

軟弱土層深開挖輔助支撐穩定設施
**AUXILIARY MEASURES
FOR RETAINING STRUCTURES
IN DEEP EXCAVATIONS IN SOFT GROUND**

張志榮，王復國，黃俊青
C. J. Chang, F. G. Wang and C. C. Huang

原著載於營建知訊第 189 期
1998 年 10 月，第 34~49 頁

*Reprinted from Construction News Record
Taipei, Taiwan
October, 1998, No. 189, pp.34~49*

軟弱土層深開挖輔助支撐穩定設施

張志榮

台北市政府捷運工程局
東區工程處

王復國、黃俊青

亞新工程顧問股份有限公司

摘要

於台北市松山、大直、天母、關渡平原...等區之地層均存有頗厚之軟弱粘土層，由於此類土壤之自然含水量接近或大於液性限度，具有高靈敏度，其強度易受擾動而大幅降低，在深開挖過程中常因擋土壁溝槽挖掘、基地開挖或不當之施工震動等因素，而使得開挖側土壤被動抵抗力低，擋土壁常產生過大側向位移，同時並引致開挖區外側地面或建物有過量沉陷情形，本文即介紹在軟弱土層進行深層開挖時，常作為輔助支撐穩定工法如地中版、地中樑、扶壁等之案例，供工程界參考。

一、前言

台北盆地近丘陵山麓之基隆河流域 (分區屬 K1、K2、BK1、BK2) 沉積平原區域，地層常存有頗厚之軟弱粘土層，此軟弱粘土一般具有以下特性：

- (1) 地下水位甚高或地下水壓呈受壓水層分佈，自然含水量等於或高於液性限度，SPT N 值約介於 1~4，具極軟弱至軟弱稠度。
- (2) 靈敏性高，地層極易受擾動而致不排水剪力強度大幅降低之情形，以致開挖區外側之土、水壓過大，內側之被動抵抗力卻甚低之情形。

在軟弱土層為維繫開挖區穩定性及區外建物安全，擋土壁往往須貫入開挖面下相當長度，且由於被動側土壓力過小，在深開挖過程中擋土壁將產生較大側向位移，同時亦將引致開挖區外側地面或建物之過量沉陷，危及建物及公共安全；為防止或緩和開挖面下方地層發生塑性流動之隆起破壞現象及擋土壁大幅變位行為；通常設計時採下列方式，以作為軟弱土層深層開挖輔助支撐穩定設施：

- (1) 加強擋土結構勁度或提高支撐預壓力及勁度，減少壁體變形。
- (2) 於基地內地質改良，以提高土壤強度，增加被動土壓抵抗，例如採地中版或是採用作為提供類似內支撐機制之地中樑，以減少開挖施工造成之壁體側向位移，達到建物保護之目的。

二、輔助支撐穩定工法

一般開挖引致沉陷原因依沉陷發生先後，主要有擋土壁施工、基地內開挖、抽降基地內地下水位所引致區外地層之沉陷等，一般於軟弱土層中又以開挖所引致之沉陷佔最主要部份，是以如何有效降低開挖引致壁體過量變形，實為輔助支撐穩定工法之首要課題；在深開挖工程中下列幾項原因可能引致地表沉陷：

- (1) 土層與地下水位與水壓分佈。
- (2) 開挖深度、面積及形狀、程序與時間長短。
- (3) 開挖周圍之超載重、區內施工活動、及其輔助施工方式。
- (4) 擋土結構之構築方式、貫入深度、種類、勁度、完整性。
- (5) 支撐架設形式與勁度、預壓大小與時機。

上述因素中第 1、2、3 等項通常需遷就現場狀，較無彈性變化之空間，但 4、5 兩項設計或施工者通常可視實際之需要，而採用適當之支撐穩定設施。

軟弱土層深開挖輔助支撐穩定設施，一般有下列幾項：

- (1) 加大壁體勁度 — 如加大壁厚或採 T 形壁。
- (2) 加大支撐勁度與預力 — 如增加支撐斷面、層數及預壓力。
- (3) 地中扶壁(Buttress) — 改良深度範圍內之地層抗剪應力 c' 值有等值提升作用。
- (4) 地中樑(Transverse Beam) — 將地中樑視為勁度頗大之地中內支撐。
- (5) 地中版(Grouting Raft)及深層混合地質改良(SMW) — 係將地中版視為一改良地層，其抗剪力 c 值、被動土壓係數 K_p 及彈性模數 E 值均高於原狀地層。

上述輔助工法之功用大致如下：

- (1) 增加被動抵抗土壓力，減少貫入深度及側向位移。

- (2) 減少擋土設施之應力與應變。
- (3) 增加土壤之抗剪力、地盤反力、承载力。
- (4) 減小土壤之透水性，提高止水效果。
- (5) 用以彌補擋土壁之施工缺失或設計缺失。

三、支撐穩定設施案例介紹

以下茲列舉五個於軟弱土層或較深之開挖需採輔助穩定設施之案例，五個案例相關工程資料詳如表 1 所示，案例中將說明在軟弱土層深開挖工程中採用扶壁(Buttress)、地中樑(Transverse D/W)、地中版(Grouting Raft)等設施之功效；因限於篇幅本文將僅對案例 1 及案例 2 中說明其在設計階段所評估不同穩定方案之情形：

案例 1：A 基地---深層混合地盤改良

本基地係位於中山北路六段，土層分區屬 BK1 區(85 年，李咸亨)，基地長約 100m 寬約 60m，開挖深度 20m，部份區域開挖深度達 23m，施工採逆打分七階開挖，有關本基地之平面位置及實際所採用之穩定設施示意如圖 1。

有關在設計階段，分析採用不同輔助支撐穩定設施之成效，若不採用輔助穩定工法情形下，預估採用 1m 厚連續壁壁體最大側向位移量將約達 14~17cm，如採扶壁則最大位移約 9cm，如扶壁應配合 RC 地中樑則壁體位移約可為 6cm，若採深層混合地盤改良，則其最大側向位移量可進一步減至約 5cm，約可比無穩定設施時壁體變形降低 70%。

本工區最後採用深層混合地盤改良方案，所謂深層混合地盤改良，其改良深度通常包含開挖深度一半以上之範圍，迄至開挖面下數公尺，藉以有效提高開挖區內深層地層之被動抵抗力，且可達到在初期開挖階段抑制壁體變形，降低施工因素破壞之風險。本工區採用深層混合地盤改良，改良深度定為 GL.1.5~27.0m，因地盤改良區需避開基樁位置故其整體改良率約 70%。開挖階段代表性之側向位移曲線則如圖 2 所示，就整體而言實測壁體最大側向位移約介於 3~5cm (詳如表 2)，與預估值尚稱一致。

表 1 各案例基地相關工程資料綜整表

開挖方式	案例名稱	基地位置	地層分區	開挖深度, m	連續壁厚度/長度, m	輔助支撐穩定設施	穩定設施施工方式
逆打	A 基地 (案例 1)	中山北路六段	BK2 (K1)	20~23 (7 階)	1.0/39.0	深層混合地盤改良	SMW 深度 1.5~27.0m (改良率約 70%)
	B 基地 (案例 2)	南京東路三段	TK2 (T2)	26.5 (8 階)	1.2/55.0	RC 扶壁地中樑	扶壁長 6~8m，寬 1m (採 MHL 工法，配置鋼筋籠) 地中樑 1m 厚 深度 3~32m (澆置 14N 混凝土)
	台北捷運南港線 CN258 標 (案例 3)	忠孝東路五段虎林街口至永吉路口	K1	16.7 (5~6 階)	1.2/38.0	地中版	開挖面下 3m 厚 全面地盤改良 (採攪拌及高壓灌漿施工)
順打	台北捷運南港線 CN257 標 (案例 4)	忠孝東路五段基隆路口附近	K1	18.8 (5~6 階)	1.2/44.0	地中版	開挖面下 4m 厚 全面地盤改良 (採超高壓灌漿)
	台北捷運南港線 CN259C 標 (案例 5)	忠孝東路六段聯勤總部前至向陽路口	K1	13.5~15 (5 階)	1.0/34.0	RC 地中樑	採 MHL 工法，地中樑內配置鋼筋籠 深度 15.0~18.0m

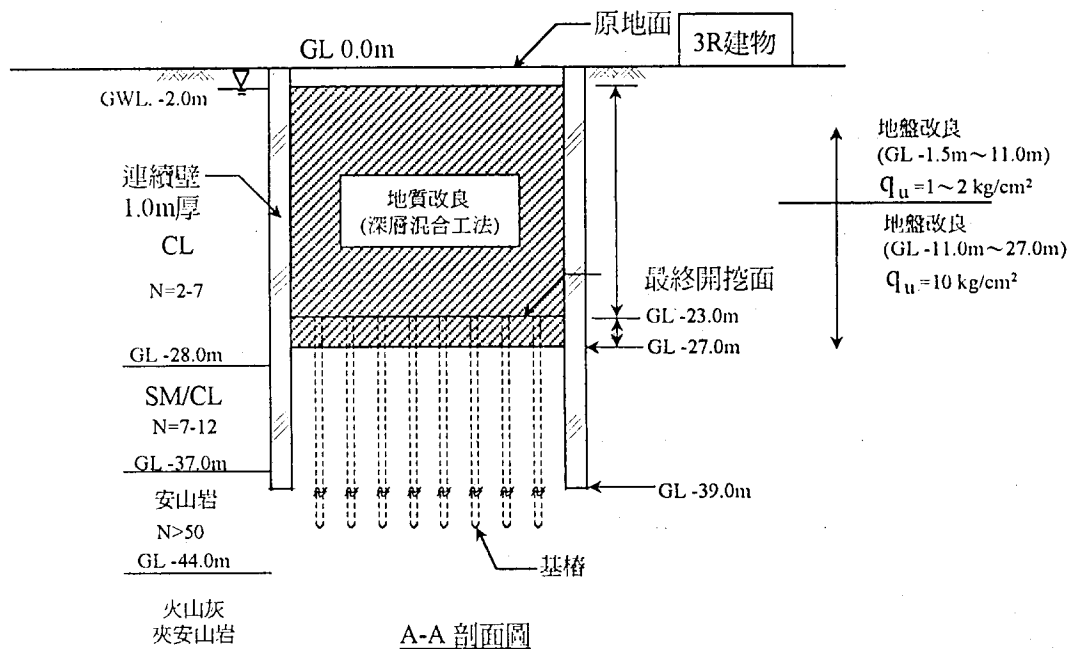
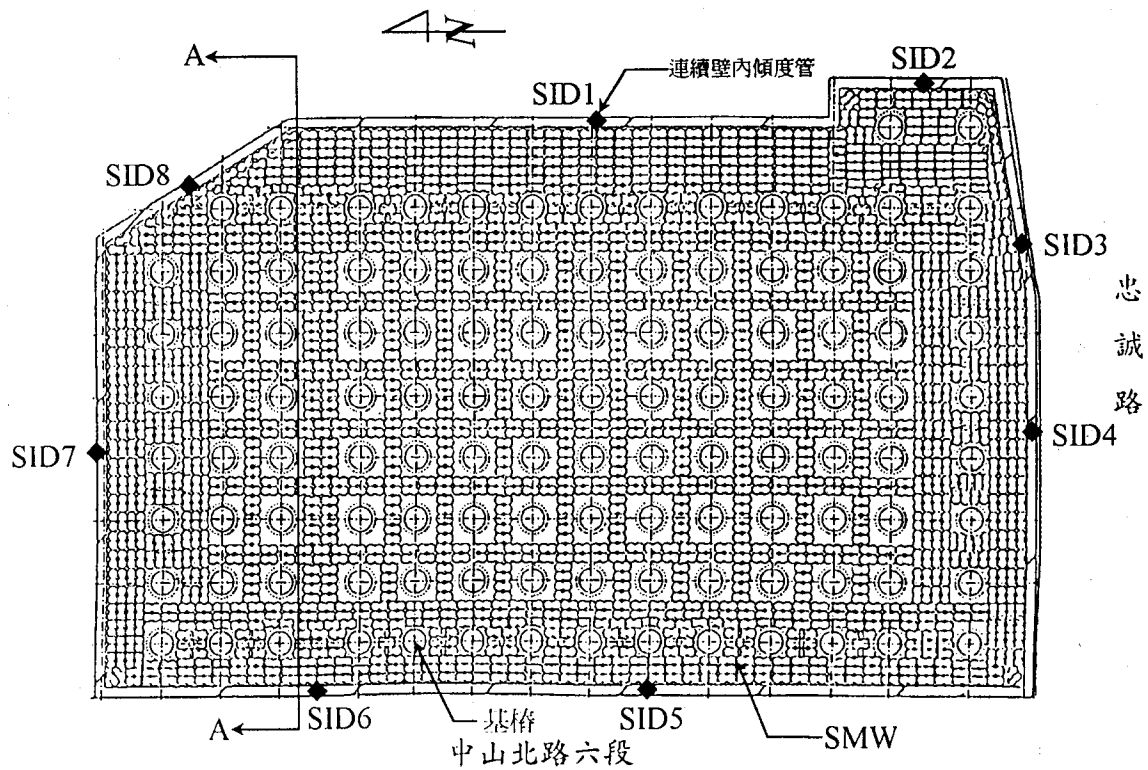


圖 1 A基地深層混合地盤改良平面及剖面示意圖

表 2 連續壁最大側向位移量與開挖深度之關係

傾度管 編號	最大側向 位移量 D_{Hmax} (mm)	最大側向 位移深度 (m)	開挖深度 H(m)	D_{Hmax}/H (%)	連續壁 厚度 (m)	基地位置/輔助 支撐穩定工法	開挖施工 方式
SID1	46	17.5	23.0	0.20	1.0	案例1 A基地 深層混合 地盤改良	逆
SID3	34	17.5	23.0	0.15			
SID4	41	17.0	23.0	0.18			
SID5	51	17.0	23.0	0.22			
SID6	36	18.0	23.0	0.16			
SID7	31	18.0	23.0	0.13			
SID8	37	17.0	23.0	0.16			
SID2	87	28.0	26.5	0.33			
SID4	56	28.0	26.5	0.21			
SID7	98	27.0	26.5	0.37			
SID3	52	34.0	26.5	0.20			
SID5	86	33.0	26.5	0.32			
SID1	117	27.0	26.5	0.44			
SID8	150	28.0	26.5	0.57	1.2	案例3 CN258標 地中版	打
SID1	21	15.5	16.7	0.13			
SID2	20	19.0	16.7	0.12			
SID3	11	19.5	16.7	0.07			
SID4	11	16.0	16.7	0.07			
SID5	18	15.0	16.7	0.11			
SID6	25	16.5	16.7	0.15			
SID7	22	20.0	16.7	0.13			
SID8	20	15.0	16.7	0.12			
SID9	17	7.5	16.7	0.10			
SID12	12	17.0	20.4	0.06			
SID19	18	19.0	20.4	0.09			
SID3	17	22.0	18.8	0.09	1.2	案例4 CN257標 地中版	順 打
SID4	32	20.0	18.8	0.17			
SID6	23	10.0	18.8	0.12			
SID7	39	18.0	18.8	0.21			
SID8	11	21.1	18.8	0.06			
SID9	26	19.0	17.1	0.15			
SID11	21	18.5	16.7	0.13			
SID12	13	21.5	17.1	0.08			
SID13	19	17.5	16.7	0.11	1.0	案例5 RC地中樑 CN259C標 無 CN259C標	打
SID2	22	8.0	15.0	0.15			
SID9	21	7.5	15.0	0.14			
SID10	22	15.5	13.5	0.16			

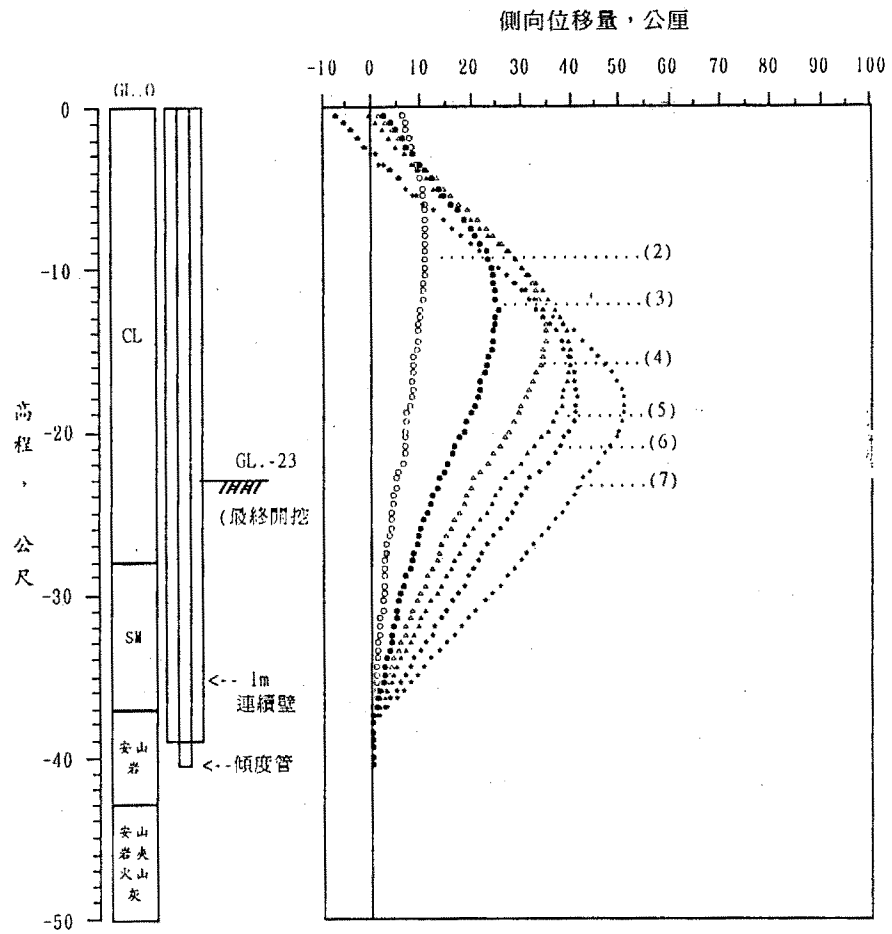


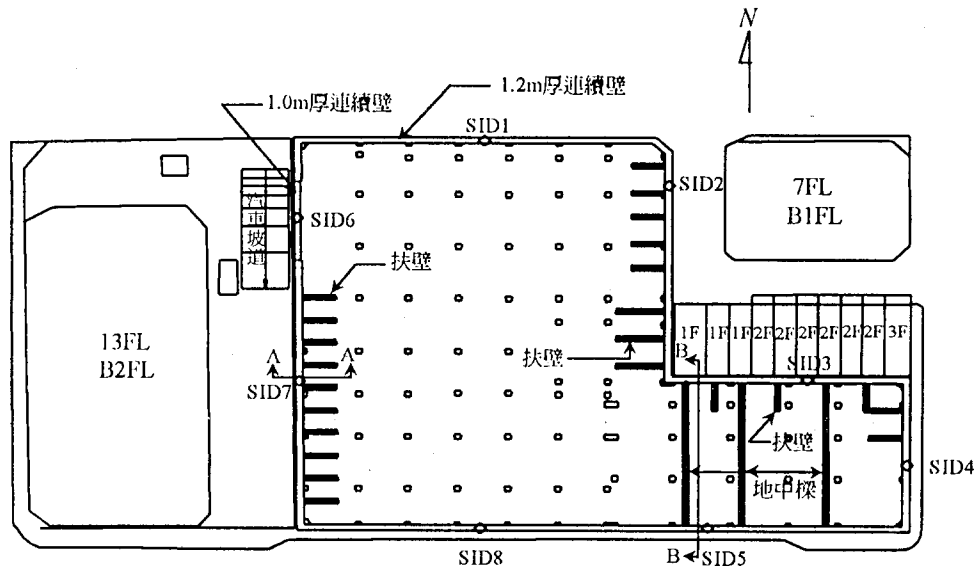
圖 2 A 基地壁體側向位移量側測結果(SID5) (深層混合地盤改良)

案例 2：B 基地---扶壁與 RC 地中樑

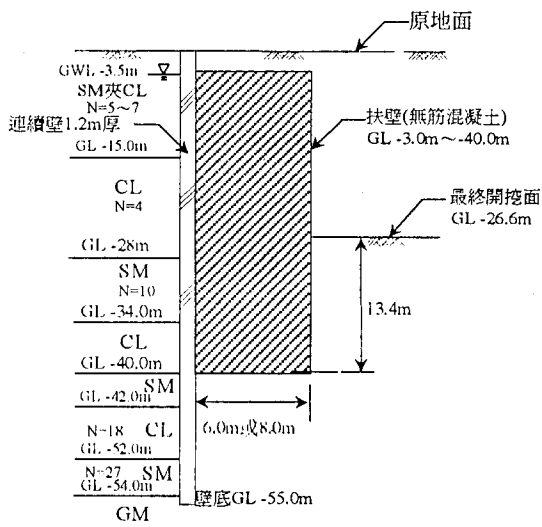
本基地係位於南京東路路三段(詳圖 3)，土層分區屬 TK2 區(85 年，李咸亨)，本工區長約 80m 寬約 60m 略呈 L 型，開挖深度 26.5m，採逆打工法並分八階開挖。

表 3 為在設計階段經分析評估不同輔助支撐穩定設施之成效，其中本工程如不採用輔助穩定設施情形下，預估壁體最大側向位移量將約達 12~15cm，如採方案 3、4，預估最大側向位移量約為 7cm，如採方案 5、6，則其最大側向位移量約為 6~10cm，方案 7 為無穩定設施，惟開挖深度改為 26.5m，分析結果其最大位移為 10cm。

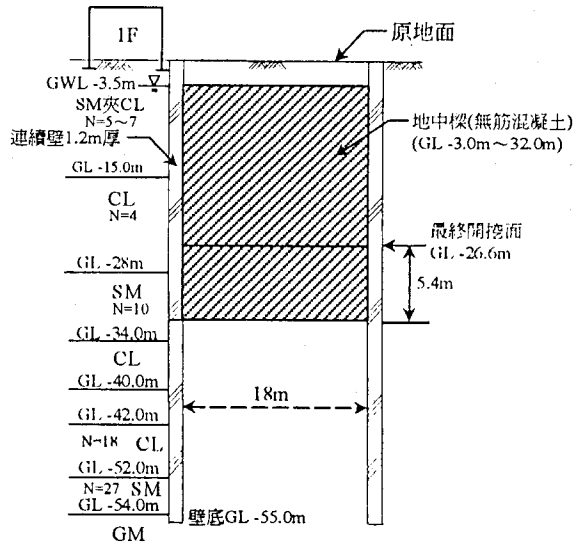
本工區最後依建物保護需求而採方案 8 之扶壁工法並局部區域加作間距 12m 之地中樑，施作平面如圖 5 所示，其扶壁設置深度定為 GL3.0m~40m，間距 5m，地中樑設置深度為 GL3.0~32.0m，有關本工區所有壁內傾度管測得壁體最大位移量如表 2 所示，各開挖階段代表性之側向位移曲線則如圖 4~6 所示，整體而言實測壁體最大側向位移量，除扶壁加地中樑區之測值與預估值較一致外，其餘如扶壁區或無扶壁區之測值均較預估值為大。



南京東路三段



(RC扶壁) A-A 剖面圖



(RC地中樑) B-B 剖面圖

圖 3 B基地支撐穩定設施配置平面及剖面示意圖(RC扶壁及地中樑)

表 3 B 基地設計階段支撐穩定設施評估一覽表

方案	DW 厚, m	開挖深度, m	穩定設施	預估壁體最大變位量, cm
1	1.0	28.2	無	14.7
2	1.2	28.2	無	12.1
3	1.0	28.2	地中樑(中心間距 12.0m, 深度 28.2m~32m)	7.0
4	1.0	28.2	地中版(Raft)地盤改良 深度 28.2m~32.0m	7.0
5	1.2	28.2	帶狀地盤改良(寬度 6m, 深度 15.4m~40m)	10.4
6	1.2	28.2	RC 扶壁(寬度 6m, 間距 5m, 深度 15.4m~40m)	6.4
7	1.2	26.5	無	9.5
* 8	1.2	26.5	(1) 無 (2) 扶壁(寬度 6m~8m, 間距 4.5~6m, 深度 3~40m) (3) 地中樑 + 扶壁(地中樑間距 12m, 深度 3m~32m)	11.7 8.7 5.2

註：1. * B基實際施作方式

2. 扶壁、地中樑皆採 14N 混凝土

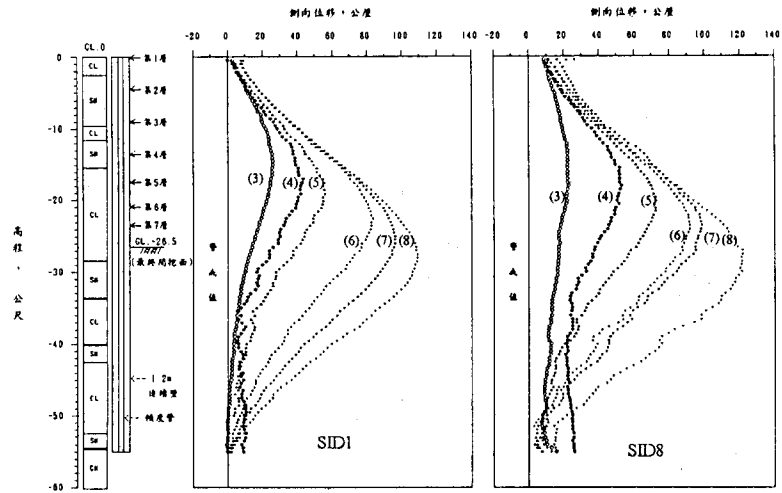


圖 4 B 基地壁體側向位移量測結果 (無穩定支撐設施)

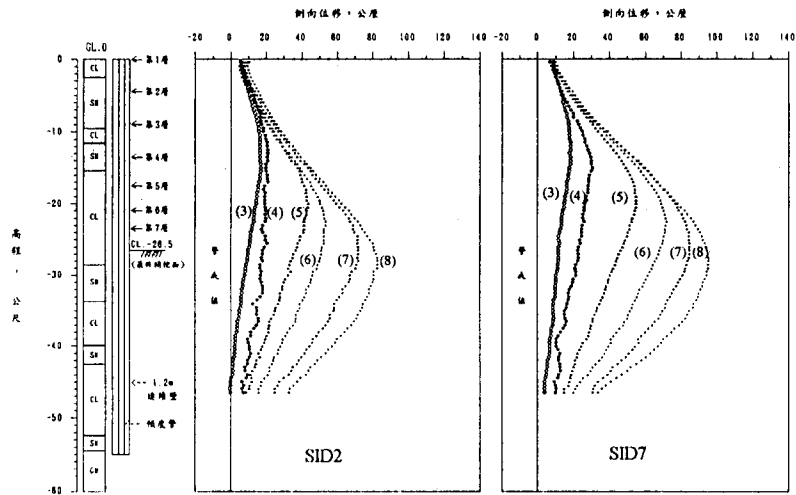


圖 5 B 基地壁體側向位移量測結果 (扶壁穩定設施)

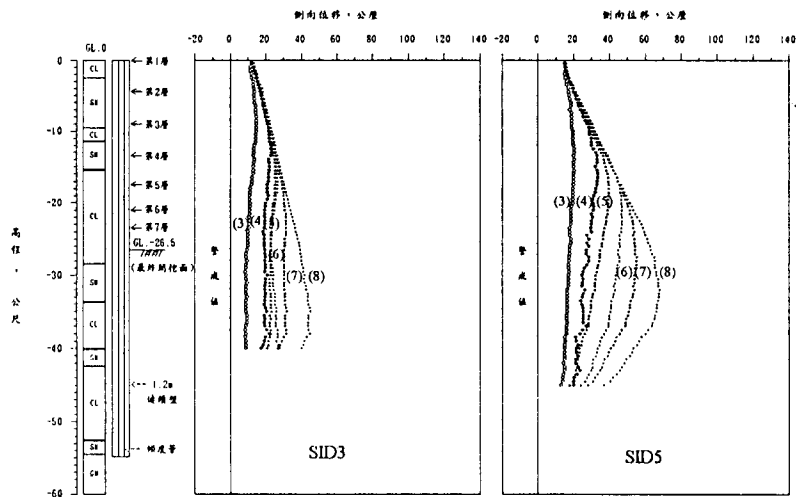


圖 6 B 基地壁體側向位移量測結果 (地中樑穩定支撐設施)

案例 3、4：CN257 標及 CN258 標---地盤改良地中版 (Grouting Raft)

本基地係位於忠孝東路五段，本工區開挖深度介於 16.7m~20.4m，CN257 標採順打，CN258 標則採逆打，分五~六階開挖，有關本基地之平面位置與實際所採用之穩定設施地中版 (Grouting Raft) 剖面示意圖則如圖 7~8。

有關在設計階段，評估不同輔助支撐穩定設施之成效比較示意如圖 9 所示，圖中顯示連續壁厚 1m 且不採用輔助穩定設施情形下，預估壁體最大側向位移量將約達 12cm，如採用增加壁體厚度方法，則預估最大側向位移量約可減至為 8cm，如增設地中版時，則其最大側向位移量可進一步減至為 4cm。

本工區最後依建物保護需求而採用在開挖面下分別設置一厚約 3m 或 4m 之地中版，有關本工區所有壁內傾度管測得壁體最大位移量如表 2 所示，各開挖階段代表性之側向位移曲線則如圖 10~11 所示，整體而言由兩施工標開挖期間壁內傾度管測得壁體最大側向位移大多介於 2~4m，顯示此穩定設施與預估值尚稱一致，可達預期穩定之功能。

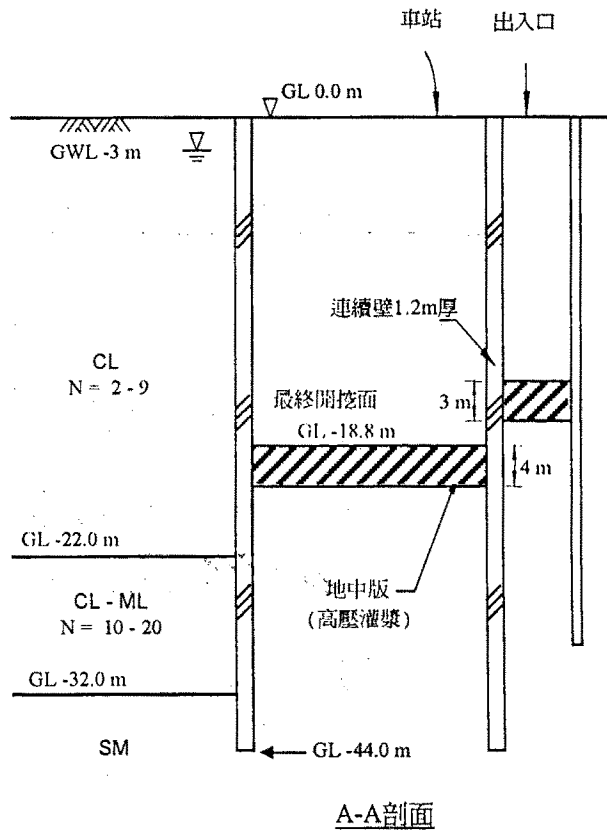
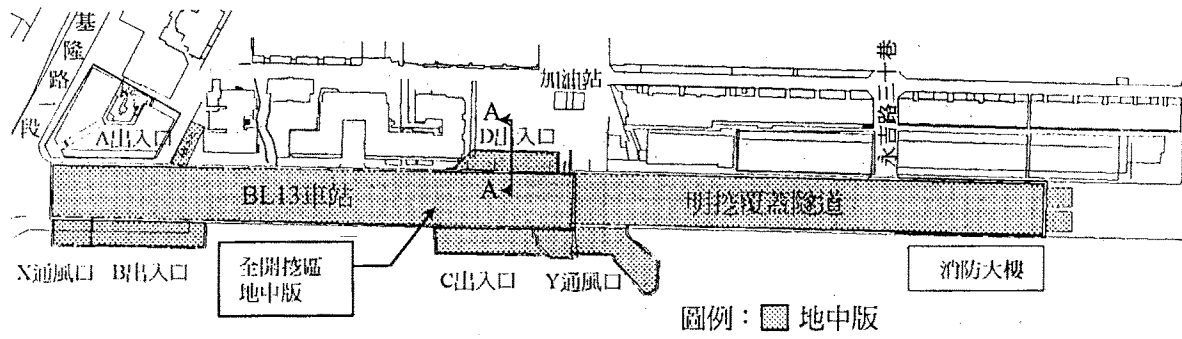


圖 7 CN257標支撐穩定設施平面及剖面示意圖(地中版)

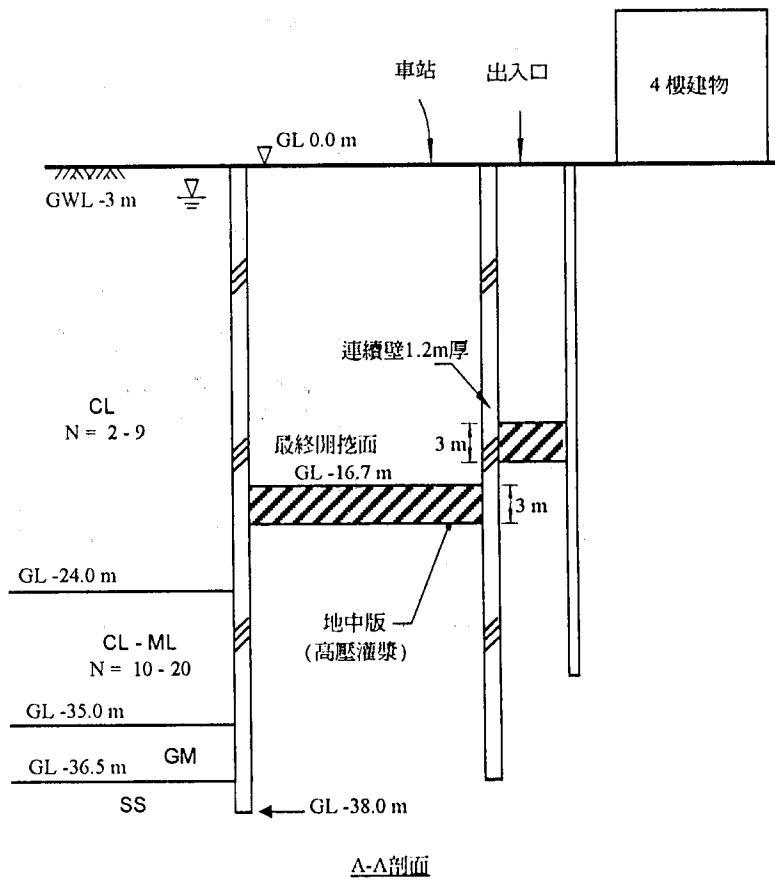
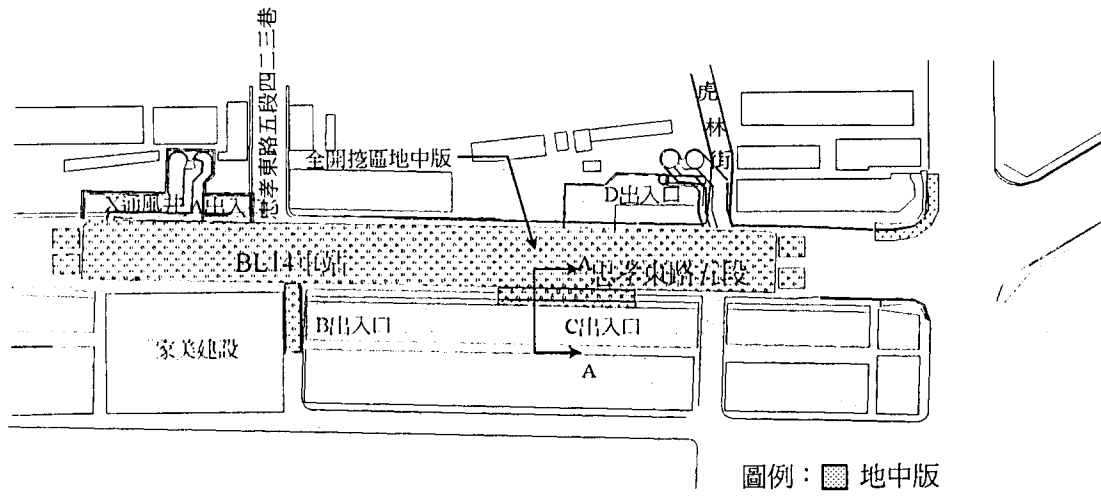


圖 8 CN258標支撐穩定設施平面及剖面示意圖(地中版)

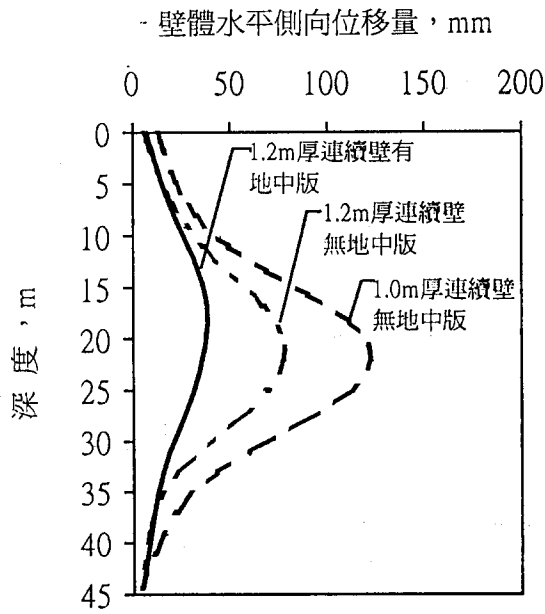


圖 9 分析有無設置地中版之連續壁變位示意圖

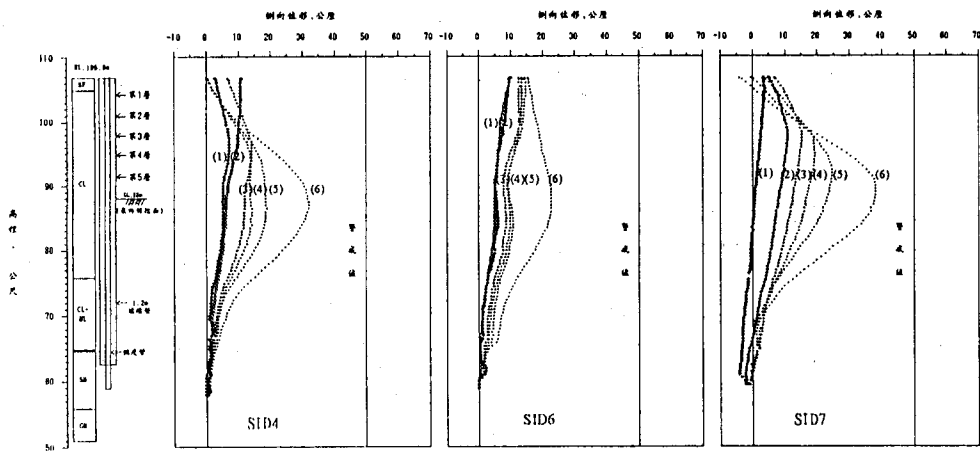


圖 10 CN257 標傾度管側向位移曲線量測結果(地中版)

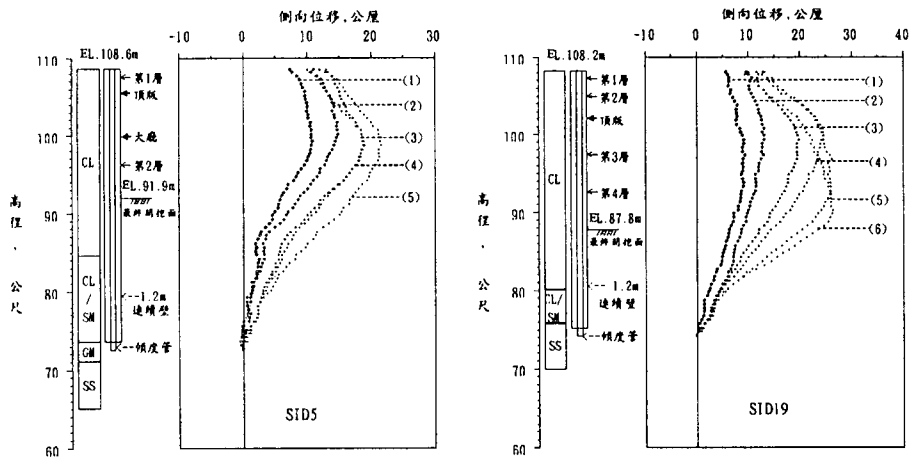


圖 11 CN258 標傾度管側向位移曲線量測結果(地中版)

案例 5：CN259C 標---RC 地中樑 (Transverse D/W)

本基地係位於忠孝東路六段，本工區開挖深度約為 15.0m，採順打分、階開挖，有關本基地之平面位置與所採用之穩定設施 RC 地中樑 (Transverse D/W) 剖面圖則示意如圖 12。

本工區因依建物保護需求而採用在開挖面下分別打設一厚約 3m、寬 1m 間距 5m 之鋼筋混凝土中樑，有關本工區壁內傾度管測得壁體最大位移量如表 2 所示，各開挖階段代表性之側向位移曲線則如圖 13~圖 14 所示，前述圖中顯示無論有、否設置地中樑其最大側向位移量皆都甚為接近，但由圖形亦顯示於前 4 階段開挖，有設置地中樑區域之側向位移明顯偏低，顯示初期有穩定效益，惟在最後一階時才發生較大側向位移變化。

經彙整台北盆地開挖施工案例壁體最大側向位移與開挖深度關係與比較如圖 15 所示，圖中顯示經採穩定設施者其 D_{Hmax} 大致約可維持在 $0.00025H^2$ 與 $0.000125H^2$ 以內，全深度混合地層改良、地中版或地中樑等扶壁式穩定設施者約可維持在 $0.000125H^2$ 以下，而一般在 K1 區深開挖未採用穩定設施者 D_{Hmax} 約大於 $0.00025H^2$ ，甚至大於 $0.0005H^2$ 。

有關各穩定工法對降低支撐軸力效益評估，經收集採順打施工之 CN257 標、CN259C (均屬 K1 區) 之支撐軸力總和與其他捷運施工標支撐軸力觀測結果比較如表 4 所示，在未採穩定設施之情況時，顯示在地層狀況較佳之 T2 區視土壓係數 (T/H^2) 多介於 7~9，屬軟弱土層之 K1 區則約為 9~12.5，於 C 區中和舊沖積層該值則約為 9，於 K1 區若採用地中版及地中樑穩定設施者則降至 5.5~7.0，顯示採支撐穩定設施因增加開挖側土層被動抵抗故可有效降低支撐軸力。

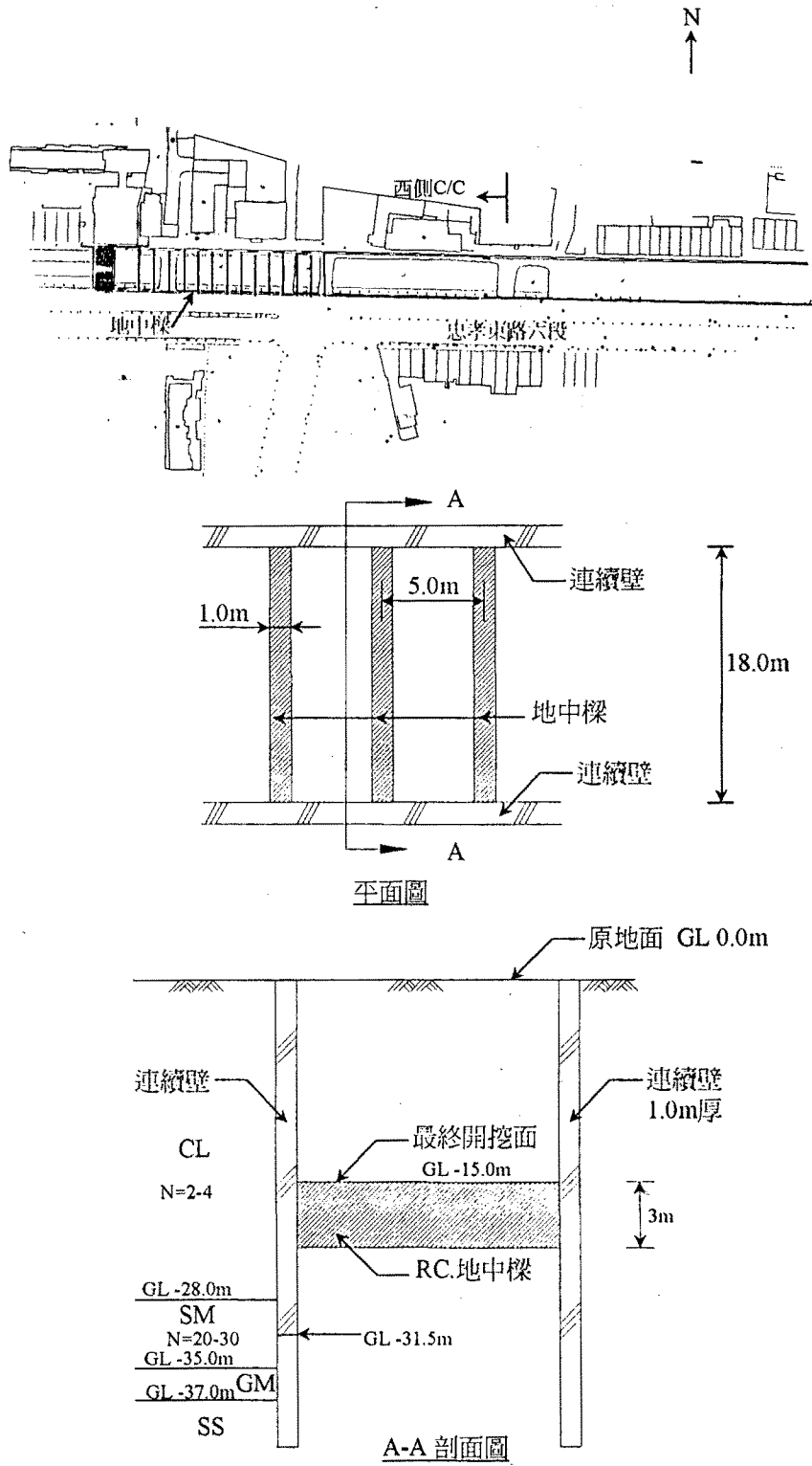


圖 12 南港線CN259C標支撐穩定設施平面及剖面圖(地中樑)

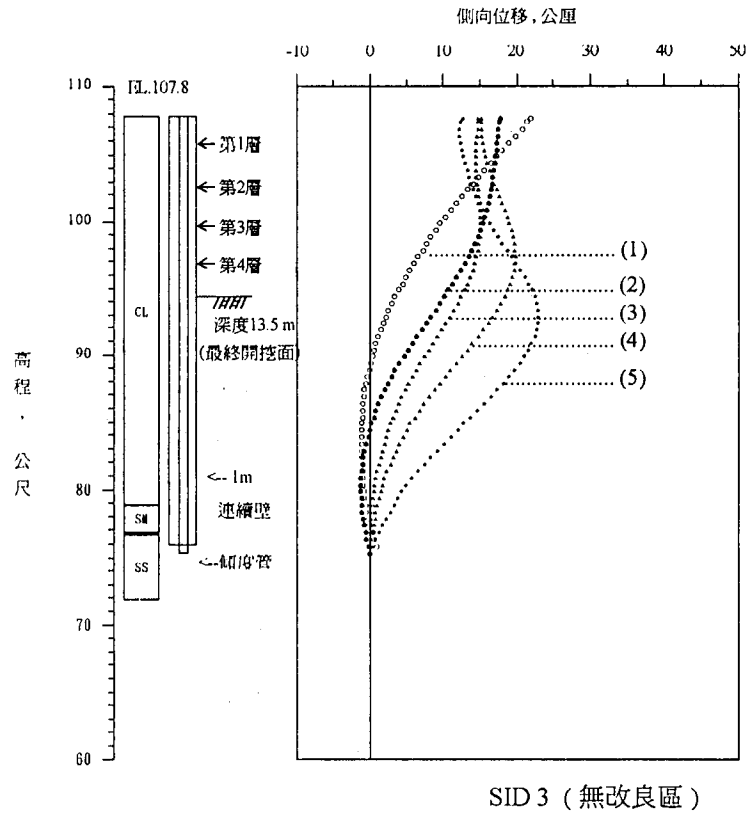


圖 13 CN259C 標壁體側向位移量側測結果(SID3) (無穩定支撐工法)

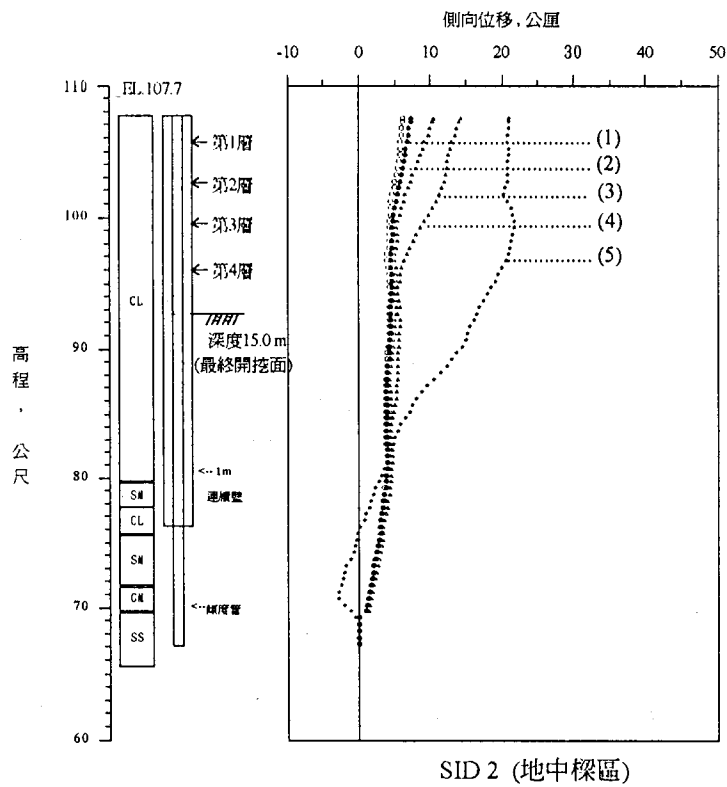


圖 14 CN259C 標壁體側向位移量側測結果(SID2) (地中樑穩定支撐工法)

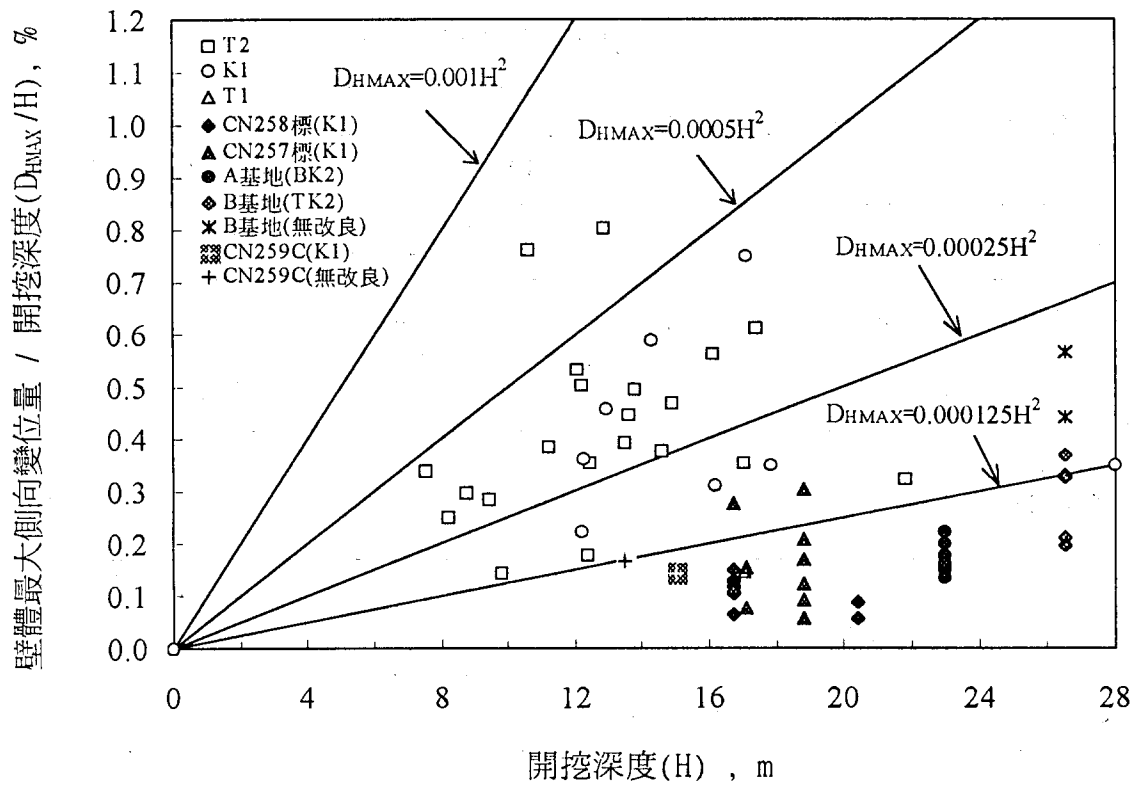


圖 15 台北盆地開挖施工壁體最大側向位變量與開挖深度關係圖

表 4 順打施工案例支撐軸力綜整表

案 例	地層分區	開挖深度 H, (m)	連續壁 厚度, (m)	穩定支撐 工法	軸力總合 T (kN /m)	T/H ² 視土壓係數
CN257 標	K1	18.8	1.2	地中版	1900	5.4
CN259C 標	K1	15.0	1.0	RC 地中樑	1578	7.0
		13.5	1.0	無	2295	12.6
* CN256 標	K1	16.2	1.0	無	2741	10.4
CC278 標	中和舊 沖積層	22.8	1.2	無	4630	8.9
CN202B 標	T2	17.7	1.2	無	1880	6.0
CN251 標		16.7	0.8		2240	8.0
CN253A 標		19.0	1.0		2790	7.7
CN218 標		16.3	1.2		1960	7.4
CN221 標		18.0	1.0		2615	8.1
CN261 標		33.8	1.2		10280	9.0
CN263 標		16.8	1.0		2040	7.2

* CN256 標採用半逆打工法，因頂版已分攤部份軸力，故 T 偏低。

四、改良體設計參數之考量方式

目前一般進行深開挖擋土設計，針對擋土壁體及內支撐構件之應力分析，仍以採用單維(one-dimensional)之程式軟體諸如 FREW 及 RIDO 為主要之分析工具。上述程式皆屬於彈塑性基礎樑法，該法係將三向度之連續壁行為簡化為單向度之問題，連續壁視為單位寬度之鋼筋混凝土樑，支撐及開挖側之土壤則模擬為彈簧，但土壤彈簧之反力有其上限，其上限值即為被動土壓。此模式較適用於連續壁呈平面應變狀態，小型基地或基地近角隅處，則因雙向行為明顯，連續壁之實際行為已偏離單向度彈塑性基礎樑之假設。

採用單向度模式處理深開挖分析及設計工作，雖然有部份限制及不合理之處，然經由眾多監測儀器量測值之回饋及驗證，亦已累積相當多之設計經驗，證明上述程式軟體及模擬方式足以勝任一般條件之深開挖案件。

近年來因於軟弱土層中進行深開挖工程之基地有逐漸增多之趨勢，為使開挖工作得以順利進行，一般多考量於開挖面下方土壤中採用高壓噴灌漿或設置橫向連續壁等形成地中樑及地中版，以作為輔助支撐穩定設施，而如何適切地模擬土壤與改良體之參數及受力行為，遂成為深開挖分析工作的新課題。

一般採用單向度彈塑性分析針對改良體所採用之模擬方式包括：

- (1) 等值土壤參數 — 按改良體所佔平面面積比例與原狀土壤以權重方式平均求其等值參數。此方式適用於每一種改良體，亦為最常用之方式。
- (2) T 型連續壁 — 若扶壁體內有配置鋼筋，且與原擋土壁體鋼筋續接，則可視為 T 型連續壁，其壁體剛度(EI 值)亦因此提高。
- (3) 地中支撐 — 若改良體係採特定間距以高壓灌漿或施築橫向連續壁方式施工，形成類似 H 型鋼內支撐之結構體，因其受力行為及作用，相當於提供額外之擋土內撐功能，因此以地中支撐之模式模擬較接近其實際受力行為。採用此模式之前提為改良體與擋土壁間須為緊密之接觸面，且改良體之成形須為均勻且連續。因此以連續壁挖掘施工方式所形成之混凝土(或 RC)地中樑，較為均勻且連續性亦不是問題，需注意者為地中樑與主連續壁間之接觸面應於挖掘時清理乾淨，避免產生夾泥之情形，另外以高壓灌漿施工形成之地中樑或地中版，由於其強度較混凝土地中樑為低，且其成形之均勻度及連續性較不易掌握，因此較不適合採用地中支撐之模擬方式。

上述混凝土地中樑之所以不建議以等值土壤參數之方式模擬，其受力型態類似支撐固為原因之一，另一原因為混凝土強度高於土壤百倍以上，以 5 公尺間距

之地中樑為例，按面積比例求得之改良體平均等值強度約為混凝土之五分之一，其強度仍為土壤之數十倍以上，由於改良體等值參數仍然太大，一般之作法係將參數再度折減，惟折減之幅度多半沒有根據，只是為求得預期之分析結果。由於這種作法與實際改良體之受力行為並不相符，且參數之調整很難依理論背景建立回饋經驗，因此本文建議混凝土中樑仍以採用地中支撐之方式模擬較為適當。

本文所引用案例之設計單位對於改良體之模擬方式，除 B 基地因扶壁面積比率過小，在檢核壁體應力與支撐系統設計時，保守考量以無改良方式模擬外，其餘案例均以上述第 1 項即等值土壤參數之方式模擬。有關設計階段分析預估之擋土壁體最大側向位移及支撐軸力與施工階段實測結果之比較如表 5 及表 6 所示。表 5 顯示，除 B 基地外，壁體變位實測值僅約分析預估值之 40%~80%，即分析預估值較實測值為高，惟由表 6 顯示，有地盤改良時最下一、二層支撐軸力分析預估值卻有低估之情形，是否因為模擬方式選擇不當，有進一步探討之必要。

一般而言，由於改良體參數之模擬沒有足夠之理論背景可供參考，多半係藉由以往有限案例之回饋經驗，反覆調整及修正改良體參數以便得到預期之分析結果，且主要是以壁體側向位移分析結果為優先考量。惟因改良體之強度及地盤反力係數(或楊氏模數)通常為一般土壤之數十倍至百倍以上，且其成形厚度及截面積遠大於 H 型鋼內支撐，因此進行程式分析時，會出現接近改良體之內支撐反力被改良體吸納，致產生靠近改良體之支撐(即最下一、二層支撐)軸力分析結果偏低之情形，如表 6 所示。此因實際上改良體本身及其與擋土壁之接縫存在弱面之受力行為，無法由一般程式進行確切之分析所致，因此實際設計工作考量時，多半以另外一套計算方式再予檢核支撐設計軸力(諸如 Peck(1969)視土壓法，或將改良體強度抵減重新分析)，以俾求得較安全之設計軸力值。由本文前節圖 10、11 及圖 14 即顯示壁體變位前幾階增加幅度緩慢之情況，於開挖至接近最終階段(改良體深度附近)時，側向變位量均有大幅增加之趨勢。研判可能由於開挖深度增加，主動側壓力增大，因此被動側改良體整體(或與壁體接觸面)受較大淨主動土壓力擠壓致局部變形或碎裂，使得壁體變位陡增，其軸力亦超過原分析預估值。

因此，不論採用等值土壤參數或地中支撐之方式模擬，其共同之問題即在於改良體視為土壤或地中支撐時，在單向度程式軟體中均採用“彈簧”之參數模擬，很難完全適切地模擬改良體上述複雜之受力行為。

綜整上述實際量測結果及預估值之比較，使我們獲得一個寶貴的經驗，要獲得較合理之分析結果，於進行程式分析時改良體參數可以不必自始至終採用單一數值，應隨開挖深度之增加而折減，至於如何折減，則須配合既有之回饋經驗試誤及調整，畢竟改良體單壓強度試驗之結果雖普遍偏高，惟該試驗結果並不能完全代表開挖擋土系統中改良體整體受力之行為。另外，因連續壁多半被視為永久結構，而改良體則被視為臨時結構物，因此壁體彎矩及剪力資料多半會以無改良之方式另案分析，以便進行

壁體配筋，這種方式曾被批評為過度保守。因此惟有累積更多之案例回饋經驗，供後續之設計工作者有較多資料可供比對，俾能得更合理、安全及經濟之設計成果。

表 5 設計階段預估壁體最大側向變位量與施工階段實測值比較表

案 例	連續壁 厚度 (m)	地盤改良 措施	程式分析模 擬方式	實測最大側 向位移量 D_{Hmax} (mm)	預估最大側 向位移量 D_{Hmax} (mm)	實測值/ 預估值 (%)	開挖 深度 H(m)
A 基地 (案例 1)	1.0	深層混合地盤 改良	等值土壤參數	51	46	111%	23.0
B 基地 (案例 2)	1.2	扶壁	假設無改良	98	95	103%	26.5
		地中樑&扶壁		52	83	63%	26.5
		全深度地中樑		86	83	104%	26.5
		無	---	150	96	156%	26.5
CN258 標 (案例 3)	1.2	地中版	等值土壤參數	25	33	76%	16.7
				18	41	44%	20.4
CN257 標 (案例 4)	1.2	地中版	等值土壤參數	39	70	56%	18.8
				26	45	58%	17.1
CN259C 標 (案例 5)	1.0	RC 地中樑	等值土壤參數	22	33	67%	15.0
		無	---	23	60	38%	13.5

表 6 設計預估軸力與施工實測軸力值比較表

支撐層別	CN257標 (地中版)		CN259C標 (地中樑)		CN259C標 (無改良段)	
	預估值	實測值	預估值	實測值	預估值	實測值
1	370	190	340	268	380	340
2	520	310	410	480	1100	645
3	380	370	330	500	1400	690
4	420	530	220	330	960	620
5	400	500	--	--	--	--
總和(KN/m)	2090	1900	1300	1578	3840	2295
* T / H ² (KN/m/m ²)	5.9	5.4	5.8	7.0	21.1	12.6
實際採用設計 軸力總和(KN/m)	4900		2500		3840	
開挖深度	18.8		15		13.5	

* T/H² 定義為視土壓係數

五、支撐穩定設施之效益評估

在軟弱土層深開挖工程中，輔助支撐穩定設施種類及施作範圍之決定，因為牽涉到輔助效果、施工費用及工程風險等三者間之微妙關係，是以如何在確保建物與施工安全前題下，又能兼顧經濟成本效益，可說是相當棘手之難題。綜合本文前述之內容，可由下述幾個方面探討如何評選最適當之工法：

(1) 不同工法之效果差異

- (a) 深層混合地盤改良 — 就理論而言，若能將開挖區內軟弱土壤以較高強度之改良體全深度置換，則自始至終在每一開挖階段之開挖面下方地層均提供較大之被動抵抗力，即使開挖深度以上改良體最終仍會被挖除，惟因已於每一開挖階段均提供減少壁體最終變位及支撐軸力之功能，故於最終穩定平衡階段其累積之變位及軸力亦因而減少。
- (b) 地中版及地中樑 — 理論上，地中版及地中樑之功用似乎略不及全深度全面積改良，其原因為地中版及地中樑多設置於最終開挖面下方約 3~4m 範圍內，因此接近最終開挖階段時，地中版或地中樑之提高被動土壓抵抗或預設內支撐之效應將充分顯現，使壁體變位及支撐軸力之累積量不致過大。由圖 13 及圖 14 比較即可驗證，雖僅改良最終開挖深度附近 3m 之範圍，但先前開挖階段之壁體變位包絡線，仍因地中樑之設置而較無改良區為小。
- (c) 扶壁 -- 以改良土壤面積比率而言，扶壁之改良面積均較全深度置換改良及地中版或地中樑為少，若另以提供被動抵抗力之效果而言，扶壁亦不若地中版及地中樑類似地中支撐之作用，可提供足夠之勁度以輔助支撐，故其輔助效果就理論而言，應該較(a)(b)項略差。

由文中表 2 各工法壁體最大側向位移與開挖深度之比值(D_{lmax}/H)顯示，全深度改良、地中版、地中樑之比值僅約 0.2%，採用扶壁工法之比值則為 0.3~0.4%。由此可驗證全深度置換、地中版及地中樑之效果優於扶壁。

(2) 改良深度範圍之決定

在沒有地盤改良之情況下，最大側向位移一般發生於各階開挖深度上下 1~1.5m 左右處，因此於該深度附近設置一厚度 3~4m 之地中版或地中樑應可獲致相當之成效。由第四章所述，在接近最終開挖階段時，壁體變位大多有陡增之現象，因此對於開挖較深(如超過 20m 以上)之基地，可考慮採用增加改良厚度方式(由 3m 增至 4~5m)，以提供較大範圍之抵抗力，如對鄰產保護有嚴格要求必要時，宜再配合引用全深度改良之理念，將改良範圍由開挖面往上延伸至安全範圍

內(通常約為開挖深度之一半)，以提高改良效果，降低工程風險。

(3) 施工費用之比較

以一開挖深度為 20m 之捷運車站為例，有關不同輔助穩定工法之平面改良範圍、施作深度及其所需工程費用評估比較如表 7 所示，表中顯示同屬 A 級者，其地改深度除須涵蓋最終開挖深度以下 4m 範圍外，且須往上延伸 4~10m，故工程費用一般較 B、C 級高，在同屬 A 級穩定設施中又以凝土地中樑較經濟，一般在土壤極為軟弱且開挖深度甚深或對沉陷要求較嚴格之區域，可採用 A 級之方式。在開挖深度小於 20m 之情況(極軟弱粘土則應更嚴格)，可考慮 B 級之作法，僅將改良重點置於開挖面至開挖面以下約 4m 內之範圍即可，至於屬於 B 級之高壓灌漿扶壁則因所耗費施工費用高，其與屬於 C 級之扶壁二者效益均偏低，除非基地面積幅員廣大(如 B 基地長寬均超過 50m 以上)，採用地中樑等工法顯得不經濟而可考慮採用，一般情況時本文並不鼓勵採用。扶壁最好之施工方式係採用 T 型單元方式施作連續壁，以有效提高壁體剛度。

表 7 輔助支撐穩定設施工程費用評估一覽表

工法	中心間距 m	改良寬度 m	改良長度 m	施作深度 m	概估施工 費用 (百萬元)	穩定 效果
深層混合 地盤改良	--	--	全基地	10~30	252	(A)
灌漿地中版	0	--	全基地	16~24	105	(A)
	0	--	全基地	20~24	58	(B)
凝土地中樑	5	1.0	27.0	16~24	75	(A)
				20~24	58	(B)
高壓噴射 灌漿(扶壁)	0	--	4.5	10~30	126	(B)
			6.0	10~30	168	(B)
凝土扶壁	5	1.0	4.5	10~30	54	(C)
			6.0		42	(C)

註：1. 基地條件為開挖深度20m，開挖寬度18m，長度200m，連續壁厚度及深度分別為1m及40m。

2. 穩定效果欄中括弧內數字(A)：最佳，(B)：佳，(C)：次佳。

六、結論與建議

- (1) 在軟弱土層進行深開挖工作，由於開挖側土層被動土壓抵抗不足，施工稍有不慎即可能發生類似如士林基河路百老匯工地或石碑自強街工地擋土支撐系統之破壞情形，在設計階段為考慮鄰產保護需求，在此類地層開挖常需採用適當輔助支撐穩定設施，以達建物保護與施工安全之目的，一般常用之支撐穩定設施大致有深層混合地盤改良、地中版、地中樑及扶壁等幾類。
- (2) 由案例 1、2 之設計階段評估與施工階段監測資料之比對，深層混合地盤改良成效因提供大範圍深度之土壤改良，故其對初期開挖壁體側向位移有積極抵抗作用，故其約可降低無穩定設施時壁體變位量之 70%，地中版及地中樑一般規劃係在開挖面下設置 3~4m 不等厚度之改良體，其改良成效約可降低無穩定設施時壁體變位量之 50%，扶壁之設置因未能形成整體性改良體、無法發揮內支撐效果故無法有效提高壁體勁度，僅能局部提高被動土壓。由案例 2 B 基地之觀測結果顯示，其改良成效約可降低無穩定工法時壁體變位量之 30%，採增加壁體勁度或支撐勁度與預力方法對整體支撐穩定功效則屬有限，僅可降低約無穩定工法時壁體變位量之 10~20%。
- (3) 有關各穩定設施對降低支撐軸力之效果，在地層狀況較佳之 T2 區視土壓係數(T/H^2)該值多介於 6~9，屬軟弱土層之 K1 區視土壓係數則約為 9~12.5，但若採用地中版及地中樑穩定設施則視土壓係數降至 5.5~7.0，於 C 區中和舊沖積層視土壓係數值則約為 9，顯示採用穩定設施可增加開挖側土層被動抵抗力，因此可有效降低支撐軸力。
- (4) 由設計階段預估之壁體側向變位及支撐軸力與實測值比較，顯示實測壁體變位約為分析值之 40%~80%，支撐軸力分析結果與實測值比較顯示於最下兩層支撐軸力分析值有低估之情形。因此建議改良體強度參數可採用隨開挖深度增加而逐漸遞減之方式進行程式分析，以符合實際壁體變位與支撐軸力變化情形。
- (5) 由各工法之效益評估比較結果顯示，就改良效果而言以深層混合地盤改良、地中版、地中樑等三者優於扶壁。再就經濟效益評比而言，則以地中樑優於其他工法。在基地面積廣大，採用其他工法顯得不經濟時，則可考慮採用扶壁。
- (6) 本文所述之各工法仍有賴收集更多不同土質條件、不同開挖深度及規模之案例，以便累積更多之回饋經驗供後續設計工作之參考。