

臺北市花卉批發市場新建工程
(台北市內湖區舊宗段76-10、76-14地號)
基地地質調查及試驗分析報告書

承 包 商：開泰工程有限公司

承辦技師：莊明毅大地技師事務所

中 華 民 國 九 十 七 年 七 月

目 錄

第一章 前 言	1
第二章 基地概況及工作數量	3
2.1 基地環境概況	3
2.2 現場鑽探、取樣數量	4
2.3 探查及現場試驗	8
2.4 室內土壤試驗	11
第三章 基地土層層次及地下水概況	17
3.1 基地土層層次及土壤工程性質	17
3.2 地下水位概況	23
3.3 土石資源評估	24
第四章 地震及土壤液化分析	25
第五章 基礎形式之選擇	31
5.1 基礎地基承载力分析	32
5.2 基礎沉陷量分析	34
5.3 樁基礎承载力分析	42
第六章 地盤反力係數推估	45
第七章 地下室開挖擋土結構及土壤之穩定性分析	48
7.1 擋土設施之選擇	48
7.2 擋土結構貫入深度分析	50
7.3 開挖對鄰近結構物影響之評估	58
7.4 上浮力分析	58
7.5 側壓力分析	59
第八章 基礎設計及施工應注意事項建議	62

8.1 擋土壁支撐設施計劃及施工上應行注意事項	62
8.2 施工抽水之建議.....	65
8.3 地下室開挖應變計畫.....	66
8.4 監測系統建議	70
第九章 結論與建議	73

附 錄

附錄 A. 地質鑽探柱狀圖
附錄 B. 土壤物理性試驗統計表
附錄 C. 粒徑分析曲線圖
附錄 D. 土壤無圍壓縮試驗結果
附錄 E. 土壤三軸 CIU 壓縮試驗結果
附錄 F. 土壤三軸 SUU 壓縮試驗結果
附錄 G. 土壤單向度壓密試驗結果
附錄 H. 土壤液化潛能分析結果
附錄 I. 現場施作彩色照片

圖目錄

圖 2.1 基地地理位置圖	3
圖 2.2 基地鑽探孔位配置圖	6
圖 2.3 水位觀測井埋設詳圖	10
圖 3.1 基地地層剖面圖(A剖面圖).....	20
圖 3.2 基地地層剖面圖(B剖面圖).....	21
圖 3.3 基地地層剖面圖(C剖面圖)	22
圖 5.1 結構物之容許角變形限度	35
圖 7.1 基礎開挖土壤破壞模式	54
圖 7.2 開挖底部土壤砂湧分析方法	55
圖 7.3 開挖面底部土壤隆起分析方法.....	56
圖 7.4 擋土設施土壓力平衡分析方法.....	57

表目錄

表 2.1 鑽探試驗項目及數量統計表	7
表 2.2 土壤直接剪力試驗結果	13
表 2.3 土壤三軸 CIU 壓縮試驗結果	14
表 2.4 土壤三軸 SUU 壓縮試驗結果	15
表 2.5 土壤單向度壓密試驗結果	16
表 3.1 設計用土層簡化剖面及建議參數	18
表 3.2 地下水位觀測記錄表	23
表 4.1 液化潛能指數危害度及抗液化處理原則	28
表 4.2 FL 之範圍與折減係數之關係	29
表 5.1 角變量與建築物損壞程度(Bjerrum, 1963)	36
表 5.2 容許沉陷量(公分)	36
表 7.1 開挖擋土工法比較	49
表 8.1 各類土層之滲透係數及適用之降水方法	65
表 8.2 應變計畫表	68
表 8.3 緊急狀況及建議處理方式	69
表 8.4 監測系統項目、安裝時機及安裝位置	71
表 8.5 安全監測系統量測頻率一覽表	72

臺北市花卉批發市場新建工程
(台北市內湖區舊宗段 76-10、76-14 地號)
基地地質調查及試驗分析報告書

第一章 前 言

闕河彬建築師事務所（以下簡稱建築師）為辦理「臺北市花卉批發市場新建工程」委託設計（含鑽探及試驗）及監造技術服務（台北市內湖區舊宗段 76-10、76-14 地號）地質鑽探工程基地地質調查及試驗分析工作，本工程為地上 3 層、地下 1 層之 RC 建築，地下室開挖深度為 5.30 公尺。

本工程由建築師委託開泰工程有限公司（以下簡稱本公司）及莊明毅大地技師事務所共同辦理辦理現場鑽探取樣工作、現場試驗工作，室內土壤試驗工作則由本公司委託青島工程有限公司辦理。鑽探及試驗結果，由本公司專業大地工程師負責研判及分析，並對基礎型式及施工提出建議，茲於全部工作完成後彙整成本報告。

茲將工作項目詳列如下：

(一)工程地質調查

- 1.現場鑽探、取樣及試驗。
- 2.水位觀測井安裝及量測。
- 3.試驗室土壤試驗。

(二)大地工程分析與建議工作

- 1.地層層次分析。
- 2.地層工程特性。
- 3.地下水位分佈。
- 4.簡化之地層剖面及承載層

- 5.建議之地層大地工程參數
- 6.建議之基礎型式及設計準則，包括基礎深度、支承力及對鄰地與建築物之影響
- 7.推估之建築物最大沉陷量、差異沉陷量，及對建築物之影響
- 8.基礎施工應注意事項及安全監測項目
- 9.基礎開挖、擋土及支撐方式建議
- 10.擋土開挖穩定性分析
- 11.對基地挖填方法之建議
- 12.基地地震液化潛能評估及其影響
- 13.地層改良之需要性及對改良方法之建議
- 14.施工中排水及降水之建議

第二章 基地概況及工作數量

2.1 基地環境概況

本工程基地位於台北市內湖區民善街及新湖三路口，本工程基地目前為空地，本工程基地之地理位置如圖 2.1 所示。



圖 2.1 基地地理位置圖

2.2 現場鑽探、取樣數量

依據建築技術規則基礎構造設計規範調查範圍、點數與深度之規定如下：

1. 調查點數

地基調查密度應視工程性質及對基地地質條件之了解程度而定，規劃必要之調查方法及調查點數。原則上，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，應設一處調查點，每一基地至少二處，惟對於地質條件變異性較大之地區，應增加調查點數。對於大面積之基地，基地面積超過六千平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積超過三千平方公尺之部份，得視基地之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求調整調查密度。

2. 調查深度

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 1.5~2.5 倍開挖深度之範圍，或達可確

認之承載層或不透水層深度。

本工程基地面積為 21311.88 m²，依據建築技術規則基礎構造設計規範之規定，每 600 m² 鑽 1 孔，本工程共計需鑽垂直鑽孔 36 孔。本工程基地因基地面積超過六千平方公尺，且本地區之地形、地質條件變異性不大，實際鑽孔數將依建築物配置需求調整，以垂直鑽孔 22 孔為原則。調查深度依至少應達 1.5~2.5 倍開挖深度之範圍，或達可確認之承載層（參考內湖區舊宗段 89-3 地號為 45.00 公尺）或不透水層深度（參考內湖區舊宗段 76 地號為 15.00 公尺）之規定，建築物範圍調查深度以 20.00 公尺為原則，其中再選定 2 孔調查深度為 35.00 公尺，建築物範圍外調查深度以 10.00 公尺為原則。鑽孔位置詳圖 2.2，表 2.1 為鑽探試驗項目及數量統計表。

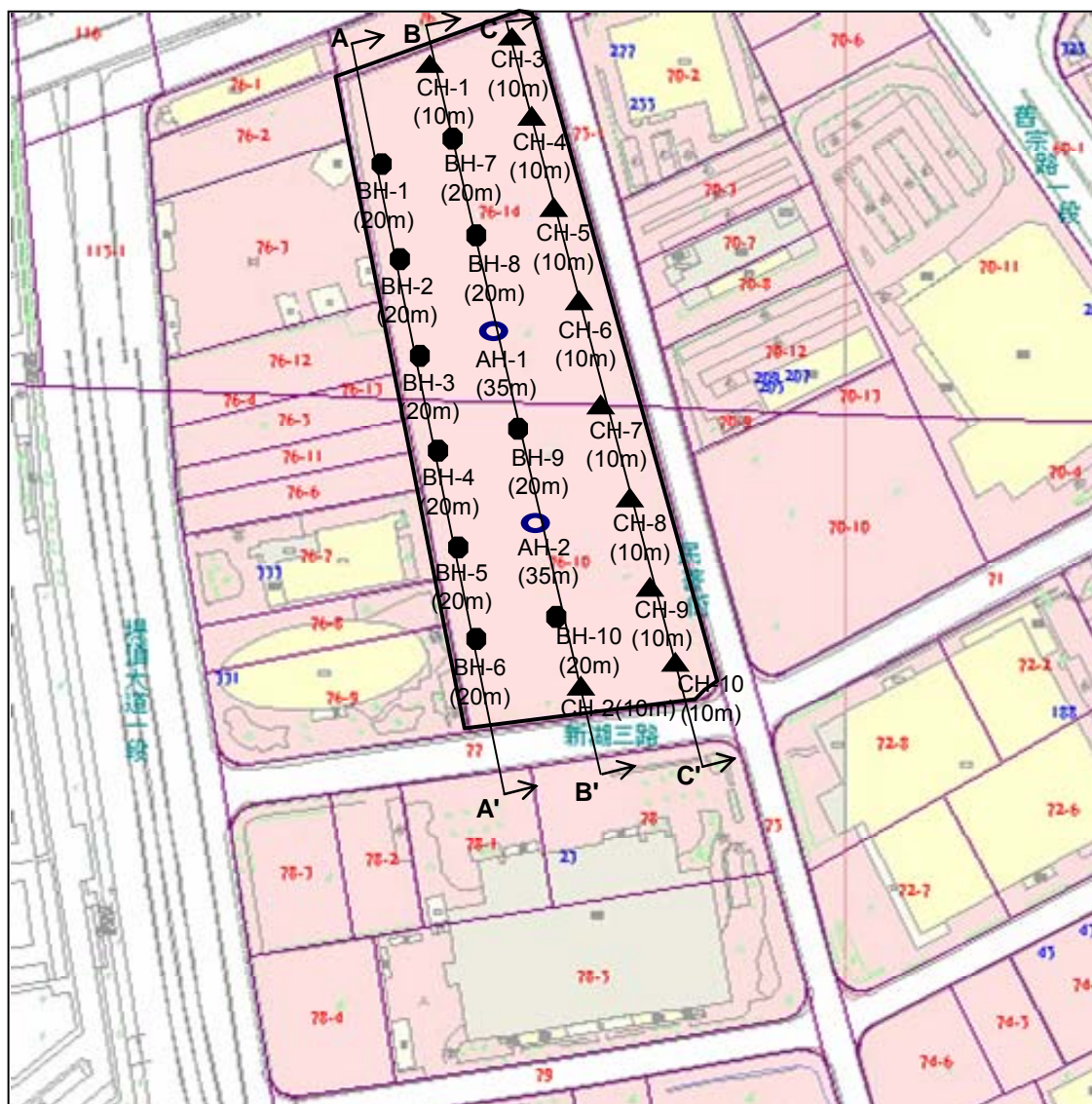


圖 2.2 基地鑽探孔位配置圖

表 2.1 鑽探試驗項目及數量統計表

孔 號	總鑽探 深度 (m)	回填土層 鑽探 (m)	一般土層 鑽探 (m)	砂礫石 鑽探 (m)	標準貫 入試驗 (次)	劈管 取樣 (組)	一般物 理性試 驗(組)	薄管 取樣 (支)	直接剪 力試驗 (組)	三軸 CIU 壓縮試驗 (組)	三軸 SUU 壓縮試驗 (組)	單向度壓 密試驗 (組)	水位觀測 井 (孔)
AH-1	35.00	9.60	25.40	0.00	24	24	24	3	2	1	0	1	0
AH-2	35.00	10.60	24.40	0.00	23	23	23	3	1	0	2	0	0
BH-1	20.00	10.60	9.40	0.00	14	14	14	0	0	0	0	0	0
BH-2	20.00	10.70	9.30	0.00	14	14	14	0	0	0	0	0	1
BH-3	20.00	10.30	9.70	0.00	14	14	14	0	0	0	0	0	0
BH-4	20.00	10.50	9.50	0.00	14	14	14	2	1	0	1	0	0
BH-5	20.00	10.30	9.70	0.00	14	14	14	0	0	0	0	0	0
BH-6	20.00	10.70	9.30	0.00	14	14	14	2	1	1	0	1	1
BH-7	20.00	10.50	9.50	0.00	14	14	14	0	0	0	0	0	1
BH-8	20.00	10.50	9.50	0.00	14	14	14	0	0	0	0	0	0
BH-9	20.00	11.50	8.50	0.00	14	14	14	2	2	0	0	0	1
BH-10	20.00	10.70	9.30	0.00	14	14	14	0	0	0	0	0	1
CH-1	10.00	10.00	0.00	0.00	7	6	6	0	0	0	0	0	0
CH-2	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
CH-3	10.00	10.00	0.00	0.00	7	6	6	0	0	0	0	0	0
CH-4	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
CH-5	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
CH-6	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
CH-7	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
CH-8	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
CH-9	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
CH-10	10.00	10.00	0.00	0.00	7	7	7	0	0	0	0	0	0
合計	370.00	226.50	143.50	0.00	257	255	255	12	7	2	3	1	

2.3 探查及現場試驗

本基地現場鑽探取樣工作係依 ASTM D1586-74 之規定，鑽探時視土層之變化與需要分別採用沖洗鑽探法進行。其鑽探及取樣方法分述如下：

2.3.1 鑽探取樣方法

1. 套管：採 3.6" 套管，套管長度以足夠保護孔壁為原則，必要時經工程司同意採穩定液保護孔壁。
2. 標準貫入試驗及分裂式取樣
 - (1) 標準劈管取樣器：取樣器採 ASTM D1586 (土壤貫入試驗和劈管取樣法) 規定之劈管取樣器。
 - (2) 標準貫入試驗：依 ASTM D1586 之規定，施作方法係將標準分裂式取樣器(Split Spoon Sampler)置於鑽孔底部，並以落距 76 公分(30 吋)之自由落距之導桿，將重 63.5 公斤(140 磅)之夯錘錘擊，使之貫入土層中 45 公分(18 吋)，或錘擊數到達 100 下為止 (記錄打擊數及總貫入深度)，每貫入 15 公分(6 吋)記錄其錘擊數，第二次及第三次 15 公分之錘擊數總和即為標準貫入試驗之抵抗力 N 值。
 - (3) 取樣：鑽探過程中，於地表面下 1.50 公尺處起，每隔 1.50 公尺或於土層變化處進行一次標準貫入試驗，並以分裂式標準取樣器兼分裂式劈管土樣供作一般物理性質試驗。取樣處須在套管下 600mm 以下，套管端至取樣處之土壤，以射水俯角 45° 之魚尾鑽頭沖洗鑽孔。
 - (5) 樣品包裝：取樣器取出之樣品，立即以塑膠蓋封閉樣品，加貼標籤註明工程名稱、鑽孔孔號、取樣深度、土樣編號、SPT 之 N 值、土質說明。

2.3.2 地下水位觀測

鑽探期間，每日開鑽前及停鑽收工後均需觀測地下水位乙次，並記錄於鑽探日報表內。

2.3.3 薄管取樣

薄管取樣依 ASTM D1587-83 之規定辦理，於土層中適當之身度採用直徑 3 英吋之薄管以靜壓方式取得不擾動土樣，並進行必要之土壤力學試驗，以求得土壤相關之強度參數及壓縮特性參數。

2.3.4 觀測井安裝材料及方法

觀測井之材料為內徑至少 25.4 公厘（1 吋）之塑膠管，管底端以上 1.5 公尺之管壁須加鑽透水孔至少 6 排，孔徑 8 公厘，上下孔中心距為 8 公分，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，再以圖 3.1 所示之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一公尺處，又透水料係粒徑為一公厘至五公厘間之砂質礫石材料。砂質礫料之上方再以如圖充填法回填朋脫土及砂料，上方填以約 15 公分之砂料。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。有關地下水位觀測井埋設情況詳見圖 2.3。

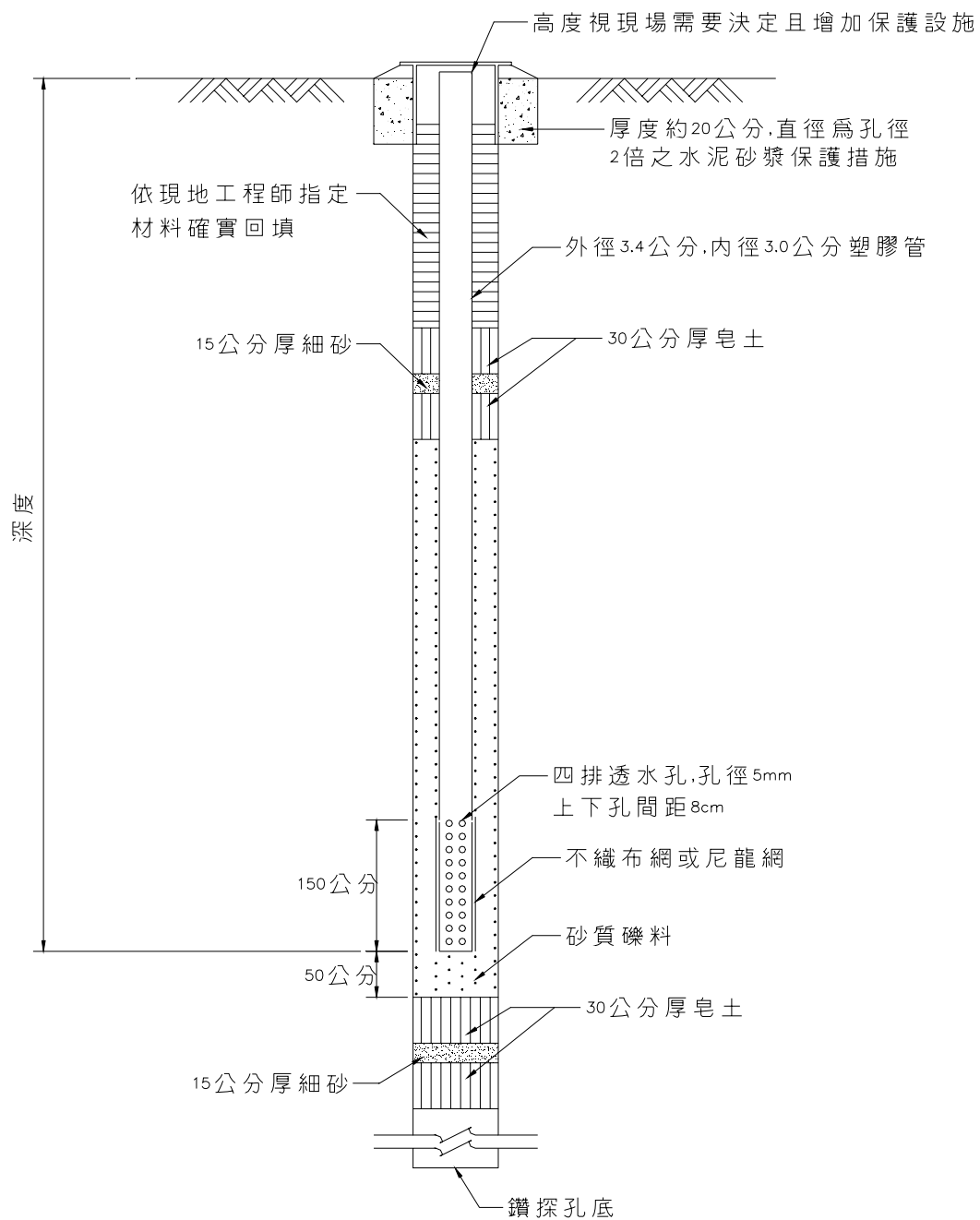


圖 2.3 水位觀測井埋設詳圖

2.4 室內土壤試驗

由現場鑽探取得之劈管土樣、薄管土樣，均於現場密封裝箱後，送至青島工程有限公司土壤試驗室進行土壤之指數特性及工程性質試驗，以瞭解基地地層之工程特性。土壤指數特性試驗乃為求得土壤之各種指數特性，以便於對土壤加以分類並瞭解其物理性質。土壤力學試驗包括直接剪力試驗、三軸 CIU 壓縮試驗、三軸 SUU 試驗、單向度壓密試驗。乃為求得土壤之力學參數，以供設計之依據。茲分別說明如下：

1.含水量測定試驗：

測定含水量之土樣，所選取之土樣重量依顆粒大小而定，並置於恒溫(105℃)烘箱內 24 小時，而求得之。試驗均依(ASTM.D2216)之規定進行。

2.土壤單位重測定：

單位重之測定係直接量取試驗土樣之重量及體積而求得之。

3.液性限度及塑性限度：

測定此項試驗之土樣均為自然土樣而非烘乾土樣，將土樣拌合至適當含水比，塗於液限試驗儀之杯盤上，土樣高度為 1.3cm，以規定尺寸之槽形工具於杯盤中劃分土樣成溝槽狀；以每秒 2 轉之速度搖轉液限試驗儀，至槽溝兩邊土樣相接 1.3cm 為止，記錄打擊次數，取相接部份土樣求含水量，而得之液性限度，並將剩下土樣取出一小塊，放在毛玻璃上以手掌均勻搓轉成細圓柱狀，直至柱條直徑為 1/8"，恰有龜裂紋路出現，將其土樣求取含水量，而求得塑性限度。而塑限指數(IP)等於液性限度與塑性限度差之值。試驗均依(ASTM.D4318)之規定進行。

4.比重試驗：

測定比重之土樣均為過#10 篩網烘乾土樣，其重量為 50g，置入 250ml 比重瓶內，並加水至瓶內半滿，比重瓶放置於加熱器

上煮沸 10-15 分鐘後並加入另煮沸水至瓶口。18 小時之後吸出 250ml 刻劃以上的水，擦拭後秤重，且以溫度計量測比重瓶內之溫度。

5. 顆粒分析試驗：

本試驗包括比重計分析與篩分析試驗，試驗時取烘乾土樣 50 克，置於矽酸鈉(SODIUM SILICATE) 溶液中 24 小時後，再經電動攪拌機攪拌後，洗入 1000C.C. 沉降筒中並於不同歷時量取比重計之讀數，經 24 小時後，倒入 200# 篩內，洗去小於 200# 篩之土壤顆粒，剩餘土壤顆粒經烘乾後，置於篩網上，進行篩分析試驗，本試驗之目的在求得土壤之粒徑分佈，試驗之進行依 ASTM D422 之規定實施。

6. 孔隙比測定：

孔隙比測定係由單位重、含水量及比重等計算而得：

$$e = \left(\frac{1+W}{\gamma_t} \cdot G_s \cdot \gamma_w \right) - 1$$

式中 e = 孔隙比

γ_t = 單位重， t/m^3

W = 含水量，%

G_s = 土粒之比重

γ_w = 水之單位重

7. 土壤分類：

土壤分類係參照美國材料試驗學會標準 (ASTM D2487) 之統一土壤分類法(USCS)進行分類。

上述土壤物理性試驗統計表茲彙整如附錄 B.。

8.土壤直接剪力試驗

本項試驗採用 MARUI 之銅薄盒式剪力儀，試驗時以截土環將試體修裁成直徑為 6 公分高度為 2 公分之試料後置於剪力盒內。試體裝妥後即施加垂直載重壓力並與記錄之，此步驟完成至試體趨於穩定後再開動剪力儀使施加速率為 0.9mm/min 推動剪力盒同時並測定水平剪應力，直至試體破壞為止。由數個垂直應力與水平剪應力之關係連成直線而決定之。試驗步驟係參照美國材料試驗學會標準 ASTM D3080 規定實施。試驗結果如表 2.2 及附錄 D.所示。

表 2.2 土壤直接剪力試驗結果

孔號	樣號	深度 (m)	含水量 (%)	C' (kg/cm ²)	Ø' (°)	Soil Type
AH-1	T-1	8.00-8.75	30.4	0.07	30.4	SM
AH-1	T-2	14.00-14.75	18.6	0.03	34.9	SM
AH-2	T-1	11.00-11.75	15.6	0.03	32.7	SP-SM
BH-4	T-1	13.00-13.75	19.0	0.04	35.4	SP-SM
BH-6	T-1	12.50-13.25	20.5	0.05	33.5	SM
BH-9	T-1	5.00-5.75	24.0	0.07	29.7	ML
BH-9	T-2	10.00-10.75	24.9	0.07	30.5	SM

9. 土壤三軸壓縮強度試驗

本試驗分析工作之三軸壓縮強度試驗，為配合設計之需要進行飽和不壓密不排水三軸試驗（SUU）及飽和壓密不排水三軸試驗（CIU），茲將各試驗之試驗步驟敘述如下：

飽和壓密不排水三軸試驗（CIU）

試驗時土樣以鋼絲修裁出直徑約 5 公分，高度約 10 公分之試體，置於三軸室之基座上，上下置以濾紙及飽和之透水石，試體四周可貼以條形濾紙以加速其壓密，外面再套以不透水之皮薄膜。欲使試體飽和先以每分鐘增加 0.07Kg/cm^2 之壓力施加於三軸室及試體至反水壓力（Back Pressure）達 2.10Kg/cm^2 時為止，並使三軸室壓大於反水壓力約 0.05Kg/cm^2 ，避免試體因吸水而過量膨脹。試體飽和時間約需 12 小時。試體飽和後，施加壓力三軸室至所需之圍壓令其壓密，壓密時間約需 24 小時待壓密完成後，置三軸室於壓縮機上以 0.015 公分/分鐘之速率加壓，以壓力環(Proving Ring)測試體所受之荷重，測微錶測試體之軸向變形，零點指示器(Null Indicator)測試體內之孔隙水壓。試驗步驟係參照美國材料試驗學會標準 ASTM D2850(1987)規定實施。試驗結果如表 2.3 及附錄 E 所示。

表 2.3 土壤三軸 CIU 壓縮試驗結果

孔號	樣號	深度 (m)	c (kg/cm^2)	ϕ ($^\circ$)	c' (kg/cm^2)	ϕ' ($^\circ$)	Soil Type
AH-1	T-3	26.00-26.75	0.16	15.8	0.02	30.1	CL
BH-6	T-2	17.00-17.75	0.19	17.0	0.03	28.5	CL

飽和不壓密不排水三軸試驗 (SUU)

本試驗係以 3" ϕ 薄管所取得之原狀土樣，修裁成一直徑約 7 公分，高 14 公分之試體後，將其上下置以濾紙及飽和之透水石，外面再套以兩層不透水之橡皮薄膜，而後置於加壓室內加以 2.1 kg/cm^2 反水壓使試體飽和，飽和期間圍壓約保持高出反水壓 0.05 kg/cm^2 ，飽和階段完成後，將反水壓閥關閉，在不排水情形下施加軸差載重，載重的施加採應變控制，其應變速率係由試體完成壓密作用所需之時間推估。軸差載重之大小，可由壓力環讀取，於此同時記錄軸差載重，孔隙水壓力及軸向變形，當載重施加至試體達完成剪力破壞後，亦需量取試體破壞面之角度及記錄破壞形式，試體完成後並量測試體之含水量。每一試驗均求得數個 Mohr 圓，並經由數個 Mohr 圓所組成之包絡線決定土壤之抗剪強度。試驗結果如表 2.4 及附錄 F. 所示。

表 2.4 土壤三軸 SUU 壓縮試驗結果

孔號	樣號	深度 (m)	Su (C) (kg/cm^2)	Soil Type
AH-2	T-2	19.00-19.75	0.38	CL
AH-2	T-3	34.00-34.75	0.67	CL
BH-4	T-2	17.00-17.75	0.22	CL

10.土壤單向度壓密試驗

由 3" ϕ 薄管取得土樣，修成 6.35 cm ϕ \times 2.0 cm 之試驗，上下置以濾紙及飽和之透水石，置於浮動環槓桿式壓縮儀內進行加壓試驗。試驗時先加 0.125 kg/cm² 之接觸壓力使試體與加壓軸完全接觸，並促使試體飽和後，增加荷重自 0.125 kg/cm² 之壓力至 8.00 kg/cm² 後，再循相反順序解壓至 0.25 kg/cm²，再加至 16.0 kg/cm² 之最大壓力。試體歷經初壓、再加壓、解壓、再加壓之程式，測其單向度（垂直方向）之壓縮指數 C_c 、體積壓縮係數 M_v 及壓密係數 C_v 、以為估計地層沈陷量之依據。試驗結果如表 2.5 及附錄 G.所示。

表 2.5 土壤單向度壓密試驗結果

孔號	樣號	深度 (m)	含水量 (%)	乾密度 (g/cm ³)	孔隙比 e_o	C_c	C_s	Soil Type
AH-1	T-3	26.00-26.75	34.2	1.35	1.01	0.381	0.047	CL
BH-6	T-2	17.00-17.75	36.8	1.33	1.07	0.391	0.048	CL

第三章 基地土層層次及地下水概況

3.1 基地土層層次及土壤工程性質

本基地現場鑽探之鑽孔柱狀圖詳列於本報告之附錄中，地層剖面圖如圖 3.1 至圖 3.3 所示。根據鑽孔柱狀圖及土壤試驗結果分析研判，本基地之土層由地表至鑽探最大深度內可歸納為三個主要層次：(1)回填土(棕灰色粉土質細砂、砂質粉土夾粉土質黏土、含礫石、垃圾、磚塊)、(2)棕灰色至棕黃色粉土質中細砂、(3)灰色粉土質黏土夾貝屑，茲就地層變化情況說明如下：

1. 回填土（棕灰色粉土質細砂、砂質粉土夾粉土質黏土、含礫石、垃圾、磚塊）

由地表面起至地表面下約 9.60~11.50 公尺為棕灰色粉土質細砂、砂質粉土夾粉土質黏土、含礫石、垃圾、磚塊之回填土，本土層標準貫入試驗 N 值約為 3~22。含水量約為 10.9%~41.9%。土壤平均單位重約為 1.87t/m^3 。本土層為不具塑性之粉土及砂土夾具中塑性黏土，黏土液性限度約為 28%~47%，塑性指數約為 10%~24%，依統一土壤分類法（USCS）分類以 SM 及 ML 為主，夾 CL。

2. 棕灰色至棕黃色粉土質中細砂

由地表面下約 9.60~11.50 公尺起至地表面下約 13.20~16.50 公尺為棕灰色至棕黃色粉土質中細砂。本土層標準貫入試驗 N 值約為 10~35，屬中等緊密至緊密之砂土。含水量約為 15.8%~29.8%，土壤平均單位重約為 1.92t/m^3 。本土層不具塑性，依統一土壤分類法（USCS）分類為 SM、SP-SM。

3. 灰色粉土質黏土夾貝屑

由地表面下約 13.20~16.50 起至鑽探最大深度 35.00 公尺為灰色粉土質黏土夾貝屑。本土層標準貫入試驗 N 值約為 4 至 17，屬中等堅實稠度至堅實稠度之黏土。含水量約為 20.5%~45.1%。土壤平均單位重約為 1.78t/m^3 。本黏土層具中塑性，液性限度約

為 38%~49%，塑性指數約為 17%~26%，依統一土壤分類法（USCS）分類以 CL 為主。

表3.1 設計用土層簡化剖面及建議參數

層次	土壤分類	層底深度 m	N值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg	s_u t/m ²	C_c C_s	E t/m ²	ν	K_v t/m ³	K_h t/m ³
1	SM、ML 夾 CL	9.60~11.50	3-22 (7)	1.87	0.0	28.00	-	-	1400	0.40	1667	1050
2	SM、SP-SM	13.20~16.50	10-35 (19)	1.92	0.0	31.0	-	-	3800	0.30	4176	2850
3	CL	35.00	4-17	1.78	0.0	28.0	$0.3 \times \sigma_v'$	0.380 0.045	$150 \times \sigma_v'$	0.50	$200 \sigma_v'$	$90 \times \sigma_v'$

*1. 推估建議值，依下列經驗公式估算。

*2. K_v 值推估時B取單位寬度1.0m，設計時採實際柱位間距 $K_v(\text{設計}) = K_v/B$

1. 黏性土壤之無圍壓縮應力 q_u 與標準貫入試驗 N 值之關係表

SPT, N 值	強度描述	q_u , (T/M ²)
0~2	極軟	<2.50
2~4	軟	2.50~5.00
4~8	中等	5.00~10.00
8~15	硬	10.00~20.00
15~30	堅硬	20.00~40.00
>30	極堅硬	>40.00

標準貫入試驗N值與砂性土壤摩擦角 ϕ 及承载力之關係

SPT, N 值	緊密度描述	相對密度, D_r	摩擦角, ϕ Peck	摩擦角, ϕ Meyerhof
0~4	極疏鬆	<0.2	<28.5°	<30.0°
4~10	疏鬆	0.2~0.4	28.5°~30.0°	30.0°~35.0°
10~30	中等	0.4~0.6	30.0°~36.0°	35.0°~40.0°
30~50	緊密	0.6~0.8	36.0°~41.0°	40.0°~45.0°
>50	極緊密	0.8~1.0	>41.0°	>45.0°

2. 黏土之無圍壓縮強度以 $q_u = N/8 \text{ kg/cm}^2$ (Terzaghi, 1966)。

3. 粘土之不排水剪力強度 $s_u = N/16 \text{ kg/cm}^2$ (Terzaghi, 1966)。

粘土之不排水剪力強度 $s_u = 0.05 + 0.07N \text{ kg/cm}^2$ (日本道路設計要領, 1980)

自然沉積黏土之不排水剪力強度 s_u 隨有效覆土壓力 σ_v' 增加而增加，且與 PI 有關 (Skempton 1953)

$$s_u / \sigma_v' = 0.11 + 0.0037PI$$

基隆河流域黏土之不排水剪力強度 s_u 經驗公式

$$s_u / \sigma' = 0.22 \sim 0.32 \text{ (取0.25)}$$

本報告採 $s_u = N/16$ 及基隆河流域經驗公式推估黏土不排水剪力強度 s_u 。

4. 粘土之壓密係數 $C_c = 0.009 * (LL - 10)$ 估算 (Terzaghi & Peck, 1967)。

5. 砂土及粉土層之 ϕ' 角以 $\phi' = 0.3N + 27$ 、 $N < 20$ (Peck)。

$$\phi' = 1.3\sqrt{N + 28} \text{、} N > 20 \text{ (亞新、1987)。$$

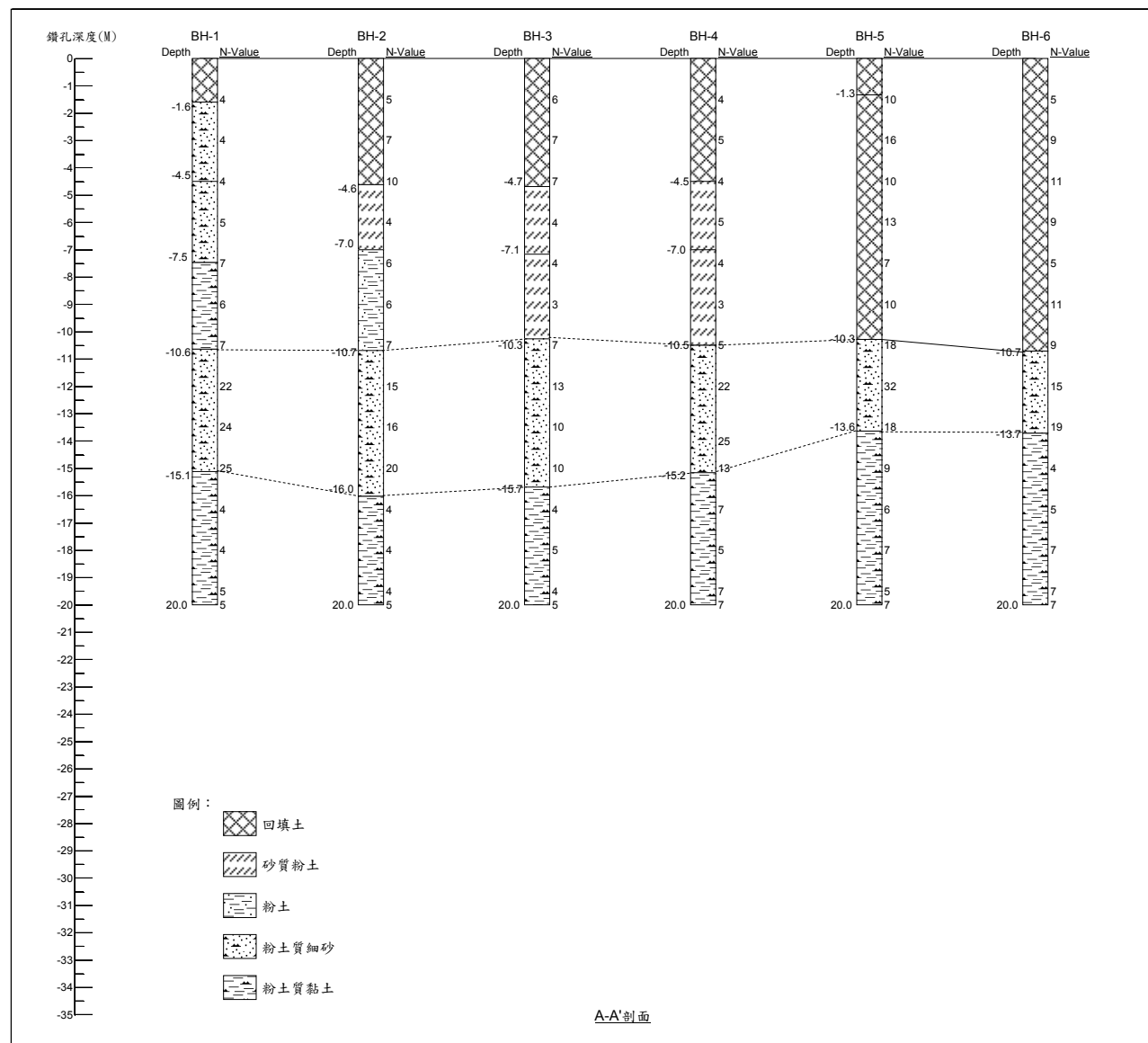


圖 3.1 基地地層剖面圖(A 剖面圖)

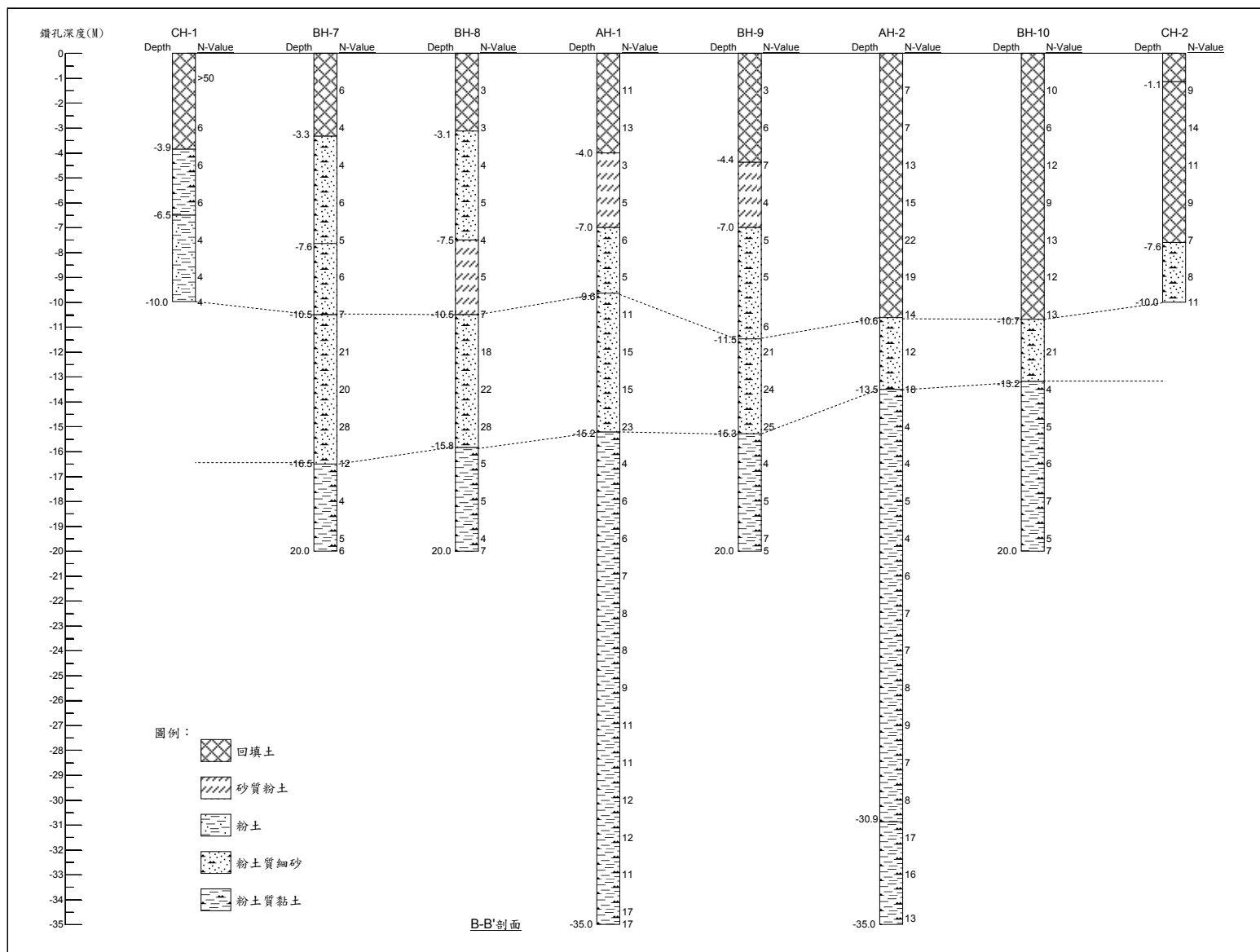


圖 3.2 基地地層剖面圖(B 剖面圖)

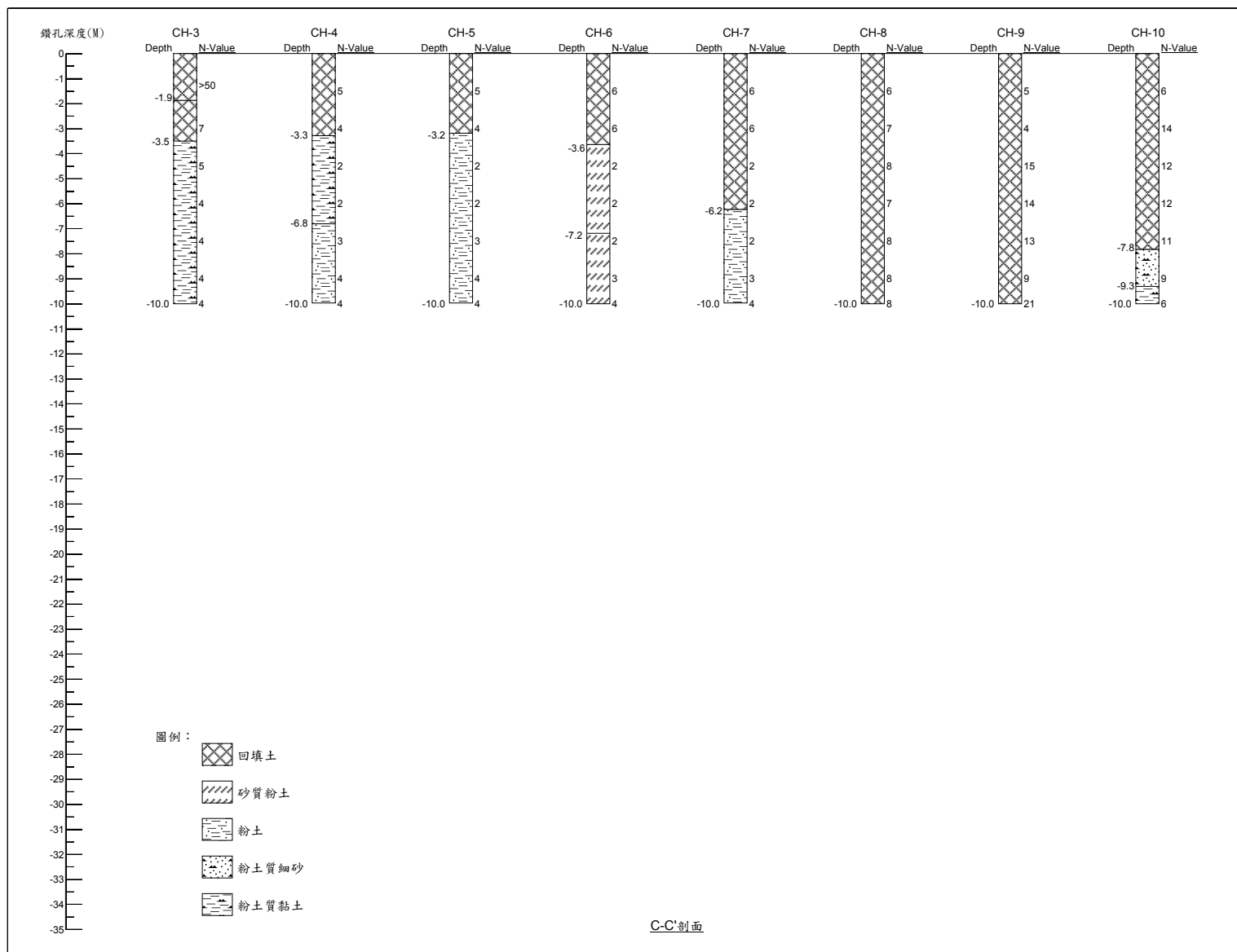


圖 3.3 基地地層剖面圖(C 剖面圖)

3.2 地下水位概況

本工程鑽孔完成後，進行水位觀測得知，本基地地下水位在觀測期間內，約位於地表面下 7.50 公尺處（※地下水位觀測結果記錄於表 3.2 中）。考慮雨季及暴雨對地下水位之影響，建議於進行基礎分析設計時，採用地下水位位於地表面下 5.00 公尺處。

表 3.2 地下水位觀測記錄表

埋 設 種 類		觀測井	觀測井	觀測井	觀測井	觀測井
埋設深度(m)		12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
鑽 孔 編 號		BH-2	BH-6	BH-7	BH-9	BH-10
安 裝 日 期		97.05.13	97.05.19	97.05.11	97.05.15	97.05.18
觀 測 日 期	97.05.12	--	--	1.80	-	--
	97.05.13	--	--	2.00	-	--
	97.05.14	1.20	--	2.20	-	--
	97.05.15	1.20	--	2.30	-	--
	97.05.16	1.20	--	2.50	7.90	--
	97.05.17	1.20	--	2.50	7.90	--
	97.05.18	1.20	--	2.70	7.90	--
	97.05.19		--	2.80	7.90	7.50
	97.05.20		6.30	2.70	7.90	7.50
	97.05.22	2.50	6.26	3.00	7.88	7.54
	97.05.23	3.30	6.30	3.50	7.88	7.54
	97.05.28	3.52	6.30	3.66	7.79	7.49
	97.05.30	3.85	6.30	3.90	7.50	7.30

3.3 土石資源評估

本基地於由地表面起至地表面下約 9.60~11.50 公尺為棕灰色粉土質細砂、砂質粉土夾粉土質黏土、含礫石、垃圾、磚塊之回填土，根據土壤一般物理性質試驗結果，砂土及礫石含量大都在 60%以下，不具回收利用之價值。

第四章 地震及土壤液化分析

地震時飽和土壤之液化為工程結構物受損之主要原因之一。飽和土壤產生液化之基本機制為土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，引致土壤剪力強度減小，當孔隙水壓上升至與土壤之有效應力相等時，即產生土壤液化現象，而造成嚴重之損壞，諸如基礎支承力的喪失，崩瀉、建築物坍塌、地盤側向擴張及下陷等現象，依土壤變形程度常分為液化(liquefaction)及反覆流動(cyclic mobility)兩種情況，兩種情況均須按下列規定加以評估其安全性。

目前我國之「建築物耐震設計規範及解說」第十一章所採用之土壤液化潛能評估法即為日本道路協會(1990)「道路橋示方書」第五部耐震設計規範所列之方法之修正版，該法為 Iwasaki et al(1978,1982)及 Tatsuoka et al.(1980)根據大量高品質現地取樣試體，於室內進行土壤液化試驗所得 20 振動周數抗液化強度 SR_{20} 與現地之 SPT-N1 關係所發展出來之評估法，曾以日本 6 次地震，64 個液化案例與 23 個非液化案例驗證其可靠性。該法之特點在於以最大反覆剪應力比而非以平均反覆剪應力比作為比較之基準，同時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 ，這些都是與其他方法不同之處。根據許多研究顯示(中興顧問社，1993)，此法將低估高 N 值土壤之抗液化強度，尤其是當 $N > 20$ 以後，為其不合理之處，使用時應特別謹慎。

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗及相關研究結果整合後，重新擬訂新的土壤液化判定方法(1996)，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，重訂液化強度的計算方法與液化後土質參數之折減係數，並加入有關地盤流動之分析設計方法。該法已稍微改善舊方法低估高 N 值土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響方面亦改用細料含量 $FC(\%)$ 為參數。而放棄原有以平均粒徑 D_{50} 為參數之方法，並考慮繁密砂土液化後仍具有相當阻抗之特性。

本報告採用內政部建築研究所 94 年 7 月「建築物耐震設計規範及解說(95 年 01 月修訂)」建議之液化潛能分析流程進行本基地之地震及土壤液化評估。有關液化分析說明如下：

地表下 20.00M 以內之飽和砂土層，通過率為 50%之粒徑 D_{50} 在 0.02mm 至 2.00mm 間，地下水位在地表下 10.00M 以內時，須作液化潛能之評估。

液化之評估由液化抵抗率 F_L 決定之（內政部建築研究所 94 年 7 月”建築物耐震設計規範及解說） F_L 值小於 1.00 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = R/L$$

其中 L 為地震產生時之尖峰剪應力與有效覆土壓力之比值，其值以下式求之：

$$L = \tau_{\text{peak}} / \sigma' = A/g \times \sigma / \sigma' \times \gamma_d$$

此處

A ：水平地震地表加速度

G ：重力加速度

τ_{peak} ：尖峰剪應力

σ ：總覆土壓力

σ' ：有效覆土壓力

γ_d ：尖峰剪應力比沿深度折減係數， $\gamma_d = 1 - 0.015X$

X ：受評估土層距離地表面之深度

R ：使土壤發生液化時之剪應力比（反覆三軸剪力強度比）

$$R = 0.0882 \sqrt{(N_a / 1.7)} \quad (N_a < 14)$$

$$R = 0.0882 \sqrt{(N_a / 1.7)} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} \quad (N_a \geq 14)$$

$$N_a = C_1 N_1 + C_2$$

$$N_1 = 1.7 \times N / (\sigma' + 0.7)$$

$$C_1 = 1 \quad (0\% \leq F_c \leq 10\%)$$

$$(FC+40)/50 \quad (10\% \leq F_C \leq 60\%)$$

$$(FC/20)-1 \quad (F_C \geq 60\%)$$

$$C_2=0 \quad (0\% \leq F_C \leq 10\%)$$

$$(FC-10)/18 \quad (F_C \geq 10\%)$$

F_C ：細粒土壤含有率(%)，為粒徑74 μ m以下土粒子之重量百分率。

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，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」中所建議之損害評估方法有二：

1.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。

2.液化潛能指數

Iwasaki et al.(1982)提出以液化潛能指數 P_L (Liquefaction Potential Index)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，以下式計算

$$W(z)=10-0.5 z ,$$

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

依以上分析，對於具高液化潛能之基地，應視基地之地層特性、結構物型式及其重要性，進行適當之地層改良，或將土質參數折減，進行耐震設計，以免地震時發生土壤液化引致之災害。茲將一般常用之液化潛能指數與處理方式原則（抗液化措施）歸納如表 4.1 所示。

表 4.1 液化潛能指數危害度及抗液化處理原則

土壤液化等級和建議的抗液化措施						
液化等級	液化潛能指數 (P_L)	噴水冒砂特點	由液化引起的建築物震害	抗液化措施選擇原則		
				重要建築	一般建築	次重建築
I (輕微)	< 5	無噴水冒砂現象或在局部低窪地、池邊有零星噴水冒砂點	液化危害性小，一般不致引起明顯的震害	部份消除液化沉陷，或對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理，亦可不採取措施	可不採取措施
II (中等)	5~15	噴水冒砂的可能性很大，多數屬於中等程度的噴水冒砂	液化危害性較大，可造成不均勻沉降或開裂	全部消除液化沉陷，或部份消除液化沉陷且對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理或更高要求的措施	可不採取措施
III (嚴重)	> 15	噴水冒砂嚴重，地裂縫較多，地表形態發生很大變化	液化危害性大，一般可使建築物產生10~30cm的不均勻沉陷，高重心建物可能嚴重傾斜	全部消除液化沉陷	全部消除液化沉陷或部份消除液化沉陷且對基礎和上部結構處理	基礎和上部結構處理或其他經濟的措施

依前面判定為可能液化之砂質土層，應依表 4.2 液化抵抗率 F_L 值折減其耐震設計用土壤參數。

表 4.2 FL 之範圍與折減係數之關係

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_F	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 < z \leq 20$	1	1

本工址位處台北市盆地分區，工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}=0.6$ ，短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}=0.8$ 。用途係數 (I)=1.25 進行分析。進行土壤液化潛能分析時，液化分析時採最大地震地表水平加速度 $A_{max}=0.4S_{MS}I_g=0.4 \times 0.8 \times 1.25=0.40g$ 、設計地震地表水平加速度 $A_{des}=0.4S_{DS}I_g=0.4 \times 0.6 \times 1.25=0.30g$ ，中小地震地表水平加速度 $A_{min}=0.4S_{DS}I_g/3.5=0.30/3.5=0.0857g$ 。

依分析結果（分析結果如附錄 H所示），本基地地層於最大地震來襲時，本基地之砂土具發生嚴重地層液化之潛能，具液化潛能地層之平均 $R < 0.3$ 、 F_L 為 $1/3 \sim 2/3$ ，依規定土層需對剪力強度參數進行折減 $1/3$ （10.00m 以上） $\sim 2/3$ （10.00m 以下）；本基地地層於設計地震來襲時，本基地之砂土具發生中等至嚴重地層液化之潛能，具液化潛能地層之平均 $R < 0.3$ 、 F_L 為 $1/3 \sim 2/3$ ，依規定土層需對對剪力強度參數進行折減 $1/3$ （10.00m 以上） $\sim 2/3$ （10.00m 以下）；中小地震時，則不具發生地層液化之潛能。

如上所述，考量地形狀況、地質條件、對四周環境（如噪音、振動、污染與地下水）的影響及施工便易性與經濟性。本工程為三或四樓以上的建築物宜以筏基為考量，必要時應增加其他處置措施。地層液化可能對本基地結構物產生影響，因本工程開挖深度為 5.30 公尺，建議地下開挖時，若採用臨時擋土結構，如兵樁或鋼板樁施工時，開挖完成後不宜拆除，否則也應予以灌漿填實。若擋土結構與建築物

間留有空隙，也應以適當材料填實。此外針對地層液化因素建議可針對柱位下之土層進行地質改良作業，目標以消除地層液化潛能對結構安全之影響為原則，以避免地層發生液化造成基地結構物之損壞。

第五章 基礎形式之選擇

選擇基礎形式常須考慮之因素為基礎承載之穩定性、基礎之沉陷、建築物之功能要求、施工方法之可行性、基礎之工程費用和工期等。依據所提供之資料，本新建大樓為地上 3 層、地下 1 層之大樓，開挖深度約為 5.30 公尺。根據本工程基地土壤之特性及考慮上列諸因素，本大樓之基礎可採用下述二個較可行之基礎方案：

1. 浮式筏基礎 (COMPENSATED MAT FOUNDATION)

此種基礎之設計原理，乃利用所挖除之土重及地下水之浮力，來部份抵銷或完全抵銷結構物之重量使結構物實際傳至土層之淨載重減少，而增加基礎承載之安全性及減少基礎之沉陷量。一般在軟弱土層或高壓縮性土層構築建築物時常採用此種基礎。

2. 樁基礎 (PILE FOUNDATION)

當淺基礎不足以承載結構物荷重或其沉陷量超過容許限度時；則需採用深基礎。此種基礎形式係於地下室採用樁基礎，將結構之載重經由基樁傳至良好的基礎承載層，藉以增加承載力，並減少結構物之沉陷量。

為瞭解基礎之可行性，需考慮兩項準則：(1) 必須有適當的安全係數以抵抗基礎土壤發生剪力破壞；(2) 基礎總沉陷量及差異沉陷量不得超過容許限度。以下將就浮式筏基礎之地基承載力及沉陷量等問題詳加研究分析。

5.1 基礎地基承載力分析

地基承力之大小與土壤強度、基礎形式、大小、放置深度、受力情形及地下水情形均有密切關係，考慮基礎面下土層層次為以砂土層及粉土層，依據建築技術規則基礎構造設計規範(1997)所建議淺基礎之極限支承力公式估算土層之承載力如下：

$$q_{ult} = cN_c F_{CS} F_{Cd} F_{Ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qS} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma S} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

式中 Q_{ult} = 土壤之極限承載力， t/m^2

Q_{all} = 土壤之容許承載力， t/m^2

C = 黏土層之單位凝聚力， t/m^2

ϕ = 砂層之內摩擦角，deg.

γ_1 = 基礎面以下土壤有效單位重， t/m^3

γ_2 = 基礎面以上土壤有效單位重， t/m^3

B = 基礎寬度，m

L = 基礎長度，m

D_f = 基礎埋置深度，m

承載因素 N_c 、 N_q 、 N_γ

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

形狀因素 F_{CS} 、 F_{qS} 、 $F_{\gamma S}$

深度因素 F_{Cd} 、 F_{qd} 、 $F_{\gamma d}$

傾斜因素 F_{Ci} 、 F_{qi} 、 $F_{\gamma i}$

上述承載力公式，採用安全係數為 3。

依據上式假設柱位間距為 10.0m×10.0m，求得基礎在深 5.30 公尺處之基礎容許承载力為 43.79t/m²，而本工程結構體之平均載重約為 1.5 t/m²×4+2t/m²=8.00t/m²，故採用浮式筏基礎時，土層應無承載破壞之顧慮。

承载力計算（建築技術規則基礎構造設計規範）

$$Q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + r_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 r_1 B N_r F_{rs} F_{rd} F_{ri} \quad Q_u \quad 111.56 \text{ t/m}^2$$

$F_{cs} =$	1.55	$F_{cd} =$	1.18	$F_{ci} =$	1.00
$F_{qs} =$	1.15	$F_{qd} =$	1.09	$F_{qi} =$	1.00
$F_{rs} =$	1.14	$F_{rd} =$	1.09	$F_{ri} =$	1.00

$\Phi =$	28				
LENGTH =	10 m				
WIDTH =	10 m				
$D_f =$	5.3 m				
$s_u =$	0 t/m ²				
$r_1 =$	0.87 t/m ³				
$N_c =$	11.4				
$N_q =$	7.1				
$N_r =$	4.4				
$\beta =$	0				
$r_2-1 =$	1.87	$H_1 =$	5.3	$r_2 \cdot D_f 1 =$	9.911
$r_2-2 =$		$H_2 =$		$r_2 \cdot D_f 2 =$	0
$r_2-3 =$		$H_3 =$		$r_2 \cdot D_f 3 =$	0
$r_2-4 =$		$H_4 =$		$r_2 \cdot D_f 4 =$	0
$r_2-5 =$		$H_5 =$		$r_2 \cdot D_f 5 =$	0
					9.911 t/m ²
		$q_u' =$	101.65	t/m ²	
		$q_a' =$	43.79	t/m ²	

5.2 基礎沉陷量分析

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。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。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黏土層，其完成壓密之時間則與黏土層厚度及土壤透水性有關，可能長達數年。

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，圖 5.1 為 BJERRUM 所建議之結構物角變形容許限度。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位及總沉陷量之一般容許標準如下：

- 1.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 5.1 所示，此表僅係一般之原則，對於特定之建造物應視其狀況而定。
- 2.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 5.2 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。

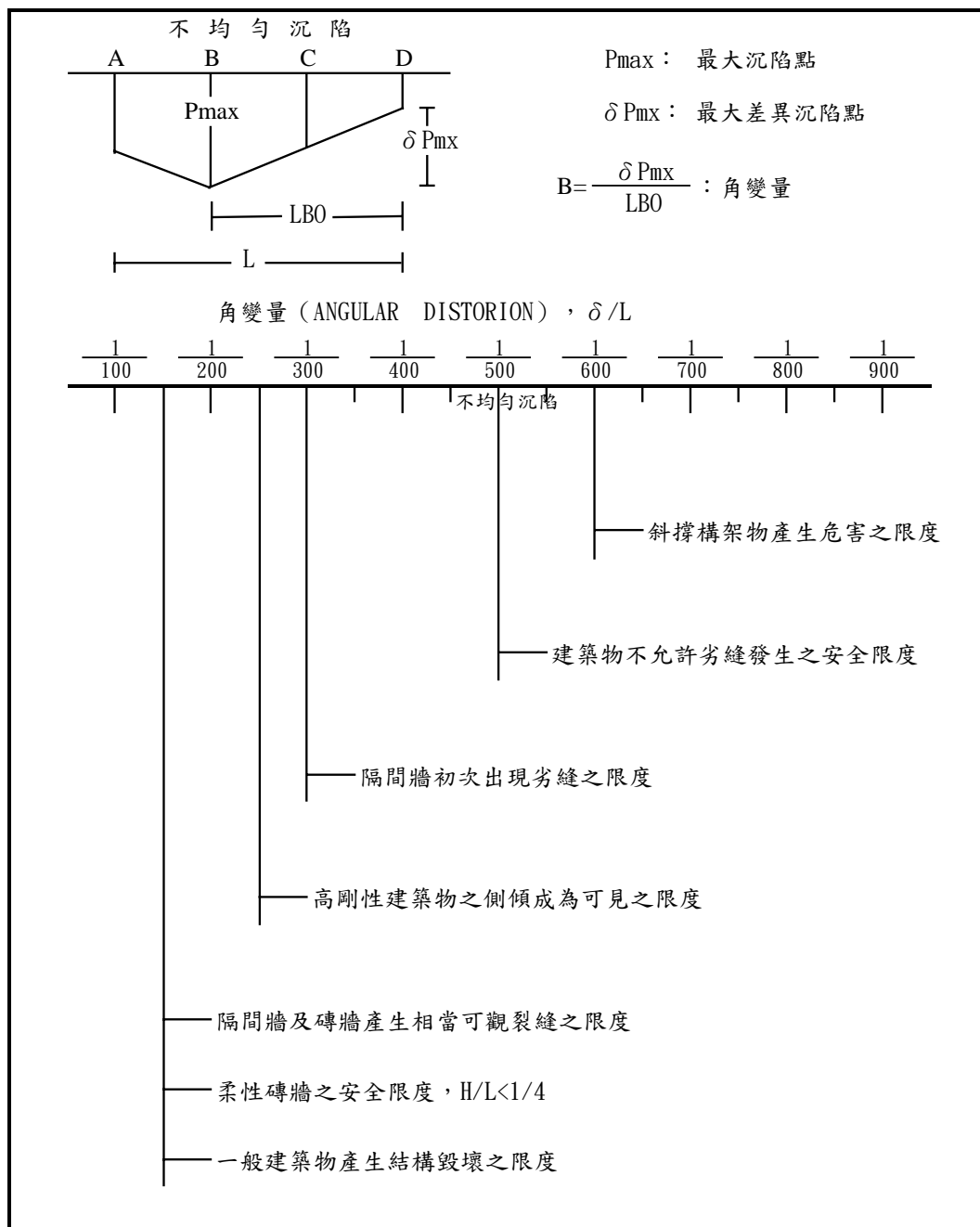


圖 5.1 結構物之容許角變形限度

表 5.1 角變量與建築物損壞程度(Bjerrum, 1963)

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)

表 5.2 容許沉陷量(公分)

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
總沉陷量	4.0	10.0	20.0	30.0

基礎之瞬時沉陷計算，可採用 JANBU 建議之公式：

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

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/m²

B = 基礎寬度，cm

E_s = 土層之平均靜態彈性係數，t/m²

μ = 土壤之包生比 (POISSON'S RATIO)

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：

$$S_c = C_c / (1 + e_0) \times H \times \log ((P_o + \Delta P) / P_o)$$

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/m^2

ΔP = 土層增加之淨應力， t/m^2

地下室開挖之回脹量如下：

中心點：吸水回脹量 10.319cm，瞬時回脹量 5.852cm

角隅點：吸水回脹量 3.101cm，瞬時回脹量 1.102cm

結構物沉陷量如下：

中心點：壓密沉陷量 8.567cm，瞬時沉陷量 4.729cm

角隅點：壓密沉陷量 2.528cm，瞬時沉陷量 0.891cm

考慮未回脹效應後之沉陷量如下：

中心點：1.343cm

角隅點：0.357cm

瞬時沉陷量於施工過程，伴隨結構體施工產生，於結構體完成後即已發生完成。壓密沉陷考慮未回脹效應（以 70% 計算）後中心點之壓密沉陷量為 1.343cm，角隅點之壓密沉陷量 0.357cm，差異沉陷量為 0.986cm，差異沉陷產生之角變量為 1/1007。此外本基地因地下室開挖挖除之有效土重為 $9.91t/m^2$ ，已大於結構淨載重 $8.00t/m^2$ ，本基地應無沉陷之問題。

地下室開挖之回脹量計算結果

NUMBER OF SOIL LAYERS: 6

SOIL	TOP	BOTTOM	GAMMA	CC	CR	PC	E	MU	CA	A	TZERO
	(M)	(M)	(TCM)			(TSM)	(TSM)				(YR)
1	.00	-5.00	1.87	.000	.000	.00	1750.00	.30	.00000	.000	0.50
2	-5.00	-10.50	.87	.000	.000	.00	1750.00	.30	.00000	.000	0.50
3	-10.50	-15.00	.92	.000	.000	.00	4750.00	.30	.00000	.000	0.50
4	-15.00	-25.00	.78	.038	.000	.00	1850.00	.50	.00000	1.000	0.50
5	-25.00	-30.00	.78	.038	.000	.00	2500.00	.50	.00000	1.200	0.50
6	-30.00	-35.00	.78	.038	.000	.00	3750.00	.50	.00000	1.200	0.50

PROJECT LIFE: 50.0

NUMBER OF LOADED AREAS: 1

AREA	CX	CY	ELEV	WIDTH	LENGTH	LOAD
			(M)	(M)	(M)	(TSM)
1	.00	.00	-5.30	208.00	52.00	9.90

SETTLEMENT POINT: X= .00 Y= .00

	VERTICAL		HORIZ. X	HORIZ. Y	SKEMPTON	SECOND.			
SOIL	INITIAL	STRESS	STRESS	STRESS	BJERRUM	CONSOL.	COMP.	ELASTIC	TOTAL
LAYER	STRESS	INCREASE	INCREASE	INCREASE	FACTOR	COMP.	50. YR	COMP.	COMP.
	(TSM)	(TSM)	(TSM)	(TSM)		(CM.)	(CM.)	(CM.)	(CM.)
1	4.7	.0	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000
2	11.7	9.9	9.3	8.7	.908	.000	.000	1.416	1.416
3	16.2	9.8	8.0	6.5	.736	.000	.000	.519	.519
4	22.2	9.4	6.3	4.0	1.000	5.808	.000	2.274	8.083
5	28.0	8.5	5.0	2.3	1.114	2.448	.000	.979	3.427
6	31.9	7.9	4.3	1.7	1.126	2.062	.000	.665	2.727
						-----	-----	-----	-----
						10.319	.000	5.852	16.171

SETTLEMENT POINT: X= 104.00 Y= 26.00

	VERTICAL		HORIZ. X	HORIZ. Y	SKEMPTON	SECOND.			
SOIL	INITIAL	STRESS	STRESS	STRESS	BJERRUM	CONSOL.	COMP.	ELASTIC	TOTAL
LAYER	STRESS	INCREASE	INCREASE	INCREASE	FACTOR	COMP.	50. YR	COMP.	COMP.
	(TSM)	(TSM)	(TSM)	(TSM)		(CM.)	(CM.)	(CM.)	(CM.)

1	4.7	.0	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000
2	11.7	2.5	2.4	2.3	.954	.000	.000	.333	.333
3	16.2	2.5	2.2	2.0	.862	.000	.000	.113	.113
4	22.2	2.5	2.0	1.6	1.000	1.732	.000	.345	2.077
5	28.0	2.4	1.8	1.3	1.073	.730	.000	.177	.907
6	31.9	2.4	1.6	1.1	1.085	.639	.000	.134	.774
					-----	-----	-----	-----	
					3.101	.000	1.102	4.203	

沉陷量計算結果

NUMBER OF SOIL LAYERS: 6

SOIL	TOP (M)	BOTTOM (M)	GAMMA (TCM)	CC	CR	PC (TSM)	E (TSM)	MU	CA	A	TZERO (YR)
1	.00	-5.00	1.87	.000	.000	.00	1750.00	.30	.00000	.000	5.00
2	-5.00	-10.50	.87	.000	.000	.00	1750.00	.30	.00000	.000	5.00
3	-10.50	-15.00	.92	.000	.000	.00	4750.00	.30	.00000	.000	5.00
4	-15.00	-25.00	.78	.038	.000	.00	1850.00	.50	.00000	1.000	5.00
5	-25.00	-30.00	.78	.038	.000	.00	2500.00	.50	.00000	1.200	5.00
6	-30.00	-35.00	.78	.038	.000	.00	3750.00	.50	.00000	1.200	5.00

PROJECT LIFE: 50.0

NUMBER OF LOADED AREAS: 1

AREA	CX	CY	ELEV	WIDTH	LENGTH	LOAD				
			(M)	(M)	(M)	(TSM)				
1	.00	.00	-5.30	208.00	52.00	8.00				
SETTLEMENT POINT: X=				.00	Y=	.00				
VERTICAL			HORIZ. X	HORIZ. Y	SKEMPTON	SECOND.				
SOIL	INITIAL	STRESS	STRESS	STRESS	BJERRUM	CONSOL.	COMP.	ELASTIC	TOTAL	
LAYER	STRESS	INCREASE	INCREASE	INCREASE	FACTOR	COMP.	50. YR	COMP.	COMP.	
	(TSM)	(TSM)	(TSM)	(TSM)		(CM.)	(CM.)	(CM.)	(CM.)	
1	4.7	.0	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000	
2	11.7	8.0	7.5	7.0	.908	.000	.000	1.144	1.144	
3	16.2	7.9	6.4	5.2	.736	.000	.000	.419	.419	
4	22.2	7.6	5.1	3.2	1.000	4.841	.000	1.838	6.679	
5	28.0	6.9	4.0	1.9	1.114	2.026	.000	.791	2.817	
6	31.9	6.4	3.4	1.3	1.126	1.700	.000	.537	2.238	
						-----	-----	-----	-----	
						8.567	.000	4.729	13.296	

SETTLEMENT POINT: X= 104.00 Y= 26.00

SOIL LAYER	INITIAL STRESS (TSM)	STRESS INCREASE (TSM)	STRESS INCREASE (TSM)	STRESS INCREASE (TSM)	SKEMPTON BJERRUM FACTOR	CONSOL. COMP. (CM.)	SECOND. COMP. 50. YR (CM.)	ELASTIC COMP. (CM.)	TOTAL COMP. (CM.)
1	4.7	.0	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000
2	11.7	8.0	7.5	7.0	.908	.000	.000	1.144	1.144
3	16.2	7.9	6.4	5.2	.736	.000	.000	.419	.419
4	22.2	7.6	5.1	3.2	1.000	4.841	.000	1.838	6.679
5	28.0	6.9	4.0	1.9	1.114	2.026	.000	.791	2.817
6	31.9	6.4	3.4	1.3	1.126	1.700	.000	.537	2.238
						-----	-----	-----	-----
						8.567	.000	4.729	13.296

1	4.7	.0	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000
2	11.7	2.0	1.9	1.9	.954	.000	.000	.269	.269
3	16.2	2.0	1.8	1.6	.862	.000	.000	.091	.091
4	22.2	2.0	1.6	1.3	1.000	1.413	.000	.279	1.692
5	28.0	1.9	1.4	1.0	1.073	.595	.000	.143	.737
6	31.9	1.9	1.3	.9	1.085	.520	.000	.109	.629
					-----	-----	-----	-----	
					2.528	.000	.891	3.418	

5.3 樁基礎承載力分析

當淺層土壤承載力不足以承受結構物荷重或淺基礎的沉陷量超過容許限度時可採用樁基礎將載重傳遞至較深之良好承載層上，基礎承載力之大小與土壤性質、樁之長度、大小、種類及其施工法均有極密切之關係。國內目前常用的基樁有打擊式(DRIVEN PILE)及鑽掘式樁(BORED PILE)兩種。

1. 基樁之承載力分析

基樁之抗承載力與樁身之表面摩擦力、樁尖承載力有關，建議採用下列公式推估：

$$Q_a = (f_s \cdot A_s + q_b \cdot A_b) / F.S$$

式中 Q_a = 樁之容許抗承載力，t

f_s = 樁身之平均表面摩擦力，t/m²

A_s = 樁身之表面積，m²

q_b = 樁尖承載力，t/m²

A_b = 樁身之斷面積，m²

$F.S$ = 安全係數，本工程基地取 3.0。

2. 基樁之抗上拔力分析

基樁之抗上拔力與樁身之表面摩擦力、有效樁重有關，建議採用下列公式推估：

$$R_a = f_s \cdot A_s / F.S + W_p$$

式中 R_a = 樁之容許抗上拔力，t

f_s = 樁身之平均表面摩擦力，t/m²

A_s = 樁身之表面積，m²

W_p = 樁之有效重，t

$F.S$ = 安全係數，本工程基地取 6.0。

ESTIMATE PILE BEARING CAPACITY

Pile Capacity

LAYER NO.	SOIL TYPE	BOTTOM DEPTH, M	GAMMA TCM	FRIC. ANGLE DEGREE	UNDRAINED SHEAR STRENGTH, TSM	N VALUE
1	SAND	10.5	1.87	30.0	.00	7.0
2	SAND	15.0	1.92	32.0	.00	19.0
3	CLAY	25.0	1.78	.0	3.70	7.0
4	CLAY	30.0	1.78	.0	5.00	10.0
5	CLAY	35.0	1.78	.0	7.50	14.0

TYPE OF PILE : BORED PILE

COEFFICIENT KHC = 1.20

COEFFICIENT KHT = .80

FACTOR OF SAFETY FOR FRICTION = 6.0

FACTOR OF SAFETY FOR END BEARING = 3.0

DEPTH OF PILE CAP = 5.30 m, BELOW GROUND LEVEL

WATER TABLE = 5.00 m, BELOW GROUND LEVEL

***** DIAMETER OF PILE = .60 m *****

DEPTH, m	COMPRESSION, t,				TENSION, t,	
	Friction	End Bearing	Ultimate	Allowable	Ultimate	Allowable
15.0	22.98	9.42	32.39	10.80	22.98	11.41
20.0	38.67	9.42	48.09	16.03	38.67	18.62
25.0	54.36	12.72	67.09	22.36	54.36	25.83
30.0	75.57	19.09	94.65	31.55	75.57	34.88

***** DIAMETER OF PILE = .80 m *****

DEPTH, m	COMPRESSION, t,				TENSION, t,	
	Friction	End Bearing	Ultimate	Allowable	Ultimate	Allowable
15.0	30.64	16.74	47.38	15.79	30.64	16.89
20.0	51.56	16.74	68.30	22.77	51.56	27.38
25.0	72.48	22.62	95.10	31.70	72.48	37.87
30.0	100.76	33.93	134.69	44.90	100.76	50.82

***** DIAMETER OF PILE = 1.00 m *****

DEPTH, m	COMPRESSION, t,				TENSION, t,	
	Friction,	End Bearing,	Ultimate,	Allowable	Ultimate,	Allowable
15.0	38.30	26.15	64.45	21.48	38.30	23.20
20.0	64.45	26.15	90.60	30.20	64.45	37.41
25.0	90.60	35.34	125.95	41.98	90.60	51.63
30.0	125.95	53.01	178.96	59.65	125.95	68.91

***** DIAMETER OF PILE = 1.20 m *****

DEPTH, m	COMPRESSION, t,				TENSION, t,	
	Friction,	End Bearing,	Ultimate,	Allowable	Ultimate,	Allowable
15.0	45.96	37.66	83.62	27.87	45.96	30.34
20.0	77.34	37.66	115.00	38.33	77.34	48.72
25.0	108.72	50.89	159.62	53.21	108.72	67.09
30.0	151.14	76.34	227.48	75.83	151.14	89.15

***** DIAMETER OF PILE = 1.50 m *****

DEPTH, m	COMPRESSION, t,				TENSION, t,	
	Friction,	End Bearing,	Ultimate,	Allowable	Ultimate,	Allowable
15.0	57.44	58.85	116.29	38.76	57.44	42.62
20.0	96.67	58.85	155.52	51.84	96.67	68.06
25.0	135.91	79.52	215.43	71.81	135.91	93.51
30.0	188.92	119.28	308.20	102.73	188.92	123.55

第六章 地盤反力係數推估

1. 垂直地盤反力係數

垂直地盤反力係數為基礎荷重與沉陷量之比值，而影響基礎沉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。垂直地盤反力係數可依下列公式推估：

Vesic's Method

$$K_v = E_s / B \cdot (1 - \mu^2)$$

$$E_s = 200 \cdot N = 1900 \text{ (砂土層)}$$

$$\mu = 0.3$$

$$K_v = 2087 \text{ t/m}^3$$

$$E_s = 1000 \cdot s_u = 3100 \text{ (黏土層)}$$

$$\mu = 0.5$$

$$K_v = 4133 \text{ t/m}^3 \text{ (黏土層取50\%即2066 t/m}^3\text{)}$$

此外垂直地盤反力係數也可依謝旭昇、程日晟 1996 之建議(地工技術 53 期)如表 6.1 所示，採用 800~2000t/m³ (砂土層) 及 1000~2000t/m³ (黏土層) 進行基礎設計。

表 6.1 N 值與垂直地盤反力係數關係表

土壤種類	SPT-N 值	Kv 值
<u>粘性土壤</u>		
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
<u>砂質土壤</u>		
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
註：1.承載層包括礫石層、岩塊層及岩盤等。		
2.本表適用於有連續壁束制之狀況。		

Kv 值基本上與 SPT-N 值約略有一正比例之關係(Kv=150N~300N)

2.水平地盤反力係數

水平地盤反力係數主要係作為擋土結構及基樁設計之用，就擋土結構之分析而言，水平地盤反力係數為側向壓力與擋土結構變形量之比值，惟土壤為非線性之材料，因此其值之推估須視擋土結構之分析模式而定，一般可採趙基盛(1983)建議之下列公式計算：

$$(1) K_h = (1.089 \cdot N \cdot B^{(-3/4)} + C_1 + C_2) \cdot Y^{(1/2)}$$

C₁：PC 樁 0.44，場鑄樁 1.149

C₂：砂土層 0.217，沉泥層 0，黏土層 -0.275

(2)日本土質學會公式

$$K_h = 5.6 \cdot N \cdot B^{(-3/4)} \cdot Y^{(1/2)}$$

(3)福岡、宇都公式

$$K_h = 0.691 \cdot N^{(0.406)}$$

(4)赤井、高橋公式

$$K_h = 0.502 \cdot N^{(0.37)}$$

(5)吉中公式

$$K_h = 7/1.2 \cdot N \cdot B^{(-3/4)}$$

(6)日本道路學會公式(1969)

$$K_h = 11.964 \cdot N \cdot B^{(-3/4)}$$

(7)趙基盛、陳福勝公式(1983)

$$K_h = K_o \cdot B^{(-1/4)} \cdot Y^{(1/2)}$$

K_o：

$$\text{黏土層} : 1.13 \cdot N^{(0.93)}$$

$$\text{沉泥層} : 0.9 \cdot N^{(0.83)}$$

$$\text{砂土層} : 1.05 \cdot N^{(0.76)}$$

B：基樁採樁徑，連續壁採 1.0M

Y：變位採 1 公分

水平地盤反力係數建議砂土層採福岡、宇都公式推估，黏土層採赤井、高橋公式推估。

第七章 地下室開挖擋土結構及土壤之穩定性分析

7.1 擋土設施之選擇

擋土設施主要包括擋土壁體及擋土支撐，其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環境之影響等。目前國內普遍採用之各種開挖擋土工法之優缺點比較如表 7.1。本工程基地面積約為 21311.88 m²，開挖深度預計為 5.30 公尺。考慮壁體之勁度、止水性、工程費用等，及地下室開挖對鄰近建築物之影響，建議採用鋼板樁作為地下室開挖之擋土壁體。因空地側因尚有腹地可就採鋼軌樁配合斜坡明挖工法及全面開挖內支撐系統工法加以評估，選則安全及經濟之工法進行地下室開挖及構築。

開挖時之支撐系統可考慮採用：1.全面開挖內支撐系統、2.全面開挖背拉系統、3.島區式開挖配合周邊擋土支撐系統等。茲說明比較如下：

1.全面開挖內支撐系統

全面支撐之優點在於結構體之灌置可以一次完成，減少施工縫之接合處理，缺點則為本基地面積大，支撐材料需要甚多，架設時間長，以致費用較高，且由於支撐材料受溫度影響之伸縮及接頭鬆弛易導致擋土設施變形量增大，而使施工安全性降低。

2.全面開挖背拉系統

對大面積基地開挖採用全面開挖背拉系統為一良好的方式，但需考慮因地錨施工造成之地權問題或採用可移除式地錨。

3.島區式開挖配合周邊擋土支撐系統

此種工法在開挖前先保留擋土壁及其內側之坡面，再將基地內部開挖，開挖至預定深度後，構築中央部之基礎部份，並

利用此基礎部份之反力架設支撐，而後再開挖周圍部份之保留土及構築外緣殘留部份構物，此種工法之優點可減少支撐材料之用量，但因周圍斜撐部份空間小及支撐之障礙致作業較困難。

以本工程開挖之深度規模，為維持穩定坡面，採島區式開挖，先行構築之中央基礎部份，可節省之支撐材料，與全面開挖內支撐系統相較，較為有利。

綜合以上之考慮，**本基地開挖建議可就島區式開挖配合周邊擋土支撐系統或全面開挖內支撐系統加以評估，擇一作為地下室開挖支撐系統。**

表 7.1 開挖擋土工法比較

擋土方法	施工方法	適用地層	優點	缺點
兵樁 (包括鋼軌、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	施工簡單； 便宜； 可重覆使用； 位置調整容易	須要降水； 垂直度差； 背側沉陷量大；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	水密性良好； 可重覆使用； 品質控制容易	施工易有噪音及震動； 變形量大； 背側沉陷量大(施工中及拔除後)
預壘排樁	空幹螺旋鑽	軟弱土層； 開挖深度<10m	施工簡單； 便宜； 快捷	水密性不良； 垂直度差； 不超過 15m 長度
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	剛性良好	水密性不良； 垂直度差； 昂貴； 用地較多
手掘式沉箱	人工挖掘	卵礫塊石地層； 開挖深度<15m	無噪音及震動； 剛性良好； 可多組人員同時施工	昂貴； 安全性差； 工作條件差； 須要降水配合
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	噪音量低； 無震動； 剛性良好； 水密性較好； 可用作永久牆	昂貴； 技術要求較高； 用地較多

7.2 擋土結構貫入深度分析

基礎開挖時應考慮擋土結構之貫入深度，以避免開挖面底部土壤不穩定及擋土結構向內擠進等問題發生，確保開挖施工和鄰近建築物之安全。造成開挖底部土壤不穩定的原因，主要包括非黏性土壤之砂湧現象及開挖底部土壤發生隆起破壞；擋土結構之向內擠進則係由於擋土結構承受之主動土壓力與被動土壓力無法達成平衡所致，其破壞模式如圖 7.1 所示。根據砂湧、隆起及擋土結構向內擠進之檢討，然後決定擋土結構之貫入深度，茲分別就砂湧、隆起及擋土結構向內擠進等問題討論如下：

1. 砂湧破壞

開挖底部為非粘性土壤時，由於開挖面內抽水使內外部有水位差而產生滲流現象，當上湧滲流水壓(upward seepage force)大於開挖面內之有效覆土載重時，滲流水壓就會將開挖面內之砂土一舉而起，造成砂湧破壞。一般開挖底部土壤砂湧破壞之安全性，可依據 TERZAGHI 與臨界水力坡降之分析方法進行分析，如圖 7.2 所示。本工程開挖深度為 7.00 公尺，依據開挖底部土壤砂湧破壞分析結果，擋土結構須貫入至地表下 9.20~15.00 公尺以下之黏土層。

2. 開挖底部土壤隆起破壞

隆起破壞可能於軟弱之土層發生，係由於開挖面外土壤載重大於開挖底部土壤之承载力，致使土壤產生滑動，而導致開挖底部土壤往上拱起之現象，如圖 7.3 所示。本工程開挖深度為 7.00 公尺，開挖面下為砂(粉)土層，應無開挖底部土壤隆起破壞之顧慮。

3. 擋土結構向內擠進

擋土結構向內擠進係由於開挖面外之主動土壓超過開挖

面內之被動土壓，致使擋土結構設施向內擠進而造成開挖面土壤及擋土結構之破壞，其主要決定於擋土結構物的剛度與貫入開挖底面之長度及土壤性質，分析方法如圖 7.4 所示。

依本工程基地周圍環境狀況，本工程開挖深度為 5.30 公尺，開挖面下為砂(粉)土層，應無開挖底部土壤隆起破壞之顧慮。考慮擋土結構向內擠進分析結果得知擋土結構須貫入至地表面下 11.00 公尺，則其抵抗擋土結構向內擠進之安全係數為 $1.68 > 1.50$ 。抵抗開挖底部土壤砂湧破壞之安全係數為 $7.87 > 2.00$ 。

**DETERMINE DEPTH OF RETAINING WALL

Depth(length) of retaining wall	L = 10.00 m
Initial level of ground surface	Z0 = 0.00 m
Initial level of groundwater	Zw = 5.00 m
Finish level of excavation	Zex= 5.30 m
Surcharge load	qs = 1.50 T/m ²
The lowest level of strut	Zst= 2.00 m
Level of unpermeable layer	Zu = 0.00 m
Corrective water pressure	pw0= 0.00 T/m ²
Allowable moment of wall	Ms = 0.00 T-m/m

* Parameter of Soil Layer

Z	USCS	rt	re	c	phi	Su	KP
10.50	SM	1.87	0.87	0.00	30.0	0.00	3.000
15.00	SM	1.92	0.92	0.00	32.0	0.00	3.254

Z	USCS	rt	re	c	phi	Su	KA	K0	beta
10.50	SM	1.87	0.87	0.00	30.0	0.00	0.333	0.500	0.000
15.00	SM	1.92	0.92	0.00	32.0	0.00	0.307	0.500	0.000

* Pressure Data

z	rdz	ΣzP	pP	rdz	qs+ ΣzA	pA	pw
0.00				0.000	1.500	0.500	0.000
2.00				3.740	5.240	1.745	0.000
5.00				5.610	10.850	3.613	0.000
5.30	0.000	0.000	0.000	0.261	11.111	3.700	0.300
10.50	4.524	4.524	13.572	4.524	15.635	5.206	0.026
			14.721			4.800	
11.00	0.460	4.984	16.218	0.460	16.095	4.941	0.000

**Eq. of Moment Balance

$$F.S. = \frac{Mr}{Md} = \frac{MP+Ms}{MA+Mw} > 1.50$$

* Require Data

$$Ms = 0.00$$

z	FP	yP	FA	yA	Fw	yw	MP	MA	Mw
2.00									
5.00	0.00	0.00	8.04	1.67	0.00	0.00	0.00	13.46	0.00
5.30	0.00	0.00	1.10	3.15	0.05	3.20	0.00	3.46	0.14
10.50	35.29	6.77	23.16	6.05	0.85	5.17	238.78	140.02	4.39
11.00	7.73	8.75	2.44	8.75	0.01	8.67	67.71	21.31	0.06
							306.49	178.24	4.59

>>DEPTH CHECK #1

Where L = 11.00 m (Penetration L' = 5.70 m)

Safety Factor = $MP/(MA+Mw-Ms) = 306.49/182.83 = 1.68$ then OK

**Eq. of Boiling

$$F.S. = \frac{q_r}{q_d} = \frac{r_e(D_1 + 2D_2)}{r_w * H_w} > 2.00$$

* Require Data

$$D_1 = 0.30 \text{ m} \quad D_2 = 5.70 \text{ m} \quad H_w = 1.30 \text{ m}$$

z	redz	redz
5.00		0.00
5.30		0.26
10.50	4.52	4.52
11.00	0.46	0.46

$$\Sigma r_e(D_1 + 2D_2) = 10.23$$

$$\Sigma r_e(2D_2) = 9.918$$

>>DEPTH CHECK #3

Where $L = 11.00 \text{ m}$ (Penetration $L' = 5.70 \text{ m}$)

Safety Factor = $q_r/q_d = 10.23 / 1.30 = 7.87$ then OK

Where $L = 11.00 \text{ m}$ (Penetration $L' = 5.70 \text{ m}$)

Safety Factor = $q_r/q_d = 9.918 / 1.30 = 7.63$ then OK

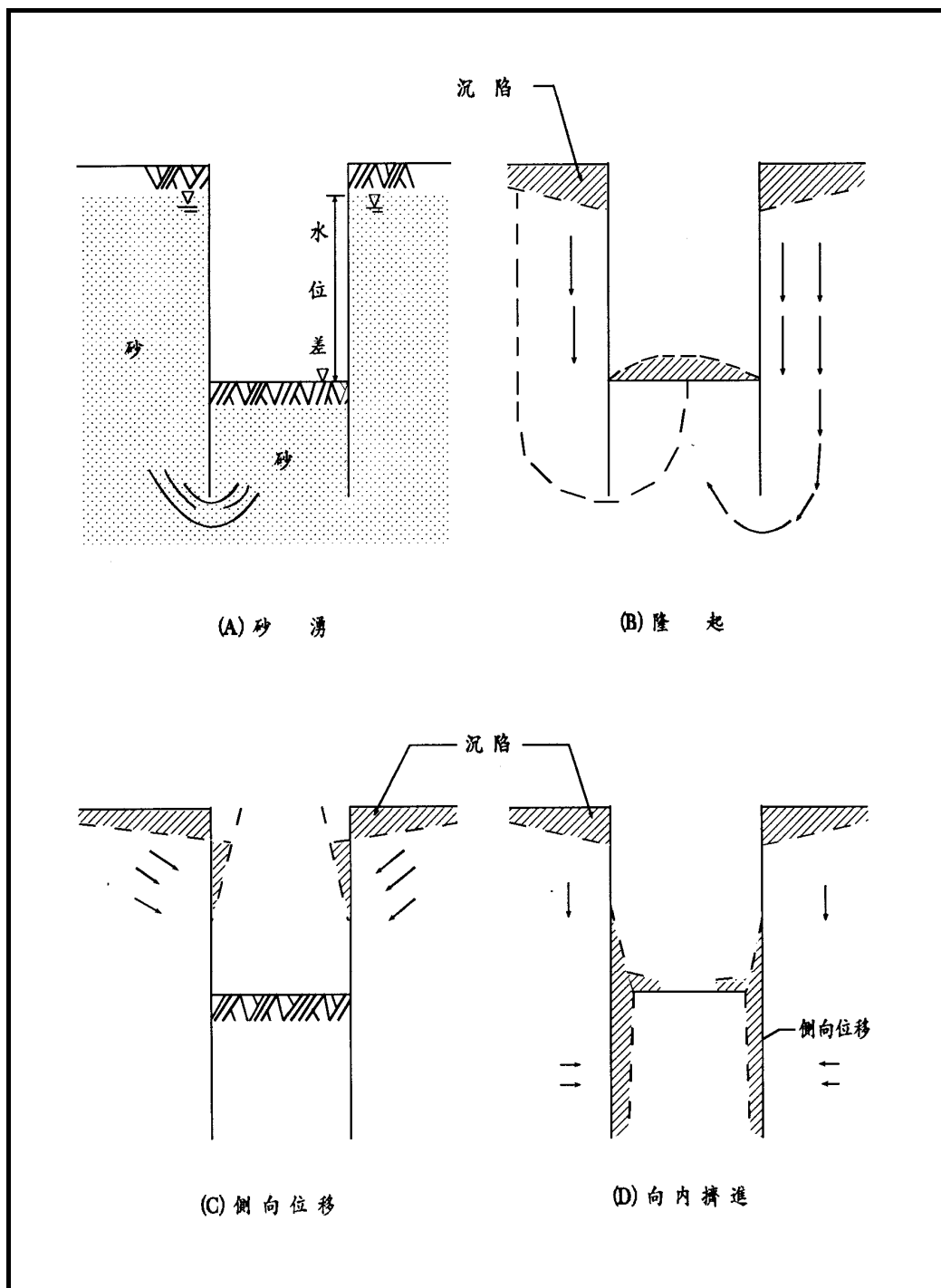
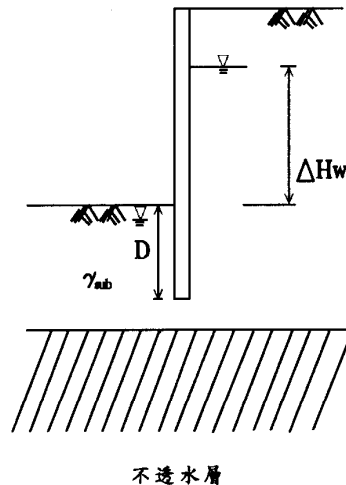


圖 7.1 基礎開挖土壤破壞模式

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方式、臨界水力坡降解析方式、或以下列兩公式分別計算之，擇其中貫入深度最大者為設計依據。



$$F_s = \frac{2\gamma_{sb}(D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 1.5$$

$$F_s = \frac{\gamma_{sb}(\Delta H_w + 2D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 2.0$$

式內

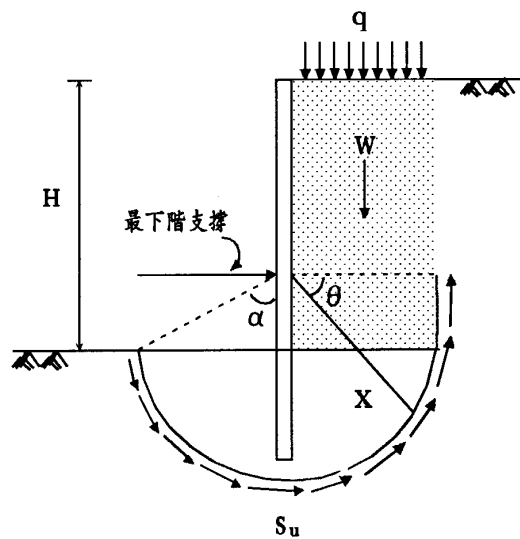
γ_{sb} = 砂質土壤之有效單位重(t/m³)

D = 擋土設施之貫入深度(m)

γ_w = 地下水之單位重(t/m³)

ΔH_w = 擋土設施內外兩側地下水位之水頭差(m)

圖 7.2 開挖底部土壤砂湧分析方法



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

式內

M_r = 抵抗力矩 (t-m/m)

M_d = 翻覆力矩 (t-m/m)

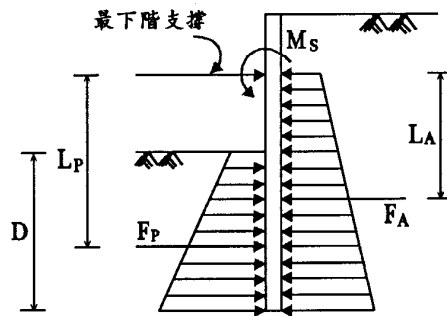
S_u = 黏土之不排水剪力強度 (t/m²)

X = 半徑 (m)

W = 開挖底面以上，於擋土設施外側 X 寬度範圍內土壤與地表上方載重 (q) 之重量和 (t/m)

圖 7.3 開挖面底部土壤隆起分析方法

擋土壁應有足夠之貫入深度，使其於兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。擋土壁之貫入深度D，可依下列公式計算其安全性：



$$F_S = \frac{F_P L_P}{F_A L_A - M_S} > 1.5$$

式內

F_A =最下階支撐以下之外側作用側壓力(有效土壓力+水壓力之淨值)之合力(t/m)

L_A = F_A 作用點距最下階支撐之距離(m)

M_S =擋土設施結構之允許彎矩值(t-m/m)

F_P =最下階支撐以下之內側作用側土壓力之合力(t/m)

L_P = F_P 作用點距最下階支撐之距離(m)

圖 7.4 擋土設施土壓力平衡分析方法

7.3 開挖對鄰近結構物影響之評估

本基地在開挖時需對鄰近建築物之影響加以評估，在開挖擋土過程中可能導致之影響及原因大致可歸納如下：

1. 擋土壁變形量過大，造成開挖面附近之結構物發生斜及龜裂現象。
2. 擋土壁內，外抽水不當引起地下水位洩降，造成地盤沉陷。
3. 擋土壁施工不良，造成地下水滲漏及土粒之流失，使擋土壁外土壤被淘空而導致地盤下陷，尤以砂土層為甚。
4. 擋土壁四周堆積施工材料，導致擋土壁外側超載，使得擋土壁之變形量過大。
5. 擋土壁貫入深度不足，產生隆起現象。

本工程於設計及施工時宜針對基地土層之特性，考慮施工狀況，以避免對鄰近結構物及本身施工安全產生影響。

7.4 上浮力分析

地下室完成後地下水壓對基礎底面將產生上浮作用，考慮地下水位在地表面下 5.00 公尺處，基礎深度為 5.30 公尺，則基礎底部承受向上之水浮力約為 0.30t/m^2 ，此上浮力較非主體結構及地下室結構之重量為小，應不致影響施工。

7.5 側壓力分析

擋土結構設計時其考慮之側向壓力可分為開挖時臨時擋土措施所受之側壓力及地下室完成後，地下室外牆所受之側壓力。茲將本工程中所可能採用之擋土結構系統所受之側向壓力情形詳細分析如后：

1.開挖時臨時擋土結構所受之土壤側壓力

地下室開挖之臨時擋土措施，不論係採用剛性較高之連續壁、擋土排樁，抑或採用柔性之鋼版樁、鋼軌橫板條，用於分析設計擋土壁體之斷面、支撐系統之斷面，所考慮之土壓力狀態係依據 C.A.Coulomb (1776)之土壓力理論，計算所得之臨時性擋土措施設計用側壓力分佈圖。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，其對結構體兩側所作用之主動及被動土壓分析之，該壓力值可按下列公式計算：

$$\text{主動土壓：} Pa = (q + \gamma h) \cdot \tan^2(45 - \phi/2) - 2 \cdot c \cdot \tan(45 - \phi/2)$$

$$\text{被動土壓：} PP = (q + \gamma h) \cdot \tan^2(45 + \phi/2) + 2 \cdot c \cdot \tan(45 + \phi/2)$$

至於地下水所產生之水壓力，須視施工時所採用之排水系統及擋土結構之止水性而定；倘以裝置於擋土結構體外圍之深井或點井降低地下水位，或採用諸如主樁橫板條等不具止水性之擋土結構，則可不考慮水壓力對擋土結構體之影響；倘係以開挖區內集水坑彙集滲流入區內之水，再藉抽水機排至基地外，則需考慮水壓力之影響。作用在擋土結構體之水壓力大小及分佈，因為滲流的影響，開挖底面下之水壓會較靜態水壓為小。臨時性擋土措施設計用側壓力分佈圖 圖 7.5 所示。

2.地下室完成後，地下室外牆所受之土壤側壓力

地下室牆體於平常時，不會發生任何水平位移，其所受土壓力，乃係靜止狀態之土壓力，另於地震時土壤與牆體間會有

相當數量之相對位移，因之，牆體所受之土壓力，應以動態土壓力分析之。按 Alpon (1967), Brooker & Ireland (1965), Ladd et al (1977) 以及 Massarasch (1979) 等幾位專家學者之研究成果，獲悉關於土壤之靜止土壓力係數 K_0 值與其有效內摩擦角 ϕ 值，或塑性指數 PI 值間之經驗關係式。茲引用計算得知地下室深度土壤之 K_0 值為 0.50 與 0.54，另於地震時所致動態土壓力，一般皆採用設計水平震度 k_h 之 0.75 作為動態土壓力增量係數，故於地震所引起之動態土壓力增量 $\Delta P = 1.0 \text{ t/m}^2$ 。因此地下室外牆之牆體設計，所採用之側壓力圖大致如圖 7.6 所示。

圖7.5、臨時性擋土結構設計用側壓力

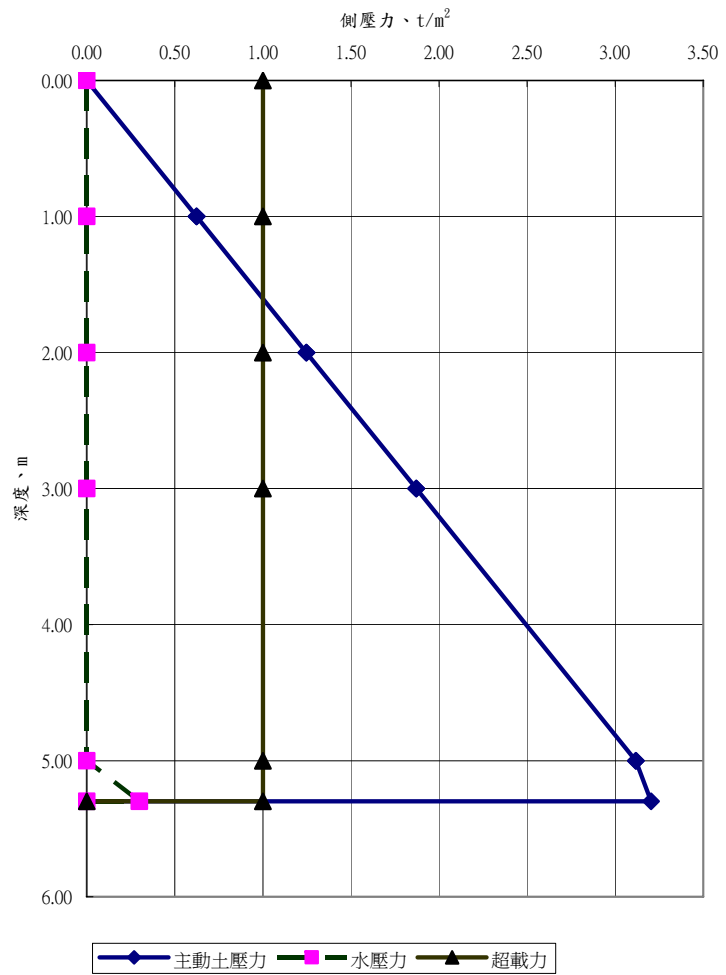
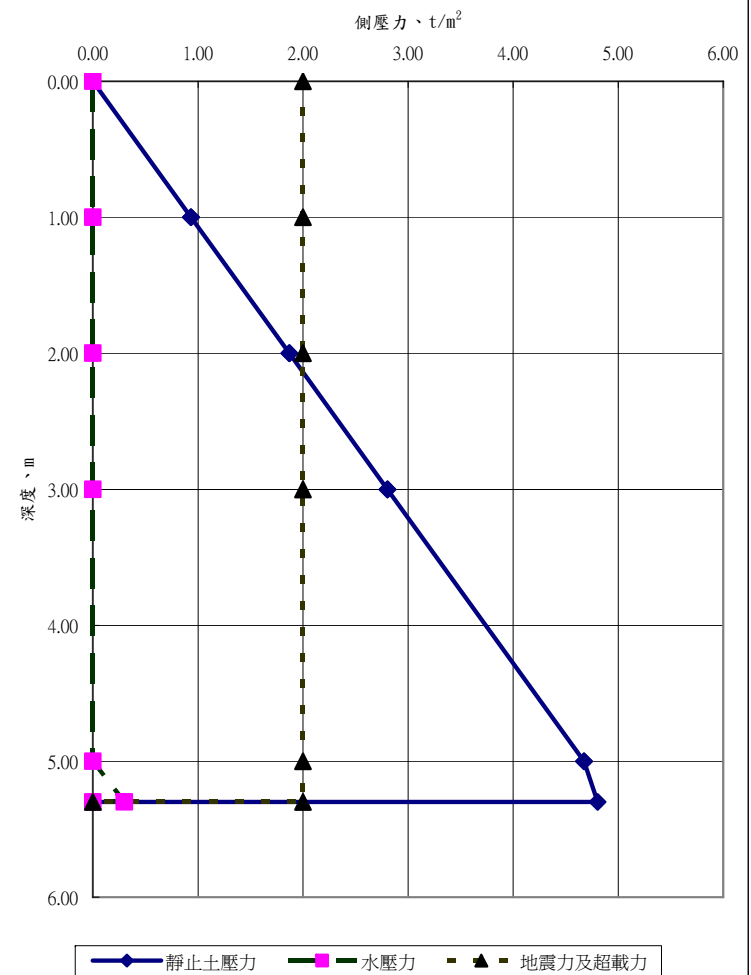


圖7.6、永久性擋土結構設計用側壓力



第八章 基礎設計及施工應注意事項建議

8.1 擋土壁支撐設施計劃及施工上應行注意事項

擋土壁支撐設施工法係目前最常用之工法。市區內之地下基礎工程作業幾乎採用此種工法。是在開挖外周圍設置主樁橫板條、鋼版樁、排樁、連續壁等擋土壁，並隨著開挖而架設橫擋、支撐等支撐設施，以抵抗土壓之一種工法。

一般在支撐系統中最常使用的是水平支撐形態。斜支撐則較常用在島區開挖工法上，而拱式支撐及圓形支撐是使用在須確保開挖用之大開口部等特殊情況。

水平支撐工法（內支撐工法）所架設之橫擋、支撐等支撐材料係呈水平狀，而構成平面之支撐設施面。

此工法使用最為普遍，因其受到地區條件、地盤條件及開挖深度等之限制較少，故在施工上之實例亦較多。又因支撐設施之構架狀態單純，故易於掌握應力狀態，且亦易於實施計測管理。惟如係大構架者，則易因支撐之彈性變形，接頭接縫之鬆弛變形等，而造成擋土構架之變形，及發生地盤沉陷之現象。故支撐構材須與預載工法併行使用。又因此工法在平面上有支撐設施，而使開挖作業等後續工程受到限制。

8.1.1 計劃上應行注意事項

- 1.計算用之土壓，應根據地質調查資料，核算各種不同之提案而作決定。並宜儘可能參考鄰近施工實例之土壓記錄等，予以決定土壓值。
- 2.擋土結構之計算，應知擋土壁與支撐設施所受之應力，係因開挖及支撐材料之架設，及因地下結構體工程之進行，與拆除支撐設施等各階段而發生變化。故須因應進行地下工程之各種情況，分別作強度計算。又擋土構架，每因作用土壓之不明確及骨架構材之不盡理想等各種因素，而須

充分考慮其安全係數。

- 3.選擇擋土壁及支撐設施時，對於安全性之確保，及其對基地周圍之影響，須加以充分檢討，且對作業性、工期、經濟性等亦須併同考慮。
- 4.擋土壁除作抵抗土壓外，如須具有止水性者，亦須考慮到水壓之問題，再者對於砂湧，隆起等現象，也應事前加以檢討。
- 5.擋土支撐設施，不僅要注意到強度上之安全性，且須儘可能防止擋土壁之變形。擋土壁之變形，乃造成四周地盤鬆弛及沉陷之原因，而多數情形，對地下埋設物或鄰近構築物，亦將產生影響。

8.1.2 施工上應行注意事項

- 1.擋土構架之安全性，固應基於地質調查料及載重條件，而假設土壓力後再加檢討，然因地盤本身既不均一，且假定之土壓與實際之土壓，亦不一致，而使計算與實際常不相符。故在施工中，須比較檢討計劃時之假設與實際之出入，並務求早期發現異常，以便採取對策。
- 2.擋土支撐設施架設，往往由於接口、接頭部在施工上之疏忽，擋土構材之精度不良，材料之品質不良等管理控制之缺陷，而易造成事故。故在施工或檢查時，對此應有充分之認識。
- 3.擋土樁在作業上應考慮下列幾點：
 - (1)對地下埋設物危害之防止。
 - (2)對基地四周環境危害之防止。
 - (3)防止打樁機械之倒塌。
 - (4)防止拔樁時危害到鄰近。
 - (5)防止噪音與振動。

- 4.支撐設施須在原定各段之開挖深度已完成開後，立即予以架設，並儘可能防止擋土壁之變形又超挖深度應限在支撐下 50cm 左右。
- 5.擋土支撐設施上不可負荷超過原設計之容許載重，至於擋土壁周圍之活載重，亦需作安全性之檢討。
- 6.支撐設施撤除，須在回填、轉換或支撐之設置完成，經確認安全無慮後始可拆除。
- 7.為確保擋土構架之安全性，應將安全檢查、計測管理方法，負責人員及對異常事態之處置方法，指示負責人等，事先編入施工計劃內，施工期間對於計劃與實際之差異，更須勤加查核與追蹤。

8.2 施工抽水之建議

本基地之地下水位於地表面下 5.00 公尺處，地下室開挖時須將地下水位抽降至開挖面，以便利開挖作業之進行。一般用於基礎開挖降低地下水位之方法為深井法及點井法，可在開挖面內或開挖面外抽水。本工程如須開挖時可依地下水位深度決定是否於開挖面內設深井進行抽水工程。如地下水位較開挖深度為深，則僅須將開挖面蓄積之地表水抽降至開挖面即可。各類土層之滲透係數及適用之降水方法如表 8.1 所示。

表 8.1 各類土層之滲透係數及適用之降水方法

含水層	滲透係數(cm/sec)	降水方法
卵礫石層	$> 1 \times 10^{-1}$	重力排水 水中開挖(不降水)
粗砂至中砂	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$	重力排水、深井、點井、 真空抽水井
細砂、粉土、粘土	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5}$	深井、點井、真空抽水井
粘土	$< 1 \times 10^{-5}$	電滲法或不降水

8.3 地下室開挖應變計畫

- 1.擋土壁側向變位太大或地面沉陷增加，工地四週路面開裂，鄰房地面及牆壁產生破壞性裂縫。其處置方法：
 - (1)如在挖土工作進行期間應暫停挖土，待處理措施完成後方可繼續施工。基地內可以先行架設支撐之處，儘早先予架設。
 - (2)如該階段挖土工作已完成，而時間上允許先行架設支撐系統時，務必爭取時效趕辦架設工作，同時應考慮將水平支撐施加預壓提高至設計荷重的 50%以上。
 - (3)或於地面裂縫處實施低壓填縫灌漿，以免裂縫繼續增大。
- 2.基地內土壤隆起量過大，或擋土壁底部之位移量不斷增大趨勢，可能造成水平支撐沿強軸方向挫曲。其處置方法：
 - (1)立刻停止挖土，並在基地內及基地邊緣土台（Berm）採取緊急回填措施。開挖底面以下再作地盤加強灌漿，灌漿後取出改良後土樣至試驗室檢定土壤強度。當判定土壤穩定安全係數高於法規規定後再恢復挖土。
 - (2)如開挖至筏基的深度時，採用島式分區挖土，各分區挖土後在最短期間內應澆築各該區筏基大底的混凝土工作。
- 3.擋土壁局部出現漏洞，地下水不斷湧入基地內帶砂土時，造成路面下陷。其處置方法：
 - (1)立即以砂包或泥土將缺口堵住。
 - (2)檢查公共設施如自來水管線或地下電纜等是否遭受損壞，若已破壞則須緊急修復。
 - (3)在下陷處於擋土壁缺口外緣實施低壓速凝止水灌漿，將水路遮斷。
 - (4)將堵住缺口的砂包及泥土移開，並作防水處理。
- 4.鄰房因本基地開挖造成的差異沉陷太大或是傾斜，鄰房結構有

安全顧慮。其處置方法：

- (1)注意挖土深度及支撐預壓的控制，並增加靠鄰房側保留土台的寬度。
 - (2)或在鄰房基礎實施低壓地盤改良灌漿，增加基礎土壤強度，以緩和鄰房差異沉陷量及沉陷速率。並依據鄰房結構資料再檢討其結構安全度。
- 5.倘若支撐荷重超過容許荷重，其安全係數已降低，影響支撐系統整體的安全。其處理方法：
- (1)減少水平支撐的有效無支承長度，以提高支撐容許荷重。
 - (1)或加設水平支撐以分攤若干荷重。
- 6.擋土壁撓度過大，致鋼筋應力超過容許應力，或發現明顯結構裂縫，影響擋土壁的安全。其處理方法：
- (1)原設計單位宜就地下擋土壁的 RC 牆重新檢討，增加其主筋配筋量或增設一 RC 內牆，以加強整體結構的勁度。
 - (2)若是在基地開挖階段，內撐系統各支撐應加強預壓，以緩和擋土壁撓度及降低鋼筋應力。
 - (3)若在支撐拆除時應作妥善的控制，必要時應加設暫代斜撐，以確保結構體的安全。

P.S.後附表 8.2 應變計畫表及表 8.3 緊急狀況及建議處理方式

表 8.2 應變計畫表

量測所得狀況	可能發生情況	應 變 措 施
1.擋土壁側向變位太大。 2.地面沉陷增加。 3.周圍地層側向位移量太大。 4.因地層及地下水影響造成之地盤沉陷。	1.工地四週路面開裂。 2.鄰近地面及牆壁產生破壞性裂縫。	1.暫停開挖。 2.可先行架設支撐者，先予架設，並考慮水平支撐施加預壓提高至設計荷重的 50%以上。 3.周遭基礎實施低壓地盤改良灌漿，增加基礎強度。 4.採用氣壓，深井排水等輔助工法，湧水與隆起等現象。
1.鄰房傾斜或差異沉陷太大。	1.鄰房結構有安全顧慮。	1.增加靠鄰房側保留土台的寬度。 2.鄰房基礎實施低壓地盤改良灌漿。 3.檢討鄰房結構安全。
1.擋土壁底部之位移量不斷增大趨勢	1.基地底部土層有隆起破壞現象。	1.停止開挖。 2.於基地內及基地邊緣土台緊急回填。 3.必要時開挖底部以下再作地盤加強灌漿。 4.若至基礎版深度，則用島式分區開挖並於最短期內進行各區基礎版混凝土工作。
1.擋土壁局部出現漏洞。	1.地下水不斷湧入基地內帶入砂土，造成路面下陷。	1.以砂包或泥土將缺口堵住。 2.檢查公共設施是否受損壞，若已破壞則須立即修護。 3.於下陷處擋土壁缺口外緣實施低壓速凝止水灌漿，將水路遮斷。
1.支撐荷重超過容許荷重。	1.影響支撐系統整體的安全	1.減少水平支撐的有效無支撐長度，提高支撐容許荷重。 2.用小斜撐支撐，以加強側向抵抗能力。 3.加設水平支撐以分擔若干荷重。
1.擋土壁撓度過大。	1.壁體應力超過容許應力發現明顯結構裂縫影響擋土壁的安全時	1.基地開挖階段：內撐系統各支撐應加強預壓，以緩和擋土壁撓度及應力。 2.支撐拆除時：必要時應加設暫代斜撐，以確保結構體的安全。

表 8.3 緊急狀況及建議處理方式

狀 況	處理不當狀況	建議處理方式	事先預防方式
擋土壁出現大量水及砂湧	1.壁外地層掏空 2.公共設施及管線嚴重受損	1.以砂包或泥土堵住 2.檢查公共設施及管線受擠情形 3.積極處理後續狀況	1.注意擋土壁施工品質 2.充分了解地層狀況及可能砂湧處 3.點井降低水位應有抽水計畫
鄰房差異沉降太大及傾斜或結構物出現裂縫	1.結構物持續破壞 2.鄰房糾紛或索賠，甚至停工 3.公共設施管線受損 4.公共危險	1.挖土期間則暫停挖土，爭取時效完成支撐，並提高預壓力 2.考慮低壓填縫灌漿，或其它土壤改良方式，再依鄰房結構質料檢討安全性 3.儘量增加鄰房側土台之寬度	1.管制施工品質 2.了解施工重點，監測公司預先提醒處理 3.施工前鑑定重要鄰房 4.不超挖
支撐超過容許荷重或施工不良而潛藏危機	1.支撐系統失敗造成公共危機 2.停工及賠償	1.增加水平支撐數量，或減少有效無支撐長度 2.尋出主要原因並處理之，如溫度太高等 3.掌握先機，改良施工不良處	1.注意將構台支承樁與中間樁分開 2.動員加強檢查支撐系統施工並注意盲點或弱點 3.同步預壓 4.監測公司配合管制預壓過程
開挖面土壤隆起量過大；配合傾斜儀底部土層位移量持續變大	1.水平支撐挫曲 2.擋土壁結構扭曲	1.停止挖土，降低水位 2.基地邊緣土台緊急回填 3.考慮分區，以島式施工 4.進行地質改良 5.加速完成筏基大底	1.管制抽水計畫 2.不超挖且筏基工程進度適當 3.監測公司確實觀測及反應 4.壁體深度選擇適當
連續側向位移太大，工地四週路面開裂鄰房開裂	1.鄰房結構物破壞 2.壁體應力太大導致危險及壁體結構之安全	1.檢討造成之原因並預測未來破壞狀況 2.加強內支撐系統 3.地質改良或增設內 RC 牆	1.了解土層狀況及充分了解設計考量 2.同步預壓，減少弱點 3.監測公司及早發現變形，或鋼筋計逼近容許應力 4.拆除斜撐時，加設暫代斜撐
持續驟雨、震動、重車等外加荷重太大	1.對整個安全系統產生不利影響，甚至失敗	1.避免持續外加荷重	1.施工規畫及協調完善 2.構台勿用中間樁支承
擋土壁外水管破裂	1.擋土壁變形過大 2.支撐軸力過大	1.增加觀測 2.加臨時支撐 3.修理水管 4.基地外暫時抽水	1.對較不良或大型水管事前保強 2.施工注意水管之情況，並作事先管線調查
備註：本表僅供初步參考，遇狀況仍應根據現場情況綜合研判後再處理。			

8.4 監測系統建議

任何完美周詳之設計，若沒有完善之施工配合，則無法保證工程之安全，而一套完整妥善的施工監測系統，是保證工程安全之必要條件之一。

本工程為維護開挖施工之安全，及減少對鄰近結構物之影響，於可能受開挖影響之範圍內，裝設開挖安全觀測系統，定期觀測並隨時掌握施工狀況，必要時得立即採取適當之補救措施，以確保本身之施工安全，以及鄰近結構物之安全。

依據本工程開施工性質，基地土層特性以及鄰近結構物狀況，建議本工程之監測系統包括下列項目：

- 1.擋土結構變形及位移觀測：本項觀測係利用擋土壁內傾度管，量測擋土壁傾斜變形撓曲程度及側向移動量，以判定擋土壁之安全性及穩定性。
- 2.基礎土層移動觀測：本項觀測係利用緊鄰於擋土壁外側之壁體外傾度管，量測擋土壁外土壤擾動程度及基礎土層之側向移動量，以判定擋土壁之安全性及基礎土層之穩定程度。
- 3.支撐軸力變化觀測：利用支撐應變計觀測支撐系統荷重及應力分佈情形為何，俾可控制支撐系統之穩定與安全。
- 4.鄰近建築物傾斜觀測：於鄰近建築物柱予適當位置裝設結構物傾斜計，觀測基地四週結構物因開挖、抽水與其它施工因素之影響而產生之傾斜程度，以判斷建築物之安全性。
- 5.地下水位觀測：係利用水位觀測井量測地下水位，以確實掌握基地內外水位升降及變化情形，可藉以防止災變發生。
- 6.周圍地表沉陷：利用沉陷觀測點以水準測量方式觀測基地四週因開挖、抽水等作業所造成之沉陷影响。

本工程建議安裝監測系統項目、安裝時機及安裝位置如表8.4所示。

表 8.4 監測系統項目、安裝時機及安裝位置

儀器名稱	安裝時機	安裝位置
壁體內傾度管	配合擋土結構施工	裝設於擋土壁中
壁體外傾度管	基地開挖前完成	裝設於擋土壁外側土層中
建物傾斜計	基地開挖前完成	裝設於基地四週之鄰房柱位上
支撐應變計	配合各層支撐架設施工	裝設於各層支撐型 H 鋼腹板兩側
水位觀測井	基地開挖前完成	裝設於擋土壁外側土層中
沉陷觀測點	基地開挖前完成	裝設於基地四週之道路地表上

觀測頻率係因各工程之需要及儀器用途而設定的，一般建議配合基地施工情形及施工進度訂定觀測頻率如表 8.5 所示。

表 8.5 安全監測系統量測頻率一覽表

儀器名稱	觀 測 頻 率	
	地下室開挖期間	結構物構築期間
壁體內傾斜儀	各階段開挖後及每層支撐預壓後各一次，平時每週二次	各層支撐拆除後各一次 平時每週一次
壁體外傾斜儀	各階段開挖後及每層支撐預壓後各一次，平時每週二次	各層支撐拆除後各一次 平時每週一次
支撐應變計	各階段開挖後及每層支撐預壓後各一次，平時每週二次	各層支撐拆除後各一次 平時每週一次
建物傾斜儀	各階段開挖後及每層支撐預壓後各一次，平時每週二次	各層支撐拆除後各一次 平時每週一次
水位觀測井	各階段開挖後及每層支撐預壓後各一次，平時每週二次	各層支撐拆除後各一次 平時每週一次
沉陷觀測點	各階段開挖後各一次 平時每二週一次	各層支撐拆除後各一次 平時每二週一次

備註：

- 1、基地開挖前進行初始值之量測
- 2、若觀測值逾警戒值，則增加觀測頻率至異常現象解除。
- 3、若觀測值逾危險值，則隨時量測。
- 4、各階段開挖後及支撐預壓後、拆除後應列為重點量測階段。

第九章 結論與建議

- 1.根據現場鑽探結果，本工程基地於最大鑽探深度內可歸納為三個主要層次：(1)回填土(棕灰色粉土質細砂、砂質粉土夾粉土質黏土、含礫石、垃圾、磚塊)、(2)棕灰色至棕黃色粉土質中細砂、(3)灰色粉土質黏土夾貝屑。
- 2.本基地於鑽孔完成後，根據水位觀測結果，本基地地下水位在觀測期間內，約在地表面下 7.50 公尺處；考慮雨季及暴雨對地下水位之影響，建議於進行基礎分析設計時，採用地下水位位於地表面下 5.00 公尺處。地下水壓力採靜水壓力分佈。
- 3.本工址位處台北市盆地分區，工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}=0.6$ ，短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}=0.8$ 。用途係數(I)=1.25 進行分析。進行土壤液化潛能分析時，液化分析時採最大地震地表水平加速度 $A_{max}=0.4S_{MS}I g=0.4 \times 0.8 \times 1.25=0.40g$ 、設計地震地表水平加速度 $A_{des}=0.4S_{DS}I g=0.4 \times 0.6 \times 1.25=0.30g$ ，中小地震地表水平加速度 $A_{min}=0.4S_{DS}I g/3.5=0.30/3.5=0.0857g$ 。依分析結果，本基地地層於最大地震來襲時，本基地之砂土具發生嚴重地層液化之潛能，具液化潛能地層之平均 $R<0.3$ 、 F_L 為 $1/3 \sim 2/3$ ，依規定土層需對剪力強度參數進行折減 $1/3$ （10.00m 以上） $\sim 2/3$ （10.00m 以下）；本基地地層於設計地震來襲時，本基地之砂土具發生中等至嚴重地層液化之潛能，具液化潛能地層之平均 $R<0.3$ 、 F_L 為 $1/3 \sim 2/3$ ，依規定土層需對對剪力強度參數進行折減 $1/3$ （10.00m 以上） $\sim 2/3$ （10.00m 以下）；中小地震時，則不具發生地層液化之潛能。
- 4.考量地形狀況、地質條件、對四周環境（如噪音、振動、污染與地下水）的影響及施工便易性與經濟性。本工程為三或四樓以上的建築物宜以筏基為考量，必要時應增加其他處置措施。地層液化可能對本基地結構物產生影響，因本工程開挖深度為 5.30 公尺，建議地下開挖時，若採用臨時擋土結構，如兵

樁或鋼板樁施工時，開挖完成後不宜拆除，否則也應予以灌漿填實。若擋土結構與建築物間留有空隙，也應以適當材料填實。此外針對地層液化因素建議可針對柱位下之土層進行地質改良作業，目標以消除地層液化潛能對結構安全之影響為原則，以避免地層發生液化造成基地結構物之損壞。

5.本工程基地開挖深度為 5.30 公尺，採用浮式筏基礎設計時，假設柱位間距為 10.0m×10.0m，求得基礎在深 5.30 公尺處之基礎容許承载力為 43.79t/m^2 ，而本工程結構體之平均載重約為 $1.5\text{ t/m}^2 \times 4 + 2\text{t/m}^2 = 8.00\text{t/m}^2$ ，故採用浮式筏基礎時，土層應無承載破壞之顧慮。

6.本工程基地開挖深度為 5.30 公尺，採用浮式筏基礎設計時，瞬時沉陷量於施工過程，伴隨結構體施工產生，於結構體完成後即已發生完成。壓密沉陷考慮未回脹效應（以 70% 計算）後中心點之壓密沉陷量為 1.343cm，角隅點之壓密沉陷量 0.357cm，差異沉陷量為 0.986cm，差異沉陷產生之角變量為 1/1007。此外本基地因地下室開挖挖除之有效土重為 9.91t/m^2 ，已大於結構淨載重 8.00t/m^2 ，本基地應無沉陷之問題。

7.地下室開挖深度為 5.30 公尺時，依本工程基地周圍環境狀況，本工程開挖深度為 5.30 公尺，開挖面下為砂(粉)土層，應無開挖底部土壤隆起破壞之顧慮。考慮擋土結構向內擠進分析結果得知擋土結構須貫入至地表面下 11.00 公尺，則其抵抗擋土結構向內擠進之安全係數為 $1.68 > 1.50$ 。抵抗開挖底部土壤砂湧破壞之安全係數為 $7.87 > 2.00$ 。

8.由地表面起至地表面下約 9.60~11.50 公尺為棕灰色粉土質細砂、砂質粉土夾粉土質黏土、含礫石、垃圾、磚塊之回填土，為避免不均勻沉陷及開挖穩定之問題，並考慮液化之因素，本案建議應考慮採適當之地盤改良措施。建議於柱位下採地盤改良樁，改良柱位下之回填土層，柱位下採 9 支改良樁配置，於

柱位間則採較低之改良率改良。

- 9.地下室完成後地下水壓對基礎底面將產生上浮作用，考慮地下水位在地表面下 5.00 公尺處，基礎深度為 5.30 公尺，則基礎底部承受向上之水浮力約為 0.30t/m^2 ，此上浮力較非主體結構及地下室結構之重量為小，應不致影響施工。
- 10.本基地地下室開挖考慮壁體之勁度、止水性、工程費用等，及地下室開挖對鄰近建築物之影響，建議採用鋼鈹樁作為地下室開挖之擋土壁體。因空地側因尚有腹地可就採鋼軌樁配合斜坡明挖工法及全面開挖內支撐系統工法加以評估，選則安全及經濟之工法進行地下室開挖及構築。
- 11.本基地開挖建議可就島區式開挖配合周邊擋土支撐系統或全面開挖內支撐系統加以評估，擇一作為地下室開挖支撐系統。
- 12.建議設置傾斜變位、支撐應力、地下水位、地表及鄰房傾斜及沉陷觀測系統，以瞭解地下室開挖對擋土結構、開挖底部土壤穩定及鄰近建築物之影響，確保開挖施工之安全。