

台中市北屯區景福段 83 地號

地基調查報告



李信伯

中盛鑽探事業有限公司

CHUNG-SHENG COMPANY
FOUNDATION AND SOILS ENTERPRISE

台中市 406 北屯區瀋陽路一段 34 號

電話：(04) 2 2 9 1 5 7 0 0

傳真：(04) 2 2 9 2 9 3 2 2

E-mail: ken6353.ken@msa.hinet.net

00014709

臺中市建造執照（含變更設計）專業工程部分專業技師辦理簽證案件

地基調查報告 自主檢查表

工程名稱(位置)：台中市北屯區景福段 83 等筆地號

簽證技師(建築師)姓名：李信伯

技師(建築師)類別：土木技師

事務所(公司)名稱：連鼎工程顧問有限公司

地址：台中市南區工學路 155 巷 15 弄 16 號

項次	檢查項目	檢查結果			備註
		應附	免附	頁次	
紀 實	基地與建築工程之概述 (應包含建築用途、地上及地下樓層數)	■		2	
	1. 基地是否有土地位於地質敏感區 ☐ 否 ☒ 是(☐ 活動斷層 ☐ 山崩與地滑 ☒ 地下水補注)	■		2	
	基地是否有土地位於液化潛勢區? ☐ 否 ☒ 是(☒ 低潛勢 ☐ 中潛勢 ☐ 高潛勢)	■		2	
	鑽探調查點檢核：				
	2.1 調查點數是否符合規定? ☐ 否 ☒ 是(調查點數：總共 <u>6</u> 孔) (基地面積每六百平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積每三百平方公尺者，應設一調查點。)	■		2	
	2.2 調查點深度是否符合規定? ☐ 否 ☒ 是 (基礎型式： ☒ 淺基礎 ☒ 筏式基礎 ☐ 樁基礎 ☐ 其它基礎)(可複選) (基礎預定開挖深度： <u>1.45</u> 公尺) (調查點最深深度： <u>8</u> 公尺) (達可確認之承載地層深度： <u>8</u> 公尺)	■		2	
	2.3 鑽探調查點之位置、高程及柱狀圖	■		5、附錄一	
	3. 基地地下水位調查情形 (位於液化中高潛勢區，應說明短期及長期地下水位)	■		33	
	4. 現地試驗及室內試驗結果 (現地試驗及室內試驗項目及成果應足夠供基礎設計及施工各階段分析、計算所需。)	■		6、附錄一	
	5. 基地地質平面圖及剖面圖 (地質平面圖應包括比例尺、指北、圖例、地表覆蓋層之材料類別及分佈、剖面線位置；地質剖面圖應與鑽探柱狀圖地層紀錄相符合，並應有高程標示。)	■		28、29	

項次	檢查項目	檢查結果			備註
		應附	免附	頁次	
	6. 地層分類及描述 (是否與基地地質平面圖、剖面圖相符)	■		23~23	
	7. 現場調查照片(鑽探施工照片或地層取樣照片)	■		附錄二	
分析	8. 是否具有潛在地質不利因素並提出因應對策 (基地是否鄰近活動斷層、山坡地、廢土堆、地質結構不良、地層破碎或順向坡有滑動、河岸或向源侵蝕、洪患、斷崖、海埔新生地者情形應詳加說明並提出因應對策)	■		12~19	
	9. 簡化之地層剖面及承載層	■		31	
	10. 建議之地層大地工程參數	■		31	
	11. 建議之基礎型式及設計準則 (至少應包括建議之基礎型式與基礎深度、支承力計算成果、對鄰地與建築物之影響。) (基地是否位於軟弱土層？ ☒ 否 ☐ 是 是否檢附建築物最大沉陷量、差異沉陷量，及對建築物之影響 ☐ 否 ☒ 是)	■		42~50	
	12. 基礎開挖、擋土及支撐方式及施工建議 (開挖深度與建照圖說是否差異過大？ ☒ 否 ☐ 是) (屬深開挖者： ☒ 否 ☐ 是 是否檢附開挖擋土穩定性分析？ ☐ 否 ☒ 是 是否說明基礎施工安全監測項目？ ☐ 否 ☒ 是)	■		51~66	
	13. 建築物位於砂土層有液化之虞者，應辦理基地地層之液化潛能分析。 (屬中、高潛勢區是否具液化潛能分析？ ☒ 否 ☐ 是) (是否提出因應對策？ ☒ 否 ☐ 是)	■		39~41	

說明：請於檢查結果欄位勾選檢附情形，本表填寫完成後，併同地基調查報告送審。

目 錄

	頁次
第一章 前言	1
第二章 現地調查及試驗室試驗工作	2
2.1 基地概況	2
2.2 現場調查	2
2.2.1 鑽探取樣	2
2.2.2 地下水位觀測	6
2.2.3 鑽孔高程量測	6
2.3 試驗室試驗	6
2.3.1 一般物理性質試驗	6
第三章 基地地層及地下水概況	9
3.1 區域地質概況	9
3.1.1 區域地層	9
3.1.2 區域斷層及潛在地質不利因素概述	12
3.2 地層分布概況	23
3.3 基地地層工程特性	25
3.3.1 土壤強度特性	25
3.3.2 地盤反力係數推估	25
3.4 地下水位及水壓	33
3.5 基地最終入滲率及土壤滲透係數	33
第四章 土壤液化潛能分析	36
4.1 工址地震分析	36
4.1.1 地震水平加速度	36
4.1.2 工址地盤放大係數之地盤分類	38
4.2 液化潛能分析	39

第五章	基礎分析	42
5.1	基礎型式選擇	42
5.2	基礎底面之上舉力	42
5.3	基礎承载力分析	43
5.4	建築物最大沉陷量、差異沉陷量及對建築物之影響	46
第六章	開挖面穩定分析及側向土壓力	51
6.1	基礎開挖工法及臨時擋土措施建議	51
6.2	基礎施工應注意事項	55
6.3	側向土壓力建議	55
6.3.1	開挖期間臨時擋土結構所受之側向土壓力	56
6.3.2	地下室完成後外牆所受之側向土壓力	57
6.4	臨時性擋土結構貫入深度檢討	59
6.5	砂湧檢討	59
6.6	開挖底面隆起檢討	60
6.7	上舉力檢討	61
6.8	開挖安全監測建議	63
第七章	結論與建議	64

附 錄

附錄一 鑽探試驗報告表

附錄二 現場施工照片

圖目錄

	頁次
圖 2.1 基地位置圖	5
圖 2.2 孔位分佈圖	5
圖 3.1 基地附近區域地質圖	20
圖 3.2 台灣活動斷層圖	21
圖 3.3 基地附近活動斷層圖(20KM 範圍)	22
圖 3.4 基地地質圖	28
圖 3.5 地質剖面圖	29
圖 4.1 短週期與一秒週期之設計與最大考量水平譜加速度係數分佈圖	37
圖 6.1 基礎開挖不穩定型式示意圖	62
圖 6.2 開挖底部隆起分析示意圖	62

表目錄

頁次

表 2.1	鑽探取樣工作項目及數量統計一覽表.....	8
表 3.1	距離場址 20K m 圖幅範圍內活斷層一覽表	19
表 3.2	台灣卵礫石層土壤力學特質一覽表.....	24
表 3.3	台灣地區卵礫石層之工程特性.....	27
表 3.4	粘性土壤之無圍壓縮應力 q_u 與 SPT-N 值之關係表.....	30
表 3.5	標準貫入試驗 N 值與砂性土壤摩擦角 φ 之關係.....	30
表 3.6	簡化土層及大地工程參數表.....	31
表 3.7	垂直地盤反力係數與 SPT-N 關係表.....	32
表 3.8	統一土壤分類與土壤最終入滲率 f 及滲透係數 k 值對照表	35
表 4.1	震區水平譜加速度係數表.....	38
表 5.1	一倍基礎寬度範圍內土層之 C 、 Φ 、 γ_1 、 γ_2 表.....	45
表 5.2	基礎容許承载力計算表.....	45
表 5.3	角變量與建築物損壞程度.....	47
表 5.4	容許沉陷量.....	48
表 6.1	擋土壁體型式之比較表.....	53
表 6.2	開挖工法評估比較表.....	54
表 6.3	基地各土層之 K_a 、 K_p 及 K_0 表	58

第一章 前言

中盛鑽探事業有限公司接受業主委託進行台中市北屯區景福段 83 等筆地號工址之地質鑽探與試驗工作，以瞭解本工程基地範圍內地層之概況及其工程特性。本項委託工作之服務內容包括下列各項：

- (1) 地基鑽探、取樣及現場試驗
- (2) 試驗室試驗
- (3) 地下水位分析
- (4) 基礎分析及建議
 - (a) 區域地質概況分析
 - (b) 基地地質概況分析
 - (c) 土壤液化潛能分析
 - (d) 基礎形式選擇
 - (e) 基礎底部上舉力分析
 - (f) 基礎承载力分析
 - (g) 基礎沉陷量分析

現場鑽探及取樣期間，本公司派遣工程師於工地執行督導工作以控制鑽探及取樣品質，並同時於現場作地層研判工作，該項工作於 112 年 7 月中旬完成。

本公司於現地工作完成後，即將現場所取得之樣品送往試驗室辦理各項室內試驗。並就本基地地層資料進行分析及建議工作。茲彙整鑽探取樣及試驗結果，提出本次地質鑽探取樣及試驗報告。

第二章 現地調查及試驗室試驗工作

2.1 基地概況

本工程基地位於台中市北屯區景福段 83 等筆地號，基地位置如圖 2.1 所示，規劃為地上 1 層建築物，基地鑽孔配置如圖 2.2 所示。依據中央地質調查所地質敏感區查詢系統得知，本工區係位於公告之地下水補注地質敏感區。依據土壤液化潛勢查詢系統，本工區係位於公告之低液化潛勢區。

2.2 現場調查

本工程現場調查工作包括鑽探、取樣、水位觀測以及地層研判等項，茲就各項工作分述如下：

2.2.1 鑽探取樣

本工程鑽探取樣調查工作之鑽孔數為 6 孔，各鑽孔位置分佈如圖 2.2 所示，鑽探總深度共計約 48 公尺，鑽探試驗報告表詳見附錄一，粒徑分佈曲線圖詳見附錄二。本工程鑽探取樣調查工作之鑽孔數係依據建築物基礎構造設計規範 3.2.3 章節要求，以建築物基礎涵蓋面積每三百平方公尺應設一處調查點，每一基地至少二處之規定進行規劃。由於本工程基礎涵蓋面積約為 1768.13 平方公尺，故應施鑽 6 孔，現地實際施鑽 6 孔，各鑽孔位置分佈如圖 2.2 所示，符合規範要求。有關鑽探深度亦依據規範 3.2.3 章節要求施鑽至淺基礎基腳底面以下至少四倍基腳寬度之深度或達可確認之承載層(卵礫石層)深度約 8.00m 為止。

現場鑽探及取樣工作依照鑽探工程一般施工規範辦理，

於鑽探過程視水位及地層需要分別於地下水位上使用乾鑽法，地下水位下在一般土層時以沖鑽法進行鑽探，於卵礫石層時以衝鑽法為主，必要時以旋鑽法配合施鑽。另於鑽探過程視現場需要使用適當之套管保護孔壁，使其不致崩坍，並每隔 1.5 公尺或地層變化處進行標準貫入試驗(依 ASTM D1586 規範)求得土層 N 值，以作為土壤軟弱緊密程度之判斷依據，並取得劈管擾動土樣，以供土壤一般物理性質試驗之用。現場鑽探及取樣工作項目及數量如表 2.1 所示。

標準貫入試驗(SPT)係依據 ASTM D1586 規定，利用 63.5kg 重夯錘，以 76cm 之落距將劈管取樣器打入土層，記錄每貫入 15cm 所需之打擊數共三次，取最後兩次打擊數之總和，稱為標準貫入 N 值。其步驟如下：

- (1) 鑽探時打入套管(每段長約 2m，可相接長)以高壓水沖去套管內土壤，以捲揚機吊放實心桿(即鑽探桿，一根 2m 長，可接長)探測孔深與套管同深時，改用清孔器進行清孔。
- (2) 提出鑽桿，桿端連接直徑 5cm，長 60cm 之分裂式取樣器（取樣器內含有長 7cm，內徑約 3cm 的銅圈 7~8 個）。
- (3) 以捲揚機的鋼索吊接鑽桿，將鑽桿連取樣器放入孔中，接長鑽桿至孔底。
- (4) 鑽桿必須高於地表面，去掉鋼索後接一支中間有一環形鐵承座之打擊鑽桿，由承座起往上量 76.2cm 長度做一記號。
- (5) 以大麻繩繞滑車綁住重 63.5kg 具中通圓孔之圓形落錘，落錘中間孔穿透具環形鐵承座的鑽桿。
- (6) 在鑽桿上由套筒頂端起量 15、30、45、60cm 之長度，並

以粉筆作記號。

- (7) 將落錘升至承座上方 76.2cm 記號處，放掉落錘，使落錘沿著鑽桿自由落下打擊承座，此時取樣器向土內貫入，記為打擊一次。
- (8) 連續升放落錘打擊鑽桿承座，並記錄貫入土中每 15cm 之打擊次數至 45cm 為 N_1 、 N_2 、 N_3 ， $N_{SPT}=N_2+N_3$ (N_{SPT} 為標準貫入試驗 N 值，若 N_3 貫入不足 15cm，或 $N_3>50$ 則 $N_{SPT}=N_1+N_2$ 。



圖 2.1 基地位置圖

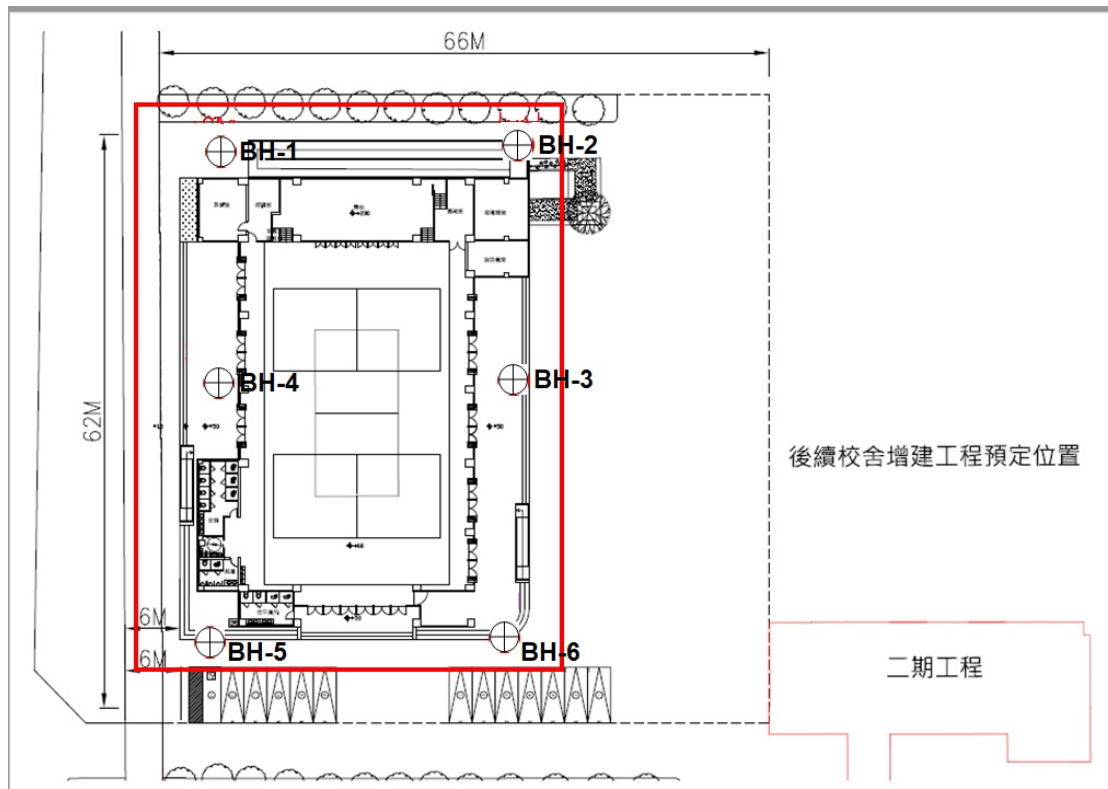


圖 2.2 孔位分佈圖

2.2.2 地下水位觀測

本基地於一般土層在地下水位以上部分，先以乾鑽方式施工並探測地下水位之概略深度，並於探測完成後在鑽孔中持續量測地下水位至穩定為止。

2.2.3 鑽孔高程量測

本鑽探公司並非專業測量公司，因此在業主未提供地形測繪圖下，僅就各鑽孔作相對高程量測，然後再參考 Google Earth 的約略絕對高程計算各鑽孔高程，因此各鑽孔高程僅供初步參考使用，詳細的鑽孔高程應參照專業測量公司所製作之地形測量圖。

2.3 試驗室試驗

為瞭解本工程基地範圍內地層之一般物理性質等，乃將現場鑽探取得之劈管土樣送往試驗室進行各項室內試驗。試驗項目包括：土壤一般物理性質試驗等。試驗室試驗項目及數量統計如表 2.1 所示，各項試驗之試驗方法分別概述如下：

2.3.1 一般物理性質試驗

一般物理性質試驗係採劈管取樣器取得之土樣進行土壤阿太堡限度、含水量、單位重、孔隙比、比重及顆粒粒徑分析等試驗。其試驗依據如下所示：

- | | |
|----------------------------------|---------------|
| (1) 阿太堡限度(Atterberg Limits)： | ASTM D4318-95 |
| (2) 含水量(Moisture Content)： | ASTM D2216-92 |
| (3) 比重(Specific Gravity)： | ASTM D854-92 |
| (4) 顆粒粒徑分析(Grain Size Analysis)： | ASTM D421-85 |

ASTM D422-63(72)及 AASHTO T88-81

- (5) 土壤分類(Soil Classification)：ASTM D2487-85
- (6) 孔隙比(Void Ratio)及當地密度(In-Situ Density)：由計算得之。
- (7) 上述試驗項目及數量綜合結果則詳列於附錄一、二，現場施工照片則列於附錄三。

表 2.1 鑽探取樣工作項目及數量統計一覽表

鑽孔 編號	地下 水位 (M)	鑽探深度(M)				現場鑽探取樣暨 試驗室試驗			
		回填層	一般 土層	卵礫 石層	總深度	劈管 取樣	標準 貫入 試驗 (次)	薄管 取樣 (支)	一般物 理性質 試驗 (組)
		(M)	(M)	(M)	(M)	(組)			
BH-1	未達水位	1.50	0.50	6.00	8.0	0	5	0	0
BH-2	未達水位	1.40	0.20	6.40	8.0	0	5	0	0
BH-3	未達水位	1.40	0.30	6.30	8.0	0	5	0	0
BH-4	未達水位	1.30	0.50	6.20	8.0	0	5	0	0
BH-5	未達水位	1.90	0.60	5.50	8.0	0	5	0	0
BH-6	未達水位	2.20	0.50	5.30	8.0	0	5	0	0
合計		9.70	2.60	35.70	48.0	0	30	0	0
中盛鑽探事業有限公司									

第三章 基地地層及地下水概況

3.1 區域地質概況

3.1.1 區域地層

參考中央地質調查所「台中圖幅(2000)」資料，本工區鄰近地區出露地層為沖積層、卓蘭層、紅土台地堆積層、階地堆積層及錦水頁岩等，本工區位在沖積層之上，如圖 3.1 所示。基地附近地質特性分述如下：

- (1) 沖積層：分布在現生河流的河床、臺中盆地、大肚山-八卦山丘陵西側的沖積平原，主要為現代沖積層。根據數口鑽井資料顯示臺中盆地的沈積物以砂礫為主，偶爾夾有厚薄不一的泥層，地表有一層厚 1-3 公尺的表土，蓋在十公尺至數十公尺厚而普遍分布的砂質礫石層之上。由地形等高線呈現扇狀分布可知，盆地的沈積物實由數個山麓沖積扇所充填；如以現今位於豐原地區的古大甲溪沖積扇為例，其沈積物於臺中盆地內是由北北東往南南西的方向搬運，即順著等高線的地形坡度，因此，靠近扇頂及麓山帶邊緣的地區沈積較厚的礫石層，愈往沖積扇扇緣則礫石層愈薄，如位於主河道附近，則礫石層亦會厚些。
- (2) 卓蘭層：一般均以苗栗縣南部之卓蘭鎮為標準地，卓蘭層分布在本圖幅範圍東半部的麓山帶地區，緊臨錦水頁岩東側約呈北 30 度西至南北走向延伸，直到台中圖幅東南側，即黃竹坑以南、霧峰以東，才轉成約北 30 度東的方向。本層在草湖溪出露較為完整。由台中圖幅北界至軍功寮的麓山帶地區，經比對石岡的大甲溪剖面，並於野外詳細追蹤，確定為卓蘭層。卓蘭層的岩性以砂岩頁岩互層為主，

且砂頁岩比例（或砂岩出現頻率）與砂岩單層厚度往上漸增，沈積物顆粒度也隨之變粗。砂岩呈淡青灰色或淡灰色，由細至粗粒的混濁砂岩所組成。單層厚度約 10-50 公分，有時複合成數公尺的厚層砂岩，尤其在本層上部，可見數層厚約十幾公尺的複合砂層。由於砂岩和頁岩的抗蝕力不等，因此本區卓蘭層出露地區常出現單斜脊地形，或稱單面山的地形。砂岩的沉積構造主要以平行層理、低角度交錯層、圓丘狀交錯層理、波狀與壓扁狀構造為主，次生的沈積構造有崩移構造及荷重造成的球枕狀構造。頁岩呈青灰色或暗灰色，層厚一般自數公分至半公尺皆有。本層生物擾動的現象頗為普遍，常破壞岩層中的原生沈積構造。本區常見的青灰色「塊狀」泥質砂岩，便是經劇烈生物擾動作用的岩層外觀，乃生物之活動將砂頁岩互層層理攪亂所致。若詳細觀察塊狀泥質砂岩的沈積構造，常見不規則狀或管狀的生物擾動遺痕散佈其中。若岩層受到強烈的生物擾動，由於生物的作用或殼體溶解出的碳酸鈣成份，有時能提高此種岩層的膠結程度，在地形上常能凸顯成山嶺。本層與下伏的錦水頁岩，上覆的頭嵛山層分別呈整合接觸。

- (3) 紅土台地堆積層：由礫石、砂、粘土組成，礫石以砂岩及石英砂岩為主，直徑由數公厘至一公尺，一般厚度在 10 公尺以下，最厚可達十幾公尺，為古河相沉積物或山麓堆積，頂面普遍有紅土化現象。本層分布於麓山帶與臺中盆地交界處，呈零星而側向不連續的分布，或是部份地區零星出現的高位階地，以及大肚山丘陵中北段沙鹿東側鄰近大甲溪的廣大平緩區域。本層不整合覆於卓蘭層或頭嵛山

層之上，並無任何生物地層資料，推測為早於更新世晚期的堆積物。鄰近神岡、后里地區分布著「紅土台地堆積層」；一般認為「紅土台地堆積層」以交角不整合覆於較老的岩層之上，下部通常為厚 10-20 公尺的礫石層，上部覆有一層紅棕壤，厚度多在 1 至 2 公尺之間。礫石層及紅棕壤的厚度變化甚大，局部地區之礫石層厚僅數十公分，或厚達 30 公尺以上；紅棕壤的厚度亦見小於 50 公分者。據野外觀察，大肚山丘陵與八卦山丘陵並未見延續性甚廣且明確可辨之不整合面存在。此或表示本區紅土化作用僅為加諸於頭嵙山層之化學作用的結果，而視其風化條件強弱導致紅土厚薄不一，可推論大肚山丘陵與八卦山丘陵頂部的紅土化地層，似為頭嵙山層出露地表風化而成。台灣中部地區若干地區（如中興嶺地區、后里台地、鐵鋤山以及若干高位階地），確曾見到所謂的「紅土台地堆積層」以交角不整合覆於已傾斜的頭嵙山層或第三紀地層之上，該界面應為一準平原面(peneplanation surface)(孟昭彝, 1964))，稱其為紅土化的台地堆積層當屬無誤。但出露於大肚山丘陵、八卦山丘陵厚約一百多公尺的地層，岩層傾角多為低角度（一般在 20 度以下）或近乎水平，並未見到顯著之交角不整合面。

- (4) 階地堆積層：分布在區內各主要河流之沿岸，呈零星而側向不連續的分布，一般為河床下切或側向遷移所遺留之舊河道堆積，不整合覆於較老的地層之上。由未膠結之礫石為主，間夾透鏡狀薄砂層，層理面不明，偶可見到疊瓦狀的礫石排列，普遍淘選度不佳，未受紅土化作用影響，推測為更新世晚期以後的堆積物。有一地區出現紅土化現象，

可能是侵蝕自紅土化地層之再積性紅土礫石階地，如大肚東側的階地。

- (5) 錦水頁岩：一般均以苗栗縣造橋鄉錦水村為標準地，是錦水天然氣田中央的小村莊。亦見以後龍溪畔福基為標準剖面者。在分布本層具特殊岩性與化石群，且普遍出露於西部麓山帶中，可作為臺灣西部地區地層對比上的一重要指準層。在台中圖幅範圍內，本層主要分布在與臺中盆地相鄰之麓山帶的最西緣，約略呈南北方向零星出露，本層底部因被車籠埔斷層截斷而未見出露。岩性上係由厚層深灰色的泥岩及砂頁岩薄互層為主的地層，富含生物化石及生痕化石。厚層泥岩中，通常夾有灰色凸鏡狀砂岩薄層，層厚約一公分左右，且其延伸性甚差。砂岩主要為單層厚度小於 5 公分的風暴層，常具平行紋理、波狀紋理或低角度交錯紋理。在台中圖幅以北鄰近石岡的大甲溪河岸，發現錦水頁岩下部含有大量的化石，殼體保存度尚佳，大部份呈壓扁外型，可能受車籠埔斷層逆衝的應力擠壓所致。台中圖幅區內錦水頁岩僅見上部局部出露，以草湖溪及北溝溪出露的厚度最廣，岩性上以泥岩與砂頁岩薄互層為主，偶而出現數十公分砂層（最厚不超過 50 公分），但岩層中未見大量貝類化石。

3.1.2 區域斷層及潛在地質不利因素概述

有關斷層判定計分「活動斷層」與「存疑性活動斷層」兩種。「活動斷層」係指過去 100,000 年內曾活動，未來可能再度活動的斷層。其中，過去 10,000 年內曾活動者，為第一類活動斷層；在過去 100,000 年~10,000 年內曾活動者，為第

二類活動斷層。「存疑性活動斷層」則是指過去 500,000 年有活動，但不確定過去 100,000 年內是否有活動的斷層。

根據中央地質調查所(2021)版本，台灣地區目前計有 36 條活動斷層。其中、臺灣北部 4 條斷層，中部 9 條斷層，西南部 10 條斷層，南部 5 條斷層，東部 8 條斷層；其中屬於第一類計 21 條，第二類計 15 條，詳如圖 3.2。

距離基地 20 公里範圍內之本基地附近主要之地質構造為三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層，如圖 3.3 及表 3.1 所示。

- (1) 三義斷層：為逆移斷層，在此分為 2 段加以說明：北段略呈東西走向，由苗栗縣大湖鄉大窩，向西延伸經雙連潭、重河至三義，長約 8 公里；南段呈南北走向，由三義向南延伸經鯉魚口、中城至大甲溪（丹桂之助，1936；張麗旭，1951；Meng, 1963），向南可能延伸至豐原潭子地區，長約 25 公里。三義斷層北段，三義至大湖之間尚未發現斷層截切更新世晚期地層的證據。三義斷層南段，在三義鄉上湖西南方，三義斷層的斷層破損帶寬度可能超過 400 公尺，上盤並有分支斷層；大甲溪北岸斷層帶寬約 30 公尺，斷層破損帶寬約 500 公尺，上盤出露數條分支斷層；其中分支斷層 SF5 錯移低位河階面及一層灰黑色土壤層，造成約 50 公分的垂直移距。由鑽探結果位於車籠埔斷層下盤的斷層帶，可能是桂竹林層或更老的地層逆衝至頭嵙山層之上，此斷層可能是三義斷層的向南延伸，因此三義斷層有可能向南延伸至豐原潭子地區。由近期的大地測量結果顯示，跨三義斷層並沒有明顯的

高程差變化量。三義斷層，截切低位的河階礫石層與河床上的土壤層，研判斷層在全新世曾經活動，改列第一類活動斷層。距離基地約 1.06 公里。

- (2) 大甲斷層：為逆移斷層，呈北北東走向，由苗栗縣通霄附近經大甲、甲南、清水、沙鹿至臺中縣大肚，長約 30 公里。斷層南段由甲南至大肚的部分，以往稱為清水斷層（張徽正等，1998；林啟文等，2000b），長約 22 公里。大甲斷層有明顯的線狀崖，但是野外尚未發現斷層露頭。由野外調查與鑽探岩芯中的岩層比對結果，地表淺處大甲斷層的垂直移距約 50~70 公尺，斷層前緣已截切穿出地表，但斷層跡可能為崩積層或沖積層所覆蓋，因此在地表未發現露頭。大甲斷層南段，野外也未發現斷層露頭，而由鑽探結果顯示斷層的前緣已接近地表，並造成階地崖前緣局部剪切帶。大甲斷層截切更新世晚期的地層，可能在全新世活動過，暫列為第一類活動斷層。距離基地約 17.55 公里。

- (3) 鐵砧山斷層：為逆移斷層，呈北北東走向，由臺中縣大甲鎮鐵砧山北緣向南延伸至沙鹿後併入大甲斷層，長約 13 公里。本斷層又稱大甲東斷層（林朝榮，1957），位於大甲斷層東側，可能是前者的背衝斷層。鐵砧山斷層，可能是大甲斷層向西逆衝時上盤所形成的背衝斷層，由於截切更新世晚期的地層，可能在全新世活動過，暫列為第一類活動斷層。距離基地約 17.81 公里。

- (4) 屯子腳斷層：為右移斷層，呈東北東走向，由台中縣后里，向西南延伸經下后里、內埔（屯子腳）至清泉崗，長約 14 公里（大塚彌之助，1936）。屯子腳斷層，僅在

后里台地東北仍殘留一地形崖，而 1935 年地震地表破裂並未保存。由地球物理探勘結果，淺部斷層帶約數百公尺寬，呈現花狀構造；在后里台地最上部的階地堆積層沉積之後，除了 1935 年地震所造成的地震斷層截切紅土臺地堆積外，並未觀察到岩層傾動或撓曲等現象，因此在紅土臺地堆積堆積後斷層可能僅有 1 次活動的紀錄。由近期的大地測量結果，跨過屯子腳的速度場變化量，仍以右移形式為主，並兼具壓縮特性，但變化量並不明顯，精密水準測量結果也顯示，跨屯子腳斷層並沒有明顯的高程變化量。屯子腳斷層，列為第一類活動斷層。距離基地約 13.36 公里。

- (5) 彰化斷層：為逆移斷層，呈北北西轉南北走向，由彰化縣和美鎮向南延伸至田中附近，(林朝榮，1957；中國石油公司，1982；石再添與楊貴三，1985；張徽正等，1998)。斷層向北可能連接大肚台地西緣的大甲斷層，向南可能連接桐樹湖斷層，長約 36 公里。彰化斷層在八卦台地北段西緣呈現直線狀崖，這些崖狀特徵是否為斷層崖、斷層線崖或差異侵蝕的結果，目前仍不清楚。彰化斷層在地表並未發現斷層露頭，由地球物理探勘結果可能為向東傾斜的逆移斷層。由鑽探資料與岩層比對結果，八卦台地之下的岩層層序似乎有因彰化斷層的逆移作用而重覆出現的現象，該岩層的時代約距今 29,230 年前，因此斷層可能截切晚期更新世的地層。由於該重覆的層序位於井深 25 公尺以內，因此彰化斷層北段可能逆衝至地表附近，但被現代沖積層或山麓堆積物所掩覆，以致地表尚未發現露頭。至於花壇以南，八卦台地與西側彰化海

岸平原之間岩層相當連續，斷層可能尚未延伸至地下淺處，或被山麓堆積物所掩覆。由近期的大地測量結果顯示，跨彰化斷層的水平速度場變化量，在 1999 年集集地震前及地震後均不顯著，且以壓縮形式為主。水準測量結果顯示，除接近員林地區有明顯的高程變化之外，其他地區並不顯著。由於受沖積層掩覆，彰化斷層是否向北連接大甲斷層，或向南連接桐樹湖斷層，仍待進一步調查。彰化斷層北段可能逆衝至地表附近，但被現代沖積層或山麓堆積物所掩覆，暫列第一類活動斷層。距離基地約 19.15 公里。

- (6) 車籠埔斷層：為逆移斷層，為了方便敘述，本文以烏溪為界分為 2 部分：北段約呈南北走向，由臺中縣豐原市北陽里向南延伸至霧峰鄉，長約 38 公里，在 1999 年集集地震時，石岡以東至苗栗縣卓蘭鎮也形成地表破裂與地面隆起，長約 16 公里（經濟部中央地質調查所，1999；李元希等，2000）；車籠埔斷層南段約呈南北走向，由南投縣草屯向南延伸至竹山鎮嶺腳附近，長約 38 公里（林啟文等，2000b）。在豐原以北，斷層可能連接三義斷層；竹山以南，斷層連接鹿寮斷層與大尖山斷層（林啟文等，2000b）。車籠埔斷層，由錯移地層的關係，最早認為斷層向北連接三義斷層，向南連接大尖山斷層；上述 3 條斷層的下盤均出露頭嵙山層，但是三義斷層上盤出露東坑層（或南莊層），而車籠埔斷層上盤出露錦水頁岩或卓蘭層，大尖山斷層上盤則出露桂竹林層。由鑽井資料顯示，車籠埔斷層北段在其下方有另一條斷層，桂竹林層逆衝於頭嵙山層之上，該斷層雖未出露地表，但延伸至

地表的位置約位於三義斷層的斷層跡，兩者的接觸約在豐原附近。至於車籠埔斷層南段則連接鹿寮斷層，並與大尖山斷層的特性有所不同，雖然後者在集集地震時也有活動。1999 年集集地震時所形成的地表破裂，很多地區在地表上顯現寬廣的斷層帶，地表所見的斷層崖、單斜崖與撓曲崖等，是由主斷層分叉而出、且位於上盤的分支斷層反應在地表的特徵。地震斷層在山麓前緣，也就是山麓與平原的交界處，大多位於錦水頁岩的底部；山麓區內，常位於車籠埔斷層上盤的錦水頁岩層中或是位於卓蘭層的底部。由車籠埔斷層的古地震研究結果，過去 3,000 年以來共有 7 次地震事件造成地表破裂，包括西元 1999 年、距今 365 ± 65 年前、距今 735 ± 55 年前、距今 905 ± 15 年前、距今 $1,540 \pm 160$ 年前、距今 $1,805 \pm 95$ 年前與距今 $3,000 \pm 160$ 年前；最後 6 次地震之間的發生時距最小約 200 年，最長約 700 年；最早的 2 次古地震的時距相距約 1,200 年，可能還有許多次的古地震事件未被發現。車籠埔斷層的長期滑移速率為每年 6.94 公厘，發震模式屬於時間可預測的再發性模式，以長期的滑移速率來推估車籠埔斷層下次可能的地震時間，約西元 2340 ± 95 年，車籠埔斷層列為第一類活動斷層。距離基地約 1.09 公里。

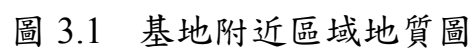
- (7) 大茅埔-雙冬斷層：為逆移斷層，以大甲溪為界分為 2 段：北段稱為大茅埔斷層（何春蓀，1959），呈東北走向，由臺中縣和平鄉烏石坑，向西南延伸至東勢鎮慶東里（大茅埔），長約 14 公里；南段稱為雙冬斷層（大江二郎，1938），約呈南北走向，由大甲溪南岸新社鄉向南延伸至

南投縣鹿谷鄉，長約 55 公里。大茅埔一雙冬斷層截切頭嵙山層礫岩，其形成時代在更新世中晚期以後。在 1999 年集集地震當時，大茅埔一雙冬斷層有地表破裂現象，並未有明顯的大量位移，但沿斷層跡有噴沙或噴泥現象；在地震時斷層上盤也有明顯的抬升現象，顯示斷層仍有再活動趨勢。由地殼變形監測結果，大茅埔一雙冬斷層在 1999 年集集地震前上下盤即有位移速度差；在集集地震時上下盤有明顯的水平速度差，在大地震之後 6 年地殼仍處在調適變形狀態。精密水準測量結果則顯示，大茅埔一雙冬斷層兩側高程差變化並不顯著。大茅埔一雙冬斷層，由存疑性活動斷層改列為第一類活動斷層。距離基地約 8.49 公里。

依據中央地質調查所地質敏感區查詢系統得知，本工區係位於公告之地下水補注地質敏感區。依據土壤液化潛勢查詢系統，本工區係位於公告之低液化潛勢區。參考中央地質調查所「台中圖幅(2000)」資料，本工區位在沖積層之上，並非位於公告之山坡地範圍，經查相關資料在基地範圍內並無棄碴地、掩埋地、河道新生地、採礦區、沼澤區、崩塌地、地滑區及破碎帶等潛在地質不利因素存在。惟該上述不利因素常因地形地貌改變而無法僅由少數鑽孔或現地勘查得知，也無法由有限的文獻資料查知該基地的過往歷史地質不利因素，故以上調查結果僅供設計單位初步參考。監造單位及施工廠商技師仍應在開挖施工後注意現地實際地質情形是否和鑽探報告一致，並適時回饋給設計單位以便施作設計修正以符合現地情形。

表 3.1 距離場址 20 Km 圖幅範圍內活斷層一覽表

編號	斷層名稱	距離Km	編號	斷層名稱	距離Km	編號	斷層名稱	距離Km
6	三義斷層	1.06	7	大甲斷層全段	17.55	8	鐵砧山斷層	17.81
9	屯子腳斷層	13.36	10	彰化斷層	19.15	11	車籠埔斷層全段	1.09
12	大茅埔-雙冬斷層	8.49						



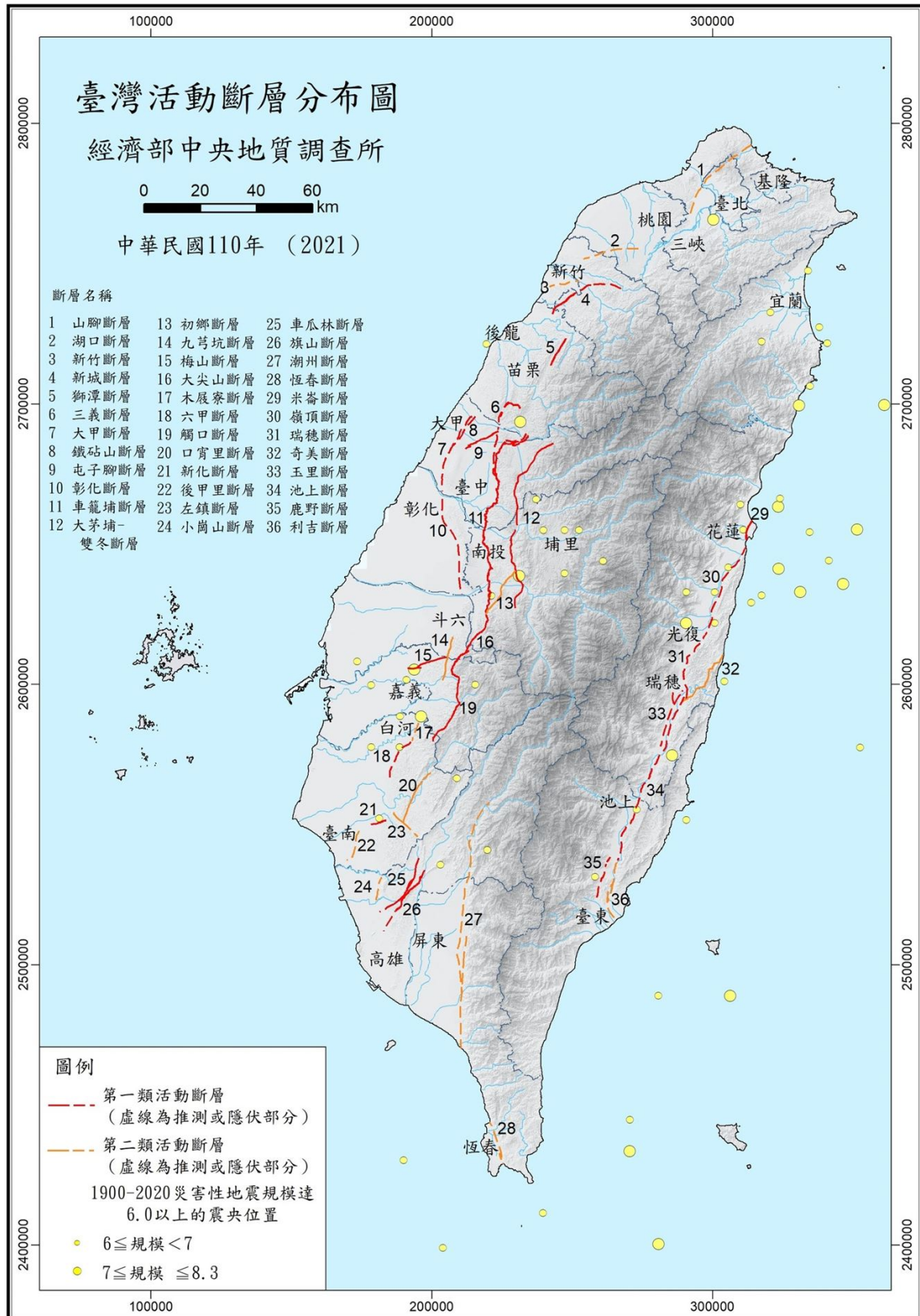


圖 3.2 台灣活動斷層圖

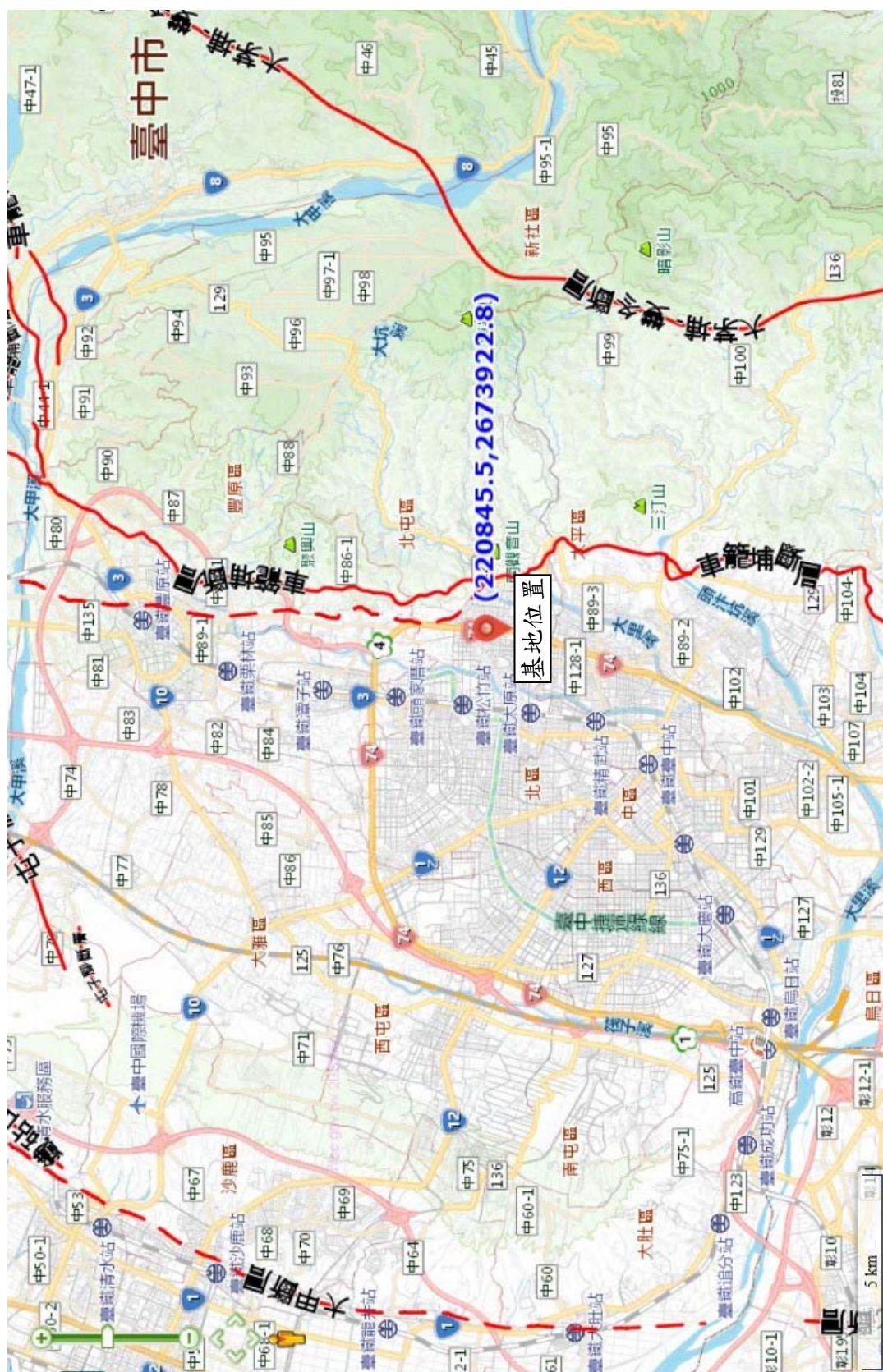


圖 3.3 基地附近活動斷層圖(20KM 範圍)

3.2 地層分布概況

依據本次鑽探及試驗結果，本工址之地層分佈狀況，由上而下可分為三個次層：(1)回填卵礫石雜土磚塊層 (2)棕灰色細砂與卵礫石互層 (3)卵礫石夾粉土質細砂層。各次層之特性及地下水位敘述如下：

- (1) 回填卵礫石雜土磚塊層：本次層分佈自地表下 0.00~2.20m 之間，厚度約為 1.62m；其平均標準貫入試驗之 N 值因為土層太薄而無法取得，故依經驗假設約為 10。主要由回填卵礫石雜土磚塊組成，本次層由於土層太薄而無法以劈管取樣器取樣以實驗得單位重，故依經驗假設平均單位重為 1.90t/m^3 。
- (2) 棕灰色細砂與卵礫石互層：本次層分佈自地表下 1.30~2.70m 之間，厚度約為 0.43m；其平均標準貫入試驗之 N 值約為 29。主要由棕灰色細砂與卵礫石互層組成，本次層由於土壤直徑大於劈管取樣器而無法取樣，故依經驗假設平均單位重為 2.00t/m^3 。
- (3) 卵礫石夾粉土質細砂層：本次層分佈自地表下 1.60~8.00m 之間，厚度約為 5.95m；其平均標準貫入試驗之 N 值約為 100。主要由卵礫石夾粉土質細砂組成，本次層由於土壤直徑大於劈管取樣器而無法取樣，故參考張吉佐、吳昌修（1995）針對卵礫石層中夾雜之夾層或凸鏡體（砂、粉土、黏土層）研究結果所歸納台灣卵礫石層土壤力學特質一覽表(詳表 3.2)，建議工址 $\gamma = 2.20\text{t/m}^3$ 。

基地土層分佈如圖 3.4 基地地質圖、圖 3.5 地質剖面圖。

表 3.2 台灣卵礫石層土壤力學特質一覽表

(張吉佐和吳昌修 (1995)「卵礫石層隧道之設計與施工探討」)

分區	行政區域	地層劃分	現地密度 t/m^3	通過#4	通過 #200	USCS	礫石材料性質			
							比重	吸水率%	$S_u (kg/cm^2)$	材 質
林口分區	龜泰林八 山山口里	台地堆積層	1.9	24	7	GP-GC	2.5	4.5	1350	砂岩/石英
桃園分區	湖龍大 口潭園	紅土台地堆 積層	1.9	20	6	GP-GM	2.4	3	280	砂岩/石英
新竹分區	北橫竹關 潭山北西	紅土台地堆 積層 頭崙山層	1.66~1.9	20~35	10	GP-GM	2.4	2~9		砂岩
苗栗分區	卓三銅 蘭義鐸	紅土台地堆 積層 頭崙山層	2	12~23	4~6	GP-GM	2.5	04.~3	600~1450	石英
台中分區	新東后 社勢里 台地	紅土台地堆 積層 台地堆積層	2.1	9~18	0.5~3	GP	2.55	1.5~1.9	1200~1900	石英
大肚山分 區	台台中 港市	砂礫紅沖 岩石土積 層層層層		10	1	GP	2.55	1.28	2000	石英
八卦山分 區	西南端 台中盆地	紅土台地堆 積層 頭崙山層		16		GP	2.54	2.37	1050	砂岩/石英
高雄分區	新六楠燕 寮龜梓巢	六龜礫石 南勢崙砂岩					2.5	4.0	600	砂岩/石英
台東分區	初鹿 卑南	卑南山礫石	2.1	23~42	3~19	GP	2.55	2.94	600	片岩

3.3 基地地層工程特性

本基地各地層之物理性質已於 3.2 節分別描述，以下就本基地地層之工程特性描述如下：

3.3.1 土壤強度特性

卵礫石層之粗粒料與細粒料間膠結之情形，依卵礫石層風化之程度不同，而組成了不同之膠結狀況，不同之膠結狀況各具有大小不同之凝聚力 C 值。因此卵礫石層之粗粒料與細粒料間之膠結情形，亦是影響卵礫石層工程性質之因素之一。台中地區卵礫石層具有高內摩擦角 Φ 與低凝聚力 C ，其顆粒粒徑之變化性較大，但由於工程特性限制尺寸效應影響，難經由室內物理試驗中獲得剪力強度之參數，故仍需採用大型現地直剪試驗取得較可靠參數，但其所需費用高。

有關本工區內摩擦角 Φ 係參考吳文隆等（1995）對台灣地區卵礫石層工程特性之研究(詳表 3.3)及依據工研院能資所「台中捷運初期路網(藍線)地質與地質特性調查評估」（1995）及褚炳麟等(1994)之研究成果-尖峰強度 $C_p=0.15\text{kg/cm}^2$ ， $\phi_p=45\sim 50^\circ$ ，取其平均值後再簡化。綜合所有資料，並經仔細研判與統計簡化後，將基地土層之工程性質及概況歸納如表 3.6 所示，本報告即根據此表所列之各種參數進行分析。

3.3.2 地盤反力係數推估

垂直地盤反力係數為基礎荷重與沈陷量之比值，而影響基礎沈陷量之因素則包括載重量、載重區域大小、筏基勁度

及土壤勁度等。實務應用上可以現場平鈹載重試驗、半經驗公式或單向度壓密理論等任一方法推估，其中現場平鈹載重試驗為最直接之方法。惟本案因未於承載層施作現場平鈹載重試驗，茲根據現有規劃資料及現地土壤性質研判，初步可參考謝旭昇及程日晟(1996)建議如表 3.7，建議本基地各土層之地層垂直地盤反力係數如表 3.6 以進行基礎設計。

水平地盤反力係數為使基礎產生側向單位變形所需加的側向應力，即側向壓力與擋土結構變形量之比值，一般可利用現場試驗結果(如樁側向載重試驗、平鈹側向載重試驗或孔內變形試驗)或標準貫入試驗 N 值經驗公式求得。因本基地並未進行上述現場試驗，故僅能參酌 N 值經驗公式推估 K_h 值，惟因土壤為非線性之材料，理論上 K_h 值應與土壤強度、擋土支撐系統之勁度、支撐間距等有關，故 K_h 值之推估應視擋土結構之分析模式而定。一般則採用經驗之數值，初步可參考謝旭昇及程日晟(1996)建議。初步分析時，對於砂性土壤之水平地盤反力係數可取 $100\sim150Nt/m^3$ (N 為標準貫入試驗之錘擊數)，黏性土壤則可取 $200\sim300Sut/m^3$ (Su 為土壤不排水剪力強度)，惟仍需配合實際之監測資料評估分析結果之合理性。建議本基地各土層之地層水平地盤反力係數如表 3.6 以進行基礎設計。

表 3.3 台灣地區卵礫石層之工程特性

(吳文隆、何泰源和林俊良(1995))

分 區	採樣場址	力 學 特 質						
		C_p	ϕ_p	C_c	ϕ_c	E	K_v	K_h
		kg/cm ²		kg/cm ²		t/m ²	t/m ³	t/m ³
口 台 地 分 區	南崁山 (礫石 62)	0.84	21°			3300	6250	
	南崁山 (礫石 62)	1.33	28°	0.49	25°	11600	22000	
	樹林龜山	0.15	46°	0	34°			
	林口台地	0.45	30°	0.20	28°	1200	1850	
						1260	3200	
	龜山塔寮坑	0.10	50°	0	35°			
	桃園南崁	0.55	31°	0	31°			
	桃園龜山	0.15	46°	0	35°	11000	16000	
苗 栗 分 區	苗栗通霄					25000	41000	3300
	苗栗日南					12400	20000	10000
	苗栗大安溪畔					38800	62500	60000
	苗栗三義	0.15	54°	0	45°			
台 中 分 區	台中大甲	0.30	28°	0.10	28°			
	台中外埔	0.30	33°	0.30	29°			
大 肚 山	台中大肚山 (礫石 75)	0.30	42°	0	42°	39000	75000	
	台中大肚山 (礫石 84)	0.40	30°	0.40	28°	12500	25000	
	大肚山分區	0.30	26°	0.24	25°			
八 卦 山 分 區	彰化芬園 (礫石 72)	0.20	37°	0	32°	4350	7000	
	彰化芬園 (礫石 65)	0.40	37°	0	34°	12000	20000	
	園林東山	0.60	38°	0	37°			
	芬園林厝坑	0.20	42°	0	38°	85000	1E+50	
竹 山 分 區	古坑-大林 (礫石 83)	0.20	47°	0	47°			
	古坑-大林 (礫石 81)	0.50	41°	0.20	38°			
	大林-竹崎 (礫石 81)	0.37	29°	0.20	28°			
	古坑-大林 (礫石 82)	0.40	45°	0	43°			
	大林-竹崎 (礫石 75)	0.20	35°	0.10	31°			

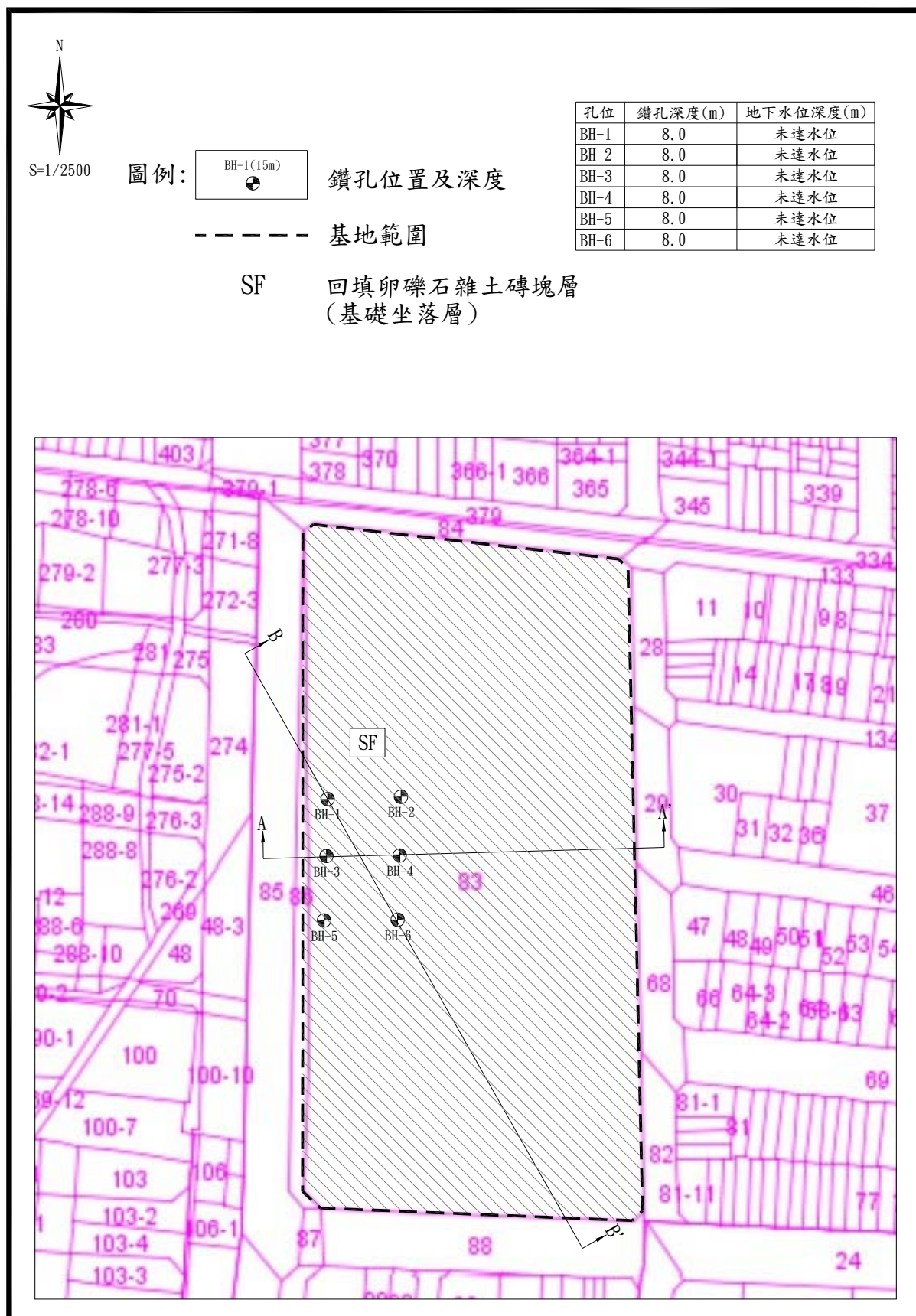


圖 3.4 基地地質圖

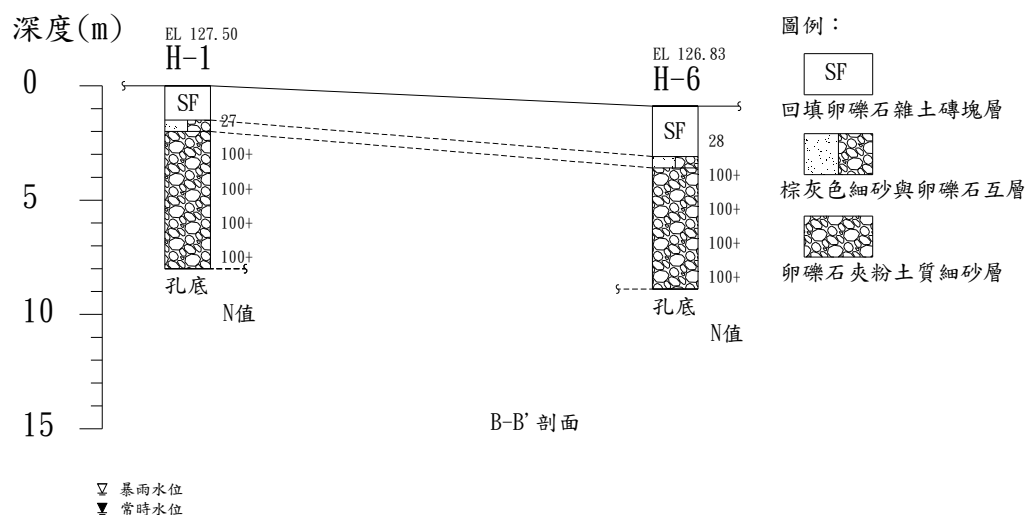
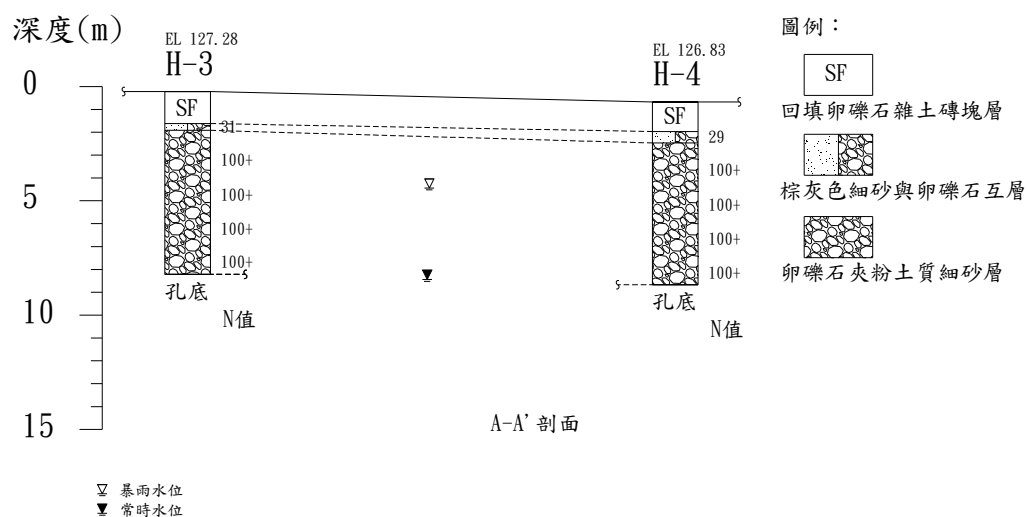


圖 3.5 地質剖面圖

表 3.4 粘性土壤之無圍壓縮應力 q_u 與 SPT-N 值之關係表

堅硬程度	SPT-N	q_u (t/m^2)
很軟弱	<2	<2.5
軟弱	2~4	2.5~5.0
中等堅硬	4~8	5.0~10.0
堅硬	8~15	10.0~20.0
很堅硬	15~30	20.0~40.0
堅實	>30	>40.0

表 3.5 標準貫入試驗 N 值與砂性土壤摩擦角 ϕ 之關係

緊密程度	相對密度(D_r %)	SPT-N	Φ
很疏鬆	<20	<4	<30
疏鬆	20~40	4~10	30~35
中等緊密	40~60	10~30	35~40
緊密	60~80	30~50	40~45
很緊密	80~100	>50	>45

表 3.6 簡化土層及大地工程參數表

地層 層次	現地深度 分布 (m)	平均 厚度 (m)	累計 厚度 (m)	簡化深度 分布 (m)	地層說明	地層 分類	N值 範圍 (平均值)	γ_t (t/m ³)	ω_h (%)	e	C' (t/m ²)	Φ' (°)	Su (t/m ²)	K _v (t/m ³)	K _h (t/m ³)
一	0.00~2.20	1.62	1.62	0.00~1.62	回填卵礫石雜土磚塊	SF	10*	1.90*	-	-	0.0*	29.0*	-	2,000*	1,000*
二	1.30~2.70	0.43	2.05	1.62~2.05	棕灰色細砂與卵礫石互層	SM/GP	27~31 (29)	2.00*	-	-	0.0*	32.0*	-	5,800*	2,900*
三	1.60~8.00	5.95	8.00	2.05~8.00	卵礫石夾粉土質細砂	GP	>100 (100)	2.20*	-	-	0.0*	35.0*	-	20,000*	10,000*

() : 為平均值 * : 為推估值

以上K_v、K_h係針對筏式基礎，並應再以±50%為上下限值進行敏感度分析後調整，其他基礎構造時可參考赤井、高橋或福岡、宇都經驗式或日本道路協會等規範。

註：上表係根據鑽探資料整理並取平均值後再由經驗公式推算相關土壤參數，故僅供初步參考，設計單位仍須依實際基礎形式、位置、工程規模等適當修正之。

表 3.7 垂直地盤反力係數與 SPT-N 關係表

謝旭昇及程日晟(1996)

土壤種類		SPT N 值	$K_v (T/m^3)$
黏性土壤	極軟	0-2	< 500
	軟弱	2-4	500-1000
	中等堅實	4-8	1000-2000
	堅實	8-15	2000-4000
	極堅實	15-30	4000-8000
	堅硬	> 30	> 8000
砂質土壤	極疏鬆	0-4	< 800
	疏鬆	4-10	800-2000
	中等緊密	10-30	2000-6000
	緊密	30-50	6000-8000
	極緊密	> 50	> 8000
	承載層	> 50	8000-10000

3.4 地下水位及水壓

地下水觀測除測定地下水位之變化外，尚需測量地下水之壓力、分佈、流向，其需求程度視工程性質而有所不同。在鑽探進行期間，由鑽孔內所量得之水位，實際上通常是地下棲止水(Perched water)，而非真正的地下水位，尤其是以水鑽法來鑽孔，其水位之檢定應加以注意。

由於本次鑽探期間為民國 112 年 07 月 13~14 日，故僅能由各鑽孔觀測自由含水層之地下水。鑽孔開鑽時均先以乾鑽方式探測地下水位之概略深度，並於探測完成後在鑽孔中再量測地下水位。本次施鑽期間，各鑽孔在鑽探深度範圍內(-8.00m)並未測得地下水位，因此研判平時地下水位在-8.00m 以下。考慮地下水位季節性之變化，常時水位建議於地表下 8.00m，暴雨高水位假設約為地表下 4.00m。但僅由短期間的地下水位觀察資料，實難正確推估長期地下水位變化，故以上建議值僅作為初步參考，不可直接作為設計使用，實際設計時應再保守考量結構物能於生命週期內符合各種極端氣候水位變化情形。

惟地下水位變化易受降雨、大氣壓力、溫度、地下含水層分布及附近水系的伏流、地潮、海潮、引力、季節變化及地質活動和板塊運動的影響，因此基地於施工期間仍需設置水位觀測井以便時時掌控地下水位變化。

3.5 基地最終入滲率及土壤滲透係數

依據建築技術規則建築設計施工篇第二百零七條第二項規定，為改善土壤生態環境、調節環境氣候、降低區域洪峰、減少洪水發生率，而須考慮建築基地涵養雨水及貯留滲透雨水的功能。並以基地保水指標 λ 為評估建築基地涵養水分及貯留滲透雨水的能

力。

有關基地最終入滲率 $f(m/s)$ ：係指降雨時，雨水被土壤吸收之速度達穩定時之值；基地土壤滲透係數 $k(m/s)$ ：係指土體完全飽和時，水在土體的流動能力。該等係數均應在現地進行入滲試驗求之，或以表層 2m 以內土壤認定之。應先依建築技術規則建築構造篇第六十四條的規定做鑽探調查，將鑽探結果中表層 2m 以內土壤之「統一土壤分類」代入表 3.8 以取得 f 值及 k 值。其中 f 值介於 $10^{-5} \sim 10^{-7}$ 。有多孔鑽探資料不一致時，由技師或建築師之經驗依資料分佈取其代表值。

本基地地表下 2m 分別為 1.62m 的回填層及 0.38m 的 SM 層，以回填層控制：

$$f=1.00*10^{-5}(m/s)$$

$$k=1.00*10^{-5}(m/s)$$

表 3.8 統一土壤分類與土壤最終入滲率 f 及滲透係數 k 值對照表

土層分類描述	粒徑D10	統一土壤分類	最終入滲率f	土壤滲透係數k
	(mm)		(m/s)	(m/s)
不良級配礫石	0.4	GP	10^{-5}	10^{-3}
良級配礫石		GW	10^{-5}	10^{-4}
沈泥質礫石		GM		
黏土質礫石		GC		
不良級配砂		SP	10^{-5}	10^{-5}
良級配砂	0.1	SW		
沈泥質砂	0.01	SM	10^{-6}	10^{-7}
黏土質砂		SC		
泥質黏土	0.005	ML	10^{-7}	10^{-8}
黏土	0.001	CL		10^{-9}
高塑性黏土	0.00001	CH		10^{-11}
註：				
1. 若基地表層土為回填土時，其最終入滲率統一取 10^{-5} m/s。				
2. 屬於相同土壤統一分類的不同土質，會因為緊密程度以及組成的不同，其滲透係數的值會有所差異，最大會有 $\pm 10^1$ 的誤差。本表為求評估上之客觀，乃是取其最小值，可使評估結果較為保守可信。				

第四章 土壤液化潛能分析

4.1 工址地震分析

4.1.1 地震水平加速度

依建築物耐震設計規範及解說(111 年版),耐震設計的設計地震力需求主要是以回歸期 475 年的地震水準為標的,相當於 50 年使用期限內,具有 10%超越機率。另一方面,當建築物採用隔震系統進行設計時,必須檢核隔震系統於最大考量地震下之功能性,同時在決定近斷層調整因子時,也必須使用到斷層最大規模潛勢與最大考量地震之譜加速度比值。所謂最大考量地震為 50 年使用期限內,具有 2%超越機率之地震,其回歸期為 2500 年。故有必要將工址所屬震區短週期與一秒週期之設計及最大考量水平譜加速度係數一併列示。

臺灣地區堅實地盤之工址設計及最大考量水平譜加速度係數分別根據 50 年 10%與 2%超越機率之均佈危害度分析求得。均佈危害度分析須考慮工址周圍約 200 公里以內過去發生地震之規模、震央、震源深度以及活動斷層之地震規模潛勢,並利用地震水平地表加速度以及結構水平譜加速度,隨距離、地震規模變化之衰減律及其他地體構造等資料,經複雜的或然率理論分析而得。由於要能較精細的將近斷層影響區域劃分出來,必須進行震區微分化,故本規範之震區係直接以鄉、鎮、市等行政區域為震區劃分單位。圖 4-1 分別表示臺灣震區短週期與一秒週期之設計與最大考量水平譜加速度係數分佈狀況。

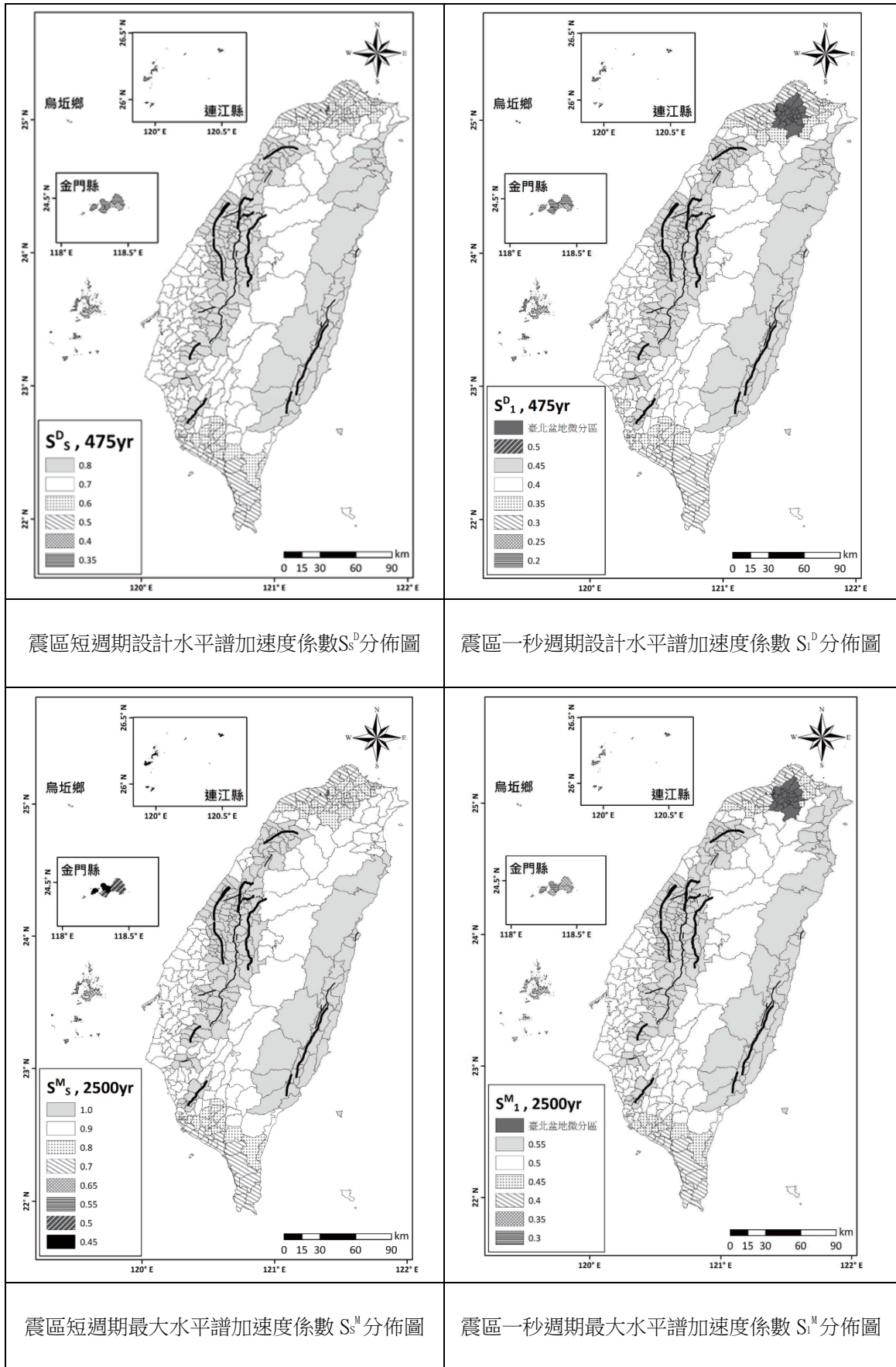


圖 4.1 短週期與一秒週期之設計與最大考量水平譜加速度係數分佈圖

本基地位於台中市北屯區，依上述之地震分區，短週期與一秒週期之設計與最大考量水平譜加速度係數如表 4.1 所示。

表 4.1 震區水平譜加速度係數表

縣市	鄉鎮地區	S_S^D	S_I^D	S_S^M	S_I^M	需考慮調整因子的鄰近斷層
台中市	北屯區	0.979	0.610	1.249	0.829	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層

4.1.2 工址地盤放大係數之地盤分類

依建築物耐震設計規範及解說(111 年版)規定，用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除臺北盆地區域外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 決定之。其中， $V_{S30} \geq 270\text{m/s}$ 者為第一類地盤(堅實地盤)； $180\text{m/s} \leq V_{S30} < 270\text{m/s}$ 者，為第二類地盤(普通地盤)； $V_{S30} < 180\text{m/s}$ 者，為第三類地盤(軟弱地盤)。

分析本工址地表面下三十公尺內(未達三十公尺以 8.00 公尺處代表)各土層平均剪力波速後，其值為 283.1m/s，因為大於 270m/s，概估為第一類地盤(堅實地盤)。

$$V_{S30} = \frac{30}{\left(\frac{1.62}{80 * \sqrt[3]{10}} + \frac{0.43}{80 * \sqrt[3]{29}} + \frac{27.95}{80 * \sqrt[3]{50}} \right)}$$

$$= 283.1$$

4.2 液化潛能分析

地震時飽和土壤的液化為結構物受損之主要原因之一，而液化基本機制為當疏鬆砂土在地震時，由於孔隙水壓升高無法迅速排除，導致土壤剪力強度喪失，產生基礎承载力喪失、崩瀉、建築物坍塌、地盤側向擴張及下陷等現象。

採用（建築物耐震設計規範及解說，111 年版）液化評估法所建議之新日本道路橋液化評估法，（日本道路協會 1996）。

(1) 土壤因地震引起的剪應力比

$$L = r_d \frac{A \sigma_v'}{g \sigma_v}$$

$$r_d = 1 - 0.015z$$

(2) 土壤發生液化時之反覆三軸剪力強度比

$$R = \begin{cases} 0.0882 * \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 * \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 * 10^{-6} * (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

其中，砂質土

$$N_a = C_1 * N_1 + C_2$$

$$N_1 = 1.7 * \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)}$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$$

礫質土

$$N_a = \{1 - 0.36 * \log_{10}(D_{50}/2)\} * N_1$$

$$\text{液化抵抗率 } F_L = \frac{R}{L}$$

式中

FC=細粒土壤含有率(%)

I_p=塑性指數

D₅₀=有 50%重量之土粒比此細之粒徑(mm)

D₁₀₀=有 10%重量之土粒比此細之粒徑(mm)

F_L=液化抵抗率

R=土壤發生液化時之反覆三軸剪力強度比

L=土壤因地震引起的剪應力比

r_d=地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數

A=水平地表加速度

σ_0 =總覆土壓力(kgf/cm²)

σ'_0 =有效覆土壓力(kgf/cm²)

x=受評估土層距離地表面深度(m)

r_{t1}=地下水位面上方之土壤單位體積重(tf/m³)

r_{t2}=地下水位面下方之土壤單位體積重(tf/m³)

r'_{t2} =地下水位面下方之土壤有效單位體積重(tf/m³)

hw=地下水位深度(m)

P_L=液化潛能指數

依據建築物基礎構造設計規範及解說(111 年版)第 11.1.3 節之日本「道路橋示方書 V 耐震設計篇」規定，由於本工區在地表面下 20m 以內並非飽和砂土層，而無法符合以下所有三項條件：

- (1) 地表面下 20m 以內之飽和砂土層，且地下水位在地表面 10m 以內時。
- (2) 細粒土壤含有率 FC 在 35%以下之土層，或 FC 超過 35%，

且塑性指數 I_p 在 15% 以下之土層。

- (3) 通過率為 50% 之粒徑 D_{50} 在 10mm 以下，且 10% 粒徑 D_{100} 在 1mm 以下之土層。

因此不符合土壤液化機制，初步判定並不會發生土壤液化現象。

第五章 基礎分析

5.1 基礎型式選擇

建築中常用之基礎型式為淺基礎，淺基礎之型式包含單柱基腳、聯合基腳、連續基腳及筏式基礎等。一般在選擇結構物之基礎型式時，至少需考慮下列各項因素：

- (1) 基礎土壤之安全承载力。
- (2) 基礎之總沈陷量與差異沈陷量。
- (3) 基礎受地下水壓作用產生上舉力影響。
- (4) 基礎施工時之技術能力與經濟性。
- (5) 環境因素：如地形與地物之限制、公害之防制及工期等因素。

本工程初步規劃為地上 1 層建築物，若以基礎底面深度為 1.35m 時，其承載層為回填卵礫石雜土磚塊層，故可依上部結構載重傳導至基礎承載層的平均單位面積載重大小決定基礎形式。當平均單位面積載重較小時，可規劃基礎型式採用獨立基腳、聯合基腳或連續基腳等淺基礎型式；當平均單位面積載重較大而土壤所提供之基礎承载力不足時則可考慮筏式基礎。

5.2 基礎底面之上舉力

影響基礎底面之上舉力，主要發生在基礎結構設計深度低於地下水位深度時，本案之常時地下水位平均在地表下 8.00 公尺附近。若本案部份建物基礎採用獨立基腳、聯合基腳或連續基腳等淺基礎型式，其基礎底面約位於 GL-1.35 公尺，因為基礎形式為獨立基腳、聯合基腳或連續基腳等淺基礎型式而不會有上舉力問題。若本案部份建物基礎採用筏式基礎，因筏式基礎為不透水之

基礎，易隨地下水位之升降而產生不同的上舉浮力，若假設本案之筏式基礎底面約位於 GL-1.35 公尺，常時地下水位在基礎面以下，長期間之地下水位變動，宜將暴雨高水位提升至地表下-4.00 公尺。因筏式基礎為不透水之基礎，易隨地下水位之升降而產生不同的上舉浮力，基礎底面之上舉力有以下可能：

- (1) 按常時地下水位將來不會對筏式基礎面造成上舉力。
- (2) 按長時間地下水位變動，當暴雨高水位上升至地表下-4.00 公尺，也不會對筏式基礎面造成上舉力。

5.3 基礎承載力分析

基礎承載力分析採用我國建築技術規則所列之方法(2001)，矩形基腳(或筏基)其極限承載力依下列公式計算，且其容許承載力，應依極限支承力除以安全因數計算，永久性構造之安全因數為 3：

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

其中

N_c ：凝聚支承力因數

N_q ：加載支承力因數

N_γ ：摩擦支承力因數

c ：基礎下方土壤凝聚力(t/m^2)

γ_1 ：基礎下方土壤單位體積重(t/m^3)

γ_2 ：基礎上方土壤單位體積重(t/m^3)

D_f ：覆土深度(m)

B ：矩形短邊長度(m)

L ：矩形長邊長度(m)

q_u ：極限支承力(t/m^3)

基礎底面深約 1.35 公尺，當暴雨高水位約在地表面下-4.00 公尺時，其初步分析參數及計算結果如下：

基礎坐落之土層為回填卵礫石雜土磚塊層，本工程經相關試驗並依據經驗由平均 N 值及日本「道路橋示方書」下部構造篇(1990)建議公式 $\phi = \sqrt{15 * N} + 15$ 及 Peck 經驗公式 $\phi = 27 + 0.3 * N$ ，推估各砂土層 Φ 值；由日本道路協會(1977)建議的經驗公式 $S_u = N / 1.6 \text{ t/m}^2$ ，推估各粘土層 S_u 值，各土層簡化土層參數表詳如表 3.6。

取一倍基礎寬度範圍內土層之 C、 Φ ，並依據 Bowles 建議之加權平均法計算之，得一倍基礎寬度範圍內土層之 C、 Φ 。不同基礎底面深度及基礎尺寸的一倍基礎寬度範圍內土層之 C、 Φ 、 γ_1 、 γ_2 ，詳如表 5.1，當 Φ 值大於 32 度時取保守值計算，以 $\Phi_m = 32$ 帶入公式。經計算後其不同基礎底面深度及基礎尺寸的基礎容許承載力如表 5.2。請依實際外加單位面積載重大小決定適當基礎形式及深度。

惟因基礎坐落於回填層，其土層參數較複雜且變異性較大，無法僅藉由鑽探即能準確推估其土層參數，因此須於開挖後依據實際現地情形加以判斷修正相關土層參數。必要時也可於現地再作平鈹載重試驗，以得正確之土層參數，並計算出實際基礎承載力。

表 5.1 一倍基礎寬度範圍內土層之 C 、 Φ 、 γ_1 、 γ_2 表

基礎深度 (m)	基礎寬度 (m)	1倍基礎 寬度範圍 $\gamma_1(t/m^3)$	基礎面 以上 $\gamma_2(t/m^3)$	1倍基礎 寬度範圍 $C(t/m^2)$	1倍基礎 寬度範圍 $C_m(t/m^2)$	1倍基礎 寬度範圍 Φ	1倍基礎 寬度範圍 Φ_m
1.35	1.50	2.09	1.90	0.00	0.00	33.06	32.00
	2.10	2.12	1.90	0.00	0.00	33.61	32.00
	2.50	2.13	1.90	0.00	0.00	33.84	32.00
	4.00	1.82	1.90	0.00	0.00	34.27	32.00
	7.00	1.56	1.90	0.00	0.00	34.58	32.00
1.80	1.50	2.17	1.91	0.00	0.00	34.50	32.00
	2.10	2.18	1.91	0.00	0.00	34.64	32.00
	2.50	2.06	1.91	0.00	0.00	34.70	32.00
	4.00	1.74	1.91	0.00	0.00	34.81	32.00
	7.00	1.51	1.91	0.00	0.00	34.89	32.00

表 5.2 基礎容許承载力計算表

基礎深度 (m)	B/L	承載力 t/m2	基礎寬度(B)				
			1.5	2.1	2.5	4	7
1.35	1.00	容許 承載力	25.79	28.20	30.00	33.84	44.30
	0.84		24.77	27.09	28.82	32.52	42.66
	0.20		20.69	22.63	24.07	27.15	36.05
	0.11		20.17	22.06	23.46	26.47	35.21
1.80	1.00	容許 承載力	33.47	35.33	36.11	39.10	50.11
	0.84		32.15	33.94	34.69	37.57	48.27
	0.20		26.85	28.35	28.97	31.38	40.88
	0.11		26.17	27.63	28.24	30.58	39.94
※浮筏式基礎時，外力則需包含基礎自重，其他淺基礎則否。							
※B=基礎短向長度 L=基礎長向長度。							
※當基礎尺寸與表列略有差異時，可以內差法求取容許承載力。							
※當基礎寬度B≥7.00m時，可視為B=7.00m相同。							

5.4 建築物最大沉陷量、差異沉陷量及對建築物之影響

基礎沉陷量與地層分佈、土壤壓縮性質，基礎尺寸、基礎埋置深度、載重條件、地下水位變化等有關。基礎之沉陷量分為瞬時沉陷、壓密沉陷及次壓縮沉陷，瞬時沉陷於砂性土壤或黏性土壤均可能產生，黏性土壤之沉陷以壓密沉陷為主，而砂性土壤則以瞬時沉陷為主，次壓縮沉陷係產生於特殊高靈敏之有機土壤，而一般土壤則不考慮。

(1) 本基地之沉陷量主要分成二種：

(a) 瞬時沉陷 δ_e ：

$$\delta_e = \Delta\sigma * (\alpha * B') * \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} * I_s * I_f$$

$\Delta\sigma$ = 基礎土壤承受的淨單位面積載重(t/m²)

α = 位置因素， $\alpha=4$ (for 基礎中心)； $\alpha=1$ (for 基礎角落)

$B' = B/2$ (for 基礎中心)； $B' = B$ (for 基礎角落)

μ_s = 土壤之柏松比，本案取 $\mu_s=0.30$

E_s = 基礎下方 $Z=0$ 至 $Z=5B$ 深度內土壤的平均彈性模數

I_s = 形狀因素(Steinbrenner,1934)

I_f = 深度因素(Fox,1948)

(b) 壓密沉陷 δ_c ：

$$\delta_c = H * \frac{C_c}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_0}{\sigma_0'}\right)$$

H = 黏性土壤厚度(cm)

C_c = 壓縮指數

e_0 = 初始孔隙比

σ_0' = H 厚的土層中心處初始有效垂直應力(t/m²)

$\Delta\sigma_0$ = 淨基礎壓力所引起的土層中心處應力增量(t/m²)

(2) 建築物之容許沉陷應視地層狀況、基礎型式、載重大小、構造種類、使用條件及環境因素而定，基礎沉陷所導致之角變量及總沉陷量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。基礎若產生沉陷首先將影響建築物之粉刷、裝飾或設備之正常使用，沉陷量若過大，則將導致構造物產生龜裂或損壞。所謂容許沉陷量端視要求之標準而定，設計者應視建築物型式審慎評估之，除建築美觀或結構上有特殊需求者外，基礎沉陷所導致角變量及總沉陷量之一般容許標準如下：

(a) 容許角變量：建築物相鄰兩柱或相鄰兩支點間，因差異沉陷引致之角變量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。角變量與建築物損壞程度之關係如表 5.3 所示，此表僅係一般之原則，對於特定之構造物應視其狀況而定。

表 5.3 角變量與建築物損壞程度

角變量	建築物損壞程度
1/600	斜撐之構架有受損之危險
1/500	建築物不容許裂縫產生的安全限度(含安全係數)
1/300	隔間牆開始發生裂縫(不含安全係數)
1/250	剛性之高層建築物開始有明顯的傾斜
1/150	隔間牆及磚牆產生相當多的裂縫
1/150	可撓性磚牆之安全限度(含安全係數)
1/150	建築物產生結構性損壞

(Bjerrum,1963)

(b) 容許沉陷量：建築物因基礎載重引致之總沉陷量，原則上不得超過表 5.4 所示之值，惟須注意構造物之實際狀況，有時在較小沉陷量即有可能產生損壞。

表 5.4 容許沉陷量

構造物種類	混 凝 土	鋼 筋 混 凝 土		
基礎型式	連續基腳	獨立及聯合基腳	連續基腳	筏式基礎
總沉陷量	4.0	10.0	20.0	30.0

(單位：公分)

- (3) 當基礎底部為地表下-1.35 公尺的回填卵礫石雜土磚塊層，假設建物對基礎土壤所施載之重量為 10.00t/m^2 時，以 $B*L=1.50*1.50$ 公尺的獨立基腳分析，其計算結果如下：

(a) 瞬時沉陷 δ_e ：

地層 層次	Es (t/m^2)	基礎下5B 範圍平均 Es (t/m^2)	應力增量 (t/m^2)	μ_s	$I_{S\text{中心}}$	$I_{S\text{角落}}$	I_f	瞬時沉陷量 (基礎中心) (cm)	瞬時沉陷量 (基礎角落) (cm)
一	1250	11704	10.00	0.30	0.507	0.455	0.650	0.08	0.03
二	2200								
三	12720								

(b) 壓密沉陷 δ_c ：

基礎下方 2B 範圍內並無粘性土層，故 $\delta_c=0.00\text{cm}$ 。

基礎中心沈陷量 0.08cm、角落沈陷量 0.03cm，符合規範 10cm(for 獨立基腳)以下之要求。

- (4) 當基礎底部為地表下-1.35 公尺的回填卵礫石雜土磚塊層，假設建物對基礎土壤所施載之重量為 10.00t/m^2 時，以 $B*L=2.10*2.50$ 公尺的獨立基腳分析，其計算結果如下：

(a) 瞬時沉陷 δ_e :

地層 層次	Es (t/m ²)	基礎下5B 範圍平均 Es (t/m ²)	應力增量 (t/m ²)	μ_s	I _{S中心}	I _{S角落}	I _f	瞬時沉陷量 (基礎中心) (cm)	瞬時沉陷量 (基礎角落) (cm)
一	1250	11994	10.00	0.30	0.547	0.485	0.690	0.12	0.05
二	2200								
三	12720								

(b) 壓密沉陷 δ_c :

基礎下方 2B 範圍內並無粘性土層，故 $\delta_c=0.00\text{cm}$ 。

基礎中心沈陷量 0.12cm、角落沈陷量 0.05cm，符合規範 30cm(for 筏式基礎)以下之要求。

(5) 當基礎底部為地表下-1.35 公尺的回填卵礫石雜土磚塊層，假設建物對基礎土壤所施載之重量為 4.00t/m^2 時，以 $B*L=4.00*35.50$ 公尺的聯合基腳分析，其計算結果如下：

(a) 瞬時沉陷 δ_e :

地層 層次	Es (t/m ²)	基礎下5B 範圍平均 Es (t/m ²)	應力增量 (t/m ²)	μ_s	I _{S中心}	I _{S角落}	I _f	瞬時沉陷量 (基礎中心) (cm)	瞬時沉陷量 (基礎角落) (cm)
一	1250	12339	10.00	0.30	0.830	0.615	0.870	0.43	0.16
二	2200								
三	12720								

(b) 壓密沉陷 δ_c :

基礎下方 2B 範圍內並無粘性土層，故 $\delta_c=0.00\text{cm}$ 。

基礎中心沈陷量 0.43cm、角落沈陷量 0.16cm，符合規範 10cm(for 聯合基腳)以下之要求。

(6) 當基礎底部為地表下-1.35 公尺的回填卵礫石雜土磚塊層，假設建物對基礎土壤所施載之重量為 10.00t/m^2 時，以 $B*L=7.00*35.90$ 公尺的筏式基礎分析，其計算結果如下：

(a) 瞬時沉陷 δ_e :

地層 層次	Es (t/m^2)	基礎下5B 範圍平均 Es (t/m^2)	應力增量 (t/m^2)	μ_s	$I_{S\text{中心}}$	$I_{S\text{角落}}$	I_f	瞬時沉陷量 (基礎中心) (cm)	瞬時沉陷量 (基礎角落) (cm)
一	1250	12502	10.00	0.30	0.800	0.615	0.870	0.71	0.27
二	2200								
三	12720								

(b) 壓密沉陷 δ_c :

基礎下方 2B 範圍內並無粘性土層，故 $\delta_c=0.00\text{cm}$ 。

基礎中心沈陷量 0.71cm、角落沈陷量 0.27cm，符合規範 30cm(for 筏式基礎)以下之要求。

惟若開挖深度、基礎形式及外加載重等與本報告分析假設有差異時，應請設計單位另行通知，以進行相關修正檢討，以確保整體建物安全。

第六章 開挖面穩定分析及側向土壓力

6.1 基礎開挖工法及臨時擋土措施建議

結構體之基礎開挖，需選擇適當的擋土措施及妥善的基礎開挖方式，以防止鄰近結構物因開挖而引起之沉陷或損壞。

一般而言，若基地四周有足夠可利用之空間時，則可採用自立式斜坡明挖工法最為經濟，若基地四周無可利用空間或開挖深度較深時，則應採用擋土壁配合內支撐或背拉系統方式開挖。開挖擋土措施主要包括擋土壁體及支撐系統，擋土壁體及支撐型式之選擇應考慮開挖安全穩定性、工期、工程費用及對基地周圍之影響等等條件。開挖擋土壁體之選擇，主要需考慮壁體之勁度、止水性、施工條件、地層特性、工程費用及工期等，一般常用之擋土壁體有主樁橫板條（鋼軌樁、H型樁）、預壘樁、SMPW、鋼板樁、場鑄排樁、人工擋土柱及地下連續壁等。各擋土壁體之優點及對本工程之適用性比較列於表 6.1。

擋土支撐型式，一般可分為內部支撐系統與背拉系統兩大類，若採用內部支撐系統，雖其地下室工作空間較背拉系統小，稍影響基礎工程之進度，然而由於一般工程均採用此種支撐系統，各種配合措施與施工流程均非常熟習，且其成本較低，無地權問題。各開挖工法之優點及對本工程之適用性比較列於表 6.2。

若基地開挖深度約在 1.45 公尺，常時地下水位在地面下 8.00m，最終開挖面土壤為回填卵礫石雜土磚塊層，因為開挖深度不深，若基地四周上有較大空間，故考慮土層之特性、工程經濟性、安全性、施工機械及施工法之可行性，建議在抽降地下水位後可採用自立式斜坡明挖工法進行本工程之基礎開挖作業。本報告所提出前述開挖擋土工法之建議方案僅供初步設計參考，有關細部設

計、規劃建議宜委託專業結構或大地顧問公司，採用價值工程之方法進行評估、規劃設計。

表 6.1 擋土壁體型式之比較表

擋土措施	適用（或不適用）之 基地及地質條件	優點	缺點
主樁橫板條	1. 黏土及砂性土層皆可適用，如主樁採鋼軌樁則可適用於卵礫石層基地。 2. 勁度較低，因此較適用於開挖深度較淺之基地。	1. 施工快速，造價便宜。 2. 主樁（鋼軌樁或 H 型鋼樁）可拔除後重覆使用。 3. 橫板條縫隙可自然排除地下水並降低水位，減少側壓力。 4. 可適用於卵礫石之淺層開挖施工。	1. 地下水利用橫板條間縫隙自然排水時，壁外土壤可能流失，造成地面下陷。 2. 拔除主樁時，振動及夾帶土壤可能對鄰房造成影響。 3. 勁度較低且開挖面下方被動土壓小，且需注意砂湧等問題，其開挖擋土措施需審慎設計評估。
鋼板樁	1. 黏性及砂性土層皆適用，卵礫石層則打入較困難。 2. 勁度較低，開挖時變形量較大，因此較適用於開挖深度較淺或較無影響鄰房問題之基地。	1. 施工快速，造價便宜。 2. 鋼板樁可拔除後重覆進行使用。 3. 如鋼板間嵌合良好則具有良好止水效果。	1. 勁度低，變形量較大。 2. 拔除鋼板樁時，如夾帶土壤則可能造成地面下陷（黏性土層尤須特別注意）。 3. 施工時噪音及震動較大，且震動可能對鄰房造成影響。
場鑄排樁 （鑽掘式或衝擊式）	黏性及砂性土層皆適用，卵礫石層及岩盤之施工效率較差。	1. 彎曲抵抗及勁度高。 2. 適合各種土質、岩盤等地層。	1. 衝擊式施工時之震動可能影響鄰房。 2. 垂直度較差。 3. 地下水位高時需配合止水作業。
人工擋土柱	卵礫石層基地適用，尤以台中地區累積最多之施工經驗。	1. 人工挖掘設備簡單，成本低。 2. 樁身品質可靠度較高。 3. 適合卵礫石地層。	1. 施工人員作業環境惡劣，孔壁容易崩坍造成危險性高。 2. 必須配合抽水降低水位。
連續壁	黏性及砂性土層皆適用，卵礫石層及岩盤之施工效率較差，岩盤一般則皆需預鑽孔。	1. 勁度高，適合大規模深開挖。 2. 可當作永久結構體。 3. 具有良好止水效果。	1. 機具設備龐大，施工工期較長，造價高。 2. 需要有沉澱池等之作業空間。

表 6.2 開挖工法評估比較表

開挖工法	說明	適用之基地條件	適用（或不適用）之地質條件	優點	缺點
順打工法	以擋土設施及臨時支撐系統支撐開挖區外之土、水壓力，開挖至底部後向上回築結構體。	國內擋土支撐開挖最常採用之工法，一般面積之基地皆可適用。	一般可配合施作擋土措施之基地皆可適用。	1. 國內使用經驗豐富。	1. 當基地面積太大時，由於支撐長度過大時將造成支撐效率不佳；且支撐系統費用較不經濟。
島式工法	先以斜坡降挖至開挖面並築起島區內結構體後，再以支撐順打（或構築樓版逆打）方式開挖及構築島區外土堤區域之結構體。	大面積之開挖，且降挖後中央島式之面積仍可達相當之比例，使島式區域節省支撐所帶來之經濟效益可勝過工期可能延長所增加之成本。	基地地層工程性質愈好愈有利，工程性質不佳則需採較緩之斜坡可能會大幅增加斜坡降挖距離。	1. 可節省中央島區區域之支撐費用。 2. 若斜坡降挖區之開挖係以樓版作為支撐（逆打工法），則可進一步節省支撐費用。 3. 中央島區結構體施築至地上層後可繼續向上施築，斜坡降挖土堤區亦可同時向下開挖及施築地下室，有可能節省工期。	1. 地下結構分二次施工，所需之工期可能會較長。 2. 地下室結構體分成二次施工，有垂直施工縫施工處理問題。 3. 斜坡降挖時擋土設施之側向變位可能會較大，其擋土設施之安全性及開挖對鄰房之影響需審慎評估。
斜撐工法	先以斜坡降挖至開挖面，再從開挖面反力墩座架設斜支撐支撐擋土壁後挖除土坡以構築地下結構體。	大面積之開挖且開挖深度不深。	基地地層工程性質愈好愈有利，工程性質不佳則需採較緩之斜坡可能會大幅增加斜坡降挖距離。	1. 可節省大量之支撐費用。 2. 相較於島式工法，地下室結構體可同時全區進行構築，無垂直施工縫問題。	1. 開挖深度愈深時則適用性愈差。 2. 斜坡降挖時擋土設施之側向變位可能會較大，其擋土設施之安全性及開挖對鄰房之影響需審慎評估。 3. 提供斜撐反力之基礎面地層工程性質及墩座影響支撐系統安全性，需審慎評估及設計。
逆打工法	開挖時先構築地下樓版作為支撐後再行下一階之開挖，逐步開挖及構築完成地下結構。	1. 大面積開挖之基地且地下室層數較多，需較長之構築時間，而且地上樓層數較高。 2. 開挖形狀不規則，不利於臨時內支撐架設之基地。 3. 採用樁基礎之基地。	一般可配合施作擋土措施之基地皆可適用。	1. 以樓版作為支撐系統，可節省臨時內支撐費用。 2. 利用地下樓版做為擋土內支撐，開挖安全性較高。 3. 適用於不規則之開挖面。 4. 一般而言於高層建築時地下、地上樓層可同時施工，可縮短工期。	1. 以採用樁基礎之基地較為適用，否則需配合施作基樁及逆打鋼支柱。 2. 地下開挖為樓版下作業，作業條件及施工效率較差。 3. 樑、柱等相接處容易產生工作縫。
地錨工法	各階開挖後由擋土壁打設地錨並錨錠在開挖區外之地層，利用地錨反力支撐擋土壁外之土、水壓力。	1. 擋土措施外有足夠空間可供施打地錨。 2. 大面積開挖基地或開挖形狀不規則，不利於臨時內支撐架設之基地。 3. 適合有高低差之基地。	以砂性土層為佳（可供地錨錨定），深厚之黏土層則較不適宜。	1. 開挖面內淨空，開挖及地下室結構施工條件較佳，施工效率較高。	1. 地錨如需向外延伸至基地外，則涉及產權問題。 2. 遺留之地錨容易造成公害。 3. 如地錨施作深度範圍內分佈透水砂性土層，則地錨施工時需注意地下水引致擋土壁漏水及可能之砂湧問題。
斜坡式明挖工法	從預定開挖範圍外以斜坡降挖方式開挖至預定開挖範圍及深度後構築地下結構體，最後再回填降挖區域。	預定開挖範圍外有足夠之空間可供斜坡降挖。	基地地層工程性質愈好愈有利，工程性質不佳則需採較緩之斜坡可能會大幅增加斜坡降挖距離。	1. 可節省擋土措施費用及施工時間。 2. 可節省內支撐費用。 3. 開挖面內淨空，開挖及地下室結構施工條件較佳，施工效率較高。	1. 斜坡降挖後需回填，所需之挖填方數量可能相當龐大；若回填土夯壓品質不佳，則可能引致回填區域地表及管線之沉陷問題。 2. 如需配合基地內降水時，則須評估抽水有無可能對周圍環境造成影響。

6.2 基礎施工應注意事項

本工程基礎開挖在採用自立式斜坡明挖工法時，宜注意以下施工事項：

- (1) 研判臨時開挖坡面之不穩定狀況應以蝕溝為主，為確保開挖坡面之穩定，應注意豪雨時所帶來之地表逕流，坡肩及平台上應設置截水溝防止逕流流入開挖坡面及基地；另視需要，於施工時應於坡面及坡肩上覆蓋不透水帆布，以避免坡面受到沖蝕。此外，開挖四周不宜堆置開挖土方或建築材料。
- (2) 目前基地之常時地下水位約在地表下 8.00 公尺附近，暴雨高水位約為地表下 4.00 公尺，因此開挖時應特別注意地下水位變化。
- (3) 建議開挖坡面角度不得大於 45 度，並應視開挖後坡面穩定性狀況而將坡面角度調小。
- (4) 若開挖後土壤膠結疏鬆，透水性高而易造成開挖壁側不穩定時，可視需要於施工坡面上輔以噴凝土掛網工法，以穩定坡面。

6.3 側向土壓力建議

支撐設施應足以承受由擋土設施所傳達之荷重，以抑制或減少其變位。並應考慮側向土壓力、地下水壓力、地表上方載重、施工期間之臨時性載重、地震影響。

由於擋土結構用途及特性的差異，以致其外側土壤之行為亦隨之不同，所產生之側向土壓力特性及大小，也有明顯之差異。茲將其分為開挖期間及地下結構體完成後兩種情形加以分析。

6.3.1 開挖期間臨時擋土結構所受之側向土壓力

支撐系統的設計首先需分析開挖過程中支撐的受力，支撐的受力可由有限元素法、彈性基礎梁法或視土壓力法求得。本工程有關開挖分析係使用地工技術研究發展基金會所發展的 T3-STONE 程式計算。

通常臨時擋土結構所需貫入開挖底面以下之長度，係以其所擋之土壤處於塑性穩定平衡狀態(Plastic Equilibrium Condition)時，其對結構兩側所作用之主動及被動土壓力分析(如圖 6.1)，其壓力值可按凝聚性土壤或非凝聚性土壤分別計算如下。

(1) 側向主動土壓力：

$$P_p = K_p \sigma_v + 2S_u \sqrt{(1 + S_{uw}/S_u)K_p} \text{ (凝聚性土壤)}$$

$$P_p = K_p' \sigma_v' + u_w \text{ (非凝聚性土壤)}$$

$$K_a = \cos^2 \phi / \left\{ \cos \delta \left[1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin \phi / \cos \delta} \right]^2 \right\}$$

$$K_p = \cos^2 \phi / \left\{ \cos \delta \left[1 - \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin \phi / \cos \delta} \right]^2 \right\}$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$\text{水平方向 } K_a' = K_a \cos \delta \quad K_p' = K_p \cos \delta$$

本案採取自立式斜坡明挖工法，故無臨時擋土結構所受側向土壓力問題。

6.3.2 地下室完成後外牆所受之側向土壓力

地下室係構築於土壤中之結構體，其外牆周圍之土壤與外牆之互制作用，不同於一般地表上之擋土牆。作用於擋土牆之側向土壓力大小及分佈與土體之變形行為具有密切之關係，須視擋土牆與土體之相對側向變位量而定。

當擋土牆不發生或不容許其產生側向變位，則牆背土壤不受擾動且可視為靜止狀態及彈性狀態。在靜止狀態作用於擋土牆之側向土壓力為靜止土壓力。

當土牆牆背垂直且牆背地表面為水平之狀況時其靜止土壓力係數 K_0 分別下：

(1) 非凝聚性土壤： $K_0=1-\sin \varphi'$

(2) 正常壓密凝聚性土壤： $K_0=0.95-\sin \varphi'$

$$K_0=0.4+0.007I_p, \text{ 當 } I_p=0\sim 40$$

$$K_0=0.64+0.001I_p, \text{ 當 } I_p=40\sim 80$$

(3) 過壓密凝聚性土壤： $K_0=(0.95-\sin \varphi')(OCR)^{0.5}$

本工程地下室外圍土壤各相關土層 K_a 、 K_p 及 K_0 之計算結果詳如表 6.3。另外，永久性結構物尚需考慮地震時之動態土壓力，依據 105 年交通部頒佈之鐵路明挖覆蓋隧道設計規範 4.5.2 章節地下結構物之耐震設計，採用靜態載重加上動態土壓力增量計算：

在開挖深度(GL:-1.45m)時，其設計地震力增加之動態土壓力增量如公式所示：

$$\Delta P_{AE} = 0.375 * \frac{A_{\max}}{g} * \gamma_s * h$$

$A_{\max}$ =不同地震等級之工址最大水平地表加速度

g =重力加速度

γ_s =土壤單位重

h =結構物深度

經計算後，建議設計地震力增加之動態土壓力增量，可

取 $\Delta P_{AE}=0.50t/m^2$ 。

表 6.3 基地各土層之 K_a 、 K_p 及 K_0 表

地層 層次	開挖範圍 地層說明	簡化深 度分布 (m)	γ_t (t/m^3)	C (t/m^2)	Φ ($^\circ$)	K_a	K_p	K_0
一	回填卵礫石雜土磚塊	0.00~1.62	1.90	0.00	29.00	0.347	2.882	0.515
二	棕灰色細砂與卵礫石互層	1.62~2.05	2.00	0.00	32.00	0.307	3.255	0.500
三	卵礫石夾粉土質細砂	2.05~8.00	2.20	0.00	35.00	0.271	3.690	0.500
註：依建築物基礎構造設計規範，設計所採之 K_0 值不得低於0.5，否則 $K_0=0.5$								

6.4 臨時性擋土結構貫入深度檢討

臨時性擋土結構之貫入深度須符合塑性穩定平衡及開挖面穩定之要求，於塑性穩定平衡狀況，以最下層支撐位置視為假設旋轉支點，並採適當之安全係數值($FS \geq 1.5$)求得貫入深度，貫入深度之檢核公式：

$$FS = \frac{P_p L_p}{P_a L_a - M_s} \geq 1.5$$

式中

P_a ：最下層支撐以下主動側之側壓力合力(t)

P_p ：開挖底面以下被動側之側壓力合力(t)

M_s ：擋土結構之允許彎矩(t-m)

L_a ： P_a 作用點距最下層支撐之距離(m)

L_p ： P_p 作用點距最下層支撐之距離(m)

經檢核，本基地若採用斜坡明挖工法，因未設置擋土壁，故無貫入深度問題，因此不會發生本項問題。

6.5 砂湧檢討

如擋土壁下方為透水性佳之砂質土壤，且擋土壁未貫入不透水層時，即應檢討其抵抗砂湧之安全性。砂湧係指開挖面下為透水性良好之土壤時，由於開挖側抽水使內外部有水頭差而引致滲流現象，當上湧滲流水之壓力大於開挖面底部土壤之有效土重時，滲流水壓力會將開挖面內之土砂湧舉而起(如圖 6.1)，造成破壞。

抵抗砂湧之檢核公式：

$$FS1 = \frac{\gamma_{sub} * 2D}{\gamma_w * \Delta H_w} \geq 1.5$$

$$FS2 = \frac{\gamma_{sub} * (\Delta H_w + 2D)}{\gamma_w * \Delta H_w} \geq 2.0$$

式中

γ_w ：地下水之單位重(t/m^3)

γ_{sub} ：砂土之浸水單位重(t/m^3)

D：貫入深度(m)

ΔH_w ：擋土設施內外兩側水頭差(m)

經檢核，若本基地採用斜坡明挖工法，因未設置擋土壁，不具發生本種破壞之機制，故不會發生本項問題。

6.6 開挖底面隆起檢討

開挖底面下方土層係軟弱黏土時，應檢討其抵抗底面隆起之穩定性。隆起破壞之發生，係由於開挖面外土壤載重大於開挖底部土壤之抗剪強度，致使土壤產生滑動而導致開挖面底部土壤產生向上拱起之現象(如圖 6.2)。抵抗隆起之檢核：

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{4} + \alpha} S_u(X d\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}} \geq 1.2$$

式中

S_u ：黏性土壤之不排水剪力強度(t/m^2)

X ：半徑(m)

W ：土壤與地表載重之和 $\gamma H + q$ (t/m^2)

經檢核，若本基地採用斜坡明挖工法，因未設置擋土壁，不具發生本種破壞之機制，故不會發生本項問題。

6.7 上舉力檢討

開挖底面下方土層中，如有不透水層且承受壓力水頭者，應檢討開挖過程中此不透水層抵抗上舉破壞之安全性(如圖 6.1)。於基地地層有受壓水層之情況，此時，不僅應在地下室開挖施工階段考慮地下水上舉力之影響，而於開始從事類似如連續壁、排樁等之擋土結構施做時，就應考量因受壓水層水壓力之作用即易導致抓掘或鑽掘孔壁的崩塌，影響施工之品質。處理受壓水的方式可設置解壓井以達解壓之目的。

抵抗上舉力之檢核：

$$FS = \frac{\sum_i (\gamma_{ti} * H_i)}{\gamma_w * H_w} \geq 1.2$$

式中

γ_t ：不透水層底面以上各土層總單位重(t/m^3)

H ：不透水層底面以上各土層厚度(m)

H_w ：透水壓力水層之壓力水頭(m)

經檢核，若本基地採用斜坡明挖工法，因未設置擋土壁，不具發生本種破壞之機制，故不會發生本項問題。

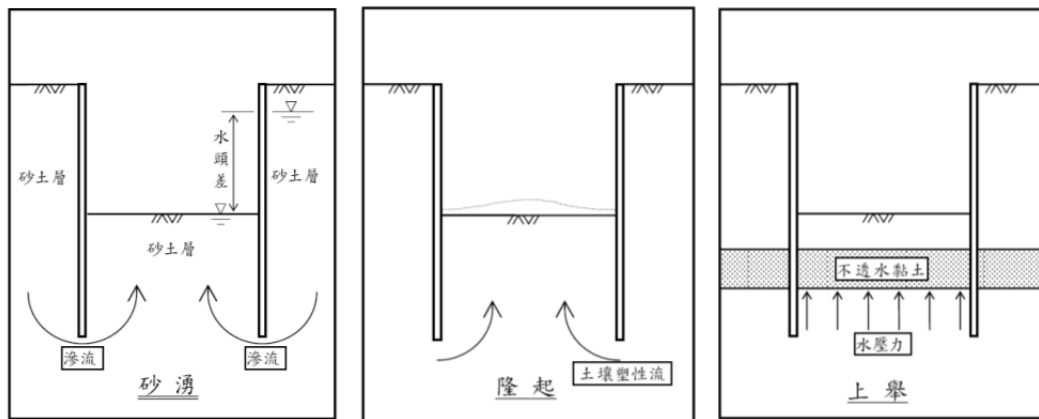
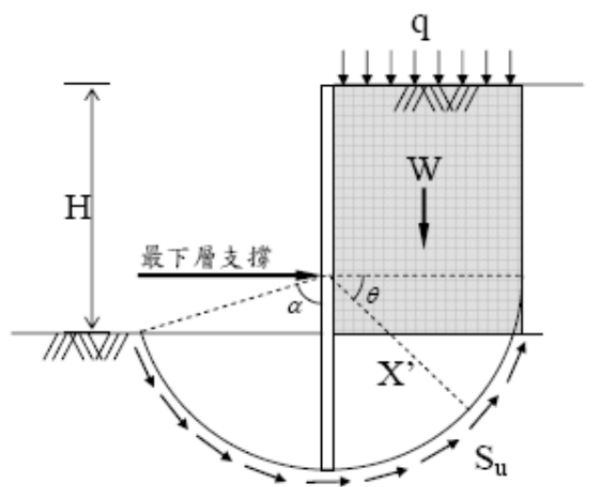


圖 6.1 基礎開挖不穩定型式示意圖



$$FS = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X' \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u(X'd\theta)}{W \times \frac{X'}{2}} \geq 1.2$$

圖 6.2 開挖底部隆起分析示意圖

6.8 開挖安全監測建議

開挖觀測系統的觀測項目雖然很多，但不外乎對水、土壤及結構體等進行位移、應力(或應變)及傾斜角度等物理量的量測。常用於開挖施工安全的觀測項目可大略分為：(1)位移及變形的觀測(2)應力及力量的觀測及(3)水壓和水位的觀測等三大類。位移或變形的觀測項目包括擋土結構及土壤的側向變形、建築物傾斜度、地表及建築物的沉陷、開挖面底部隆起及中間柱上浮等項目。應力及力量的觀測包括支撐荷重、擋土結構的應力及壁體上土壓力等三項。水壓的觀測包括開挖區內水壓力、開挖區外水壓力及作用於擋土壁上的水壓力等。

綜合儀器之效能，經考慮本基地之施工方式，建議地表沈陷觀測點及水位觀測井等項目可列為首要配置需求，屆時可依據開挖順序確定後，於設計安全管理階段，進行詳細配置規劃及安全管理擬定。

- (1) 沈陷觀測點：用以量測開挖施工過程中鄰近地表及周圍構造物之沉陷變化情形，設置沉陷觀測釘於明挖斜坡之坡頂處或鄰側建築物上，其觀測頻率每二天觀測一次，開挖階段得視狀況調整。
- (2) 傾斜觀測點：用以量測開挖施工過程中周圍構造物之傾斜變化情形，設置傾斜計於鄰側建築物上，其觀測頻率每二天觀測一次，開挖階段得視狀況調整。
- (3) 水位觀測井：用以量測開挖施工過程中地下水位變化，設置於明挖斜坡之坡頂處，其觀測頻率每二天觀測一次，並視氣候狀況調整。

第七章 結論與建議

1. 本工程鑽探取樣調查工作之鑽孔數為 6 孔，鑽探總深度共計約 48 公尺。鑽探孔數係依據建築物基礎構造設計規範 3.2.3 章節要求，以建築物基礎涵蓋面積每三百平方公尺應設一處調查點，每一基地至少二處之規定進行規劃。本工程基礎涵蓋面積約為 1768.13 平方公尺，故應施鑽 6 孔，現地實際施鑽 6 孔，符合規範要求。鑽探深度亦依據規範 3.2.3 章節要求施鑽至淺基礎基腳底面以下至少四倍基腳寬度之深度或達可確認之承載層(卵礫石層)深度約 8.00m 為止。
2. 本工址之地層分佈狀況，由上而下可分為 3 個次層：(1)回填卵礫石雜土磚塊層 (2)棕灰色細砂與卵礫石互層 (3)卵礫石夾粉土質細砂層。
3. 本次施鑽期間，各鑽孔在鑽探深度範圍內(-8.00m)並未測得地下水位，因此研判平時地下水位在-8.00m 以下。考慮地下水位季節性之變化，常時水位建議於地表下 8.00m，暴雨高水位假設約為地表下 4.00m。但僅由短期間的地下水位觀察資料，實難正確推估長期地下水位變化，故以上建議值僅作為初步參考，不可直接作為設計使用，實際設計時應再保守考量結構物能於生命週期內符合各種極端氣候水位變化情形。且地下水位變化易受其他外在因素影響，因此基地於施工期間仍需設置水位觀測井以便時時掌控地下水位變化。
4. 分析本工址地表面下三十公尺內(未達三十公尺以 8.00 公尺處代表)各土層平均剪力波速後，其值為 283.1m/s，因為大於 270m/s，概估為第一類地盤(堅實地盤)。

5. 經分析本工址地表面下 2 公尺內各土層後，其基地最終入滲率 $f=1.00 \times 10^{-5}$ (m/s)；基地土壤滲透係數 $k=1.00 \times 10^{-5}$ (m/s)。
6. 由於本工區地質條件無法符合建築物耐震設計規範及解說(111 年版)第 11.1.3 節之日本「道路橋示方書 V 耐震設計篇」(1996)規定的所有三項條件，因此未符合土壤液化機制，初步判定並不會發生土壤液化現象。
7. 根據建築物耐震設計規範及解說規定(111 年版)，本基地位於台中市北屯區，須考慮屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層調整因子。屯子腳斷層距離基地為 13.36 公里；三義斷層距離基地為 1.06 公里；大甲斷層全段距離基地為 17.55 公里；鐵砧山斷層距離基地為 17.81 公里；彰化斷層距離基地為 19.15 公里；車籠埔斷層全段距離基地為 1.09 公里；大茅埔-雙冬斷層距離基地為 8.49 公里，均屬於中央地質調查所調查的第一類活動斷層(係指過去一萬年內有活動紀錄的斷層)。
8. 本工程初步規劃為地上 1 層建築物，若以基礎深度為 1.35m 時，其承載層為回填卵礫石雜土磚塊層，故可依上部結構載重傳導至基礎承載層的平均單位面積載重大小決定基礎形式。當平均單位面積載重較小時，可規劃基礎型式採用聯合基腳或連續基腳等淺基礎型式；當平均單位面積載重較大而土壤所提供之基礎承載力不足時則可考慮筏式基礎。
9. 若基地開挖深度約在 1.45 公尺，常時地下水位在地面下 8.00m，最終開挖面土壤為回填卵礫石雜土磚塊層，在考慮土層之特性、工程經濟性、安全性、施工機械及施工法之可行性，建議在確保地下水位低於開挖面下 1.00m 後可採用自立式斜坡明挖工法進行本工程之

基礎開挖作業。

10. 本報告所提出自立式斜坡明挖工法之建議方案僅供初步設計參考，有關細部設計、規劃建議宜委託專業結構或大地顧問公司，採用價值工程之方法進行評估、規劃設計。

附錄一 鑽探試驗報告表

附錄二 現場施工照片

Boring And Testing Data

BH-1

127.50m

臺中市北屯區廍子國民小學活動中心新建工程

112.7.13

未達水位

台中市北屯區景福段83地號

112.7.14

鑽孔深度 M	深度 M	柱狀圖	擊數 N	樣號 No	地質說明	分類	顆粒分析			含水量 W%	液性 限度 %	塑性 限度 %	塑性 指數 %	當地 密度 T/m3	比重	空隙比	備 註
							卵石	砂	沉泥 黏土								
1.50 2.00	—1	SF	27	S-0	回填卵礫石雜土磚塊				回		填		層				
	—2				棕灰色細砂與卵礫石互層												
8.00	—3		100+	施	卵礫石層： 卵礫石夾粉土質細砂				卵礫石粒徑大於取樣管內徑(1 3/8"ψ)								
	—4		100+														
	—5		100+														
	—6		100+														
	—7		100+														
	—8		鑽探終止														
	—9																
	—10																
	—11																
	—12																
	—13																
	—14																
	—15																

Boring And Testing Data

BH-2

127.51m

未達水位

臺中市北屯區廍子國民小學活動中心新建工程

112.7.13

台中市北屯區景福段83地號

112.7.14

鑽孔深度 M	深度 M	柱狀圖	擊數 N	樣號 No	地質說明	分類	顆粒分析			含水量 W%	液性 限度 %	塑性 限度 %	塑性 指數 %	當地 密度 T/m3	比重	空隙比	備 註
							卵石	砂	沉泥 黏土								
1.40 1.60	—1	SF	28	S-0	回填卵礫石雜土磚塊				回		填		層				
	—2	棕灰色細砂與卵礫石互層															
8.00	—3		100+	施 鑽	卵礫石層： 卵礫石夾粉土質細砂				卵礫石粒徑大於取樣管內徑(1 3/8"Ψ)								
	—4		100+														
	—5		100+														
	—6		100+														
	—7		100+														
	—8		100+														
	—9															鑽探終止	
	—10																
	—11																
	—12																
	—13																
	—14																
	—15																

Boring And Testing Data

BH-3

127.28m

未達水位

地點 Location

112.7.14

112.7.15

[illegible]

Boring And Testing Data

BH-4

126.83m

未達水位

臺中市北屯區廍子國民小學活動中心新建工程

112.7.14

台中市北屯區景福段83地號

112.7.15

鑽孔深度 M	深度 M	柱狀圖	擊數 N	樣號 No	地質說明	分類	顆粒分析			含水量 W%	液性 限度 %	塑性 限度 %	塑性 指數 %	當地 密度 T/m3	比重	空隙比	備 註
							卵石	砂	沉泥 黏土								
1.30 1.80	—1		29	S-0	回填卵礫石雜土磚塊					回		填		層			
	—2				棕灰色細砂與卵礫石互層												
8.00	—3		100+	施 鑽	卵礫石層： 卵礫石夾粉土質細砂					卵礫石粒徑大於取樣管內徑(1 3/8"Ψ)							
	—4		100+														
	—5		100+														
	—6		100+														
	—7		100+														
	—8		100+														
	—9																
	—10																
	—11																
	—12																
	—13																
	—14																
	—15																

Boring And Testing Data

BH-5

126.36m

未達水位

地點 Location

112.7.13

112.7.14

鑽孔深度 M	深度 M	柱狀圖	擊數 N	樣號 No	地質說明	分類	顆粒分析			含水量 W%	液性 限度 %	塑性 限度 %	塑性 指數 %	當地 密度 T/m3	比重	空隙比	備 註
							卵石	砂	沉泥 黏土								
1.90 2.50	—1	SF	29	S-0	回填卵礫石雜土磚塊					回		填		層			
	—2				棕灰色細砂與卵礫石互層					卵礫石粒徑大於取樣管內徑(1 3/8"Ψ)							
8.00	—3		100+	施 鑽	卵礫石層: 卵礫石夾粉土質細砂												
	—4		100+														
	—5		100+														
	—6		100+														
	—7		100+														
	—8		鑽探終止														
	—9																
	—10																
	—11																
	—12																
	—13																
	—14																
	—15																

Boring And Testing Data

BH-6

126.61m

臺中市北屯區廂子國民小學活動中心新建工程

112.7.13

未達水位

台中市北屯區景福段83地號

112.7.14[illegible]



