

高層建築基礎調查及分析實例
INVESTIGATION AND ANALYSIS FOR
TALL BUILDING FOUNDATIONS
- CASE REPORT

李延恭，大地工程部副經理

王春煌，大地工程師

亞新工程顧問股份有限公司

Y.G. LI, Deputy Manager, Geotechnical Engineering
Department

C.H. WANG, Geotechnical Engineer

Moh and Associates, Inc.
Taipei

原載於地工技術雜誌第3期，72年7月第33-42頁

Reprinted from
Sino-Geotechnics, No. 3
July 1983, pp. 33-42

ABSTRACT

The paper presents basic principles and procedures for conducting site investigation and soil analysis for design of tall building foundations. Discussions illustrated by a case report include selection of foundation type, estimation of bearing capacity, settlement, uplift pressure, stability and heaving during excavation.

高層建築基礎調查及分析實例

李 廷 恭* 王 春 煌**

摘 要

臺北市近年來由於都市發展結果，建地取得逐漸困難，故建築結構遂儘量向高空及地下發展。目前工程界有關高層建築基礎深開挖施工法雖已有多位學者著文發表，對高層建築基礎之形式選擇亦受普遍重視，但由於施工前對基地土壤調查不够確實，土壤工程特性分析考慮因素不够週密，仍不免有基礎開挖工程失敗的實例，形成不必要的浪費，有鑒於高層建築將漸形增加之趨勢，本文乃針對高層建築基礎土壤之調查及分析內容提出探討，以供基礎設計及施工者之參考。

一、前 言

本文係針對某一特定之高樓結構深開挖進行基地土壤調查，一般大地工程調查主要目的在獲得足夠資料以分析下列狀況：

(i) 基礎問題——決定上部結構荷重作用下基礎土壤可能產生的變位及穩定性，以及基礎土壤可能作用在擋土結構上的側壓力。

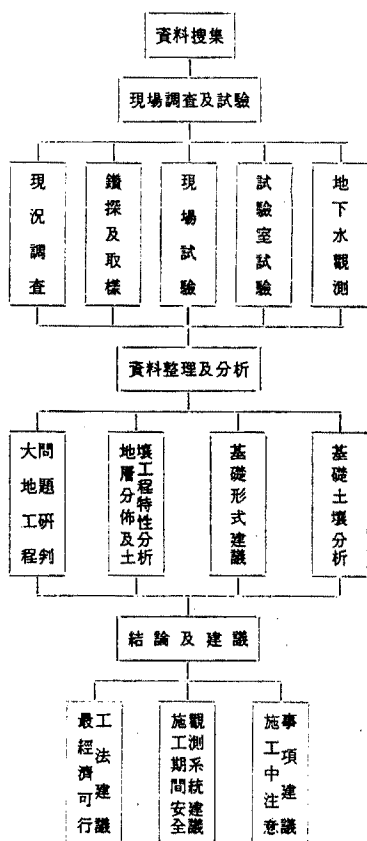
(ii) 施工問題——判別基礎施工可能發生之土壤變化，如為深開挖則需判斷開挖時土壤的穩定性以不致於影響到鄰近結構的安全。

(iii) 地下水狀況——判別地下水位變化，滲流壓力、地下水壓力作用及地下水對結構物沉陷之影響等。

一完整的基地土壤調查工作及程序如圖一所示，至少應包括資料搜集、現場調查及試驗、資料整理及評估建議等，茲以臺北市敦化南路底某超高層大樓基地之土壤調查及分析工作為例，於以下各章節逐項加以說明。

二、資料搜集

在實際調查工作進行前先搜集與本工程有關的



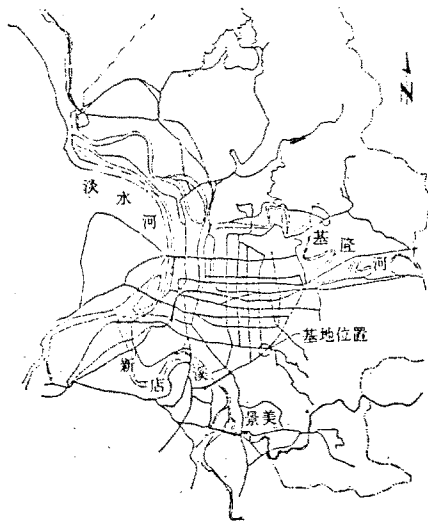
圖一 高樓基礎土壤調查及分析程序

* 亞新工程顧問股份有限公司大地工程部副經理

** 亞新工程顧問股份有限公司大地工程師

資料，其中包括：

(i) 地質資料——本基地鄰近地區已有部份建築之鑽探資料先予搜集，同時配合現有臺北盆地地質資料以研判基地上層之特性。本基地位於敦化南路底臺北盆地之東南方（如圖二所示），大致位於景美層沖積扇邊緣，景美層（即通稱之礫石層）於盆地南方景美一帶最厚，以景美為中心向北方成扇形分佈至本基地地點分佈厚度可能極薄或消失，而根據鄰近地區之鑽探調查資料顯示，本基地中覆蓋於景美層上方之松山層可能厚達約 30 公尺以上，因此鑽探深度之安排宜穿越松山層至景美層或岩盤上，同時應特別注意松山層之層次變化特性。



圖二 基地位置示意圖

(ii) 水文資料——本基地位於臺北盆地內，故其水文資料可參考臺北地區之資料，即高水位大致集中在每年六、七、八三個月雨季期間，地表水位常年高差大致約在 0.5 公尺至 1 公尺之間，地下水亦受早期深井抽水影響，水壓呈非常態之變化。

(iii) 地盤下陷——臺北盆地由於深井抽水影響導致地盤下陷，由於政府對地下水抽取之嚴格管制近年來地盤下陷速率已逐年緩和，根據經濟部水資源規劃委員會每年的檢測資料顯示，本基地及附近地區之地盤年下陷量已在 2 公分以下。

(iv) 使用之規範及法規——設計一般採用內政部於民國 63 年頒佈之建築技術規則辦理，有關

高層建築特殊規定及法規目前並不一致。由於高樓本身有其特性諸如高度增加承受的側向載重大須傳至底下土層承受，高樓本身的勁度要求亦較嚴格，尤其對臺北盆地而言因地盤下陷、地下水壓變化複雜及地震因素等使基礎問題可能遠較上部結構問題複雜，由於一般業主心理大都不願將錢投資在看不見的基礎工程上，故大地工程師應儘可能的與結構工程師及建築師向業主陳述與基礎工程有關的問題並讓業主體認大地工程師的職責在提供業主一快速、有效、經濟而又安全之基礎設計。由於法規對高層基礎土壤調查未有明確規定，本工作係依據內政部建築技術規則及其他有關論文資料進行。

(v) 結構物初步設計資料及設計要求——為適當安排細部調查計劃，應瞭解結構物之規劃、配置、地下結構深度、荷重情況，容許最大沉陷量、耐震要求及其敏感程度、工程的重要性及其他特殊考慮等。

2.2 現場調查

根據以上搜集資料，對本基地之地質情況有一概略瞭解之後，即可擬定現場調查計劃並開始進行現場調查工作，項目包括：

(1) 現場勘查——現場工作開始前計劃工程師應親赴現場，實地瞭解該工程基地的地形地物、鄰近結構物基礎型式及現有狀況等。本案例現場地勢大致平坦，除基地南側現有平房一棟將來施工時勢必拆除以外，基地西側隔 8 米道路有兩棟五層樓房，地下室深度約 3 公尺，該五層樓房現況良好，並無沉陷龜裂現象；其餘各側均無緊鄰結構物存在，施工環境大致良好。

(2) 鑽探及取樣——鑽探及取樣工作的目的，在獲得基地確實的土層變化、分佈情況及土壤工程特性、地下水分佈情況等作為基礎土壤分析及設計之依據。有關高層建築基地之鑽孔數量、位置、間距及鑽探深度等之決定，係與該基地土層分佈情況及建築物基礎之規劃情況與合理設計之考慮因素有關；為兼顧安全與經濟之原則，常使計劃工程師在執行鑽探作業時難以驟下決定。有關鑽孔數量及深度問題有許多學者提出看法和建議；一般的建築規範也都有最低鑽孔數及深度的規定，但計劃工程師必須視當地的地質情況而作適度調整。必要時可分為兩階段進行，第一階段進行初步調查，先鑽少數幾個孔概略瞭解基地土層變化情況；依初步調查結果與配合規劃分析需要，慎密擬妥調查計劃，再做第

表一 鑽孔數量、位置及深度參考資料

建築規範或專家學者	規 定 或 建 議	
	鑽 孔 數 量	鑽 孔 深 度
Navdocks DM (1974)	間隔 15 至 60 公尺鑽一孔	1. 結構物傳遞應力小於該點原有有效覆土壓力 10% 之深度。 2. 所有鑽孔至少要比最深的基礎位置再深 10 公尺。
M. Juul Hvorslev (1948)	1. 均勻土層鑽孔間距 120 至 150 公尺。 2. 不均勻土層視實際情形鑽孔間距可以縮小到 8 公尺。	1. 應穿過軟弱層次至對基礎沉陷影響較小的堅實層次。 2. $L < 2B$ $D = 0.8B \sim 2.4B$ $L > 2B$ $D = 1B \sim 3B$ 3. 結構物傳遞應力小於該點有效覆土壓力 10% 之深度。
美國國家建築師公會	每 250 平方公尺面積鑽一孔	鑽至承載層下 15 公尺。
我國建築技術規則	1. 一基地內至少二孔。 2. 基地面積每 600 平方公尺鑽一孔。 3. 基地面積超過 5000 平方公尺視實際情形規定孔數。	1. 版基之鑽探深度應為建築物最大基礎版兩倍以上，或建築物寬度之 1.5 倍至 2 倍。 2. 樁基（或墩基）至少應達預計樁長加三公尺。 3. 各鑽孔中至少應有一孔為上述鑽孔深度的 1.5 倍。

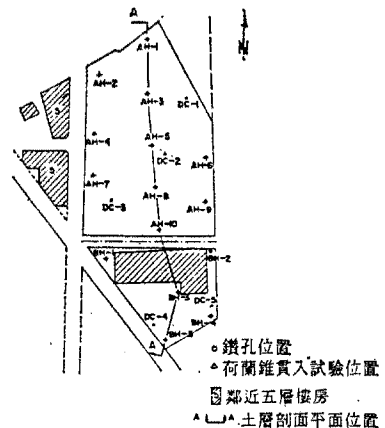
註：L：基地長度 B：基地寬度 D：鑽孔深度

二階段的細部調查工作。

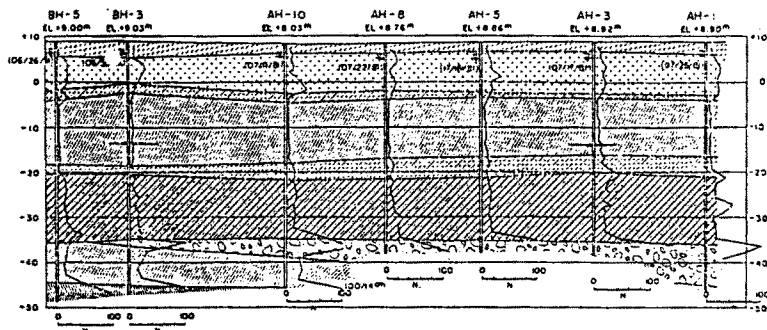
表一列舉有關之建築規範及專家學者所建議的鑽孔數量及深度，其中我國建築技術規則規定每 600 平方公尺面積應有一鑽孔，本案例基地面積達 7700 平方公尺，則鑽孔數若在 10 至 13 個應屬合理，惟考慮本基地位於景美層沖積扇邊緣，礫石層分佈可能相當複雜，故配置孔數達 15 孔，平均約每 500 平方公尺一孔，孔與孔間距在 20 公尺至 35 公尺之間。此外，由於臺北盆地松山層薄層甚多，變化複雜而其對結構基礎分析影響甚大，此薄層分佈若按一般的鑽探方法甚難觀察，除非連續取樣難以完全求得其實資料，但連續取樣經費甚高，不容易為一般的建築業主所接受，故另採用較經濟之荷蘭錐頭貫入試驗方式，以荷蘭錐頭連續貫入土中，由錐頭阻抗值得知連續的土層強度變化。本基地選五處進行荷蘭錐頭貫入試驗其深度達 30 公尺 45 至公尺，圖三即顯示本案例有關各鑽孔及荷蘭錐頭貫入試驗之平面配置。

至於鑽孔深度，因本案例基礎可能採用筏式基礎或樁基礎，依據建築技術規則規定：如為版基時鑽孔深度應為建築物最大基礎版寬之兩倍以上或建

築物寬度之 1.5 倍至 2 倍；如為樁基或墩基時，至少應達預計樁長加 3 公尺。本案例規劃尺寸為建築物寬度達 46 公尺左右，基礎版寬達 60 公尺，若依據規定則鑽探深度應在 69 公尺至 120 公尺，事實上此點規定殊值得大地工程界探討，原則上應以建



圖三 鑽探孔及荷蘭錐頭試驗位置圖

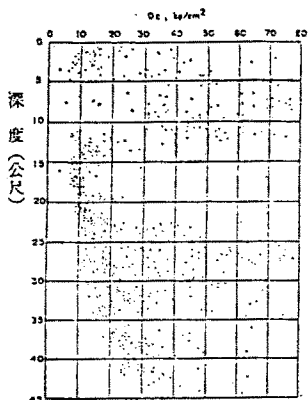


圖例：

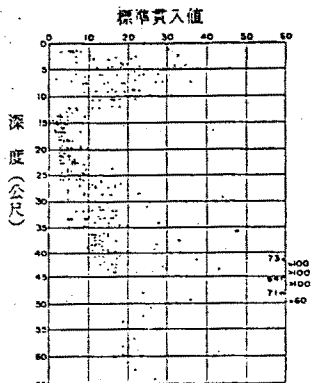
- 表土層
 - 砂質沉泥、黏土質沉泥與沉泥質細砂互層
 - 砂礫層 (SM, SP-SM)
 - 砂質沉泥或沉泥質細砂 (ML, SM)
 - 黏土質沉泥 (CL, ML)
 - 礫石層
 - 岩盤
- 高程：係以假設 BH-5 為 9 公尺之高程基準
N 標準貫入值 (次/30公分)

圖四 A-A 土層剖面圖

礎應力之影響深度為準則。臺北盆地至景美層即為堅實的礫石層，欲在礫石層中貫入數十公尺實有困難，原則上以鑽至足以判別為景美層之深度為止。需注意者為臺北市羅斯福路一帶深度至三十公尺左右會先鑽至一薄層礫石，再穿越一黏土層後始達景美層。根據臺北盆地之地層特性及本大樓之結構荷重資料初步推估，樁基良好的承載層當在礫石層上，故各鑽孔深度至少貫入礫石層內三公尺，另由搜集的地質資料得知本基地礫石層分佈厚度複雜，一如羅斯福路附近之狀況，可能先達一薄層礫石，其



圖六. 現場荷爾錐頭貫入值隨深度變化情況



圖五 標準貫入值隨深度變化情況

下又出現黏土層，故安排五個鑽孔穿過礫石層至底下岩盤。

圖四為現場土層調查結果，與原先的研判資料極為接近，礫石層厚度分佈不均且底下一層黏土層存在。

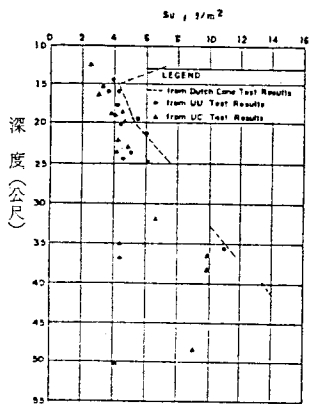
圖五及圖六分別表示本基地標準貫入試驗所得 N 值及荷爾錐頭貫入阻抗 (Qc) 值隨深度之變化情形，顯示在地表下約 13 公尺至 25 公尺之間由於軟弱黏土質沉泥層存在，N 值及 Qc 值均甚低，該層次之 N 值大部份在 3 至 6 之間，Qc 值大部

份在 8 kg/cm^2 至 15 kg/cm^2 之間。其他層次由於土層變化較為複雜，故 N 值與 Q_c 值分佈較廣，但仍可發現具相當規律性。

2.3 試驗室試驗

配合現場調查之同時，應於現場取得代表性之土樣及未擾動土樣以進行試驗室試驗，其目的在瞭解基地土層之一般物理性質及工程特性。就一般的高層建築而言，試驗室土壤試驗至少應包括：物理性質試驗如土壤含水量、密度、顆粒分析、塑性液性及比重等，以及工程性能試驗如土壤的強度、體積變化及透水性等，試驗類別應視土層變化情況及結構設計資料而定，重要之結構物，更應有特殊之動力試驗等。有關試驗之細節，已有諸多學者為文介紹不再贅言。

由試驗室試驗所得土壤性質參數得與現場試驗結果相對應，圖七即由本案例所施行之試驗室土壤強度試驗結果與現場荷蘭頭試驗結果推求得之黏土層不排水剪力強度隨深度呈線性增加之情況。

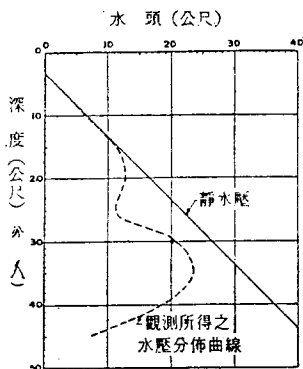


圖七 黏土質沉泥層之不排水剪力強度分佈

2.4 地下水調查

目前高層建築基礎設計的特色之一為多層的地下室，故地下水位、地下水壓分佈狀況等均對基礎開挖、地下結構之施工及設計等具相當影響。地下水位之分佈直接影響開挖作業安排；地下水壓之分佈除對擋土措施、支撐系統應力狀況、永久性地下結構物之設計直接發揮作用以外，尚對於土層在開挖過程及再壓過程之應力變化有密切關聯。因此，地下水位及地下水壓之調查不容忽視。目前較常用

者為埋設水壓計進行觀測。水壓計裝設位置應以能測得分析上考慮土層應力變化影響範圍之各層次水壓變化為原則。本案例大樓基礎開挖及再壓過程應力變化影響深度估計可達43公尺以下之礫石層，故自地下水水位以下至該深度均有必要在各層次裝設水壓計，以測得地下水壓隨深度變化之情形。現場調查期間，除鑽探時以乾量量測地下水水位外，本基地共埋設8支水壓計。圖八示水壓計觀測結果，地下水水位約位於現有地表下3.2公尺。



圖八 基地地下水壓隨深度分佈情形

本案例土壤工程性質，根據以上調查結果大致可綜合如表二，此土層較特殊者為近地表處有砂礫層存在，砂礫層下出現相當厚度的黏土層，另於深層地層中達岩盤前有一黏土質沉泥層，其上尚覆有不等厚度的礫石層，該黏土質沉泥層常易為一般調查者所忽略。

三、基礎型式選擇

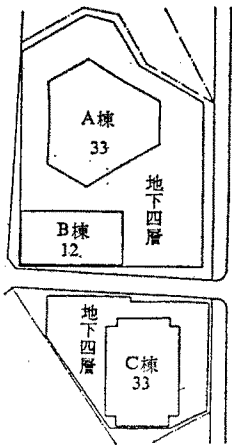
一般高樓基礎型式選擇需考慮下列因素：

- (1) 基礎安全承載力——以防止大樓整體之破壞。
 - (2) 基礎總沉降量與差異沉降量——以避免局部之破壞或導致使用功能上的問題。
- 此外亦應特別考慮以下因素：
- (1) 地下水上升力之變化——以有效安全地設計基礎版。
 - (2) 地震砂土層液化問題——於地震區之特殊考慮。

其他諸如施工的可行性、經濟性與工期要求均

表二 土層概況及各層次工程特性參數綜合表

深度·公尺	柱狀圖	土層概況	N值	γ_c , t/m ³	c, t/m ²	ϕ , deg.	\bar{z} , t/m ²	$\bar{\psi}$, deg.	S_u , t/m ²	C_v , cm ² /sec	μ_v , cm ² /kg
2.5		表土層	4-6	1.85	0.8	12.0	0.4	20.0	-	-	-
10.5		砂礫層	10-24	2.05	-	-	0	33.0	-	-	-
12.0		沉泥質細砂 或砂質沉泥	4-12	1.92	-	-	0.5	30.0	-	-	-
26.0-27.0		黏土質沉泥	3-7	1.86	1.2	7.0	0.6	15.0	4.0-7.6	0.004-0.008	0.010-0.025
29.0-30.0		沉泥質細砂 或砂質沉泥 含腐木	4-14	1.87	-	-	0	30.0	-	-	-
43.0-45.0		黏土質沉泥, 沉泥質細 砂與砂質沉 泥土層	8-24	2.00	2.4	12.0	1.2	20.0	9.0-14.0	0.001-0.010	0.005-0.018
44.0-49.0		礫石層	60-100	2.20	-	-	0	45.0	-	-	-
54.0-65.0		黏土質沉泥	10-25	1.90	-	-	-	-	12.0-20.0	0.005-0.007	0.008-0.015
		岩盤	>100	-	-	-	-	-	-	-	-



圖九 結構平面配置圖

程特性研判，本結構基礎可能採用筏式基礎或鑽基礎。

3.1 基礎承載力分析

本案例基礎座落於黏土層中，且因該層次厚達14公尺以上，直接影響基礎承載力，故筏式基礎承載力分析，可根據 Zeevaert (1969) 建議的公式：

$$q_a = 5.7 \frac{S_u}{F \cdot S} + \sum r_i H_i$$

上式中

S_u = 不排水剪力強度

$F \cdot S$ = 安全係數，一般取 $F \cdot S = 3$

$\sum r_i H_i$ = 開挖面以上各層次有效覆土應力總和

本案例分析時，採用 $S_u = 5 \text{ t/m}^2$ ， $F \cdot S = 3$ ， $\sum r_i H_i = 20.5 \text{ t/m}^2$ ，由此計算得筏基之允許承載力為 30 t/m^2 ，而對33層大樓而言，其平均荷重可能高達 35 t/m^2 以上，顯然無法負荷，但對12層大樓而言，則綽綽有餘；因此最經濟方式為：12層大樓可考慮採用筏式基礎，而33層大樓應考慮樁基礎或再予加深基礎面。

就樁基型式而言，較佳的承載層約在深度43公尺以下，設計考慮樁基之長徑比時，樁徑應在1

應於基礎選擇時仔細研究。

本基地結構配置情形如圖九所示，結構擬分兩期施工，基地北側擬構築一棟地面33層（A棟）及12層（B棟）之高樓，地下室四層相連通。基地南側計劃構築一棟地上33層（C棟）地下室四層之高樓，預計基礎總開挖深度至少為17.3公尺，恰位於軟弱黏土質沉泥層上。根據土層情況及土壤工

公尺以上，同時由於基地內在地面下 3 至 10 公尺深度內有一礫石層，並且於 43 公尺深處底下亦有一厚為 0 至 8 公尺不等之礫石層，樁基須考慮貫穿至少一層礫石層，甚至須貫穿兩層礫石層及其底下之黏土層達到岸盤，以獲得足夠的承載力，因此對打擊式樁基而言施工較成問題。而以場鑄樁為適宜可行。

決定樁基型式後須檢核樁基容許承載力，有關樁基承載力分析已有許多專家學者提出的理論及經驗公式，在此不再贅述，惟於本基地內樁基容許承載力分析，應特別考慮礫石層底下之黏土層對樁基承載力的影響。若以較保守的估計，假設樁基座落在礫石層上其底端應力傳遞方式類似於土層，按 1:2 (水平：垂直) 向下均佈擴展，因此整個分析觀念係將之視為一擴座基樁放在礫石底下之黏土層上，故樁端承載力與黏土層強度及礫石層厚度有關，礫石層愈厚則傳佈至黏土層頂部之擴座面積愈大承載力也隨之提高。但由於礫石層本身並非完全剛體，其承載力亦有一極限值，故當礫石層超過某一厚度以後，建議其容許承載力不再遞增。依本基地黏土層與礫石層之強度估計當礫石層厚度約達樁徑 2 倍以上時，容許承載力即不再增加。圖十顯示場鑄樁容許承載力與礫石層厚度的關係，例如樁徑 100 公分的場鑄樁貫達地表下 44 公尺，若無礫石層則其容許承載力僅約 230 公噸，若礫石層厚度達 1 公尺時，其容許承載力可達 310 公噸。而當礫石層厚度達二倍樁徑即 2 公尺時容許承載力可達 480 公噸。

一般支承樁必須檢核負摩擦力的影響。負摩擦力的發生係由於支承樁座落在堅實土層，其上層軟

弱層次由於地盤下陷或受額外覆土導致下陷，而對於樁周面產生向下拉的負摩擦力。若下陷速度甚為緩慢，則負摩擦力甚小幾可忽略。Fukuoka (1977) 建議地盤下陷少於每年 2 公分的地區得免於考慮負摩擦力惟此項結論尚未經多數學者證實，根據經濟部水資會 (1981) 的量測資料，本地區地盤下陷量每年不及 2 公分，又因本案例係在基樁打設完成後進行開挖，並無額外覆土重，故本來樁基產生負摩擦力的可能性不大，惟有關負摩擦力影響有待更進一步研討。

3.2 沉陷量預估

對大地工程師而言，最困難的問題為精確的預估基礎在荷重作用下產生的沉陷量及沉陷速率，因為到目前為止大部份的沉陷理論及計算公式大多以彈性理論為基礎，但一方面土壤只有在應變極小的情況下可視為彈性體，另一方面土壤的彈性係數極難推求故沉陷量頗難準確預估，一般沉陷可分成兩種型態即：

(i) 立即沉陷——荷重作用立刻 (Bowles 建議零到七天) 發生者。亦即土壤在固定體積的情況下發生的變形。

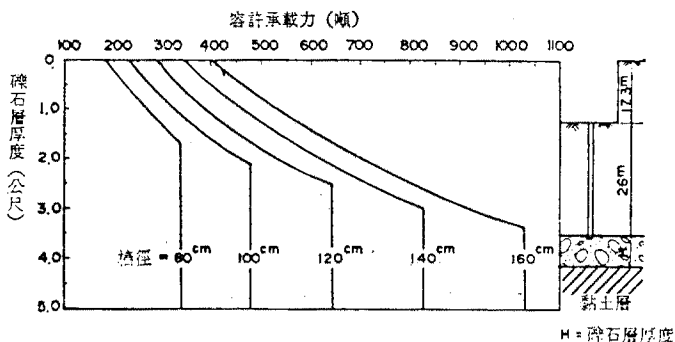
(ii) 壓密沉陷——由於孔隙水壓消散產生的體積減少與時間有關。

立即沉陷可由下列彈性公式 (Timoshenko, 1951)，推求。

$$S_i = qB \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s$$

式中 S_i = 立即沉陷

q = 接觸壓力強度



圖十 場鑄樁容許承載力與礫石層厚度之關係

B = 基礎最小寬度

E_s, μ = 土壤彈性模數及波松比

I_s = 影響因素

上式中對立即沉陷影響最大者為土壤的彈性模數 E_s ，土壤的彈性模數可由該土層取不擾動土樣在壓密壓力等於有效覆土壓力下進行三軸不排水壓密試驗所得的應力應變曲線求得。

壓密沉陷可由單向度壓密試驗結果或應力路徑試驗結果推估，利用單向度壓密試驗結果推求壓密沉陷量應極為小心，因限於試驗設備 Terzaghi (1943) 之單向度壓密理論做了許多假設即：

- (i) 土壤為均質。
- (ii) 土壤完全飽和。
- (iii) 只有在土壤空隙中的水分流出時才會產生體積變形。
- (iv) 僅在垂直方向產生變形。

根據以上四個假設單向度壓密理論應用的時機有二：

(a) 在兩透水層（如砂或岩層）之間的黏土層厚度很薄的情況。

(b) 在基礎寬度較黏土層厚度大的情況。

若不符合上述情況則黏土層之壓密屬於三向度不能應用單向度壓密試驗結果或應用時應加以修正。本實例在基礎面底下之黏土層總厚度約 22 公尺較基礎寬度 46 公尺少許多，故根據單向度壓密理論推估壓密沉陷量誤差當不致太大。利用單向度壓密試驗結果推估沉陷量可用下列公式

$$S_c = \sum m_v \text{ (或 } m_{v_s}) \Delta P \cdot H$$

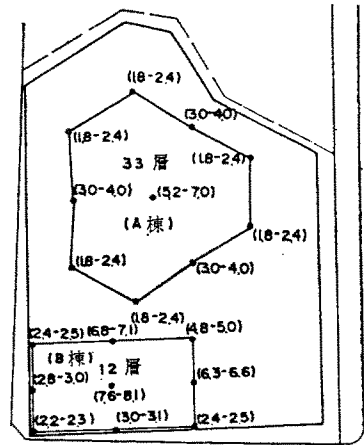
S_c = 壓密沉陷量

m_v, m_{v_s} = 各土層土壤體積壓縮係數或體積再壓縮係數視土層所受之壓力是在正常壓密或過壓密情況而定可由單向度壓密試驗結果推求。

ΔP = 各土層中點有效壓力增量。

H = 每一土層厚度。

各土層中點有效壓力增量可假設土層為均質的彈性體利用彈性理論公式推求，此不再贅述。本案例中若 B 棟 12 層採用筏基，A 棟採用樁基並假設樁基座落於深層之礫石層上，考慮底下黏土層對沉陷之影響經根據上式公式推估沉陷量結果如圖十一所示。圖十一顯示筏基底版最大沉陷量有大於 1/300



圖十一 基礎沉陷量分析結果（假設 A 棟大樓為樁基 B 棟大樓為筏基）

以上者。有關高層建築容許最大差異沉陷，建築規範並無明確規定，若差異沉陷量不大的話，可考慮由結構設計加以克服，基礎容許之差異沉陷各學者建議之數值不盡相同，表三為 Sowers (1962) 之建議值可供參考，根據 Sowers 建議的標準本案例高樓容許差異沉陷以不大於 1/300 至 1/400 為宜。惟超高層大樓地下室部份常規劃為電力控制室將裝置精密儀器，故對不均勻沉陷將極為敏感，若前述不均勻沉陷無法由結構設計方面加以克服時各棟大樓應全部考慮採用樁基至礫石層止，且應檢核礫石層底下黏土層對沉陷之影響。經檢核結果 A 棟及 B 棟若全部採用樁基至礫石層則沉陷量均在 1 公分以內。C 棟大樓基地因礫石層極薄（在 2 公尺以下）或消失，故樁基可至岩盤亦無沉陷問題。

3.3 地下水學力

地下水學力通常由調查期間量測的地下水位推估，但應考慮全年之季節性變化，本基地地下水位約在地表下 3.2 公尺，根據亞新工程顧問公司在鄰近地區埋設之觀測井長期觀測結果最高水位約在六、七月之間，水位較平時約高出 0.5 公尺至 1.0 公尺變動不大，而根據本基地埋設之水壓計量測結果自現地表至基礎底板（深度約 17 公尺）之水壓成靜止水壓分佈故作用在基礎底板之上學力至有 14 噸/平方公尺以上，在結構設計時，對上舉應力考慮平時水位調查之準確性以及長期性的變化而採用極限設計並給與適當的安全係數，以涵蓋其影響

表三 容許沉陷量建議值

沉陷型態	限制考慮項目	容許值
總沉陷	排水設施	6"~12"
	通道入口處	12"~24"
	有不均勻沉陷可能性之情況：	
	石砌牆結構物	1"~2"
	構架結構物	2"~4"
傾斜	煙囪、高塔	0.004L
	堆貨倉、卡車庫	0.01L
	棉織機廠	0.003L
	渦輪發電機	0.0002L
	起重機軌道	0.003L
	樓板的排水設施	0.01L~0.02L
差異沉陷	高的連續磚牆	0.0005L~0.002L
	一層磚造建築物，牆發生裂縫	0.001L~0.002L
	灰泥(石膏)粉刷開裂	0.001L
	鋼筋混凝土建築物構架	0.0025L~0.004L
	鋼筋混凝土建築物帷幕牆	0.003L
	連續鋼構架	0.002L
	簡支鋼構架	0.005L

註：L=發生沉陷量相異兩點間之距離。

，前已述及本基地的地下水水位變動不大，故安全係數通常不小於 1.1。於本工程案例情況，考慮 14 噸/平方公尺之上舉力及 1.1 之安全係數下，結構體外緣僅有地下室部份之舉抗力顯然不足，此時得考慮以水箱填石，地錨或錨樁等方式以達到抵抗上舉力之目的，當載重與上舉力相差不大情況，常以填石為經濟，本工程填石不足以抵抗上舉力時必領考慮地錨或錨樁施工。本基地在基礎底下為軟弱至中等堅實的黏土層，故採用地錨需貫入至礫石層方能獲得較佳的錨定效果，則其長度至少應在 30 公尺以上，本案主結構體須採用樁基已如前述，故利用反循環樁設備同時進行錨樁以抵抗上舉力亦不失為經濟可行的方法。

四、開挖基礎土壤分析

4.1 回脹量推估

基礎開挖時，開挖面底下之土層因其上方覆土壓力解除或減少，即發生不排水之彈性變形及吸水

回脹現象。彈性變形在覆土壓力解除之同時即可發生，而吸水回脹大都發生於黏土層隨着開挖面暴露時間而增加，兩者考慮的方式與沉陷量推估考慮的方式相同，即彈性變形可按推求立即沉陷之公式推求，吸水回脹可根據單向度壓密試驗結果推算即：

$$S_H = 2 \frac{HC_{r_s}}{1 + e_0} \log \frac{P_0}{P_0 - \Delta P}$$

S_H = 吸水回脹量。

C_{r_s} = 體積再壓縮指數。

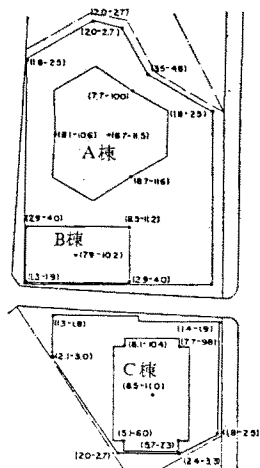
ΔP = 各土層中點有效壓力減少值。

推估基礎開挖之回脹量有兩種用途：

(i) 預先瞭解基礎開挖之回脹範圍，實際開挖時藉由開挖底面之隆起觀測可研判是否有產生隆起破壞之可能。

(ii) 作為基礎施工之參考，若吸水回脹太高則應儘量縮短開挖面曝露時間。或地下室完成立刻灌水或填礫石以減少回脹量，因為吸水回脹增加的話一方面降低開挖底部黏性土壤的剪力強度，一方面增加結構荷重作用之沉陷量。

本基地開挖回脹量推估結果如圖十二所示。開挖之隆起值於中心大致為 8 至 12 公分，邊緣可能達 2 至 5 公分。



註：括弧內數字前者為開挖開挖時間為六個月之回脹量，後者為長期最終回脹量（單位：公分）

圖十二 基地開挖預估回脹量

4.2 基礎開挖底部穩定性分析

開挖底面下土壤之穩定性分析應包括：

(1)管湧——若開挖底面土壤為砂土層應檢核產生管湧之安全係數，本基地開挖面下為厚層黏土層故可不予考慮。

(2)擋土設施向內擠進——此可由擋土設施內外側之土壓力平衡加以推求，為獲得較大的被動土壓力擋土結構應貫入開挖面底下足够的深度。

(3)開挖底部隆起分析——內政部建築技術規則第 128 條規定開挖鬆軟黏土層應依下列公式核計下部地層滑動性，防止隆起發生。

$$W = (rH + q)x$$

$$M_r = x \int_0^x s(xd\theta)$$

$$M_d = \frac{1}{2} w x^2$$

$$\frac{M_r}{M_d} \geq 1.2$$

式中

M_r = 抵抗力矩

M_d = 傾覆力矩

S = 開挖底下土壤剪強度

r = 土壤單位體積重量

H = 開挖深度

x = 半徑，即版樁處開挖面以下能使其

M_r/M_d 等於或大於 1.2 之深度。

q = 地面均佈載重。

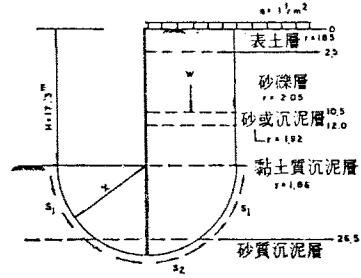
圖十三為開挖底部隆起分析結果，在擋土結構貫入深度 11.0 尺時 M_r/M_d 值可公大於 1.2。

五、結論與建議

本文僅就臺北市某特定高樓基礎土壤調查及分析程序，提出個人管見，以供從事大地工程者參考。但對於臺灣其他地區之環境以及將來發展趨勢而言，高層建築基礎調查及分析工作至少應再注意以下兩點：

(1)應加強研究深基礎在地震力作用下土壤與基礎間的互動關係必要時應增加現場及試驗室土壤動力試驗以測定建址之地震剪力波速及基本週期；同時應將上部結構對於地震力之反應作用傳遞至基礎之影響因素加以考慮，配合上部結構耐震設計之要求，制定合理且安全之下部結構耐震設計規範。

(2)高層建築正跟著山坡地的開發逐漸向上或其他地區發展，因此高層建築基地之調查方式及分析



$$W = (1.85 \times 2.5 + 2.05 \times 8 + 1.92 \times 1.5 + 1.86 \times 5.3 + 1) \times X = 34.76X$$

$$M_r = X \int_0^X S(xd\theta) = X \cdot (2 \times S_1 \times l_1 + S_2 \times l_2)$$

$$x = 11.0m, M_r = 11.0 \times (2 \times 5.8 \times 10.9 + 9.2 \times 12.7) = 2676.1$$

$$M_d = \frac{1}{2} W \cdot X^2 = \frac{1}{2} \times 34.76 \times 11.0^2 = 2103.0$$

$$F.S. = M_r/M_d = 1.27 > 1.2 \quad (O.K.)$$

圖十三 開挖底部隆起分析結果

方法亦須配合調整，例如：活動斷層或其他地質弱帶之調查，岩石試驗，地表逕流與山坡地下水調查，邊坡穩定性分析，等等，均超出本文所述範圍。

參考文獻

- 內政部 (1982) 建築技術規則建築構造篇第二章基礎構造，茂榮圖書公司。
- 日本建築學會 (1974) 建築基礎構造設計規準同解說。
- 經濟部水資源統一規劃委員會 (1973~1981) 臺北盆地六十一年至七十年水準網點檢測報告 (共十冊)。
- BOWLES, J.E. (1982). *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Co., N. Y.
- Department of the Navy (1977). *Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. NAVFAC DM-7*, Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command 200 Stovall Street Alexandria, VA 22332.
- HVORSLEV, M. J. (1948). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering purpose*, Report of Committee on Sampling and Testing, Soil Mech. and Foundations Division, ASCE.
- SOWERS, G.F. (1962). *Shallow Foundations in Foundation Engineering*, G. A. Leonards (ed.) McGraw-Hill, New York.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York.
- TIMOSHENKO, S. and J. N. GOODIER (1951). *Theory of Elasticity*, 2nd ed. McGraw-Hill Book Company, New York, 506pp.
- ZEEVAERT, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions* Van. Norstrand Reinhold Co. N. Y.