

## 軟弱粘土層中深開挖之土水壓力之變化

歐章煜<sup>1</sup> 廖瑞堂<sup>2</sup>

關鍵詞：深開挖、水壓力、土壓力、完全不排水

### 摘 要

本文中利用臺北市某一深開挖工地孔隙水壓力觀測所得的結果，深入的探討開挖時土水壓力的變化，得知開挖區內側孔隙水壓變化極大，尤其在開挖區中心由於受開挖解壓的影響，孔隙水壓減少量最大，但在近連續壁附近由於土壤受剪力激發出超額孔隙水壓，故孔隙水壓雖仍呈減少趨勢，但減少量略小，且減至一定值即不再減少；至於開挖區外側近壁體處之孔隙水壓變化較大，隨開挖深度增加呈遞減趨勢，但在距離壁體 2 公尺範圍外孔隙水壓之變化則極微小。並且發現雖然本工地開挖的時間超過 300 天，但基地土壤之行爲仍然較接近於完全不排水行爲。

## VARIATIONS OF EARTH AND POREWATER PRESSURES DURING DEEP EXCAVATION

Chang-Yu Ou and Juei-Tang Liao

Department of Construction Engineering  
National Taiwan Institute of Technology  
Taipei, Taiwan 10672, R.O.C.

Key Words: deep excavation, porewater pressure, earth pressure, totally undrained.

### ABSTRACT

Variations of porewater pressure and earth pressure against the retaining wall have been observed through an excavation with the large-scale monitoring system. It is found from the observation that the porewater pressure changes significantly inside the excavation zone, especially near the center of the zone. However, the porewater pressure near the retaining wall in the active side has a lesser degree of decrease due to the positive porewater pressure generated by shearing of the soil. The porewater pressure changes with a large amount near the wall outside the excavation zone. The variation of porewater pressure at the zone 2-metres away from the retaining wall at the outside of excavation is minor. Although the construction time is more than 300 days, the soil behavior of in-situ saturated clay is close to totally undrained condition.

<sup>1</sup> 國立台灣工業技術學院營建工程技術系教授

<sup>2</sup> 國立台灣工業技術學院營建工程技術研究所博士班研究生

## 一、前言

粘性土壤之透水性極低，土壤受力後所產生之超額孔隙水壓力無法立即排出，因此在分析及設計上一般均假設為不排水，其強度參數採用不排水試驗以求得。臺北盆地土壤大部份屬於粘土、砂土互層之土壤，粘性土壤中之粉土含量大約在 50%-70% 之間[1]，因此其塑性程度並不高。在某些地區，粘土層之厚度並不大，因此在此等地區進行長期之深開挖時，部份之超額孔隙水壓力可能隨時間逐漸消散，因此其行為應屬於部份排水行為。這種部份排水的行為大大的影響土壤的強度，可是卻無法用傳統的土壤力學來計算，主要原因是缺乏良好的現地觀測資料，連帶的使得現地土壤所產生的超額孔隙水壓力及水壓力隨著時間消散的大小無法正確的計算。

理論上，飽和粘土受力後所產生之超額孔隙水壓力可從 Skempton 孔隙水壓力參數  $A$  求得。但  $A$  值並非定值，其數值隨土壤之應變大小而改變。 $A$  值與應變的關係雖可由室內三軸試驗以求得，但  $A$  值的大小也與主軸應力旋轉的程度有關[2]，然而開挖基地每處土壤之應變與主軸應力旋轉的程度均不一，除非利用有限元素法，否則很難將這些因素考慮在分析中。Osaimi 和 Clough [3] 曾將 Skempton 孔隙水壓力計算方法及壓密理論放入雙曲線模式[4] 為組成律之有限元素法深開挖程式中，以探討孔隙水壓力的產生及隨時間消散的情形。但他們卻沒有提出參數  $A$  值之決定方式，分析的結果也沒有現地觀測的案例證實，因此仍然沒有解決部份排水的相關問題。

孔隙水壓力的產生及消散亦可藉著臨界狀況之土壤彈塑性理論[5] 以有效應力的方法求得。Finno 和 Nerby[6] 曾對芝加哥地下鐵工程 HDR-4 之開挖工程進行相當詳細之觀測計劃，該工程開挖深度為 8.23 公尺，擋土壁採用 19 公尺長的鋼版樁，基地土壤大部份為含水量在 30% 左右的芝加哥粘土。其後 Finno 和 Harahap[7] 利用臨界狀況彈塑性理論，對此基地進行考慮孔隙水壓力消散的有限元素法分析，但分析所得孔隙水壓力的大小與觀測值相差極遠，其主要原因乃是因為鋼版樁本身較具柔性，使得開挖區附近土體變形量甚大，部份土壤已有破壞滑動面產生的現象，而現階段之有限元素法對接近破壞土壤之分析，無法得到正確的結果，因此無從知道在正常情況下（破壞前）Finno 和 Nerby 分析模式之正確性。此外，此基地之開挖深度僅為 8.23 公尺，真正開挖的時間亦僅有三個月之久，因此雖然有現地孔隙水壓力的觀測及分析結果，但由於每個階段開挖的時間太短，部份排水的效果應不顯著，因此仍然無法從這些觀測及分析結果中了解孔隙水壓力消散的情形。

由以上可知，良好且長期的現地觀測資料，對探討深開挖長期行為的重要性。有鑑於此，本研究乃繼續 NGI[8-10]，Peck[11]，Bjerrum[12] 及 O'Rourke[13] 等的研究，對臺北市東區某個深開挖基地進行全面性、長期性的觀測工作。由於本基地之地層已被充份的研究[1,14,15]，觀

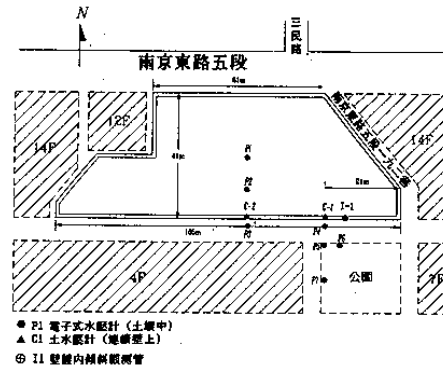


圖 1 土水壓力計佈置平面圖

測儀器的設置又相當緊密、完整，因此相當於一個足尺度的 (full scale) 的現地開挖實驗工作；實驗的結果不但可用來解釋深開挖的行為，土水壓力的變化及其影響，更可留待未來學者進行考慮孔隙水壓力消散之有限元素法分析之案例研究之用，以解決部份排水的問題。

## 二、監測計畫及土水壓力計之安裝

本基地為 40 公尺  $\times$  60 公尺左右之基地，開挖深度為 19.7 公尺，擋土壁採用厚 90 公分，深 35 公尺之連續壁。施工方式係採逆打工法施工 (top-down method)。基地形狀略呈不規則形狀，基地南側有一公園空地，基地平面圖如圖 1 所示。

本工地在開挖區內側安裝了 6 支電子式水壓計，在開挖區外側安裝了 13 支電子式水壓計，另外作用於連續壁體上之水壓力則由壁體上 16 支水壓計觀測獲得，水壓計之平面及剖面位置如圖 1 及圖 2 所示。開挖內、外側水壓計之安裝乃是先鑽孔至預定位置然後將水壓計放至預定位置，安裝時必須確實的使水壓計端部滲石飽和，水壓計四周由透水性良好之中粗砂填滿，兩端並以息土粒厚至少 50 cm 加以封閉，以獲得水壓計所在位置之確實水壓力。

壁體內土、水壓計之平面配置及剖面位置亦如圖 1 及圖 2 所示。土、水壓計之安裝如圖 3 所示，先將土、水壓計連同承裝板固定於鋼筋籠上 (圖 3(a))，裝妥土、水壓計的鋼筋籠隨即吊放於連續壁槽溝內 (圖 3(b))，吊入之前必須先以超音波測壁儀檢測槽溝壁有否崩孔現象，以免造成安裝的失敗。吊放至預定位置後至少須靜置十分鐘以上，待各儀器之溫度平穩後測其穩定之初始值，再以此初始值為依據，利用千斤頂進行加壓 (圖 3(c))。加壓時必須對同一深度兩側之土水壓進行多次交互的加壓動作，直至壁面與土壤接觸為止，而不要一次就加壓至預定值，否則可能會造成某側之接觸應力超出太多。要判斷土壓計是否接觸壁面土壤，可以在加壓過程中隨時量測土壓，判斷確定指示器讀值已呈輕微反應且穩定，則表示受壓面與土壤輕輕的密合接觸。澆置混凝土時，亦必須隨時校核接觸壓力

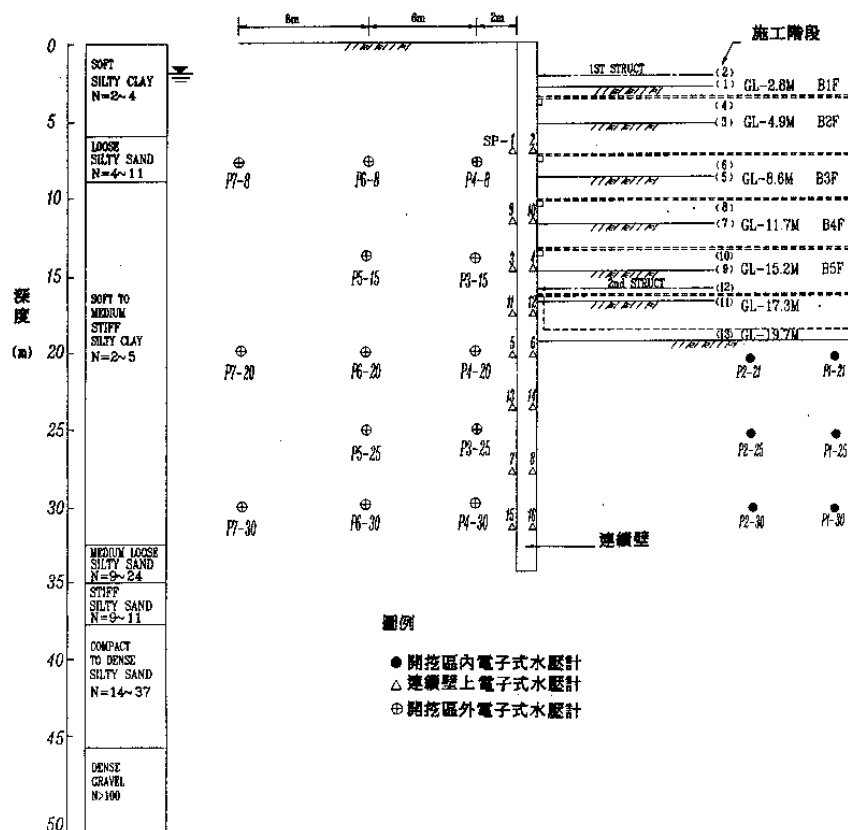


圖 2 地層剖面及水壓計佈設剖面圖

，壓力如有不足，則應予以補足，混凝土澆置 24 小時後並拆除加壓油管，拆除後一星期內每二日觀測初始值一次，以瞭解其變化，由量測值大致可判斷該土、水壓計之是否安裝成功。本研究中，壁體內土水壓計裝設於地表面下 7 m、12 m、15 m、18 m、20 m、24 m、28 m 及 32 m 之內、外兩側，共 8 組 16 支。

由於本工程係採逆打法施工，從 1992 年 1 月 15 日正式進行開挖工作，至 1992 年 11 月 14 日開挖至開挖底面 19.7 公尺處，總工期共計 304 天，本工程分為 13 個施工階段進行施工，其中第 1、3、5、7、9、11、13 施工階段，均為挖土完成之時機，另外第 2、4、6、8、10、12 施工階段則為支撐架設或樓版澆置完成之時機。但為減少連續壁之變形，最後 3 個施工階段（第 11-13 階段）採用分區跳島方式施工，即先行開挖中間區並架設支撐後，再開挖兩側，此開挖工程之施工階段及施工步驟詳見圖 2 所示。

### 三、地層狀況

本基地之地層狀況由上而下可概分為 7 層，如圖 2 所示。第 1 層為軟弱粉土質粘土，標準貫入試驗 N 值為 2-4 下，該層厚度約 5.6 公尺。第 2 層為疏鬆粉土質細砂層，厚度約 2.4 公尺，N 值為 4-11。第 3 層為軟弱粉土質粘土，厚度 25 公尺，該層為影響本基地開挖行為之主要層次，本層之 N 值約 2-5，含水量介於 32-40% 之間，液限 LL 在 29-39 之間，塑限 PL 介於 19-23，塑性指數 PI 介於 9-17 之間，依統一土壤分類法分類為低塑性粉土質粘土 CL。該土壤之粉土的含量約佔 40-55%，粘土含量約佔 45-60%，透水係數 k 約為  $4 \times 10^{-6}$  cm/sec，壓密係數  $C_v$  介於  $3 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/sec 至  $1.1 \times 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/sec 之間，土壤之不排水剪力強度  $S_u$  值依三軸不壓密不排水之試驗結果統計得知其  $S_u/\sigma'_v = 0.36$ ，依現場十字片剪力試驗 (VST) 得知其  $S_u/\sigma'_v = 0.31$  [1]，其中  $\sigma'_v$  代表現地有效覆土壓力，土壤之不排水剪力強度隨深度增加而增加，有

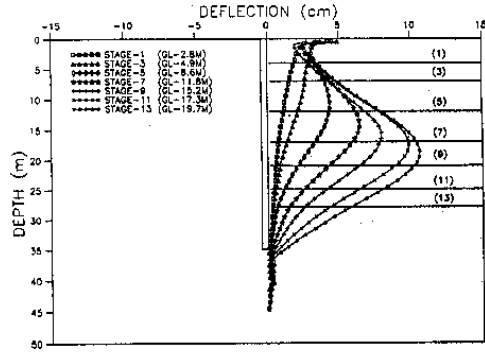
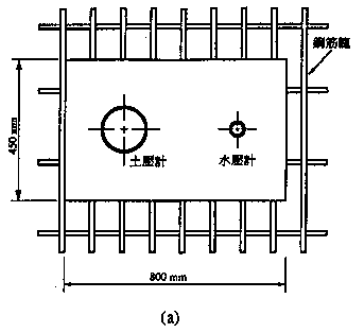


圖 4 連續壁變位與開挖深度關係

效應力摩擦角  $\phi'$  由三軸壓密不排水試驗求得約為  $30^\circ$  [1]；第 4 層次為中緊密粉土質細砂，厚度約 2 公尺，N 值約 9-24；第 5 層次為中等堅硬粘土，厚度約 2 公尺，N 值約 9-11；第 6 層次為中等緊密至緊密粉土或粉土質細砂厚度約 9 公尺，N 值 14-37；第 7 層次為緊密景美卵礫石層，N 值大於 100 以上。

#### 四、觀測結果及討論

##### 4.1 壁體變形

利用傾斜觀測管觀測不同開挖階段連續壁之變位量得知開挖至地面下 19.7 公尺時，連續壁最大變位為 10.8 cm，各階段之壁體變形詳見圖 4 所示。由圖 4 可知，該圖所示之傾斜管編號 I-1 係位於編號 C-1 土水壓計之附近，詳見圖 1 所示，每一開挖階段之最大壁體變形位置大部份發生於開挖面下 0.5 至 1.0 公尺左右。

##### 4.2 作用於壁體之土水壓力

連續壁承受之應力可由安裝於連續壁體上之土壓計及水壓計觀測獲得，土壓計所量得之壓力係為總土壓力，總土壓力為有效土壓力及水壓力之和。不同開挖階段作用於連續壁體之總土壓力觀測結果如圖 5(a) 及圖 5(b) 所示。圖中所示之初始階段作用於擋土壁內、外側之土壓力即為開挖前土壤的靜止土壓力。此外，靜止土壓力亦可由  $K_0 = 1 - \sin\phi'$  計算而得[16]，其中  $\phi'$  為有效應力內摩擦角。由此圖可知，無論在主動側或被動側，深度 32 公尺處之土壓計觀測結果顯示該組所量測之初始土壓力有明顯偏大之傾向，其原因可能係安裝過程千斤頂加壓不當所產生；亦有可能和該處土壤為粉質砂土 (silty sand) (圖 2) 有關，此種土壤在連續壁槽溝挖掘時容易塌落，以至於土壓計和壁面土壤不容易緊密平整的接合。而無論在主動側或被動側，8 公尺處之土壓計之量測值均和計算值相當接近；除此之外，無論在主動側或被動側，其它深度處土壓計之量測值均小於計算值。可是，基地開挖後，經檢視

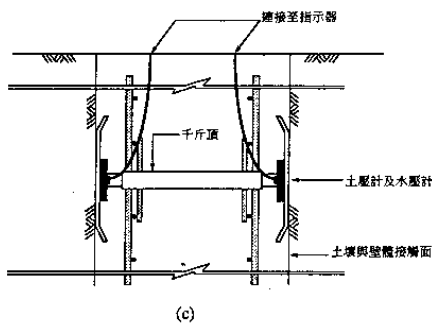
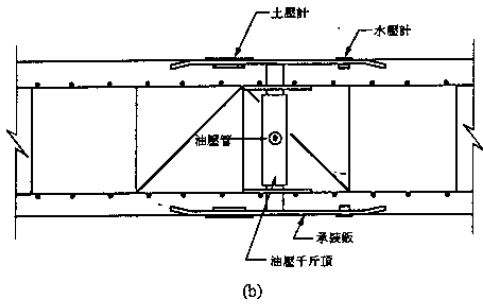


圖 3 土水壓計安裝示意圖

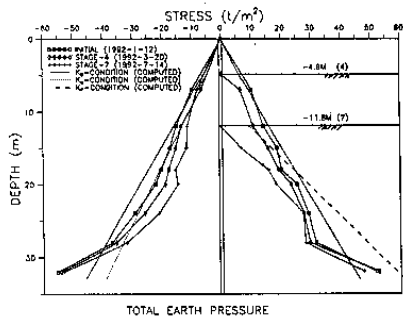


圖 5(a) 總土壓力變化圖

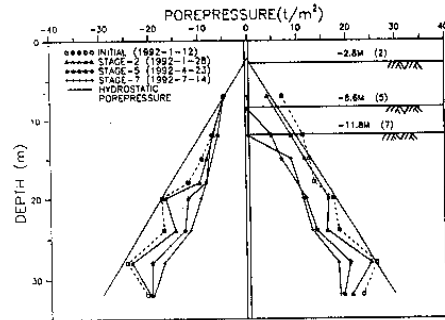


圖 6(a) 作用於壁體之孔隙水壓力變化圖

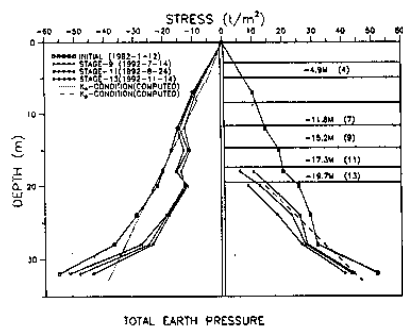


圖 5(b) 總土壓力變化圖

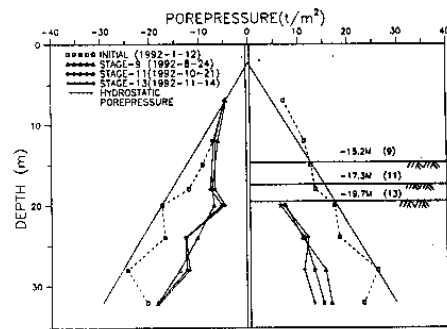


圖 6(b) 作用於壁體之孔隙水壓力變化圖

7m、12m、15m 處連續壁主動側露出於外之土水壓計，發現此三處之土水壓計均與壁面切齊，顯示土水壓計的安裝相當成功。因此造成土壓計之量測值小於計算值的原因可能是連續壁槽溝挖掘時擾動溝壁之土壤，因此縱然土水壓計的安裝均與壁面切齊，但仍然得到稍低的量測值。

開挖區外側計算所得之 Rankine 氏主動土壓力亦示於圖 5(a) 及圖 5(b)。由此圖可知，主動側土壓力之量測值均明顯的隨著開挖深度的增加而減少，顯示壁體側向位移造成主動側土壤側向解壓之效果顯著。然而，無論那個開挖階段，量測所得之土壓力均小於 Rankine 氏主動土壓力，但若將每個開挖階段之土壓力量測值根據開挖前之量測值與理論值（靜土壓力）之差值作適當的修正，則可大略的看出修正過的最後階段的土壓力量測值接近於 Rankine 氏主動土壓力。

以 GL-11.8m 及 GL-19.7m 為基準，計算所得的 Rankine 氏被動土壓力分別示於圖 5(a) 及圖 5(b) 之被動側（虛線部份）。由圖 5 可看出，被動側土壓力之量測值隨著開挖深度的增加而減少，其原因可能是受到垂直荷重減少之故。由圖中亦可看出，縱然將第七開挖階段（GL-11.8m）土壓力之量測值修正回來，大部份土壓力仍然未達被動狀態，可能是壁體變形尚小之故，此階段壁體最大變形量為 6.5 公分（圖 4）。開挖結束時，修正過的土壓力接

近於被動狀態，此時壁體最大變形量約為 10.8 公分。

作用於連續壁體之水壓力可直接由安裝在連續壁體上之電子式水壓計觀測獲得，不同開挖階段作用於連續壁之水壓力觀測結果如圖 6(a) 及圖 6(b) 所示。由圖中開挖前之初始水壓力（以虛線表示）和靜水壓力（hydrostatic porepressure）比較得知無論作用於壁體主動側或被動側之初始水壓大部份均極接近靜水壓或比靜水壓略小。然而在被动側地表面約 12 公尺以內之初始水壓力較靜水壓略大，推測其原因可能係開挖前諸多施工機具在開挖區內施工，施工機具的震動導致孔隙水壓的上昇。由圖 6(a) 及圖 6(b) 可知，因受開挖解壓因素的影響，主動側或被動側之孔隙水壓均隨開挖深度的增加而呈遞減現象，這種現象尤以開挖深度較淺時（11.8 公尺以內）最為明顯，但當開挖深度越大時（大於 11.8 公尺）近開挖面附近之孔隙水壓並不因開挖解壓影響而有明顯的遞減，在圖 6(b) 中之施工階段，開挖深度均在 15.2 公尺至 19.7 公尺之間，地表面下 20 公尺及 24 公尺之水壓力大致維持在某一範圍，並沒有明顯變化。至於地表面下 28 公尺及 32 公尺之水壓力則仍呈遞減趨勢。推測其原因可能係開挖深度較大時由於連續壁變形增加，導致開挖被動側近開挖面附近的土體亦產生較大的應變，由於應變的增加，致使超額孔隙水壓增加，當孔隙水壓力係數  $A$  值達  $A_f$  值（即為破壞時）孔隙水壓

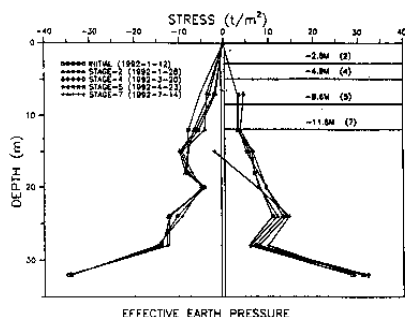


圖 7(a) 有效土壓力變化圖

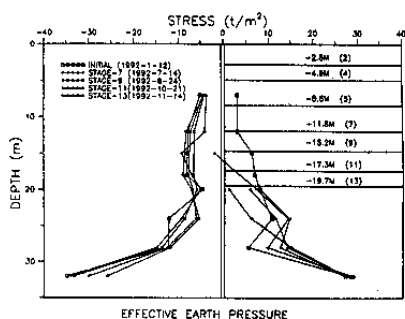


圖 7(b) 有效土壓力變化圖

即不再產生進一步的變化，至於距離開挖面較深層的孔隙水壓，則主要仍受解壓的影響，在此壁體變形並不大，如圖 4 所示，孔隙水壓大致仍呈遞減現象。

連續壁承受之有效土壓力則由總土壓減去水壓力即為有效土壓力，水壓力亦由裝設於連續壁上之水壓計量測而得。不同開挖深度作用於連續壁體上之有效土壓力觀測結果如圖 7(a) 及圖 7(b) 所示。由觀測結果得知，主動側之有效應力隨著開挖深度的增加而減少之傾向，但其減少量甚小，若考慮到量測的誤差，則或可視為作用於主動側之有效應力不變。其原因可能是由於總土壓力（趨向於主動土壓力）及孔隙水壓力（由於土壤側向解壓）同時因開挖的深度增加而作近於等量之數值減少。

在開挖深度小於 11.8m 時，被動側之有效應力隨開挖深度的增加而增加，但增量並不大；其原因可能是在壁體變形量不大時，孔隙水壓力之減少量（大部份受垂直荷重解壓的影響）稍大於被動總土壓力之減少量。當開挖深度大於 11.8m 時，有效應力在距開挖面較深處亦有增加之傾向但距開挖面較近處則有減少傾向，但變化卻不穩定，其主要原因為此時孔隙水壓力的變化受到垂直荷重減少及土壤受剪變形變重的影響之故，因此造成有效應力變化的趨勢不很明顯。開挖時孔隙水壓力的變化，將於下節作更詳細的討論。

### 4.3 開挖區孔隙水壓變化

綜合 35 支電子式水壓計之觀測結果繪製不同施工階段等水壓線之變化圖如圖 7(a) 及圖 8(b) 所示。由圖 8 可知，等水壓線在開挖區內側有明顯向下移動現象，表示開挖區內側之水壓力隨開挖深度增加而有遞減的現象。由圖中亦可看出，近開挖區中央處之孔隙水壓力遞減的程度明顯的高於近連續壁體處，此乃因為開挖區的孔隙水壓力不但會受到土方的挖除之解壓作用而減少，開挖區內的孔隙水壓力亦會受到擋土壁變形，擋土壁向開挖區擠進的影響，使得開挖區內土壤受剪變形而激發正值的超額孔隙水壓力。近開挖區中央處之土壤受擋土壁變形影響較少，而近連續壁體處的土壤受擋土壁變形的影響較大。

從圖 8 亦可看出，除近壁體處外，開挖區外側之等水壓線雖有下移傾向但並不明顯，表示開挖區外之孔隙水壓受開挖影響其孔隙水壓變化量較小。開挖區外側之連續壁附近孔隙水壓力變化量較大，此乃因為連續壁向開挖區變形因而使得土壤受側向解壓作用激發負值的超額孔隙水壓。值得注意的是此範圍並不大，在本案例中孔隙水壓力較劇烈變化的範圍僅 2 公尺左右。

圖 9 所示為地表面下 20 公尺及 28 公尺處，作用於連續壁體內、外二側之孔隙水壓力與開挖時間關係圖，圖 10 所示為開挖區外一處（三個深度）之孔隙水壓力與開挖時間關係圖，圖 11 所示為開挖區內側二處（每處三個深度）之孔隙水壓力與開挖時間關係圖。圖 9 之孔隙水壓計 SP5-8，圖 10 之 P4 及圖 11 之 P1 及 P2 在開挖基地之相對位置見圖 1 及圖 2。由這些圖可看出，在土方挖掘之時，孔隙水壓力均有逐漸減少的跡象，開挖區內之孔隙水壓力減少較大（圖 10），開挖區外側變動最小，而作用於連續壁體上的孔隙水壓力則介於其中。

### 4.4 靜置階段孔隙水壓變化

由於本工地採逆打工法施工，地下室開挖作業進度較慢，且因利用地下室樓板作為支撐，故在每一開挖深度作業完成後需進行樓版組模、配筋及澆灌混凝土等作業，導致每一開挖深度完成後有一段靜置階段，該靜置階段約 30-60 天不等。由圖 9—圖 11 所示，得知開挖區內之孔隙水壓計在每個靜置階段孔隙水壓有增加傾向，但不明顯。至於開挖區外及連續壁體上之孔隙水壓力在靜置階段其孔隙水壓力也有增加傾向，但更不明顯。此乃顯示雖然本基地土壤屬於低塑性粘土，雖然本基地開挖時間較長，但土壤的行為還是較接近於完全不排水的行為，這可能和本基地粘土層之厚度較厚有關。

## 五、結 論

- (1) 由觀測結果得知擋土壁在開挖階段承受之總土壓力不論主動側或被動側均隨開挖之進行而減少。主動側之有效土壓力則隨開挖深度增加而作微量的遞減

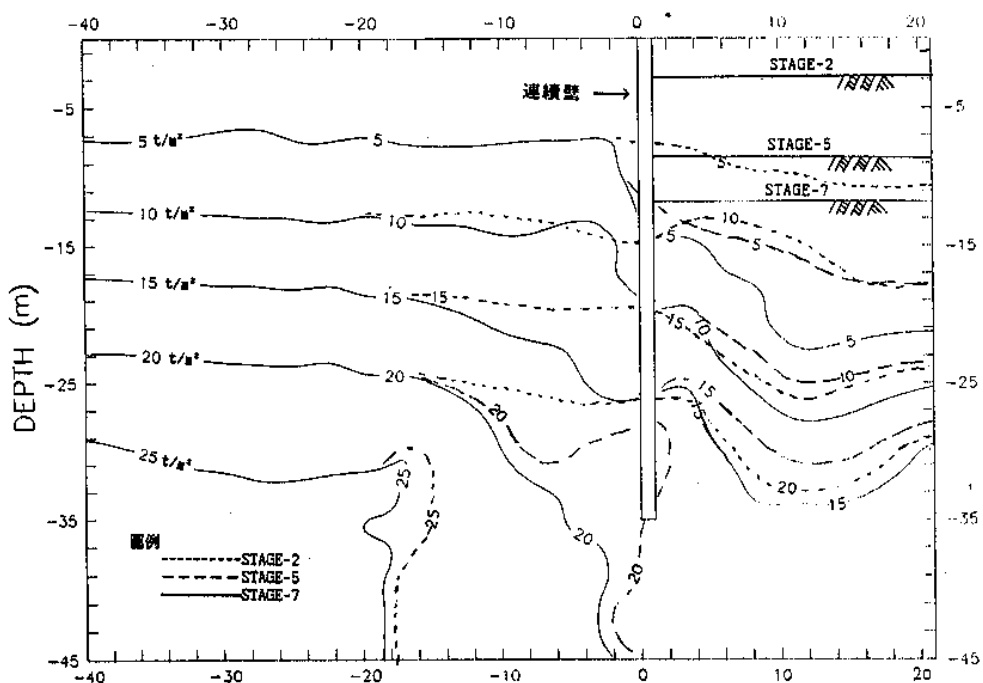


圖 8(a) STAGE-2~STAGE-7 等水壓線變化圖

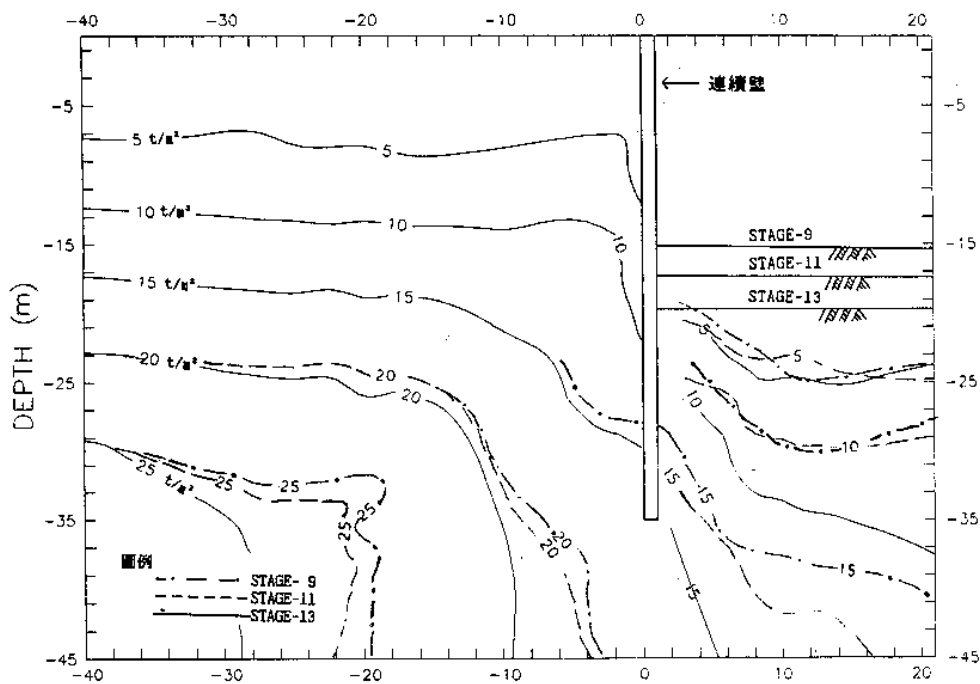


圖 8(b) STAGE-9~STAGE-13 等水壓線變化圖

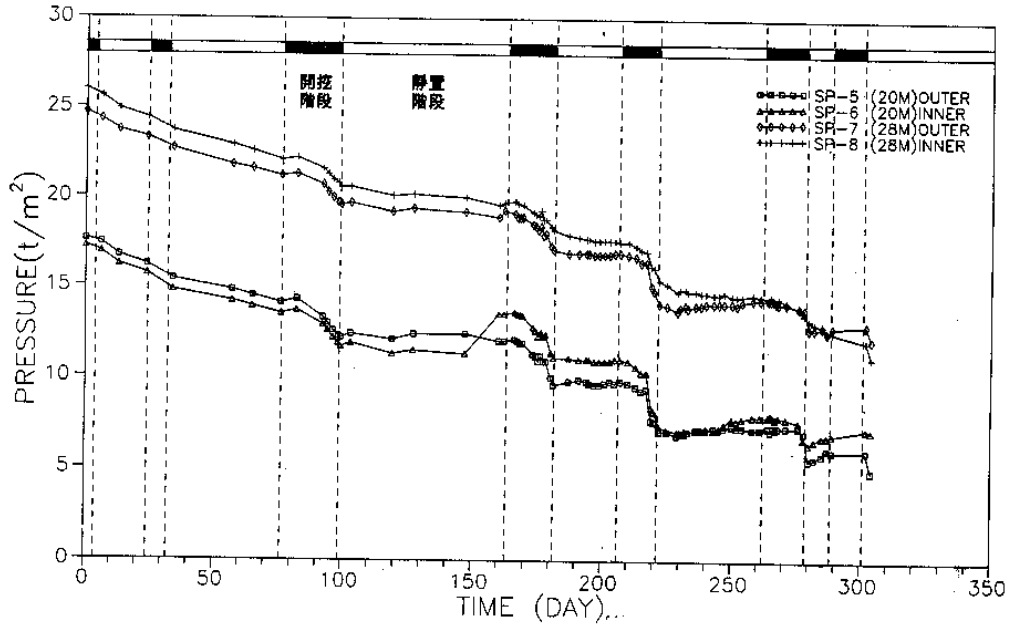


圖9 連續壁體附近水壓力變化圖

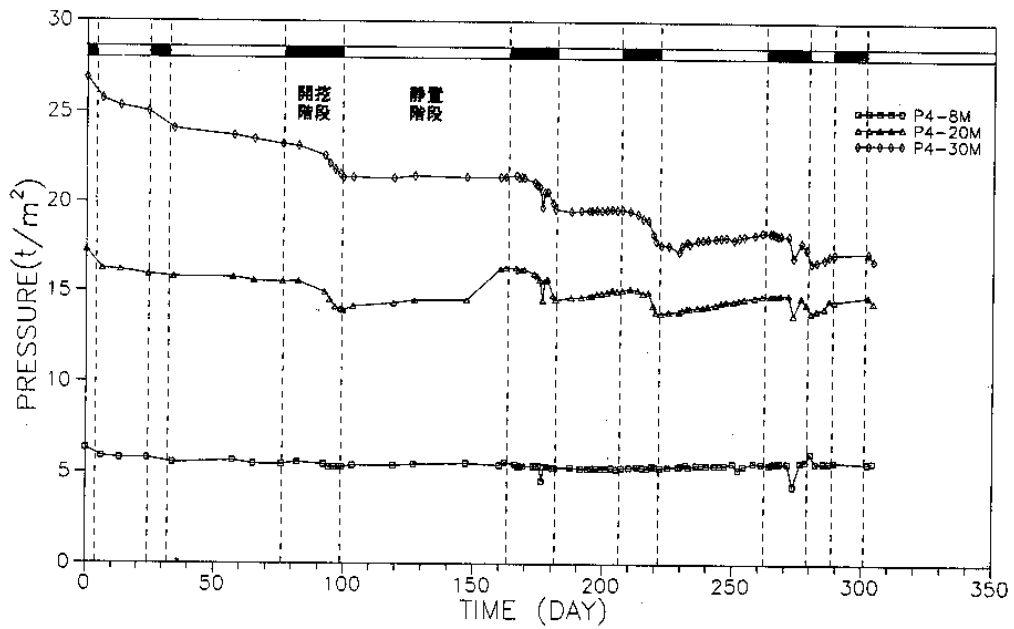


圖10 開挖區外水壓力變化圖



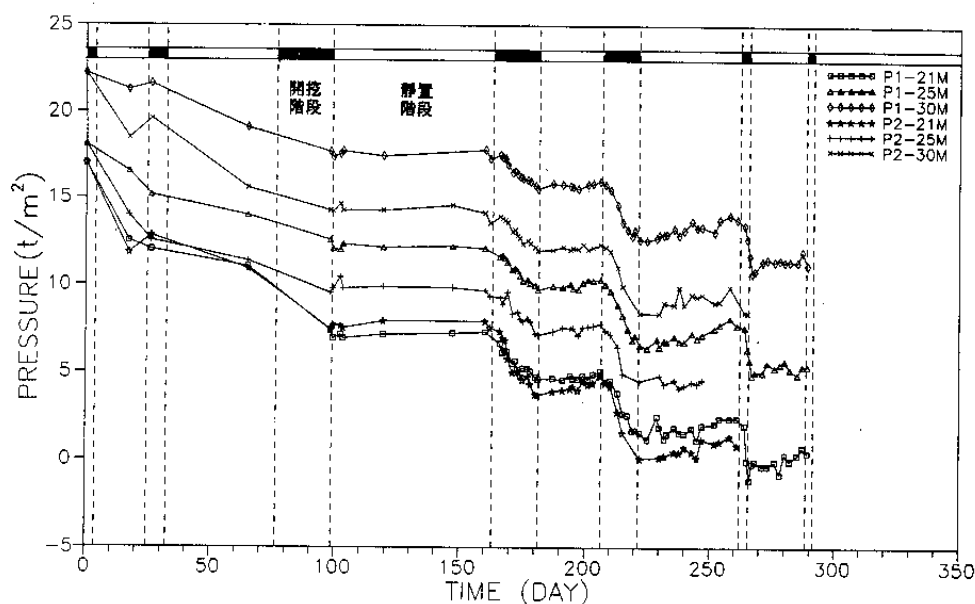


圖 11 開挖區內水壓力變化圖

，但可視為不變；開挖深度不大時，被動側之有效土壓力則隨開挖深度的增加而增加；但當開挖深度較大時，被動側之有效土壓力雖亦有增加的傾向，但其趨勢卻不穩定。

- (2) 一般而言，近開挖區中央處的土壤，由於僅受到垂直荷重減少的影響，因此產生較低的孔隙水壓力；而在近壁體處土壤，則受到垂直荷重減少及壁體向內側擠壓雙重因素的影響，孔隙水壓力的數值較高。壁體向開挖外側延伸 2 公尺範圍內的土壤，由於受到壁體向內側擠壓而使得土壤產生側向解壓，因此孔隙水壓力有明確減少的跡象；但 2 公尺範圍外的孔隙水壓力的變化卻不大。
- (3) 以本案例而言，雖然有的開挖階段靜置時間長達 60 天，但在開挖區內、外側之孔隙水壓力變化均不大，整體而言，整個開挖行為較接近完全不排水行為，這可能和本基地粘土層之厚度較厚有關；然而若在長工期且透水性略高之粘土或粘土中含有薄層細砂或粘土層厚度不大時，考慮部份排水的分析可能較為合理。
- (4) 裝置於連續壁體上的土壓力可能會受到連續壁槽溝挖掘時土壤擾動之影響，因此如何改進安裝及量測技術，或如何對量測值進行適當之修正，均有繼續研究之必要。
- (5) 若能搜集到更多作用於擋土壁上之土、水壓力，則可修正現在一般工程界常用的深開挖分析模式，使

其分析過程更合理。

### 誌謝

本研究之實驗時間長達三年，研究期間承蒙國科會專題 NSC80-0410-E011-15、NSC81-0410-E011-15 及 NSC82-0410-E011-23 之部份經費補助，儀器安裝時承蒙三聯公司及台安公司張龍騰先生之支援，實際觀測時承蒙楊織宇先生的全力配合，並蒙專任助理李正信先生在實驗觀測方面之協助，特此致謝。

### 參考文獻

1. 歐章煜、蕭文達，「臺北粉質粘土之壓密及強度特性」，中國土木水利學刊，第五卷第四期，第 337-346 頁 (1994)。
2. Holtz, R.D. and W. D. Kovacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J. (1978).
3. Osami, A.E. and G.W. Clough, "Pore-Pressure Dissipation During Excavation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. 4, pp. 481-497 (1979).
4. Duncan, J. M. and C. Y. Chang, "Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 96, No. 5, pp. 1629-1651 (1970).

5. Roscoe, K. H. and J. B. Burland, *On the Generalized Stress-Strain Behavior of "Wet" Clay*, Engineering Plasticity, Cambridge, pp. 535-609 (1968).
6. Finno, R.J. and S.M. Nerby, "Saturated Clay Response During Braced Cut Constuction," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 115, No. 8, pp. 1065-1084 (1989).
7. Finno, R.J. and I.S. Harahap, "Finite Element Analysis of HDR-4 Excavation," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 10, pp. 1590-1600 (1991).
8. "Measurements at a Strutted Excavation, Oslo Subway, Gronland 1, Km1.559," Technical Report No. 1, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway (1962).
9. "Measurements at a Strutted Excavation, Oslo Subway, Everhaugen South, Km. 1.982," Technical Report No. 3, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway (1962).
10. "Measurements at a Strutted Excavation, Oslo Subway, Vaterland 1, Km 1373," Technical Report No. 6, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway (1962).
11. Peck, R. B., "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," *Proceedings of the 7th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290 (1969).
12. Bjerrum, L., C. J. Clausen and J. M. Duncan, "Earth Pressures on Flexible Structures (a state of the art report)" *Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, Madrid, Spain (1972).
13. O'Rourke, T. D., "Ground Movements Caused by Braced Excavations," *Journal of the Geotechnical Division, ASCE*, Vol. 107, No. 9, pp. 1159-1178 (1981).
14. 蕭文達, 「臺北沈泥質粘土之強度特性研究」, 碩士論文, 國立臺灣工業技術學院營建工程研究所, 臺北 (1992)。
15. 陳俊東, 「孔內側壓試驗之適用性探討」, 碩士論文, 國立臺灣工業技術學院營建工程研究所, 臺北 (1993)。
16. Ladd, C. C., R. Foote, K. Ishihara, F. Schlosser and H. G. Poulos, "Stress-Deformation and Strength Characteristics," State-of-the-Art Report, *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494 (1977).

---

82年8月7日	收稿
83年3月11日	修改
83年3月14日	接受