附 錄 五

計畫場址地質鑽探報告

台北市中山區榮星段六小段647、649、650-1、652-1、655、659地號地質鑽探調查及試驗分析工程

報　告　書

保盛工程技術顧問有限公司

Per-Son Soil Engineering Consultants Co., Ltd.

台北市中山區建國北路三段131號6樓

TEL：(02) 2503-9380

FAX：(02) 2504-5092

中華民國九十六年四月

目　　錄

表　目　錄

圖　目　錄

台北市榮星段六小段

647.648.650-1.652-1.655.659 地號

地質鑽探及土壤試驗工程

報　告　書

第一章.前　言

本公司自民國八十八年二月承攬　台北市榮星段六小段 647.649.650-1.652-2.655.659 地號地質鑽探及土壤試驗工程，於民國八十八年三月開始施 工，並由　貴公司派員督導，現場共鑽探八孔，深度分別為 58.78、55.00、50.00、40.00、40.00、40.00、50.00、53.70 公尺，再於民國九十六年四月補鑽二孔而針對建物變更重新分析，其詳細內容如下：

〈一〉現場部份：

（1）一般土層鑽探
（2）卵礫石層鑽探
（3）標準貫入試驗及取樣
（4）三英吋薄管取樣
（5）現場透水試驗
（6）現場十字片剪試驗
（7）孔內側向載重試驗

〈二〉試驗室部份：

（1）一般物理試驗
（2）無圍壓縮試驗
（3）直接剪力試驗
（4）三軸（CIU.SUU）試驗
（5）單向度壓密試驗
（6）三軸透水試驗

第二章. 現場鑽探取樣及試驗

2-1. 基地地質調查工作

本基地之現場鑽探由本公司選派經驗豐富之資深工作人員負責操作，並會同　貴公司派員督導施工，鑽孔過程每隔 1.50 公尺或土層變化處均行標準貫入試驗同時取劈管土樣，供一般物理試驗之用，並取得三英吋薄管供力學分析之使用

2-2. 工作數量統計表

表 2-1. 工 作 數 量 統 計 表

項目／孔號	一般土層鑽探 (M)	卵礫石層鑽探 (M)	標準貫入試驗 (次)	三英吋薄管 (支)	一般物理試驗 (組)	無圍壓縮試驗 (組)	直接剪力試驗 (組)	三軸 CIU SUU 試驗 (組)	單向度壓密試驗 (組)	三軸透水試驗 (組)	十字片剪試驗 (組)	現場透水試驗 (組)	孔內側向載重 (組)
B-1	53.50	5.28	36	4	33	1	1	1	1	0	0	0	1
B-2	55.00	0.00	32	4	36	0	0	0	0	0	0	0	0
B-3	50.00	0.00	33	5	33	1	1	1	1	1	1	1	0
B-4	40.00	0.00	26	5	26	0	0	2	3	0	0	1	0
B-5	40.00	0.00	21	5	26	0	0	0	0	0	0	0	0
B-6	40.00	0.00	25	5	25	1	1	1	1	1	1	1	0
B-7	50.00	0.00	33	5	33	1	1	1	2	0	0	0	0
B-8	53.70	0.00	34	5	33	1	1	2	0	1	0	0	1
BH-1	57.70	4.00	38	3	35	1	1	1	0	0	0	0	0
BH-2	57.80	4.00	38	3	35	1	1	1	0	0	0	0	0
總　計	497.50	13.28	316	44	315	7	7	10	8	3	2	3	2

第三章. 基地概況及土層說明

3-1.基地位置(詳圖 3-1.基地鑽探位置圖)

本基地座落於台北市松江路 223 號，基地面積約 4700m^2，地形坪坦，交通便捷。

3-2.鑽孔深度及地下水位

本基地規劃鑽孔八處，其中 B-2(原 BH-1)及 B-5(原 BH-2)，為業主提供之資料，其深度及地下水位詳表 3-1.：

表 3.1 基地鑽孔深度及地下水位表

孔　號	孔　深 (M)	地下水位 (M)
B-1	58.78	2.70
B-2	55.00	-
B-3	50.00	2.80
B-4	40.00	2.80
B-5	40.00	-
B-6	40.00	2.60
B-7	50.00	2.90
B-8	53.70	3.00
BH-1	57.70	2.70
BH-2	57.80	2.60

平均地下水位為： 2.76 公尺

3-3. 土層概況說明

本基地鑽孔資料製成之土層柱狀圖詳見圖 3-2.。 由圖中顯示，基地中各土層厚度變化甚微，厚度平均，在鑽孔深度範圍內土層共有九層，茲分別說明如下:

第Ⅰ層：回填、棕黃色粉土質黏土

本土層分佈於地表面下約 1.80～3.00 公尺以上，N 值約為 4～9，屬中等堅實稠度至堅實稠度之黏土。

第Ⅱ層：棕黃色粉土質細砂

本土層分佈於地表面下約 1.80～3.00 公尺至地表面下約 4.60～5.40 公尺，N 值約為 3～7，屬疏鬆砂土質。

第Ⅲ層：灰色粉土質粗中細砂夾礫石

本土層分佈於地表面下約 4.60～5.40 公尺至地表面下約 8.50～10.00 公尺，N 值約為 8～22，屬疏鬆至中等緊密之砂土層。

第Ⅳ層：灰色粉土質黏土含粉土及細砂

本土層分佈於地表面下約 8.50～10.00 公尺至地表面下約 13.05～14.55 公尺，N 值約為 3～7，屬軟弱至中等堅實稠度之黏土層。(BH-1 及 BH-2 未出現此次層)

第Ⅴ層：灰色粉土質細砂夾砂質粉土

本土層分佈於地表面下約 13.05～14.55 公尺(BH-1 及 BH-2

為地表面下約9.80～10.00公尺）至地表面下約15.20～18.10公尺，N值約為8～15，屬疏鬆至中等緊密之砂土層。

第Ⅵ層：灰色粉土質黏土夾粉土及細砂

本土層分佈於地表面下約15.20～18.10公尺至地表面下約35.00～38.10公尺，於地表面下約28.00公尺至32.00公尺夾有粉土及細砂。N值約為4～8，屬中等堅實稠度之黏土層，夾層粉土及細砂N值約為10～17，屬中等緊密之砂(粉)土層。

第Ⅶ層：灰色粉土質細砂

本土層分佈於地表面下約35.00～38.10公尺至地表面下約37.90～41.70公尺，N值約為15～20，屬中等緊密之砂土層。

第Ⅷ層：灰色粉土質黏土夾薄層粉土、細砂

本土層分佈於地表面下約37.90～41.70公尺至地表面下約53.50～53.80公尺。N值約為8～15，屬中等堅實稠度至堅實稠度之黏土層。

第Ⅸ層：灰色卵礫石層

本土層分佈於地表面下約53.50～53.80公尺至鑽探最大深度59.00，N值大於100，為極佳之承載層。

表3-4 設計用土層簡化剖面及建議參數

層次	層底深度 m	土壤分類	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	υ	K_V t/m^3	K_h t/m^3
1	1.80~3.00 (取2.30)	回填、棕黃色粉土質黏土	4~9 (6)	1.90	0.0	29.0	3.75	- / -	1125	0.50	1500	1430
2	4.60~5.40 (取5.00)	棕黃色粉土質細砂	3~7 (6)	1.98	0.0	29.0	-	- / -	1200	0.30	1319	1430
3	8.50~10.00 (取9.50)	灰色粉土質粗中細砂夾礫石	8~22 (16)	2.06	0.0	32.0	-	- / -	3200	0.30	3516	2130
4	13.05~14.55 (取13.75)	灰色粉土質黏土含粉土及細砂	3~7 (5)	1.85	0.0	29.0	3.10	- / -	930	0.50	1240	1328
5	15.20~18.10 (取16.60)	灰色粉土質細砂夾砂質粉土	8~15 (11)	1.96	0.0	30.0	-	- / -	2200	0.30	2418	1829
6	35.00~38.10 (取37.00)	灰色粉土質黏土夾粉土及細砂	4~8 (6)	1.88	0.0	29.0	註1	0.322 / 0.030	註1	註1	註1	1430
6-1	分佈於地表面下約28.00公尺至32.00公尺	灰色粉土質細砂夾粉土	10~17 (14)	1.95	0.0	31.0	-	- / -	2800	0.30	3077	2017
7	37.90~41.70 (取38.90)	灰色粉土質細砂	15~20 (17)	1.96	0.0	32.0	-	- / -	3400	0.30	3736	2183
8	53.50~53.80 (取53.60)	灰色粉土質黏土夾薄層粉土、細砂	8~15 (11)	1.95	0.0	35.0	註1	0.228 / 0.023	註1	註1	註1	1829
9	59.00	灰色卵礫石層	24->100 (58)	2.20	0.0	36.0	-	- / -	10000	0.30	10989	3383

推估建議值，依下列經驗公式估算。

1. 粘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 及承載力之關係

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. 粘土之無圍壓縮強度以 q_u=N/8 kg/cm^2 (Terzaghi, 1966)。

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

粘土之不排水剪力強度 s_u=0.05+0.07N 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' 增加而增加，且與PI有關(Skempton 1953)

$su / \sigma' = 0.11 + 0.0037PI$

基隆河流域黏土之不排水剪力強度 s_u 經驗公式

$su / \sigma' = 0.22 \sim 0.32$

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

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

$\phi'=1.3\sqrt{N}+28$、N>20（亞新、1987）。

註1.本報告第1、第4次層黏土採s_u= N/16經驗公式推估黏土不排水剪力強度s_u。第6、第8次層黏土採基隆河流域黏土之不排水剪力強度s_u經驗公式(su / σ' =取0.25)推估黏土不排水剪力強度s_u結果如下：

深度	N	單位重	σ'	s_u
m		t/m^3	kg/cm^2	kg/cm^2
2.3	6	1.90	0.21	
5	6	1.98	0.47	
9.5	16	2.06	0.95	
13.75	5	1.85	1.31	
16.60	11	1.88	1.56	
18.00	4	1.88	1.68	0.42
19.50	4	1.88	1.82	0.45
21.00	4	1.88	1.95	0.49
22.50	6	1.88	2.08	0.52
24.00	7	1.88	2.21	0.55
25.50	6	1.88	2.34	0.59
27.00	6	1.88	2.48	0.62
31.50	14	1.95	2.90	
33.00	6	1.88	3.04	0.76
34.50	7	1.88	3.17	0.79
36.00	7	1.88	3.30	0.82
38.30	17	1.96	3.52	
39.00	9	1.95	3.59	0.90
40.50	9	1.95	3.73	0.93
42.00	9	1.95	3.87	0.97
43.50	9	1.95	4.01	1.00
45.00	9	1.95	4.16	1.04
46.50	11	1.95	4.30	1.07
48.00	12	1.95	4.44	1.11
49.50	13	1.95	4.58	1.15
51.00	14	1.95	4.73	1.18
53.60	15	1.95	4.97	1.24

地盤反力係數建議值

層次	分類	深度(m)	N值	s_u	μ	Es(t/m³)	Kh(t/m³)	Kv(t/m³)
6-1	CL	18.00	4.0	4.21	0.5	1263	838	1684
6-2	CL	19.50	4.0	4.54	0.5	1362	838	1816
6-3	CL	21.00	4.0	4.87	0.5	1461	838	1948
6-4	CL	22.50	6.0	5.20	0.5	1560	974	2080
6-5	CL	24.00	7.0	5.53	0.5	1659	1031	2212
6-6	CL	25.50	6.0	5.86	0.5	1758	974	2344
6-7	CL	27.00	6.0	6.19	0.5	1857	974	2476
6-8	SM	31.50	14.0					
6-9	CL	33.00	6.0	7.59	0.5	2277	974	3035
6-10	CL	34.50	7.0	7.92	0.5	2376	1031	3167
6-11	CL	36.00	7.0	8.25	0.5	2475	1031	3299
7	SM	38.30	17.0					
8-1	CL	39.00	9.0	8.97	0.5	2690	1132	3587
8-2	CL	40.50	9.0	9.32	0.5	2797	1132	3729
8-3	CL	42.00	9.0	9.68	0.5	2904	1132	3872
8-4	CL	43.50	9.0	10.04	0.5	3011	1132	4014
8-5	CL	45.00	9.0	10.39	0.5	3117	1132	4157
8-6	CL	46.50	11.0	10.75	0.5	3224	1219	2150
8-7	CL	48.00	12.0	11.10	0.5	3331	1259	2221
8-8	CL	49.50	13.0	11.46	0.5	3438	1297	2292
8-9	CL	51.00	14	11.82	0.5	3545	1333	2363
8-10	CL	53.60	15	12.43	0.5	3730	1367	2487

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、建築物坍陷、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-N_1 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，並考慮緊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95年1月「建築物耐震設計規範及解說」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3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：

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

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）

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

$R = 0.0882\sqrt{(N_a/1.7)} + 1.6\times10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5}$ $(N_a \geqq 14)$

$N_a = C_1N_1 + C_2$

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

$C_1 = 1$ $(0\% \leqq F_c \leqq 10\%)$

$(FC+40)/50 \quad (10\% \leqq F_c \leqq 60\%)$

$(FC/20)-1 \quad (F_c \geqq 60\%)$

$C_2 = 0 \quad (0\% \leqq F_c \leqq 10\%)$

$(FC-10)/18 \quad (F_c \geqq 10\%)$

F_c：細粒土壤含有率(%)，為粒徑74μm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(Liquefacion 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

依前面判定為可能液化之砂質土層，應依液化抵抗率F_L值折減其耐震設計用土壤參數如表4.1。

表4.1 F_L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_E	
		$R \le 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \le 1/3$	$0 \le z \le 10$	0	1/6
	$10 < z \le 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \le 2/3$	$0 \le z \le 10$	1/3	2/3
	$10 < z \le 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \le 1$	$0 \le z \le 10$	2/3	1
	$10 < z \le 20$	1	1

依據地震分區本基地位於台北市松江路 223 號松江里屬台北三區 S_{MS}=0.80、S_{DS}=0.60、用途係數 I 採 1.00。進行土壤液化潛能分析時、最大考量地震地表水平加速採度 $A_{dcs}=0.4S_{DS}Ig=0.4\times0.8*1.00=0.32g$，設計地震地表水平加速度採 $A_{des}=0.4S_{DS}Ig=0.4\times0.6*1.00=0.24g$，中小地震地表水平加速度 $A_{min}=0.4S_{DS}Ig/4.2=0.24/4.2=0.05714g$。本工程因地下室開挖深度達 22.40 公尺，基礎已置於非液化土層，本基地應無發生地層液化之潛能。

第五章. 基礎分析與建議

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。根據本工程基地土壤之特性及考慮上列諸因素，本工程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)

當浮式筏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。

依據所提供之資料，本新建大樓為地上16層、地下5層，開挖深度約為22.40公尺。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，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：

$$q_{ult}=cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

式中

式中 Qult = 土壤之極限承載力，t/m²

Qall = 土壤之容許承載力，t/m²

C = 黏土層之單位凝聚力，t/㎡（採5.20，t/㎡）

φ = 砂層之內摩擦角，deg.（採0°）

$\gamma 1$= 基礎面以下土壤有效單位重，t/m^3

$\gamma 2$= 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

Df = 基礎埋置深度，m

承載因素N_c、N_q、N_γ

$N_c = (N_q-1)\cot\varphi$（取5.3）

$N_q = e^{\pi\tan\varphi}\tan^2(45+\varphi/2)$（取1.0）

$N_\gamma = 1.5(N_q-1)\tan\varphi$（取0.0）

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。

本工程基礎位於黏土層上，依據上式以筏式基礎分析，求得基礎在深度22.40公尺處之基礎容許承載力約為41.84t/m^2，而本工程結構體之平均載重約為34.00t/m^2，扣除地下水浮力後，結構體實際作用於基礎土壤之淨壓力值約為13.10 t/m^2小於之基礎容許承載力，故採用浮式筏基礎時，土層應無承載破壞之顧慮。

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。

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：

$$Si = \mu_0 \times \mu_1 \times (QB/Es) \times (1-\mu^2)$$

式中 Si = 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

Es = 土層之平均靜態彈性係數，t/m^2

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：

$$Sc = (Cc/1 + eo) \times H \times \log((Po + \Delta P)/Po)$$

式中 Sc = 基礎之壓密沉陷量，cm

Cc = 土壤之壓縮指數

eo = 土壤之孔隙比

H = 壓縮土層厚度，cm

Po = 土層之有效覆土重，t/m^2

ΔP = 土層增加之淨應力，t/m^2

本工程因地下室開挖挖除之有效土重 (20.94 t/m^2) 遠大於結構淨載重 (13.10 t/m^2)，地下室開挖挖除之有效土重及地下水浮力可平衡結構載重，本基地應無沉陷量過大之問題。

5.3 基樁之承載力分析

單樁之極限垂直支承力包含由樁周表面提供之摩擦阻力及由樁底端點提供之支承力，分別可依靜力學公式、貫入試驗公式、樁載重試驗、動態分析等方法推估之。單樁之極限垂直支承力與容許垂直支承力得依下列公式估算：

$$Q_u = Q_s + Q_b = f_s A_s + q_b A_b$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2}$$

式內 Q_u ＝單樁之極限垂直支承力(tf)

Q_a ＝單樁之容許垂直支承力(tf)

Q_s =樁表面摩擦阻力 (tf)

Q_b =樁底端點支承力(tf)

FS, FS_1, FS_2, ＝樁總垂直支承力、表面摩擦阻力與端點支承力之安全係數採 3.0，惟對於長樁或鑽掘樁，樁端支承力之安全係數應視容許沉陷量及施工品質酌予提高

f_s ＝樁表面摩擦阻力(tf/m^2)

A_s ＝樁身之表面積(m^2)

q_b ＝樁端之極限支承壓力(tf/m^2)

A_b ＝樁端之斷面積(m^2)

5.4 基樁之抗上拔力分析

1. 若樁為均勻斷面，則其容許拉拔力得依下式計算之：

$$R_a = W_p + \frac{1}{FS} f_s A_s$$

當以樁載重試驗確定其極限拉拔力時，容許拉拔力依下式計算：

$$R_a = W_p + \frac{(Q_{ut} - W_p)}{FS}$$

式內 R_a＝單樁之容許拉拔力(tf)

Q_{ut}＝單樁之極限拉拔力(tf)

q'_{c2}＝為樁體重量，並應考慮地下水之影響(tf)

f_s＝為樁表面摩擦阻力 (tf/m^2)

A_s＝為樁之表面積(m^2)

FS＝拉拔力安全係數

本工程規劃採樁徑 2.00m 之基樁，由鑽探結果本基地之承載層位於地表面下約 53.60 公尺以下，基樁建議須貫入 53.60 公尺以下之卵礫石層。依上述公式計算結果樁徑 2.00m 基樁之基樁容許承載力及容許抗上拔力表 5.3。

表 5.3、2.00m 基樁之基樁容許承載力及容許抗上拔力

樁尖深度(m)	容許承載力、t	容許抗上拔力、t
55.0	777.69	318.76
56.0	826.45	333.63
57.0	875.21	348.50
58.0	923.97	363.37
59.0	972.73	378.24
60.0	1021.49	393.11

5.5 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 Meghod

$$Kv = Es / B * (1-\mu^2)$$

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)，採用 1000～2000t/m^3 進行基礎設計。

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)$Kh=(1.089 \cdot N \cdot B^{(-3/4)} + C1 + C2) \cdot Y^{(1/2)}$

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

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

(3)福岡、宇都公式

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

(4)赤井、高橋公式

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

(5)吉中公式

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

(6)日本道路學會公式(1969)

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

(7)趙基盛、陳福勝公式(1983)

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

Ko：

黏土層：$1.13 \cdot N^{(0.93)}$

沉泥層：$0.9 \cdot N^{(0.83)}$

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採福岡宇都公式推估。此外可依謝旭昇(1996)之建議，砂性土壤取 100N~150N t/m^3，黏性土壤取 150Su~ 300Su t/m^3 進行設計。地盤反力係數建議值如表 3-4 及第 3-3 節之說明。

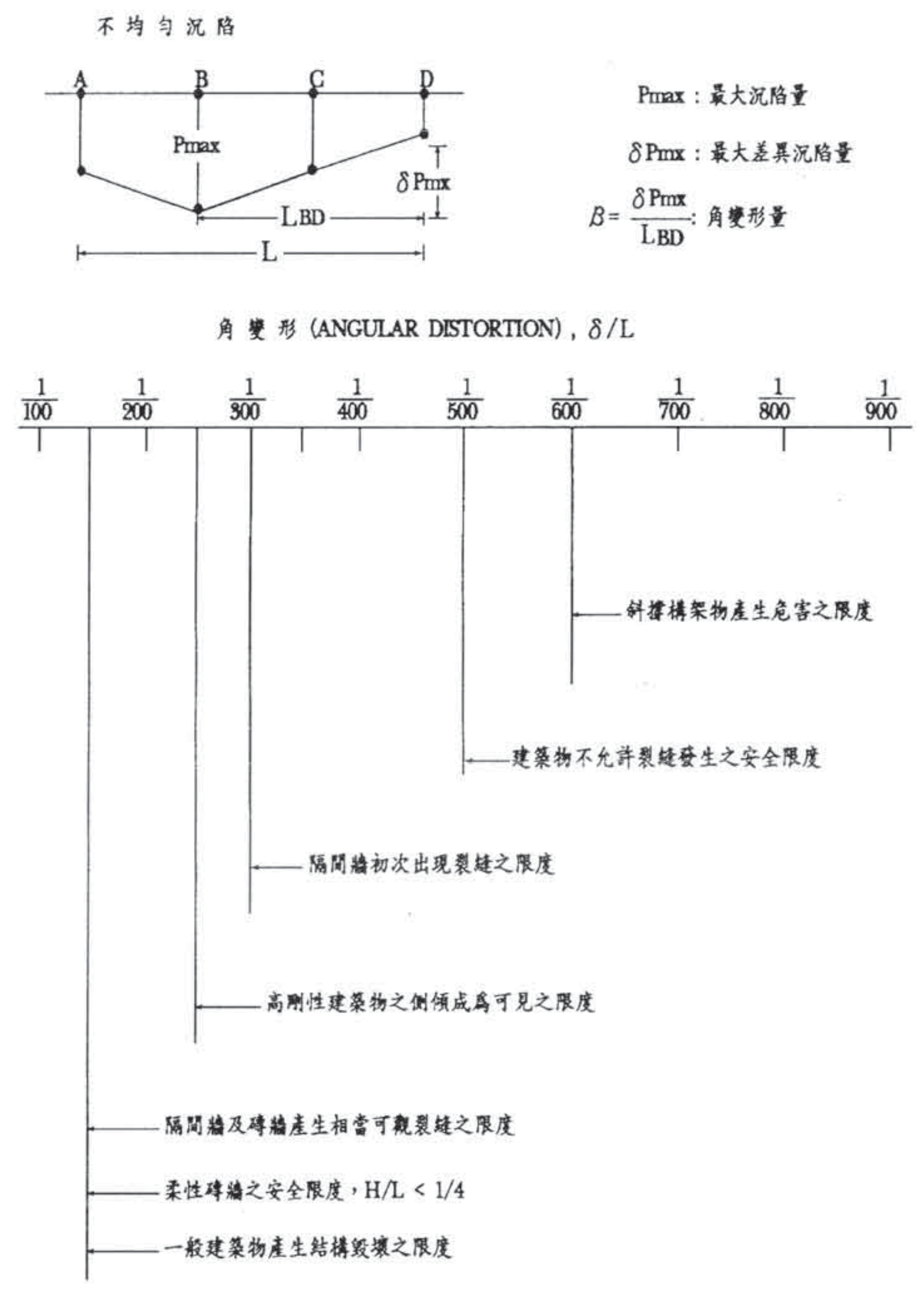


圖 5.1、結構物之容許角變形限度

第六章. 基礎開挖穩定性分析、側向力分析及排水建議

6.1 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 6.1。本工程開挖面積約為 4700.00 平方公尺，開挖深度預計達 22.40 公尺。開挖擋土壁之選擇，主要須考慮壁體之勁度、止水性、工程費用等，本工程考慮基地周邊環境，地下室開挖時建議可採用連續壁作為地下室開挖之擋土設施。

6.2 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6.1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6.2所示。本工程開挖深度為22.40公尺處，開挖面下為黏土層，應無開挖底部土壤砂湧破壞之顧慮。

(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載力，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6.3所示。本工程開挖深度為

22.40公尺，依據開挖底部土壤隆起破壞計算結果，擋土結構須貫入至地表下36.40公尺以下之砂土層。

表 6.1 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
鋼鈑樁	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

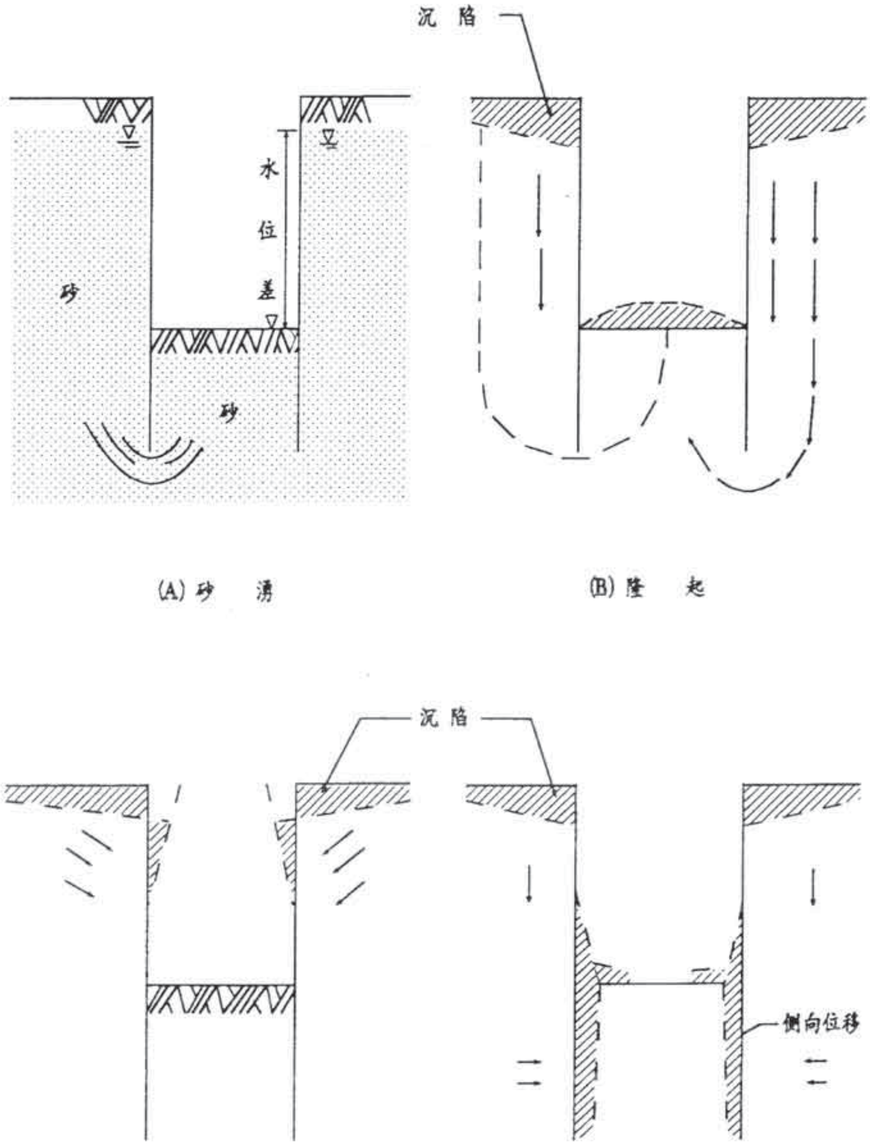
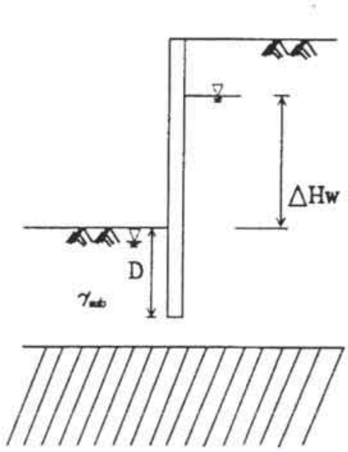


圖6.1 基礎開挖土壤破壞模式

如擋土壁下方爲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爲設計依據。



不透水層

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

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

式內

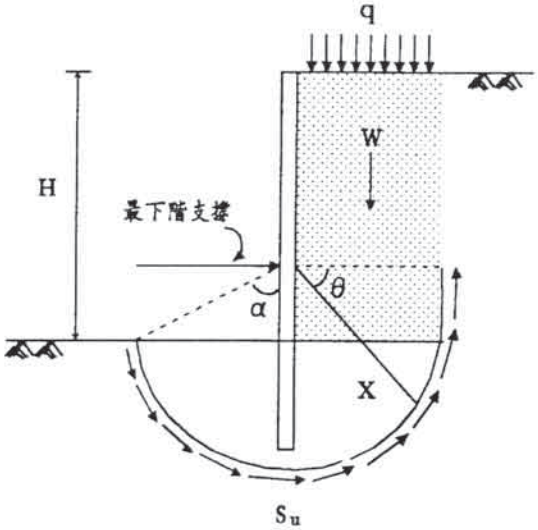
γ_{sub}=砂質土壤之有效單位重(t/m^3)

D =擋土設施之貫入深度(m)

γ_w=地下水之單位重(t/m^3)

ΔH_w=擋土設施內外兩側地下水位之水頭差(m)

圖6.2 開挖底部土壤砂湧分析方法



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

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/㎡)

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6.3 開挖面底部土壤隆起分析方法

(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6.4所示。依據向內擠進計算結果，本工程開挖深度為22.40公尺時，因本基地之地層由開挖面下至地表面下53.60公尺為厚層黏土夾薄層砂土，擋土結構須貫入至地表下53.60公尺以下之卵礫石層。

依本工程基地周圍環境狀況，考慮擋土結構向內擠進及隆起分析結果得知擋土結構須貫入至地表面下53.60公尺以下之卵礫石層，則其抵抗擋土結構向內擠進及隆起之安全係數才大於所建議之安全係數值。本基地開挖面至地表面下53.60公尺為黏土層，地下室開挖擋土壁體會產生較大之側向位移，造成鄰房沉陷等工程災害。建議考慮採用基地內土壤改良工法改良基地內土壤。基地內土壤改良(以改良後土壤之不排水剪力強度增加6.0t/m^2估算)，則擋土結構所需之貫入深度可減至約至地表面下41.00公尺。

6.3 基礎開挖施工方式建議

本工程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設設支撐，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，且因周圍斜撐部份空間小及支撐之障礙致作較困難。

以本工程開挖之深度規模，為維持穩定坡面，可構築之中央基礎部份面積大，因此可節省之支撐材料大，與全面開挖內支撐系統相較，較為有利。

綜合以上之考慮，本基地開挖建議以島區式開挖配合周邊擋土支撐系統為宜。本基地開挖如以全面開挖內支撐系統，因本基地開挖面積甚大，進行內支撐系統施工時，宜特別注意支撐系統之接頭連結。若選擇逆築工法，以地下室永久結構之樑柱做為支擋系統，此種工法除可縮短工期之外，安全性高，並可減少對鄰近結構體之影響。惟逆築工法之開挖作業，均在封閉之樓版下進行，故其工程困難度及複雜性較高，施工前需要有周詳細密的規劃，如通風問題，出土口選擇地，水挖制及接頭處理等，均需於事前詳細規劃檢討。

6.4 開挖對鄰近結構物影響之評估

本基地側緊臨鄰房，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。

本工程係屬大規模之深開挖，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。

6.5 上浮力及上舉力分析

由地質鑽探資料得知，開挖面下為一層厚約14.10公尺之粉土質黏土層，黏土層下為厚約2.50公尺之砂土層，砂土層下為黏土層，該層之靜水壓力約為36.40t/m^2。此一靜水壓力會給予開挖底面之黏土層一向上之上舉力（Up-lift），根據計算結果

該安全係數為0.74，未符合設計規範FS=1.2之要求，因此建議於開挖作業中，以抽水降低該砂土層之地下水位，以減少上舉力之作用。此項抽水作業須控制該砂土層之地下水位在37.00公尺以下，配合水位觀測井及水壓計，記錄地下水位及水壓力之變化情況，以作為上舉力安全檢討之依據。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處，基礎深度為22.40公尺，則基礎底部承受向上之水浮力約為22.40t/m²，此上浮力較非主體結構及地下室結構之重量為大。為抵抗上浮力施工期間基地內抽水，應持續至建築物載重超過上浮力方可停止。本基地考慮部份結構配置因素，規劃採用抗浮樁設計。

6.6 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。通常臨時擋土結體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：

主動土壓：$Pa=(q+\Sigma\gamma h)*\tan^2(45-\phi/2)-2*c*\tan(45-\phi/2)$

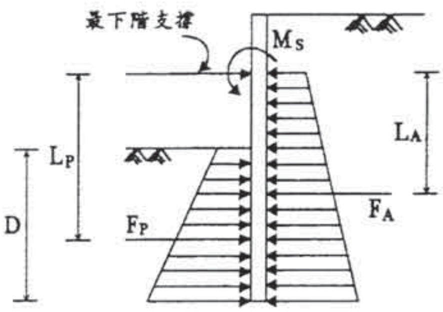
被動土壓：$PP=(q+\Sigma\gamma h)*\tan^2(45+\phi/2)+2*c*\tan(45+\phi/2)$

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 6.5 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Ko值與其有效內摩擦角Ø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Ko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kh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$\triangle P=1.0\ t/m^2$。因此地下室外牆之牆體設計，所採用之側壓力圖大致如圖6.6所示。

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6.4 擋土設施土壓力平衡分析方法

第七章.基礎開挖施工方法與安全措施建議

7.1 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，接頭接逢之鬆弛變形等，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。

7.1.1 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（各項材料之容許應力，應為（短期容許應力＋長期容許應力）／２）
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。

7.1.2 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50 cm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。

7.2 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，可能造成水平水撐沿強軸方向挫曲。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)或在鄰房基處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。

(2)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 7.1 應變計劃表及表 7.2 緊急狀況及建議處理方式

表 7.1 應變計劃表

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. 因地層及地下水影响造成之地盤沉陷。	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，若己破壞則須立即修護。 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. 影响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响擋土壁的安全時	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 7.2 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劃
鄰房差異沉陷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，或減少有效無支承長度 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. 管制抽水計劃 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响，甚至失 敗	1. 避免持續外加荷重	1. 施工規劃及協調完善 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。

7.3 施工抽水之建議

本基地之地下水位於地表面下 2.70～3.00 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 7.3 所示。

表 7.3　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	> 1×10^{-1}	重力排水 水中開挖(不降水)
粗砂至中砂	1×10^{-1}～1×10^{-3}	重力排水、深井、點井、真空抽水井
細砂、粉土、粘土	1×10^{-3}～1×10^{-5}	深井、點井、真空抽水井
粘土	<1×10^{-5}	電滲法或不降水

7.4 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。

本工程係屬大規模之深開挖工程，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。

茲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，建議本工程開挖安全監測系統應裝設項目及監測目的，茲略述如下：

（一）傾斜變位計

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。

（二）水位觀測井

於水位以下開挖施工，必須降低地下水位時，需在開挖側四周安裝水位觀測井，以瞭解水位變化情形，以為抽水控制及施工之參考。

（三）結構物傾斜計

深開挖施工過程中，常導致其鄰近地區地層下陷現象，進而造鄰近建築物之傾斜，常瞭解施工期間鄰近建築物傾斜之情況，以判斷該建築物之安全性，茲於鄰近建築適當位置裝設結構物傾斜計，以作定期之觀測。

（四）沉陷觀測點

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。

第八章.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九個主要層次：

第Ⅰ層：回填、棕黃色粉土質黏土

本土層分佈於地表面下約 1.80～3.00 公尺以上，N 值約為 4～9，屬中等堅實稠度至堅實稠度之黏土。

第Ⅱ層：棕黃色粉土質細砂

本土層分佈於地表面下約 1.80～3.00 公尺至地表面下約 4.60～5.40 公尺，N 值約為 3～7，屬疏鬆砂土質。

第Ⅲ層：灰色粉土質粗中細砂夾礫石

本土層分佈於地表面下約 4.60～5.40 公尺至地表面下約 8.50～10.00 公尺，N 值約為 8～22，屬疏鬆至中等緊密之砂土層。

第Ⅳ層：灰色粉土質黏土含粉土及細砂

本土層分佈於地表面下約 8.50～10.00 公尺至地表面下約 13.05～14.55 公尺，N 值約為 3～7，屬軟弱至中等堅實稠度之黏土層。(P-1 及 P-2 未出現此次層)

第Ⅴ層：灰色粉土質細砂夾砂質粉土

本土層分佈於地表面下約 13.05～14.55 公尺 (P-1 及 P-2 為地表面下約 9.80～10.00 公尺) 至地表面下約 15.20～18.10 公尺，N 值約為 8～15，屬疏鬆至中等緊密之砂土層。

第Ⅵ層：灰色粉土質黏土夾粉土及細砂

本土層分佈於地表面下約 15.20～18.10 公尺至地表面下約 35.00～38.10 公尺，於地表面下約 28.00 公尺至 32.00 公尺夾有粉土及細砂。N 值約為 4～8，屬中等堅實稠度之黏土層，夾層粉土及細砂 N 值約為 10～17，屬中等緊密之砂(粉)土層。

第Ⅶ層：灰色粉土質細砂

本土層分佈於地表面下約 35.00～38.10 公尺至地表面下約 37.90～41.70 公尺，N 值約為 15～20，屬中等緊密之砂土層。

第Ⅷ層：灰色粉土質黏土夾薄層粉土、細砂

本土層分佈於地表面下約 37.90～41.70 公尺至地表面下約 53.50～53.80 公尺。N 值約為 8～15，屬中等堅實稠度至堅實稠度之黏土層。

第Ⅸ層：灰色卵礫石層

本土層分佈於地表面下約 53.50～53.80 公尺至鑽探最大深度 59.00，N 值大於 100，為極佳之承載層。

(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2.70~3.00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處。地下水壓力採靜水壓力分佈。

(3) 本基地位於台北市松江路223號松江里屬台北三區S_{MS}=0.80、S_{DS}=0.60、用途係數I採1.00。進行土壤液化潛能分析時、最大考量地震地表水平加速採度A_{des}=0.4S_{DS}Ig=0.4×0.8*1.00=0.32g，設計地震地表水平加速度採A_{des}=0.4S_{DS}Ig=0.4×0.6*1.00=0.24g，中小地震地表水平加速度A_{min}=0.4S_{DS}Ig/4.2=0.24/4.2=0.05714g。本工程因地下室開挖深度達22.40公尺，基礎已置於非液化土層，本基地應無發生地層液化之潛能。

(4) 本工程基礎位於黏土層上，依據上式以筏式基礎分析，求得基礎在深度22.40公尺處之基礎容許承載力約為41.84t/m^2，而本工程結構體之平均載重約為34.00t/m^2，扣除地下水浮力後，結構體實際作用於基礎土壤之淨壓力值約為13.10 t/m^{2}小於之基礎容許承載力，故採用浮式筏基礎時，土層應無承載破壞之顧慮。

(5) 本工程因地下室開挖挖除之有效土重（20.94 t/m^2）遠大於結構淨載重（13.10 t/m^2），地下室開挖挖除之有效土重及地下水浮力可平衡結構載重，本基地應無沉陷量過大之問題。

(6) 依本工程基地周圍環境狀況，考慮擋土結構向內擠進及隆起分析結果得知擋土結構須貫入至地表面下53.60公尺以下之卵礫石層，則其抵抗擋土結構向內擠進及隆起之安全係數才大於所建議之安全係數值。本基地開挖面至地表面下53.60公尺為黏土層，地下室開挖擋土壁體會產生較大之側向位移，造成鄰房沉陷等工程災害。建議考慮採用基地內土壤改良工法改良基地內土壤。基地內土壤改良(以改良後土壤之不排水剪力強度增加6.0t/m^{2}估算)，則擋土結構所需之貫入深度可減至約至地表面下41.00公尺。

(7) 由地質鑽探資料得知，開挖面下為一層厚約14.10公尺之粉土質黏土層，黏土層下為厚約2.50公尺之砂土層，砂土層下為黏土層，該層之靜水壓力約為36.40t/㎡。此一靜水壓力會給予開挖底面之黏土層一向上之上舉力（Up-lift），根據計算結果該安全係數為0.74，未符合設計規範FS=1.2之要求，因此建議於開挖作業中，以抽水降低該砂土層之地下水位，以減少上舉力之作用。此項抽水作業須控制該砂土層之地下水位在37.00公尺以下，配合水位觀測井及水壓計，記錄地下水位及水壓力之變化情況，以作為上舉力安全檢討之依據。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處，基礎深度為22.40公尺，則基礎底部承受向上之水浮力約為22.40t/㎡，此上浮力較非主體結構及地下室結構之重量為大。為抵抗上浮力施工期間基地內抽水，應持續至建築物載重超過上浮力方可停止。本基地考慮部份結構配置因素，規劃採用抗浮樁設計。

(8) 本工程考慮基地周邊環境，地下室開挖時建議可採用連續壁作為地下室開挖之擋土設施。

(9) 以本工程開挖之深度規模，為維持穩定坡面，可構築之中央基礎部份面積大，因此可節省之支撐材料大，與全面開挖內支撐系統相較，較為有利。本基地開挖建議以島區式開挖配合周邊擋土支撐系統為宜。本基地開挖如以全面開挖內支撐系統，因本基地開挖面積甚大，進行內支撐系統施工時，宜特別注意支撐系統之接頭連結。若選擇逆築工法，以地下室永久結構之樑柱做為支擋系統，此種工法除可縮短工期之外，安全性高，並可減少對鄰近結構體之影響。惟逆築工法之開挖作業，均在封閉之樓版下進行，故其工程困難度及複雜性較高，施工前需要有周詳細密的規劃，如通風問題，出土口選擇地，水挖制及接頭處理等，均需於事前詳細規劃檢討。以本工程開挖之深度規模，本基地開挖建議採全面開挖內支撐系統。

(10) 目前本基地之地下水位於地表面下2.70~3.00公尺以上，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。

(11) 建議設置傾斜變位、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。