

# 台北捷運深開挖經驗 DEEP EXCAVATIONS – TRTS EXPERIENCE

黃南輝，王復國，張培義，簡敏忠

R. N. Hwang, F. G. Wang, P. Y. Chung and M. C. Chien

原著載於 1999 近代營建工程研討會系列之三

- 土壤深開挖之台北經驗研討會

1999 年 4 月 23 日，第 1~36 頁

*Reprinted from Proceedings of  
Symposium on Taipei Experience on Deep Excavations  
April 23, 1999, Taipei, Taiwan, pp.1~36*

# 台北捷運深開挖經驗

黃南輝

亞新工程顧問股份有限公司  
捷運專案經理

王復國

亞新工程顧問股份有限公司  
資深計畫工程師

張培義

台北市政府捷運工程局  
副局長

簡敏忠

台北市政府捷運工程局  
工程師

## 壹、前言

台北市都會區捷運系統（以下簡稱台北捷運）初期路網包括木柵、淡水、新店、南港、板橋、及中和等六條路線，其中木柵線全線高架、淡水線有高架、地面及地下段，除此之外，其餘各線皆為地下段，全線開挖都在 10 公尺以上，相當於三層地下室，以一般定義來說，地下全線都是深開挖。表一表示各線的開挖狀況，開挖最深處是板橋線 CP262 的通風豎井 A，開挖深度達 36.6 公尺，其他兩個豎井的深度也相當，中和線上 CH221 標的通風豎井開挖深度達 35 公尺，板橋線 CP261 標的通風豎井 B 開挖深度達 34 公尺。這在台北都是史無前例的。在車站方面，兩層車站的開挖深度一般都在 17 公尺左右，三層的交流站的開挖深度一般在 24 公尺左右。

無可諱言的是，在台北捷運施工中是有多次災變的發生，引起各界交相責難，加上媒體的渲染，讓大眾誤認為捷運施工水準很差，其實這絕非實情。頻頻上報的原因在捷運六線齊發，在同一時段內有十幾條隧道、卅幾個車站進行開挖，出事的機遇率自然較高。其次，捷運是公共工程，批評政府自然比批評一般建商來勁多了。再說一般大樓基地很少超過兩千平方公尺，很少深過 15 公尺，而捷運車站則是至少兩千平方公尺，至少 15 公尺深，困難度大不相同。身為工程界一員，有義務提出數據以正視聽。同時，也藉此機會檢討成敗缺失以求改進，提升工程設計及施工水準。

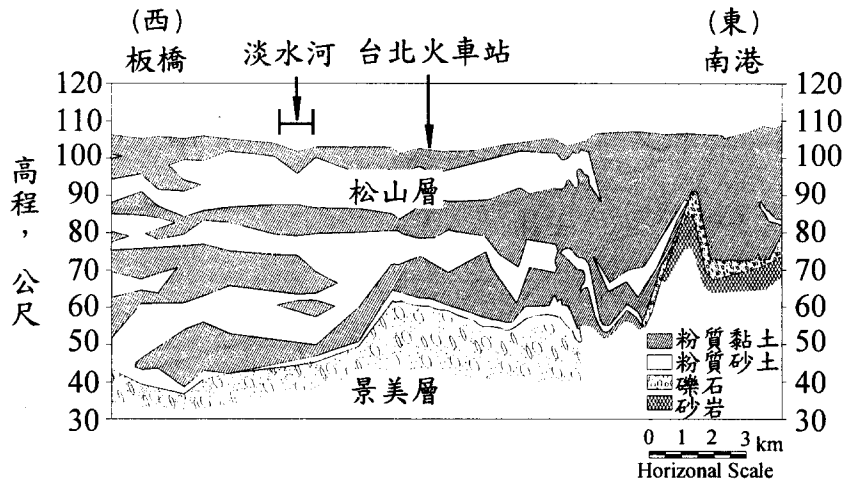
深開挖的問題，不是土壤問題就是結構問題。土壤問題包括沉陷、上舉、土湧與管湧。結構問題也就是擋土系統問題，包括支撐挫屈、壁面崩塌、漏水以及壁體側向位移。由於篇幅有限本文僅就「土湧」及「連續壁側向位移」這兩大主題作技術上的探討。

表一 台北捷運車站及通風豎井開挖資料

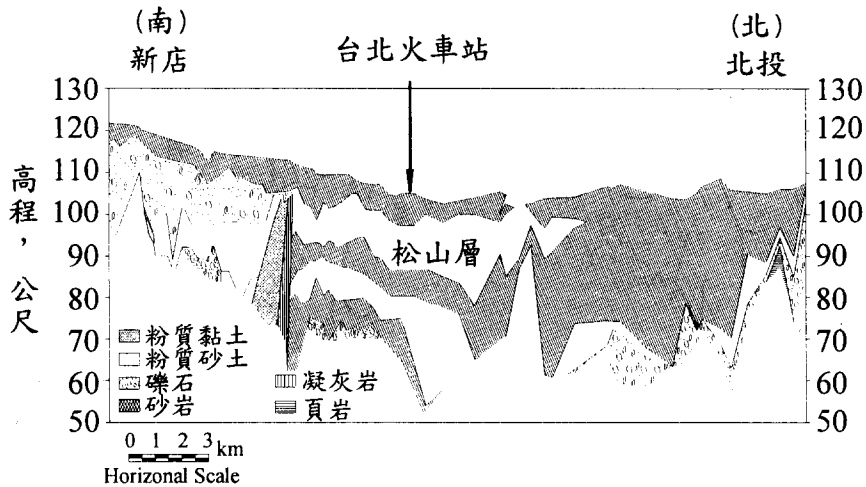
線別	施工標	車站段						土層分區 (李咸亨)
		站名	施工方式	長度	寬度	深度	地下層數	
淡水線	CT201G	台北車站(R13N)	順打	34.10~47.00	30.00	27.80~29.30	U4	T2區
	CT201F	台北車站(R13S)	逆打/半逆打	85.00	38.00	28.30	U4	T2區
		台北車站(BL7)	逆打	226.50	21.50	19.80~27.30	U3	T2區
	CT202A	中山站(R14)	順打	293.00	20.15~25.05	18.00	U2~U3	T2區
		民生站(R15)	順打	271.00	25.05	26.00	U2	T2區
	CT202B	民權站(R16)	順打	222.00	21.00	18.00~26.00	U2~U3	T2區
	CT216B	行控中心	順打	115.00	95.00	20.40~23.60	U4	T2區
新店線	CH218	台大醫院站(R12)	順打	240.00	21.00	16.40	U2	T2區
	CH219	中正紀念堂站(G11)	半逆打	350.00	25.00	24.00	U3	T2區
	CH220	古亭市場站(G10)	半逆打	325.00	25.00	24.00	U3	T2區
	CH221	臺電大樓站(G9)	順打	250.00	20.00	18.00	U2	T1/T2區
		通風豎井(中和線)	順打	26m(外徑)		34.95		T1區
	CH222	公館站(G7)	順打	250.00	20.00	17.50	U2	T1區
	CH223	萬隆站(G6)	順打	250.00	21.00	17.00	U2	T1區
	CH224	景美站(G5)	順打	252.00	21.00	17.00	U2	H1區
	CH224	大坪林站(G4)	順打	252.00	21.00	17.00	U2	YH區
	CH225	七張站(G3)	順打	195.00	22.00	11.00~15.00	U1	盆地南側邊緣
CH226	新店市公所站(G2)	順打	193.00	30.00	10.20~14.30	U1	YH區	
CH227	新店站(G1)	順打	235.00	32.00	22.50	U4	YH區	
CH228	新店機廠	順打	275.00	13.00	6.00	U1	YH區	
南港線	CN251	愛國站(G12)	順打	310.00	13.00~19.00	16.50	U2	T2區
	CN252	西門站(BL6)	順打	398.00	27.00	24.50	U2	T2區
	CN253A	善導寺站(BL8)	順打	240.00	21.50	19.00	U2	T2區
	CN253B	MALL區	順打	307.20	35.30~46.60	18.60~23.40	U2	T2/TK2區
	CN254	新生站(BL9,O13)	半逆打	308.00	17.90	19.43~27.43	U2~U3	TK2區
	CN255	忠孝復興站(BL10)	半逆打	260.00	22.00	19.70	U2	TK2區
		忠孝敦化站(BL11)	半逆打	256.00	22.30	22.10	U2	TK2區
	CN256	國父紀念館(BL12)	半逆打	256.00	19.90	16.20	U2	K1區
		中山學園地下道	順打	83.00	38.00	11.20~17.80		K1區
	CN256A	車行地下道	順打	31.50	20.50	10.60	U1	K1區
	CN257	市政府站(BL13)	順打	278.00	24.00	18.80	U2	K1區
	CN258	後山牌站(BL15)	半逆打	293.00	20.00	20.40	U2	K1區
		松山站(BL14)	半逆打	269.00	19.50	16.70	U2	K1區
CN259C	昆陽站(BL16)	順打	230.00	22.00	15.20	U2	K1/K3區	
中和線	CC275	頂溪站(O16)	順打	247.00	20.00	20.00	U2	B1區
	CC276	永安市場站(O17)	順打	220.00	11.00	23.85	U2	B1/B2區
	CC277	景安站(O18)	順打	211.00	22.00	30.23	U3	C區
	CC278	南勢角站(O19)	順打	283.00	20.00	22.50	U3	C區
中和機廠		順打	300.00	38.00	22.50		C區	
板橋線	CP261	龍山站(BL5)	順打	288.00	21.90	18.90	U2	T2區
		通風井 B	順打	34.40	21.10	33.81		T2區
	CP262	通風井 A	順打	23.00	23.50	36.60		B2區
	CP263	江子翠站(BL4)	順打	280.00	18.00	16.80	U2	B2區
CP264	新埔站(BL3)	順打	230.00	22.00	17.80	U2	B2區	

## 貳、台北盆地地質狀況

台北盆地的地質狀況常見諸文獻，相信讀者已經相當熟悉。但是為了本文的完整以及讀者的方便，在此再度作簡單的介紹。台北盆地的東西向的土層剖面及南北向剖面分別表示於圖一及圖二以供參考。台北盆地在兩、三千年還是一個大湖，因為海平面下降而成一個盆地，在地表是一層厚達 50 公尺的松山層，其下是景美層，至於景美層的確實厚度並無定論，因為地質學家對景美層與新莊層界面的認定尚無共識。根據松山層中土層的分布，李咸亨教授將台北盆地分為 22 區【1】。圖三是根據李教授所建議的地質圖加上捷運路線繪製而成。該地質分區圖與過去亞新顧問公司所製的地質分區圖【2】略有不同，因為該圖代表最新的研



圖一 台北盆地東西向地層剖析

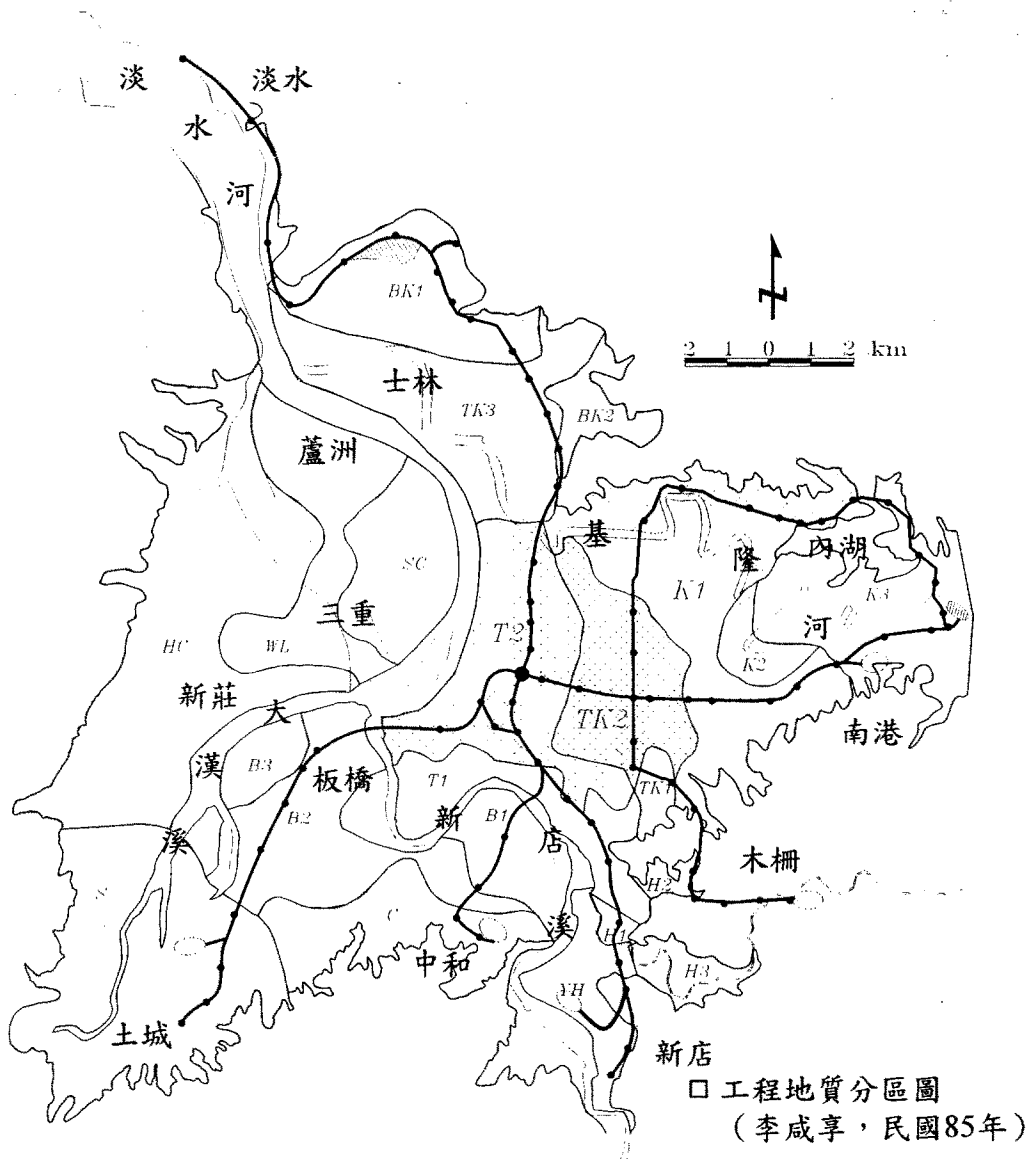


圖二 台北盆地南北向地層剖析

究成果，自然更為精確，何況過去亞新顧問公司所製的地質圖並未涵蓋淡水河以西的地區，所以本文是以李教授的地質圖作為分區的依據。

## 2.1 景美層特性

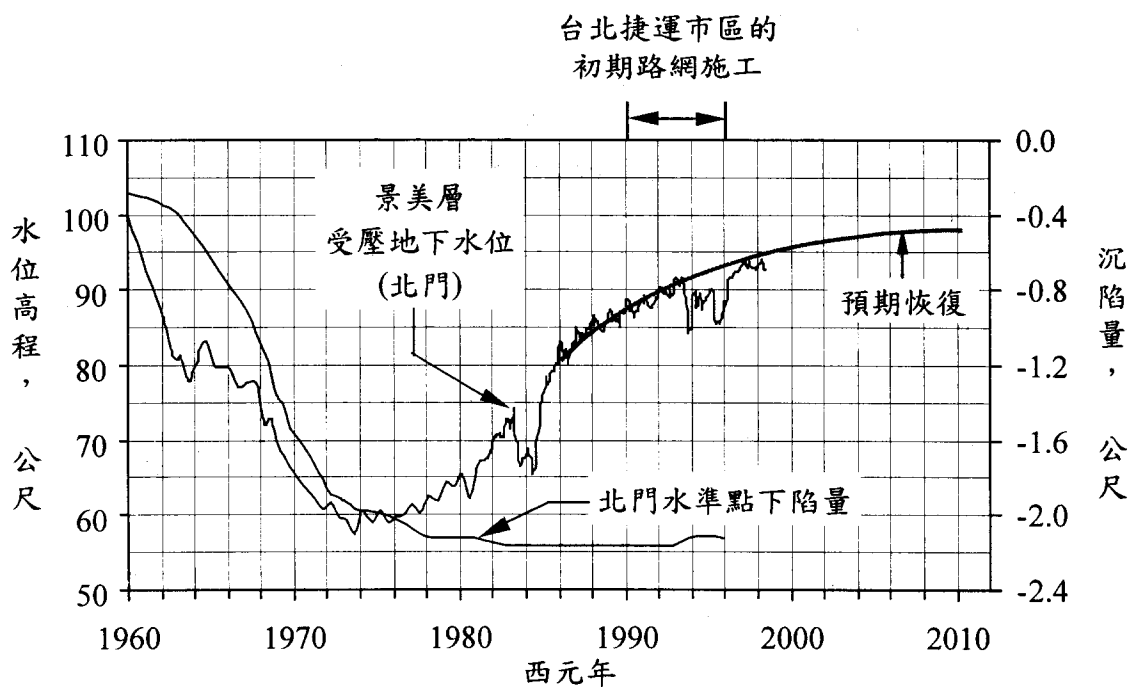
景美層中夾雜厚厚的礫石層與厚厚的粘土層，對工程師而言，只對最上一層礫石層有興趣。這一層礫石層厚度不一。在市中心位置，約有 50



圖三 台北盆地地質分區與捷運初期路網圖

公尺。根據記載，在民國前 15 年景美層之水位高達地上 2.2 公尺至 4.5 公尺，呈自湧狀態【3,4,5】。目前市區中心（以北門為代表）的高程約為 102.6 公尺（平均海平面=100 公尺），已知過去地表沉陷超過 2 公尺，設想當年地表在高程 105 公尺，則景美層的水位應在高程 107 公尺之上。在民國 76 年翡翠水庫完成並供水之前，景美層之貯水是台北市的唯一水源，供給兩百萬居民用水，可見其水量之充沛。但也因為如此，景美層之水位急驟下降，降幅超過 40 公尺。在翡翠水庫完成、自來水日漸普及後，使用地下水的情況減少，景美層之水位也逐漸回升。由於景美層水位的回升對深開挖影響至鉅，台北市捷運工程局（以下簡稱捷運局）早在初期路網規畫階段即要求大地專業顧問在捷運路線所經之 287 處，安裝了 798 支水壓計，進行長期觀測，自 76 年 10 月起至 82 年 5 月止，為期將近六年，為捷運深開挖提供不可或缺的設計參數【6】。

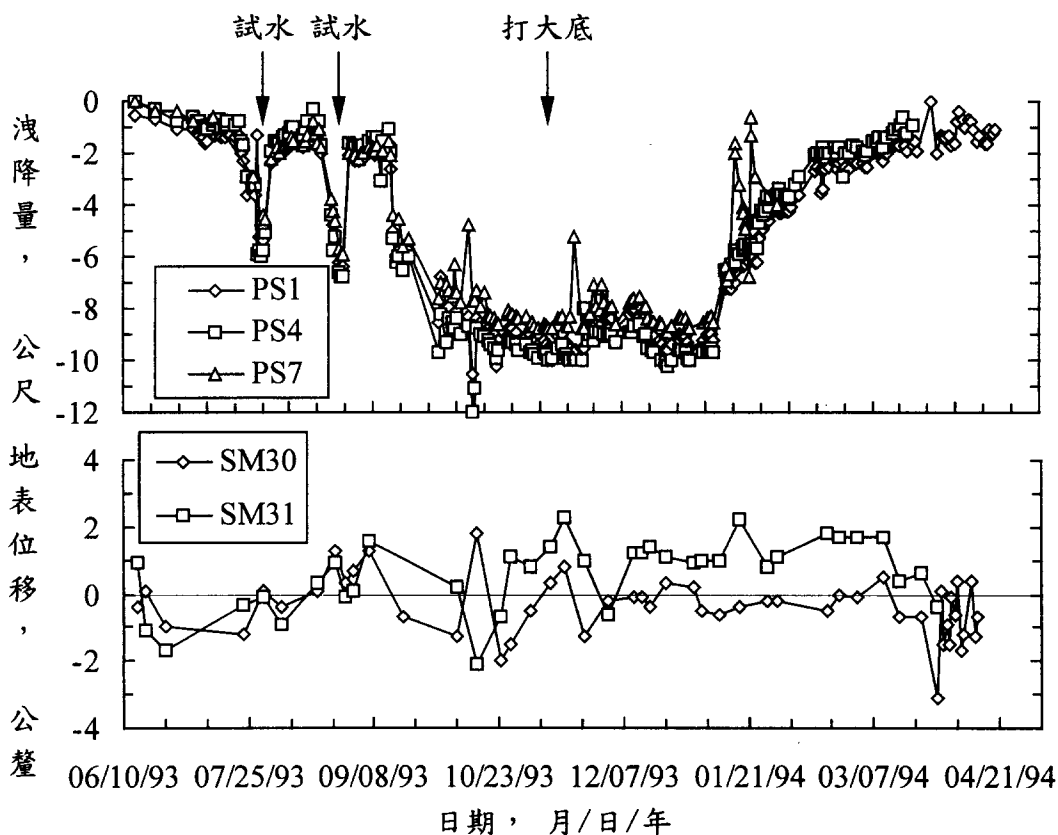
景美層水位歷年回升情形見圖四。在回升初期（民國 65 年），回升速率約為每年 2 公尺，在 81 年捷運地下工程開始時回升速率已經降為每年 1 公尺。在民國 81 年至 85 年之間，因為六年國建多項重大工程同時施工的緣故，水位上升之勢受到延滯。民國 86 年捷運開挖大部份完成之後，回升的速度恢復如前，根據捷運工地觀測資料以及水資源局的長期觀測資料研判，目前景美層的水位已回升至高程 94 公尺，回升之平均速率約為每年一公尺，當然這速率不會持續太久，終究會有減緩甚至停止



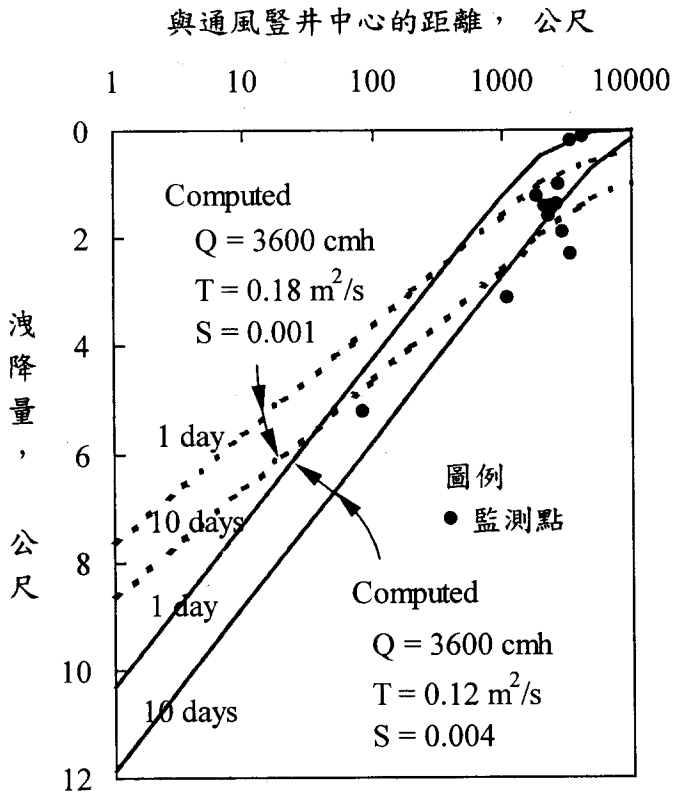
圖四 景美層歷年水位變化及台北市區地表沉陷

的一天。至於最後能回升到何高程則尚難逆料，根據新聞報導現在不少釣蝦場仍有抽取地下水的行為，而且有些醫院仍保留有合法的抽水井，作為緊急備用水源，所以要回到高程 107 公尺應該是不可能的，以圖四所示之趨勢推估，即要回升到地表高程（102.6 公尺），至少也是十年以後的事。這是指市中心而言，盆地四周的水位當然更高。

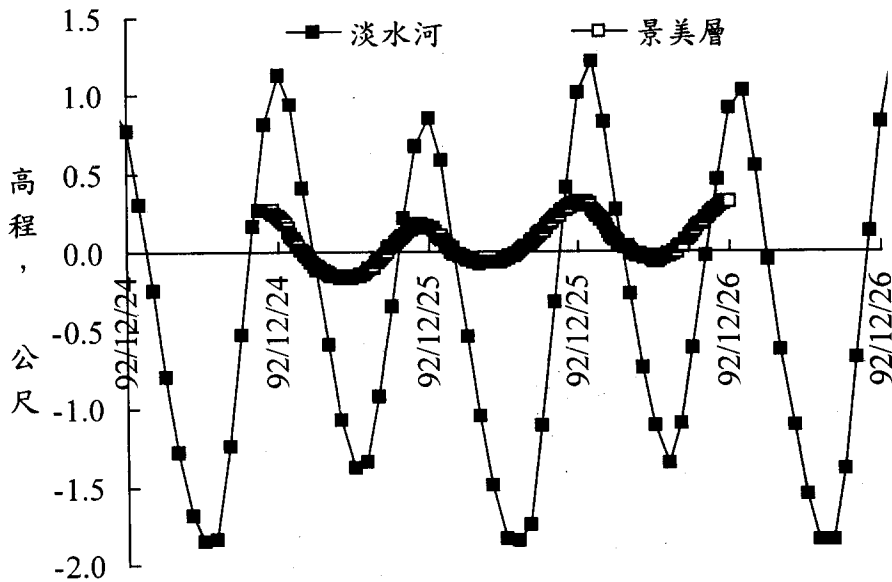
在構築台北捷運板橋線 A、B 兩豎井時，曾以降水工法保持開挖面下土栓的穩定，由水位的洩降情形（參考圖五及圖六）推算出景美層的導水係數（Transmissivity）在  $T=0.12$  至  $0.18 \text{ m}^2/\text{sec}$  之間，貯水係數（Coefficient of Storage, or Storativity）在  $S=0.001$  至  $0.004$  之間【7,8,9,10】。大地專業顧問在中正橋位置研究景美層水位與淡水河水位的關係時，發現景美層的水位有感潮效應，如圖七所示，景美層的水位變化約為淡水河水位變化的四分之一，而相當有趣的是景美層的水位高峰竟然領先淡水河水位高峰約兩小時【8,9】。由於景美層的導水係數實在太大，加上感潮效應，小規模的抽水試驗得不到可靠的水理參數。在設計階段，好幾個設計標的細部設計顧問都曾經作過單井抽水試驗，抽水量最大的不過 85cmh (cubic meters per hour)，為期最多三、五天，洩降不到一公尺，



圖五 板橋線通風豎井B降水記錄及地表沉陷



圖六 板橋線通風豎井B降水影響

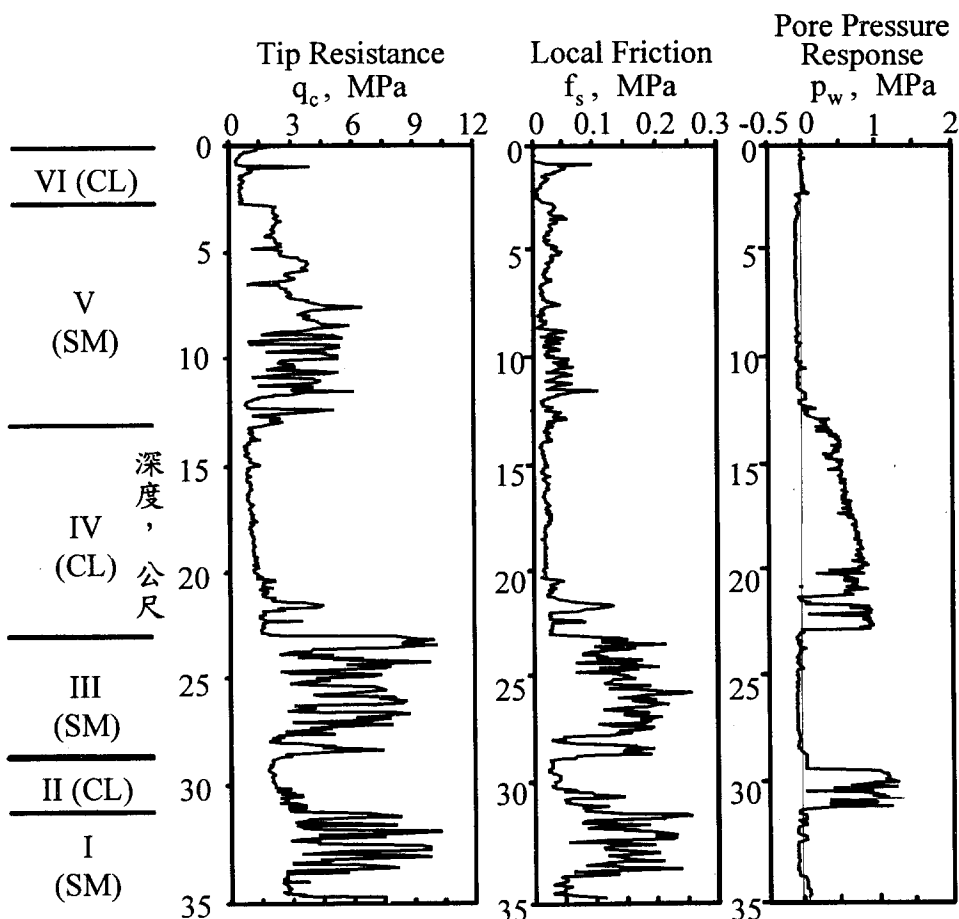


圖七 景美層水位之感潮效應

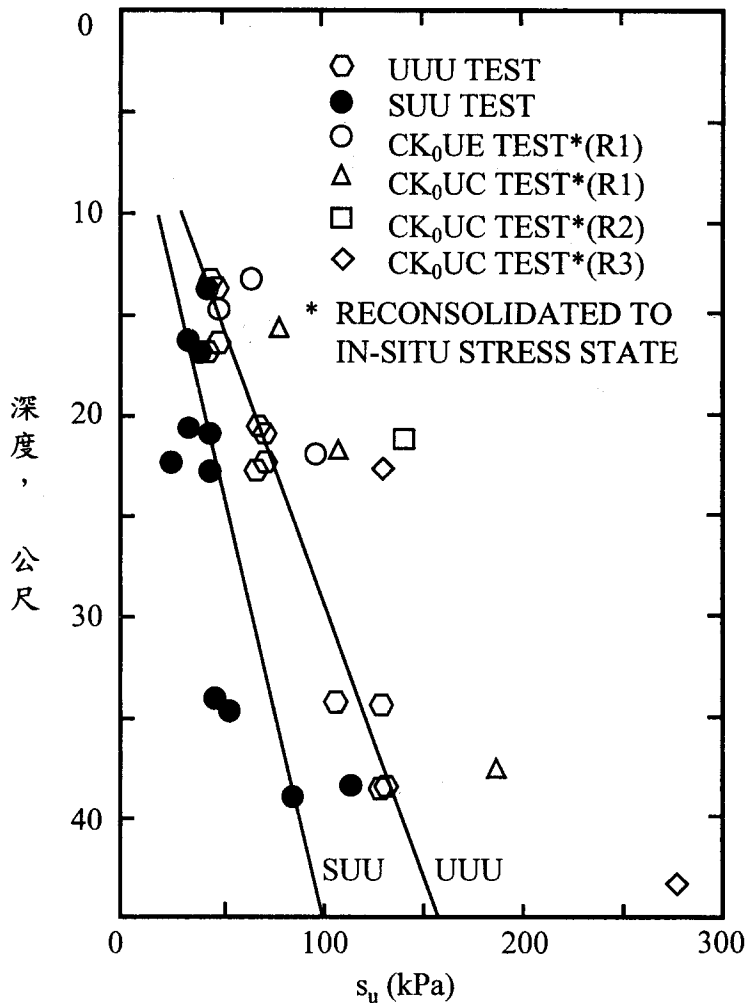
甚至只有廿、卅公分，小於感潮效應所導致的水位變化，所得結果難以解析。一直到 CP261 的承商在構築通風豎井 B，施作先期試水先期試水時，以 10 部功率為 100 匹馬力的抽水機同時抽水，抽水量高達 3600cmh，洩降達 9 公尺，試水期間長達一個月，方才得到景美層可靠的水理參數。

## 2.2 松山層特性

相信大家對覆蓋於景美層之上的松山層不會太陌生，因為過去數百個或深或淺的地下室，加上捷運數十個車站，都是在松山層中進行開挖，而鑽孔數少說也有兩千，所以松山層的特性已經廣為人知，也在國內外各式各樣的文獻中詳為報導。簡而言之，松山層含六個次層，其中一、三、及五次層係砂土層，二、四、及六次層係粘土層。圖八是在松山層中所得的荷蘭錐試驗結果，頗能代表市中心 T2 區的地質狀況，如圖所示，六個次層層次分明，而圖九的試驗結果則可代表粘土層的抗剪強度【11】。



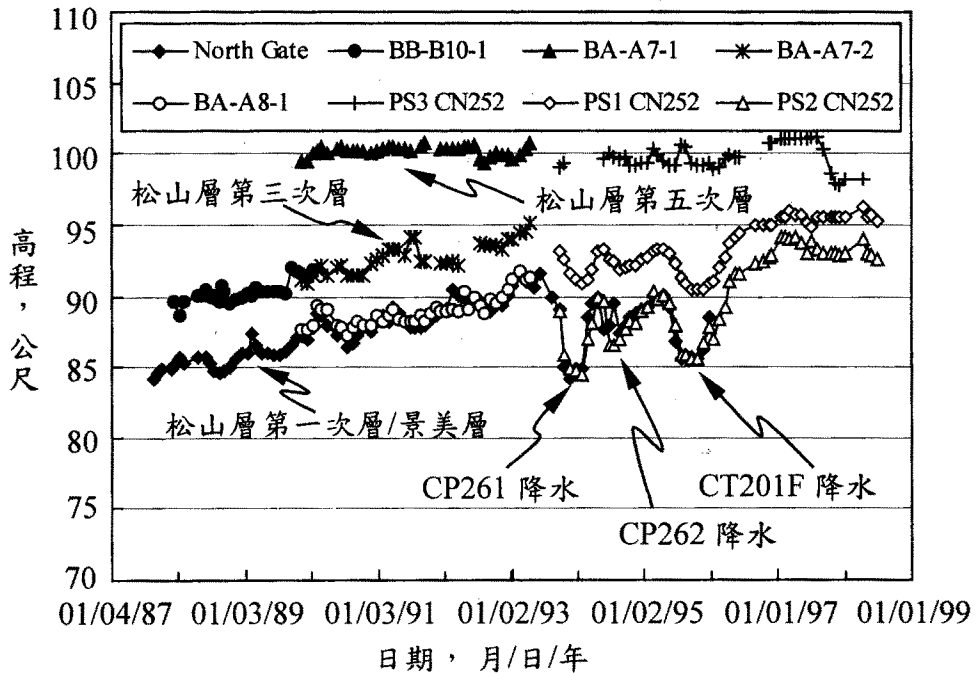
圖八 台北市區荷蘭錐試驗結果



圖九 台北市區粘土層抗剪強度

由這兩圖可以看出在一般捷運開挖底部深度（即 10 公尺至 20 公尺），粘土層的不排水剪力強度在 40kPa 至 70kPa 之間，而且成線性變化。松山層的另一個特色是其中有相當數量的浮木以及沼氣。因為這兩者並未對深開挖造成困擾，所以不在此贅述。讀者如對這方面的資料有興趣的話，可以參考文獻【12,13,14】。

值得一提的是，雖然松山二次層將松山三次層與景美層隔成兩個含水層，如圖十所示，松山三次層的水位明顯地隨景美層水位之升降而升降。也就是因為如此，松山二、三、四層都曾受預壓而導致地表沉陷。如上所述，根據水資源局的資料，在市中心總沉陷量達 2.2 公尺。這並不全然是一件壞事，因為這預壓效果減少了捷運施工可能導致地表沉陷。應注意的是，松山五次層的水位並未曾受到景美層水位下降的影響，所以如果在松山五次層抽水很容易導致地表沉陷。據瞭解，在鑽探或施作



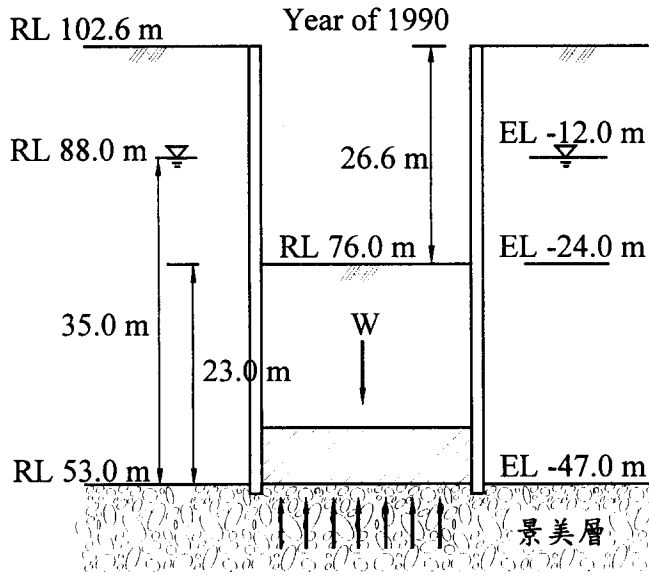
圖十 台北市區松山層歷年水位變化

連續壁時，工人有抽取地下水作為施工用水的習慣，這也的確導致某些結構物受損，因此有必要在規範中明文禁止在連續壁閉合前抽取松山五次層中之地下水。

### 參、土湧與對策

如眾所周知，在開挖的安全評估項目中，與地質狀況密切相關的三個主要項目是：(a) 上舉 (upheave)、(b) 土湧 (blow-in)、及 (c) 管湧 (piping)。因為篇幅的限制，本文僅就土湧這一項加以討論，並就所遭遇的問題提出對策。雖然所舉的案例以台北市區深開挖經驗為主，但是其原則亦適用於其他地區。

如圖十一所示，在粘土層中，開挖面下的土栓必須有足夠的重量以抵抗土湧。民國 79 年捷運的地下工程開始施工時，景美層的水位在高程 88 公尺，以台北市區中心來說，地表高程約為 102.6 公尺，而景美層的頂部高程約在 53 公尺（深度 49.6 公尺）。假設在景美層的頂部就有一層粘土層（松山二次層）可以當作土栓的封底的話，當開挖到深度 26.6 公尺時，土栓的安全係數仍有 1.25（假設土壤單位重  $1.9\text{t/m}^3$ ）足以抵抗作用於底部的水壓。再深就有必要採取因應措施，提升安全係數以滿足規範要求。等到景美層的水位回升到地表高程時，則只能開挖到 17 公尺，



$$\text{Uplift} = 10 \times (88.0 - 53.0) = 350 \text{ kPa}$$

$$\text{Soil Weight} = 19 \times (76.0 - 53.0) = 437 \text{ kPa}$$

$$\text{Safety Factor} = 437 / 350 = 1.25$$

圖十一 台北市區安全開挖深度示意圖

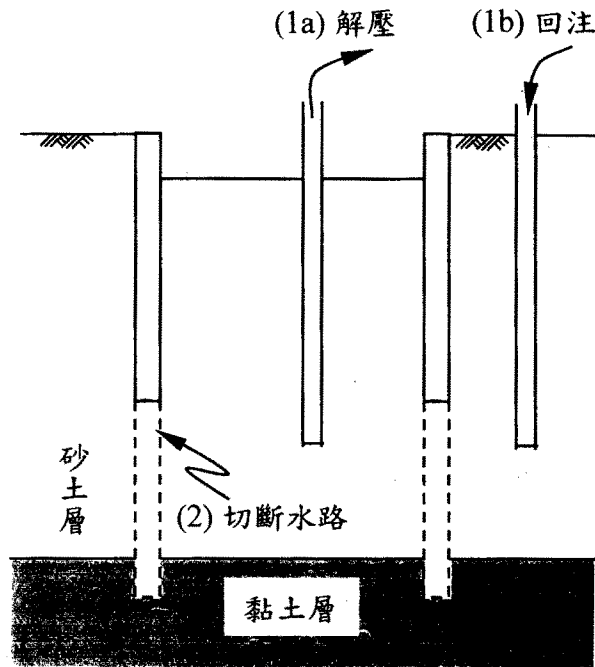
地下三層的车站就會有問題，由此可見景美層水位影響深開挖至鉅。如果在某些地區松山二次層不存在的話，則應該自松山四次層的底部考慮起，安全開挖深度將會更淺。

如果土栓抵抗土湧的安全係數不足，因應措施不外：(a) 解壓、(b) 切斷水路、(c) 封底、(d) 降水，以及(e) 水中開挖等。以下就這些因應措施一一介紹，並列舉相關案例以說明其適用性。

### 3.1 解壓

在砂土層或礫石層中進行開挖，如果抵抗土湧的安全係數不足，而連續壁底部以下砂土層的導水係數不是很高，預期水量不致太大時，可以在開挖區內以解壓井導水（參考圖十二），以降低作用於土栓底部的水壓。應注意的是地下水位下降不可引起開挖區外的地盤下陷，如有必要時，必須在開挖區外回注，以維持地下水水位，所以必須密切監測地盤位移及地下水位的變化。同時也應注意採取適當措施以防止土中細料被水帶出將地盤淘空。

根據經驗，回注水必須加壓，否則難以注入土中。在台北捷運施工



圖十二 解壓及切斷水路以防止土壤及管湧

中，並無回注的經驗。在早期新加坡捷運南北線施工時曾以回注方式成功地維持其瓦斯公司的貯氣槽下的地下水水位，除此之外尚有二、三案例，但鮮有報導，其細節不詳。

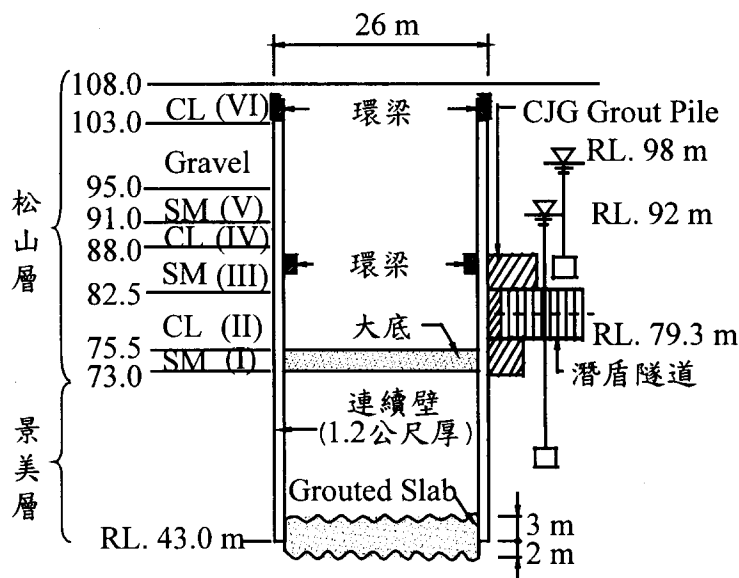
### 3.2 切斷水路

如果解壓有所顧慮，可以將連續壁加深使其底部進入下方粘土層，以切斷水路，如此就可以自該粘土層的底部計算土湧的安全係數。在捷運工程中這是一個慣用手法。因為在台北市區松山二次層分布極廣，以開挖 20 公尺而言，只要連續壁進入松山二次層即可滿足規範要求。當然松山二次層也必須至少有五公尺的厚度才有封底的功能。至於連續壁進入松山二次層的深度也至少應有三公尺，這是因為松山二次層（或任何粘土層）的厚度或高程不可能完全如土層剖面圖所示，僅憑三、五鑽孔不可能準確地研判其在全區的分布情形，三、五公尺的誤差在所難免。在國內外都有因為以為連續壁已經進入粘土層而實際並未進入，以至伏流將連續壁底部淘空而致整個擋土系統崩塌的案例【15,16】。在南港線 DL171 細部設計標的規範中即要求承商每隔 10 公尺即施作荷蘭錐試驗以判定松山二次層的頂部高程，並決定連續壁的長度，以確定每片連續壁皆能貫入松山二次層。其後因為景美層的水位回升之勢受到延滯，在施

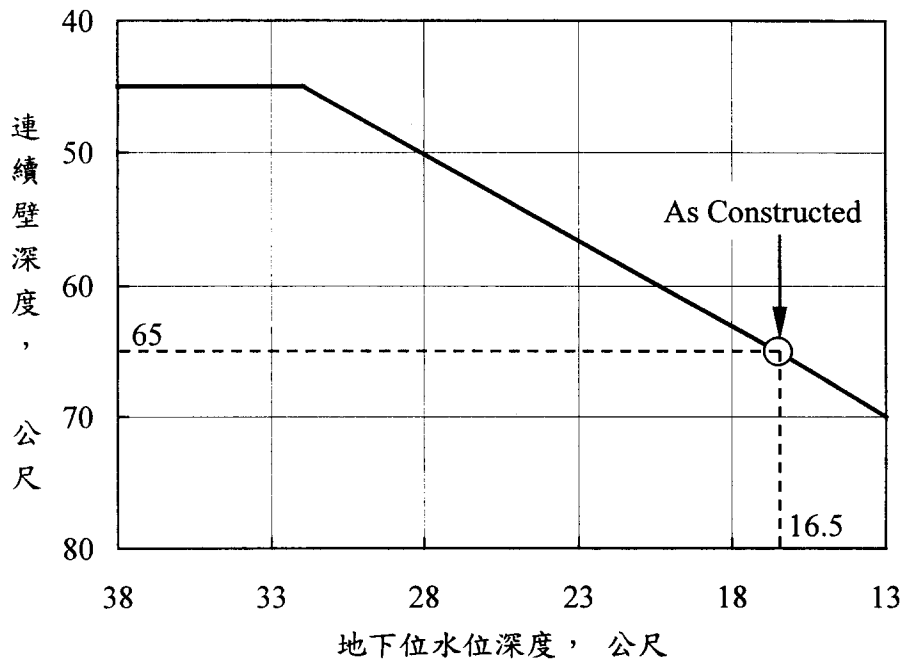
工期間並未回升到設計者所假計的高程，經過重新檢討，試驗的範圍及數量皆大幅地縮減。

### 3.3 封底

如果連續壁下方根本沒有粘土層，或者粘土層在很深之處所以加長連續壁的費用過高時，可以在連續壁底部構造人為封層。位於兒童交通公園之旁的中和線通風豎井是一個可供討論的大好案例，因為這是初期路網中唯一的圓形結構，而其開挖深度（35 公尺）僅次於板橋線的通風豎井 A，名列第二。最重要的是其開挖面直達景美層頂部，情況十分特殊。如圖十三所示，該豎井內徑 23.6 公尺，開挖深度達 35 公尺。在設計時，細部顧問即明瞭地下水的嚴重性並建議封底及降水兩者並行的方案供承商自行決定連續壁的深度。圖十四是細部設計顧問所建議的洩降與土栓長度的關係曲線【17】。假如只要將景美層的水位在地面下 13 公尺時，則連續壁必須要 70 公尺長。如果能將水位降至深度 32 公尺時，連續壁只要 45 公尺長即可。至於應該將水位降多少是技術與經濟的考量。結果該標承商作了只要加長土栓並封底而不降水的選擇。由於預期在施工時期間景美層的水位在深度 16.5 公尺處，所以連續壁只作到 65 公尺深。該豎井是以 16 片 1.2 公尺厚的連續壁擋土，在景美層中施作連續壁十分困難，其中有五片連續壁每片花兩個星期以上的時間來挖掘，全部連續壁施作約耗時半方完成。封底是以二重雙栓塞管（Sleeve Grouting）



圖十三 中和線通風豎井以封底防止土湧及管湧



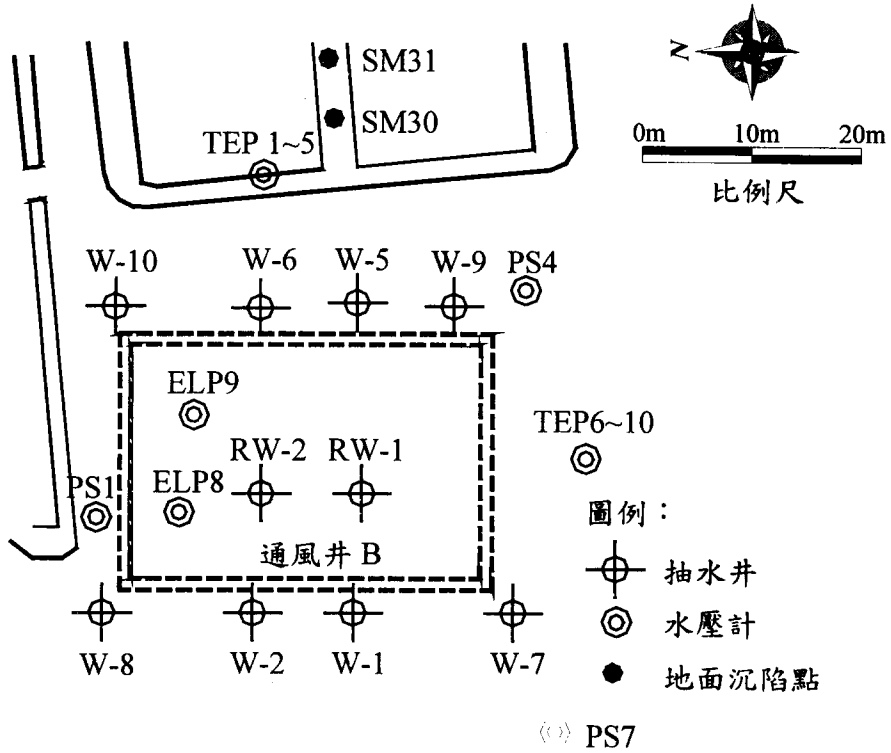
圖十四 中和線通風豎井地下水位與連續壁深度關係圖

灌注水泥皂土液及無機系矽膠溶液而成，厚度達 5 公尺，區內抽水試驗結果顯示其透水係數約為  $4 \times 10^{-7}$  m/sec。開挖過程順利，自開挖底部冒出的水量極少，證明封底十分成功。

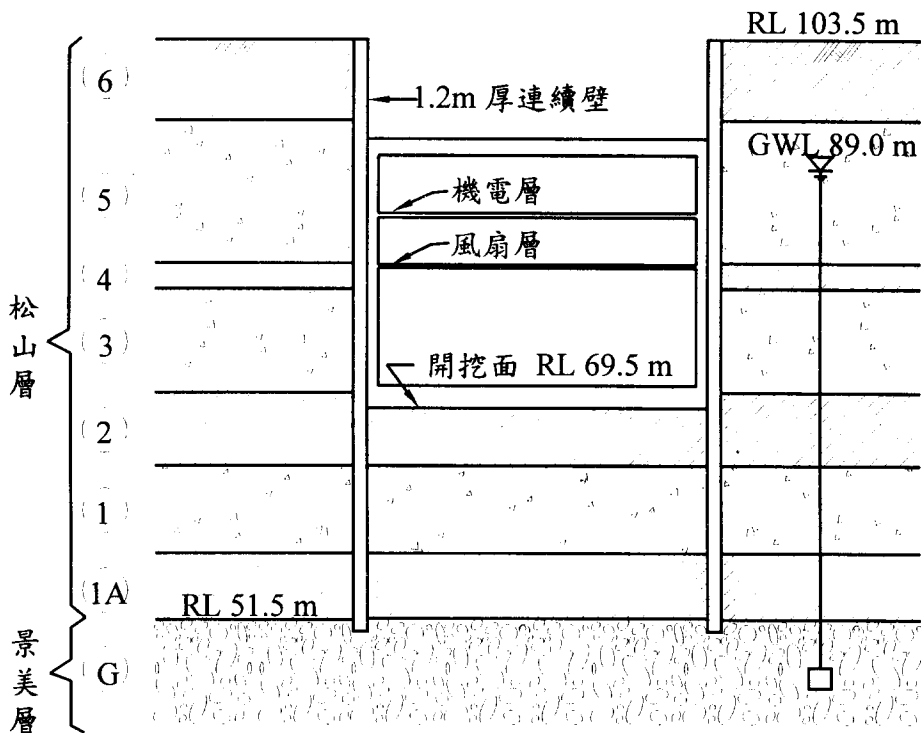
### 3.4 降水

在開挖區內，一般都會裝設抽水機將地下水位維持在開挖面下 1 公尺之處，以保持開挖面的乾燥，規範內也會有如此要求。因為松山層的貯水量不是很多，而且松山二次層及四次層透水性相當低，只要連續壁能成功地切斷水路，無論是松山三次層或者是松山五次層的水位都很容易降到規定的深度之下。怕的是承商對降水毫無認知，對降水的後遺症也毫無警覺，在不該降水的土層中抽水，引起開挖區外嚴重的地盤沉陷。

在這裡要談的不是如此小規模的降水作業，而是在景美層中大規模而且長期的降水作業。如此大規模降水作業在板橋線的通風豎井 A 及 B，以及淡水線台北車站 CT201F 施工時都採用過【7,8】。以 CP261 標通風豎井 B 為例，圖十五表示其平面配置及抽水井位置，圖十六表示其剖面及土層分布。降水記錄已表示於圖五。根據圖六所示各地洩降資料推估景美層的導水係數在  $0.12$  與  $0.18$  m<sup>2</sup>/sec 之間，貯水係數則在  $0.001$  與  $0.004$  之間。通風豎井 A 及台北車站兩處的資料顯示結果相同。值得注意的是，



圖十五 板橋線通風豎井B抽水井及水壓計平面配置圖



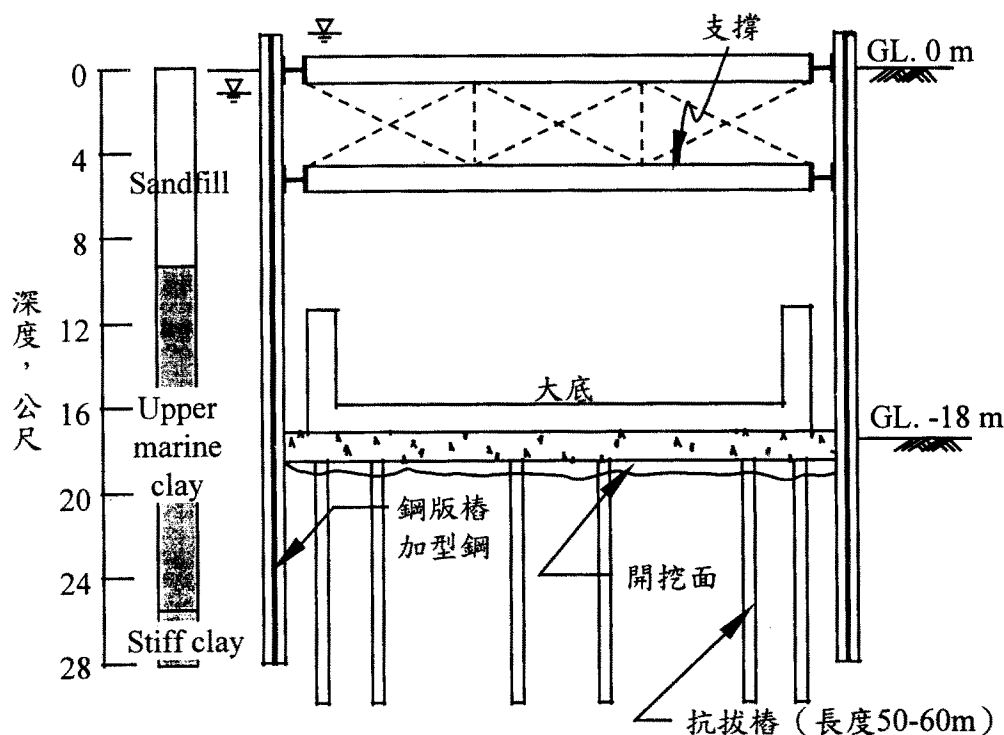
圖十六 板橋線通風豎井B剖面圖及土層分布

如圖六所示，降水的影響範圍相當地廣，在 5 公里之外，洩降仍達 2 公尺以上，甚至遠到北門地區都受影響（參考圖四及圖十）。幸好在過去市區景美層的水位曾經下降超過 40 公尺，而松山層已經經過長期壓密，歷年地表沉陷超過 2 公尺，所以在降水期間地表沉陷微乎其微（參考圖五）。但在市郊，如公館地區，則有幾公厘的沉陷，因為其量有限，而且均勻，並未導致任何後果。但這不表示在台北盆地的所有地區施作降水作業都很安全，因為盆地邊緣，如新店、中和、新莊、士林、或松山等地區，並未經過如此預壓作用，長期降水很可能會導致嚴重的後果，不可不慎。

### 3.5 水中開挖

水中開挖並未在台北捷運工程中採用，但在世界其他各地，不乏先例，以台北盆地的地質而言，相信極有引進此工法的可能，因此在此特地多加著墨，以期能為日後參考。

新加坡捷運濱海灣地鐵站（Marina Bay Station）是建在一塊海埔新生地之上，海泥厚度達 35 公尺，其上是 10 公尺厚的回填砂（參考圖十七）。新加坡海泥出奇的軟弱，標準貫入試驗的錘數常常不到一下，遠



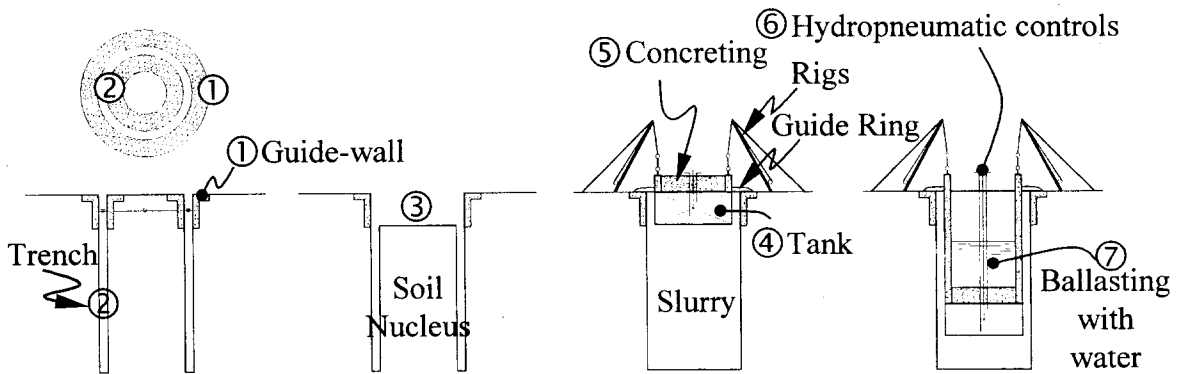
圖十七 新加坡捷運濱海灣站水中開挖示意圖

較松山層的土質為差。在施工期間，地表仍以每年 30 公厘的速率下沉。該站開挖深度達 18 公尺，由於地質過於軟弱，經評估以水中開挖方式構築最為經濟。其步驟是先以鋼版樁圍堰，開挖至地面下 7 公尺處，架設第二層支撐後，在堰內注水以平衡土壓【18】。再以抓斗挖掘至最終開挖面，然後在水中澆築 1.5 公尺厚的臨時底版，以支撐連續壁。在將水抽乾後，再打大底及構築站體。否則的話，以 18 公尺的開挖來說，至少要 7 層支撐，而開挖面下的海泥也必須先行處理才能維持其穩定，所費定然不貲。

另外要介紹的是墨西哥市一個案例。墨西哥市的土質出名的軟弱，含水量高達 400%，老舊建築物的沉陷量動則以公尺計，是土壤力學課科書中常加討論的課題。而在墨西哥市地下工程失敗案例屢見不鮮，但也因此發展出了一些特殊工法以為因應。以該市的污水下水道為例，在 1967 至 1975 年間的第一期工程中，一共構築了 67.9 公里長的污水下水道。在 40 個豎井中有兩個直徑 9 公尺的豎井預計開挖至 30 公尺，但由於連續壁接頭有瑕疵，在開挖至 20 公尺時即崩塌。其後只好在其外另外構築一圍連續壁，再以水中開挖的方式完成開挖，其細節見下節。

### 3.6 浮式構築工法

在 1969 年墨西哥市首創一種新工法 - 浮式構築工法(參考圖十八)，自此以後，該法即廣為使用，一共用此法構築了 35 個豎井【20】。目前以此法構築的豎井中最大的是直徑 17 公尺，未來將會有直徑 25 公尺的豎井利用此法構築。該施工法說起來甚為簡單，其原理與連續壁的施作大同小異。第一步，先在豎井的外側施作一圓形導溝，導溝之側壁是兩個混凝土圈。導溝之寬度並不重要，只要 0.5 公尺就足夠。第二步是在導



圖十八 墨西哥市污水下水道工程之浮式構築法示意圖

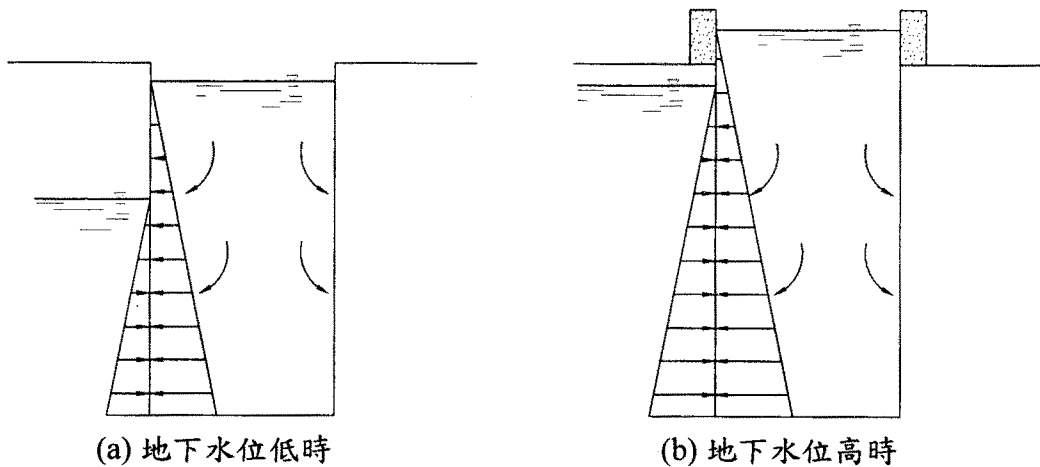
溝內開挖，深度要較底版的設計深度深上三、五公尺。這兩個步驟與連續壁施工的前兩個步驟無異。但與連續壁施工不同的是，溝內並不以混凝土填充，而是一直以皂土液穩持側牆的穩定，直至完成整個豎井的開挖作業。此時豎井中間留下一柱狀土心，其四周環繞著皂土液。在拆除導溝內牆後即可進行土心的移除，在移除土心的過程中，一面清除土心一面在坑內填注皂土液，使液面維持在一定的高度以保持側牆的穩定。

在土心完全挖除後，即可構築永久結構體。首先以鋼製圓形底座置於皂土液面之上，並利用導溝的混凝土外環加支架以束縛該基座使其不致左右漂動，再在其上構築鋼筋混凝土底版及結構體。結構體因自重增加而不斷下沉，一般而言，有必要在其內注水，方才能克服浮力令其沉到底部。同時不斷地監測，不斷地調整底部水箱各個隔倉內之水位以保持結構體的平正。在結構體沉到設計深度，而且調整到正確位置並固定後，即可將其四周與土壁間的空隙以水泥砂漿或混凝土填滿。在將內部的水抽乾後即可繼續構築內牆以至完成整個豎井。

在管湧及上舉問題嚴重時，水中開挖不失為一解決之道。當年在審查捷運工程的幾個豎井時，大地專業顧問即有引進「水中開挖工法」的建議，亦有與墨西哥市所採用的「浮式構築工法」類似的構想，所不同的是大地專業顧問所考慮的方案中仍保留有連續壁，只是長度只到開挖面下二、三公尺處而已。當年因為缺乏先例所以難以推動。而今墨西哥的案例較大地專業顧問所建議的方案更為大膽，而其成功為此工法之推廣憑添信心。所以建議設計及施工單位對其在台北盆地以及其他地區的適用性作進一步探討。

以 CH221 標通風豎井為例，開挖深度達 35 公尺，在開挖面下就是一層含水量豐富的景美層。為克服管湧及上舉問題，連續壁長達 65 公尺，在礫石層中的部份即達 30 公尺，施工難度相當地高（參考圖十三），而且在連續部底部又必需灌漿以封底方能達到必要的安全係數，所費不貲。如採用浮式構築工法（參考圖十八），相信可以節省不少工程費。水中開挖的最大問題在棄土，如何將泥水混合液處理妥善，達到環保所要求的排放標準，是一個必須考慮的問題。在河川附近進行水中開挖最為理想，泥土混合液可以在略加處理後用壓力管輸送到外海或者用駁船運到外海拋棄，其過程遠較陸上運輸為簡單。

在地下水位遠較地面為低時，由於開挖區內的皂土泥水壓較地下水壓為大，形成正壓，側牆更為安定，連續壁或可免除（圖十九）。即使地下水位原來不低，也可以用降水工法將其降低，或者以圍堰提高開挖區內水位，效果一樣。至於結構體的構築方式，可以用預鑄節塊代替場



圖十九 進行水中開挖時連續壁內外水壓示意圖

鑄混凝土，以縮短工期，同時因為工期的縮短，側牆崩塌的風險也因此降低。其實保留連續壁，除了風險大為降低外，連續壁減少皂土液的逸失，其自重也可以抗浮，省掉了抗拔樁，不失為上策。

### 3.7 工法討論

在軟弱地盤中，有越來越多的案例是採用圓形擋土結構。由於免除了支撐，除了費用較省外，施工也更為順利。尤其在日本不乏無支撐開挖至地面下百公尺的圓形擋土結構。在南台灣，高雄永安鄉的液態天然氣儲存槽直徑 72 公尺，開挖深達 40 公尺，除連續壁外，是以 2.7 公尺厚的內牆的環效應維持側牆的穩定。台北捷運新店線 CH221 標的通風豎井外徑 26 公尺，以兩道環梁支撐，也是一個成功的例子（參考圖十）。相信以後在捷運後續路網中，圓形擋土結構還會有用到的機會。水中開挖也值得嘗試，尤其是當開挖面相當接近景美層時，其經濟效益更高。浮式構築工法是一個新穎的工法，在墨西哥市能成功，在台北就沒有不成功的道理，可以試行推廣。其實有相當多的海上鑽油台是以浮式構築工法完成的，所以技術應該不是關鍵。

### 肆、連續壁側向位移

在都市地區進行深開挖，鄰近房屋的安全是一個重要的課題。因為開挖不慎而致鄰近房屋倒塌的情事可說年年皆有，至於牆壁及地版龜裂

的情形更是屢見不鮮。這些問題自然是地盤變位所致，只要地盤穩定，損鄰事件當可避免。假設開挖面下的土栓有足夠的安全性，則地盤變位只有兩個來源：連續壁側向位移及壓密沉陷。因限於篇幅，本文僅討論連續壁側向位移之分析模式及探討減少連續壁側向位移的各項措施及其成效。

## 4.1 影響因素

影響連續壁側向位移的因素眾多，一般而言包括：

- a) 開挖深度
- b) 地質狀況，包括土壤強度及地下水位
- c) 施工方式 - 順打或逆打
- d) 擋土系統的勁度
- e) 支撐預壓
- f) 地盤改良
- g) 施工水準

由於因素眾多，而且這些因素相互關聯，僅憑為數有限的資料，想要將個別因素對連續壁側向位移的影響量化並不容易，但是要是沒有一套量化的方式的話，在設計時非常不容易作最佳選擇，也非常不容易評估減少位移的各式措施之成效。雖說現在數值分析已經相當成熟，可以很容易地對單一因素作靈敏度分析，但是土壤參數的選擇並不是一件容易的事。沒有正確的土壤參數，數值分析的結果可能會有相當大的誤導性。一般而言，數值分析在回饋分析中可以得到很好的結果，但是若將回饋分析所得到的土壤參數用之於預測未來，則結果常常不是很理想，顯示數值分析仍有基本缺陷，尚待改善。所以以目前的水準而言，數值分析還無法完全取代統計方式作為研究工具。以下首先討論各個因素的代表參數，以為統計分析之依據。

### 4.1.1 開挖深度

在所有因素中，開挖深度是最為明確的一項，尤其是最終開挖深度，

在所有設計圖及報告中都有註明，也不至有誤。但每一階的開挖深度則不是那麼明確可靠，在現場常有超挖情事。現只能假設設計開挖深度可靠，如果沒有每階設計深度的資料的話，就假設支撐下方 1.5 公尺處為每階開挖深度。

#### 4.1.2 地質狀況

台北盆地的地質資料相當完備，也有很好的地質分區圖作為分析的基礎。根據李咸亨教授的地質分區圖（參考圖三），自板橋線的通風豎井 B（新店溪東岸）以東至南港線善導寺站（忠孝東路與紹興南路口），自淡水線的劍潭站以南至新店線的古亭站（羅斯福路與和平東路口）都屬 T2 區，自善導寺站至忠孝敦化站屬 TK2 區，自忠孝敦化站至昆陽站（忠孝東路與昆陽街口）屬 K1 區。TK2 區介於 T2 與 K1 兩區之間，是這兩區的漸變區，在過去該區一大半屬於 T2 區，一小部份屬於 K1 區【2】。本文所討論的範圍僅限於這三區，但相信所採用的分析模式及原則也適用於其他地質分區。

#### 4.1.3 施工方式

在工法方面，順打工法的步驟十分明確，一階階地開挖，一階階地支撐，開挖到底後再構築永久結構體，較不明確的是超挖及支撐的時機。逆打及半逆打的步驟就不是那麼明確，因為逆打及半逆打工法一般都是在興建高樓地下室時才會採用，其目的在地上及地下結構物可以同時施工以縮短工期。所以在開挖前必須先打好基樁以承受上部結構物的重量。連續壁的側向位移多少會受到基樁的影響。當然如果在採用順打工法的基地也有基樁的話，連續壁的側向位移同樣會受到影響，但是採用順打工法的基地有基樁的情形不多，尤其是捷運車站，一般都只有中間柱，而無基樁。此外，在採用逆打或半逆打工法時，也可能會在兩層樓版中增加臨時支撐，這就增加了一個變數。所以在本文所採用的案例中，儘可能地將這情形排除在外。

#### 4.1.4 擋土系統勁度

擋土系統的勁度包括連續壁的勁度與支撐的勁度。連續壁的勁度約略可以以連續壁的厚度表示。至於支撐系統的勁度則不是那麼容易量化。

理論上可以用單位面積上的支撐材的總斷面面積作代表參數，但這方面的資料整理起來不是那麼容易，一般文獻中最多只提供支撐材的斷面，很少會提到支撐的水平間距，所以在本文中，擋土系統的勁度只以連續壁的厚度作為代表。

#### 4.1.5 支撐預力

預力除了影響支撐勁度之外，也影響了土壤以及擋土系統的行為，是一個重要的因素。早期的開挖相信有施加預力的情形不多，目前幾乎所有的開挖都施加預力。依慣例，預力為設計支撐軸力的 50% 至 80%。雖說如此，因為每個設計者所計算出的支撐軸力有很大的出入，所以實際施加的預力變化相當地大。但是因為缺乏詳細資料，預力不是本文的一個分析項目。

#### 4.1.6 地盤改良

由於開挖越來越深，因開挖而引起的問題也越來越多，以地盤改良作為因應措施的情形也逐日增加，也有不少文獻評估其成效。但是此類評估多限於單一基地，資料數有限，可能有失公允。大家也曉得，即使是在地質狀況無甚變化的同一基地，傾度管的測值即可能差上 30%。如果只是以某基地一處有地盤處理的傾度管測值與同一基地另一處無地盤處理的傾度管測值相比較，其結論相當可能有誤導性。由於篇幅所限，地盤改良的成效留待日後討論。

#### 4.1.7 施工水準

施工水準也是一個重要的因素，其中影響最大的是超挖控制與支撐的架設時機。土壤有潛變現象，所以支撐應即早架設，雖然規範中一般都會規定在挖掘到支撐預定深度下方一公尺或一公尺半處即應「立即」架設支撐。但是在實際施工時，土方與支撐常常是兩個不同的下包，各自為政，互不相屬。曾見過超挖達十公尺，有兩層支撐該上而未上的情形。在這情形之下，連續壁的側向位移豈能不大。可惜的是施工水準更是一個無法量化的因素，本文中自然難以將其納入分析。

## 4.2 分析步驟

以上所列的七個影響因素相互關聯 (coupled)，理論上無法單獨考慮 (isolated) 其影響。雖說如此，但是可以預期有些是主要因素，有些是次要因素，所有首要之務就是找出一個數學模式，以及能代表側向位移的參數，以便分析各個因素對這個參數的影響。在所有因素中，最容易量化、而其影響也最為明確的莫過於開挖深度。假設連續壁的側向位移與開挖深度呈以下關係，也就是說【21】：

$$\delta_{\max} = k_{\theta} H^{\theta} \quad (1)$$

其中

$\delta_{\max}$  = 側向位移最大值，單位為公厘

H = 開挖深度，單位為公尺

$\theta$  = 經驗因次

$k_{\theta}$  = 經驗係數，內含 ( $m^{-\theta}$ ) 單位

假如上式成立的話，本來是以  $\delta_{\max}$  為分析對象的，現在改為以  $k_{\theta}$  為分析對象，而開挖深度的影響已經內含在公式之中，這樣就減少了一個變數，大大的減少了統計分析所需要的資料量。簡單的說，統計分析所需要的資料量是與各影響因素中參數數目的乘積成正比，在 4.1 節列有 7 個因素，即使不考慮施工水準的話，影響因素也有 6 個之多，去掉開挖深度一項後所需要的資料量就大大的減少，分析起來要容易多了。

本章的目的在以統計的方式以建立推估各種狀況下的  $k_{\theta}$  值。現在再將支撐預力及地盤改良等兩個因素暫時擱置不予考慮，則只剩下地質狀況、施工方式及擋土系統勁度等三個因素。表二表示本文所討論的各個基地之地理位置、其所屬地質分區以及施工方法。個別基地之詳細資料，如開挖深度、連續壁厚度、側向位移等，見表三、四及五。該三表列有該 13 個基地的 29 支傾度管的讀值，為了方便起見，現將每支當作一單獨案例來看待，並以基地代號及序號為其代號。如該三表所示，所有案例已依地質分區、施工方式、及連續壁厚度分組，其變數為：

- a) 地質分區：分為 T2, K1 及 TK2 三區
- b) 施工方式：分為順打 (B: bottom-up)，半逆打 (S: semi top-down)，逆打 (top-down) 等三種工法
- c) 連續壁厚度：1.2m, 1m, 0.9m, 0.8m, 0.7m (以 120, 100, 090, 080,

表二 案例之地理位置、地質分區及施工方式介紹

	參考文獻	施工標/計畫名稱	地質分區	施工方法
M2	捷運新店線	CH219 - G11	T2	半逆打 (S)
M3	捷運新店線	CH218 - R12	T2	順打 (B)
M4	捷運新店線	CH220 - G10	T2	半逆打 (S)
M5	捷運南港線	CN251 - 明挖隧道	T2	順打 (B)
M6	捷運南港線	CN256	K1	半逆打 (S)
M7	捷運南港線	CN257	K1	順打 (B)
M8	捷運南港線	CN258	K1	半逆打 (S)
M9	捷運南港線	CN259C	K1	順打 (B)
N1	張志榮等 (1998)	B基地	TK2	逆打 (T)
N2	歐章煜等 (1995)	南京東路工地	K1	逆打 (T)
N3	胡邵敏等 (1992)	中華路工地	T2	逆打 (T)
N4	胡邵敏等 (1992)	仁愛路工地	TK2	順打 (B)
N5	亞新公司	延吉街工地	K1	順打 (B)

表三 T2區深開挖案例

組別	工法	連續壁		連續壁 傾度計	側向位移 $\delta_{max}$ (mm)	開挖深度 H (m)	$\beta$ $\delta_{max}/H$ (%)	$\alpha$ $\delta_{max}/H/H$ $\times 10^6$		
		厚度 (m)	案例							
T2-B-100	順打	1.00	M3/a	SID1	30.50	26.6	16.4	0.16	99	
		1.00	M3/b	SID2	30.50	24.7	16.4	0.15	92	
		1.00	M3/c	SID3	30.50	24.7	16.4	0.15	92	
				平均值					0.15	94
				標準誤差					0.01	4
				標準誤差/平均值			4%	4%		
T2-B-080	順打	0.80	M5/b	SID3	30.00	21.4	20.1	0.11	53	
		0.80	M5/c	SID6	30.00	29.6	16.4	0.18	110	
		0.80	M5/d	SID8	30.00	41.5	16.4	0.25	154	
				平均值					0.18	106
				標準誤差					0.07	51
				標準誤差/平均值			41%	48%		
T2-S-120	半逆打	1.20	M2/a	SID2	41.00	26.5	23.4	0.11	48	
		1.20	M2/b	SID3	41.00	36.1	23.4	0.15	66	
		1.20	M2/c	SID4	41.00	34.6	23.4	0.15	63	
		1.20	M4/a	SID9	42.00	24.2	23.7	0.10	43	
				平均值					0.13	55
				標準誤差			0.03	11		
				標準誤差/平均值			20%	20%		
T2-T-080	逆打	0.80	N3/a	SI1	30.00	102.0	17.35	0.59	339	
		0.80	N3/b	SI2	30.00	110.0	17.4	0.63	365	
				平均值					0.61	352
				標準誤差					0.03	19
						標準誤差/平均值			5%	5%

表四 K1區深開挖案例

組別	工法	連續壁		傾度計	連續壁 深度 (m)	側向位移 $\delta_{max}$ (mm)	開挖深度 H (m)	$\beta$ $\delta_{max}/H$ (%)	$\alpha$ $\delta_{max}/H/H$ $\times 10^6$
		厚度 (m)	案例						
K1-B-100	順打	1.00	M9/a	SID3	32.00	25.0	15.0	0.17	111
			N5/a	SI15	39.50	44.5	19.1	0.23	122
			N5/b	SI16	39.50	79.6	19.1	0.42	218
			N5/c	SI17	39.50	56.8	19.1	0.30	156
			N5/d	SI12	39.50	53.8	19.1	0.28	147
			N5/e	SI13	39.50	62.3	19.1	0.33	171
			N5/f	SI14	39.50	71.9	19.1	0.38	197
平均值								0.30	160
標準誤差								0.08	38
標準誤差/平均值								28%	24%
K1-S-100	半逆打	1.00	M6/a	SID1	37.00	49.0	16.2	0.30	187
			M6/b	SID3	37.00	47.0	16.2	0.29	179
			M6/c	SID4	37.00	53.0	16.2	0.33	202
平均值								0.31	189
標準誤差								0.02	12
標準誤差/平均值								6%	6%
K1-T-090	逆打	0.90	N2/a	I1	35.00	108.0	19.7	0.55	278
			N2/b	I2	35.00	100.0	19.7	0.51	258
			N2/c	I3	35.00	100.0	19.7	0.51	258
平均值								0.52	265
標準誤差								0.02	12
標準誤差/平均值								4%	4%

表五 TK2區深開挖案例

組別	工法	連續壁		傾度計	連續壁 深度 (m)	側向位移 $\delta_{max}$ (mm)	開挖深度 H (m)	$\beta$ $\delta_{max}/H$ (%)	$\alpha$ $\delta_{max}/H/H$ $\times 10^6$
		厚度 (m)	案例						
TK2-B-070	順打	0.70	N4/a	M1	33.00	67.0	21.7	0.31	142
		0.70	N4/b	N1	33.00	65.0	21.7	0.30	138
平均值								0.30	140
標準誤差								0.01	3
標準誤差/平均值								2%	2%
TK2-T-120	逆打	1.20	N1/a	SID1	55.00	110.0	26.6	0.41	155
		1.20	N1/b	SID8	55.00	120.0	26.6	0.45	170
平均值								0.43	163
標準誤差								0.03	10
標準誤差/平均值								6%	6%

070 為代號) 等四類

理論上共有  $3 \times 3 \times 4 = 36$  種組合，如果每組要有 5 個以上的案例（5 支以上的傾度管）統計分析才有意義的話，就必須要有 180 個以上的案例。表三、四及五中一共只有 29 個案例，分在九個組中，其中除 K1-B-100 這一組有 7 個案例外，其他組的案例只有三、兩個，T2-S-120 這一組甚至只有一個案例，代表性顯然不足。因此僅能就這有限的案例，剖析單一因素中各變數間的相對關係，求出權重，再以這些權重推算其他缺乏資料或資料不足各組之  $k_\theta$  值。

#### 4.2.1 因次 $\theta$ 之訂定

因次  $\theta$  顯然地隨地質狀況、開挖工法、擋土系統勁度、支撐預壓、地盤改良、施工水準而定，甚至與開挖深度亦有關聯。而  $\beta_\theta$  又隨  $\theta$  而變，因此首先要求得在各種狀況下的  $\theta$  值。現在將式 (1) 兩邊同時取對數，可得以下關係式【21】：

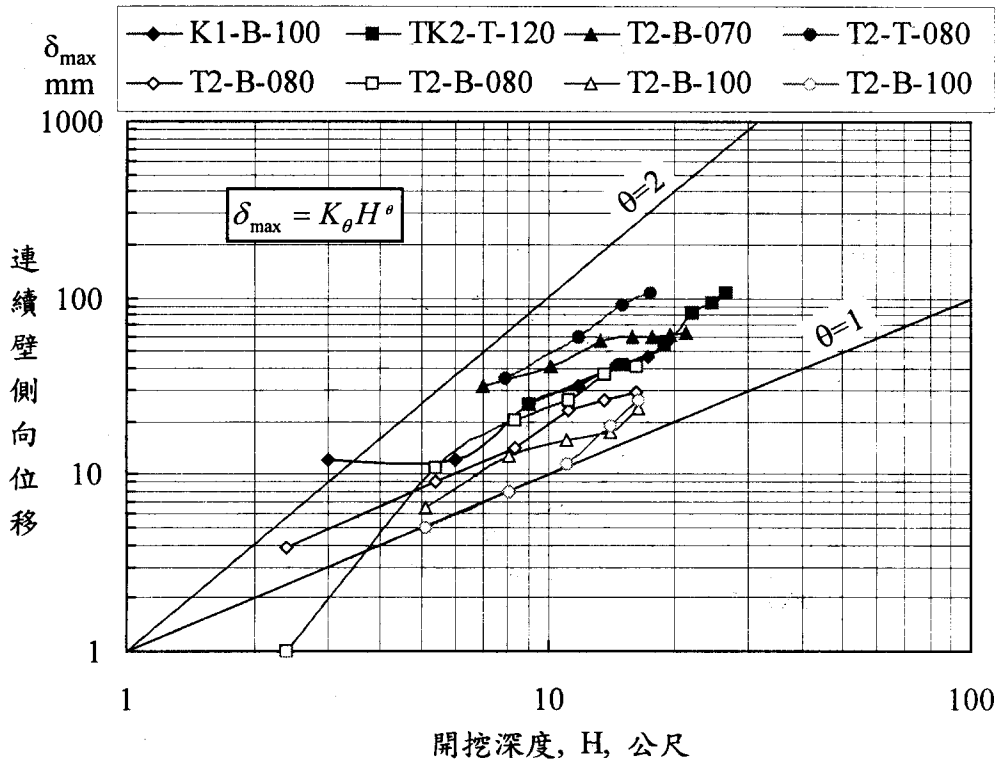
$$\log(\delta_{\max}) = \theta \log(H) + \log(k_\theta) \quad (2)$$

由此可見，如果以對數方式表示側向位移與開挖深度關係的話， $\theta$  值就是斜率。圖廿表示在數個案例中連續壁側向位移與開挖深度的關係，由該圖可以看出，大部份的資料顯示  $\theta$  值在 1 至 2 之間（只比較斜率，不管資料點的位置）。應注意的是，該圖所顯示的是個別傾度管在每一階開挖的側向位移，所以開挖深度是唯一的變數，以這方式來推估  $\theta$  值應該是相當可靠。

#### 4.2.2 $\theta=2$ 情形

既然  $\theta$  介於 1 與 2 之間，而不是一個固定值，有必要分析這上、下二限，看看各因素間的權重是否會受  $\theta$  值的影響。現在先討論  $\theta$  值為上限的情形，令  $\theta=2$ ，式 (1) 成

$$\delta_{\max} = k_2 H^2 = \alpha H^2 \cdot 10^{-6} \quad (3)$$

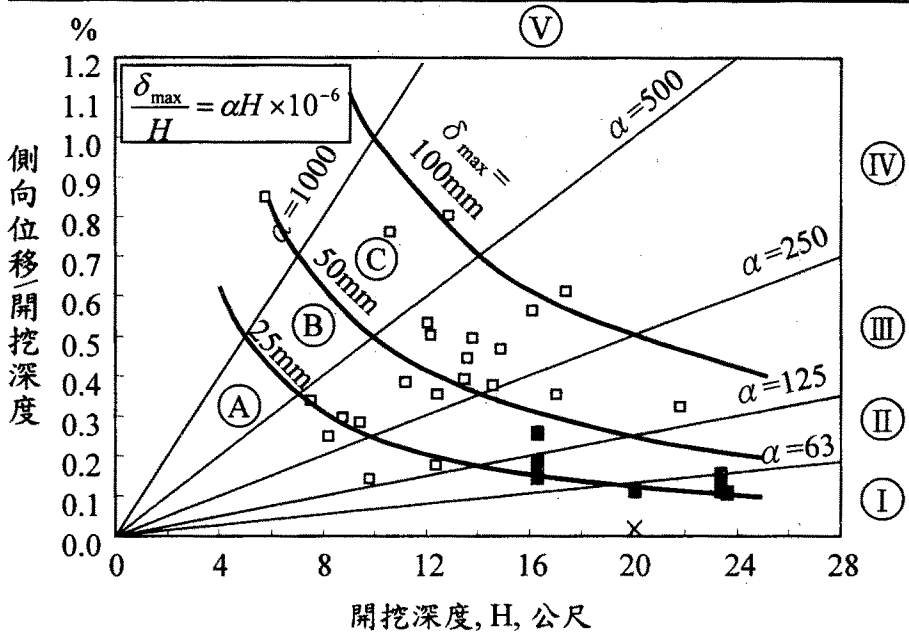


圖廿 連續壁側向位移與開挖深度關係圖

在上式中， $\alpha = k_2$  是一個經驗參數，要根據連續壁的實測位移推估【22】。該式與文獻【23】中所建議的公式形異而實同，在式中加上  $(10^{-6})$  因子的目的是將  $\alpha$  值化為整數。現將 T2 及 K1 區內捷運深開挖量測所得連續壁側向位移與文獻【23】中所提供之資料分別比對於圖廿一及廿二，並以相當於  $\alpha = 62.5, 125, 250, 500, 1000$  (內含  $m^{-1}$  單位) 等五條直線將兩圖分為 I 至 V 等區域以概略表示在各種狀況下連續壁的側向位移。簡單地來說說，相鄰兩區域的側向位移相差兩倍，例如第 II 區的位移是第 I 區的兩倍，而第 III 區的位移是第 II 區的兩倍，以此類推。在同一區域內，由於  $\alpha$  值的上限與下限只相差兩倍。所以只要知道某地質分區內的開挖資料大部份歸在那一區域，就可以約略估計連續壁的側向位移。由這兩圖可以立即看出以下結果

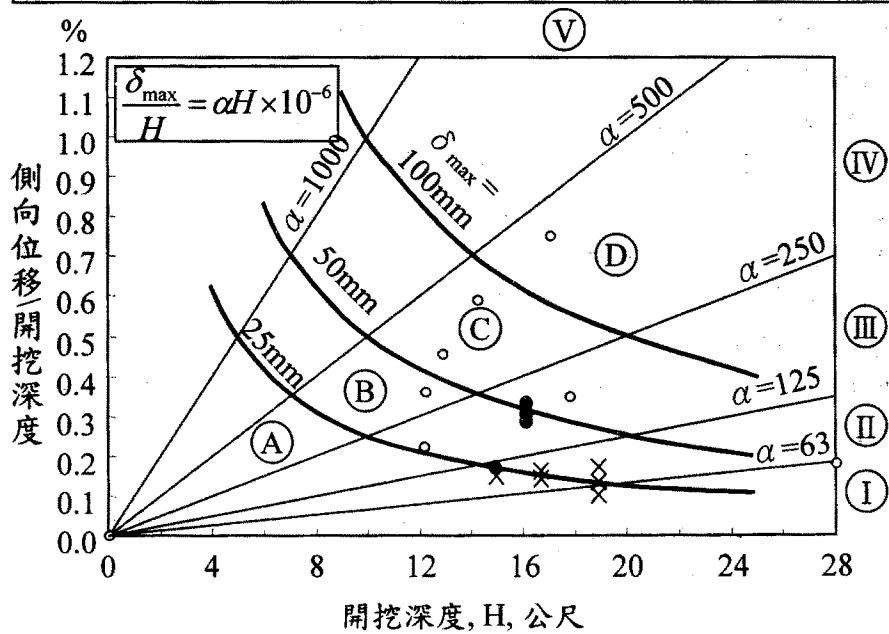
地質分區	過去開挖經驗	捷運開挖經驗
T2	第 IV 區	第 II 區
K1	第 IV 區	第 III 區

□ Woo and Moh, 1990 ■ TRTS - no treatment × TRTS - with treatment



圖廿一 T2區捷運開挖資料與舊有資料之比對

○ Woo & Moh, 1991 • TRTS - no treatment × TRTS - with treatment



圖廿二 K1區捷運開挖資料與舊有資料之比對

這樣很快就可以推論，在 T2 分區內捷運工程的連續壁側向位移是過去量測所得的四分之一，在 K1 分區內捷運工程連續壁側向位移是過去量測所得的二分之一。而在 K1 區內深開挖的連續壁側向位移是 T2 區內的兩倍。

早期開挖的詳細資料已不可考。相信其位移量所以較大的原因不止一端。一般而言，

- a) 捷運的連續壁在設計時即以限制地盤位移為一要件，相信過去一般民間開挖並不如此，所以在同樣開挖深度，捷運的連續壁會較民間的連續壁厚上 20 公分甚至 30 公分，支撐也較強，甚至會多一層至兩層。所有支撐也一律施加預力，而且因為地盤變位小，土壓較大，設計支撐荷重大，預力也大，所以整個支撐系統的勁度較大。
- b) 無可否認的是，捷運監造遠較民間來得嚴謹，品管及品保都更為落實。超挖情形減少，支撐迅速，地盤的潛變減少。
- c) 此外，在過去十來年，無論是機具、工法、以及施工人員的素質等各方面都有長足的進步。而民眾的自我保護意識抬頭，對建物安全的要求增加，所以施工單位也更為小心。

基於上述理由，以下討論並不考慮十年以前的資料，以過濾掉上述因素所造成的差異，而以近期資料為主。但是若要以統計的方式作歸納與分析，光是採用捷運的資料仍嫌不足，所以也採用了其他重大工程以及幾個民間的深開挖案例，以為補助。這幾個案例都是不久前完成的，相信其施工品質應與捷運工程的品質相當。

如上所述，影響連續壁側向位移的因素眾多，只是籠統的將側向位移分區，除了不科學之外，對設計並無助益。表三、四、及五的最後一欄列有根據各支傾度管所得的側向位移所計算出的  $\alpha$  值，以及各組  $\alpha$  的平均值，現在將這些  $\alpha$  平均值綜整於表六以供分析。根據表六以及圖廿及圖廿一可以發展出各個影響因素的權重，並且表示於表七，這些權重除了可以用之於推估  $\alpha$  值之外，更可以用之於評估各單一因素對側向位移的靈敏度，例如，將連續壁自 80 公分加厚到 120 公分， $\alpha$  值可以減半，換句話說，側向位移可以減半。又如，支撐施加預力，也可以達到同樣的效果【22】。因為資料量十分有限，這過程有相當大成分的自由心証，所以其結果有待驗證，隨著資料量的增加，其可信度自會提高。

表六 實測 $\alpha$ 及 $\beta$ 平均值

Set	$\alpha$ (Moh and Hwang, 1999b)			$\beta$ , % (Moh and Hwang, 1999a)																				
	T2 Zone	TK2 Zone	K1 Zone	T2 Zone	TK2 Zone	K1 Zone																		
B-120	94(3)			0.15(3)																				
B-100							160(7)			0.30 (7)														
B-090	106(3)			0.18(3)																				
B-080							140(2)			0.30(2)														
B-070													55(4)			0.13(4)								
S-120	189(3)			0.31(3)																				
S-100							163(2)			0.43(2)														
S-090																			265(3)			0.52(3)		
S-080																								
S-070	T-120			0.61(2)																				
T-100							163(2)			0.43(2)														
T-090													265(3)			0.52(3)								
T-080																			352(2)			0.61(2)		
T-070																								

Notes: S: semi top-down construction method  
 B: bottom-up construction method  
 T: top-down construction method  
 "-120, -100, -090, -080, -070 wall thickness in centimeters  
 (Numbers in parentheses) are numbers of cases in the category

表七 各參數對 $\alpha$ 及 $\beta$ 值的影響

Parameter	Representative Condition	Multiplier on $\alpha$ (Moh and Hwang, 1999b)	Multiplier on $\beta$ (Moh and Hwang, 1999a)
Ground Conditions	T2	1	1
	K1	2	2
	TK2		1.5
	Singapore marine clay	5	
Retaining Structures	1.2m diaphragm wall	1	1
	1.0m diaphragm wall	1.5	1.1
	0.8m diaphragm wall	2	1.3
	0.7m diaphragm wall		1.5
	sheet pile	4	
Strut	preloaded	1	1
	without preloading	2	1.5
Method of Construction	bottom up	1	1
	top down	2	2
Ground Treatment	treated	1	
	untreated	2	

### 4.2.3 $\theta=1$ 情形

以上討論的是  $\theta$  值為上限時的情形，即  $\theta=2$ 。現在討論當  $\theta$  值為下限時的情形。令  $\theta=1$ ，式 (1) 成

$$\delta_{\max} = k_1 H = \beta H \quad (4)$$

如此一來， $\beta$  就單純的是側向位移與開挖深度的比值，一般是以百分率表示之。根據上節所述同樣步驟，可以由各傾度管讀值計算而得  $\beta$  值，其結果見表三、四及五， $\beta$  的平均值綜整於表六。同樣地，可以根據表六及圖廿一、廿二發展出各因素的權重，結果見表七【21】。

## 4.3 討論

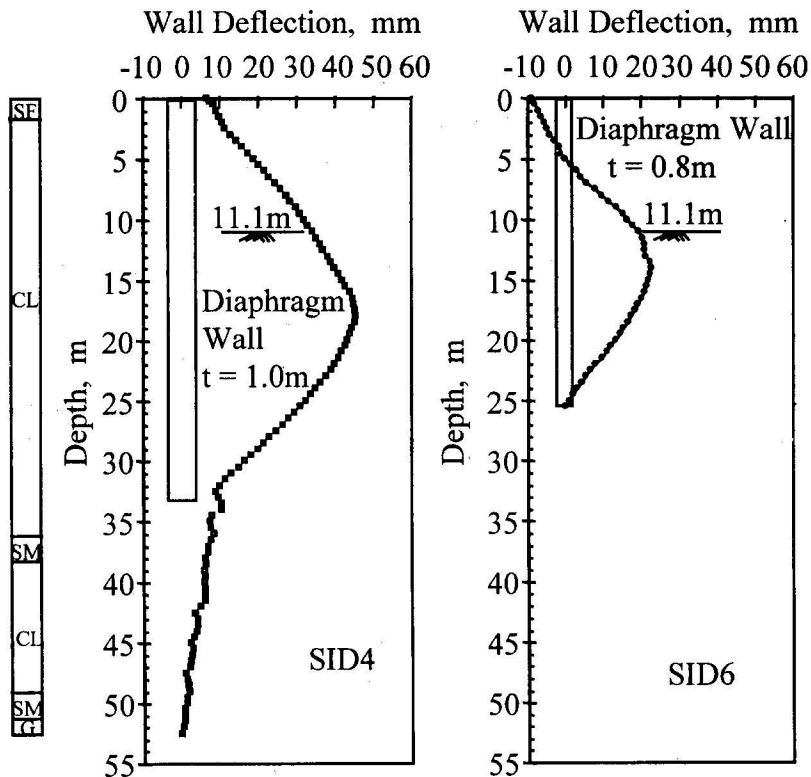
由表六可以很明顯地可以看出，雖然各組間的相對關係並不受  $\theta$  值的影響，但是各組間  $\alpha$  的比值與  $\beta$  的比值差異不可謂小。以 T2-B-120 (T2 區-順打-連續壁厚度一公尺) 及 T2-B-080 (T2 區-順打-連續壁厚度 80 公分) 兩組而言，後者的  $\alpha$  值是前者的 1.8 倍，但是  $\beta$  值卻僅是前者的 1.3 倍，這就影響了連續壁厚度的效益評估，所以表七中  $\alpha$  與  $\beta$  的建議值有所不同，其他的因素的權重並不受  $\theta$  值的影響。

由表三、四及五最右兩欄可以看出，除 T2-B-080 及 K1-B-100 兩組外，其餘各組內所有案例中，無論是  $\alpha$  或  $\beta$ ，其一致性相當高，標準誤差都在平均值的 20% 之內，大部分都在 10% 之內，這除了因為每組中案例為數有限外，也是因為除了 K1-B-100 這一組包含兩個工地的資料外，其他組的資料都來自單一工地，因此開挖深度一致，施工水準也相當一致，所以在圖廿一及圖廿二中，捷運的資料點都落在一個狹小範圍之內。

但應注意的是，傾度管的讀值並不一定代表連續壁的側向位移，圖廿三表示在同一工程標 A、B 兩工區兩支傾度管的讀值。在 A 區開挖深度為 16.2 公尺，連續壁的厚度為 1 公尺，深度 33 公尺，SID4 之底部貫入礫石層。B 區的開挖深度為 11.1 公尺，連續壁厚度為 0.8 公尺，深度為 26 公尺，SID6 只安裝到連續壁的底部。這是有意的安排，以突顯傾度管貫入不動層的重要性。在開挖到 11.1 公尺時，SID4 的最大側向位移達 45mm，而 SID6 的最大讀值僅有 20mm。由該圖可以看出，在深度 26 公尺處，SID4 的側向位移達 30mm，因為 B 區的連續壁更薄、更淺，可以

想見 SID6 的底部位移至少也有 30mm，可能還不止此數。一般而言，側向位移是假設傾度管的底部為不動點而向上將每公尺（或每半公尺）的相對位移累加而得，所以 SID6 所得的側向位移是相對於其底部之位移，而非連續壁的絕對位移。若是將 SID6 的側向位移加上 30mm，則與 SID4 所測得的位移相當，所以在選取資料時必須注意。在訂定規範時也應強調傾度管必須貫入承載層，如果承載層實在太深的話，傾度管也應有足夠的深度以保證底部的位移不致影響結果。理論上，可以測量管口的位置以其作為計算的基準，但在實務上由於工區機具雜陳這是窒礙難行，而且現場工程師不見得有足夠的專業認知，在執行上可能會有所疏忽，分析者又不注意的話，分析的結果就有誤導性，不可不慎。

雖然本文並未對支撐預力、地盤改良及施工水準等三個因素進行分析，但本文所介紹的分析步驟同樣可以用以解析這三個因素對連續壁側向位移的影響。



圖廿三 底部位移對連續壁側向位移之影響

## 伍、結語

- (1) 由於施工水準的提升，近期量測所得連續壁的側向位移是早期（十年以前）所得的二分之一至三分之一。
- (2) 本文以經驗參數  $\theta$  表示連續壁側向位移與開挖深度的關係，監測資料顯示  $\theta$  值介於 1 與 2 之間。
- (3) 環境及施工因素對連續壁側向位移的影響可以以經驗參數  $\alpha$  及  $\beta$  表示之。本文藉數個案例計算在各種狀況下的  $\alpha$  值及  $\beta$  值，並且推估地質狀況、開挖工法、以及連續壁厚度對  $\alpha$  值及  $\beta$  值的權重。
- (4) 在很多情形下，可以以增加連續壁厚度的方式將其側向位移減到容許範圍之內。如果因為路幅限制，或者經濟考量，也可以以地盤改良的方式達到同樣的效果。本文所建議的分析方式一樣可以用以評估地盤改良的效益。

## 參考文獻

1. 李咸亨，「台北市區工程地質分區」，土工技術，第 54 期，第 25~34 頁（1996）。
2. 亞新工程顧問公司，「台北地層大地工程性質分析報告」，報告編號 347-3 號（1987）。
3. 吳建民，「台北盆地地盤下陷之回顧」，土工技術雜誌，第 20 期（1987）
4. 吳建民，「台北盆地地盤沉陷問題之研究（上）」，土木水利，第四期（1967）
5. 吳建民，「台北盆地地盤沉陷問題之研究（下）」，水利複刊，第四期（1968）
6. 闕河淵、黃南輝、郭金源，「台北盆地地下水位分佈與施工降水影響之探討」，土工技術雜誌第 63 期，十月，台北，台灣（1997）
7. 黃南輝、許先才、林國楨、闕河淵，「降水工法在深開挖之應用」，深開挖與地下施工研討會，五月，台灣大學，台北，台灣（1996）
8. Moh, Z. C., Chuay, H. Y. and Hwang, R. N., "Large scale pumping test and hydraulic characteristics of Chingmei Gravels", Proc., 12th Southeast Asian geotechnical Conference, May 6~10, Kuala Lumpur, Malaysia (1996)

9. 劉格非、黃南輝、楊代強，「受潮汐影響之地下水分析」，第七屆水利工程研討會，海洋大學，基隆（1994）
10. 邵明忱、黃立煌、馮堯松、劉格非，「礫石層水理參數探討」，卵礫石層地下工程研討會，台灣大學（1995）
11. Chin, C. T., Crooks, J. H. A. and Moh, Z. C., "Geotechnical properties of the cohesive Shungshan deposits", *Geotechnical Engineering J.*, December, Bangkok, Thailand (1994)
12. 朱旭、宮能文、段紹緯，「台北盆地流木分佈對地下工程之影響」，大地工程研討會，八月，金山（1997）
13. 劉聰桂、陳于高、吳文雄、羅嘉轍、魏谷，「台北盆地沉積物與地下水之年代與水質研究」，台灣之「第四紀」第五次研討會，中壢，中央大學（1994）
14. Lin, L. S., Chang, J. L. and Chu, D. C. P., "Shield tunnelling of the Chungho Line of Taipei MRT", *Proc., 9th International Conference of the Ass. for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, November, Wuhan, China (1997)
15. Duann, S. W., Wang, C. H., Wang, R. F., Liou, G. J., "Piping failure of a cofferdam in southern Taiwan", *Proc., International Conference on Foundation Failures*, May 12-13, Singapore, pp. 209~216 (1997)
16. Crumley, A. R., "Influence of subsurface details on braced excavations in Puerto Rico", *Proc., Sym. Big Digs Around the World, ASCE Annual Convention*, Boston, pp. 230~251 (1998)
17. CECI, "Ventilation and Emergency Exit Shaft", *Design Calculations Final Submission* (1990)
18. Denman, D., Berry, G. L., Onn, F. and Clark, P. J., "Marina Bay Station and Tunnels Deep Cut and Cover Construction in Soft Marine Clay", *Singapore Mass Rapid Transit Conference*, Singapore (1987)
19. Auvinet and Organista, "Deep Excavations in Mexico City Soft Clays", *Proc., Sym. Big Digs Around the World, ASCE Annual Convention*, Boston, pp. 211~229 (1998)
20. Ookado, N., "The large-scale excavation in Tokyo for the construction of the Namboku Subway Line", *Proc., Sym. Big Digs Around the World, ASCE Annual Convention*, Boston, pp. 124~143 (1998)
21. Moh, Z. C. and Hwang, R. N., "Geotechnical problems related to design and construction of the Taipei MRT", *Proc., Commemoration of Dr. Sang-*

Kyu Kim's Retirement Symposium, April 17, Seoul, Korea (1999a)

22. Moh, Z. C. and Hwang, R. N., "Geotechnical issues in underground constructions", Proc., International Conference for Rail and Transportation, Rail Transit for the Next Millennium, March 11~13, Singapore (1999b)
23. Woo, S. M. and Moh, Z. C., "Geotechnical characteristics of soils in the Taipei Basin", Proc. of 10th Southeast Asian Geotechnical Conf., Taipei, v2, pp. 51~65 (1990)
24. 胡邵敏, 「深開挖工程鄰產保護設計與施工(一) - 開挖工程對鄰產之影響及其安全評估」, 地工技術雜誌第40期, 第35~50頁, 十二月, 台北, 台灣(1992)
25. 歐章煜、廖瑞堂, 「軟弱粘土層中深開挖之土水壓力之變化」, 中國土木水利工程學刊, 第七卷, 第三期, 第253~262頁, 台北, 台灣(1995)
26. 張志榮、王復國、黃俊青, 「軟弱土層深開挖輔助支撐穩定設施」, 營建知訊, 第189期, 台北, 台灣(1998)