

台北盆地松山層黏性土側壓計試驗  
**PRESSUREMETER TESTS IN COHESIVE  
SUNGSAN DEPOSITS OF TAIPEI BASIN**

黃立煌，張政展，林照順

L. W. Wong, C. C. Chang and J. S. Lin

原著載於地工技術雜誌第 54 期  
1996 年 4 月，第 45~54 頁

*Reprinted from Sino-Geotechnics,  
Taipei, Taiwan  
April, 1996, No. 54, pp.45~54*

# 台北盆地松山層黏性土側壓計試驗

黃立煌 張政展 林照順

亞新工程顧問公司

## 摘要

本文根據 23 組側壓計試驗估計台北盆地松山層黏土層之不排水剪力強度及變形模數。試驗結果顯示黏土剪力模數及不排水剪力強度可與現地垂直應力建立經驗關係。側壓計試驗所得之不排水剪力剪強度高於三軸壓縮試驗之不排水剪力強度約 1.4 倍，而剪力模數與側壓計不排水剪力強度之比值約為 60。

**關鍵字：**側壓計，剪力模數，不排水剪力強度，解壓/再壓循環。

## PRESSUREMETER TESTS IN COHESIVE SUNGSHAN DEPOSITS OF TAIPEI BASIN

WONG, L.W., CHANG, C.C., LIN, J.S.

Moh and Associates, Consulting Engineers, Inc.

## ABSTRACT

This paper presents the undrained shear strength and the stiffness of the clays in the Sungshan Formation of the Taipei Basin based on 23 sets of pressuremeter test results. Empirical relationships between the soil parameters and the in-situ vertical stresses were established. The undrained shear strength estimated from pressuremeter tests is about 1.4 times greater than that obtained from triaxial compression tests. The average value of shear modulus to pressuremeter undrained shear strength ratio is about 60.

**KEY WORDS :** pressuremeter, shear modulus, undrained shear strength, unload-reload cycle.

### 一、前言

側壓計為一現場試驗裝置，試驗時周

圍土體之應力及應變情形十分明確，邊界條件可以確立，及試驗易受控制，因此側壓計試驗為能以理論研判土壤參數之現場試驗。傳統上側壓計試驗主要在測試土

層之極限壓力，以經驗設計法估計基礎之承載力及沉陷量等，其應用在 Baguelin et al. (1978) 中有詳細之敘述。最近之發展則用以估計土體之彈性模數、地盤反力係數、砂質土之摩擦角、黏性土之不排水剪力強度及土壤靜止土壓力係數等，作為大地工程分析之依據。

台北捷運工程工址調查階段，曾進行甚多之側壓計試驗，所採用之儀器包括預鑽式及自鑽式兩種。本文根據台北捷運南港線、板橋線及中和線於松山層黏土層所進行之 23 組側壓計試驗結果，研判不排水剪力強度及剪力模數兩項參數，以供台北盆地黏土層大地工程分析及設計之參考。

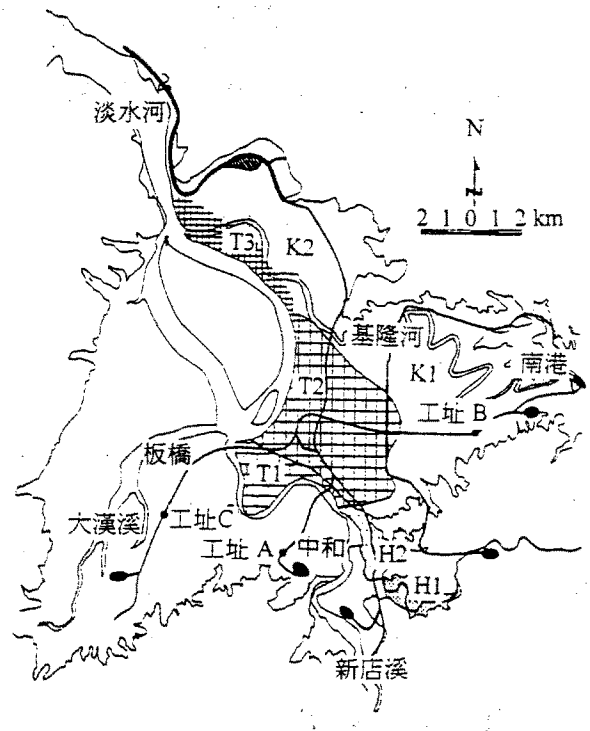
## 二、台北盆地地層分佈

### 2.1 地層狀況

台北盆地之沉積土層由上而下主要分為松山層、景美層及新莊層。根據 Huang et al. (1987)，Woo and Moh (1990)，松山層厚 40m 至 70m，由粉質砂土層及粉質黏土層交錯沉積而成。在盆地中央處，可分為六個次層，松一、松三、松五次層為粉質砂土層，松二、松四、松六次層為粉質黏土層，各土層之厚度依位置而有變化。根據 Huang et al. (1987) 台北盆地淡水河以東之松山層可進一步按其沉積環境及流域分為七區，分別為淡水河流域 T1 至 T3 分區，基隆河流域 K1 及 K2 分區及新店溪流域 H1 及 H2 分區，此七個土層分區範圍如圖一所示。

根據 Chin et al. (1994)，台北捷運南港線沿線之地層剖面如圖二所示，顯示台北盆地東側之 K1 分區，其松四層黏土

層甚為顯著，黏土厚度介於 15m 至 35m 之間。淡水河以西之台北盆地地層，因鑽孔資料較少而尚未進行流域範圍分區。唯根據 MAA(1988a 及 1988b) 台北捷運板橋線與中和線之鑽孔資料，整理得板橋線及中和線沿線之土層分佈，分別如圖三及圖四所示。板橋線沿線之松山層亦可分為六個次層，分佈情況與 T1 區相近。中和線沿線之松山層，因松六層及松一層於盆地邊緣尖滅，只有松二至松五層四個次層。中和線沿線松山層之特色為靠近新店溪沿岸松五層上部有厚 4m 至 8m 之礫石層 (傅怡仁等，民國 79 年)。根據作者初步研判，中和線松山層之土層分佈與 H1 區之分佈情形相近。

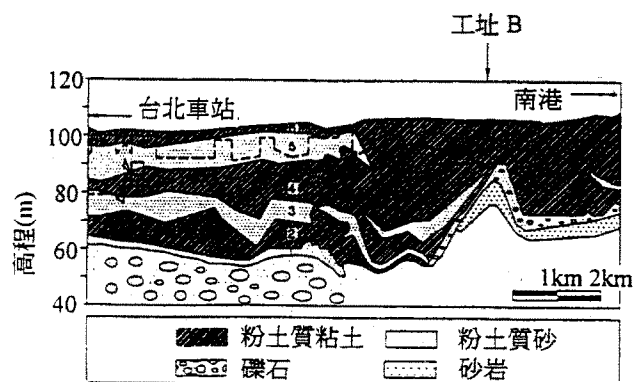


圖一 台北盆地土層分區圖

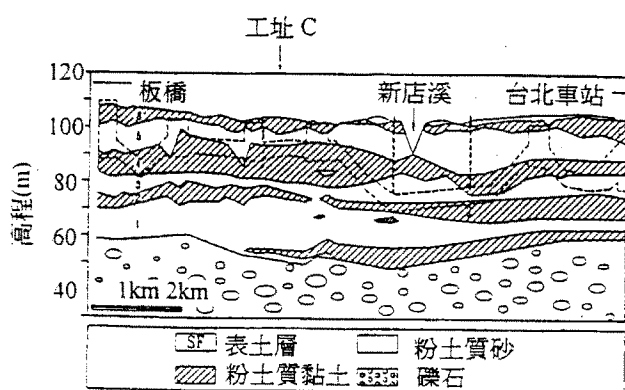
### 2.2 地下水狀況

圖二至圖四顯示台北盆地地面高程介於 104m 至 110m 之間，在此高程基準以

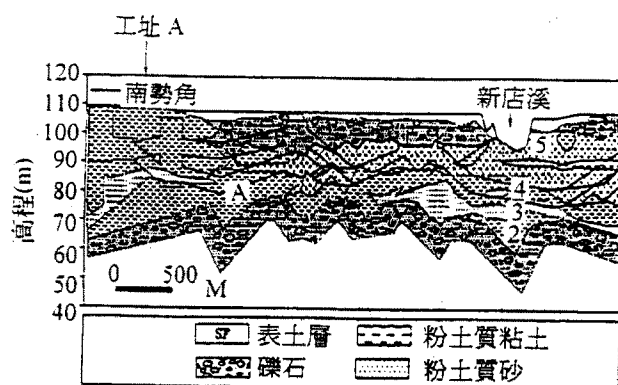
基隆海面平均高程為 100m。由於台北盆地於民國 40 年代至 60 年代於景美層長期抽取地下水，導致松山層地下水位下降，松三層地下水位最大下降至 70m 至 80m 之間。



圖二 土層剖面圖—南港線



圖三 土層剖面圖—板橋線



圖四 土層剖面圖—中和線

民國 65 年政府禁止抽取地下水，台北盆地之地下水位開始逐漸回升。根據 Moh et al.(1996)之報導，至民國 82 年松三層地下水位回升至高程 87m 左右。台北盆地之地下水洩降歷史，導致松二及松四層之黏土呈現輕度過壓密情形。

## 2.3 黏土工程性質

根據台北捷運南港線、板橋線及中和線(MAA, 1988a 及 1988b)之調查報告，南港、板橋及中和三處工址松四層黏土之工程性質綜合如表一。其中板橋及中和工址之土層分區為作者之研判結果。三處工址土層雖然屬不同分區，各項工程性質參數之差異不大。

表一 松四層工程性質

地點	南港	板橋	中和
土層分區	K1	T1*	H1*
黏土層深度(m)	0~30	8~13.13~22	0~35
土壤單位重(kN/m <sup>3</sup> )	17~19	18~22	17~20
自然含水量(%)	24~47	14~50	20~48
塑性指數(%)	8~28	2~27	5~23
靈敏度 S	1~19	4~5	2~10
壓縮指數 C <sub>c</sub>	0.3~0.5	0.1~0.3	0.1~0.4
壓縮係數 C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	3.8*10 <sup>-3</sup>	-	-
透水係數 K(cm/sec)	10 <sup>-6</sup> ~10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-5</sup> ~10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-6</sup> ~10 <sup>-7</sup>

\*作者研判之分區

## 三、土壤參數研判方法

### 3.1 剪力模數

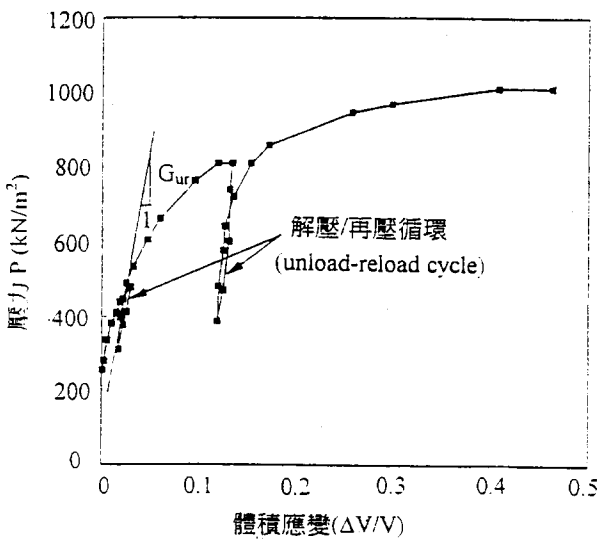
側壓計之最大功能為量測土壤之變形模數。在飽和黏土中進行此項試驗時，當其試驗壓力尚未達到潛變壓力(Creep Pressure)之前，側壓計周圍之土壤呈現擬彈性(Pseudo-elastic)行為。根據 Baguelin, Jezequel and Shields (1978)對剪力模數之研

判方法，利用側壓計試驗之壓力及體積應變關係曲線，如圖五所示，其斜率即為剪力模數 (Shear Modulus)  $G$ ，其關係式為

$$G = V \frac{dP}{dV} \dots\dots\dots(1)$$

其中  $V$  為圓筒形空洞體積， $P$  為量測之空洞壓力。

土壤之剪力模數可根據試驗所得  $P : \Delta V/V$  關係曲線之初始斜率，求得其初始剪力模數 (Initial Modulus)  $G_i$ 。但在軟弱黏土中，在鑽孔過程中周圍土壤可能因受擾動而產生塑性變形，因此所得之初始剪力模數較實際為低。利用解壓/再壓循環 (Unload-reload cycle) 試驗程序獲得之曲線，所求得之剪力模數  $G_{ur}$  將有較合理之結果。



圖五 典型之側壓計試驗曲線

### 3.2 不排水剪力強度

採用側壓計試驗以估計黏性土不排水剪力強度  $S_u$  (PMT) 有兩種方法。其一為利用壓力及應變關係曲線斜率進行估計，其二為採用極限壓力予以估計，兩種估計方法分別說明如下。

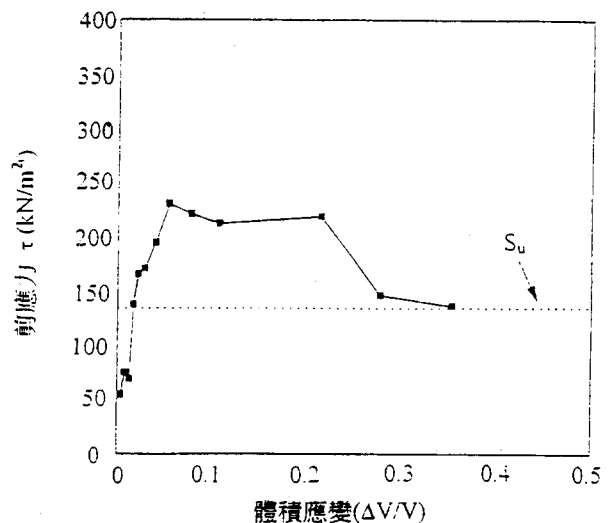
### 3.2.1 試驗曲線斜率法

理論上土壤之剪應力：剪應變關係可藉側壓計試驗之壓力：應變關係進行推估。其分析方法分別由 Palmer(1972)，Ladanyi (1972)及 Baguelin et al. (1972)提出。本分析方法亦可稱為 Palmer 分析法。其剪應力  $\tau$  及體積應變之關係可以下式表示：

$$\tau = \frac{dP}{d[\log_e(\Delta V/V)]} \dots\dots\dots(2)$$

公式(2)顯示土壤之剪應力即為  $P : \log_e(\Delta V/V)$  關係曲線之斜率。

根據圖五之試驗結果，採用斜率法之研判結果，如圖六所示之土壤剪應力及體積應變關係曲線。在大應變時，土壤之剪應力大致維持定值，顯示側壓計周圍之土壤趨近於完全塑性之狀態。由此研判方法即可估計得土壤之不排水剪力強度。



圖六 典型之側壓計試驗曲線一體積應變關係曲線

此分析方法適用之必要條件為土壤為均質材料。側壓計之安裝可能擾動周圍小部份之土壤，所估計之不排水剪力強度將會有誤差導致結果並不可靠。惟在較大

之應變時，土壤擾動之影響相對降低，所估計之剪力強度較能代表側壓計周圍土壤之平均強度。

### 3.2.2 極限壓力法

根據 Gibson&Anderson(1961)，當圓筒型空洞在彈性及完全塑性(Elastic-perfectly plastic) 土壤中膨脹時，理論上於  $(\Delta V/V)=1$  時，將可達到極限壓力  $P_t$ ：

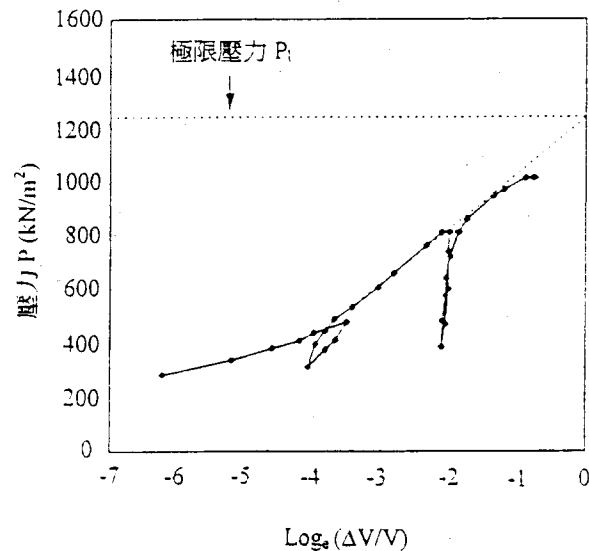
$$P_t = \sigma_{ho} + S_u \left[ 1 + \log_e \frac{G}{S_u} \right] \dots \dots \dots (3)$$

其中  $\sigma_{ho}$  為現地水平總應力。

土壤不排水剪力強度  $S_u$  可藉側壓計試驗求得之  $P_t$  值予以估計：

$$S_u = \frac{P_t - \sigma_{ho}}{1 + \log_e \frac{G}{S_u}} \dots \dots \dots (4)$$

實際側壓計試驗時，常因儀器之應變範圍有限， $P_t$  值之估計需根據試驗結果之  $P$ ： $\log_e(\Delta V/V)$  關係曲線，如圖七所示，以外插法推估至  $(\Delta V/V)=1$  (即  $\log_e(\Delta V/V)=0$ ) 時所對應之壓力，即為極限壓力。



圖七 側壓計試驗極限壓力之推估

## 四、側壓計試驗

本文收集台北盆地三處分別位於中和 (SOFRETU-CTCI J.V., 1990)、南港 (MAA, 1988a) 及板橋 (Sinotech, 1990) 地區黏土層之側壓計試驗。試驗數量分別為 15, 4 及 4 組，共計 23 組試驗結果。現場試驗所採用之儀器，板橋工址採用自鑽式 (Self-boring type) 側壓計，為美國 ROCTEST 公司製造之 G-A<sub>m</sub> 型，南港及中和工址採用預鑽式 (Pre-boring type) 側壓計，儀器為日本 OYO 公司所製造之 LLT-4120 型。三處工址黏土層側壓計試驗採用第三節所述之方法，分別研判黏土之剪力模數、極限壓力及不排水剪力強度。研判結果見圖八至圖十二，並分別討論如下。

## 五、試驗結果

### 5.1 剪力模數

本文採用側壓計試驗曲線研判土層之解壓/再壓剪力模數  $\sigma_v$ 。研判結果如圖八及圖九所示，試驗曲線之體積應變範圍，預鑽式為 3 至 24%，自鑽式為 2.5 至 10%。圖八顯示黏土層之剪力模數  $G_{ur}$  大致與深度呈線性關係，與現地垂直總應力之經驗關係  $G_{ur}/\sigma_v$  介於 13.7 至 43 之間。

$G_{ur}/\sigma_v$  值同時與體積應變  $\Delta V/V$  範圍有關，圖九初步顯示隨體積應變之增加， $G_{ur}/\sigma_v$  值有減少之趨勢。雖然  $\Delta V/V$  在 2.5% 時， $G_{ur}/\sigma_v$  值甚高，但體積應變 2.5% 範圍之試驗只有 2 組，尚難以確認此較高  $G_{ur}/\sigma_v$  值是由於低應變，採用自鑽式側壓計抑或土層性質變異等因素之影

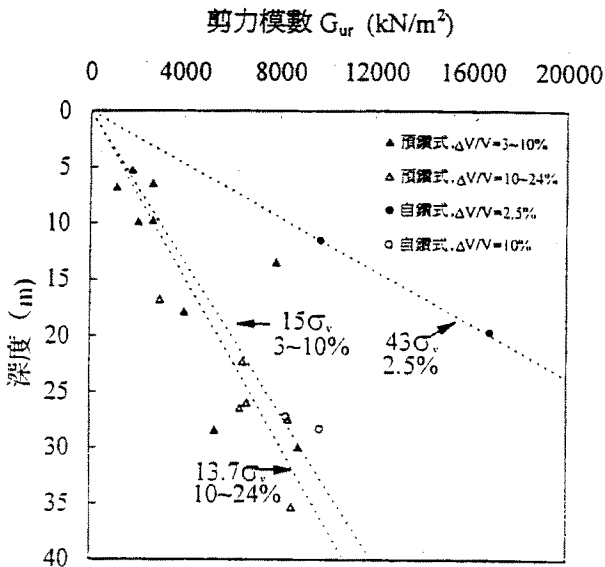
響。而在 10% 體積應變下，採用預鑽式及自鑽式側壓計所得  $G_{ur}/\sigma_v$  值有一致之趨勢，初步顯示  $G_{ur}/\sigma_v$  值受儀器之影響不大。統計 2.5 至 24% 體積應變範圍之  $G_{ur}/\sigma_v$  關係，可得下列經驗關係式：

$$G_{ur}/\sigma_v = 33 - 7.9 \log_e(\Delta V/V) \dots (5)$$

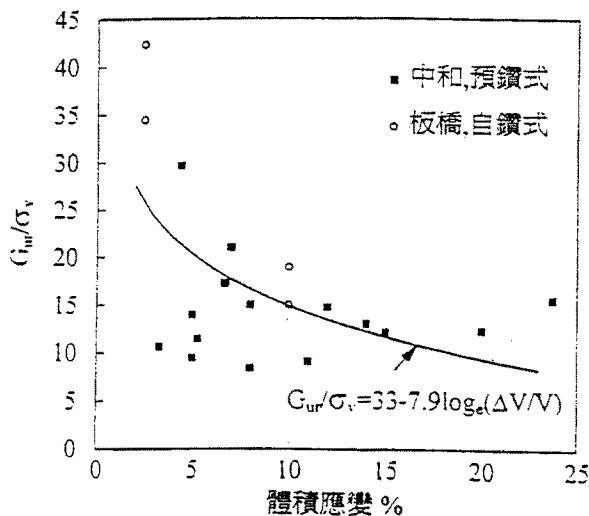
唯由於試驗數目尚屬有限，宜繼續收集資料，必要時公式(5)應予修正。根據圖九在 3 至 24% 體積應變範圍內， $G_{ur}/\sigma_v$  之平均值約為 14。

## 5.2 極限壓力

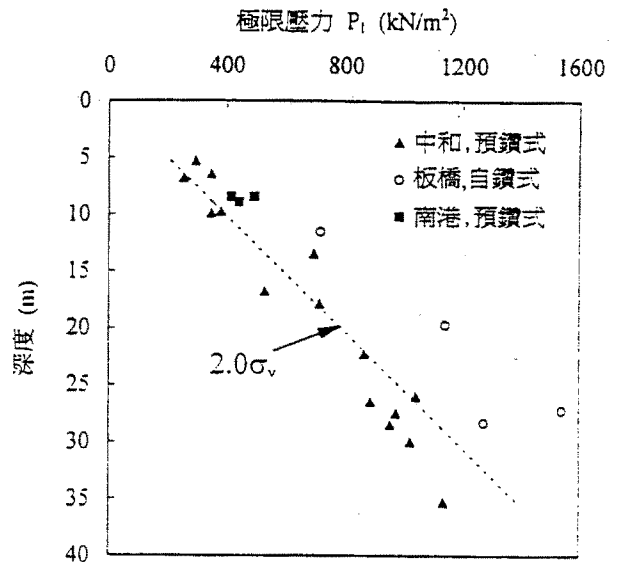
圖十顯示台北盆地黏土層側壓計試驗之極限壓力，亦與深度呈線性關係，與現地垂直總應力之經驗關係  $P_t/\sigma_v$  平均為 2.0。黃立煌及高祥生 (1994) 曾採用此極限壓力以估計台北盆地黏土在噴射灌漿時導致土體破壞之臨界壓力，其結果與灌漿之實際表現相符合。



圖八 側壓計試驗求得之剪力模數  $G_{ur}$



圖九 側壓計試驗剪力模數  $G_{ur}$  與體積應變關係

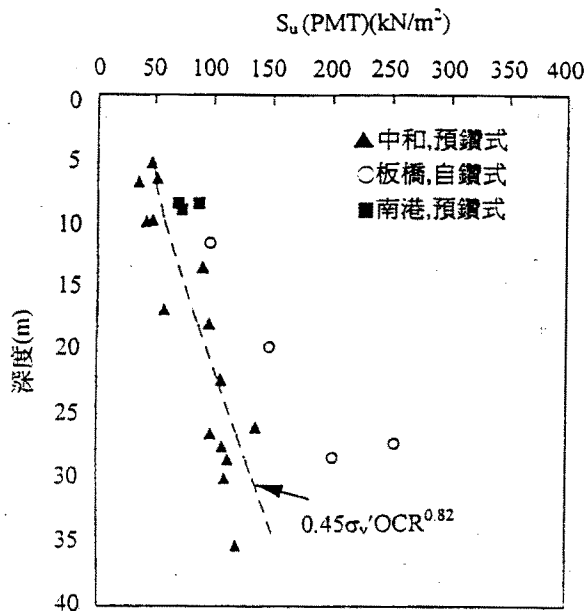


圖十 側壓計試驗極限壓力估計結果

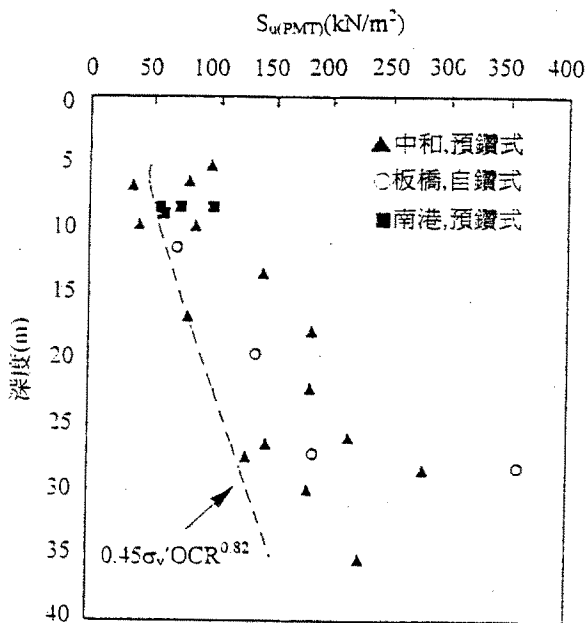
板橋工址所得之極限壓力及不排水剪力強度皆偏高，研判其原因可能有二。其一為採用自鑽式側壓計，可能因周圍土壤之擾動程度較低，可得較高之剪力模數及剪力強度。其二是粉質黏土之粉土含量較高，試驗時可能因部份排水狀況而產生誤差，導致較高之剪力強度。

## 5.3 不排水剪力強度

圖十一及圖十二分別為採用極限壓力法及斜率法估計所得之黏土層不排水剪力強度。兩項方法比較，斜率法 (圖十二) 研判之  $S_u$  值較高，但結果較為離散。



圖十一 側壓計試驗不排水剪力強度結果  
--極限壓力估計



圖十二 側壓計試驗不排水剪力強度結果  
--斜率法估計

極限壓力法(圖十一)研判之  $S_u$  值雖較低，但結果較為集中，所估計之剪力強度結果似較為可靠。且圖十一顯示由 4 組自鑽式側壓計試驗(板橋線)所得之不排水剪力強度較預鑽式為高。其可能原因為自鑽式側

壓計試驗之土壤所受擾動較小，以致得到之值較預鑽式為高。惟此一原因有待更多試驗數據加以驗證。

台北盆地黏土層不排水剪力強度有隨深度而增加之特性。如圖十一所示，側壓計剪力強度  $S_{u(PMT)}$  可以下列經驗關係式表示：

$$S_{u(PMT)} = 0.45 \sigma'_v \text{OCR}^{0.82} \dots\dots\dots (6)$$

其中  $\sigma'_v$  為現地垂直有效應力，OCR 為土壤過壓密比。OCR 可根據 Moh et al. (1989) 之經驗公式予以估計：

$$\text{OCR} = \frac{Z}{Z-3}, Z > 3 \dots\dots\dots (7)$$

其中  $Z$  為土層之深度，單位為  $m$ 。公式(6)與黃立煌及高祥生(1994)所報導中和地區 15 組側壓計不排水剪力強度經驗值一致。本文又將板橋地區及 K1 分區各 4 組之側壓計試驗加以分析，發現三處工址所研判之不排水剪力強度  $S_{u(PMT)}$  有相同之趨勢；由此可見台北盆地松山層黏性土本身之變異性不大，不因區域性之不同而有太大之差異。

Chin et al. (1994)曾根據周詳之試驗室土壤三軸壓縮強度試驗結果，建立得台北盆地松山層黏性土之不排水剪力強度  $S_{u(TC)}$  經驗公式，對三軸壓縮不排水剪力強度而言：

$$S_{u(TC)} = 0.32 \sigma'_v \text{OCR}^{0.82} \dots\dots\dots (8)$$

比較公式(7)及公式(8)可得

$$S_{u(PMT)} = 1.41 S_{u(TC)} \dots\dots\dots (9)$$

公式(9)顯示  $S_{u(PMT)}$  較  $S_{u(TC)}$  高約 1.4 倍，其原因為兩者於試驗時之應變模式不同，其剪力強度自然有所差異。

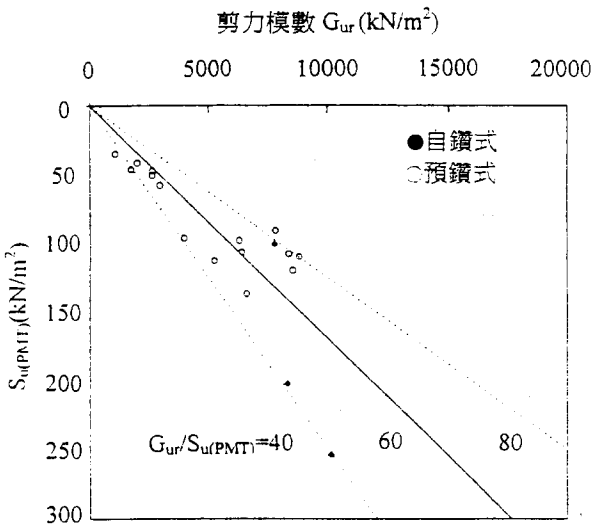
#### 5.4 剪力模數與剪力強度關係

根據南港、板橋地區及中和地區共計 19 處側壓計試驗結果，深度 5 至 35m 間土

層剪力模數與不排水剪力強度之經驗關係，如圖十三，並可以公式(10)表示：

$$G_{ur}=60 S_{u(PMT)} \dots \dots \dots (10)$$

圖十三顯示  $G_{ur}/S_{u(PMT)}$  比值介於 40 至 80 之間。由於  $S_u/G_{ur}$  代表理想彈性/完全塑性材料之降伏應變 (Yield Strain)，側壓計試驗結果顯示黏土層降伏應變介於 1.25 至 2.5%，平均 1.7% 之狹窄範圍內，代表土層之應力/應變特性，不因採用不同型式側壓計而有所差異。此降伏應變範圍與秦中天等 (民國 78 年) 所報導之不排水剪力試驗常化應力/應變曲線約在 1.25 至 2.5% 應變後，呈現塑性之特性相符。



圖十三 側壓計試驗剪力模數  $G_{ur}$  與不排水剪力強度  $S_{u(PMT)}$  關係

Chen (1980) 曾根據台北盆地 T2 分區 3 處工址之側壓計試驗結果，整理得彈性模數  $E_m$  與三軸不壓密不排水剪力強度之關係

$$E_m=180 S_u(TC) \dots \dots \dots (11)$$

彈性模數與剪力模數之關係為：

$$E_m=2(1+\nu) G \dots \dots \dots (12)$$

飽和黏土在不排水狀況時包松比  $\nu$  應為 0.5。Chen(1980)估計  $E_m$  值時  $\nu$  採用 0.33。根據公式(9)，(10)及公式(12)，本文南港、板橋及中和地區三處工址所研判之  $G_{ur}/S_{u(PMT)}$  關係，與 Chen(1980)於 T2 分區試驗研判結果相符。

## 六、結論

根據台北盆地松山層三個地區之側壓計試驗結果，可求得台北盆地松山層黏土層之不排水剪力強度及剪力模數兩項參數，可供大地工程分析及設計應用參考。黏土層之土壤參數並可與深度或垂直應力建立下列之經驗關係：

(1)松山層黏土層剪力模數有隨深度而增加之特性。在體積應變 3 至 24%時，其與現地垂直總應力關係  $G_{ur}/\sigma_v$  平均約為 14。

(2)剪力模數與體積應變有關。根據 19 組試驗結果，在 2.5 至 24%體積應變時， $G_{ur}/\sigma_v$  之經驗關係初步可以公式(5)表示。

(3)松山層黏土層側壓計極限壓力  $P_c$  約為現地垂直總應力  $\sigma_v$  之 2.0 倍。

(4)松山層黏土層不排水剪力強度，有隨深度而增加之特性，其經驗關係可以公式(6)表示。

(5)側壓計試驗所得之黏土層不排水剪力強度  $S_{u(PMT)}$ ，高於試驗室三軸壓密不排水剪力試驗所得之不排水剪力強度  $S_u(TC)$ ，主要原因為兩種試驗之變形模式不同之故。其平均比值  $S_{u(PMT)}/S_u(TC)$  約為 1.4。

(6)松山層黏土層深度 5 至 35m 範圍

內，剪力模數與不排水剪力強度  $G_{ur}/S_u(PMT)$  之比值平均為 60，代表黏土之降伏應變約為 1.7%。

## 誌 謝

本文所引用之資料為亞新工程顧問公司受台北市政府捷運工程局所委託大地工程專業顧問服務工作之一。本文承蒙台北市政府捷運工程局及亞新工程顧問公司惠准發表，及亞新工程顧問公司黃南輝博士提供寶貴意見，許箇森小姐協助打字，使本文順利完成，特此誌謝。

## 參考文獻

傅怡仁，秦中天，王如龍，陳明山 (民國 79 年)，"臺北盆地內礫石層分析之研究"，土木水利，第十六卷，第四期，第 59 ~ 69 頁。

黃立煌、高祥生 (民國 83 年)，"黏性土中高壓噴射灌漿導致地盤破壞機制"，土工技術雜誌，第 47 期，第 107 ~ 120 頁。

秦中天，鄭在仁，劉泉枝 (民國 78 年)，"臺北沉泥之不排水剪力強度與過壓密比之關係"，土木水利，第一卷，第三期，第 245 ~ 250 頁。

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., LEMEE, E. and LE MENHAUTE, A. (1972), "Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils", *Proc. American Society of Civil Engineers. J. Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, Nov., Vol. 98, SM 11, pp.1129 ~ 1142.

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., and SHIELDS, D. H. (1978), *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Book 4 in Trans. Tech. Publications Series on Rock and Soil Mechanics, 1st Edition, 1977.

CHEN, K. C., (1980), *Pressuremeter Test in Taipei Silt Formation*, M. Eng. Thesis, Asian Inst. of Tech., Bangkok.

CHIN, C. T., CROOKS, J. H. A, and MOH, Z. C. (1994), "Geotechnical Properties of the Cohesive Sungshan Deposits, Taipei", *Geotechnical Engineering, Journal of the Southeast Asian Geot. Society*. Vol.25, No.2, pp.77 ~ 103.

GIBSON, R. E. and ANDERSON, W. F. (1961), "In-situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter", *Civil Engineering and Public Works Review*, May 1961.

HUANG, C. T., LIN, Y. K., KAO, T. C. and MOH, Z. C. (1987), "Geotechnical Engineer Mapping of the Taipei City", *Proc. 9th Southeast Asian Geotechnical Conf. Bangkok, Thailand*. Vol. 1, pp.3-109 ~ 3-120.

LADANYI, B. (1972), "In-situ Determination of Undrained Stress-Strain behaviour of Sensitive Clays with the Pressuremeter", *Canadian Geotechnical Journal*. Aug. Vol.9(3), pp.313 ~ 319.

MOH AND ASSOCIATES, INC.(1988a), *Geotechnical Investigation Report Sungshan-Panchiao Line*. Vol. 1-3. Taipei Metropolitan Area Rapid Transit Systems Project.

MOH AND ASSOCIATES, INC.(1988b), *Geotechnical Investigation Report Chungho Line*. Vol. 1-2. Taipei Metropolitan Area Rapid Transit Systems Project.

MOH, Z.C., CHIN, C.T., LIN, C.T. and WOO, S.M.(1989), "Engineering Correlations for Soil Deposits in Taipei" . *Journal of the Chinese Institute of Engineers*. Vol.12.No.3, pp.273 ~ 283.

MOH, Z. C., CHUAY, H. Y. and HWANG, R. H.(1996), "Large Scale Pumping Test and Hydraulic Characteristics of Chingmei Gravel", *12th Southeast Asian Geotechnical Conference*. May, Kuala Lumpur, Malaysia.

PALMER, A. C. (1972), "Undrained Plain-Strain Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay, a Simple Interpretation of the Pressuremeter Test", *Geotechnique. Sept. Vol. 22(3), pp.451 ~ 457.*

SOFRETU-CTCI, J. V. (1990), *Factual Report of Additional Investigation for DL-181, Chungho Line, Taipei Metropolitan Area Rapid Transit Systems Project.*

SINOTECH (1990), *Additional Geotechnical Investigation Report for DL-177, Panchiao Line, Taipei Metropolitan Area Rapid Transit Systems Project.*

WOO, S. M. and MOH, Z. C. (1990), "Geotechnical Characteristics of Soils in the Taipei Basin", *Proceedings of the 10th Southeast Asian Geot. Conf., Taipei. Vol.2, pp.51 ~ 58.*

**本文之討論意見將在據期雜誌中刊出，請您將  
意見於三個月內寄交本刊雜誌編輯委員會。**

85年2月5日 收稿

85年2月29日 修改

85年3月18日 接受