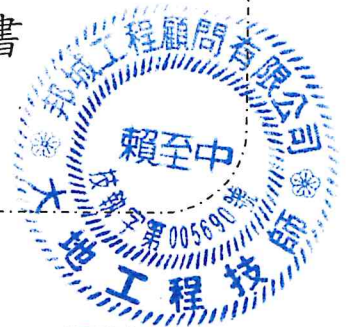


金門縣金城鎮北一段

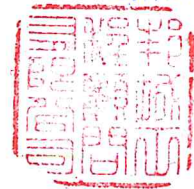
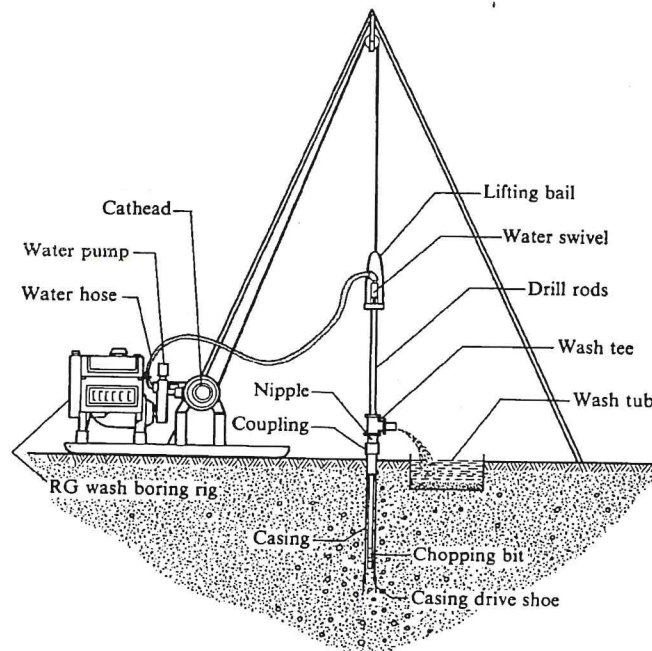
132、133 等共 2 筆地號

地質鑽探暨試驗分析成果報告書

檔案編號：109-09-3711



賴至中



日太興工程有限公司

Gyh Tai Shin Engineering Co., Ltd.

地址：台北市大安區敦化南路二段 289 號 3 樓

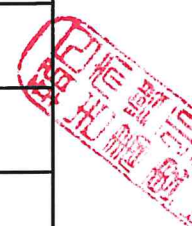
TEL：(02)8732-5488(代表號) FAX：(02)8732-5788

金門辦事處：金門縣金沙鎮陽翟 116 號 TEL: 0935-123309

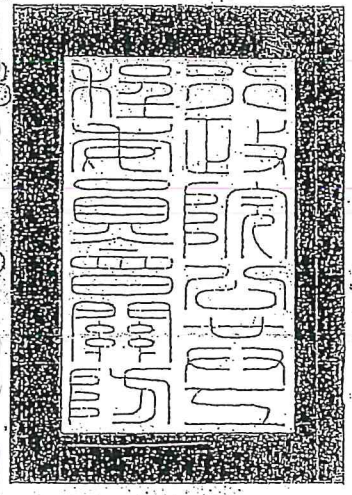
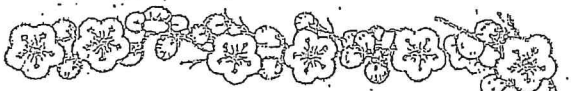
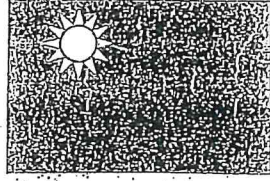
中華民國一〇九年九月

建築物鑽探與設備專業技師簽證報告

建築位置	地號：金門縣金城鎮北一段 132、133 等共二筆地號
	地址：
建築規模	地上 5 層 地下 1 層
簽證內容	地質鑽探部分由本技師事務所簽證負責 計畫書 零 份 圖 樣 張 說明書 壹 份
簽證技師	姓名：賴至中
	執業執照號碼：技執字第 005690 號 (執照有效日期自民國 106 年 6 月 23 日至 112 年 6 月 22 日)
	內政部登記、號碼：內授營建管字第 10708025851 號 (許可有效期限自民國 107 年 2 月 12 日至 110 年 2 月 11 日)
	登記號碼：第 422785 號
	事務所名稱：邦城工程顧問有限公司
	事務所地址：新竹市北大路 29 之 1 號 7 樓之 2
	事務所電話：(03)535-6259
執業圖記：	  
日期	中華民國 109 年 9 月
備註	



賴至中



二十五日



行政院公共工程委員會
主任委員

郭瑤琪

右列申請人經技師考試及格依法請領技師證書核與技師法規定相符發行發給證書此證

姓名：賴至中
性別：男
出生年月日：民國伍拾捌年陸月拾壹日
身分證一編號：T121255726
科別：大地工程科
考試及格證書字號：(九一)專高字第 9935 號

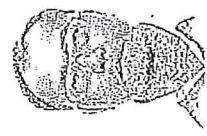
技師證書

技證字第 00 三二八六號



技師執業執照

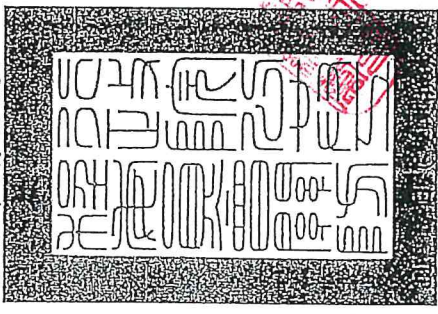
技執字第 005690 號



技師 賴至中 申請執業核與技師法規定相符發行發給執業執照准予執業登記事項如下：

- 一、姓名：賴至中 性別：男
- 二、身分證文件字號：T121255726
- 三、出生年月日：民國 58 年 6 月 11 日
- 四、執業方式：技師法第 7 條第 1 項第 2 款
- 五、執業機關名稱：郭城工程顧問有限公司
- 六、所在地：新竹市北大路 29 之 1 號 7 樓之 2
- 七、技師科別及證書字號：大地工程科 技證字第 003286 號
- 八、技師科別及證書字號：大地工程科 技證字第 013191 號
- 九、(106 年 5 月 11 日新增)

六、執業範圍：(如背面)
七、執照有效期間：自民國 106 年 6 月 23 日至 112 年 6 月 22 日止



行政院公共工程委員會
主任委員

吳宏謀

中華民國 106 年 5 月



檔號：
保存年限：

內政部 函

機關地址：10556臺北市松山區八德路2段342號(崇建署)
聯絡人：張譯云
聯絡電話：02-87712689
電子郵件：yyun2000@cpami.gov.tw
傳真：02-87712709

300
新竹市北大路29之1號7樓之2
受文者：賴至中

發文日期：中華民國107年2月12日
發文字號：內授營建管字第10708025851號
類別：普通件
密等及解密條件或保密期限：
附件：如主旨及說明二
附件隨文

主旨：關於專業技師倪永富等9位辦理建築物結構與設備專業工程簽證業務乙案，業經本部107年2月12日內授營建管字第1070802585號公告（如附件）許可，請查照。

說明：

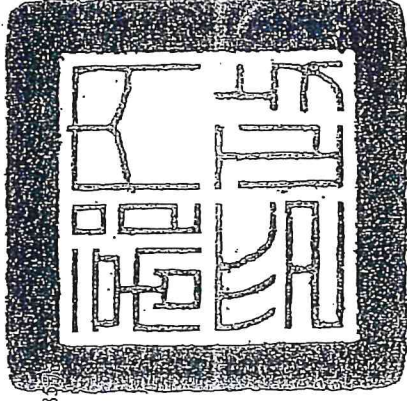
- 一、依據倪永富等9位專業技師辦理建築物結構與設備專業工程簽證許可申請函辦理。
- 二、檢附倪永富等9位繳費收據，請查收（如附件）。

正本：中華民國電機技師公會、台北市冷凍空調技師公會、倪永富、游昇翰、鄭孟杰、謝文瀾、賴至中、施駿達、王國泰、陳村林、張育銘
副本：建築管理組

部長 葉俊榮

內政部 公告

發文日期：中華民國107年2月12日
發文字號：內授營建管字第10708025851號



主旨：公告許可專業技師倪永富等9位辦理建築物結構與設備專業工程簽證業務名冊乙份。

依據：依據建築物結構與設備專業工程技師簽證規則第4條規定辦理。

公告事項：許可專業技師倪永富等9位辦理建築物結構與設備專業工程簽證業務。

部長 葉俊榮

裝

訂

線

裝

訂

線

內政部許可專業技師辦理建築物結構與設備專業工程發證業務名冊

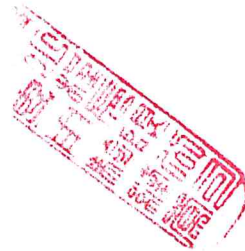
內投營建管字第 1070802585 號

序號	姓名	技師執業執照號碼	技師科別	登記號碼	許可事項
1	倪永富	002305	土木工程	224418	新許可。
2	游昇翰	007761	土木工程	234419	新許可。
3	鄭孟杰	008165	土木工程	224420	新許可。
4	謝文藩	006316	電機工程	A34422	新許可。
5	顧至中	005690	大地工程	422785	原許可期限已屆滿，重新許可。
6	施駿達	007689	冷凍空調工程	B13984	原許可期限已屆滿，重新許可。
7	王國泰	006759	土木工程 結構工程	238576	原許可期限已屆滿，重新許可。
8	陳村林	004616	土木工程 結構工程	110056	原許可期限已屆滿，重新許可。
9	張育銘	005728	結構工程	112799	原許可期限已屆滿，重新許可。

注意事項：

一、建築物結構與設備專業工程技師發證規則第 4 條規定：「專業技師辦理建築物結構與設備專業工程發證（以下簡稱發證）時，應先檢具左列資料，申經中央主管建築機關許可，並公告後始得為之。」一、申請書；載明技師執業執照名稱、執業執照及其影本各一份。二、公會會員證及其影本各一份。三、報費執照及其影本各一份。四、公會會員證及其影本各一份。五、前項許可期限為三年，期滿二個月前得向中央主管建築機關重新申請許可。專業技師於許可事項有變更時，應於十五日內申報中央主管建築機關。其變更事項並由中央主管建築機關公告之。」同規則第 9 條規定：「專業技師辦理發證業務時，其發證報告、執行業務所製作之圖樣及書表，應由技師本人簽署，並加蓋技師執業圖記，發證報告並應載明中央主管建築機關許可文號。」

二、本表專業技師許可期限，係自本表公告發文日起至三年 2 月 11 日止。



金門縣金城鎮北一段
132、133 等共 2 筆地號
地質鑽探暨試驗工程分析報告

本文目錄

壹、工作概況	1
1.1 基地現場概況調查	1
1.2 鑽探及取樣	1
1.3 實驗室土壤試驗	3
貳、基地土層及地下水位概況	7
2.1 基地土層概況	7
2.2 基地地層描述及工程性質	7
2.3 地下水位概況	8
參、基礎分析與建議	12
3.1 建築規劃資料	12
3.2 基礎分析	12
3.3 沉陷量分析	13
3.4 地盤反力係數分析	19
3.4.1 垂直地盤反力係數	19
3.4.2 水平地盤反力係數	21
3.5 地下水上浮力分析	21
肆、基地土層液化潛能分析	23
4.1 土壤液化潛能分析	23
伍、基礎開挖之穩定性與側向力分析	31
5.1 基礎開挖之穩定性分析與建議	31

5.2 擋土壁側向土壓力分析	32
5.2.1 開挖時臨時擋土結構所受之側向土壓力	32
5.2.2 地下室完成後外牆所受之側向土壓力	33
5.3 開挖面安全穩定分析	33
5.3.1 側向壓力平衡性分析	33
5.3.2 開挖面塑性隆起分析	34
5.3.3 砂湧檢討	34
5.3.4 上舉水壓力分析	35
陸、基礎開挖施工方法與安全措施建議	44
6.1 環境安全性評估及臨時性擋土設施建議	44
6.2 開挖施工安全監測系統建議	44
柒、結論與建議	47

附圖目錄

圖 1-1 基地位置示意圖	4
圖 1-2 鑽孔位置暨深度示意圖	5
圖 2-1 鑽孔剖面線示意圖	10
圖 2-2 地層剖面示意圖(A-A')	11
圖 4-1 新日本道路橋液化評估法	27
圖 4-2 中央地質調查所土壤液化潛勢圖	28
圖 5-1 擋土壁體貫入深度分析側向土壓力分佈圖	40
圖 5-2 永久地下牆側向壓力分佈圖	41
圖 5-3 基礎開挖土壤破壞模式圖	42
圖 5-4 開挖面底部土壤隆起分析方法	43

附表目錄

表 1-1 現場鑽探及試驗數量統計表	6
表 2-1 簡化參數表	9
表 3-1 水平地盤反力係數	22
表 4-1 土壤液化潛能評估分析結果(BH-1)	29
表 4-2 土壤液化潛能評估分析結果(BH-2)	30
表 5-1 擋土壁型式之比較	37
表 5-2 擋土支撐型式之比較	38
表 5-3 側壓係數一覽表	39
表 6-1 開挖對鄰近建築物之影響評估	46

附 錄

附錄 A 地質鑽孔柱狀剖面圖
附錄 B 土壤一般物理性質數據總表
附錄 C 土壤粒徑分佈圖
附錄 D 現場施工作業照片

LIST OF STANDARD SYMBOLS

標準符號說明

(1) General Soil Properties:

土壤一般性質：

e Void ratio, 孔隙比

n Porosity, %, 孔隙率

G_s Specific gravity of soil particles, 土粒比重

γ_t Total unit weight

總單位重

γ_d Dry unit weight, 乾單位重

γ_w Unit weight of water, 水之單位重

w_n Natural water content, %, 自然含水量

w_l Liquid limit, %, 液性限度

w_p Plastic limit, %, 塑性限度

I_p Plasticity index, %, 塑性指數

S_r Degree of saturation, %, 飽和度

(2) Stress and Strength:

應力及強度：

$\sigma, \bar{\sigma}$ Total, effective normal stress

總, 有效正應力

$\sigma_1, \bar{\sigma}_1$ Total, effective major principal stress

總、有效最大主應力

$\sigma_3, \bar{\sigma}_3$ Total, effective minor principal stress

總、有效最小主應力

$\sigma_1 - \sigma_3$ Deviator stress , 軸差應力

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ Deviator stress at failure , 破壞時之軸差應力

$\bar{\sigma}_c$ Consolidation pressure , 壓密壓力

$\sigma_v, \bar{\sigma}_v$ Total, effective vertical stress , 總、有效垂直應力

$\sigma_h, \bar{\sigma}_h$ Total, effective horizontal stress , 總、有效水平應力

σ_c Cell pressure in triaxial cell , 三軸室圍壓

qu Unconfined compression strength , 無圍壓縮強度

su Undrained shear strength , 不排水剪力強度

\bar{c} Cohesion intercept based on effective stress , 有效凝聚力

ϕ Apparent angle of shearing resistance , 視抗剪角

$\bar{\phi}$ Angle of shearing resistance based on effective stress

有效抗剪角

Kf -line Line through the point (\bar{p}_r, \bar{q}_r) , 通過 (\bar{p}_r, \bar{q}_r) 點之直線

ε Strain, % , 應變

ε_f Strain at failure, % , 破壞時之應變

(3) Standard Symbols for Rocks: 岩石標準符號

E Young's modulus , 楊氏模數

ν Poisson's ratio , 柏松比

FI Fracture index , 破裂指數

(4) Others:

其他:

SPT Standard penetration test , 標準貫入試驗

- N Blow count of SPT, blows/30cm, 標準貫入試驗之打擊數
- k_h Coefficient of horizontal subgrade reaction
水平地盤反力係數
- k Coefficient of permeability; 透水係數
- $\overline{\text{CIU}}$ Consolidated isotropically undrained triaxial test
等向壓密不排水三軸壓縮試驗
- $\overline{\text{CAU}}$ Consolidated anisotropically undrained triaxial test
不等向壓密不排水三軸壓縮試驗
- CD Consolidated drained triaxial test
壓密排水三軸壓縮試驗
- UU Unconsolidated undrained triaxial test
不壓密不排水三軸壓縮試驗
- UC Unconfined compression test, 無圍壓縮試驗

壹、工作概況

1.1 基地現場概況調查

本新建工程基地位於金門縣金城鎮，地號為北一段 132、133 等共 2 筆土地，形狀為矩形，目前現況為空地，東南側與東北側鄰空地，西北側鄰大學路 2 巷，西南側鄰大學路，因此基礎開挖時應妥善做好安全措施並於施工時應做好噪音及振動管制以降低對週遭環境之衝擊，相關基地位置如圖 1-1 所示。

1.2 鑽探及取樣

本工程之主要工作範圍為辦理本新建工程基地土壤調查、基礎建議及開挖穩定分析等相關工作。為配合本工程基礎與開挖設計分析之需要，本公司所辦理之服務範圍，大約包括下列數個項目：

A、蒐集本基地附近既有之鑽探調查資料及基地鄰近結構物之資料

B、現場基地鑽探調查及實驗室試驗

鑽探、取樣、運送及施工監督

實驗室試驗

地下水位觀測井安裝

C、設計用簡化土層斷面及工程性質參數建議

基地地層分佈判定

工程性質參數建議

D、基礎分析建議

基礎型式之選擇

基礎土壤承载力分析

基礎沉陷量推估

地下水上浮力分析

E、擋土與開挖穩定分析

擋土設施之選擇

側向土壓力分析

開挖穩定分析

F、施工建議及注意事項

開挖施工建議

開挖抽、排水建議

安全監測系統

為全面瞭解基地之地層狀況，以提供充分資料供分析設計之需要，依據本工程初步規劃之尺寸、開挖深度及建物興建範圍，配合基地上現況選定鑽孔位置(如圖 1-2 所示)及深度，其中實際之鑽孔深度為地表面下 15.00m，共計 2 孔。本工程施工期間自民國 109 年 9 月 9 日至同年 9 月 10 日止；現場工作派遣一部鑽機由資深領班負責操作，且由工程師負責現地督導。

本工程之鑽探方式在一般土層方面係採用水洗式(Percussion)鑽探法，於地表下 1.05m 深度起，每隔 1.05~1.50m 或土層變化處以分裂式標準取樣器採取劈管土樣供作一般物理試驗，於取樣之同時並作標準貫入試驗(Standard Penetration Test, SPT)^I。

本工程鑽探深度共 30.00m，標準貫入試驗 20 次，劈管取樣 20 組，地下水位觀測井 1 支，表 1-1 為本工程現場鑽探取樣及試驗工作數量統計表。

^I 標準貫入試驗係採用縱裂式劈管，其規格符合美國材料試驗學會標準(A.S.T.M D1586)之規格，試驗方法係以重量 63.5 公斤之重錘自錘距為 76 公分之高度自由落下，錘擊取樣器入土 45 公分，錘擊數分三段計次，每段為 15 公分，後二段之和即為 N 值，超過 100 時則記錄錘擊 100 次之貫入深度以供參考。

1.3 實驗室土壤試驗

本次鑽探工作共進行一般物理試驗 20 組，詳細之試驗結果參見附錄 B、C。

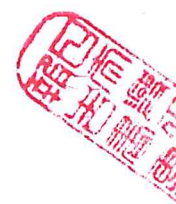
於現場取得之代表性土壤樣品皆進行物理性質試驗（分類試驗），試驗項目包括顆粒分析試驗、含水量測定試驗、液限試驗、塑限試驗、土壤單位重試驗、比重試驗、孔隙比測定及土壤分類等，試驗方法及步驟皆依：

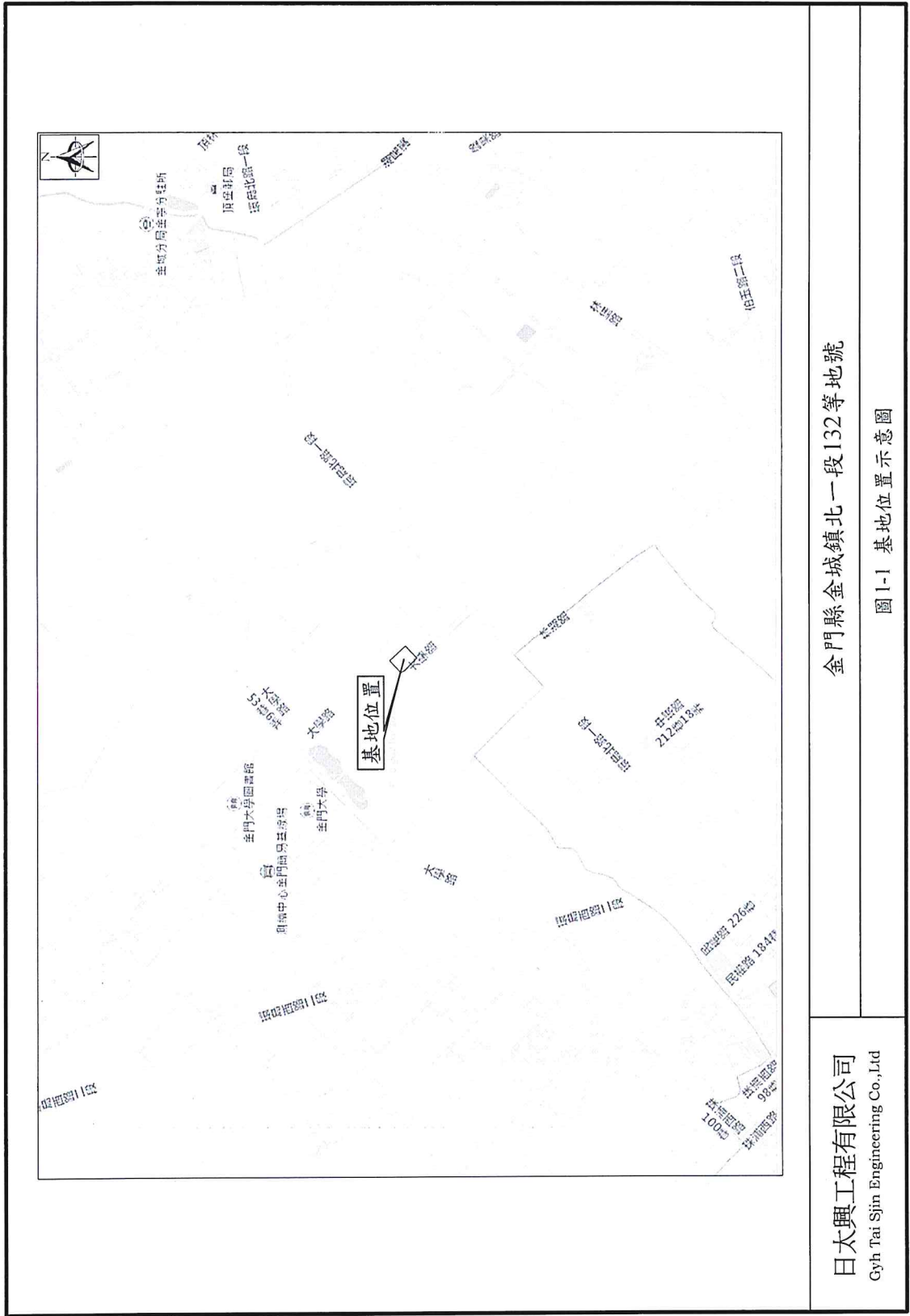
洪如江(1972)土力學試驗

A.S.T.M

Earth Manual

等書中之規定進行。

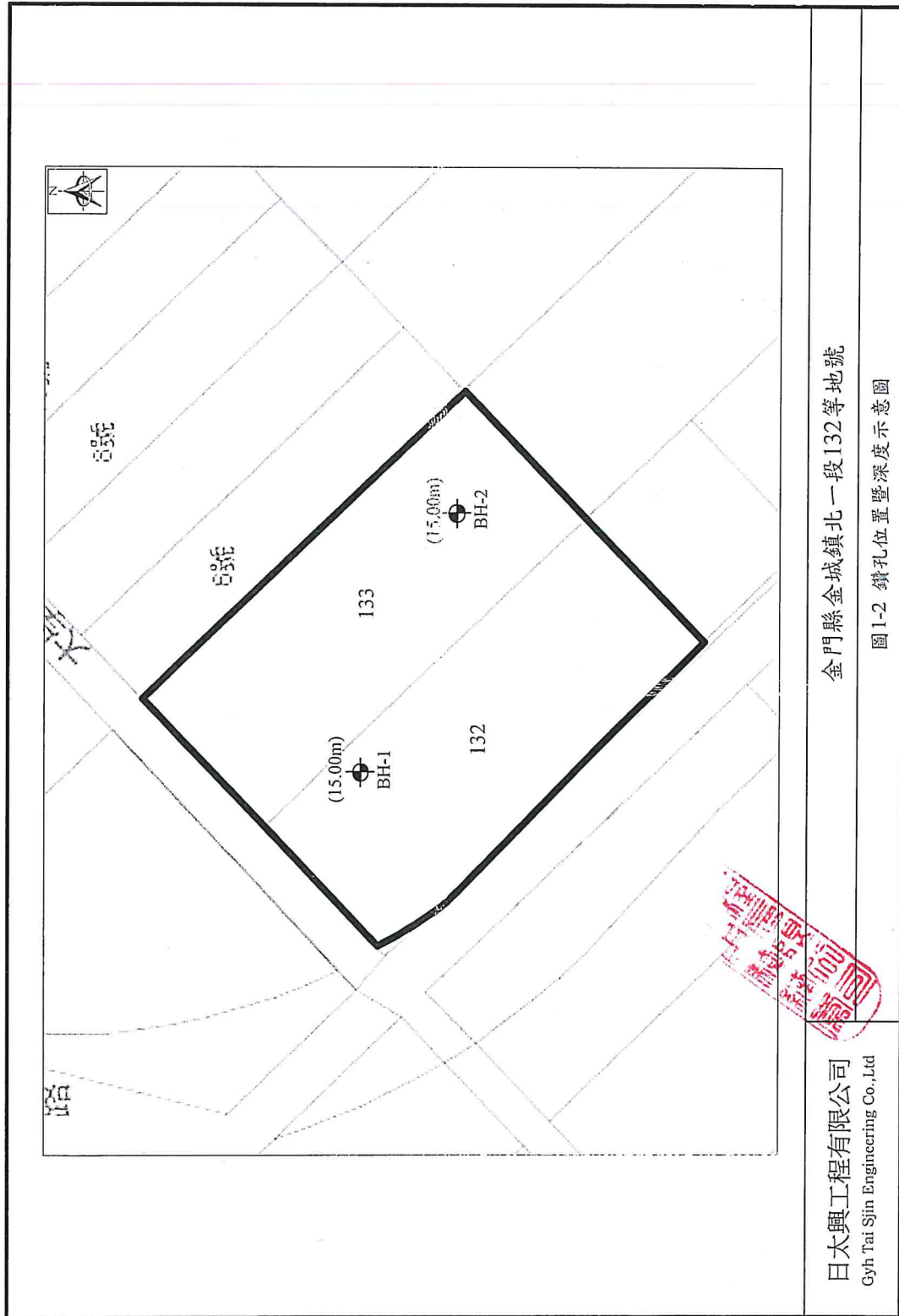




金門縣金城鎮北一段132等地號

圖 1-1 基地位置示意圖

日太興工程有限公司
Cyh Tai Sjin Engineering Co., Ltd



金門縣金城鎮北一段132等地號

圖1-2 鑽孔位置暨深度示意圖

日太興工程有限公司
Gyh Tai Sjin Engineering Co., Ltd

表 1-1 現場鑽探暨試驗數量統計表

孔號	鑽探取樣		總深度 (M)	標準貫 入試驗 (次)	劈管 取樣 (組)	一般物 理試驗 (組)	地下水 位觀測井 (孔)
	回填層 (M)	土層 (M)					
BH-1	-	15.00	15.00	10	10	10	1
BH-2	-	15.00	15.00	10	10	10	-
總計	-	30.00	30.00	20	20	20	1

貳、基地土層及地下水位概況

2.1 基地土層概況

金門島內所見之地層以花崗片麻岩為主，分佈甚廣，約佔總面積之半，為構成金門島之地基，而更新層分佈於中南部，花崗片麻岩為少數脈狀偉晶花崗石、煌斑岩及石英脈等所貫穿；金門的土壤多為風化而成的紅土。由於山脈到海岸的距離太短，故而土壤大半為粗粒土，又因表層肥沃的土壤被風帶走，所以有機質的含量相當低。

2.2 基地地層描述及工程性質

本新建工程基地之土壤構造分佈情形，依據現場鑽探資料及試驗室土壤一般物理性試驗結果，綜合研判顯示本基地下之地層主要分佈情況，由上至下分為 2 層，由上而下依序為(1)棕紅灰色砂質粉土，(2)棕紅灰色粉土質砂；茲將基地土層構造之各層次土壤性質參數及相關工程特性予以簡化敘述於後：

第 1 層：棕紅灰色砂質粉土

本層主要分佈於地表以下深度約 0.00m 至 6.50m 之範圍，平均厚度約 6.40m，主要係由棕紅灰色砂質粉土所組成，土質呈極緊密狀態，其標準貫入試驗 N 值介於 51-56 下，平均 N 值約 53 下，總單位重約 2.27t/m^3 ，自然含水量約 15.4%，孔隙比約 0.38，建議其剪力強度參數 $\phi'=36.0^\circ$ 。

第 2 層：棕紅灰色粉土質砂

本層主要分佈於地表以下深度約 6.30m 至 15.00m 之範圍，平均厚度約 8.60m，主要係由棕紅灰色粉土質砂所組成，土質呈緊密狀態，其標準貫入試驗 N 值介於 39-49 下，平均 N 值約 44 下，總單位重約 2.20t/m^3 ，自然含水量約 11.5%，孔隙比約 0.35，建議其剪力強度參數 $\phi'=34.0^\circ$ 。

為利於後續分析設計上之便利，綜合現場鑽探資料及室內試驗結果，整理而得設計用簡化參數如表 2-1 所示，鑽孔位置剖面線示意如圖 2-1 所示，地層剖面示意如圖 2-2(A-A')所示。

2.3 地下水位概況

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

地下水觀測可採用下列兩種方法：

水位觀測井(Observation Well)

水壓計(Piezometer)

自鑽孔觀測的地下水位，約位於地表面下 8.00~8.15m，遇到連續大雨或暴雨時，地表逕流變大，對地下水位也有一定程度之影響；為考慮建物的永久性，建議常時水位採用地表面下 6.00m，暴雨水位採用地表面下 5.00m，以確保建物之安全。

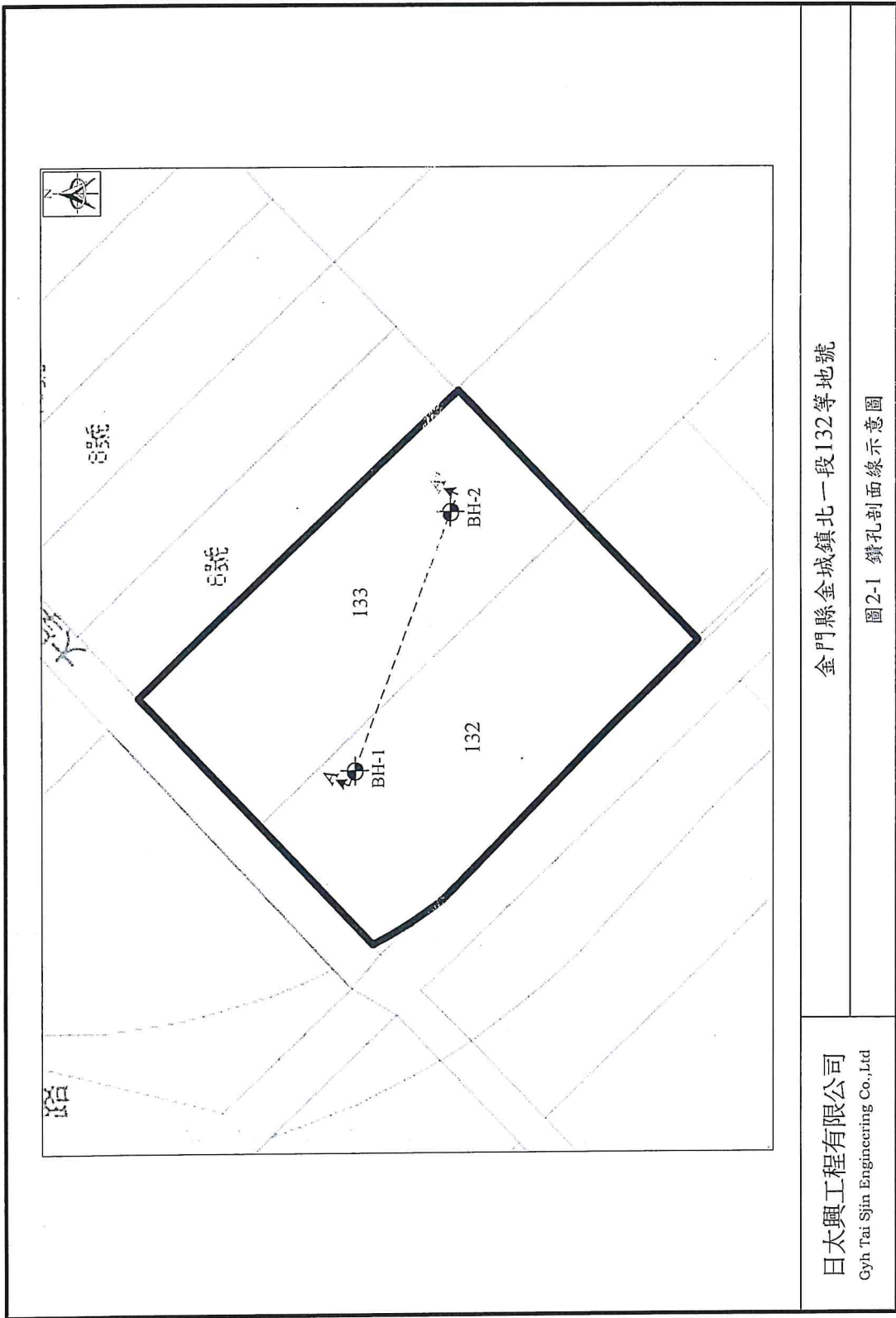
表 2-1 簡化參數表

地層層次	深度分佈 (m)	平均厚度 (m)	累計厚度 (m)	地層說明	地層分類	N值範圍 (平均值)	γ_t (t/m^3)	W _n (%)	e	ϕ' ($^\circ$)
[1]	0.00-6.50	6.40	6.40	棕紅灰色砂質粉土	ML	51-56 (53)	2.27	15.4	0.38	36.0*
[2]	6.30-15.00	8.60	15.00	棕紅灰色粉土質砂	SM	39-49 (44)	2.20	11.5	0.35	34.0*

註1: "*"表為推估值

註2: 砂土層係參考Peck:建議公式: $\phi' = 0.3N + 27$



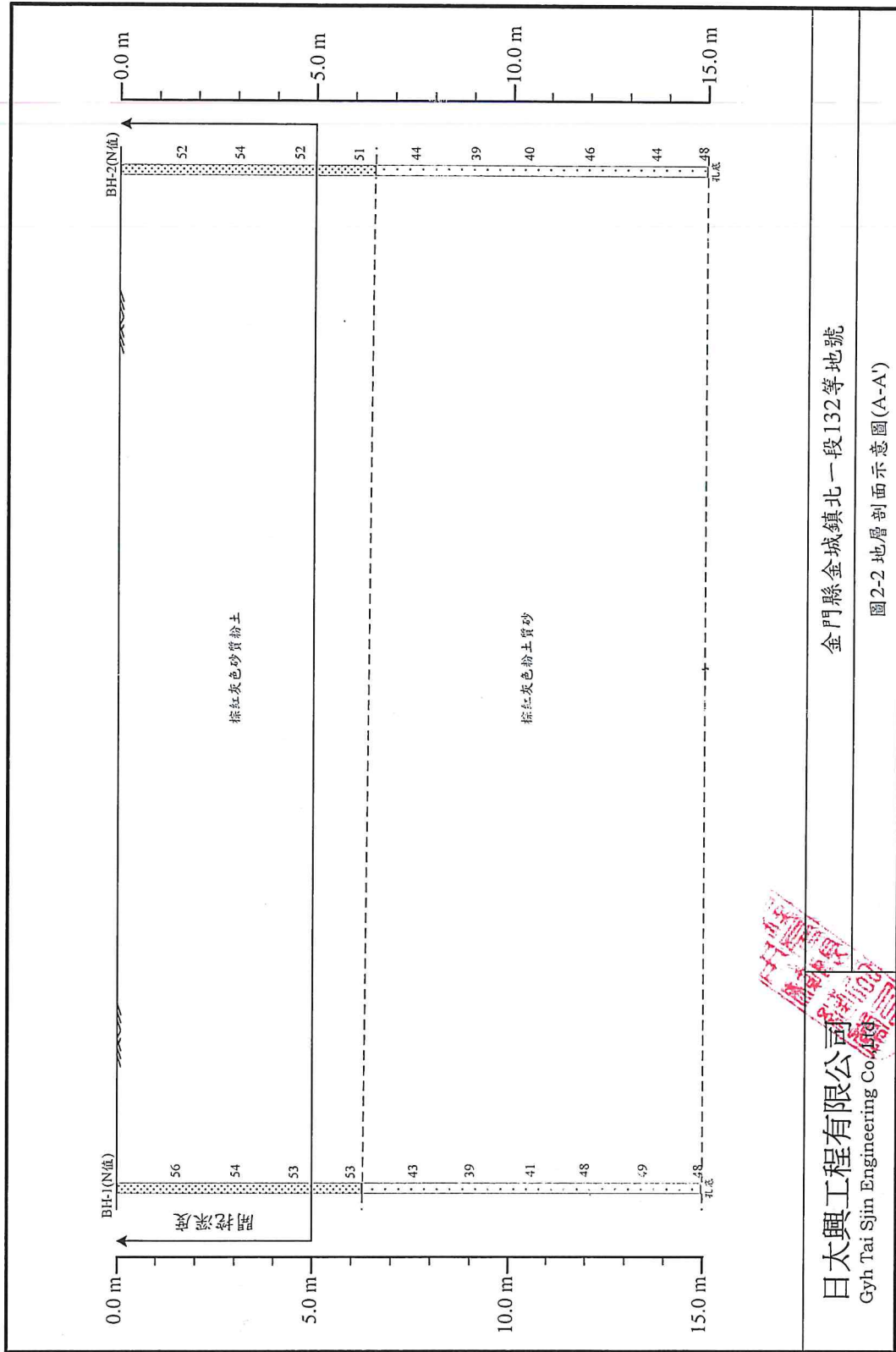


金門縣金城鎮北一段132等地號

圖2-1 鑽孔剖面線示意圖

日太興工程有限公司

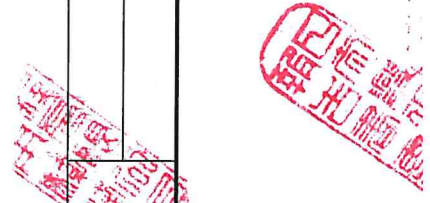
Gyh Tai Sjin Engineering Co., Ltd



金門縣金城鎮北一段132等地號

圖2-2 地層剖面示意圖(A-A')

日太興工程有限公司
Gyh Tai Sjin Engineering Co., Ltd.



參、基礎分析與建議

3.1 建築規劃資料

本基地預定新建地上5層、地下1層之建築物，其基礎開挖深度為5.00m。有關基礎型式之選擇，一般需考慮之因素為基礎承載之穩定性、建築物之功能要求、基礎之經濟性等因素。根據本基地之地層條件、開挖深度及結構之載重情況等考慮因素，故採用筏式基礎，茲簡述如下：

筏式基礎

係一種鋼筋混凝土基礎，建築物之載重藉其傳送至基礎土壤，並利用其所挖除之土壤重量與地下水之上浮力，抵消部份或全部抵消結構物之重量使結構物實際傳至土層之淨載重少。而其所產生之沉陷量亦因而減少，優點如下：

- A. 基礎面積大，單位面積荷重減少，沉陷量亦可減少
- B. 因基礎寬度增加，可提高承载力
- C. 可分擔結構物荷重，減少結構物之差異沉陷
- D. 因開挖去除土方，可降低基礎面下土壤的淨荷重

3.2 基礎分析

依據建築物基礎構造設計規範(2001)之公式估計極限承载力如下：

$$q_u = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

式中，各符號之定義如下：

- (q_u) : 極限承载力，公噸／平方公尺
- (q_a) : 容許承载力，公噸／平方公尺
- (F.S.) : 安全係數，長期取 3，短期取 2
- (C) : 公噸／平方公尺，基礎載重面下土壤凝聚力。
- (γ_1) : 公噸／立方公尺，基礎載重面以下之土壤單位體積重量，如在地下水位以下者，應為水中之重量。

(γ_2) : 公噸/立方公尺，基礎載重面以上之土壤單位體積重量，如在地下水位以下者，應為水中之重量。

(D_f) : 公尺，基礎附近之最低地面至載重面之深度，如鄰近有開挖，須顧及其可能影響。

(B) : 公尺，基礎載重面之矩形短邊長度，如屬圓形則為其直徑。

(L) : 公尺，基礎載重面之矩形長邊長度。

(N_c) : 凝聚支承力因數。

(N_q) : 加載支承力因數。

(N_r) : 摩擦支承力因數。

(N_c) 、 (N_q) 、 (N_r) 因 (φ) 而不同，如下表各值(摘錄)：

	0	5	10	15	20	25	28	30	36	40 以上
N_c	5.3	5.3	5.3	6.5	7.9	9.9	11.4	15.3	42.2	95.7
N_q	1.0	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	7.1	9.8	31.6	81.2
N_r	0	0	0	1.2	2.0	3.3	4.4	6.6	30.5	114.0

F_{cs} 、 F_{qs} 、 F_{rs} = 形狀影響因素

F_{cd} 、 F_{qd} 、 F_{rd} = 埋置深度影響因素

F_{ci} 、 F_{qi} 、 F_{ri} = 載重傾斜影響因素

根據建築物基礎構造設計規範(2001)之公式評估承載力，基礎坐落於棕紅灰色砂質粉土，開挖深度為 5.00m，依據以上之公式計算，採用摩擦角估算，永久性構造物的安全係數為 3，則土壤之容許承載力約 173.20t/m^2 ，而建物載重約 9.50t/m^2 (地上 1 層約 1.20t/m^2 ，地下 1 層約 1.50t/m^2 ，基礎載重約 2.00t/m^2)，因此無承載力破壞之虞。

3.3 沉陷量分析

建築物基礎下方土壤於結構體施工期間，經過開挖而解壓及結構體

建築完成後之載重再行加壓，而產生應力變化，所產生之沉陷量大致可分為回脹量，瞬時沉陷、壓密沉陷與次壓縮沉陷，以下分幾部份來加以說明：

1. 地下結構物開挖期間，基礎土壤因解壓而產生之回脹隆起量。當覆土重量被移除後，由於土壤內部應力之解除而引起此種現象，其效果多半為彈性的。
2. 結構物完工後，因載重加载其上，再行壓回之壓縮沉陷量；當基礎所負之結構物載重等於曾經作用的原來覆土壓力時，此壓縮沉陷量等於開挖時之回脹量；以及基礎土壤承受淨載重壓力，黏性土層因超額孔隙水壓之消散，產生正常壓密沉陷量。
3. 土壤於承受載重瞬間之不排水沉陷量(又稱等體積沉陷或彈性沉陷)。
4. 土壤顆粒因受載重而發生潛變、重組所致之次要壓縮沉陷量，此類沉陷量於高靈敏度之有機土壤中較易發生，一般土壤多不考慮。

由於地層於結構體構築前，須先行開挖，此時基礎土壤上方載重壓力解除，該土層因而向上回脹隆起(ReboundHeaving)。一般土層之回脹可分為二類，一為彈性隆起(砂土層、粘土層)，另一為塑性隆起(粘土層)。前者係土層上方之有效載重壓力降低，以致發生彈性回彈及吸水回脹，其對開挖之安全尚不致構成影響；後者係因基礎土壤之抗剪強度太差，且擋土結構之貫入深度不夠，或擋土結構斷面之材料強度不足，使得開挖區外之土重向下擠壓，再由開挖底面向上隆起，造成土壤塑性流動破壞，塑性隆起將導致開挖區之擋土支撐系統全面失敗，同時亦會危及鄰近結構物安全，故於擋土設施設計，須格外留意檢核此種塑性隆起現象之安全性。各種沉陷相關計算公式簡述如下：

(1) 以Baladi法計算開挖底面之彈性隆起量， S_r

$$S_r = C'_d \times \Delta_{\text{Strip}} \times \frac{\gamma D^2}{E}$$

式中， C'_d ：為修正係數

Δ_{Strip} ：為條形開挖之隆起係數

D ：為開挖深度(m)

E ：為基礎土壤之彈性係數

(2) 以Terzaghi法計算吸水回脹量， S_s

$$S_s = \frac{H}{1+e_0} \times C_s \times \log \frac{P_0'}{P_0' - \Delta P'}$$

式中， H ：為粘土層厚度(m)

e_0 ：為孔隙比

C_s ：為回脹指數

P_0' ：為粘性土層原始覆土有效載重壓力(t/m^2)

$\Delta P'$ ：為開挖引致之有效載重壓力減量(t/m^2)

壓密沉陷是依時而變，且其發生於飽和粘性土壤受到基礎建造時所增加的載重，當孔隙水壓逐漸消散時，沉陷量也將逐漸增大。沉陷量也會因地層下陷，地震力或臨近抽水都會有所影響。

(1) 正常壓密粘土

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

式中， S_c ：壓密沉陷量(cm)

C_c ：壓縮指數=0.009(LL-10)，或由實驗求得

P_0 ：粘土層於結構物重量加載前之有效覆土壓力(T/m^2)

ΔP ：粘土層於結構物重量加載後所致之壓力增量(T/m^2)

H：粘土層厚度(m)

(2)過壓密粘土

當 $p_0 + \Delta p < p_c$ 時

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

式中， S_c ：壓密沉陷量(cm)

C_s ：回脹指數

P_c ：粘土層前期最大壓密壓力或原有之有效載重壓力(T/m^2)

P_0 ：粘土層於結構物重量加載前之有效覆土壓力(T/m^2)

ΔP ：粘土層於結構物重量加載後所致之壓力增量(T/m^2)

H：粘土層厚度(m)

當 $p_0 + \Delta p > p_c > p_0$ 時

$$S_c = S_{Cs} + S_{Cc} = \frac{H}{1 + e_0} \left[C_s \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_c} + C_c \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_c} \right]$$

式中， S_c ：壓密沉陷量(cm)

C_s ：回脹指數

C_c ：壓縮指數

P_c ：粘土層前期最大壓密壓力或原有之有效載重壓力(T/m^2)

P_0 ：粘土層於結構物重量加載前之有效覆土壓力(T/m^2)

ΔP ：粘土層於結構物重量加載後所致之壓力增量(T/m^2)

H：粘土層厚度(m)

考慮次要壓縮沉陷量時

$$S_r = C_r H \times \log (t_{sc}/t_p)$$

式中， S_r ：次壓縮沉陷量(cm)

C_r ：次壓縮指數

t_p ：壓密沉陷完成時間(yr)

t_{sc} ：考慮次壓陷沉陷時間(yr)

H：壓縮土層厚度(m)

砂土層中瞬時沉陷量分析

(1) De Beer and Martins(1957)

此類土壤所產生的壓縮沉陷，由於其透水性佳，應無壓密沉陷，因此由結構荷重所產生的沉陷量皆屬於瞬時沉陷。

$$S_i = K \cdot H_i \cdot \frac{P_0}{N} \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

式中 K：0.0767(沉泥、砂質沉泥)

0.0438(細至中砂含少量沉泥質砂)

0.0306(粗砂或含少量礫石)

0.0256(砂質礫石、礫石)

S_i ：瞬時沉陷量(m)

P_0 ：土層於結構物重量加載前之有效覆土壓力(T/m²)

ΔP ：土層於結構物重量加載後所致之壓力增量(T/m²)

H_i ：壓縮土層厚度(m)

N：未經校正之標準貫入試驗打擊數(次/30cm)

(2) D'Appolonia et al.(1970)

$$S_e = \mu_0 \mu_1 \frac{q_0 B}{M}$$

式中 M： $\frac{E}{1-\nu^2}$

E：土層彈性係數

ν ：柏松比，採用 0.25

μ_0 ：影響因數

μ_1 ：影響因數

N：標準貫入試驗打擊數(次/30cm)，未校正

q_0 ：作用的淨壓力(T/m²)

B：基礎的寬度(m)

(3) Stecinlisenner(1934)所提之公式計算

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} - \ln \frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left[\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}} \right]$$

I_1, I_2, I_F 無因次影響因素

q_0 ：外加载重 E_s ：彈性係數

B：基礎寬度 H：壓縮層厚度

μ ：包生比

· 黏土層瞬時彈性沉陷量分析

黏性土壤之瞬時沉陷量推算之方法極多，但其基本原理均甚類同，主要之差異在於所選擇之土壤參數的不同，該土壤參數與土層厚度，基礎放置深度及基礎形狀等因素有密切關係。

$$S_e = K_e \frac{q_0 B}{E_s}$$

式中： S_e ：彈性沉陷量

K_e ：影響值，視荷重區之大小形狀而定，可由 Newmark 氏影響圖求得，亦可以 Sowers 氏所提出之數值代入，如下表所示。

基腳形狀	柔性基礎			剛性基礎
	中心	角隅	平均值	全面
L/B = 1	1.12	0.56	0.95	0.88
L/B = 2	1.52	0.76	1.30	
L/B = 5	2.10	1.05	1.83	
L/B = 10	2.54	1.27	2.20	
圓形(直徑=B)	1.0	0.64(邊緣)	0.85	0.79

q_0 : 作用的淨壓力(T/m^2)

B : 基礎的寬度(m)

E_s : 土壤的彈性模數 (Young 氏模數)

經分析評估後，基礎面下為砂質土壤，施工完畢後，其基礎底部之永久總沉陷量為其所產生之瞬時沉陷量，且已在施工過程中作用完畢，故可不予考慮其影響性。

3.4 地盤反力係數分析

3.4.1 垂直地盤反力係數

在傳統基礎設計時，係假設基礎為無限剛性，在土壓力分佈直線上，土壓力形心與柱載重合力作用點重合，然而由於近代新潮流之建築設計，大樓的荷重較不平均，結構物受力變形後即重新分配其應力分佈，故可採用近似撓性設計法，此係利用彈性基礎上橫樑(Beam on Elastic Foundation)觀念計算，假設土壤相當於無數個彈簧，這些假設彈簧之彈性模數即為垂直地盤反力係數 K_v (Coefficient of Subgrade Reaction)。地盤反力係數是溫克模式(Winkler Model)中設定的唯一參數，數值之選取直接影響分析結果須特別小心。反力係數的理論根據定義為基礎面下某一點壓力 p 與沉陷量 s 之比值：

$$K_v = \frac{p}{s}$$

以上之定義係基於 2 項假設：(1) K_v 值與壓力大小無關，(2)基礎面

下每點 k 值相等。事實上 K_v 值並非常數，基礎面積大小、基礎形狀與深度效應等均影響 k 值之變化，且隨土壤之實際應變而改變。地盤反力係數 K_v 與土層性質、基礎尺寸與基礎埋入深度等因素有關，根據 A. C. Vesic(1961)所提出之公式：

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

式中 K_v : 地盤反力係數(t/m^3)
 E_s : 土壤彈性模數(t/m^2)($250S_u \sim 500S_u$)
 B : 基礎寬度(m)
 μ : 柏松比($\frac{K_o}{K_o+1}$)

再依據王繼勝、李耀明編著之「深開挖工程建築物保護分析設計實務」中第二章「大地工程之地層剖面與參數評估」建議，一般土壤之柏松比約在 0.3~0.5 之間，因此取 $\mu=0.4$ 。另依 Hailiburtor(1979)之建議，取支撐系統垂直間距中之最大者可適用，一般而言該間距約在 3.00m 左右，因此 $K_v=0.4 \times E$ 。

1. 黏性土壤

$$E=(250 \sim 500)S_u \dots \dots \text{for N.C. clay (Bjerrum, 1964)}$$

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

$$\text{取 } K_v=150 \times S_u$$

2. 砂性土壤

$$E=77 \times (N+26) \dots \dots \text{正常沉積砂 (D'Appoloria, 1970)}$$

$$K_v=30.5 \times (N+26), t/m^3$$

式中 K_v : 垂直地盤反力係數(t/m^3)
 E : 土壤彈性模數(t/m^2)
 B : 基礎寬度(m)

μ : 土壤柏松比

N : 土壤標準貫入試驗 N 值

Su : 土壤不排水剪力強度 (t/m^2)

本基地基礎底面下之地層為棕紅灰色砂質粉土，推估基礎底下之垂直地盤反力係數為 $3000.0t/m^3$ 。

3.4.2 水平地盤反力係數

土壤之水平地盤反力係數，一般可經由現場側向壓力試驗求得或由經驗公式推算而得。依據土工技術第 75 期(88 年 10 月)第 61~76 頁之”RIDO 程式之最佳化土層參數之探討”-王建智、冀樹勇及陳錦清等建議， K_h 值可以下式估算。

$$K_h = (100 \sim 150) \times N \rightarrow \text{採 } K_h = 125 \times N \dots \text{for sand}$$

$$K_h = (200 \sim 300) \times Su \rightarrow \text{採 } K_h = 250 \times Su \dots \text{for clay}$$

依據本基地土壤之工程特性，由上述公式推估其水平地盤反力係數 K_h 如表 3-1 所示。

3.5 地下水上浮力分析

本工程基礎底面位置位於地表面下 5.00m 處，而基地之設計地下水位約在地表面下 5.00m，假設水壓呈靜水壓力分佈，則開挖底面之地下水上浮力為 $000t/m^2$ ，而建物載重約 $9.50t/m^2$ ，因此無地下水上浮力破壞之虞。

表 3-1 水平地盤反力係數

地層 層次	深度 分佈 (m)	平均 厚度 (m)	累計 厚度 (m)	地層說明	地層 分類	N值 範圍 (平均值)	K_b (t/m^3)
[1]	0.00-6.50	6.40	6.40	棕紅灰色砂質粉土	ML	51-56 (53)	5000.0
[2]	6.30-15.00	8.60	15.00	棕紅灰色粉土質砂	SM	39-49 (44)	4500.0

肆、基地土層液化潛能分析

4.1 土壤液化潛能分析

飽和且疏鬆之砂質地盤如承受如地震等之瞬間突增之巨大反覆載重之作用，常無法立即將孔隙水排出，很可能因驟增之荷重產生大量的超額孔隙水壓，使有效應力降低至近乎零的程度，承载力盡失，使土粒子呈現失重狀態，而發生土壤液化的現象，因而引發噴砂、填土之崩坍、地下結構物之上浮或地盤沉陷等災害。對自然形成的疏鬆砂質地盤或以人工新填築地盤之耐震設計而言，土壤液化問題極為重要。

液化係飽和砂質地盤於地震時所顯現之行為，檢討 N 值為 10 以下、而孔隙比大且疏鬆地盤之穩定性時，液化分析為必要之項目。對疏鬆的砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤之承载力。砂質土壤對液化之抵抗大致可因：(1)密度之增加、(2)有效應力之增高、(3)微觀結構上之穩定性而增大。

根據 1964 年日本新潟地震之現場資料，液化現象甚少有低於地表面下 15~18m 者，Kishida(1969)發現新潟地區當有效壓力大於 $20t/m^2$ 時，並未有液化現象發生，因此分析時僅須考慮地表下 20m 以上之砂土層 II。

以 N 值來分析砂土層之液態化潛能，可利用日本道路協會(1990)道路橋示方書第五部耐震設計規範所列之方法，亦為本國建築耐震設計規範所採用，該法為 Iwasaki et al.(1978, 1982)及 Tatsuoka 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，推求砂土層之液態化潛能：

II 詳見地工技術雜誌第 3 期第 68 頁。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{C_W \cdot R_L}{r_d \times k_{hc} \times \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}} = \frac{\text{發生液化潛能之剪應力比}}{\text{地震引致之剪應力比}}$$

式中 F_L : 抗液化安全係數

R : 地震時，地盤之反覆剪應力比

C_W : 震動類型

r_d : 尖峰剪應力比沿地表深度折減係數 $r_d = 1 - 0.015z$

Z : 受評估土層距地表面深度

k_{hc} : 地震時保有水平耐力法所用之設計水平震度

σ_v : 現場土層該深度之總覆土壓力(kg/cm²)

σ_v' : 現場土層該深度之有效覆土壓力(kg/cm²)

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成果整合後，重新擬定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，直下型地震及板塊型遠震之地震力，重新訂定液化強度計算方式與液化後土壤參數之折減係數，並加入有關地盤流動之分析及設計方法，分析流程如圖 4-1 所示。

依據民國 100 年 7 月之建築技術耐震設計規範規定，一般工址短週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D ，以及工址短週期之最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 如下表：

縣市	鄉鎮 市區	村里	S_S^D	S_S^M
金門縣		-	0.5	0.7

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

(ISSMFETC4, 1993)所編定「地震地質災害微分區手冊」中所建議之損害評估方法有二：

一、相對厚度

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

二、液化潛能指數

Iwasaki et al.(1982)提出以液化潛能指數 P_L (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

$$W(z)=10-0.5 \times z$$

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

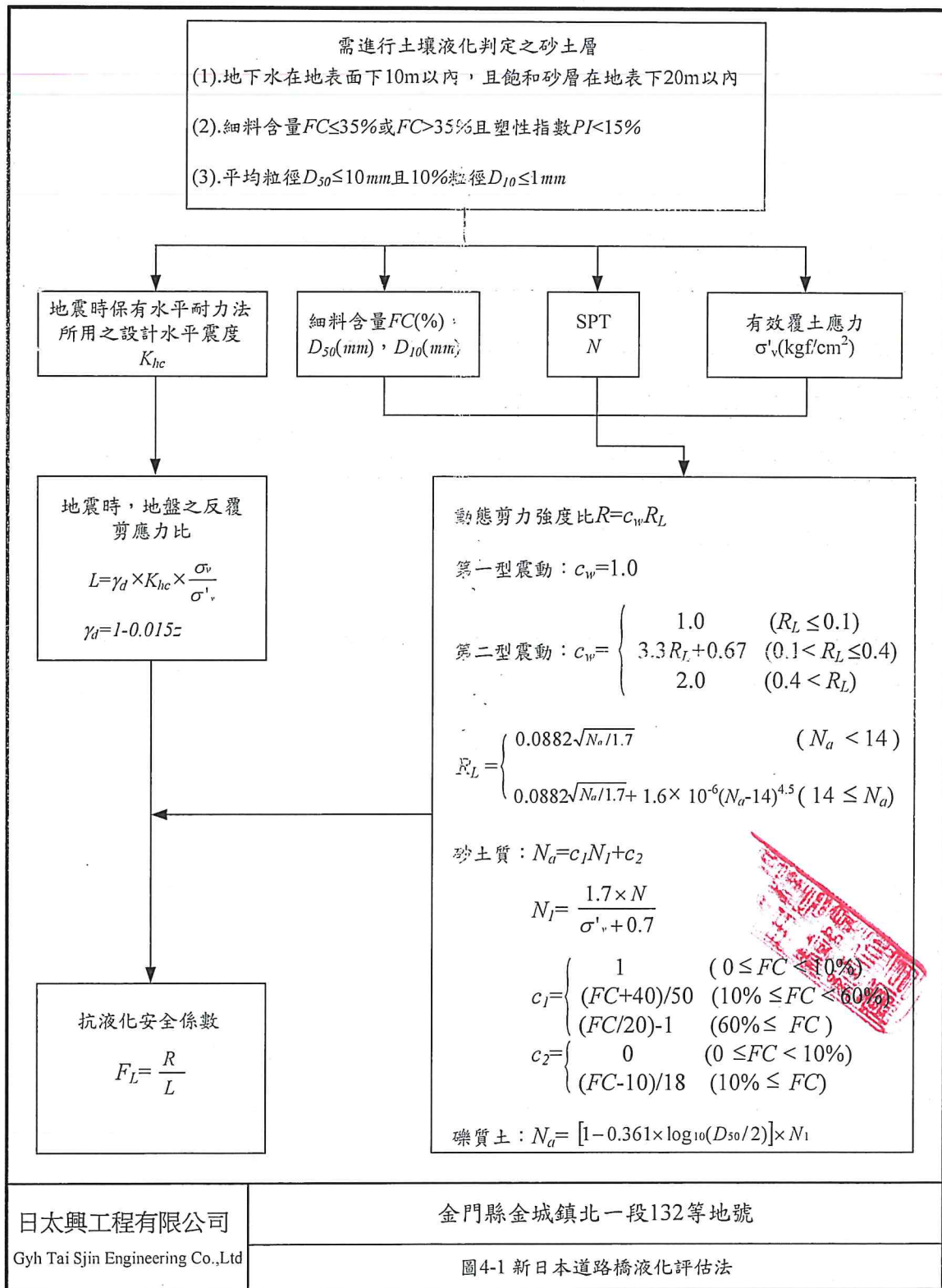
$5 < P_L < 15$ 中度液化

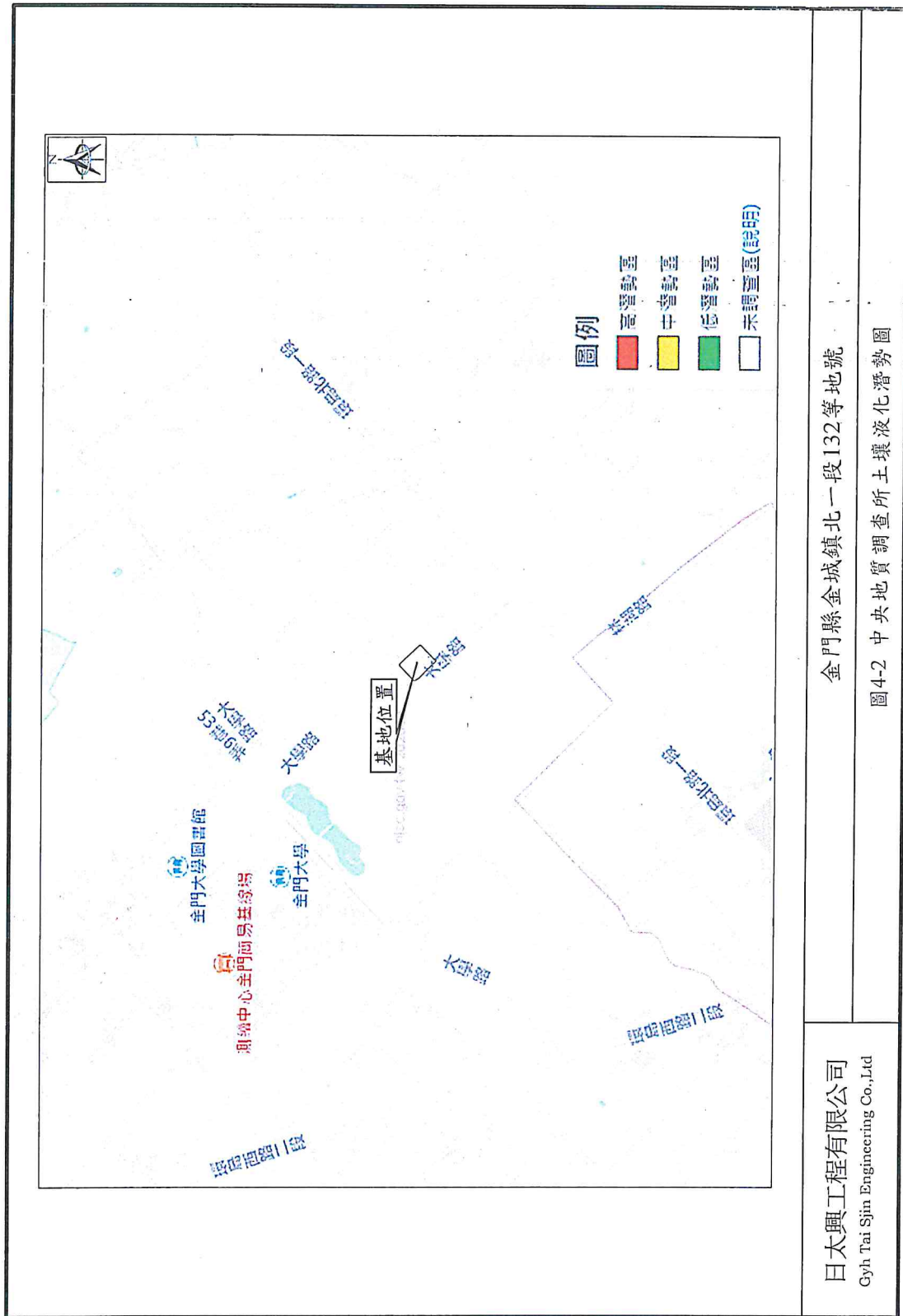
$P_L < 5$ 輕微液化

參考經濟部中央地質調查所土壤液化潛勢查詢系統查詢結果顯示，本基地為未調查區，如圖 4-2 所示。

根據現場之鑽探結果以”建築物基礎構造設計規範”建議之液化潛能分析評估方法採中小度地震時(地表加速度為

$0.4 \times S_{Ds} \times g / 4.2 = 0.4 \times 0.5 \times g / 4.2 = 0.048g$ ）、在設計地震時（地表加速度為 $0.4 \times S_{Ds} \times g = 0.4 \times 0.5 \times g = 0.200g$ ）及最大考量地震時（地表加速度為 $0.4 \times S_{Ms} \times g = 0.4 \times 0.7 \times g = 0.280g$ ）進行分析，其分析結果如表 4-1~表 4-2 所示。由液化潛能分析結果顯示，當地表加速度為 $0.048g$ 時，本工址內土層有無液化現象之虞，液化潛能指數 P_L 為 0.00 ；於地表加速度為 $0.200g$ 時，本工址內土層無液化現象之虞，液化潛能指數 P_L 為 0.00 ；而於地表加速度為 $0.280g$ 時，本工址內土層無液化現象之虞，液化潛能指數 P_L 為 0.00 ，故無液化震害破壞之虞。





金門縣金城鎮北一段132等地號

圖4-2 中央地質調查所土壤液化潛勢圖

日太興工程有限公司
Gyh Tai Sjin Engineering Co., Ltd

表4-1 土壤液化潛能評估分析結果(BH-1)

工程名稱:金門縣金城鎮北一段132等地號

液化潛能分析:(依建築耐震設計規範及解說100年7月版與日本道路橋評估準則(NJRA1996))

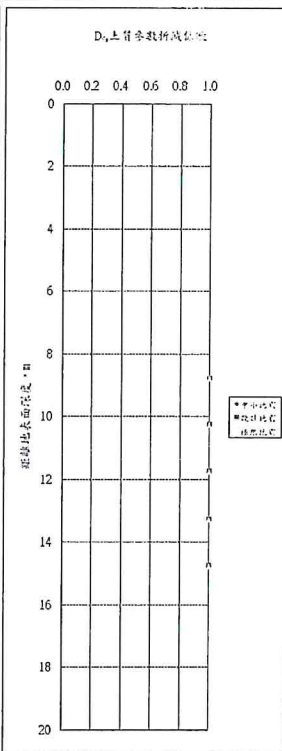
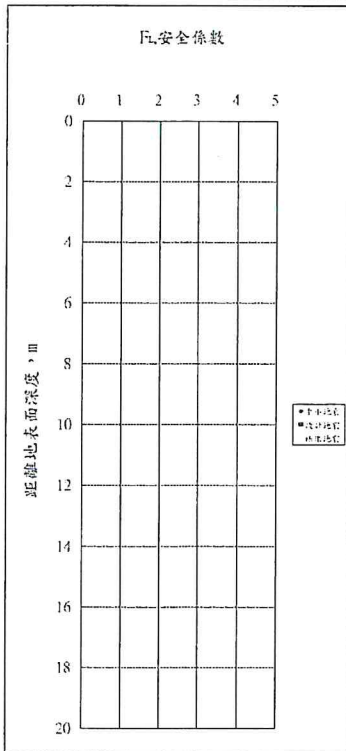
鑽孔編號: BH-1

一般工程 $S^D=0.70$ 極限地震:A=0.4*S₀*g= 0.280 g 地下水位= 8.00 m Soil Type: 1 砂質土 液化三種潛能條件
 一般工程 $S^D=0.50$ 設計地震:A=0.4*S₀*g= 0.200 g 系數類型: 1 2 砂質土 (1)地下水位在地下10m內,且飽和砂層在地下20m以內。
 地震規模 M= 中小地震:A=0.4*S₀*g* $L=0.048$ g 1:板橋新區,2:真下新區 3 礫質土 (2)砂層含量FC≥30%及FC>35%且液性指數PI<15%。
 (3)平均粒徑D₅₀≤10mm且10%粒徑D₁₀≤1mm。

INPUT DATA													JRA(1996)													
Depth (m)	Soil Type	Soil Type	Total Unit Weight	N	FC (%)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	PI (%)	PGA k _{az}	d	σ'_0 (t/m ²)	σ_w	σ'_0 (t/m ²)	r _z	L	C ₁	C ₂	N ₁	Na	C _w	R _L	R-C _w * R _L 液化土 條件	FL =R _L	De	P _L	
0																										
8.775	SM	1	2.18	39	29	0.380	0.031	0.0	0.280	8.775	19.13	0.78	13.35	0.87	0.25	1.38	1.06	26.15	37.14	1.00	2.62	2.62	1	10.3	1.00	0.00
10.275	SM	1	2.20	41	32	0.210	0.029	0.0	0.200	10.275	22.61	2.28	20.33	0.85	0.26	1.44	1.22	25.50	37.95	1.00	2.99	2.99	1	11.36	1.00	0.00
11.775	SM	1	2.20	48	34	0.240	0.021	0.0	0.280	11.775	25.91	3.78	22.13	0.82	0.27	1.48	1.33	28.01	42.79	1.00	6.3	6.3	1	23.50	1.00	0.00
13.275	SM	1	2.22	49	23	0.440	0.050	0.0	0.200	13.275	29.47	5.28	24.20	0.80	0.27	1.26	0.72	26.70	34.37	1.00	1.64	1.64	1	6.00	1.00	0.00
14.775	SM	1	2.19	48	30	0.300	0.032	0.0	0.200	14.775	32.36	6.78	25.58	0.78	0.28	1.40	1.11	25.04	36.17	1.00	2.23	2.23	1	8.08	1.00	0.00
																										P _L = 0.00

INPUT DATA													JRA(1996)													
Depth (m)	Soil Type	Soil Type	Total Unit Weight	N	FC (%)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	PI (%)	PGA k _{az}	d	σ'_0 (t/m ²)	σ_w	σ'_0 (t/m ²)	r _z	L	C ₁	C ₂	N ₁	Na	C _w	R _L	R-C _w * R _L 液化土 條件	FL =R _L	De	P _L	
0																										
8.775	SM	1	2.18	39	29	0.380	0.031	0.0	0.200	8.775	19.13	0.78	13.35	0.87	0.18	1.38	1.06	26.15	37.14	1.00	2.62	2.62	1	14.5	1.00	0.00
10.275	SM	1	2.20	41	32	0.210	0.029	0.0	0.200	10.275	22.61	2.28	20.33	0.85	0.19	1.44	1.22	25.50	37.95	1.00	2.99	2.99	1	15.90	1.00	0.00
11.775	SM	1	2.20	48	34	0.240	0.021	0.0	0.200	11.775	25.91	3.78	22.13	0.82	0.19	1.48	1.33	28.01	42.79	1.00	6.3	6.3	1	32.90	1.00	0.00
13.275	SM	1	2.22	49	23	0.440	0.050	0.0	0.200	13.275	29.47	5.28	24.20	0.80	0.20	1.26	0.72	26.70	34.37	1.00	1.64	1.64	1	8.40	1.00	0.00
14.775	SM	1	2.19	48	30	0.300	0.032	0.0	0.200	14.775	32.36	6.78	25.58	0.78	0.20	1.40	1.11	25.04	36.17	1.00	2.23	2.23	1	11.32	1.00	0.00
																										P _L = 0.00

INPUT DATA													JRA(1996)													
Depth (m)	Soil Type	Soil Type	Total Unit Weight	N	FC (%)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	PI (%)	PGA k _{az}	d	σ'_0 (t/m ²)	σ_w	σ'_0 (t/m ²)	r _z	L	C ₁	C ₂	N ₁	Na	C _w	R _L	R-C _w * R _L 液化土 條件	FL =R _L	De	P _L	
0																										
8.775	SM	1	2.18	39	29	0.380	0.031	0.0	0.048	8.775	19.13	0.78	13.35	0.87	0.04	1.38	1.06	26.15	37.14	1.00	2.62	2.62	1	61	1.00	0.00
10.275	SM	1	2.20	41	32	0.210	0.029	0.0	0.048	10.275	22.61	2.28	20.33	0.85	0.04	1.44	1.22	25.50	37.95	1.00	2.99	2.99	1	66.8	1.00	0.00
11.775	SM	1	2.20	48	34	0.240	0.021	0.0	0.048	11.775	25.91	3.78	22.13	0.82	0.05	1.48	1.33	28.01	42.79	1.00	6.34	6.34	1	138.2	1.00	0.00
13.275	SM	1	2.22	49	23	0.440	0.050	0.0	0.048	13.275	29.47	5.28	24.20	0.80	0.05	1.26	0.72	26.70	34.37	1.00	1.64	1.64	1	35.29	1.00	0.00
14.775	SM	1	2.19	48	30	0.300	0.032	0.0	0.048	14.775	32.36	6.78	25.58	0.78	0.05	1.40	1.11	25.04	36.17	1.00	2.23	2.23	1	47.52	1.00	0.00
																										P _L = 0.00



分析結果:

分析條件	P _L	液化損害程度
中小地震	0.00	不會液化
設計地震	0.00	不會液化
極限地震	0.00	不會液化



表4-2 土壤液化潛能評估分析結果(BH-2)

工程名稱:金門縣金城鎮北一段132等地號

液化潛能分析:(依建築物耐震設計規範及解說100年7月版與日本道路橋評估準則(NJRA1996))

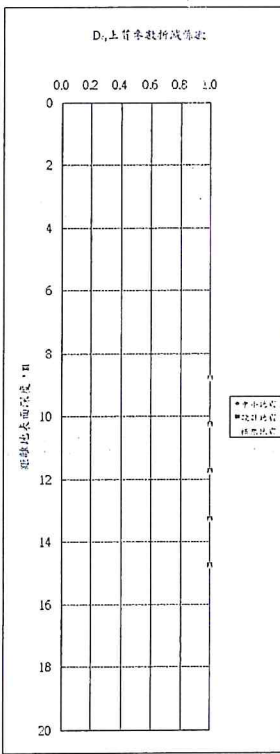
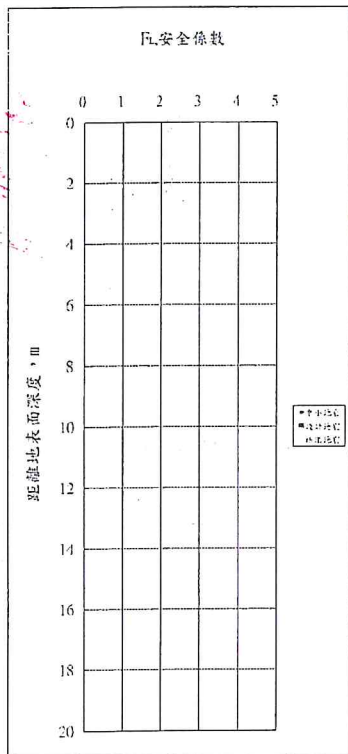
鑽孔編號: BH-2

一般工程 S_{10} = 0.70 極限地震:A=0.4*S₁₀* γ = 0.280 g 地下水埋= 8.15 m Soil Type: 1 砂質土 液化三個先決條件
 一般工程 S_{20} = 0.50 設計地震:A=0.4*S₂₀* γ = 0.200 g 系物類型: 1 1 計算土 (1)地下水位在地下10m內,且飽和砂層在地下20m以內。
 地震規模 M= 中小地震:A=0.4*S₂₀* γ = 0.048 g 1:機械式,2:井下型泥水 3 填土土 (2)砂層含泥量FC≤3%,及FC>3%且粘粒指數PI<15%。
 (3)平均粒徑D₅₀≤10mm且10%粒徑D₁₀≤1mm。

INPUT DATA											JRA(1996)																
Depth (m)	Soil Type	Soil Type	Total Unit Weight	N	FC (%)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	PI (%)	PGA k _{h2}	d	σ_0 (t/m ²)	σ_w	σ'_0 (t/m ²)	r_f	L	C ₁	C ₂	N ₁	N _a	C _w	R _L	R=C _w *R _L	液化潛能評估	FL =R-L	De	PL	
0																											
8.775	SM	1	2.20	39	22	0.280	0.044	0.0	0.280	8.775	19.31	0.63	19.68	0.87	0.25	1.24	0.67	25.82	32.68	1.00	1.23	1.23	1	4.9	1.00	0.00	
10.275	SM	1	2.17	40	33	0.195	0.028	0.0	0.200	10.275	22.30	2.13	23.17	0.85	0.26	1.46	1.28	25.03	37.82	1.00	2.93	2.93	1	11.18	1.00	0.00	
11.775	SM	1	2.24	45	38	0.200	0.023	0.0	0.200	11.775	26.38	3.63	22.75	0.82	0.27	1.56	1.56	26.28	42.56	1.00	6.1	6.1	1	22.94	1.00	0.00	
13.275	SM	1	2.16	44	28	0.320	0.045	0.0	0.200	13.275	28.67	5.13	23.55	0.80	0.27	1.36	1.00	24.49	34.30	1.00	1.62	1.62	1	5.93	1.00	0.00	
14.775	SM	1	2.23	48	30	0.290	0.020	0.0	0.200	14.775	32.95	6.63	25.32	0.78	0.27	1.40	1.11	24.49	35.39	1.00	1.95	1.95	1	7.16	1.00	0.00	
																											FL= 0.00

INPUT DATA											JRA(1996)																
Depth (m)	Soil Type	Soil Type	Total Unit Weight	N	FC (%)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	PI (%)	PGA k _{h2}	d	σ_0 (t/m ²)	σ_w	σ'_0 (t/m ²)	r_f	L	C ₁	C ₂	N ₁	N _a	C _w	R _L	R=C _w *R _L	液化潛能評估	FL =R-L	De	PL	
0																											
8.775	SM	1	2.20	39	22	0.280	0.044	0.0	0.200	8.775	19.31	0.63	19.68	0.87	0.18	1.24	0.67	25.82	32.68	1.00	1.23	1.23	1	6.8	1.00	0.00	
10.275	SM	1	2.17	40	33	0.195	0.028	0.0	0.200	10.275	22.30	2.13	23.17	0.85	0.19	1.46	1.28	25.03	37.82	1.00	2.93	2.93	1	15.66	1.00	0.00	
11.775	SM	1	2.24	45	38	0.200	0.023	0.0	0.200	11.775	26.38	3.63	22.75	0.82	0.19	1.56	1.56	26.28	42.56	1.00	6.1	6.1	1	32.11	1.00	0.00	
13.275	SM	1	2.16	44	28	0.320	0.045	0.0	0.200	13.275	28.67	5.13	23.55	0.80	0.20	1.36	1.00	24.49	34.30	1.00	1.62	1.62	1	8.31	1.00	0.00	
14.775	SM	1	2.23	48	30	0.290	0.020	0.0	0.200	14.775	32.95	6.63	25.32	0.78	0.19	1.40	1.11	24.49	35.39	1.00	1.95	1.95	1	10.02	1.00	0.00	
																											FL= 0.00

INPUT DATA											JRA(1996)																
Depth (m)	Soil Type	Soil Type	Total Unit Weight	N	FC (%)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	PI (%)	PGA k _{h2}	d	σ_0 (t/m ²)	σ_w	σ'_0 (t/m ²)	r_f	L	C ₁	C ₂	N ₁	N _a	C _w	R _L	R=C _w *R _L	液化潛能評估	FL =R-L	De	PL	
0																											
8.775	SM	1	2.20	39	22	0.280	0.044	0.0	0.048	8.775	19.31	0.63	19.68	0.87	0.04	1.24	0.67	25.82	32.68	1.00	1.23	1.23	1	29	1.00	0.00	
10.275	SM	1	2.17	40	33	0.195	0.028	0.0	0.048	10.275	22.30	2.13	23.17	0.85	0.04	1.46	1.28	25.03	37.82	1.00	2.93	2.93	1	65.8	1.00	0.00	
11.775	SM	1	2.24	45	38	0.200	0.023	0.0	0.048	11.775	26.38	3.63	22.75	0.82	0.05	1.56	1.56	26.28	42.56	1.00	6.13	6.13	1	134.9	1.00	0.00	
13.275	SM	1	2.16	44	28	0.320	0.045	0.0	0.048	13.275	28.67	5.13	23.55	0.80	0.05	1.36	1.00	24.49	34.30	1.00	1.62	1.62	1	34.89	1.00	0.00	
14.775	SM	1	2.23	48	30	0.290	0.020	0.0	0.048	14.775	32.95	6.63	25.32	0.78	0.05	1.40	1.11	24.49	35.39	1.00	1.95	1.95	1	42.09	1.00	0.00	
																											FL= 0.00



分析結果:

分析條件	FL	液化損害程度
中小地震	0.00	不會液化
設計地震	0.00	不會液化
極限地震	0.00	不會液化

伍、基礎開挖之穩定性與側向力分析

5.1 基礎開挖之穩定性分析與建議

基礎開挖之工法主要區分為掘挖工法與地下工法兩大類，以掘挖工法而言，一般可區分為明挖工法(坡面明挖、擋土明挖)、島式明挖工法、槽挖工法等種類，且在實用上上述工法可以單獨使用或併用各種方法。

若以坡面明挖的方式，由於係利用土質之穩定斜坡，需依靠土壤抗剪強度或凝聚力，一般在市區內多併用其他工法。若為均質的砂質地盤，坡面與水平面之夾角應小於內摩擦角 ϕ ，並應進一步對坡面進行補強或降低地下水位，以避免於坡角附近產生土湧(Boiling)現象或於坡面下方產生管湧(Piping)現象；若為黏土層之地盤，坡面的穩定性應依滑動破壞來加以檢討，並設產生滑動的力之力矩與抗滑動的力之力矩之比為安全係數來進行檢討，安全係數須在1.5以上。

由於配合開挖所設的坡面，在基礎構造或地下結構物完成前，必須確實保持安定，故對於施工期間可能遭遇的季節性天候狀況必須採取因應之補強措施，例如對坡面施予薄層混凝土、水泥砂漿覆蓋層。

基礎開挖時，若無法以邊坡式開挖維護開挖安全，則應以擋土設施保護開挖面之穩定。擋土設施之設計應考慮其材料強度、水密性、位移對周圍環境之影響及開挖面之穩定性等。擋土設施基本上應考慮為臨時結構物，但若考慮為永久結構物時，其設計應符合建築技術規則建築構造篇各相關章節之規定，並應對施工過程加諸材料之殘餘應力做適當考慮。構造物構築完成後，應以土砂回填於擋土壁體與結構體之間的空隙並確實夯實，再拆除暫時性的擋土措施以完成開挖作業。

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，並應具備下列要件：

可支撐作用於擋土壁之主動土壓

具有水密性(維持開挖時之水力坡降)

有利於防止隆起現象。

一般常用之擋土壁體種類有主樁橫版條（鋼軌樁襯木材隔版或I型鋼襯木材隔版）、鋼版樁、擋土柱、預壘排樁及地下連續壁工法等，各擋土壁體之優點及對本工程之適用性比較列於表5-1。

擋土支撐(Strut)措施之型式，一般可為內部支撐與背拉系統兩大類，若採用內部支撐工法，雖其地下室工作空間較背拉系統小，稍影響基礎工程之進度，然而由於一般均採用此種支撐方式，各種配合措施與施工流程均非常熟習，且其成本較低，無地權之問題，各擋土支撐之優點及對本工程之適用性比較列於表5-2。

5.2 擋土壁側向土壓力分析

由於擋土結構用途及特性之差異，以致其外側土壤之行為，亦隨之不同，而所產生之側向土壓力特性及大小，也有顯著之差異。茲將其分為開挖期間與地下結構體完成後兩種情況加以分析。

5.2.1 開挖時臨時擋土結構所受之側向土壓力

(1) 設計擋土結構體斷面之土壤側壓力

通常臨時擋土結構所需貫入開挖底面以下之長度，係以其所擋之土壤處於塑性穩定平衡狀態(Plastic Equilibrium Condition)時，其對結構兩側所作用之主動及被動土壓分析之，該壓力值可按Rankine-Resal公式計算如下(圖5-1)：

$$\text{主動土壓： } P_a = (q + \sum \gamma H) \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$\text{被動土壓： } P_p = (q + \sum \gamma H) \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

按日本建築學會於臨時擋土結構外側以土壓計及孔隙水壓計實際觀測之現場調查結果顯示，擋土結構所承受之側向土壓及水壓之合力，係略呈三角形之分佈，其值之大小因土壤之種類而異，且與土壤之單位重量、開挖深度成正比。依該學會基礎構造設計規範，於軟弱黏土層所採之側壓係數K值為0.5~0.8，砂土層之K值為0.3~0.7，如表5-3所示。

(2) 設計內撐系統斷面之土壤側壓力

內撐開挖時，先從地面挖至第一階段，然後架設第一層橫擋與支撐，由於繼續的開挖，水平支撐負擔的力量逐漸增大，擋土壁也逐漸向內產生變形；依此程序逐層施工直到基地開挖完成，基本上，擋土壁的變形是依其頂部為中心而轉動，壓力分佈與理論方法所得大不相同。

根據內政部委託中華民國建築學會所提供的研究建議，其視側土壓力與Peck之建議類相同，僅在區分黏土程度上有所不同，黏土層中 S_u 在 $1.2\sim 5.0\text{t/m}^2$ 視為軟弱至中等堅實土層，堅實土層則為 $S_u \geq 5.0\text{t/m}^2$ 。

5.2.2 地下室完成後外牆所受之側向土壓力

地下室係構築於土壤中之結構體，其外牆周圍之土壤與外牆之互制作用，不同於一般地表上之擋土牆。其於平常時，牆體不會發生任何位移，所受之土壓力，乃係靜止土壓力。專家學者研究，提出有關土壤之有效內摩擦角 ϕ 與靜止土壓力係數 K_0 值間之經驗關係式，得悉 $K_0=1-\sin\phi$ 。雖然地震時之動態土、水壓力略較常時為高，但因地震屬短期載重，所採之安全係數可降低，故地下室之牆體設計所採用之土壓係由當時之靜止土壓力所控制(如圖5-2所示)。

5.3 開挖面安全穩定分析

由於基地基礎開挖對基地安全性及鄰房公共安全等各項安全措施設置妥善與否影響甚大，稍有不謹慎極可能造成各種災害(詳圖5-3)。故開挖面安全穩定分析可提供基礎開挖前甚為重要之參考資料。本報告依據基地地層特性作評估分析。

5.3.1 側向壓力平衡性分析

本報告採用內政部建築物基礎構造設計規範(2001)所提出之建議，計算不同擋土壁貫入深度的側向壓力平衡穩定性：

$$FS = \frac{P_p L + M_s}{P_a L} \geq 1.5$$

- 式中， P_a : 最低支撐以下之外側作用側壓力之合力(T/m)
 L : P_a 作用點距最低支撐之距離(m)
 M_S : 擋土設施結構之允許彎矩值(T-m/m)
 P_p : 開挖面以下之內側作用側壓力之合力(T/m)
 L' : P_p 作用點距最低支撐之距離(m)

本基地之開挖深度為 5.00m，地表載重約 2.00t/m²，最下撐距開挖深度約 3.40m，當擋土壁體貫入開挖深度下 2.50m，總長度為 7.50m 時，安全係數約 1.59，大於規範值 1.50 之要求，如圖 5-1 所示。

5.3.2 開挖面塑性隆起分析

根據建築物基礎構造設計規範(2001)之規定，開挖底面下主為粉土質黏土（詳圖 5-4），可依下列公式計算安全性，若 $FS \geq 1.2$ 則合於安全規定：

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

- 式中 M_r : 抵抗力矩(T-m/m)
 M_d : 傾覆力矩(T-m/m)
 S_u : 黏土之不排水剪力強度(T/m²)
 X' : 半徑(m)
 W : 開挖底面以上，於擋土設施外側之 X' 半徑寬度內，土壤與地表上方載重(q)之重量和(T/m)

$$\alpha < \pi / 2$$

由於開挖深度下為砂質土壤，故無塑性隆起破壞之虞。

5.3.3 砂湧檢討

依據「內政部建築物基礎構造設計規範」(2001)第 8.8.3 條之說明，

如擋土壁下方為透水性佳之砂質土壤，且擋土壁未貫入不透水層時，即應檢討其抵抗砂湧之安全性。分析方法可用滲流解析公式與臨界水力坡降解析公式，或以下兩公式分別計算，則其中貫入深度最大者為設計依據：

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

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

式中， γ_{sub} ：為砂質土壤之有效單位重。

D ：為擋土設施之貫入深度。

γ_w ：為地下水之單位重量。

ΔH_w ：為擋土設施內外側地下水之水頭差。

由於地下水位於開挖深度下，無水頭差，故無砂湧破壞之虞。

5.3.4 上舉水壓力分析

位於地下水位以下之飽和層，即工程上稱為地下水者，依其受壓力狀況可分為兩類：

- (1) 無側限水層(Unconfined Aquifer)：亦稱自由水層，其地下水位隨滲流量、補助量與抽水量而有所變化。
- (2) 具側限水層(Confined Aquifer)：亦稱受壓水層或自流層，其形成具有某特定條件。

在不透水層下方常存在有承受壓力之受壓地下水，當開挖至某一深度時，黏土層底部之透水層之孔隙水壓力大於覆蓋黏土層之總應力時，將使得整個土塊向上舉起(Uplift 或 Blow up)，若不計擋土壁周邊摩擦力 F_s ，則不產生底面上舉隆起(Heaving)現象之安全條件為：

$$F_s = \frac{\sum \gamma_t \cdot H_i}{H_w \cdot \gamma_w} \geq 1.2$$

- 式中 γ_t : 不透水層底面以上之各土層土壤總單位重(T/m^2)
 H_i : 不透水層底面以上之各土層厚度(m)
 H_w : 透水壓力水層之壓力水頭(m)
 γ_w : 地下水之單位重(T/m^3)

由於鑽孔深度未發現有受壓水層存在，故無上舉水壓力破壞之虞。

表 5-1 擋土壁型式之比較

工法	優點	缺點	本工程適用性
主樁橫板條工法 (鋼軌樁襯木材隔板)	<ol style="list-style-type: none"> 1.安裝準確迅速。 2.隔板配合開挖，逐步安裝。 3.鋼樁可拔起重覆使用。 4.允許排水，減少側壓力。 5.成本低。 6.施工容易，不需精密儀器。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.開挖面下方被動土壓小。 2.隔板不能完全防止細粒土壤漏失。 3.排水後，地下水位降低造成鄰近地表沉陷。 4.隔板必須迅速安裝，若工程進度不能配合，易使大量土方漏失。 5.鋼板拔除後，遺留空隙易造成鄰近地表沉陷。 6.易產生隆起、砂湧。 7.施工中造成噪音。 	本工程適合採用。
鋼版樁工法	<ol style="list-style-type: none"> 1.適用多種土壤情況，施工容易。 2.如施工良好，可達阻水效果。 3.強度高，可具相當擋土能力。 4.具柔性，可減少側向土壓力。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.施工中造噪音及振動。 2.深度變大時，防水效果常無法達成。 3.遇堅硬地質時打入不易。 4.拔除時，遺留空隙大，必須迅速回填。 5.於深開挖時，其剛度不足抵抗彎矩應力。 	本工程適合採用。
擋土柱工法	<ol style="list-style-type: none"> 1.施工簡單。 2.適用於礫石、卵石地盤。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.一般地盤不適合。 2.有地下水時，必須用排水輔助工法。 	本工程不適合採用。
排樁擋土工法	<ol style="list-style-type: none"> 1.成本低。 2.施工技术性要求不高。 3.具相當之被動土壓力。 4.堅硬之地層亦可裝設。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.通常無法完全阻水。 2.樁間之孔隙常導致土壤漏失。 3.深度增加時，排樁容易參差不齊，偏差變大。 	本工程適合採用。
地下連續壁工法	<ol style="list-style-type: none"> 1.可利用為永久結構體。 2.施工良好時，防水及擋土效果極佳。 3.勁度高、變形小，可減少外側土壤移動。 4.利用不同施工法，可適用於多種地層情況。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.成本高。 2.需高度精密施工技術及管理。 	本工程不適合採用。



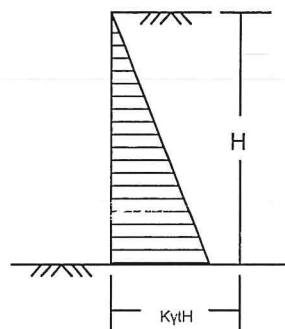
表5-2 擋土支撐型式之比較

擋土支撐設施之種類	對規模形狀之適應性	變形	強度	其他
鋼製支撐	<ol style="list-style-type: none"> 1.難適用於複雜之平面形狀。 2.不適用於大跨徑。 3.難適用於基地高低差大之情形。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.RC製之軸向變形大。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.靜不定次數較RC製低。 2.需查核溫度應力。 3.接頭強度隨材料之轉用而降低。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.架設容易。 2.能轉用。 3.規模小，成本低。
RC製支撐	<ol style="list-style-type: none"> 1.任何平面形狀均可適用。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.鬆弛現象較鋼製少。 2.不易施加預載。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.強度之發揮需要一段時間。 2.靜不定之次數高。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.支撐本身重量大。 2.拆除費時。
地錨	<ol style="list-style-type: none"> 1.有利於平面規模大之基地。 2.任何平面形狀均可適用。 3.適用於基地高低差大之情形。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.藉由預力之施加，可減少擋土壁體之變形。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.不能確著於軟弱粘性地盤。 2.擋土壁體須有鉛直方向之承载力。 3.能校核抗拉耐力。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.適用於受偏土壓作用之情形。 2.得考慮地權問題。 3.已有拆除式地錨。 4.開挖效率大。
逆築	<ol style="list-style-type: none"> 1.適用於深開挖。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.擋土壁變形小。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.結構體可當支撐設施用，故安全性高。 2.靜不定之次數高。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.結構體接縫處理困難。 2.需有整體性計畫。

表5-3 側壓係數一覽表

(a)

地盤條件		側壓係數
砂質地盤	地下水位淺	0.3~0.7
	地下水位深	0.2~0.4
粘性地盤	軟弱粘土	0.5~0.8
	硬質粘土	0.2~0.5



K:側壓係數

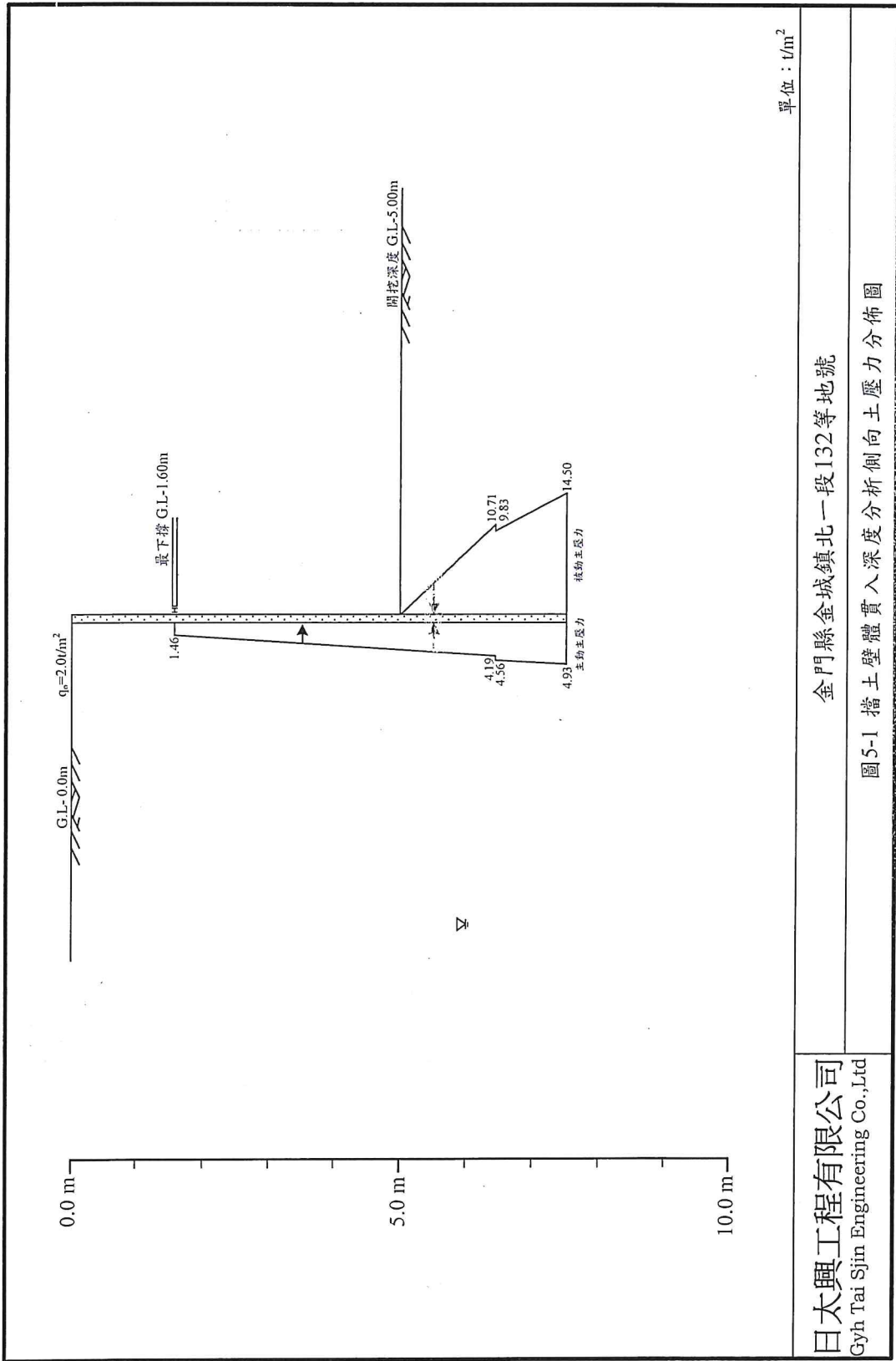
γ :土壤濕潤單位體積重量(t/m^3)

H:開挖深度(m)

(b)

地盤條件				N值	q_u (kg/cm^2)	側壓係數	
砂質地盤	地下水位淺之地盤，採用不透水性擋土壁，在開挖時判斷需維持高水位	(1)均質透水性地盤	疏鬆	$N < 10$	-	0.7~0.8	
			中度	10~25	-	0.6~0.7	
			緊密	$N > 25$	-	0.5~0.6	
		(2)一般夾有不透水層之情形	疏鬆	$N < 10$	-	0.6~0.7	
			中度	10~25	-	0.4~0.6	
			緊密	$N > 25$	-	0.3~0.4	
	上述情形以外之開挖			疏鬆	$N < 15$	-	0.3~0.5
				中度	15~30	-	0.2~0.3
				緊密	$N > 30$	-	0.2
粘性地盤	層厚之未壓密或正常壓密程度之靈敏性粘土		極軟弱粘土	-	-	0.7~0.8	
	層厚之正常壓密程度之靈敏性粘土		軟弱粘土	-	<0.5	0.6~0.7	
	正常壓密程度之粘土					0.5~0.6	
	過壓密之粘土		中度粘土	-	0.5~1.0	0.4~0.6	
	穩定之洪積粘土		硬質粘土	-	1.0~2.0	0.3~0.5	
	堅硬洪積粘土		極硬質粘土	-	>2.0	0.2~0.3	

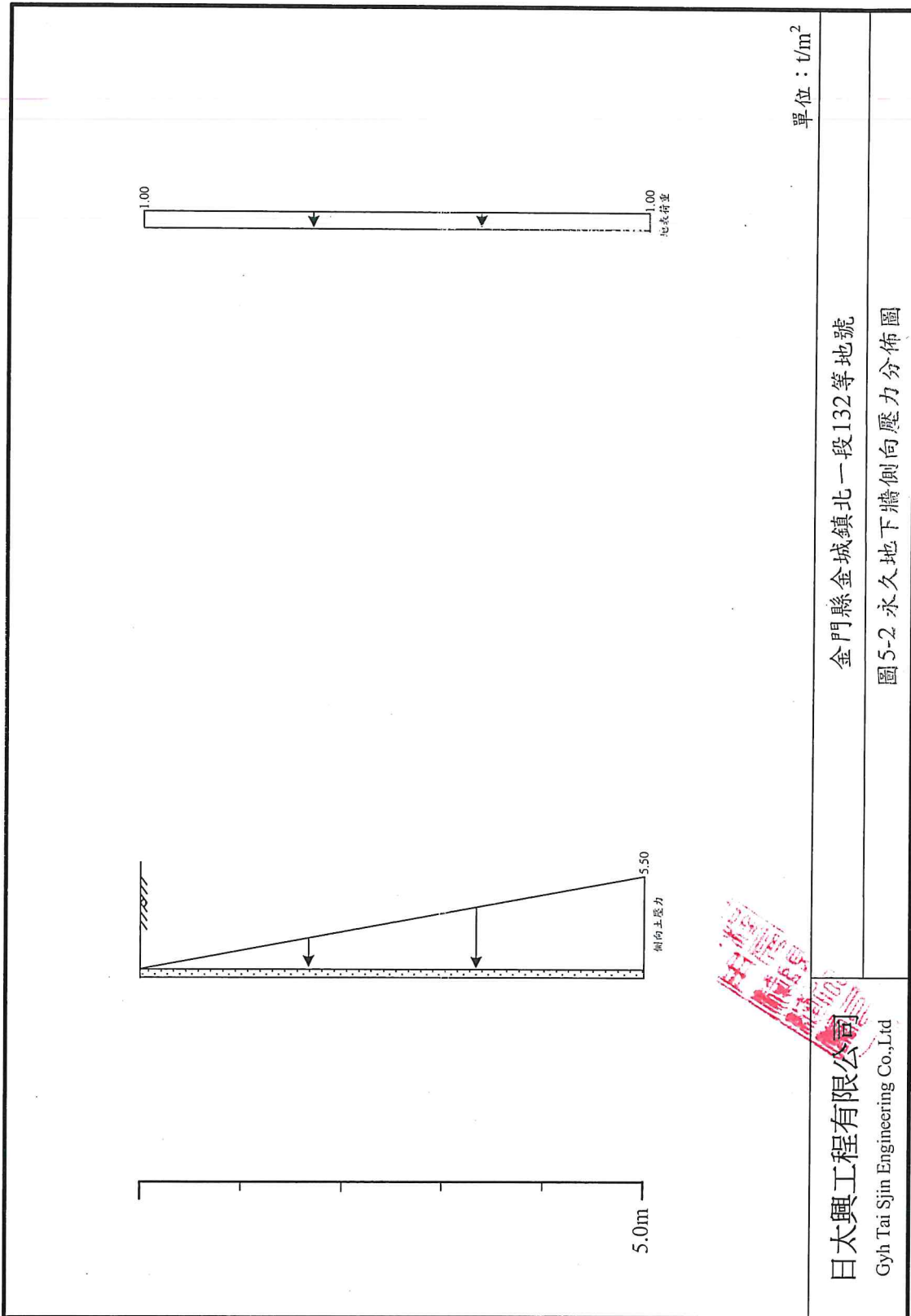
註:日本建築學會基礎構造設計規範，(1974)

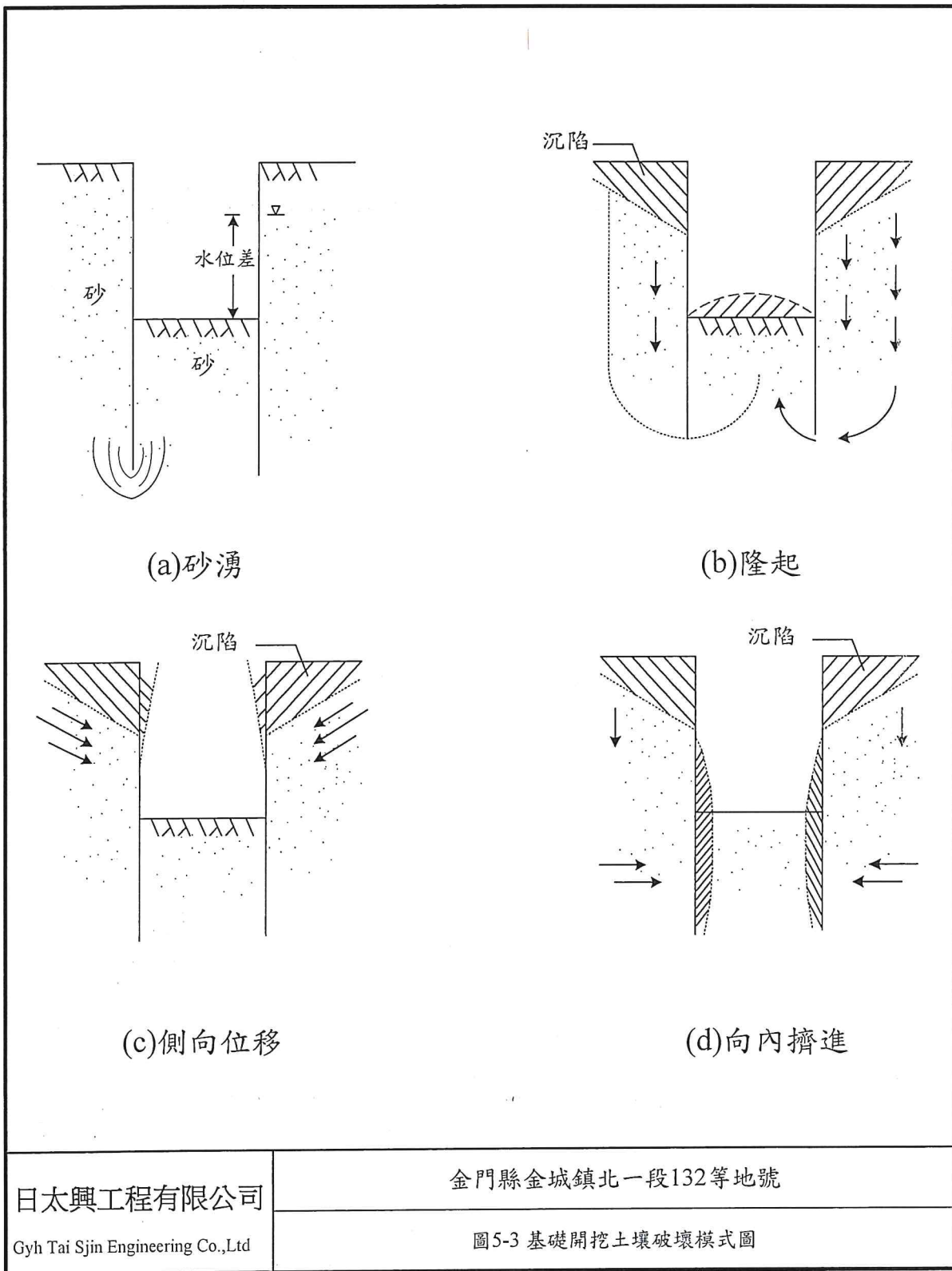


日太興工程有限公司
Gyh Tai Sjin Engineering Co., Ltd

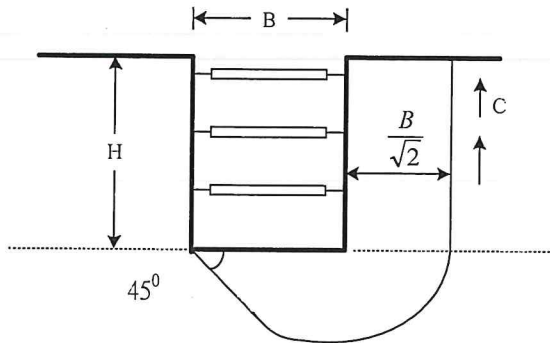
金門縣金城鎮北一段132等地號

圖 5-1 擋土壁體貫入深度分析側向土壓力分佈圖





(a) Terzaghi & Peck 方法



安全係數 F.S. 為

$$F.S. = \frac{q_d}{q_u} = \frac{5.7C(0.7B)}{0.7B\gamma_c H - CH}$$

式中

γ_c : 土壤濕潤單位體積重量 (t/m^3)

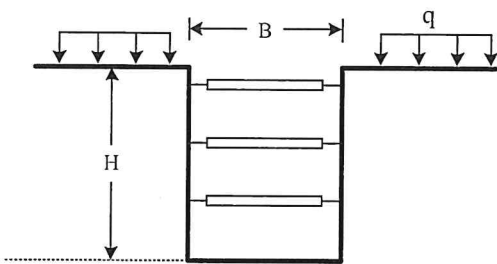
C: 凝聚力 (t/m^2)

B: 開挖挖面寬 (m)

H: 開挖挖深 (m)

F.S.: 建議值 = 1.5

(b) Bjerrum & Eide 方法



安全係數 F.S. 為

$$F.S. = N_c \frac{S_u}{\gamma_c H + q}$$

式中

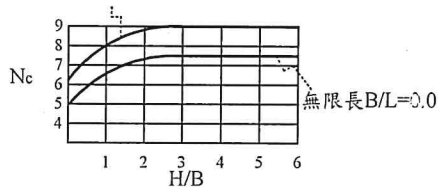
q: 地表荷重 (t/m^2)

N_c : Skempton 承載力係數

S_u : 土壤非排水剪力強度 (t/m^2)

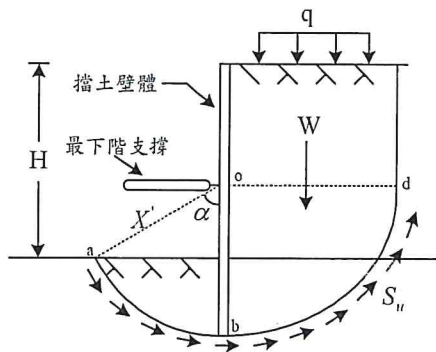
F.S.: 建議值 = 1.2

圓形或正方形 B/L=1.0



$$N_{c \text{ 長方形}} = (0.34 + 0.16 B/L) N_{c \text{ 正方形}}$$

(c) 建築技術規則



安全係數 F.S. 為

$$F.S. = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X' \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u (X' d\theta)}{W \frac{X'}{2}}$$

式中

M_r : 抵抗力矩 ($t \cdot m/m$)

M_d : 傾覆力矩 ($t \cdot m/m$)

X' : 任意半徑 (m)

W: 開挖挖面以上之土 (t/m)

F.S.: 建議值 = 1.2

日太興工程有限公司

Gyh Tai Sjin Engineering Co., Ltd

金門縣金城鎮北一段132等地號

圖5-4 開挖面底部土壤隆起分析方法



陸、基礎開挖施工方法與安全措施建議

本基地由於鄰近空地與道路，且平時之人、車量皆有往來，因此開挖施工完成後，儘速架設擋土支撐系統，並於施工作業期間時做好噪音、振動及空污管制以降低其對鄰近環境影響，確保人車安全。

6.1 環境安全性評估及臨時性擋土設施建議

在基礎開挖時應密切注意對鄰近環境的影響(如表6-1)，減少土壤解壓程度，因此擋土壁設計時，則應確保壁體之施工品質管理，不可輕忽。在開挖完成後，應儘速搭設支撐系統，以減少牆體的側向位移，避免鄰近地表產生不均匀沉陷。

擋土設施主要包括擋土壁體及擋土支撐系統，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因素。開挖時應嚴格控制擋土壁體及支撐系統之安全穩定性，以免影響周圍建築物安全。

以擋土支撐的方式進行開挖工程，須對開挖時的穩定性加以深入分析，尤其開挖深度大者，更具必要性。目前之開挖穩定分析，由於土壤工程性質參數之取捨及安全係數之多寡有寬鬆的彈性，如欲提高安全度，勢將影響施工條件、計畫等，並反映於工程經費上，因此在實務上往往有迫使將安全性的衡量置於臨界點的傾向。兼顧經濟性與技術性的結果，往往由於施工精度之偏誤，將顯著的形成偏向危險側之起因，並歸責於施工技術人員未能妥善處理，因此施工時務必於事前詳為檢討。

6.2 開挖施工安全監測系統建議

任何完美周詳之設計，若沒有完善之施工加以配合，絕對無法保證工程之安全進行。因此，對本工程而言，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。如就其目的而言，監測系統規劃之原則可歸納為：

- (一) 保證工程基地之施工安全。
- (二) 能確實掌握施工狀況之變化。
- (三) 防止鄰近環境之沉陷損壞。
- (四) 避免發生公共危害。
- (五) 提供具體資料以彌補調查資料之不足。

一般而言，本基地施工監測系統應包括下列之觀測項目：

- (一) 開挖區四周之地表沉陷。
- (二) 擋土設施之受力及位移情形。
- (三) 土壓力變化及支撐系統之受力與變形。
- (四) 地下水位與水壓變化
- (五) 建築物本身之沉陷變化

各監測項目之間測點配置、數量及監測頻率應符合一般大地工程學理及經驗分析研判之需要，並以可充分維護基礎開挖及鄰近結構物、設施等之安全為規劃原則，下表可供參考。

監測項目	儀器名稱	儀器個數	監測頻率
擋土結構體變形及傾斜	傾度管	處	每逢基地挖土前後，支撐施加預力及拆除前後；平時每週一次，開挖階段每週至少二次，必要時隨時觀測
地下水位及水壓	水壓式水壓計	支	平時每週兩次，抽水時每天一次
	水位觀測井	支	平時每週兩次，必要時每天二次
開挖面隆起量	隆起桿	支	開挖階段每天至少一次，平時每週二次
支撐應力及應變	振動式應變計	個	每天一次
道路及建築物沉陷量	沉陷觀測釘	個	平時每週一次，必要時隨時觀測
筏式基礎沉陷量	沉陷觀測釘	個	每層澆築混凝土前後，平時每十天一次
擋土壁鋼筋應力	鋼筋計	支	基地開挖時每天一次，平時每週二次

表 6-1 開挖對鄰近環境之影響評估

(一)擋土壁變形量過大	<ol style="list-style-type: none"> 1.工址土質為軟弱粘土或疏鬆砂土，地下水位高，導致擋土壁側壓力大。 2.擋土壁剛性不足。
(二)擋土壁內、外抽水不當	<ol style="list-style-type: none"> 1.擋土壁外側抽水過大，導致地下水位洩降過巨，造成地盤沉陷。 2.擋土壁內側以深井抽水不當，引起外側地下水位洩降造成地盤沉陷，尤以砂質土層最易發生。
(三)超挖現象	<ol style="list-style-type: none"> 1.某些承包商往往為了趕工，超挖後再架設支撐或安裝地錨，導致擋土壁變形過大，尤以地錨系統失效之風險最大，因其破壞來臨之跡象常是不明顯迅速。
(四)支撐系統失敗	<ol style="list-style-type: none"> 1.支撐材料勁度不足(材料質劣、斷面不足)。 2.中間柱貫入深度不足(承载力或抗拔力不足)。 3.支撐系統構件結合不確實，固定度不夠或產生歪斜。
(五)隆起現象	<ol style="list-style-type: none"> 1.開挖底部土質軟弱，土壤抗剪強度低，尤以軟弱土層深層者，須特別小心。 2.擋土壁貫入深度不足。 3.開挖底部曝露時間過長，隆起量過大。
(六)砂湧現象	<ol style="list-style-type: none"> 1.地下水位高，使擋土壁內、外側水位差超過臨界值，造成開挖底部砂土層之砂粒因滲流壓力過大而上浮。 2.擋土壁貫入深度不足。 3.開挖底部曝露時間長度，砂粒上浮量大。
(七)擋土壁施工不良影響	<ol style="list-style-type: none"> 1.擋土壁施工品質不良，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沉陷，尤以砂土層為甚。
(八)擋土壁外側超載影響	<ol style="list-style-type: none"> 1.施工便道接近擋土壁且使用頻繁。
(九)支撐系統超載影響	<ol style="list-style-type: none"> 1.某些承包商常為方便，往往將模板、鋼筋、施工機具置於支撐上，超過設計考慮之荷重。 2.施工構台中，施工機具之振動，影響支撐之穩定，施工構台應盡量獨立架設，避免影響支撐系統。
(十)施工期間雨季影響	<ol style="list-style-type: none"> 1.施工期間適逢雨季，造成地下水位突然上升過高，相對的擋土壁承受之側壓力變大。 2.工地排水措施不良，使開挖區內、外積水，造成土壤強度降低。

柒、結論與建議

1.本基地之鑽孔深度為 BH-1→15.00m、BH-2→15.00m，共計鑽探 2 孔，總深度共 30.00m，標準貫入試驗 20 次，劈管取樣 20 組，地下水位觀測井 1 孔，地質鑽孔柱狀剖面圖詳見附錄 A；實驗室試驗，共進行一般物理試驗 20 組；綜合上述成果彙整後以提供本工程基礎設計分析及開挖穩定分析之用，並製作成分析結果報告書。

2.本基地下之地層主要狀況，由上至下依序為(1)棕紅灰色砂質粉土，(2)棕紅灰色粉土質砂。

3.本基地於常時與暴雨之基礎設計與分析時，建議常時水位採用地表面下 6.00m，暴雨水位採用地表面下 5.00m，且水壓呈靜態分佈。

4.本基地預定新建地上 5 層、地下 1 層之建築物，其基礎開挖深度為 5.00m。有關基礎型式之選擇，一般需考慮之因素為基礎承載之穩定性、建築物之功能要求、基礎之經濟性等因素。根據本基地之地層條件、開挖深度及結構之載重情況等考慮因素，故採用筏式基礎。

5.綜合基礎分析評估結果，本基地無承載力、沉陷量及差異沉陷量、地下水上浮力破壞之虞。

6.由液化潛能分析結果顯示，當地表加速度為 0.048g 時，本工址內土層有無液化現象之虞，液化潛能指數 P_L 為 0.00；於地表加速度為 0.200g 時，本工址內土層無液化現象之虞，液化潛能指數 P_L 為 0.00；而於地表加速度為 0.280g 時，本工址內土層無液化現象之虞，液化潛能指數 P_L 為 0.00，故無液化震害破壞之虞。

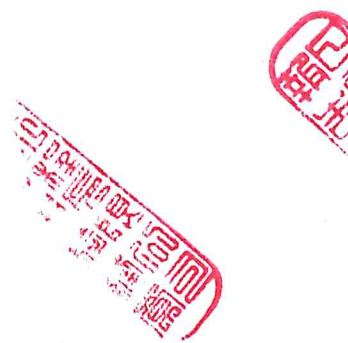
7.本基地之開挖深度為 5.00m，地表載重約 $2.00t/m^2$ ，最下撐距開挖深度約 3.40m，當擋土壁體貫入開挖深度下 2.50m，總長度為 7.50m 時，無向內擠進、塑性隆起、砂湧及上舉水壓力破壞之虞。

8.本基地如腹地足夠，建議可採用斜坡明挖工法，但考慮施工時連續降雨造成地下水位變化，建議採用必要的保護措施(例噴漿或塑膠布

等)，於基礎開挖時應隨時觀測地下水位變化，必要時應進行抽水作業，降低地下水位。

9. 為確保本基地與周圍環境之安全，建議於施工期間應裝設安全監測系統，基礎施工期間隨時取得安全監測資料以檢核本基地與四周道路及結構物之安全，並且隨時預測各種危險狀況發生之徵兆，必要時亦可於事先進行補救措施。

附 錄 A
地質鑽孔柱狀剖面圖



地質鑽孔柱狀剖面圖

工程項目：金門縣金城鎮北一段132等地號

工程地點：金門縣金城鎮

鑽孔號碼：BH-2

總深度：15.00 m

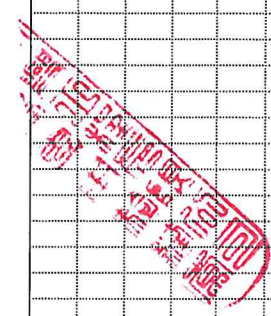
孔口標高：

開始日期：2020/9/9

完成日期：2020/9/10

地下水深度：8.15 m

標高	深度	柱狀	劈管取樣	地質描述	標準貫入試驗														
					打擊數				N 值圖										
					15cm	15cm	15cm	30cm	10	20	30	40	50	>50					
	1 m		S-1-2	0.00-6.50m 棕紅灰色砂質粉土(ML)	15	25	27	52											
	2 m		S-2-2		14	24	30	54											
	3 m		S-3-2		13	24	28	52											
	4 m		S-4-2		13	22	29	51											
6.5	5 m		S-5-2		14	21	23	44											
	6 m		S-6-2		15	18	21	39											
	7 m		S-7-2	6.50-15.00m 棕紅灰色粉土質砂(SM)	15	19	21	40											
	8 m		S-8-2		17	21	25	46											
	9 m		S-9-2		16	22	22	44											
	10 m		S-10-2		17	24	24	48											
15.0	11 m																		
	12 m																		
	13 m																		
	14 m																		
	15 m																		
	16 m					孔底													
	17 m																		
	18 m																		
	19 m																		
	20 m																		
	21 m																		
	22 m																		
	23 m																		
	24 m																		
	25 m																		
	26 m																		
	27 m																		
	28 m																		
	29 m																		
	30 m																		



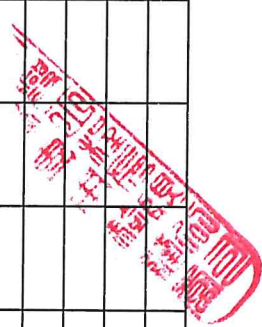
附 錄 B

土壤一般物理性質數據總表

土壤一般物理性質數據總表

工程名稱：金門縣金城鎮北一段132等地號 試驗日期：109/9/21

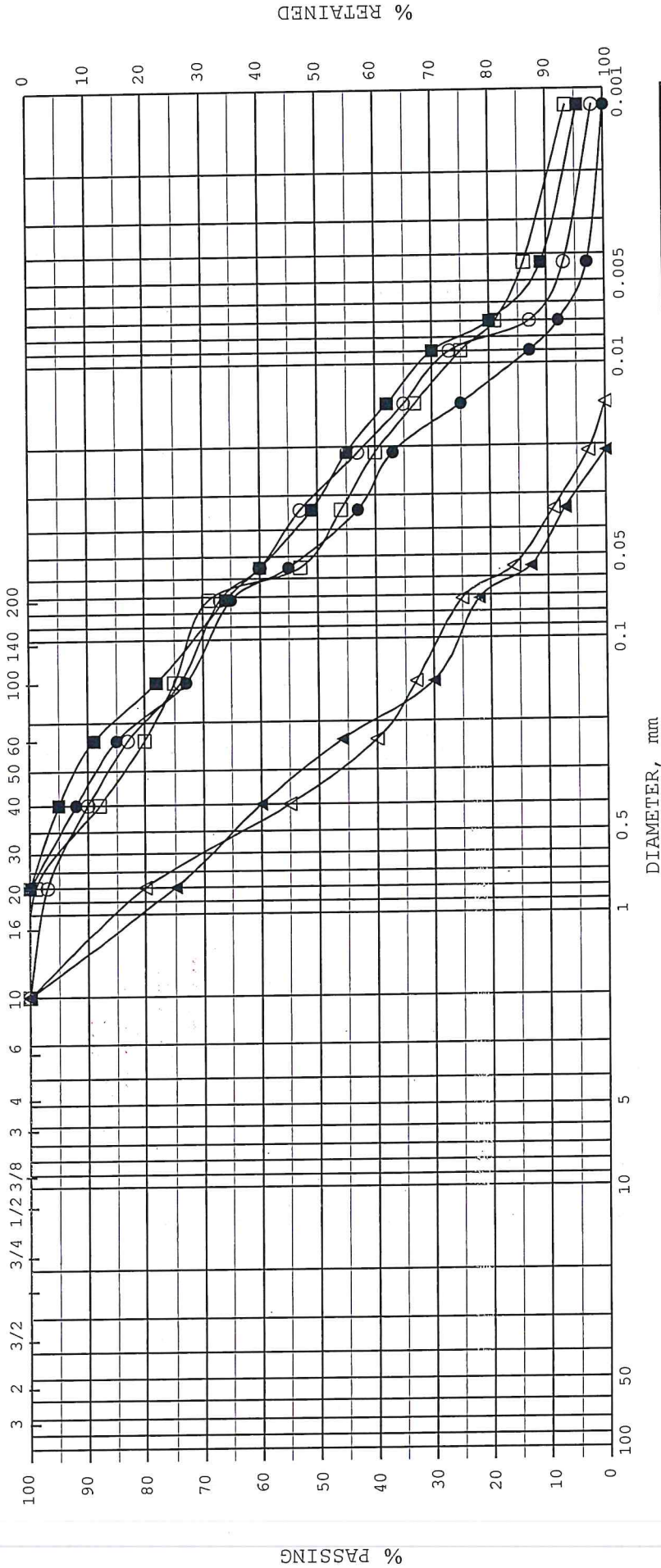
孔號 Hole No.	樣號 Sample	深度 Depth (m)	擊數 Blows ft. N	顆粒分析				分類 Classification	自然含水量 W _n (%)	指數試驗			當地密度 γ _n (t/m ³)	比重 G _s	孔隙比 e
				礫石 Gravel (%)	砂 Sand (%)	沉泥 Silt (%)	粘土 Clay (%)			W _L (%)	W _P (%)	I _p (%)			
BH-1	S-1	1.05 - 1.50	56	0.0	35.0	61.0	4.0	ML	15.4	27.2	24.3	2.9	2.25	2.71	0.39
BH-1	S-2	2.55 - 3.00	54	0.0	36.0	61.0	3.0	ML	13.2	29.9	27.9	2.0	2.30	2.71	0.33
BH-1	S-3	4.05 - 4.50	53	0.0	32.0	52.0	16.0	ML	13.0	37.8	28.8	9.0	2.28	2.74	0.36
BH-1	S-4	5.55 - 6.00	53	0.0	36.0	54.0	10.0	ML	17.8	33.7	29.3	4.4	2.27	2.72	0.41
BH-1	S-5	7.05 - 7.50	43	0.0	73.0	27.0	0.0	SM	11.0	-	-	NP	2.22	2.66	0.33
BH-1	S-6	8.55 - 9.00	39	0.0	71.0	29.0	0.0	SM	12.4	-	-	NP	2.18	2.68	0.38
BH-1	S-7	10.05 - 10.50	41	0.0	68.0	32.0	0.0	SM	11.5	-	-	NP	2.20	2.67	0.35
BH-1	S-8	11.55 - 12.00	48	0.0	66.0	34.0	0.0	SM	12.7	-	-	NP	2.20	2.65	0.36
BH-1	S-9	13.05 - 13.50	49	0.0	77.0	23.0	0.0	SM	10.4	-	-	NP	2.22	2.68	0.33
BH-1	S-10	14.55 - 15.00	48	0.0	70.0	30.0	0.0	SM	10.0	-	-	NP	2.19	2.66	0.34



HYDROMETER

U.S. STANDARD SIEVE NUMBER

U.S. STAND SIEVE OPENING, in



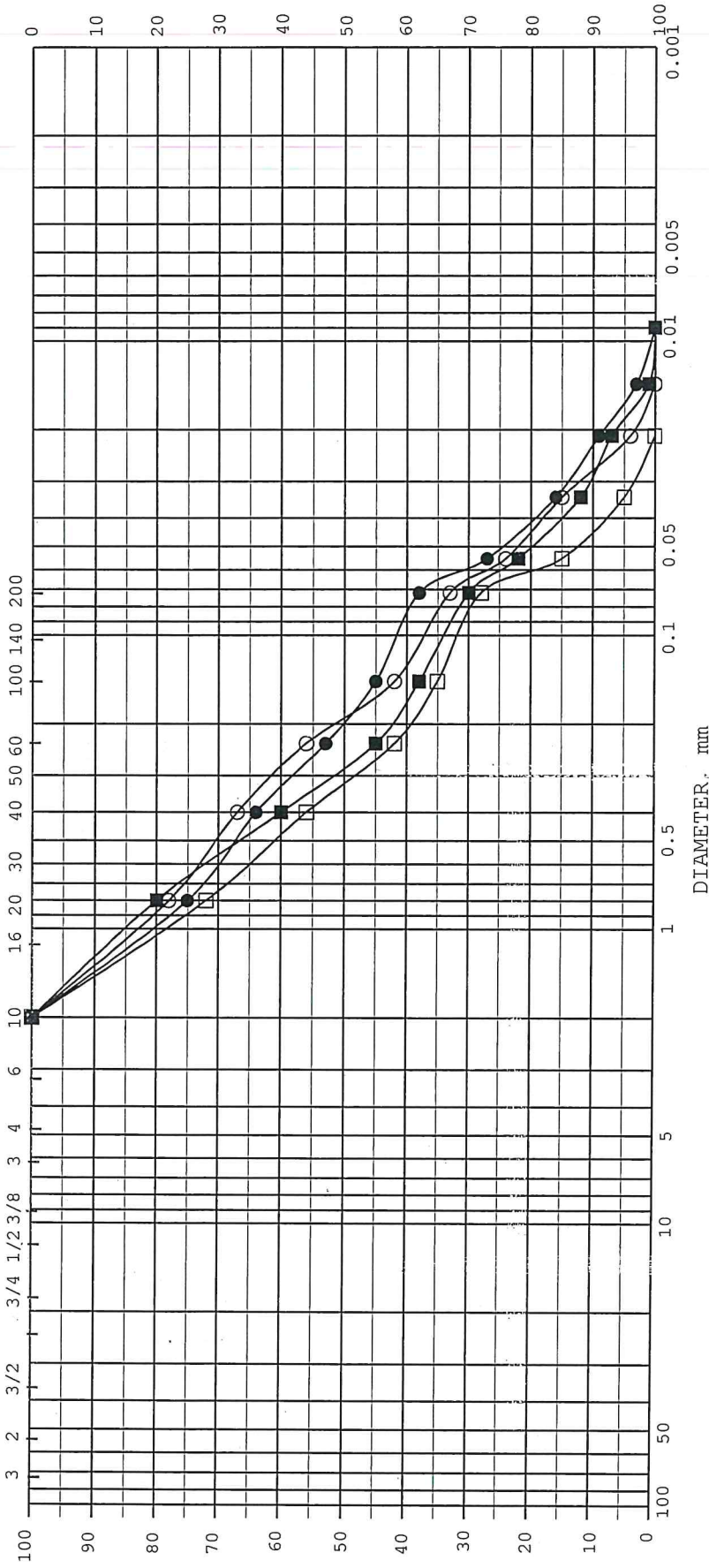
ASTM	GRAVEL	COARSE SAND	MEDIUM SAND	FINE SAND	SILT	CLAY
------	--------	-------------	-------------	-----------	------	------

HOLE NO.	SAMPLE NO.	SAMPLE DEPTH. m	REMARKS	HOLE NO.	SAMPLE NO.	SAMPLE DEPTH. m	REMARKS
BH-2	S-1	1.05-1.50	○	BH-2	S-4	5.55-6.00	■
BH-2	S-2	2.55-3.00	●	BH-2	S-5	7.05-7.50	△
BH-2	S-3	4.05-4.50	□	BH-2	S-6	8.55-9.00	▲

<h2 style="margin: 0;">顆粒分析試驗</h2>		JOB NO:
		TESTED BY: Lin
<p>GRAIN SIZE DISTRIBUTION</p>		SHEET NO: OF
		OF

日太興工程有限公司

U.S. STAND SIEVE OPENING, in U.S. STANDARD SIEVE NUMBER HYDROMETER



附 錄 D
現場施工作業照片

BH-1 施工前



BH-1 施工中



BH-1 施工後

BH-2 施工前



BH-2 施工中



BH-2 施工後