

台中市烏日區湖日段
805 等 12 筆地號新建工程

工程地質鑽探調查報告

國安鑽探企業有限公司
中華民國 113 年 5 月

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)： 烏日 區 湖日 段 小段 805 地號等 12 筆

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)	V		p8	
	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)		V		
	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)		V		
	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 4 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。)	V		p5	
	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：1.5 公尺) (調查點最深深度：7.5 公尺) ..(達可確認之承載地層深度： 5.0 公尺)	V		p6	基礎型式與預定開挖深度應檢視與申請建照圖說相符。
	2.3 鑽探調查點之位置、高程及柱狀圖	V		位置/高程： 表 3-1(p7) 圖 3-2(a)(p10)柱狀圖;附錄	
	3. 基地地下水位調查情形？ (應說明短期及長期地下水位，用以評估上浮力及液化潛能分析)	V		p28	
	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。)	V		p8~9 柱狀圖:附錄	
	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，並應有高程及地下水位標示。)	V		基地地質圖： 圖 3-2(a)(p10) 鑽孔地質剖面： 圖 3-2(b)(p11)	
	6. 地層分類及描述 (是否與基地地質平面圖、剖面圖相符)	V		p8~9	

	7.	現場調查照片(鑽探施工前、中、後照片或地層取樣照片，岩心照片應附標準色卡)，照片呈現重點詳備註第 2 點。	V		附錄	
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)	V		第柒章第七點(p57)	
	9.	簡化之地層剖面及承載層	V		表 3-2(p9)	
	10.	建議之地層大地工程參數 (建議大地工程參數應說明採用來源或依據)	V		表 3-2(p9)	
	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)	V		p34~41	基礎型式與預定開挖深度應檢視與申請建照圖說相符。
	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)	V		p45~56	
	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)		V	p33	

備註：

1.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。

2.鑽探施工前、中、後照片注意事項如下。

- (1)施工前、中、後照片應有基地背景，背景應盡量一致；照片內應有白板並標示鑽孔編號及拍照日期。
- (2)施工中照片應須判釋為施工階段。建議如：傳統鑽機應有迴水，如採乾鑽應有套管打設；鑽堡於鑽孔周圍會有殘留土碴等情形。
- (3)施工後照片可供判釋，建議照片內應有施工後完成孔位、水位觀測井或測深管埋設等。
- (4)岩心照片應附標準色卡。

案名：

台中市烏日區湖日段 805 等 12 筆地號新建工程
地質鑽探調查報告書

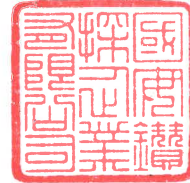
鑽探執行廠商：國安鑽探企業有限公司

40675 台中市北屯區松義街 88 號

電話：(04) 2245-2510

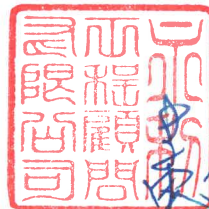
傳真：(04) 2244-3065

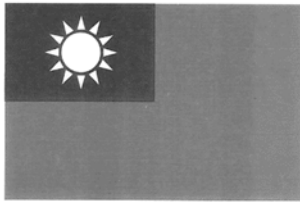
E-Mail：guoan.su@msa.hinet.net



簽證技師：永利工程顧問有限公司

黃伯舜 技師





技師執業執照

技執字第 002577 號

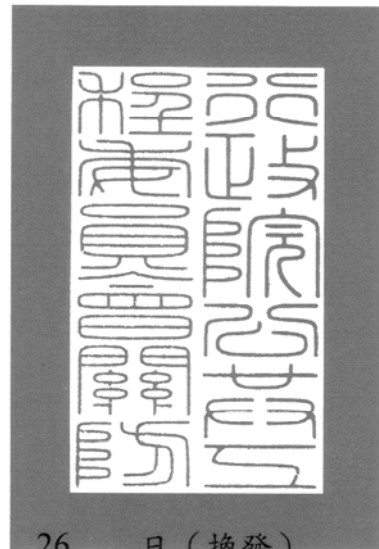
技師 黃伯舜 申請執業核與技師法規定
相符合行發給執業執照准予執業登記事項如下：



- 一、姓名：黃伯舜 性別：男
身分證明文件字號：A122193890
- 二、出生年月日：民國 63 年 5 月 4 日
- 三、執業方式：技師法第 7 條第 1 項第 2 款
- 四、執業機構名稱：永利工程顧問有限公司
所在地：南投縣南投市大同街 166 號 2 樓
- 五、技師科別及證書字號：土木工程科 技證字第 000180 號
大地工程科 技證字第 003291 號
- 六、執業範圍：(如背面)
- 七、執照有效期間：自民國 110 年 5 月 24 日至 116 年 5 月 23 日止

行政院公共工程委員會
主 任 委 員

吳澤成



中華民國 110 年 4 月 26 日 (換發)

技證字第00三二九一號

技師證書

姓名：黃伯舜

性別：男

出生年月日：民國陸拾參年伍月肆日

身分證號：A122193890

統一編號：A122193890

科別：大地工程科

考試及格：(九一)專高字第9938號

證書字號：(九一)專高字第9938號

右列申請人經技師考試及格依法請領技師證書核與技師法規定相符合行發給證書此證

行政院公共工程委員會
主任委員

郭瑤琪



中華民國九十二年三月



二十五日

校對：



社團法人中華民國大地工程技師公會



會員證

會員編號：華大地正字第0245號

會員姓名：黃伯舜

自113年01月01日至12月31日止有效

執業機構：

永利工程顧問有限公司



社團法人中華民國大地工程技師公會

地址：(115)台北市南港區成功路一段32號4樓之8

電話：02-27820022

傳真：02-27820272

E-mail：pgea@pgea.org.tw

網址：http://www.pgea.org.tw



G0245

工程地質鑽探調查報告書
台中市烏日區湖日段 805 等 12 筆地號新建工程

目 錄

壹、前言	3
貳、工作內容	4
參、地質鑽探調查內容	5
一、現地調查綱要	5
二、基地位置	8
三、鑽探調查地層概況	8
四、地層參數建議值	9
五、基地地盤分類	12
六、區域地質說明	13
七、場址活動斷層及地震分析	18
八、現場檢測及觀測工作	24
九、試驗室室內試驗工作	24
十、地下水位概況	28
肆、液化潛能分析	29
一、相對厚度	29
二、液化潛能指數	29
三、建築物耐震設計規範(113).....	31
四、本基地液化潛能分析	33
伍、基礎工程分析建議	34
一、鑽探調查地層概況	34
二、基礎形式選擇	34
三、基礎承载力分析	34
四、基礎沈陷量推估	38
五、地盤垂直及反力係數推估	42
陸、開挖擋土工程分析建議	45
一、開挖面穩定性檢討	45
二、擋土結構形式建議	49
三、支撐工法形式建議	51
四、排水計畫建議	51
五、開挖監測系統示意	51
柒、結論及綜合建議	57
捌、附件	58

壹、前言

本案由業主所委託，為進行之台中市烏日區湖日段 805 等 12 筆地號新建工程所進行之工程地質鑽探調查工作，藉以掌握現地工程地質現況以供基礎工程及開挖擋土工法等初步設計分析之參考依據。

本案為業主交由本公司—國安鑽探企業有限公司，於民國 112 年 8 月 18 日進行現場施鑽工作，隨後陸續進行現場工作及相關試驗分析，同時，依照業主委託，進行基礎工程等評估、建議及分析工作，並於民國 113 年 5 月 22 日提出本版次之報告書。

貳、工作內容

本案工作之主要範圍為辦理工程地質鑽探調查、現場試驗及試驗室試驗及相關分析工作，並為配合工程需要，進行相關基礎工程分析及開挖方式建議等，工作內容如下。

一、現地工程地質鑽探調查

1. 基地之區域地質、地質構造及斷層帶位置研判。
2. 鑽探、取樣及現地試驗。
3. 地下水位觀測。
4. 試驗室室內物理試驗。

二、設計用基礎層及土壤工程性質建議參數

三、基礎及開挖工法分析及建議

1. 基礎形式選擇
2. 基礎承载力及沈陷
3. 開挖及擋土結構建議

參、地質鑽探調查內容

一、現地調查綱要

依據建築技術規則建築構造篇第 65 條，地基調查計畫之地下探勘調查點之數量、位置及深度，應依據既有資料之可用性、地層之複雜性、建築物之種類、規模及重要性訂定之。其調查點數應依下列規定：

1. 基地面積每 600m^2 或建築物基礎所涵蓋面積每 300m^2 者，應設一調查點。但基地面積超過 6000m^2 及建築物基礎所涵蓋面積超過 3000m^2 之部分，得視基地之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求，決定其調查點數。
2. 同一基地之調查點數不得少於 2 點，當 2 處探查結果明顯差異時，應視需要增設調查點。調查深度至少應達到可據以確認基地之地層狀況，以符合基礎構造設計規範所定有關基礎設計及施工所需要之深度。同一基地之調查點，至少應有半數且不得少於二處，其調查深度應符合前項規定。

本基地為興建地上 2 層、無地下層之建物，開挖深度為 1.50m。為求全面掌握基地地質現況，以利基礎工程工法之選定及設計，並依據本工程初步規劃之工程規模及配置，配合基地內預定建築物位置選定鑽孔位置。本基地建築物基礎所涵蓋面積為 1185m^2 ，故本調查工程鑽孔數依規定共鑽取 4 孔(以基地面積為基準 $1185/300=3.95$ ，因此，至少應取 4 孔)

另外，依據「建築物基礎構造設計規範」第 3.2.3 節第 3 點：調查深度至少應達到可據以確認基地之地層狀況、基礎設計與施工安全所需要之深度。一般情況下，可採下列原則：

1. 淺基礎基腳之調查深度應達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深度。
2. 樁基礎之調查深度應達樁基礎底面以下至少四倍基樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度。
3. 沉箱基礎之調查深度應達沉箱基礎底面以下至少三倍沉箱直徑或寬度之深度，或達可確認之承載層深度。
4. 對於浮筏基礎或其他各類基礎座落於可能發生壓密沉陷之軟弱地層上時，調查深度至少應達因建築物載重所產生之垂直應力

增量小於百分之十之地層有效覆土壓力值之深度，或達低壓縮性之堅實地層。

5. 對於深開挖工程，調查深度應視地層性質、軟硬程度及地下水文條件而定，至少應達 1.5~5.0 倍開挖深度之範圍，或達可確認之承載層或不透水層深度。

本基地為興建地上 2 層、無地下層之建物，開挖深度為 GL:-1.50m。參考上述規範，因此，鑽孔深度至少應達 $1.50 \times 2.5 = 3.625\text{m}$ 。本案全數鑽孔(共 4 孔)之鑽孔深皆超過上述標準，且皆已達可確認之承載層(SPT-N>100 之卵礫石層)，故符合法規要求。實際鑽孔進尺數請參表 3-1。鑽孔位置如圖 3-2(a)所示。

各鑽孔現場鑽探取樣採用 KH2L 旋轉油壓式鑽機進行鑽探工作，鑽探方法於一般土層及卵礫石層係採用螺旋法(auger boring)。現場鑽孔工程時，每隔 1.5 m 或土層變化處，以分裂式劈管取樣器採取擾動土樣，以進行後續土壤物理性質試驗，並依據美國材料學會規範 ASTM D1586 之規定，進行現場標準貫入試驗。

表 3-1 工作項目統計

項目	座標及高程			一般土層 鑽探	卵礫石層 鑽探 N>100	總深度	標準貫入 試驗	土壤一般 物理試驗
	TWD97		EL					
	X	Y						
孔號	m	m	m	m	m	m	組	組
H-1	211195.448	2666576.203	30.78	4.0	3.5	7.5	5	3
H-2	211201.880	2666591.298	30.67	4.2	3.3	7.5	5	2
H-3	211180.650	2666584.018	30.81	3.9	3.6	7.5	5	2
H-4	211160.324	2666602.010	31.13	5.0	2.5	7.5	5	3
總和	-	-	-	17.1	12.9	30.0	20	10

二、基地位置

本基地近於台中市烏日區新興路 457 號之烏日國民中學旁，如圖 3-1 所示，地段屬湖日段 805 等 12 筆地號。基地除北側有地上 2 層建物，其餘鄰地為校園平地。



圖 3-1 基地周邊交通圖

三、鑽探調查地層概況

根據現地鑽探調查結果，除於地表面至地表下 0.8~1.0m 間為回填砂土偶夾雜物層外，本基地地層於最大鑽孔深度(距地表面下 7.5m)內，可分為 2 層主要地層，其主要特性詳如下述。其他相關工程地質之地質參數建議值，如表 3-2 所示，鑽孔地質剖面圖如圖 3-2(b)，詳細之鑽探成果請參閱附錄之鑽探及試驗報告。

1. 棕灰色粉土質細砂偶夾礫石層

本層整體大致分布於地表面下 0.8~5.0m 間，SPT-N 約為 3~22 左

右，統體單位質量約為 $1.75\sim 2.14\text{t/m}^3$ ，屬疏鬆至中等緊密土層。在土壤阿太堡限度方面，其液性限度及塑性指數皆為 NP。本層以細粒徑砂、粉土及黏土構成為主，夾有中粒徑砂，偶夾有礫石。於統一土壤分類上主要屬不良級配砂-粉土質砂/粉土質砂/低塑性粉土(SP-SM/SM/ML)。

2. 卵礫石夾砂土層

於最大鑽孔深度範圍內，本層整體分布於地表面下 3.9~7.5m 間，SPT-N 皆大於 100，屬堅實地盤，於土壤分類上屬不良級配礫石/粉土質礫石(GP/GM)。本層由礫石、砂及卵石構成，整體土壤行為皆由礫石特性所控制，透水性良好、基礎承载力高。

四、地層參數建議值

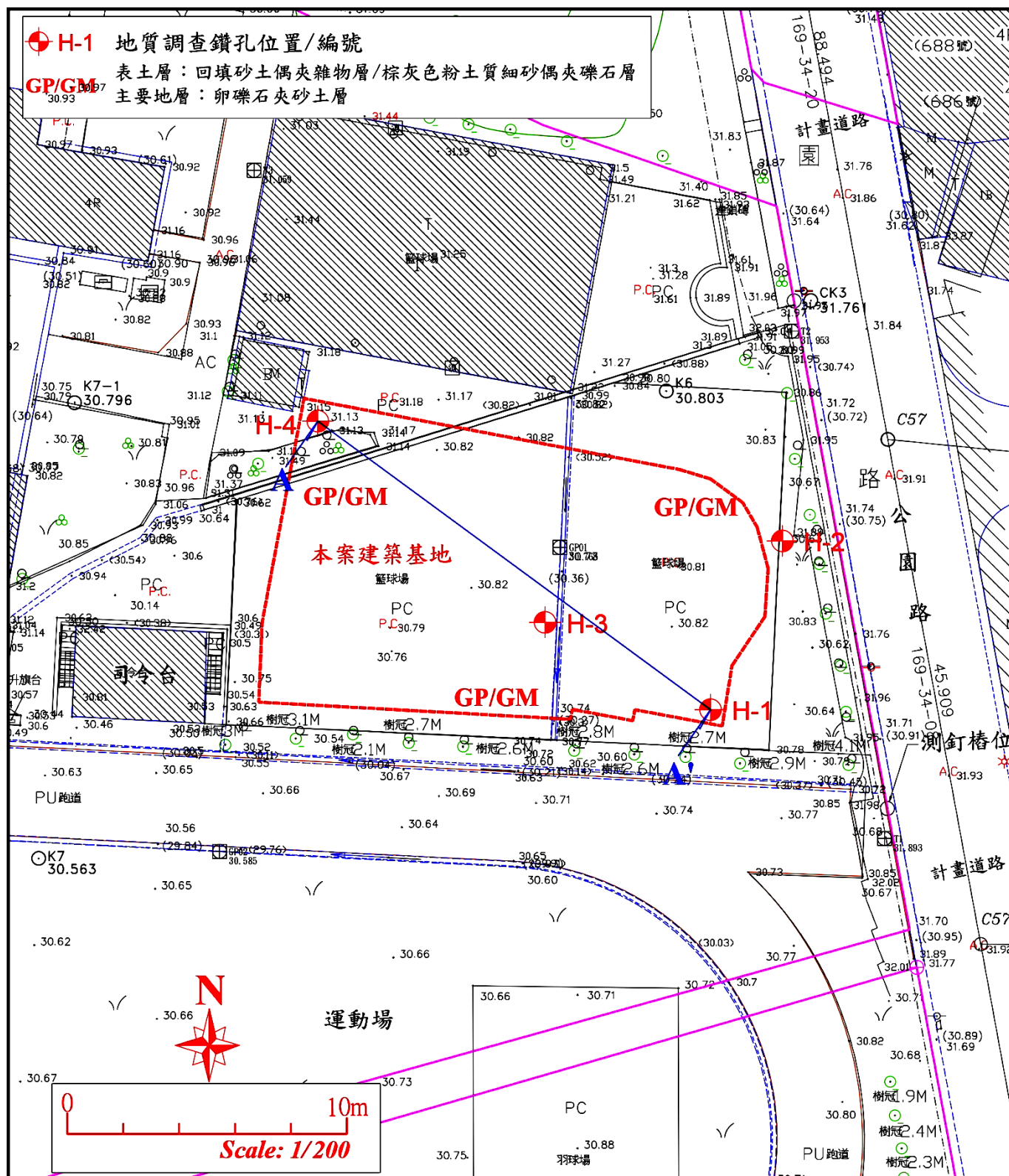
表 3-2 地層簡化參數建議表

層次	統一土壤分類	範圍 (m)	N (AVG)	含水量 (%)	統體單位重量 γ_m (t/m^3)	比重 G_s	孔隙比 e	ϕ ($^\circ$)	C (t/m^2)
棕灰色粉土質細砂偶夾礫石層	SP-SM/SM/ML	0.0~5.0	3~22 (12)	14.1	1.88	2.68	0.63	27~33 ⁽³⁾	0
卵礫石夾砂土層	GP/GM	5.0~7.5	100	-	2.10 ⁽²⁾	2.65 ⁽²⁾	-	45 ⁽¹⁾	0

註⁽¹⁾：參考褚炳麟(1989)所著之【台地礫石堆積層與頭嵙山礫石層之現地直接剪力試驗研究】及褚炳麟(1994)所著之【現地堆石材料之完整應力應變曲線及抗剪強度包絡線】中針對台中地區之卵礫石層力學試驗之研究結果得尖峰凝聚力為 $C_p=0.15\text{ kgf/cm}^2$ ，尖峰摩擦角 $\phi_p=45\sim 50^\circ$ 。故取本層之 $\phi=45^\circ$ 。

註⁽²⁾：參考張吉佐等人(1996)所著之【台灣地區中北部卵礫石層工程性質及施工探討】(地工技術，第 55 期，第 35-46 頁)，針對台中分區之卵礫石層之研究結果指出，其統體單位體積重量 $\gamma_t=1.96\sim 2.10\text{ t/m}^3$ ，比重 $G_s=2.55\sim 2.65$ ，故取本層之統體單位體積重量 $\gamma_t=2.10\text{ t/m}^3$ ，比重 $G_s=2.65$ 。

註⁽³⁾：保守參考 Peck 經驗公式： $\phi=27^\circ+0.3N$ 之建議值。



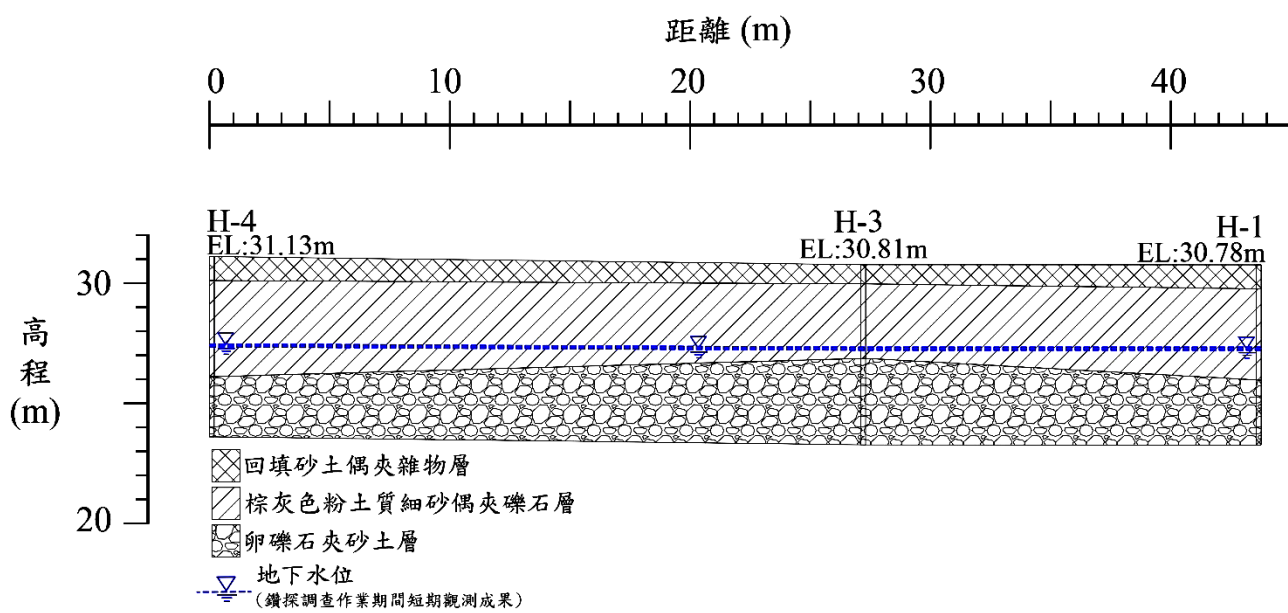


圖 3-2(b) 鑽孔地質剖面圖

五、基地地盤分類

依據建築物耐震設計規範(113)第2.5節規定，地盤之分類除台北盆地區域外，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， $V_{S30} \geq 270$ m/s者為第一類地盤(堅實地盤)； $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 270$ m/s者，為第二類地盤(普通地盤)； $V_{S30} < 180$ m/s者，為第三類地盤(軟弱地盤)。

工址地表面下30公尺內之土層平均剪力波速 $\bar{V}_S$ 依下列公式計算：

$$\bar{V}_S = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}}$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^n d_i = 30$ m。 V_{si} 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/sec)，依實際試驗值或採下列經驗公式計算：

黏性土層之 $2 \leq N_i \leq 25$ 時， $V_{si} = 100N_i^{1/3}$ ，或 $N_i < 2$ 時， $V_{si} = 120q_u^{0.36}$ 。(q_u 為單壓無圍壓縮強度)

砂質土壤之 $V_{si} = 80N_i^{1/3}$ ，($1 \leq N_i \leq 50$)。

本基地地盤種類，在參考國家地震工程研究中心於基地鄰近之中央氣象局之地震測站(TCU063 烏日國小，台中市烏日區中山路二段196號，距離基地約733m)執行震測成果可知，本基地地表面至地表下30m深度範圍內之地層剪力波速在 >325 m/s，因此，依建築物耐震設計規範(113)之準則，可判定屬第一類堅實地盤。

六、區域地質說明

依據經濟部地質調查及礦業管理中心公告資訊，本基地位屬區域地質為全新世沖積層。本地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 1~3m 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。鄰近本區域之斷層簡述如下。

1. 三義斷層

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 8km；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 25km。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 400m，上盤並有分支斷層；大甲溪北岸斷層帶寬約 30m，斷層破損帶寬約 500m，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 50cm 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。由近期經濟部地質調查及礦業管理中心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。

2. 車籠埔斷層

車籠埔斷層為逆移斷層，為了方便敘述，將之以烏溪為界分為 2 部分：北段約呈南北走向，由台中市烏日區北陽里向南延伸至霧峰區長約 38km，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 16km(經濟部地質調查及礦業管理中心，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 38km(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 6.94mm，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。

3. 屯子腳斷層

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 14km(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。

4. 大茅埔—雙冬斷層

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，由台中縣和平鄉烏石坑，向西南延伸至東勢鎮慶東里(大茅埔)，長約 14km；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 55km。大茅埔—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—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—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—雙冬斷層兩側高程差變化並不顯著。

5. 彰化斷層

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 36km。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。

經濟部地質調查及礦業管理中心由其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 25m 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。

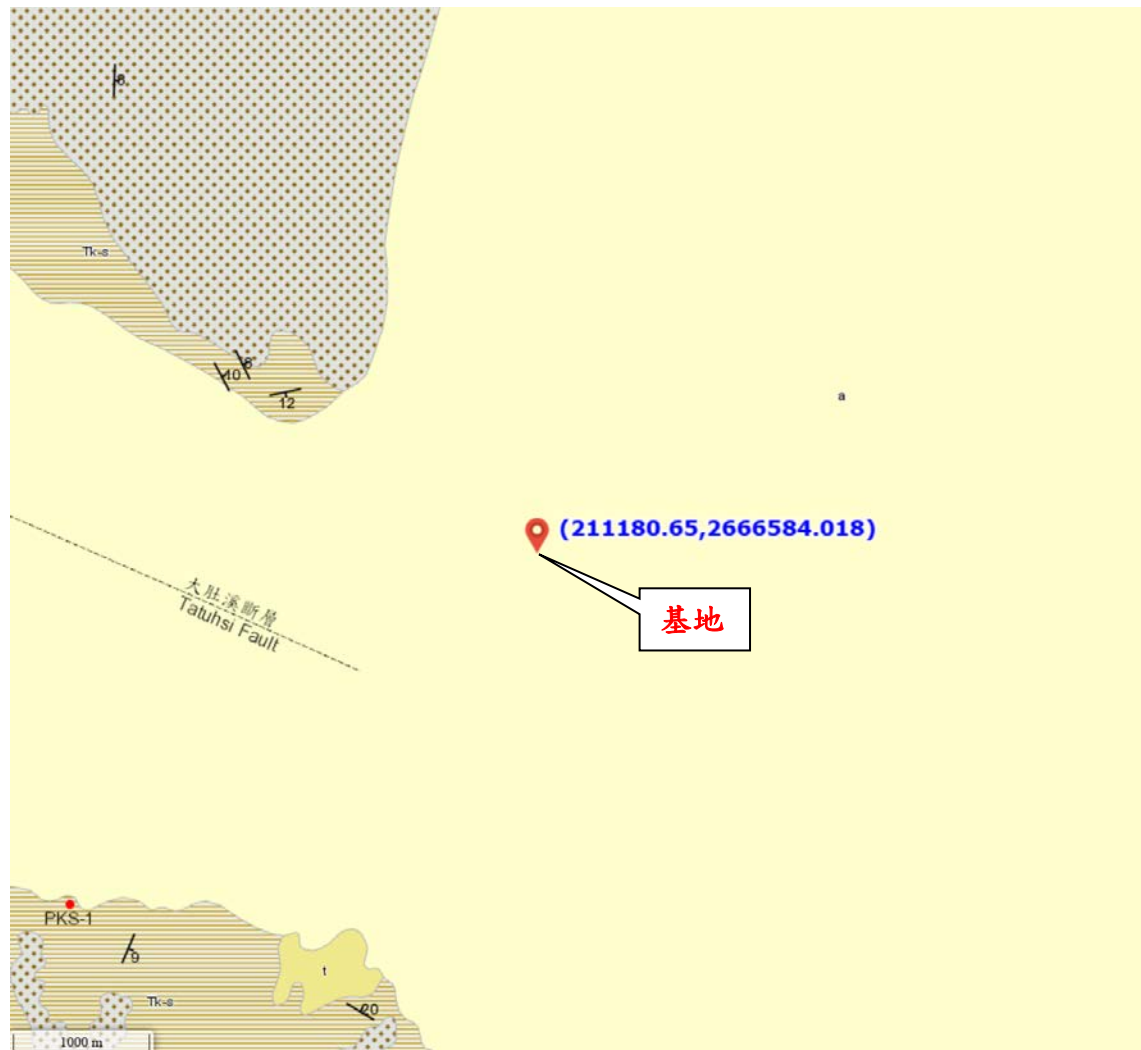
由於受沖積層掩覆，彰化斷層是否向北連接大甲斷層，或向南連接桐樹湖斷層，仍待進一步調查。彰化斷層北段可能逆衝至地表附近，但被現代沖積層或山麓堆積物所掩覆，暫列第一類活動斷層。

6. 大甲斷層

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、沙鹿至大肚，長約 30km。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 22km。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 50~70m，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。

7. 鐵砧山斷層

鐵砧山斷層為逆移斷層，呈北北東走向，由台中市西屯區鐵砧山北緣向南延伸至沙鹿後併入大甲斷層，長約 13km。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。



-  頭嵙山層(1691) 更新世
-  頭嵙山層(1692) 更新世
-  冲積層(6020) 全新世
-  階地堆積層(6060) 更新世—全新世
-  錦水頁岩(1680) 上新世

圖 3-3(a) 區域地質圖

七、場址活動斷層及地震分析

1. 活動斷層定義

活動斷層的定義，各國學者或官方機構雖無一致性結論，但至少都包含一個近期錯動的時間基準，並強調未來再現或再活動的可能性。各國或單一學者在討論活動斷層時，常有不同期間的時間基準，從「數百年以來」、「全新世以來」、或「第四紀以來」皆有，大體上皆是依據使用者的運用目的及所規範的對象而定。

目前，一般工程上常用之活動斷層定義採用經濟部地質調查及礦業管理中心之規定如下：

(一)第一類活動斷層

1. 全新世(距今 10,000 年內)以來曾經發生錯移之斷層。
2. 錯移(或潛移)現代結構物之斷層。
3. 與地震相伴發生之斷層(地震斷層)。
4. 錯移現代沖積層之斷層。
5. 地形監測證實具潛移活動性之斷層。

(二)第二類活動斷層

1. 更新世晚期(距今約 100,000 年內)以來曾經發生錯移之斷層。
2. 錯移階地堆積物或台地堆積層之斷層。

(三)存疑性活動斷層：有可能為活動斷層之斷層，包括對斷層的存在性、活動時代及再活動存疑者。

1. 將第四紀岩層錯移之斷層。
2. 將紅土緩起伏面錯移之斷層。
3. 地形呈現活動斷層特徵，但缺乏地質資料佐證者。

2. 地震概況分析

依據建築物耐震設計規範(113)第2.3~2.4節規定，我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分。各微分區內之震區水平加速度係數應考量設計短週期及1秒週期之水平譜加速度係數及短週期及1秒週期之最大考量水平譜加速度係數(S_S^D 、 S_1^D)及短週期及1秒週期之最大考量水平譜加速度係數(S_S^M 、 S_1^M)。

本基地位於台中市烏日區，其為近大甲、鐵砧山、彰化及車籠埔斷層(註)區域，故必須考慮近斷層效應，其水平譜加速度係數如下所示。

基地所在之震區水平譜加速度係數	結構工址放大係數		短週期 F_a	長週期 F_v	短週期 F_a	長週期 F_v
			1.0	1.0	1.0	1.0
	基地所在區域		設計地震		最大地震考量	
	台中市烏日區		S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M
	一般震區		0.80	0.45	1.00	0.55
	近斷層震區 對應活動斷層	與基地間距離 (km)	基地鄰近大甲、鐵砧山、彰化、車籠埔斷層			
	三義斷層	13.85	0.80	0.45	1.00	0.55
	大甲斷層	7.78	0.86	0.49	1.08	0.64
	鐵砧山斷層	18.94	0.80	0.45	1.00	0.55
	彰化斷層	7.40	0.87	0.49	1.08	0.64
	屯子腳斷層	17.60	0.80	0.45	1.00	0.55
	車籠埔斷層	9.46	0.83	0.50	1.04	0.65
	大茅埔-雙冬斷層	18.25	0.80	0.45	1.00	0.55

註：規範要求，當基地位於包括新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層、米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層、中嶺頂斷層與利吉斷層等鄰近區域時，須考量近斷層效應。

台灣地區的地震地體構造區分圖及各分區的歷史最大地震，詳如圖3-4(a)~(b)所示。

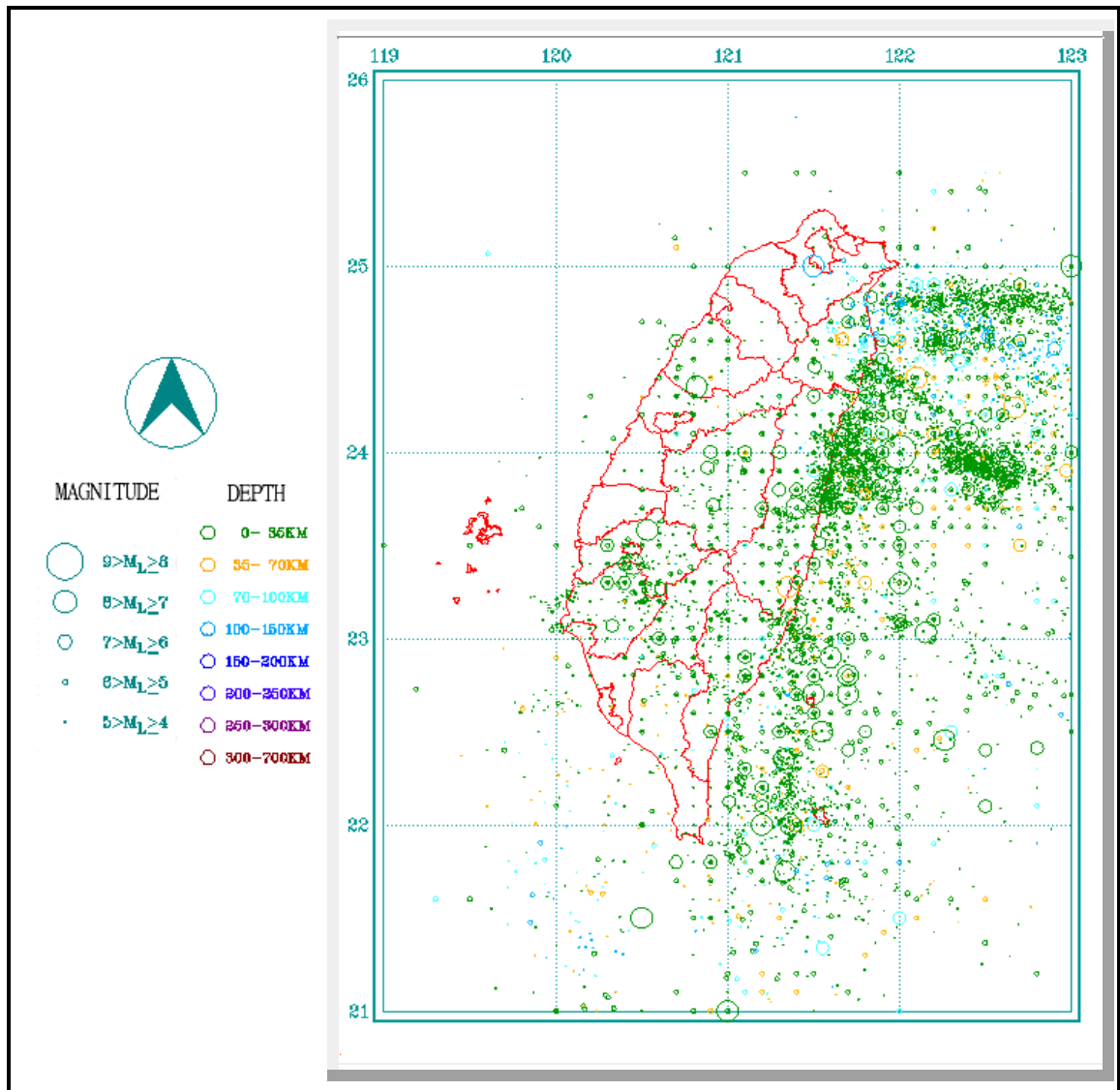


圖3-4(a) 台灣地區震源分布圖
(資料來源：國立中央大學防災科技研究室)

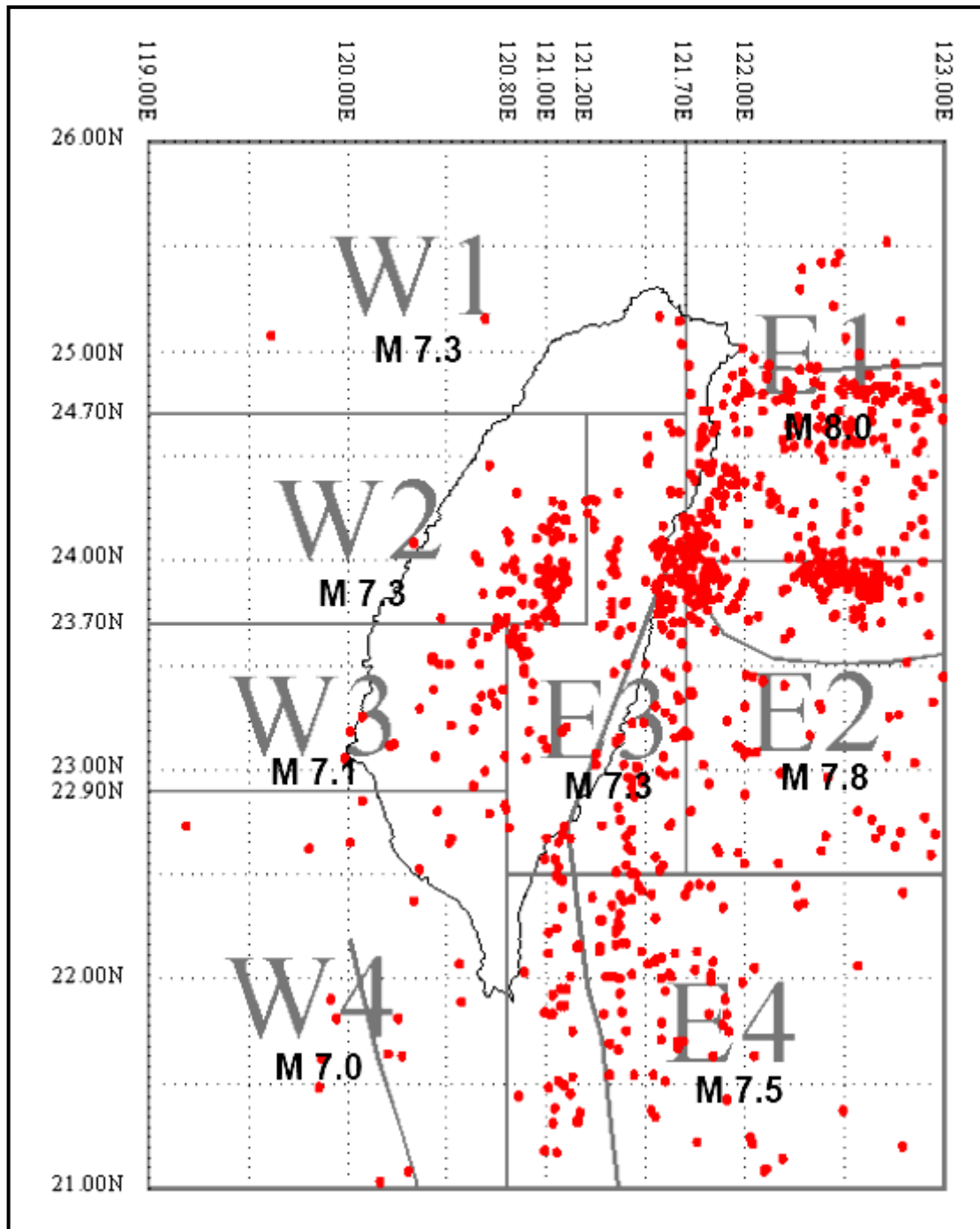


圖 3-4(b) 台灣地區地震地體構造區分圖

3. 場址活動斷層分布

根據中央地調所2021年版的台灣活斷層分布圖(圖3-4(c))，台灣全島共有36條活動斷層。北部4條斷層，中部9條斷層，西南部9條斷層，南部6條斷層，東部8條斷層。其中活動斷層屬於第一類的有20條，第二類13條，另列出存疑性4條。

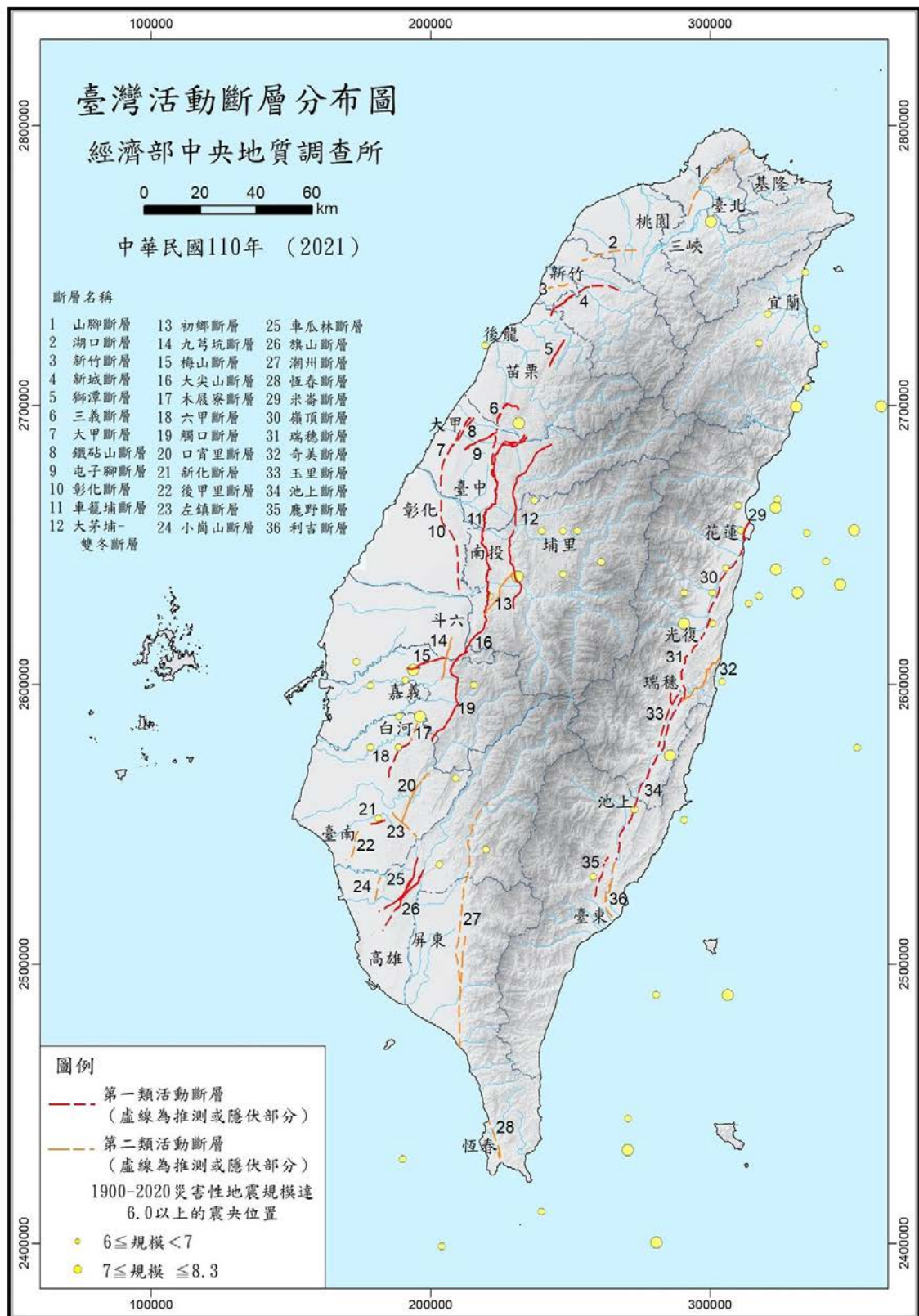


圖 3-4(c) 台灣地區活動斷層分布圖

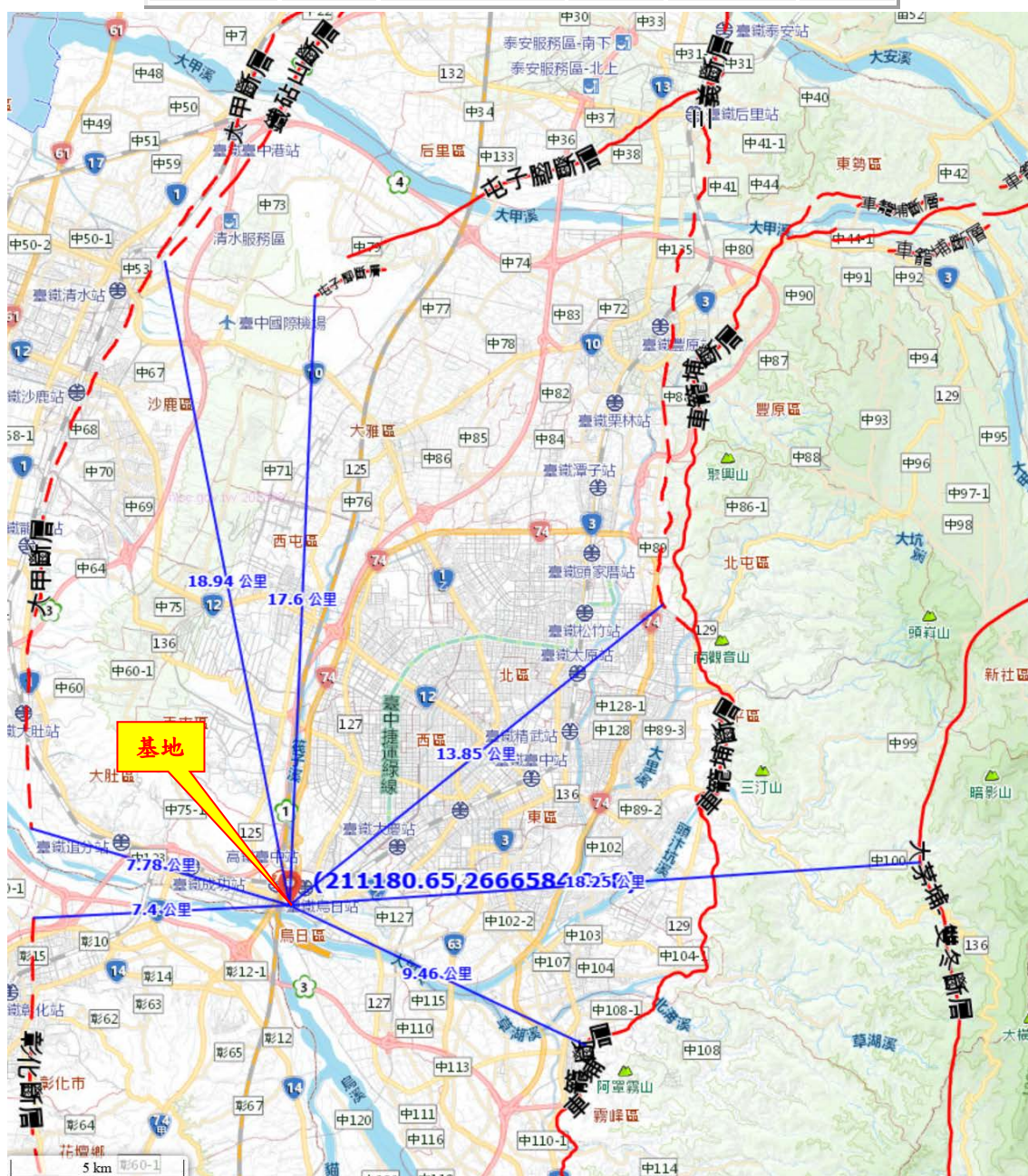
依台灣地區活動斷層分布圖，本基地30km範圍內之活動斷層及距離如下圖及表所示。各斷層與本基地場址之距離，依法規規定，皆位於限建範圍以外，但仍建議考量本基地能確實依據相關之建築物耐震設

計法規，以抵抗可能發生之強震。

距離場址 30 km 區域範圍內活斷層一覽表

(資料來源：經濟部地質調查及礦業管理中心)

斷層名稱	距離 km	斷層名稱	距離 km	斷層名稱	距離 km
三義斷層	13.85	大茅埔-雙冬斷層	18.25	屯子腳斷層	17.60
大甲斷層	7.78	車籠埔斷層	9.46	彰化斷層	7.40
鐵砧山斷層	18.94				



☆基地座標 TWD97: X211922.213、Y2666892.683

圖 3-4(d) 場址活動斷層分布圖

八、現場檢測及觀測工作

1.標準貫入試驗

在鑽探過程中，視地層變化及需要每隔 1.5m 或土層變化區進行劈管取樣之同時施作標準貫入試驗，由標準貫入試驗可以得知土層之貫入阻抗，藉以瞭解土層之堅實或緊密程度。

本試驗係依據 ASTM D1586 規定，將標準分裂式取樣器(Split Spoon Sampler)置於鑽孔底部，並以落距 76 cm(30")之自由落距，將重 64 kg(140 lbs)之夯錘錘擊，使之貫入土層中 45cm(18")，或錘擊數到達 100 下為止，每貫入 15 cm(6")記錄其錘擊數，最後 300mm 打擊次數，即為 SPT-N 值。

2.地下水位觀測

觀測井之材料為內徑至少 25.4mm(1")之塑膠管，管底端以上 1.5m 之管壁須加鑽透水孔至少 6 排，孔徑至少 3mm，上下孔中心距為 8cm，管外須包以濾網二層。鑽探完成後於鑽探孔底部份以砂料回填至預定深度後，再以充填法回填朋脫土及砂料封住底部，其上方再以砂料回填至觀測井放置深度，待觀測井放置妥後以適當透水材料回填至透水孔部位上方 1m 處，其透水材料係粒徑為 2.36mm(#8 篩)至 4.75 mm(#4 篩)之砂質礫石材料。砂質礫料之上方再以充填回填朋脫土及砂料，上方填以約 15cm 之砂料。所有砂料及朋脫土粒均須加夯實，其餘部份可用水泥漿或砂料澆灌至地面，而後塑膠管口加蓋。

九、試驗室室內試驗工作

室內試驗工作，一般係指土壤物理性質、阿太堡性質及土壤力學試驗。相關之試驗方法摘述如下：

1. 土壤物理性質試驗

A. 土壤含水量試驗

本試驗係依據中國國家標準 CNS 5091 及 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D2216 進行。檢測方法係依照土壤最大粒徑之大小，秤取規範所規定之最小秤量以上之試樣，再將試樣置入烘箱，

以 $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ 溫度烘烤至試樣恆重其前後質量差即為含水質量，除以乾燥試樣重即為含水量，以質量百分比表示之。

B. 土壤比重試驗

本試驗係參考 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D854。大於試驗篩 4.75mm 者，使用阿基米德原理分別秤取試樣於空氣中質量及浸於水中之質量，可求得其比重。小於試驗篩 4.75mm 則依規定使用 50 ml 之比重瓶，分別秤取試樣空氣中質量、比重瓶加滿水及比重瓶加試樣及滿水質量，便可求得試樣比重。

C. 土壤粒徑分析

本試驗係參考 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D422。試驗時，大於試驗篩 2.00mm 以上者，先使用機械篩分析；其餘部份則依據 Stoke's Law 之比重計沉降原理，求得粒徑小於試驗篩 0.075 mm 之粒徑及含量百分比後，再將此粒料以水洗去小於試驗篩 0.075mm 部份，將之烘乾後，以機械篩分析方式求取試驗篩 2.00~0.075 mm 之過篩百分比。

D. 土壤阿太堡性質試驗

本試驗係依據 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D4318 將土壤通過試驗篩 0.425mm 之部份，進行土壤阿太堡試驗以求取土壤之液性限度及塑性限度。液性限度為將試樣放入液性限度儀中敲擊，以求取打擊次數為 25 次同時土壤閉合長達 1.3mm 時之含水量及為液性限度；塑性限度則為將試樣置於毛玻璃上以手將土條以每分鐘約 90 次之速度將其搓至約 3mm 直徑之土條後，再聚攏時搓揉土條當無法搓成長條狀時，求其含水量即其為塑性限度。塑性指數 (PI) 即為液性限度 (LL) 減去塑性限度 (PL)。

E. 土壤分類

本分類法係依據 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D2487 之工程用統一土壤分類法來進行。分類前，須進行土壤篩分析及土壤阿太堡性質，再根據試驗結果確認其統一土壤分類名稱。

2. 土壤力學試驗

A. 土壤無圍壓縮強度試驗

本試驗係依據 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D2166 標準，使用薄管取得不擾動土樣後，置於抗壓機進行單軸無圍束壓縮強度試驗，以求取土壤單壓強度 q_u 及凝聚力 C

$$q_u = 2 C \tan(45 + \phi/2)$$

B. 土壤直接剪力試驗

本試驗係依據 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D3080 標準，將試樣置入上下分開之方形剪力盒，並使用不同之垂直正應力再加上一橫力直至試樣破壞為止，以求試樣之抗剪力。由不同之垂直正應力 σ 及土壤抗剪力 τ 便可求得試樣之抗剪角 ϕ 及凝聚力 C 。

$$\tau = \sigma \times \tan \phi + C$$

C. 土壤單向度壓密試驗

本試驗係依據 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D2435 標準，使用薄管取得不擾動土樣後，置於壓密試驗設備中，並依據 Terzaghi 單向度壓密理論，以求取土壤有關壓縮性之常數，如壓密係數 C_v 、體積壓縮係數 m_v 、壓縮指數 C_c 及滲透係數 k 等，以供計算結構物在粘土層上所引起之沈陷量及壓密時間。壓密基本方程式如下：

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v}$$

D. 土壤三軸抗壓試驗

本試驗係依據 ASTM 美國國際標準組織之 ASTM D2850 及 D4767 標準，使用薄管取得不擾動土樣後，置於三軸抗壓設備中，將作用力分兩階段加壓，第一階段為圍壓階段 σ_3 ，然後再加上軸壓 $\Delta\sigma (= \sigma_1 - \sigma_3)$ 直到試體破壞。依據加壓速度及排水及壓密狀況可分為不壓密不排水(UU)試驗、壓密不排水(CU)試驗及壓密排水(CD)試

驗等。由不同之軸壓及圍壓便可求得試樣之抗剪角 ϕ 及凝聚力 C ，其關係式如下：

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

土壤濕密度 $\gamma_m = W/V$

土壤乾密度 $\gamma_d = W_s/V$

土粒密度 $\gamma_s = W_s/V_s$

土粒比重 $G_s = W_s/(V_s \cdot \gamma_w)$

空隙率 $n = V_v/V \times 100\%$

空隙比 $e = V_v/V_s$

飽和度 $S = V_w/V_v \times 100\%$

含水率 $\omega = W_w/W_s \times 100\%$

土壤飽和密度 $\gamma_{sat} = (G_s + e)/(1 + e) \times \gamma_w$

其他公式

1. $\omega = S \times e / G_s$
2. $\gamma_d = \gamma_s / (1 + e) = \gamma_m / (1 + \omega)$
3. $n = e / (1 + e)$

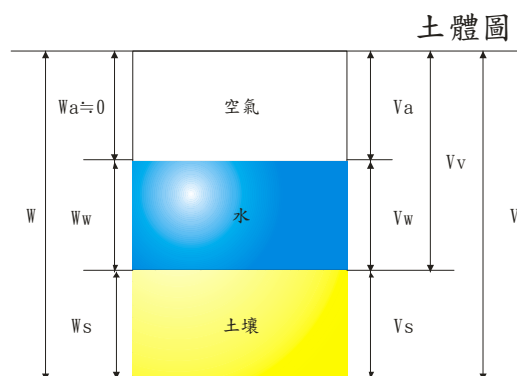


圖 3-5 土體圖及相關應用公式

表 3-4(a) SPT、CPT 與砂質土壤內摩擦角及相對密度關係

緊密程度	相對密度 D_r %	SPT N	CPT kgf/cm^2	ϕ
很疏鬆	<20	<4	<20	<30
疏鬆	20-40	4-10	20-40	30-35
中等緊密	40-60	10-30	40-120	35-40
緊密	60-80	30-50	120-200	40-45
很緊密	80-100	>50	>200	>45

表 3-4(b) N 值及 q_u 值之關係

堅硬程度	SPT N	q_u kN/m ²
很軟弱	0-2	0-25
軟弱	2-5	25-50
中等堅硬	5-10	50-100
堅硬	10-20	100-200
很堅硬	20-30	200-400
堅實	>30	>400

十、地下水位概況

地下水位之觀測，主要以水位觀測井，來觀測本基地之地下水位之高度。經由現場地下水位觀測(觀測日期由中華民國 112 年 8 月 18 日至 8 月 24 日)，地下水位於地表下 3.4~3.7m，故在考慮鄰近地區、季節性、降雨特性及地層土壤性質而言，本基地之地下水位主要受降雨、地下水補注、滲流等狀況所控制，故隨乾濕季，有一定之水位變化。常水位建議可採為 3.0m，高水位則建議為地表下 0.0m (註：本地下水位觀測值為配合鑽探作業之短期觀測結果所得，地下水位值亦有可能受鑽探作業擾動影響，故提供建議值僅供參考。建議於設計階段及施工期間，仍宜設置長期地下水位觀測井或查閱基地鄰近之常設自計式地下水位之資訊，以持續監測並掌握地下水位，以確保開挖作業及結構體之安全)。

肆、液化潛能分析

土壤液化(liquefaction)係指飽和砂土受到地震或震動作用，造成趨向緊密化，體積縮小，造成孔隙縮小及排水能力下降，進而激發超額孔隙水壓，使有效應力降低。當土壤有效應力降到極低甚至為零時，因而失去剪力強度，導致土壤無承載能力因而發生災害。發生土壤液化現象之地盤，其損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定。

相關之土壤液化潛能之評估方法，包含國際土壤力學與基礎工程學會大地地震工程技術委員會(ISSMFE TC4，1993)所編訂「地震地質災害微分區手冊」中所建議之兩種損害評估方法及建築物耐震設計規範第十一章之規定。分別說明如下：

一、相對厚度

根據Ishihara(1985)之研究，地表是否產生土壤液化破壞現象決定於液化土層厚度與其上非液化土層厚度之比值，當地表非液化土層之厚度大於其下液化土層之厚度時，地表將不會產生顯著之破壞現象。

二、液化潛能指數

Iwasaki et al.(1982)提出以液化潛能指數 P_L 來評估土壤液化之嚴重程度，其定義如下所示

$$P_L = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$$

式內

P_L = 液化潛能指數，介於0~100之間

z = 地盤深度(m)，考慮之深度範圍為0~20m

$F(z)$ = 抗液化係數，介於0~1之間，以下式估計

$F(z) = 1 - F_L$ 若 $F_L > 1$ ，則 $F(z) = 0$

$W(z)$ = 深度權重係數， $w(z) = 10 - 0.5z$

Iwasaki et al.(1982)根據日本地震案例之研究，定義地盤液化之損害程度可分為三級，如下所示

$P_L > 15$ 嚴重液化

$5 < P_L < 15$ 中度液化

$P_L < 5$ 輕微液化

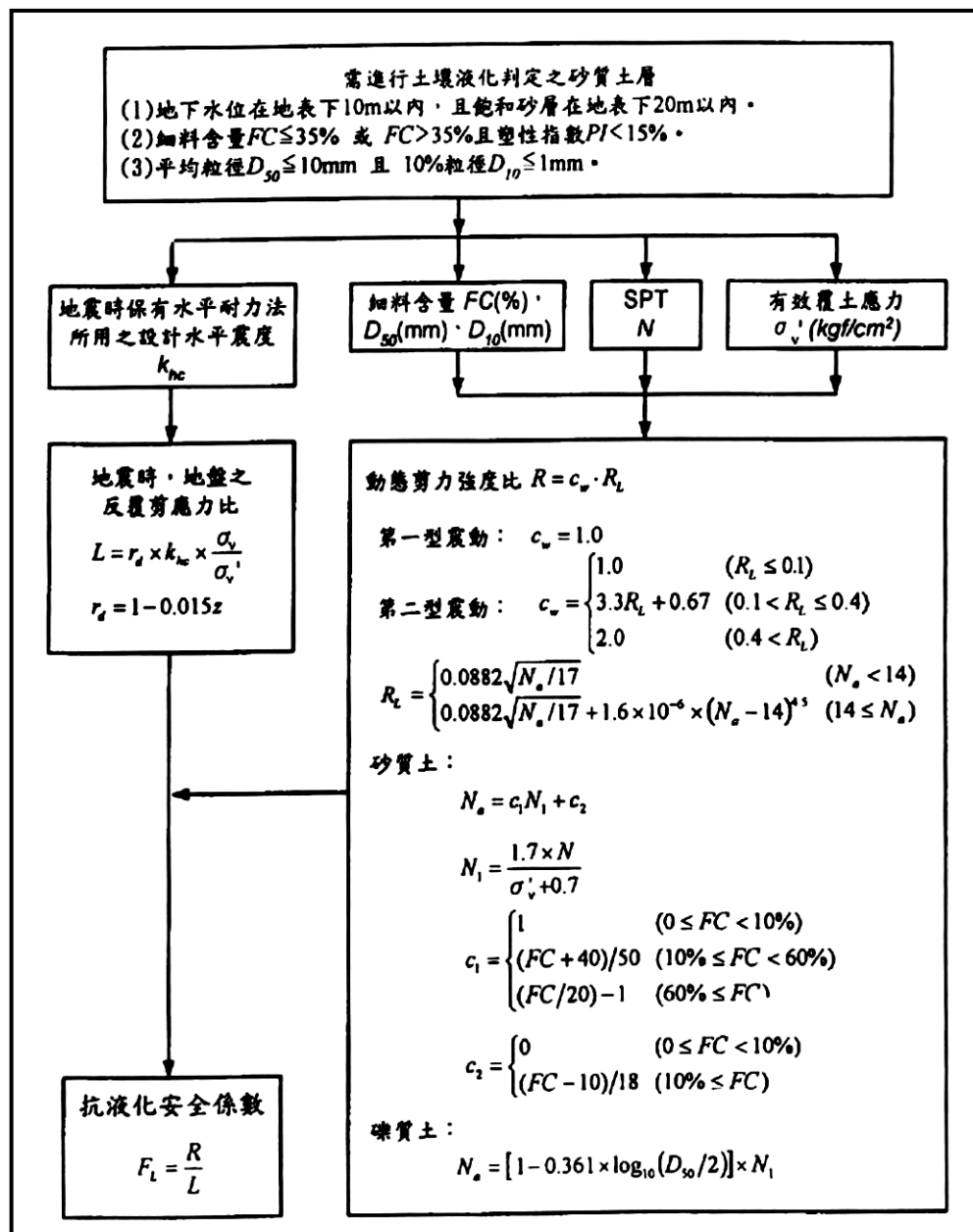


圖 4-1 日本道路橋樑液化評估流程(日本道路協會，1996)

三、建築物耐震設計規範(113)

依據建築物耐震設計規範(113)第 11.1.3 節，採用雙曲線函數 HBF 法(2012)，符合下列 2 項條件之沖積層之飽和砂質土壤，須評估其地震時液化潛能，並據以折減其土壤參數值在規範要求上：

1. 位於地表面下 20m 以內，且位於地下水位以下之飽和土層。
2. 塑性指數小於 7%以下之土壤。

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。當 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層有液化之可能。

$$F_L = CRR / CSR$$

其中：

F_L = 抗液化安全係數

CRR = 土層之抗液化剪力強度比

CSR = 地震引致土層平均反覆剪應力比

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF$$

$$CRR_{7.5} = 0.08 + \frac{0.0035 \times (N_1)_{60CS}}{1 - (N_1)_{60CS}/39}$$

$$MSF = \left(\frac{M_W}{7.5} \right)^{-1.8}$$

$$(N_1)_{60CS} = K_S \times (N_1)_{60}$$

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.7$$

$$K_S = \begin{cases} 1.0 & FC \leq 10 \\ 1.0 + 0.07 \times \sqrt{FC - 10} & FC > 10 \end{cases}$$

式中：

$CRR_{7.5}$ = 在地震矩規模 7.5 時土層之抗液化剪力強度比

MSF = 規模修正因子

M_w = 地震矩規模(如表 4-1(a)所示)

表 4-1(a) 土壤液化潛能評估地震規模修正因子使用之地震規模 M_w 分區

行政區	中小震度之 地震規模	設計震度之 地震規模	最大考量震度之 地震規模
基隆市、新北市、台北市、宜蘭縣市、花蓮縣市、台東縣市	7.1	7.3	7.5
桃園市、台中市、彰化縣市、南投縣市、雲林縣、嘉義縣市、台南市、高雄市	6.9	7.1	7.3
新竹縣市、苗栗縣市、屏東縣市	6.7	6.9	7.1
澎湖縣、金門地區、馬祖地區	6.5	6.7	6.9

N_{60} = 在鑽桿傳遞貫入能量比 60%時，標準貫入試驗所得 N 值

P_a = 1 大氣壓=9.8 tf/m²

$(N_1)_{60}$ = 以有效覆土壓力 9.8 tf/m²等值換算求得之 N 值

$(N_1)_{60CS}$ = 考慮土壤細料含量影響之修正 N 值

C_N = 有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力

K_S = 土壤細料影響之修正係數

FS = 土壤細粒含量，為粒徑 75 μ m 以下土粒之通過重量百分率

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算

$$CSR = 0.65 \times \frac{A \sigma_{v0}}{g \sigma'_{v0}} \gamma_d$$

$$\gamma_d = \begin{cases} 1.0 - 0.01z & z \leq 10m \\ 1.2 - 0.03z & 10m < z < 20m \end{cases}$$

式中，

A = 水平地震加速度 (g)

g = 重力加速度

σ_{v0} = 垂直總覆土壓力 (tf/m²)

σ'_{v0} = 垂直有效覆土應力 (tf/m²)

γ_d = 地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數

z = 評估土層距離地表面之深度

依前面判定為可能液化之土層，應依抗液化安全係數 F_L 值及 $(N_1)_{60CS}$ 來折減其耐震設計用土壤參數。

表 4-1(b) 土壤參數折減係數 D_E

抗液化安全 係數範圍	距地表面之 深度 z (m)	折減係數 D_E			
		$(N_1)_{60CS} \leq 5$	$5 < (N_1)_{60CS} \leq 10$	$10 < (N_1)_{60CS} \leq 20$	$20 < (N_1)_{60CS}$
$F_L \leq 0.5$	$0.0 \leq z \leq 10$	0	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.05	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0.0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.1	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1.0$	$0.0 \leq z \leq 10$	0.05	0.1	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.2	0.5	1.0

四、本基地液化潛能分析

本基地之地質，依試驗結果所得之各物理性質及地下水位等資料，依據建築物耐震設計規範(113)規定，水平地表加速度 A 依設計地震之 $0.4S_{DS}g$ 、最大地震考量 $0.4S_{MS}g$ (原則上僅針對用途係數 $I=1.5$ 之建築物，才須檢核最大考量地震)及中小度地震($\frac{0.4S_{DS}}{4.2}g$)等狀態下分別進行土壤液化分析。由於本基地地下水位以下之主要地質為堅實之卵礫石夾砂土層($SPT-N > 100$)，非屬法規定義之飽和鬆散砂土層，故發生液化之可能性甚低。

伍、基礎工程分析建議

一、鑽探調查地層概況

根據現地鑽探調查結果，本基地建物基礎層座落於棕灰色粉土質細砂偶夾礫石層，其 SPT-N 值約為 3~22，承载力在 29.0t/m² 左右。

二、基礎形式選擇

本基地預定興建地上 2 層、無地下層之建築物，開挖深度為 1.50m。根據工程地質鑽探調查之結果，考慮基礎承載層之穩定性，基礎形式可採用獨立基礎、聯合基礎或連續基礎，亦或為避免因液化或其他狀態造成不均勻沈陷或需要較大承载力之條件下，可採用浮筏式基礎。

三、基礎承载力分析

1. 基礎承载力

依據承载力理論，基礎承载力係視土壤之抗剪強度、基礎形狀、大小、基礎埋設深度及地下水位高低而定。今考量預定之工程規模及基地地層特性等因素決定。一般安全係數可採用

$$FS = \frac{q_u - \gamma \times D_f}{q}$$

式中，

FS=安全係數，一般而言永久結構物 ≥ 3 。

q_u =土層極限承载力(tf/m²)一般建議採用「建築物基礎構造設計規範」第 4.3.1 節之規定：

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + \gamma_2D_fN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0.5\gamma_1BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

q =基礎承受載重($q=Q$ (基礎載重)/ A (基礎面積))(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/m²)

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/m²)

D_f =基礎開挖深度(m)

B =矩形基腳之短邊長度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)

L =矩形基腳之長邊長度(m)

c =基礎版底面下土壤凝聚力(tf/m²)

β =載重方向與鉛直線之夾角(°)

N_c 、 N_q 、 N_r =土壤摩擦角函數，稱為支承力因素

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} =為載重傾斜影響因素

表 5-1(a) 各項影響因素之計算式

提供支承力項目 考慮影響項目		凝聚力(c)	超 載(q)	土重(γ)
形狀影響 因素(s)	$\phi = 0$ 法	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \leq 1.2$	$F_{qs} = 1.0$	$F_{rs} = 1.0$
	$(\phi \geq 10^\circ)$	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{qs} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{rs} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
埋置深度 影響因素(d)	$\phi = 0$ 法	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.5$	$F_{qd} = 1.0$	$F_{rd} = 1.0$
	$(\phi \geq 10^\circ)$	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{qd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{rd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
載重傾斜 影響因素(i)	$(\beta \geq \phi)$	$F_{ci} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$	$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$	$F_{ri} = 0$
	$(\beta < \phi)$			$F_{ri} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$

表 5-1(b) 支承力因素表

ϕ (度)	N_c	N_q	N_γ	N_γ^*
0	5.3	1.0	0.0	0.0
1	5.3	1.1	0.0	0.0
2	5.3	1.1	0.0	0.0
3	5.3	1.2	0.0	0.0
4	5.3	1.3	0.0	0.0
5	5.3	1.4	0.0	0.0
6	5.3	1.5	0.0	0.0
7	5.3	1.6	0.0	0.0
8	5.3	1.7	0.0	0.0
9	5.3	1.8	0.0	0.0
10	5.3	1.9	0.0	0.0
11	5.5	2.1	0.0	0.0
12	5.8	2.2	0.0	0.0
13	6.0	2.4	0.0	0.0
14	6.2	2.5	1.1	0.9
15	6.5	2.7	1.2	1.1
16	6.7	2.9	1.3	1.4
17	7.0	3.1	1.5	1.7
18	7.3	3.4	1.6	2.0
19	7.6	3.6	1.8	2.4
20	7.9	3.9	2.0	2.9
21	8.2	4.2	2.2	3.4
22	8.6	4.5	2.4	4.1
23	9.0	4.8	2.7	4.8
24	9.4	5.2	3.0	5.7
25	9.9	5.6	3.3	6.8
26	10.4	6.0	3.6	8.0
27	10.9	6.5	4.0	9.6
28	11.4	7.1	4.4	11.2
29	13.2	8.3	5.4	13.5
30	15.3	9.8	6.6	15.7
31	17.9	11.7	8.4	18.9
32	20.9	14.1	10.6	22.0
33	24.7	17.0	13.7	25.6
34	29.3	20.8	17.8	31.1
35	35.1	25.5	23.2	37.8
36	42.2	31.6	30.5	44.4
37	51.2	39.6	41.4	54.2
38	62.5	49.8	57.6	64.0
39	77.0	63.4	80.0	78.8
40以上	95.7	81.2	114.0	93.6

表 5-1(c) 基礎承载力分析

基礎&地層基本資料		常時
基礎開挖深 D_f	m	1.50
基礎寬 B	m	22.70
基礎長 L	m	38.70
載重傾斜角度 β	deg	0.0
地下水位 (地表下深度) D_w	m	3.0
凝聚力 c	tf/m ²	0
摩擦角 ϕ	deg	27
基礎版底以下B深度範圍內之土壤平均單位重 γ_1	tf/m ³	1.13
基礎版底以上之土壤平均單位重 γ_2	tf/m ³	1.88
承载力因素及其他影響因子		
承载力因素 N_q		6.500
承载力因素 N_c		10.900
承载力因素 N_r		4.000
形狀因素 F_{cs}		1.312
形狀因素 F_{qs}		1.156
形狀因素 F_{rs}		1.156
埋置深度影響因子 F_{cd}		1.022
埋置深度影響因子 F_{qd}		1.011
埋置深度影響因子 F_{rd}		1.011
載重傾斜影響因子 F_{ci}		1.000
載重傾斜影響因子 F_{qi}		1.000
載重傾斜影響因子 F_{ri}		1.000
承载力及基礎安全係數		
土層極限承载力 q_u	tf/m ²	81.5
土層容許承载力 q_a	tf/m ²	29.0
基礎載重 q	tf/m ²	3.0
安全係數		26.2
檢核		≥ 3 OK!!

註：本公司承業主委託，僅為執行地質調查作業，因此，所提供之相關分析資訊，僅供參考，不負設計成果之責。完整且進階之設計分析評估，乃由本案設計單位負全責。

依上述分析結果，依據建築物之總單位面積重估計為 3.0t/m^2 情況下，基礎載重之安全係數可符合要求，但為求結構物更為穩定之狀況，地下水水位必須持續觀測，如水浮力高於結構物基礎單位面積總重時，便有基礎上浮之疑慮，此時，基礎加重、抗浮地錨或抗拉拔樁等設施有必要列入設計考量。

四、基礎沈陷量推估

基礎設計除考慮基礎土壤承载力因素，更應進一步考量及分析基礎之總沈陷量及差異沈陷量，並要求其必須在規範要求以內，以避免結構物因過度沈陷或不均勻沈陷造成使用性破壞。決定結構物容許沈陷量應包含結構形式(剛性或柔性基礎)、結構物尺寸、重量、用途、基礎沈陷速率、基礎地質工程性質等皆應考慮在內。

設計基礎時，除考慮地基承載的因素外，還須注意基礎的總沉陷量或差異沉陷不超過一定的容許限度，以避免結構物因過度沉陷或不均勻沉陷而導致毀壞。決定結構物的容許沉陷量的因素很多，包括形式、大小、位置及結構物的用途、沉陷速率等；一般以不均勻沉陷對結構物產生的危害最大，不均勻沉陷亦可以角變形(angular distortion)來描述。通常討論基礎沉陷時都考慮土層的彈性變形及壓密現象所造成的總壓縮量，亦即考慮瞬時沉陷及壓密沉陷之總沉陷量。瞬時沉陷於各種土層都可能發生，其發生之延時極為短暫，可能於施工完成前，即已達到其全部沉陷量；而壓密沉陷係僅發生於粘土層，其完成壓密之時間則與粘土層厚度及土壤透水性有關，可能長達數年。

1. 基礎之瞬時沉陷計算，可採用 Janbu 建議之公式：

$$S_i = \mu_0 \mu_1 (QB/E_s) \cdot (1 - \mu^2)$$

式中

S_i ：基礎瞬間沉陷量，cm

$\mu_0 \mu_1$ ：影響因素，與基礎形狀，深度及土層厚度有關

Q ：基礎之接觸壓力， t/m^2

B ：基礎寬度，cm

E_s ：土層之平均靜態彈性係數， t/m^2

μ ：土壤之包生比(Poisson's ratio)

2. 基礎壓密沉陷之估計，係根據Terzaghi壓密理論按下列之公式推算：

$$S_c = C_c / (1 + e_o) \cdot H \cdot \log((P_o + \Delta P) / P_o)$$

式中

S_c ：基礎之壓密沉陷量，cm

C_c ：土壤之壓縮指數

e_o ：土壤之孔隙比

H ：壓縮土層厚度，cm

P_o ：土層之有效覆土重，t/m²

ΔP ：土層增加之淨應力，t/m²

3. 砂性土層基礎沉陷之估計，係可按下列之公式推算：

$$S_i = H \times [(C/5N) P_o \times \log((P_o + \Delta P) / P_o)]$$

$$= 350 \times \frac{0.0767}{5 \times 12} \times 5.86 \times \log \frac{5.86 + 2.66}{5.86} + 2000 \times \frac{0.0256}{5 \times 100} \times 18.4 \times \log \frac{18.4 + 1.39}{18.40}$$

$$= 0.5 \text{ cm}$$

式中

S_i ：基礎之瞬時沉陷量，cm

H ：壓縮土層厚度，cm

N ：標準貫入試驗 N 值

P_o ：土層之有效覆土重，t/m²

ΔP ：土層增加之淨應力，t/m²

沉泥、砂質沉泥 $C=0.0767$

細至中砂含少量沉泥質砂 $C=0.0438$

粗砂或含少量礫石 $C=0.0306$

砂質礫石、礫石 $C=0.0256$

4. 筏式基礎之瞬時沉陷計算：

根據筏式基礎設計理論，若挖除土水重等於構築結構物之平均荷重，土層之承载力及基礎沉陷量微乎其微，此稱為完全補償式筏基。基礎筏基設計時，若能達上述條件，則基礎沉陷量甚微。若基礎為獨立基腳或連續基礎，可能因柱間傳遞荷重較高，而有立即沉陷產生。瞬時沉陷係視土壤為彈性體。一般瞬時沉陷量可利用下述公式估計：

$$\Delta H_i = \frac{qBI_s}{E}(1-\nu^2)$$

式中，

ΔH_i = 瞬時沉陷量(m)

I_s = 影響係數，(詳表 5-2(a))

q = 均佈載重(t/m²)

B = 基礎寬度(m)

E = 不排水變形模數應考慮過壓密比之影響(t/m²)

ν = 土壤之柏松比(Poisson's ratio)，粘土 = 0.25~0.35，砂土 = 0.20~0.30，礫石 = 0.15~0.25

表 5-2(a) 均佈載重下基礎垂直變形之影響因素

載重面積形狀	I_s		
	中央	角隅	平均
正方形	1.12	0.56	0.95
長方形 L/B=2	1.52	0.76	1.30
長方形 L/B=5	2.10	1.05	1.83
圓形	1.00	0.64	0.85

表 5-2(b) 連續基礎 L/B=1.7 寬度與瞬時沉陷關係表

基礎寬度B(m)	瞬時沉陷量 (cm)		
	柔性		剛性
	中央	角隅	
20.00	0.49	0.24	0.39
22.70	0.55	0.28	0.44
24.00	0.58	0.29	0.47
26.00	0.63	0.32	0.47

依建築技術規則依建築物基礎設計規範，建築物因基礎載重引致之總沉陷量，原則上不得超過表 5-3(a)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；差異沉陷量，係指結構物相鄰兩柱或相鄰兩支點間，因差異沉陷而產生之角變量，其應不得使結構物之主體結構如樑柱發生有害裂縫。原則上容許角變量 $\delta \leq 1/250$ ，建議原則上不得超過表 5-3(b)所示之值。

由於本案預定開挖深度約為 1.50m，在不考慮基礎的勁度情形下，僅採用彈性理論進行沉陷量分析，推算得知柔性基礎之中央、角隅或剛性基礎最大沉陷量假設在基礎寬度(B=22.7m)分別約為 0.55、0.28 和 0.44cm，亦即本建物估計基礎沉陷量在 1cm 左右，又其差異沉陷量(角變量)約為 1/8125。惟上述之分析結果，乃僅供基礎設計之初步參考，結構設計單位應依其實際配置與載重進行詳細之設計。

表 5-3(a) 建築物基礎構造設計規範之容許沉陷量之規定

構造物種類	混凝土	鋼筋混凝土		
基礎型式	連續基腳	單柱及聯合基腳	連續基腳	筏式基礎
總沈陷量(cm)	4	10	20	30

表 5-3(b) 角變量與建築物損壞程度表(Bjerrum,1963)

角變量	建築物損壞情形
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之安全限度(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

五、地盤垂直及反力係數推估

1. 地盤垂直反力係數 K_v

垂直地盤反力係數為基礎荷重與沈陷量之比值，其影響基礎沈陷量之因素甚多，包括有載重、載重區域大小、基礎勁度、土壤勁度等等，在無進行平板載重或其他相關試驗下，可以下經驗式加以推估：

Vesic's Method

$$K_v = \frac{E}{B \times (1 - \mu^2)}$$

(1)黏性土壤

$$E = (250 \sim 500) \times S_u \dots \text{for N.C. clay}$$

$$K_v = (100 \sim 200) \times S_u$$

$$S_u = N/1.6 \text{ (tf/m}^2\text{)} \text{ (Terzaghi, 1967)}$$

(2)砂性土壤

$$K_v = E / [(1 - \mu^2) \times B] \quad (\text{tf/m}^3)$$

$$K_v = (125 \sim 150) \times N \quad (\text{tf/m}^3)$$

式中

E = 楊氏模數

μ = 柏松比

K_v = 垂直地盤反力係數， tf/m^3

B = 基礎之寬度， m

S_u = 土壤不排水剪力強度， tf/m^2

N = 土壤標準貫入試驗 N 值

此比值因應變之增加而減少，呈非線性之變化。因此，對一已知土壤其地盤反力係數並非常數，其值之變化除了與土壤之受力大小有關外，尚受基礎尺寸影響。依據 Terzaghi(1955)所提出之研究：垂直地盤反力係數隨基礎寬度之增大而減少，建議垂直地盤反力係數隨基礎尺寸修正之關係式如下：

$$K_{vs} = K_{vp} \times [(B + 0.3) / (2B)]^2 \quad (\text{適用於砂質土壤})$$

$$K_{vs} = K_{vp} \times (0.3 / B)$$

(適用於黏土質土壤)

矩形基礎垂直地盤反力係數則以下式修正：

$$K_{vr} = K_v \times (1 + B / L) / 1.5$$

其中

K_{vs} = 方形基礎(尺寸： $B \times B$)垂直地盤反力係數， tf/m^3

K_{vp} = 平鈹(尺寸： $0.3\text{m} \times 0.3\text{m}$)載重試驗所得之垂直地盤反力係數， tf/m^3

B = 基礎寬度， m

L = 基礎長度， m

垂直地盤反力亦可依謝旭昇、程日晟(1996，地工技術 53 期)之建議，承載層採用 $8000 \sim 10000 \text{ t/m}^3$ 來進行基礎設計。另外，參考張吉佐等(1996，台灣地區中北部卵礫石層工程性質及施工探討，地工技術)之資料，中部地區卵礫石之 K_v 值可達 25000 至 75000 t/m^3 。故本基地地層之垂直地盤反力係數如表 5-3(a)所示。

表 5-3(a) 地層垂直地盤反力係數

層次	範圍 m	N (AVG)	垂直地盤反力係數 t/m^3
棕灰色粉土質細砂偶夾礫石層	0.0~5.0	3~22 (12)	450~3300 (1800)
卵礫石夾砂土層	5.0~7.5	100	25000

註：以上僅供初步參考，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

2. 地盤水平反力係數 K_h

地盤水平反力係作為擋土結構及基樁設計等參數用，就擋土結構之分析而言，水準地盤反力係數為側向土壓力與擋土結構變形量之比值，但土壤為非線性之材料，因此其值之推估須視擋土結構形式、勁度及其分析模式而定。以下之經驗公式可供分析參考：

(1)日本土質工學會公式

$$K_h = 5.6N \times B^{-0.75} \times Y^{0.5}$$

(2)趙基盛、陳福勝(1983)

$$K_h = K_o \times B^{-0.25} \times Y^{0.5}$$

式中

K_o = 靜止土壓力係數，或依下式以土壤種類及標準貫入值而定

粘土層 $1.13N^{0.93}$

粉土層 $0.9N^{0.83}$

砂土層 $1.05N^{0.76}$

B = 基樁樁徑，擋土壁體、連續壁等採 1.0m

Y = 變位,cm

(3)趙基盛(1983)

$$K_h = (1.089 \times N \times B^{-0.75} + C_1 + C_2) Y^{0.5}$$

式中

C_1 : 預力樁 = 0.44，場鑄樁 = 1.149

C_2 : 砂土層 = 0.217，粉土層 = 0，粘土層 = -0.275

地盤水平反力係數尚可依據謝旭昇(1996)之建議，砂性土壤取 $100N \sim 150N(t/m^3)$ ，黏性土壤取 $200S_u \sim 300S_u(t/m^3)$ 進行設計。由魏水木之「台中地區卵礫石層地盤反力模數之研究」(1995)之研究成果認為，水平地盤反力係數為垂直地盤反力之 0.61 倍。故本基地地層之水平地盤反力係數如表 5-3(b)所示。

表 5-3(b) 地層水平地盤反力係數

層次	範圍 m	N (AVG)	水平地盤反力係數 t/m^3
棕灰色粉土質細砂偶夾礫石層	0.0~5.0	3~22 (12)	375~2750 (1500)
卵礫石夾砂土層	5.0~7.5	100	15000

註：以上僅供初步參考，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。

陸、開挖擋土工程分析建議

一、開挖面穩定性檢討

本基地開挖作業，建議可採用用斜坡開挖或擋土壁體自承工法等方式進行。開挖時，為避免對鄰近建物之影響，應於基礎開挖前，應確實調查鄰近建物之現況，並確認建築基地界線。必要時，於開挖前應打設鋼軌樁、微型樁或其他適當之鄰屋保護支撐及配置設施，以避免造成鄰屋毀損，造成工程糾紛或危安事件。

開挖面穩定性應包括貫入深度、砂湧、塑性隆起及上舉等現象加以探討開挖安全性。因此，以下僅針對各狀況之開挖穩定性進行分析。

1. 擋土設施貫入深度之檢討

依「建築物基礎構造設計規範」第 8.8.1 條之說明，擋土設施應有足夠之貫入深度，使其於內外兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。貫入深度之安全性可由下式計算：

註：懸臂式擋土壁貫入深度安全係數計算方式採用全土壓力簡化法(歐章煜，2017，進階深開挖工程分析與設計，科技圖書)

$$F_s = \frac{F_P \times L_P}{F_A \times L_A}$$

$$\sum F = F_P + f_a - F_A \times f_p = 0$$

式中：

F_A = 擋土壁外側，變位旋轉點上方之側壓力合力(tf/m)。

L_A = F_A 作用點距變位旋轉點之距離(m)

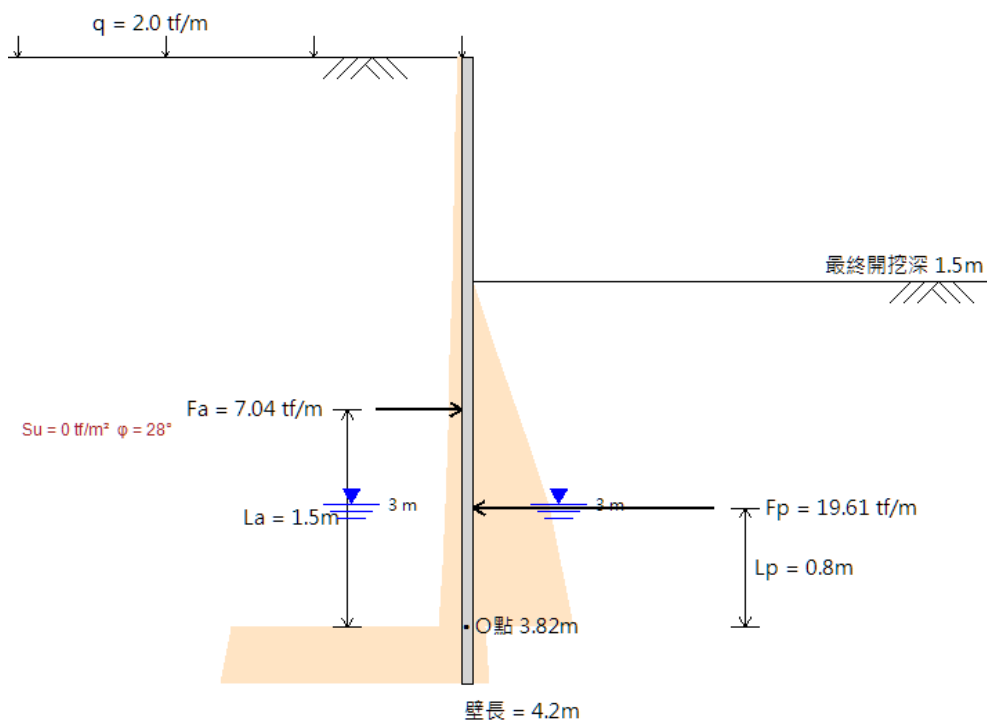
F_P = 擋土壁內側，變位旋轉點上方之側壓力合力(tf/m)。

L_p = F_p 作用點距最下階支撐之距離(m)

f_p =擋土壁外側，變位旋轉點下方之側壓力合力(tf/m)

f_a =擋土壁內側，變位旋轉點下方之側壓力合力(tf/m)

F_s = 強度安全係數採 1.5



懸臂式擋土壁側向壓力合力 $\Sigma F = 19.61 + 0.82 - 13.39 - 7.04 = 0$ OK

懸臂式擋土壁貫入深度安全係數 $FS = 15.72 / 10.30 = 1.53 \geq 1.5$ OK

圖 6-1(a) 貫入深度分析示意

本基地開挖深度為 1.50 m ，在開挖內外側之地下水深度皆降至開挖底面至少 $1 \sim 2 \text{ m}$ 以下情形時，於擋土結構貫入至開挖底面下 2.7 m 時，其安全係數可達建築技術規則要求(因地質條件確實存有相當不確定因素，且亦受工程規模、施工工法、程序及天災等不可抗力之情形控制，因此，本計算成果僅供參考，設計、監造及營造單位仍宜依現場作業情形適度調整並自行檢核作業安全性)。

2. 開挖底面隆起之檢討

依「建築物基礎構造設計規範」第 8.8.2 條之說明，隆起(Heaving)是指軟弱粘土地盤(如地盤改良時)，由於開挖背面土塊重量大於開挖底面下地盤承载力，地盤內土壤產生滑動，而在開挖底面上形成鼓起之現象，隆起之安全性可由下列公式計算：

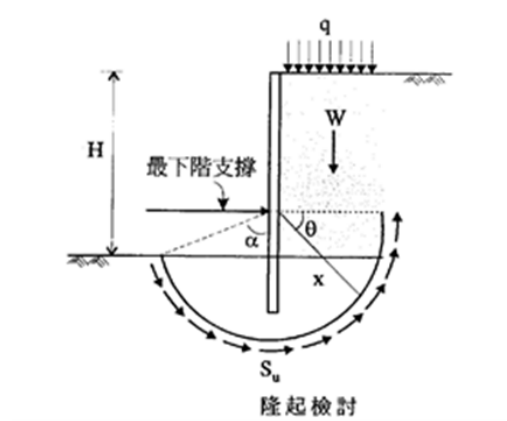


圖 6-1(b) 隆起分析示意

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

$$FS = \frac{M_r}{M_d} = \frac{2\pi S_u}{\gamma H + q} \geq 1.2$$

式中：

M_r =抵抗力矩(t-m/m)

M_d =傾覆力矩(t-m/m)

S_u = 粘土之不排水剪力強度(t/m²)

X' =半徑(m)

W = 開挖底面以上，於擋土設施外側之 X' 半徑寬度內，土壤與地表上方載重(q)之重量和(t/m)

$\alpha < \pi/2$

本基地由於開挖範圍及其底面之地質，非屬軟弱黏土，故發生隆起破壞可能性相對較低。惟工程中，仍必須隨時注意開挖作業面之任何變動，且若有需要，應採分區開挖施工或移除部份周圍地盤，以減輕滑動面破壞力矩，同時，減緩隆起之影響性。

3. 水壓上舉力及水浮力分析

依「建築物基礎構造設計規範」第 8.8.4 條之說明，開挖底面下方土層中，如具有不透水層(如假設 CL 層為不透水層時)，且於此不透水層下方之透水層，其水頭較開挖面內之水頭為高時，該不透水層底面將承受上舉水壓力，此時應檢核其抵抗上舉破壞之安全性，並可依照下列公式計算其安全性。

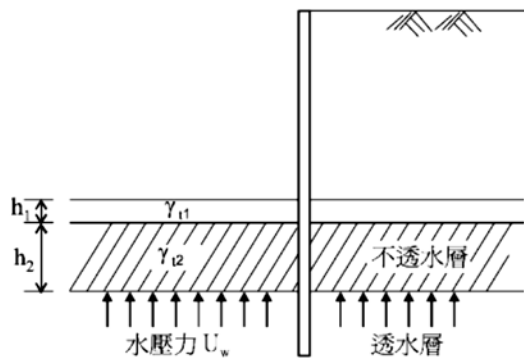


圖 6-1(c) 上舉分析示意

$$FS = \frac{\sum_i^n r_{ti} \cdot h_i}{U_w} \geq 1.2$$

式中：

γ_{ti} = 不透水層底面以上之各土層土壤總單位重(t/m^3)

h_i = 不透水層底面以上之各土層厚度(m)

H_w = 透水壓力水層之壓力水頭(m)

γ_w = 地下水之單位重(t/m^3)

本基地預定開挖深度未達地下水位，因此，應無受水壓上舉破壞及上浮力影響之情形。

4. 砂湧

依「建築物基礎構造設計規範」第 8.8.3 條之說明，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。分析方法可用滲流解析公式臨界水力坡降解析方式、或以下兩公式分別計算，則其中貫入深度最大者為設計依據。

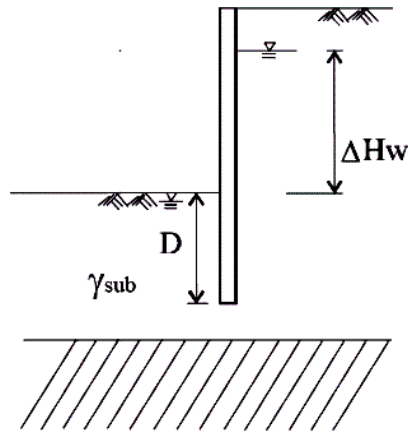


圖 6-1(d) 砂湧分析示意

$$FS = \frac{2\gamma_{sub}(D)}{\gamma_w(\Delta Hw)} \geq 1.5 \quad (1)$$

$$FS = \frac{\gamma_{sub}(\Delta Hw + 2D)}{\gamma_w(\Delta Hw)} \geq 2.0 \quad (2)$$

式內：

γ_{sub} =砂質土壤之有效單位重(tf/m²)

D=擋土設施於開挖面下之貫入深度(m)

γ_w =地下水之單位重(tf/m²)

ΔHw =擋土設施內外兩側地下水之水頭差(m)

本基地預定開挖深度未達地下水位，故應無受砂湧之影響。惟仍須注意不預期之伏流水導致開挖穩定性之問題，且務必注意不具水密性之擋土壁體縫隙間之滲水及側壁砂湧(管湧)之情形。

二、擋土結構形式建議

設計擋土結構之側向壓力，應包含地表超載力、土壓力及水壓力，又可分施工時臨時擋土結構物之視土壓力及完工後之永久性結構物之側向靜止土壓力。

開挖擋土措施主要包括擋土壁體及支撐系統。一般工程選擇應加以考量基地地質、開挖穩定性分析結果、工期工程成本、鄰屋狀況及對周邊之影響。常用之擋土壁體包括主樁橫板條、預疊樁、SMPW、擋土柱及連續壁等等，以本工程地質而言，在無其他特殊因素考量下，鋼軌樁或鋼鈹樁為建議採行之擋土工法。

表 6-1 各種擋土工法之比較

擋土方法	施工方法	適用地層	優點	缺點
主樁橫板條工法 (鋼軌 H 型鋼)	打擊式 震動式 油壓貫入 預鑽孔	堅實粘土層 開挖深度 < 8m	1. 施工簡單，安裝迅速 2. 成本較低 3. 鋼樁可拔起可重覆使用 4. 位置調整容易 5. 允許排水，減少側壓力 6. 隔板可配合開挖，逐步安裝	1. 施工中易於產生噪音及震動 2. 開挖面下方被動土壓小 3. 隔板不能完全防止細粒土壤漏失。 4. 排水後，地下水位降低造成鄰近地表沉陷。 5. 隔板必須迅速安裝，若工程進度不能配合，易使大量土方漏失。 6. 鋼樁拔除後，遺留空隙易造成鄰近地表沉陷。 7. 須要配合降水作業 8. 垂直精度差 9. 拔除後常留下空洞
鋼板樁	震動式 打擊式 油壓貫入	軟弱土層 開挖深度 < 8m	1. 如施工良好，可達止水效果 2. 適用多種土壤情況，施工容易 3. 可重覆使用 4. 強度高，可具相當擋土能力。 5. 具柔性，可減低側向土壓力 6. 品質控制容易	1. 施工易有噪音及震動 2. 變形量大 3. 深度變大時，防水效果常無法達成 4. 礫質土層中無法應用 5. 拔樁時，遺留空隙大，必須迅速回填，且易造成鄰近地表沉陷
預疊排樁	空幹螺旋鑽	軟弱土層 開挖深度 < 10m	1. 施工簡單 2. 成本較低 3. 快捷	1. 水密性不良 2. 垂直精度差 3. 不宜超過 15m 長度 4. 深度增加時，排樁容易參差不齊，偏差變大。 5. 樁間之孔隙常導致土壤漏失 6. 對較深之開挖，排樁勁度不足，將產生較大之變位。
鑽掘排樁	衝擊式 鑽掘-無套管 鑽掘-有套管	各類土層 卵礫塊石地層 較不宜 開挖深度 < 15m	1. 剛性良好 2. 施工技術性要求不高。 3. 具相當之被動土壓力。 4. 堅硬之地層亦可裝設。	1. 水密性不良 2. 垂直度差 3. 昂貴 4. 用地較多
人工手掘樁 (擋土柱)	人工挖掘	卵礫塊石地層	1. 噪音、震動、污染等問題較小 2. 造價較省 3. 施工簡單可依工期需要增設工作面，可多組人員同時在多處位置同時施工	1. 安全性差 2. 工作條件差 3. 須要降水配合 4. 止水性差 5. 工期較長 6. 不適用於軟弱土層
連續壁	抓斗式 反循環式	各類土層 卵礫塊石地層 較不宜 開挖深度不限	1. 噪音量低、無震動 2. 施工良好時，防水及擋土效果極佳。 3. 剛性良好勁度高、變形小，可減少外側土壤移動。 4. 可用作永久性結構牆 5. 利用不同施工法，可適用於多種地層情況。	1. 成本高。 2. 需高度精密施工技術及管理。 3. 用地較多

三、支撐工法形式建議

一般支撐工法大致可分為內支撐、外支撐等工法。本工程如無特殊需求，建議採用水平型鋼支撐工法進行。

四、排水計畫建議

施工時，必須確實避免因地下水之滲流造成工程之危害，故必須擬定有效之排水計畫，並確實施行，以確保開挖作業之安全。一般排水計畫須依據地下水位、地層組成、水量、區域環境條件、土壤性質及地下水狀況來加以評估。排水工法則依據重力或強制型分類如下：

1. 重力型排水

- (1) 集水坑排水法
- (2) 明渠排水法
- (3) 暗渠排水法
- (4) 深井排水法
- (5) 西姆氏排水法

2. 強制型排水

- (1) 點井排水
- (2) 真空深井排水法
- (3) 真空吸引排水法
- (4) 電氣滲透排水法

本基地進行基礎開挖時，應不會受到地下水位之影響，但為保持開挖穩定及降低液化之可能，仍建議施工期間應繼續觀測地下水之狀況，且應確實將地下水位降低至開挖底面 1~2m 以下為宜。若有需要，本工程排水工法，在考量工程規模、經費及影響區域等因素下，建議可採用重力型排水工法。

五、開挖監測系統示意

為瞭解基礎深開挖工程，對擋土結構、支撐系統、開挖面底部土壤之穩定及鄰近建築物之影響等，建議設置監測系統，根據監測系統之觀測資料，配合適當之監測頻率，作為開挖工程進行施工之依據，

以確保開挖施工及鄰近建物之安全。茲就本工程進行時，可能使用之監測系統設置與觀測頻率說明如下：

1. 地下水位與水壓監測

深開挖中，地下水壓之升高往往造成開挖面之砂湧，因此為瞭解開挖期間基地內外地下水壓之變化情形，建議於相關弱面處(可能之主要滲水位置)埋設水壓計以觀測之。水位與水壓計之監測於不抽水狀況下，每週監測一至二次即可，但基地抽水時，應每天進行監測。

2. 建築物傾斜監測

通常設計擋土設施所應考慮者主要為側壓力之大小，而側壓力大小又受土壤性質、地下水位、支撐類別、擋土結構之剛性及土壤與結構變形量所控制，裝設傾斜變位計以明瞭基礎施工期間，擋土結構受基地開挖影響而產生側向位移與傾斜度大小，再由擋土結構之變形度，以確定施工期間擋土設施之安全度，進而控制施工之安全。於開挖前應先行量測建立初始值，自開挖工作進行起，至結構物完工為止，約每兩天監測乙次，必要時可隨時進行監測。

3. 地錨荷重計

於地錨系統架設後，安裝在承壓鈹與錨頭之間，以觀測並分析地錨於開挖施工期間之應力變化情形，防止地錨因應力太大而遭致破壞。於地錨施加預力前應先讀取初始值，平時每天監測乙次，必要時可隨時進行監測。

4. 地層水平移動監測

有關地層水平移動穩定性監測之儀器為傾度儀，該儀器係裝設於擋土壁內或擋土壁外土層內之傾度管。利用本儀器量測地層於開挖過程中之水平側向移動量、速率、方向、最大位移位置等以作為地層穩定性之評估。一般於工程開挖前即應先行量測並建立初始值，而後於開挖工作開始至地下結構物完成期間，各開挖階段之前後均應量測且水平支撐施加預力前後與拆除前後或每次澆置混凝土前後均須各監測

乙次，平時則每週監測乙次，必要時可隨時進行監測。

5. 地表沉陷監測

為瞭解開挖施工期間鄰近建物或地面下陷情況，以作必要之改善或補強措施，並確保鄰近建物或公共設施之安全，茲於現場適當位置埋設沉陷觀測點，並作定期之觀測。一般於工程開挖前即應先行量測並建立初始值，開挖工作進行時，則每週至少監測乙次。

6. 土壓力、岩壓力監測

由於主客觀因素之影響，於分析設計階段之土壓力分析結果與擋土壁實際承受之主、被動土壓力常有出入，為瞭解實際土壓力分布狀況而分析開挖中擋土結構之安全性，本項監測有其必要性(平均設置，但於主要可能滑動面附近應增加設置點)。土壓計於擋土結構構築前即應先行量測以建立初始值，於開挖工作開始至地下結構物完成期間，每週約觀測兩次，必要時可隨時進行監測。

7. 地層垂直隆起監測

開挖面以下地層為粘土或粉土時，由於開挖解壓造成開挖面之隆起，有導致支撐系統瓦解，進而造成鄰近地層滑動或沉陷之虞，故應針對開挖面之隆起進行監測。於擋土結構構築前即應先行量測以建立初始值，於開挖工作開始至開挖結束 PC 澆置完成期間，每逢基地開挖前後均須監測乙次，平時約兩天觀測乙次，必要時可隨時監測之。

8. 擋土壁結構應力監測

本項監測之目地在於利用鋼筋計量測擋土結構主鋼筋受力情況，以研判其承受應力是否超出其容許值、極限值等，以瞭解其安全性。於開挖工程進行前即應先行量測以建立初始值，於開挖工作開始至地下結構物完成期間，約每兩天監測乙次，必要時可隨時監測之。

9. 支撐系統受力監測

本項監測之目地在於利用荷重計或應變計量測支撐系統之受力安全性。水平支撐施加預壓前應先行量測初始值，爾後平時每天監測乙次，必要時可隨時監測之。

10. 監測管理值

開挖安全監測管理值之涵義與處理對策，監測項目/頻率、以及相關監測管理值，如注意值、警戒值及行動值，可參考表 6-2(a)~(c)。相關監測設備如圖 6-2。

表 6-2(a) 開挖安全監測管理值之涵義與處理對策
(內政部建築研究所「建築物基礎施工大地監測計畫之作業準則」)

管理基準值	第一管理值 (注意值)	第二管理值 (警戒值)	第三管理值 (行動值)
安全性	安全	安全但需 加以注意	危險
概括之涵義	1. 監測值低於設計值或容許值某百分比(通常定 80%)。 2. 工地變化在預期範圍內。 3. 監測變化量正常。	1. 監測值低於設計值或容許值，但超過設定之百分比。 2. 工地變化在預期範圍內。 3. 監測變化量正常。	1. 監測值已超過設計值或容許值。 2. 設計規範所設定之安全係數或安全因素已開始降低。 3. 工地變化可能超過設計預期範圍。 4. 監測變化量可能出現異常現象。
應採取之處理對策	正常施工及監測。	正常施工及監測，但需注意監測值的變化趨勢。	1. 暫停影響安全的施工項目。 2. 找出變化異常之原因，並立即採取應變及補救措施。 3. 密集監測，至監測值穩定正常為止。 4. 工程危機解除後再恢復正常施工。

表 6-2(b) 監測項目、設備及頻率建議

監測項目	儀器名稱	配置	監測頻率
擋土結構體變形及傾斜	傾度管	東西南北側各 1 支均佈四周	平時每週一次，每逢基地挖土前後觀測，支撐施加預力及拆除前後觀測，開挖階段每週至少二次，必要時隨時觀測
地下水位變化	水位觀測井	同上	平時每週二次，必要時每日二次
支撐應力及應變	應變計	每層 4 處 8 組，每組 2 隻	每日一次
鄰近建築物傾斜變位	建物傾度盤	裝設鄰房柱位	平時每週一次，必要時隨時觀測
道路及建築物沉陷量	沉陷觀測釘	個	平時每週一次，必要時隨時觀測
筏式基礎沉陷量	沉陷觀測釘	個	平時每十天一次，每層澆注混凝土前後

表 6-2(c) 擋土壁、支撐系統、地下水位及水壓力之建議管理值
(內政部建築研究所「建築物基礎施工大地監測計畫之作業準則」)

監測管理項目		注意值	警戒值	行動值
傾度管	擋土壁側位移	0.8 倍設計值	設計值	由鄰房容許沉陷量決定
	R.C.擋土壁撓曲度(臨時結構)	1/450	1/360	1/240
	R.C.擋土壁撓曲度(永久結構)	1/600	1/450	1/360
鋼筋計	擋土壁鋼筋應力(臨時結構)	0.8 倍容許應力	容許應力	1.25 倍容許應力
	擋土壁鋼筋應力(永久結構)	0.64 倍容許應力	容許應力	1.25 倍容許應力
支撐應變計	支撐軸力	0.8 倍容許軸力	容許軸力	1.25 倍容許軸力
	地錨拉力	設計拉力	1.1 倍設計拉力	1.2 倍設計拉力
	橫擋應力	0.8 倍容許應力	容許應力	1.25 倍容許應力
水位與水壓計	砂性土層之地下水位及水壓(砂湧安全係數)	FS=2.0 對應之水位及水壓	FS=1.5 對應之水位及水壓	FS=1.2 對應之水位及水壓
	砂性土層之地下水位及水壓(上舉安全係數)	FS=1.5 對應之水位及水壓	FS=1.2 對應之水位及水壓	FS=1.1 對應之水位及水壓

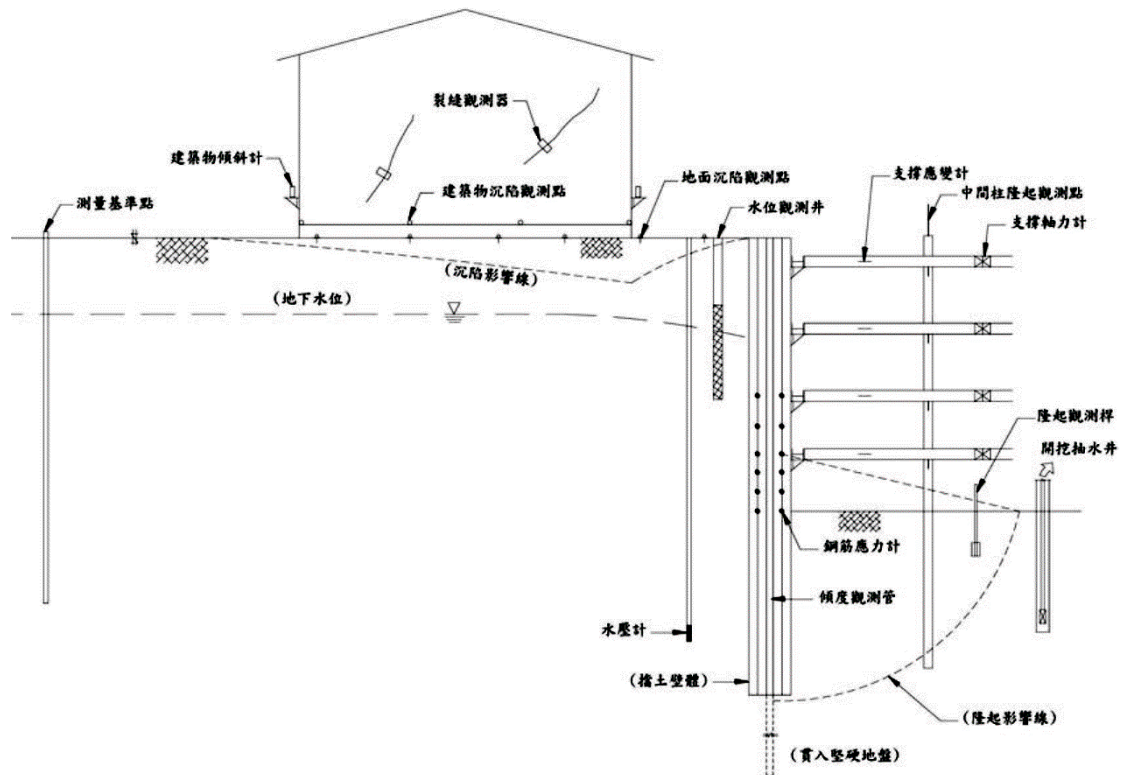


圖 6-2 開挖安全監測系統配置示意圖
(台北市土木技師公會，實用開挖擋土支撐工程設計手冊，2002)

柒、結論及綜合建議

- 一、藉由現地地質鑽探調查成果可知，本基地之地質係由回填砂土偶夾雜物層、棕灰色粉土質細砂偶夾礫石層，以及卵礫石夾砂土層構成，相關地質參數建議值請參表 3-2。
- 二、根據現地地質鑽探調查、試驗及分析結果可確認，本基地地層屬第一類堅實地盤。根據現地鑽探調查結果，本基地建物基礎層座落於棕灰色粉土質細砂偶夾礫石層，其 SPT-N 值約為 3~22，承載力在 29.0t/m² 左右。
- 三、根據經濟部地質調查及礦業管理中心公佈之活動斷層資料中顯示，本基地距離最近之斷層為車籠埔斷層約為 9.5km、彰化斷層約為 7.4km、大甲斷層約為 7.8km、三義斷層約為 13.8km。因此，本基地附近無足以構成不可開發之虞的地質構造存在。惟須注意大甲、鐵砧山、彰化及車籠埔斷層之近斷層影響效應。
- 四、本基地預定興建地上 2 層、無地下層之建築物，開挖深度為 1.50m。根據工程地質鑽探調查之結果，考慮基礎承載層之穩定性，基礎形式可採用獨立基礎、聯合基礎或連續基礎，亦或為避免因液化或其他狀態造成不均勻沈陷或需要較大承載力之條件下，可採用浮筏式基礎。
- 五、本基地開挖作業，建議可採用斜坡開挖或擋土壁體自承工法等方式進行。另外，本基地開挖深度為 1.50m，在開挖內外側之地下水深度皆降至開挖底面至少 1~2m 以下情形時，於擋土結構貫入至開挖底面下 2.7m 時，其安全係數可達建築技術規則要求。
- 六、基礎開挖時，應不會受到地下水位之影響，但為保持開挖穩定及降低液化現象之可能，建議於施工期間除應持續觀測地下水之狀況，並確實將地下水位降低至開挖底面 1~2m 以下為宜。
- 七、依據建築物耐震設計規範(113)規定，本基地地下水位以下之地層主要屬堅實(SPT-N>100)之卵礫石夾砂土層，非屬法規定義之飽和鬆散砂土層，故發生液化之可能性相當低。又本基地位處都會區平原，除須注意大甲、鐵砧山、彰化及車籠埔斷層之近斷層效應外，並無顯著地質不利因素。

捌、附件

附件 1

(鑽孔地質柱狀剖面圖及粒徑分析)

(備註:本案地號重整更新為湖日段805等12筆地號，因附件資料皆已建檔(歸檔)，無法更新，附件中地號為重整更新前資訊，特此說明)

鑽孔地質柱狀剖面圖

工程名稱： 台中市烏日區湖日段805等11筆地號

地點： 台中市烏日區湖日段805等11筆地號

鑽孔編號： H-1

鑽孔標高： 30.78 M

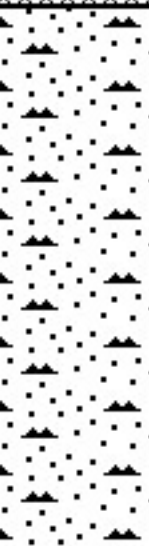
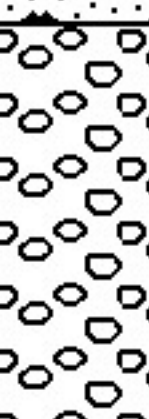
地下水位： 3.50 M

深度： 7.50 M

座標N： 2666576.203

座標E： 211195.448

鑽探公司：國安鑽探

深度 (m)	取樣 記錄	標準 貫入 (N值)	岩石或土壤性質描述	地質圖元	統一 土壤 分類	礫石 (%)	砂 (%)	細料 (%)	含水量 (%)	統體單 位重 (t/m ³)	比重 ()	孔隙比 ()	液性 限度 (%)	塑性 指數 (%)
0			回填砂土偶夾雜物											
1M	S-1	7	棕灰色粉土質細砂偶 夾礫石		SM	0.0	51.9	48.1	11.1	1.78	2.69	0.68	-	NP
2	S-2	11			SM	33.4	40.4	26.2	9.1	2.14	2.66	0.36	-	NP
4	S-3	22			SM	7.7	77.4	14.9	17.1	2.07	2.67	0.51	-	NP
4.8M			卵礫石夾砂土											
6	S-4	100			GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7.5M	S-5	100			GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8														
10														
12														
14														
16														
18														
20														

鑽孔地質柱狀剖面圖

工程名稱： 台中市烏日區湖日段805等11筆地號

地點： 台中市烏日區湖日段805等11筆地號

鑽孔編號： H-2

鑽孔標高： 30.67 M

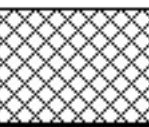
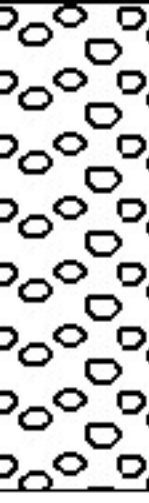
地下水位： 3.40 M

深度： 7.50 M

座標N： 2666591.298

座標E： 211201.88

鑽探公司：國安鑽探

深度 (m)	取樣 記錄	標準 貫入 (N值)	岩石或土壤性質描述	地質圖元	統一 土壤 分類	礫石 (%)	砂 (%)	細料 (%)	含水量 (%)	統體單 位重 (t/m ³)	比重 ()	孔隙比 ()	液性 限度 (%)	塑性 指數 (%)
0			回填砂土偶夾雜物											
			0.8M											
	S-1	5	棕灰色粉土質細砂偶 夾礫石		SM	0.0	65.7	34.3	8.0	1.75	2.69	0.66	-	NP
2														
	S-2	13			ML	0.0	45.2	54.8	12.9	1.82	2.70	0.68	-	NP
4			4.2M											
	S-3	100	卵礫石夾砂土		GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6														
	S-4	100			GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S-5	100	7.5M		GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8														
10														
12														
14														
16														
18														
20														

鑽孔地質柱狀剖面圖

工程名稱：台中市烏日區湖日段805等11筆地號

地點：台中市烏日區湖日段805等11筆地號

鑽孔編號：H-3

鑽孔標高：30.81 M

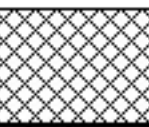
地下水位：3.50 M

深度：7.50 M

座標N：2666584.018

座標E：211180.65

鑽探公司：國安鑽探

深度 (m)	取樣 記錄	標準 貫入 (N值)	岩石或土壤性質描述	地質圖元	統一 土壤 分類	礫石 (%)	砂 (%)	細料 (%)	含水量 (%)	統體單 位重 (t/m ³)	比重 ()	孔隙比 ()	液性 限度 (%)	塑性 指數 (%)
0			回填砂土偶夾雜物											
			0.8M											
	S-1	3	棕灰色粉土質細砂偶 夾礫石		SM	0.0	58.5	41.5	26.8	1.94	2.69	0.76	-	NP
2														
	S-2	13			SM	7.7	71.8	20.5	14.8	1.89	2.68	0.63	-	NP
			3.9M											
4	S-3	100	卵礫石夾砂土		GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S-4	100			GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6														
	S-5	100			GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			7.5M											
8														
10														
12														
14														
16														
18														
20														

鑽孔地質柱狀剖面圖

工程名稱：台中市烏日區湖日段805等11筆地號

地點：台中市烏日區湖日段805等11筆地號

鑽孔編號：H-4

鑽孔標高：31.13 M

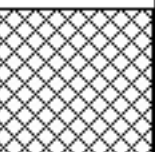
地下水位：3.70 M

深度：7.50 M

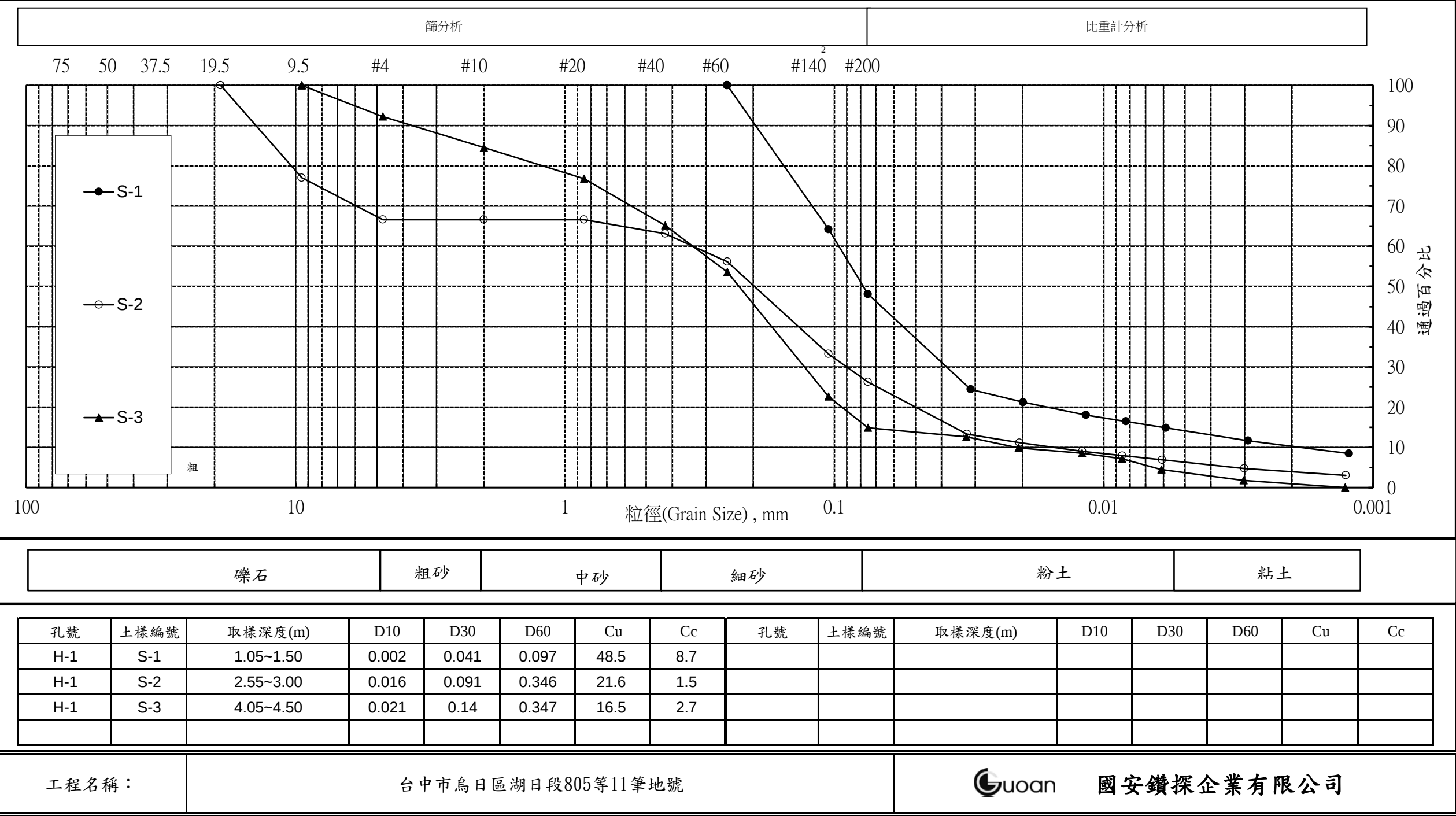
座標N：2666602.01

座標E：211160.324

鑽探公司：國安鑽探

深度 (m)	取樣 記錄	標準 貫入 (N值)	岩石或土壤性質描述	地質圖元	統一 土壤 分類	礫石 (%)	砂 (%)	細料 (%)	含水量 (%)	統體單 位重 (t/m ³)	比重 ()	孔隙比 ()	液性 限度 (%)	塑性 指數 (%)
0			回填砂土偶夾雜物											
1M	S-1	10	棕灰色粉土質細砂偶 夾礫石		SM	0.0	54.4	45.6	11.3	1.79	2.68	0.67	-	NP
2	S-2	15			SM	0.0	72.0	28.0	11.4	1.76	2.68	0.70	-	NP
4	S-3	19			SP-SM	0.0	91.1	8.9	18.9	1.89	2.67	0.68	-	NP
5M			卵礫石夾砂土											
6	S-4	100			GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7.5M	S-5	100			GP/GM	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8														
10														
12														
14														
16														
18														
20														

粒徑分析曲線圖測試報告
Grain Size Analysis Test



粒徑分析曲線圖測試報告
Grain Size Analysis Test



粒徑分析曲線圖測試報告
Grain Size Analysis Test



粒徑分析曲線圖測試報告
Grain Size Analysis Test



附件 2

（現場施工照片）

（備註：本案地號重整更新為湖日段 805 等 12 筆地號，因附件資料皆已建檔（歸檔），無法更新，附件中地號為重整更新前資訊，特此說明）

H- 1 施工前



H- 2 施工前



H- 1 施工中



H- 2 施工中



H- 1 施工後



H- 2 施工後



H- 3 施工前



H- 4 施工前



H- 3 施工中



H- 4 施工中



H- 3 施工後



H- 4 施工後

