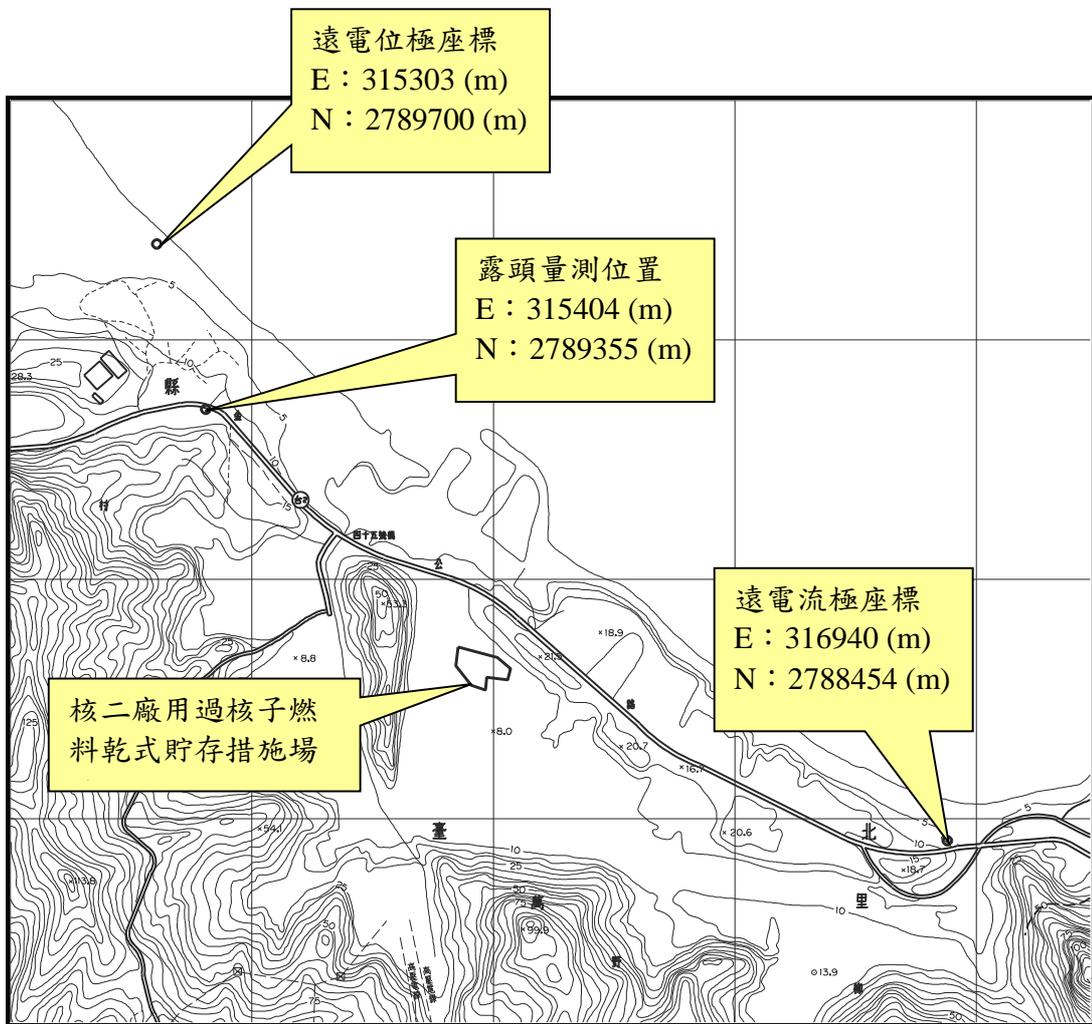


圖 3.6 二極法遠極位置圖

為了解測區附近不同岩性電阻率差異以輔助地電阻影像剖面探測之地質解釋，亦針對選定之露頭進行露頭電阻率量測工作(圖 3.6)，量測成果如表 3.1 所示。一般而言，砂岩電阻率高於頁岩，且砂岩中顆粒越粗則電阻率越高，顆粒越細則電阻率越低，而砂岩中泥質(頁岩)含量越高則電阻率越低；再者，在同一地層中含水地層的電阻率低於乾燥的地層。茲將探測成果解釋如下：

(1)測線 A

圖 3.7 為測線 A 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(Pole-Pole array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，圖中顯示探查成果受到測線附近下伏管線或周圍建物內鐵磁性材料極大干擾(如圖中紅色虛線標示)，資料處理過程中並將此干擾去除。圖中對應地層界面及推估地下水位面係參考折射震測成果(詳見第 3.2.1.2 節)，及將 Wenner-Schlumberger array 的觀測值中選擇較少干擾的垂直測深曲線(VES)，經一維逆推計算(圖 3.7(c))，並將可能的干擾部份忽略後研判。其中岩盤電阻率約 $<130\sim 100$ ohm-m，深度約 9~11 公尺，測線距離 0~40 公尺淺層電阻率較高，係受回填影響，測線南側深部地層的電阻率低於測線北側，研判係受測線南端廠區建物影響所致。

(2)測線 B

圖 3.8 為測線 B 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(P-P array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，圖中對應地層界面及推估地下水位面係參考折射震測成果，及將 Wenner-Schlumberger array 觀測值之垂直測深曲線(VES)，經一維逆推計算(圖 3.8(c))，並將可能的干擾部份忽略後研判。其中岩盤電阻率約 $<130\sim 100$ ohm-m，深度約 9~11 公尺，測線距離 0~40 公尺淺層電阻率較高，係受回填影響，測線南側深部地層的電阻率低於測線北側，研判係受測線南端廠區建物影響所致，此特性與測線 A 近似。

表 3.1 露頭電阻率量測成果表

	
<p>岩 性: 表土 電阻率: 322ohm-m</p>	<p>岩 性: 砂岩 電阻率: 57ohm-m</p>
	
<p>岩 性: 砂岩 電阻率: 142.4 ohm-m</p>	<p>岩 性: 砂岩 電阻率: 109.5 ohm-m</p>
	
<p>岩 性: 砂岩 電阻率: 112.8 ohm-m</p>	<p>岩 性: 砂岩 電阻率: 87.6 ohm-m</p>

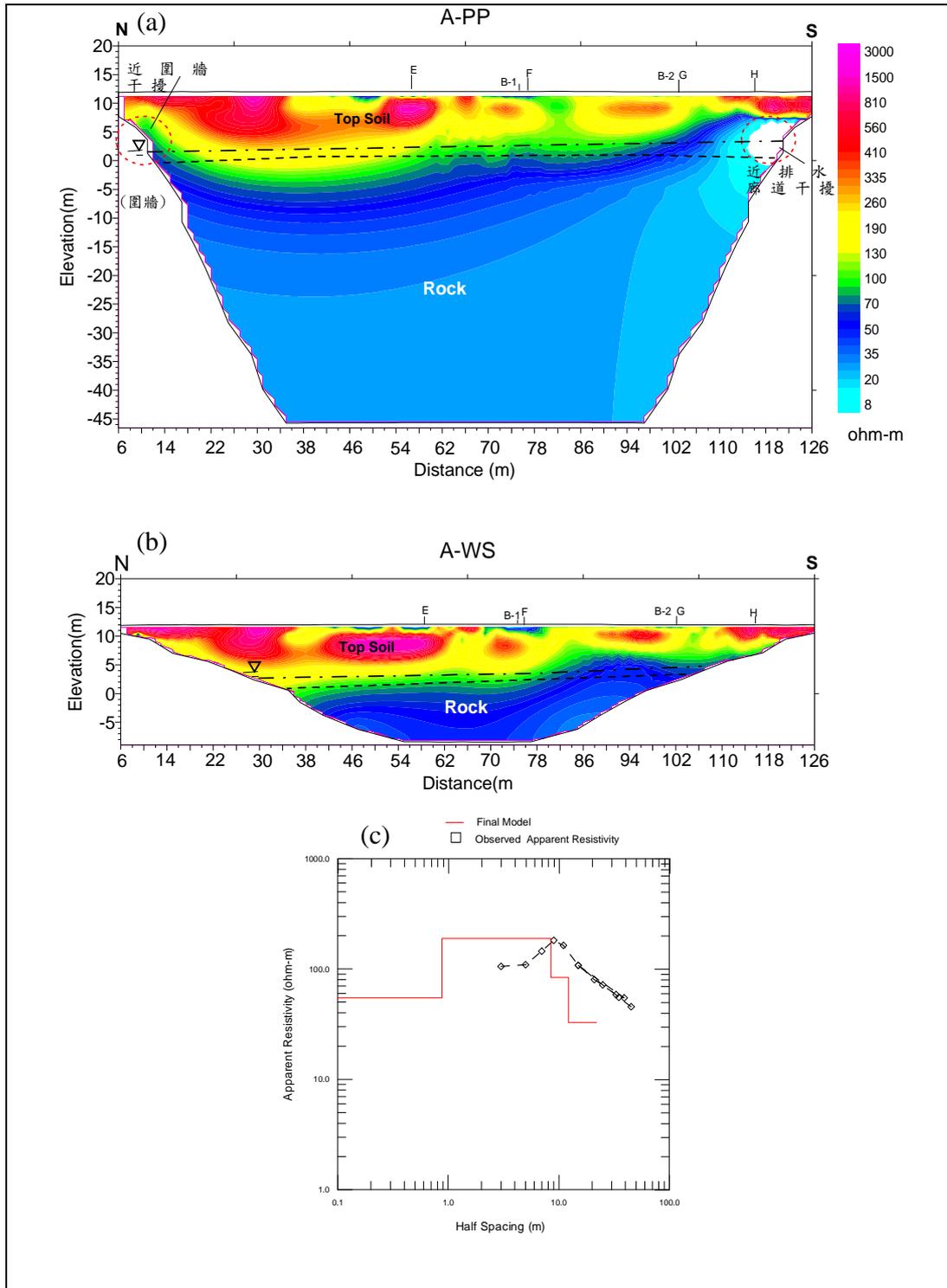


圖 3.7 測線 A 地電阻影像剖面探測成果解釋圖。

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

(c)VES 曲線與一維逆推成果

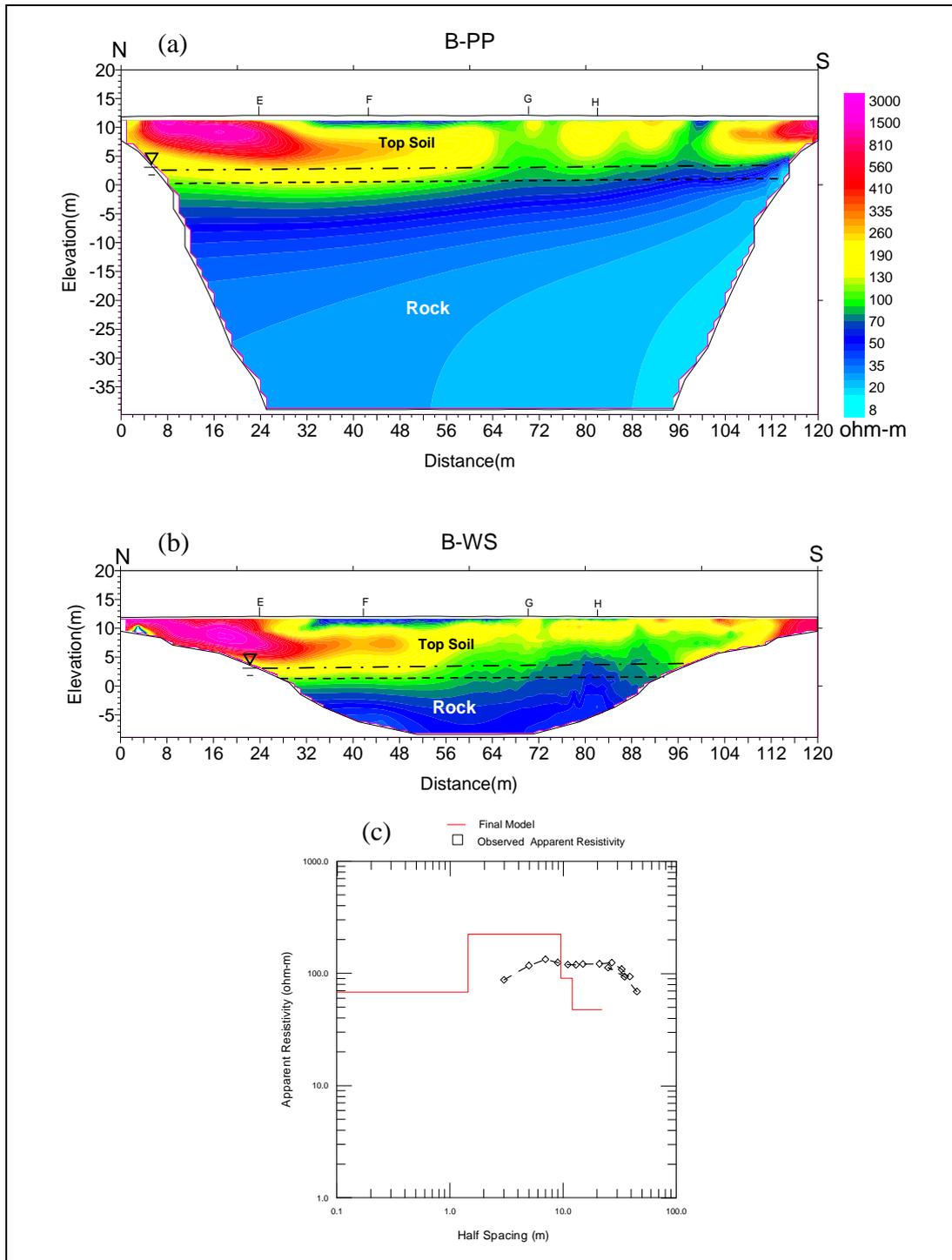


圖 3.8 測線 B 地電阻影像剖面探測成果解釋圖。

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

(c)VES 曲線與一維逆推成果

(3)測線 C

圖 3.9 為測線 C 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(Pole-Pole array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，圖中顯示在測線距離 74~108 公尺附近受干擾(如圖中紅色虛線標示)，圖中對應地層界面係參考折射震測成果，及將 Wenner-Schlumberger array 的觀測值中選擇較少干擾的垂直測深曲線(VES)，經一維逆推計算(圖 3.9(c))，並將可能的干擾部份忽略後推估。

(4)測線 D

圖 3.10 為測線 D 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(P-P array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，本測線較短，圖中顯示分別在測線距離 6~26 公尺公尺及 70~78 公尺附近受干擾(如圖中紅色虛線標示)，圖中對應地層界面係參考折射震測成果，並將可能的干擾部份忽略後研判。

(5)測線 E

圖 3.11 為測線 E 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(P-P array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，圖中顯示在測線距離 76~102 公尺附近受管線或圍牆干擾(如圖中紅色虛線標示)，圖中對應地層界面及推估地下水水位面係參考折射震測成果，及將 Wenner-Schlumberger array 的觀測值中選擇較少干擾的垂直測深曲線(VES)，經一維逆推計算(圖 3.11(c))，並將可能的干擾部份忽略後研判。其中岩盤電阻率約 $<130\sim 100$ ohm-m，在圍牆範圍內深度約 10~14 公尺。

(6)測線 F

圖 3.12 為測線 F 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(P-P array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，圖中顯示在測線距離 126~142 公尺附近受管線或圍牆干擾(如圖中紅色虛線標示)，本測線的 W-S array 受干擾較少，可以作為基地內電性地層的主要參考，圖中顯示覆蓋層與岩盤的接觸面平緩，參考折射震測成果，及將 Wenner-Schlumberger array 的觀測值的垂直測深曲線(VES)，經一維逆推

計算 (圖 3.12(c))，並將可能的干擾部份忽略後研判。其中岩盤電阻率約 $<130 \text{ ohm-m}$ ，岩盤深度約 10~12 公尺，覆蓋層電阻率約 130~1500 ohm-m ，在相近似的地層材料中，電阻率的變化主要受地下水影響，地層含水越多則電阻率越低，剖面中垂直方向電阻率變化最大的層段約在深度 9 公尺處，此層段在水平方向也有延續性，因此推估此電性界面主要受地下水，即地下水深度約 9 公尺，如圖中標示。此項特性也可作為其他測線地下水位推估參考。在 P-P array 剖面中岩盤電阻率約 20~130 ohm-m ，測線東側略受干擾影響電阻率稍低，並無明顯受海水入侵影響至電阻率明顯降低的情形。

(7)測線 G

圖 3.13 為測線 G 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(P-P array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，圖中顯示覆蓋層與岩盤的接觸面平緩，參考折射震測成果，及將 Wenner-Schlumberger array 的觀測值的垂直測深曲線(VES)，經一維逆推計算 (圖 3.13(c))，並將可能的干擾部份忽略後研判。其中岩盤電阻率約 $<130 \text{ ohm-m}$ ，測線距離約 100~140 公尺範圍覆蓋層較厚，厚度約 >15 公尺。

(8)測線 H

圖 3.14 為測線 H 地電阻影像剖面成果初步地質解釋圖，其中(a)圖為二極排列(P-P array)，(b)為 Wenner-Schlumberger array，參考折射震測成果，及將 Wenner-Schlumberger array 的觀測值的垂直測深曲線(VES)，經一維逆推計算 (圖 3.14(c))，並將可能的干擾部份忽略後研判。其中岩盤電阻率約 $<130 \text{ ohm-m}$ ，深度約 10~16 公尺，剖面中深度 >20 公尺的層段電阻率較其他測線低，約 $<20 \text{ ohm-m}$ ，研判係因本測線與廠房更近，電阻率受干擾影響所致，此特性與測線 A、B 及 C 之測線南端近廠房處特性相似。

圖 3.15 為測線 A~H 八條地電阻影像探測之 W-S array 各測站半展距 5 公尺($a=2$ 公尺， $n=2$ ，對應深度約 1.7~2.5 公尺)電阻率等值圖，其中電阻率偏低的區域(藍色至淺藍)顯示受到人工建構物(回填、管線或其他)干擾。依測線相關位置繪製如圖 3.16 之柵狀立屏圖，圖中顯示各測線淺地表干擾區域有其相關性，如圖中紅色虛線標示，顯示在干擾範圍內有多處管

線或其他人工建構物，現地部份可見管線或舊有灌溉給水設施如表 3.2，後續施工開挖時應注意。

圖 3.17 為各測站半展距 9~27 公尺($a=6$ 公尺, $n=1\sim4$)電阻率等值圖，半展距由小至大對應視深度由淺至深水平切片圖，由圖中可以看出視電阻率在垂直方向的變化，假設在覆蓋層中視電阻率 >200 ohm-m 的範圍為較乾燥的地層(如圖中電阻率 >200 ohm-m 標示，基地西南側受干擾不易辨識)，當半展距由 9 公尺至 15 公尺時，此範圍變化不大，當半展距由 15 公尺加大至 21 公尺時，此乾燥範圍明顯向東側縮小，當加大至 27 公尺時，此乾燥範圍幾乎消失，表示此時的對應深度幾乎全為潮濕地層。即當半展距 >27 公尺時，探查深度已達地下水位面，由圖中視電阻率 180~200 ohm-m 的變化趨勢初步研判，調查區東側地下水較深，推估地下水流向如圖中箭頭所示，為東北方向。此結果與 3.3.3 節地下水流向分析結果大致相符合(北北東方向)。

表 3.2 基地內部份既有管線或灌溉給水設施照片

	
<p>管線照片 1(基地南側)</p>	<p>管線照片 2(舊有灌溉給水閘)</p>
	
<p>管線照片 3(舊有灌溉給水閘)</p>	<p>管線照片 4(舊有灌溉給水閘)</p>
	
<p>管線電信設施照片 5(基地東側)</p>	<p>管線告示照片 6(基地南側)</p>

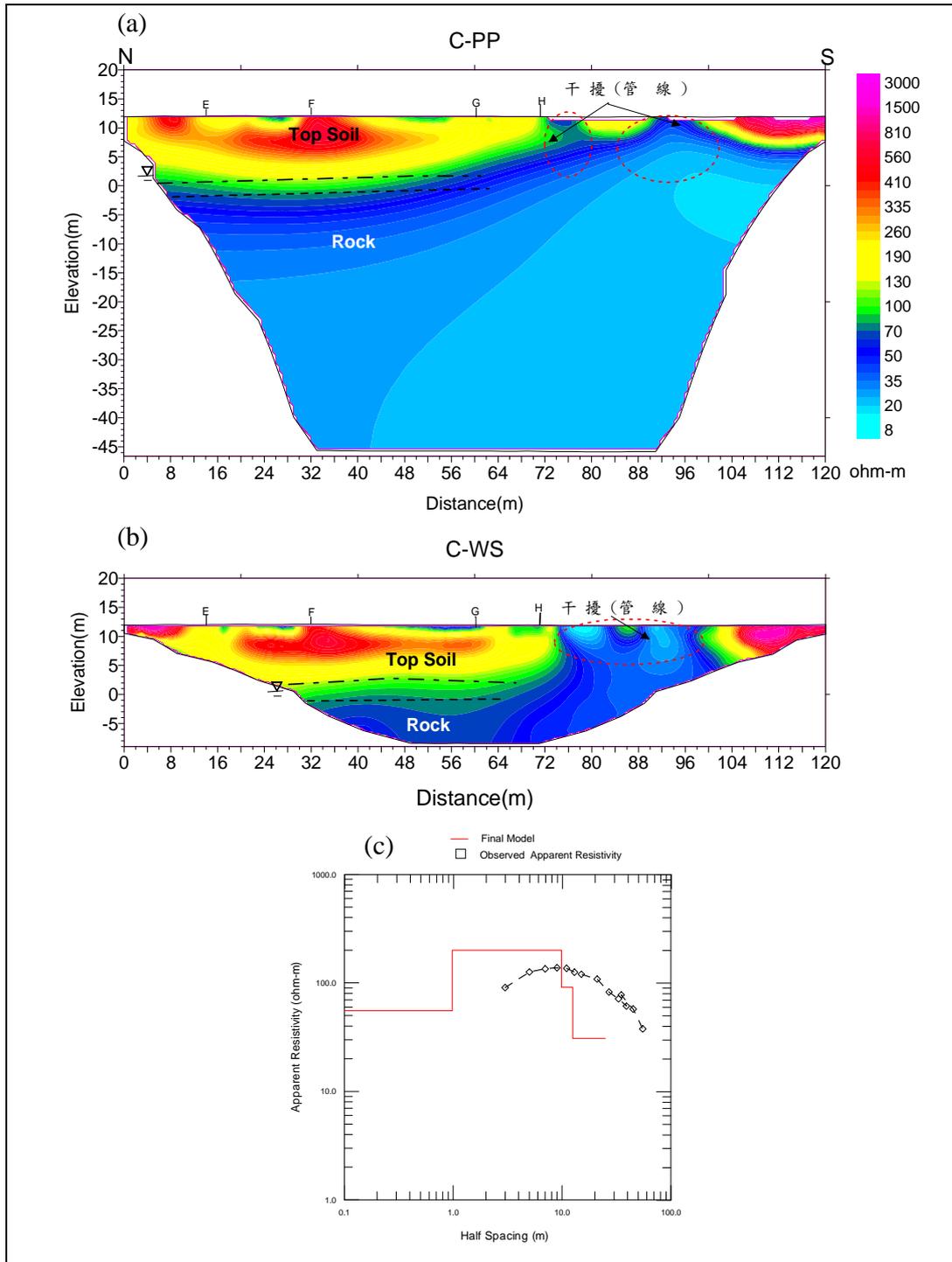


圖 3.9 測線 C 地電阻影像剖面探測成果解釋圖

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

(c) VES 曲線與一維逆推成果

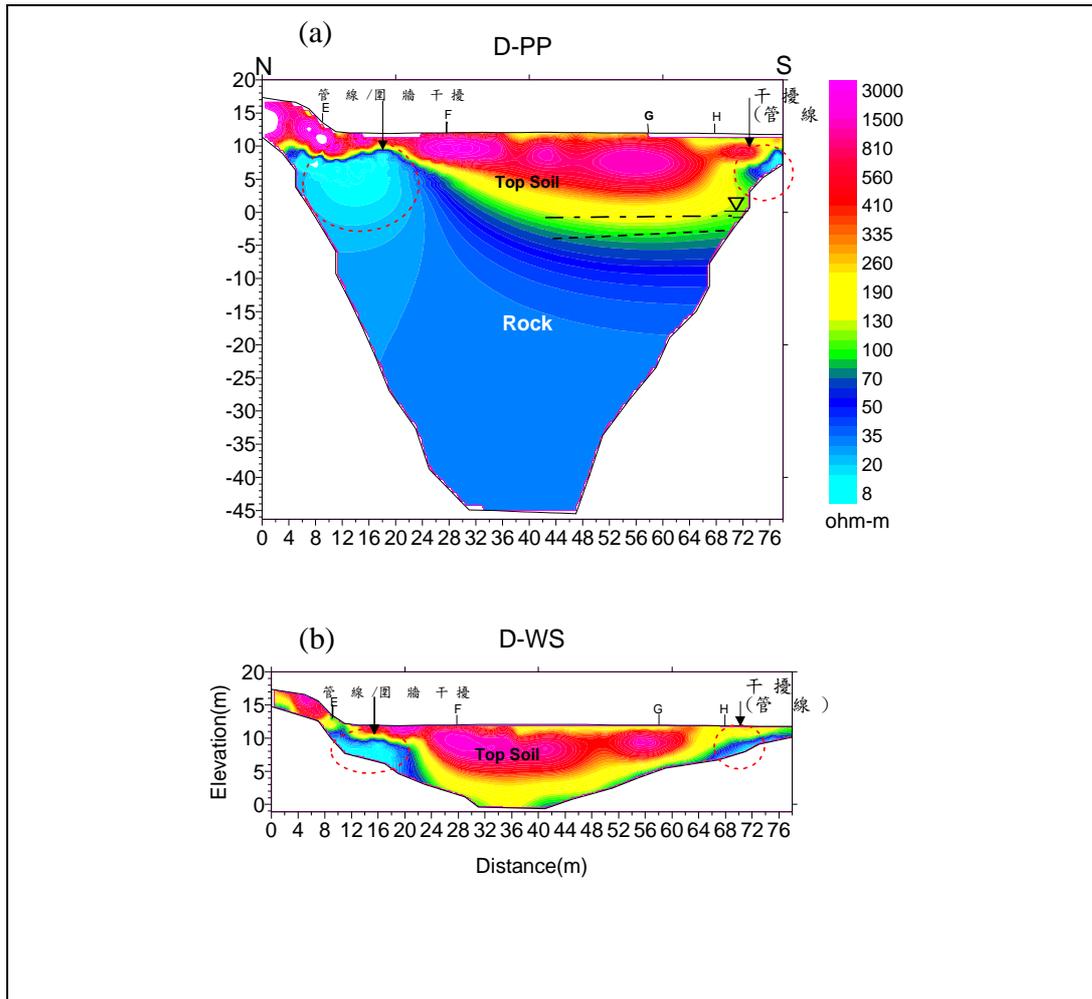


圖 3.10 測線 D 地電阻影像剖面探測成果解釋圖

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

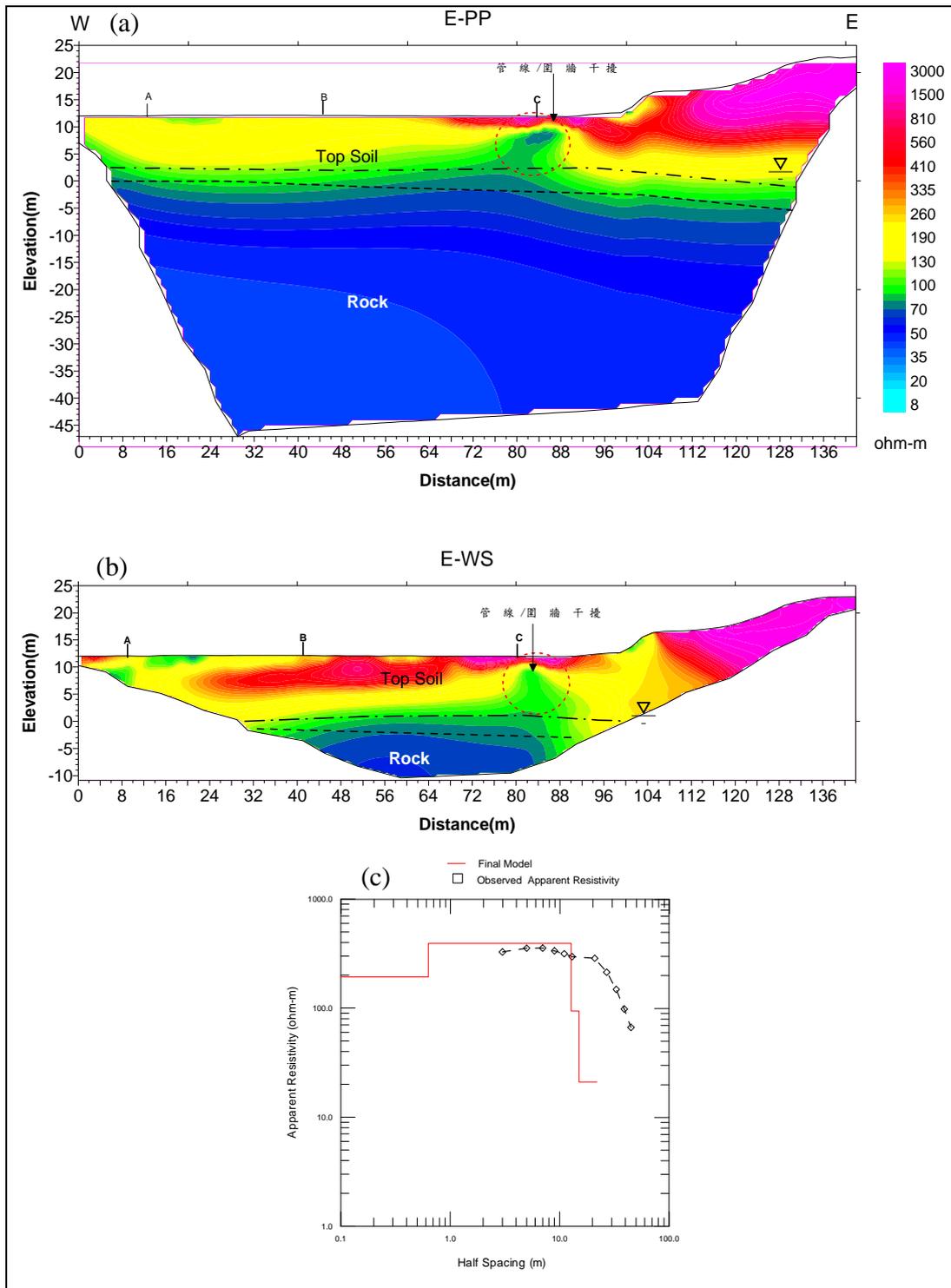


圖 3.11 測線 E 地電阻影像剖面探測成果解釋圖

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

(c) VES 曲線與一維逆推成果

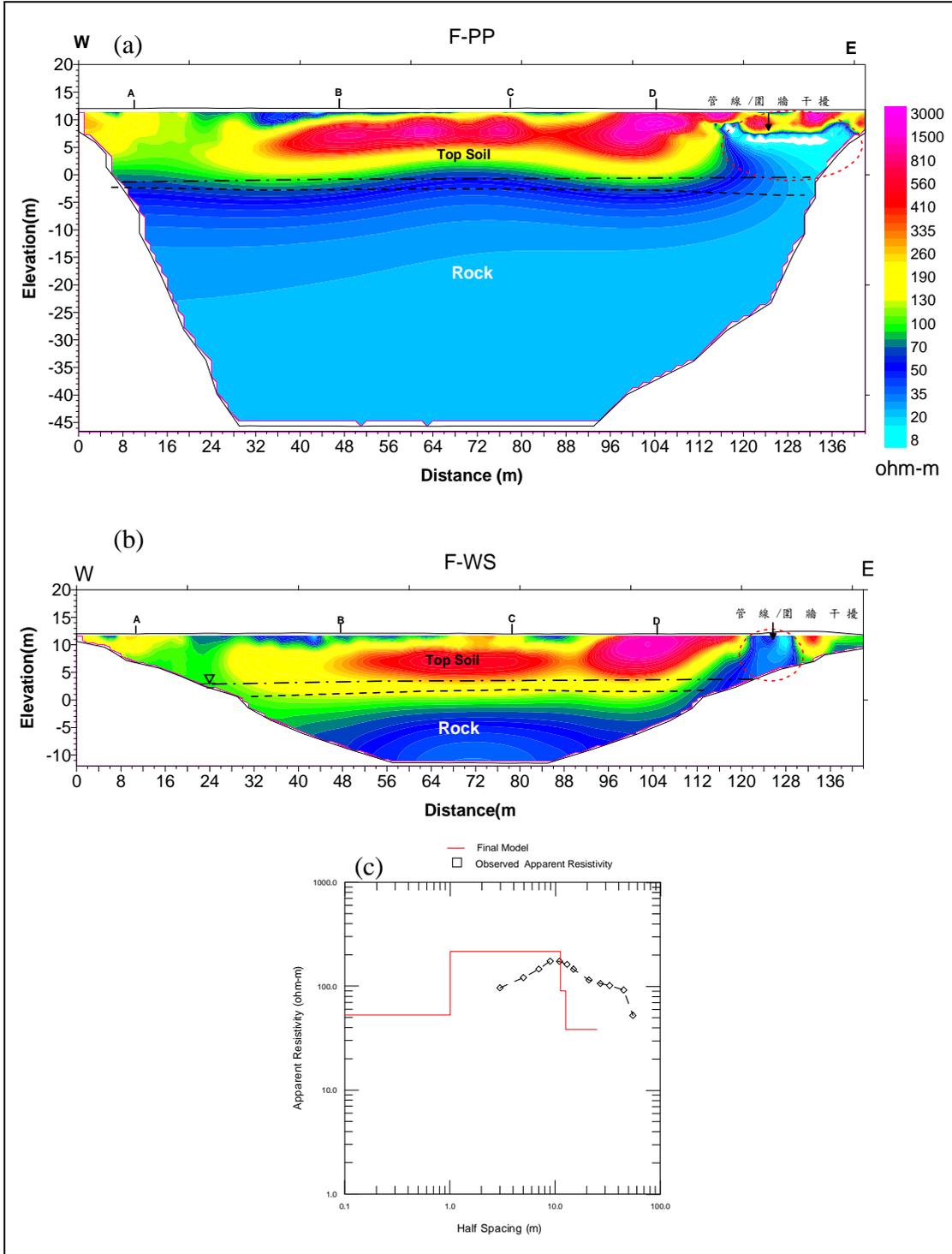


圖 3.12 測線 F 地電阻影像剖面探測成果解釋圖

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

(c) VES 曲線與一維逆推成果

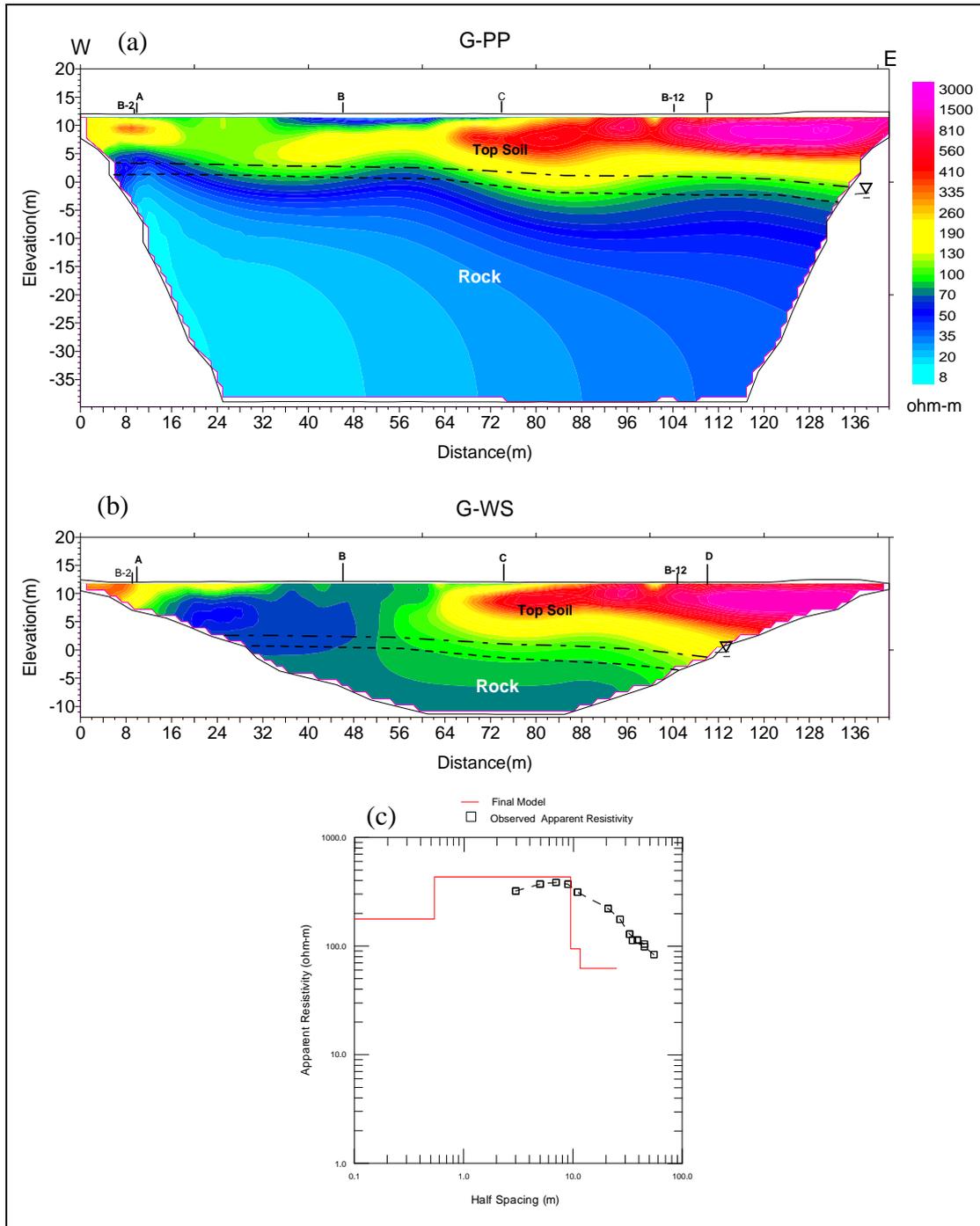


圖 3.13 測線 G 地電阻影像剖面探測成果解釋圖

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

(c) VES 曲線與一維逆推成果

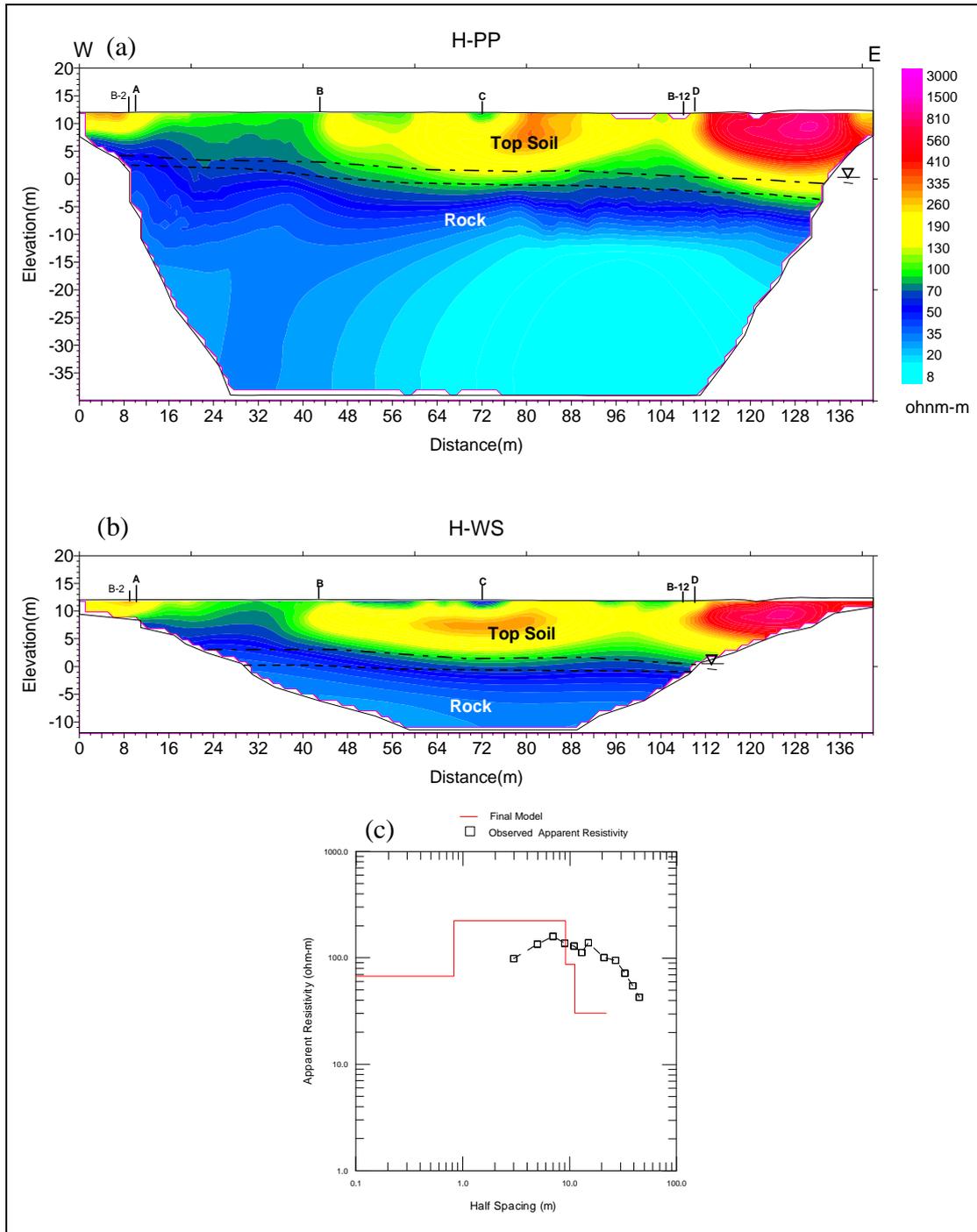


圖 3.14 測線 H 地電阻影像剖面探測成果解釋圖

(a) Pole-Pole Array (b) Wenner-Schlumberger array

(c) VES 曲線與一維逆推成果

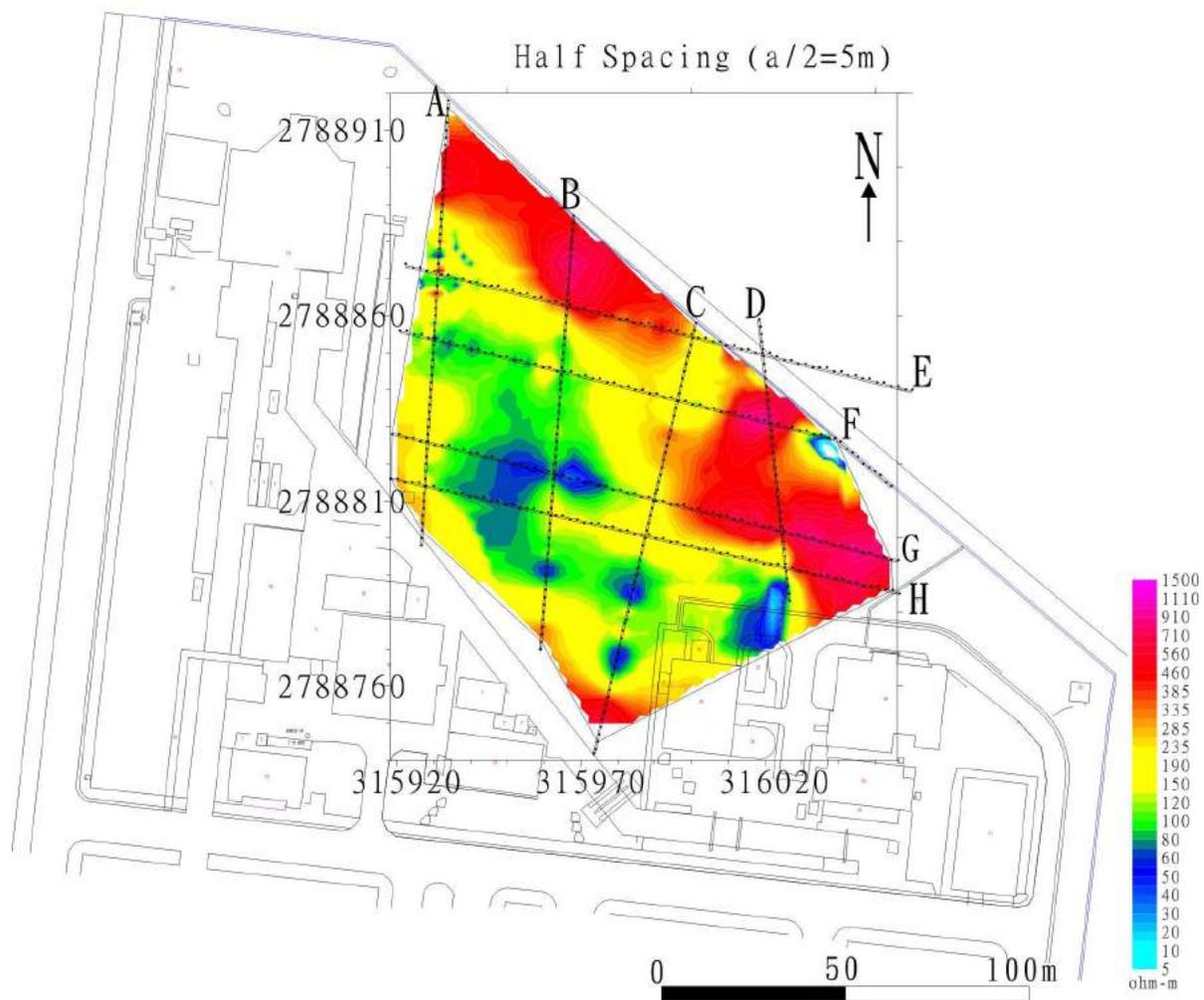


圖 3.15 地電阻影像探測 W-S array 淺地表電阻率異常分佈圖

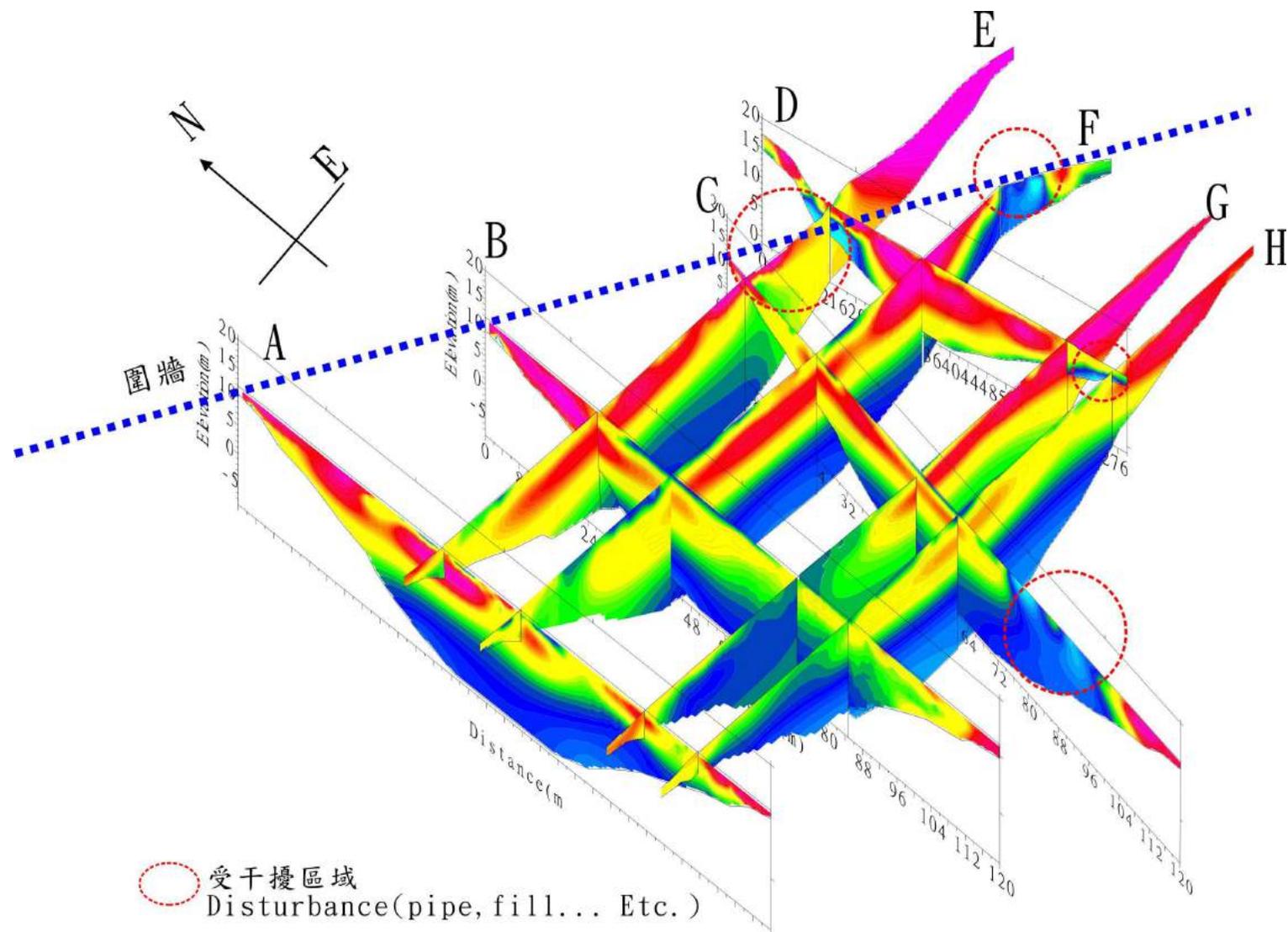


圖 3.16 地電阻影像探測 W-S array 柵狀立屏圖

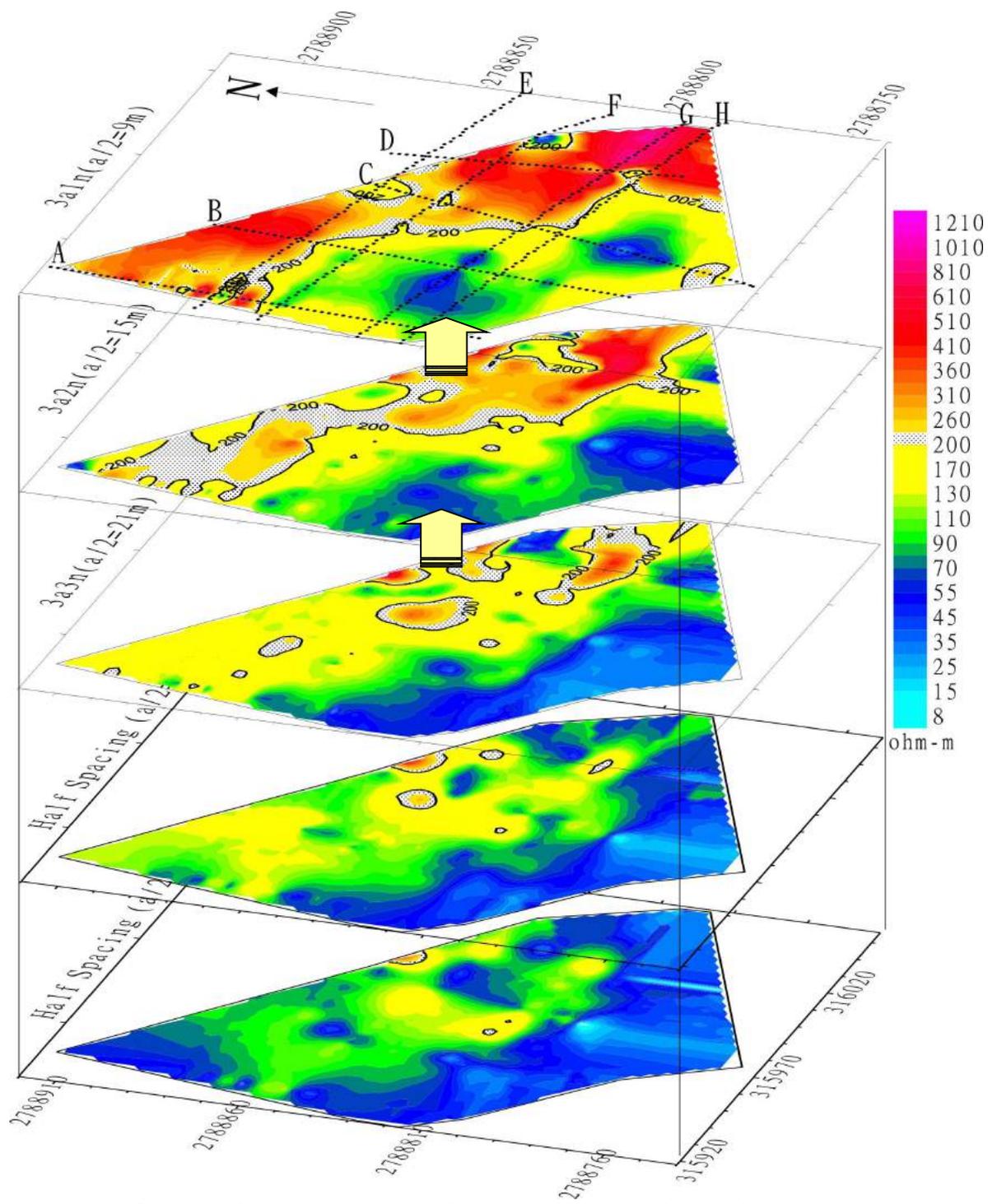


圖 3.17 W-S array 半展距 9~27 公尺($a=6$ 公尺, $n=1-4$)電阻率等值水平切片圖

3.2.1.4 鑽孔內懸垂式波速量測分析結果

本測懸垂式速度井測計完成鑽孔 B-1、B-7 及 B-10，施測總深度 120 公尺。茲將本次速度井測成果分述如次：

(1)鑽孔編號：B-1

鑽孔 B-1 速度剖面成果如圖 3.18，說明如下：

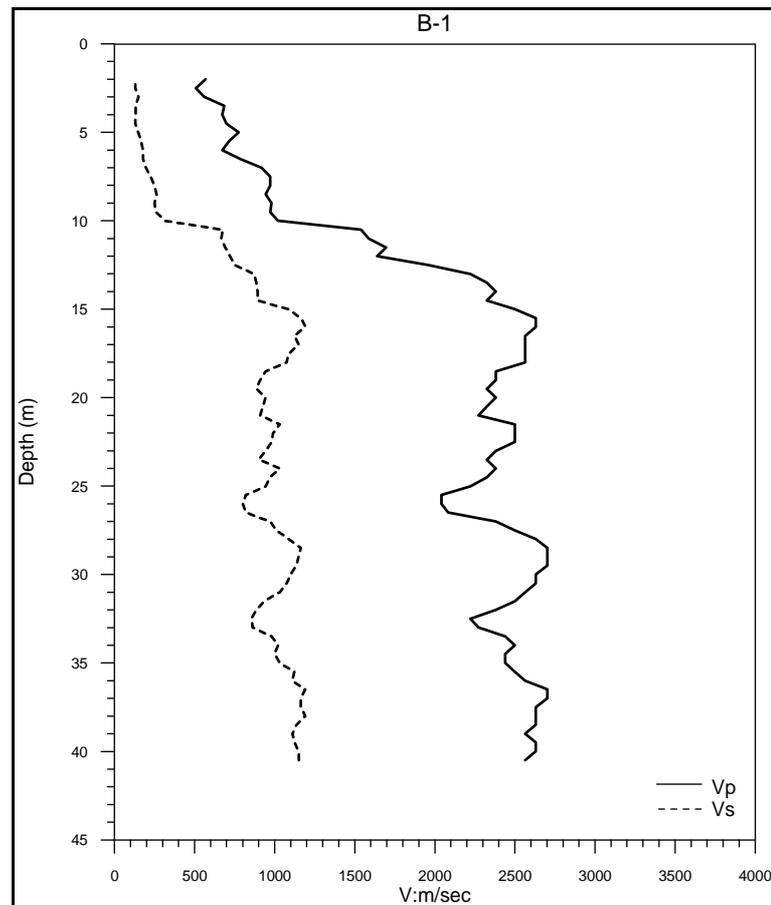


圖 3.18 鑽孔 B-1 速度剖面圖

1. 覆蓋層(2.0~10.0 公尺)波速：

Vp:507~1020 m/sec。

Vs:130~315 m/sec。

2. 風化岩層(10.5~12.5 公尺)波速：

Vp:1538~1960 m/sec °

Vs:675~751 m/sec °

3. 岩盤(13.0~40.5 公尺)波速：

Vp:2040~2702 m/sec °

Vs:800~1190 m/sec °

波速及各項動態彈性模數計算成果詳如表 3.3。

表 3.3 鑽孔 B-1 波速值及動態彈性模數一覽表

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
40.5	2564.1	1149.4	0.374	28581	78554	104119
40	2631.6	1149.4	0.382	28581	79004	111703
39.5	2631.6	1123.6	0.389	27310	75843	113397
39	2564.1	1111.1	0.384	26707	73947	106617
38.5	2631.6	1136.4	0.385	27935	77401	112564
38	2631.6	1190.5	0.371	30659	84087	108933
37.5	2631.6	1162.8	0.379	29249	80651	110812
37	2702.7	1162.8	0.386	29249	81104	119019
36.5	2702.7	1190.5	0.380	30659	84595	117140
36	2564.1	1111.1	0.384	26707	73947	106617
35.5	2500.0	1123.6	0.373	27053	74311	97858
35	2439.0	1030.9	0.391	21690	60352	92485
34.5	2439.0	1000.0	0.399	20408	57101	94194
34	2500.0	1020.4	0.400	21250	59501	99218
33.5	2439.0	980.4	0.404	19616	55067	95251
33	2272.7	862.1	0.416	15167	42951	85192
32.5	2222.2	854.7	0.413	14908	42137	80903
32	2381.0	885.0	0.420	15983	45386	94382
31.5	2500.0	934.6	0.419	18717	53109	108973
31	2564.1	1030.9	0.404	24076	67585	116834
30.5	2631.6	1075.3	0.400	26192	73325	121955
30	2631.6	1098.9	0.394	27355	76289	120403
29.5	2702.7	1136.4	0.393	29252	81475	126468

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
29	2702.7	1149.4	0.390	29929	83178	125567
28.5	2702.7	1162.8	0.386	30629	84929	124633
28	2631.6	1087.0	0.397	26764	74787	121192
27.5	2500.0	1010.1	0.402	23113	64830	110764
27	2381.0	970.9	0.400	20198	56567	94546
26.5	2083.3	819.7	0.408	13026	36692	66780
26	2040.8	800.0	0.409	12408	34972	64204
25.5	2040.8	819.7	0.404	13026	36572	63381
25	2222.2	943.4	0.390	17255	47972	72735
24.5	2325.6	970.9	0.394	18275	50967	80489
24	2381.0	1030.9	0.385	20606	57062	82434
23.5	2325.6	900.9	0.412	15736	44428	83875
23	2381.0	943.4	0.407	17255	48552	86901
22.5	2500.0	980.4	0.409	21773	61363	112550
22	2500.0	990.1	0.407	22207	62489	111973
21.5	2500.0	1030.9	0.398	24076	67295	109480
21	2272.7	909.1	0.405	18722	52599	92048
20.5	2325.6	925.9	0.406	19421	54605	96620
20	2381.0	943.4	0.407	20161	56729	101537
19.5	2325.6	885.0	0.415	17741	50218	98861
19	2381.0	909.1	0.415	18722	52969	103457
18.5	2381.0	943.4	0.407	21342	60051	107483
18	2564.1	1075.3	0.393	27725	77260	120690
17.5	2564.1	1087.0	0.390	28331	78787	119882
17	2564.1	1149.4	0.374	31681	87076	115415
16.5	2564.1	1123.6	0.381	28599	78999	110804
16	2631.6	1190.5	0.371	32105	88053	114071
15.5	2631.6	1162.8	0.379	30629	84456	116039
15	2500.0	1087.0	0.383	26764	74053	105896
14.5	2325.6	892.9	0.414	17083	48295	93116
14	2381.0	892.9	0.418	17083	48453	98700
13.5	2325.6	885.0	0.415	16782	47504	93517
13	2222.2	869.6	0.410	16203	45680	84216
12.5	1960.8	751.9	0.414	11364	32133	62134

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
12	1639.3	719.4	0.381	10404	28731	40151
11.5	1694.9	689.7	0.401	9561	26786	45000
11	1587.3	666.7	0.393	8934	24889	38735
10.5	1538.5	675.7	0.381	9177	25339	35342
10	1020.4	315.5	0.447	2000	5790	18264
9.5	970.9	257.7	0.462	1335	3905	17168
9	980.4	249.4	0.465	1250	3664	17655
8.5	943.4	263.2	0.458	1392	4059	16035
8	970.9	247.5	0.465	1232	3609	17306
7.5	970.9	225.2	0.472	1020	3001	17588
7	917.4	195.7	0.476	770	2273	15893
6.5	787.4	176.7	0.473	627	1849	11627
6	671.1	175.7	0.463	624	1826	8268
5.5	714.3	165.8	0.472	556	1635	9567
5	775.2	147.5	0.481	420	1243	11030
4.5	699.3	130.0	0.482	321	951	8853
4	671.1	130.9	0.480	325	963	8115
3.5	684.9	130.9	0.481	351	1041	9153
3	558.7	148.8	0.462	488	1427	6228
2.5	507.6	130.0	0.465	373	1092	5182
2	568.2	131.6	0.472	378	1113	6545

(2)鑽孔編號: B-7

鑽孔 B-7 速度剖面成果如圖 3.19 , 說明如下 :

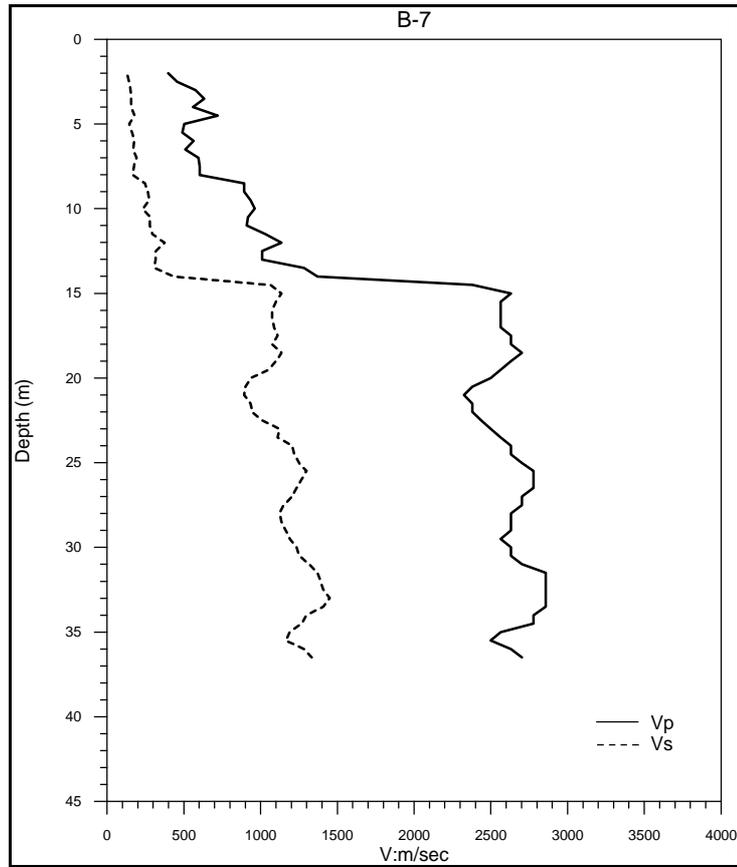


圖 3.19 鑽孔 B-7 速度剖面圖

1. 覆蓋層(2.0~14.0 公尺)波速：

V_p :396~1370 m/sec。

V_s :130~433 m/sec。

2. 岩盤(14.5~36.5 公尺)波速：

V_p :2325~2857 m/sec。

V_s :893~1449 m/sec。

波速及各項動態彈性模數計算成果詳如表 3.4。

表 3.4 鑽孔 B-7 波速值及動態彈性模數一覽表

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
36.5	2702.7	1333.3	0.339	43537	116608	120838
36	2631.6	1282.1	0.344	40253	108231	115927
35.5	2500.0	1162.8	0.362	32422	88317	106643
35	2564.1	1190.5	0.363	33985	92615	112344
34.5	2777.8	1265.8	0.369	38423	105198	133797
34	2777.8	1298.7	0.360	40445	110020	131102
33.5	2857.1	1408.5	0.339	48581	130148	135142
33	2857.1	1449.3	0.327	51438	136495	131332
32.5	2857.1	1408.5	0.339	48581	130148	135142
32	2857.1	1388.9	0.345	46257	124458	134076
31.5	2857.1	1369.9	0.351	44041	118977	132866
31	2702.7	1315.8	0.345	39219	105475	113179
30.5	2631.6	1250.0	0.354	35395	95873	109683
30	2631.6	1234.6	0.359	35304	95951	113338
29.5	2564.1	1190.5	0.363	32105	87492	106129
29	2631.6	1162.8	0.379	30629	84456	116039
28.5	2631.6	1136.4	0.385	29252	81052	117874
28	2631.6	1123.6	0.389	28599	79420	118746
27.5	2702.7	1149.4	0.390	29929	83178	125567
27	2702.7	1204.8	0.376	32883	90494	121628
26.5	2777.8	1234.6	0.377	34527	95082	128756
26	2777.8	1265.8	0.369	36297	99379	126396
25.5	2777.8	1298.7	0.360	37863	102997	122733
25	2702.7	1250.0	0.364	35077	95685	117212
24.5	2631.6	1219.5	0.363	33386	91028	110949
24	2631.6	1204.8	0.367	32587	89118	112015
23.5	2564.1	1111.1	0.384	27211	75342	108629
23	2500.0	1123.6	0.373	27826	76434	100654
22.5	2439.0	1010.1	0.396	22905	63973	103006
22	2381.0	943.4	0.407	19980	56218	100622
21.5	2381.0	934.6	0.409	19608	55252	101118
21	2325.6	892.9	0.414	17896	50595	97550
20.5	2381.0	900.9	0.416	18220	51616	102968

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
20	2500.0	934.6	0.419	19608	55638	114162
19.5	2564.1	1052.6	0.399	25100	70213	115468
19	2631.6	1098.9	0.394	27355	76289	120403
18.5	2702.7	1136.4	0.393	29252	81475	126468
18	2631.6	1075.3	0.400	26192	73325	121955
17.5	2631.6	1111.1	0.392	27967	77833	119588
17	2564.1	1087.0	0.390	26764	74429	113250
16.5	2564.1	1075.3	0.393	26192	72986	114013
16	2564.1	1075.3	0.393	26192	72986	114013
15.5	2564.1	1098.9	0.388	27479	76253	112968
15	2631.6	1136.4	0.385	29252	81052	117874
14.5	2381.0	1063.8	0.375	24251	66705	89142
14	1369.9	432.9	0.445	3442	9944	29877
13.5	1282.1	309.6	0.469	1712	5029	27069
13	1010.1	314.5	0.446	1796	5196	16137
12.5	1010.1	317.5	0.445	1851	5350	16272
12	1136.4	373.1	0.440	2571	7404	20421
11.5	1030.9	294.1	0.456	1598	4652	17499
11	909.1	277.0	0.449	1417	4107	13374
10.5	917.4	280.9	0.448	1530	4431	14279
10	961.5	230.9	0.469	1034	3039	16546
9.5	934.6	275.5	0.452	1471	4274	14972
9	892.9	264.6	0.452	1393	4044	14006
8.5	892.9	245.1	0.459	1195	3489	14269
8	602.4	165.6	0.459	559	1633	6660
7.5	602.4	173.9	0.455	617	1796	6583
7	595.2	191.6	0.442	786	2268	6544
6.5	507.6	169.5	0.437	616	1770	4701
6	561.8	176.7	0.445	669	1933	5871
5.5	490.2	162.1	0.439	531	1527	4147
5	502.5	143.3	0.456	411	1195	4503
4.5	719.4	178.9	0.467	617	1811	9159
4	558.7	155.5	0.458	466	1360	5397
3.5	632.9	157.2	0.467	474	1392	7052

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
3	574.7	152.0	0.462	441	1289	5715
2.5	456.6	140.8	0.447	379	1096	3474
2	396.8	130.5	0.439	325	936	2571

(3)鑽孔編號: B-10

鑽孔 B-10 速度剖面成果如圖 3.20，說明如下：

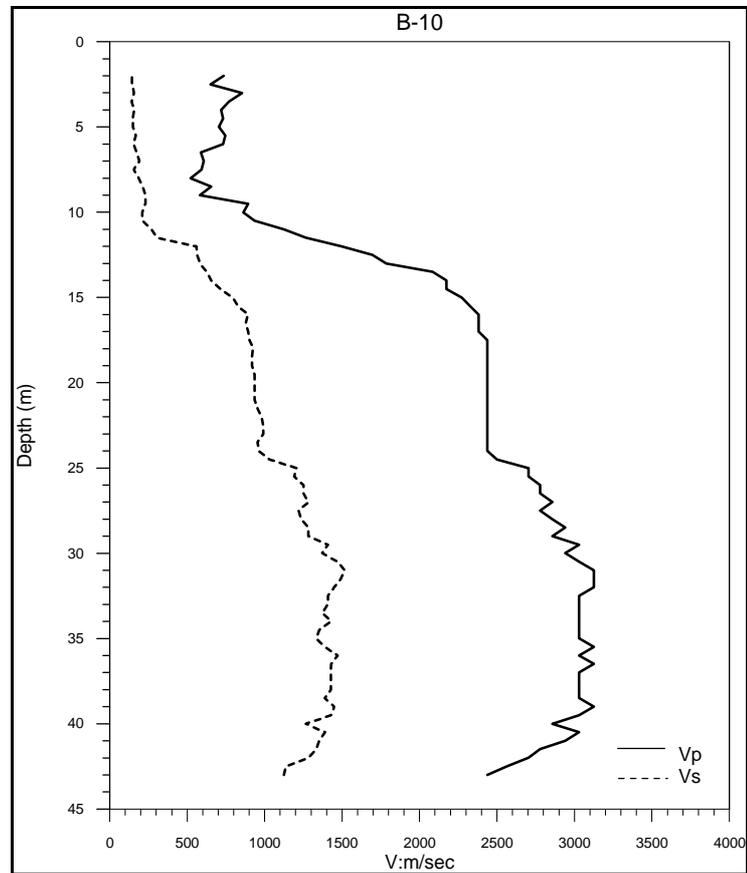


圖 3.20 鑽孔 B-10 速度剖面圖

1. 覆蓋層(2.0~11.5 公尺)波速：

Vp:521~1266 m/sec。

Vs:142~306 m/sec。

2. 風化岩層(12.0~14.5 公尺)波速：

Vp:1492~2174 m/sec。

Vs:558~714 m/sec。

3. 岩盤(15.0~43.0 公尺)波速：

Vp:2273~3125 m/sec。

Vs:794~1515 m/sec。

波速及各項動態彈性模數計算成果詳如表 3.5。

表 3.5 鑽孔 B-10 波速值及動態彈性模數一覽表

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
43	2439.0	1123.6	0.365	27053	73871	91405
42.5	2564.1	1136.4	0.378	27671	76250	103990
42	2702.7	1282.1	0.355	35221	95437	109566
41.5	2777.8	1333.3	0.350	38095	102881	114550
41	2941.2	1351.4	0.366	34846	95213	118605
40.5	3030.3	1388.9	0.367	38383	104943	131540
40	2857.1	1265.8	0.378	32700	90114	122997
39.5	3030.3	1428.0	0.357	44113	119746	139830
39	3125.0	1449.0	0.363	51419	140174	170600
38.5	3030.3	1388.0	0.367	47181	129015	161976
38	3030.3	1428.0	0.357	48899	132738	155000
37.5	3030.3	1428.0	0.357	48899	132738	155000
37	3030.0	1426.0	0.358	48762	132413	155138
36.5	3125.0	1428.6	0.368	48938	133885	168925
36	3030.0	1470.6	0.346	52962	142567	154222
35.5	3125.0	1388.9	0.377	47241	130095	176170
35	3030.0	1333.0	0.380	43516	120104	166818
34.5	3030.3	1351.4	0.376	43790	120501	161811
34	3030.3	1428.6	0.357	47897	130003	151651
33.5	3030.3	1369.9	0.372	42509	116609	151338
33	3030.3	1408.5	0.362	44938	122430	148100
32.5	3030.3	1408.5	0.362	45950	125188	151436
32	3125.0	1449.3	0.363	47580	129704	157781
31.5	3125.0	1492.5	0.352	50461	136471	153940
31	3125.0	1515.2	0.346	52004	140031	151882
30.5	3030.3	1470.6	0.346	48990	131878	142697

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
30	2941.2	1369.9	0.361	42509	115751	139282
29.5	3030.0	1408.5	0.362	44938	122427	148059
29	2857.1	1282.1	0.374	37234	102314	135278
28.5	2941.2	1282.1	0.383	37234	102967	146316
28	2857.1	1234.6	0.385	34216	94792	137636
27.5	2777.8	1219.5	0.381	33386	92188	128702
27	2857.1	1282.1	0.374	36898	101393	134059
26.5	2777.8	1250.0	0.373	35077	96323	126449
26	2777.8	1250.0	0.373	35395	97199	127598
25.5	2702.7	1190.5	0.380	32105	88586	122665
25	2702.7	1204.8	0.376	32587	89678	120532
24.5	2500.0	1030.9	0.398	23859	66689	108494
24	2439.0	961.5	0.408	20755	58447	105872
23.5	2439.0	952.4	0.410	20362	57423	106396
23	2439.0	990.1	0.401	22007	61678	104203
22.5	2439.0	990.1	0.401	22007	61678	104203
22	2439.0	980.4	0.404	21773	61124	105728
21.5	2439.0	952.4	0.410	20547	57945	107363
21	2439.0	934.6	0.414	19786	55953	108378
20.5	2439.0	934.6	0.414	20053	56709	109843
20	2439.0	934.6	0.414	20053	56709	109843
19.5	2439.0	934.6	0.414	20499	57969	112283
19	2439.0	917.4	0.418	19754	56006	113277
18.5	2439.0	917.4	0.418	20441	57954	117217
18	2439.0	925.9	0.416	20821	58957	116710
17.5	2439.0	900.9	0.421	19711	56018	118191
17	2381.0	892.9	0.418	18059	51222	104340
16.5	2381.0	877.2	0.421	17431	49555	105178
16	2381.0	892.9	0.418	18059	51222	104340
15.5	2325.6	826.4	0.428	15472	44181	101885
15	2272.7	793.7	0.431	14269	40825	97985
14.5	2173.9	714.3	0.439	11454	32975	90820
14	2173.9	653.6	0.450	9590	27817	93305
13.5	2083.0	625.0	0.451	8371	24283	81815
13	1785.0	581.0	0.441	7233	20843	58632
12.5	1694.9	564.0	0.438	6492	18667	49972
12	1492.5	558.7	0.419	6369	18070	36970
11.5	1265.8	305.8	0.469	1861	5467	29402
11	1123.6	269.0	0.470	1440	4232	23201
10.5	934.6	211.4	0.473	844	2486	15363
10	862.0	209.2	0.469	849	2493	13275

Depth (m)	Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Poisson's Ratio ν_d	Shear Modulus Gd (kg/cm ²)	Young's Modulus Ed (kg/cm ²)	Bulk Modulus Kd (kg/cm ²)
9.5	892.9	230.9	0.464	1034	3028	14077
9	581.4	230.4	0.407	1040	2927	5236
8.5	653.6	211.9	0.441	879	2535	7197
8	520.8	187.6	0.425	700	1997	4464
7.5	591.7	155.5	0.463	494	1444	6487
7	606.1	191.2	0.445	787	2274	6859
6.5	588.2	172.1	0.453	635	1845	6568
6	729.9	154.8	0.476	489	1444	10221
5.5	746.3	167.5	0.473	573	1687	10602
5	704.2	150.2	0.476	449	1324	9270
4.5	729.9	148.8	0.478	429	1269	9757
4	719.4	159.0	0.474	482	1422	9233
3.5	769.2	142.0	0.482	385	1141	10778
3	854.7	156.3	0.483	466	1381	13318
2.5	649.4	143.3	0.474	392	1155	7524
2	735.3	144.5	0.480	398	1179	9785

3.2.2 地層分佈與工程特性

計畫場址位於核二廠第一、二號機北方(詳圖 2.1)，為修配工廠北側之平坦地，地表高程約在海拔 12 公尺左右，場址為平坦沖積海岸，屬沉降海岸地形。

本計畫依據華禾公司之地質鑽探成果所建立各鑽孔之地質柱狀圖(見附錄三)，參照地球物理測線之分布位置，於計畫區內繪製出六條比例尺五分之一之地質剖面圖與柵狀圖(見圖 3.21 至圖 3.28)，並配合各項地球物理探測結果，詳述預定場址之地層分布狀況及特性如后：

1. 未固結沉積物(土層及回填層)

預定場址內土層(含回填層)分佈厚度約在 8.9~16.8 公尺之間，由西向東逐漸增厚(圖 3.29)，此與折射震測及地電阻影像剖面探測結果相符。其中回填層分佈於鑽孔 B-1、B-4、B-7、B-8、B-10、B-12 之地表附近，依岩心判識結果，其組成物質以黃棕色砂土夾礫石(SM-SP)為主，部份夾有腐木、混凝土塊及紅磚等物，厚約 0.6m~7.3m 間，其中以鑽孔 B-1 及 B-10

附近最厚，分別達 7.3 及 6.5 公尺，平均現地密度(γ_t)為 1.91 t/m³，平均自然含水量為 18.9%，平均孔隙比(e)約為 0.66，標準貫入試驗 N 值分布自 < 10 至 50~60 間。

上述回填層下方為土層，B-2、B-3、B-4、B-5、B-6、B-9、B-13 等鑽孔因未見明顯人工回填物，故自地表附近均判定屬土層。由岩心判釋及土壤一般物理性質試驗結果顯示。預定場址內之土層多由粉土質粗砂或中砂(SM)及礫質砂(SP)為主所組成，局部夾有砂質礫石或沉泥質砂質礫石(GP-GM)、黏土質砂土(SC)等，以 N 值之分布大致可分為三個區間：地表下 0~5 公尺 N 值多在 4~45 之間，平均現地密度(γ_t)為 1.92 t/m³，平均自然含水量為 18.5%，平均孔隙比(e)約為 0.65；地表下 5~8 公尺間 N 值分布多 8~42 之間，平均現地密度(γ_t)為 1.95 t/m³，平均自然含水量為 21.8%，平均孔隙比(e)約為 0.66；地表下 8 公尺至土岩交界面，N 值多在 12~ > 50 之間，平均現地密度(γ_t)為 1.87 t/m³，平均自然含水量為 28.1%，平均孔隙比(e)約為 0.82。

前述土層工程之各項工程特性分佈情況見圖 3.30~3.33。其中圖 3.30 所示各剖面 N 值似無規律，係受回填土之影響(見第 4.1 節)。

2. 岩層

土層下方為岩盤，依既有地質資料顯示該岩層屬木山層，由地質鑽探資料顯示，地表下 45 公尺以內之岩層由上而下可約略分層為青灰色砂岩偶夾頁岩(SS/sh)、白色或黃白色粗至中粒疏鬆砂岩(SS)、青灰色砂岩偶夾頁岩(SS/sh)、砂頁岩薄互層(SS/SH)、青灰色砂岩偶夾頁岩(SS/sh)等五段，結構大致來說均完整，岩層層面約為 10~20°，甚為平緩，節理面粗糙，分布不甚密集，未見軟弱夾心，傾角多呈 70°~80°，未見明顯剪裂破碎現象。另由折射震測資料顯示，預定場址下方 45 公尺內未見明顯低速帶，此結果與鑽探成果甚為相符。其中白色或黃白色粗至中粒疏鬆砂岩厚約 2~3 m，平均 RQD 約為 53.8%，平均單位重(γ_t)為 2.05 t/m³，平均自然含水量為 7.38%，平均孔隙比(e)約為 0.41。上層之青灰色砂岩偶夾頁岩厚約 13~22 m，平均 RQD 約為 79.6%，平均單位重(γ_t)為 2.21 t/m³，平均自然含水量為 5.23%，平均孔隙比(e)約為 0.28，平均單軸壓縮強度 q_u 約為 92 kg/cm²。下層砂岩偶夾頁岩厚約 4~23 m，平均 RQD 約為 87.8%，平均單位重(γ_t)為 2.21 t/m³，平均自然含水量為 3.81%，平均孔隙比(e)約為 0.27。



圖 3.21 場址平面地質圖

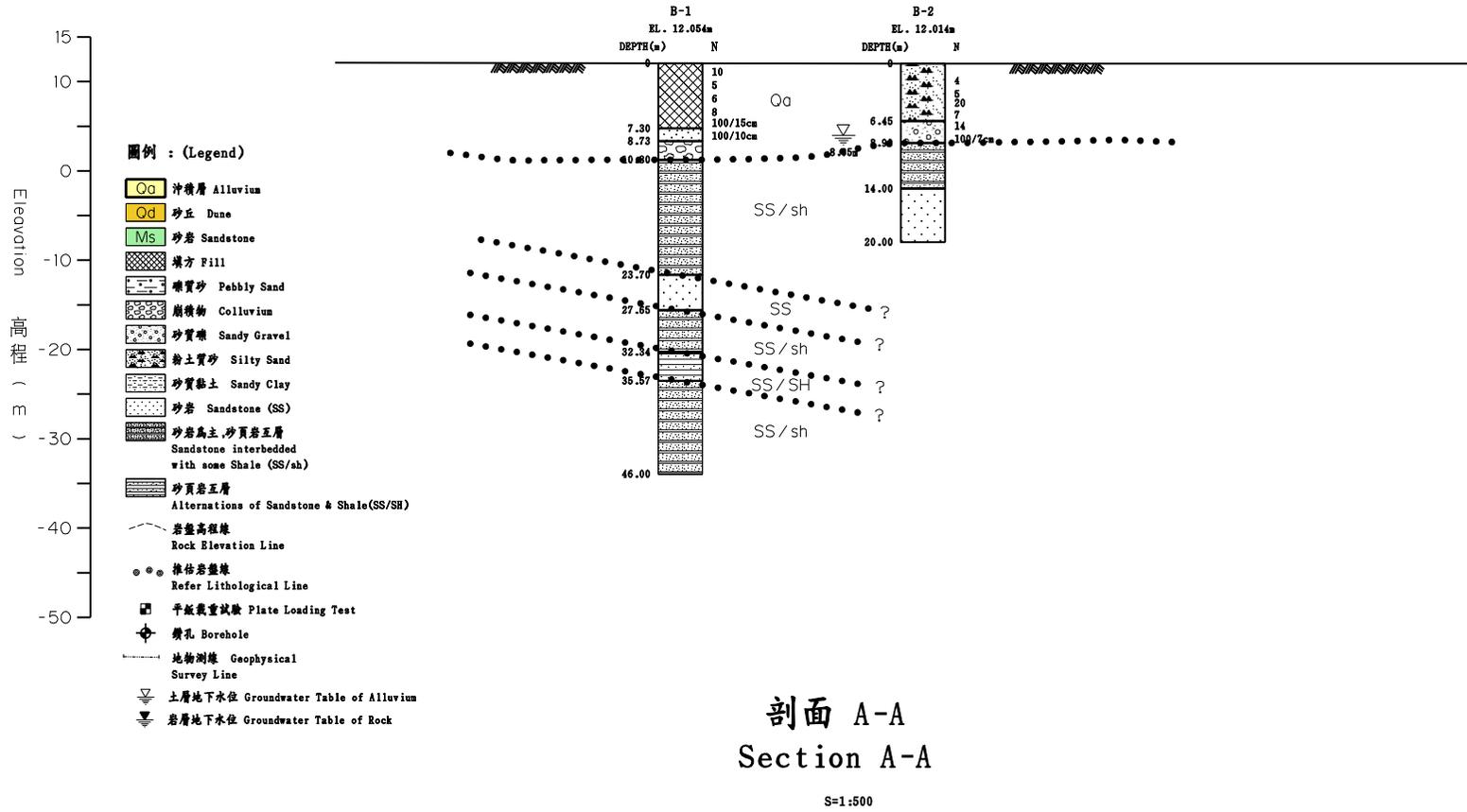


圖 3.22 A-A 剖面圖

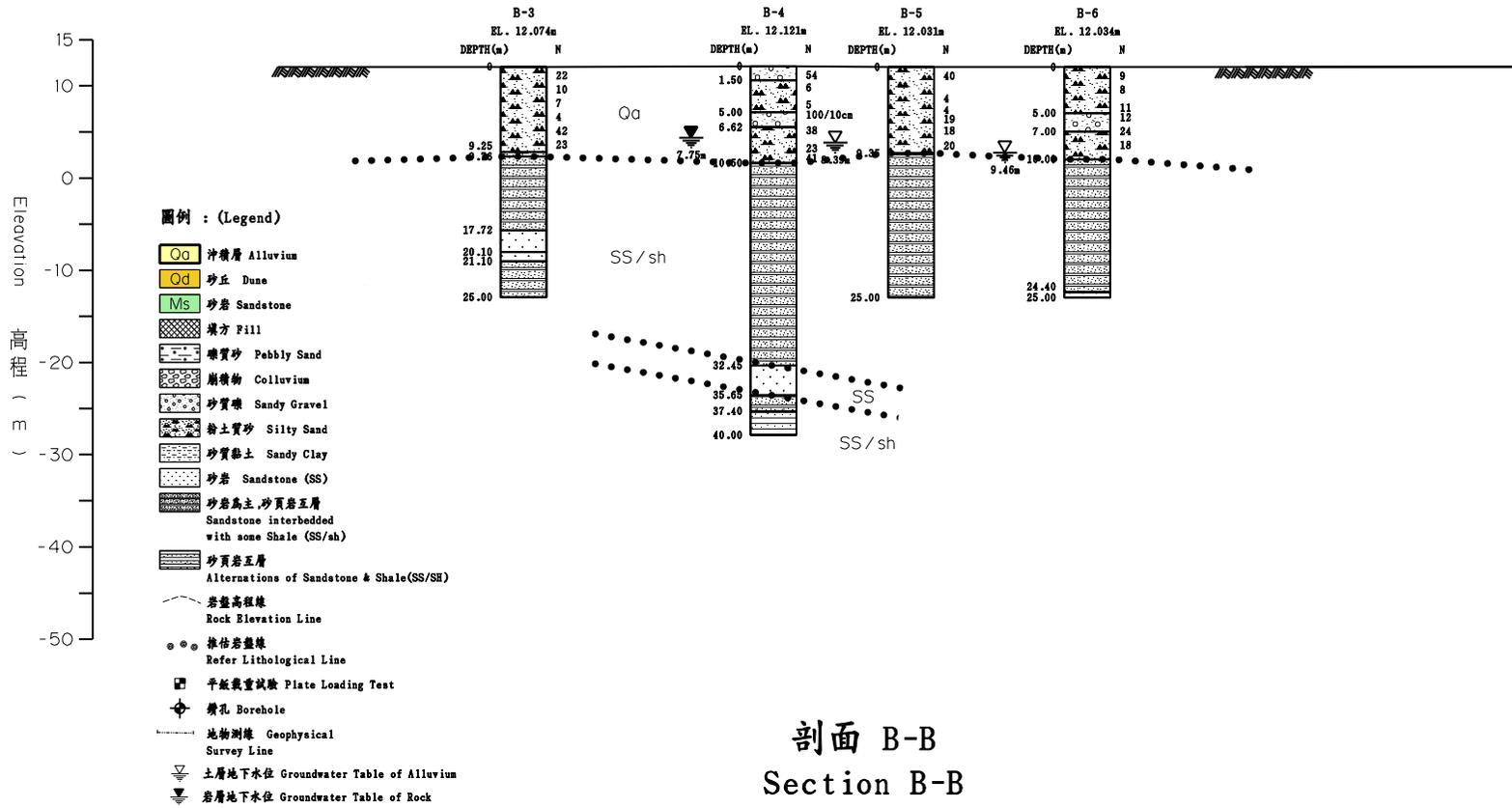


圖 3.23 B-B 剖面圖

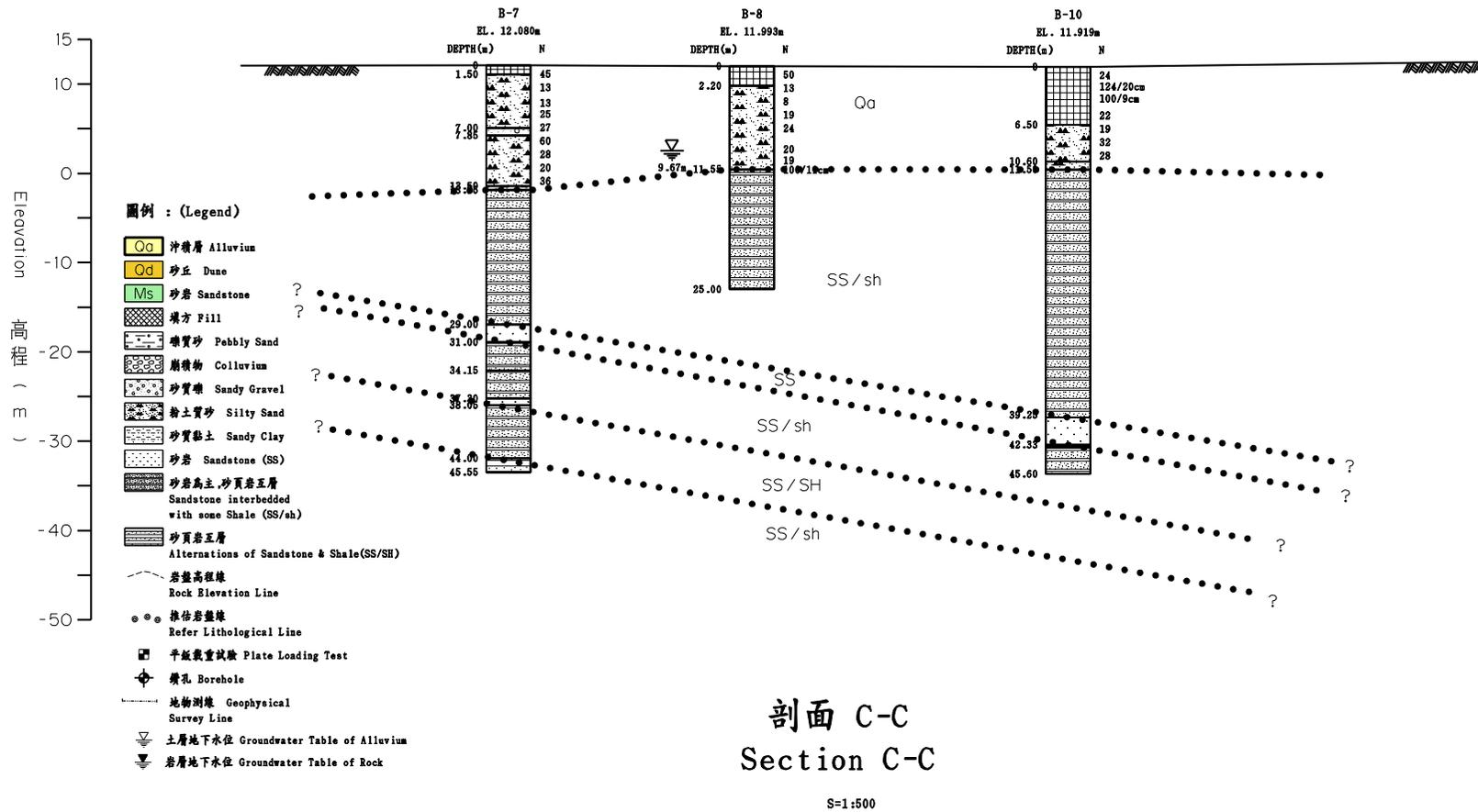


圖 3.24 C-C 剖面圖

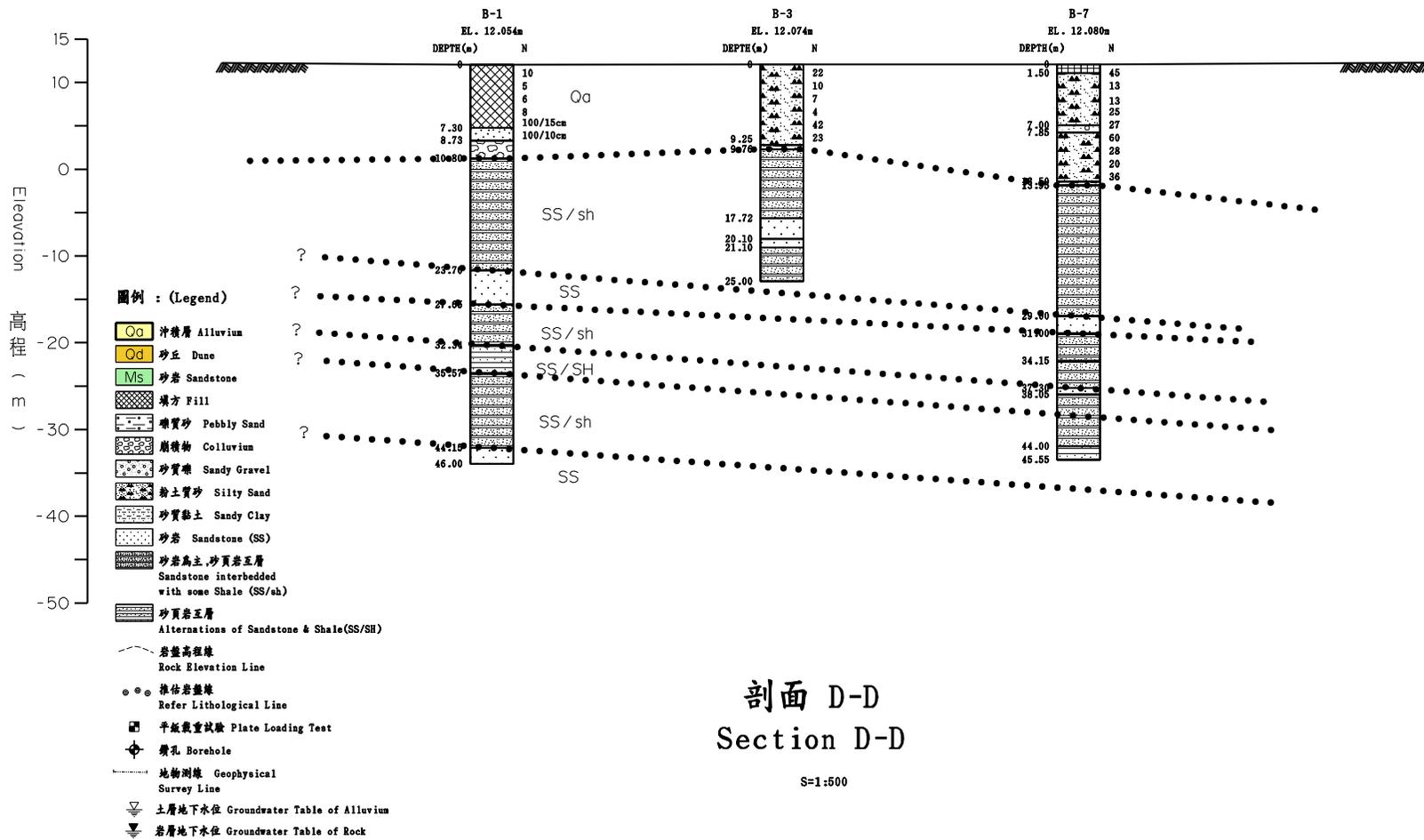


圖 3.25 D-D 剖面圖

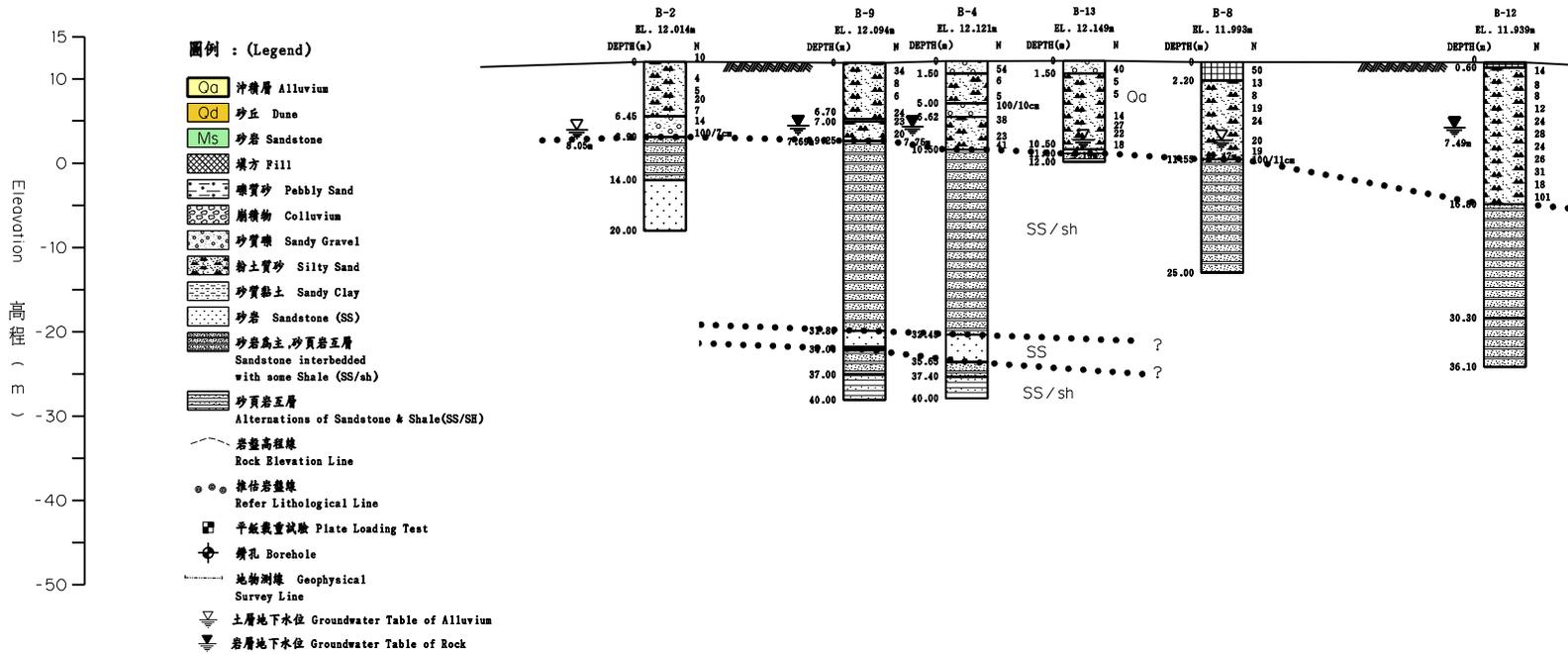


圖 3.26 E-E 剖面圖

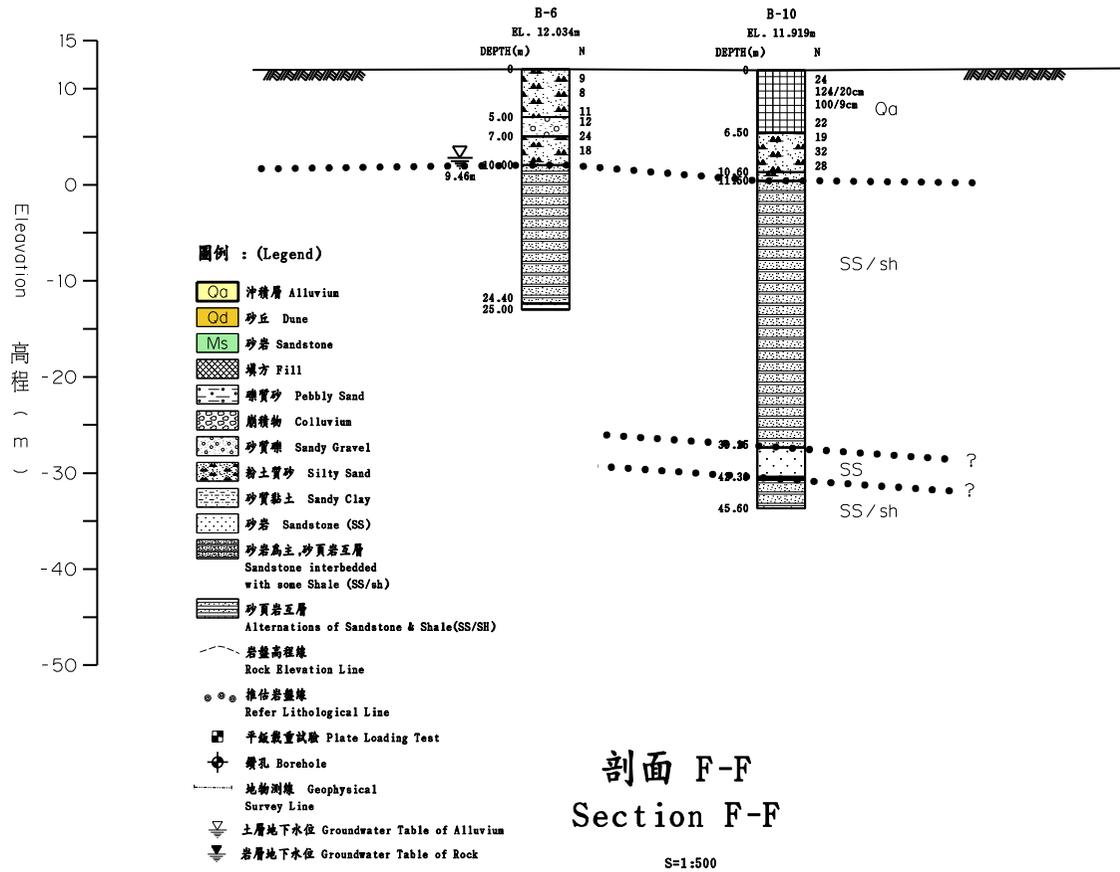


圖 3.27 F-F 剖面圖

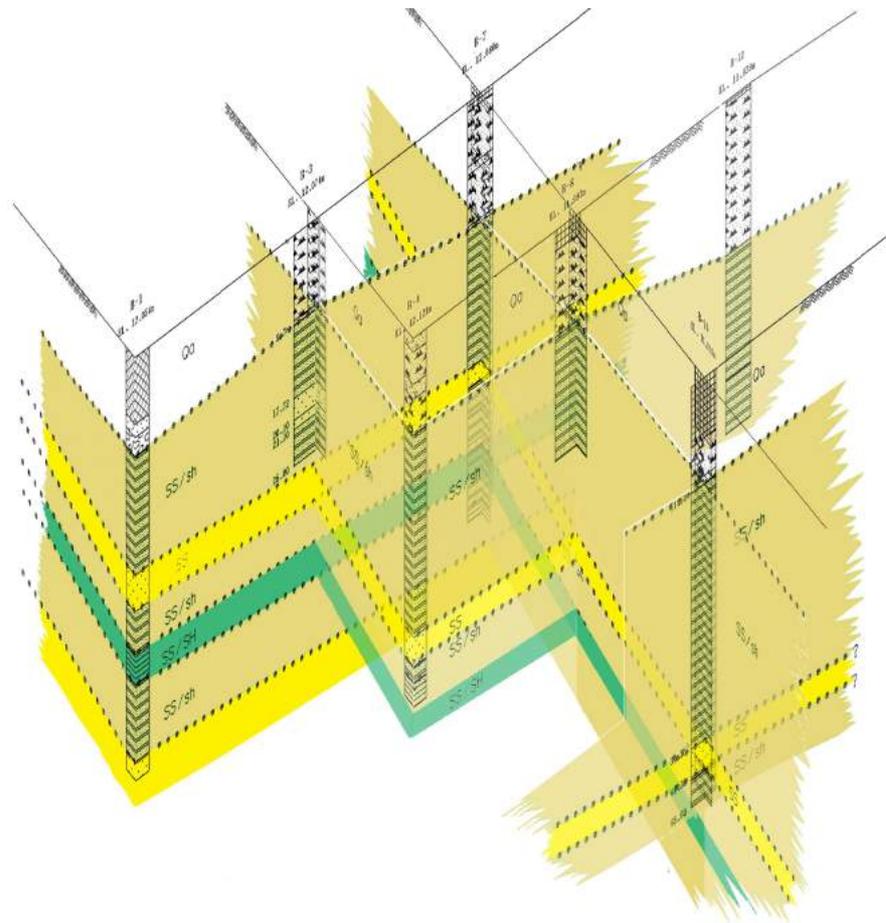


圖 3.28 鑽孔柵狀圖(為清楚呈現地下構造，部分鑽孔未置入圖中)

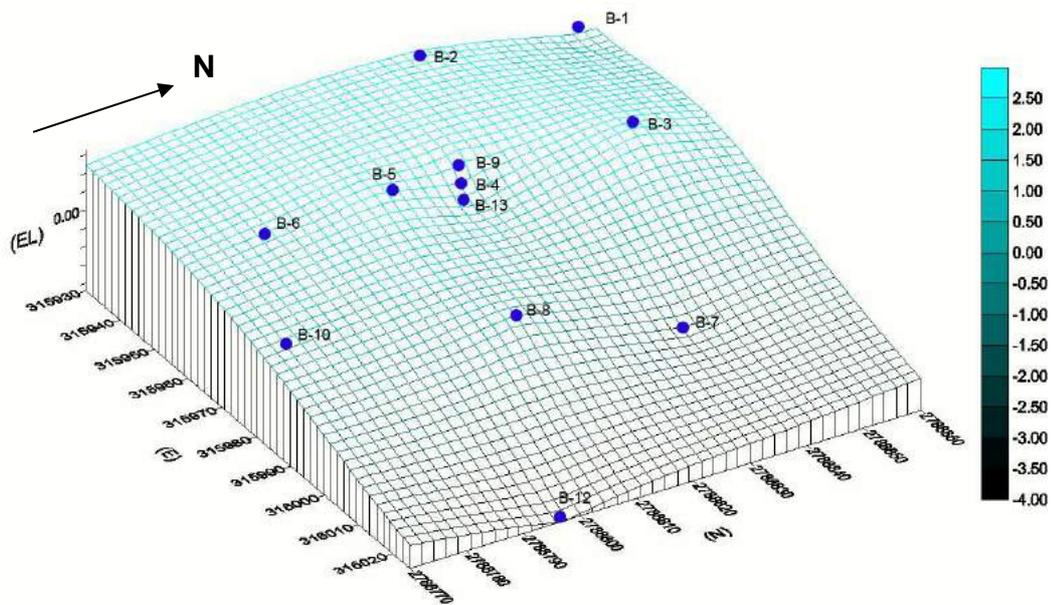


圖 3.29 岩盤面立體圖

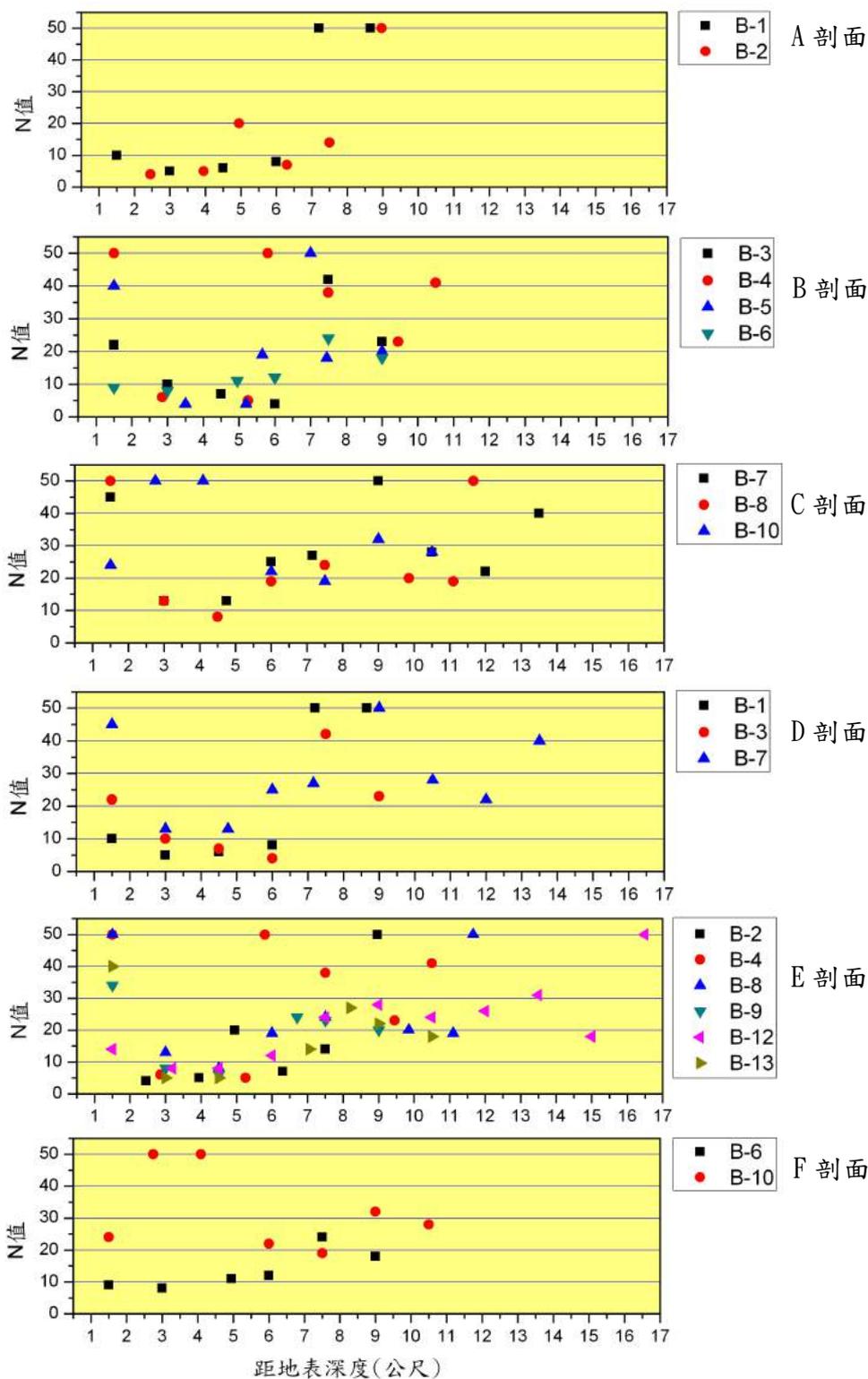


圖 3.30 各剖面 N 值分布圖

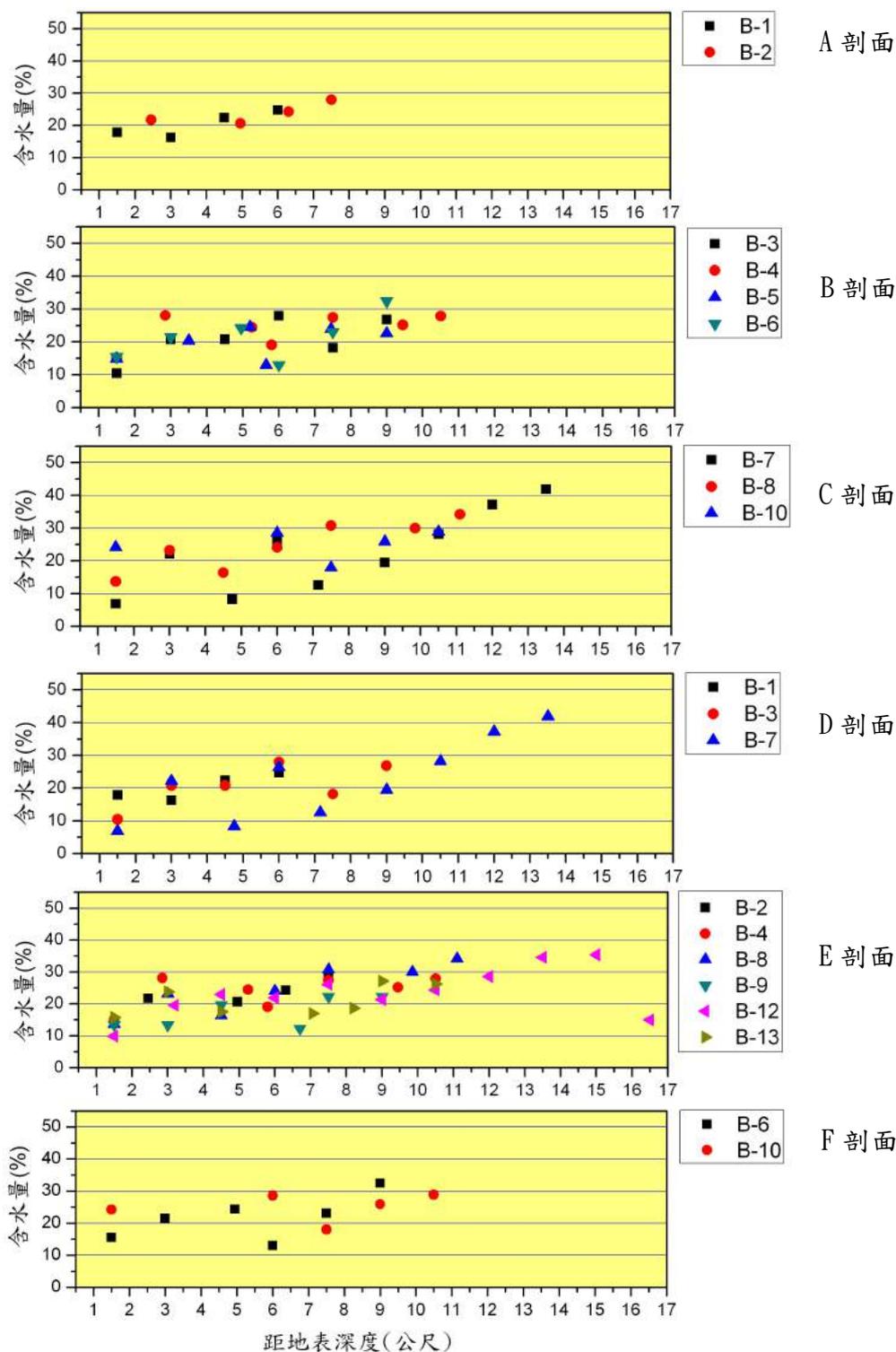
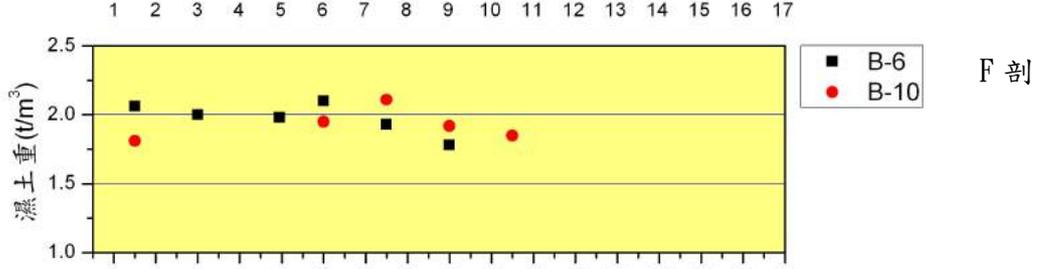
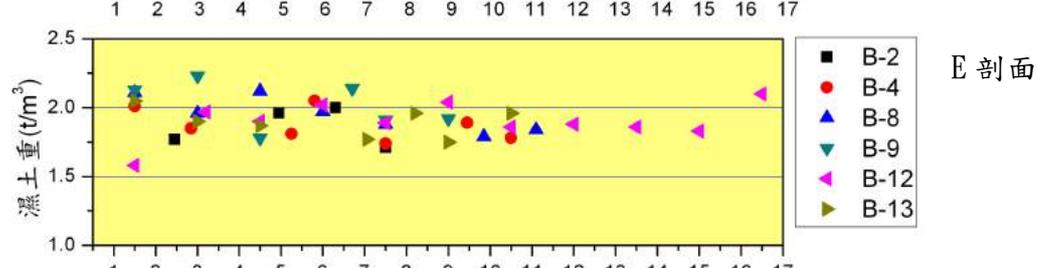
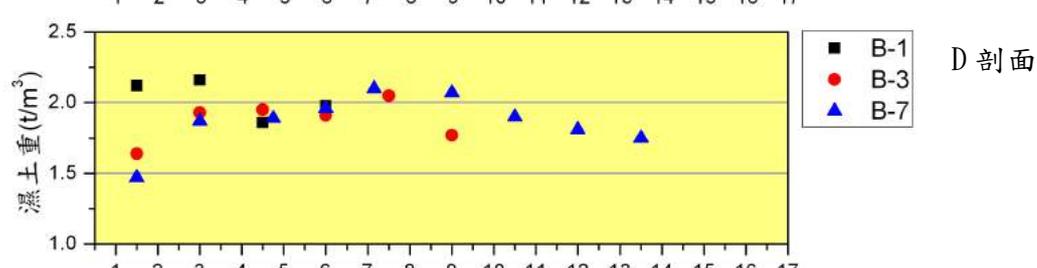
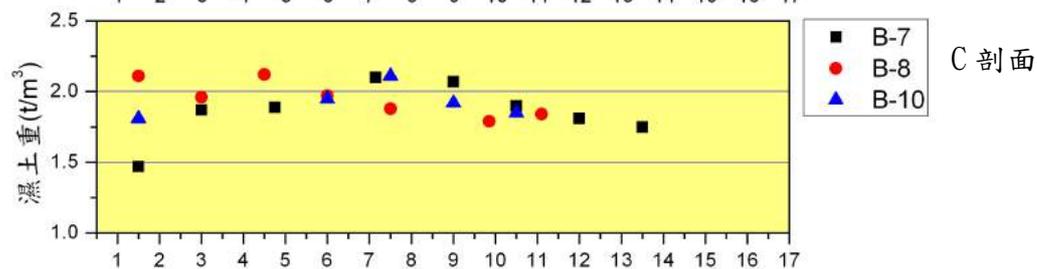
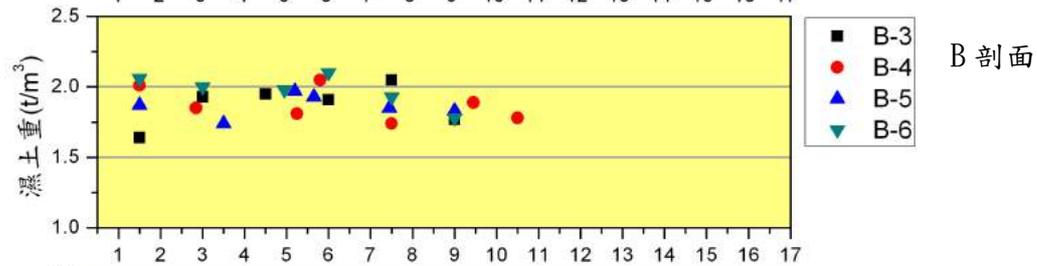
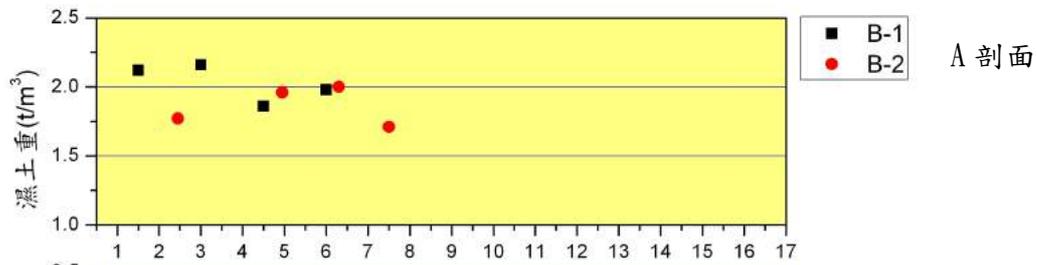
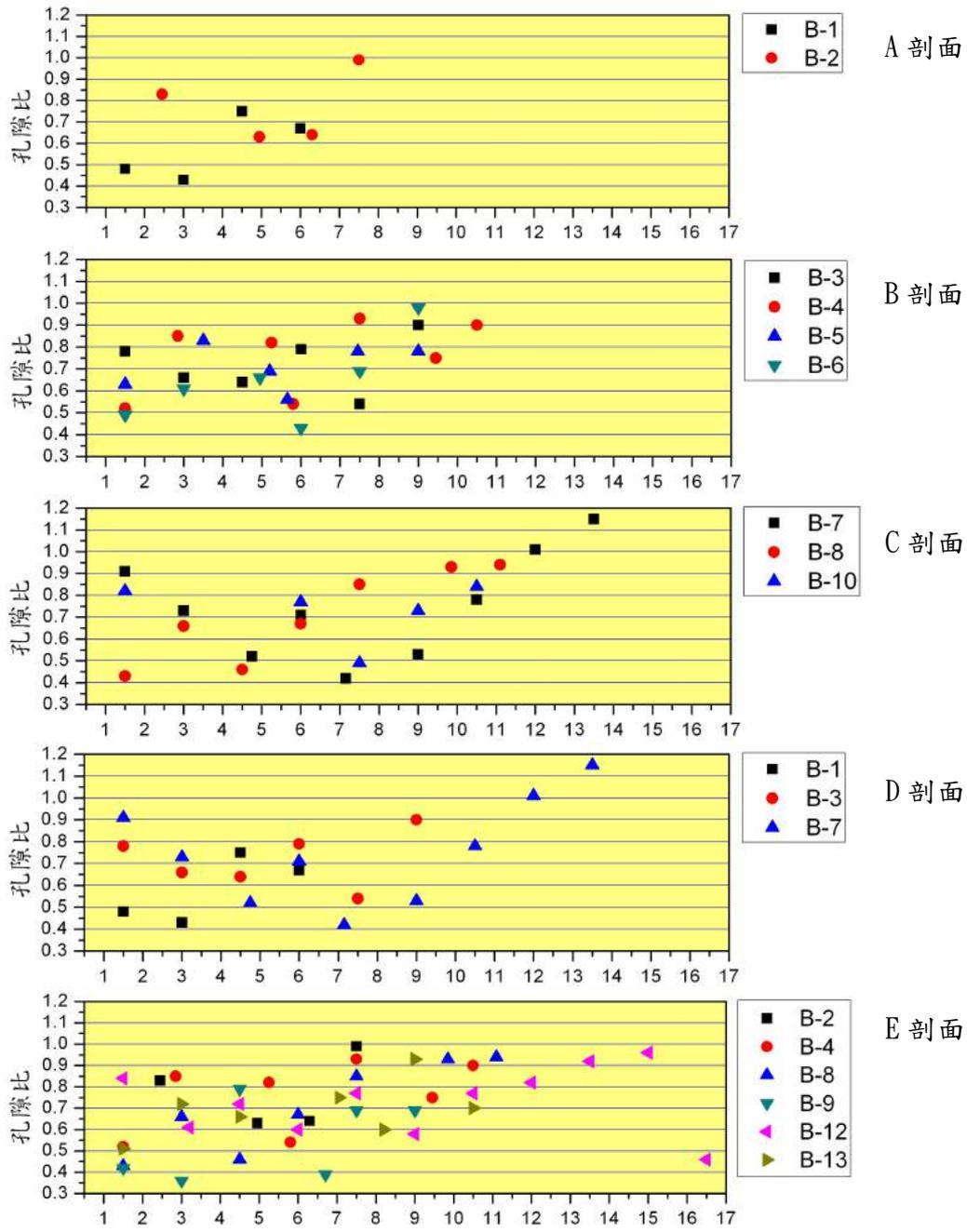


圖 3.31 各剖面含水量分布圖



距地表深度(公尺)

圖 3.32 各剖面濕土重分布圖



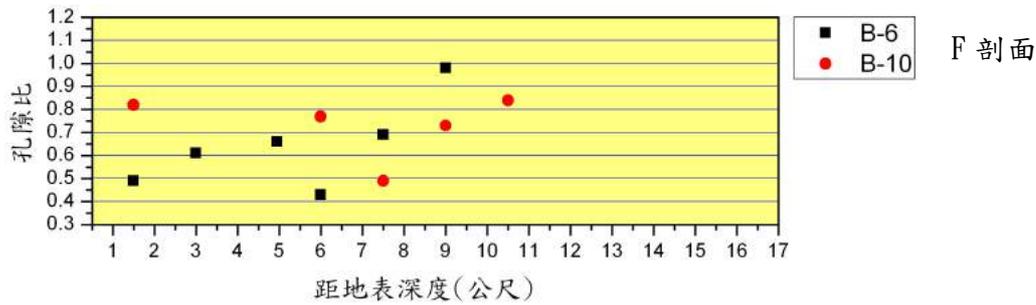


圖 3.33 各剖面孔隙比分布圖

3.3 地下水

水文地質分析工作之目的係以理論模式結合現地水力試驗成果，評估場址之地下水水位、流向及污染核種在地下水系統之可能流動遷移路徑。茲將各項工作內容及成果分述於後。

3.3.1 地下水位

地下水文調查的目的在於瞭解場址之水文地質模式邊界特性及場址鄰近區域之地下水利用現況。調查成果除可提供水文地質概念模式分析之用外，亦藉以評估場址鄰近地下水利用狀況是否會影響場址地下水流場分佈。

本計畫首先針對場址周邊水文地質邊界進行調查，包括核二廠東、西兩側野溪、北側海濱及南側丘陵等自然邊界，詳細之調查點位座標及相關成果整理於表 3.6 及圖 3.34~3.37 所示。

在地下水水位之觀測，本計畫於抽(注)水試驗前，擇 B-12 及 B-13 水位觀測井進行短期地下水水位密集監測。監測方式採水壓計配合資料自動擷取器，每隔 10~30 分鐘即計讀一筆水位資料。地下水水位監測情況，請詳見 2.3.5.1 節中的圖 2.3 與圖 2.4 所示，其顯示了潮汐變化對試驗位置的地下水水位大約有 3~5 cm 的影響範圍；另在 6 月 8 日至 6 月 25 日止，適逢連續下雨，由 B-13 觀測井觀測、紀錄地下水水位狀況，其結果詳圖 2.5，其中也發現本次連續數日的下雨期間，造成地下水水位上升約有 1.0 公尺之多，研判應為集水區在連日降雨後，平均地下水水位提升之情況。以上觀測結果，除可瞭解場址之地下水水位變動特性(背景水位變化率、區域性抽水干擾程度和干擾時段)，並且由模式分析瞭解地下水之空間流動趨勢。在潮汐變化

對地下水位之影響僅約 3~5 cm 時，對模式分析影響甚微。

此外，場址周邊地下水之使用狀況對於場址地下水流場亦有相當重要的影響，故本計畫亦針對水文地質概念模式範圍內進行既有水井、排水措施等源匯 (source/sink) 條件之調查。經洽詢廠區相關人員後確認於本計畫水力試驗執行期間並無進行具規模之抽水或其他足以影響試驗成果之事件，可確保水力試驗成果之單一性。

表 3.6 地下水文調查點位座標

編號	位置	TMD97 座標		高程 Z (m)	說明
		X (m)	Y (m)		
1	核二廠停車場	316387	2788729	24	參考基準點位
2	仁和宮右側溪流	316546	2787535	64~66	西側野溪中上游
3	仁和宮下方溪流	316552	2787593	57	混凝土溝渠，流入/核電廠內，通達道路封鎖
4	台電微波塔	316039	2787951	90~100	近南側丘陵邊界
5	台電微波塔下方	316087	2788118	77	邊坡滲水處
6	海濱停車場	316628	2788916	7	參考基準點位
7	核電廠前放流口	316735	2788950	2~3	近北側海濱
8	核電廠西側溪流河口	316641	2788975	2~3	廠區西側野溪出海口
9	核電廠右側道路口	316885	2788675	22	通達道路交叉口
10	核後端處入口	317607	2788215	20	通達道路交叉口
11	核電廠東側溪流	317810	2788229	14~16	廠區東側野溪



圖 3.34 地下水文調查點位置圖



(1) 核二廠停車場



(2) 仁和宮右側溪流



(3) 仁和宮下方溪流



(4) 微波塔位置



(4-1) 微波塔位置眺望南側丘陵



(4-2) 微波塔位置眺望南側丘陵



(5) 微波塔附近邊坡滲水處



(6) 海濱停車場

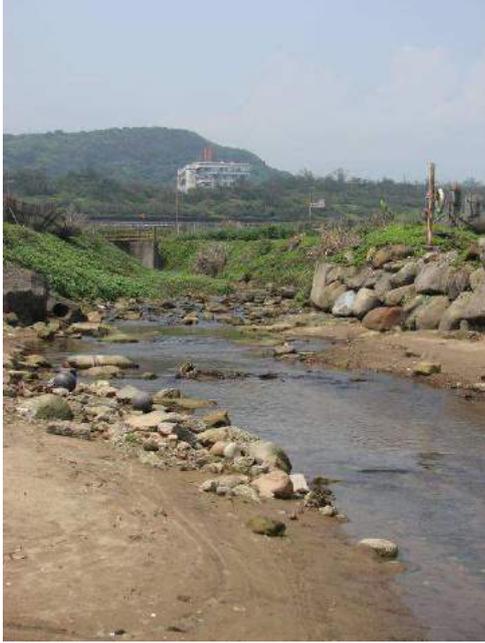
圖 3.35 地下水文調查點(1)~(6)概況



(7-1) 核二廠溫水放流口



(7-2) 核二廠溫水放流口



(8-1) 廠區西側野溪下游



(8-2) 廠區東側野溪出海口



(8-3) 廠區東側野溪出海口



(9) 核電廠右側道路口



(10) 核能後端處入口

圖 3.36 地下水文調查點(7)~(10)概況



(11-1) 廠區東側野溪下游



(11-2) 廠區東側野溪出海口



(11-3) 廠區東側野溪出海口

圖 3.37 地下水文調查點(11)概況

3.3.2 水文地質概念模式建置

所謂水文地質概念模式係指基於水文地質觀點（尤關注含水層之水文地質特性，如導水度、貯水率等），透過含水層之分區、分層及地下水流動平衡等手段，將複雜的地質構造與地下水環境簡化為一理想化的概念模型。模型由若干個水文地層單元所組成，模式內地下水之流進與流出係透過水平衡原理達到平衡狀態，地下水流場則可透過三維地下水流動控制方程式，代入初始條件、邊界條件及地下水文荷載予以求得。研究區域邊界係以山脊稜線、地質構造或河流等自然邊界為主。其中，山脊或斷層常分隔兩地下水系使其各自獨立，故常視為無流量邊界；至於河流則為地下水與地表水之交換位置，故於河水位已知時可視為定水頭邊界。

本計畫首先將透過自然邊界條件建立廣域水文地質概念模型，藉以掌握場址周邊範圍內之地下水流場概況。隨後再按場址基地線建立近域水文地質概念模型，藉以掌握場區內地下水流場之細部狀況，以利後續污染物

傳輸路徑分析之進行。

首先依據場區之地理、地層、地質及地下水文等資料，建立廣域三維水文地質概念模型。根據地下水文地質特性調查及水力試驗成果，模型可劃分為土層及岩層兩大水文地質單元。三維數值分析模型初始計有 6 萬個網格，水平方向各網格邊長約代表 20 m，垂直方向各網格厚度約代表 10 m。隨後匯入數值地形、研究區域範圍、鑽孔資料及地層分布等資料，透過線性內差法、距離倒數加權法等內插原理進行網格編修，將模型之幾何尺寸修正為三維不規則空間分布之數值網格，如圖 3.38 所示。

廣域概念模型邊界範圍係以廠區東、西兩側野溪、北側海濱及南側丘陵山脊等自然邊界為主，山脊邊界視為無流量邊界，海濱及河溪則視為定水頭邊界，以其常時平均水位為其定水頭值。上述邊界條件設定如圖 3.39 所示。至於概念模型所使用之水文地質參數係根據土層之複井抽(注)水試驗及岩層之單井雙封塞試驗成果(土層： $K = 3.37 \times 10^{-6}$ m/s, $S = 0.197$ ；岩層： $K = 2.67 \times 10^{-6}$ m/s, $S = 1.27 \times 10^{-7}$ ，詳前述試驗成果部分)。至於近域概念模型則以基地線為邊界(如圖 3.39 之紅線框示範圍)，其地下水水頭分布係由廣域模式分析之成果轉換給定，並配合現地水位及水壓監測資料加以率定，以獲得較精準之小區域流場變化。

模型率定之目的在於驗證所設計之廣域及近域水文地質概念模型能模擬現地地下水之流向及流速，且模擬誤差低於容許值以下。模型率定屬逆推問題，係透過現地水位資料之校驗，反推水文地質概念模型之合理之水文地質參數。模型率定工作可透過自動參數估計法進行，其原理係透過數值程式以規則的方式反覆調整各項參數，以使目標函數最小化。本計畫採用 MODFLOW 2000 PES 模組進行模型率定工作。

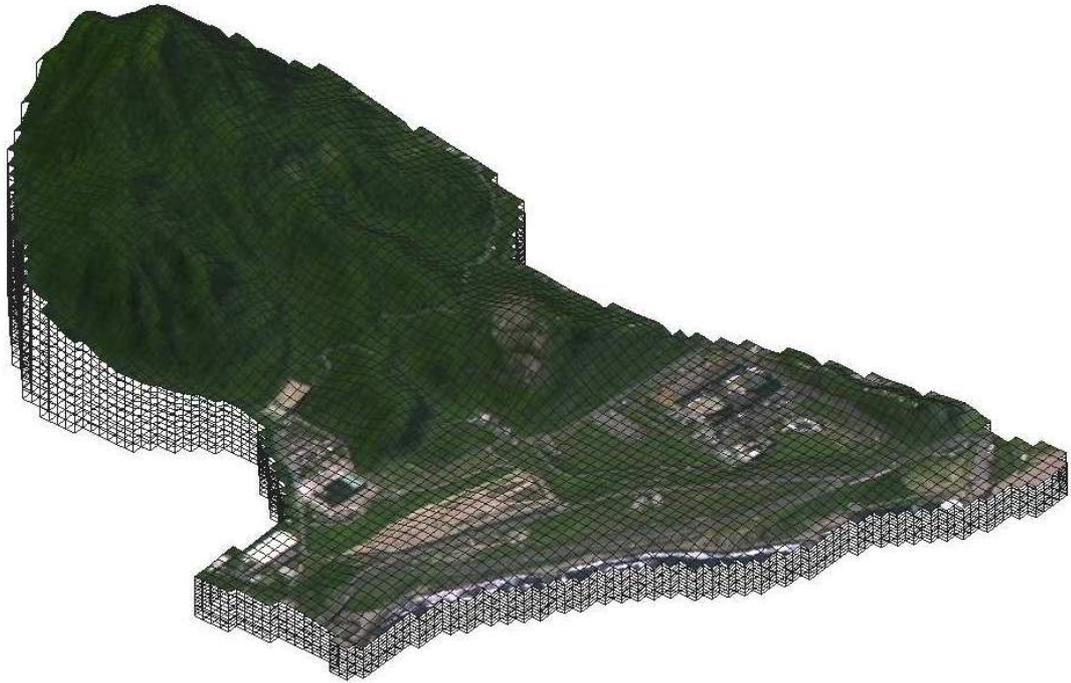


圖 3.38 本計畫場址之水文地質概念模型及其分析邊界

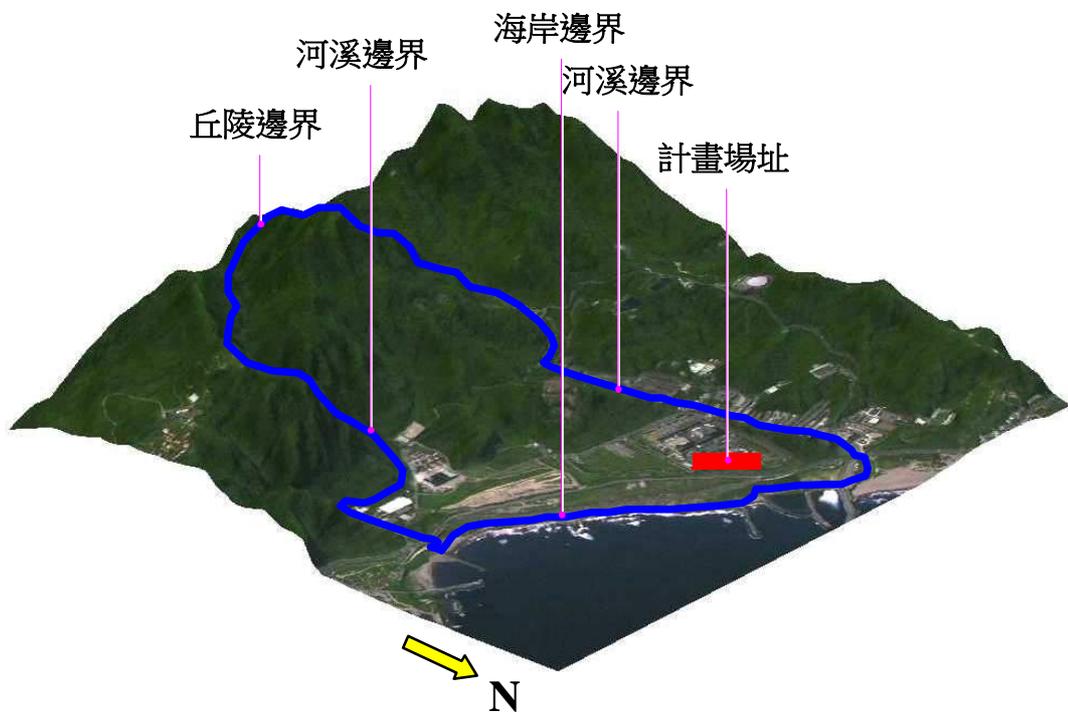


圖 3.39 廣域水文地質概念模型之分析邊界

3.3.3 地下水流動分析

地下水流動分析所使用之數值分析工具為 ems-i 公司所發行之三維有限差分地下水分析程式 GMS (Groundwater Modeling System) 軟體，進行地下水流動分析。GMS 軟體係根據美國地質調查所(USGS)所發展之 MODFLOW 2000 模組及相關組件研發而成，歷經多國產官學界近 20 年之改良與驗證，已驗證其適用性與正確性無虞。本計畫以 MODFLOW 模組進行三維地下水流動模擬時所選用之數值計算法為 LPF (Layer Property Flow) 有限差分法，該法可直接模擬各水文地質單元，且可獨立計算各內部網格間之流量(cell-to-cell flow)，不受水文地層單元尺寸之限制。至於數值求解方式則採預置共軛梯度法 (PCG2, Preconditioned Conjugate-Gradient II)，該法具有穩定性較佳且收斂速度較快之優點。

本計畫透過 MODFLOW 等數值模組求解三維地下水流動控制方程式，即可求得任意時間 t 時，於任意位置 (x, y, z) 處之水頭值 h ，即：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + I = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{式(3.3.3-1)}$$

式中， K_x 、 K_y 、 K_z 分別為土體於 x 、 y 、 z 方向之滲透係數； S_s 為土體之貯水率； I 為淨補注量，若為抽水則 I 為負值。

若地下水流動達穩定狀態，即水頭不再隨時間變化，則式(3.3.3-1)可改寫為：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + I = 0 \quad \text{式(3.3.3-2)}$$

此方程式即為三維地下水穩態流動控制方程式。根據上述方程式可解得地下水之穩態流場分布。

將 3.3.3-2 式所解得之水頭分布進一步結合達西定律(Darcy's Law)，即可進一步求得地下水流速之分布，即：

$$v = K \cdot i = K \cdot \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad \text{式(3.3.3-3)}$$

上式中， i 為水力坡降； $\Delta h/\Delta L$ 為單位距離之水頭差。

地下水流動分析係透過前述所建立之三維水文地質概念模式進行，分析所採用之水文地質特性及邊界條件同前節所述，模型之地表高程分布如圖 3.40 所示。分析所得之地下水頭分布情形如圖 3.41 所示。圖中顯示廣域水文地質模型範圍內之地下水水位高程由南側丘陵逐漸向北側海濱遞減，根據式(3.3.3-3)可獲得貯存設施場址內地下水之最大流速約為 0.03(m/day)。至於地下水流向則主要自廠區南側丘陵沿東西兩側野溪邊界向北流入北側海濱，場址範圍內之地下水則由南側邊界往北北東方向流出邊界，如圖 3.42 至圖 3.44 所示。

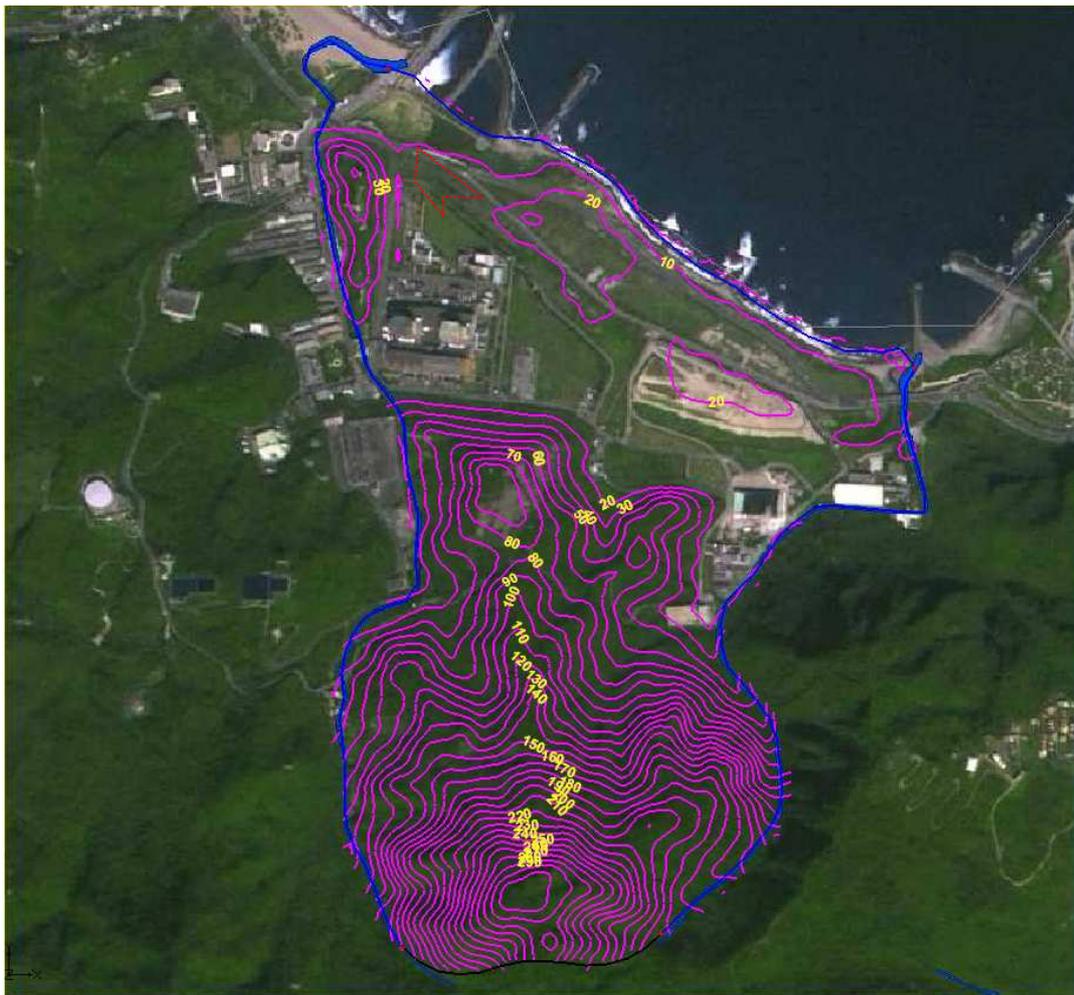


圖 3.40 廣域水文地質模型之地表高程分布



圖 3.41 廣域水文地質模型之地下水位高程分布

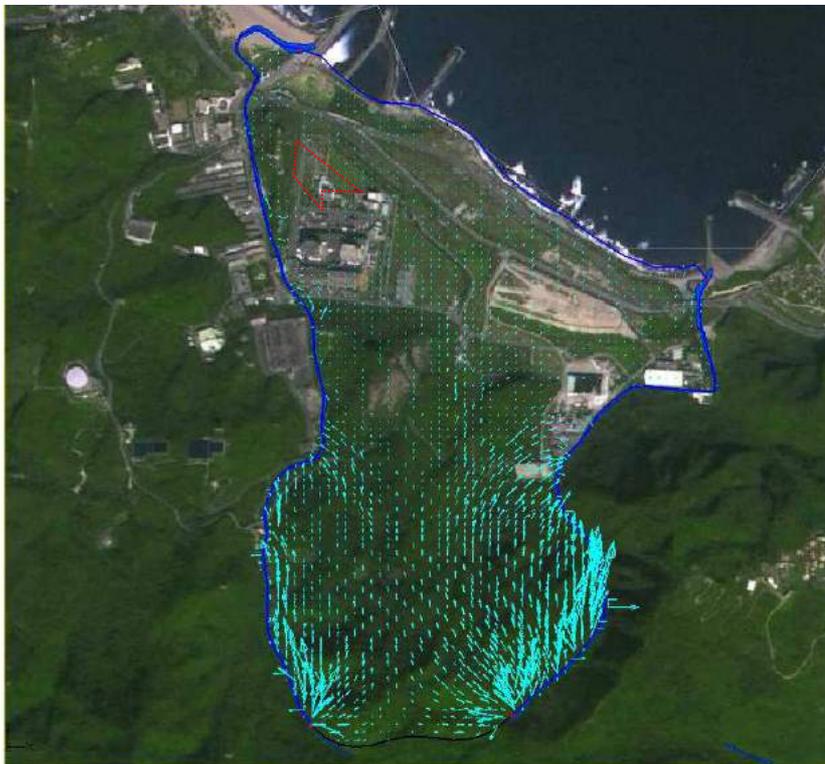


圖 3.42 廣域水文地質模型之地下水位流向分布



圖 3.43 核二廠區內地下水位流向分布



圖 3.44 貯存設施場址內地下水位流向分布

3.3.4 核種傳輸路徑

本計畫採用 MODPATH 數值模組評估污染物之可能傳輸路徑。由於核種傳輸與擴散之相關試驗昂貴且複雜，並未在本計畫之合約工作項目內，故模式分析所需參數僅能以蒐集前人既有研究成果及相關文獻為主。模擬結果僅為初步成果，提供初步參考(若欲掌握較精準之核種污染路徑及擴散範圍，建議另案辦理核種污染傳輸之相關試驗及分析)。

本計畫進行之核種污染路徑傳輸分析係假設乾式貯存設施場址之相關阻絕設施失效，核種污染物由整個貯存設施區滲入地下土層，並假設地下水已上升近地表之極端不利狀況。在此一假設前提下，本計畫透過溶質傳輸原理初步評估核種進入地層後藉由地下水傳輸之可能路徑。首先，須進行場區內地下水流動分析(同 3.3.3 節內容)。再於水文地質概念模型之貯存設施場址位置處置入污染核種源，隨後進行污染物傳輸分析，分析成果如圖 3.45 所示。圖中顯示核種之主要傳輸路徑係由貯存設施區沿著土層內地下水流，往北北東方向流入海濱，其可能傳輸路徑及範圍如圖所示。



圖 3.45 場址內核種可能的傳輸路徑及範圍

第四章 土壤力學分析與基礎形式

4.1 設計參數評估

依據鑽孔調查結果，計畫區之地層之巨觀層次分明；地表以下為約 8.9-16.8 公尺厚之覆蓋層，覆蓋層以下為砂頁岩互層。覆蓋層之組成，除局部區域(B-1、B-7、B-8、B-10 及 B-12 等鑽孔)可明顯辨識為人工回填外，其組成多屬砂及粉土砂偶夾礫石或薄層黏土。

覆蓋層之層次幾無規則可循，以各鑽孔地表下約 1 公尺及 2.5 公尺之標準貫入試驗 N 值及其平面位置之等 N 值圖(如圖 4.1、4.2)，可明顯看出 N 值之變化甚大。SPT-N 值隨深度增加而增加，但各鑽孔於同一深度之 SPT-N 變化頗大(如圖 4.3)。

基於前述之歸納與參考部份鑽孔結果，並參考核二廠 FSAR 報告之地形圖(圖 4.4(a))，場址地面高程約為標高 8-9 公尺，另參考民國 70 年出版之 1/5000 像片基本圖，場址地面高程約為標高 8 公尺(圖 4.4(b))，而由圖 2.1 所示場址地面高程約為標高 12 公尺，因此研判計畫區之表土為人工回填，人工回填之厚度約 4 公尺。由於回填土之 SPT-N 變化大，因此在覆土層之相關參數訂定，必須以適度的保守加以因應。

簡化地層中之覆土層之分層，大致以其深度 0-5 公尺、5-8 公尺及 8 公尺以下加以分層，並分別就其單位重、N 值、摩擦角、彈性模數(E)、波森比(ν)及水平地盤反力係數(k_h)加以擬定；其中變形模數 (E)及水平地盤反力係數(k_h)依 SPT-N 值，以經驗公式加以推估，波森比(ν)則依據文獻^{1,2}之建議值取 0.25。圖 4.5 為試驗所得之摩擦角與 SPT-N 之關係，並與相關之經驗公式進行比較，圖中可看出摩擦角與 SPT-N 並無明顯直接之關連性，可能受到試驗深度前後覆土層性值變化大，試驗段前後之 SPT-N 無法反映試驗段之性質所致。其中 Dunham(1954)、大崎(1959)及日本道路協會之相關經驗公式於較低 SPT-N(<10)所對應之摩擦角值偏低；而 Dunham(1954)、大崎(1959)之相關經驗公式於較低 SPT-N(<10)所對應之摩擦角值偏高，各經驗公式以 Peck(1948)

1 Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969) Soil Mechanics, John Wiley & Sons, 1969.

2 CGS (1978) Canadian foundation engineering manual, Canadian Geotechnical Soc., Montreal.

之經驗公式較為接近。相關地層之摩擦角推估即以 Peck 之經驗公式為基礎並配合相關試驗結果加以推估；相關地層之變形模數、水平地盤反力係數以下列公式推估：

(1) 變形模數 [參考日本國鐵建造物設計標準]

$$E=250N$$

E: 變形模數(t/m²)

N: 標準貫入試驗(下)

(2) 水平地盤反力係數 [參考福岡宇都公式]

$$k_h = 0.691N^{0.406}$$

k_h: 水平地層之反力係數(t/m³)

N: 標準貫入試驗(下)

覆土層以下多為砂岩夾薄層頁岩，砂岩之單壓強度約介於 50 與 108kg/cm²之間，由於層面之傾角約 10 度，單壓試驗強度多為岩石材料控制；根據岩石弱面直接剪力試驗結果，其層面之摩擦角約介於 22-28 度間。圖 4.6 為岩層單位重、孔隙比及含水量與深度關係圖。

依據前述之原則所擬定之簡化地層如表 4.1。

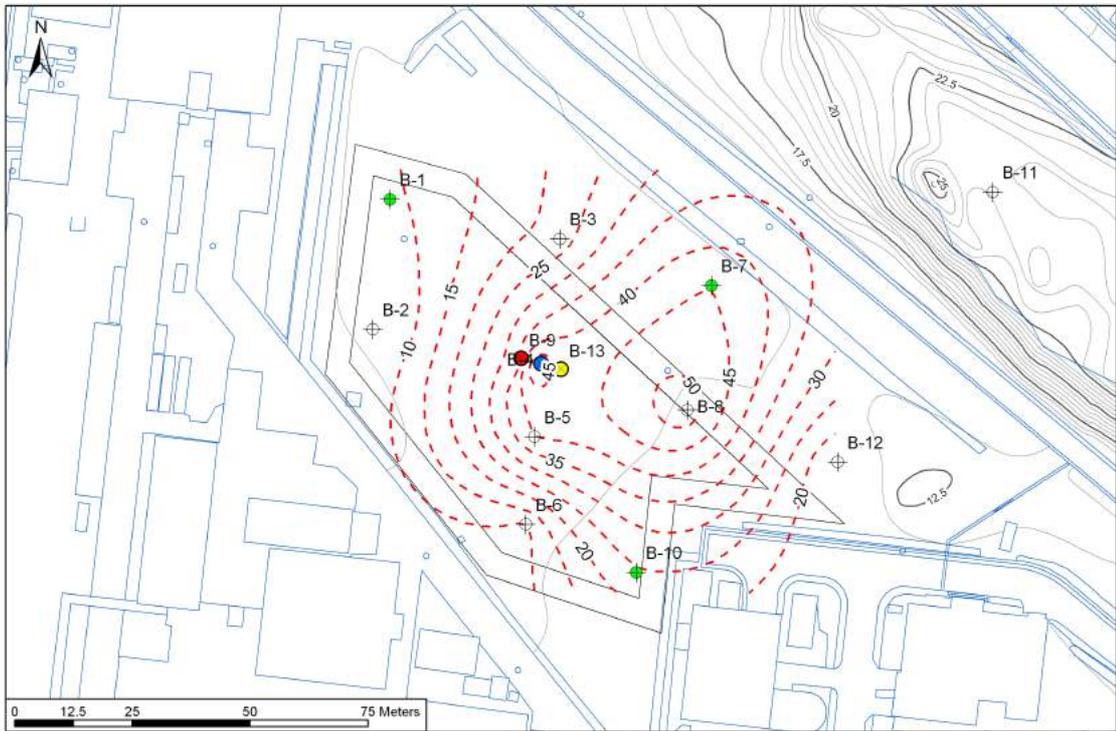


圖 4.1 地表下 1 公尺 SPT-N 等值線圖

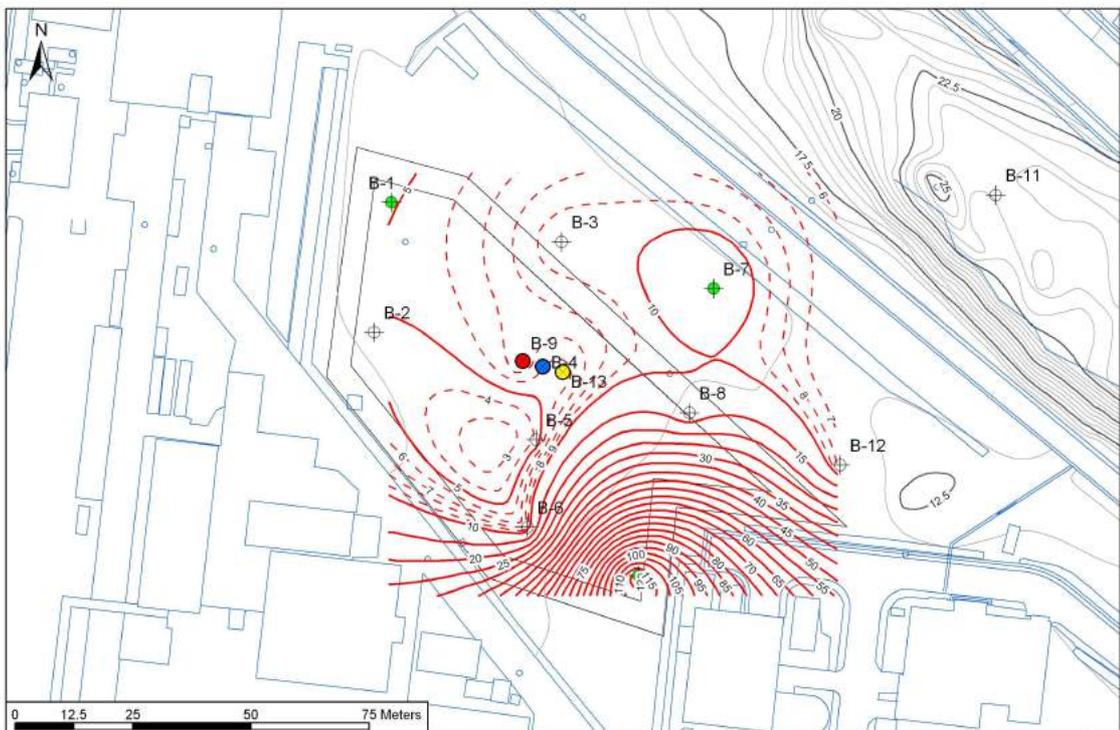


圖 4.2 地表下 2.5 公尺 SPT-N 等值線圖

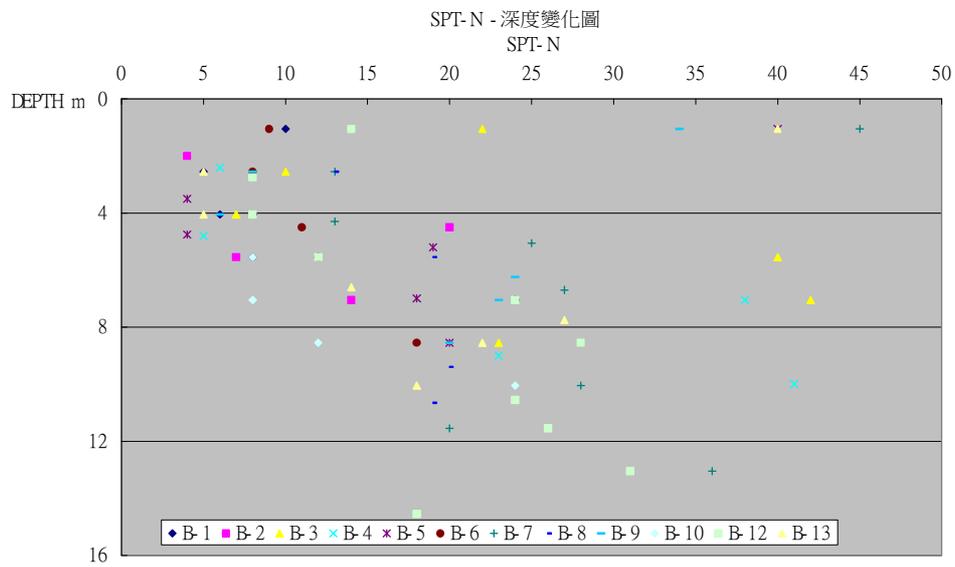


圖 4.3 SPT-N 於深度分佈圖

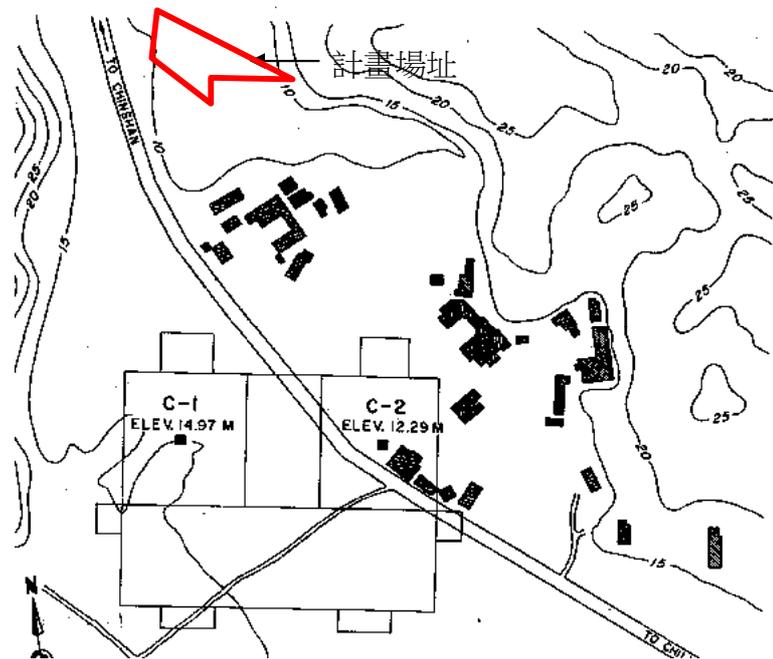
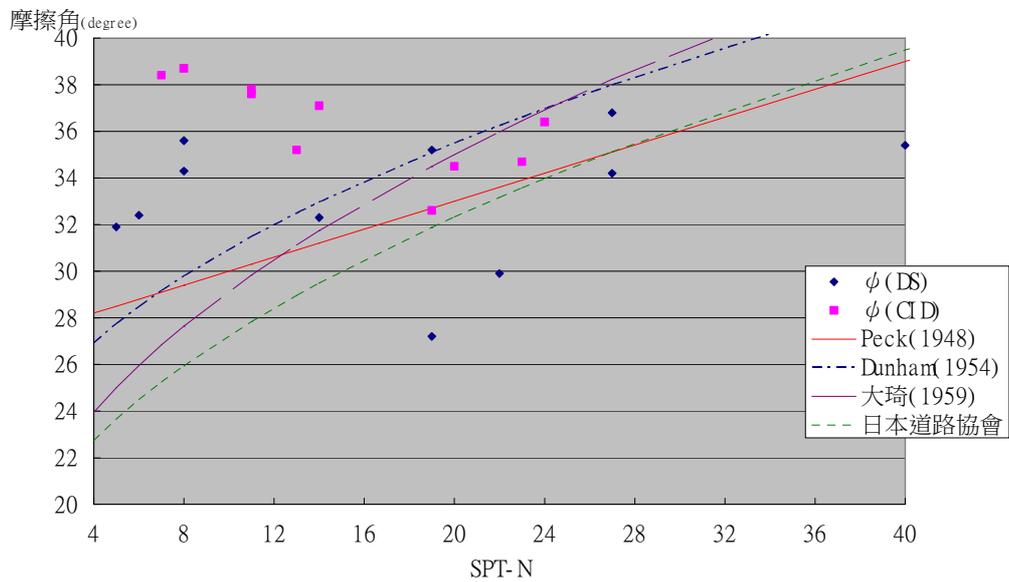


圖 4.4(a) 民國 60 年計畫場址地形圖(取自核二廠 FSAR 報告-圖 2.5-24)



圖 4.4(b) 民國 70 年計畫場址地形圖(取自 1/5000 像片基本圖)

SPT-N 與 摩擦角



註 Peck(1948) $\psi=27+0.3N$

Dunham(1954) $\psi=\sqrt{12N} + 20$

大崎(1959) $\psi=\sqrt{20N} + 15$

日本道路協會 $\psi=\sqrt{15N} + 15$

圖 4.5 摩擦角(試驗及各經驗公式)與 SPT-N 關係圖

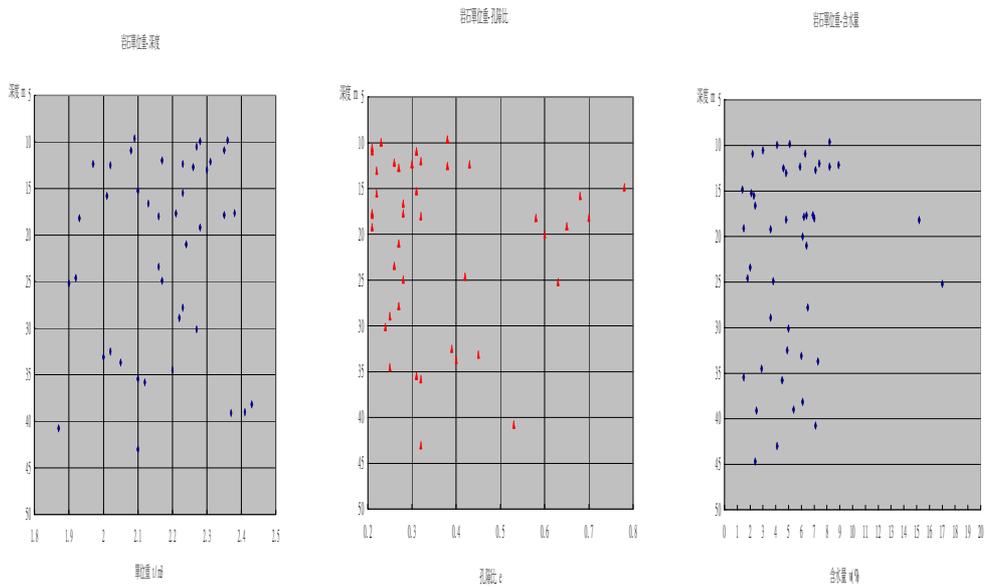


圖 4.6 岩層單位重、孔隙比及含水量與深度關係

表 4.1 簡化地層表

層次	深度 m	單位重 γ_t (t/m ³)	標準貫入 試驗 N 值	凝聚力 C (t/m ²)	摩擦角 ψ (度)	變形模數 E (t/m ²)	波森比 ν	水平地盤 反力係數 k_h t/m ³	單壓強度 q_u kg/cm ²
覆土層 I	0-5m	1.85	4(代表) 45(最高)	0	29	1000	0.25	1200	
覆土層 II	5-8m	1.95	8(代表) 42(最高)	0	30	2000	0.25	1600	
覆土層 III	8m 以下	1.95	12(代表) 41(最高)	0	31	3000	0.25	1890	
岩層	-	2.2	-	1.5	37	18000	0.3	-	50

4.2 地層液化潛能評估

土壤液化係指飽和疏鬆之砂土於地震作用下，剪力波使土壤顆粒產生反覆

剪應變，導致孔隙水壓逐漸累積增大，上升的孔隙水壓降低土壤的有效應力，更甚者使土壤喪失承受荷重能力而呈液態化狀況，稱為液化現象，可參考圖 4.7 液化成因示意圖。土壤發生液化時，可能造成災害包括結構物上浮，結構物沉陷破裂、基礎承载力減低及側向壓力增加等。影響液化潛能因素甚多，基本上可分為現地土層特性、環境因素及地震特性三方面來考量，茲詳述如下：

- (1) 現地土層特性：包括現地土壤之各種靜態及動態參數的特性，如土壤單位重、顆粒形狀與大小、相對密度及動態剪力模數等。
- (2) 環境因素：包括現地地質概況如土層形成方式及年代、地下水位等。
- (3) 地震特性：包括地震規模、地震延時與地表加速度等。

通常地下水位面在地表下 10 公尺以內的沖積層，且地表面下 20 公尺以內平均粒徑 D_{50} 在 0.02mm 至 2mm 間之飽和砂土層，在地震發生時有液化之可能性。根據鑽孔調查結果，場址之覆土層多於地表下 8-17 公尺範圍內，主要係由砂、沉泥質細砂及小礫石為主，土層地質年代輕，且鄰近海濱地下水位約在地表下 7 公尺深，在強震來襲時，可能激發孔隙水壓升高，因此地下水位以上之地層仍可能具有液化潛能。根據美國核能委員會(N.R.C)之相關準則(Regulatory Guide 1.198)，依本場址之地層狀況，應針對液化潛能進行詳細之調查評估。

液化潛能評估主要係計算土層受地震作用所導致之反覆剪應力比，與推估土層抵抗液化強度，進而比較兩者並評估土層液化之可能性。本分析採用以下之評估方法簡述如下：

(1) NCEER 法(2001)

美國國家地震工程研究中心(National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER)鑑於 Seed 法自 1985 即未修訂，乃於 1996 及 1998 兩次召集研究小組，針對北美地區常用之土壤液化評估方法，將 Armenia(1988)、Loma Prieta(1989)、Northridge (1994) 及阪神(1995)等地震資料納入，於 1997 第一次由 Youd 與 Idriss 總結研究共識提出總結報告。該報告詳盡探討合理土壤液化評估方法之各項要點，就 SPT-N 液化評估方法之液化強度曲線方面，仍建議 Seed(1985)所建議之方法為較佳之評估法，惟修訂

Seed(1985)法之部分參數，加入極低 N 值土壤仍保有抗液化強度之觀念，並建議公式化之液化強度曲線以方便設計者使用，在細料含量修正因子方面則採用 Seed and Harder(1990)所發展之經驗公式。2001 年 NCEER 之 Workshops 再針對 1997 年所提之簡易經驗法進行局部修正，其中抗液化強度曲線方程式雖作改變，惟分析結果與 1997 年建議之計算結果幾乎一致，但公式更為簡單，使 NCEER 分析法於工程界之實用性更行提高。此法之分析流程可參考圖 4.8 所示，分析中採地下水位位於地表下 7 公尺，已考量有效覆土壓力。

(2)新日本道路橋液化評估法(簡稱 NJRA 法 1996)

在阪神大地震後，日本道路橋協會於 1996 年修訂土壤液化評估法，和舊有的日本道路橋液化評估方法(1990)最大不同在於以地震時保有水平耐力法所用的水平震度(K_{hc})評估地震引致地盤的反覆剪應力比(L)，探討土壤液化強度改採細料含量為參數，將現地不擾動土樣的動力三軸強度(RL)乘以抗液化強度的修正係數(c_w)即可得土壤動態剪力強度比(R)。所用之設計地震參數僅需地表最大加速度 PGA 值，而不需地震規模 M 亦為其特殊之處。此法有公式直接計算，毋須查閱圖表，且地震參數只須最大地表加速度 PGA 值一項，近年來已納入我國公路橋梁及建築耐震設計規範中使用，已在工程界廣泛使用。此法之分析流程可參考圖 4.9 所示，分析中以地下水位位於地表下 7 公尺，已考量有效覆土壓力；地動類型採 I 型。

(3)Tokimatsu 與 Yoshimi 液化評估法(簡稱 T-Y 法 1983)

此法為東京工業大學 Tokimatsu 與 Yoshimi 教授整理日本過去國內 10 次大地震約 70 個液化案例及國外大地震約 20 個案例所發生的液化記錄，並綜合現地冰凍土樣之液化試驗結果發展而成，有關細料含量對抗液化強度方面之考量最為詳盡。此法之特色為在 N 值小時，所估計之抗液化強度與日本道路橋方法相近，在 N 值大時，則與 Seed 法相近，有關細料影響之參數係採用過#200 篩之含量 FC(%)。根據台灣高速鐵路土壤液化評估方法研究之結論中，曾認為此法在各種層次的考量，均較合理，而被建議供作台灣高鐵工程之土壤液化潛能分析評估法。此法之分析流程可參考圖 4.10 所示，分析中以地下水位位於地表下 7 公尺，已考量有效覆土壓力； C_s 取 85 進行分析。

於 SSE(0.4g)作用時，各分析方法之液化潛能安全係數除局部地層因含小石礫(SPT-N 值較高)多小於 1，又安全係數以地表下 0-6 公尺相對較低；其中

以 NJRA 法分析所得之安全係數較 NCEER 及 T-Y 法略低。分析結果顯示於 SSE(0.4g)作用發生時，液化將普遍發生。各分析法之安全係數見圖 4.11 ~圖 4.13。

於 OBE(0.2g)作用時，各分析方法之液化潛能安全係數局部地層(SPT-N 值較低)小於 1，其安全係數多在 0.6 以上；其中以 NJRA 法及 NCEER 法分析所得之安全係數較 T-Y 法略低。分析結果顯示於 OBE(0.2g)作用發生時，液化將局部發生。各分析法之安全係數見圖 4.14~圖 4.16。

液化潛能分析乃指液化可能發生機率之大小，亦為液化與否之依據。由液化分析之安全係數大小，一般僅能獲悉液化深度，較難瞭解液化產生所造成之液化等級、現象及對建築物可能造成之災害。故建議可以液化危害觀點，並參考國外已實行之液化危害性指數觀念，以瞭解本研究區域液化產生之災害規模。

液化造成之危害情況主要為土層液化及噴水冒砂引致之沉陷與不均勻沉陷現象，進而造成結構物傾斜破壞。為瞭解液化危險性高低，可參考日本岩崎等人(1980)提出利用危害性指數 P_L 來評估液化危害度。液化危害性指數 P_L 可由下式求算：

$$P_L = \sum_{i=1}^n F_i \times W_i \times \Delta H_i$$

上式中

$$F_i = 1 - F_{Li} \quad \text{當 } 0 \leq F_{Li} \leq 1$$

$$F_i = 0 \quad \text{當 } F_{Li} \geq 1$$

$$W_i = 10 - 0.5Z_i$$

W_i 為權重函數，代表第 i 層土壤液化對整體地盤損害程度之影響， Z_i 為土層所在之深度，其範圍在地表下 20 m 內。 F_{Li} 為第 i 層土壤之抗液化安全係數， ΔH_i 為第 i 層土壤之土層厚度。

根據 Iwasaki et al(1982)對於日本地震案例之研究，地盤液化之損害程度可分三級值如下所述；若考量至地表下 20 m， P_L 值則取括號中值：

$$0 \leq P_L \leq 5: \text{輕微液化}$$

$$5 \leq P_L \leq 15: \text{中度液化}$$

$P_L > 15$ ：嚴重液化

依據中國大陸建築抗震設計規範，增加各級液化程度之現象描述其考量為地表下 15 公尺，若引伸為地表下 20 公尺，則 P_L 值取括號中值。 $P_L = 0$ 之液化危險性極低； $P_L < 5(6)$ 之液化等級為輕微，無噴水冒砂現象，對建築物一般不致引起明顯之震害； $5(6) \leq P_L \leq 15(18)$ 之液化等級為中等，噴水冒砂之可能性大，將造成建築物不均勻沉陷或開裂； $P_L > 15(18)$ 之液化等級屬嚴重程度，噴水冒砂嚴重，可使建築物產生 10-30 cm 之不均勻沉陷及建築物傾斜倒塌。

依本章之評估分析結果瞭解，於 SSE(0.4g) 作用，廠區於 20m 以內之深度，將廣泛液化；其液化危害度($P_L = 5-22$) 屬中等至嚴重程度，見圖 4.17。在 OBE(0.2g) 作用時，僅局部地區將發生液化，其液化危害度($P_L = 0-8$) 屬輕微至中等程度，見圖 4.18。

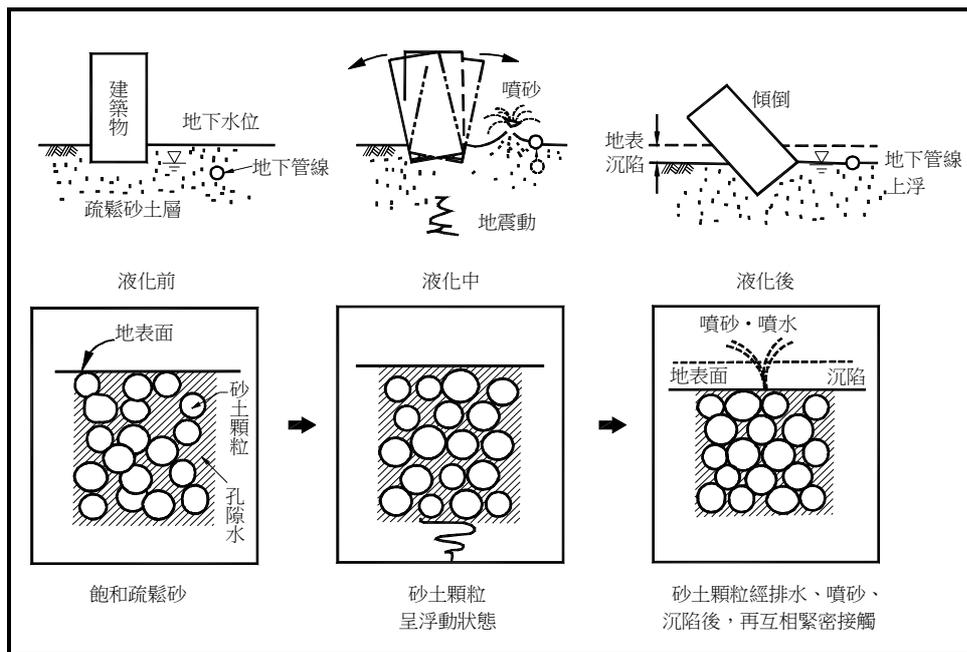


圖 4.7 液化的成因示意圖

NCEER 液化評估法 (NCEER, 1996)

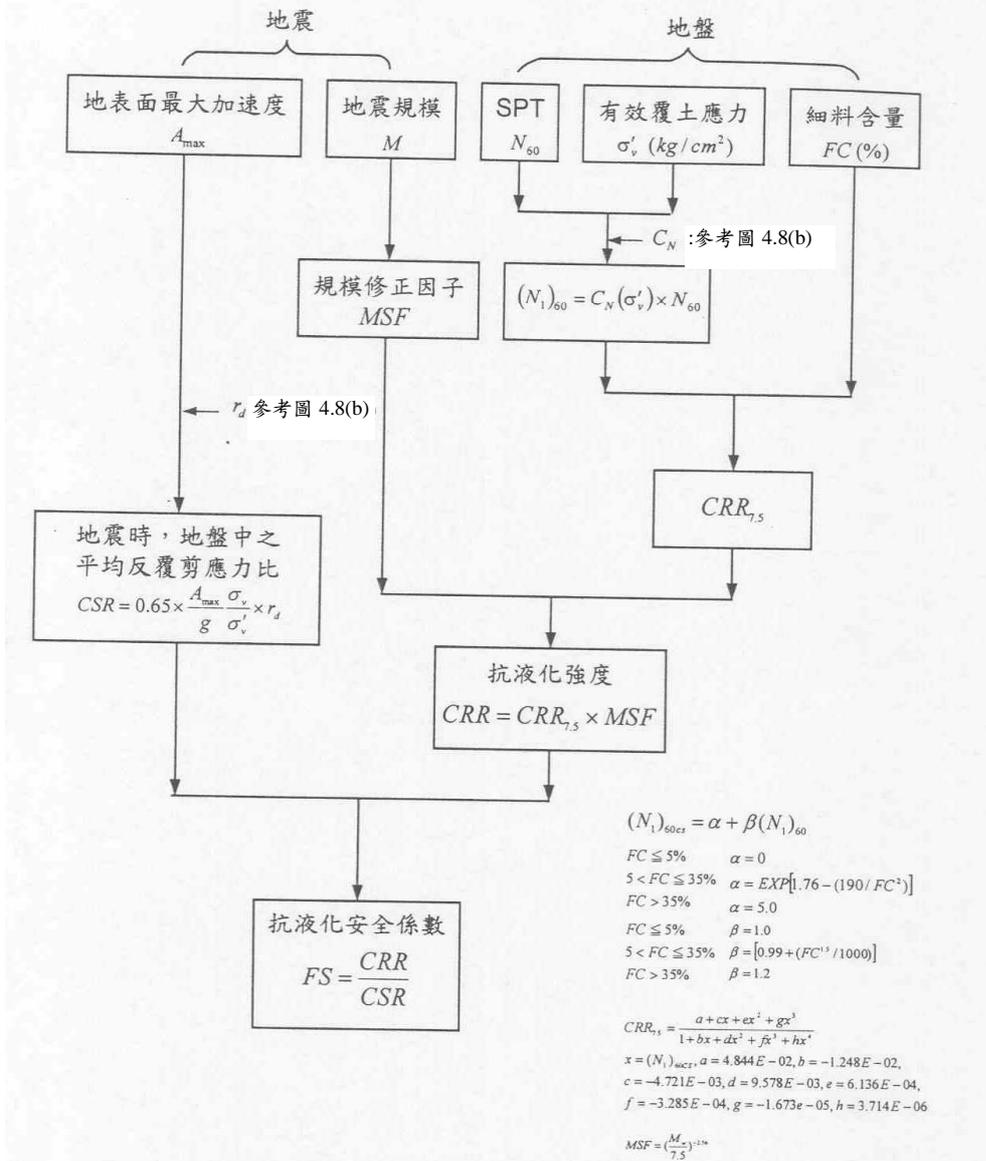
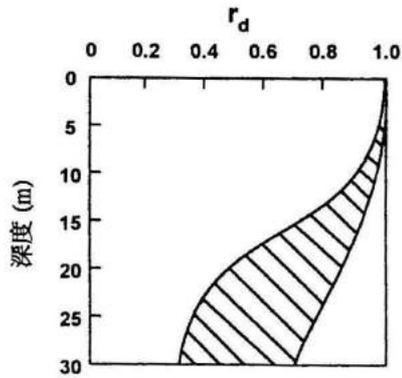
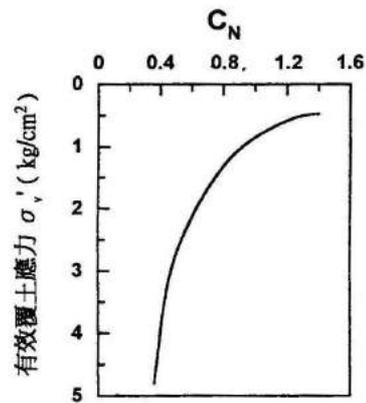


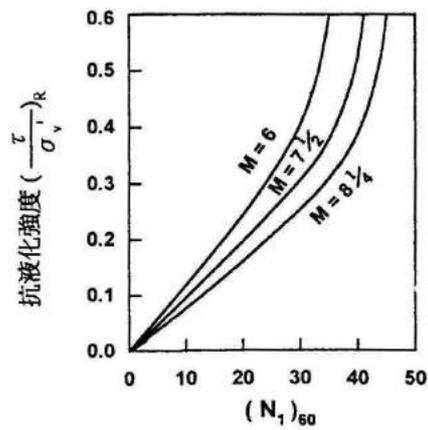
圖 4.8(a) NCEER 液化分析流程



應力折減係數 r_d 隨深度之變化



C_N 隨有效覆土應力之變化



抗液化強度 $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_R$ 與 $(N_1)_{60}$ 之關係

圖 4.8(b) NCEER 液化分析流程

新日本道路橋液化評估法 (日本道路協會, 1996)

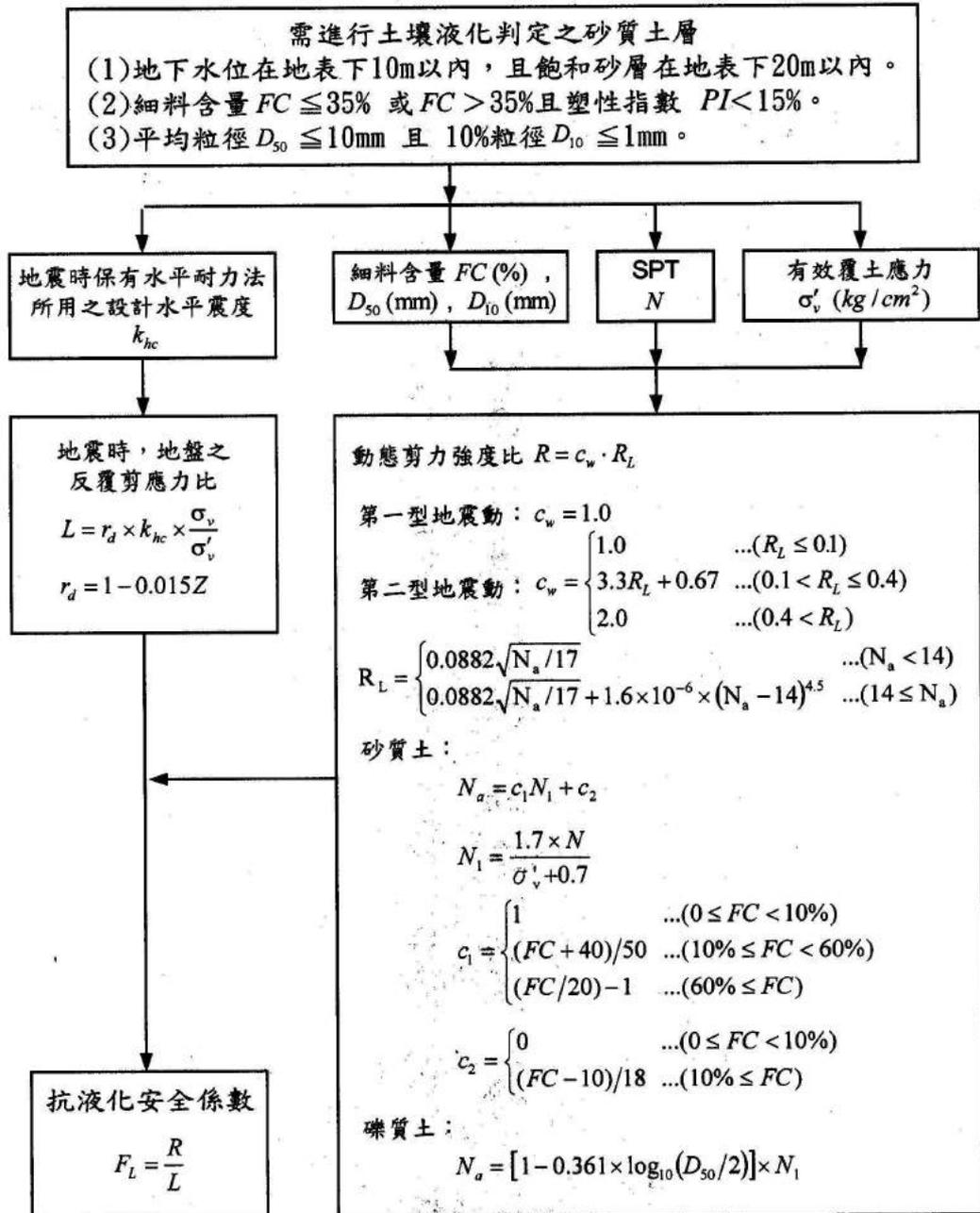


圖 4.9 新日本道路橋簡易經驗法(NJRA 法 1996)液化分析流程

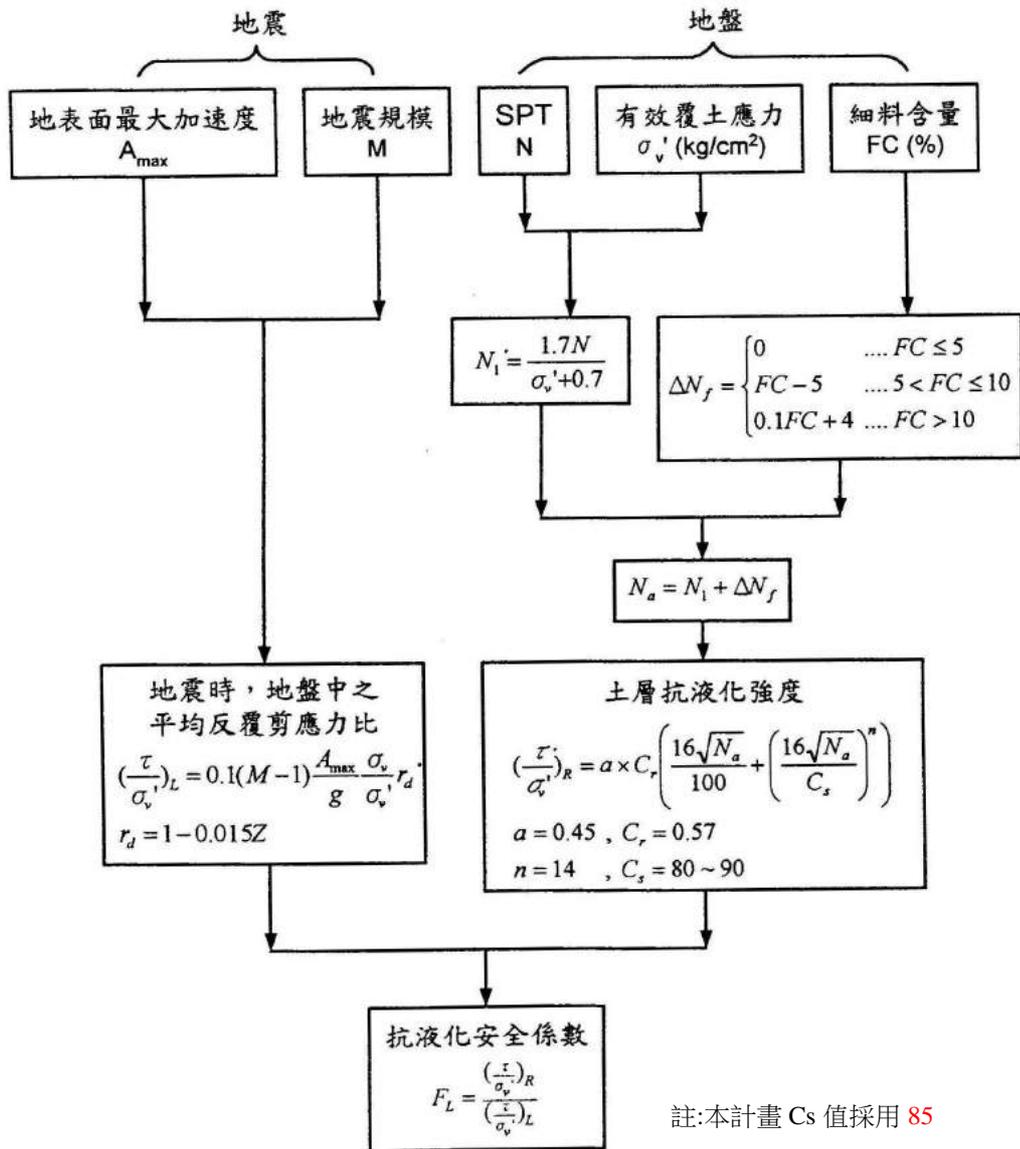


圖 4.10 Tokimatsu 與 Yoshimi(1983)簡易經驗法液化分析流程

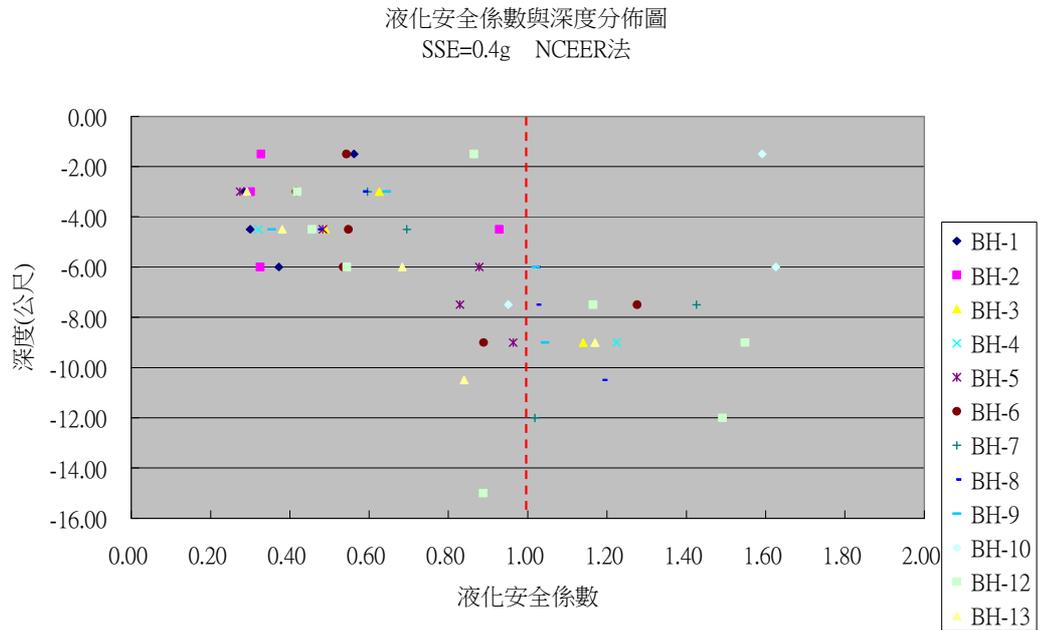


圖 4.11 計畫區液化潛能分析安全係數(NCEER 法)-深度關係圖 (SSE=0.400g)

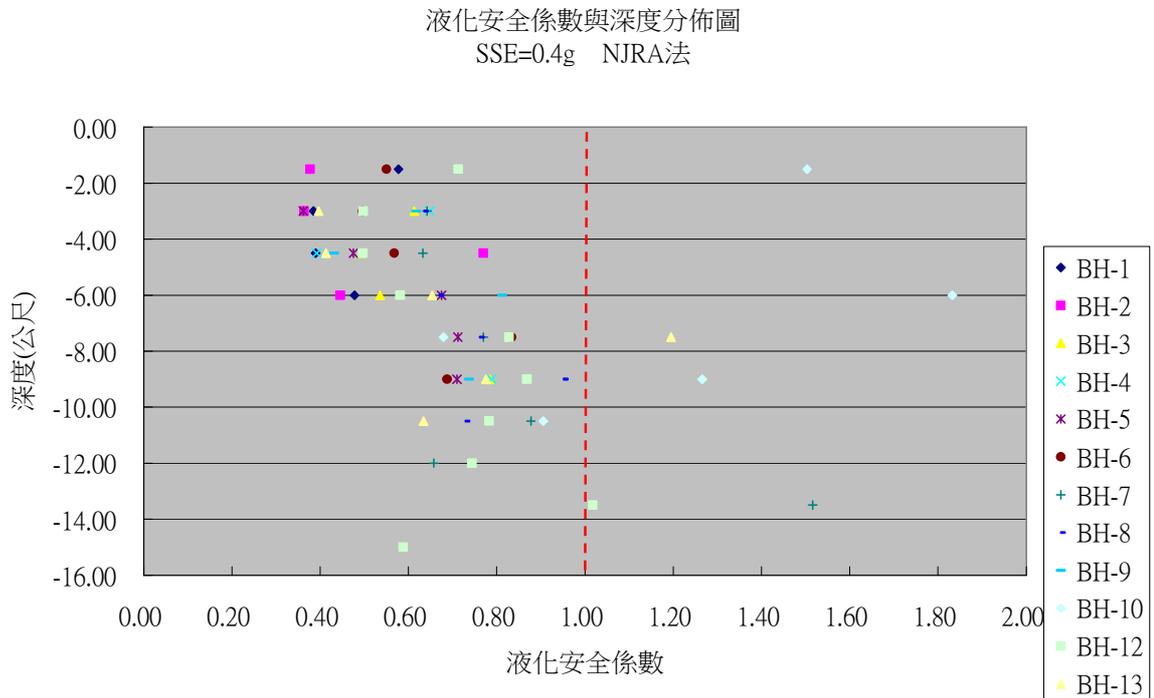


圖 4.12 計畫區液化潛能分析安全係數(NJRA 法)-深度關係圖 (SSE=0.400g)

液化安全係數與深度分佈圖
SSE=0.4g T-Y法

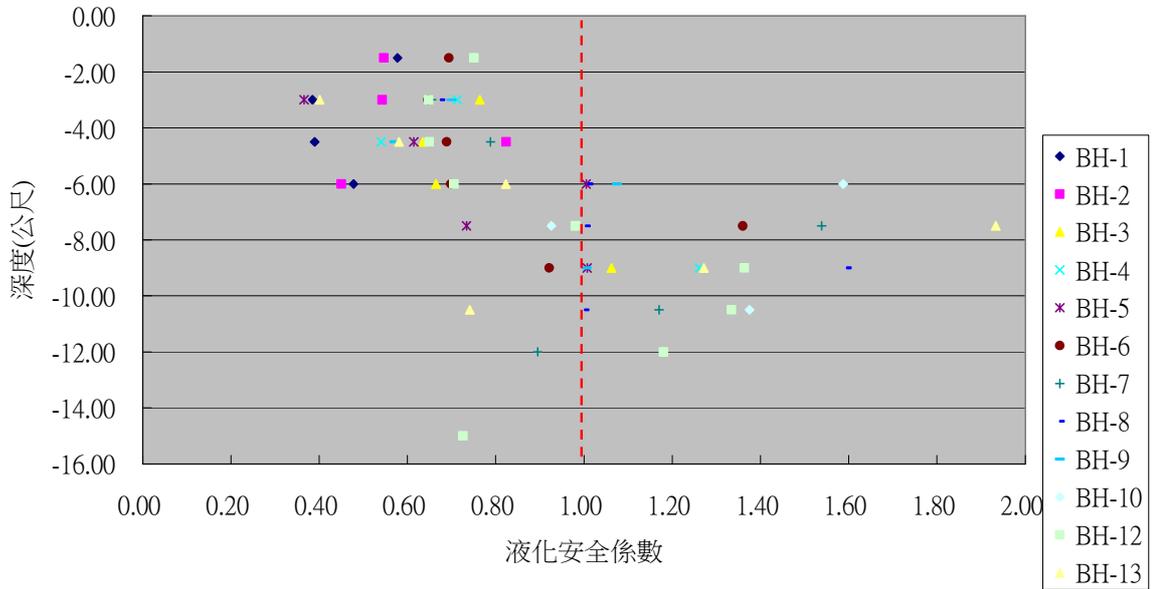


圖 4.13 計畫區液化潛能分析安全係數(T-Y法)-深度關係圖(SSE=0.400g)

液化安全係數與深度分佈圖
OBE=0.2g NCEER法

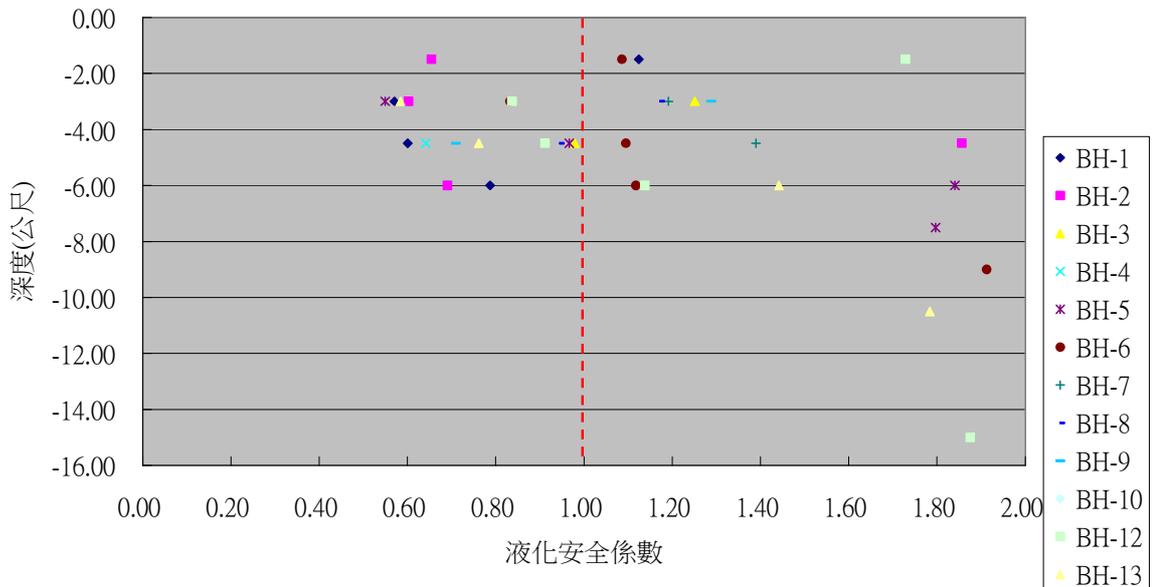


圖 4.14 計畫區液化潛能分析安全係數(NCEER法)-深度關係圖(OBE=0.200g)

液化安全係數與深度分佈圖
OBE=0.2g NJRA法

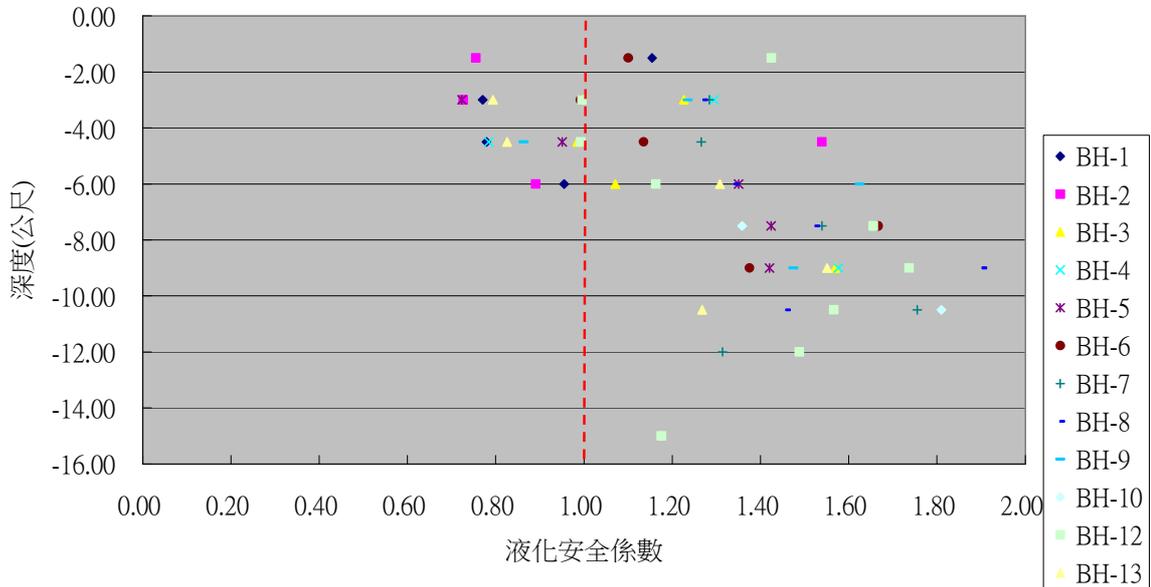


圖 4.15 計畫區液化潛能分析安全係數(NJRA 法)-深度關係圖(OBE=0.200g)

液化安全係數與深度分佈圖
OBE=0.2g T-Y法

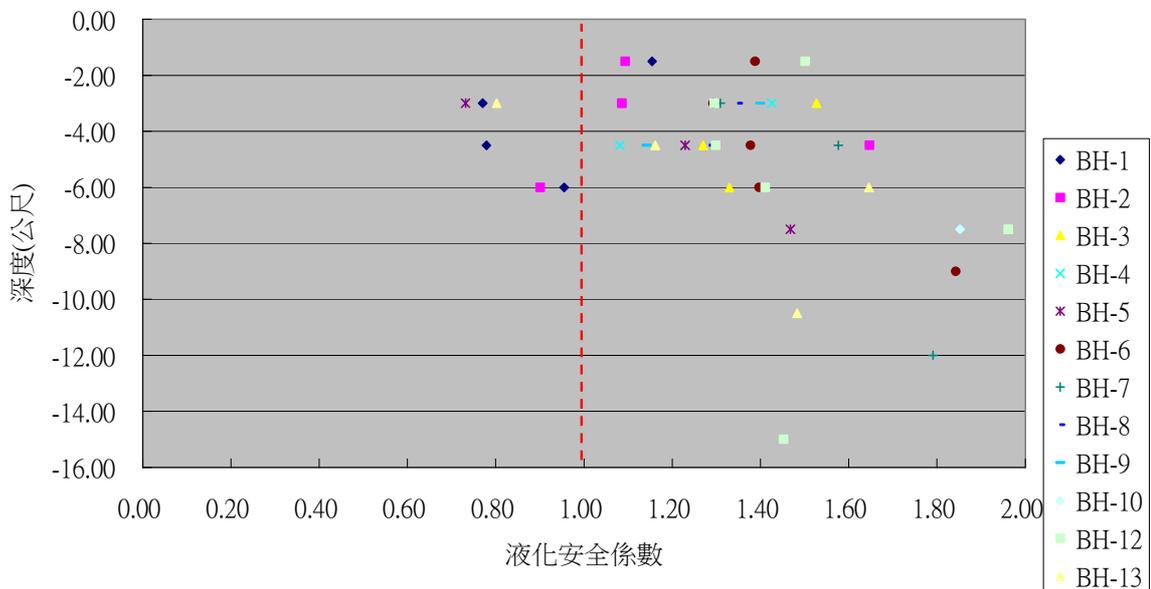


圖 4.16 計畫區液化潛能分析安全係數(T-Y 法)-深度關係圖(OBE=0.200g)

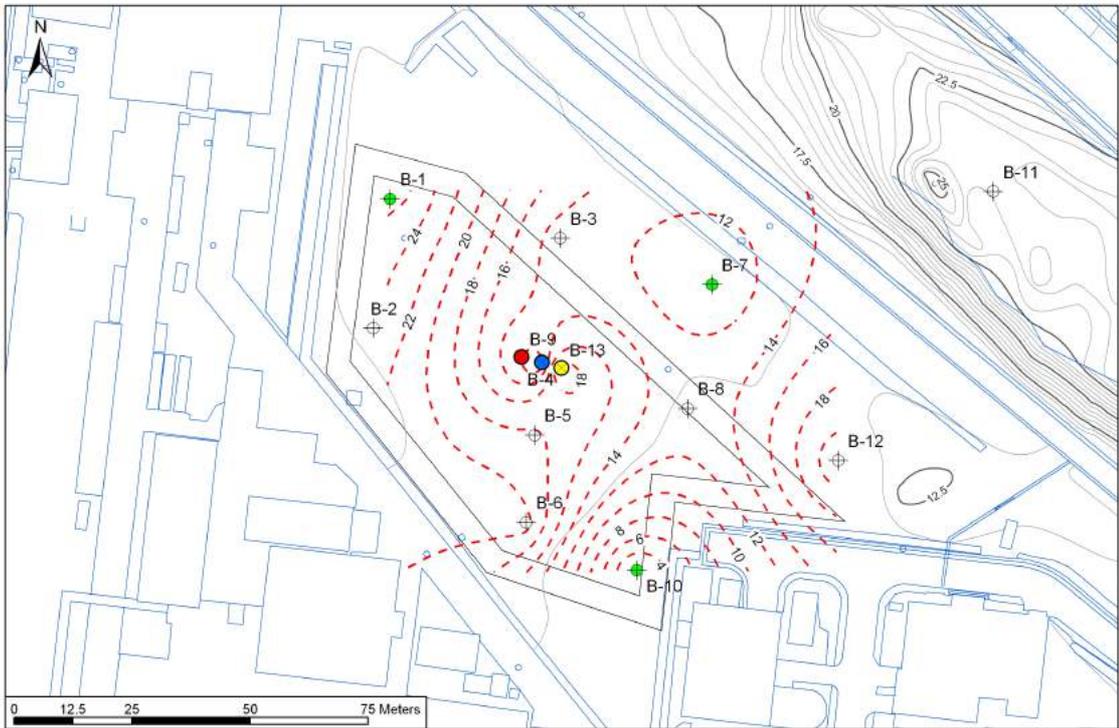


圖 4.17 計畫區液化危害度等值線圖(SSE=0.4g)

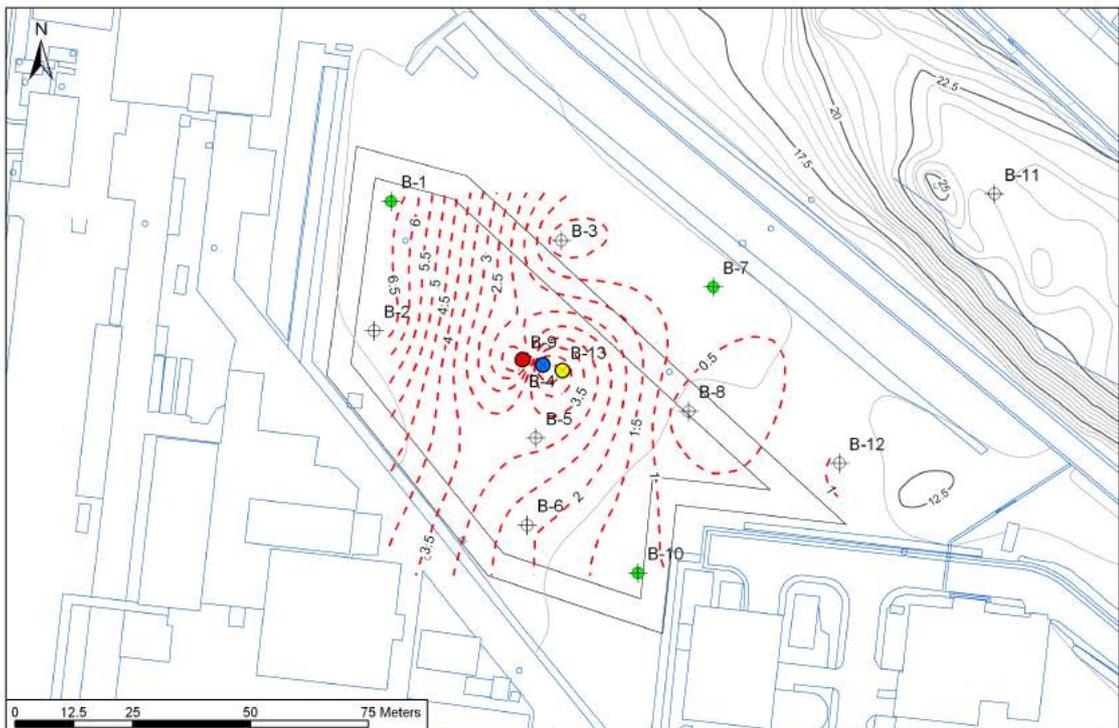


圖 4.18 計畫區液化危害度等值線圖(OBE=0.2g)

4.3 基礎承載力與沉陷量

4.3.1 基礎版承載力評估

用過核子燃料乾式貯存設施之基礎型式如考慮採用基礎版時，除須具足夠之支承力外，並須考量使基礎不致發生過大之沉陷及差異沉陷。

基礎版屬淺基礎，其極限支承力可根據前節之土壤參數分析及歸納之簡化地層，依建築物基礎構造設計規範以下列公式估計：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B N_\gamma F_{rs} F_{rd} F_{ri}$$

其中

q_u ：極限支承力(tf/m²)

c ：基礎版底面以下之土壤凝聚力(tf/m²)

γ_1 ：基礎版底以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m³)

γ_2 ：基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m³)

D_f ：基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度，如鄰近有開挖，須考慮其可能之影響(m)

B ：矩形基腳之短邊長度

L ：矩形基腳之長邊長度

N_c 、 N_q 、 N_r ：支承力因數

F_{cs} ， F_{qs} ， F_{rs} 形狀影響因素

F_{cd} ， F_{qd} ， F_{rd} 埋置深度影響因素

F_{ci} ， F_{qi} ， F_{ri} 載重傾斜影響因素

考量計畫區之地層特性，基礎版之沉陷僅需考量瞬時沉陷即可，其彈

性理論基本公式如下：

$$\Delta H_i = \frac{1 - \nu^2}{E} qBI$$

其中

ΔH_i ：瞬時沉陷量(m)

q ：載重面作用之均佈載重(tf/m²)

B ：載重面寬度或直徑(m)

E ：土層之變形模數(tf/m²)

I ：影響係數，與載重面形狀、沉陷點位置、基礎剛度及埋置深度、壓縮層厚度等因素有關。(依假定之基礎版 $L/B=2$ ，基礎版中央、角隅、長邊(L)中點及短邊(B)中點之影響係數分別為 1.52、0.76、1.12 及 0.98)

ν ：柏松比 取 0.25

依據建築物基礎構造設計規範第 4.4.8 節之規定，對筏式基礎之容許沉陷量不得超過三十公分，惟核能二廠用過核子燃料乾式貯存設施非屬一般建築物，為維護此貯存設施結構之安全及基礎之穩定，故需採取審慎嚴謹之態度來訂定其基礎之最大容許沉陷量。Skempton 和 MacDonald (1995) 建議砂土層上之筏式基礎最大容許沈陷之設計極限為 4.0 公分到 6.5 公分。本基地之覆蓋層屬砂土層，然其間夾有石塊或人工回填物，同時下伏之岩盤出現在地表下約 8 至 17 公尺處，基礎土壤之承载力應較純砂土層為高，然為保守計，建議採用 5.0 公分為此貯存設施之基礎最大容許沈陷量，以計算基礎之容許承载力。

根據貯存設施之工作載重(詳第五章)，假設基礎版之長(L)、寬(B)分別為 110 及 55 公尺，並依前節所歸納之簡化地層進行承载力及沉陷計算，結果如表 4.2。由結果可看出，容許承载力大致可滿足各儲存設備形式之荷重，惟其沉陷量約介 17.2 - 39.74 公分，大於基礎版之建議容許沉陷量(5cm)，其角變量約介於 1/262-1/607，除金屬護箱因荷重較小外，均高於鋼筋混凝土結構不容許產生裂縫之安全限度(1/500)。另外計畫區之覆土層強度變化非常大，因此可能導致差異沉陷更為顯著，致使角變量高於計算

值。

另依平板載重試驗結果，推求基址土壤承载力，以作為結構物基礎分析之參考。本次調查工作共計執行二處平板載重試驗，施作位置詳圖 2.1 所示，基於控制沈陷量之考量，經由平板載重試驗結果，平板與方型基腳沉陷量之關係可以 Terzaghi 和 Peck (1967) 所建議之方程式表示：

$$S = S_p (B/B_p)^2 ((B_p+0.3)/(B+0.3))^2$$

式中，S 及 S_p 分別為基礎及平板承受相同荷重 q 時之沈陷量， B_p 為平板寬度。

經指定一 S 值，並利用上式求得平板沈陷量 S_p ，可由平板載重試驗所獲得之載重—沈陷量曲線，獲得對應於 S_p 之載重 q。

利用上述方法，可獲得基礎最大容許沈陷量為 5.0 公分時，基礎之承载力。計算結果顯示 S_p 為 2.6 公分，試驗編號 PL-1 對應之土壤承载力為 28 t/m²，試驗編號 PL-2 之砂土夾含較多卵礫石，其土壤承载力為 129 t/m²。以平板載重試驗成果推求之基址土壤承载力，皆大於貯存設施所需之基礎設計荷重。

經比較平板載重試驗與之理論值計算基礎土壤承载力顯示，兩組平板載重試驗成果計算之土壤承载力分別為 28 t/m² 與 129 t/m²，差異甚大，受砂土層夾含卵礫石量所控制。而由理論值計算之土壤承载力介於 36 t/m² 至 43 t/m² 間，大於貯存設施所需之基礎設計荷重，惟其沉陷量超過容許值。

表 4.2 基礎版承载力及沉陷量分析結果

儲存結構形式	估計荷重(t/m ²)	容許承载力(t/m ²)	沉陷量 cm	角變量	備註
混凝土護箱	12.34	36.2	21.28	約 1/491	
混凝土模組	13.89	36.2	23.96	約 1/436	
混凝土地窖	23.05*	43.4	39.74	約 1/263	
金屬護箱	9.98	36.2	17.2	約 1/607	

註: * 參考「候選場址工程地質調查工作期末報告(核能二廠)」，益鼎工程股份有限公司，81 年 12 月

4.3.2 樁基礎承載力評估

單樁之垂直極限承載力其主要係包含樁底支承力及樁身表面摩擦阻力，可採用靜力學公式、貫入經驗公式等方法推估之。樁基礎之承載力採貫入經驗公式計算

其承載力計算公式如下：

$$Q_{ult} = Q_{tip} + Q_s = q_{tip} \times A_b + \sum f_s \times A_s$$

$$Q_a = Q_{ult}/n$$

$$A_s = \text{樁之表面積}(m^2) = U \times L$$

D：樁徑

U：樁周長

A_b = 樁端之斷面積

L：樁長

f_s ：樁單位摩擦力 t/m^2

砂性土層：鑽掘式基樁 $f_s = N/3 (<=15)$ (建築物基礎構造設計規範)

q_{tip} ：樁底極限承載力 t/m^2 ：鑽掘式基樁： $q_{tip} = 7.5 \times N (N <= 50)$

Q_{ult} ：單樁極限承載力

Q_a ：單樁容許承載力(平時取 $n=3$ ，地震時取 $=2$ ，另地震時將覆土層參數折減為 $1/3$ 以抵抗液化)

基樁抗拉拔力分析方法可由下式估算：

$$P_{fu} = f_s \times A_s = f_s \times \pi \times D \times L$$

$$P_a = P_{fu}/n + W_f$$

式中：

P_a = 容許拉拔力， $t/支$

P_{fu} : 樁身提供之極限拉拔力

f_s : 樁單位摩擦力

A_s =樁之表面積(m^2)

W =樁重

n =安全係數 (平時取 $n=6$, 地震時取 $n=3$, 另地震時將覆土層參數折減為 $1/3$ 已抵抗液化)

基樁所受之側向力包括上部結構承受之風力、地震、動態載重及沿樁身之側向土壓力等。垂直樁在承受水平荷重時，其所能承載之側向力受下列因素控制：

- (1) 基樁周圍土壤是否有足夠之側向抵抗力，是否因抵抗力不足而產生剪力破壞。
- (2) 基礎結構受水平荷重時水平變位是否在容許範圍內。
- (3) 受側向力作用時基樁材料是否因彎曲力矩而破壞。

基樁之側向承載力一般係根據彈性基礎上之橫梁理論推求，本報告以張有齡(Y.L. Chang)建議之半無限理論公式分析。

容許水平承載力為:

$$H=4 \times EI \times \beta^3 \times \delta_a / (1 + \beta h) \text{ (樁頂拘束情形)}$$

其中

H : 樁容許水平承載力 (kg)

D : 樁徑 (cm)

E : 樁之彈性係數(kg/cm²)

I : 樁斷面之慣性矩 (cm⁴)

h : 地面至橫向力作用點之高度(m)

δ_a : 容許水平位移, 平時=1.0cm, 地震時=1.5cm(依據建築技術規則建築構造

編基礎構造設計規範之建議)

$$\beta = (K D / (4EI))^{1/4}$$

K：水平地盤反力係數(kg/cm³)

現有之基樁沉陷量預估只討論彈性沉陷而不包括壓密沉陷。基樁沉陷量採用以下之公式推估：

$$W_0 = W_s + W_{pp} + W_{ps}$$
$$W_s = (Q_p + \alpha_s \times Q_s) \times \frac{L}{AE_p}$$
$$W_{pp} = \frac{Q_b \times C_p}{Bq_o}$$
$$W_{ps} = \frac{Q_s \times C_s}{Dq_o}$$

其中

W_0 =樁頂沉陷量，cm

W_s =樁身壓縮量，cm

W_{pp} =樁尖作用引致之沉陷量，cm

W_{ps} =樁身摩擦力引致之沉陷量，cm

C_p =土壤與基礎型式之影響係數 取 $C_p=0.04$

Q_p =樁尖作用力，kg

Q_s =樁身摩擦力，kg

q_o =樁尖極限支承力，kg/cm²

E_p = 樁之彈性模數，kg/cm²

A =樁之斷面積，cm²

L =樁長，cm

D=樁徑，cm

$\alpha_s=0.67$ (樁身摩擦力三角形分佈)

$$C_s = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \times C_p$$

考量基地地層及週邊環境特性，以場鑄鑽掘式鋼筋混凝土樁為主，分別考量不同樁徑(1、1.2 及 1.5 公尺)及不同之覆土層厚(6、10 及 14m)，依據前述的單樁承載力及沉陷之方法計算其承載力，並以基樁之容許承載力計算其樁頭沉陷量其結果如表 4.3、4.4 及 4.5。依不同之樁徑及覆土層厚之樁容許承載力、容許抗拔力及樁頭沉陷量與樁長之關係如圖 4.19、4.20 及 4.21。

表 4.3 單樁承載力及樁頭沉陷量分析結果(覆土厚 6m)

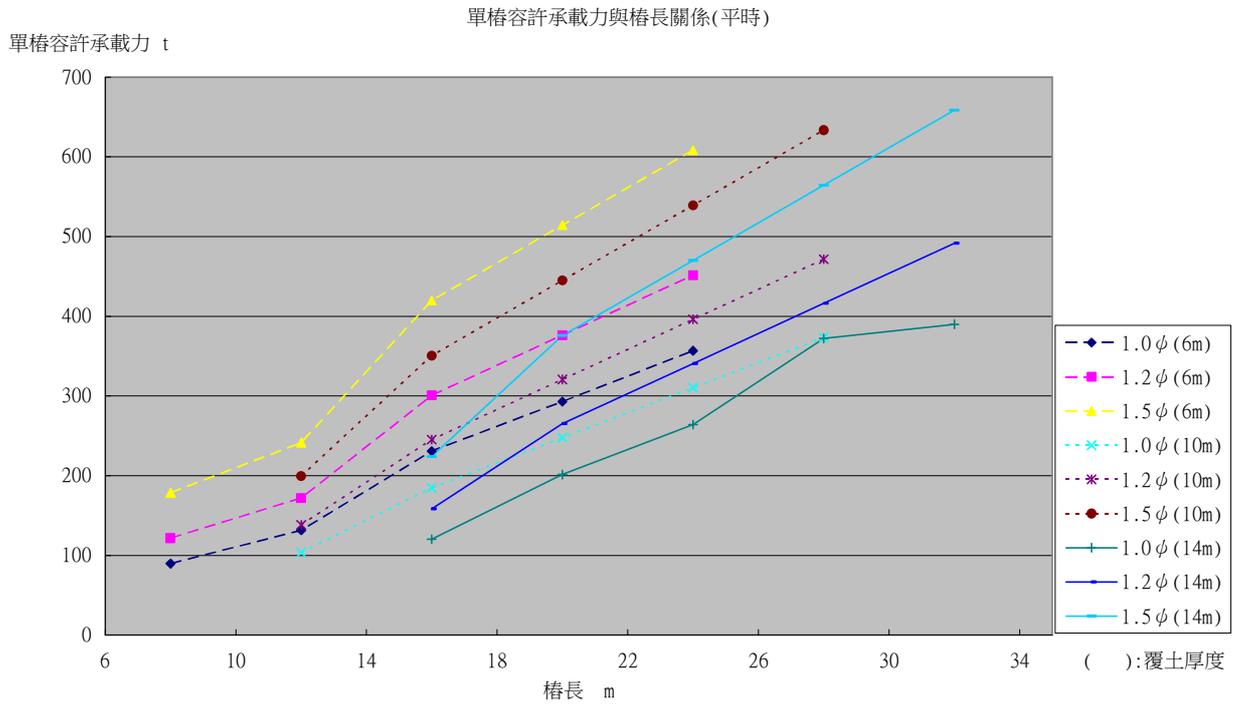
樁徑-樁長 m - m	容許承載力 平時 t	容許承載力 地震時 t	容許抗拔力 平時 t	容許抗拔力 地震時 t	容許水平承載力 平時 t	容許水平承載力 地震時 t	樁頭沉陷量 cm	備註
1.0-8m	89.6	124.7	32.2	41.0	19.7	21.7	0.791	
1.2-8m	121.7	170.8	34.2	44.8	24.4	27	0.9745	
1.5-8m	178.6	253.3	36.9	50.2	31.8	35.2	1.262	
1.0-12m	131.5	187.5	59.6	89.4	19.7	21.7	0.631	
1.2-12m	171.9	246.2	64.4	100.2	24.4	27	0.782	
1.5-12m	241.4	347.5	70.9	115.6	31.8	35.2	1.029	
1.0-16m	231.0	336.7	96.2	156.1	19.7	21.7	0.626	
1.2-16m	300.8	439.4	105.7	177.5	24.4	27	0.768	
1.5-16m	420.0	615.5	118.6	208.4	31.8	35.2	1.006	
1.5-20m	293.0	431	134	225.4	19.7	21.7	0.564	
1.2-20m	376.2	552.5	148.4	258.0	24.4	27	0.684	
1.5-20m	514.4	756.9	168.2	305.2	31.8	35.2	0.893	
1.0-24m	356.72	525.2	171.9	294.6	19.7	21.7	0.529	
1.2-24m	451.6	665.6	191.2	338.5	24.4	27	0.681	
1.5-24m	608.6	893.8	217.9	402.0	31.8	35.2	0.817	

表 4.4 單樁承载力及樁頭沉陷量分析結果(覆土厚 10m)

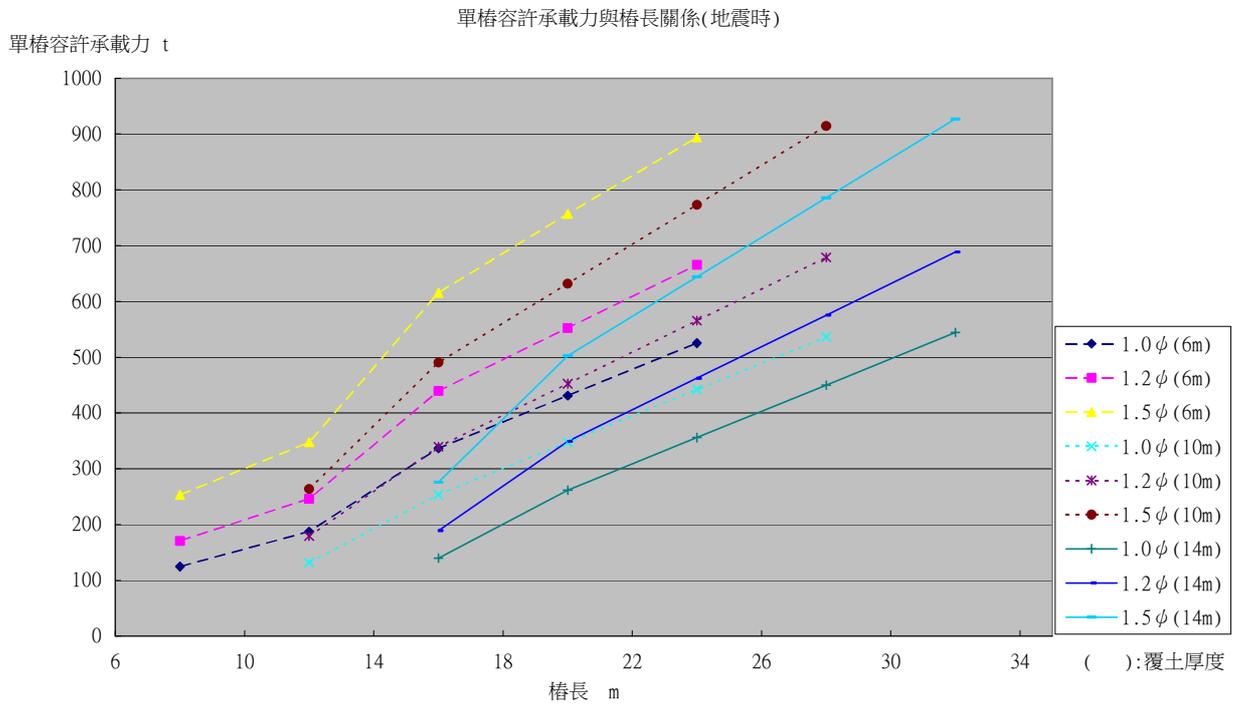
樁徑-樁長 m - m	容許承载力 平時 t	容許承载力 地震時 t	容許抗拔力 平時 t	容許抗拔力 地震時 t	容許水平承载力 平時 t	容許水平承载力 地震時 t	樁頭沉陷量 cm	備註
1.0-12m	103.6	131.6	45.6	52.2	19.7	21.7	0.731	
1.2-12m	138.4	174.2	47.7	55.5	24.4	27	0.900	
1.5-12m	199.6	263.7	49.9	59.7	31.8	35.2	1.172	
1.0-16m	184.7	253.4	73.0	100.5	19.7	21.7	0.714	
1.2-16m	243.3	339.4	77.9	111.8	24.4	27	0.874	
1.5-16m	250.7	490.5	83.9	125.1	31.8	35.2	1.135	
1.0-20m	247.6	347.6	110.9	169.8	19.7	21.7	0.616	
1.2-20m	320.7	452.5	120.7	191.3	24.4	27	0.749	
1.5-20m	445.0	631.9	133.0	221.8	31.8	35.2	0.976	
1.0-24m	310.4	441.9	148.8	239.1	19.7	21.7	0.563	
1.2-24m	396.1	565.6	163.5	271.8	24.4	27	0.675	
1.5-24m	539.2	773.2	183.2	318.6	31.8	35.2	0.874	
1.0-28m	373.2	536.1	186.7	308.4	19.7	21.7	0.533	
1.2-28m	471.4	678.7	206.2	352.3	24.4	27	0.628	
1.5-28m	633.5	914.6	232.9	415.4	31.8	35.2	0.805	

表 4.5 單樁承载力及樁頭沉陷量分析結果(覆土厚 14m)

樁徑-樁長 m - m	容許承载力 平時 t	容許承载力 地震時 t	容許抗拔力 平時 t	容許抗拔力 地震時 t	容許水平承载力 平時 t	容許水平承载力 地震時 t	樁頭沉陷量 cm	備註
1.0-16m	120.3	139.8	60.5	64.1	19.7	21.7	0.679	
1.2-16m	158.5	189.0	62.8	67.1	24.4	27.0	0.833	
1.5-16m	224.0	276.0	65.0	70.4	31.8	35.2	1.086	
1.5-20m	201.5	261.6	87.9	112.4	19.7	21.7	0.691	
1.2-20m	265.4	349.2	93.0	122.5	24.4	27.0	0.840	
1.5-20m	375.9	502.8	99.0	135.8	31.8	35.2	1.891	
1.0-24m	264.3	355.8	125.8	181.7	19.7	21.7	0.609	
1.2-24m	340.8	462.3	135.8	202.9	24.4	27.0	0.732	
1.0-24m	470.1	644.1	148.6	232.6	31.8	35.2	0.949	
1.2-28m	372.2	450.0	163.6	251.0	19.7	21.7	0.563	
1.5-28m	416.2	575.4	178.6	283.4	24.4	27.0	0.667	
1.5-28m	564.4	785.5	198.3	329.3	31.8	35.2	0.858	
1.0-32m	390.0	544.3	211.5	320.3	19.7	21.7	0.537	
1.2-32m	491.6	688.5	221.4	363.9	24.4	27.0	0.625	
1.5-32m	658.6	926.9	248.0	426.1	31.8	35.2	0.795	



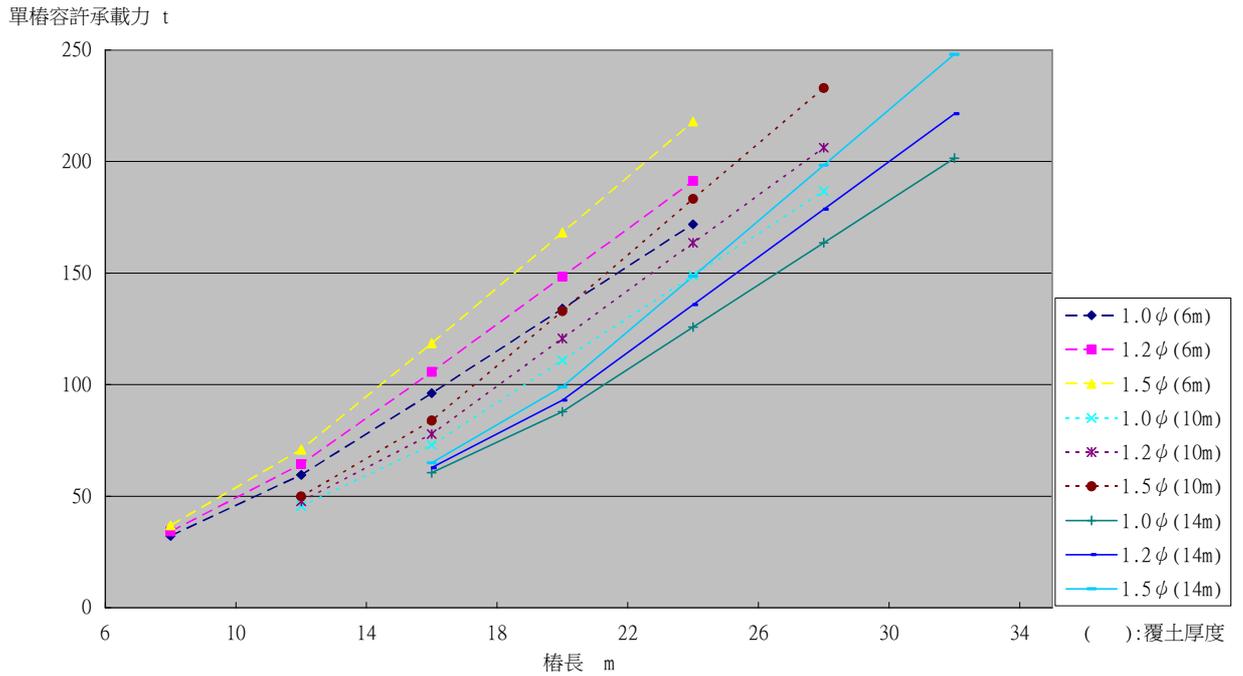
(a) 平時



(b) 地震時

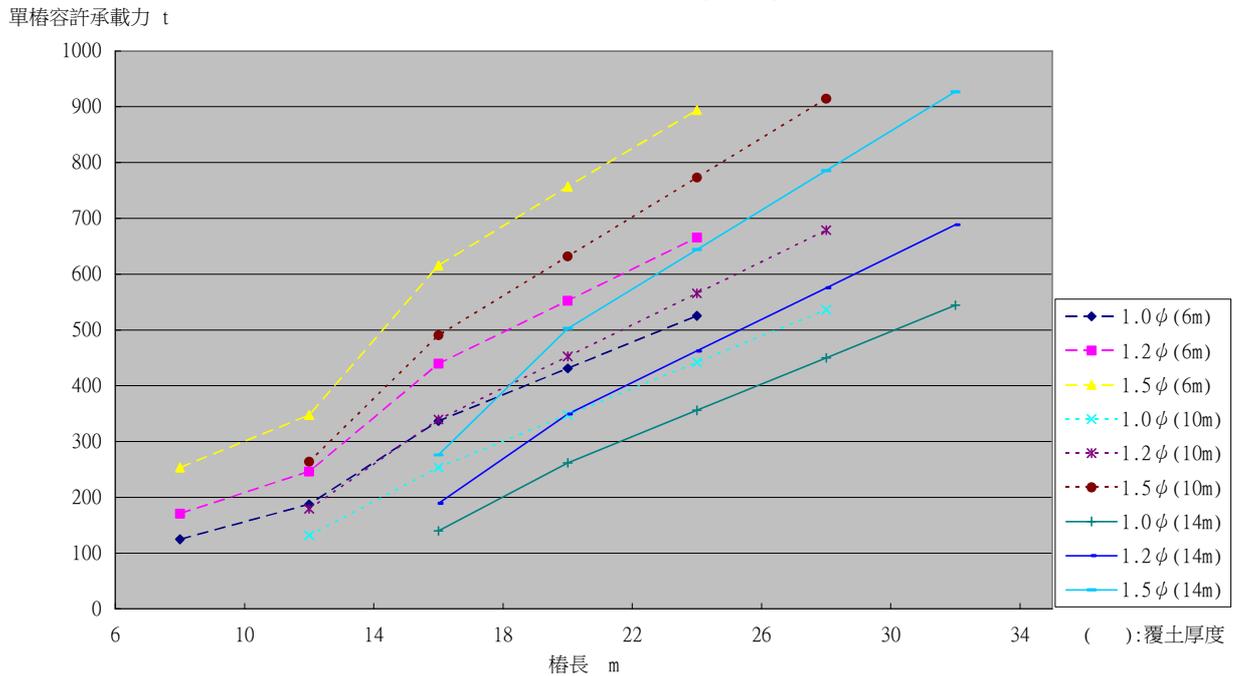
圖 4.19 單樁容許承载力與樁長關係

單樁容許拉拔承载力與樁長關係(平時)



(a) 平時

單樁容許承载力與樁長關係(地震時)



(b) 地震時

圖 4.20 單樁容許拉拔力與樁長關係

樁頭沉陷量與樁長關係

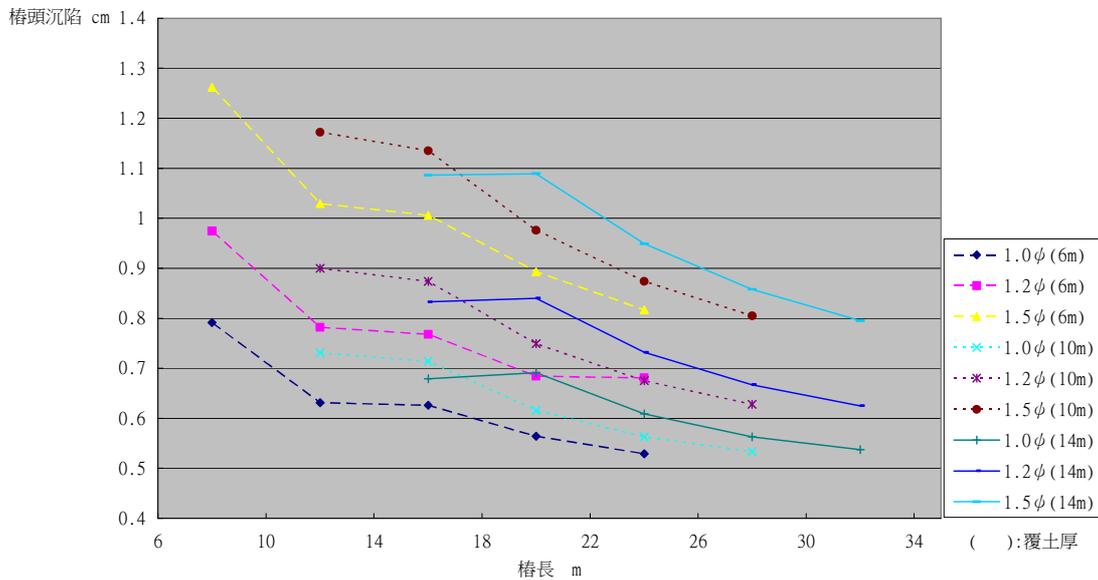


圖 4.21 樁頭沉陷與樁長關係

4.4 地盤改良工法評估

由 4.2 節之液化潛能評估結果顯示於設計地震來襲時，計畫區地表下之覆土層可能發生液化，因此必須進行適當之地盤處理，以防止地盤液化所造成之災害，同時可降低地震波在沖積層之放大現象與增加基礎之承載力及減少沉陷問題。

地盤改良工法大致分為夯實、壓密、置換及固結四大類，其改良原理、目的及適用之土層及主要工法如表 4.6 所示。工法之選擇除須考慮其改良效果外，亦須考慮其施工特性施工速度及費用等，可選用之工法包括(1)動力壓密工法(2)擠壓砂樁工法(3)礫石樁工法(4)振動揚實工法(5)置換工法(6)固結工法，茲將其適用性比較列於表 4.6 並分述如下：

1. 動力壓密工法(Dynamic Consolidation Method)

動力壓密工法是 1970 年後開始發展成功之改良方法，其原理係使用一個重約 5 至 40 噸之重錘由 6 至 30 公尺高的起重架上自由落下，以產生巨大的衝擊力及振動來夯實土壤以達到改良目的。重錘所

使用之材料包括鋼筋混凝土塊、鐵塊及填有混凝土或砂之厚鋼殼塊。當土壤一再受到高能量之錘擊後，不飽和土壤內氣體首先被排出，飽和土壤逐漸產生高孔隙水壓，當孔隙水壓逐漸消散後將使土層因孔隙體積減少變為更加緊密，而達到土壤改良效果。依既有案例顯示：改良深度以不超過 10 公尺為宜。適用之土壤種類較多，涵蓋砂土、沉泥及黏土，但仍以砂土及沉泥質砂之改良效果最佳，相對密度可提高至 70%至 90%。由於本場址緊鄰核二廠，重錘之振動衝擊將影響到電廠營運，動力壓密工法不適用於本場址。

2. 擠壓砂樁工法(Compaction Sand Pile Method)

本工法係利用鋼管打入土中，由震動效果及鋼管本身之體積將周圍土壤擠壓緊密，在鋼管拔出時以空氣壓力等方法將回填砂料壓入孔底，反覆壓實以加大砂樁直徑及減少孔隙比而達到改良效果。

當砂樁打入時可使震實範圍向四周擴展，一般在鬆砂中可震實 3 至 4 倍樁徑，而深度則可達到樁底下約 2.5 至 3.5 倍樁徑，由於鬆砂之能量傳遞較差，故其緊密效果主要係來自鋼管之擠壓作用。砂樁所採用之回填砂料需為透水性及粒度良好之粗砂，且不能有黏性土混入砂柱中。擠壓砂樁較適於深層地盤改良，可改良深度約為 25 公尺，雖然國內已有豐富之施工經驗，惟河砂價高、取得不易及施工工期長，致使所需改良費用相當高，對於大面積之地盤改良較不經濟，另計畫區之覆土層局部夾有礫、塊石，將增加擠壓砂樁工法應用之困難，因此擠壓砂樁工法不適用於本場址。

3. 礫石樁工法(Stone Column Method)

礫石樁法主要是用來改良細粒料含量較多之地層，其工法和振動揚實工法類似，回填料以礫石為主，由機械上部的填充器(Material Container)進入，再透過輸送(Transfer Pipe)由底部往上逐漸夯實以使土壤達到改良目的，因此又可稱為底部回填法(Bottom Feed)。回填料選用礫石主因是礫石較砂土具有較高之抗液化性，同時礫石透水性也比砂土層高，能有效且迅速排除地震所引起之超額孔隙水壓，降低液化潛能。一般而言，為求最佳排水效果，礫石樁之透水率應至少較未經改良之砂土高 200 倍以上。改良深度約可達 20 公尺至 30 公尺，惟所需費用相當高，另計畫區之覆土層局部夾有礫、塊石，將增加礫石樁工法應用之困難，因此礫石樁法不適用於本場址。

4.振動揚實工法(Vibroflotation Method)

本工法係利用揚實錐在砂土層中藉其前端之高壓水柱與其水平震動使得距離揚實錐壁 30~50 公分之土壤達到液化，並藉著揚實錐之自重向下沉，直至預定改良深度，此後須由孔口不斷以砂或礫石為填充料填充，同時並用揚實錐藉振動作用將填充料逐步震實，直達地表為止之一種改良工法。本法之改良深度可達 20 公尺至 30 公尺，其震實範圍可達到揚實錐底部之 1.5 公尺深，震實效果以位於地下水位以下，細料少於 20%之乾淨砂土最為有效。計畫區之覆土層局部夾有礫、塊石，將增加振動揚實工法應用之困難，因此振動揚實工法不適用於本場址。

5.置換工法(Replacement Method)

本工法係利用良質砂石全面或局部取代軟弱土層之一種改良工法。先將軟弱土層挖除一個區段至設計高程後，並進行局部置換回填，此時挖掘機具可佈置於已改良填土區之最前端，所有機具皆在已置換土方上作業，可以抓斗吊車進行挖掘作業，並逐層夯實回填。本法之優點為原理簡單，施工容易，成本較低，惟開挖棄方需另覓棄土場處置，在棄土場難於取得的狀況下，置換工法不適用於本場址。

6.固結工法(Consolidation Method)

固結工法係利用添加固結材料與軟弱土層依不同比例混合，以低壓、高壓灌入漿材，或以高壓噴射漿混拌土壤並產生硬化反應，以達到土壤空隙填注漿材，而改善土體之剪力特性、壓縮性及透水性。本工法應有周密品質管制以確保其改良效果。本工法依作業型式可分為(1)現場攪拌工法(2)事前混合處理(3)以高壓噴射灌漿工法(4)低壓灌漿工法(5)擠壓灌漿。現場攪拌工法是以石灰、水泥或瀝青經由螺旋鑽或其他現場拌合設備引入土壤，可形成高強度之固化樁或固化土牆，將現地土壤以攪拌翼就地混拌漿材，其品質較難控制，其成本也相對較高。事前混合處理可視為置換法之一種，將基地挖出之材料運至處理場，予以混拌一定比例之水泥、爐渣、貝殼灰，使改良土體將荷重均勻分佈至下方軟弱土層，視改良範圍其成本屬低至高。高壓噴射灌漿是以高壓噴射流，強力沖擊破壞土體，使漿液與土壤攪拌混合，在土中凝結固化成柱或牆，處理範圍可確定，施工速率較慢，其施工費用昂貴。低壓灌漿工法是以水泥或化學溶液以滲透方式灌入土層，是

以水泥漿材為主之一種工法，其施工費用是最低，限用於粗顆粒土壤，惟施工成效較難評估；以化學溶液滲透入土壤孔隙中，形成膠體或固結膠結物，適用於中顆粒沉泥以上之砂土，化學溶液屬低黏滯性，可控制膠凝時間，止水性能好，高成本，其整體強度改良成效較難評估。擠壓灌漿是以高壓泵送高黏滯性漿材，在被壓縮土壤基質中形成漿球，對於高孔隙之軟弱土層處理成效佳，其施工費用中，雖漿材之材料費低，惟灌漿費高。

綜合上述論點研判，本場址地盤孔隙率大，採固結工法之高壓噴射灌漿來改良本場址基礎，應為一可行之方案，不僅地盤強度可隨之提高，其抗變形能力亦有顯著的提升。由於基樁之側向抵抗能力來自於樁周土壤的位移拘束，若能有效的提高樁周土壤的勁度，則對於基樁側向抵抗能力有絕對的助益。然以固結工法改良地盤對於提升基樁側向抵抗之成效，則應以現地試驗決定之，建議於地盤改良及基樁承載力設計前，應於現地選擇適當的位置，進行相關之現地試驗，其中應包括現地高壓噴射灌漿參數試驗，並利用基樁靜載重試驗評估固結前後基樁之承載能力。

表 4.6 地盤改良種類及適用性比較表

原理	改良方法	最大改良深度	適用土壤範圍	特點	相對費用	本場址適用性	
地盤改良	排水	降低地下水位工法	可視需要增加	乾淨砂或沉泥質砂	造成過壓密效果	因工程而異	濱海地區，不適用
		礫石樁工法	約 30 m	一般沖積土	透水率高，兼具夯實與排水作用	中至高 (400-1000 元/m)	
	夯實	擠壓砂樁工法	25 m	鬆砂或黏性	施工容易，惟對緊密層效果有限	中等 (300-500 元/m)	緊臨核二廠，不適用
		動壓密工法	30 m	鬆砂或黏性	操作簡易迅速，震動大，適用於大區域	低 (400-700 元/m ²)	
		深層振動工法	33 m	鬆砂	低噪音震動，改良深度大	中等 (1000-1500 元/m ²)	
		淺層振動工法	約 3 m	鬆砂	效果均勻，施工簡易	低 (50-100 元/m ³)	
		震爆工法	大於 30 m	乾淨砂土或沉泥	施工迅速，對環境影響大	最低	
	固結	深層攪拌工法 (含：CMC 工法、DJM 工法、耐震固化工法等)	大於 20 m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，使用原地土壤拌合	中至高 (5000-8000 元/m ³)	適用
		事前混合處理	小於 10 m	一般土層均可	用於新填地盤，事先處理，填後不再改良	高 (5000 元/m ³)	不適用
		SMW 工法	大於 20 m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，使用原地土壤拌合	中至高 (2000-4000 元/m ²)	可
	置換	置換工法	小於 10 m	軟弱黏土或鬆砂	施工容易，效果均勻	中 (1000-2000 元/m ³)	棄土費用高，不適用

註:參考地工技術雜誌第 38 期張惠文等之”砂質地盤液化之防治方法探討”

4.5 基礎型式建議

由本章前節之分析評估，可歸納以下各點結論：

- (1)計畫區之覆土層厚度約 8.9-16.8 公尺，其強度變化大，表層厚約 4 公尺為人工回填。(詳 4.1 節)
- (2)液化潛能評估結果顯示：在 SSE(0.4g)作用下覆土層極具液化潛能，液化危害度屬中等至嚴重程度；在 OBE(0.2g)作用下覆土層仍無法排除局部發生液化之潛能，液化危害度屬輕微至中等嚴重程度。因此必須採取適當之抗液化對策。(詳 4.2 節)
- (3)如採用基礎版時，覆土層雖尚可提供足夠之承载力以滿足不同貯存設施型式之荷重，但其沉陷量及角變量均無法滿足一般規範之要求。(詳 4.3.1 節)

綜合以上結論，並考量貯存設施之特性，先以固結工法進行地盤改良，以提升場址整體承载力，貯存設施之基礎則以採用樁基礎較為適當，貯存設施所引致之荷重透過基樁傳遞至岩層，其沉陷量亦可控制容許範圍內；另採樁基礎亦可降低基礎受到覆土層均值性低之影響；除此之外，透過地盤改良工法與折減耐震設計之土壤參數，樁基礎可有效抵抗液化。有關耐震設計土壤參數折減係數，可參考日本道協會之建議，如表 4.7。

考量計畫區之週邊特性，基樁之施工方法應採鑽掘式場鑄樁，樁體為鋼筋混凝土，依覆土層之特性，鑽掘方式應以全套管方式為宜。

表 4.7 抵抗液化土壤參數折減係數表

抵抗液化安全係數 F_L	深度 m	反覆三軸剪力強度比 R_L	
		$R_L \leq 0.3$	$R_L > 0.3$
$F_L \leq 1/3$	0~10	0	1/6
	10~20	1/3	1/3
$1/3 \leq F_L \leq 2/3$	0~10	1/3	2/3
	10~20	2/3	2/3
$2/3 \leq F_L \leq 1$	0~10	2/3	1
	10~20	1	1

註：反覆三軸剪力強度比 R_L 請參閱 圖 4.9

4.6 邊坡穩定分析

計畫區東北側為一砂丘，高度約 12 公尺，砂丘邊坡之平均坡度約 1V:2H 左右坡趾距離計畫區約 80 公尺。根據現地踏勘，砂丘坡面之植被尚稱完整，有輕微之沖蝕現象，整體而言，砂丘邊坡尚稱穩定並未發現邊坡不穩定之證據。本邊坡地質平剖面圖見圖 4.22。

根據於砂丘之鑽孔(B-11)及相臨之計畫區內鑽孔(B-7)並依前節之簡化地層參數進行邊坡穩定分析，邊坡穩定分析採以極限平衡概念之 STABL6 程式進行，並以水平地震係數(kh)0.2 及垂直地震係數(kv)0.1 對應地震情況(SSE=0.4g)。

邊坡分析結果顯示：該砂丘邊坡在平時狀況下之安全係數約為 1.18，但在地震狀態下之安全係數僅 0.77，如圖 4.23。若考量在 SSE 地震情況下仍須維持穩定(安全係數大於 1.05)，必須將邊坡坡度削緩至約 1V:5H，削坡後之邊坡穩定分析結果如圖 4.24，惟削坡後將降低此砂丘天然屏障之功能。

考量該砂丘與儲存場距離達 80 公尺以上，因此即使在 SSE 地震

情況下發生坍塌，對場址應尚不致造成重大之危害，若考量其屏障之功能而不採削坡方式增加其穩定性時，建議應設置監測儀器定期監測其穩定性，如測傾儀、地表位移監測及地下水位監測井等。

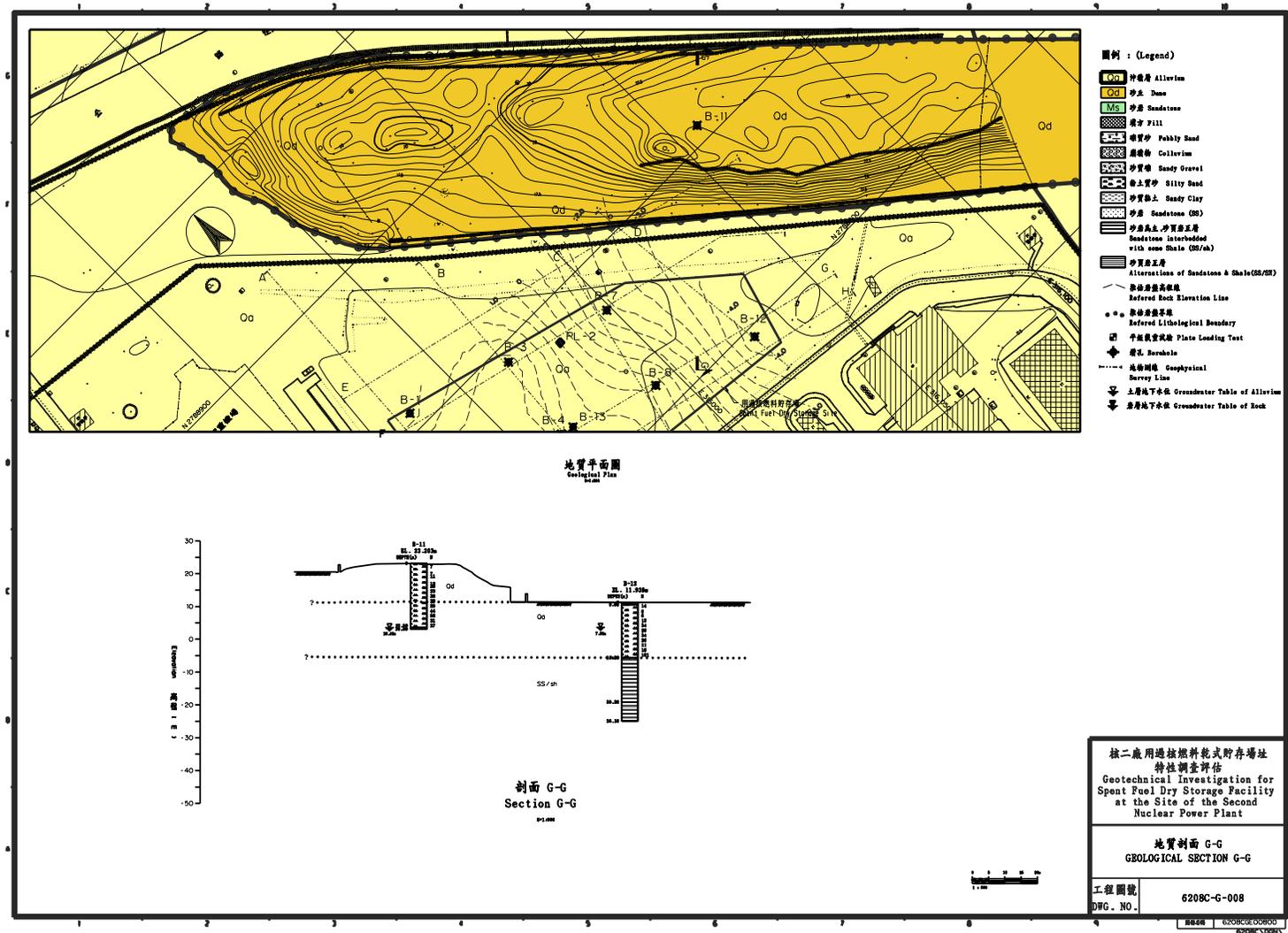
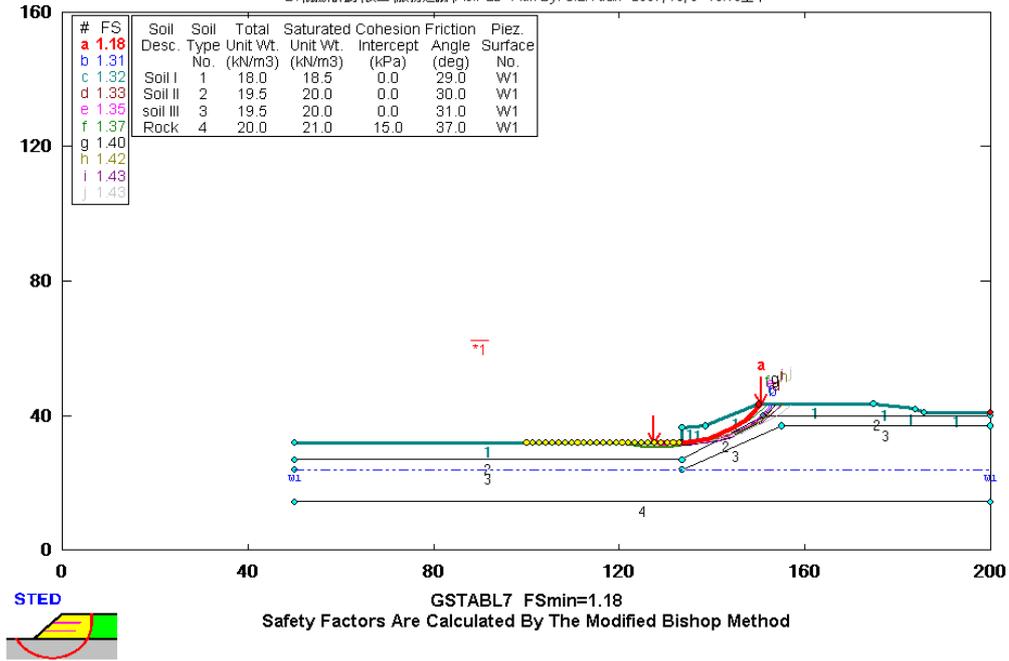


圖 4.22 東北側邊坡地質平剖面圖

核二儲放場 東北側邊坡穩定分析 平時

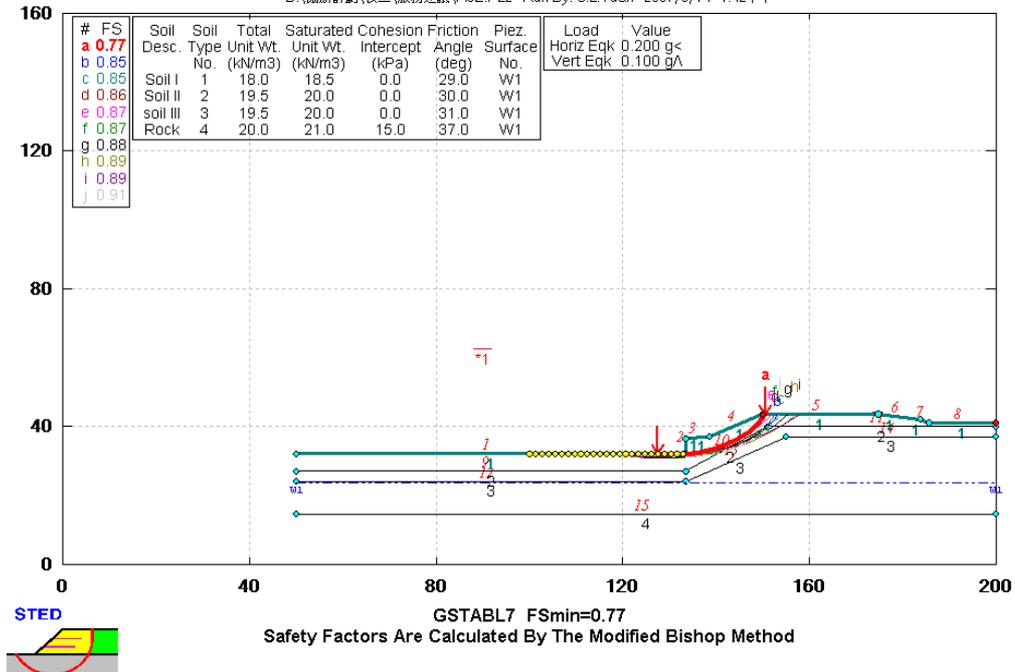
D:\協辦計劃\核二\服務建議\A3E.PL2 Run By: C.L.Yuan 2007/10/8 10:13上午



(a) 平時

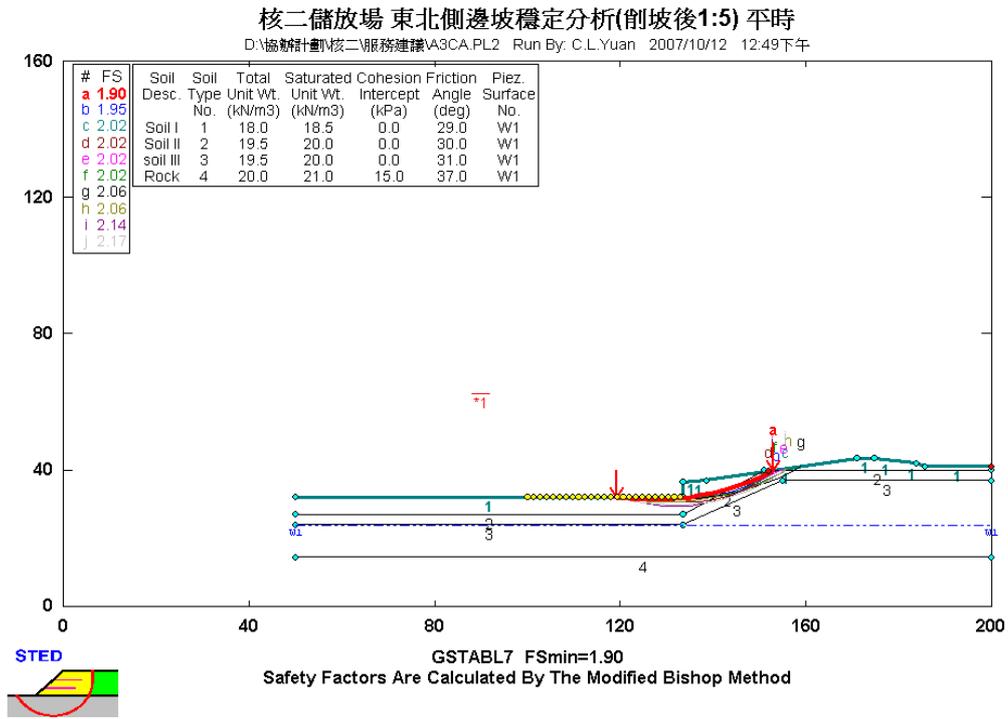
核二儲放場 東北側邊坡穩定分析 地震時

D:\協辦計劃\核二\服務建議\A3E.PL2 Run By: C.L.Yuan 2007/8/14 1:42下午

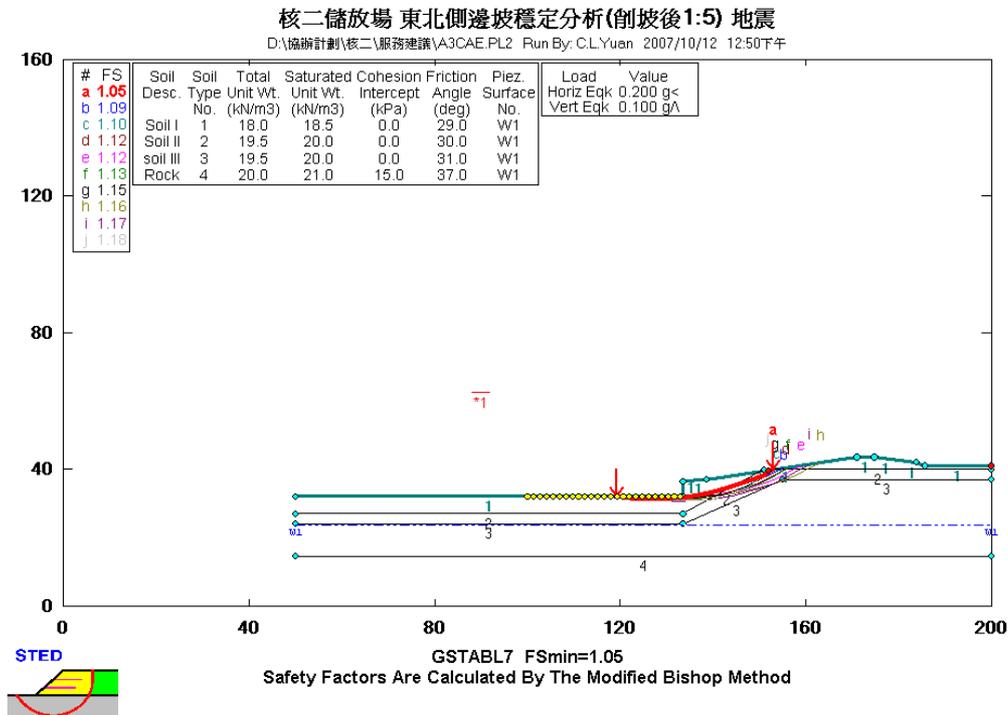


(b) 地震時

圖 4.23 東北側邊坡穩定分析結果



(a) 平時



(b) 地震時

圖 4.24 東北側邊坡削坡後穩定分析結果

第五章 用過核子燃料貯存方式之合適性評估

核子燃料於核子反應器使用一段時間後，因其使用效能及效率降低，須予以更換，並置於核子燃料池進行冷卻，待其放射性及熱量降低時，在進行後續處理，而這些經更換不再使用之核子燃料即為「用過核子燃料」。核能二廠用過核子燃料乾式貯存設施設計容量預計為 40 年以上，在可行性研究中評選出四種貯存方式，分別為混凝土護箱、混凝土模組、混凝土窖及金屬護箱(見圖 5.1 至圖 5.4)，預計在四者中擇一興建。前三種候選貯存設施之設計理念雖然不同，惟基本上均是以用過核子燃料本身的鋳合金護套做為第一層屏障，而另以一嚴格密封的鋼罐(canister)做為第二層屏障以防止放射性物質外洩而造成環境的衝擊，另在鋼罐內灌入氫氣或氮氣以延緩燃料護套及燃料丸本身因氧化而損壞；金屬護箱貯存設施並不含密封的鋼罐，用過核子燃料直接置入護箱中。四種貯存設施均採取乾式貯存，因具多重密封可將用過核子燃料完全密封，貯存設施之密封容器都採表面塗裝(coating)、密封(sealing)、焊接或螺栓等多重防滲防蝕方法。

根據前期研究，四種貯存設施之興建，主要作業項目分別如下：

- 混凝土護箱式—基礎版構築、興建混凝土護箱、屏蔽牆、圍籬、大門、雨水收集系統與周圍區域整理及美化。
- 混凝土模組式—基礎版構築、興建模組體、圍籬、大門、雨水收集系統與周圍區域整理及美化。
- 混凝土窖式—基礎版構築、大門、興建貯存窖、中央排氣出口、

上層輕型結構、雨水收集系統與周圍區域整理及美化。

- 金屬護箱式—基礎版構築、興建金屬護箱、屏蔽牆、圍籬、大門、雨水收集系統與周圍區域整理及美化。

無論採用何種方式，貯存設施皆佈設於基礎版之上，惟基礎版之基礎穩定性攸關整體貯存設施的安全，根據既有資料研判，預定場址基盤具液化潛能，建議基礎型式的選擇將以基礎版配合樁基礎為考量。本計畫茲就各項調查成果，討論各類乾式貯存方式之合適性。



圖 5.1 混凝土護箱



圖 5.2 混凝土模組



圖 5.3 混凝土地窖



圖 5.4 金屬護箱

5.1 混凝土護箱貯存方式之合適性

混凝土護箱(concrete cask)為一種鋼槽外加鋼筋混凝土的結構，其設計類似金屬護箱，由於其設計為混凝土護箱式包封容器與混凝土分離，故混凝土不需密封只作輻射屏蔽。混凝土護箱除了兼有乾式貯存的所有優點外，因包封容器本身與混凝土護箱並未完全接觸，空氣採下而上流動移除熱能，與金屬護箱採表面散熱法不同，故貯存的間距可縮小，增加空間的利用。多數核能電廠位於海邊，含鹽份的空氣易造成金屬的鏽蝕，故設計時已考慮包封容器防鏽處理。除此之外，高度的採購彈性、靈活移動、對地質影響甚微、表面輻射劑量較金屬護箱更低，都是混凝土護箱特有的優點，但缺點在於混凝土除污不易及重量過重無法進入用過燃料池中進行裝填，而這項缺點可由使用運送護箱來解決。茲就場址之各項條件及調查成果評估如下：

(1)地質條件

由既有地質文獻及鑽探試驗成果得知，計畫區地表附近除了 4 公尺厚之回填層外，均為未固結之砂、泥及礫石所覆蓋，其組成物質以沉泥質砂(SM)及礫質砂(SP)為主，局部夾有薄層之礫石成分含量較高為砂質礫石或沉泥質砂質礫石(GP-GM)，其厚度在 8.9~16.8 公尺之間，由西向東逐漸增厚；未固結沉積物下方為木山層，由上而下可約略分層為青灰色砂岩偶夾頁岩、白色或黃白色粗至中粒疏鬆砂岩、青灰色砂岩偶夾頁岩、砂頁岩薄互層、青灰色砂岩偶夾頁岩等五段，結構大致來說均完整，岩層層面約為 10~20°，甚為平緩，節理面粗糙，分布不甚密集，未見軟弱夾心，傾角多呈 70°~80°，未見明顯剪裂破碎現象。總括來說，預定場址未見明顯地質不良條件。

(2)土壤承载力

本混凝土護箱貯存方式，其工作載重為 12.3t/m²(表 5.1)。考量不同樁徑(1、1.2 及 1.5 公尺)及不同之覆土層厚(6、10 及 14m)之單樁承载力詳 4.3.2 節。

(3)沉陷量

考量不同樁徑(1、1.2 及 1.5 公尺)及不同之覆土層厚(6、10 及 14m)之樁頭沉陷量詳 4.3.2 節。

(4)地震與液化

液化潛能評估結果顯示：在 SSE(0.4g)作用下覆土層極具液化潛能，液化危害度屬中等至嚴重程度；在 OBE(0.2g)作用下覆土層仍無法排除局部發生液化之潛能，液化危害度屬輕微至中等嚴重程度。因此必須採取適當之抗液化對策。

(5)地形與開挖難易度

預定場址內地形平坦空曠，開挖深度預期在 1m 以內，以機械開挖應無困難。臨時開挖可以斜坡明挖方式進行，初步評估開挖坡度可採 1V:2H，若腹地受限時可以採較陡坡度並配合土釘護坡。

(6)對既有結構物之影響

開挖深度預期在 1m 以內，對週邊既有結構物影響有限。

表 5.1 各型貯存設施工作荷重統計表

貯存型式	重量, t	面積,m ²	1m 厚,基礎版 單位面積 重,t/m ²	拖車與板車,t	工作荷 重,t/m ²
混凝土護箱	250	12.34	2.5	81	12.34
混凝土模組	177	13.89	2.5	60	13.89
混凝土地窖	2970*	23.05*	2.5	81	23.05
金屬護箱	150	9.98	2.5	60	9.98
備註	*引用自「候選場址工程地質調查工作期末報告(核能二廠)」, 益鼎工程股份有限公司, 81 年 12 月				(桶重+拖車)/面積+基礎版(1m)

5.2 混凝土模組貯存方式之合適性

混凝土模組(concrete module)的基本體與混凝土護箱雷同，均是將包封容器放置於混凝土容器中，最大的區別在於混凝土模組中的用過核子燃料是水平放置，其包封容器和混凝土護箱的容器相同，均採雙重焊接，防止放射性物質洩漏。外面包覆的混凝土模組內有鋼製軌道，支撐容器，保留散熱空間。因其散熱設計是由底部入頂端出，下而上的設計，使模組能以並排或並列方式設置，充份利用空間。其優點和混凝土護箱一樣具有採購彈性，價格較低。茲就場址之各項條件及調查成果評估如下：

(1)地質條件

同 5.1-(1)所述。

(2)土壤承载力

本混凝土模組貯存方式，其工作載重為 13.89t/m^2 (表 5.1)。考量不同樁徑(1、1.2 及 1.5 公尺)及不同之覆土層厚(6、10 及 14m)之單樁承载力詳 4.3.2 節。

(3)沉陷量

同 5.1-(3)所述。

(4)地震與液化

同 5.1-(4)所述。

(5)地形與開挖難易度

同 5.1-(5)所述。

(6)對既有結構物之影響

同 5.1-(6)所述。

5.3 混凝土地窖貯存方式之合適性

混凝土窖(concrete vault)是將多個包封容器共同貯存在一個類似混凝土庫房的地窖中，這個地窖並不限定地面上或地面下，但總括而言它的活動性及擴充性不如前二者靈活，而貯存廠的設計需求亦需多

方考量場址與地質狀況。混凝土窖式的自然冷空氣由下方進入，利用隔板使其產生迴流，再利用熱氣上升的原理，產生自然對流。雖然這種貯存法操作複雜，較無擴充的彈性，但由於有廠房的設計，增加抵抗外力的能力與屏蔽效果。茲就場址之各項條件及調查成果評估如下：

(1)地質條件

同 5.1-(1)所述。

(2)土壤承载力

本混凝土窖貯存方式，其工作載重為 23.05t/m²(表 5.1)。考量不同樁徑(1、1.2 及 1.5 公尺)及不同之覆土層厚(6、10 及 14m)之單樁承载力詳 4.3.2 節。

(3)沉陷量

同 5.1-(3)所述。

(4)地震與液化

同 5.1-(4)所述。

(5)地形與開挖難易度

預定場址內地形平坦空曠，開挖深度預期在 4m 以內，以機械開挖應無困難。臨時開挖可以斜坡明挖方式進行，初步評估開挖坡度可採 1V:2H，若腹地受限時可以採較陡坡度並配合土釘護坡。

(6)對既有結構物之影響

開挖深度預期在 4m 以內，週邊既有結構物應視其距離開挖範圍之距離及其基礎型式及深度考量適度之保護。

5.4 金屬護箱貯存方式之合適性

金屬護箱 (metal cask) 是由護箱本身及格架組成，其設計在於要求自身的結構完整，並具有輻射屏蔽、承受不正常外力撞擊及自然冷卻的功能。可節省通風系統及放射性廢料處理系統、廠房等成本。而且因金屬護箱的防火性，無需設置固定永久防火系統，只需在電源

供應系統或儀控設備附近備有手提滅火器即可。金屬護箱多由碳鋼，或不鏽鋼等物質製成，雙重密封，提供更完整的屏蔽。茲就場址之各項條件及調查成果評估如下：

(1)地質條件

同 5.1-(1)所述。

(2)土壤承载力

本金屬護箱貯存方式，其工作載重為 9.98t/m^2 (表 5.1)。考量不同樁徑(1、1.2 及 1.5 公尺)及不同之覆土層厚(6、10 及 14m)之單樁承载力詳 4.3.2 節。

(3)沉陷量

同 5.1-(3)所述。

(4)地震與液化

同 5.1-(4)所述。

(5)地形與開挖難易度

同 5.1-(5)所述。

(6)對既有結構物之影響

同 5.1-(6)所述。

第六章 施工可能遭遇之問題與處理建議

由地質調查與地工分析成果顯示，計畫場址之土木構造物及基礎未來施工期間，可能遭遇以下問題，設計時必須妥為處理，以如質如期完成核廢料乾式貯存設施之設置。

- (1)由於場址位於核二廠保護區內，相關之地盤改良工法及基樁工法均應考量振動及之噪音之限制。
- (2)因應主管機關及附近居民對於業主有關環境保護之高度期許，對於未來施工可能造成環境衝擊應預先考量並妥為因應，相關問題包括：
 - a.基礎工程開挖之餘土之棄土區或暫存區應在詳細設計階段妥為研擬，其相關之水土保持設施亦應一併考量。
 - b.施工期程中之臨時施工導排水，如截排水溝、沉砂池及開挖坡面之防沖蝕等，應妥為考量。
- (3)場址目前存有數個灌溉供水系統管閥及一條排水管，應辦理場址之地下管線調查試挖，並遷移既有管路。
- (4)基礎開挖應特別留意對鄰近結構物之影響，對於場址西南側之緊急溫水排放渠道應設置施工中之監測系統。監測儀器的種類包括：傾度盤、沈陷點等。
- (5)基礎構造物對於鹽、硫之可能腐蝕以及相對之耐久性，應妥為因應，對於基礎混凝土施工建議採用抗硫水泥，以降低水灰比增加混凝土之水密性，並增加鋼筋保護層厚度，減少鋼筋鏽蝕機會。
- (6)基礎版應採防水設計，必要時應於其週邊設置盲溝等地下水排除措施。
- (7)由於棄方運離之運輸將造成廠區內交通不便，施工前應擬妥完善的交通計畫。

第七章 結論與建議

- (1) 計畫場址之基盤岩層為木山層之白色砂岩偶夾紋層頁岩，岩層位態大致為走向北 66 度東，向南傾斜 10~20 度，由核二廠竣工報告與本階段地質鑽探結果顯示，地表回填土厚約 4 公尺，未發現斷層與破碎帶等重要地質構造通過計畫場址，為建構用過核子燃料乾式貯存設施之合適地點。
- (2) 計畫場址位於核二廠第一、二號機北方，緊鄰修配工廠北側之平坦地，地表高程約在海拔 12 公尺左右，場址為平坦沖積海岸，屬沉降海岸地形。場址東北側 80 公尺為一高約 12 公尺之風成砂丘，砂丘坡面之植被尚稱完整，有輕微之沖蝕現象，整體而言，砂丘邊坡尚稱穩定並未發現邊坡不穩定之證據。
- (3) 由地下水流動分析成果顯示，廣域水文地質模型範圍內之地下水水位高程由南側丘陵逐漸向北側海濱遞減，場址內地下水之最大流速約為 0.03(m/day)。至於地下水流向則主要自廠區南側丘陵沿東西兩側野溪邊界向北流入北側海濱，場址範圍內之地下水則由南側邊界往北北東方向流出邊界。由計畫場址之地下水位量測顯示在東南側約為 EL. + 4.6 m，在西北側緊鄰溫水排放渠道處約為 EL. + 3.9m，受海岸地形之影響，水流由南流向北。
- (4) 計畫場址之覆土層約 8~17 公尺厚，考量乾式貯存設施之靜載重與活載重，土壤承载力與沈陷量為符合本計畫四種貯存方式之要求，基礎型式宜選用基礎版配合樁基礎以及進行場址之地盤改良，基樁應貫入岩盤，以高壓噴射灌漿法改良場址之砂土層，可減少土層之壓縮性，及增加地盤抗液化之能力。
- (5) 依液化潛能評估結果顯示，地下水位在地表下 7 公尺，在 SSE(0.4g) 作用下覆土層極具液化潛能，液化危害度屬中等至嚴重程度；在 OBE(0.2g) 作用下覆土層仍無法排除局部發生液化之潛能，液化危害度屬輕微至中等嚴重程度。因此基礎型式宜選用樁基礎與地盤改良(固結工法)作為抗液化之對策。
- (6) 基於地形、地質及地工之觀點，四種貯存設施於本場址均可適用。
- (7) 場址完成後，應持續監測東北側砂丘之穩定。