



# 鄰近兩基地深開挖工程互制影響之探討

## Case Study of Interaction between Two Adjacent Excavations

莊家瑄\* 周忠仁\* 蘇鼎鈞\* 游澄發\*\*

### 一、前 言

深開挖工程擋土結構之行為模式係屬複雜之土壤-結構互制行為，目前工程界針對單一基地之開挖分析，多採彈塑性基礎梁分析模式，將擋土結構視為彈性梁支承於側向支撐及開挖區之土壤等值彈簧基礎上，以進行連續壁之應力應變分析。藉由多年累積之實務經驗，目前單一基地之開挖分析預測與實際開挖監測結果，大都有一致的趨勢。

隨著都市建設迅速發展，相鄰兩基地同時開挖施工案例日漸增加，兩基地相鄰之擋土結構物應力及應變，將可能因基地開挖相互之影響，與單一基地開挖之情況有所不同；有鑑於常用之彈塑性基礎梁分析模式有其限制及困難，無法適當模擬整個工區之結構互制行為，本文將以有限元素商用套裝軟體PLAXIS為分析模擬工具，依據現有之監測資料，模擬建立開挖區數值模型及相關地層參數，進而推估兩基地開挖至最終深度時，兩基地擋土結構物之應變行為。

### 二、工程概況

#### 2.1 地質及地下水概況

根據地質鑽探結果顯示，本基地附近地層屬臺北盆地地質分區之T2區並呈典型之松山層特性，粉質細砂層與粉質粘土層之層次分明，分析採用簡化土層參數如表一所示。設計分析時地下水位假設於地表下2.2公尺處，並配合分析之簡化土層，地下水壓採靜態水壓分佈。

#### 2.2 基地現況

本工址依據開挖區域範圍，分為A、B兩基

表一 簡化土層參數

深度 (m)	土層 分類	SPT-N	單位重 $\gamma(kN/m^3)$	有效摩擦角 $\phi^{(o)}$	不排水剪力 強度 $s_u(kPa)$
3.0	CL	4	18.8	30	-
7.0	SM	6	19.5	31	-
13.0	SM	10	19.0	32	-
26.0	CL	6	18.6	-	63
34.0	SM	13	19.4	32	-
37.0	CL	13	18.9	-	110
44.0	SM	21	20.1	33	-
55.0	CL	20	19.9	-	145
>55.0	GM	>50	22.0	-	-

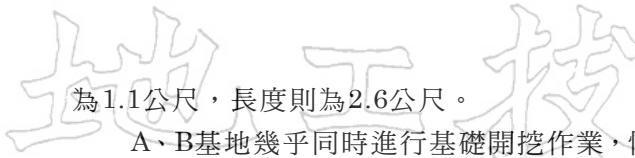
地，A、B基地之相對平面位置，詳圖一所示。A基地開挖寬度26.4公尺，開挖深度約20.2公尺，擋土結構物為厚度1.0公尺、深度35.0公尺之連續壁，採明挖覆蓋順打(Bottom-up)之方式施工，配合開挖階段，採六層之水平鋼支撐。開挖區域部分降挖至23.2公尺，為減少降挖區壁體變形量及降低降挖區開挖湧水之風險，最終開挖面下施作深度6公尺之高壓灌漿。

B基地位於A基地之南側，預計興建一地上十八層地下六層之建物。B基地之開挖深度約23.7公尺，寬度21.6公尺~42.7公尺之間，預計採逆打工法(Top-down)施工，開挖擋土設施採厚度1.1公尺、深度43.0公尺之連續壁。

由於B基地四周除北側與A基地相鄰外，其他皆緊鄰既有建物，因此為降低開挖階段對既有建物之影響，分別考量施作連續壁型式之二道地中壁及六道扶壁，詳圖一所示，作為抑制連續壁變形及開挖穩定之輔助設施。其中地中壁深度由地表下20.6公尺至30.0公尺，寬度為1.1公尺；扶壁施作深度由地表下3.5公尺至43.0公尺間，寬度亦

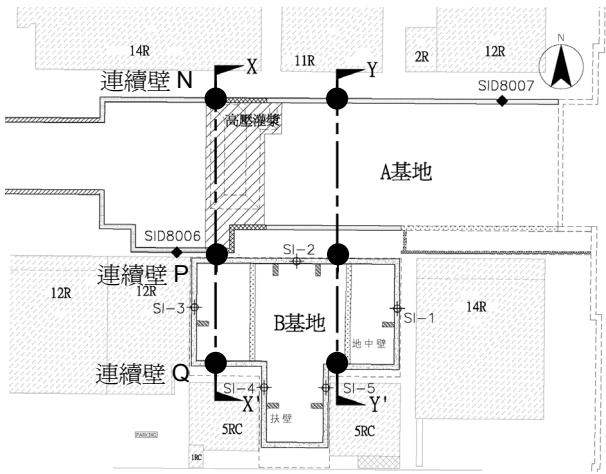
\* 亞新工程顧問股份有限公司

\*\* 臺北市政府捷運工程局中區工程處



為1.1公尺，長度則為2.6公尺。

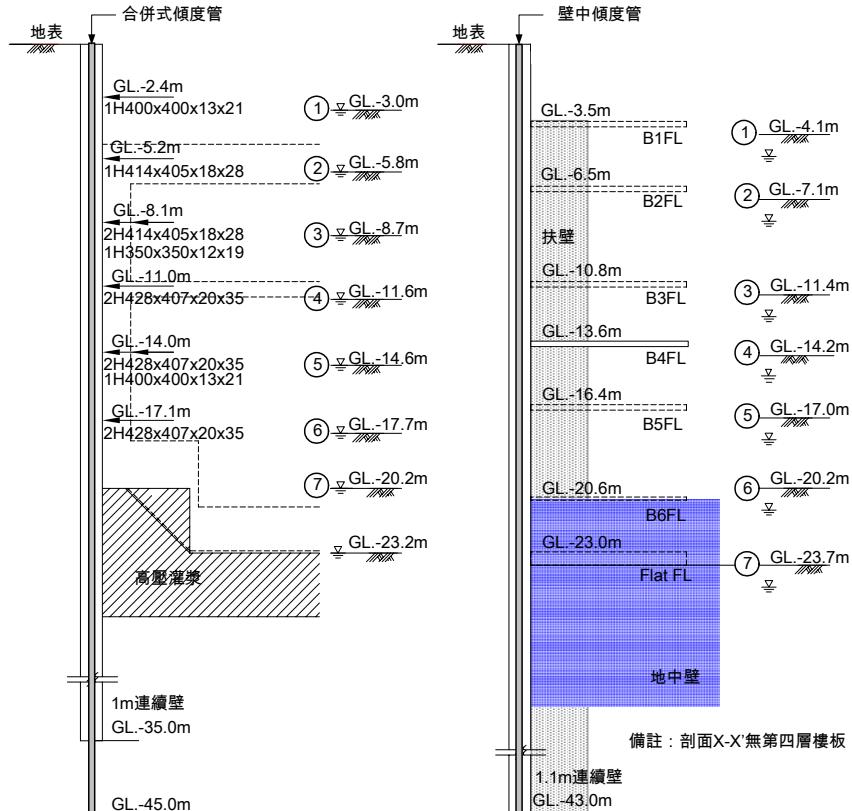
A、B基地幾乎同時進行基礎開挖作業，惟受限於開挖範圍或其他因素，目前B基地已開挖完成施作筏基底板，而A基地僅進行開挖至第四階(架設三層水平鋼支撐)，有關A、B兩基地開挖支撐剖面示意，詳圖二所示。兩基地之開挖施工順序詳圖三所示。



圖一 分析基地平面位置示意圖



圖三 分析案例之開挖作業時程



(a) A基地

(b) B基地

圖二 分析基地開挖支撐系統剖面圖

# 地工技術

## 三、相鄰兩基地開挖影響評估

### 3.1 深開挖作業之數值分析模式

本次分析係以PLAXIS進行模擬，並考量以階段性啟動或關閉圖形化數值界面中之區塊或結構元件並改變地下水狀況之方式加以模擬。相關程序說明如下：

1. 建立幾何模型：通常以區塊模擬地層，以版元素(Plate)模擬連續壁，以Anchor元素模擬支撐。

2. 屬性設定：設定各元素及區塊之屬性參數，依模擬其條件選定組成率模型，並設定其排水狀況。

3. 建立邊界條件、產生有限元素格網、建立初始地下水壓及初始應力分佈後進入計算模式。

4. 施工程序模擬：以逐階啟動或關閉預置之區塊或結構元件模擬開挖施工，並以改變地下水分佈狀況等方式模擬開挖時降水作業。

### 3.2 數值分析方法

#### 3.2.1 幾何模型及邊界條件

依據本工址之地層分佈，地表下55公尺以下之地層為礫石層，本分析以完全束制之邊界條件模擬該界面以利數值分析計算。另假設水平邊界位於連續壁外50公尺(約二倍之開挖深度距離)，並使用roller模式之邊界條件，即限制水平方向變形但不限制垂直方向之變形，模擬該界面。

#### 3.2.2 組成律模型

本分析模型中連續壁、樓板等材料採版元素模擬；支撐、地中壁則以支撐(Anchor/Strut)模擬。前述各項構件均採線彈性材料組成律模型模擬其受力變形行為，土壤因具有彈塑性行為傾向，因此採用Mohr-Coulomb模型模擬其受力變形行為。

#### 3.2.3 材料參數

##### 1. 土壤參數

本分析中採用15結點有限元素進行二維平面應變分析，簡化土層參數如表一所示。

為符合開挖穩定性需求及減少開挖所引致之擋土結構物變位，除連續壁外，B基地另配置

# 術

有地中壁(G.L.-20.6m~G.L.-30.0m)及扶壁(G.L.-3.5m~G.L.-43.0m)等設施。地中壁在本分析中被視為支撐予以模擬。扶壁則參考謝旭昇及呂芳熾(1999)，將其視為土壤彈簧予以模擬。

#### 2. 結構參數

深開挖工程之結構參數包括連續壁、樓板及臨時支撐系統等結構，本分析另外將B基地設置之地中壁以結構參數加以模擬。

有關A基地及B基地之連續壁使用版元素(Plate element)並以線彈性模式模擬。連續壁為RC結構物，考量混凝土容易受施工品質等因素可能造成勁度之折減，分析時將予以適當折減，連續壁勁度折減係數一般採用0.7。

B基地採用逆築工法，開挖時並構築地下層樓板作為支撐系統使用。B基地之筏基底板、各層樓板以及A基地之筏基底板、樓板等結構體均使用線彈性支撐(Anchor/Strut)來模擬，A基地並設計六層H型鋼內支撐系統作為開挖擋土連續壁之臨時支撐系統，此臨時支撐系統亦採用線彈性支撐(Anchor/Strut)來模擬。

B基地為減少擋土結構壁體變位量，開挖區內地表下20.6公尺至30.0公尺之間以連續壁型式之地中壁作為土壤加勁方式。為簡化分析模型，將地中壁效應使用線彈性支撐(Anchor/Strut)來模擬，以支撐方式模擬地中壁效果。

#### 3.2.4 分析方法

建立模型初始大地應力後，考慮基地開挖施工前，既有建物對地表加載已經形成一初始位移量，由於本次分析主要評估相鄰兩基地開挖之互制影響，分析時將此初始位移量歸零後方進行開挖施工步驟之模擬。

## 四、連續壁變位預估結果

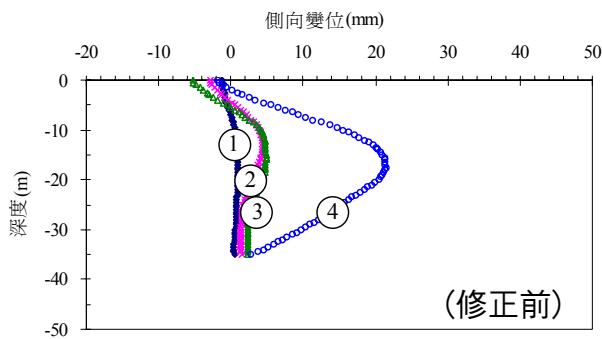
### 4.1 分析參數回饋

本工址A、B基地之監測系統配置，詳圖一所示。由現有監測資料，A基地僅開挖至第四階深度(G.L.-11.6m)，故監測結果僅顯示至第四階開挖結果，詳圖四及圖五。而B基地傾度管SI-2在施工過程中因故損壞，故僅選擇SI-1及SI-3等二筆傾度管量測結果，作為佐參資料。B基地已開

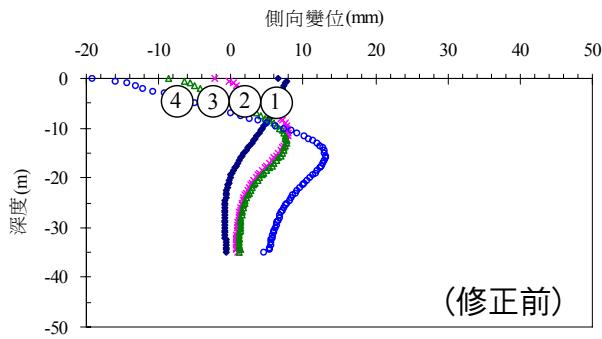
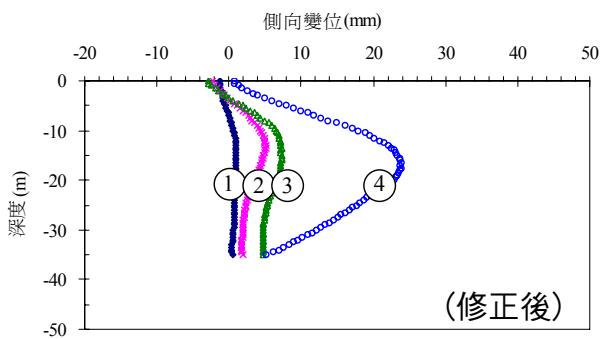
挖至大底(G.L.-23.7m)，故將第五階至第七階開挖後，連續壁壁體變形成果彙整詳圖六及圖七。由監測資料顯示，連續壁頂部及底部皆有偏移現象，故將實際傾度管量測結果進行修正，以便進行相關回饋研析。

由圖四及圖五監測結果顯示，壁體變位差異

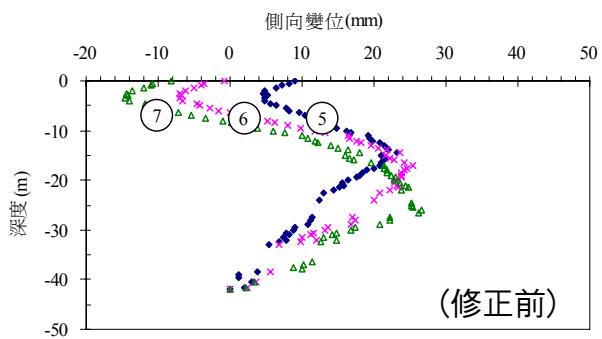
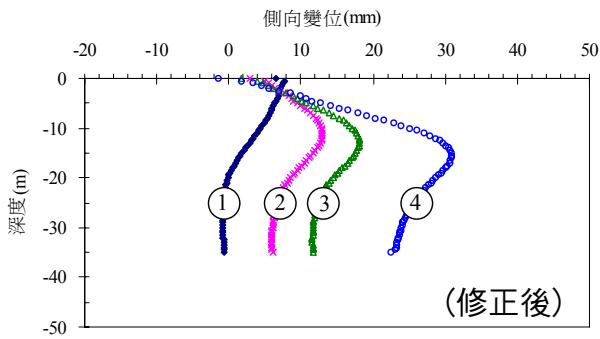
量約為1公分，研判傾度管SID8006位置因鄰近B基地連續壁角隅，致連續壁之變形可能受B基地連續壁提供額外加勁作用之影響而減小，故本次分析將以A基地傾度管SID8007的監測資料為主要參考依據，進行參數之模擬分析及A基地最終開挖結果之預估。



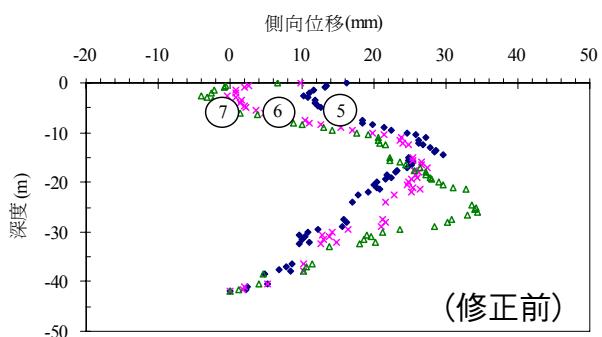
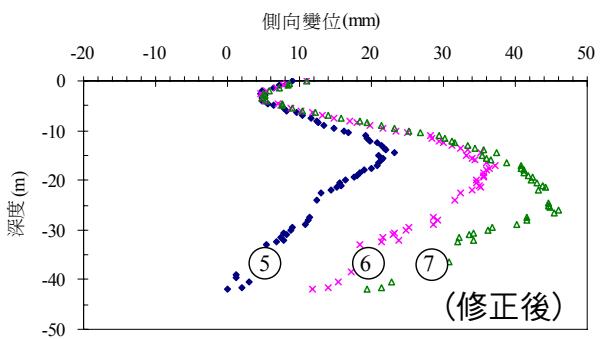
圖四 A基地傾度管(SID8006)監測結果



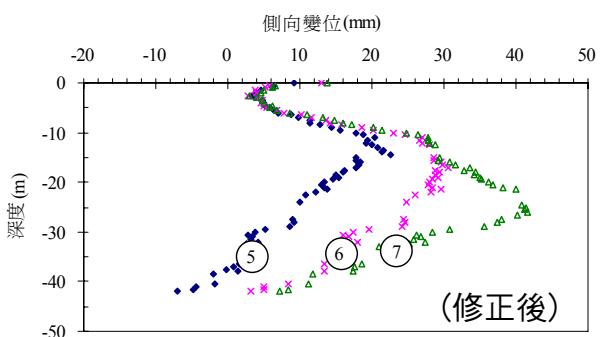
圖五 A基地傾度管(SID8007)監測結果



圖六 B基地傾度管(SI-1)監測結果



圖七 B基地傾度管(SI-3)監測結果



# 地工技術

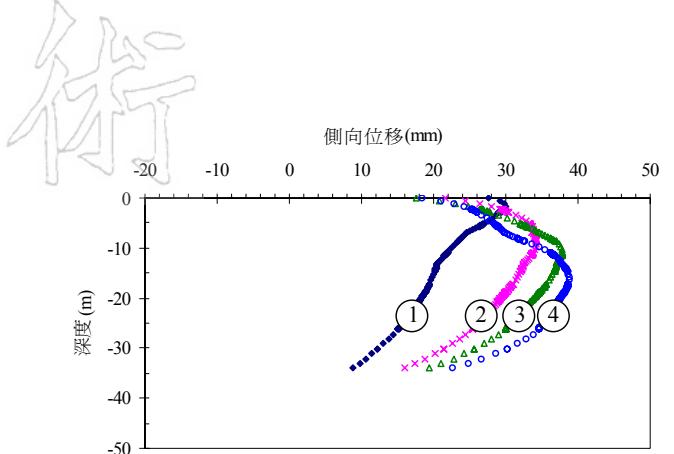
依據前述章節的分析方法，模擬剖面X-X'連續壁N之連續壁壁體變位之成果，詳圖八所示，其中A基地連續壁N開挖至第四階時，數值模擬分析結果顯示連續壁壁體之變位趨勢與圖五SID8007之實際監測結果頗為一致，惟分析結果之變形量略大，研判主要因受B基地同時開挖施工影響所致。

## 4.2 連續壁應變行為

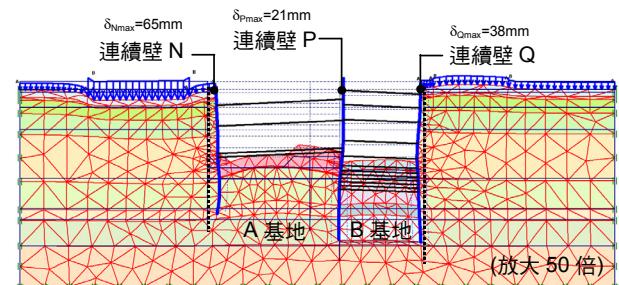
本案相鄰兩基地開挖工作，部分連續壁緊鄰(參考剖面線X-X'，案例一)，部分連續壁相距約6公尺(參考剖面線Y-Y'，案例二)，乃依據前節的模擬方式，分別就剖面X-X'及剖面Y-Y'之各道連續壁之應變進行探討。

圖九和圖十分別為A基地及B基地開挖至最終深度時，以PLAXIS推估連續壁應變行為之分析結果。由於A基地僅於降挖區施作6公尺深之地盤改良，而B基地則分別施作地中壁(深度9.4公尺)及扶壁(深度39.5公尺)等輔助措施，故雖然A基地開挖深度較淺，然而其連續壁N壁體之變形量卻較B基地連續壁Q壁體之變形量為大。因此以本案案例而言，B基地內施作地中壁及扶壁等措施，且由開挖面以上開始施作，其成效較A基地僅作開挖面以下之高壓灌漿為佳。

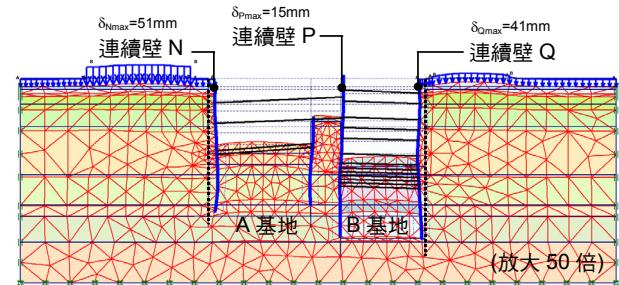
另將案例一及案例二之各道(編號N、P及Q)連續壁變位加以比較，詳圖十一所示。其中，以Q道連續壁而言，兩案例分析推估之變形量差異有限；其次比較N道連續壁變形之差異，則發現在案例一(兩基地緊鄰)之側向變位較案例二為大，研判主要原因為在案例二之情況下，兩基地中間仍保有約6公尺之土體，可發揮一定之正面功效，再加上Y-Y'剖面中A基地水平支撐長度較短，相對地可提高支撐勁度，因此抑制了N道連續壁之側向變位。相同地，以P道連續壁而言，在案例二情況下，剖面Y-Y'中二基地相隔6公尺，中間土體可提供額外之被動土壓力，降低兩基地開挖互相解壓之影響；而案例一情況，因P道連續壁受兩側深開挖之側向解壓影響形成懸臂梁狀況，導致在案例一情況下，其壁體變位量較大。由此可知，兩鄰近基地同時開挖時，中間若保留適當厚度之土體時，對減少連續壁之側向變位是有正面功效的。



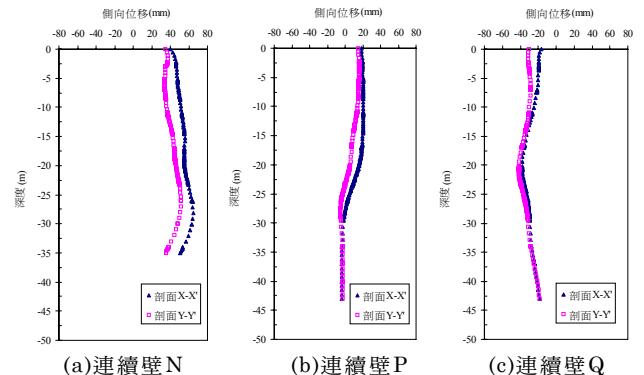
圖八 A基地連續壁N之數值分析結果



圖九 X-X'剖面緊鄰二基地開挖PLAXIS分析結果  
(案例一)

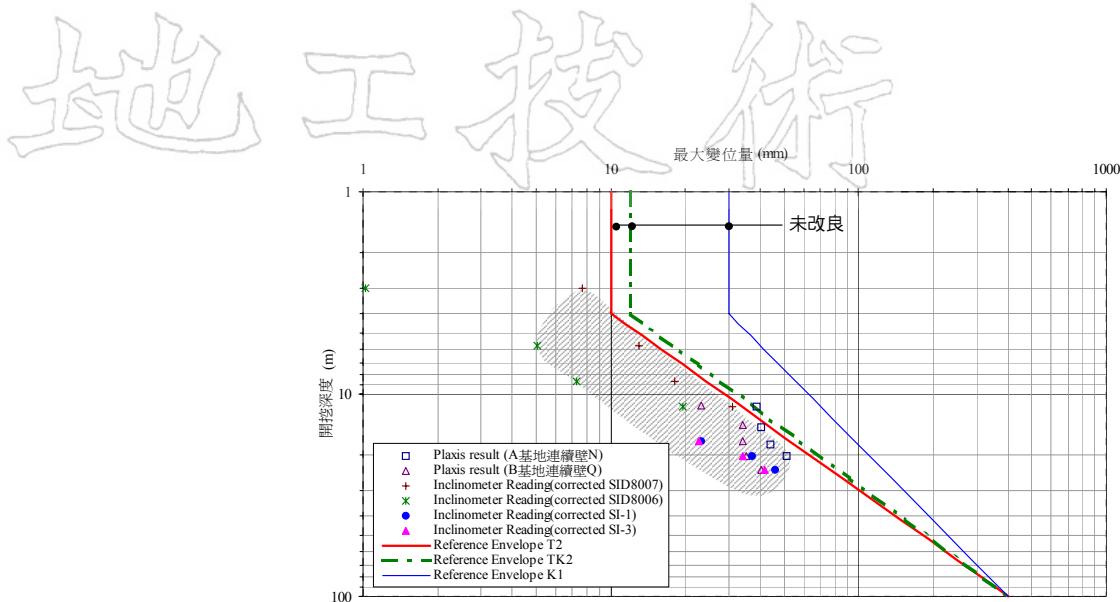


圖十 Y-Y'間隔6m之二基地開挖PLAXIS分析結果  
(案例二)



圖十一 連續壁側向變位比較圖

此外，原先安裝在兩基地中間埋設之壁中傾度管(SI-2)，因施工廠商之施工不慎，導致無法量測提供相關之資訊，實為本案例研析之憾事。未來緊鄰基地施工案例研判應會持續地增加，有



圖十二 連續壁側向位移路徑圖

待更多相關案例監測蒐集與驗證，以進一步瞭解相鄰兩基地開挖之互相影響。

#### 4.3 連續壁側向位移路徑

Dr. Hwang et al.(2007)提出連續壁側向位移路徑(Deflection Path)之觀念，量化環境因素對連續壁側向位移的影響。由於A基地尚未完成開挖工作，故僅將A、B兩基地目前實測之連續壁位移量測結果，繪製至連續壁側向位移路徑圖，詳圖十二。其中Dr. Hwang所提之位移路徑之包絡線係針對基地未進行任何降低壁體變位措施者，而本工程無論A或B基地之位移路徑皆較原T2區之參考包絡線為低，研判主因在於A、B兩基地在開挖區內皆有進行不同方式之地盤改良。另以本次數值模擬成果推估，發現B基地連續壁Q之側向變位路徑亦較A基地連續壁N為低，顯示B基地所進行之地中壁與扶壁等措施之成效較僅在開挖面下進行地盤改良為佳。

## 五、結論與建議

1. 相鄰兩基地同時進行開挖時，可考慮進行地盤改良來降低相互之影響。以本工程為例，雖A基地開挖相對較淺，惟壁體變形量卻較大，顯示在本案例中，採用地中壁及扶壁之效果較僅在開挖面下地盤改良者為佳。

2. 依據本案例之數值分析結果顯示，兩基地擋土結構物互相緊鄰且同時開挖時，若中間保

有適當厚度之土體，對抑制連續壁之側向變位有正面之功效。

3. 由於原先安裝在兩基地中間埋設之壁中傾度管，因施工廠商之不慎，導致無法量測提供監測資訊，實為本案例研析之憾事。研判未來緊鄰基地施工案例應會持續地增加，有待更多相關案例監測資料蒐集與驗證，可更進一步瞭解相鄰兩基地開挖之互相影響。

## 六、致謝

本文承蒙亞新工程顧問有限公司的支持和同意發表，並感謝趙曉周博士、馮賜陽工程師等所提供之資料與協助，使得本文得以順利完成，特此致謝。

## 參考文獻

- 謝旭昇、呂芳熾(1999)，「淺論扶壁式連續壁之分析與設計」，地工技術雜誌，第76期，第39-50頁。
- 范彩雲(2005)，「相鄰近基地開挖互制效應之案例探討」，碩士論文，逢甲大學土木及水利工程研究所。
- 歐章煜(2002)，「深開挖工程分析設計理論與實務」，科技圖書股份有限公司。
- Richard N. Hwang and Za-Chieh Moh, (2007). "Deflection Paths and Reference Envelopes for Diaphragm walls in the Taipei Basin." Journal of GeoEngineering, Vol. 2, NO. 1, pp. 1-12.