


**附錄十三 地質鑽探報告書摘錄 (p. 3~42)**



# 台北市北投區保變住(編號 2)開發案 整體開發地質調查

## 地質鑽探調查 報告書

 德興工程技術顧問有限公司  
DERSIN Engineering Consultant, INC.  
台北市內湖區內湖路二段253巷7弄2號5樓  
TEL : (02) 8791-1908  
FAX : (02) 2795-3732

中華民國九十八年五月

## 目 錄

目 錄 .....	I
第一章 前 言 .....	1
第二章 鑽探調查及取樣 .....	3
2~1 鑽孔取樣 .....	3
2~2 標準貫入試驗 .....	3
2~3 土樣的運送與處理 .....	4
2-4. 水位觀測計安裝及觀測 .....	4
第三章 區域地質 .....	7
3~1 基地位置與交通 .....	7
3~2 地形 .....	7
3~3 地層 .....	7
3~4 地質構造 .....	9
3~5 地震 .....	12
第四章 基地地質 .....	16
4~1 表層地質 .....	16
4~2 岩盤地質 .....	16
4~3 構造地質 .....	19
4-4. 地下水位概況 .....	20
4-5. 地層參數研擬 .....	21
第五章 · 大地工程分析 .....	26
第五章 · 大地工程分析 .....	27
5.1 土壤液化潛能(liquefaction potential)評估 .....	27
5.2 基礎分析 .....	29
5.3 基礎開挖穩定與擋土設施分析 .....	32

5.4 地盤反力係數.....	36
第六章·施工建議和注意事項.....	38
6.1 施工安全管理.....	38
6.2 安全監測建議.....	38
第七章·結論與建議.....	41

## 表目錄

表 2.1 現場鑽探及取樣數量表.....	5
表 4.1 簡化地層與建議工程性質參數表.....	21
表 5.1 土壤參數折減係數 $D_E$ .....	29
表 5.2 基礎容許承载力計算表.....	31

## 圖目錄

圖 1.1 基地位置圖 .....	2
圖 3.1 區域地質圖 .....	13
圖 3.2 山腳斷層條帶地質圖 .....	14
圖 3.3 距離場址 30km 範圍內活斷層 .....	15
圖 4.1 鑽孔及剖面位置圖 .....	22
圖 4.2 地質剖面圖(1).....	23
圖 4.2 地質剖面圖(2).....	24
圖 4.2 地質剖面圖(3).....	25
圖 4.3 地下水位分佈等高線圖.....	26

## 附錄目錄

附錄一 鑽孔柱狀剖面圖

附錄二 實驗室試驗結果

附錄三 地層液化潛能分析計算

附錄四 地下水位量測記錄

附錄五 岩心照片

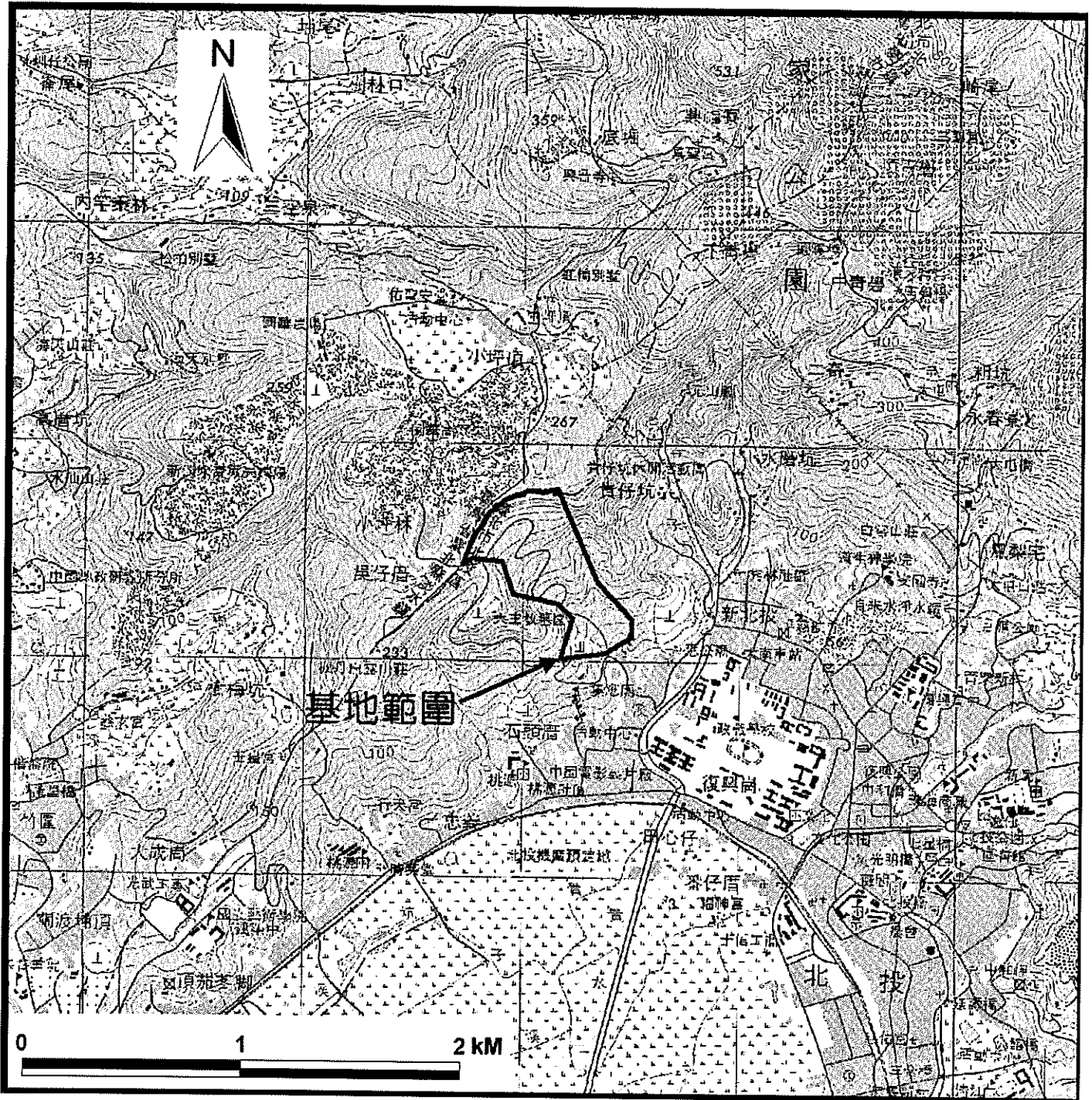
## 第一章 前言

臺北市北投區稻香路自辦市地重劃區籌備會(以下簡稱 貴會)擬於北投區稻香路土地，進行整體開發工程，為瞭解基地範圍內之地質狀況(基地位置如【圖 1.1 基地位置圖】所示)，為掌握基地地質條件，遂委託德興工程技術顧問有限公司(以下簡稱本公司)進行全區地質調查，調查內容包括有全區淺孔(30 公尺深)調查、地表地質調查、土石流潛勢溪流調查、金山斷層影響評估、地球物理探測、地震危害度分析等。

本報告為全區地質調查一部份，內容為全區地質鑽探調查及試驗分析工作，所有鑽孔大致皆為 30 公尺，旨在求得基地全區地質概況，及作為建物基礎、水土保持設施必要的基礎分析資料。

民國九十八年五月中，本部份現場地質鑽探調查工作及室內實驗室工作完成，本公司即彙整現地鑽探、室內實驗、地表地質資料後，提出本基地地質調查鑽探工作報告書如后。





(本基地位於復興崗西北側、國華高爾夫球場東南側)

圖1.1、基地位置圖

## 第二章 鑽探調查及取樣

### 2~1 鑽孔取樣

本基地共進行鑽探 28 孔，鑽探深度為 20~40 公尺，總鑽探深度共計 840 公尺，詳細工作項目及數量如表 2.1 所示。各鑽孔配置詳如圖 2.1 所示，鑽孔柱狀圖列於【附錄一 鑽孔柱狀剖面圖】，各孔位之岩心照片見【附錄五 岩心照片】。

由於基地區域地層屬凝灰角礫岩層，該岩性特點為若採傳統鑽機以水沖法施作，易造成岩心中軟弱基質流失，取樣率降低、妨礙地質判釋工作，故為獲取高品質之岩心樣品俾利地質研判，本工程特採鋼索取樣法(Wire-line method)施作，而在鑽孔進行中，由於套管與取樣器全程使用，鑽孔孔壁得以保護，防止孔壁崩塌。

本次調查共鑽有 840 公尺（詳【表 2.1 現場鑽探及取樣數量表】及【附錄一 鑽孔柱狀剖面圖】），室內實驗土層部份施作有 29 組一般物理性試驗、2 組土壤三軸試驗、1 組土壤無圍壓縮試驗，岩層部份施作有 6 組岩石一般物理性試驗、5 組岩石直接剪力試驗、5 組岩石單軸抗壓試驗等，試驗結果詳【附錄二 實驗室試驗結果】。

### 2~2 標準貫入試驗

於鑽探進尺過程中於岩層上方較軟弱之覆土層，進行標準貫入試驗，本項試驗及取樣係於土層中約每隔 1.5 公尺或土層變化處施作，其施作方式係以標準分裂式取樣器(Split Spoon Sampler)置於鑽孔底部，並以 30 吋(0.76 公尺)之自由落距，將 140 磅(63.5kg)之夯錘打擊入土 18 吋(0.45 公尺)，或錘數到達 100 下為止，每貫入 6 吋(0.15 公尺)深度記錄落錘數，第二次及第三次 6 吋之落錘數總和即為標準貫入試驗貫入抵抗 N 值。

標準貫入試驗可兼取擾動土壤(劈管內之銅圈土樣)，採取之深度間距配合標準貫入試驗。擾動土樣(劈管取樣 ASTM-D1586)採用之劈管取樣器為內徑 35mm，外徑 50mm，劈管段長度為 610mm，並具備一可靠之球形檢查閥，為防止土樣漏失時應使用彈簧保存器，詳細試驗結果如【附錄二 實驗室試驗結果】，本次共施作 77 組標準貫入試驗。

### 2-3 土樣的運送與處理

每支劈管內有 8 個銅圈，取 2 個銅圈，每個銅圈兩端以塑膠蓋封底，並採用防水膠帶加以密封，將工程名稱、合約編號、鑽孔孔號、土樣編號、土樣高程之標籤加以標註，本次工作共取得劈管土樣 26 組，皆施作土壤一般物理性試驗，詳細試驗結果如【附錄二 實驗室試驗結果】。

薄管取得之土樣，兩端填滿熔解石臘，以塑膠蓋封閉，再以防水膠帶緊封，並將工程名稱、合約編號、鑽孔孔號、土樣編號、土樣高程之標籤加以標註。樣本封裝後，將薄管直立放置於薄管箱，劈管之土樣則放置木箱，並於累積一定數量後送至試驗室進行試驗，本次共取得薄管試樣 3 支，施作有土壤一般物理性試驗、無圍壓縮試驗、CIU 三軸壓縮試驗等，詳細試驗結果如【附錄二 實驗室試驗結果】。

### 2-4. 水位觀測計安裝及觀測

本工程各鑽孔皆裝置水位觀測井共計 28 孔，以進行水位變化觀測。各孔量測地下水位結果詳【附錄四 地下水位量測記錄】。

表2.1.1.現場鑽探及取樣數量表

項目	開工日期	完工日期	N座標	E座標	高程	總深度	覆土層鑽探進尺	火山碎屑岩或岩層鑽探進尺	標準貫入試驗	管壁取樣	三吋薄管取樣	地下水觀測井	岩心箱
單位					公尺	公尺	公尺	公尺	次	組	支	孔	箱
BH-1	980311	980313	2782602	297802	267.0	30.0	1.84	28.16	0	0	0	1	6
BH-2	980313	980314	2782664	297842	274.0	30.0	2.10	27.90	0	0	0	1	6
BH-3	980308	980310	2782753	298041	269.0	30.0	3.40	26.60	0	0	0	1	6
BH-4	980304	980305	2782736	298155	263.0	30.0	0.80	29.20	0	0	0	1	6
BH-5	980323	980324	2782508	297835	234.0	30.0	1.80	28.20	2	1	0	1	6
BH-6	980310	980312	2782571	297881	229.0	20.0	0.55	19.45	7	6	1	1	4
BH-7	980317	980318	2782650	298024	227.0	30.0	3.45	26.55	0	0	0	1	6
BH-8	980319	980321	2782642	298125	221.0	30.0	2.05	27.95	4	2	0	1	6
BH-9	980409	980411	2782562	298009	215.0	30.0	3.40	26.60	4	2	0	1	6
BH-10	980406	980408	2782490	297947	205.0	30.0	5.00	25.00	2	0	0	1	6
BH-11	980401	980403	2782501	298036	193.0	30.0	7.10	22.90	5	1	1	1	6
BH-12	980327	980331	2782510	298108	182.0	40.0	0.48	39.52	2	0	0	1	8

BH-13	980328	980331	2782396	297984	183.0	30.0	4.15	25.85	3	2	0	1	6
BH-14	980326	970327	2782413	298071	170.0	30.0	2.05	27.95	2	0	0	1	6
BH-15	980402	980405	278316	298019	161.5	30.0	0.75	29.25	1	0	0	1	6
BH-16	980406	980409	2782349	298081	152.0	30.0	3.00	27.00	2	1	0	1	6
BH-17	980420	980423	2782285	298220	121.0	30.0	1.40	28.60	2	1	0	1	6
BH-18	980327	980329	2782346	298312	116.0	30.0	1.40	28.60	4	3	0	1	6
BH-19	980324	980326	2782223	298257	106.0	30.0	2.40	27.60	2	1	1	1	6
BH-20	980415	980418	2782270	298298	107.0	30.0	3.85	26.15	3	2	0	1	6
BH-21	980420	980423	2782274	298148	130.0	30.0	0.00	30.00	1	0	0	1	6
BH-22	980414	980416	2782164	298283	100.0	30.0	1.70	28.30	1	0	0	1	6
BH-23	980319	980321	2782189	298321	96.0	30.0	1.85	28.15	6	0	0	1	6
BH-24	980322	980324	2782245	298376	99.0	30.0	2.65	27.35	3	0	0	1	6
BH-25	980321	980323	2782099	298314	88.0	30.0	1.55	28.45	6	4	0	1	6
BH-26	980324	980326	2782164	298380	87.0	30.0	0.85	29.15	7	0	0	1	6
BH-27	980316	980319	2782099	298370	82.0	30.0	2.30	27.70	7	0	0	1	6
BH-28	980330	980401	2782170	298433	83.0	30.0	0.50	29.50	1	0	0	1	6
合計						840.0	62.37	777.63	77	26	3	28	168

## 第三章 區域地質

### 3-1 基地位置與交通

本基地位置如【圖 1.1 基地位置圖】所示，位於台北市北投區稻香里，居復興崗西北方、國華高爾夫球場東南側，沿中央北路二段轉稻香路向北即可達，交通堪稱便利；基地北側位於台北市與台北縣交界上。

### 3-2 地形

基地地形分區屬於大屯火山群地形區(林朝棨，1957)。基地地勢由西北向東南傾斜，西北側地勢較陡，高程約為海拔 280 公尺；東南側地勢下降至海拔 75 公尺，基地內有一集水溪溝，目前水土保持局將其列為編號台北 A273 土石流潛勢溪流。

### 3-3 地層

台灣地質發育史上，更新世的火山作用佔有重要地位，當時台灣北部有兩個主要火山噴發中心，為基隆火山群及大屯火山群，兩者主要均噴發安山岩質之熔岩與大量之火山碎屑岩。

本基地一帶屬於大屯火山群，區域地質圖詳【圖 3.1 區域地質圖】、【圖 3.2 山腳斷層條帶地質圖】。大屯火山群位於台北盆地東北方，由十數座圓錐形安山岩體組成，面積約 40 平方公里，南距台北市僅約 15 公里。大屯火山群的噴發活動年代可分為兩個階段：第一期約距今 2.8~2.5 百萬年 (Ma.) 左右，此時的噴發活動以岩

漿體衝開基盤之活動性質為主，產生了大量的火山碎屑岩；第二期約自 0.8~0.35 百萬年 (Ma.) 左右，此時各火山皆陸續有劇烈的噴發活動，產生了大量的熔岩流及火山碎屑岩。

本火山群所表現之火山錐地形，巍然屹立，四周地形險峻，陡崖常見，多幽深峽谷及山嶺平台。大屯山火山群由安山岩質之熔岩流、及火山灰至火山集塊等大小不等顆粒之火山噴發碎屑物所連續交替構成，覆蓋在時代不同之中新世沉積基盤之上。凝灰岩是由火山噴出的火山灰，及碎屑或泥砂等夾雜混合而成，一般膠結良好，部分具有沉積岩的特性；凝灰角礫岩是在凝灰岩中尚夾有較大的安山岩岩礫，且帶有稜角，具斑狀岩理。

依據區域地質圖【圖 3.1 區域地質圖】所示，本基地主要由凝灰角礫岩及其下五指山層基盤所組成。

五指山層為本基地之基盤岩層，主要由塊狀、厚層、白色、細粒至粗粒砂岩及深灰色頁岩所組成。砂岩以正石英砂岩或原石英砂岩為主要成份，局部間夾長石質砂岩。在本層下部、中上部及上部常夾有厚數十公分的礫岩狀砂岩層，為本層最大特徵。在本層中部夾有灰色至青灰色的亞混濁砂岩。砂岩層間常見深灰色頁岩和砂、頁岩的互層，並夾有炭質頁岩數層。在本層中部，偶含有海綠石之砂岩和頁岩層，本層之砂岩常具交錯層及鐵質結核，並局部含有生痕及呈蜂窩狀之風化面，化石比較稀少，僅於下部岩層中發現薄層之貝類化石帶，大部分貝類化石都已破成碎片。

凝灰角礫岩不整合覆蓋於五指山層之上，表層受風化與淋濾作用影響，其中細顆粒之火山灰與碎屑易成中度~高度風化，形成紅棕~黃棕色的粉質黏土或粉質砂土夾砂礫，整體強度大幅降低。

### 3~4 地質構造

大屯火山群一帶主要有三條斷層構造（詳【圖 3.2 山腳斷層條帶地質圖】），由北而南為新莊斷層、金山斷層與山腳斷層。

#### 【新莊斷層】

新莊斷層，為逆移斷層，呈北北東走向，由北投貴仔坑西北方向南延伸至新莊市丹鳳迴龍附近，北端在北投以北可能連接金山斷層，南端則併入崁腳斷層。

此斷層在泰山地區鑽井結果，上盤為南莊層，下盤為大南灣層，在成子寮以南地區，上盤則為桂竹林層，下盤為林口層礫岩。

#### 【金山斷層】

金山斷層，為逆移斷層，呈東北—西南走向，由台北縣金山鄉向西南延伸至新莊，在新莊丹鳳地區，可能連接崁腳斷層後，更向南延伸至桃園大溪。

本斷層在大屯火山群中為更新世火山岩所掩覆，斷層跡不明；在北投貴子坑地區，斷層上盤的五指山層構成一西北翼倒轉的背斜構造，背斜軸走向為  $N16^{\circ}E$ ，下盤出露南莊層；此背斜上覆的大屯火山凝灰角礫岩，並未發現有受到明顯的變形作用，故研判斷層作用在凝灰角礫岩形成之後沒有活動現象。



依「經濟部中央地質調查所台灣活動斷層分佈圖（2000）」，【金山斷層】屬存疑性活動斷層，但於 2007 年「經濟部中央地質調查所台灣北部活動斷層條帶圖說明書（特刊第 19 號）」，說明此斷層可能在距今 40 萬年前以來未有活動跡象，故暫由活動斷層中移除。

### 【山腳斷層】

為正移斷層，屬第二類活動斷層，最後一次活動時間，可能在距今約 11000 年以前，中央地質調查所於「台北盆地地下地質與工程環境綜合調查研究」計畫及「台北都會區地下地質與工程環境調查研究」計畫中之忠義剖面，共進行 3 孔地質鑽探，略呈北西方向排列。

山腳斷層 10 號（SCF-10）位於捷運北投機廠的西側大業路 527 巷路邊，鑽探深度 130 公尺，於深度 78 公尺鑽遇第三紀基盤，屬五指山層，為金山斷層之上盤。山腳斷層 11 號（SCF-11）位於 SCF-10 之東南方約 500 公尺，鑽探深度為 507 公尺，但未鑽遇第三紀基盤。由於 SCF-11 鑽孔之基盤深度相對於 SCF-10 鑽孔陷落了 430 公尺以上，因而研判山腳斷層在此兩鑽孔間切穿基盤。

山腳斷層 12 號（SCF-12）位於 SCF-10 西北方約 200 公尺，北投桃源國中運動場東北角，鑽探深度 130 公尺，覆土 4 公尺以上即鑽遇第三紀基盤，地層屬南莊層，已屬於金山斷層之下盤岩層。因此，研判金山斷層可能通過 SCF-10 和 SCF-12 兩鑽孔之間（劉桓吉等，2000）。

依據區域地質圖【圖 3.1 區域地質圖】所示，金山斷層于基地北方經過，而山腳斷層與基地南端最近距離約 1 公里【圖 3.2 山腳斷層條帶地質圖】。

另依國立中央大學應用地質研究所工程地質與防災科技研究室台灣活斷層查詢系統查詢結果，基地與山腳斷層距離最近約 425 公尺，詳如【圖 3.3 距離場址 30km 範圍內活斷層】所示。

### 3~5 地震

台灣由於位居環太平洋地震帶，過往歷史曾有多次災害地震之記錄，而每年亦經常發生規模大小不等的地震。根據「營建署」最近頒佈實施之「耐震設計規範（2006）」，基地位於『台北市·北投區』屬台北四區，其震區短週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  為 0.6，震區短週期最大水平譜加速度係數  $S_{MS}$  為 0.8，建物用途係數取 1.0，經計算得中小地震時之加速度為 0.069g，設計地震之加速度為 0.24g，最大考量地震之加速度為 0.32g，可作為後續地層有無液化潛能之分析。

有關各項耐震設計，目前地層之液化潛能分析與邊坡穩定分析應可依耐震設計規範規定處理，而建物耐震分析，因基地近活動斷層，故建議參酌地震危害度分析結果與其他相關規範進行參數選擇。

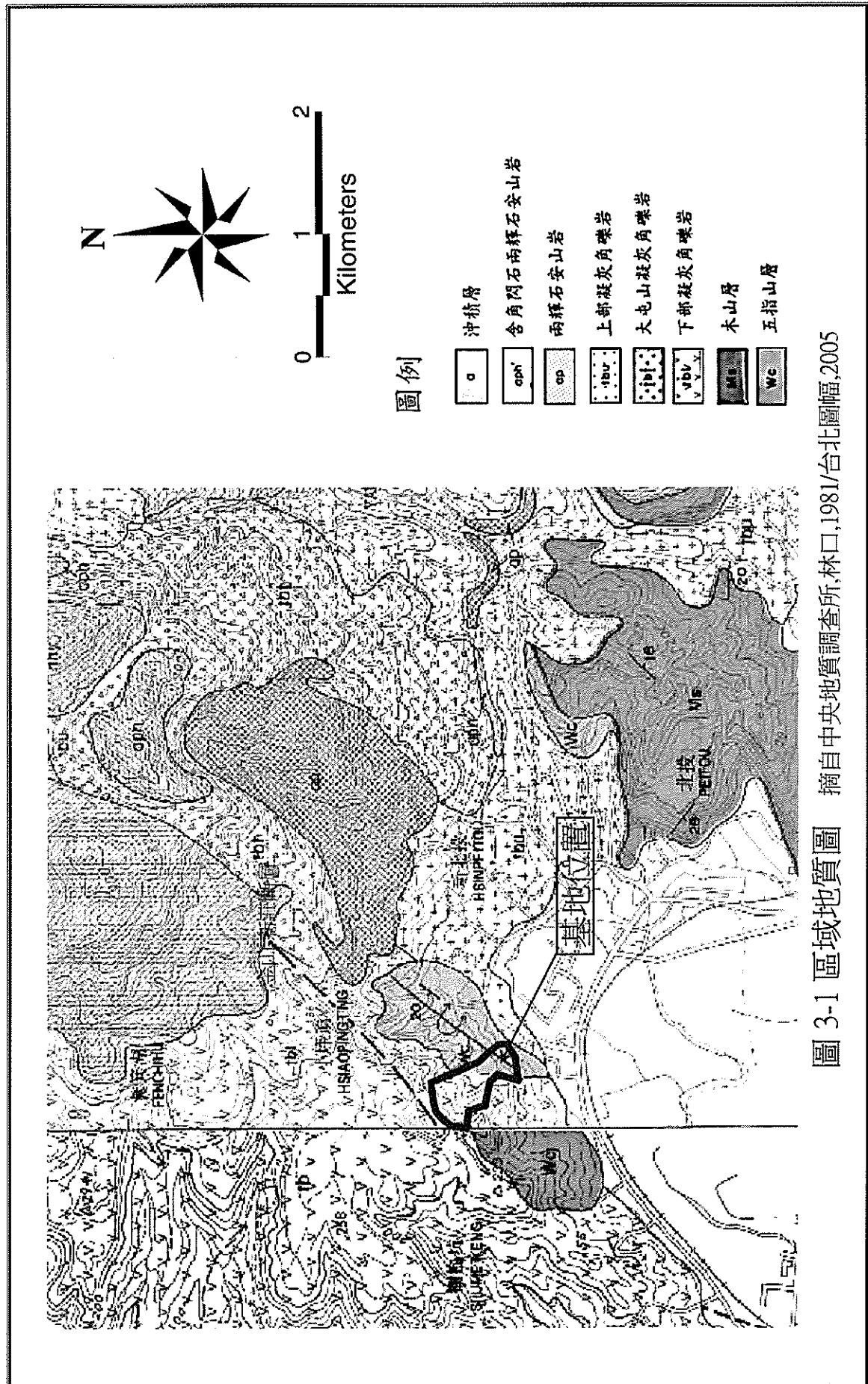


圖 3-1 區域地質圖 摘自中央地質調查所,林口,1981/台北圖幅,2005

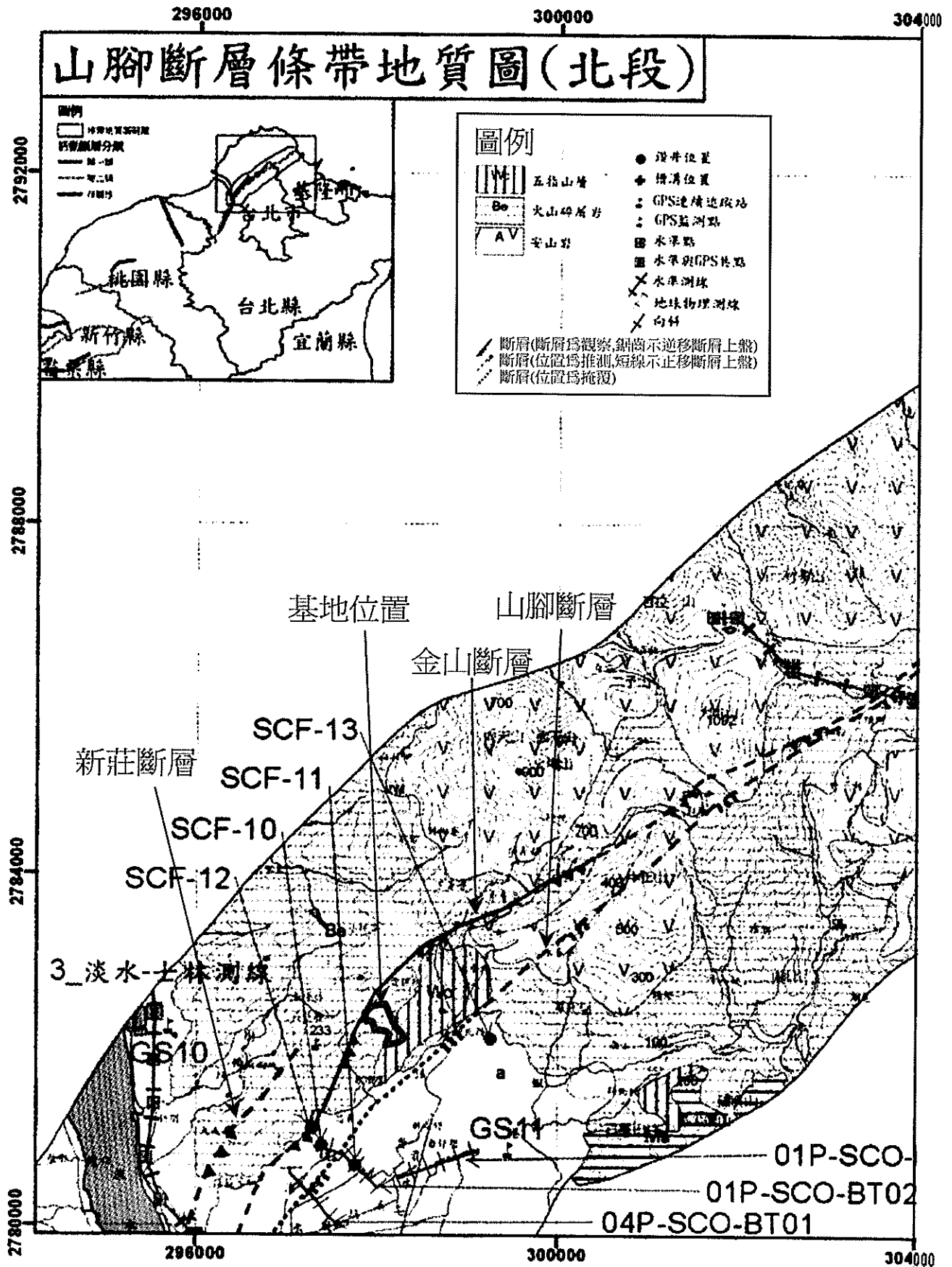


圖3.2 山腳斷層條帶地質圖 (摘自中央地質調查所特刊第19號,2007)

距離場址 30 Km 圖幅範圍內活斷層一覽表

編號	斷層名稱	距離 Km	編號	斷層名稱	距離 Km	編號	斷層名稱	距離 Km
8	小油坑斷層	4.191	9	山腳斷層	4.425	29	南崁斷層	21.726
40	湖口斷層	35.507	44	楊梅斷層	33.752	52	磺溪斷層	12.357
54	雙連坡斷層	36.150						

### 台灣活斷層分布圖

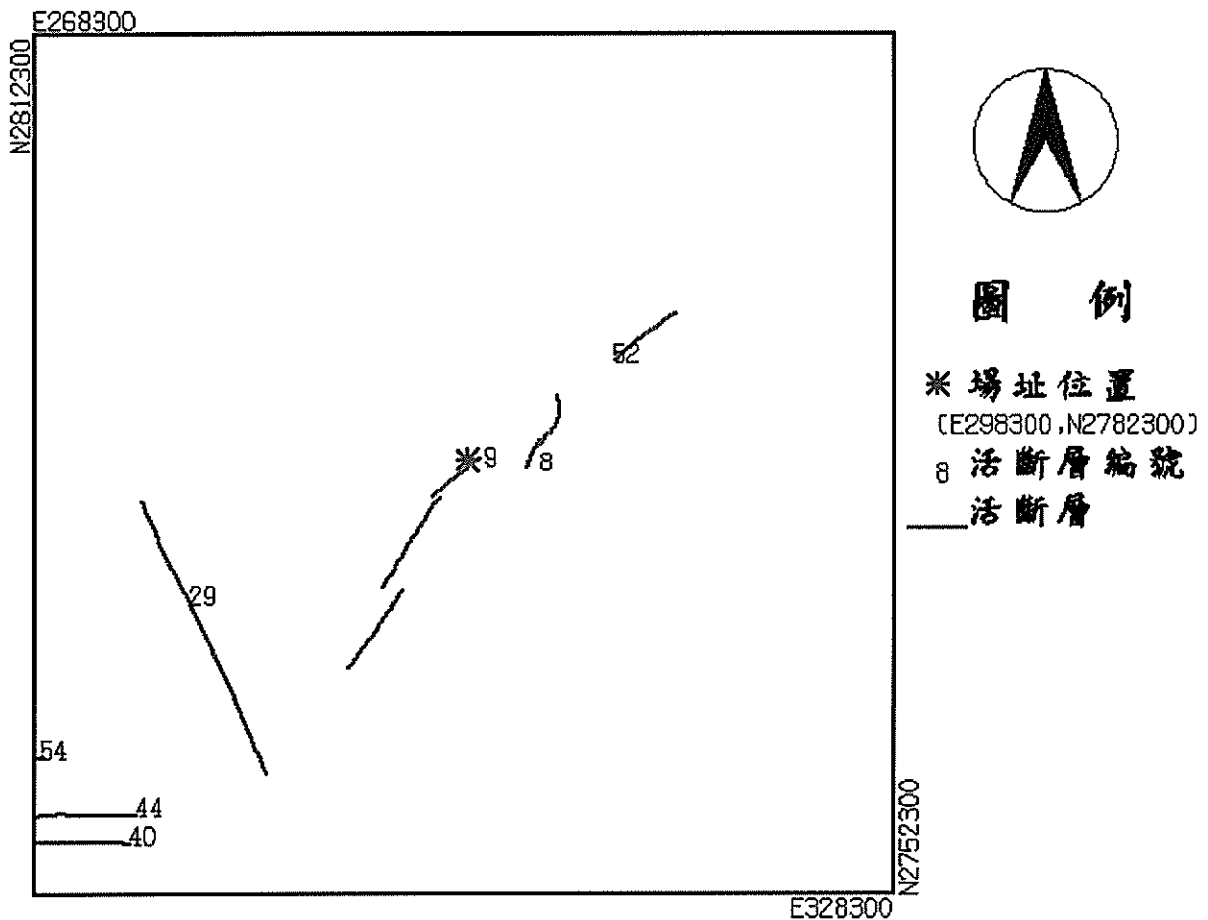


圖 3.3 距離場址 30 Km 範圍內活斷層  
 摘自 國立中央大學應用地質研究所  
 工程地質與防災科技研究室  
 台灣活斷層查詢系統

## 第四章 基地地質

地質調查鑽探工作成果，基地內地質狀況敘述如后，地質鑽孔柱狀剖面圖詳如【附錄一 鑽孔柱狀剖面圖】所示，本次調查結果，可分為表層的覆土層及其下之火山碎屑岩及岩層，鑽孔位置及地質剖面位置圖詳【圖 4.1 鑽孔及剖面位置圖】、地質剖面圖詳【圖 4.2 地質剖面圖(1)~ (3)】，分述如下。

### 4~1 表層地質

基地地表覆蓋厚度約 0~5 公尺不等之覆土層，但 BH-11 覆土層厚度達 7.1 公尺，平均厚度約 2.2 公尺，主要由棕色至棕紅色粉土質粘土所組成，夾火山碎屑岩岩屑，為地表之火山碎屑岩層長期受風化淋濾作用所成之殘餘土。

標準貫入試驗 N 值為 4~13，平均約為 8，土壤一般物理性質試驗結果，本層土層性質不均勻，有砂性土亦有粘性土，依標準貫入試驗 N 值而言，分屬疏鬆~中等緊密或中等堅實之土層，自然含水量 (Wn) 約為 15.6~37.9%，平均值為 29.4%，土壤平均單位重 ( $\gamma_t$ ) 約為 1.54~2.08 t/m<sup>3</sup>，平均值為 1.83 t/m<sup>3</sup>，孔隙比約為 0.54~1.28，平均值為 0.92，液性限度平均約為 40.19%，無圍抗壓強度  $q_u$  約為 1.35 kg/cm<sup>2</sup>，土壤三軸試驗 (CIU) 結果，C 為 0.2 kg/cm<sup>2</sup>， $\phi$  為 23.12°，C' 為 0.19 kg/cm<sup>2</sup>， $\phi'$  為 28.34°。

### 4~2 岩盤地質

依據區域地質圖【圖 3.1 區域地質圖】所示，基地主要地層應屬上部凝灰角礫岩層，及其受熱液換質作用所成之產物，與其下之

基盤岩層。

### (1) 火山碎屑岩層 (I)

火山碎屑岩層，因受當初火山噴發歷史、沉積環境地形起伏、後期換質作用、風化淋濾作用等影響，一般而言，無似沉積岩層般連續疊置、延伸；根據鑽探調查成果(詳【附錄一 鑽孔柱狀剖面圖】)與區域之岩層特性，將火山碎屑岩層依工程特性劃分為二層，然並非絕對之上下層位關係。

上層之火山碎屑岩層，夾有紅棕色或灰色岩塊、岩屑，部份受高度風化而含多量粘土，岩塊粒徑多在 20-30 公分以下，岩質中等堅硬至軟弱，膠結尚可至差，基地全區皆有分佈，本層厚度約 0~18.1 公尺不等，平均厚度為 7.8 公尺。

標準貫入試驗 N 值為 9~15，平均約為 12，一般物理性質試驗結果，本層性質亦不均勻，有砂性土亦有粘性土，依標準貫入試驗 N 值而言，分屬中等緊密或堅實之土層，自然含水量( $W_n$ )約為 14.6~45.3%，平均值為 31.4%，土壤平均單位重( $\gamma_t$ )約為 1.57~2.03 t/m<sup>3</sup>，平均值為 1.80t/m<sup>3</sup>，孔隙比約為 0.63~1.50，平均值為 0.98，液性限度平均約為 47.54%，土壤三軸試驗 (CIU) 結果，C 為 0.23 kg/cm<sup>2</sup>， $\phi$  為 18.50°，C' 為 0.20 kg/cm<sup>2</sup>， $\phi'$  為 26.49°。

### (2) 火山碎屑岩層 (II)

下層之火山碎屑岩層，主要為黃灰色或灰白色岩塊、岩屑，部份有熔接現象，岩塊粒徑多在 50 公分以下，岩質中等堅硬至堅硬，膠結尚可至佳，主要分佈在基地北側及中間附近，詳【圖 4.2 地質



剖面圖(1)~(3)】。

標準貫入試驗 N 值為 9~33，平均約為 18，一般物理性質試驗結果，本層性質亦不均勻，有砂性土亦有粘性土，依標準貫入試驗 N 值而言，分屬中等緊密或極堅實之土層，自然含水量( $W_n$ )約為 20.4~24.4%，平均值為 21.7%，土壤平均單位重( $\gamma_t$ )約為 2.02~2.06  $t/m^3$ ，平均值為 2.04  $t/m^3$ ，孔隙比約為 0.57~0.66，平均值為 0.61，液性限度平均約為 30.4%，由於此層未取得薄管試樣，無法施作三軸試驗。

### (3) 基盤岩層

本層鑽探結果，BH-1~BH-10 皆未鑽達基盤岩層，岩層深度皆深於地表下 30 公尺，其餘各孔均有鑽獲，詳細分佈請參見【附錄一 鑽孔柱狀剖面圖】及【圖 4.2 地質剖面圖(1)~(3)】。

本次此層鑽達之基盤岩層，均為灰色至灰白色砂岩，砂岩顆粒為細至中粒，新鮮至輕度風化，層面及節理面不明顯，岩質軟弱至中等堅硬，膠結差至尚可，岩心部份有鏽染現象，局部岩心夾有少量碳質物，岩心可見有輕微剪裂現象，可能是受火山噴發時環境不穩定或受金山斷層、山腳斷層拖曳影響。

依岩石一般物理性質試驗結果，自然含水量( $W_n$ )約為 11.1~26.1%，平均值為 17.2%，平均單位重( $\gamma_t$ )約為 1.92~2.26  $t/m^3$ ，平均值為 2.11  $t/m^3$ ，孔隙比約為 0.31~0.75，平均值為 0.49，岩石單壓結果為 0.35~7.3  $kg/cm^2$ ，平均值為 2.64  $kg/cm^2$ ，岩石直剪結果，C 值為 0.13~1.37  $kg/cm^2$ ，平均值為 0.56  $kg/cm^2$ ， $\phi$  為 23.92~41.55°，平均值為 31.7°。

### 4~3 構造地質

基地地質主要由火山岩及火山碎屑岩、基盤岩層所組成，火山碎屑岩係由火山噴發產生的熱、氣體和碎屑組成之密度流(Density current)，即火山碎屑流(Pyroclastic flow)，搬運堆積所成，所以具碎屑岩與熔岩的雙重特性。

基地地質調查所見火山碎屑岩層，並無若沉積岩類之層理構造。而前述火山碎屑岩層（I）與火山碎屑岩層（II）界限主要係受風化淋濾作用及火山噴發歷史所影響，亦隨初始火山地形之起伏而變化，且地層間均為漸變關係，並無明顯噴發堆積之界限。

而依據鑽探岩心，基盤岩層部份有輕微鏽染現象，局部岩心夾有少量碳質物，由其傾角量測，傾角在 30° 以下，而岩心雖有剪裂現象，應與火山噴發及斷層拖曳有關。

然依目前文獻資料，金山斷層與山腳斷層分別位在基地北端及南側，金山斷層於 2007 年「經濟部中央地質調查所台灣北部活動斷層條帶圖說明書（特刊第 19 號）」，已暫由活動斷層中移除，本案規劃可不受活動斷層相關法規限制。

而山腳斷層雖屬第二類活動斷層，然與基地南端最近距離約 1 公里，故本基地亦不因此活動斷層而需考量基地與斷層間退縮距離。

#### 4-4. 地下水位概況

依據鑽探調查工作期間，地下水位觀測結果詳【附錄四 地下水位量測紀錄】，但由於觀測時間侷限於鑽探施作時之短期間，故觀測結果可能不足以代表本基地之長期地下水位變化，依目前地下水位量測結果，繪製地下水位等高線圖【圖 4.3 地下水位分佈等高線圖】，地下水流向為由北向南產生洩降，與目前地形坡向大致一致，建議分析工作時，以目前量測得之地下水位增加 1.50 公尺高為暴雨時水位高度，長期之地下水位則以量測得之地下水位為分析依據。

基地地下水分佈等高線圖，詳如【圖 4.3 地下水位分佈等高線圖】。

#### 4-5. 地層參數研擬

經現場鑽探調查結果，並參酌附近相關之資料與報告，基地內大致可分為四個岩性，依實驗室試驗結果、附近文獻報告所得結果值及一般相關岩性地層參數研判結果，綜合整理本基地地層各項力學參數作一概括性整理，如《表4.1.簡化地層與建議工程性質參數表》。

表4.1 簡化地層與建議工程性質參數表

土層	土層概述	厚度	N值	$\gamma t$	C	$\phi$	C'	$\phi'$	qu	備註
		(m)	平均值	( $t/m^3$ )	( $t/m^2$ )	(deg.)	( $t/m^2$ )	(deg.)	( $t/m^2$ )	
1	覆土層	0-7.1 (2.2)	4-13 (8)	1.54~ 2.08 (1.83)	0.20	23.1	0.19	28.3	13.5	
2	火山碎屑岩層 (I)	0-18.1 (7.8)	9-15 (12)	1.57~ 2.03 (1.80)	0.23	18.5	0.20	26.5	15.0*	
3	火山碎屑岩層(II)	0->30 (40*)	9-33 (18)	2.02~ 2.06 (2.04)	0.30*	25*	0.25*	27*	18.0*	僅分佈在 基地北側 及中間附 近
4	基盤岩層 (砂岩)	-	>50	1.92~ 2.26 (2.11)	0.13~ 1.37 (0.56)	23.92~ 41.55 (31.7)	-	-	3.5~ 73 (26.4)	

註：“\*”代表為建議值,()括號內值為平均值













## 第五章·大地工程分析

根據地質調查評估成果，並參考簡化地層及其工程性質參數進行大地工程分析：包括土層之液化潛能之評估及基礎工程分析；綜合分析結果建議適當之基礎型式；最後並提出有關施工方法建議事宜。

### 5.1 土壤液化潛能(liquefaction potential)評估

土壤液化現象乃係地震或其他動力反覆作用於土壤，而使土壤顆粒結構重新調整，同時因瞬間排水緩慢，導致土壤內孔隙水壓的迅速上升，此上升的孔隙水壓降低了土壤的有效應力，更甚者將抵消全部的有效應力，而使土壤顆粒分離，喪失抗剪的能力而呈液性型態。

台灣位於環太平洋地震帶西側之中央地帶，環太平洋地震帶為全球最大且最活躍的地震區域，根據統計，全球每年約 80%之地震發生於此區域，因此台灣地區地震頻繁且時常造成災害。根據吳偉特(1979)之統計資料，台灣地區於 1904 年至 1964 年間曾發生大約 12 次地震造成之液化災害，故台灣地區之工程設計需進一步考慮液化潛能。

根據建築物耐震設計規範及解說(內政部營建署，2005)，地面下 20m 以內之飽和砂土層，通過率為 50%之粒徑 D<sub>50</sub> 在 0.02mm 至 2mm 間，地下水位面在地表下 10m 以內時，須作液化潛能之評估。

本基地由鑽探調查結果，參考內政部最新修正之耐震設計規範(2005)，建築物分別檢核在中小度地震時(一般工址與近斷層工址之

水平地表加速度  $A$  值（台北盆地  $A=0.4S_{Ds}I_g/3.5$ ， $S_{Ds}$  為震區設計水平譜加速度係數， $I$  為建物用途係數、 $g$  為重力加速度），設計地震力  $A$  為  $0.4S_{Ds}I_g$  與最大考量地震力  $A$  為  $0.4S_{Ms}I_g$ （ $S_{Ms}$  為震區最大考量水平譜加速度係數），地層發生液化之可能性。

由於基地位屬規範中之台北四區，其震區短週期設計水平譜加速度係數  $S_{Ds}$  為 0.6，震區短週期最大水平譜加速度係數  $S_{Ms}$  為 0.8，建物用途係數取 1.0，分別檢核在中小度地震時  $A=0.069g$ ，設計地震力為 0.24g 與最大考量地震力為 0.32g 時，地層發生液化之可能性。

分析結果可知（計算書詳如【附錄三 地層液化潛能分析計算】），當地表加速度為  $0.4S_{Ds}I_g/3.5$ （即  $A=0.069g$ ）時，土層液化抵抗率皆大於 1，顯示中小地震來襲時，基地內砂性土層應不致有液化情形；而於設計地震（ $A=0.24g$ ）時，BH-20 於 2.55-3 公尺深處液化抵抗率（ $F_L$  值）小於 1，其餘各孔  $F_L$  值皆大於 1，而最大考量地震（ $A=0.32g$ ）來襲時，BH-17、BH-19、BH-20、BH-25 之  $F_L$  值小於 1，考慮深度因素後，土壤參數折減為 2/3；但考慮此地層厚度、建築物將來之基礎開挖、建築強度、用途與規模，應可不予處理。

倘仍考慮地震來襲時液化而導致土壤弱化之影響，則於進行基礎結構分析及地下結構物外牆或擋土設施側向力分析設計時，再參照表 4.1 之折減係數（ $D_E$ ），於設計地震及最大考量地震來襲狀況下，可能液化土層折減係數（ $D_E$ ）可如下表採 2/3。

表 5.1 土壤參數折減係數  $D_E$

液化抵抗率 ( $F_L$ ) 之範圍	距地表面之深度 $\chi$ (m)	折減係數 ( $D_E$ )	
		$R < 0.3$	$0.3 < R$
$F_L < 1/3$	$0 < \chi < 10$	0	1/6
	$10 < \chi < 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L < 2/3$	$0 < \chi < 10$	1/3	2/3
	$10 < \chi < 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L < 1.0$	$0 < \chi < 10$	2/3	1
	$10 < \chi < 20$	1	1

註：R 為反覆三軸剪力強度比

## 5.2 基礎分析

### 5.2.1 基礎型式選擇

一般而言，基礎型式的選擇乃依結構物載重與分佈情形，視基地土層與地下水位狀況而定，而為滿足安全與經濟要求，則需考慮下列因素，以選擇合適的基礎型式：

- (1) 基礎下方土層所能提供之容許承载力。
- (2) 基礎下方土層因建築物載重而可能發生的最大沉陷量與差異沉陷量。
- (3) 地下水位與水壓分佈狀況。
- (4) 基地鄰近既有建築物之重要性及其基礎型式與位置。
- (5) 基礎開挖方式。

(6)建築物重要性與用途。

(7)基礎本身構築費用。

綜合本基地之地質狀況及分析結果，基地地表下主要為覆土層，其下為火山碎屑岩層及岩層，若本基地計畫興建地上 3 層之建物，由於基礎應僅小量開挖，開挖面以下若為覆土層，基本上建議採用筏式基礎較為經濟，以避免不均勻沈陷，若開挖面以下為岩層，則建議可採用獨立基腳、聯合基腳作為基礎較為經濟。

### 5.2.2 淺基礎承载力分析

本基地由於地表下大致為疏鬆~中等緊密或中等堅實之覆土層、火山碎屑岩層及岩層，而開挖面以下應為覆土層、岩層，為避免差異沈陷問題，若採淺基礎方式（筏式基礎）將荷重分佈於覆土層上，承载力計算如下。

(1)根據“中華民國建築學會，建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範，1988”，一般基礎之極限承载力可採下式計算：

$$q_{ult}=(1+0.3B/L)CN_c+\gamma_2DfN_q+(0.5-0.1B/L)\gamma_1BN\gamma$$

$$q_a=(q_{ult})/F.S.$$

式中， $q_{ult}$ ， $q_a$ =極限承载力，容許承载力(t/m<sup>2</sup>)

$C$ =基礎版底面以下之土壤凝聚力，(t/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$ =基礎版底以下之土壤平均單位體積重量，如在地下水位以下者，應為水中之重量，(t/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$ = 基礎版底以上之土壤平均單位體積重量，如在地下水位以下者，應為水中之重量，(t/m<sup>3</sup>)

$D_f$ = 基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度，如鄰近有開挖須顧及其可能影響，(m)

$B$ = 矩形基腳之短邊長度，(m)

$L$ = 矩形基腳之長邊長度，(m)

$N_c, N_q, N_r$ = 承载力因數，隨土壤之內摩擦角  $\phi$  而異。

F.S.= 安全係數

由上述公式分析，若基礎承載於疏鬆~中等緊密或中等堅實之覆土層上，基礎深度採 2.0 公尺，基礎寬度以 10 公尺計算， $B/L$  為 1，安全係數採 3 時，其長期容許承载力應可達 15.66 t/m<sup>2</sup> 以上，故研判本基地應無基礎承载力不足的問題。

表 5.2 基礎容許承载力計算表

基礎深度 (m)	B/L	承载力 (t/m <sup>2</sup> )	基礎寬度 B (m)				
			10	15	17	20	25
2.0	1.00	容許承载力	15.66	18.96	20.28	22.25	25.55
	0.75		16.03	19.53	20.93	23.03	26.53
	0.50		16.40	20.10	21.59	23.81	27.51
	0.25		16.76	20.68	22.24	24.59	28.50
2.5	1.00	容許承载力	17.74	21.03	22.35	24.33	27.62
	0.75		18.10	21.60	23.00	25.10	28.60
	0.50		18.47	22.18	23.66	25.88	29.59
	0.25		18.84	22.75	24.31	26.66	30.57

※當基礎尺寸與表列略有差異時，可以內插法求取容許承载力。

※基礎尺寸  $B \geq 25.00m$  時，可視為與  $B=25.0m$  相同。

### 5.2.3 筏式基礎沉陷量估計

隨著建築結構開始興築後開挖面底部之土壤承受上部荷重而產生沉陷，沉陷主要可分為彈性沉陷與黏性土壤才會產生之壓密沉陷，彈性沉陷乃於荷重施加後立即完成，而壓密沉陷則隨著超額孔隙水壓逐漸消散而漸次完成。本基地若承載於疏鬆~中等緊密或中等堅實之覆土層，沉陷將包括有彈性沉陷及壓密沈陷。

彈性沉陷分析採用 Bowles(1988)所建議之修正彈性理論公式：

$$\Delta H = qB \frac{1-\mu^2}{E_s} (F1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} F2) I_f$$

式中，

q= 基礎荷重，t/m<sup>2</sup>

B= 基礎寬度，m

E<sub>s</sub>= 土壤之彈性係數，t/m<sup>2</sup>

μ = 波松比

I<sub>f</sub>，F1，F2= 影響因素，與基礎尺寸、深度、波松比及基礎下壓縮土層厚度有關

由於基地於上部結構構築期間因載重逐漸增加即沉陷次第累積，於結構物構築完成後即彈性沉陷大致累積完成。本工程由於地層特性應無長期性之壓密沉陷與二次壓縮沉陷，故倘採淺基礎且承載於疏鬆~中等緊密或中等堅實之覆土層上，基腳挖除土重約為 3.6 t/m<sup>2</sup>，而建物及基腳估計重約 4.8 t/m<sup>2</sup>，應力增量增加為 1.2 t/m<sup>2</sup>，估算其沉陷量將小於 5 公分，合於法規規定。

### 5.3 基礎開挖穩定與擋土設施分析

### 5.3.1 基礎開挖方式與擋土設施之選擇

基礎開挖需審慎進行開挖穩定分析與處理，選擇適當的擋土設施進行妥善的基礎開挖，以防止因基地開挖而引致鄰近建物或道路之沉陷與破壞，並確保開挖施工安全。

若本基地興建地上 3 層之建物，開挖深度最深約 2.0 公尺，故建議採以明挖方式進行，擋土設施可採鋼版樁、主樁橫版條或排樁及配合水平內支撐工法即可。

### 5.3.2 基礎底面地下水上舉力分析

由於基地地下水位位於地表下深度不等，若地下水位位於地表下深度 2.0 公尺以下，則不致有上舉水浮力問題，若地下水位位於地表面，以基礎深度 2.0 公尺計算，建物完成後建物重將完全抵銷地下水之上舉力。

### 5.3.3 側向壓力分析

一般作用於擋土設施背面之側向壓力分佈須考慮下列因素，而相對於本基地之適用參數亦分述於下：

- (1) 土壤種類與強度參數
- (2) 開挖與地下室構築方式
- (3) 支撐型式
- (4) 擋土設施



- (5) 地下水位
- (6) 鄰近超載
- (7) 地震引起之超載
- (8) 臨時性或永久性結構物

#### 5.3.4 開挖穩定分析

為確保基礎開挖的穩定性，避免造成鄰房或道路損壞，必須針對基地土層之性質，檢討可能發生的狀況，並提出解決問題的方式。一般開挖穩定分析需綜合考慮以下各項分析結果：

- (1) 側向土壓力平衡分析。
- (2) 開挖面塑性隆起分析。
- (3) 開挖面上舉隆起分析。
- (4) 砂湧分析。

若本基地興建地上 3 層之建物，開挖深度最深約 2.0 公尺，由於基礎下為覆土層、火山碎屑岩、岩層，因此無開挖面砂湧之問題。

由於基礎開挖面深度距地面估計約 2.0 公尺，故應可採明挖方式進行，應可不考慮擋土壁貫入深度之側向壓力平衡穩定性。

而塑性隆起分析，因基礎地層特性故亦可不考慮。

開挖面上舉隆起分析，如 5.3.2 節所述，不致有上舉水浮力問題。

## 5.4 地盤反力係數

### 5.4.1 垂直地盤反力係數 $K_v$

由結構與土壤互制關係可瞭解結構體在土壓力作用下之行為，因此探討結構與土壤互制關係中垂直地盤反力係數，以提供基礎設計分析之參考。

傳統基礎設計中，係假設基礎為無限剛性，受力後基礎本身不產生變形，因此土壓力呈現線性分佈，且土壓力與柱載重合力作用於同一直線上；實際上基礎剛性有限，柱載重大時，基礎受力後將產生變形與應力重新分配，故土壓力不再呈線性分佈，此時可採用近似撓性法設計，此法乃利用彈性基礎上之橫樑(Beam on elastic foundation)觀念計算，假設土壤相當於無數個彈簧，此假設彈簧係數即為垂直地盤反力係數  $K_v$ (Modulus of Subgrade Reaction)。

垂直地盤反力係數跟土壤性質、基礎尺寸及基礎埋設深度有關，並非一常數，根據 A. C. Vesic(1961)所提出之公式：

$$K_v' = 0.6512 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \times \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

垂直地盤反力係數可由上式估算，然對於大部份實用目的而言，上式可近似為：

$$K_v' = \frac{E_s}{(1 - \mu^2)} \quad (\text{t/m}^2)$$

$$\text{垂直地盤反力係數 } K_v = \frac{K_v'}{B}$$

式中， $K_v'$  = 基礎影響寬度B之地盤反力係數，(t/m<sup>2</sup>)  
 $E_s$  = 土壤彈性模數，(t/m<sup>2</sup>)  
 $B$  = 基礎分析影響寬度  
 $\mu$  = 土壤波森比

本基地基礎底下覆土層之  $K_v'$  值，經研判約為 1000~2000 t/m<sup>2</sup>；詳細分析時，應進一步考量土壤特性及與基礎之相對勁度，以評估適當之  $K_v$  值。

#### 5.4.2 水平地盤反力係數 $K_h$

地下室開挖擋土壁體之結構設計，目前一般採用彈塑性法，分析中所需之土壤水平地盤反力係數  $K_h$ (Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction) 為應力與變形之比值，為非線性變化，軟弱之黏土或粉土因具有隨時間潛變(Creep)之特性，其水平地盤反力係數值亦會因開挖之時間長短而有所變化。一般土壤之水平地盤反力係數  $K_h$  可根據經驗公式配合土壤之標準貫入試驗  $N$  值加以推估。

本基地  $K_h$  值依福岡·宇都(日本)建議之經驗公式估算：

$$K_h = 0.691N^{(0.406)} \quad (\text{kg/cm}^3)$$

式中， $N$  = 標準貫入試驗打擊數

利用上式，本基地疏鬆~中等緊密或中等堅實之覆土層之水平地盤反力係數  $K_h$  值將約為 1600t/m<sup>2</sup>。

## 第六章·施工建議和注意事項

綜合本基地之調查和分析成果，考量施工期間的安全性並減少對四周既有建物與道路的影響，謹提出以下施工建議和注意事項；另外建議經由安全監測系統的建立，觀測與量測資料之回饋分析和應變措施，以供本基地設計和施工參考。

### 6.1 施工安全管理

由於地層變數較多，施工時所產生對鄰近設施影響性較為明顯，尤其在人權意識高漲的時代，一般基礎工程管理首重安全管理。

### 6.2 安全監測建議

為維護建築基地之安全，本公司建議於適當地點埋設適量之安全觀測系統，以觀測基地施工期間及完工後各開挖邊坡及基礎之穩定性以及排水系統之效果，建議主要監測項目為：

(A)測量主要擋土結構之沉陷量、位移量及擋土牆背之水位以監測擋土結構物之長期穩定性。

(B)量測關鍵性邊坡、填方之地下水位、水壓及位移以評估邊坡之穩定性，監測排水系統之效果。

依上述建議之監測項目，其應用之量測儀器分述如下：

(1)傾斜管觀測

開挖區周圍之土壤及岩盤，由於側壓力或鄰近超載作用下有向開挖區內及下方變位之傾向，而造成開挖失敗，最有效預警方法即於擋土結構或自立式斜坡裝設傾度儀觀測管，以觀測土體側向移動量，俾及時分析而防止其過量變形而遭致破壞。

本項觀測，建議於傾度觀測管(Inclinometer)觀測基地東側下斜坡及南側上邊坡外土層側向移動量，並研判此邊坡之穩定程度。另於施工中擋土設施之背後裝設傾斜管以量測擋土設施之變形狀況。

### (2) 地下水位觀測

由於本次鑽探作業所埋設之觀測井在進行開挖作業後可能將受到破壞，因此除儘予保護外，建議再裝設水位觀測井，以瞭解地下水位在開挖工程進行時之分佈情況及變化情形，並藉以分析地層之穩定度及檢核排樁所承受之水壓，以作分析之重要參考資料。

本項觀測，建議除原有基地內之地下水位觀測井外，於基地四周亦應額外裝設觀測井以了解基地四周於施工中、後之水位變化狀況。

### (3) 沉陷觀測

本基地鄰近之聯絡道路及擋土結構均在預估之沉陷影響範圍內，故建議在鄰近擋土結構之道路路面裝設沉陷釘(Settlement Marker)，利用水準儀觀測沉陷點之沉陷量。將以上這些觀測結果加以比較，可以分析沉陷或隆起之變因，並尋求解決方法。此沉陷釘亦可於大底完成後安裝在重要柱位上，作建築物之長期觀測，不但可測得上層建築興建時基礎之沉陷值，亦可知悉建築完成後是否繼

續下陷抑或上升，而求得各點之總沉陷量與差異沉陷量，進而估計結構物是否有超應力之情形。

#### (4)傾斜計(Tilt Meter)

於開挖擋土設施上裝設傾斜計，以量測擋土牆垂直度之變化，可以瞭解邊坡之穩定性及其是否因為基地開挖而產生傾斜，而進一步對基地提供保障。

本項觀測，建議於基地上下平台之開挖擋土設施上裝設傾斜計(Tiltmeter)。

#### (5)鋼筋計

於擋土排樁中主鋼筋位置處裝設鋼筋計，可以量測主筋之受力情形，進而可反算擋土壁所受彎矩是否超出容許範圍，對擋土壁結構安全提供保障。

本項觀測，建議於基地上下平台之開挖擋土設施若採用混凝土排樁時，應於主鋼筋位置設置鋼筋計。

上述各項建議部份可採用自動化系統日夜觀測，以確保時效及安全。

## 第七章·結論與建議

- 一、基地地層根據鑽探調查成果與區域之岩層特性，基地地根據現場鑽探調查及試驗結果顯示，本基地之地層狀況大致可分為覆土層、火山碎屑岩及岩層。
- 二、本基地一帶之地質構造線，由北向南有新莊斷層、金山斷層與山腳斷層，三者應均不經過本基地。其中山腳斷層為第二類活動斷層，且距本基地最近處約 425 公尺，本基地之規畫設計應考量其影響。
- 三、根據本基地鑽探施作中及施作後觀測結果，本基地地下水流向為由北向南產生洩降，與目前地形坡向大致一致，建議分析工作時，以目前量測得之地下水位增加 1.50 公尺高為暴雨時水位高度，長期之地下水位則以量測得之地下水位為分析依據。
- 四、液化潛能分析顯示，本基地設計地震( $A=0.24g$ )時，BH-20 於 2.55-3 公尺深處  $F_L$  值小於 1，其餘各孔  $F_L$  值皆大於 1，而最大考量地震( $A=0.32g$ )來襲時，BH-17、BH-19、BH-20、BH-25 之  $F_L$  值小於 1，考慮深度因素後，土壤參數折減為  $2/3$ ；但考慮此地層厚度、建築物將來之基礎開挖、建築強度、用途與規模，應可不予處理。
- 五、基地建議可採用筏式基礎，若基礎承載於疏鬆~中等緊密或中等堅實之覆土層上，基礎深度採 2.0 公尺，基礎寬度以 10 公尺計算， $B/L$  為 1，安全係數採 3 時，其長期容許承载力應可達  $15.66 \text{ t/m}^2$  以上，故研判本基地應無基礎承载力不足的問題；而基礎沉陷量，其值估計小於 5 公分，合於法規規定。



六、若本基地興建地上 3 層之建物，開挖深度最深約 2.0 公尺，故建議採以明挖方式進行，擋土設施可採鋼版樁、主樁橫版條或排樁及配合水平內支撐工法即可。

七、綜合本基地之調查和分析成果，考量施工期間的安全性並減少對四周既有建物與道路的影響，建議經由安全監測系統的建立，觀測與量測資料之回饋分析和應變措施，可提供本基地設計和施工參考。

